

CONTRIBUTION DES ACTIONS VARIABLES AUX DÉFORMATIONS À LONG TERME DES PONTS EN BÉTON

THÈSE N° 1870 (1998)

PRÉSENTÉE AU DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE

POUR L'OBTENTION DU GRADE DE DOCTEUR ÈS SCIENCES TECHNIQUES

PAR

Jean-Daniel ROTILIO

Ingénieur civil diplômé EPF
de nationalité italienne

acceptée sur proposition du jury:

Prof. R. Favre, directeur de thèse
Prof. E. Brühwiler, rapporteur
Prof. P. Gambarova, rapporteur
Prof. J.-P. Jaccoud, rapporteur
Dr J.-F. Klein, rapporteur
Dr P. Marti, rapporteur

Lausanne, EPFL
1998

*« Dias são dias, e noites
São noites e não dormi...
Os dias a não te ver
As noites pensando em ti. »*
(Les jours sont des jours, les nuits
Sont des nuits et je n'ai pas dormi...
Les jours à ne pas te voir
Les nuits en pensant à toi)
Fernando Pessoa

A mes parents Nilda et Gino

A ma sœur Sabine

TABLE DES MATIERES

PRÉFACE	1
REMERCIEMENTS	3
VERSION ABRÉGÉE	5
SUMMARY	7
1 . INTRODUCTION	9
2 . ETAT DES CONNAISSANCES	19
2.1 . CALCUL DES DÉFORMATIONS	19
2.1.1 . Principe des travaux virtuels / théorème de la force unité	20
2.1.2 . La loi moment-courbure CEB FIP 90	22
2.2 . PRÉCONTRAINTÉ PARTIELLE	30
2.2.1 . Compensation des déformations	30
2.3 . ADHÉRENCE ACIER - BÉTON	32
2.3.1 . Principe	32
2.3.2 . Loi CEB	35
2.3.3 . Décharge (Laurencet)	37
2.3.4 . Définition des chargements cycliques	39
2.3.5 . Chargement cyclique d'amplitude constante	39
2.3.6 . Histoire de chargement	40
2.3.7 . Béton en traction	42
3. ESSAIS EN LABORATOIRE	57
3.1 . INTRODUCTION – OBJECTIFS DE LA CAMPAGNE EXPÉRIMENTALE	57
3.2 . MATÉRIAUX	58
3.2.1 . Béton	58
3.2.2 . Acier	59
3.3 . DESCRIPTIONS	60
3.3.1 . Dimensions et géométrie	60
3.3.2 . Armature passive	61
3.3.3 . Armature de précontrainte	61
3.3.4 . Le bâti	62
3.3.5 . L'instrumentation	65
3.4 . PARAMÈTRES	66
3.4.1 . Modèle de charge	66
3.4.2 . Choix des paramètres	67
3.4.3 . Modèle de référence	69
3.4.4 . Approche I	72
3.4.5 . Approche II	74
3.5 . RÉSULTATS	76
3.5.1 . Courbure Vs cycles	76
3.5.2 . Courbure Vs bêta	79
3.5.3 . Loi moment-courbure pour les poutres	85
3.5.4 . Enseignements principaux des essais	93
3.6 . COMPARAISONS AVEC D'AUTRES ESSAIS	94
3.6.1 . Loo & Wong	94
3.6.2 . Harajli et Naaman	96
3.6.3 . Endommagement plus grand avec cycles lents	98
4. MODÈLE NUMÉRIQUE ET PROPOSITION D'UNE LOI MOMENT-COURBURE AVEC DÉCHARGE	99
4.1 . MODÈLES DE CALCULS	99
4.1.1 . Principes du modèle	100
4.1.2 . Traction pure (Laurencet)	102
4.1.3 . Flexion	102

4.1.4 . Paramètres d'Alphaflex	104
4.1.5 . Espacement des fissures	105
4.1.6 . Lois utilisées	105
4.1.7 . Phase de formation des fissures.....	110
4.1.8 . Phase de fissuration stabilisée.....	111
4.1.9 . Algorithme de calcul.....	112
4.2 . VALIDATION ALPHAFLEX.....	115
4.2.1 . Essais Rotilio.....	115
4.2.2 . Essais Braam.....	125
4.2.3 . Essais Tansi.....	128
4.3 . ETUDE PARAMÉTRIQUE AVEC ALPHAFLEX	131
4.3.1 . Influence du softening sur la décharge.....	131
4.3.2 . Résultats de l'étude paramétrique et modification de la loi moment-courbure	133
5 . RÉCAPITULATION DES RÉSULTATS DE L'ÉTUDE DES ACTIONS VARIABLES	147
5.1 . SYNTHÈSE DE L'ÉTUDE DES ACTIONS VARIABLES.....	147
5.2 . TEMPÉRATURE	148
5.3 . TRAFIC RÉGULIER.....	148
5.4 . CONVOIS EXCEPTIONNELS.....	148
6 . COMPARAISON ENTRE LES COURBURES DUES AUX ACTIONS VARIABLES ET CELLES DUES AU FLUAGE – EXEMPLE DE CALCUL D'UNE SECTION DE PONT	151
6.1 . DIMENSIONS ET ARMATURE DES SECTIONS.....	151
6.2 . CHARGES PERMANENTES ET VARIABLES	152
6.3 . RÉSULTATS	153
6.4 . ENSEIGNEMENTS	157
7 . EVALUATION DE LA CONTRIBUTION DES ACTIONS VARIABLES ET CHOIX DE LA PRÉCONTRAINTÉ	159
7.1 . EVALUATION DE LA CONTRIBUTION DES ACTIONS VARIABLES AUX DÉFORMATIONS EXCESSIVES D'UN OUVRAGE RÉEL.....	159
7.1.1 . Marche à suivre.....	159
7.2 . DISCUSSION SUR LE CHOIX DE LA PRÉCONTRAINTÉ	162
7.2.1 . Influence de la fissuration sur les déformations	162
7.2.2 . Influence de la précontrainte sur la fissuration.....	163
7.2.3 . Rôle de l'armature passive	164
7.2.4 . Quelle précontrainte adopter ?	164
7.2.5 . Récapitulatif.....	168
8 . CONCLUSIONS.....	169
8.1 . RAPPEL DU PROBLÈME, DES OBJECTIFS ET DE LA DÉMARCHE	169
8.2 . RÉSULTATS	171
8.2.1 . Essais.....	171
8.2.2 . Modèle et proposition de modification de la loi moment-courbure.....	171
8.3 . CALCUL DES DÉFORMATIONS AVEC CONTRIBUTION DES ACTIONS VARIABLES	173
8.4 . CHOIX DE LA PRÉCONTRAINTÉ	174
8.5 . EXTENSION DE L'ÉTUDE	175

Préface

Notre unité « Béton armé et précontraint » (IBAP) de l'Institut de Statique et Structure (ISS) s'est toujours investi en priorité dans la recherche liée à l'aptitude au service. C'est ainsi que nous avons grandement contribué dans le cadre du Comité Euro-international du Béton (CEB) au développement d'une loi moment-courbure en présence ou non d'un effort normal de compression. Ces lois, valables pour une charge instantanée ou permanente donnée, ne sont pas sans autre applicables à des histoires de charge et décharge compliquées telles que rencontrées dans les ponts. En effet, ceux-ci sont sollicités, en dehors des charges permanentes, par des charges de trafic et des gradients de température variables.

L'IBAP ayant souvent été confronté à des pathologies de ponts où apparaissent des flèches imprévues qui continuent à croître au-delà d'une période de dix ans, J.-D. Rotilio a entrepris d'en étudier la cause. Son travail, tant théorique qu'expérimental, a permis de mettre en évidence une branche descendante de la relation moment-courbure provenant d'un comportement non élastique. Cette branche, également valable en présence d'un effort normal engendrée par une précontrainte, constitue la contribution essentielle à l'explication du phénomène d'accroissement des flèches en plus du phénomène bien connu du fluage du béton. Il s'agit d'un effet irréversible supplémentaire lié à l'endommagement d'un élément fissuré en béton soumis à des actions variables. Celles-ci ont par ailleurs fait l'objet de sa part d'une étude poussée lui ayant permis de proposer des valeurs concrètes simples et applicables pour l'ingénieur projeteur.

Ce travail de thèse contribue à résoudre un problème complexe et délicat. J.-D. Rotilio a su le mener à bien avec beaucoup de compétence, d'engagement et de ténacité.

Nous lui souhaitons plein succès dans son avenir professionnel.

Professeur R. Favre

Remerciements

Cette recherche a été réalisée à l'Institut de Béton Armé et Précontraint (IBAP) de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, sous la direction du Professeur R. Favre, également membre du jury et de la commission accompagnante. Je tiens à lui exprimer mes plus sincères remerciements pour ses inestimables conseils, sa grande disponibilité et son soutien sans faille, ainsi que pour l'importance des moyens mis à disposition.

Je tiens à remercier les autres membres du jury, à savoir le Professeur W.-H. Graf de l'EPFL président du jury, le Professeur E. Brühwiler de l'EPFL, le Professeur P. Gambarova du Politecnico di Milano, le Professeur P. Marti de l'ETH-Zürich, le Dr. J.-P. Jaccoud de l'EPFL et le Dr. J.-F. Klein du bureau Tremblet à Genève.

Le Professeur E. Brühwiler, le Professeur P. Gambarova, ainsi que le Dr. J.-P. Jaccoud ont également fait partie de la commission accompagnante qui a supervisé cette recherche et celle de Pierre Laurencet. La commission a de plus bénéficié de la contribution du Professeur J. Mazars de l'ENS Cachan à Paris que je remercie pour sa participation et pour nous avoir reçu à Paris. Je remercie tout spécialement le Professeur P. Gambarova qui a suivi le déroulement de ce travail et qui m'a reçu à plusieurs reprises à Milan. Je tiens également à exprimer toute ma reconnaissance au Dr. J.-P. Jaccoud avec qui j'ai eu de nombreux et fructueux échanges lors des séances de coordination et des relectures du présent document ainsi que du rapport d'essai. Ce travail de thèse a été suivi de près dans sa première moitié par le Dr. H. Charif (ESM à St-Sulpice) qui en a été le co-directeur. Je le remercie très chaleureusement pour m'avoir encouragé à entreprendre ce travail de doctorat et pour m'avoir par la suite toujours soutenu avec générosité et compétence.

Je tiens également à vivement remercier le Dr. P. Mivelaz (ESM à St-Sulpice) pour sa grande disponibilité, son aide précieuse et ses judicieux conseils notamment en ce qui concerne la campagne expérimentale et le modèle numérique. Ce dernier n'aurait jamais pu se réaliser sans le travail préalable et l'appui technique de Messieurs les futurs docteurs P. Laurencet (IBAP) et S. Rossier (IBAP) à qui va ma plus profonde gratitude pour l'excellence et la constance de leur soutien tout au long de mon travail.

Je remercie chaleureusement Mademoiselle S. Ferreira pour son aide efficace et souriante à la rédaction de ce rapport ainsi qu'à l'élaboration de certains graphiques. Pour la réalisation des essais expérimentaux je remercie Messieurs S. Demierre, R. Gysler, G. Oreiller et tout spécialement M. Pascual pour son extrême dévouement. Pour l'élaboration de dessins techniques et des planches photographiques je tiens à remercier Monsieur B. Gardel pour sa collaboration attentive et de haute qualité.

Au cours de ce travail j'ai souvent eu l'occasion d'échanger des idées et des informations avec beaucoup de collègues de l'IBAP et d'autres unités. Je les remercie tous pour leur aimable disponibilité et l'intérêt qu'ils ont manifesté. J'aimerais cependant citer le Professeur M. Badoux, le Dr. O. Burdet, le Dr. J.-M. Ducret, le Dr. B. Farra, le Dr. M. Hassan, le Dr J.-P. Lebet, le Dr. P. Roelfstra, O. Bernard, C. Broquet, S. Corthay, B. Fleury, J.-L. Gilliéron, A. Leclercq, G. Roelfstra, M. Schlaefli, S. Vurpillot, A. Zanardi.

Je tiens à réserver une mention spéciale pour le Dr. S. Bailey (ICOM-MCS) pour son aide décisive dans l'étude des effets du trafic, pour Monsieur G. Krüger (IBAP) pour ses

conseils et avis pertinents que j'ai sollicité à de nombreuses reprises, ainsi que pour Monsieur F. Prongué (WMM à Bâle) pour ses judicieuses remarques et la relecture approfondie du rapport qu'il a eu l'amabilité d'effectuer.

Je tiens à vivement remercier les entreprises et organismes sans le soutien financier desquels cette recherche n'aurait pas pu être réalisée. La partie expérimentale de la recherche a été financièrement soutenue par les entreprises Element AG et AVT Précontrainte à Tifers (FR), qui ont gracieusement offert la fabrication et le transport des poutres testées. La recherche a également bénéficié de l'aide financière du Fonds National Suisse pour la Recherche Scientifique, de la Fondation pour la recherche de l'industrie suisse du ciment (Stiftung der VSZKGF) et de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

Jean-Daniel Rotilio

Lausanne, le 30 octobre 1998

Version abrégée

L'apparition de déformations excessives dans le temps sur des ouvrages d'art en béton partiellement précontraints a mis en évidence la difficulté de concevoir des structures durables au comportement satisfaisant à long terme. Les déformations excessives sont le résultat d'une dégradation incontrôlée de la qualité de l'ouvrage dans le temps. L'apparition des déformations excessives soulève deux questions :

- Un ouvrage qui s'est trop déformé est-il toujours apte à remplir la fonction pour laquelle il a été réalisé ?
- Si les ponts se dégradent plus vite que prévu alors comment modifier la conception pour améliorer le comportement dans le temps des ouvrages ?

Pour répondre à ces deux questions il faut parvenir à comprendre la dégradation. Dans le cadre de ce travail nous nous sommes attachés à étudier une manifestation de la dégradation que sont les déformations à long terme sous l'influence d'actions variables. Par actions variables sont désignées les variations journalières de la température, les changements du volume global de trafic et les convois exceptionnels ou lourds.

Notre travail s'occupe donc de la contribution supplémentaire éventuelle des actions variables aux déformations à long terme sous charges permanentes. Le double objectif est de parvenir à une prévision plus fiable du comportement des ouvrages et de fournir un feed-back pour en améliorer la conception. Le but général est d'améliorer la qualité des ouvrages dans le temps.

L'étude des déformations à long terme sous actions variables s'est concrètement axée sur la loi moment-courbure avec décharge. Le manque de références existantes, notamment en présence d'un effort normal de compression (précontrainte), nous a poussé à entreprendre de nouveaux développements. Pour cela nous nous sommes basé sur une démarche expérimentale et théorique. Après avoir réalisé une campagne d'essai sur des poutres précontraintes soumises à un chargement cyclique dont la loi moment-courbure a été enregistrée, nous avons développé un modèle numérique pour calculer les courbures en tenant compte des actions variables. Une fois le modèle validé, il nous a permis, grâce à une étude paramétrique, de parvenir à une proposition de formulation de la loi moment-courbure avec décharge en présence d'un effort normal. Le modèle de calcul tient compte du comportement des matériaux et de leur interface sous actions variables.

D'un autre côté nous avons entrepris une étude dans le but d'estimer les actions variables effectives, c'est-à-dire les gradients thermiques dans les ponts, le trafic suisse et européen ainsi que les convois exceptionnels. Cette étude nous a, par ailleurs, amené à proposer des facteurs correctifs des charges des normes SIA afin de mieux correspondre à la réalité des actions variables. Si les charges de trafic telles que spécifiées dans la norme sont plus importantes que les charges réelles, le gradient thermique de la norme est insuffisant.

La connaissance des actions variables appliquée au comportement du béton précontraint sous action variable nous a permis de fournir des indications pour le choix du taux de précontrainte et de définir une marche à suivre pour le calcul des déformations à long terme d'un ouvrage avec prise en compte des actions variables.

Summary

Excessive deformations of concrete bridges pointed out the difficulty of conceiving durable structures with a satisfying behaviour in time. Excessive deformations are the result of an uncontrolled degradation of the quality of the structure. The occurrence of such deformations rises two questions:

- In the case of an existing bridge exhibiting excessive deformations, can the bridge still be kept in function?
- If the degradation of bridges is faster than expected, then what should be changed in the conception in order to improve long term behaviour of bridges?

To answer these two questions, it is necessary to understand the process of the degradation. In this work the degradation was studied through the long term deformations under variable actions. By variable actions are meant daily changes in temperature and traffic volume, as well as special convoys.

The goal of our work is to understand the additional contribution of variable actions on long term deformations. Then thanks to this knowledge a better prediction of the behaviour of the bridges is possible. Moreover, through a feed-back process, some indications for a better conception can be worked out. The general goal is to aim at a better quality of bridges in time.

The study on long term deformations is focused on the moment-curvature relationship with an unloading branch. The lack of references in that field, especially with a compressive normal force (namely prestress), encouraged us to undertake some developments. We based our work on an experimental study and on a numerical one. After having performed tests on prestressed concrete beams on which the moment-curvature relationship was measured, we have developed a numerical model to compute the curvatures taking a variable action into account. Once the model has been checked, it allowed us to perform a parametrical study which ended up in a proposition of a moment-curvature relationship with an unloading branch suitable for reinforced and prestressed concrete. The numerical model takes into account the behaviour of concrete and of the interface steel-concrete under a variable action.

A part from the moment-curvature relationship, the effective variable actions were estimated, that is to say the thermal gradient, the Swiss and European traffic, as well as special convoys. This study allowed us to propose corrections of the actions specified by the Swiss Code in order to better suit the actual actions. If the traffic load is overestimated by the Code, it underestimates the thermal gradient.

The knowledge of the effective intensity of variable actions applied to the behaviour of prestressed concrete under variable actions, allowed us to give some indications for the choice of the prestressing level. Moreover, we were able to propose a method to compute the long term deformations taking the contribution of variable actions into account.

« Le futur n'est plus ce qu'il était »

Paul Valéry

1. Introduction

Le travail de thèse présenté ici constitue une des deux parties d'un travail de recherche qui porte sur "le comportement à l'état de service des ponts routiers sous actions variables". L'autre volet de ce projet de recherche traite de la fissuration à l'état permanent des ponts routiers en béton précontraint sous actions variables et fait l'objet du travail de thèse de Pierre Laurencet (à paraître courant 1999).

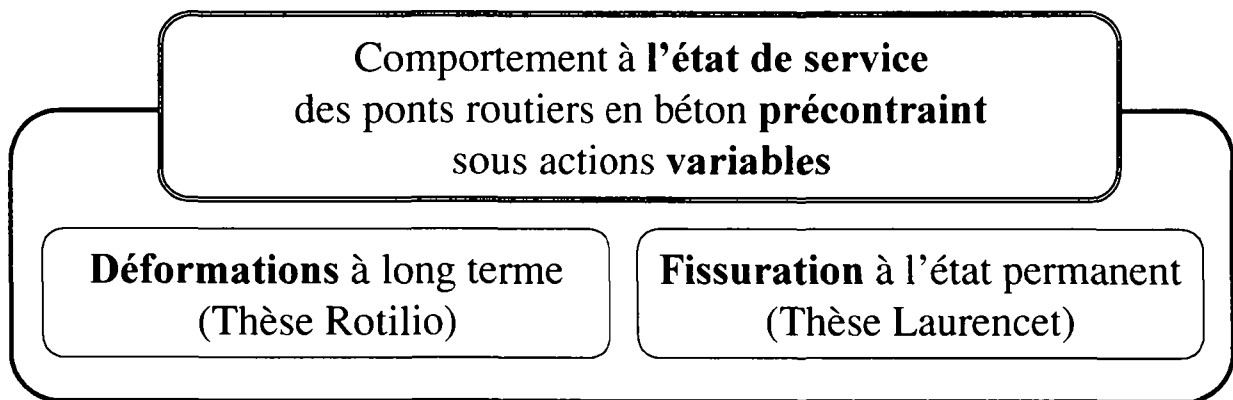


figure 1: Cadre du travail

De ce qui précède, apparaît que nos deux sujets couvrent des domaines communs et voisins ce qui a donné lieu à de nombreuses interactions entre nos deux travaux. Les parties communes n'ont été traitées qu'une seule fois et ont été réparties en fonction des caractéristiques propres des sujets. Dans ce texte, nous attirerons l'attention du lecteur à chaque fois que ce cas de figure s'est présenté.

Dans le domaine des ponts en béton, les déformations instantanées ne constituent que rarement, voire jamais, un critère limitatif lors de la conception de l'ouvrage. Par contre il en va autrement des déformations à long terme. A l'origine, le souci principal a été de garantir une capacité portante suffisante. Le comportement à l'état de service d'un ouvrage ainsi que sa durabilité, sont des préoccupations qui sont venues se greffer ultérieurement, lorsqu'un "vieillissement" trop rapide a été constaté ou lorsqu'une déficience de comportement - malgré une capacité portante suffisante - a nécessité une réparation, voire l'abandon prématuré de l'ouvrage. De nos jours il est largement reconnu que l'exploitation d'un ouvrage se justifie par une adéquation dans le temps aux actions des sollicitations, ainsi qu'aux critères de confort et de sécurité des usagers. Cela implique que la dégradation inévitable d'un ouvrage n'affecte pas pendant la période d'exploitation voulue, le niveau minimum de qualité requis.

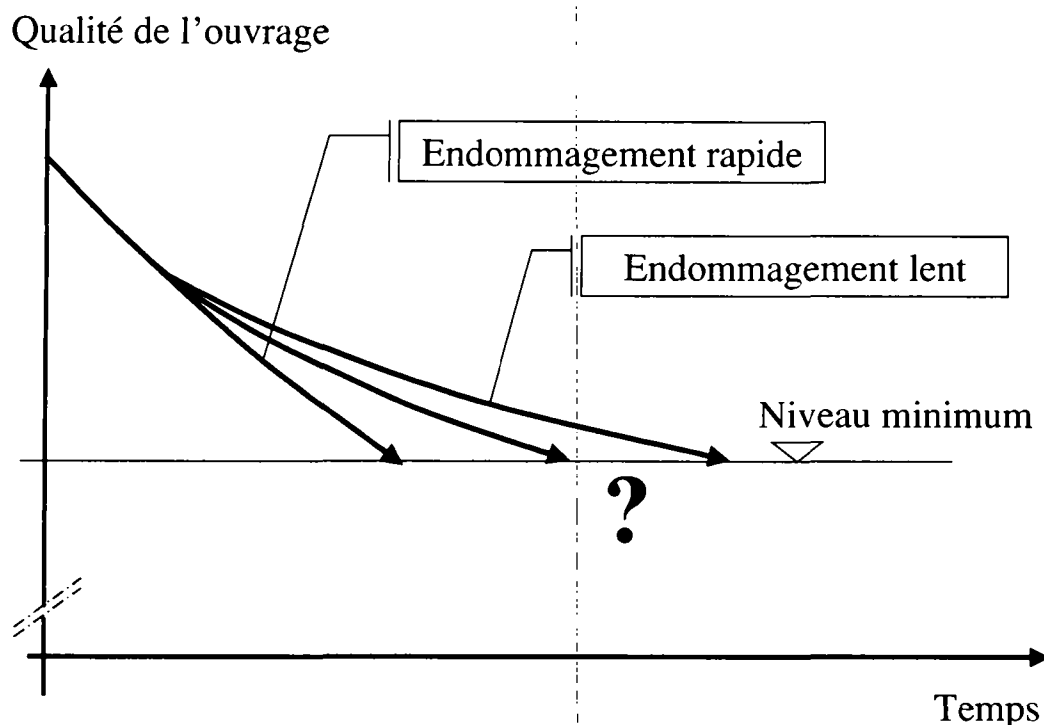


figure 2: dégradation d'un ouvrage dans le temps

La dégradation d'un ouvrage pose deux questions :

- En présence d'un ouvrage qui s'est trop déformé, est-il toujours apte à remplir la fonction pour laquelle il a été réalisé ? Cette interrogation se situe à un temps généralement assez éloigné de la date de construction de l'ouvrage et implique une évaluation de l'état du pont qui peut exiger le recours à des études poussées. Cela suppose que les phénomènes responsables de la dégradation sont identifiés et si possible quantifiés.
- Si les ponts se dégradent plus vite que prévu alors comment modifier la conception pour améliorer le comportement dans le temps des ouvrages ? Pour parvenir à répondre à cette question, la conception (entendue au sens large, c'est-à-dire y compris le dimensionnement) doit s'enrichir de l'enseignement rétroactif (feed-back) apporté par l'étude de l'évolution dans le temps du comportement des ouvrages ainsi que des mécanismes impliqués.

D'une manière générale, le scénario à éviter, est celui de la démolition ou de l'abandon de l'ouvrage, voire de la réparation. Le but est de parvenir à la meilleure rentabilisation du capital investi au départ. Or sans parler de démolition, une dégradation excessive de l'ouvrage qui va nécessiter une réparation ou un grand nombre d'interventions, peut être synonyme de coûts très élevés (intervention difficile et massive, études très poussées, technologie sophistiquée). Il faut donc mieux concevoir, mieux réaliser, mieux entretenir. Signalons en passant que, malgré l'évidence de ce propos, à l'heure actuelle, les coûts de

maintenance sont souvent sous-estimées, si pas simplement négligés, durant les phases initiales du projet.

Que l'on veuille répondre à la première ou à la seconde question, il faut préalablement comprendre la dégradation de l'ouvrage ; son origine, la manière dont elle se développe. En ce qui concerne la première question, il est en effet nécessaire de reconnaître correctement l'état du pont afin de définir la bonne stratégie d'action et éviter ainsi une décision erronée ou inappropriée. Quant à la deuxième question, une conception qui inclut dès le départ un phénomène qui agit réellement sur un ouvrage, garantira un meilleur comportement dans le temps. Notre travail s'inscrit dans la perspective de cette double interrogation, dans la mesure où nous étudions l'influence sur la dégradation des ouvrages d'un phénomène pour l'instant non considéré. Le but est de parvenir à une évaluation plus fidèle du comportement des ouvrages et, sur la base de cette connaissance, de fournir des indications rétroactives au niveau du dimensionnement.

Dans le cadre de notre travail, notre propos n'est pas de traiter la dégradation dans sa globalité, mais de nous focaliser sur l'une de ses manifestations au niveau de l'ouvrage, à savoir les **déformations à long terme sous charge permanente**. Par ailleurs, nous ne considérons pas tous les phénomènes responsables de la dégradation des ouvrages, mais nous nous intéressons exclusivement à un phénomène mal connu et peu étudié qui est susceptible de provoquer et d'accélérer la dégradation d'un ouvrage, à savoir les **actions variables**. Par actions variables, sont désignées les variations journalières de la température, les changements du volume global de trafic et les convois exceptionnels ou lourds. Les variations de température et les changements du volume total du trafic sont des actions répétées et variables dont la fréquence d'application est petite puisqu'elle est d'un cycle par jour. Le nombre de cycles total pour ces deux actions est de l'ordre de grandeur de quelques milliers sur la vie d'un ouvrage. Il ne s'agit donc pas de charges de fatigue (plusieurs millions de cycles et fréquence élevée > 2 Hz). Notre propos ici n'est donc pas d'observer l'effet d'une accumulation rapide de charge de trafic afin d'étudier la résistance du béton à la fatigue. Signalons qu'une thèse est actuellement en cours à l'EPFL sur ce thème [58]. En ce qui concerne les convois exceptionnels ils représentent une action plus rare que les deux précédentes et par conséquent le nombre de répétition est de l'ordre de quelques dizaines. En résumé les actions variables qui nous occupent ici sont des actions quotidiennes qui intéressent **l'aptitude au service** des ouvrages d'art en béton. Rappelons que ce sont les déformations à long terme sous charge permanente qui nous occupent ici.

L'intérêt d'étudier la contribution des actions variables aux déformations à long terme trouve son origine d'une part dans l'observation, maintes fois répétée de par le monde, d'un accroissement dans le temps des déformations sous charges permanentes des ponts en béton précontraint et d'autre part dans l'incapacité de pouvoir expliquer totalement de tels comportements avec les théories actuelles.

L'apparition de déformations excessives résulte en une perte de la planéité de la chaussée dont la continuité est interrompue.

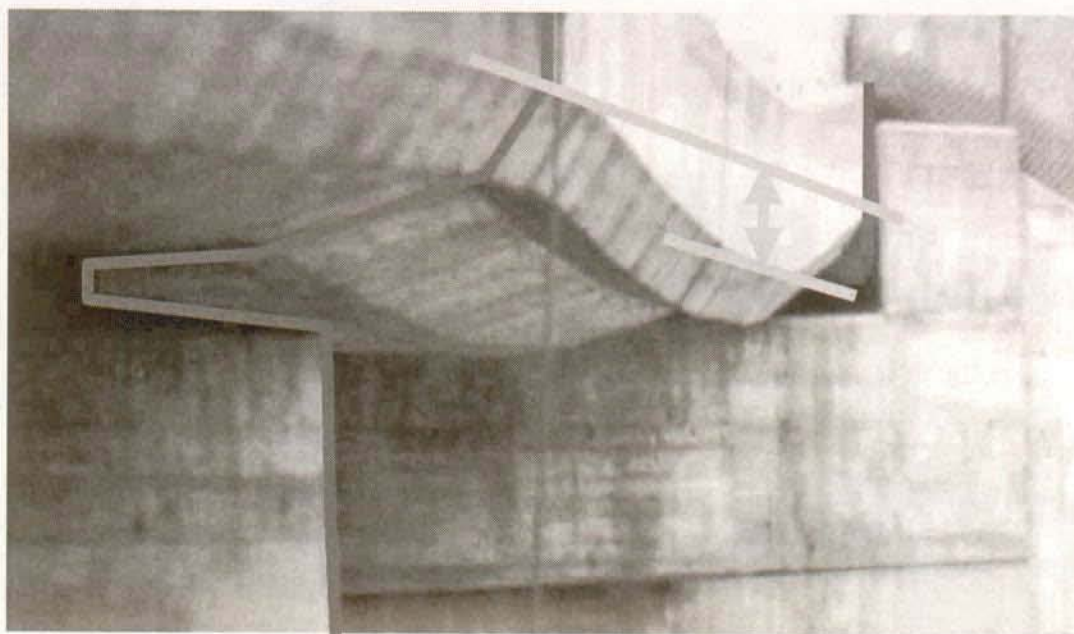


Figure 3 : déformations excessives d'ouvrages d'art

Ci-dessous à la figure 4, est représentée l'évolution dans le temps de la flèche du pont de Nordsund (Norvège) qui a nécessité un renforcement. On remarquera l'allure de la progression des flèches qui continue d'augmenter même après 15 ans. Ce cas ne constitue pas une exception. Géographiquement parlant, ce type de comportement s'est vérifié à l'échelle mondiale, la Suisse n'étant pas épargnée [Vitek 263]. La proportion d'ouvrages d'art concernés par des problèmes de déformations excessives à long terme n'est cependant pas majoritaire.

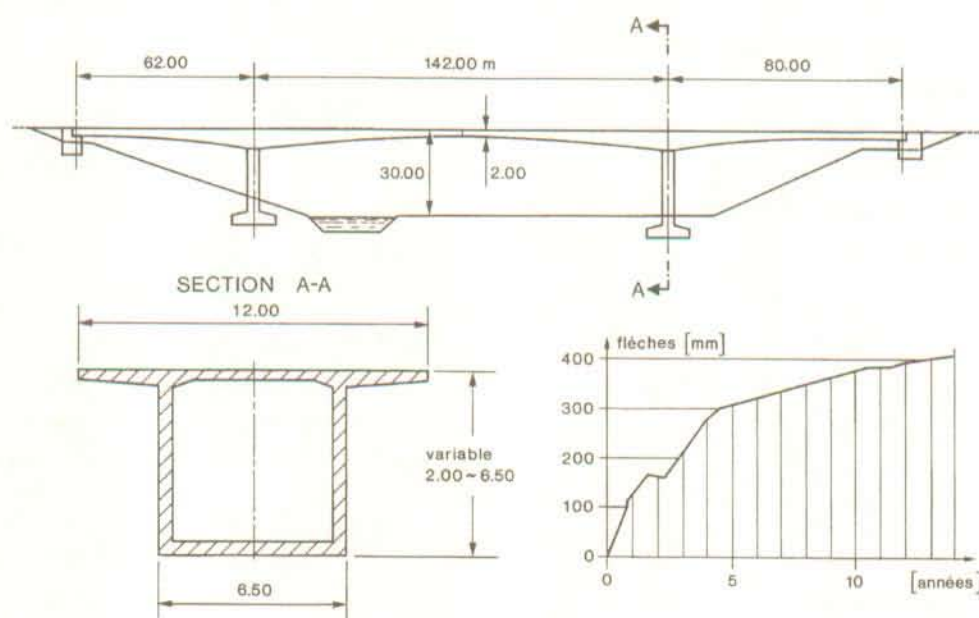


figure 4: déformations excessives du pont de Nordsund [d'après Vitek 263]

Que les déformations d'un ouvrage évoluent dans le temps n'a rien de surprenant. C'est même un phénomène attendu, dans la mesure où le béton flue. Cependant les déformations mesurées sur certains ouvrages ne peuvent pas être reconstituées malgré la prise en compte du fluage. Les déformations excessives observées sur les ouvrages sont difficiles à expliquer d'une part à cause de leur ampleur et d'autre part à cause de leur cinétique. En effet si le fluage était l'unique responsable des déformations excessives, alors une stabilisation du phénomène devrait être observée après une période ne dépassant pas la première décennie. Or les déformations excessives observées ne montrent parfois aucun signe de stabilisation. **En somme, le fluage ne peut pas être retenu comme la seule et unique cause des déformations excessives car il ne permet pas d'en expliquer d'une part l'ampleur et d'autre part la cinétique.**

La raison de l'incapacité à expliquer les déformations excessives observées peut dériver du fait que le fluage dure en réalité plus longtemps que ce qui est actuellement admis [261]. Cela semble plausible dans la mesure où les théories classiques du fluage sont basées sur des résultats de laboratoire obtenus sur des éprouvettes de béton de petites dimensions, alors que les épaisseurs de béton rencontrées dans les ouvrages peuvent être considérablement plus importantes, comme par exemple la dalle inférieure sur appui d'un pont à inertie variable. Or il est connu que le fluage est plus lent dans un élément plus épais et qu'il dure plus longtemps.

Par ailleurs de tels comportements insatisfaisants peuvent difficilement être ramenés à une seule cause, mais sont probablement le résultat d'une combinaison de plusieurs facteurs, responsables de la détérioration de l'ouvrage. Dans le cadre de ce travail nous étudions un de ces facteurs, à savoir l'effet des actions variables, et cherchons à établir dans quelle mesure il contribue à l'accroissement des déformations à long terme.

Actuellement les déformations à long terme, à un temps « t », sont calculées en considérant les charges permanentes et l'action du fluage. Ci-dessous à la figure 5 a), on illustre cela sur un diagramme moment-courbure où la déformation à long terme est désignée par $\Psi_{\text{long terme}}$. La contribution supplémentaire provenant des actions variables, qui accroît les déformations est représentée à la figure 5 b). Le fait de charger et décharger la structure se traduit par l'apparition d'une courbure supplémentaire (Ψ_{suppl}) car la décharge ne se produit pas le long de la branche de montée en charge. La contribution des actions variables est dictée par la branche descendante. Par ailleurs, ici apparaît d'emblée une hypothèse fondamentale de notre étude qui est de découpler le comportement dû au fluage de celui sous chargement variable. Ainsi le « long terme » est dissocié de « l'instantané ». Comme nous le verrons plus loin, c'est la démarche qui est actuellement proposée par le Code Modèle CEB-FIP 90. Notre travail consiste à étudier la part attribuable aux actions variables, en d'autres termes à étudier la partie droite de la figure 5 b) et plus précisément la branche descendante suivie lors de la décharge.

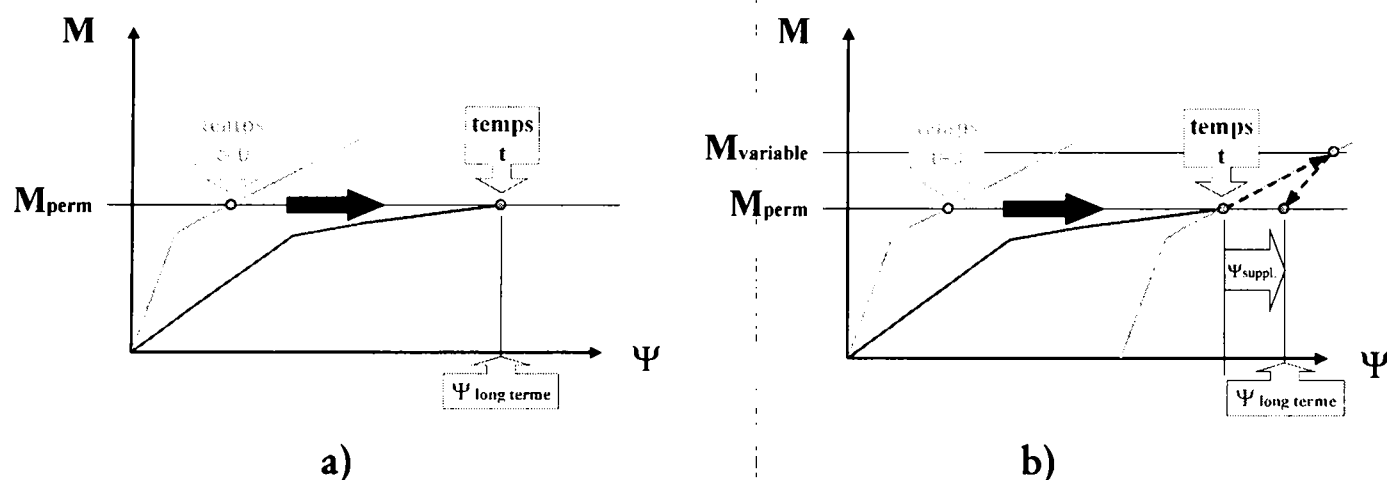


figure 5 : courbure à long terme, à un temps « t » a) sans action variable b) avec action variable

L'intérêt pour les actions variables en tant que cause possible de l'accroissement des déformations a été motivé par l'idée qu'une grande répétition de charges ou actions journalières (ou dites "de service") puisse générer à long terme des déformations irréversibles suite à une accumulation de petites déformations dues à la non élasticité de la structure. Nous pouvons anticiper qu'outre l'effet d'accumulation des déformations sous action répétée, il s'est avéré, au cours de notre travail, que le fait de charger et décharger une structure fissurée engendre des déformations irréversibles dès le premier cycle. La présence ou l'absence de la fissuration est un paramètre essentiel, dans la mesure où elle affecte directement et grandement la rigidité. Or la présence plus ou moins importante sous charges permanentes de fissures est parfois sciemment acceptée par le choix d'une précontrainte partielle. Un des buts de ce travail est également d'étudier **l'influence de la quantité de précontrainte** et de la présence de la fissuration induite sur les déformations à long terme. Si nous parvenons à établir un lien entre la quantité de précontrainte et l'importance de la contribution des actions variables aux augmentations des déformations à long terme, alors nous pourrions préconiser des quantités de précontrainte minimales à ne pas dépasser afin de garantir un comportement satisfaisant dans le temps (« feed-back »).

L'effet des actions variables sur les déformations à long terme, sujet de notre travail, trouve sa place parmi les multiples causes envisageables à l'origine des accroissements excessifs des déformations. D'une manière générale, l'origine des déformations excessives à long terme dans les ouvrages en béton peut être **multiple**. Nous avons vu ci-dessus que le fluage seul ne pouvait pas expliquer à lui seul l'ampleur et la cinétique des déformations excessives. Ci-dessous, nous donnons quelques exemples de l'origine possible des déformations excessives (liste non exhaustive) :

1. Mauvaise évaluation des actions agissant sur le pont.
 - Charges permanentes sous-estimées (épaisseur du revêtement/erreurs de métrés)
 - Charges variables (trafic / température / vent). En principe les valeurs spécifiées par les normes devraient permettre de couvrir les cas les plus défavorables. D'après l'étude effectuée sur l'évaluation du trafic et de la température (voir annexe), la norme SIA couvre le trafic actuel de façon satisfaisante, par contre le gradient thermique ne semble pas être assez sévère.
 - Précontrainte effective inférieure à celle projetée. Par exemple à cause d'une mauvaise estimation des pertes par frottement [Virlogeux 262, Faessel 105], d'erreurs à la mise en tension.
2. Dégradation et évolution des propriétés des matériaux et de leur interface
 - Effets différés dans le béton (fluage) et/ou les aciers de précontrainte (relaxation) sous estimés. Un coefficient de fluage du béton sous estimé peut avoir de grandes conséquences dans l'estimation des flèches à long terme.
 - Diminution de la résistance à la traction du béton et de la contrainte d'adhérence acier - béton dans le temps ou sous action cyclique qui résulte en une baisse du « tension-stiffening » (voir état des connaissances).
 - Corrosion partielle ou totale des aciers ou des câbles de précontrainte à cause d'une injection non conforme [Mathivat 197].
3. Insuffisance au niveau de la conception et du dimensionnement du projet
 - Quantité insuffisante de précontrainte dans le projet initial.
 - Diffusion de l'effort d'ancrage mal considérée.
 - Tracé des câbles compliqué propice à une mauvaise interprétation de l'action réelle de la précontrainte.
4. Inadéquation ou insuffisance des modèles de calculs
 - Non prise en compte de la fissuration.
 - Non prise en compte de l'effort tranchant.
 - Erreur de modélisation ou d'interprétation d'un calcul par éléments finis.
 - Superposition d'actions diverses telles que des charges et des déformations imposées ou des actions à long terme et des actions à court terme.
 - Non prise en compte des cycles de charge - décharge dus aux actions variables. C'est ce point qui est développé dans cette thèse. Il sera montré que l'effet d'un cycle de charge - décharge sur une structure fissurée peut, dans certains cas, générer de fortes augmentations des courbures à long terme.
5. Insuffisances liées à l'exécution
 - Mise en précontrainte et injection des câbles non conformes.
 - Sur-épaisseurs de béton et de revêtement.

- Surcharges excessives.
- Cadences trop élevées.
- Conditions météorologiques exceptionnelles.

Dans le cadre du travail entrepris ici, l'impact réel des actions cycliques sur les structures existantes a été estimé (2^{ème} alinéa point 1). Ensuite en intégrant le comportement des matériaux sous actions variables (2^{ème} alinéa point 2), nous avons cherché une meilleure adéquation de la loi moment-courbure à la réalité (4^{ème} alinéa point 4). Finalement, dans l'optique du processus de « feed-back » dans la recherche d'une qualité accrue des ouvrages, la loi moment-courbure adaptée et les charges réelles estimées ont été employées afin de guider l'ingénieur dans le choix du taux de précontrainte (1^{er} alinéa point 3). Ce dernier est lié à la qualité à long terme de l'ouvrage, dans la mesure où l'action de la précontrainte a de grandes répercussions au niveau de l'ouvrage, d'une part par son action soulageante des charges verticales et d'autre part par la compression introduite.

Le lien entre les déformations à long terme et les actions cycliques doit donc être établi de la façon la plus réaliste possible, c'est-à-dire en incluant des aspects tels que la fissuration ou les effets différés. Apparaît ici l'importance de prédire les déformations à long terme et de connaître les actions sollicitantes. Cette double exigence nous impose "naturellement" la marche à suivre dont le reflet est le contenu de la présente thèse.

Remarque : Toutefois par souci de clarté, le texte principal de ce document est essentiellement constitué par l'étude de la loi moment-courbure avec décharge, véritable sujet de la thèse. L'étude qui porte sur l'évaluation des efforts et des contraintes dus aux actions variables est reportée en annexe. Seuls les résultats principaux de cette dernière étude sont repris au niveau du texte principal.

La démarche du travail accompli s'est déroulé comme suit :

Dans un premier temps, nous nous sommes occupés de comprendre et quantifier les actions cycliques réelles. Le but de cette opération était d'évaluer les contraintes et les efforts engendrés par un gradient thermique et par le trafic et de répondre à des questions du type : Quel est l'ordre de grandeur des efforts par rapport à ceux attendus sous charges permanentes? Quel est le temps de retour d'un gradient donné, d'une charge de trafic donnée? Les charges de trafic spécifiées par la SIA sont-elles atteintes souvent durant la vie d'un ouvrage? Ces actions sont-elles susceptibles de fissurer un ouvrage? En ce qui concerne la température, une fois que les actions thermiques probables ont été identifiées et quantifiées, elles ont été appliquées à toute une série de ponts - types afin d'obtenir les contraintes thermiques. Les ponts - types ont été choisis en nous basant sur un recueil de 210 ponts testés par l'IBAP lors d'essais de charge. Quant au trafic, nous avons calculé les contraintes dues à 4 catégories de trafic pour les mêmes ponts - types utilisés lors de l'analyse thermique, en nous appuyant sur des comptages au niveau national et la méthode probabiliste de calcul des contraintes développée par Bailey [15].

Ensuite le lien entre les actions cycliques et les déformations de l'ouvrage a été établi via le modèle de la loi moment-courbure. Pour ce faire, il a été nécessaire de développer la loi

moment-courbure qui dans son état actuel ne reproduit pas correctement le comportement d'une structure en béton armé ou précontraint, soumise à une action cyclique. La modification de la loi moment-courbure a consisté à lui ajouter une branche de décharge-recharge qui soit valable en cas de chargement cyclique et en présence d'un effort normal. L'étude de la décharge de la loi moment courbure constitue le cœur de ce travail. Plus précisément **l'objectif principal est d'adapter l'actuelle loi moment-courbure du Code Modèle CEB-FIP 90 en lui ajoutant une branche de décharge valable tant pour les sections en béton armé qu'en béton précontraint**. Cela a été fait en nous basant sur une campagne expérimentale et un modèle numérique que nous avons développé. Une fois validé, entre autres grâce à nos essais, le modèle nous a permis de formuler une loi moment-courbure adaptée au cas de cycles de décharge-recharge. Ensuite en groupant les enseignements tirés de l'étude des actions cycliques réelles avec ceux déduits du modèle numérique, des recommandations concernant le choix de la précontrainte sont faites.

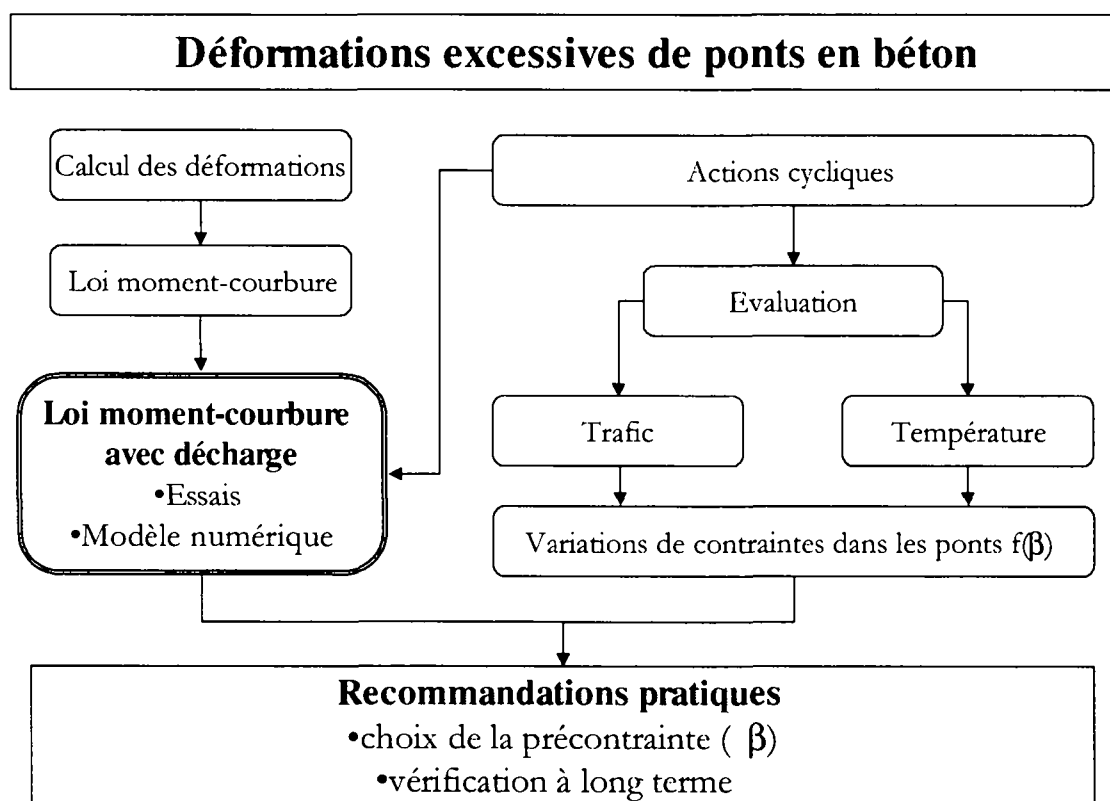


figure 6: Démarche adoptée

En termes d'échelle, les objectifs visés dans cette thèse se situent au niveau structurel donc à un niveau global ou macro-niveau. A cette échelle, l'ingénieur utilise, pour la conception et le dimensionnement, des outils adaptés à la complexité et à la taille des structures à réaliser, tels que la théorie des poutres et des lois globales de comportement, typiquement la loi moment-courbure. Cette façon de procéder permet d'intégrer

indirectement un grand nombre de paramètres d'une échelle inférieure à travers leur influence au niveau structurel. Par exemple les qualités d'adhérence des barres d'armatures nervurées englobées dans la participation du béton tendu ("tension stiffening") dans le cas de la loi moment-courbure. Ce type de lois est souvent basé sur un grand nombre de résultats expérimentaux. Toute manifestation à l'échelle structurelle ou globale est le résultat d'une combinaison de phénomènes qui s'imbriquent à une échelle inférieure. Ainsi la compréhension d'un phénomène ou d'un comportement global passe par la compréhension des phénomènes ou comportements d'échelle inférieure qui le sous-tendent. A leur tour les phénomènes d'échelle inférieure sont la manifestation de phénomènes à une échelle encore plus petite. Ce raisonnement peut être renouvelé à l'infini. Nous rejoignons complètement Acker [3] lorsque 'il affirme *"qu'il paraît illusoire de penser que le passage d'une échelle à l'autre soit possible de manière continue. Par contre la compréhension d'un mécanisme physique, ainsi que son analyse quantitative, à une échelle inférieure, constitue le plus sûr moyen pour élaborer, à l'échelle immédiatement au-dessus, un modèle de comportement pertinent"*. C'est dans ce but que nous avons entrepris le développement d'un modèle numérique de calcul de tronçon de poutre avec fissure discrète. Ainsi nous avons pu tenir compte de phénomènes locaux ayant un impact au niveau structurel, ainsi que de leur couplage. Notre démarche, à cette échelle plus locale, a été d'utiliser les lois étudiées, développées et conçues par d'autres chercheurs spécialisés (loi d'adhérence, softening, stiffening). L'originalité a consisté à coupler ces lois dans un modèle de calcul de courbure de tronçons de poutres fissurées, fléchies, comprimées, avec décharge, dans le but d'obtenir des indications à l'échelle structurelle. Il s'est avéré que cet objectif a été atteint et même dépassé dans la mesure où le passage de l'échelle inférieure à l'échelle supérieure s'est révélé opérationnel. D'une manière générale, le sujet de ce travail de recherche couvre un très grand nombre de domaines qui ont justifié et justifient à eux seuls de vastes projets de recherche. Le caractère général des objectifs posés dans le cadre de notre recherche a naturellement orienté notre démarche vers un travail de reconnaissances des multiples domaines intéressés, de synthèse et de regroupement de ces derniers.

« All exact science is dominated by the idea of approximation »
Bertrand Russell

2. Etat des connaissances

2.1. Calcul des déformations

Dans ce qui suit nous allons nous attacher à décrire le principe adopté dans cette recherche pour calculer les déformations à long terme.

D'un point de vue général, le calcul des déformations des structures en béton est un exercice complexe qui requiert, l'utilisation de méthodes d'analyse numérique à l'aide d'un ordinateur. En effet à l'exception de quelques cas très simples dont la solution a été explicitée mathématiquement, le calcul des déformations d'une structure, telle un pont, exige un très grand nombre d'opérations. Il existe deux façons d'aborder le problème.

La première est basée sur la constatation géométrique suivante. Bien qu'un pont soit un volume tridimensionnel, il est caractérisé par deux dimensions (y & z) d'ordre de grandeur très petit en regard de la dimension longitudinale (x).

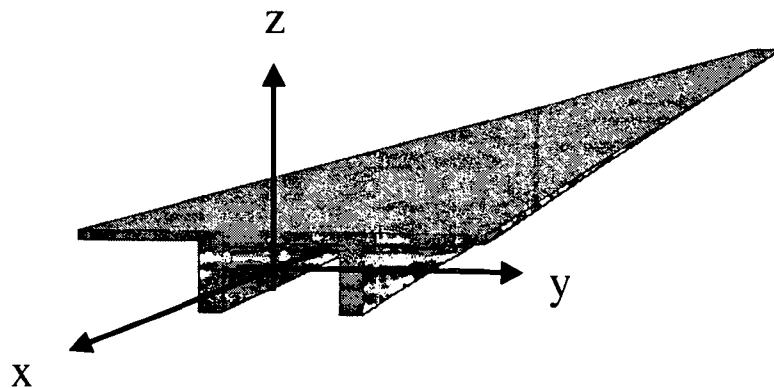


figure 7: définition du système d'axes

Le calcul des déformations peut être ramené à celui d'une poutre ou "barre", dont les caractéristiques géométriques et matérielles en tout point de l'axe x sont dictés par la section perpendiculaire en ce point. Le principe des travaux virtuels appliqués aux poutres permet d'exprimer les déformations comme la somme des intégrales des efforts le long de l'axe longitudinal. Comme nous le verrons, les lois moment-courbure interviennent dans cette formulation. Cette méthode simple offre l'avantage d'intégrer une très grande variété de paramètres aussi complexes que la fissuration, les effets thermiques, effets différés, influence des armatures, etc. en exprimant leur effet global sur la structure. La difficulté consiste à déterminer cet effet global pour chaque phénomène susceptible d'avoir un impact sur les déformations. Dans notre cas nous nous proposons d'inclure un phénomène supplémentaire, à savoir les charges cycliques, et d'en estimer l'effet au niveau global. Cela connu, le calcul des déformations ne constitue pas une

difficulté majeure car il s'agit d'utiliser des outils connus (par exemple MAPSDIFF 44 & 45).

La deuxième façon de calculer les déformations consiste à ne pas simplifier la géométrie de l'ouvrage et à le modéliser de la façon la plus réaliste et fidèle possible. Cela se fait à l'aide d'éléments finis "coque". Dans le commerce il existe plusieurs logiciels qui offrent ce type de calcul. Le recours à un calcul par éléments finis permet d'analyser des problèmes qui ne peuvent tout simplement pas être appréhendés autrement, notamment parce qu'ils donnent une vision spatiale de la structure. Un calcul aux éléments finis "coque" offre des avantages telle qu'une prise en compte directe et aisée de structures à géométrie complexe. La nature du calcul permet par ailleurs d'obtenir des informations qui ne sont pas disponibles en calcul poutre concernant la flexion transversale, la torsion non-uniforme, l'introduction de forces ponctuelles, la diffusion des efforts. Cependant dans l'optique des buts poursuivis ici, ils présentent l'énorme inconvénient d'être basés sur des relations constitutives élastiques linéaires. La fissuration n'est ainsi pas prise en compte. L'évolution du développement dans le domaine des éléments finis "coque" a été très importante récemment et beaucoup de recherche y est actuellement en cours. Les programmes de calculs aux éléments finis sont de plus en plus sophistiqués et permettent de considérer beaucoup de phénomènes ainsi que leurs couplages éventuels. Ainsi il existe des logiciels, principalement destinés à la recherche, qui autorisent des analyses non linéaires, en général plutôt utilisés dans un calcul à la rupture que pour un calcul à l'état de service. Leur champs d'application est, toutefois, souvent limité à une analyse locale de phénomènes fort complexes et de dimensions qui n'intéressent qu'indirectement la structure au niveau global (le recours à des éléments tridimensionnels est également possible). De ce fait ils se prêtent difficilement (ou pas du tout) à l'analyse d'une structure complète. De plus, à part les déformations, un calcul par éléments finis "coque" ne fournit aucun résultat global comme un diagramme des moments. C'est pour cela que ce genre de calcul est plutôt utilisé comme outil de vérification ou d'analyse des contraintes et non pour le dimensionnement. Signalons qu'à l'IBAP un travail de recherche actuellement en cours s'occupe du développement d'éléments finis "coque" avec prise en compte de la fissuration. Les fissures ne sont pas modélisées en tant que telles, mais sont prises en compte par une réduction de la rigidité [Rossier 238].

D'après nous, ces deux façons de procéder ne doivent pas être vues en opposition, mais au contraire comme complémentaires. En fait, il ne pourrait pas en aller autrement, car actuellement l'état de développement des méthodes de calculs par éléments finis n'offrent pas encore, au niveau structurel, la souplesse et la simplicité d'un calcul poutre. Ainsi suivant le problème traité on aura recours à l'une ou l'autre des méthode. En ce qui concerne les déformations, des calculs comparatifs entre les deux méthodes (barre et coque) montrent que la différence ne dépasse guère les quelques % pour autant que l'effort tranchant soit pris en compte lors du calcul "barre". De ce fait, un calcul poutre ou "barre" est actuellement la voie la plus simple et la plus efficace pour calculer les déformations des ponts.

2.1.1. Principe des travaux virtuels / théorème de la force unité

Comme anticipé ci-dessus, le principe des travaux virtuels, par le théorème de la force unité ("1"), lorsqu'il est appliqué à la théorie des poutres donne l'expression d'un

déplacement choisi u_A . Ce dernier est égal à la somme des intégrales longitudinales des efforts ayant un impact sur l'état de déformation. Dans le cas général d'une structure hyperstatique, on recense l'effort normal N (N_1 effort normal virtuel), l'effort tranchant V (V_1 effort tranchant virtuel), le moment M (M_1 moment virtuel), les effets thermiques (variation uniforme de température T_0 et gradient de température ΔT) et les tassements d'appuis (u_R & R_1 réaction d'appui virtuel).

$${}^{\text{I}}u_A = \int_L \frac{N_1 N}{EA} dx + \int_L \frac{V_1 V}{GB} dx + \int_L \frac{M_1 M}{EI} dx + \int_L N_1 \alpha T_0 dx + \int_L M_1 \left(\frac{-\alpha \Delta T}{h} \right) dx - \sum R_1 u_R$$

Dans le cas des ponts « poutre » les charges et actions agissent principalement verticalement, c'est-à-dire perpendiculairement à l'axe longitudinal. Ainsi les déformations relatives aux sollicitations sont des flèches verticales et des rotations obtenues par des forces unitaires verticales et des moments unitaires. Le terme de l'effort normal est par conséquent négligé. Quant au terme de l'effort tranchant, il est courant de le négliger également car dans la plupart des cas il ne représente qu'une part marginale des déformations vis-à-vis de la contribution du moment. Il semblerait cependant que de négliger le terme d'effort tranchant puisse, parfois, conduire à de grandes erreurs dans l'estimation des flèches [Kristek 172]. L'étude de l'effort tranchant et de sa prise en compte dans le calcul des déformations à long terme mériterait une attention plus aiguë. Son importance justifie que des recherches soient actuellement en cours sur le sujet. A ce propos signalons que le groupe de travail 4.1 "serviceability models" de la commissions 4 de la *fib* (fédération internationale du béton) s'intéresse de près à cet aspect.

Dans le cadre de notre étude nous ne traiterons pas la contribution de l'effort tranchant, mais nous nous concentrerons sur celle due au moment qui, parmi les contributions dues aux charges, est de loin la plus grande.

Les tassements d'appui ne seront pas traités ici. Ainsi il reste les deux termes de flexion dus aux charges et aux gradients thermiques.

$${}^{\text{I}}u_A = \int_L \frac{M_1 M}{EI} dx + \int_L M_1 \left(\frac{-\alpha \Delta T}{h} \right) dx$$

L'équation ci-dessus signifie qu'en connaissant la relation entre le moment et la courbure (due aux charges et au gradient thermique) en chaque point de la structure, la déformation voulue u_A est obtenue. La qualité de la valeur de la déformation ainsi calculée, dépend directement de la validité de la relation moment-courbure, d'où l'importance d'avoir une loi moment-courbure qui reproduise le plus fidèlement possible le comportement des structures. Le concept efficace de la loi moment-courbure, qui permet néanmoins d'intégrer de nombreux paramètres aussi complexes que la fissuration, les effets différés, a assuré son succès, notamment grâce à son implémentation aisée dans un programme de calculs en poutre

Les deux formulations les plus répandues de la loi moment-courbure sont celles préconisées par le CEB-FIP et l'ACI.

2.1.2. La loi moment-courbure CEB FIP 90

Le Code Modèle CEB-FIP 90 [68] propose une loi non linéaire qui tient compte aussi bien de la fissuration que de l'armature passive, des câbles de précontraintes ou encore des effets différés. Elle est en principe limitée à l'usage des poutres et des sections massives avec un axe de symétrie vertical. Cependant son application à des sections caissons (sections non-massives) s'est avérée valable [Markey 194]. Elle a été vérifiée expérimentalement pour des bétons ordinaires [Jaccoud & Favre 162] et des BHP [Charif 73].

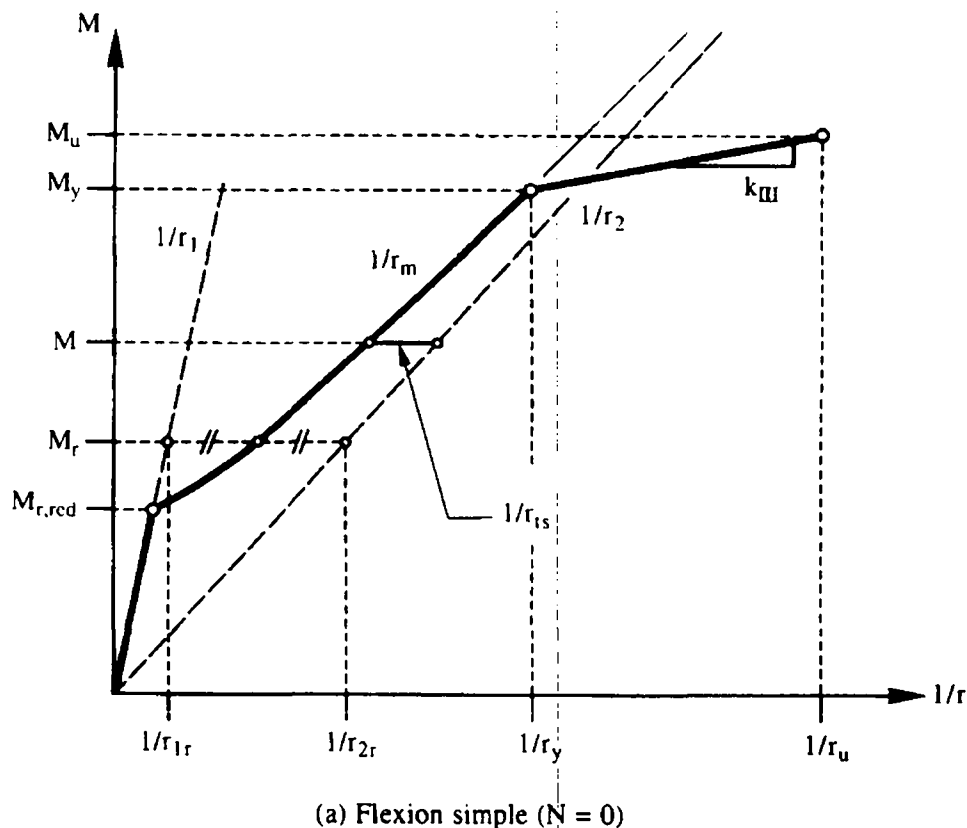


figure 8: diagramme moment-courbure du Code Modèle CEB-FIP 90 - flexion simple

La loi moment-courbure donne la valeur de la courbure moyenne pour tous les niveaux de charges jusqu'à la ruine. Le terme de "courbure moyenne" doit être interprété comme étant une valeur intermédiaire entre le stade I (section homogène) et le stade II-nu (section fissurée). Lorsque fissurée, une poutre réelle aura une courbure comprise entre ces deux bornes car le béton tendu entre les fissures rigidifie la poutre. La participation du béton tendu entre les fissures est souvent désignée par le terme anglais de "tension stiffening" ($1/r_{ts}$) et est égal à la différence entre la courbure moyenne et la courbure stade II-nu. En fait le béton tendu entre les fissures est mobilisé par la liaison entre l'acier et le béton. L'effort de traction entièrement repris par l'armature au droit de la fissure est

progressivement transmis au béton à mesure que l'on s'éloigne de la fissure le long de la barre.

Notation : Par la suite, la courbure est désignée indifféremment par « $1/r$ » ou « Ψ ».

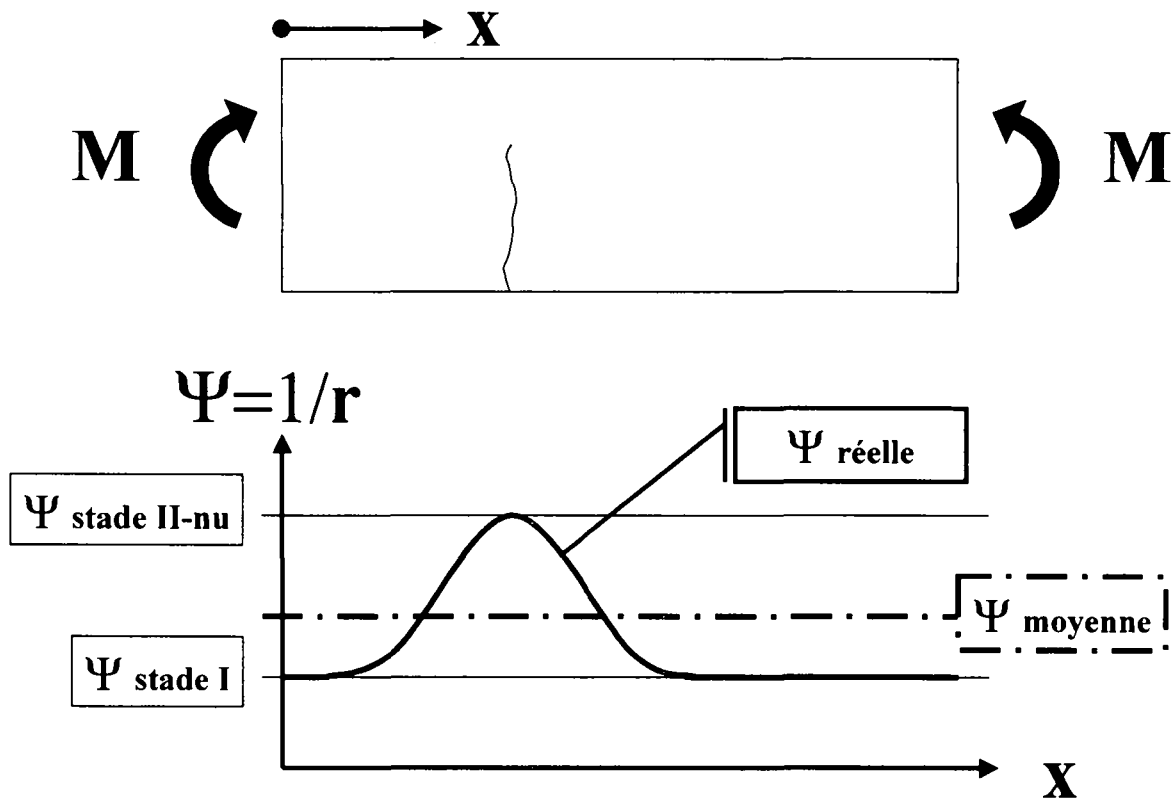


figure 9: courbures au droit d'une fissure

La loi moment-courbure CEB-FIP 90 est caractérisée par 3 domaines qui reproduisent chacun un état de la section. Le premier domaine est celui du stade I, autrement dit c'est le siège des déformations élastiques linéaires et est limité par le moment de fissuration réduit $M_{r,red}$. La loi moment-courbure dans cette région est une droite qui passe par l'origine.

$$\frac{1}{r_m} = \frac{1}{r_l}$$

pour $M \leq M_{r,red}$

Le deuxième domaine commence lors de l'apparition de la première fissure et couvre tous les états de la section en passant du stade de formation des fissures (de nouvelles fissures apparaissant à mesure que la charge est augmentée) à celui de la fissuration stabilisée (plus de nouvelles fissures).

$$\frac{1}{r_m} = \frac{1}{r_2} - 0,5 \cdot \left(\frac{1}{r_{2r}} - \frac{1}{r_{1r}} \right) \cdot \frac{M_r}{M}$$

pour $M > M_{r,red}$

avec :

- $1/r_m$: courbure moyenne
- $1/r_1$: courbure en stade I
- $1/r_2$: courbure en stade II
- $1/r_{1r}$: courbure en stade I pour $M = M_r$ (section non fissurée)
- $1/r_{2r}$: courbure en stade II pour $M = M_r$ (section fissurée)
- M : moment de flexion appliqué à la section
- M_r : moment de fissuration «théorique»

La limite entre le deuxième et le troisième domaine est fixé par la plastification de l'armature passive. La borne supérieure est évidemment constituée par le moment ultime. Pour une section en béton armé le diagramme est donnée à la figure 8.

Il faut relever que la limite entre le stade I et le stade II n'est pas observée pour la valeur du moment de fissuration M_r mais pour un moment inférieur défini comme $M_{r,red}$. M_r est défini par la relation suivante:

$$M_r = W_1 \left(f_{ctm} - \frac{N}{A_1} \right) \cong W_c \left(f_{ctm} - \frac{N}{A_c} \right)$$

W_1 : module résistant en stade I, calculé en tenant compte de l'armature

A_1 : aire de la section en stade I, calculée en tenant compte de l'armature

A_c : aire de la section de béton seul

N : effort normal appliqué à la section ($N < 0$: compression ; $N > 0$: traction)

f_{ctm} : résistance moyenne à la traction du béton découlant de l'essai de traction directe sur éprouvettes cylindriques

$M_{r,red}$: moment de fissuration réduit; il est défini par l'intersection de l'hyperbole de la courbure moyenne ($1/r_m$) et de la droite définissant le stade I ($1/r_1$).

Pour la flexion simple, on trouve :

$$M_{r,red} = \sqrt{0,5} \cdot M_r$$

Ainsi M_r correspond au moment qui provoque une contrainte de traction à la fibre extrême égale à la résistance moyenne à la traction f_{ctm} . La forme de la courbe $1/r_m$ sous M_r , (= prolongement de la courbe qui est au dessus de M_r), dont l'intersection avec la droite stade I donne $M_{r,red}$, tient compte, à l'état permanent, de la fissuration engendrée par les auto-contraintes, les phases d'exécution et les surcharges.

A mesure que l'effort de flexion augmente les fissures apparaissent (phase de formation des fissures) jusqu'à ce que leur espacement ne permette plus l'apparition de fissures supplémentaires. Débute alors la phase de fissuration stabilisée (nombre stable de fissures). Un accroissement du moment provoque un endommagement ultérieur de la liaison acier - béton le long de la barre qui se traduit par une augmentation de l'ouverture des fissures.

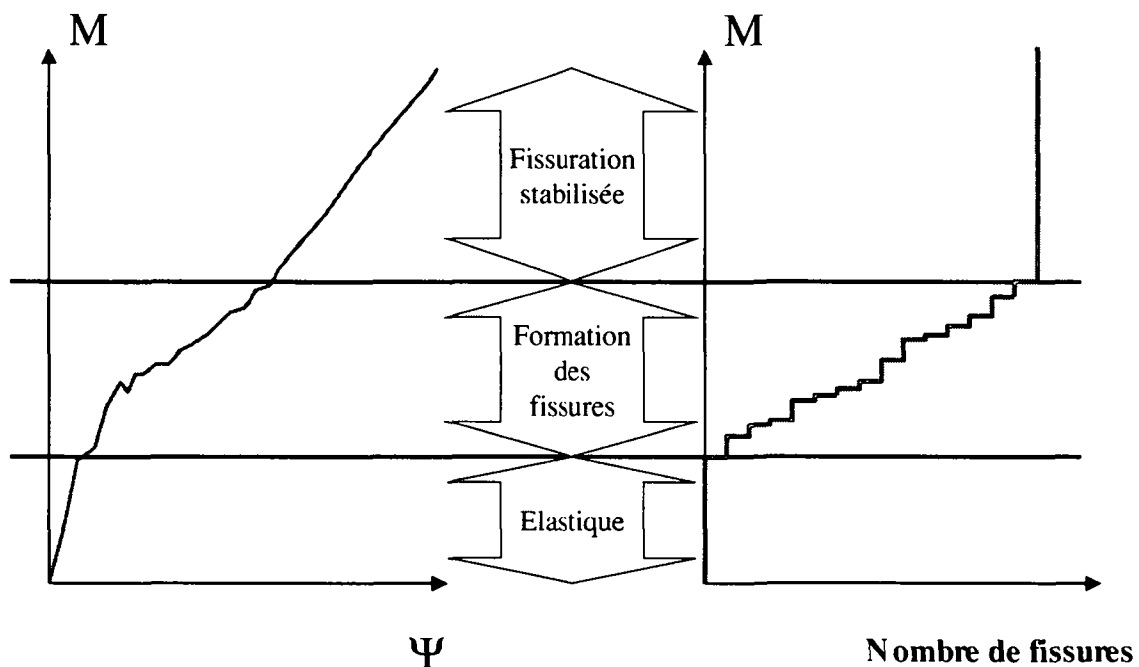


figure 10: illustration des phases de fissuration

Sur le diagramme de la loi moment-courbure à la figure 8, on remarque que la contribution du béton tendu diminue à mesure que le moment augmente. Cela est dans un premier temps dû à l'apparition de nouvelles fissures et dans un deuxième temps à un endommagement croissant de la zone comprise entre deux fissures.

L'effort normal peut être aisément intégré dans la relation moment-courbure dans le cas de la précontrainte. Dans ce cas de figure l'effort normal est une force de compression constante. Ce qui a pour effet de modifier les déformations de la section. En effet pour un moment sollicitant donnée, l'introduction de cet effort de compression va réduire la courbure de la même section soumise uniquement à un effort flexionnel. Sur le diagramme cet effort se traduit par un décalage de la courbe dans le deuxième et

troisième domaine. Le décalage est naturellement d'autant plus marqué que l'effort de compression est important. L'autre conséquence favorable de l'introduction d'un effort normal est l'augmentation du moment correspondant à la première fissuration.

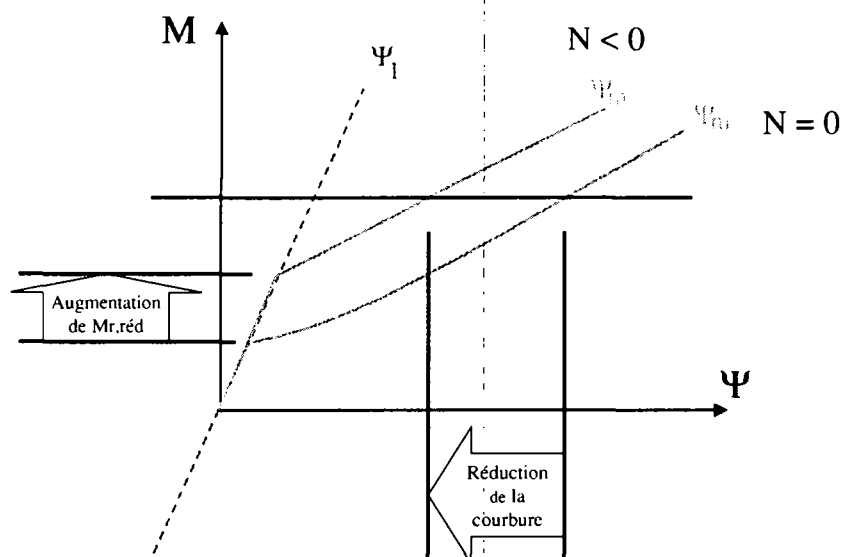
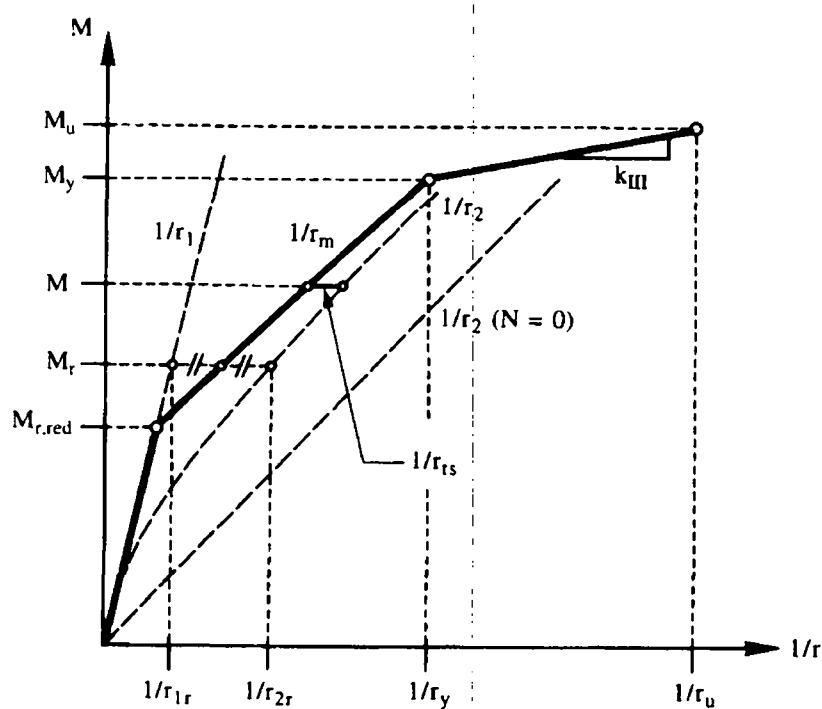


figure 11: influence de l'effort normal sur les courbures



(b) Flexion composée (N = effort de compression constant)

figure 12: loi moment-courbure du Code Modèle CEB-FIP 90 - flexion composée

L'effet du temps (fluage) est pris en compte par une diminution des pentes des courbes du stade I et du stade II-nu. Pour le long terme ou un grand nombre de cycles, une répartition différente de la courbure moyenne entre le stade I et le stade II-nu est considérée. La courbure moyenne se rapproche du stade II-nu. En d'autres termes la participation du béton tendu diminue ce qui correspond en fait à la diminution de la résistance à la traction ($f_{ctm}\{t_0\} > f_{ctm}\{t > t_0\}$). Dans la zone de formation des fissures cela peut se traduire par l'apparition de nouvelles fissures. Le loi du CEB-FIP fixe la répartition entre le stade I et stade II-nu au moyen d'un coefficient β_2 :

$$\frac{1}{r_{ts}} = \frac{1}{r_2} - \frac{1}{r_1}$$

$$\frac{1}{r_{ts}} = \left(\frac{1}{r_{2r}} - \frac{1}{r_{1r}} \right) \beta_b \left(\frac{M_r}{M} \right)$$

avec

$$\beta_b = \beta_1 \beta_2$$

où:

β_1 : coefficient caractérisant la qualité de l'adhérence acier - béton.

$\beta_1 = 1.0$ pour des barres à haute adhérence

$\beta_1 = 0,5$ pour des barres lisses

β_2 : coefficient caractérisant l'influence du temps ou d'un grand nombre de cycles.

$\beta_2 = 0,8$ pour le premier chargement

$\beta_2 = 0,5$ pour le long terme ou un grand nombre de cycles

Le recours aux coefficients β_1 et β_2 est une manière simple d'intégrer des paramètres comme l'adhérence des barres et le type de chargement. Nous verrons plus loin qu'avec un modèle physique d'un tronçon de poutre comprimé et fléchi, tenant compte de l'adhérence entre l'acier et le béton sous charge cyclique et d'une réduction de la résistance à la traction avec les cycles, il est possible de montrer que les valeurs de ces coefficients sont très valables tant au premier chargement et qu'à long terme (voir tableau 18 à la page 142).

La loi moment-courbure dans sa forme actuelle décrit bien l'état de déformation d'une section lorsque l'effort croît de façon monotone. Dans le cadre de notre recherche qui, rappelons-le, étudie les déformations à long terme sous un chargement cyclique, nous avons besoin pour cela d'une loi moment-courbure qui inclut les décharges et recharges associées à ce type de sollicitation fluctuante. C'est-à-dire une loi moment-courbure avec une branche de décharge-recharge. Le Code Modèle CEB-FIP 90 propose une loi de décharge, mais uniquement valable pour le cas de la flexion simple (sans effort normal). La branche de décharge est définie par la position du point A qui se trouve à

l'intersection de la branche de décharge et de la droite en stade I. La deuxième coordonnée du point A est égale à $-M_r/2$.

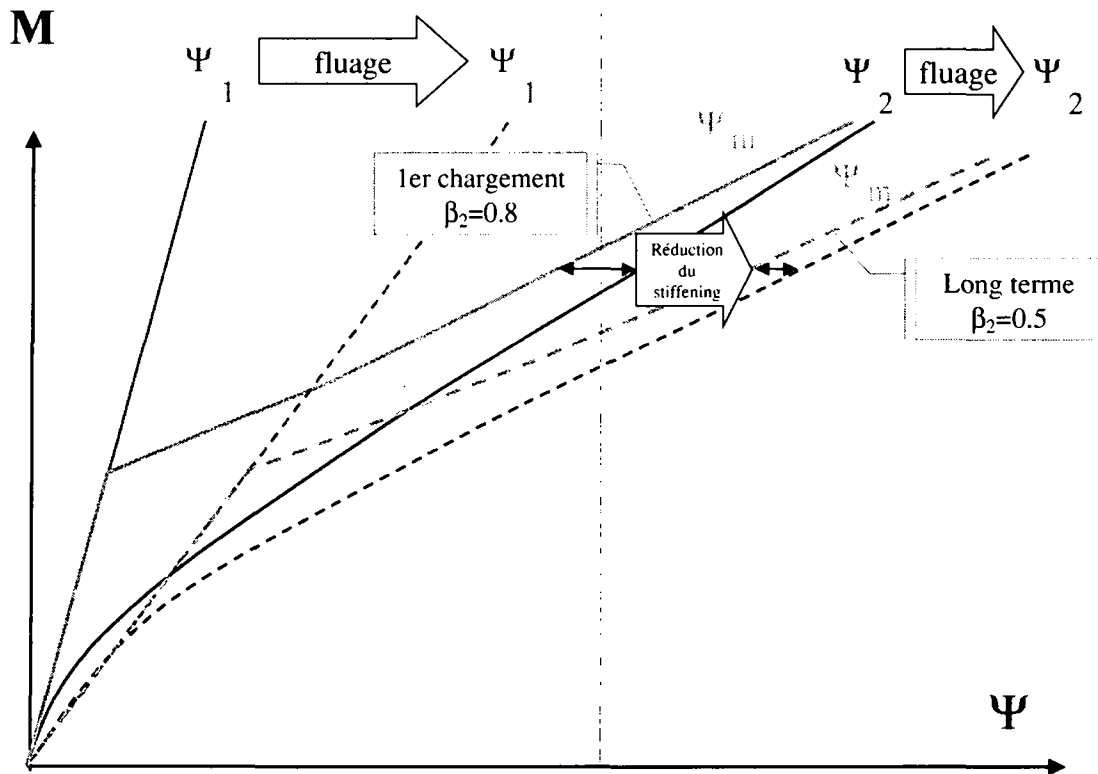


figure 13: courbure à court terme et à long terme

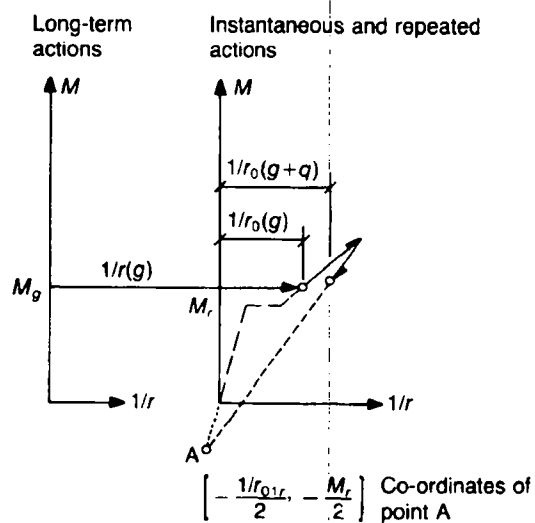


Fig. 3.6.2. Instantaneous mean curvature—simple bending: reloading/unloading

figure 14: loi moment-courbure avec branche de décharge du Code Modèle 90 valable pour la flexion simple

Cette loi est, par ailleurs, définie pour une seule décharge et recharge instantanée. On remarque le découplage entre les courbures à long terme et l'action variable. Rappelons que dans notre travail, nous séparons également le long terme du chargement variable. Cela revient à nous concentrer sur la partie droite de la loi moment-courbure charge - décharge du Code Modèle CEB-FIP 90.

Comme on le voit, la décharge de la loi moment-courbure ne couvre pas le cas d'une section fléchie et comprimée soumise à plusieurs cycles. De plus sa validité pour une section en béton armé doit être vérifiée dans la mesure où la formulation actuelle repose sur un petit nombre de résultats expérimentaux [Jaccoud & Favre]. C'est pour tenter de combler ces lacunes et de contrôler sa validité dans le cas du béton armé que nous avons entrepris une campagne expérimentale sur des poutres partiellement précontraintes soumises à un chargement cyclique dont on a mesuré la loi moment-courbure. Nous avons cherché à couvrir un éventail de combinaisons de paramètres aussi large que possible. Grâce aux résultats expérimentaux, nous avons pu valider le modèle numérique que nous avons développé. Ce dernier a ensuite été utilisé pour calculer plusieurs centaines de sections en tous genre (les paramètres variables étaient : la forme, les dimensions, les proportions, le taux d'armature passive, l'effort normal de compression, l'intensité de la charge) ce qui nous a permis de proposer une correction de la loi moment-courbure avec décharge actuelle pour l'adapter au cas d'une section fléchie et comprimée soumise à une action cyclique.

Une telle loi serait potentiellement généralisable à toute section comprimée fléchie subissant une décharge ouvrant ainsi son emploi à toute structure assimilable à une poutre.

2.2. Précontrainte partielle

La résistance ultime d'une section en béton précontraint est dépendante de la quantité d'armature passive et d'armature de précontrainte. Pour une section donnée, il existe une multitude de combinaisons d'armature passive et de précontrainte qui donne la même résistance ultime. Les deux extrêmes sont la section en béton armé et la section sans armature passive avec uniquement des câbles de précontrainte, cette dernière section étant une borne théorique.

Dans la littérature on rencontre souvent une valeur de référence de la précontrainte dénommée "précontrainte complète" (anglais: "fully prestressed") qui correspond à la quantité de précontrainte qui annule la contrainte de traction à la fibre extrême, sans pour autant compenser la flexion sous charge permanente. Dans le cadre de ce travail nous utiliserons le concept de compensation des déformations β sous charges permanentes expliqué ci-dessous.

2.2.1. Compensation des déformations

Le **degré de compensation des déformations** β est défini comme étant le rapport entre les déformations (flèches ou rotations) dues au système de précontrainte et celles provoquées par les charges permanentes.

$$\beta = -\frac{w_c(P_m)}{w_c(g)}$$

Tout en étant voisin du degré de balancement (le rapport entre les forces de déviation verticales de la précontrainte et les charges à long terme), ce concept offre l'avantage d'être plus général et plus facilement applicable à toutes les configurations de câblage. En effet pour les tracés des câbles qui sont essentiellement rectilignes ou dès que des câbles chapeaux sont présents, l'application du degré de balancement devient mal aisée. D'un autre côté le degré de compensation des déformations fait intervenir l'effort normal, ce qui n'est pas le cas du degré de balancement [Favre et al. 115].

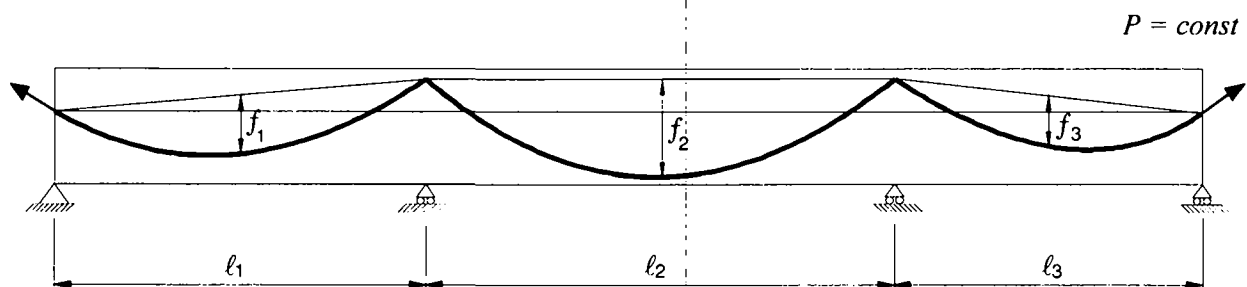


figure 15: application aisée du degré de balancement

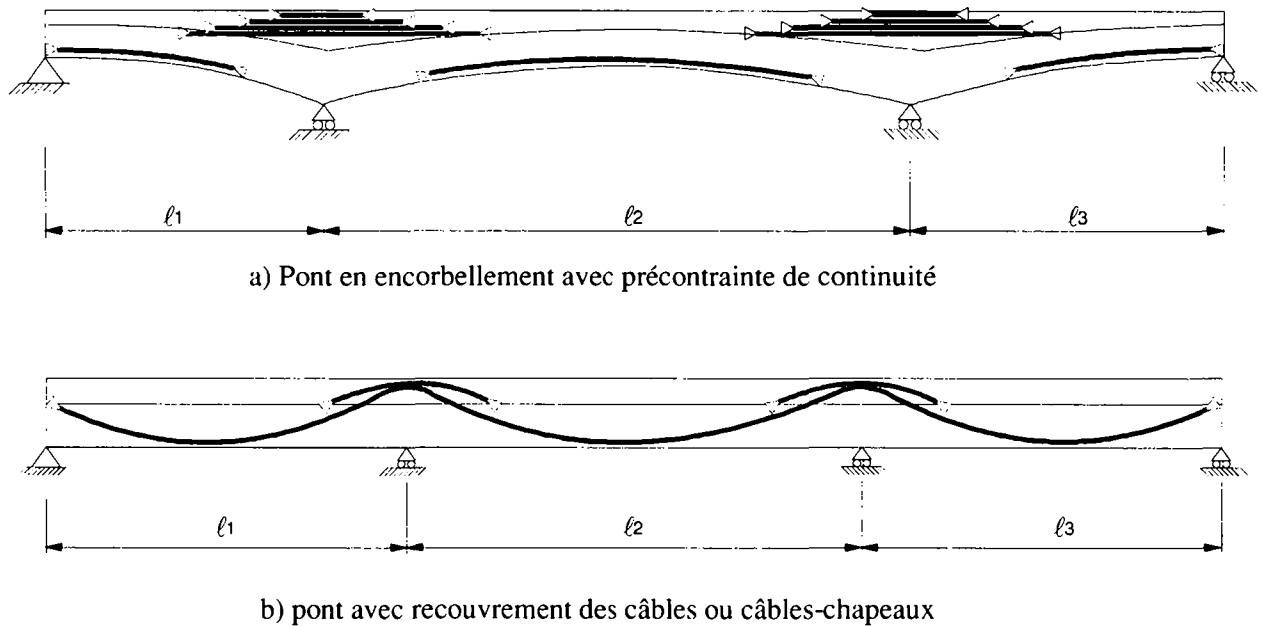
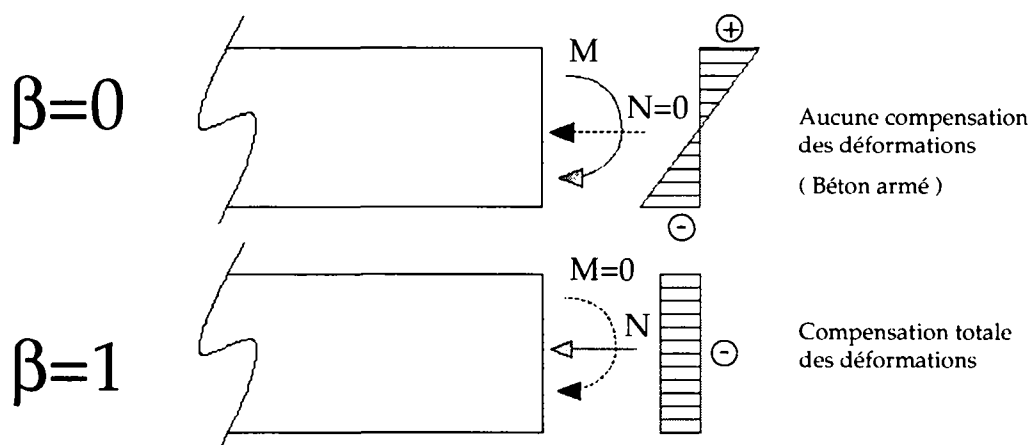


figure 16: application délicate du degré de balancement

Dans la présente étude, le degré de compensation des déformations a varié dans la plage comprise entre $\beta=0$ et $\beta=1$. Ci-dessous à la figure 17 la signification de ces deux bornes est illustrée en montrant les contraintes sous charges permanentes d'une poutre console. Le degré de $\beta = 0$ correspond au béton armé. Par ailleurs, il est important de remarquer que $\beta=1$ correspond à un état de compression pure sous charges permanentes, toutes les flèches ayant été compensées par la précontrainte. Cela revient à mettre plus de précontrainte que dans le cas d'une section totalement précontrainte (fully prestressed) qui, rappelons le, annule la traction à la fibre extrême sans compenser totalement les flèches.

Contraintes en stade I sous charges permanentes d'une poutre cc

figure 17: illustration du degré de compensation des déformations β

2.3. Adhérence acier - béton

Les barres d'armature passive sont liées au béton lors du bétonnage et de la prise de celui-ci. L'état de cette liaison va sans cesse évoluer dans le temps, principalement en fonction de l'histoire et de l'intensité des variations des sollicitations. Pour une charge donnée, le comportement de la liaison entre une barre d'armature et le béton est dicté par des paramètres géométriques (diamètre des barres, forme des nervures, recouvrement, confinement, distance de la fissure), ainsi que par les propriétés des deux matériaux.

2.3.1. Principe

A l'échelle locale, au niveau de la barre d'acier et du béton l'entourant, les mécanismes d'adhérence sont relativement complexes. Cependant pour les besoins d'une analyse globale au niveau d'une section ou d'un élément de structure, la difficulté est aplanie en ramenant le problème à la seule dimension longitudinale, le long de l'axe de la barre. La liaison entre l'acier et le béton est prise en compte par l'intermédiaire d'une loi d'adhérence globale, qui lie le glissement relatif entre la barre et le béton avoisinant en fonction d'une contrainte d'adhérence longitudinale fictive à l'interface acier - béton. La loi d'adhérence est déterminée sur la base d'essais, tel que le "pull-out test" recommandé par la RILEM, qui consiste à tirer progressivement avec une force F sur une barre d'armature prise dans un cube de béton auquel elle est liée sur une courte distance. Si celle-ci est suffisamment petite (3 à 5 diamètres de la barre ϕ), alors la contrainte d'adhérence τ est considérée comme constante sur la longueur d'ancrage L_b et se déduit de l'équilibre longitudinal de la barre :

$$\tau = \frac{F}{\pi \cdot \phi \cdot L_b}$$

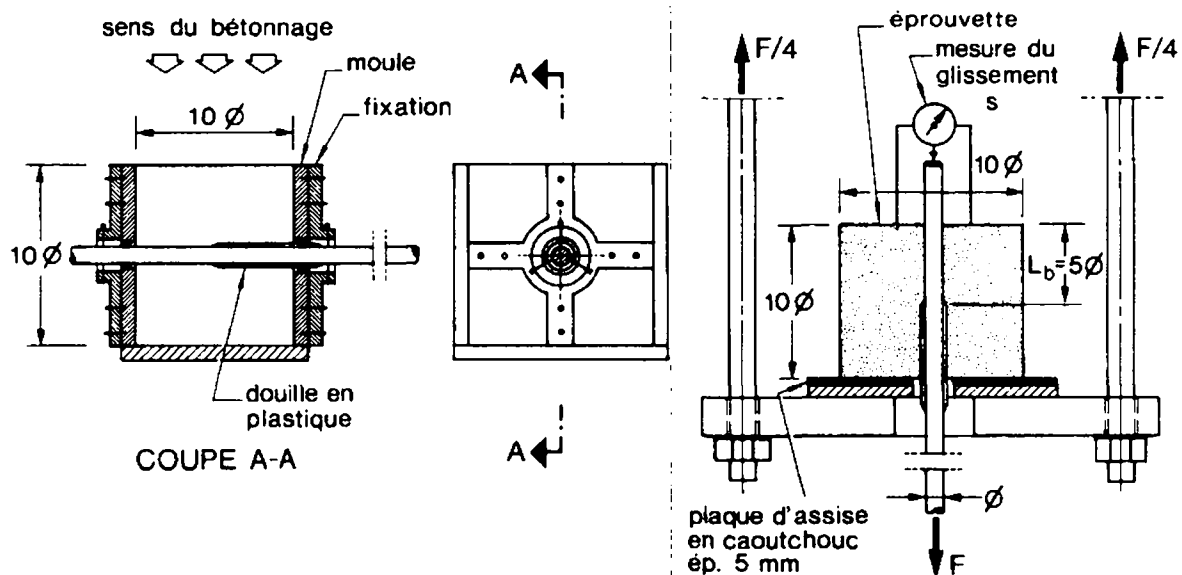


figure 18: "pull-out" test [Farra 108]

Au cours de l'essai le glissement s entre la barre et le cube de béton est mesuré. La forme de la loi d'adhérence $\tau(s)$ ainsi obtenue est illustrée ci dessous. Elle est le résultat de la combinaison de trois contributions qui sont l'adhésion physico-chimique, la résistance du béton et le frottement.

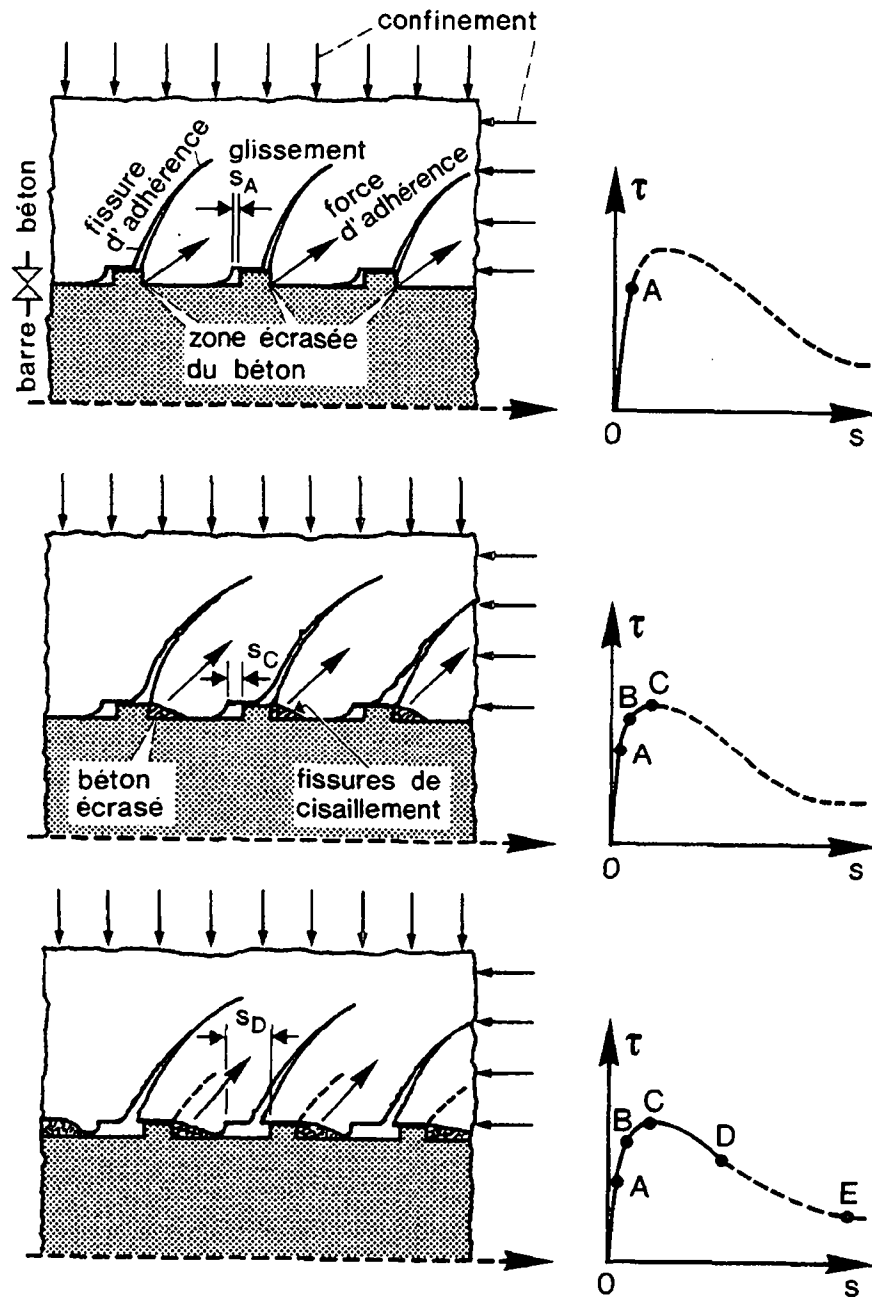


figure 19: Mécanismes d'adhérence et schéma de la relation complète d'adhérence d'après Eligehausen [99], remaniés par Farra [108]

- Lorsque la liaison n'est pas endommagée, comme au début de l'essai "pull-out", la force est essentiellement transmise par adhésion. Cette configuration correspond à celle que l'on trouve dans une section non fissurée en stade I lorsque le béton et la barre sont solidaires (le glissement est nul). $\tau \leq (0.2-0.8) \text{ fct}$.
- Si la traction sur la barre est augmentée, les nervures des barres commencent à s'appuyer sur le béton et à l'écraser. Apparaissent ensuite des bielles de compression, séparées par des fissures internes sièges du glissement relatif entre l'acier et le béton. L'équilibre de la zone de béton implique qu'un anneau de traction situé dans un plan perpendiculaire à la barre se développe. $\tau \leq (0.8-1.5) \text{ fct}$.

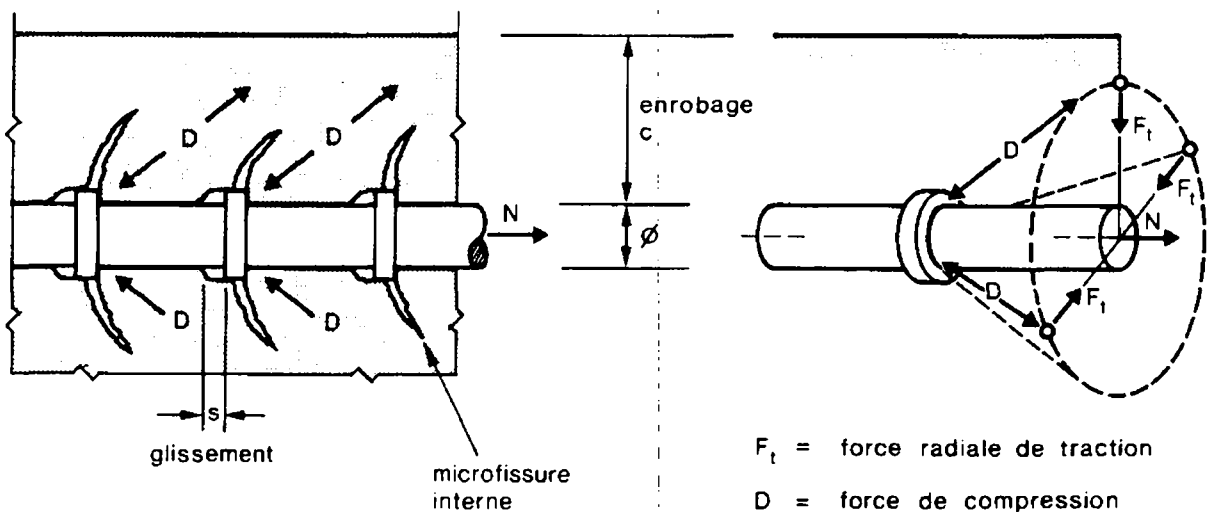


figure 20: bielles de compression et anneau de traction autour d'une barre nervurée [TGC8]

- Un ultérieur accroissement de la force se traduit par le cisaillement des bielles de béton entre les nervures, responsable d'une nette progression du glissement. Dans le cas du "pull-out test", la contrainte d'adhérence maximale est atteinte, à condition d'avoir un confinement suffisant. Dans une structure réelle, ce type de rupture se produit si, en plus du confinement, un enrobage suffisant existe. La rupture de la liaison est caractérisée par l'apparition d'une fissure perpendiculaire à l'axe longitudinal de la barre. L'apparition de la fissure dans le béton se produit à cause de la perte locale de l'adhérence par cisaillement du cylindre de béton entre les nervures. Ainsi le béton doit localement reprendre tout l'effort de traction et, ne pouvant le faire, se fissure.
- Dans le cas d'un confinement ou d'un enrobage insuffisant, un autre mode de rupture est observé, qui est dû au développement de fissures longitudinales qui se propagent jusqu'à la surface. Ce mode de rupture, dit "par fendage" (anglais: "splitting"), est assez rarement observé dans les structures courantes à l'état de service. De ce fait, le cas de l'apparition de fissures longitudinales a été relativement peu étudié en comparaison avec le cas du "pull out". Une autre raison probable pour le manque d'études dans ce

domaine est à rechercher dans l'opinion largement répandue que les fissures longitudinales sont dangereuses vis-à-vis de la résistance de la liaison acier - béton (la soudaine apparition d'une fissure tout le long d'une barre équivaut à une rupture fragile de la liaison acier - béton) et de la durabilité. En effet le front d'attaque possible de la corrosion est égal à la longueur de la barre. Cependant il a été montré, dans le cas d'apparition de fissures longitudinales, que l'adhérence peut être encore très efficace, même à des niveaux de sollicitation élevés, à condition d'avoir un confinement adéquat [Gambarova 129 & 130, CEB 71].

- Les contraintes d'adhérence maximales peuvent atteindre jusqu'à un tiers, voire la moitié de la résistance à la compression du béton.
- Dans des conditions de déformations imposées, la branche descendante est observée où la contrainte résiduelle correspond à la friction le long de la zone de béton cisailée.

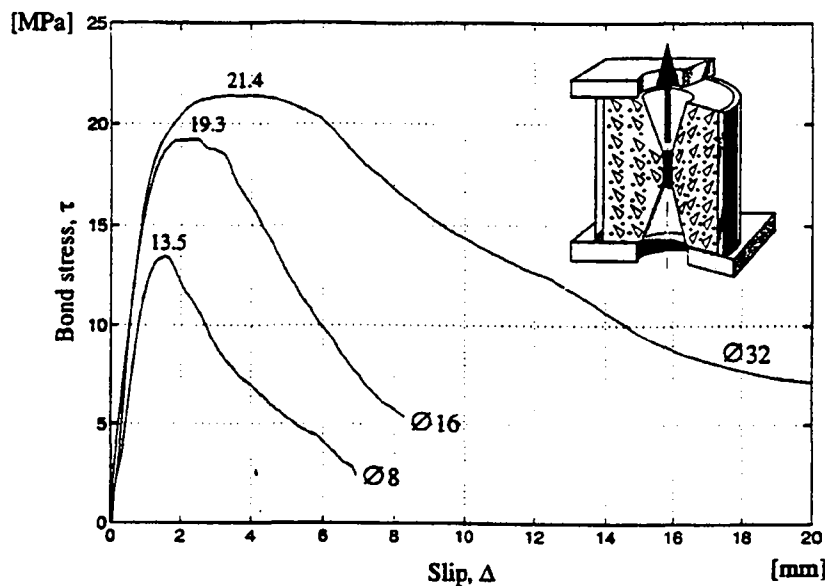


Fig. 1.12 - Typical bond stress-slip curves (pull-out tests, severe confinement, Noghabai, 1995); $f_c = 36$ MPa; bonded length/bar diameter = 2.5; steel-tube thickness = 10 mm; overall specimen diameter = 219 mm; specimen height = 184, 192, 196 mm.

figure 21: exemple de résultats expérimentaux d'un "pull-out" test [tiré de 71]

2.3.2. Loi CEB

Nous avons vu ci-dessus que la liaison acier - béton peut être décrite grâce à une loi d'adhérence, moyennant quelques simplifications. La contrainte fictive longitudinale rapportée au glissement relatif entre l'acier et le béton est déterminée à l'aide de tests, par

exemple, type "pull-out". Il existe plusieurs propositions de formulation de la loi d'adhérence tenant compte de manière globale de l'influence des principaux paramètres déjà évoqués. A l'état de service, les contraintes d'adhérence et les glissements sont suffisamment faibles pour justifier le recours à la seule branche ascendante de la loi.

