

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Projet de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie civil

THÈME

Réparation d'un pont par précontrainte extérieure



Encadré par :

Mme. D. CHERID

Mme. H. MOHABEDDINE

Réalisé par :

BARKAT Salah

Promotion 2008

soutenu le 28/06/2008

**Ecole Nationale Polytechnique 10 Avenue Hassen BADI BP 182 El-Harrach 16200 Alger Algérie
Tél : 213 21 52 53 01/03 Fax : 213 21 52 29 73**

Remerciements

Je remercie premièrement le Dieu unique le Tout puissant de m'avoir donné patience, santé et volonté tout au long de mes études.

Je tiens vivement à remercier mes promotrices Mme D. CHERID et Mme. H. MOHABEDDINE pour leurs conseils qui nous ont été précieux ainsi que toutes les suggestions et remarques qu'elles ont formulées tout au long de ce travail.

Je remercie également toutes les personnes qui ont collaboré à la réalisation de ce travail. En particulier :

- ✓ M.R. BOUTEMEUR (enseignant à l'ENP) et
- ✓ M. le chef d'études de la S.A.P.T.A (B.DJERIR).

Je remercie aussi respectueusement tous les enseignants du département Génie Civil qui ont participé à ma formation.



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents en témoignage pour leur amour et leurs sacrifices sans limites.

A mes frères et sœurs

A mes oncles, mes tantes, cousins et cousines ainsi qu'à toute ma famille et tous mes amis.

BARKAT Salah



ملخص

الهدف من هذا العمل هو تعريف وتطبيق تقنية المعالجة الحديثة في بلادنا باستعمال حبال فولاذية مقلولة مسبوقة الإجهاد بحيث تثبت على البناية خارج الخرسانة باستعمال مثبتات عند طرفي الحبل. المشروع المدروس هو جسر أنجز بولاية بسكرة عام 2003 من طرف الشركة ENGOA، تدهور عام 2004 بسبب صدمة، تم فحصه من طرف الشركة الإيطالية INTEGRA وعالجته الشركة SAPTA عام 2006. انطلاقا من التصاميم المعطاة من طرف الشركة SAPTA حددنا الأحمال الدائمة والمتغيرة وطريقة توزيعها على العناصر الرئيسية (الروافد). بعدها قيمنا قوى الضغط الضائعة اللحظية والمتأخرة عند كل مرحلة لهدف معرفة كيفية توزع الاجهادات العمودية على مستوى القطع الخطر لتحديد قوة الشد الخارجية اللازمة لضمان استمرارية المعالجة وتحقيق الأمن البنوي للرافدة. وفي النهاية قمنا بالتأكد من استقرار المحول وظاهرة التجاوب.

الكلمات المفتاحية : التدهور، حبل فولاذي للشد، المعالجة، المحول، الشد الخارجي.

Résumé

Le but de ce travail est de définir et d'appliquer la nouvelle technique de réparation des ouvrages dans notre pays, en utilisant des câbles de précontrainte placés à l'extérieur du béton et ancrés aux extrémités dans la structure. L'ouvrage étudié est un pont réalisé à Biskra en 2003 par la société ENGOA, dégradé en 2004 par un choc, diagnostiqué par la société italienne INTEGRA et réparé par la société SAPTA en 2006. Partons, des caractéristiques tirées des plans donnés par SAPTA, nous avons déterminé les charges permanentes et les surcharges avec leur répartition sur les éléments principaux (poutres). Ensuite, nous avons évalué les pertes instantanées de la précontrainte, les pertes différées pour différentes étapes afin de vérifier la répartition des contraintes normales dans la section dangereuse et déterminer ainsi la force de précontrainte extérieure nécessaire pour assurer la durabilité et la sécurité structurale de la poutre. Enfin, nous avons donné des vérifications sur la stabilité de déviateur et le phénomène de résonance.

Mots clés : dégradation, câble de précontrainte, réparation, déviateur, précontrainte extérieure.

Summary

The goal of this work is to define and apply the new technique of repairing constructions in our country, using prestressed cables placed outside of the concrete and anchored at its ends in the structure. The studied construction is a bridge carried out at Biskra in 2003 by ENGOA company, degraded in 2004 by a shock, diagnosed by the Italian INTEGRA company and repaired by SAPTA company in 2006. We took the characteristics of the bridge starting from the plans given by SAPTA to determine the continued loads and the overloads with their distribution on the principal elements (beams), then we have evaluate the instantaneous losses of prestressing, the losses differed for different stages to verify the distribution of normal constraints in the dangerous section, and determine also the external prestressing necessary to ensure the durability and the structural safety of the beam. At the end, we have given checks on the deviator stability and the phenomenon of resonance.

Key words: degradation, prestress cable, reparation, deviator, External prestressed.

TABLE DES MATIERES

Introduction générale.....	01
CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE	03
1.1. Description de l'ouvrage	04
1.2. Caractéristiques du pont.....	04
1.3. Matériaux de réalisation.....	07
1.3.1. Béton	07
1.3.2. Aciers actifs.....	08
1.3.3. Aciers passifs.....	08
CHAPITRE II : GENERALITES SUR LA PRECONTRAINTE EXTERIEURE	10
2.1. Historique.....	11
2.2. Les armatures actives	11
2.3. Le tracé de câblage	11
2.4. La protection des armatures	12
2.4.1. La protection par produits	12
2.4.1.1. Les câbles injectés au coulis de ciment.....	12
2.4.1.2. Les câbles injectés avec un produit souple.....	13
2.4.2. Les armatures auto-protégées	14
2.4.2.1. Les armatures galvanisées.....	14
2.4.2.2. Les armatures gainées graissées.....	14
2.4.2.3. Les aciers inoxydables	15
2.4.2.4. Les torons enduits d'une résine époxydiques	15
2.4.3. Protection mixte	15
2.4.4. La protection des ancrages, des tubes et des organes de déviation.....	16
2.5. Les conduits.....	17
2.5.1. Tubes en acier.....	17
2.5.2. Tubes souples	17
2.6. Les ancrages et les déviateurs	18
2.7. Réparation des ouvrages existants.....	20
2.7.1. Réparation des fissures de diffusion.....	20
2.7.2. Réparation des fissures d'entraînement	21
2.7.3. Désordres dus à la poussée au vide des armatures	21
2.7.3.1. Cas où le hourdis seul est concerné.....	21
2.7.3.2. Cas où les âmes et le hourdis sont fissurés.....	23
2.7.4. Réparation des appareils d'appuis	23
2.7.5. Réparation des appuis.....	23
2.8. Renforcement des ouvrages existants	26

2.8.1. Renforcement des ouvrages en flexion	26
2.8.1.1. Les dispositifs d'ancrage des câbles	26
2.8.1.2. Les dispositifs de déviation des câbles.....	29
2.8.2. Renforcement des ouvrages au cisaillement	30
2.8.3. Modification du schéma statique de l'ouvrage	32
2.8.4. Elargissement d'un pont	33
2.8.5. Suppression d'une pile.....	33
2.9. Ponts neufs en précontrainte extérieure	34
2.9.1. Précontrainte extérieure seulement	34
2.9.2. Précontrainte mixte	37
2.9.3. Ponts poussés.....	38
2.10. Principes de calcul.....	34
2.10.1. La précontrainte extérieure dans les règles .B.P.E.L.91	34
2.10.1.1. Les tensions initiales	40
2.10.1.2. Justification des contraintes normales.....	40
2.10.1.3. Tubes PEHD.....	41
2.10.1.4. Coefficients de frottement.....	41
2.10.2. Dimensionnement des efforts de serrage des pièces d'appuis rapportées	42
2.10.2.1. Calcul à l'E.L.U	42
2.10.2.2. Calcul à l'E.L.S.....	43
2.11. Avantages de la précontrainte extérieure	43
2.11.1. Section transversale.....	43
2.11.2. Les pertes par frottement.....	44
2.11.3. Exécution et contrôle.....	44
2.11.4. Démontabilité et remplacement des câbles	46
2.11.5. Effet de la fissuration du béton sur les câbles	47
2.12. Inconvénients de la précontrainte extérieure.....	47
2.12.1. Courbe enveloppe des moments.....	47
2.12.2. Vérification à l'E.L.U	47
2.12.3. Protection des câbles contre la corrosion	47
2.12.4. Effet du second ordre (flambement).....	48
2.12.5. Phénomène de résonance de l'armature dans sa partie libre.....	48
2.12.6. Phénomène d'instabilité élastique sous l'effet des déformations du second ordre	49
2.12.7. Comportement des ancrages à long terme.....	49
2.12.8. Comportement dans la zone déviée.....	50
2.12.9. Attaques de l'environnement	50
2.12.8. Phénomène de diffusion des efforts concentrés	50
CHAPITRE III: SOLLICITATIONS.....	51
3.1. Caractéristiques de la section	52
3.1.1. Section médiane	52
3.1.2. Section d'about	54
3.1.3. Résumé des caractéristiques de la section nette	56

3.1.4. Section équivalente	56
3.2. Calcul des actions.....	57
3.2.1. Charges permanentes	57
3.2.2. Charges variables	58
3.3. Calcul des sollicitations à la flexion.....	61
3.3.1. Moment fléchissant sous l'effet de charges permanentes	61
3.3.2. Moment fléchissant sous de surcharges	61
3.3.3. Répartition transversale des moments	64
3.3.4. Valeurs finales des moments fléchissants	68
3.4. Combinaisons d'actions.....	68

CHAPITRE IV : DIAGNOSTIC.....70

4.1. Effet du choc sur la poutre	71
4.2. Section du béton à mi-travée après choc	72
4.3. Résistance du béton à l'âge de dégradation et à l'âge de réparation	73
4.4. Evaluation des pertes de la précontrainte intérieure.....	74
4.4.1. Pertes instantanées	74
4.4.2. Pertes différées totales	79
4.4.3. Les pertes différées avant choc et à l'âge de réparation	83
4.5. Vérification des contraintes normales à mi-travée.....	89
4.5.1. A la mise en tension	89
4.5.2. Vérification des contraintes à mi-travée après choc	90
4.5.2. Vérification des contraintes à mi-travée avant réparation	91
4.6. Conclusion.....	91

CHAPITRE V : REPARATION92

5.1. Choix du principe de réparation	93
5.2. Matériaux de réparation	95
5.2.1. Béton	95
5.2.2. Aciers actifs	95
5.3. Effet de la précontrainte additionnelle sur la poutre	95
5.4. Force de précontrainte additionnelle nécessaire.....	96
5.4.1. Effet de la précontrainte extérieure sur le câble intérieur	96
5.4.2. Répartition des contraintes sur la section mixte béton ancien–béton jeune	98
5.4.3. La force additionnelle initiale	99
5.4.4. La force additionnelle finale	101
5.4.5. La force additionnelle utile	102
5.5. Pertes de la précontrainte additionnelle	104
5.5.1. Pertes instantanées	104
5.5.2. Pertes différées	107
5.5.3. Pertes totales de la précontrainte extérieure.....	109

5.5.4. Effet de la précontrainte additionnelle sur les pertes de la précontrainte intérieure par fluage.....	110
5.6. Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	110
5.6.1. Répartition des contraintes normales en cas à vide	110
5.6.2. Répartition des contraintes normales en cas en charge	111
5.7. Vérification des contraintes à l'E.L.U	111
5.7.1. En utilisant le diagramme déformation–contrainte	111
5.7.2. En utilisant les flèches.....	113
5.8. Zone déviatrice.....	115
5.8.1. Forme du déviateur	115
5.8.2. Section soudée sollicitée à la traction	117
5.8.3. Section de la plaque sollicitée au cisaillement	118
5.8.4. Section soudée sollicitée au cisaillement	119
5.9. Phénomène de résonance	119
CONCLUSION GENERALE.....	121
Bibliographie	
Annexe.	

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1: Les diamètres des conduits	18
Tableau 2-2: Coefficient du frottement entre la surface du support et la pièce rapportée	43
Tableau 3-1: Caractéristiques de la section transversale à mi-travée sans hourdis	52
Tableau 3-2: Caractéristiques de la section transversale à mi-travée avec hourdis	54
Tableau 3-3: Caractéristiques de la section transversale d'about sans hourdis	55
Tableau 3-4: Caractéristiques de la section transversale d'about avec hourdis	56
Tableau 3-5: Résumé des caractéristiques de la section transversale	56
Tableau 3-6: Répartition des charges permanentes	57
Tableau 3-7: Surcharges Bc	58
Tableau 3-8: Surcharges Bt	59
Tableau 3-9: Moment fléchissant sous l'effet des charges permanentes	61
Tableau 3-10: K_0 pour $\theta = 0,46$	67
Tableau 3-11: K_1 pour $\theta = 0,46$	67
Tableau 3-12: K_α pour $\theta = 0,46$	67
Tableau 3-13: $K_{\alpha \text{ réels}}$ pour $\theta = 0,46$	67
Tableau 3-14: $K_{\alpha \text{ max}}$ pour $\theta = 0,46$	68
Tableau 3-15: Valeurs finale des moments fléchissants	68
Tableau 3-16: Combinaisons d'action selon les B.P.E.L.	68
Tableau 3-17: Sollicitation de la poutre intermédiaire à la flexion	69
Tableau 4-1: Caractéristiques de la section transversale dégradée à mi-travée avec hourdis	73
Tableau 4-2: Pertes de la précontrainte intérieure par frottement	75
Tableau 4-3: Pertes de la précontrainte intérieure par tassement d'ancrage	76
Tableau 4-4: Pertes de la précontrainte intérieure par raccourcissement du béton	78
Tableau 4-5: Pertes instantanées totales de la précontrainte intérieure	78
Tableau 4-6: Pertes de la précontrainte intérieure par retrait du béton	79
Tableau 4-7: Pertes de la précontrainte intérieure par relaxation des aciers	80
Tableau 4-8: Contraintes maximales de compression au niveau du câble moyen intérieur	81
Tableau 4-9: Pertes de la précontrainte intérieure par fluage du béton	82
Tableau 4-10: Pertes différées totales de la précontrainte intérieure	82
Tableau 4-11: Pertes totales de la précontrainte intérieure	83
Tableau 4-12: Pertes par retrait avant choc et à l'âge de réparation	84
Tableau 4-13: Pertes par relaxation des aciers avant choc et à l'âge de réparation	86
Tableau 4-14: Pertes par fluage du béton avant choc et à l'âge de réparation	87
Tableau 4-15: Pertes différées avant choc et à l'âge de réparation	88
Tableau 5-1: Caractéristiques de la section (béton jeune + béton ancien)	98
Tableau 5-2: Pertes de la précontrainte extérieure par frottement	105
Tableau 5-3: Pertes de la précontrainte extérieure par tassement d'ancrage	105
Tableau 5-4: Pertes instantanées de la précontrainte extérieure	106
Tableau 5-5: Pertes de la précontrainte extérieure par relaxation des aciers	108
Tableau 5-6: Pertes différées totales de la précontrainte extérieure	109
Tableau 5-7: Pertes totales de la précontrainte extérieure	109

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1: L'ouvrage réparé.....	04
Figure 1-2: Tablier du pont	05
Figure 1-3: Section transversale de la poutre.....	06
Figure 1-4: Détail de la dalle et de la couche de roulement.....	06
Figure 1-5: Détail du trottoir et de la corniche sur la poutre de rive	07
Figure 1-6: Diagrammes déformation–contrainte des différents matériaux	09
Figure 2-1: Câblage rectiligne.....	12
Figure 2-2: Câblage polygonal.....	12
Figure 2-3: Torons protégés	15
Figure 2-4: coupe d'un câble gainé graissé	16
Figure 2-5: Câblage gainé graissé.....	16
Figure 2-6: Bossage d'ancrage (ancrage intermédiaire).....	19
Figure 2-7: Déviation échelonnée des câbles.....	19
Figure 2-8: Entretoise déviatrice	20
Figure 2-9: Déviateur avec une gorge.....	20
Figure 2-10: Déviateur diabolo	20
Figure 2-11: Renforcement du hourdis	21
Figure 2-12: Fissurations de diffusion et d'entraînement.....	21
Figure 2-13: Précontrainte transversale	22
Figure 2-14: Suspension du hourdis.....	22
Figure 2-15: Renforcement du hourdis	22
Figure 2-16: Précontrainte verticale et horizontale	23
Figure 2-17: Gousset et renfort	23
Figure 2-18: Craquelures de surface dues à l'attaque de l'Ozone.....	23
Figure 2-19: Principe de levage	24
Figure 2-20: Mise en place des vérins d levage	24
Figure 2-21: Réparation d'une pile.....	25
Figure 2-22: Réparation d'une pile dégradée	25
Figure 2-23: Appui d'ancrage sur une entretoise existante	26
Figure 2-24: Poutre rapportée en extrémité de l'ouvrage	27
Figure 2-25: Appui sur entretoise renforcée	28
Figure 2-26: Ferrailage complémentaire.....	28
Figure 2-27: Bossage cloué sur une âme (coupe verticale).....	28
Figure 2-28: Bossage cloué sur une âme (coupe horizontale)	28
Figure 2-29: compensation des déformations par vérins plats d'un butons rapporté	29
Figure 2-30: Déviateur dans une entretoise existante	30
Figure 2-31: Déviateur rapporté.....	30
Figure 2-32: Etrier placé dans un forage.....	31
Figure 2-33: Etrier extérieur.....	31
Figure 2-34: Précontrainte transversale verticale additionnelle extérieure.....	31
Figure 2-35: Disposition des étriers actifs	32

Figure 2-36: Mise en continuité de travées isostatiques	32
Figure 2-37: Elargissement de la dalle de couverture d'une poutre-caisson	33
Figure 2-38: Suppression d'une pile	34
Figure 2-39: Tracés des câbles et section transversale.....	35
Figure 2-40: Comparaison du rapport $M_{rd} (A_p + A_{s,min})/M_d$ en fonction de la portée selon l'Eurocode 2 pour la précontrainte intérieure et la précontrainte extérieure	36
Figure 2-41: Comparaison des forces de précontrainte intérieure et précontrainte extérieure selon la norme SIA en fonction de l'élançement et de la portée	36
Figure 2-42: Câblage mixte,.....	38
Figure 2-43: Câblage avec câbles antagonistes provisoire	39
Figure 2-44: Sollicitation de la pièce rapportée	42
Figure 2-45: Réduction de l'épaisseur de l'âme.....	44
Figure 2-46: Câbles extérieurs intérieurs du tablier du pont de Bubiyan	45
Figure 2-47: Mesure de la tension par la méthode vibratoire	46
Figure 2-48: Exemple du supports-étriers	49
Figure 2-49: Attache permettant de maintenir constante l'excentricité lors de déformation de la dalle	49
Figure 3-1: La section transversale à mi-travée	52
Figure 3-2: La section transversale d'about.....	54
Figure 3-3: Section transversale équivalente	56
Figure 3-4: Système de surcharge Bc.....	59
Figure 3-5: Système de surcharge Bt	59
Figure 3-6: Système de surcharge Mc120.....	60
Figure 3-7: Système de surcharge D240	60
Figure 3-8: Répartition longitudinale de la surcharge A.....	61
Figure 3-9: Répartition longitudinale de la surcharge Bc (1 ^{er} cas)	62
Figure 3-10: Répartition longitudinale de la surcharge Bc (2 ^{ème} cas).....	63
Figure 3-11: Répartition longitudinale de la surcharge Bt.....	63
Figure 3-12: Répartition longitudinale de la surcharge Mc120	64
Figure 3-13: Répartition longitudinale de la surcharge D240.....	64
Figure 4-1: Effet du choc sur la poutre	72
Figure 4-2: la section transversale à mi-travée après dégradation	72
Figure 4-3: Câblage intérieur	74
Figure 4-4: Effet de tassement d'ancrage sur la tension utile.....	76
Figure 4-5: Diagramme de tensions initiales	79
Figure 4-6: Diagramme de tensions finales	83
Figure 4-7: Loi d'évaluation du retrait.....	85
Figure 4-8: Loi d'évaluation du fluage	88
Figure 4-9: Comportement du câble non cisailé après choc	89
Figure 4-10: Contraintes normales en cas à vide	90
Figure 4-11: Contraintes normales après choc.....	91

Figure 5-1: Câblage extérieur.....	94
Figure 5-2: Moment de la précontrainte extérieure.....	96
Figure 5-3: Centre de gravité de l'ensemble (béton ancien–béton jeune).....	98
Figure 5-4: Transformation déformation–contrainte dans une section mixte.....	99
Figure 5-5: Répartition des contraintes normale à l'E.L.S.....	100
Figure 5-6: Détail d'allure du câblage extérieur	104
Figure 5-7: Diagramme des tensions initiales de la précontrainte extérieure	107
Figure 5-8: Diagramme des pertes différées de la précontrainte extérieure	109
Figure 5-9: Diagramme des pertes finales de la précontrainte extérieure.....	110
Figure 5-10: Règle des trois pivots	112
Figure 5-11: Diagramme des déformations et des contraintes à E.L.U dans le cas où la section est partiellement comprimée.....	112
Figure 5-12: Moment de différentes actions	113
Figure 5-13: Déviateur en place.....	115
Figure 5-14: Détail de la section transversale du déviateur	115
Figure 5-15: Détail du conduit	116
Figure 5-16: Assemblage de différents éléments par soudure	116
Figure 5-17: les différentes sections sollicitées	117
Figure 5-18: Section soudée sollicitée à la traction	118
Figure 5-19: Section de la plaque sollicitée au cisaillement	118
Figure 5-20: Section soudée sollicitée au cisaillement	119

INTRODUCTION GENERALE

L'objectif d'un renforcement ou d'une réparation est de redonner une certaine aptitude au service. Elle doit donc être globale et porter sur l'ensemble de l'ouvrage, depuis ses fondations jusqu'à ses équipements. Suivant l'importance et les causes de désordres, le projet de réparation et/ ou de renforcement est basé sur la mise en œuvre d'une ou plusieurs techniques moins coûteuses que la solution de la démolition-reconstruction.

Ces solutions, pour les ponts en béton armé ou précontraint, sont :

- Les réparations de surface ;
- La protection du béton ;
- La régénération des matériaux ;
- L'ajout de forces ;
- L'ajout de matière.

Le choix entre les différentes méthodes ou leur combinaison dépend d'un nombre élevé de facteurs tels que :

- Le coût de la méthode envisagée ;
- L'étendue des désordres à réparer et l'urgence de la réparation ;
- La prise en compte de certaines contraintes comme le maintien éventuel de la circulation ;
- La durée de vie requise pour l'ouvrage réparé ;
- L'accessibilité de la structure ;
- La disponibilité des matériaux et de l'outillage ;
- La présence de réseaux de concessionnaires, etc. [1].

Le renforcement et la réparation d'ouvrages existants; métalliques, en bois, en acier, en béton armé, en béton précontraint, les bâtiments et les barrages, constituent une application parallèle intéressante de la précontrainte extérieure. C'est d'ailleurs l'expérience du renforcement d'ouvrages dans les années septante par des câbles extérieurs au béton qui a mis en évidence les avantages de la précontrainte extérieure et a conduit les projecteurs à envisager son utilisation pour la construction d'ouvrages neufs [2].

La précontrainte extérieure consiste à mettre en place un câblage rectiligne ou polygonal, extérieur au béton, ancré dans la structure, le plus souvent en extrémité de travées ou de poutres. Le câblage polygonal est dévié sur son trajet par des déviateurs solidaires à la structure. Elle est appelée aussi précontrainte non adhérente ou additionnelle.

L'application de cette technique est très large et très ancienne dans les pays développés (depuis 1936). Dans notre pays, l'application de cette technique est très récente. Elle est utilisée dans la réalisation du viaduc de Djebbahia (Bouira), dans le calcul du pont poussé KHelifa Oulmane - Plateau des Annassers (calculé à ENP, 2006/2007), dans la réparation du pont Oued Smar (décharges publiques en 2003) et dans la réparation d'un échangeur sur RN 03 NORD RN 87 (objet de notre cas d'étude).

L'objet de ce modeste travail, est l'étude d'un pont à poutres isostatiques, situé à Biskra sur RN 03 NORD RN 87 R réalisé par la société ENGOA en 2003. Ensuite, on traite la réparation de cet échangeur, qui s'est dégradé sous l'effet d'un choc en an 2004. L'accident a provoqué le cisaillement d'un câble de précontrainte à mi travée de la poutre de rive. Il a été diagnostiqué et calculé de nouveau par la société italienne INTEGRA. L'exécution de la réparation a été réalisée par la société algérienne SAPTA. La réparation a été effectuée par précontrainte extérieure en 2006.

Cette thèse comporte une introduction, cinq chapitres, une conclusion ainsi que deux annexes.

Le premier chapitre présente l'ouvrage à étudier ainsi que les matériaux utilisés;

Le deuxième chapitre traite de la précontrainte extérieure et ses utilisations diverses dans la réalisation, la réparation et le renforcement des ponts ;

Dans le troisième chapitre, nous donnons les sollicitations maximales à la flexion ;

Le chapitre suivant traite du diagnostic et de la vérification de l'ouvrage dans la période dégradation-réparation ;

La technique de réparation et les vérifications après réparation sont données dans le cinquième chapitre ;

A la fin, une conclusion générale et des recommandations sont données.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1.1. Description de l'ouvrage

Le pont réparé est un échangeur sur RN 03-RN87 à Biskra réalisé en 2003 par la société algérienne E.N.G.O.A selon la norme B.P.E.L 91. Il comporte une seule travée à sept poutres isostatiques de 26 m de longueur (Fig. 1-2) et de section variable sous forme en T (Fig. 1-3). Le câblage de la précontrainte est le même dans chaque poutre, il est constitué de deux câbles 12T15 de type ALGA T15. L'allure du câblage comporte deux parties symétriques paraboliques et une partie intermédiaire rectiligne (Fig.4-3).



Figure 1-1 : L'ouvrage réparé

1.2. Caractéristiques du pont

Les figures suivantes présentent les différentes caractéristiques géométriques du pont réparé ; profil en long, coupe transversale du tablier, sections transversales de la poutre, ...etc.

- Largeur totale : $7,00 + 2 \times 1,50 = 10,00$ m
- Largeur roulable : $l_r = 7,00$ m
- Largeur chargeable : $l_s = l_r = 7,00$ m
- Nombre de voies : $N = E (l_s / 3) = 2$ m
- Largeur d'une voie : $l_v = l_s / N = 3,5$ m
- Classe du pont : $l_s = 7\text{m} \Rightarrow$ pont de 1^{ère} classe (Fascicules 61).

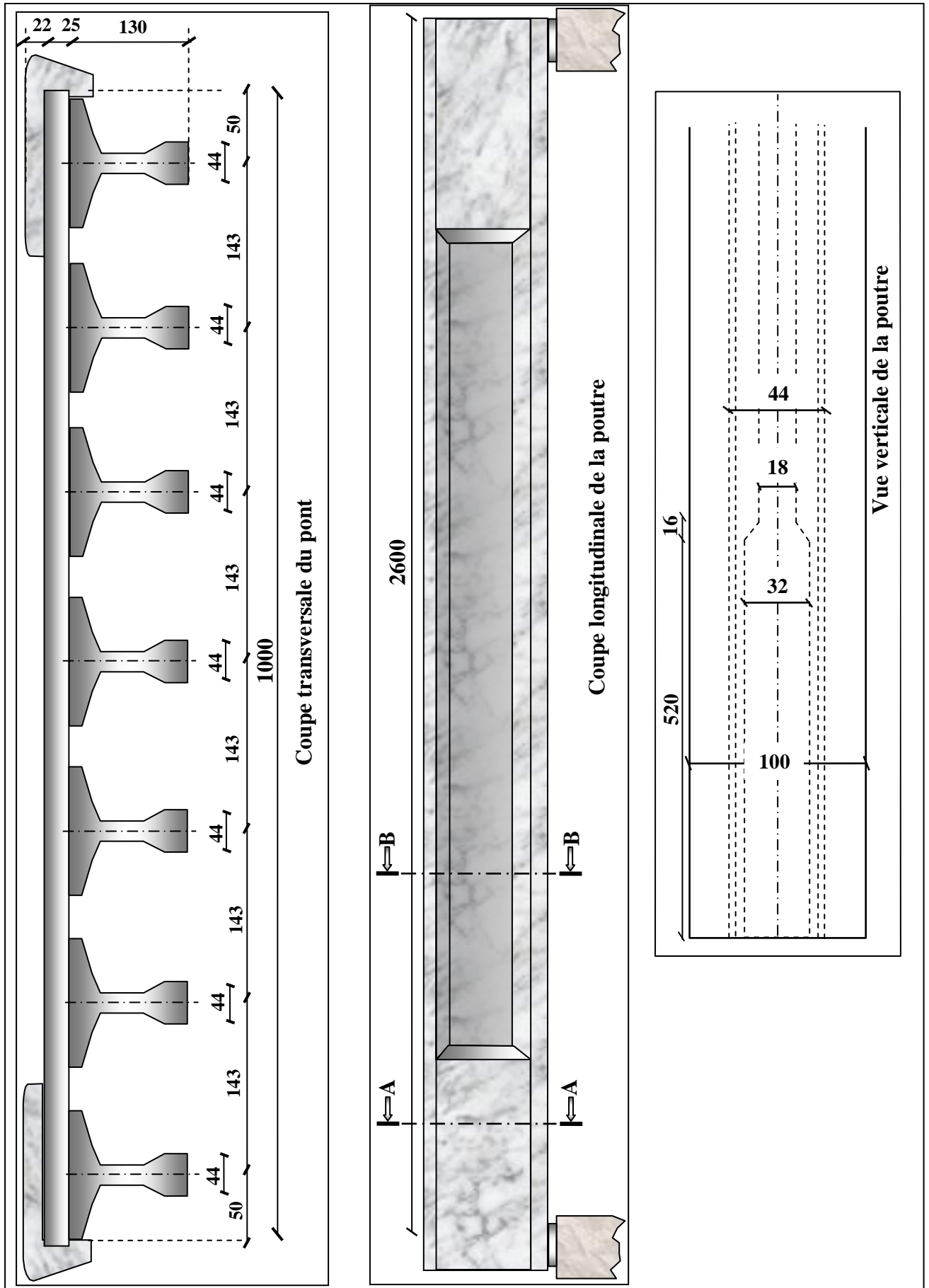


Figure 1-2: Profil en long et coupe transversale du pont

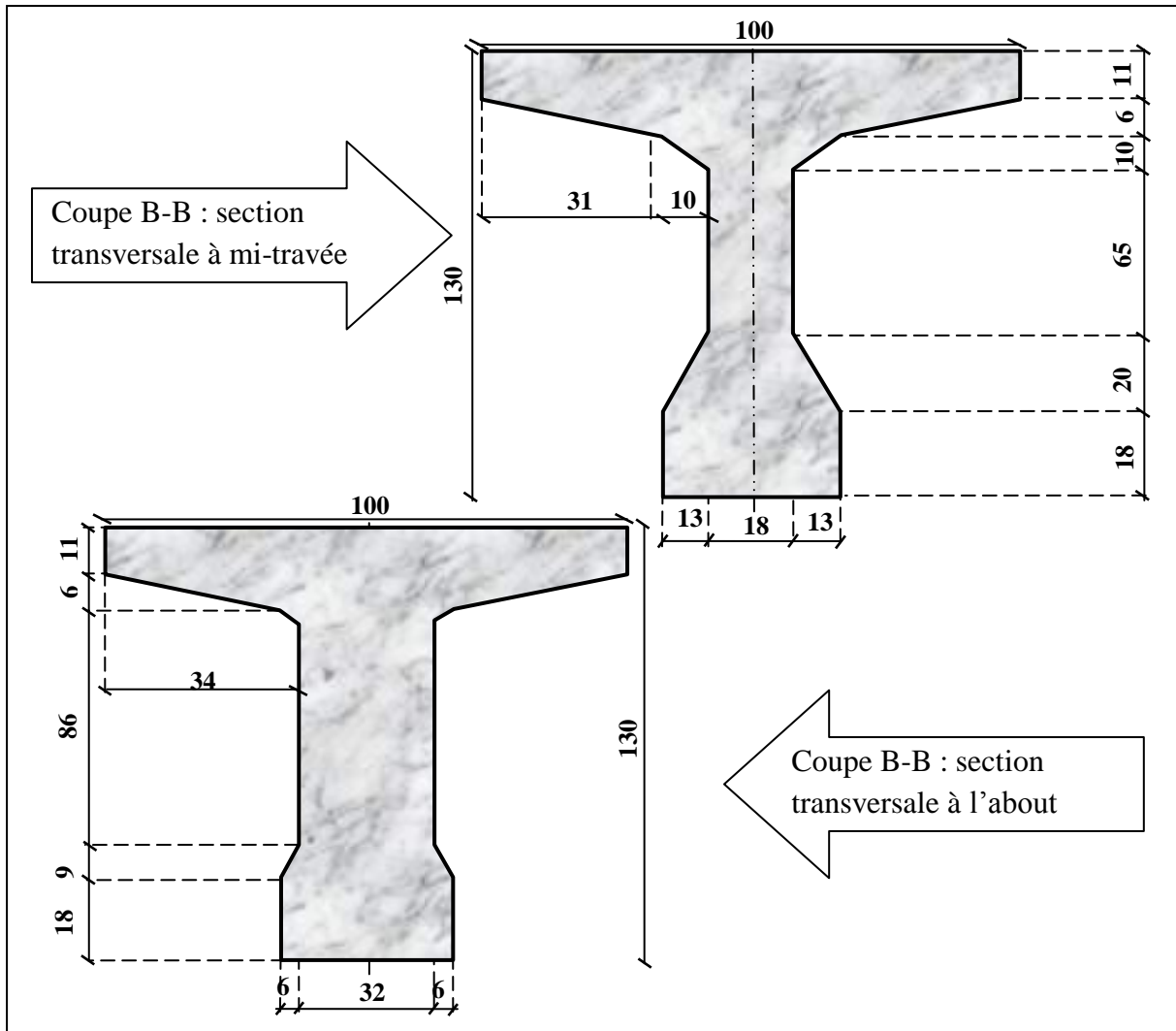


Figure 1-3 : Sections transversales de la poutre

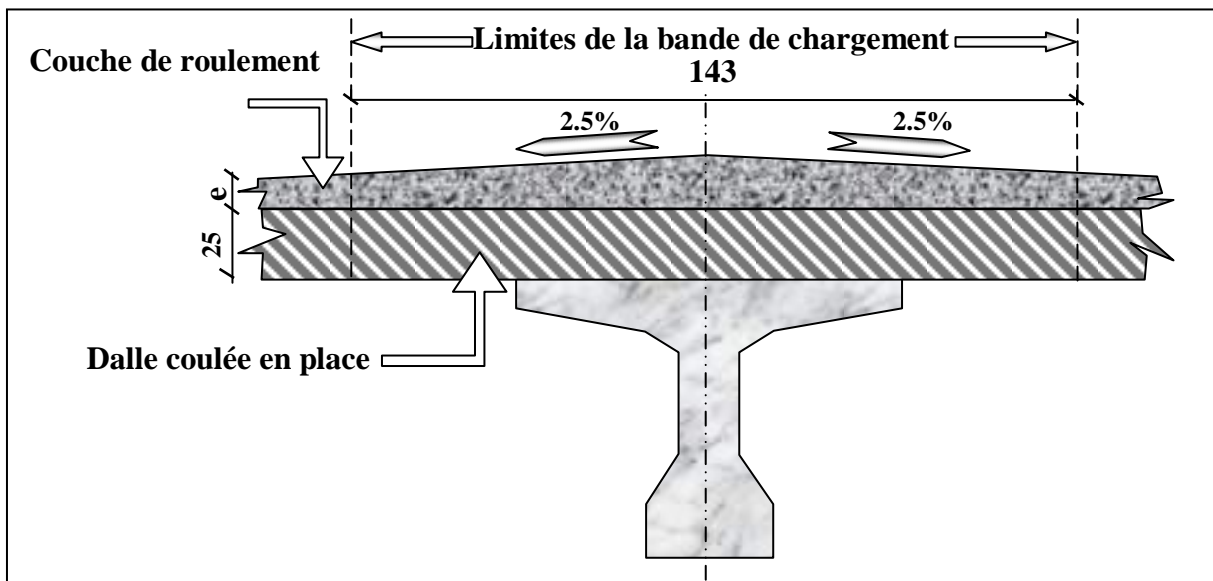


Figure 1-4 : Détail de la dalle et de la couche de roulement

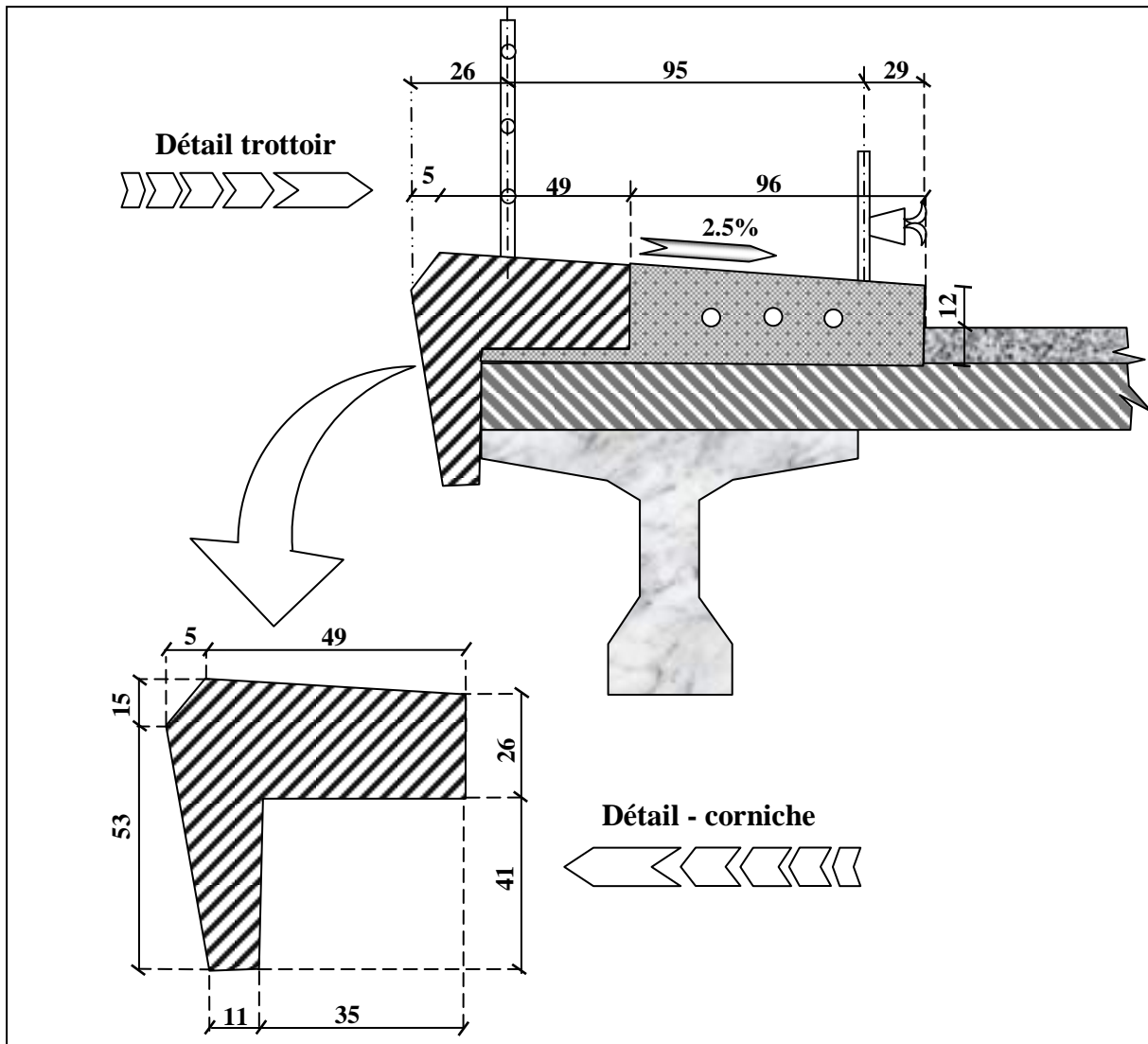


Figure 1-5: Détail du trottoir et de la corniche sur la poutre de rive

1.3. Matériaux de réalisation

1.3.1. Béton

- Résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$;
- Résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$;
- Contraintes admissibles en compression :
 - En construction : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$;
 - En service : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,5 f_{c28} = 17,5 \text{ MPa}$
- Contraintes admissibles en traction :
 - En construction : $\overline{\sigma}_{bc} = 1,5 f_{t28} = 4,05 \text{ MPa}$;
 - En service : $\overline{\sigma}_{bc} = f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$:
- Module d'élasticité instantané : $E_{bi} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 35981,73 \text{ MPa}$;
- Module d'élasticité différé : $E_{bd} = E_{bi} / 3 = 11993,91 \text{ MPa}$.

1.3.2. Aciers actifs

Les câbles utilisés sont de type 12 T 15 TBR (ALGA) de caractéristiques suivants :

- Section du câble $A_C = 1800 \text{ mm}^2$;
- Diamètre extérieur de la gaine $D = 80 \text{ mm}$;
- Module d'élasticité $E_p = 1,95 \times 10^5 \text{ MPa}$;
- Limite élastique garantie $F_{peg} = 1585 \text{ MPa}$;
- Contrainte de rupture garantie $F_{prg} = 1800 \text{ MPa}$;
- Coefficient de déviation angulaire $k = 0,011 \text{ rad/m}$;
- Coefficient de frottement en courbe $f = 0,18 / \text{rad}$ (toron nu) ;
- Coefficient de frottement en ligne $\varphi = k \cdot f = 0,002 / \text{m}$;
- Contrainte utile $\sigma_{p0} = 0,8 F_{prg} = 1426,5 \text{ MPa}$;
- Tassement d'ancrage ou retour des coins $r = 6 \text{ mm}$;
- Relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000} = 2,5 \%$;
- Mise en tension aux deux extrémités.

1.3.3. Aciers passifs

- Haute adhérence FeE 40.
- Limite d'élasticité : $F_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte de rupture : $F_r = 480 \text{ MPa}$.

