



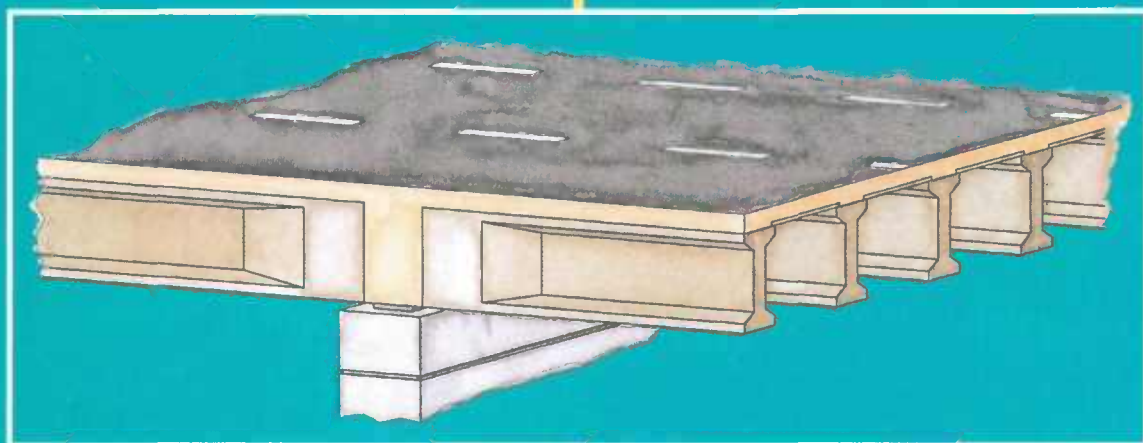
Ministère de
l'Équipement,
des Transports
et du Logement



Service d'Études
techniques
des Routes
et Autoroutes

PROGRAMME PRAD-EL

pour tabliers
à poutres préfabriquées,
précontraintes par adhérence



GUIDE DE CALCUL

Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes

Page laissée blanche intentionnellement

PROGRAMME

PRAD-EL

**pour tabliers
à poutres préfabriquées,
précontraintes par adhérence**



Janvier 2001

Document réalisé et diffusé par le



SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES
Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art
46 avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 BAGNEUX CEDEX - FRANCE
Tél. 01 46 11 31 53 - Fax 01 46 11 33 55 - www.setra.equipement.gouv.fr

Direction

A.-L. Millan

Programme PRAD_EL

J. Hervé

V. Le Khac

Composants logiciels

A.-L. Millan	Paquetage GUYON	Dalles orthotropes
P. Peyrac	Paquetage ST1	Réseaux de poutres
H. Huynh	Paquetage MOD_ST1	Modélisation de tabliers
E. Forterre	Paquetage EFFET_TRANS	Effets enveloppes transversaux
H. Huynh E. Forterre	Paquetage EFFET_LONG	Effets enveloppes longitudinaux
P. Peyrac	Paquetage SEC	Optimisation d'aciers passifs

Participation à la validation du programme

P. Passeman (CERIB)

Y.-M. Jaffré

Coordination & rédaction

V. Le Khac

Conseil & assistance à l'emploi du programme

J. Hervé

Y.-M. Jaffré

Dessin & photo de couverture

M. Boileau (DDE de la Haute-Garonne)

J.-P. Gilcart

Nos remerciements

vont à la SNCF et au CERIB pour leur participation
à la validation du programme.

SOMMAIRE

1- Objet du programme	5
2- Tablier	5
2.1- Poutraison	5
2.2- Constitution	6
3- Phasage	7
4- Base de calculs	9
5- Modalités de prise en compte des actions	9
5.1- Charges permanentes et précontrainte	9
5.2- Charges d'exploitation	11
a) Charges routières	11
b) Charges ferroviaires	12
5.3- Charges de chantier	12
5.4- Gradients thermiques	13
5.5- Tassements d'appuis	13
6- Combinaisons d'actions	15
7- Continuité du tablier sur piles	17
8- Résultats fournis par le programme	19
9- Acquisition des données	21
9.1- Unités	21
9.2- Données - Commentaires	23

ANNEXES

1- Effets longitudinaux de la charge permanente et de la précontrainte	61
2- Effets longitudinaux des charges d'exploitation relevant du fascicule 61, II ...	63
3- Commentaires des résultats fournis par le programme	67
4- Eléments de calcul de tension de précontrainte	83
5- Evolution des déformations en fonctions du temps	89
6- Bibliographie	99

Page laissée blanche intentionnellement

PROGRAMME PRAD-EL

Tabliers à poutres préfabriquées, précontraintes par adhérence.

1- Objet du programme

Le programme PRAD-EL est destiné à la *vérification* des tabliers PRAD, à travée unique ou à plusieurs travées continues.

Cette vérification s'effectue phase par phase dans la poutre la plus sollicitée de chaque *groupe de poutres* et pour chaque combinaison d'actions, un groupe étant un ensemble de poutres de même nature (ou courante ou de rive) et de même ferrailage.

La précontrainte étant introduite en donnée, les calculs justificatifs portent sur :

- Les efforts et sollicitations (flexion longitudinale, tranchant, réaction d'appui).
- Les contraintes normales et tangentés.
- L'optimisation des aciers passifs de flexion longitudinale.
- Les armatures de cisaillement (cadres et étriers, connecteurs).
- Le ferrailage de flexion transversale et longitudinale du hourdis, y compris des hourdis en console.
- Les déformations (flèches et rotations).

2- Tablier

La conception de ce type d'ouvrage a été exposée dans le Guide de conception PRAD du SETRA, publié en septembre 1996 (voir bibliographie, annexe 6, [1]).

Le tablier étudié, objet du programme, réunit les conditions suivantes :

2.1- Poutraison

Le tablier est constitué de poutres entretoisées sur appuis et d'un hourdis pouvant comporter des encorbellements latéraux. Ceux-ci peuvent être de *largeur différente* d'un bord libre à l'autre.

Le nombre de poutres peut être quelconque. Leur géométrie peut être différente d'une travée à l'autre, mais leurs *hauteur* et *espacement* sont supposés *constants* sur tout le pont.

Les poutres centrales sont supposées identiques entre elles, mais peuvent être différentes des poutres de rive, qui sont elles aussi supposées identiques. Cette identité porte aussi bien sur la géométrie que sur la précontrainte.

Par ailleurs, les poutres courantes ou de rive peuvent être *jumelées* sur une ou sur plusieurs travées pour former des *files* de poutres.

Le programme considère alors que toutes les travées comportent le même nombre de files. Comme il a été dit, il est supposé que l'espacement des files de poutres reste constant sur tout le pont. Du fait que la conception courante conduit, pour les *files de rive*, à aligner les poutres de rive et non les axes de file, cette hypothèse cesse d'être valable dans le cas où une file de rive est simple (formée par une poutre) dans une travée, et jumelée (formée par deux poutres) dans une autre. En outre, en raison de la discontinuité longitudinale de la matière qui en résulte, ce cas est à éviter, même si l'incidence sur les calculs reste faible. En conclusion, il est donc souhaitable à tous égards de conserver pour chaque bord libre du tablier une même nature de file (soit simple soit jumelée).

Les entretoises sur piles sont supposées identiques entre elles. Il en est de même pour les entretoises sur culées.

2.2- Constitution

Les poutres sont en béton précontraint (technique de *prétension*). Le hourdis et les entretoises sont en béton armé. Les poutres peuvent être en *béton traditionnel* ou en *béton à hautes performances (BHP)*, avec ou sans incorporation de *fumée de silice*. Par ailleurs, dans leur fabrication, elles peuvent recevoir un *traitement thermique*.

Les poutres peuvent être rectangulaires ou trapézoïdales ou en forme de I. Dans ce dernier cas, elles peuvent comporter des épaissements d'âme (appelés *blochets*) dans les zones d'appui.

Comme il a été dit, les poutres centrales sont supposées comporter la même précontrainte. Il en est de même pour les poutres de rive. Par ailleurs, ces deux précontraintes peuvent être différentes.

Les armatures de précontrainte (torons ou fils) sont rectilignes et peuvent comprendre des *gainages* à leurs extrémités. Bien entendu, la tension dans toute partie gainée d'un toron (ou fil) est nulle. Il en est de même de l'action sur le béton de cette partie de toron.

Ces armatures sont supposées groupées en *familles*. Chaque famille comporte une ou plusieurs armatures. Les armatures d'une même famille possèdent à la fois :

- une même excentricité,
- les mêmes longueurs de gainage, qui peuvent par ailleurs être différentes des deux côtés gauche et droite d'une travée.

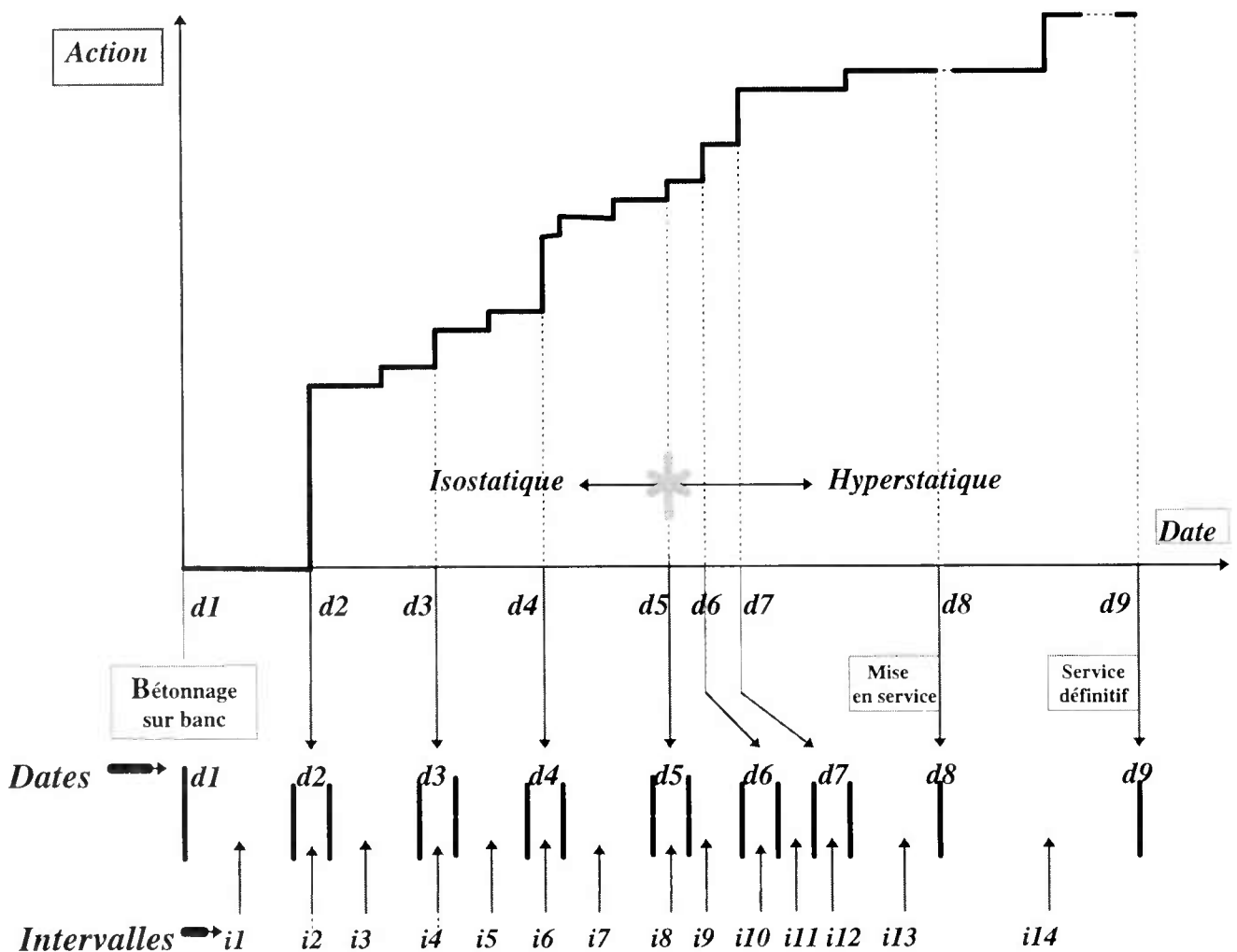
En ce qui concerne le ferrailage, les poutres faisant partie d'un même groupe reçoivent les mêmes aciers longitudinaux, cadres et étriers.

3- Phasage

Pour les poutres faisant partie d'un même tablier, leur mise en tension sur banc est, du moins dans les calculs, supposée réalisée à la même date. Il en est de même pour leur bétonnage sur banc. Ces deux dates peuvent du reste être différentes. Après leur fabrication, les poutres sont stockées puis posées sur des appuis. Ceux-ci peuvent être des appuis définitifs ou des appuis provisoires. Cette phase est suivie :

- du coulage du hourdis et des entretoises, cette opération étant supposée dans les calculs avoir lieu au même moment.
- de la solidarisation des poutres et du hourdis avec, dans le cas de plusieurs travées, solidarisation des poutres entre elles, pour former un tablier monolithique. On suppose dans les calculs que cette opération a lieu à une date unique et qu'elle ne s'accompagne d'aucune action extérieure (brêlage, bridage) tendant à corriger la flèche ou le déplacement longitudinal des poutres.
- de la suppression des appuis provisoires et du transfert du tablier sur ses appuis définitifs,
- de la mise en place des superstructures,
- de la mise en service de l'ouvrage.

L'histogramme des actions peut être schématisé par le dessin suivant.



HISTOGRAMME DES ACTIONS

Dans le cas d'un ouvrage continu, les actions instantanées qui s'appliquent sur la structure au cours du temps sont :

<i>Intervalle de temps</i>	<i>Actions</i>	<i>Schéma statique considéré</i>		<i>Section résistante</i>
<i>0</i>	Mise en tension sur banc			
<i>1</i>	Bétonnage sur banc			
<i>2</i>	Mise en précontrainte (relâchement)	Isostatique	Sous l'action du poids propre + précontrainte, les poutres s'appuient par hypothèse sur leurs <i>extrémités</i>	Poutre seule
<i>4</i>	Pose des poutres	id	Les poutres s'appuient sur les <i>appuis provisoires</i>	id
<i>6</i>	Coulage du hourdis et des entretoises, voir remarque (1)	id	id	id
<i>8</i>	Clavage Le tablier devient monolithique	Hyperstatique	Les poutres, bien qu'étant devenues continues, s'appuient encore sur les <i>appuis provisoires</i>	Poutre + Hourdis
<i>10</i>	Transfert du tablier sur ses appuis définitifs (le cas échéant), voir remarque (2)	id	Les poutres sont sur leurs <i>appuis définitifs</i>	id
<i>12</i>	Pose des superstructures	id	id	id

Remarques :

- (1) : Au cours de l'intervalle 6, les poutres préfabriquées supportent le poids du béton du hourdis ainsi que des coffrages perdus. Quant au béton des entretoises et à leurs coffrages, on peut supposer que leur poids est porté par les appuis définitifs eux-mêmes et que, par conséquent, le tablier ne supporte aucun effort correspondant.
- (2) : A partir de l'intervalle 10, les efforts dus au poids du béton des entretoises est repris par le tablier.
- (3) : Toutes les actions mentionnées dans le tableau ci-dessus étant supposées se produire instantanément, les intervalles de temps correspondants sont supposés de durée nulle dans les calculs.
- (4) : De façon générale, il est supposé dans les calculs (voir annexe 5) que les actions sont appliquées à la structure au milieu des intervalles de temps.

Bien entendu, dans le cas d'un ouvrage à travée unique, la structure demeure toujours isostatique.

Pour les autres actions, notons :

- que le **remblai** provisoire est mis en place seulement dans l'intervalle 11,
- que la **mise en service** s'effectue à la fin l'intervalle 13,
- et que le **service définitif** a lieu à la fin de l'intervalle 14.

4- Bases de calculs

F61,II	Fascicule 61, titre II du Cahier des prescriptions communes (CPC), relatif aux charges d'exploitation sur ponts routes.
BAEL, BPEL (révisés en 1999)	Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé (BA) ou en béton précontraint (BP). La version révisée en 1999 du BAEL et BPEL intègre les Recommandations provisoires (de juin 1997) relatives à l'emploi des bétons à hautes performances d'une part et aux nouvelles modalités de prise en compte de la fissuration d'autre part (voir bibliographie, annexe 6, [11]).

Les phases de construction ainsi que les déformations différées (fluage, retrait et relaxation) et leurs conséquences dans la redistribution des efforts dans le tablier sont prises en compte par méthode scientifique (et non forfaitaire) dans le programme. En particulier, le fluage du béton est supposé linéaire et le principe de la superposition est donc applicable ; la rhéologie est celle du BPEL pour les bétons traditionnels ou du BAEL (version révisée en 1999) pour les bétons à hautes performances (déjà mentionné ci-dessus).

Le programme n'étudie par ailleurs les effets de tassements et de gradients thermiques sur l'ouvrage que dans sa phase finale (pour plus de détail, voir § 5.3).

5- Modalités de prise en compte des actions

Outre les charges permanentes et l'action de la précontrainte, les charges d'exploitation, les charges de chantier, ainsi que l'action des gradients thermiques et des tassements différentiels d'appuis sont prises en compte dans les calculs justificatifs d'ouvrage.

5.1- Charges permanentes et précontrainte

Les charges permanentes sont formées par le poids propre des divers éléments tels que les poutres, le hourdis, les coffrages perdus, les entretoises, les équipements (ou superstructures). Ces actions, tout comme la précontrainte, s'appliquent au tablier à des dates différentes entre lesquelles varient à la fois la géométrie de sa section transversale et son schéma statique longitudinal. Il en résulte des déformations *différentielles* d'une part entre les poutres et le hourdis, et d'autre part entre les abouts en regard des poutres. Ces déformations comprennent des déformations instantanées et des déformations différées, de retrait, de fluage et de relaxation.

Le hourdis coulé en place, lorsqu'il devient résistant, entrave ces déformations *différentielles*. De même, les entretoises de continuité, lorsqu'elles existent, bloquent les déplacements *relatifs* aux abouts des poutres, après la date du clavage de ces dernières. Ces déplacements relatifs sont ceux qui se produiraient dans ces sections, si celles-ci étaient libres de se déformer. Le blocage de ces déformations différentielles et déplacements relatifs (tant instantanés que différés) donne lieu à des auto-contraintes et donc des efforts internes, appelés également de redistribution, dans chaque partie formant la section composite (poutre préfabriquée, hourdis coulé en place, aciers). Ces efforts sont étudiés par le programme.

Il est supposé dans ces calculs :

- que toutes les poutres sont fabriquées en même temps,
- que, de même, elles sont mises en précontrainte à la même date,
- que le clavage a lieu instantanément et simultanément sur tous les appuis et qu'il ne s'accompagne d'aucune action extérieure (brêlage ou bridage par exemple), autre que le blocage des rotations *relatives* de part et d'autre de chaque appui de continuité.

Par ailleurs, conformément aux règles de calcul en vigueur, les charges permanentes (poids propre, poids des superstructures) et la précontrainte interviennent par leur *valeur moyenne*, dans le *calcul des effets différés* et par conséquent dans le calcul de tensions de précontrainte. Ce calcul est exposé en détail dans les annexes 1, 4 et 5.

En revanche, dans les *calculs justificatifs*, elles sont en principe à prendre en compte avec leurs valeurs caractéristiques (fourchette). Or cette façon de faire n'est possible que pour les actions dont les effets sont calculables séparément. Dans le cas du PRAD hyperstatique, seules les actions qui sont appliquées au tablier *après la date du transfert du tablier sur ses appuis définitifs* répondent à cette condition. Il en résulte que parmi les charges permanentes, seules les superstructures, sont effectivement prises en compte dans les calculs justificatifs avec leurs valeurs caractéristiques, alors que le poids propre et la précontrainte sont pris en compte avec leur valeur moyenne.

En ce qui concerne la modélisation de ces actions, elle ne doit pas présenter de problèmes particuliers, tant pour les ponts-route que pour les ponts-rail. Rappelons simplement que pour évaluer les valeurs caractéristiques de ces actions dans le cas des ponts-rail, il est d'usage de séparer les superstructures "fixes" des superstructures "amovibles" : la fourchette est (1 ; 1) pour les premières et (1 ; 1,3) pour les secondes, sauf bien entendu indications contraires du CCTP de l'ouvrage.

5.2- Charges d'exploitation

a) Charges routières

L'admission de ces charges sur un ouvrage étudié est commandée au niveau du calcul par les données figurées sur les lignes A6 (voir tableau des données) :

S'agissant du *règlement de charges* (fascicule 61, titre II) et de la *classe du pont* (1, 2 ou 3), ces données permettent au programme de fixer le cadre d'application des charges d'exploitation dans les calculs justificatifs de l'ouvrage.

Pour la prise en compte des charges d'exploitation dans les calculs, le programme considère de façon générale trois types de charge A, B et C.

Ces types de charges (A, B et C) sont différents les uns des autres, du point de vue de la géométrie et de la masse. Ils sont également différents par leurs coefficients γ de prise en compte dans les combinaisons d'actions ELS et ELU :

- les charges de **type A** sont des charges uniformément réparties, telles que :
 - la charge A(l) notée AL du F61,II,
 - la charge AG généralisée, à définir en donnée.
- les charges de **type B** sont :
 - le camion Bc, le tandem Bt ou la roue Br du F61, II,
 - le camion BG généralisé, à définir en donnée.
- les charges de **type C** sont des convois militaires ou véhicules spéciaux à roues ou à chenilles, tels que :
 - les convois Mc, Me, des classes 80 et 120 du F61, II, ou les convois exceptionnels,
 - les charges EXC1, EXC2 généralisées, à définir en donnée.
- la charge de piétons PSTR, en *masse surfacique*, dont la valeur prise par défaut est :
 - 0,150 t/m², dans le cas du F61, II,

Pour une **passerelle piétonnière**, la charge, qui peut être la charge a(l) du F61,II ou une autre charge semblable, est à modéliser par une charge AG généralisée.

Comme il a été dit, ces types de charges (A, B et C) sont différents les uns des autres, du point de vue de la géométrie et de la masse. Ils sont également différents par leurs coefficients γ de prise en compte dans les combinaisons d'actions ELS et ELU (voir plus loin).

La prise en compte des charges dans les combinaisons est définie par le paragraphe 6.

Par ailleurs, le programme peut cumuler les effets des charges A, B et C. A cet effet, il convient de noter :

- que dans le cadre du F61, II, les effets des charges A, B et C ne se cumulent pas,
- que dans les autres cas, l'option de cumul est à définir en ligne A6.2.

Les effets de la charge sur trottoirs, lorsque celle-ci est admise sur l'ouvrage, sont cumulés par le programme avec ceux des charges A, B et C.

b) Charges ferroviaires

Le programme PRAD-EL est normalement conçu pour l'étude des *ponts-route*. Cependant, il peut, moyennant adaptation, être utilisé pour la vérification des *ponts-rail*.

Dans ce dernier cas, il suffit :

- de déclarer, par la ligne A6.2, la donnée
 - *Règlement charges = SNCF,*
 - (*Ce code entraîne pour le programme le cumul des effets des charges AG (voitures) et BG (locomotive)*).
- ensuite de modéliser les charges d'exploitation ferroviaires par des charges dites généralisées, telles que AG, BG, EXC1 et EXC2.

Par exemple, pour la charge UIC, il est possible de modéliser :

- le poids des voitures (charge répartie) par le système AG généralisé (lignes B1 et B2 des données),
- le poids de la locomotive (charge à essieux) par le système BG généralisé (lignes B3 à B7 des données).

Les systèmes AG et BG sont déjà définis précédemment.

Quant à la charge permanente apportée par le ballast, les rails ainsi que les traverses, elle est à déclarer dans les superstructures, au même titre que les dispositifs de retenue, les corniches, étanchéité, etc. A ce propos, signalons que les superstructures 'amovibles' peuvent ne pas admettre la même fourchette que celle des superstructures 'fixes'. Il convient donc d'en tenir compte dans l'évaluation de leurs valeurs caractéristiques.

- puis de préciser, le cas échéant, le mode de circulation, par les données *mode_circulation* et *espacement* (ligne B4 des données) afférentes au système BG.
- enfin de caractériser le comportement de la structure, en ce qui concerne le degré de continuité du tablier sur ses appuis (ligne A 64 des données), dans le cas d'ouvrages à 2 ou à plusieurs travées continues.

5.3- Charges de chantier

Ces charges sont composées par un engin de chantier et éventuellement par le poids d'un remblai mis en place sur le tablier pendant la période de construction. Leur application est supposée comprise entre la date du transfert du tablier sur ses appuis définitifs et celle de la mise en place des superstructures. En conséquence, les effets de ces charges de chantier ne s'ajoutent pas à ceux provenant d'autres charges (telles que les superstructures, les charges d'exploitation, ...), qui sont appliquées au tablier hors cette période

Les caractéristiques de ces charges, ainsi que les conditions de leur circulation ou de leur mise en place peuvent être arbitraires. Elles sont à définir en donnée du programme.

Leur prise en compte dans les combinaisons est définie par le paragraphe 6.

5.4- Gradients thermiques

Le gradient thermique est un phénomène résultant d'une inégalité de la température des deux faces supérieure et inférieure du tablier. Cette inégalité est la conjonction de deux élévations de température différentes de par leur vitesse : l'une est à variation lente et l'autre plus rapide.

Le gradient thermique peut être de signe quelconque. Le signe conventionnel admis par le programme est positif si la face supérieure du tablier est plus chaude que sa face inférieure, négatif dans le cas contraire.

Les règles de calcul habituelles (BAEL, BPEL) considèrent, par souci de simplification, les effets d'un gradient thermique "de calcul" rapidement variable dans la structure et dont la distribution de la température est par ailleurs supposée linéaire sur la hauteur de la section du tablier. En particulier, le calcul des efforts s'effectue avec le module de déformation instantané du béton.

De façon détaillée, le programme considère pour cela la rigidité EI_i *instantané* d'une section composite de tablier, avec $EI_i = \sum E_k I_k$, où :

- l'indice k se rapporte à la partie k (bétons et aciers) constitutive de la section composite,
- E_k = module d'élasticité du matériau formant la partie k (pour les bétons, il s'agit de leur module de déformation *instantané*),
- I_k = inertie de la partie k, rapportée au centre de gravité du tablier.

Du fait que le gradient thermique n'engendre aucun effort dans un tablier isostatique, le programme l'étudie seulement dans les tabliers à plusieurs travées et dans leur phase hyperstatique (après clavage).

La prise en compte des effets de gradient thermique dans les combinaisons est par ailleurs détaillée dans le paragraphe 6.

5.5- Tassements d'appuis

Les tassements sont définis dans le programme par les données TP_j , pour les *tassements dits probables*, et ΔTP_j , pour les *tassements dits aléatoires*, l'indice j se rapportant à l'appui j.