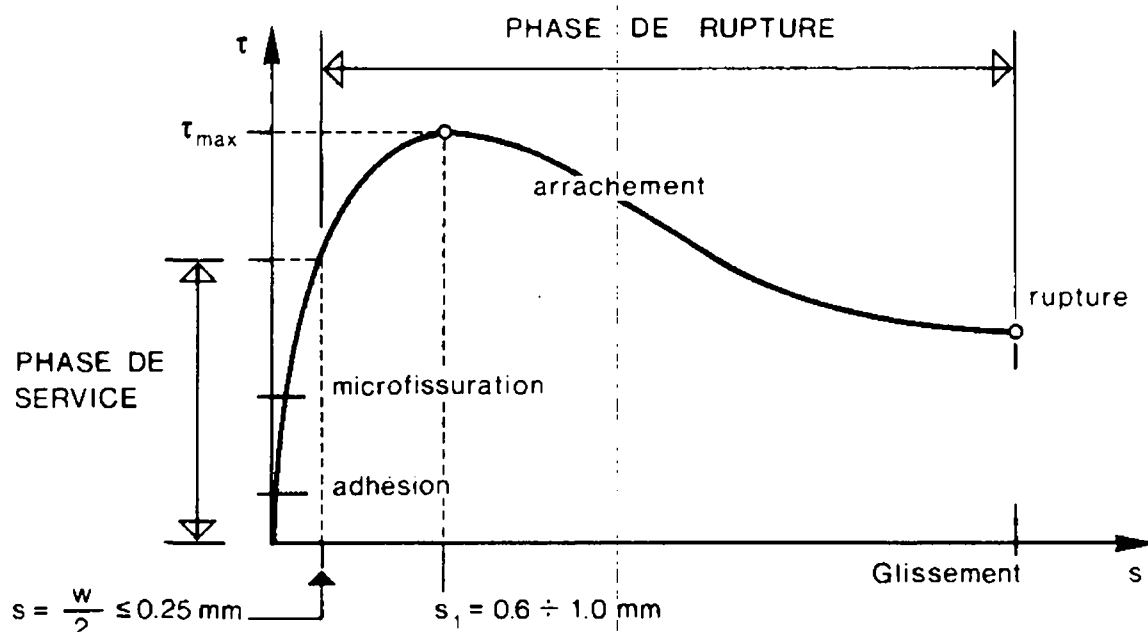


figure 22: localisation des glissements en phase de service sur la loi d'adhérence [Jaccoud dans 67]

Le reste de la loi, avec le pic des valeurs maximales et la branche descendante, s'utilise lors d'une analyse à la rupture. Quelle que soit la formulation adoptée pour la loi d'adhérence, la branche ascendante est souvent une expression du type puissance.

$$\tau = a (s/s_1)^b$$

où :

- τ : contrainte d'adhérence à l'interface entre l'acier et le béton
- s : glissement relatif entre l'acier et le béton
- s_1 : glissement relatif entre l'acier et le béton sous contrainte d'adhérence maximale
- a, b : facteurs qui englobent plusieurs paramètres tels que la contrainte d'adhérence maximale, les conditions géométriques, les conditions d'adhérence.

Dans le cadre de ce travail, nous avons opté pour la loi proposée dans le Code Modèle CEB-FIP qui est basée sur les travaux d'Eligehausen et al. [99].

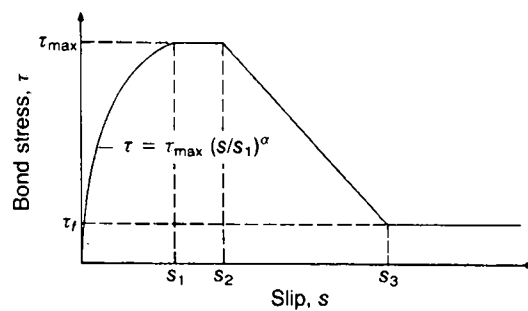


Fig. 3.1.1. Analytical bond stress-slip relationship (monotonic loading)

Table 3.1.1. Parameters for defining the mean bond stress-slip relationship (according to eqs (3.1-1) to (3.1-4))

	Column 2	Column 3	Column 4	Column 5
	Unconfined concrete*		Confined concrete†	
	Good bond conditions	All other bond conditions	Good bond conditions	All other bond conditions
s_1	0.6 mm	0.6 mm	1.0 mm	1.0 mm
s_2	0.6 mm	0.6 mm	3.0 mm	3.0 mm
s_3	1.0 mm	2.5 mm	Clear rib spacing	Clear rib spacing
α	0.4	0.4	0.4	0.4
$\tau_{\max}$	$2.0\sqrt{f_{ck}}$	$1.0\sqrt{f_{ck}}$	$2.5\sqrt{f_{ck}}$	$1.25\sqrt{f_{ck}}$
τ_f	$0.15\tau_{\max}$	$0.15\tau_{\max}$	$0.40\tau_{\max}$	$0.40\tau_{\max}$

*Failure by splitting of the concrete.

†Failure by shearing of the concrete between the ribs.

figure 23: loi d'adhérence du Code Modèle CEB-FIP 90

2.3.3. Décharge (Laurencet)

Ci-dessus, nous avons présenté le chargement monotone de l'interface acier - béton. A présent nous allons nous intéresser à la loi d'adhérence dans le cas d'une décharge de la liaison acier - béton. Ce paragraphe reprend le travail de Laurencet, qui a fait une synthèse sur la question et a proposé une loi de décharge de la loi d'adhérence. Nous ne présentons ici que les conclusions strictement nécessaires à notre étude. Rappelons que Laurencet étudie la fissuration d'éléments tendus sous sollicitation cyclique [178, 179].

Plusieurs modèles (parfois très complexes) ont été proposés pour tenter de reproduire au mieux la liaison acier - béton sous sollicitations alternées (donc une succession de charges et de décharges). En tenant compte au mieux des principales observations faites ces dernières décennies, Laurencet propose un modèle simplifié pour la décharge qui est présenté ci-dessous à la figure 24.

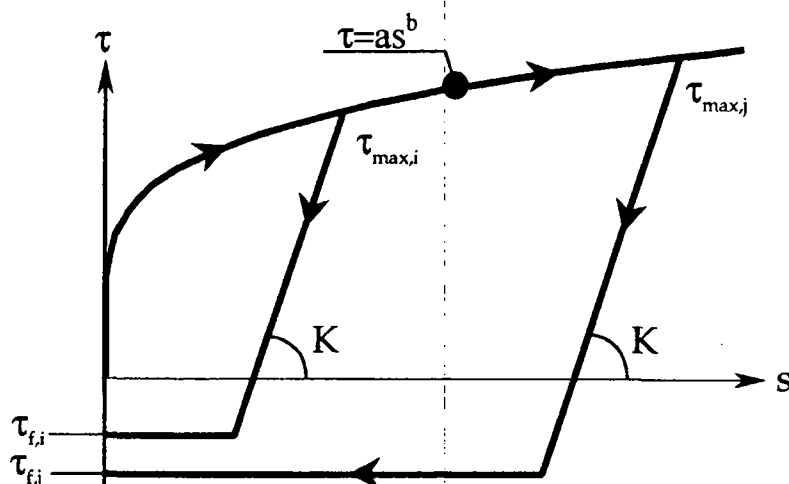


figure 24: loi d'adhérence avec décharge d'après Laurencet

Sur la base de nombreux essais, il apparaît que la loi de décharge peut être ramenée à une droite de décharge de grande pente et à un palier horizontal dans le domaine des contraintes négatives. Ce dernier est donc caractérisé par une valeur unique de la contrainte d'adhérence, dite contrainte de friction τ_f et qui est proportionnelle à la contrainte maximale atteinte avant décharge. Signalons que la plupart des logiciels qui modélisent la loi de décharge de l'adhérence, proposent une décharge selon une droite sécante à l'origine, qui ne correspond à aucune réalité physique.

Il apparaît que la pente de décharge K est indépendante du glissement maximal et de la contrainte d'adhérence maximale avant décharge. Sa valeur se situe, selon les études, dans une fourchette qui va de 200 à 500 [MPa/mm], voire l'infini dans la mesure où certains auteurs proposent des décharges verticales. En ce qui concerne la valeur de la contrainte de friction τ_f , elle est directement proportionnelle à la contrainte maximale atteinte avant décharge $\tau_{\max}$. Les valeurs les plus souvent rencontrées se situent entre 0.15 et 0.25 $\tau_{\max}$.

Pente de décharge K	200 à 500 [MPa/mm]
Contrainte de friction τ_f	0.15 à 0.25 $\tau_{\max}$ [MPa]

2.3.4. Définition des chargements cycliques

Avant de présenter l'adhérence sous chargement cyclique, il convient de préciser la notion de charges cycliques. Suivant la combinaison du nombre de cycles et de la fréquence de sollicitation, on obtient des chargements cycliques très différents. Il existe deux dénominations clairement définies qui distinguent un chargement "low cycle" (tremblement de terre), d'un chargement "high cycle" (fatigue) [70]. Les cycles dont nous nous occupons dans le cadre de cette recherche s'apparentent à un chargement "high cycle". Cependant ce dernier est caractérisé par de hautes fréquences de chargement, ce qui ne correspond pas au type de chargement examiné dans cette étude ainsi que dans celle de Laurencet.

			Nombre de cycles	
			Petit (<100)	Grand (milliers, millions)
Intensité des contraintes d'adhérence	Haute	Haute fréquence	« low-cycle » (sismique)	X
		Haute fréquence	X	« high-cycle » (fatigue)
	Basse	Basse fréquence	X	Laurencet, Rotilio

Tableau 1: définition des chargements cycliques

D'une manière générale il a été observé que le chargement cyclique provoque une perte progressive de l'adhérence qui se traduit par un accroissement du glissement [Eligehausen 99]. La rupture de la liaison acier - béton peut être atteinte en chargement cyclique, pour une valeur inférieure à celle d'un chargement monotone. Le sujet a suscité et suscite encore de nombreuses recherches. Les paramètres les plus importants, tels que le diamètre de la barre, le type de barre, la forme des nervures, le niveau de sollicitation, l'histoire de chargement ont été testés dans une multitude de combinaisons. Le CEB a notamment publié plusieurs ouvrages synthétisant les connaissances dans le domaine [65, 67, 70].

Deux enseignements principaux peuvent être tirés, le premier en rapport avec l'évolution du glissement en fonction des cycles et le second en rapport avec l'histoire de chargement.

2.3.5. Chargement cyclique d'amplitude constante

Les travaux de Rehm et Eligehausen [235] ont permis de mettre en évidence que, sous chargement cyclique d'amplitude constante, le glissement était proportionnel au nombre de cycles dans un graphe avec les deux axes en échelles logarithmiques, pour autant que la rupture par fatigue n'ait pas été atteinte. Ce comportement linéaire a été observé pour des

contraintes d'adhérence inférieures à $\tau_{\text{cycl max}} = 0.6 \tau_{\text{max}}$ qui couvre largement le domaine des charges de service (où $\tau_{\text{cycl max}}$ est la contrainte d'adhérence maximale du chargement cyclique et τ_{max} la contrainte d'adhérence ultime ou maximale). Sur la base de cette observation ont été dérivées les deux formules suivantes qui donnent l'augmentation du glissement avec le nombre de cycles. Cette approche a été reprise dans le Code Modèle CEB-FIP 90 pour prédire le glissement s_n après n cycles en fonction du glissement initial avant chargement cyclique s_0 .

$$s_n = s_0 (1+k_n)$$

avec

$$k_n = (1+n)^{0.107} - 1$$

Il est intéressant de relever que des tests de longue durée réalisés dans le but de mesurer le fluage de la loi d'adhérence, ont également montré un accroissement linéaire des glissements en fonction de la durée de la charge dans un graphe log - log [Franke 122]. Le code modèle CEB-FIP 90 a adopté cette approche en formulant la prédiction du glissement à long terme s_t après une durée de chargement de t en fonction du glissement initial avant chargement cyclique s_0 .

$$s_t = s_0 (1+k_t)$$

avec

$$k_t = (1+10t)^{0.080} - 1$$

2.3.6. Histoire de chargement

Ce paragraphe s'appuie également sur le travail de synthèse effectué par Laurencet. Des tests ont été faits dans le domaine de l'adhérence avec des histoires de charges telles que des chargements augmentés et/ou diminués par paliers ou encore des chargements aléatoires [Balázs & Koch 27, 28]. La conclusion principale est que tant que le niveau de chargement maximal historique n'est pas atteint, approché ou dépassé, l'augmentation du glissement est faible. Ainsi, pour une durée donnée, un chargement cyclique d'amplitude constante est plus agressif qu'un chargement aléatoire de même fréquence, parce que ce dernier atteint moins souvent la charge maximale.

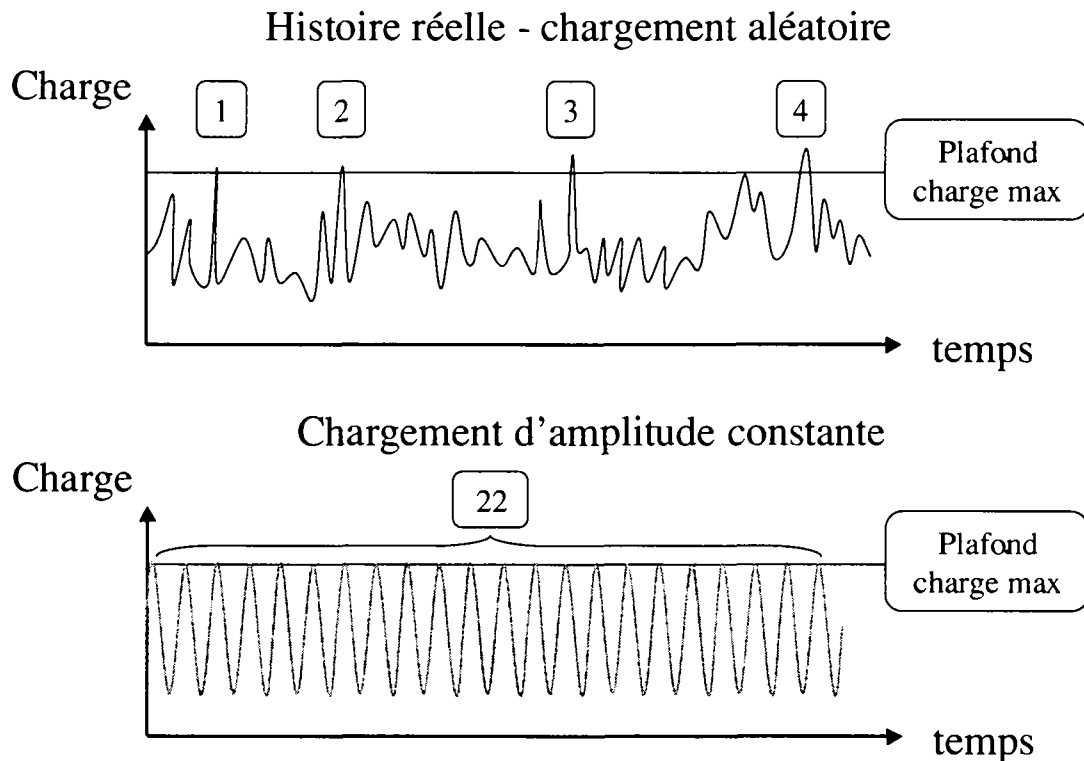


figure 25: correspondance d'une histoire de chargement réelle et idéalisée

Cela signifie qu'un chargement cyclique d'amplitude constante constitue l'enveloppe des charges maximales d'un chargement réel aléatoire. L'aspect intéressant de cette observation est qu'en connaissant la fréquence d'apparition des chargements maximaux (seuls responsables de la progression du glissement), il est alors possible de simuler les effets d'une histoire de chargement aléatoire réelle. Ce comportement mis en évidence au niveau de la liaison acier - béton a également été observé sur de grands éléments. En effet des tirants (4.5 m de long avec une section de 0.8 m par 0.25 m) qui ont subi un grand nombre de cycles (plus de 9000) après un chargement initial de plus grande amplitude, n'ont montré pratiquement aucune augmentation des ouvertures de fissures [Laurencet 179].

La constatation qu'un niveau maximum atteint une fois lors d'une action répétée a un effet plus important que de nombreux cycles de niveaux inférieurs a été faite par plusieurs chercheurs qui ont travaillé sur des phénomènes différents : sur l'ouverture de fissure d'un béton chargé en traction [Akutagawa & al. 7], sur le fluage d'un mortier saturé comprimé sous variations de température [Illston & Sanders 159], sur le fluage d'un béton en compression et en torsion soumis à des variations de température [Fahmi & al. 106], sur le fluage du béton sous charges variables [Illston & Jordaan 158].

2.3.7. Béton en traction

Résistance à la traction

La résistance moyenne à la traction f_{ctm} s'obtient sur la base d'essai effectués sur des éprouvettes de béton à 28 jours. Elle peut également se déduire de la résistance à la compression selon des relations empiriques, voir CM CEB-FIP 90 et Eurocode. La valeur de la résistance à la traction sur éprouvettes de béton est plus élevée que la résistance apparente effective $f_{ct,ef}$ d'un élément de structure réel. Cela est notamment dû aux autocontraintes qui sont le résultat d'une combinaison de l'action des gradients hydriques lors du séchage, des gradients thermiques lors de la prise du béton et de la présence des armatures. La résistance à la traction effective peut s'estimer à l'aide de formules empiriques. Ci-dessus nous présentons la proposition de Jaccoud qui s'apparente à celles faites par Rostasy et Schiessel. [Jaccoud 161].

$$f_{ct,ef} = \kappa(t) \cdot \kappa(h) \cdot f_{ctm}$$

où, dans cette relation :

- $\kappa(h)$ est un coefficient de minoration fonction de l'épaisseur h de l'élément d'ouvrage considéré, qui permet de tenir compte de la microfissuration et des amorces de fissures résultants d'états de contraintes auto-équilibrées (figure 26);
- $\kappa(t)$ est un coefficient de correction permettant de tenir compte, le cas échéant, de l'évolution dans le temps de la résistance. Il est prudent d'admettre que la résistance effective à la traction du béton dans un ouvrage n'augmente pas au-delà de 28 jours, le gain de résistance résultant de la poursuite de l'hydratation du ciment étant compensé par des processus d'endommagement (autocontraintes et microfissuration).

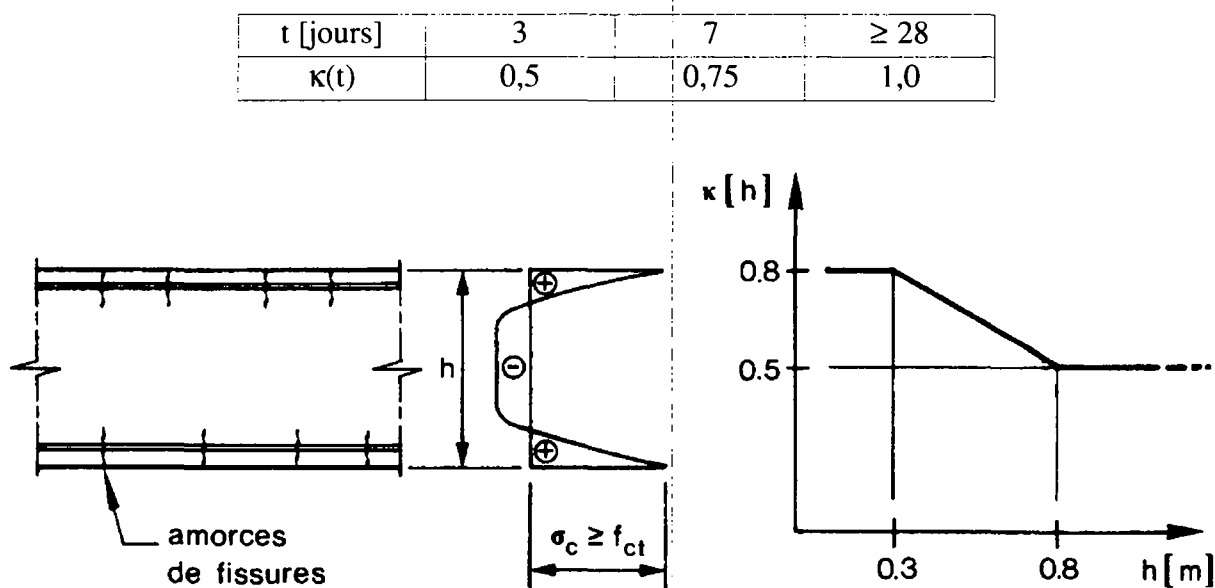


figure 26: définition du facteur $\kappa[h]$ [Jaccoud 161]

La valeur ci-dessus est une valeur indicative moyenne. Dans une structure réelle, objet tridimensionnel, la résistance à la traction varie d'un point à l'autre. Pour une poutre, par exemple, en chaque point d'une section et d'une section à l'autre. Durant la phase de formation des fissures la dispersion de la résistance à la traction joue un grand rôle. Son effet peut s'observer dans la transition progressive entre le stade I et la phase de fissuration stabilisée dans le diagramme moment-courbure moyenne d'un tronçon de poutre soumis à un effort constant sur toute sa longueur. Cette transition trahit l'apparition non simultanée des fissures donc des résistances à la traction différentes le long de la poutre.

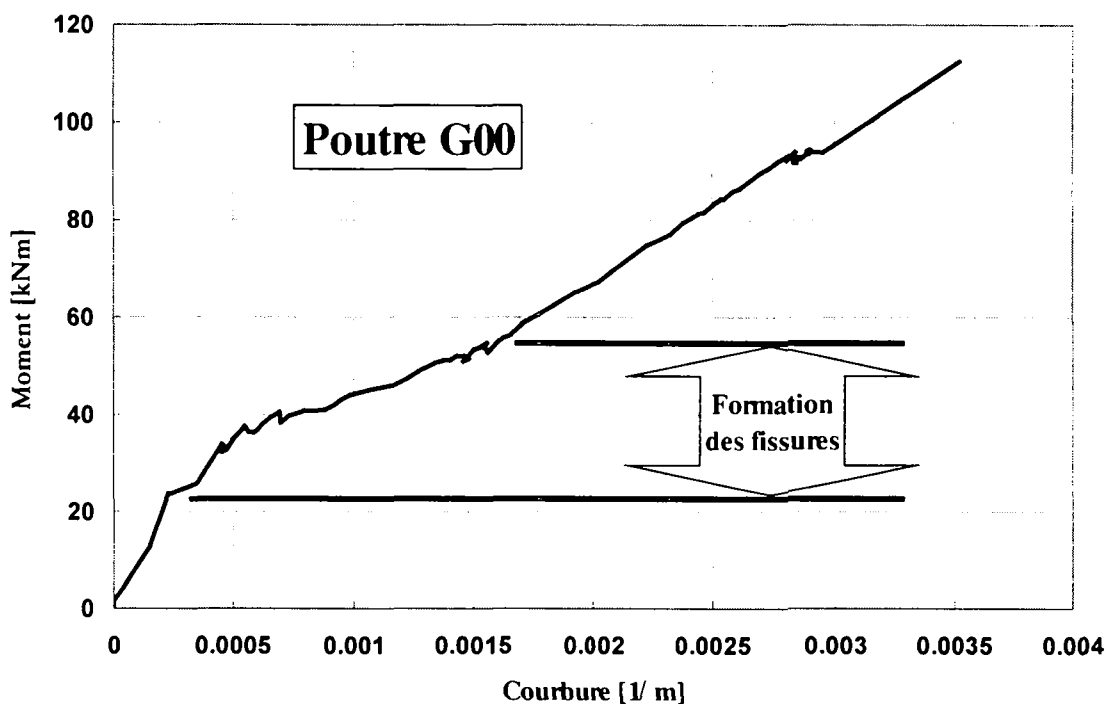


figure 27: phase de formation des fissures sur la poutre G00 testée par Rotilio [240]

Traction inférieure à la résistance à la traction

Charge constante - Fatigue statique

Le comportement du béton soumis à une charge de traction de longue durée a été très peu étudié. Une contrainte de traction inférieure à la résistance à la traction, si appliquée suffisamment longtemps, peut conduire à la rupture, donc à l'apparition de fissures. Des tests sur des éprouvettes de béton ont montré que la rupture se vérifiait d'autant plus rapidement que la contrainte de traction était élevée. Par analogie de ce phénomène avec ce qui s'observe en compression, on parlera de fluage tertiaire en traction ou fatigue statique. Pour quantifier ce phénomène, la démarche consiste à appliquer sur des cylindres en béton une charge de longue durée à différents niveaux de contrainte. La rupture en fonction du temps d'application est ainsi déterminée pour chaque niveau de charge. Pour une durée donnée, il existe un niveau de charge en dessous duquel, aucune rupture n'est constatée. En compression, une contrainte soutenue inférieure à environ

0.8 fois la résistance à la compression, n'engendrera aucune rupture à long terme. Pour ce qui est de la traction comme très peu d'essais de ce type ont été effectuées, le poids statistique des valeurs obtenues n'est pas comparable à la compression. Néanmoins, il semblerait que dans le cas de la traction, le niveau de sollicitation au-dessous duquel aucune rupture n'est observée à long terme, se situe à une valeur plus faible que celle de la compression puisque elle approcherait 0.6 à 0.7 fois la résistance à la traction. [Al Kubaisy & Young 8, Shoukani & Walraven 249]

Le rapport de la résistance à la traction de longue durée à la résistance instantanée semble décroître de façon linéaire en fonction du temps si ce dernier est représenté selon une échelle logarithmique. Ci-dessous nous présentons les résultats de Al Kubaisy & Young [8] qui ont testé 54 cylindres de béton (100mm de diamètre pour 380mm de hauteur). Le graphe ci-dessous montre le rapport entre la contrainte de traction maintenue constante et la résistance à la traction à 28 jours. Cette dernière a été obtenue sur 30 des 54 cylindres, lors d'un test de courte durée (rupture après 165 secondes). Aucune rupture n'a été observée en dessous de 0.6 fois la résistance à la traction même après 9 mois.

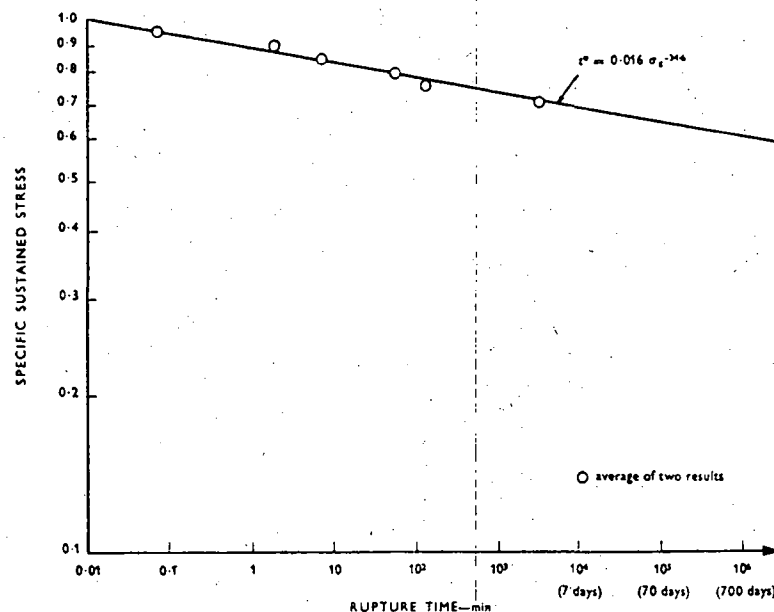


figure 28: contrainte de traction dans le temps (échelle logarithmique) [Al Kubaisy 8]

Des essais analogues ont été réalisés par Shkoukani & Walraven [249] sur des cylindres (diamètre de 150 mm et 300 mm de hauteur) et des parallélépipèdes rectangles (150 mm x 150 mm x 300 mm). La valeur de résistance à la traction a également été déterminée lors d'un essai de courte durée (rupture après 10 secondes). Aucune rupture de fatigue n'a été observée en dessous de 0.7 fois la résistance à la traction. La durée totale des essais était de 2 semaines.

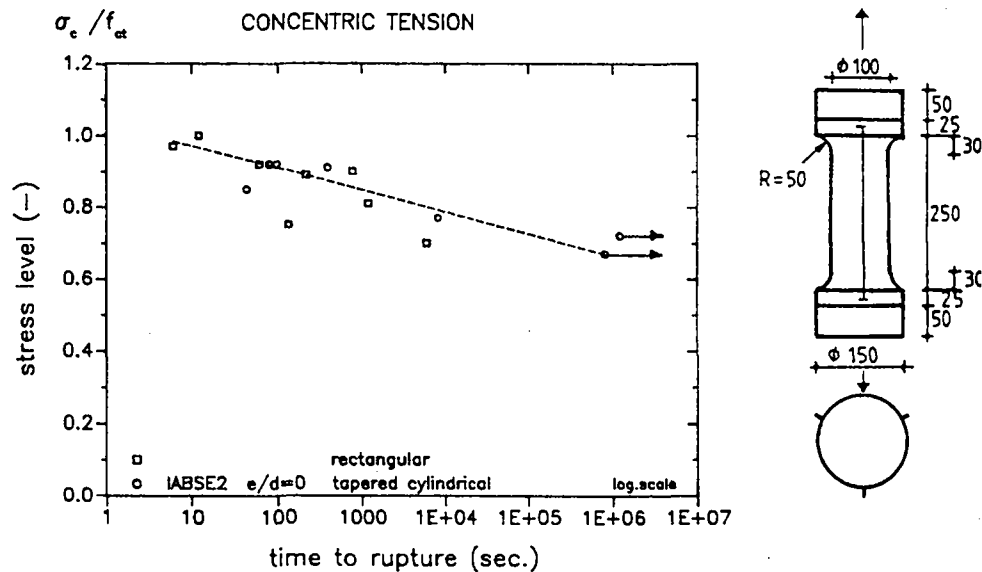


figure 29: contrainte de traction dans le temps (échelle logarithmique) [Shkoukani & Walraven 249]

Dans une structure fléchie qui subit des contraintes de compression à l'état permanent, ce phénomène pourrait expliquer l'apparition dans le temps de nouvelles fissures. Cette remarque est valable tant pour les structures non fissurées que pour celles qui le sont déjà avec apparition de nouvelles fissures entre les fissures préexistantes. S'en suit un accroissement de la courbure locale, une redistribution des efforts et un accroissement des déformations.

Charge cyclique

De même que la liaison entre l'acier et le béton, le comportement en traction sous charge constante ou cyclique comporte une analogie certaine. Ainsi lorsque soumise à un chargement cyclique en traction de contrainte maximale inférieure à la résistance à la traction, une éprouvette de béton finira par se rompre. Cette rupture interviendra d'autant plus tôt que le niveau de chargement sera élevé. Lotze [187] dans sa thèse de doctorat a effectué une étude approfondie de la question sur la base de résultats trouvés dans la littérature. Il propose deux formulations (une pour le béton sec et une pour le béton humide), qui tiennent compte de la fréquence de chargement, ainsi que du rapport entre la contrainte minimale et maximale. Il a par ailleurs été montré que les propositions de Lotze étaient approchées avec une bonne précision par la loi simplifiée du Code Modèle CEB-FIP 90 qui s'écrit comme suit [Sippel 253]:

$$\frac{f_{ct}(N)}{f_{ct}} = 1 - \frac{\log N}{12} \quad \text{où : } \begin{array}{ll} f_{ct}(N) : & \text{la résistance à la traction au } N^{\text{ème}} \text{ cycle} \\ f_{ct} : & \text{la résistance à la traction statique} \end{array}$$

Traction supérieure à la résistance à la traction

Le comportement du béton en traction peut être mis en évidence par un essai de traction sur une éprouvette de béton seul. Dans un graphe charge - déformation tel que représenté à la figure 30, lorsque l'effort est augmenté progressivement en début d'essai, la déformation est proportionnelle à la charge appliquée, synonyme d'un comportement linéaire. A partir d'une certaine charge (point A), des microfissures commencent à apparaître de façon répartie. Juste avant la charge maximale (point B), les microfissures se concentrent à l'endroit le plus faible de l'éprouvette. Dans la bande de béton dans laquelle se produit l'accumulation des microfissures, on observe une concentration des allongements. Si l'essai est dirigé en force l'éprouvette, la rupture est atteinte au point B. Par contre si l'essai est dirigé en déformations imposées, il se produit un relâchement de la force sous augmentation de la déformation. C'est la branche descendante de la courbe. Durant cette phase, la bande fissurée se localise de plus en plus, son hauteur diminue et les déformations s'y concentrent de plus en plus, jusqu'à apparition d'une macrofissure (point C). A ce stade la section de béton, bien que très fortement réduite au droit de la bande fissurée, transmet toujours un effort, grâce aux pontages locaux qu'il existe entre les granulats et le ciment. La rupture définitive est atteinte lorsque l'effort n'est plus transmis, c'est-à-dire lorsque les deux surfaces de la fissure sont physiquement complètement séparées. Le comportement du béton en traction, tel que décrit ci-dessus est connu sous le terme de comportement iso-adoucissant ou "softening". L'existence et l'allure de la branche descendante sont intimement liées à la structure même du béton, enchevêtrement de granulats et de ciment dont la rupture se produit progressivement. En effet si les deux faces de l'éprouvette se séparaient complètement après le dépassement de la résistance à la traction, aucun effort ne serait transmis.

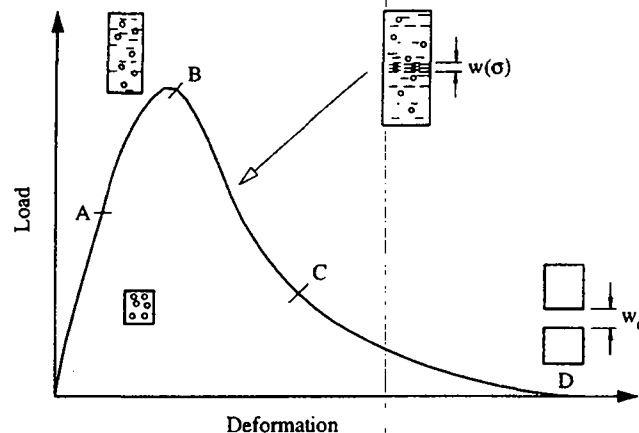


figure 30: diagramme charge - déformation d'une éprouvette en traction [Karihaloo 165]

Modèle de la fissure fictive d'Hillerborg

Le modèle de la fissure fictive (anglais : fictitious crack model ou FCM) a été proposé par Hillerborg, afin de reproduire le comportement du béton en traction [146]. Pour illustrer le principe de fissure fictive, examinons un élément de béton tendu auquel on impose un

déformation progressive (figure 31). Comme nous l'avons vu ci-dessus, les allongements (respectivement les déformations) vont se concentrer dans la section la plus faible. Les déformations sont mesurées par deux jauges identiques (A et B). Admettons que la section endommagée se trouve dans la zone mesurée par la jauge A et que la jauge B soit à côté sur une portion saine de l'élément. Jusqu'à la charge maximale les réponses données par les deux jauges coïncideront. Pour un déplacement supérieur, la fissure se localisera sur une bande de largeur finie, nommée zone de rupture, en anglais "fracture process zone" ou FPZ. La capacité portante de la FPZ décroît pour une déformation croissante, ce qui provoque une concentration des déformations au droit de la FPZ et un relâchement de la force et des déformations dans le reste du spécimen (courbe B). Si la déformation est augmentée, une fissure apparaîtra et la ruine sera obtenue lorsque plus aucune force ne sera transmise.

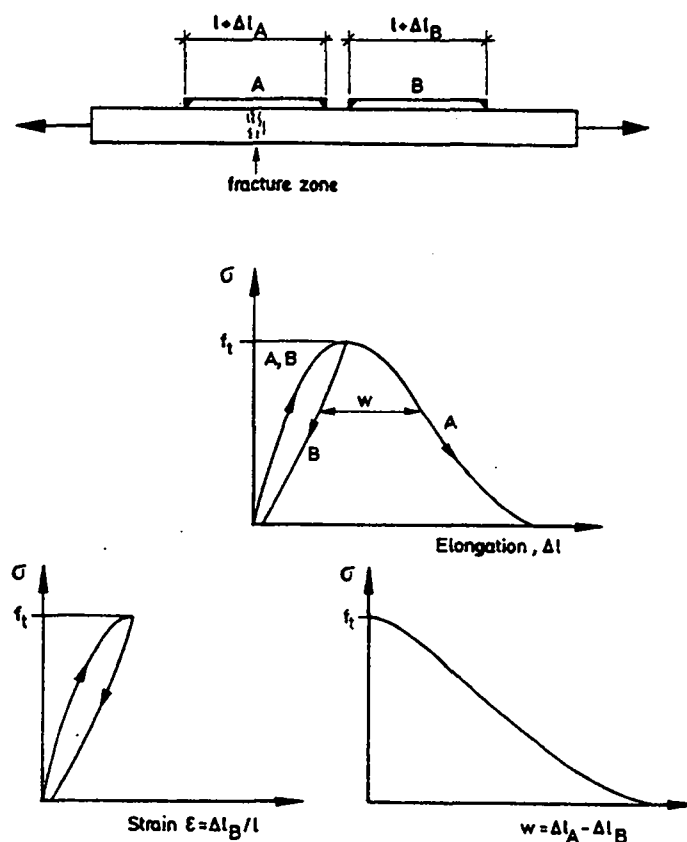


figure 31: localisation de la fissure dans une éprouvette de béton en traction, d'après Hillerborg [146]

Comme on le voit la FPZ est un état intermédiaire entre une section saine et une fissure. Ce n'est pas une vraie fissure avec deux plans de bétons séparés, mais une fissure fictive. L'ouverture de la fissure fictive est définie par Hillerborg, comme la différence entre la

déformation totale et la déformation du tronçon non fissuré. Le modèle consiste donc à admettre deux tronçons dont le comportement est décrit par une loi constitutive $\sigma - \epsilon$ et entre eux, une fissure dont le comportement est régi par une loi $\sigma - w$ (où w est l'ouverture de la fissure fictive). Cette dernière est dénommée loi de "softening". Ainsi une fissure transmet un effort en dessous d'une ouverture critique w_c .

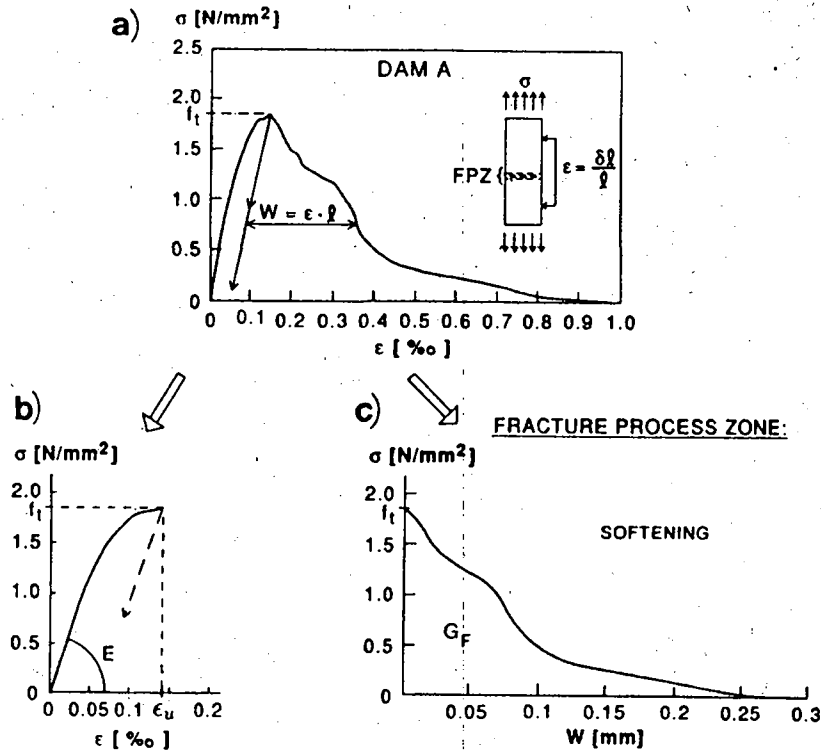


figure 32: résultats d'un essai de traction directe sur un béton de barrage, d'après Brühwiler [53]

Ce qui précède se rapporte au cas de la traction, mais reste valable dans le cas de la flexion. Prenons un élément fléchi fissuré et plaçons nous au droit d'une section fissurée. L'ouverture de la fissure varie sur la hauteur de la section. Maximale à la fibre tendue, elle tend vers de plus petites valeurs à mesure qu'on s'en éloigne. Si l'ouverture maximale est supérieure à w_c , il y a un endroit sur la hauteur de la section où l'ouverture de la fissure est égale à w_c . De cet endroit jusqu'à la naissance de la fissure, un effort est transmis à travers la fissure par le phénomène explicité ci-dessus. A la naissance de la fissure, la contrainte dans le béton est égale à la résistance à la traction f_{ct} .

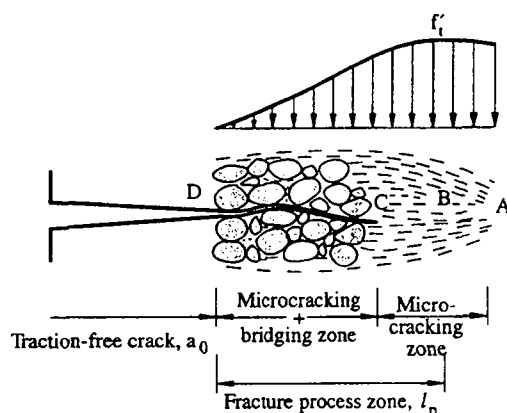


figure 33: transmission des contraintes de traction à la naissance de la fissure [Karihaloo 165]

L'énergie consommée pour propager la fissure se déduit de l'aire sous la courbe $\sigma - w$. Elle est désignée par le dénomination "énergie de rupture" G_f (anglais: "fracture energy") et s'exprime en énergie par unité de surface.

Il existe une grande quantité de résultats expérimentaux sur la loi du "softening", qui ont suggéré des formulations plus ou moins diverses. A part la loi linéaire, les autres lois présentent toutes les mêmes caractéristiques, avec une première partie très raide et une seconde plus plate. Pour les applications pratiques les plus courantes, la forme exacte de la loi de "softening" importe peu et le choix de l'une ou l'autre de ces lois est équivalent [70].

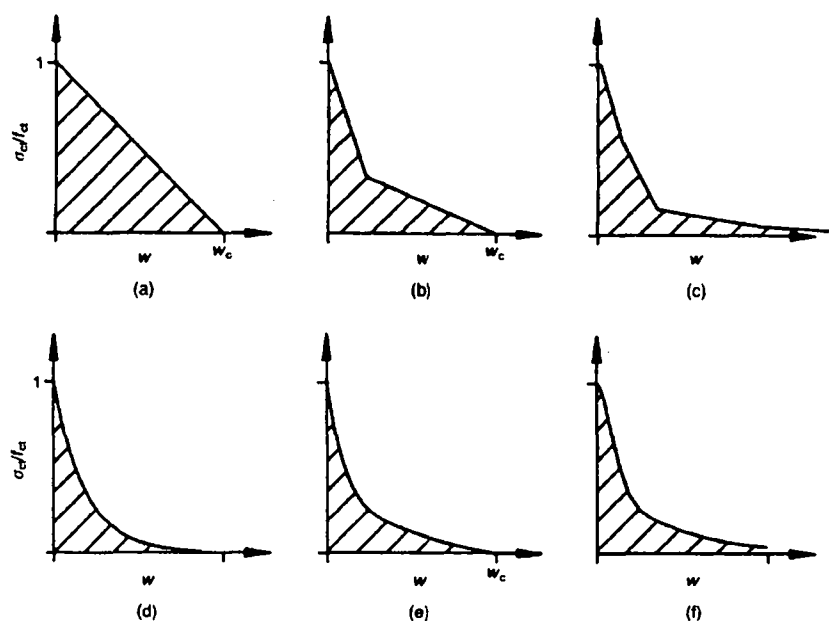


figure 34: différentes formes pour les lois de softening $\sigma-w$ [70]

Nous présentons ci-dessous trois formulations de la loi de softening.

Code Modèle CEB-FIP 90

Le Code Modèle CEB-FIP 90 a adopté une loi bilinéaire dont les caractéristiques principales sont données à la figure 35.

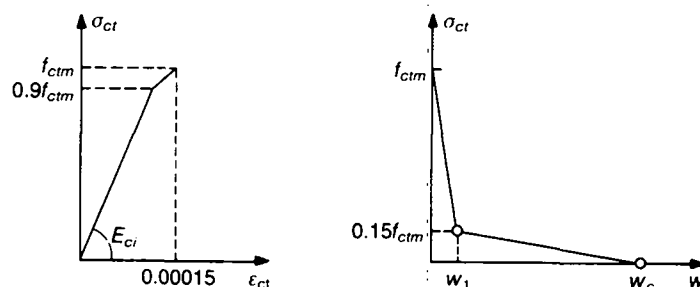


Fig. 2.1.5. Stress-strain and stress-crack opening diagram for uniaxial tension

figure 35: béton en traction d'après le Code Modèle CEB-FIP 90

$\sigma - \epsilon$	$\sigma - w$
Pour $\sigma_{ct} \leq 0.9 f_{ctm}$ $\sigma_{ct} = E_{ci} \epsilon_{ct}$	Pour $0.15 f_{ctm} \leq \sigma_{ct} \leq f_{ctm}$ $\sigma_{ct} = f_{ctm} (1 - 0.85 w / w_1)$
Pour $0.9 f_{ctm} < \sigma_{ct} \leq f_{ctm}$ $\sigma_{ct} = f_{ctm} - (0.1 f_{ctm} (0.00015 - \epsilon_{ct})) / (0.00015 - 0.9 f_{ctm} / E_{ci})$	Pour $0.0 \leq \sigma_{ct} < 0.15 f_{ctm}$ $\sigma_{ct} = 0.15 f_{ctm} (w_c - w) / (w_c - w_1)$

Avec

$$w_1 = 2 G_F / f_{ctm} - 0.15 w_c$$

$$w_c = \alpha_F G_F / f_{ctm}$$

où:

E_{ci} module tangent [MPa]

f_{ctm} résistance à la traction moyenne [MPa]

σ_{ct} contrainte de traction [MPa]

ϵ_{ct} epsilon de traction

w ouverture de fissure [mm]

w_1 ouverture de fissure pour $0.15 f_{ctm}$ [mm]

w_c ouverture de fissure critique pour une contrainte nulle [mm]

G_F énergie de rupture [Nmm/mm²]

α_F coefficient qui tient compte de la taille maximale des granulats d_{max} (voir tableau ci-dessous)

d_{max} [mm]	8	16	32
α_F	8	7	5

On remarquera le coude dans la partie supérieure de la relation $\sigma - \epsilon$ afin de tenir compte de la présence des microfissures et la prise en compte du diamètre maximal des granulats.

Brühwiler

Brühwiler [52] a analysé environ 200 essais de fendage (Wedge splitting tests ou WST), en appliquant une méthode de calage numérique de la loi bilinéaire de softening proposée par Roelfstra & Wittmann [237]. Le résultat a été que les coordonnées des points caractéristiques de la loi bilinéaire peuvent s'exprimer en fonction du rapport entre la résistance à la traction f_{ct} et l'énergie de rupture G_F , qui correspond à une classification en fonction de la taille maximale des granulats.

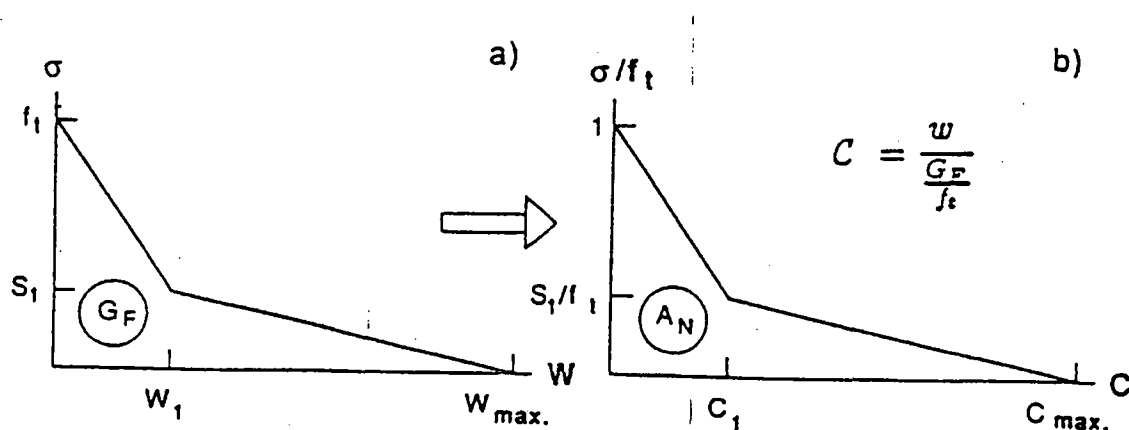


figure 36: diagramme bi-linéaire de la loi de softening a) standard b) normalisé [52]

$f_{ct}/G_F [1/mm]$	C_1	C_{max}	s_1/f_{ct}	Remarques
> 40	0.7	5.2	0.25	Mortiers ou microbétons
$>10 \text{ \& } <40$	0.8	3.6	0.33	Bétons avec taille maximale des granulats entre 12 et 36 mm
< 10	0.8	3.0	0.40	Béton de barrages avec taille maximale des granulats > 80 mm

Tableau 2: valeurs des paramètres qui définissent la loi de softening bi-linéaire

Hordijk

Le modèle proposé par Hordijk [152, 153] est basé sur une formulation continue de la branche descendante de la loi de softening. Les points caractéristiques de la courbe sont définis par la résistance à la traction du béton f_{ct} et l'énergie de rupture G_F ($w_c = 5.14G_F/f_{ct}$) (voir la figure 37).

$$\frac{\sigma}{f_{ct}} = \left[1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] \exp \left(-c_2 \frac{w}{w_c} \right) - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) \exp(-c_2)$$

avec

$$c_1 = 3.0$$

$$c_2 = 6.93$$

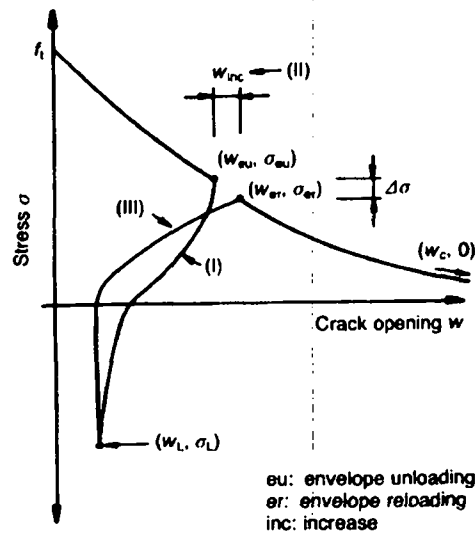


figure 37: loi continue du béton en traction, d'après Hordijk [152]

Comportement du béton sous charge cyclique

Contrairement au cas du chargement monotone présenté ci-dessus, peu de modèles existent pour le cas d'un chargement cyclique. Les modèles sont souvent très complets et reproduisent de manière satisfaisantes les résultats d'essais mais présente l'inconvénient de définir une très grande quantité de points caractéristiques. Hordijk sur la base d'essais et de travaux antérieurs a proposé un modèle continu pour la décharge et la recharge du béton dans la zone du softening. Sa formulation offre l'avantage d'être définie avec seulement les paramètres caractéristiques f_{ct} , G_f et les coordonnées du point de décharge sur l'enveloppe du chargement monotone (w_{eu} et σ_{eu}). La validité de ce modèle a été confirmée par des comparaisons avec des essais, dont ceux de Alleruzzo, Cangiano & Plizzari [10].

$$\frac{\sigma}{f_{ct}} = \frac{\sigma_{eu}}{f_{ct}} + \left(\frac{1}{3(w_{eu}/w_c + 0.4)} \right) \left\{ 0.014 \left[\ln \left(\frac{w}{w_{eu}} \right) \right]^5 - 0.57 \sqrt{1 - \frac{w}{w_{eu}}} \right\}$$

Hordijk donne également la formulation de la branche de recharge pour regagner la courbe enveloppe et des boucles internes de charge - décharge.

Espacement des fissures - Eurocode CEB

Une structure en béton armé soumise à une charge croissante de traction ou flexion se déforme, dans une première phase, proportionnellement à l'effort jusqu'à l'apparition de la première fissure au droit de la section la plus sollicitée et/ou la plus faible du point de vue de la résistance à la traction. Une augmentation de la charge se traduira par l'apparition de nouvelles fissures dont l'écartement (ou espacement) se réduit. C'est la phase de formation des fissures. A partir d'une certaine charge, il n'est plus possible de développer d'effort de traction suffisant dans le béton pour faire apparaître de nouvelles fissures. C'est la phase de la fissuration stabilisée.

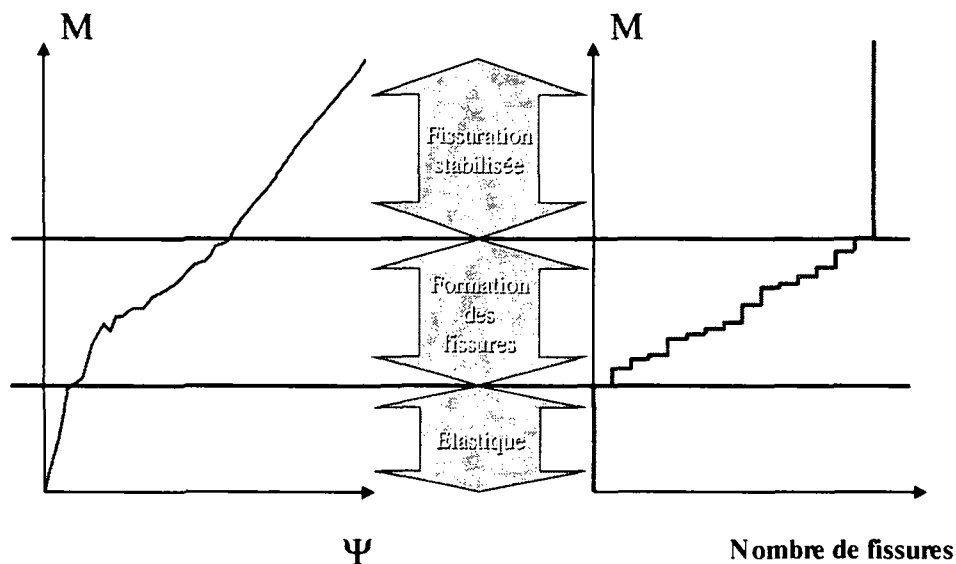


figure 38: les différentes phases de fissuration

Comme on le voit, l'espacement moyen des fissures est intimement lié à la déformation et donc à la courbure moyenne qui nous occupe dans cette étude. Plusieurs chercheurs ont développé des formules empiriques ou semi-empiriques pour estimer l'écartement moyen des fissures. Vu la complexité de la cinétique du phénomène durant la phase de formation des fissures, caractérisée par le caractère aléatoire de la variation de la résistance à la traction, toutes les formulations se réfèrent à la phase de fissuration stabilisée. Une prédiction de l'espacement moyen des fissures en stade de formation des fissures doit se faire via le recours à des méthodes statistiques et probabilistes [Sippel 253].

Il semblerait que la fissuration au droit des barres soit principalement influencée par le nombre et le diamètre des barres ainsi que par la zone de béton qui les entoure (zone de béton effective). Braam [47], qui s'est occupé des ouvertures de fissures et de leur espacement dans les poutres fléchies de grande dimensions, s'est livré à une étude comparative de sept différentes formules sur la base de résultats expérimentaux. Il constate une bonne homogénéité des prédictions de toutes les formules, dont la meilleure est celle de l'Eurocode 2 présentée ci dessous.

$$s_{rm} = 50 + 0.25 k_1 k_2 \phi / \rho_r$$

où : s_{rm} : espacement moyen des fissures

k_1 : coefficient prenant en compte les propriétés d'adhérence des barres

$k_1 = 0.8$ barres à haute adhérence

$k_1 = 1.6$ barres lisses

k_2 : coefficient prenant en compte la forme de la répartition de la déformation

$k_2 = 0.5$ flexion simple

$k_2 = 1.0$ traction pure

ϕ : diamètre de la barre en [mm]

ρ_r : pourcentage effectif d'armature défini comme le rapport $A_s/A_{c,eff}$

avec A_s aire des armatures dans la zone tendue effective

$A_{c,eff}$ zone de béton effectivement tendue (figure 39)

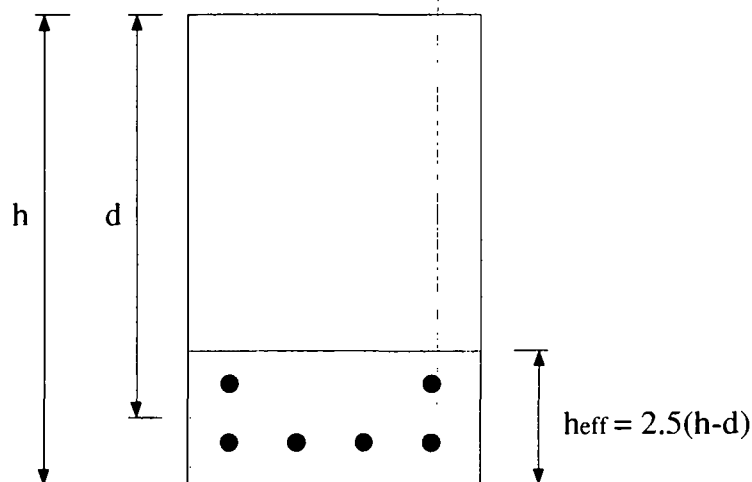


figure 39: zone de béton effectivement tendue

Endommagement en fonction de la fréquence ou de la vitesse de chargement

Il est unanimement reconnu (voir notamment Vos & Reinhardt 264, Eligehausen & al.99, Tassios dans 64] qu'une vitesse de chargement plus grande résulte en un accroissement de la résistance de la liaison acier - béton lors d'un test "pull out". Cela signifie que pour une force donnée, on peut obtenir la rupture pour une vitesse de chargement lente alors qu'un chargement rapide n'aurait pas de conséquence. Par ailleurs Adrouche dans le cadre

de sa thèse de doctorat sur la liaison acier - béton sous chargement cyclique de faible fréquence, a procédé à des essais cycliques sur une barre à haute adhérence coulée dans un massif de béton. Il a fait varier la fréquence du chargement cyclique entre 2 et 6 cycles par minute sur 4 types de béton différents. Il en est ressorti qu'une fréquence plus lente se traduit par une dégradation plus rapide de la liaison acier - béton.

Citons encore les travaux de Siemes [252] qui a soumis 109 cylindres de béton de 150 mm de diamètre, hauts de 450 mm à un chargement en compression cyclique d'amplitude constante. Chaque combinaison de paramètres a été répétée 6 fois. Les paramètres variables sont le rapport R entre la contrainte maximale S_{max} et la contrainte minimale S_{min} ($R = S_{max}/S_{min}$), la contrainte maximale S_{max} et la fréquence du chargement cyclique. Pour chaque rapport R , le nombre moyen de cycles pour obtenir la rupture N_i est représenté en fonction du rapport entre la contrainte maximale S_{max} et la résistance moyenne à la compression f_c . Sur la base des résultats numériques donnés par l'auteur, nous avons représenté le nombre de cycles engendrant la rupture en fonction de la fréquence (figure 40). Le graphique correspond à un rapport R de 0.1. L'influence de la fréquence apparaît très nettement. Une baisse de la résistance à la rupture (nombre de cycles) est observée pour une diminution de la fréquence.

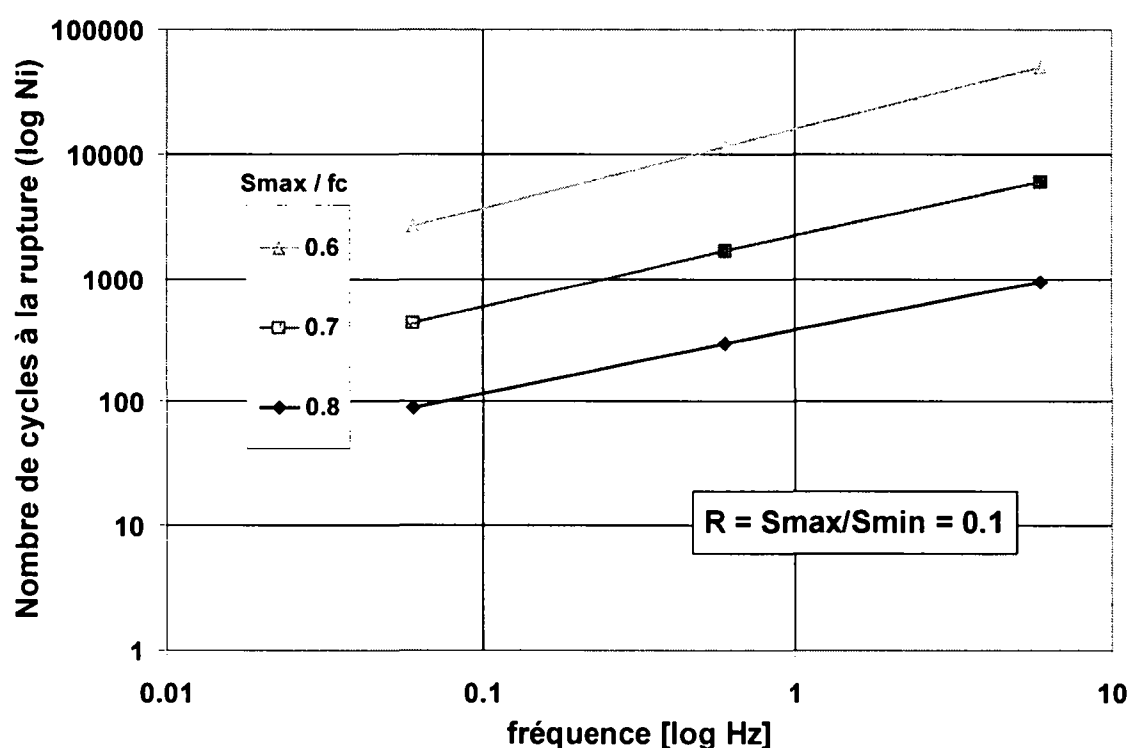


figure 40: nombre de cycles à la rupture en compression en fonction de la fréquence et du niveau de sollicitation

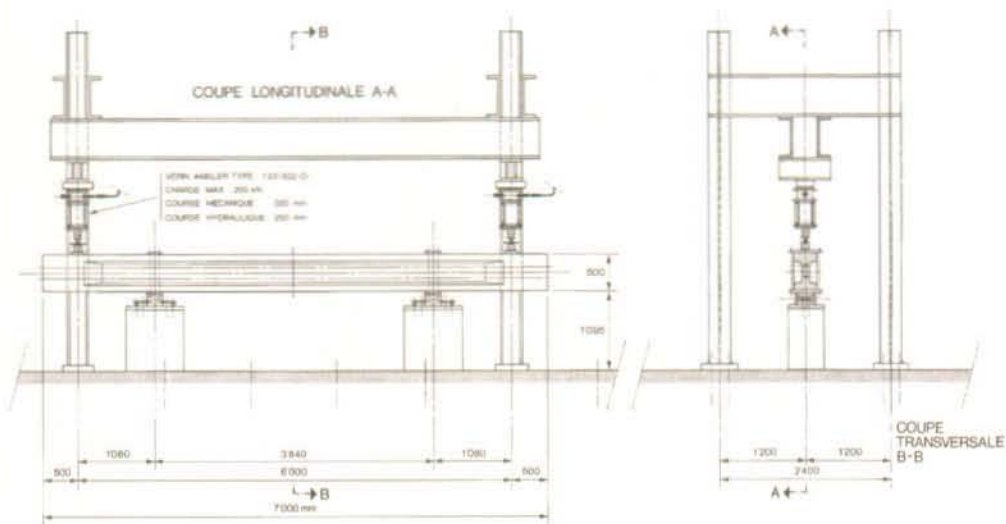
« S'il est une perspective clairement dégagée par les derniers progrès de la Physique, c'est bien qu'il y a pour notre expérience, dans l'unité de la Nature, des sphères (ou paliers) d'ordres différents, caractérisés chacun par la dominance de certains facteurs qui deviennent imperceptibles ou négligeables dans la sphère ou palier voisin »

Pierre Teilhard de Chardin

3. Essais en laboratoire

3.1. Introduction – Objectifs de la campagne expérimentale

La première phase de la recherche présentée ici a fait l'objet d'une campagne d'essais sur des spécimens à grande échelle. Le but de la campagne était de mesurer la loi moment-courbure sur une section précontrainte (effort normal N) soumise à un chargement cyclique (moment de flexion M). En variant des paramètres comme les charges, les quantités de précontrainte et d'armature passive, nous avons pu recueillir, pour un large éventail de configurations, des informations précieuses sur la branche de décharge et recharge de la loi moment-courbure, ainsi que sur sa dépendance avec le nombre de cycles. Ce chapitre présente les résultats principaux obtenus lors de la campagne expérimentale. Des résultats plus complets ont fait l'objet d'une précédente publication [Rotilio 240].



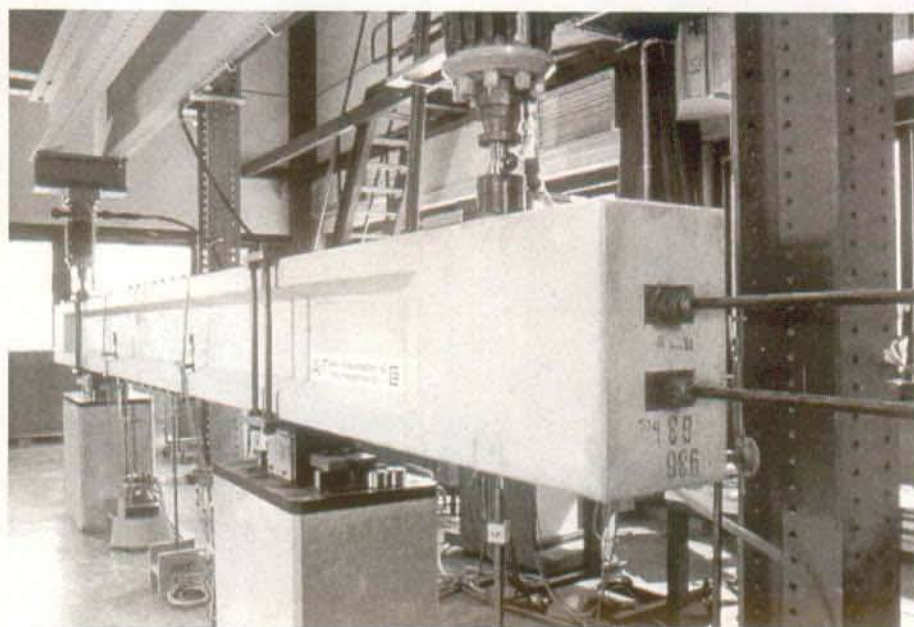


Figure 41 : essai réalisé

3.2. Matériaux

3.2.1. Béton

Les caractéristiques des composants du béton employé pour la confection des poutres d'essai sont décrites ci-dessous. Le rapport Eau / Ciment est égal à 0.48. Nominalelement il s'agit d'un B50/40 avec diamètre maximal des granulats de 20 mm. A titre de comparaison, le béton utilisé s'apparente au C40 selon la dénomination CEB et à un C40/50 selon l'Eurocode2.

	Résistance à la traction [MPa]	
	à 28 jours	avant l'essai
G00	2.8	2.9
G03	2.7	3.9
G06	3.3	3.9
G08	3.1	3.9
G09	2.8	3.8
G10	3.4	3.3
<i>Moyenne</i>	<i>3.0</i>	<i>3.6</i>

tableau 3 : Valeurs moyennes sur 3 essais de la résistance à la traction directe des différents bétons

	Résistance à la compression [MPa]		Module d'élasticité [GPa]	
	t = 28 jours	t > 100 jours	t = 28 jours	t > 100 jours
G00	55.9	64.2	37.2	42.6
G03	61.8	70.5	38.2	41.5
G06	64.5	73.8	40.2	43.0
G08	56.9	69.9	39.6	42.9
G09	60.0	70.3	39.3	41.7
G10	65.3	75.6	39.5	43.6
<i>Moyenne</i>	<i>60.7</i>	<i>70.7</i>	<i>39.0</i>	<i>42.6</i>

tableau 4 : Valeurs moyennes sur 3 essais de la résistance à la compression et du module d'élasticité sur éprouvettes

Ciment

Le ciment utilisé est du type CP 350 kg/m³ gris HR (CPHR) provenant de l'usine Juracime SA à Cornaux (NE). Il s'agit d'un ciment portland pur, intermédiaire entre les nouveaux CEM I 42,5 et CEM I 52,5.

Adjuvant

Un adjuvant a été utilisé, il s'agit du Sikament TU. C'est un plastifiant. La quantité d'adjuvant utilisée correspond à 1.5 % du poids de ciment.

3.2.2. Acier

Armature passive

L'acier d'armature passive est de classe S500 c, TOPAR 500S.

Armature de précontrainte

Les câbles utilisés ont été gracieusement fournis par la maison AVT. Ce sont des monotorons non injectés de 150 mm² de section. L'acier utilisé est de la classe de relaxation 2. Les caractéristiques principales se trouvent dans le tableau suivant :

Diamètre du toron d'acier	Ø	15.7 mm	Force de rupture du toron	F _{tk}	265.5 kN
Section du toron d'acier	A _p	150 mm ²	Allongement sous charge max.	min.	3.50%
Résistance à la traction	f _{tk}	1770 N/mm ²	Relaxation après 100h à 20°C, 0.70 f _{tk}	max.	2.50%
Limite d'écoulement	f _y	1590 N/mm ²	Poids au m' de l'acier	env.	1.18 kg
Module d'élasticité (valeur moyenne)	E _p	195 kN/mm ²			

tableau 5 : Caractéristiques de l'acier d'armature de précontrainte [AVT 13]

3.3. Descriptions

Les éléments testés sont des poutres en béton partiellement précontraintes. Les dimensions et la géométrie des poutres, le système statique, ainsi que la qualité du béton ont été maintenus identiques pour toutes les poutres qui étaient au nombre de six. Les tests ont été subdivisés en deux séries d'essais désignées "approche I" et "approche II" et portaient respectivement sur 4 et 3 poutres (une poutre, baptisée G10, a été utilisée lors des deux séries). Les paramètres qui les ont caractérisés sont présentés plus loin.

Nom des poutres ¹	G00	G03	G06	G08	G09	G10
Approche I	X	X	X			X
Approche II				X	X	X

tableau 6 : Répartition des poutres selon les deux approches

L'effort normal N a été transmis par l'intermédiaire de deux câbles rectilignes non injectés, alors que le moment de flexion M était obtenu par la charge appliquée au vérin, multipliée par le bras de levier (distance entre le vérin et l'appui : 1.08 m).

3.3.1. Dimensions et géométrie

Pour le choix de la géométrie des poutres, nous nous sommes basés sur des sections « types » qui existent dans le commerce. La place disponible dans le laboratoire, la précision et les plages de mesures des instruments, la taille de la section relative à celle des granulats des bétons courants, l'espace minimum requis pour pouvoir disposer une armature selon les règles de l'art, les zones d'introduction de la force de précontrainte et des vérins sont autant de paramètres qui ont influés sur les dimensions finales afin de disposer d'un modèle suffisamment représentatif présentant des déformations mesurables d'une manière fiable.

La section qui a été choisie est représentée ci-dessus (Figure 41). Il s'agit d'une section en « I » symétrique. Cette forme est intéressante car outre le fait qu'elle est souvent rencontrée dans la pratique - même de façon extensive dans les ponts en Italie, en Espagne ou encore aux Etats-Unis - elle peut rappeler la répartition des masses d'une section en caisson d'un pont.

La poutre mesure 7 mètres de long. Dans les zones d'extrémité, la section de la poutre est rectangulaire. Le passage de la section en « I » à la section rectangulaire se fait graduellement sur 25 cm à partir de 60 cm de l'extrémité de la poutre (Figure 42).

¹ Le nom des poutres est défini comme suit :

- La lettre « G » indique le nom de la série d'essai.
- Le chiffre correspond à la valeur du degré de compensation β (sans virgule) qui caractérise la poutre

A_c	0.096200	m^2
I_c	0.002881	m^4
W_c	0.011525	m^3

tableau 7 : Valeurs caractéristiques de la section testée

3.3.2. Armature passive

L'armature mise en place pour les diverses poutres est représentée ci-dessous (Figure 42). Notons qu'un espacement régulier et identique des barres d'armature passive pour toutes les poutres a été choisi. Cela par souci de cohérence entre les poutres vis-à-vis du phénomène de la fissuration qui est influencé par ce paramètre [Jaccoud 161].

Signalons encore que l'enrobage est de 1.5 cm et que les étriers ont un diamètre de 8 mm.

Poutre	Armature passive	$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} [\%]$
G00	2 ϕ 18 & 2 ϕ 20	0.76
G03	4 ϕ 14	0.41
G06	4 ϕ 14	0.41
G08	4 ϕ 6	0.07
G09	4 ϕ 6	0.07
G10	4 ϕ 6	0.07

tableau 8 : diamètres & nombre de barres et taux d'armature passive des poutres

Dans le système statique testé, l'effort tranchant ne sollicite que les zones entre les appuis et les points d'introduction des charges. C'est pourquoi un nombre plus important d'étriers a été disposé dans ces zones.

3.3.3. Armature de précontrainte

La précontrainte mise en place dans les poutres d'essai ne sert qu'à reproduire un effort normal. Pour cette raison les câbles de précontrainte des poutres testées sont rectilignes. L'option de prendre des câbles non injectés a été rendue nécessaire parce qu'il fallait se ménager la possibilité de changer la tension des câbles avant l'essai. Une compression des poutres a été exigée afin de garantir un confort suffisant vis-à-vis de la fissuration lors des manœuvres de transport et des manipulations en laboratoire. Les poutres ont toutes été mises en précontrainte à la même valeur après fabrication. Par souci de cohérence vis-à-vis de l'influence des effets différés, la compression doit être la même pour toutes les poutres

(pour plus de détails voir Rotilio 240). Cela se traduit par la présence des deux mêmes câbles de 150 mm^2 de section dans toutes les poutres. Le nombre de câbles a été fixé par la poutre qui exigeait la plus grande force de précontrainte lors de l'essai (la poutre G10). Avant l'essai, l'effort normal souhaité est appliqué. Concrètement, les câbles ont été relâchés, puis retendus à la force de précontrainte appropriée. C'est pour pouvoir effectuer cette opération que les câbles de précontrainte étaient non injectés. La mise en tension finale avant l'essai a eu lieu dans notre laboratoire, par le personnel spécialisé de la société AVT Précontrainte.

Les deux câbles sont des monotorons AVT de 150 mm^2 de section. Ils ont été disposés à 15 cm l'un de l'autre de part et d'autre du centre de gravité de la section.

Les critères qui ont présidé au choix de l'armature de précontrainte sont également d'ordre technologique. Les diamètres des câbles devaient être relativement petits dans la mesure où l'âme de la section est relativement mince.

Deux ancrages mobiles AVT type S15, prévus pour le type de monotorons employés, ont été utilisés aux deux extrémités de la poutre. Toutefois un des deux ancrages est doté d'un système d'écrou qui autorise la diminution (si nécessaire jusqu'à zéro) de la force de précontrainte et également la remise en tension du câble.

3.3.4. Le bâti

La configuration de chargement de la poutre d'essai comprend une zone de moments constants au centre qui reproduit le même état de sollicitation de la section sur une distance de 3.84 m. Cela a été rendu nécessaire car notre but est de déduire des courbures moyennes d'une section qui, suivant les cas, peut être fissurée. Or comme la fissuration est un phénomène discret, le comportement moyen d'une section fissurée est le résultat d'une combinaison de contributions de tronçons en stade I et en stade II (voir Etat des connaissances).

L'effort normal N a été transmis par l'intermédiaire de deux câbles rectilignes non injectés, alors que le moment M était obtenu par la charge appliquée au vérin, multipliée par le bras de levier de 1,08 m.



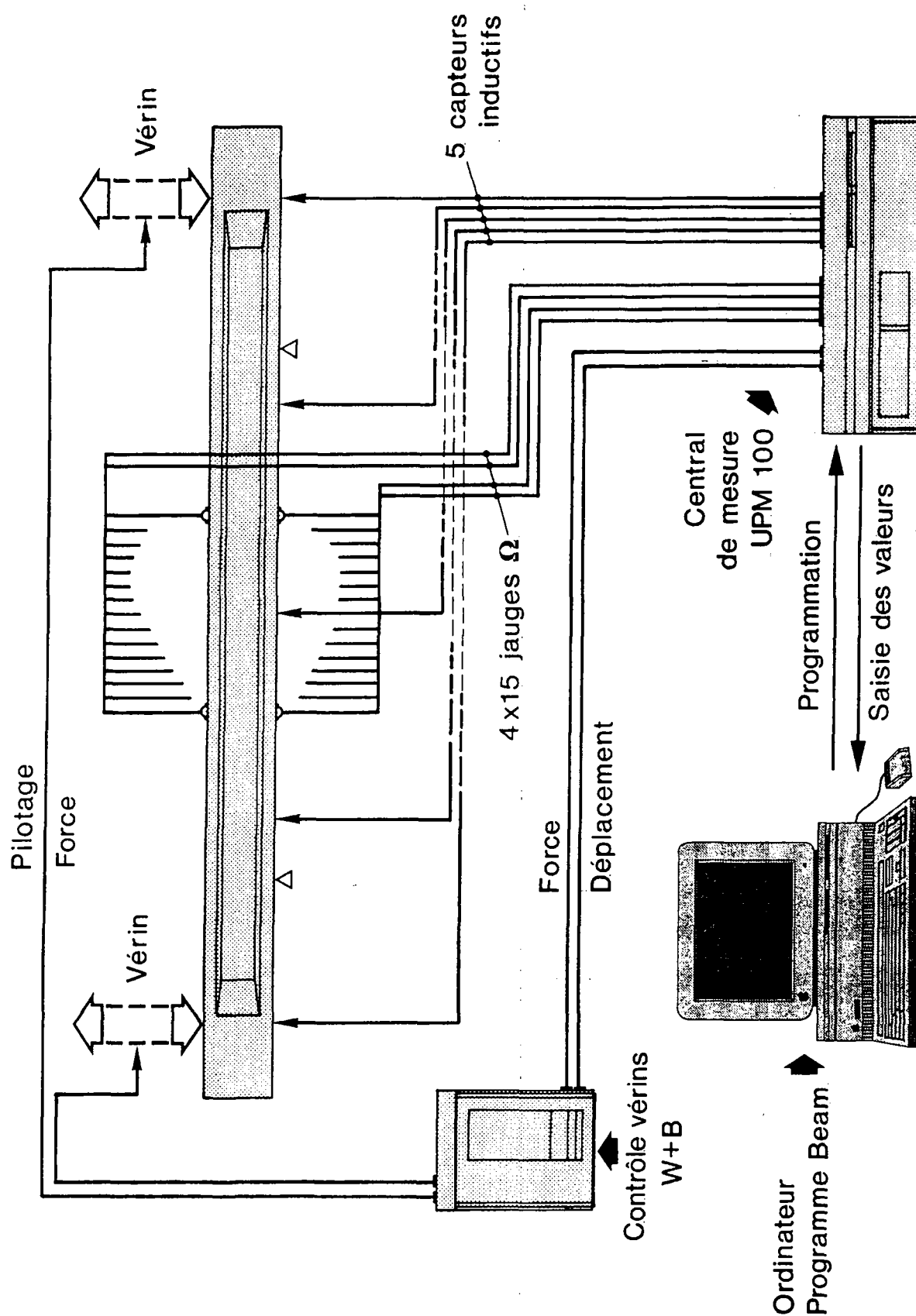


Figure 43 : instrumentation des poutres

3.3.5. L'instrumentation

D'un point de vue général, la lecture de toutes les mesures était gérée par une centrale de mesure (UPM) à laquelle étaient reliés d'un côté tous les appareils de mesure et de l'autre un ordinateur qui la pilotait grâce au programme BEAM prévu à cet effet (Figure 43).

Les poutres ont été instrumentées comme suit :

Les déplacements verticaux de la poutre ont été mesurés en cinq endroits différents grâce à des capteurs inductifs.

Deux rangées parallèles de 15 jauges « Oméga » couvraient la partie centrale de la poutre à la face inférieure et supérieure sur une longueur de 1.5 m, pour un total donc de 60 jauges. Les jauges « Oméga » permettent de mesurer l'allongement entre deux taquets collés à même la surface de la poutre (= points fixes). Ici les taquets étaient distants de 100 mm. Ce choix n'est pas étranger à celui de l'espacement des étriers, dans la mesure où ces derniers influencent la localisation d'une fissure. En effet il est courant qu'en flexion (et dans une certaine mesure en traction pure [Mivelaz 209, Laurencet 179]), les fissures se forment au droit des étriers [Charif 73]. Il s'agissait d'éviter qu'une fissure se forme sous un taquet, ce qui aurait eu pour conséquence un décollement de celui-ci, compromettant ainsi la validité des mesures lues par la (les) jauge(s) contiguës. La configuration adoptée consiste à avoir une trame de 100 mm pour les taquets qui soit décalée par rapport à celle des étriers, qui est de 200 mm. Cette précaution s'est avérée payante dans la mesure où aucun taquet n'a été décollé et les fissures sont bien apparues là où se situaient les étriers. La force transmise par le vérin au système testé ainsi que le déplacement associé, ont également été lus. En guise de contrôle, nous avons relevé les déformations du cadre du bâti de charge, afin de s'assurer que celui-ci ne se déformait pas de manière significative durant l'essai.

En résumé, une lecture à un temps donné de tous les instruments de mesure représente un ensemble de 68 données composées comme suit :

- 60 mesures de déformations relatives par les jauges oméga
- 5 mesures de flèche par les capteurs inductifs
- mesures de la force et du déplacement des vérins
- mesure du temps

Enfin la température ambiante, l'humidité relative et la pression étaient mesurées en deux endroits du laboratoire durant toute la durée de l'essai. A ce propos, il faut relever la stabilité des conditions vérifiée durant tous les essais :

Température [°C] :	22 ± 3
Humidité relative [%] :	50 ± 8
Pression [mmHg] :	763 ± 7

tableau 9 : Valeurs moyennes et variations maximales, sur l'ensemble de la campagne d'essais, de la température, de l'humidité relative et de la pression.

3.4. Paramètres

Les paramètres qui ont été variés d'une poutre à l'autre sont :

- la quantité d'armature passive
- la compression par l'intermédiaire des câbles de précontrainte
- le niveau de charge

Ont été maintenus constants tous les autres paramètres :

- la géométrie et les dimensions des poutres
- le système statique de l'essai
- la qualité du béton
- le nombre et la fréquence des cycles de charge
- la différence entre la charge maximale et minimale

3.4.1. Modèle de charge

Dans le cadre des essais en laboratoire, un « modèle de charge » est défini dans le but de simuler (ou reproduire de façon acceptable) la cause sollicitante à l'origine du phénomène que l'on désire observer. Les actions cycliques qui nous occupent sont les variations journalières de température et du flux de trafic. Les premières actions sont des déformations imposées, alors que les secondes sont des charges imposées. Dans le cadre de nos essais, nous avons choisi de solliciter les poutres par des charges imposées. Par « modèle de charge » on entend l'ensemble des paramètres qui définissent de manière univoque les forces qui seront transmises à la poutre par les vérins pendant la durée de l'essai : la charge maximale et minimale ainsi que leur évolution dans le temps, le nombre de cycles, la fréquence, le type de cycles. Le "modèle de charge" de nos essais est donné ci dessous :

Charges d'essai	
type	sinusoïdale
période	20 secondes
fréquence	3 cycles / min. (0.05 Hz)
nombre de cycles	> 7000 cycles
valeur charge max.	selon approche et β
valeur charge min.	selon approche et β
variation charge max.	constante durant l'essai
variation charge min.	constante durant l'essai

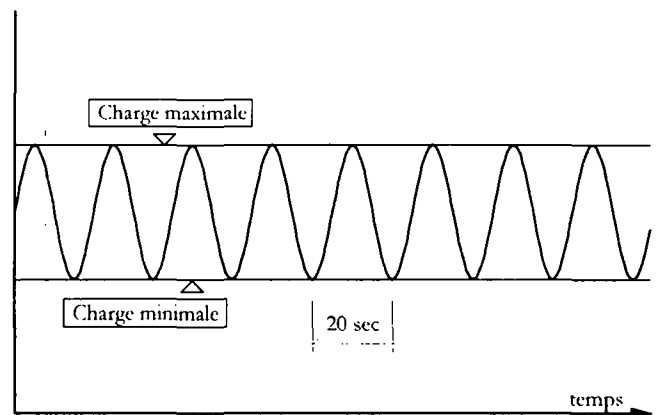


tableau 10 : Les charges

Les charges imposées aux poutres d'essai varient de façon sinusoïdale entre la valeur maximale et minimale. Ces deux dernières demeurent constantes tout au long de l'essai. L'histoire des cycles ainsi imposés correspond à une enveloppe de cycles de même intensité. Pour donner un ordre de grandeur, si le temps de retour d'un cycle de charge est d'un jour, alors la totalité des cycles imposés correspondrait à une période d'environ 20 ans. Si le temps de retour est d'une semaine, alors les cycles des tests représentent 134 ans. Par ailleurs la différence entre les valeurs maximales et minimales quelles qu'elles soient, était la même pour toutes les poutres. Plus de 7000 cycles ont été imposés à chaque poutre, sauf à la poutre G03 qui a été sollicitée par environ 10'000 cycles.

La fréquence et le nombre de cycle adoptés pour nos essais nous ont permis de limiter la durée totale de l'essai à environ deux jours, dans l'intention de contenir l'impact des effets différés. Si l'essai avait duré plus longtemps, la part d'irréversibilité attribuable aux effets différés par rapport à celle due à un chargement cyclique aurait été d'autant plus importante.

3.4.2. Choix des paramètres

Notre but était de couvrir une gamme de configurations de sections relativement vaste, allant d'une section en béton armé à une section passablement précontrainte.

Concernant le niveau de sollicitation nous allons procéder à une précision utile pour la compréhension de la suite de la démarche, cela dans le but d'éviter toute confusion. Ici, le niveau de sollicitation est entendu comme le rapport entre le moment sollicitant M et le moment de fissuration M_r . Le **moment sollicitant** M ($M_{\min} < M < M_{\max}$) est égal au moment dû aux charges ($M_g + M_q$) auquel est soustrait le moment compensé par la précontrainte (M_p). Le moment résultant de cette soustraction est le moment qui est conventionnellement dessiné sur l'ordonnée de la loi moment-courbure que nous nous proposons de mesurer dans nos essais. En d'autres termes, le moment de la loi moment-courbure est le moment après décompression, une fois que la traction apparaît. Ainsi le même moment dû aux charges peut solliciter la section de façon très variable suivant l'action plus ou moins prononcée de la précontrainte.

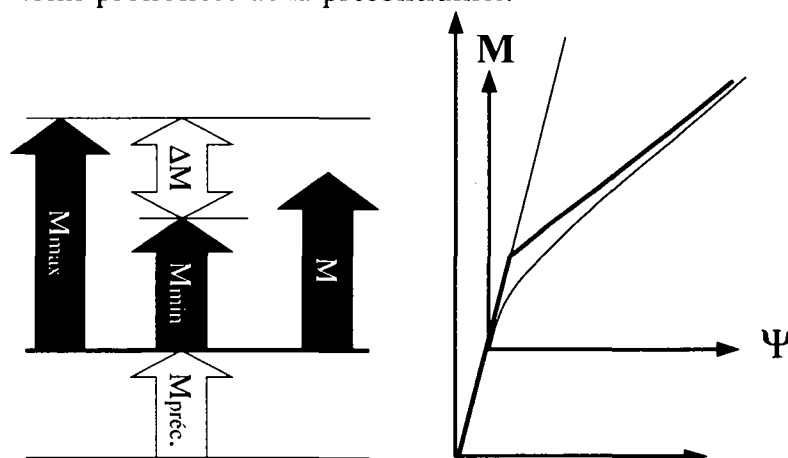


figure 44: loi moment-courbure avec de la précontrainte et moments appliqués

A priori les trois paramètres peuvent être variés indépendamment, ouvrant par-là même la porte à une multitude de combinaisons. Cependant certaines combinaisons sont à écarter d'emblée à cause de leur caractère improbable, voire impossible si la sécurité à la rupture n'est pas garantie. Ainsi pour le domaine des structures courantes sous charge de service, il apparaît que les combinaisons intéressantes sont celles qui sont représentées ci-dessous à la figure 45. A savoir d'un côté nous avons les sections peu précontraintes, chargées à un niveau de sollicitation élevé et donc armées en conséquence. D'un autre côté nous trouvons les sections avec une quantité importante de précontrainte, donc peu sollicitées avec une armature limitée. A propos des sections avec une précontrainte importante, rappelons que le travail de recherche mené à l'IBAP par Laurencet s'occupe de l'influence de la présence de l'effort normal de précontrainte sur la quantité d'armature minimale à mettre en place.

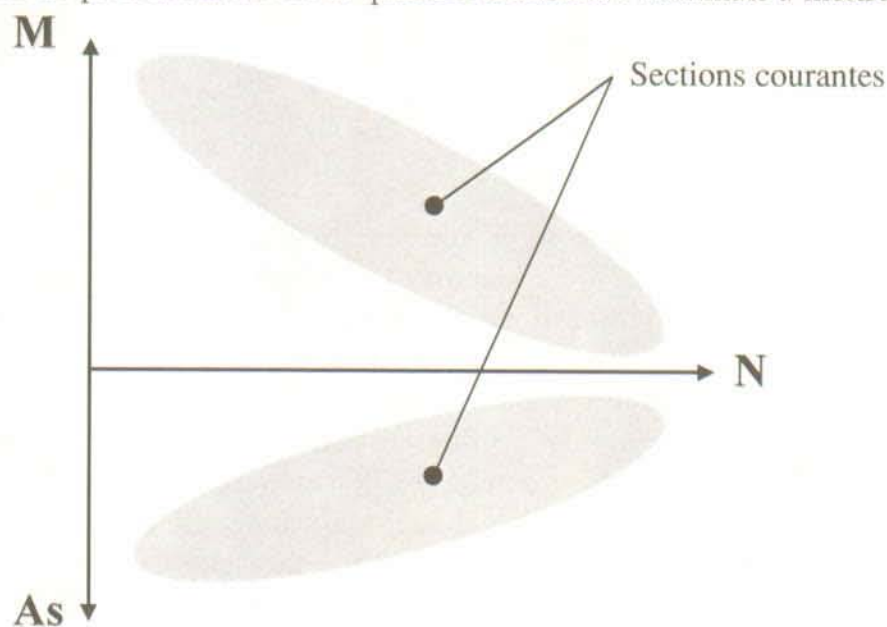


figure 45: sections courantes

Comme déjà annoncé, les tests ont porté sur deux séries nommées "approche I" et "approche II" qui correspondent à deux options pour fixer les trois paramètres précités. Ces deux approches sont détaillées ci-dessous, anticipons en néanmoins les grandes lignes. L'approche I permet de couvrir l'ensemble de la plage qui se situent entre les deux configurations extrêmes. L'augmentation linéaire de la quantité de précontrainte d'une configuration extrême à l'autre est accompagnée de la diminution conséquente d'armature passive. Ici les trois paramètres varient d'une poutre à l'autre. Quant à l'approche II elle fixe deux paramètres qui sont le niveau de sollicitation et la quantité d'armature, pour ne faire varier que la précontrainte. Le champs d'application de l'approche II est plus limité et c'est celui des sections passablement précontraintes avec peu d'armature passive qui a été choisi.

Paramètre	Précontrainte	Armature passive	Niveau de sollicitation
Approche I	Variable	Variable	Variable
Approche II	Variable	Constante	Constant

Le choix des paramètres s'est fait sur la base d'une section prise dans un système statique courant (modèle de référence).

3.4.3. Modèle de référence

La section choisie est la section sur appui (moment négatif) d'une poutre continue infinie de portée égales. En réalité le choix de cette section n'est pas limitatif puisque telle qu'elle est définie elle correspond à d'autres sections dans divers systèmes statiques. La poutre continue infiniment longue est sollicitée par une charge uniformément répartie dont les détails sont donnés ci-dessous (figure 46). Cette dernière varie dans le temps de façon cyclique et sinusoïdale entre une valeur minimale et maximale.

On admet que le tracé des câbles de précontrainte est constitué d'une parabole par travée, car il est établi que ce tracé conduit pratiquement aux mêmes moments que ceux donnés par un tracé des câbles continu avec de courts raccordements de courbure négative sur appui. De plus signalons que plus la structure est élancée, moins l'influence du raccordement sur appui est sensible [TGC8].

Dans le cas de ce système statique, exprimer l'effet de la précontrainte par le degré de compensation des flèches est équivalent à utiliser le balancement des charges.

Charges permanentes

Soit la poutre continue définie ci-dessus et chargée en permanence par une charge répartie « g » qui engendre un moment M_g .

Charges variables

Les actions variables dans le temps "q" se superposent aux charges permanentes et le moment qui leur est associé est désigné par M_q . La part des actions variables a été choisie égale à $q = 0.5 \cdot g$ pour l'approche I. Quant à l'approche II c'est la différence entre M_{min} et M_{max} qui a été maintenue constante d'une poutre à l'autre.

Précontrainte

Le câble de précontrainte parabolique provoque une charge répartie « u » qui s'oppose à une fraction de la charge permanente « g », soit $u = \beta \cdot g$, ainsi qu'un effort normal de

compression P. Le moment résultant de l'action du câble est égal à $M_p = -\beta \cdot M_g = \frac{u \cdot L^2}{12}$.

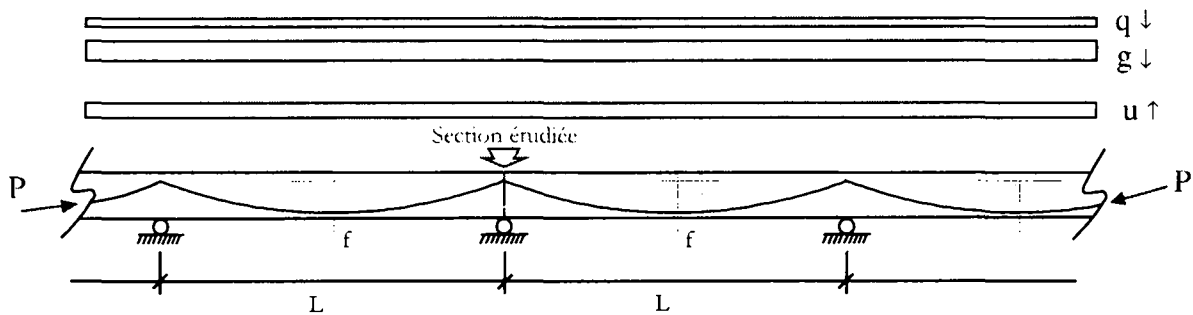
Le degré de compensation β équivaut dans notre cas au degré de balancement. Ainsi il détermine la part des charges permanentes qui est balancée.

Moments sollicitants

Le moment sollicitant minimum vaut donc $M_{\min} = M_g - M_p = (1 - \beta) \cdot M_g$

alors que le moment sollicitant maximum vaut $M_{\max} = M_{\min} + M_q$.

Par la suite on utilisera plus simplement la notation $M_{\min}$ et $M_{\max}$ pour désigner ces deux moments, auquel on se référera par moment minimum et moment maximum.

**Moments au droit de la section étudiée :**

- Moment permanent : $M_g = \frac{g \cdot L^2}{12} = 75.0 \text{ kN m}$
- Moment dû aux actions variables :
 $M_q = 0.5 \cdot M_g = 37.5 \text{ kN m}$
- Moment dû à la précontrainte : $M_p = -\beta \cdot M_g = \frac{u \cdot L^2}{12}$
avec : $u = \frac{8 \cdot P \cdot f}{L^2}$

Charges réparties :

$$g = 9.0 \text{ kN/m}$$

$$q = 0.5 g = 4.5 \text{ kN/m}$$

$$u = \beta g$$

SOMME DES MOMENTS :

$$\text{Moment minimum} = M_{\min} = M_g - M_p = (1 - \beta) \cdot M_g$$

$$\text{Moment maximum} = M_{\max} = M_{\min} + M_q$$

Caractéristiques géométriques :

$$\left. \begin{array}{l} L = 10 \text{ m} \\ h = 0.50 \text{ m} \\ f = 0.43 \text{ m} \end{array} \right\} \frac{L}{h} = 20$$

figure 46 : Section étudiée

Lors des essais ce sont les moments $M_{\max}$ et $M_{\min}$ qui ont été appliqués à nos poutres. Ainsi l'effet vertical de la courbure du câble de précontrainte qui compense les charges permanentes est directement pris en compte au niveau des vérins en appliquant la différence entre les charges permanentes et la précontrainte. Pour reproduire complètement la précontrainte, il faut donner à la poutre la compression correspondante. Cela se fait par

l'intermédiaire des câbles de précontrainte. Les efforts, ainsi que les contraintes, subis par la section testée dans nos essais sont identiques à ceux de la poutre continue (figure 48).

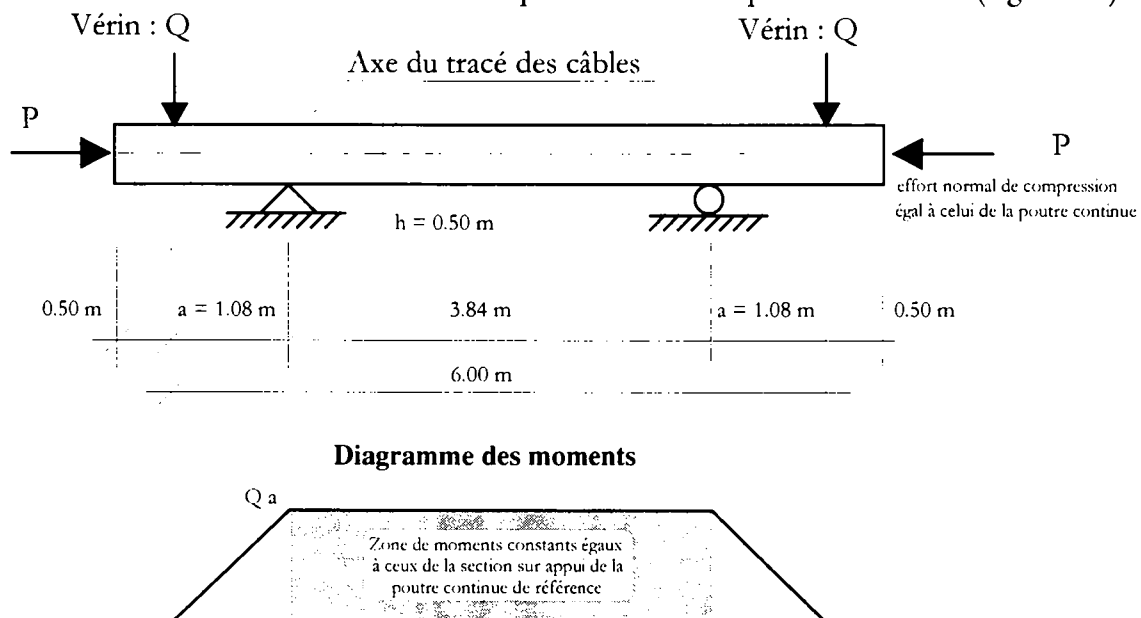


figure 47 : Schéma de la poutre testée (voir également : Figure 41)

<i>poutre continue</i>	Précontrainte	Charges	Somme
Effort normal - compression			
Moment - flexion			
<i>poutre d'essai</i>	Précontrainte	Vérins	Somme
Effort normal - compression			
Moment - flexion			

Même état de contraintes

figure 48 : Contraintes dans la section sur appui de la poutre continue de référence et de la section reproduite par la poutre d'essai

3.4.4. Approche I

Comme déjà anticipé, l'optique de l'approche I a été d'imposer les mêmes moments dus aux charges (M_g et M_q) à des sections différemment précontraintes de résistance ultime semblable. Les trois paramètres variables de notre étude peuvent maintenant être déterminés. Rappelons que 4 poutres ont été testées selon cette approche. L'intervalle des β couverts va de $\beta = 0$ à $\beta = 1$, en passant par 0.3 et 0.6. Ainsi le niveau de sollicitation, donc les moments sollicitants minimum et maximum sont directement fixés à partir du moment dû à la précontrainte. La poutre G00 n'a donc pas de précontrainte, car la part des charges permanentes compensée par la précontrainte est nulle. C'est une section en béton armé. A l'opposé la poutre G10 subit un moment sollicitant minimum nul, puisque la totalité des charges permanentes est compensée par l'action de la précontrainte. Seuls les actions variables chargent la poutre G10. Nous venons de voir comment étaient liés les deux premiers paramètres, à savoir la précontrainte et le niveau de sollicitation. Le troisième paramètre, l'armature passive, est varié de manière inversement proportionnelle à la quantité de précontrainte. En réalité une petite entorse a été introduite, dans le sens où la quantité d'armature passive a été conservée identique pour les deux poutres G03 et G06. Ce paramètre a été fixé pour ces deux poutres dans le but d'avoir un point de comparaison entre deux poutres différemment précontraintes, mais ayant la même armature passive. Cela s'est avéré extrêmement précieux par la suite lors du calage du modèle numérique et de la proposition de formulation de la loi de décharge - recharge.

Le couplage des deux paramètres que sont les moments et la précontrainte est illustré ci-dessous (figure 49). Figure également à titre de comparaison, le moment de fissuration théorique M_r qui est déduit de

$$\sigma_c = f_{ct} = \frac{P}{A_c} + \frac{M_r}{W_c}$$

pour une résistance à la traction de 2.5 N/mm^2 .

où :

- f_{ct} résistance à la traction, admise égale à 2.5 N/mm^2 .
- P effort normal de compression dû à la précontrainte
- A_c aire de béton
- W_c module résistant en stade I du béton

Notation	Unités	Description	G00	G03	G06	G10
Mg	[kNm]	charges permanentes	75.0			
Mq	[kNm]	charges variables	37.5			
Mg+Mq	[kNm]		112.5			
β			0.0	0.3	0.6	1.0
Mp	[kNm]	précontrainte	0.0	22.5	45.0	75.0
N	[kN]		0	78	155	260
Mmax	[kNm]	sollicitant max.	112.5	90.0	67.5	37.5
Mmin	[kNm]	sollicitant min.	75.0	52.5	30.0	0.0
Mmax-Mmin	[kNm]	différence	37.5			
Mr	[kNm]	fissuration	28.8	38.1	47.4	59.8
Mmax/Mr		niveau de sollicitation max.	3.9	2.4	1.4	(0.6)
Mmin/Mr		niveau de sollicitation min.	2.6	1.4	(0.6)	(0.0)

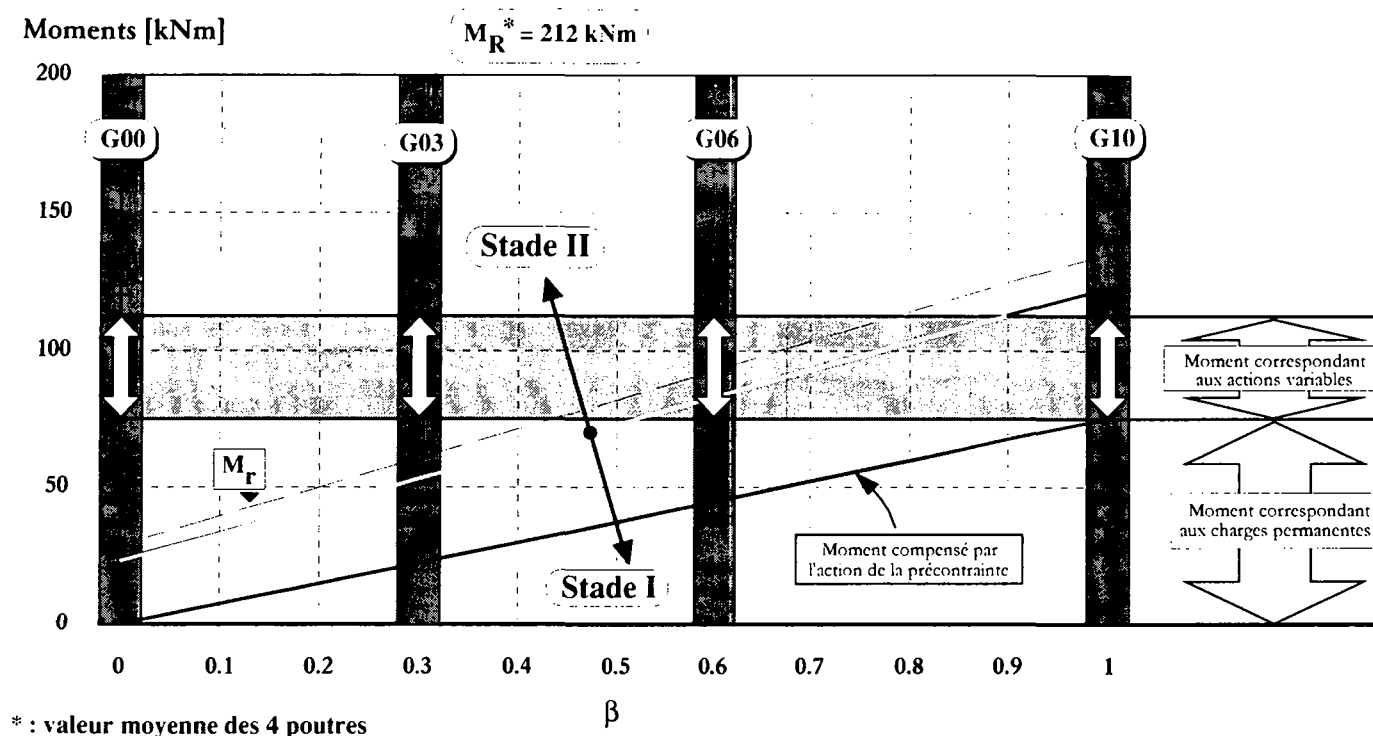
Note : En gris les efforts imposés à la section lors de l'essai.

tableau 11: récapitulatif de l'approche I

Les niveaux de sollicitation inférieurs à l'unité sont indiqués entre parenthèse et correspondent au stade I non fissuré².

Les moments transmis à la poutre d'essai au moyen des vérins sont les moments Mmax et Mmin. On remarquera que la poutre G10 n'est pas fissurée, même sous Mmax. De ce fait, un comportement élastique linéaire (stade I) est attendu. Nous pouvons anticiper qu'il en a bien été le cas.

² En toute rigueur, la transition entre le stade I et le stade II s'opère pour une valeur du moment $M_{r,réd.}$ inférieure à celle du moment de fissuration M_r . Il est cependant plus aisé de se référer à M_r car il est calculé simplement. En effet bien que $M_{r,réd.}$ puisse être estimé encore relativement facilement dans le cas du béton armé, il en va autrement lorsque un effort normal est présent. Dans ce cas il faut trouver l'intersection entre la droite du stade I et la branche de la courbure moyenne. Remarquons qu'ici les valeurs inférieures à M_r , le sont dans une assez large proportion ce qui nous permet d'affirmer qu'elles correspondent bien au stade I.

figure 49 : Moments en fonction de β dans l'approche I

3.4.5. Approche II

Nous avons vu ci-dessus que l'approche I consistait à imposer la même charge à une section dont la compression et la quantité d'armature variait. C'est-à-dire que les trois paramètres que sont la quantité de précontrainte, la quantité d'armature passive et le niveau de sollicitation, changeaient d'une poutre à l'autre. Ici la démarche est différente dans la mesure où un seul paramètre est fait varier, à savoir la quantité de précontrainte. Effectivement, la quantité d'armature passive et le niveau de sollicitation sont constants. Un niveau de sollicitation constant signifie que les contraintes de traction maximales et minimales (stade I) qui correspondent à $M_{\max}$ et $M_{\min}$, sont les mêmes pour toutes les poutres³. De la volonté de maintenir la quantité d'armature constante, découle l'impératif de limiter la plage de variation de la précontrainte. Ainsi les trois poutres testées selon des paramètres répondant aux critères de l'approche II, correspondent à des β de 0.8, 0.9 et 1.0. Maintenir les mêmes niveaux de sollicitation maximum et minimum d'une poutre à l'autre avec une précontrainte qui varie, implique une variation correspondante des moments $M_{\max}$ et $M_{\min}$. La différence entre $M_{\max}$ et $M_{\min}$ de l'approche II a été gardée identique

³ En réalité, pour une même valeur de contrainte de traction il y a une très légère variation des rapports $M_{\max}/M_r$ et $M_{\min}/M_r$ dans la plage qui nous intéresse. Nous avons choisi de prendre comme référence la valeur de la contrainte de traction.