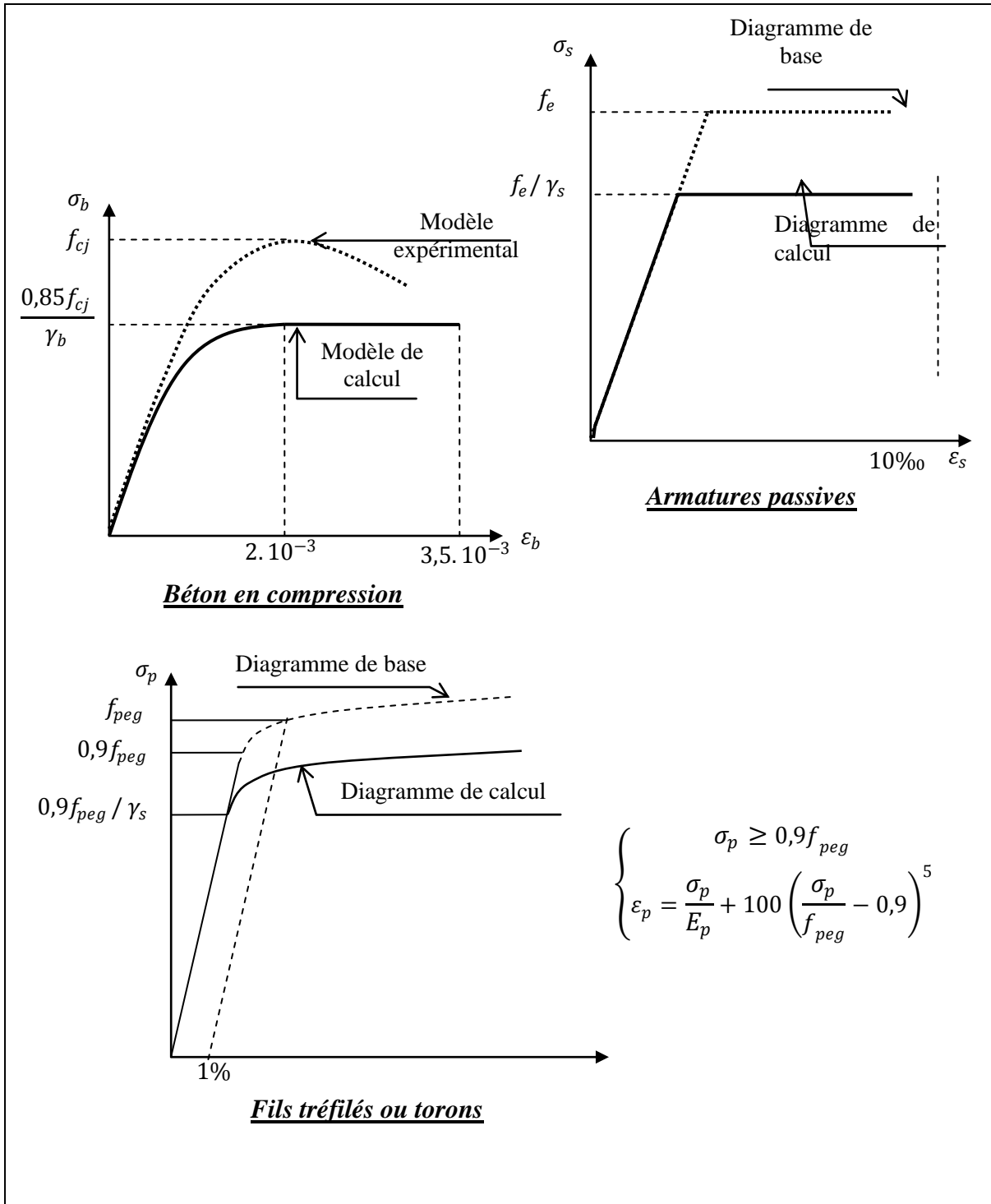


Figure 1-6 : Diagrammes déformation–contrainte des différents matériaux

CHAPITRE II

GENERALITES SUR LA PRECONTRAINTE EXTERIEURE

2.1. Historique

Lorsqu'Eugène Freyssinet a déposé ses premiers brevets qui permettaient de développer des procédés rendant possible l'application et le maintien dans le temps des efforts de compression, il s'est essentiellement intéressé à des armatures noyées dans le béton. Cependant, dès 1936, en particulier en Allemagne avec Dischinger sur le pont d'Aue, un autre moyen d'exercer ces efforts a été développé consistant à utiliser des câbles extérieurs au béton de la structure pour lui appliquer une précontrainte. Un peu plus tard, dans les années 1950, d'autres ouvrages avec câblage extérieur ont vu le jour, en France avec Coignet et le pont de Vaulx-sur-seine, Lossier et le pont de Villeneuve Saint- Georges, en Belgique avec Magnel ou en Angleterre (pont de Bournemouth et Exe). C'est à la même époque que les réservoirs de saumure, sur le site des Mines de Potasse d'Alsace, ont été ceinturés par des câbles extérieurs type Freyssinet [3], [4].

La précontrainte extérieure est attestée un développement rapide et remarquable dans le domaine de la réparation des ouvrages. Elle peut être utilisée comme une précontrainte définitive ou provisoire dans la réparation.

2.2. Les armatures actives [1], [2], [4]

Dans la pratique du béton précontraint, les aciers sont tendus en moyenne entre 100 et 150 Kg/mm², ce qui nécessite l'emploi d'aciers durs à haute résistance et à haute limite d'élasticité. Les armatures utilisées pour la précontrainte extérieure sont les mêmes que celles utilisées pour la précontrainte intérieure, mais, la précontrainte extérieure permet de mettre en œuvre des câbles de précontrainte de forte puissance unitaire (37 T 15 ou 55 T15, par exemple). Alors, on peut se satisfaire d'un nombre réduit de câbles.

Un effort de recherche international a permis de développer des modèles de calculs fiables. L'évolution de la technologie, notamment la mise au point de systèmes de protection contre la corrosion ainsi que le développement de câbles de forte puissance, favorisent l'application large de la précontrainte extérieure.

La réduction du nombre de câbles a des avantages suivants :

- ✓ Mise en place du câblage plus aisé ;
- ✓ Réduction de nombre de points singuliers (points d'ancrage et déviateurs) ;
- ✓ Moindre contrôle d'exécution et
- ✓ Diminution du coût de protection des câbles.

2.3. Le tracé de câblage [1]

Le tracé des armatures de précontrainte additionnelle peut être rectiligne ou polygonal. Un câblage rectiligne est facile à mettre en œuvre et les pertes d'effort par frottement sont localisées au voisinage des zones d'ancrage (donc très faibles). Il n'est véritablement efficace que dans le cas d'un tablier de hauteur variable puisqu'il bénéficie de l'effet d'arc dû à la

courbure de la fibre moyenne. Au contraire, il est peu efficace dans un tablier de hauteur constante lorsqu'il s'agit de renforcer la résistance en flexion à la fois sur appuis et en travée.

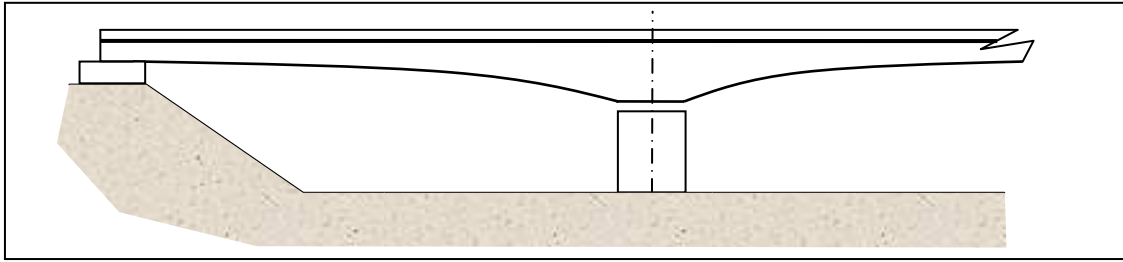


Figure 2 -1 : Câblage rectiligne

Le tracé polygonal consiste à dévier les câbles de façon à optimiser l'effet de la précontrainte tant sur le plan de la résistance en flexion que sur celui de la résistance à l'effort tranchant. Les pertes par frottement sont un peu plus grande que dans le cas d'un tracé rectiligne, tout en restant modérées, et la mise en œuvre est plus compliquée (confection de déviateurs), mais c'est la conception la plus courante car la plus efficace.

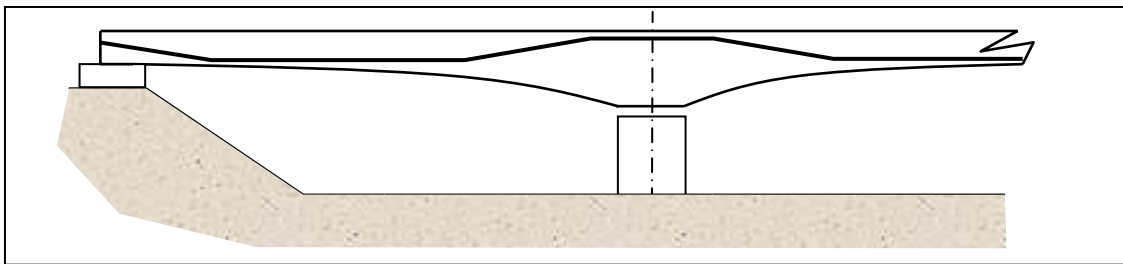


Figure 2-2 : Câblage polygonal

2.4. La protection des armatures [4]

Les armatures extérieures, par définition même, n'étant pas protégées par le béton restent sensibles aux agressions diverses. Leur pérennité ne dépend que de la qualité de la protection. Plusieurs dispositions peuvent être prises.

2.4.1. La protection par produits

2.4.1.1. Les câbles injectés au coulis de ciment [1], [4]

L'injection des câbles aux coulis de ciment est un type de protection classique des unités noyées dans le béton. Elle est aussi utilisée pour la précontrainte extérieure et reste donc intéressante pour la réparation. Les câbles étant en général de grande longueur, il est préférable d'injecter des coulis du type retardé, qui permettent d'injecter des volumes importants sans redouter un épaissement prématuré du coulis par début de prise du ciment. Il est très rare de pouvoir placer un évent au point haut du câble ; pour éviter la formation d'une poche d'air ou d'eau en partie haute, il faut injecter avec un matériel assez puissant capable d'assurer une progression régulière du coulis à une vitesse de l'ordre de 12 m/mn. Ces difficultés sont amplifiées, dans le cas de câblage extérieur, par la difficulté d'accès au

point haut, en général une zone de déviation avec présence d'un double fourreau où la mise en place d'un évent n'est pas aisée. Un autre point faible de l'injection au coulis est que le câble est alors figé et qu'il devient impossible de revenir sur la tension initiale pour ajuster l'effort, dans le temps, si le besoin s'en faisait sentir. Il faut noter que ces différentes dispositions impliquent que l'on ait vérifié que les gaines (lorsqu'elles sont en PEHD en particulier) sont bien capables de résister aux effets du défilement des câbles pendant la mise en tension et aux efforts radiaux engendrés par la courbure.

Certains coulis thixotropés, brevetés, sont parfaitement bien adaptés à ce type d'opération. Ils permettent d'assurer un bon remplissage des conduits sans risque d'emprisonnement d'air, le front d'avancement de la pâte restant bien perpendiculaire au câble. Comme dans tous les cas de précontrainte extérieure, tout défaut de remplissage est facile à repérer par sondage au marteau et à corriger par réinjection locale.

Parmi les inconvénients d'injection au coulis, on peut citer le fait qu'il n'est pas possible de procéder ultérieurement à des réajustements de l'effort de précontrainte. De plus, les opérations de démontage sont souvent difficiles, du fait de l'adhérence du câble à la structure, sauf bien sûr si un double gainage a été prévu dans toutes les zones de traversées.

2.4.1.2. Les câbles injectés avec un produit souple [1], [4]

Pour permettre les ajustements de tension au cours de la vie des ouvrages réparés, une idée déjà ancienne, largement développée sur les structures nucléaires anglo-saxonnes, a été reprise. Il s'agit de l'injection des câbles à la graisse, qui est un mélange de savon et l'huiles.

Cette technique, qui paraît séduisante, présente un certain nombre d'inconvénients. L'injection n'est possible que si la graisse a été préalablement portée à une température élevée de 80 à 100°C, température de liquéfaction. Tous les équipements, matériel de préchauffage, pompe, conduits divers, raccords doivent être prévus pour supporter une telle température. C'est une solution onéreuse. De plus, une fois refroidie, la graisse exsude de l'huile que l'on a quelques difficultés à retenir dans les conduits, des taches apparaissent. Si les structures en cours d'exploitation sont soumises à des variations de température notables, il faut prévoir des réservoirs d'expansion, près des ancrages pour assurer la libre dilatation de la graisse dont le coefficient de dilatation est très élevé. Mais, le remplissage des conduits est alors assez complet et la protection très régulière et efficace.

Une solution plus récente consiste à remplacer la graisse par de la cire. La cire est un produit pétrolier qui peut être préchauffé en usine, puis livré sur le site par camions citerne isotherme au tout dernier moment. Il présente les mêmes avantages, son intérêt est double : la température de fusion est moins élevée, de l'ordre de 50° seulement et, une fois refroidie, la cire ne tache pas et n'exsude pas de produits gras.

Les avantages de l'injection par produits souples sont essentiellement de faciliter la démontabilité des armatures. Il faut relativiser les autres avantages cités comme l'ajustement des efforts initiaux et la mobilité des armatures dans la gaine. Pour les ouvrages neufs, cette possibilité n'est que très rarement utilisée. Elle n'est vraiment intéressante que dans le cas de

renforcement d'ouvrages anciens dont on ne connaît pas très bien l'état de contrainte initial et pour lesquels un certain tâtonnement sur l'effort à introduire est parfois nécessaire. Il faut préciser que l'injection par produit souple reste plus onéreuse que par coulis de ciment. Le choix est donc très souvent économique.

2.4.2. Les armatures auto-protégées

2.4.2.1. Les armatures galvanisées [1], [4]

Les aciers galvanisés doivent subir une passe de tréfilage après galvanisation. Cette dernière passe assure un bon calibrage des torons et améliore la tenue du traitement ; elle présente également l'intérêt de restituer la valeur initiale de la limite élastique et de la charge de rupture, que la galvanisation peut faire chuter de 10 à 15%. L'épaisseur minimale de la galvanisation doit être de l'ordre de 200 microns. Elles sont sensées résistées, même laissées nues, aux différentes agressions atmosphériques et environnementales. En pratique, la mise en œuvre de ces armatures est assez délicate. La galvanisation peut être endommagée lors de la mise en place des armatures et, plus grave, des défauts de galvanisation peuvent entraîner des difficultés d'ancrage, une surépaisseur locale de zinc pouvant modifier le coefficient de frottement qui est l'élément fondamental de la tenue des ancrages. Même si les progrès du tréfilage ont permis de minimiser ces risques, c'est toujours au détriment du coût. Toutefois, la galvanisation reste très intéressante pour assurer la protection de câble pendant la construction, lorsque, pour des raisons particulières, on ne peut que tardivement procéder à la protection définitive.

Une protection plus durable peut être obtenue par la galvanisation qui consiste à remplacer la couche de zinc pur par un alliage de zinc et d'aluminium, moins sensible à l'agressivité des agents extérieurs. En outre, l'apparition récente du « toron cohérent », système breveté, permet d'assurer une excellente protection en alliant à la couche de surface un agent procurant une liaison d'adhérence avec une couche de protection en PEHD.

2.4.2.2. Les torons gainés graissés [1], [4]

Les aciers gainés ou graissés sont des torons aux caractères identiques à ceux des torons non protégés. Ils peuvent être revêtus en usine d'une gaine mince en PEHD, de 1 à 1,5 mm d'épaisseur, capable d'assurer à elle seule une bonne protection. Les gaines sont néanmoins fragiles et peuvent subir des dommages en cours de manutention. Les producteurs ont alors proposé une amélioration très intéressante de la protection en enduisant le toron en usine d'une graisse juste avant l'enrobage dans la gaine en matière plastique. Dans certains cas, la graisse est remplacée par de la cire dont l'intérêt principal est d'être consistante à froid et de ne pas fondre dans le temps. Les risques de salissures se trouvent ainsi éliminés.

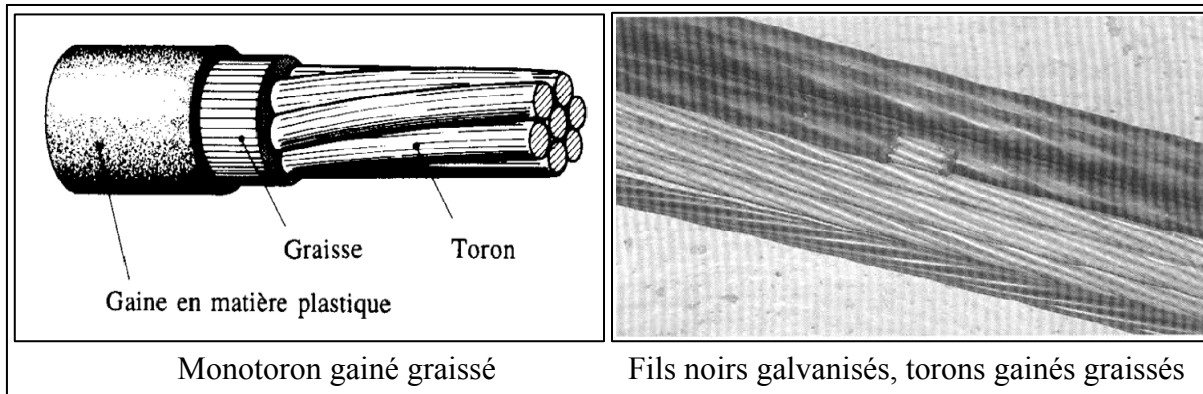


Figure 2-3 : Torons protégés

2.4.2.3. Les aciers inoxydables [1]

Les aciers inoxydables sont théoriquement auto-protégés. Il faut être très précis dans la définition des composants, car le terme inoxydable cache en réalité plusieurs degrés de protection contre la corrosion. Il n'est pas rare de constater qu'un acier (inox) présente des traces de corrosion. Il est important de bien connaître le milieu dans lequel est placée l'armature, et il faut être particulièrement attentif au taux de chlorures, certains « inox » y étant très sensibles. Le contact de ces aciers avec d'autres métaux doit être évité car les risques de corrosion galvanique ne sont pas négligeables ; des bagues isolantes peuvent assurer cette isolation. Si l'on tient compte de toutes les réserves précédentes ainsi que du surcoût, on comprend que l'emploi de ce matériau soit réservé à un petit nombre de cas. On l'utilise sous forme de tiges filetées courtes pour étriers tendus.

2.4.2.4. Les torons enduits d'une résine époxydique [1]

D'autres traitements en usine ont vu le jour ces dernières années. On peut citer les torons enduits d'une résine époxydique qui peuvent, théoriquement, être utilisés nus sans protection complémentaires. Nous pensons qu'il est prématuré d'en envisager l'utilisation dans le domaine de la réparation, la résine durcie restant un matériau fragile sensible aux chocs. Il y a aussi un matériau, particulièrement bien protégé, qui est fait d'un toron galvanisé revêtu d'une résine souple, l'ensemble étant protégé par une gaine mince de polyéthylène extrudé. Quoique d'un coût élevé, ce matériau pourrait trouver un débouché dans la réparation.

Il faut cependant souligner que les armatures protégées par un film de résine sont d'un emploi très délicat : en effet, il est difficile de préserver l'intégrité du film au cours des manutentions et de la mise en tension des armatures ; la déchirure du film crée de petites zones qui peuvent être le siège d'une corrosion accélérée.

2.4.3. Protection mixte

Les unités gainées graissées pré-injectées [1]

Un type de protection très efficace a vu le jour ces dernières années. Basée sur un procédé breveté, la technique adoptée suppose les différentes phases suivantes :

- La gaine de polyéthylène, vide, est fixée à son emplacement définitif ;
- Les torons de type gainés graissés ou cirés sont enfilés dans le conduit ;
- Le vide entre torons et gaine est injecté au coulis de ciment classique alors que les torons sont non ou très peu tendus ;
- Une fois le coulis durci, le câble est tendu, toron par toron, à la force définitive prescrite par le concepteur.

Ce principe comporte de multiples avantages. La protection des armatures est quadruple : graisse, gaine extrudée, coulis de ciment et conduit extérieur (Fig. 2-4). Les torons étant isolés les uns des autres, la mise en tension peut se faire toron par touron. Un vérin très léger, très maniable et peu encombrant est suffisant. Les réglages ultérieurs sont très faciles à réaliser sous la seule réserve que l'on ait gardé la sur-longueur de tension indispensable pour la prise du vérin. Enfin, et ce n'est pas le moindre avantage, chaque toron se trouvant isolé et protégé par son enrobage de coulis, les effets de contraintes transversales induites dans les zones courbes par les efforts de tension sont transmises par le coulis, et le risque de poinçonnement des gaines minces au contact des torons entre eux est éliminé.

Le frottement à prendre en compte dans les calculs est celui d'un toron graissé, de l'ordre de 0,05. Ainsi, par cette technique, bénéficie-t-on d'une protection excellente et d'une consommation d'acier réduite.

S'inspirant de la même idée, une autre disposition a parfois été adoptée. Elle consiste à laisser les câbles gainés graissés sans enrobage dans les parties rectilignes du tracé et à les placer dans les zones de déviation dans les gaines métalliques individuelles, pré-cintrées. La mise en tension a lieu après le durcissement d'un coulis de ciment injecté entre les gaines individuelles (Fig. 2-5).

Dans les deux cas, les torons doivent être dénudés dans la zone d'ancrage. Enfin, après la mise en tension, cette zone doit être protégée par une injection complémentaire de graisse.

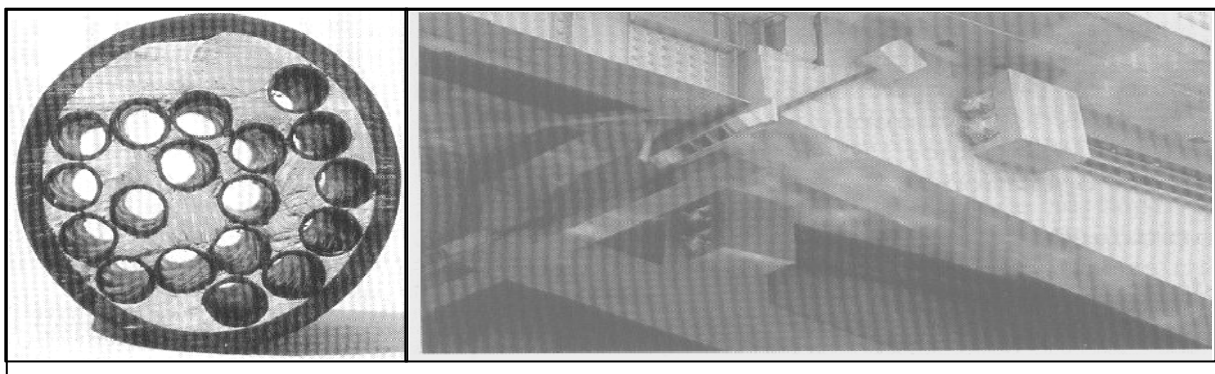


Figure 2-4 : Coupe d'un câble gainé graissé

Figure 2-5 : Câblage gainé graissé

2.4.4. La protection des ancrages, des tubes et des organes de déviation [4]

Les tubes plastiques sont utilisés sans protection particulière, les tubes en acier doivent être revêtus. Les types de protection retenus sont alors la peinture et la galvanisation. Lorsque

les organes de déviation sont métalliques, il est indispensable de leur appliquer le même type de protection. C'est aussi le cas des pièces d'ancrage dont la protection doit être complétée par la mise en place d'un capot qui isole complètement le corps d'ancrage de tout type d'agression.

2.5. Les conduits [1], [4], [5]

Les conduits utilisés en précontrainte extérieure sont différents de ceux que l'on rencontre en précontrainte intérieure. Les feuillards enroulés qui constituent le conduit des câbles intérieurs ne pourraient résister aux différentes sollicitations subies par les conduits extérieurs. Les conduits doivent à la fois ne pas être détériorés pendant leur mise en œuvre, ne sont pas agressifs vis-à-vis de l'acier des armatures et rester insensibles aux composants des matériaux de protection, résister aux pressions d'injection et parfois aux températures des conduits de protection, ne pas être altérés par les conditions climatiques, températures élevées comme températures basses, ne pas être sensibles aux ultraviolets lorsqu'ils sont, comme c'est parfois le cas, exposés à la lumière, ne pas être altérés par les contraintes élevées dans les zones de contact au niveau des déviateurs tant au moment de la mise en tension que dans le temps.

Compte tenu de ces diverses exigences deux types de conduit ont été développés :

- Des tubes en acier,
- Des tubes souples en matériau plastique en PEHD.

2.5.1. Tubes en acier

Tubes métalliques protégés contre la corrosion, tubes galvanisés, tubes peints ou enduits d'époxy. Les tubes ont une épaisseur au moins égale à $\Phi/50$ (2 mm), Φ étant le diamètre extérieur. Une très bonne solution, malheureusement plus onéreuse, consiste à utiliser des tubes types serrurerie. Facilement raccordables par vissage, ils ont été utilisés pour des injections à la graisse. Ces tubes sont livrés en longueur droite et peuvent être assemblés, soit par soudage, soit par des colliers, soit par tulipage complété éventuellement par un collage. Bien entendu, ils ne doivent pas présenter de traces de corrosion, ni à l'intérieur ni à l'extérieur.

2.5.2. Tubes souples

Tubes souples en matériaux plastique choisie parmi les séries utilisées en faible pression dans les travaux d'amenée d'eau courante. Il faut être prudent dans le choix de la nature du matériau qui doit être tout à fait neutre vis-à-vis de l'acier. Le plus couramment utilisé est le polyéthylène haute densité (désigné sous le signe PEHD), peu corrodable et résistant à la plupart des agressions chimiques. Les tubes en polyéthylène haute densité doivent être obtenus à partir de matière première de base conforme à la norme NF T54-044. Les tubes, un certain temps livrés en couronne, en particulier pour les unités de faible puissance (Φ inférieur à 50 mm), sont maintenant remplacés par des tubes rectilignes qui assurent un tracé plus régulier sans festonnement. Les tubes rectilignes sont assemblés par

thermo-soudage (soudure dite au miroir) ou par manchonnage (du type électro-soudable). Les diamètres sont codifiés en fonction des unités. Le diamètre intérieur doit au moins être égal à $1,7 A_p$, A_p représentant la section nominale de l'ensemble des armatures constituant l'unité. Les agréments des unités sont très précis sur ce point : les assemblages des conduits ne doivent, en aucun cas, constituer des points faibles.

Les diamètres extérieurs des tubes sont fonction du toron utilisé, de même que le rayon de courbure minimum.

Unités	Tubes d'acier	Tubes PEHD	R_{\min} (m)
	Diamètre extérieur (mm)	Diamètre extérieur (mm)	
7 T15	76,1	75	2,0
12 T15	80	90	2,5
19 T15	101,6	110	3,0
27 T15	114,3	125	3,5
37 T15	139,7	140	4,0

Tableau 2-1 : Les diamètres des conduits

Dans les parties singulières, les conduits peuvent être réalisés par de simples forages dans le béton. La gaine de la partie courante peut alors soit traverser le trou foré sans discontinuité, soit être interrompue au droit du forage, un tube spécial assure la fonction de conduit dans le forage. La première solution diminue le nombre de raccords et assure au mieux l'étanchéité, mais elle manque de souplesse à la mise en œuvre. La deuxième solution elle est, en général, préférée parce qu'il est plus facile de manutentionner des tubes courts (surtout à l'intérieur des ouvrages en caisson) et parce qu'elle permet de mieux résoudre le problème des déviations. En forant à un diamètre bien choisi, on peut placer à l'intérieur du trou foré un tube précintré en usine, bétonner ou injecter l'espace libre entre le trou et le tube, puis raccorder sans difficultés, parties droites et partie courbes.

Les tubes plastiques présentent, sous faible courbure, un coefficient de frottement plus faible que les tubes métalliques, de l'ordre de $f = 0,10$ au lieu de $f = 0,20$. Sous forte courbure, les efforts radiaux engendrent des contraintes importantes sur le conduit, les tubes plastiques seront alors exclus au profit de tubes métalliques.

2.6. Les ancrages et les déviateurs [1], [4]

Les ancrages de précontrainte extérieure sont de conception comparable à celle des ancrages de précontrainte courante. Il faut remarquer toutefois que leur tenue dans le temps est absolument indispensable. La tenue à long terme d'un ancrage de précontrainte extérieure est un point d'autant plus fondamental que, du fait des frottements faibles, la force ancrée est, en général, plus élevée que celle des câbles de précontrainte intérieure. Les dispositifs d'ancrage font l'objet d'agréments spéciaux qui tiennent compte notamment de l'éventuel démontage des câbles et de la protection particulière des ancrages. Chaque procédé de

précontrainte doit définir précisément les détails de mise en œuvre des ancrages de précontrainte extérieure.

Les déviateurs doivent donc, à la fois :

- Résister aux forces tant longitudinales que transversales tout en transférant les efforts à la structure ;
- Réaliser le raccordement de deux parties droites sans cassure angulaire inaccessible ;
- Permettre lorsque le projet l'exige la démontabilité des câbles.

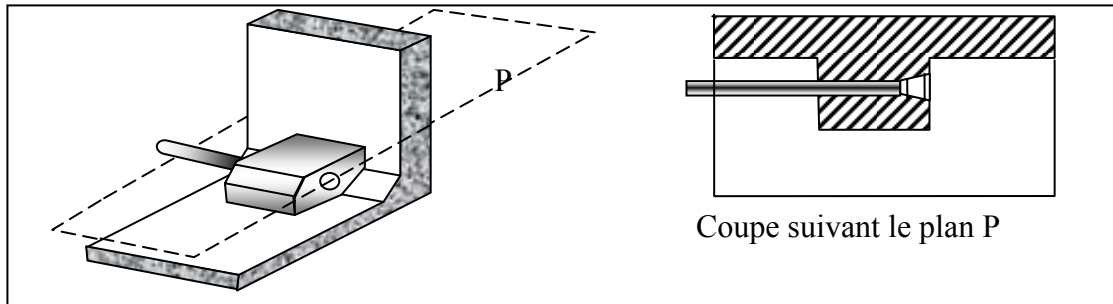


Figure 2-6 : Bossage d'ancrage (ancrage intermédiaire)

Les déviateurs sont la plupart du temps métalliques. Ils peuvent parfois être en béton. Quelque soit leur nature, ils doivent répondre aux mêmes exigences. Certaines règles doivent être respectées pour les rayons de cintrage. Le tracé théorique du câble dans la zone de déviation est un arc de cercle dont le rayon est fonction du diamètre intérieur du conduit (donc de la puissance de l'unité de précontrainte). Il est au moins égal à une certaine valeur minimale définie dans les règlements (Tab.2-1). Dans les cas courants, il est de l'ordre de 2 et 4 mètres.

Dans le cas d'un tracé polygonal, des dispositifs spéciaux doivent être placés aux points de déviations (Fig. 2-7). La géométrie et le positionnement des déviateurs définissent le tracé et doivent transmettre les efforts exercés par le câble dans la zone de déviation. Une implantation parfaite n'est pas facilement réalisable, aussi faut-il que les dispositifs de déviation permettent de reprendre les imperfections de positionnement et d'alignement, avec bien sûr certaines limites de tolérance pour éviter tout point anguleux (Fig. 2-8).

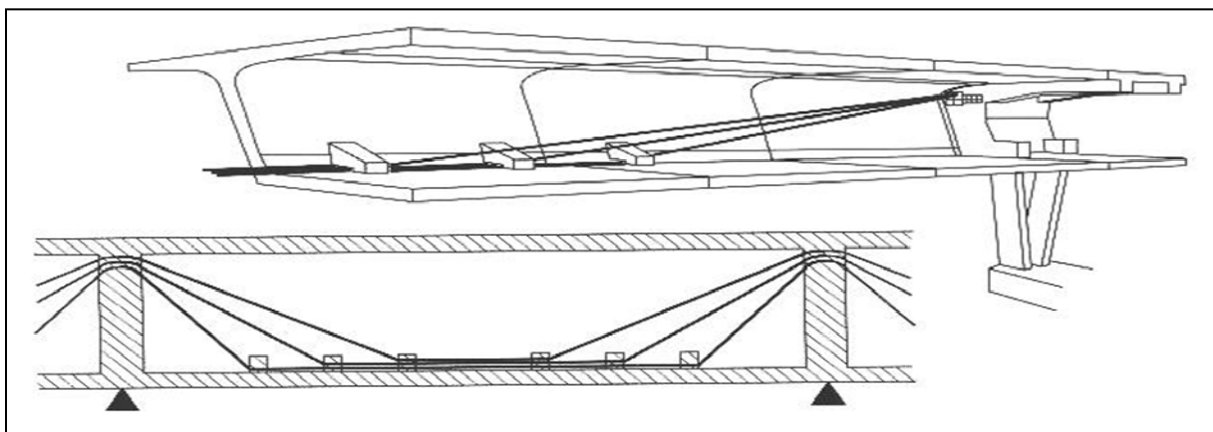


Figure 2-7 : Déviation échelonnée des câbles

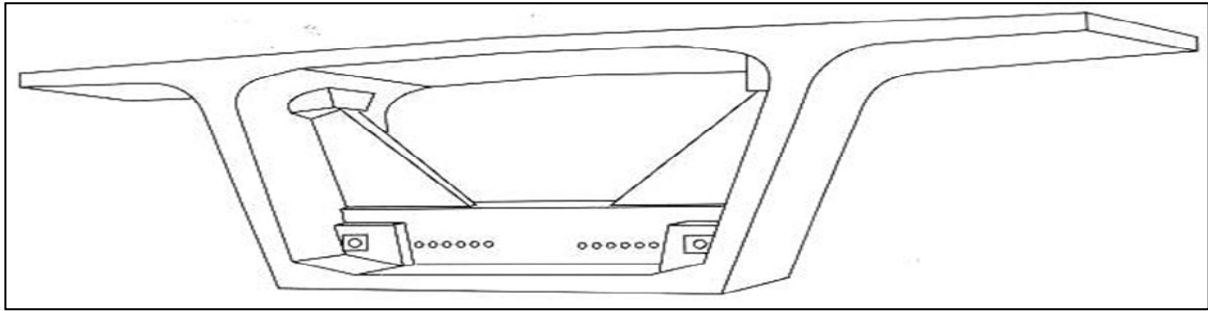


Figure 2-8 : Entretoise déviatrice

Pour simplifier la préfabrication des déviateurs, il est possible de placer le conduit à l'extérieur de la pièce préfabriquée. La surface d'appui est réalisée sous la forme d'une gorge, soit en donnant au coffrage la forme adéquate, soit en incorporant une demi-coquille métallique (Fig. 2-9).

Il est toujours très difficile d'éviter les angles vifs aux sorties des déviateurs du fait de l'imprécision des alignements au débouché des conduits. Ce phénomène est atténué si, dans le cas d'un double tubage normalement prévu pour la démontabilité de l'armature, le diamètre du tube extérieur est d'un centimètre supérieur à celui du tube de l'armature et si son rayon de courbure est, quant à lui, un peu inférieur. Une solution plus radicale, mais plus onéreuse, permet d'écarter tout risque : elle consiste à évaser les extrémités du tube extérieur en lui donnant la forme d'un diabololo (Fig. 2-10).

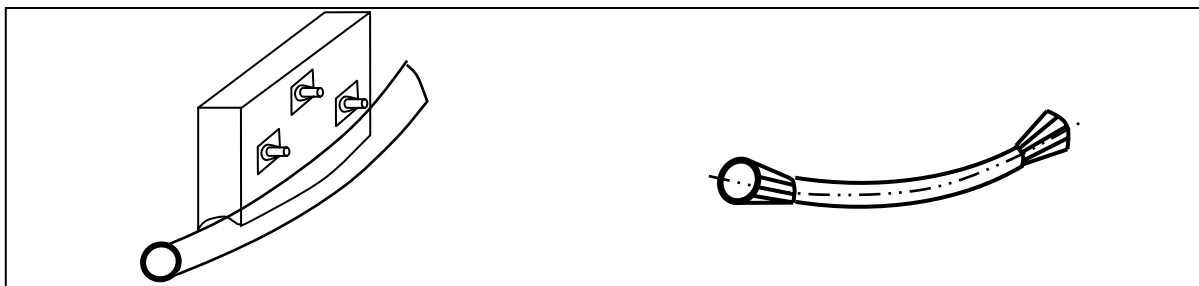


Figure 2-9 : Déviateur avec une gorge

Figure 2-10 : Déviateur « diabololo »

2.7. Réparation des ouvrages existants

2.7.1. Réparation des fissures de diffusion [1]

Un certain nombre d'ouvrages présentent des fissures au voisinage des ancrages de câbles de précontrainte, dans la zone de diffusion de l'effort appliqué. Ce cas se rencontre principalement dans des âmes ou des hourdis trop minces et insuffisamment armés de ponts dotés d'un câblage traditionnel. Les fissures sont, en général, traversantes mais très fines. Elles ne présentent aucun danger sur le plan structural et, si l'on a des craintes vis-à-vis de la corrosion, il suffit de les traiter par un simple colmatage de surface ou, mieux, de les injecter à la résine lorsque c'est possible.

Elles peuvent parfois être plus ouvertes et vivantes (Fig. 2-11). Elles doivent alors être traitées à l'aide d'étriers actifs. Lorsque, dans une même section, l'âme et le hourdis sont fissurés, des étriers en forme de U peuvent assurer le renforcement (Fig. 2-11). Si la perte de précontrainte par frottement au niveau de la courbure du U est trop importante, les branches verticales et horizontales, tout en prenant appui sur un même bloc, peuvent être ancrées indépendamment.

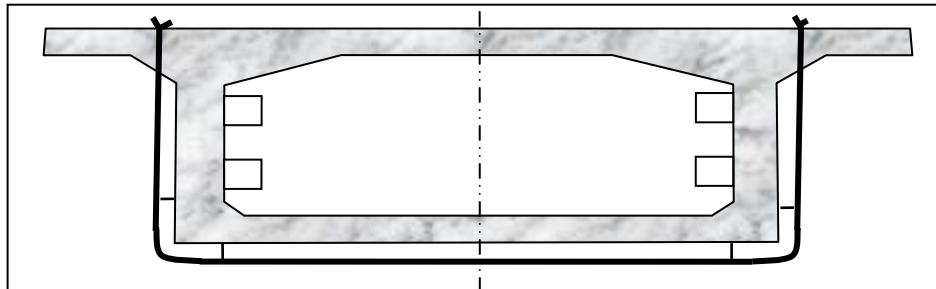


Figure 2-11 : Renforcement du hourdis

2.7.2. Réparation des fissures d'entraînement [1]

Il s'agit de fissures qui apparaissent à l'arrière d'ancrages de câbles dans les éléments minces (hourdis) insuffisamment ferrillés pour contrôler la fissuration. Le traitement peut être soit de type passif par collage d'armatures de renfort, soit de type actif par un renforcement par précontrainte longitudinale.

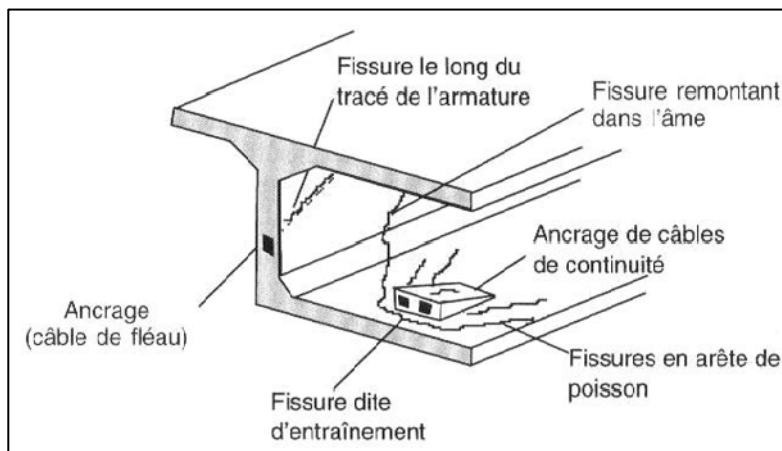


Figure 2-12 : Fissurations de diffusion et d'entraînement

2.7.3. Désordres dus à la poussée au vide des armatures [1]

Les poussées aux vides dues à la courbure des câbles de précontrainte peuvent donner lieu à des désordres d'importance variable.

2.7.3.1. Cas où seul le hourdis est concerné

Une précontrainte additionnelle transversale peut être suffisante. Cette précontrainte enserre le hourdis. Elle est simple à mettre en œuvre, mais elle présente l'inconvénient

d'empiéter sur le gabarit initialement dégagé (Fig. 2-13). Elle peut être combinée avec des étriers actifs.

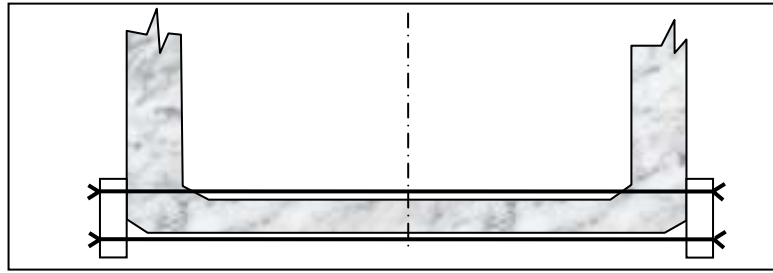


Figure 2-13 : précontrainte transversale

Une solution plus lourde consiste à suspendre le hourdis à la structure. L'accrochage est toujours difficile à réaliser, car le réglage de la tension des suspentes du fait de leur interaction ne peut se faire que progressivement (Fig. 2-14).

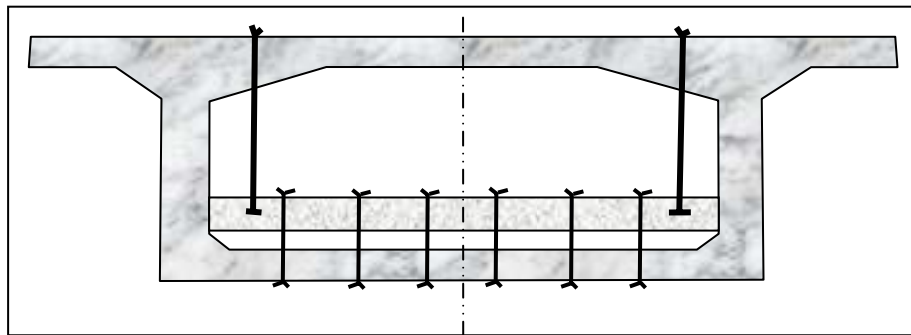


Figure 2-14 : Suspension du hourdis

Dans certains cas, il suffit de liasonner le hourdis à des nervures transversales, rapportées et bétonnées au-dessus de lui (Fig. 2-15).

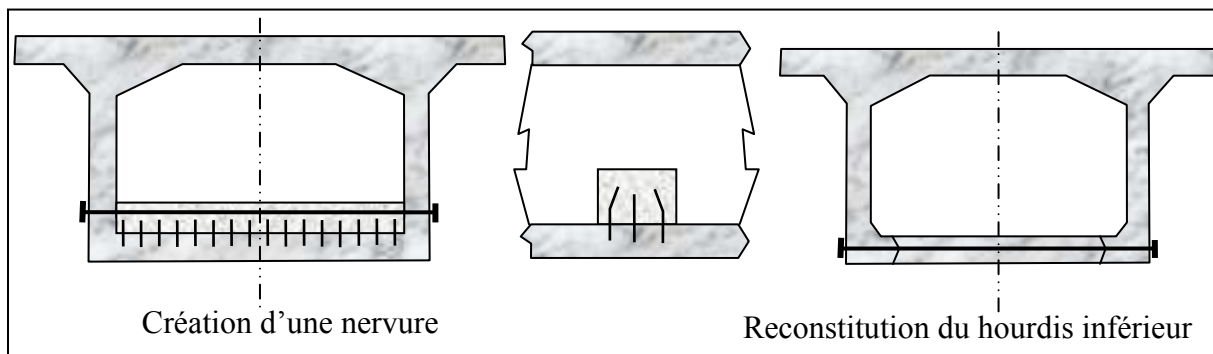


Figure 2-15 : Renforcement du hourdis

Une solution extrême a parfois été nécessaire. Elle a consisté à démolir le hourdis, sans le remplacer si la structure peut supporter les efforts malgré sa suppression. Dans le cas contraire, on le reconstruit et on le liasonne à la structure par précontrainte transversale.

2.7.3.2. Cas où les âmes et le hourdis sont fissurés

Deux solutions sont possibles :

- Un renforcement par précontrainte verticale et transversale (Fig. 2-16) ;
- Des renforts locaux, tels que des goussets solidarités par étriers passifs, eux-mêmes associés ou non à une précontrainte complémentaire (Fig. 2-17).

