

CRITÈRES DÉCOULANT D'ESSAIS DE CHARGE POUR L'ÉVALUATION DU COMPORTEMENT DES PONTS EN BÉTON ET POUR LE CHOIX DE LA PRÉCONTRAÎTE

THÈSE N° 1296 (1994)

PRÉSENTÉE AU DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE

POUR L'OBTENTION DU GRADE DE DOCTEUR ÈS SCIENCES TECHNIQUES

PAR

MUNZER HASSAN

Ingénieur civil diplômé de l'Université de Damas, Syrie - Maîtrise en génie urbain, EPFL
de nationalité syrienne

acceptée sur proposition du jury:

Prof. R. Favre, rapporteur
Dr A. Bruls, corapporteur
Prof. M. Hirt, corapporteur
Prof. T. Vogel, corapporteur

Lausanne, EPFL
1994

A mes parents; Hassna et Ali,

A mes frères et soeurs; Khatira, Mouhamed, Ramadan, Täufik, Qussäi et Samira.

SOMMAIRE

	Page
PRÉFACE.....	vii
REMERCIEMENTS	ix
RÉSUMÉ.....	xi
SUMMARY	xiii
ZUSAMMENFASSUNG	xv
NOTATION.....	xvii
TABLE DES MATIÈRES.....	xxi
1. Introduction	1
2. Module d'élasticité du béton	9
3. Inertie effective de la superstructure	35
4. Analyse de la concordance des déformées mesurées et calculées.....	61
5. Influence de la fissuration et choix de la precontrainte.....	77
6. Conclusions.....	99
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	107
Annexe A: Caractéristiques générales des ponts	121
Annexe B: Degré de sollicitation selon la norme SIA 160.....	135
Annexe C: Technique de mesure par ultrasons	137
Annexe D: Participation des parapets massifs à l'inertie	139
Annexe E: Classes de rigidité	143
CURRICULUM VITAE	

PRÉFACE

Le travail de cette thèse entre dans le cadre d'un grand mandat de l'Office Fédéral des Routes (OFR) à Berne qui va aboutir au printemps 95 à la publication d'un rapport final intitulé "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". Cette thèse a été précédée de celle de Monsieur I. Markey, terminée à fin 1993, effectuée également dans le cadre de ce mandat OFR.

Le présent travail a consisté à analyser à l'aide d'une base de données plus de 200 essais de charge effectués par notre Institut depuis une vingtaine d'années. Monsieur M. Hassan a dû filtrer les différents paramètres influençant les déformations effectives sous charge d'essai et développer une méthodologie efficace permettant de calculer ces déformations d'une manière précise. A cet effet, il a développé des moyens de prise en compte réaliste du module d'élasticité et de l'inertie réelle de l'ouvrage. Cette inertie est influencée entre autres par les parapets, le revêtement et les largeurs de participation des sections. Puis suit une comparaison minutieuse des valeurs calculées et mesurées permettant la définition de seuils d'alarme au-delà desquels le comportement de l'ouvrage sous charge d'essai est jugé insatisfaisant. Les observations à long terme des ouvrages ont confirmé la corrélation qui existe entre des comportements insatisfaisants lors de l'essai de charge et des comportements insatisfaisants à long terme. Finalement, ce travail présente des recommandations pour le choix de la quantité de précontrainte devant compenser une certaine partie des déformations engendrées par les charges permanentes afin de satisfaire aux niveaux d'exigences requis.

Je pense que Monsieur M. Hassan a fourni un travail personnel considérable en faisant avancer nos connaissances dans un domaine fort complexe. Il a fait preuve d'une grande rigueur scientifique autant que d'une grande capacité d'observation in situ d'ouvrages existants et je lui souhaite beaucoup de satisfaction dans ses activités futures d'enseignant et de chercheur qu'il va exercer dans son pays d'origine.

Professeur R. FAVRE

REMERCIEMENT

Cette recherche a été effectuée à l'Institut de Statique et Structures - Béton Armé et Précontraint (ISS-IBAP) de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) sous la direction du Professeur Renaud Favre. Je tiens à lui exprimer ma profonde gratitude pour son appui permanent et sa disponibilité tout au long de ce travail.

Un grand merci à Messieurs les docteurs Jean-Paul Jaccoud et Ian Markey pour leur contribution à la mise sur pied et le lancement de ce travail.

Je remercie également les membres du jury, à savoir Monsieur Richard Siniger, Professeur à l'EPFL, président du jury, Monsieur Aloïs Bruls, chargé de cours à l'Université de Liege, Monsieur Manfred Hirt, Professeur à l'EPFL et Monsieur Thomas Vogel, Professeur à l'EPFZ.

Ma reconnaissance s'adresse à l'Office Fédéral des Routes (OFR) et aux membres de la commission accompagnante de la recherche, à savoir Monsieur Michel Donzel, Ingénieur en chef de la section des ponts, président de la commission, Monsieur Herman Fleischer, chef du bureau de construction des autoroutes du canton de Vaud et Monsieur Fred Nicolet, chef du bureau de construction des autoroutes du canton de Soleure.

J'adresse mes sincères remerciements à tous mes collègues de l'IBAP, en particulier à Monsieur Pierre Mivelaz pour son aide précieuse pour l'étude des ponts sur l'Aubonne, à Messieurs les docteurs Olivier Burdet et Hazem Charif pour leurs appuis et leurs conseils judicieux, à Messieurs Gérard Oreiller et Manuel Pascual pour leur aide lors des mesures ultrasons et des travaux de carottage et à Madame Christine Droguet-Debossens pour son remarquable travail de secrétariat.

Munzer Hassan

RÉSUMÉ

La plupart des ponts Suisses font l'objet d'un essai de charge avant leur mise en service. Cet essai vise à vérifier le comportement de l'ouvrage sous des charges relativement élevées, généralement supérieures aux charges de service quotidien. Le rapport d'essai de charge décrit le comportement observé de l'ouvrage et indique les divergences éventuelles entre le comportement observé et celui prévu par l'ingénieur. Dans un certain nombre de cas, une différence importante entre les flèches calculées et les valeurs mesurées lors de l'essai a été observée. Il a été constaté que de telles divergences se manifestent souvent par le développement ultérieur de la fissuration et parfois par la non-stabilisation des déformations, ce qui affecte la durabilité de l'ouvrage et exige une maintenance coûteuse. La recherche présentée ici a pour but de comprendre et d'expliquer le comportement d'un ouvrage en béton sous charges d'essai et de le lier à son comportement futur au cours du temps.

L'analyse statistique de la base de données constituée des résultats de 210 essais de charge a permis d'identifier les paramètres importants pour l'interprétation des résultats d'un essai de charge. Cette analyse a mis en évidence la nécessité d'accorder un soin suffisant au calcul des flèches. La thèse donne des indications sur la détermination des paramètres nécessaires à ce calcul, en particulier le module d'élasticité du béton et l'inertie effective de la superstructure.

Dans l'idéal, des mesures de module d'élasticité du béton sont effectuées lors de la construction du pont, et peuvent servir de base au calcul des flèches. Pour les ouvrages existants, cette information n'est généralement pas disponible. La thèse compare les résultats de mesures de modules sur éprouvettes moulées avec les résultats de mesures par ultrasons, par scléromètre, et sur carottes. Les mesures par ultrasons s'avèrent tout à fait valables pour déterminer le module d'élasticité d'un ouvrage existant, et une formule liant ce module à la vitesse du son est proposée.

L'inertie effective de la superstructure, à prendre en compte lors du calcul des flèches sous les charges d'essai, a été définie. Outre le béton de la structure proprement dite, cette inertie comprend la participation des parapets, du revêtement, de l'armature passive et précontrainte; de plus, la largeur de participation est prise en compte.

L'analyse de 88 ponts a permis de définir des critères de jugement du comportement des ponts sur la base du rapport entre flèches mesurées et flèches calculées. Des seuils d'alarme pour la

divergence de ce rapport ainsi que pour le manque d'affinité ont été définis, décrivant les limites d'un comportement normal. Une corrélation entre le dépassement de ces seuils d'alarme et un comportement insuffisant à long terme a été mise en évidence.

Une vingtaine de ponts ont été étudiés plus en détail, permettant d'établir une relation entre la divergence des flèches mesurée et calculée, le niveau de charge et le degré de balancement induit par la précontrainte. Ces résultats ont permis l'élaboration de recommandations pour le choix de la précontrainte nécessaire pour garantir un bon comportement de l'ouvrage à court et à long termes, en fonction du niveau d'exigence requis.

SUMMARY

The large majority of Swiss bridges are subjected to a load test before they are put into service. This test aims at verifying the bridge behaviour under relatively high loads, larger than daily service loads. The load test report describes the observed bridge behaviour and highlights the divergences that may be observed between the actual behaviour and the behaviour predicted by the engineer. In some cases, significant differences have been observed between the measured and calculated deflections. It has also been observed that such divergence often result in an important posterior development of cracking and sometimes in a non-stabilisation of deformations, which affect the bridge durability and require an expensive maintenance. The present research aims at understanding and explaining the behaviour of a concrete structure under a load test and at connecting it to its evolution in time.

The statistical analysis of the data base containing the results of 210 load tests led to the identification of the important parameters for a good interpretation of the results of a load test. This analysis emphasised the need to give sufficient attention to the calculation of deflections. The thesis gives indications for the determination of the parameters required for this calculation, in particular the modulus of elasticity of concrete and the effective inertia of the superstructure.

Ideally, measurements of the modulus of elasticity of concrete are performed during bridge construction. The laboratory values can be used for the calculation of deflections. For existing structures, however, this information is generally unavailable. The thesis compares the results of measurement of modulus of elasticity on moulded samples with the results of measurements performed by ultrasonic methods, by the Schmid hammer, and on drilled cores. Ultrasonic measurements are shown to be a reliable means for the evaluation of the modulus of elasticity. An experimental formula relating this modulus to the ultrasonic pulse velocity is proposed.

The effective inertia of the superstructure, that needs to be taken into account for the computation of deflections under a load test, is defined. Beside the structural concrete, the effective inertia includes the participation of the parapets, of the asphalt layer, of the reinforcement and of the post-tensioning steel; additionally, the effective slab width is considered.

The analysis of 88 bridges allowed the establishment of judgement criteria for the behaviour of a bridge, based on the comparison of the ratio of measured to calculated deflections. Alarm thresholds for the divergence of this ratio, as well as for the lack of affinity have been defined, thus describing the acceptable bridge behaviour. A correlation between the violation of these alarm thresholds and an unsatisfactory long-term behaviour has been demonstrated.

Twenty bridges were studied in more detail, leading to the establishment of a relationship between the divergence between measured and calculated deflections, the loading level and the level of load balancing induced by post-tensioning. These results led to the preparation of recommendations for the choice of post-tensioning required to ensure a satisfactory behaviour both in short and long term, as a function of the required performance level.

ZUSAMMENFASSUNG

Die meisten Schweizer Brücken werden vor ihrer Eröffnung einer Probelastung unterworfen. Dabei soll das Tragverhalten unter verhältnismässig hohen Lasten, in der Regel höher als die täglichen Gebrauchslasten, untersucht werden. Der Versuchsbericht hält die Beobachtungen und etwaige Abweichungen von den Voraussagen des Ingenieurs fest. Es gibt Fälle, in denen bedeutende Unterschiede zwischen gemessenen und berechneten Durchbiegungen aufgetreten sind. Dies führt oft sowohl zu späterer Rissbildung als auch zu Verformungen, die sich nicht stabilisieren, wodurch die Dauerhaftigkeit des Bauwerks und die damit entstehenden Unterhaltskosten beeinflusst werden. Mit der vorliegenden Untersuchung soll das Tragverhalten bei der Probelastung besser verstanden und erklärt werden, so dass Rückschlüsse auf das spätere, zeitabhängige Verhalten möglich sind.

Aufgrund des statistischen Auswertens der Daten aus 210 Probelastungen konnten die für eine Interpretation wichtigsten Parameter ermittelt werden. Insbesondere muss der Berechnung der Durchbiegungen erhöhte Aufmerksamkeit geschenkt werden. In der Dissertation werden Hinweise zur Bestimmung der notwendigen Parameter, vor allem Elastizitätsmodul des Betons und wirksames Trägheitsmoment des Überbaus, gegeben.

Im Idealfall wird der Modul während der Herstellung der Brücke durch Messen bestimmt und mit diesem Wert in die Berechnung eingeführt. Für bestehende Bauwerke ist dieses Vorgehen nicht möglich. In der vorliegenden Arbeit werden die Ergebnisse folgender Methoden miteinander verglichen : Messen an frischen oder dem Bauwerk entnommenen Probekörpern Messungen mit dem Sklerometer und Ultraschallmessungen. Letztere erwiesen sich als durchaus brauchbar, so dass eine Beziehung zwischen Elastizitätsmodul des Betons und Ausbreitungsgeschwindigkeit des Schalls hergeleitet werden konnte.

Die für die Durchbiegungsermittlung unter Probelast einzusetzende Steifigkeit wird unter Berücksichtigung folgender Einflüsse definiert : Brüstung, Belag, schlaffe und vorgespannte Bewehrung, mitwirkende Breite.

Aufgrund der Analyse von 88 Brücken konnten die Beurteilungskriterien für das Tragverhalten festgelegt werden, die auf dem Verhältnis von beobachteten zu berechneten Durchbiegungen basieren. Es werden Alarmschwellen sowohl für die Divergenz dieses Verhältnisses als auch für nicht ausreichende Affinität definiert, wobei auch die Grenzen des

Normalverhaltens beschrieben und die Korrelation zwischen ungenügendem Langzeitverhalten und Überschreiten der Alarmschwellen hervorgehoben werden.

Etwa 20 Brücken wurden ausführlicher untersucht, um einen Zusammenhang zwischen der Divergenz gemessener und berechneter Durchbiegungen, dem Lastniveau und dem Vorspanngrad (Verhältnis der Umlenkkräfte zur äusseren Last) abzuleiten. Damit können Empfehlungen zur Wahl der Vorspannung aufgestellt werden, die ein günstiges Tragverhalten (bei kurzer und langer Lasteinwirkung) in Abhängigkeit vom gewünschten Anforderungsniveau sichern.

NOTATION

Majuscules latines

E	module d'élasticité
F	force en général
HR	humidité relative
I	moment d'inertie
L	longueur
P	force de précontrainte
R	rapport de la flèche mesurée sur celle calculée
S	degré de sollicitation
T	température

Minuscules latines

b	largeur
f	résistance; flèche d'un câble de précontrainte; fonction mathématique
g	charge permanente par unité de longueur
h	hauteur de la section
j	jour
k	coefficient
ℓ	portée
n	nombre d'âmes
t	âge, épaisseur
u	force de déviation par unité de longueur
v	vitesse du son
w	flèche

Majuscules grecques

Δ	différence
Σ	somme
ϕ	diamètre d'une éprouvette ou d'une carotte

Minuscules grecques

α	angle
β	degré de balancement des charges par la précontrainte
γ	densité du béton
ε	déformation relative longitudinale
λ	élancement
ν	coefficient de Poisson
ρ	pourcentage d'armature passive
σ	contrainte normale; écart type

Indices généraux

c	béton
d	dynamique
i	i-ième élément
m	moyenne
p	acier de précontrainte
s	armature passive
t	traction; temps
0	valeur initiale
1	stade I
2	stade 2-nu
∞	infini

Indices dérivés

adj	adjacente
cal	calculé
dyn	dynamique
eff	effective
ess	essai
max	maximale
mes	mesuré
min	minimale
par	parapets
rev	revêtement
tan	tangent

TABLE DES MATIÈRES

1 INTRODUCTION	1
1.1. Définition du problème	1
1.2. Objectifs de la recherche	1
1.3. Limitation du champ d'étude	2
1.4. Essais de charge	2
1.4.1. Buts	3
1.4.2. Réalisation de l'essai statique	3
1.5. Problématique de l'interprétation des essais	4
1.6. Description de l'étude	7
 2 MODULE D'ÉLASTICITÉ DU BÉTON	 9
2.1. Introduction	9
2.2. Définitions	9
2.2.1. Module tangent	9
2.2.2. Module sécant	10
2.2.3. Module dynamique	11
2.3. Procédure de mesure du module sécant	11
2.4. Mesures du module par carottage	13
2.5. Mesures du module par ultrasons	14
2.5.1. Technique de mesure	14
2.5.2. Facteurs influençant la vitesse du son	15
2.5.2.1. Fréquence des ondes ultrasoniques	15
2.5.2.2. Dimensions de l'élément	16
2.5.2.3. Surface du béton	17
2.5.2.4. Niveau de contraintes dans le béton	17

2.5.2.5. Conditions climatiques	17
2.5.3. Module d'élasticité et résistance du béton à partir de la vitesse du son	18
2.5.3.1. Corrélation entre les modules statique et dynamique.....	18
2.5.3.2. Influence de la méthode de mesure	20
2.5.4. Densité du béton à partir des mesures par ultrasons	21
2.6. Mesures du module par scléromètre	22
2.6.1. Dureté au choc comparée au module mesuré sur carottes.....	23
2.6.2. Dureté au choc comparée au module mesuré par ultrasons	24
2.7. Influence de la cure	24
2.7.1. Influence des conditions de chantier : cas des ponts sur l'Aubonne.....	25
2.7.1.1. Elargissement côté Jura	26
2.7.1.2. Elargissement côté Lac.....	27
2.8. Effet du temps sur la vitesse du son et le module d'élasticité	29
2.8.1. Evolution du module global du pont.....	30
2.8.2. Evolution du module en laboratoire	31
2.9. Méthode simplifiée pour l'estimation du module d'élasticité.....	32
2.10. Recommandations pour la pratique.....	33
3 INERTIE EFFECTIVE DE LA SUPERSTRUCTURE.....	35
3.1. Introduction	35
3.2. Bordures et parapets	35
3.2.1. Efficacité des bordures	35
3.2.2. Participation des bordures à l'inertie	36
3.2.3. Etude paramétrique sur l'influence des bordures.....	37
3.2.3.1. Influence de l'efficacité des parapets massifs	37
3.2.3.2. Influence de l'efficacité des bordures à glissières.....	38
3.2.4. Modélisation des bordures dans le calcul.....	39

3.3. Revêtement.....	39
3.3.1. Module d'élasticité du revêtement.....	40
3.3.2. Participation du revêtement à l'inertie	41
3.3.3. Etude paramétrique sur l'influence du revêtement	41
3.3.4. Calcul simplifié de l'influence du revêtement	42
3.4. Participation de l'armature	43
3.4.1. Armature passive.....	43
3.4.2. Acier de précontrainte	44
3.4.2.1. Participation à l'inertie des caissons et des sections ouvertes.....	45
3.4.2.2. Participation à l'inertie des ponts dalles	47
3.5. Largeur efficace.....	49
3.5.1. Largeur efficace selon l'Eurocode	50
3.5.2. Influence de la largeur efficace sur l'inertie	52
3.5.3. Largeur efficace sur appuis	53
3.5.4. Largeur efficace en travée	54
3.5.5. Influence de la largeur efficace sur l'affinité	54
3.5.6. Méthode simplifiée pour le calcul de la largeur efficace	56
3.6. Récapitulation du calcul de l'inertie effective	57
 4 ANALYSE DE LA CONCORDANCE DES DÉFORMÉES MESURÉES ET CALCULÉES.....	 61
4.1. Introduction.....	61
4.2. Analyse linéaire de 20 ponts	61
4.2.1. Méthodologie de calcul des déformations.....	61
4.2.1.1. Section	62
4.2.1.2. Matériaux.....	62
4.2.1.3. Système statique	62
4.2.1.4. Charges.....	62

4.2.1.5. Vérifications	62
4.2.2. Comparaison des flèches mesurées avec celles calculées en stade I.....	62
4.2.3. Affinité des flèches mesurées avec celles calculées en stade I	65
4.3. Extension de l'analyse aux quatre-vingt huit ponts	66
4.3.1. Concordance des flèches en travée.....	67
4.3.2. Seuil d'alarme de divergence des flèches	69
4.3.3. Affinité des déformées mesurée et calculée	70
4.3.4. Seuil d'alarme de l'affinité.....	71
4.3.5. Application des critères aux quatre-vingt huit ponts.....	73
4.3.6. Méthode de construction	74
4.4. Contribution comparative des composantes de la section à l'inertie.....	75
5 INFLUENCE DE LA FISSURATION ET CHOIX DE LA PRECONTRAINTE	77
5.1. Introduction.....	77
5.2. Analyse non linéaire.....	77
5.2.1. Description du pont analysé.....	78
5.2.2. Résultat de l'analyse linéaire	79
5.2.3. Etude paramétrique sur les flèches.....	80
5.2.3.1. Influence de la résistance à la traction du béton.....	80
5.2.3.2. Influence du module d'élasticité du béton	81
5.2.3.3. Influence de la sollicitation et de la précontrainte.....	82
5.2.3.4. Influence de la sollicitation et de la précontrainte sur l'affinité.....	83
5.2.4. Affinité des déformées	85
5.3. Rigidité des ponts lors de l'essai	86
5.3.1. Influence du degré de balancement	87
5.3.2. Influence du degré de sollicitation	89
5.3.3. Prédiction du rapport des flèches mesurées sur calculées	89

5.3.4. Degré de balancement des ponts construits sur cintre.....	92
5.3.5. Degré de balancement des ponts poussés.....	95
5.3.6. Degré de sollicitation	96
5.4. Flèches maximales admises	97
6 CONCLUSIONS	99
6.1. Calcul des flèches.....	99
6.1.1. Module d'élasticité du béton.....	99
6.1.2. Inertie effective	100
6.2. Critères de jugement	102
6.2.1. Seuil d'alarme de la divergence des flèches	102
6.2.2. Seuil d'alarme de l'affinité	103
6.3. Choix de la précontrainte	104
6.4. Extension de l'étude	106
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	107
Annexe A: Caractéristiques générales des ponts	121
Annexe B: Degré de sollicitation selon la norme SIA 160.....	135
Annexe C: Technique de mesure par ultrasons	137
Annexe D: Participation des parapets massifs à l'inertie	139
Annexe E: Classes de rigidité.....	143

1 INTRODUCTION

1.1. Définition du problème

L'institut de béton armé et précontraint (IBAP) a procédé, au cours des deux dernières décennies, à plus de 200 essais de charge sur des ponts qui se trouvent pour la plupart en Suisse Romande. Certains de ces ponts ont manifesté une divergence importante entre les valeurs des déformations calculées par l'ingénieur et celles mesurées lors de l'essai. De même, un manque d'affinité a été fréquemment observé entre les déformées observées et celles prévues par le calcul dans les travées chargées et les travées adjacentes à celles-ci. Si ces divergences ne mettent pas directement en cause la sécurité des ponts concernés, elles peuvent par contre, à partir d'un certain seuil, être le signal d'un comportement insuffisant à long terme. Cela se manifeste souvent par le développement de la fissuration et parfois par la non-stabilisation des déformations, ce qui affecte la durabilité de l'ouvrage et exige une maintenance coûteuse. En conséquence, il a été décidé d'entreprendre cette recherche pour mieux cerner le comportement des ponts en béton précontraint sous charge et pour établir un diagnostic précis de ces divergences.

1.2. Objectifs de la recherche

Ce travail de thèse vise, en première étape, à définir une méthodologie de calcul des déformations des ponts. Ainsi, deux volets de recherche seront développés:

- 1) La proposition d'une méthode adéquate pour la détermination du module d'élasticité du béton dans un ouvrage existant;
- 2) La définition de l'inertie effective de la superstructure à prendre en compte lors du calcul des déformations.

Sur cette base, la recherche vise à définir des critères de jugement du comportement des ponts à partir de la comparaison des flèches mesurées avec celles calculées par la méthode proposée. Un seuil de divergence entre les déformations observées et celles prévues par le calcul sera proposé comme étant la limite d'un comportement normal.

Finalement, des recommandations concernant le choix de la précontrainte seront données afin de garantir un comportement satisfaisant de l'ouvrage à court ainsi qu'à long terme.

1.3. Limitation du champ d'étude

- Ce travail de recherche s'inscrit dans le domaine de la vérification de l'aptitude au service. Les investigations se porteront donc sur les flèches excessives, la rigidité et la fissuration, effets qui peuvent ultérieurement affecter la sécurité structurale de manière indirecte.
- L'évaluation d'un pont reposera essentiellement sur son comportement lors de l'essai de charge. Elle se fera à partir de la comparaison des flèches instantanées mesurées avec celles calculées et à partir de l'inspection de la fissuration.
- Les ouvrages concernés par cette étude sont les ponts en béton armé précontraint. En effet, 182 des 210 ponts testés par notre institut sont en béton précontraint.
- Cette étude se limite aux ponts dont le système statique est une poutre continue. Certains résultats seront applicables sur les ponts d'un autre système statique, comme par exemple ceux concernant le module d'élasticité.
- Les ponts adoptés pour le développement de cette recherche sont des ponts routiers avec des portées de plus de 20 m. Les ponts ayant une géométrie spéciale comme les ponts très biais ou ceux très courbes sont exclus de notre échantillonnage.

1.4. Essais de charge

La recommandation SIA 169 (1987) [160] requiert que les ouvrages d'une certaine importance soient soumis à des essais de charge avant leur mise en service. Les essais de charge sont également exigés dans le cas où les résultats de la surveillance périodique les rendent nécessaires. Cela est indiqué dans les extraits suivants :

“Annexe 2, §12 Les ouvrages importants, compliqués ou de type particulier doivent être soumis à des essais de charge. C'est le cas notamment des ponts de plus de 20 m de portée. ”

“§ 4 17 Des essais de charge doivent être effectués si les résultats de la surveillance les rendent nécessaires. ”

Ces recommandations sont bien suivies en Suisse. Ainsi, 210 essais de charge ont été effectués par l'IBAP depuis 1973. La plupart de ces essais sont des essais de réception visant à contrôler l'aptitude au service d'ouvrages neufs.

1.4.1. Buts

Les essais de charge doivent permettre de contrôler le comportement réel de l'ouvrage sous charges. Les essais servent en particulier à vérifier les points suivants:

- la concordance du calcul statique avec les résultats d'essais. Cela est réalisé par la comparaison des valeurs des déformations calculées par l'auteur du projet avec celles obtenues lors des essais;
- l'état de fissuration par une inspection visuelle de l'ouvrage et, le cas échéant, la mesure de la variation de l'ouverture des fissures sous charge;
- l'élasticité de l'ouvrage par l'observation de la réversibilité des déformations.

1.4.2. Réalisation de l'essai statique

Les charges d'essai sont choisies de façon à ne provoquer ni déformation ni fissuration excessives de l'ouvrage. Le pont est chargé à environ 80 % des charges représentatives de la sécurité structurale selon la norme SIA 160 (1989). Les charges d'essai sont assurées normalement par des camions de 250 kN. Ces camions sont généralement positionnés d'une manière symétrique par rapport à la mi-travée, pour vérifier le comportement en flexion positive (figure 1.1). D'autres dispositions sont utilisées pour vérifier la continuité sur appuis ou le comportement à la torsion.



Figure 1.1: Essai de charge du pont de la Praz

Chaque cas de charge est répété trois fois afin d'augmenter la précision des mesures. L'évolution des déformations résiduelles dans le temps est déterminée au moyen de mesures de référence sur l'ouvrage non chargé. Ces mesures sont répétées à intervalles réguliers durant l'essai (une lecture à zéro tout les quarts d'heure environ).

La technique de mesure la plus souvent utilisée par notre institut est celle utilisant des comparateurs mécaniques. Quant au nivellement optique ou hydrostatique, ils sont seulement utilisés quand les conditions d'accès sur le pont l'exigent. Pour plus de détails sur le déroulement des essais de charge voir la thèse de Markey [113].

L'annexe B donne un schéma de chargement-type et le degré de sollicitation correspondant en fonction de la portée de la travée chargée et de la largeur du pont.

1.5. Problématique de l'interprétation des essais

Au cours du processus d'un essai de charge, notre institut détermine les éléments à tester et définit les cas de charge en collaboration avec l'auteur du projet. Ce dernier se charge ensuite de calculer les déformations. L'essai de charge est effectué et les flèches sont mesurées par nos soins par un personnel qualifié utilisant des techniques de mesure précises. Quant aux flèches calculées, elles comprennent principalement deux sources d'erreurs: les hypothèses concernant le module d'élasticité du béton ainsi que l'inertie effective de la superstructure.

La figure 1.2 montre le rapport de la flèche mesurée sur celle calculée pour les cas de charge effectués sur les travées intermédiaires de 119 ponts poutres. Ici, les calculs ne tiennent pas encore compte des améliorations que nous allons développer dans ce travail. On constate que près d'un pont sur cinq (18.5 % des ponts) montre des flèches mesurées supérieures de plus de 20 % à celles calculées par l'ingénieur.

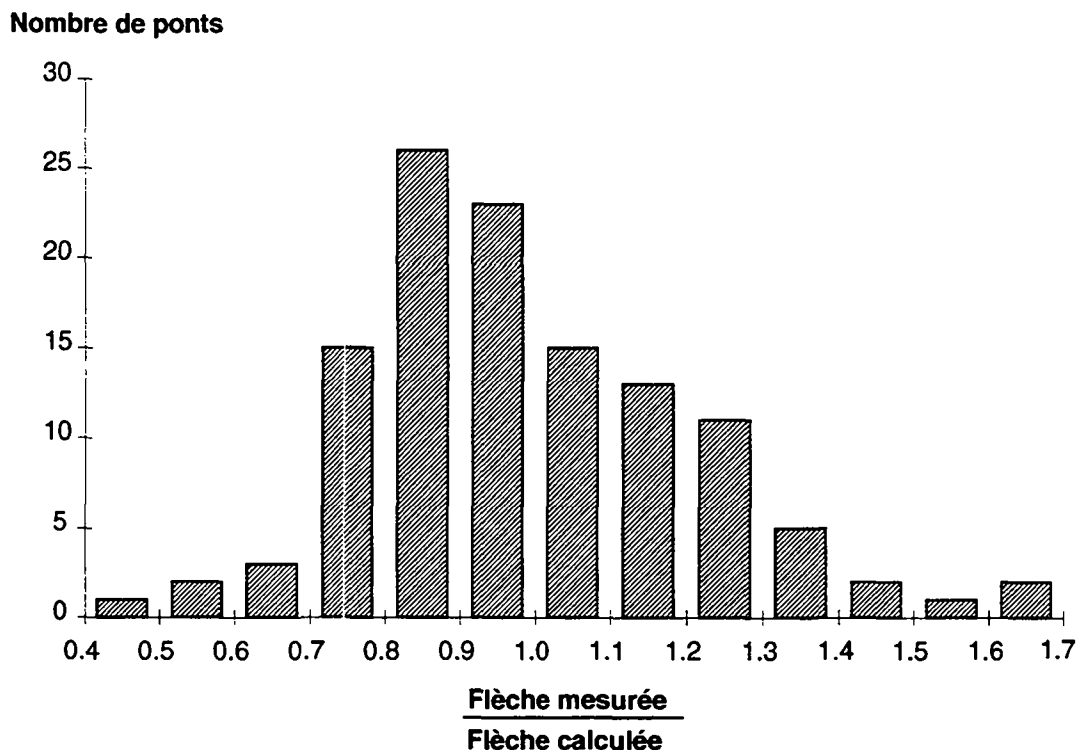


Figure 1.2: Rapport de la flèche mesurée sur calculée pour 119 ponts poutres en béton précontraint

Pour mettre en évidence la diversité des cas que l'on peut rencontrer, nous montrons ci-après trois cas réels de flèches mesurées et calculées. Ces trois ponts ont des caractéristiques semblables à savoir :

- la section transversale est un caisson à hauteur constante;
- la largeur du tablier est d'environ 13.5 m;
- le système statique longitudinal est une poutre continue;
- la travée chargée est une travée intermédiaire d'environ 50 m de portée.

1) Pont sur le Talent :

La figure 1.3a présente le pont sur le Talent construit en 1981 sur la N1 entre Lausanne et Yverdon. L'ouvrage est composé de 8 travées et a une longueur totale de 374 m. Les flèches mesurées et calculées présentées sont celles d'un cas de charge symétrique, réalisé avec 12 camions de 250 kN, sur une des travées intermédiaires de 49.30 m. La concordance entre la flèche mesurée et la flèche calculée au milieu de la travée chargée est excellente (1% d'écart). Par contre les flèches mesurées dans les travées adjacentes sont 20% inférieures aux valeurs calculées. L'affinité entre la déformée mesurée et calculée est très peu satisfaisante.

2) Pont sur le Daillard :

La figure 1.3b montre des flèches mesurées et calculées du pont du Daillard, sur la N9 entre Chavornay et Vallorbe. Ce pont, construit en 1987, a 18 travées et une longueur totale de 856 m. Dans ce cas la travée intermédiaire considérée, de 50.40 m de long, a été chargée par 12 camions de 250 kN. Pour ce second exemple, les flèches mesurées sont systématiquement supérieures aux flèches calculées. La différence atteint 39% pour la travée chargée. Cependant, l'affinité entre les deux courbes est bonne.

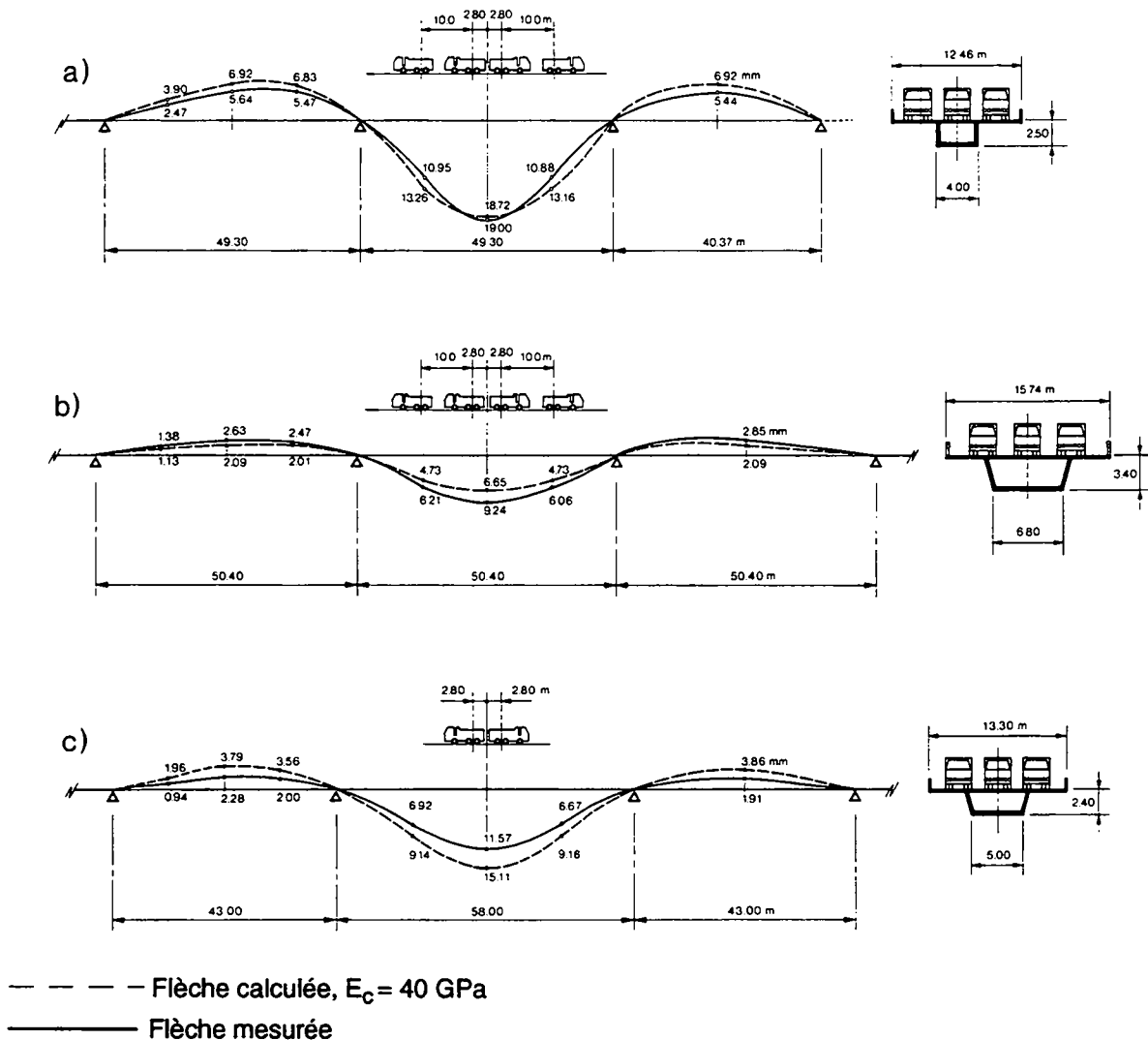


Figure 1.3: Exemples de comparaison entre flèches mesurées et calculées de trois ponts testés en Suisse: a) Talent b) Daillard c) Altirolo

3) Viaditto d'Altirolo :

La figure 1.3c est tiré de l'essai du Viaditto d'Altirolo, construit en 1983 sur la N2. Les 466 m de l'ouvrage sont répartis en 11 travées. La travée intermédiaire présentée, longue de 58.0 m, a été chargée par 6 camions de 280 kN. Les flèches observées sont inférieures à celles calculées. La différence atteint 23% pour la travée chargée et 40 à 50% pour les travées adjacentes.

Les caractéristiques géométriques des ouvrages étant similaires, il aurait été logique d'observer le même type de concordance entre les flèches mesurées et calculées pour ces trois ponts, ce qui n'est visiblement pas le cas. Pour expliquer de telles discordances et porter un jugement correct sur les résultats d'un essai de charge, il est nécessaire de connaître et d'évaluer les points suivants :

- le module d'élasticité du béton;
- l'inertie effective de la section (l'influence des bordures et du revêtement)
- le niveau de charge durant l'essai et l'état de fissuration des sections (stade I ou stade II);
- le niveau de précontrainte;
- la méthode de construction (pont poussé, construit par encorbellement, coulé sur place sur cintre,...).

Ces différents points seront traités dans le cadre de cette thèse par l'exploitation des résultats de 210 essais de charge effectués par l'IBAP et grâce à l'analyse des mesures effectuées in situ et en laboratoire ainsi qu'à l'analyse numérique d'un nombre important de ponts.

1.6. Description de l'étude

La recherche a débuté par la constitution d'une base de données informatique contenant la géométrie ainsi que les caractéristiques du comportement statique et dynamique des 210 ponts testés. L'annexe A donne un aperçu de la base de données avec des statistiques concernant les caractéristiques générales des ponts. Les résultats de ce travail de recherche sont répartis dans les chapitres suivants :

Le **chapitre 2** traite les techniques de mesure du module d'élasticité du béton. L'influence de la cure sur le module d'élasticité ainsi que l'évolution de ce dernier dans le temps sont

étudiées. Une méthode d'estimation du module d'élasticité dans un ouvrage existant est proposée.

Au **chapitre 3**, l'inertie effective de la section est étudiée. L'influence des parapets, du revêtement, de l'armature et de la largeur de participation sur l'inertie est traitée. Enfin, des formules simples exprimant ces influences sont proposées.

Dans le **chapitre 4**, les résultats de l'analyse d'un nombre important de ponts sont présentés. Une méthodologie de calcul est proposée sur la base des résultats des chapitres 2 et 3. Des critères de jugement sont proposés pour identifier un comportement insuffisant.

Le **chapitre 5** est consacré à l'influence de la fissuration sur les déformations. L'influence de la précontrainte est étudiée et des recommandations pour le choix de la précontrainte sont proposées.

Finalement, le **chapitre 6** contient les conclusions de ce travail. Des critères d'évaluation du comportement d'un pont ainsi que des recommandations pour le choix de la précontrainte sont donnés.

2 MODULE D'ÉLASTICITÉ DU BÉTON

2.1. Introduction

En cas de divergence entre les déformations mesurées et calculées lors d'un essai de charge, le module d'élasticité est souvent le premier paramètre soupçonné d'y être à l'origine. Les ponts testés sont généralement considérés comme ayant un comportement élastique et linéaire, dont les déformations sont proportionnelles au module d'élasticité. Les formules proposées par les différentes normes pour estimer le module d'élasticité du béton à partir de la résistance sont très approximatives et imprécises [14]. Le module d'élasticité étant fortement influencé par les granulats [65] ne peut pas être déterminé avec précision en fonction de la résistance qui dépend essentiellement de la pâte de ciment et de la granulométrie. Il est donc indispensable de déterminer expérimentalement le module d'élasticité du béton pour tout calcul précis de déformation.

Ce chapitre présente différentes techniques de mesure du module ainsi que la comparaison des résultats obtenus par celles-ci. Les mesures par ultrasons offrent une méthode non-destructive simple et bon marché pour évaluer le module d'élasticité d'un ouvrage existant. En ce qui concerne les nouveaux ouvrages, la prise d'échantillons de béton frais lors du bétonnage et les essais de module en laboratoire sont très souhaitables. Enfin, le module d'élasticité peut être mesuré sur carottes forées dans l'ouvrage. L'évolution du module d'élasticité dans le temps d'un échantillon est également étudiée et comparée à l'évolution du module global de l'ouvrage. Enfin, une méthode simplifiée est proposée pour estimer le module d'élasticité d'un ouvrage existant.

2.2. Définitions

La non linéarité de la relation contrainte-déformation du béton (Figure 2.1) rend la définition du module d'élasticité statique délicate. On distingue deux types de module: le module d'élasticité tangent et le module d'élasticité sécant.

2.2.1. Module tangent

Le module d'élasticité tangent E_{tan} est défini comme la pente de la tangente à la courbe contrainte-déformation à un niveau de contrainte donné. Le module tangent à l'origine

représente le mieux l'élasticité du béton comme matériau puisqu'il est indépendant du niveau de contrainte. Le module tangent diminue lorsque le niveau de contrainte augmente, ce qui implique que chaque point d'un ouvrage a son propre module d'élasticité en fonction de son état de contrainte (Figure 2.2).

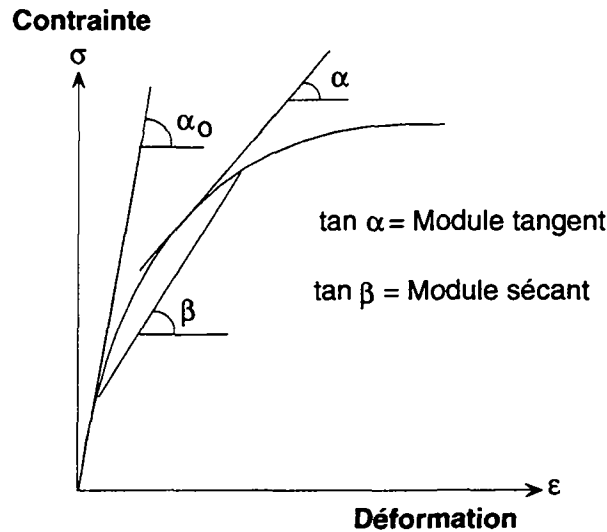


Figure 2.1: Courbe type contrainte-déformation et définition des modules d'élasticité

2.2.2. Module sécant

Le module sécant est la pente de la droite qui relie deux points de la courbe représentant deux niveaux de contrainte. Ce module, pratique pour le calcul linéaire des déformations instantanées, peut être utilisé pour calculer l'augmentation des déformations entre deux niveaux de charge donnés. Cela est généralement le cas pour les structures déjà existantes et chargées par leur poids propre et d'autres charges permanentes. Le module sécant diminue lorsque les niveaux de charge augmentent.

La figure 2.2 montre la variation des modules d'élasticité tangent et sécant entre les niveaux de contrainte 0 et σ en fonction du niveau de contrainte σ , calculée selon le code modèle CEP-FIP 1990 [30] pour un béton C40 avec une résistance moyenne à la compression de 48 N/mm^2 .

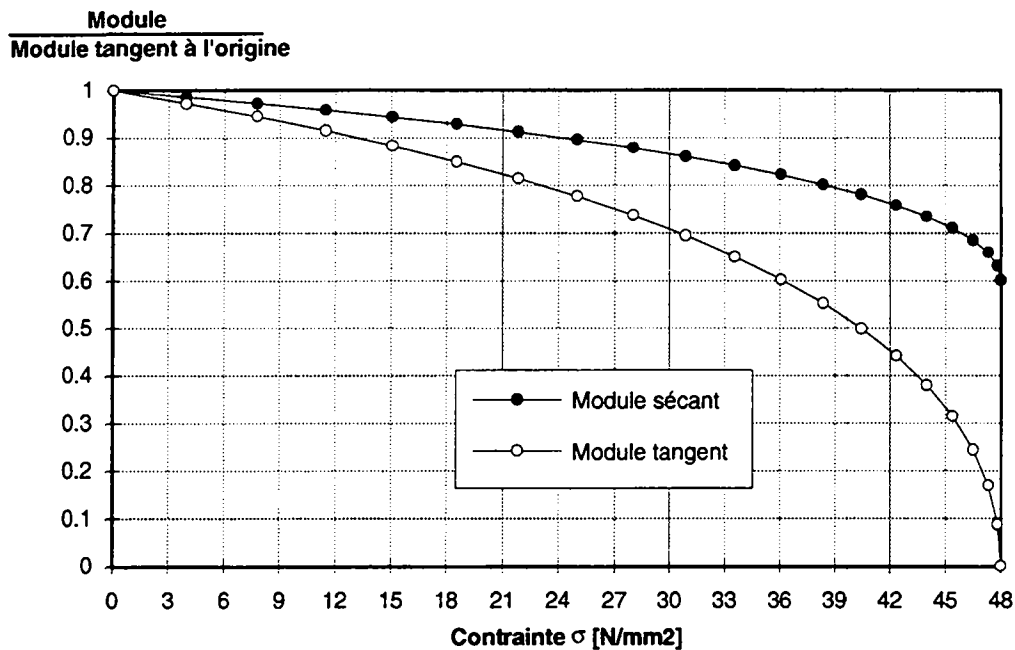


Figure 2.2: Variation du rapport entre les modules d'élasticité tangent et sécant et le module d'élasticité tangent à l'origine en fonction du niveau de contrainte

2.2.3. Module dynamique

Alors que les divers modules d'élasticité statiques dépendent du niveau de contrainte, le module dynamique exprime l'élasticité pure du matériau sans l'influence de la charge ou des déformations non élastiques. Dans le cadre de cette recherche, le module d'élasticité dynamique a été déterminé par la mesure de la vitesse du son. Les détails de cette méthode seront traités plus loin.

2.3. Procédure de mesure du module sécant

La norme suisse SIA 162/1 [159] définit une procédure précise pour la mesure du module d'élasticité sécant. Cette procédure consiste à charger l'éprouvette testée jusqu'au tiers de la résistance à la compression, selon une vitesse de chargement donnée (0.5 N/mm² par seconde); puis à décharger jusqu'à un niveau de contrainte inférieur donné (0.5 N/mm²). Les chargements et déchargements se poursuivent un nombre donné de fois (5 cycles). Le rapport entre l'augmentation des contraintes et l'augmentation correspondante des déformations relatives durant le dernier cycle de chargement donne le module d'élasticité sécant (Figure 2.3).

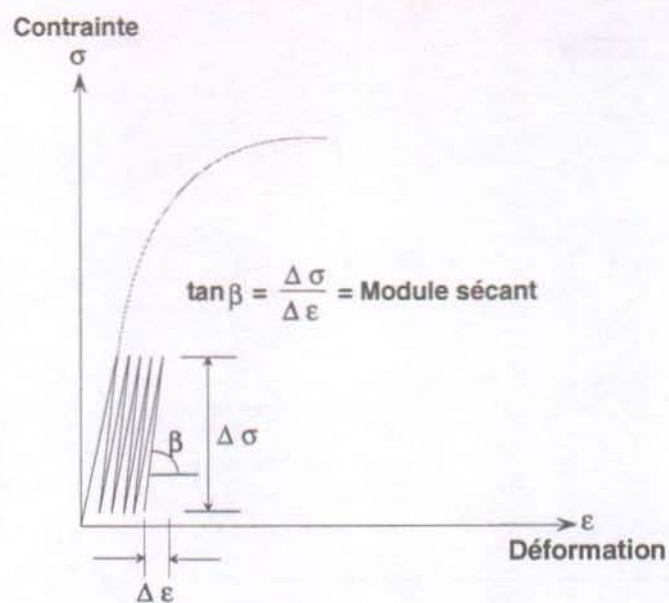


Figure 2.3: Cycles de chargement et déchargement lors de la mesure du module d'élasticité sécant

Les déformations sont mesurées sur la partie médiane de l'éprouvette en laissant aux extrémités de celles-ci des zones d'introduction des charges d'une hauteur valant la moitié du diamètre de l'éprouvette à partir de chaque plaque de la presse (Figure 2.4).



Figure 2.4: Stand d'essai pour la mesure du module d'élasticité (laboratoire LMC)

Cette procédure de mesure du module d'élasticité a été utilisée pour les éprouvettes et les carottes testées dans le cadre de cette thèse. Tout au long de cette thèse, le terme module

d'élasticité signifiera, sauf d'autre précision, un module d'élasticité statique sécant défini selon la norme SIA 162/1.

2.4. Mesures du module par carottage

Dans la plupart des cas pratiques, on ne dispose pas de résultats des mesures du module d'élasticité effectuées pendant la construction. Le carottage est le moyen le plus courant pour le prélèvement d'échantillons destinés à être testés en laboratoire (Figure 2.5). L'avantage de cette méthode est de mesurer le module d'élasticité directement sans utiliser des formules empiriques. Par contre, les inconvénients en sont multiples. Tout d'abord, l'effet destructif décourage le maître de l'ouvrage et rend l'obtention d'un nombre d'échantillons représentatif du pont très difficile. Ensuite, le coût du forage et du test est élevé et une perturbation du trafic sur l'ouvrage est parfois inévitable. A cela s'ajoute l'effet mal connu du forage sur le module. Ces raisons rendent les méthodes non-destructives attractives, tant dans le cadre de cette recherche que dans la pratique. Cependant, des carottages ont été effectués dans treize ponts afin de comparer le module d'élasticité mesuré sur carottes avec celui mesuré par ultrasons.

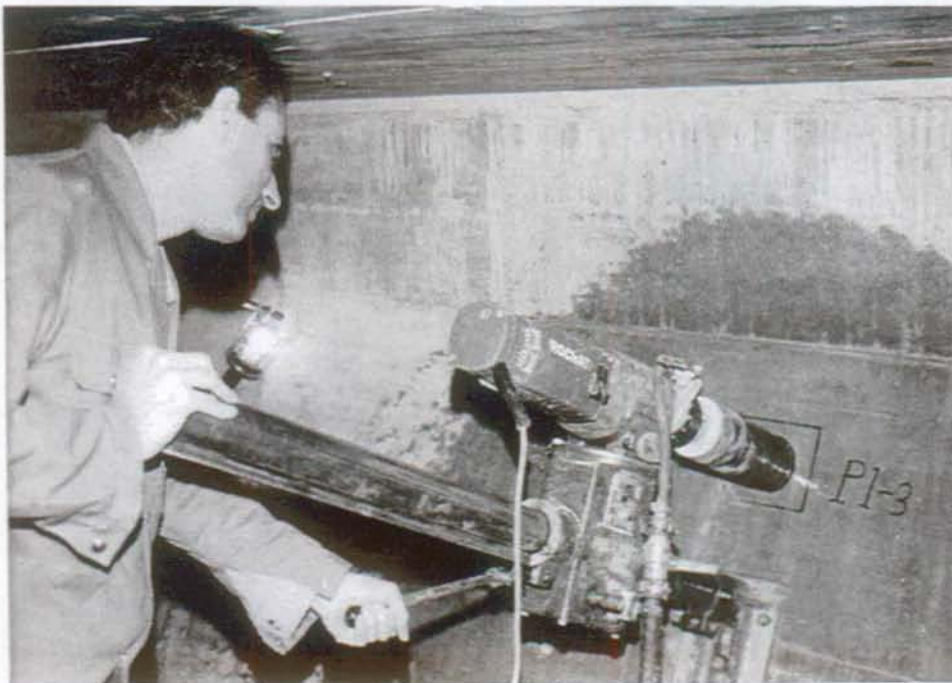


Figure 2.5: Prise de carotte de béton dans un pont

2.5. Mesures du module par ultrasons

La mesure du module d'élasticité par ultrasons est non-destructive, simple à utiliser et bon marché. C'est pourquoi, il a été décidé de l'examiner plus en détails au cours de cette recherche. Cette technique peut être utilisée pour mesurer le module d'élasticité du béton dans un ouvrage existant ainsi que sur éprouvettes en laboratoire. La vitesse de propagation de l'onde ultrasonique dans un béton dépend du module d'élasticité du béton et de sa densité. Le module d'élasticité dynamique peut être déterminé par l'équation 2.1:

$$E_d = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} \gamma v^2 \quad (2.1)$$

où γ : densité du béton;

ν : coefficient de Poisson;

v : vitesse du son.

2.5.1. Technique de mesure

La mesure de la vitesse du son dans le béton consiste à mesurer le temps mis par l'onde ultrasonique pour parcourir une distance donnée dans le béton. La figure 2.6 montre la disposition des palpeurs dans les deux méthodes de transmission directe et indirecte à travers l'élément mesuré.

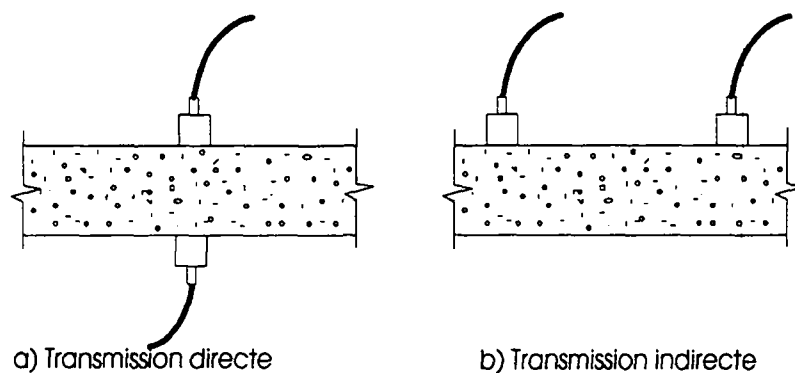


Figure 2.6: Technique de mesure directe et indirecte par ultrasons

Dans le cadre de cette recherche, un appareil de type PUNDIT (Portable Ultrasonic Non-Destructive Digital Indicating Tester) a été utilisé pour effectuer les mesures par ultrason in situ ainsi qu'en laboratoire (Figure 2.7).



Figure 2.7: Mesure de la vitesse du son dans une éprouvette en béton au moyen de l'appareil de mesure PUNDIT

Pour garantir la fiabilité des mesures par ultrasons, une procédure précise tenant compte des multiples facteurs influençant celles-ci doit être définie et appliquée pendant la mesure. L'annexe C montre les détails de la technique de mesure par ultrasons et les étapes à suivre pour l'obtention de mesures fiables et précises.

2.5.2. Facteurs influençant la vitesse du son

Certains facteurs liés à la fréquence des ondes, aux dimensions de l'élément mesuré et aux conditions climatiques influencent la vitesse du son dans le même béton. Les paragraphes suivants traitent ces différents facteurs.