Du fait que les tassements n'engendrent aucun effort dans un tablier isostatique, le programme les étudie seulement dans les tabliers à plusieurs travées et dans leur phase hyperstatique (après clavage). Les tassements considérés, fournis par les études géotechniques de l'ouvrage étudié, correspondent donc aux variations de tassements, évaluées dans la période comprise entre la date de clavage et le temps infini. Les tassements instantanés, s'ils existent, ont déjà eu lieu avant cette période, de sorte que les variations considérées sont des variations lentes et à long terme.

De ce fait, le programme évalue les effets des tassements, en considérant la rigidité EI_v *différée* d'une section composite de tablier, par $EI_v = \sum E_k I_k$, où :

- l'indice k se rapporte à la partie k (bétons et aciers) constitutive de la section composite,
- E_k = module d'élasticité du matériau formant la partie k (pour les bétons, il s'agit de leur module de déformation *différé*),

- I_k = inertie de la partie k, rapportée au centre de gravité du tablier.

A titre indicatif, le programme évalue les effets des tassements dans une section donnée du tablier, en considérant :

- deux situations pour les tassements probables : soit l'ensemble des tassements probables TP_j introduits en donnée (situation où tous les appuis tassent), soit la valeur nulle sous tous appuis (situation de l'ouvrage avant tout tassement),
- en sus de l'une ou de l'autre situation précédente, le tassement aléatoire de deux appuis (*au plus*), soit par exemple m et n , avec $\pm\Delta TP_m$ et $\pm\Delta TP_n$ correspondants, de façon à produire l'effet total (probable + aléatoire) le plus défavorable possible pour la section étudiée.

Par ailleurs, le programme ne tient pas compte de l'action des tassements dans l'évaluation des pertes de précontrainte, bien qu'il s'agisse là d'une action de longue durée d'application.

Quant à la prise en compte des effets de tassements dans les combinaisons, elle est définie dans le paragraphe 6.

6- Combinaisons d'actions

Comme il a été dit, les calculs justificatifs s'effectuent phase par phase dans la poutre la plus sollicitée de chaque *groupe de poutres* et pour chaque combinaison d'actions, un groupe étant un ensemble de poutres de même nature (ou courante ou de rive) et de même ferrailage.

Dans la détermination des combinaisons d'actions, les charges ou actions interviennent avec leurs **coefficients** γ de prise en compte. La valeur de ces coefficients varie non seulement avec le type de charge (charge permanente, précontrainte, charges d'exploitation de type A, B, C et de piétons, gradients thermiques, tassements d'appuis), mais également avec la combinaison étudiée.

D'une façon générale, la sollicitation S résultante d'une combinaison linéaire d'actions appliquées à une section donnée est exprimée par :

$$S = S(\gamma_{G_{\max}} \cdot G + \gamma_{G_{\min}} \cdot G + \gamma_P \cdot P + \gamma_B \cdot EC + \gamma_G \cdot RE + \gamma_Q \cdot Q + \gamma_{TR} \cdot TR + \gamma_{GR} \cdot GR + \gamma_T \cdot T)$$

Les actions considérées sont :

- G , la charge permanente, composée de G_0 , le poids propre de la structure, et G_s , le poids des superstructures,
- P , l'action de la précontrainte,
- EC , la charge apportée par l'engin de chantier, effet dynamique compris,
- RE , la charge du remblai mis en place provisoirement sur le tablier, pour la circulation de l'engin,
- Q , les charges d'exploitation de type A, B ou C, effet dynamique compris (voir également la remarque (a) plus loin),
- TR , la charge de piétons,
- GR , l'action des gradients thermiques,
- T , l'action des tassements différentiels d'appuis,

Dans le cas particulier d'une application des règles BPEL, les *combinaisons d'actions* ainsi que les *valeurs de γ correspondantes* sont précisées par le tableau suivant, dans lequel :

- Ψ_{ROUTE} prend la valeur

- $1,2 \times 0,6 = 0,72$ pour les ponts de première classe,
- $1,2 \times 0,4 = 0,48$ pour les ponts de seconde classe,
- $1,2 \times 0,2 = 0,24$ pour les ponts de troisième classe.

(où "classe" s'entend la classe de charges, à ne pas confondre avec la classe BP, et où 1,2 est le rapport de la valeur caractéristique à la valeur nominale des charges).

- le signe * indique que dans la combinaison considérée, l'action n'existe pas et n'est donc pas prise en compte.

		Situation de construction		Situation d'exploitation					
		ELS	ELU	ELS quasi - perm.	ELS fréquente		ELS rare		ELU
					①	②	①	②	
<i>G₀ (poids propre)</i>		1	1 ; 1,35	1	1	1	1	1	1 ; 1,35
<i>G_S (superstructures)</i>		*	*	1	1	1	1	1	1 ; 1,35
<i>P (précontrainte)</i>		1	1	1	1	1	1	1	1
<i>Q</i>	<i>Système A</i>	*	*	*	Ψ_{ROUTE}	0	1,2	0	1,6
	<i>Système B</i>	*	*	*	Ψ_{ROUTE}	0	1,2	0	1,6
	<i>Système C</i>	*	*	*	*	*	1	0	1,35
<i>TR (piétons)</i>		*	*	*	0,6	0	1	0	1,6
<i>EC (engin chantier)</i>		1,2	1,6	*	*	*	*	*	*
<i>RE (remblai)</i>		1	1,35	*	*	*	*	*	*
<i>GR (gradient)</i>		0 ; 0,5	0	0	0	0 ; 0,5	0 ; 0,5	0 ; 1	0
<i>T (tassements)</i>		0 ; 1	0	0 ; 1	0 ; 1	0 ; 1	0 ; 1	0 ; 1	0

BPEL : Valeur des coefficients gamma dans le cas de ponts-route

Pour les tabliers de ponts-rail, le programme prend en compte une combinaison **ELS** de **fatigue** dans les calculs justificatifs (efforts, contraintes normales, armatures passives).

Les coefficients gamma associés ont pour valeur standard :

	<i>G₀</i>	<i>G_S</i>	<i>P</i>	<i>Q</i>	<i>TR</i>	<i>EC</i>	<i>RE</i>	<i>GR</i>	<i>T</i>
<i>ELS FATIGUE</i>	1	1 (cf. rappel)	1	Ψ_{RAIL}	*	*	*	0 ; 0,5	0 ; 1

La valeur courante du coefficient Ψ_{RAIL} est 0,87.

Rappel : La fourchette (1 ; 1,3) applicable au poids des superstructures 'amovibles' des ponts-rail est à prendre en compte directement dans l'évaluation des valeurs caractéristiques du poids des superstructures dites *générales* dans les données du programme.

Par ailleurs, les contraintes et déformations admissibles varient d'une combinaison à l'autre, ce qui implique l'étude systématique de toutes les combinaisons.

Le calcul des sollicitations s'effectue sans difficulté majeure, en raison de la proportionnalité entre actions et sollicitations dans les structures de ponts courants.

Il convient cependant de faire les remarques suivantes :

a) En ce qui concerne les charges d'exploitation, notées Q , du *fascicule 61, II* :

Q = enveloppe de $\{C, B, A\}$;

D'où :

$$\begin{aligned} S(\gamma_Q Q) &= S [\text{enveloppe de } \{\gamma_C \cdot C, \gamma_B \cdot B, \gamma_A \cdot A\}] \\ &= \text{enveloppe de } \{\gamma_C \cdot S(C), \gamma_B \cdot S(B), \gamma_A \cdot S(A)\}. \end{aligned}$$

Rappelons que lorsque le Règlement de charges est celui de la SNCF, le programme cumule les effets des charges A et de B . Tel est par exemple le choix proposé pour l'utilisation du programme PRAD-EL pour la vérification des *ponts-rail* (voir § 5.2).

b) Comme le gradient thermique, les tassements différentiels d'appuis sont des déformations imposées dont les effets s'estompent après l'apparition de fissurations. De ce fait, ils ne sont pas pris en compte par le programme dans la combinaison ELU de résistance. En revanche, ils sont bien pris en compte dans les combinaisons ELS.

c) Pour certaines actions, comme par exemple la charge permanente G (tant pour G_0 que pour G_S), il est prévu deux valeurs de γ , le programme en tient compte alors de la façon suivante

$$\begin{aligned} \max S(\gamma_G G) &= \max \{ \gamma_{G_{\max}} \cdot S(G), \gamma_{G_{\min}} \cdot S(G) \} \\ &= \gamma_{G_{\max}} \cdot S(G) \text{ si } S(G) \geq 0 \\ &= \gamma_{G_{\min}} \cdot S(G) \text{ si } S(G) < 0 \end{aligned}$$

Le programme procède de manière analogue pour la valeur min.

7- Continuité du tablier sur piles

Dans certains cas particuliers cités ci-après, les tabliers PRAD hyperstatiques ne présentent pas une continuité parfaite dans les sections sur piles. Il en résulte une diminution en valeur absolue des moments longitudinaux de continuité qui, corrélativement, s'accompagne d'un accroissement des moments en travée. Elle a été mise en évidence par les essais effectués sur les poutres PRAD, en particulier par la SNCF et le CERIB (voir bibliographie, annexe 6, [4]). Des études et essais antérieurs ont par ailleurs montré que cette diminution est d'autant plus forte que les charges concentrées sont importantes et que les poutres sont peu élancées.

Il semble que les ponts PRAD routiers soient peu sensibles à ce phénomène, compte tenu de l'expérience acquise sur les ouvrages déjà construits. Cette expérience est par ailleurs confirmée par les conclusions des essais réalisés en France par le CEBTP (voir bibliographie, annexe 6, [5]). En revanche, pour les tabliers PRAD d'élancement nettement plus faible, cette réduction devient non négligeable et peut atteindre dix à vingt pour-cent (voir bibliographie, annexe 6, [6], [7]).

Le programme PRAD-EL peut prendre en compte cette éventualité, au moyen des données permettant de quantifier la réduction des moments longitudinaux de continuité, et par conséquent des efforts tranchants. Compte tenu de la complexité du phénomène, nous avons supposé, par souci de simplification dans le programme, que cette modification des efforts, si elle existe, ne concerne que les actions intervenant sur l'ouvrage dans sa phase hyperstatique. Ces actions sont donc le poids des superstructures, l'engin de chantier + remblai provisoire

concomitant et les charges d'exploitation (A, B, C, charges de piétons). En revanche, les effets différés du poids propre et de la précontrainte sur l'ouvrage hyperstatique sont évalués en supposant le tablier parfaitement continu. Il en est de même pour les déformations imposées (gradient thermique et tassements différentiels d'appuis), dont les effets ne sont pas déterminants dans l'hypothèse d'une continuité partielle.

Par ailleurs, pour la détermination des sollicitations longitudinales enveloppes du tablier, il est possible de demander :

- la seule option de continuité *parfaite*,
- la seule option de continuité *partielle* qui est définie par les coefficients réducteurs introduits en donnée,
- l'option de calcul en *fourchette* : le programme considère alors deux états, l'un correspond aux coefficients réducteurs introduits en donnée pour l'ensemble des appuis intermédiaires, et l'autre, à l'hypothèse d'une parfaite continuité du tablier sur tous les appuis intermédiaires, pour retenir enfin les effets les plus défavorables résultants de ces deux états.

A titre indicatif, le principe du calcul des efforts est le suivant.

Sous une action quelconque, le moment M_x dans une section d'abscisse x du tablier, avant toute perte de continuité, est calculable par :

$$M_x = \mu x + Mg.(1-x/l) + Md.(x/l)$$

Où :

μx = moment isostatique dans la section x ,

Mg = moment de continuité sur l'appui de gauche de la travée contenant la section x ,

Md = moment de continuité sur l'appui de droite de la même travée,

l = longueur de la même travée.

La variation ΔM_x due à la perte de continuité est obtenue par :

$$\Delta M_x = \Delta \mu x + \Delta Mg.(1-x/l) + \Delta Md.(x/l)$$

Or :

$\Delta \mu x = 0$ (car aucune perte de continuité n'affecte la travée isostatique contenant la section x)

$$\Delta Mg = -(1-R_g).Mg$$

$$\Delta Md = -(1-R_d).Md$$

Où R_g (resp. R_d) est le coefficient de réduction de continuité sur l'appui de gauche (resp. de droite) de la travée contenant la section x (par convention, $R_i = 1$ équivaut à une continuité parfaite du tablier sur l'appui i).

Il en résulte le moment réduit $\underline{M_x}$, après perte :

$$\underline{M_x} = M_x + \Delta M_x$$

L'effort tranchant réduit $\underline{T_x}$ est obtenu par dérivation de cette dernière relation par rapport à x :

$$\frac{\partial}{\partial x} (\underline{M_x}) = \frac{\partial}{\partial x} (M_x) + \frac{\partial}{\partial x} (\Delta M_x)$$

D'où :

$$\underline{T_x} = T_x + (\Delta Md - \Delta Mg)/l$$

Ces relations permettent également d'obtenir les lignes d'influence de moment et d'effort tranchant dans une section d'abscisse x .

8- Résultats fournis par le programme

La note de calcul reproduit, outre le rappel des données, les résultats suivants :

- Caractéristiques mécaniques
- Majoration dynamique
- Coefficients de répartition transversale : ces coefficients résultent à la fois de l'effet de dalle et, pour les charges d'exploitation, de leur dégressivité transversale.
- Effets longitudinaux dus à la **charge permanente et à la précontrainte**

La charge permanente comprend, selon les intervalles de temps considérés, le poids des poutres préfabriquées, celui du hourdis et de ses coffrages perdus ainsi que celui des superstructures.

Ce sont la tension dans les torons et les autres

La charge permanente et la précontrainte engendrent des effets longitudinaux dans la structure (moment, tranchant, réaction, flèche et rotation).

Ces effets, ainsi que la tension dans les torons, sont déterminés par la méthode incrémentale qui tient compte de la redistribution par fluage, retrait et relaxation. Seule leur valeur moyenne est calculable par cette méthode.

Ces effets sont reproduits à la fin de toutes les étapes, sauf :

*Les réactions sur **appuis provisoires** qui sont reproduites à la fin des étapes antérieures au transfert du tablier sur ses appuis définitifs.*

*Les réactions sur **appuis définitifs** qui sont reproduites à la fin des étapes postérieures au transfert du tablier sur ses appuis définitifs.*

- Effets longitudinaux dus aux actions autres que le poids propre et la précontrainte

Ces actions proviennent de :

Superstructures - Gradient thermique - Tassement - Engin + Remblai - Trottoir - A - B - C.

*Contrairement au poids propre et à la précontrainte, ces actions n'interviennent qu'en phase hyperstatique et qu'après le transfert du tablier sur ses appuis définitifs. Par conséquent, leurs effets **ne changent pas avec le temps** et peuvent être obtenus indépendamment du calcul incrémental. Rappelons que le poids des superstructures constitue une action de longue durée, et que de ce fait il est pris en compte dans ce calcul.*

*Ces effets sont fournis avec leurs valeurs maximale et minimale. Celles-ci tiennent compte de la fourchette de **valeurs caractéristiques** des actions d'une part et de la **réduction éventuelle de la continuité** du tablier sur piles d'autre part.*

- Contraintes normales de béton en section supposée non fissurée

Ces contraintes, indépendantes des sections d'armatures passives mises en place, sont évaluées dans chaque point d'étude, pour la file la plus sollicitée de chaque <<groupe de poutres>> et pour chaque combinaison d'actions.

Un groupe de poutres est un ensemble de poutres de même nature (ou de rive ou courante) et de même ferrailage.

Ces contraintes sont évaluées sur les quatre fibres de chaque point d'étude, à savoir les faces inférieure et supérieure de la poutre préfabriquée ainsi que celles du hourdis.

Pour les effets résultants de la charge permanente et de la précontrainte, les contraintes correspondantes sont présentées à la fin de chaque intervalle de temps. A titre indicatif, ces contraintes sont obtenues par sommation des variations de contraintes qui se sont produites au cours de l'intervalle considéré ainsi que des intervalles antérieurs.

- Contrôle du dépassement de contraintes normales du béton

Il s'agit du contrôle du non dépassement des contraintes limites fixées par le BPEL (option standard) ou par l'utilisateur en données, et ce pour chaque combinaison d'actions, en tout point du tablier n'appartenant pas aux zones d'entretoises et de régularisation de précontrainte.

Notons que dans ces zones relevant du calcul de béton armé pour lequel le béton tendu est négligé, les contraintes de traction du béton ne font l'objet d'aucune limitation. Par ailleurs, leur évaluation systématique en tout point est cependant nécessaire pour le calcul des armatures passives longitudinales (voir ci-après).

- Armatures longitudinales

Ce sont des armatures de la poutre préfabriquée et du hourdis, placées sur leurs faces inférieure et supérieure.

Ces armatures reprennent les contraintes normales en toutes sections et assurent en outre l'ancrage de l'effort tranchant développé dans les sections d'about de poutres préfabriquées.

Ces aciers sont évalués pour chaque section, dans la file la plus sollicitée de chaque groupe de poutres.

- Cadres, étriers et aciers de connexion entre la poutre et le hourdis

Là encore, ces aciers sont évalués pour chaque section, dans la file la plus sollicitée de chaque groupe de poutres.

- Moments transversaux et armatures du hourdis

Le programme étudie également la flexion transversale (efforts et armatures) du hourdis coulé en place.

Les facettes étudiées sont choisies dans le but de bien cerner les moments transversaux enveloppes ainsi que les aciers qui en résultent.

La présentation des résultats fournis par le programme est commentée en annexe 3.

9- Acquisition des données

9.1- Unités

Sauf indications contraires, portées sur les données, les unités utilisées sont les suivantes :

- *le mètre (m) pour les longueurs,*
- *la tonne métrique (t) pour les masses,*
- *le méganewton (MN) pour les forces,*
- *le mégapascal (MPa) pour les contraintes.*

9.2- Données

Les données assorties de leurs commentaires sont présentées dans les pages suivantes.

D'une façon globale, le tableau A est à remplir dans tous les cas. Cependant, dans les cas simples (poutres rectangulaires ou trapézoïdales, absence de blochets, identité de géométrie ou de précontrainte entre les poutres courantes et celles de rive), certaines données qui s'y rattachent peuvent simplement ne pas être remplies.

Le tableau B est à remplir seulement dans le cas d'admission sur l'ouvrage des charges (dites généralisées) autres que celles du F61, II.

Le tableau C est à remplir seulement dans le cas d'une application des règles de calcul autres que BAEL et BPEL, en ce qui concerne les coefficients γ de prise en compte des charges, les limites de contraintes ou de déformations, ou d'autres caractéristiques particulières.

Recommandation

Il y a lieu d'affecter une valeur appropriée à toutes les données.

En raison du choix du format libre de lecture, il convient en effet de ne pas laisser de blancs, sauf indications contraires. Certaines données sont codées d'avance par le signe = . Chacune d'elles correspond en ce cas à une valeur prise par défaut par le programme, du reste explicitée dans les commentaires.

Page laissée blanche intentionnellement

COMMENTAIRES DES DONNEES

Page laissée blanche intentionnellement

A — DONNEES GENERALES

Rappel : Toutes les lignes A sont à remplir.

LIGNE A1

Cette ligne, destinée à la gestion du calcul, est saisie par les soins du SETRA.

LIGNES A2A et A2B *Titre de l'ouvrage*

Inscrire le titre de l'ouvrage (département, commune, n° OA, voie portée, voie franchie).

LIGNE A2C *Titre condensé pour intitulé de la note de calculs*

Inscrire le titre condensé à faire paraître en tête de chaque page de la note de calculs automatique.

LIGNE A3 *Caractéristiques générales de l'ouvrage*

Biais Angle aigu, exprimé en grades, formé par l'axe longitudinal du tablier et la direction des lignes d'appui. Pour un ouvrage droit, cet angle vaut 100 grades.

Les lignes d'appuis ont supposées parallèles entre elles. Dans le cas de biais variable, prendre la valeur moyenne des angles de biais des lignes d'appui.

About Distance entre l'axe d'une culée et la face d'about du tablier la plus voisine. Cette distance est mesurée parallèlement à l'axe longitudinal du tablier.

Portée des travées 1 à 6 Longueur biaise des travées, mesurée entre axes d'appui, en se déplaçant de la gauche vers la droite. Pour le programme, le côté gauche est conventionnellement du côté de la travée 1.

Nota :

Lorsqu'on déclare en donnée 2 ou plusieurs travées, le programme les considère, du moins dans les calculs justificatifs, comme des travées hyperstatiques.

Dans le cas contraire, lorsque le tablier est composé d'une succession de travées indépendantes, chacune d'elles doit faire l'objet d'un calcul PRAD de travée unique séparé.

LIGNE A4*Profil en travers*

<i>Nvoie</i>	<i>Nombre maximum de voies qu'il est possible de disposer sur le tablier.</i>
<i>Largvoie</i>	<i>Largeur d'une voie.</i>
<i>Trottoir de gauche</i>	<i>Largeur du trottoir de gauche.</i>
<i>Bande dérasée de gauche</i>	<i>Largeur de la bande dérasée non chargée de gauche.</i>
<i>Largeur chargeable</i>	<i>Largeur de la chaussée chargeable.</i>
	<i>Si l'on utilise le F61,II, elle est égale à la largeur roulable moins la largeur des bandes dérasées. La largeur roulable est la largeur comprise entre les nus intérieurs des dispositifs de retenue, ou des bordures de trottoirs.</i>
<i>Bande dérasée de droite</i>	<i>Largeur de la bande dérasée non chargée de droite.</i>
<i>Trottoir de droite</i>	<i>Largeur du trottoir de droite.</i>
<i>Décalage</i> (voir dessin)	<i>Distance qui sépare le bord gauche du tablier (structure porteuse) du bord gauche du profil en travers. Cette donnée permet au programme de caler le profil en travers par rapport au tablier.</i>



LIGNE A5**Charges*****Superstructures générales***

Elles sont exprimées en tonnes par mètre longitudinal.

Elles sont supposées uniformément réparties sur toute la largeur du tablier.

Q_{sup.} Max.

Valeur destinée à évaluer l'action caractéristique maximale.

Q_{sup.} Min

Valeur destinée à évaluer l'action caractéristique minimale.

Superstructures de gauche

Ces charges concentrées s'ajoutent aux superstructures générales. Elles sont exprimées en tonnes par mètre longitudinal.

Leur répartition entre les différentes poutres est effectuée par le programme.

Masse par mètre longitudinal

Masse par mètre longitudinal des superstructures à considérer dans la justification des encorbellements de gauche.

Excentrement

Excentricité de cette masse par rapport au bord gauche du hourdis. Par convention, elle est positive si le point d'application de la masse est à l'intérieur du tablier, et négative dans le cas contraire.

Superstructures de droite

Ces charges concentrées s'ajoutent aux superstructures générales. Elles sont exprimées en tonnes par mètre longitudinal.

Leur répartition entre les différentes poutres est effectuée par le programme.

Masse par mètre longitudinal

Masse par mètre longitudinal des superstructures à considérer dans la justification des encorbellements de droite.

Excentrement

Excentricité de cette masse par rapport au bord droit du hourdis. Par convention, elle est positive si le point d'application de la masse est à l'intérieur du tablier, et négative dans le cas contraire.

LIGNES A6*Charges d'exploitation*

Les charges d'exploitation sont définies par deux lignes :

A6-1 (pour les charges relevant du F61, II) ;

A6-2 (pour les autres charges, dites "généralisées").

Rappel :

Le règlement de charges et la classe du pont, ainsi que les données explicitées ci-après, permettent au programme de déterminer les charges à prendre en compte dans les calculs, et cela dans chaque type A, B et C. Ces types de charges diffèrent les uns des autres, non seulement par leur géométrie et leur masse, mais aussi par leurs coefficients γ de prise en compte dans les combinaisons d'actions à l'ELS et à l'ELU (voir plus loin).

Par convention :

- *les charges de **type A** sont des charges uniformément réparties, telles que les charges A(l) du F61, II.*
- *les charges de **type B** sont :*
 - *le camion Bc, le tandem Bt ou la roue Br du F61, II,*
- *les charges de **type C** sont des véhicules militaires ou spéciaux à roues ou à chenilles, tels que :*
 - *les convois Mc, Me ou les convois exceptionnels du F61, II,*
- *les charges de **piétons**, comme par exemple dans le cadre du F61, II :*
 - *la charge sur passerelles pour piétons (pour études générales) définie par la loi a(l),*
 - *la charge sur trottoirs, de densité égale à 0.150 t/m² (pour des études générales) ou 0.450 t/m² (pour des études locales).*

Par ailleurs, rappelons que le programme peut cumuler les effets des charges A, B et C. Notons à cet effet :

- *que dans le cadre du F61, II, les effets des charges A, B et C ne se cumulent pas,*
- *que dans les autres cas, l'option de cumul est à définir en ligne A6.2.*

Enfin, les effets de la charge sur trottoirs, lorsque celle-ci est admise sur l'ouvrage, sont cumulés par le programme avec ceux des charges A, B et C.

LIGNE A6-1 : Charges relevant du fascicule F61, II

Rappel : Pas de cumul des effets de A, B et C.

Règl. de charges

Porter la mention F61, dans la ligne A6-1, si le fascicule 61, titre II est appliqué et remplir alors les données suivantes.

Porter NON, dans le cas contraire.

Classe pont

Porter 1, 2 ou 3, selon que le pont est de la classe de charges 1, 2 ou 3.