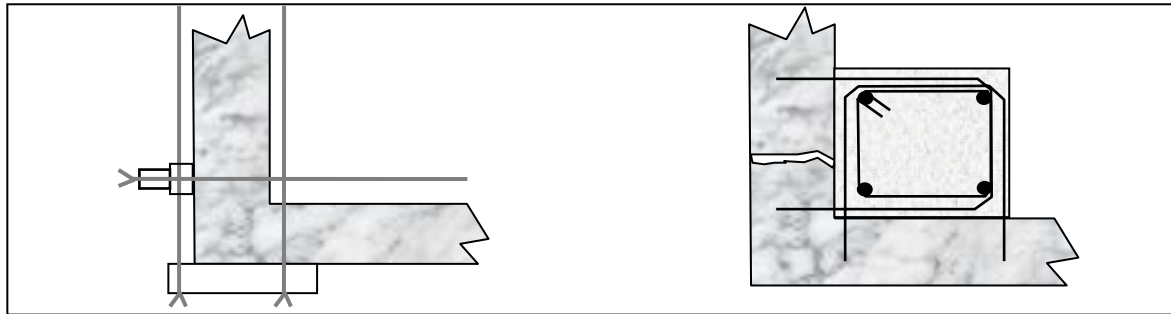


Figure 2-16 : Précontrainte verticale et horizontale **Figure 2-17** : Gousset de renfort

2.7.4. Réparation des appareils d'appui [1]

Les appareils d'appui les plus courants transmettent des charges, généralement verticales, normale à leur interface avec la structure sans autres déplacement relatif suivant cette direction que celui qui résulte de leur déformation propre sous l'effet des forces transmises. La valeur de ces déplacements reste le plus souvent inférieure à quelques millimètres et rarement significative sous la variation des charges d'exploitation.

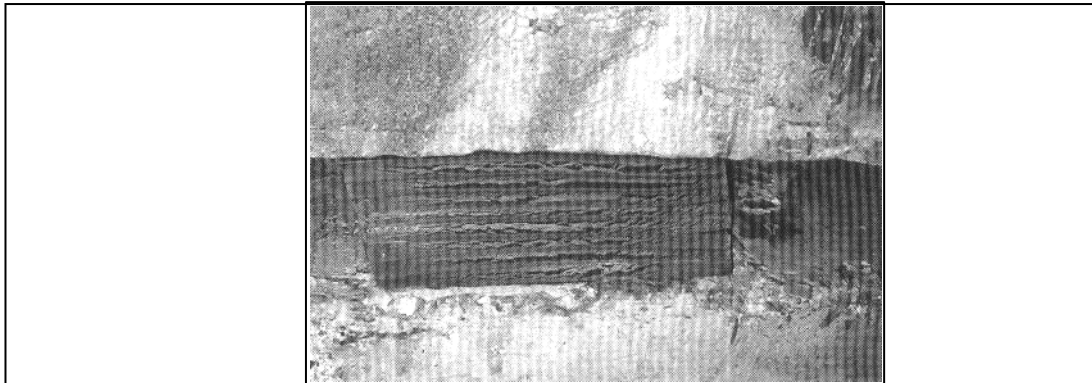


Figure 2-18 : Craquelures de surface dues à l'attaque de l'ozone (photo SETRA)

Lorsque la structure n'est pas été étudiée pour permettre le soulèvement du ou des tabliers, il est possible soit d'utiliser des vérins de faible encombrement (vérin plats, vérins à coin), soit de créer des zones d'appui accessibles.

Pour ce dernier cas, la méthode la plus simple consiste à clouer des corbeaux préfabriqués sur la structure existante à l'aide de barres précontraintes. Le corps du vérin hydraulique peut même parfois être intégré au corbeau préfabriqué afin d'en réduire l'encombrement.

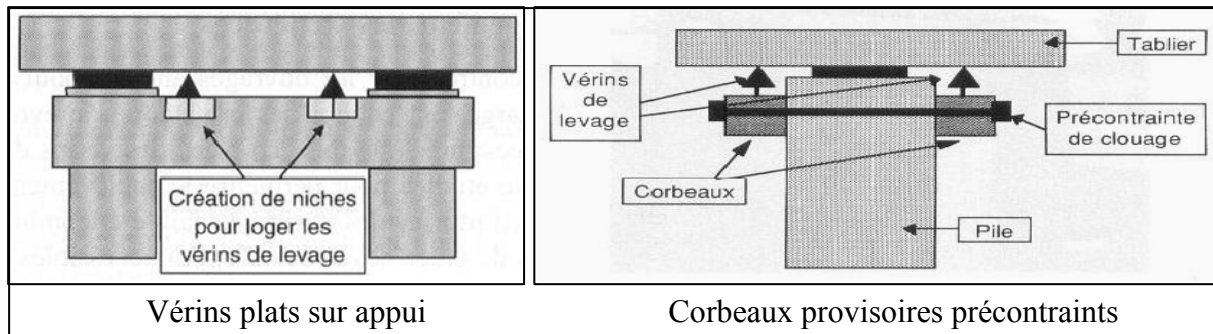


Figure 2-19 : Principe de levage

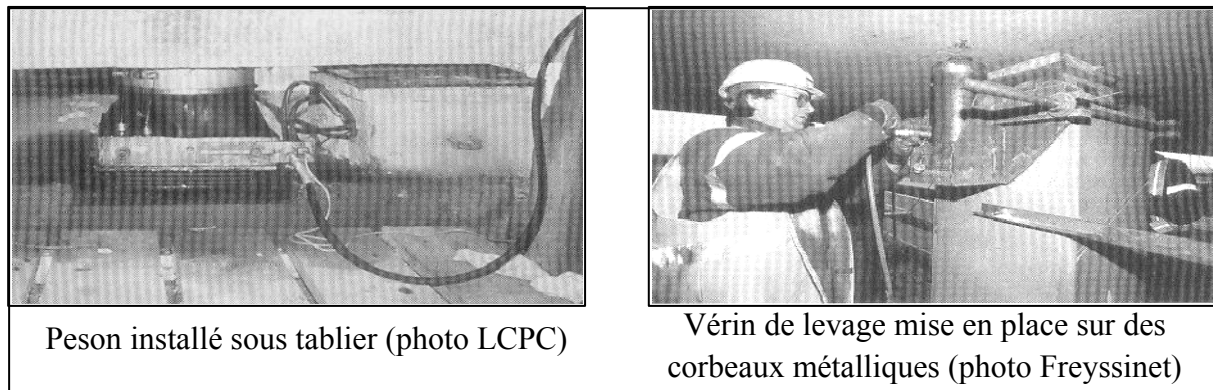


Figure 2-20 : mise en place des vérins de levage

Lorsque le principe du remplacement d'un ou plusieurs appareils d'appui s'avère justifié, il est nécessaire de vérifier les conditions de vérinage admissibles par l'ouvrage (hauteur de soulèvement maximale, emplacement des vérins, hauteur disponible, frettage, etc.) et définir les modalités du soulèvement.

Pour faire le calcul de la force de précontrainte nécessaire pour le serrage des barres, il faut vérifier la condition de non glissement, où la force de glissement est la moitié de la force de levage (deux bords symétriques). La force de serrage permet de déterminer la section de contact entre les bords et la pile. Aussi pour déterminer la force de levage, il faut que le déplacement de soulèvement ne dépasse le déplacement maximal qui provoque la rupture du tablier par flexion ou par cisaillement.

2.7.5. Réparation des appuis [1]

Il arrive que les appuis d'un ouvrage, culées ou piles présentent des désordres importants et que pour être réparés, ils doivent être déchargés le temps de leur réfection. Il n'est pas toujours possible, pour des raisons qui peuvent être autant économiques que techniques, de soulager les appuis en construisant tout à côté des étalements provisoires. Une précontrainte additionnelle provisoire peut apporter la solution. Le rôle de cette précontrainte est de reprendre en console la totalité de la charge. L'appui peut être entièrement libéré, reconstruit ou renforcé, puis remis en charge en fin de travaux par simple détension des armatures. Cette solution très élégante est économique, simple et rapide. La figure 2-21 illustre un cas d'application. On y voit, en particulier, la pile-culée à restaurer et les tirants précontraints extérieurs. Ces derniers sont disposés comme le seraient des haubans ; ils

prennent appui dans leur partie centrale sur une pile provisoire et chaque extrémité est ancrée sur une poutre transversale solidarifiée elle-même à la structure par une précontrainte courte.



Figure 2-21 : Réparation d'une pile

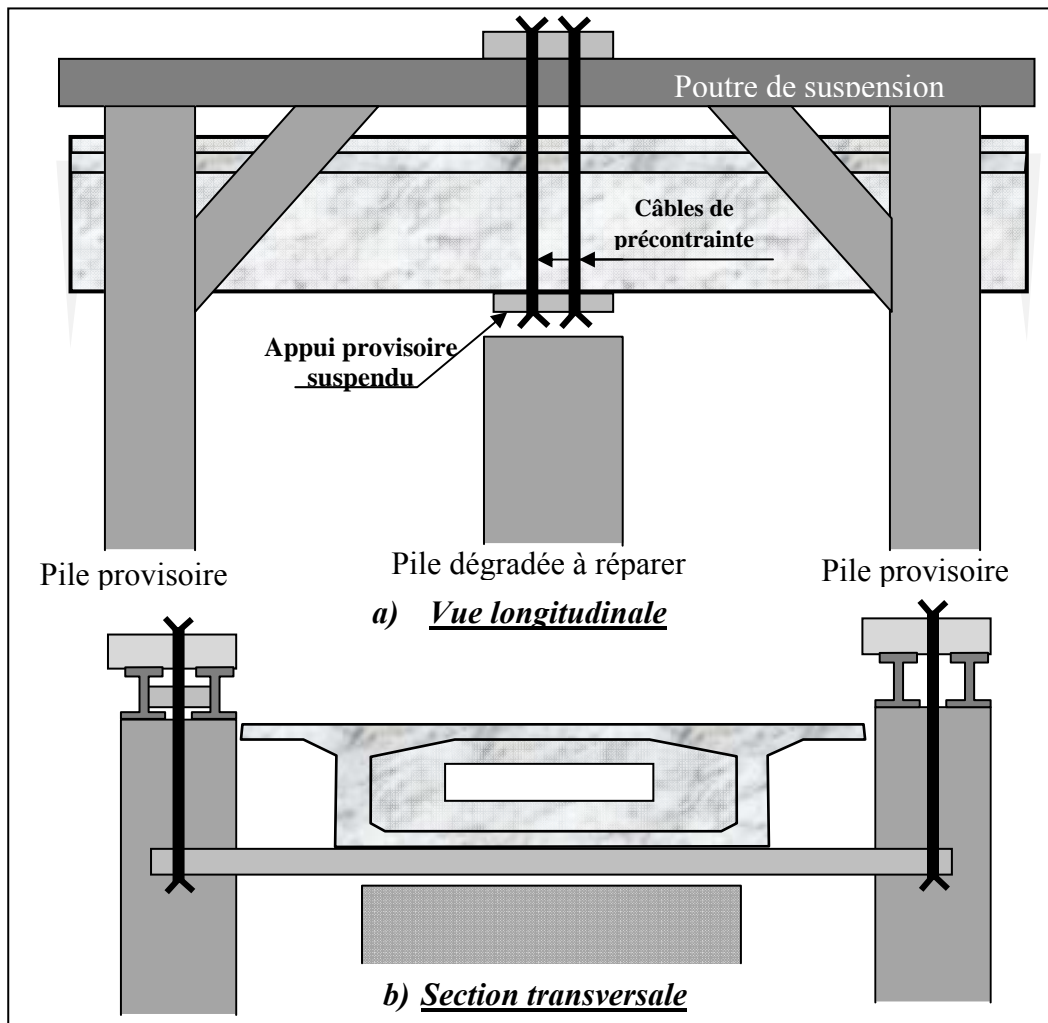


Figure 2-22 : Réparation d'une pile dégradée

2.8. Renforcement des ouvrages existants

La précontrainte additionnelle peut être employée pour traiter (renforcer et/ ou réparer) une grande variété d'ouvrages (ponts, barrages, réservoirs ou bâtiments) en béton armé ou en béton précontraint (domaine d'emploi le plus courant), mais elle a déjà été appliquée à des structures en maçonnerie, en bois ou même en acier.

Le renforcement des ouvrages existants a pour objectif :

- ☛ Augmenter la capacité portante d'un ouvrage en flexion et en cisaillement;
- ☛ Modifier le schéma statique d'un pont pour des nouvelles surcharges ;
- ☛ Prolonger la durée d'exploitation de l'ouvrage ;
- ☛ Elargir d'un pont pour augmenter le nombre de voies de circulation ;
- ☛ Supprimer d'un appui intermédiaire d'un passage supérieur autoroutier pour créer une voie supplémentaire et
- ☛ Diminuer le coût de la démolition et de la reconstruction [1].

2.8.1. Renforcement des ouvrages en flexion

La plupart des renforcements de ponts visent à augmenter leur résistance en flexion. Les solutions apportées à ce problème ont largement influencé la conception du câblage des ouvrages neufs.

2.8.1.1. Les dispositifs d'ancrage des câbles [1]

L'ancrage des câbles se fait soit directement sur la structure existante, soit sur des éléments rapportés.

Dans le premier cas, l'effort est appliqué aux entretoises situées aux extrémités de l'ouvrage ou à des entretoises intermédiaires existantes (Fig. 2-23). Ces deux solutions sont les plus simples lorsqu'elles sont possibles, mais elles impliquent que les entretoises concernées soient suffisamment résistantes et armées et que l'espace disponible derrière elles soit suffisant pour permettre l'installation et la mise en tension des câbles additionnels. Cette dernière condition est assez rarement remplie à l'extrémité des tabliers : il est alors nécessaire de créer une chambre spéciale, entraînant une restriction du trafic. Un renforcement local minimal est presque toujours obligatoire pour assurer une bonne répartition des efforts.

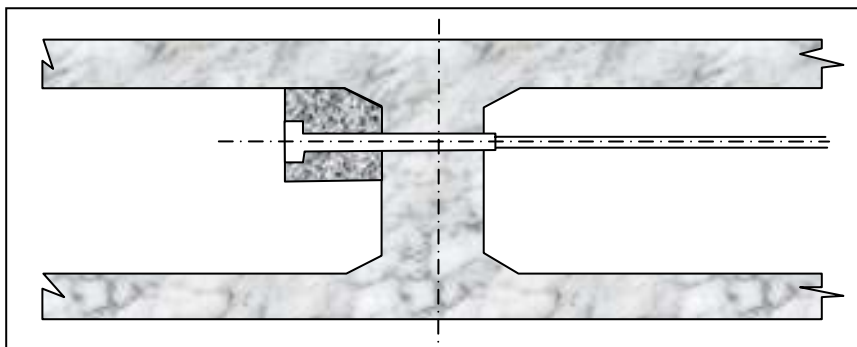


Figure 2-23: Appui d'ancrage sur une entretoise existante

Dans le second cas, l'élément rapporté peut être placé en extrémité de l'ouvrage (Fig.2-24). Cela concerne principalement les structures à renforcer sur toute leur longueur et dont les extrémités sont trop faibles pour reprendre directement les efforts d'ancrage de la précontrainte additionnelle ; cette dernière doit alors être répartie sur l'ensemble de l'about de l'ouvrage en créant une plus grande surface de répartition par l'intermédiaire d'une poutre. Cette poutre peut être métallique, en béton armé, parfois même en béton précontraint. Notons que cette solution présente les mêmes difficultés que celle précédemment évoquées lorsqu'il n'existe pas de chambre de visite en extrémité d'ouvrage. Il faut alors démolir partiellement la chaussée et travailler dans une zone difficile à protéger puisqu'il s'agit de la zone de transition entre la chaussée et l'ouvrage. En revanche, le fait de bien répartir les efforts en extrémité assure une bonne transmission des contraintes et évite bien des effets secondaires parasites. C'est pour cette raison que l'on est amené parfois à privilégier cette solution par rapport à d'autre qui semblent, a priori, plus économique.

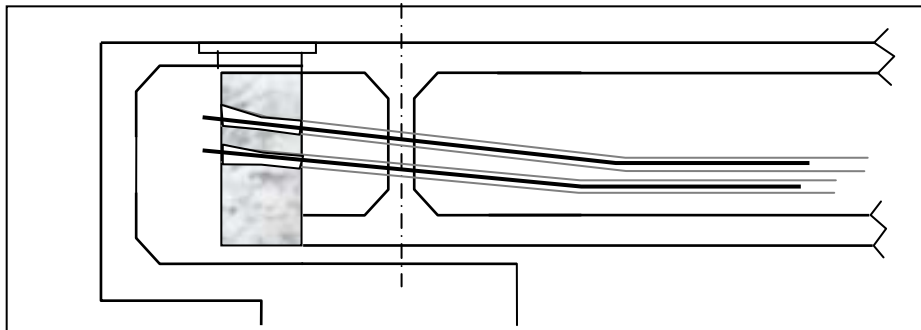


Figure 2-24 : Poutre rapportée en extrémité d'ouvrage

Mais il n'est pas toujours nécessaire de prolonger l'armature de renfort jusqu'à l'extrémité de l'ouvrage ; en effet, toutes les travées d'un tablier continu ne sont pas forcément défaillantes, parfois même une partie d'entre elles ne supporteraient pas l'introduction de nouvelles contraintes. Les armatures de renfort doivent alors être ancrées en partie courante et n'intéresser qu'une partie bien définie de la structure. Cette solution amène à créer des pièces spéciales.

Plusieurs conceptions sont possibles selon la nature du problème à traiter :

- Les pièces ajoutées s'appuient sur une entretoise intermédiaire ;
- Les pièces ajoutées, appelées « bossages » sont solidarisiées aux âmes de la structure et
- Les pièces apportées sont elles-mêmes de véritables entretoises nouvelles.

Dans le premier cas, les entretoises existantes ont en général une épaisseur assez faible. Le ferrailage qui les lie aux âmes d'un caisson, par exemple, est lui-même peu dense. Le renforcement de l'entretoise comprend un épaississement du béton pour mieux répartir l'effort et un ferrailage complémentaire (Fig. 2-25) associé éventuellement à une précontrainte transversale locale (Fig. 2-26).

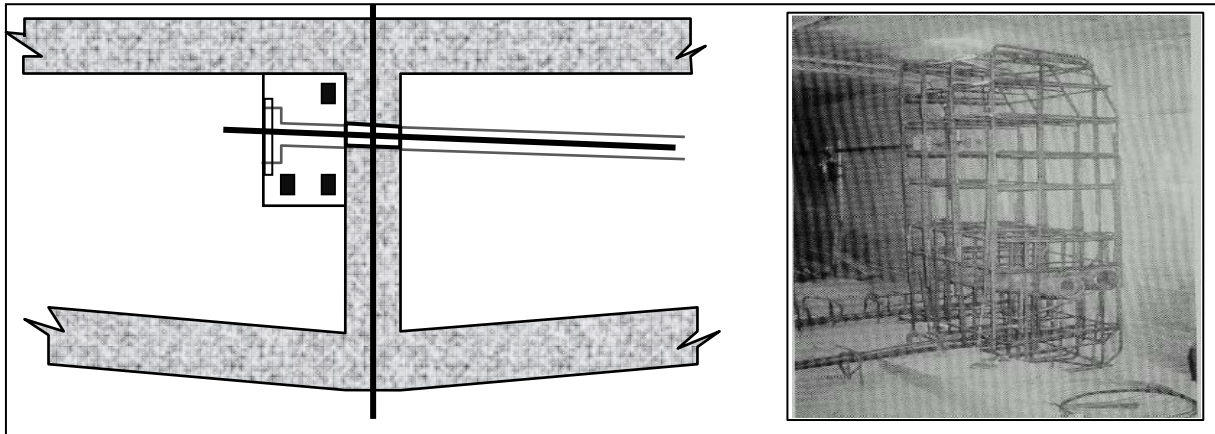


Figure 2-25 : Appui sur entretoise renforcée **Figure 2-26 :** Ferrailage complémentaire

Dans les ouvrages dépourvus d'entretoises intermédiaires ou dans les extrémités ne sont pas accessibles, et qui nécessitent un renforcement sur toute leur longueur, les ancrages sont placés dans des pièces spéciales solidarisiées à la structure (aux âmes d'un caisson, par clouage, Fig.2-27). Ces pièces, couramment appelées « bossages », sont en béton ou, plus rarement, métalliques ; dans le premier cas, elles peuvent être coulées en place ou préfabriquées. Lorsque l'effort de précontrainte est modéré, on peut assurer le clouage par de simples aciers de couture de béton armé ; mais lorsque l'effort en question est trop fort, le clouage nécessite une précontrainte transversale (Fig. 2-28).

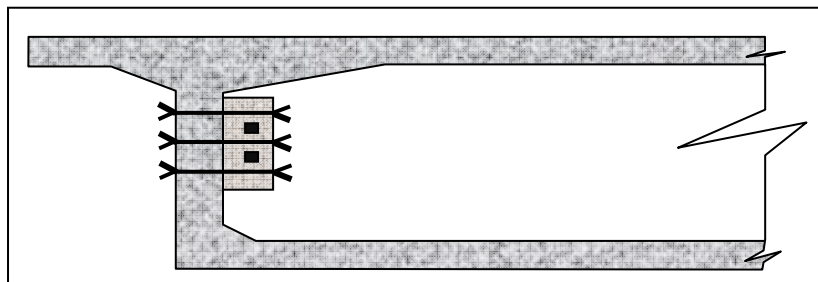


Figure 2-27 : Bossage cloué sur une âme (coupe verticale)

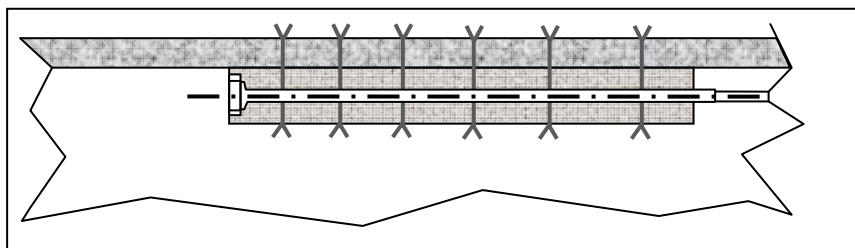


Figure 2-28 : Bossage cloué sur une âme (coupe horizontale)

Dans tous les cas, l'effort de précontrainte se trouve excentré par rapport à l'élément de structure qui le reçoit. Le calcul doit analyser avec précision l'effet de cet excentrement, en particulier dans les cas de clouage sur des âmes minces. Chaque fois que cela est possible, le bossage sera placé à proximité des goussets.

Lorsque les entretoises existantes ne peuvent pas être renforcées ou lorsque de simples bossages seraient insuffisants pour transmettre des efforts trop importants, il est nécessaire de confectionner de nouvelles entretoises, suffisamment massives sur toute la largeur de la poutre porteuse (caisson) afin de permettre l'ancrage de plusieurs câbles de forte puissance.

Le clouage de tels massifs se fait essentiellement par précontrainte transversale. Mais étant donné que le volume de ces massifs est important, les effets du retrait et du fluage sont eux-mêmes importants, et des précautions spéciales doivent être prises pour éviter une fissuration gênante.

La solution consiste à concevoir ces massifs sous la forme de tirants-butons ; la figure 2-29 montre une disposition classique basée sur l'emploi de vérins plats permettant de compenser les effets de retrait, de raccourcissement élastique et du fluage ultérieur sans risque pour les âmes. Parfois, il suffit de bétonner l'élément rapporté en plusieurs phases pour réduire l'effet du retrait seul.

Etant donné l'importance des efforts en jeu, il peut être utile, dans certains cas, de recourir au calcul par éléments finis.

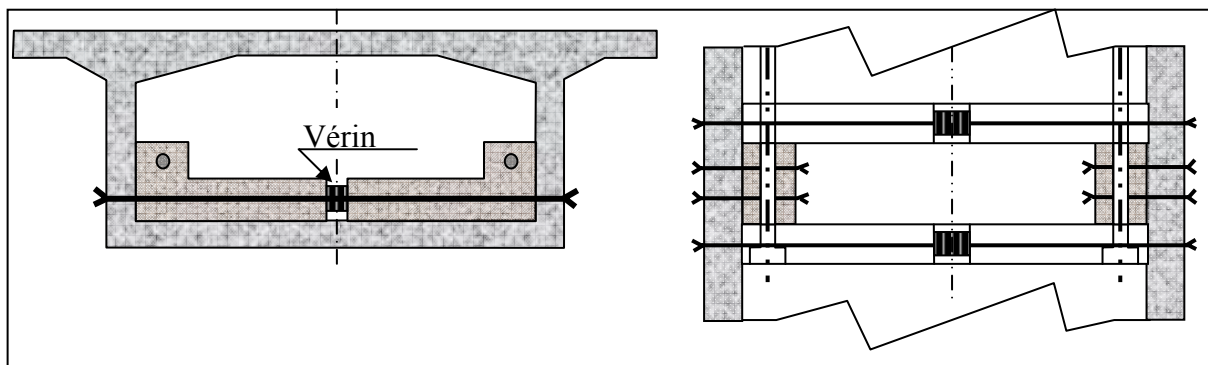


Figure 2-29 : Compensation des déformations par vérins plats d'un butons rapporté

2.8.1.2. Les dispositifs de déviation des câbles [1]

Les déviateurs sont des éléments qui permettent de changer l'orientation du tracé de l'armature. Ils transmettent à la structure la composante des efforts résultant de la déviation. Dans la plupart des cas, cette composante est d'assez faible intensité ; on peut dévier les armatures en s'appuyant sur des entretoises existantes ou sur des entretoises à créer, ou encore sur des bossages rapportés.

Pour dévier un câble dans une entretoise existante (Fig. 2-30) on scelle un tube cintré (métallique ou en matériau synthétique) dans un trou foré dans l'entretoise.

Lorsqu'il est nécessaire de dévier l'armature en dehors des zones où l'on trouve des entretoises et lorsque les efforts à reprendre sont importants, il peut être intéressant de placer le déviateur dans une entretoise rapportée coulée en place. Si les dimensions de cette dernière sont assez grandes, l'effort peut être bien réparti et l'on peut, alors, se contenter de liaisons par armatures scellées.

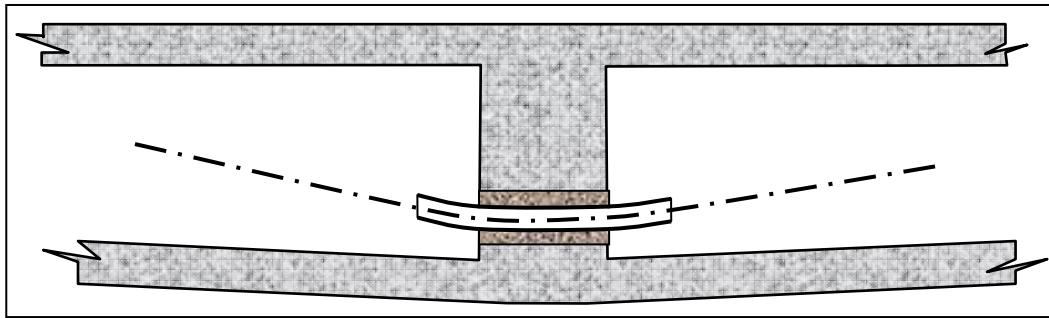


Figure 2-30 : Déviateur dans une entretoise existante

Les bossages qui servent de déviateurs sont des pièces rapportées en béton armé (Fig. 2-31) ou métallique. Ils sont cloués par précontrainte sur la structure existante lorsqu'ils sont préfabriqués en béton ou en acier. Ce peut être aussi le cas lorsqu'ils sont coulés en place mais, lorsque les efforts de déviation sont faibles, ils peuvent être simplement liés à l'ouvrage par des barres scellées de type armatures pour béton armé.

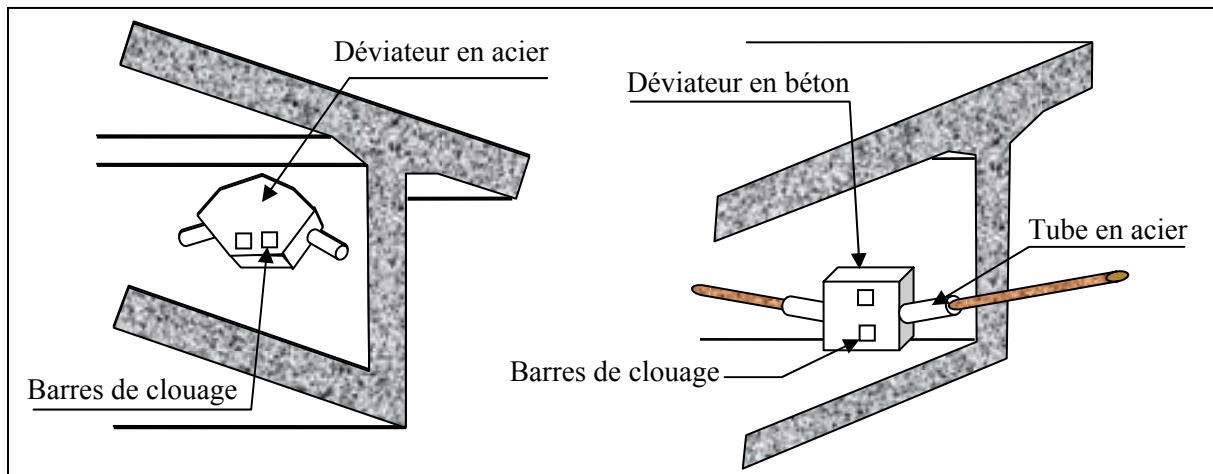


Figure 2-31 : Déviateur rapporté

2.8.2. Renforcement des ouvrages au cisaillement [1]

Comme il l'a déjà été dit, un câblage au tracé polygonal permet souvent de traiter simultanément les insuffisances de résistance à la flexion et à l'effort tranchant d'un tablier de pont : le projeteur dispose même d'une certaine liberté dans le choix de l'inclinaison des câbles au voisinage des appuis intermédiaires et peut jouer sur les divers points de déviation (tous les câbles ne sont pas nécessairement déviés dans les mêmes sections) pour ajuster au mieux leur tracé aux besoins de renforcement.

Dans la plupart des cas, les angles de déviation sont de l'ordre de 10° à 15° , ce qui est suffisant pour la reprise de l'effort tranchant.

Lorsque le problème de résistance à l'effort tranchant est le problème majeur, ou si l'inclinaison de câbles de précontrainte additionnelle n'est pas suffisante pour le traiter, on recourt à l'emploi d'étriers actifs. Ces étriers sont en général verticaux. De faible puissance (quelques tonnes seulement), ils sont constitués de fils, de barres ou de monotorons.

Deux dispositions type peuvent être adoptées :

- Les étriers sont placés dans un forage à l'intérieure de l'âme et sur toute sa hauteur (Fig. 2-32) ;
- Les étriers sont composés d'une ou deux armatures placées à l'extérieur le long de l'âme et s'appuient sur les hourdis inférieur et supérieur ou en sous-face s'il s'agit de poutres (Fig. 2-33).

L'avantage de la première solution est de ne pas créer de flexion parasite dans la partie traversée, mais elle n'est réalisable que lorsque l'âme n'est pas encombrée par des armatures longitudinales. Elle demande aussi une bonne précision de mise en œuvre.

La deuxième solution, à adopter lorsque la précédente ne peut l'être, crée des moments parasites parfois gênants, en particulier dans le cas où les unités de renfort sont toutes situées du même côté de la pièce sollicitée.

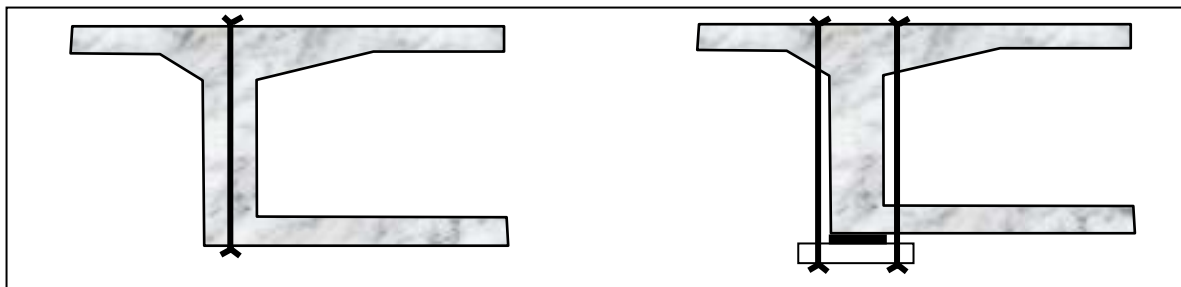


Figure 2-32: étrier placé dans un forage

Figure 2-33 : étriers extérieurs

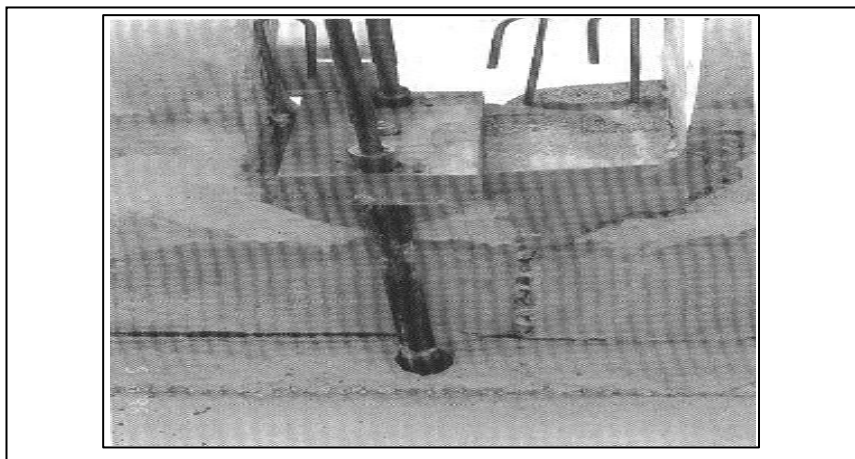


Figure 2-34 : Précontrainte transversale verticale additionnelle extérieure (viaduc de Pré-Claou dans le Var)

En tout état de cause, le renforcement par étriers actifs est une opération délicate, qui exige une analyse fine des contraintes.

Les défauts de résistance de certains ponts vis-à-vis de l'effort tranchant étaient non seulement dus à la « faiblesse » des méthodes de calcul des contraintes tangentielles, mais également à une prise en compte erronée des effets de la précontrainte : le calcul des

contraintes tangentées n'était pas toujours fait « à gauche et à droite » des sections d'ancrage des câbles, comme il l'a déjà été dit pour les défauts de résistance en flexion.

En fait, l'espacement des étriers ne doit pas être calculé pour que seule la zone centrale des âmes (au voisinage du centre d'inertie des sections) soit comprimée, mais pour que les âmes soient comprimées sur toute leur hauteur (Fig. 2-35). Un grand nombre de pathologies, liées à une insuffisance de résistance à l'effort tranchant, eu pour origine une conception défectueuse de la précontrainte verticale.

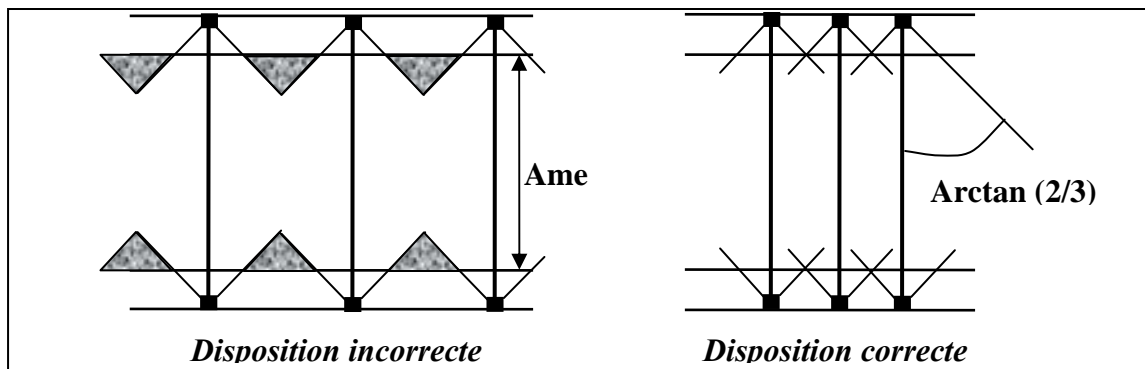


Figure 2-35 : Disposition des étriers actifs

2.8.3. Modification du schéma statique de l'ouvrage [1]

Il est rare que l'on cherche à modifier le schéma statique initial théorique d'un pont en le renforçant ou en le réparant, indépendamment du fait de l'évolution du schéma statique réel due à la fissuration. En revanche, dans le cas d'un pont à travées indépendantes nécessitant un renforcement, il peut être intéressant de le rendre continu, en supprimant les joints de dilatation (continuité géométrique) et en appliquant une précontrainte additionnelle sur toute sa longueur (continuité mécanique).

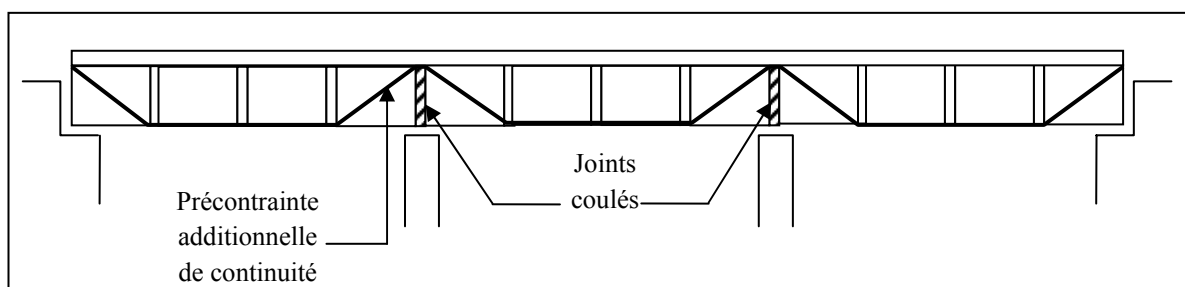


Figure 2-36 : Mise en continuité de travées isostatiques

La méthode de renforcement suit les étapes suivantes :

- Soulèvement des points d'appuis pour mettre en place de nouveaux appuis en élastomère d'épaisseur croissante du milieu de l'ouvrage vers les extrémités, Cette disposition assure la libre dilatation de l'ouvrage après mise en continuité. On admet que le point fixe se situe au milieu;
- Suppression des joints de dilatation par coulage d'une poutre transversale en béton dans les joints entre travées ;

- Mise en place d'une précontrainte au tracé polygonal, filante d'une extrémité de l'ouvrage à l'autre. Cette précontrainte, en partie basse au milieu de chaque travée, est relevée plus ou moins rapidement sur chaque appui.

La mise en continuité du tablier permet de réduire le moment fléchissant en travée dû aux charges d'exploitation et de réduire l'effort tranchant sur appui grâce à un tracé approprié. A noter que ce type de renforcement s'accommode facilement d'un maintien de la circulation, puisque les travaux sont effectués essentiellement sous l'ouvrage, et que la suppression de la plus grande partie des joints procure une nette amélioration du confort des usagers.

2.8.4. Élargissement d'un pont [1]

La technique de reprise de bétonnage entre un béton ancien et un béton neuf coulé en place est applicable à l'élargissement des ponts en béton précontraint. Dans ce cas, le renforcement est bien meilleur lorsque l'on met en œuvre une précontrainte additionnelle dans les directions longitudinale et transversale (Fig. 2-37). Elle assure la participation pleine de la matière ajoutée à la reprise des charges permanente et d'exploitation.

Cet avantage de la précontrainte extérieure est une solution technico-économique surtout pour les ponts à poutre-caisson en ajoutant :

- Un hourdis supérieur et une précontrainte transversale horizontale additionnelle pour augmenter la largeur du pont,
- Une précontrainte extérieure longitudinale pour augmenter la résistance en flexion et
- Une précontrainte transversale verticale pour augmenter la résistance au cisaillement, selon le besoin.

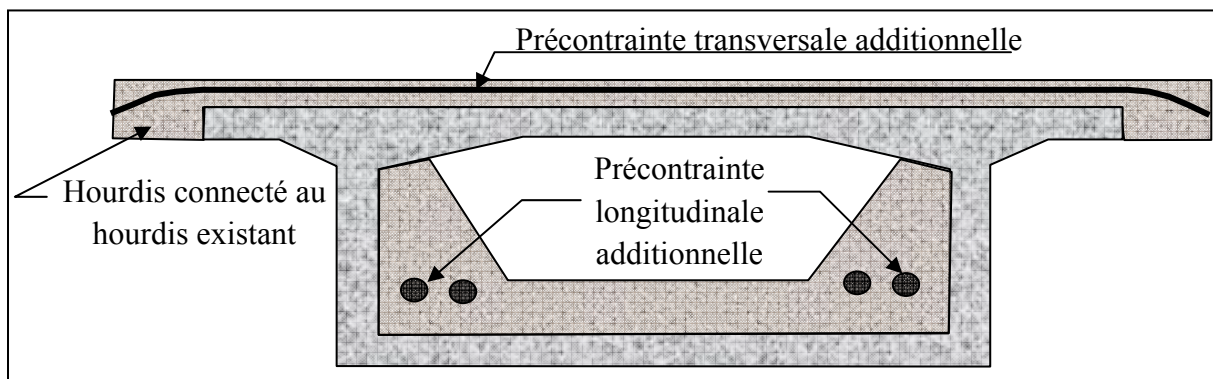


Figure 2-37 : Élargissement de la dalle de couverture d'une poutre-caisson

2.8.5. Suppression d'une pile [1]

Une idée comparable a été reprise dans un système breveté pour adapter des passages supérieurs autoroutiers (pont, passerelle, ...) à l'élargissement des chaussées. Un haubanage définitif a ainsi permis la suppression de piles intermédiaires qui faisaient obstacle à la création d'une voie supplémentaire (Fig. 2-38).

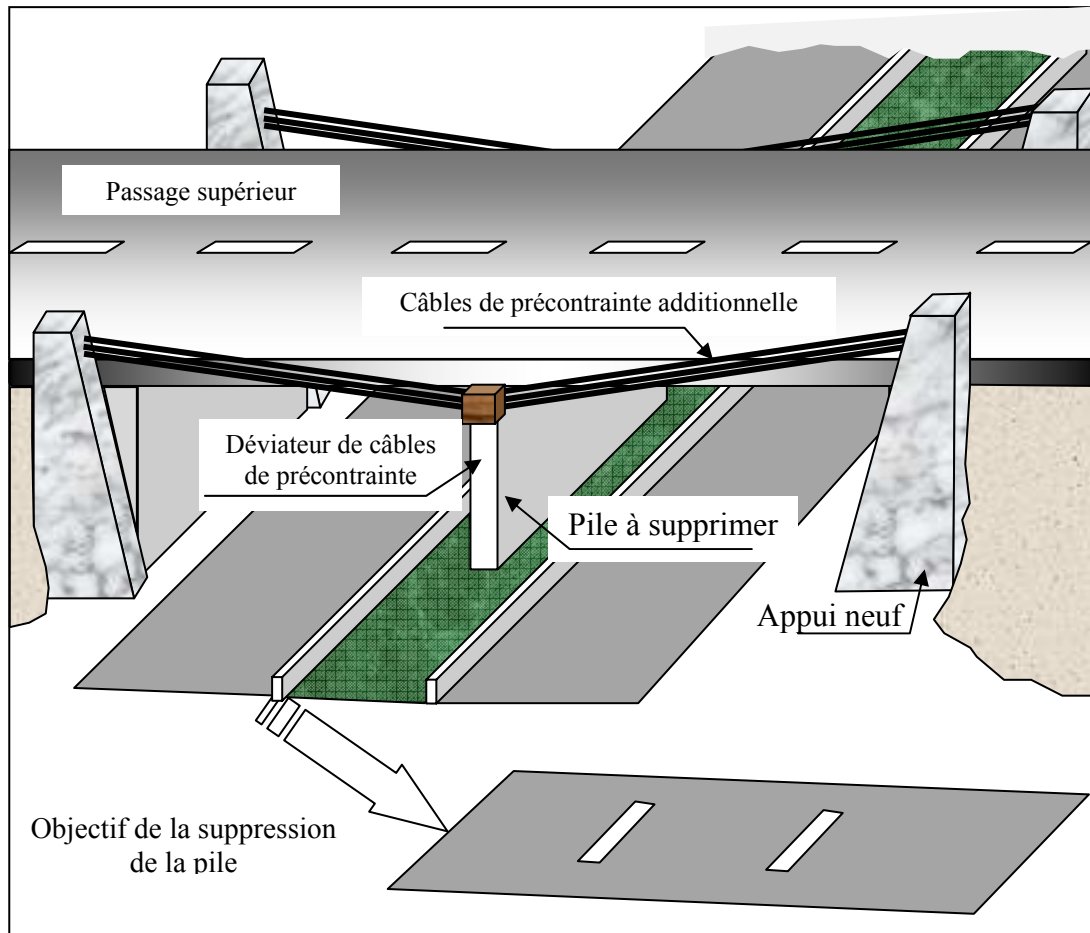


Figure 2-38: Suppression d'une pile

2.9. Ponts neufs en précontrainte extérieure [2]

2.9.1. Précontrainte extérieure seulement

Un rapport présente une étude conduite dans le cadre du mandat de recherche 94/98 attribué en automne 1998 par l'Office fédéral des routes (OFROU) au laboratoire de Béton Armé et Précontraint (IBAP) de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL). Ce travail a été conduit à l'Institut de Statique et Structures (ISS) du Département de Génie Civil (DGC) sous la direction des soussignés. Ce travail a par ailleurs été suivi par la Commission d'accompagnement de l'OFROU.