2.5.2.1. Fréquence des ondes ultrasoniques

Le choix de la fréquence doit être effectué en fonction de la taille de l'élément. Une basse fréquence donne des ondes plus longues avec une atténuation plus petite, ce qui permet de faire des mesures dans des éléments de grandes dimensions. Les hautes fréquences donnent des ondes plus courtes avec une atténuation plus forte. Une fois le choix de la fréquence fait, la même fréquence doit être utilisée dans toute la structure, sinon des facteurs de conversion doivent être utilisés. L'utilisation des formules ou de tableaux liant la vitesse du son aux

caractéristiques du béton doit tenir compte de la fréquence utilisée pendant les mesures. Dans le cadre de cette recherche, la fréquence utilisée a été de 54 kHz.

2.5.2.2. Dimensions de l'élément

La vitesse du son diminue dans le même béton avec l'augmentation du parcours de l'onde. Cela est dû à l'atténuation de l'onde dans le béton, qui affaiblit le signal à sa réception [128, 177]. La figure 2.8 montre les résultats de deux études mettant ce phénomène en évidence. Cette figure montre également le rapport entre la vitesse du son mesuré in situ et celle mesurée sur des carottes de 20 cm de long, forées dans les mêmes ponts. Dans le cadre de cette recherche, 30 carottes de 30 cm de longueur ont été forées dans dix ponts pour évaluer le module d'élasticité du béton. Chaque carotte a été coupée en deux carottes de 10 et de 20 cm de long. La vitesse du son mesurée sur la carotte de 10 cm a été systématiquement supérieure à la vitesse du son dans la carotte de 20 cm de long, confirmant cette tendance. Les résultats sont présentés à la même figure 2.8.

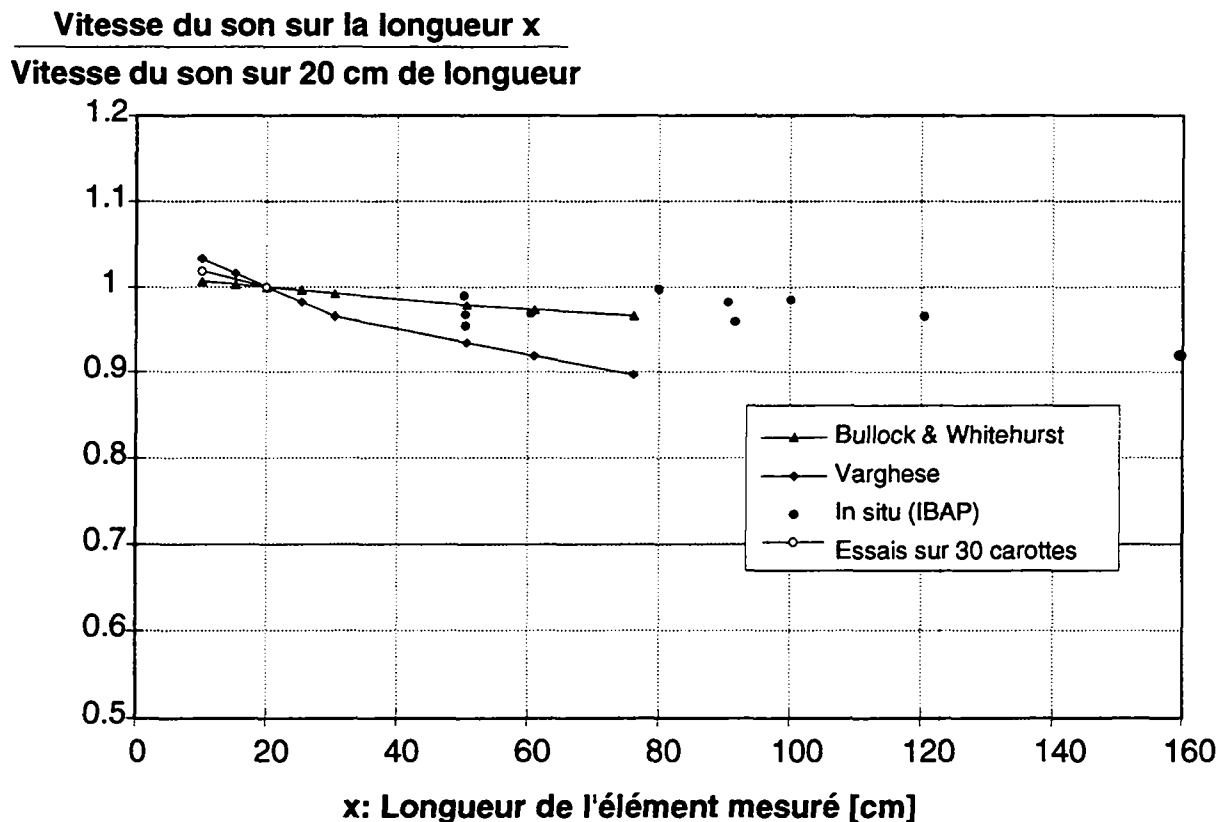


Figure 2.8: Rapport de la vitesse du son dans un élément de longueur x sur celle dans un élément du même béton de 20 cm de longueur

La dimension dans le sens latéral influence également la vitesse du son. Cette influence doit être prise en compte quand le rapport entre la dimension latérale de l'élément et la longueur de l'onde est inférieure à l'unité selon [137], inférieure à deux selon Galan [62]. Dans le cadre de cette recherche, vue la fréquence utilisée (54 kHz) et les dimensions des éléments mesurés, l'influence des dimensions latérales sur la vitesse du son est négligeable pour les mesures in situ ainsi que pour les mesures en laboratoire.

2.5.2.3. Surface du béton

La surface du béton doit être lisse pour garantir un bon contact entre les palpeurs et le béton. Une mauvaise surface affecte ce contact et transmet un signal plus faible. Il en résulte une vitesse du son plus faible. Il a été constaté que la vitesse du son mesurée in situ est systématiquement inférieure à celle mesurée sur carottes (avec des surfaces rectifiées en laboratoire) forées dans la même zone où les mesures in situ ont été effectuées (figure 2.8). Cette différence peut être expliquée par l'irrégularité de la surface in situ conjointement avec l'effet de la distance de parcours plus grande in situ.

2.5.2.4. Niveau de contraintes dans le béton

Une étude de Popvics [135] a montré que la vitesse du son augmente légèrement lorsque le niveau de contrainte augmente de 0 à environ 30 % de la résistance à la compression. La vitesse du son reste constante pour les niveaux de contrainte entre 30 % et 70 % de la résistance. Pour des niveaux de contrainte supérieurs à 70 % de la résistance à la compression, la vitesse du son diminue fortement. Pour les niveaux de contrainte sous charges de service, cette influence est très faible et peut être négligée. Néanmoins, il est préférable lors du choix des zones de mesures de s'écarter des zones fortement sollicitées.

2.5.2.5. Conditions climatiques

La vitesse du son dans le béton augmente lorsque la température ambiante diminue. Cette variation reste de l'ordre de 1 % au maximum pour une variation de température $\Delta T = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$ dans des conditions courantes de travail de 0-30 $^{\circ}\text{C}$. L'humidité influence également la vitesse du son, surtout dans un béton de mauvaise qualité. La vitesse du son peut être 2 % plus élevée dans un béton saturé par rapport à un béton sec. L'influence de la température et de l'humidité est négligeable dans la plupart des cas pratiques in situ.

2.5.3. Module d'élasticité et résistance du béton à partir de la vitesse du son

La vitesse du son dans le béton a souvent été utilisée dans la pratique pour estimer la résistance du béton à la compression; malheureusement, cette résistance n'a pas de corrélation physique directe avec la vitesse du son. La vitesse du son dépend essentiellement des granulats, alors que la résistance à la compression dépend essentiellement de la pâte de ciment, de la granulométrie et du rapport eau / ciment. Quant au module d'élasticité, il est directement lié à la vitesse du son et peut être déterminé avec une relativement grande précision à partir de celle-ci.

La figure 2.9 montre le module d'élasticité et la résistance à la compression en fonction de la vitesse du son mesurée sur carottes forées dans 13 ponts. Trois carottes de diamètre $\phi = 100 \text{ mm}$ et d'une longueur $\ell = 200 \text{ mm}$ ont été forées dans chaque pont. La vitesse du son, le module d'élasticité et la résistance à la compression ont été mesurés et la moyenne est reportée dans la figure 2.9. On constate la plus grande dispersion de la résistance à la compression par rapport à celle du module d'élasticité.

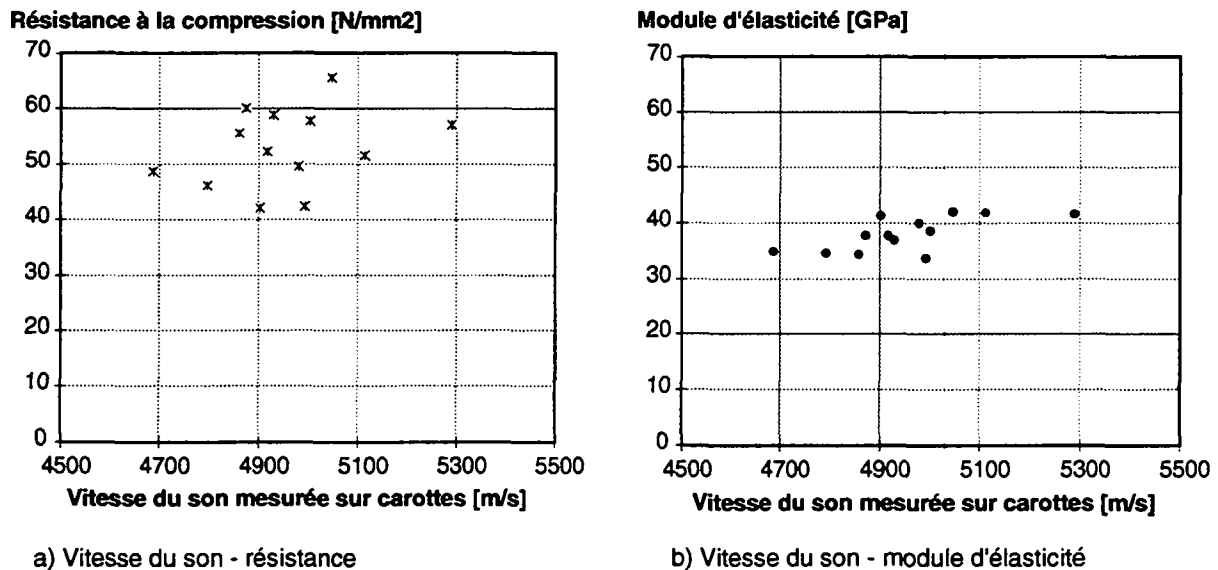


Figure 2.9: Module d'élasticité et résistance à la compression en fonction de la vitesse du son

2.5.3.1. Corrélation entre les modules statique et dynamique

Le module utilisé pour le calcul des déformations des ponts est le module statique sécant. De multiples formules dans la littérature donnent le module statique à partir du module dynamique ou directement à partir de la vitesse du son. Malheureusement l'évolution du module statique dans le temps est différente de celle de la vitesse du son et par conséquent du

module dynamique. Ainsi, une formule simple liant le module d'élasticité statique à la vitesse du son pour tout âge et pour tout béton est forcément peu précise. L'évolution dans le temps de la relation entre le module statique et dynamique est empirique et peut changer en fonction de la composition du béton. Pour choisir la formule la mieux adaptée aux bétons de la région, l'évolution des deux modules a été étudiée sur la base de quatre bétons.

La figure 2.10 montre le rapport entre les modules d'élasticité statique et dynamique dans le temps pour les quatre bétons, comparé avec les rapports indiqués par Matildi et par Philleo [116, 119]. On constate que l'évolution du rapport entre les modules statique et dynamique suit mieux la relation donnée par Philleo, surtout dans la période entre 3 mois et 6 mois où l'essai de charge d'un pont a souvent lieu. Après six mois le rapport entre le module statique et dynamique est pratiquement constant, ce qui a été confirmé par notre recherche (bétons A, B, C et Aubonne).

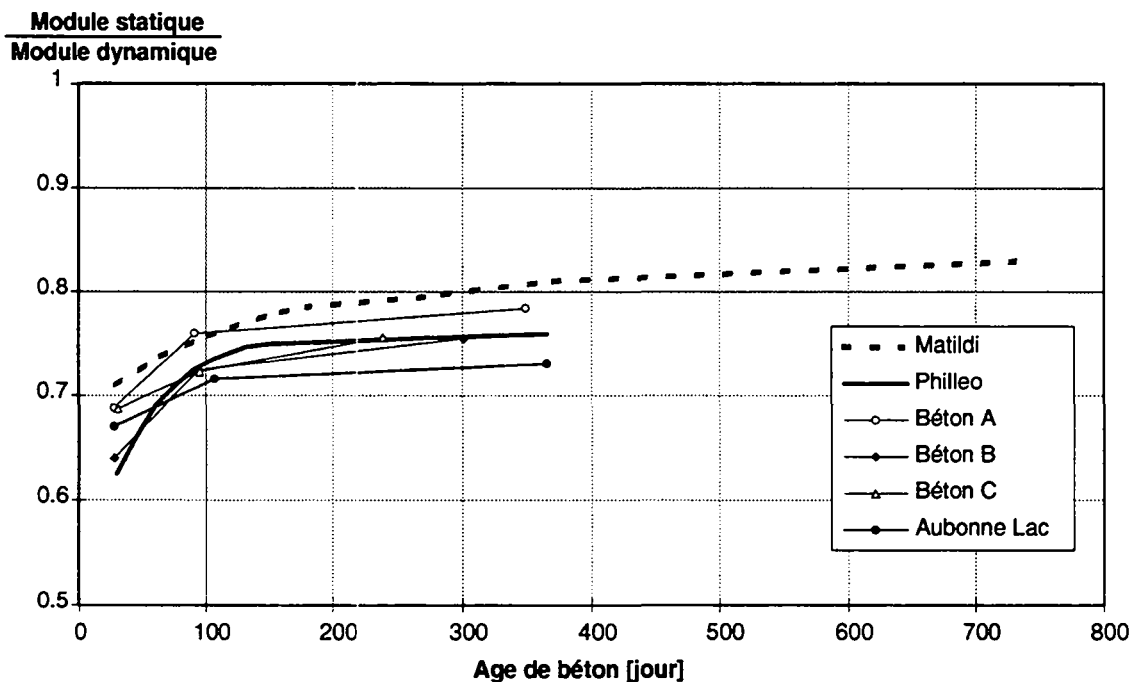


Figure 2.10: Evolution du rapport entre le module statique et dynamique dans le temps, comparée aux résultats de Matilidi et Philleo

L'introduction du facteur temps dans la relation entre les modules statique et dynamique est donc essentielle pour les ponts âgés de moins de 6 mois. De même la corrélation entre le module statique et dynamique doit être choisie selon la composition du béton et la définition du module.

La figure 2.11 montre une comparaison entre le module d'élasticité statique mesuré sur carottes forées dans 10 ponts et le module d'élasticité mesuré par ultrasons selon deux formules. La première est celle de Philleo qui tient compte de l'âge du béton. Le module d'élasticité statique est obtenu en calculant tout d'abord le module dynamique selon l'équation 2.1, ensuite par la conversion de ce dernier en module statique moyennant la relation donnée dans la figure 2.10. La deuxième formule est celle donnée dans le manuel de l'appareil de mesure (PUNDIT), qui lie directement le module statique à la vitesse du son sans tenir compte de facteur temps. Dans ce cas, on constate une grande dispersion et une surestimation du module. Par la comparaison avec plusieurs formules données dans la littérature on peut conclure que le module d'élasticité obtenu selon la formule de Philleo est le mieux adaptée à nos bétons et à notre définition du module d'élasticité sécant.

**Module d'élasticité mesuré in situ
par ultrasons [GPa]**

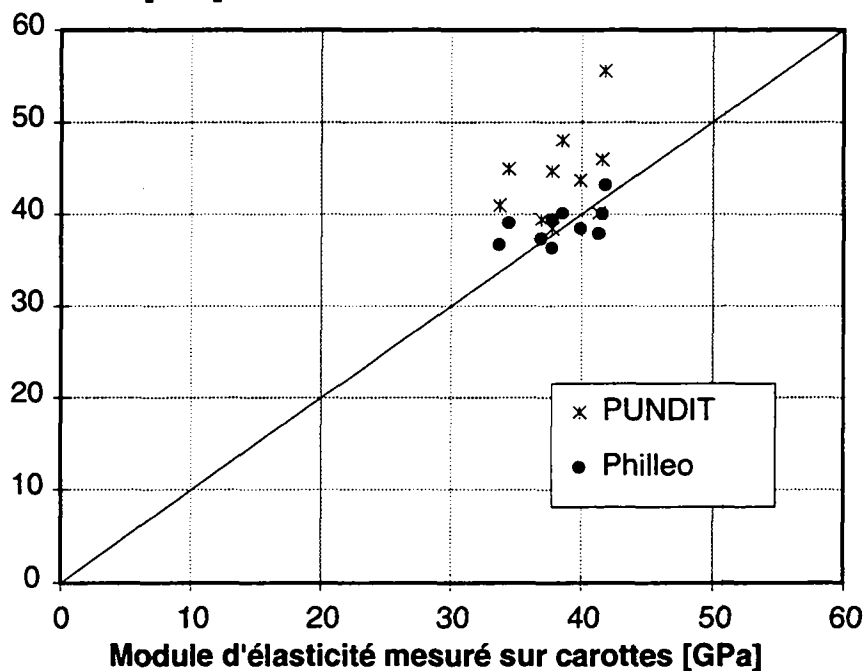


Figure 2.11: Module d'élasticité statique mesuré sur carottes comparé au module d'élasticité mesuré par ultrasons selon (PUNDIT) et selon (Philleo)

2.5.3.2. Influence de la méthode de mesure

Les mesures de la vitesse du son par transmission directe (les palpeurs sont placés de part et d'autre de l'élément, figure 2.6a) sont plus stables et surtout plus représentatives du béton sur toute sa profondeur. Au cas où l'accès aux deux côtés de l'élément mesuré est impossible, des

mesures indirectes peuvent être effectuées (figure 2.6b). Ces mesures sont moins précises à cause de la qualité du béton de surface et du parcours exact de l'onde qui est mal défini.

Dans le cadre de cette recherche, le module d'élasticité a été calculé à partir des mesures directes et indirectes de la vitesse du son. Dans le cas de mesures indirectes, la distance de parcours de l'onde a été admise, comme recommandé dans le manuel de l'appareil, égale à 1.05 fois la distance entre les deux palpeurs. La figure 2.12 montre le module d'élasticité du béton mesuré in situ par des mesures ultrasons directes et indirectes, comparé avec le module mesuré sur carottes. On constate que les mesures indirectes sont moins fiables que les mesures directes.

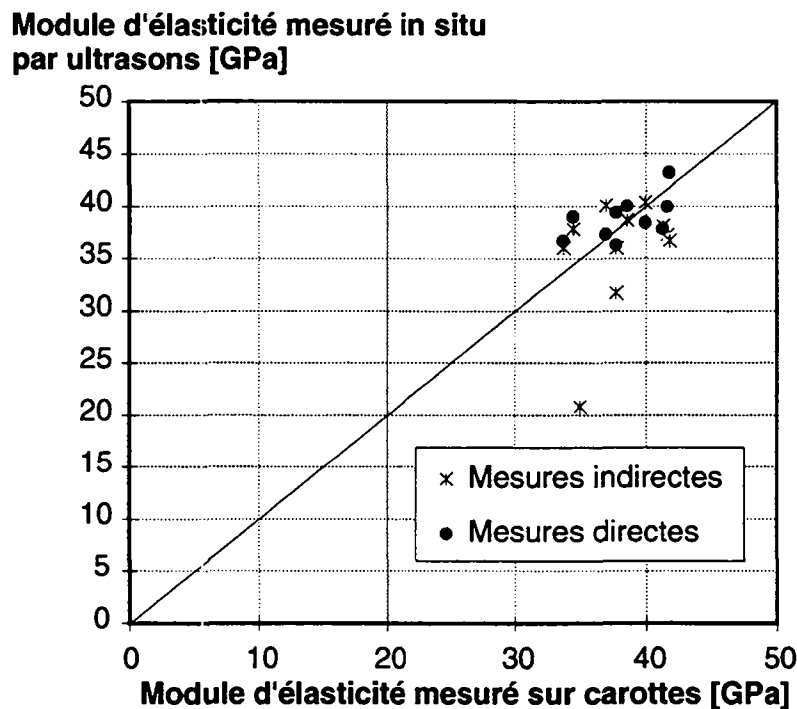


Figure 2.12: Module d'élasticité mesuré in situ par mesures ultrasons directes et indirectes, comparé au module mesuré sur carottes

2.5.4. Densité du béton à partir des mesures par ultrasons

Pour calculer le module d'élasticité dynamique par ultrasons, il est nécessaire de connaître la densité du béton. La figure 2.13 montre la densité du béton en fonction de la vitesse du son mesurée sur carottes, forées dans 13 ponts. On constate que la densité du béton varie peu d'un béton ordinaire à l'autre, et en cas d'absence de mesure de la densité, elle peut être estimée en

fonction de la vitesse du son. Pour un béton dans lequel la vitesse du son est comprise entre 4.5 et 5.5 km/s, la densité peut être estimée selon l'équation 2.2 :

$$\gamma = 1.67 + 0.155 v \quad (2.2)$$

où γ : densité du béton [t/m^3]

v : vitesse du son [km/s]

L'équation proposée est présentée également sous forme graphique sur la figure 2.13.

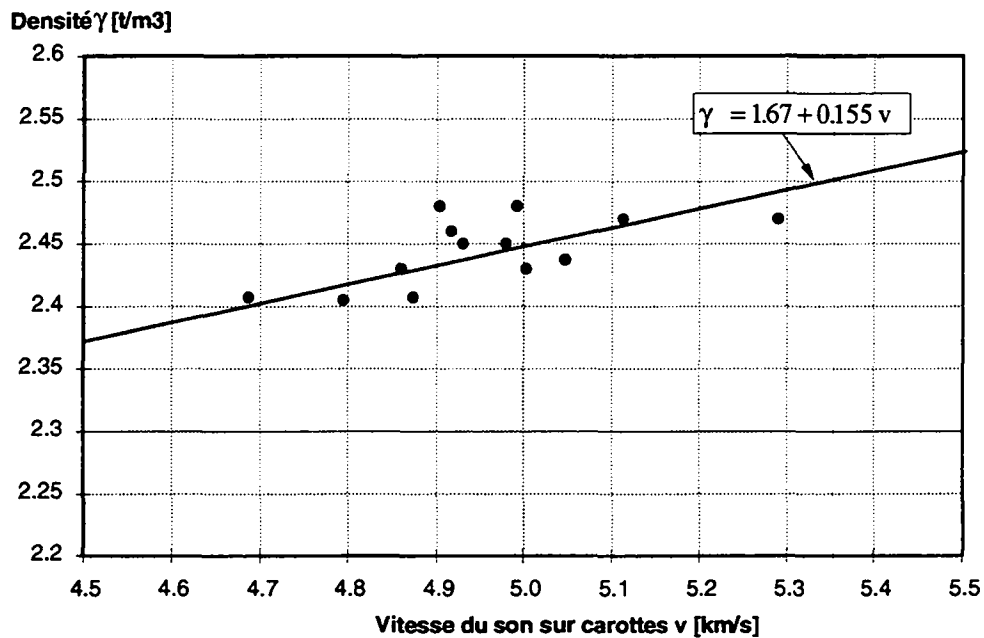


Figure 2.13: Densité du béton en fonction de la vitesse du son mesurée sur carottes

2.6. Mesures du module par scléromètre

Le principe de mesure consiste à provoquer un choc sur la surface du béton au moyen d'un marteau. En fonction de la dureté du béton, une partie de l'énergie de percussion est absorbée et l'énergie résiduelle se transforme en rebondissement du marteau. La distance de rebondissement du marteau en pour-cent de son trajet de percussion est affichée directement pour exprimer la dureté au choc du béton. Cette dureté est corrélée avec la résistance du béton avec une dispersion plus ou moins importante. La rapidité et la facilité d'exécution d'une telle mesure tant in situ qu'en laboratoire justifie l'investigation de l'existence d'une corrélation entre la dureté au choc et le module d'élasticité du béton.

La prise de mesure doit se faire sur une surface propre et lisse. Les éléments mesurés doivent être suffisamment massifs pour ne pas absorber l'énergie de percussion par des déformations élastiques. La position du scléromètre doit être perpendiculaire à la surface du béton. Il est préférable de faire les mesures sur une surface verticale du béton, sinon une correction de la valeur de rebondissement doit être effectuée en fonction de l'angle d'inclinaison.

A cause de la carbonatation de la couche superficielle du béton, la dureté de la surface augmente dans le temps. Des coefficients de correction de la dureté au choc en fonction de l'âge du béton doivent être utilisés. Le fait d'enlever la couche carbonatée rend les mesures plus difficiles, lentes et beaucoup plus limitées dans leur nombre et leur étendue.

2.6.1. Dureté au choc comparée au module mesuré sur carottes

Le module d'élasticité mesuré sur carottes a été comparé à la dureté au choc mesurée in situ par scléromètre. Les mesures par scléromètre ont été effectuées dans de nombreux endroits du pont. La dureté au choc a été convertie en une valeur de référence correspondant à l'âge de 28 jours. La figure 2.14 montre la dureté au choc à 28 jours comparée au module d'élasticité mesuré sur carottes et converti à un module à 28 jours. La corrélation entre le module d'élasticité et la dureté au choc est prononcée malgré la grande dispersion qui peut être partiellement expliquée par l'insuffisance de la précision du facteur de correction de la dureté en fonction de l'âge du béton.

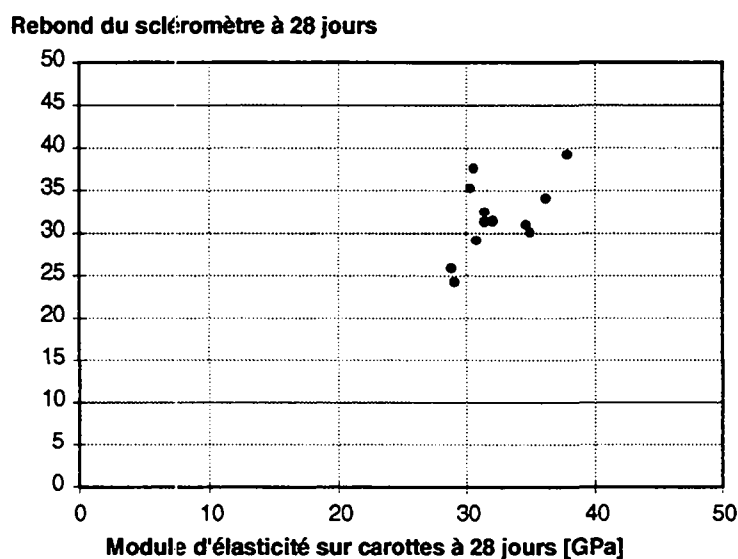


Figure 2.14: Module d'élasticité mesuré sur carottes comparé à la dureté au choc mesurée in situ

2.6.2. Dureté au choc comparée au module mesuré par ultrasons

La dureté au choc a été comparée au module d'élasticité du béton mesuré par ultrasons. La figure 2.15 montre le rebond du scléromètre à 28 jours comparé au module d'élasticité mesuré par ultrasons. On constate que, malgré la dispersion, la dureté au choc donne une indication sur le module d'élasticité. Une recherche plus approfondie serait intéressante pour la pratique afin d'établir une corrélation entre le module d'élasticité et la dureté au choc mesurée par scléromètre.

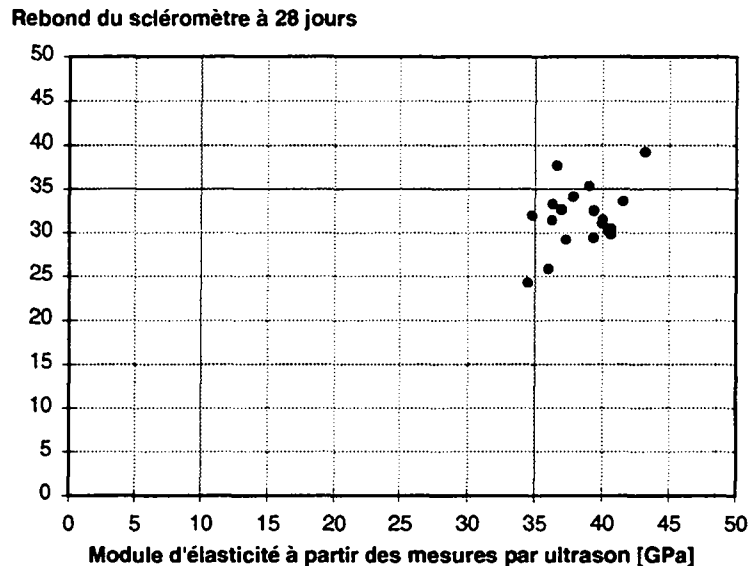


Figure 2.15: Dureté au choc comparée au module d'élasticité mesuré par ultrasons

2.7. Influence de la cure

Le module d'élasticité du béton dépend des modules propres de ses composants (granulats et pâte de ciment). Le volume des granulats étant prédominant, le module d'élasticité du béton est lié d'avantage à la qualité des granulats et, dans une proportion moindre, à la qualité de la pâte de ciment. La cure n'ayant une influence que sur la pâte de ciment, affecte par conséquent relativement peu le module d'élasticité du béton.

Pour des températures en laboratoire de 20 à 23°C, l'humidité dans la première semaine joue un rôle déterminant. Un béton conservé durant la première semaine dans une chambre humide où l'humidité relative $HR \cong 100 \%$ et par la suite conservé dans un local où l'humidité relative est comprise entre 24 % et 49 % a un module d'élasticité à 28 jours supérieur de 15 % à celui d'un béton conservé pendant les 28 jours dans le local à 24 - 49 % d'humidité [13].

L'importance de l'humidité diminue fortement après la première semaine; moins de 2 % pour la période de 7 à 28 jours.

La température du béton pendant la cure affecte la valeur du module d'élasticité et influence son évolution dans le temps. Pour des températures comprises entre -10°C et $+30^{\circ}\text{C}$, l'évolution du module d'élasticité du béton augmente avec l'augmentation de la température [63, 117]. Pour des températures plus élevées, il a été montré que le module d'élasticité diminue si celles-ci dépassent 30°C pendant la cure. Le module d'élasticité d'un béton préparé à 45°C et conservé dans l'eau à des températures journalières de 30 à 45°C est inférieur de 17.5 % à celui du même béton conservé dans des conditions normalisées [1].

2.7.1. Influence des conditions de chantier : cas des ponts sur l'Aubonne

L'élargissement des ponts sur l'Aubonne a donné l'occasion d'étudier, sur deux ponts construits dans des conditions climatiques différentes (l'un en hiver, l'autre en été), l'influence de la cure sur le module d'élasticité. Chaque tablier des deux élargissements (côté Jura et côté Lac) a été construit en deux étapes. Pour l'élargissement côté Jura, nous avons choisi la deuxième étape réalisée du 24 au 27 juin 1991. Quant à l'élargissement côté Lac, nous avons également choisi la deuxième étape réalisée du 25 au 28 novembre 1991. La figure 2.16 montre la section transversale des ponts sur l'Aubonne avec les deux élargissements (en noir dans le dessin).

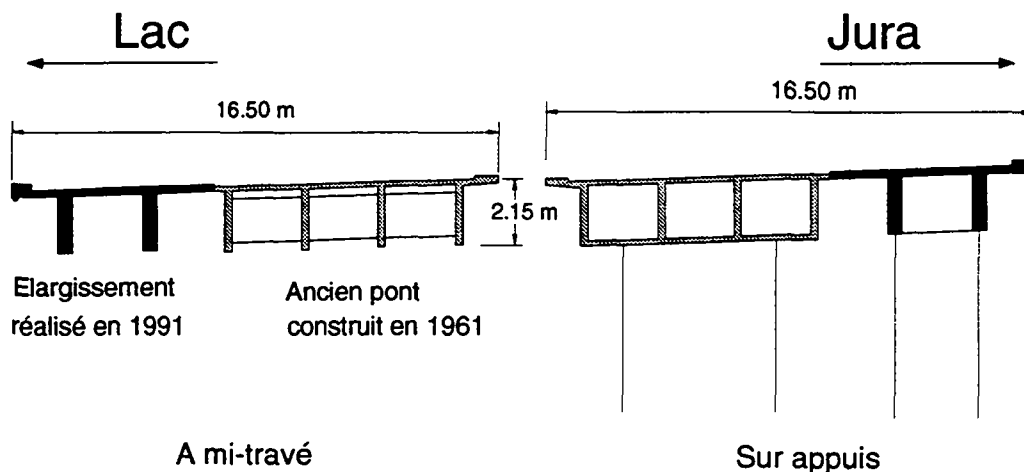


Figure 2.16: Section transversale des ponts sur l'Aubonne avec les deux élargissements

Cette investigation avait pour but d'observer l'influence des conditions de cure sur le module d'élasticité du béton et de déterminer les conditions de conservation les plus représentatives pour le béton de l'ouvrage.

2.7.1.1. Elargissement côté Jura

Dans ce cas, cinq groupes de 11 éprouvettes chacun, ont été prélevés lors du bétonnage. Trois groupes ont été utilisés pour étudier l'influence de la cure sur le module d'élasticité à 28 jours. Les deux groupes restants ont été testés ultérieurement aux dates correspondantes aux deux essais de charge effectués sur cet ouvrage. Les éprouvettes sont des cylindres normalisés de diamètre $\phi = 160 \text{ mm}$ et de longueur $\ell = 320 \text{ mm}$. Le premier groupe a été transporté au laboratoire un jour après le bétonnage pour être conservé dans une chambre humide où la température est constante: $T = 20^\circ\text{C}$ et l'humidité relative: $HR = 95 \%$ environ. Le deuxième groupe a été transféré au laboratoire après une semaine de conservation sur le chantier. Le troisième groupe a été gardé sur le chantier pendant 25 jours. Entre le 25^{ème} et le 28^{ème} jour les éprouvettes sont rectifiées, puis gardées dans la halle d'essai.

Afin de comparer les valeurs mesurées sur éprouvettes à celles du béton en place, trois carottes de diamètre $\phi = 100 \text{ mm}$ et de longueur $\ell = 200 \text{ mm}$ ont été forées dans le tablier au droit des entretoises. Le tableau 2.1 récapitule les conditions de cure des trois groupes d'éprouvettes testées à 28 jours, ainsi que des carottes.

	1 ^{er} jour	7 ^{ème} jour	25 ^{ème} j	28 ^{ème} j
Conditions du laboratoire		$T = 20^\circ\text{C}$ $HR = 95 \%$		
1 ^{er} (11 éprouv.)				
2 ^{ème} (11 éprouv.)				
3 ^{ème} (11 éprouv.)				
Conditions sur le chantier	$T = 18 \pm 3^\circ\text{C}$ $HR = 80 \pm 15 \%$	$T = 22 \pm 3^\circ\text{C}$ $HR = 80 \pm 15 \%$		
3 Carottes				

	Chantier		Laboratoire		Au sein de l'ouvrage		Local d'essai
---	----------	---	-------------	---	----------------------	---	---------------

Tableau 2.1: Conditions de conservation des différents groupes d'éprouvettes

La masse volumique, la vitesse du son et le module d'élasticité des éprouvettes et des carottes ont été mesurés à 28 jours. Les résultats des mesures sont présentés au tableau 2.2.

Groupe	Age [j]	Durée sur chantier [j]	Module E_c [GPa]	Résistance f_{cm} [MPa]	Vitesse du son [m/s]	Masse volum. [t/m ³]	Module E_{dyn} [GPa]
1 ^{er} (11 éprouv.)	28	1	34.7 ($\sigma = 1.32$)	44.7	4969	2.47	54.9
2 ^{ème} (11 éprouv.)	28	7	34.8 ($\sigma = 1.97$)	43.0	4907	2.47	53.5
3 ^{ème} (11 éprouv.)	28	25	34.7 ($\sigma = 2.47$)	44.3	4887	2.47	53.1
3 Carottes	28	25	32.2 ($\sigma = 0.10$)	38.4	4870	2.46	52.5

Tableau 2.2: Valeurs moyennes des propriétés mesurées sur les différents groupes d'éprouvettes subissant des conditions de cure différentes

On constate que le module d'élasticité statique est le même pour les trois groupes d'éprouvettes. Cela provient du fait que les conditions climatiques in situ n'étaient pas très différentes des conditions de laboratoire. Ces résultats nous permettent de conclure qu'une légère variation de l'humidité et de la température entre les conditions du laboratoire et de chantier, en l'occurrence $\Delta HR = 15 \%$ et $\Delta T = 2^\circ C$, ne change pratiquement pas la valeur moyenne du module d'élasticité. La résistance à la compression et la masse volumique n'ont pas été influencées par cette légère variation climatique.

En ce qui concerne la vitesse du son, on constate que les valeurs mesurées sur les éprouvettes conservées en laboratoire sont légèrement supérieures à celles mesurées sur les éprouvettes conservées sur chantier. Cette différence peut être expliquée par l'influence de l'humidité sur la vitesse du son. L'humidité étant plus élevée au laboratoire, l'eau pénètre davantage dans le béton et remplit ses pores, ce qui a pour effet d'augmenter la vitesse du son dans le béton.

Le module d'élasticité mesuré sur carottes est plus faible que celui des éprouvettes. Cette différence de 7.5 % peut être due à l'endommagement du béton lors du carottage et au nombre de carottes (3) qui est moins représentatif que 11 éprouvettes.

2.7.1.2. Elargissement côté Lac

Dans le cas de l'élargissement côté Lac, un programme d'essais réduit a été réalisé. Seuls trois groupes, de 12 éprouvettes chacun, ont été prélevés lors du bétonnage. Deux groupes ont été utilisés pour étudier l'influence de la cure sur le module d'élasticité à 28 jours et le troisième a été testé en même temps que l'essai de charge effectué sur l'ouvrage. Les éprouvettes du premier groupe ont été transportées le lendemain du bétonnage au laboratoire pour être conservées dans une chambre humide ($T = 20^\circ C$ et $HR = 95 \%$). Les éprouvettes du deuxième

groupe ont été gardées au chantier pendant 23 jours, puis ont été transportées au laboratoire pour être rectifiées et testées le 26^{ème} jour.

A l'âge de 23 jours trois carottes de diamètre $\phi = 100 \text{ mm}$ et de longueur $\ell = 200 \text{ mm}$ ont été prélevées dans le tablier au droit des entretoises pour être testées à 26 jours également. Le tableau 2.3 montre les conditions de conservation des deux groupes d'éprouvettes testées à 26 jours, ainsi que des carottes.

	1 ^{er} jour		23 ^{ème} j	26 ^{ème} j
Condition labo.		T = 20°C HR = 95 %		
1 ^{er} (12 éprouv.)				
2 ^{ème} (12 éprouv.)				
Conditions chantier	T = 2 ± 1°C HR = 90 ± 10 %	T = -1 ± 2°C HR = 85 ± 15 %	T = -3 ± 2°C HR = 90 ± 10 %	T = 0 ± 3°C HR = 90 ± 10 %
3 Carottes				

 Chantier
  Laboratoire
  Au sein de l'ouvrage
  Local d'essai

Tableau 2.3: Conditions de conservation des différents groupes d'éprouvettes du pont côté Lac

Les résultats moyens des essais de module d'élasticité, de résistance, des mesures de masse volumique et de vitesse du son sont présentés dans le tableau 2.4.

Groupe	Age [j]	Durée sur chantier [j]	Module E_c [GPa]	Résistance f_{cm} [MPa]	Vitesse du son [m/s]	Masse volum. [t/m ³]	Module E_{dyn} [GPa]
1 ^{er} (12 éprouv.)	26	1	41.3 ($\sigma = 1.61$)	48.7	5097	2.5	58.5
2 ^{ème} (12 éprouv.)	26	23	38.9 ($\sigma = 2.53$)	47.7	5069	2.49	57.6
3 Carottes	26	23	34.6 ($\sigma = 1.01$)	46.9	5117	2.47	58.2

Tableau 2.4: Valeurs moyennes des propriétés mesurées sur les différents groupes d'éprouvettes sous différentes conditions de cure

Du fait que l'humidité in situ et en laboratoire était pratiquement la même, la différence dans les résultats doit être attribuée à l'influence de la température. En effet, la température sur le chantier était de 20°C inférieure à celle du laboratoire. Le module d'élasticité statique à l'âge de 26 jours est inférieur pour les éprouvettes conservées in situ (6 % de différence). La résistance est légèrement affectée et sa diminution est de 2 %. La vitesse du son est légèrement affectée.

Les carottes donnent un module d'élasticité inférieur de 11 % par rapport au module des éprouvettes gardées in situ. Cette différence est plus importante que celle mesurée dans le cas de l'élargissement côté Jura.

2.8. Effet du temps sur la vitesse du son et le module d'élasticité

La vitesse du son ainsi que le module d'élasticité ont été mesurés sur plusieurs bétons pour suivre l'évolution de ce dernier et sa corrélation avec celle de la vitesse du son dans le temps. La figure 2.17 montre l'évolution dans le temps de la vitesse du son mesurée sur 3 x 11 éprouvettes conservées in situ, l'évolution de la vitesse du son mesurée in situ sur la superstructure et enfin l'évolution des modules d'élasticité statique et dynamique mesurés sur les éprouvettes conservées in situ. On constate que la vitesse du son n'augmente pas après l'âge de 28 jours, ni sur éprouvettes ni sur la superstructure. Par contre, le module d'élasticité statique continue à augmenter jusqu'à l'âge de trois mois. Cela montre clairement que la conversion du module d'élasticité dynamique mesuré par ultrasons doit tenir compte du facteur temps. Cependant, après l'âge de trois mois les variations de la vitesse de son et du module d'élasticité sont pratiquement nulles.

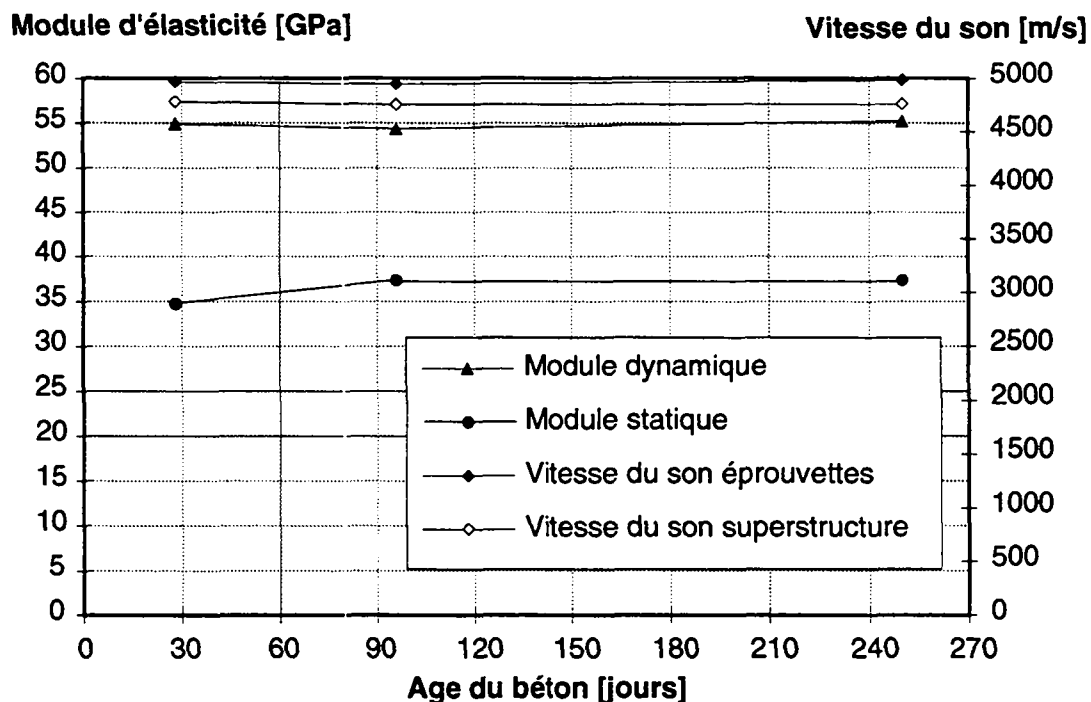


Figure 2.17: Evolution dans le temps du module d'élasticité et de la vitesse du son dans le cas du pont sur l'Aubonne côté Jura

L'évolution de la vitesse du son et du module d'élasticité étudiée en laboratoire sur trois bétons a confirmé les mêmes résultats constatés in situ.

2.8.1. Evolution du module global du pont

Le module d'élasticité du béton a été mesuré à plusieurs reprises pour l'élargissement du pont sur l'Aubonne côté Jura. Trois jeux de 11 éprouvettes chacun ont été conservés in situ et testés consécutivement à 28 jours, à 3 mois (date du premier essai de charge sur le pont) et à 8 mois (date du deuxième essai de charge). Des mesures par ultrasons ont été effectuées aux mêmes dates. A chaque date, trois carottes ont été forées dans le pont et testées en laboratoire. Un essai de charge a été répété deux fois avec quatre camions d'un poids total de 100 tonnes.

La figure 2.18 montre l'évolution du module d'élasticité mesurée sur éprouvettes et sur l'ouvrage. On constate que le module d'élasticité continue d'augmenter entre 28 jours et 3 mois comme l'indiquent les mesures sur éprouvettes, sur carottes ainsi que les mesures par ultrasons. Le module d'élasticité ne se développe plus de manière mesurable après l'âge de trois mois comme l'indiquent les mesures sur éprouvettes et l'essai de charge sur l'ouvrage entier.

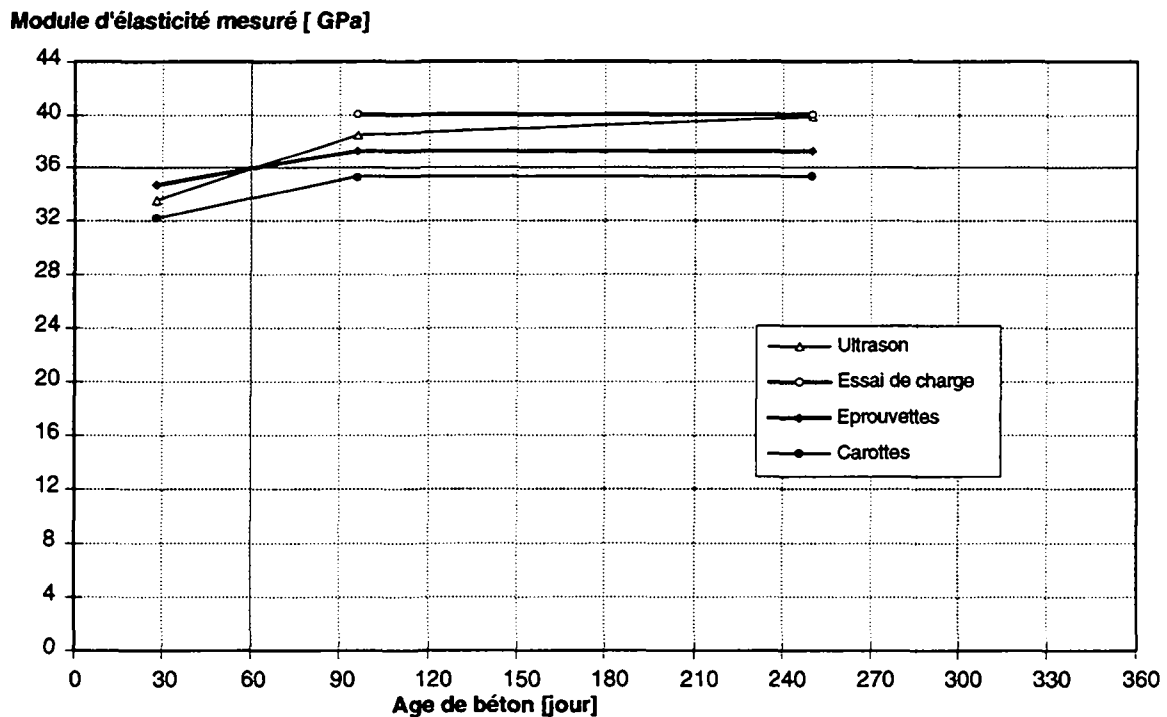


Figure 2.18: Evolution du module d'élasticité mesuré sur l'élargissement du pont sur l'Aubonne côté Jura

De cet exemple, on peut conclure que le module d'élasticité du béton peut être mesuré sur éprouvettes moulées prélevées lors du bétonnage ou par la mesure de la vitesse du son. Le cas de l'élargissement du pont sur l'Aubonne côté Lac a également confirmé ces conclusions.

2.8.2. Evolution du module en laboratoire

L'évolution du module d'élasticité du béton a été étudié sur quatre bétons conservés en laboratoire. Trois éprouvettes de diamètre $\phi = 160 \text{ mm}$ et d'une longueur $\ell = 320 \text{ mm}$ ont été prélevées de chaque béton. Les mêmes éprouvettes ont été essayées à trois reprises; la première fois à 28 jours, la seconde à 3 mois environ et la troisième est à l'âge d'un an environ. La figure 2.19 montre le rapport entre le module d'élasticité mesuré sur les éprouvettes et leur module à 28 jours. On constate que le fait de charger les éprouvettes à un jeune âge de 28 jours, par une charge cyclique valant le tiers de la résistance à la compression n'a pas empêché le module d'élasticité à se développer. Un second constat c'est que l'évolution du module suit bien l'évolution prévue par le code modèle CEB-FIP. Le module d'élasticité augmente très peu après l'âge de trois mois, ce qui confirme les résultats mesurés in situ sur éprouvettes et par essai de charge.

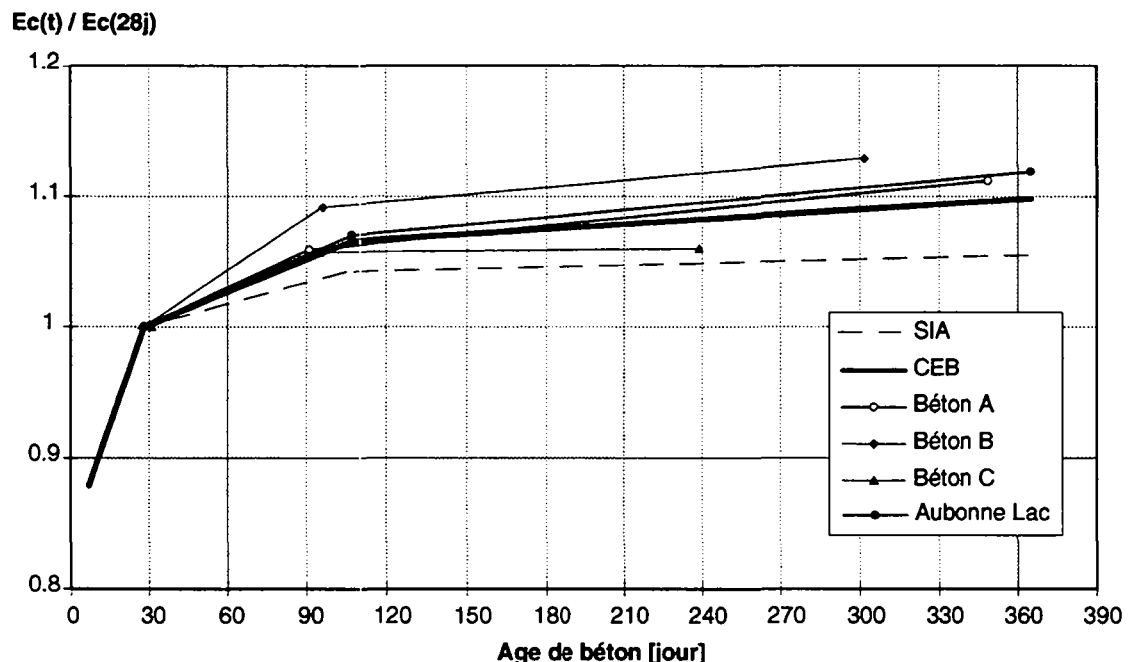


Figure 2.19: Evolution du module d'élasticité du béton conservé en laboratoire, comparé avec celle prévue par les normes suisse et européenne

En conclusion, on peut dire que la vitesse du son n'évolue pratiquement pas après l'âge de 28 jours. La valeur finale du module d'élasticité statique est acquise pour l'essentielle à 28 jours bien qu'évoluant encore légèrement jusqu'à l'âge de trois mois. Après trois mois l'évolution du module d'élasticité est pratiquement nulle in situ et difficilement mesurable en laboratoire.

2.9. Méthode simplifiée pour l'estimation du module d'élasticité

Pour estimer le module d'élasticité d'un ouvrage existant, les mesures par ultrasons sont recommandées. Le module d'élasticité peut être donné en fonction de la vitesse du son par l'équation 2.3 pour des bétons avec une vitesse du son entre 4.3 et 5.3 km/s:

$$E_c = k v^2 \quad (2.3)$$

où E_c [GPa] : module d'élasticité statique sécant selon la SIA 162/1;

v [km/s] : vitesse du son dans le béton;

$k = 1.68$ $t \geq 180$ jours;

t : âge du béton en jours;

$k = t^{0.1}$ pour $t < 180$ jours.

Module d'élasticité [GPa]

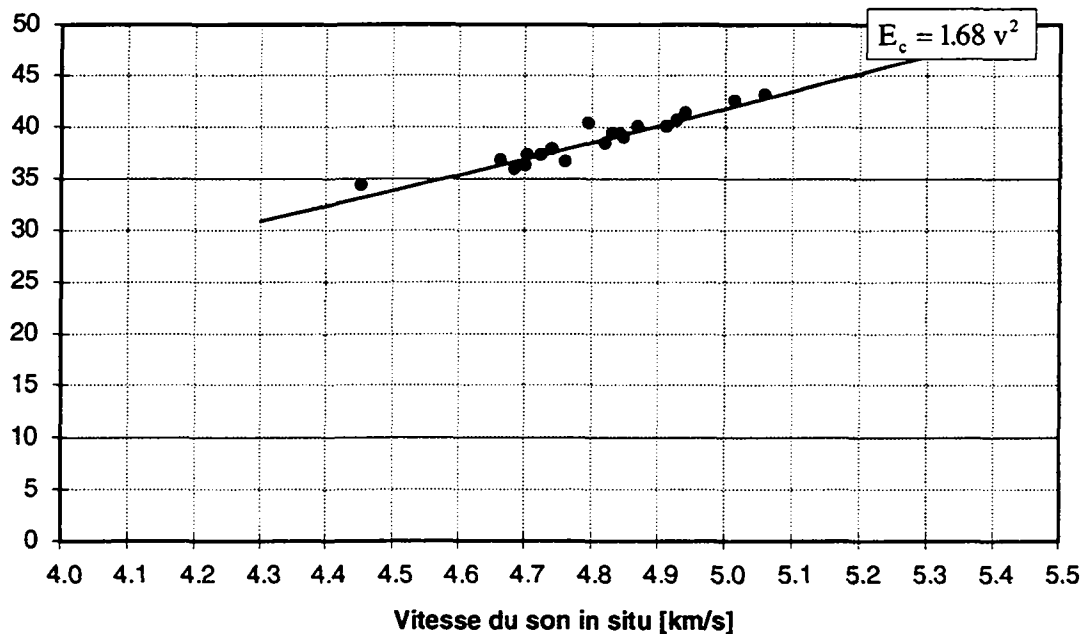


Figure 2.20: Module d'élasticité en fonction de la vitesse du son in situ selon la méthode simplifiée comparé avec les résultats de la méthode précise

La figure 2.20 montre une comparaison entre le module d'élasticité calculé selon la méthode simplifiée et celui calculé selon la méthode précise qui consiste à calculer le module dynamique (Eq. 2.1) et à le convertir en module statique (§ 2.5.3.1).