<i>A(l)</i>	<p>Porter la mention <i>AL</i>, s'il s'agit de la charge <i>A(l)</i> du F61, II.</p> <p>Porter <i>NON</i>, s'il n'y a pas de charge <i>A(l)</i>.</p>
<i>BC</i>	<p>Porter la mention <i>BC</i>, s'il s'agit de la charge <i>Bc</i> du F61, II.</p> <p>Porter <i>NON</i>, s'il n'y a pas de charge <i>BC</i>.</p>
<i>BT</i>	<p>Porter la mention <i>BT</i>, s'il s'agit du tandem <i>Bt</i> du F61, II.</p> <p>Porter <i>NON</i>, s'il n'y a pas de charge <i>Bt</i>.</p>
<i>BR</i>	<p>Porter la mention <i>BR</i>, s'il s'agit de la roue <i>Br</i> du F61, II.</p> <p>Cette charge peut être déterminante dans l'étude de la flexion transversale.</p> <p>Porter <i>NON</i>, s'il n'y a pas de charge <i>Br</i>.</p>
<i>MC</i>	<p>Porter la mention :</p> <ul style="list-style-type: none"> • <i>MC120</i>, s'il s'agit du convoi <i>Mc120</i> du F61, II. • <i>MC80</i>, s'il s'agit du convoi <i>Mc80</i> du F61, II. <p>Porter <i>NON</i>, s'il n'y a pas de charge <i>Mc</i>.</p>
<i>ME</i>	<p>Porter la mention :</p> <ul style="list-style-type: none"> • <i>ME120</i>, s'il s'agit du convoi <i>Me120</i> du F61, II. • <i>ME80</i>, s'il s'agit du convoi <i>Me80</i> du F61, II. <p>Porter <i>NON</i>, s'il n'y a pas de charge <i>Me</i>.</p>
<i>Charge de piétons :</i>	<p><i>Pour mémoire : La charge de piétons (seulement sur trottoirs) est prise par défaut égale à $0,150 \text{ t/m}^2$ pour un calcul selon F61,II.</i></p> <p><i>En outre, ses effets se cumulent avec ceux de A, B et C.</i></p>
<i>Gradient thermique</i>	<p><i>Pour mémoire : Dans le cas d'un calcul selon le F61, II, le gradient thermique pris par défaut est égal à $+12 \text{ }^\circ\text{C}$ (+, car la face supérieure est supposée plus chaude que la face inférieure).</i></p>

LIGNE A6.2 : Charges d'exploitation "généralisées"

<i>Règl. de charges</i>	<p><i>Cette donnée reçoit l'une (et une seule) des trois mentions suivantes : SNCF, GENE ou NON.</i></p> <p><i>Porter :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • <i>NON, s'il n'y a aucune charge généralisée à envisager.</i> • <i>SNCF dans le cas d'un pont-rail, (voir à ce propos les indications présentées dans §5.2.b du texte).</i> • <i>GENE, dans le cas d'introduction d'autres charges généralisées.</i> <p><i>Dans ces deux derniers cas, remplir les données suivantes.</i></p> <p><i>Par convention, lorsque les charges définies par A6.2 sont admises en même temps que d'autres charges issues de A6.1, le règlement appliqué sera par défaut celui défini par A6.1.</i></p>
<i>Classe pont</i>	<p><i>Porter 1, 2 ou 3, selon que le pont est de la classe de charges 1, 2 ou 3.</i></p> <p><i>Là encore, lorsque les charges définies par A6.2 sont admises en même temps que d'autres charges issues de A6.1, la Classe_pont sera par défaut celle déjà définie par A6.1.</i></p>
<i>AG</i>	<p><i>Porter la mention AG, s'il s'agit d'une charge A généralisée.</i></p> <p><i>Définir ses caractéristiques par les lignes B1 et B2, avec le code obligatoire AG.</i></p> <p><i>Porter NON, s'il n'y a pas de charge AG.</i></p>
<i>BG</i>	<p><i>Porter la mention BG, s'il s'agit d'une charge B généralisée.</i></p> <p><i>Définir ses caractéristiques par un ensemble de cinq lignes entre B3 et B17, avec le code obligatoire BG.</i></p> <p><i>Porter NON, s'il n'y a pas de charge BG.</i></p>
<i>EXC1</i>	<p><i>Porter la mention EXC1, s'il s'agit d'une charge C généralisée.</i></p> <p><i>Définir ses caractéristiques par un ensemble de cinq lignes entre B3 et B17, avec le code obligatoire EXC1.</i></p> <p><i>Porter NON, s'il n'y a pas de charge EXC1.</i></p>
<i>EXC2</i>	<p><i>Porter la mention EXC2, s'il s'agit d'une seconde charge C généralisée.</i></p> <p><i>Définir ses caractéristiques par un ensemble de cinq lignes entre B3 et B17, avec le code obligatoire EXC2.</i></p> <p><i>Porter NON, s'il n'y a pas de charge EXC2.</i></p>

Charge de piétons :**PSTR**

Porter la valeur de la charge de piétons sur trottoirs, exprimée en tonnes par mètre carré.

Rappel :

Les effets de cette charge, lorsqu'elle est admise sur l'ouvrage, se cumulent avec ceux des charges A, B et C.

Cumul_Charges

(cumul des effets de A, B et C)

Porter :

- NON, si aucun cumul envisagé des effets de A, B et C.
- AB, si cumul des effets de A et B.
- ABC, si cumul des effets de A, B et C.
- AC, si cumul des effets de A et C.
- BC, si cumul des effets de B et C.

Gradients thermiques

Gradient positif

Porter la valeur en degrés Celsius du gradient thermique positif (la face supérieure est supposée plus chaude que la face inférieure).

Gradient négatif

Porter la valeur en degrés Celsius du gradient thermique négatif (la face inférieure est supposée plus chaude que la face supérieure).

LIGNE A7**Engin de chantier + remblai****EC**

Porter la mention EC, si le pont est emprunté pendant la phase des travaux et avant la mise en place des superstructures, par des engins de chantier.

Définir ses caractéristiques par un ensemble de cinq lignes entre B3 et B17, avec le code obligatoire EC.

Ces engins circulent dans la largeur définie ci-après par les deux données Egau et Largeur chargée par EC.

Porter NON, s'il n'y a pas de charge de chantier.

Egau

Largeur de la bande de gauche non chargée par EC, comptée à partir du bord gauche du profil en travers.

Largeur chargée par EC

Largeur chargeable par EC, contiguë à la bande Egau.

Remblai

Porter la valeur de la masse du remblai, en tonnes par mètre carré, mis en place pour la circulation des engins de chantier.

Cette charge est supposée disposée sur toute la surface du tablier.

Par ailleurs, il est supposé qu'en cette phase, seul le remblai est mis en place, en l'absence de toutes autres superstructures.

LIGNE A8**Tassements*****Tassements probables :******TP1 à TP7***

Porter la valeur des tassements probables sur appuis.

Tassements aléatoires :***ΔTP 1 à ΔTP 7***

Porter la valeur des tassements aléatoires sur appuis.

Nota :

Le principe de la justifications vis-à-vis des effets de tassements est exposé au § 5.5.

LIGNE A9

Calcul BA

Niveau de nocivité de la fissuration du béton

- Porter la mention :
- PP, si la fissuration du béton est à considérer comme peu préjudiciable à la pérennité de l'ouvrage.
 - P , si la fissuration du béton est à considérer comme préjudiciable à la pérennité de l'ouvrage. C'est le niveau conseillé pour les tabliers PRAD (voir à ce sujet le guide de conception PRAD publié par le SETRA).
 - TP, si la fissuration du béton est à considérer comme très préjudiciable à la pérennité de l'ouvrage.

Caractéristiques communes aux aciers longitudinaux et transversaux

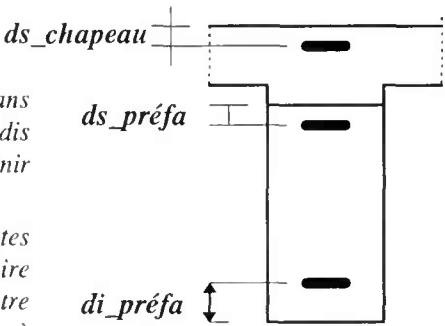
- f_e Limite d'élasticité des aciers passifs, exprimée en MPa en valeur absolue.
- η_s Coefficient de fissuration des aciers passifs. Valeur courante : 1,6.
- ψ_s Coefficient de scellement des aciers passifs. Valeur courante : 1,5.

Position des aciers longitudinaux

Principe :

Les aciers passifs longitudinaux, évalués par le programme et placés dans la poutre composite (composée de la partie préfabriquée et du hourdis associé), sont pris en compte dans les calculs par leur barycentre, à définir en donnée (voir ci-après).

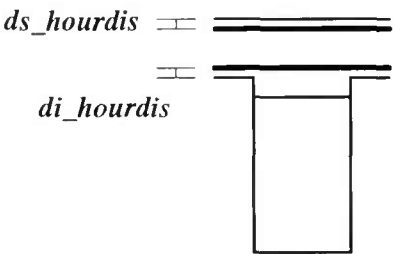
Pour raisons de sécurité, le contrôle du non-dépassement des contraintes admissibles s'applique automatiquement sur les aciers (fictifs) d'aire infinitésimale, supposés placés près des parements de la poutre préfabriquée et du hourdis, à une distance fixée forfaitairement à 5 centimètres dans les calculs.



- $ds_préfa$ Distance du barycentre des aciers passifs **longitudinaux supérieurs** de la partie préfabriquée à sa face supérieure.
- $di_préfa$ Distance du barycentre des aciers passifs **longitudinaux inférieurs** de la partie préfabriquée (et également de la poutre composite) à sa face inférieure.
- $ds_chapeau$ Distance du barycentre des aciers passifs **longitudinaux supérieurs** de la poutre composite à sa face supérieure.
- Nota :* L'importance des armatures longitudinales supérieures dites **chapeaux** dans les sections sur piles peut amener à les disposer en deux nappes (une sur chaque face du hourdis), il convient d'adapter cette donnée en conséquence.

Position des aciers transversaux du hourdis

- $ds_hourdis$ Distance de l'axe des aciers **transversaux supérieurs** du hourdis, à sa face supérieure.
- $di_hourdis$ Distance de l'axe des aciers **transversaux inférieurs** du hourdis, à sa face inférieure.



LIGNE A10*Calcul BP**Règlement BP**Porter la mention BPEL.**Classe BP**Porter la valeur 1, 2 ou 3, selon que le tablier est justifié suivant la classe 1, 2, 3 du BPEL.**Il est rappelé que la classe 1 entraîne un surcoût excessif pour l'avantage qu'elle peut apporter, et n'est donc pas adaptée au calcul des ponts routiers courants.**Porter normalement, la valeur 2.**Acier de précontrainte :**Section**Aire de la section d'une armature de précontrainte (toron ou fil), en mm².* *f_{prg}* *Contrainte de rupture garantie de l'armature (MPa) en valeur absolue.* *f_{peg}* *Contrainte limite élastique conventionnelle à 0,1 % (MPa) en valeur absolue.* *σ_{p0}* *Tension à l'origine des armatures de précontrainte (MPa) en valeur absolue.**Il s'agit de la valeur maximale exercée à la mise en tension sur banc.**A titre indicatif, la valeur correspondante au cas d'une production industrialisée justifiant d'une organisation de la qualité, est égale à la plus faible des valeurs $0,85 f_{prg}$ et $0,95 f_{peg}$.* *η_p* *Coefficient de fissuration des armatures de précontrainte.**Valeur courante : 1,3 pour les torons.* *ψ_{sp}* *Coefficient de scellement des armatures de précontrainte.**Valeur courante : 1,3 pour les torons.* *L_{cs}* *Longueur conventionnelle de scellement des armatures de précontrainte. Elle est fixée par la décision d'agrément.**En pratique, une valeur approchée convenable est égale à 75 fois le diamètre nominal, pour les torons constitués de 7 fils.* *γ_{moyen}* *Coefficient permettant d'évaluer la longueur d'ancrage de calcul des armatures de précontrainte. Cette longueur a pour expression $\gamma_{moyen} \cdot L_{cs}$, où L_{cs} est défini ci-dessus.**Porter normalement la valeur 1.*

LIGNE A11*Eléments de calcul des pertes de précontrainte
Rhéologie des bétons***Pertes de précontrainte** $\Delta\sigma_g$

*Perte de tension (en MPa) sur banc, due au glissement de l'armature par rapport à son ancrage.
A titre indicatif, un glissement de 8 mm sur un banc de 100 m entraînerait une perte de l'ordre de 15 MPa, soit environ 1% de la tension à l'origine.*

 $\Delta\sigma_f$

Perte de tension résultante notamment des frottements parasites de l'armature sur les peignes d'about.

 ρ_{1000} en %

*Perte par relaxation isotherme à 1000 heures, exprimée en % de la tension initiale.
Pour les aciers de sous-classe TBR, les plus courants, cette valeur est égale à 2,5.*

Béton de poutres r_m en cm poutre courante

*Rayon moyen de la poutre courante, exprimé en cm.
Cette donnée est utilisée pour déterminer la loi d'évolution du retrait.
Porter 0 (zéro), si l'on veut un calcul détaillé conforme au BPEL par le programme, en tenant compte du phasage.*

 r_m en cm poutre de rive

*Rayon moyen de la poutre de rive, exprimé en cm.
Cette donnée est utilisée pour déterminer la loi d'évolution du retrait.
Porter 0 (zéro), si l'on veut un calcul détaillé conforme au BPEL par le programme, en tenant compte du phasage.*

 ρ_h en %

*Hygrométrie ambiante, exprimée en pourcentage d'humidité relative. Valeur courante : 55 dans le quart sud-est de la France, 70 dans le reste.
Cette donnée est utilisée notamment pour calculer la déformation relative due au retrait. Elle sert aussi en cas d'utilisation de BHP.*

Béton de hourdis r_m en cm

*Rayon moyen du hourdis, exprimé en cm.
Cette donnée est utilisée pour déterminer la loi d'évolution du retrait.
Porter 0 (zéro), si l'on veut un calcul détaillé conforme au BPEL par le programme, en tenant compte du phasage.*

Étuvage des poutres

Les trois paramètres suivants permettent de caractériser un étuvage (traitement thermique).

$\theta_{max}(^{\circ}C)$

*Porter 0 (zéro) ou toute autre valeur inférieure à 40 °C, dans le cas d'un béton **non étuvé**.*

*Dans le **cas contraire**, inscrire la température maximale d'étuvage, exprimée en °C.*

La valeur de θ_{max} ne doit pas dépasser 80 °C.

Le plus souvent, elle est de l'ordre de 60 à 70 °C.

$\Delta\sigma_{\theta_{max}}$

A remplir seulement en cas d'étuvage.

Perte thermique dans les armatures de précontrainte (MPa).

Elle est calculée par la formule : $E_p \alpha_b (\theta_{max} - \theta_0) (1 - \lambda)$

E_p : module d'Young des aciers de précontrainte (MPa)

α_b : coefficient de dilatation thermique du béton ($10^{-5} / ^{\circ}C$)

$(\theta_{max} - \theta_0)$: variation de température subie par les armatures.

λ : coefficient dont la valeur, en l'absence de résultats expérimentaux probants, est prise égale à 0,1.

T_{pa} (heures)

A remplir seulement en cas d'étuvage.

Durée moyenne conventionnelle du palier isotherme, exprimée en heures, à la température θ_{max} .

Pour un étuvage normal, T_{pa} doit être supérieur à 6 heures.

Cette donnée intervient pour le calcul des déformations différées du béton, ainsi que pour celui des pertes par relaxation.

LIGNE A12*Poutres préfabriquées***Rappel :**

Le programme considère que toutes les travées comportent le même nombre de files de poutres, chaque file étant constituée soit par une seule poutre, soit par deux poutres dans le cas de jumelage.

La distance entre axes des files de poutres est par ailleurs supposée constante pour tout le pont.

Nombre de files de poutres

Espacement

Distance entre axes des files de poutres, mesurée perpendiculairement à l'axe longitudinal de l'ouvrage

Masse volumique du béton de poutres

Elle est exprimée en tonnes par mètre cube.

*Valeur courante : 2,5 t/m³, pour les bétons traditionnels ;
2,8 t/m³, pour les bétons à hautes performances.*

f_{cp} poutres

Résistance caractéristique en compression du béton, en valeur absolue, exprimée en MPa, à la date de mise en précontrainte des poutres.

f_{c28} poutres

Résistance caractéristique en compression du béton, en valeur absolue, exprimée en MPa, à 28 jours d'âge, mesurée sur cylindre.

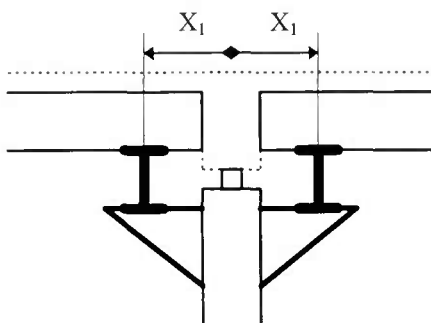
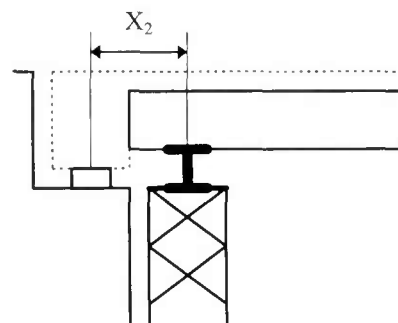
Cette donnée permet au programme de définir, entre autres, la classe de performance du béton. Rappelons à cet effet qu'un béton est considéré comme traditionnel si sa résistance caractéristique f_{c28} est inférieure à 40 MPa. Dans le cas contraire, il est à hautes performances.

Fumée de silice

Porter la mention FS, si de la fumée de silice est employée dans la fabrication du béton des poutres. La présence ou non de fumée de silice a une incidence sur les déformations de fluage et de retrait.

Porter NON, dans le cas contraire.

LIGNE A13*Hourdis coulé en place**Epaisseur 1**Epaisseur du hourdis dans l'axe des files de poutres.**Epaisseur 2**Epaisseur du hourdis entre les files de poutres.**Compte tenu de la présence des coffrages perdus, cette épaisseur est inférieure ou égale à la précédente.**Encorbellement de gauche**Distance de l'extrémité gauche du hourdis de gauche au nu extérieur de la table supérieure de la poutre de rive gauche.**Encorbellement de droite**Distance de l'extrémité droite du hourdis de droite au nu extérieur de la table supérieure de la poutre de rive droite.**Masse volumique du béton du hourdis**Elle est exprimée en tonnes par mètre cube.**Valeur courante : 2,5 t/m³, pour les bétons traditionnels ;
2,8 t/m³, pour les bétons à hautes performances.* *f_{c28} hourdis**Résistance caractéristique en compression du béton du hourdis, en valeur absolue, exprimée en MPa, à 28 jours d'âge, mesurée sur cylindre.**Cette donnée permet au programme de définir, entre autres, la classe de performance du béton. Rappelons à cet effet qu'un béton est considéré comme traditionnel si sa résistance caractéristique f_{c28} est inférieure à 40 MPa. Dans le cas contraire, il est à hautes performances.**Fumée (de silice)**Porter la mention FS, si de la fumée de silice est employée dans la fabrication du béton du hourdis. La présence ou non de fumée de silice a une incidence sur les déformations de fluage et de retrait.**Porter NON, dans le cas contraire.*

LIGNE A14*Entretoises coulées en place****Entretoises sur piles****Largeur biaise**Largeur biaise des entretoises sur piles intermédiaires, mesurée suivant l'axe longitudinal de l'ouvrage**Hauteur**Hauteur totale de l'entretoise.**La fibre supérieure de l'entretoise coïncide avec la fibre supérieure du hourdis****Entretoises sur culées****Largeur biaise**Largeur biaise des entretoises sur culées, mesurée suivant l'axe longitudinal de l'ouvrage**Hauteur**Hauteur totale de l'entretoise.**La fibre supérieure de l'entretoise coïncide avec la fibre supérieure du hourdis****Coffrages perdus****Masse volumique**Masse volumique du coffrage perdu, en tonne par mètre cube.***LIGNE A15***Construction****Manutention des poutres****Distance des élingues aux abouts de poutres**Les crochets de levage destinés à la manutention des poutres sont généralement situés à environ un mètre des abouts.****Appuis provisoires****Distance piles-appuis
(X_1 sur les dessins ci-après)**Distance biaise, mesurée dans le sens longitudinal, entre l'axe de la ligne d'appuis définitifs sur piles intermédiaires, et les lignes d'appuis provisoires.**Distance culées-appuis
(X_2 sur les dessins ci-après)**Distance biaise, mesurée dans le sens longitudinal, entre l'axe de la ligne d'appuis définitifs sur culées, et la ligne d'appuis provisoires.**Position d'appuis provisoires sur pile**Position d'appui provisoire sur culée*

Dates de définition des phases de construction.

NOTA : Ces dates sont exprimées en **jours**, comptés à **partir de la date de la mise en tension** des armatures de précontrainte sur le banc de préfabrication.

Dans le cas d'un traitement thermique, ces dates sont indépendantes du vieillissement accéléré du béton, et les durées dites équivalentes qui en découlent sont alors évaluées directement par le programme.

- Date d1

Date du bétonnage sur banc.
- Date d2

Date de la mise en précontrainte ou de relâchement des armatures de précontrainte sur le banc de préfabrication.
- Date d3

Date de la pose des poutres préfabriquées sur appuis provisoires.

Il est rappelé que les poutres ne doivent pas rester stockées trop longtemps (risques de déformation excessive). Une durée de stockage de deux ou trois semaines paraît réaliste.

Dans le cas des travées continues, les appuis provisoires voisins des appuis intermédiaires sont en général nécessaires.

Près des culées, les poutres sont posées selon les cas soit directement sur leurs appuis définitifs, soit sur des appuis provisoires.
- Date d4

Date de la mise en place des coffrages perdus, du coulage en place du hourdis et des entretoises.
- Date d5

Date à partir de laquelle le béton du hourdis et des entretoises est résistant et le tablier devient monolithique.

Vérifier que **d5 > d4**.
- Date d6

Date du transfert du tablier sur ses appuis définitifs.

Ce transfert n'existe en général pas pour les travées indépendantes. Dans ce cas, porter **d6 = d5**.
- Date d7

Date de la pose des superstructures.
- Date d8

Date de la première mise en service de l'ouvrage.
- Date d9

Cette date correspond à la situation en service définitif de l'ouvrage, où normalement toutes les pertes différées ont pratiquement été effectuées .

Sauf précisions contraires, porter 7000 (soit 20 ans environ).

A titre indicatif, le tableau ci-dessous présente les ordres de grandeur, exprimés en jours, des différentes dates, comptées à partir de la mise en tension des armatures sur le banc de préfabrication :

d1	d2	d3	d4	d5	d6	d7	d8	d9
1	2	15	25	30	50	60	90	7000

LIGNE A16*Appareils d'appui**Compression min**Contrainte normale minimale de l'élastomère fretté, limite en dessous de laquelle se présente le risque de glissement.**Compression max**Contrainte normale maximale de l'élastomère fretté.****Appareils d'appui sur piles****Nombre**Nombre d'appareils d'appui**Espacement entre appareils**Espacement entre appareils les plus voisins (doublet).**Distance entre doublets**Distance entre les doublets les plus voisins.****Appareils d'appui sur culées****Nombre**Nombre d'appareils d'appui**Espacement entre appareils**Espacement entre appareils les plus voisins (doublet).**Distance entre doublets**Distance entre les doublets les plus voisins.*

A — DONNEES GENERALES (suite)

POUTRES COURANTES

LIGNE A17 Possibilité de jumelage - Longueur des poutres.

Jumelage Pour chaque travée, porter la mention JUMELAGE (ou J), si les files de poutres courantes sont constituées de deux poutres jumelées.
Porter la mention NON, si les files de poutres courantes comportent une seule poutre.

Longueur des poutres courantes, travée par travée Pour chaque travée, on admet une seule longueur pour toutes les poutres (courantes et de rive). C'est la longueur réelle des poutres préfabriquées.

LIGNE A18 Option de définition des poutres préfabriquées courantes

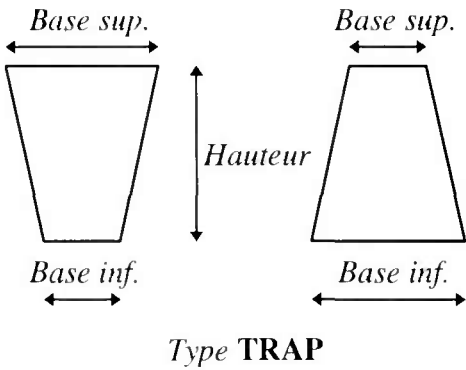
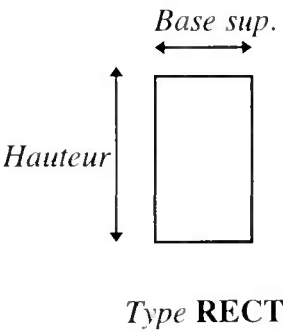
Type de poutre Porter la mention :

- RECT, si la section des poutres est rectangulaire, ne pas remplir alors Base inf.
- TRAP, si la section est trapézoïdale, remplir tout.
- I, si la section est en I. Remplir alors hauteur, les autres caractéristiques étant définies par les lignes A19 à A28.

Hauteur Inscrire la hauteur (voir dessins) des poutres préfabriquées (hourdis non compris).
La hauteur des poutres est supposée identique dans toutes les travées et pour les poutres courantes et de rive.

Base sup. Inscrire la largeur de la face supérieure des poutres (hourdis non compris), seulement dans le cas de la section rectangulaire ou trapézoïdale.

Base inf. Inscrire la largeur de la face inférieure des poutres, seulement dans le cas de la section trapézoïdale.



LIGNES A19 à A28

Caractéristiques des poutres **courantes en I**.

Ces lignes ne sont à remplir que si les poutres courantes sont en I.

Zone milieu de travée

Lignes A19 à A25

Les différentes caractéristiques sont explicitées par la figure ci-après. Elles se rapportent à la section du milieu de chaque travée.

Porter le signe =, lorsque la dimension rapportée à la travée considérée est la même que celle de la dernière travée (de gauche) explicitée.

Largeur d'âme

Inscrire la largeur ①,
travée par travée.

Largeur table

Inscrire la largeur ②,
travée par travée.

Largeur talon

Inscrire la largeur ③,
travée par travée.

Hauteur table

Inscrire la hauteur ④,
travée par travée.

Hauteur talon

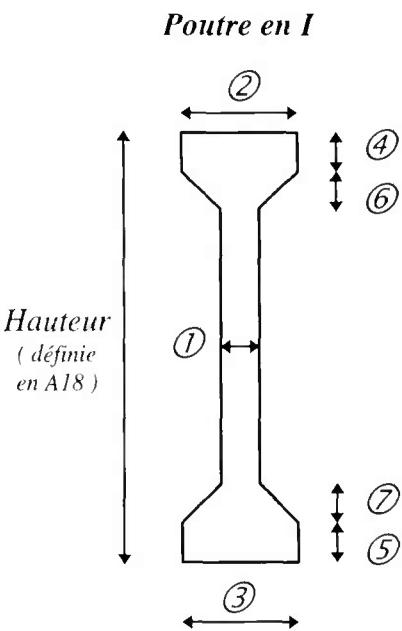
Inscrire la hauteur ⑤,
travée par travée.

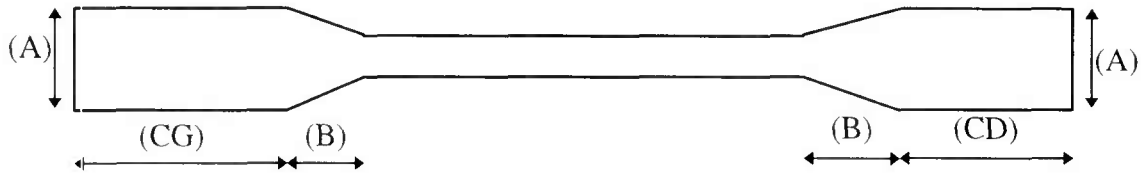
Hauteur gousset
supérieur

Inscrire la hauteur ⑥,
travée par travée.

Hauteur gousset
inférieur.

Inscrire la hauteur ⑦,
travée par travée.