à celle de l'approche I. Le niveau de sollicitation de l'approche II est le même que celui de la poutre G06 de l'approche I. C'est-à-dire avec M_{min} inférieur à M_r (stade I) et M_{max} supérieur à M_r (stade II). Ce choix nous a paru le plus judicieux du point de vue de l'intérêt pratique. Par ailleurs il a permis d'élargir la palette de configuration testées à l'approche I. En effet, le comportement en stade I a été vérifié par la poutre G10 à l'approche I, alors que le comportement en stade II de sections partiellement précontraintes a été observé pour trois configurations : la poutre G00, G03 et G06. Manquait le comportement en stade II d'une section fortement précontrainte. Ces dernières mêmes si elles garantissent un comportement en stade I, sous charge permanentes, peuvent se fissurer sous l'action du trafic et de la température. Dans ce cas quel est le comportement de la section? La présence d'une compression importante est-elle bénéfique? Comme cela a été vu aux chapitres traitant de la température et du trafic, les charges et actions ont un caractère aléatoire, dont l'intensité maximale est difficilement appréciable. L'absence de fissuration est quasi certainement à exclure, ne serait-ce que sous la seule influence de la température qui est un problème de déformation imposée.

Notation	Unités	Description	G06*	G08	G09	G10
M_g	[kNm]	charges permanentes	75.0			
β			0.6	0.8	0.9	1.0
M_p	[kNm]	précontrainte	45.0	60.0	67.5	75.0
N	[kN]		155	207	233	260
M_{max}	[kNm]	sollicitant max.	67.5	73.7	76.8	80.0
M_{min}	[kNm]	sollicitant min.	30.0	36.2	39.3	42.5
$M_{max}-M_{min}$	[kNm]	différence	37.5			
M_r	[kNm]	fissuration	47.4	53.6	56.7	59.8
M_{max}/M_r		niveau de sollicitation max.	1.4	1.4	1.35	1.3
M_{min}/M_r		niveau de sollicitation min.	(0.6)	(0.7)	(0.7)	(0.7)
$\sigma_{trac\ max.}$	[N/mm ²]	contrainte de traction max. (stade I)	4.2			
$\sigma_{trac\ min.}$	[N/mm ²]	contrainte de traction min. (stade I)	1.0			

Note : En gris les efforts imposés à la section lors de l'essai.

tableau 12: récapitulatif de l'approche II

* **remarque:** la poutre G06 est montrée ici parce que ses contraintes de traction maximales et minimales ont été choisies pour les poutres de l'approche II. On remarquera les niveaux

de sollicitation pratiquement identiques entre les quatre poutres. La poutre G06 a une armature plus importante ($4 \varnothing 14$) que les trois autres qui ont la même ($4 \varnothing 6$).

Moments [kNm]

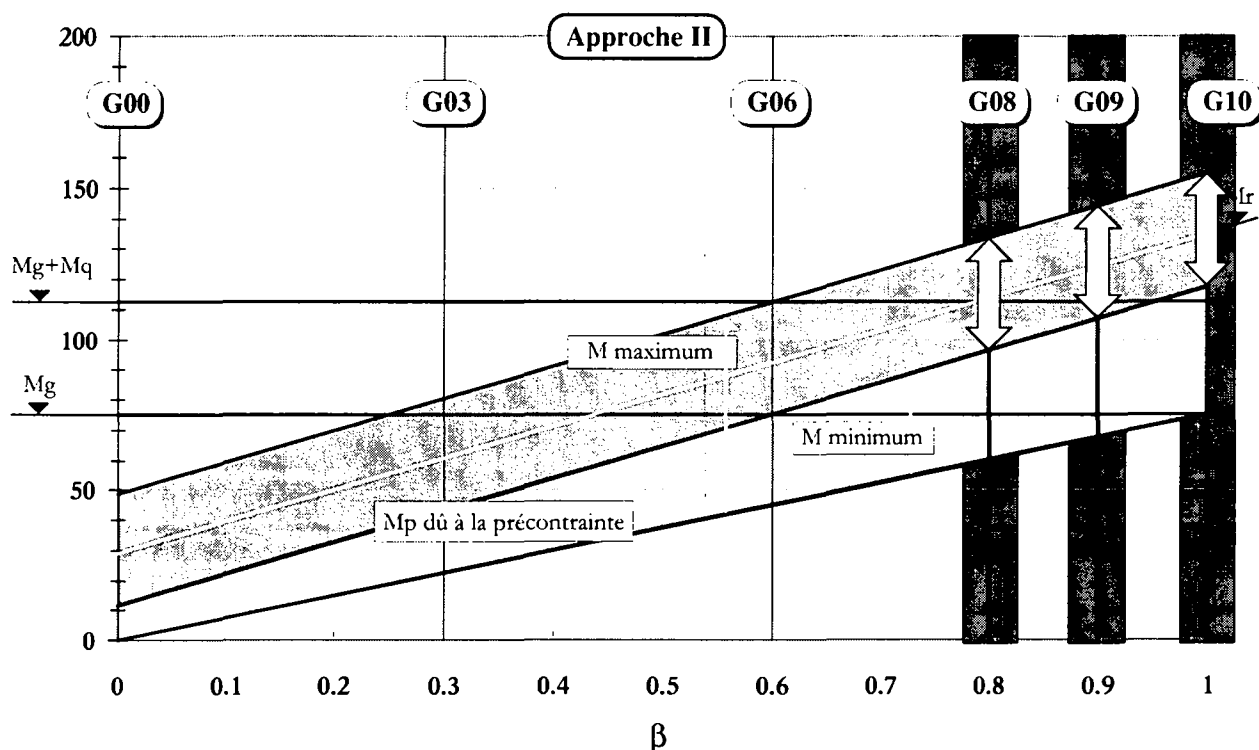


figure 50 : Moments en fonction de β dans l'approche II

3.5. Résultats

3.5.1. Courbure Vs cycles

Ci-dessous nous donnons l'évolution des courbures en fonction des cycles pour les 7 tests effectués aux approches I & II (de la figure 51 à la figure 54). Le même graphique est représenté une fois selon une échelle linéaire du temps (ou des cycles) et une seconde fois selon une échelle logarithmique.

L'examen de ces graphiques nous montre que:

- Un chargement cyclique entre deux bornes fixes génère une augmentation des courbures, respectivement des déformations, tant sous charge minimale que sous charge maximale.
- L'augmentation cyclique est une droite dans une représentation logarithmique, pour autant que de nouvelles fissures n'apparaissent pas au cours des cycles comme pour les poutres G00 et G03. L'apparition d'une fissure pour les poutres G08, G09 et G10

(approche II) se traduit très nettement par un accroissement des courbures. Il faut relever que dans ce cas le nombre de fissures au premier cycle est faible (3 fissures pour G08 et G09 et 2 fissures pour G10(II)) et que l'apparition d'une nouvelle fissure a une incidence relativement importante en terme de courbures. En ce qui concerne la poutre G06, comme le nombre de fissures au départ était de 7, les 4 fissures qui sont apparues progressivement en cours du chargement cyclique ont eu une répercussion plus graduelle sur la valeur des courbures.

- Pour les poutres de l'approche I, qui ont une résistance ultime semblable, mais avec une répartition différente entre l'armature passive et la précontrainte, les courbures sont d'autant plus grande que la précontrainte est faible. Rien de surprenant à cela car l'action soulageante de la précontrainte a pour effet de diminuer la charge "ressentie" par la poutre, ce qui se traduit par de plus faibles déformations, respectivement courbures.

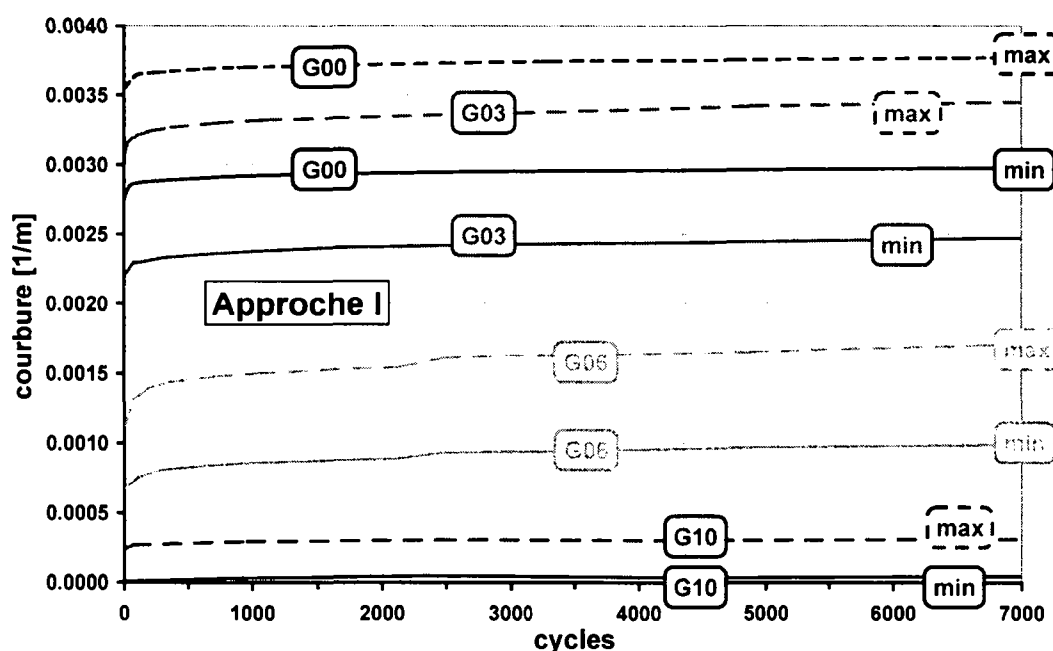


figure 51: courbures sous chargement maximal et minimal en fonction des cycles - approche I

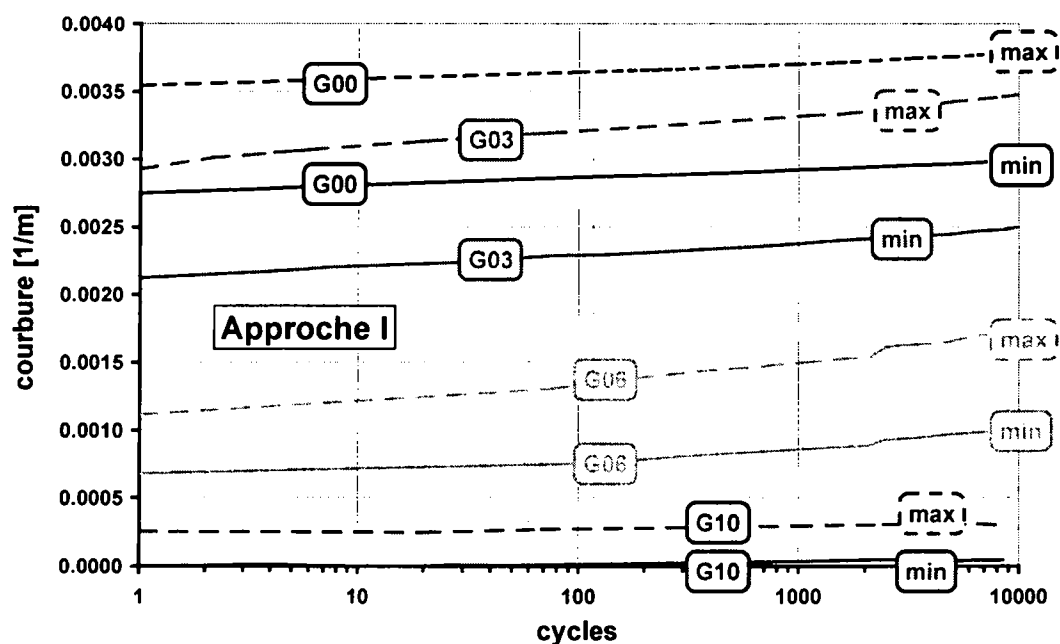


figure 52: courbures sous chargement maximal et minimal en fonction des cycles -
approche I - échelle logarithmique

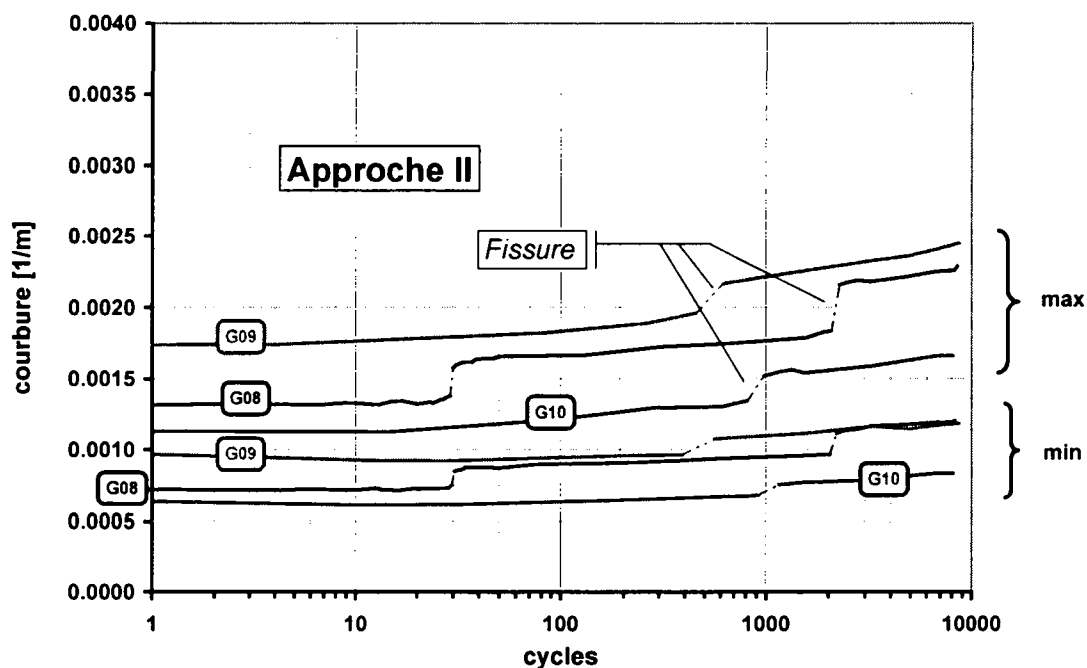


figure 53: courbures sous chargement maximal et minimal en fonction des cycles -
approche II - échelle logarithmique

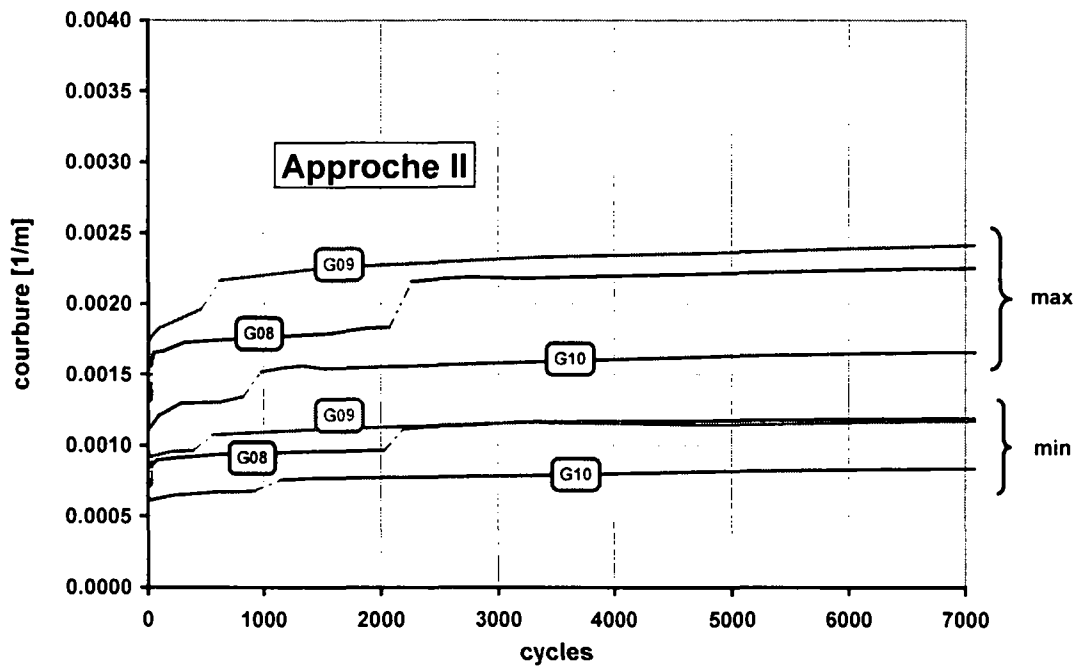


figure 54: courbures sous chargement maximal et minimal en fonction des cycles – approche II

3.5.2. Courbure Vs β

Pour l'approche I, la représentation des courbures en fonction du degré de compensation β nous montre une réduction des courbures pour une précontrainte croissante (figure 55 et figure 56). Comme attendu plus de précontrainte veut bien dire moins de déformations et moins de fissures. En ce qui concerne l'approche II, cette représentation illustre que le comportement des poutres est pratiquement identique à cause de leurs caractéristiques relativement similaires (même armature et même niveau de sollicitation, faible variation de la précontrainte).

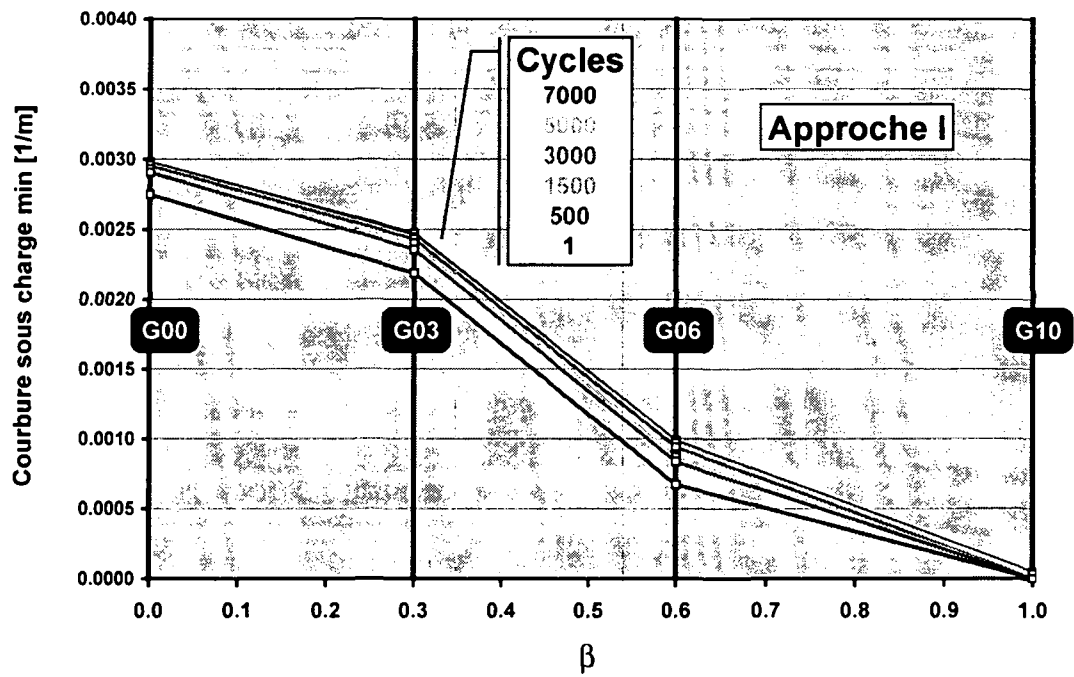


figure 55: courbures sous chargement minimal en fonction de β - approche I

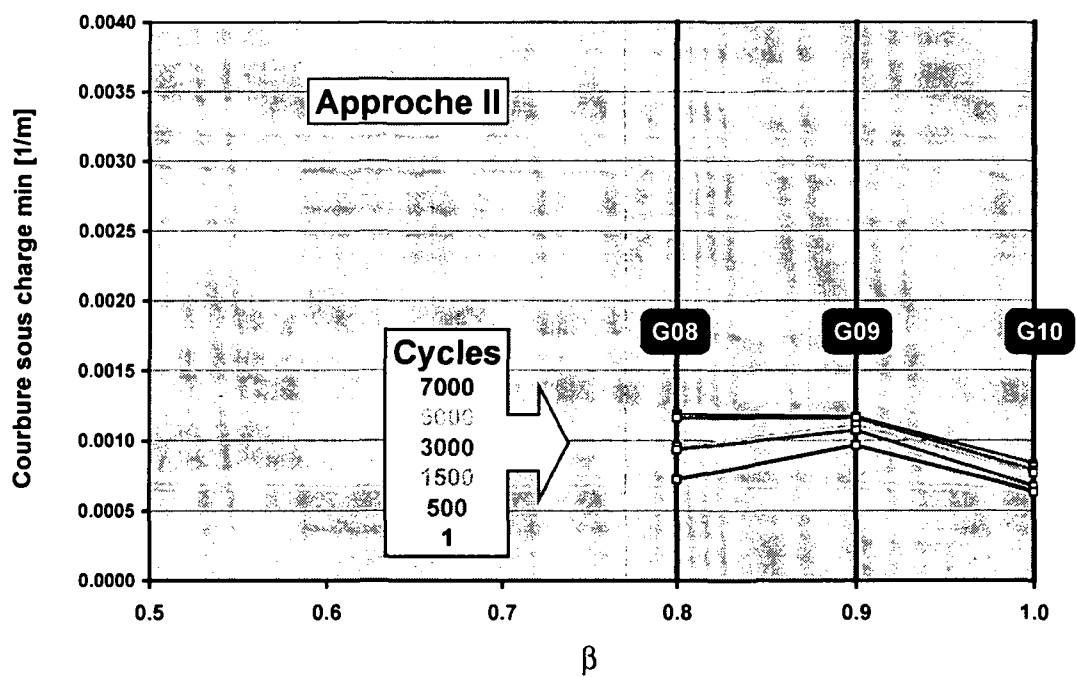


figure 56: courbures sous chargement minimal en fonction de β - approche II

Augmentation de la courbure minimale

Ici nous reprenons les graphiques des courbures sous charge minimale en fonction des cycles dans une représentation logarithmique (figure 57 et figure 58). L'augmentation des courbures entre le 1^{er} et le 7000^{ème} cycle est indiquée en pourcent à droite du graphique. Ainsi on constate que pour les poutres qui ont fissuré - à savoir toutes sauf G10 à l'approche I - l'augmentation cyclique est d'autant plus faible que la précontrainte est faible. En réalité cela est dû à l'effet indirect de la précontrainte qui fixe le niveau de sollicitation. Il faudrait donc dire que l'augmentation est d'autant plus faible que le niveau de sollicitation est élevé. Cela est clairement mis en évidence aux graphiques suivants qui montrent l'augmentation des courbures en fonction de M_{max} / M_r (figure 59 et figure 60). Ce comportement tient au fait qu'à un niveau de charge élevé l'endommagement est déjà important dès le premier cycle. C'est-à-dire que le nombre de fissures correspond à celui de la fissuration stabilisée, que les fissures sont passablement ouvertes, que la liaison entre l'acier et le béton est fortement atteinte. L'action des cycles ne produira dans ce cas qu'une faible augmentation des courbures. Par contre si la poutre est moyennement endommagée, typiquement en stade de formation des fissures, l'action des cycles provoquera l'apparition de nouvelles fissures par la réduction de la résistance à la traction du béton, de l'adhérence acier - béton, donc du stiffening et du softening. Ici l'augmentation sera plus importante. Exprimer en pourcent l'augmentation de la courbure relativement à sa valeur initiale accentue l'effet d'une diminution du niveau de sollicitation puisque l'augmentation cyclique se rapporte à une valeur initiale plus faible. Comme exposé plus haut, la loi moment-courbure du Code Modèle CEB-FIP 90 tient déjà implicitement compte de ce phénomène via le coefficient β_2 (voir état des connaissances).

Nous donnons également l'augmentation des courbures en fonction du degré de compensation des déformations (figure 61 et figure 62). Pour l'approche I l'effet de la précontrainte masque à nouveau le niveau de sollicitation. Si la précontrainte disposée est telle qu'elle empêche l'apparition de fissures, les courbures n'augmentent pas. Pratiquement cela indique à l'ingénieur, qu'à résistance ultime semblable, une précontrainte plus grande garantira un meilleur comportement de la structure. Quant à l'approche II, les résultats soulignent la grande sensibilité des poutres dans la région proche du moment de fissuration. En effet après l'apparition des premières fissures il se produit une baisse de rigidité dont l'ampleur est directement liée à la quantité d'armature passive. Or ici celle-ci est très faible (voir l'allure très plate de la branche des courbures moyennes et du stade II-nu), ce qui explique, même pour de faibles niveaux de sollicitation, la grande différence entre la droite du stade I et la branche de la courbure moyenne. L'écart entre le stade I et la courbure moyenne explique les accroissements considérables des courbures mesurées, qui ont atteint ici 67% au maximum.

Concrètement cela montre que l'armature passive ne peut pas être trop réduite même dans une section fortement précontrainte sous peine de provoquer un fort accroissement des courbures et des déformations, à moins que la fissuration ne soit justement évitée par l'action de la précontrainte.

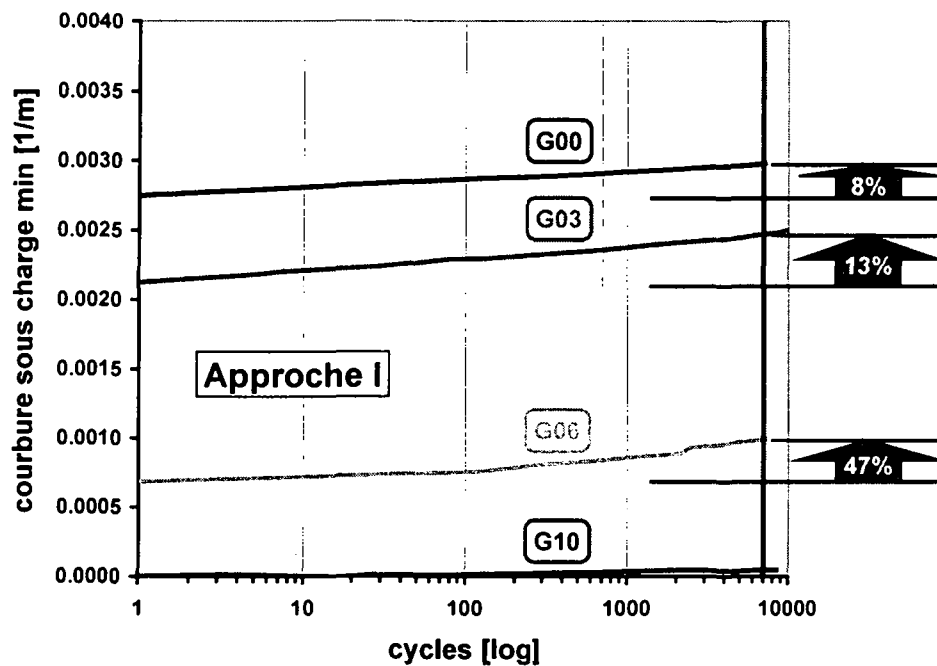


figure 57: augmentation de la courbure sous chargement minimal en fonction des cycles - Approche I - échelle logarithmique

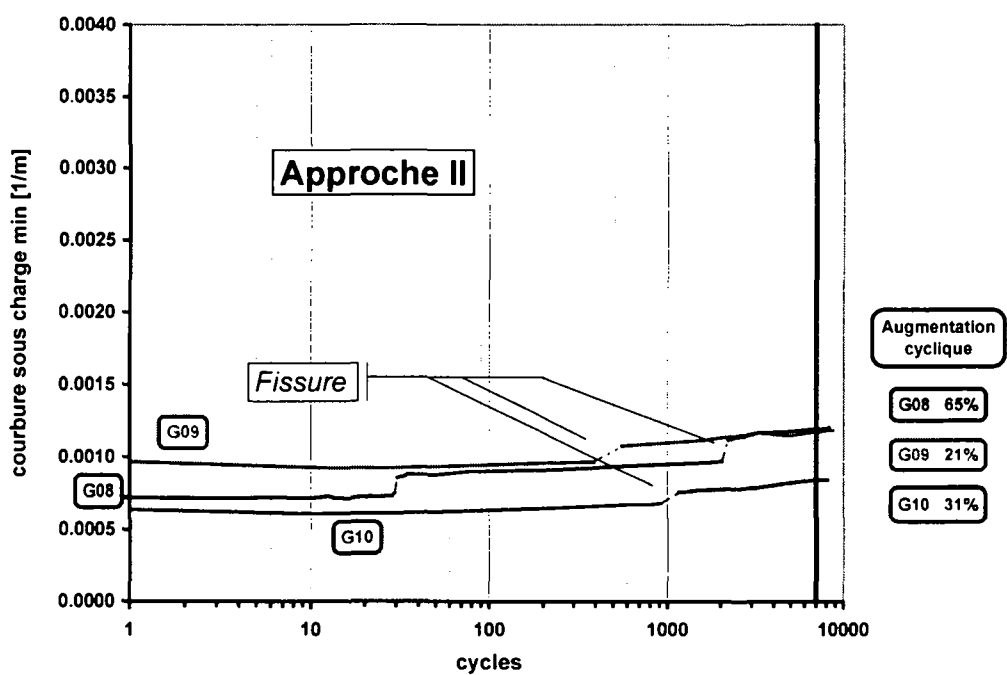


figure 58: augmentation de la courbure sous chargement minimal en fonction des cycles - Approche II - échelle logarithmique

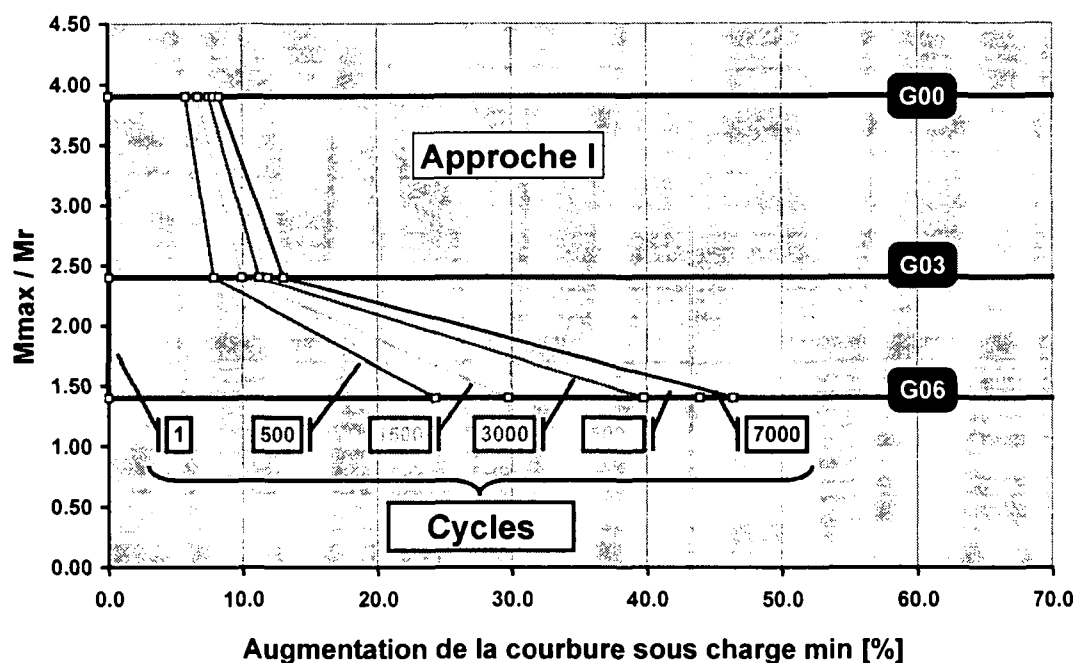


figure 59: augmentation de la courbure sous chargement minimum en fonction du niveau de sollicitation $M_{\max}/M_r$ - Approche I

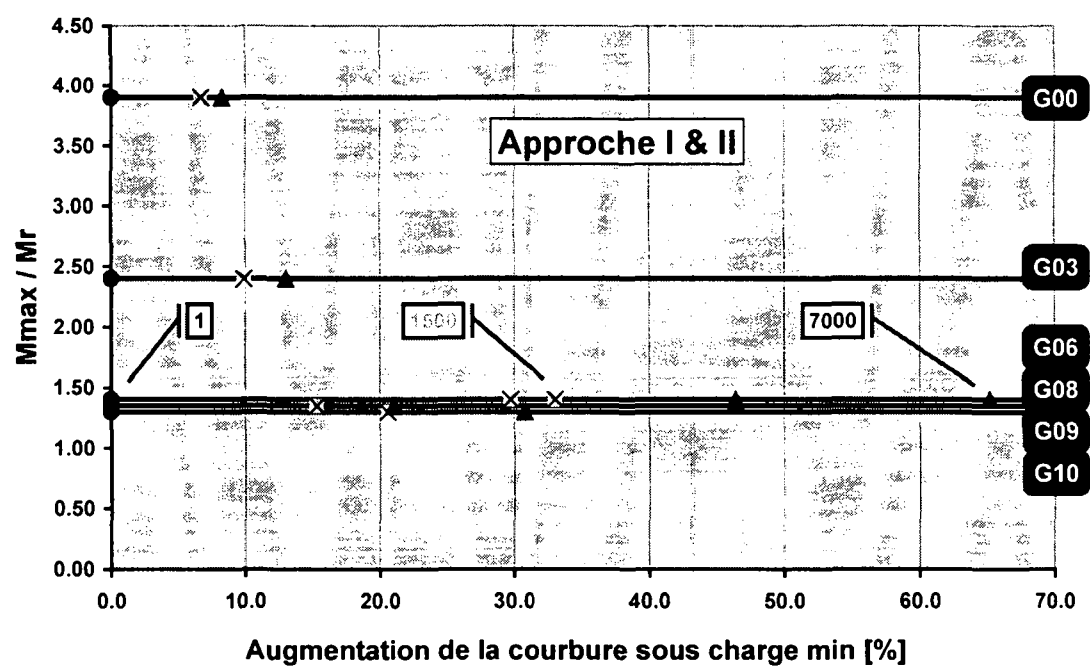


figure 60: augmentation de la courbure sous chargement minimum en fonction du niveau de sollicitation $M_{\max}/M_r$ - Approche I & II

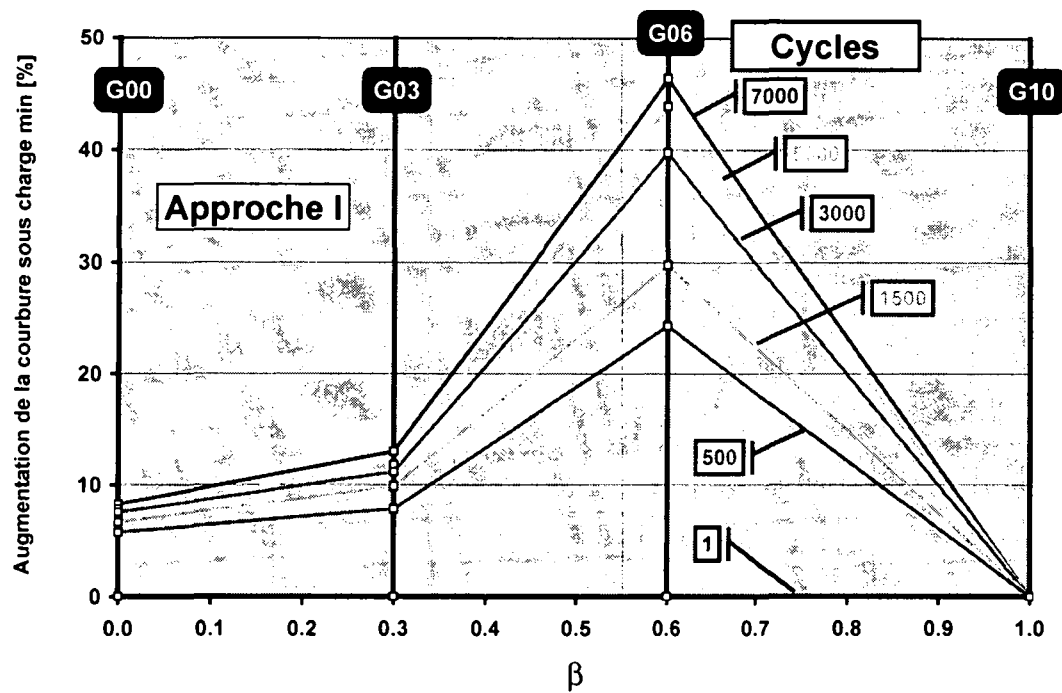


figure 61: augmentation de la courbure sous chargement minimum en fonction de β - Approche I

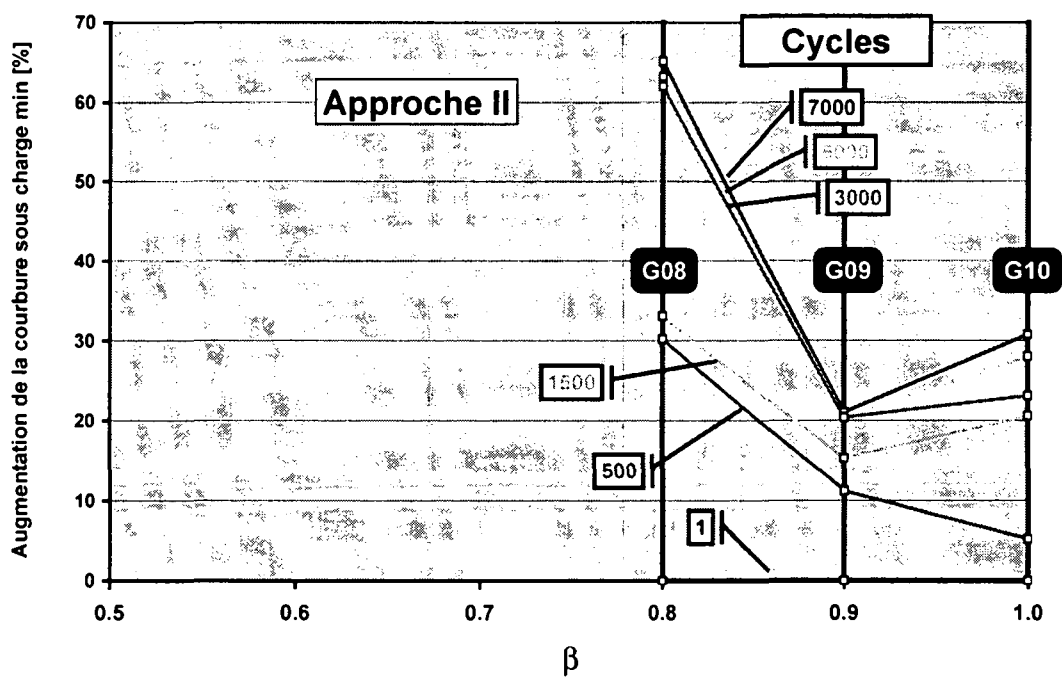


figure 62: augmentation de la courbure sous chargement minimum en fonction de β - Approche II

3.5.3. Loi moment-courbure pour les poutres

Passons à présent à l'examen des lois moment-courbure telles qu'elles ont été mesurées sur les poutres d'essai (de la figure 66 à la figure 72). Dans un premier temps on donne la loi moment-courbure de chacune des poutres en la comparant au stade I, au stade II-nu et à la courbure moyenne calculée selon le Code Modèle CEB-FIP 90 pour un chargement instantané (autrement dit, valable pour le premier cycle, soit avec le coefficient $\beta_2 = 0.8$). Sur ces graphiques sont également rappelés les moments max. et min. imposés à la poutre. Les constations principales sont les suivantes :

- Les cycles engendrent une augmentation des courbures pour la charge maximale et la charge minimale.
- Pour ce qui est des déformations à long terme, sujet de notre recherche, on constate que le fait de charger et décharger une structure engendre un accroissement des courbures, dès le premier cycle. Cela est apparent sur tous les graphiques moment-courbure mesurées. Si le moment minimum M_{min} est considéré comme correspondant à l'état permanent, alors la déformation à l'état permanent lors de la première montée en charge se trouve à l'intersection de la droite horizontale M_{min} et de la branche de la courbure moyenne. Signalons qu'actuellement les déformations à long terme sont calculées en prenant la valeur de la courbure au droit de cette intersection. Si depuis ce point le 1^{er} cycle de charge est effectué, la courbure va s'accroître lorsque le niveau minimum sera à nouveau atteint. Ainsi l'augmentation de la courbure sous charge minimale (M_{min}) est composée de deux contributions. La première augmentation est obtenue après le premier cycle. La seconde qui s'ajoute à la précédente, résulte de la répétition du chargement variable. Dans les graphiques ci-dessous (Figure 63 & Figure 64), on se rend compte que la première contribution peut s'avérer très grande puisqu'elle peut être jusqu'à 4.2 fois plus importante que la seconde.

[1/m]	G00	G03	G06	G10 (I)	G08	G09	G10 (II)
Δ Courbure (montée-1 ^{ère}) [A]	0.00053	0.00153	0.00044	0.00000	0.00040	0.00064	0.00029
Δ Courbure (1 ^{ère} -7000 ^{ème}) [B]	0.00023	0.00036	0.00031	0.00000	0.00047	0.00020	0.00020
[A]/[B]	2.3	4.2	1.4	0.0	0.9	3.1	1.5

Tableau 13 : Augmentations des courbures entre la montée en charge, la 1^{ère} décharge et la 7000^{ème} décharge

Quant à l'augmentation totale de la courbure par rapport à la montée en charge, elle dépasse les 300 % pour les poutres G03 et G06. Les observations ci-dessus montrent que les charges variables, si elles provoquent la fissuration, ont des répercussions au niveau des déformations dès leur première apparition. L'accroissement qui suit, dans le cas où la charge maximale est à nouveau atteinte (entre le 1^{er} et le 7000^{ème} cycle), est inférieur voire égal à l'accroissement obtenu après la 1^{ère} décharge. Pour un pont cela met en évidence le rôle que peut jouer

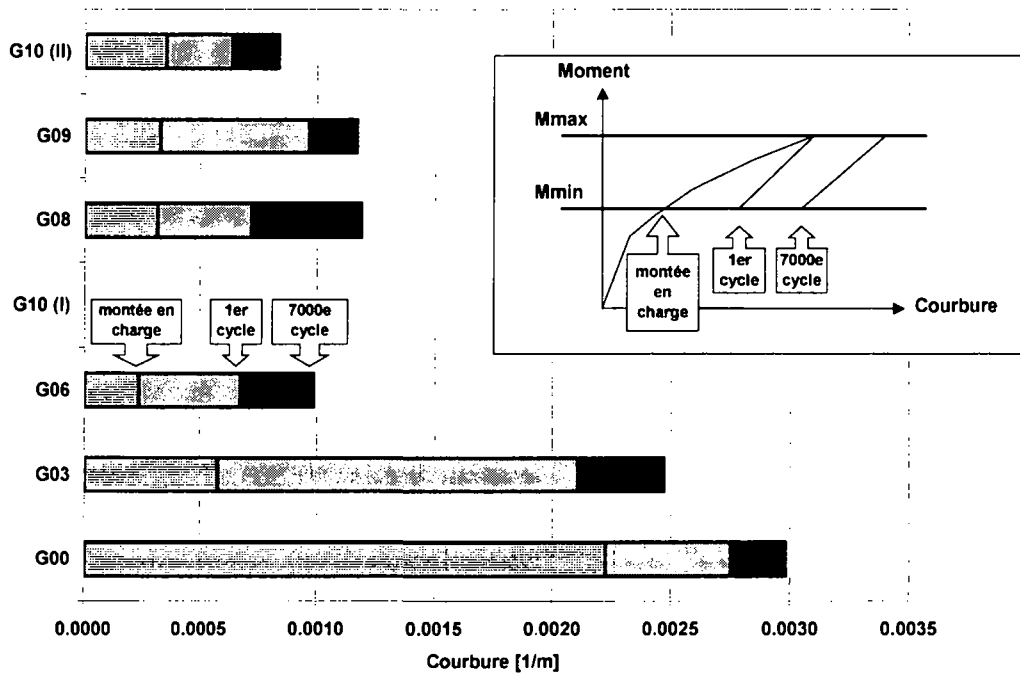


Figure 63 : Courbure sous charge minimale lors de la montée en charge, après la 1^{ère} décharge et après la 7000^{ème} décharge

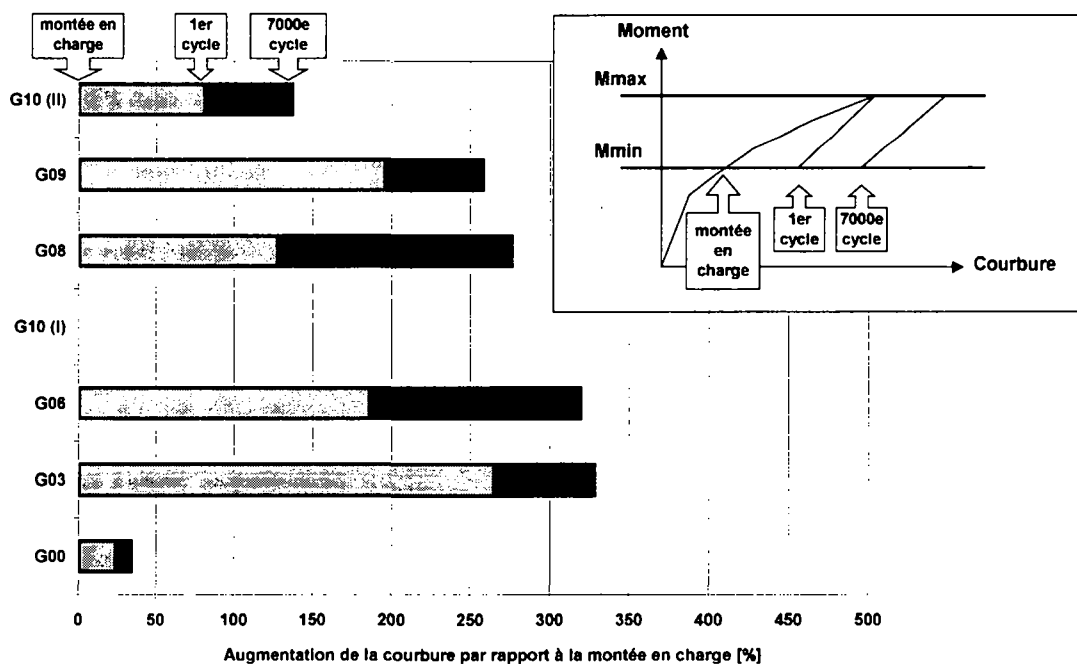


Figure 64 : Augmentation de la courbure sous charge minimale par rapport à la montée en charge après la 1^{ère} décharge et après la 7000^{ème} décharge

une configuration de chargement extrême comme un convoi exceptionnel ou un gradient de température élevé, plus encore que la répétition un grand nombre de fois d'une charge de niveau inférieur. On retrouve là, à l'échelle structurelle, le même type de considérations qui ont été faites précédemment sur l'histoire de chargement à une échelle inférieure. Sous charges permanentes, la structure se souvient de sa charge extrême et c'est même elle seule qui dicte l'état de déformation à l'état permanent.

- L'action des cycles se traduit par une inclinaison progressive des branches de décharge-recharge.
- La loi moment-courbure du Code Modèle CEB-FIP 90 prédit correctement le comportement des poutres sauf dans la région sensible proche du moment de fissuration où le comportement réel s'est avéré plus rigide. Cela s'explique par le fait que la loi du CM 90 est une courbe enveloppe qui tient compte de la présence d'une préfissuration. Une comparaison avec la loi moment-courbure de l'ACI, nous a montré que cette dernière est plus rigide dans cette région que la loi du Code Modèle. Le comportement des poutres G06, G08, G09 et G10(II) se trouve entre la prédiction CEB et celle de l'ACI. Nous avons déjà expliqué la sensibilité de cette région qui est fortement dépendante de la quantité d'armature passive. Il faut cependant ajouter que la dispersion de la valeur de la résistance à la traction le long de l'élément fléchi est un autre facteur qui rend la prédiction délicate dans cette région. Donc d'après nos essais il apparaît que la loi du Code Modèle est plus souple que les poutres testées dans la région proche du moment de fissuration.
- L'observation majeure du point de vue de la généralisation de la loi moment-courbure réside dans le fait que pour toutes les poutres, il existe un point pivot (point A) qui se trouve sur la droite du stade I vers lequel convergent les branches de décharge de tous les cycles. La position du point A a été déterminée en prolongeant la branche de décharge mesurée entre M_{max} et M_{min} , selon le schéma ci dessous (figure 65).
- La constatation ci-dessus est très précieuse car cela signifie que l'action des cycles revient à incliner la branche de décharge. Comme le point A est fixe, il suffit donc de connaître les coordonnées du point A et le point maximum atteint lors de la montée en charge pour décrire le phénomène. Anticipons que notre proposition de modification de la loi moment-courbure est basée sur cette observation.
- La position du point A dépend de l'état de sollicitation et de déformation de la section, ainsi que des caractéristiques de cette dernière (géométrie, taille, pourcentage d'armature). La comparaison des divers graphiques semble indiquer que le facteur le plus influant soit le niveau de sollicitation maximum atteint avant la décharge. Plus le niveau est élevé, plus le point A est bas.

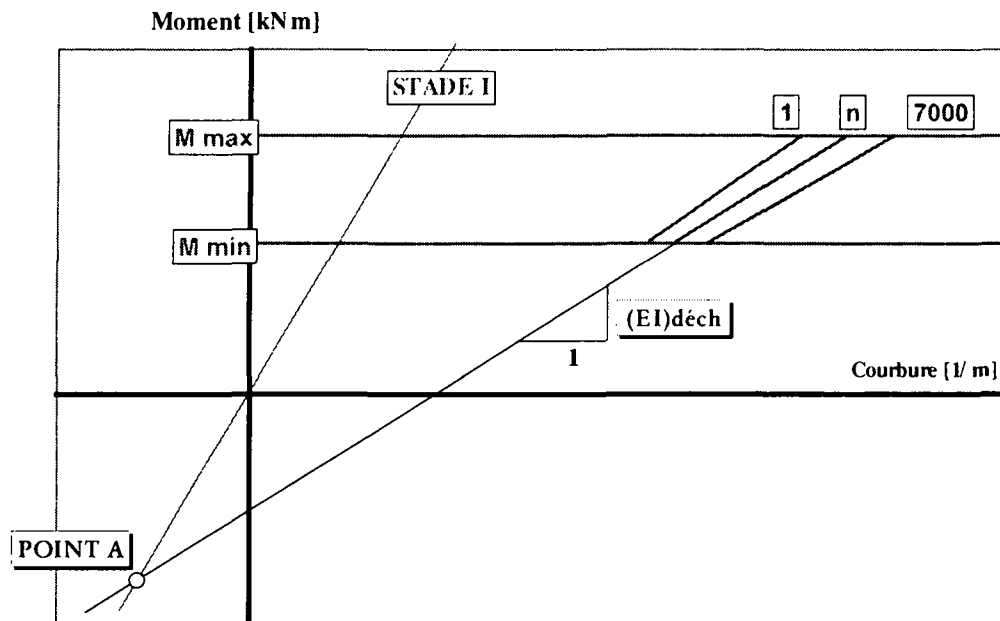


figure 65: principe de détermination du point A sur la base des essais et définition de la pente de décharge $EI_{\text{déch}}$

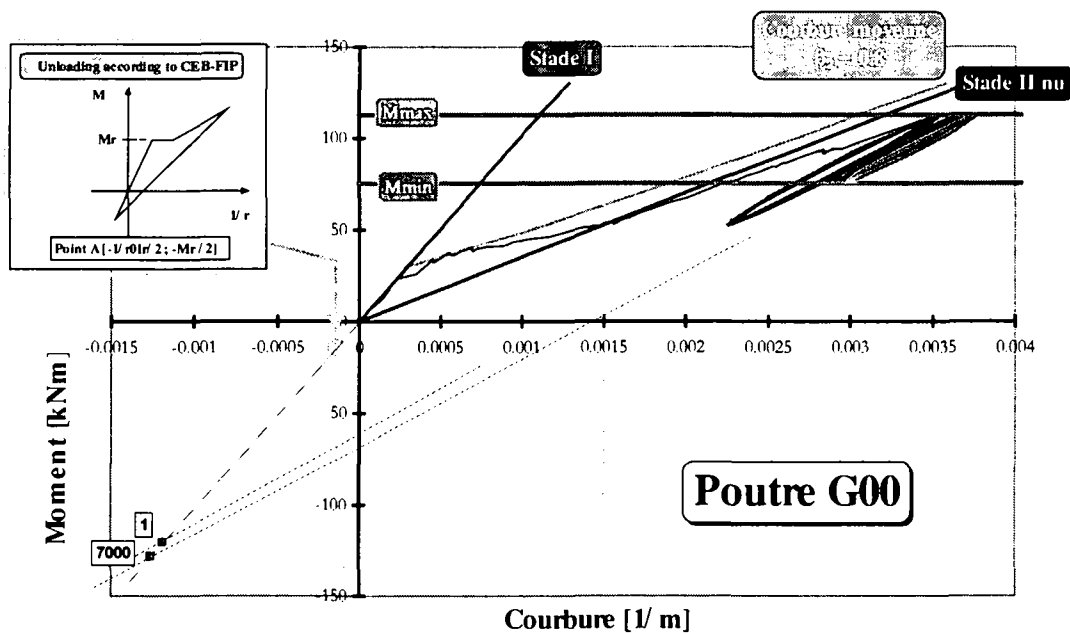


figure 66: loi moment-courbure avec cycles de décharge-recharge - Poutre G00

- Pour la poutre en béton armé (G00) les premiers cycles n'ont pas été effectués au bon niveau de charge minimum. Cependant cela n'a eu aucune incidence au niveau de la position du point A. Le seul inconvénient est que ne disposant pas de la valeur de la courbure initiale sous charge minimale, celle-ci a dû être extrapolée. Ce qu'il est intéressant de relever ici est la comparaison entre la position du point A tel que prédit dans le Code Modèle CEB-FIP 90 et celle déduite des cycles mesurés. La prédiction actuelle est hautement insatisfaisante. Cela pourrait tenir au fait que la position du point A telle que définie dans le Code Modèle CEB-FIP 90 ait peut être été basée sur des essais dont le niveau de charge maximum était relativement bas. Sur ce graphique il convient également de noter que la prédiction de la courbure moyenne est plus rigide que la courbure mesurée. L'erreur provient vraisemblablement de la valeur du module d'élasticité qui en réalité devait être plus faible.

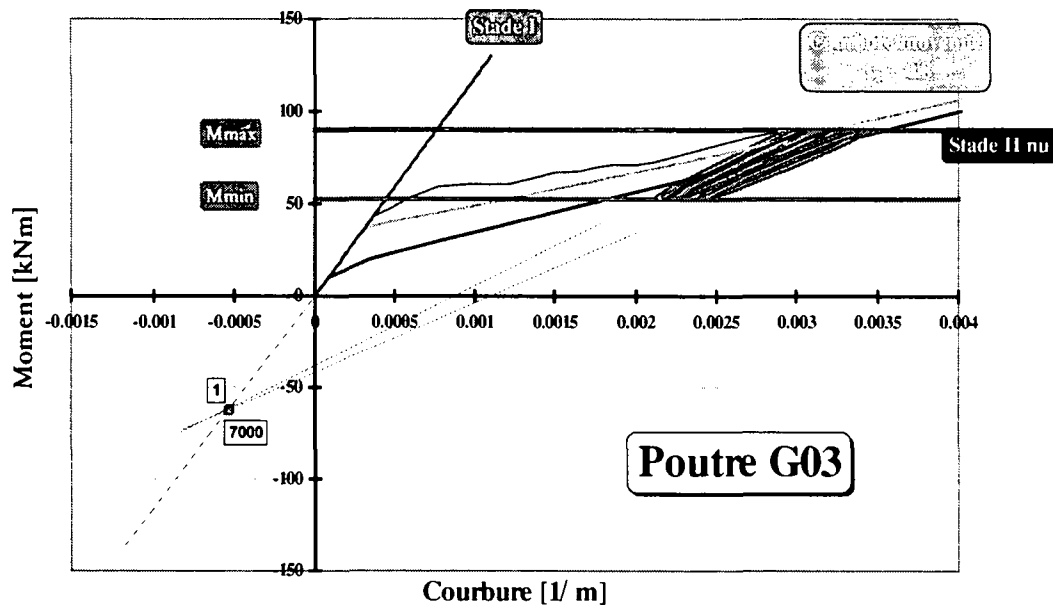


figure 67: loi moment-courbure avec cycles de décharge-recharge – Poutre G03

- En ce qui concerne la poutre G10 testée en condition "approche I", les cycles n'engendrent aucune augmentation de courbure et le comportement demeure bien élastique linéaire comme attendu.

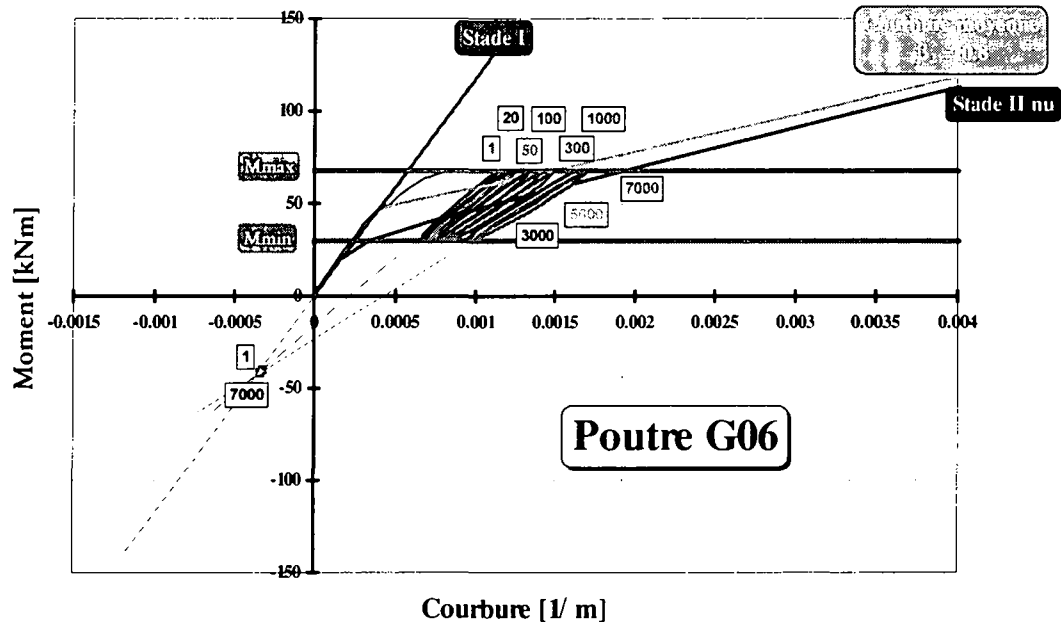


figure 68: loi moment-courbure avec cycles de décharge-recharge – Poutre G06

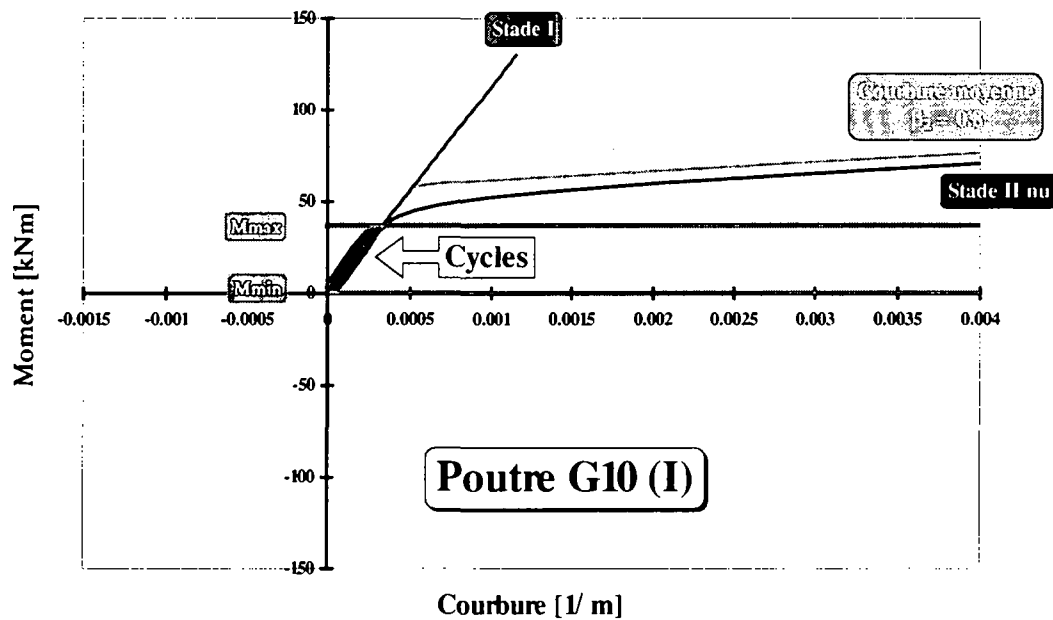


figure 69: loi moment-courbure avec cycles de décharge-recharge – Poutre G10 (I)

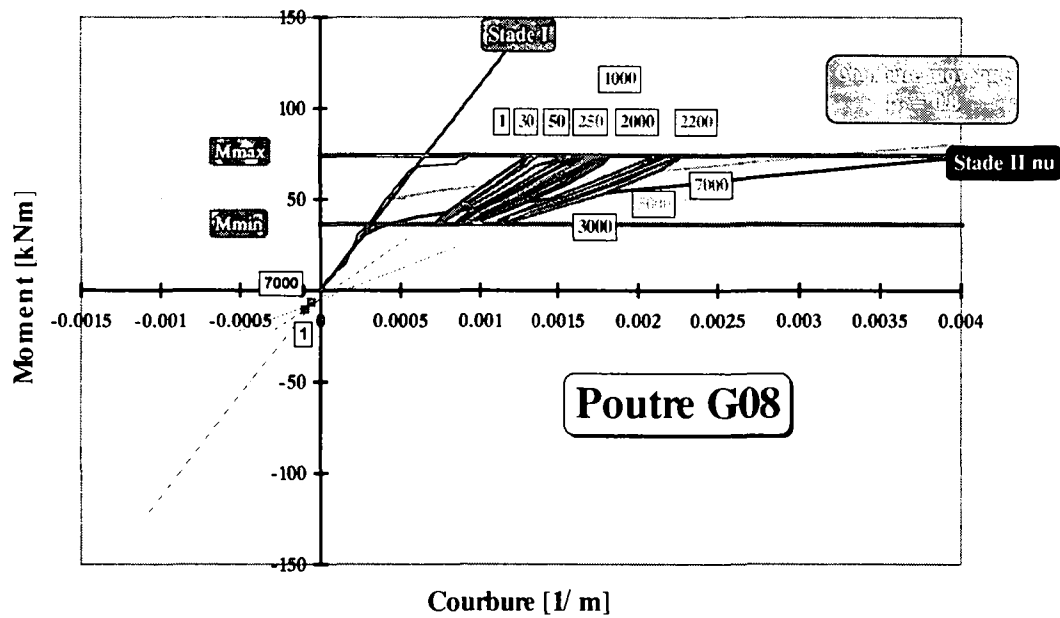


figure 70: loi moment-courbure avec cycles de décharge-recharge - Poutre G08

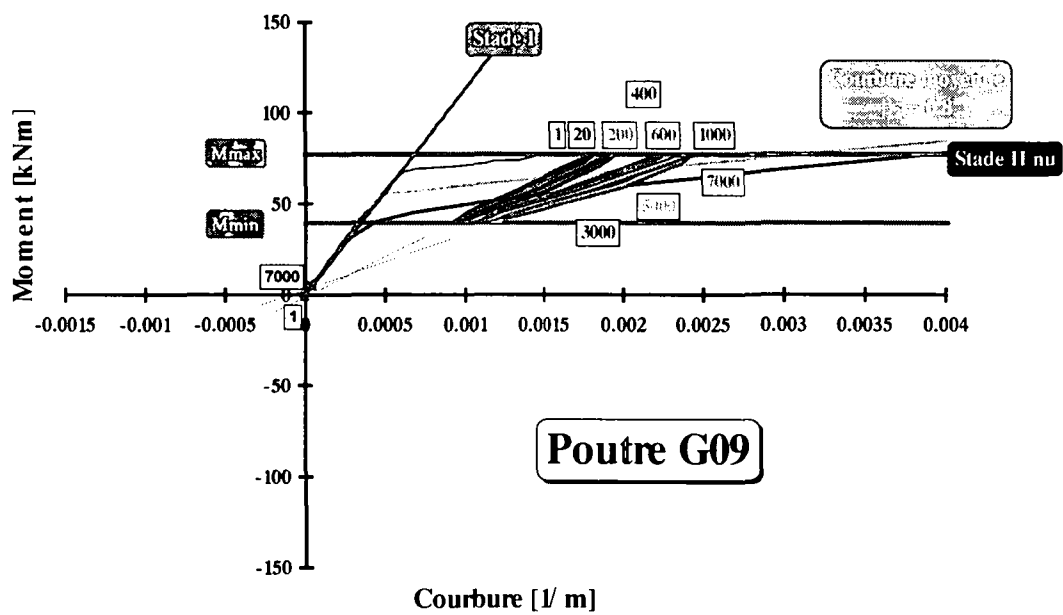


figure 71: loi moment-courbure avec cycles de décharge-recharge - Poutre G09

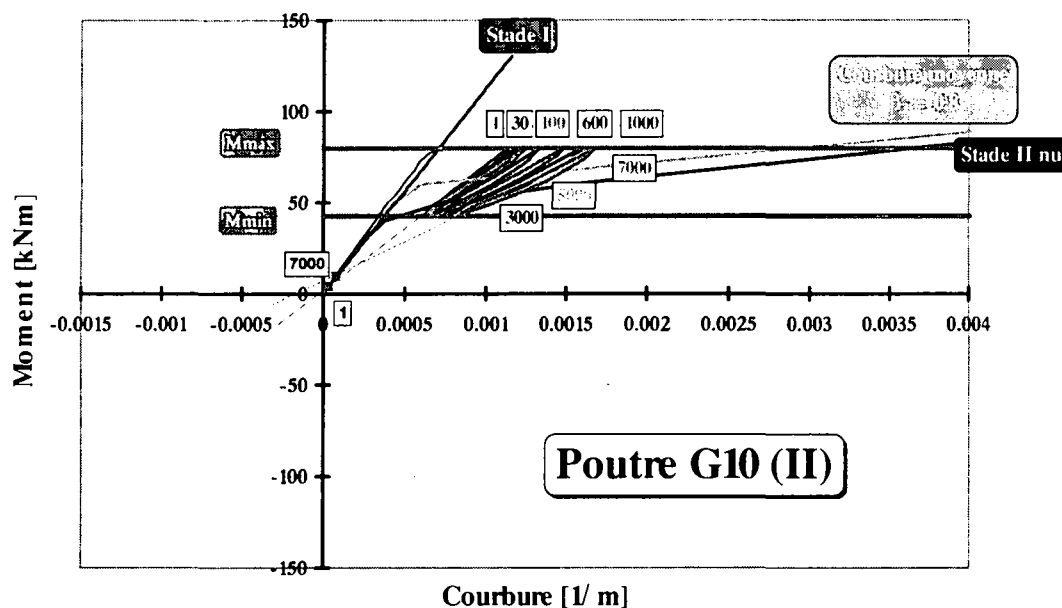


figure 72: loi moment-courbure avec cycles de décharge-recharge – Poutre G10 (II)

En ne représentant que le 1^{er} et le 7000^{ème} cycle de chaque essais et en les regroupant tous sur deux graphiques (un par approche), on obtient la figure 73 :

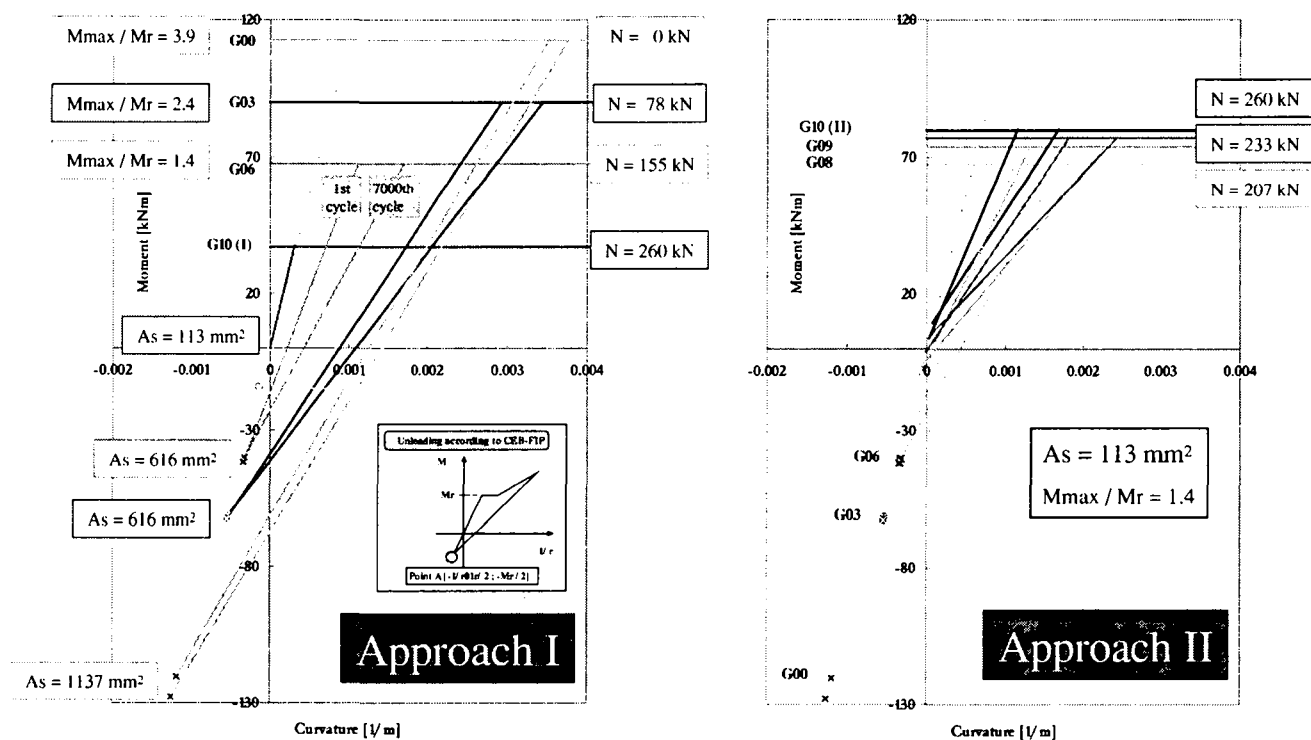


figure 73: loi moment-courbure avec le 1^{er} et 7000^e cycle de décharge pour toutes les poutres

Sur cette figure sont également représentés les paramètres principaux que sont la quantité d'armature passive, de précontrainte, respectivement d'effort normal, ainsi que le niveau de sollicitation M_{max}/M_r . On a également rappelé la prédiction de la position du point A pour le béton armé selon le Code Modèle CEB-FIP 90.

Il est intéressant de constater qu'à niveau de chargement égal, la quantité de précontrainte a une faible influence sur la position du point A (Approche II), ce qui n'est pas le cas de la quantité d'armature passive (G06 avec Approche II).

Si la quantité d'armature passive est augmentée, la courbure au moment d'initier la décharge sera plus petite, par contre la décharge sera plus rigide.

La précontrainte semble avoir surtout un effet en tant que compensation des charges verticales grâce à sa répercussion sur le niveau de sollicitation.

3.5.4. Enseignements principaux des essais

Rappelons ci-dessous les enseignements principaux tirés de nos essais, sur lesquels est basé le reste de la démarche, notamment le modèle numérique.

- L'influence de la présence d'une précontrainte est doublement favorable au niveau des valeurs globales des déformations. La précontrainte soulage la structure d'une part des charges permanentes verticales et elle induit une compression. Cette dernière augmente le moment de fissuration et modifie favorablement l'état de contrainte dans la section en réduisant, voire supprimant, la zone tendue.
- L'action des charges variables, si elle fissure la structure, engendre une augmentation des déformations sous charges permanentes dès le premier cycle. La répétition de la même charge variable se traduit par un accroissement de la courbure sous charge permanente, qui reste inférieur à celui observé lors du premier cycle. Le rôle de la charge maximale historiquement atteinte et, le cas échéant, approchée à nouveau est donc prépondérant.
- Sur un diagramme moment-courbure, l'action des charges variables se traduit par une branche de décharge. Si prolongée, la branche de décharge croise la droite du stade I. L'intersection est définie comme étant le point A. La répétition de la charge variable ne fait qu'incliner les branches de décharge qui convergent toutes vers le point A.
- Ainsi en connaissant la déformation sous charge maximale et la position du point de décharge (point A), la déformation sous charge permanente avec prise en compte de la contribution des actions variables est connue.
- La quantité de précontrainte en fixant le niveau de sollicitation (M_{max}/M_r), conditionne également l'état de fissuration de la poutre et par conséquent l'augmentation des déformations sous répétition cyclique de la charge variable maximale. Dans nos essais un niveau de sollicitation de 2.5 ou plus correspond à un état de fissuration stabilisée et s'est traduit par des augmentations des courbures inférieures à 20%. Par contre en stade de formation des fissures, l'augmentation des courbures est potentiellement plus élevée par l'apparition de nouvelles fissures sous répétition de la charge maximale. Lors de nos essais l'augmentation de la courbure a

même dépassé les 60%. L'augmentation des courbures est gouvernée par la quantité d'armature passive. La plus mauvaise combinaison est obtenue lorsque la charge variable sollicite la structure à un niveau correspondant à l'état de formation des fissures dans une section peu armée.

- En conclusion l'action de la précontrainte est importante car elle recule l'avènement de la fissuration par son action de balancement des charges verticales et l'introduction d'un effort normal de compression. Par contre dès que la fissuration est atteinte c'est la quantité d'armature passive qui gouverne l'augmentation des déformations. On rappelle que les câbles de précontrainte n'étaient pas injectés et n'ont, de ce fait, joué aucun rôle du point de vue de la fissuration.

3.6. Comparaisons avec d'autres essais

3.6.1. Loo & Wong

Cinq poutres caisson carrées de 305 mm de côté et de 4.85 m de long, différemment précontraintes, ont été soumises à un chargement de 100'000 cycles d'une fréquence de 2 Hz [185]. La charge ultime théorique des 5 poutres est identique. Afin de tirer des parallèles avec l'approche I de nos essais, tous les résultats sont présentés selon le même formalisme (figure 74). Il est intéressant de constater que globalement on retrouve les mêmes tendances mises en évidence par nos essais. En effet on retrouve l'allure en forme de "S" lorsque les flèches sont présentées en fonction de β et l'augmentation relative en fonction de β est également une courbe en forme de cloche (figure 61). Le sommet de la courbe s'observe ici pour une valeur de β inférieure. La raison tient probablement au fait que pour la même valeur nominale de β , le rapport entre la charge maximale et le moment de fissuration n'est pas le même. Grosso modo, notre poutre G06 correspond ici à un β de 0.40. Or le maximum des augmentations est observé pour une valeur de $\beta = 0.35$. L'augmentation des flèches en fonction des cycles est également proche d'une droite dans une représentation logarithmique.

Ici les flèches ont été enregistrées lorsque le chargement cyclique était à son niveau minimum et maximum. Cependant contrairement à nos essais, les augmentations des flèches ont été uniquement mesurées sous chargement minimal, les cycles n'engendrant pas d'accroissement. On remarque sur le graphe "force - flèche" à la figure 75 que l'effet des cycles se traduit par une translation de la branche de décharge dont la pente ne varie pas. Ce comportement a été observé pour toutes les poutres testées quels que soit leur degré de précontrainte et leur quantité d'armature passive. Pour mémoire on rappellera que lors de nos essais nous avons au contraire observé que la décharge se produisait selon une branche de décharge passant par un point pivot.

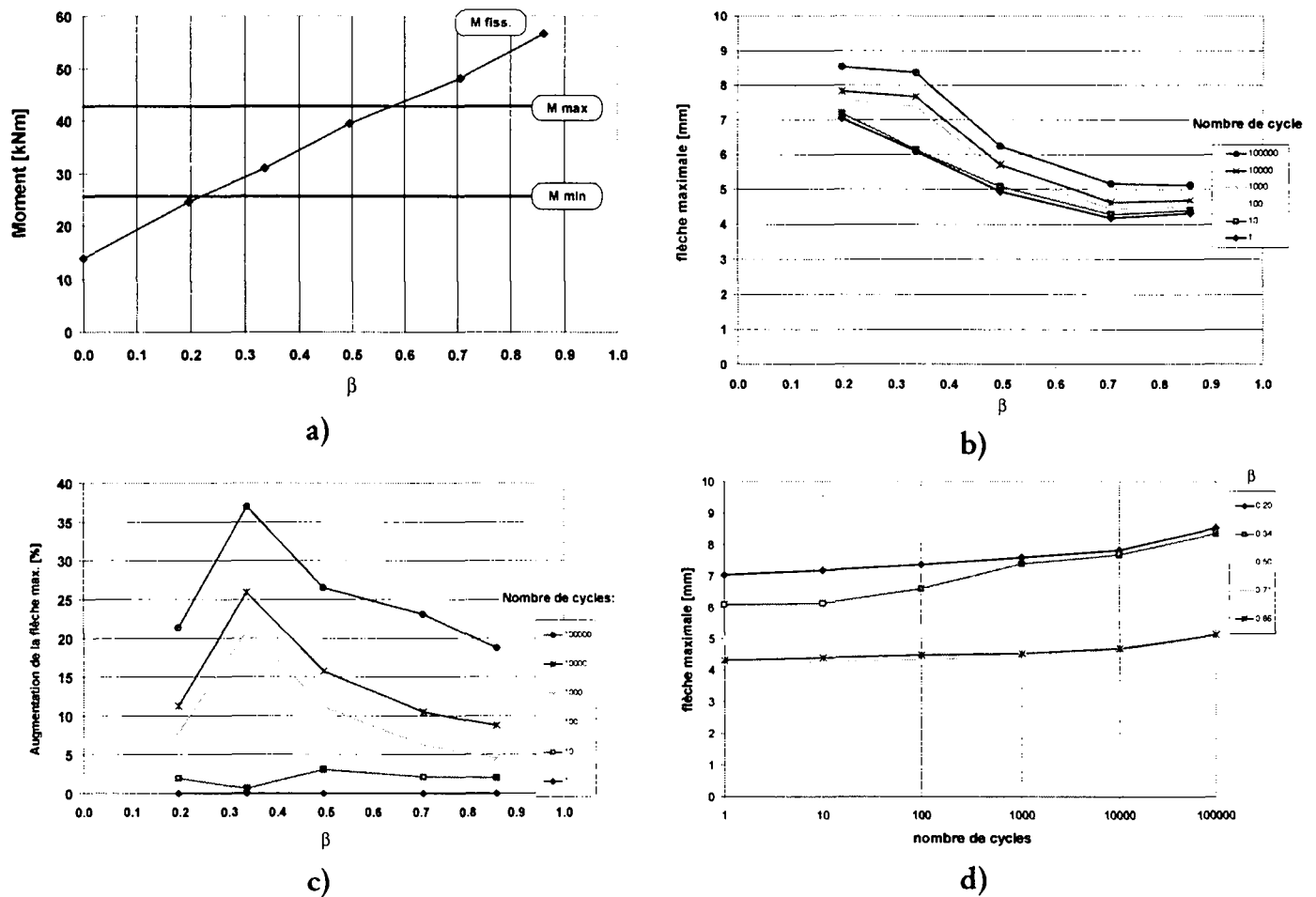


figure 74: a) moment en fonction de β b) flèches maximales mesurées en fonction de β c) augmentation de la flèche max. en fonction de β d) flèche max. en fonction du nombre de cycle – échelle logarithmique

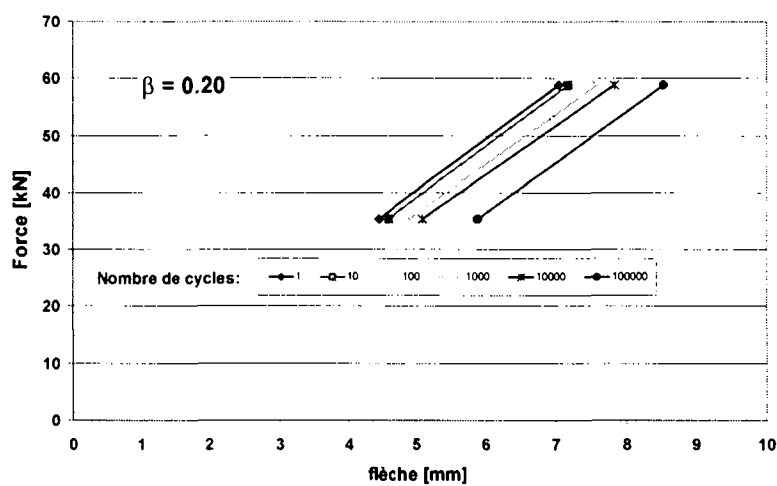


figure 75: branches de décharge en fonction des cycles pour $\beta=0.2$

3.6.2. Harajli et Naaman

Harajli et Naaman [144] ont procédé à des tests sur deux séries de 12 poutres partiellement précontraintes longues de 3.05 m (10 ft) avec une section rectangulaire de 114 mm (4.5 in) par 229 mm (9 in) (figure 76). Ils ont varié la quantité d'armature passive, le nombre de torons utilisés pour mettre la poutre en précontrainte. Chaque poutre a été construite en deux exemplaires. Le premier a servi à un test de rupture monotone, alors que le second a été soumis à un chargement cyclique de type sinusoïdal. Ce dernier était contenu entre deux valeurs limites constantes durant 5 millions de cycles, appliqués avec une fréquence comprise entre 6 et 7 Hz (fatigue). La valeur maximale et minimale des cycles correspondait respectivement à 60 % et 40 % de la charge ultime obtenue lors de l'essai de la poutre jumelle.

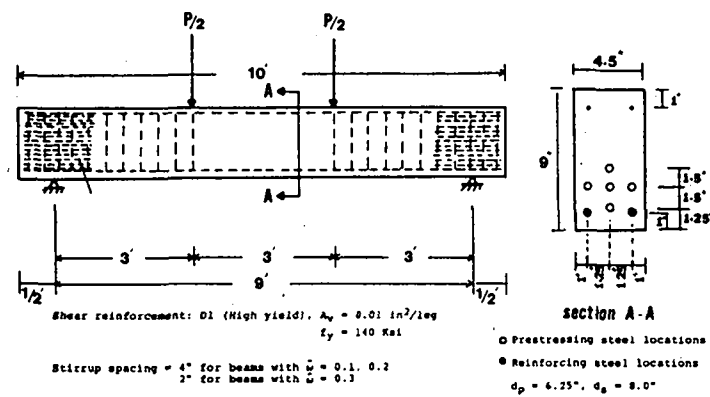


figure 76: dimensions et système statique des poutres essayées [144]

Trois diagrammes "force - flèche" mesurés sont donnés à la figure 77, correspondant chacun à une poutre en béton armé, en béton précontraint sans armature passive et un cas intermédiaire. Les trois diagrammes sont présentés comme représentatifs pour chacun des trois cas décrits. On constate que la pente de la décharge varie avec une plus grande célérité en fonction des cycles si l'armature passive est diminuée et la précontrainte augmentée. Il apparaît que pour les cas des poutres précontraintes avec et sans armature passive, les branches de décharge s'inclinent autour d'un point pivot tel qu'observé lors de nos essais. L'accroissement des flèches dû aux cycles est d'autant plus prononcé que l'armature passive est réduite et l'effort normal accru. Ces essais nous montrent également qu'après 100'000 cycles les branches de décharge restent pratiquement parallèles quelle que soit la quantité d'armature passive et l'intensité de l'effort normal. Les résultats de Harajli et Naaman tendraient ainsi à confirmer ceux obtenus par Wong et Loo qui s'ils avaient appliqué plus de cycles auraient peut-être observé une inclinaison des branches de décharges.

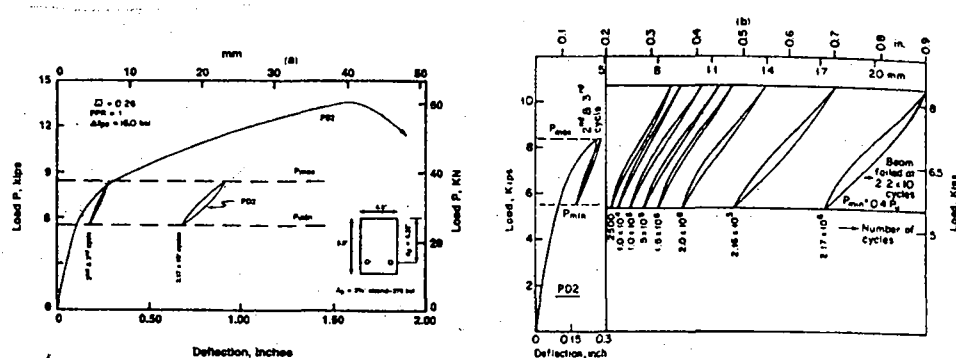


FIG. 4.—Typical Load-Deflection Curves for Fully Prestressed Beams: (a) Static; (b) Cyclic

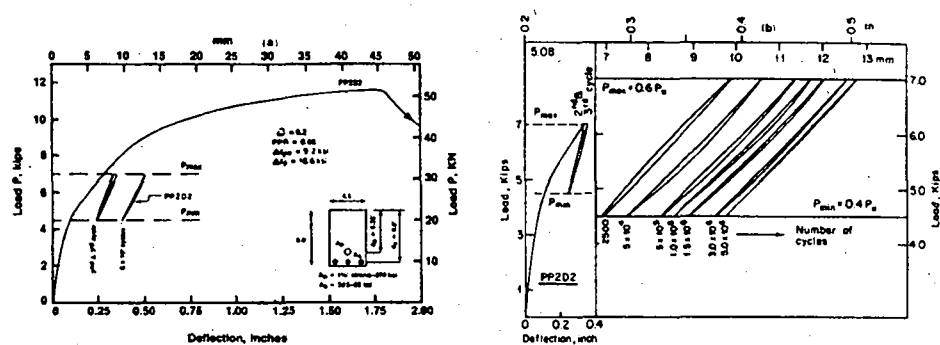


FIG. 5.—Typical Load-Deflection Curves for Partially Prestressed Beams: (a) Static; (b) Cyclic

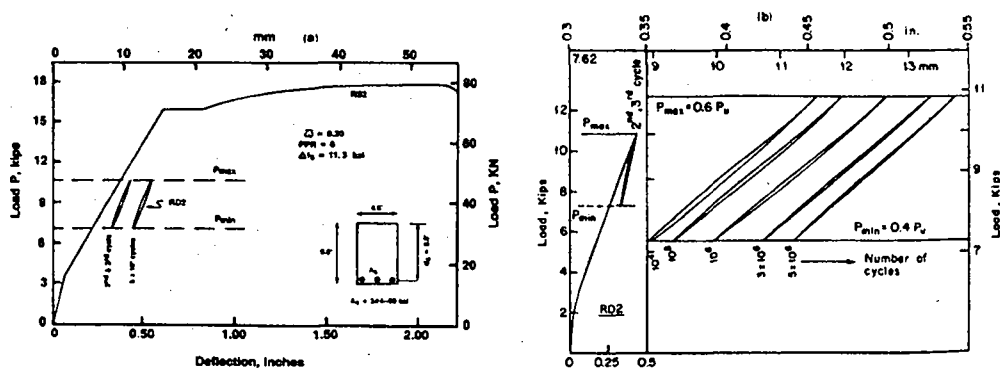


figure 77: diagrammes charge - déformations typiques d'une poutre en précontrainte totale / en précontrainte partielle / en béton armé [144]

Il est délicat de pousser plus avant la comparaison entre ces trois cas, car les seuls paramètres qui varient ne sont pas simplement la quantité d'armature passive et l'effort

normal. Le niveau de sollicitation change également indirectement. La poutre en béton armé est sollicitée à des niveaux plus élevés (par rapport à son moment de fissuration) que la poutre partiellement précontrainte, qui elle-même est moins sollicitée que la poutre sans armature passive. La configuration de la fissuration n'est, de ce fait, pas la même. La poutre en béton armé est clairement sollicitée en phase de fissuration stabilisée, alors que les autres le sont probablement en phase de formation des fissures. Ces considérations rejoignent celles qui ont été formulées pour nos essais dans le cas de l'approche I, à la différence qu'ici la résistance ultime des trois cas présentés n'est pas la même. Retenons cependant que ces essais semblent confirmer à la fois la tendance observée par nos essais (point pivot) et ceux de Wong et Loo (décharge parallèle après 100'000 cycles) qui pouvaient sembler en opposition dans un premier temps.

Nous terminerons la description de ce travail expérimental en mentionnant que ces essais apportent une nouvelle fois la preuve que les flèches et les ouvertures de fissures augmentent avec les cycles. Comme déjà vu précédemment, la variation est ici aussi proportionnelle au nombre de cycles dans un graphique avec une échelle logarithmique.

3.6.3. Endommagement plus grand avec cycles lents

Nous venons de voir qu'un chargement cyclique de haute fréquence, si appliqué suffisamment longtemps, semble reproduire un comportement analogue à celui observé sous fréquence lente. Ainsi un chargement plus lent se traduirait par un endommagement plus grand. Cela concorde avec des observations faites sur l'influence de la fréquence et de la vitesse de chargement que nous avons présenté plus haut (voir l'état des connaissances).

« Things should be made as simple as possible, but not any simpler. »
Albert Einstein

4. Modèle numérique et proposition d'une loi moment-courbure avec décharge

4.1. Modèles de calculs

La courbure moyenne d'une section fléchie se situe entre les deux cas extrêmes bien connus du stade I et du stade II-nu (figure 78). Le premier est caractérisé par un état élastique linéaire, c'est à dire qu'à un accroissement donné de la sollicitation correspond un accroissement proportionnel de la déformation. Le second correspond à l'état de déformation de la section en stade fissuré dans lequel la résistance à la traction du béton est négligée. La courbure moyenne, ainsi que l'évolution de la courbure locale le long d'un tronçon d'une poutre fléchie sont représentées schématiquement ci-dessous.

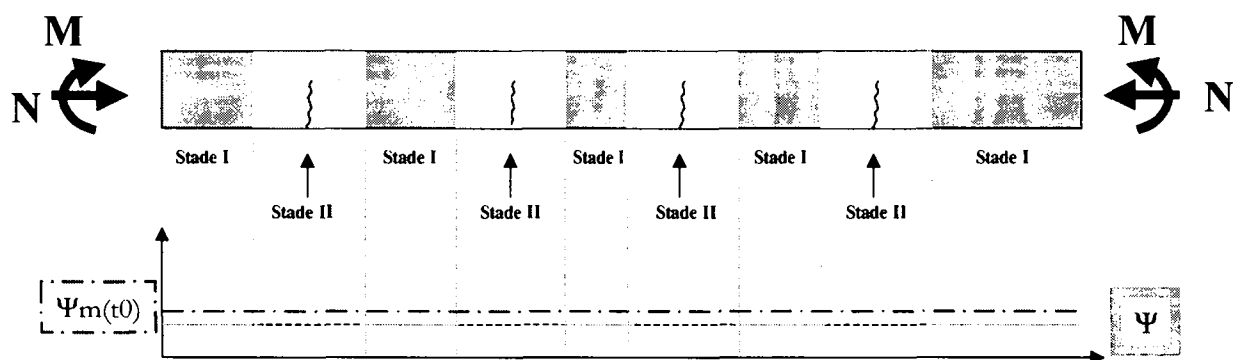


figure 78: évolution de la courbure le long d'une poutre comprimée et fléchie

La courbure réelle se situe entre les deux états précités parce que le béton tendu entre les fissures rigidifie le tronçon. Ce phénomène est connu sous le nom de "stiffening". La liaison entre l'acier et le béton permet de mobiliser le béton tendu par transmission progressive de l'effort de traction de la barre, au droit de la fissure, vers le béton à mesure que l'on s'éloigne de la fissure. Si les fissures sont suffisamment espacées, en continuant à s'éloigner de la fissure le long de la barre, on rencontrera une section dans laquelle la liaison entre le béton et l'acier est inaltérée. La distance entre la fissure et cette section s'appelle longueur de transmission l_t .

Ce cas de figure se rencontre dans la phase de formation des fissures, caractérisée par l'apparition de nouvelles fissures à mesure que la charge est augmentée. Le nombre de

fissures pouvant apparaître sur un tronçon est limité par l'incapacité de transmettre un effort de traction suffisant au béton. Lorsque le nombre de fissures n'augmente plus, c'est le début de la phase de fissuration stabilisée.

Une augmentation de la charge ne fait qu'ouvrir ultérieurement les fissures et entamer les qualités d'adhérence entre l'acier et le béton. L'espacement moyen entre les fissures est dénommé s_{rm} .

Il existe des lois et des relations qui permettent d'évaluer la courbure moyenne d'une section en fonction des efforts, de la quantité d'armature, de la géométrie et des propriétés des deux matériaux béton et acier. Ce sont des méthodes globales qui sont basées sur des résultats expérimentaux (loi moment-courbure du Code Modèle 90, de l'ACI). Dans ce qui suit nous allons présenter un modèle physique de tronçon qui est capable de reconstituer la courbure moyenne en tenant compte de la liaison acier - béton, modélisée par une loi d'adhérence, et de la transmission de l'effort dans une ouverture faiblement ouverte (softening), le tout sous chargement cyclique. Le modèle a été programmé avec le langage de programmation FORTRAN 90 et il constitue un des modules du programme ALPHAFLEX.

Cette entreprise a été rendue possible par l'existence préalable d'un moteur de calcul de sections fléchies qui sont discrétisées en tranches (le programme Alphaflex créé par Rossier dans le cadre de sa thèse de doctorat [238]) et a été inspirée par le travail analogue qui avait été effectué par Laurencet [178] sur de grands éléments tendus, également dans le cadre de son travail de thèse. Quelques 2000 lignes de code ont été ajoutées à la version d'Alphaflex qui en compte environ 5000 actuellement. Par ailleurs, le recours à Alphaflex s'est avéré très intéressant aussi en ce qui concerne la gestion des études paramétriques. Rossier a en effet conçu le fichier de données de telle sorte qu'il suffit de donner dans un seul fichier toutes les valeurs d'un ou de plusieurs paramètres variables. Ensuite Alphaflex se charge de générer seul toutes les combinaisons possibles et de les calculer. Finalement le dépouillement est simplifié par l'enregistrement automatique des résultats de tous les calculs dans un seul fichier.

4.1.1. Principes du modèle

Le principe du modèle consiste à calculer un tronçon d'une poutre soumise à un effort normal et un moment constants. Le tronçon est limité à une portion de la poutre autour d'une seule fissure. La courbure moyenne est ensuite extrapolée en admettant une disposition symétrique des fissures, ce qui revient à faire l'hypothèse de l'apparition simultanée des fissures.

Quant au principe de calcul du modèle proprement dit, il consiste, dans un premier temps, à définir la section au droit de la fissure en ayant recours aux lois constitutives, à la

compatibilité et à l'équilibre. Ensuite en appliquant l'équilibre longitudinal, la compatibilité longitudinale et la loi d'adhérence le long de la barre, on trouve le glissement au droit de la section suivante, ce qui fixe l'état de déformations relatif entre la barre et le béton en cet endroit. La nouvelle section est ensuite calculée afin de respecter l'équilibre, la comptabilité et les lois constitutives choisies (figure 79). Le processus est ainsi répété de section en section jusqu'à atteindre l'adhérence totale entre l'acier et le béton. La longueur de transmission n'est pas fixée, mais est recherchée automatiquement jusqu'à ce que la condition de bord soit satisfaite.

C'est un modèle aux différences finies, c'est-à-dire que la longueur totale est divisée en éléments de longueur de distance finie Δx . La solution exacte du problème s'obtient lorsque la distance Δx tends vers zéro. Concrètement cela revient à choisir une petite valeur pour Δx . Si cette dernière est suffisamment petite vis-à-vis de la longueur totale, alors la solution approchée peut être considérée comme la solution exacte.

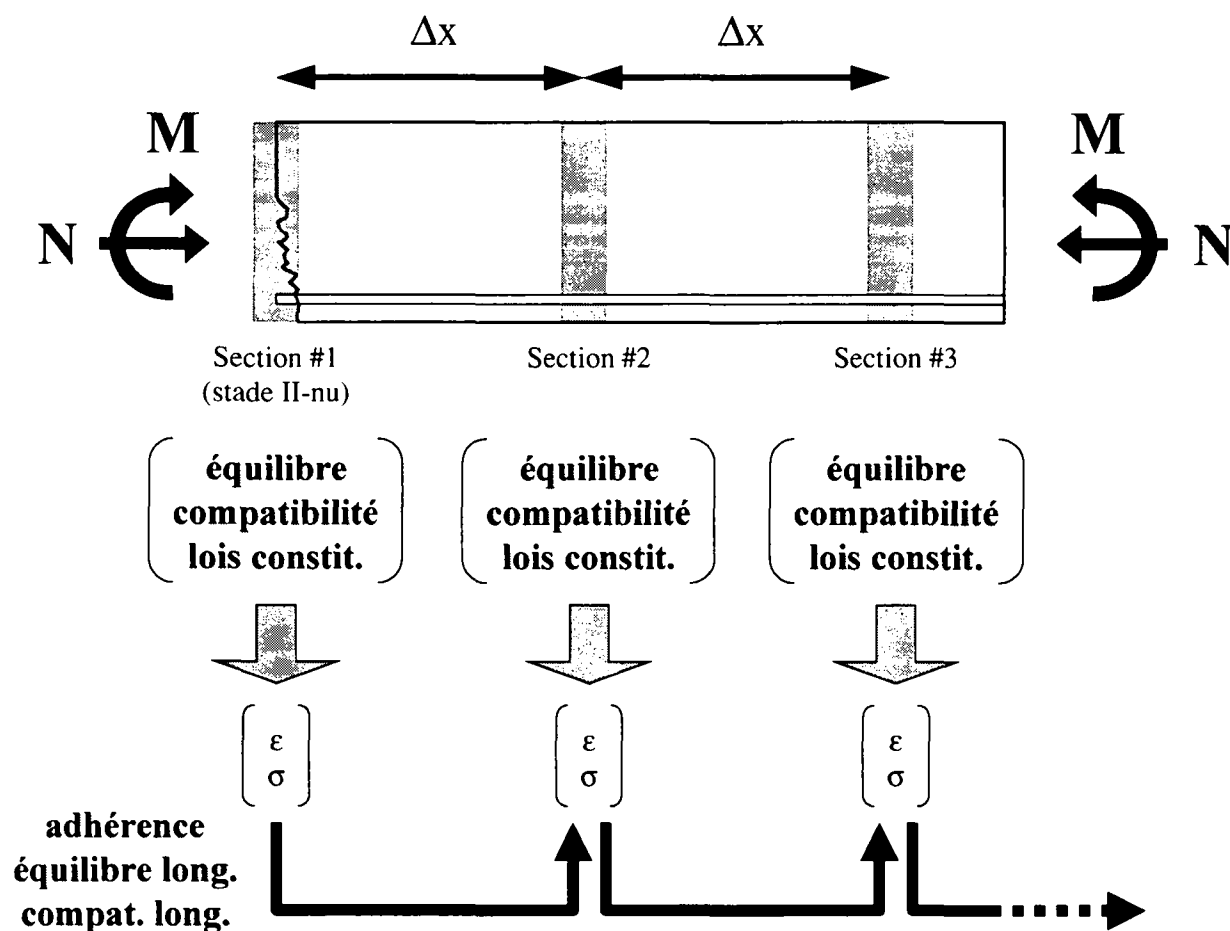


figure 79: principe de fonctionnement du modèle

4.1.2. Traction pure (Laurencet)

Laurencet a appliqué avec succès ce principe à des éléments tendus de grande taille, alors que les applications précédentes d'une telle modélisation n'avaient été effectuées que sur de petits éléments. L'originalité de son travail a été d'inclure la décharge de la loi l'adhérence, ainsi qu'une loi de softening avec décharge pour le béton tendu. La validité du modèle a été vérifiée grâce à des essais en laboratoire qui ont consisté à solliciter de manière cyclique des tirants avec des degrés de précontrainte variables [179].

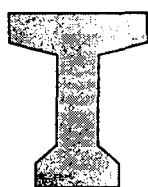
4.1.3. Flexion

Pour résoudre le cas de flexion, deux familles de solutions existent.

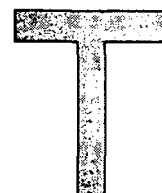
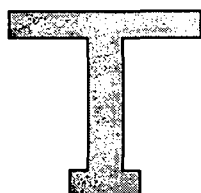
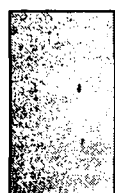
1. La première consiste à coupler deux modèles de tirant: un dans la zone de traction et un autre dans la zone comprimée [Tassios 260, Bazant 32]. La difficulté dans ce cas est de déterminer les hauteurs représentatives de la zone comprimée et tendue qui doivent être constantes, ce qui ne correspond pas à la réalité. De plus les sections planes restent planes dans un plan perpendiculaire à la barre et non dans un plan incliné comme c'est le cas en flexion. Enfin il est impossible d'introduire la « fracture process zone » (FPZ) au droit de la fissure. On rappelle que cette dernière est la zone de la fissure au sein de laquelle se transmet une contrainte de traction (voir état des connaissances).
2. La seconde consiste à modéliser un tronçon de poutre avec la totalité de la section. Bien que de formulation mathématique compliquée, une solution explicite du problème existe à condition d'admettre une section rectangulaire. Dans ce cas l'intégration des contraintes sur la hauteur de la section est grandement simplifiée par le fait que la largeur devient une constante [Creazza 84, Aitali 6, Giuriani 140]. Cependant si la section est divisée sur la hauteur en un empilement de sections rectangulaires de largeur différentes, d'autres formes peuvent être reproduites [Ferretti, Iori, Vallini 121, Giuriani 139, Cohn 78, Gambarova 128].

La solution adoptée dans Alphaflex appartient à la seconde famille et permet de calculer des sections non rectangulaires en empilant une grande quantité de petits rectangles (intégration par « couches » ou par « tranches »). La section de base est une section en "I" qui offre la possibilité de reproduire des sections telles que des "T" ou des caissons (figure 80). Cette option est possible car l'équilibre et la compatibilité sont satisfaits en procédant à un calcul itératif sur la hauteur de la section qui a été divisée en fines tranches (figure 81). C'est ce moteur de calcul itératif d'une section divisée en tranches qui avait déjà été développé par Rossier [238].

Forme générale :



Exemples :



etc...



figure 80: formes des sections gérées par Alphaflex

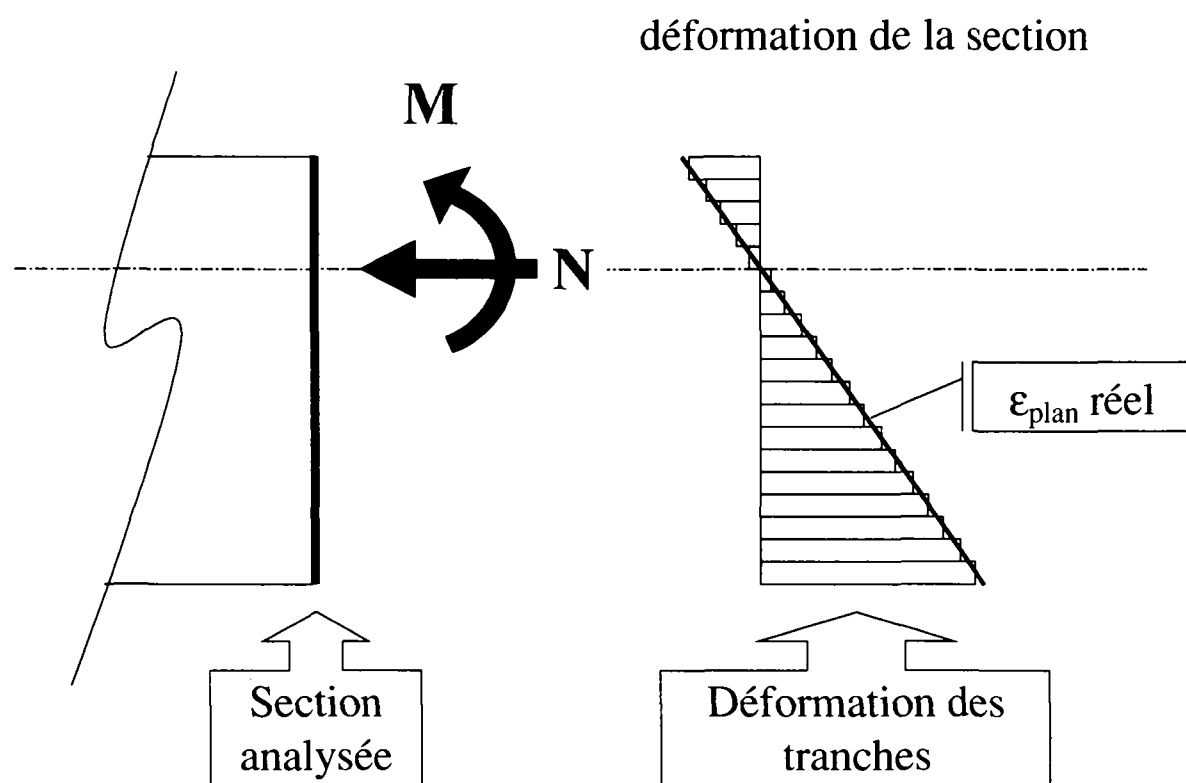


figure 81: division en tranches de la section

Alphaflex est le résultat de la combinaison du travail de Laurencet, qui avait la solution pour passer d'une section à une autre le long d'une barre, avec celui de Rossier dont le moteur de calcul itératif résolvait le calcul de chaque section.

En plus de la prise en compte de sections non rectangulaires, l'originalité d'Alphaflex est d'intégrer dans un calcul de tronçon comprimé et fléchi, la **décharge** du moment tant au niveau de l'**adhérence** qu'au niveau du **softening**. A cela vient s'ajouter la possibilité de faire calculer à Alphaflex le tronçon après un **chargement cyclique**.

4.1.4. Paramètres d'Alphaflex

Les données à fournir à Alphaflex sont les efforts, les dimensions géométriques de la section (béton et armature), les propriétés des matériaux, les paramètres de la loi d'adhérence et de la loi de softening si cette dernière a été spécifiée. Les résultats sont soit du type "scalaire", c'est-à-dire une seule valeur pour l'ensemble du tronçon, soit du type "vecteur", c'est-à-dire que la variation du résultat examiné est donnée en chaque section sur la totalité de la longueur du tronçon (figure 82).