2.10. Recommandations pour la pratique

- La cure du béton dans la première semaine, surtout l'humidité, joue un rôle déterminant sur la valeur finale du module d'élasticité. Cela montre l'importance de la protection contre la dessiccation du béton pendant son jeune âge.
- Le module d'élasticité du béton peut être mesuré sur éprouvettes moulées prélevées lors du bétonnage. Il est recommandé de prélever lors du bétonnage 3 éprouvettes de chaque travée du pont. Un minimum de 6 éprouvettes sera prélevé d'un pont à une seule travée et un maximum de 12 éprouvettes pour un pont composé de plus de 4 travées. Ces éprouvettes seront conservées en laboratoire et testées à 28 jours pour avoir un module d'élasticité caractéristique du béton de l'ouvrage.
- Dans un ouvrage existant, le module d'élasticité peut être mesuré par ultrasons. Bien que la vitesse du son n'évolue pratiquement pas après l'âge de 28 jours et que le module d'élasticité évolue de manière significative jusqu'à l'âge de 6 mois, le module d'élasticité peut être obtenu par l'équation (2.3) proposée dans le paragraphe précédant. Cette équation tient compte de la différence entre l'évolution dans le temps du module d'élasticité et celle de la vitesse du son.

3 INERTIE EFFECTIVE DE LA SUPERSTRUCTURE

3.1. Introduction

Un comportement parfaitement élastique et non fissuré est généralement admis pour le calcul des déformations d'un pont en béton précontraint. A priori, il semble donc facile de déterminer le moment d'inertie puisqu'il ne dépend ainsi que de la géométrie de la section. Cependant l'analyse statistique de la base de données a montré que l'inertie effective dépend des parapets, du revêtement et de la fissuration qui est influencée par la méthode de construction. L'armature passive et de précontrainte augmentent l'inertie effective, alors que les fissures et micro-fissures la diminuent. L'analyse de l'affinité des déformées mesurée et calculée a montré que l'inertie de la superstructure n'est pas constante tout au long du pont. Ce chapitre présente l'influence de ces différents paramètres, dont il faut tenir compte pour cerner au mieux l'inertie effective d'un pont. La largeur de participation du tablier sera également traitée tant sur appuis qu'en travée.

3.2. Bordures et parapets

L'étude statistique de la base de données a montré que l'augmentation moyenne de la rigidité observée pour les ponts testés avec parapets massifs par rapport aux ponts testés sans parapets est de 31 %. Cette participation à l'inertie varie d'un pont à l'autre selon la section transversale du pont, les dimensions des parapets et leur liaison avec la superstructure.

3.2.1. Efficacité des bordures

L'inertie de la section transversale de 88 ponts a été calculée en tenant compte du revêtement, des bordures et de l'armature passive et précontrainte. Les parapets massifs et les bordures sur lesquelles les glissières sont fixées ont été pris en considération, par contre les glissières métalliques ont été négligées. Il en a résulté une augmentation moyenne de l'inertie des ponts avec parapets massifs de 36 % (Eq. 3.1):

$$\frac{I_{\text{section avec parapets}}}{I_{\text{section sans parapets}}} = 1.36 \quad (3.1)$$

Cette augmentation de 36 %, calculée avec un coefficient d'efficacité des parapets massifs de 100 %, est supérieure à celle trouvée par l'étude statistique (31 %). D'autre part, les flèches

calculées avec cette nouvelle inertie sont inférieures de 8 % à celles mesurées. Cette différence montre que l'inertie calculée avec les parapets massifs est ainsi surestimée, parce qu'en réalité l'efficacité des parapets n'est pas totale.

Le coefficient d'efficacité des parapets massifs k_{par} peut être exprimé par un module d'élasticité E_{par} réduit par rapport à celui de la superstructure E_c (Eq. 3.2):

$$E_{\text{par}} = k_{\text{par}} E_c \quad (3.2)$$

Les coefficients d'efficacité des parapets massifs et des bordures à glissières ont été déterminés en parallèle. La différence entre les flèches mesurées et calculées a été minimisée en fonction de ces coefficients. Le coefficient d'efficacité des parapets massifs k_{par} a ainsi été trouvé égal à 0.67. De la même manière, le coefficient d'efficacité des bordures à glissières k_b a été trouvé égal à 0.9. Cela signifie que la participation des parapets massifs à la rigidité peut être calculée en tenant compte de leurs vraies dimensions avec un module d'élasticité réduit d'un tiers par rapport à celui de la superstructure. De même, le module d'élasticité des bordures à glissières doit être pris égal à 90 % de celui de la superstructure.

Les parapets doivent être pris en considération dans le calcul des flèches lors de l'essai de charge afin de trouver la flèche la plus probable. Quant à la prise en compte des parapets pour la vérification de la sécurité structurale, elle ne pourra se faire qu'avec prudence.

3.2.2. Participation des bordures à l'inertie

Après avoir déterminé les coefficients d'efficacité des parapets massifs et des bordures en béton, leur influence sur l'inertie des ponts a été calculée. En tenant compte d'un coefficient d'efficacité des parapets de 0.67 et en utilisant les dimensions réelles des parapets, l'augmentation moyenne de l'inertie de 31 ponts testés avec des parapets est de 24 % (Eq. 3.3):

$$\frac{I_{\text{section avec parapets}}}{I_{\text{section sans parapets}}} = 1.24 \quad (3.3)$$

De même, pour 52 ponts testés avec des bordures à glissières, l'influence de ces bordures a été calculée en utilisant leurs dimensions réelles avec un coefficient d'efficacité de 0.9. L'augmentation moyenne de l'inertie due aux bordures en béton est de 6.3 % (Eq. 3.4):

$$\frac{I_{\text{section avec bordures à glissières}}}{I_{\text{section sans bordures}}} = 1.063 \quad (3.4)$$

3.2.3. Etude paramétrique sur l'influence des bordures

Afin d'étudier l'influence des bordures sur l'inertie des ponts selon le type de la section transversale, une étude paramétrique a été entreprise. Celle-ci a été effectuée sur la base de 88 ponts analysés, en utilisant leurs vraies dimensions. Des bordures de dimensions courantes ont été utilisées pour cette étude.

3.2.3.1. Influence de l'efficacité des parapets massifs

Des parapets massifs d'une hauteur $h_{par} = 110$ cm et d'une épaisseur $b_{par} = 25$ cm ont été supposés exister sur chacun des 88 ponts analysés. L'inertie de la section transversale a été calculée pour chacun des ponts avec et sans parapets. L'augmentation de l'inertie due aux parapets ainsi que l'augmentation moyenne pour tous les ponts du même type de section transversale ont été calculées. La figure 3.1 montre l'augmentation moyenne de l'inertie, causée par ces parapets massifs en béton en fonction du coefficient d'efficacité de ceux-ci. L'augmentation de l'inertie due aux parapets est définie dans l'équation 3.5:

$$\text{Augmentation de l'inertie [\%]} = \left(\frac{I_{\text{section avec parapets}}}{I_{\text{section sans parapets}}} - 1 \right) \times 100 \quad (3.5)$$

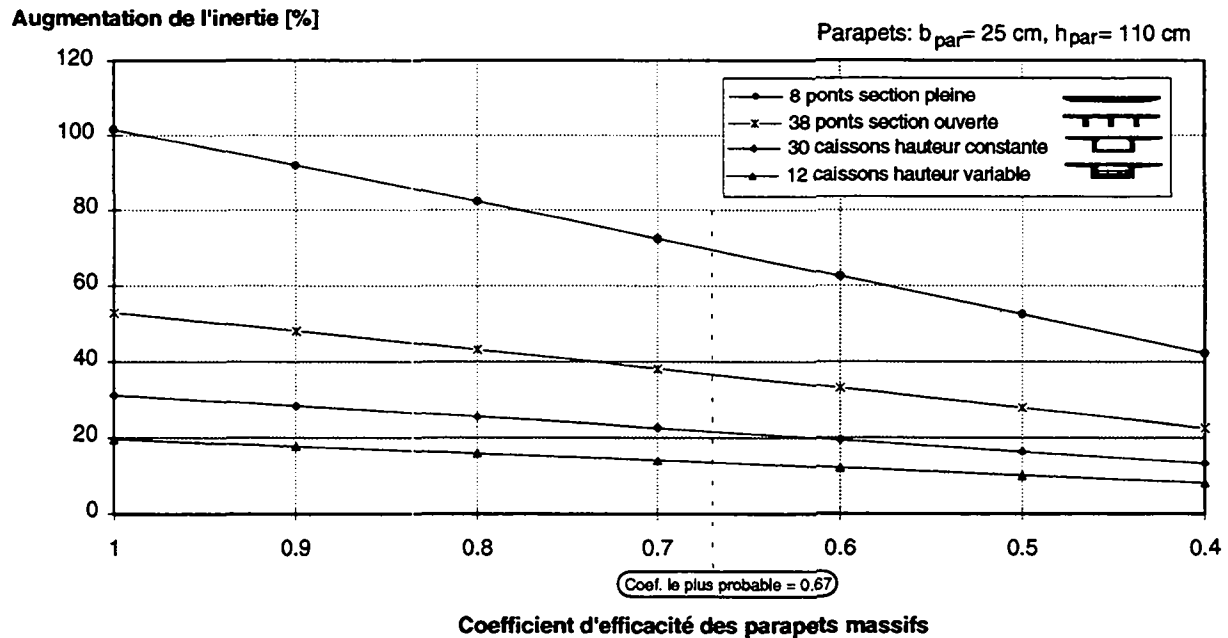


Figure 3.1: Augmentation moyenne de l'inertie due à des parapets en béton (25 x 110 cm) en fonction de leur coefficient d'efficacité pour quatre familles de sections transversales de ponts

Chaque point des différentes courbes de la figure 3.1 est donc la moyenne de toutes les augmentations concernant les ponts du même type de section transversale. Les valeurs recommandées sont celles correspondant à un coefficient d'efficacité des parapets égal à 0.67. On constate la grande influence des parapets en béton sur l'inertie; ils augmentent l'inertie en moyenne de 15 à 20 % pour les ponts caissons et même jusqu'à 70 % pour les ponts dalles.

3.2.3.2. Influence de l'efficacité des bordures à glissières

L'influence des bordures en béton, servant de support aux glissières, sur l'inertie a été également étudiée sur les 88 ponts analysés. Des bordures d'une épaisseur $h_b = 20$ cm et d'une largeur $b_b = 70$ cm ont été supposés exister sur chaque pont. L'inertie de la section transversale a été calculée pour chacun des ponts avec et sans bordures. L'augmentation de l'inertie due aux bordures ainsi que l'augmentation moyenne pour tous les ponts du même type de section transversale ont été calculées. La figure 3.2 montre l'augmentation moyenne de l'inertie due à la présence des bordures en béton de 70 x 20 cm en fonction de leur coefficient d'efficacité. Les valeurs recommandées sont celles correspondant à un coefficient d'efficacité des bordures égal à 0.90 trouvé auparavant. On constate que l'influence des bordures n'est pas négligeable, puisqu'elle est de 5 à 11 % suivant le type de la section.

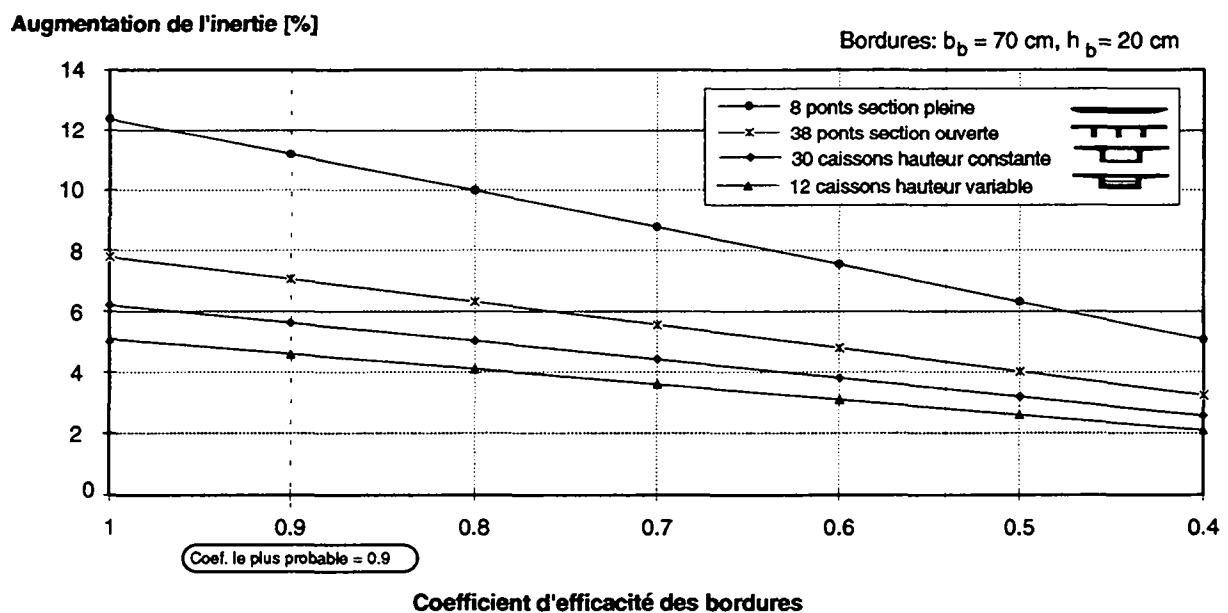


Figure 3.2: Augmentation moyenne de l'inertie due à des bordures en béton de 70 cm de largeur et de 20 cm d'épaisseur en fonction de leur coefficient d'efficacité

L'annexe D permet d'estimer l'importance de l'augmentation de l'inertie de la section transversale due aux parapets en fonction de la largeur du tablier et de la hauteur de la section.

3.2.4. Modélisation des bordures dans le calcul

Le coefficient d'efficacité des parapets massifs a été déterminé en égalisant les flèches calculées à celles mesurées à mi-travée chargée. Les parapets sont généralement fissurés sur appuis lors de l'essai de charge. Cette fissuration est causée par les charges de l'essai accompagnées des contraintes de traction dues au retrait différentiel entre le béton de la superstructure et celui des parapets bétonné plus tard. Un coefficient d'efficacité uniforme tout au long du pont n'est donc pas représentatif de la réalité. D'ailleurs, un tel coefficient donne des flèches calculées au milieu de la travée adjacente supérieures à celles mesurées. Pour obtenir la même flèche, à mi-travée chargée, que celle calculée avec un coefficient uniforme de 0.67 tout en améliorant l'affinité dans les travées adjacentes, deux coefficients d'efficacité doivent être introduits. Un coefficient de 0.4 sera utilisé sur 15 % de la portée de part et d'autre de l'appui et un coefficient de 0.8 sera utilisé en travée (figure 3.3). Les bordures à glissières peuvent être prises en compte avec un coefficient d'efficacité égal à 0.9 sur toute la longueur du pont.

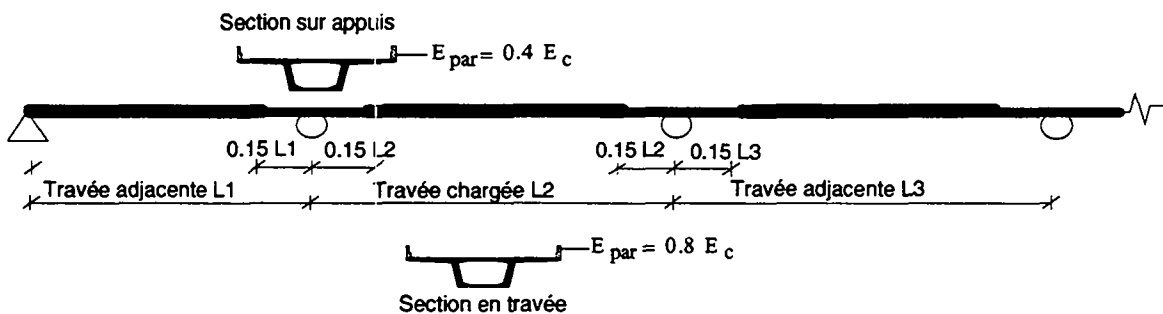


Figure 3.3: Modèle de prise en compte des parapets lors du calcul des déformations

3.3. Revêtement

L'étude statistique a montré une augmentation moyenne de 6.4 % de la rigidité des ponts testés avec revêtement. Cette participation à l'inertie de la superstructure des ponts varie d'un pont à l'autre selon la section transversale du pont, l'épaisseur du revêtement et de la température. Le calcul de la rigidité de la superstructure sera effectué en considérant le

revêtement comme une couche supplémentaire ayant un module d'élasticité égal à celui du revêtement.

3.3.1. Module d'élasticité du revêtement

La plage de température lors d'un essai de charge est comprise entre 0°C et 30°C. C'est donc pour ces températures qu'il est nécessaire de connaître le module d'élasticité du revêtement qui est généralement composé de plusieurs couches y compris une d'étanchéité. On trouve dans la littérature diverses valeurs pour ce module en fonction de la température. Les différences viennent de la composition du revêtement et de la procédure de l'essai. La composition du revêtement est variable d'un pont à l'autre et par conséquent son module d'élasticité. C'est pourquoi dans cette étude une valeur moyenne, mais fonction de la température, est utilisée.

La variation du module d'élasticité du revêtement en fonction de la température a été prise selon des résultats d'essai trouvés dans [77, 129]. Quant aux valeurs de ce module, elles ont été adaptées de façon à minimiser la différence entre les flèches mesurées et calculées à mi-travée chargée des 88 ponts étudiés. Ces valeurs reproduisent également les résultats de l'étude statistique. La figure 3.4 montre la variation du module d'élasticité proposé en fonction de la température pour tenir compte de la participation du revêtement à l'inertie.

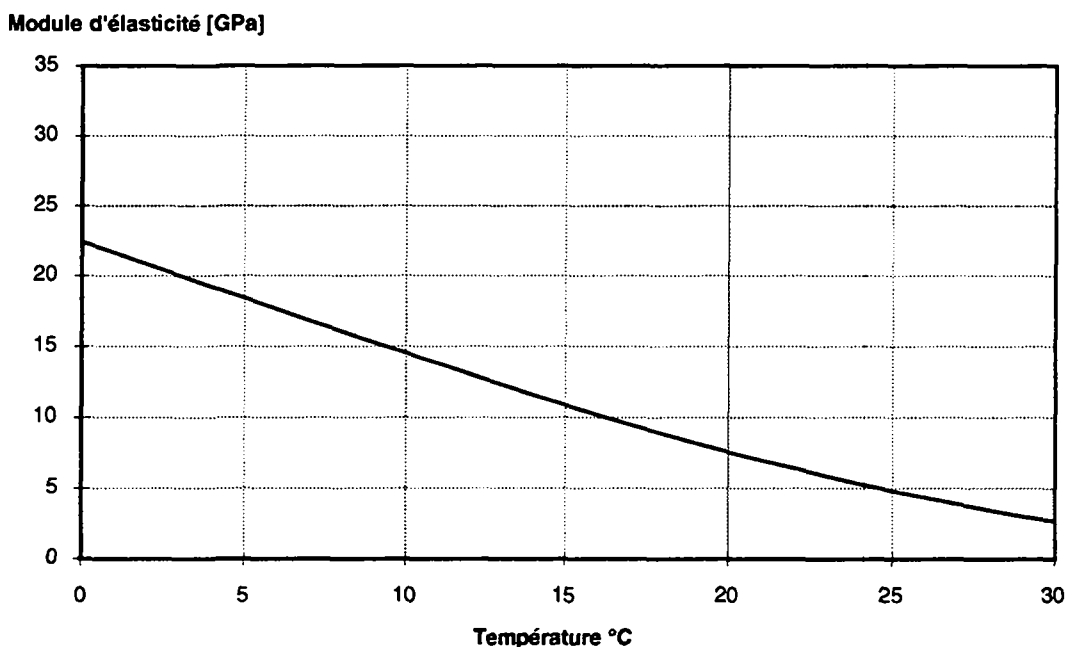


Figure 3.4: Module d'élasticité du revêtement en fonction de la température

3.3.2. Participation du revêtement à l'inertie

Le module d'élasticité du revêtement a été déterminé en fonction de la température mesurée lors de l'essai de 56 ponts testés avec le revêtement déjà en place. L'augmentation de l'inertie a été calculée en tenant compte de l'épaisseur du revêtement indiquée sur les plans. Il en a résulté une augmentation moyenne de 6.6 % (Eq. 3.6) à comparer aux 6.4 % trouvée par l'analyse statistique.

$$\frac{I_{\text{section avec revêtement}}}{I_{\text{section sans revêtement}}} = 1.066 \quad (3.6)$$

Dans la pratique, la prise en considération du revêtement ne se fera que pour le calcul des flèches lors de l'essai de charge afin de trouver la flèche la plus probable. Le revêtement ne doit évidemment pas être pris en compte pour la vérification de la sécurité structurale, et même pas de l'aptitude au service car sa contribution varie fortement en fonction de la température ambiante.

3.3.3. Etude paramétrique sur l'influence du revêtement

Une étude paramétrique basée sur la géométrie réelle de 88 ponts a été effectuée afin de déterminer l'influence du revêtement sur l'inertie des ponts classés selon le type de section transversale et en fonction de la température.

Augmentation de l'inertie [%]

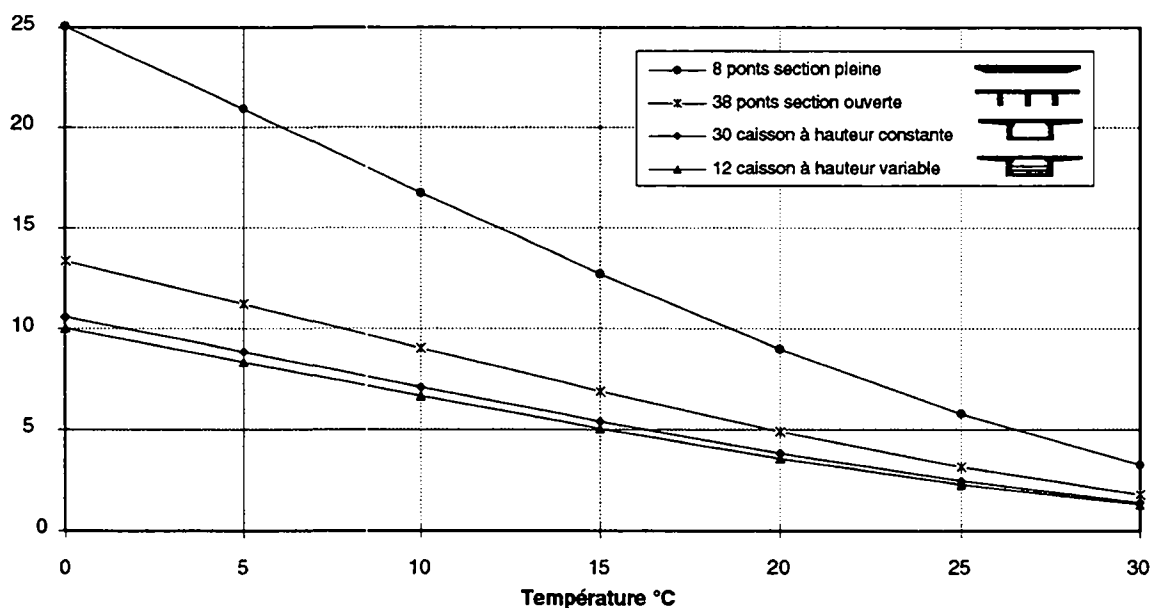


Figure 3.5: Augmentation moyenne de l'inertie due à 10 cm de revêtement en fonction de la température pour 88 ponts de différents types de section transversale

Un revêtement d'une épaisseur de 10 cm a été supposé exister sur les 88 ponts. L'inertie a été, tout d'abord, calculée pour chaque pont sans et avec revêtement. Ensuite, l'augmentation de l'inertie a été calculée pour chaque pont et la moyenne a été calculée pour tous les ponts ayant le même type de section transversale. Cela a été répété pour plusieurs températures entre 0 et 30 °C. La figure 3.5 montre l'augmentation moyenne de l'inertie due à 10 cm de revêtement en fonction de la température. La plus grande influence est naturellement constatée pour les ponts dalles. Dans tous les cas, cette influence diminue fortement lorsque la température augmente. La participation du revêtement à l'inertie peut être négligée pour les températures dépassant les 30 °C.

L'influence du revêtement dépend également de la géométrie de la section transversale. Lorsque la hauteur de la section transversale augmente, l'influence du revêtement diminue. Cette diminution est donc peu importante pour les ponts caissons. Finalement, on peut s'attendre à une influence négligeable de la largeur de pont sur la participation du revêtement car presque la totalité de la largeur du pont est revêtue.

3.3.4. Calcul simplifié de l'influence du revêtement

L'étude paramétrique sur l'influence du revêtement basée sur 88 ponts a montré que le type de section transversale et la température sont les paramètres les plus importants pour la participation du revêtement à l'inertie. L'augmentation de l'inertie est définie par l'équation 3.7:

$$\text{Augmentation de l'inertie [\%]} = \left(\frac{I_{\text{section avec revêtement}}}{I_{\text{section sans revêtement}}} - 1 \right) \times 100 \quad (3.7)$$

Pour un calcul rapide, cette augmentation peut être exprimée de manière simple en fonction de la température et de l'épaisseur du revêtement selon le type de la section transversale (Eqs 3.8, 3.9 et 3.10).

Caissons :

$$\text{Augmentation de l'inertie [\%]} = (100 - 3.5 T) t_{\text{rev}} \quad (3.8)$$

Section ouverte :

$$\text{Augmentation de l'inertie [\%]} = (130 - 3.8 T) t_{\text{rev}} \quad (3.9)$$

Dalles :

$$\text{Augmentation de l'inertie [\%]} = (250 - 8 T) t_{\text{rev}} \quad (3.10)$$

où :

T : la température [°C];

t_{rev} : l'épaisseur du revêtement [m].

Pour des températures dépassant les 30 °C, l'influence du revêtement peut être négligée.

3.4. Participation de l'armature

L'armature passive ainsi que l'acier de la précontrainte augmentent l'inertie de la section transversale qui ne serait composée que de béton à cause de leur module d'élasticité plus élevé. On en tient compte en introduisant la notion d'inertie de la section transformée.

3.4.1. Armature passive

L'augmentation de l'inertie due à l'armature passive a été calculée en fonction du taux d'armature. Il se trouve que cette augmentation est pratiquement la même pour les ponts caissons à hauteur constante et variable ainsi que pour les ponts à section transversale ouverte. La figure 3.6 montre l'augmentation de l'inertie en fonction du taux d'armature pour les ponts dalles et les ponts caissons ou de section transversale ouverte. On constate que pour un même taux d'armature, l'augmentation de l'inertie d'un pont dalle est presque le double de celle d'un pont caisson ou de section ouverte.

Le taux réel de l'armature longitudinale passive moyenne a été calculée en se basant sur les plans d'armature de 20 ponts de section transversale en caisson et de section ouverte. Ce taux a été trouvé égal à 0.50 %. Si l'on généralise ce pourcentage à l'ensemble des ponts caissons et à section ouverte, l'augmentation moyenne de l'inertie due à l'armature passive serait de 2.6 %. Une estimation plausible du taux d'armature passive dans les ponts dalles de 0.35 %, donne une augmentation de l'inertie d'environ 3 %.

Augmentation de l'inertie [%]

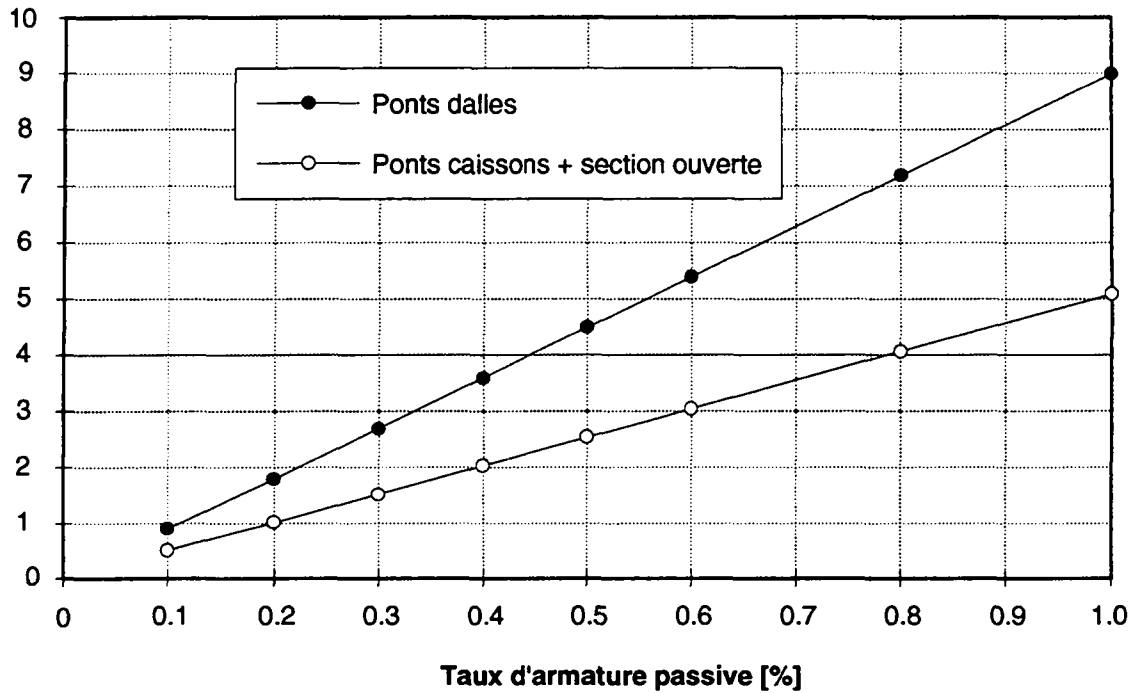


Figure 3.6: Augmentation de l'inertie de la section transversale en fonction du taux d'armature passive

L'augmentation de l'inertie due à l'armature passive peut être exprimée en fonction du pourcentage d'armature et le type de la section transversale (Eqs 3.11 et 3.12):

Pour les ponts de section transversale en caisson et de section ouverte :

$$\text{Augmentation de l'inertie [\%]} = 5\rho_s \quad (3.11)$$

Pour les ponts dalles :

$$\text{Augmentation de l'inertie [\%]} = 9\rho_s \quad (3.12)$$

où :

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c} \times 100 : \text{pourcentage d'armature passive moyen de la section totale } (A_c).$$

3.4.2. Acier de précontrainte

L'acier de précontrainte influence également l'inertie de la section transversale, mais avec la différence que cette contribution est fonction de sa position dans la section. Une prise en

compte précise implique de connaître le tracé du câble de précontrainte et de considérer la portée comme une poutre à inertie variable lors du calcul des flèches. Evidemment, seuls les câbles injectés participent à l'inertie de la section transversale d'un pont.

3.4.2.1. Participation à l'inertie des caissons et des sections ouvertes

L'augmentation de l'inertie de la section transformée par rapport à la section en béton seul a été calculée pour un pont caisson à hauteur constante. Le tracé du câble est une parabole du second degré raccordée à un arc de cercle de 5 m de diamètre sur appuis. La portée du pont est de 50 m avec une largeur de 15 m et une hauteur de 2.5 m. La précontrainte a été calculée pour balancer 100 % des charges permanentes (poids propre avec 10 cm de revêtement). La figure 3.7 montre l'augmentation de l'inertie pour une demi portée du pont en fonction de la position du câble de précontrainte. Cette augmentation de l'inertie engendre une diminution de 3.4 % de la flèche à mi-travée intermédiaire d'une poutre continue sous une charge uniformément répartie.

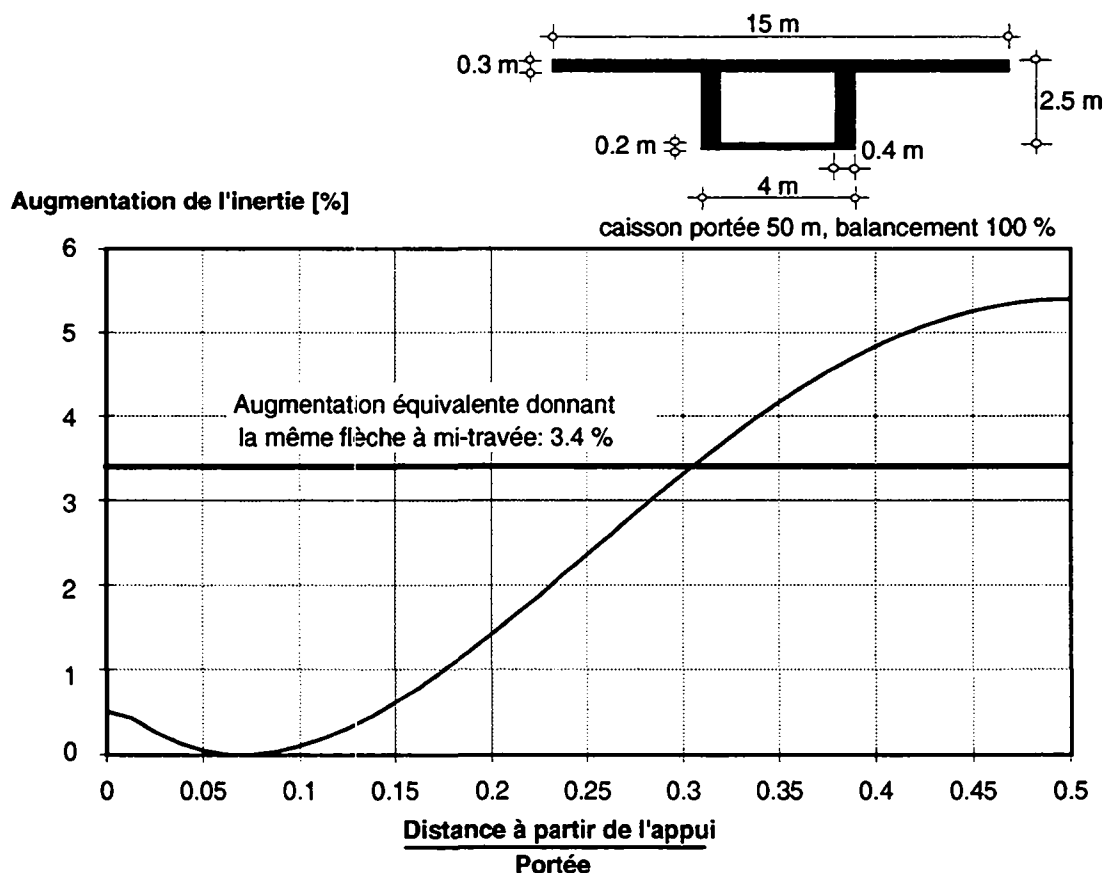


Figure 3.7: Augmentation de l'inertie des sections d'un caisson sur une demi portée en fonction de la position du câble de précontrainte

Pour une même portée et largeur du tablier, deux facteurs importants influencent la participation de la précontrainte à l'inertie. Ces facteurs sont le degré de balancement et l'élancement du caisson. L'augmentation de l'inertie étant variable d'une section à l'autre, nous avons adopté la notion de l'augmentation équivalente de l'inertie, qui donne une flèche à mi-travée égale à la flèche obtenue en tenant compte d'une inertie variable (Eq. 3.13):

$$\text{Augmentation équivalente} = 1 - \frac{\text{flèche (béton + acier précont.)}}{\text{flèche (béton seul)}} \quad (3.13)$$

La figure 3.8 montre l'augmentation équivalente de l'inertie en fonction du degré de balancement et de l'élancement d'un pont. Une étude semblable sur les ponts à section transversale ouverte a montré une participation de la précontrainte pratiquement identique à celle des ponts caissons. L'élancement moyen des 30 ponts caissons à hauteur constante analysés est de 20. Le degré de balancement peut être estimé à 75 %, ce qui donne une augmentation de l'inertie d'environ 2.5 %. L'élancement moyen des 38 ponts avec section ouverte est de 17.5, ce qui donne une augmentation de l'inertie d'environ 2 % pour le même degré de balancement que les ponts caissons.

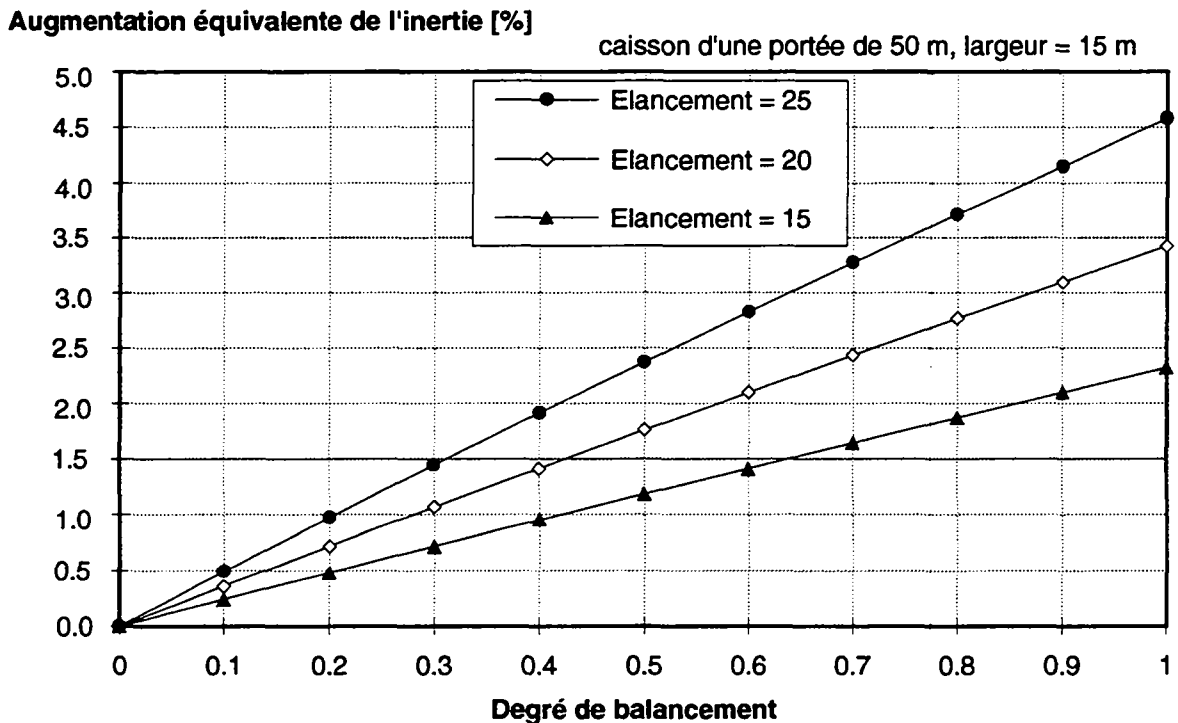


Figure 3.8: Augmentation équivalente de l'inertie d'un caisson en fonction du degré de balancement et de l'élancement du pont

L'augmentation équivalente de l'inertie des ponts caissons ou à section ouverte due à l'acier de précontrainte parabolique peut être donnée en fonction du degré de balancement et de l'élancement du pont (Eq. 3.14).

$$\text{Augmentation de l'inertie [\%]} = 0.17 \beta \lambda \quad (3.14)$$

où :

$$\beta = \frac{u}{g} : \text{degré de balancement;}$$

u : charge de déviation des câbles de précontrainte;

g : charges permanentes;

$$\lambda = \frac{\ell}{h} : \text{élancement du pont;}$$

ℓ : portée du pont;

h : hauteur de la section transversale.

3.4.2.2. Participation à l'inertie des ponts dalles

L'influence de l'acier de précontrainte sur l'inertie de la section transversale d'un pont dalle a été trouvée beaucoup moins importante que celle des ponts caissons. L'augmentation de l'inertie de la section transformée par rapport à celle de béton seul a été calculée pour un pont dalle. Le tracé du câble est une parabole du second degré raccordée à un arc de cercle de 5 m de diamètre sur appuis. La portée du pont est de 20 m avec une largeur de 15 m et une hauteur de 1 m. La précontrainte a été calculée pour balancer 100 % des charges permanentes. La figure 3.9 montre l'augmentation de l'inertie pour une demi portée de la dalle en fonction de la position du câble de précontrainte. Cette augmentation résulte par une diminution de la flèche de 0.7 % à mi-travée intermédiaire d'une poutre continue sous une charge uniformément répartie. On constate que l'influence de la précontrainte est d'environ 5 fois moins importante dans les ponts dalles que dans les ponts caissons et ceux de section transversale ouverte.

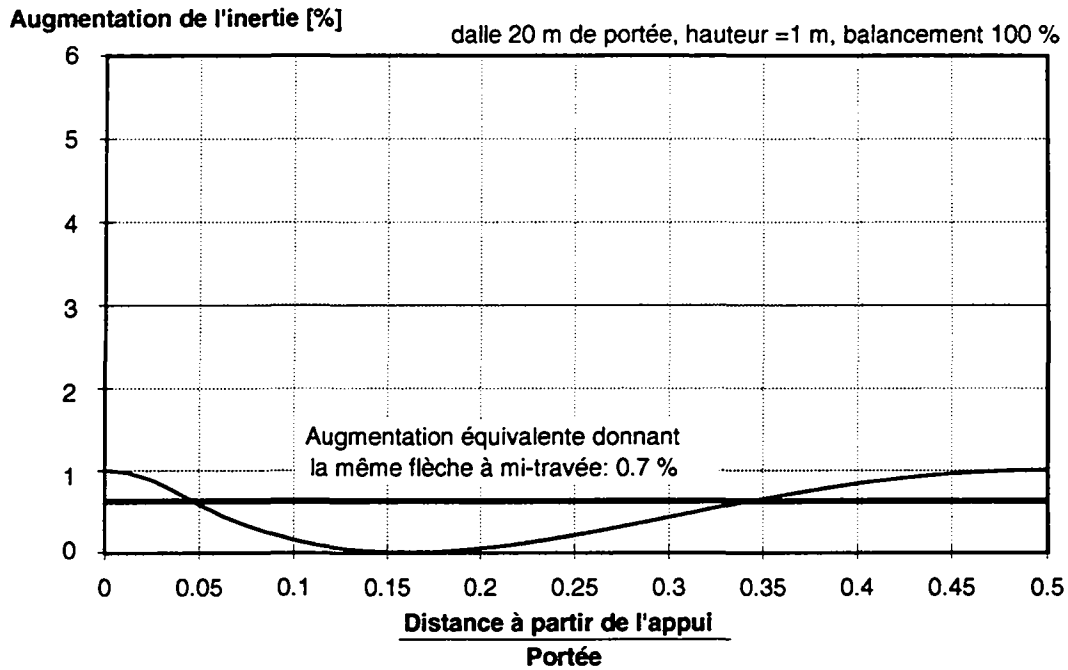


Figure 3.9: Augmentation de l'inertie des sections d'une dalle sur une demie portée en fonction de la position du câble de précontrainte

L'augmentation équivalente de l'inertie a été calculée pour le pont dalle en fonction de l'élancement et du degré de balancement. La figure 3.10 montre l'augmentation équivalente de l'inertie en fonction du degré de balancement et de l'élancement du pont.

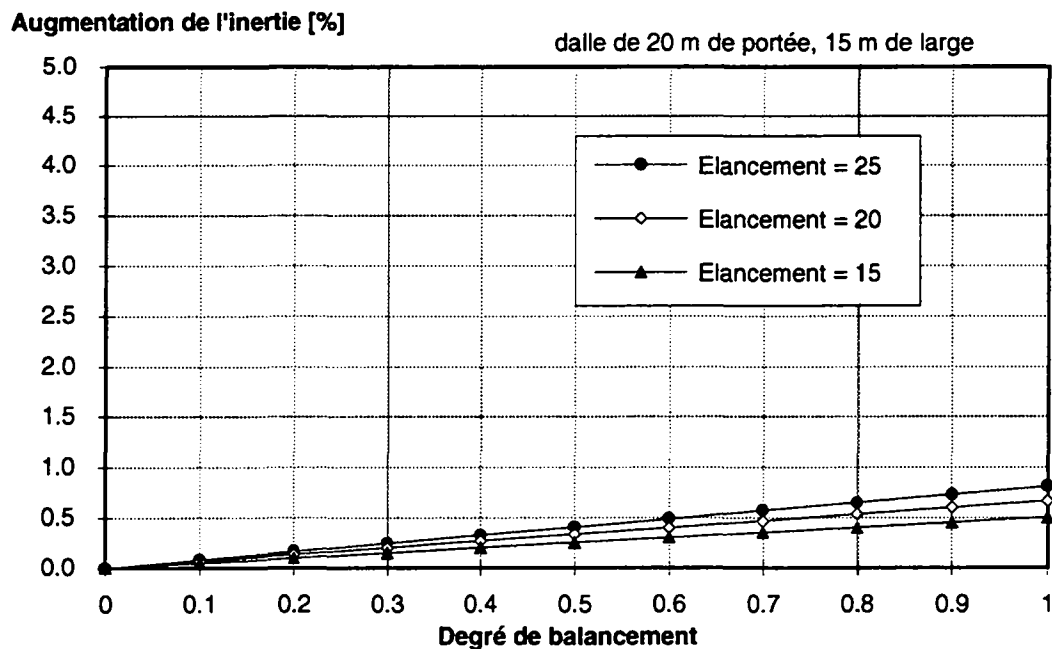


Figure 3.10: Augmentation équivalente de l'inertie d'un pont dalle en fonction du degré de balancement et de l'élancement du pont

L'augmentation de l'inertie due à la précontrainte parabolique peut être donnée pour les ponts dalles par l'équation 3.15:

$$\text{Augmentation de l'inertie [\%]} = 0.033 \beta \lambda \quad (3.15)$$

où :

β : degré de balancement;

λ : élancement du pont.

L'élancement moyen des 8 ponts dalles analysés est de 28.2. Le degré de balancement peut être estimé à 75 %, ce qui donne une augmentation de l'inertie d'environ 0.7 %.

L'influence de l'acier de précontrainte sur l'inertie des ponts dalles est toujours inférieurs à 1 % et peut être donc négligée dans le calcul des déformations en tant que composante de la section transversale.

3.5. Largeur efficace

La plupart des ponts sont soit des ponts à caisson, soit des ponts avec une section transversale ouverte, composée de plusieurs poutres reliées par une dalle de roulement. Les porte-à-faux et les dalles entre les poutres ou entre les âmes ont quelquefois des largeurs importantes par rapport à la portée du pont. Vu que les contraintes de flexion diminuent lorsque l'on s'éloigne de l'âme, la question de la participation des zones se trouvant au bout des porte-à-faux ou au milieu des dalles entre les âmes se pose (figure 3.11).

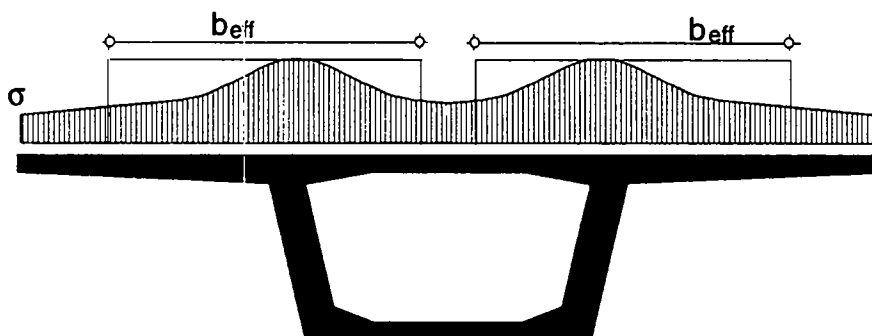


Figure 3.11: Définition de la largeur efficace: b_{eff}

La largeur de participation ou la largeur efficace dépend des données géométriques de la section. Le paramètre géométrique déterminant est le rapport entre la portée du pont et la

largeur de la section. La largeur efficace dépend également du type de charge. Sous une charge concentrée elle est plus petite, dans la section chargée, que sous une charge équivalente répartie sur toute la travée. Bien que la largeur efficace est définie en utilisant la notion des contraintes équivalentes, il est admis que cette largeur efficace peut être utilisée pour calculer les déformations des structures en béton [57, 121 et 158]. Dans ce qui suit, l'influence de la largeur efficace sur la rigidité sur appuis ainsi qu'en travée sera présentée. L'influence sur l'affinité sera également étudiée.

3.5.1. Largeur efficace selon l'Eurocode

Les normes donnent souvent des règles simples et conservatrices pour être applicables sans risque. Elles se limitent aux paramètres géométriques, qui sont les plus importants, pour définir une largeur efficace. L'Eurocode 2 partie 2 [45] définit dans les équations (3.16, 3.17 et 3.18) la largeur de participation à utiliser dans les différentes travées. La figure 3.12 explique les différents termes utilisés dans les formules.

$$b_{eff} = b_w + \sum b^* + \sum b_{eff,i} \quad (3.16)$$

$$b_{eff,i} = 0.2b_i + 0.1L_0 \leq 0.2L_0 \leq b_i \quad (3.17)$$

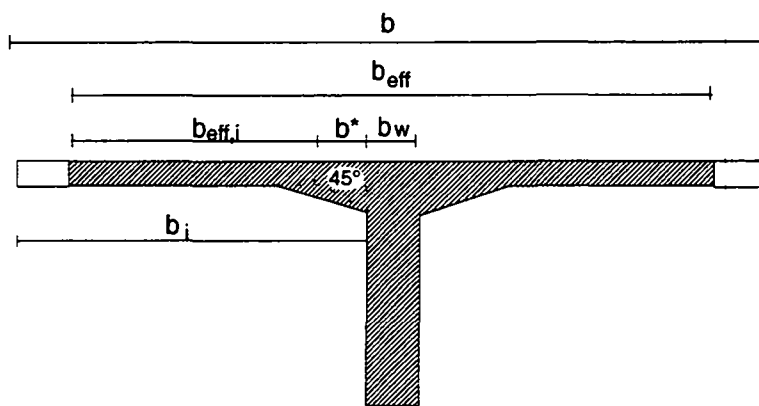


Figure 3.12: Largeur efficace d'un tablier avec section en T selon l'Eurocode 2

L_0 dépend du système statique comme suit :

$$\begin{aligned}
 \text{Travée simple:} & \quad L_0 = L; \\
 \text{Travée de rive:} & \quad L_0 = 0.85 L; \\
 \text{Travée intermédiaire:} & \quad L_0 = 0.7L \\
 \text{Porte-à-faux:} & \quad L_0 = 1.5 L; \\
 \text{Sur appuis:} & \quad L_0 = 0.15 (L_1 + L_2);
 \end{aligned}
 \tag{3.18}$$

L_1 et L_2 sont les portées des deux travées adjacentes à l'appui.

La figure 3.13 montre une comparaison entre la largeur efficace en travée selon l'Eurocode 2 et d'autres valeurs données par Hambly [68], Menn [121] et Miquel [125]. On constate la bonne correspondance entre les valeurs de l'Eurocode 2 et les valeurs données par les autres auteurs, surtout pour les valeurs $\frac{b}{L_0}$ inférieures à 0.1 où se trouvent 90 % de nos ponts.

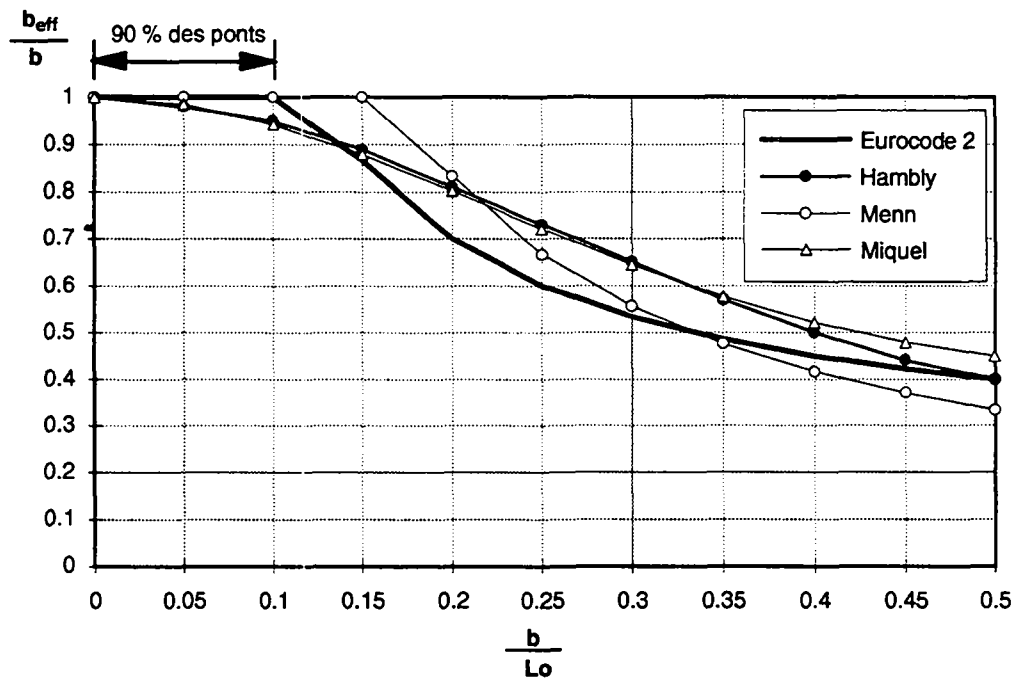


Figure 3.13: Largeur efficace en travée selon l'Eurocode 2 comparée aux largeurs données par Hambly, Menn et Miquel

La figure 3.14 montre la largeur efficace sur appuis selon l'Eurocode 2 comparée à la largeur donnée par Hambly sous une charge concentrée et la valeur ($b_{eff} = L_0/10$) souvent utilisée sur appuis. On constate une assez bonne correspondance entre les valeurs de l'Eurocode 2 et les valeurs de Hambly dans l'intervalle ($b/L_0 = 0.07 - 0.17$) où se trouvent 80 % de nos ponts, contrairement aux valeurs approximatives données par ($b_{eff} = L_0/10$). Les valeurs de l'Eurocode sont exprimées dans cette figure en fonction de L_0 en travée pour être comparée aux autres valeurs exprimées elles-mêmes en fonction de cette portée.