ELARGISSEMENT EN PLAN DE L'AME D'UNE POUTRE

(Plan - coupe au niveau de l'âme)

Zone des appuis :

Lignes A26 à A28

Les différentes caractéristiques sont explicitées par la figure ci-dessus, qui représente une coupe horizontale au niveau de l'âme d'une poutre.

Largeur blochet

Inscrire la largeur (A) des blochets, supposée identique aux deux extrémités d'une même travée.

Porter le signe = dans une case, lorsque la valeur correspondante est égale à la dernière valeur explicitée, la largeur (A) de la travée *l* devant cependant être fournie.

Porter NON, si la poutre ne comporte pas de blochets dans la travée considérée.

Longueur du gousset

Inscrire la longueur (B) des goussets de raccordement, supposée identique aux deux extrémités d'une même travée. Ces longueurs sont également celles des poutres de rive.

Porter le signe = dans une case, lorsque la valeur correspondante est égale à la dernière valeur explicitée, la longueur (B) de la travée *l* devant cependant être fournie.

Porter NON, si la poutre ne comporte pas de blochets dans la travée considérée.

Longueurs blochet sur appui

Inscrire les longueurs (CG) et (CD) des blochets, respectivement à gauche et à droite de chaque travée, CG pouvant être différente de CD. Ces longueurs sont également celles des poutres de rive.

Porter le signe = dans une case, lorsque la valeur correspondante est égale à la dernière valeur explicitée, la longueur CG de la travée *l* devant cependant être fournie.

LIGNES A30, A31, A32 et suivantes

Précontrainte des poutres courantes

Nota :

Les armatures de précontrainte (torons ou fils) sont rectilignes et peuvent comporter des gainages à leurs extrémités.

*Elles sont en outre groupées en **familles**. Chaque famille comprend une ou plusieurs armatures.*

Les armatures d'une même famille possèdent à la fois :

- *une même excentricité,*
- *les mêmes longueurs de gainage, qui peuvent par ailleurs être différentes des deux côtés gauche et droite d'une travée.*

Par souci de simplification, on admet :

- *que si deux familles possèdent la même longueur de gainage de gauche, elles possèdent également la même longueur de gainage de droite,*
- *qu'il ne peut y avoir plus de six longueurs de gainage (de gauche comme de droite) différentes.*

Pour chaque ligne de poutres (courante ou de rive), remplir autant de blocs de 3 lignes de données que de familles :

1ère ligne : nombre d'unités de précontrainte (torons ou fils),

2^e ligne : excentricité par rapport à la face inférieure de la poutre,

3^e ligne : longueurs de gainage dans les travées : pas plus de six longueurs de gainage différentes (de gauche comme de droite) dans une travée..

1ère famille de torons :

LIGNE A30

Nombre de torons.

Porter le signe = dans une case, lorsque la valeur correspondante est égale à la dernière valeur explicitée, le nombre de torons de la travée 1 devant cependant être fourni.

LIGNE A31

L'excentricité des torons par rapport à la sous-face de la poutre.

Porter le signe = dans une case, lorsque la valeur correspondante est égale à la dernière valeur explicitée, l'excentricité des torons de la travée 1 devant cependant être fournie.

LIGNE A32

Longueurs de gainage de gauche et de droite d'une travée.

Porter le signe = dans une case, lorsque la valeur correspondante est égale à la dernière valeur explicitée, la longueur de gainage de gauche de la travée 1 devant cependant être fournie.

2^e famille de torons

etc.

POUTRES DE RIVE

Les poutres de rive sont supposées de la même hauteur et la même longueur que celles des poutres courantes. Il en est de même pour les longueurs de blochets.

LIGNE A42	<i>Caractéristiques des poutres de rive</i>
<i>Jumelage</i>	<i>Pour chaque travée, porter la mention JUMELAGE (ou J), si les files de poutres de rive sont constituées de deux poutres jumelées. Porter la mention NON, si les files de poutres de rive comportent une seule poutre.</i>
LIGNE A43	<i>Option de définition des poutres de rive</i>
<i>Identité géométrie</i>	<i>Porter la mention OUI, si la géométrie des poutres de rive est identique à celle des poutres courantes, pour toutes les travées. Dans le cas contraire, coder NON.</i>
<i>Identité torons</i>	<i>Porter la mention OUI, si la précontrainte des poutres de rive est identique à celle des poutres courantes, travée par travée. Dans le cas contraire, coder NON.</i>
<i>Type de poutre</i>	<i>Même signification que pour les poutres courantes.</i>
<i>Hauteur</i>	<i>Même signification que pour les poutres courantes.</i>
<i>Base sup.</i>	<i>Même signification que pour les poutres courantes.</i>
<i>Base inf.</i>	<i>Même signification que pour les poutres courantes.</i>
LIGNES A44 à A50	<i>Caractéristiques des poutres de rive en I, rapportées à la section du milieu de chaque travée. Données de même signification que celles des poutres courantes.</i>
LIGNE A51	<i>Inscrire la largeur (A), voir dessin de la page 43, des blochets des poutres de rive, A étant supposée identique aux deux extrémités d'une même travée. Porter NON, si la poutre ne comporte pas de blochets dans la travée considérée.</i>
LIGNES A52, A53, A54 et suivantes	<i>Précontrainte des poutres de rive. Même signification que pour les lignes A30, A31, A32 relatives aux poutres courantes. Remplir autant de blocs de 3 lignes de données que de familles de torons.</i>

LIGNE A64

*Réduction éventuelle des efforts de continuité du tablier sur ses appuis **intermédiaires**, comportant deux ou plusieurs travées continues.*

Option continuité

*Porter la mention CONTINU, si les calculs justificatifs sont faits uniquement dans l'hypothèse de **continuité parfaite**.*

*Porter la mention REDUIT, si les calculs justificatifs sont faits uniquement à partir des **coefficients réducteurs introduits**.*

*Porter la mention FOURCHETTE, si le calcul en **fourchette** est demandé. Le programme considère alors deux états, l'un correspond aux coefficients réducteurs introduits en donnée pour l'ensemble des appuis intermédiaires, et l'autre, à l'hypothèse d'une parfaite continuité du tablier sur tous les appuis intermédiaires, pour retenir les effets les plus défavorables résultants de ces deux états.*

Appui 2, ...

*Dans le cas de l'option REDUIT ou FOURCHETTE, porter pour chaque appui **intermédiaire** le coefficient réducteur affectant les moments longitudinaux de continuité du tablier sur cet appui (voir modalités de prise en compte indiquées au § 7).*

Pour le remplissage, si l'on inscrit le signe = pour un appui intermédiaire, ce coefficient vaut 1. En ce cas, le programme considère la continuité du tablier comme parfaite sur cet appui.

LIGNE A65

Option de ferrailage

*FERS tous identiques
ou non*

Cette donnée permet de fixer l'option de ferrailage (armatures longitudinales, cadres et étriers) des poutres.

Inscrire le signe OUI dans la case <<FERS tous identiques>>, si l'on veut que toutes les poutres, sans exception, soient armées identiquement.

Sinon, porter NON : définir alors dans chaque <<groupe>>, les files de poutre qui le composent. Un groupe est par définition un ensemble de poutres de même nature (ou de rive ou centrales) et armées de la même façon. Par ailleurs, aucune file ne doit appartenir à deux groupes différents. Sauf cas particuliers, la réunion des groupes doit comprendre toutes les poutres (voir exemples ci-dessous).

Dans une section d'étude donnée, le programme détermine, pour chaque groupe ainsi défini et pour chaque combinaison d'actions, la poutre la plus sollicitée, puis les efforts, et donc les armatures ainsi que les contraintes correspondantes.

Groupe 1, 2, 3

A ne remplir que dans le cas où l'on a porté NON dans la case FERS tous identiques (voir ci-dessus).

Selon les cas, on a 1, 2 ou 3 groupes à définir.

Pour chaque groupe, porter les numéros de files de poutres qui le composent.

Par convention, ces numéros sont croissants du bord gauche au bord droit du tablier.

Exemples pour un tablier PRAD comportant 10 files de poutre.

- 1- Si l'on veut que toutes les poutres soient armées identiquement (armatures longitudinales, cadres et étriers), inscrire :*

OUI dans la case FERS tous identiques.

Le programme évalue en ce cas les aciers du groupe de poutres de rive {1, 10} et du groupe de poutres courantes {2 A 9}, puis en retient les sections enveloppes, nappe par nappe, de ces deux groupes, et cela pour chaque point d'étude.

- 2- Si l'on veut que les poutres de rive et les poutres courantes soient armées différemment, porter :*

NON dans la case FERS tous identiques,

1, 10 dans le Groupe 1,

2 A 9 dans le Groupe 2.

Rappel : 2 A 9 signifie de 2 à 9.

- 3- Si l'on veut que la poutre de rive gauche, la poutre de rive droite et les poutres courantes soient armées différemment, porter :*

NON dans la case FERS tous identiques, puis :

1 dans le Groupe 1,

2 A 9 dans le Groupe 2,

10 dans le Groupe 3.

- 4- Si l'on veut que seule la poutre de rive gauche soit justifiée (cas d'un recalcul par exemple), porter :*

NON dans la case FERS tous identiques,

1 dans le Groupe 1.

- 5- Le groupe {2, 4, 6 A 9} est valide.*

- 6- En revanche, un groupe tel que {1, 2, ...} est invalide, car étant composé de poutres 1 (de rive) et 2 (courante) qui sont de nature différente.*

LIGNE A66**Option calcul BP généralisé**

Cette ligne permet le cas échéant de fixer les valeurs des paramètres entrant dans le calcul BP, lorsqu'elles sont différentes des valeurs réglementaires.

Ces paramètres sont divisés en quatre groupes qui sont indépendants les uns des autres et dont l'accès est conditionné par les clés suivantes :

COEF_BP, EL_SERVICE, EL_ULTIME, BETON_ACIER.

COEF_BP

*Inscrire le signe =, si **tous** les paramètres figurés sur les lignes C1 à C5 doivent être conformes au règlement adopté.*

Dans le cas contraire, inscrire la mention BP, et remplir ces lignes.

EL_SERVICE

*Inscrire le signe =, si **tous** les paramètres figurés sur les lignes C6 à C8 doivent être conformes au règlement adopté.*

Dans le cas contraire, inscrire la mention ELS, et remplir ces lignes.

EL_ULTIME

*Inscrire le signe =, si **tous** les paramètres figurés sur la ligne C9 doivent être conformes au règlement adopté.*

Dans le cas contraire, inscrire la mention ELU, et remplir ces lignes.

BETON_ACIER

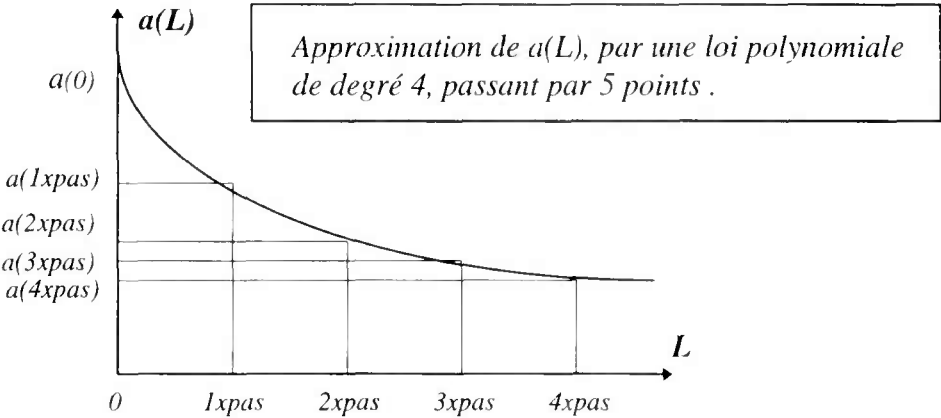
*Inscrire le signe =, si **tous** les paramètres figurés sur les lignes C10 et C11 doivent être conformes au règlement adopté.*

Dans le cas contraire, inscrire la mention MAT, si l'on veut fixer une valeur à un ou à plusieurs paramètres de ces lignes.

B — CHARGES GENERALISEES

Rappel : Les lignes B sont optionnelles, ne les remplir donc que lorsqu'elles sont nécessaires.

LIGNES B1 et B2	Charge uniformément répartie. Une seule charge est admise. En dehors des charges réparties réglementaires, le programme peut admettre une charge répartie "généralisée" . Cette charge est définie par deux lignes B1 et B2 de données.
Code du système	Inscrire le code AG. S'agissant de la charge répartie généralisée, c'est le seul code admis par le programme.
Voie_AG	Largeur de voie associée à la seule charge AG. Porter = , si cette largeur est celle qui figure à la ligne A4.
Pondération	Coefficient de pondération de la charge AG. Ce coefficient s'apparente au coefficient a_2 dans le cas d'une utilisation du F61,II. Si l'on porte = , la valeur prise par défaut est 1.
cdt(j)	Coefficients de dégressivité transversale. Dans le cas d'une utilisation du F61,II, cdt(j) s'apparente au coefficient de dégressivité pour j voies chargées. Vérifier que cdt(k)=0, pour les k supérieurs au nombre maximal de voies de l'ouvrage. Si l'on porte = , la valeur prise par défaut est 1.
pas (voir dessin)	La masse surfacique, notée $a(L)$, en t/m^2 de AG, dépendante de la longueur L chargée, suit une loi polynomiale de degré 4, passant par les 5 points de coordonnées : $\{0, a(0)\}, \{1xpas, a(1xpas)\}, \{2xpas, a(2xpas)\}, \{3xpas, a(3xpas)\}, \{4xpas, a(4xpas)\}$. Il est conseillé d'adopter pour le pas une valeur voisine du quart de la somme des portées des travées adjacentes les plus longues.
$a(0), a(1xpas)$ à $a(4xpas)$ (voir dessin)	Valeur, en t/m^2 , de $a(L)$ pour $L = 0, 1xpas$ à $4xpas$, respectivement.



LIGNES B3 et B22**Charges "généralisées" constituées par des véhicules****Remarques préliminaires :**

*En dehors des charges réglementaires de type véhicule B ou C, le programme peut admettre des charges dites "généralisées" constituées par des véhicules. Leur nombre est limité à **quatre**. L'engin de chantier, lorsqu'il existe, doit figurer parmi ces charges généralisées.*

*Chaque charge doit porter un **code particulier**, qui est à définir par les lignes A6.2 et A7, à savoir :*

- Pour l'engin de chantier : EC.
- Pour le système B : BG.
- Pour le système C : EXC1, EXC2.

Inscrire donc selon la charge admise sur le pont le code correspondant. S'agissant de ces charges, constituées de "véhicules généralisés", ce sont les seuls codes admis par le programme.

Chaque charge correspond à un bloc de cinq lignes de données. Dupliquer et remplir par conséquent autant de blocs de lignes B3 à B7 que de charges.

Chargement 1 :**LIGNE B3**

<i>code du chargement</i>	<i>Inscrire en lettres le code de la charge généralisée.</i>
<i>nombre de camions par file</i>	<i>Nombre maximal (≤ 3) de camions pouvant circuler dans une file longitudinale.</i>
<i>cdt(j)</i>	<i>Même signification qu'à la ligne B1. Si l'on porte = , la valeur prise par défaut est 1.</i>

LIGNE B4

<i>longenc</i>	<i>Longueur d'encombrement du véhicule (en mètres). Par souci de simplification, on suppose dans les calculs que le périmètre circonscrit aux essieux est centré sur la longueur d'encombrement.</i>
<i>largenc</i>	<i>Largeur d'encombrement du véhicule (en mètres). Cette donnée sert pour le programme à positionner transversalement les véhicules sur la largeur chargeable. Vérifier que cette largeur vaut au moins deux fois la distance désignée ci-après par "dax min".</i>
<i>daxe min</i>	<i>Distance minimale de l'axe du véhicule aux bords de la zone chargeable (en mètres).</i>
<i>nombre d'essieux</i>	<i>Nombre d'essieux du véhicule (maximum 6).</i>
<i>largess</i>	<i>Distance entre centres des roues d'un essieu, cette distance étant par ailleurs supposée identique pour tous les essieux.</i>
<i>impact transv.</i>	<i>Largeur de l'impact transversal d'une roue d'un essieu (en mètres), cette largeur étant par ailleurs supposée identique pour toutes les roues .</i>

	<i>étant par ailleurs supposée identique pour tous les essieux.</i>
<i>impact transv.</i>	<i>Largeur de l'impact transversal d'une roue d'un essieu (en mètres), cette largeur étant par ailleurs supposée identique pour toutes les roues .</i>
<i>dynam</i>	<p><i>Coefficient de majoration dynamique affectant le chargement et supposé constant pour tout le pont.</i></p> <p><i>Lorsque la charge correspond à un engin de chantier, la majoration dynamique doit tenir compte du poids du remblai, s'il en existe, dont le but est précisément d'amortir les effets dynamiques de l'engin sur le tablier.</i></p> <p><i>Si l'on porte = , la valeur prise par défaut est 1 pour toutes les travées.</i></p>
<i>mode_circulation</i>	<p><i>Mode de circulation des véhicules dans le sens longitudinal (seulement dans le cas de 2 ou plusieurs véhicules par file longitudinale).</i></p> <p><i>mode_circulation = VAR, si les véhicules sur une voie peuvent circuler librement.</i></p> <p><i>mode_circulation = FIXE, si les véhicules circulant sur une voie doivent garder un espacement constant entre eux (remplir en ce cas la donnée espacement ci-après).</i></p>
<i>espacement</i>	<p><i>Distance longitudinale constante entre véhicules que doivent garder ces derniers dans leur déplacement sur une voie.</i></p> <p><i>Bien entendu, cette distance doit être égale ou supérieure à la longueur d'encombrement d'un véhicule.</i></p>

LIGNE B5

<i>abessieu 1 à abessieu 6</i>	<p><i>Abscisse longitudinale relative de l'essieu j (j = 1 à 6) (mètres).</i></p> <p><i>Dans un but de simplification, prendre le 1^{er} essieu pour l'origine des abscisses, et porter donc abessieu 1 = 0.</i></p>
--------------------------------	--

LIGNE B6

<i>maessieu 1 à maessieu 6</i>	<i>Masse en tonnes de l'essieu j (j = 1 à 6)</i>
--------------------------------	---

LIGNE B7

<i>impact 1 long. à impact 6 long.</i>	<i>Longueur de l'impact longitudinal d'une roue de l'essieu j (j = 1 à 6) (mètres)</i>
<i>Chargement 2 :</i>	<i>Remplir le deuxième bloc de lignes B3 à B7.</i>

C — REGLES DE CALCUL GENERALISEES

Rappel : Les lignes C sont optionnelles, ne les remplir donc que lorsqu'elles sont nécessaires.

LIGNES C1 à C5

Coefficients γ de prise en compte des charges dans les combinaisons d'actions ELS et ELU.

Ne remplir les lignes C1 à C5 que si l'on a porté la mention BP dans la case COEF_BP (ligne A66).

CP max (resp. CP min)

Coefficient γ_{\max} (resp. min) de prise en compte de la charge permanente, dans les combinaisons d'actions ELS et ELU.

Tassements

Coefficients γ de prise en compte de l'action de tassements, dans les combinaisons d'actions ELS et ELU.

Gradients thermiques

Coefficients γ de prise en compte de l'action de gradients thermiques, dans les combinaisons d'actions ELS et ELU.

Normalement, en ELU, ces coefficients sont nuls.

*Charge uniforme de type A :
A(l), AG*

Coefficients γ de prise en compte des charges d'exploitation de type A, dans les combinaisons d'actions ELS et ELU.

*Engin de chantier : EC
Charge de type B :
Bc, Bt, BG*

Coefficients γ de prise en compte des charges d'exploitation de type B, dans les combinaisons d'actions ELS et ELU.

*Charge de type C :
Mc, Me, EXC1, EXC2*

Coefficients γ de prise en compte des charges d'exploitation de type C, dans les combinaisons d'actions ELS et ELU.

*Charge de piétons :
PSTR, a(l)*

Coefficients γ de prise en compte des charges de piétons, dans les combinaisons d'actions ELS et ELU.

LIGNES C6 à C8

Contraintes et déformations limites associées aux combinaisons d'actions en ELS.

A ne remplir les lignes C6 à C8 que si l'on a porté la mention ELS dans la case EL_SERVICE (ligne A66).

Par convention, les contraintes admissibles sont :

- *positives, s'il s'agit d'une compression.*
- *négatives, s'il s'agit d'une traction.*

Flexion longitudinale

Contrainte admissible de compression du béton

- *dans les poutres*
- *dans le hourdis*

Contrainte admissible de traction du béton des poutres en section d'enrobage.

Contrainte admissible de traction du béton hors section d'enrobage

- *dans les poutres*
- *dans le hourdis*

Limite de surtension de l'acier de précontrainte

Cette limite concerne la surtension totale $\Delta'\sigma_p + \Delta''\sigma_p$, le 1^{er} terme correspondant au retour à l'état neutre de déformation de la section et le second, à la surtension à partir de cet état neutre (BPEL, article 6.3, 31 et son commentaire).

Contrainte admissible de traction de l'acier passif logé dans les poutres

Contrainte admissible de traction de l'acier passif logé dans le hourdis

Pour la fissuration préjudiciable, cette limite est en général différente de celle des aciers logés dans les poutres, en raison de la différence de ces deux bétons.

Tranchant

τ_{lim} (condition de Chalos-Béteille généralisée)

LIGNE C9*Etudes ELU*

Ne remplir la ligne C9 que si l'on a porté la mention ELU dans la case EL_ULTIME (ligne A66).

Nota : La loi de comportement est parabole- rectangle pour le béton et élasto-plastique pour l'acier.

Tous bétons : γ_b

Coefficient entrant dans le calcul de la contrainte au pic de déformation du béton prise en compte dans les calculs ELU. L'expression de cette contrainte est $\theta \cdot f_{cj} / \gamma_b$, où f_{cj} est la résistance caractéristique à la compression et θ , un coefficient défini ci-après.

 θ_{long}

Valeur du coefficient θ sous charges de longue durée d'application

 θ_{court}

Valeur du coefficient θ sous charges de courte durée d'application

Béton de poutres : ϵ_{bu} (en ‰)

Déformation limite en compression simple (correspondante au pic de contrainte). Valeur courante : 2‰

 ϵ_{br} (en ‰)

Déformation de rupture par flexion. La valeur courante est comprise entre 2,5‰ et 3,5‰.

Béton de hourdis et d'entretoises : ϵ_{bu} (en ‰)

Déformation limite en compression simple (correspondante au pic de contrainte). Valeur courante : 2‰

 ϵ_{br} (en ‰)

Déformation de rupture par compression - flexion. La valeur courante est comprise entre 2,5‰ et 3,5‰.

 $\tau_{lim,bielles}$

Contrainte limite ELU de cisaillement, résultante de la compression des bielles.

Tous aciers : γ_s

Coefficient entrant dans le calcul de la contrainte au pic de déformation de l'acier prise en compte dans les calculs ELU. L'expression de cette contrainte est $-f_y / \gamma_s$, où f_y est la limite d'élasticité en valeur absolue (définie en A9) de l'acier passif ou la limite élastique conventionnelle f_{peg} en valeur absolue (définie en A10) de l'acier de précontrainte.

 $\Delta \epsilon_{s\ max}$ (en ‰)

Allongement ultime limite de l'acier, ou variation d'allongement ultime limite de l'acier de précontrainte. En valeur négative (traction). Valeur courante : -10‰.

LIGNE C10*Résistances et modules d'élasticité*

A ne remplir les lignes C10 et C11 que si l'on a porté la mention MAT dans la case BETON_ACIER (ligne A66).

Résistance à la traction des bétons :

ft28 poutre

Résistance à la la traction du béton des poutres à 28 jours, en valeur négative (traction).

fimp poutre

Résistance à la la traction du béton des poutres à la date de mise en précontrainte, en valeur négative (traction).

ft28 hourdis

Résistance à la la traction du béton du hourdis à 28 jours, en valeur négative (traction).

Modules d'élasticité :

E_p

Module d'Young des aciers de précontrainte.

E_s

Module d'Young des aciers passifs

LIGNE C11

Coefficients divers.

Ne remplir les lignes C10 et C11 que si l'on a porté la mention MAT dans la case BETON_ACIER (ligne A66).

**Coefficient d'équivalence
du béton des poutres :**

Nota :

Ces coefficients entrent dans le calcul des aciers en ELU ou en ELS (calcul dit "en section fissurée" selon BAEL ou selon BPEL - classe III).

En revanche, les rigidités et les contraintes en section non fissurée sont, elles, évaluées en fonction du module d'élasticité du béton, qui varie avec le temps.

- *longue durée*
- *courte durée*

**Coefficient d'équivalence
du béton du hourdis :**

Même nota que ci-dessus.

- *longue durée*
- *courte durée*

Coefficient de dilatation

*Coefficient de dilatation des bétons, exprimé en $10^{-5} / ^\circ\text{C}$.
Valeur prise par défaut par le programme = 1.*

Coefficient de Poisson :

Coefficient pris en compte dans le calcul des efforts et déformations.

Valeur prise par défaut par le programme = 0,20.

Page laissée blanche intentionnellement

ANNEXES

- 1 : Effets longitudinaux de la charge permanente et de la précontrainte.*
- 2 : Effets longitudinaux des charges d'exploitation relevant du fascicule 61, titre 2.*
- 3 : Commentaires des résultats fournis par le programme.*
- 4 : Eléments de calcul de tension de précontrainte.*
- 5 : Evolution des déformations en fonctions du temps.*
- 6 : Bibliographie.*

Page laissée blanche intentionnellement

ANNEXE 1

Effets longitudinaux de la charge permanente et de la précontrainte

ACTIONS

Les charges permanentes sont formées par le poids propre de la structure (poutres, hourdis et entretoises) et par celui des équipements (ou superstructures) ne concourant pas à la résistance. Ces actions, tout comme la précontrainte, s'appliquent au tablier à des dates différentes entre lesquelles varient à la fois la géométrie de sa section transversale et son schéma statique longitudinal. Il en résulte des déformations *différentielles* d'une part entre les poutres et le hourdis, et d'autre part entre les abouts en regard des poutres. Ces déformations comprennent des déformations instantanées et des déformations différées, de retrait, de fluage et de relaxation.

L'histogramme des actions a été présenté en détail au § 3 du texte.

EFFORTS

Les modalités ont été exposées en détail au § 5 du texte.

SOLLICITATIONS

Désignons :

- par G_0 , l'action moyenne du poids propre soit d'une poutre (avant le coulage du hourdis), soit d'une poutre et du hourdis qui lui est associé (après coulage),
- par P , l'action moyenne de la précontrainte,
- par G_S (resp. G_{Sk}), l'action moyenne (resp. caractéristique, max ou min) du poids des superstructures.

La charge permanente, notée G , comprend G_0 et G_S .