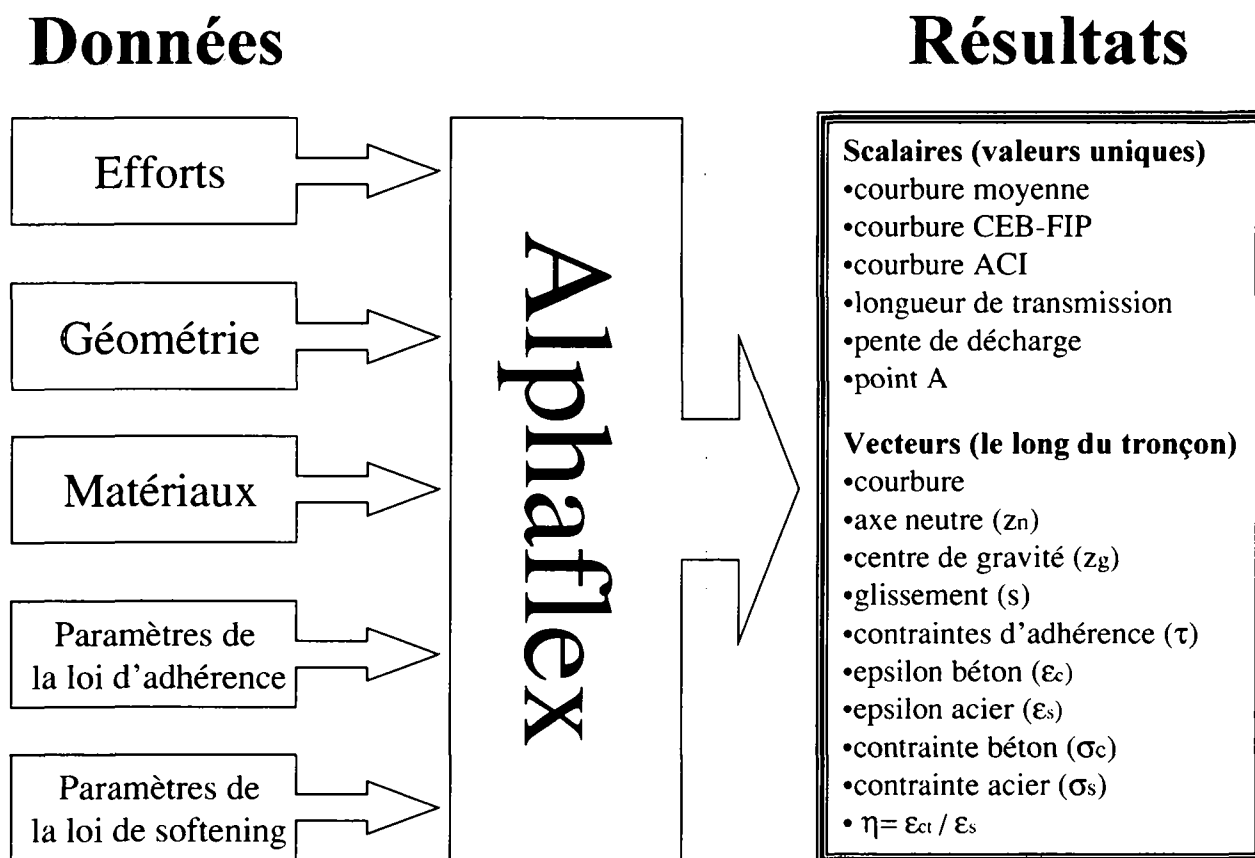


figure 82: données à fournir à Alphaflex et panoplie des résultats

4.1.5. Espacement des fissures

Le calcul de la courbure moyenne implique que le calcul du tronçon soit représentatif de la configuration moyenne. Pour cela Alphaflex calcule des tronçons moyens représentatifs en utilisant l'écartement moyen des fissures. En faisant l'hypothèse d'une apparition simultanée des fissures cela nous permet de traiter localement une fissure et d'en étendre par symétrie les résultats au tronçon. Si l'écartement moyen des fissures n'est pas spécifié par l'utilisateur, Alphaflex calcule automatiquement l'espacement moyen des fissures selon la formule de l'Eurocode en la bornant supérieurement à 1,5 fois la hauteur de la zone tendue. Cette borne supérieure se réfère au fait que l'espacement des fissures dans une section comprimée et fléchiée ne dépasse pas 1.5 fois la hauteur de la zone tendue h_t . Cette dernière est définie par la position de l'axe neutre au droit de la fissure (Figure 83).

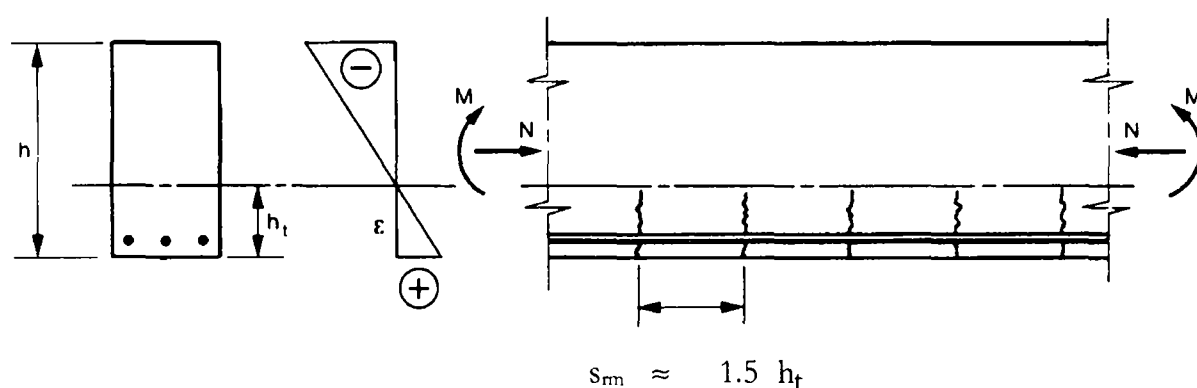


Figure 83 : espacement des fissures contrôlé par la hauteur de la zone tendue [TGC8]

4.1.6. Lois utilisées

Equilibre

L'équilibre de chaque section est vérifié par les deux équations classiques de l'équilibre des forces horizontales et flexionnelles.

Compatibilité – état de déformation

Une hypothèse à la base de toute la démarche est la loi de conservation des sections planes de Bernoulli. L'application de cette hypothèse au cas des sections en stade I et en stade II-nu est bien connue. En ce qui concerne une section intermédiaire dont le béton travaille en traction mais qui a glissé le long de la barre, nous avons admis l'état de déformation suivant (figure 84). Cet état de déformation a été adopté pour Alphaflex car les deux autres modèles de tronçons avec un principe de calcul comparable à Alphaflex sont basés sur cette même hypothèse [Ferretti, Iori, Vallini 121, Creazza 84].

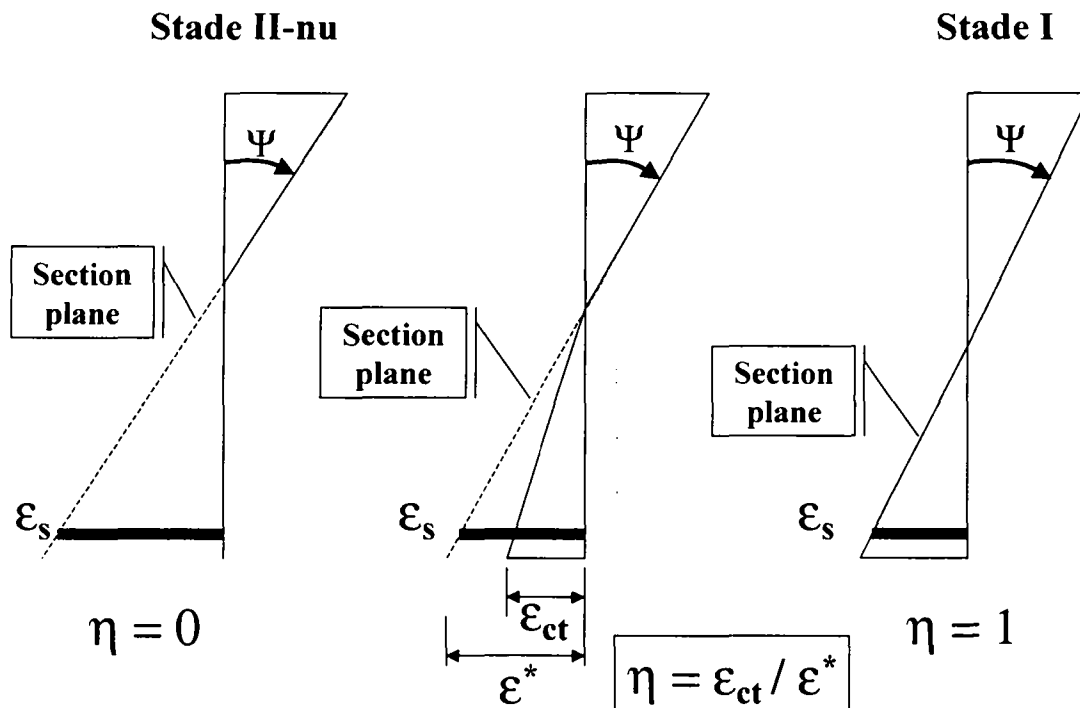


figure 84: états de déformation d'une section stade I, stade II-nu et intermédiaire

La section reste plane entre le béton comprimé et la barre d'armature. Le béton dans la partie tendue est également admis comme une section plane, mais en retrait par rapport à la section plane, car il y a eu un glissement relatif entre la barre et le béton. Un tel état de déformation permet de transiter graduellement du stade II-nu au stade I. Introduisons le paramètre η comme étant le rapport entre l'allongement du béton dans la zone tendue ϵ_{ct} et l'allongement de la section plane ϵ^* ($\eta = \epsilon_{ct} / \epsilon^*$). Au droit de la section fissurée en stade II-nu, η est égal à $\eta = 0.0$, alors qu'il vaut $\eta = 1.0$ au droit de la section en stade I. Pour une section intermédiaire η est évidemment compris entre ces deux extrêmes.

Lois constitutives

D'une manière générale, l'architecture d'Alphaflex est basée sur une conception modulaire, ce qui signifie que l'utilisateur choisit les lois constitutives qui l'intéressent dans un catalogue de lois. Pour cette étude notre choix s'est porté sur les lois suivantes.

Pour l'acier c'est une loi élastique plastique qui a été adoptée. Le module élastique est E_s et le palier plastique est atteint lorsque la contrainte atteint f_y .

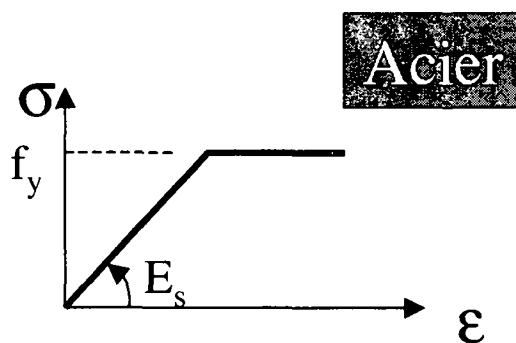


Figure 85 : loi constitutive utilisée pour l'acier

En ce qui concerne le béton en compression et en traction, pour autant que la valeur de la résistance à la traction f_{ct} ne soit pas dépassée, c'est un comportement élastique linéaire qui a été introduit dans Alphaflex (en fait f_{ct} n'est dépassé qu'au droit de la fissure).

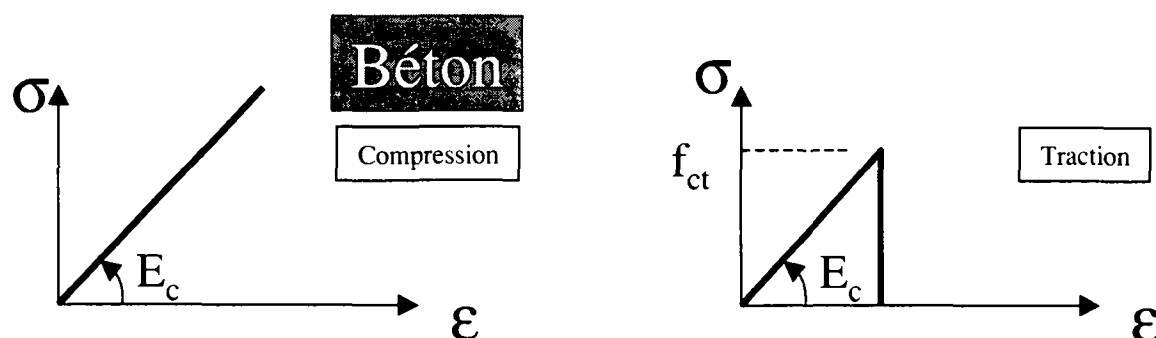


Figure 86 : loi constitutive utilisée pour le béton

Au droit de la fissure, l'utilisateur du programme a le choix entre les deux lois de softening $\sigma - w$ suivantes : la loi bilinéaire ou la loi continue de Hordijk avec décharge (Figure 87). La prise en compte d'une loi de softening est optionnelle.

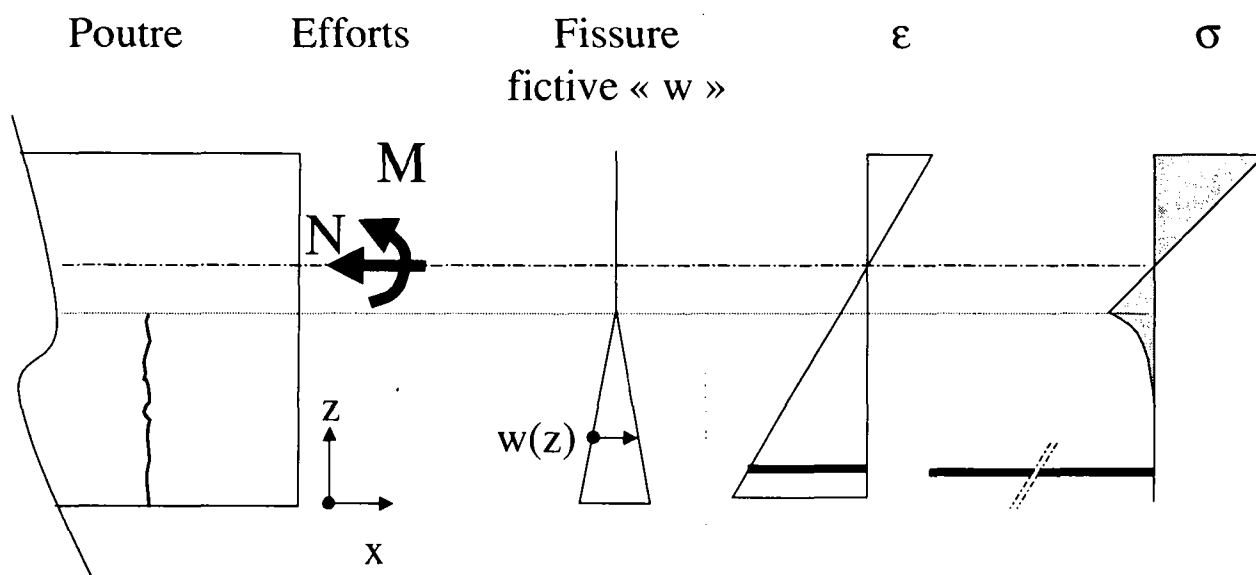


Figure 87 : Prise en compte du softening dans le calcul de la section fissurée avec l'hypothèse de la fissure fictive triangulaire.

La résistance à la traction en fonction des cycles est incorporée dans le modèle via la loi préconisée par le Code Modèle CEB-FIP 90 (voir l'état des connaissances).

Enfin l'énergie de rupture G_F est calculée selon les règles fournies par le Code Modèle CEB-FIP 90.

Loi d'adhérence

La loi d'adhérence employée pour cette étude a déjà été présentée à l'état de connaissances. Il s'agit d'une fonction "puissance" avec une décharge en deux phases selon une droite très raide et un palier de frottement horizontal. Signalons que la décharge sécante que l'on rencontre dans certains programmes par éléments finis peut également être choisie. Enfin les cycles sont pris en compte grâce à la loi adoptée dans le Code Modèle CEB-FIP 90 (voir l'état des connaissances).

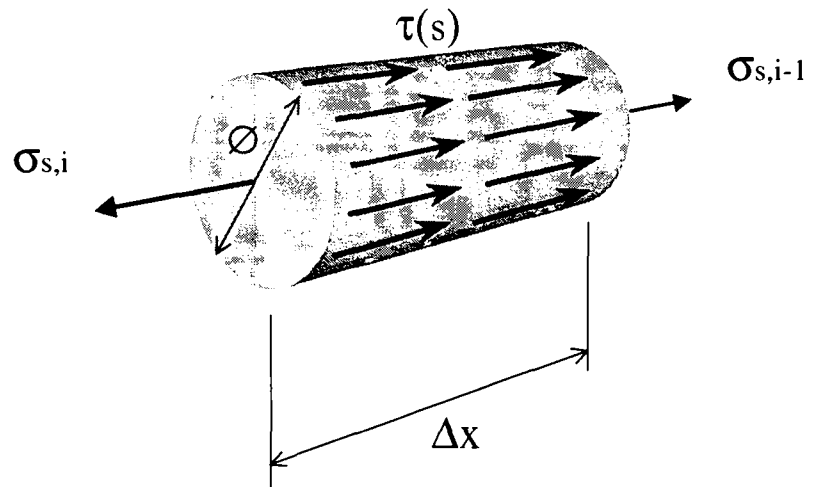
Equilibre longitudinal

L'équilibre longitudinal d'un élément de barre de longueur Δx nous fournit une des deux conditions pour effectuer le passage d'une section à l'autre.

$$(\sigma_{s,i} - \sigma_{s,i-1}) \cdot A_s = \pi \cdot \varnothing \cdot \tau(s) \cdot \Delta x$$

qui s'écrit aussi

$$\frac{(\sigma_{s,i} - \sigma_{s,i-1})}{\Delta x} = \frac{4}{\varnothing} \cdot \tau(s)$$



Remarque : la valeur $\tau(s)$ dans l'équation ci-dessus est la valeur moyenne sur l'élément.

Compatibilité longitudinale

Le glissement en une section donnée est égal à la différence d'allongement entre le béton et l'acier en cet endroit. L'allongement en un endroit donné est égal à l'intégrale des ϵ entre la section fissurée et l'endroit considéré. Dans une formulation aux différences finies, après dérivation, cela s'exprime comme suit:

$$\frac{(s_i - s_{i-1})}{\Delta x} = \epsilon_s - \epsilon_c$$

Remarque : les valeurs ϵ_s et ϵ_c dans l'équation ci-dessus sont les valeurs moyennes sur l'élément.

L'ensemble des équations ci-dessus permet de décrire complètement le comportement du tronçon de poutre. Pour la même ouverture de fissures, il existe deux solutions au problème qui correspondent aux deux phases de fissuration qui sont la "formation de fissures" et la "fissuration stabilisée". La distinction principale entre ces deux phases se situe

au niveau de la liaison acier - béton, plus précisément c'est la valeur de la dérivée des glissements lorsque le glissement est nul qui change d'un cas à l'autre. Pour le comprendre, la configuration du tronçon comprimé et fléchi dans ces deux phases est présentée ci-après figure 88.

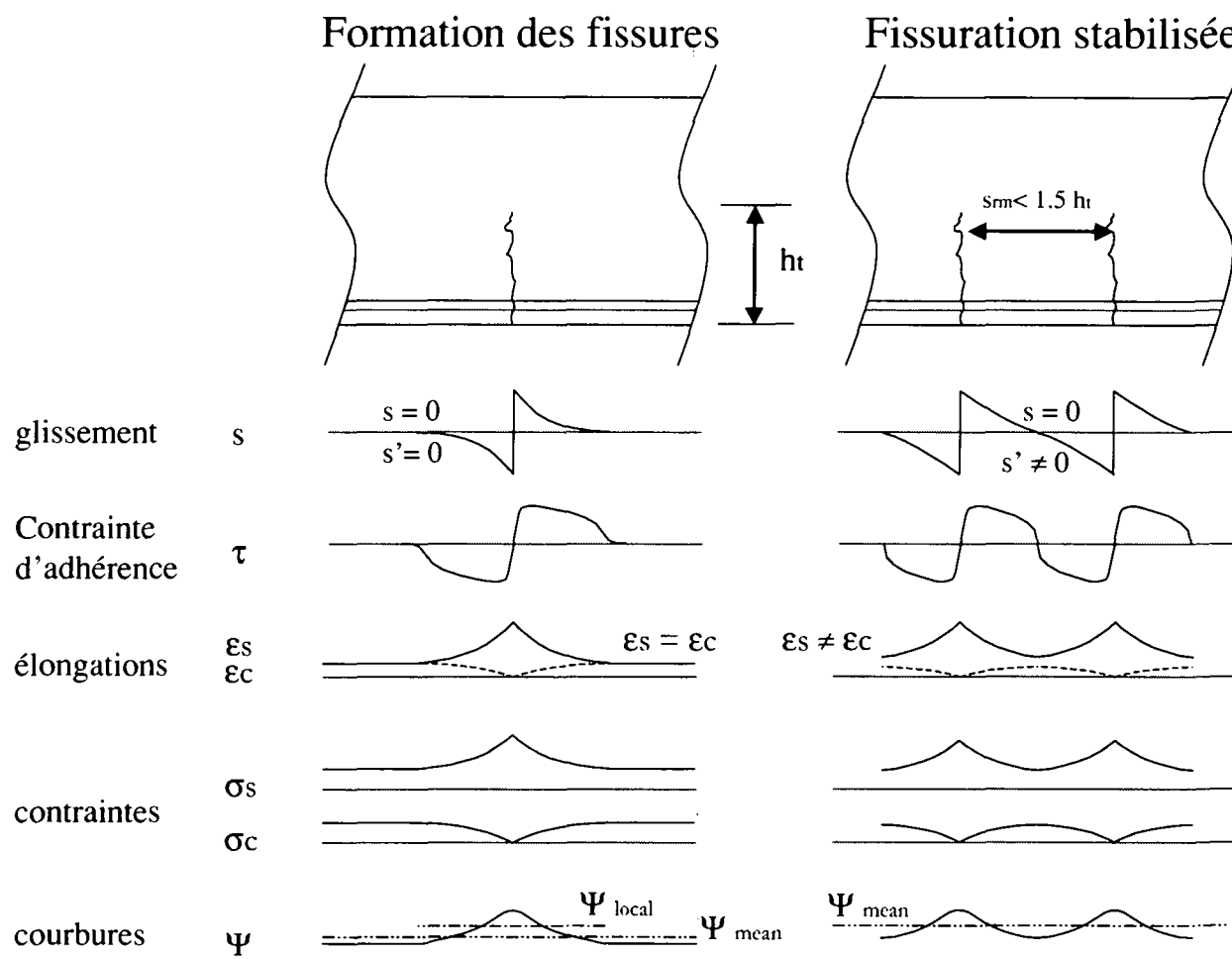


figure 88: distinction entre le stade de formation des fissures et de fissuration stabilisée

4.1.7. Phase de formation des fissures

Comme nous l'avons vu, durant la phase de formation des fissures, de nouvelles fissures apparaissent à mesure que la charge est augmentée. Cela implique que dans certaines portions du tronçon, l'état de déformation de la section est du type stade I avec une liaison inaltérée entre l'acier et le béton. Comme Alphaflex calcule des tronçons moyens représentatifs avec l'écartement moyen des fissures, la configuration type dans ce cas est celle d'une transition entre une section en stade II-nu et une section stade I (figure 89). La valeur du glissement au droit de la section en stade I est nul tout comme la dérivée du

glissement. Rappelons qu'une dérivée nulle du glissement signifie que l'épsilon du béton est égal à celui de l'acier, ce qui est caractéristique du stade I.

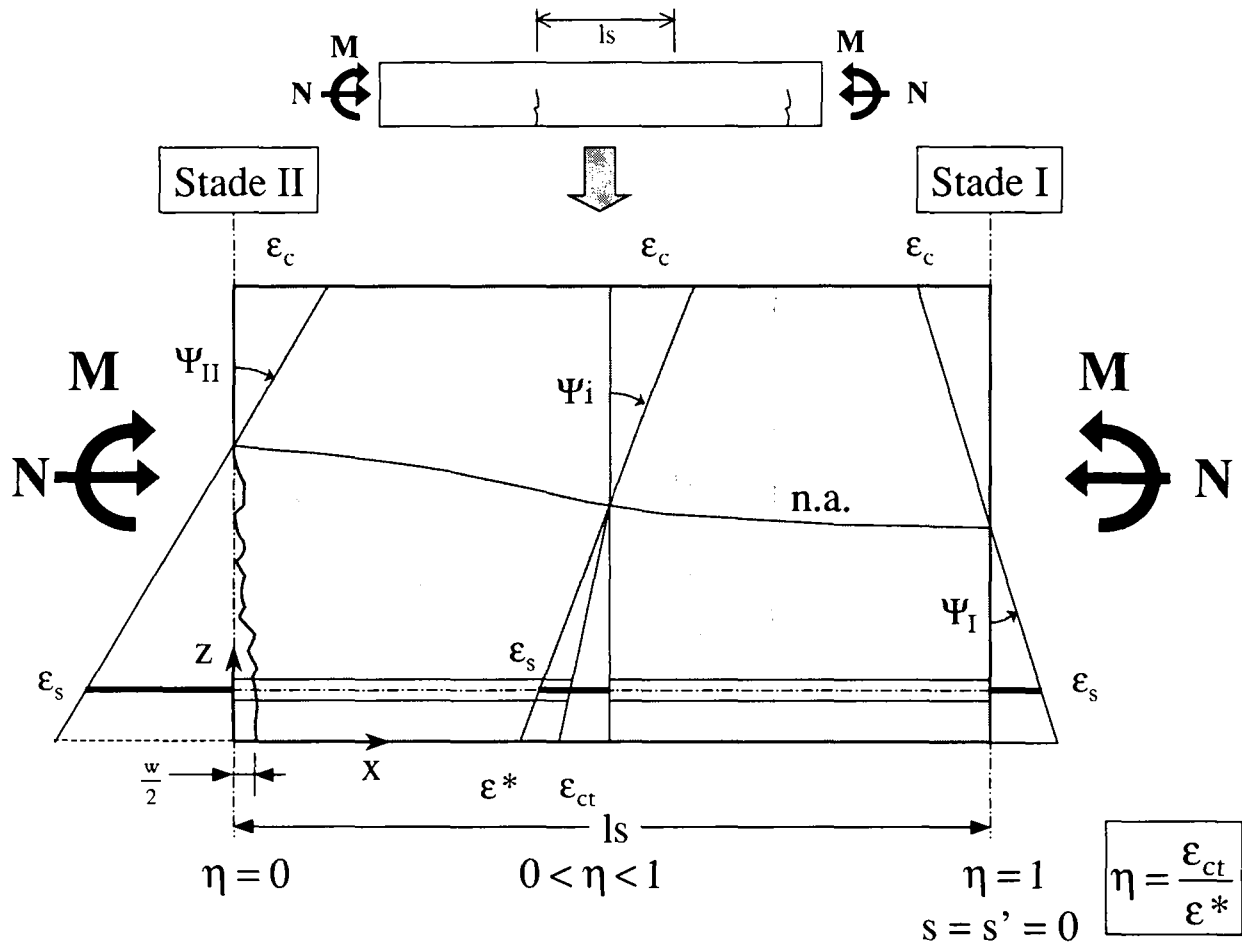


figure 89: tronçon calculé par Alphaflex en phase de formation des fissures

4.1.8. Phase de fissuration stabilisée

La phase de fissuration stabilisée est caractérisée par l'incapacité de développer un effort de traction suffisant dans le béton - par transfert de l'effort de traction de la barre vers le béton par le mécanisme de l'adhérence - pour faire apparaître une nouvelle fissure. Cela implique qu'il n'y a plus de portions en stade I dans le tronçon comprimé et fléchi (figure 90). Physiquement tout le long de la barre la liaison acier - béton est altérée, c'est à dire que les epsilons du béton et de l'acier ne coïncident nulle part. Le glissement est néanmoins nul à mi-distance entre les fissures pour des raisons de symétrie. Effectivement comme le glissement est l'intégrale des différences d'epsilons entre l'acier et le béton et comme ceux-ci

sont égaux et opposés de part et d'autre de la section à mi-distance entre les fissures, le glissement y est nul.

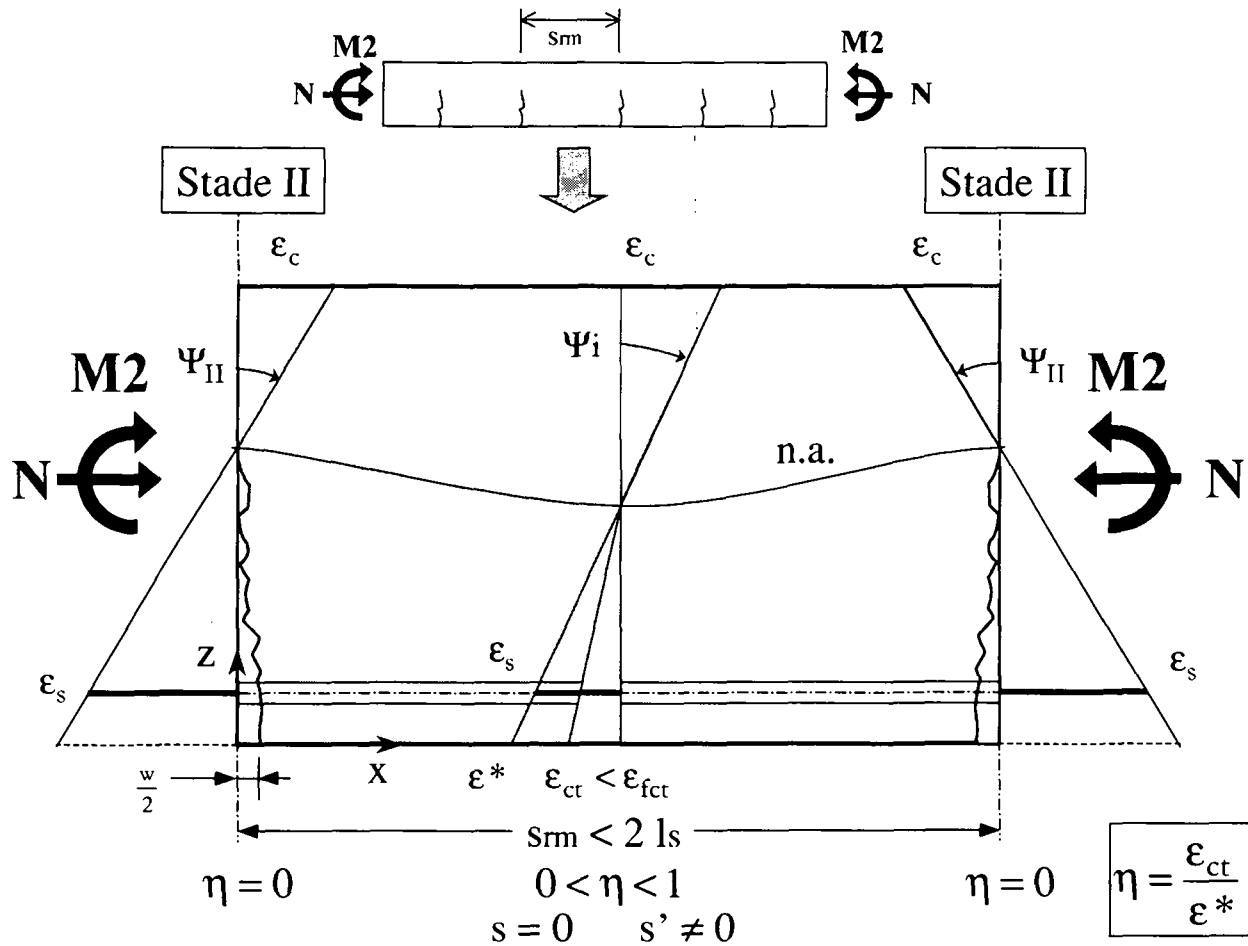


figure 90: tronçon calculé par Alphaflex en phase fissuration stabilisée

4.1.9. Algorithme de calcul

Le calcul d'un tronçon comprimé et fléchi avec Alphaflex est divisé en trois étapes. La première consiste à calculer la courbure moyenne pour le moment maximum à partir duquel la décharge est opérée. La courbure moyenne ainsi calculée se trouve sur la courbe de la loi moment-courbure d'un chargement monotone et peut être directement comparée à la valeur obtenue par des méthodes globales telles que celles du CEB ou de l'ACI. Alphaflex établit ces deux dernières valeurs de courbure globale. Lors de la deuxième étape est calculée la courbure moyenne pour la valeur du moment de décharge choisi. Enfin lors de la troisième phase s'effectue le calcul de l'influence des cycles (figure 91).

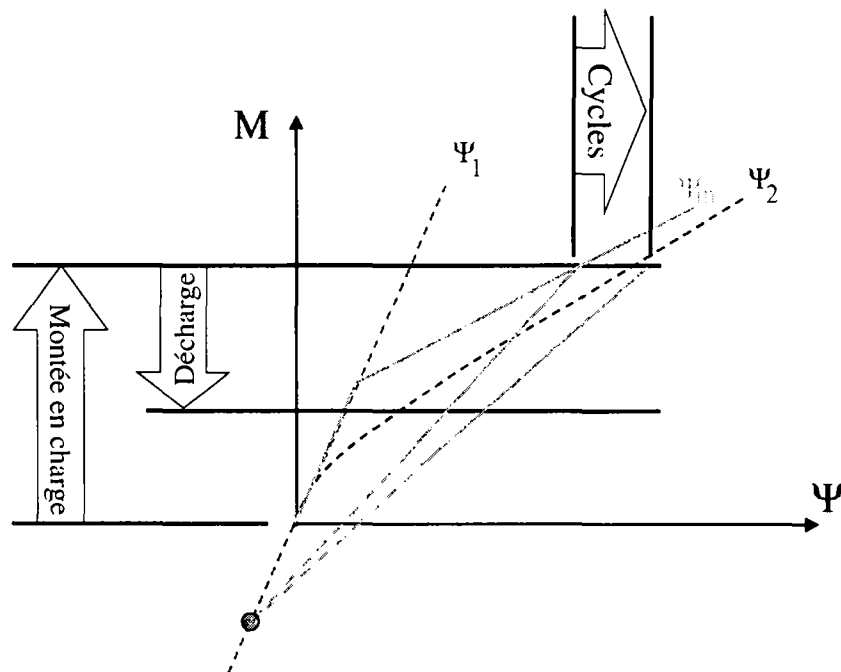


figure 91: les possibilités du calcul sur une loi moment-courbure

Montée en charge

Alphaflex calcule automatiquement, en fonction de l'espacement moyen des fissures, la courbure moyenne du tronçon, en déterminant si l'on est en phase de formation des fissures ou en fissuration stabilisée.

Pour cela la première étape consiste à calculer, dans tous les cas, la solution "formation des fissures" qui satisfait les efforts imposés, sans tenir compte de l'espacement des fissures. Ensuite en considérant l'écartement des fissures, la solution "fissuration stabilisée" est cherchée le cas échéant.

Décharge

Une fois la montée en charge effectuée, la décharge est appliquée au tronçon. Le programme donne la valeur de la courbure moyenne, la pente de la droite de décharge ainsi que les coordonnées du point A.

L'algorithme de résolution de la solution "formation des fissures", ainsi que celui de la décharge, a la même épine dorsale que celui utilisé par Laurencet. Son travail préalable de mise au point numérique nous a permis de formuler directement l'algorithme de décharge de façon efficace.

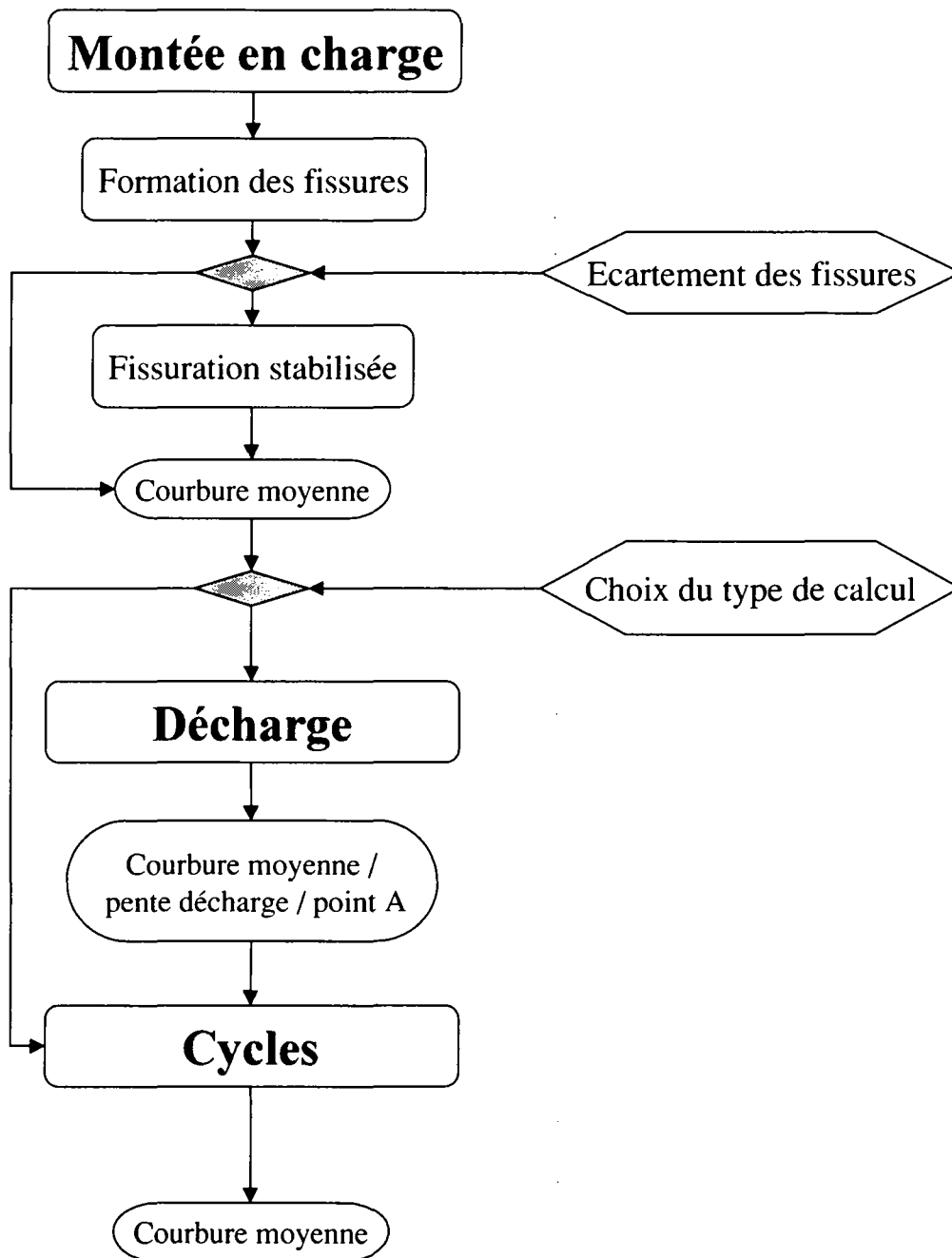


figure 92: organigramme d'un calcul Alphaflex

4.2. Validation Alphaflex

4.2.1. Essais Rotilio

Les caractéristiques principales de ces essais ont déjà été présentées plus haut.

Nous avons par ailleurs calculé l'espacement moyen des fissures en phase de fissuration stabilisée selon la formule de l'Eurocode qui selon Braam [47] donne la meilleure approximation parmi les formules par lui comparées.

A titre comparatif on donne les valeurs observées de l'écartement moyen s_{rm} au premier et dernier cycle pour toutes les poutres (tableau 14). Rappelons que seules deux poutres ont été sollicitées en stade de fissuration stabilisée, à savoir G00 et G03. Bien que le schéma de fissuration de nos poutres soit grandement conditionné par les étriers, on constate que la formule de l'Eurocode approche relativement correctement nos essais (5% et 19% de différence). Ce qui signifie que le fait d'avoir disposé des étriers n'a pratiquement pas affecté le schéma de fissuration en phase de fissuration stabilisée.

srm [mm]	G00	G03	G06	G08	G09	G10 (II)
Eurocode	81	95	95	147	147	147
Essai 1 ^{er} cycle	100	100	(187.5)	(500)	(300)	(500)
Essai dernier cycle	100	100	(125)	(300)	(250)	(375)

tableau 14: écartements moyens selon l'Eurocode et tels que mesurés lors des essais

Deux séries de calculs ont été réalisées, qui correspondent chacune aux deux définitions de la loi d'adhérence du CEB dans le cas d'une fissuration perpendiculaire à l'axe de la barre (voir la figure 23 à la page 37). Le seul paramètre qui change d'une série à l'autre est la valeur de τ_{max} qui vaut $2.50\sqrt{f_{tk}}$ et $1.25\sqrt{f_{tk}}$ suivant les conditions d'adhérence.

Le résultat pour la première série de calcul effectuée en prenant la meilleure condition d'adhérence a donné des résultats satisfaisants pour les deux poutres G00 et G03 caractérisées par un niveau de sollicitation (M_{max}/M_r) relativement élevé et un schéma de fissuration propre à la fissuration stabilisée. Les valeurs du modèle numérique sont relativement proches de la valeur de la courbure moyenne CEB (14.9% d'écart relatif pour la G00, 16.5% d'écart pour la G03), ce qui confirme la validité du modèle numérique. En ce qui concerne les quatre autres poutres sollicitées dans la zone proche du moment de fissuration la courbure obtenue était celle du stade I. Les valeurs de résistance à la traction utilisées pour ces calculs sont les valeurs moyennes obtenues sur cylindre (voir chapitre sur les essais).

		G00	G03
Mmax	[kNm]	112.5	90.0
ψ essai (1 ^{er} cycle)	[1/m]	0.003544	0.002924
ψ Alphaflex (1 ^{er} cycle)	[1/m]	0.002460	0.002409
ψ CEB $\beta_2=0.5$ (long terme)	[1/m]	0.002940	0.003072
ψ CEB $\beta_2=0.8$ (court terme)	[1/m]	0.002891	0.002887
ψ ACI	[1/m]	0.002893	0.001993
ψ essai (7000 ^e cycle)	[1/m]	0.003771	0.003450
ψ Alphaflex (7000 ^e cycle)	[1/m]	0.002769	0.002987
point A (coord ψ)	[1/m]	-0.000614	-0.000558
point A (coord M)	[kNm]	-68.6	-68.2
DIFFERENCE DES COURBURES			
Δ essai - Alphaflex (1 ^{er} cycle)	[%]	-30.6	-17.6
Δ CEB - Alphaflex (1 ^{er} cycle)	[%]	-14.9	-16.5
Δ ACI - Alphaflex (1 ^{er} cycle)	[%]	-15.0	20.9
Δ essai - Alphaflex (7000 ^e cycle)	[%]	-26.6	-13.4
Δ CEB - Alphaflex (7000 ^e cycle)	[%]	-5.8	-2.8

tableau 15 : première série de calcul qui a convergé / avec erreurs relatives

Il faut relever que les quatre poutres G06, G08, G09 et G10 se sont comportées de façon beaucoup plus rigide que ce que prévoyait la loi du CEB. Pour des moments aussi faibles, la dispersion est très grande à cause de l'importance de la dispersion des caractéristiques du béton en traction qui a des répercussions tant au niveau de la fissure qu'au niveau de la liaison acier - béton le long des barres d'armature. Remarquons que la courbure préconisée par l'ACI qui est plus rigide dans cette zone s'approche mieux des résultats expérimentaux (tableau 15). La loi CEB constitue bien une borne supérieure de prédiction des déformations.

Lors de la seconde série nous avons recalculé toutes les poutres en prenant la seconde condition d'adhérence et en adoptant une résistance à la traction réduite égale à 80% de la résistance moyenne (voir contrainte effective, état des connaissances). Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous et sont reportés sur les graphiques moment-courbure obtenus lors de nos essais (de la figure 94 à la figure 99). Les calculs ont été effectués avec une énergie de rupture G_f égale à 0.100 Nmm/mm². N'ayant pas mesuré l'énergie de rupture pour le béton utilisé lors de nos essais, nous l'avons estimée en nous basant sur les indications fournies dans le Code Modèle 90.

		G00	G03	G06	G08	G09	G10
Mmax	[kNm]	112.5	90	67.5	73.7	76.8	80
ψ essai (1 ^{er} cycle)	[1/m]	0.003544	0.002924	0.001119	0.001314	0.001736	0.001131
ψ Alphaflex (1 ^{er} cycle)	[1/m]	0.002663	0.002829	0.000545	0.001455	0.001752	0.001068
ψ CEB $\beta_2=0.5$ (long terme)	[1/m]	0.002940	0.003072	0.001689	0.003575	0.003460	0.003260
ψ CEB $\beta_2=0.8$ (court terme)	[1/m]	0.002891	0.002887	0.001659	0.003292	0.003210	0.003048
ψ ACI	[1/m]	0.002893	0.001993	0.000938	0.001115	0.001122	0.001044
ψ essai (7000 ^e cycle)	[1/m]	0.003771	0.003450	0.001695	0.002248	0.002404	0.001657
ψ Alphaflex (7000 ^e cycle)	[1/m]	0.002870	0.003163	0.001536	0.002606	0.002726	0.001586
DIFFERENCES DE COURBURES							
Δ essai - Alphaflex (1 ^{er} cycle)	[%]	-24.8	-3.3	-51.3	10.7	0.9	-5.6
Δ CEB - Alphaflex (1 ^{er} cycle)	[%]	-7.9	-2.0	-67.2	-55.8	-45.4	-65.0
Δ ACI - Alphaflex (1 ^{er} cycle)	[%]	-7.9	41.9	-41.9	30.4	56.1	2.3
Δ essai - Alphaflex (7000 ^e cycle)	[%]	-23.9	-8.3	-9.4	15.9	13.4	-4.3
Δ CEB - Alphaflex (7000 ^e cycle)	[%]	-2.4	3.0	-9.1	-27.1	-21.2	-51.4

tableau 16 : seconde série de calcul qui a convergé / avec erreurs relatives

Courbures lors du premier cycle

Examinons les courbures sous charge maximale obtenues lors de la montée en charge (ou premier cycle) (ligne « Δ essai - Alphaflex (1^{er} cycle) » du tableau). Mise à part la poutre G06, les écarts sont faibles puisqu'ils ne dépassent pas 25% pour la poutre G00. Nous avons vu au chapitre traitant des essais que le module de la poutre d'essai G00 ne correspondait probablement pas à la valeur mesurée sur éprouvettes. Ce qui signifie qu'avec la valeur réelle du module d'élasticité, l'écart serait plus faible entre la poutre d'essai et Alphaflex. Quant aux 4 poutres G06, G08, G09 et G10 (II) sollicitées proche du moment de fissuration, la prédiction du modèle est inférieure à 11% pour les trois poutres les moins armées (G08, G09 & G10 (II)). La prédiction la moins bonne a été vérifiée pour la poutre G06. Sur le graphique de la loi moment-courbure on remarque en effet que la prédiction d'Alphaflex est beaucoup plus rigide. Cette dernière est pratiquement sur la droite du stade I. Nous avons déjà souligné la sensibilité du comportement d'une section dans la région proche du moment de fissuration. Il n'est, par conséquent, pas étonnant que la plus grande erreur corresponde à une poutre testée dans ce domaine. Le fait que la prédiction soit plus rigide que la poutre testée est également compréhensible dans la mesure où cette dernière, à cause de l'action du retrait hydrique et de l'entrave des barres d'armatures, est probablement préfissurée. Ce qui se traduit par un comportement plus souple (résistance à la traction apparente plus faible, section non fissurée plus faible). Ces

considérations sont également valables pour les poutres G08, G09 et G10 (II). Cependant dans ce cas, comme la quantité d'armature est plus faible ($4 \phi 6$ au lieu de $4 \phi 14$), la courbure en stade fissuré est plus influencée par la perte d'adhérence entre l'acier et le béton que par la résistance à la traction ou l'étendue de la micro-fissuration. C'est pour cela que le modèle numérique, qui tient compte de l'adhérence, parvient à mieux capturer le comportement des poutres testées. Il faut également remarquer qu'à cause de l'armature passive, la valeur de la courbure de la poutre G06 est la plus faible de toutes les poutres. C'est-à-dire la plus proche du stade I, ce qui rend la prédiction plus difficile.

Par ailleurs, on remarquera que le modèle numérique et la loi moment-courbure CEB-FIP, ne diffèrent pas de plus de 8% pour les niveaux de sollicitation qui ne sont pas proches du moment de fissuration. Le fait que la loi et le modèle ne soit pas en bonne correspondance pour des niveaux de sollicitation proche du moment de fissuration, tient au fait que la loi moment-courbure, dans cette région, ne prédit pas les déformations d'une section inaltérée (voir l'état des connaissances).

Courbures lors du 7000ème cycle

Les considérations ci-dessus relatives à la comparaison lors du 1^{er} cycle restent valables pour la comparaison des courbures calculées et mesurées lors du 7000^{ème} cycle. En effet les écarts restent globalement comparables à ceux obtenus lors du premier cycle.

On remarque, néanmoins, que pour la poutre G06 avec la dégradation de l'adhérence acier-béton et de la résistance à la traction, la courbure de la poutre testée augmente et est bien approchée par le modèle (moins de 10% d'écart). Quant aux poutres G08 et G09, les prédictions sont moins bonnes puisque l'écart augmente. Il est important de noter que le nombre de fissures des poutres G08, G09 et G10 (II) est faible (3 fissures pour G08, 4 pour G09 et 2 pour G10 (II)). Ce qui signifie que l'apparition d'une ou plusieurs fissures a une très grande répercussion en termes de courbures. L'apparition de fissures supplémentaires est un événement plus ou moins aléatoire, dans la mesure où il dépend de la résistance effective à la traction et de sa dispersion le long de la poutre d'essai. Ainsi il semble compréhensible que le modèle, qui reproduit un comportement moyen, ne soit pas très performant dans la zone de formation des fissures. Il apparaît toutefois que dès que le nombre de fissures augmente - c'est-à-dire que l'on s'approche d'un état plus homogène le long de la poutre -, le modèle donne de meilleurs résultats. Effectivement le nombre de fissures après 7000 cycles est de 15 pour les poutres G00 et G03 et de 11 pour la poutre G06 [Rotilio]. Or l'écart pour ces poutres ne dépasse pas 24% entre la valeur de l'essai et du modèle (la remarque concernant le module de la poutre G00 reste valable ici). Pour ces trois poutres, l'écart entre la loi CEB-FIP et le modèle Alphaflex est également faible puisqu'il est inférieur à 10%.

Bilan sur le comportement global du modèle dans la prédiction des courbures

En somme, nous considérons les résultats de la seconde série avec $\tau_{\max} = 1.25\sqrt{f_{tk}}$ comme étant très satisfaisants pour les niveaux de sollicitation des poutres G00 ($M_{\max}/M_r=3.9$) et G03 ($M_{\max}/M_r=2.4$). On remarquera que dans ce domaine de sollicitation, tant les

prédictions du modèle que celles de la loi CEB-FIP sont proches des courbures mesurées. On admettra donc que le modèle est fiable pour reproduire les courbures tant à la montée en charge qu'après chargement cyclique.

Les prédictions du modèle pour les poutres sollicitées au voisinage du moment de fissuration, compte tenu des difficultés inhérentes à la modélisation de telles sections, se sont révélées acceptables. En effet, à part la poutre G06 au premier cycle, l'écart maximum a été de 15.9%.

A ce point il convient également de se remémorer le caractère unique de nos essais notamment pour les poutres qui sont sollicitées en phase de formation des fissures. En effet comme en phase de formation des fissures l'apparition d'une nouvelle fissure est liée à la dispersion de la résistance à la traction du béton le long de la poutre, le comportement moyen d'une section donnée ne peut être obtenu qu'en répétant le même essai un grand nombre de fois, pour des raisons évidentes de légitimation statistique. D'un point de vue pratique cela est impensable pour des éléments aussi grands et coûteux que nos essais. Les résultats de nos essais indiquent certainement une tendance, mais faute de résultats supplémentaires il nous est difficile d'estimer quelle est la variabilité liée à chacun des résultats obtenus, donc la valeur qui correspond au comportement moyen. Le fait que les résultats d'un essai soient soumis à une forte variabilité potentielle (typiquement les poutres sollicitées proche du moment de fissuration) ne signifie pas que tous les résultats soient systématiquement éloignés du comportement moyen. D'ailleurs la meilleure comparaison globale des courbures entre le modèle et les essais a été obtenue pour la poutre G10(II), potentiellement très variable.

Tout considéré le modèle numérique a donné satisfaction et peut être considéré comme un outil fiable pour reproduire la courbure moyenne d'éléments fléchis et comprimés soumis à un chargement cyclique ou répété. Plus loin nous verrons que le modèle a également été validé avec des essais d'autres chercheurs.

Position du point A et pente de la branche de décharge $EI_{déch}$

Sur les lois moment-courbure mesurées lors de nos essais et présentées plus haut (voir résultats des essais), outre la courbure calculée par Alphaflex au 1^{er} cycle et au 7000^{ème} cycle nous avons reporté la position du point A. Les points calculés sont représentés par des cercles sur les graphiques et désignés par une flèche portant la dénomination « point A α -flex» (voir figure 94 à figure 99).

De plus, ci-dessous nous donnons les coordonnées du point A, ainsi que les pentes $EI_{déch}$ des branches de décharge telles que déduites de nos essais et calculées par Alphaflex.

		G00	G03	G06	G08	G09	G10
Point A / Alphaflex (coord psi)	[1/m]	-0.000687	-0.000272		-0.000040	-0.000051	-0.000423
Point A / Alphaflex (coord M)	[kNm]	-76.7	-33.2		-4.9	-6.0	-53.0
Point A / Essai (coord psi)	[1/m]	-0.001184	-0.000538	-0.000325	-0.000101	-0.000008	0.000033
Point A / Essai (coord M)	[kNm]	-120.4	-62.8	-40.2	-10.2	-1.0	4.1
El décharge Alphaflex	[kNm ²]	5.65E+04	3.97E+04		5.26E+04	4.59E+04	8.92E+04
El décharge Essai	[kNm ²]	4.71E+04	4.58E+04	7.98E+04	6.58E+04	5.00E+04	7.12E+04
Différence El déch essai- α -flex	[%]	-19.9	13.3		20.1	8.1	-25.2

Tableau 17 : Coordonnées du point A mesurées lors des essais et calculées par Alphaflex

Pour la poutre G06, comme la courbure lors du premier cycle équivaut à celle du stade I, la décharge s'effectue sur la droite du stade I. De ce fait la position du point A n'a pas été calculée. A l'examen des coordonnées mesurées et calculées, on constate que la valeur mesurée et calculée coïncident pour les poutres G08 et G09 (voir figure 97 et figure 98). En ce qui concerne les deux poutres G00 et G03 le point A prédit par le modèle est plus proche de l'origine que celui qui a été mesuré (figure 94 et figure 95). Que la prédiction de la poutre G00 soit plus proche de l'origine est dû au décalage qu'il existe entre la courbure mesurée et calculée. En ce qui concerne la poutre G03, si la prédiction de la position du point A peut paraître peu satisfaisante par rapport à la valeur mesurée, il convient de remarquer que les deux pentes de décharge mesurée et calculée sont proches (différence de 13.3%). Ce qui tend à montrer que le modèle reproduit bien la décharge. Bien que faible, la différence de la pente de décharge peut expliquer que la position du point A calculée n'est pas très voisine de celle du point A mesurée. Le point de décharge sur le diagramme moment-courbure est, à l'exception de celui de la poutre G00, le plus éloigné de l'origine. Ce qui explique qu'une petite différence de pente ait des répercussions plus notables pour cette poutre que pour celles chargées proche du moment de fissuration. La raison pour laquelle les pentes mesurées et calculées diffèrent peut provenir du fait que l'énergie de rupture G_f ne soit pas connue précisément. En effet, comme cela est illustré plus loin sur cette même poutre G03 (voir : 4.3.1. Influence du softening sur la décharge à la page 131), le rôle du softening dans le processus de décharge est primordial. Sans procéder à un calibrage systématique des valeurs du béton, nous nous sommes cependant rendu compte lors de l'étude de sensibilité du modèle (qui ne figure pas dans le présent rapport) qu'une énergie G_f plus grande se traduisait par une pente de décharge plus grande. Quant à la poutre G10 (II) (figure 99), la position du point A calculée s'explique par le fait que la courbure du point à partir duquel est opérée la décharge est faible (la deuxième plus faible après celle de G06) et par conséquent proche de la droite du stade I. Ainsi la pente de la branche de décharge est proche de celle du stade I. Comme la position du point A est définie par l'intersection de ces deux droites, une petite variation de la pente de décharge

peut se traduire par une très grande variation de la position du point A (voir Figure 93 ci-dessous).

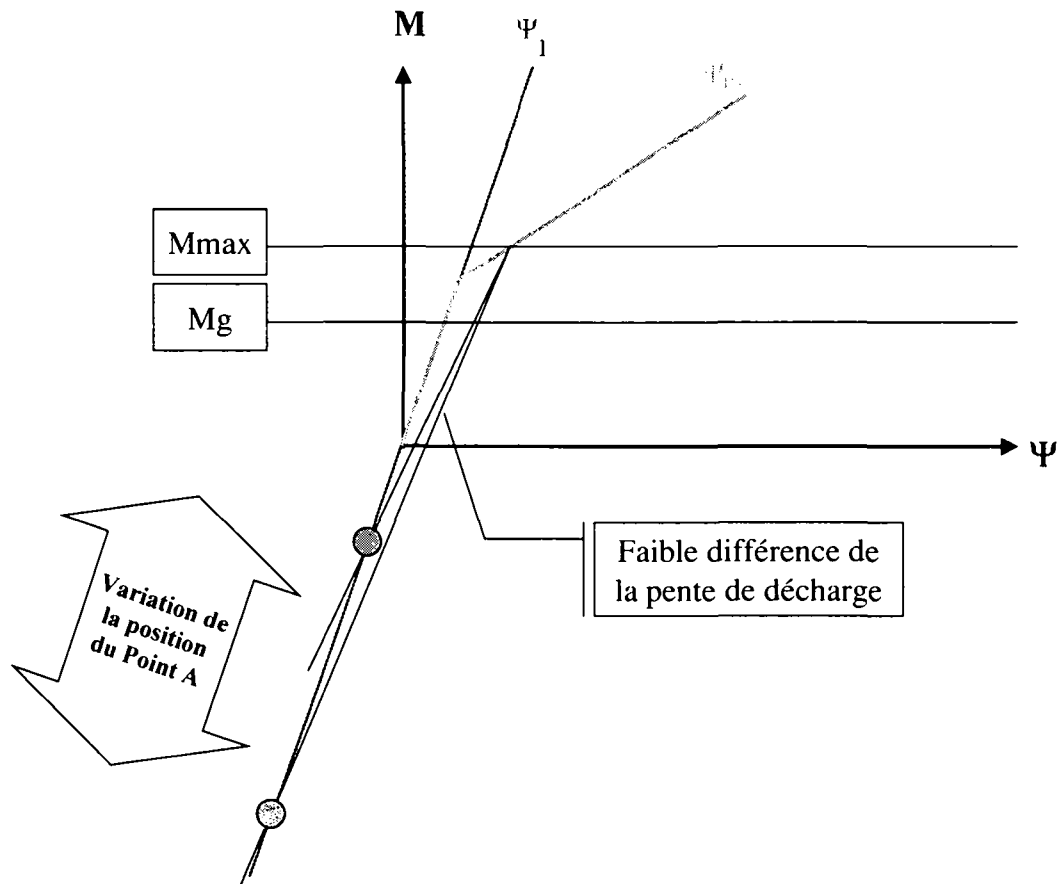


Figure 93 : Influence d'une faible variation de la pente de décharge sur la position du point A calculé à partir d'une courbure proche de celle du stade I.

Globalement la prédiction de la décharge de la part du modèle peut être jugée comme satisfaisante dans la mesure où la différence entre la pente de décharge calculée et estimée ne dépasse pas les 26%. Il faut en effet se rappeler que nous avons appliqué des lois locales de matériaux et d'adhérence dans un modèle numérique de tronçon de poutre (donc à l'échelle d'une structure) en lui faisant calculer, à notre connaissance pour la première fois avec un modèle de ce type, la courbure lors de la décharge. De plus si l'on considère la difficulté inévitable à reproduire certaines configurations (petites courbures, phase de formation des fissures, rôle parfois important du caractère variable des caractéristiques du béton), nous pouvons admettre que le modèle de calcul est un outil valable pour nous fournir les indications souhaitées concernant la contribution des actions variables au niveau de la loi moment-courbure, en d'autres termes la branche de décharge.

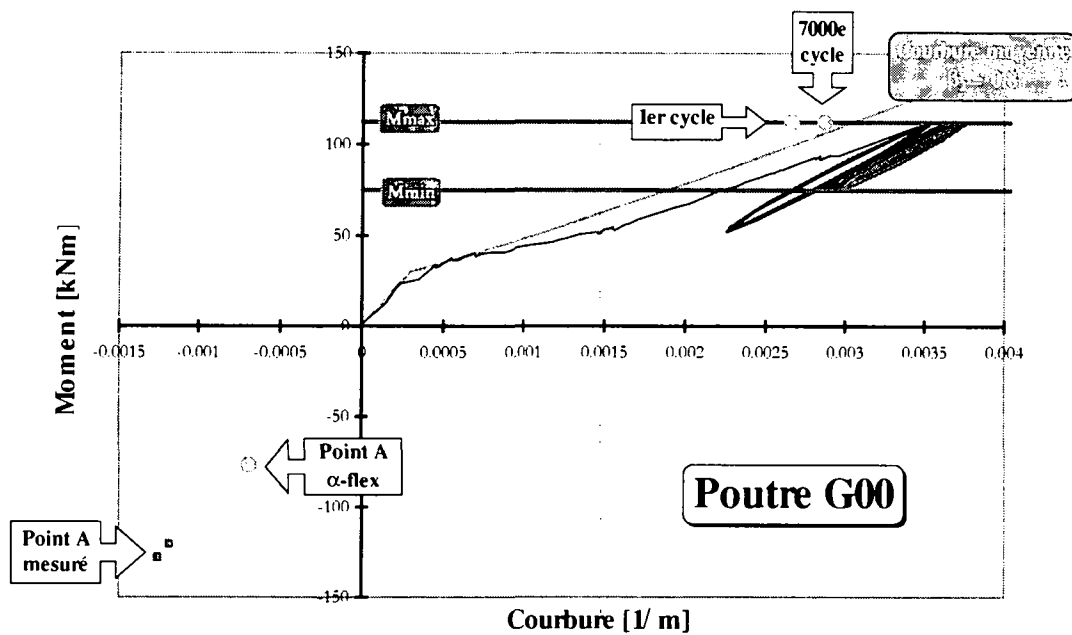


figure 94: résultats du calcul Alphaflex reportés sur le diagramme moment-courbure mesuré – poutre G00

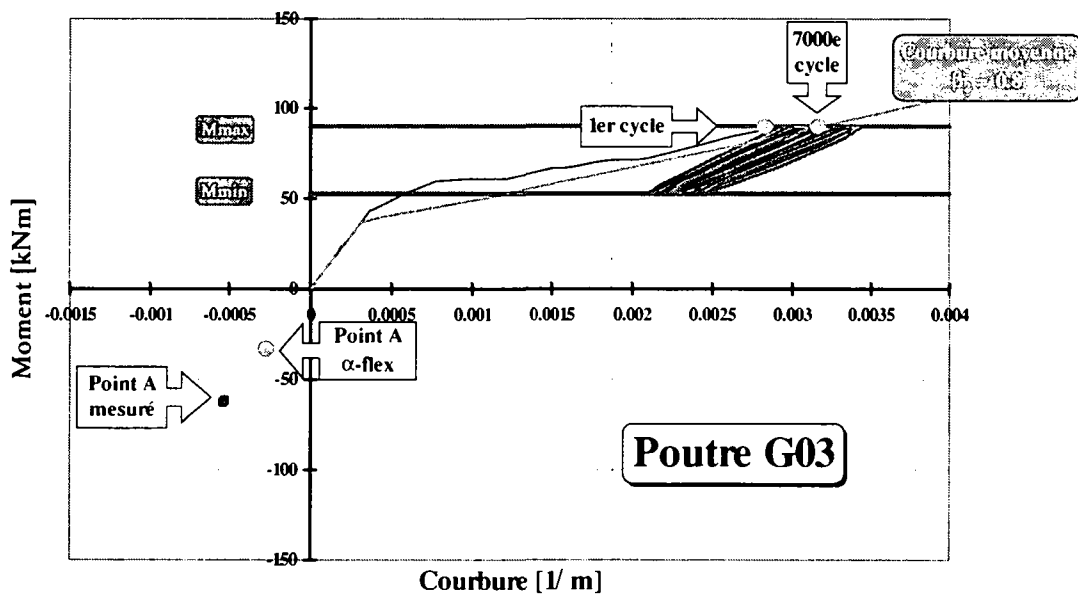


figure 95: résultats du calcul Alphaflex reportés sur le diagramme moment-courbure mesuré – poutre G03

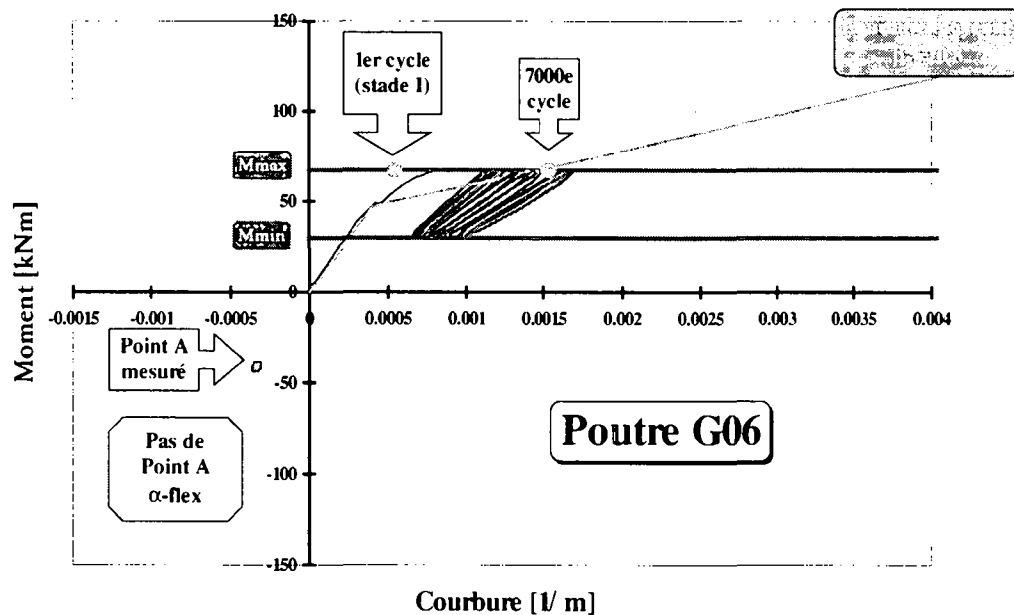


figure 96: résultats du calcul Alphaflex reportés sur le diagramme moment-courbure mesuré - poutre G06

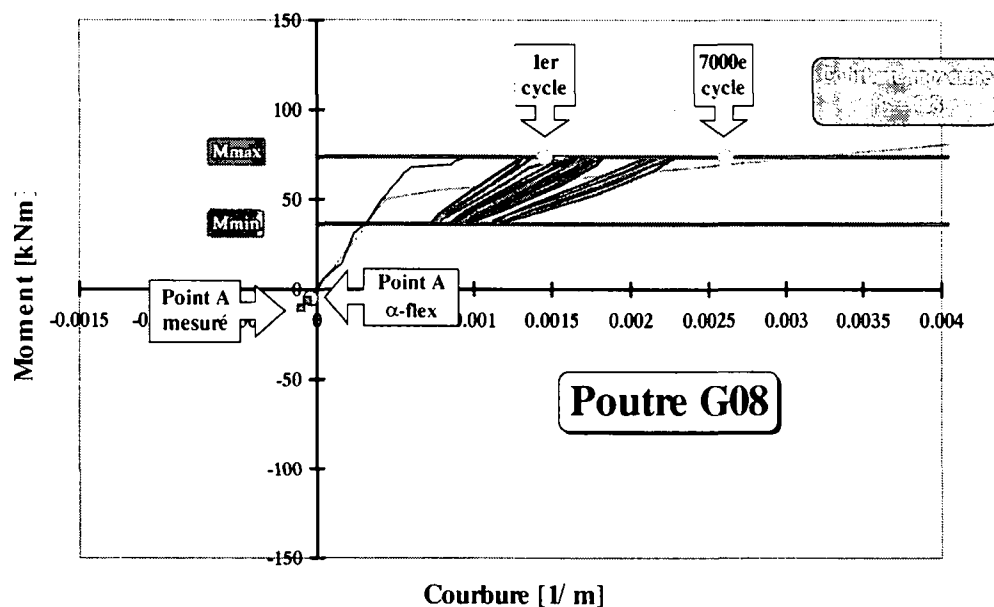


figure 97: résultats du calcul Alphaflex reportés sur le diagramme moment-courbure mesuré - poutre G08

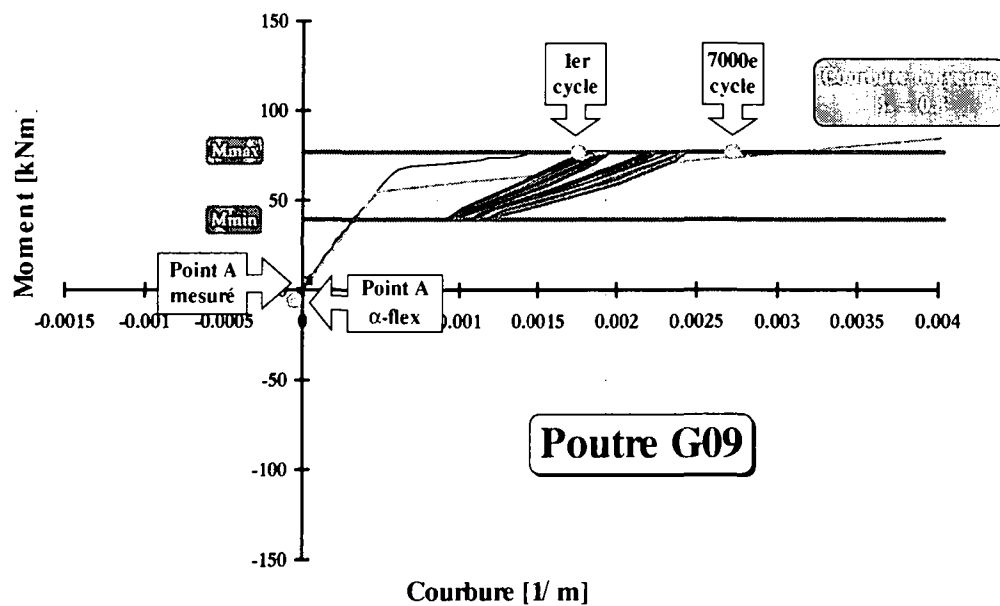


figure 98: résultats du calcul Alphaflex reportés sur le diagramme moment-courbure mesuré - poutre G09

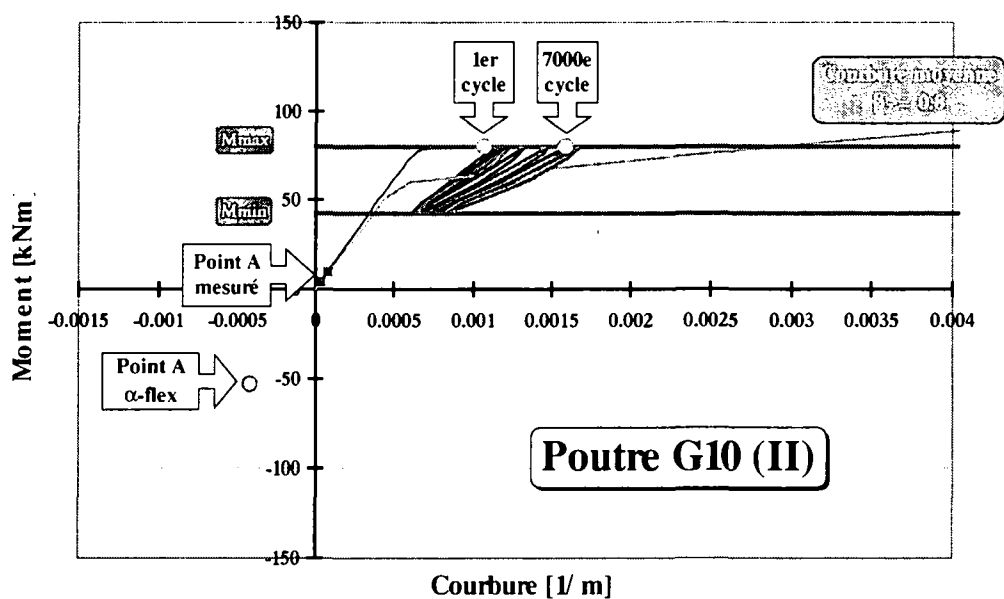


figure 99: résultats du calcul Alphaflex reportés sur le diagramme moment-courbure mesuré - poutre G10 (II)

Evaluation globale du modèle numérique

En guise de conclusion de cette partie on peut admettre que le modèle s'est avéré un outil valable et fiable dans la prédiction des courbures et de la décharge. Si pour les valeurs de la courbure lors de la montée en charge nous attendions un bon comportement du modèle sur la base des travaux prometteurs qui existaient déjà, il faut souligner la bonne tenue du modèle lors de la décharge. Dans ce cas les prédictions du modèle peuvent être considérées comme acceptables et comme restituant correctement les variations et tendances mesurées lors des essais.

Afin d'asseoir la validation du modèle sur un plus grand échantillon de résultats expérimentaux, nous avons calculé les loi moment-courbure d'autres chercheurs qui avaient mesuré la décharge. Les résultats de ces comparaisons sont présentés ci-dessous.

4.2.2. Essais Braam

Braam [47], dans le cadre de sa thèse de doctorat qui portait sur le contrôle de la fissuration dans les éléments fléchis de grande taille, a procédé à des essais de flexion sur 15 spécimens en béton armé. Une fois la charge maximale atteinte lors d'un chargement monotone, les éléments ont été déchargés. Comme l'opération de décharge a été suivie, la loi expérimentale moment-courbure de charge-décharge a été ainsi obtenue. Les indications très complètes fournies par Braam sur les propriétés des matériaux à 28 jours et au moment des essais, sur les espacements et ouvertures des fissures en fonction des paliers de charge, nous ont permis de modéliser les essais de Braam avec notre programme de tronçon Alphaflex. Signalons en passant que la comparaison de l'évaluation de l'écartement moyen des fissures selon la méthode de l'Eurocode avec l'écartement mesuré, a montré une surestimation systématique de l'ordre de 15 à 20%. D'après Braam, la méthode préconisée par les Eurocodes s'est révélée être la plus précise sur la base d'une vaste étude de résultats trouvés dans la littérature.

Les 15 éléments testés sont tous longs de 5 m et hauts de 0.8 m. Deux types de sections ont été employés : une section rectangulaire de 0.3 m de largeur et une section en « T » illustrées ci-dessous à la figure 100.

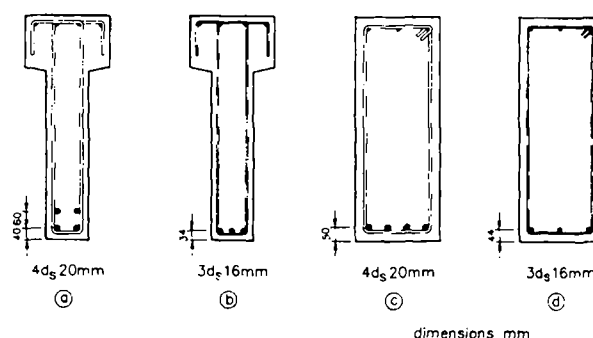


figure 100: sections des poutres testées [47]

Le système longitudinal est présenté ci-dessous à la figure 101. Les courbures ont été déduites par les mesures relevées par les extensomètres disposés sur les faces supérieures et inférieures de l'élément.

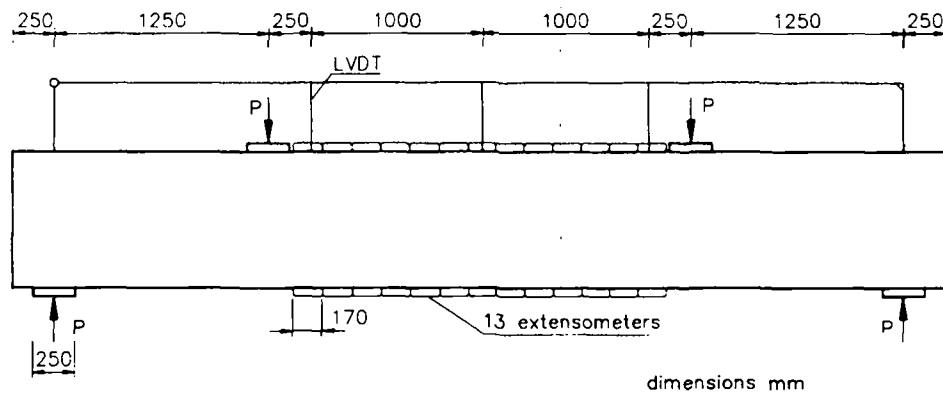


figure 101: système statique des tests [47]

En ce qui concerne la loi d'adhérence utilisée ici, $\tau_{\max}$ vaut $2.50\sqrt{f_{tk}}$.

Ci-dessous nous présentons les relations moment-courbure mesurées lors de la mise en charge et de la décharge de 2 essais (une section "T" et une section rectangulaire), comparées à la décharge calculée par Alphaflex (figure 102 et figure 103). Les valeurs des courbures CEB et ACI sont également représentées.

On observe que pour le premier élément présenté, le numéro 8, le comportement de la poutre est plus rigide que celui prédit par les relations du CEB et de l'ACI, alors que celui du second élément, numéro 15, se situe entre les deux relations du CEB et de l'ACI. Dans les deux cas Alphaflex reproduit correctement la montée en charge et surtout la décharge, sujet de notre intérêt ici. Sur les graphes ci-dessous, à chaque petit carré correspond un calcul effectué avec Alphaflex.

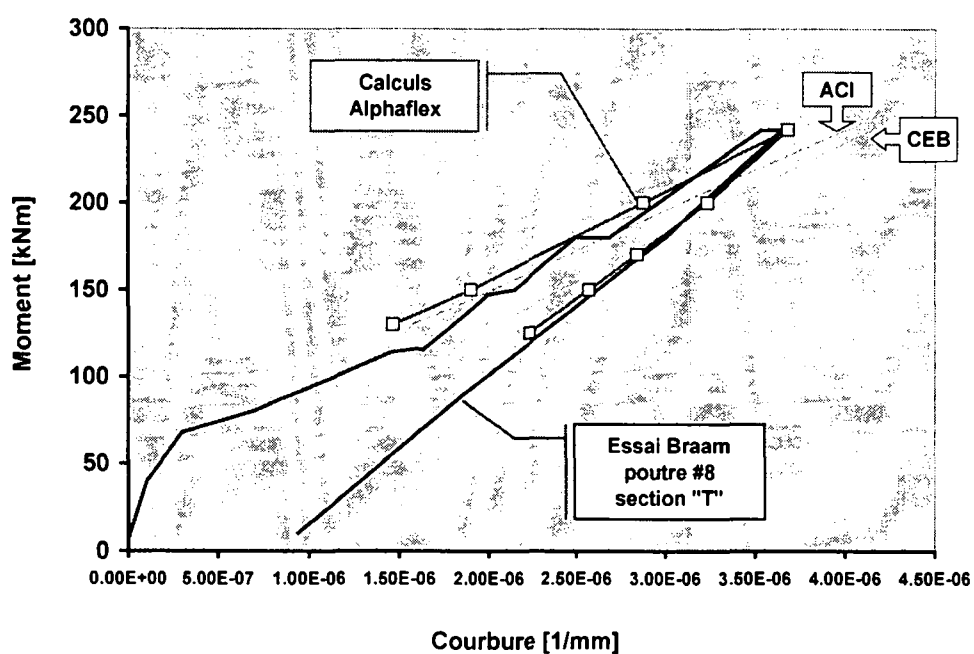


figure 102: comparaison du diagramme moment-courbure mesuré lors de l'essai avec la simulation numérique - poutre#8

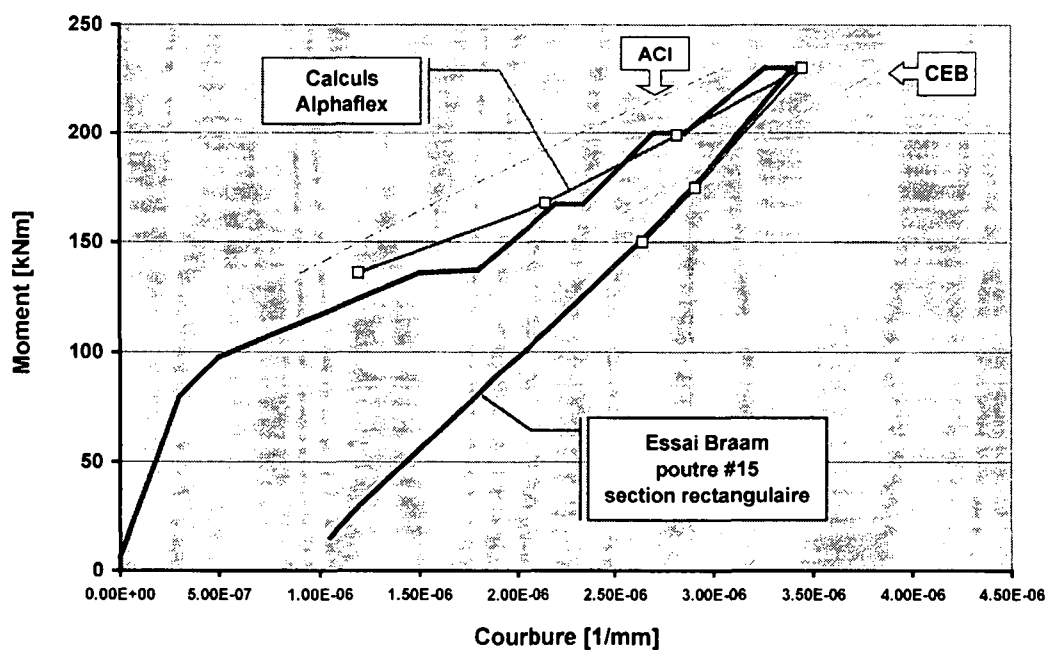


figure 103: comparaison du diagramme moment-courbure mesuré lors de l'essai avec la simulation numérique - poutre#15

En conclusion, on constate que pour les poutres testées par Braam, les réponses obtenues à l'aide d'Alphaflex sont d'une grande fidélité et nous permettent de valider ultérieurement le modèle numérique, notamment en ce qui concerne la modélisation de la décharge.

4.2.3. Essais Tansi

Tansi & al. [258] ont effectués des tests sur deux séries de 4 poutres partiellement précontraintes de 3.3 m de long et de 0.3 m de haut (figure 104 et figure 105). La première série est caractérisée par le choix d'une section rectangulaire de 0.16 m de large, alors que pour la seconde, c'est une section en « I » également de 0.16 m de largeur qui a été adoptée. Pour chacune des séries, la quantité d'armature passive a été diminuée d'une section à l'autre à mesure que la quantité de précontrainte était augmentée afin d'obtenir une résistance ultime similaire de toutes les sections.

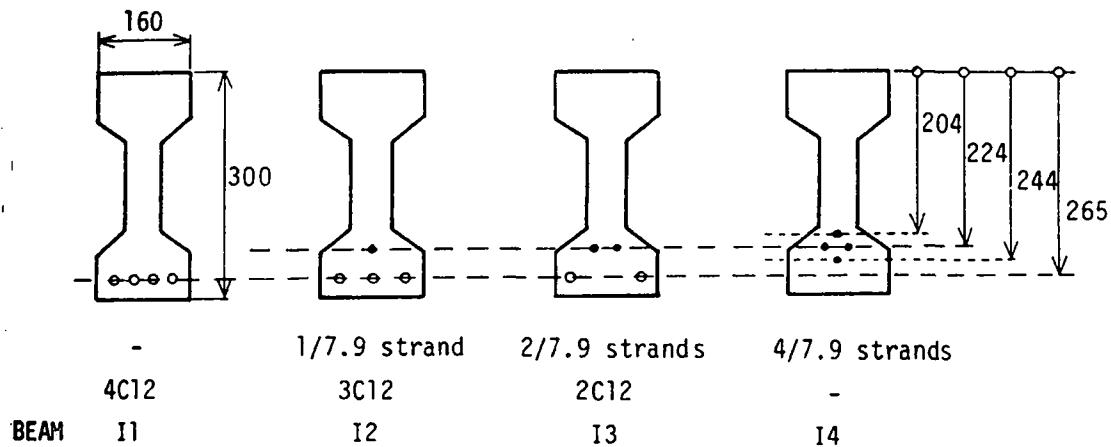


figure 104: sections testées [258]

Le système longitudinal est illustré ci-dessous.

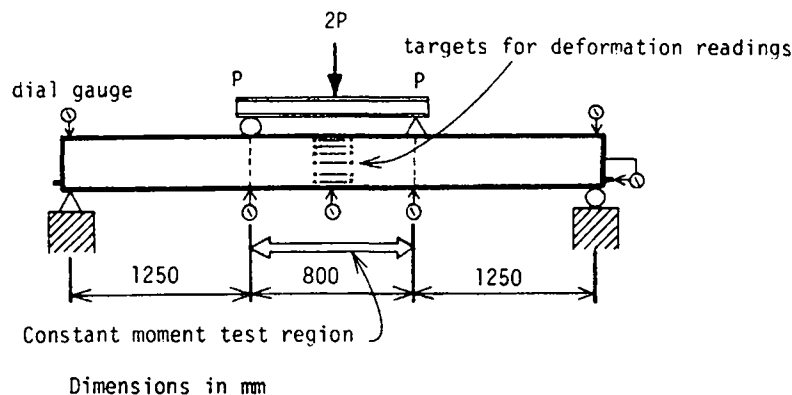


figure 105: système longitudinal [258]

Les éléments ont tous été chargés d'une façon monotone jusqu'à une charge supérieure au moment de fissuration, ensuite de quoi 30 cycles de décharge-recharge ont été appliqués. Une fois les cycles terminés, la charge a été augmentée jusqu'à obtenir la rupture du spécimen.

Le système de précontrainte utilisé lors de ces essais influence le comportement de la poutre en présence de fissures, dans la mesure où les câbles adhèrent au béton et participent à la reprise de l'effort de traction au droit de la fissure. Alphaflex n'est pas prévu, dans sa forme actuelle, pour tenir compte d'une loi d'adhérence distincte pour les câbles de précontrainte. De ce fait les essais de Tansi ne sont pas les plus indiqués pour tester notre modèle dans la mesure où Alphaflex ne considère que les barres d'armature passive. La comparaison est néanmoins intéressante, car elle permet de mettre en évidence le rôle non négligeable que peut jouer l'adhérence des câbles sur les déformations. Par ailleurs, aucune indication n'est fournie sur la fissuration des éléments en cours d'essai. L'écartement moyen des fissures est néanmoins donné pour la charge maximale atteinte avant l'application des cycles.

Nous avons appliqué la méthode de l'Eurocode et avons trouvé une concordance satisfaisante avec les valeurs d'écartement des fissures données par Tansi. En ce qui concerne la loi d'adhérence utilisée ici c'est en prenant $\tau_{\max} = 1.25\sqrt{f_{tk}}$ que l'on a obtenu les meilleurs résultats, bien que la différence entre les deux lois d'adhérence soit minime.

Sur les graphiques de résultats ci-dessous pour trois poutres, une en béton armé et deux partiellement précontraintes, on voit qu'Alphaflex reproduit bien le cas du béton armé (de la figure 106). Par contre, pour les sections précontraintes (figure 107 et figure 108), l'effet de l'adhérence des câbles, non pris en compte par le modèle, rigidifie à la fois la courbure sous charge monotone et lors de la décharge. L'effet s'amplifie pour une précontrainte croissante aussi parce que l'importance relative de l'armature passive diminue.

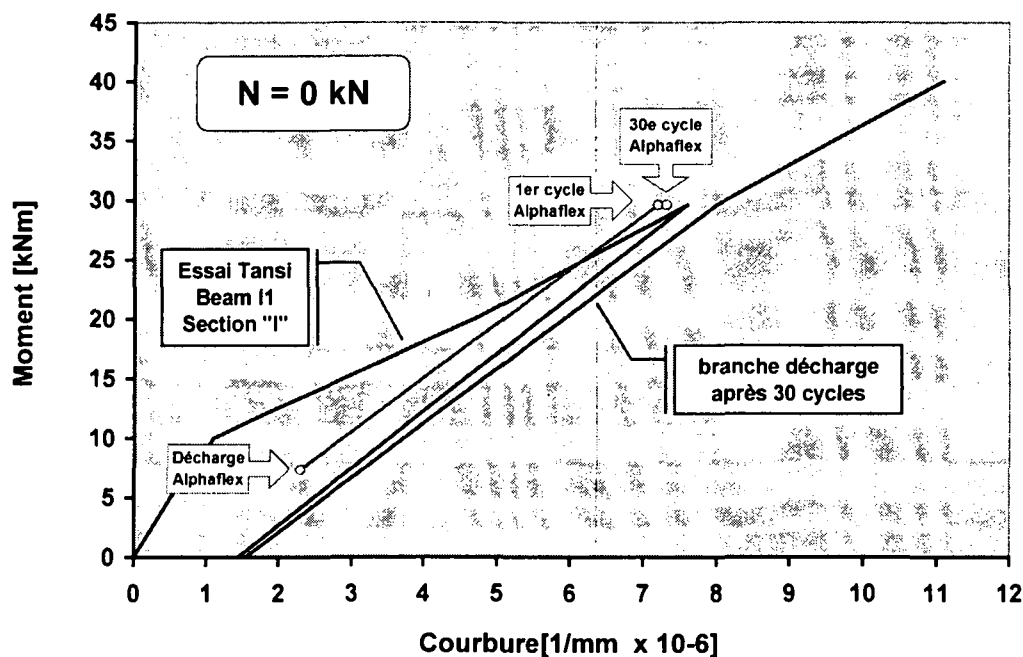


figure 106: comparaison du diagramme moment-courbure mesuré lors de l'essai avec la simulation numérique - poutre#11 - effort normal = 0kN

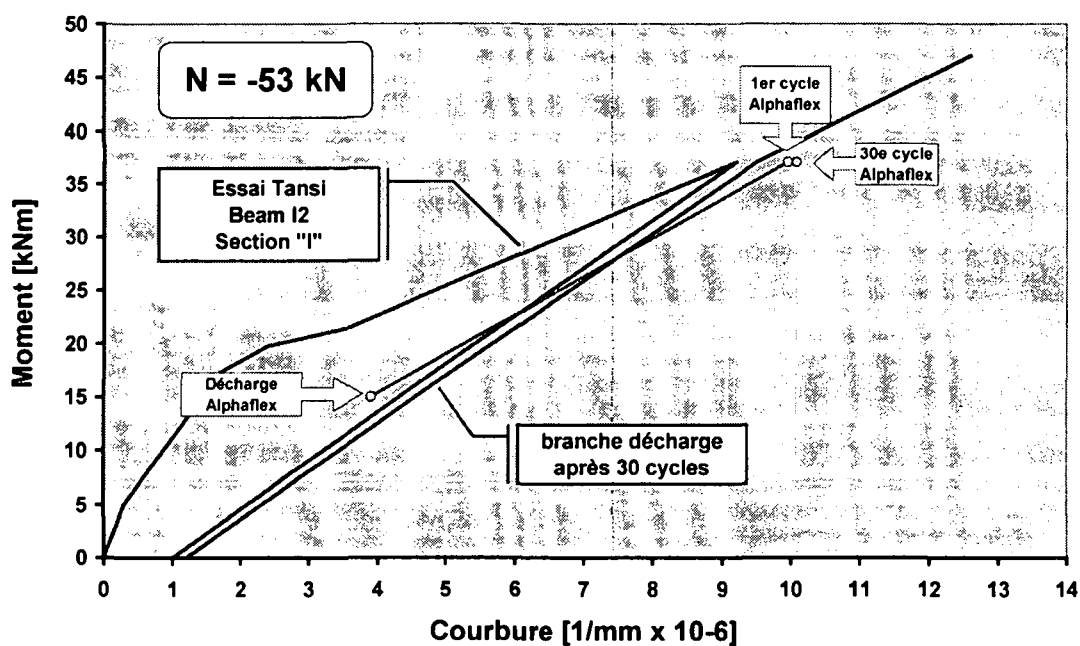


figure 107: comparaison du diagramme moment-courbure mesuré lors de l'essai avec la simulation numérique - poutre#12 - effort normal = -53kN

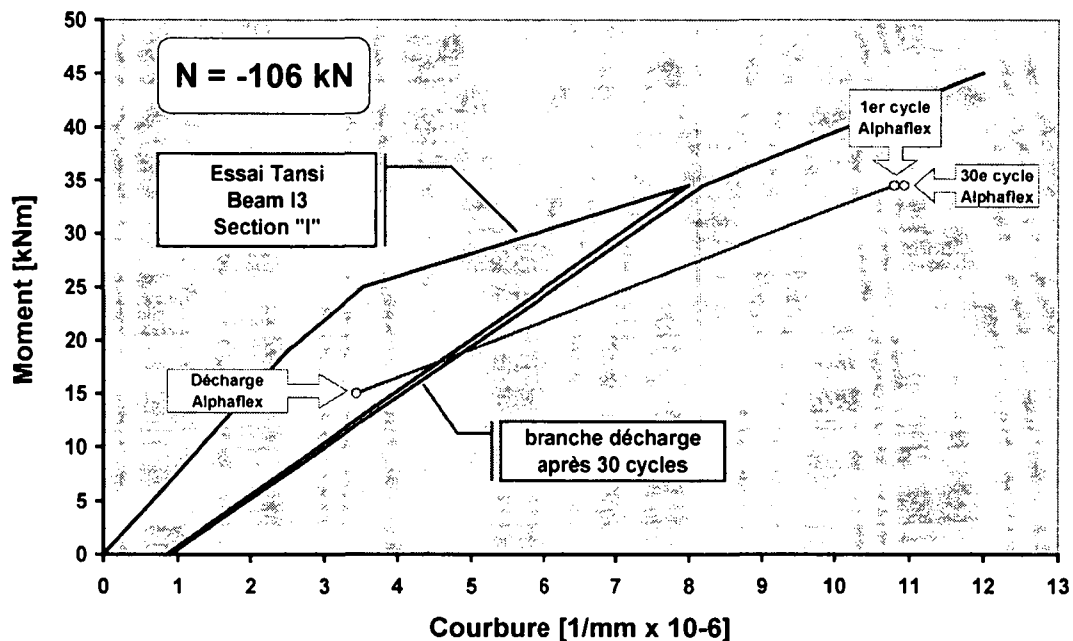


figure 108: comparaison du diagramme moment-courbure mesuré lors de l'essai avec la simulation numérique - poutre#I3 - effort normal = -106kN

La comparaison entre le modèle et les poutres de Tansi, nous a permis de vérifier à nouveau la validité du modèle à calculer des courbures à la montée en charge et à la décharge. D'un autre côté nous avons aussi pu mettre en évidence le rôle de l'adhérence de la précontrainte, paramètre non pris en compte par le modèle.

4.3. Etude paramétrique avec Alphaflex

Avant de commencer l'étude paramétrique proprement dite, nous illustrons ci-dessous l'importance de tenir compte du softening dans la simulation d'un élément fléchi comprimé, lorsqu'il est déchargé.

4.3.1. Influence du softening sur la décharge

L'influence de la prise en compte du softening est illustrée ci-dessous pour la poutre G03 (figure 109). On compare le premier cycle de décharge mesuré lors de l'essai avec deux simulations numériques, avec et sans prise en compte du softening. Ce dernier est inclus dans le calcul avec deux valeurs de l'énergie de rupture $G_f = 0.100 \text{ Nmm/mm}^2$ et $G_f = 0.145 \text{ Nmm/mm}^2$.

Au niveau de la charge maximale l'introduction du softening se traduit par une réponse plus rigide. Cela s'explique par le fait que le béton participe en traction au droit de la fissure, par conséquent, pour satisfaire le même équilibre de forces, l'état de déformation de

la section fissurée est moins prononcée. L'ouverture de la fissure est plus petite, la liaison acier - béton est moins sollicitée ce qui se traduit par une courbure plus faible.

En ce qui concerne la décharge, la prise en compte du softening rigidifie la réponse du tronçon. Pour le comprendre il faut se remémorer que la pente de la branche de décharge de la loi du béton tendu fissuré devient très grande pour de petites ouvertures de fissures. Dans le cas de la flexion cela concerne la partie sommitale de la fissure fictive qui se voit recomprimée lors de la phase de décharge. Ce comportement ne peut pas être reproduit par une section en stade II-nu et de ce fait la réponse obtenue en déchargeant le tronçon est passablement plus souple si le softening est ignoré. La comparaison avec les branches de décharges mesurées nous montre que la prise en compte du softening permet de reproduire plus fidèlement le comportement des poutres testées.

En ce qui concerne l'énergie de rupture, on voit qu'une valeur plus élevée se traduit par une décharge plus raide. Cela est dû au fait que l'étendue de la FPZ est dictée par la valeur w_c qui est l'ouverture de la fissure fictive à partir de laquelle les contraintes ne sont plus transmises par le béton. Or w_c est directement proportionnelle à G_f (voir état des connaissances). Ainsi à une plus grande énergie de rupture G_f correspond une FPZ plus étendue, ce qui se traduit par une rigidité plus élevée au droit de la fissure lors de la décharge. Ici un changement de 45% de la valeur de l'énergie G_f s'est traduit par une différence de 17% de la valeur de la pente de décharge.

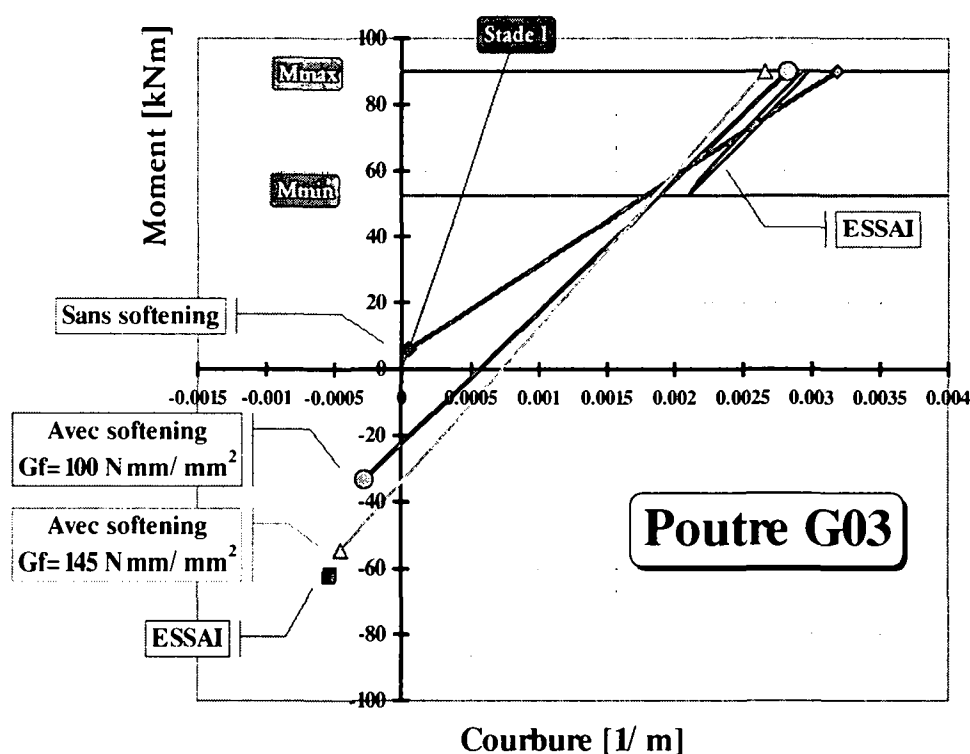


figure 109: influence de la prise en compte du softening sur le diagramme moment-courbure de la poutre G03

En conclusion, si le softening influence relativement peu la courbure sous chargement maximal, il n'en va pas de même du comportement lors de la décharge qui ne peut être correctement reproduit qu'en le prenant en considération.

4.3.2. Résultats de l'étude paramétrique et modification de la loi moment-courbure

On a vu ci-dessus qu'Alphaflex parvient à reproduire d'une façon satisfaisante le comportement d'éléments fléchis et comprimés en présence de fissures lors de la montée en charge et de la décharge. L'influence des cycles est également restituée convenablement.

Nous présentons ci-dessous une étude paramétrique effectuée en utilisant Alphaflex pour des sections rectangulaires et sections "caisson" dont le but est de nous fournir les indications nécessaires et suffisantes à la reformulation de la loi moment-courbure avec branche de décharge. Nos essais nous ont montré qu'il existait un point pivot, nommé point A, qui se trouve sur la droite du stade I et vers lequel convergent toutes les branches de décharge. Un nombre de cycles croissant ne font qu'incliner davantage les branches de décharge. Ainsi si la position du point A et l'évolution de la pente en fonction du nombre de cycles, ou du temps, sont connues, la loi est complètement définie.

La formulation de la branche de décharge de la loi moment-courbure que nous cherchons doit s'appliquer aux sections en béton armé et en béton précontraint. Rappelons que le but est de proposer une extension de la loi moment-courbure du CEB-FIP. C'est pourquoi la nouvelle loi devra prédire les déformations à long terme après apparition d'une action variable. Pour cela il faut que la formulation de la nouvelle loi constitue une enveloppe extrême de toutes les configurations possibles. Concrètement, il s'agira de définir la position du point A et de déterminer comment considérer le point à partir duquel la décharge est opérée, notamment en prenant en compte une répétition de l'action variable. L'étude paramétrique ci-dessous effectuée avec Alphaflex est orientée de façon à nous fournir des informations à ces questions.

Sections rectangulaires

Les caractéristiques de la section avec les paramètres variables et constants, ainsi que les propriétés des matériaux acier et béton, sont donnés ci-dessous à la figure 110.

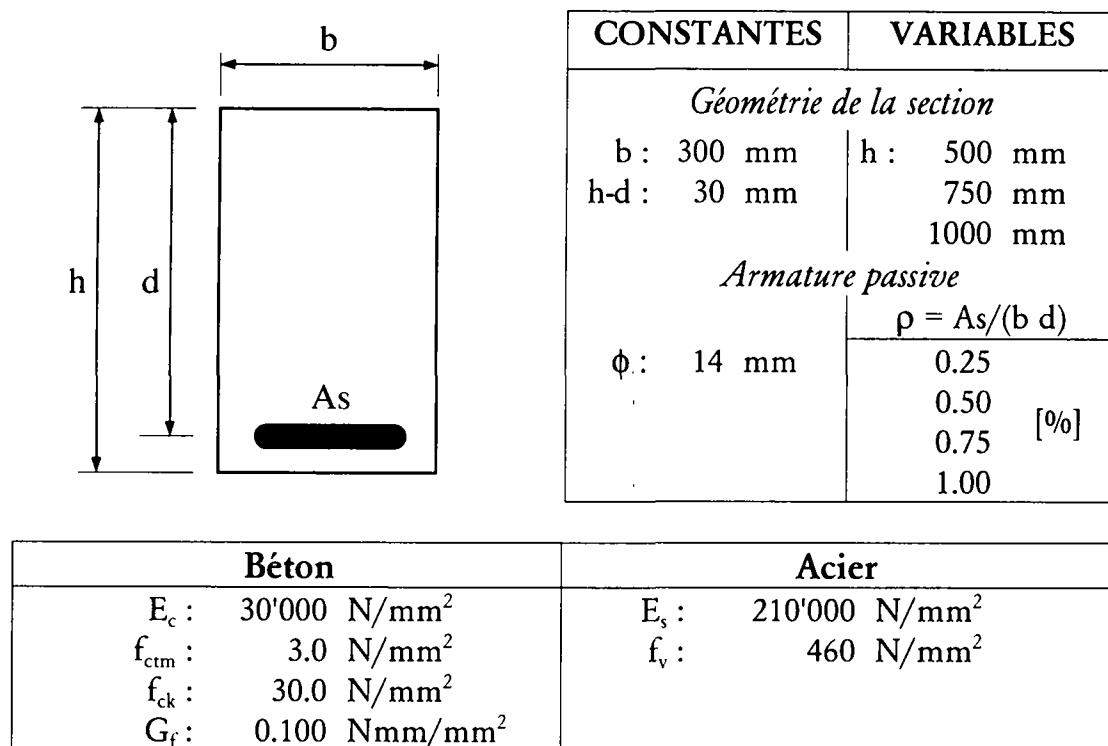


figure 110: paramètres de l'étude

Les différents moments M_{max} . appliqués ont été variés en choisissant des multiples du moment de fissuration M_r .

$M_{max}/M_r :$	2.0	2.5	3.0
-----------------	-----	-----	-----

Quant à la contrainte de compression à l'état permanent due à l'effort normal (N) de précontrainte $\sigma_{perm} = N/A_c$, elle a varié comme suit :

$\sigma_{perm} : [N/mm^2]$	0.0	-1.0	-2.0	-3.0
----------------------------	-----	------	------	------

Sections "caisson"

Pour cette étude paramétrique, les propriétés des matériaux sont les mêmes que ci-dessus. La section est celle d'un pont caisson déjà utilisée lors de l'étude qui a porté sur les charges de trafic et les actions thermiques (voir annexes). Comme précédemment, les paramètres variables sont la hauteur du caisson, le taux d'armature passive, la compression à l'état permanent et les niveaux de sollicitation. Les valeurs numériques des trois derniers

paramètres sont les mêmes que celles de l'étude sur les sections rectangulaires. Les hauteurs de sections utilisées sont 1.5 m, 3.0 m et 4.5 m.

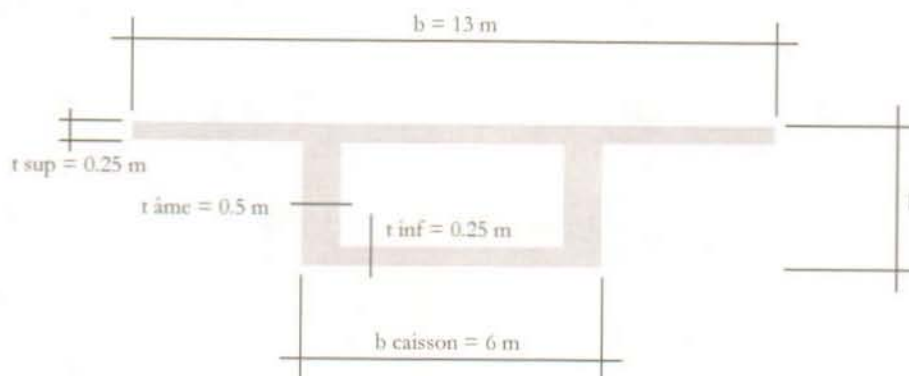


figure 111: sections utilisées pour les calculs

Décharge

Les résultats obtenus pour les deux types de sections sont similaires et nous les traitons conjointement dans ce qui suit.

En ce qui concerne la décharge, nous avons obtenu des branches de décharge qui sont reportées sur les diagrammes moment-courbure pour quelques sections. Les moments sont rendus adimensionnels par rapport à M_{max} , le moment maximum atteint avant décharge.

Les deux premiers graphes (figure 112 et figure 113) montrent l'ensemble des calculs pour deux sections différentes: une section "caisson" et une section rectangulaire. Nous ne présentons pas ici tous les graphiques de toutes les sections calculées, mais des graphes de synthèse pour une section choisie. Sur le graphique sont toujours indiqués les paramètres. Les branches de décharge du graphe sont le résultat des combinaisons de ces paramètres.

Les allures des deux graphes sont relativement similaires. Les branches de décharge caractérisées par les plus grandes courbures sous M_{max} sont les plus plates et correspondent aux sections les moins armées. Le point A, pour ces sections, se trouve proche de l'origine. Dans nos tests nous avons effectivement observé cela sur nos poutres de l'approche II qui étaient faiblement armées. Ensuite à mesure que la courbure sous M_{max} diminue la pente de la décharge se redresse et le point A s'abaisse. Lorsque la courbure sous charge maximale avoisine celle du stade I les pentes deviennent très grandes et le point A peut glisser très bas. Dans ce dernier cas, il convient de relativiser les résultats d'Alphaflex. Cela parce que la sensibilité du modèle est très importante dans cette configuration, d'autant plus que les courbures proches du stade I correspondent aux niveaux de sollicitation (M_{max}/M_r) les plus faibles. Or nous savons que les prédictions sont moins pertinentes pour les moments plus proches de M_r . Effectivement le fait que les

deux pentes des droites du stade I et de la branche de décharge - dont le croisement définit la position du point A - sont très proches à une très grande influence sur la position du point A laquelle est très sensible à une petite variation d'une des deux pentes. Sur les graphiques nous avons désigné les branches de décharge dont le point A se situe à une altitude inférieure à $-M_{max}$.