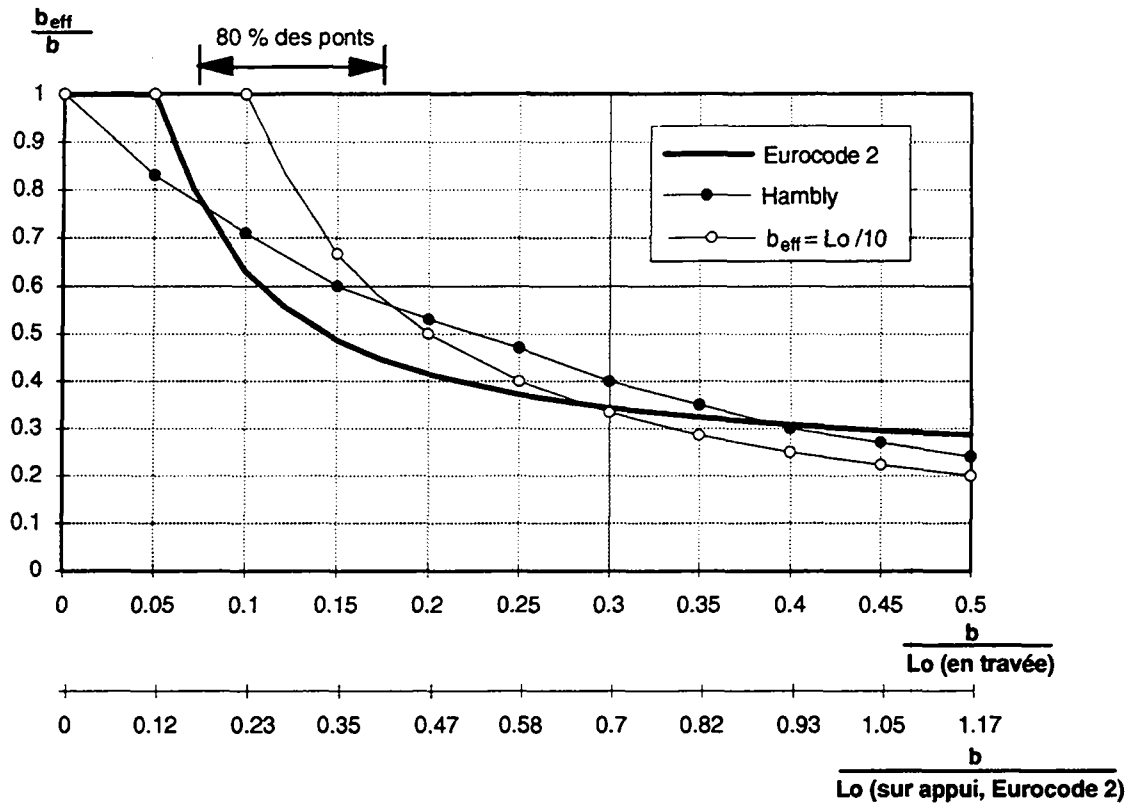


Figure 3.14: Largeur efficace sur appuis selon l'Eurocode 2 comparée aux largeurs données par d'autres auteurs

Les recommandations de l'Eurocode 2 pour tenir compte de la largeur efficace seront adoptées ci-dessous, car elles sont des valeurs de norme et sont également en bon accord avec les résultats des recherches trouvés dans la littérature.

3.5.2. Influence de la largeur efficace sur l'inertie

L'influence de la partie inefficace du tablier sur l'inertie de la section a été étudiée. Un caisson d'une hauteur de 2.5 m avec un tablier de 15 m de large a été adopté pour cette étude. La largeur du tablier a été diminuée graduellement de 15 jusqu'à 7.5 m en gardant toutes les autres dimensions inchangées. La réduction de l'inertie a été calculée en fonction de la réduction de la largeur de tablier. Elle est présentée dans la figure 3.15. On constate que la réduction de l'inertie peut atteindre 20 % pour une largeur de participation égale à la moitié du tablier (comme ça peut arriver sur appuis). Cette réduction peut être négligée quand la partie inefficace du tablier ne dépasse pas les 10 % de la largeur totale du tablier.

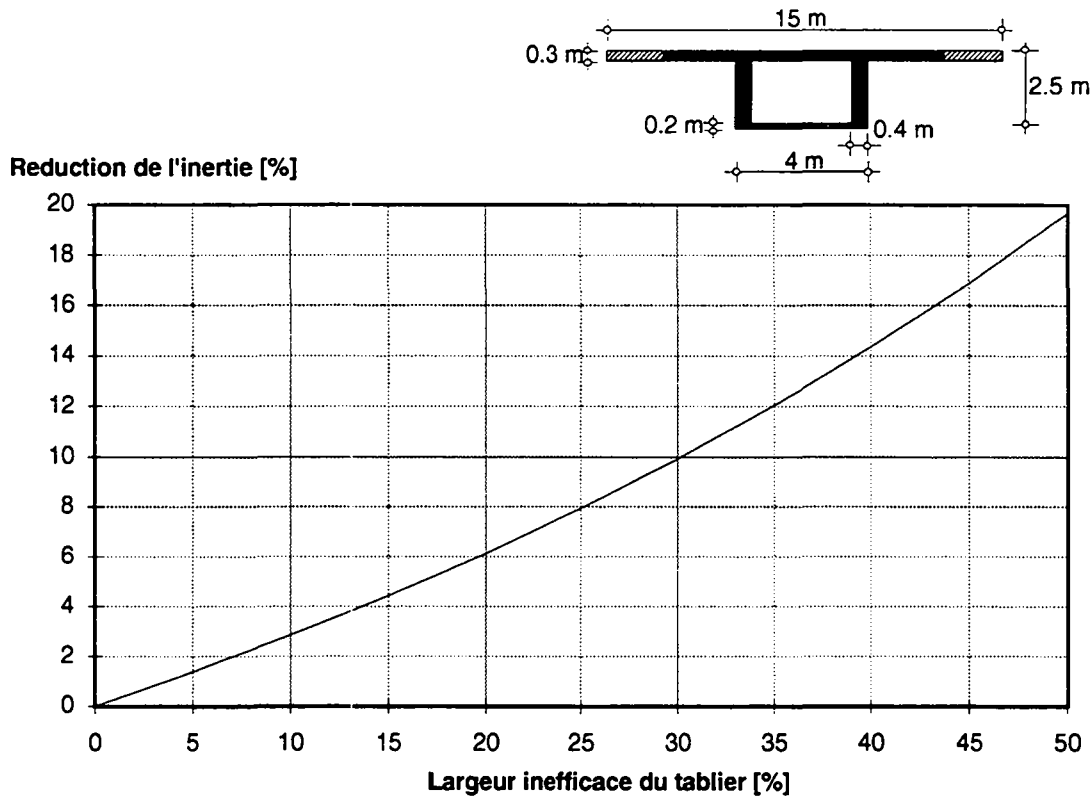


Figure 3.15: Réduction de l'inertie d'un caisson en fonction de la réduction de la largeur du tablier

3.5.3. Largeur efficace sur appuis

Comme il a été mentionné auparavant, la largeur efficace est plus faible sous des charges concentrées que sous celles réparties équivalentes. Cela signifie que la largeur efficace sur appuis est plus faible que celle à mi-travée. L'Eurocode 2 définit la largeur efficace sur appui comme indiqué dans l'équation 3.17 sur une longueur L_0 sur appuis définie dans l'équation 3.19:

$$L_0 = 0.15 (L_1 + L_2) \quad (3.19)$$

L_1, L_2 : portées de part et d'autre de l'appui.

La largeur efficace des porte-à-faux sur appuis a été calculée pour les ponts en caisson et à section ouverte. La figure 3.16 montre le rapport entre la largeur efficace et la largeur totale des porte-à-faux sur appuis, en fonction du rapport entre la moyenne des deux portées limitant l'appui et la largeur du porte-à-faux. On constate que rares sont les ponts avec des porte-à-faux totalement efficaces. C'est également le cas pour les dalles entre les âmes. La

majorité des ponts ont une partie inefficace du tablier qui varie entre 20 et 55 %. Ce qui correspond à une réduction de l'inertie allant jusqu'à 20 % sur appuis.

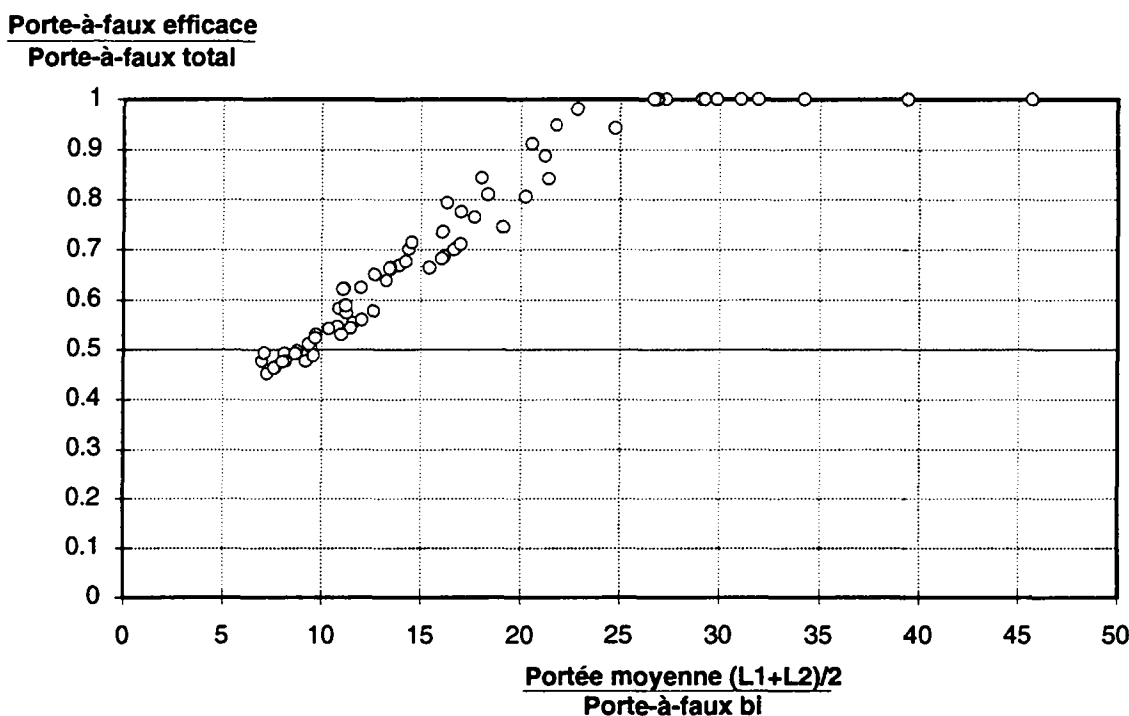


Figure 3.16: Largeur efficace des porte-à-faux sur appuis selon l'Eurocode 2 en fonction du rapport portée moyenne sur largeur du porte-à-faux

3.5.4. Largeur efficace en travée

La largeur efficace a été calculée selon l'Eurocode 2, en travée intermédiaire chargée, pour 80 ponts en caisson et à section ouverte. Il a été constaté que la largeur efficace est égale à la largeur totale du tablier pour la plupart des ponts (90 % des ponts). Dans les cas où la largeur du tablier n'est pas totalement efficace, elle devrait être réduite d'un pourcentage entre 0 et 12 %, ce qui correspond à une réduction de l'inertie de 0 à 3 %. L'influence de la largeur de participation sur l'inertie en travée est donc souvent négligeable dans les cas courants. Néanmoins la prise en compte de cet effet améliore légèrement la précision du calcul.

3.5.5. Influence de la largeur efficace sur l'affinité

Une largeur efficace sur appuis largement inférieure à la largeur totale engendre ainsi une réduction d'inertie sur appuis allant jusqu'à 20 %, ce qui conduit à un manque de continuité sur appuis des ponts dont le système statique est une poutre continue. Ce manque de

continuité se manifeste par un manque d'affinité entre les flèches mesurées et calculées sur la travée chargée et les travées adjacentes. Cela est dû au fait que les flèches sont calculées élastiquement pour une poutre continue, sans tenir compte de la réduction d'inertie sur appuis. En fait, un manque d'affinité de 12.5 % en moyenne a été observé dans la plupart des cas lors des essais de charge.

L'influence de la réduction d'inertie sur appuis causée par une partie inefficace de la largeur sur appuis a été étudiée. Une poutre continue, de 5 travées de 40 m chacune, a été calculée élastiquement sous une charge répartie sur la travée médiane équivalent à la charge de 12 camions de 250 kN. La flèche a été calculée à mi-travée chargée et à mi-travée adjacente à celle-ci. L'effet de la largeur efficace sur appuis a été pris en compte par une réduction d'inertie sur 15 % de la portée de part et d'autre de l'appui. Le calcul a été effectué pour plusieurs pourcentages de réduction d'inertie allant de 0 à 50 %. Lorsque l'inertie sur appuis diminue, la flèche à mi-travée chargée augmente et la flèche à mi-travée adjacente diminue.

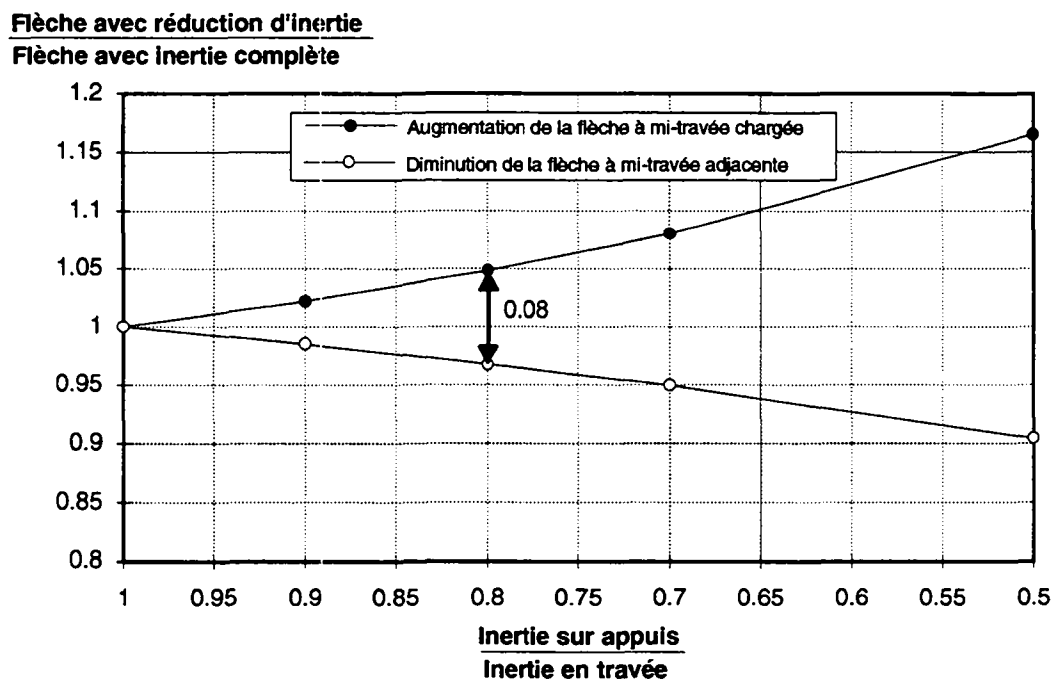


Figure 3.17: Rapport entre les flèches calculées avec inertie réduite sur 15 % de la portée de part et d'autre des appuis et celles calculées avec inertie complète pour une poutre continue

La figure 3.17 montre le rapport entre les flèches calculées avec réduction d'inertie et celles calculées avec une inertie constante sans aucune réduction, à mi-travée chargée et à mi-travée adjacente. On constate que l'écart entre les deux rapports augmente lorsque l'inertie sur appuis

diminue. En effet, une réduction d'inertie allant jusqu'à 20 % due à une largeur efficace réduite sur appuis se traduit par un manque d'affinité jusqu'à 8 % ($1.05 - 0.97 = 0.08$).

3.5.6. Méthode simplifiée pour le calcul de la largeur efficace

L'influence de la largeur efficace sur l'inertie de la section transversale en travée peut être négligée. Par contre, cette influence ne peut être négligée sur appuis, car il peut en résulter une réduction de l'inertie allant jusqu'à 20 %. Une manière simple pour sa prise en compte est proposée dans l'équation 3.20:

$$\frac{b_{eff}}{b} = 0.28 + 0.06 \frac{n \times L}{b} \leq 1 \quad (3.20)$$

où :

b_{eff} : largeur efficace du tablier sur appui;

b : largeur totale du tablier;

n : nombre d'âmes;

L : moyenne des deux portées voisines de l'appui.

La figure 3.18 montre une comparaison entre la largeur efficace obtenue à l'aide de l'équation 3.20 et celle obtenue selon l'Eurocode 2.

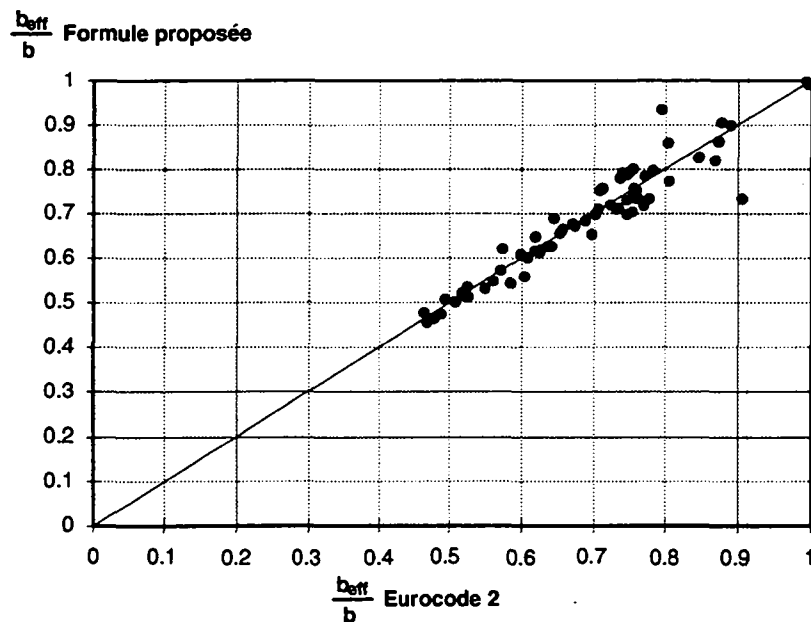


Figure 3.18: Comparaison de la largeur efficace calculée à partir de l'équation et celle obtenue selon l'Eurocode 2

Après la détermination de la largeur efficace, l'influence de la partie inefficace sur l'inertie peut être calculée (§ 3.5.2). La réduction de l'inertie de la section transversale due à la partie inefficace du tablier sur appuis peut être donnée par l'équation 3.21:

$$|\Delta I [\%]| = 25 - 2 \frac{n \times L}{b} \quad (3.21)$$

La figure 3.19 montre un schéma d'une poutre expliquant la méthode simplifiée pour la prise en compte de la largeur de participation du tablier lors du calcul des déformations.

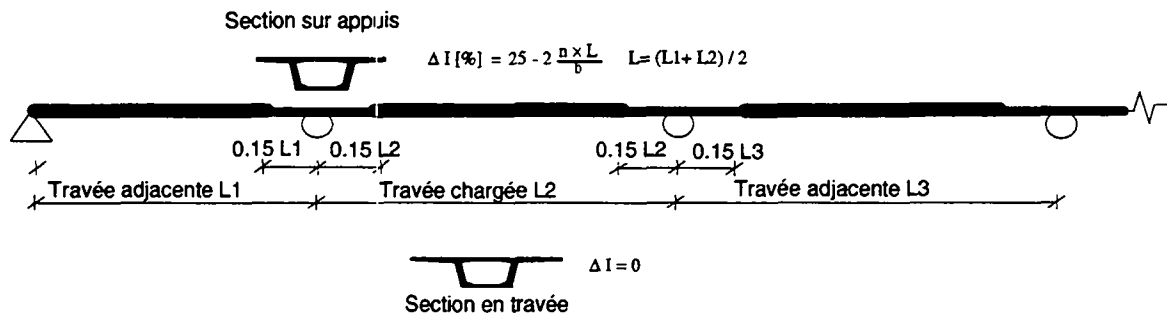


Figure 3.19: Modèle de prise en compte de l'influence de la largeur de participation du tablier

3.6. Récapitulation du calcul de l'inertie effective

L'inertie effective de la section transversale d'un pont doit être calculée en tenant compte des différents éléments présentés précédemment. La figure 3.20 montre une section transversale d'un pont avec les composantes à prendre en compte pour calculer l'inertie effective.

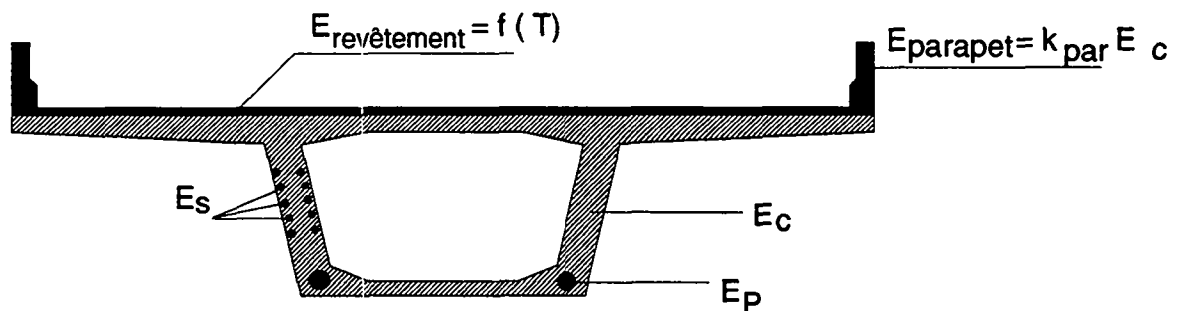


Figure 3.20: Section transversale avec les composantes à prendre en compte pour calculer l'inertie effective

La récapitulation des différents éléments présentés peut être faite comme suit:

Bordures

Parapets : sur appuis $E_{par} = 0.4 E_c$ sur $2 \times 0.15 L$;
 en travée $E_{par} = 0.8 E_c$ sur $0.7 L$;
Bordures à glissières : $E_b = 0.9 E_c$ sur la totalité de la travée L .

Revêtement

L'influence du revêtement peut être calculée en utilisant le module d'élasticité du revêtement défini dans l'équation 3.22:

$$E_{rev} = 22 - 0.7 T \quad (3.22)$$

où :

E_{rev} : module d'élasticité du revêtement [GPa];

T : température [°C].

Pour un calcul approximatif, l'augmentation de l'inertie due au revêtement peut être donnée en fonction de la température et l'épaisseur du revêtement selon les équations 3.8, 3.9 et 3.10.

Armature

L'augmentation de l'inertie due à l'armature passive peut être donnée par les deux équations suivantes:

Caissons ou sections ouvertes :

$$\text{Augmentation de l'inertie [\%]} = 5\rho_s$$

Pont dalles : Augmentation de l'inertie [\%] = $9\rho_s$

où : ρ_s [%] : le pourcentage d'armature passive.

La précontrainte peut être prise en compte par une augmentation moyenne équivalente de l'inertie pour les ponts en caisson ou à section ouverte selon l'équation suivante :

$$\text{Augmentation de l' inertie [\%]} = 0.17 \beta \lambda$$

où :

β : degré de balancement;

λ : élancement du pont.

L'influence de l'acier de précontrainte sur l'inertie des ponts dalles peut être négligée.

Largeur efficace

L'influence de la largeur efficace peut être prise en compte par la réduction de l'inertie sur 15 % de la portée de part et d'autre de l'appui selon l'équation suivante:

$$|\Delta I [\%]| = 25 - 2 \frac{n \times L}{b}$$

où :

n : nombre d'âmes;

L : la moyenne des deux portées voisines de l'appui;

b : largeur totale du tablier.

4 ANALYSE DE LA CONCORDANCE DES DÉFORMÉES MESURÉES ET CALCULÉES

4.1. Introduction

Après avoir étudié le module d'élasticité et l'inertie effective d'un pont, l'étape suivante est d'utiliser ces connaissances pour interpréter les divergences entre le comportement observé et celui prévu par le calcul. A cette fin, vingt ponts ont été sélectionnés pour être analysés, selon une méthodologie précise, pour cerner au mieux les déformations probables sous un essai de charge. L'analyse a pour but de repérer les ponts dont le comportement est anormal et d'interpréter les divergences constatées entre les flèches mesurées et calculées. L'extension des résultats de l'étude à 38 ponts permettra d'établir des critères de jugement du comportement d'un pont (§ 4.3).

4.2. Analyse linéaire de 20 ponts

L'analyse linéaire a été généralement utilisée pour calculer les flèches lors de l'essai de charge. Cette analyse suppose que le béton est un matériau homogène, que la relation contrainte-déformation est linéaire et que le béton n'est pas fissuré sous les charges d'essais.

Afin de pouvoir tirer des conclusions valables, l'échantillon choisi des ponts doit être le plus homogène que possible. Les ponts choisis sont des poutres continues avec une section transversale en forme de caisson à hauteur constante ou à section ouverte à deux âmes. 15 ponts ont été exécutés sur un cintre fixe et 5 par poussage cadancé. Les ponts courbes, ceux avec des appuis biais ou avec une pente transversale supérieure à 6 % ont été exclus à cause de leurs particularités.

4.2.1. Méthodologie de calcul des déformations

Les ponts ont été analysés afin de calculer les flèches élastiques et de vérifier les contraintes, notamment les contraintes de traction pour savoir si le pont se comporte en stade I ou avec fissuration. L'analyse a été effectuée selon les indications suivantes :

4.2.1.1. Section

L'inertie effective de la section transversale des ponts a été calculée en tenant compte des parapets, du revêtement et de l'armature passive et de précontrainte (chapitre 3). Cette inertie a été calculée pour chaque ouvrage selon ses plans. La variation de la géométrie de la section transversale a été prise en compte tout au long du pont. La pente transversale a été également prise en compte (une pente supérieure à 3 % ne doit pas être négligée). L'influence de la largeur de participation a été prise en compte sur appuis et a été négligée en travée.

4.2.1.2. Matériaux

Le module d'élasticité a été mesuré in situ par ultrasons pour tous les 20 ponts et sur carottes dans le cas de treize ponts. Le module d'élasticité admis pour calculer les déformations est la moyenne des deux modules obtenus par ultrasons et sur carottes.

4.2.1.3. Système statique

Le système statique est une poutre continue dans la plupart des cas. Dans le cas d'un encastrement des piles dans la superstructure, le pont a été modélisé par un cadre. Les portées sont considérées égales à la distance entre les axes des piles.

4.2.1.4. Charges

Les charges des camions ont été considérées comme des charges concentrées agissant sur la superstructure à l'endroit indiqué dans le rapport d'essai.

4.2.1.5. Vérifications

Les contraintes ont été calculées pour tous les ponts à mi-travées ainsi que sur appuis afin de vérifier si le pont est fissuré ou non. La force de précontrainte a été adoptée selon les procès verbaux de la mise en tension et les plans de la précontrainte. Le calcul des contraintes a été effectué avec deux hypothèses de pertes de précontrainte, à savoir 10 et 15 % (les ponts sont souvent essayés six mois après la fin de leur construction).

4.2.2. Comparaison des flèches mesurées avec celles calculées en stade I

Les flèches obtenues par l'analyse linéaire ont été comparées aux flèches mesurées dans la travée chargée ainsi que dans les travées adjacentes. Seules les flèches mesurées sous les âmes ont été considérées car les flèches mesurées sous les porte-à-faux comprennent une part

provenant de la flexion transversale. La figure 4.1 montre le rapport des flèches mesurées sur calculées à mi-travée chargée ainsi qu'à mi-travée adjacente. On constate que dans le cas des cinq ponts poussés, les flèches mesurées sont systématiquement supérieures à celles calculées (24 % en moyenne). Néanmoins, l'affinité est satisfaisante dans 4 cas sur 5. D'autres ponts construits sur cintre fixe ont montré une divergence importante entre les flèches mesurées et calculées ou un manque d'affinité des déformées dans les travées chargées et celles adjacentes.

Six ponts ont montré des flèches mesurées inférieures à celles calculées ($R < 1.0$). Cela provient probablement de la sous-estimation du module d'élasticité ou de la participation des parapets qui résultent en une flèche calculée plus grande que celle mesurée. Pour les 20 ponts analysés, le rapport moyen des flèches mesurées sur celles calculées à mi-travée chargée est $R = 1.08$ et dans la travée adjacente est $R_{adj} = 1.01$.

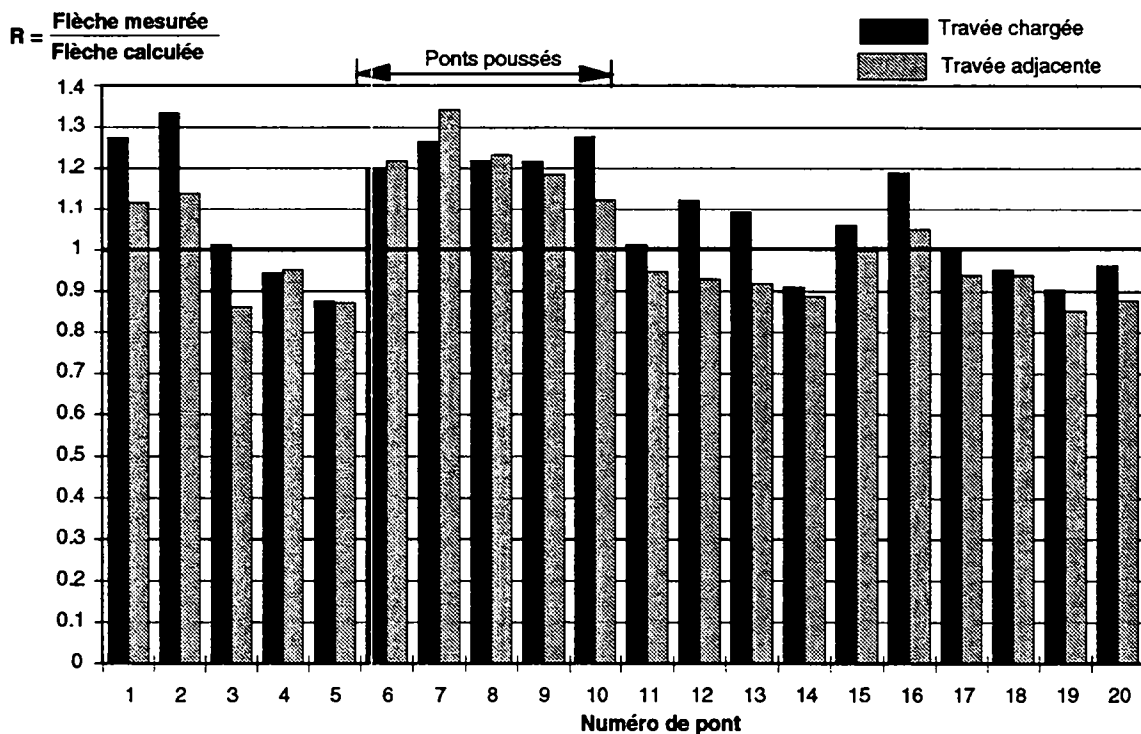


Figure 4.1: Rapport des flèches mesurées sur calculées à mi-travée chargée et à mi-travée adjacente

Le tableau 4.1 montre les ponts dont les flèches mesurées dépassent celles calculées de plus de 10 % à mi-travée chargée ainsi que ceux présentant un manque d'affinité de plus de 0.10.

Le manque d'affinité est défini comme la différence entre le rapport des flèches mesurées sur calculées à mi-travée chargée (R) et celui à mi-travée adjacente (R_{adj}).

N°	Pont	Travée chargée $R = \frac{w_{mes}}{w_{cal}}$	Manque d'affinité $R - R_{adj}$	Remarques
1	Talent amont	1.27	0.16	Fissuration développée dans le temps
2	Talent aval	1.34	0.20	Idem
3	P.I. R.C. 252	1.01	0.15	Légère traction sur appuis
6	Daillard	1.20	0.02	Pont poussé avec microfissures
7	Grande Combe	1.27	0.08	Idem
8	Pont sur la Praz	1.22	0.01	Idem
9	Coudray amont	1.22	0.03	Idem
10	Coudray aval	1.28	0.12	Idem
12	Pont de Saumont	1.12	0.19	Fissuration observée et développée plus tard
13	Pont de la Denève	1.09	0.17	Fissuration observée et développée plus tard
16	P.S canal oriental	1.19	0.14	Fissuration développée dans le temps

Tableau 4.1: Liste des ponts présentant une divergence importante entre les flèches mesurées et calculées ou un manque d'affinité important

Afin de vérifier la présence de fissuration sous les charges de l'essai, les contraintes ont été calculées sur les fibres supérieure et inférieure sur appuis et à mi-travée respectivement. Les contraintes de traction les plus élevées ont été rencontrées dans la fibre inférieure de la section se trouvant à mi-travée chargée. Un seul pont a une légère traction à la fibre supérieure sur appui sous charges d'essai. La figure 4.2 montre le rapport des flèches mesurées sur calculées avec les contraintes à la fibre inférieure de la section à mi-travée chargée lors des essais. La perte de la force de précontrainte a été supposée égale à 15 %.

On constate que la plupart des ponts présentant des flèches mesurées supérieures aux flèches calculées présentent des contraintes de traction. Ces ponts se comportent donc en précontrainte partielle et l'analyse linéaire n'est pas adaptée pour ces ponts. Les ponts construits par poussage cadencé ont des contraintes de traction inférieures à la résistance à la traction d'un béton sain et sans fissuration. Le béton des ponts poussés a dû subir des

sollicitation provoquant sa fissuration lors de poussage, ce qui explique leur faible rigidité par rapport à la rigidité prévue par le calcul.

Contrainte à mi-travée chargée [N/mm²]

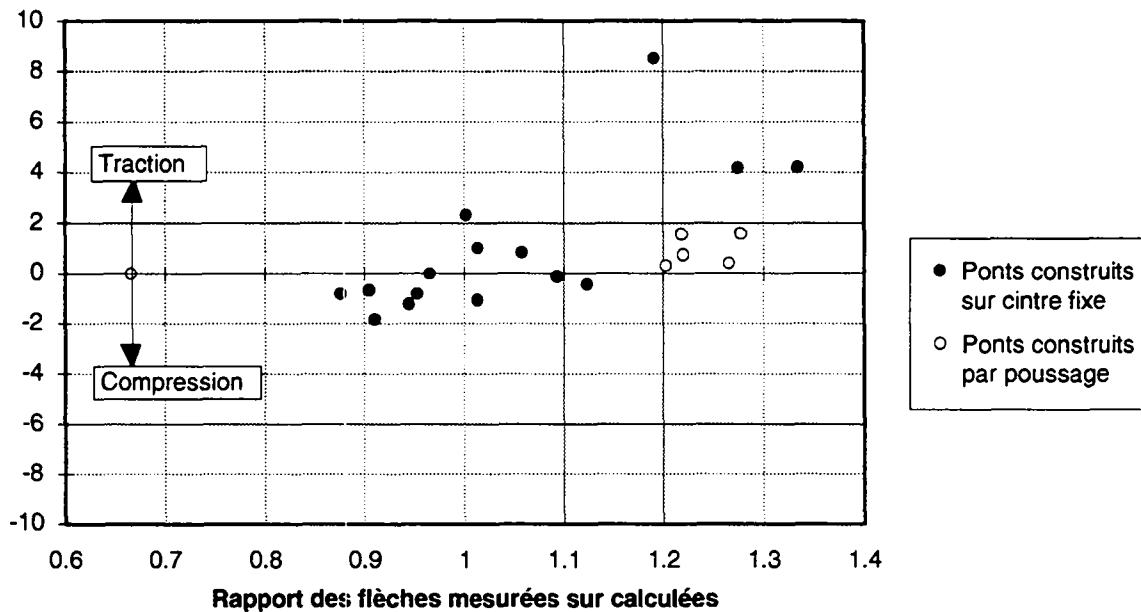


Figure 4.2: Rapport des flèches mesurées sur calculées à mi-travée chargée en fonction de la contrainte à la fibre inférieure

4.2.3. Affinité des flèches mesurées avec celles calculées en stade I

Un manque d'affinité systématique a été observé entre les flèches mesurées et calculées dans la travée chargée et celles adjacentes. Dans le cas de l'échantillon étudié et selon le calcul de l'ingénieur, le rapport des flèches mesurées sur calculées à mi-travée chargée est supérieur à celui de la travée adjacente de 15.5 % en moyenne. Notre analyse linéaire plus précise réduit cet écart sensiblement à 6.4 %.

La figure 4.3 montre les rapports des flèches mesurées sur calculées à mi-travées chargées et celles adjacentes selon l'analyse linéaire de l'IBAP et celle de l'ingénieur. On constate une amélioration de plus de 9 % dans l'affinité des flèches mesurées et calculées dans la travée chargée et celle adjacente. Cette amélioration est due notamment à la prise en compte de l'influence de la largeur de participation sur appuis ainsi que l'influence des parapets. Le manque d'affinité restant (6.4 %) est vraisemblablement dû à la fissuration. Cela va être étudié dans le chapitre 5 grâce à l'analyse non-linéaire.

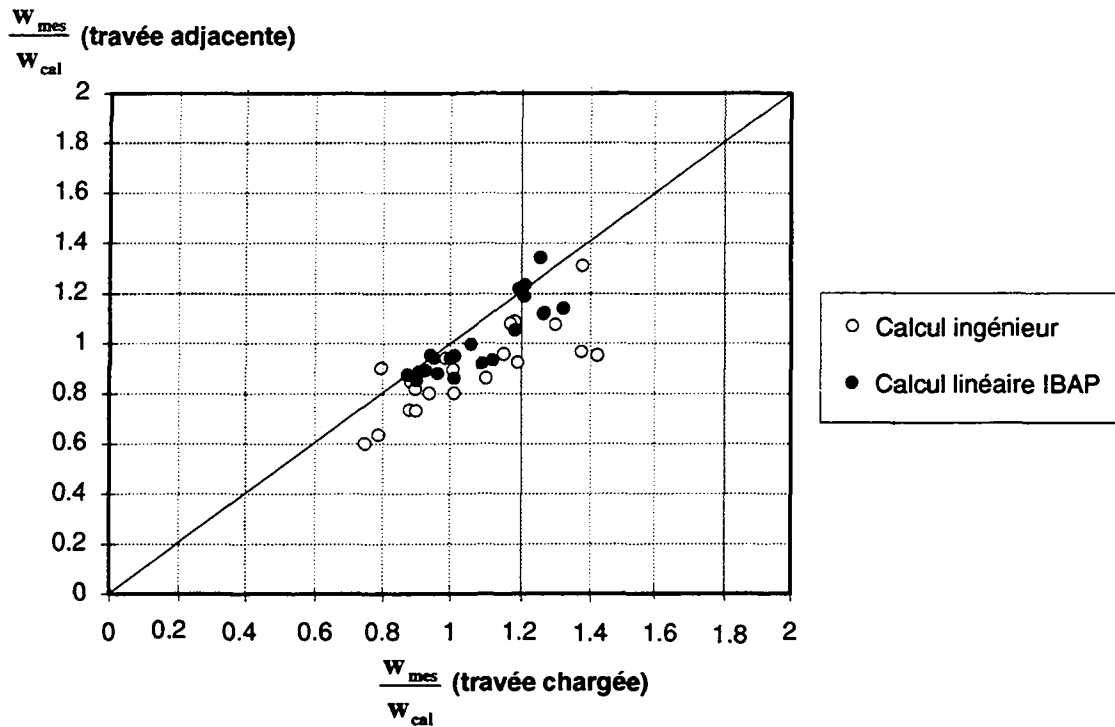


Figure 4.3: Rapports des flèches mesurées sur calculées dans la travée chargée et celle adjacente selon le calcul linéaire de l'IBAP et le calcul de l'ingénieur

4.3. Extension de l'analyse aux quatre-vingt huit ponts

L'étude précédente a été étendue aux 88 ponts dont le système statique est une poutre continue. Les calculs linéaires de l'IBAP effectués sur 20 ponts ont confirmé la fiabilité du calcul de l'ingénieur en tenant compte uniquement de l'inertie de la section porteuse et la même valeur du module d'élasticité. C'est pourquoi, dans cette étape, les flèches des 88 ponts calculées par l'ingénieur en stade I ont été considérées comme valables et ont été corrigées pour tenir compte des différents aspects développés auparavant et négligés par l'ingénieur.

La correction des flèches a été effectuée pour tenir compte de l'inertie effective de la section transversale. Cette inertie a été recalculée pour tenir compte de l'influence des bordures, du revêtement et de l'armature passive et précontrainte. L'influence de la largeur de participation a été prise en compte sur appuis et a été négligée en travée. Quant au module d'élasticité, il a été corrigé de la manière suivante :

- Le module d'élasticité moyen ($E_{c,m}$) mesuré in situ sur 20 ponts a été trouvé égal à 38.6 GPa avec un écart type (σ_{ec}) égal à 2.4 GPa. Le module d'élasticité des 88 ponts a été considéré avoir la même moyenne que le module mesuré sur les 20 ponts.

- Les 88 ponts étant situés dans la même zone que celle où le module a été mesuré, leur module d'élasticité est donc supposé être compris dans la fourchette :

$$(E_{c,m} - 2.05 \times \sigma_{Ec}, E_{c,m} + 2.05 \times \sigma_{Ec}) \equiv (33.7, 43.5 \text{ GPa})$$

- Un pont ayant un rapport des flèches mesurées sur calculées égal à 1 ($R = 1$), est supposé avoir un module d'élasticité égal au module moyen: 38.6 GPa. Le pont qui a un rapport des flèches mesurées sur calculées maximal ($R = 1 + 2.05 \times \sigma_R = 1.4$) est supposé avoir le module d'élasticité minimal à savoir 33.7 GPa. De même, un pont avec un $R = 0.6$ est supposé avoir un module égal à 43.5 GPa.
- En considérant une variation linéaire du module d'élasticité avec R , on peut déduire le module d'élasticité probable comme indiqué dans l'équation 4.1 :

$$E_c = 51 - 12.35 \times R \quad (4.1)$$

Les flèches calculées par l'ingénieur ont été corrigées pour tenir compte de l'influence des parapets, du revêtement, de l'armature passive et précontrainte, de la largeur de participation et du module d'élasticité. Les conséquences de ces corrections sur la concordance des flèches et sur l'affinité des déformées seront présentées ci-dessous.

4.3.1. Concordance des flèches en travée

Une comparaison entre les flèches mesurées avec celles calculées avant et après la correction a été effectuée. La figure 4.4 montre les flèches mesurées comparées à celles calculées par l'ingénieur auteur du projet et également avec celles après la correction qui tient compte de l'inertie effective et du module d'élasticité. On constate que les flèches corrigées sont plus proches des flèches mesurées que ne le sont les flèches calculées sans correction. On constate également que cette correction amène à une amélioration importante du calcul des flèches. Après la correction des flèches, le rapport moyen des flèches mesurées sur celles calculées à mi-travée chargée, pour les 88 ponts, est $R = 1.03$ et dans la travée adjacente est $R_{adj} = 0.97$.

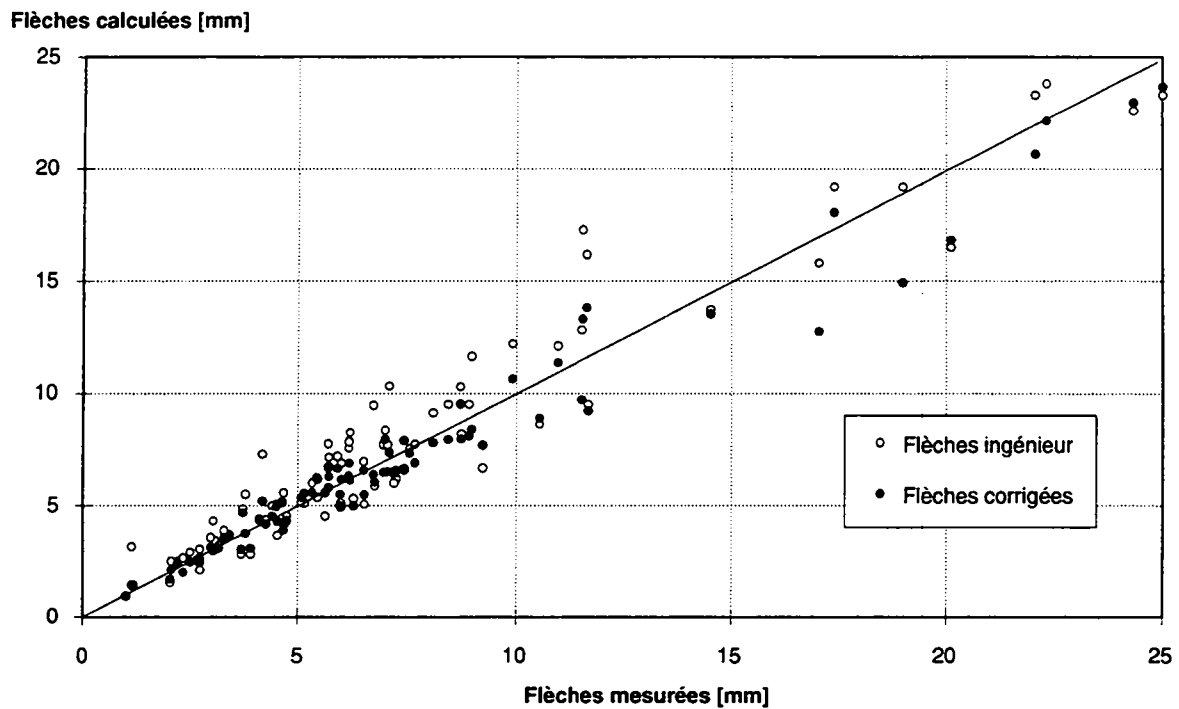


Figure 4.4: Flèches mesurées comparées aux flèches calculées avant et après la prise en compte de l'inertie effective et du module d'élasticité

La figure 4.5 montre le rapport des flèches mesurées sur celles calculées avant et après correction.

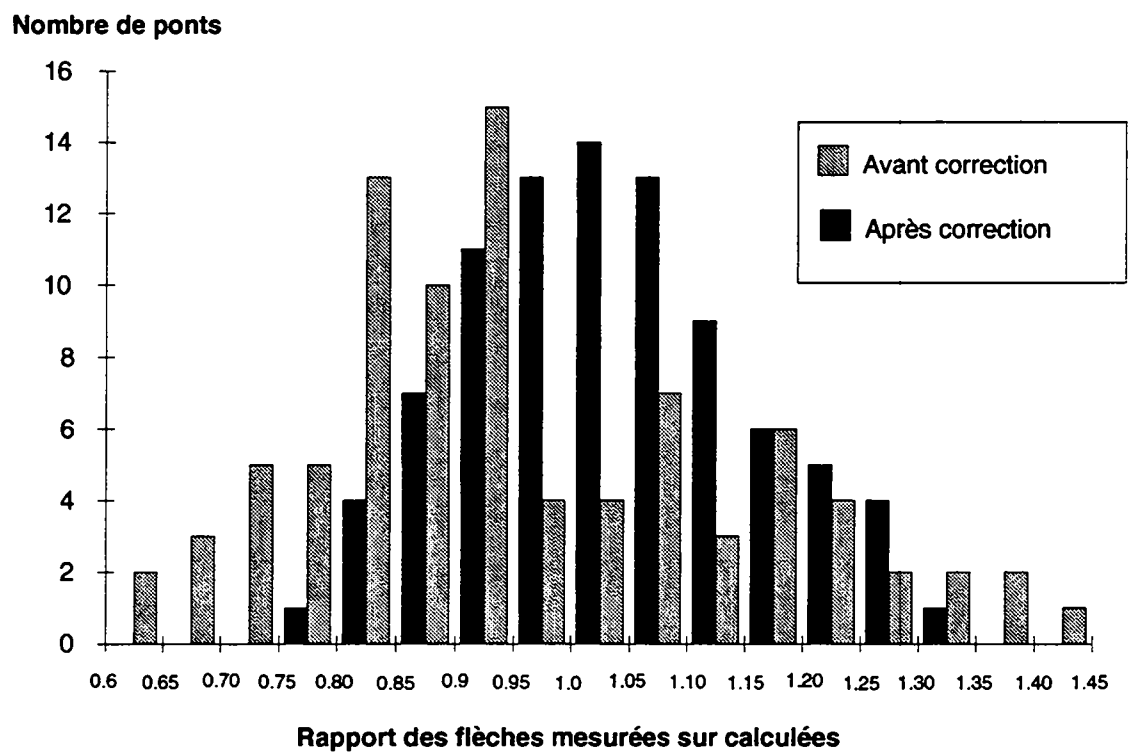


Figure 4.5: Rapport des flèches mesurées sur calculées avant et après correction des flèches

On constate que cette correction diminue la dispersion du rapport des flèches. Une cause de cette dispersion restante est le fait que les flèches sont calculées par l'ingénieur en stade I sans tenir compte de la fissuration sur appuis ou en travée. Pourtant, cette fissuration a été constatée dans certains cas. Ajoutons enfin que les diverses hypothèses concernant la modélisation ainsi que les outils de calcul adoptés par l'ingénieur peuvent constituer une source d'erreurs.

4.3.2. Seuil d'alarme de divergence des flèches

Sur la base de l'expérience acquise avec les 20 ponts analysés en détail et l'extension aux 88 ponts, des critères caractéristiques du comportement normal des ponts peuvent être établis. Ces critères concernant la divergence entre les flèches mesurées et celles calculées sont :

- **Seuil de tolérance** : les ponts dont les flèches mesurées dépassent les flèches calculées de plus de 10 % sont susceptibles d'être fissurés. Cette différence doit être examinée au moyen d'un calcul des contraintes, de la vérification de la valeur admise du module d'élasticité ou du modèle de calcul, ainsi que par une inspection détaillée du pont. Dans le cas où l'on constate de la fissuration à l'oeil nu ou par le calcul, le pont doit être inspecté de manière plus fréquente car ces fissures peuvent se développer dans le temps. Pour les ponts présentant une flèche mesurée à mi-travée chargée inférieure à 5 mm, un seuil de tolérance plus grand peut être admis comme indiqué dans l'équation 4.2 :

$$R \leq 1.2 - 0.02 w_{\text{mes}} \quad (4.2)$$

où :

R : rapport de la flèche mesurée sur calculée à mi-travée chargée;

w_{mes} : flèche mesurée à mi-travée chargée < 5 mm.

Le seuil de tolérance est présenté graphiquement en fonction de la flèche mesurée dans la figure 4.6.

- **Seuil d'alarme** : une flèche mesurée supérieure à celle calculée de plus de 15 % peut être qualifiée d'inquiétante, car elle est le signe d'une fissuration qui peut affecter le comportement du pont à long terme. Une telle différence doit constituer le seuil d'alarme pour le maître de l'ouvrage afin de surveiller de plus près le comportement du pont. Ce seuil est moins sévère pour les ponts ayant une flèche mesurée inférieure à 5 mm (figure 4.6).

Flèche mesurée sur calculée (R)

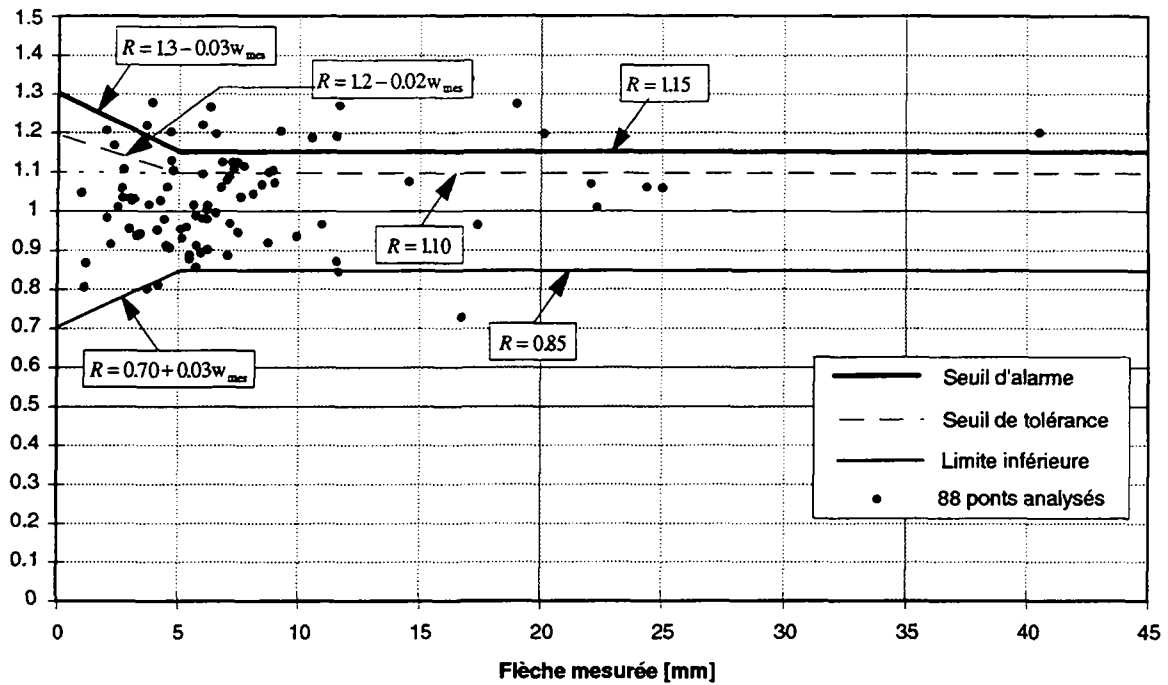


Figure 4.6: Seuils de tolérance, d'alarme et de limite inférieure du rapport des flèches mesurées sur calculées en fonction de la flèche mesurée

- **Limite inférieure** : une flèche mesurée inférieure à celle calculée n'est pas forcément le signe d'un bon comportement du pont. Elle peut être le signal de la présence de moments d'encastrement non-voulus qui peuvent solliciter exagérément certaines parties de l'ouvrage. Une telle différence peut résulter également d'une mauvaise modélisation de l'ouvrage et d'un mauvais choix des paramètres comme le module d'élasticité par exemple. Une limite inférieure pour le rapport entre la flèche mesurée et celle calculée a donc été fixée à 0.85 avec une limitation moins sévère pour les ponts avec des flèches de moins de 5 mm (figure 4.6).

4.3.3. Affinité des déformées mesurée et calculée

Le manque d'affinité est exprimé par la différence entre le rapport des flèches mesurées sur calculées à mi-travée chargée (R) et celui à mi-travée adjacente (R_{adj}). La figure 4.7 montre cette différence ($R - R_{adj}$) pour les 88 ponts après la correction des flèches. On constate que ce manque d'affinité dépasse les 10 % pour près de la moitié des ponts. Une limite d'acceptation uniforme pour tous les ponts serait donc irréaliste. Les causes de cette dispersion seront expliquées dans le paragraphe suivant.

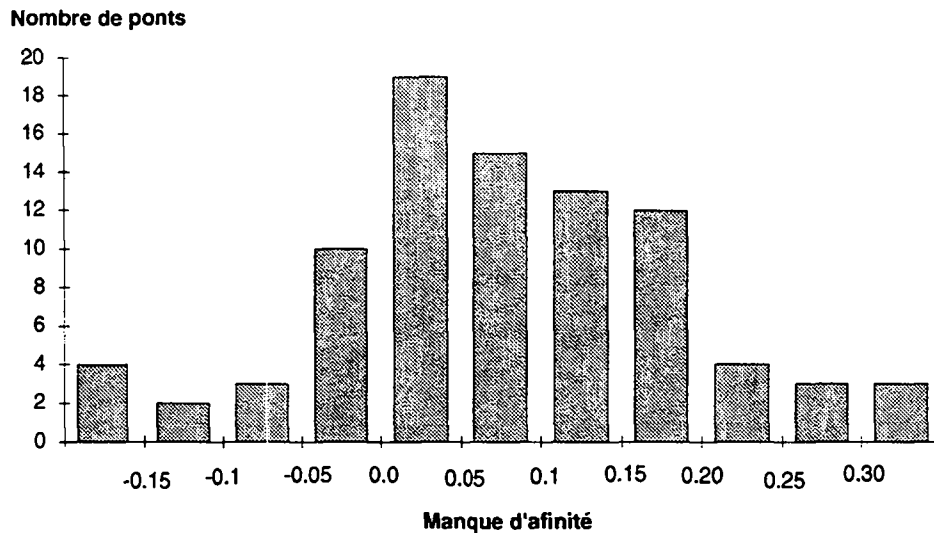


Figure 4.7: Différence entre le rapport des flèches mesurées sur calculées dans les travées chargées et dans celles adjacentes

4.3.4. Seuil d'alarme de l'affinité

Le manque d'affinité ($R - R_{adj}$) est, à partir d'un certain seuil, l'indicateur d'un comportement non satisfaisant. Des seuils de manque d'affinité limitant un comportement satisfaisant des ponts ont été établis :

- **Seuil de tolérance** : Une des causes de ce manque d'affinité provient de la précision des mesures dans la travée adjacente. Un grand nombre des ponts avec un manque d'affinité de plus de 10 % présentent une flèche inférieure à 1 mm à mi-travée adjacente. Etant donné que la précision des mesures est de l'ordre de 0.1 mm, le critère d'acceptation de l'affinité doit dépendre de la valeur de la flèche mesurée. La figure 4.8 montre le manque d'affinité ($R - R_{adj}$) pour les 88 ponts en fonction de la flèche mesurée à mi-travée chargée.