La sollicitation résultante de $G + P$ a pour expression :

$$S\{\gamma_G \cdot (G_0 + G_{Sk})\} + S(P)$$

Bien entendu, avant la mise en place des superstructures, G_{Sk} et donc $S(G_{Sk})$ sont nuls.

En écrivant cette expression sous la forme

$$S(G_0 + P) + \gamma_G \cdot S(G_{Sk}) + (\gamma_G - 1) \cdot S(G_0),$$

On peut noter :

- que $S(G_0+P)$ est obtenu par l'étude des phases (méthode incrémentale),
- que dans cette étude, il n'est pas possible de séparer les effets du poids propre de ceux de la précontrainte,

- que $S(G_{sk})$ peut être évalué indépendamment de cette étude,
- qu'en ELS, $\gamma_G = 1$, la correction $(\gamma_G - 1) \cdot S(G_0)$ disparaît,
- mais qu'en revanche en ELU, du fait que γ_G est différent de l'unité, cette correction n'est pas nulle. Il convient donc de la chiffrer et d'évaluer pour cela $S(G_0)$. Or il n'est pas possible de séparer avec précision les effets du poids propre de ceux de la précontrainte, comme il a été dit ci-dessus. Par conséquent, cette évaluation ne peut qu'être approximative. Sur ce point, le programme PRAD ne considère que l'effet instantané de G_0 , en négligeant son effet différé dans le calcul du terme $(\gamma_G - 1) \cdot S(G_0)$, et seulement dans ce calcul.

L'annexe 5 détaille une méthode de calcul des variations de déformations et d'efforts des charges permanentes et de la précontrainte au cours du temps.

L'effet à une date donnée est la somme des variations d'effet qui se sont produites dans les intervalles de temps antérieurs à cette date. Il convient de noter sur ce point que les effets, en particulier les moments, ne sont sommables que s'ils se rapportent à un même point, quelle que soit la date étudiée.

ANNEXE 2

Effets longitudinaux des charges d'exploitation relevant du fascicule 61, titre II

Ces charges, qui interviennent sur l'ouvrage dans son schéma statique final (poutres préfabriquées et hourdis rendus *monolithiques* et *continus* sur leurs appuis définitifs), sont l'engin de chantier et les charges A, B et C (voir leur définition dans le §5.2).

La charge A est de type uniforme, les charges B et C sont de type véhicule.

Le poids surfacique de la charge A peut varier :

- longitudinalement avec la longueur chargée,
- transversalement avec le nombre de voies chargées (effet dit de dégressivité transversale).

De même, le poids des charges B et C peut dépendre du nombre de voies chargées (dégressivité transversale).

1- Coefficient de répartition transversale

Ce coefficient résulte de l'*effet de dalle* et de la *dégressivité transversale*. Il concerne une *travée isostatique*.

Soit un point d'étude P de coordonnées (x,y) : x étant l'abscisse longitudinale et y, l'ordonnée transversale dans cette travée.

Considérons le chargement d'**une voie** quelconque par une charge d'exploitation Q (A, B, C, engin de chantier). Ces charges sont définies dans le § 5.2 du texte. Le rattachement de Q à une voie nécessite de définir sa position longitudinale, sa position transversale dans la voie et la position transversale de cette dernière.

Le moment longitudinal enveloppe au point P, dû à un chargement de **n voies** par Q, a pour valeur, en tenant compte de l'effet de dalle et de la dégressivité transversale :

$$S_n = \sum_{k=1}^n D(k) \cdot M_x(k) \dots\dots\dots (1)$$

Où :

- $M_x(k)$ est le moment, x pour longitudinal, au point P, dû au chargement de la **voie k** ; sa valeur est obtenue en plaçant la charge Q **dans cette voie** et dans la position longitudinale et transversale la plus défavorable possible, tout en tenant compte de l'effet de dalle.

- Dans le cas du F61,II, $D(k)$ est le coefficient de dégressivité transversale correspondant au chargement de k voies ou k files.

D'après F61,II, pour un chargement de n voies, tous les $D(k)$, avec $k \leq n$, sont égaux à $D(n)$. L'expression de S_n prend donc en ce cas la forme :

$$S_n = D(n) \sum_{k=1}^n M_x(k) \dots\dots\dots (2)$$

Cela étant, le moment longitudinal maximal absolu, toujours au point P, a pour valeur :

$$\max_{1 \leq n \leq N} \{S_n\} \dots\dots\dots (3)$$

où N est le nombre max de voies que comporte l'ouvrage.

Lorsque la travée étudiée est une travée isostatique, la recherche du moment longitudinal maximal en un point d'étude réside simplement dans le calcul de (3).

En revanche, ce calcul ne constitue qu'une étape intermédiaire, lorsque la travée étudiée est une travée continue.

Considérons en effet une travée continue ainsi que la *travée isostatique "équivalente"*. Cette équivalence porte sur les conditions de *flèche* et de *biais*.

Cette travée équivalente étant isostatique, on peut y reconduire le calcul de S_n par (2).

Définissons, toujours au point $P(x,y)$, le coefficient R_{xy}^n par :

$$R_{xy}^n = \frac{S_n}{n \cdot M_0}$$

Où :

$M_0 = M_0(x)$, moment "moyen" en tout point de même abscisse x que P, obtenu par le chargement *d'une voie* en plaçant Q dans la *position longitudinale la plus défavorable possible*.

Lors d'un chargement de n voies par Q, R_{xy}^n reste invariant dans le passage de la travée isostatique à la travée équivalente de l'ouvrage continu, de sorte qu'on peut exprimer l'effet S_n au point $P(x,y)$ dans la travée équivalente de l'*ouvrage continu*, par :

$$\underline{S}_n = R_{xy}^n \cdot n \cdot \underline{M}_0$$

Où :

$\underline{M}_0 = \underline{M}_0(x)$, moment "moyen" en tout point de même abscisse x que P, obtenu par le chargement *d'une voie* en déplaçant longitudinalement Q sur l'*ouvrage continu*, et pas seulement dans la travée équivalente.

Remarquons au passage qu'une forme plus simple de \underline{S}_n est $\frac{S_n}{M_0} \cdot \underline{M}_0$.

Rapportons les effets à ceux du tablier et définissons le *coefficient de répartition transversale de Q au point P(x,y)*, par :

$$R_{xy}^{\max} = \frac{1}{N_1 \cdot M_0} \max_{1 \leq n \leq N} \{S_n\} \dots\dots\dots (4)$$

Où N_1 désigne le nombre de voies réellement chargées par la charge Q.

L'effet longitudinal enveloppe absolu, toujours au point P(x,y), a pour valeur dans l'**ouvrage continu** :

$$\max_{1 \leq n \leq N} \{S_n\} = R_{xy}^{\max} \cdot N_1 \cdot \underline{M_0}$$

Remarquons que $N_1 \cdot \underline{M_0}$ n'est autre que le moment longitudinal **moyen** produit dans le tablier **continu**.

On peut définir de façon analogue R_{xy}^{\min} . Mais du fait qu'il n'est pas déterminant dans la pratique, on ne le considère pas dans ce qui suit.

Ces coefficients de répartition se rattachent par définition à une charge Q (charge du système A, B, C, engin de chantier) et à un point P(x,y). Mais du fait qu'ils varient peu avec x, il suffit de les évaluer pour chaque charge et pour chaque travée aux points d'étude situés à mi-portée (y variable, x fixé à mi-portée).

2- Moment longitudinal enveloppe supporté par une file de poutre

Considérons la *file de poutre* d'ordonnée transversale y.

Lorsque $M_x(k)$ et donc S_n dans (1) et (2) sont évalués par intégration sur la largeur associée à cette file, la valeur R_{xy}^{\max} obtenue est le coefficient de répartition transversale associé à cette file, dans chaque travée et pour la charge considérée.

Sous l'action de Q, le moment longitudinal enveloppe dans une section quelconque d'abscisse longitudinale x, supporté par cette file de poutre, s'exprime par :

$$R_{xy}^{\max} \underline{M_m} \dots\dots\dots (5)$$

Rappelons que pour les charges A, B, C et engin de chantier :

$$\underline{M_m} = N_1 \cdot \underline{M_0},$$

Il y a lieu de tenir compte dans le calcul de $\underline{M_m}$:

- de la majoration dynamique, pour les charges B et C,
- du coefficient $a_2 = \frac{V_0}{V}$ du F61,II, pour les charges A,
v étant la largeur d'une voie,
et v_0 , la largeur nominale, qui, elle, dépend de la classe du pont.

Notons que l'effet longitudinal supporté par ***une poutre*** d'une file de poutre est l'effet déduit de la relation (5) ci-dessus, multiplié par un facteur tenant compte du jumelage éventuel de la file (à savoir : $\frac{1}{2}$ si jumelage et 1 sinon).

Remarquons enfin que les efforts sont ajustés conformément aux indications du § 7, lorsque le tablier n'est pas parfaitement continu au droit des appuis.

ANNEXE 3

Commentaires des résultats fournis par le programme

- 1- Rappel de données
- 2- Caractéristiques mécaniques

MODULE D'ELASTICITE DU BETON EN FONCTION DU TEMPS,
COMMUN A TOUTE FILE_DE_POUTRE

MODULE YOUNG	IT 2	...	IT 14
POUTRE			
HOUDIS			

CDG, AIRE, INERTIE D'UNE SEULE POUTRE ET DE SON HOUDIS ASSOCIE
FILE DE POUTRE COURANTE puis DE RIVE

PT. ETUDE	ABSC	SECTION	VSUP	VINF	AIRE	INERTIE
1		POUTRE				
		HOUDIS				
2						

Remarque :
Ces caractéristiques ne tiennent pas compte d'éventuelle retombée des entretoises,
par rapport aux poutres, au niveau des appuis.

- 3- Majoration dynamique

MAJORATION DYNAMIQUE
COMMUNE A TOUTE FILE_DE_POUTRE

		Travée 1	...		
MASSE TABLIER					
MASSE REMBLAI					
EC	Masse Dynam				
BG	Masse Dynam				
EXC1	Masse Dynam				
EXC2	Masse Dynam				

NOTA : La majoration dynamique de l'engin de chantier EC tient compte de
l'augmentation de la charge permanente apportée par le remblai provisoire
mis en place sur l'ouvrage.

4 - Rigidité_Tablier et Rigidité_File

POINT ETUDE	EI_TABLIER	EI_FILE 1 / EI_TABLIER	EI_FILE 2 / EI_TABLIER	...
1				
...				

Remarques :

- 1- Une file de poutre est formée par une poutre en cas de non jumelage, ou par deux poutres en cas de jumelage.
- 2- Rigidité_Tablier = Somme des Rigidité_File
- 3- Ces rigidités (E.I) sont évaluées par rapport au centre de gravité mécanique du tablier composite, avec prise en compte du béton et de l'acier de précontrainte ainsi que de leur module d'élasticité propre. Par ailleurs, le module du béton est ici le module instantané à 28 jours d'âge.

5- Coefficients de répartition transversale

REPARTITION TRANSVERSALE

	File de poutre	TRAVEE 1	TRAVEE 2	...
Gradient thermique	File 1...			
Tassement	File 1...			
Superstructures générales	File 1...			
Superstructures générales	File 1...			
Superstructures de gauche	File 1...			
Superstructures de droite	File 1...			
Remblai	File 1...			
EC	File 1...			
Trottoir gauche	File 1...			
Trottoir droit	File 1...			
AG	File 1...			
...	File 1...			

Définition : Effet_File = Effet_Tablier . Coef_Répartition_Transversale

Nota :

- Ces coefficients tiennent compte de l'effet de dalle et, pour les charges d'exploitation, de la dégressivité transversale.
- Pour une file de poutre donnée, ils sont déterminés par :
 - pour le gradient thermique et les tassements : $R = \text{Rigidité_File} / \text{Rigidité_Tablier}$
 - pour les charges de superstructures, de remblai provisoire et de piétons :
 $R = (M_x / M_n)$,
où :
 M_x est le moment enveloppe (avec effet de dalle) supporté par la file considérée,
 M_n , le moment moyen (sans effet de dalle) supporté par le tablier.
 - pour les charges A, B, C et engin de chantier et dans le cadre du F61,2, voir l'annexe 2 :

$$R = \frac{1}{N_1 \cdot M_0} \cdot \max_{1 \leq n \leq N} [CDT(n) \sum_{k=1}^{k=n} M_x(k)]$$

- où :
- N est le nombre maximal de voies de l'ouvrage,
 - N₁ est le nombre de voies chargées,
 - CDT(n), le coefficient de dégressivité transversale pour n voies chargées,
 - M_x(k), le moment enveloppe (avec effet de dalle), pour la voie k chargée,
 - M₀, le moment moyen (sans effet de dalle, ni dégressivité transversale) pour une voie chargée.

PRINCIPE GENERAL DE L'ETUDE DES EFFETS LONGITUDINAUX

Les effets longitudinaux étudiés sont le **moment** fléchissant, l'effort **tranchant**, la **réaction d'appui**, la **flèche** et la **rotation**.

Les moments et efforts tranchants sont étudiés à la fois sur le tablier et sur les poutres.

La réaction d'appui est étudiée sur le tablier et sur les files de poutres.

Les flèches et rotations sont étudiés seulement sur le tablier.

L'incidence de la réduction de la continuité du tablier au droit des appuis intermédiaires est étudiée selon les cas sur les moments fléchissants et les efforts tranchants.

Par ailleurs, pour les moments, on étudie les combinaisons d'actions quasi-permanente, fréquente, rare, ELU de résistance, et dans le cas des ponts-rail, la combinaison ELS de fatigue.

Pour les efforts tranchants et réactions d'appui, on étudie les combinaisons rares et ELU de résistance.

Pour les flèches et rotations, on n'étudie pas les combinaisons, mais les effets des actions prises séparément.

6 - Effets longitudinaux ELS dus à la charge permanente

C'est la somme **poids propre** (de poutre, hourdis et coffrages perdus) + **précontrainte** + **superstructures**

On étudie la variation au cours de chaque intervalle de temps (ou étapes) des effets :

TENSION dans les torons et des effets longitudinaux, et :

EFFORT NORMAL - MOMENT - TRANCHANT - REACTION - FLECHE - ROTATION

Leur évaluation s'effectue par la méthode incrémentale, tenant compte des déformations différées (FLUAGE, RETRAIT ET RELAXATION). Seule la valeur moyenne de ces effets est calculable par cette méthode. Dans ce calcul, il est supposé le tablier parfaitement continu sur ses appuis.

Outre le poids propre et la précontrainte, ce calcul tient compte également des superstructures, car celles-ci modifient la tension de précontrainte.

Remarques :

- Les réactions sur appuis provisoires sont reproduits à la fin des étapes (ou INTI) 2 à 9 incluses, qui sont antérieures au transfert du tablier sur ses appuis définitifs.
- Les réactions sur appuis définitifs sont reproduits à la fin des étapes (ou INTI) 10 à 14 incluses, qui sont postérieures au transfert du tablier sur ses appuis définitifs.
- Les autres effets (tension, moments, tranchants, flèches et rotations) sont reproduits à la fin de toutes les étapes.

Les étapes principales sont :

1	Bétonnage sur banc
2	Mise en précontrainte
4	Pose des poutres
6	Coulage du hourdis et des entretoises
8	Clavage
10	Transfert du tablier
11	Remblai + Engin EC de chantier
12	Pose des superstructures
13	1ère mise en service
14	Service définitif

Les autres étapes, bien qu'étant des étapes intermédiaires, sont également étudiées, pour calculer l'évolution des effets dans le temps.

Tension sur banc (en MPa) :

Perte à l'ancrage	
Perte par frottement	
Perte par relaxation	
Perte par retrait	
Perte thermique	
Tension juste avant la mise en précontrainte	

Les effets ELS dus à la charge permanente et à la précontrainte comprennent :

- **TENSION MOYENNE** dans les familles de torons :

FILE_DE_POUTRE X, avec X=COURANTE ou DE RIVE
VARIATION DE LA TENSION MOYENNE

POINT ETUDE	ABSC	INTI 2	INTI 3	...	INTI 14
I		Famille 1	Famille 1		Famille 1
	
...					

Remarque :

La tension à la fin d'un intervalle de temps T est égale à la tension juste avant la mise en précontrainte moins la somme des variations de tension produites au cours des intervalles 2 à T, bornes incluses.

- **EFFORT NORMAL MOYEN**
dans **chaque poutre** et dans son **hourdis associé**

FILE_DE_POUTRE X, avec X=COURANTE ou DE RIVE
VARIATION DE L'EFFORT NORMAL MOYEN DANS BETON

POINT ETUDE	ABSC	INTI 2	INTI 3	...	INTI 14
I ...					

Remarque :

Avant la mise en précontrainte, l'effort normal dans le béton est nul.
L'effort normal dans le béton à la fin d'un intervalle de temps T est la somme des variations d'effort normal ayant lieu au cours des intervalles 2 à T, bornes incluses.
Il en est de même pour les autres effets dus à la charge permanente et à la précontrainte, tels que le moment, l'effort tranchant, la réaction, la flèche et la rotation.

- **MOMENT MOYEN dû à la CHARGE PERMANENTE + PRECONTRAINT**
dans **chaque poutre** et dans son **hourdis associé**.

FILE_DE_POUTRE X, avec X=COURANTE ou DE RIVE
VARIATION DU MOMENT MOYEN de CHARGE PERMANENTE + PRECONTRAINT

POINT ETUDE	ABSC	INTI 2	INTI 3	...	INTI 14
I					
...					

Remarque :

Il s'agit là de variation de moment dans le béton d'une poutre préfabriquée et de son hourdis associé. Ces moments sont pris par rapport au centre de gravité propre à la section béton seul de chacune de ces deux parties.

- **TRANCHANT MOYEN dû à la CHARGE PERMANENTE + PRECONTRAINT**
dans **chaque poutre composite**

FILE_DE_POUTRE X, avec X=COURANTE ou DE RIVE
VARIATION DU TRANCHANT MOYEN de CHARGE PERMANENTE + PRECONTRAINT

POINT ETUDE	ABSC	INTI 2	INTI 3	...	INTI 14
I					
...					

• **REACTION_ELS sur appuis provisoires et sur une file de poutre**

FILE_DE_POUTRE X, avec X=COURANTE ou DE RIVE
REACTION_SUR_APPUIS_PROVISOIRES sous POIDS PROPRE + PRECONTRAINT

APPUI	ABSC	INTI 2	...	INTI 9
1				
...				

• **REACTION_ELS sur appuis définitifs et sur une file de poutre**

FILE_DE_POUTRE X, avec X=COURANTE ou DE RIVE
REACTION_SUR_APPUIS_DEFINITIFS sous CHARGE PERMANENTE + PRECONTRAINT

APPUI	ABSC	INTI 10	...	INTI 14
1				
...				

• **FLECHE, ROTATION du tablier, sous charge permanente + précontrainte**

TABLIER
VARIATION DE FLECHE, puis DE ROTATION due à la CHARGE PERMANENTE + PRECONTRAINT

POINT ETUDE	ABSC	INTI 2	INTI 3	...	INTI 14
1					
...					

7 - Position des charges mobiles
donnant lieu aux moments et tranchants enveloppes

Engin de chantier - TROTTOIR - Charges d'exploitation de type A, B et C

TABLIER
POSITIONS DE CHARGES CORRESPONDANTES AUX MOMENTS ENVELOPPES

POINT ETUDE		EC	TROTTOIR	AG	...	EXC2
1	M MAX	X BLOC 1...				
	M MIN					
2						

NOTA : <<XBLOC k>> positionne le véhicule n° k.
C'est l'abscisse de l'essieu le plus à gauche du pont, par rapport à l'axe de la culée de gauche, quel que soit le sens de circulation (GD ou DG).

TABLIER
POSITIONS DE CHARGES CORRESPONDANTES AUX TRANCHANTS ENVELOPPES

POINT ETUDE		EC	TROTTOIR	AG	...	EXC2
1	V MAX	X BLOC 1 X BLOC 2...				
	V MIN					
2						

8 - Effets ELS dus aux actions autres que le poids propre et la précontrainte

Ces actions proviennent de :

- SUPERSTRUCTURES - GRADIENT - TASSEMENT
- ENGIN DE CHANTIER - REMBLAI PROVISoire
- CHARGE SUR TROTTOIRS
- CHARGES D'EXPLOITATION DE TYPE A - B - C

Rappel :

Contrairement au poids propre et à la précontrainte, ces actions n'interviennent qu'en phase hyperstatique et qu'après le transfert du tablier sur ses appuis définitifs. Par conséquent, leurs effets ne changent pas avec le temps et peuvent être obtenus indépendamment du calcul incrémental des effets du poids propre et de la précontrainte.

Ces effets sont fournis avec leurs valeurs *maximale et minimale*. Celles-ci tiennent compte des *valeurs caractéristiques* des actions et, pour les moments et efforts tranchants, de la *réduction éventuelle de la continuité* du tablier sur piles.

Les résultats sont donc les suivants :

MOMENT, puis TRANCHANT, puis FLECHE, puis ROTATION DU TABLIER
DUE AUX ACTIONS AUTRES QUE POIDS PROPRE ET PRECONTRAINT

Les coefficient GAMMA et répartition transversale n'y sont pas inclus ;
Les autres coefficients (majoration dynamique, etc.) sont en revanche pris en compte.

POINT ETUDE	ABSC	SUPERST.	GRADIENT	...	EXC2
1		MAX MIN	MAX MIN		MAX MIN
...					

NOTA : Valeur max et min pour la section composite.

Remarques :

Les effets longitudinaux supportés par **une poutre d'une file** donnée se déduisent de ceux du **tablier** par :

- Pour les **déformations** (flèches et rotations) : $Déform_Poutre = Déform_Tablier$
- Pour les **moments** et efforts **tranchants** :
 $Effet_Poutre = Effet_Tablier \cdot Coef_Répartition \cdot Jume(FILE)$, où $Jume(FILE) = 0.5$ si jumelage, et $=1$ sinon.

- Pour les **réactions d'appui** :

Contrairement aux moments et efforts tranchants, les réactions d'appui se rapportent aux files de poutre (et non aux poutres elles-mêmes) :

$Réaction_File = Réaction_Tablier \cdot Coef_Répartition$

Le programme étudie bien entendu les effets dans le tablier et dans les poutres. En outre, il édite les effets dans le tablier ainsi que d'autres résultats permettant d'évaluer le cas échéant les effets dans les poutres, selon les indications ci-dessus.

REACTION DU TABLIER SUR APPUIS DEFINITIFS
DUE AUX ACTIONS AUTRES QUE POIDS PROPRE ET PRECONTRAINT

APPUI	ABSC	SUPERST	GRADI	...	EXC2
1					
...					

NOTA :

- Valeur max et min pour la section composite
- Les coefficient GAMMA et de répartition transversale n'y sont pas inclus ;
- Les autres coefficients (majoration dynamique etc.) sont en revanche pris en compte.

9 - Contraintes normales ELS en section supposée non fissurée

NOTA :

- L'évaluation de ces contraintes est nécessaire pour :
 - le contrôle du non dépassement des contraintes limites fixées par le BPEL (option standard) ou par l'utilisateur en données, et ce pour chaque combinaison d'actions, en tout point du tablier n'appartenant pas aux zones d'entretoises et de régularisation de précontrainte, ce contrôle fait l'objet d'un état récapitulatif présenté au §10 plus loin ;
 - le calcul des armatures passives longitudinales, même dans les zones d'entretoises et de régularisation de précontrainte (voir §11 plus loin).
- Ces contraintes sont évaluées en **section homogénéisée**, avec prise en compte du béton (y compris le béton tendu) et de l'acier de précontrainte ainsi que de leur module d'élasticité correspondant à l'intervalle de temps (ou étape) considéré.
- Les contraintes présentées sont des contraintes **cumulées** à chaque fin d'étape.
- Les étapes étudiées sont les suivantes :

2	Mise en précontrainte	fibre sup et inf de la poutre	
4	Pose des poutres	fibre sup et inf de la poutre	
6	Coulage du hourdis et des entretoises	fibre sup et inf de la poutre	
8	Clavage	fibre sup et inf de la poutre	fibre sup et inf du hourdis
10	Transfert du tablier	fibre sup et inf de la poutre	fibre sup et inf du hourdis
11	Remblai + Engin EC de chantier	fibre sup et inf de la poutre	fibre sup et inf du hourdis
12	Pose des superstructures	fibre sup et inf de la poutre	fibre sup et inf du hourdis
13	Première mise en service	fibre sup et inf de la poutre	fibre sup et inf du hourdis
14	Service définitif	fibre sup et inf de la poutre	fibre sup et inf du hourdis

- Par ailleurs, ces contraintes sont reproduites dans les fibres de chaque section (ou point d'étude) de la poutre la plus sollicitée de chaque **groupe** de poutres.
Rappelons que ces groupes ont été choisis lors de l'introduction des données par l'utilisateur.
- On peut en déduire les variations de contraintes à une étape I, qui sont définies comme différence des contraintes à la fin des étapes I et I-1.
- Les combinaisons ELS concernées ainsi que les étapes déterminantes sont :

C1 - POIDS PROPRE + SUPERSTRUCTURES + PRECONTRAINT (CP + P)

- à la fin des étapes 2, 4, 6 ...

C2 - COMBINAISON QUASI-PERMANENTE

- à la fin des étapes 12, 13 et 14

C3 - COMBINAISON ELS_CHANTIER

- à la fin de l'étape 11 (chantier)

C4 - COMBINAISON FREQUENTE_1

- à la fin des étapes 13 et 14

C5 - COMBINAISON FREQUENTE_2

- à la fin des étapes 13 et 14

C6 - COMBINAISON RARE_1

- à la fin des étapes 13 et 14

C7 - COMBINAISON RARE_2

- à la fin des étapes 13 et 14

C8 - COMBINAISON FATIGUE

- à la fin des étapes 13 et 14

NOTA : Ces combinaisons ainsi que les coefficients γ correspondants sont définis au § 6.

- Les contraintes normales ELS en section supposée **non fissurée** sont présentées dans les tableaux suivants

Dans chaque case de tableau relative à une fibre, il est présenté deux contraintes : la première est la contrainte résultante du **moment maximal**, la seconde du **moment minimal**. Dans le cas de la combinaison C1, une troisième contrainte, due au moment moyen, est également présentée, dans le but de renseigner l'état de contraintes à vide de l'ouvrage, compte tenu particulièrement du phénomène d'adaptation par le fluage, le retrait et la relaxation.

Notons qu'un moment maximal ne donne pas forcément lieu à une contrainte maximale.
De même, un moment minimal ne donne pas non plus forcément lieu à une contrainte minimale.

Les moments maximal et minimal résultent des **valeurs caractéristiques** des actions d'une part et de la réduction éventuelle de la **continuité** du tablier sur ses appuis d'autre part.

L'effet moyen résulte quant à lui de la valeur moyenne de l'action et de l'hypothèse de la continuité parfaite du tablier sur ses appuis.