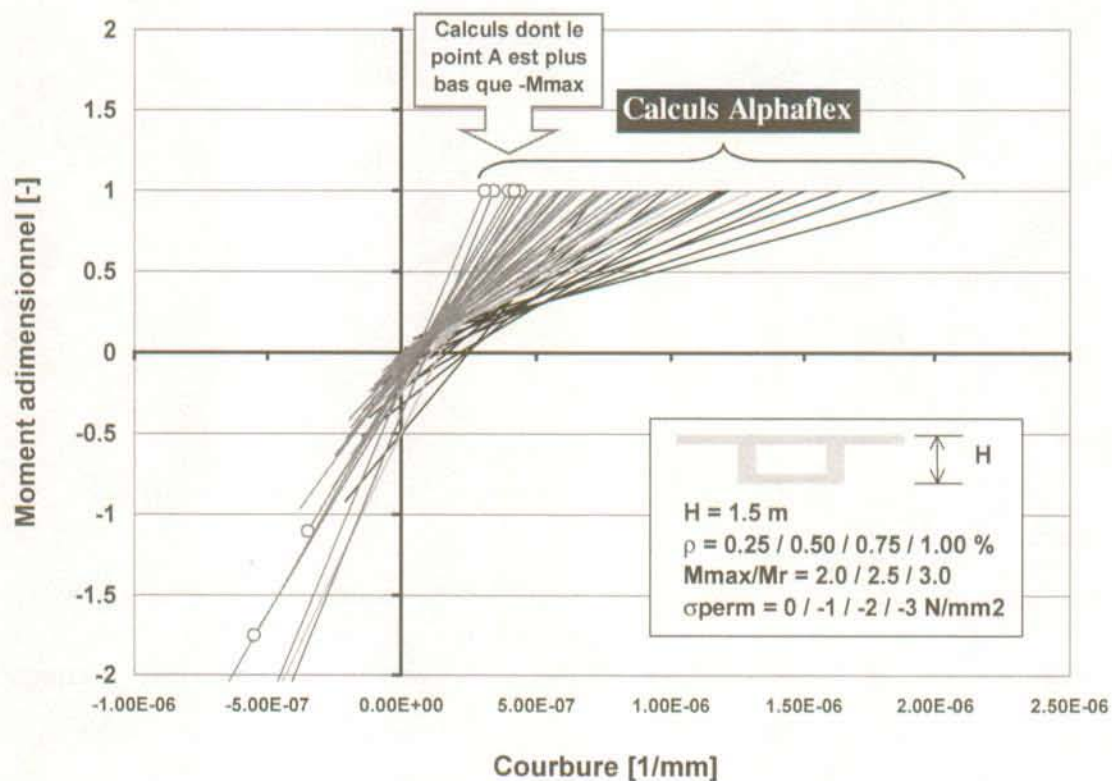


figure 112: ensemble des branches de décharge de la section fermée de hauteur $H=1.5$ m dans une représentation adimensionnelle du moment

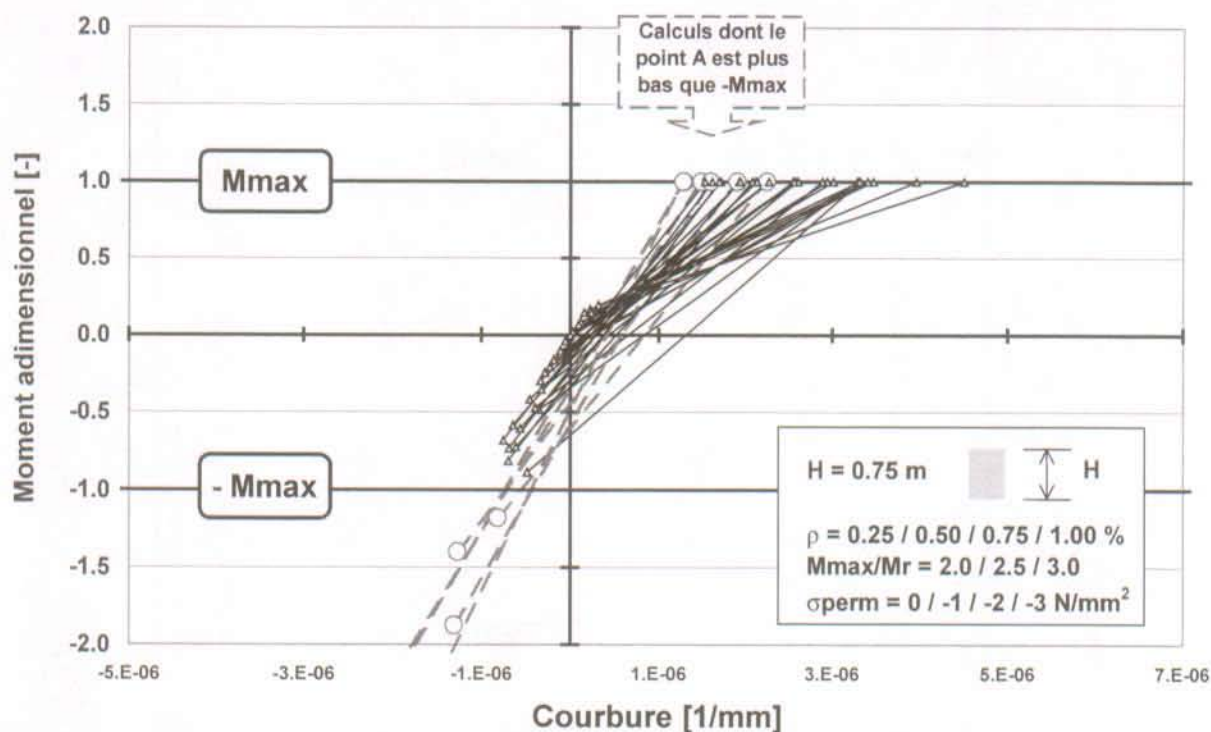


figure 113: ensemble des branches de décharge de la section rectangulaire de hauteur $H=0.75\text{m}$ dans une représentation adimensionnelle du moment

On voit que la très grande majorité des points A calculés est comprise entre l'origine et la valeur opposée au moment maximum ($-M_{\text{max}}$). Sur la base de cette observation nous avons formulé notre proposition de modification de la loi moment-courbure avec décharge pour le calcul des déformations à long terme.

Influence de la quantité d'armature passive

Si l'armature passive est augmentée, les déformations lors de la montée en charge se verront réduites (figure 114). Lors de la décharge une plus grande quantité d'armature passive résulte en une pente de décharge plus raide. Ce dernier effet n'est pas favorable en terme de courbures à long terme, puisqu'une décharge raide résulte en une courbure plus élevée au niveau permanent. Par contre l'un dans l'autre, l'augmentation de l'armature passive améliore tout de même le comportement à long terme après décharge, car les courbures restent inférieures même si la décharge est moins « réversible » (pente plus grande de la branche de décharge) (figure 115).

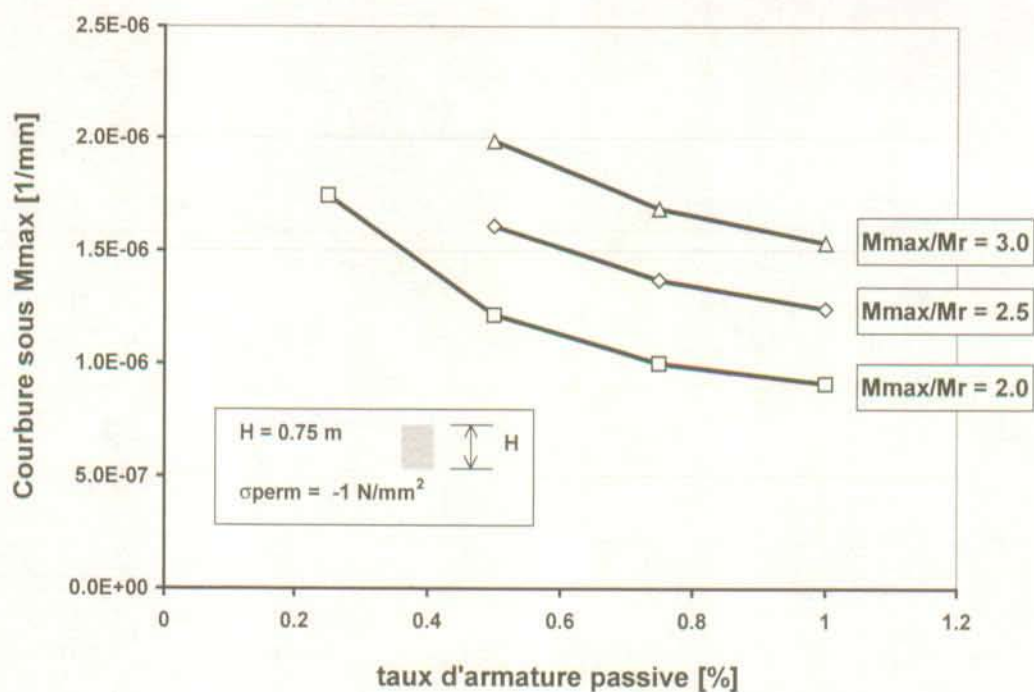


figure 114: courbure sous charge maximale avant décharge en fonction du taux d'armature passive

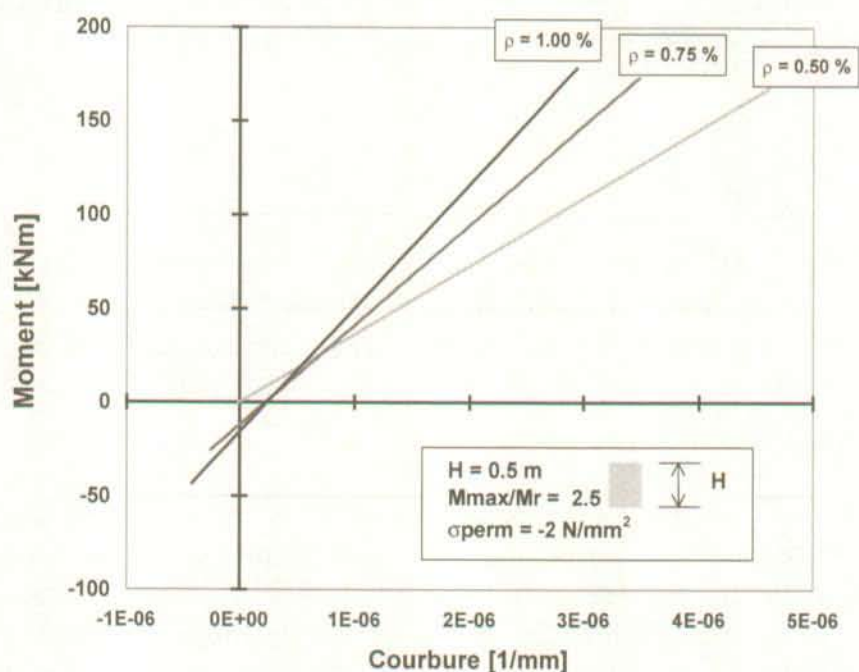


figure 115: influence du taux d'armature passive à la décharge dans un diagramme moment-courbure

Position du point A

A la suite des observations précédentes, si la position du point A est telle qu'il se trouve sur la droite du stade I avec la seconde coordonnée égale à $-M_{\max}$, la branche de décharge permet de couvrir tous les cas significatifs calculés et fournit des courbures plus grandes que les courbures réelles, ce qui est favorable pour un modèle de prédiction des déformations à long terme. Ainsi la loi constitue une borne supérieure. En ce qui concerne les sections dont la pente est raide et proche de celle du stade I, pour lesquelles le point A est plus bas que la valeur de $-M_{\max}$, nous pensons que la proposition de repositionnement du point A telle que formulée ci-dessus demeure valable. D'une part à cause de la relative imprécision qui caractérise ces calculs et d'autre part parce que l'erreur éventuellement introduite est très faible et peut être acceptée. Rappelons-nous que la loi est utilisée pour calculer des déformations à long terme sous charges permanentes. C'est à dire pour un moment adimensionnel compris, a priori, entre 0.5 et 1.0. En examinant le graphique ci-dessous à la figure 116 - dans lequel nous montrons une branche de décharge avec un point A plus bas que $(-M_{\max})$ - on se rend compte que pour un moment de $M/M_{\max} = 0.5$, la différence de courbure entre la droite calculée et celle proposée est infime.

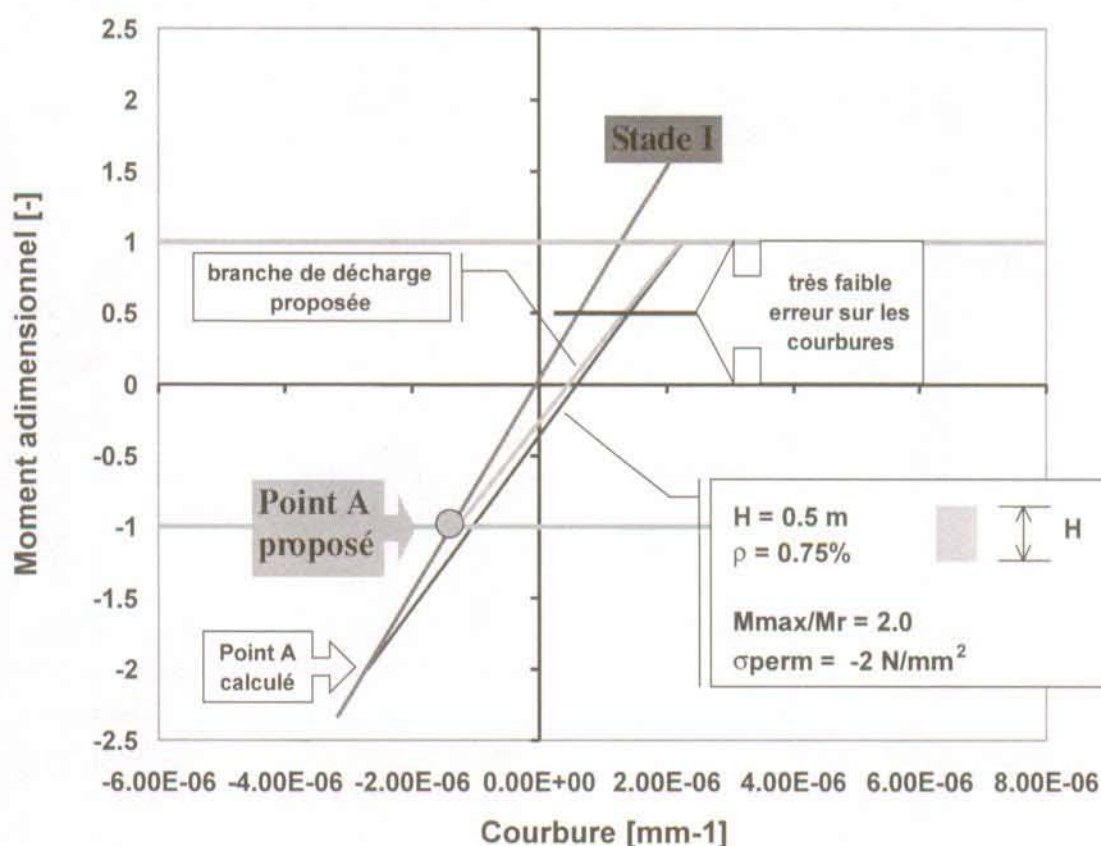


figure 116: Position du point A pour une section dont la branche de décharge calculée est plus raide que celle proposée.

L'erreur la plus grande sur l'estimation des courbures à long terme, en appliquant la décharge proposée, se vérifie pour les sections faiblement armées, dans la mesure où leurs branches de décharge sont relativement plates et tendent vers un point A qui peut se rapprocher de l'origine.

En conclusion, la première partie de la proposition consiste donc à positionner le point A sur la droite du stade I à $-M_{max}$. La seconde consistera à définir quelle courbure considérer avant la décharge.

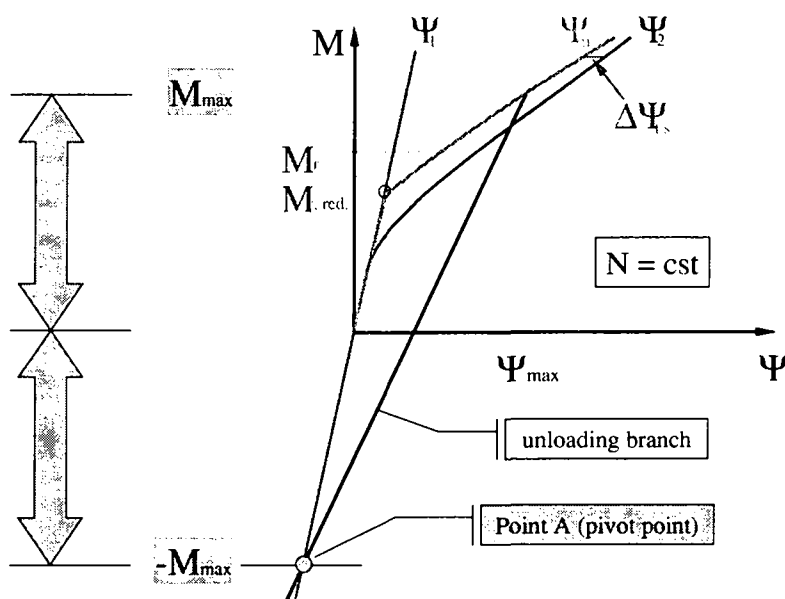


figure 117: proposition de repositionnement du point A

Effet des cycles

Dans cette partie on cherche à déterminer la position du point à partir duquel est opérée la décharge.

Dans un premier temps nous nous sommes intéressés à l'augmentation cyclique de la courbure en fonction du niveau de sollicitation (M_{max}/M_r). Ci-dessous est illustrée l'augmentation absolue (figure 118) et relative (figure 119) de la courbure après 10'000 cycles en fonction du niveau de sollicitation et de la contrainte de compression. Comme déduit de nos essais (figure 59 et figure 60 à la page 83), on constate que l'augmentation est plus élevée pour un rapport M_{max}/M_r plus faible. Sur ces diagrammes on voit également que pour un même niveau de sollicitation, une précontrainte plus élevée se traduit par une augmentation plus faible.

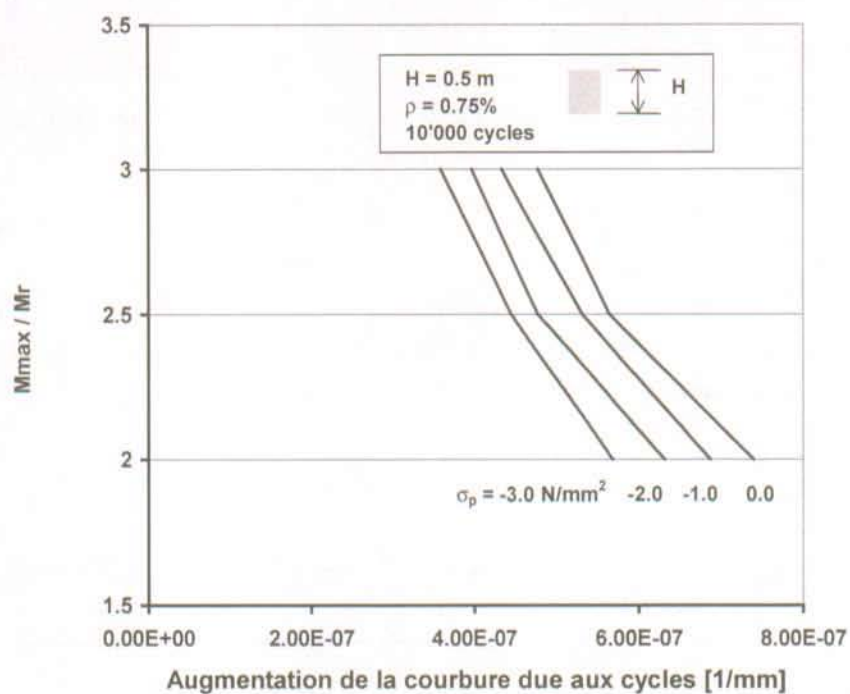


figure 118: augmentation de la courbure après 10'000 cycles par rapport au 1^{er} cycle en fonction du niveau de sollicitation et de la précontrainte – valeurs absolues

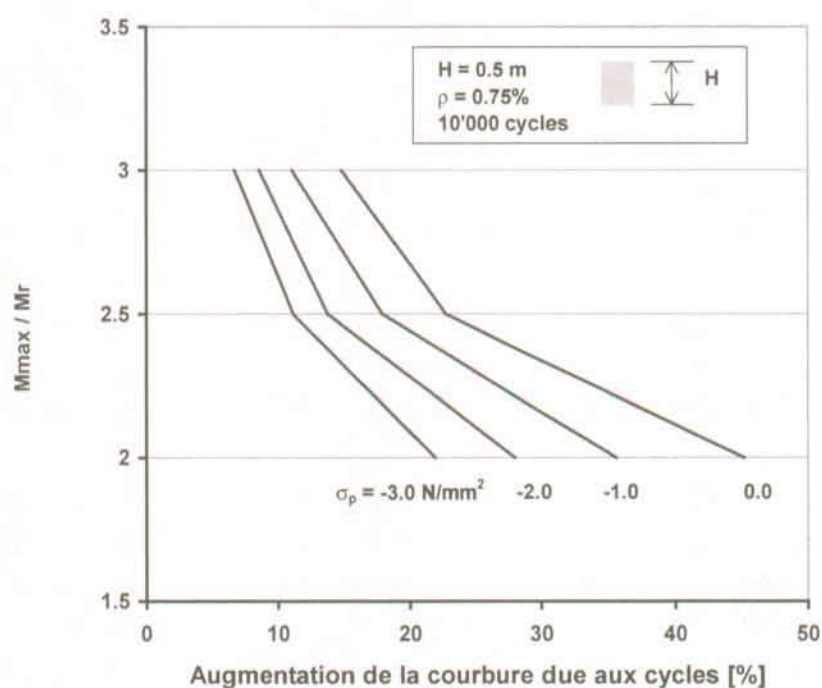


figure 119: augmentation de la courbure après 10'000 cycles par rapport au 1^{er} cycle en fonction du niveau de sollicitation et de la précontrainte – valeurs relatives

Le modèle numérique confirme bien que les plus grandes augmentations potentielles des courbures se produisent pour des moments faibles, là où l'effet des cycles et du temps est le plus grand.

Dans un deuxième temps nous avons chiffré la différence en pour-cent entre la courbure obtenue par Alphaflex (intégration sur le tronçon fléchi et comprimé) et celle calculée selon le CEB. Cela a été fait pour tous les calculs effectués sur les deux types de sections à court terme (1^{er} cycle) et à long terme pour 10'000 cycles. La valeur moyenne de l'écart est donnée dans le tableau ci-dessous.

Différence moyenne entre la courbure CEB et Alphaflex	Section rectangulaire	Section "Caisson"
Court terme (1 ^{er} cycle / $\beta_2=0.8$)	15.8 %	7.8 %
Long terme (10000 ^e cycle / $\beta_2=0.5$)	2.5 %	1.6 %

tableau 18: comparaison entre le calcul Alphaflex et la loi CEB-FIP pour un 1^{er} chargement et après un chargement répété

Le modèle Alphaflex donne en moyenne des courbures plus petites que celles de la loi moment-courbure du Code Modèle CEB-FIP 90. En examinant le tableau on s'aperçoit que la loi CEB et le calcul Alphaflex sont proches tant à court terme qu'à long terme. L'écart est plus faible à long terme.

Ensuite nous avons cherché à affiner le résultat ci-dessus en suivant la différence entre la courbure Alphaflex et la courbure CEB long terme ($\beta_2=0.5$) en fonction des cycles. Ci-dessous à la figure 120 nous présentons un cas particulier en fonction d'une échelle linéaire des cycles.

On constate que la différence chute très rapidement, déjà après quelques milliers de cycles. Ensuite à mesure que les cycles augmentent, la différence diminue ce qui signifie que la courbure Alphaflex se rapproche toujours plus de la valeur de la courbure moyenne calculée d'après le CEB. Sur une échelle logarithmique du nombre de cycles on voit que la diminution est linéaire puis ralentit après 100'000 cycles (figure 121).

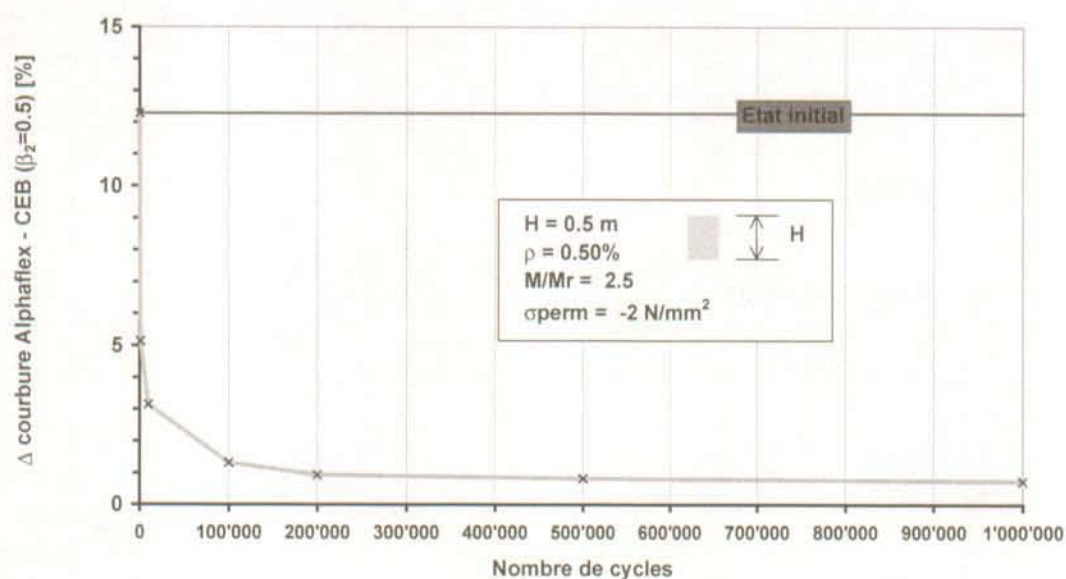


figure 120: évolution de l'écart entre la courbure calculée par Alphaflex et la valeur de la courbure à long terme du CEB ($\beta_2=0.5$) en fonction des cycles

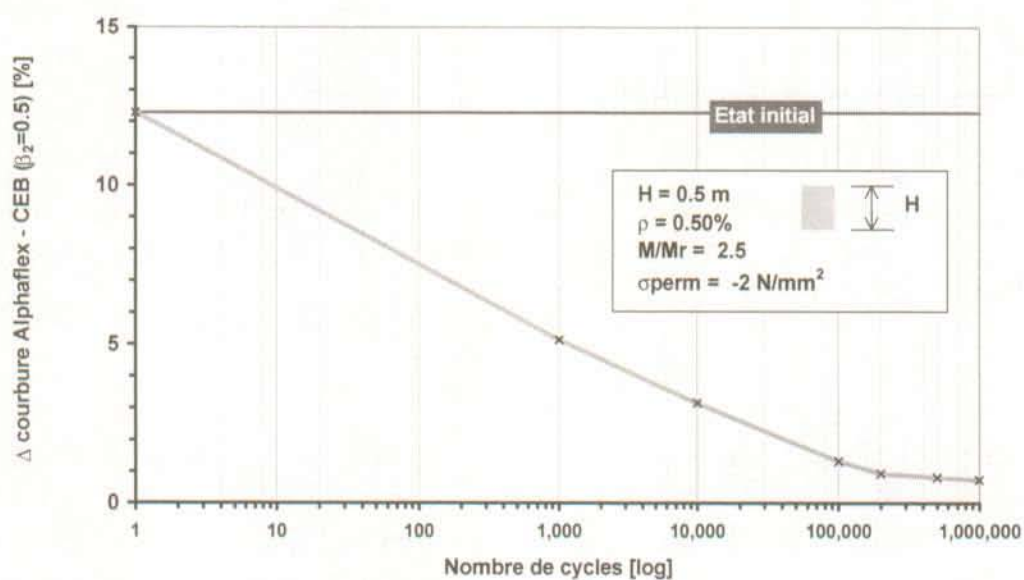


figure 121: évolution de l'écart entre la courbure calculée par Alphaflex et la valeur de la courbure à long terme du CEB ($\beta_2=0.5$) en fonction des cycles – Echelle logarithmique

Ci-dessous à la figure 122, nous comparons le cas présenté avec d'autres sections. Le comportement est analogue et les écarts sont faibles. Après 1000 cycles la différence maximum est de 5 %.

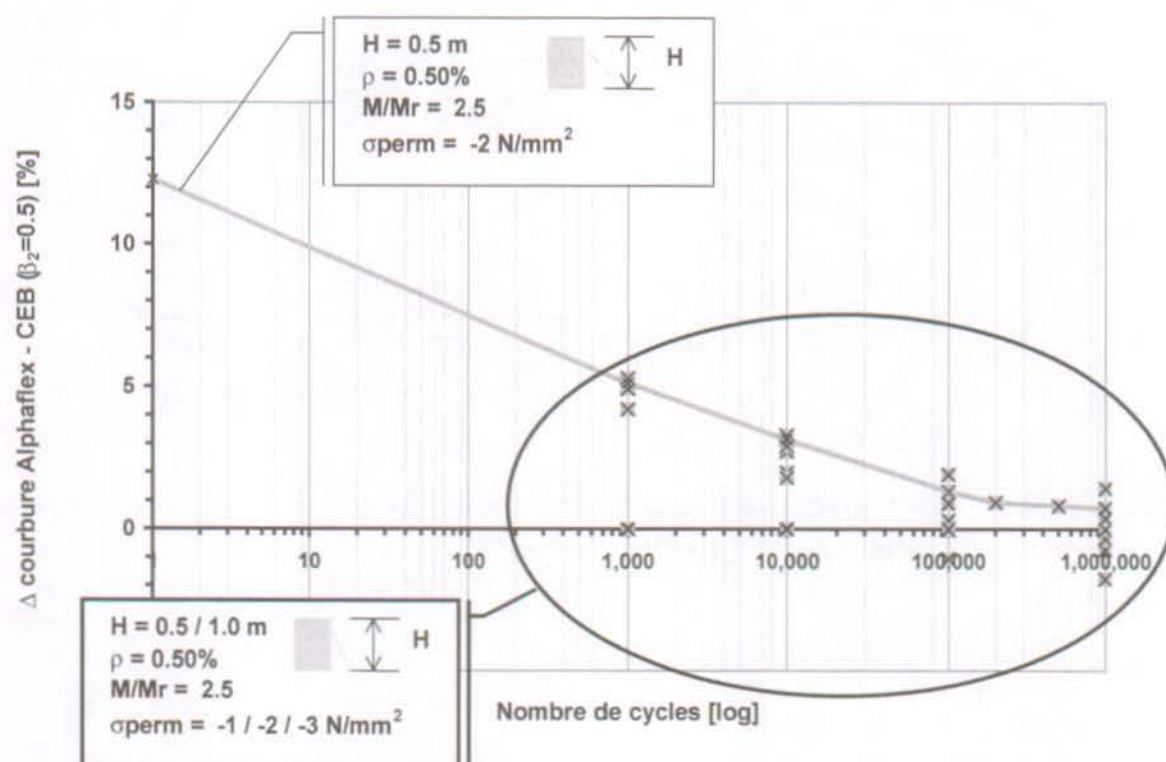


figure 122: évolution pour plusieurs calculs de l'écart entre la courbure calculée par Alphaflex et la valeur de la courbure à long terme du CEB ($\beta_2=0.5$) en fonction des cycles - Echelle logarithmique

En guise de conclusion de cette partie, nous pouvons affirmer que la loi du CEB, grâce au coefficient β_2 , prédit correctement la courbure d'une section comprimée et fléchie sous chargement cyclique. Dans cette affirmation est sous-entendu le fait qu'Alphaflex est fiable dans la reproduction du comportement réel, ce qui a déjà été montré. Par conséquent, en ce qui concerne notre proposition de modification de la loi moment-courbure, nous considérons que la position du point à partir duquel est opérée la décharge peut être considéré comme se trouvant sur la courbe de chargement monotone et peut être calculé classiquement selon la loi moment-courbure du Code Modèle CEB-FIP 90. C'est-à-dire que pour un premier chargement on calculera la courbure de décharge en prenant $\beta_2 = 0.8$,

alors que si la courbure après plusieurs applications de l'action variable est recherchée, on prendra $\beta_2 = 0.5$.

Proposition de changement de la loi moment-courbure

Ainsi notre proposition de modification de la loi moment-courbure avec décharge se présente comme suit.

- Le point A se trouve sur la droite du stade I à une cote verticale de $-M_{\max}$.
- Le point de décharge est déterminé par la loi moment-courbure actuellement en vigueur.

Rappelons que la proposition faite ici ne concerne que le chargement instantané, à un temps donné. La contribution des effets différés n'est pas prise en compte et doit être superposée le cas échéant.

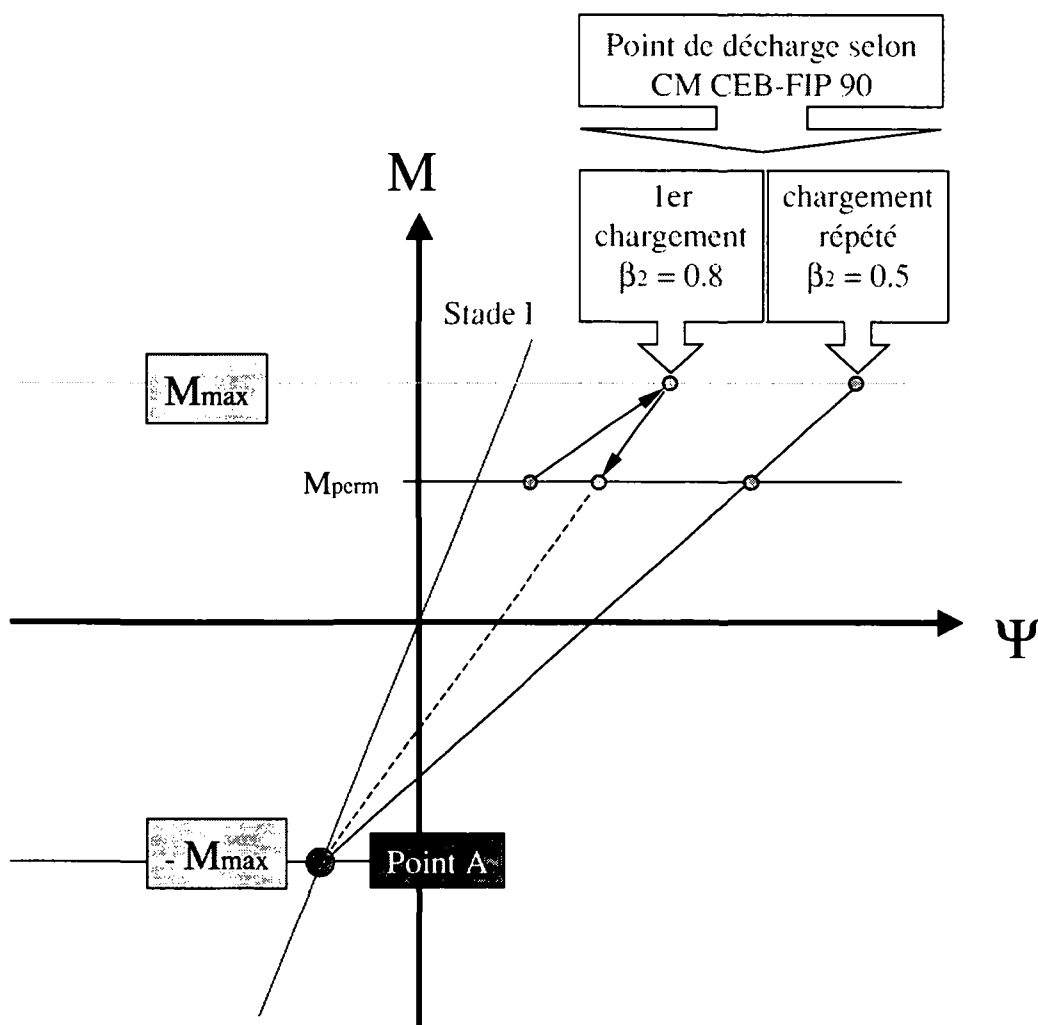


figure 123: proposition de la loi moment-courbure avec décharge

« *L'improvisation est un mirage qui trompe les gens ignorants de la technique nécessaire à tout travail de création* »
 Federico Fellini

5. Récapitulation des résultats de l'étude des actions variables

Les actions variables ont fait l'objet d'une étude dont le but était d'obtenir des estimations sur l'impact réel des actions variables sur les ouvrages d'art en termes d'efforts et de contraintes. Cette étude se trouve en annexe du présent document. Nous présentons ci-dessous le résultat synthétique de cette étude.

5.1. Synthèse de l'étude des actions variables

Les actions variables réelles susceptibles d'avoir un impact au niveau des déformations des ponts en béton peuvent être ramenées à trois cas :

- les gradients thermiques
- les charges de trafic régulier
- les convois exceptionnels

Pour chacun de ces cas nous avons cherché à estimer leur impact sur les ouvrages en termes d'efforts et de contraintes.

En ce qui concerne les contraintes voici les contraintes maximales de traction obtenues lors de l'étude paramétrique :

	Temps de retour	Travée [N/mm ²]	Appui [N/mm ²]
Température	1 an	3.0	1.0
	100 ans	3.5	1.5
	Pose revêtement	4.0	
Trafic	1 an	1.75	1.25
	100 ans	2.5	1.5
Convois exceptionnels	Catégorie #1	2.7	0.9
	Catégorie #2	3.9	1.7
	Catégorie #3	4.7	2.0

tableau 19: récapitulation des contraintes stade I obtenues lors de l'étude paramétrique sur les actions cycliques

L'effet réel des trois actions variables peut être estimé comme suit :

5.2. Température

Le gradient thermique à prendre en considération est le gradient linéaire de la norme SIA dont les intensités doivent être adaptées selon le tableau ci-dessous.

	Temps de retour : 1 an	Temps de retour : 100 ans	Pose du revêtement	SIA actuelle
H<1m	$T_{SIA} = 20^{\circ}\text{C}$	$T_{SIA} = 24^{\circ}\text{C}$	$T_{SIA} = 28^{\circ}\text{C}$	$T_{SIA} = 12^{\circ}\text{C}$
H>3m	$T_{SIA} = 15^{\circ}\text{C}$	$T_{SIA} = 19^{\circ}\text{C}$	$T_{SIA} = 23^{\circ}\text{C}$	$T_{SIA} = 8^{\circ}\text{C}$

Tableau 20 : proposition d'adaptation du gradient linéaire de la norme pour différents temps de retour

5.3. Trafic régulier

Le trafic régulier peut être estimé à l'aide des modèles de charge 1 et 3 (aptitude au service) auquel il faut appliquer un facteur correctif.

	Trafic actuel de routes cantonales (#3)	Trafic actuel autoroutier (#1 & #2)	Trafic avec limite légale de 40 tonnes
Facteur correctif	0.4	0.6	1.0

Tableau 21 : facteur correctif à appliquer aux modèles de charges 1 et 3 de la norme SIA dans l'estimation du trafic régulier

Ici on donne également un facteur pour les routes cantonales de 0.4 qui a été obtenu de la même façon que les deux autres facteurs, c'est-à-dire en calculant le rapport entre les moments engendrés par le trafic réel et les moments obtenus en appliquant les modèles de charges de la norme SIA.

Les facteurs ci-dessus sont applicables à défaut de meilleure information. Il va de soi qu'un comptage au droit de l'ouvrage considéré est l'information la plus significative que l'on puisse obtenir. Si des comptages sont disponibles alors il convient d'appliquer la méthode Bailey telle qu'exposée en annexe.

5.4. Convois exceptionnels

Si l'histoire des charges réelles qui ont sollicité le pont étudié, est l'information désirée, alors il suffit de consulter l'office cantonal compétent puisque tous les convois qui empruntent un pont sont répertoriés.

D'un autre côté s'il s'agit de faire des prévisions sur les charges représentées par les convois exceptionnels, nous proposons d'utiliser les trois catégories de convois exceptionnels que nous avons défini. Sur la base des trois catégories ainsi définies, il faut déterminer la probabilité d'apparition de chacune des catégories sur l'ouvrage examiné. Bien que grossière, cette dernière approche permet néanmoins de distinguer entre trois types de convois et de disposer d'une hiérarchie par ordre d'importance. Cela permet d'affiner un peu l'analyse au lieu de ne considérer que le modèle 4 dans sa totalité qui est une charge très élevée et donc d'occurrence rare.

Catégorie	Poids total	Longueur
	[kN]	[m]
#1	1000	25
#2	2500	45
#3	4000	60

Tableau 22: définition des trois catégories de convois exceptionnels

Comme le convoi #3 correspond au modèle 4 de la norme SIA, on peut estimer les trois catégories de la même manière que ce qui a été fait pour le trafic régulier, à savoir appliquer le modèle 4 de la norme multiplié par un facteur correctif sur l'intensité. Les longueurs doivent être prise en compte comme indiqué au tableau ci-dessus.

Catégorie	Facteur correctif
#1	0.4
#2	0.6
#3	1.0

Tableau 23: facteur correctif à appliquer au modèle 4 de la norme SIA pour obtenir les trois catégories de convois exceptionnels

« *Inertia creeps* »
Massive Attack

6. Comparaison entre les courbures dues aux actions variables et celles dues au fluage – exemple de calcul d'une section de pont

Afin d'illustrer l'importance relative d'une décharge par rapport au fluage sur une section de pont en fonction de la quantité de précontrainte, nous présentons une comparaison entre les courbures après un chargement variable répété et les courbures dues au fluage calculées pour trois sections fermées.

6.1. Dimensions et armature des sections

Les dimensions des trois sections sont les mêmes et correspondent à celles de la section utilisée par Markey dans sa thèse de doctorat [194].

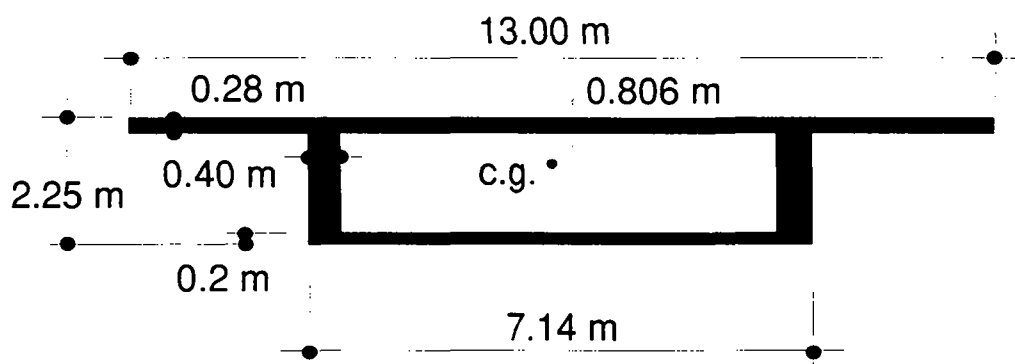


Figure 124 : dimensions de la section calculée

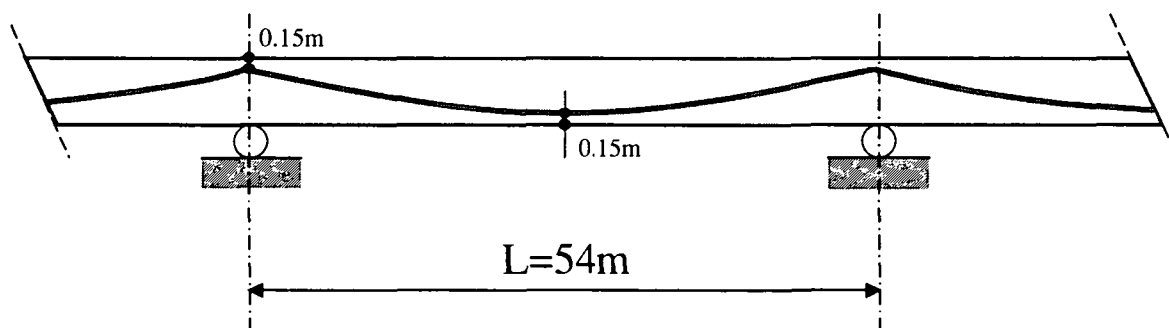


Figure 125 : système statique longitudinal

Le section choisie est celle à mi-travée d'une poutre continue de 54 m de portée avec précontrainte parabolique (Figure 125). Les trois sections se distinguent par trois degrés de

compensation des déformations β et par trois taux d'armature passive différents ρ . Ce dernier est appliqué uniformément sur l'ensemble de la section. L'action de la précontrainte est prise en compte à travers les charges équivalentes. L'adhérence des câbles de précontrainte n'est pas considérée dans ces exemples.

	Section #1	Section #2	Section #3
β	0.4	0.6	0.8
ρ [%]	0.8	0.6	0.4

Tableau 24 : degrés de compensation des déformations et taux d'armature passive des trois sections calculées

6.2. Charges permanentes et variables

Les trois sections ont été sollicitées sous charges permanentes et sous deux actions variables. Trois valeurs de la courbure sous charge permanentes ont été calculées : la courbure permanente instantanée sans fluage ($\Psi_{\text{perm}} \varphi=0.0$), la courbure permanente avec fluage au temps t ($\Psi_{\text{perm}} \varphi=2.5$ ici), la courbure au niveau permanent après application de l'action variable avec superposition de l'action du fluage (Ψ_{var}) (figure 126).

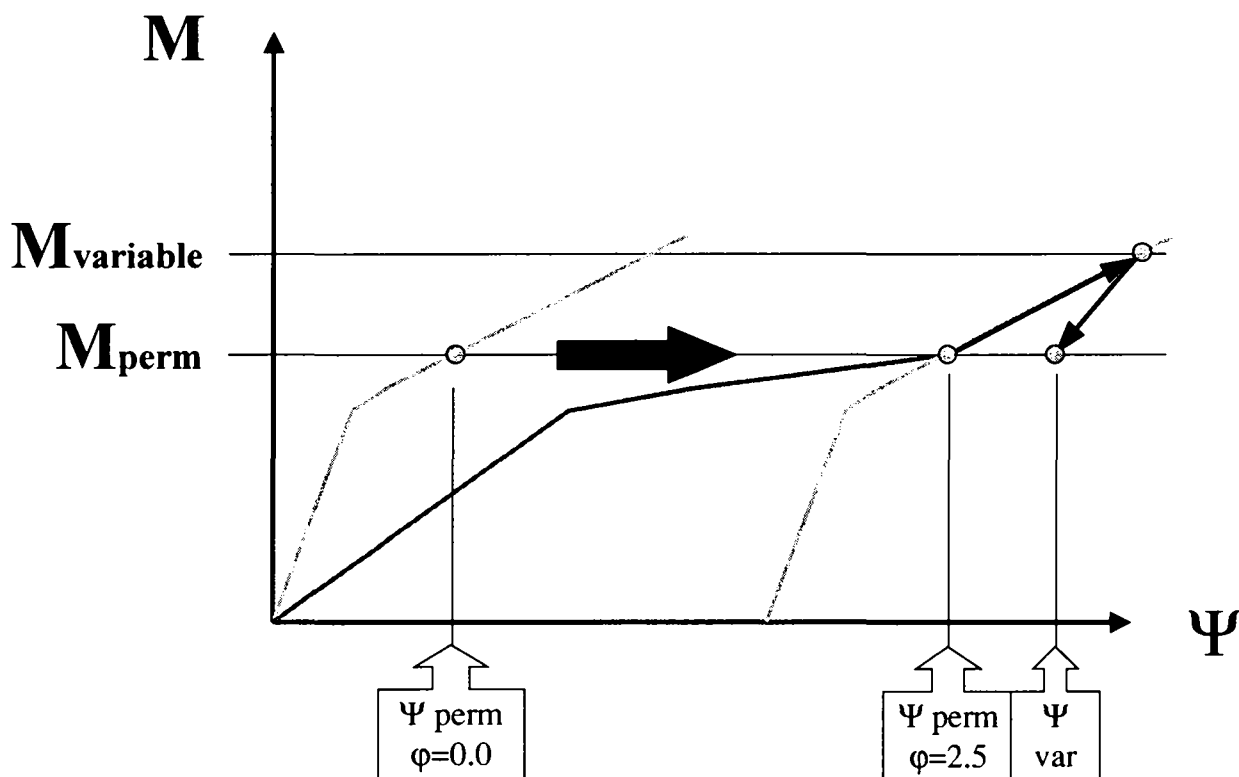


figure 126 : illustration des trois valeurs calculées de la courbure permanente

Les charges permanentes sont calculées en prenant, en plus du poids propre de la section de béton, une épaisseur de 10 cm de revêtement. Le fluage est pris en compte en considérant un coefficient de fluage égal à $\varphi=2.5$.

En ce qui concerne les actions variables, nous avons considéré deux configurations de trafic :

- La charge variable est une surcharge de 5kN/m^2 ou de 65kN/m . Cette dernière valeur correspond au poids linéaire du convoi exceptionnel #3 défini au chapitre portant sur les charges de trafic (voir chapitre annexe sur la trafic). Il équivaut au modèle de charge 4 de la norme SIA pour les convois exceptionnels. Cette charge variable a été appliquée aux trois sections.
- Une autre charge variable correspondant au modèle de charge 3 de la norme SIA 160 de 2 kN/m^2 (aptitude au service) a également été appliquée.

6.3. Résultats

La loi moment-courbure CEB-FIP intéressée par l'action variable est calculée après un chargement répété ($\beta_2=0.5$) et avec un coefficient de fluage ($\varphi=0.0$). La décharge est appliquée comme proposé plus haut, c'est-à-dire en positionnant le point A sur la droite du stade I dont l'ordonnée vaut $-M_{\max}$.

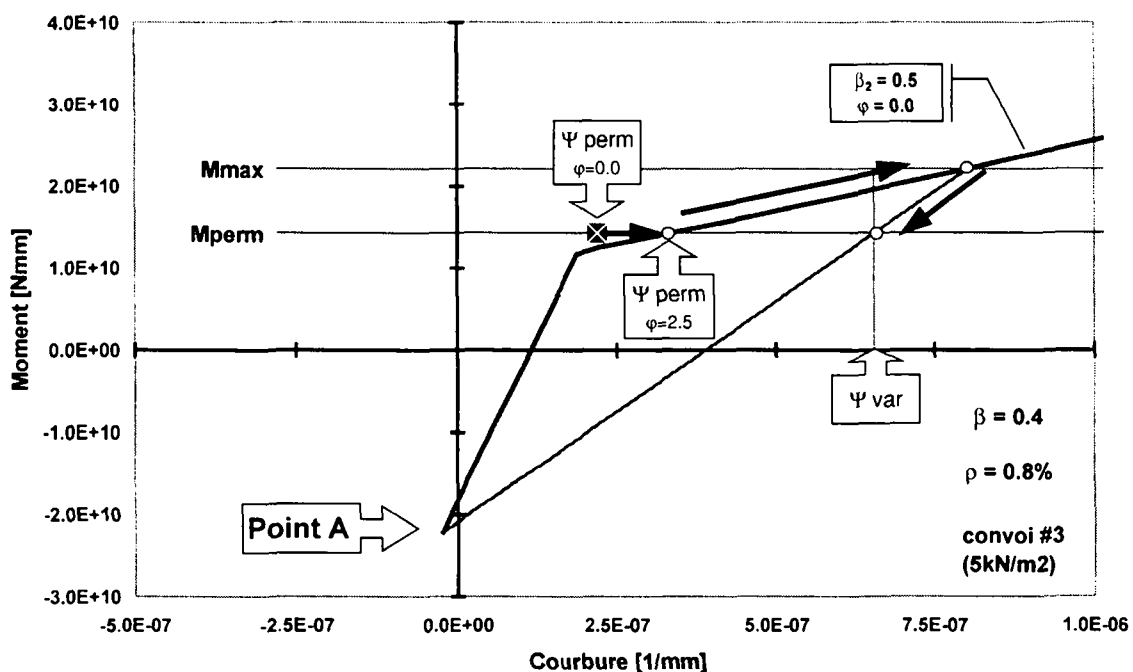
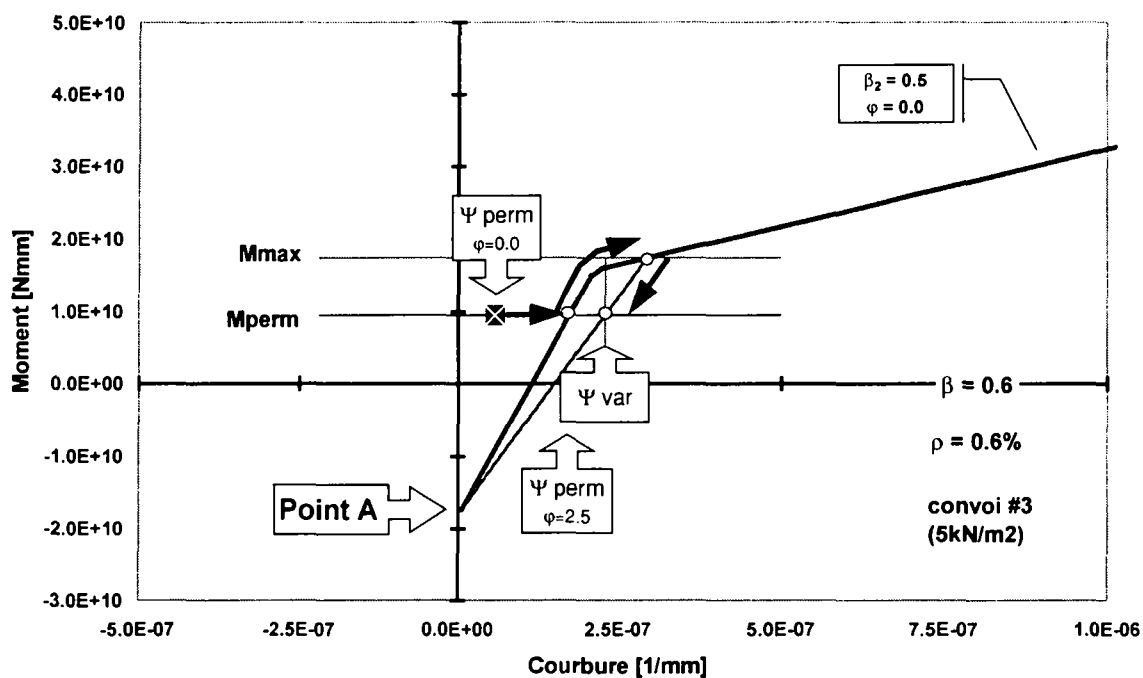
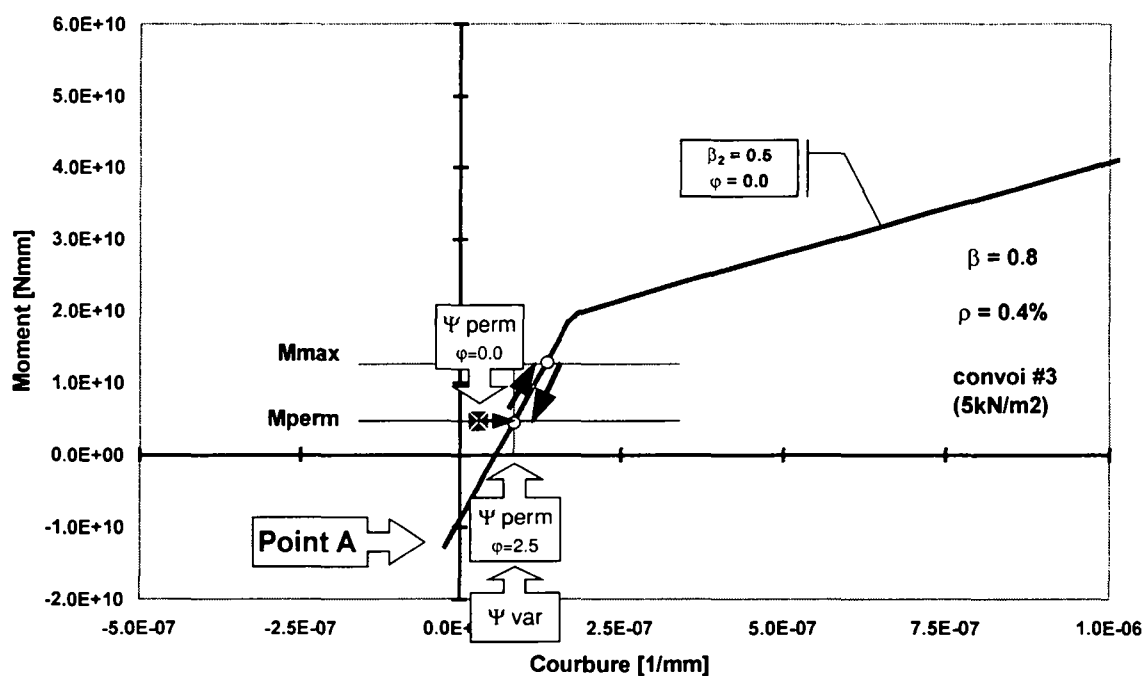


Figure 127 : loi moment-courbure pour $\beta=0.4$ et surcharge de 5kN/m^2

Figure 128 : loi moment-courbure pour $\beta=0.6$ et surcharge de 5kN/m^2 Figure 129 : loi moment-courbure pour $\beta=0.8$ et surcharge de 5kN/m^2

Les résultats nous montrent que la section #3 ($\beta=0.8$) ne se fissure pas quelle que soit l'action variable.

Le cas de la section #2 ($\beta=0.6$) est intéressant, car le niveau permanent est clairement en stade I, alors que les charges variables induisent la fissuration pour une surcharge de 5 kN/m^2 . La surcharge de 2 kN/m^2 ne fissure pas la section. Le fait de charger et décharger cette section avec la plus grande charge variable se traduit par une augmentation de 30% de la déformation à long terme telle que calculée classiquement en ne tenant compte que du fluage et des charges permanentes ($\Psi_{\text{var}}(\text{convoi}\#3)/\Psi_{\text{perm}}\phi_{2.5} = 1.3$).

			Section #1	Section #2	Section #3
		β	0.4	0.6	0.8
		ρ [%]	0.8	0.6	0.4
Ψ_{perm} $\beta_2=0.5$ & $\phi=0.0$	A la montée en charge	[1/mm]	2.19E-07	5.84E-08	2.90E-08
Ψ_{perm} $\beta_2=0.5$ & $\phi=2.5$	A la montée en charge	[1/mm]	3.34E-07	1.73E-07	8.54E-08
Surcharge répartie 5 kN/m^2 ; 65 kN/m ; Convoi #3					
$\Psi_{\text{var}}(\text{convoi}\#3)$	Après décharge	[1/mm]	6.56E-07	2.28E-07	8.54E-08
$\Psi_{\text{var}}(\text{convoi}\#3) / \Psi_{\text{perm}}\phi=2.5$			2.0	1.3	1.0
Surcharge répartie 2 kN/m^2 ; 26 kN/m ; modèle 3 SIA 160					
$\Psi_{\text{var}}(\text{modèle 3})$	Après décharge	[1/mm]	4.78E-07	1.73E-07	8.54E-08
$\Psi_{\text{var}}(\text{modèle 3}) / \Psi_{\text{perm}}\phi=2.5$			1.4	1.0	1.0

Tableau 25 : courbures sous les charges variables pour les trois sections étudiées

L'augmentation après application des charges cycliques est encore plus frappante pour la section #1 ($\beta=0.4$). En effet sous la plus grande charge variable (surcharge de 5 kN/m^2), la courbure est doublée ($\Psi_{\text{var}}(\text{convoi}\#3)/\Psi_{\text{perm}}\phi_{2.5} = 2.0$). Par ailleurs la surcharge de 2 kN/m^2 engendre aussi un accroissement des courbures puisque le niveau permanent fissure déjà la section. Ici l'augmentation de la courbure à long terme est de 40%.

Une fois la décharge effectuée, la courbure sous charge permanente (Ψ_{var}) est donc plus grande que la courbure permanente avec fluage au temps t ($\Psi_{\text{perm}}\phi=2.5$ ici). La courbure (Ψ_{var}) se situe sous la courbe de la montée en charge de la loi moment-courbure. De ce fait cette courbure correspond à un autre moment, plus grand que le moment permanent, sur la courbe de la montée en charge.

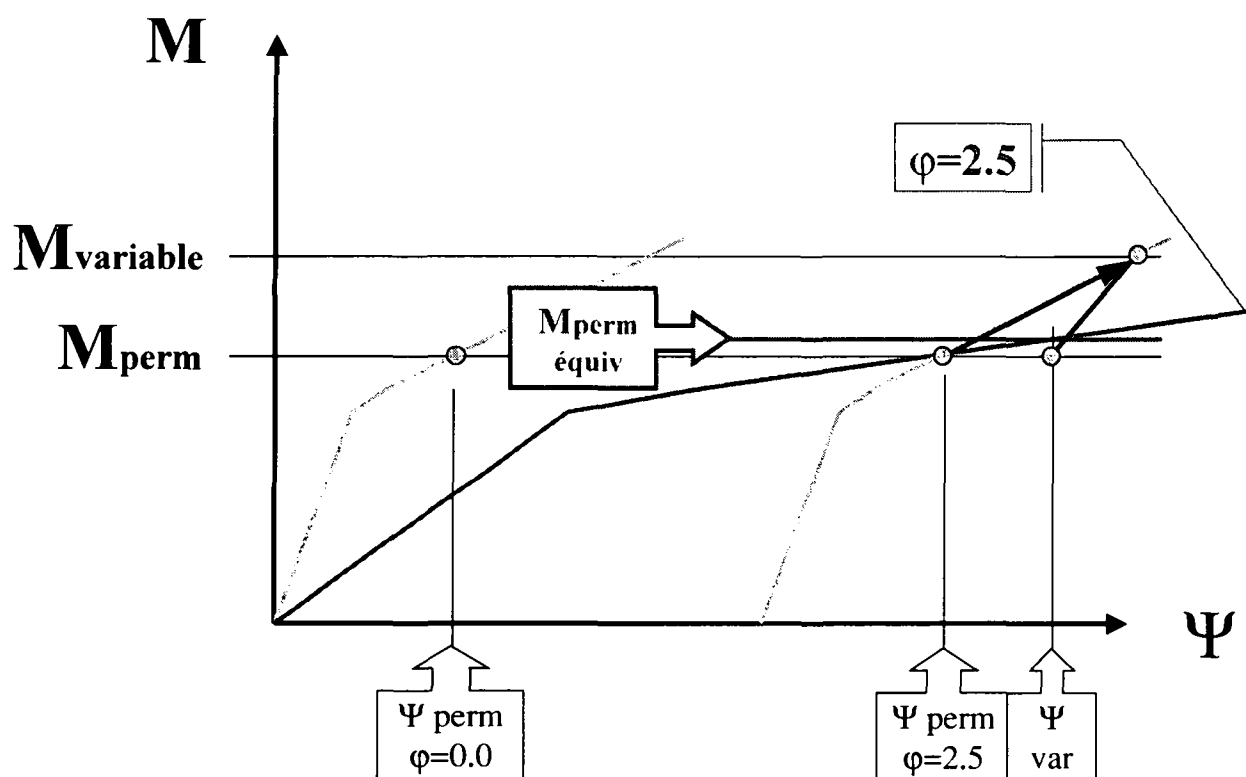


Figure 130 : définition du moment permanent équivalent

Ce moment, que l'on baptisera moment permanent équivalent, représente la majoration du moment permanent donnant la même courbure, sur la courbe considérant seulement le fluage, que l'action superposée du fluage et de la charge variable. Dans le tableau ci-dessous nous donnons la majoration du moment permanent, exprimée comme le rapport $M_{perm \text{ équiv}}/M_{perm}$, pour les actions variables considérées.

La majoration de la courbure est nulle lorsque la section n'est pas fissurée par les charges variables. La plus grande charge variable (surcharge 5kN/m^2) se traduit par une augmentation d'environ 30% des déformations pour les deux sections qu'elle fissure. La charge variable inférieure (surcharge 2kN/m^2) ne fissure que la section la moins précontrainte et engendre une augmentation des courbures de 15%.

		Section #1	Section #2	Section #3
	β	0.4	0.6	0.8
	ρ [%]	0.8	0.6	0.4
M permanent équivalent / M permanent (surcharge 5kN/m ²)		1.33	1.32	1.00
M permanent équivalent / M permanent (surcharge 2kN/m ²)		1.15	1.00	1.00

Tableau 26 : moment permanent équivalent pour les trois sections étudiées

6.4. Enseignements

Les trois exemples ci-dessus nous ont montré quelques indications intéressantes sur l'importance relative de la contribution des actions variables sur une section de pont précontrainte.

Tout d'abord, la contribution des actions variables peut ne pas être négligeable. Dès que la fissuration apparaît, le fait de charger et décharger engendre une augmentation de la courbure. Celle-ci est d'autant plus grande que la charge ou l'action variable est grande.

La quantité de précontrainte conditionne grandement la contribution des actions variables dans la mesure où elle fixe l'apparition de la fissuration en soulageant les charges verticales et en induisant un effort normal. Dans nos exemples un degré de compensation de $\beta=0.8$ suffisait à empêcher l'apparition de la fissuration. Lorsque le niveau permanent se situe en stade I, mais que la section est plus ou moins régulièrement fissurée ($\beta=0.6$), la contribution des actions variables peut engendrer jusqu'à 30% d'augmentation de la courbure. Si la précontrainte est telle que sous charge permanente la section est fissurée ($\beta=0.4$), alors la contribution des actions variables peut doubler la courbure permanente avec prise en compte du fluage.

En conclusion, bien que ces trois exemples ne soient qu'indicatifs, ils montrent clairement l'influence favorable de disposer une quantité suffisante de précontrainte. Cette dernière contrôle l'apparition de la fissuration, qui, du point de vue des déformations, n'est pas souhaitable pour deux raisons : Premièrement, l'apparition de la fissuration dans un ouvrage se traduit par une réduction de la rigidité, donc par l'accroissement des déformations. Deuxièmement, la présence de zones fissurées signifie que les déformations augmenteront sous actions variables répétées.

« There can be little doubt that in many ways the story of bridge building is the story of civilisation. By it we can readily measure an important part of a people's progress »

Franklin D Roosevelt

7. Evaluation de la contribution des actions variables et choix de la précontrainte

7.1. Evaluation de la contribution des actions variables aux déformations excessives d'un ouvrage réel

Au début de ce document nous avons présenté notre travail comme s'inscrivant dans la perspective d'une double interrogation liée à la dégradation des ouvrages d'art dans le temps. Le présent paragraphe traite de la première question.

Concrètement la première question se réfère au cas d'un pont qui présente des déformations excessives dont il s'agit de mesurer la gravité. Ces déformations sont-elles explicables ? Sont-elles acceptables ? Faut-il réparer le pont ?

Comme nous l'avons vu, la contribution des actions variables peut dans certains cas être relativement importante. Ci-dessous nous proposons une marche à suivre pour calculer les déformations à long terme en prenant en compte les actions variables.

7.1.1. Marche à suivre

Nous avons vu que la déformation sous charge permanente est liée à l'intensité de la charge ou action maximale historiquement atteinte. La première étape consiste donc à déterminer la charge ou action maximale.

Charges imposées

Dans le cas où l'action variable est une charge imposée, il s'agit de trouver quelle est la charge de trafic maximale. Pour cela il faut examiner le trafic régulier et les éventuels convois exceptionnels.

- Le trafic régulier est soit connu par des comptages, soit il est estimé sur la base des indications fournies au chapitre récapitulatif en fonction du modèle de charge de la norme SIA.
- Les convois exceptionnels sont répertoriés, il suffit de trouver si un ou des convois exceptionnels ont traversé le pont examiné, auquel cas il faut retenir le plus grand.

Les charges de trafic et les convois exceptionnels sont à placer selon chaque zone d'influence défavorable. Une fois les charges variables déterminées, l'intégration des courbures est effectuée par un calcul non-linéaire itératif à l'ordinateur. La loi moment-courbure avec décharge est utilisée. Les déformations sont calculées pour le niveau de charge permanent. Les déformations ainsi obtenues tiennent compte de la charge variable, mais ne constituent pas la réponse finale car il faut lui ajouter les déformations provenant de l'action du fluage. En effet on rappelle que les déformations à long terme après application de la charge variable sont le résultat d'une superposition des déformations à long terme dues au fluage et des déformations provenant du cycle de charge-décharge. La

superposition de ces deux contributions pose la question de la force de précontrainte à prendre en considération. Sur la base de travaux précédents [Favre & al. 115], nous proposons d'effectuer le calcul des déformations à long terme avec fluage en prenant la valeur de la précontrainte moyenne P_m (moyenne dans le temps et non dans l'espace) définie comme suit :

$$P_m = \frac{P_o' + P_\infty}{2}$$

avec les définitions suivantes :

La force de précontrainte initiale à l'ancrage P_o , qui est la force initiale exercée par le câble sur l'ancrage immédiatement après sa mise en tension. En Suisse, cette valeur est limitée au maximum à $0.7f_{tk}$.

La force de précontrainte initiale P_o' , qui est la force initiale moyenne pour un tronçon de câble (p. ex. une travée), après déduction des pertes par frottement.

La force de précontrainte finale P_∞ , qui est la force dans le câble après toutes les pertes différées (fluage et retrait du béton et relaxation de l'acier). Cette force est comme P_o' variable le long du câble.

Pour le calcul des déformations du cycle de charge-décharge de l'action variable qui se produit à un temps « t » après l'action du fluage, le recours à la valeur finale de la précontrainte P_∞ se justifie (figure 131).

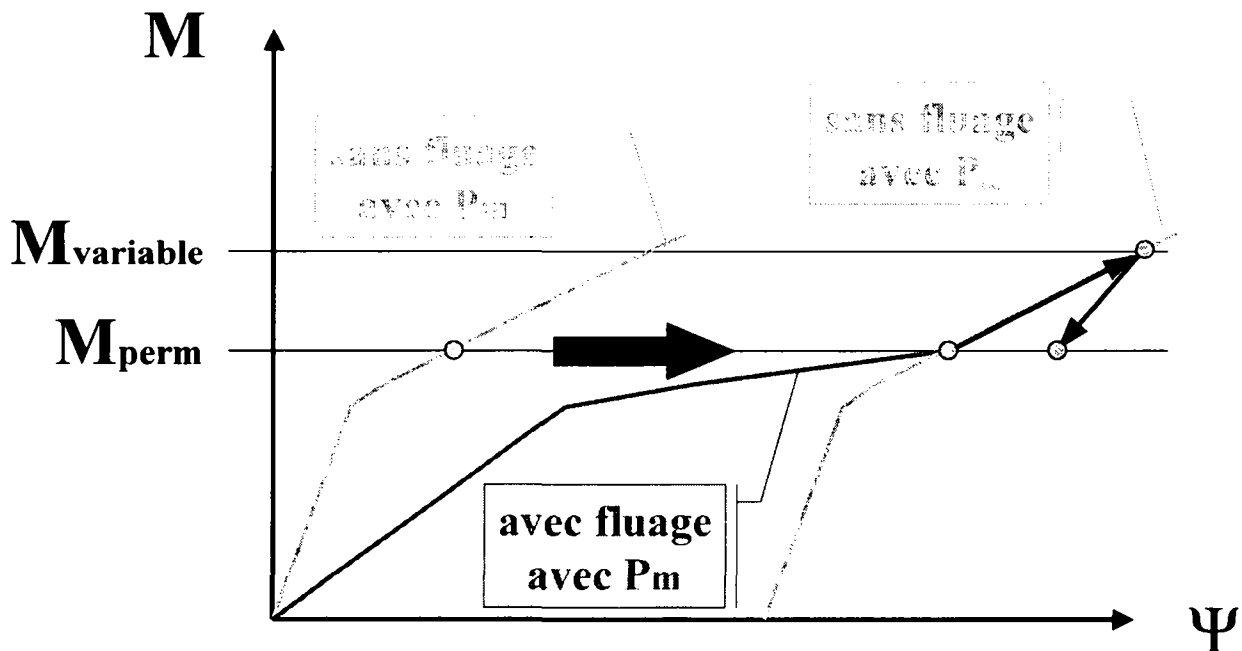


figure 131 : principe de calcul des déformations à long terme avec prise en compte du fluage et de la charge variable

La loi moment-courbure du Code Modèle CEB-FIP 90 pour une section précontrainte consiste à décrire le comportement de la section avec un effort normal constant. Cependant si les câbles de précontrainte sont à l'intérieur de la section et sont injectés, ils participent dans une certaine mesure à la rigidité de la section par l'adhérence entre le câble, le coulis d'injection, la gaine et le béton avoisinant. Les conditions d'adhérence peuvent être très variables dues notamment à la qualité de l'injection ou au type de gaine. A cela vient s'ajouter le fait que le coulis, même s'il a été parfaitement injecté, subit également les actions variables et peut se fissurer, réduisant ainsi les propriétés d'adhérence de l'ensemble « câble-coulis-gaine ». En l'absence de résultats théoriques et expérimentaux, une hypothèse raisonnable est d'admettre qu'en présence d'une précontrainte interne injectée **la moitié de l'aire des câbles de précontrainte peut être considérée comme armature passive**. Cette armature passive équivalente est à prendre à l'emplacement des câbles dans la section.

Dans le cas où seulement une analyse linéaire est envisagée, les enseignements tirés ne peuvent être que d'ordre qualitatif. Si les contraintes dépassent la résistance à la traction alors il faut s'attendre à des déformations à long terme qui pourraient être importantes, mais aussi à des problèmes potentiels de durabilité et d'esthétique.

Déformations imposées

De la même manière que pour les charges imposées, la solution non-linéaire peut être obtenue à l'aide d'un calcul informatique [MAPSDIFF 45].

Ici les déformations imposées qui nous intéressent sont les gradients thermiques.

- Le gradient de température maximal est déterminé en fonction du climat, de la situation topographique et géographique, de l'orientation, de l'exposition au vent. Le temps de retour est fixé par l'âge du pont. A défaut d'informations plus précises, on peut admettre les valeurs données au chapitre récapitulatif des actions variables.

L'analyse des gradients thermiques peut être menée indépendamment des charges de trafic, cependant il est évident qu'en réalité les deux se combinent. Comme il s'agit d'un calcul non-linéaire des déformations les résultats du calcul du trafic ne peuvent pas être superposés à ceux du calcul thermique. C'est pourquoi le calcul des déformations est à effectuer avec la charge de trafic et de température simultanément.

La norme SIA 162 relative aux ouvrages en béton suggère de ne pas tenir compte des variations de température pour la vérification à l'état de service des sollicitations car les efforts provoqués par la déformation imposée sont relâchés par la fissuration et le fluage. Il est vrai que les sollicitations sont relâchées, elles ne disparaissent cependant pas. De plus l'apparition de la fissuration a de grandes conséquences en termes de déformations.

Si un calcul non-linéaire incluant seulement les charges imposées est effectué, il faut être conscient du fait que les déformations peuvent en réalité être plus grandes à cause de l'action combinée du gradient thermique et que la marge qu'offre la branche de décharge (borne inférieure qui couvre tous les cas) diminue, voire s'annule.

Dans le cas d'une analyse linéaire si la résistance à la traction est dépassée, alors il existe le risque d'avoir des déformations excessives, des problèmes de durabilité et d'esthétique.

Comparaison des déformations calculées et mesurées

De ce qui précède on tire les déformations à long terme. Dans le cadre d'une expertise, la dernière phase consiste à comparer les déformations mesurées sur l'ouvrage et les déformations obtenues à l'aide du calcul ci-dessus. Finalement, du résultat de la comparaison est définie la stratégie à adopter: aucune intervention n'est nécessaire ; une analyse plus détaillée s'impose, qui elle-même pourrait déboucher sur la décision de renforcer l'ouvrage.

Cette même démarche peut être suivie en phase de dimensionnement du projet lors de l'estimation des déformations à long terme, à la différence que les actions variables doivent être estimées et ne peuvent évidemment pas être relevées. Pour cela on peut utiliser les indications fournies dans ce document.

7.2. Discussion sur le choix de la précontrainte

Dans ce paragraphe nous nous occupons de la seconde question, qui fait appel à la notion de feed-back évoquée dans l'introduction. La réponse à cette question se fait ici en discutant l'influence de la quantité de précontrainte sur la valeur des déformations et sur leur augmentation sous l'effet des actions variables.

Dans un premier temps nous discutons du lien entre la déformations et la fissuration. Dans un deuxième temps c'est le lien entre la fissuration et la précontrainte qui est examiné.

7.2.1. Influence de la fissuration sur les déformations

Le rôle important que joue la fissuration sur les déformations se lit sur un diagramme moment-courbure ou flèche-déformation, par l'inclinaison plus faible de la branche relative au comportement fissuré par rapport à l'inclinaison de la droite stade I. Ainsi la seule présence de la fissuration peut doubler, tripler (voire plus), l'intensité des déformations.

Dans le cadre de ce travail il a par ailleurs été montré que la présence de fissures était également le siège potentiel d'un accroissement des déformations lorsque les qualités d'adhérence entre l'acier et le béton et de résistance à la traction diminuaient sous l'effet d'une action variable et répétée.

L'augmentation des déformations imputable aux actions variables est la somme de deux contributions. La première est celle qui dérive de la première occurrence de l'action variable (par exemple : le 1^{er} cycle de chargement lors de nos essais). La seconde est la progression de la courbure sous l'effet de répétition de l'action variable. Nous avons vu lors de nos essais que la première contribution est souvent plus grande que la seconde. Si la valeur de la première contribution dépend de l'intensité de l'action variable maximale et de la quantité d'armature passive, la seconde est surtout fonction du niveau de sollicitation, c'est-à-dire du rapport charge maximale/charge de fissuration. Nos essais et notre étude paramétrique avec le modèle numérique nous ont montré que les plus grandes augmentations des déformations s'observaient pour des niveaux de sollicitation proche de l'unité, à savoir avec la charge maximale pratiquement égale à la charge de fissuration. Sous une telle charge maximale, l'ouvrage est en phase de formation des fissures. L'augmentation potentielle des

déformations est très marquée, car l'action variable répétée se traduit par l'apparition de nouvelles fissures. Cela est dû à la diminution de la résistance à la traction du béton et de la qualité d'adhérence entre l'acier et le béton qui assouplit la poutre et la rend ainsi vulnérable à l'apparition de nouvelles fissures.

7.2.2. Influence de la précontrainte sur la fissuration

En nous occupant du lien entre la quantité de précontrainte et la fissuration, notre but est d'établir, ainsi à travers la fissuration, le lien entre la quantité de précontrainte et les déformations.

L'action de la précontrainte dicte l'étendue de la fissuration, par le fait qu'elle balance les charges verticales et par l'introduction d'un effort de compression. Si la précontrainte est suffisante pour empêcher l'apparition de la fissuration, alors le comportement de la structure demeure en stade I. Cet état de fait a été vérifié lors de nos essais sous charge cyclique. **C'est-à-dire que les déformations n'augmentent pas, même sous chargement cyclique, tant que la fissuration n'apparaît pas.**

L'action plus ou moins marquée de la précontrainte peut donner lieu à trois configurations de sollicitation :

- La charge permanente et la charge variable maximale ne fissurent pas la structure
- La charge permanente ne fissure pas la structure au contraire de la charge variable
- La charge permanente et la charge variable maximale fissurent la structure

A ces trois cas correspond, dans l'ordre, une quantité de précontrainte décroissante et une étendue de la fissuration croissante, donc une intensité des déformations croissantes. Ainsi **les déformations diminuent pour une quantité de précontrainte plus grande.**

En termes d'augmentation des déformations, le lien n'est pas aussi direct avec la quantité de précontrainte. La charge de fissuration de la structure est dictée par la quantité de la précontrainte et la qualité du béton. Tant que cette charge n'est pas dépassée, l'augmentation des déformations est nulle. Par contre dès que la charge appliquée est supérieure à la charge de fissuration, l'augmentation potentielle des déformations est maximale parce que la structure est en phase de formation des fissures. L'augmentation potentielle se réduit à mesure que la charge est augmentée, car l'endommagement potentiel se réduit d'autant. Ainsi **du point de vue des augmentations des déformations, la précontrainte la plus défavorable est une précontrainte intermédiaire.**

En conclusion de cette partie, pour éviter de grandes déformations absolues il faut éviter les faibles quantités de précontrainte, alors que pour éviter les grandes augmentations de déformations il faut éviter les quantités intermédiaires de précontrainte.

Outre le niveau de sollicitation, l'armature est un paramètre important qui gouverne les déformations.

7.2.3. Rôle de l'armature passive

En cas d'apparition de la fissuration, le rôle de l'armature passive est primordial tant au niveau des courbures, respectivement des déformations, qu'au niveau du contrôle de la fissuration. En effet comme nous l'a montré notre série d'essais de l'approche II - qui consistait justement à solliciter cycliquement des poutres fortement précontraintes avec une faible quantité d'armature passive - le comportement après fissuration peut donner lieu à de grandes augmentations des courbures dépassant les 60%. Par ailleurs une faible quantité d'armature passive n'est pas souhaitable en terme de contrôle de la fissuration.

D'après ce qui précède, balancer une grande partie des déformations à long terme ne permettrait pas de réduire l'armature passive à de faibles taux. Il faut nuancer ce propos en mentionnant que si la précontrainte est interne et injectée et se situe près de la fibre tendue elle participe au contrôle de la fissuration. Les observations faites ci-dessus l'ont été pour un câblage parabolique. Or, à l'image de ce qui se fait pour les ponts poussés, une solution combinée de câbles paraboliques et de câbles rectilignes dans le but d'augmenter la compression - spécialement dans les petites portées où à l'état permanent les contraintes de compression sont faibles - pourrait s'avérer intéressante dans la mesure où elle retarderait, voire empêcherait, l'apparition de la fissuration à condition d'une bonne gestion des effets différés. Une alternative plus économique serait de tolérer d'emblée la présence de la fissuration qui serait alors contrôlée par la quantité de précontrainte et par l'armature passive. Dans ce cas nous avons montré que l'inconvénient est de se situer dans la zone proche du moment de fissuration, siège des plus grandes augmentations relatives et absolues des courbures. L'augmentation des courbures dans le temps ou sous chargement cyclique peut être diminuée d'une part en garantissant une précontrainte adéquate (quantité minimale) et d'autre part en disposant plus d'armature passive. Cela se traduit sur le diagramme de la loi moment-courbure par une branche stade II-nu et stade II plus rigide, donc plus proche du stade I. Reste à définir le rôle que peut jouer sur la rigidité de la section l'adhérence des câbles de précontrainte internes et injectés. Comme déjà discuté plus haut nous proposons de la prendre en considération en adoptant la moitié de l'aire des câbles comme armature passive. Cette contribution n'est cependant utile que si la qualité de l'injection est bonne à long terme et si le câble se situe près de la fibre tendue.

7.2.4. Quelle précontrainte adopter ?

Pour répondre à cette question, nous devons tout d'abord lier l'apparition de la fissuration avec la quantité de précontrainte. Pour ce faire nous aurons recours aux résultats de notre étude paramétrique sur les actions variables.

Les contraintes maximales de traction obtenues lors de l'étude paramétrique sont rappelées ici:

		Travée [N/mm ²]	Appui [N/mm ²]
Température	1 an	3.0	1.0
	100 ans	3.5	1.5
	Pose revêtement	4.0	
Trafic	1 an	1.75	1.25
	100 ans	2.5	1.5
Convois exceptionnels	Catégorie #1	2.7	0.9
	Catégorie #2	3.9	1.7
	Catégorie #3	4.7	2.0

tableau 27: récapitulation des contraintes élastiques linéaires obtenues lors de l'étude paramétrique sur les actions cycliques

Si les contraintes de température et de trafic peuvent être cumulées, les contraintes qui apparaissent lors de la pose du revêtement et lors du passage des convois exceptionnels agissent seules sur l'ouvrage. Les contraintes ci-dessus sont à mettre en perspective avec les contraintes sous charges permanentes dans l'ouvrage données ci-dessus. Rappelons que les contraintes de traction à l'état permanent sur appui et en travée subissent relativement peu l'influence du système statique. On donne un exemple ci-dessous à la figure 132.

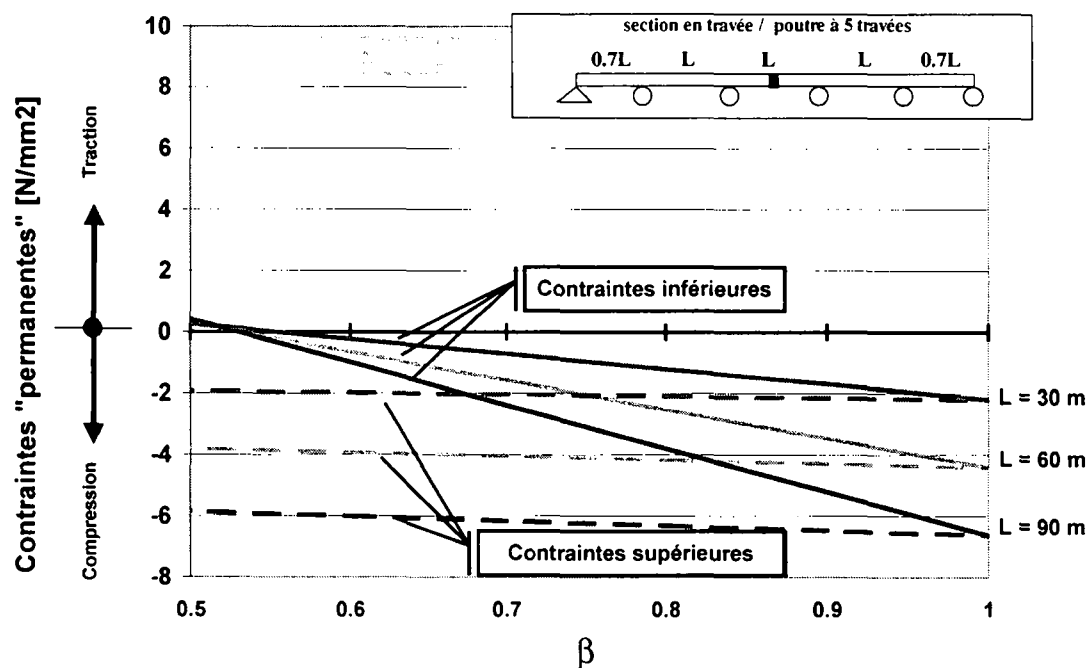


figure 132: contraintes permanentes d'une section fermée en travée d'une poutre à cinq travées

Une première observation à faire est que la contrainte résultant de l'action des charges permanentes et de la précontrainte est liée à la portée principale L . La contrainte maximale de compression que l'on peut transmettre à l'aide d'un câblage parabolique aux ponts - types définis ici ne dépasse pas 2.5 N/mm^2 pour une portée de $L=30 \text{ m}$ et 4.5 N/mm^2 pour une portée de $L=60 \text{ m}$.

Une comparaison avec les contraintes dues aux actions variables nous montre que l'apparition de la fissuration est possible, même pour une compensation totale des déformations $\beta = 1.0$ (!) pour les plus petites portées. Une fois la fissuration apparue, les contraintes d'ordre thermique seraient immédiatement relâchées, mais la structure serait dès lors moins rigide. **L'action combinée de la température et du trafic peut donc fissurer un ouvrage même fortement précontraint.**

On se rend compte que le contrôle de l'apparition de la fissuration et de son étendue par la précontrainte dépend d'une part de la portée de l'ouvrage et d'autre part de **l'intensité réelle de l'action variable maximale**. A priori cela rend difficile la détermination d'une valeur précise de la quantité de précontrainte, puisque par exemple pour les petites portées, même une précontrainte de $\beta = 1.0$ n'arrive pas à empêcher l'apparition de la fissuration. A présent la question doit être posée : est-ce que la fissuration peut être acceptée dans un ouvrage en termes de déformations et d'augmentations de celles-ci ? Or une fois que la fissuration est apparue, ce qui gouverne les déformations et leur augmentations sous actions variables, ce sont le niveau de sollicitation et la quantité d'armature passive et partiellement la quantité d'armature active pour autant qu'elle soit injectée et proche de la fibre tendue. Ainsi la réponse serait : oui la fissuration peut-être acceptée dans un ouvrage pour autant que les augmentations des déformations soient contrôlées par une quantité d'armature passive et de précontrainte suffisante, pour autant que cette dernière soit injectée. Le seuil de tolérance de la fissuration est directement lié au niveau de qualité visé pour l'ouvrage. Le niveau de qualité souhaité implique un seuil de tolérance vis-à-vis des déformations et des problèmes de durabilité ainsi que d'esthétique.

Demeure le problème de quantifier la quantité de précontrainte (le rôle de l'armature passive a été discuté plus haut). D'après notre étude paramétrique sous charges permanentes, la contrainte de traction nulle à la fibre tendue, que ce soit en travée ou sur appui, correspond à une valeur de β entre $\beta = 0.5$ et $\beta = 0.6$ en fonction du système statique considéré. C'est-à-dire que si β est plus petit que $\beta = 0.4 - 0.5$ (valeurs indicatives qui dépendent du système statique et de la résistance apparente du béton), la structure est fissurée sous charges permanentes. C'est le domaine des déformations maximales.

A l'inverse si β est plus grand que $\beta = 0.4 - 0.5$, la structure n'est pas fissurée sous charges permanentes. Sous charge maximale, par contre, la structure peut se fissurer. Cette dernière configuration peut être la source de grandes augmentations de la courbure. En prenant un peu de marge par rapport à la valeur de la résistance à la traction à long terme, la valeur de

$\beta = 0.6$, nous paraît constituer une valeur minimale à ne pas dépasser dans le but d'éviter de trop grandes déformations.

Ici, il apparaît délicat de définir un β limite auquel correspond la fissuration sous action variable maximale, puisque la fissuration dépend de β et de l'intensité de l'action variable maximale. Pour les trois exemples de sections de ponts calculés plus haut, $\beta=0.8$ ne se fissurait pas même sous un convoi #3. L'étude paramétrique nous a cependant montré que même un $\beta=1.0$ ne pouvait pas empêcher l'apparition de la fissuration. En principe disposer une précontrainte élevée constitue une assurance accrue vis-à-vis du caractère aléatoire du chargement extrême et garantit de ce fait un meilleur comportement à long terme des ouvrages. A ce propos une étude a montré qu'un degré de compensation élevé (compris entre 0.8 et 1.0) réduit la sensibilité des déformations des structures aux variations de facteurs tels la résistance à la traction (0 à 5 N/mm²), le module d'élasticité (25 à 35 GPa) et le coefficient de fluage (1.5 à 3.5). Ce résultat va également dans la direction d'une plus grande qualité à long terme par une précontrainte suffisante [Favre et al. 108].

D'après ce qui précède, la fissuration sous charge variable maximale, si elle ne peut pas être évitée, peut être contrôlée par de forts taux de précontrainte de $\beta=0.8$ et plus.

Enfin, le discours ci-dessus doit être adapté à l'objet traité. En effet un pont d'autoroute de grande portée ne peut pas être comparé à un pont en milieu rural de petite portée. A part l'importance de la fonction de l'ouvrage, un pont d'une plus grande portée aura une sensibilité à l'égard des variations de déformations autre que celle d'un petit pont. Les conséquences d'une augmentation de courbure donnée ne seront pas les mêmes et ne peuvent pas être tolérées selon les mêmes critères. En effet un pont de petite portée en milieu rural pourra subir des déformations et des augmentations de déformations qui sont intolérables pour un pont d'autoroute de grande portée à cause de la différence de vitesse qui caractérise un trafic rural d'un trafic autoroutier.

En somme le choix de la précontrainte est directement lié à la volonté du maître de l'ouvrage de tolérer, en fonction de l'ouvrage d'art, une présence plus ou moins étendue de la fissuration. Cette dernière une fois apparue est présente de manière irréversible et se traduit par des déformations supplémentaires. Même excessives, les déformations ne constituent pas, en règle générale, un problème pour les ponts de petite à moyenne portée (disons inférieure à 60 m), si ce n'est parfois dans les travées de rive. Cependant ces ponts sont plus sujets à l'apparition de la fissuration qu'un pont de grande portée. Or la présence de fissuration ne s'accompagne pas uniquement d'un accroissement des déformations, mais a des conséquences directes sur la qualité de l'ouvrage en termes de durabilité et d'esthétique. De ce point de vue, la quantité de précontrainte des ouvrages pour lesquels les déformations ne constituent pas un problème, doit être mise en perspective avec la qualité souhaitée. Une meilleure qualité est obtenue pour une plus grande quantité de précontrainte, dans la mesure où celle-ci retarde l'apparition de la fissuration et limite l'ouverture résiduelle des fissures.

7.2.5. Récapitulatif

En résumé le choix de la quantité de précontrainte va conditionner l'étendue de la fissuration qui elle-même dictera l'ampleur des déformations et l'augmentation de celles-ci en fonction des actions variables. Les résultats obtenus lors de notre étude ont montré qu'une plus grande quantité de précontrainte, signifie non seulement de plus faibles déformations, mais également une plus faible augmentation sous actions variables.

Pour une précontrainte parabolique, l'apparition de la fissuration sous charges permanentes est quasi certaine pour un degré de compensation inférieur à $\beta=0.6$. Sous action variable maximale la fissuration peut apparaître même pour $\beta=1.0$. Un travail antérieur [Favre et al. 108] et un exemple de calcul nous ont montré qu'une précontrainte de $\beta=0.8$ permet de grandement limiter les risques d'apparition de la fissuration même sous action variable extrême. Ainsi avec une plus grande précontrainte on limite l'augmentation des déformations à long terme, le pont subissant moins l'emprise des actions variables. Par ailleurs en empêchant et en contenant l'apparition de la fissuration, la précontrainte contribue à un meilleur comportement de la structure en termes de durabilité et d'esthétique.

« Ne craignez pas la perfection. Vous n'y parviendrez jamais ! »

Salvador Dalí

8. Conclusions

8.1. Rappel du problème, des objectifs et de la démarche

L'apparition de déformations excessives dans le temps sur des ouvrages d'art en béton partiellement précontraints a mis en évidence la difficulté de concevoir des structures durables au comportement satisfaisant à long terme. Les déformations excessives sont le résultat d'une dégradation incontrôlée de la qualité de l'ouvrage dans le temps. L'apparition des déformations excessives soulève deux questions :

- Un ouvrage qui s'est trop déformé est-il toujours apte à remplir la fonction pour laquelle il a été réalisé ?
- Si les ponts se dégradent plus vite que prévu alors comment modifier la conception pour améliorer le comportement dans le temps des ouvrages ?

Pour répondre à ces deux questions il faut parvenir à comprendre la dégradation. Dans le cadre de ce travail nous nous sommes attachés à étudier une manifestation de la dégradation que sont les déformations à long terme sous l'influence d'actions variables. Par actions variables sont désignées les variations journalières de la température, les changements du volume global de trafic et les convois exceptionnels ou lourds.

Notre travail s'occupe donc de la contribution des actions variables aux déformations à long terme sous charges permanentes. Le double objectif de ce travail est de parvenir à une prévision plus fiable du comportement des ouvrages et de fournir un feed-back pour en améliorer la conception. Le but général est d'améliorer la qualité des ouvrages dans le temps.

A présent les déformations à long terme sont calculées en ne considérant que les charges permanentes auxquelles est appliquée l'action du fluage. La contribution supplémentaire des actions variables à un temps « t » donné peut accroître la déformation due au seul fluage sous charges permanentes, car la décharge d'une structure en béton n'est pas réversible. Sur un diagramme moment-courbure, l'irréversibilité provenant de l'action variable se traduit par une branche de décharge différente de la branche de charge (figure 133). On remarque que le fluage est découplé de l'action variable, les deux effets sont superposés.

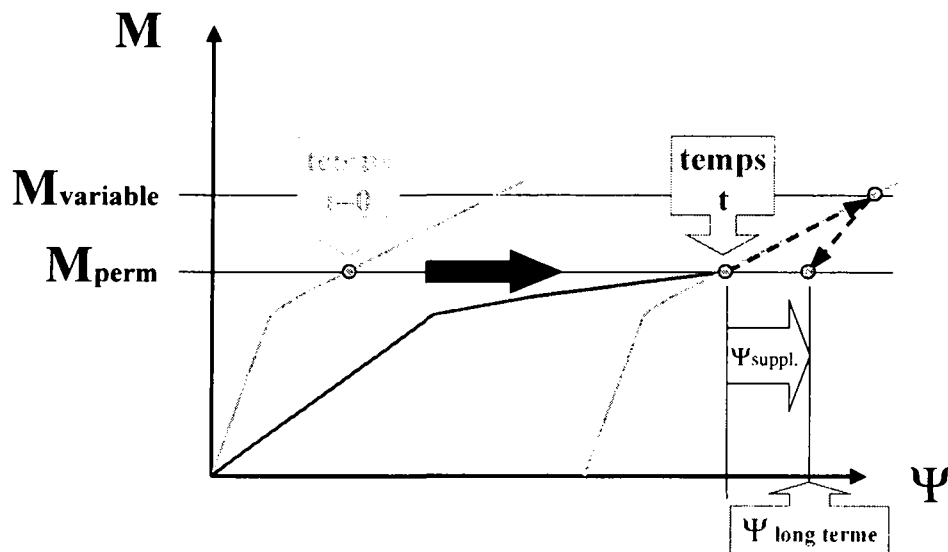


figure 133 : contribution des actions variables aux déformations à long terme

L'étude des déformations à long terme sous actions variables s'est concrètement axée sur la loi moment-courbure avec décharge et plus précisément sur la branche de décharge. Le manque de références existantes, notamment en présence d'un effort normal de compression (précontrainte), nous a poussé à entreprendre de nouveaux développements. En effet la seule loi existante traitant des actions variables est la loi moment-courbure du Code Modèle CEB-FIP 90 (figure 134), qui n'est valable que pour les sections en béton armé. Notre but a été de vérifier la validité de la loi CEB-FIP dans le cas du béton armé et de l'étendre au cas de la précontrainte. Pour cela nous nous sommes basés sur une démarche expérimentale et théorique. Après avoir réalisé une campagne d'essais sur des poutres précontraintes soumises à un chargement cyclique, dont la loi moment-courbure a été enregistrée, nous avons développé un modèle numérique pour calculer les courbures en tenant compte des actions variables. Une fois le modèle validé, il nous a permis, grâce à une étude paramétrique, de parvenir à une proposition de formulation de la loi moment-courbure avec décharge en présence d'un effort normal. Le modèle de calcul tient compte du comportement des matériaux et de leur interface sous actions variables.

D'un autre côté nous avons entrepris une étude dans le but d'estimer les actions variables effectives, c'est-à-dire les gradients thermiques dans les ponts, le trafic suisse et européen ainsi que les convois exceptionnels. Cette étude nous a, par ailleurs, amené à proposer des facteurs correctifs des charges des normes SIA pour l'aptitude au service afin de mieux correspondre à la réalité des actions variables. Si les charges de trafic telles que spécifiées

dans la norme sont plus importantes que les charges réelles, le gradient thermique de la norme est insuffisant.

La connaissance des actions variables appliquée au comportement du béton précontraint avec décharge nous a permis de fournir des indications pour le choix du taux de précontrainte et de définir une marche à suivre pour le calcul des déformations à long terme d'un ouvrage avec prise en compte des actions variables.

8.2. Résultats

8.2.1. Essais

Les essais ont porté sur 6 poutres partiellement précontraintes réparties en deux séries de 4 et 3 tests. Le chargement cyclique a consisté à appliquer 7000 fois, avec une fréquence de 3 cycles par minute, une variation sinusoïdale entre une borne supérieure et inférieure maintenues constantes lors de l'essai. Les paramètres sont le niveau de sollicitation, les quantités de précontrainte et d'armature passive. Les observations principales ont été les suivantes:

- La répétition du nombre de cycles induit une augmentation des courbures tant sous chargement maximal que minimal. La progression est linéaire en fonction du logarithme du nombre de cycles.
- Si la fissuration est atteinte, la décharge ne se fait pas selon une branche de décharge passant par l'origine. Toutes les branches de décharge cyclique d'une même poutre passent par un même point pivot (point A) qui se trouve sur la droite du stade I. L'augmentation du nombre de cycles ne fait qu'incliner progressivement les branches de décharge.
- Le point A préconisé par l'actuelle loi moment-courbure du Code Modèle CEB-FIP 90 n'a pas correctement prédit celui qui a été observé lors de l'essai G00 (béton armé).
- L'augmentation sous chargement cyclique est fortement dépendante du niveau de sollicitation. Si ce dernier est proche du moment de fissuration, l'augmentation est maximale. La quantité d'armature passive joue également un rôle très important. En faible proportion, elle sera synonyme de grandes augmentations lesquelles ont dépassé 60 % lors de nos essais. La précontrainte est favorable dans la mesure où elle retarde l'apparition de la fissuration. Une fois la fissuration apparue, c'est la quantité d'armature passive qui gouverne l'augmentation des courbures.

8.2.2. Modèle et proposition de modification de la loi moment-courbure

- Alphaflex, un modèle de calcul aux différences finies d'un tronçon de poutre fléchie et comprimée incluant une loi d'adhérence avec décharge et le comportement isoadoucissant du béton ("softening") a été développé. Il a été conçu afin de restituer

la courbure moyenne en tenant compte d'une fissuration discrète. Le principe de calcul d'Alphaflex combine les travaux antérieurs de Laurencet [178] et Rossier [238]. Après validation sur des essais expérimentaux, comprenant entre autres nos essais, le modèle a été utilisé afin de calculer des décharges pour plusieurs centaines de sections différentes dans le but de formuler une modification de la loi moment-courbure pour prise en compte de la décharge.

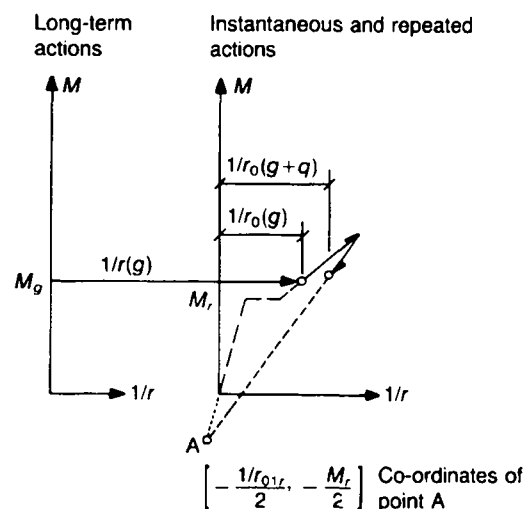


Fig. 3.6.2. Instantaneous mean curvature—simple bending: reloading/unloading

figure 134: loi moment-courbure avec branche de décharge du Code Modèle CEB-FIP 90 valable pour la flexion simple

Ci-dessus à la figure 134, nous avons rappelé la loi moment-courbure avec branche de décharge du Code Modèle CEB-FIP 90 que nous avons pour tâche de vérifier pour la flexion simple et d'étendre à la flexion composée. La proposition faite à l'issue de ce travail se réfère à la partie droite du graphique, c'est-à-dire au chargement instantané (figure 135). En guise de rappel, le « long terme » et « l'instantané » ont été découplés dans le cadre de cette étude. Notre proposition de modification se présente comme suit:

- le point A peut être fixé sur la droite du stade I à une ordonnée égale en valeur absolue au moment avant décharge M_{max} , mais de signe contraire.

Le point à partir duquel s'opère la décharge peut être calculé à l'aide de la loi moment-courbure du Code Modèle CEB-FIP 90 pour un chargement monotone.

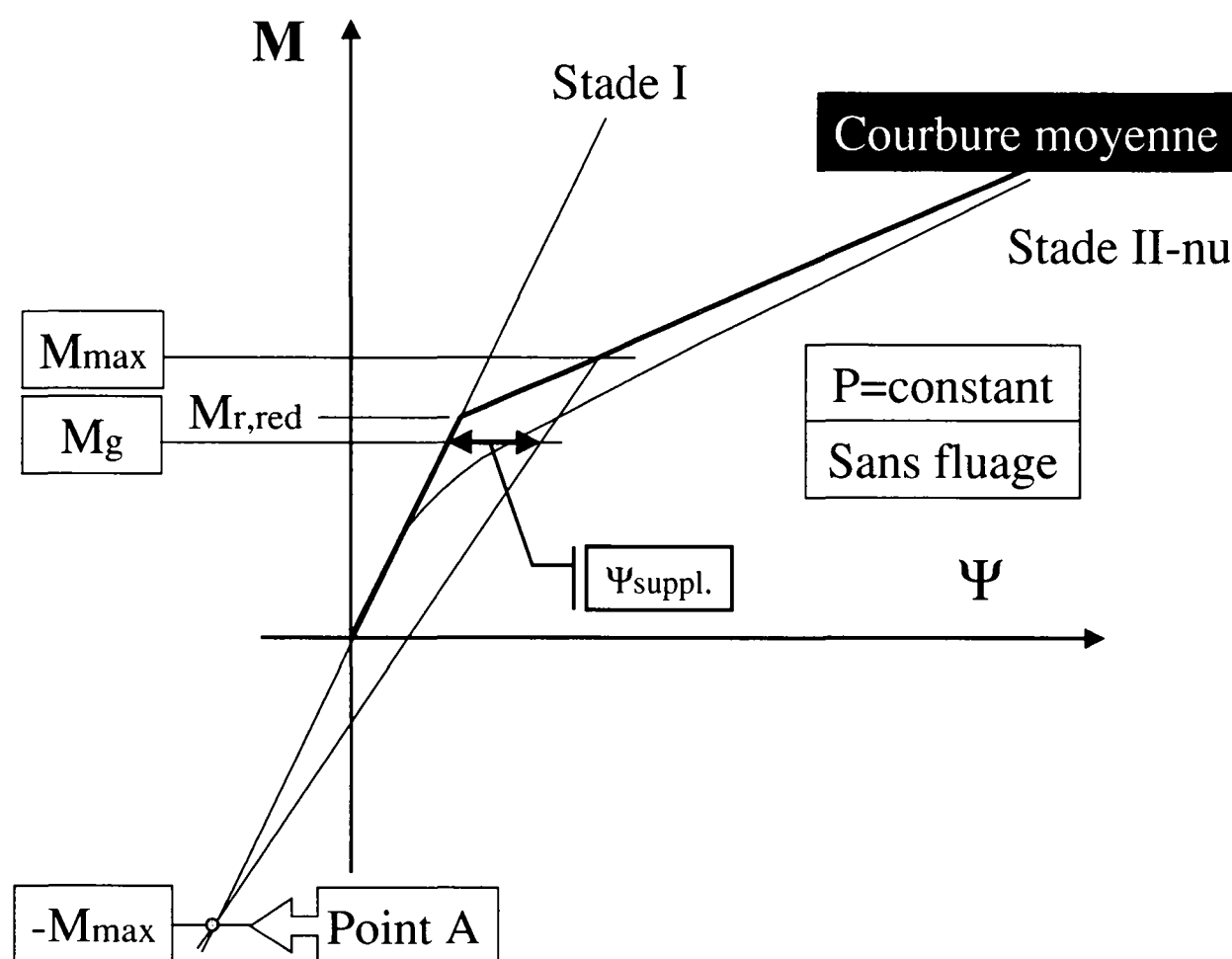


figure 135: proposition de la loi moment-courbure avec décharge (sans la contribution du fluage)

8.3. Calcul des déformations avec contribution des actions variables

La valeur des déformations à long terme ne peut s'obtenir correctement qu'à la suite d'un calcul non-linéaire (voir paragraphe 7.1. Evaluation de la contribution des actions variables aux déformations excessives d'un ouvrage réel). Pour cela le recours à un ordinateur est nécessaire vu la complexité, la quantité et le caractère itératif des opérations à effectuer.

- La démarche consiste, dans un premier temps, à déterminer les actions variables maximales. Les charges de trafic sont placées selon les zones d'influence défavorables.
- L'armature de précontrainte si elle est interne et injectée, peut être prise en compte comme une armature passive dont la section est diminuée de moitié.

- L'effort normal de précontrainte à considérer est P_m pour la prise en compte du fluage (sous charges permanentes entre le temps « $t=0$ » et le temps « t »). Alors qu'au temps « t », lors du calcul sans fluage de la contribution des actions variables, c'est P_∞ qui doit être choisi.

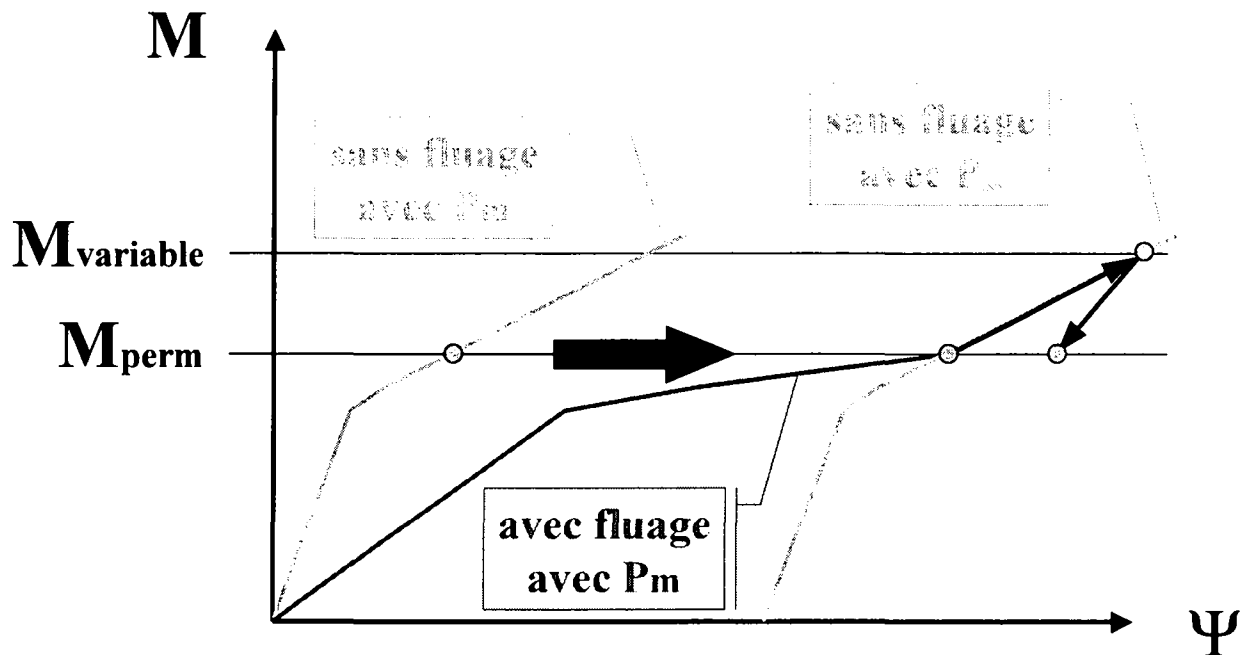


figure 136 : principe de calcul des déformations à long terme avec prise en compte du fluage et de la charge variable

La contribution des actions variables est nulle si l'action variable ne fissure pas la structure. Ainsi si un calcul non-linéaire n'est pas effectué, un calcul linéaire (stade I) peut néanmoins renseigner qualitativement sur la probabilité de l'apparition de déformations excessives dues aux actions variables ou sur le risque de rencontrer des problèmes de durabilité ou d'esthétique. Pour plus de détails voir le paragraphe : 7.1. Evaluation de la contribution des actions variables aux déformations excessives d'un ouvrage réel.