L'approche suivie dans cette étude, qui consiste à comparer la quantité totale d'armature longitudinale, passive et de précontrainte requise par les deux solutions apporte une réponse partielle à la question du choix du type de précontrainte. Sur la base de la quantité totale d'armature requise, une solution peut s'avérer supérieure à une autre. L'étude comparative a été conduite sur deux modèles de ponts poutres routiers en caisson. Les deux modèles diffèrent par le fait que le premier est précontraint intérieurement et le second extérieurement.

Le système statique longitudinal est identique pour les deux modèles. Les poutres ont cinq travées et sont symétriques par rapport au centre de la travée centrale (figure 2-39). La longueur des travées de rive vaut le 85 % de celle des autres travées. Dans les zones sur appui, les dalles inférieures des caissons ont une épaisseur différente de celles des parties courantes. Ces zones de changement d'inertie s'étendent sur des longueurs qui valent 15 % des portées concernées de part et d'autre de l'appui.

La section transversale des poutres précontraintes intérieurement est illustrée à la figure 2-39. La dalle supérieure de roulement a une largeur de 13,60 m avec des porte-à-faux de 3.50 m dont l'épaisseur varie linéairement de 0,25 m à l'extrémité à 0,40 m à la naissance des âmes. La dalle inférieure a une épaisseur variable, de 0,20 m en travée à 0,40 m sur appui pour des raisons de ductilité. La dalle inférieure des poutres précontraintes intérieurement est munie de goussets qui varient de 0,20 m à 0,40 m et s'encastrent dans des âmes de 0,50 m d'épaisseur.

La section transversale des poutres précontraintes extérieurement est similaire à celle des poutres précontraintes intérieurement (Fig. 2-39). Elle diffère seulement au niveau de l'épaisseur des âmes qui est réduite à 0.30 m du fait de la position des câbles de précontrainte, et des goussets de la dalle inférieure qui varient de 0.20 m à 0.30 m.

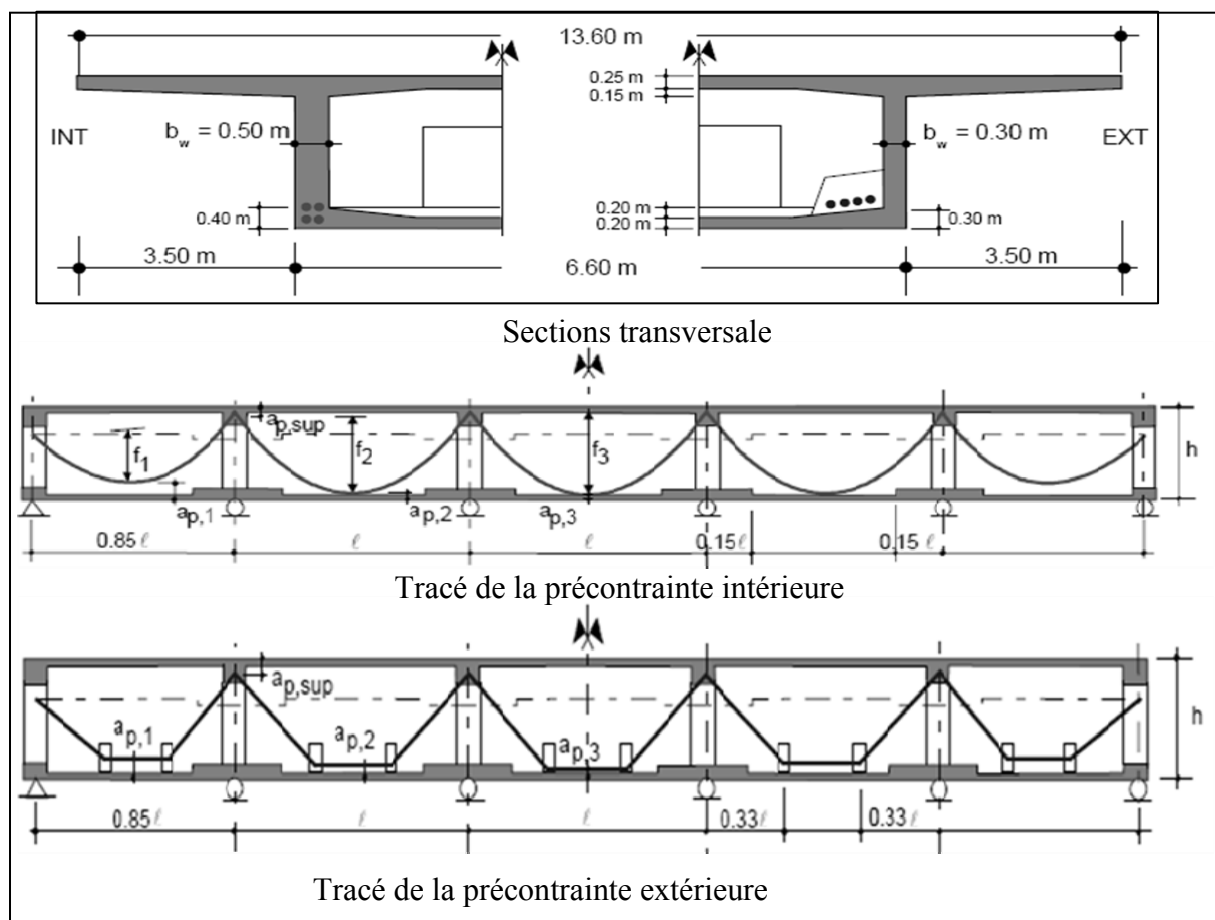


Figure 2-39: Tracé des câbles et section transversale

La qualité de béton est la même que la précontrainte soit intérieure ou extérieure au béton. Le béton choisi est un béton de type B55/45 selon la norme SIA 162. Les aciers d'armature sont du type S500 et sont caractérisés par une limite d'élasticité de 460 N/mm² et un module d'élasticité de 210 000 N/mm². Les aciers de précontrainte sont des torons 0.6" de 150 mm² de section avec un module de 210000 N/mm², une limite d'élasticité de 1590 N/mm² et une résistance à la traction de 1770 N/mm².

La figure 2-40 représente la variation du rapport $M_{Rd}(A_p + A_{s, min}) / M_d$ en fonction de la portée selon l'Eurocode 2 pour la précontrainte intérieure et la précontrainte extérieure pour un élancement $l/h = 20$, où $M_{Rd}(A_p + A_{s, min})$ est le moment résistant des armatures passives et actives et M_d est le moment de sollicitation.

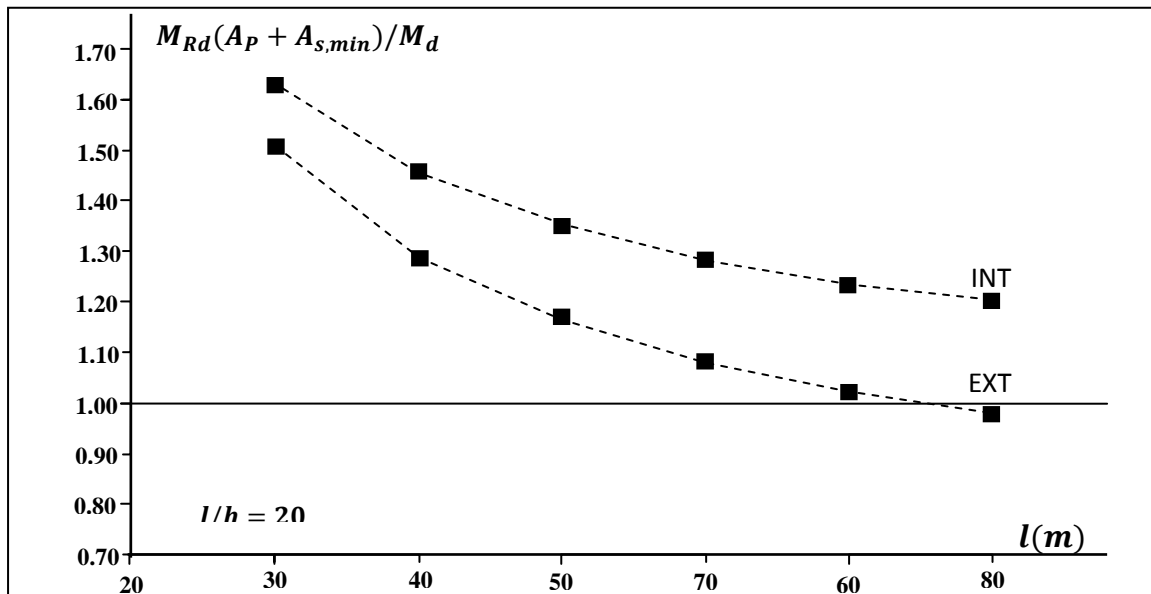


Figure 2-40: Comparaison du rapport $M_{Rd}(A_p + A_{s, min}) / M_d$ en fonction de la portée selon l'Eurocode 2 pour la précontrainte intérieure et la précontrainte extérieure

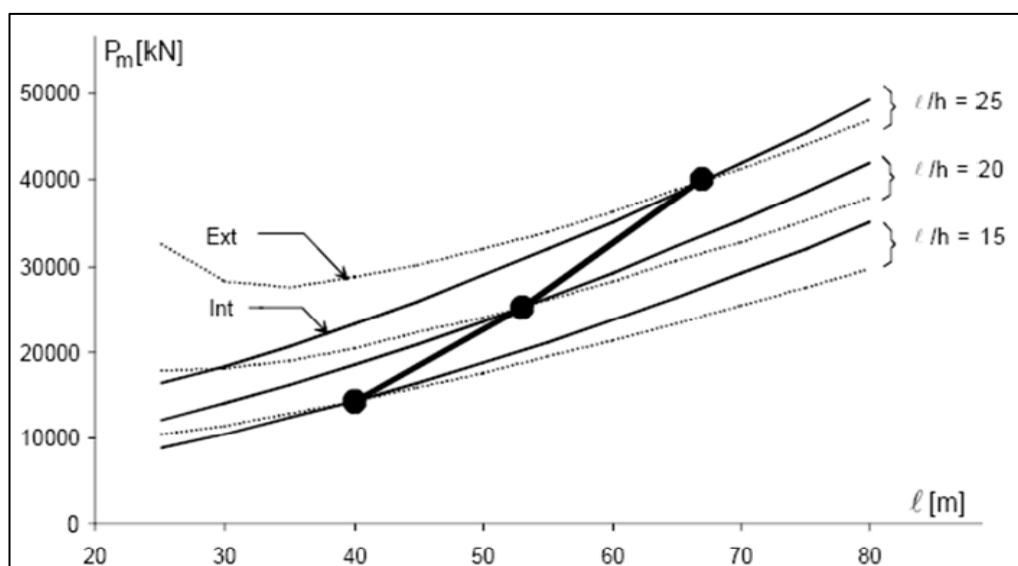


Figure 2-41: Comparaison des forces de précontrainte intérieure et précontrainte extérieure selon la norme SIA en fonction de l'élancement et de la portée

Pour les modèles de ponts et les hypothèses de calculs de cette étude, les conclusions tirées de cette recherche sont :

- ✓ Le principal paramètre influant sur la comparaison entre les deux types de précontrainte est la hauteur de la section. Pour une hauteur de 2 m, la poutre précontrainte intérieurement réclame environ 10 % moins de précontrainte que la poutre précontrainte extérieurement correspondante. Pour une hauteur de section dépassant 3.0 m, l'avantage de la précontrainte intérieure disparaît, et ce sont les poutres précontraintes extérieurement qui nécessitent moins de précontrainte (8 % de moins par exemple pour une portée de 70 m et un élancement de 20) ;
- ✓ La précontrainte extérieure est plus efficace en terme de force que la précontrainte intérieure en fonction de l'élancement à partir d'une certaine portée ;
- ✓ La précontrainte intérieure en terme de force et de section de précontrainte diminue avec la portée ;
- ✓ La précontrainte d'état de service est plus importante dans les poutres précontraintes extérieurement avec des travées courtes et plus faible dans les poutres à travées longues ;
- ✓ Les armatures précontraintes et passives calculées sont généralement suffisantes pour assurer la sécurité structurale flexionnelle des poutres précontraintes intérieurement, les poutres précontraintes extérieurement requièrent une armature complémentaire. Cette armature complémentaire de sécurité structurale (passive et/ou précontrainte) dépend de la valeur de l'accroissement à la rupture de la contrainte dans les câbles de précontrainte extérieure. Elle augmente avec la portée et peut devenir importante ;

- ✓ La précontrainte intérieure est plus avantageuse en terme de résistance à la flexion puisque l'armature d'aptitude au service (A_p et $A_{s, min}$) fournit une résistance flexionnelle suffisante pour la sécurité structurale.
- ✓ L'épaisseur plus faible des âmes de la section précontrainte extérieurement a un double effet : d'une part elle réduit l'effort tranchant en diminuant le poids propre du tablier, et d'autre part, elle augmente l'inclinaison des bielles de compression du modèle de treillis pour l'effort tranchant. Le second de ces deux effets antagonistes est dominant, ce qui explique en grande partie que dans cette étude numérique, les poutres précontraintes extérieurement nécessitent plus d'armature d'effort tranchant (environ 12 %).

2.9.2. Précontrainte mixte [4]

Dans le cas d'une construction en encorbellement successif par voussoirs coulés en place ou préfabriqués, une précontrainte intérieure reste souvent indispensable pour reprendre le poids mort de la structure, la précontrainte extérieure reprenant essentiellement les charges variables (Fig. 2-42).

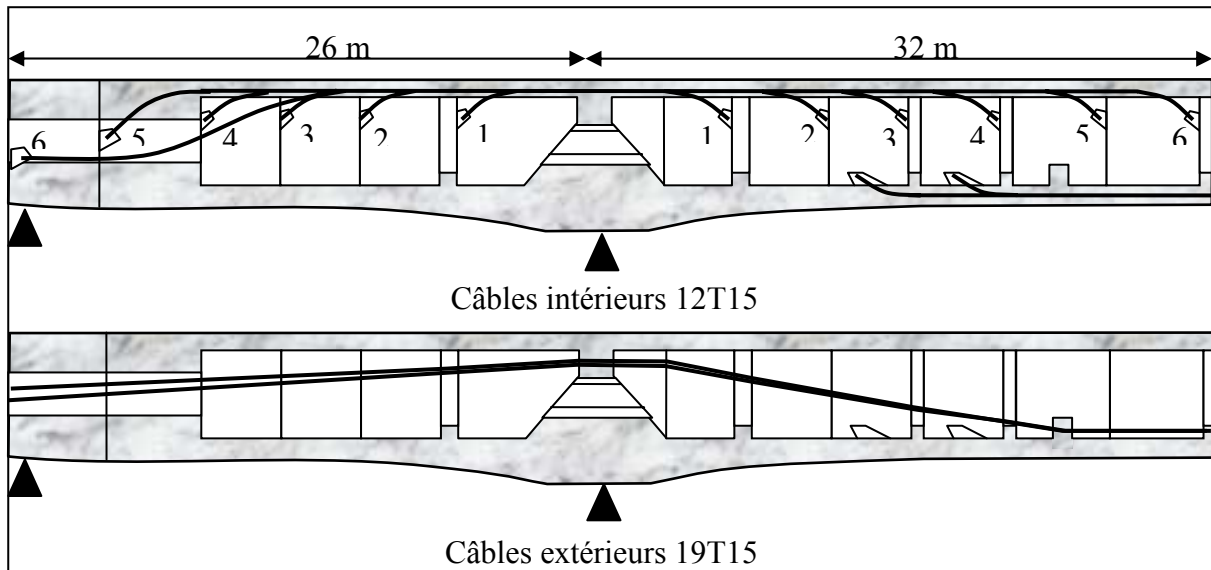


Figure 2-42 : Câblage mixte, intérieur pour les voussoirs et extérieur pour la continuité

Cette précontrainte, désignée sous le nom de *précontrainte mixte*, peut être évitée lorsque l'ouvrage est coulé en place sur cintre général (ce type de construction est plus particulièrement réservé à de petits ouvrages à trois travées et n'est que très que rarement économique) et lorsque l'ouvrage est construit à l'avancement par voussoirs préfabriqués en encorbellements successifs, on adopte les méthodes particulières suivantes.

Tous les voussoirs d'une même travée, avant précontrainte, sont supportés par un échafaudage, ou par un cintre général ou par un ensemble de haubans ancrés à une extrémité, sur une tour auxiliaire disposée sur pile et à l'autre extrémité dans les caissons. La littérature technique abonde d'exemples de réalisations suivant ces principes. Toutefois, ces méthodes supposent que l'ouvrage est peu surélevé par rapport au sol ou qu'il comporte un nombre de travées important pour amortir le coût d'un cintre ou d'un ensemble de haubanage. Pour des ouvrages importants, on peut envisager d'utiliser une poutre auto-lanceuse qui tient lieu de cintre.

Chacun des voussoirs (alors préfabriqués) est supporté le temps de la mise en précontrainte par un équipage mobile ; les câbles internes sont ancrés, d'une part sur le voussoir sur pile, d'autre part sur un bossage latéral. Cette solution impose des bossages assez encombrants, car ils doivent assurer non seulement l'ancrage du ou des câbles concernant le voussoir, mais aussi le passage des autres câbles servant à soutenir les voussoirs suivants.

2.9.3. Ponts poussés [4]

Lorsque l'ouvrage est construit par poussage travée par travée. Le principe de construction est alors simple. Chaque travée est construite au sol sur la rive dans le prolongement de l'ouvrage. Chacune des travées est précontrainte par un câblage extérieur capable de reprendre les effets du poids propre pendant le poussage. La première travée est équipée d'un avant-bec en métal permettant de minimiser les efforts dus à la porte à feux. Le câblage, en phase de lancement, doit reprendre des moments alternativement positifs et

négatifs engendrés par le poussage. Une précontrainte provisoire centrée apparaît comme la meilleure solution ; elle consiste à disposer des câbles rectilignes en partie haute et en partie basse de la structure, ancrés par croisement en extrémité de chaque tronçon successif ou rendus continus par couplage sur l'ancrage arrière des câbles du tronçon précédent. A la fin de lancement, un câblage ondulé est mis en œuvre associé ou non à une partie des câbles rectilignes. Certains de ces câbles rectilignes, en phase finale, pourraient avoir un effet défavorable. Ils doivent alors être démontés après poussage. Il faut que les câbles extérieurs provisoires soient protégés pour éviter leur endommagement pendant les opérations de construction qui pourrait entraîner les risques inadmissibles pour le personnel. De nombreuses solutions ont été adoptées, combinant toutes les possibilités :

- un câblage mixte avec câbles de poussage intérieur au béton et un câblage définitif extérieur au béton ;
- Un câblage extérieur de poussage et un câblage ondulé intérieur ou
- Un câblage de poussage et un câblage ondulé chacun partiellement intérieur ou extérieur.

Cette multitude de solutions permet de résoudre tous les cas particuliers qui se présentent et offre un très large éventail à la disposition des projecteurs.

Il est intéressant de signaler aussi une solution particulière qui consiste à mettre en place un type de câblage original, dit câblage antagoniste (Fig. 2-43). Un câblage provisoire vient, en phase provisoire uniquement, compenser les moments isostatiques générés par une partie des câbles ondulés extérieurs définitifs, l'ensemble n'introduisant alors qu'une précontrainte centrée. Après poussage de l'ouvrage, les câbles provisoires doivent être démontés. Ce principe a en particulier été adopté sur l'ouvrage 33 du littoral à Marseille, sur le viaduc d'Amiens, sur le pont de Val Durance et sur le viaduc d'accès du pont de Normandie.

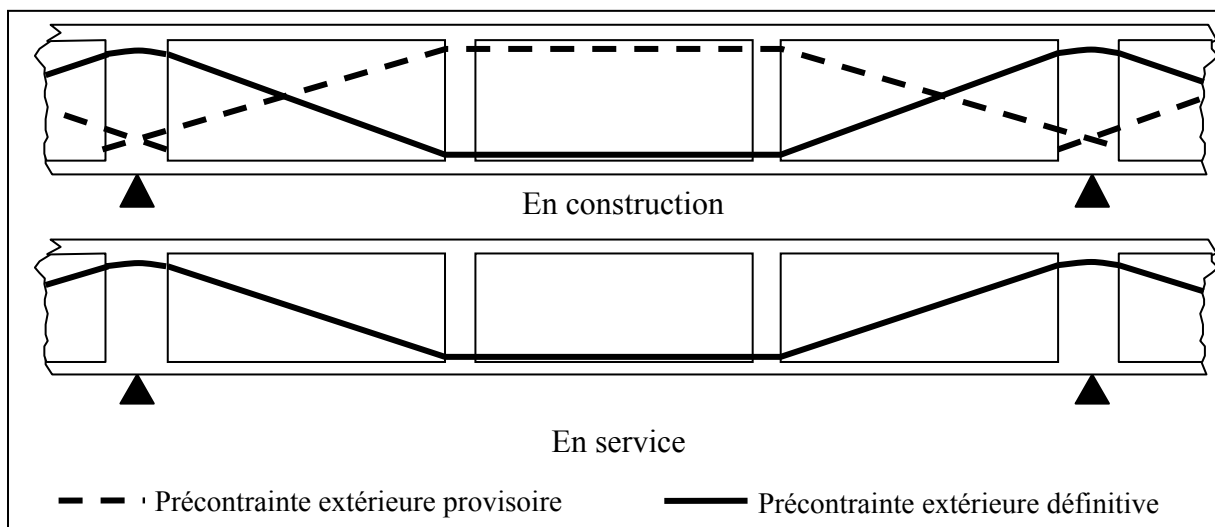


Figure 2-43: Câblage avec câbles antagonistes provisoires (en pointillé)

2.10. Principes de calcul

2.10.1. La précontrainte extérieure dans les règles B.P.E.L.91 [4]

Les règles BPEL fixent les règles de calcul spécifiques suivantes :

2.10.1.1. Les tensions initiales

Les tensions initiales sont soumises aux mêmes sollicitations que celles des câbles intérieurs, mais elles sont plafonnées de telle façon qu'une opération de détension n'entraîne pas un dépassement supérieur à $0,05 f_{prg}$.

2.10.1.2. Justification des contraintes normales

a) Etat limite de service « E.L.S »

Lorsque les armatures sont extérieures au béton, la notion de section d'enrobage telle qu'elle est définie par les règles B.P.E.L n'a plus de sens. Les limites de contraintes correspondantes peuvent être négligées. (la section d'enrobage est la surface de béton délimitée par deux parallèles à l'axe de flexion considéré encadrant l'ensemble des armatures de précontrainte à une distance égale à l'enrobage minimal; il en est de même pour les limites d'ouverture des fissures pour lesquelles l'Eurocode 2, partie 2, impose des limites d'ouverture maximales respectivement égales à 0,2 mm pour les structures en béton précontraint et à 0,3 pour les structures en béton armé. Dès lors que l'ouvrage ne contient plus d'armatures intérieures au béton, il devient possible de s'affranchir de la limite contraignante de 0,2 mm.

En revanche, lorsque la précontrainte extérieure est appliquée à un ouvrage formé de voussoirs préfabriqués, c'est la condition de non-décollement des faces des voussoirs en contact qui prévaut, et cette dernière condition est plus sévère que celles relatives à la zone d'enrobage ou à l'ouverture des fissures.

Il y a lieu de négliger toute surtension des câbles extérieurs au béton et de faire les justifications tant vis-à-vis des états limites de service que des états limites ultimes en considérant qu'ils introduisent, dans chaque section, des sollicitations constantes définies par leur tension caractéristique ou probable.

b) Etat limite ultime « E.L.U »

Lorsque les armatures sont adhérentes, les vérifications vis-à-vis de l'E.L.U, tant pour l'effort tranchant que pour la flexion prennent en compte la force de rupture garantie F_{prg} des armatures de précontrainte. En effet, lorsque la sollicitation augmente, le béton augmente se fissure, puis la fissure s'ouvre ; les armatures qui traversent la fissure subissent une surtension bénéfique qui varie en fonction du point considéré sur la longueur d'ancrage de part et d'autre de la fissure.

Dans le cas d'une précontrainte non adhérente, il en va tout autrement. Le phénomène de surtension ne peut entrer en jeu car, lorsque la fissuration se produit, la surtension est très

faible ; l'allongement correspondant à l'ouverture de la fissure est alors repris sur toute la longueur libre de l'armature entre deux déviateurs au moins et plus souvent entre les ancrages.

La détermination de la surtension disponible s'effectue de la manière suivante. Pour un calcul d'avant-projet, on peut admettre en première analyse que la surtension de l'acier est nulle à l'E.L.U. Cette approximation est suffisante dans la plupart des cas, car il est rare que la vérification à l'E.L.U soit déterminante pour une structure en béton précontraint. Pour un calcul de charge donnée :

- On calcule la déformation du béton tendu $\varepsilon_b(x)$ et celle de l'ouverture de la fissure w tout le long de l'armature en admettant une contrainte de départ σ_{a0} ,
- On intègre les allongements du béton le long de la longueur libre l de l'armature pour obtenir son allongement total :

$$\Delta l = \int \varepsilon_b(x) dx + \sum w$$

- On détermine la surtension de l'armature :

$$\Delta \sigma_a = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_p$$

E_p étant le module élastique de l'armature

- On vérifie qu'il n'y a pas glissement de l'armature dans les déviateurs ou au niveau des ancrages qui délimitent la longueur libre. Si, le cas échéant, il y a glissement, on détermine la valeur de glissement qui va provoquer un sur-allongement Δl et on recalcule $\Delta \sigma_a$. On procède ensuite à une deuxième itération avec la nouvelle valeur $\Delta \sigma_a + \sigma_{a0}$ et ainsi de suite.

Pour les justifications aux états limites ultimes, l'allongement relatif du béton sur les fibres extrêmes doit être plafonné à 10‰, la variation d'allongement des câbles pouvant être notablement plus faible que celle du béton. L'action des câbles extérieurs est à prendre en compte avec $\gamma_p=1,35$ si cette valeur est plus défavorable que $\gamma_p=1$ pour les justifications vis-à-vis des états limites de stabilité de forme dans la mesure où aucune liaison, sauf au niveau des ancrages, n'est prévue avec le béton.

2.10.1.3. Tube PEHD

La norme européenne donne des précisions complémentaires sur les conduits rappelant qu'ils doivent rester étanches sous la pression d'injection (en principe 1 MPa) sans se déformer notablement. Leur épaisseur t doit satisfaire les conditions suivantes :

- Pour un tube en acier : $t > \Phi/50$; $t > 1,5$ mm,
- Pour tube en PEHD : $t > \Phi/16$; $t > 5$ mm, désignant le diamètre extérieur du tube.
-

2.10.1.4. Coefficients de frottement

La particularité des tracés des câbles extérieurs au béton étant de ne comporter que des éléments rectilignes et des éléments courbes, tous les règlements se retrouvent pour prendre

en compte une valeur pour le coefficient de perte en ligne $\varphi = 0$ dans la formule classique définissant la tension le long d'un câble :

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P0} \cdot e^{-f\alpha(x) - \varphi l(x)}$$

Pour le coefficient de frottement en courbe f , le B.P.E.L indique une valeur de :

- $0,20 < f < 0,30$ pour les tubes acier supposés lisses et lubrifiés,
- $0,12 < f < 0,15$ pour les tubes en PEHD.

Dans le cas des câbles gainés graissés pré-injectés au coulis de ciment, il convient de revenir à la formule classique en prenant $f = 0,05$ et une perte en ligne de $\varphi = 0,001$ par mètre.

2.10.2. Dimensionnement des efforts de serrage des pièces d'appui rapportées [1]

Les bossages et les déviateurs coulés en place peuvent être liés à la structure, soit par des étriers de béton armé scellés dans les âmes ou les hourdis, soit de préférence par une précontrainte de serrage.

La plupart des bossages ou autres déviateurs sont liés à la structure par une précontrainte de serrage. Il s'agit donc d'appliquer à la pièce un effort perpendiculaire à l'effort (principal) longitudinal pour la maintenir par frottement sur la structure.

En mécanique, la condition de non glissement d'un corps sur autre se traduit par une formule de type $|P| < f \cdot |N|$ où P est l'intensité de l'effort tendant à provoquer le glissement et N l'intensité de l'effort perpendiculaire. Dans le cas présent, N représente l'effort normal de serrage exercé sur la pièce rapportée, f le coefficient de frottement entre la surface du support et celle de la pièce rapportée et P l'effort de « glissement » maximal (effort de précontrainte longitudinal additionnelle) que l'on peut reprendre par frottement.

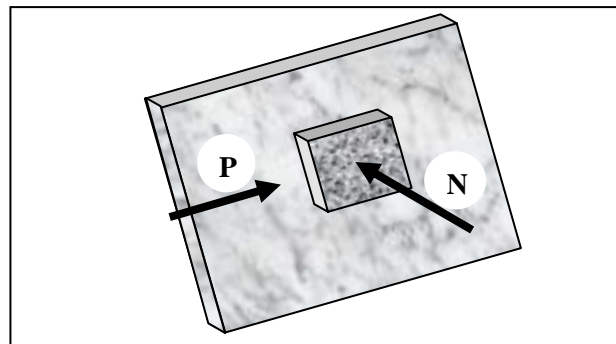


Figure 2-44 : sollicitation de la pièce rapportée

La valeur à prendre en compte pour le rapport N/P est donné par les formules suivantes :

2.10.2.1. Calcul à l'E.L.U

Dans ce cas, l'inéquation à respecter est de type :

$$\gamma_s \cdot N \cdot \frac{f}{\gamma_f} > \gamma_P \cdot P \quad \text{avec, ici,} \quad \gamma_P = 1,35$$

Où γ_s est un coefficient de sécurité (en général égal à 0,85) couvrant les incertitudes sur la valeur de l'effort de serrage et γ_f un coefficient de sécurité (en général égal à 1,20) couvrant les incertitudes sur le coefficient f.

2.10.2.2. Calcul à l'E.L.S

Dans ce cas, la formule devient :

$$\gamma_s \cdot N \cdot f > P$$

Les valeurs de f et de N/P couramment utilisées, issues d'essais divers, sont indiquées dans le tableau 2-2. Les valeurs du rapport N/P sont calculées à l'E.L.U en adoptant 0,85 pour γ_s et 1,2 pour γ_f :

Type de bossage	Valeur de f	Valeur de N/P
Bossage en béton coulé en place contre un béton ancien soigneusement repiqué	1,00	2,0
Bossage en béton coulé en place contre un béton ancien simplement nettoyé	0,75	2,5
Bossage préfabriqué en béton avec interposition d'une résine	0,50	4,0
Bossage en acier, surface striée et interposition de béton frais	0,45	4,2
Bossage en acier, surface striée et interposition d'un mortier sur béton durci	0,37	5,0

Tableau 2-2 : Coefficient du frottement entre la surface de support et la pièce rapportée

Tout ce qui vient d'être dit s'applique également aux déviateurs rapportés. Les bossages et, plus rarement les déviateurs, sont des pièces assez sollicitées. Leurs dimensions sont alors importantes et plusieurs unités de serrage doivent être placées sur un même bossage. La répartition de ces unités n'est pas uniforme. Elle doit correspondre à la répartition de contraintes induites par l'effort de précontrainte à reprendre. Cette répartition doit être définie par le calcul ; toutefois, en première approche, on peut admettre que, sur une pièce longue, les deux tiers de l'effort normal doivent être exercés dans la moitié de l'élément le plus proche du point d'ancrage de la précontrainte additionnelle, le dernier tiers étant repris par l'autre moitié.

Dans le cas où les efforts dans sont peu élevés, ils peuvent être repris par des étriers passifs scellés à la structure perpendiculairement à la surface de reprise, le calcul de ces étriers est mené en appliquant les règles classiques B.A.E.L 91.

2.11. Avantages de la précontrainte extérieure

2.11.1. Section transversale

La section transversale des poutres précontraintes extérieurement est similaire à celle des poutres précontraintes intérieurement. Elle diffère seulement au niveau de l'épaisseur des

âmes qui est réduite du fait de la position des câbles de précontrainte, et des goussets de la dalle inférieure.

Cette réduction dans la section (épaisseur) de l'âme permet de :

- ✓ Diminuer le poids de la structure (volume du béton);
- ✓ bénéficier de la pleine section du béton pour le calcul au cisaillement et
- ✓ diminuer le temps de réalisation de l'ouvrage.

Ces avantages de la précontrainte extérieure sont très apparents dans le cas des ponts à poutres caissons de grandes portées.

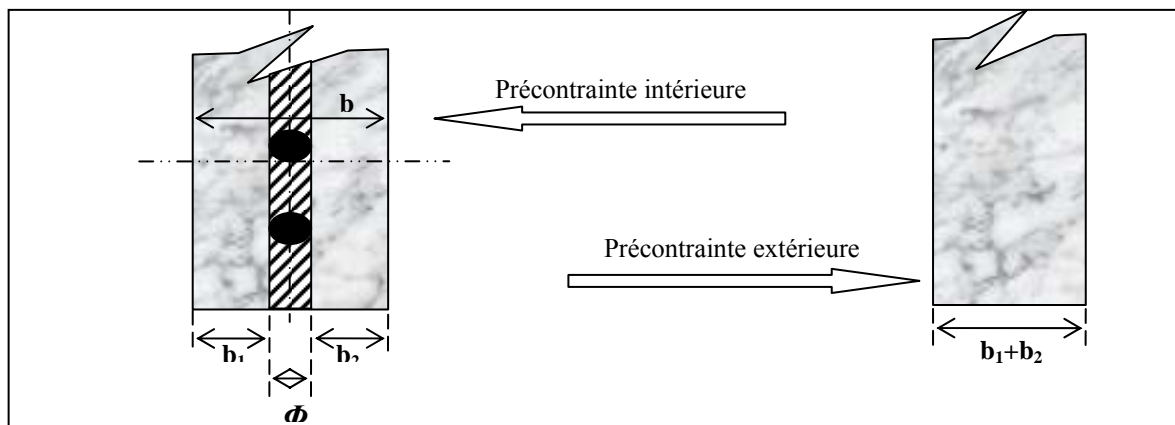


Figure 2-45 : Réduction de l'épaisseur de l'âme

2.11.2. La perte par frottement [1], [4]

Sur le plan mécanique, la précontrainte extérieure se caractérise par de faibles pertes de tension par frottement, parce que le câblage est rectiligne et libre sur une grande partie de son tracé. Ces pertes sont très faibles dans le cas de tracé rectiligne. Les pertes par frottement n'existent que dans les zones d'ancrage et de déviation, elles sont donc très nettement inférieures à celles d'un câble intérieur qui aurait la même longueur.

2.11.3. Exécution et contrôle

a) Bétonnage [4]

L'encombrement du ferrailage dans les sections de béton est moins important puisque les armatures de précontrainte sont à l'extérieur du béton. Un bon remplissage des coffrages dans ses zones difficiles d'accès comme les âmes ou la partie inférieure des sections est facilité par l'absence des gaines qui constituent autant d'obstacles à la descente du béton par gravité. Le béton est alors plus compact sans qu'il soit nécessaire de le sur-vibrer. L'apparition d'une nouvelle génération de bétons (BHP, Béton Auto-Plaçant) va dans le même sens et l'on peut dire que pour les ouvrages actuels, les risques de défauts du béton dans des zones sensibles (manque d'homogénéité ou présence de nids d'abeille) sont très sérieusement diminués et la qualité de l'ouvrage est améliorée. On dispose ainsi de la

meilleure garantie possible d'obtenir des résistances élevées du béton. Même dans le cas où le câblage est mixte, le nombre de câbles restant à l'intérieur du béton est réduit, leur encombrement ne constitue plus un véritable obstacle à la mise en place du béton.



Figure 2-46: Câbles extérieurs, intérieur du tablier du pont de Bubiyan, au Koweït

b) Mettre en œuvre du câblage [4]

La précontrainte extérieure conduit à une simplification du câblage. On sait que le positionnement correct des gaines dans un ferrailage passif, souvent dense, n'est pas facile à réaliser. Les gaines de précontrainte intérieure doivent être bien fixées au ferrailage si l'on veut éviter qu'elles se déplacent ou qu'elles soient endommagées au moment du bétonnage. Le contrôle de leur positionnement est impossible après bétonnage. Par contre, dans le cas de précontrainte extérieure, il est très facile de positionner le câblage avec une grande précision et de s'assurer de la conformité du tracé.

c) Injection des câbles [1], [4]

Une qualité de l'injection des câbles nettement améliorée dans le cas de construction d'ouvrages par encorbellement avec voussoirs préfabriqués et, en particulier, lorsque la conception permet de limiter voir d'éliminer les câbles intérieurs. Les risques importants de fuite ou de communication d'un câble à l'autre en cours d'injection sont très sensiblement diminués.

d) Mesure in-situ de la tension des câbles [1], [4]

Une méthode plus simple et plus rapide de la mesure de la tension d'un câble a été mise au point en s'appuyant sur la théorie des cordes vibrantes. Mais elle peut être appliquée pour déterminer la force de tension des câbles de précontraints extérieurs au béton. La méthode est connue sous le nom « méthode vibratoire ». Elle repose sur l'application de la théorie des cordes vibrantes qui relie la fréquence du mode fondamental de vibration d'un fil tendu à sa tension, en fonction de sa longueur et de sa masse linéique. Connaissant ces deux derniers paramètres, il est aisé de mettre le fil en vibration, de mesurer la fréquence du mode fondamental et de ces harmoniques, et d'en déduire la tension du fil.

La validité d'une telle application postule que le module de rigidité en flexion du câble puisse être considéré comme nul ou sans influence sur la vitesse de propagation d'un ébranlement transversal, quelle que soit sa fréquence. Dans la pratique, on considère que l'on fait une erreur de l'ordre de 0,5 % si la relation entre le rang « n » des modes de vibration successifs et leurs fréquence mesurées, $F_n = A(n)$, est linéaire au moins jusqu'au rang 7.

Le matériel de mesure comporte un accéléromètre et son électronique associée, ainsi qu'un analyseur de fréquence permettant d'obtenir immédiatement les fréquences des modes successifs de vibration du câble. L'accéléromètre est relevé sur un support solidarisé au câble par un collier à fixation rapide. L'excitation transversale peut être obtenue par une traction brusque exercée à mi longueur ou par choc à l'aide d'un marteau à embout souple. La mesure ne demande que quelques minutes.

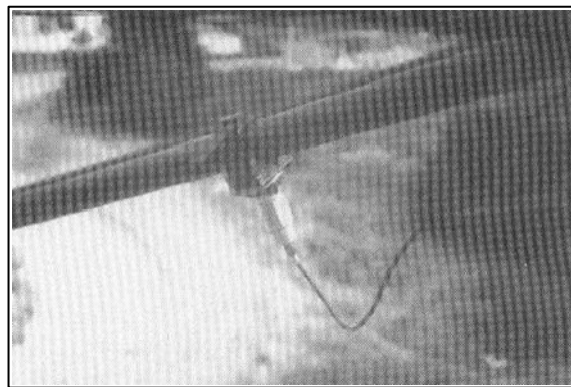


Figure 2-47: Mesure de la tension par méthode vibratoire

Les câbles extérieurs restent visibles et accessibles sur une grande partie de leur tracé, ce qui permet de surveiller facilement l'état des câbles, et les défauts éventuels deviennent plus faciles à réparer et à corriger.

2.11.4. Démontabilité et remplacement des câbles défailants [1], [4]

L'opération de coupe d'un câble extérieur est beaucoup plus délicate. Une solution consisterait à détendre le câble en le portant à très haute température sur une grande longueur. Séduisante, cette solution est en général irréaliste car elle demande un apport de calories trop important. Une autre solution a été utilisée. Elle consiste, une fois la sécurité assurée, à enlever la gaine sur plusieurs mètres, à mi-longueur du câble, puis à dégager le coulis d'injection de façon à rendre possible, dans cette zone, tout transfert d'effort d'un fil (ou d'un toron) à l'autre par frottement ou adhérence. Les fils ou torons dénudés sont ensuite coupés un par un. A chaque coupe de fil, un nouvel équilibre se crée entre les différentes parties du câble. L'effort de tension du fil(ou toron) coupé et partiellement conservé par adhérence dans la zone non dégagée (dans la mesure, bien entendu, où le coulis est capable d'assurer cette transmission). Dans la partie dégagée, les aciers non coupés se trouvent sur-tendus et s'allongent. Il suffit que le sur-allongement soit inférieur à l'allongement à rupture potentiel des aciers dans la zone dégagée pour que l'opération se passe sans problème. C'est cette dernière condition qui définit la longueur sur laquelle le câble doit être dégagé. Pour que la

démontabilité soit possible, tous les points singuliers doivent être étudiés dans cette optique : zones d'ancrage, traversées d'entretoises, bossages, déviateurs, etc. certaines dispositions décrites plus loin permettent même de remplacer individuellement les fils ou les torons constitutifs d'une unité ou d'en modifier la tension.

2.11.5. Effet de la fissuration du béton sur les câbles [4]

À l'état limite ultime des ouvrages, lorsque le béton se fissure, les armatures qui traversent la fissure subissent une surtension bénéfique qui varie en fonction du point considéré sur la longueur d'ancrage de part et d'autre de la fissure.

Dans le cas d'une précontrainte non adhérente, l'allongement correspondant à l'ouverture de la fissure est alors repris sur toute la longueur libre de l'armature entre deux déviateurs au moins et plus souvent entre les ancrages. Donc, la surtension est très faible.

Par contre, dans le cas des câbles adhérents, la surtension est répartie sur une faible longueur délimitée par l'adhérence de l'acier au béton. La surtension, dans ce cas, n'est faible et peut provoquer un changement dans le comportement des câbles (comportement plastique) ou rupture par traction de ces câbles.

2.12. Inconvénients de la précontrainte extérieure

2.12.1. Courbe enveloppe des moments [4]

Le tracé polygonal ne permet pas à la ligne moyenne de la précontrainte d'épouser la courbe enveloppe des moments de flexion aussi bien que le permet un câblage intérieur. L'excentrement des câbles est parfois limité, en particulier dans les sections critiques, puisque le câblage ne pénètre pas dans les hourdis supérieurs ou inférieurs des ouvrages. Ceci peut se traduire par un poids d'armature un peu supérieur. La solution utilisée, pour épouser la courbe enveloppe des moments, est de faire des inclinaisons successives des câbles en certains points à déterminer.