GROUPE_DE_POUTRE X
 CONTRAINTES EN SECTION NON FISSUREE
C1 : CP+P

(Coefficients GAMMA compris)

PT. ETUDE	ABSC	FIBRE	INTI 2	...	INTI 14
1		PREFA INF	MAX MIN MOY		MAX MIN MOY
		PREFA SUP	MAX MIN MOY		MAX MIN MOY
		HOURDIS INF	MAX MIN MOY		MAX MIN MOY
		HOURDIS SUP	MAX MIN MOY		MAX MIN MOY
2					

NOTA :

- MAX (resp. MIN) correspond à la contrainte résultante du moment maximal (resp. minimal) qui sollicite la poutre la plus chargée du groupe de poutres étudié, au point d'étude considéré.
- Ces moments, maximal et minimal, tiennent compte d'une part de la fourchette de valeurs caractéristiques des actions, et d'autre part de la réduction éventuelle de la continuité du tablier dans les sections sur appuis intermédiaires.
- MOY est la contrainte résultante de la sollicitation moyenne dans le tablier supposé parfaitement continu.
- MOY est égal à la demi-somme (MAX + MIN), pour les intervalles de temps antérieurs au clavage, et en est généralement différent pour les intervalles postérieurs au clavage.

GROUPE_DE_POUTRE X
 CONTRAINTES EN SECTION NON FISSUREE
C2 : QUASI- PERMANENTE

(Coefficients GAMMA compris)

PT. ETUDE	ABSC	FIBRE	TASSEM	GRADI	C2 fin IT 12	C2 fin IT 13	C2 fin IT 14
1		PREFA INF	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN
		PREFA SUP	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN
		HOURDIS INF	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN
		HOURDIS SUP	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN
2							

GROUPE_DE_POUTRE X
CONTRAINTES EN SECTION NON FISSUREE
C3 : ELS_CHANTIER

(Tous coefficients inclus : GAMMA, répartition transversale et majoration dynamique des charges d'exploitation)

PT. ETUDE	ABSC	FIBRE	TASSEM	GRADI	REMBLAI	ENGIN	C3 fin IT 11
1		PREFA INF	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN
		PREFA SUP	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN
		HOURDIS INF	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN
		HOURDIS SUP	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN
2							

GROUPE_DE_POUTRE X
CONTRAINTES EN SECTION NON FISSUREE
C4 : FREQUENT_1

(Tous coefficients inclus : GAMMA, répartition transversale, coefficient a2 et majoration dynamique des charges d'exploitation)

PT ETUDE	ABSC	FIBRE	TASSEM	GRADI	TROTTOIR	ENV_A	ENV_B	ENV_C	ENV_ABC	C4 fin IT 13	C4 fin IT 14
1		PREFA INF	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN
		PREFA SUP	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN
		HOURDIS INF	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN
		HOURDIS SUP	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN	MAX MIN

NOTA :

Dans ce tableau, on a désigné

- a) par A, la charge d'exploitation de type A,
- b) par B, la charge d'exploitation de type B,
- c) par C, la charge d'exploitation de type C
- d) ENV_ABC désigne Enveloppe des charges d'exploitation A, B et C, avec prise en compte de leur cumul éventuel, cette possibilité de cumul étant introduite en donnée.

Par analogie, on obtient pour un **groupe de poutres** donné, les **contraintes en section non fissurée** des **autres combinaisons d'actions** :

C5 : FREQUENT_2

C6 : RARE_1

C7 : RARE_2

C8 : FATIGUE

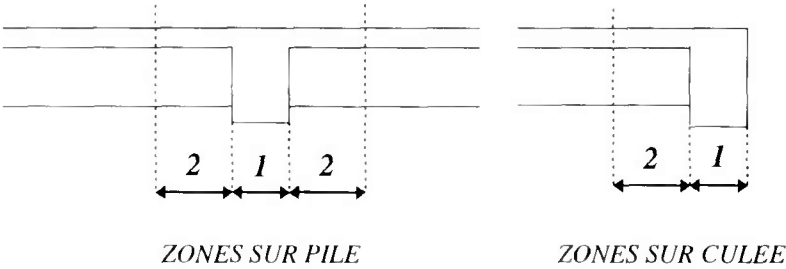
10- Contrôle des contraintes normales longitudinales du béton

CONTRAINTES NORMALES DU BETON EN SECTION NON FISSUREE
VALEURS ENVELOPPES ATTEINTES DANS L'OUVRAGE PAR COMBINAISONS

	Préfa_Bas		Préfa_Haut		Hourdis_Bas		Hourdis_Haut	
	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX
C1: CP + P Contrainte atteinte Point d'étude Abscisse	cf. nota 2							
C2 ...								

NOTA :

- 1- Le tableau ci-dessus résume les enveloppes de contraintes normales du béton atteintes dans les points d'étude n'appartenant pas aux zones d'entretoises et de régularisation de précontrainte (cf. définition ci-après). Dans ces zones, relevant du calcul de béton armé pour lequel le béton tendu est négligé, les contraintes de traction du béton ne font l'objet d'aucune limitation.
- 2- Les valeurs encadrées correspondent à un **dépassement de limite**.
- Le cas des contraintes qui mettent en traction la fibre inférieure de la poutre mérite une mention particulière.
- Il y a lieu de s'assurer que les contraintes atteintes en section d'enrobage et hors section d'enrobage ne dépassent pas leurs limites respectives, qui sont par ailleurs différentes entre elles.
- Dans la pratique, du fait que la fibre inférieure de la poutre est située à l'intérieur ou très près de la section d'enrobage, le programme vérifie que les contraintes atteintes sur cette fibre ne dépassent pas la limite en section d'enrobage.
- 3- Les zones de régularisation de précontrainte règnent, à partir de chaque about de poutre préfabriquée, sur une longueur supposée égale à la plus petite des deux dimensions : la longueur de scellement des armatures de précontrainte et la hauteur de la poutre préfabriquée (cf. dessin suivant).



COUPE LONGITUDINALE DU TABLIER

- 1 : zone d'entretoise
- 2 : zone de régularisation de précontrainte

11 - Armatures longitudinales

GROUPE_DE_POUTRE X
ACIERS LONGITUDINAUX

Point d'étude	Abscisse	PREFA BAS	PREFA HAUT	HOURDIS BAS	HOURDIS HAUT
1					
...					

NOTA :

- 1- Dans un calcul selon BAEL et BPEL, ces sections d'aciers longitudinaux résultent des calculs justificatifs vis-à-vis :
- de la résistance ELU de flexion ;

• de la reprise conventionnelle de tractions du béton (BPEL, article 6.1,32), cas de pré tension ;

• de l'équilibre mécanique ELS des sections fissurées (pour les sections vérifiées selon la classe 3 du BPEL) ;

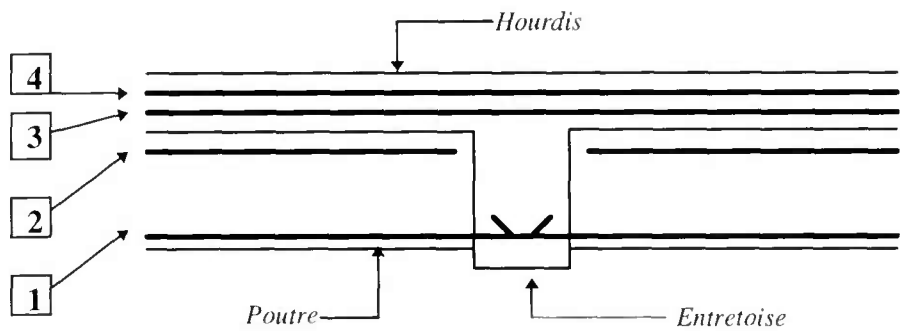
• du calcul de béton armé selon BAEL, pour les sections non précontraintes (telles que les sections sur appuis, les sections de clavage, les sections comportant des torons, mais gainés, etc.) ;

Il convient de noter que, dans un ouvrage PRAD hyperstatique, une telle section peut être soumise à un effort normal (par le biais de la redistribution des effets différés).
- 2- Pour le façonnage et la disposition du ferrailage longitudinal des poutres et du hourdis associé en tant que membrure de poutre, il y a lieu de se conformer aux indications du §3.4.2-b, pages 67 à 70 du Guide de conception PRAD, édité en septembre 1996, par le SETRA.
- 3- Le dessin suivant illustre la disposition des aciers longitudinaux, avec :
- 1 : PREFA_BAS

2 : PREFA_HAUT

3 : HOURDIS_BAS

4 : HOURDIS_HAUT



ELEVATION
Disposition des aciers longitudinaux

ATTENTION :

- Les aciers longitudinaux inférieurs **en attente** et à **bien ancrer** dans l'entretoise sont l'enveloppe :
- des aciers longitudinaux inférieurs (1) obtenus ci-dessus, dans la section d'about de poutre,

• et des aciers longitudinaux d'ancrage de l'effort tranchant, présentés dans la page suivante.

12 - Armatures longitudinales inférieures en zones d'about de poutre

Les aciers longitudinaux inférieurs en attente à chaque about de poutre préfabriquée sont l'enveloppe :

- des aciers longitudinaux inférieurs des poutres préfabriquées, nécessaires à la reprise des contraintes normales (évalués précédemment),
- et des aciers longitudinaux, désignés par A_{inf} dans ce qui suit.

GROUPE_DE_POUTRE X

ARMATURES INFERIEURES EN ZONES D'ABOUT DE POUTRES

POINT ETUDE (about)	ABSC	BRAS- LEVIER (m)	APPORT TORONS (m2)	ACIER REQUIS (m2)	ELU-CHANTIER TRANCHANT (MN)	ELU-CHANTIER MOMENT (MNm)	ELU-SERVICE TRANCHANT (MN)	ELU-SERVICE MOMENT (MNm)
		(Z)	(A _p)	(A _{inf})	(T)	(M)	(T)	(M)
...								

NOTA : a) Les sollicitations concomitantes (l'effort tranchant T et le moment M) sont celles de la combinaison ELU de résistance, donc pondérées par les coefficients gamma correspondants.

b) Dans le cas de l'option de ferrailage identique pour tous les groupes de poutres, la section A_{inf} présentée dans le tableau ci-dessus vaut bien entendu l'enveloppe des sections d'aciers de tous les groupes, au point d'étude considéré.

Dans le tableau ci-dessus, le calcul de A_{inf} est fait à chaque about de poutre.

Désignons par T et M , l'effort tranchant **ELU** et le moment fléchissant longitudinal **ELU**, en valeur algébrique, qui sont appliqués à ce point d'étude. Ces efforts sont *concomitants* en ce sens qu'ils résultent d'un même chargement sur le tablier.

La section d'armatures passives, avant déduction de l'aire des aciers de précontrainte participants à la résistance, est :

$$A = V / \sigma_s, \text{ où :}$$

$$V = \max \{ |T| + M/z, 0 \}, T \text{ et } M \text{ étant définis ci-dessus.}$$

$$\sigma_s = f_s / \gamma_s, f_s \text{ étant la limite d'élasticité de l'acier et } \gamma_s, \text{ son coefficient de prise en compte.}$$

$$z = \text{bras de levier de la section composite}$$

$$= I/S, I \text{ désignant l'inertie de la section composite et } S, \text{ le moment statique de la partie située au-dessus du centre de gravité de la section composite.}$$

Si le point d'étude est traversé par des aciers de précontrainte, la section minimum d'armatures longitudinales inférieures requise devient :

$$A_{inf} = A - A_p, \text{ avec :}$$

$$A_p = \sum_i A_{pi}, A_{pi} \text{ étant l'aire des torons de la famille } i \text{ participante à l'ancrage de l'effort tranchant.}$$

La famille i est participante si ses torons *ne sont pas gagnés dans la zone d'about considérée, s'ils sont bien ancrés dans l'entretoise et si* $d_{pi} \leq \bar{d}$, où :

- d_{pi} = distance des torons de la famille i à la face inférieure de la poutre,
- $\bar{d} = \max (0,05 \text{ m}, 2h/3)$, d'après BPEL, article 6.1.32, où h désigne la hauteur du béton *tendu* sous les sollicitations M et N . Du fait que N est faible dans ces sections d'about, h vaut approximativement la moitié de la hauteur de la section composite.

Toutefois, en raison des problèmes réels d'entrecroisement, et donc de l'impossibilité de laisser en attente les torons issus des deux abouts en regard sur piles, le programme néglige l'apport de ces torons dans les sections d'about sur piles d'ouvrages hyperstatiques.

Les calculs justificatifs ci-dessus sont produits par le programme dans les situations suivantes :

- circulation d'engins de chantier, avec ou sans mise en place du remblai provisoire.
- en service définitif.

13 - Cadres et étriers

GROUPE_DE_POUTRE X
CADRES ET ETRIERS

Point d'étude	Abscisse	CISAIL ELS (MPa)	GLISSE ELS (MPa)	CISAIL ELU (MPa)	GLISSE ELU (MPa)	CADRES PREFA (AT/T) (m2/m)	CADRES COMPOSITE (AT/T) (m2/m)	CONNECTEURS (AT/T) (m2/m)
I		A ind_A	B ind_B	C ind_C	D ind_D	E ind_E cf. nota in fine	F ind_F cf. nota in fine	G ind_G cf. nota in fine
...								

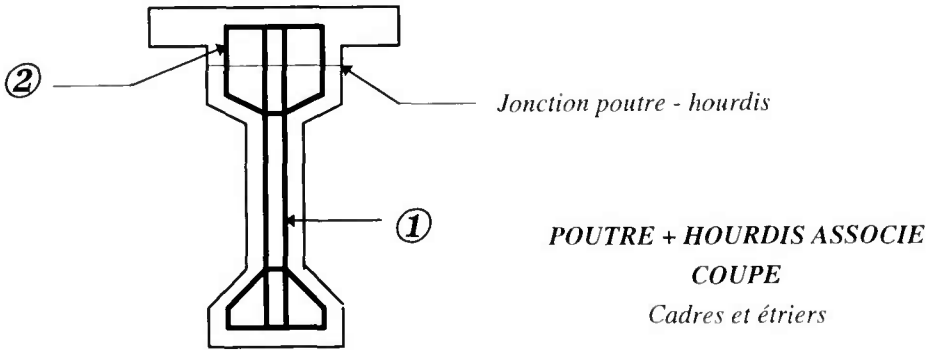
• ind désigne indicateur

- Acontrainte tangente ELS maximale dans l'âme.
- Ind_APREF , SERV ou CHAN, selon que A est atteint dans la partie préfabriquée (inti 2 et 6), ou dans la poutre composite soit en service (inti 14) soit sous l'engin de chantier (inti 13).
- Bcontrainte de glissement ELS à la jonction poutre-hourdis
- ind_BSERV ou CHAN, selon que B est atteint en service (inti 14) ou sous l'engin de chantier (inti 13).
- Ccontrainte tangente ELU maximale dans l'âme.
- Ind_CPREF , SERV ou CHAN, selon que C est atteint dans la partie préfabriquée (inti 2 et 6), ou dans la poutre composite soit en service (inti 14) soit sous l'engin de chantier (inti 13).
- Dcontrainte de glissement ELU à la jonction poutre-hourdis.
- Ind_DSERV ou CHAN, selon que D est atteint en service (inti 14) ou sous l'engin de chantier (inti 13).
- Esection de cadres et étriers minimale requise dans la partie préfabriquée (inti 2 et 6).
- Ind_EPREF.
- Fsection de cadres et étriers minimale requise dans la poutre composite
- ind_FSERV ou CHAN, selon que F est obtenu en service (inti 14) ou sous l'engin de chantier (inti 13).
- Gsection de cadres et étriers minimale requise pour la couture de jonction poutre - hourdis.
- Ind_GSERV ou CHAN, selon que G est obtenu en service (inti 14) ou sous l'engin de chantier (inti 13).

NOTA :

Le dessin suivant illustre la disposition des cadres et étriers :

- L'acier ① présente une section au moins égale à la plus grande des sections (E) et (F).
- Les aciers ① et ② réunis présentent une section au moins égale à (G), à la jonction poutre - hourdis.

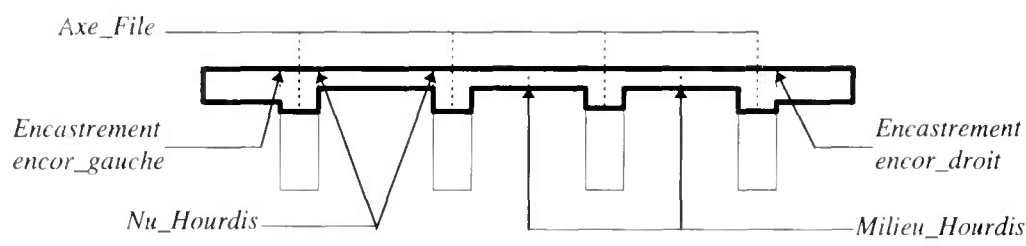


14 - Moments transversaux du hourdis

Principe :

Dans chaque travée, le programme considère cinq familles de facettes (points d'étude) pour cerner les moments et les aciers transversaux du hourdis coulé en place. Dans le sens longitudinal, ces facettes sont placées à mi-portée des travées. Dans le sens transversal, comme le montre le dessin suivant, elles coïncident avec :

- 1. Les axes des files de poutre,
- 2. Les nus des hourdis centraux,
- 3. L'encastrement de l'encorbellement de gauche,
- 4. L'encastrement de l'encorbellement de droite,
- 5. Les milieux des hourdis centraux.



COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER
Position des facettes

Les quatre premières familles sont destinées à cerner les moments transversaux **négatifs** et des armatures **supérieures** du hourdis, alors que la dernière famille, à celle des moments transversaux **positifs** et des armatures **inférieures** du hourdis.

Les moments transversaux, par unité de longueur de facette, présentés sur la note de calculs sont ceux qui sollicitent ces facettes, dans chaque travée, et pour chaque charge admise sur l'ouvrage.

Les **charges** considérées sont celles qui sollicitent le hourdis une fois que l'ensemble poutres - hourdis devient monolithique (donc sans le poids propre des poutres, ni celui du hourdis et des coffrages perdus, ni même l'action de la précontrainte qui, eux, sont portés par les poutres elles-mêmes). Par ailleurs, on néglige ici les moments transversaux et efforts normaux induits dans le hourdis par les déformations différées.

Cela conduit à la présentation des moments transversaux suivante.

MOMENTS TRANSVERSAUX DU HOURDIS (en MNm par mètre de longueur de facette)

TRAVEE I (un tableau par travée)

	SUPERST	TROTTOIR	REMBLAI	EC	AG	BG	...	EXC1	EXC2
AXE FILE 1									
etc.									
ENCOR GAUCHE									
ENCOR DROIT									
NU HOURDIS 1									
etc.									
MILIEU HOURDIS 1									
etc.									

NOTA :

- Les moments ci-dessus prennent en compte la majoration dynamique, la dégressivité transversale, le coefficient d'uniformisation a_2 . En revanche, ils ne sont pas pondérés par les coefficients γ de combinaisons d'actions.
- La numérotation des facettes croît par hypothèse du bord gauche au bord droit du tablier.

15 - Aciers transversaux du hourdis

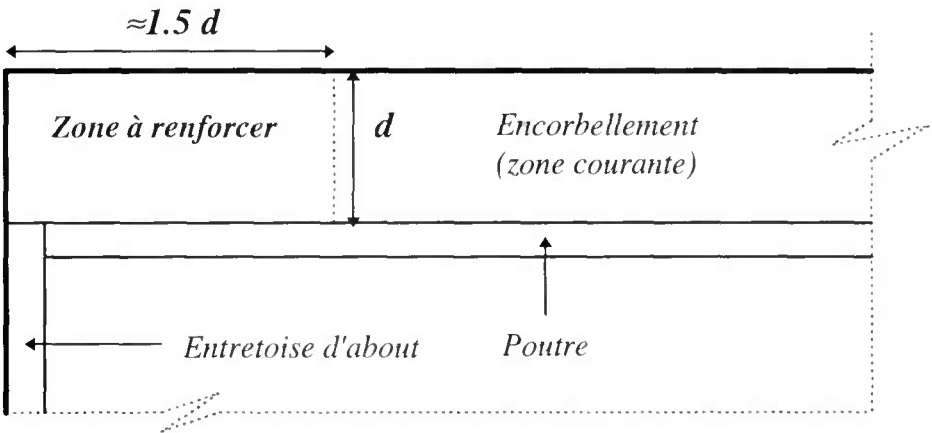
Les sections d'aciers transversaux présentées sur le tableau suivant résultent de sollicitations enveloppes des combinaisons **ELU** et **ELS-RARE**, pour l'ensemble des facettes appartenant à chaque famille et issues de chaque travée (voir définition au §14 ci-dessus). Ces sollicitations sont évaluées à partir des moments transversaux déjà obtenus au §14 ainsi que des coefficients γ de combinaisons d'actions correspondantes.

ARMATURES TRANSVERSALES DU HOURDIS (en m^2 par mètre de longueur de facette)

	TRAVÉE I	...	TRAVÉE N
AXE FILES			
ENCORBELLEMENT GAUCHE			
ENCORBELLEMENT DROIT			
NU HOURDIS			
MILIEU HOURDIS			

NOTA :

- 1- Pour le calcul des aciers transversaux du hourdis, l'épaisseur résistante prise en compte est :
- son épaisseur minimale (h_{min}), pour les nus et milieux de hourdis.
 - son épaisseur maximale (h_{max}), pour les encorbellements.
 - en principe l'épaisseur h_{min} , augmentée d'une surépaisseur, pour les facettes que sont les axes files. Cette surépaisseur ne dépasse pas le tiers de la demi-largeur de la table supérieure de la poutre préfabriquée, condition pour obtenir une bonne diffusion des efforts.
Par souci de simplification, c'est l'épaisseur h_{max} qui est prise par le programme, pour les facettes axes files.
- 2- Les sections d'aciers transversaux ci-dessus intéressent le hourdis dans sa zone **courante** (zone centrale de chaque travée).
- 3- Lorsque l'entretoise d'about ne se prolonge pas sous l'encorbellement, il y a lieu de **renforcer** le ferrailage transversal et longitudinal dans les zones de hourdis en encorbellement situées aux abouts du tablier. En pratique, prévoir une section d'aciers minimale dans ces zones égale au **double** de celle qui est obtenue en zone courante.
Chaque zone d'about s'étend sur une longueur de l'ordre d'une fois et demi la portée de l'encorbellement (voir dessin ci-après).
- 4- Pour la conception détaillée (façonnage et disposition) du ferrailage du hourdis, il y a lieu de se conformer aux indications du §3.4.2-b, pages 67 à 70, ainsi que du §3.5.4 et 3.5.5, pages 78, 79 du Guide de conception PRAD, édité en septembre 1996, par le SETRA.
- Par ailleurs, il importe de bien **ancrer** les aciers de renfort (transversaux et longitudinaux) au reste du tablier.



VUE EN PLAN

Zone d'encorbellement à renforcer,
lorsque l'entretoise d'about ne se prolonge pas sous l'encorbellement.

Page laissée blanche intentionnellement

ANNEXE 4

Eléments de calcul des pertes de précontrainte dans les tabliers PRAD

1 - Pertes sur banc

1.1 - Pertes à la mise en tension de l'armature

Ces pertes, par glissement de l'armature par rapport à son ancrage, sont calculables à partir des données principales que sont la longueur totale du banc et la valeur du glissement à ses deux extrémités.

1.2 - Pertes par frottements parasites (le cas échéant)

1.3 - Pertes par retrait du béton

1.4 - Pertes par relaxation de l'acier

1.5 - Pertes par étuvage (le cas échéant)

Dans le cas d'un étuvage, on remplace le calcul des pertes 1.3 et 1.4 par 1.5.1 et 1.5.2 ci-après.

1.5.1 - Pertes par retrait du béton,

Du fait du changement des caractéristiques du béton par le traitement thermique, la formulation du calcul de ces pertes est différente.

1.5.2 - Pertes par relaxation avant relâchement des armatures ;

La méthode de calcul est précisée par BPEL, annexe 6, article 4.1, 1er alinéa :

La part de relaxation $\Delta\sigma_{pI}$ qui s'effectue avant le relâchement des armatures est estimée par la formule donnée à l'annexe 2, article 3 du BPEL, dans laquelle on ajoute au temps t (en heure) une durée fictive équivalente t_{ep} :

$$\Delta\sigma_{pI} = k_1 \rho_{1000} \left(\frac{t + t_{ep}}{1000} \right)^{\frac{3}{4}(1-\mu)} \cdot e^{\frac{10\mu - 7,5}{k_2}} \left[\sigma_{pmI}(x) \right]$$

Avec :

$$- t_{ep} = t_{pa} \cdot 1,14^{\theta_{max} - 20}$$

Où :

θ_{max} est la température maximale en degré centigrade, subie au cours du cycle de traitement

t_{pa} est la durée conventionnelle en heures du palier isotherme à cette température.

- $\sigma_{pmt}(x)$ = tension à l'origine (σ_{p0}) –
pertes à la mise en tension (calculées par §1.1 ci-dessus)

$$- \mu = \frac{\sigma_{pmt}(x)}{f_{prg}}$$

- $k_1 = 0,006$ si $\rho_{1000} \leq 2,5$
 $= 0,008$ si $\rho_{1000} > 2,5$

- $k_2 = 1,1$ si $\rho_{1000} \leq 2,5$
 $= 1,25$ si $2,5 < \rho_{1000} < 8$
 $= 1,5$ si $\rho_{1000} \geq 8$

1.5.3 - Pertes d'origine thermique

La méthode de calcul est précisée l'annexe 6, article 4.2 du BPEL :

Cette perte, notée $\Delta\sigma_{\theta_{max}}$, est calculée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{\theta_{max}} = E_p \alpha_b (\theta_{max} - \theta_o)(1-\lambda)$$

Où:

E_p et α_b sont respectivement le module d'élasticité des armatures de précontrainte et le coefficient de dilatation thermique du béton.

θ_o et θ_{max} sont respectivement les températures initiales (à la mise en tension des armatures) et maximale subies par les armatures de précontrainte.

λ est un coefficient dont la valeur, en l'absence de résultats expérimentaux probants, est prise égale à 0,10.

\Rightarrow d'où tensions probables avant mise en précontrainte des poutres.

2 - Pertes par déformation instantanée à la mise en précontrainte des poutres

Ces pertes résultent de la déformation instantanée du béton due à l'action des armatures lors de leur relâchement. La méthode de calcul est précisée par le BPEL, article 3.4.13 :

La perte de tension à la mise en précontrainte de l'élément résulte de la déformation instantanée du béton due à l'action des armatures lors de leur relâchement.

Cette perte est égale à :

$$E_p \frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}} (1 + k_i)$$

Dans cette expression, σ_{bj} désigne la contrainte agissant au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte sous les diverses actions permanentes appliquées au jour j de la mise en précontrainte.