Trois exemples de sections de ponts nous ont montré que les actions variables pouvaient contribuer de façon très importante à l'augmentation des déformations permanentes calculées uniquement avec le fluage, puisque ces dernières peuvent même être doublées (voir le chapitre : exemples de calcul d'une section de pont).

8.4. Choix de la précontrainte

La quantité de précontrainte, de par le rôle qu'elle joue sur l'apparition et l'étendue de la fissuration, influence directement les déformations à long terme d'une structure en béton précontraint. Une faible précontrainte sera synonyme de très grandes déformations

absolues de la structure, alors qu'une précontrainte intermédiaire peut être la source de grandes augmentations des déformations sous actions variables répétées. Une synthèse des données récoltées tant lors de l'analyse des actions variables que lors de l'étude de la loi moment-courbure avec décharge, nous a amené à proposer une valeur minimale de $\beta=0.6$ et une valeur minimale souhaitable de $\beta=0.8$ afin de garantir un bon comportement dans le temps des ouvrages d'art vis-à-vis des déformations, de la durabilité et de l'esthétique (voir le paragraphe 7.2. Discussion sur le choix de la précontrainte).

8.5. Extension de l'étude

Le modèle numérique utilisé a été développé afin de remplir les objectifs fixés, à savoir obtenir une extension simple de la décharge de la loi moment-courbure du Code Modèle CEB-FIP 90 valable pour toute section en béton précontraint. Cependant la conception modulaire et flexible d'Alphaflex, voulue par Rossier, permet potentiellement d'en étendre le champ d'application à d'autres cas. Notamment la prise en compte de plusieurs nappes d'armature permettrait d'inclure par exemple l'influence des câbles de précontrainte à travers une loi d'adhérence appropriée. Nous avons abordé la question lors de la reproduction des essais de Tansi [258] et avons remarqué que l'adhérence des câbles peut jouer un rôle non négligeable.

Maintenant que la loi moment-courbure avec décharge a été formulée, il serait intéressant de la tester sur des ouvrages réels qui ont présenté ou présentent des déformations excessives. Cela permettrait de déterminer la contribution des actions variables.

D'une manière générale, tant le modèle numérique que la loi moment-courbure avec décharge sont des outils qui ouvrent la possibilité aux études paramétriques les plus variées dans le domaine de la fissuration, de l'adhérence, des déformations ou de la quantité de précontrainte.

En ce qui concerne les déformations à long terme, l'influence de l'effort tranchant n'a pas été considérée dans ce travail. Son étude pourrait se révéler pertinente, notamment en présence de la fissuration. Pour cela le recours à un calcul « coque » pourrait s'avérer judicieux car il permettrait de tenir compte de la contribution de l'effort tranchant plus finement. On pense notamment aux sections sur appui d'un pont à inertie variable caractérisées par d'importantes hauteurs des âmes qu'il est difficile d'assimiler à une section de poutre.

Dans un autre registre la prise en compte du fluage en fonction de l'épaisseur des éléments pourrait révéler que les effets différés sont systématiquement sous-estimés dans certains cas. Par exemple, on peut penser aux dalles de compression sur appui d'un pont à inertie variable. Dans ce cas un fluage mal estimé se traduit par une mauvaise position de l'axe d'inertie et une mauvaise estimation des déformations.

Bibliographie

- [1] **ACI**, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete*, ACI 318-89, Detroit, USA, Michigan, **1989**.
- [2] **ABELES P.W.**, *Studies of crack widths and deformations under sustained and fatigue loading*, PCI Journal, pp 43-52, **1965**.
- [3] **ACKER P.**, *Comportement mécanique du béton : apports de l'approche physico-chimique*, Rapport de recherche LPC N°152, 1, 1-121, Paris, France, **1988**.
- [4] **ACKER P.**, *Les retraits du béton*, Service d'études techniques des routes et autoroutes, Ponts mixtes - recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles, pp 71-84, France, **1995**.
- [5] **ADROUCHE K.**, *Contribution à l'étude de l'endommagement de la liaison acier-béton sous chargement cyclique de faible fréquence*, Thèse de doctorat - INSA Toulouse, Toulouse, France, **1987**.
- [6] **AITALI M., PINGLOT M., LORRAIN M.**, *Modélisation du comportement en flexion statique des sections rectangulaires en béton armé*, Materials and Structures, 207-213, Etats-Unis, **1993**.
- [7] **AKUTAGAWA S.**, *Effects of loading History on Fracture Properties of Concrete*, ACI Materials Journal, 88-M22, 170-180, Detroit, USA, **1991**.
- [8] **AL-KUBAISY M.A., YOUNG A.G.**, *Failure of concrete under sustained tension*, Magazine of Concrete Research, 27, 171-178, Leicester, England, **1975**.
- [9] **ALCA N., ALEXANDER S., MACGREGOR J.**, *Effect of size on flexural behavior of high strength concrete beams*, ACI Structural Journal, 94 n°1, 59-67, Etats-Unis, **1997**.
- [10] **ALLERUZZO S., CANGIANO S., PLIZZARI G.**, *Sul comportamento del calcestruzzo fessurato sottoposto a carichi ciclici*, Studi e ricerche - Scuola di specializzazione in costruzioni in c.a. F.lli Pesenti, vol 18, Milan, Italie, **1997**.
- [11] **ARIYAWARDENA N., GHALI A., ELBADRY M.**, *Experimental study on thermal cracking in reinforced concrete members*, ACI Structural Journal, vol 94 n°4, 432-441, Canada, **1997**.
- [12] **AVALLE M., IORI I., VALLINI P.**, *Analisi numerica del comportamento di elementi in conglomerato armato semplicemente tesi*, Studi e ricerche - Scuola di specializzazione in costruzioni in c.a. F.lli Pesenti, vol. 14, 29-54, Milan, Italie, **1993**.
- [13] **AVT TIRANTS + PRÉCONTRAÎNTE SA**, *Monotorons - Monocâble*, Documentation technique, Suisse, **1992**.
- [14] **BACHMANN H., AMMANN W.**, *Vibrations problems in structures*, Birkhäuser, pp 177-183 (annexe F), Suisse, **1995**.
- [15] **BAILEY S.**, *Basic principles and load models for the structural safety evaluation of existing bridges*, Thèse de doctorat - EPFL, n°1467, Lausanne, Suisse, **1996**.

- [16] **BAILEY S. F., BEZ R.**, *A parametric study of traffic load effects in medium span bridges*, Canadian Society for Civil Engineering, Developments in short and medium span bridge engineering '94, Halifax, pp 503-514, Lausanne, Suisse, **1994**.
- [17] **BAILEY S., HIRT M. A.**, *Site specific models of traffic action effects for bridge evaluation*, Recent advances in bridge engineering - Evaluation, management and repair, 404-425, **1996**.
- [18] **BALAGURU P. N.**, *Analysis of prestressed concrete beams for fatigue load*, PCI Journal, pp 70-94, **1981**.
- [19] **BALAGURU P.**, *Prediction of the effect of fatigue loading on the serviceability of reinforced and prestressed concrete members*, International Symposium on Fatigue and Fracture in Steel and Concrete Structures, 521-535, **1991**.
- [20] **BALAGURU P., SHAH S. P.**, *A method of prediction crack widths and deflections for fatigue loading*, Fatigue of concrete structures symposium/ ed: Surendra P. Shah, 153-175, **1982**.
- [21] **BALAJI RAO K., APPARAO T. V. S. R.**, *Prohabilitistic analysis of crackwidths in RC beams under fatigue loading*, Fatigue and Fracture in Steel and Concrete Structures, ISFF'91 (Int. Symposium of Fatigue and Fracture) Proceedings, Editor A.A. Balkema, 2, pp 1473-1486, **1992**.
- [22] **BALÁZS G.L.**, *Bond behaviour under repeated loads*, Studi e ricerche, 8, 395-430, **1986**.
- [23] **BALÁZS G.L.**, *Bond Model with non-linear Bond-slip Law*, Studi e Ricerche, Politecnico di Milano, 9, 157-180, **1979**.
- [24] **BALÁZS G.L.**, *bond softening under reversed load cycles*, Studi e Ricerche, Politecnico di Milano, 11, 503-524, **1989**.
- [25] **BALÁZS G.L.**, *Cracking analysis based on slip and bond stresses*, ACI Materials Journal, 90 N°1, 340-348, **1993**.
- [26] **BALÁZS G.L.**, *Fatigue of Bond*, ACI Materials Journal, 99-M64, 620-629, **1991**.
- [27] **BALÁZS G.L., KOCH R.**, *Bond behaviour under random cyclic loading*, Otto-Graf-Journal, vol. 5 , pp 52-67, **1994**.
- [28] **BALÁZS G.L., KOCH R.**, *Influence of Load History on Bond Behaviour*, CEB, International conference, Riga, 7.1-7.10, **1992**.
- [29] **BASSETTI A., BAILEY S.**, *Dépouillement et analyse des mesures du trafic routier*, Rapport ICOM, Lausanne, Suisse, **1997**.
- [30] **BASSETTI A., BAILEY S., PEEKER E.**, *Dépouillement et analyse des mesures du trafic routier*, Rapport ICOM, Lausanne, Suisse, **1996**.
- [31] **BAUMANN M., BRIANZA M., ENSNER K., THÜRLIMANN B.**, *Versuche an der ersten vorgespannten Eisenbahnbrücke der Schweiz*, **1987**.

- [32] **BAZANT Z., OH B.**, *Deformation of progressively cracking reinforced concrete beams*, ACI Journal, 268-278, Detroit, USA, **1984**.
- [33] **BERNER K.**, *Influence of loading rate on the mechanical behaviour of reinforcing steel for structures*, 12. Forachungskolloquium des Deutschen ausschusses für stahlbeton, Bundesamt für materialprüfung (BAM), pp 181-195, Allemagne, **1981**.
- [34] **BERRA M., CASTELLANI A., CICCOTELLI S., CORONELLI D.**, *Bond slip effects on reinforced concrete elements under earthquake loading*, Eurpean earthquake engineering n°1, Italie, **1995**.
- [35] **BERRA M., CASTELLANI A., CICCOTELLI S., CORONELLI D.**, *Modellazione di elementi in c.a. sottoposti a carichi ciclici con degrado dell'aderenza*, Studi e ricerche - Scuola si specializzazione in costruzioni in c.a. F.lli Pesenti, vol.15, pp 369-393, Italie, **1994**.
- [36] **BEZ R.**, *Evaluation des ponts-routes existants*, Maintenance des ponts, Résultats actuels de la recherche, SIA D099, pp 73-79, Lausanne, Suisse, **1993**.
- [37] **BEZ R.**, *Modélisation des charges dues au trafic routier*, Thèse de doctorat - EPFL, n° 793, Lausanne, Suisse, **1989**.
- [38] **BEZ R.**, *Probability-based load models of highway traffic for ULS and SLS analyses*, Canadian Society for Civil Engineering, Developments in short and medium span bridge engineering '90, Toronto, pp 545-556, **1990**.
- [39] **BEZ R., BAILEY S. F., HAESLER V.**, *Modèles de charge actualisés pour l'évaluation de la sécurité structurale des ponts-routes existants*, Publication ICOM 304, Lausanne, Suisse, **1995**.
- [40] **BEZ R., BAILEY S., HIRT M. A.**, *Evaluation de la sécurité structurale de ponts-routes existants*, Ingénieurs et architectes suisses, 14, 258-263, **1996**.
- [41] **BEZ R., CANTIENI R., JACQUEMOUD J.**, *Modélisation du trafic routier suisse*, Ingénieurs et architectes suisses, 111, Lausanne, Suisse, **1985**.
- [42] **BHATT P., MOUSA J.**, *Tests on concrete box beams under nonmonotonic loading*, Structural Engineering Review, V. 8 n°2/3, 227-235, Glasgow, Ecosse, **1996**.
- [43] **BODÓ L., BALOGH T.**, *Investigations on long-term loading crack development of prestressed concrete structures*, RILEM-ACI Symposium Budapest, vol. 1 , pp 21-30, Budapest, Hongrie, **1984**.
- [44] **BOUBERGUIG A.**, *Calcul statique des coques nervurées et précontraintes*, thèse de doctorat no 473, EPFL, 253, Lausanne, Suisse, **1983**.
- [45] **BOUBERGUIG A., ROSSIER S., FAVRE R., CHARIF H.**, *Calcul non linéaire du béton armé et précontraint*, Revue Française du Génie Civil, Vol 1 No 3, pp 503-568, **1997**.
- [46] **BOVY PH., GILLIERON J.-L.**, *Typologie des transports*, Cahier TEA, n°9, Lausanne, Suisse, **1995**.
- [47] **BRAAM C. R.**, *Control of crack width in deep reinforced concrete beams*, Thèse de doctorat - Delft University, **1990**.

- [48] **BREEN J., KASHIMA S.**, *Verification of load distribution and strength of segmental post-tensioned concrete bridges*, Engineering structures, V. 13 n°2, 113-127, USA, **1991**.
- [49] **BRENNEISEN A.**, *Essais sur poutres précontraintes*, Association Belge pour l'Etude, l'Essai et l'Emploi des Matériaux (A.B.E.M.), N°366, Belgique, **1967**.
- [50] **BROOKS J., GAMBLE A.**, *Influence of cyclic humidity on time-dependent behaviour of post-tensioned concrete beams*, Proceedings of the Institution of Civil Engineering, Part 2, paper 9423, 255-270, Leeds, England, **1987**.
- [51] **BRUHWILER E.**, *Maintenance d'ouvrages*, Ponts et structures en béton II - cours EPFL, Lausanne, Suisse, **1996**.
- [52] **BRUHWILER E.**, *The wedge splitting test for the determination of fracture properties*, Numerical Models in Fracture Mechanics of Concrete, 19-27, **1993**.
- [53] **BRÜHWILER E.**, *Fracture of mass concrete under simulated seismic action*, Dam Engineering, vol 1 Issue 3, pp 153-176, Boulder, USA, Colorado, **1990**.
- [54] **BRÜHWILER E.**, *From design to "examineering"*, Structural Engineering International, 2, Zürich, Switzerland, **1995**.
- [55] **BRÜHWILER E., ESKOLA L., HAJDIN R., KUNZ P., REBER J. J.**, *Ermüdung von Betonbauten*, Schweizerischer Ingenieur und Architekten Verein, SIA Dokumentation, D1033, Zürich, Switzerland, **1996**.
- [56] **BRÜHWILER E., KUNZ P., HAJDIN R.**, *Fatigue safety of existing bridges in jeopardy?*, 4th International Conference on Short and Medium Span Bridges, Halifax, Canada, **1994**.
- [57] **BRUHWILER E., ROELFSTRA P.E.**, *Tensile softening properties and structural response of a concrete member*, Elsevier applied science publishers, Cardiff, Wales, **1989**.
- [58] **BRUHWILER E., SCHLAEFLI M.**, *Fatigue reliability of existing concrete bridges*, Workshop on structural reliability in bridge engineering, Boulder, USA, **1996**.
- [59] **BURNS N.H., HELWIG T., TSUJIMOTO T.**, *Effective prestress force in continuous post-tensioned beams with unbonded tendons*, ACI structural journal, v.88, n°1, pp 84-90, Etats-Unis, **1991**.
- [60] **CALGARO J.-A.**, *Les charges sur les ponts-routes Eurocode 1 - Volume 3*, Annales de L'I.T.B.T.P, n°525, pp 100-104, France, **1994**.
- [61] **CARPINTERI A.**, *Reinforced concrete beam behavior under cyclic loadings*.
- [62] **CARREIRA D.J., CHU K.H.**, *Stress-strain relationship for plain concrete in compression*, ACI journal, 82(72), pp 797-804, Etats-Unis, **1985**.
- [63] **CASTELLANI A.**, *Concrete toughness after 20 years*, Journal of Structural Engineering , V. 119 n°5, 1402-1412, Milan, Italie, **1993**.

- [64] **CEB**, *Structures en béton sous actions sismiques*, CEB (Comité euro-international du béton), State of the Art Report, Bulletin 131, Rome, Italie, **1979**.
- [65] **CEB**, *Bond Action and Bond Behaviour of reinforcement*, CEB Bulletin d'Information, 151, Paris, France, **1982**.
- [66] **CEB**, *Thermal effects in concrete structures*, CEB (Comité euro-international du béton), Bulletin n°167, **1985**.
- [67] **CEB**, *Bulletin 235: Serviceability Models: behaviour and modelling in serviceability limit states including repeated and sustained loads*, CEB (Comité euro-international du béton), Bulletin 235, Stuttgart, Allemagne, **1997**.
- [68] **CEB**, *CEB-FIP Model Code 1990*, CEB (Comité euro-international du béton), Thomas Telford, **1993**.
- [69] **CEB**, *Fatigue of concrete structures*, CEB Bulletin d'Information, 188, 300p, **1988**.
- [70] **CEB**, *RC elements under cyclic loading*, bulletin no 230 CEB, Thomas Telford Publications, 190, London, **1996**.
- [71] **CEB**, *Bond modelling: Pull-out and concrete splitting*, CEB (Comité euro-international du béton), Task Group 2/5 "Bond Models" - working party 1 - Version 4, London, **1997**.
- [72] **CHANG T. S., KESLER C. E.**, *Fatigue behavior of reinforced concrete beams*, ACI Journal, pp 245-254, USA, **1958**.
- [73] **CHARIF H.**, *Réduction des déformations des structures en béton grâce à l'utilisation de bétons à hautes performances*, thèse de doctorat no 844, EPFL - IBAP, 220, Lausanne, Suisse, **1990**.
- [74] **CHURCHWARD A. J., SOKAL Y. J.**, *Thermal response in concrete bridges*, Brisbane, 10th Australian Road Research Board Conference, Sydney, Australie, **1980**.
- [75] **CIAMPI V., ELIGEHAUSEN R., BERTERO V., POPOV E.**, *Analytical Model for deformed Bar Bond under generalized Excitations*, IABSE reprot 34, 34, 53-66, Delft, Pays-Bas, **1981**.
- [76] **CLARK L.A., CHURCH J.G.**, *Thermal curvatures and strains in reinforced concrete beams*, Proceedings of the institution of civil engineers, 83, 197-212, Birmingham, Angleterre, **1987**.
- [77] **CLARKS L.A., CHURCH J.G.**, *Effects of creep on cracked reinforced concrete beams under combined force and thermal loads*, Proceedings of the institution of civil engineers, part 2, pp 415-429, Angleterre, **1989**.
- [78] **COHN M., RIVA P.**, *Constitutive laws of structural concrete for application to nonlinear analysis*, IABSE Colloquium, Delft, 87-98, **1987**.
- [79] **COOKE N., PRIESTLEY M.J.N., THURSTON S.J.**, *Analysis and design of partially prestressed concrete bridges under thermal loading*, PCI Journal, 95-115, Christchurch, Nouvelle-Zélande, **1984**.
- [80] **CORNELISSEN H. A. W.**, *Fatigue failure of concrete in tension*, Heron, Sterin Lab. Delft University of Technology, 29, Delft, Netherlands, **1984**.

- [81] **CORNELISSEN H. A. W., REINHARDT H. W.**, *Fatigue of plain concrete in uniaxial tension and in alternating tension-compression loading*, IABSE Report, 37, pp 273-282, **1982**.
- [82] **CORNELISSEN H. A. W., REINHARDT H. W.**, *Uniaxial tensile fatigue failure of concrete under constant-amplitude and programme loading*, Magazine of Concrete Research, 36, pp 216-226, **1984**.
- [83] **CORTHAY S.**, *Rapport annuel des mesures des flèches à long terme du viaduc de Chillon*, rapport Ibap, Lausanne, Suisse, **1995**.
- [84] **CREAZZA G., DI MARCO R.**, *Bending moment-mean curvature relationship with constant axial load in the presence of tension stiffening*, Materials and Structures, 26 n°158, 196-206, Etats-Unis, **1993**.
- [85] **DANIELEWICZ I., KÖNIG G.**, *Durability of tendon couplers embedded in concrete under dynamic load*, Darmstadt Concrete, 6, pp 27-35, Germany, **1991**.
- [86] **DAVIES M., AUSTIN M.**, *The fatigue performance of reinforced concrete beams.*, Transport and road research laboratory TRRL, Contractor report, CR53, London, UK, **1987**.
- [87] **DELACRÉTAZ P., DELACRÉTAZ P.**, *Fribourg jette ses ponts*, Ketty & Alexandre éditeurs, Suisse, **1990**.
- [88] **DILGER W., GHALI A., CHAN M., CHEUNG M., MAES M.**, *Temperature stresses in composite box girder bridges*, Journal of Structural Engineering, v. 109 n°6, 1460-1478, Canada, **1983**.
- [89] **DIRUY M.**, *Etude expérimentale des phénomènes différés dans les ouvrages en béton précontraint*, LCPC Rapport de recherche n°50, Paris, France, **1975**.
- [90] **DOMONE P.**, *Uniaxial tensile creep and failure of concrete*, Magazine of Concrete Research, vol 26 n°88, 144-152, Angleterre, **1974**.
- [91] **DUEN HO, CHI-HO LIU**, *Extreme thermal loadings in highway bridges*, Journal of Structural Engineering, vol 115 n°7, 1681-1696, Angleterre, **1989**.
- [92] **DUNKER K., RABBAT B.**, *Characteristics of the US Highway Bridge Population*, Computing in civil engineering, V. 1, 1006-1013, USA, **1994**.
- [93] **EC, EC 2: Ultimate limit state of fatigue, explications**, Darmstadt Concrete, 7, appendix 2, Germany, **1992**.
- [94] **EDWARDS A.D., YANNOPOULOS P.J.**, *Local bond-stress-slip realtionships under repeated loading*, Magazine of concrete research, vol.30 n°103, pp 62-72, Angleterre, **1978**.
- [95] **ELBADRY M.**, *Serviceability of reinforced concrete structures*, University of Calgary (Alberta), Departement of Civil Engineering, Calgary, Canada, **1988**.
- [96] **ELBADRY M., GHALI A.**, *Temperature variations in concrete bridges*, Journal of Structural Engineering, V. 109 n°10, 2355-2374, Canada, **1983**.
- [97] **ELBADRY M., HAARDT P.**, *Control of thermal cracking of concrete structures*, ACI Structural Journal, vol 92, 435-450, Canada, **1995**.

- [98] **ELIGEHAUSEN R., KAZIC M., SIPPEL T.M.**, *Creep and fatigue analysis of reinforced concrete structures*, CEB, International conference, Riga, 2, 7.49-7.58, Riga, Léthonie, **1992**.
- [99] **ELIGEHAUSEN R., POPOV P., BERTERO V.**, *Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations*, UCB/EERC, 83/23, Berkeley, USA, **1983**.
- [100] **EMERSON M.**, *Bridge temperatures estimated from the shade temperature*, Transport and Road Research Laboratory (TRRL Report), n° 696, Crowthorne, Angleterre, **1976**.
- [101] **EMERSON M.**, *Temperature differences in bridges: basis of design requirements*, Transport and Road Research Laboratory (TRRL Report), n° 765, Crowthorne, Angleterre, **1977**.
- [102] **EMERSON M.**, *Temperatures in bridges during the cold winter of 1978/1979*, Transport and Road Research Laboratory (TRRL Report), n° 926, Crowthorne, Angleterre, **1980**.
- [103] **EMERSON M.**, *Temperatures in bridges during the hot summer of 1976*, Transport and Road Research Laboratory (TRRL Report), n° 783, Crowthorne, Angleterre, **1977**.
- [104] **EMERSON M.**, *The calculation of the distribution of temperature in bridges*, Transport and Road Research Laboratory (TRRL Report), LR 561, Crowthorne, Angleterre, **1973**.
- [105] **FAESSEL P.**, *Quelques précautions de bonne exécution des tabliers construits en encorbellement*, Journées de l'A.P.C., thème III sous thème I, pp 111-113, France, **1978**.
- [106] **FAHMI H., POLIVKA M., BRESLER B.**, *Effect of sustained and cyclic elevated temperature on creep of concrete*, Cement and Concrete Research, vol. 2, pp. 591-606, USA, **1972**.
- [107] **FARHEY D. N., YANKELEVSKY D. Z., ADIN M. A.**, *Mathematical Model for Bond-Slip Behavior under Cyclic Loading*, ACI Structural Journal, 89, 692-698, Detroit, USA, **1992**.
- [108] **FARRA B.**, *Influence de la résistance du béton et de son adhérence avec l'armature sur la fissuration*, thèse de doctorat no 1359, EPFL - IBAP, 171, Lausanne, Suisse, **1995**.
- [109] **FARRA B., JACCOUD J.-P.**, *Influence du béton et de l'armature sur la fissuration des structures en béton - rapport des essais*, Rapport interne IBAP, Suisse, **1993**.
- [110] **FAVRE R.**, *Approche théorique et expériences pratiques concernant l'aptitude au service*, Studi e ricerche - Scuola di specializzazione in costruzioni in c.a. F.lli Pesenti, vol. 14, 479-510, **1993**.
- [111] **FAVRE R., BEEBY A.W., FALKNER H., KOPRNA M., SCHIESSL P.**, *Cracking and deformations*, EPFL - IBAP, 250, Lausanne, Suisse, **1985**.
- [112] **FAVRE R., CHARIF H.**, *Déformations des structures en béton - Modèle de base et méthodes simplifiées du calcul selon les codes européens*, Ingénieurs et architectes suisses, n° 25, Lausanne, Suisse, **1992**.
- [113] **FAVRE R., KOPRNA M., RADOJICIC A.**, *Effets différés, fissuration et déformations des structures en béton*, Editions Georgi, EPFL - CEBAP, 210, Suisse, **1980**.

- [114] **FAVRE R., MARKEY I.**, *Long-term monitoring of bridge deformation*, Bridge Evaluation, Repair and Rehabilitation. A. S. Nowak (ed.) NATO ASI series E. Kluwer academic Publishers, Dordrecht, 187, 85-100, Baltimore, Etats-Unis, **1990**.
- [115] **FAVRE R., BURDET O., CHARIF H., HASSAN M., MARKEY I.**, *Enseignements tirés d'essais de charge et d'observations à long terme pour l'évaluation des ponts en béton et le choix de la précontrainte*, Rapport OFR, Lausanne, Suisse, **1995**.
- [116] **FEHLING E.**, *Bond behavior under cyclic loading and its influence on damping of RC members*, Darmstadt Concrete, 4, pp 43-54, Germany, **1989**.
- [117] **FEHLING E.**, *Energy dissipation of reinforced concrete under cyclic excitation due to hysteretic bond action*, Darmstadt Concrete, 2, pp 37-48, Germany, **1987**.
- [118] **FEHLING E., KÖNIG G.**, *Crack width control in prestressed concrete*, Darmstadt Concrete, 2, 49-63, Darmstadt, Allemagne, **1987**.
- [119] **FEHLING E., KÖNIG G.**, *Crack width control in prestressed concrete*, Darmstadt Concrete, vol 2, 49-62, Darmstadt, Allemagne, **1987**.
- [120] **FENWICK R. C.**, *Strenght degradation of concrete beams under cyclic loading*, Bulletin of the new Zealand society for earthquake Engineering, 16/1, **1983**.
- [121] **FERRETTI D., IORI I., VALLINI G.**, *Sul comportamento, in fase di esercizio, di elementi inflessi in conglomerato armto*, Studi e ricerche - Scuola si specializzazione in costruzioni in c.a. F.lli Pesenti, vol. 16, 209-229, Milan, Italie, **1995**.
- [122] **FRANKE L.**, *Einfluss der Belastungsdauer auf das Verbundverhalten von Stahl in Beton (Verbundkriechen)*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 268, Allemagne, **1976**.
- [123] **FROLI M., HARIGA N., NATI G., ORLANDINI M.**, *Indagine teorica e sperimentale sul comportamento termico del viadotto in c.a.p. Casalina: effetti longitudinali*, L'industria italiana del cemento, vol 699 n° 5, 4-8, Italie, **1995**.
- [124] **FROLI M., HARIGA N., NATI G., ORLANDINI M.**, *Longitudinal thermal behaviour of a concrete box girder bridge*, Structural engineering international, vol 6, num 4, pp 237-242, Suisse, **1996**.
- [125] **FROLI M., NATI G., ORLANDINI M., BARSOTTI R.**, *Research on the transversal thermal behaviour of a prestressed concrete box girder in Italy*, IABSE Colloquium, 74, 509-519, Delft, Pays-Bas, **1996**.
- [126] **FROLI M., SANPAOLESI L.**, *Le azione termiche climatiche sulle strutture in calcestruzzo: stato dell'arte e problemi aperti*, L'industria italiana del cemento, 122-136, Italie, **1990**.
- [127] **FROLI M.**, *Significato e limiti delle azioni termiche climatiche nei ponti secondo l'Eurocodice 1*, L'industria italiana del cemento, pp 64-77, Italie, **1998**.

- [128] **GAMBAROVA P., IORI I., VALLINI G.**, *Correlazione tra curvatura media e curvatura locale di elementi monodimensionali in conglomerato armato*, Commissione di Studio per le Opere in C.A. e C.A.P., Roma, Italie, **1998**.
- [129] **GAMBAROVA P., ROSATI G., ZASSO B.**, *Steel-to-concrete bond after concrete splitting: test results*, Materials and Structures, vol 22 n°131, pp 35-47, **1989**.
- [130] **GAMBAROVA P., PAOLO ROSTASI G., ZASSO B.**, *Steel-to-concrete bond after concrete splitting: constitutive laws and interface deterioration*, Materials and Structures, 22 N°131, 347-356, **1989**.
- [131] **GAMBAROVA P., ROSATI G., SUFI G.**, *Aderenza armatura-calcestruzzo e fessurazione longitudinale per barre di piccolo diametro*, Studi e ricerche - Scuola di specializzazione in costruzioni in c.a. F.lli Pesenti, vol. 14, 1-27, Milan, Italie, **1993**.
- [132] **GAMBAROVA P., VALENTE G.**, *Smeared crack analysis for fracture and aggregate interlock in concrete*, Engineering fracture mechanics, International conference on fracture and damage of concrete and rock and special seminar on large concrete dam structures, 35 N°4-5, 651-663, Vienne, Autriche, **1990**.
- [133] **GHALI A., ELBADRY M.**, *Thermal stresses and cracking of concrete bridges*, ACI Journal, 83-90, 1001-1009, Detroit, USA, **1986**.
- [134] **GHALI A., FAVRE R.**, *Concrete structures - stresses and deformations*, E & FN SPON, Second edition, Canada-Suisse, **1994**.
- [135] **GIURIANI E.**, *Experimental Investigation on Bond-Slip Law of Deformed bars in Concrete*, IABSE Colloquium, 121-142, Delft, Pays-Bas, **1981**.
- [136] **GIURIANI E.**, *On the effective axial stiffness of a bar in cracked concrete*, Bond in Concrete : proceedings of the international conference 12-14 june 1982 /ed. Peter Bartos, 107-126, Milan, Italie, **1982**.
- [137] **GIURIANI E., GELFI P.**, *Sul fenomeno dello scollamento progressivo e sui movimenti delle armature in prossimità di fessure in via di formazione*, Studi e ricerche - Scuola di specializzazione in costruzioni in c.a. F.lli Pesenti, vol. 4, 57-82, Milan, Italie, **1982**.
- [138] **GIURIANI E., MIGLIACCI A., RIVA P.**, *Experimental investigation on the local bond-slip law in structural lightweight concrete*, Studi e ricerche, vol. 6, 203-230, Milan, Italie, **1982**.
- [139] **GIURIANI E., RIVA P.**, *Effetti della fessurazione sui legami momenti-curvature delle travi parzialmente precomprese*, Studi e ricerche, vol. 7, 189-218, Milan, Italie, **1982**.
- [140] **GIURIANI E., ROSATI G.**, *An analytical model for the study of the crack propagation in plain element under bending*, Studi e Ricerche, Politecnico di Milano, 9, 107-126, Milan, Italie, **1987**.
- [141] **GIURIANI E., ROSATI G.**, *Comportamento di elementi tesi di calcestruzzo in fase fessurata*, Studi e Ricerche, Politecnico di Milano, 8, 65-82, Milan, Italie, **1986**.

- [142] **GOTO Y.**, *Cracks formed in concrete around deformed tension bars*, ACI Journal, title n0.68-26, pp 244-251, Japon, **1971**.
- [143] **HALSEY J., MILLER R.**, *Destructive testing of two forty-year-old prestressed concrete bridge beams*, PCI Journal, V. 41 n°5, 84-93, USA, **1996**.
- [144] **HARAJLI M.H., NAAMAN A. E.**, *Static and fatigue tests on partially prestressed beams*, Journal of Structural Engineering, V. 111 n°7, 1602-1618, USA, **1985**.
- [145] **HASSAN M.**, *Critères découlant d'essais de charge pour l'évaluation du comportement des ponts en béton et pour le choix de la précontrainte*, Thèse de doctorat - EPFL, Lausanne, Suisse, **1994**.
- [146] **HILLERBORG A.**, *Analysis of a single crack*, Fracture mechanics of concrete edited by F.H.Wittmann, Elsevier science Publishers B.V., pp 223-249, Amsterdam, Hollande, **1983**.
- [147] **HILLERBORG A., MODÉER M., PETERSSON P.**, *Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements*, Cement and Concrete Research, vol. 6 n°6, pp. 773-781, Lund, Suède, **1976**.
- [148] **HIRT R.**, *Qui a peur des 40 tonnes?*, IAS, n°6, pp 80-82, Suisse, **1998**.
- [149] **HODGKIESS T., ARTHUR P. D.**, *Fatigue in reinforced and prestressed concrete in aqueous environments*, Fatigue and Fracture in Steel and Concrete Structures, ISFF'91 (Int. Symposium of Fatigue and Fracture) Proceedings, Editor A.A. Balkema, 1, pp 477-491, Rotterdam, Netherlands, **1992**.
- [150] **HOLMBERG A., LINDGREN S.**, *Crack spacing and crack widths due to normal force or bending moment*, National swedish building research, Document D2, Stockholm, Suède, **1970**.
- [151] **HOLMEN J. O.**, *Fatigue of concrete by constant and variable amplitude loading*, Fatigue of concrete structures, ACI special publication, SP-75, Detroit, USA, **1982**.
- [152] **HORDIJK D. A.**, *Local approach to fatigue of concrete*, Technische Universiteit Delft, Thesis, Editor W. D. Meinema b. v. Delft, Netherlands, **1991**.
- [153] **HORDIJK D. A.**, *Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses*, Heron, Sterin Lab. Delft University of Technology, 37/1, Delft, Netherlands, **1992**.
- [154] **HORDIJK D. A., REINHARDT H. W.**, *A constitutive model for crack cyclic behaviour of plain concrete*, Fracture behaviour and design materials and structures, 2, **1990**.
- [155] **ICOM**, *Essais statiques et dynamiques du pont sur l'Aar à Felsenau*, Rapport ICOM, Lausanne, Suisse, **1995**.
- [156] **ICOM**, *Tössbrücke Wülflingen - Ermittlung der effektiven Verkehrslasten*, Rapport ICOM, Lausanne, Suisse, **1996**.
- [157] **ILLSTON J.**, *The components of strain in concrete under compressive stress*, Magazine of Concrete Research, V. 17 n°50, 21-28, London, England, **1965**.

- [158] **ILLSTON J., JORDAAN I.**, *Creep prediction for concrete under multiaxial stress*, ACI Journal, n° 69, 158-164, Angleterre, **1972**.
- [159] **ILLSTON J., SANDERS P.**, *Characteristics and prediction of creep of a saturated mortar under variable temperature*, Magazine of Concrete Research, V. 26 n°88, 169-179, London, England, **1974**.
- [160] **ISMAIL M.A., JIRSA J.O.**, *Bond deterioration in reinforced concrete subjected to low cycle loads*, ACI Journal, vol. 69 n°6, pp 334-343, Etats-Unis, **1978**.
- [161] **JACCOUD J.-P.**, *Armature minimale pour le contrôle de la fissuration des structures en béton*, Thèse de doctorat - EPFL, Lausanne, Suisse, **1987**.
- [162] **JACCOUD J.-P.**, *Gradients de température dans les ponts - Résumé des connaissances actuelles et indications pour le dimensionnement*, Ingénieurs et architectes suisses, n°23, Lausanne, Suisse, **1982**.
- [163] **JACCOUD J.-P., FAVRE R.**, *Flèche des structures en béton armé*, Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, N°406, 66, Paris, France, **1982**.
- [164] **JIANG J., PIETRUSZCZAK**, *Modelling of concrete response to fluctuating load*, International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics, V. 13, 171-181, Hamilton, Canada, **1989**.
- [165] **KARIHALOO B.**, *Fracture mechanics & structural concrete*, Concrete Design and Construction, Longman scientific & technical, Sydney, Australia, **1995**.
- [166] **KIRCHNER G.**, *Influence of roadway slab thickness and asphalt layer on thermal differences in cross sections of R.C. bridges*, Darmstadt Concrete, vol 3, 67-76, Darmstadt, Allemagne, **1988**.
- [167] **KÖNIG G., FEHLING E.**, *Zur Rissbreitenbeschränkung bei voll oder beschränkt vorgespannten Betonbrücken*, Beton- und Stahlbetonbau, V. 84 n°7, 161-166, Allemagne, **1989**.
- [168] **KÖNIG G., SEIFERT P.**, *Ermüdungsnachweis-Konzept für Strassenbrücken aus Beton auf der Grundlage von Verkehrsmessungen in Europa*, Beton- und Stahlbetonbau, V. 86 n°10, 233-236, Allemagne, **1991**.
- [169] **KÖNIG G., SUKHOV D.**, *Representative values of thermal effects for concrete bridges in EC1, Part 2.5*, IABSE Colloquium, 74, 495-508, Delft, Pays-Bas, **1996**.
- [170] **KRISHNA MOHAN RAO S.V., DILGER W.**, *Evaluation of short-term deflections of partially prestressed concrete members*, ACI Structural Journal, V. 89 n°1, 71-78, Calgary, Canada, **1992**.
- [171] **KRISHNA MOHAN RAO S.V., WALTER H. D.**, *control of flexural crack width in cracked prestressed concrete members*, ACI Structural Journal, 89-2, 127138, Detroit, USA, **1992**.
- [172] **KRISTEK V., VÍTEK J. L.**, *Shear contribution to deflections of box girder bridges*, Structural concrete in the Czech Republic 1994-1997, XIII FIP Congress Amsterdam, 1998, **1998**.
- [173] **KRÜGER G., BURDET O., FAVRE R.**, *Punching tests on RC flat slabs with eccentric loading*, Proceedings of the 2nd Int. Ph.D. Symposium in Civil Engineering, Budapest 1998, **1998**.

- [174] **KÜHLEN R.**, *Crack moment due to temperature restraint influenced by self-equilibrating-stresses*, Darmstadt Concrete, v. 5, 109-116, Darmstadt, Allemagne, **1990**.
- [175] **KÜHLEN R.**, *Tests on restraint actions due to imposed temperature gradients in reinforced concrete beams*, Darmstadt Concrete, v. 4, 135-144, Darmstadt, Allemagne, **1989**.
- [176] **KURLLO A., KWASCHA W., WSIEWOLD L.**, *Versuche über das Verhalten auf Biegung beanspruchter Stahlbeton-Bauteile unter häufig wiederholter Belastung*, Beton- und Stahlbetonbau, 4, pp 103-106, Germany, **1976**.
- [177] **LAURENCET P.**, *Serviceability behaviour of RC & PC road bridges under cyclic actions - Residual crack (part II)*, Progress Report of CEB Working Group 2/4, XIII FIP Congress and Exhibition, pp II 1-13, Amsterdam, Netherlands, **1998**.
- [178] **LAURENCET P., JACCOUD J.-P., FAVRE R.**, *Fissuration des structures en béton précontraint : modélisation, validation & interprétation*, Materials and Structures RILEM publications, Lausanne, Suisse, **1998**.
- [179] **LAURENCET P., JACCOUD J.-P., FAVRE R.**, *Fissuration des structures en béton précontraint sous l'effet d'actions cycliques - Rapport des essais*, EPFL - IBAP, n° 145, Lausanne, Suisse, **1997**.
- [180] **LEBET J.-P., BADOUX J.-C.**, *Variations de température dans les ponts*, Ingénieurs et architectes suisses, n°7, 92-94, Lausanne, Suisse, **1987**.
- [181] **LENKEI P.**, *Deflections of concrete structures under repeated service loads*, IABSE Symposium Paris-Versailles, 157-162, Hongrie, **1987**.
- [182] **LENSCHOW R.**, *Fatigue of concrete structures*, IABSE Report, 37, pp 15-24, Zürich, Switzerland, **1982**.
- [183] **LEONHARDT F., KOLBE G., PETER J.**, *Temperaturunterschiede gefährden Spannbetonbrücke*, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 7, pp 157-163, Berlin, Allemagne, **1965**.
- [184] **LEONHARDT F.**, *Cracks and crack control in concrete structures*, PCI Journal, pp 124-143, **1981**.
- [185] **LOO Y., WONG Y.**, *A unified procedure for computing total deflection of reinforced and partially prestressed concrete beams under repeated loading*, Civil Engineering Department Research, University of Wollongong, Australia, **1984**.
- [186] **LORRAIN M., ADROUCHE K.**, *Contribution à l'étude de l'endommagement de la liaison acier-béton sous chargement cycliques lents*, Annales de L'I.T.B.T.P, N°466, pp 54-64, Toulouse, France, **1988**.
- [187] **LOTZE D.**, *Tragverhalten und Anwendung von Dübeln unter oftmals wiederholter Belastung*, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Mitteilungen, Universität Stuttgart, Allemagne, **1993**.
- [188] **LUTZ A. L., GERGELY P.**, *mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete*, ACI Materials Journal, 64, 711-721, Detroit, USA, **1967**.

- [189] **LUTZ A. L., SHARMA N. K., GERGELY P.**, *Increase in crack width in reinforced concrete beams under sustained loading*, ACI Journal, 538-546, Detroit, USA, 1967.
- [190] **MAGUREANU C., ONET T.**, *Bearing capacity of prestressed members after a long term previous loading*, FIP Symposium 93, Kyoto, Japan, 1993.
- [191] **MAILLARD J.-B., GORSE J.-F.**, *Charges extrêmes de trafic sur les ponts: estimations pour divers modèles de trafic aléatoire*, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°162, 45-54, France, 1989.
- [192] **MALERBA P., BONTEMPI F., BARBERA E.**, *Una formulazione del metodo delle strisce finite per l'analisi di elementi in cemento armato*, Studi e ricerche - Scuola di specializzazione in costruzioni in c.a. F.lli Pesenti, n.17, 189-252, Milan, Italie, 1996.
- [193] **MALLET G. P.**, *Fatigue of reinforced concrete*, Transport and road research laboratory TRRL, Department of Transport, edited by HMSO, State-of-the-art-review 2, London, UK, 1991.
- [194] **MARKEY I.F.**, *Enseignements tirés d'observations des déformations de ponts en béton et d'analyses non linéaires*, Thèse de doctorat - EPFL, Lausanne, Suisse, 1994.
- [195] **MARKWORTH E., MILDNER K., STREIBER A.**, *Versuche zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken unter dynamischer Belastung*, Die Strasse, 24. Jahrgang, 6, pp 175-180, 1984.
- [196] **MASSONNET CH., CESCOTTO S.**, *Mécanique des matériaux*, Eyrolles, pp 32-38, France, 1980.
- [197] **MATHIVAT J.**, *Renforcement de la structure porteuse des ponts en béton précontraint construits par encorbellement par adjonction de cables de précontrainte*, Journées de l'A.P.C., thème III sous thème 5, pp 273-278, France, 1978.
- [198] **MATSUMOTO N.**, *A study on fatigue life of reinforced concrete beam with multiple tension reinforcing bars*, Framcos 1, Beckenridge, USA.
- [199] **MAZARS J.**, *A model of a unilateral elastic damageable material and its Application to Concrete*, Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete, 61-71, Amsterdam, Pays-Bas, 1986.
- [200] **MAZARS J., BOURNAZEL J.-P.**, *Maturity and damage concept for the prediction of deformation and cracking of concrete at early ages*, Proceedings of the 10th Conference on Engineering Mechanics, 2, 954-957, Boulder, USA, 1995.
- [201] **MAZARS J., PIJAUDIER-CABOT G.**, *Continuum damage theory - application to concrete*, Journal of Engineering Mechanics, 115 N°2, 345-365, Cachan, France, 1989.
- [202] **MAZARS J., PIJAUDIER-CABOT G.**, *from damage to fracture mechanics and conversely a combined Approach*, Proceedings of Engineering Mechanics, ASCE, 1, 231-234, New York, USA, 1995.
- [203] **MAZARS J., PIJAUDIER-CABOT G., SAOURIDIS C.**, *Size effect and continuous damage in cementitious materials*, International Journal of Fracture, 51 N°2, 159-173, 1991.

- [204] **MIAO B.**, *Effets mécaniques dus au retrait de dessiccation du béton*, LCPC Rapport des laboratoires - série: ouvrages d'art OA-5, Paris, France, **1989**.
- [205] **MIRAMBELL E., AGUADO DE CEA A.**, *La acción termica ambiental en los puentes de hormigon*, monografías del instituto Eduardo Torroja de la construcción y del cemento, n. 392, Madrid, Espagne, **1988**.
- [206] **MIRZA M. S., HOUDE J.**, *Study of bond stress-slip relationship in reinforced concrete*, ACI Journal, 76-2, 19-46, Detroit, USA, **1979**.
- [207] **MISZTAL S., MISZTAL G., SKRZYPCZAK A., BRYLA R.**, *The influence of the vibration loads on the increase of the crack area length of bended reinforced concrete beams*, The school of the mechanics of the concrete constructions, Prace Naukowe Instytutu Budownictwa n°59, pp 105-110, **1990**.
- [208] **MIVELAZ P.**, *Etanchéité des structures en béton armé - Fuites au travers d'un élément fissuré*, Thèse de doctorat - EPFL, Lausanne, Suisse, **1996**.
- [209] **MIVELAZ P., JACCOUD J.-P.**, *Fissuration et étanchéité d'éléments en béton armé sous déformation imposée de traction - rapport des essais*, Rapport interne IBAP, V. 141, Lausanne, Suisse, **1995**.
- [210] **MOLA F., GATTI M.**, *Instantaneous and long term analysis of cracked R.C. sections subjected to bending and axial load in the service stage*, Studi e ricerche - Scuola di specializzazione in costruzioni in c.a. F.lli Pesenti, vol 16, 29-58, Milan, Italie, **1995**.
- [211] **MULLER J.**, *Enseignement tiré de l'exécution des ouvrages pour une meilleure conception*, Journées de l'A.P.C., thème III sous thème I, pp 99-109, France, **1978**.
- [212] **NAAMAN A. E.**, *Fatigue in partially prestressed concrete beams: Summary of ten years of research*, Fatigue and Fracture in Steel and Concrete Structures, ISFF'91 (Int. Symposium of Fatigue and Fracture) Proceedings, Editor A.A. Balkema, 2, pp 1513-1521, Rotterdam, Netherlands, **1992**.
- [213] **NAAMAN A.E., FOUNAS M.**, *Partially prestressed beams under random-amplitude fatigue loading*, Journal of structural engineering, v.117 n°12, pp 3742-3761, Etats-Unis, **1991**.
- [214] **NEVILLE A.**, *Properties of concrete*, Adison Wesley Longman Limited, fourth edition, UK, **1995**.
- [215] **NILSON A. H.**, *Flexural stresses after cracking in partially prestressed beams*, PCI Journal, 72-81, USA, **1976**.
- [216] **OFFICE FEDERAL DES ROUTES**, *Comptage suisse de la circulation routière 1990*, OFR OFS, 11 transport et communications, Suisse, **1991**.
- [217] **OFFICE FEDERAL DES ROUTES**, *Comptages automatiques de la circulation 1991*, OFR, Suisse, **1992**.
- [218] **OFFICE FEDERAL DES ROUTES**, *Comptages automatiques de la circulation routière 1994 - selon classe de longueur des véhicules*, OFR, Suisse, **1995**.

- [219] **ONET T., MAGUREANU C.**, *The influence of long-term loading upon the behaviour of partially prestressed concrete elements subjected to repeated loads*, II International Scientific Conference, Poznan, Poland, **1994**.
- [220] **PARANAGAMA D. O., EDWARDS A.D.**, *Moment-deformation characteristics of pretensioned concrete beams subjected to fluctuating loads*, PCI Journal, 62-74, London, Angleterre, **1969**.
- [221] **PARK Y. J.**, *Fatigue of concrete under random loadings*, Journal of Structural Engineering, 116, 3228-3235, **1990**.
- [222] **PEEKER E., BAILEY S.F., BEZ R.**, *Dépouillement et analyse des mesures du trafic routier*, Rapport ICOM, Suisse, **1995**.
- [223] **PLAINES P., TASSIOS T., VINTZELEOU E.**, *Bond relaxation and bond-slip creep under monotonic and cyclic actions*, Proceedings of the international conference, Paisley 14 to 16 June 1982, Paisley, USA, **1982**.
- [224] **PLAUK G., HEES G.**, *Finite element analysis of reinforced concrete beams with special regard to bond behaviour*, IABSE Colloquium, final report, pp. 655-670, Delft, Hollande, **1981**.
- [225] **PLIZZARI G., CANGIANO S., ALLERUZZO S.**, *The fatigue behaviour of cracked concrete*, Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures, vol 20 n°8, 1195-1206, Angleterre, **1997**.
- [226] **PLIZZARI G., SCHUMM C., GIURIANI E.**, *The effect of residual tensile strength of cracked concrete on the local bond-slip law after splitting*, Studi e Ricerche, Politecnico di Milano, 9, 129-155, Milan, Italie, **1987**.
- [227] **PRAKASH ROA D.S.**, *Temperature distributions and stresses in concrete bridges*, ACI Journal, 588-596, **1986**.
- [228] **PRAKHYA G.K.V., MORLEY C.T.**, *Tension-stiffening and moment-curvature relations of reinforced concrete elements*, ACI structural journal, V.87, N°5, pp 597-605, United States of America, **1990**.
- [229] **PRIESTLEY M.J.N.**, *Design of concrete bridges for temperature gradients*, ACI Journal, vol 75 n°5, 209-217, **1978**.
- [230] **PRIESTLEY M.J.N., BUCKLE I.**, *Ambient thermal response of concrete bridges*, Road Research Unit Bulletin 42, Nouvelle-Zélande, **1979**.
- [231] **PRUIJESSERS A. F., VERSTOEP D.**, *Theoretical and experimental analysis of the behaviour of cracked concrete under monotonic and cyclic shear loading*, Heron, Sterin Lab. Delft University of Technology, 33/4, Delft, Netherlands, **1988**.
- [232] **PULMANO V., WARNER R.**, *Serviceability tests of prestressed concrete beams*, University of New South Wales, UNICIV Report, R-198, Kensington, Australia, **1980**.
- [233] **RADHAKRISHNAN R., PRASAD B. V., KRISHNA G.**, *Fatigue resistance of partially prestressed concrete beams*, Fatigue and Fracture in Steel and Concrete Structures, ISFF'91 (Int. Symposium of Fatigue and Fracture) Proceedings, Editor A.A. Balkema, 1, pp 507-519, Rotterdam, Netherlands, **1992**.

- [234] **RANGANATHAN R.**, *Fatigue reliability analysis of structures*, Fatigue and Fracture in Steel and Concrete Structures, ISFF'91 (Int. Symposium of Fatigue and Fracture) Proceedings, Editor A.A. Balkema, 2, pp 1415-1431, Rotterdam, Netherlands, **1992**.
- [235] **REHM G., ELIGEHAUSEN R.**, *Bond of ribbed Bars under high Cycle repeated Loads*, ACI Journal, 76-15, 297-310, **1979**.
- [236] **REINHARDT H. W.**, *Interpretation of the post-peak cyclic behavior of concrete in tension*, Darmstadt Concrete, 2, pp 157-163, Germany, **1987**.
- [237] **ROELFSTRA P.E., WITTMANN F.H.**, *A numerical model to link strain softening with fracture in concrete*, Fracture toughness and fracture energy of concrete, edited by F.H. Wittmann, Elsevier science Publishers B.V., pp. 163-175, Amsterdam, Netherlands, **1986**.
- [238] **ROSSIER S., BURDET O., FAVRE R.**, *Concrete tie model for the flexural behavior of RC and PC sections*, 2nd International PhD Symposium in Civil Engineering, Budapest, Hongrie, **1998**.
- [239] **ROTILO J.-D.**, *Serviceability behaviour of RC & PC road bridges under cyclic actions - moment-curvature relationship (part I)*, Progress Report of CEB Working Group 2/4, XIII FIP Congress and Exhibition, pp I 1-14, Amsterdam, Netherlands, **1998**.
- [240] **ROTILO J.-D., CHARIF H., FAVRE R.**, *Comportement irréversible des structures en béton précontraint sous actions cycliques de faible fréquence*, EPFL - IBAP, n° 144, Lausanne, Suisse, **1997**.
- [241] **ROTILO J.-D., CHARIF H., FAVRE R.**, *Irreversible deformations of post-tensioned structures under cyclic loads*, Proceedings of the 1st International Ph.D Symposium, Budapest, pp 1-6, **1996**.
- [242] **RULE W.K., ROWLANDS R.E.**, *Predicting behavior of cyclically loaded RC structures*, Journal of structural engineering, v.118 n°2, pp 603-616, Etats-Unis, **1992**.
- [243] **SAEED MIRZA M., FERDJANI O., HADJ-ARAB A., JOUCDAR K., KHALED A.**, *An experimental study of static and dynamic responses of prestressed concrete box girder bridges*, Canadian Journal of Civil Engineering, V. 17 n°3, 481-493, Montréal, Canada, **1990**.
- [244] **SCHIESSL P.**, *Zeit und Dauerschwingfestigkeit von geschweissten Bewehrungsgittern*, IABSE Report, 37, pp 255-264, Zürich, Switzerland, **1982**.
- [245] **SCHIESSL P., RAUPACH M.**, *Laboratory studies and calculations on the influence of crack width on chloride-induced corrosion of steel in concrete*, ACI Materials Journal, v. 94 n°1, 56-62, USA, **1997**.
- [246] **SCHNELL J.**, *Crack development and rigidity at low temperatures*, Darmstadt Concrete, V. 1, 35-40, Darmstadt, Allemagne, **1986**.
- [247] **SHEN J. H., WALRAVEN J.**, *Temperature distributions and thermal stresses in concrete bridges*, Darmstadt Concrete, v. 4, Darmstadt, Allemagne, **1989**.
- [248] **SHKOUKANI H.**, *Prediction of the short-term creep of concrete at elevated temperatures and relaxation of thermal stresses*, Darmstadt Concrete, v. 5, 195-202, Darmstadt, Allemagne, **1990**.

- [249] **SHKOUKANI H., WALRAVEN J.**, *Sustained tensile strength of concrete*, IABSE Stuttgart 91, 725-729, 1991.
- [250] **SHKOUKANI H., WALRAVEN J.**, *Time dependent behaviour of concrete at elevated temperatures*, Darmstadt Concrete, v. 3, 167-178, Darmstadt, Allemagne, 1988.
- [251] **SIEMES A. J. M.**, *Fatigue evaluation of concrete structures. Preliminary studies, procedure and examples*, Heron, Sterin Lab. Delft University of Technology, 33/3, Delft, Netherlands, 1988.
- [252] **SIEMES A. J. M.**, *Fatigue of plain concrete in uniaxial compression*, IABSE Report, 37, pp 283-292, Zürich, Switzerland, 1982.
- [253] **SIPPEL T.M.**, *Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetontragwerken unter Betriebsbelastung*, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Mitteilungen, Universität Stuttgart, Allemagne, 1996.
- [254] **SLOWIK V., PLIZZARI G., SAOUMA V. E.**, *Fracture of concrete under variable amplitude loading*, University of Colorado, Boulder, Departement of Civil Engineering, Submitted to ACI Material Journal, 1995.
- [255] **SPARKS P.R., MENZIES J.B.**, *The deflection of reinforced concrete beams under fluctuating load with a sustained component*, The structural engineer, v. 51 n°11, pp 413-420, Angleterre, 1973.
- [256] **SWARTZ S. E., CHEN-MING J. H., KUO-KUANG H.**, *Crack growth and fracture in plain concrete - static versus fatigue loading*, Fatigue of concrete structures, ACI special publication, SP-75, Detroit, USA, 1982.
- [257] **SWEETING T. J.**, *A method for the construction of safe S-N curves*, Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures, 15, pp 391-398, 1992.
- [258] **TANSI P., HEANEY A., WARNER R.**, *Serviceability tests on partially prestressed concrete beams*, University of New South Wales, UNICIV Report, R-184, Kensington, Australia, 1979.
- [259] **TASSIOS T., KORONEOS E.**, *Local bond-slip relationships by means of the Moiré method*, ACI Journal, 81, 27-34, Detroit, USA, 1984.
- [260] **TASSIOS T., YANNOPOULOS P.J.**, *Analytical studies on reinforced concrete members under cyclic loading based on bond stress-slip relationships*, ACI Journal, 78, 206-216, Detroit, USA, 1981.
- [261] **TROXELL G. E., RAPHAEL J. M., DAVIS R. E.**, *Long-time creep and shrinkage tests of plain end reinforced concrete*, Proceedings ASTM, vol. 58, pp 1101-1120, Etats-Unis, 1958.
- [262] **VIRLOGEUX M.**, *Pertes de précontrainte par frottement dans le cas des ponts construits par encorbellements successifs*, Journées de l'A.P.C., thème III sous thème I, pp 299-312, France, 1978.
- [263] **VÍTEK J. L.**, *Long term deflections of large prestressed concrete bridges*, CEB (Comité euro-international du béton), Serviceability Models, Bulletin 235, 1997.

-
- [264] **VOS E., REINHARDT H. W.**, *Influence of loading rate on bond behaviour of reinforcing steel and prestressing strands*, Materials and Structures, vol 15 n°85, 3-10, Hollande, **1982**.
- [265] **WALDRON P., RAMEZANKHANI M., DAVIS J.P.**, *Instrumentation and monitoring of diurnal temperature effects in a concrete box-girder bridge*, Departement of Civil Engineering, University of Bristol, Bristol BS8 1TR, pp 36-45, UK, **1991**.
- [266] **WALRAVEN J.**, *Temperature stresses in concrete bridges*, 3rd International Workshop on Bridge Rehabilitation, 591-600, Darmstadt, Allemagne, **1992**.
- [267] **WALRAVEN J. C.**, *Aggregate interlock under dynamic loading*, Darmstadt Concrete, 2, pp 143-156, Germany, **1987**.
- [268] **WALRAVEN J., SHKOUKANI H.**, *Kriechen und Relaxation des Betons bei Temperatur-Zwangbeanspruchung*, Beton- und Stahlbetonbau, V. 88 n°1, 10-15, Berlin, Allemagne, **1993**.
- [269] **WANG W.**, *Plastic energy damage accumulation theory and its application in fatigue problem*, Fatigue and Fracture in Steel and Concrete Structures, ISFF'91 (Int. Symposium of Fatigue and Fracture) Proceedings, Editor A.A. Balkema, 1, pp 153-175, Rotterdam, Netherlands, **1992**.
- [270] **WITTMANN F.H.**, *Matériaux de construction II*, Laboratoire des Matériaux de construction, Suisse, **1984**.
- [271] **WRIGHT P., PAQUETTE R.**, *Highway Engineering, fifth edition*, Atlanta, Etats-Unis, **1987**.
- [272] **YANKELEVSKY D. Z., REINHARDT H. W.**, *Focal points model for uniaxial cyclic behaviour of concrete*, IABSE Colloquium, Delft, 99-106, **1987**.

ANNEXES

A.1. Etat des connaissances	1
A.1.1. Charges de trafic	1
A.1.1.1. Evolution du trafic	4
A.1.1.2. Le trafic est une charge cyclique	5
A.1.1.3. Trafic lourd	8
A.1.1.4. Théorie des valeurs extrêmes	13
A.1.1.5. Modèle de calcul "Bailey"	14
A.1.2. Température	17
A.1.2.1. Introduction	17
A.1.2.2. Contraintes dans les ouvrages d'art	19
A.1.2.3. Organisation du chapitre	19
A.1.2.4. Description physique du problème	19
A.1.2.5. Formulation mathématique du champs de température	24
A.1.2.6. Estimation des contraintes thermiques longitudinales (dues à un gradient vertical)	37
A.1.2.7. Quelques considérations	46
A.2. Etude paramétrique sur les contraintes dues aux actions cycliques	53
A.2.1. Ponts – types	53
A.2.2. Etat permanent	56
A.2.3. Trafic	60
A.2.3.1. Influence de la composition du trafic	62
A.2.3.2. Influence de la portée	64
A.2.3.3. Influence de la forme de la section	64
A.2.3.4. Influence de la fluidité	66
A.2.3.5. Comparaison avec les charges de trafic de la SIA	67
A.2.3.6. Enseignements principaux de l'étude paramétrique sur les charges de trafic	70
A.2.3.7. Convois exceptionnels	70
A.2.4. Température	72
A.2.4.1. Profil de température employé pour l'étude paramétrique	72
A.2.4.2. Les contraintes thermiques	73
A.2.4.3. Sections analysées	74
A.2.4.4. Résultats de l'analyse	74
A.2.4.5. Comparaison avec la norme SIA	79
A.2.4.6. Récapitulation	82
A.3. Synthèse de l'étude des actions variables	85
A.3.1. Température	85
A.3.2. Trafic régulier	86
A.3.3. Convois exceptionnels	86
A.4. Trafic journalier moyen des véhicules à moteur	89
A.5. Trafic journalier moyen des jours ouvrables pour les poids lourds marchandises	91
A.6. Liste de ponts présentant des déformations excessives [Vitek dans 67]	93

A.1. Etat des connaissances

A.1.1. Charges de trafic

Le trafic est la charge "naturelle" d'un pont puisqu'il en est la justification même. Malgré l'évidence de son action sur l'ouvrage, le trafic est probablement avec la température la charge la plus difficile à prédire à cause de son caractère variable et évolutif. Il s'en suit que son estimation pour le dimensionnement à la rupture ou à l'état de service est potentiellement la source des plus grandes incertitudes liées à l'évaluation de toutes les actions variables agissant sur un pont.

La prise en compte du trafic en tant qu'action de dimensionnement se fait au moyen de charges statiques de remplacement majorées par des facteurs de sécurité et des coefficients dynamiques. Les charges statiques de remplacement sont censées reproduire les effets équivalents du trafic réel des charges dynamiques en fonction d'un risque acceptable. Elles sont déterminées par des méthodes probabilistes, qui se basent sur des comptages de trafic réel. Ce sont des charges de ce type qui sont prescrites dans la plupart des normes, dont la suisse.

Cette façon de faire implique de grandes marges de sécurité car les charges de trafic ainsi modélisées doivent convenir à l'ensemble du pays. Pour cela elles doivent couvrir les cas extrêmes pour toutes les configurations topographiques, géographiques avec leur trafic propre et doivent convenir à tous les ouvrages. En ce qui concerne le dimensionnement à la rupture, des charges surévaluées entraînent en général de faibles surcoûts lors de la conception de l'ouvrage.

Par contre, au niveau de l'aptitude au service (qui suppose l'examen du pont dans des conditions réelles), les charges statiques de remplacement ne sont pas satisfaisantes et peuvent conduire à des erreurs grossières. Par exemple, le choix de la mauvaise solution dans le cadre d'une expertise; par exemple comme opter pour une réparation coûteuse alors qu'une intervention mineure aurait été suffisante. Dans le cadre de notre travail il s'agit d'estimer la dégradation plausible dans le temps d'un ouvrage d'art sous l'influence des actions réelles. Les charges statiques de remplacement ne sont de ce point de vue pas satisfaisantes.

En d'autres termes la connaissance du comportement à l'état de service des ponts implique la connaissance de l'action réelle du trafic. Cette exigence est cependant source d'une difficulté majeure : la perte du caractère général des charges de normes. En effet la connaissance du trafic réel implique automatiquement le comptage des véhicules et de leur poids en un endroit donné. Or le trafic peut y être caractérisé par des influences très locales et ponctuelles, comme par exemple, la présence d'une carrière ou d'une usine à proximité,

ou plus globales, comme par exemple, faire partie de l'itinéraire Nord - Sud entre Bâle et Chiasso.

Pour les besoins de notre étude nous pouvons nous contenter d'un découpage grossier du trafic suisse en 3 catégories. Si on examine, sur le réseau suisse, le volume de trafic journalier moyen des véhicules à moteur (voir annexe) et le trafic moyen des poids lourds marchandises les jours ouvrables, se dégagent 3 trafic types. Les critères pour le choix des catégories sont par ordre d'importance décroissante, le volume de poids lourds, le volume de trafic total. Indirectement est inclus un autre critère qui est le type de route. En effet ce dernier conditionne la réponse obtenue car la plus grande attractivité des autoroutes se traduira par un plus grand volume supporté.

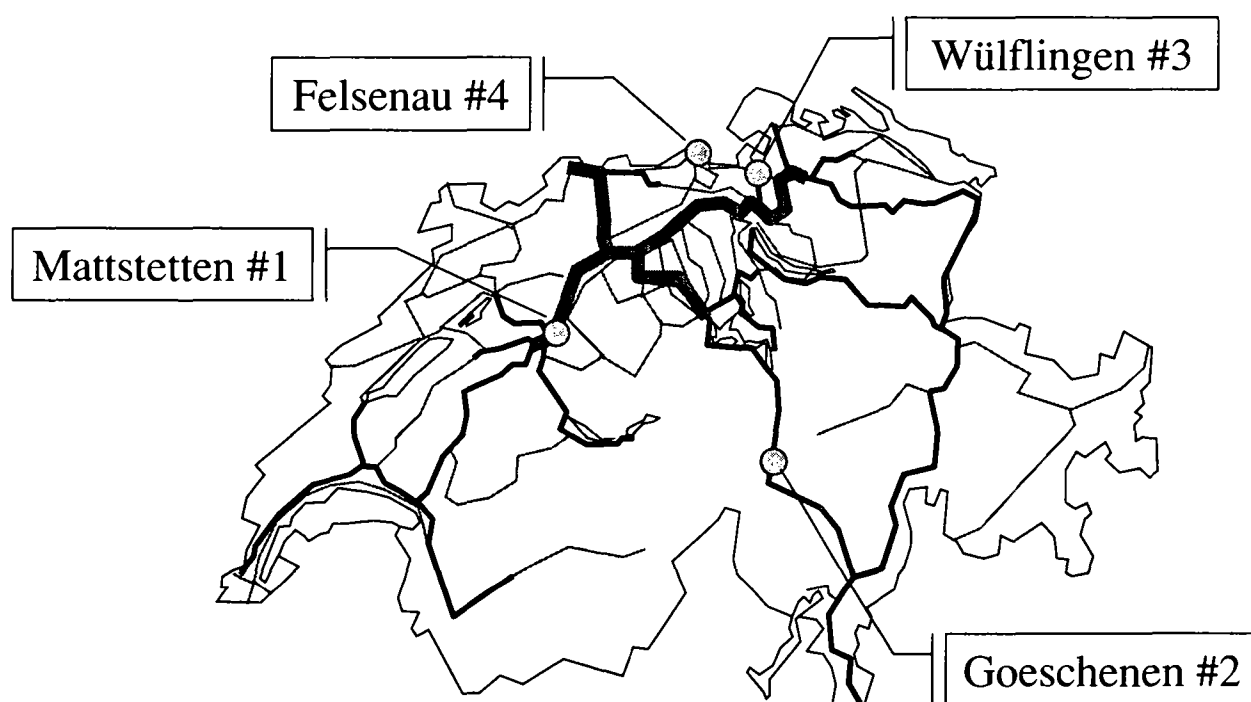


figure 1: découpage du trafic suisse sur la base du recensement de 1995

Le découpage est basé sur le recensement effectué en 1995 et se présente comme suit:

1. Un trafic autoroutier "lourd" sur les deux axes Bâle - Lucerne et Berne - Zürich avec prolongement jusqu'à Winterthur. Remarque le nouveau tronçon Bâle - Zürich ne figure pas encore dans le recensement de 1995, mais il doit probablement être rangé dans cette catégorie.
Charge maximale :

Lieu	Véhicules/jour	Poids lourds/jour ouvrable
Bâle	96'400	11'620

2. Un trafic autoroutier "normal" sur le reste du réseau. Remarque : le tronçon Lausanne - Genève bien que comparable, en volume de trafic moyen des véhicules à moteur, au trafic autoroutier "lourd", il est nettement moins chargé en poids lourds d'où son appartenance à la catégorie : trafic autoroutier "normal".

Charge maximale :

Lieu	Véhicules/jour	Poids lourds/jour ouvrable
Lausanne	68'000	4'380

3. L'ensemble des routes cantonales. Ici il n'est pas fait de distinction entre les routes.

Charge maximale :

Lieu	Véhicules/jour	Poids lourds/jour ouvrable
Plusieurs	~ 20'000	~ 2'000

Pour chacune de ces catégories nous disposons de comptages qui sont effectués depuis plusieurs années par l'Institut de Construction Métallique de l'EPFL (ICOM) [155, 156, 29, 30, 222]. Les postes de comptage pour chaque catégorie de trafic sont donnés dans le tableau ci-dessous et sont représentés à la figure 1.

Catégorie	Lieu
# 1 : trafic autoroutier "lourd"	Mattstetten (nord de Berne)
# 2 : trafic autoroutier "normal"	Goeschenen (Canton d'Uri)
# 3 : routes cantonales	Wülflingen (Canton de Zürich)

Tableau 1: catégorie de trafic suisse utilisée dans le cadre de cette étude

Bien que Goeschenen appartienne à la deuxième catégorie en considérant le trafic journalier moyen et le nombre de poids lourds par jour ouvrable, sa proportion de poids lourds par rapport au volume total du trafic (21 %) est plus élevée que celle de Mattstetten (11 %). Nous verrons plus tard que cette dernière caractéristique a une très grande influence lorsqu'il s'agit de mesurer l'effet du trafic sur un ouvrage. On peut affirmer qu'elle traduit, associée au volume total, "l'agressivité" du trafic.

Une 4^{ème} catégorie de trafic a également été prise en compte. Il s'agit d'un trafic relativement modeste en volume, mais caractérisé par un pourcentage élevé de poids lourds, dont la charge maximale peut aller jusqu'à 44 tonnes. Ce type de trafic se rencontre actuellement dans les zones limitrophes du pays. Nous en parlons plus amplement ci-

dessous (voir « Zones limitrophes pour les 44 tonnes » à la page 9). Pour ce type de trafic, nous disposons également des comptages effectués par l'ICOM à Felsenau dans le canton d'Argovie.

# 4 : zone limitrophe 44 tonnes	Felsenau (Canton d'Argovie)
---------------------------------	-----------------------------

A.1.1.1. Evolution du trafic

Tous les 5 ans est effectué en Suisse un recensement de la circulation routière. Le dernier en date a eu lieu en 1995. Sur la base des comptages provenant de 491 postes, sont déterminés le trafic journalier moyen (TJM) et le trafic journalier moyen des jours ouvrables (TJMO). Les mesures ainsi obtenues complètent les mesures aux postes permanents et permettent de brosser un tableau détaillé du trafic à l'échelon national. Lors des recensement nationaux à intervalle de 5 ans, le trafic est répertorié selon six catégories qui identifient chacune un moyen de transport différent.

Sur la base des comptages de 1985 et 1990, on relève que le trafic a augmenté en moyenne de 4.3 % par année. Malheureusement, un changement dans les méthodes de comptages et d'interprétation des résultats ne permet pas une comparaison du sondage de 1995 avec ceux des années précédentes. Malgré ces difficultés une estimation a néanmoins été faite et est donnée ci-dessous. On relève que l'augmentation aurait diminué de plus de la moitié entre 1990 et 1995.

	Augmentation de 1985 à 1990		Augmentation de 1990 à 1995	
	Globale	Par année	Globale	Par année
Toutes les routes	23.3 %	4.3 %	9.7 %	1.9 %
Routes nationales	33.8 %	6.0 %	12.9 %	2.5 %
Autres routes	16.4 %	3.1 %	6.8 %	1.3 %

Tableau 2: augmentation du trafic en Suisse

Quant à l'augmentation du trafic par type de route, on remarque que les routes nationales voient leur charge augmenter plus que celles des autres catégories. Par ailleurs, il est intéressant de constater que la composition du trafic ne change pratiquement pas.

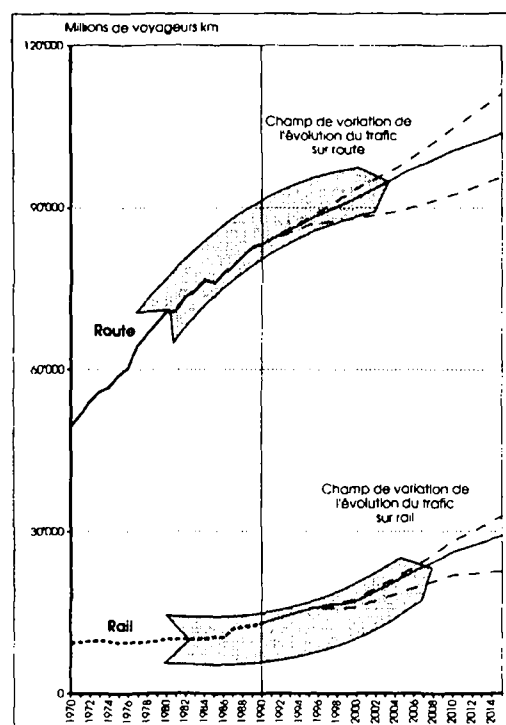
Catégorie		1985	1990	1995
Voitures de tourisme	[%]	87.6	87.7	89.3
Autocars	[%]	0.5	0.5	0.5
Voitures de livraisons	[%]	3.8	4.0	3.4
Poids lourds	[%]	6.2	6.0	5.1
Motocycles	[%]	1.9	1.8	1.7

Tableau 3: répartition du trafic selon les types de véhicules

Dans une perspective plus large, l'évolution du trafic exprimée en millions de voyageurs · kilomètres de 1970 à 1990 est présentée ci-dessous. Figurent également sur ce graphique les projections pour l'évolution du trafic jusqu'en 2015 selon une estimation maximale, moyenne et minimale. La même information est aussi donnée pour le rail. Les trois estimations (max. moy. & min.) intègrent de nombreux paramètres dont notamment différentes hypothèses sur l'intégration de la Suisse à l'EU ou l'introduction d'une taxe poids lourds.

La conséquence pour les ouvrages d'art est qu'ils subissent une agression quotidienne toujours plus importante au cours de leur existence. Pour reprendre notre analogie avec un chargement cyclique, on peut affirmer que l'amplitude des cycles augmente.

figure 2: prévision de l'évolution du trafic



A.1.1.2. Le trafic est une charge cyclique

Les graphiques de comptages sur 24 heures ont toujours une allure générale de "cloche", parfois asymétrique, parfois avec deux pointes. Les différences dans la forme de la "cloche" sont le reflet des caractéristiques socio-économiques de la région et de la topologie de son réseau routier.

Figure 3: trafic journalier à Neuchâtel [218]

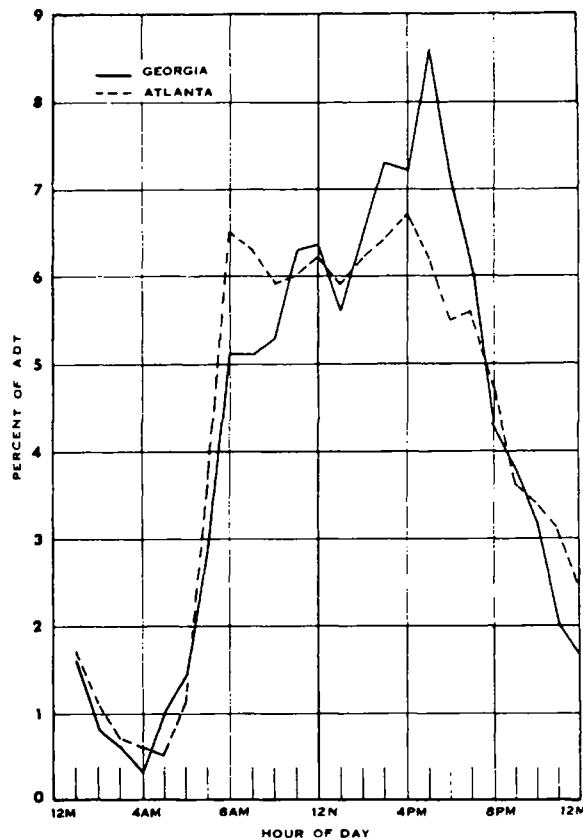
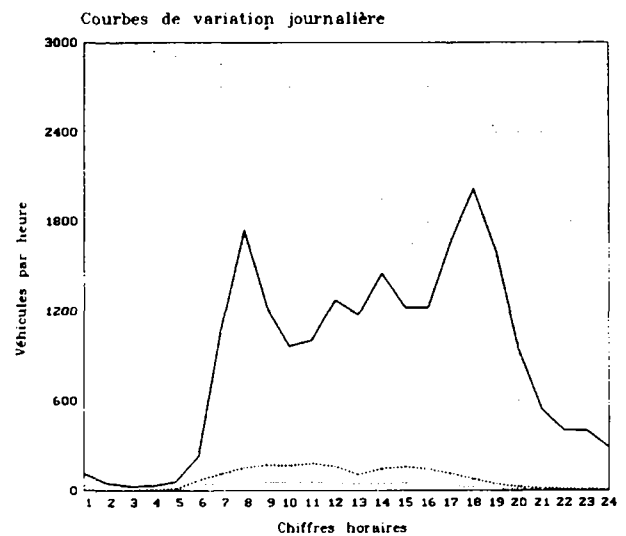


FIGURE 5-3 Hourly variations of volume of traffic on an average weekday. (Courtesy Georgia Department of Transportation.)

Figure 4: trafic journalier à Atlanta, GA [271]

La forme de "cloche" traduit évidemment une faible charge de trafic durant la nuit et une forte charge plus ou moins constante durant la journée. La fluctuation journalière des charges de trafic justifie l'assimilation du trafic à une charge cyclique.

Les courbes ci-dessus sont des courbes - enveloppes du nombre de véhicules par intervalle de temps. Pour obtenir la réponse réelle des charges par intervalle de temps, il faudrait multiplier chaque véhicule par son poids. L'image ainsi obtenue ressemblerait alors à une succession de pics plus ou moins importants.

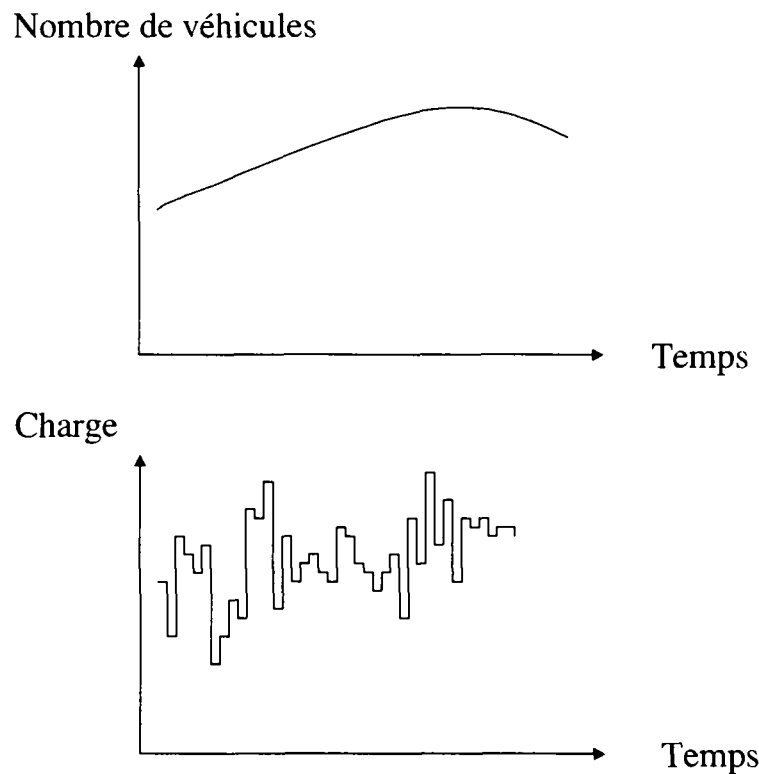


figure 5: nombre de véhicule et charge des véhicules en fonction du temps

Cependant il est plus parlant de représenter les mêmes données sous la forme d'un histogramme du type "fréquence d'apparition" en fonction du "poids du véhicule". Les comptages effectués par l'ICOM sont présentés en fonction du poids par essieu, du poids total du véhicule et du poids par mètre. Le système d'acquisition des mesures se trouve dans la chaussée et enregistre le poids des essieux ainsi que la distance qui les sépare. Ensuite sur la base du catalogue des configurations des véhicules en circulation, le poids total du véhicule et le poids par mètre, via la longueur du véhicule, sont déterminés.

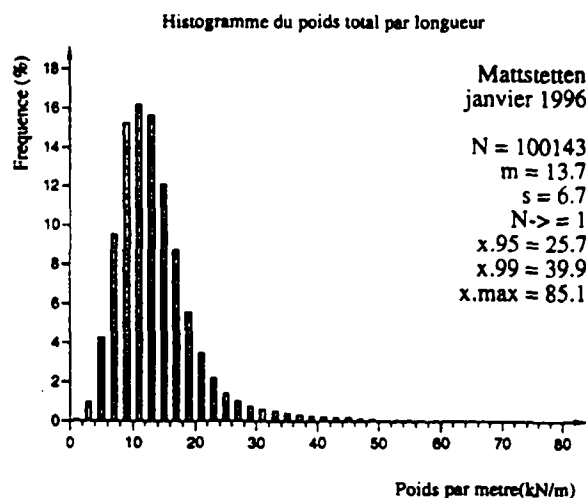


figure 6: exemple d'histogramme mesuré par l'ICOM

Grâce aux théories des lois statistiques, les histogrammes sont ramenés à des fonctions continues. D'après les mesures la représentation en fonction du poids linéaire est toujours une "cloche" asymétrique dont la branche du côté des grands poids est plus longue.

A.1.1.3. Trafic lourd

Le but de ce chapitre sur le trafic est de comprendre quel est son impact sur un ouvrage d'art. Nous avons déjà traité son caractère variable au cours de la journée, ainsi que sa composition, notamment en fonction du poids. Les déformations à long terme se rapportent aux charges permanentes, par contre l'état de la structure, l'étendue de l'endommagement, l'importance de la fissuration sont fortement dépendantes des actions variables et plus particulièrement de leurs intensités les plus grandes. Comme cela est discuté dans le texte principal, lorsque la branche de décharge de la loi moment-courbure a été traitée, l'importance de la charge maximale est capitale. Appliqué au trafic, cela revient à connaître les plus grandes charges qui sollicitent un ouvrage d'art. Concrètement les véhicules concernés sont les poids lourds et les convois exceptionnels.

Poids lourds

A priori la limite légale des poids lourds est de 28 tonnes. Une tolérance de 5% est appliquée sur cette limitation, ce qui correspond à une limite effective de 29.4 tonnes. Pour les transports de bois la tolérance est repoussée à 15%, ce qui donne une limite de 32.2 tonnes. Parmi les poids lourds qui roulent en Suisse on rencontre des véhicules qui sont conçus pour peser, une fois chargés, 40 tonnes. C'est-à-dire qu'ils roulent partiellement vides et, de

ce fait, effectuent plus de trajets pour la même quantité de marchandise déplacée. Il semblerait légitime de se demander si, en termes de coûts globaux, le nombre de courses plus élevé est plus avantageux qu'une sollicitation allégée du réseau routier. Bien qu'une telle interrogation sorte du champs de notre étude, signalons que sur le plan mondial, l'évolution se dirige vers des poids totaux par convoi plus élevés. Par ailleurs en ce qui concerne la détérioration de la superstructure des routes, d'après R. Hirt [148] qui a examiné tous les types de convois suisses et de l'union européenne, les convois les plus agressifs sont les camions deux essieux d'un poids total de 18 tonnes. Pour un pont c'est par contre la charge totale qui nous intéresse.

Zones limitrophes pour les 44 tonnes

Il existe une exception à la limite légale des 28 tonnes. En effet des convois d'un poids maximal de 44 tonnes sont actuellement autorisés à circuler sur le territoire helvétique dans les zones limitrophes, indépendamment de l'ouverture ou non de la Suisse au trafic des 40 tonnes. Une liste de communes qui autorisent de tels convois, est établie par le Département fédéral de justice et police. A chaque poste frontière est affilié un certain nombre de commune qui sont représentées ci-contre [Figure 7]. Remarquons l'étendue surprenante de ces zones qui couvrent, par exemple, la totalité du canton de Genève, de Schaffouse, de Bâle-Ville. Pour ce qui est du canton de Vaud, l'autorisation porte jusqu'à Chexbres.

Transports spéciaux

Cette catégorie de transports est caractérisée par un dépassement de la géométrie et du poids légal autorisé et par une autorisation permanente de circuler. Puisque ces autorisations sont délivrées au transporteurs, il n'existe pas de statistiques ou de recensement du nombre et du poids de tels convois. A la suite d'un travail d'enquête auprès des responsables cantonaux vaudois et valaisans, de l'office fédéral des routes et de l'entreprise Friderici (plus grand transporteur romand), il semblerait que la fréquence de ce type de transports soit grande, puisque elle serait de plusieurs passages par jours. Un exemple de ce genre de transports sont les camions-grues. Leur poids par essieu est fixé à 12 tonnes pour un nombre maximal de 8 essieux, ce qui représente un poids total maximal de 96 tonnes (960 kN). Comme ordre de grandeur en Suisse, on recense une petite dizaine de camions-grue à 7 essieux (840 kN ou 84 tonnes) et 3 camions-grues avec 8 essieux, dont un en Suisse Romande [source : Friderici].

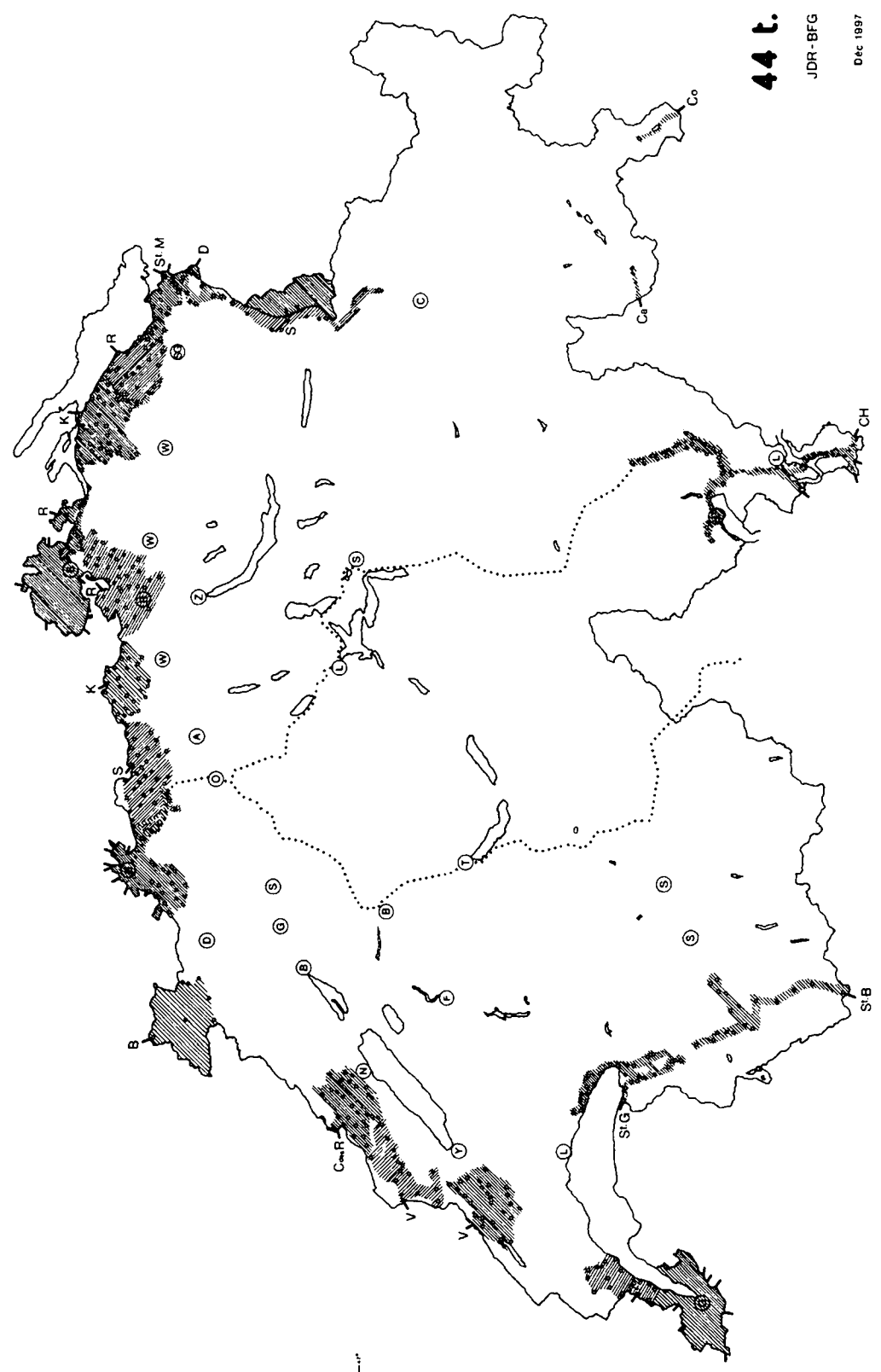


Figure 7: zones limitrophes où le trafic des 44 tonnes est autorisé

Transports exceptionnels

Si les marchandises à transporter sont de grandes dimensions et/ou très lourdes, elles exigent le recours à des véhicules adaptés à leurs conditions particulières. Ce sont les convois ou transports exceptionnels. Ils se distinguent des transports spéciaux par le fait que leurs déplacements sont réglementés et se font avec accompagnement de la police. La norme SIA 160 donne les valeurs maximales pour un convoi de charge normalisé pour trois types de routes différents. Le cas échéant, ces valeurs sont à utiliser pour un dimensionnement. Dans le cas d'un transport exceptionnel dont il faut organiser le déplacement, la charge du convoi normalisé ne devrait pas être dépassée, par contre l'empattement des essieux ainsi que la longueur peuvent être modifiés dans certaines limites. Si toutefois la marchandise à transporter est indivisible et dépasse la charge maximale autorisée, des exceptions sont consenties pour autant que la sécurité soit garantie au sens des normes SIA.

Modèle des transports exceptionnels (modèle 4) au sens de la norme SIA 160:

Selon les poids et dimensions de la marchandise, la charge est répartie en un ou deux groupes de charges dont les dimensions, le poids maximal et l'écartement sont donnés. Le tableau 15 de la norme SIA donne la valeur nominale de la charge totale pour deux groupes de charges. Un seul groupe de charge ne peut être utilisé que si le poids total du convoi est inférieur à la moitié des valeurs du tableau 15. Pour que le modèle soit valable il faut que la répartition de la charge par essieu et par roue soit garantie constante grâce à un dispositif d'équilibrage mécanique. Ci-dessous nous donnons les dimensions d'un convoi exceptionnel qui a eu lieu en début d'année 1998. On remarquera que le poids total était de 450 tonnes soit pratiquement le maximum spécifié par la norme. Le poids de la marchandise transportée, ici un transformateur destiné au futur complexe de Cleuson-Dixence (VS), était de 280 tonnes, soit environ 60 % du poids total.

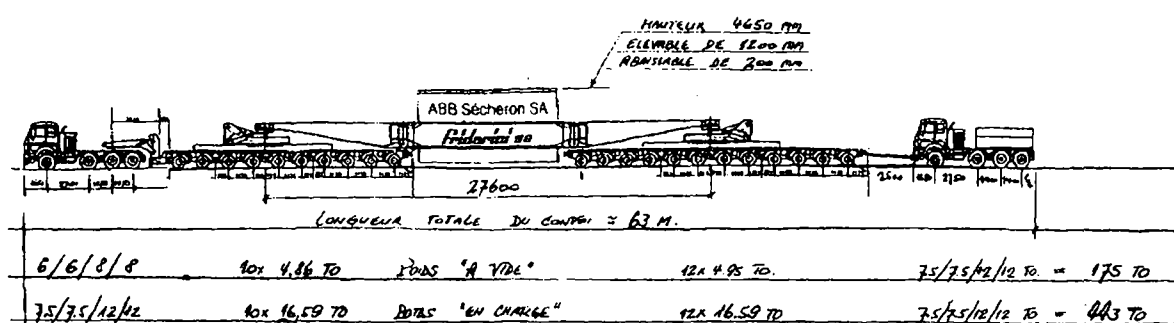


figure 8 convoi exceptionnel de 450 tonnes [source : Friderici]

A l'examen du nombre d'autorisations délivrées par les divers offices cantonaux, il apparaît que la fréquence, les poids et les itinéraires des transports exceptionnels sont très variables. Par conséquent il est délicat de lier une probabilité d'apparition ou un temps de retour à

un convoi donné. Se dégagent cependant quelques tendances dont nous donnons les valeurs.

Ainsi les valeurs ci-dessous ne sont pas le résultat de comptages déterministes, mais constituent des approximations faites sur la base des renseignements recueillis lors de notre enquête. Ils doivent de ce fait être considérés avec circonspection. Les catégories ont été définies volontairement relativement larges. Néanmoins nous pensons que ces estimations donnent une image plausible du trafic lourd en Suisse et qu'elles constituent, en termes de fiabilité et représentativité, une réponse proportionnée aux besoins de notre étude.

Tonnage par essieu	Fréquence d'apparition	Tonnage max. du convoi
9-10 tonnes	la grande majorité des poids lourds $\leq$ à 28 tonnes (en permanence)	
12 tonnes	tous les jours (plusieurs fois)	25 à 85 tonnes
$\geq$ à 12 tonnes	1 fois par mois	100-120 tonnes*
$\geq$ à 12 tonnes	3 à 4 fois par année	200 - 250 tonnes
16 à 17 tonnes	rare	450-480 tonnes!

tableau 4: recensement du trafic lourd en Suisse d'après notre enquête

Par comparaison, citons qu'en Europe des comptages effectués principalement sur des routes et des voies nationales, ont indiqué que le poids maximal journalier des essieux et des camions était relativement stable d'un site de mesure à l'autre [Calgaro 60].

Poids des essieux (max. 24h)	De 140 kN à 200 kN
Poids des camions (max. 24h)	De 550 kN à 650 kN

Les mesures européennes du poids total des camions correspondent aux résultats de notre enquête. On remarque que le poids par essieu est cependant plus élevé.

Dans notre tableau, il faut comprendre le terme de « fréquence d'apparition » comme le nombre de convois qui sont en circulation durant un laps de temps donné. Cependant, en général on observe que la distance parcourue est d'autant plus courte que la marchandise transportée est lourde. Cela signifie que, pour un ouvrage donné, la probabilité du passage d'un convoi de 30 tonnes est plus grande que celle pour un convoi de 90 tonnes. Non

seulement à cause du plus grand nombre de convois de 30 tonnes, mais aussi parce qu'un convoi de 30 tonnes parcourt, en principe, une distance plus grande. L'estimation de la fréquence de passage au droit d'un ouvrage donné n'est par contre pas aisée. Les comptages seraient une réponse à condition qu'ils portent sur une période suffisamment longue et sur un grand nombre d'ouvrages sur différents type de routes. Nous ne disposons pas de telles informations pour la Suisse. D'autre part vu le nombre relativement faible de ce type de convois, une démarche statistique dont la qualité est directement proportionnelle au nombre de mesures, perd de sa pertinence. L'information qui nous intéresse, à savoir quelle est la charge maximale que subira un ouvrage donné durant un laps de temps déterminé, ne semble pas dépendre directement du type de pont ou du type de route. Grâce à la connaissance des charges maximales sollicitant le pont, notre but est de nous prononcer, en fonction du degré de compensation β , sur les conséquences à long terme du point de vue des déformations. C'est pourquoi pour la suite de notre travail nous proposons de définir trois catégories de convois à mettre en rapport avec les divers ponts étudiés. Les trois convois que nous nous proposons d'utiliser sont les suivants :

Catégorie	Poids total	Longueur
	[kN]	[m]
#1	1000	25
#2	2500	45
#3	4000	60

Tableau 5: définition des trois catégories de convois exceptionnels

La catégorie #3 correspond environ au modèle de charge 4 de la SIA.

A.1.1.4. Théorie des valeurs extrêmes

Ce qui nous intéresse ici c'est la fréquence d'apparition d'une charge ou en d'autres termes son temps de retour. Nous aimerions avoir la réponse à des questions telles que : Combien de fois dans la vie d'un ouvrage une charge ou une contrainte donnée est-elle dépassée? ou quel est l'intervalle de temps entre deux apparitions d'une telle charge ou contrainte? Pour atteindre cet objectif il convient de faire appel à des théories probabilistes de prédictions.

Comme nous l'avons vu précédemment, les comptages sont représentés sous la forme d'histogramme. En fonction des valeurs obtenues, l'allure des histogrammes sera plus ou moins saccadée. Si le nombre des valeurs mesurées est augmenté, l'allure de l'histogramme va tendre, en général, vers celui d'une fonction continue ou d'une combinaison de fonctions continues. Du point de vue de l'analyse il est plus aisé de manier des fonctions continues. Comme le nombre de mesures est limité et ne nous permet pas toujours de "lire" directement la fonction continue, la démarche consiste alors à caler une fonction continue d'allure similaire sur l'histogramme obtenu. Le calage se base sur des valeurs caractéristiques comme la moyenne ou l'écart-type. On distingue deux types de représentations des valeurs

d'une variable aléatoire, qui sont d'une part la fonction de densité de probabilité (probability density function ou pdf) et d'autre part, la fonction de distribution cumulée (cumulative distribution function ou cdf).

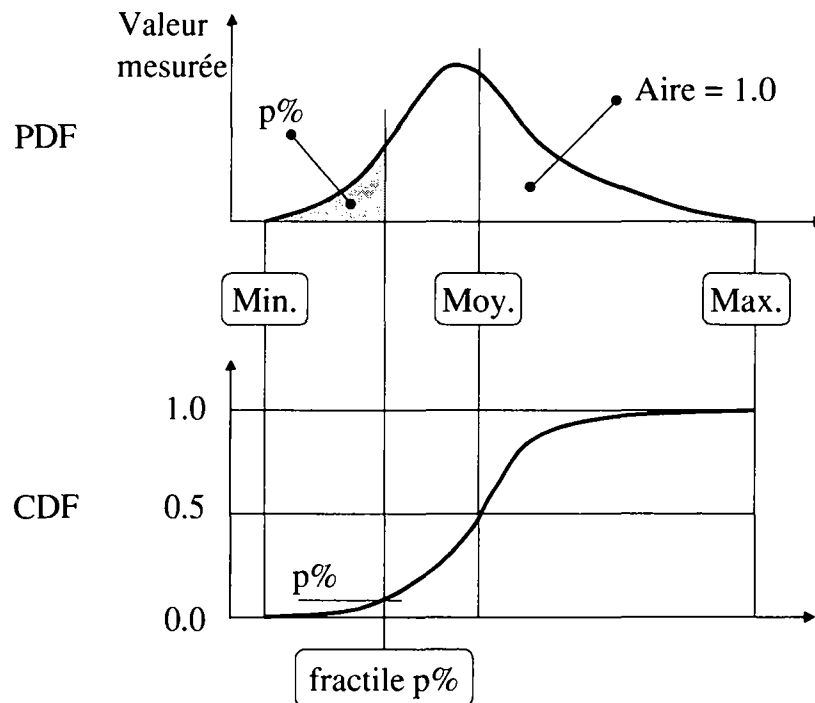


figure 9: fonctions de densité de probabilité et de distribution cumulée

La théorie des valeurs extrêmes traite de la branche des grandes valeurs. Une fois le type de distribution choisie, on a recours à des méthodes analytiques pour prédire, en fonction des valeurs mesurées, la probabilité d'occurrence de valeurs plus grandes que la valeur maximale mesurée. C'est en procédant de la sorte que l'on répondra aux interrogations qui ont été posées au début de ce paragraphe. Graphiquement cela revient à "redresser" la CDF en la reportant sur un papier probaliste dont les axes sont adaptés. Le choix du papier se fait en fonction de l'allure de la distribution. Dans ce qui suit nous allons utiliser une méthode analytique pour calculer les contraintes en fonction du temps de retour.

Gumbel a défini trois types de distributions des valeurs extrêmes [Bailey 17].

- type I : branche exceptionnelle
- type II : branche polynomiale
- type III : branche bornée

A.1.1.5. Modèle de calcul "Bailey"

Bailey [17] a montré que le type III était le modèle probaliste le plus indiqué pour traiter le cas du trafic routier. Dans sa thèse de doctorat il montre comment on peut obtenir la probabilité d'apparition d'une action donnée. Par exemple la contrainte de traction en

travée en fonction de son temps de retour. La méthode utilise des paramètres statistiques simples des distributions mesurées de trafic (valeur moyenne, écart-type) et est basée sur la théorie des valeurs extrêmes du type III. Elle tient compte également de la composition du trafic (proportion de véhicules lourds, conditions de fluidité, volume total). La méthode proposée par Bailey permet de calculer directement les contraintes élastiques linéaires (stade I) de l'effort choisi (moment ou effort tranchant principalement) en un point quelconque de l'ouvrage moyennant la connaissance de la ligne d'influence appropriée. La valeur donnée par la méthode est la valeur moyenne des valeurs maximales sur la période considérée.

Paramètre	unité	Notation
Poids maximum du convoi	[kN]	Q _{max}
Poids linéaire maximum	[kN/m]	q _{max}
Poids linéaire moyen	[kN/m]	μ _q
Ecart-type du poids linéaire	[kN/m]	σ _q
Conditions de fluidité du trafic	[%] [%] [%]	A (à l'arrêt) C (congestionne) F (fluide)
Volume de trafic	[nbre de véhicule/laps de temps]	N
Proportion de poids lourds	[%]	HV
Nombre de voies de circulation	[-]	N _{lanes}
Coefficients "ligne d'influence" ➤ charge ponctuelle ➤ charge répartie	[fonction de l'effort examiné] [fonction de l'effort examiné]	c _Q c _q
Coefficients "forme de la section" ➤ nombre de voies ➤ rigidité latérale	[-] [-]	c _{lanes} c _{lat}
Longueur de la portée examinée	[m]	L

Tableau 6: Paramètres utilisés dans la méthode "Bailey"

La valeur moyenne des valeurs maximales pour un temps de retour donné s'exprime comme suit:

$$\mu_{s,max} = W - \chi \cdot W \cdot N(t.d.r)^{-\frac{1}{k}} \cdot \Gamma\left(1 + \frac{1}{k}\right)$$

où:

- μ_{s,max} = valeur moyenne des valeurs maximums de l'effort ou contrainte examinée

- $$W = \left[S_q + \frac{(S_Q)^2}{S_q + S_Q} \right] \cdot c_{\text{lanes}}$$

avec $S_q = q_{\text{max}} \cdot H \cdot c_q$
 $S_Q = Q_{\text{max}} \cdot c_Q$
 $H = \frac{10}{10 + 0.14 \cdot v}$
 $v = \text{vitesse [km/h]}$
- $$\chi = \frac{q_{\text{max}} - 2.3 \cdot \mu_q \cdot HV}{q_{\text{max}}}$$
- $N(\text{t.d.r.}) = \text{nombre de véhicule, fonction du temps de retour (t.d.r.)}$
- $$k = \frac{q_{\text{max}} - \mu_q}{\sigma_q} \cdot \frac{1}{\sqrt{HV}} \cdot \sqrt{N_{\text{eq}}}$$

avec $N_{\text{eq}} = \text{nombre équivalent de véhicules sur un pont qui contribuent simultanément à l'effet maximum}$

$$N_{\text{eq}} = \frac{1}{W} \left[S_q \cdot \frac{L \cdot H}{10} + \frac{(S_Q)^2}{S_q + S_Q} \right] \cdot N_{\text{lanes}} \cdot c_{\text{lanes}} \cdot c_{\text{lat}}$$
- $\Gamma(\dots) = \text{fonction Gamma}$

Nous avons utilisé cette méthode pour estimer le temps de retour de trois catégories de trafic sur des ponts caractéristiques du parc Suisse (voir chapitre A.2. Etude paramétrique sur les contraintes dues aux actions cycliques). Le but est d'estimer l'ordre de grandeur des efforts et des contraintes ou plutôt leur variation réelle due au trafic. Les variations dues à la température sont également étudiées.

De plus, il nous intéressait de voir dans quelle mesure les charges de la norme SIA étaient approchées voire dépassées, auquel cas avec quelle fréquence. Ainsi l'évaluation de la fréquence d'un éventuel dépassement, bien qu'indicative, serait fondée sur une approche méthodique et mathématique.

En ce qui concerne les transports exceptionnels et spéciaux tels que définis ci-dessus, les efforts et les contraintes sont déterminés selon un calcul statique classique.

A.1.2. Température

Degré de chaleur ou de froid de l'atmosphère en un lieu, lié à la sensation éprouvée par le corps et qui peut être exprimée par le thermomètre

Petit Robert

Comme déjà anticipé, la température agit au niveau de la structure par une action mécanique qui engendre des contraintes et au niveau du matériau par la modification des conditions externes qui induit un changement de propriétés des matériaux. Ce dernier aspect ne concerne cependant pas le domaine de service des ponts en béton et ne sera par conséquent pas traité ici.

A.1.2.1. Introduction

De par son exposition permanente aux conditions climatiques, un pont subit des changements de température fréquents. Les variations de température, en termes de durée, sont le résultat d'une superposition journalière et saisonnière (la température est fonction du temps).

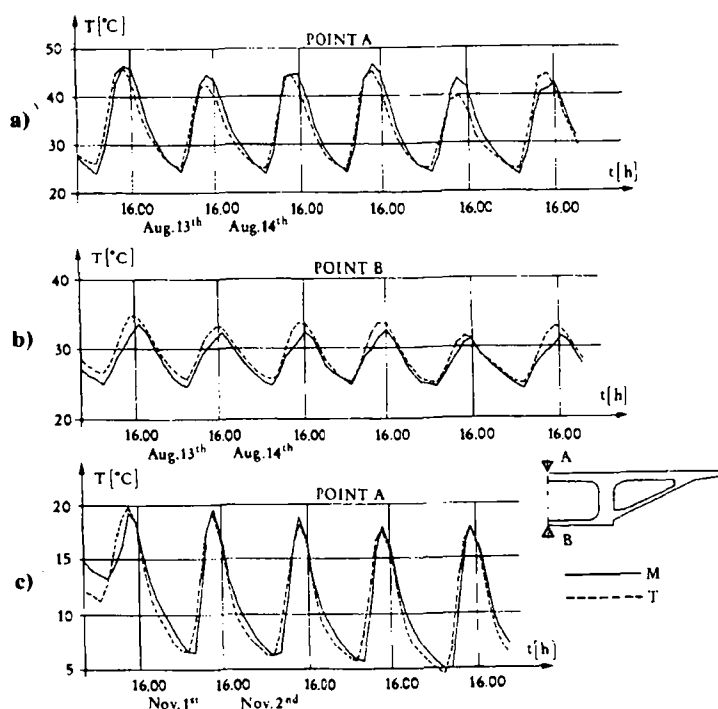


Fig. 5: Comparison between theoretical (T) and measured (M) time distribution of the temperature in some points of the cross section: (a, b): August 1987, (c): November 1987

figure10: variations journalières de la température mesurées sur un pont [Froli 124]

Par ailleurs, la température du pont n'est pas la même en chacun de ses points à cause, notamment, de l'angle d'exposition, de la forme géométrique, des matériaux (la température

est fonction de la **position**). La valeur de la température en un point donné du pont à un temps donné, est le résultat des échanges de chaleur entre le pont et son environnement. Ci-dessous nous donnerons un aperçu de ces échanges ainsi que des paramètres physiques qui les gouvernent. Les plus influents sont l'ensoleillement (intensité, durée, orientation), l'état de la couverture nuageuse, le vent (vitesse, orientation), les propriétés thermiques des matériaux (principalement : béton, métal, asphalte). La température influence directement l'allongement de chacune des fibres du matériau. Il est évidemment bien connu qu'un corps se dilate, lorsqu'il est chauffé, alors qu'il se contracte lorsqu'il est refroidi. La somme des allongements de toutes les fibres conjuguée au système statique de l'ouvrage (appuis, géométrie, entraves) se traduit en déformations et en contraintes au niveau de l'ouvrage. Théoriquement si aucune entrave ne s'oppose aux mouvements thermiques de l'ouvrage, il n'en résultera aucune contrainte. Cependant, comme nous le verrons plus loin, cela est pratiquement impossible à réaliser de par la nature même du profil de température, même dans les structures isostatiques. Dans les structures hyperstatiques, vient s'ajouter l'effet des variations journalières de températures qui induisent des gradients qui eux mêmes se traduisent en déformations verticales de l'ouvrage. Par contre en ce qui concerne les variations longitudinales elles ne constituent, en principe, pas un problème dans la mesure où les appuis du pont sont conçus pour permettre de tels mouvements ; ceci à l'exception des ponts cadres et des ponts flottants qui ne peuvent pas se déformer librement dans leur axe. De ce qui précède il peut être déduit que l'effet des variations saisonnières de température, qui sont principalement responsables des déformations longitudinales, n'est pas primordial et peut être oublié. Dans le cadre de ce travail cet aspect ne sera donc pas pris en compte et **les variations thermiques ou charge cycliques de température se référeront aux variations journalières de température.**

L'amplitude de l'action mécanique de la température peut être importante, comparable à celle des charges permanentes et variables. Une mauvaise gestion des effets thermiques peut parfois conduire à des dégâts importants [Leonhardt 183]. Par le passé (jusque dans les années 70), les variations de température n'ont pas toujours été considérées avec l'attention qui leur étaient due. Ce n'est qu'à cette époque qu'une prise de conscience s'est opérée dans le but de prendre en compte d'une façon plus systématique et correcte les phénomènes thermiques. A ce propos on cite le professeur Leonhardt qui aurait le premier attiré l'attention sur les dommages dans les structures, surtout les ponts, à cause de leur inadéquation aux effets thermiques. Il s'est très vite avéré que le problème était extrêmement complexe de part la quantité de phénomènes thermiques impliqués, de leur grande variabilité, de la présence de fissuration ou encore du couplage avec les effets différés. Malgré cette complexité, l'ingénieur concepteur n'est pas désarmé car il dispose, pour les problèmes les plus pointus, d'outils informatiques de plus en plus performants, et dans tous les cas, de recommandations de normes sous la forme de profils de température de dimensionnement relativement satisfaisants. Nous donnerons plus loin un aperçu de quelques profils de température tirés de normes. Ils sont basés sur une combinaison d'éléments théoriques et expérimentaux tels que des profils réels mesurés dans des ponts ou des essais à grande échelle dans un laboratoire (échelle $\sim 1/2 - 1/4$).