Le seuil de tolérance peut être admis à 10 % pour les ponts ayant une flèche mesurée supérieure à 10 mm à mi-travée chargée. Quant aux ponts avec une flèche mesurée inférieure à 10 mm, le seuil de tolérance peut être donné par l'équation 4.3:

$$R - R_{adj} \leq 0.25 - 0.015 \times w_{mes} \quad (4.3)$$

où :

R : rapport de la flèche mesurée sur calculée à mi-travée chargée;

R_{adj} : rapport de la flèche mesurée sur calculée à mi-travée adjacente;

w_{mes} [mm] : flèche mesurée à mi-travée chargée < 10 mm.

Une différence dépassant le seuil de tolérance doit être expliquée car elle peut être le signe d'un comportement anormal.

- **Seuil d'alarme** : un manque d'affinité supérieur à 15 % est le signe d'une fissuration qui peut affecter le comportement du pont à long terme. Un pont dépassant le seuil d'alarme doit être surveillé de près afin de détecter rapidement toute anomalie. Le seuil d'alarme est fixé à $(R - R_{adj} = 0.15)$ pour les ponts avec une flèche mesurée supérieure à 10 mm à mi-travée chargée. Ce seuil est moins sévère pour les ponts avec des flèches inférieures à 10 mm (figure 4.8).

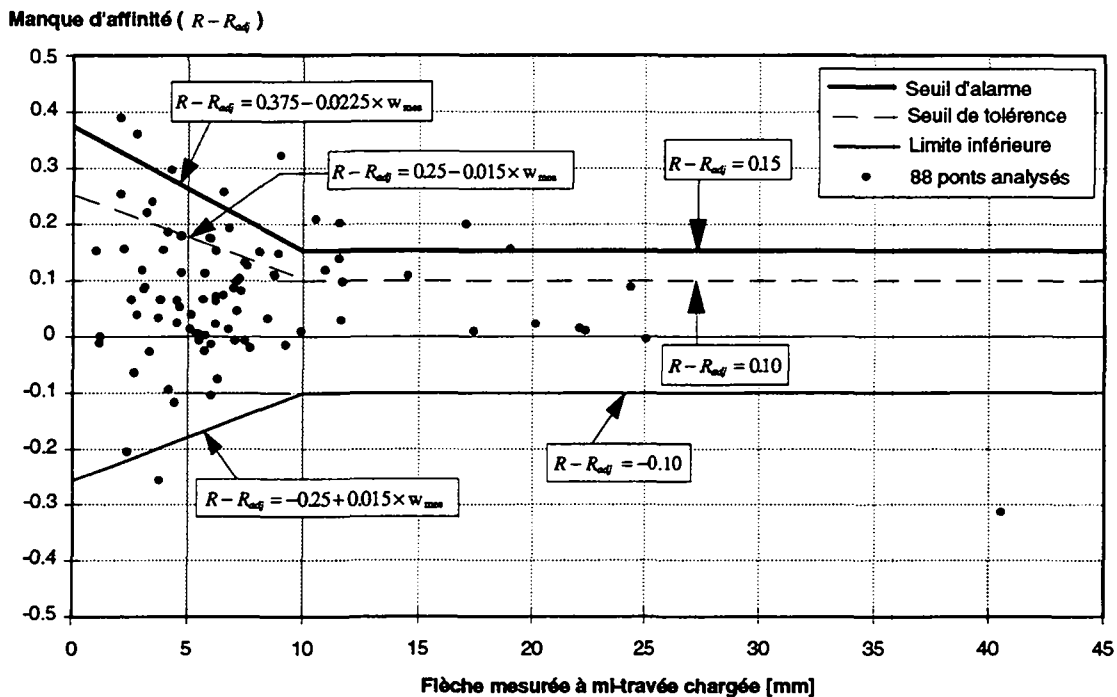


Figure 4.8: Seuils de tolérance, d'alarme et de limite inférieure du manque d'affinité en fonction de la flèche mesurée

- **Limite inférieure** : le manque d'affinité peut se présenter également sous forme d'une valeur négative: $R - R_{adj} < 0$. Ce cas résulte souvent d'une mauvaise modélisation de l'ouvrage. Une limite inférieure pour le manque d'affinité a été donc fixée à $(R - R_{adj} = -0.1)$ avec une limitation moins sévère pour les ponts avec des flèches de moins de 10 mm (figure 4.8).

4.3.5. Application des critères aux quatre-vingt huit ponts

Les critères proposés ont été appliqués aux 88 ponts étudiés. Une liste de 12 ponts a été établie. Ces ponts dépassent le seuil de tolérance sans toutefois dépasser le seuil d'alarme. Ils devraient faire l'objet d'un contrôle afin d'expliquer l'origine de ces divergences de flèches et d'affinité. Le tableau 4.2 montre les 12 ponts en question dont la différence des flèches ou le manque d'affinité dépassent le seuil de tolérance sans dépasser le seuil d'alarme.

N° BD	Pont	Travée chargée $R = \frac{w_{mes}}{w_{cal}}$	Manque d'affinité $R - R_{adj}$	Remarques
51	P.S. Morat-Berne	1.12	0.13	
76	Pont de Saumont	1.12	0.19	Fissuration observée et développée plus tard
77	Pont de la Denève	1.09	0.17	Fissuration observée et développée plus tard
49	P.S Gare de Granges	1.13	0.11	Microfissuré
68	P.S. Pré-Berghem	1.11	-0.02	
71	Pont sur le Rhône	1.08	0.11	Déjà renforcé, fissuration et flèche excessive
166	Fridolinsbrücke	0.97	0.12	
15	Pont Canal oriental	0.80	-0.26	Fissuration observée et développée plus tard
39	Pont Palure (droite)	0.89	0.18	
44	V. Evionnaz amont	1.11	0.08	Fissuration observée et développée plus tard
45	V. Evionnaz aval	1.12	0.10	Fissuration observée et développée plus tard
57	V. Yverdon pont 5	1.10	0.15	
210	P.S. de l'Estivage	0.98	0.25	
1	Pont sur la Morge	1.17	-0.21	Fissuration près des appuis
83	Pont du Day	1.04	0.15	

Tableau 4.2: Liste des ponts dépassant le seuil de tolérance sans dépasser le seuil d'alarme pour la différence des flèches ou d'affinité

Il ressort également de l'application de ces critères qu'une partie des 88 ponts dépassent le seuil d'alarme. Le tableau 4.3 montre la liste de ces ponts susceptibles d'avoir une fissuration importante qui peut affecter leur comportement à long terme.

N° BD	Pont	Travée chargée $R = \frac{w_{mes}}{w_{cal}}$	Manque d'affinité $R - R_{adj}$	Remarques
2	Talent amont	1.27	0.16	Fissuration développée dans le temps
3	Talent aval	1.34	0.20	Idem
26	Daillard	1.20	-0.02	Pont poussé avec microfissures
32	Pont sur la Drance	1.20	0.26	
41	Grande Combe	1.27	-0.08	Pont poussé avec microfissures
43	Pont sur la Praz	1.22	-0.01	Idem
58	Yverdon Enteroche	0.73	-0.65	Fissuré, modèle de calcul soupçonné
59	Coudray amont	1.22	0.03	Pont poussé avec microfissures
60	Coudray aval	1.28	0.12	Idem
70	Viaduc Massongex	1.21	0.39	Déjà renforcé, fissuration et flèche excessive
4	Veveyse de la Fégire	1.20	-0.31	Fissuration observée et développée plus tard
12	Pont Combe-Douay	1.20	0.02	Microfissuré
23	P.S. sur N9 à Vetroz	1.07	0.32	
28	P.S. à St. Tryphon	1.20	0.18	
56	V. Yverdon pont 4	1.27	0.10	
73	P.S. canal oriental	1.19	0.14	Fissuration développée dans le temps
140	Jonc. Sierre est	1.03	0.30	
209	P.S. du Milieu	1.03	0.36	
10	Lizerne-Seba aval	1.19	0.21	

Tableau 4.3: Liste des ponts dépassant le seuil d'alarme pour la différence des flèches ou d'affinité

4.3.6. Méthode de construction

Cette étude a confirmé l'influence de la méthode de construction sur la rigidité des ponts. Les ponts poussés sont sensiblement moins rigides sous charges d'essai que ce qui est prévu dans le calcul. Les flèches mesurées sont supérieures à celles calculées de 24 % en moyenne. Cette différence ne peut pas être attribuée au module d'élasticité car ce dernier a été mesuré sur carottes forées et par ultrasons. La valeur moyenne mesurée sur ces ponts poussés a été trouvée égale à 37 GPa. Cette valeur du module d'élasticité signifie que le béton de ces ponts est de bonne qualité et le manque de rigidité observé doit être recherché dans l'effet de fissures induites durant la construction ou plus tard sous les charges d'essais. Les ponts construits par

encorbellement montrent également une rigidité effective inférieure d'environ 6 % à celle découlant du calcul en stade I.

4.4. Contribution comparative des composantes de la section à l'inertie

Si la participation des éléments non structuraux à l'inertie est importante, la participation principale vient de la section porteuse du béton de la superstructure. La figure 4.9 montre la participation à l'inertie de différents éléments constituant la section transversale de la superstructure. Malgré la forte participation des parapets dans certains ponts, la participation du béton de la section porteuse est de loin la plus importante. L'influence du module d'élasticité du béton sur les flèches est donc très importante. Il en est de même de la fissuration qui diminue la participation de la section en béton. L'effet de la fissuration sur les déformations sera étudié dans le chapitre suivant.

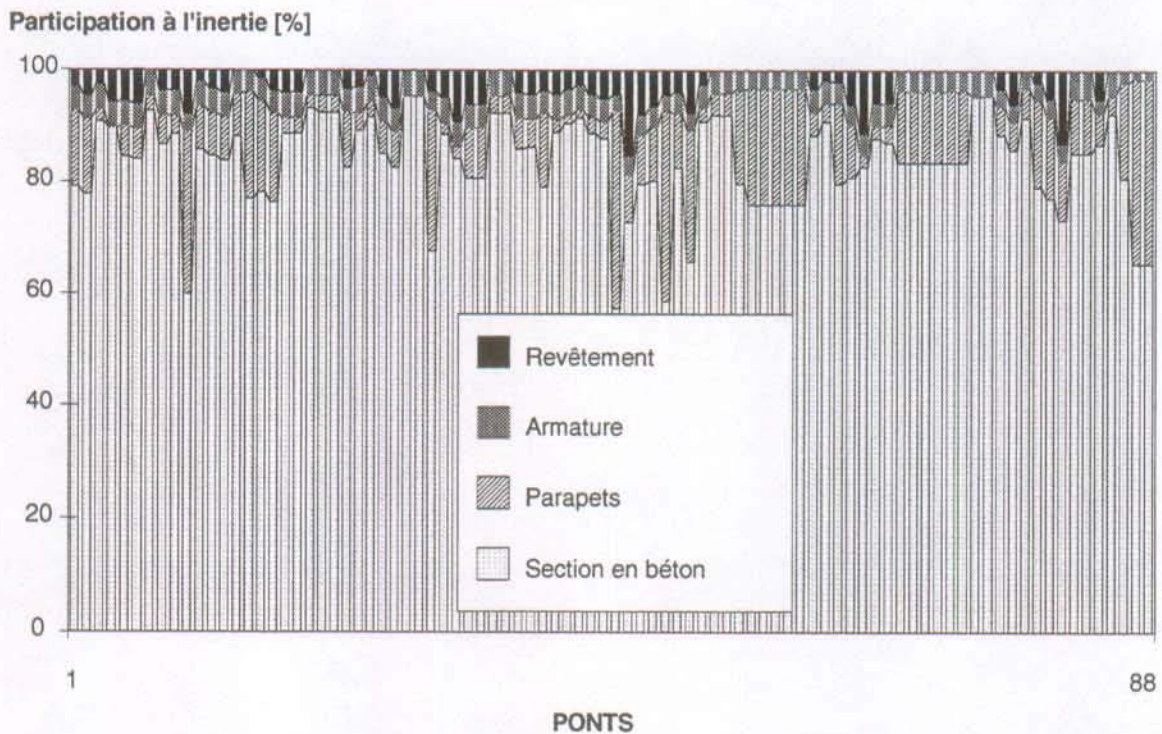


Figure 4.9: Participation à l'inertie des différents éléments de la section transversale

5 INFLUENCE DE LA FISSURATION ET CHOIX DE LA PRECONTRAINT

5.1. Introduction

La charge d'essai doit être suffisamment élevée pour s'assurer du bon comportement de l'ouvrage sous les charges de service. Cette charge d'essai ne doit, cependant, pas nuire au comportement futur de l'ouvrage. Il peut arriver que la charge de l'essai peut, dans le cas où le degré de balancement est faible, causer une fissuration du pont à mi-travée ou sur appuis. Dans ce cas, le comportement du pont devient non-linéaire et les flèches calculées en stade I ne correspondent plus aux flèches mesurées. La divergence des flèches dépend du degré de balancement des charges et du degré de sollicitation des ponts lors de l'essai. Une analyse non linéaire a été effectuée afin de montrer l'influence de la fissuration sur les flèches calculées et leur affinité avec les flèches mesurées lors de l'essai de charge. Egalement, une étude paramétrique a été effectuée afin de montrer l'influence des paramètres suivants sur les déformations :

- La résistance du béton à la traction;
- Le module d'élasticité du béton;
- Le niveau de précontrainte;
- Le niveau de charge.

Enfin, l'analyse d'une vingtaine de ponts a permis de déterminer le mieux possible les déformations calculées sous un essai de charge. Il a été également possible de quantifier l'influence du niveau de la précontrainte et du niveau de charge sur les déformations et de proposer un degré de balancement en fonction du niveau d'exigence demandé.

5.2. Analyse non linéaire

L'analyse linéaire, avec la prise en compte de la participation des éléments non structuraux et du module d'élasticité mesuré sur carotte ou par ultrasons, améliore la concordance entre les flèches mesurées et calculées. Cette analyse suppose que le béton est sain et sans fissuration et que par conséquent les flèches peuvent être calculées en stade I. Cette analyse peut cependant révéler la présence de contraintes de traction supérieures à la résistance du béton à la traction. D'autre part, le manque d'affinité entre déformations mesurées et calculées reste parfois

important. Pour ces raisons, un calcul non linéaire est nécessaire pour obtenir précisément les déformations des ponts partiellement précontraints, car la rigidité de ces ponts dépend du niveau de précontrainte et du niveau de charge. Pour cette étude le pont sur le Talent amont a été choisi car les contraintes de traction à mi-travée chargée, égales à 4.2 N/mm^2 selon l'analyse linéaire, dépassent largement la résistance du béton à la traction.

5.2.1. Description du pont analysé

Les ponts sur le Talent (Figure 5.1) se situent sur l'autoroute Lausanne-Yverdon. Le pont amont, concerné dans ce calcul, a été construit en 1981 sur cintre fixe. Le pont, d'une longueur totale de 374 m, est constitué de 8 travées avec les portées suivantes: 38.0 m, 6 x 49.3 m et 40.4 m. La section transversale est un caisson à hauteur constante de 2.50 m avec un tablier de 12.46 m de large. Le tablier est bordé par deux parapets en béton armé d'une hauteur de 1.10 m et d'une épaisseur moyenne d'environ 30 cm chacun. Le pont est revêtu d'une étanchéité et d'une couche d'enrobé d'une épaisseur totale de 10 cm. Il est précontraint par des câbles paraboliques qui balancent 64 % des charges permanentes après la prise en compte de 15 % de perte de la force de précontrainte.



Figure 5.1: Essai de charge du pont sur le Talent

Lors de l'essai de charge, le pont a été chargé par 12 camions de 250 kN chacun, ce qui correspond à un degré de sollicitation de 1.26 (1.13 selon la norme SIA 160 (1970) en vigueur lors de l'essai). Lors du premier chargement, un craquement a été entendu. Le pont a été déchargé et une inspection visuelle a été effectuée tout de suite après le déchargement. Aucune fissuration n'a été décelée lors de cette inspection et l'essai de charge a repris normalement. Après quelques années de service, des fissures ont été détectées à mi-travée dans la dalle inférieure, ainsi que sur appuis, avec une infiltration d'eau à travers certaines d'entre elles.

L'analyse non linéaire de cet exemple vise à montrer l'influence de la fissuration dans la superstructure sur les déformations de courte durée. Cette analyse a été effectuée en utilisant la relation moment-courbure développée par l'IBAP et adoptée ensuite dans le Code Modèle CEB-FIP 1990 [30]. Cette relation a été implémentée dans le logiciel MAPSDIFF développé conjointement par la société MAPS Diffusion S.A. et l'IBAP. L'analyse va se concentrer sur un cas de charge symétrique par rapport à la mi-travée effectué sur la deuxième travée côté Yverdon du pont amont.

5.2.2. Résultat de l'analyse linéaire

Les flèches ont été calculées par l'ingénieur en utilisant un module d'élasticité du béton de 39 GPa. Le calcul linéaire par l'IBAP en utilisant le même module d'élasticité et l'inertie de la section transversale sans la participation des éléments non structuraux a confirmé ces résultats. La figure 5.2 montre les flèches mesurées avec les flèches calculées en stade I en utilisant un module d'élasticité de 39 GPa. On constate que la flèche calculée à mi-travée correspond bien à celle mesurée. Par contre, l'affinité entre les flèches mesurées et calculées sur la travée chargée et les travées adjacentes n'est pas satisfaisante. Le rapport entre les flèches mesurées et celles calculées dans la travée adjacente est inférieur à celui dans la travée chargée d'environ 20 %.

L'analyse linéaire a montré que les contraintes de traction à la fibre inférieure sous les charges permanentes et les charges de l'essai sont de 4.2 N/mm². Le résultat de cette analyse confirme les observations faites lors de l'essai de charge et lors de l'inspection après la mise en service. La déformée mesurée indique également la présence de cette fissuration.

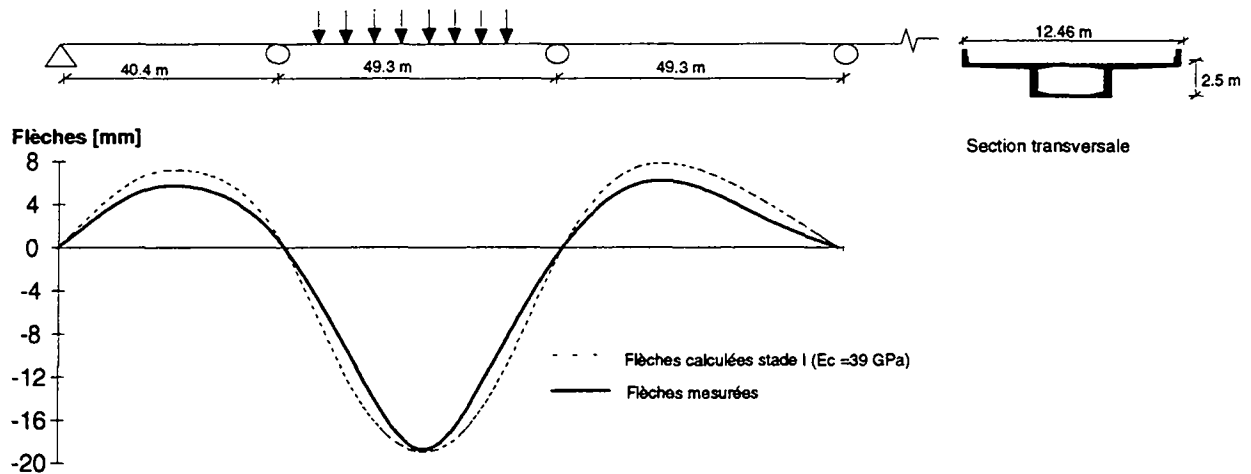


Figure 5.2: Flèches mesurées comparées aux flèches calculées élastiquement

5.2.3. Etude paramétrique sur les flèches

Le pont a été modélisé en tenant compte de la section transversale en béton, des éléments non structuraux comme les parapets et du revêtement transformé en béton équivalent. L'armature passive a été introduite selon son emplacement dans la section transversale, et la précontrainte a été remplacée par les forces équivalentes. L'acier de précontrainte a été également introduit dans la section transversale.

5.2.3.1. Influence de la résistance à la traction du béton

La résistance à la traction du béton est le paramètre le plus important pour le calcul des flèches en tenant compte de la fissuration. Pour déterminer cet effet, une étude paramétrique a été effectuée. En utilisant un module d'élasticité de 40 GPa, les flèches ont été calculées sous les charges de l'essai pour des résistances du béton à la traction allant de 0 à 5 N/mm². Les flèches résultantes ont été comparées aux flèches mesurées.

La figure 5.3 montre la variation des flèches calculées à mi-travée chargée et celle adjacente en fonction de la résistance à la traction du béton. On constate que la flèche à mi-travée chargée augmente de 17.5 mm à 24 mm (37 %) lorsque la résistance à la traction diminue de 3 à 1 N/mm². Un second constat est que l'augmentation de la flèche à mi-travée chargée est plus rapide que celle dans la travée adjacente lorsque la résistance à la traction diminue. Cela est dû au fait que la fissuration sur appuis cause un manque de continuité sur appuis. Il en résulte un ralentissement de l'augmentation de la flèche dans la travée adjacente.

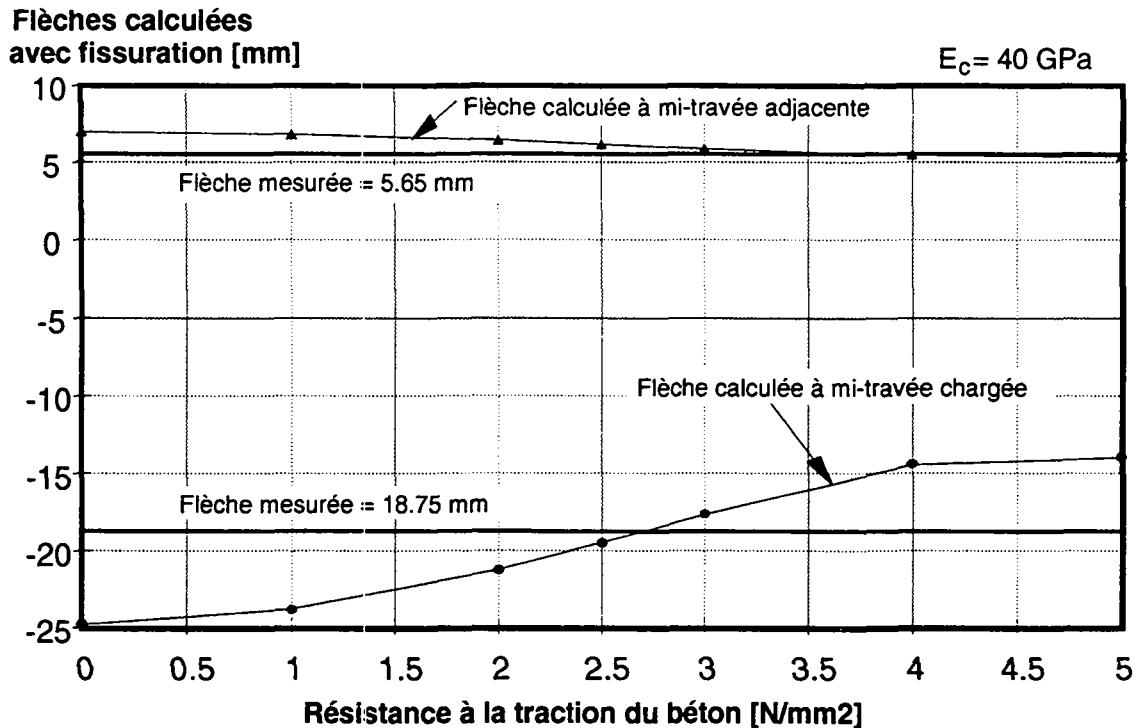


Figure 5.3: Flèches calculées à mi-travée chargée et à mi-travée adjacente en fonction de la résistance du béton à la traction

Enfin, pour un module d'élasticité de 40 GPa, une résistance à la traction du béton de 2.7 N/mm² doit être utilisée pour avoir une flèche calculée égale à celle mesurée à mi-travée chargée. Cette valeur est légèrement supérieure à celle indiquée dans la norme SIA 162 qui vaut 2.5 N/mm² pour un tel béton.

5.2.3.2. Influence du module d'élasticité du béton

L'analyse du pont a été effectuée en variant le module d'élasticité du béton de 35 à 48 GPa. La résistance à la traction du béton a été fixée à 2.5 N/mm². Les flèches ont été calculées à mi-travée chargée et à mi-travée adjacente et présentées dans la figure 5.4. Comme on peut s'attendre dans un pont fissuré, les flèches sont moins sensibles au module d'élasticité que les flèches calculées en stade I. Dans cet exemple, une augmentation de module d'élasticité de 25 % (de 35 à 44 GPa) diminue la flèche à mi-travée chargée de 19 %. On constate également que l'influence du module d'élasticité sur les flèches est moins importante que l'influence de la résistance à la traction du béton dans un pont partiellement précontraint (Figs 5.3 et 5.4). Un module d'élasticité de 42 GPa doit être utilisé pour obtenir une flèche calculée égale à celle mesurée. Cette valeur du module d'élasticité a été confirmée par les essais effectués sur carottes prélevées dans le pont et par les mesures ultrasons.

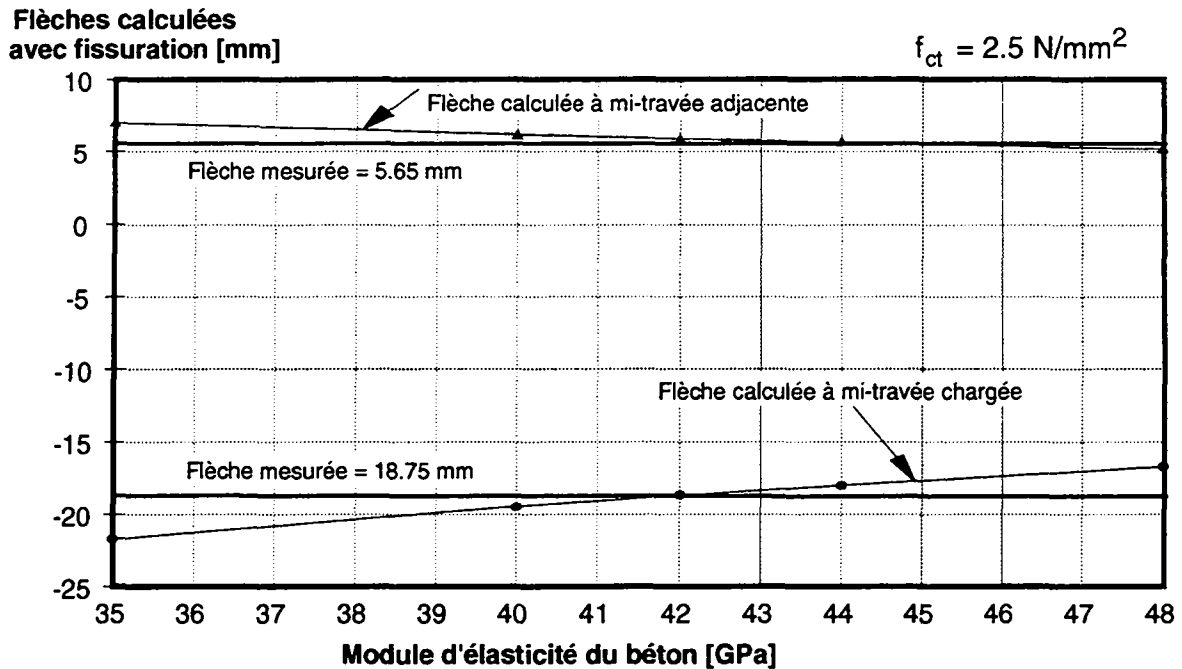


Figure 5.4: Flèches calculées à mi-travée chargée et à mi-travée adjacente en fonction du module d'élasticité du béton

5.2.3.3. Influence de la sollicitation et de la précontrainte

Le pont a été analysé en faisant varier la précontrainte et les charges. Les flèches ont été calculées pour une précontrainte correspondant à deux degrés de balancement qui sont $\beta_1 = 0.50$ et $\beta_2 = 0.75$ de la charge permanente, en plus du degré de balancement existant réellement dans le pont qui est $\beta_0 = 0.64$. Pour chaque précontrainte, les flèches ont été calculées pour plusieurs charges allant de la charge provoquant la première fissuration jusqu'à la charge de l'essai qui correspond à un degré de sollicitation de 1.26. Les calculs ont été effectués avec un module d'élasticité de 42 GPa et une résistance à la traction du béton de 2.5 N/mm^2 .

La figure 5.5 montre la variation de la flèche à mi-travée chargée par rapport à la flèche élastique calculée en stade I en fonction de la précontrainte et des charges. On constate ici la grande influence de la précontrainte sur les flèches. Pour une précontrainte balançant 64 % des charges permanentes, la flèche à mi-travée sous les charges de l'essai correspondant à un degré de sollicitation de 1.26 est supérieure à la flèche élastique sans fissuration d'environ 30 %. Une augmentation du degré de balancement de 0.11 diminue la fissuration et par conséquent les flèches d'environ 25 %. Une telle précontrainte empêche la fissuration sous les charges quotidiennes de trafic.

Flèche sans fissuration

Flèche avec fissuration

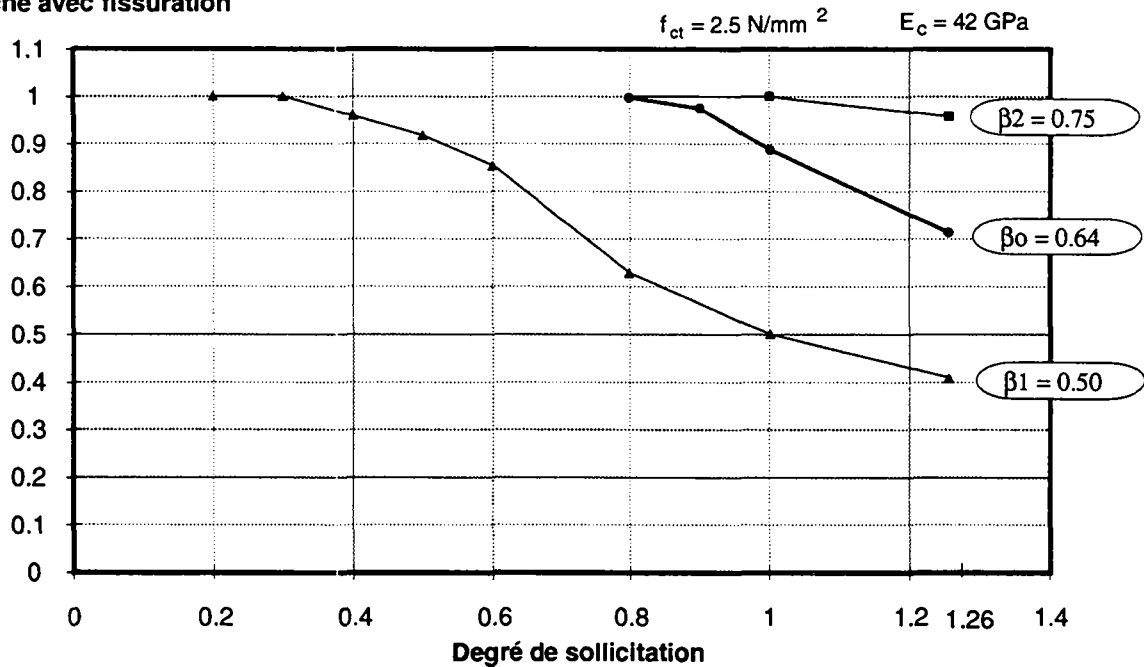


Figure 5.5: Rapport des flèches calculées avec fissuration sur celles calculées en stade I en fonction de la précontrainte et les charges

D'autre part, une précontrainte qui balance seulement 50 % des charges permanentes ne garantira pas une aptitude au service satisfaisante car le pont sera fissuré sous une charge de trafic très faible. Sous la charge de l'essai le pont aura une rigidité qui vaut 40 % environ de celle sans fissuration. Cette fissuration risque de devenir inacceptable avec le temps et d'affecter sévèrement la durabilité de l'ouvrage.

5.2.3.4. Influence de la sollicitation et de la précontrainte sur l'affinité

La figure 5.6 montre le rapport entre les flèches calculées en stade I et les flèches calculées avec fissuration à mi-travée chargée et à mi-travée adjacente en fonction du degré de sollicitation et pour un degré de balancement de 64 %. On constate une différence entre l'évolution du rapport des flèches calculées sans et avec fissuration dans la travée chargée et celle dans la travée adjacente. Cette différence se traduit par un manque d'affinité qui augmente lorsque le degré de sollicitation augmente.

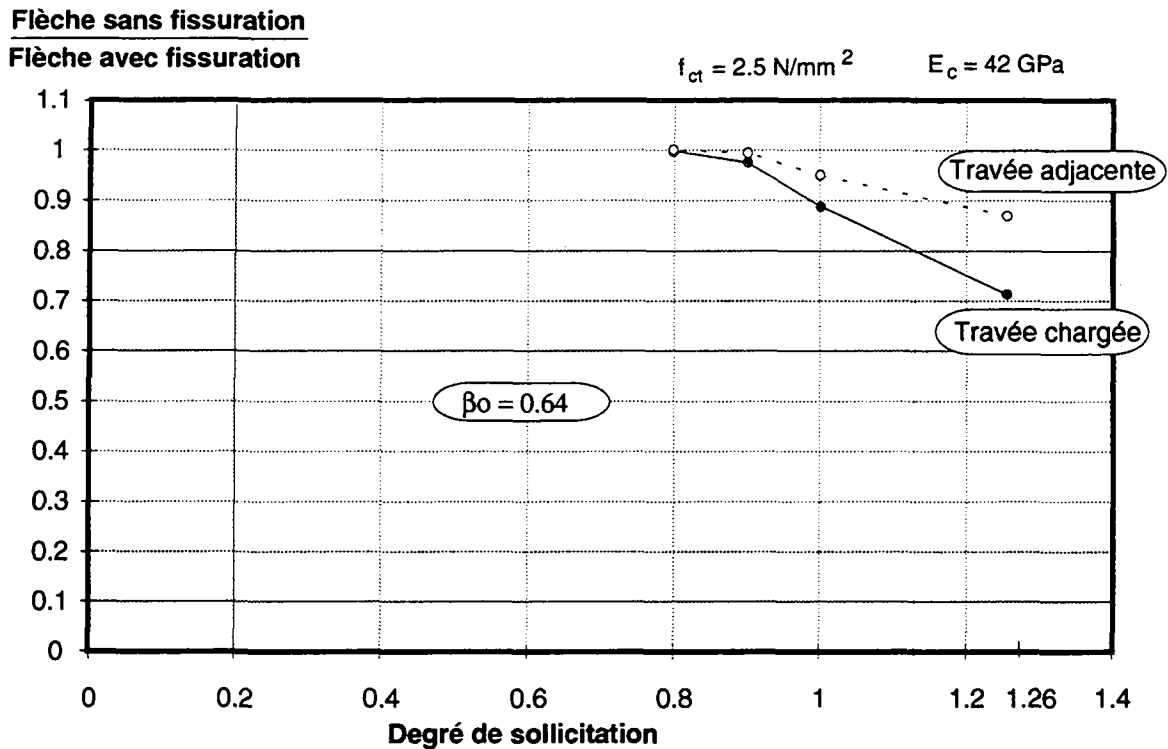


Figure 5.6: Rapport des flèches calculées en stade I sur celles calculées avec fissuration à mi-travée chargée et à mi-travée adjacente en fonction de la charge

Le rapport des flèches mesurées sur calculées à mi-travée chargée diffère donc de celui dans la travée adjacente dès que la fissuration se produit. Cette différence se manifeste par l'augmentation du manque d'affinité entre les flèches mesurées et les flèches calculées en stade I.

La non-affinité est particulièrement augmentée par la fissuration lorsque le degré de balancement est faible. Pour une précontrainte qui balance 50 % des charges permanentes, le rapport des flèches calculées sans fissuration sur celles calculées avec fissuration à mi-travée chargée est inférieur à celui à mi-travée adjacente de plus de 40 % (figure 5.7). On constate également que pour des taux de sollicitation entre 0.3 et 0.5 le rapport des flèches à mi-travée chargée diminue, tandis que le rapport à mi-travée adjacente augmente. Cela est dû au fait que dans ce cas la fissuration commence sur appuis, ce qui provoque un manque de continuité et une diminution de la flèche à mi-travée adjacente. Ensuite, pour des degrés de sollicitation supérieurs à 0.5, le rapport de la flèche sans fissuration sur celle avec fissuration diminue en travée adjacente comme en travée chargée avec l'augmentation de la fissuration dans la poutre.

Flèche sans fissuration
Flèche avec fissuration

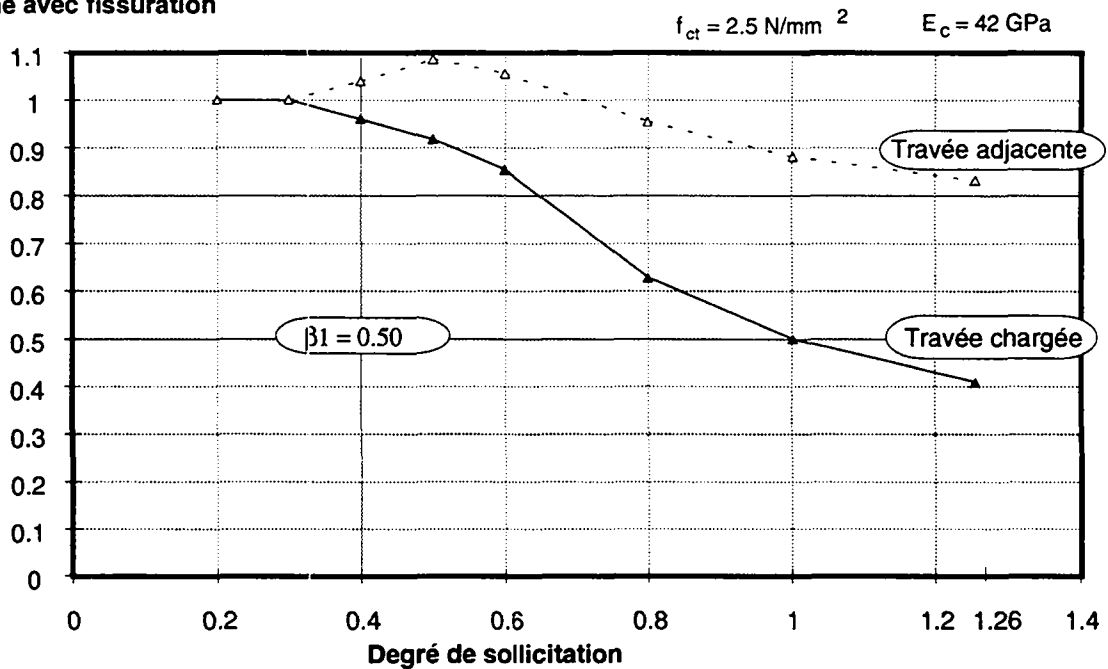


Figure 5.7: Rapport des flèches calculées en stade I sur celles calculées avec fissuration à mi-travée chargée et à mi-travée adjacente en fonction de la charge et pour 50 % de balancement

5.2.4. Affinité des déformées

La déformée résultant de l'analyse non-linéaire est comparée avec la déformée mesurée dans la figure 5.8. On constate que l'analyse non linéaire donne des flèches calculées qui correspondent beaucoup mieux aux flèches mesurées. L'affinité entre les deux déformées s'est nettement améliorée.

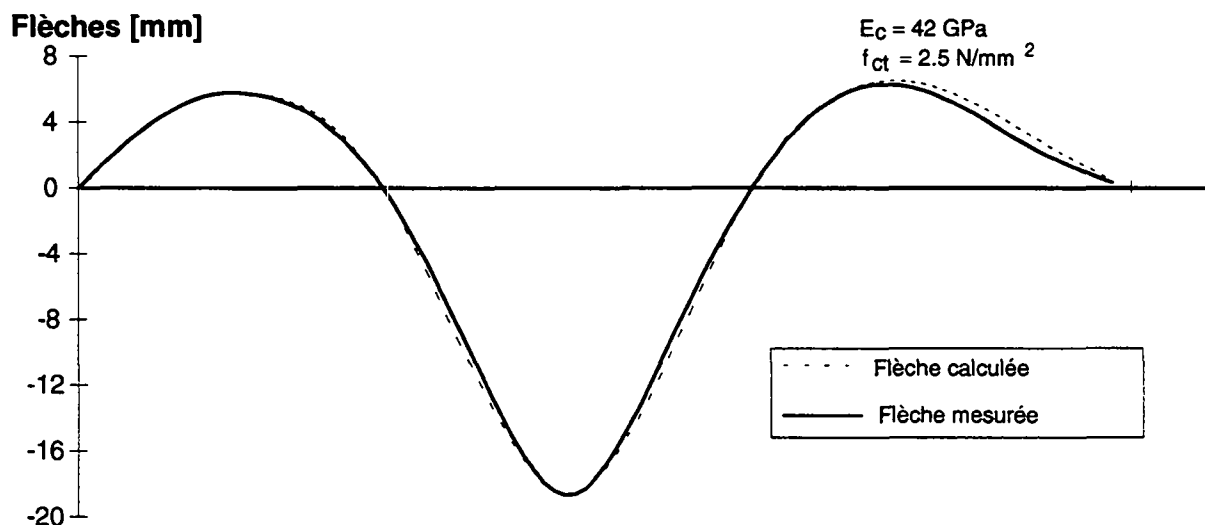


Figure 5.8: Déformée calculée obtenue par l'analyse non linéaire, comparée à celle mesurée

Pour mieux mettre en évidence l'amélioration de l'affinité entre les déformées mesurées et calculée par l'analyse non linéaire, le rapport des flèches mesurées sur calculées a été calculé tout au long de la travée chargée et des travées adjacentes en utilisant les résultats de l'analyse linéaire et ceux de l'analyse non linéaire. On constate dans la figure 5.9 que l'affinité des deux courbes est largement améliorée grâce à l'analyse non linéaire.

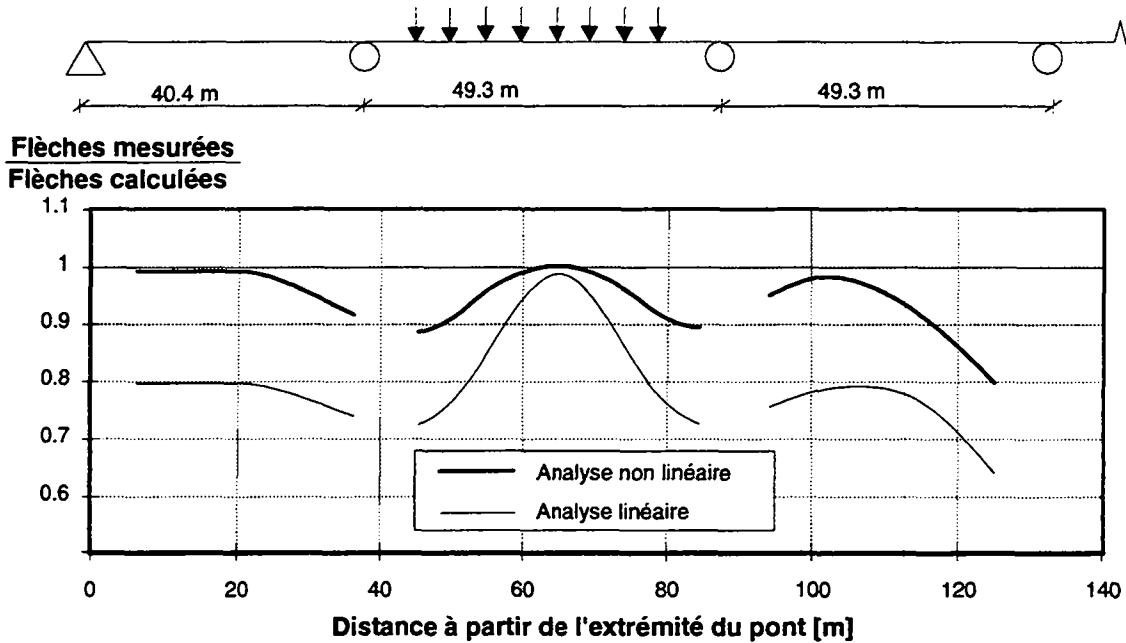


Figure 5.9: Rapports des flèches mesurées sur celles calculées par l'analyse linéaire et non linéaire dans la travée chargée et celles adjacentes

5.3. Rigidité des ponts lors de l'essai

L'analyse linéaire suppose que le béton n'est pas fissuré sous les charges d'essais. Les 20 ponts, analysés par nos soins, ont été calculés pour obtenir les flèches élastiques et les contraintes, notamment les contraintes de traction pour savoir si elles dépassent la résistance du béton à la traction. Une fissuration a été observée dans certains ponts lors de leur essai de charge. Ces fissures peuvent se produire sans être forcément observées et l'ouvrage ne se comporte donc plus en stade I. L'influence de cette fissuration sur les flèches dépend de la force de précontrainte et du niveau de charge appliqué sur le pont.

5.3.1. Influence du degré de balancement

Le degré de balancement des charges est défini comme le rapport entre les forces de déviation engendrées par la courbure des câbles de précontrainte et les charges permanentes (Eq. 5.1):

$$\beta = \frac{u}{g} \quad (5.1)$$

où :

β : degré de balancement des charges;

g : charges permanentes;

u : charge de déviation des câbles de précontrainte donnée par l'équation 5.2 :

$$u = \frac{8 P \cdot f}{\ell^2} \quad (5.2)$$

où :

P : force de précontrainte;

f : flèche du câble;

ℓ : distance entre les deux points d'inflexion du câble.

Dans le cas des ponts précontraints par des câbles rectilignes ou ayant des sections transversales variables comme les ponts construits par encorbellement, le degré de balancement des charges peut être substitué par le degré de compensation des flèches (Eq. 5.3).

$$\beta = \frac{w(P)}{w(g)} \quad (5.3)$$

où :

$w(P)$: flèche à mi-travée due à la précontrainte calculée en stade I;

$w(g)$: flèche à mi-travée due aux charges permanentes calculée en stade I.

Le degré de balancement des charges a été calculé en tenant compte de 15 % de pertes de précontrainte. Les charges permanentes adoptées dans le calcul du degré de balancement sont les charges permanentes qui existaient lors de l'essai de charge. Si le revêtement n'était pas encore posé lors de l'essai, il n'a pas été pris en compte dans les charges permanentes.

La figure 5.10 montre, pour les 20 ponts étudiés en détail, la corrélation entre le degré de balancement et le rapport des flèches mesurées sur calculées en stade I. On constate que le rapport des flèches augmente lorsque le degré de balancement diminue. Cela signifie qu'un degré de balancement faible se traduit par une rigidité réduite de l'ouvrage, caractérisée par des flèches mesurées supérieures à celles prévues par le calcul en stade I. Cette réduction d'inertie peut être attribuée à la fissuration causée par une combinaison de charges de courte ou de longue durée sollicitant fortement l'ouvrage.

La figure 5.10 montre également le rapport des flèches mesurées sur calculées pour cinq ponts construits par poussage cadencé. Les ponts poussés ont généralement des câbles rectilignes pour créer une précontrainte centrée et des câbles paraboliques; de ce fait, leur degré de balancement est plus faible que pour les autres ponts. Malgré cette précontrainte centrée, les flèches mesurées sont systématiquement supérieures à celles calculées, ce qui confirme l'hypothèse d'une préfissuration de ces ponts lors de poussage. Il est important de noter que la rigidité absolue des ponts poussés ne pose pas de problème, car ceux-ci sont généralement peu élancés. Néanmoins, un développement de la fissuration dans le temps est très probable et devrait faire l'objet de vigilance et d'inspections régulières.

Degré de balancement

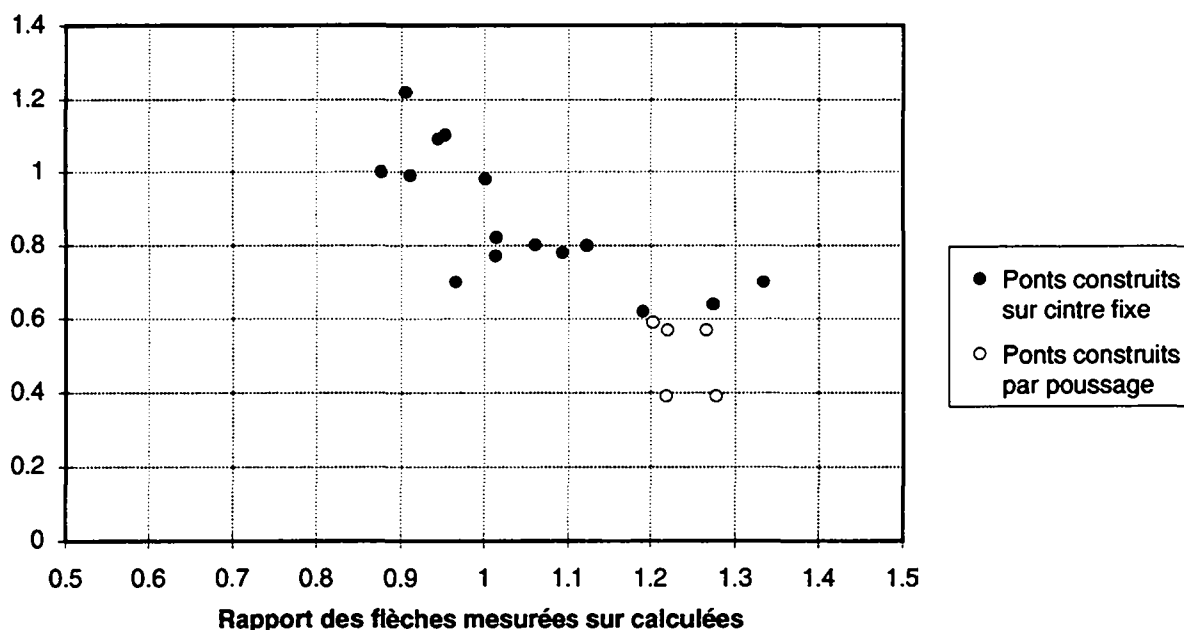


Figure 5.10: Rapport des flèches mesurées sur celles calculées en stade I en fonction du degré de balancement des charges permanentes

5.3.2. Influence du degré de sollicitation

Le degré de sollicitation est défini comme le rapport entre le moment dû aux charges de l'essai et celui dû aux charges prescrites dans la norme SIA 160 (version 1989) pour la vérification de la sécurité structurale. Ces moments sont calculés à mi-travée chargée considérée comme une poutre simple. La figure 5.11 montre la corrélation entre le rapport des flèches mesurées sur calculées et le degré de sollicitation. On constate que ce rapport augmente lorsque le niveau de sollicitation augmente. Cela signifie une diminution de la rigidité due au niveau de sollicitation, en plus de la diminution due à un faible degré de balancement.

Degré de sollicitation

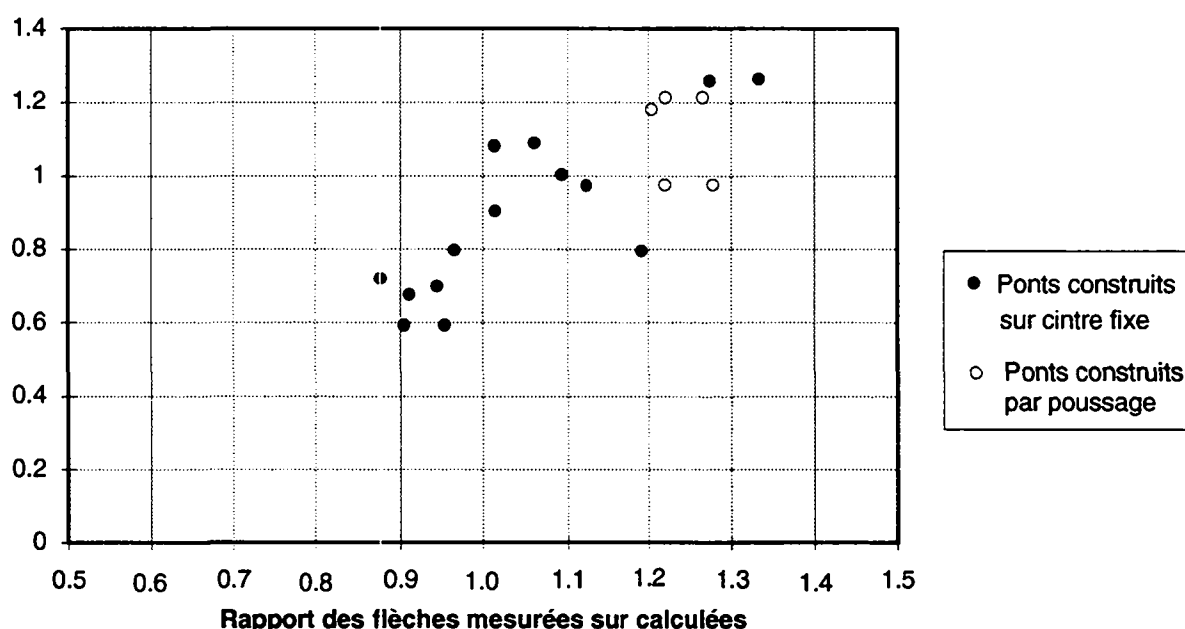


Figure 5.11: Rapport des flèches mesurées sur celles calculées en stade I en fonction du degré de sollicitation

5.3.3. Prédiction du rapport des flèches mesurées sur calculées

Afin de vérifier la présence d'une fissuration sous les charges de l'essai, les contraintes de traction ont été calculées aux fibres supérieure et inférieure sur appuis et à mi-travée pour les 20 ponts analysés. Il a été constaté que la moitié de ces ponts présente des contraintes de traction (§ 4.2.2, figure 4.2). Certains ponts se comportent donc en précontrainte partielle.

Le fait d'avoir des contraintes de traction due aux charges de l'essai inférieures à la résistance du béton à la traction ne constitue pas une garantie d'un comportement en stade I. Une combinaison des charges permanentes avec des charges de courte durée accompagnées de

contraintes thermique et de contraintes dues au retrait peut fissurer le pont. Le rapport des flèches mesurées sur calculées d'un pont fissuré est influencé essentiellement par le niveau de charge et le niveau de précontrainte.