2.12.2. Vérification à l'ELU [4]

Sur le plan du dimensionnement, la vérification à l'état ultime des ouvrages à précontrainte extérieure est pénalisante. Dans le cas de précontrainte par câbles adhérents, il est admissible de prendre en compte une certaine surtension de l'acier. Par contre, dans le cas de câbles non adhérents, il est assez rare que la vérification des sections à l'état limite ultime soit déterminante dans le dimensionnement des poutres.

2.12.3. Protection des câbles contre la corrosion [4]

Les armatures extérieures, par définition même, n'étant pas protégées par le béton restent sensibles aux agressions diverses. Leur pérennité ne dépend que de la qualité de la protection. Plusieurs dispositions peuvent être prises. La protection des câbles extérieurs

demande des matériaux de grande résistance contre les diverses agressions de l'environnement, ce qui implique leur grand inconvénient, qui est le coût élevé de protection.

2.12.4. Effet du second ordre (flambement) [4]

Dans les cas assez rares où, en l'absence déviateurs, le câble est libre d'un appui à l'autre, il peut être nécessaire pour une poutre élancée de tenir compte de la variation de l'excentrement du câble par rapport au centre de gravité de la section de la poutre déformée ; ce peut être le cas pour des renforcements d'ouvrages existants. A la limite, pour une très grande flèche, à l'état limite ultime, le moment fléchissant peut changer de signe et agir en sens défavorable et entraîner un risque de flambement. Ici encore un calcul par itération permet d'évaluer le phénomène. Pour les grandes longueurs libres qui sont particulièrement concernées, on dispose le long du tracé des colliers scellés à la structure qui diminuent la longueur libre et éliminent les flèches sous poids propre.

Un autre point doit être analysé. C'est celui, très particulier, de la mise en résonance de l'armature entre deux points de fixation. Il faut que la distance entre les deux points qui définissent la longueur libre soit telle qu'il ne puisse y avoir mise en vibration de la partie libre (effet de corde vibrante), car des vibrations répétées pourraient être à l'origine de phénomène de fatigue. Si les déviateurs sont très espacés, il faut créer, entre les déviateurs, des points fixes légers ne reprenant, en principe, aucun effort, mais empêchant toute oscillation. Pour les câbles courants, on sait qu'une longueur maximale entre deux points fixes de dix mètres est satisfaisante. En cas de doute, il faut calculer la période de vibration fondamentale des câbles en supposant qu'il y a un nœud de vibration au droit de chaque attache. Cela conduit à assimiler la longueur libre à la demi-longueur d'onde. Il suffit de vérifier que cette période et celle de ses harmoniques ne correspondent pas aux principales périodes propres de l'ouvrage et qu'elles ne sont assez éloignées.

2.12.5. Phénomène de résonance de l'armature dans sa partie libre [1]

La fréquence propre de vibration d'un câble tendu doit être suffisamment éloignée de celle de l'élément renforcé, poutre ou dalle. La période propre T_c (s), inverse de la fréquence, d'un câble de longueur L (m) et de masse m (Kg) par mètre de longueur, tendu à un effort F (N), est donnée par la formule :

$$T_c = 2.L\sqrt{\frac{m}{F}}$$

En ce qui concerne la structure renforcée, la détermination de la période propre correspondant à son mode fondamental de vibration nécessite une analyse dynamique qui consiste, dans les cas les plus simples, à recourir aux formules établies pour les modèles élémentaires (poutre, dalle).

Les efforts aux points d'attache sont faibles. Des étriers très légers (Fig. 2-48) répondent au problème. Ils sont, en général, constitués d'équerres scellées dans le béton. Dabs

les sections où plusieurs câbles doivent être maintenus, un étrier unique sous forme d'échelle peut être utilisé.

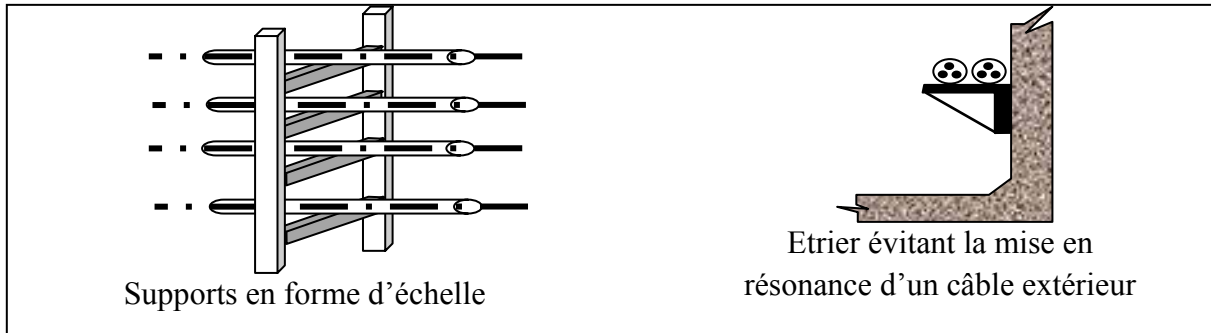


Figure 2-48 : Exemple de supports-étriers

2.12.6. Phénomènes d'instabilité élastique sous l'effet des déformations du second ordre [1]

Certaines structures sont sensibles à cet effet, en particulier les dalles minces. La figure 2-49 illustre le phénomène. Si l'armature n'est pas rendue solidaire de la dalle, toute courbure complémentaire augmente l'excentricité de la précontrainte et le processus a un caractère instable. Des points d'attache tous les cinq ou six mètres sont en général suffisants pour éliminer tout danger. Les efforts d'entraînement au niveau de ces points de liaison sont très modérés. La réalisation de ces fixations est très aisée. Il appartient au concepteur d'évaluer le risque d'instabilité qui ne concerne qu'un petit nombre de types d'ouvrages.

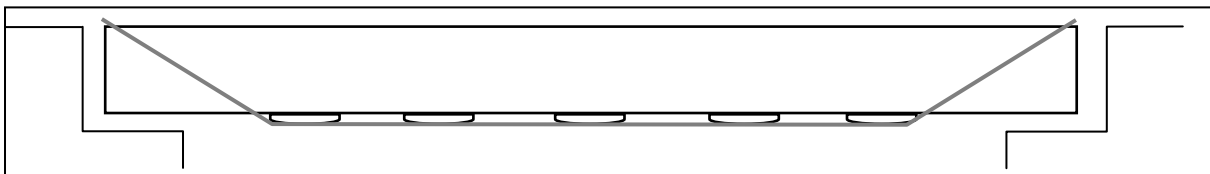


Figure 2-49 : Attaches permettant de maintenir constante l'excentricité lors des déformations de la dalle

2.12.7. Comportement des ancrages à long terme [1], [4]

Les ancrages en précontrainte intérieure sont sollicités au maximum au moment de la mise en tension. Par la suite, les efforts qu'ils subissent diminuent du fait de la relaxation des aciers et du fluage du béton. De plus, les actions variables n'entraînent aucune augmentation de la tension des aciers au voisinage des ancrages. A l'extrême, la sécurité des ouvrages dans la plupart des cas ne serait pas affectée par leur disparition sous la seule réserve que l'adhérence des aciers par le coulis d'injection soit satisfaisante.

Dans le cas de précontrainte extérieure, la sécurité, du fait de l'absence de liaison entre la partie courante de l'armature et la structure, repose entièrement sur la bonne tenue dans le temps de l'ancrage. De plus, sous l'effet des sollicitations diverses, les efforts dans les câbles ont tendance à croître au moment de l'application des surcharges et cette sur-sollicitation

remonte entièrement aux ancrages. Il est donc capital que la sécurité à la rupture des ancrages est la même que celle de l'ouvrage.

2.12.8. Comportement dans la zone déviée [4]

La courbure des armatures dans les zones des déviateurs est parfois assez prononcée. Les efforts radiaux sont importants et plusieurs problèmes se sont posés sur le comportement des armatures dans le déviateur pendant la mise en tension et en fonctionnement normal sous l'effet des surtensions. Différents essais ont été menés par Bernard Fourré en allant jusqu'à la rupture des câbles. Ils ont montré que le glissement des torons n'était pas perturbé dans la zone de déviation pendant les opérations de mise en tension, ni ultérieurement, en service. En réalité, le comportement des torons est différent dans le cas d'injection à la graisse (ou à la cire) de celui que l'on relève avec l'injection au coulis de ciment. En présence de produit souple, les armatures se déplacent par rapport au conduit, alors qu'en présence de coulis c'est le conduit qui se déplace par rapport à son support. Dans tous les cas, les mouvements restent possibles et le comportement des armatures est tout à fait satisfaisant. En aucun cas la sécurité à la rupture n'est affectée.

2.12.9. Attaques de l'environnement [4]

En précontrainte extérieure, le câblage reste apparent, il est, en général, très facilement accessible et donc vulnérable. Il peut subir plusieurs types d'agressions préjudiciables. Il est particulièrement sensible aux effets de l'incendie, même s'il est toujours possible d'envisager une protection efficace, mais en général onéreuse. Les attaques de l'environnement peuvent être multiples. Cela va de l'agression d'origine animale, telle que la fiente des oiseaux qui nichent à l'intérieur de certains ouvrages, aux effets de collisions sur des ouvrages routiers ou de dégradations volontaires. Pour limiter l'accessibilité, certains types de structures, comme les caissons, peuvent être obturés.

2.12.10. Phénomène de diffusion des efforts concentrés [1], [4]

Le problème de la diffusion d'efforts concentrés s'est posé dès l'origine du béton armé lorsque l'on a voulu poser des poutres en béton armé ou appuyer des structures métalliques lourdes. Dans le cas du béton précontraint extérieurement ou intérieurement, la diffusion se trouve aux points d'ancrage, et particulièrement, dans les constructions par encorbellements successives. L'utilisation des câbles extérieurs de forte puissance (27, 37 et même 55 T 15) augmente encore la concentration des contraintes.

Les deux codes de calcul B.A.E.L 99 et B.P.E.L 99 comprennent des chapitres abordant le phénomène de diffusion. Mais il faut observer que les calculs selon le BAEL sont effectués à l'état limite ultime, alors que selon le BPEL ils sont conduits à l'état limite de service.

CHAPITRE III

SOLLICITATIONS

3.1. Caractéristiques de la section transversale

3.1.1. Section médiane

On décompose la section transversale de la poutre en plusieurs sections pour déterminer les différentes caractéristiques de la section qui sont l'aire, le centre de gravité, l'inertie et le poids propre par mètre linéaire.

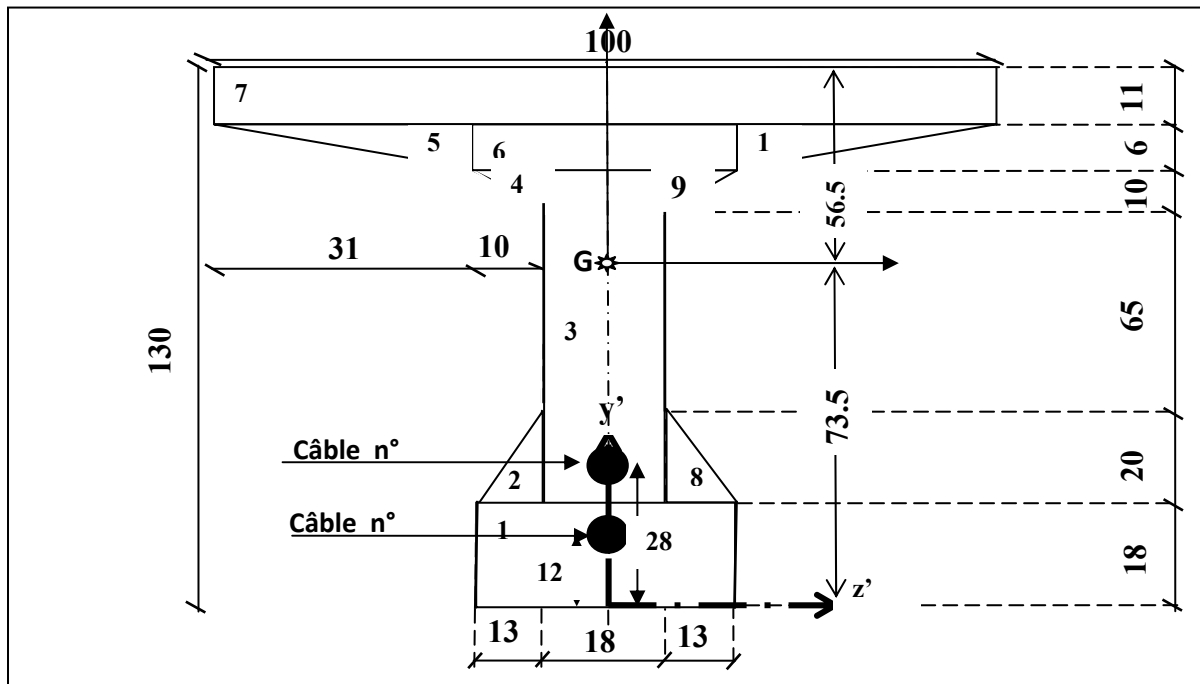


Figure 3-1 : La section transversale à mi-travée

a) Sans hourdis

Section	Aire A_i (cm^2)	Centre de gravité y_i' (cm)	Moment statique $S_{z'}$ (cm^3)	y_i / G_b (cm)	$A_i \cdot (\overline{g_i G})^2$	Moment d'inertie I_0 (cm^4)
1	792	9,00	7128,00	-64,50	3294918,00	21384,00
2 (ou 8)	130	24,67	3207,10	-48,83	309967,957	2888,89
3	1710	65,50	112005,00	-8,00	109440,00	1286062,50
4(ou 9)	50	109,67	5483,33	36,17	65413,445	277,78
5 (ou 10)	93	117,00	10881,00	43,50	175979,25	186,00
6	228	116,00	26448,00	42,50	411825,00	648,00
7	1100	124,50	136950,00	51,00	2861100,00	11091,67
Gaine 1	50,256	12,00	603,185	-61,50	190080,756	201,062
Gaine 2	50,256	28,00	1407,433	-45,5	104042,484	201,062

Tab.3-1- caractéristiques de la section transversale à mi-travée sans hourdis

Avec :

A_i : aire de la section i

z_i' : ordonnée du centre de gravité de la section i par rapport à l'axe z' ;

y_i' : ordonnée du centre de gravité de la section i par rapport à l'axe y' ;

$S_{z'}$: moment statique de la section i par rapport à l'axe z' ;

$(\overline{g_i G})$: distance entre le centre de gravité de la section A_i et le centre de gravité de la section totale ;

I_{z_i} : inertie de la section i par rapport à l'axe z_i qui passe par son centre de gravité ;

$y_{i/G}$: ordonnée de la section i par rapport au centre de gravité de l'ensemble ;

$b \cdot h^3/36$: inertie d'une section triangulaire ;

$b \cdot h^3/12$: inertie d'une section rectangulaire ;

$\pi \cdot D^4/64$: inertie d'une section circulaire.

- Aire brute : $A_b = 4376 \text{ cm}^2$
- Aire nette : $A_n = A_b - 2 \times 50,256 = 4275,47 \text{ cm}^2$
- Moment statique brut : $S_b = 321673,86 \text{ cm}^3$
- Moment statique net : $S_n = S_b - (603,185 + 1407,433) = 319663,242 \text{ cm}^3$
- Centre de gravité de la section brute :

$$y_{Gb} = \frac{S_b}{A_b} = \frac{321673,86}{4376} = 73,5 \text{ cm}$$

- Centre de gravité de la section nette :

$$y_{Gn} = \frac{S_n}{A_n} = 74,766 \text{ cm}$$

- Inertie brute : (théorème de Huygens)

$$I_b = \sum_1^{10} I_{oi} + A_i \cdot (\overline{g_i G})^2 = 9105895,814 \text{ cm}^4$$

- Inertie nette : (théorème de Huygens)

$$I_n = I_b - I_{gaines/G} = 8811370,45 \text{ cm}^4$$

- Bras inférieur : $\begin{cases} \text{section brute : } v' = 73,5 \text{ cm} \\ \text{section nette : } v' = 74,766 \text{ cm} \end{cases}$
- Bras supérieur : $\begin{cases} \text{section brute : } v = 56,5 \text{ cm} \\ \text{section nette : } v = 55,234 \text{ cm} \end{cases}$

- Rendement géométrique : $\begin{cases} \text{section brute : } \rho = \frac{I_b}{A_b v' \cdot v} = 0,437 \text{ cm} \\ \text{section nette : } \rho = \frac{I_n}{A_n v' \cdot v} = 0,433 \text{ cm} \end{cases}$

b) Avec hourdis (25x143)

Section	Aire A_i (cm^2)	y_{gi} (cm)	Moment statique $S_{z'}$ (cm^3)	Y_i / G_n (cm)	$A_i \cdot (\overline{g_i G})^2$	Moment d'inertie I_0 (cm^4)
Poutre	4275,47	74,766	319663,242	- 30,845	4067901,872	8811370,45
Hourdis	3575	142,50	509437,5	36,89	4865117,758	186197,917

Tab.3-2- caractéristiques de la section transversale à mi-travée avec hourdis

- Aire brute : $A_b = 7951,00 \text{ cm}^2$
- Aire nette : $A_n = 7850,47 \text{ cm}^2$
- Moment statique net : $S_n = 829100,742 \text{ cm}^3$
- Centre de gravité de la section nette :

$$y_{Gn} = \frac{S_n}{A_n} = 105,61 \text{ cm}$$

- Inertie nette : (théorème de Huygens)

$$I_n = \sum_1^2 I_{oi} + A_i \cdot (\overline{g_i G})^2 = 17930588 \text{ cm}^4$$

- Bras : $\begin{cases} \text{Bras supérieur} : v = 49,39 \text{ cm} \\ \text{Bras inférieur} : v' = 105,61 \text{ cm} \end{cases}$

- Rendement géométrique de la section nette :

$$\rho = \frac{I_n}{A_n v' \cdot v} = 0,41 \text{ cm}$$

3.1.2. Section d'about

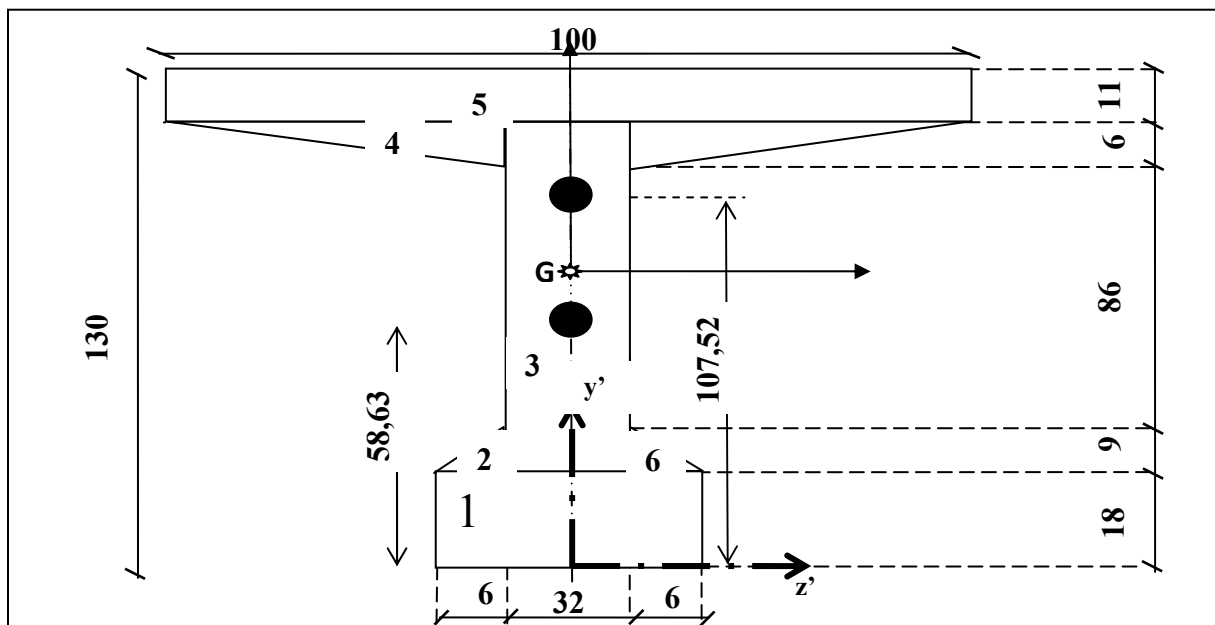


Figure 3-2 : La section transversale d'about

a) Sans hourdis

Section	Aire A_i (cm^2)	y_i' (cm)	Moment statique $S_{z'}$ (cm^3)	y_i / G_b (cm)	$A_i \cdot (\overline{g_i G})^2$	Moment d'inertie I_0 (cm^4)
1	792	9,00	7128,00	-63,55	3198573,18	21384,000
2 (ou 6)	27	21,00	567,00	-51,55	71749,867	121,500
3	3232	68,5	221392,00	-4,05	53012,888	2747469,333
4(ou 7)	102	117,00	11934,00	44,45	201531,855	204,000
5	1100,00	124,50	136950,00	51,95	2968682,75	11091,670
Gaine 1	50,256	58,63	2946,51	-13,92	9737,92	201,062
Gaine 2	50,256	107,52	5403,52	34,97	61458,11	201,062

Tab.3-3- caractéristiques de la section transversale d'about sans hourdis

- Aire brute : $A_b = 5382 \text{ cm}^2$
- Aire nette : $A_n = A_b - 2 \times 50,256 = 5281,488 \text{ cm}^2$
- Moment statique brut : $S_b = 390472 \text{ cm}^3$
- Moment statique net : $S_n = S_b - (2946,51 + 5403,52) = 382121,97 \text{ cm}^3$
- Centre de gravité de la section brute :

$$y_{Gb} = \frac{S_b}{A_b} = \frac{390472}{5382} = 72,55 \text{ cm}$$

- Centre de gravité de la section nette :

$$y_{Gn} = \frac{S_n}{A_n} = 72,35 \text{ cm}$$

- Inertie brute : (théorème de Huygens)

$$I_b = \sum_1^7 I_{0i} + A_i \cdot (\overline{g_i G})^2 = 9547428,265 \text{ cm}^4$$

- Inertie nette : (théorème de Huygens)

$$I_n = I_b - I_{gaines/G} = 9475830,111 \text{ cm}^4$$

- Bras inférieur : $\begin{cases} \text{section brute : } v' = 72,55 \text{ cm} \\ \text{section nette : } v' = 72,35 \text{ cm} \end{cases}$

- Bras supérieur : $\begin{cases} \text{section brute : } v = 57,45 \text{ cm} \\ \text{section nette : } v = 57,65 \text{ cm} \end{cases}$

- Rendement géométrique : $\begin{cases} \text{section brute : } \rho = \frac{I_b}{A_b v' \cdot v} = 0,425 \text{ cm} \\ \text{section nette : } \rho = \frac{I_n}{A_n v' \cdot v} = 0,430 \text{ cm} \end{cases}$

b) Avec hourdis (25 x143)

Section	Aire A_i (cm ²)	y_{gi} (cm)	Moment statique $S_{z'}$ (cm ³)	Y_i /G_n (cm)	$A_i \cdot (\overline{g_i G})^2$	Moment d'inertie I_0 (cm ⁴)
Poutre	5281,488	72,35	382121,97	- 28,32	4067901,872	9475830,111
Hourdis	3575	142,50	509437,50	41,83	6255352,318	186197,917

Tab.3-4- caractéristiques de la section transversale d'about avec hourdis

- Aire brute : $A_b = 8957,00 \text{ cm}^2$
- Aire nette : $A_n = 8856,488 \text{ cm}^2$
- Moment statique net : $S_n = 891559,47 \text{ cm}^3$
- Centre de gravité de la section nette :

$$y_{Gn} = \frac{S_n}{A_n} = 100,67 \text{ cm}$$

- Inertie nette : (théorème de Huygens)

$$I_n = \sum_1^2 I_{A_i/z_i} + A_i \cdot (\overline{g_i G})^2 = 19985282,22 \text{ cm}^4$$

- Bras : $\begin{cases} \text{Bras supérieur} : v = 54,33 \text{ cm} \\ \text{Bras inférieur} : v' = 100,67 \text{ cm} \end{cases}$

- Rendement géométrique de la section nette :

$$\rho = \frac{I_n}{A_n v' \cdot v} = 0,412$$

3.1.3. Résumé des caractéristiques de la section nette

	Section d'about		Section médiane	
	Poutre seule	Poutre + dalle	Poutre seule	Poutre + dalle
A_n (m ²)	0,5281488	0,8856488	0,427547	0,785047
v (m)	0,5765	0,5433	0,55234	0,4939
v' (m)	0,7235	1,0067	0,74766	1,0561
I_n (m ⁴)	0,0947583011	0,1998528222	0,0881137045	0,17930588
ρ	0,430	0,412	0,433	0,410

Tab.3-5- résumé des caractéristiques de la section transversale

3.1.4. Section équivalente

- $s_1 = 100 \times 11 + (100+38) \times 6/2 + (18 + 38) \times 10/2 = 1794 \text{ cm}^2$
- $h_1 = s_1 / b_0 = 1794/100 = 17,94 \text{ cm}$
- $s_2 = 44 \times 18 + (44 + 18) \times 20 / 2 = 1412 \text{ cm}^2$

- $h_3 = s_2 / 44 = 32,1 \text{ cm}$
- $h_2 = 130 - (h_1 + h_3) = 79,97 \text{ cm}$.

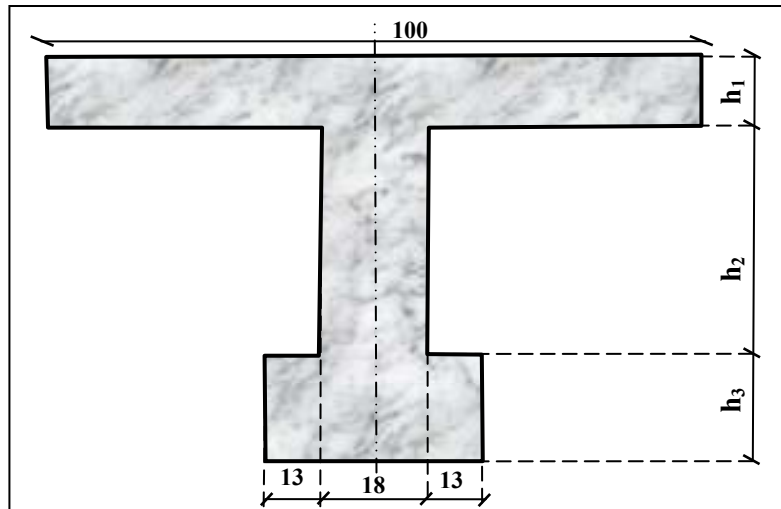


Figure 3-3 : Sections transversales équivalente

3.2. Calcul des actions

La poutre de rive dégradée est dimensionnée, dans la première phase de réalisation, de la même manière que d'une poutre intermédiaire.

3.2.1. Charges permanentes

- Poids propre de la poutre : $g_1 = A_i \cdot \rho_B = 0,5282 \times 25 = 13,205 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de la dalle : $g_2 = 0,25 \times \rho_B = 6,25 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de (revêtement + chape):
 $g_3 = 0,08 \times 22 = 1,76 \text{ KN/m}^2$
- Poids du trottoir (en négligeant les sections des trous):
 $S_{tr} = (20+27) \times 145/2 + 68 \times 5/2 + 11 \times 41 = 4028,50 \text{ cm}^2$
 $g_4 = S_{tr} \times 25 = 10,7125 \text{ KN/ml}$

Le tableau suivant représente les charges permanentes reprises par chaque poutre

Eléments	Poutre de rive	Poutre intermédiaire
Poutre	13,205	13,205
Dalle	7,59375	8,9375
Trottoir	10,7125	0,00
Revêtement+ chape	0,000	2,517
Totale (KN/ml)	31,511	24,660

Tab.3-6- Répartition des charges permanentes

3.2.2. Charges variables

On calcule notre ouvrage sous les sollicitations suivantes :

- La surcharge de type A ;
- Système de charge B ;
- Les surcharges sur trottoirs ;
- Système de charges D_{240} et
- Surcharges militaires M_{C120} .

a) Surcharges A

D'après le fascicule 61 titres II : $A = a_1 \times a_2 \times A(L)$

Avec :

- $A(L) = 230 + 36000 / (L+12)$ exprimée en Kg/m^2 ; L est la longueur chargeable

$$L = 26 \text{ m} \Rightarrow A(L) = 1177,368 \text{ Kg/m}^2 = 11,77 \text{ KN/m}^2$$

- Coefficient a_1 : Il est déterminé en fonction de la classe du pont et le nombre de voies chargées. Dans notre cas, $a_1 = 1,0$
- Coefficient a_2 : $a_2 = l_0 / l_v$; $l_0 = 3,5 \text{ m}$ (1^{ère} classe) $\Rightarrow a_2 = 1$

Alors, on a, la surcharge finale sur le pont :

- Une voie chargée : $A = 1 \times (1 \times 11,77 \times 3,5) = 41,08 \text{ KN/ml}$
- Deux voies chargées : $A = 2 \times (1 \times 11,77 \times 3,5) = 82,41 \text{ KN/ml}$

b) Surcharges B

Surcharges B_C

Camion de 30t comporte 3 essieux. Dans le sens longitudinal, le nombre maximal de camions est limité à deux par file. La surcharge B_C est pondérée par un coefficient b_c et frappée d'un coefficient de majoration dynamique.

☞ Charge permanente (poids total du pont) :

$$G = L \cdot [7 \cdot g_1 + 9 \cdot 68 \cdot g_2 + l_s \cdot g_3 + 2 \cdot g_4] = 4246,97 \text{ KN} = 424,697 \text{ t}$$

☞ S = surcharge maximale = 2 (camions) \times 30t \times 2 (voies) = 120 t

☞ coefficient de majoration dynamique :

$$\delta = 1 + [0,4 / (1 + 0,2L)] + 0,6 / [1 + 4 (G/S)]$$

$$S \times b_c = 1,1 \times 120 = 132 \text{ t} \Rightarrow \delta = 1,104$$

Nombre de files	Coefficient de pondération b_c	δ	Surcharge totale sans majoration (t)	Essieu avant d'un camion (t)	Essieu arrière d'un camion (t)
1	1,20	1,1	60	7,92	15,84
2	1,10	1,1	120	14,52	29,04

Tab.3-7- Surcharges B_C

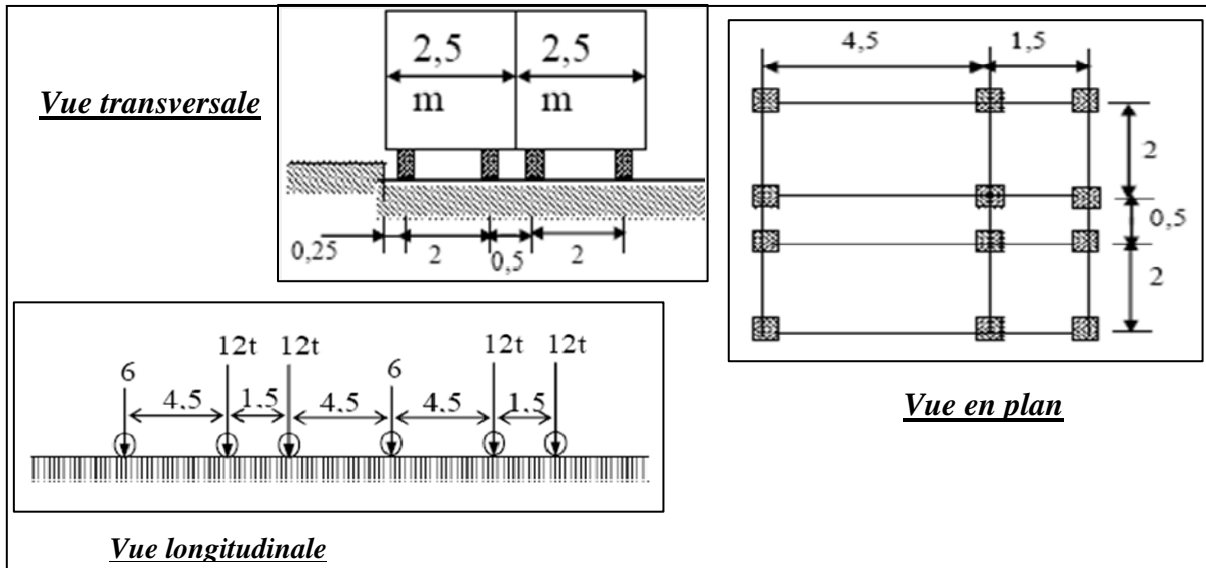


Figure 3-4 : Système de surcharge B_c

Surcharges B_t

Un tandem de 32 t comporte deux essieux. On peut dispose deux tandems au plus sur un pont de 1^{ère} classe. La surcharge B_t est pondérée par un coefficient b_t qui égale 1 pour un pont de 1^{ère} classe.

- Surcharge maximale = 2 x 32 = 64 t
- coefficient de majoration dynamique :

$$S \times b_t = 1,0 \times 64 = 64 \text{ t} \Rightarrow \delta = 1,086$$

Nombre de files	Coefficient de pondération b _t	Surcharge (t)	Essieu d'un camion (t)
1	1,0	32	17,376
2	1,0	64	34,752

Tab.3-8- Surcharges B_t

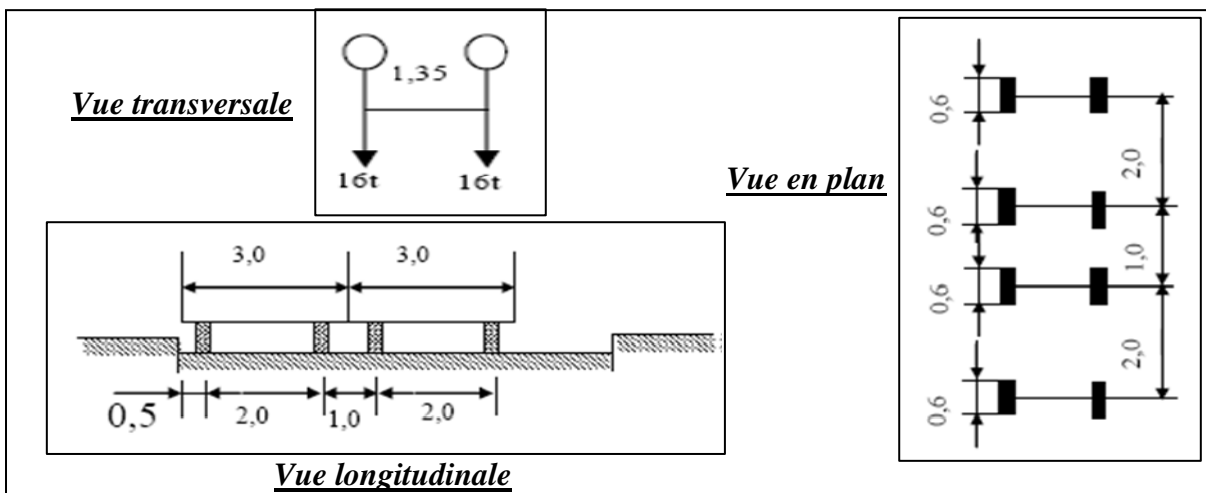


Figure 3-5 : Système de surcharge B_t

c) Surcharges des trottoirs

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m^2 de façon à produire l'effet maximal envisagé. Les deux trottoirs peuvent ne pas être chargés simultanément.

Deux trottoirs : $P = 150 \times (2 \times 1,24) = 0,375 \text{ t/ml} = 3,72 \text{ KN/ml}$

d) Surcharges militaires Mc 120

Un véhicule de système Mc 120 comporte deux chenilles de masse totale de 110 t où la surface d'impact de chaque chenille est de $6,1 \times 1 \text{ m}$. Les charges militaires sont frappées d'un coefficient de majoration dynamique δ .

S : surcharges maximale = 110 t

$$\Rightarrow \delta_{Mc120} = 1 + [0,4 / (1 + 0,2 L)] + 0,6 / [1 + 4 (G/S)] = 1,101$$

Donc : $S_{Mc120} = 110 \times 1,105 = 121,11 \text{ t}$

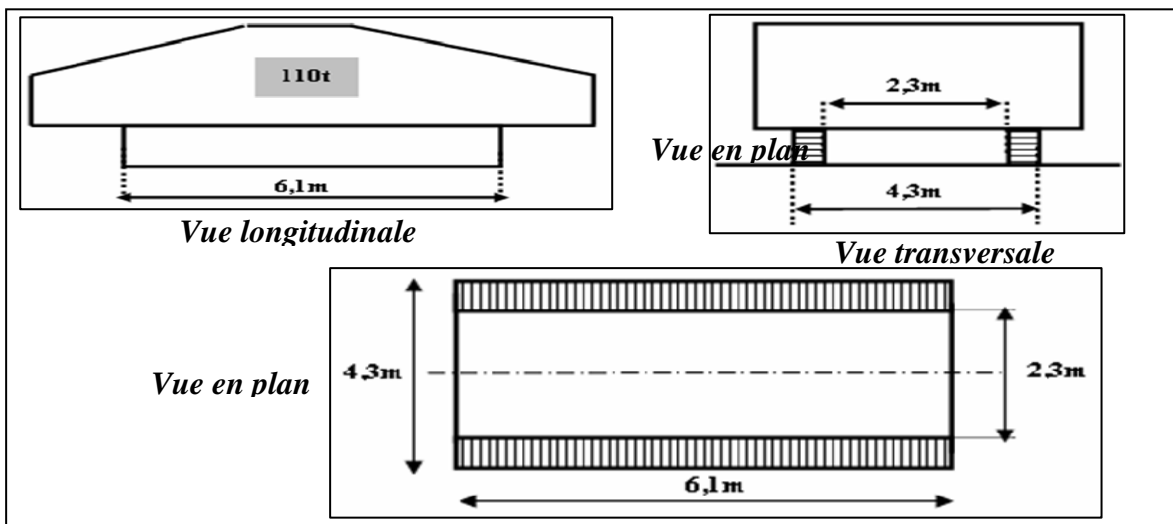


Figure 3-6 : Système de surcharge M_{C120}

e) Surcharges D

Il comporte une remorque de 240t de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de largeur et de 18,6 m de longueur.

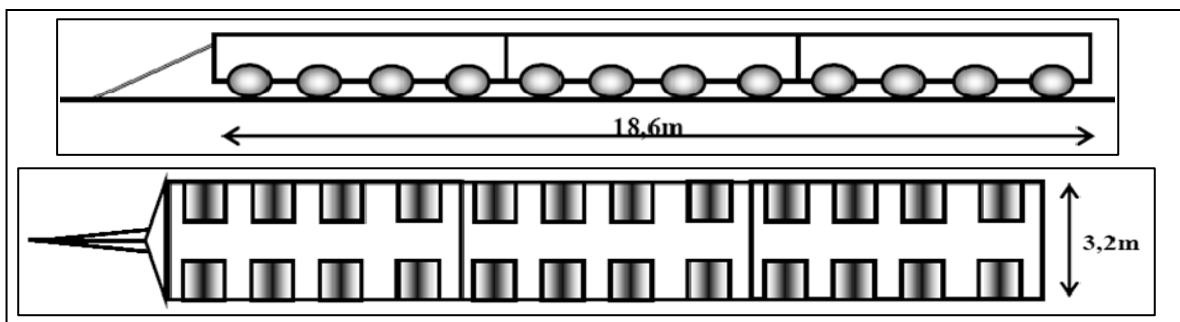


Figure 3-7 : Système de surcharge D_{240}

3.3. Calcul des sollicitations à la flexion

3.3.1. Moment fléchissant sous l'effet de charges permanentes

Le moment fléchissant maximal d'une poutre isostatique de longueur L se trouve à mi-travée. Il est donné, pour une charge G uniformément répartie, par la formule suivante :

$$M_G (L/2) = G \cdot l^2/8$$

Eléments	Poutre de rive	Poutre intermédiaire
Charge (KN/ml)	31,511	24,660
Moment à mi-travée (KN.m)	2662,70	2084,00

Tab.3-9- Moment fléchissant sous l'effet de charges permanentes

3.3.2. Moment fléchissant sous l'effet de surcharges

Ligne d'influence des moments fléchissants en un point est la ligne des moments quand une force unitaire se déplace sur la poutre. Pour avoir le moment, on multiplie les ordonnées des lignes d'influence par la force P dans le cas où cette charge est concentrée, si elle est répartie uniformément c'est par l'aire de la ligne d'influence se trouvant sous cette charge uniforme.

D'après le théorème de Barré (pour les charges concentrées), le moment fléchissant est maximum au droit de l'essieu de façon que cet essieu et la résultante de convois se trouvent symétriquement par rapport à l'axe de la poutre on détermine la section dangereuse.

a) Système de charge A

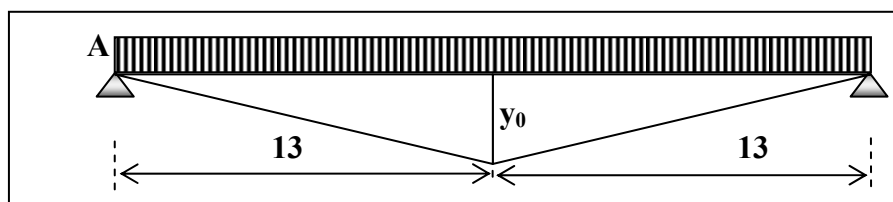


Figure 3-8 : Répartition longitudinale de la surcharge A

La charge A est uniformément répartie sur toute la longueur de la poutre. Le moment maximal se trouve à mi-travée.