Jeune âge

Un autre aspect de la température et de son impact sur les structures en béton, est constitué par les phénomènes liés au jeune âge avec la réaction exothermique lors de la prise du ciment. L'étude du béton au jeune âge a récemment bénéficié d'une attention grandissante. La justification d'un tel intérêt se trouve dans le lien, maintes fois établi, entre la qualité de l'ouvrage dans le temps et une maîtrise de l'évolution des propriétés du béton jeune par une cure adéquate durant les premières heures. Au début du présent chapitre, nous avons distingué entre les actions mécaniques de la température et son influence sur les propriétés des matériaux. Or pour les problèmes du jeune âge une séparation aussi nette n'est plus de rigueur. Dans le cadre de cette étude le jeune âge ne sera pas abordé. Ce sujet, fort vaste, justifierait à lui seul plusieurs thèses. D'ailleurs sur ce thème, il existe une littérature abondante à laquelle nous renvoyons le lecteur intéressé.

A.1.2.2. Contraintes dans les ouvrages d'art

Pour déterminer les contraintes et déformations dues à la température, il est primordial de connaître de façon réaliste le champs de température (temperature field) dans l'ouvrage et son évolution dans le temps. Ci-dessous, nous allons décrire les phénomènes physiques qui gouvernent le champs de température dans l'ouvrage et nous en donnerons la formulation mathématique.

A.1.2.3. Organisation du chapitre

Dans un premier nous décrirons les phénomènes et paramètres physiques qui gouvernent la température dans un pont en fonction de la position et du temps. Les profils de température ne sont cependant pas seulement obtenus par une démarche théorique, mais peuvent être directement mesurés sur un ouvrage.

De ces données théoriques et pratiques ont été élaborées des modèles plus ou moins sophistiqués de prédiction des contraintes dans les ponts sous l'influence de la température. Ici, sera présenté une méthode de calcul des contraintes élastiques linéaires et sera également abordé le cas d'un calcul non linéaire.

Pour les besoins ordinaires de l'ingénieur concepteur, les normes ont synthétisés ces connaissances en préconisant des profils extrêmes de température de dimensionnement censés couvrir les conditions préjudiciables à un bon comportement de l'ouvrage. Nous passerons en revue quelques cas.

A.1.2.4. Description physique du problème

Soit un corps C dans son environnement E. Le champs de température de C et son évolution dans le temps dépend des caractéristiques thermiques du corps et de l'environnement, de la production de chaleur interne de C et des échanges entre C et E. Le cas de figure qui nous intéresse est bien évidemment lorsque le corps C est un pont en béton.

Les principales propriétés thermiques du béton sont résumées plus loin.

La production interne de chaleur dont il est fait mention ci-dessus, dans le cas des ponts en béton, provient de la réaction exothermique lors de la prise du ciment. Cet apport peut être ignoré car il est limité dans le temps pour l'ordre de grandeur des dimensions qui nous intéresse et il a déjà été mentionné que ce sujet ne sera pas traité ici. **Donc, le champ de température en tout point du corps C ainsi que son évolution dans le temps, dépend des caractéristiques du corps C et des échanges entre le corps C et son environnement E.** De tels échanges dépendent de nombreux facteurs, que l'on peut ramener à trois mécanismes (ou phénomènes) principaux pouvant agir simultanément.

Radiation

Convection

Conduction

En général, le phénomène prédominant est celui de la radiation. La contribution aux échanges de chaleur imputable à la conduction, est très faible. Si la conduction n'est pas simplement négligée, alors il est communément admis que les transferts de chaleur dus à la conduction et à la convection peuvent être évalués conjointement. Avant d'aborder la description des phénomènes nous pouvons déjà broser l'origine des contraintes thermiques dans les ouvrages (voir ci-dessus).

Caractéristiques atmosphériques et topographiques locales, latitude

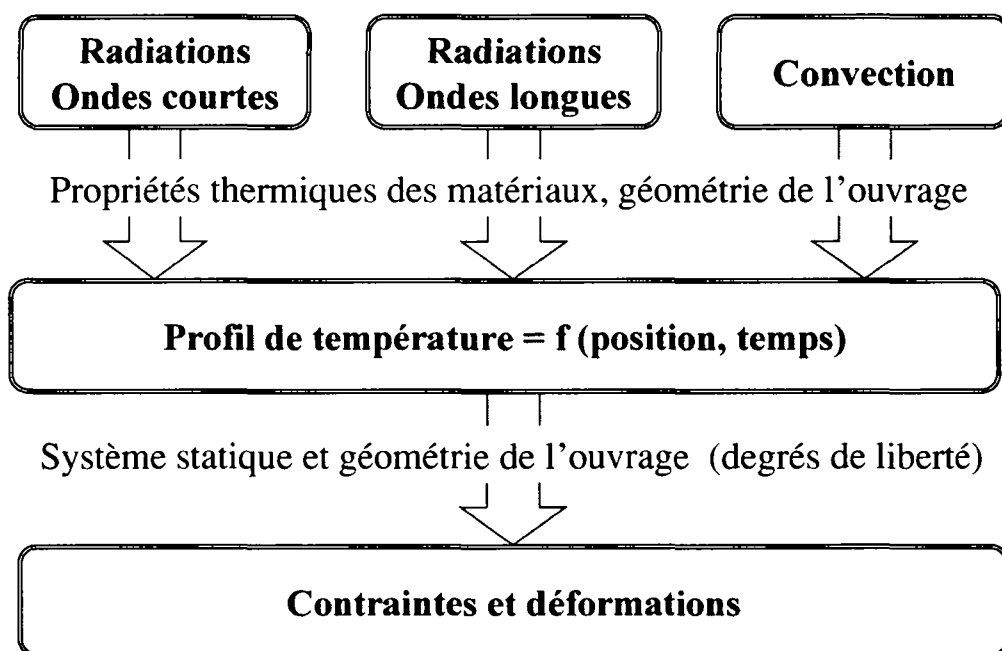


figure 11: origine des contraintes thermiques dans les ouvrages d'art

Radiation solaire

Les radiations incidentes sur un ouvrage peuvent être subdivisées en deux catégories: radiation d'onde courte et d'onde longue.

Les radiations d'onde courte (0.25 à $3 \mu\text{m}$) sont essentiellement celles qui sont émises par le soleil directement sur le pont. Cependant une part des radiations solaires est absorbée et diffusée par l'atmosphère. On parle alors de radiation solaire indirecte ou de radiation atmosphérique diffuse (indirect solar radiation / diffuse atmospheric radiation). Pour être complet signalons que la terre réfléchit partie des radiations solaires directes et indirectes.

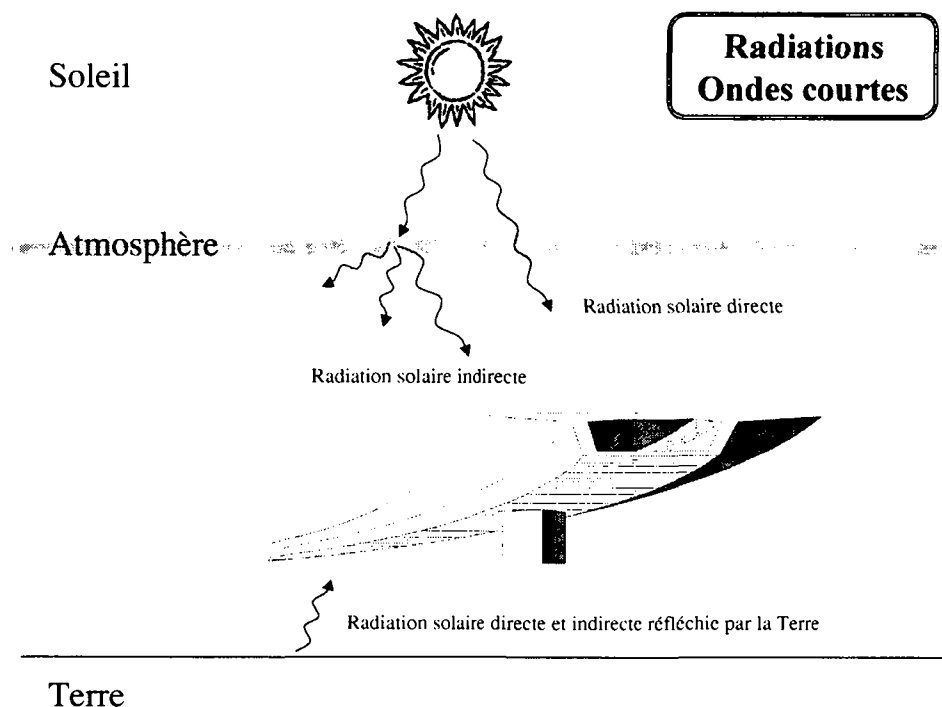


figure 12: radiations d'ondes courtes

Les radiations d'onde longue (6 et $60 \mu\text{m}$) sont émises par tout corps en fonction de l'énergie calorifique par lui accumulé ou plus simplement de sa propre température. Il faut ranger dans cette catégorie les radiations émises par la surface terrestre, par l'atmosphère et par le pont lui même. La part des échanges de chaleur de ce type d'onde est moins importante que celle attribuée aux radiations d'ondes courtes. Cependant durant la nuit, lorsque qu'il n'y a pas de radiations solaires, ce sont uniquement les radiations d'onde longue qui gouvernent les échanges de chaleur entre le pont et son environnement. Bien entendu les ondes longues participent également aux échanges de chaleur lors de la journée (en présence de radiations solaires).

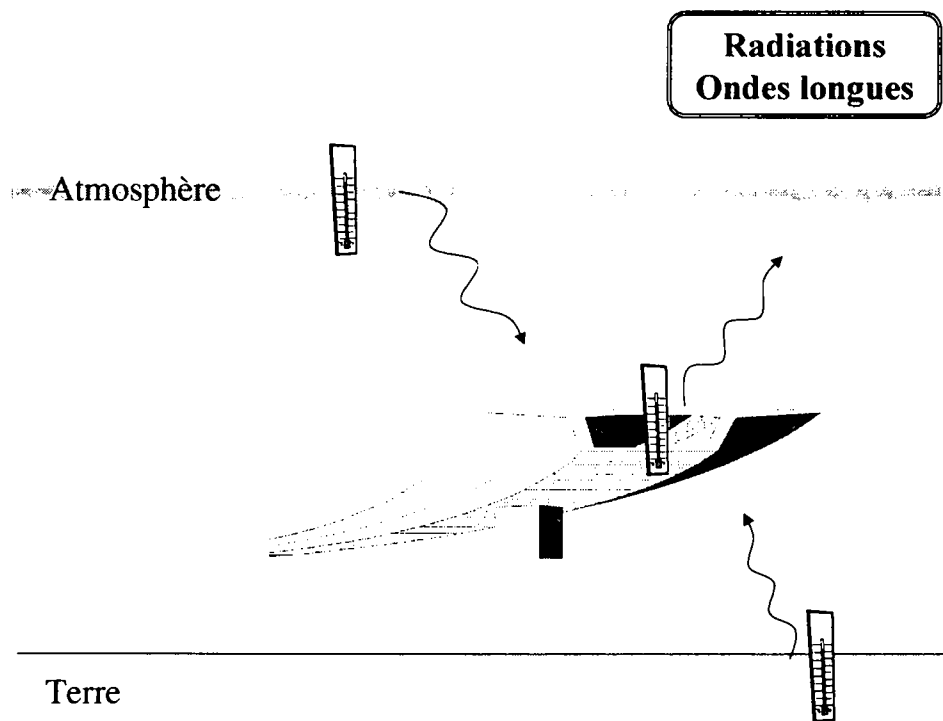


figure 13: radiations d'ondes longues

Ci-dessus nous avons décrit l'ensemble des radiations dans le système constitué par le pont et son environnement (l'atmosphère, le soleil et la terre). Plaçons nous à présent au niveau du pont lui-même. Ce dernier absorbe une partie de l'ensemble des radiations qu'il reçoit et réfléchit le reste. L'absorption est dépendante des propriétés des matériaux, ainsi que des caractéristiques des surfaces, principalement l'épaisseur et la couleur du revêtement. Par ailleurs, le pont émet sa propre radiation. La somme de ces échanges constitue la première partie du bilan qui doit encore être complétée par la contribution de la convection.

Convection

La convection est le mécanisme de transfert de chaleur qui se produit dans un fluide en vertu des mouvements macroscopiques à l'intérieur de sa masse. Si le fluide est au contact avec un corps, alors la surface de ce dernier en sera thermiquement influencée. Dans le cas des ponts en béton (le corps) ce phénomène se produit à sa surface sous l'influence du vent (le fluide).

Le vent joue un rôle différent suivant les conditions climatiques. Dans le cas d'une forte chaleur, la température de la surface du pont dépasse celle de l'air ambiant (donc du vent) due à l'accumulation de chaleur sous l'action des radiations solaires directes et indirectes. Ainsi l'effet du vent résulte en une perte de chaleur qui est d'autant plus grande que la vitesse du vent est élevée. Donc la quantité de chaleur maximale, et par conséquent la **température maximale, est atteinte pour une radiation maximale et un vent de vitesse nulle**. Par temps froid, lorsque la température de l'air (donc du vent) est inférieure à celle

de la surface du pont, le vent accentue la perte de chaleur de façon d'autant plus marquée que sa vitesse est grande. Ainsi la **température minimale de la surface du pont est atteinte pour une radiation minimale**, donc une température ambiante minimale et une **vitesse du vent maximale**.

La convection est un phénomène très complexe, qui est régit par de nombreux paramètres:

- Différence de température entre le fluide (l'air) et le corps (le pont).
- Vitesse de déplacement du fluide
- Densité, viscosité, chaleur spécifique et conductivité thermique du fluide
- Nature, forme, dimensions et orientation du corps

A cela vient s'ajouter le fait que l'état du fluide est dépendant de la pression et de la température. La complexité du phénomène le rend difficile à maîtriser analytiquement. C'est pourquoi il est souvent fait recours à des méthodes expérimentales. Cependant comme nous le verrons plus loin, moyennant certaines simplifications et hypothèses, il est possible d'obtenir une formulation mathématique simple du phénomène.

Conduction

La conduction définit la transmission de la chaleur des molécules avec la plus grande énergie cinétique de translation (température plus élevée) aux molécules avec une énergie plus faible (température plus basse) sans qu'il y ait transfert de masse. Comme déjà anticipé, la quantité de chaleur transférée par la seule conduction est très petite et est traitée conjointement à celle transférée par convection, à moins qu'elle ne soit simplement négligée.

Les phénomènes intervenants dans le processus d'échanges de chaleur entre le corps C et son environnement E ont été décrits ci-dessus de façon relativement complète. Dans la littérature des modèles plus réduits sont parfois adoptés. On en présente ci-dessous un exemple.

La simplification intervient au niveau des radiations émises par la terre et des radiations solaires réfléchies par la surface terrestre. Les radiations d'onde longue émises par l'atmosphère sont également ignorées. Seule figure encore la radiation solaire incidente.

Priestely [230], par exemple, va encore plus loin en observant que les échanges de chaleur par convection prennent le dessus sur ceux dus aux radiations d'onde longue du pont. Comme la convection est principalement dépendante de la vitesse du vent, il ramène les paramètres ambiants influants aux seuls radiations solaires incidentes, aux fluctuations de la température ambiante et à la vitesse du vent.

En résumé la température en tout point d'un corps C à un temps t donné, va dépendre des actions thermiques extérieures (intensité du rayonnement solaire, lui-même lié à la situation géographique et à la topographie / type de climat / intensité du vent / etc.), des propriétés thermiques des matériaux constituant le corps et des propriétés des surfaces qui gouvernent les échanges. Concernant ce dernier point, signalons l'importance de la couleur et de l'épaisseur du revêtement. En l'absence de revêtement, des températures plus grandes à la fibre supérieure du béton sont observées. La présence du revêtement a tendance à jouer le rôle de tampon thermique, car il absorbe et conserve une assez grande quantité d'énergie thermique.

A.1.2.5. Formulation mathématique du champs de température

Au paragraphe précédent, nous nous sommes attachés à décrire les phénomènes physiques qui déterminent la température en tout point d'un corps C, ainsi que son évolution dans le temps. Une fois les températures connues, le but est de calculer les déformations et les contraintes. Cela suppose une connaissance des échanges de chaleur intervenant dans le temps entre le milieu environnant et l'ouvrage examiné, ainsi que la réponse thermique de l'ouvrage en chacun de ses points.

Le champs de température exprime la distribution et l'intensité de la température en un point donné de la structure en fonction du temps.

Ci-dessous nous donnons sa formulation mathématique qui prend la forme d'une équation différentielle.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial T}{\partial z} \right) + Q = \rho \cdot c \frac{\partial T}{\partial t}$$

où :

T	température en un point de coordonnées (x, y, z) à un temps t [°C]
k _x , k _y , k _z	conductivité thermique (thermal conductivity) dans les directions x, y, z [W/(m °C)]
Q	quantité de chaleur générée par le corps C par unité de volume et de temps [W/m ³] (chaleur d'hydratation)
ρ	densité du matériau (ici du béton) [kg/m ³]
c	chaleur spécifique (specific heat / specific heat capacity). C'est-à-dire la quantité de chaleur requise pour élever d'un degré une unité de masse du corps C [J/(kg °C)]

Si on fait l'hypothèse que les propriétés du béton sont identiques le long de l'ouvrage - c'est-à-dire qu'il n'y a pas de flux de chaleur dans le sens longitudinal - alors le terme en coordonnées z peut être éliminé de l'équation ci-dessus. Cette hypothèse est souvent rencontrée et semble relativement raisonnable, notamment au vu des applications visées. Une autre hypothèse couramment rencontrée est celle dite de l'isotropie thermique ce qui

revient à admettre que $k_x = k_y = k_z = k$. Enfin l'apport due à la chaleur d'hydratation est également négligé, à cause de son occurrence limitée dans le temps. Son influence sur la distribution des températures dans la section, décroît rapidement dans le temps. Ainsi l'équation devient:

$$k\left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2}\right) = \rho \cdot c \frac{\partial T}{\partial t}$$

aussi rencontrée sous la forme:

$$a\left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2}\right) = \frac{\partial T}{\partial t}$$

avec $a = k/\rho \cdot c$ Diffusivité thermique (thermal diffusivity)

L'équation ci-dessus est valable pour un point à l'intérieur du corps C. Pour un point se situant à l'interface entre le corps C et l'environnement E, la température est donnée par l'équation suivante :

$$k\left(\frac{\partial T}{\partial x} n_x + \frac{\partial T}{\partial y} n_y\right) + q = 0$$

Où:

n_x, n_y cosinus directeurs du vecteur normal à la surface
 q quantité de chaleur transférée par l'interface entre le corps C et l'environnement E par unité de temps et de surface [W/m^2]

La quantité de chaleur q est constituée de la somme des quantités de chaleur dues aux phénomènes d'échange décrits ci-dessus : radiation, convection et conduction et s'écrit par conséquent:

$$q = q_r + q_{cv} + q_{cd}$$

Radiation

Les radiations se subdivisent en deux catégories: les radiations d'ondes courtes (q_{rs}) et d'ondes longues (q_{rl}).

$$q_r = q_{rs} + q_{rl}$$

Ondes courtes

Les ondes courtes sont essentiellement constituées par la radiation solaire directe. Cette dernière est responsable pour la plus grande partie de l'apport de chaleur global au niveau du pont. Bien qu'il soit possible de mesurer expérimentalement la radiation solaire directe,

il existe des méthodes analytiques qui permettent de l'évaluer avec plus ou moins de précision. L'application de telles méthodes analytiques aux ponts en béton ne se révèle pas être un exercice aisé. En effet il faut tenir compte de paramètres tels que la situation géographique, la saison, la densité de la couverture nuageuse (cloudiness), l'opacité de l'air, l'orientation de la surface exposée, la pollution de l'air. Certains auteurs [Dilger & Ghali 88, El Badry & Ghali 96] proposent de calculer le gain de chaleur dû à la radiation solaire directe comme étant égal à

$$q_{rs} = a \cdot I$$

où :

- I radiation solaire totale sur une surface s à un temps t : $I(s, t)$ [W/m^2]. Avec $I = 0$ pour une surface ombragée. $I(s, t)$ est estimée de façon plus ou moins sophistiquée.
- a coefficient adimensionnel déterminant la fraction de I atteignant effectivement la surface examinée.

Dans le bulletin n° 167 du CEB [66] on retrouve une formulation analogue:

$$q_{rs} = \varepsilon \cdot A \cdot G$$

où:

- ε émissivité de la surface [-]
- A surface examinée [m^2].
- G radiation globale obtenue par une mesure ou estimée selon une formule simplifiée [W/m^2].

Ondes longues

Les échanges de chaleur dus aux radiations d'ondes longues proviennent des radiations émises par l'atmosphère et la surface de la terre (apports), ainsi que des radiations émises par le pont lui-même (pertes). Tous ces échanges sont décrits par la loi de Stefan-Boltzmann qui est du type :

$$q_{rl} = \varepsilon \cdot \sigma \cdot A \cdot T^4$$

où:

- ε émissivité de la surface [-]
- σ constante de Stefan-Boltzmann qui vaut $5.67 \cdot 10^{-8}$ [$\text{W}/(\text{m}^2 \text{K}^4)$].
- A surface examinée [m^2].
- T température [K]

Convection

Nous avons vu plus haut que la convection est un phénomène complexe dépendant de nombreux paramètres ce qui le rend difficile à appréhender analytiquement. Cependant moyennant certaines hypothèses, la quantité de chaleur échangée par convection q_{cv} peut être ramenée à une expression simple. Prenons dans le cas d'un pont et regardons ce qu'il se passe, par exemple, au droit du tablier dont la température superficielle est T_s . Au contact avec un courant d'air, cette surface se réchauffe ou se refroidit suivant les conditions ambiantes.

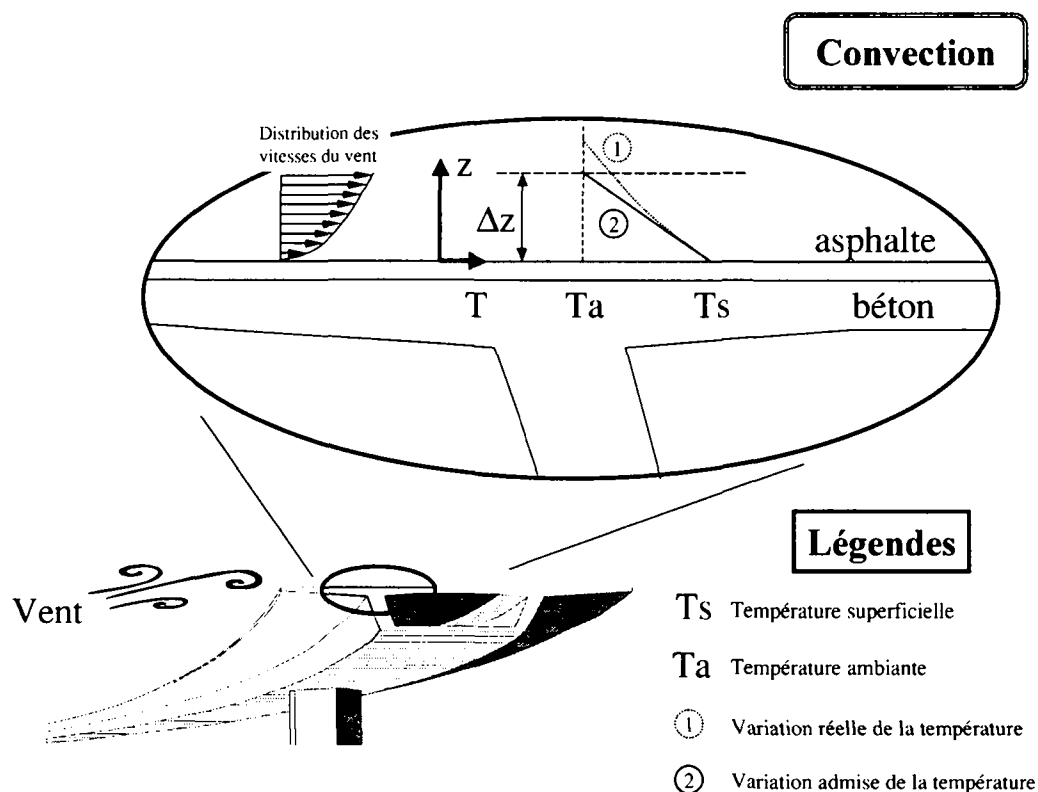


figure 14: convection

Pour simplifier le problème il semble raisonnable d'admettre que le transfert de chaleur soit géographiquement concentré dans une couche d'épaisseur Δz au voisinage immédiat de la surface et à l'intérieur de laquelle la température varie de façon linéaire entre T_s et T_a . Cette dernière est la température de l'air ambiant. En réalité cette distribution n'est pas linéaire. La loi de Newton pour le refroidissement nous donne le transfert de chaleur par convection qui se produit perpendiculairement à une surface de béton A :

$$q_{cv} = h_c A (T_s - T_a)$$

Si la formulation est exprimée pour une surface unitaire, alors on a évidemment $A = 1$.
 où h est le coefficient de transfert de chaleur par convection [$\text{W}/\text{m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$]. Il dépend principalement de la vitesse du vent et dans une moindre mesure de l'orientation et de la configuration de la surface, ainsi que des caractéristiques du matériau. Ce coefficient est généralement déterminé expérimentalement ou moyennant des formules empiriques telle celle du CEB ci dessous:

Si $w < 5 \text{ m/s}$	Si $w > 5 \text{ m/s}$
$h_c = 5.6 + 4.0 w \text{ [W/m}^2 \text{ K]}$	$h_c = 7.15 w^{0.78} \text{ [W/m}^2 \text{ K]}$

Où w est la vitesse du vent en m/s

unités de la température :[K]

Conduction

La part des échanges de chaleur due à la conduction étant relativement faible et difficile à quantifier elle peut être négligée [Mirambell 205].

Dans ce chapitre nous avons décrit les phénomènes qui régissent les échanges de chaleur entre le pont et son environnement. L'équation qui donne le champs de température en un point donné à un temps donnée, est également décrite. Une fois le champs de température établi, il s'agit de calculer les déformations et les contraintes induites. Le but de ce qui précède n'est pas de fournir une base utilisable pour calculer le champs de température dans un pont - pour cela le lecteur intéressé se référera aux ouvrages listés dans la bibliographie - , mais de donner une idée de la complexité du problème et de présenter les paramètres intervenants. Ainsi, a été mis en évidence le rôle de certaines propriétés thermiques du béton et du revêtement.

Propriétés thermiques du béton et du revêtement

Nous donnons ci-dessous des valeurs caractéristiques pour les propriétés thermiques du béton, de l'acier et de l'asphalte.

			Béton	Acier	Asphalte
k	Conductivité thermique	[W/(m °C)]	1.4 - 2.5	45	0.93 - 1.0
c	Chaleur spécifique	[J/(kg °C)]	840 - 1200	460	920
a	Coefficient d'absorption de la radiation solaire directe	[-]	0.50 - 0.80	0.7 (rouillé)	0.9
ε	Coefficient d'émissivité (ondes courtes)	[-]	0.6 - 0.7		0.85 - 0.90
	Coefficient d'émissivité (ondes longues)	[-]	0.88	0.8	0.6 - 0.92
α	Coefficient de dilatation thermique	[1/°C]	$8 \cdot 10^{-6} - 10 \cdot 10^{-6}$	$1.2 \cdot 10^{-6}$	$20 \cdot 10^{-6}$

D'après Elbadry & Ghali 88, Ghali & Favre 134, Ghali & Elbadry 133, CEB 167 [66], Cooke, Thurston & Priestley 79, Dilger & al.88, Neville 214.

Tableau 7: résumé des propriétés thermiques des matériaux béton, acier et asphalte

Remarque : Comme nous l'avons vu plus haut les coefficients "a" et "ε" (ondes courtes) ont la même signification. Nous avons cependant conservé la notation originale des deux sources (respectivement Dilger, Ghali, El Badry / CEB) avec les valeurs préconisées respectives.

Gradients dans les ponts / mesure de gradients / une revue des normes

Un modèle analytique aussi complet soit-il du point de vue théorique, même couplé avec des expériences en laboratoire, doit être validé et calibré par des mesures sur des ouvrages réels. Comme il a déjà été exposé, les profils de température sont liés à une multitude de paramètres dont beaucoup ont un caractère extrêmement local, tel que la topographie, l'ensoleillement, l'exposition au vent, la latitude, la pollution, les précipitations. C'est pour cette raison que beaucoup de mesures ont été effectuées de par le monde. Cela a aussi été fait dans le but de doter les normes locales d'un profil de température caractéristique de la région concernée. De ce particularisme local apparaît également la difficulté de donner un profil de température type dans le cadre d'une norme nationale, voire européenne. A ce propos signalons que dans le cadre de la rédaction de l'Eurocode 1 "Basis of Design and Actions on Structures", un remarquable travail de synthèse, de développement et

d'uniformisation qui porte sur les actions thermiques pour les ponts et les bâtiments a été consenti [Froli 127].

La prise en compte des profils de températures dans le cadre des normes s'est fait selon deux écoles.

La première consiste à définir un profil non-linéaire schématique, applicable à toutes les hauteurs et tous les types de sections. Cette façon de procéder est basée sur l'observation faite tant au niveau théorique qu'expérimental [Froli 127, CEB 66, Emerson 101, Priestley 229 et 230, Ghali 133] que dans les sections massives et le long des âmes des sections caissons ou en T, la non linéarité des profils et leur variabilité dans le temps n'intéressait que les zones proches des bords supérieurs et inférieurs. En effet dans les zones médianes ou intérieures la température a une allure qui peut être considérée comme à peu près uniforme et peu variable dans le temps. De plus l'étendue de la zone des non linéarités est pratiquement indépendante de la forme et de la hauteur de la section. Cette approche a été adoptée dans les normes australiennes, britanniques et néo-zélandaises. Parmi les méthodes de calcul des effets thermiques qui ne recourent pas aux éléments finis, c'est la plus exacte. Par contre elle peut s'avérer relativement compliquée à l'usage et disproportionnée par rapport aux opérations de dimensionnement d'ouvrages simples, voire ordinaires.

La deuxième école, dans le but de simplifier le problème, ignore la non linéarité des profils de température pour fournir directement des gradients linéaires et des variations uniformes de la température. Cette approche se retrouve dans les normes suisses, allemandes, suédoises et dans les futures normes espagnoles. Dans la partie 2.5 de l'Eurocode 1 les deux écoles ont été conservées en distinguant deux niveaux de précision laissé au libre arbitre du projeteur en fonction des exigences requises par l'importance ou la complexité de l'ouvrage : "approche simplifiée" et "approche complexe".

Dans le cadre de cette étude comme nous visons à déterminer simplement, mais de la façon la plus rigoureuse possible, les contraintes et déformations d'origine thermiques, nous avons opté pour "l'approche complexe" et plus précisément pour le profil de température néo-zélandais qui offre l'avantage d'une formulation continue (fonction puissance).

Parmi les nombreuses études expérimentales qui ont eu pour objet la mesure des profils de température dans les ponts en béton, nous en présentons ici un échantillon des plus significatives

En Nouvelle-Zélande, à partir de 1970, furent effectuées des mesures de températures dans 5 ponts en béton. Pour trois d'entre eux l'instrumentation fut très complète et elle a permis d'enregistrer des valeurs pendant 4 ans. Des cinq ponts instrumentés, quatre étaient des ponts en béton précontraint, poutre continue, avec des sections en caisson, alors que le cinquième était formé d'une succession de poutres simples en béton précontraint avec section en forme de I. Le but de cette campagne était de vérifier la validité du profil de température proposé par Priestley [230] qui était basé sur une loi simplifiée unidimensionnelle et sur des modèles réduits testés en laboratoire. Ce profil a finalement été adopté dans la norme néo-zélandaise (ci-dessous figure 15).

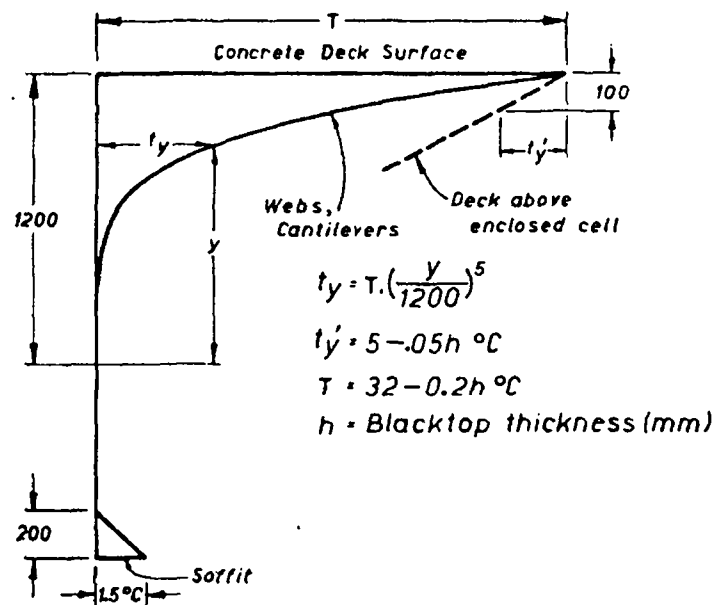


figure 15: profil de température non-linéaire selon Priestley

La campagne de mesure est arrivée à la conclusion que le profil préconisé par la norme était approprié aux conditions climatiques et environnementales du pays. Il est intéressant de relever que, sur la base de ces mesures, une différence de température T^1 de 15°C a été dépassée en moyenne pendant 20 jours par année, alors qu'une différence de 20°C a été dépassée pendant 3 à 5 jours par année.

En Angleterre un vaste travail sur le comportement thermique des ponts, a été entrepris dans les années 70, qui a porté sur presque toute la décennie (Emerson [de 100 à 104]). Dans le cadre de cette étude plusieurs ponts des sections les plus diverses ont été instrumentés. Les mesures effectuées en continu, ont porté sur des périodes relativement longues, allant de 1 à 5 ans. Les résultats obtenus en Angleterre coïncidaient en substance avec ceux obtenus en Nouvelle-Zélande. Il apparut de façon fort claire que la distribution des températures dans une section de pont en béton est non-linéaire. D'autres ponts ont été instrumentés dans d'autres pays, cependant de façon plus ponctuelle et ne s'inscrivaient pas dans une démarche générale et systématique comme cela a été fait en Nouvelle-Zélande et en Angleterre.

¹ Il s'agit de la différence T entre la température maximale (à la fibre supérieure) et la température la plus basse du profil (qui n'est pas à la fibre inférieure!).

Signalons une étude intéressante au pays de Galles où le pont de Cogan Spur (South Wales) a été suivi pendant plusieurs années, au début des années 90 [265]. Ce cas présente l'originalité d'une instrumentation automatisée qui est interrogée à distance par satellite.

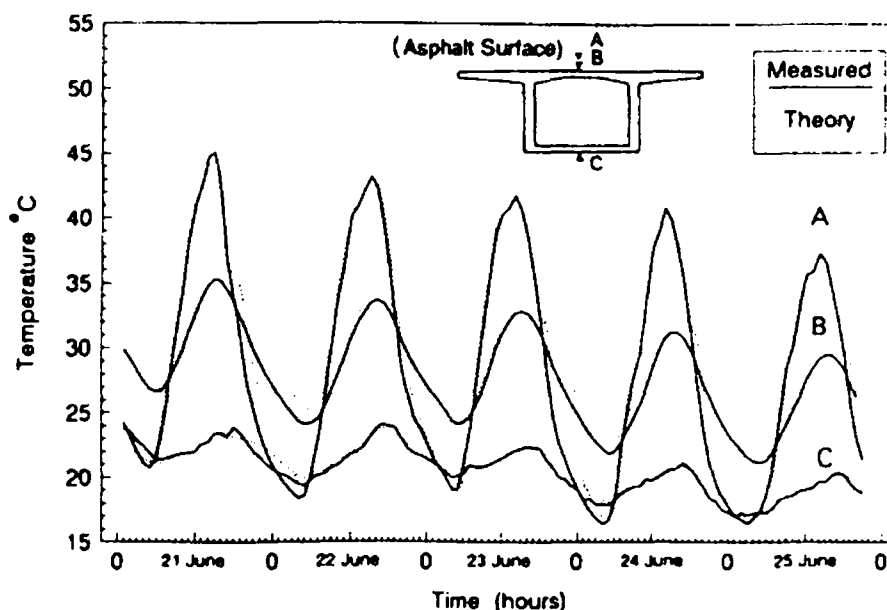


figure 16: températures mesurées en trois points différents du caisson pendant 5 jours du mois de juin 1989 [265]

Les températures relevées en trois points du caisson sur une période de 5 jours sont présentées. On remarque l'effet tampon joué par l'asphalte dont la température extérieure est d'environ 10°C supérieure à celle de l'interface asphalte - béton. Pour illustrer la complexité de la prédiction des contraintes dans une section, on montre les contraintes élastiques linéaires calculées sur la face intérieure et extérieure des parois de la section. On remarquera que l'ordre de grandeur des contraintes maximales est de 6 N/mm².

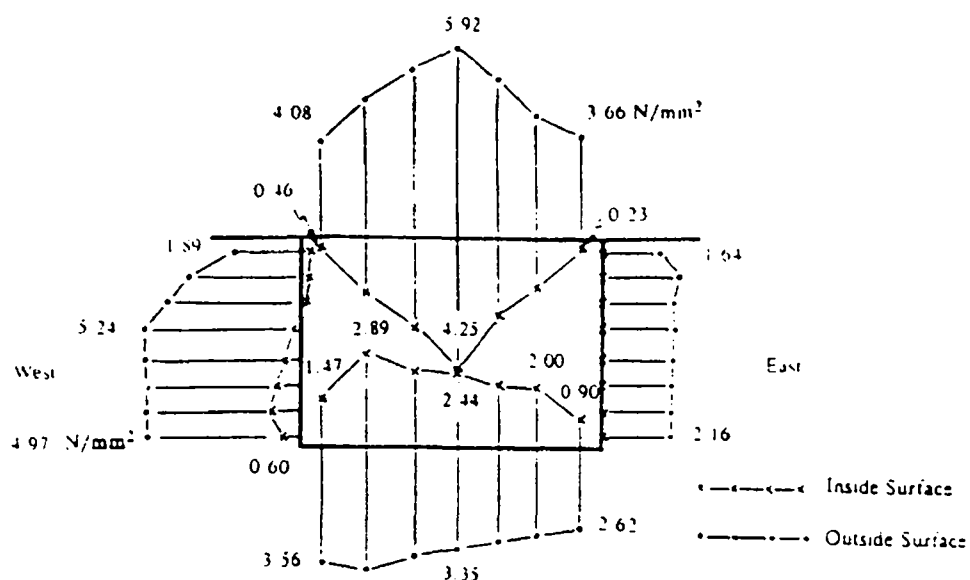


figure 17: contraintes transversales dans le caisson [265]

Gradients maximums de température et fréquence d'apparition

Les profils de température dans un pont, qu'ils soient mesurés ou déduits analytiquement, présentent une allure non-linéaire. On définit la température de base comme étant la température uniforme sur la hauteur de la section de valeur égale à la température minimale du profil de température. Lorsqu'on parle de différence de température T on se réfère à l'écart entre la température minimale et maximale du profil.

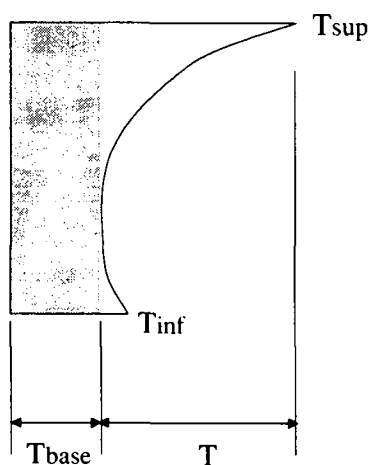


figure 18: profil de température non-linéaire – température de base et différence de température

La valeur T de la différence de température est principalement dictée par quelques paramètres thermiques. Rappelons que les plus déterminants sont le rayonnement solaire (lui-même dépend de la situation géographique et de la topographique), la vitesse du vent, la température ambiante, les propriétés thermiques des matériaux, la géométrie de l'ouvrage et les caractéristiques des surfaces, plus particulièrement du revêtement. Nous avons déjà parlé du rôle d'isolation du revêtement pour la structure portante. Plus la couche de revêtement est épaisse et de couleur foncée, plus son effet tampon est accentué. La température à la surface du revêtement peut atteindre 70°C dans le cas d'un revêtement hydrocarboné [Jaccoud 162]. Ainsi, à conditions climatiques égales, les profils plus importants sont observés avant la pose du revêtement. Cela est confirmé par les mesures faites sur le viaduc de Casilina, près de Rome, par Froli & al [123 & 125]. Dans ce cas ce n'est pas la différence entre la température maximale et minimale du profil qui est donnée, mais la différence de température entre la fibre supérieure et inférieure de la section en béton. L'épaisseur du revêtement mise en place n'est pas connue.

	Différence de température (fibre sup. - fibre inf.)	
	Sans revêtement	Avec revêtement
Durée	2/4/87 - 8/6/88 (~1 an)	2/7/88 - 1/8/90 (~2 ans)
Diff. max. [$^{\circ}\text{C}$]	13.0	11.0
Diff. min. [$^{\circ}\text{C}$]	-3.4	-1.7

Tableau 8: différences de température relevées à Casalina avant et après la pose du revêtement

A titre de comparaison, la différence entre T ($T_{\text{max}} - T_{\text{min}}$) et les valeurs ci-dessus ($T_{\text{sup}} - T_{\text{inf}}$) est de l'ordre de grandeur de 2 à 5°C .

Jaccoud a réuni dans la littérature de nombreuses mesures de différence de température et a observé que celles-ci bien qu'influencées par le revêtement ne variaient pas beaucoup [162]. Pour les ponts caissons, les valeurs maximales des différences de températures sont étonnamment similaires entre les mesures australiennes [Churchward 74], néo-zélandaises [Wood dans 230], anglaises [Emerson de 100 à 104] et suisses [EMPA dans 162]. La différence maximale positive est de 24.6°C [Wood] sans revêtement, alors qu'elle vaut 22.0°C [Wood, EMPA] et 21.0°C [Churchward] avec revêtement. Les valeurs maximales données ci-dessus doivent être considérées avec circonspection, car elles n'ont pas toutes le même poids statistique. En effet les périodes sur lesquelles portaient les mesures varient d'une année à une décennie. En termes statistiques le temps de retour des valeurs indiquées n'est pas comparable. Une approche consistante du point de vue statistique voudrait que soient déterminées les valeurs statistiques caractéristiques maximales et minimales exprimées en fonction d'une certaine probabilité de ne pas être dépassées pendant une

période de référence. Cela est possible uniquement si la démarche s'appuie sur un grand échantillon de mesures in situ portant sur une période suffisamment longue. Ensuite grâce à des analyses statistiques basées sur la théorie des extrêmes, les valeurs caractéristiques peuvent être extrapolées pour différents temps de retour auxquels la vérification statique voulue est effectuée. Ce travail a été effectué par plusieurs organismes et chercheurs pour les variations uniformes de la température qui engendrent des dilatations ou des raccourcissements globaux de l'ouvrage [Emerson 104, Lebet & Badoux 180, Mirambell 127, Duen-ho & Chi-Ho-Liu 91]. La démarche consiste à lier les températures des ouvrages aux températures à l'ombre pour un certain temps de retour. Cette démarche, adoptée en premier par Emerson, a été reprise dans la norme britannique et suisse par l'intermédiaire des travaux de Lebet & Badoux. Elle figurera dans l'Eurocode. L'avantage d'une telle méthode est l'incontestable simplicité, puisqu'il suffit d'établir, par pays, une carte des températures ambiantes à l'ombre pour une période de retour de 50 ans (valeur choisie par l'Eurocode). Si ce travail a été effectué d'une façon systématique et satisfaisante pour les températures uniformes, il n'existe pas, à notre connaissance, de travail équivalent en ce qui concerne les différences de températures. Or c'est justement cette information qui nous intéresse tout particulièrement dans le cadre de cette recherche. Comme nous le verrons plus loin c'est la différence de température qui est responsable pour les courbures imposées à la structure. Quelle est la fréquence d'occurrence d'une certaine différence de température? Combien de fois sur une période déterminée est dépassé telle différence de température? En reprenant les mesures données plus haut, qui, rappelons le, n'ont pas toutes la même base en tant que temps de retour, nous pouvons néanmoins dégager quelques indications. Ainsi on peut s'attendre à vérifier un dépassement des différences de température maximales et minimales entre 3 à 6 fois par année [Emerson, Wood]. Le seul histogramme des différences de température, que l'on ait trouvé dans la littérature est celui de Churchward qui a été déduit des mesures effectuées sur un pont de Brisbane, Australie sur une période d'une année. On remarquera l'allure symétrique de la cloche. En admettant une distribution normale avec la même moyenne et écart-type, on peut estimer le temps de retour de la différence de température maximale. Bien entendu les prédictions faites ici ne sont basées que sur une période d'une année. Cependant on pourrait admettre que l'allure normale de la distribution, ainsi que son maximum et minimum annuel sont plausibles et ne devraient pas beaucoup changer. De plus on admettra, faute de mieux et sur la base des valeurs maximales comparables, que cette distribution est également valable pour la Suisse.

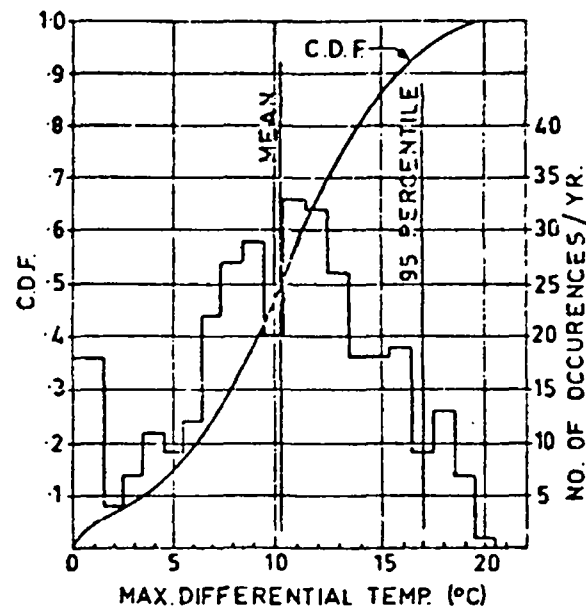


figure 19: histogramme des différences de température sur une année [Churchward 74]

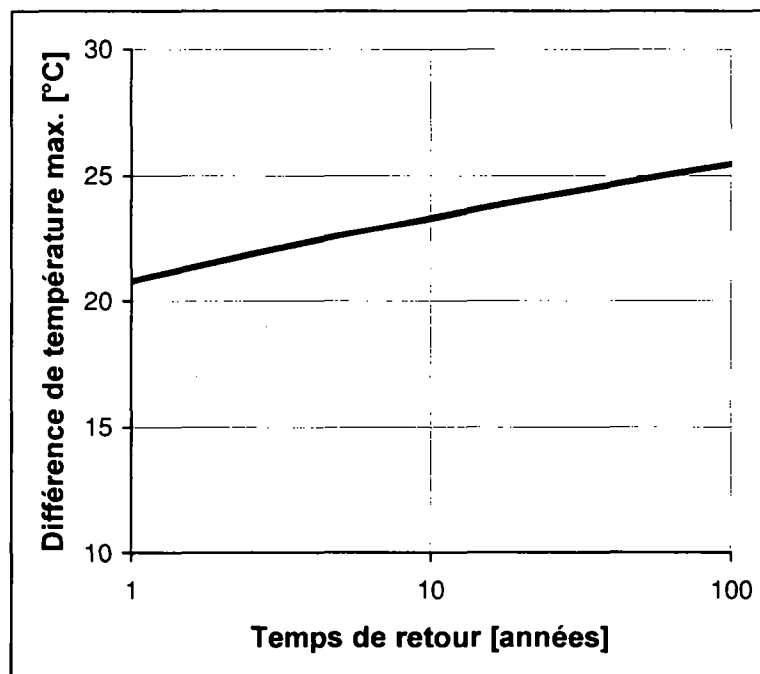


figure 20: extrapolation de la valeur des différences de température à partir de l'histogramme annuel

Sur la vie d'un ouvrage il semble cependant que **le gradient thermique le plus extrême soit atteint au moment de la pose du revêtement**. Très peu de mesures sont disponibles, à notre connaissance. Par exemple, sur le viaduc de Casilina le gradient linéaire a pratiquement doublé au moment de la pose du revêtement passant d'environ 5°C à 9°C. En ce qui concerne les gradients négatifs il existe nettement moins d'informations en comparaison avec les gradients positifs. Néanmoins il peut être affirmé, après synthèse des valeurs recueillies, que l'allure des profils négatifs de température est comparable à l'inverse de celle des gradients positifs, dont l'intensité est inférieure d'environ le quart. Pour les besoins de cette étude nous prendrons comme gradient négatif, le miroir du gradient positif avec une différence de température $T_{\text{nég}} = -0.25 T_{\text{pos}}$.

En conclusion de ce paragraphe, nous allons retenir pour notre étude numérique une différence de température de 20°C comme maximum annuel pour un échauffement, de moins -5°C pour un refroidissement et une différence de 30°C pour la pose du revêtement.

A.1.2.6. Estimation des contraintes thermiques longitudinales (dues à un gradient vertical)

Une fois le profil de température connu, les allongements peuvent être calculés. Ensuite moyennant les lois constitutives des matériaux σ - ϵ , on obtient les contraintes. Comme il a été vu ci-dessus, le profil de la température T est non-linéaire sur la hauteur de la section principalement à cause de la dissymétrie de l'ensoleillement et de la mauvaise conductivité du béton. Si les dilatations thermiques de chaque fibre étaient libres, il s'en suivrait un profil des allongements ϵ non-linéaire en vertu de la relation $\epsilon = \alpha \cdot T$, où α est le coefficient de dilatation thermique.

Température

Allongements

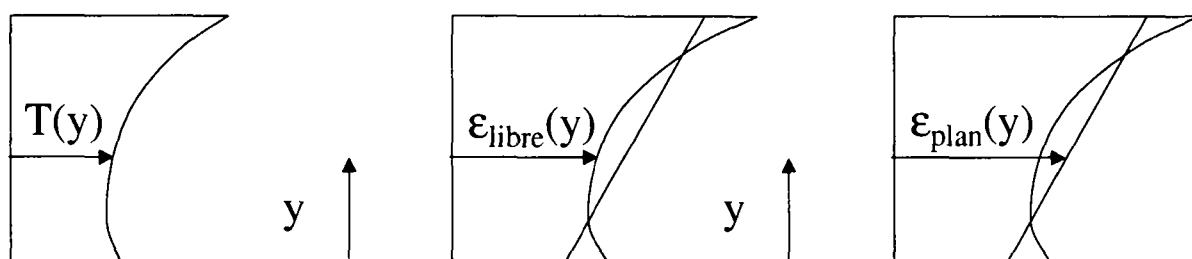


figure 21: allongements libres et allongements plans

Cependant cela va à l'encontre de la loi de conservation des sections planes de Bernoulli. De cette différence entre les allongements libres non-linéaire et ceux linéaires dérivés de la loi de conservation des sections planes, découle un état de contraintes internes auto-équilibrées (aussi désignées contraintes primaires). Ces contraintes ne dépendent pas du

système statique de l'ouvrage et se rencontrent par conséquent également dans les structures isostatiques. Dans une structure hyperstatiques viennent s'ajouter les contraintes secondaires dues aux entraves hyperstatiques.

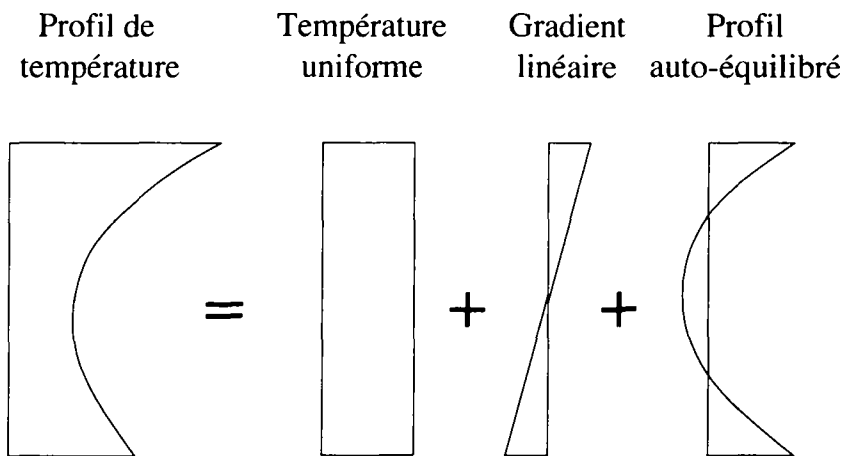


figure 22: décomposition du profil de température non-linéaire

La distribution non-linéaire des températures sur la hauteur de la section peut donc être vue comme une distribution constante additionnée d'une distribution linéaire (gradient) et d'une distribution non-linéaire auto-équilibrée. Remarquons que seule la distribution linéaire provoque des courbures. Ces dernières sont les déformations imposées à la structure par l'action thermique et ce sont elles qui nous intéressent dans l'optique des lois moment-courbure.

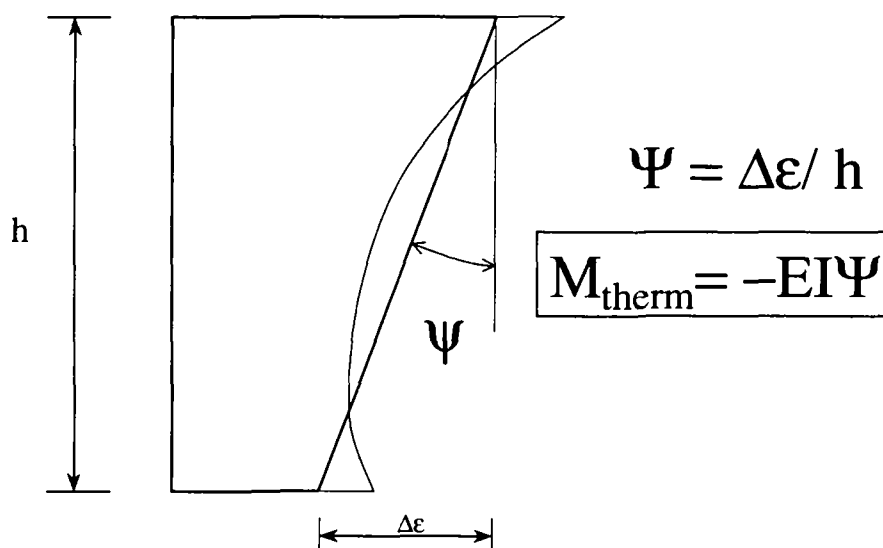


figure 23: moment thermique et courbure associée

La décomposition du profil de température décrite ci-dessus, permet d'appréhender facilement l'analyse des effets thermiques et est reprise dans les codes avec plus ou moins de réalisme (voir ci dessus page 29 et suivantes)

Le calcul élastique

Dans ce qui suit nous allons illustrer le calcul élastique des contraintes sur la base d'un profil non-linéaire de la température. Les hypothèses suivantes sont formulées :

- Les section planes restent planes.
- Le principe de superposition est valable. C'est-à-dire que les contraintes thermiques sont indépendantes des contraintes σ et allongements ϵ dus aux autres actions.
- Les propriétés des matériaux sont indépendantes de la température. En réalité le fluage du béton est influencé par la température à basses et hautes température [Walraven 266 & 268, Neville 214].
- Le profil de température est admis constant le long de l'ouvrage. En toute rigueur ce cas de figure ne se vérifie jamais à cause de l'angle d'ensoleillement, des variations géométriques le long de l'axe.

Structure isostatique

Les contraintes thermiques dans une structure isostatique se résument aux seules contraintes primaires ou auto-équilibrées. Pour nous en convaincre comparons une distribution réelle de la température non-linéaire avec une distribution linéaire idéalisée.

Contraintes primaires / isostatique

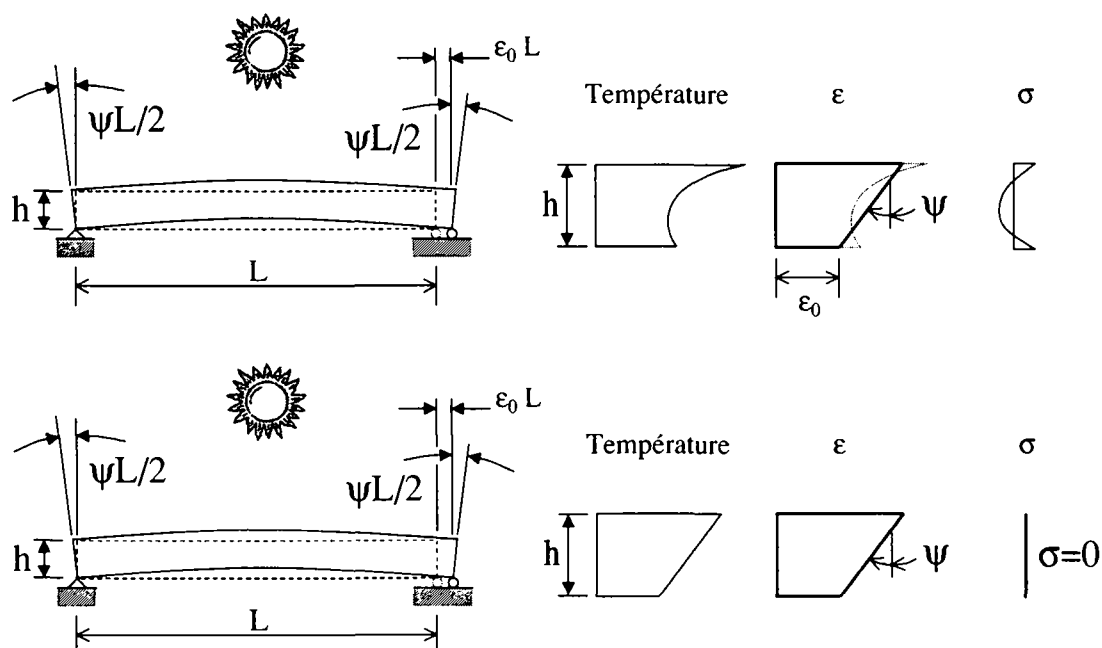


figure 24: contraintes primaires dans un système isostatique

Dans le cas de la distribution non-linéaire des températures les allongements auto-équilibrés sont égaux à la différence entre les allongements libres de chaque fibre et l'allongement effectif de la section qui obéit à la loi de conservation des sections planes.

$$\varepsilon(y) = \varepsilon_{\text{libre}}(y) - \varepsilon_{\text{plan}}(y) = \alpha \cdot T(y) - (\varepsilon_0 + \psi \cdot y)$$

Où: $\varepsilon(y)$ = allongement auto-équilibré de la fibre de béton de cote y .
 $\varepsilon_{\text{libre}}$ = allongement libre de la fibre de béton de cote y .
 $\varepsilon_{\text{plan}}$ = allongement réel plan de la fibre de béton de cote y .
 α = coefficient de dilatation thermique.
 $T(y)$ = température à la cote y .
 ε_0 = allongement réel plan à la cote de référence (choix arbitraire).
 ψ = courbure de la section.

Les contraintes $\sigma(y)$ pour un matériau élastique linéaire de module E , sont donc:

$$\sigma(y) = E \cdot \varepsilon(y)$$

Comme, par définition, les contraintes auto-équilibrées ne doivent pas produire d'efforts sur la section on peut poser:

$$N = \int \sigma(y) \cdot b(y) \cdot dy = 0$$

$$M = \int \sigma(y) \cdot b(y) \cdot (y - y_{\text{a.n.}}) \cdot dy = 0$$

Où: $b(y)$ = largeur de la fibre de béton de cote y .
 $y_{\text{a.n.}}$ = cote de l'axe neutre. Si le point de référence est le centre de gravité alors $y_{\text{a.n.}} = 0$.

Des deux équations d'équilibre peuvent être déduites les expressions de la courbure et de l'allongement de référence qui définissent l'état de déformation plan de la section considérée.

$$\psi = \frac{\alpha}{I} \cdot \int T(y) \cdot b(y) \cdot (y - y_{\text{a.n.}}) \cdot dy$$

$$\varepsilon_0 = \frac{\alpha}{A} \cdot \int T(y) \cdot b(y) \cdot dy - y_{\text{a.n.}} \cdot \psi$$

Où: I = inertie.
 A = aire.

La déformation des deux poutres est identique, par contre l'état de contraintes n'est pas le même. Les contraintes auto-équilibrées n'engendrent pas d'efforts ($N = M = 0$) et pas de courbure. En effet seule la distribution linéaire provoque des courbures. Ces dernières sont les déformations imposées à la structure par l'action thermique et ce sont elles qui nous intéressent dans l'optique des lois moment-courbure.

Structure hyperstatique

Dans une structure hyperstatique, les contraintes thermiques sont obtenues en sommant les contraintes dues à l'effet des hyperstatiques aux contraintes primaires, telles que développées ci-dessus.

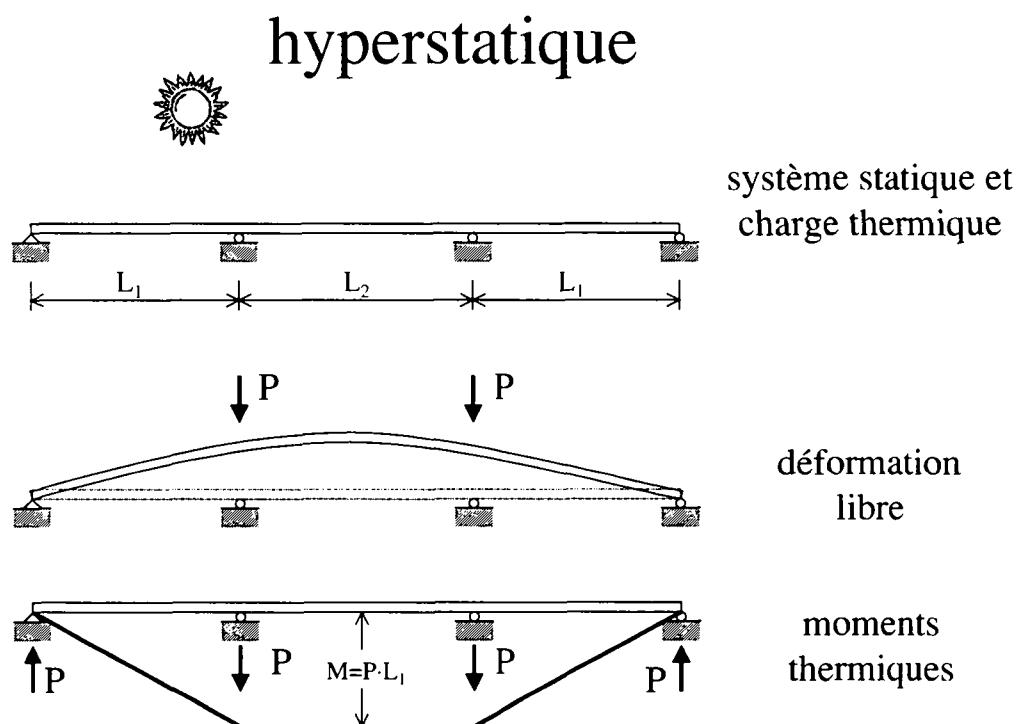


figure 25: moments thermiques dans un système isostatique – libération des appuis intermédiaires

Considérons par exemple une poutre sur trois appuis soumise à un ensoleillement qui engendre un échauffement de la fibre supérieure selon un profil de température non-linéaire. Dans ce cas nous avons deux hyperstatiques. Libérons les deux appuis intermédiaires et laissons la poutre se déformer sous l'effet de la température. Pour rétablir la comptabilité il faut tirer vers le bas au droit des appuis ce qui engendre un diagramme des moments positifs. D'un point de vue pratique il est cependant plus simple et élégant de

libérer les rotations au droit des appuis pour obtenir autant de poutres simples que de travées.

hyperstatique

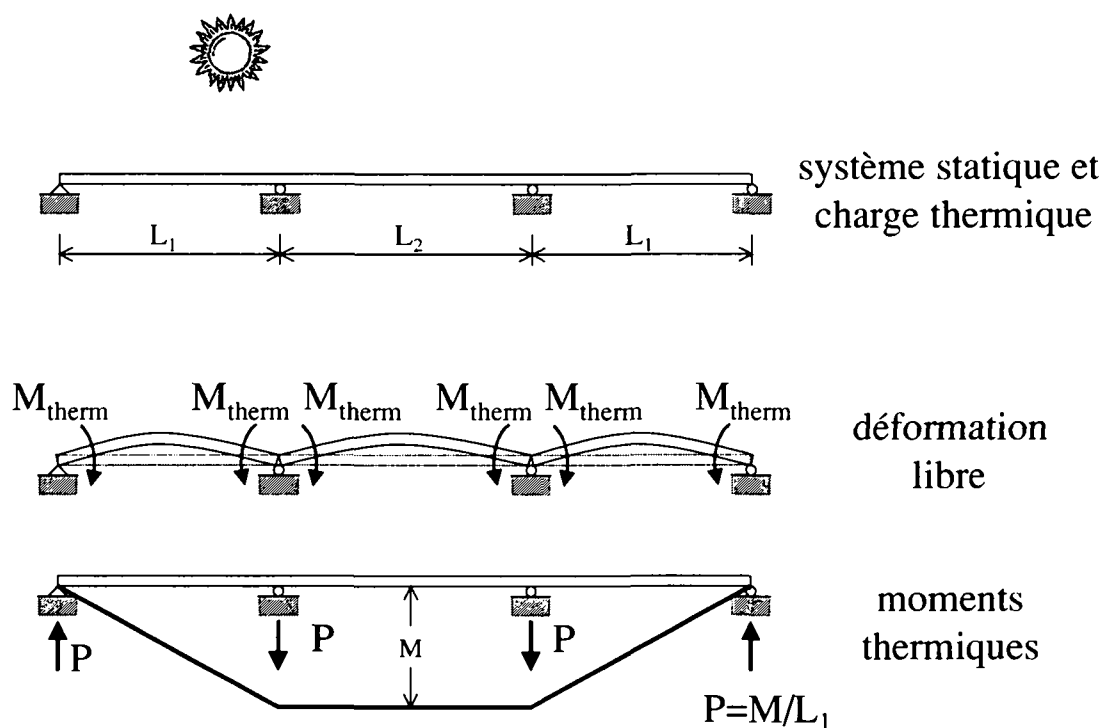


figure 26: moments thermiques dans un système isostatique – libération des rotations

La compatibilité des rotations au droit des appuis est rétablie en appliquant des moments ponctuels à l'extrémité de chacune des poutres simples (étape 1). Ce moment ponctuel vaut $M_{\text{thermique}} = EI \cdot \psi$ (voir figure 23). La seconde étape consiste à annuler les moments ponctuels au droit des appuis externes. Le diagramme des moments est le résultat de la somme de ces deux étapes.

C'est cette façon de procéder qui sera adoptée lors du calcul des contraintes secondaires dans le cadre de l'étude paramétrique.

Ainsi il apparaît qu'un échauffement de la fibre supérieure se traduit par des contraintes hyperstatiques de traction à la fibre inférieure et cela tout le long de l'ouvrage. Cette constatation est évidemment valable pour des poutres avec plus de trois travées.

La valeur M des moments au droit des appuis peut être exprimée comme une fraction du moment $M_{\text{thermique}} = EI \cdot \psi$. A la figure 27, on donne les valeurs des moments hyperstatiques rapportés à $M_{\text{thermique}}$.

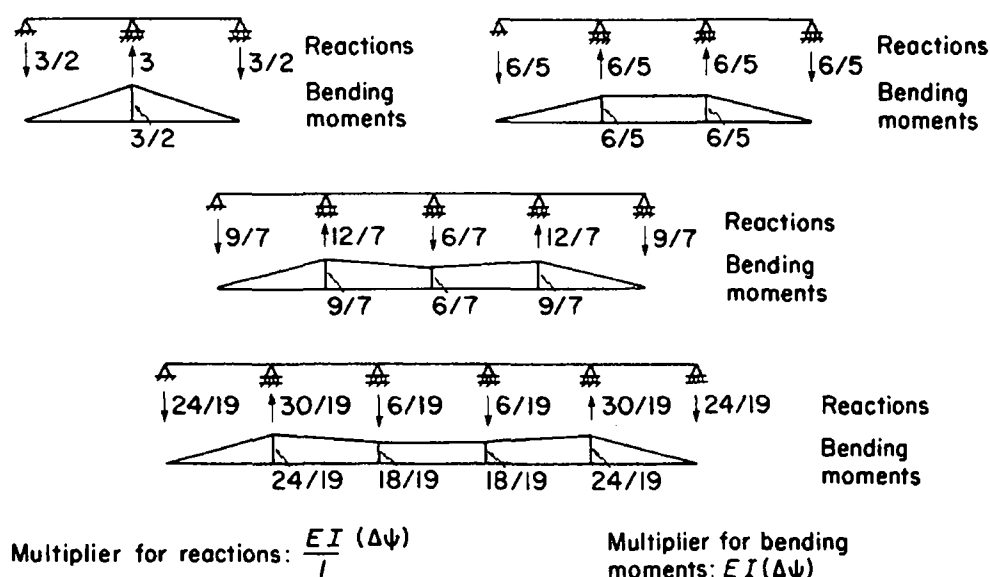


figure 27: moments thermiques pour divers systèmes statiques [Ghali & Favre 134]

Les contraintes sont simplement obtenues en appliquant :

$$\sigma(y) = \frac{M}{W} = \frac{M(y - y_{a.n.})}{I}$$

Calcul non linéaire des contraintes

Les contraintes d'origine thermique sont le résultat d'une déformation imposée et dépendent, de ce fait, de la rigidité de la structure, elle-même liée à l'étendue de la fissuration et à l'importance des phénomènes viscoélastiques. Dans ce qui précède le comportement de la structure a été supposé élastique linéaire. C'est-à-dire que la réponse de la structure, en termes d'efforts et de déformations, était proportionnelle à l'intensité de la déformation imposée due à l'action thermique. Ci-dessous nous allons discuter le rôle de la fissuration et du fluage.

Fissuration

Comme l'action thermique vient s'ajouter aux autres actions et charges qui agissent sur la structure, il se peut que celle-ci soit déjà préalablement fissurée sous l'effet combiné des actions et des charges. Dans ce cas les efforts qui naissent dans la structure sous déformation imposée sont moins importants, car la rigidité de l'ouvrage est amoindrie. Un autre cas de figure est celui d'une apparition de la fissuration à cause des actions thermiques.

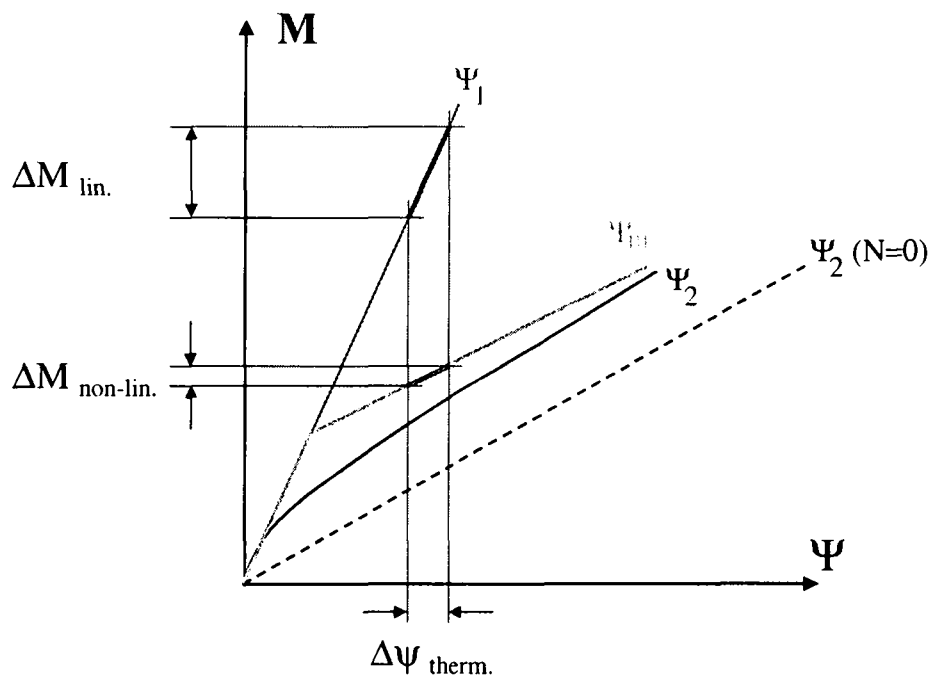


figure 28: influence de la fissuration en déformations imposées

Le calcul des contraintes ou des efforts dus à une déformation imposée d'origine thermique dans une structure fissurée est un problème complexe qui nécessite le recours à un calcul itératif par ordinateur. Au niveau des structures en béton il convient de constater que le calcul non-linéaire des contraintes d'origine thermique a été relativement peu abordé. [Priestley 230, Ghali 133, Clark 76 & 77]. Certains auteurs ont introduit des simplifications pour rendre le problème plus abordable. Ghali & Elbadry et Priestley. Il n'est cependant pas notre propos ici d'approfondir le sujet.

En ce qui concerne la réduction des efforts due à la fissuration, nous nous proposons d'utiliser la loi moment-courbure. Observons tout d'abord sur un diagramme moment-courbure avec effort normal de compression, que la pente de la branche fissurée de la courbure moyenne est relativement similaire de celle de la droite du stade II-nu avec effort normal nul. Cette observation n'a rien d'original puisque elle est à la base de la méthode

simplifiée pour la détermination de la loi moment-courbure avec effort normal [CEB Manual Cracking and deformations 111]. Dans ce cas la branche fissurée de la loi moment-courbure avec effort normal est simplement une droite parallèle à celle du stade II-nu sans effort normal. Le décalage est fonction de l'effort normal. Pour en revenir à la réduction des efforts thermiques, nous proposons de procéder comme suit.

- Dans un premier temps les efforts sont calculés par une analyse élastique linéaire telle que présentée précédemment.
- Si les autres actions et charges n'ont pas provoqué la fissuration, les contraintes cherchées sont celles qui viennent d'être calculées.
- Au contraire si la fissuration a eu lieu alors il faut réduire les efforts élastiques linéaires en les multipliant par le rapport des rigidités EI stade II-nu ($N=0$)/ EI stade I, qui est déterminé aisément.

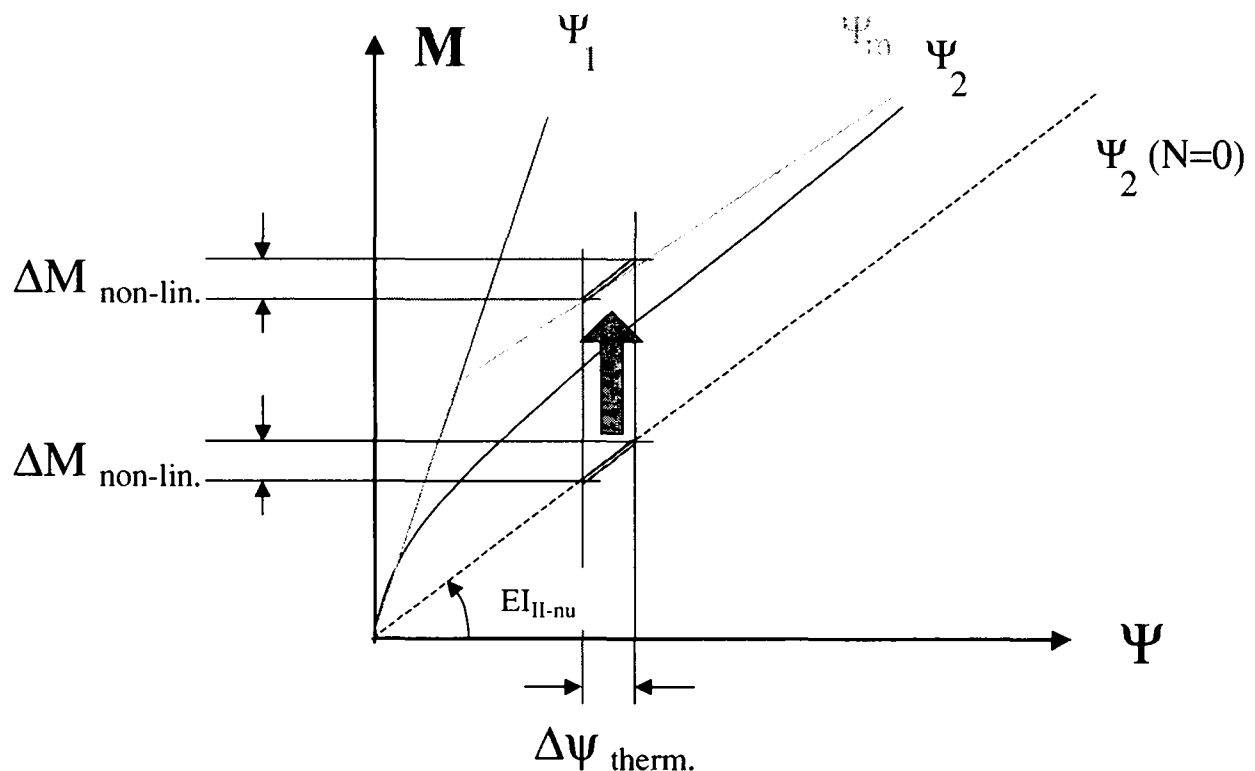


figure 29: proposition pour estimer rapidement l'influence de la fissuration sur les contraintes

A.1.2.7. Quelques considérations

Fluage - relaxation

Ci-dessus nous avons vu l'influence favorable de la fissuration sur la valeur des contraintes et des efforts qui naissent sous déformation imposée. La relaxation du béton va également contribuer à réduire les contraintes et les efforts. Notre intention ici est uniquement de rappeler ce fait, dans la mesure où cet aspect fait l'objet de beaucoup de publications et de recherches. Pour notre étude nous considérons que l'effet de la relaxation peut être superposé à celui de la fissuration, bien qu'en réalité les deux phénomènes évoluent conjointement. A priori cela revient à appliquer la même règle de réduction des contraintes présentée ci-dessus, avec pour seule différence une adaptation du module d'élasticité E . Concernant le module d'élasticité, nous sommes d'avis que le module devrait toujours être réduit pour tenir compte du fluage pendant la durée du phénomène. Même si le gradient thermique maximal ne se vérifie que pendant un temps très court de l'ordre de quelques minutes, la durée de l'échauffement progressif jusqu'à cette valeur maximale, puis le refroidissement consécutif, va s'étendre sur plusieurs heures à cause de l'inertie thermique importante.

Combinaisons avec d'autres charges – fissuration dans une structure

L'état de fissuration d'un ouvrage dépend de la combinaison de charges permanentes et utiles, de la précontrainte, des déformations empêchées, dont la température. Comme nous l'avons vu dans la partie relative au calcul des contraintes élastiques linéaires des structures hyperstatiques, les gradients thermiques positifs font naître de la traction à la fibre inférieure sur toute la longueur de l'ouvrage. Ainsi un gradient positif peut provoquer ou aggraver la fissuration à la fibre inférieure en travée. A cela vient s'ajouter le fait que la distance sur laquelle l'ouvrage est fissuré s'accroît en travée.

Les raisonnements effectués ci-dessus sont inversés lorsqu'on traite un gradient négatif. Dans ce cas l'action thermique se traduit par une traction de la fibre supérieure et ce sont les zones proches des appuis qui sont affectées.

Pour en revenir au gradient positif, son action peut, plus étonnamment, provoquer une fissuration à la fibre inférieure au droit de l'appui si la précontrainte excédentaire balance plus que les charges permanentes. En effet dans ce cas à l'état permanent, la précontrainte introduit un moment positif à l'appui (traction à la fibre inférieure) qui ajouté à l'effet du gradient thermique donne naissance à des contraintes de traction supérieures à la résistance à la traction du béton. Même si ces contraintes ne peuvent apparaître qu'avec la présence du gradient qui est provisoire dans le temps, la rigidité de la section est tout de même affectée. Il a été démontré qu'une fissure ne se referme jamais complètement [Laurencet 179]. Cette configuration extrême, qui est tout de même rencontrée relativement fréquemment aux Etats-Unis dans les ponts continus de petite portée [Cooke 79], a pour but d'illustrer que la solution qui consisterait à "sur précontraindre" avec la légitime intention de compenser une partie des charges variables, n'est pas forcément recommandable.

Longueur fissurée

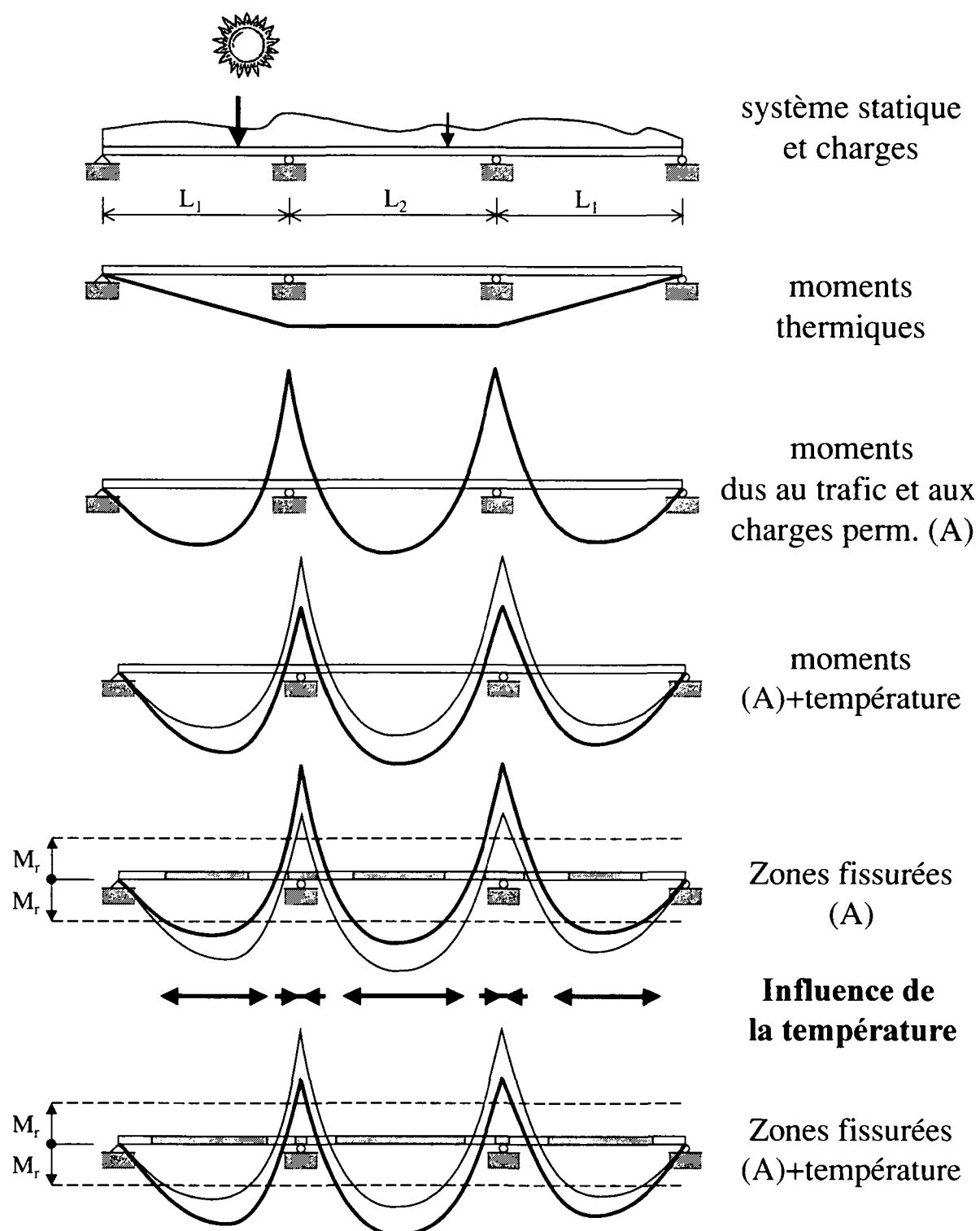


figure 30: combinaison du trafic et de la température avec étendue de la fissuration

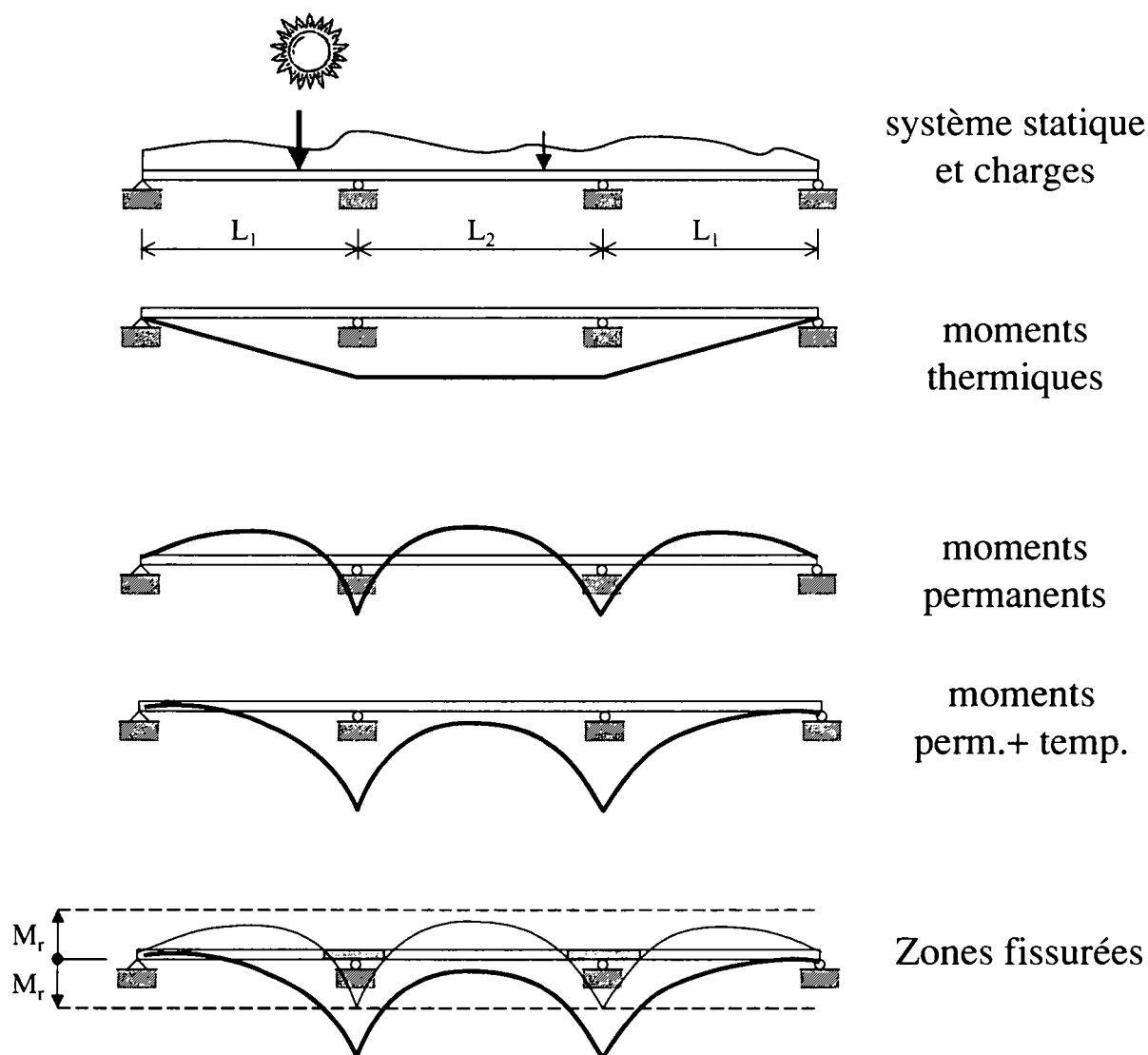


figure 31: combinaison du trafic et de la température avec étendue de la fissuration

Contraintes transversales

Un pont est un solide tridimensionnel et peut de ce fait être fléchi autour de trois axes. Posons que l'axe x est défini comme l'axe longitudinal, l'axe y comme l'axe horizontal dans le plan de la section et l'axe z comme l'axe vertical dans le plan de la section. Les déformations longitudinales, sujet de ce travail, sont dues à une flexion autour de l'axe y . Dans ce paragraphe sont faites quelques considérations sur la flexion autour des deux autres axes.

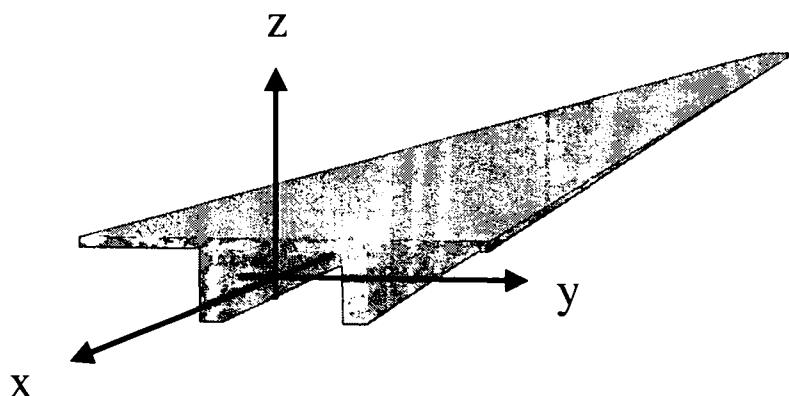


figure 32: système d'axes

Flexion autour de l'axe x (flexion transversale du tablier)

Dans ce qui précède, l'analyse des contraintes a été basée sur un profil de la température invariable sur la section et le long de l'ouvrage. Un tel profil de température ne donne pas naissance qu'à des contraintes longitudinales, mais aussi à des contraintes transversales. Effectivement, dans le cas d'un pont avec une section caisson ou en T, la dalle supérieure subit une variation de température sur son épaisseur. La présence des âmes l'empêche de se déformer librement ce qui engendre des contraintes transversales. Remarquons que l'intensité maximale de ces contraintes se vérifie en même temps que celle des longitudinales. Les contraintes sont accompagnées d'efforts de compression et de traction, ainsi que d'efforts de flexion. Ce type de déformation imposée serait susceptible de provoquer une fissuration longitudinale en présence d'un fort gradient sur l'épaisseur de la dalle.

Les contraintes transversales peuvent atteindre en analyse élastique linéaire, des valeurs du même ordre de grandeur que les contraintes longitudinales [Waldron 265].

En ce qui concerne les déformations longitudinales qui nous occupent, il est difficile d'estimer l'influence des phénomènes transversaux en raison de la méthode d'analyse choisie par presque tous les auteurs qui repose sur un découplage des effets transversaux et longitudinaux. Par analogie avec les dalles et pour donner une idée, nous pouvons néanmoins admettre une interaction entre les contraintes longitudinales et transversales via le coefficient de poisson ν . En admettant que l'on ait le même ordre de grandeur pour les contraintes longitudinales et transversales cela revient à augmenter les contraintes longitudinales et transversales de 16 % ($\nu = 0.16$). Par conséquent l'erreur commise en négligeant cette interaction nous paraît acceptable dans le cadre de cette étude.

Flexion autour de l'axe z due à un gradient horizontal

Le profil de température décrit ci-dessus n'est pas le reflet de la réalité car le soleil change d'orientation (d'est à ouest) et d'angle d'incidence ("hauteur dans le ciel") durant la journée. Il en découle un gradient transversal accompagné de déformations horizontales imposées et des contraintes inhérentes. L'intensité maximale de ces contraintes s'observe lorsque le soleil est "rasant", c'est-à-dire le matin et le soir et ne coïncide pas avec le pic de contraintes longitudinales qui a lieu à la mi-journée. En principe les radiations solaires, principal responsable du profil de température, sont plus faibles le matin ou le soir qu'à la mi-journée (figure 33).

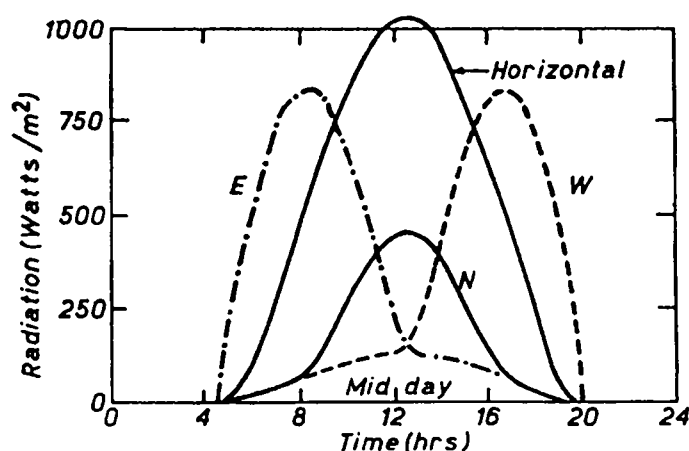


figure 33: radiations verticales et horizontales sur le pont de Christchurch en décembre

De plus la durée des pics "transversaux" est plus petite que celle du pic "longitudinal". Nous avons mentionné les contraintes, mais dans ce cas aussi naissent des efforts internes de compression et de traction ainsi que de flexion dans les éléments de la section. A savoir, pour un pont caisson, les âmes et les dalles inférieures et supérieures.

Pour ce qui est des déformations horizontales dans le plan, une analyse comparable à celle des déformations longitudinales est parfaitement envisageable. Elle se ferait avec des gradient inférieur (Priestley propose 17.5°C). En Suisse une différence de 15°C a été observée entre les deux bords opposés de la dalle [Herzog dans 162]. Dans ce cas il faut tenir compte de la rigidité des piles qui sont à modéliser par des ressorts. Bien qu'inférieur au gradient longitudinal, une déformation imposée horizontale est parfaitement susceptible de fissurer les piles et la superstructure, ce qui favorise la propagation verticale de la fissuration dues aux charges. La rigidité flexionnelle autour de l'axe y en est ainsi réduite avec pour conséquence une augmentation des déformations longitudinales. Outre cet effet

indirect sur le comportement longitudinal, les déformations imposées horizontales peuvent favoriser le développement de fissures traversantes, ce qui est termes de durabilité est hautement indésirable.

Température et déformations relatives durant les phases de construction

L'ensemble des effets thermiques qui se produisent pendant les phases de construction vont conditionner l'état initial de fissuration, de déformation et de sollicitation de l'ouvrage. Cet état de fait met en évidence la difficulté de choisir un état de référence et pose le problème de la définition de l'état permanent. Selon nous, ce dernier doit être défini comme étant l'état de déformation théorique sous charges permanentes sans gradient thermique. Bien que cette définition soit conventionnelle et n'est probablement jamais rencontrée dans un ouvrage réel, elle constitue une base claire, univoque et facilement calculable. L'ouvrage une fois terminé et avant qu'il ne soit ouvert au trafic, a déjà subi les actions thermiques. Par exemple, dans un pont continu sur plusieurs travées, les courbures thermiques de chaque travée seront différentes lors de l'achèvement du pont car les travées n'auront pas toutes été confectionnées dans les mêmes conditions atmosphériques. Les actions thermiques peuvent même constituer une action déterminante suivant le système statique et la méthode de montage adoptée, comme par exemple lors du poussage d'un pont ou d'une opération de clavage. L'importance de cet état initial réel varie beaucoup et requiert une analyse spécifique de cas en cas. Suivant les mesures prises lors de la construction les effets thermiques peuvent être considérablement réduits, par exemple suivi des températures et bétonnage de travées adjacentes lors de conditions similaires. Il convient toutefois de mentionner que l'état de déformation initial n'est pas systématiquement défavorable, mais peut au contraire soulager. Dans ce qui est présenté ici, l'état initial du pont n'est pas considéré, vu le caractère variable de ces phénomènes. Nous nous référerons toujours à une structure "neutre" à l'état permanent, c'est-à-dire sans gradient thermique, sans déformations ou sollicitations préalables dues aux phases de construction. Dans le cas d'une analyse élastique linéaire, il est toujours possible d'appliquer le principe de superposition et d'additionner les déformations et contraintes à long terme avec celles de la phase de construction. En résumé, bien que nous le négligerons par la suite, gardons à l'esprit qu'une structure peut être conditionnée par les phases de construction.

A.2. Etude paramétrique sur les contraintes dues aux actions cycliques

Dans ce chapitre nous présentons les résultats d'une étude paramétrique effectuée sur des ponts définis ci-après. Les charges de trafic régulier, les convois exceptionnels et les actions thermiques explicitées précédemment ont été appliquées sur les ponts choisis afin de calculer les contraintes induites. Ces dernières sont ensuite comparées aux contraintes sous charges permanentes qui sont calculées pour divers degrés de compensation des déformations β . Dans un premier temps les contraintes thermiques, de trafic ou permanentes sont calculées en phase élastique linéaire. La présence de la fissuration est discutée dans un second temps.

A.2.1. Ponts – types

Dans le cadre des études paramétriques sur l'évaluation des contraintes dues à la température et au trafic nous avons besoin de définir les ponts sur lesquels effectuer nos calculs. Pour cela nous nous sommes basé sur les quelques 210 ponts testés l'IBAP au cours d'essai de charge lors des deux dernières décennies [Favre et al.115]. Pour chaque pont, les caractéristiques géométriques, la date de construction, les résultats des essais de charges statiques et dynamiques ont été recueillies dans une base de données informatique. Les ouvrages sont principalement situés en Suisse Romande. Lors de l'examen des données, on voit que sur les 210 ponts recensés, 85% sont des ponts poutre et 73% des sections sont de hauteur constante.

Notre but est de baser les études paramétriques sur des ponts représentatifs. Aidés par la base de données, nous avons opté pour des ponts poutres à section ouverte et caisson à hauteur constante. Les dimensions des sections ont également été choisies en consultant la base de données. L'élancement a été choisi égal à 20, qui est très proche de la moyenne livrée par la base de données qui est de 22.

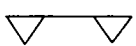
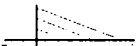
Système statique		Section transversale	
Type	Nombre	Type	Nombre
Poutre 	179 (85%)	Section ouverte 	95 (51%)
Cadre à béquilles 	21 (10%)	Caisson à hauteur constante 	58 (31%)
Arc 	5 (2%)	Caisson à hauteur variable 	25 (14%)
Haubané 	5 (2%)	Dalles 	32 (17%)
Total	210	Total	210

Tableau 9: répartition des ponts de la base de données

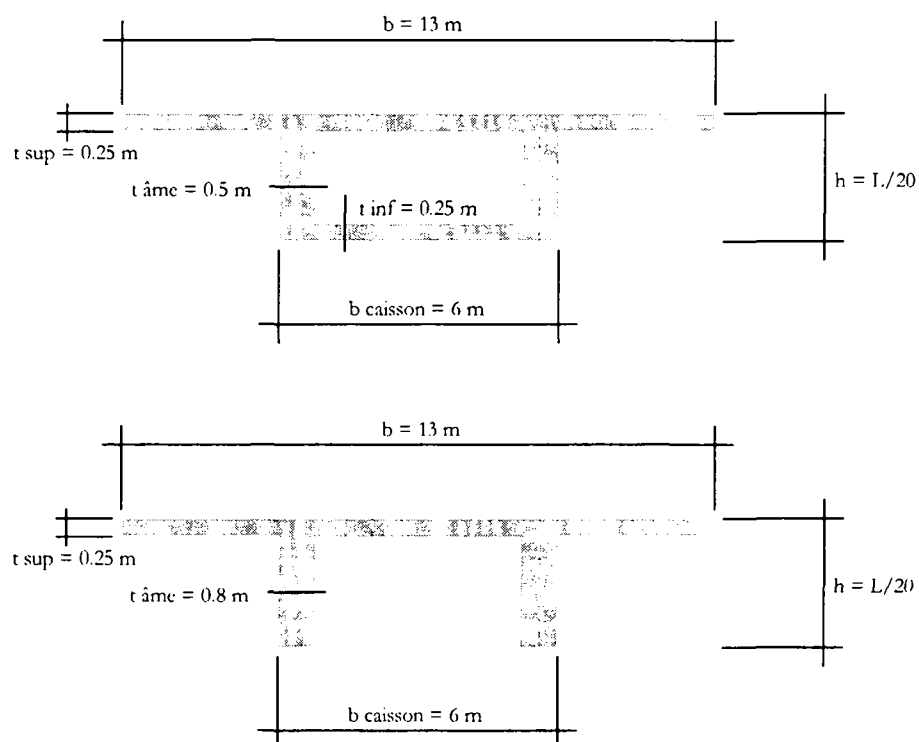


figure34: sections transversales types

Toujours la base de données, nous montre que les portées principales respectives des deux sections choisies diffèrent légèrement. En effet les sections ouvertes ne dépassent guère les 50 m, alors que les sections caisson à hauteur constante s'approchent des 80 m.

Nous tiendrons compte de cette différence en adoptant les fourchettes suivantes pour les portées examinées.

Type de section	Portée principale L
Section ouverte	30 m - 50 m
Section caisson à hauteur constante	30 m - 80 m

Les systèmes statiques choisis sont les suivants, ce qui permet de couvrir des longueurs de ponts qui vont de 30 m à 352 m, ce qui représente plus de 80% des ponts recensés.

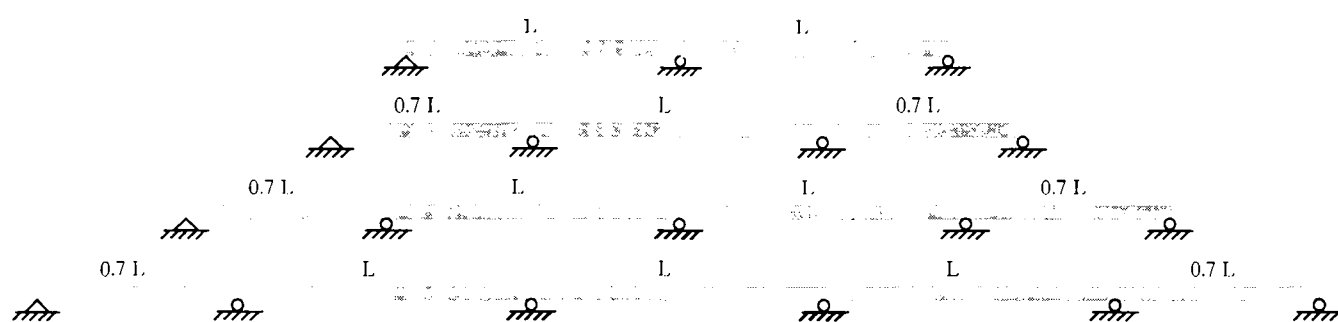


Figure 35: système longitudinaux utilisés

La précontrainte est admise parabolique.

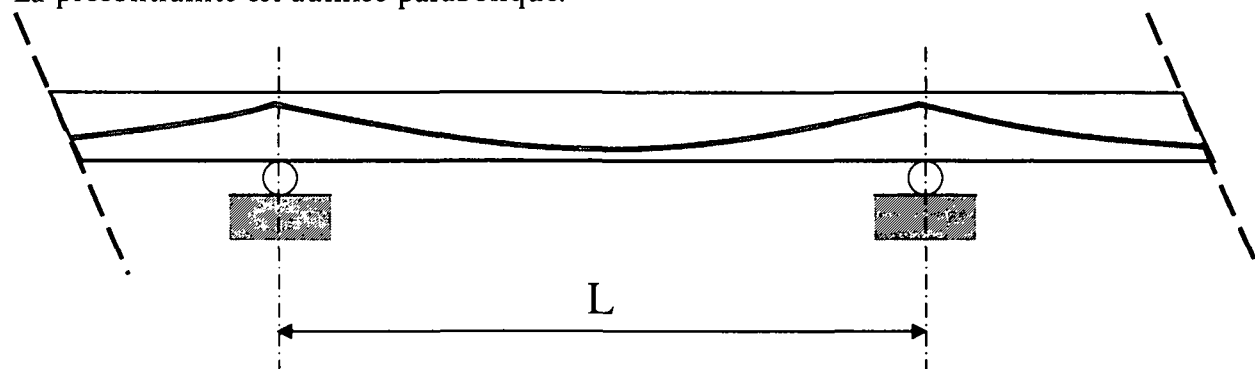


figure 36: câblage parabolique admis

A.2.2. Etat permanent

- La charge permanente répartie "g" a été obtenue en multipliant l'aire de béton par le poids spécifique $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.
- Le degré de compensation des déformations β a varié de 0.0 à 1.0.
- Le module du béton est admis égal à $E_c = 30 \text{ GPa}$.

Ci-dessous sont représentées les contraintes élastiques linéaires à la fibre supérieure et inférieure de sections choisies en fonction du degré de compensation des déformations β (de la figure 37 à la figure 41). Nous donnons deux exemples de sections sur appui et également deux sections en travée.

L'ordre de grandeur des contraintes de la section ouverte et de la section fermée étant relativement comparables, nous ne montrons qu'une comparaison entre les deux sections pour nous concentrer ensuite sur la section fermée. Remarquons que les contraintes de la section ouverte sont bien plus élevées aux "fibres tendues" à cause de l'absence de la dalle inférieure. Rappelons qu'en comparaison des sections fermées, les sections ouvertes sont employées pour des portées plus faibles qui dépassent rarement les 50 m.

- Une première constatation est que l'influence du système statique est très faible sur les valeurs des contraintes.
- En examinant les fibres supérieures sur appui et inférieures en travée (appelons les "fibres tendues"), on voit que pour obtenir la même contrainte de compression, le degré de compensation des déformations, respectivement la quantité de précontrainte, doit être augmentée plus la portée est réduite. Par ailleurs, à portées égales, pour obtenir la même contrainte de compression dans une section ouverte, le degré de compensation doit être augmenté.
- Si les portées diminuent, la contrainte de compression des "fibres tendues" diminue également pour un même β . Pour une portée de 30 m avec des câbles paraboliques, la contrainte de compression vaut entre 2 et 2.5 MPa pour $\beta = 1$. Ce qui veut dire que pour un pont relativement court de $L=30\text{m}$ la compression maximale que l'on pourra transmettre à l'ouvrage par un système de câbles paraboliques n'excédera pas les 2.5 N/mm^2 , même pour un balancement total des déformations.
- Les contraintes de la section ouverte et de la section fermée sont comparables.
- Quelle que soit la portée, la contrainte à la fibre tendue sur appui et en travée s'annule pour la même valeur de β , ici ~ 0.6 . Cette valeur tient à la configuration des ponts calculés. Par curiosité nous avons fait varier l'élancement et n'avons constaté aucun changement dans la position du point de contrainte nulle (voir figure 42) sous charges permanentes. Une contrainte de traction nulle est souvent désignée par le terme de précontrainte totale ou "full prestress" en anglais.