La régression du rapport des flèches mesurées sur calculées en fonction du degré de balancement et du degré de sollicitation (figures 5.10, 5.11) avec l'étude paramétrique sur l'influence de la précontrainte et la sollicitation sur les flèches (§ 5.2.3.3) permettent d'exprimer le rapport des flèches par l'équation 5.4 :

$$R = k \frac{e^{0.4S}}{e^{1.1\beta}} \geq 1.0 \quad (5.4)$$

où :

R : rapport de la flèche mesurée sur celle calculée en stade I à mi-travée chargée;

S : degré de sollicitation (entre 0.6 et 1.4);

β : degré de balancement;

$k = 1.67$ pour les ponts construits sur cintre;

$k = 1.42 \left(\frac{P_{\text{parabolique}}}{P_{\text{centrée}}} \right)^{0.2}$ pour les ponts poussés.

Rapport des flèches selon l'équation 5.4

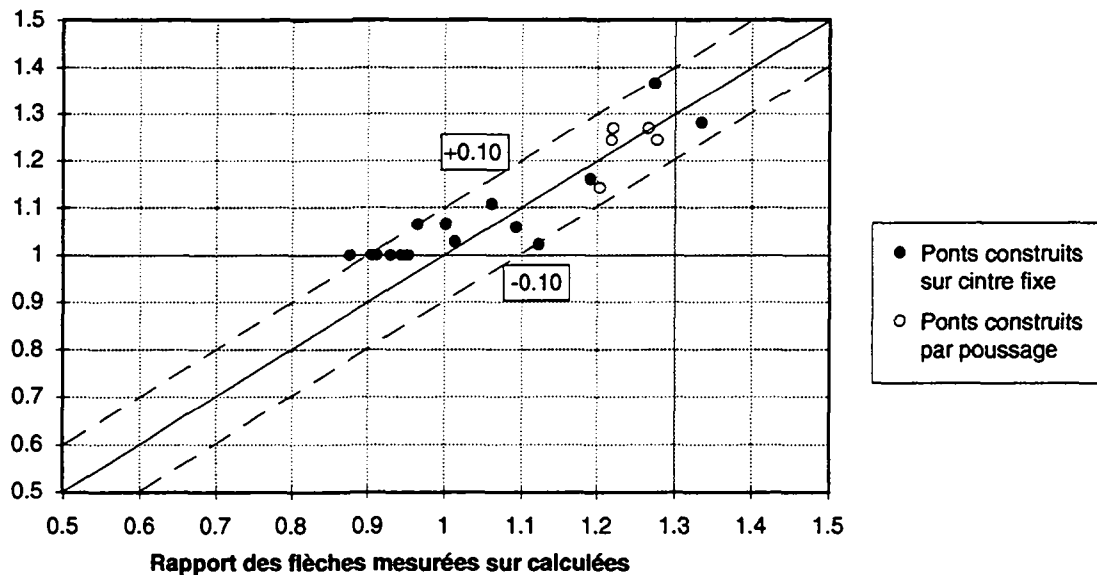


Figure 5.12: Rapport des flèches mesurées sur calculées prévu par l'équation 5.4 comparé au rapport réellement constaté

L'équation 5.4 donne un rapport des flèches avec une approximation de ± 0.10 au maximum. La figure 5.12 montre la corrélation entre le rapport réellement constaté et le rapport prévu par la formule proposée.

La figure 5.13 montre une représentation de l'équation 5.4 en fonction du degré de balancement et du degré de sollicitation pour les ponts construits sur cintre. On constate que pour un degré de sollicitation de 1.0, un degré de balancement de 0.83 est nécessaire pour avoir une flèche mesurée égale à celle calculée.

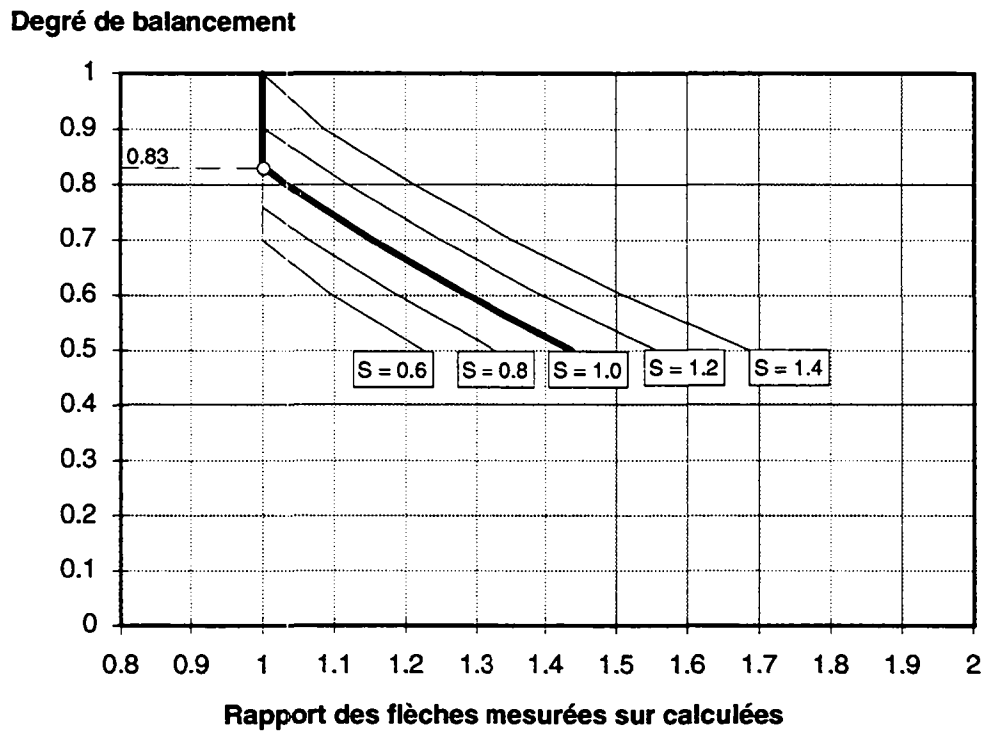


Figure 5.13: Rapport des flèches mesurées sur calculées selon l'équation 5.4 en fonction du degré de balancement (β) et du degré de sollicitation (S)

Le rapport des flèches mesurées sur calculées des ponts poussés, ayant une précontrainte centrée égale à la précontrainte parabolique, est montrée dans la figure 5.14. On constate qu'un degré de balancement de 0.71, en plus de la précontrainte centrée, est nécessaire pour garantir une rigidité complète pour un degré de sollicitation de 1.0.

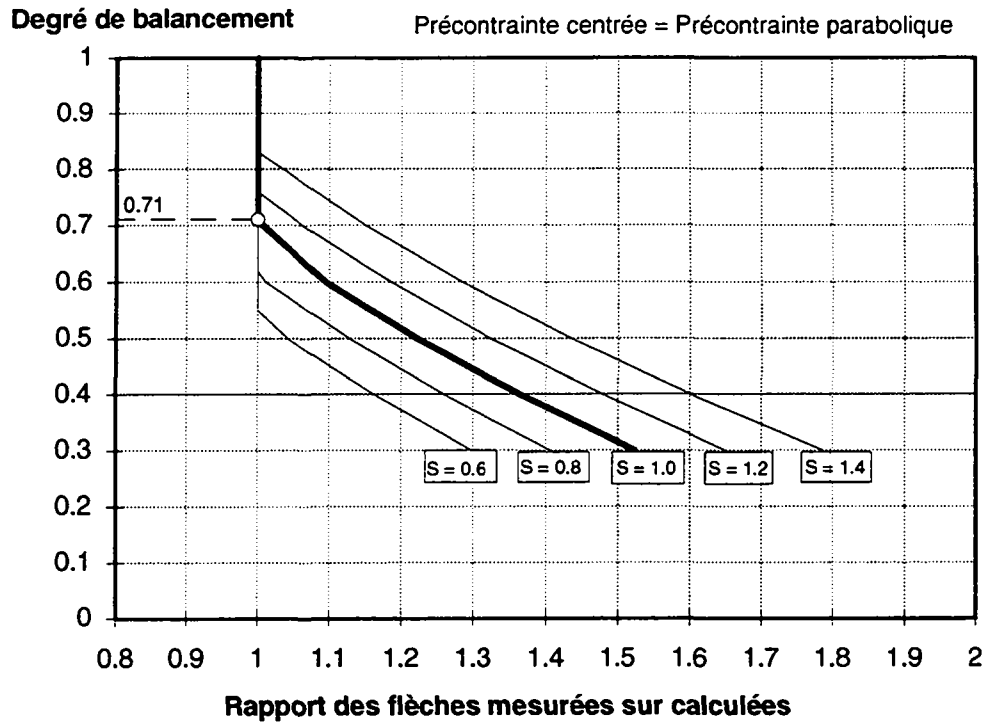


Figure 5.14: Rapport des flèches mesurées sur calculées des ponts poussés selon l'équation 5.4 en fonction du degré de sollicitation (S) et du degré de balancement (β)

5.3.4. Degré de balancement des ponts construits sur cintre

A partir de l'équation 5.4, le degré de balancement minimal des ponts construits sur cintre peut être exprimé en fonction du degré de sollicitation et du rapport admis des flèches mesurées sur celles calculées (Eq. 5.5) :

$$\beta \geq 0.47 + 0.36 S - 0.9 \ln R \quad (5.5)$$

où :

β : degré de balancement minimal;

S : degré de sollicitation;

R : rapport maximal admis des flèches mesurées sur calculées.

La figure 5.15 montre une représentation du degré de balancement en fonction de la sollicitation et du rapport des flèches mesurées sur calculées.

Degré de balancement β

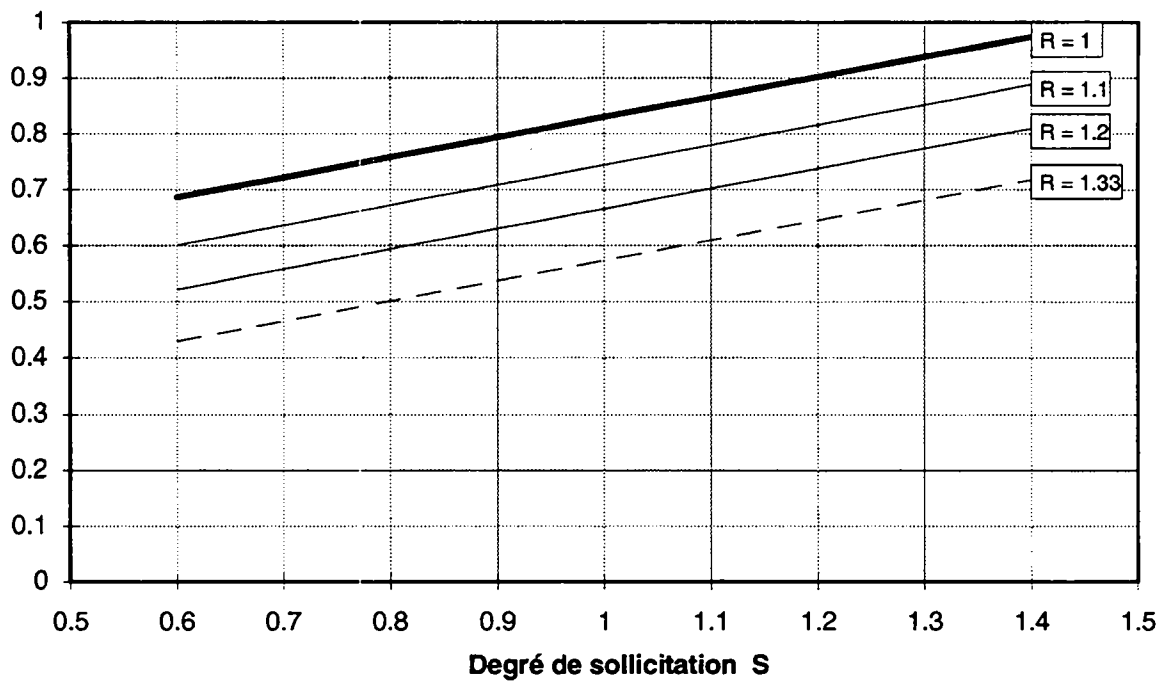


Figure 5.15: Degré de balancement pour les ponts construits sur cintre en fonction du degré de sollicitation et du rapport admis des flèches

L'équation 5.5 permet de choisir le degré de balancement en fonction du niveau de sollicitation du pont et de son importance. Un degré de balancement minimal doit être utilisé pour empêcher la fissuration du pont ou la limiter selon le niveau d'exigence demandé. Cela afin d'assurer un bon comportement de l'ouvrage à court ainsi qu'à long terme, notamment pour améliorer la durabilité par la limitation de la fissuration.

En posant $S = 1$ dans l'équation 5.5, le degré de balancement peut être exprimé en fonction du rapport entre la flèche mesurée et celle calculée ou en d'autre terme en fonction du rapport entre la rigidité complète (stade I) et la rigidité moyenne avec fissuration (Eq. 5.6).

$$\beta = 0.83 - 0.9 \ln R \quad (5.6)$$

où :

β : degré de balancement;

R : rapport entre la flèche mesurée et celle calculée ou rapport entre la rigidité en stade I et la rigidité moyenne avec fissuration.

La figure 5.16 montre graphiquement le degré de balancement décrit dans l'équation 5.6 en fonction du rapport (R). Sur la même figure, les degrés de balancement de 15 ponts construits

sur cintre sont présentés en fonction du rapport (R) de la flèche mesurée lors d'un essai de charge sur celle calculée en stade I. Une certaine dispersion subsiste à cause du degré de sollicitation différent d'un pont à l'autre et des hypothèses concernant les pertes de la précontrainte.

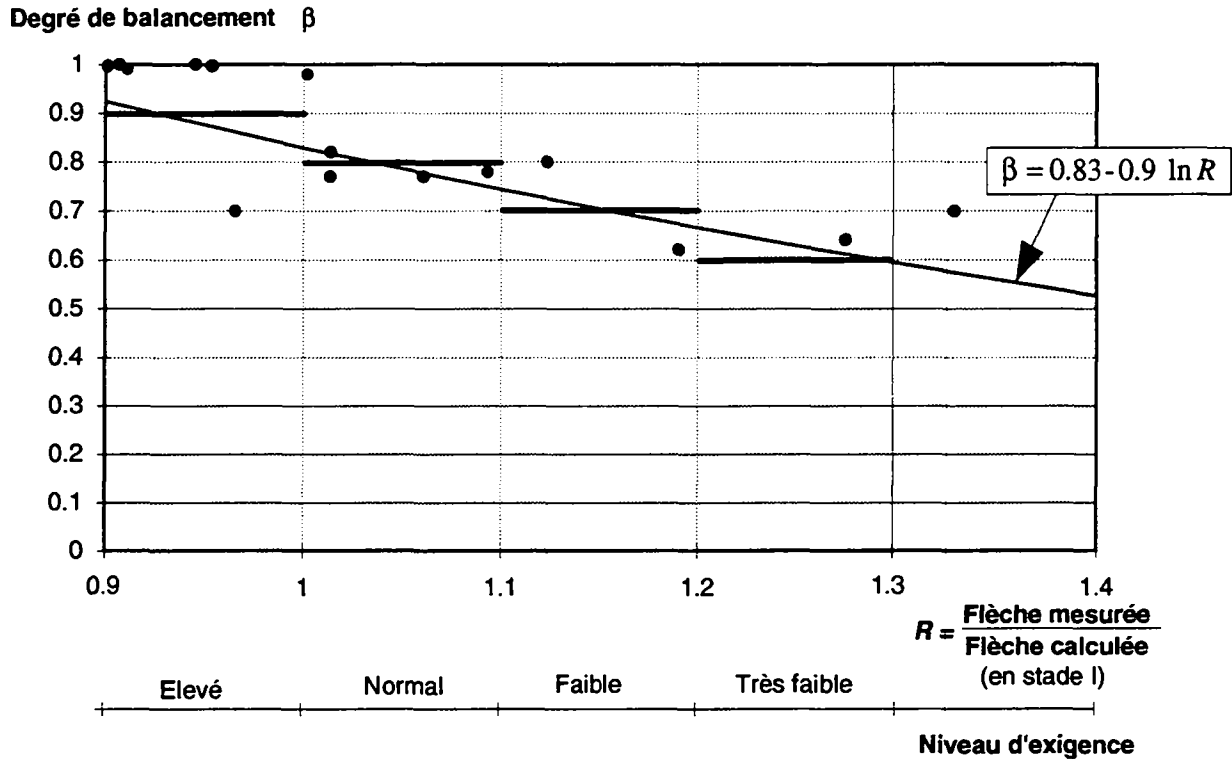


Figure 5.16: Degré de balancement recommandé selon le niveau d'exigence demandé et résultats d'essais de charge effectués sur 15 ponts construits sur cintre

Pour choisir un degré de balancement qui assure un comportement satisfaisant de l'ouvrage et qui tient compte de l'importance de l'ouvrage et ses conditions de service, la notion du niveau d'exigence a été introduite (figure 5.16).

Le **niveau d'exigence élevé** est recommandé quand aucune fissuration n'est admise sous les charges prescrites dans la norme pour la vérification de la sécurité structurale tout en négligeant les effets indirects (retrait, température, tassements, stades d'exécution, etc.). Cela concerne les ponts de grande importance, hautement chargés ou dans des milieux défavorables. Pour ne pas avoir une réduction de rigidité ($R = 1$), un degré de balancement supérieur à 83 % doit être utilisé (figure 5.16). Un degré de balancement de 90 % des charges permanentes est nécessaire pour assurer cette exigence. Cela pour couvrir le risque d'avoir une

force de précontrainte effective dans l'ouvrage inférieure à celle voulue par l'ingénieur ou une combinaison d'actions directes et indirects qui risque de fissurer le pont.

Le **niveau d'exigence normal** signifie que le pont ne sera théoriquement pas fissuré sous les charges de service, mais une fissuration très limitée peut se produire sous les charges représentatives de la sécurité structurale sans constituer un danger pour la durabilité de l'ouvrage. Un degré de balancement de 0.8 est recommandé dans ce cas.

Pour des ponts peu importants, dans des milieux favorable et peu chargés, un **niveau d'exigence faible** peut être admis et un degré de balancement de 0.7 suffit. Une telle précontrainte n'empêchera pas la fissuration de se produire ou de se développer en cas d'augmentation des charges.

Des degrés inférieurs, de 0.6 à 0 (cas du béton armé) restent réservés soit à des niveaux d'exigence très faibles soit à des ponts de moins de 20 m de portée, très peu fréquentés et dans des milieux très favorables, ou des ponts dont la section est constituée d'une dalle massive. Des ouvrages comportants une forte précontrainte centrée, par exemple les ponts poussés, peuvent également se contenter de degrés inférieurs à 0.7.

5.3.5. Degré de balancement des ponts poussés

En ce qui concerne les ponts poussés, leur degré de balancement peut être donné en fonction du niveau de sollicitation, du pourcentage de la précontrainte parabolique sur celle centrée et du rapport admis des flèches (Eq. 5.7) :

$$\beta \geq 0.35 + 0.36 S + 0.2 \ln \left(\frac{P_{\text{parabolique}}}{P_{\text{centrée}}} \right) - 0.9 \ln R \quad (5.7)$$

où : β : degré de balancement minimal;

S : degré de sollicitation;

$P_{\text{parabolique}}$: force de précontrainte parabolique;

$P_{\text{centrée}}$: force de précontrainte centrée;

R : rapport maximal admis des flèches mesurées sur calculées.

La figure 5.17 montre une représentation du degré de balancement en fonction du degré de sollicitation et du rapport des flèches mesurées sur calculées pour les ponts poussés ayant une précontrainte centrée égale à celle parabolique.

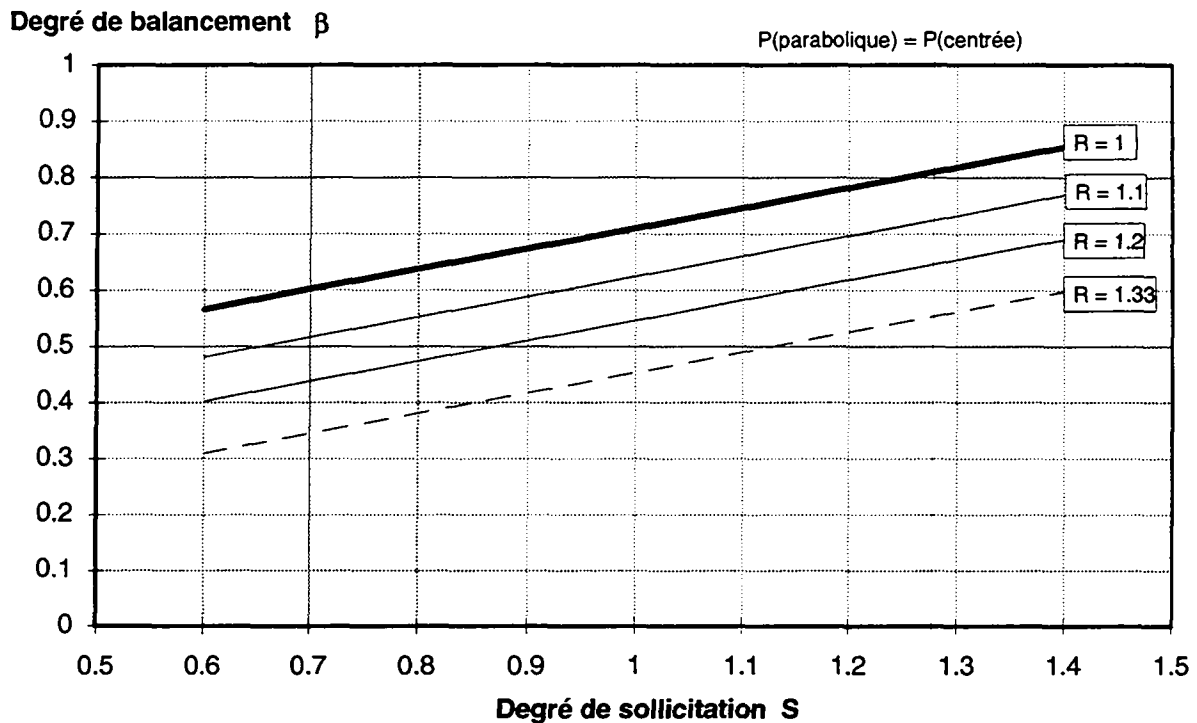


Figure 5.17: Degré de balancement pour les ponts poussés en fonction du degré de sollicitation et du rapport admis des flèches

La précontrainte parabolique doit balancer 71 % des charges permanentes en plus d'une précontrainte centrée équivalente pour garantir une inertie complète des ponts poussés. Ainsi la quantité de précontrainte dans pont poussé vaut : $2 \times 0.71 / 0.83 = 1.7$ fois celle d'un pont construit sur cintre.

5.3.6. Degré de sollicitation

La charge de l'essai ne devrait pas fissurer le pont, sûrement pas de manière dommageable. L'organisme responsable de l'essai de charge doit décider du degré de sollicitation d'entente avec l'auteur du projet. La sollicitation doit tenir compte du niveau de précontrainte dans le pont. L'équation 5.8 donne le degré de sollicitation à ne pas dépasser lors de l'essai de charge en fonction du degré de balancement existant dans l'ouvrage pour garantir que le pont ne se fissure pas ($R = 1$).

$$S \leq 2.78\beta - 1.3 \quad (5.8)$$

Pour les ponts poussés, ce degré de sollicitation maximal dépend de la précontrainte centrée et peut être déduit de l'équation 5.7.

5.4. Flèches maximales admises

La variation de la sensibilité des systèmes statiques des ponts aux flèches, la diversité des types de section transversale ainsi que des matériaux de construction utilisés, rendent la limitation des flèches maximales sans grand intérêt dans beaucoup de cas pratiques. La limitation des flèches sous charges de courte durée donnée par la norme SIA 160 à savoir $w/\ell \leq 1/600$ ne contrôle nullement les ponts poutres en béton précontraint. En effet, ces ponts peuvent avoir une fissuration importante qui affecte leur durabilité sans qu'elle soit détectée par un tel critère. L'annexe E montre un classement des ponts selon leur rapport de la flèche mesurée sur la portée.

N° BD	Pont	Travée chargée $R = \frac{w_{mes}}{w_{cal}}$	$\frac{w_{mes}}{\ell}$	Remarques
2	Talent amont	1.27	1 / 2'630	Fissuration développée dans le temps
3	Talent aval	1.34	1 / 2'830	Idem
26	Daillard	1.20	1 / 6'000	Pont poussé avec microfissures
32	Pont sur la Drance	1.20	1 / 6'100	
41	Grande Combe	1.27	1 / 7'620	Pont poussé avec microfissures
43	Pont sur la Praz	1.22	1 / 8'000	Idem
59	Coudray amont	1.22	1 / 8'625	Idem
60	Coudray aval	1.28	1 / 8'160	Idem
70	Viaduc Massongex	1.21	1 / 13'725	Déjà renforcé, fissuration et flèche excessive
4	Veveyse de la Fégire	1.20	1 / 2'630	Fissuration observée et développée plus tard
12	Pont Combe-Douay	1.20	1 / 2'235	Microfissuré
28	P.S. à St. Tryphon	1.20	1 / 4'315	
56	V. Yverdon pont 4	1.27	1 / 2'750	
73	P.S. canal oriental	1.19	1 / 5'730	Fissuration développée dans le temps
10	Lizerne-Seba aval	1.19	1 / 2'300	

Tableau 5.1: Liste des ponts dépassant le seuil d'alarme avec leur rapport de la flèche mesurée sur la portée ℓ

Le tableau 5.1 montre une liste de ponts classés alarmants (chapitre 4) avec leur rapport de la flèche mesurée sur la portée. On constate que le pont le plus souple présente un rapport de

flèche sur portée égal à $1 / 2'235$ ce qui est loin de la limite imposée par la norme SIA 160 (Eq. 5.9).

$$w_{\max} \leq \frac{\ell}{600} \quad (5.9)$$

où :

$w_{\max}$: flèche sous charge de trafic à considérer pour l'aptitude au service;

ℓ : portée du pont.

En fait, un critère de rigidité devrait garantir une rigidité minimale de l'ouvrage par rapport à sa rigidité complète sans fissuration. Ainsi, la flèche maximale admise doit être définie par rapport à la flèche calculée en stade I. Si l'on admet une diminution de l'inertie de 25 % sous un degré de sollicitation égal à 1 comme une limite d'acceptation d'un pont, la limite supérieure du rapport des flèches mesurées sur calculées sera égale à $1 / 0.75 = 1.33$ pour les ponts en béton précontraint avec le niveau minimal d'exigence. Cette limite peut être exprimée comme indiqué dans l'équation 5.10:

$$R_{\max} = \frac{w_{\text{mes}}}{w_{\text{cal}}} \leq k \quad (5.10)$$

Le facteur k est donné dans le tableau 5.2 en fonction du niveau d'exigence.

Niveau d'exigence	Elevé	Normal	Faible	Très faible
k	1.1	1.15	1.25	1.33

Tableau 5.2: Limite maximale admise du rapport des flèches mesurées sur celles calculées en stade I en fonction du niveau d'exigence

Un tel critère participera à la limitation des flèches par la limitation de la fissuration ce qui améliore la durabilité des ponts précontraints.

6 CONCLUSIONS

L'essai de charge d'un pont avant sa mise en service constitue le moyen le plus efficace pour obtenir une image fidèle et concrète de son comportement sous les charges de trafic. Une forte corrélation entre un comportement insuffisant de l'ouvrage lors de l'essai de charge et son comportement à long terme a été observée. Des flèches mesurées supérieures à celles prévues par le calcul se sont manifestées plus tard par le développement de la fissuration et parfois par la non-stabilisation des flèches. Cela affecte la durabilité de l'ouvrage et exige une maintenance et une réparation coûteuses.

L'analyse des résultats d'un essai de charge n'est toutefois possible que si un soin suffisant est accordé au calcul des flèches. A cette condition seulement, il est possible de définir des critères de jugement pour le comportement d'un pont. Il s'est avéré dans le cadre de cette recherche que l'efficacité de la précontrainte peut être mise en évidence par ces essais. Il a été également possible d'établir des recommandations pour le choix de la précontrainte.

6.1. Calcul des flèches

Le calcul des flèches dépend de multiples paramètres qui doivent être déterminés avec précision. Les deux paramètres principaux sont le module d'élasticité du béton et l'inertie effective de la section transversale du tablier. Ensuite vient la modélisation du système statique et des charges.

6.1.1. Module d'élasticité du béton

Les formules proposées par les différentes normes pour estimer le module d'élasticité du béton à partir de la résistance à la compression sont très approximatives et imprécises. Il est donc indispensable de mesurer le module d'élasticité du béton pour tout calcul de déformations.

Quatre-vingt dix pour-cent de la valeur finale du module d'élasticité est acquise à l'âge de 28 jours. Les conditions de cure au cours de la première semaine jouent un rôle important, en particulier le taux d'humidité. Cependant, la dispersion du module n'est pas très élevée pour des granulats provenant d'une même région. Le module d'élasticité mesuré sur 20 ponts en Suisse Romande a été en moyenne de 38.6 GPa avec un écart type de 2.4 GPa.

Le module d'élasticité du béton peut être mesuré sur éprouvettes moulées, prélevées lors du bétonnage. Pour ce faire, il est recommandé de prélever 3 éprouvettes par travée de pont. Pour un pont à une seule travée, le nombre d'éprouvettes doit être d'au minimum 6 et pour un pont composé de plus de 4 travées un total de 12 éprouvettes est suffisant. Ces éprouvettes seront conservées en laboratoire et testées à 28 jours pour avoir un module d'élasticité caractéristique du béton de l'ouvrage.

Pour les ouvrages existants, les mesures par ultrasons offrent une méthode non-destructive simple et bon marché pour évaluer le module d'élasticité. Pour des bétons de plus de 6 mois, le module d'élasticité peut être donné en fonction de la vitesse du son par l'équation 6.1 avec une vitesse du son comprise entre 4.3 et 5.3 km/s :

$$E_c = 1.68 v^2 \quad (6.1)$$

où :

E_c [GPa] : module d'élasticité statique sécant selon la norme SIA 162/1;

v [km/s] : vitesse du son dans le béton.

Pour des bétons de moins de 6 mois, la constante 1.68 de l'équation 6.1 doit être remplacée par une variable qui est fonction de temps (§ 2.9, Eq. 2.3).

6.1.2. Inertie effective

L'inertie effective de la section transversale d'un pont doit être calculée en tenant compte des parapets ou bordures, du revêtement, des armatures passives et de précontrainte et de la largeur de participation des tabliers. Les différents éléments influençant l'inertie peuvent être pris en compte comme suit:

• Bordures

Les bordures augmentent l'inertie de la section transversale, notamment s'il s'agit de parapets massifs en béton. Une augmentation moyenne de 24 % de l'inertie des ponts testés avec parapets massifs a été constatée. Pour tenir compte de la fissuration des parapets, un coefficient d'efficacité de 0.4 sera appliqué à leur module d'élasticité et utilisé sur 15 % de la portée de part et d'autre de l'appui et un coefficient de 0.8 sera utilisé en travée (figure 6.1).

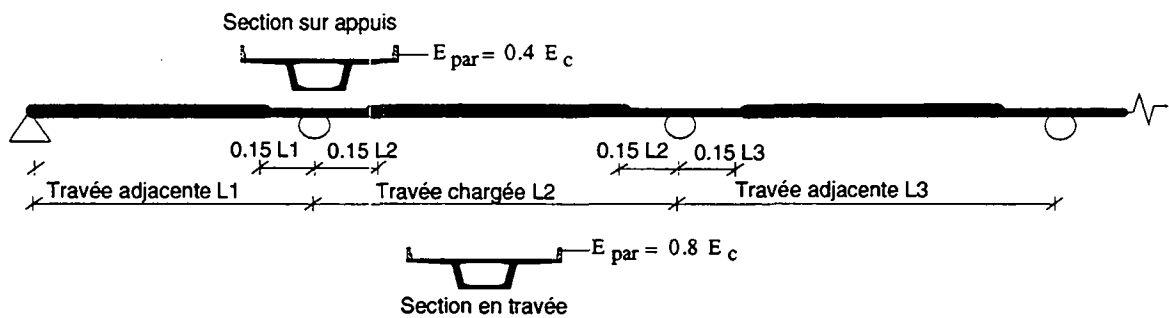


Figure 6.1: Modèle de prise en compte des parapets lors du calcul des déformations

Les bordures destinées à supporter une glissière peuvent être prise en compte avec un coefficient d'efficacité égal à 0.9 sur toute la longueur du pont.

• Revêtement

Le revêtement augmente l'inertie de la superstructure de 6 % en moyenne. L'influence du revêtement peut être déterminée en utilisant un module d'élasticité du revêtement fonction de la température donné dans l'équation 3.22.

Pour des températures dépassant 30 °C, l'influence du revêtement peut être négligée.

• Armature

Les armatures passives et de précontrainte doivent être prises en compte lors du calcul de l'inertie de la superstructure. L'augmentation moyenne de l'inertie due à ces armatures est de l'ordre de 5 %. L'augmentation de l'inertie due à l'armature passive peut être donnée, en fonction du taux d'armature, par les équations 3.11 et 3.12 selon le type de la section transversale. L'acier de précontrainte peut être pris en compte par une augmentation moyenne équivalente de l'inertie en fonction du degré de balancement et de l'élancement du pont. Pour les ponts en caisson ou à section ouverte, cette augmentation peut être calculée selon l'équation 3.14. Quant à l'influence de l'acier de précontrainte sur l'inertie des ponts dalles, elle peut être négligée.

• Largeur efficace

L'influence de la largeur efficace sur l'inertie de la section transversale peut être négligée en travée. Par contre sur appuis, son influence peut réduire jusqu'à 20 % l'inertie de la section transversale. Une manière simple de sa prise en compte est proposée au § 3.5.6. La prise en compte de la largeur efficace sur appuis améliore de manière significative l'affinité entre les déformées mesurées et calculées.

6.2. Critères de jugement

Au cas d'une divergence entre les flèches mesurées et calculées, cette divergence ne doit pas dépasser une certaine limite. Des critères de jugement pour caractériser le comportement normal d'un pont ont été établis :

6.2.1. Seuil d'alarme de la divergence des flèches

L'analyse de 88 ponts a permis d'établir des critères caractéristiques du comportement normal des ponts. Ces critères concernant la divergence entre les flèches mesurées et celles calculées en stade homogène sont :

- **Seuil de tolérance** : les ponts dont les flèches mesurées w_{mes} dépassent les flèches calculées w_{cal} de plus de 10 % sont susceptibles d'être fissurés. Dans le cas où l'on constate de la fissuration à l'oeil nu ou par le calcul, le pont doit être inspecté de manière plus fréquente car ces fissures peuvent se développer dans le temps. Pour les ponts présentant une flèche mesurée à mi-travée chargée inférieure à 5 mm, un seuil de tolérance plus grand peut être admis (figure 6.2).

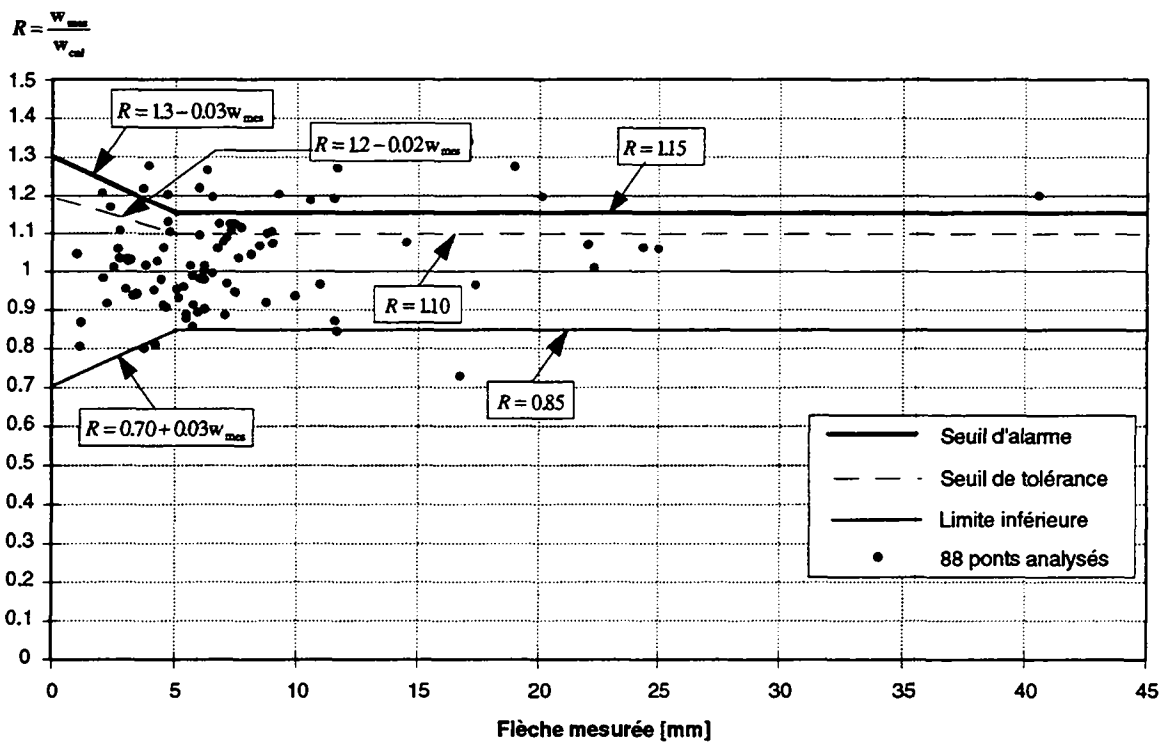


Figure 6.2: Seuils de tolérance, d'alarme et de limite inférieure du rapport R des flèches mesurées sur calculées dans la travée chargée

- **Seuil d'alarme** : une flèche mesurée supérieure à celle calculée de plus de 15 % est le signe d'une fissuration qui peut affecter le comportement du pont à long terme. Une telle différence doit constituer le seuil d'alarme pour le maître de l'ouvrage, le conduisant à surveiller de plus près le comportement du pont. Ce seuil est moins sévère pour les ponts ayant une flèche mesurée inférieure à 5 mm (figure 6.2).
- **Limite inférieure** : une flèche mesurée inférieure à celle calculée n'est pas forcément le signe d'un bon comportement du pont. Elle peut être le signal de la présence de moments d'encastrement non-voulus qui peuvent solliciter exagérément certaines parties de l'ouvrage. Une telle différence peut résulter également d'une mauvaise modélisation de l'ouvrage et d'un mauvais choix des paramètres comme le module d'élasticité par exemple. Une limite inférieure pour le rapport entre les flèches mesurée et calculée a été fixée, par analogie au seuil d'alarme, à 0.85 (figure 6.2).

6.2.2. Seuil d'alarme de l'affinité

Le manque d'affinité ($R - R_{adj}$) est, à partir d'un certain seuil, l'indicateur d'un comportement non satisfaisant. L'analyse de 88 ponts a permis d'établir les seuils limitant un comportement satisfaisant des ponts:

- **Seuil de tolérance** : un rapport R des flèches mesurée sur calculée à mi-travée chargée supérieur au rapport R_{adj} à mi-travée adjacente de 10 % constitue le seuil de tolérance de l'affinité. Pour les ponts ayant une flèche mesurée à mi-travée chargée inférieure à 10 mm, le seuil de tolérance est moins sévère (figure 6.3).
- **Seuil d'alarme** : un manque d'affinité supérieur à 15 % est le signe d'une fissuration qui peut affecter le comportement du pont à long terme. Le seuil d'alarme pour les ponts ayant une flèche mesurée supérieure à 10 mm à mi-travée chargée est fixé à :

$$R - R_{adj} = 0.15$$

Ce seuil est moins sévère pour les ponts ayant des flèches inférieures à 10 mm (figure 6.3).

- **Limite inférieure** : le manque d'affinité peut également se manifester par des rapports $R_{adj} > R$. Ce cas résulte souvent d'une mauvaise modélisation de l'ouvrage. La limite inférieure pour ce manque d'affinité a été fixée à $R - R_{adj} = -0.1$ (figure 6.3).

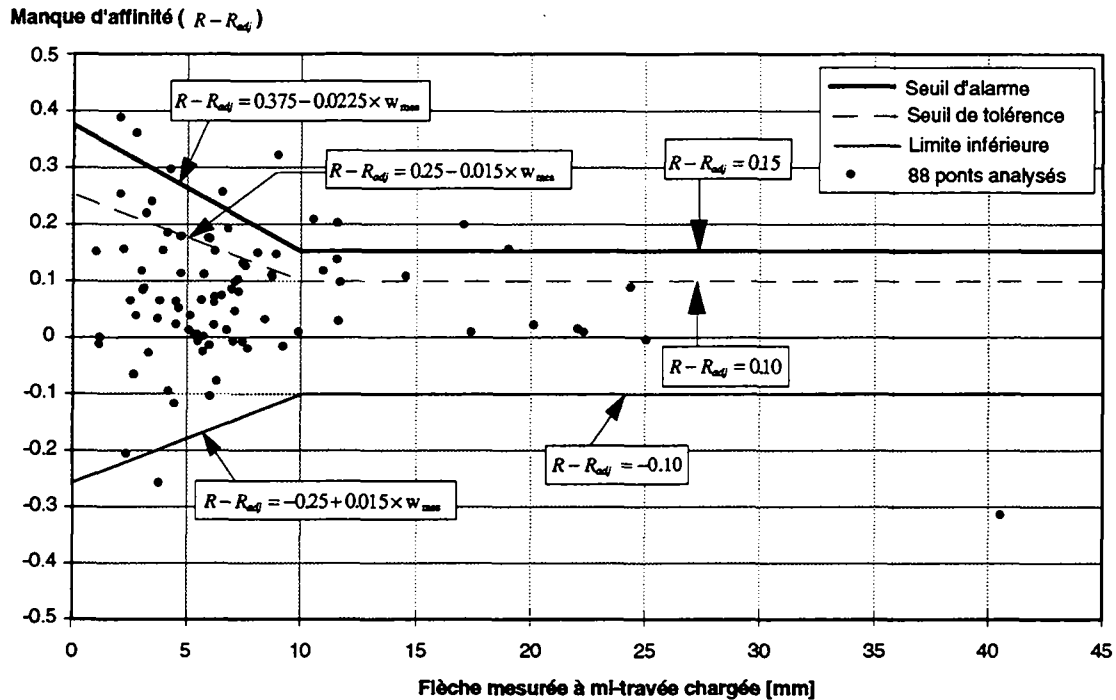


Figure 6.3: Seuils de tolérance, d'alarme et de limite inférieure du manque d'affinité entre les travées chargées et adjacentes

6.3. Choix de la précontrainte

La fissuration dans un pont partiellement précontraint est influencée essentiellement par le niveau de charge et le niveau de précontrainte. Un degré de balancement minimal est recommandé pour empêcher cette fissuration ou la limiter selon le niveau d'exigence demandé. Cela, afin d'assurer un bon comportement de l'ouvrage à court ainsi qu'à long terme, en améliorant notamment la durabilité en limitant la fissuration.

Trois niveaux d'exigence sont proposés pour des ponts usuels avec des sections à caissons ou à nervures (sections ouvertes):

Le **niveau d'exigence élevé** est recommandé quand aucune fissuration n'est admise sous les charges de la norme. Une précontrainte balançant 90 % des charges permanentes est nécessaire pour assurer cette exigence. Cela revient à dire que la précontrainte moyenne

$P_m = (P_0 + P_\infty) / 2$ où P_0 et P_∞ représentent les forces de précontrainte immédiatement après la mise en tension respectivement au temps infini, doit compenser le 90 % des déformations qu'engendreraient les charges permanentes si elles agissent seules. On parle alors d'un degré de balancement de 0.9. Cela concerne les ponts de grande importance, hautement chargés ou dans des milieux défavorables.

Le **niveau d'exigence normal** signifie que le pont ne sera pas fissuré sous les charges de service, mais une fissuration très limitée peut se produire sous les charges représentatives de la sécurité structurale sans constituer un danger pour la durabilité de l'ouvrage. Un degré de balancement de 0.8 est recommandé dans ce cas.

Pour des ponts peu importants, dans des milieux favorables et peu chargés, un **niveau d'exigence faible** peut être admis et un degré de balancement de 0.7 suffit dans ce cas. Une telle précontrainte n'empêchera pas la fissuration de se produire ou de se développer en cas d'augmentation des charges.

Des degrés inférieurs, de 0.6 à 0 (cas du béton armé) restent réservés soit à des niveaux d'exigence très faibles soit à des ponts de moins de 20 m de portée, très peu fréquentés et dans des milieux très favorables, ou à des ponts dont la section est constituée d'une dalle massive. Des ouvrages comportants une forte précontrainte centrée, par exemple les ponts poussés, peuvent également se contenter de degrés inférieurs à 0.7.

Le tableau 6.1 montre le degré de balancement recommandé en fonction du niveau d'exigence requis du pont.

Niveau d'exigence	Elevé	Normal	Faible	Suivant les cas
Degré de balancement β	0.9	0.8	0.7	0.6 à 0

Tableau 6.1: Degré de balancement recommandé selon le niveau d'exigence requis

En effet, l'analyse approfondie de certains ponts dépassants le seuil d'alarme a montré que ces ponts ont une précontrainte correspondant à un niveau d'exigence faible ou très faible malgré le fait que leur exigence de service correspond à un niveau d'exigence normal voire élevé.

En ce qui concerne les ponts poussés, le degré de balancement est donné en fonction du niveau de la précontrainte centrée. Un pont poussé doit avoir plus qu'une fois et demie la

précontrainte d'un pont identique construit sur cintre pour garantir un comportement en stade I, sous les mêmes charges (§ 5.3.5).

6.4. Extension de l'étude

Il serait très utile d'étendre cette étude à un plus grand nombre d'ouvrages en Suisse et à l'étranger. La corrélation entre les résultats d'un essai de charge, les déformations calculées selon un modèle approprié, le degré réel de balancement et le comportement à long terme de l'ouvrage devrait être établie.

L'élargissement de la base de données pour contenir toutes les données relatives au dimensionnement de la structure, au matériau du pont et à sa maintenance est très souhaitable. Cela permettrait d'en faire un outil de recherche et de gestion à la fois pour répertorier systématiquement la corrélation entre les résultats d'essai et le comportement de l'ouvrage à long terme.

Un effort vers la définition d'une vitesse du son standard devrait être effectué avec la détermination des coefficients de conversion entre la vitesse mesurée et la vitesse standard.

L'extension de l'étude aux ponts avec d'autres systèmes statiques, tels que cadre à béquille, ponts haubanés, arc, ainsi qu'aux ponts mixtes (acier-béton) serait de grand intérêt. Cela afin d'établir des critères de jugement adéquats pour évaluer leur comportement.

Une étude sur l'évolution dans le temps de la fissuration qui provient des effets cycliques ou thermiques et des charges devrait être effectuée afin de définir la diminution de la rigidité dans le temps ce qui permettrait une meilleure interprétation d'un essai ultérieur.

Finalement, il faudrait étendre les critères du choix de la quantité de précontrainte au renforcement ultérieur des ouvrages dont le degré de balancement était ostensiblement trop faible.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **ABBASI A. F. and AL-TAYYIB A. J.**, *Effect of Hot Weather on Pulse Velocity and Modulus of Elasticity of Concrete*, Materials and Structures, Vol. 23, pp. 334-340, **1990**.
- [2] **ABDEL-KARIM A. M. and TADROS M. K.**, *Design and Construction of Spliced I-Girder Bridges*, Precast / Prestressed Concrete Institute Journal, Vol. 37, N° 4, pp. 114-122, July-August, **1992**.
- [3] **ACI**, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89) and Commentary ACI 318R-89*, USA, **1989**.
- [4] **ACI SP-82**, *In Situ / Nondestructive Testing of Concrete*, Edited by Malhorta, Michigan, USA, **1984**.
- [5] **ACKER P.**, *Effets Thermiques dans les Bétons en Cours de Fabrication et Applications aux Ouvrages d'Art*, Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, N° 442, pp. 63-79, février, **1986**.
- [6] **AITCIN P-C and MEHTA P. K.**, *Effect of Coarse-Aggregate Characteristics on Mechanical Properties of High-Strength Concrete*, ACI Materials Journal, Vol. 87, N° 2, pp. 103-107, March-April, **1990**.
- [7] **AL-SHAikh A. H. and AL-ZAID R. Z.**, *Effect of Reinforcement Ratio on the Effective Moment of Inertia of Reinforced Concrete Beams*, ACI Structural Journal, Vol. 90, N° 2, pp. 144-149, March-April, **1993**.
- [8] **AL-ZAID R. Z., AL-SHAikh A. H. and ABU-HUSSEIN M. M.**, *Effect of Loading Type on the Effective Moment of Inertia of Reinforced Concrete Beams*, ACI Structural Journal, Vol. 88, N° 2, pp. 184-190, March-April, **1991**.
- [9] **AMIEUR M., HAZANOV S. and HUET C.**, *Numerical and Experimental Study of Size and Boundary Conditions Effects on the Apparent Properties of Specimens Not Having the Representative Volume*, Micromechanics of Concrete and Cementitious Composites, PPUR, pp. 181-202, Lausanne, Suisse, **1993**.
- [10] **ANDREY D.**, *Maintenance des Ouvrages d'Art - Stratégie de Surveillance et d'Entretien*, Publication IBAP, N° 118, EPFL, Lausanne, Mars, **1987**.
- [11] **ANDREY D.**, *Maintenance des Ouvrages d'Art: Méthodologie de Surveillance*, Thèse de doctorat N° 679, EPFL, Lausanne, **1987**.
- [12] **ASSEF-VAZIRI A. H., PIGOIS M. L. et DUMONT A. G.**, *Essai de Compression Diamétrale Appliqué aux Enrobés Hydrocarbonés*, Rapport LAVOC (Laboratoire des Voies de Circulation) de l'EPFL, N° 17, pp. 51-73, décembre, **1984**.
- [13] **ASSELANIS J.G., AITCIN P.-C. and MEHTA P.K.**, *Effect of Curing Conditions on the Compressive Strength and Elastic Modulus of Very High-Strength Concrete*, Cement, Concrete and Aggregates, CCAGDP, Vol. 11, pp. 80-83, **1989**.

- [14] **BAALBAKI W., AİTCIN P-V. and BALLIVY G.,** *On Predicting Modulus of Elasticity in High-Strength Concrete*, ACI Materials Journal, Vol. 89, N° 5, pp. 517-520, September-October, **1992**.
- [15] **BAKHT B.,** *The Role of Bridge Testing in Evaluation*, US-European Workshop on Bridge Evaluation, Repair and Rehabilitation. A. S. Nowak et E. Absi, pp. 209-218, France, June, **1987**.
- [16] **BAKHT B. and MUFTI A. A.,** *Proof Load Test on a Short-Span Bridge*, Third International Workshop on Bridge Rehabilitation, pp. 715-726, Darmstadt, Allemagne, June, **1992**.
- [17] **BAKHT B., JAEGER L. G. and MUFTI A. A.,** *Elastic Modulus of Concrete from Compression Tests*, ACI Materials Journal, Vol. 86, N° 3, pp. 220-224, May-June, **1989**.
- [18] **BARTLETT F. M. and SEXSMITH R. G. ,** *Bayesian Technique for Evaluation of Material Strengths in Existing Bridges*, ACI Materials Journal, Vol. 88, N° 2, pp. 164-169, March-April, **1991**.
- [19] **BAZANT Z. P., KAZEMI M. T., HASEGAWA T. and MAZARS J.,** *Size Effect in Brazilian Split-Cylinder Tests: Measurements and Fracture Analysis*, ACI Materials Journal, Vol. 88, N° 3, pp. 325-332, May-June, **1991**.
- [20] **BISCHOFF P. H. and PERRY S. H.,** *Compressive Behaviour of Concrete at High Strain Rates*, Materials and Structures, Vol. 24, pp. 425-450, **1991**.
- [21] **BLIGHT G. E., ALEXANDER M. G. et al,** *The Effect of Alkali-Aggregate Reaction on the Strength and Deformation of a Reinforced Concrete Structure*, 6th International Conference: Alkalies in Concrete, Research and Practice, pp. 401-410, Copenhagen, Denmark, June, **1983**.
- [22] **BOUZOUBAA N. et AİTCIN P.-C.,** *Le Coefficient de Dilatation Thermique des Bétons à Haute Performance*, Séminaire "BHP" de Casablanca, Maroc, avril, **1992**.
- [23] **BRAGA F., DOLCE M., MASI A. et NIGRO D.,** *Valutazione delle Caratteristiche Meccaniche dei Calcestruzzi di Bassa Resistenza Mediante Prove non Distruttive*, l'Industria Italiana del Cemento, N° 3, pp. 201-208, **1992**, Italien.
- [24] **BUNGEY J. H.,** *The Testing of Concrete in Structures*, Surrey University Press, UK, **1982**.
- [25] **BURDET O. and CORTHAY S.,** *Static and Dynamic Load Testing of Swiss Bridges*, International Bridges Conference Warsaw'94, Poland, June, **1994**.
- [26] **BURG R. G. and OST B. W.,** *Engineering Properties of Commercially Available High-Strength Concretes*, Portland Cement Association, Research and Development Bulletin RD104T, pp. 1-55, Skokie, Illinois, **1992**.
- [27] **CANNARD G., ORCEL G. et PROST J. ,** *Le Suivi de la Prise des Ciments par Ultrasons*, Bulltin de Liaison LPC , N° 168, pp. 89-95, juillet-août, **1990**.
- [28] **CARINO N. J. and SANSALONE M.,** *Detection of Voids in Grouted Ducts Using the Impact-Echo Method*, ACI Materials Journal, Vol. 89, pp. 296-303, May-June, **1992**.