- $y_0 = (13 \times 13) / L = 6,50 \text{ m}$
- surface du triangle : $S = y_0 \times L / 2 = 84,50 \text{ m}^2$
- surcharges A : $A = 82,41 \text{ KN/ml}$
- moment maximal sur toutes les poutres (lorsque les deux voies sont chargées) :
 $M = A \times S = 6963,645 \text{ KN.m}$
- moment revenant à chaque poutre : $M_0 = M/7 = 994,81 \text{ KN.m}$

b) Surcharge des trottoirs

Les surcharges sur trottoirs sont supposées uniformément chargées et de 1,86 KN/ml pour un trottoir. Le moment maximal se trouve à mi-travée.

$$M = 2 \times (1,86 \times 26^2 / 8) = 314,34 \text{ KN.m}$$

- Moment revenant à chaque poutre : $M_0 = M / 7 = 44,905 \text{ KN.m}$

c) Système de charge B_C

Position de la résultante R du convoi (R = 60 t).

$$X_r/A = [(12 \times 4,5) + (12 \times 6) + (6 \times 10,5) + (12 \times 15) + (12 \times 16,5)] / 60$$

$$X_r/A = 9,45 \text{ m}$$

$$a = 9,45 - 6 = 3,45 \text{ m}$$

$$a' = 4,5 - 3,45 = 1,05 \text{ m}$$

1^{er} cas : La résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre

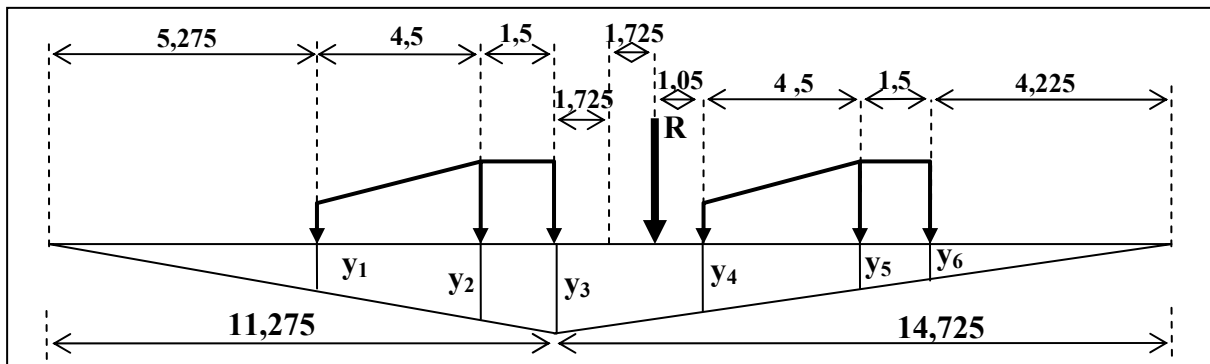


Figure 3-9 : Répartition longitudinale de la surcharge B_C (1^{er} cas)

Pour cette position le moment fléchissant maximum est obtenu au niveau de l'essieu de 12 t qui est symétrique à « R » l'axe de la poutre lorsque les deux voies sont chargées.

$$y_3 = 11,275 \times 14,725 / 26 = 6,3855 \text{ m}$$

$$y_1 = 5,275 \times y_3 / 11,275 = 2,9870 \text{ m}$$

$$y_2 = 9,775 \times y_3 / 11,275 = 5,5360 \text{ m}$$

$$y_4 = 10,225 \times y_3 / 14,725 = 4,4340 \text{ m}$$

$$y_5 = 5,725 \times y_3 / 14,725 = 2,4826 \text{ m}$$

$$y_6 = 4,225 \times y_3 / 14,725 = 1,8320 \text{ m}$$

$$\text{Essieux avant : } \Sigma y_{iav} = y_1 + y_4 = 7,421 \text{ m}$$

$$\text{Essieux arrière : } \Sigma y_{iar} = y_2 + y_3 + y_5 + y_6 = 16,2361 \text{ m}$$

$$\text{Moment maximal sous l'essieu 3 (deux voies chargées) : } M = (\Sigma y_i P_i) = 579,25 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment maximal sous l'essieu 3 revenant à chaque poutre : } M_0 = 579,25 / 7 = 82,75 \text{ t.m}$$

2^{ème} cas : La résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre

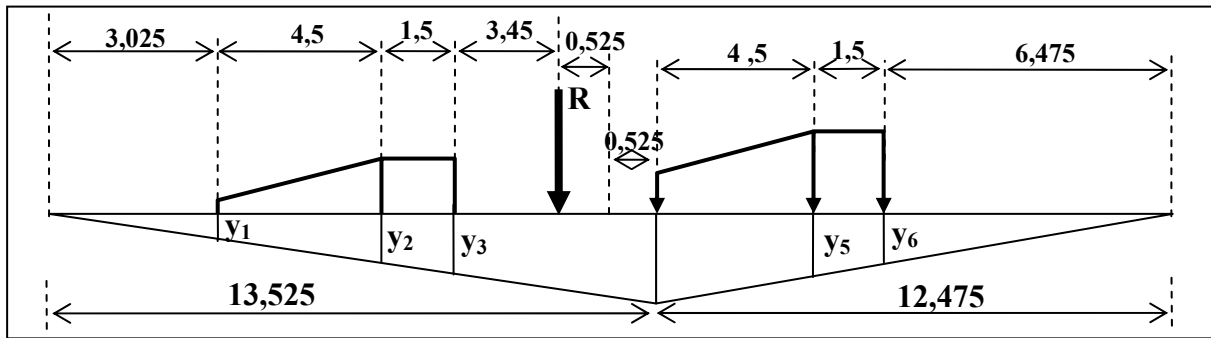


Figure 3-10 : Répartition longitudinale de la surcharge B_C (2^{ème} cas)

Pour cette position le moment fléchissant maximum est obtenu au niveau de l'essieu de 12 t qui est symétrique à « R » l'axe de la poutre.

$$y_4 = 13,525 \times 12,475 / 26 = 6,4900 \text{ m}$$

$$y_1 = 3,025 \times y_4 / 13,525 = 1,4515 \text{ m}$$

$$y_2 = 7,525 \times y_4 / 13,525 = 3,6110 \text{ m}$$

$$y_3 = 9,025 \times y_4 / 13,525 = 4,1490 \text{ m}$$

$$y_5 = 7,975 \times y_4 / 12,475 = 3,8944 \text{ m}$$

$$y_6 = 6,475 \times y_4 / 12,475 = 3,3685 \text{ m}$$

$$\text{Essieux avant : } \Sigma y_{iav} = y_1 + y_4 = 7,9415 \text{ m}$$

$$\text{Essieux arrière : } \Sigma y_{iar} = y_2 + y_3 + y_5 + y_6 = 15,0229 \text{ m}$$

$$\text{Moment maximal sous l'essieu 4 (2 voies chargées) : } M = (\Sigma y_i P_i) = 551,575 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment maximal sous l'essieu 4 revenant à chaque poutre : } M_0 = M / 7 = 78,796 \text{ t.m}$$

d) Système de charge B_T

Un seul cas présent où La position de la résultante R = 32 t du convoi se trouve entre les deux essieux.

$$X_r/\text{essieu} = 1,35 / 2 = 0,675 \text{ m}$$

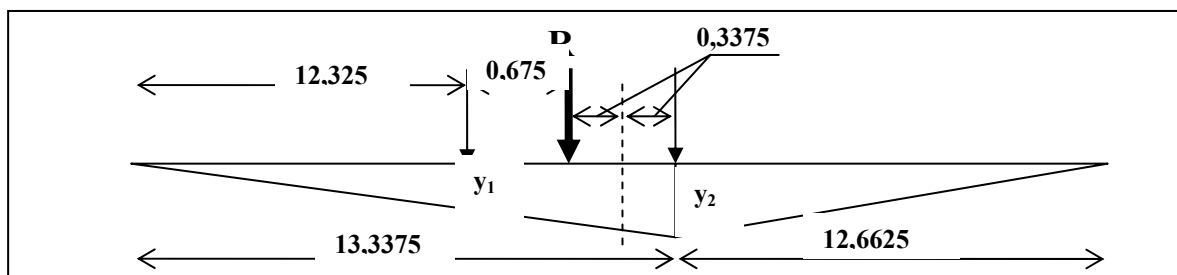


Figure 3-11 : Répartition longitudinale de la surcharge B_T

$$y_2 = 13,3375 \times 12,6625 / 25 = 6,4956 \text{ m}$$

$$y_1 = 12,325 \times 6,4956 / 13,3375 = 6,0025 \text{ m}$$

- Moment maximal sous l'essieu 2 (2 voies chargées) :

$$M = 2 \times (\Sigma y_i P_i) = 434,335 \text{ t.m}$$

- Moment maximal revenant à chaque poutre (2 voies chargées) :
 $M_0 = M/7 = 62,048 \text{ t.m.}$

e) Surcharge militaires M_{C120}

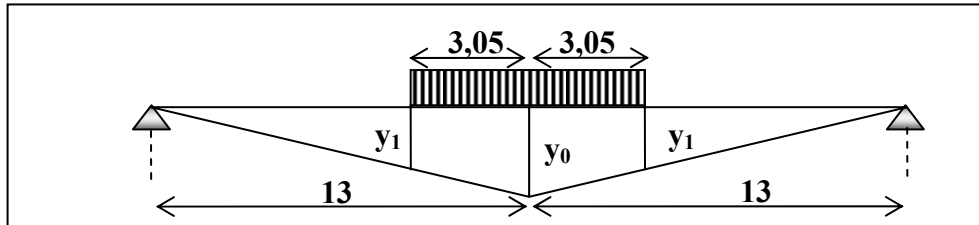


Figure 3-12: Répartition longitudinale de la surcharge M_{C120}

$$y_0 = 13^2 / 26 = 6,50 \text{ m}$$

$$y_1 = (13,00 - 3,05) \times 6,50 / 13,00 = 4,975 \text{ m}$$

- Moment maximal :
 $M = 2 [(y_0 + y_1) \times 3,05 / 2] \times 121,11 / 6,10 = 694,87 \text{ t.m}$
- Moment maximal revenant à chaque poutre :
 $M_0 = M/7 = 99,267 \text{ t.m.}$

f) Surcharges exceptionnelles D_{240}

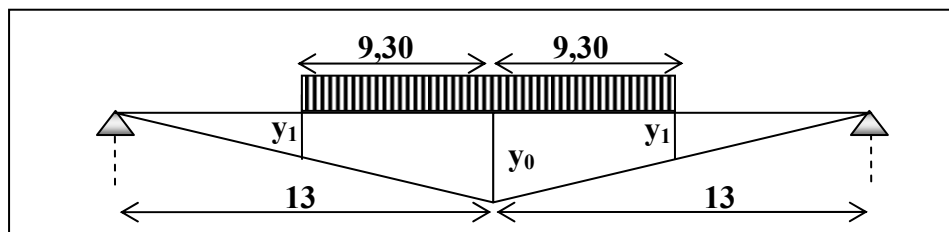


Figure 3-13 : Répartition de surcharge D_{240}

$$y_0 = 13^2 / 26 = 6,50 \text{ m}$$

$$y_1 = (13 - 9,30) \times 6,5 / 13 = 1,85 \text{ m}$$

- Moment maximal :
 $M = 2 [(y_0 + y_1) \times 9,30 / 2] \times 240 / 18,60 = 1002,00 \text{ t.m}$
- Moment maximal revenant à chaque poutre :
 $M_0 = M/7 = 143,143 \text{ t.m}$

3.3.3. Répartition transversale des moments

L'ouvrage étant chargé conformément au règlement, il reste à déterminer les sections dangereuses (les plus sollicitées) transversalement et longitudinalement.

La méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des plus simples et les plus utilisées, elle donne des résultats satisfaisants par rapport aux autres méthodes, car la rigidité transversale du tablier n'est pas négligeable. Elle consiste pour chaque effort à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour les différentes excentricités de

charges ($e = b$; $e = \frac{3}{4}b$; $e = \frac{1}{2}b$; $e = \frac{1}{4}b$; $e = 0$) et pour les neuf sections de la largeur de dalle ($y = \pm b$; $y = \pm \frac{3}{4}b$; $y = \pm \frac{1}{2}b$; $y = \pm \frac{1}{4}b$; $y = 0$).

On déplacera les charges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients. Dans le cas des ponts à poutres multiples la section d'étude sera imposée par la position de la poutre, ce qui nous amène à tracer les lignes d'influences pour les différentes excentricités de charge et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

a) Calcul des paramètres α et θ

Le pont est constitué de 7 poutres ($n = 7$) espacées de $b_0 = 1,43$ m (entre axes des poutres), donc la largeur active ($2b$) du pont sera :

$$2b = n \times b_0 = 6 \times 1,43 + 2 \times 0,50 = 9,58 \text{ m} \Rightarrow b = 4,79 \text{ m}$$

En supposant que la poutre intermédiaire est la poutre de référence, on obtient les positions actives des poutres suivantes : ($-0,895 b$; $-0,597 b$; $-0,298 b$; $0,00$; $0,298 b$; $0,597 b$; $0,895 b$).

Paramètre d'entretoisement : caractérise la souplesse de l'entretoisement

$$\theta = \frac{b}{l} \cdot \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$$

Avec :

- b : demi-largeur de la dalle
- l : portée de la travée
- ρ_P : rigidité flexionnelle des poutres par unité de largeur
- ρ_E : rigidité flexionnelle des entretoises par unité de longueur

Paramètre de torsion : caractérise la torsion du pont

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2 \cdot \sqrt{\rho_P \cdot \rho_E}} ; 0 \leq \alpha \leq 1$$

Notre pont ne comporte pas d'entretoises intermédiaires, c'est la dalle (hourdis) qui joue le rôle d'entretoises donc : $\rho_E = \rho_D$; $\rho_D = B_p / b_1 = E I_p / b_1$ et $\rho_P = \rho_E = E I_D / l_1$

Avec :

b_1 : distance entre-axes des poutres

l_1 : unité de largeur ;

γ_P : rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur

γ_E : rigidité torsionnelle des entretoises (dalle) par unité de largeur

$$\gamma_P = C_p / b_1$$

$$\gamma_E = \gamma_D = C_D / l_1$$

$$C_p = G / 3 = [\sum b_i h_i + (b \times h^3 / 2)] ; G = E / 2 (1 + \nu)$$

ν : Coefficient de poisson

E : module de déformation longitudinale du béton

G : module de déformation transversale du béton.

- Moment d'inertie de la section à mi-travée avec hourdis : $I_M = 16766365,00 \text{ cm}^4$
- Moment d'inertie de la section d'about avec hourdis : $I_0 = 19984855,03 \text{ cm}^4$
- Moment d'inertie équivalent (poutre+dalle) $I_p = I_0 + 8 (I_M - I_0) / 3\pi = 17252915,84 \text{ cm}^4$
- Module de Young E
- Coefficient de poisson $\nu = 0,2$ pour le béton précontraint
- Module de cisaillement G
- Inertie de la dalle : $I_E \approx (1 \times 0,1794 + 0,25)^3 = 0,00659 \text{ cm}^4$
- La rigidité de torsion de la dalle par unité largeur : $C_E = G \cdot l \cdot x h^3 / 6 = 2604,167 \times 10^{-6} \text{ G}$
- La rigidité de torsion de la poutre avec le hourdis:
 $C_p = G \times [\sum b_i h_i^3 / 3 + (b h^3 / 6)] = 0,012 \text{ G} = 0,005022 \text{ E}$
- $\gamma_p = C_p / b_0 = 0,005 \text{ E} / 1,43 = 0,0035 \text{ E}$
- $\gamma_E = C_E / I_0 = 0,0026 \text{ G} / 1,00 = 0,00108 \text{ E}$
- $\rho_p = (E I_p / b_0) = E \times 0,172 / 1,43 = 0,1206 \text{ E}$
- $\rho_E = (E I_E / 1,00) = 0,00659 \text{ E}$

$$\Rightarrow \begin{cases} \theta = \frac{b}{l} \cdot \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} = 0,46 \\ \alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \cdot \sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}} = 0,08 < 1 \end{cases}$$

b) Coefficients κ_α

Le coefficient de répartition transversale κ dépend du paramètre de l'entretoisement θ , du paramètre de torsion α , de l'ordonnée relative (y) et de la section où on veut étudier le moment. Les valeurs de κ pour $\alpha = 0$; $\alpha = 1$ et $1 \leq \theta \leq 2$ sont données dans les tableaux de Guyon-Massonnet. Pour une valeur intermédiaire il y'a lieu d'interpoler.

Pour un calcul rigoureux de κ dans le cas où $0 < \alpha < 1$ on utilisera les formules d'interpolation d'après Sattler.

$$\begin{array}{ll} \text{Si } 0 \leq \theta \leq 0.1 & \kappa_\alpha = \kappa_0 + (\kappa_1 - \kappa_0) \alpha^{0.05} \\ \text{Si } 1 \leq \theta \leq 2 & \kappa_\alpha = \kappa_0 + (\kappa_1 - \kappa_0) \alpha^{0.5} \\ \text{Si } 0.1 \leq \theta \leq 1 & \kappa_\alpha = \kappa_0 + (\kappa_1 - \kappa_0) \alpha^\beta \end{array}$$

Où $\beta = 1 - e^{(0.065 - \theta) / 0.665}$ et c'est notre cas avec :

κ_0 : valeur de κ correspondant à $\alpha = 0$

κ_1 : valeur de κ correspondant à $\alpha = 1$

Dans le cas où θ calculée ne figure pas dans le tableau on doit faire une interpolation, et si la poutre en question se trouve entre deux sections dont les lignes d'influence sont connues on peut aussi faire une interpolation.

$$\beta = 1 - e^{(0,065-\theta)/0,665} = 0,45 \Rightarrow \kappa_{\alpha} = \kappa_0 + (\kappa_1 - \kappa_0) \alpha^{\beta} = \kappa_0 + 0,32 (\kappa_1 - \kappa_0)$$

K₀ pour $\theta = 0,46$

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,7208	0,8744	1,0205	1,1378	1,1884	1,1378	1,0205	0,8744	0,7208
b/4	0,0633	0,3446	0,6241	0,8944	1,1378	1,3217	1,4172	1,4618	1,4921
b/2	-0,5159	-0,1410	0,2373	0,6241	1,0205	1,4172	1,7879	2,1052	2,4005
3b/4	-1,0536	-0,6015	-0,1410	0,3446	0,8744	1,4618	2,1052	2,7790	3,4442
b	-1,5782	-1,0536	-0,5159	0,0633	0,7208	1,4921	2,4005	3,4442	4,5811

Tab.3-10- Valeurs de K₀ pour $\theta = 0,46$

K₁ pour $\theta = 0,46$

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,8889	0,9434	1,0032	1,0602	1,0888	1,0602	1,0032	0,9434	0,8889
b/4	0,7283	0,7973	0,8769	0,9682	1,0602	1,1259	1,1357	1,1173	1,0941
b/2	0,6053	0,6803	0,7687	0,8769	1,0032	1,1357	1,2474	1,3088	1,3469
3b/4	0,5106	0,5880	0,6803	0,7973	0,9434	1,1173	1,3088	1,4933	1,6448
b	0,4321	0,5106	0,6053	0,7283	0,8889	1,0941	1,3469	1,6448	1,9736

Tab.3-11- Valeurs de K₁ pour $\theta = 0,46$

$$\kappa_{\alpha} = \kappa_0 + 0,32 (\kappa_1 - \kappa_0)$$

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,7752	0,8968	1,0149	1,1127	1,1562	1,1127	1,0149	0,8968	0,7752
b/4	0,2787	0,4912	0,7060	0,9183	1,1127	1,2583	1,3260	1,3502	1,3632
b/2	-0,1528	0,15250	0,4094	0,7060	1,0149	1,3260	1,6129	1,8473	2,0593
3b/4	-0,5470	-0,2162	0,1250	0,4912	0,8968	1,3502	1,8473	2,3626	2,8614
b	-0,9271	-0,5470	-0,1528	0,02787	0,7752	1,3632	2,0593	2,8614	3,7366

Tab.3-12- Valeurs de K_α pour $\theta = 0,46$

K_α réels

poutre \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
1	0,7752	0,8968	1,0149	1,1127	1,1562	1,1127	1,0149	0,8968	0,7752
2	0,2137	0,4368	0,6628	0,8889	1,1010	1,2725	1,3694	1,4189	1,4558
3	-0,2690	0,0256	0,3271	0,6445	0,9822	1,3355	1,6846	1,9945	2,2784
4	-0,7106	-0,3585	0,0055	0,3998	0,8446	1,3561	1,9390	2,5780	3,2309

Tab.3-13- Valeurs de K_α réels pour $\theta = 0,46$

$K_{\alpha\max}$

Poutre	1 (de rive)	2	3	4 (intermédiaire)
	0,895 b	0,597 b	0,298 b	0,000
A (2 voies)	1,0647	1,0915	1,0870	1,0679
B _C (2 voies)	1,0956	1,1932	1,2612	1,3023
B _T (2 voies)	1,0817	1,1221	1,1269	1,1082
M _{C120}	1,0819	1,1423	1,1687	1,1655
D ₂₄₀	1,1083	1,2873	1,4171	1,5022
2 trottoirs	1,0872	0,9402	0,8297	0,7863

Tab.3-14- Valeurs de $K_{\alpha\max}$ pour $\theta = 0,46$

- Charge uniformément répartie : $K_{\alpha\max} = \text{aire de ligne d'influence} / L$
- Charges concentrées : $K_{\alpha\max} = (\sum P_i y_i) / \sum P_i$

3.3.4. Valeurs finales des moments fléchissants

Les moments maximaux de sollicitation pour les poutres intermédiaire et de rive sous les différents systèmes de charges sont donnés dans le tableau suivant :

		A	B _C	B _T	M _{C120}	D ₂₄₀	Trottoir
M ₀ (KN.m)		994,81	827,50	620,48	992,67	1431,43	44,905
$K_{\alpha\max}$	Poutre intermédiaire	1,0619	1,3023	1,1082	1,1655	1,5022	1,0872
	Poutre de rive	1,0647	1,0956	1,0817	1,0819	1,1083	0,7863
M (KN.m)	Poutre intermédiaire	1062,35	1077,65	687,61	1156,95	2150,29	48,82
	Poutre de rive	1059,17	906,61	671,30	1073,97	1586,45	35,31

Tab.3-15- Valeurs finales des moments fléchissants

3.4. Combinaisons d'actions

Les règles B.P.E.L donnent les combinaisons suivantes pour la détermination des efforts maximum :

Actions	Poids propre (PP)	A	B _C	B _T	M _{C120}	D ₂₄₀	Trottoir (T)
ELU	1,35	1,6	1,6	1,6	1,35	1,35	1,6
ELS	1	1,2	1,2	1,2	1	1	1,2

Tab.3-16- Combinaisons d'action selon les B.P.E.L

Les sollicitations à la flexion de la poutre intermédiaire selon les différentes combinaisons précédentes sont :

Actions de la combinaison	ELS		ELU
	M_{\min}	M_{\max}	
PP, A, T	2084,00	3401,192	4569,656
PP, B _C , T	2084,00	3419,552	4594,136
PP, B _T , T	2084,00	2951,504	3970,072
PP, M _{C120} , T	2084,00	3283,322	4431,778
PP, D ₂₄₀ , T	2084,00	4292,874	6005,962

Tab.3-17- Sollicitation de la poutre intermédiaire à la flexion

- Moment minimal sollicitant la poutre de rive à l'ELS : $M_{\min} = 2,6627 \text{ MN.m}$;
- Moment maximal sollicitant la poutre de rive à l'ELS : $M_{\max} = 4,291 \text{ MN.m}$;
- Moment ultime sollicitant la poutre de rive : $M_u = 5792,8485 \text{ MN.m}$.

CHAPITRE IV

DIAGNOSTIC

4.1. Effet du choc sur la poutre

Les études et les analyses sur prélèvements et les techniques d'examen de l'ouvrage en place, soit visuel, soit par des méthodes plus raffinées et plus puissantes (méthodes non destructives ; auscultation sonique, auscultation électromagnétique,...) permettent d'apprécier l'état des matériaux. Le bon diagnostic de l'ouvrage permet de choisir la ou les bonnes techniques de réparation. L'examen et l'auscultation de l'ouvrage ont été effectués par la société italienne INTEGRA, et les données de ces examens n'existent pas chez nous sauf la première hypothèse indiquée au-dessous. Donc, notre étude est une étude approximative basée sur cette hypothèse et les informations obtenues des ingénieurs de la société algérienne SAPTA qui ont procédé à la réparation de cette structure.

Dans notre étude, nous nous basons sur les hypothèses suivantes :

- 50% des câbles originaux sont endommagés (câble inférieur) et par conséquent non efficaces (hypothèse de INTEGRA) ;
- Perte d'une section de béton de 38 cm en hauteur (hauteur du talon) et de 150 cm en longueur (longueur du châssis métallique de déviation) ;
- Pertes totales des armatures du talon ;
- Apparence du câble supérieur dans la section médiane.

A partir de ces hypothèses on évalue :

- Les caractéristiques de la section non fissurée ;
- La résistance du béton à l'âge de dégradation et à l'âge de réparation ;
- Les pertes différées dans le câble cisailé après dégradation et à l'âge de réparation et
- La répartition des contraintes normale après choc et à l'âge de réparation.

Les images représentées dans la figure 4-1 sont des images du pont de décharge publique (Oued Smar) à Alger qui est dégradé par la même cause et réparé de la même manière (même câblage de la précontrainte additionnelle, mêmes câbles de réparation [2 câbles 12 T15], même force utile 0,8 Fprg). Les effets du choc, sur l'ouvrage à étudier ne sont pas de même degré que celui-ci représentés dans la figure 4-1.



Figure 4-1 : Effets du choc sur la poutre

4.2. Section du béton à mi-travée après choc

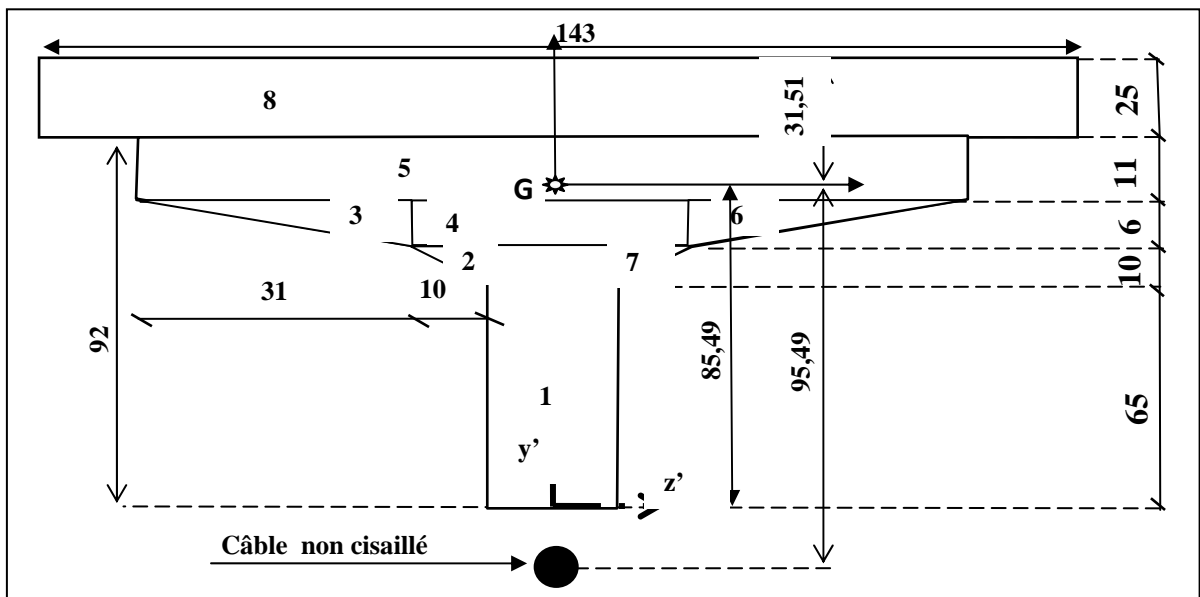


Figure 4-2 : La section transversale à mi-travée après dégradation

Section	Aire A_i (cm^2)	Centre de gravité y_i' (cm)	Moment statique $S_{z'}$ (cm^3)	y_i / G_a (cm)	$A_i \cdot (\overline{g_i G})^2$	Moment d'inertie I_0 (cm^4)
1	1350	37,50	50625,00	-47,99	3109104,135	632812,500
2 (ou 7)	50	71,67	3583,33	-13,82	9549,620	277,778
3 (ou 6)	93	79,00	7347,00	-6,49	3917,169	186,000
4	228	78,00	17784,00	-7,49	12790,823	684,000
5	1100	86,50	95150,00	1,01	1122,110	11091,667
8	3575	104,50	373587,50	19,01	1291933,858	186197,917

Tab.4-1- caractéristiques de la section transversale dégradée à mi-travée avec hourdis

- Aire : $A_a = 6539 \text{ cm}^2$
- Moment statique : $S_a = 559007,16 \text{ cm}^3$
- Centre de gravité de la section :

$$y_a = \frac{S_a}{A_a} = \frac{559007,16}{6539} = 85,49 \text{ cm}$$

- Inertie : (théorème de Huygens)

$$I_a = \sum_1^{10} I_0 + A_i \cdot (\overline{g_i G})^2 = 7831157,001 \text{ cm}^4$$

- Bras : $\begin{cases} \text{Bras supérieur} & v = 31,51 \text{ cm} \\ \text{Bras inférieur} & v' = 85,49 \text{ cm} \end{cases}$

4.3. Résistance du béton à l'âge de dégradation et à l'âge de réparation

La résistance du béton à la compression et à la traction est un paramètre très important pour la réalisation des ouvrages armés et précontraints. Elle est généralement déterminée à 28 jours. La détermination de ce paramètre à un âge j s'effectue en appliquant les relations définies par les règlements B.P.E.L ou par des essais in situ non destructifs (annexe A).

Dans l'ouvrage à étudier, on applique les relations réglementaires définies par les règles françaises B.P.E.L pour un béton non traités thermiquement. Ces relations sont :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} \cdot f_{c28} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95 j} \cdot f_{c28} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa)} \end{cases}$$

Dans notre cas, on estime les jours de dégradation et de réparation comme suit :

- Date de réalisation : $d_e = 11/11/2003$;
- Date de dégradation : $d_d =$ une année après la réalisation environ = 365 j ;
- Date de réparation : $d_r = 09/01/2006$;

⇒ Jour de dégradation : $j_d = d_d - d_e = 365 \text{ j}$;

⇒ Jour de réparation : $j_r = d_r - d_d = 790 \text{ j}$.

$$\text{et comme } f_{cj} = 35 \text{ MPa} \leq 40 \text{ MPa} \Rightarrow \begin{cases} f_{c360} = \frac{365}{4,76 + 0,83 \times 365} \times 35 = 41,51 \text{ MPa} \\ f_{c790} = \frac{790}{4,76 + 0,83 \times 790} \times 35 = 41,86 \text{ MPa} \\ f_{t365} = 3,100 \text{ MPa} \\ f_{t790} = 3,112 \text{ MPa} \end{cases}$$

4.4. Evaluation des pertes de la précontrainte intérieure

4.4.1. Pertes instantanées

La perte de précontrainte est la différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évaluation précise des pertes de précontrainte.

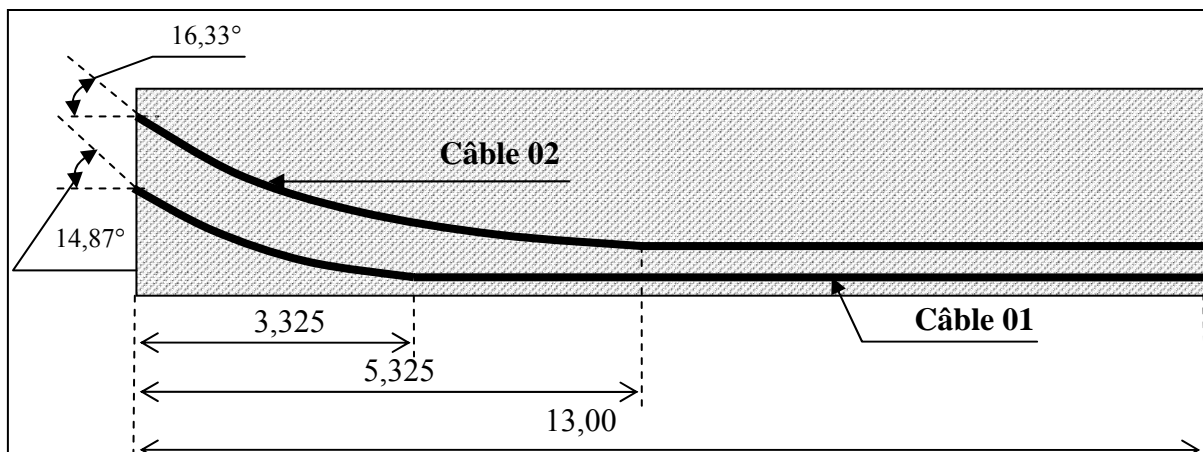


Figure 4-3 : Câblage intérieur

➤ Pertes dues au frottement du câble sur la gaine

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \cdot e^{-f\alpha(x) - \varphi l(x)} \quad (\text{BPEL 91})$$

Où :

- $l(x)$: longueur du câble à la section x ;
- $\sigma_p(x)$: la contrainte à la section x ;
- σ_{p0} : la contrainte initiale à l'ancrage ;
- α : angle total de déviation (rad) entre l'ancrage et la section x ;
- f : coefficient de frottement en courbe, (rad^{-1}) ;
- φ : coefficient de frottement droit, (m^{-1}) et
- σ_{p0} : tension à l'encrage.

Les câbles utilisés sont de type 12 T 15 (ALGA) où :

- $A_C = 1800 \text{ mm}^2$; section du câble ;
- $D = 80 \text{ mm}$; diamètre extérieur de la gaine ;
- $E_P = 1,95 \times 10^5 \text{ MPa}$; module d'élasticité ;
- $F_{peg} = 1585 \text{ MPa}$; la limite élastique garantie ;
- $F_{prg} = 1800 \text{ MPa}$; la contrainte de rupture garantie ;
- $k = 0,011 \text{ rad/m}$ (coefficient de déviation angulaire) ;
- $f = 0,18 / \text{rad}$ (toron nu) ;
- $\varphi = k \cdot f = 0,002 / \text{m}$;
- $\sigma_{P0} = 0,8 F_{prg} = 1426,5 \text{ MPa}$;
- $r = 6 \text{ mm}$; tassement d'ancrage ou retour des coins.

$x \text{ (m)}$	Câble	$l \text{ (m)}$	$\alpha \text{ (rad)}$	$\sigma_P(x) \text{ (MPa)}$	$\Delta\sigma_f \text{ (MPa)}$	$\% (\Delta\sigma_f)$
0,00	1	0,000	0,2595	0,000000	0,0000	0,00
	2	0,000	0,2850	0,000000	0,0000	0,00
3.325	1	4,365	0,2595	1349,567	76,328	5,39
	2	3,465	0,2850	1345,810	80,693	5,65
5.325	1	6,365	0,2595	1344,180	82,320	5,77
	2	6,405	0,2850	1337,917	88,583	6,21
13,00	1	14,04	0,2595	1323,704	102,796	7,20
	2	14,08	0,2850	1317,537	108,963	7,63

Tab.4-2- Pertes de la précontrainte intérieure par frottement

➤ Pertes dues au tassement d'ancrage

On a les relations suivantes :

$$d = \sqrt{\frac{r \cdot E_P \cdot l}{(\sigma_{P0} - \sigma_P(l))}} = \sqrt{\frac{r \cdot E_P \cdot l}{\sigma_{P0}(1 - e^{-(f \cdot \alpha + \varphi l)})}} ; \sigma_a = \sigma_{P0} - \frac{2 \cdot r \cdot E_P}{d} ; \sigma_d = \frac{\sigma_{P0} + \sigma_a}{2}$$

$$\text{et } \Delta\sigma_P(x) = \frac{2 \cdot (\sigma_{P0} - \sigma_d)(d - x)}{d} \text{ et } \sigma_P(x) = \sigma_d - \frac{\Delta\sigma_P(x)}{2} ; (x \leq d)$$

Où :

- d : longueur du câble influencé par le retour des coins ;
- σ_a : tension du câble à l'ancrage après le retour des coins et
- σ_d : tension du câble à la distance d de l'ancrage.

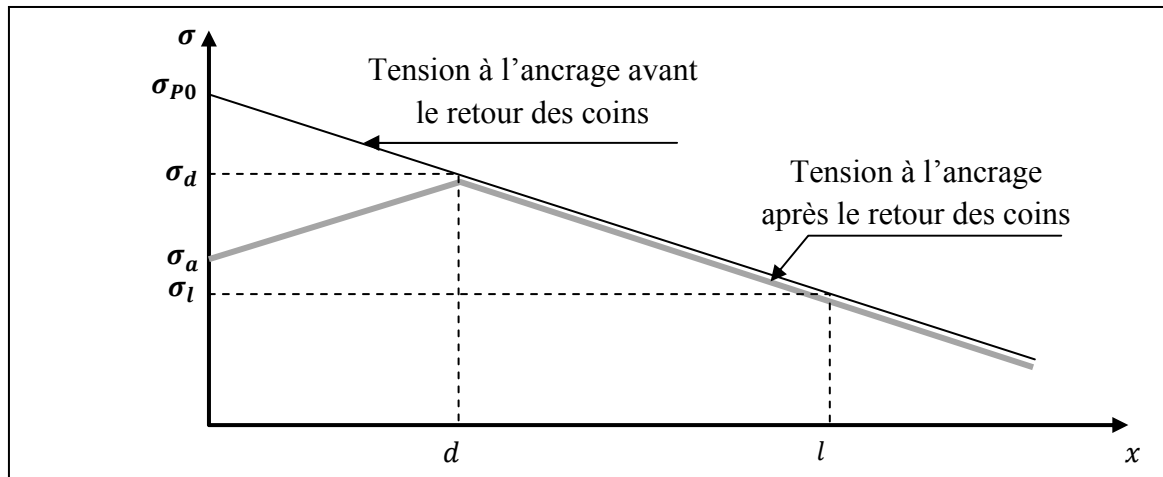


Figure 4-4 : Effet de tassement d'ancrage sur la tension utile

Câble	d (m)	σ_a (MPa)	σ_d (MPa)	x (m)	$\Delta\sigma_g(x)$ (MPa)	$\sigma_p(x)$ (MPa)	% ($\Delta\sigma_g$)
1	15,35	1274,06	1350,28	0,000	152,44	1274,06	10,68
				3,325	119,42	1307,08	8,37
				5,325	99,55	1326,94	6,98
				13,00	23,34	1403,16	1,63
2	15,04	1270,91	1348,71	0,000	155,58	1270,92	10,90
				3,325	121,18	1305,31	8,49
				5,325	100,49	1326,00	7,04
				13,00	21,10	1405,40	1,48

Tab.4-3- Pertes de la précontrainte intérieure par tassement d'ancrage

Remarque

Dans ce cas, la perte de tension par glissement de l'armature par rapport à son ancrage ou de la déformation de l'ancrage va disparaître à une distance $d > l/2$. Alors, il est préférable de ne tendre l'armature que par une seule extrémité car on obtient ainsi des tensions plus élevées, mais en pratique on alterne l'ancrage actif d'un côté à un autre d'où une tension moyenne constante (actif-passif, passif-actif). C'est la solution utilisée dans l'exécution de l'ouvrage lors sa réalisation et lors sa réparation.

➤ Pertes par non simultanéité des mises en tension

Lorsqu'une poutre présente plusieurs câbles à la mise en tension, ces derniers sont tirés l'un après l'autre et à chaque mise en tension d'un câble il en résulte un raccourcissement du béton qui entraîne une perte de tension dans les câbles tendus et ancrés précédemment.

La perte de tension par raccourcissement du béton d'un câble est donnée par l'expression suivante :

$$\Delta\sigma_{ns}(x) = \frac{1}{2} \cdot \sigma_b(x) \cdot \frac{E_p}{E_{bi}}$$

Où :

E_{bi} : Le module d'élasticité instantané du béton ;

$f_{cb28} = 35$ MPa

$f_{cb7} = 20$ MPa

$$\Rightarrow \begin{cases} E_{bi28} = 11000 \sqrt[3]{f_{cb28}} = 35981,73 \text{ MPa} \\ E_{bi7} = 11000 \sqrt[3]{f_{cb7}} = 29858,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\sigma_b(x)$: La contrainte du béton au droit du câble moyen d'excentricité $e_p(x)$, due à l'ensemble des câbles traversant la section et à la charge permanente.

$$\sigma_b(x) = \frac{P_1(x) + P_2(x)}{B} + \frac{P_1 \cdot e_1(x)}{I} e_p(x) + \frac{P_2 \cdot e_2(x)}{I} e_p(x) + \frac{M(x) \cdot e_p(x)}{I}$$

Où :

- $P_1(x)$: la force de précontrainte dans le câble inférieur (N°1) à l'abscisse considérée en prendre en compte les pertes par frottement et recul d'ancrage;
- $P_2(x)$: la force de précontrainte dans le câble supérieur (N°2) à l'abscisse considérée en prendre en compte les pertes par frottement et recul d'ancrage;
- B : la section nette du béton à l'abscisse x ;
- I : l'inertie nette de la section transversale selon l'abscisse ;
- $e_1(x)$: l'excentricité de la force $P_1(x)$ par rapport au centre de gravité à l'abscisse x ;
- $e_2(x)$: l'excentricité de la force $P_2(x)$ par rapport au centre de gravité à l'abscisse x ;
- $e_p(x)$: l'excentricité moyenne par rapport au centre de gravité à l'abscisse x ;
- $M(x)$: le moment dû à la charge permanente.

$$M(x) = [323,83 x - 12,455 x^2] \cdot 10^{-3} \text{ (MN.m)}$$

$$\Delta\sigma_{ns}(x) = \frac{1}{2} \cdot \sigma_b(x) \cdot \frac{E_p}{E_{bi}} = 2,709 \cdot \sigma_b(x)$$

Abscisse (m)	0,00	3,325	5,325	13,000
B (m ²)	0,5281488	0,5281488	0,4275470	0,4275470
I (m ⁴) ;(x 10 ⁻⁸)	9475830,111	9286205,425	8811370,45	8811370,45
P ₁ (x) , (MN)	2,293	2,215	2,240	2,340
P ₂ (x) , (MN)	2,287	2,204	2,227	2,333
e ₁ (x) , (m)	- 0,1372	- 0,59585	- 0,62766	- 0,62766
e ₂ (x) , (m)	+ 0,3517	- 0,41755	- 0,46766	- 0,46766
e _p (x) , (m)	0,1075	- 0,5067	- 0,54766	- 0,54766
M(x) , (MN.m)	0,000	0,939	1,371	2,084
$\frac{P_1(x) + P_2(x)}{B}$, (MPa)	8,672	8,367	10,448	10,930
$\frac{P_1 \cdot e_1(x) \cdot e_p(x)}{I}$, (MPa)	- 0,357	7,201	10,069	10,518
$\frac{P_2 \cdot e_2(x) \cdot e_p(x)}{I}$, (MPa)	0,912	5,021	7,458	7,813
$\frac{M(x) \cdot e_p(x)}{I}$, (MPa)	0,0000	- 5,123	- 9,818	- 15,040
σ _b (x) , (MPa)	9,227	15,275	18,187	14,221
Δσ _{ns} (x) , (MPa)	24,997	41,242	49,270	38,526
% Δσ _{ns}	1,75	2,89	3,45	2,70

Tab.4-4- Pertes de la précontrainte intérieure par raccourcissement du béton

➤ **Pertes instantanées totales**

Section (m)	Câble	Frottement (%)	Recul (%)	Raccourcissement (%)	Pertes totales (%)	σ _{Pi} (MPa)
0,000	1	0,00	10,68	1,75	12,43	1249,186
	2	0,00	10,90	1,75	12,65	1246,048
3,325	1	5,39	8,37	2,89	16,65	1188,990
	2	5,65	8,49	2,89	17,03	1183,567
5,325	1	5,77	6,98	3,45	16,20	1195,407
	2	6,21	7,04	3,45	16,70	1188,274
13,000	1	7,20	1,63	2,70	11,55	1261,740
	2	8,16	1,48	2,70	12,34	1250,470

Tab.4-5- Pertes instantanées totales de la précontrainte intérieure

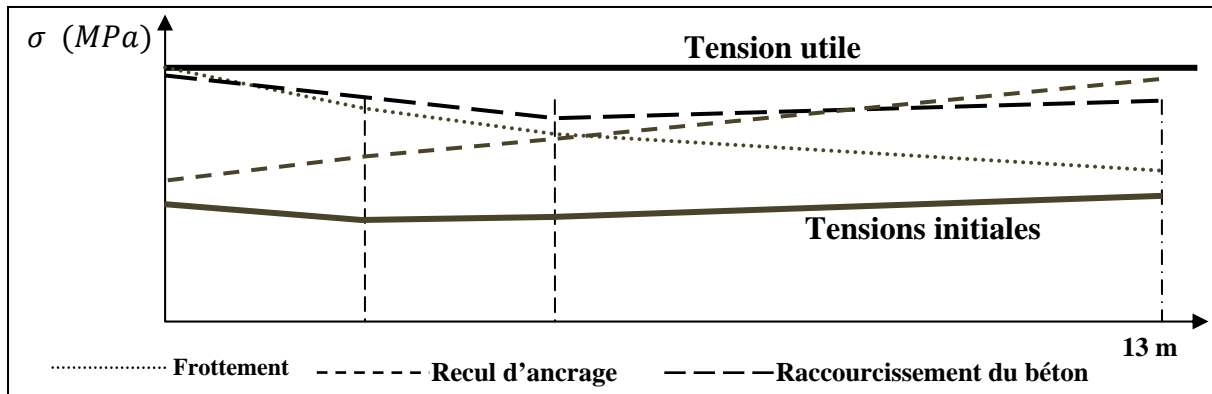


Figure 4-5 : Diagramme de tensions initiales

4.4.2. Pertes différées totales

☛ Pertes dues au retrait du béton

Les câbles de précontrainte solidaires du béton subissent le même raccourcissement que celui-ci, il s'ensuit une perte de tension qui a pour expression :

$$\Delta\sigma_{ret} = \varepsilon_r \cdot (1 - r(t_0))E_p \quad ; \quad (B.P.E.L\ 91)$$

$$r(t_0) = \frac{t_0}{t_0 + 9} \frac{r_m}{r_m} \quad ; \quad r_m = \frac{B}{\mu_B}$$

Où :

- ε_r : déformation finale de retrait ($\varepsilon_r = 4 \times 10^{-4}$, Climat sec) ;
- t_0 : jour de la mise en tension (7 jours) ;
- B : section nette du béton ;
- μ_B : périmètre de section du béton ;
- r_m : rayon moyen de la section (en centimètre).