Pour un calcul approché selon l'annexe 1 du BPEL, k_i vaut :

- 0, si $\sigma_b \leq 0,5 f_{cj}$
- $4 \left(\frac{\sigma_b}{f_{cj}} - 0,5 \right)^2$, si $0,5 f_{cj} < \sigma_b \leq 0,66 f_{cj}$

La méthode suivie par le programme PRAD lui permet d'évaluer cette perte par :

$$E_p \frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}}$$

⇒ d'où tensions initiales, avant pertes différées.

3 - Pertes différées à une date t

Ces pertes sont à évaluer selon l'histogramme de chargements ou de déchargements envisagé pour la construction du pont (voir phases de construction).

Les dates clés correspondent aux opérations suivantes :

- bétonnage des poutres,
- mise en précontrainte des poutres,
- mise en place des poutres sur leurs appuis provisoires,
- bétonnage du hourdis et des entretoises,
- solidarisation des travées,
- transfert des poutres sur leurs appuis définitifs,
- pose des superstructures et équipements.

3.1 - Pertes par relaxation

Dans le cas d'un traitement thermique, ces pertes sont celles qui sont effectuées après relâchement des armatures. Conformément au BPEL, annexe 6, article 4.1, elles sont calculées comme suit :

La tension initiale $\sigma_{pi}(x)$, avant pertes de tensions différées, est donc égale à la tension à l'origine σ_{p0} diminuée des pertes à la mise en tension (§ 1.1 ci-dessus), de la relaxation $\Delta\sigma_{p1}$ (§ 1.4 ci-dessus), de la perte thermique (§ 1.5.3 ci-dessus), et de la perte à la mise en précontrainte (§ 2 ci-dessus).

Pour calculer la part de relaxation $\Delta\sigma_{p2}$ qui s'effectue après le relâchement des armatures, on appliquera la méthode exposée à l'annexe 2 du BPEL qui consiste dans ce cas, à :

- calculer la tension $\sigma_{pi}(x) + \Delta\sigma_{p1}$
- calculer le temps t_{eq} qui serait nécessaire pour conduire à la perte $\Delta\sigma_{p1}$ sous la tension initiale $\sigma_{pi}(x) + \Delta\sigma_{p1}$, par application de la formule de l'annexe 2, article 3 du BPEL, en écrivant :

$$\Delta\sigma_{p1} = k_1 \rho_{1000} \left(\frac{t_{eq}}{1000} \right)^{\frac{3}{4}(1-\mu)} \cdot e^{\frac{10\mu-7,5}{k_2}} \left[\sigma_{pi}(x) + \Delta\sigma_{p1} \right]$$

Avec :

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}(x) + \Delta\sigma_{p1}}{f_{prg}}$$

$\Delta\sigma_{p1}$ étant déjà obtenu par § 1.5.2 ci-dessus, on en déduit la valeur de t_{eq} .

- calculer par application de cette même formule la perte $\Delta\sigma_p$ au temps $t_{eq} + 500000$ heures, donnant conventionnellement la perte finale :

$$\Delta\sigma_p = k_1 \rho_{1000} \left(\frac{t_{eq} + 500000}{1000} \right)^{\frac{3}{4}(1-\mu)} \cdot e^{\frac{10\mu - 7,5}{k_2}} \left[\sigma_{pi}(x) + \Delta\sigma_{p1} \right]$$

La part de relaxation $\Delta\sigma_{p2}$ qui s'effectue après le relâchement des armatures est donc :

$$\Delta\sigma_{p2} = \Delta\sigma_p - \Delta\sigma_{p1}$$

3.2 - Pertes par retrait

3.3 - Pertes par fluage

Nota :

Les pertes de tension (§§3.1, 3.2 et 3.3) sont calculées différemment selon que le béton est traité thermiquement ou non.

3.4 - Terme rectangle (ou de concomitance des pertes)

La méthode adoptée par le programme PRAD lui permet de tenir compte directement de l'interaction des déformations différées (retrait, fluage et relaxation) des bétons et aciers de la section composite. De ce fait, il n'est pas nécessaire d'utiliser la formule forfaitaire proposée par l'annexe 2, §5 du BPEL, pour évaluer ce terme rectangle.

⇒ d'où tensions probables à la date t .

Eléments de calcul de tensions (suite)

<i>Désignation</i>	<i>Données de base</i>	<i>Observations</i>
<i>Pertes par rentrée d'ancrages</i> $\Delta\sigma_g$	<ul style="list-style-type: none"> $\Delta\sigma_g$ 	
<i>Pertes par frottements</i> $\Delta\sigma_f$	<ul style="list-style-type: none"> $\Delta\sigma_f$ 	
<i>Pertes par retrait sur banc entre les dates t_0 et t_p</i> $\Delta\sigma_{r1}$	<ul style="list-style-type: none"> E_p ε_r r_m t_0 (date de bétonnage) t_p (date de mise en précontrainte) 	<i>La fonction $r(t)$ est définie par la donnée r_m.</i>
<i>Pertes par relaxation sur banc</i> $\Delta\sigma_{p1}$	<ul style="list-style-type: none"> ρ_{1000} σ_{p0} f_{prg} 	<i>Autres données obtenues par calculs : k_1, k_2 qui sont fonctions de ρ_{1000}.</i>
<i>Pertes par raccourcissement du béton, à la mise en précontrainte</i> $\Delta\sigma_b$	<ul style="list-style-type: none"> E_p fonction $f_{cj}(t)$ 	<i>Autres données obtenues par calculs : E_{ij}, σ_{bj} et k_i.</i>
<i>Pertes par retrait</i> $\Delta\sigma_r$	<ul style="list-style-type: none"> E_p ε_r r_m et la fonction $r(t)$ 	<i>La fonction $r(t)$ est la même que ci-dessus.</i>
<i>Pertes par fluage</i> $\Delta\sigma_{f1}$	<ul style="list-style-type: none"> E_p f_{c28} pour évaluer E_{i28} fonction $K_{f1}(t)$ fonction $f(t)$ 	<i>Autres données obtenues par calculs :</i> <ul style="list-style-type: none"> k_i (voir ci-dessus) contrainte σ appliquée au béton lors d'une phase.
<i>Pertes par relaxation</i> $\Delta\sigma_p$	<i>Mêmes données de base que pour le calcul de $\Delta\sigma_{p1}$ ci-dessus.</i>	
<i>Pertes par variations discontinues de contrainte dans le béton postérieures à la mise en précontrainte (voir histogramme de chargement).</i>	<i>Pour le calcul du fluage, le programme PRAD ne considère que les fonctions $K_{f1}(t)$ et $f(t)$.</i>	<i>Les fonctions $k_f(t)$ et $g(t)$, nécessaires au cas d'une diminution de contrainte, ne sont pas prises en compte par le programme.</i>

Eléments de calcul de tensions (suite et fin)

(Cas de traitement thermique)

<i>Désignation</i>	<i>Données de base</i>	<i>Observations</i>
Résistance à la compression f_{cj} à la date j	<ul style="list-style-type: none"> t_p (date de mise en précontrainte) f_{c28} 	Autres données obtenues par calculs : f_{cp} à la date t_p
Durée moyenne conventionnelle du palier isotherme t_{pa} lui-même calculable à partir de t_f	<ul style="list-style-type: none"> t_f θ_{max} 	t_{pa} s'exprime lui-même en fonction de t_f . Mais par commodité, t_{pa} figure en donnée, au lieu de t_f .
Durée conventionnelle équivalente t_{eh}		Calculable à partir de t_{pa} et θ_{max}
Pertes par relaxation sur banc $\Delta\sigma_{pt}$	<ul style="list-style-type: none"> θ_{max} ρ_{1000} σ_{p0} f_{pr8} 	Autres données obtenues par calculs : k_1, k_2 qui sont fonctions de ρ_{1000} et t_{ep} . t_{ep} s'exprime à son tour en fonction de t_{pa} et θ_{max}
Pertes par retrait sur banc entre les dates t_0 et t_p $\Delta\sigma_{rl}$	<ul style="list-style-type: none"> E_p ϵ_r r_m t_o (date de bétonnage) t_p (date de mise en précontrainte) 	Autres données : <ul style="list-style-type: none"> fonction $r(t)$ définie par la donnée r_m. t_{eh} qui s'exprime lui-même en fonction de t_{pa} et θ_{max}
Pertes par raccourcissement du béton, à la mise en précontrainte $\Delta\sigma_b$	<ul style="list-style-type: none"> E_p fonction $f_{cj}(t)$ 	Autres données obtenues par calculs : E_{ip}, σ_{bj} et k_i
Pertes d'origine thermique $\Delta\sigma_{\theta_{max}}$	$\Delta\sigma_{\theta_{max}}$	

Pertes par retrait $\Delta\sigma_r$	<ul style="list-style-type: none"> E_p ϵ_r r_m et la fonction $r(t)$ 	Autres données : <ul style="list-style-type: none"> $r(t)$ est la même que ci-dessus. t_{eh}
Pertes par fluage $\Delta\sigma_{fl}$	<ul style="list-style-type: none"> E_p E_{i28} fonction $K_{fl}(t)$ fonction $f(t)$ 	Autres données (obtenues par calculs) <ul style="list-style-type: none"> k_i (voir ci-dessus) σ, contrainte appliquée au béton lors d'une phase. t_{eh}
Pertes par relaxation $\Delta\sigma_p$	Mêmes données de base que pour le calcul de $\Delta\sigma_{pt}$ ci-dessus.	Autre donnée : <ul style="list-style-type: none"> t_{eq} qui s'exprime lui-même en fonction de t_{pa} et θ_{max}
Pertes par variations discontinues de contrainte dans le béton, postérieures à la mise en précontrainte (voir histogramme de chargement).	Seules les fonctions $K_{fl}(t)$ et $f(t)$ sont considérées, les fonctions $k_i(t)$ et $g(t)$, nécessaires au cas d'une diminution de contrainte, ne le sont pas.	Autre donnée : <ul style="list-style-type: none"> t_{eh}

Nota :

- 1- Le traitement thermique nécessite donc trois paramètres supplémentaires : t_f , θ_{max} et $\Delta\sigma_{\theta_{max}}$
- 2- Les dates sont habituellement exprimées en jour, sauf pour t_f , t_{pa} , t_{ep} et t_{eq} qui s'expriment en heure.

ANNEXE 5

Evolution des déformations en fonctions du temps

Nous exposons dans ce qui suit le principe du calcul des déplacements en fonction du temps et des contraintes développés dans une section composite du tablier PRAD, à travée unique ou à plusieurs travées rendues continues, sous l'effet des déformations différées (retrait, fluage et relaxation).

Les charges considérées sont constituées par la charge permanente (poids propre des poutres ainsi que celui du hourdis et des coffrages perdus, la précontrainte et par d'autres actions de longue durée (clavage, poids des superstructures, transfert du tablier sur ses appuis, etc., voir à cet effet l'histogramme des actions présenté dans le § 3 du texte).

Cette annexe complète le § 5.1 du texte sur les modalités de prise en compte des charges permanents et de la précontrainte.

L'analyse suivante s'inspire des références [2] et [3] de l'annexe 6 (bibliographie).

1 - Généralités

a) Béton

Le fluage du béton est supposé linéaire. Le principe de superposition linéaire est donc applicable. De plus, en vertu de l'hypothèse de Navier, la déformée de la section à tout instant est une droite.

La déformation **totale** du béton (déformation instantanée + fluage + retrait), qui se produit dans une section donnée, du début (intervalle 1) jusqu'à la fin de l'intervalle i peut s'écrire, par superposition :

$$\varepsilon_c(i_{fin}, 0) = \sum_{j=1}^i \frac{\Delta\sigma_c(j)}{E_c(j)} [1 + F(i_{fin}, j)] + \varepsilon_r(i_{fin}, t_s) \dots\dots\dots (1)$$

Où :

- i_{fin} = date définissant la fin de l'intervalle i .
- j = date de chargement, supposée correspondant au **milieu** de l'intervalle j .
- t_s = date de fin de l'étuvage ;
dans la pratique : $t_s = t_p$ = date de mise en précontrainte.
- $\Delta\sigma_c(j)$ = incrément de contrainte ayant lieu à l'intervalle j , dans la section.
- $E_c(j)$ = module d'élasticité du béton au début de l'intervalle j .
- $F(i_{fin}, j)$ = fonction de **fluage** pour la période de temps $(i_{fin} - j)$.

Dans le cas du BPEL, $F(i_{fin}, j) = C(j)K_f(j)f(i_{fin} - j)$, où :

- K_f et f sont des fonctions définies par le BPEL,
- $C(j) = E_c(j)/E_c(28)$ est un terme correcteur, du fait que $K_f f$ est rapporté dans BPEL à $E_c(28)$, alors que (1) se rapporte à $E_c(j)$.

$\varepsilon_r(i_{fin}, t_s) =$ déformation de retrait du béton, entre la date de fin de l'étuvage et la date de fin de l'intervalle i .

a) Acier de précontrainte

Par analogie, la déformation de l'acier de précontrainte du début de l'intervalle 1 à la fin de l'intervalle i est :

$$\varepsilon_p(i_{fin}, 0) = \frac{1}{E_p} \sum_{j=1}^i [\Delta\sigma_p(j) - \Delta\sigma_\rho(j)] \dots \dots \dots (2)$$

Où :

- i_{fin} et j conservent leur signification ci-dessus,
- $\Delta\sigma_p(j) =$ incrément de contrainte dans l'acier de précontrainte, supposé ayant lieu au milieu de l'intervalle j .
- $\Delta\sigma_\rho =$ **relaxation** réduite de contrainte dans l'acier. Cette relaxation est une relaxation réduite, car elle est inférieure à la relaxation dite intrinsèque, qui, elle, est obtenue par un essai normalisé en laboratoire, où la longueur de l'armature est maintenue constante.

2 - Calcul incrémental

2.1 - Principe

L'hypothèse que les sections planes restent planes (de Navier) permet de relier à tout instant la déformation unitaire axiale, ε , et la courbure, ϕ , d'une section quelconque, à l'effort normal, N , et le moment, M , qui sont appliqués à cette section (voir § 2.2). Par ailleurs, lorsqu'une action instantanée (déformation ou effort) se produit dans un intervalle de temps, elle est supposée appliquée à la date définissant le milieu de l'intervalles en cause.

Montrons que (1) ainsi que le calcul des effets qui en résultent dans le tablier peuvent être ramenés à un calcul *incrémental* dans le temps. Ce calcul, développé dans ce qui suit, est nécessaire en raison de la variation dans le temps des charges ainsi que des caractéristiques tant transversales que longitudinales.

A cet effet, évaluons la variation de **déformation axiale** d'une *section de béton* pendant l'intervalle de temps i , en utilisant la relation (1) :

$$\begin{aligned} \Delta\varepsilon_c(i) &= \varepsilon_c(i_{fin}, 0) - \varepsilon_c(i_{déb}, 0) \\ &= \frac{\Delta N(i)}{A_c E_c(i)} \left[1 + F(i_{fin}, i) \right] + \Delta\varepsilon_c'(i) \dots \dots \dots (3) \end{aligned}$$

Avec :

$$\Delta\varepsilon_c'(i) = \sum_{j=1}^{i-1} \frac{\Delta N(j)}{A_c E_c(j)} \left[F(i_{fin}, j) - F(i_{déb}, j) \right] + \Delta\varepsilon_r(i)$$

Où :

- E_c , F , i_{fin} et j conservent leur signification ci-dessus,
- $i_{déb}$ = date définissant le début de l'intervalle i ,
- A_c désigne l'aire de la section béton,
- $\Delta \varepsilon_r(i)$ = variation de la déformation par retrait pendant l'intervalle i .

Par analogie, on a une relation semblable pour la **courbure** de la section :

$$\begin{aligned} \Delta \phi_c(i) &= \phi_c(i_{fin}, 0) - \phi_c(i_{déb}, 0) \\ &= \frac{\Delta M(i)}{I_c E_c(i)} \left[1 + F(i_{fin}, i) \right] + \Delta \phi_c'(i) \dots\dots\dots (4) \end{aligned}$$

Avec :

$$\Delta \phi_c'(i) = \sum_{j=1}^{i-1} \frac{\Delta M(j)}{I_c E_c(j)} \left[F(i_{fin}, j) - F(i_{déb}, j) \right]$$

Où I_c désigne l'inertie de la section béton, et les autres notations conservent leur signification ci-dessus.

De même, (2) permet d'établir l'accroissement de la déformation unitaire de l'acier de précontrainte pendant l'intervalle i :

$$\Delta \varepsilon_p(i) = \frac{\Delta N_p(i)}{A_p E_p} + \Delta \varepsilon_p'(i) \dots\dots\dots (5)$$

Avec :

$$\Delta \varepsilon_p'(i) = - \frac{\Delta \sigma_p(i)}{E_p}$$

Où :

A_p = aire de l'acier de précontrainte

E_p = module d'élasticité de l'acier de précontrainte.

$\Delta N_p(i)$ = variation de l'effort normal de précontrainte pendant l'intervalle i .

Remarques :

- Les effets de $\Delta \sigma_p(i)$ et donc de $\Delta \varepsilon_p'(i)$ sont calculables par le § 2.2.
- Les actions instantanées de la précontrainte (effort normal et moment) sur le béton sont introduites dans les poutres dès la mise en précontrainte de ces dernières à l'intervalle 2, et leur variation par fluage au cours du temps est prise en compte par (3) et (4).

Pour chaque intervalle i , il suffit par conséquent d'ajouter algébriquement les effets sur le béton des termes :

$$\frac{\Delta N_p(i)}{A_p E_p} \quad \text{et} \quad \Delta \varepsilon_p'(i).$$

- De ce fait, cette démarche tient compte de l'interaction des déformations du fluage, du retrait et de la relaxation. Il n'y donc pas lieu de prendre en considération le "terme rectangle" de pertes de tension de précontrainte qui est un terme correctif dans la méthode approchée admise par le BPEL.

Conclusions :

Le second membre des relations (3), (4) et (5) apparaît ainsi comme une somme de deux termes. Le premier terme est la déformation dépendante *linéairement* des actions appliquées à la section pendant le *seul intervalle de temps i*. Le second terme est superposition des déformations résultantes des actions appliquées à la section au cours des intervalles antérieurs à i, à savoir : 1, 2, ..., i-1. Ce second terme est donc *indépendant* des actions ayant lieu dans l'intervalle i.

On peut donc évaluer *de proche en proche* la *variation* de déformations axiales et de courbures *au cours d'un intervalle de temps i*, en le procédant depuis l'intervalle 1 à l'intervalle i étudié.

On assimilera, comme dans tout processus de récurrence, les quantités $\Delta \varepsilon_c'(i)$, $\Delta \phi_c'(i)$ et $\Delta \varepsilon_p'(i)$ à des déformations "*initiales*", à ne pas confondre bien entendu avec les déformations instantanées.

Le problème consiste essentiellement à évaluer l'effet de ces déformations initiales dont le principe est exposé dans ce qui suit.

2.2 - Calcul de l'effet des déformations initiales

Considérons la section composite d'une tablier PRAD. Elle est composée de plusieurs parties de caractéristiques différentes : le béton de la poutre préfabriquée, celui du hourdis et les différents aciers (aciers passifs et aciers de précontrainte).

Les relations (3), (4) et (5) mettent en jeu des efforts ΔM et ΔN et, corrélativement, des déformations appliquées à la section composite, ou à chacune de ses parties.

Supposons qu'une partie quelconque, d'indice k, soit soumise à une déformation axiale, ε_k et à une courbure, ϕ_k . A titre indicatif, dans la partie k :

- Pour le fluage, ε_k prend la valeur $\Delta \varepsilon_c'(i)$ de la relation (3), sauf le terme $\Delta \varepsilon_p'(i)$ qui intervient dans le retrait (voir ci-après), ϕ_k prend la valeur $\Delta \phi_c'(i)$ de la relation (4).
- Pour le retrait, ε_k prend la valeur $\Delta \varepsilon_p'(i)$ de la relation (3), ϕ_k vaut zéro.
- Pour la relaxation, ε_k prend la valeur $\Delta \varepsilon_p'(i)$ de la relation (5), ϕ_k vaut zéro.

L'analyse suivante permet d'évaluer l'effet de ces déformations "*initiales*" dans la section composite et dans ses parties constitutives.

Considérons donc cette partie k et supposons qu'elle n'est pas libre de se déformer en raison des liaisons internes. Pour évaluer les états de déformations et de contraintes de la section, appliquons à cette dernière des actions extérieures et artificielles pour l'empêcher de se déformer librement. Ces actions vont engendrer des contraintes internes, et donc des efforts internes N_k et M_k dans la partie k, calculables par :

$$N_k = -E_k A_k \varepsilon_k \dots\dots\dots (6)$$

$$M_k = -E_k I_k \phi_k \dots\dots\dots (7)$$

Remarquons le signe - qui indique ici que les efforts N_k et M_k s'opposent aux déformations ε_k et ϕ_k .

Notations :

- E_k , le module d'élasticité du matériau constitutif de la partie k ,
- A_k , aire de la partie k ,
- I_k , inertie de la partie k , rapportée à son cdg G_k
- ϵ_k , déformation axiale subie par A_k , au niveau de son CDG,
- ϕ_k , courbure subie par A_k .

Remarques :

- La partie k est l'une des parties suivantes :
 - béton de la poutre préfabriquée,
 - béton du hourdis associé,
 - une famille de torons de précontrainte.
- M_k est le moment pris par rapport au cdg de la partie k .
- Ces expressions s'appliquent au béton et aux aciers, mais lorsque la partie k est un acier, $\phi_k = 0$ et $M_k = 0$.

Désignons par $\{N, M\}$ le torseur total des efforts N_k et M_k et rapportons-le au **centre de gravité mécanique**, G , de la section composite. Le centre de gravité mécanique est le barycentre des aires A_k affectées de leur module d'élasticité E_k . G , tout comme E_k , varie avec le temps.

$$N = \sum_k N_k \dots\dots\dots (8)$$

$$M = \sum_k M_k - \sum_k N_k y_k \dots\dots\dots (9)$$

Où $y_k = \overline{GG_k}$, G étant le centre de gravité (cdg) mécanique de la section composite et G_k , cdg de la partie k .

Bien entendu, N et M doivent comprendre les efforts développés non seulement dans le béton de la poutre préfabriquée et du hourdis, mais également dans les aciers de précontrainte. Par souci de simplification, nous ne prenons pas en compte les aciers passifs dans ce calcul.

Pour annuler cette action artificielle, appliquons au centre de gravité mécanique de chaque section composite de la structure à calculer le "chargement" représenté par le torseur $\{\underline{N}, \underline{M}\}$, avec :

$$\underline{N} = -N \text{ et } \underline{M} = -M \dots\dots\dots (10)$$

Les effets totaux, engendrés dans la section composite par ce chargement sont :

- réaction d'appui
- effort tranchant
- effort normal N_c et moment fléchissant M_c , l'indice c indiquant que ces efforts sont rapportés au centre de gravité mécanique de la section composite
- flèches et rotations
- déformation axiale ϵ et courbure ϕ de la section composite, rapportées à son centre de gravité mécanique

(11)

A titre indicatif, dans ce calcul, il y a lieu de considérer l'hyperstaticité, le cas échéant, de la structure, ses rigidités rapportées au centre de gravité mécanique, et non au centre de gravité géométrique (pour plus de détail, voir §4 plus loin).

Les efforts N_c et M_c ainsi obtenus dans la section composite permettent de déduire les déformations ε et ϕ ainsi que les effets dans les parties k , comme le montre le § 3.

En particulier, les déformations et efforts engendrés dans chaque partie k de la section composite sont :

- déformation axiale : $\underline{\varepsilon}_k = \varepsilon - y_k \cdot \phi$, y_k étant défini comme ci-dessus
(Il importe donc de ne pas confondre $\underline{\varepsilon}_k$ avec ε_k).
- courbure : $\underline{\phi}_k = \phi$ (12)
- effort normal : $N_k + E_k \cdot A_k \cdot \underline{\varepsilon}_k$ (à noter le signe + ici)
- moment : $M_k + E_k \cdot I_k \cdot \underline{\phi}_k$ (même remarque que ci-dessus)

Où N_k , M_k , y_k , E_k , A_k et I_k conservent la même signification que ci-dessus.

Ces expressions sont valables pour le béton (préfabriqué et hourdis). Pour les aciers de précontrainte, la variation de la tension dans l'armature de précontrainte k est $\Delta\sigma_p(i) + E_k \cdot \underline{\varepsilon}_k$

Ces déformations et efforts peuvent être évalués de façon détaillée par les indications du §3 suivant. Celui-ci montre de façon générale la relation biunivoque entre les efforts appliqués à une section composite et les déformations résultantes ainsi que les effets dans chaque partie k .

NOTA :

- 1- Les effets ci-dessus (efforts, contraintes et déformations) sont des variations d'effets au cours d'un intervalle de temps, produites par les déformations "initiales".
- 2- Ce processus s'effectue de proche en proche, de l'intervalle de temps 1 à l'intervalle 14, et tient compte de toutes les actions (efforts et déformations) appliquées à la structure pendant ces intervalles, ainsi que des effets du fluage, du retrait et de la relaxation.
- 3- L'effet à une date donnée est bien entendu la somme des variations d'effet qui ont eu lieu dans les intervalles de temps antérieurs à cette date. A cet effet, il convient de noter que M_c , ou ε , n'est pas sommable au cours du temps, puisqu'il se rapporte à G et que celui-ci varie lui-même avec le temps, alors qu'en revanche, les effets N_k , M_k , $\underline{\phi}_k$ et $\underline{\varepsilon}_k$ le sont, du fait qu'ils se rapportent à G_k qui reste fixe.

2.3 - Calcul de l'effet des déformations instantanées

L'effet considéré correspond au premier terme du second membre des relations 2, 3 et 4 précédentes. Il résulte des actions instantanées qui se produisent dans les intervalles de temps nuls tels que 2, 4, 6, etc.

En premier lieu, ces actions produisent des effets (efforts et déformations) dans la section composite. En particulier, elles provoquent des variations de tension dans les aciers de précontrainte.

Ensuite, ces variations de tension engendrent à leur tour des effets dans la section composite.

Les variations totales d'effets sont somme des variations d'effets précédentes, à savoir les variations :

- d'effort tranchant, de réaction, de flèche et de rotation dans la **section composite**.
- d'effort normal et de moment dans **le béton**.
- de tension des **aciers de précontrainte**.

3- Déformations et efforts dans une section composite

Soit N (effort normal) et M (moment), les efforts appliqués à une section composite en son centre de gravité mécanique, la section composite étant formée par le béton de la poutre préfabriquée, les aciers de précontrainte et, *selon la date étudiée*, le béton du hourdis associé. N et M jouent par exemple le rôle de M_c et N_c , respectivement, du § 2 précédent.

Déterminons les déformations ε (axiale), ϕ (courbure) de cette section composite, ainsi que les déformations ε_k , ϕ_k , et les contraintes normales σ dans une partie k constitutive de cette section.