- [29] **CARRASQUILLO R. L., SLATE F. O. and NILSON A. H.**, *Microcracking and Behavior of High Strength Concrete Subject to Short-Term Loading*, ACI Journal, pp. 179-186, May-June, 1981.
- [30] **CEB-FIP MODEL CODE 1990**, *Design Code*, Bulletin d'Information, N° 213/214, May, 1993.
- [31] **CHANG S. T.**, *Prestress Influence on Shear-Lag Effect in Continuous Box-Girder Bridge*, Journal of Structural Engineering, Vol. 118, N° 11, pp. 3113-3121, November, 1992.
- [32] **CHARIF H.**, *Réduction des Déformations des Structures en Béton Grâce à l'Utilisation de Bétons à Hautes Performances; Etude Numérique et Expérimentale*, Thèse de doctorat N° 844, EPFL, Lausanne, 1990.
- [33] **CHARIF H. et JACCOUD J.-P.**, *Calcul des Déformations des Structures en Béton et Etude de leur Réduction Grâce à l'Utilisation de BHP*, Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, N° 511, pp. 99-127, février, 1993.
- [34] **CHOFFET J.-C. et KOCHER E.**, *Réseau des Routes Nationales, Etat des Lieux et Perspectives*, Chantier 5/92, pp. 27-38, 1992.
- [35] **COSENZA E. and GRECO C.**, *Comparison and Optimization of Different Methods of Evaluation of Displacements in Cracked Reinforced Concrete Beams*, Materials and Structures, Vol. 23, pp. 196-203, 1990.
- [36] **DAVALOS J. F. and SALIM H. A.**, *Effective Flange Width for Stress-Laminated T-System Timber Bridges*, Journal of Structural Engineering, Vol. 119, N° 3, pp. 938-953, March, 1993.
- [37] **DE BUCK J.**, *Bridge Maintenance in Belgium*, US-European Workshop on Bridge Evaluation, Repair and Rehabilitation. A. S. Nowak et E. Absi, pp. 63-98, France, June, 1987.
- [38] **DE LARRARD F.**, *A Propos de la Taille Maximale du Granulat dans les Bétons à Hautes Performances*, Materials and Structures, Vol. 24, pp. 236-238, 1991.
- [39] **DE LARRARD F.**, *Formulation et Propriétés des Bétons à Très Hautes Performances*, Rapport de recherche LPC, N° 149, pp. 186-188, mars, 1988.
- [40] **DE LARRARD F. et LE ROY R.**, *Relation entre Formulation et quelques Propriétés Mécaniques des Bétons à Hautes Performances*, Materials and Structures, Vol. 25, N° 152, pp. 464-475, octobre, 1992.
- [41] **DE LARRARD F. et MALIER Y.**, *Propriétés Constructives des Bétons à Très Hautes Performances, de la Micro à la Macrostructure*, Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, N° 479, pp. 78-111, décembre, 1989.
- [42] **DE LARRARD F. GORSE J.-F. and PUCH C.**, *Comparative Study of Various Silica Fumes as Additives in High-Performance Cementitious Materials*, Materials and Structures, Vol. 25, pp. 265-272, 1992.
- [43] **DUNKER K. F. and RABBAT B. G.**, *Performance of Prestressed Concrete Highway Bridges in the United States - the First 40 Years*, PCI Journal, Vol. 37, N° 3, pp. 48-64, May-June, 1992.

- [44] **EL-METWALLY S. E. and CHEN W.-F.**, *Load-Deformation Relations for Reinforced Concrete Sections*, ACI Structural Journal, Vol. 86, N° 2, pp. 163-167, March-April, **1989**.
- [45] **EUROCODE 2 - ENV 1992** *Design of Concrete Structures, Part 2: Concrete Bridges*, Draft 8, May, **1994**.
- [46] **EUROCODE 2: Calcul des Structures en Béton, Partie 1: Règles Générales et Règles pour les Bâtiments**, Prénorme Européenne, SIA, V 162 .001, Zürich, Suisse, **1992**.
- [47] **FAVRE R.**, *Risque de déformations irréversibles dans les ponts*, Journée OFR/GPC: Maintenance des ponts: Résultats actuels de la recherche, pp.81-88, Zürich, Suisse, mars, **1993**.
- [48] **FAVRE R.**, *Methodology for the Monitoring of Bridges*, US-European Workshop on Bridge Evaluation, Repair and Rehabilitation. A. S. Nowak et E. Absi, pp. 197-208, France, June, **1987**.
- [49] **FAVRE R. and MARKEY I.**, *Généralisation de la Méthode de Balancement des Charges, Generalization of the Load Balancing Method*, 12^e Congrès de la FIP, Béton Précontraint en Suisse, pp. 32-37, Washington, USA, mai-juin, **1994**, Français-Anglais.
- [50] **FAVRE R. and MARKEY I.**, *Long-term Monitoring of Bridge Deformation*, NATO Research Workshop, Bridge Evaluation, Repair and Rehabilitation, NATO ASI series E: vol. 187, pp. 85-100, Baltimore, USA, April-May, **1990**.
- [51] **FAVRE R., BURDET O. et CHARIF H.**, *Critères pour le Choix d'une Précontrainte: Application au Cas d'un Renforcement*, Colloque International "Gestion des Ouvrages d'Art: Quelle Stratégie pour Maintenir et Adapter le Patrimoine", pp. 197-208, France, octobre, **1994**.
- [52] **FAVRE R., CHARIF H. et MARKEY I.**, *Observation à Long Terme de la Déformation des Ponts*, Mandat de Recherche de l'OFR 86/88, Rapport Final, EPFL, Lausanne, octobre, **1990**.
- [53] **FAVRE R., HASSAN M. and BURDET O.**, *Statistical Data Combined with Linear and Non-Linear Analysis to Interpret Bridge Load Tests*, Developments in Short and Medium Span Bridge Engineering'94, Edited by Mufti A. et al, pp. 1197-1208, Halifax, Canada, August, **1994**.
- [54] **FAVRE R., HASSAN M. and MARKEY I.**, *Bridge Behaviour Drown from Load Tests*, Third International Workshop on Bridge Rehabilitation, pp. 245-257, Darmstadt, Allemagne, June, **1992**.
- [55] **FAVRE R., JACCOUD J.-P., KOPRNA M. et RADOJICIC A.**, *Dimensionnement des Structures en Béton: Dalles, Murs, Colonnes et Fondations*, Traité de Génie Civil de l'EPFL, Edition PPUR, Vol. 8, Lausanne, Suisse, **1990**.
- [56] **FAVRE R., SUTER R. et ANDREY D.**, *Maintenance et Réparation des Ouvrages d'Art*, Cours au Département de Génie Civil de l'EPFL, Lausanne, Suisse, **1989**.
- [57] **FOLIC R. J.**, *Analysis of the Effective Slab Width in Reinforced and Prestressed Concrete Elements*, International Conference on Computer Aided Analysis and Design of Concrete Structures, pp. 1339-1354, Pineridge Press, Swansea, **1984**.

- [58] **FONDER G. A. and YANG F.**, *Negative Shear Lag Explained*, Journal of Structural Engineering, Vol. 117, N° 11, pp. 357-358, November, **1991**.
- [59] **FRITZ H. W.**, *Bitumen and Asphalt Testing*, Materials and Structures, Vol. 26, N° 156, pp. 111-119, March, **1993**.
- [60] **GAIDIS J. M. and ROSENBERG A. M.**, *New Test for Determining Fundamental Frequencies of Concrete*, Cement, Concrete and Aggregates, American Society for Testing and Materials, pp. 117-119, **1986**.
- [61] **GALAN A.**, *Détermination des Caractéristiques de Résistance du Béton d'après les Mesures de Propagation d'Ultra-sons Combinées avec les Données Sclérométriques*, Matériaux et Constructions, Vol. 17, N° 99, pp. 201-206, **1984**.
- [62] **GALAN A.**, *Combined Ultrasound Methods of Concrete Testing*, Developments in Civil Engineering, Vol. 34, Elsevier, Amsterdam, Netherland, **1990**.
- [63] **GARDNER N. J.**, *Effect of Temperature on the Early-Age Properties of Type I, Type III and Type I/Fly Ash Concretes*, ACI Materials Journal, Vol. 87, N° 1, pp. 68-78, January-February, **1990**.
- [64] **GHALI A.**, *Deflection of Reinforced Concrete Members: A Critical Review*, ACI Structural Journal, Vol. 90, N° 4, pp. 364-373, July-August, **1993**.
- [65] **GIACCIO G., ROCCO C., VIOLINI D. et al.**, *High-Strength Concretes Incorporating Different Coarse Aggregates*, ACI Materials Journal, Vol. 89, N° 3, pp. 242-246, May-June, **1992**.
- [66] **GODART B.**, *Testing and Operational Design Approach to Cracking in Prestressed Bridges*, US-European Workshop on Bridge Evaluation, Repair and Rehabilitation. A. S. Nowak et E. Absi, pp. 379-384, France, June, **1987**.
- [67] **GRIEVE R.**, *Evaluating Concrete Structures Using the Impact-Echo Technique*, Structural Concrete Conference, Toronto, Canada, May, **1993**.
- [68] **HAMBLY E. C.**, *Bridge Deck Behaviour*, E & FN Spon, Chapman & Hall, London, UK, **1991**.
- [69] **HARDER N. A.**, *Brittleness, Fracture Energy and Size Effect in Theory and in Reality*, Materials and Structures, Vol. 25, pp. 102-106, **1992**.
- [70] **HASSAN M.**, *Constitution d'une Base de Données des Essais de Charge de Ponts Réalisés par l'IBAP*, Thèse de maîtrise, EPFL, Lausanne, **1990**.
- [71] **HASSAN M., BURDET O. and FAVRE R.**, *Interpretation of 200 Load Tests of Swiss Bridges*, IABSE Colloquium: Remaining Structural Capacity, Vol 67, pp. 319-326, Copenhagen, Denmark, March, **1993**.
- [72] **HASSAN M., BURDET O. and FAVRE R.**, *Combination of Ultrasonic Measurements and Load Tests in Bridge Evaluation*, 5th International Conference on Structural Faults and Repair, Edinburgh, Scotland, UK, June, **1993**.

- [73] **HELLESLAND J. and SCORDELIS A. C.**, *Analysis of R. C. Bridge Columns under Imposed Deformations*, IABSE Colloquium: Advanced Mechanics of Reinforced Concrete, pp. 545-559, Delft, Pays Bas, **1981**.
- [74] **HIRT M. A. et BEZ R.**, *Construction Métallique, Notions Fondamentales et Méthodes de Dimensionnement*, Traité de Génie Civil de l'EPFL, Edition PPUR, Vol. 10, Lausanne, Suisse, **1994**.
- [75] **HOP T.**, *The Effect of Degree of Prestressing and Age of Concrete Beams on Frequency and Damping of their Free Vibration*, Materials and Structures, Vol. 24, pp. 210-220, **1991**.
- [76] **HU H.-T. and SCHNOBRICH W. C.**, *Nonlinear Analysis of Cracked Reinforced Concrete*, ACI Structural Journal, Vol. 87, N° 2, pp. 199-207, March-April, **1990**.
- [77] **HUET C.**, *Etude par une Méthode d'Impédance, du Comportement Viscoélastique des Matériaux Hydrocarbonés*, Annales des Ponts et Chaussées, pp. 373-405, novembre-décembre, **1965**.
- [78] **HUPPI P.**, *Physikalische Eigenschaften der Bituminösen Bindermittel und die Entwicklung von Anwendungsbezogenen Spezifikationen*, Route et Trafic (Strasse und Verkehr), N° 6, pp. 375-390, juin, **1993**, Allemand.
- [79] **INDELICATO F.**, *Il Microcarotaggio come Metodo per la Determinazione della Resistenza a Compressione del Calcestruzzo, Microcore Testing as a Method for the Determination of Concrete Compressive Strength*, Il Cemento, Vol. 4, N° , pp. 229-238, **1989**, Italien-Anglais.
- [80] **INDELICATO F.**, *A Statistical Method for the Assessment of Concrete Strength through Microcores*, Materials and Structures, Vol. 26, pp. 261-267, **1993**.
- [81] **JACCOUD J.-P.**, *Armature Minimale pour le Contrôle de la Fissuration des Structures en Béton*, Thèse de doctorat N° 666, EPFL, Lausanne, **1987**.
- [82] **JACCOUD J.-P. and LECLERCQ A.**, *State of Art Report Concerning Tensile Strength and Modulus of Elasticity of Concrete*, Joint CEB/FIP Working Group on HSC/HPC, Extension of MC 90 (Guidelines for HSC), First Draft, May, **1994**.
- [83] **JACCOUD J.-P. et FAVRE R.**, *Flèche des Structures en Béton Armé: Vérification expérimentale d'une Méthode de Calcul*, Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, N° 406, pp. 23-66, juillet-août, **1982**.
- [84] **JUDYCKI J.**, *Non-Linear Viscoelastic Behaviour of Conventional and Modified Asphaltic Concrete under Creep*, Materials and Structures, Vol. 25, N°, pp. 95-101, **1992**.
- [85] **KARIHALOO B. L. and NALLATHAMBI P.**, *Size-Effect in Prediction from Effective Crack Model for Plain Concrete*, Materials and Structures, Vol. 23, pp. 178-185, **1990**.
- [86] **KEER J. G. and LE PAGE B. H.**, *Crack Bridging by Surface Treatements to Concrete*, First International Conference on Bridge Management: Inspection, Maintenance, Assesement and Repair, Edited by Harding J. E. et al, pp. 233-241, UK, March, **1990**.

- [87] **KETCHUM M. A. and SCORDELIS A. C.**, *Non-Linear Analysis of a Prestressed Concrete Bridge*, IABSE Colloquium: Advanced Mechanics of Reinforced Concrete, pp. 561-575, Delft, Pays Bas, 1981.
- [88] **KHAN M.S. and AYERS M. E.**, *Interrupted Concrete Curing*, ACI Concrete International, pp. 25-28, December, 1992.
- [89] **KIRKPATRICK J. and LONG A. E.**, *Load Tests on Prestressed Concrete Multi-Girder Bridge Decks*, ACI, SP-88-2, pp. 23-38, 1985.
- [90] **KLINK S. A.**, *Actual Elastic Modulus of Concrete*, ACI Journal, pp. 630-633, September-October, 1985.
- [91] **KLINK S. A.**, *Actual Poisson Ratio of Concrete*, ACI Journal, pp. 813-817, November-December, 1985.
- [92] **KORHONEN C. J., CORTEZ E. R. and CHAREST B. A.**, *Strength Development of Concrete Cured at Low Temperature*, ACI Concrete International, pp. 34-39, December, 1992.
- [93] **KORSHUNOV D. A. and SIDORENKO M. V.**, *Methods for Determining the Strength of Concrete*, Materials and Structures, Vol. 25, pp. 29-33, 1992.
- [94] **KREYSZIG E.**, *Advanced Engineering Mathematics*, Wiley & Sons, Inc., 5th edition, USA, 1983.
- [95] **KRIVIAK G. J. and SCANLON A.**, *Estimation of Compressive Strength of Concrete in Existing Structures Based on In Situ Test Data*, ACI Materials Journal, Vol. 84, N° 3, pp. 235-245, May-June, 1987.
- [96] **KUNZ P., BEZ R. et HIRT M. A.**, *L'Evaluation des Structures Existantes*, IAS: Ingénieurs et Architectes Suisses, N° 5, pp. 66-73, février, 1994.
- [97] **LADNER M.**, *Unusual Methods for Deflection Measurements*, ACI, SP-88-8, pp. 165-180, 1985.
- [98] **LADNER M.**, *In Situ Load Testing of Concrete Bridges in Switzerland*, ACI, SP-88-4, pp. 59-79, 1985.
- [99] **LEEMING M. B.**, *Keeping Water Out of Concrete - The Key to Durability*, First International Conference on Bridge Management: Inspection, Maintenance, Assessment and Repair, Edited by Harding J. E. et al, pp. 243-258, UK, March, 1990.
- [100] **LEMASSON F. et MONACHON P.**, *Mesure des Résistances du Béton en Place, Le Logiciel BISTRE*, Travaux, N° 685, pp. 12-16, mars, 1993.
- [101] **LESHCHINSKY A. M.**, *Combined Methods of Determining Control Measures of Concrete Quality*, Materials and Structures, Vol. 24, pp. 177-184, 1991.
- [102] **LESHCHINSKY A. M.**, *Non-Destructive Testing of Concrete Strength: Statistical Control*, Materials and Structures, Vol. 25, pp. 70-78, 1992.
- [103] **LESSARD M., CHAALLAL O. and AÏTCIN P.-C.**, *Testing High-Strength Concrete Compressive Strength*, ACI Materials Journal, Vol. 90, N° 4, pp. 303-308, July-August, 1993.

- [104] **LINHUA J., DAHAI H. and NIANXIANG X.**, *Behavior of Concrete under Triaxial Compressive-Compressive-Tensile Stresses*, ACI Materials Journal, Vol. 88, N° 2, pp. 181-185, March-April, 1991.
- [105] **LORRAIN M., PINGLOT M. and SUHUD R.**, *Partially Prestressed Concrete Beams under Pure Bending*, IABSE Colloquium: Advanced Mechanics of Reinforced Concrete, pp. 577-589, Delft, Pays Bas, 1981.
- [106] **MACHEMEHL R. B. and KENNEDY T. W.**, *Asphalt Mixtures: Comparative Analysis of Characterization for Design*, Transportation Research Record 821, pp. 22-29, 1981.
- [107] **MALHORTA V. M.**, *Testing Hardened Concrete: Nondestructive Methods*, ACI Monograph, N° 9, The IOWA State University Press, USA, 1976.
- [108] **MALIER Y.**, *Les Bétons à Hautes Performances: du Matériau à l'Ouvrage*, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, 1990.
- [109] **Manuel du CEB**, *Fissuration et Déformations*, Comité Euro-International du Béton (CEB), EPFL, Lausanne, 1983.
- [110] **MARCHANDISE H.**, *The Use of Uncertainties to Quantify Quality*, Materials and Structures, Vol. 24, pp. 380-386, 1991.
- [111] **MARKEY I.**, *Load Testing of Swiss Bridges*, Steel Construction Today, Vol. 5, N° 1, pp. 15-20, 1991.
- [112] **MARKEY I.**, *Hydrostatic Levelling System for the Measurement of Bridge Deformation*, Publication IBAP, N° 134, EPFL, Lausanne, Novembre, 1989.
- [113] **MARKEY I. F.**, *Enseignements Tirés d'Observations des Déformations de Ponts en Béton et d'Analyses Non Linéaires*, Thèse de doctorat N° 1194, EPFL, Lausanne, 1993.
- [114] **MARKEY I., FAVRE R. and CHARIF H.**, *Calculating with Cracks, Creep and Prestressing to Limit Bridge Deflections*, Developments in Short and Medium Span Bridge Engineering'94, Edited by Mufti A. et al, pp. 153-164, Halifax, Canada, August, 1994.
- [115] **MARTI P.**, *Size Effect in Double-Punch Tests on Concrete Cylinders*, ACI Materials Journal, Vol. 86, N° 6, pp. 597-601, November-December, 1989.
- [116] **MARTINEY Y CABRERA F. and POZZO E.**, *Experimental Control of Deformability at Short-term Loadings in Testing Large-span Prestressed Structures*, Materials and Structures, Vol. 25, N° 148, pp. 231-238, May, 1992.
- [117] **MARZOUK H. M. and HUSSEIN A.**, *Properties of High-Strength Concrete at Low Temperatures*, ACI Materials Journal, Vol. 87, N° 2, pp. 167-171, March-April, 1990.
- [118] **MATHIEU H., CALGARO J.-A. et PRAT M.**, *Etat d'Avancement des Travaux de l'Eurocode 1- Volume 3, Charges de Trafic sur les Ponts-Routes*, Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, N° 514, pp. 82-115, juin, 1993.

- [119] **MATILDI P., PASCALE G. and DI LEO A.**, *Sulla Correlazione Tra Proprieta Elastiche e a Rottura dei Calcestruzzi-Risultati di un'Indagine Sperimentale e Osservazioni alle Indicazioni Normative*, La Prefabbricazione, N° 10, pp. 403-411, October, **1982**.
- [120] **MENDITTO G., CAPOZUCCA R. and CERRI M. N.**, *Analysis and Control Methods of R. C. Bridge Structures Experiences and Observations*, Third International Workshop on Bridge Rehabilitation, pp. 797-806, Darmstadt, Allemagne, June, **1992**.
- [121] **MENN Ch.**, *Prestressed Concrete Bridges*, Translated and edited by Gauvreau P., Birkhäuser, Basel, Suisse, **1990**.
- [122] **MENN CH.**, *Le Pont sur la Reuss à Wassen: Analyse des Dégâts et Concept de Reconstruction*, Ingénieurs et Architectes Suisses, N° 25, pp. 536-542, novembre, **1991**.
- [123] **MENTRASTI L. and DEZI L.**, *Negative Shear Lag in Flanges of Plated Structures*, Journal of Structural Engineering, Vol. 117, N° 12, pp. 681-685, December, **1991**.
- [124] **MIKULIC D., PAUSE Z. and UKRAINCİK V.**, *Determination of Concrete Quality in a Structure by Combination of Destructive and Non-Destructive Methods*, Materials and Structures, Vol. 25, N°, pp. 65-69, **1992**.
- [125] **MIQUEL J. y MARI A. R.**, *Analisis, Mediante Elementos Finitos, de Tableros Nervados de Hormigon Armado. Estudio del Ancho Eficaz en Secciones en T*, Revista Hormigon y Acero, N° 159, pp. 41-58, Espagne, 2ème trimestre, **1986**, Espagnol.
- [126] **MITTELACHER M.**, *Compressive Strength and the Rising Temperature of Field Concrete*, ACI Concrete International, pp. 29-33, December, **1992**.
- [127] **MOSES F., LEBET J.-P. and BEZ R.**, *Use of Testing for Bridge Evaluation*, Third International Workshop on Bridge Rehabilitation, pp. 571-579, Darmstadt, Allemagne, June, **1992**.
- [128] **NEVILLE A. M.**, *Hardened Concrete: Physical and Mechanical Aspects*, ACI Monograph, N° 6, The IOWA State University Press, USA, **1971**.
- [129] **OCDE**, Groupe d'experts, *Rapport du Projet FORCE (First OECD Road Common Experiment)*, DIRR: Documentation Internationale de la Recherche Routière), pp. 81-86, **1989**.
- [130] **OECD/I 2 Scientific Expert Group**, *Strain Measurements in Bituminous Layers*, OECD Road Transport Research, **1985**.
- [131] **OLSON L. D. and WRIGHT C. C.**, *Nondestructive Testing for Repair and Rehabilitation*, ACI Concrete International, pp. 58-64, March, **1990**.
- [132] **OLUOKUN F. A., BURDETTE E. G. and DEATHERAGE**, *Splitting Tensile Strength and Compressive Strength Relationship at Early Ages*, ACI Materials Journal, Vol. 88, N° 2, pp. 115-121, March-April, **1991**.
- [133] **PESSIKI S. P. and CARINO N. J.**, *Setting Time and Strength of Concrete Using the Impact-Echo Method*, ACI Materials Journal, Vol. 85, pp. 389-399, September-October, **1988**.

- [134] **PING X.** , *Effetti della Granulometria del Cemento sulla sua Velocità di Idratazione e sulla Proprietà Meccanica del Calcestruzzo, Effects of Particle Size Distribution of Cement on its Hydration Rate and Mechanical Property of Concrete*, Il Cemento, Vol. 4, N° , pp. 217-227, 1991, Italien-Anglais.
- [135] **POPVICS S. and POPOVICS J.**, *Effect of Stresses on the Ultrasonic Pulse Velocity in Concrete*, Materials and Structures, Vol. 24, N° 139, pp. 15-23, January, 1991.
- [136] **POPVICS S., ROSE J. L. and POPOVICS J.**, *The Behavior of Ultrasonic Pulses in Concrete*, Cement and Concrete Research, Vol. 20, N° 2, pp. 259-270, 1990.
- [137] **PUNDIT**, *Manual for Use with the Portable Ultrasonic Non-Destructive Digital Indicating Tester*, Mark IV, C. N. S. Electronics LTD, London, UK.
- [138] **RAMTANI S.**, *Contribution à la Modélisation du Comportement Multiaxial du Béton Endommagé avec Description du Caractère Unilatéral*, Thèse de doctorat, Paris 6, France, 1990.
- [139] **RAZAQPUR A. G. and GHALI A.**, *Shear Lag Analysis in Reinforced Concrete*, IABSE Colloquium: Advanced Mechanics of Reinforced Concrete, pp. 671-686, Delft, Pays Bas, 1981.
- [140] **REHM G., LUZ E. and BIDMON W.**, *Non-Destructive Test for Early Damage Detection*, US-European Workshop on Bridge Evaluation, Repair and Rehabilitation. A. S. Nowak et E. Absi, pp. 275-283, France, June, 1987.
- [141] **RESHEIDAT M. R. and MADANAT O. N.**, *Accelerated Strength and Testing of Concrete in Jordan*, Materials and Structures, Vol. 25, pp. 79-83, 1992.
- [142] **RILEM**, *Long-Term Observation of Concrete Structures. Final Report of 45 LTO RILEM Technical Committee. Drafted by JAVOR T.*, Matériaux et Constructions, Vol. 19, N° 133, pp. 401-411, 1986.
- [143] **RILEM**, *Draft Recommendation for In Situ Concrete Strength Determination by Combined Non-Destructive Methods, Drafted by FACAOARU J.*, Materials and Structures, Vol. 26, N° 155, pp. 43-49, January-February, 1993.
- [144] **RILEM 20-TBS-2**, *General Recommendation for Statical Loading Tests of Load-Bearing Concrete Structures In Situ, Drafted by SZOKE D.*, Materials and Structures, Vol. 16, N° 96, pp. 405-419, 1983.
- [145] **RILEM 20-TBS-3**, *Testing Bridges In Situ, Drafted by JAVOR T.*, Materials and Structures, N° 96, pp. 421-431, novembre-décembre, 1983, Anglais-Français.
- [146] **RILEM 43-CND**, *Recommandations pour l'Emploi de la Méthode de Fréquence de Résonance dans le Contrôle des Eprouvettes en Béton*, Matériaux et Constructions, Vol. 16, N° 95, pp. 359-366, 1983.
- [147] **RILEM CPC 8** (Recommandation), *Module d'Elasticité du Béton en Compression*, novembre, 1975.
- [148] **ROSLI A.**, *Problèmes des Parapets de Ponts (Construction et Protection Ulérieure)*, Durabilité du Béton Armé, Documentation-89, SIA, pp. 47-54, Lausanne, mars, 1985.

- [149] **ROSSI P., ROBERT J. L. et al**, *Acoustic Emission Applied to Study Crack Propagation in Concrete*, Materials and Structures, Vol. 22, pp. 374-384, **1989**.
- [150] **ROSSI P., TOUTLEMONDE F., LE MAOU F. et al**, *Effet de Vitesse dans le Comportement Mécanique*, Bulletin de Liaison LPC , N° 184, pp. 71-76, mars-avril, **1993**.
- [151] **ROSSI P., WU X., LE MAOU F. et BELLOC A.**, *Effet d'échelle sur le Comportement du Béton en Traction*, Bulletin de Liaison LPC , N° 182, pp. 11-20, novembre-décembre, **1992**.
- [152] **ROUX N. et TOUIR M.**, *Formulation des Bétons Assistée par Ordinateurs, Validation de la Théorie par la Pratique*, Travaux, N° 685, pp. 8-11, mars, **1993**.
- [153] **SANDVIK M. and GJORV O. E.**, *High Curing Temperatures in Lightweight High-Strength Concrete*, ACI Concrete International, pp. 40-42, December, **1992**.
- [154] **SHAHROOZ B. M. ,** *A Simplified Method for Computing Effective Moment of Inertia*, ACI Concrete International, pp. 38-40, January, **1992**.
- [155] **SHEHATA I. A. E. M. and SHEHATA L. C. D. ,** *Compressive Strength of Concrete Elements with Variable Dimensions*, Materials and Structures, Vol. 22, N°, pp. 264-268, **1989**.
- [156] **SIA 160 (Norme 1970)**, *Normes Concernant les Charges, la Mise en Service et la Surveillance des Constructions*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, Zürich, Suisse, **1970**.
- [157] **SIA 160 (Norme 1989)**, *Actions sur les Structures Porteuses*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, "Zürich, Suisse", **1989**.
- [158] **SIA 162 (Norme)**, *Ouvrages en Béton*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, Zürich, Suisse, **1989**.
- [159] **SIA 162/1 (Norme)**, *Ouvrages en Béton, Essais des Matériaux*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, Zürich, Suisse, **1989**.
- [160] **SIA 169 (Recommandation)**, *Maintenance des Ouvrages de Génie Civil*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, Zürich, Suisse, **1987**.
- [161] **SIA D 040**, *Nouvelles Normes de Structures de la SIA*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, EPFL, Lausanne, août, **1989**.
- [162] **SIA D 068**, *Bétons à Hautes Performances (BHP)*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, EPFL, Lausanne, mars, **1991**.
- [163] **SNELL L. M., ROEKEL J. V. and WALLACE N. D.**, *Predicting Early Concrete Strength*, ACI Concrete International, pp. 43-47, December, **1989**.
- [164] **SUTER R.**, *Ponts de Saint-Maurice Essais de Charges Statiques et Dynamiques*, Publication IBAP, N° 127, EPFL, Lausanne, juin , **1988**.
- [165] **SUTER R. et ANDREY D.**, *Assainissement de Ponts*, Publication IBAP, N° 106, EPFL, Lausanne, mars, **1985**.
- [166] **SZYPULA A. and GROSSMAN J. S.**, *Cylinder vs. Core Strength*, ACI Concrete International, pp. 55-61, February, **1990**.

- [167] **TACHE G. and TRINH J.**, *Cracking and Durability of Partially Prestressed Concrete*, IABSE Colloquium: Concrete Structures for the Future, Vol. 55, pp. 187-192, Paris-Versailles, France, **1987**.
- [168] **TAERWE L. R., LAMBOTTE H. and MIESSELER H.-J.**, *Loading Tests on Concrete Beams Prestressed with Glass Fiber Tendons*, PCI Journal, Vol. 37, N° 4, pp. 84-97, July-August, **1992**.
- [169] **TIGHIOUART B., BENMOKRANE B. et BAALBAKI W.**, *Caractéristiques Mécaniques et Elastiques de Bétons à Haute Performance Confectionnés avec Différents Types de Gros Granulats*, Materials and Structures, N° 27, pp. 211-221, **1994**.
- [170] **TORRENTI J.-M.**, *La Résistance du Béton au Très Jeune Age*, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N° 179, pp. 31-41, mai-juin, **1992**.
- [171] **TRINH J. L., MULLER P. and LACROIX R.**, *Bridge Investigation in View of Strengthening*, Third International Workshop on Bridge Rehabilitation, pp. 269-278, Darmstadt, Allemagne, June, **1992**.
- [172] **ULUCAYLI M.**, *Contribution à l'Etude du Comportement Mécanique du Béton Bitumineux par des Essais à Vitesse de Déformation Constante*, Thèse de doctorat, Faculté des Sciences de Paris, France, **1970**.
- [173] **VINH T.**, *Mesures Ultrasonores de Constantes Elastiques des Matériaux Composites*, Sciences et Techniques de l'Armement, 54, 2^e Fascicule, pp. 267-288, Paris, France, **1981**.
- [174] **WALRAVEN J.**, *Temperature Stresses in Concrete Bridges*, Third International Workshop on Bridge Rehabilitation, pp. 591-600, Darmstadt, Allemagne, June, **1992**.
- [175] **WALTHER R.**, *Ponts*, Cours au Département de Génie Civil de l'EPFL, Lausanne, Suisse, **1989**.
- [176] **WARNER R. F.**, *Fatigue of Partially Prestressed Concrete Beams*, IABSE Colloquium: Fatigue of Steel and Concrete Structures, Vol. 37, pp. 431-438, Lausanne, Suisse, **1982**.
- [177] **WHITEHURST E. A.**, *Evaluation of Concrete Properties from Sonic Tests*, ACI Monograph, N° 2, The IOWA State University Press, USA, **1967**.
- [178] **ZECH B. and SETZER M. J.**, *The Dynamic Modulus of Hardened Cement Paste. Part 2: Ice Formation, Drying and Pore Size Distribution*, Materials and Structures, Vol. 22, pp. 125-132, **1989**.

ANNEXES

A CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES DES PONTS	121
A.1. Position géographique	121
A.2. Année de construction.....	121
A.3. Géométrie.....	122
A.4. Système statique.....	125
A.5. Matériaux de construction.....	126
A.6. Structure de la base de données	126
A.7. Formulaire des Données Extraites des Rapports d'essais de Charge	128
A.8. Liste des ponts dans la base de données.....	130
 B DEGRÉ DE SOLLICITATION SELON LA NORME SIA 160 (1989)	 135
 C TECHNIQUE DE MESURE PAR ULTRASONS.....	 137
 D PARTICIPATION DES PARAPETS MASSIFS À L'INERTIE	 139
D.1. Participation des parapets en fonction de la largeur du tablier	139
D.2. Participation selon la largeur et la hauteur des caissons	140
D.3. Participation selon la largeur et la hauteur des ponts dalles.....	141
 E CLASSES DE RIGIDITÉ	 143

Annexe A

CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES DES PONTS

Cette annexe est consacrée aux résultats statistiques des données descriptives des ponts contenus dans la base de données. Un organigramme de celle-ci ainsi qu'une liste alphabétique des ponts sont également présentés.

A.1. Position géographique

La plupart des 210 ponts testés se trouvent en Suisse Romande et surtout dans le canton de Vaud. Le tableau A.1 montre la répartition des ponts testés dans les différents cantons suisses.

Canton	Vaud	Valais	Fribourg	Neuchâtel	Genève	Tessin	Autres	Total
Nombre de ponts	118	38	17	15	12	6	4	210

Tableau A.1: Distribution des ponts dans les cantons suisses

Une grande majorité des ponts a été construite dans le cadre de la construction des autoroutes en Suisse Romande. Cent cinquante quatre ponts se trouvent sur les autoroutes ou assurent le passage pour les traverser. Le tableau A.2 montre la répartition des ponts testés sur les autoroutes les plus importantes.

Route	RN1	RN5	RN9	RN12	Autres	Total
Nombre de ponts	37	19	80	18	56	210

Tableau A.2: Distribution des ponts sur les diverses routes suisses

A.2. Année de construction

La construction des ponts testés s'étend sur une période de plus de 20 ans. La figure A.1 montre la répartition des dates de construction depuis 1970 jusqu'à 1994. On remarque une certaine régularité pour des périodes de 5 ans entre 1970 et 1994.

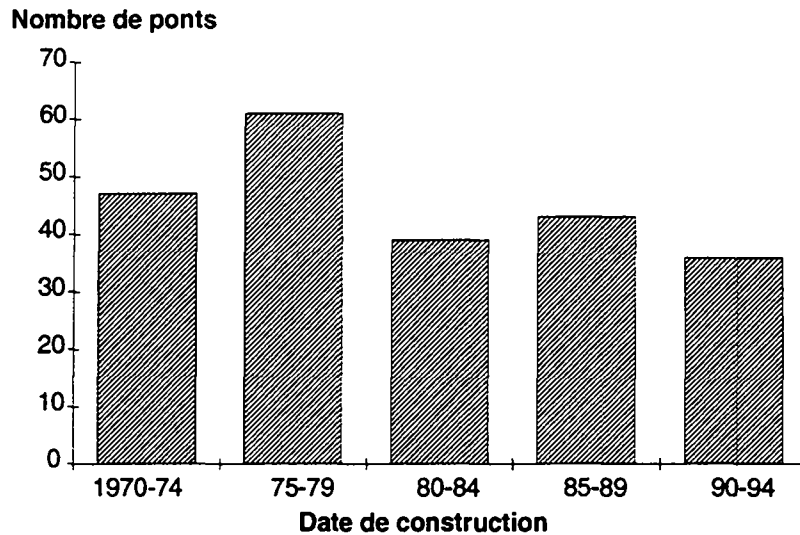


Figure A.1: Dates de construction des ponts dans la base de données

A.3. Géométrie

La base de données englobe des catégories de ponts ayant des longueurs différentes. Leur longueur moyenne se situe autour de 200 m. La figure A.2 montre la répartition des longueurs classées par catégories. Près d'un tiers des ponts a une longueur entre 50 et 100 m.

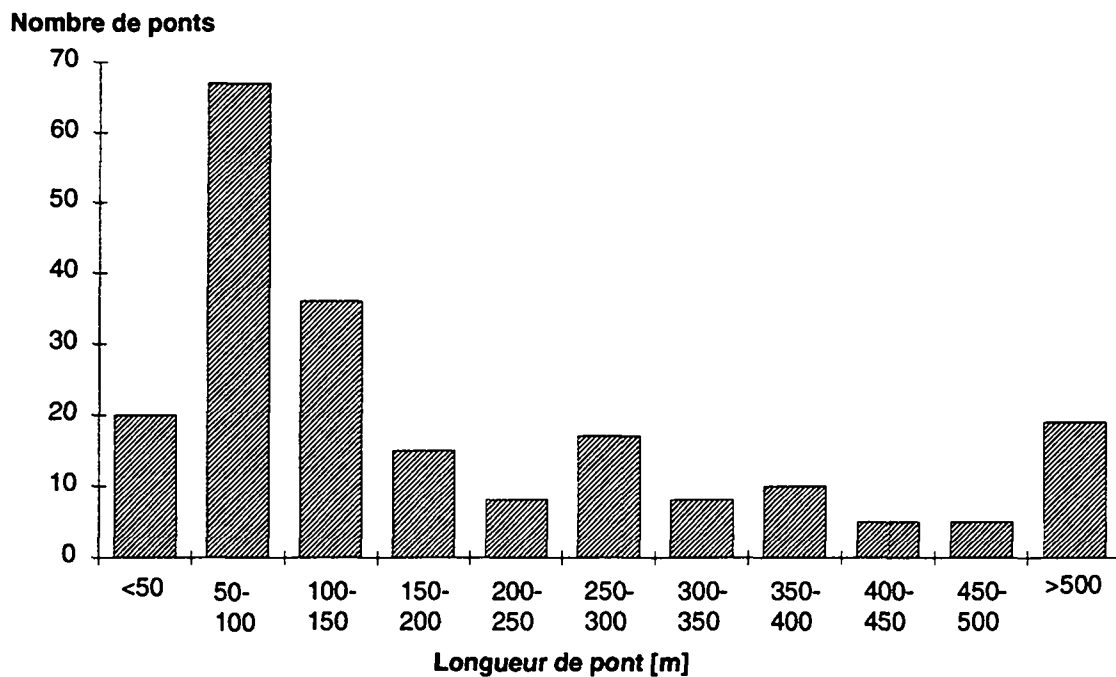


Figure A.2: Longueur des ponts dans la base de données

Un tiers des ponts a une largeur entre 12 et 15 m. Cela s'explique par le fait qu'une grande partie des ponts sont des ponts autoroutiers, pour lesquels la largeur nécessaire pour deux

pistes et une bande d'arrêt d'urgence est d'environ 13 m. La moyenne des largeurs de tous les ponts est de 14.6 m. La figure A.3 montre la répartition des largeurs des ponts de la base de données.

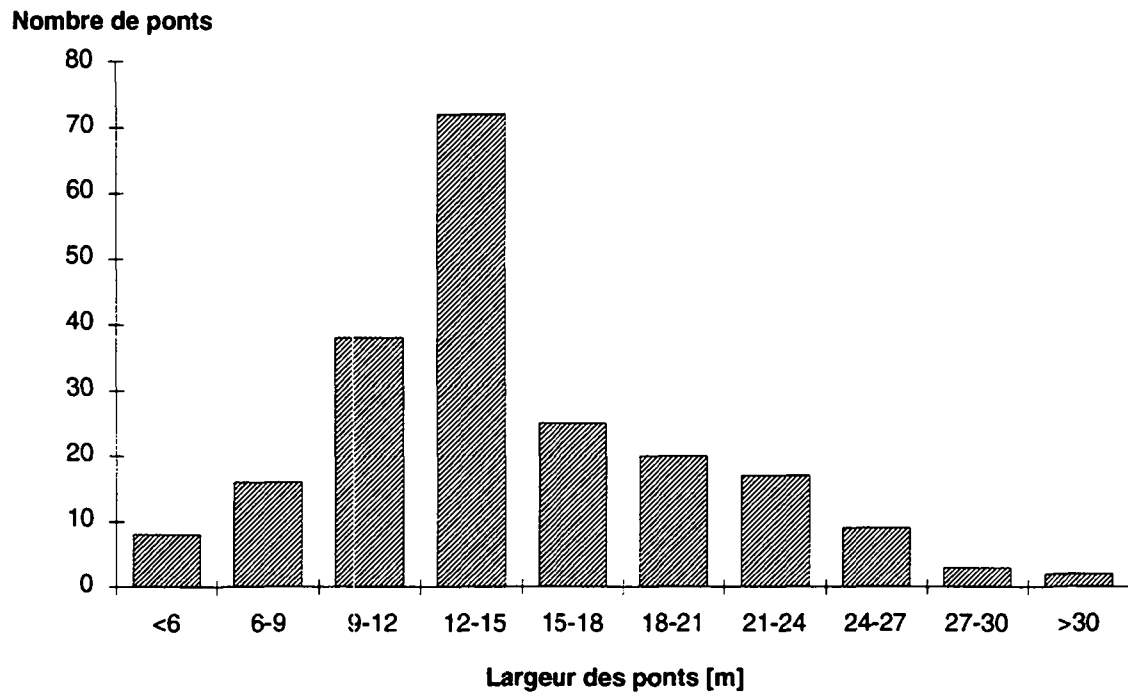


Figure A.3: Largeur du tablier des ponts dans la base de données

La majorité des ponts a des portées inférieures à 50 m. Un tiers des travées maximales ont une longueur entre 30 et 40 m. La moyenne des ces portées est de 42.5 m. Neuf ponts ont une portée d'une longueur supérieure à 100 m. La figure A.4 montre la répartition des portées maximales des ponts essayés.

Nombre de ponts

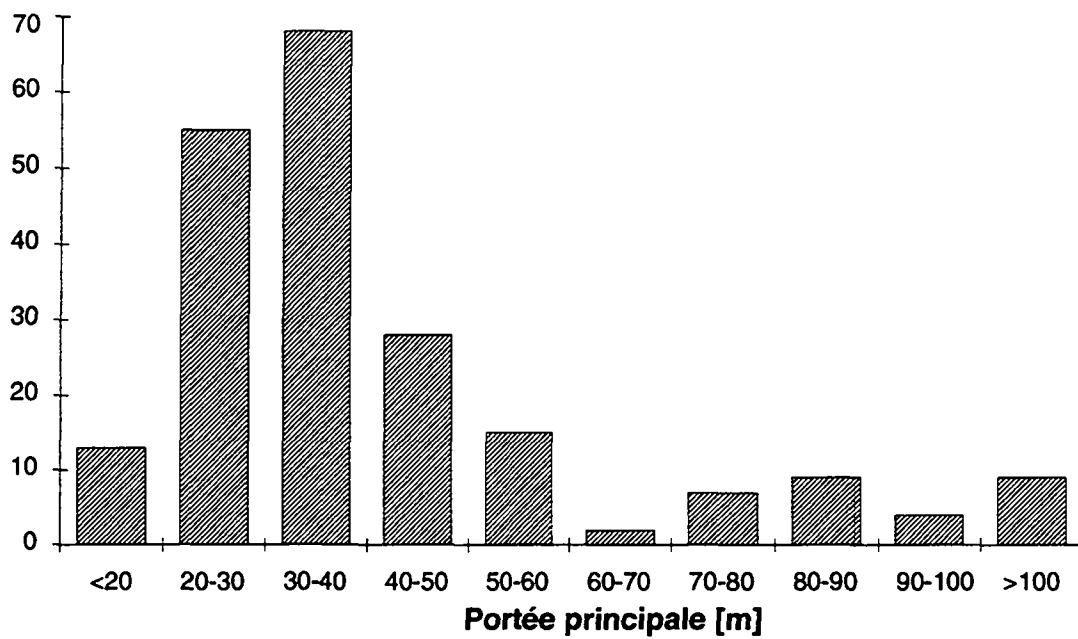


Figure A.4: Portées principales des ponts dans la base de données

L'élancement le plus répandu est entre 15 et 20. La figure A.5 montre l'élancement de l'ensemble des ponts hormis ceux en arc. L'élancement des ponts à hauteur variable est calculé en considérant la hauteur de la section comme la moyenne des hauteurs sur appui et en travée.

Nombre de ponts

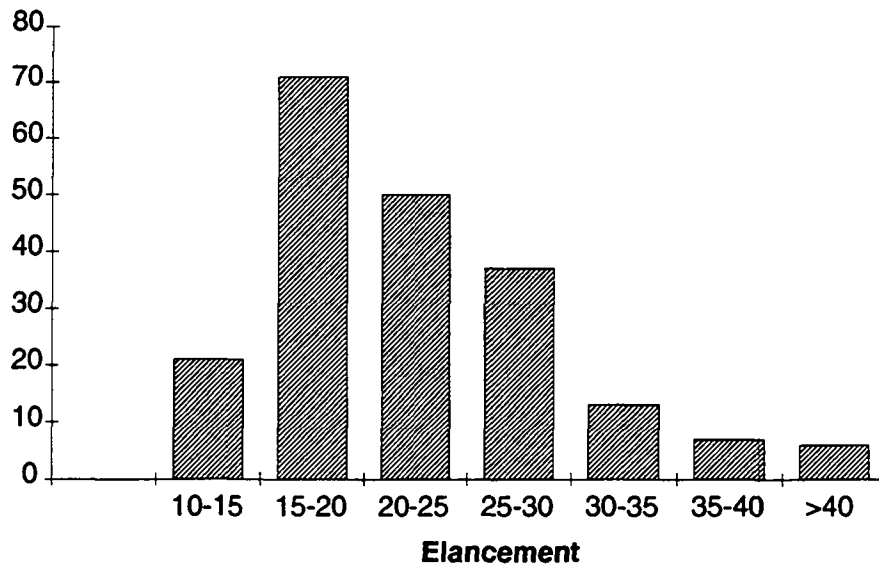


Figure A.5: Elancement des ponts dans la base de données

La plupart des ponts sont rectilignes ou avec une très faible courbure en plan. Néanmoins, un certain nombre de ponts ont une forte courbure avec un rayon inférieur à 300 m. La figure A.6 montre la répartition du rayon de courbure des ponts.

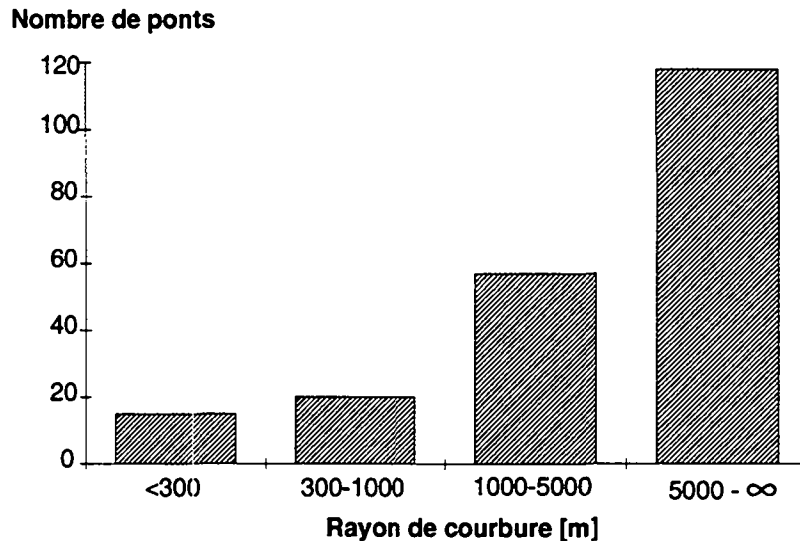


Figure A.6: Rayon de courbure des ponts dans la base de données

A.4. Système statique

Le système statique le plus utilisé est celui des ponts poutres continues, suivi de loin par les cadres à béquilles fréquemment utilisés pour des passages supérieurs. Pour certaines portées plus importantes, des ponts haubanés ou arcs ont été utilisés. La section transversale pour plus du tiers des ponts est un caisson à hauteur constante ou variable. Quatre-vingt quinze ponts ont une section ouverte, composée de deux ou plusieurs poutres liées par une dalle en béton. Le tableau A.3 montre les systèmes statiques et les sections transversales de tous les ponts de la base de données.

Système statique		Section transversale	
Type	Nombre	Type	Nombre
Poutre 	179	Caisson à hauteur constante 	58
Cadre à béquilles 	21	Caisson à hauteur variable 	25
Arc 	5	Section ouverte 	95
Pont haubané 	5	Dalles 	32
Total	210	Total	210

Tableau A.3: Système statique et section transversale pour tous les ponts dans la base de données

A.5. Matériaux de construction

Le béton précontraint est le principal matériau utilisé puisqu'il est représenté par 182 ponts. Vingt sept ponts sont des ponts mixtes avec une superstructure en béton et en acier. Un seul pont en béton armé sans précontrainte figure parmi les ponts testés.

A.6. Structure de la base de données

La structure de la base de données, présentée à la figure A.7 a été conçue dans les perspectives suivantes:

- 1) permettre le traitement des différents cas de charge et des différents types des ponts;
- 2) permettre le tri des données et la possibilité d'avoir toutes les combinaisons voulues de données afin d'étudier l'influence des différents paramètres;
- 3) permettre une introduction aisée des données afin d'éviter le plus possible les erreurs.

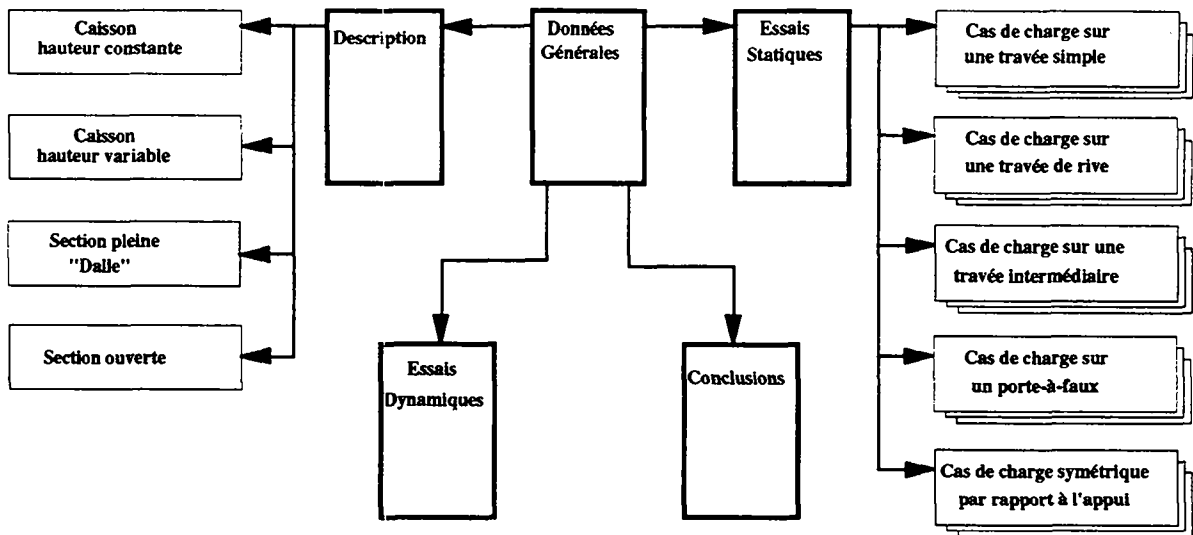


Figure A.7: Organigramme de la structure de la base de données

L'organigramme décrivant la structure de la base de données montre les différents fichiers, leurs titres et les liens entre eux. Pour plus de détails voir [70].

Une étude statistique du comportement des ponts a été effectuée et publiée dans [54 et 71].

Cas de charge symétrique en travée:

Catégorie de la travée: -simple -continue -de rive -porte-à-faux
 -numéro de la travée (n-1): 5 -longueur de la travée: 49.30 [m]
 -flèche mesurée, w_{m-1} : -4.86 [mm] -flèche calculée, w_{c-1} : -6.10 [mm] -rapport (w_{m-1}/w_{c-1}) = 0.8
 -numéro de la travée (n): 6 -longueur de la travée: 49.30 [m]
 -nombre des camions: 12 -poids moyen du camion: 250 [kN]
 -flèche mesurée, w_m : 16.56 [mm] -flèche calculée, w_c : 18.60 [mm] -rapport (w_m/w_c) = 0.89
 -numéro de la travée (n+1): 7 -longueur de la travée: 49.30 [m]
 -flèche mesurée, w_{m+1} : -5.54 [mm] -flèche calculée, w_{c+1} : -7.1 [mm] -rapport (w_{m+1}/w_{c+1}) = 0.78
 -Travée de rive: -type de la travée adjacente: -continue -de rive -porte-à-faux

Cas de charge symétrique par rapport à l'appui:

-numéro de l'appui (n): 7 -nombre des camions: 12 -poids moyen du camion: 250 [kN]
 -travée (n-1): 6 -longueur de la travée: 49.30 [m]
 -flèche mesurée, w_{m-1} : 4.63 [mm] -flèche calculée, w_{c-1} : 5.20 [mm] -rapport (w_{m-1}/w_{c-1}) = 0.89
 -travée (n): 7 -longueur de la travée: 49.30 [m]
 -flèche mesurée, w_m : 5.43 [mm] -flèche calculée, w_c : 5.40 [mm] -rapport (a_m/a_c) = 1.01

S'il y a plus de cas de charge, remplir cette page autant de fois nécessaire.

ESSAIS DYNAMIQUES

Moyen d'excitation: Camion de 250 kN Type de la travée: -continue -de rive -simple -porte-à-faux
 Longueur de la travée: 40.37 [m] Fréquence propre: 3.2 [Hz] Amortissement: 0.065
 Coefficient dynamique à 10 km/h avec planche: 2.13
 Coefficient dynamique maximale $V > 10$ km/h avec planche: 1.53
 Coefficient dynamique maximale $V > 10$ km/h sans planche: 1.13
 Observations:

CONCLUSIONS

Déformations sous charge: Le rapport entre la flèche sous charge utile maximale et la portée est de 1 / 3300. Les déformations mesurées correspondent bien aux valeurs mesurées à mi-travée chargée, tandis que l'affinité entre les deux déformées n'est pas satisfaisante.

Réversibilité des déformations: Les déformations irréversibles correspondent à 2 % de la flèche mesurée au maximum. Etant donné que le degré de sollicitation est élevé, cette valeur peut être considérée négligeable.

Fissuration: Visuellement, aucune fissure n'a été constatée malgré le craquement entendu lors de l'essai.

Comportement dynamique: L'amortissement est moyen à faible. Les vibrations sont "nettement à fortement perceptibles" dans le cas d'une chaussée normale. Les vitesses de déplacement sont inférieures à 12 mm/s pour les passage avec et sans planche.

Conclusion finale: Le comportement de l'ouvrage sous l'effet des charges statiques incite à surveiller le développement d'une fissuration prévisible par le manque d'affinité et le craquement entendu lors de l'essai. Le pont a montré un comportement élastique. Le comportement dynamique du pont paraît correct.

A.8. Liste des ponts dans la base de données

Les ponts sont classés par ordre alphabétique.