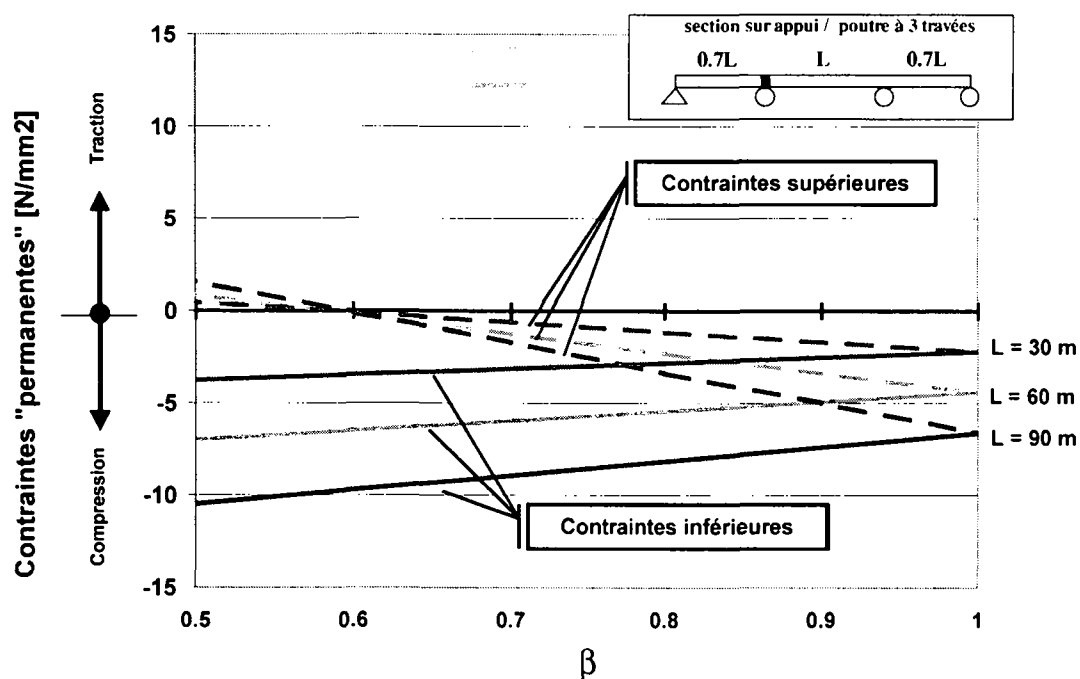


figure 37: contraintes sous charges permanentes d'une section fermée sur appui d'une poutre à trois travées

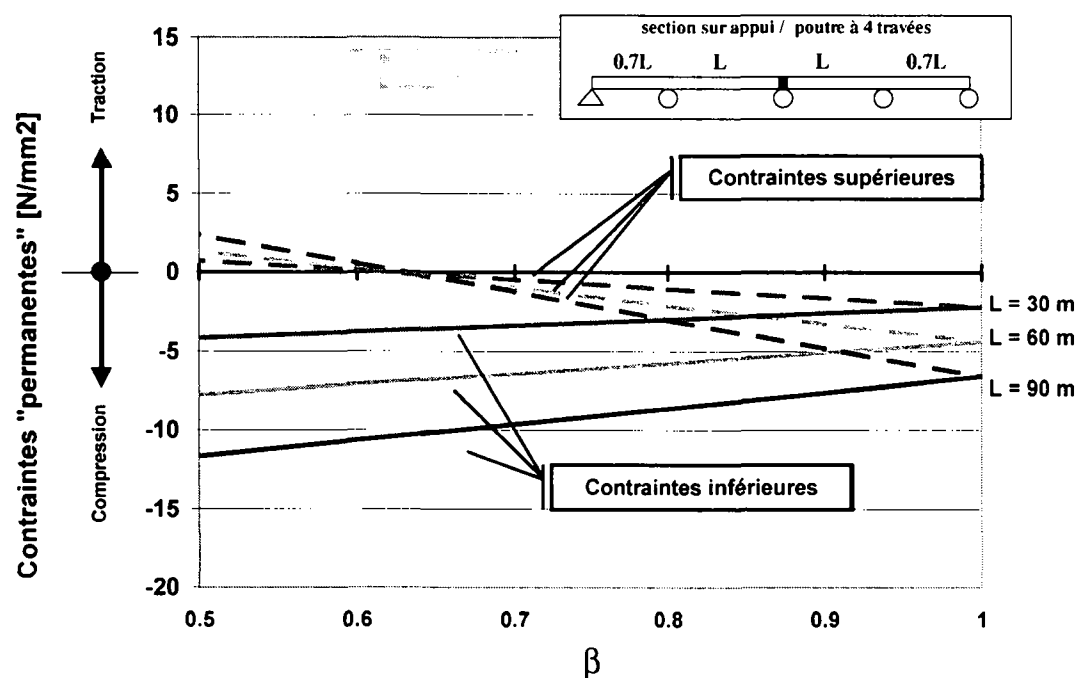


figure 38: contraintes sous charges permanentes d'une section fermée sur appui d'une poutre à quatre travées

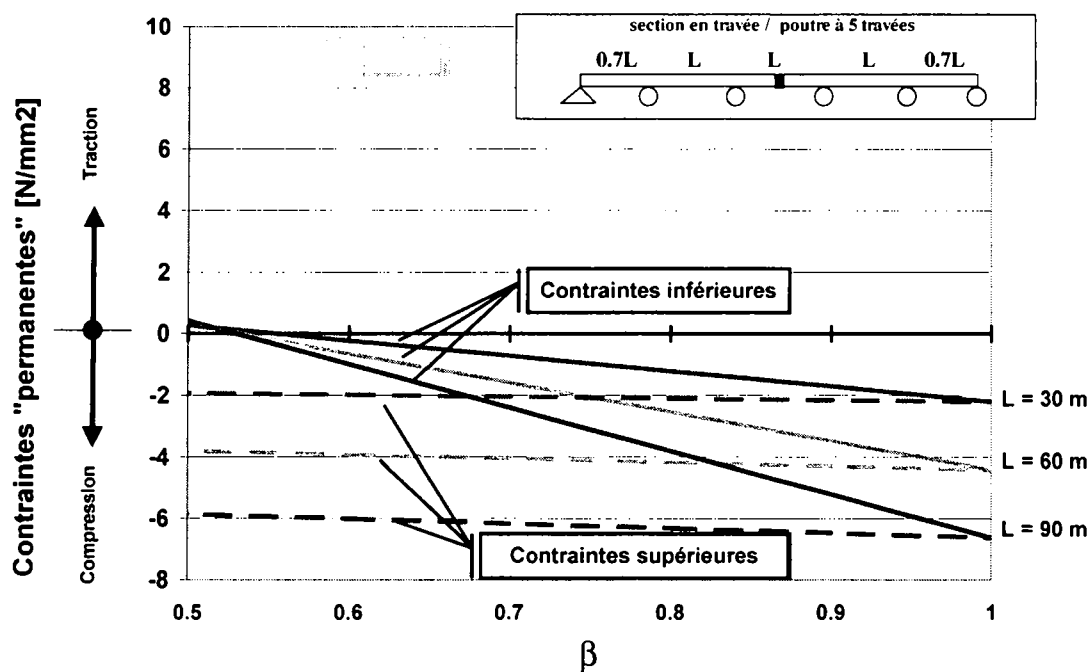


figure 39: contraintes sous charges permanentes d'une section fermée en travée d'une poutre à cinq travées

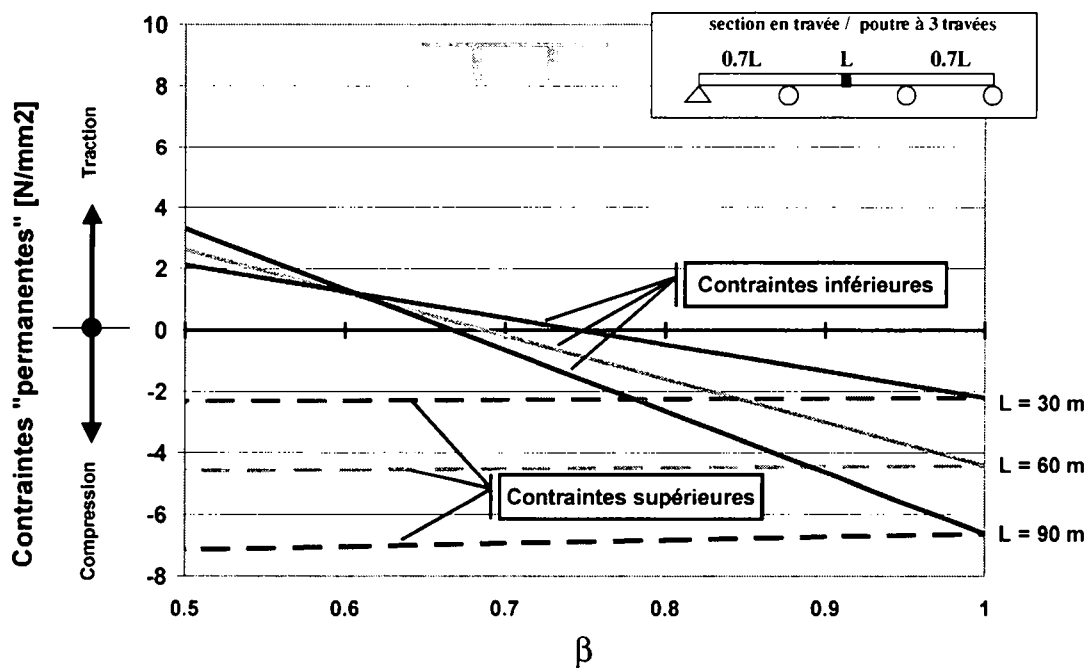


figure 40: contraintes sous charges permanentes d'une section ouverte en travée d'une poutre à trois travées

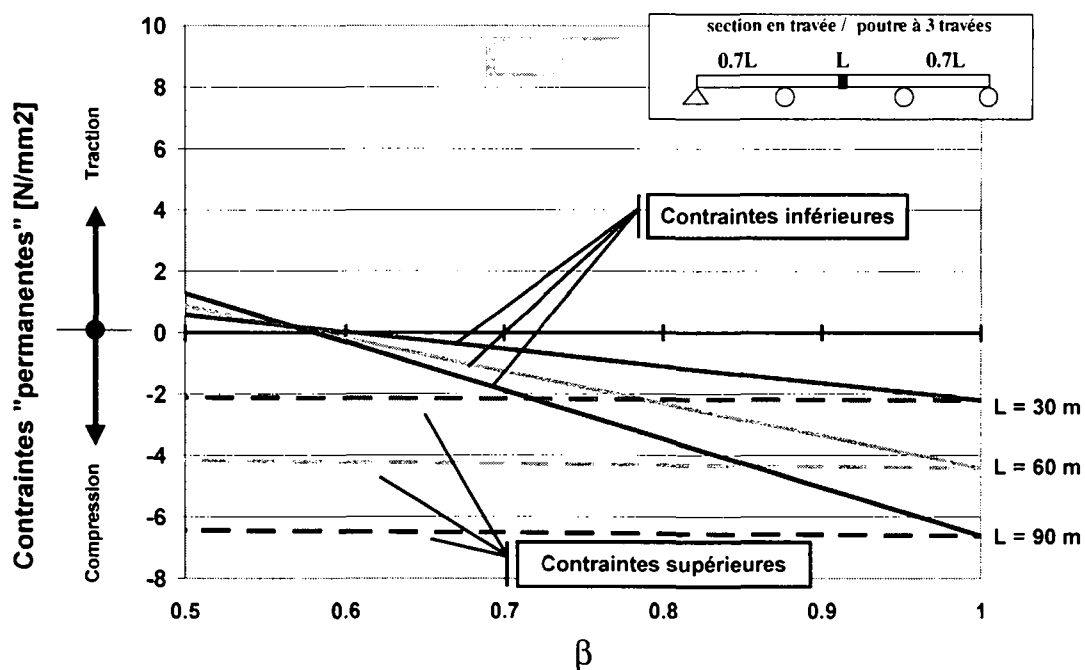


figure 41: contraintes sous charges permanentes d'une section fermée en travée d'une poutre à trois travées

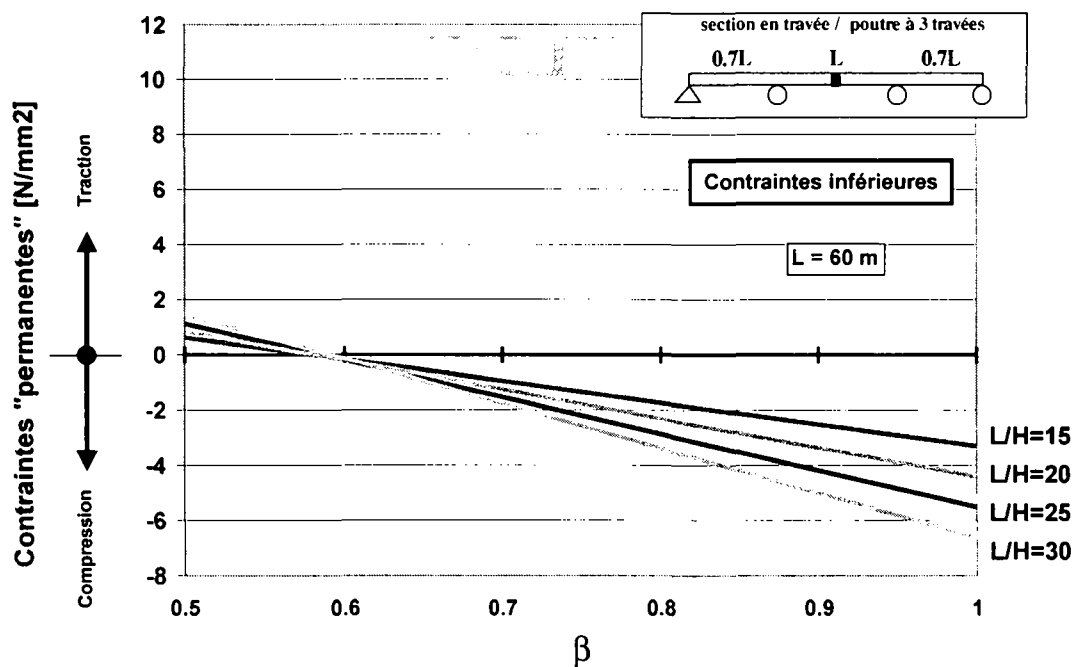


figure 42: contraintes sous charges permanentes d'une section fermée en travée d'une poutre à trois travées pour plusieurs élancements

Ci-dessous nous comparons les contraintes supérieures et inférieures de toutes les sections sur appui et en travée que nous avons étudié. La comparaison a été établie pour $\beta = 0.8$ et une portée de $L = 60$ m. Il apparaît que les contraintes varient très peu d'un système statique à l'autre. Cela reste valable pour toutes les portées et tous les degrés de compensations des déformations β .

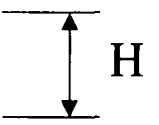
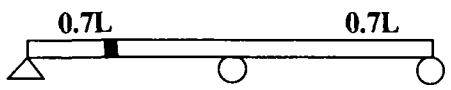
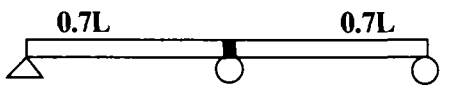
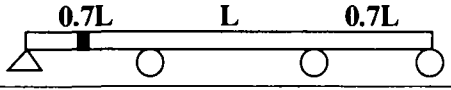
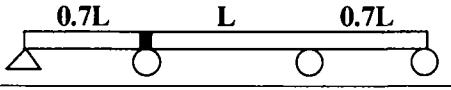
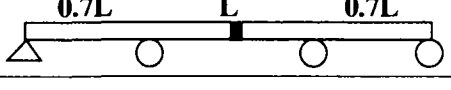
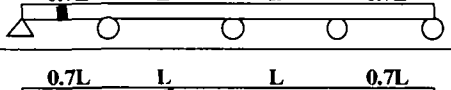
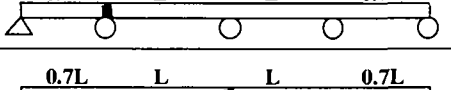
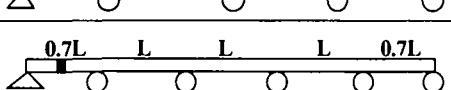
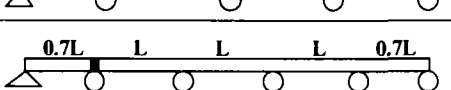
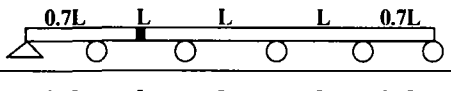
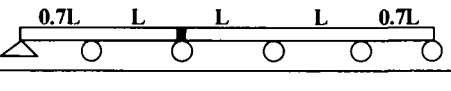
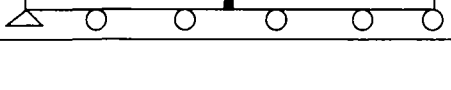
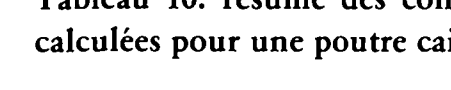
$\beta = 0.8$ $L = 60$ m $L/H = 20$							
M travée			M appui				
	σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}			
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]			
	-4.13	-2.59	-2.40	-5.30			
	-3.99	-2.80	-2.31	-5.45			
	-4.31	-2.30					
	-4.02	-2.77	-2.37	-5.35			
	-4.25	-2.40	-2.11	-5.76			
	-4.01	-2.78	-2.35	-5.38			
	-4.26	-2.38	-2.16	-5.67			
	-4.17	-2.53					

Tableau 10: résumé des contraintes sous charges permanentes de toutes les sections calculées pour une poutre caisson de 60m de portée avec $\beta=0.8$

A.2.3. Trafic

Les contraintes sous charges de trafic sont calculées selon la méthode mise au point par Bailey 17 et qui a été expliquée plus haut. On rappellera brièvement qu'elle est basée sur

l'analyse statistique des valeurs extrêmes de distribution de trafic mesuré. Moyennant les caractéristiques géométriques principales de l'ouvrage, les contraintes peuvent être établies en chaque section de l'ouvrage en fonction du temps de retour et de la fluidité du trafic.

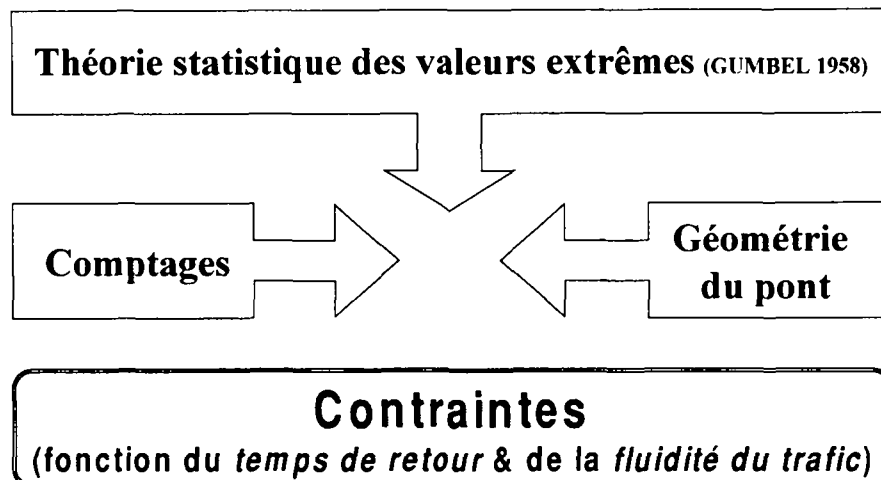


figure 43: principe de détermination des contraintes dues au trafic d'après la méthode "Bailey".

Les quatre catégories de trafic définies précédemment sont caractérisées par une série de variables dont la signification a déjà été donnée (voir modèle Bailey).

	Qmax kN	q max kN/m	$\mu\theta$ kN/m	sigma q kN/m	HV	N 1 année	A %	C %	F %
Mattstetten (cat. #1)	450	70	13.2	6.5	0.11	1164860	1	9	90
Goeschenen (cat. #2)	600	70	15.9	7.1	0.21	916062	1	9	90
Wülflingen (cat. #3)	450	70	13.8	12.8	0.05	24000	1	9	90
Felsenau (cat. #4)	550	70	21.6	19.5	0.10	96000	1	9	90

tableau 11: valeurs des paramètres utilisées lors du calcul des contraintes pour les 4 catégories de trafic définies

Les trois dernières colonnes du tableau correspondent à trois degrés de fluidité du trafic, respectivement "à l'arrêt" ou bouchon (A), "congestionné" (C) et "fluide" (F). Le modèle de calcul donne les contraintes sous ces trois conditions de fluidité. Pour cela le trafic doit être préalablement décrit comme étant une composition de ces trois types de trafic. C'est-à-dire qu'il faut caractériser la proportion de temps quand le trafic est fluide, congestionné ou à l'arrêt. Ici la composition utilisée signifie que 1% du temps le trafic est à l'arrêt, que 9% du temps le trafic roule lentement et compact, alors que le restant 90% du temps il est fluide.

Partant de l'observation faite à l'étude précédente de la faible influence des systèmes statiques sur les contraintes permanentes d'une même section, nous ne présentons ici que la poutre à trois travées. Plus précisément nous montrons la contrainte de traction à la fibre inférieure à mi-travée de la portée centrale. Dans les travées de rive les contraintes y sont légèrement plus élevées, cependant dans l'optique d'un cumul avec les contraintes thermiques, il est plus judicieux de nous concentrer sur les travées intermédiaires (voir étude sur les contraintes thermiques et état des connaissances).

A.2.3.1. Influence de la composition du trafic

Dans un premier comparons l'effet de chacun des quatre trafics au droit d'une même section, ici la section en travée et sur appui d'une poutre sur trois appuis avec une portée principale de 60 m (figure 44 et figure 45).

Comme on le constate ce ne sont pas les trafics les plus volumineux (N) qui engendrent les contraintes les plus élevées, mais les trafic les plus "lourds". C'est-à-dire qui présentent la combinaison la plus défavorable de la part de véhicules lourds (HV) et du poids maximal (Q_{max}). Après calcul c'est le trafic de Goeschenen (axe Nord - Sud à la sortie du Gotthard) qui s'est révélé être le plus agressif, devant le trafic frontalier (catégorie #4).

Sur ces premiers graphiques de résultats on peut d'emblée remarquer que les contraintes sont relativement peu sensibles à l'augmentation du temps de retour sur une échelle logarithmique du temps.

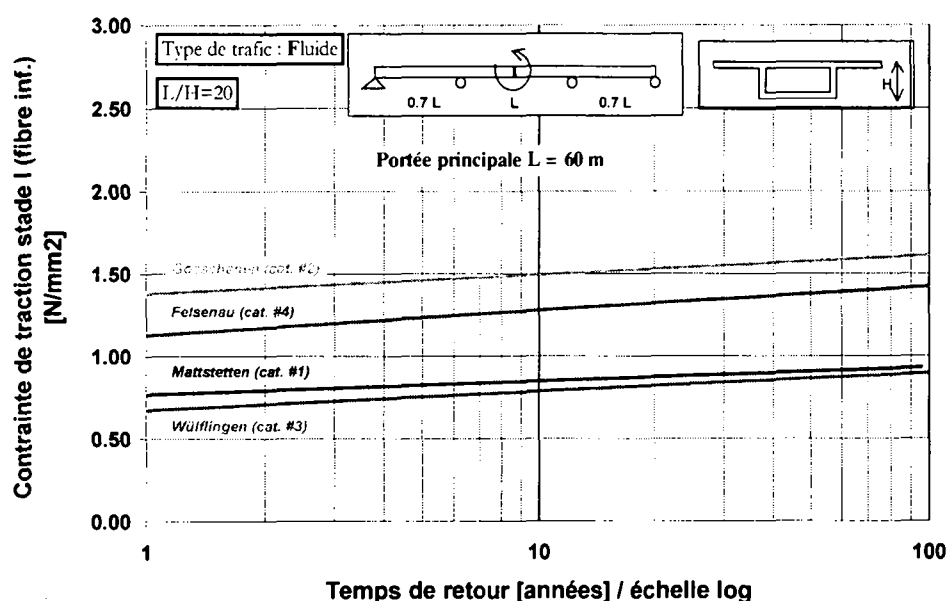


figure 44: contraintes de traction sous charges de trafic en travée d'une poutre à trois travées d'une portée de 60m pour les 4 catégories de trafic

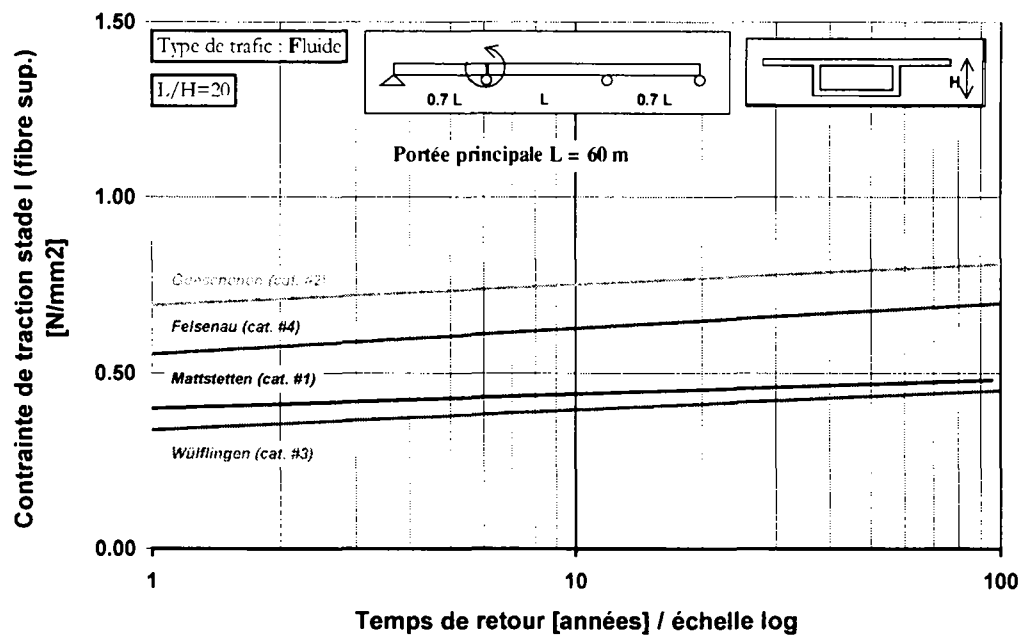


figure 45: contraintes de traction sous charges de trafic sur appui d'une poutre à trois travées d'une portée de 60m pour les 4 catégories de trafic

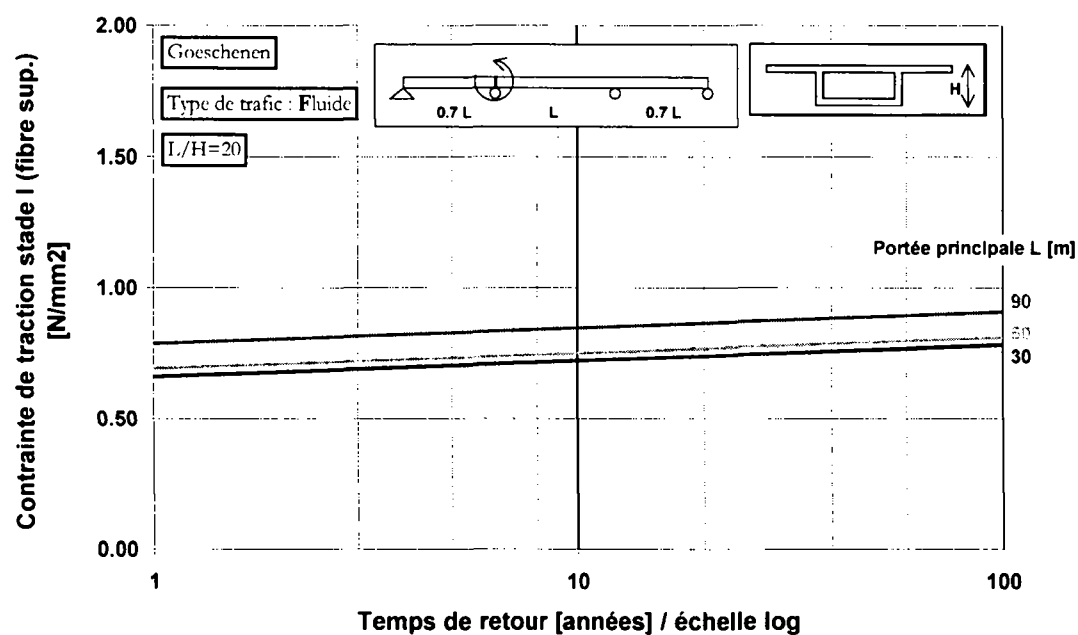


figure 46: contraintes de traction sous charges de trafic sur appui d'une poutre à trois travées en fonction de la portée

A.2.3.2. Influence de la portée

L'influence de la portée sur les contraintes est relativement faible. En effet en triplant la portée la variation des contraintes est de l'ordre de d'une dizaine de pour-cent. Par ailleurs il faut remarquer que l'effet de la variation de la portée est plus faible sur appui qu'en travée, comme illustré ci-contre (de la figure 46 à la figure 48).

A.2.3.3. Influence de la forme de la section

La faible influence de la portée sur la variation des contraintes s'observe également sur les deux graphiques suivants (figure 47 et figure 48). Ici nous comparons les contraintes au droit de la même fibre pour les deux types de section. Il convient de mentionner que pour la section ouverte sur appui il n'a pas été introduit de dalle inférieure ce qui explique la différence de contraintes entre les deux sections. L'effet d'une dalle de compression aurait été d'abaisser le centre de gravité, ce qui aurait augmenté la contrainte dans la dalle supérieure. En travée les contraintes des deux sections sont comparables dans le domaine de portées raisonnables pour les sections ouvertes, à savoir entre 30 et 50 m. La différence de sensibilité de la section ouverte et de la section fermée à une variation de la portée, traduit la différence de variation du module de flexion ($W=I/y$) entre les deux types de sections.

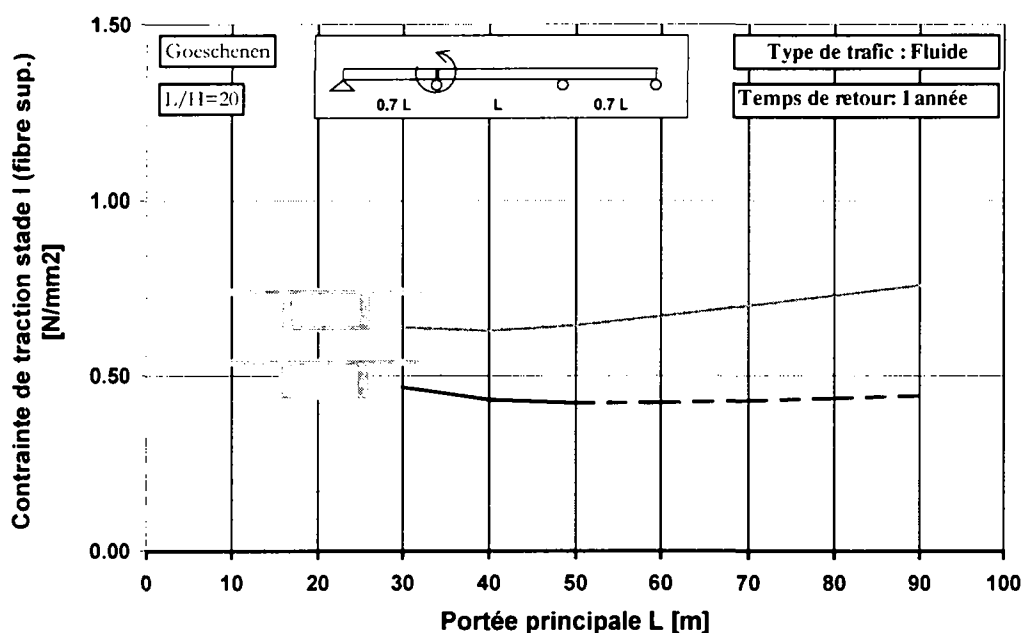


figure 47: contraintes de traction sous charges de trafic sur appui d'une poutre à trois travées en fonction du type de section et de la portée

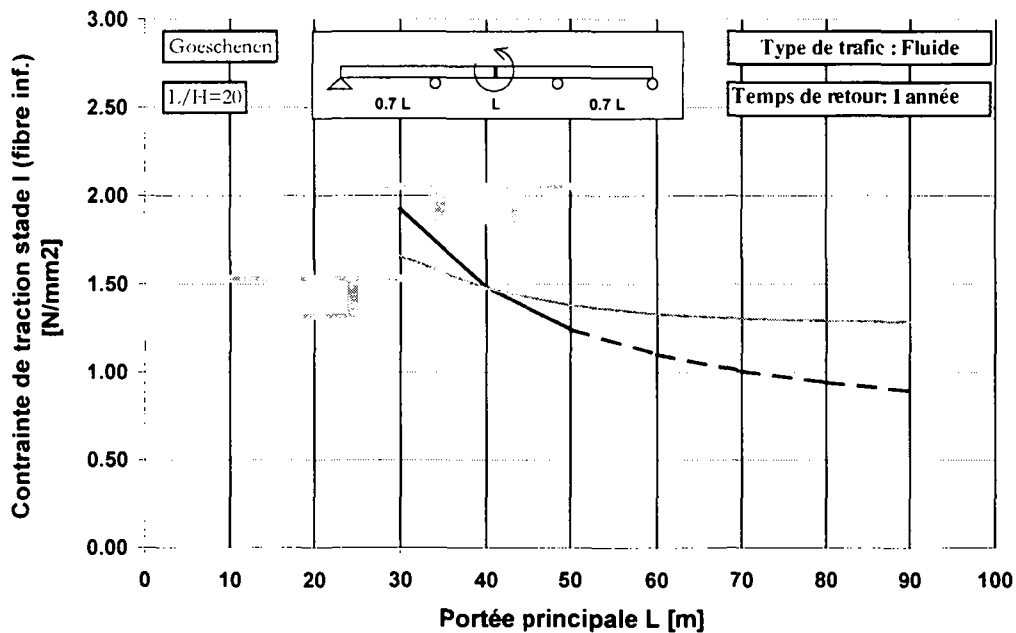


figure 48: contraintes de traction sous charges de trafic en travée d'une poutre à trois travées en fonction du type de section et de la portée

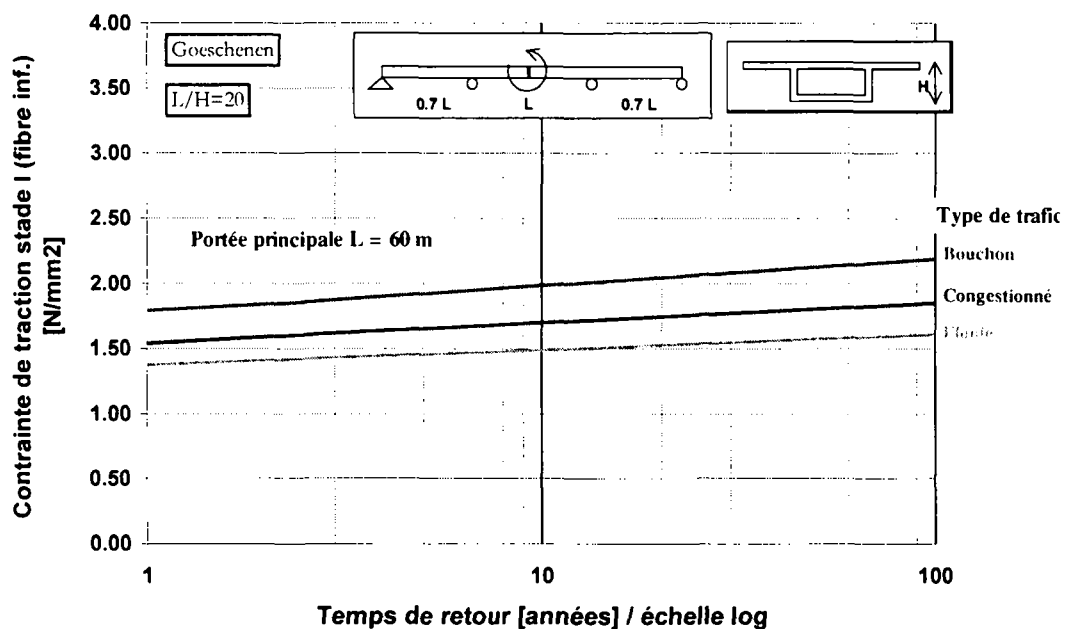


figure 49: contraintes de traction sous charges de trafic sur appui d'une poutre à trois travées en fonction du type de section et de la portée

A.2.3.4. Influence de la fluidité

Ci-dessus à la figure 49, nous montrons l'influence de la fluidité du trafic sur les contraintes.

Les deux configurations extrêmes rencontrées dans le calcul de la section en travée et sur appui de la poutre à trois travées sont présentées dans le graphique ci-dessous. La valeur maximale des contraintes pour une période de retour de 100 ans est de 2.5 N/mm^2 en travée et 1.5 N/mm^2 sur appui.

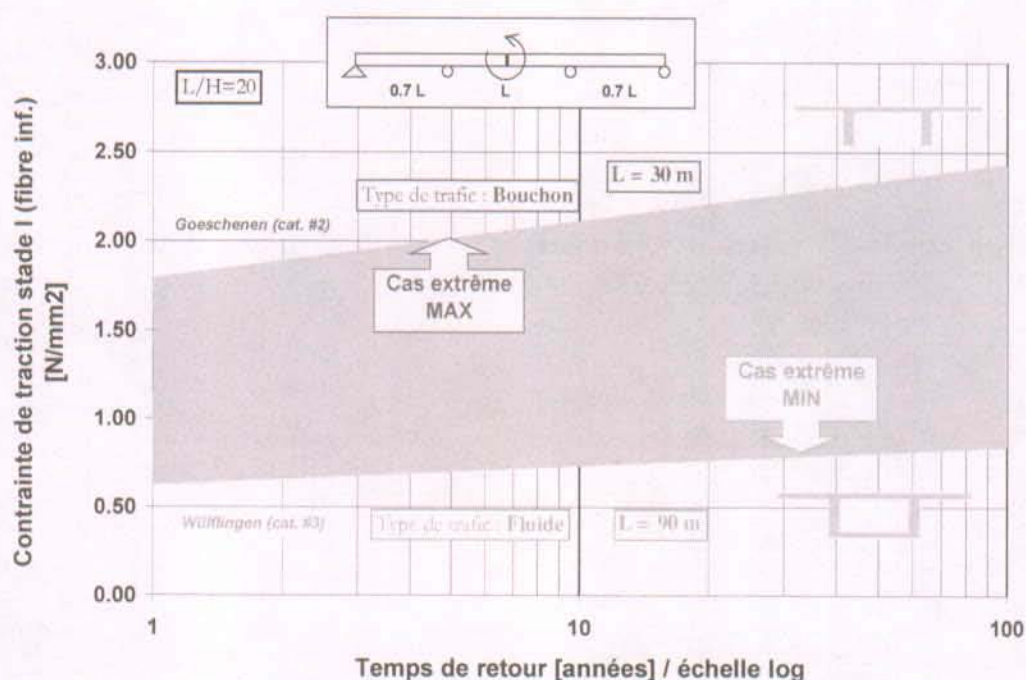


figure 50: contraintes de traction extrêmes sous charges de trafic calculées en travée d'une poutre à trois travées

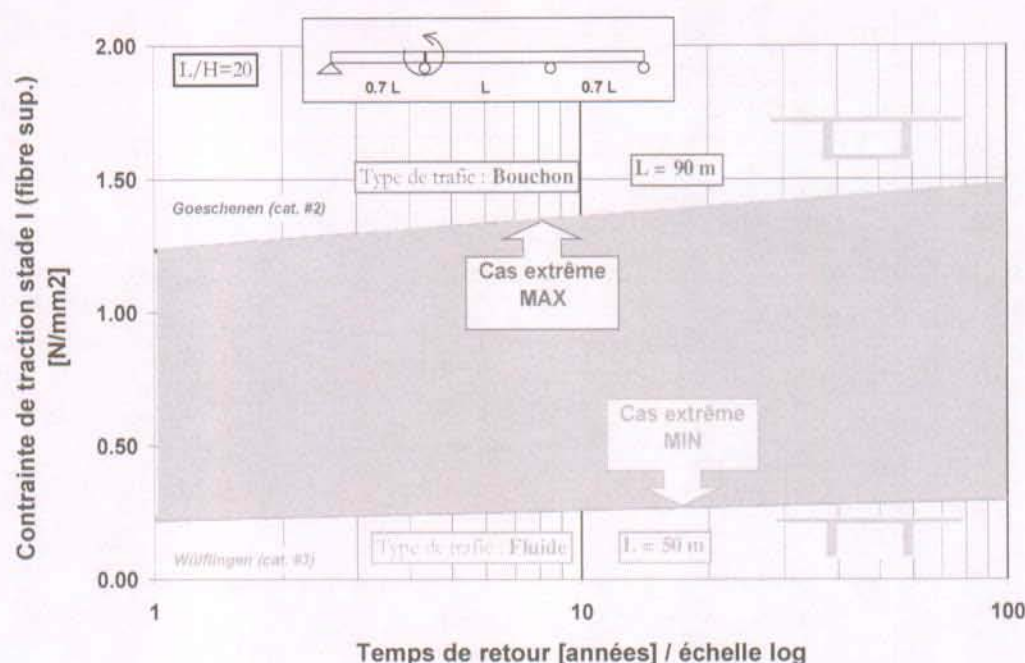


figure 51: contraintes de traction extrêmes sous charges de trafic calculées sur appui d'une poutre à trois travées

A.2.3.5. Comparaison avec les charges de trafic de la SIA

Ci-dessous nous avons représenté pour la poutre à trois travées d'une portée de 60 m, les moments sous les trois conditions de trafic en comparaison avec les charges données par la norme SIA 160. Nous avons détaillé la charge répartie (modèle 3) de la charge concentrée (modèle 1) qui est prise en compte sans le coefficient dynamique $\phi = 1.8$. On voit que la charge répartie de la SIA couvre à elle seule, jusqu'à un temps de retour de 55 ans, la condition la plus défavorable qui est vérifiée lors d'un bouchon.

Si la portée du pont est réduite, les sollicitations réelles de trafic dépassent celles résultant du modèle de charge 3 de la SIA (charge répartie) pour un temps de retour plus faible. Cependant les modèles de charge 1 et 3 de la SIA, pris conjointement, couvrent largement le cas le plus défavorable. Cela est visible sur le graphique qui représente le rapport entre le moment dû au trafic réel simulé et celui sous charges de trafic des normes SIA en fonction de la portée principale (figure 53). Rappelons que les convois exceptionnels ne sont pas pris en compte dans les quatre catégories de trafic utilisées lors de cette analyse. La charge du trafic réel simulé, lors d'un bouchon, pour le trafic de Goeschenen (le plus agressif de trafics réels simulés) est pratiquement indépendante de la portée et ne dépasse pas 63% la charge du modèle de trafic de la SIA (modèle 3+ ϕ modèle 1).

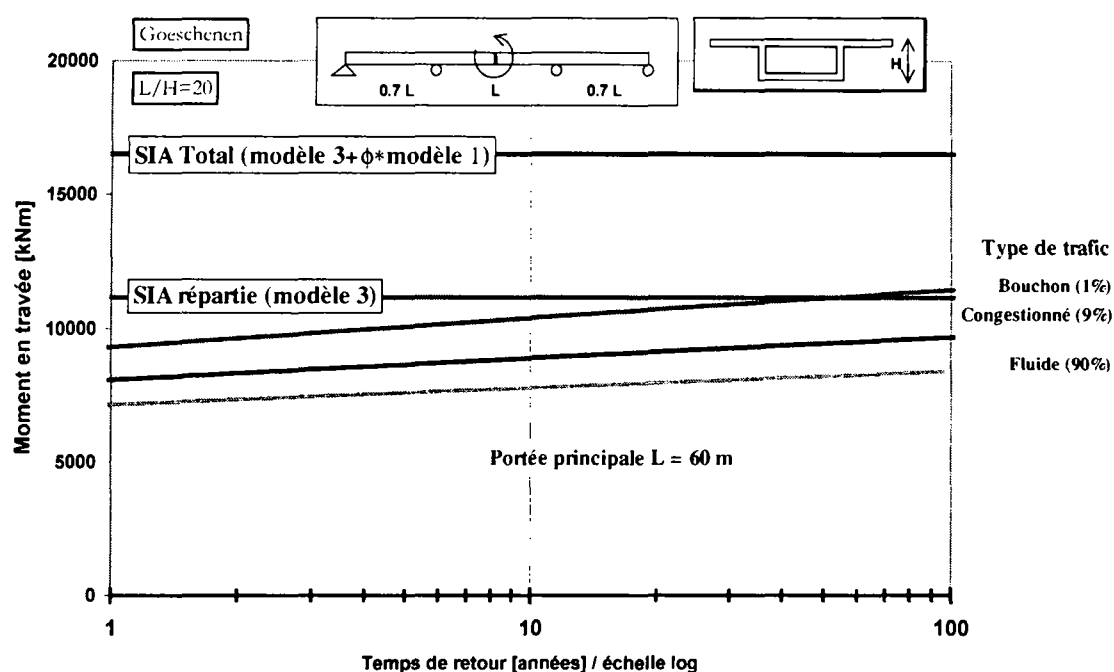


figure 52: comparaison des moments calculés sous charges de trafic des normes SIA avec les moments calculés sous charges de trafic réel simulé pour une section en travée d'une poutre à trois travées

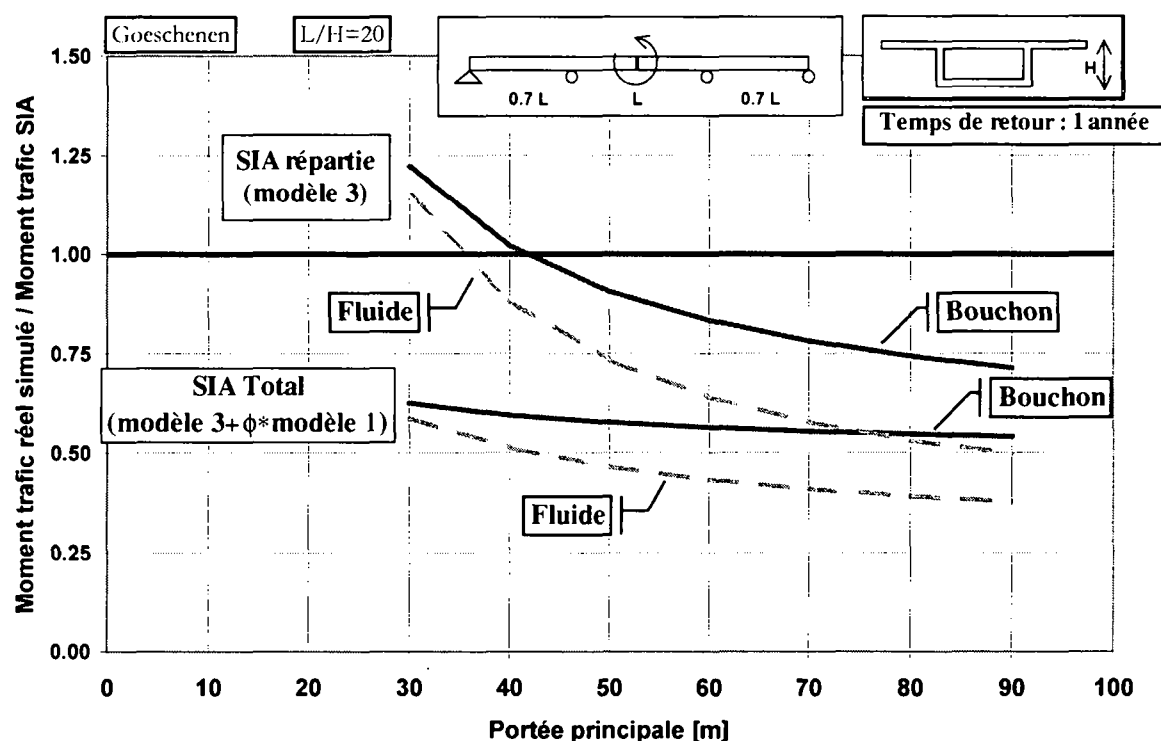


figure 53: rapport des moments trafic SIA sur les moments sous charges de trafic réel simulé pour une section en travée d'une poutre à trois travées en fonction de la portée

Curieux de connaître quelle serait la conséquence de l'ouverture de la Suisse aux camions de 40 tonnes sur la marge qu'offre le modèle de trafic de la SIA, nous avons simulé deux nouveaux types de trafics. Le premier est un trafic européen extrême actuel mesuré à Auxerre et le second est un trafic de transit en conditions extrêmes sur le territoire helvétique avec une très forte proportion de camions lourds ($HV = 0.30$). En d'autres termes ce dernier trafic serait celui qui emprunterait l'axe Bâle-Chiasso, où se trouve Goschenen.

	Q _{max}	q _{max}	$\mu\theta$	Sigma q	HV	N
	kN	KN/m	KN/m	KN/m	[-]	1 année
Européen	600	70	30.0	7.0	0.28	3500000
40t transit CH	600	70	22.0	7.0	0.30	3500000

Tableau 12 : valeurs des paramètres de deux trafics avec camions de 40 tonnes pour la simulation avec le modèle Bailey

Le rapport entre les moments dus au trafic simulé et ceux obtenus en appliquant les modèles 1 et 3 de la norme SIA est aussi indépendant de la portée pour les deux nouveaux trafics. Ci-dessous (Tableau 13) nous donnons la valeur de ce rapport pour un temps de retour d'une année pour les deux trafics avec des 40 tonnes, ainsi que pour le trafic actuel de Goeschenen qui est le plus agressif de ceux examinés précédemment.

[temps de retour 1 an]	Goeschenen (28 tonnes) (voir figure 53)	Européen (40 tonnes)	Transit CH (40 tonnes)
M(trafic simulé) / M(trafic SIA) Circulation fluide.	0.4-0.6 (grdes portées-petites portées)	0.7-0.9 grdes portées-petites portées)	0.6-0.8 grdes portées-petites portées)
M(trafic simulé) / M(trafic SIA) Lors d'un bouchon.	0.6	1.0	0.9

Tableau 13 : comparaison de trois trafics avec les modèles de trafic de la norme SIA

Le tableau ci-dessus nous montre que le modèle de charge de la SIA offre une marge encore confortable sur le trafic actuel en Suisse. Nous avons déjà discuté de l'éventualité que Goeschenen ne représente pas le trafic le plus agressif en Suisse. La marge réelle qu'offre la norme SIA sur le trafic réellement le plus agressif, qui ne nous est pas connu, est sûrement plus faible que ce qui est donné dans le tableau. Cependant il semble très peu probable que le trafic maximal actuel en Suisse s'approche beaucoup des modèles de charge de la norme. En effet on voit que pour l'approcher il faut un trafic du type « européen » extrême avec

une très forte proportion de poids lourds (HV) dont la charge maximale est grande (Q_{max} , q_{max} , $\mu\theta$). En cas de bouchon, le modèle de la norme et le trafic réel donnent les mêmes efforts pour la section considérée dans l'étude ci-dessus. Il faut remarquer que la comparaison du tableau est valable pour un temps de retour d'une année seulement. C'est-à-dire, qu'en principe toute charge de trafic réel dont le temps de retour est supérieur à une année dépasse les efforts de la norme.

Somme toute, les modèles de charge de la SIA permettent de couvrir une éventuelle ouverture du trafic au trafic des 40 tonnes, même pour des configurations extrêmes.

A.2.3.6. Enseignements principaux de l'étude paramétrique sur les charges de trafic

Les enseignements principaux du calcul des contraintes avec prédiction pour de grands temps de retour sont les suivants:

- Les contraintes sont relativement peu influencées par la portée, le système statique, le temps de retour, la fluidité du trafic et dans une certaine mesure par la forme de la section.
- La combinaison de toutes ces petites influences peut cependant entraîner des variations des contraintes assez importantes.
- Pour un temps de retour de 100 ans, la contrainte de traction ne dépasse pas 2.5 N/mm^2 en travée et 1.5 N/mm^2 sur appui.
- Même pour de grands temps de retour, les charges de la norme SIA couvrent largement les contraintes dues aux quatre catégories de trafic définies. En ce qui concerne une éventuelle ouverture des frontières aux 40 tonnes, les modèles de charge de la SIA seraient encore suffisants à couvrir les conditions de trafic. Une telle éventualité correspond cependant à une augmentation de l'ordre de 50% des efforts provoqués par le trafic actuel (Tableau 13).
- Le trafic le plus agressif est celui qui présente la combinaison la plus défavorable du nombre de véhicules N, de la proportion de poids lourds HV et de la charge maximale Q_{max} & q_{max} .

A.2.3.7. Convois exceptionnels

Les trois catégories de convois exceptionnels précédemment définies ont été appliquées sur la poutre à trois travées. Les contraintes maximales de traction obtenues en travée et sur appui pour la section ouverte et la section fermée sont présentées graphiquement en fonction de la portée principale L (Figure 54).

Catégorie	Poids total	Longueur
	[kN]	[m]
#1	1000	25
#2	2500	45
#3	4000	60

Tableau 14: définition des trois catégories de convois exceptionnels

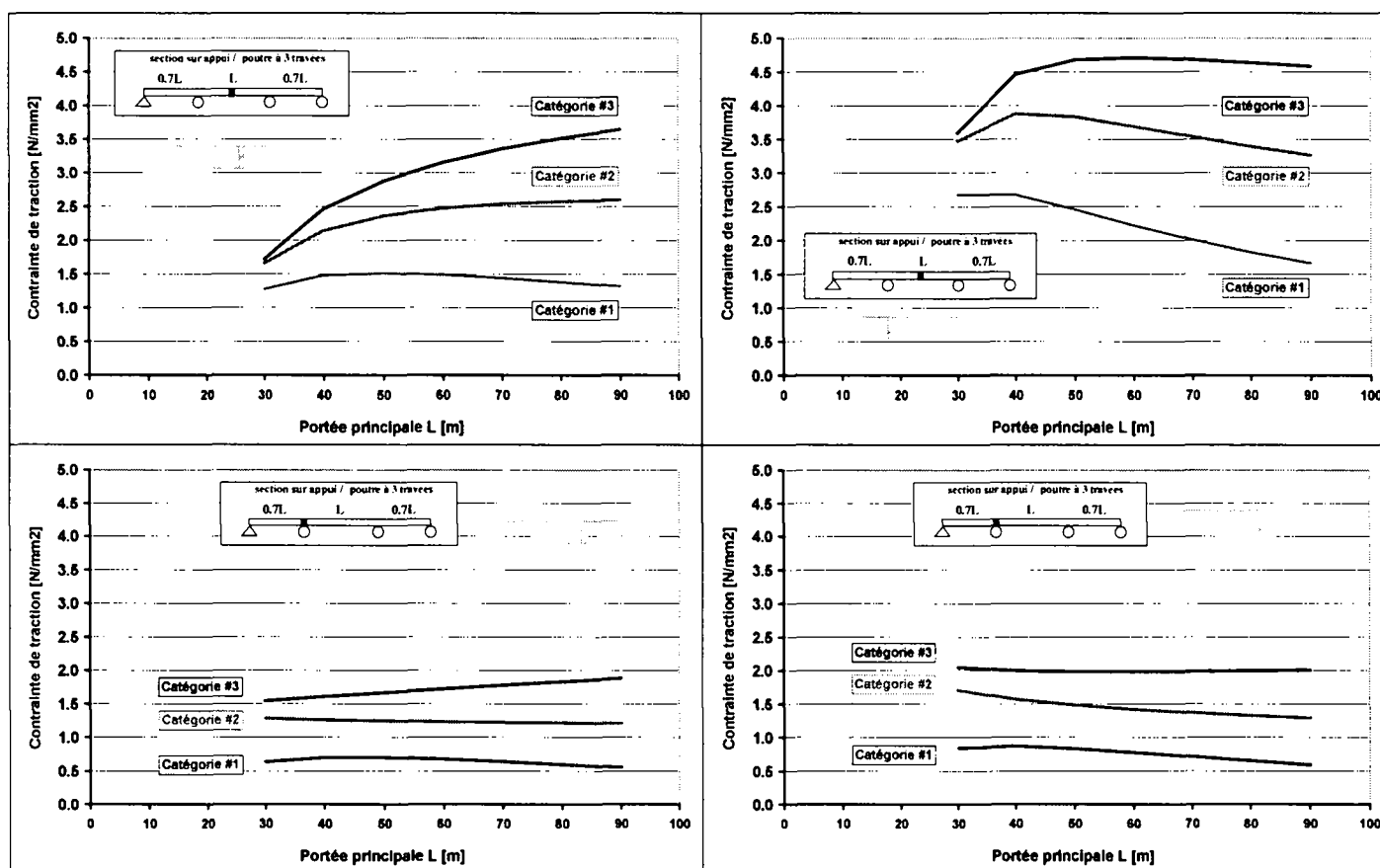


Figure 54: contraintes dues aux trois catégories de convois exceptionnels pour une section fermée et une section ouverte en travée et sur appui d'une poutre à trois travées en fonction de la portée

Les contraintes maximales de traction par catégorie de convois exceptionnels sont résumées dans le tableau ci-dessous, quelque soit le type de section et la portée.

Catégorie	$\sigma_{\max}$ en travée	$\sigma_{\max}$ sur appui
#1	2.7 N/mm ²	0.9 N/mm ²
#2	3.9 N/mm ²	1.7 N/mm ²
#3	4.7 N/mm ²	2.0 N/mm ²

Tableau 15: contraintes de traction maximales obtenues pour les trois catégories de convois exceptionnels en travée et sur appui

La catégorie #1 donne environ les mêmes contraintes que l'analyse avec la méthode "Bailey". Par contre si un ouvrage doit une fois supporter un convois exceptionnel de la catégorie #2 ou #3 alors les contraintes seraient beaucoup plus élevées. Cette information est importante dans la mesure où la charge maximale atteinte, même une fois ou rarement, durant la vie d'un ouvrage en conditionne le comportement futur (voir chapitre sur la loi M- Ψ dans le document principal).

A.2.4. Température

Dans ce qui suit, nous allons présenter les résultats d'une étude paramétrique au cours de laquelle les contraintes thermiques élastiques linéaires ont été calculées.

A.2.4.1. Profil de température employé pour l'étude paramétrique

Il a été montré précédemment sur la base d'une analyse théorique des échanges de chaleur et des mesures sur des ouvrages réels, que le profil de la température sur la hauteur de la section est non-linéaire. Pour notre étude nous avons adopté un profil qui est décrit par une fonction puissance du 5^{ème} degré sur une hauteur fixe de 1.2 m et une différence de température maximale de T. Cette dernière est définie comme la différence entre la température maximale du profil (fibre supérieure du béton en cas d'échauffement) et la température minimale du profil qui ne se trouve pas à la fibre inférieure. Le profil est complété par une variation linéaire de la température (de 1.5°C à 0°C) sur une hauteur de 0.2 m au bas de la section (figure 55).

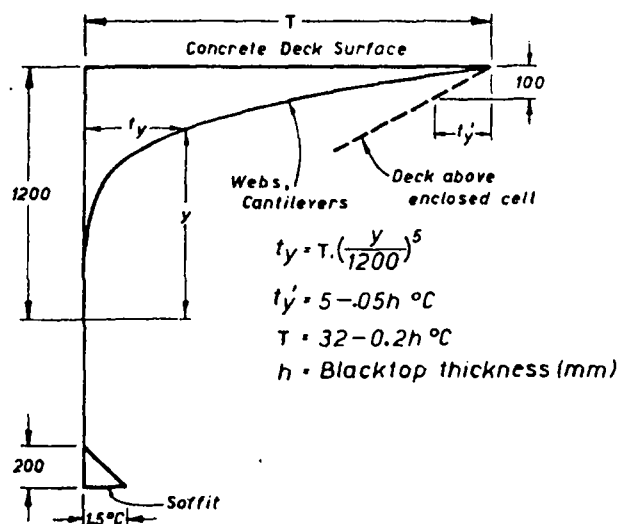


figure 55: profil de température non-linéaire utilisé pour l'analyse

La forme de ce profil est identique à celle qui est adoptée dans les normes néo-zélandaise. Pour la suite nous partons de l'hypothèse que la température uniforme ne génère pas de contraintes dans la section car un système d'appuis adéquat a été mis en place. Seule la variation de température sur la hauteur de la section est à l'origine des contraintes thermiques.

A.2.4.2. Les contraintes thermiques

Rappelons que les contraintes thermiques peuvent être subdivisées en contraintes primaires dues à la conservation des sections planes et en contraintes secondaires dues à l'hyperstaticité de la structure. Dans une structure isostatique seules naissent les contraintes primaires. Un échauffement engendre un gradient positif qui résulte en une traction de la fibre inférieure sur l'ensemble de la structure quel que soit le nombre de travées. Les contraintes en travée les plus élevées sont vérifiées pour la poutre à trois travées, alors que les contraintes de traction à la fibre inférieure en absolu sont obtenues au droit de l'appui pour la poutre à deux travées. Cependant ces dernières ne sont pas très intéressantes car elles se situent dans la zone des moments négatifs. Nous nous intéresserons principalement aux contraintes en travée.

A.2.4.3. Sections analysées

Les sections analysées sont de deux types : les sections fermées ou sections en caisson et les sections ouvertes ou sections en T. Le profil décrit s'applique au niveau de l'âme des sections. L'analyse des contraintes thermiques de la dalle supérieure et inférieure, notamment influencées par la température de l'aire enfermée dans le caisson pour les sections fermées, ne sera pas effectuée ici.

A.2.4.4. Résultats de l'analyse

L'analyse proprement dite a été réalisée grâce au programme Alphaflex (créé par Rossier, dans le cadre de sa thèse de doctorat [238]) qui outre le modèle de tronçon fléchi et comprimée qui est présenté plus loin (voir chapitre modèle de calcul dans le document principal), offre un module de calcul des sections. Ce dernier a été adapté, pour les besoins de cette étude, afin qu'il calcule les contraintes primaires dues au profil de température choisi. Ainsi, profitant de l'occasion, le programme initialement prévu pour calculer des charges imposées a été élargi au calcul des déformations imposées.

Gradient positif

Les contraintes en travée dues à un gradient positif appliqué à une poutre à trois travées avec une différence de température de 20°C et de 30°C sont présentées ci-dessous. On rappellera que la différence de température de 20°C correspond à un maximum annuel, c'est-à-dire pour un temps de retour d'une année, alors que la différence de 30°C correspond à un maxima choisi pour simuler l'effet de la pose du revêtement (voir le chapitre « Gradients maximums de température et fréquence d'apparition » à la page 33).

Les résultats sont présentés pour différentes longueurs de portée, donc de hauteurs de section (Figure 56). Les contraintes en travées d'une poutre à trois travées sont identiques sur l'ensemble de la portion qui se situe entre les deux appuis intermédiaires.

L'observation des résultats nous amène aux considérations suivantes :

D'une section à l'autre, l'allure des contraintes sur la hauteur de la section est comparable. Elle se caractérise par une zone supérieure, siège de contraintes de compression qui décroissent rapidement à mesure que l'on descend dans la section et par une zone inférieure de plus grande dimension où se vérifient des contraintes de traction d'intensité relativement constante sur la hauteur de cette zone. L'intensité maximale des contraintes de traction pour les quatre configurations présentées ci-dessous ont été obtenues pour la plus petite portée analysée $L=30\text{m}$ et sont résumées dans le tableau suivant :

	Section fermée	Section ouverte
T = 20°C	2.5 N/mm ²	2.9 N/mm ²
T = 30°C	3.7 N/mm ²	4.2 N/mm ²

La différence due au type de section est gommée pour les sections plus hautes, respectivement les portées plus longues. En effet les contraintes maximales en traction de la section ouverte et fermée sont identiques pour la portée de $L=60\text{m}$ (voir également la figure 59 et la figure 60) et valent respectivement 2.0 et 3.0 N/mm^2 pour $T=20^\circ\text{C}$ et $T=30^\circ\text{C}$.

L'influence d'une augmentation de la température n'affecte pas, sur la hauteur de la section, la répartition entre les zones tendues et comprimées. Par contre elle influence proportionnellement la valeur des contraintes négatives et positives (voir Figure 58). Cela apparaît clairement lorsqu'on représente la contrainte de traction maximale en fonction de la différence de température T (voir la figure 59).

Gradient négatif

L'analyse symétrique lors d'un refroidissement peut être faite en prenant un profil de température inversé et d'intensité plus faible (voir état des connaissances).

Les résultats sont résumés ci-dessous sous forme de tableaux et de graphiques analogues à ceux qui sont présentés dans le cas d'un échauffement (gradient positif).

Ici le changement du type de section n'a aucune répercussion sur les contraintes ce qui est compréhensible vu que les dimensions supérieures des deux sections sont identiques à la largeur des âmes près. Nous donnons les contraintes pour deux systèmes statiques qui s'avèrent être les plus sévères. La différence d'un système statique à l'autre est cependant faible.

Le temps de retour d'une année correspond à un profil de température avec une différence de $T=-5^\circ\text{C}$ qui est le quart de son homologue positif. Nous avons déterminé la contrainte pour une temps de retour de 100 ans en majorant T de 25%, ce qui correspond à une augmentation semblable à celle admise pour un gradient positif (voir analyse gradient positif).

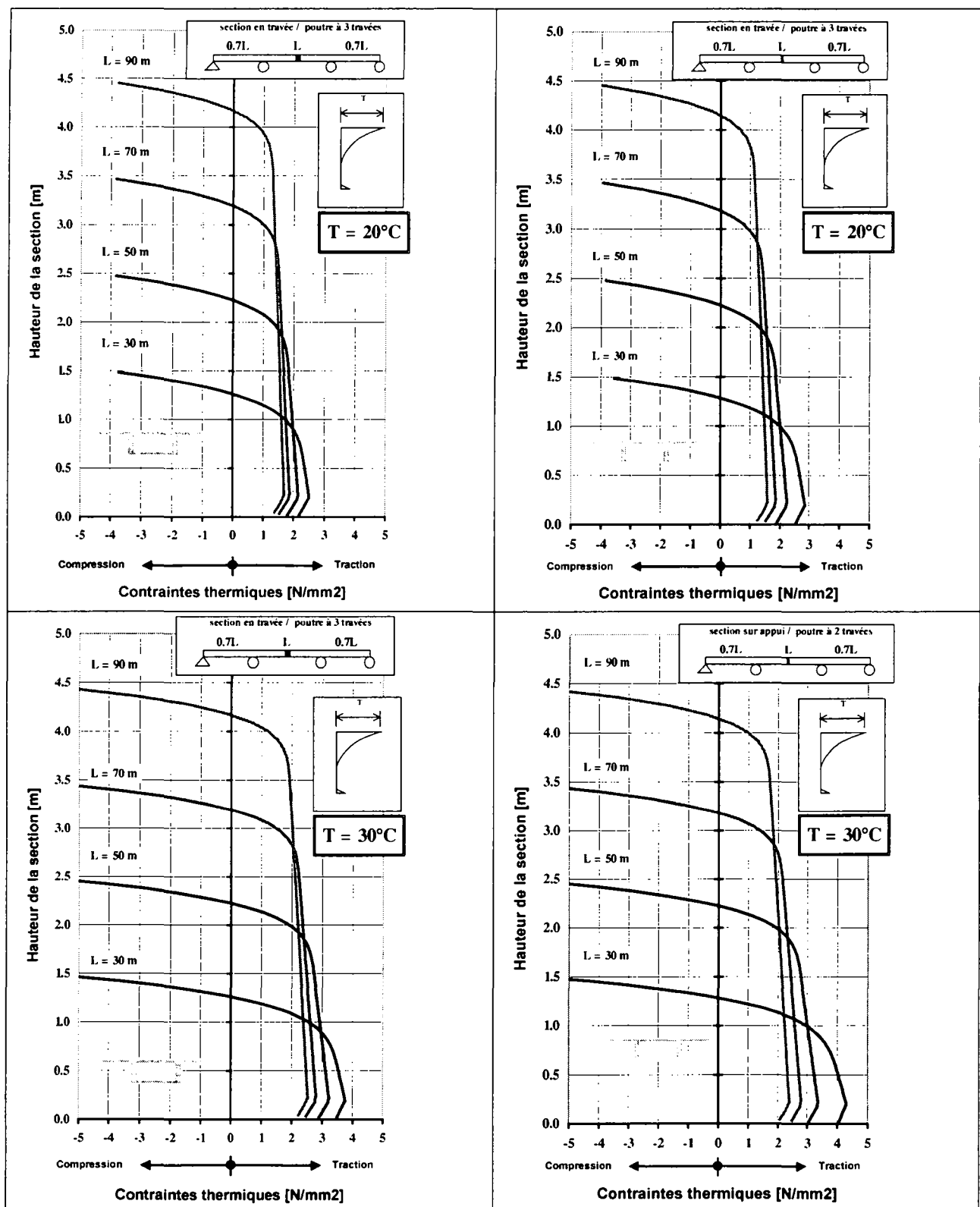


Figure 56: contraintes thermiques d'une section fermée et ouverte en travée pour une différence de température de 20°C et de 30°C (H/L=20)

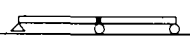
	Temps de retour	Section fermée	Section ouverte
$T = -5^{\circ}\text{C}$	1 an	1.1 N/mm^2	1.1 N/mm^2
$T = -6.25^{\circ}\text{C}$	100 ans	1.4 N/mm^2	1.4 N/mm^2

Tableau 16: contraintes de traction dues à un gradient thermique négatif sur appui d'une poutre à deux travées

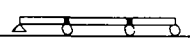
	Temps de retour	Section fermée	Section ouverte
$T = -5^{\circ}\text{C}$	1 an	0.9 N/mm^2	0.9 N/mm^2
$T = -6.25^{\circ}\text{C}$	100 ans	1.2 N/mm^2	1.2 N/mm^2

Tableau 17: contraintes de traction dues à un gradient thermique négatif sur appui d'une poutre à trois travées

De plus nous montrons deux graphiques (figure 59 & figure 60) de la valeur de la contrainte maximale de traction sur appui pour un gradient négatif et en travée pour un gradient positif en fonction de la différence de température T . On observe que les deux types de sections n'ont pas d'influence sur l'intensité maximale de la contrainte de traction.

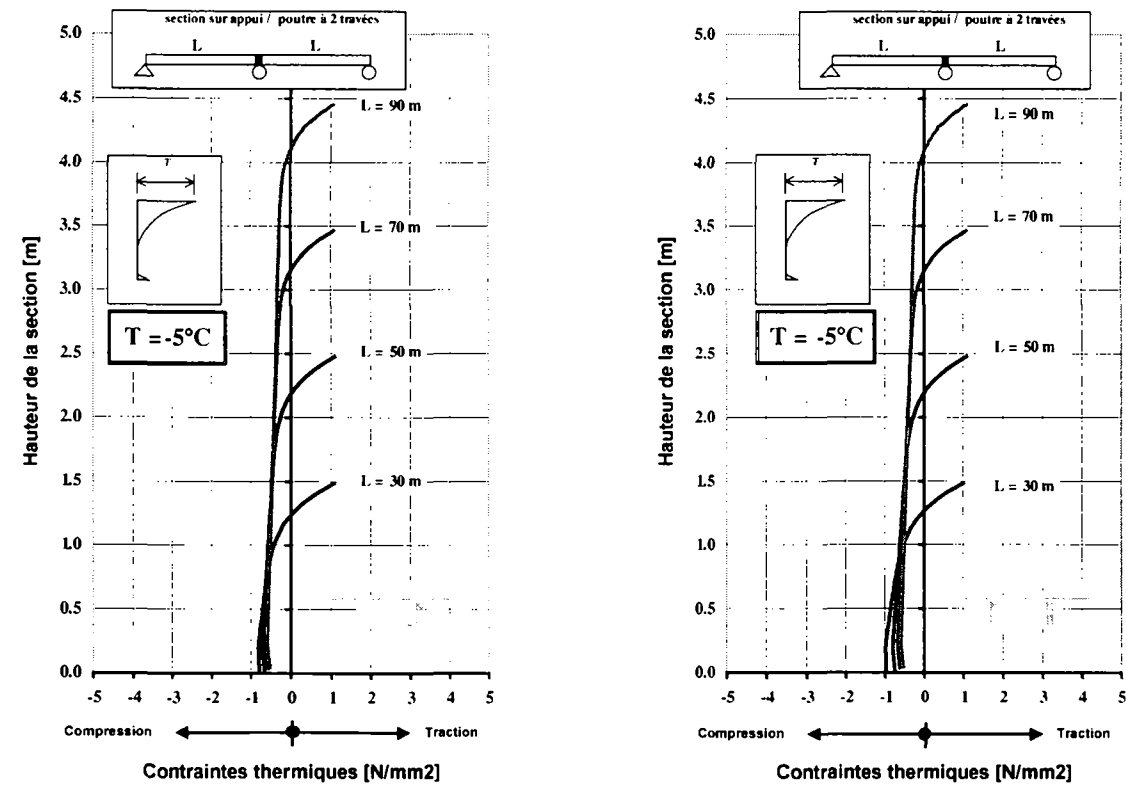


Figure 57: contraintes thermiques sur appui d'une section ouverte et fermée pour une différence de température de -5°C d'une poutre à deux travées

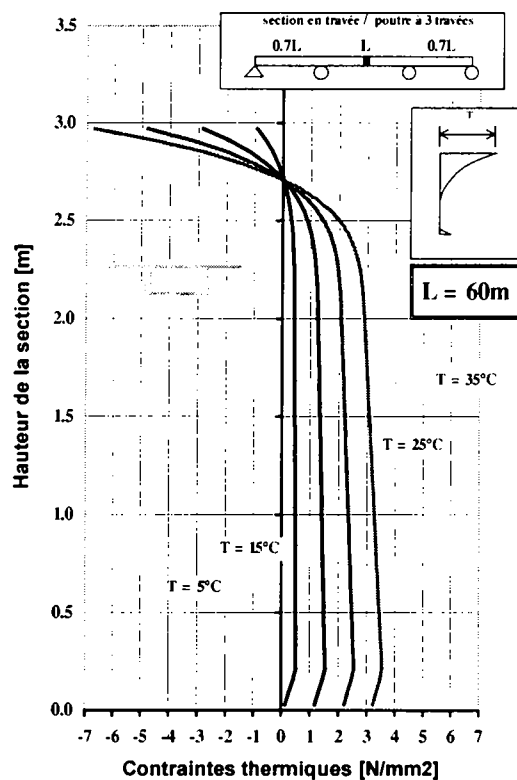


Figure 58: contraintes thermiques en travée d'une poutre à trois travées en fonction de la différence de température T

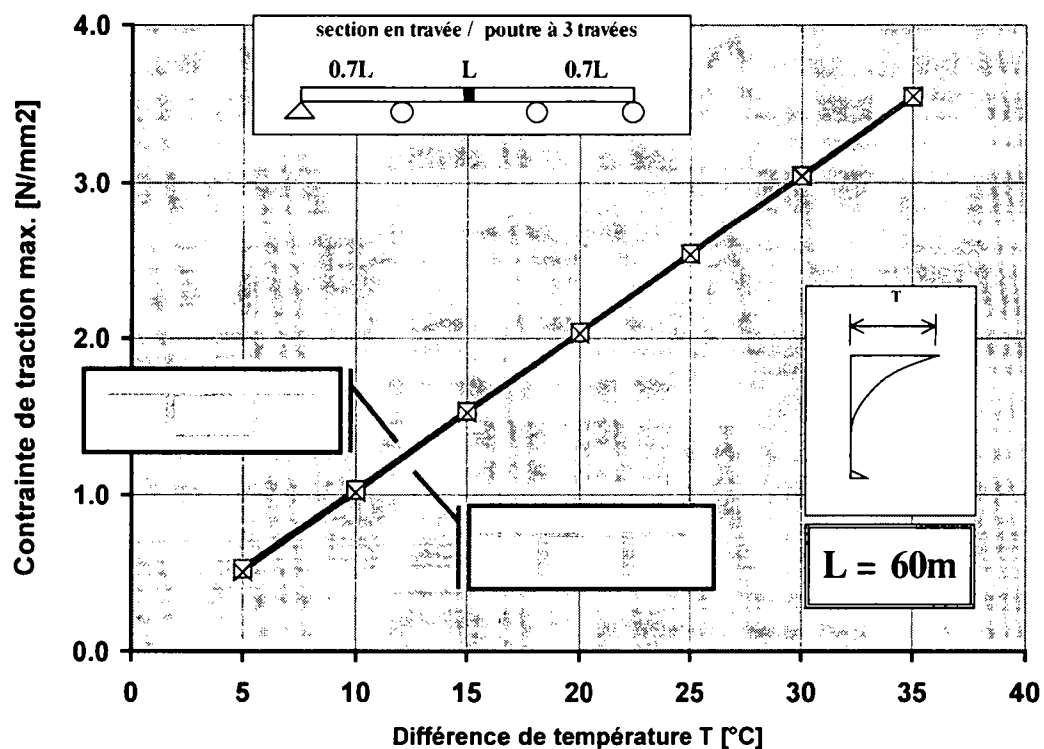


figure 59: contrainte de traction à la fibre inférieure de la section en travée d'une poutre à trois travées d'une portée de 60m en fonction de la différence de température

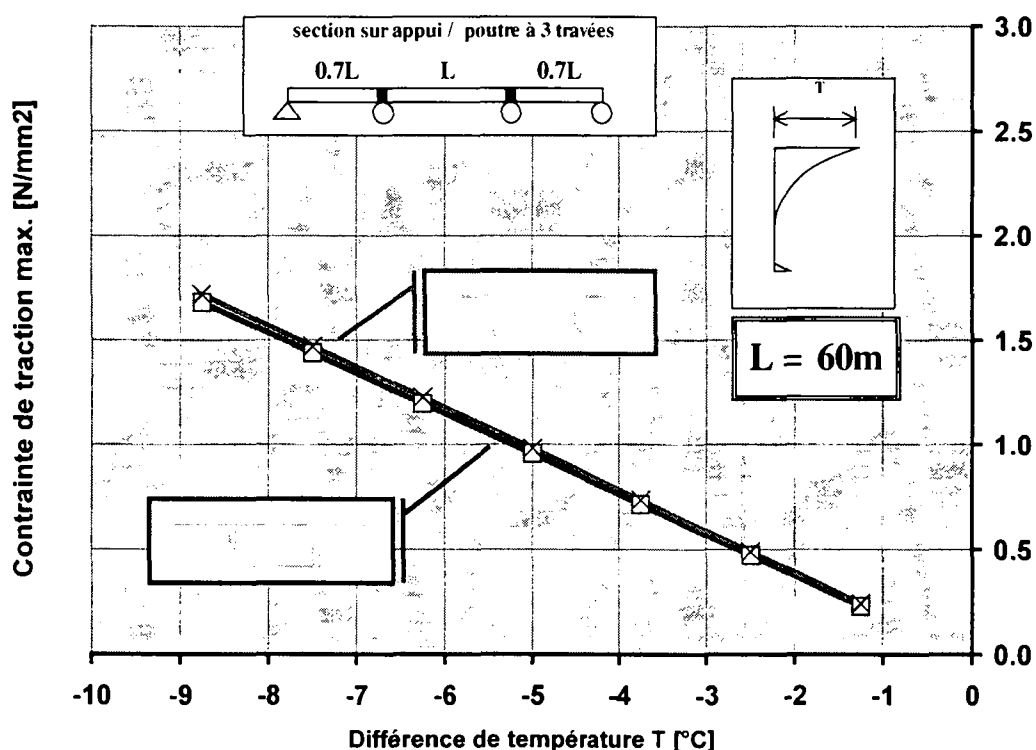


figure 60: contrainte de traction à la fibre supérieure sur appui d'une poutre à trois travées d'une portée de 60m en fonction de la différence de température

A.2.4.5. Comparaison avec la norme SIA

De même que pour l'analyse des contraintes dues au trafic routier nous nous sommes intéressé à situer les contraintes dérivant de l'application de la norme SIA par rapport aux contraintes réelles probables calculées ci-dessus. La norme spécifie un gradient linéaire de température qui engendre des allongements linéaires que nous avons présenté plus haut en les désignant par ϵ_{plan} (figure 21 à la page 37). La courbure imposée à la structure en béton par l'action de la température est déduite de l'état de déformation plan comme étant égale à $\Psi = \Delta\epsilon/h$ (voir figure 61 ci-dessous).

Nous avons comparé la courbure déduite du gradient linéaire prescrit par la norme avec celle obtenue par notre analyse thermique qui considère un profil non-linéaire de la température. La norme SIA introduit une variation de la température supérieure du gradient linéaire - baptisée T_{SIA} ici - en fonction de la hauteur de la section ($T_{\text{SIA}}=12^\circ\text{C}$ si $h<1\text{m}$ et $T_{\text{SIA}}=8^\circ\text{C}$ si $h>3\text{m}$ & interpolation linéaire entre si $1\text{m}<h<3\text{m}$).

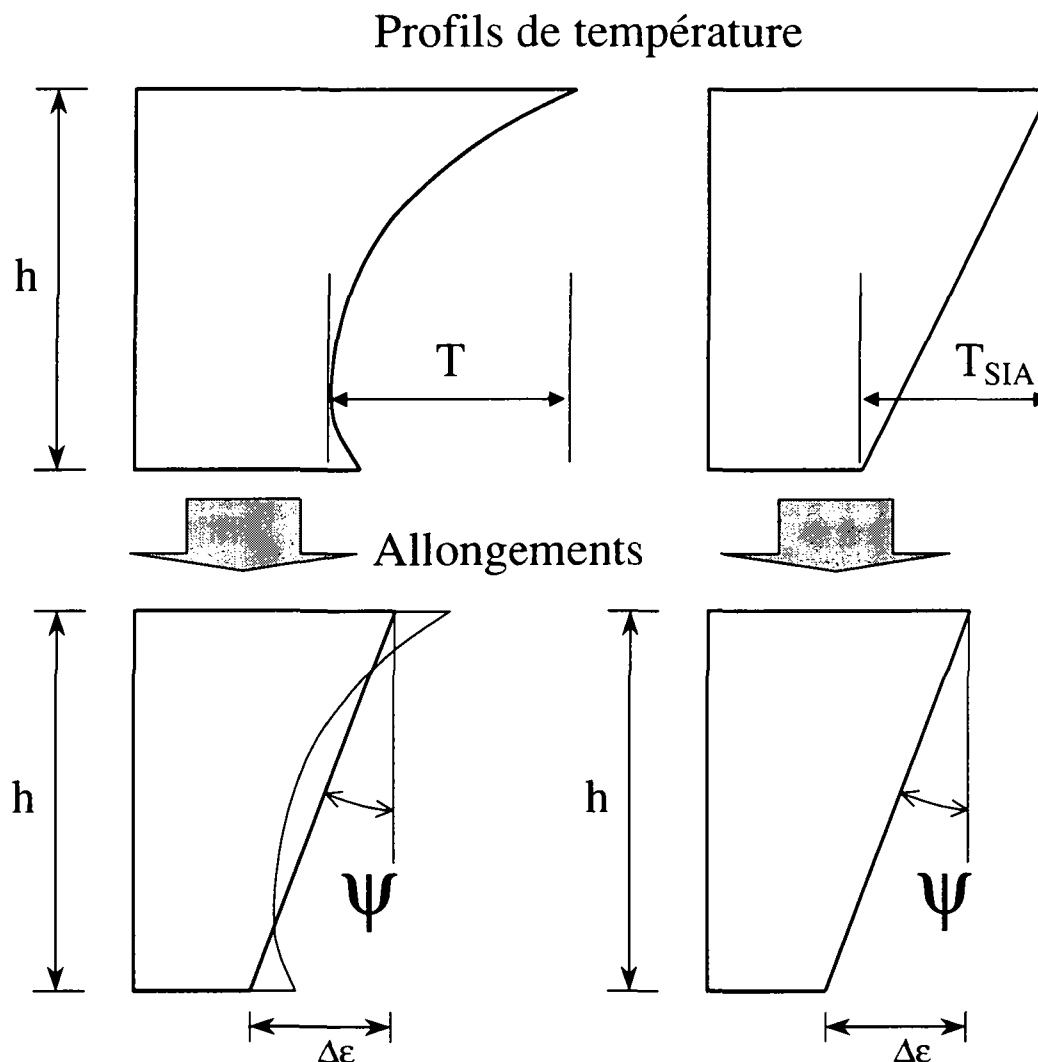


figure 61: courbure d'un profil de température non-linéaire et d'un profil linéaire tel que préconisé par la norme SIA

A l'examen du graphe qui présente la courbure thermique en fonction de la portée, on voit que la courbure imposée selon la norme est plus faible que celle déduite de l'analyse thermique effectuée ici pour la différence de température $T = 20^{\circ}\text{C}$, maxima annuel (figure 62). Ainsi, d'après cette étude le gradient thermique spécifiée par la norme SIA n'est pas assez grand. Ce résultat n'est pas surprenant dans la mesure où Jaccoud avait déjà attiré l'attention de la profession sur le fait que le gradient de la norme SIA n'était pas assez sévère [162].

Nous avons calculé la température supérieure du gradient linéaire qui donne la même courbure que la différence de température du profil linéaire pour $T=20^{\circ}\text{C}$ et $T=30^{\circ}\text{C}$. Les résultats sont présentés ci-dessous (Tableau 18). Les valeurs du tableau seraient les valeurs

que devrait spécifier la norme pour couvrir une différence de température de $T=20^{\circ}\text{C}$ et $T=30^{\circ}\text{C}$ d'un profil non-linéaire en fonction de la hauteur de la section H . Si le découpage actuel de la hauteur de la section telle qu'en vigueur dans la norme SIA est conservé, la correction pourrait être $T_{\text{SIA}} = 20^{\circ}\text{C}$ si $H<1\text{m}$ et $T_{\text{SIA}} = 15^{\circ}\text{C}$ si $H>3\text{m}$ pour $T=20^{\circ}\text{C}$, alors qu'elle serait de $T_{\text{SIA}} = 28^{\circ}\text{C}$ si $H<1\text{m}$ et $T_{\text{SIA}} = 23^{\circ}\text{C}$ si $H>3\text{m}$ pour $T=30^{\circ}\text{C}$. Sur ce même graphique apparaît également l'effet de la hauteur de la section. La même différence de température donne des courbures plus faibles pour une section plus haute. A une augmentation linéaire de la hauteur de la section, ne correspond pas à une réduction proportionnelle. Celle-ci est plus accentuée.

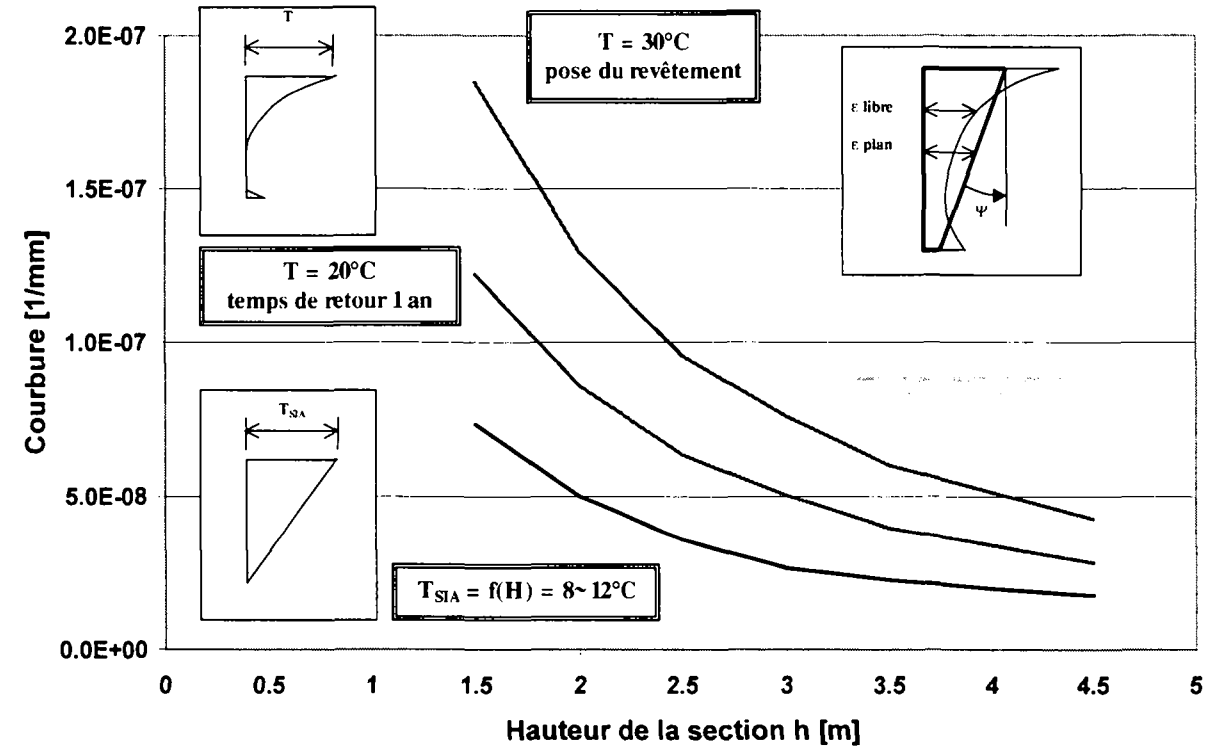


figure 62: comparaison de la courbure obtenue pour une différence de température de 20°C et de 30°C avec celle préconisée par la SIA en fonction de la hauteur de la section h pour une section ouverte

L [m]	30	40	50	60	70	80	90
H [m]	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5
T = 20°C	18.3	17.1	15.9	15.1	14.0	13.6	12.8
T = 30°C	27.7	25.8	24.0	22.7	21.0	20.5	19.2

Tableau 18: Températures équivalentes d'un profil linéaire type SIA produisant la même courbure que les différences de température de 20°C et 30°C

A.2.4.6. Récapitulation

Les contraintes maximales de traction provoquées par des gradients thermiques dans un pont poutre sont dépendantes de la hauteur de la section, du temps de retour, de la différence de température et dans une moindre mesure de la forme de la section. Dans notre analyse, la contrainte maximale de traction sous actions climatiques pour un temps de retour d'une année, ne dépasse pas 3 N/mm^2 (valeur obtenue pour une section ouverte, d'une poutre à trois travées d'une portée de 30 m).

Pour un temps de retour de 100 ans la différence de température vaut environ 25°C , d'après l'extrapolation faite précédemment (voir page 33) et dont le résultat est repris ci-dessous à la figure 63. Comme les contraintes varient linéairement avec la différence de température T , on en déduit que la contrainte maximale pour un temps de retour de 100 ans serait de 3.5 N/mm^2 .

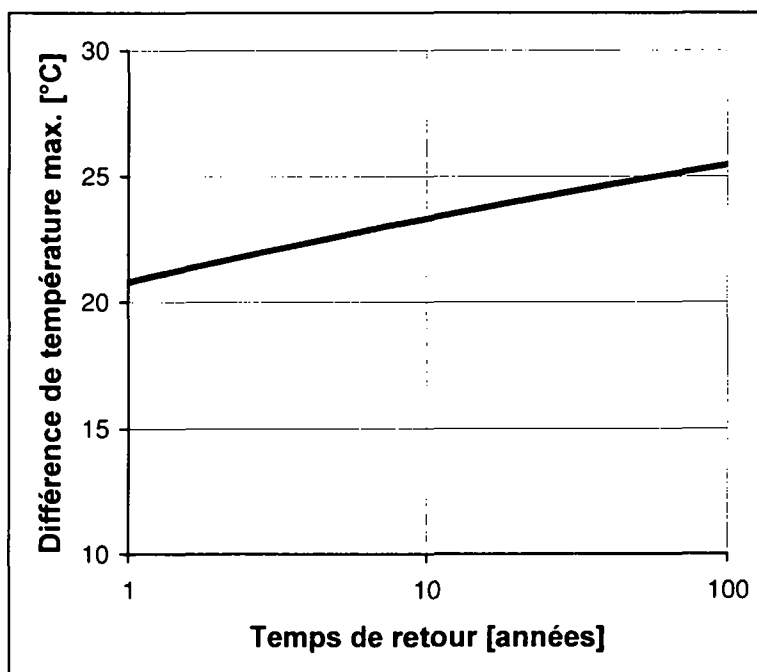


figure 63: différences de température en fonction du temps de retour extrapolées d'un histogramme annuel

En résumé comme ordre de grandeur pour les contraintes maximales de traction dues aux actions thermiques en travée et sur appui, on prendra les valeurs arrondies suivantes :

Temps de retour	1 an	100 ans	Pose revêtement
Contrainte de traction maximale en travée (gradient positif)	3.0 N/mm ²	3.5 N/mm ²	4.0 N/mm ²
Contrainte de traction maximale sur appui (gradient négatif)	1.0 N/mm ²	1.5 N/mm ²	

Tableau 19: résumé des valeurs maximales des contraintes de traction d'origine thermique en travée et sur appui

Bien que les contraintes lors de la pose du revêtement soient les plus grandes, elles ne doivent pas être cumulées avec les contraintes dues au trafic.

Enfin une comparaison entre les résultats de l'analyse thermique et le gradient de la norme SIA indique que ce dernier n'est pas assez sévère et devrait par conséquent être revu. Notre proposition d'ajustage de la norme actuelle est la suivante :

	Temps de retour : 1 an	Temps de retour : 100 ans	Pose du revêtement	SIA actuelle
H<1m	$T_{SIA} = 20^{\circ}\text{C}$	$T_{SIA} = 24^{\circ}\text{C}$	$T_{SIA} = 28^{\circ}\text{C}$	$T_{SIA} = 12^{\circ}\text{C}$
H>3m	$T_{SIA} = 15^{\circ}\text{C}$	$T_{SIA} = 19^{\circ}\text{C}$	$T_{SIA} = 23^{\circ}\text{C}$	$T_{SIA} = 8^{\circ}\text{C}$

Tableau 20 : proposition d'adaptation du gradient linéaire de la norme pour différents temps de retour

A.3. Synthèse de l'étude des actions variables

Les actions variables réelles susceptibles d'avoir un impact au niveau des déformations des ponts en béton peuvent être ramenées à trois cas :

- les gradients thermiques
- les charges de trafic régulier
- les convois exceptionnels

Pour chacun de ces cas nous avons cherché à estimer leur impact sur les ouvrages en termes d'efforts et de contraintes.

En ce qui concerne les contraintes voici les contraintes maximales de traction obtenues lors de l'étude paramétrique :

		Travée [N/mm ²]	Appui [N/mm ²]
Température	1 an	3.0	1.0
	100 ans	3.5	1.5
	Pose revêtement	4.0	
Trafic	1 an	1.75	1.25
	100 ans	2.5	1.5
Convois exceptionnels	Catégorie #1	2.7	0.9
	Catégorie #2	3.9	1.7
	Catégorie #3	4.7	2.0

tableau 21: récapitulation des contraintes stade I obtenues lors de l'étude paramétrique sur les actions cycliques

L'effet réels des trois actions variables peut être estimé comme suit :

A.3.1. Température

Le gradient thermique à prendre en considération est le gradient linéaire de la norme SIA dont les intensités doivent être adaptées selon le tableau ci-dessous.

	Temps de retour : 1 an	Temps de retour : 100 ans	Pose du revêtement	SIA actuelle
H<1m	$T_{SIA} = 20^{\circ}\text{C}$	$T_{SIA} = 24^{\circ}\text{C}$	$T_{SIA} = 28^{\circ}\text{C}$	$T_{SIA} = 12^{\circ}\text{C}$
H>3m	$T_{SIA} = 15^{\circ}\text{C}$	$T_{SIA} = 19^{\circ}\text{C}$	$T_{SIA} = 23^{\circ}\text{C}$	$T_{SIA} = 8^{\circ}\text{C}$

Tableau 22 : proposition d'adaptation du gradient linéaire de la norme pour différents temps de retour

A.3.2. Trafic régulier

Le trafic régulier peut être estimé à l'aide des modèles de charge 1 et 3 (aptitude au service) auquel il faut appliquer un facteur correctif.

	Trafic actuel de routes cantonales (#3)	Trafic actuel autoroutier (#1 & #2)	Trafic avec limite légal de 40 tonnes
Facteur correctif	0.4	0.6	1.0

Tableau 23 : facteur correctif à appliquer aux modèles de charges 1 et 3 de la norme SIA dans l'estimation du trafic régulier

Ici on donne également un facteur pour les routes cantonales de 0.4 qui a été obtenu de la même façon que les deux autres facteurs, c'est-à-dire en calculant le rapport entre les moments engendrés par le trafic réel et les moments obtenus en appliquant les modèles de charges de la norme SIA.

Les facteurs ci-dessus sont applicables à défaut de meilleure information. Il va de soi qu'un comptage au droit de l'ouvrage considéré est l'information la plus significative que l'on puisse obtenir. Si des comptages sont disponibles alors il convient d'appliquer la méthode Bailey telle qu'exposée plus haut.

A.3.3. Convois exceptionnels

Si l'histoire des charges réelles qui ont sollicité le pont étudié, est l'information désirée, alors il suffit de consulter l'office cantonal compétent puisque tous les convois qui empruntent un pont sont répertoriés.

D'un autre côté s'il s'agit de faire des prévisions sur les charges représentées les convois exceptionnels, nous proposons d'utiliser les trois catégories de convois exceptionnels que nous avons défini. Sur la base des trois catégories ainsi définies, il faut déterminer la

probabilité d'apparition de chacune des catégories sur l'ouvrage examiné. Bien que grossière, cette dernière approche permet néanmoins de distinguer entre trois types de convois et de disposer d'une hiérarchie par ordre d'importance. Cela permet d'affiner un peu l'analyse au lieu de ne considérer que le modèle 4 dans sa totalité qui est une charge très élevée et donc d'occurrence rare.

Catégorie	Poids total	Longueur
	[kN]	[m]
#1	1000	25
#2	2500	45
#3	4000	60

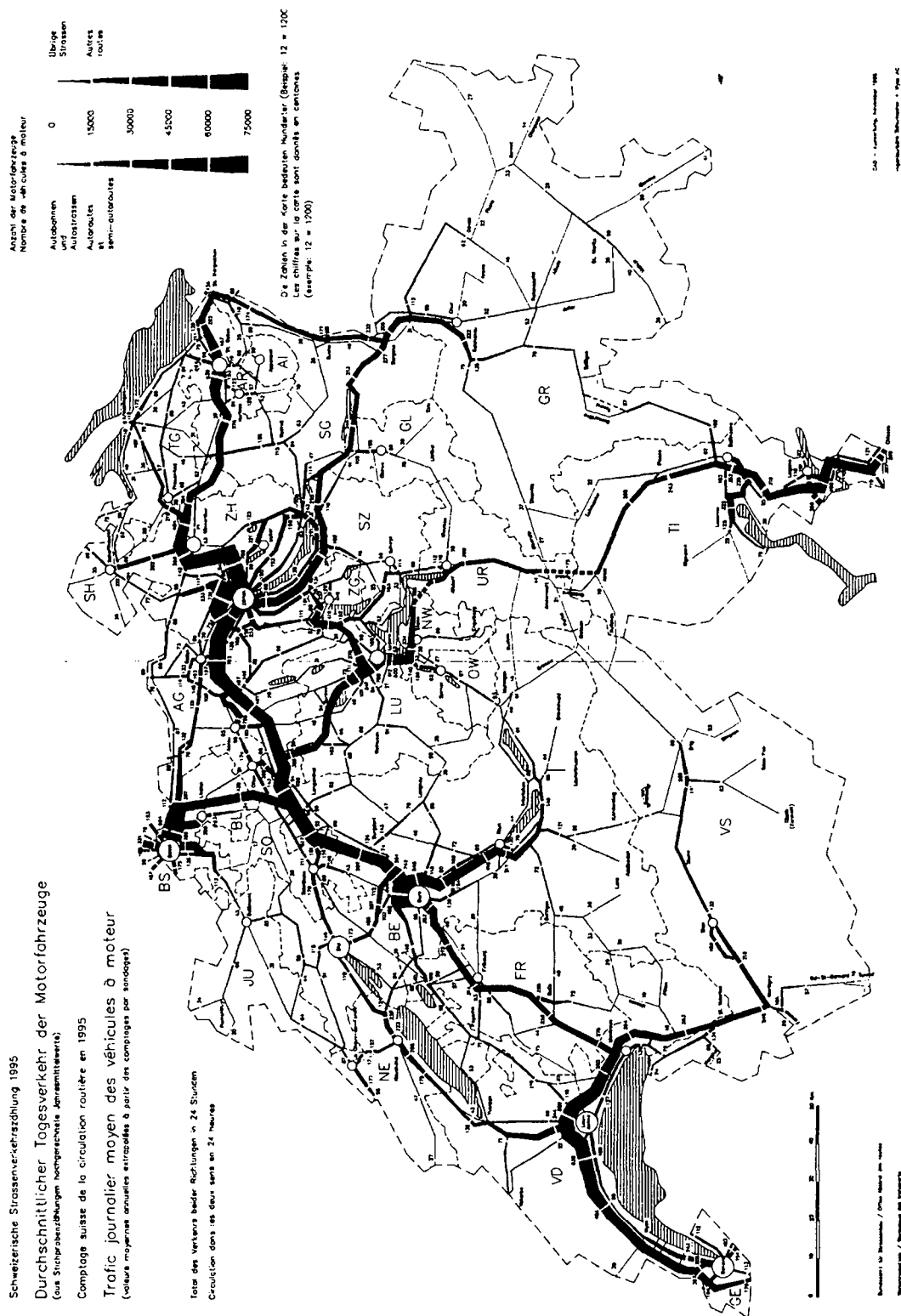
Tableau 24: définition des trois catégories de convois exceptionnels

Comme le convoi #3 correspond au modèle 4 de la norme SIA, on peut estimer les trois catégories de la même manière que ce qui a été fait pour le trafic régulier, à savoir appliquer le modèle 4 de la norme multiplié par un facteur correctif sur l'intensité. La longueur des convois est à prendre au tableau ci-dessus.

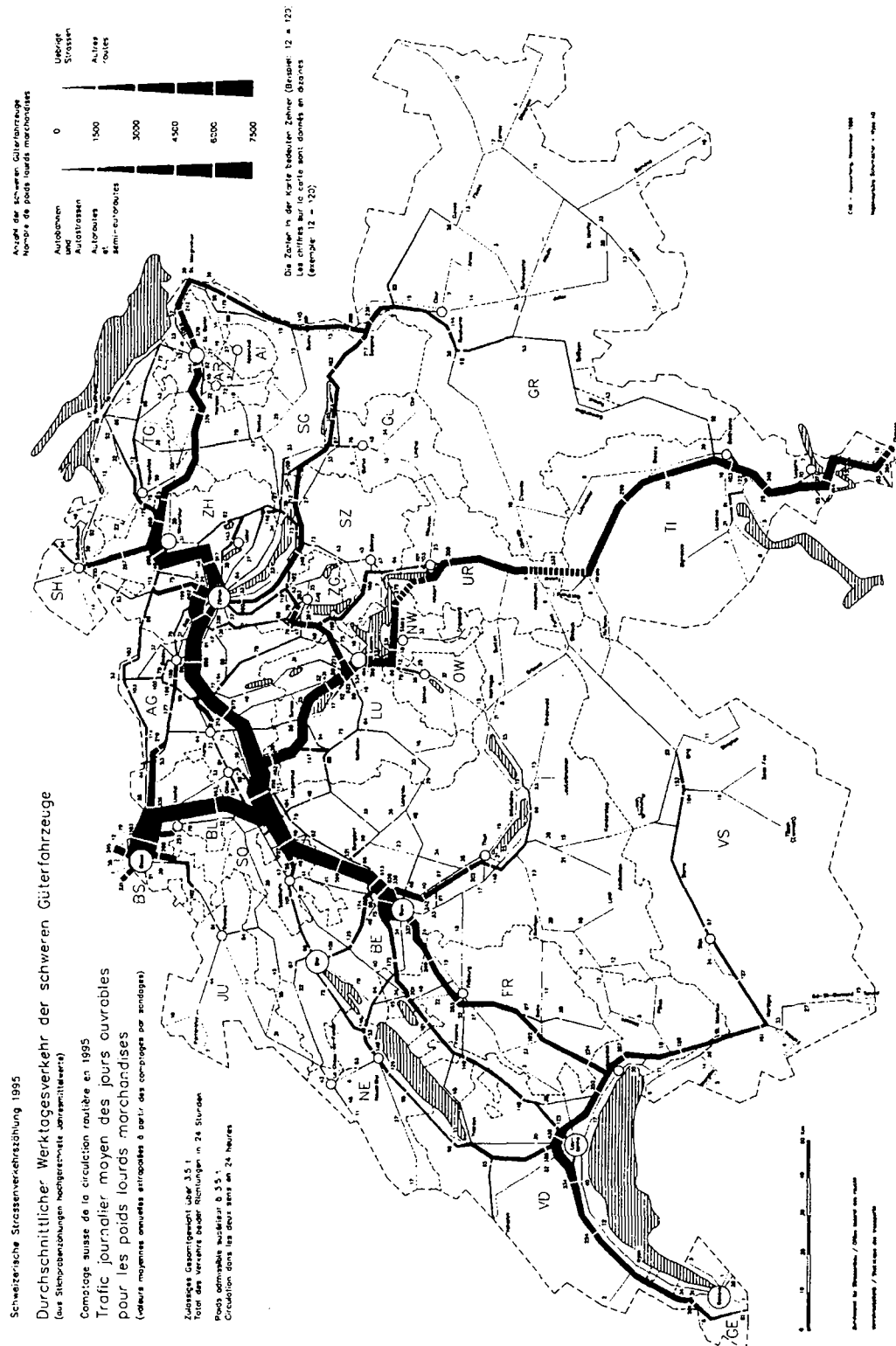
Catégorie	Facteur correctif
#1	0.4
#2	0.6
#3	1.0

Tableau 25: facteur correctif à appliquer au modèle 4 de la norme SIA pour obtenir les trois catégories de convois exceptionnels

A.4. Trafic journalier moyen des véhicules à moteur



A.5. Trafic journalier moyen des jours ouvrables pour les poids lourds marchandises



A.6. Liste de ponts présentant des déformations excessives [Vitek dans 67]

Bridge	Span (m)	Structure	Construction
Czech Republic			
Zvikov - Vltava	84	with a hinge	1963
Zvikov - Otava	84	with a hinge	1962
Zelivka	102	with a hinge	1968
Teplice	53	precast segm.	1983
Decin	104	continuous	1985
Melnik	140	continuous	1993
Klabava	55	precast segm.	1993
U.K.			
Cogan	95	precast segm.	1988
Grangetown	72	precast segm.	1987
U.S.A.			
Parrots-Ferry	195	continuous, light.	1978
Switzerland			
La Lutrive	131	with a hinge	1973
Chillon	104	with a hinge*)	1970
Fegire	107	continuous	1979
Paudeze	104	continuous	1972
Sweden			
Stenungsund	94	with a hinge	
Tunsta	107	with a hinge	1955
Alno	134	with a hinge	1964
Kallosund	107	with a hinge	1958
Norway			
Nordsund	142	with a hinge	1971
The Netherlands			
Wessem	100	continuous	1966
Maastricht	112	continuous	1968
Grubbenvorst	121	continuous	1971
Empel	120	continuous	1971
Heteren	121	continuous	1972
Ravenstein	140	continuous	1975

*) Precast segments, hinges only at the spans with expansion joints

ROTILIO Jean-Daniel

Né le 8 janvier 1970 à Neuchâtel
De nationalité italienne

Formation

Gymnase cantonal de Neuchâtel Maturité fédérale type C	1985 – 1989
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne Diplôme d'ingénieur civil	1989 – 1994
Troisième année EPFL en échange au Georgia Institute of Technology à Atlanta, GA (USA)	1991 – 1992

Activités professionnelles

Assistant à l'Institut de Béton Armé et Précontraint (IBAP) dirigé par le Prof. Favre depuis mai 1992 :

- Participation à plusieurs mandats dans le domaine de l'auscultation des ouvrages.
- Assistanat aux exercices et projets du 2ème cycle.
- Collaboration à plusieurs publications dans le domaine de l'analyse non linéaire des ouvrages.
- Expertise portant sur la vérification de la géométrie hélicoïdale de la dalle inférieure pour le poussage du pont « Ile Falcon » enjambant le Rhône à Sierre.
- Expertise portant sur les dégâts d'éléments de façade préfabriqués « sandwich » soumis à une action thermique indirecte extrême.
- Collaboration au projet de recherche traitant de la contribution des actions variables aux déformations à long terme des ponts routiers en béton.