Adoptons la convention de signe suivante :

- *Déformation axiale* > 0 , pour les allongements,
 < 0 , pour les raccourcissements et compressions.
- *Courbure* > 0 dans le sens trigonométrique
- $M > 0$, si la fibre inférieure est tendue.

Cette convention de signe est commode et n'est utilisée que pour les calculs internes au programme. Il convient de signaler que le signe ainsi obtenu des déformations axiales et des efforts normaux est opposé à celui adopté dans le bordereau des données et dans la note de calculs.

L'équilibre entre les efforts appliqués et les efforts internes permet d'écrire :

$$N = \sum n_k$$

$$M = \sum (m_k - n_k \cdot y_k)$$

Avec, dans ces relations :

$$n_k = E_k \cdot \varepsilon_k \cdot A_k$$

$$m_k = E_k \cdot \phi_k \cdot I_k$$

A_k , I_k : l'aire et l'inertie, respectivement, de la partie k , rapportée à son cdg G_k .

n_k et m_k : l'effort normal et le moment, respectivement, appliqués à la partie k , au point G_k .

y_k = ordonnée $\overline{GG_k}$

Et :

$$\varepsilon_k = \varepsilon - \phi \cdot y_k \text{ (hypothèse de Navier).}$$

(ε_k étant la déformation axiale au point G_k).

$$\phi_k = \phi$$

(Rappelons que ε est la déformation axiale au point G de la section composite, et ϕ , sa courbure, engendrées par N , M).

Il en résulte :

$$N = \varepsilon \cdot \sum E_k \cdot A_k - \phi \cdot \sum E_k \cdot A_k \cdot y_k$$

$$M = -\varepsilon \cdot \sum E_k \cdot A_k \cdot y_k + \phi \cdot \sum E_k \cdot (I_k + A_k \cdot y_k^2)$$

En posant :

$$EA = \sum E_k \cdot A_k$$

$$EH = \sum E_k \cdot A_k \cdot y_k$$

$$EI = \sum E_k \cdot (I_k + A_k \cdot y_k^2)$$

On a :

$$\begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} EA & -EH \\ -EH & EI \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon \\ \phi \end{Bmatrix}$$

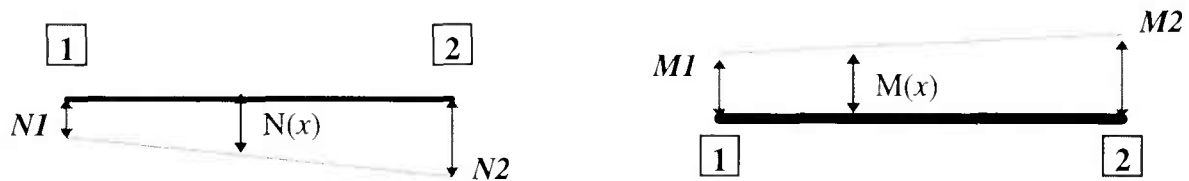
Cette relation permet de calculer les déformations ε, ϕ (d'où ε_k, ϕ_k puis n_k, m_k) à partir des efforts N, M et vice-versa.

Quant aux contraintes normales dans le béton en *section supposée non fissurée* engendrées dans une partie k (poutre préfabriquée ou hourdis), elles sont calculables indifféremment à partir des déformations (ε_k, ϕ_k) ou des efforts (n_k, m_k).

A titre indicatif, en un point Q appartenant à la partie k (béton ou acier, de cdg G_k), et défini par l'ordonnée $y_Q = \overline{G_k Q}$, la contrainte normale est $\sigma = E_k \cdot (\varepsilon_k - \phi_k \cdot y_Q)$. Bien entendu, si la partie k est une armature de précontrainte, $\phi_k = 0$.

4- Effets engendrés par un "chargement" (N, M)

Soit deux points d'étude 1 et 2 adjacents, entre lesquels la poutre est soumise à une *action* constituée par un effort normal $N(x)$ et un moment fléchissant $M(x)$ qui sont appliqués à chaque section d'abscisse x , comme le schématisent les dessins suivants.



A titre indicatif, $\{N, M\}$ peut être l'effort normal et le moment isostatique, respectivement, de la précontrainte ou le couple $\{\underline{N}, \underline{M}\}$ défini dans chaque intervalle de temps (cf. § 2).

Les *déformations imposées*, équivalentes à ce "chargement" comprennent :

- une déformation axiale égale à N/EA ,
- et une courbure égale à M/EI .

Où EA et EI sont les rigidités de la section composite, définies au §3.

Ces déformations, lorsqu'elles sont imposées au tablier, engendrent dans la section composite des efforts et déformations qui sont des *effets résultants*, calculables par ST1.

Les effets (efforts et déformations) *totaux* de la section composite sont enfin obtenus par sommation de ces effets, *imposés* et *résultants*, récapitulés dans le tableau suivant.

	<i>Déformations & efforts imposés</i>	<i>Effets résultants (issu du calcul ST1)</i>	<i>Effets totaux</i>
<i>Effort normal</i>	N	0	N
<i>Moment fléchissant</i>	M	M_1 <small>(nul pour une travée isostatique)</small>	$M + M_1$
<i>Déformation axiale</i>	N/EA	0	N/EA
<i>Courbure</i>	M/EI	ϕ_1 <small>(nul pour une travée isostatique)</small>	$M/EI + \phi_1$
<i>Effort tranchant</i>	0	T_1	T_1
<i>Réaction d'appui</i>	0	R_1	R_1
<i>Flèche</i>	0	f_1	f_1
<i>Rotation</i>	0	r_1	r_1

M, N, EA et EI conservent leurs notations précédentes.

L'indice 1 indique qu'il s'agit d'un résultat issu du calcul ST1.

Résumé des principaux calculs des effets de CP + P au cours d'un intervalle de temps. (les renvois entre {.} se rapportent aux §§ 1 et 2 de la présente annexe)

A- Début de l'étude de l'intervalle I (INTI_I), les données sont :

- les variations d'efforts $(\Delta N_k)_{total}$ et $(\Delta M_k)_{total}$ qui sont appliquées dans les intervalles **I** à **I-1**,
- les actions *instantanées* appliquées dans cet intervalle **I** lui-même (seulement dans le cas d'un intervalle de temps nul).

Les premières sont utilisées pour les calculs de (C) et (E) et les secondes pour les calculs de (D) et (E) ci-dessous.

B- Formation de la *structure* correspondante à INTI_I.

C- Effets des déformations dites *initiales* au cours de INTI_I (seulement pour le cas d'intervalles de temps **non nuls).**

1- Pour chaque point d'étude, on calcule les déformations initiales ϵ'_k et ϕ'_k (fluage, retrait et relax), dans chaque partie k.

Notons que pour la relax dans l'acier k : $\epsilon'_k = -\Delta\sigma_{relax} / E_p$.

Le signe - devant $\Delta\sigma_{relax}$ s'explique par le fait que la relax dans l'acier correspond à une réaction qui s'exerce sur le béton.

2- On en déduit :

- N_k et M_k {cf. relations (6) et (7)}.

Notons :

- que pour le **fluage** et le **retrait** du béton : $N_k = -E_k \cdot \epsilon'_k \cdot A_k$ (traction),

- que pour la **relax** de l'acier : $N_k = -E_p \cdot \epsilon'_k \cdot A_k$ (compression).

- le torseur N, M {cf. relations (8) et (9)}.

- le torseur $\underline{N}, \underline{M}$ avec : $\underline{N} = -N$ et $\underline{M} = -M$ {cf. relations (10)}.

3- On accomplit les tâches C1 et C2 précédentes dans tous les points d'étude pour la poursuite du calcul.

4- On applique via ST1 à la structure le <<chargement>> équivalent au torseur $\underline{N}, \underline{M}$ (et non N, M) à tous ses points d'étude et au milieu de l'intervalle t .

5- On évalue pour chaque point d'étude les effets engendrés dans la section composite par ce chargement {cf. relations (11)} :

- flèche, rotation, tranchant, réaction,
- effort normal N_C , moment M_C appliqués à la section composite en son CDG,
- déformation axiale ϵ et courbure ϕ de la section composite.

6- N_C et M_C induisent dans chaque partie k {cf. relations (12)} :

- les déformations ϵ_k et ϕ_k rapportées au CDG de la partie k, avec $\epsilon_k = \epsilon - y_k \cdot \phi$ et $\phi_k = \phi$,
- les efforts $n_k = E_k \cdot A_k \cdot \epsilon_k$ et $m_k = E_k \cdot I_k \cdot \epsilon_k$, appliqués à la partie k en son CDG.

7- On en déduit les **variations d'efforts et de tension** suivantes :

- pour les parties béton : $\Delta N_{k-1} = N_k + n_k$ et $\Delta M_{k-1} = M_k + m_k$,
- pour les parties k qui sont des aciers AP, la variation de tension :

$\Delta\sigma_{k-1} = \Delta\sigma_{relax} + E_p \cdot \epsilon_k$ si l'armature n'est pas gainée et $\Delta\sigma_{k-1} = 0$ dans le cas contraire.

8- **Fin** du calcul des variations d'effets dues aux déformations initiales.

D- Calcul des variations d'effets dues aux *déformations instantanées* au cours d'un intervalle **nul (cf. § 2.3).**

Ces effets sont plus simples à déterminer. Ils correspondent au 1^{er} terme du 2^e membre des relations 3, 4 et 5 de cette annexe.

Désignons par ΔN_{k-2} et ΔM_{k-2} , les variations d'efforts correspondantes dans le béton,

et par $\Delta\sigma_{k-2}$, les variations de tension dans les aciers.

E- Variations d'effets au cours de l'INTI_I

1- Si l'intervalle est non nul, les effets sont les effets d'indice 1 des **déformations initiales** qui sont obtenus en (C).

2- Si l'intervalle est nul, les effets sont les effets d'indice 2 des **déformations instantanées** qui sont obtenus en (D).

F- Fin de l'étude de l'intervalle I.

NOTE sur le caractère itératif de cette étude :

Les variations $(\Delta N_k)_{total}$ et $(\Delta M_k)_{total}$ rapportées à l'intervalle **I** (qui viennent d'être obtenues ci-dessus), jointes à celles qui sont rapportées aux intervalles **I** à **I-1**, ainsi qu'aux actions propres à l'intervalle **I+1**, permettent à leur tour d'étudier les effets ou variations d'effets qui se produisent au cours de l'intervalle **I+1**, etc.

ANNEXE 6

Bibliographie

- [1] *Ponts-routes à poutres préfabriquées précontraintes par adhérence (PRAD) - Guide de conception*, SETRA, septembre 1996, référence F9646.
- [2] *L'influence du fluage linéaire sur l'équilibre des systèmes hyperstatiques en béton précontraint*, par J. Courbon, Annales de l'ITBTP, février 1968.
- [3] *Concrete structures, stresses and deformations*, par A. Ghali et R. Favre, éditeur E&FN Spon, 1994.
- [4] *Comportement à la fatigue de poutres industrielles précontraintes pour tabliers de ponts-rails*, par A. de Chefdebien, CERIB, Publication technique PT 120-1998, mars 1998 (Recherche menée par le CERIB, pour le compte de la SNCF).
- [5] *Tabliers de ponts composites à poutres préfabriquées précontraintes*, par B. Fouré, N. Takorabet, rapport de recherche KW, Service d'étude des structures, juin 1998.
- [6] *Evolution of moment redistribution in a two-span continuous prestressed concrete beam*, par T. I. Campbell, ACI Structural Journal, novembre-décembre 1996.
- [7] *Redistribution of moments from serviceability to ultimate limit state*, par A. Pisanty, P. E. Regan, Structural Engineering International, janvier 1998.
- [8] *Règlement français de charges sur ponts routiers (fascicule 6I, titre II)*.
- [9] *Règlement français de calcul des constructions en béton armé (BAEL91, révisé en 1999)*.
- [10] *Règlement français de calcul des constructions en béton précontraint (BPEL91, révisé en 1999)*.
- [11] *Recommandations provisoires relatives à la modification des règles de prise en compte de la fissuration et à l'emploi des bétons à hautes performances SETRA-LCPC-CSTB*, publiées en juin 1977 par le SETRA. (A noter que ces Recommandations ont été modifiées puis intégrées aux règles BAEL et BPEL, version révisée en 1999).
- [12] *Extension du domaine d'application des règlements de calcul BAEL/BPEL aux bétons à 80 MPa*, Bulletin du LCPC, n° spécial XIX, mai 1996.
- [13] *Conseils pour l'utilisation des programmes de réseaux de poutres (PRP)*, SETRA, janvier 1975.

Page laissée blanche intentionnellement

[illegible]

	Niveau de fissuration	Aciers passifs long. et transv.			Position des aciers passifs LONGITUDINAUX			Position des aciers passifs TRANSVERSAUX du hourdis	
		f_e	η_s	ψ_s	ds_préfa	di_préfa	ds_chapeau	ds_hourdis	di_hourdis
A9									

	Règl. BP	Classe BP	Acier constitutif d'une unité (toron) de précontrainte							
			Section (mm ²)	f_{prg}	f_{peg}	σ_{p0}	η_p	ψ_{sp}	l_{cs}	γ_{moyen}
A10										

	Eléments de calcul de pertes de précontrainte et de rhéologie des poutres						Hourdis	Etuvage des poutres		
	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_f$	ρ_{1000} en %	r_m en cm poutre courante	r_m en cm poutre de rive	ρ_h en %	r_m en cm hourdis	θ_{max} (°C)	$\Delta\sigma_{\theta max}$	t_{pa} (heures)
A11										

	Poutres					
	nombre de files	espacement	masse vol.	f_{cp} poutres	f_{c28} poutres	fumée_poutre
A12						

	Hourdis						
	épaisseur 1	épaisseur 2	encorbellement de gauche	encorbellement de droite	masse vol.	f_{c28} hourdis	fumée_hourdis
A13							

	Entretoises sur piles		Entretoises sur culées		Coffrages perdus
	largeur biaise	hauteur	largeur biaise	hauteur	masse volumique en tonne par m3
A14					

	Manutention	Palées provisoires		Dates des différentes phases (en jours, à compter de la date de la mise en tension sur banc)								
	Position des élingues	Distance piles-palées	Distance culées-palées	Bétonnage sur banc (d1)	Mise en précontrainte (d2)	Pose des poutres (d3)	Coulage en place (d4)	Clavage (d5)	Transfert du tablier (d6)	Pose des superstructures (d7)	Mise en service (d8)	Service définitif (d 9)
A15												

			Appareils d'appui sur piles			Appareils d'appui sur culées		
	compr.min caoutchouc	compr.max caoutchouc	nombre	esp.entre appareils	esp.entre doublets	nombre	esp.entre appareils	esp.entre doublets
A16								

Poutres courantes		Travée 1		Travée 2		Travée 3		Travée 4		Travée 5		Travée 6	
A17	Jumelage / Longueur poutre												
A18		Type de poutre		Hauteur		Base sup.		Base inf.					

Si poutres Courantes en 1

A19	Largeur d'âme				=		=		=		=		=
A20	Largeur table				=		=		=		=		=
A21	Largeur talon				=		=		=		=		=
A22	Hauteur table				=		=		=		=		=
A23	Hauteur talon				=		=		=		=		=
A24	Hauteur gousset sup.				=		=		=		=		=
A25	Hauteur gousset inf.				=		=		=		=		=
Abouts de poutres courantes		Gauche	Droite	Gauche	Droite	Gauche	Droite	Gauche	Droite	Gauche	Droite	Gauche	Droite
A26	Largeur blochet				=		=		=		=		=
A27	Longueur blochet trapèze				=		=		=		=		=
A28	Longueur blochet rectang		=	=	=	=	=	=	=	=	=	=	=

Précontrainte des poutres courantes		Gauche	Droite	Gauche	Droite	Gauche	Droite	Gauche	Droite	Gauche	Droite	Gauche	Droite
A30	Nombre de torons 1				=		=		=		=		=
A31	Excentrement 1				=		=		=		=		=
A32	Long. gainage 1		=	=	=	=	=	=	=	=	=	=	=
	Nombre de torons 2				=		=		=		=		=
	Excentrement 2				=		=		=		=		=
	Long. gainage 2		=	=	=	=	=	=	=	=	=	=	=
	Nombre de torons 3				=		=		=		=		=
	Excentrement 3				=		=		=		=		=
	Long. gainage 3		=	=	=	=	=	=	=	=	=	=	=
	Nombre de torons 4				=		=		=		=		=
	Excentrement 4				=		=		=		=		=
	Long. gainage 4		=	=	=	=	=	=	=	=	=	=	=
	Nombre de torons 5				=		=		=		=		=
	Excentrement 5				=		=		=		=		=
	Long. gainage 5		=	=	=	=	=	=	=	=	=	=	=

Remplir autant de triplets (A30, A31, A32) que de familles de torons.

Poutres de rive		Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5	Travée 6
A42	Jumelage						
		Identité géométrie	Identité torans	Type de poutre	Base sup.	Base inf.	
A43							

Si poutres de rive en 1

A44	Largeur d'âme		=	=	=	=	=
A45	Largeur table		=	=	=	=	=
A46	Largeur talon		=	=	=	=	=
A47	Hauteur table		=	=	=	=	=
A48	Hauteur talon		=	=	=	=	=
A49	Hauteur gousset sup.		=	=	=	=	=
A50	Hauteur gousset inf.		=	=	=	=	=
Abouts de poutres de rive		Gauche	Droite	Gauche	Droite	Gauche	Droite
A51	Largeur blochet		=	=	=	=	=

Précontrainte des poutres de rive

		Gauche	Droite	Gauche	Droite	Gauche	Droite	Gauche	Droite	Gauche	Droite	Gauche	Droite
A52	Nombre de torons 1			=	=	=	=	=	=	=	=	=	=
A53	Excentrement 1			=	=	=	=	=	=	=	=	=	=
A54	Long. gainage 1		=	=	=	=	=	=	=	=	=	=	=
				=	=	=	=	=	=	=	=	=	=
Nombre de torons 2				=	=	=	=	=	=	=	=	=	=
Excentrement 2				=	=	=	=	=	=	=	=	=	=
Long. gainage 2			=	=	=	=	=	=	=	=	=	=	=
				=	=	=	=	=	=	=	=	=	=
Nombre de torons 3				=	=	=	=	=	=	=	=	=	=
Excentrement 3				=	=	=	=	=	=	=	=	=	=
Long. gainage 3			=	=	=	=	=	=	=	=	=	=	=
				=	=	=	=	=	=	=	=	=	=
Nombre de torons 4				=	=	=	=	=	=	=	=	=	=
Excentrement 4				=	=	=	=	=	=	=	=	=	=
Long. gainage 4			=	=	=	=	=	=	=	=	=	=	=
				=	=	=	=	=	=	=	=	=	=
Nombre de torons 5				=	=	=	=	=	=	=	=	=	=
Excentrement 5				=	=	=	=	=	=	=	=	=	=
Long. gainage 5			=	=	=	=	=	=	=	=	=	=	=

Remplir autant de triplets (A52, A53, A54) que de familles de torons.

Option de continuité du tablier sur ses appuis intermédiaires

	Option	Appui 2	Appui 3	Appui 4	Appui 5
A64		=	=	=	=

- Option de calcul = **REDUIT**, si les calculs justificatifs sont faits uniquement à partir des coefficients réducteurs introduits ;
= **CONTINU**, si les calculs justificatifs sont faits uniquement à partir de l'hypothèse de continuité parfaite du tablier sur ses appuis ;
= **FOURCHETTE**, si le calcul de type fourchette est demandé entre les deux options précédentes.
Inscrire les coefficients réducteurs dans le cas de l'option REDUIT ou FOURCHETTE.
- Si l'on code le signe = ou 1 sur un appui, le programme considère que la continuité du tablier est parfaite sur cet appui.

Option de ferrailage

	FERS tous identiques	Groupe 1	Groupe 2	Groupe 3
A65				

Inscrire OUI dans la case <<FERS tous identiques>>, si toutes les poutres, sans exception, sont à ferrailler identiquement.
Sinon, porter NON et définir alors et selon les cas le ou les <<Groupes>>, chacun par les files qui le composent.
Un groupe est par définition un ensemble de files de même nature (ou de rive ou centrale) et armées de la même façon .

Option calcul BP généralisé

	COEF_BP	EL_SERVICE	EL_ULTIME	BETON_ACIER
A66	=	=	=	=

Porter le signe = dans une case, si l'on veut appliquer les valeurs réglementaires aux données de la case.

Sinon, porter selon les cas dans l'une ou/et plusieurs cases :
COEF_BP = BP, pour modifier les valeurs des lignes C1 à C5.
EL_SERVICE = ELS, pour modifier les valeurs des lignes C6 à C8.
EL_ULTIME = ELU, pour modifier les valeurs de la ligne C9.
BETON_ACIER = MAT, pour modifier les valeurs des lignes C10 et C11.

Charge uniformément répartie : il ne peut être admis qu'un seul système.

	code du système	<i>Voie_AG</i>	<i>pondér</i>	<i>cdt(1)</i>	<i>cdt(2)</i>	<i>cdt(3)</i>	<i>cdt(4)</i>	<i>cdt(5)</i>	<i>cdt(6)</i>
B1	AG	=	=	=	=	=	=	=	=
	<i>pas</i>	<i>a(0)</i>	<i>a(1 pas)</i>	<i>a(2 pas)</i>	<i>a(3 pas)</i>	<i>a(4 pas)</i>			
B2									

Charge de type véhicule : au maximum 4 systèmes peuvent être admis, chacun correspond à un bloc de cinq lignes de données, dupliquer et remplir autant de blocs que de systèmes.

	code du système	ncam par file	cdt(1)	cdt(2)	cdt(3)	cdt(4)	cdt(5)	cdt(6)		
B3			=	=	=	=	=	=		
	longenc	largenc	daxe min	nb.ess	largess	impact transv.	dynam	mode_circu	espacement	
B4							=			
	abessieu 1	abessieu 2	abessieu 3	abessieu 4	abessieu 5	abessieu 6				
B5										
	maessieu 1	masessieu 2	maessieu 3	maessieu 4	maessieu 5	maessieu 6				
B6										
	impact 1 long.	impact 2 long.	impact 3 long.	impact 4 long.	impact 5 long.	impact 6 long.				
B7										
	code du système	ncam par file	cdt(1)	cdt(2)	cdt(3)	cdt(4)	cdt(5)	cdt(6)		
B8			=	=	=	=	=	=		
	longenc	largenc	daxe min	nb.ess	largess	impact transv.	dynam	mode_circu	espacement	
B9							=			
	abessieu 1	abessieu 2	abessieu 3	abessieu 4	abessieu 5	abessieu 6				
B10										
	maessieu 1	masessieu 2	maessieu 3	maessieu 4	maessieu 5	maessieu 6				
B11										
	impact 1 long.	impact 2 long.	impact 3 long.	impact 4 long.	impact 5 long.	impact 6 long.				
B12										

Nota : Si l'on veut appliquer une valeur standard, mettre = dans la case correspondante.

Coefficients de prise en compte des charges dans les combinaisons d'actions

		CP max	CP min	Tasse- ment	Gradient thermique	A(l), UDL, AG	Bc, Bt, TS, EC, BG	CM, VS, EXC	PSTR, a(l)
C1	ELU								
C2	ELS quasi-perm.								
C3-1	ELS fréquent_1								
C3-2	ELS fréquent_2								
C4-1	ELS rare_1								
C4-2	ELS rare_2								
C5	ELS fatigue								

Contraintes et déformations limites

		Flexion longitudinale								Tranchant
	ELS	Compression du béton		Traction du béton en section d'enrobage	Traction du béton hors section d'enrobage		Surtension de l'acier de	Traction acier passif	Traction acier passif	$\tau_{lim.Chalos}$
		Poutre	Hourdis	Poutre	Poutre	Hourdis	précontrainte	Poutre	Hourdis	
C6	Quasi-perm.									
C7	Fréquent									
C8	Rare									

	ELU	Tous bétons			Béton poutres		Béton hourdis et d'entretoises			Tous aciers	
		γ_b	θ_{long}	θ_{court}	$\epsilon_{bu}(en \text{ ‰})$	$\epsilon_{br}(en \text{ ‰})$	$\epsilon_{bu}(en \text{ ‰})$	$\epsilon_{br}(en \text{ ‰})$	$\tau_{lim.bielles}$	γ_s	$\Delta\epsilon_{s\ max}(en \text{ ‰})$
C9											

Autres caractéristiques

	Résistance à la traction des bétons			Modules d'élasticité	
	ft28 poutre	ft mp poutre	ft28 hourdis	E_p	E_s
C10					

	Coeff. équiv. béton poutres		Coeff. équiv. béton hourdis		coeff. dilat. en 10^{-5}	coeff. Poisson
	longue durée	courte durée	longue durée	courte durée		
C11						

Page laissée blanche intentionnellement



es ponts à poutres préfabriquées, précontraintes par adhérence (PRAD) constituent une solution classique de franchissement de portées comprises entre 10 et 35 mètres.

La conception de ce type d'ouvrage a fait l'objet d'un document publié en Septembre 1996 par le SETRA.

D'une façon globale, la conception et la réalisation de ce type d'ouvrage intéressent plusieurs techniques :

- précontrainte par prétension,
- béton traditionnel et béton à hautes performances,
- traitement thermique,
- construction par phases,
- continuité mécanique des travées, après la pose des poutres.

Ces tabliers peuvent être justifiés par le **programme PRAD-EL** du SETRA qui fait l'objet du présent **guide de calcul**.

Ce programme couvre un domaine d'emploi assez large, puisqu'il peut être utilisé tant pour les ponts-route (suivant la réglementation française) que pour les ponts-rail. Par ailleurs, il tient largement compte des possibilités de conception et de réalisation selon les techniques mentionnées ci-dessus.

Le présent document est destiné aux maîtres d'œuvre et aux bureaux d'études.



Precast pretensioned prestressed concrete bridge beams (PRAD) provide a classical solution for spanning distances of between 10 and 35 meters.

Generally, design of this form of construction involve several techniques :

- *pre-tensioning,*
- *normal strength or high strength concrete,*
- *heat curing,*
- *construction stage,*
- *making fully continuous decks from simply supported bridge beam arrangements.*

The calculations of these decks is a lot easier using SETRA's PRAD-EL computer program which is the subject of this user's guide.

This program covers a fairly wide scope as it can be used for both road bridges (in compliance with French regulations) and railway bridges. Furthermore, it takes fully into account design and construction according to the techniques mentioned above.

This document is intended for project managers and bridge engineers.

Ce document est disponible sous la référence F 0037
au bureau de vente des publications du SETRA
46 avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex - FRANCE
Tél. : 01 46 11 31 53 et 01 46 11 31 55 - Fax : 01 46 11 33 55
Internet : <http://www.setra.equipement.gouv.fr>

Prix de vente : 160 F