Section (m)	B (cm ²)	μ_B (cm)	r_m (cm)	$r(t_0)$	$\Delta\sigma_{ret}$ (MPa)	% $\Delta\sigma_{ret}$
0,00	5281,488	464,684	11,3657	0,064	73,004	5,12
3,325	5281,488	464,684	11,3657	0,064	73,004	5,12
5,325	4275,470	471,142	9,0745	0,079	71,842	5,03
13,00	4275,470	471,142	9,0745	0,079	71,842	5,03

Tab.4-6- Pertes de la précontrainte intérieure par retrait du béton

☛ Pertes par relaxation des aciers

Un câble tendu à une contrainte voisine de sa limite élastique et dont sa longueur est maintenue constante, voit de sa contrainte diminuer au cours du temps. Ce phénomène est de même nature que le fluage.

Les règles B.P.E.L 91 stipule dans l'article A.2.2.2 relatif au problème de la relaxation que la décision d'agrément fixe la valeur garantie de la perte par relaxation isotherme à 1000 heures, exprimé en % de la tension initiale notée ρ_{1000} sous une tension initiale de $0,70 f_{prg}$.

La perte de tension due à la relaxation de l'acier est donnée par :

$$\Delta\sigma_{rel} = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_p(x)}{f_{PrG}} - \mu_0 \right) \cdot \sigma_p(x)$$

Où :

- $\rho_{1000} = 2,5 \%$;
- $\mu_0 = 0,43$ (à très basse relaxation TBR) ;
- $f_{PrG} = 1800$ MPa ;

Section (m)	Câble	Pertes instantanée (%)	$\sigma_p(x)$ (MPa)	$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	% $\Delta\sigma_{rel}$
0,000	1	12,43	1249,186	49,466	3,46
	2	12,65	1246,048	49,016	3,43
3,325	1	16,65	1188,990	41,118	2,86
	2	17,03	1183,567	40,396	2,81
5,325	1	16,20	1195,407	41,980	2,92
	2	16,70	1188,274	41,022	2,85
13,000	1	11,55	1261,740	51,283	3,55
	2	12,34	1250,470	49,650	3,44

Tab.4-7- Pertes de la précontrainte intérieure par relaxation des aciers

➤ Pertes par fluage du béton

Lorsque les câbles sont mis en tension, le béton subit un raccourcissement élastique, qui engendre des pertes si tous les câbles ne sont pas mis en tension simultanément. Au cours du temps, le béton va subir un raccourcissement supplémentaire.

En appliquant la formule simplifiée :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_{bc} + \sigma_M) \frac{E_p}{E_{bi}}$$

σ_M est la contrainte maximale de compression au niveau du câble moyen. Elle est généralement obtenue à la mise en précontrainte.

$$\sigma_M(x) = \frac{\sigma_{pi}(x) \cdot A_p}{B} + \frac{M_g(x) \cdot e_p(x)}{I} + \frac{\sigma_{pi}(x) \cdot A_p}{I} \cdot [e_p(x)]^2$$

$$e_p(x) = \frac{[e_{p1}(x) + e_{p2}(x)]}{2} ; \quad \sigma_{pi}(x) = \sigma_{pi1}(x) + \sigma_{pi2}(x)$$

Abscisse (m)	0,00	3,325	5,325	13,000
B (m ²)	0,5281488	0,5281488	0,427547	0,427547
I (m ⁴) ;(x 10 ⁻⁸)	9475830,111	9286205,425	8811370,45	8811370,45
$e_p(x)$, (m)	0,10750	-0,50670	-0,54766	-0,54766
$\sigma_{pi}(x) \cdot A_p$, (MN)	4,491	4,263	4,281	4,508
$M_g(x)$, (MN.m)	0,000	0,939	1,371	2,105
$\frac{\sigma_{pi}(x) \cdot A_p}{B}$, (MPa)	8,503	8,067	10,013	10,543
$\frac{\sigma_{pi}(x) A_p [e_p(x)]^2}{I}$, (MPa)	5,095	11,786	16,791	17,681
$\frac{M_g(x) \cdot e_p(x)}{I}$, (MPa)	0,0000	-5,123	-9,818	-15,040
$\sigma_M(x)$, (MPa)	13,598	14,730	16,986	13,184

Tab.4-8- Contraintes maximales de compression au niveau de câble moyen intérieur

σ_b est la contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen. Elle est obtenue lorsque toutes les pertes différées se sont produites.

$$\begin{aligned} \sigma_b(x) &= \frac{[\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_d(x)] \cdot A_p}{B} + \frac{M_g(x) \cdot e_p(x)}{I} + \frac{[\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_d(x)] \cdot A_p}{I} \cdot [e_p(x)]^2 \\ &\Rightarrow \sigma_b(x) = \sigma_M - \left[\frac{\Delta\sigma_d(x) \cdot A_p}{B} + \frac{\Delta\sigma_d(x) \cdot A_p}{I} \cdot [e_p(x)]^2 \right] \\ &\Rightarrow \sigma_b(x) = \sigma_M - \Delta\sigma_d(x) \cdot A_p \left[\frac{1}{B} + \frac{1}{I} \cdot [e_p(x)]^2 \right] = \frac{E_{bi}}{E_p} \Delta\sigma_{fl} - \sigma_M \end{aligned}$$

D'autre part, la perte différée totale est donnée selon le BPEL par la relation :

$$\Delta\sigma_d(x) = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \cdot \Delta\sigma_{rel}$$

Donc :

$$\Delta\sigma_{fl}(x) = \frac{2 \cdot \sigma_M(x) - (\Delta\sigma_{ret} + \frac{5}{6} \cdot \Delta\sigma_{rel}) A_p \left[\frac{1}{B} + \frac{1}{I} \cdot [e_p(x)]^2 \right]}{\left[\frac{E_{bi}}{E_p} + A_p \left(\frac{1}{B} + \frac{1}{I} \cdot [e_p(x)]^2 \right) \right]}$$

$$\text{Mise en tension à 7 jours : } \begin{cases} f_{cb7} = 20 \text{ MPa} \\ E_{bi7} = 11000 \sqrt[3]{f_{cb7}} = 29858,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

On pose :

$$\begin{cases} \beta = A_p \left(\frac{1}{B} + \frac{1}{I} \cdot [e_p(x)]^2 \right) \\ \gamma = \Delta\sigma_{ret} + \frac{5}{6} \cdot \Delta\sigma_{rel} \Rightarrow \Delta\sigma_{fl}(x) = \frac{[2 \cdot \sigma_M(x) - \gamma \cdot \beta]}{\lambda} \\ \lambda = \frac{E_{bi}}{E_p} + \beta \end{cases}$$

Abscisse (m)	0,00	3,325	5,325	13,000
β ($\times 10^{-3}$)	3,62766	8,38476	11,26991	11,26991
γ ; (MPa)	114,038	106,968	106,426	113,897
λ ($\times 10^{-3}$)	156,748	161,507	164,391	164,391
$\cdot \sigma_M(x)$; (MPa)	13,598	14,730	16,986	13,184
$\Delta\sigma_{fl}(x)$	170,862	176,853	199,357	152,590
% $\Delta\sigma_{fl}$	11,98	12,40	13,79	10,70

Tab.4-9- Pertes de la précontrainte intérieure par fluage du béton

➤ **Pertes différées totales**

Section (m)	Câble	Retrait (%)	Relaxation (%)	Fluage (%)	Pertes différées totales (%)
0,000	1	5,12	3,46	11,98	19,98
	2	5,12	3,43	11,98	19,96
3,325	1	5,12	2,86	12,40	19,90
	2	5,12	2,81	12,40	19,86
5,325	1	5,03	2,92	13,79	21,25
	2	5,03	2,85	13,79	21,19
13,000	1	5,03	3,55	10,70	18,67
	2	5,03	3,44	10,70	18,60

Tab.4-10- Pertes différées totales de la précontrainte intérieure

Section (m)	Câble	Pertes instantanées (%)	Pertes différées (%)	Perte totale (%)	σ_{Pi} (MPa)	σ_{Pd} (MPa)
0,000	1	12,43	19,98	32,41	1249,186	964,171
	2	12,65	19,96	32,61	1246,048	961,318
3,325	1	16,65	19,90	36,55	1188,990	905,114
	2	17,03	19,86	36,89	1183,567	900,264
5,325	1	16,20	21,25	37,45	1195,407	892,276
	2	16,70	21,19	37,89	1188,274	886,000
13,000	1	11,55	18,67	30,22	1261,740	995,412
	2	12,34	18,60	30,94	1250,470	985,141

Tab.4-11- Pertes totales de la précontrainte intérieure

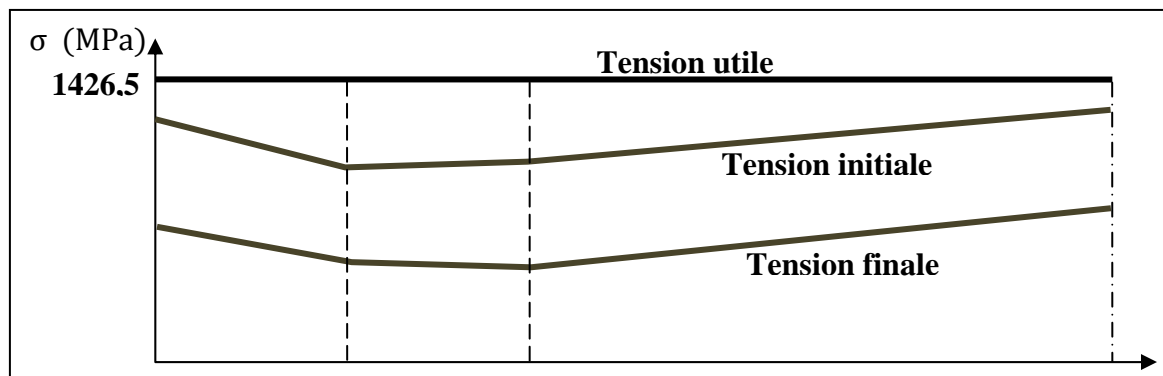


Figure 4-6 : Diagramme de tensions finales

4.4.3. Les pertes différées avant choc et à l'âge de réparation

L'évaluation de l'effort de précontrainte dans un ouvrage réel est toujours problématique. Il n'y a pas de méthode non destructive vraiment fiable pour déterminer la tension réelle dans un câble. Si l'on peut atteindre une armature sans affaiblir notablement la structure, il est possible d'estimer l'effort résiduel en mesurant l'effort de traction nécessaire pour dévier l'armature dégagée sous un angle bien défini car cet effort est fonction de la tension de l'armature. La méthode est connue sous le nom de «méthode d'arbalète» (annexe B) [1].

Dans notre cas, on utilise les relations définies par les règles B.P.E.L pour évaluer les pertes différées et le comportement des câbles intérieurs à l'instant du choc.

Avant le choc, les contraintes présentes dans les câbles intérieurs sont des contraintes élastiques comprises entre la tension initiale et la tension finale représentées dans la figure 4-6. Mais, après choc, le câble inférieur a été cisailé complètement et le béton a été éclaté autour du câble dans la zone intermédiaire.

➤ Pertes par retrait du béton

Il est exprimé dans l'intervalle t_0 à t par la relation :

$$\sigma_r = \varepsilon_r \cdot (r(t) - r(t_0))E_p \quad ; \quad (B.P.E.L\ 91)$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9} r_m \quad ; \quad r_m = \frac{B}{\mu_B}$$

Où :

- $\varepsilon_r = 4 \times 10^{-4}$: déformation finale de retrait ;
- t_0 : jour de la mise en tension (7 j) ;
- t : l'âge du béton en jours compté à partir du jour de fabrication ;
- B : section nette du béton ;
- μ_B : périmètre de section du béton et
- r_m : rayon moyen de la section (en centimètre).

Age (jours)	B (cm ²)	μ_B (cm)	r_m (cm)	$r(t_0)$	$r(t)$	$(\Delta\sigma_{ret})_j$ (MPa)	$\frac{(\Delta\sigma_{ret})_j}{(\Delta\sigma_{ret})_{final}}$
Dégradation 365 j	8856,488	600,000	14,761	0,064	0,733	52,182	71,15
	7850,47	607,142	12,930	0,079	0,758	52,962	72,54
Réparation 790 j	8856,488	600,000	14,761	0,064	0,856	61,776	85,99
	7850,47	607,142	12,930	0,079	0,872	61,832	86,07

Tab.4-12- Les pertes par retrait du béton avant choc et à l'âge de réparation

Dans la partie médiane éclatée la perte par retrait, à l'âge de réparation n'est pas égale 61,832 MPa comme indiquée dans le tableau 4-12. Elle est déterminée, en tenant compte de la variation de la section suite à la dégradation, on prend :

- Rayon moyen de la section médiane : $r_m = 6539/479,434 = 13,639 \text{ cm}$;
- Déformation du béton à l'âge de dégradation : $\varepsilon_{365} = 2,716 \times 10^{-4}$;
- Déformation du béton à l'âge de réparation : $\varepsilon_{790} = 3,146 \times 10^{-4}$;
- Différence entre les deux déformations : $\varepsilon_{790-365} = 0,430 \times 10^{-4}$;
- Raccourcissement total de la partie non adhérente dans cette période :

$$\Delta l = l_{non\ adhérente} \cdot \varepsilon_{790-365} = 0,645 \times 10^{-4} \text{ m}$$
 ;
- Perte moyenne dans la partie non adhérente :

$$\Delta\sigma_{ret.790} \left(\frac{l}{2} \right) = \varepsilon_{790-365} \cdot E_p + 52,962 = 61,347 \text{ MPa}$$

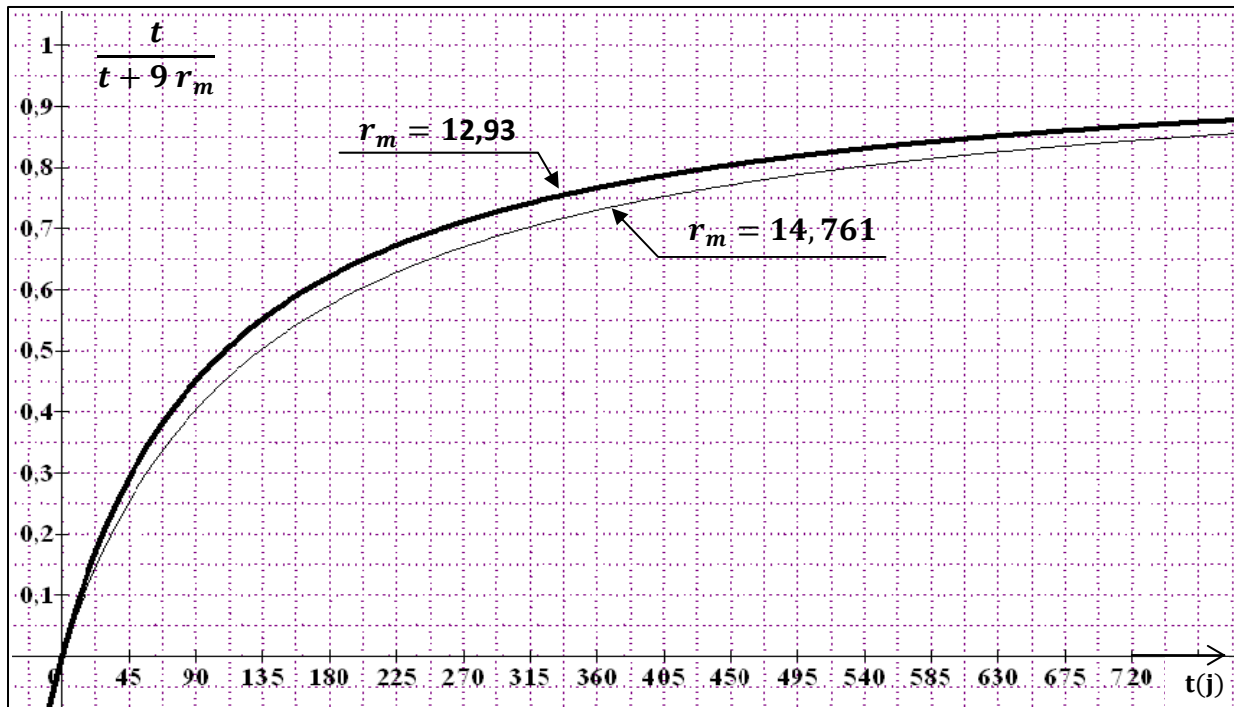


Figure 4-7 : Loi d'évaluation du retrait

⇒ Pertes par relaxation des aciers

La relaxation isotherme ρ est définie comme la perte de tension que subit, à 20° C et au cours du temps, une éprouvette tendue et maintenue à longueur constante. Elle croît extrêmement rapidement en fonction de la charge initiale, elle est à peu près nulle pour la charge 0,55 F_r et augmente régulièrement si la charge initiale atteint la limite d'élasticité. Les essais menés à 80° C ont montré que l'on atteignait la valeur maximale de la relaxation en quelques heures. Les règles B.P.E.L ont retenu que le temps nécessaire à la réalisation de la perte finale par relaxation est d'environ 500 000 heures (57 ans) [5].

Les règles B.P.E.L définie l'expression de la variation de tension des armatures tendues par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{rel}(x, t) = k_1 \cdot \rho_{1000} \left(\frac{t}{1000} \right)^{\frac{3}{4}(1-\mu)} \cdot e^{-\frac{10\mu-7,5}{k_2}} \cdot \sigma_{pi}(x)$$

Où :

- $k_1 = 0,006$ si $\rho_{1000} \leq 2,5$ pour les armatures T.B.R ;
- $k_2 = 1,1$ si $\rho_{1000} \leq 2,5$ pour les armatures T.B.R ;
- $\mu = \sigma_{pi}(x)/f_{prg}$ et
- t exprimé en heures.

Section (m)	J (jours)	$\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	$\Delta\sigma_{rel}(x, t)$ MPa	$(\Delta\sigma_{rel})_{finale}$ MPa	$\frac{(\Delta\sigma_{rel})_j}{(\Delta\sigma_{rel})_{finale}}$
0,00	365	1246,00	18,241	49,016	37,21
	790	1246,00	21,747	49,016	44,36
3,40	365	1183,00	13,335	40,396	33,01
	790	1183,00	16,262	40,396	40,25
13,00	365	1250,47	18,650	49,650	37,56
	790	1250,47	22,257	49,650	44,83

Tab.4-13- Les pertes par relaxation des aciers avant choc et à l'âge de réparation

➤ Pertes par fluage du béton

Le phénomène du fluage est dû aux contraintes de compression sous l'effet des charges permanentes, il provoque un raccourcissement élastique différé. L'absence du béton comprimé autour du câble non cisailé après éclatement du béton indique que la perte par fluage produite dans la période réalisation-dégradation est, donc, une surtension. Il est nécessaire de vérifier les contraintes aux bornes de la partie non adhérente. S'il y a contrainte de compression, le phénomène du fluage continue, sinon, il arrête.

$$\Delta\sigma_{fl} = \varepsilon_{fl} \cdot E_P$$

ε_{fl} est la déformation de fluage à l'instant t, elle est définie selon les règles B.P.E.L par la formule suivante :

$$\varepsilon_{fl} = \varepsilon_{ic} \cdot k_{fl} \cdot f(t - t_0) \cong 2 \cdot \frac{\sigma_b}{E_{i28}} \cdot f(t - t_0)$$

- $\varepsilon_{ic} = \frac{\sigma_b}{E_{i28}}$; est la déformation conventionnelle instantanée ;
- k_{fl} , est le coefficient de fluage ;
- $f(t - t_0)$, est la loi d'évolution du fluage. Cette fonction varie de 0 au moment de la mise en contrainte à 1 pour un temps infini ;
- $E_P = 195\,000$ MPa ;
- E_{ij} , est le module de déformation instantané du béton.

$$f(t - t_0) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}} ; \quad E_{i28} = 11000 \quad f_{c28}^{1/3} = 35981,73 \text{ MPa}$$

$$r_m = \frac{B}{\mu_B} = (14,761 \text{ ou } 12,93) ; \quad t_0 = 7 \text{ j}$$

Abscisse (m)		0,00	3,40	13,00
σ_b (MPa)		13,598	14,730	13,184
$f(t - t_0)$	365 j	0,4962	0,4962	0,513
	790 j	0,5930	0,5930	0,609
$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	365 j	73,133	79,221	73,307
	790 j	87,400	94,676	
$\frac{(\Delta\sigma_{fl})_j}{(\Delta\sigma_{fl})_{finale}}$ (%)	365 j	42,80	44,79	48,04
	790 j	51,15	53,53	

Tab.4-14- Les pertes par fluage du béton avant choc et à l'âge de réparation

Dans la partie non adhérente du câble non cisailé, on vérifie l'état des contraintes aux limites du béton éclaté.

On a :

- Tension dans le câble : $\sigma = 1250,47 - (5/6) \times 18,65 - 52,962 = 1181,496$ MPa ;
- Effort de précontrainte : $P_{365} = \sigma A_{pi} = 2,127$ MN ;
- Inertie de la section totale : $I = 0,1793$ m⁴ ;
- Section totale : $B = 0,785$ m² ;
- $e_p = 0,776$ m ;
- Moment de sollicitation : $M = 2,654$ MN.m ;
- Contrainte au droit du câble non cisailé :

$$\sigma_b = P_{365} \left(\frac{1}{B} + \frac{e_p^2}{I} \right) - \frac{M}{I} e_p = -1,632 \text{ MPa}$$

Donc, il y a contrainte de traction, c'est-à-dire présence d'une surtension (limite du phénomène du fluage) égale :

$$\sigma_{surtension.365} = 2 \cdot \frac{E_p}{E_{b365}} |\sigma_b| = 16,710 \text{ MPa}$$

Au-delà du moment du choc jusqu'à la réparation, cette surtension augmente parce que les pertes par relaxation des armatures et par retrait du béton continueront à 790 jours :

$$\begin{aligned} \sigma_{surtension.790} &= 2 \frac{E_p}{E_{b790}} |\sigma_b| = 2 \left| P_{790} \left(\frac{1}{B} + \frac{e_p^2}{I} \right) - \frac{M}{I} e_p \right| = \frac{2 \cdot E_p}{E_{b790}} \times 1,730 \\ &= 17,664 \text{ MPa} \end{aligned}$$

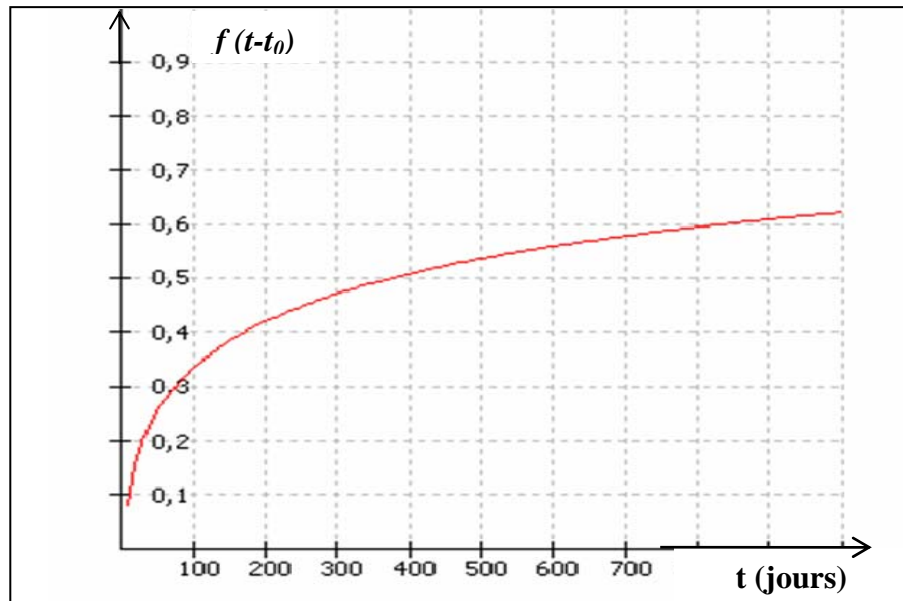


Figure 4-8 : Loi d'évaluation du fluage pour $r_m = 14,761$

➤ Les pertes différées totales avant choc et à l'âge de réparation

Age (jours)	Section (m)	$\Delta\sigma_{ret}(MPa)$	$\Delta\sigma_{rel}(MPa)$	$\Delta\sigma_{fl}(MPa)$	$\Delta\sigma_{aj}(MPa)$
Dégradation 365 j	0,00	52,182	18,241	73,133	140,198
	3,40	52,182	13,335	79,221	142,520
	13,00	52,962	18,650	73,307	141,811
Réparation 790 j	0,00	61,776	21,747	87,400	167,298
	3,40	61,776	16,262	94,676	170,004
	13,00	61,347	22,257	-8,832	79,894

Tab.4-15- Les pertes différées avant choc et à l'âge de réparation

La tension estimée dans le câble non cisailé au droit de la section médiane est de :

$$\sigma_{365.avant} \left(\frac{l}{2} \right) = \sigma_i \left(\frac{l}{2} \right) - \Delta\sigma_{d365} \left(\frac{l}{2} \right) = 1250,470 - 141,811 = 1108,659 MPa$$

$$\sigma_{365.après} \left(\frac{l}{2} \right) = \sigma_i \left(\frac{l}{2} \right) - \Delta\sigma_{ret.365} \left(\frac{l}{2} \right) - \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel.365} \left(\frac{l}{2} \right) + \sigma_{surtension.365} = 1198,676 MPa$$

$$\sigma_{790} \left(\frac{l}{2} \right) = \sigma_i \left(\frac{l}{2} \right) - \Delta\sigma_{ret.790} \left(\frac{l}{2} \right) - \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel.790} \left(\frac{l}{2} \right) + \sigma_{surtension.790} = 1179,408 MPa$$

A un temps infini, les pertes totales dans la partie non adhérente seront :

- Perte due au retrait du béton : $\Delta\sigma_{ret.\infty} = 71,842 MPa$
- Pertes par relaxation des aciers : $\Delta\sigma_{rel.\infty} = 49,65 MPa$.

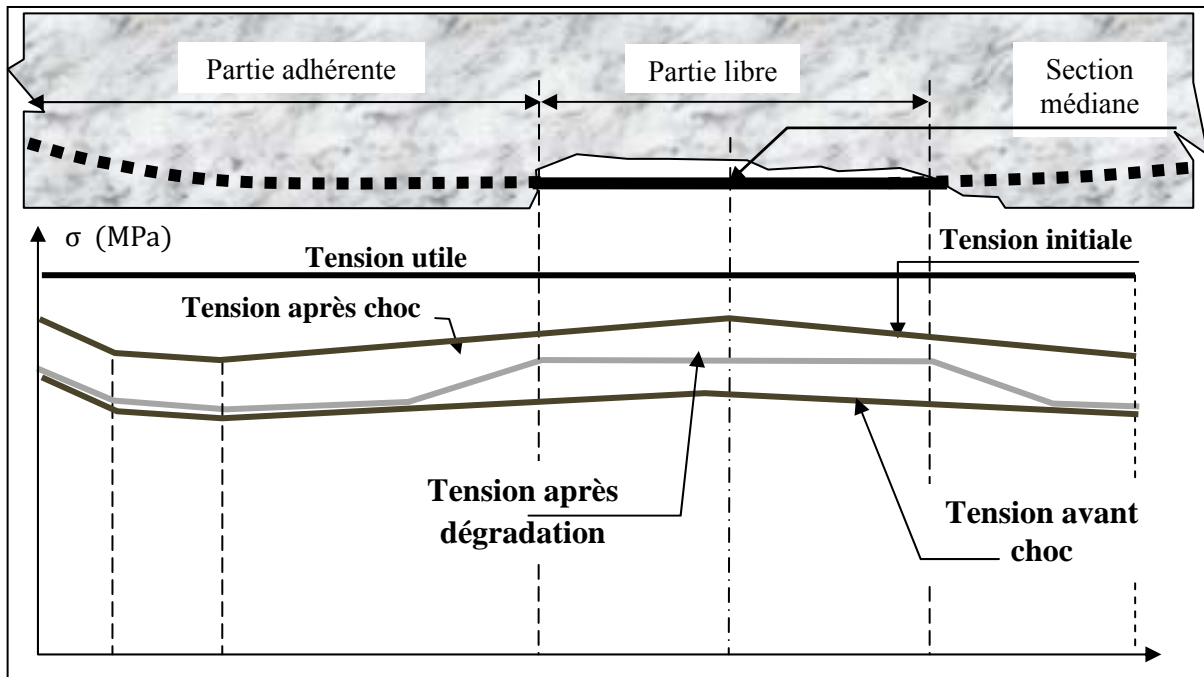


Figure 4-9 : comportement du câble non cisailé après choc

4.5. Vérification des contraintes normales à mi-travée

4.5.1. A la mise en tension

On a les données suivantes :

- Moment du au poids propre : $M_{\min} = 2084,00 \text{ KN.m}$;
- Moment maximal (PP, D_{240} , T) : $M_{\max} = 4085,462 \text{ KN.m}$;
- Effort de précontrainte utile : $P_0 = 2 \sigma_0 A_p = 5,1354 \text{ MN}$;
- Excentricité moyenne : $e_p = -0,9061 \text{ m}$;
- Bras inférieur : $v' = 1,0561 \text{ m}$;
- Bras supérieur : $v = 0,4939 \text{ m}$;
- Section nette du béton : $B_n = 0,785047 \text{ m}^2$;
- Inertie nette de la section : $I_n = 0,17930588 \text{ m}^4$;
- Contrainte admissible : $\sigma_{adm} = 0,6 f_{c28} = 21,00 \text{ MPa}$.

La contrainte normale à une section x pour la position verticale y est donnée par la formule :

$$\sigma_b(x; y) = \frac{P}{B_n} + \frac{P \cdot e_p(x)}{I_n} y + \frac{M(x) \cdot y}{I_n}$$

On vérifie les contraintes normales à vide pour la section résistante (poutre + dalle) en prendre les pertes instantanées moyennes:

- Pertes instantanées : 12%
- Pertes totales : 30,60 %.
- Effort de précontrainte initiale : $P = 0,88 P_0 = 4,519 \text{ MN}$

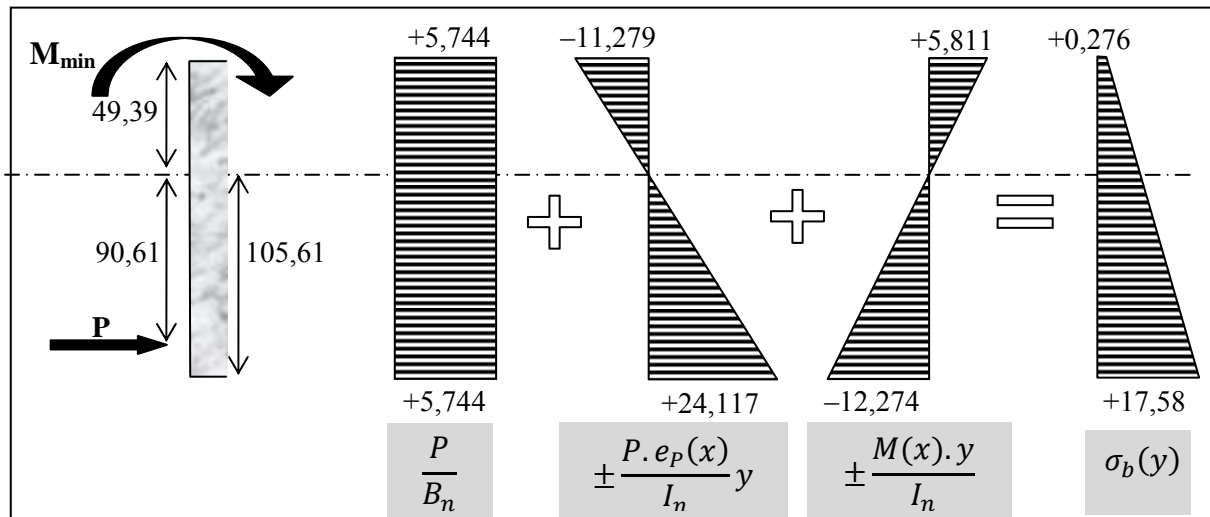


Figure 4-10 : Contraintes normales en cas à vide

4.5.2. Vérification des contraintes à mi-travée après choc

Comme, l'ouvrage n'est pas en service dans toute la période exécution-réparation, donc, on vérifie les contraintes lorsque l'ouvrage est à vide, sous les contraintes différées après choc et à l'âge de réparation :

- Moment du au poids propre : $M_{\min} = 2,662 \text{ MN.m}$;
- Effort de précontrainte : $P_{365} \left(\frac{l}{2}\right) = \sigma_{365} \left(\frac{l}{2}\right) A_p = 1198,236 \times 0,0018 = 2,157 \text{ MN}$;
- Excentricité : $e_p = -95,49 \text{ cm}$;
- Bras inférieur : $v' = 85,49 \text{ cm}$;
- Bras supérieur : $v = 31,51 \text{ cm}$;
- Section nette du béton : $B_n = 0,6539 \text{ m}^2$;
- Inertie nette de la section : $I_n = 0,07831157 \text{ m}^4$;
- Résistance du béton à la compression: $f_{c365} = 41,51 \text{ MPa}$ et $f_{c790} = 41,86 \text{ MPa}$;
- Résistance du béton à la traction à 365j : $f_{t365} = 3,10 \text{ MPa}$; $f_{t790} = 3,112 \text{ MPa}$
- Contrainte admissible du béton à la compression :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{c.365} = 0,5 f_{c365} = 20,755 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{c.790} = 0,5 f_{c790} = 20,930 \text{ MPa} \end{cases} \text{ (B.P.E.L 91)}$$

- Contraintes admissibles du béton à la traction :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{t.365} &= -1,5 f_{t.365} = -4,650 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{t.790} &= -1,5 f_{t.790} = -4,667 \text{ MPa} \end{aligned} \text{ (zones hors d'enrobage), (B.P.E.L 91)}$$

La contrainte normale à une section x pour la position verticale y est donnée par la formule :

$$\sigma_b(x) = \frac{P_i \left(\frac{l}{2}\right)}{B_a} + \frac{P_i \left(\frac{l}{2}\right) \cdot e_p \left(\frac{l}{2}\right)}{I_a} y + \frac{M \left(\frac{l}{2}\right) \cdot y}{I_a}$$

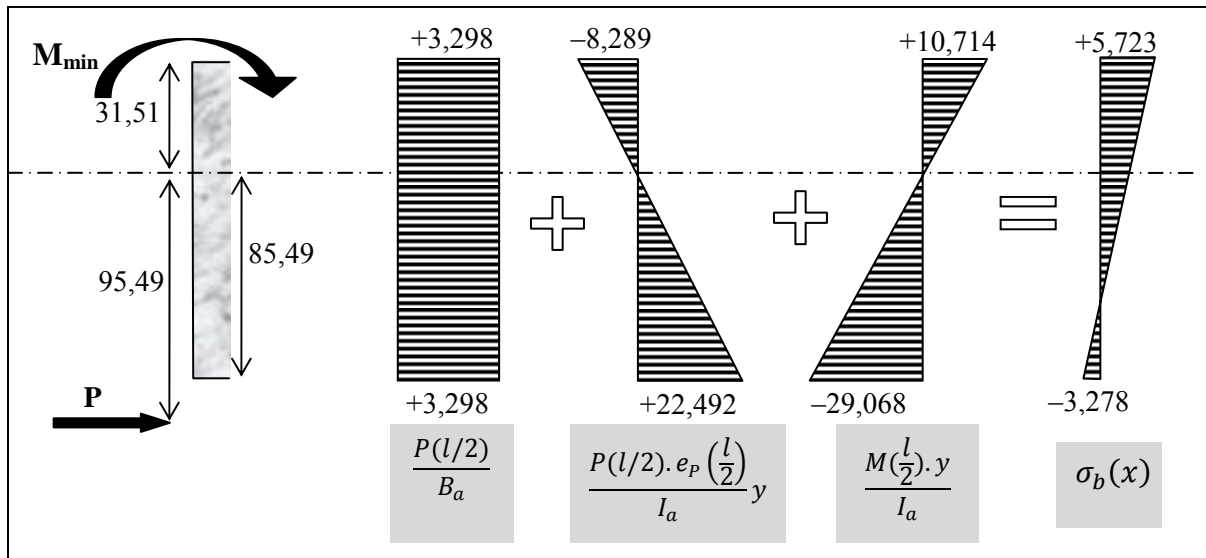


Figure 4-11 : Contraintes normales après choc

4.5.3. Vérification des contraintes à mi-travée avant réparation

A l'âge de réparation (790j), on a :

$$P_{790} \left(\frac{l}{2} \right) = \sigma_{790} \left(\frac{l}{2} \right) A_p = 1179,408 \times 0,0018 = 2,123 \text{ MN} ;$$

De la même manière de vérification, on obtient :

- Contrainte de traction aux fibres extrêmes inférieures égale : $-3,620 \text{ MPa}$;
- Contrainte de compression aux fibres extrêmes supérieures égale : $5,790 \text{ MPa}$.

4.6. Conclusion

Les contraintes de sollicitation de traction et de compression ne dépassent pas les contraintes admissibles, donc, il n'y a pas de surtension supplémentaire et l'ouvrage est en toute sécurité pendant toute la période exécution-réparation.

CHAPITRE V

REPARATION DE LA POUTRE

5.1. Choix du principe de réparation

L'ouvrage réparé est réalisé pour supporter un effort de précontrainte très élevé et pour une grande durée d'exploitation. Le grand effet négatif du choc est le cisaillement d'un câble de précontrainte de forte puissance, il est impossible de le remplacer par une autre technique différente de la précontrainte. Donc, il faut obligatoirement ajouter une précontrainte additionnelle pour récupérer la perte de cet effort. La deuxième solution possible est la démolition puis la reconstruction de la poutre. Le choix entre les deux méthodes est du ressort du maître de l'ouvrage qui se base essentiellement sur la partie économique. La précontrainte additionnelle, en comparaison avec la reconstruction de la poutre, fournit le coût le plus bas, la rapidité, l'efficacité et la durabilité : elle est donc la meilleure solution.

Le moment maximal se trouve à mi-travée d'une part, et d'autre part, en utilisant la précontrainte additionnelle extérieure, on peut réaliser une allure de câblage polygonale. Le câblage qui permet de récupérer la perte du moment renferme deux câbles 12T15 symétrique, pour éviter la flexion latérale, ancrés aux extrémités sur des blocs en béton armé de 35 MPa de résistance à la compression et déviés, juste au droit de la section médiane, par un châssis métallique. L'inclinaison du câble crée par le déviateur est de $6,5^\circ$ par rapport à l'horizontal.

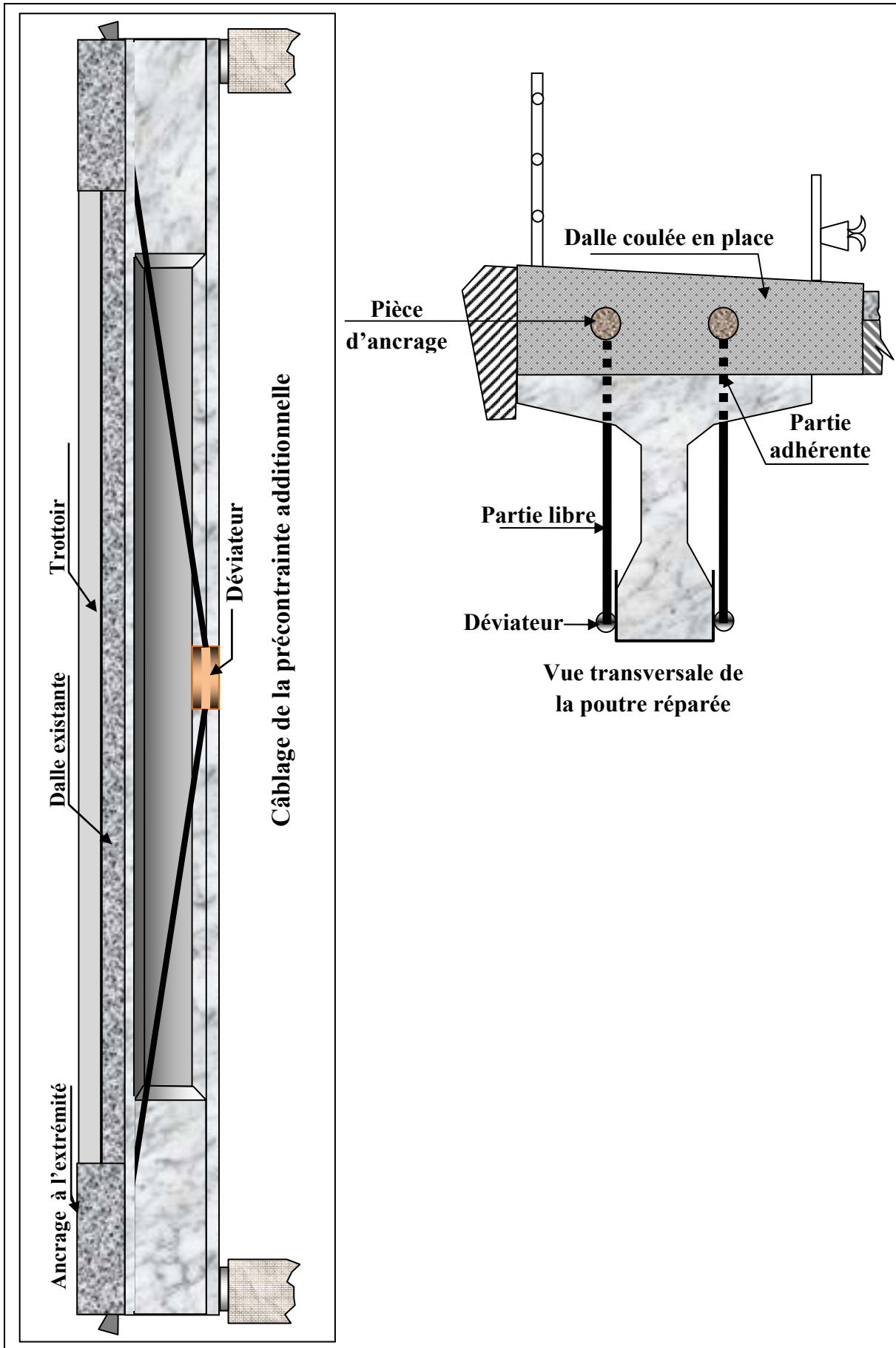


Figure 5-1 : Câblage extérieure

5.2. Matériaux de réparation

5.2.1. Béton

- Résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$;
- Résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$;
- Contraintes admissibles en compression : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$;
- Contraintes admissibles en traction : $\overline{\sigma}_{bt} = f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$;
- Module d'élasticité instantané : $E_{bi} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 35981,73 \text{ MPa}$;
- Module d'élasticité différé : $E_{bd} = E_{bi}/3 = 11993,91 \text{ MPa}$.