N° Base données	N° Affaire	Ouvrage	Canton	Route	Date Essai
17	85.05.10	Aigues Vertes (amont)	Genève	N1a	26.06.87
16	85.05.10	Aigues Vertes (aval)	Genève	N1a	17.12.87
199	91.05.01	Aire OA417 (amont)	Genève	RN1a	26.06.92
200	91.05.01	Aire OA417 (aval)	Genève	RN1a	26.06.92
31	83.05.04	Altirolo	Tessin	N2	25.05.84
206	90.05.02	Aubonne (élargissement Jura 1)	Vaud	N1	25.09.91
207	90.05.02	Aubonne (élargissement Jura 2)	Vaud	N1	03.03.92
208	90.05.02	Aubonne (élargissement Lac)	Vaud	N1	04.03.92
95	C-342	Avançon (amont)	Vaud	N9	01.04.77
96	C-342	Avançon (aval)	Vaud	N9	01.04.77
107	388/2	Bahyse (amont)	Vaud	N9	03.08.72
106	388/1	Bahyse (aval)	Vaud	N9	10.08.72
180	80.05.05	Barboleusaz sur la Gryonne	Vaud	(Ollon-Gryon)	03.06.80
30	83.05.02	Baye de clarens	Vaud	R.C.734	27.07.83
128	89.05.03	Bernex OA 602	Genève	N1a	18.10.90
157	89.05.04	Bois de la Grille OA608	Genève	N1	31.05.90
194	91.05.02	Bois de rosset (essai 1, côté nord)	Vaud	N1	11.04.91
195	91.05.02	Bois de rosset (essai 2, côté nord)	Vaud	N1	09.04.91
196	91.05.02	Bois de rosset (essai 3, côté sud)	Vaud	N1	08.04.91
197	91.05.01	Bois de rosset (essai 4, côté sud)	Vaud	N1	10.04.91
135	490	Brena (A-A)	Neuchâtel	N5	07.08.75
15	87.05.09	Canal oriental	Vaud	N9	29.09.88
73	C-355	Canal Oriental	Vaud	N1	15.06.79
65	80.05.08	Châtel-st-denis	Fribourg	N12	04.07.81
98	C-344	Chêne (amont)	Vaud	N1	19.07.78
97	C-344	Chêne (amont)(biais)	Vaud	N1	18.07.78
62	80.05.04	Chêne II (amont)	Vaud	N1	13.10.82
63	80.05.04	Chêne II (aval)	Vaud	N1	13.10.82
64	80.05.04	Chêne II (aval, partie biaise)	Vaud	N1	13.10.82
131	435/2	Chandelard (amont)	Vaud	N9	20.09.73
130	435/1	Chandelard (aval)	Vaud	N9	27.09.73
201	91.05.03	Chandoline-Sion	Valais	N9	16.10.91
80	C-338	Chaney	Fribourg	N12	22.03.79
129	491/2	Colombier (amont)	Neuchâtel	N5	25.06.75
124	491/1	Colombier (aval)	Neuchâtel	N5	17.07.75
12	87.05.14	Combes-Douay	Valais	A114	09.12.87
143	452	Conversion	Vaud	N9	17.10.73
111	396/2	Cornallaz (amont)	Vaud	N9	19.07.73
110	396/1	Cornallaz (aval)	Vaud	N9	12.04.73
105	387/2	Cornallaz (amont)	Vaud	N9	19.07.73
104	387/1	Cornallaz (aval)	Vaud	N9	12.04.73
59	80.05.02	Coudray (amont)	Vaud	N1	06.10.81
61	80.05.02	Coudray (amont, élargissement)	Vaud	N1	01.10.81
60	80.05.02	Coudray (aval)	Vaud	N1	30.09.81
109	389/2	Crau-Coulet (amont)	Vaud	N9	04.08.73
108	389/1	Crau-Coulet (aval)	Vaud	N9	28.07.73
161	397/2	Crau-Coulet (amont)	Vaud	N9	04.08.73

N° Base données	N° Affaire	Ouvrage	Canton	Route	Date Essai
160	397/1	Crau-Coulet (aval)	Vaud	N9	28.07.73
75	C-318	Cucloz	Vaud	N12	26.09.78
26	88.05.06	Daillard	Vaud	N9	16.06.88
169	90.05.05	Dala	Valais	Loèche-Varone	22.11.90
83	C-312	Day, pont du	Vaud	Lausanne-Vallorbe	02.06.76
77	C-316	Denève	Vaud	N12	05.10.78
32	83.05.05	Drance	Valais	Martigny-Gd St.Berd.	22.06.83
47	81.05.06	Drance (amont)	Valais	N9	13.07.81
48	81.05.06	Drance (aval)	Valais	N9	13.07.81
44	81.05.04	Evionnaz (amont, droite)	Valais	N9	16.07.81
45	81.05.04	Evionnaz (aval, gauche)	Valais	N9	16.07.81
141	445/2	Flon (aval)	Vaud	N9	07.06.73
181	445	Flon (aval)	Vaud	N9	06.06.73
166	C-358	Fridolinsbrücke	Argovie	B 518	07.08.79
36	82.05.02	Galmiz	Fribourg	N1	29.07.82
33	83.05.07	Goldswil	Berne	N8	13.10.83
41	82.05.05	Grande combe	Vaud	N9	24.07.84
150	473/1	Grande eau (amont)	Vaud	N9	01.08.74
151	473/2	Grande eau (aval)	Vaud	N9	01.08.74
37	82.05.04	Grandsonnet	Vaud	N5	02.02.84
50	81.05.11	Granges (hauteur constante)	Valais	Grône-chalais-chippis	27.05.82
49	81.05.11	Granges (hauteur variable)	Valais	Grône-chalais-chippis	27.05.82
153	475	Jonction d'Aigle	Vaud	N9	26.05.75
100	C-311	L64 Teuftalbrücke	Berne	Lausne-Berne	25.05.77
162	457	Laderon est	Neuchâtel	N5	27.08.74
81	C-309	Laderon est (FHC)	Neuchâtel	N5	12.05.76
82	C-309	Laderon est (ouverte)	Neuchâtel	N5	12.05.76
163	449	Laderon ouest	Neuchâtel	N5	02.05.74
165	458	Laderon ouest (les bretelle)	Neuchâtel	N5	25.04.74
164	458	Laderon ouest (pont principal)	Neuchâtel	N5	25.04.74
119	412	Lendar	Vaud	R.C. 773	15.06.74
14	87.05.06	Lenremet	Vaud	N9	10.09.87
9	88.05.04	Lizerne-Seba (amont)	Valais	N9	07.06.88
10	88.05.04	Lizerne-Seba (aval)	Valais	N9	07.06.88
101	C-314	Lutrive (Bretelle)(FHC)	Vaud	Lausanne-St.Maurice	05.08.76
102	C-314	Lutrive (Bretelle)(FHV)	Vaud	Lausanne-st.Maurice	05.08.76
125	87.05.04	Lutrive (amont)	Vaud	N9	14.06.87
136	439/1	Lutrive (aval)	Vaud	N9	21.06.73
42	82.05.10	Maladeire	Fribourg	Bulle-Boltigen	27.04.83
38	82.05.14	Marguerite	Valais	Sion-les Haudères	07.12.82
70	C-370	Massongex	Valais	Massongex-bex	09.10.79
134	443	Membre (aval)	Vaud	N9	09.05.73
1	88.05.05	Morge	Valais	N9	05.05.88
5	88.05.11	Mouilles	Genève	N1a	17.11.88
170	88.05.08	Orbe (pont 1)	Vaud	N9	13.06.89
171	88.05.08	Orbe (pont 2)	Vaud	N9	11.05.89
172	88.05.08	Orbe (pont 3)	Vaud	N9	05.07.89
173	88.05.08	Orbe (pont 4)	Vaud	N9	04.07.89
174	88.05.08	Orbe (pont 5)	Vaud	N9	30.05.89
175	88.05.08	Orbe (pont 6)	Vaud	N9	01.06.89
34	83.05.06	P. I. Jonction d'Yverdon-ouest	Vaud	N5	02.11.83

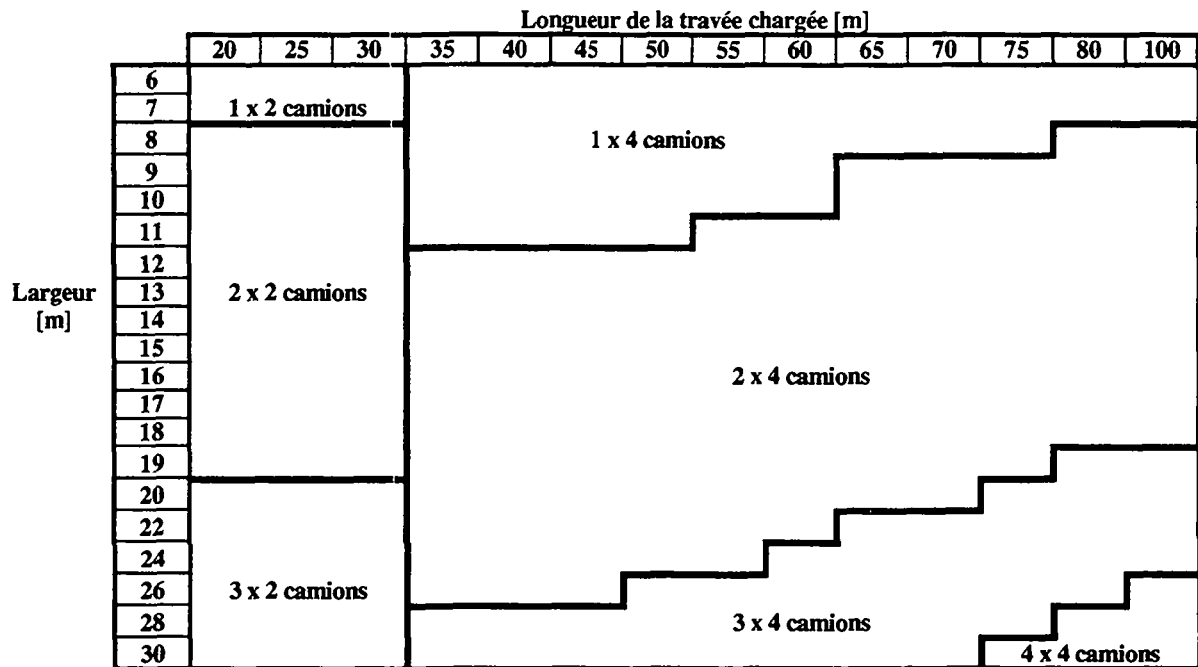
N° Base données	N° Affaire	Ouvrage	Canton	Route	Date Essai
19	85.05.06	P. S. A114 sur CFF	Valais	N9	16.10.85
18	85.05.07	P. S. A114 sur T9	Valais	N9	16.10.85
20	86.05.11	P. S. R. C. 276C	Vaud	R.C. 276 C	19.07.86
6	88.05.07	P.I. R.C. 252	Vaud	N9	23.06.88
186	493	P.I. "BN" Saint-Blaise	Neuchâtel	R.No1161	10.07.75
152	474	P.I. Jonction d'Aigle	Vaud	N9	15.11.74
142	447	P.S. A.F. 2701	Vaud	N9	04.05.73
21	85.05.05	P.S. A114 sur N9	Valais	N9	10.10.85
187	84.05.09	P.S. AOMC sur CFF section 931	Vaud	N9	14.11.84
146	469	P.S. Chemin A.F. 2702	Vaud	N9	17.10.74
147	470	P.S. Chemin A.F. 2703	Vaud	N9	17.10.74
148	471	P.S. Chemin A.F. 2704	Vaud	N9	03.01.76
92	C-334	P.S. Chemin de la tuiliere	Vaud	N12	13.05.77
210	93.05.05	P.S. de l'Estivage	Vaud	Chemin de l'Estivage	08.07.93
145	468	P.S. de l'hôpital	Vaud	N1	15.08.74
189	C-337	P.S. de la ligne G.F.M. Bulle-Romont	Fribourg	N12	27.11.77
154	496	P.S. des Fahys	Neuchâtel	Lausanne-Bienne	12.11.75
122	419	P.S. des Grangettes	Vaud	N9	13.10.73
144	456	P.S. des Sauges	Neuchâtel	N5	28.08.74
209	93.05.04	P.S. du Milieu	Vaud	Avenches-Salavaux	08.07.93
204	92.05.02	P.S. Faoug-Chandossel	Vaud	Faug-Charandossel	20.05.92
188	C-340	P.S. G.F.M. la Gissetta	Fribourg	N12	13.10.77
191	C-350	P.S. GFM Semsales-la verrerie	Fribourg	N12	05.12.77
203	92.05.01	P.S. Greng-Clavaleyres	Vaud	Greng-Clavaleyres	20.05.92
190	C-357	P.S. GFM Semsales-châtel-st.Denis	Fribourg	N12	23.11.78
68	89.05.05	P.S. Pre-Berghem OA609	Genève	N1a	31.01.90
121	418	P.S. R.C. à Corsy	Vaud	Lausanne-St.Maurice	24.06.73
24	85.05.20	P.S. 280F Montcherand-Sergey	Vaud	N9	31.10.85
74	C-341	P.S. R.C. 290 sur AR.	Vaud	N1	15.06.79
28	85.05.12	P.S. R.C. 717 Sur CFF St-Tryphon	Vaud	N9	12.09.85
149	472	P.S. R.C. 721	Vaud	N9	04.11.74
25	85.05.21	P.S. R.C. Montcherand-Valeyres.	Vaud	N9	31.10.85
85	C-315	P.S. Ried-Kerzers	Fribourg	Genève-St. Margrethen	15.06.78
87	C-329	P.S. Route du fenil	Vaud	N12	15.09.77
23	86.05.15	P.S. Sur N9 à Vetroz	Valais	N9	13.11.86
51	80.05.07	P.S.Morat-Berne	Fribourg	Morat-Berne	09.08.80
86	C-320	P.S.R.C. 305 Jonction d'oulens	Vaud	N1	16.06.77
176	C-331	P.S.R.C. 717 et AOMC sur AR	Vaud	N9	17.05.77
103	C-351	P.S.R.C.Chatel-st-Denis- Semsales	Fribourg	N12	25.07.78
84	C-313	P.S.R.C.251	Vaud	N9	10.06.76
99	C-348	P.S.R.C.293	Vaud	N1	13.07.77
177	C-319	P.S.R.C.734	Vaud	N12	29.09.77
120	411	P.S.R.C.770 au Lendar	Vaud	N9	28.09.72
123	438	P.S.R.C.773 à Lutry	Vaud	N9	15.09.74
179	495	P.S. sur CFF Turtig-Raron	Valais	Turtig-Raron	19.08.75
39	82.05.11	Palure (droite)	Vaud	N9	07.09.83
40	82.05.11	Palure (rive, biais)	Vaud	N9	07.09.83
114	437/1	Paudèze (amont)	Vaud	N9	21.03.74
115	437/2	Paudèze (aval)	Vaud	N9	28.03.73
93	C-335	Penthaz	Vaud	Lausanne-Berne	29.09.76
133	444/1	Petause (aval)	Vaud	N9	26.04.73

N° Base données	N° Affaire	Ouvrage	Canton	Route	Date Essai
69	89.05.07	Platta-Herens	Valais	N9	21.09.89
205	92.05.08	Pont OA405	Genève	N1a	26.11.92
11	87.05.11	Pont sur RN1, Lausanne-Vallorbe	Vaud	N1	22.09.88
13	87.05.10	Pont sur la RN1, Vallorbe-Yverdon	Vaud	N9	29.09.88
43	82.05.06	Praz	Vaud	N9	26.07.84
88	C-330	Raffineries	Vaud	N9	17.03.77
117	481	Rampe Berne-st. Maurice.	Vaud	N1	15.08.74
116	467	Rampe st.Maurice-Ecublens	Vaud	N1	16.08.74
126	89.05.06	Ravières OA 610	Genève	N1a	06.04.90
71	C-369	Rhône	Vaud	Massongex-Bex	09.10.79
182	86.05.09	Rhône à Collonges	Valais	Vernayaz-Gare d'Evionnaz	19.05.87
185	86.05.07	Rhône à st.Triphon (ferroviaire)	Valais	A113	12.02.87
184	86.05.07	Rhône à st.Triphon (routière)	Valais	A113	16.11.86
183	86.05.08	Rhône des Ronquoz	Valais	N9	20.11.86
178	85.05.02	Rheinbrücke Diepoldsau	St.Gall	R.C.41	08.08.85
22	86.05.04	Riale di Gnosca, ponte sul	Tessin	N2	24.04.86
27	86.05.03	Riale di Moleno	Tessin	N2	24.04.86
158	86.05.12	Riddes (amont)	Valais	N9	29.04.88
159	86.05.12	Riddes (aval)	Valais	N9	27.10.88
89	C-322	Riddes (passage sur l'AR N9)	Valais	N9	28.04.76
91	C-322	Riddes (passage sur le Rhône)(FHC)	Valais	N9	30.04.76
90	C-322	Riddes (passage sur le Rhône)(FHV)	Valais	N9	30.04.76
202	92.05.04	Riddes-Leytron	Valais	Riddes-Leytron	01.07.92
112	398/1	Rio d'enfer (amont)	Vaud	N9	22.08.73
113	398/2	Rio d'enfer (aval)	Vaud	N9	29.03.73
79	C-339	Rossens	Fribourg	N12	17.05.79
137	81.05.03	Sablon	Valais	N9	01.07.81
76	C-317	Saumont	Vaud	N12	05.10.78
155	504	Saxon (Caisson Hauteur Variable)	Valais	Saillon-Saxon	21.10.75
156	504	Saxon (Section pleine)	Valais	Saillon-Saxon	21.10.75
72	C-365	Semsales(Rougève)	Fribourg	N12	20.10.79
35	82.05.01	Sierne II	Genève	Genève-Veyrier	20.07.83
138	80.05.09	Sierre est (sur le Rhône,en caisson)	Valais	St.Maurice-Brigue	13.11.80
140	80.05.09	Sierre est (Côté Sierre, larg. 18m)	Valais	St.Maurice-Brigue	13.11.80
139	80.05.09	Sierre est (Côté Sierre, larg. 25m)	Valais	St.Maurice-Brigue	13.11.80
94	C-336	Sionge	Fribourg	N12	03.11.76
7	88.05.09	Soprapasso FFS	Tessin	Rodi-Airolo	03.11.88
192	497	Sorge	Neuchâtel	R.No20	30.09.75
118	442	Sorge (aval)	Vaud	Lausanne-St.Maurice	24.05.73
167	85.05.01	St. Maurice (amont)	Vaud	N9	09.10.86
168	85.05.01	St. Maurice (aval)	Vaud	N9	16.06.87
127	89.05.02	St-Julien OA 407	Genève	N1a	06.12.90
2	80.05.01	Talent (amont)	Vaud	N1	30.09.81
3	80.05.01	Talent (aval)	Vaud	N1	06.10.81
29	83.05.03	Ticino	Tessin	N2	05.05.85
78	C-367	Trème	Fribourg	R.C.Bulle-Broc	04.10.79
46	81.05.05	Trient	Valais	N9	08.07.81
132	436	Trois chasseurs	Vaud	N9	29.05.73
193	498	Vallée du Seyon	Neuchâtel	R. No20	02.10.75

N° Base données	N° Affaire	Ouvrage	Canton	Route	Date Essai
198	92.05.03	Vauseyon	Neuchâtel	Chaux de Fonds-Neuchâtel	06.05.92
67	78.05.01	Veveyse de châtel	Fribourg	N12	11.07.79
66	80.05.13	Veveyse de châtel-Acces à châtel-st-Denis	Fribourg	Châtel.st.denis-RN12	10.10.81
4	80.05.03	Veveyse de Fegire	Vaud	N12	21.10.81
8	88.05.09	Viadotto di Rodi	Tessin	Rodi-Airolo	03.11.88
58	80.05.06	Yverdon (entreroches)	Vaud	N5	17.06.82
52	80.05.06	Yverdon (pont 1,ess. complet)	Vaud	N5	20.10.82
53	80.05.06	Yverdon (pont 1,ess. réduit)	Vaud	N5	29.09.82
54	80.05.06	Yverdon (pont 2)	Vaud	N5	20.10.82
55	80.05.06	Yverdon (pont 3)	Vaud	N5	16.09.82
56	80.05.06	Yverdon (pont 4)	Vaud	N5	01.07.82
57	80.05.06	Yverdon (pont 5)	Vaud	N5	24.06.82

Annexe B

DEGRÉ DE SOLLICITATION SELON LA NORME SIA 160 (1989)



- a) Schéma de chargement recommandé pour les ponts selon la portée et la largeur de la chaussée pour un cas de charge symétrique par rapport à la mi-travée en utilisant des camions de 250 kN

Longueur de la travée chargée [m]

	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	100
6	0.42	0.43	0.42	0.58	0.60	0.60	0.60	0.59	0.58	0.56	0.55	0.54	0.52	0.47
7	0.40	0.40	0.40	0.55	0.56	0.56	0.55	0.54	0.53	0.52	0.51	0.49	0.48	0.43
8	0.76	0.77	0.75	0.52	0.53	0.53	0.52	0.51	0.50	0.48	0.47	0.46	0.88	0.78
9	0.73	0.74	0.72	0.49	0.50	0.49	0.49	0.48	0.46	0.90	0.87	0.85	0.82	0.73
10	0.73	0.74	0.72	0.49	0.50	0.49	0.49	0.48	0.46	0.90	0.87	0.85	0.82	0.73
11	0.71	0.71	0.69	0.47	0.47	0.47	0.46	0.90	0.88	0.85	0.82	0.80	0.77	0.68
12	0.69	0.68	0.66	0.90	0.90	0.90	0.88	0.86	0.83	0.81	0.78	0.76	0.73	0.64
13	0.66	0.66	0.63	0.86	0.87	0.86	0.84	0.82	0.79	0.77	0.74	0.72	0.69	0.61
14	0.68	0.68	0.66	0.89	0.90	0.89	0.87	0.85	0.83	0.80	0.77	0.75	0.73	0.64
15	0.66	0.66	0.63	0.86	0.87	0.86	0.84	0.82	0.79	0.77	0.74	0.72	0.69	0.61
16	0.65	0.64	0.62	0.83	0.84	0.83	0.81	0.79	0.76	0.74	0.71	0.69	0.67	0.58
17	0.63	0.62	0.60	0.81	0.81	0.80	0.78	0.76	0.73	0.71	0.69	0.66	0.64	0.56
18	0.62	0.61	0.58	0.78	0.79	0.77	0.75	0.73	0.71	0.68	0.66	0.64	0.61	0.54
19	0.60	0.59	0.56	0.76	0.76	0.75	0.73	0.71	0.68	0.66	0.64	0.61	0.89	0.77
20	0.88	0.86	0.82	0.74	0.74	0.73	0.71	0.68	0.66	0.64	0.61	0.89	0.86	0.75
22	0.84	0.82	0.78	0.70	0.70	0.68	0.66	0.64	0.62	0.90	0.86	0.83	0.80	0.69
24	0.81	0.78	0.74	0.66	0.66	0.65	0.63	0.61	0.88	0.84	0.81	0.78	0.75	0.65
26	0.77	0.75	0.71	0.63	0.63	0.61	0.89	0.86	0.83	0.80	0.76	0.74	0.71	0.82
28	0.74	0.72	0.68	0.90	0.89	0.87	0.84	0.81	0.78	0.75	0.72	0.69	0.89	0.77
30	0.72	0.69	0.65	0.86	0.85	0.83	0.80	0.77	0.74	0.71	0.69	0.88	0.84	0.73

Largeur [m]

- b) Degré de sollicitation correspondant au schéma de chargement (a) par rapport à la charge de la sécurité structurale de la norme SIA 160. La travée chargée est considérée comme une poutre simple

Annexe C

TECHNIQUE DE MESURE PAR ULTRASONS

La procédure décrite ci-après doit être appliquée pour garantir la fiabilité des mesures par ultrasons. La figure C.1 montre la disposition des palpeurs dans les deux méthodes de transmission directe et indirecte à travers l'élément mesuré.

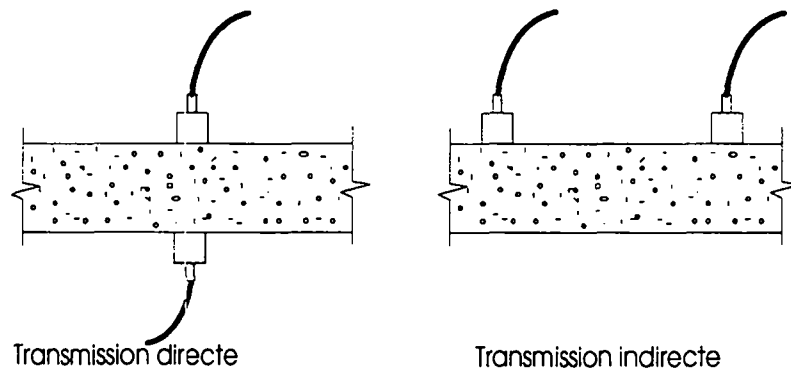


Figure C.1: Technique de mesure directe et indirecte

Les étapes suivantes doivent être effectuées :

1) Choix des zones de mesure

Une inspection visuelle préalable aux mesures doit être effectuée pour choisir des zones ayant une surface lisse, propre et dépourvue de fissures. Des mesures complémentaires par scléromètre peuvent être effectuées pour tester l'homogénéité du béton et aider à choisir des zones représentant au mieux le béton de l'ouvrage.

2) Détection de l'armature

L'armature doit être détectée et évitée pour garantir que l'onde émise passe dans le béton et non dans l'acier, la vitesse du son dans l'acier (5850 m/s) étant supérieure à la vitesse dans le béton (4500-5300 m/s). Quand l'évitement de l'armature est impossible, il faut en tenir compte dans l'analyse des résultats en calculant la vitesse du son dans le béton en tenant compte de la distance parcourue dans l'acier et la distance parcourue dans le béton.

3) Maillage et choix des points de mesure

Dans le cas de la transmission directe, deux mailles parallèles sur les deux côtés de l'élément doivent être dessinées avec précision, afin de garantir que la distance parcourue par l'onde est

uniforme et égale à l'épaisseur de l'élément. Les mailles doivent éviter l'armature et les irrégularités de la surface.

4) Application de liant entre les palpeurs et le béton

Une couche de graisse, de bentonite ou autre liant doit être utilisée pour garantir le bon contact entre les palpeurs et la surface du béton. La quantité du liant doit se limiter au minimum nécessaire pour ne pas augmenter le temps de parcours, surtout pour les éléments de faible épaisseur. La bentonite a été utilisée dans le cadre de cette recherche, parce qu'elle n'a aucun effet nocif sur le béton et qu'elle garde sa consistance longtemps sans sécher, ce qui garantit un bon contact entre les palpeurs et la surface du béton. Signalons enfin qu'il est parfois nécessaire de mettre davantage de bentonite que souhaité, au cas où la surface n'est pas parfaitement régulière. Cela améliore le contact et diminue malgré tout le temps de parcours. Au cas où la surface du béton est très irrégulière, il est nécessaire de la poncer.

5) Mesure de la distance de parcours des ondes

Les tolérances dans les dimensions des éléments de la structure sont une source d'erreur. La distance de parcours ne peut pas être considérée comme la valeur indiquée dans les plans. Il faut mesurer l'épaisseur de l'élément dans la zone de mesure, et vérifier également la précision du coffrage. Cela peut être effectué en vérifiant le parallélisme entre les deux surfaces de l'élément pour déterminer au mieux la distance de parcours de l'onde à l'endroit des points de mesure. Des entretoises avec trou d'homme permettent une mesure aisée de l'épaisseur.

6) Lecture du temps de parcours

Le temps nécessaire à l'onde pour traverser le béton situé entre le palpeur émetteur et le palpeur récepteur est affiché directement par l'appareil de mesure (PUNDIT dans le cadre de cette recherche). La lecture doit être effectuée après la stabilisation du chiffre affiché. Dans le cas où l'affichage oscille entre deux limites, la lecture adoptée est la moyenne de celles-ci. L'appareil doit être calibré avant la prise des mesures au moyen d'une barre de calibrage dans laquelle le temps de parcours est connu. Un recalibrage après une heure d'utilisation est recommandé par le fabricant, ce qui est tout à fait suffisant.

Annexe D

PARTICIPATION DES PARAPETS MASSIFS À L'INERTIE

Cette annexe montre les résultats d'une étude paramétrique sur la participation des parapets massifs à l'inertie de la superstructure en fonction de sa géométrie. Cette étude a été effectuée sur la base de 88 ponts analysés dans la base de données, en utilisant leurs vraies dimensions. Des parapets massifs d'une hauteur $h = 110$ cm et d'une épaisseur $b = 25$ cm avec un coefficient d'efficacité de 0.67 ont été supposés exister sur chaque pont. L'augmentation de l'inertie due aux parapets (Eq. D.1) a été calculée pour chaque pont. L'augmentation moyenne pour tous les ponts du même type de section transversale a été calculée également.

$$\text{Augmentation de l'inertie} = \frac{I_{\text{section avec parapets}}}{I_{\text{section sans parapets}}} \quad (\text{D.1})$$

D.1. Participation des parapets en fonction de la largeur du tablier

L'augmentation de l'inertie due aux parapets donnée plus haut varie d'un pont à l'autre en fonction de la géométrie de la section transversale. L'influence de la largeur du tablier sur l'augmentation de l'inertie due aux parapets a été calculée en fonction de la largeur de tablier.

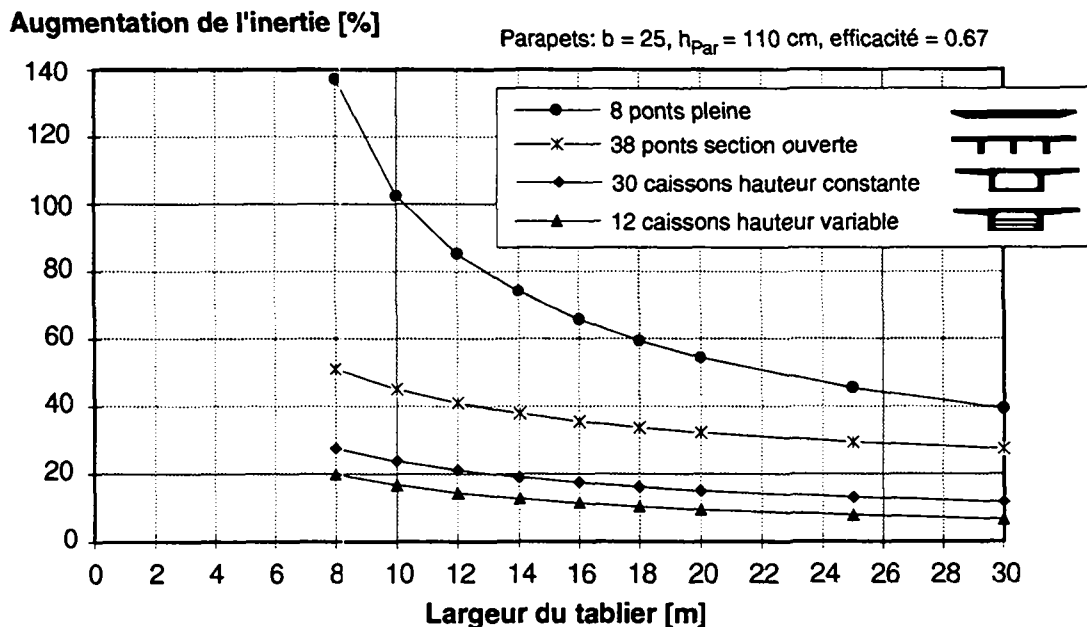


Figure D.1: Influence des parapets de 25 x 110 cm sur l'inertie des ponts en fonction de la largeur de la section transversale

L'augmentation de l'inertie due aux parapets a été calculée en variant la largeur du tablier. La hauteur de la section, les épaisseurs des dalles supérieures et inférieures, l'épaisseur des âmes et le nombre d'âmes sont restés inchangés. La figure D.1 montre l'augmentation de l'inertie due aux parapets en fonction de la largeur de tablier. Chaque point sur les différentes courbes de cette figure est la moyenne de toutes les augmentations concernant les ponts du même type de section transversale.

D.2. Participation selon la largeur et la hauteur des caissons

L'influence des parapets sur l'inertie a été calculée en fonction de la largeur du tablier et de la hauteur de la section. La largeur du tablier a été variée entre 8 et 30 m. La hauteur de la section a été variée entre 1 et 3 m. Les épaisseurs des dalles supérieures et inférieures ainsi que l'épaisseur des âmes ont été gardées inchangées. Les mêmes parapets 110 x 25 cm ont été supposés existants sur les ponts avec un taux d'efficacité de 0.67. L'augmentation moyenne de l'inertie a été calculée sur les 30 ponts caissons d'une hauteur constante. La figure D.2 montre l'influence des parapets sur l'inertie des ponts caisson à hauteur constante en fonction de la largeur du tablier et de la hauteur de la section transversale.

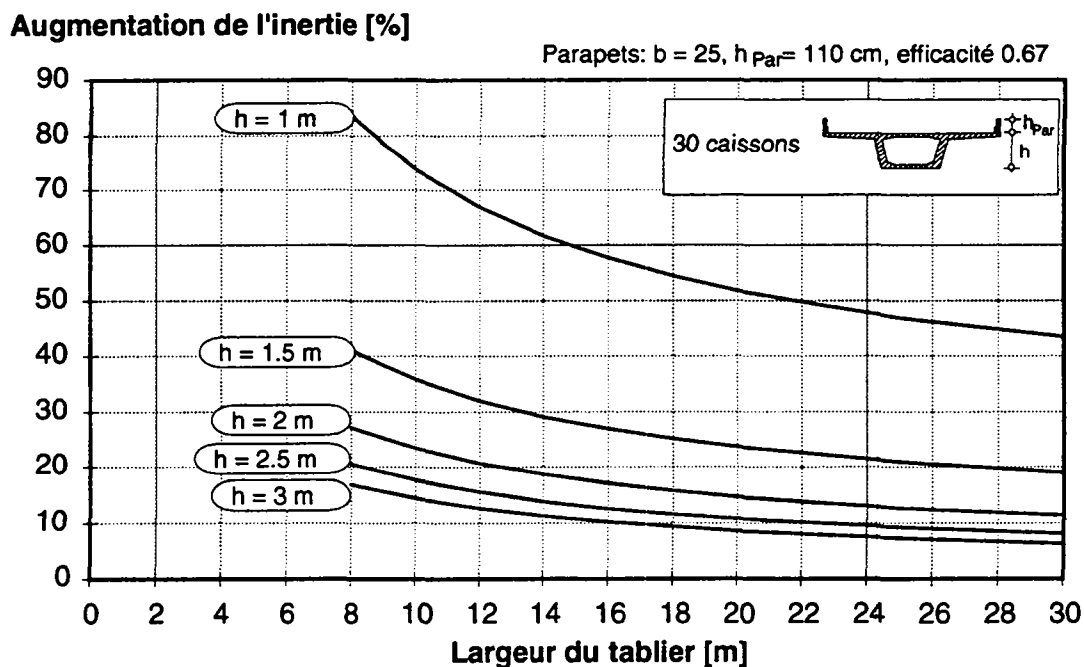


Figure D.2: Influence des parapets de 25 x 110 cm sur l'inertie des ponts caissons à hauteur constante en fonction de la largeur du tablier et de la hauteur de la section transversale

D.3. Participation selon la largeur et la hauteur des ponts dalles

L'influence des parapets sur l'inertie des ponts dalles a été également étudiée en fonction de la largeur du tablier et de la hauteur de la section transversale. La largeur du tablier a été variée entre 8 et 30 m et la hauteur h entre 0.5 et 1.5 m. L'augmentation moyenne de l'inertie due aux parapets a été calculée sur la base de 8 ponts dalles. La figure D.3 montre l'influence des parapets sur l'inertie des ponts dalles en fonction de la largeur du tablier et de l'épaisseur de la dalle.

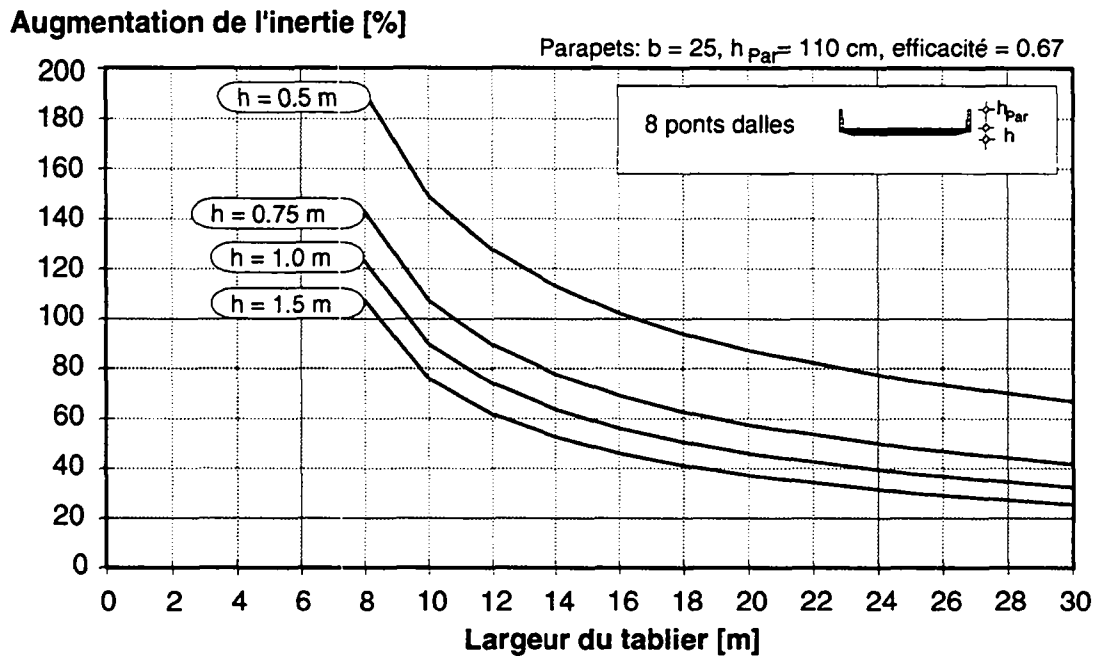


Figure D.3: Influence des parapets de 25 x 110 cm sur l'inertie des ponts dalles en fonction de la largeur du tablier et de l'épaisseur de la dalle

Annexe E

CLASSES DE RIGIDITÉ

Un critère de classement de la rigidité des ponts est la constante du ressort k qui représente la force nécessaire pour produire une flèche d'un millimètre (Equation E.1).

$$k = \frac{F}{w_{\text{mes}}} \quad (\text{E.1})$$

où : F [kN] : charge appliquée lors de l'essai;

w_{mes} [mm] : flèche à mi-travée chargée.

La figure E.1 montre la distribution de la rigidité k des 210 ponts. La moyenne des rigidités des ponts dans la base de données est de 234 kN/mm.

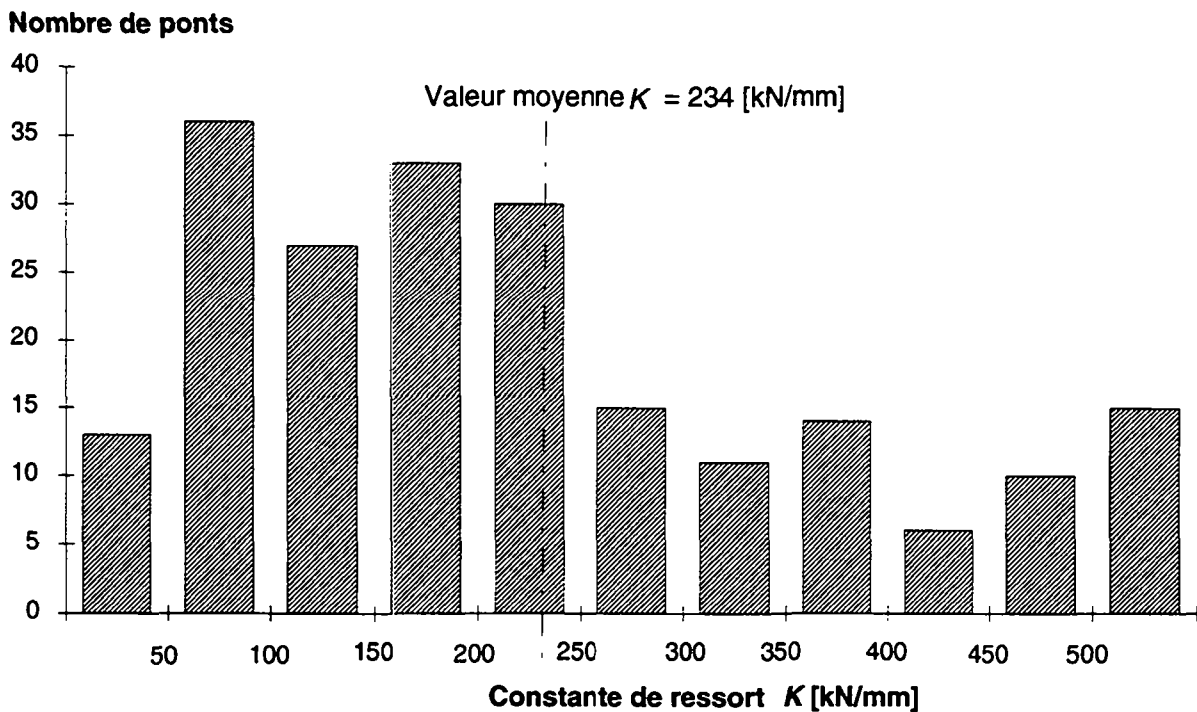


Figure E.1: Constante de ressort k pour l'ensemble des ponts dans la base de données

Le tableau E.1 montre la valeur moyenne et l'écart type de la constante de ressort pour les différentes catégories des ponts.

Système statique	Poutre					Haubané	Arc	Total
Section	Caisson hauteur constante	Caisson hauteur variable	Dalle	Section ouverte	Section mixte			
Nombre	52	25	28	72	23	5	5	210
Moyenne $\frac{F}{w}$	255	97	319	300	83	24	166	234
Ecart-type	124	66	197	189	45	17	71	174

Tableau E.1: Moyenne et écart type de la constante de ressort k pour les différentes catégories des ponts

Selon ce critère un classement est proposé par Ladner (tableau E.2) [98]. Ce classement est basé sur une étude comprenant 330 ponts suisses.

Classe	souple	moyen	rigide	très rigide
$k = \frac{F}{w_{mes}} \text{ [kN/mm]}$	$k \leq 100$	$100 < k \leq 250$	$250 < k \leq 400$	$k > 400$

Tableau E.2: Classes de rigidité selon Ladner

L'avantage de ce classement est sa simplicité en tant que paramètre représentant l'élasticité des ponts. Par contre cette méthode ne se réfère pas à une charge définie dans sa valeur ou sa disposition. L'adoption d'une flèche sous charge équivalente à la charge de la norme donnera un critère plus homogène. De plus, ce classement surestime la rigidité d'un pont large par rapport à un autre pont moins large mais avec la même rigidité par mètre de largeur. Enfin, certains ponts ont été fissurés sous la charge d'essai et la flèche n'a pas augmenté linéairement avec la charge, ce qui rend inapplicable la notion de constante de ressort.

Un autre critère de classement de la rigidité des ponts est le rapport entre la flèche et la portée. La figure E.2 montre le rapport entre la portée maximale et la flèche pour les 210 ponts testés. La flèche utilisée dans la figure correspond à la charge représentative de la sécurité structurale. Selon Markey [113], cette charge provoque des moments supérieurs d'environ

20 % aux moments provoqués par la charge de l'aptitude au service dans la plupart des ponts testés.

Nombre de ponts

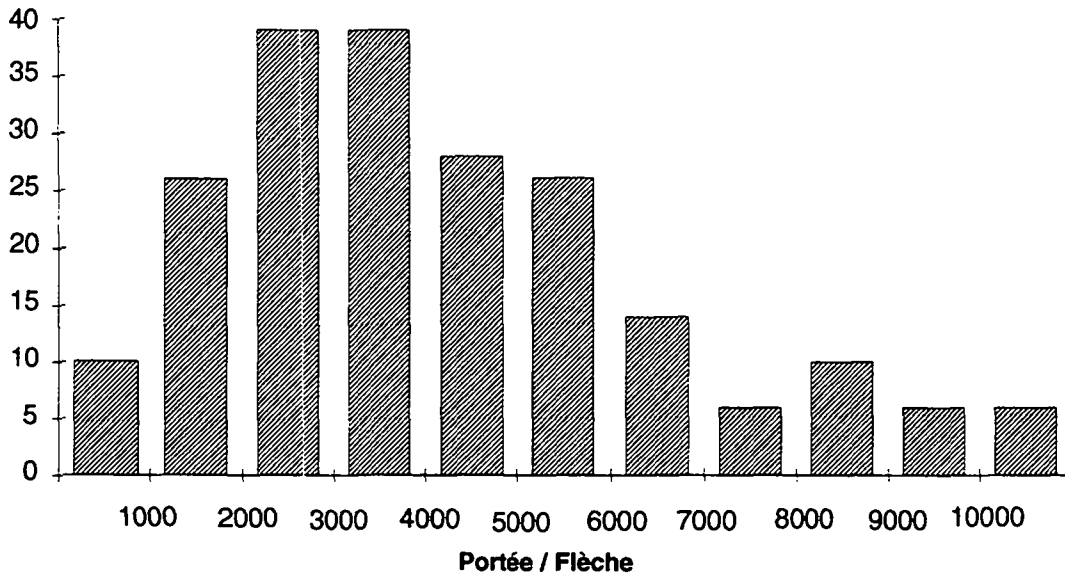


Figure E.2: Rapport de la portée ℓ sur sa flèche w : $(\frac{\ell}{w})$

On constate que les ponts, toutes catégories confondues, sont largement plus rigides que la limite exigée par la norme. La moyenne du rapport de la flèche sur la portée est d'environ $1 / 4'300$. Le tableau E.3 montre la moyenne et l'écart type du rapport portée sur flèche pour les différentes catégories des ponts. On constate que seuls les ponts haubanés risquent de ne pas remplir les exigences de la norme SIA 160.

Système statique	Poutre					Haubané	Arc	Total
Section	Caisson hauteur constante	Caisson hauteur variable	Dalle	Section ouverte	Section mixte			
Nombre	52	25	28	72	23	5	5	210
Moyenne $\frac{\ell}{w}$	5'217	2'567	4'786	4'989	1'696	619	5'470	4'277
Ecart-type	2'158	1'287	3'158	2'400	636	278	2'877	2'577

Tableau E.3: Moyenne et écart type du rapport portée sur flèche pour les différentes catégories des ponts

Si l'on combine ces deux critères de rigidité (figure E.3) et si l'on n'applique que le classement selon la constante de ressort, on constate l'insuffisance d'un tel classement. Un pont avec une flèche sur portée de 1 / 8'000 est classé d'une rigidité moyenne, tandis qu'un autre pont avec une portée sur flèche de 3'500 est classé très rigide.

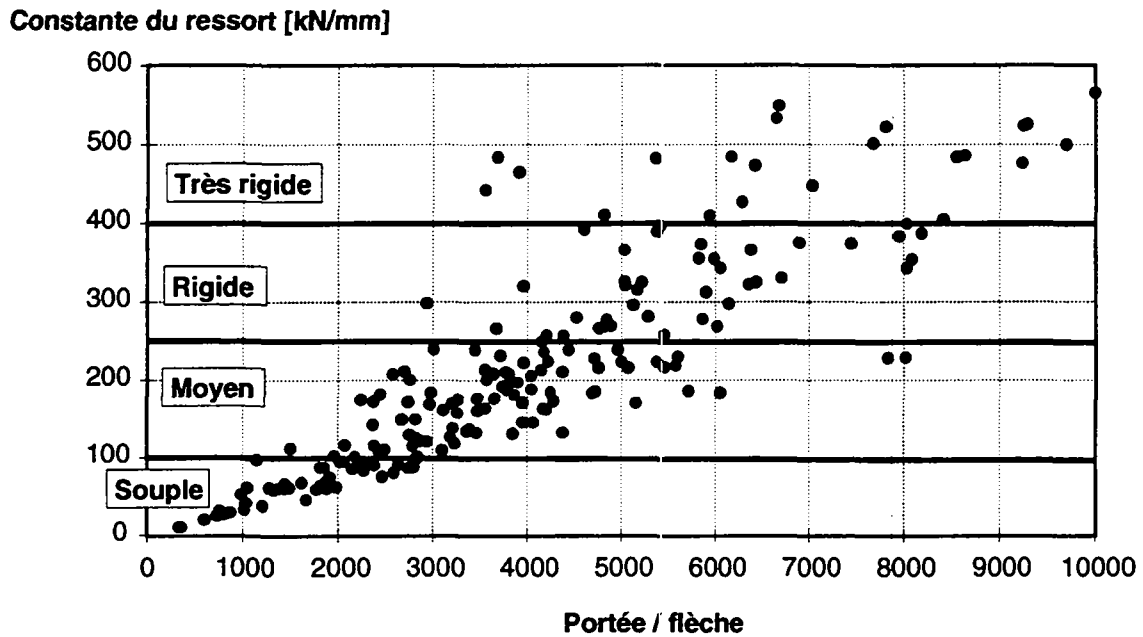


Figure E.3: Classement de Ladner selon la constante du ressort k avec le rapport portée sur flèche $\frac{\ell}{w}$ des ponts dans la base de données

Il paraît ainsi logique de définir un classement de rigidité dépendant à la fois du rapport portée sur flèche et de la constante de ressort du pont. Le rapport portée sur flèche représente un critère de confort des passagers et véhicules, alors que le rapport charge sur flèche k représente la rigidité du pont en tant que structure, dépendant de l'inertie de la section transversale et du système statique.

La figure E.4 montre le rapport portée sur flèche avec la constante de ressort k des ponts dans la base de données avec les classes de rigidité proposées.

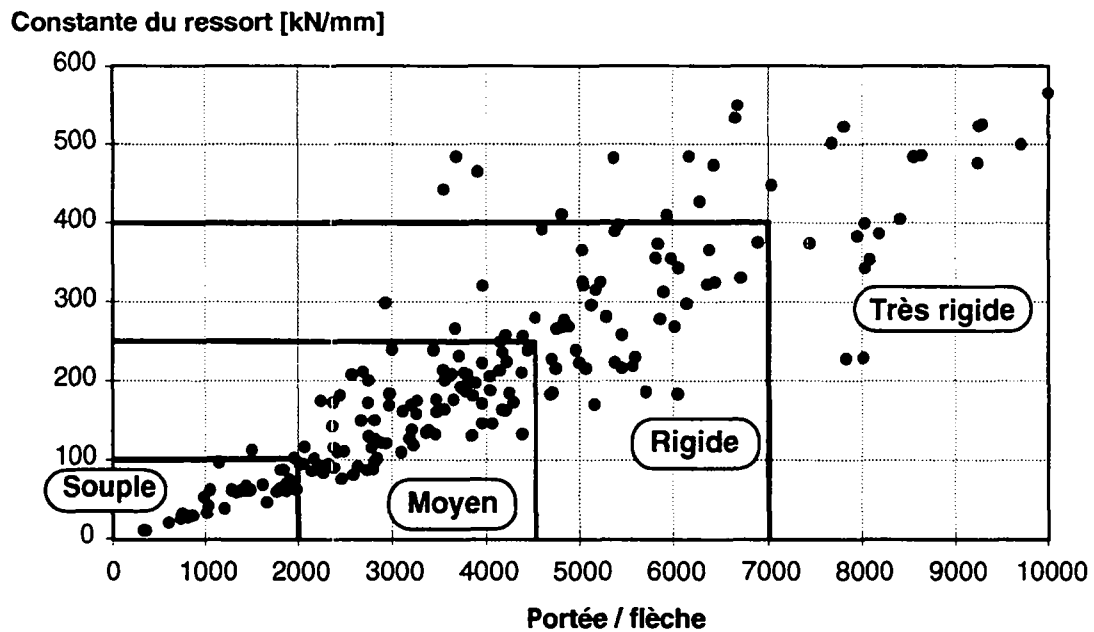


Figure E.4: Classes de rigidité définies en quatre zones selon la constante de ressort k et le rapport portée sur flèche $\frac{\ell}{w}$

Selon le nouveau classement proposé, la figure E.5 montre tous les ponts considérés comme souples dans la base de données. Cette classe comprend tous les ponts haubanés, la moitié des ponts mixtes et 40 % des ponts en caisson à hauteur variable construits par encorbellement.

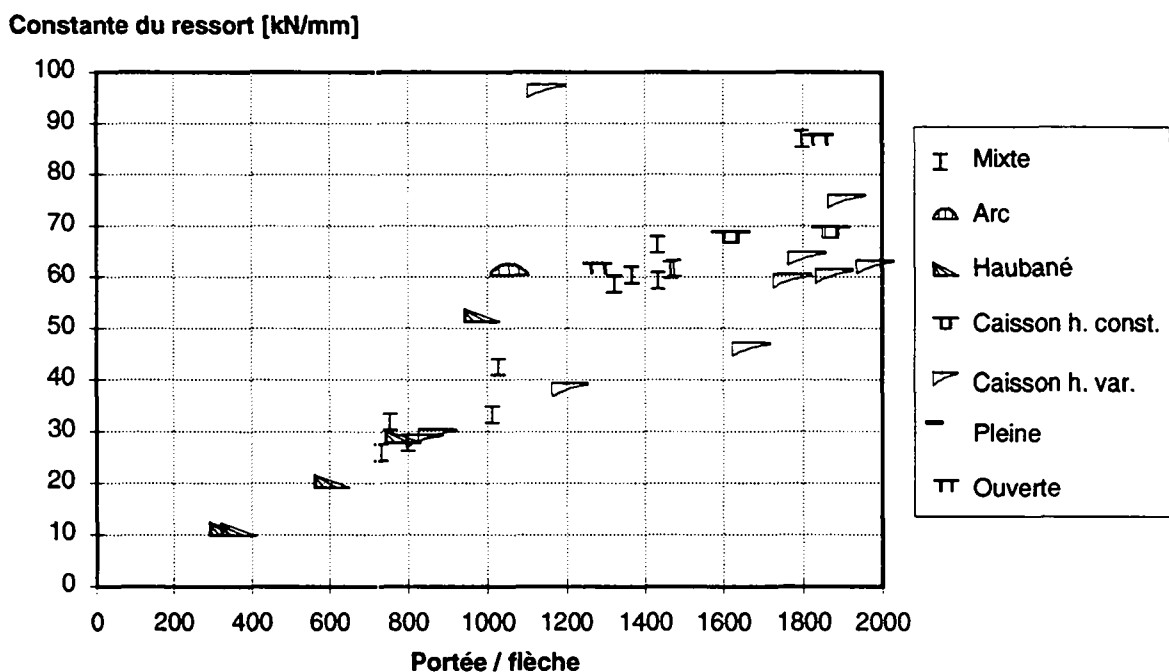


Figure E.5: Les ponts classés comme souples dans la base de données selon le nouveau classement

Aucun pont dalle n'est présent dans cette catégorie des ponts souples et très peu de ponts à caisson à hauteur constante ou à section ouverte. Le pont arc qui figure dans cette catégorie est un pont mixte acier-béton destiné à la fois au trafic routier et ferroviaire.

Pour les ponts essayés par l'IBAP, seuls les ponts haubanés présentent des flèches importantes par rapport à leur portée. Pour cette catégorie de pont, une investigation future est nécessaire pour établir des critères adéquats pour la limitation des flèches. De tels critères découleront des conséquences d'une grande flèche sur le comportement dynamique et statique de l'ouvrage ainsi que sur le confort des usagers.

CURRICULUM VITAE

Nom HASSAN
Prénom Munzer
Date et lieu
de naissance 11 janvier 1964 à Zouba (Lattaquié, Syrie)

Formation 1970-1975 Ecole primaire à Zouba
1975-1981 Ecole préparatoire et secondaire à Der Baabda
1981 Baccalauréat scientifique
1986 Diplôme en génie civil, Université de Damas
1987 Diplôme postgrade en structures, Université de Damas
1990 Maîtrise en génie urbain, EPFL, Suisse
Dès janvier 1991 Doctorant à l'IBAP sous la direction du professeur R. FAVRE

Activités professionnelles

Août 1986- mars 1987 Ingénieur de chantier, Entreprise de construction
Mars 1987- sept. 1987 Ingénieur d'étude, ministère d'irrigation
Sept. 1987- juillet 1989 Assistant à l'université de Homs, Syrie
Oct. 1989- janvier 1990 Stagiaire à l'IBAP de l'EPFL
Dès janvier 1991 Recherche au sein de l'IBAP ainsi que participation
aux activités de l'institut, en particulier:
- Essais de charge de ponts
- Enseignement
- Expertises.