5.2.2. Aciers actifs

Les câbles utilisés sont de type 12 T 15 TBR (ALGA) de caractéristiques suivantes :

- Section du câble : $A_C = 1688 \text{ mm}^2$;
- Diamètre extérieur de la gaine (en PEHD) : $D = 90 \text{ mm}$;
- Module d'élasticité : $E_p = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$;
- Limite élastique garantie : $F_{peg} = 1600 \text{ MPa}$;
- Contrainte de rupture garantie : $F_{prg} = 1860 \text{ MPa}$;
- Coefficient de frottement en courbe : $f = 0,12 / \text{rad}$;
- Coefficient de frottement en ligne : $\varphi = k \cdot f = 0,002 / \text{m}$;
- Tassement d'ancrage ou retour des coins : $r = 6 \text{ mm}$;
- Relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000} = 2,5 \%$;
- Mise en tension aux deux extrémités.

5.3. Effet de la précontrainte additionnelle sur la poutre

Un câble extérieur au béton ancré aux deux extrémités de la poutre de câblage polygonal indiquée au-dessus engendre un effort de compression et un moment de flexion varie linéairement.

- Moment de flexion :

$$M_{pe}(x) = P \cdot \frac{x}{2} \sin \alpha$$

- Effort normal de précontrainte :

$$N = P \cos \alpha \cong P$$

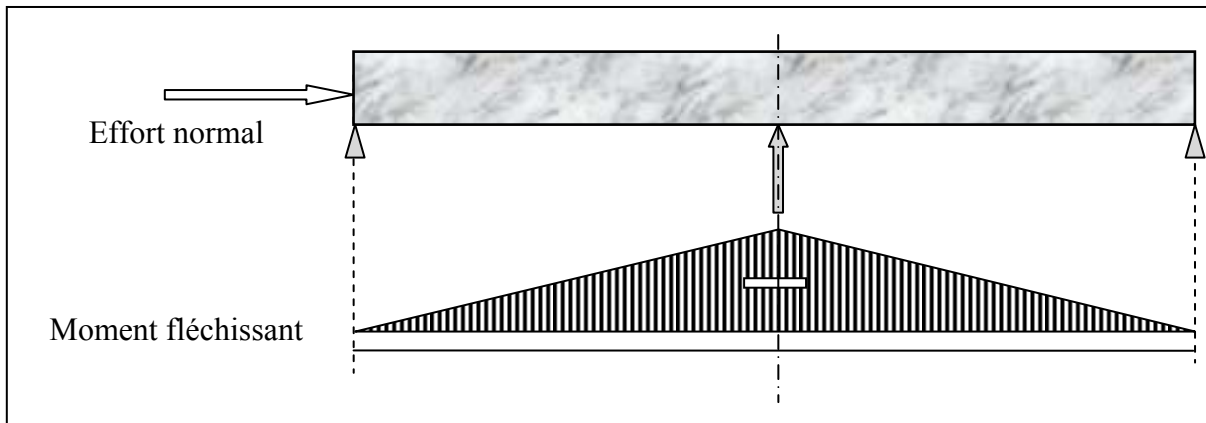


Figure 5-2 : moment de la précontrainte extérieure

5.4. Force de précontrainte supplémentaire nécessaire

L'objectif essentiel de la précontrainte est de minimiser ou d'éliminer les contraintes de traction dans le béton et surtout dans le cas des éléments longs. Les règles B.P.E.L définissent deux cas plus défavorables pour la vérification et le dimensionnement de la précontrainte à l'E.L.S selon le chargement et la perte de précontrainte :

- 1^{er} cas : lorsque l'ouvrage est à vide et la force de précontrainte égale la force initiale à la mise en tension ;
- 2^{ème} cas : lorsque l'ouvrage est en charge et la force de précontrainte égale la force finale.

Dans le premier cas, on a deux matériaux différents en résistance qui sont le béton ancien (41,51 MPa) sollicité par toutes les actions permanentes et variables et le béton jeune (35 MPa) qui n'est pas sollicité par le moment dû au poids propre de la structure et par le câble intérieur non cisailé. Il est sollicité par la précontrainte supplémentaire et les surcharges.

Le deuxième cas défavorable s'obtient à un temps infini lorsque toutes les pertes différées se sont produites. A cet instant, les deux bétons sont identiques en résistance et en déformations différées et le béton jeune reste toujours non sollicité par le câble intérieur de précontrainte.

5.4.1. Effet de la précontrainte extérieure sur le câble intérieur

Après choc, le phénomène du fluage a été arrêté dans une partie intermédiaire du câble non cisailé (où il y a des contraintes de traction au droit de ce câble), et manifeste un autre phénomène qui est l'extension croissante provoquée par les contraintes croissantes de traction dans cette partie. Puis, le phénomène du fluage a commencé avec l'ajout de la force supplémentaire, parce que cette dernière engendre des contraintes de compression le long de la poutre aux fibres inférieures. Cette force donne un raccourcissement instantané à la mise en tension et un raccourcissement différé en fonction du temps.

Dans les parties où il y a des contraintes de compression au droit du câble intérieur (zones proches des appuis), on décompose le phénomène du fluage comme suit :

- Variation du fluage a commencé au moment de la mise en tension de la précontrainte intérieure en 2003 ($t_0 = 7 j$) et continue à temps infini ;
- Variation supplémentaire due à l'ajout de la force extérieure qui a commencé depuis 2006 (après 790 j environ).

Dans la partie non adhérente du câble non cisaillé, les pertes sont :

a) A la mise en tension de la précontrainte additionnelle

On détermine la perte de la précontrainte à cet instant en fonction de la force additionnelle initiale comme suit :

- Excentricité du câble intérieur : $e_{pi} = 1,0561 - 0,28 = 0,7761 m$;
- Inertie nette : $I_n = 0,1793 m^4$;
- Section nette : $B_n = 0,785 m^2$;
- Inclinaison de la force extérieure : $\alpha = 6,5^\circ$;
- Contrainte de compression à la limite du béton éclaté au droit du câble intérieur :

$$\sigma_{c790} = P_{ei} \left[\frac{1}{B_n} + \frac{(12,25/2) \sin \alpha}{I_n} e_{pi} \right] - \sigma_{t790} \cong 3,964 P_{ei} - 1,730 ; (MN ; MPa)$$

- Déformation à la limite du béton éclaté au droit du câble intérieur :

$$\varepsilon_{add.790} = \frac{\sigma_{c790}}{E_{b790}} \cong 1,038 \times 10^{-4} \cdot P_{ei} - 0,453 \times 10^{-4}$$

- Perte de la précontrainte intérieure :

$$\Delta P_{i.790} = 2 \cdot (\varepsilon_{add.790} \cdot E_{pi} A_{pi}) \cong 0,0728 P_{ei} - 0,032 (MN)$$

b) A temps infini

A long terme, la perte finale par fluage est calculée sous l'effet de la précontrainte additionnelle comme suit :

$$\Delta P_{i.fl.\infty} = 2 \left(\frac{\sigma_M + \sigma_m}{E_{b790}} \right) [(E_{pi} A_{pi})]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_M = (P_{ei} - 0,0728 P_{ei}) \left[\frac{1}{B_n} + \frac{\left(\frac{12,25}{2}\right) \sin \alpha}{I_n} e_{pi} \right] - 1,730 \cong 3,675 \cdot P_{ei} - 1,730 \\ \sigma_m = P_{ef} \left[\frac{1}{B_n} + \frac{\left(\frac{12,25}{2}\right) \sin \alpha}{I_n} e_{pi} \right] - 1,730 \cong 3,964 \cdot P_{ef} - 1,730 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \Delta P_{i.fl.\infty} = 0,0675 P_{ei} + 0,0728 P_{ef} - 0,032 (MN)$$

5.4.2. Répartition des contraintes sur la section mixte béton ancien–béton jeune

a) Centre de gravité de l'ensemble (béton ancien + béton jeune)

Dans ce la section totale est constituée de deux bétons différents.

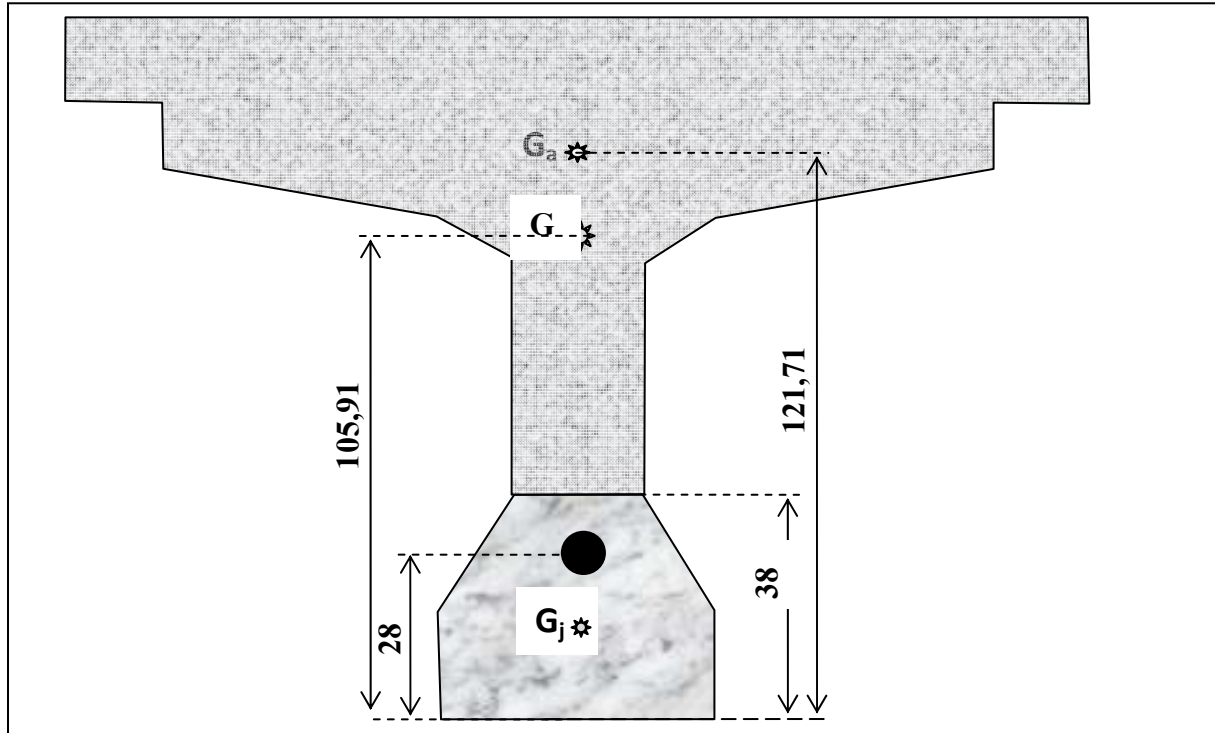


Figure 5-3 : Centre de gravité de l'ensemble (béton ancien+béton jeune)

Section	Aire B_i (cm ²)	Centre de gravité y_i' (cm)	Moment statique S_z' (cm ³)	$y_{i/G}$ (cm)	$A_i \cdot (\overline{g_i G})^2$	Moment d'inertie I_0 (cm ⁴)
Béton jeune	1412,000	16,73	23622,76	-89,18	11230214,65	102555,177
Béton ancien	6539,000	123,49	807501,11	-17,58	2020160,00	7831157,001
Gaine	50,256	28,00	1407,433	-77,91	305067,98	201,062

Tab.5-1- Caractéristiques de la section (béton jeune+béton ancien)

- Section homogène : $B_h = 1412 + \left(\frac{E_{790}}{E_{28}}\right) \times 6539 - 50,256 = 8302,8925 \text{ cm}^2$
- Centre de gravité :

$$y_G = \frac{23622,76 + \left(\frac{E_{790}}{E_{28}}\right) \times 807501,11 - 1407,433}{1412 + \left(\frac{E_{790}}{E_{28}}\right) \times 6539 - 50,256} = 105,91 \text{ cm}$$

- Inertie homogène :

$$I_h = (I_{0j} + B_j \cdot (\overline{G_j G})^2) + \left(\frac{E_{790}}{E_{28}}\right) (I_{0a} + B_a \cdot (\overline{G_a G})^2) - I_{\text{gaine/G}} = 21479748,12 \text{ cm}^4$$

- Bras : $\begin{cases} \text{Bras supérieur } v = 49,09 \text{ cm} \\ \text{Bras inférieur } v' = 105,91 \text{ cm} \end{cases}$

b) Relation déformations contraint

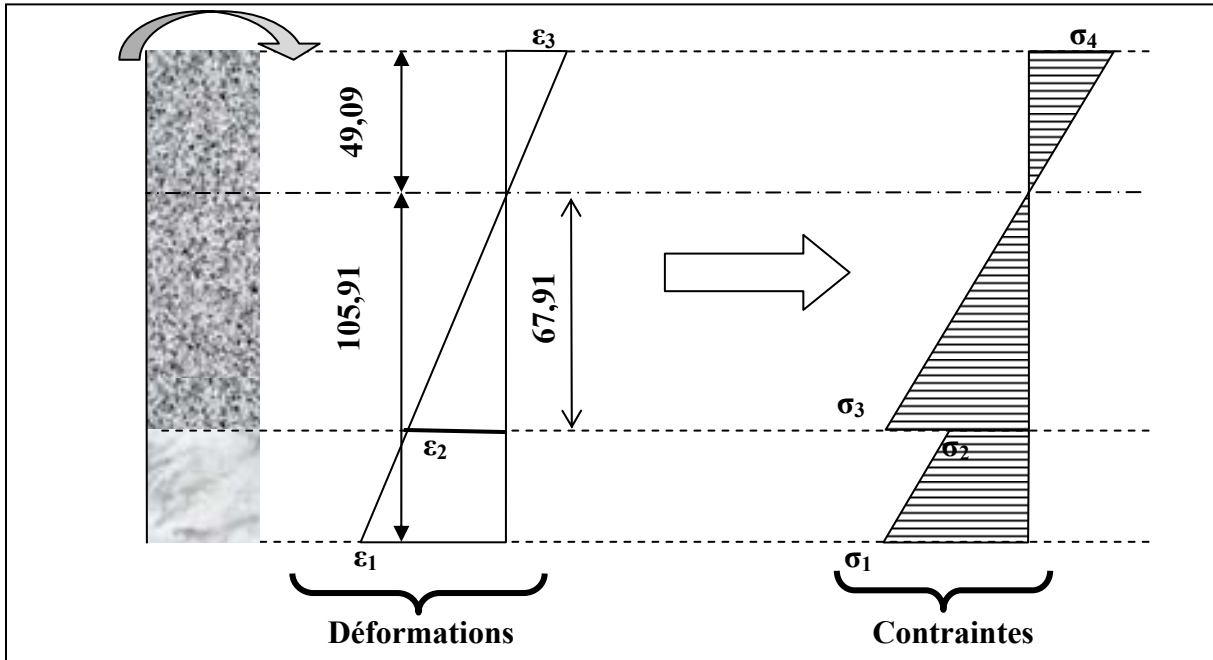


Figure 5-4 : Transformation déformations–contraintes dans une section mixte

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\varepsilon_1}{105,91} = \frac{\varepsilon_2}{67,91} = \frac{\varepsilon_3}{49,09} \\ \varepsilon_2 = \frac{\sigma_2}{E_{28}} = \frac{\sigma_3}{E_{790}} \\ \varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_{28}} \\ \varepsilon_3 = \frac{\sigma_4}{E_{790}} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = -1,0591 \frac{M}{I_h} = -4,9533 M \\ \sigma_4 = 0,4909 \cdot \frac{E_{790}}{E_{28}} \cdot \frac{M}{I_h} \cong 2,4355 M \\ \sigma_2 = -0,6791 \cdot \frac{M}{I_h} \cong -3,1776 M \\ \sigma_3 = -0,6791 \cdot \frac{E_{790}}{E_{28}} \cdot \frac{M}{I_h} \cong -3,3730 M \end{array} \right.$$

5.4.3. La force additionnelle initiale

On a les données suivantes :

- Moment minimal de sollicitation : $M_{\min} = 2,6627 \text{ MN.m}$;
- Effort de précontrainte intérieure : $P_{i790} = (2,110 - \Delta P_{i790}) \text{ MN}$;
- Section et inertie du béton ancien : $B_a = 0,6539 \text{ m}^2$; $I_a = 0,07831157 \text{ m}^4$;
- Résistance du béton ancien : $f_{c790} = 41,86 \text{ MPa}$ et $E_{790} = 38193,76 \text{ MPa}$;
- Résistance du béton jeune : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ et $E_{28} = 35981,73 \text{ MPa}$;

- $\lambda = E_{790} / E_{28} = 1,0615$;
- Contraintes admissibles : $\sigma_{c28} = 21,000$ MPa ; $\sigma_{c790} = 25,116$ MPa ;
- Contraintes admissibles à la traction : $\sigma_{t28} = 4,05$ MPa ; $\sigma_{t790} = 4,667$ MPa ;
- Force initiale de la précontrainte additionnelle à déterminer : P_{ei} .

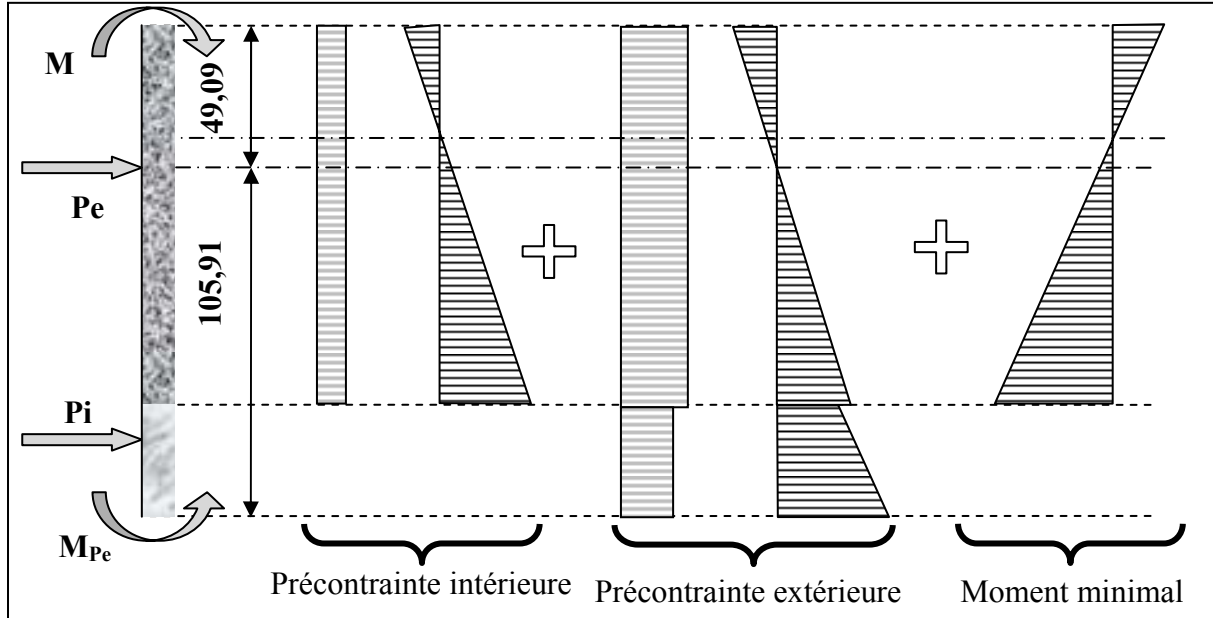


Figure 5-5 : Répartition des contraintes normales à l'E.L.S en cas à vide

- Contraintes dues à la précontrainte intérieure P_i :

$$P_i = 2,1100 - (0,0728 P_{ei}) + 0,032 \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 0,000 \\ \sigma_4 = -4,956 + 0,168 P_{ei} \\ \sigma_2 = 0,000 \\ \sigma_3 = 25,612 - 0,870 P_{ei} \end{cases} ; (MPa)$$

- Contraintes dues au moment minimal M_{min} :

$$\begin{cases} \sigma_1 = 0,000 \\ \sigma_4 = 10,714 \\ \sigma_2 = 0,000 \\ \sigma_3 = -29,068 \end{cases} ; (MPa)$$

- Contraintes dues à la précontrainte additionnelle initiale P_{ei} :

$$\begin{cases} \sigma_1 = 1,0591 \frac{(P_{ei} \cdot l/4) \sin \alpha}{I_h} + \frac{P_{ei}}{B_h} = 4,832 P_{ei} \\ \sigma_4 = -0,4909 \frac{E_{790}}{E_{28}} \cdot \frac{(P_{ei} \cdot l/4) \sin \alpha}{I_h} + \frac{E_{790}}{E_{28}} \cdot \frac{P_{ei}}{B_h} = -0,506 P_{ei} \\ \sigma_2 = 0,6791 \frac{(P_{ei} \cdot l/4) \sin \alpha}{I_h} + \frac{P_{ei}}{B_h} = 3,531 P_{ei} \\ \sigma_3 = 0,6791 \frac{E_{790}}{E_{28}} \cdot \frac{(P_{ei} \cdot l/4) \sin \alpha}{I_h} + \frac{E_{790}}{E_{28}} \cdot \frac{P_{ei}}{B_h} = 3,747 P_{ei} \end{cases} ; (MPa)$$

- Contraintes totales en cas à vide :

$$\begin{cases} \sigma_1 = 4,832 P_{ei} \\ \sigma_4 = 5,758 - 0,338 P_{ei} \\ \sigma_2 = 3,531 P_{ei} \\ \sigma_3 = -3,836 + 2,877 P_{ei} \end{cases} ; (MN; MPa)$$

Finalement :

$$\begin{cases} \sigma_1 \leq 21,000 \\ \sigma_4 \geq 0,000 \\ \sigma_2 \leq 21,000 \\ \sigma_3 \leq 25,116 \end{cases} \Rightarrow P_{ei} \leq 4,346 MN \dots \dots \dots (I)$$

5.4.4. La force additionnelle finale

A un temps infini, les deux bétons ont la même résistance à la compression, donc, on a :

$$\left(\frac{E_{\text{béton ancien}}}{E_{\text{béton jeune}}} \right)_{t \rightarrow \infty} \cong 1,00$$

- Section homogène : $B_h = 1412 + 6539 - 50,256 = 7900,744$
- Centre de gravité :

$$y_G = \frac{23622,76 + 807501,11 - 1407,433}{1412 + 6539 - 50,256} = 105,00 \text{ cm}$$

- Inertie homogène : (théorème de Huygens)
 $I_h = (I_{oj} + B_j \cdot (\overline{G_j G})^2) + (I_{oa} + B_a \cdot (\overline{G_a G})^2) - I_{gaine/G} = 20878817,79 \text{ cm}^4$
- Bras : $\begin{cases} \text{Bras supérieur } v = 50,00 \text{ cm} \\ \text{Bras inférieur } v' = 105,00 \text{ cm} \end{cases}$

Les sollicitations sont :

- Force finale de la précontrainte intérieure : P_{if} ;
- Force finale de la précontrainte additionnelle à déterminer : P_{ef} ;
- Moment de sollicitation dû aux surcharges : $M_{\max} = 4,292 \text{ MN.m}$.

- Contraintes dues à la précontrainte intérieure P_{if} :

$$P_{if} = \left[1250,470 - \left(71,842 + \frac{5}{6} 49,650 \right) \right] A_{Pi} - (0,0675 P_{ei} + 0,0728 P_{ef}) + 0,032 (MN)$$

$$\Rightarrow P_{if} = 2,732 - (0,0675 P_{ei} + 0,0728 P_{ef})$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 0,00 \\ \sigma_4 = -4,811 + 0,156 P_{ei} + 0,168 P_{ef} \\ \sigma_2 = 0,00 \\ \sigma_3 = 24,860 - 0,807 P_{ei} - 0,854 P_{ef} \end{cases} ; (MPa)$$

- Contraintes dues aux surcharges : $\Delta M = 1,629 \text{ MN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = -1,05 \frac{\Delta M}{I_h} = -8,191 \\ \sigma_4 = 0,50 \frac{\Delta M}{I_h} = 3,900 \\ \sigma_2 = \sigma_3 = -0,67 \frac{\Delta M}{I_h} = -5,226 \end{array} \right. ; (MPa)$$

- Contraintes dues au moment minimal M_{min} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 0,000 \\ \sigma_4 = 10,714 \\ \sigma_2 = 0,000 \\ \sigma_3 = -29,068 \end{array} \right. ; (MPa)$$

- Contraintes dues à la précontrainte additionnelle P_{ef} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 1,05 \frac{P_{ef} \cdot (l/4) \sin \alpha}{I_h} + \frac{P_{ef}}{A_h} = 4,966 P_{ef} \\ \sigma_4 = -0,5 \frac{P_{ef} \cdot (l/4) \sin \alpha}{I_h} + \frac{P_{ef}}{A_h} = -0,496 P_{ef} \\ \sigma_2 = \sigma_3 = 0,67 \frac{P_{ef} \cdot (l/4) \sin \alpha}{I_h} + \frac{P_{ef}}{A_h} = 3,627 P_{ef} \end{array} \right. ; (MPa)$$

- Contraintes totales en cas en charge :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = -8,191 + 4,966 P_{ef} \\ \sigma_4 = 9,803 + 0,156 P_{ei} - 0,328 P_{ef} \\ \sigma_2 = -5,226 + 3,627 P_{ef} \\ \sigma_3 = -9,434 - 0,807 P_{ei} + 2,773 P_{ef} \end{array} \right. ; (MPa)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 \geq 0,000 \\ \sigma_4 \leq 25,116 \\ \sigma_2 \geq 0,000 \\ \sigma_3 \geq 0,000 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} P_{ef} \geq 1,650 ; \\ P_{ef} \geq \frac{15,313 - 0,156 P_{ei}}{-0,328} ; \\ P_{ef} \geq 1,440 \text{ et} \\ P_{ef} \geq \frac{9,434 + 0,807 P_{ei}}{2,773} \end{array} \right.$$

5.4.5. La force additionnelle utile

Dans le cas de conception d'un ouvrage, on calcule la force de précontrainte nécessaire pour équilibrer le système, puis, en fonction des caractéristiques mécaniques (la force garantie de rupture, la limite élastique et la section du câble) et la force utile normalisée (0,8 Fprg ou 0,9 Fpeg), détermine le nombre des câbles nécessaires.

Notre cas est un cas de réparation où le nombre de câbles est limité par deux câbles pour éviter la flexion latérale et les câblés existants sont de type 12T15 (selon les moyens de

la société qui s'occupe de la réparation). Donc, on fait un calcul inverse en déterminant la force utile, puis on vérifie que cette force ne dépasse pas la force utile normalisée.

Les deux conditions précédentes (§5.5.3 et §5.5.4) donnent la limite supérieure de la force initiale et la limite inférieure de la force finale. A partir de ces conditions on prend une force qui vérifie ces conditions avec une estimation des pertes instantanées et des pertes différées.

Puisque les pertes instantanées et les pertes différées sont minimales dans le cas des câbles extérieurs injectés dans des gaines lisses et souples de type PEHD, On prend approximativement :

- Perte instantanée de 5% ;
- Perte différée de 5%.

On obtient, donc, les limites supérieure et inférieure de la force utile nécessaire suivantes :

$$\begin{cases} P_{u.max} = 4,346 \text{ MN} \\ P_{u.min} = 3,515 \text{ MN} \end{cases}$$

- Force initiale maximale (deux câbles) : $P_{ei.max} = 4,346 \text{ MN}$;
- Section du câble 12T15 : $A_P = 1668 \text{ mm}^2$;
- Contrainte garantie de rupture : $\sigma_{prg} = 1860 \text{ MPa}$;
- Contrainte élastique garantie : $\sigma_{prg} = 1600 \text{ MPa}$
- Force utile maximale : $P_{u.max} = [\min \{ 0,8 F_{prg} ; 0,9 F_{peg} \}] A_P = 2,402 \text{ MN}$;
- La force utile maximale calculée pour un seul câble :

$$P_u = \frac{P_{ei.max}}{2 \times 0,95} = 2,287 \text{ MN} \cong 0,73 F_{prg} < P_{u.max} = 2,402 \text{ MN}$$

- La force utile minimale calculée pour un seul câble :

$$P_u = \frac{P_{ei.min}}{2 \times 0,95} = 1,850 \text{ MN} \cong 0,60 F_{prg} < P_{u.max} = 2,402 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow P_u \in [63\% ; 73\%] \cdot F_{prg}$$

Finalement, on prend :

- Perte instantanée estimée : $\Delta P_{ei} = 5\%$;
- Perte différée estimée : $\Delta P_{ei} = 5\%$;
- Nombre de câbles : $N = 2$ câbles ;
- Force utile pour chaque câble : $P_u = 0,7 F_{prg} = 1,978 \text{ MN}$;
- Tension utile pour chaque câble : $\sigma_u = 1302 \text{ MPa}$.

5.5. Pertes de la précontrainte additionnelle

Les câbles utilisés sont de type 12 T 15 (ALGA) où :

- ⇒ $A_C = 12 \times 139 = 1668 \text{ mm}^2$, section du câble ;
- ⇒ $D = 90 \text{ mm}$, diamètre extérieur de la gaine (gaine souple PEHD) ;
- ⇒ $E_p = 2,00 \times 10^5 \text{ MPa}$, module d'élasticité ;
- ⇒ $F_{peg} = 1600 \text{ MPa}$, la limite élastique garantie ;
- ⇒ $F_{prg} = 1860 \text{ MPa}$, la contrainte de rupture garantie ;
- ⇒ $f = 0,12 / \text{rad}$ (toron nu) (selon les B.P.E.L) ;
- ⇒ $\varphi = 0,000$ (selon les B.P.E.L) ;
- ⇒ $r = 6 \text{ mm}$, tassement d'ancrage ou retour des coins ;
- ⇒ $\sigma_{p0} = 1302 \text{ MPa}$.

5.5.1. Pertes instantanées

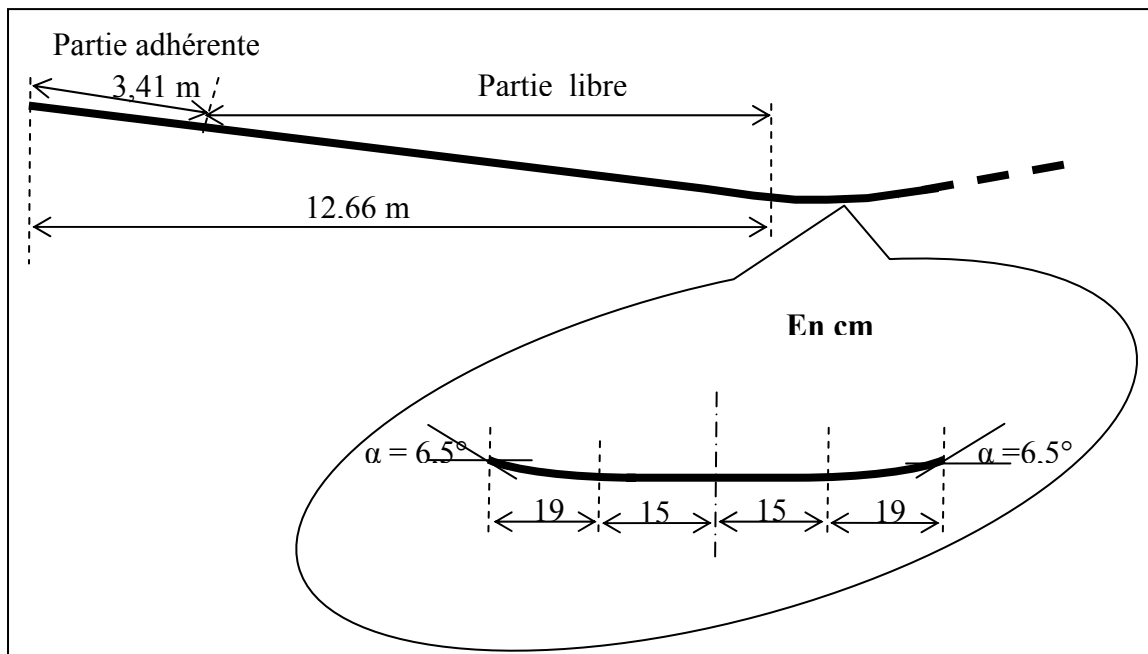


Figure 5-6 : détail d'allure du câblage extérieur

a) Pertes dues au frottement du câble sur la gaine

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \cdot e^{-f\alpha(x)} \quad (\text{B.P.E.L 91})$$

x (m)	l (m)	α (rad)	$\sigma_P(x)$ (MPa)	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	% ($\Delta\sigma_f$)
0,00	0,000	0,000	1302	0,0000	0,00
3,40	3,41	0,000	1302	0,0000	0,00
12,66	12,74	0,000	1302	0,0000	0,00
12,85	12,93	0,1134	1284,402	17,597	1,35
13,00	13,08	0,1134	1284,402	17,597	1,35

Tab.5-2- Pertes de la précontrainte extérieure par frottement

b) Pertes dues au recul à l'ancrage (tassement d'ancrage)

$$d = \sqrt{\frac{r \cdot E_P \cdot l}{(\sigma_{P0} - \sigma_P(l))}} = \sqrt{\frac{r \cdot E_P \cdot l}{\sigma_{P0}(1 - e^{-f \cdot \alpha})}} = 42,11 \text{ m};$$

$$\sigma_a = \sigma_{P0} - \frac{2 \cdot r \cdot E_P}{d} = 1245,002 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_d = \frac{\sigma_{P0} + \sigma_a}{2} = 1273,501 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g(x) = \frac{2 \cdot (\sigma_{P0} - \sigma_d)(d - x)}{d} \quad \text{et} \quad \sigma_P(x) = \sigma_d - \frac{\Delta\sigma_P(x)}{2} \quad ; (x \leq d)$$

x (m)	$\Delta\sigma_g(x)$; MPa	$\sigma_P(x)$; (MPa)	% ($\Delta\sigma_g$)
0,00	56,998	1245,002	4,38
3,40	52,359	1249,641	4,02
12,66	39,862	1262,138	3,06
12,85	39,605	1262,395	3,04
13,00	39,402	1262,598	3,02

Tab.5-3- Pertes de la précontrainte extérieure par tassement d'ancrage

c) Pertes par non simultanéité des mises en tension

Le raccourcissement instantané du béton d'ancrage vers l'intérieur provoque des pertes de tension dans les câbles extérieurs dans la partie ancrage – déviateur, parce qu'il n'y a pas de frottement entre le câble (ou les torons) et la gaine PEHD.

La contrainte de compression au droit d'une section de l'ancrage est donnée par la formule :

$$\sigma_b(x) = \frac{P_e(x)}{B} + \frac{P_e(l/2) \sin \alpha [e_e(x)]}{I}$$

Où :

- $P_e(x)$: la force de précontrainte extérieure qui prend en compte les pertes par frottement et recul d'ancrage ;
- B : la section du béton (150 x 40 + 5281,488) ;
- I : l'inertie homogène de la section transversale selon l'abscisse x ;
- $e_e(x)$ l'excentricité moyenne des câbles extérieurs à l'abscisse x .

$$\Delta l = \sum \varepsilon_x dx = \sum \frac{\sigma_x}{E_{28}} dx \text{ (de } 0 \text{ à } 3,4 \text{ m)}$$

$$\Delta l = \int_{0,00}^{3,40} \frac{\sigma_x}{E_{28}} dx = \frac{1}{E_{28}} \int_{0,00}^{3,40} \left(\frac{P_e(x)}{B} - \frac{P_e(l/2) \sin \alpha [e_e(x)]}{I} \right) dx$$

Avec :

$$\begin{cases} P_e(x) = P_0 - \frac{2 \cdot (\sigma_{P0} - \sigma_d)(d - x)}{d} (2A_p) \cong 4,153 + 0,0045 x \\ P_e\left(\frac{l}{2}\right) = (1302 - 17,597 - 39,402) 2 A_p = 4,153 \text{ MN} \\ e_e(x) = 0,375 - 0,114 x \\ I = 0,55868 \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \Delta l = \frac{1}{E_{28}} \int_{0,00}^{3,40} [(3,681 - 0,004 x) - 0,841 (0,375 - 0,114 x)] dx$$

$$\Rightarrow \Delta l \cong \frac{11,973}{E_{28}} \cong 0,000333 \text{ m}$$

Alors, la perte instantanée moyenne dans la partie libre due au raccourcissement du béton d'ancrage est de :

$$\Delta \sigma_{racc.inst} = \frac{\Delta l}{\text{longueur du câble}/2} E_p \cong 5,120 \text{ MPa}$$

Cette perte est répartie sur toute la longueur libre et engendre une perte dans la partie courbe, qui égale :

$$\Delta \sigma_{courbe.inst} = \Delta \sigma_{racc.inst} \cdot e^{-f\alpha} = 5,120 \cdot e^{-0,12 \times 0,1134} \cong 5,050 \text{ MPa}$$

d) Pertes instantanées totales

Section (m)	Frottement (MPa)	Recul (MPa)	Raccourcissement (MPa)	$\Delta \sigma_{Pi}$ (MPa)	Pertes totales (%)	σ_{Pi} (MPa)
0,00	0,0000	56,998	5,120	62,118	4,77	1239,882
3,40	0,0000	52,359	5,120	57,479	4,41	1244,521
12,66	0,0000	39,862	5,120	44,982	3,45	1257,018
12,85	17,597	39,605	5,050	62,252	4,78	1239,748
13,00	17,597	39,402	5,050	62,049	4,76	1239,951

Tab.5-4- Pertes instantanées totale de la précontrainte extérieure

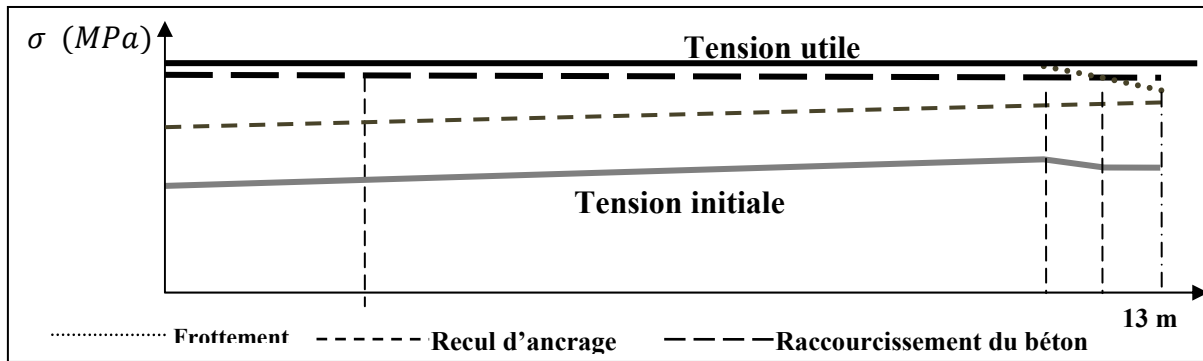


Figure 5-7 : Diagramme des tensions initiales de la précontrainte extérieure

5.5.2. Pertes différées

a) Pertes dues au retrait du béton d'ancrage

Le raccourcissement supplémentaire dû au phénomène de retrait du béton d'ancrage engendre une perte de précontrainte dans les câbles extérieurs.

$$\left\{ \begin{array}{l} t_0 = 7 \text{ j} \\ r_m = \frac{B}{\mu_B} = \frac{150 \times 40}{2 \times (150 + 40)} = 15,790 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow r(t_0) = \frac{t_0}{t_0 + 9 r_m} = 0,1646$$

On a la déformation finale du béton d'ancrage suivante :

$$\varepsilon_{ret.finale} = \varepsilon_r (1 - r(t_0)) = 4 \cdot 10^{-4} (1 - 0,1646) = 3,342 \cdot 10^{-4}$$

$$\frac{\Delta l}{l_{\text{béton d'ancrage}}} = \varepsilon_r (1 - r(t_0)) = 3,342 \cdot 10^{-4} \Rightarrow \Delta l = 3,342 \cdot 10^{-4} \cdot 3,4 = 11,36 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$\Rightarrow \Delta \sigma_{ret} = \frac{\Delta l}{l_{\text{câble}}/2} E_P = 17,479 \text{ MPa}$$

b) Pertes dues au retrait du béton ancien

Le retrait du béton ancien reste entre l'âge de réparation et un temps infini engendre un raccourcissement du béton. Ce qui donne une perte dans les câbles additionnels comme suit :

- Déformation du retrait à l'âge de réparation : $\varepsilon_{r790} = 3,146 \cdot 10^{-4}$;
- Déformation finale du retrait à temps infini : $\varepsilon_{r790} = 3,686 \cdot 10^{-4}$;
- Différence entre les deux : $\varepsilon_{r790 \rightarrow \infty} = 0,538 \cdot 10^{-4}$;
- Perte de la précontrainte additionnelle : $\Delta \sigma_{ret.b.a} = \varepsilon_{r790 \rightarrow \infty} E_P = 10,76 \cdot 10^{-4}$.

c) Pertes par relaxation des aciers

Les règles B.P.E.L 91 stipule dans l'article A.2.2.2 relatif au problème de la relaxation que la décision d'agrément fixe la valeur garantie de la perte par relaxation isotherme à 1000 heures, exprimé en % de la tension initiale notée ρ_{1000} sous une tension initiale de $0,70 f_{prg}$.

La perte de tension due à la relaxation de l'acier est donnée par :

$$\Delta\sigma_{rel} = \frac{6}{100} \rho_{1000} = \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \sigma_{pi}(x)$$

Où :

- $\rho_{1000} = 2,5 \%$;
- $\mu_0 = 0,43$ (TBR) et
- $f_{prg} = 1860$ MPa.

Section (m)	$\sigma_{pi}(x)$; (MPa)	$\Delta\sigma_{rel}$; (MPa)	% $\Delta\sigma_{rel}$
0,00	1239,882	44,004	3,38
3,40	1244,521	44,634	3,43
12,66	1257,018	46,349	3,56
12,85	1239,748	43,985	3,38
13,00	1239,951	44,013	3,38

Tab.5-5- Pertes de la précontrainte extérieure par relaxation des aciers

d) Pertes par fluage du béton d'ancrage

D'après les règles B.P.E.L, la déformation finale du béton sous l'effet du fluage est sensiblement le double de la déformation élastique instantanée [5].

Alors, la déformation finale du fluage, pour l'abscisse x , est :

$$\sigma_{fl} = (\sigma_{bc}(x) + \sigma_M(x)) \frac{1}{E_{bi}} \cong 2 \cdot \frac{\sigma_M(x)}{E_{bi}}$$

σ_M est la contrainte maximale de compression au niveau du câble moyen dans le bloc d'ancrage qui prend en compte toutes les pertes instantanées de la précontrainte additionnelle.

$$\sigma_M(x) = \frac{P_e(x)}{B} + \frac{P_e(l/2) \sin \alpha [e_e(x)]}{I}$$

$$\Delta l_{fl} = \int_{0,00}^{3,40} \varepsilon_{fl} dx = \frac{1}{E_{bi}} \int_{0,00}^{3,40} \left(2 \cdot \frac{\sigma_M(x)}{E_{bi}} \right) dx$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_e(x) = P_0 - \left[\frac{2 \cdot (\sigma_{p0} - \sigma_d)(d-x)}{d} + 5,12 \right] (2A_p) \cong 4,136 + 0,0045 x \\ P_e \left(\frac{l}{2} \right) = \Delta \sigma_{e.inst} (2A_p) = 4,136 \text{ MN} \\ e_e(x) = 0,375 - 0,114 x \\ I = 0,55868 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \Delta l = \frac{1}{E_{28}} \int_{0,00}^{3,40} [(3,667 - 0,004 x) - 0,768 (0,375 - 0,114 x)] dx$$

$$\Rightarrow \Delta l \cong \frac{11,971}{E_{28}} \cong 0,0003327$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{fl.b.anc} = \frac{\Delta l}{l_{c\grave{a}ble}/2} E_P = 10,237 \text{ MPa}$$

e) Pertes différées totales de la précontrainte extérieure

Section (m)	Retrait (MPa)	Relaxation (MPa)	Fluage (MPa)	Pertes différées totales (MPa)	Pertes différées totales (%)
0,00	28,239	44,004	10,237	75,146	5,77
3,40	28,239	44,634	10,237	75,671	5,81
12,66	28,239	46,349	10,237	77,100	5,92
12,85	28,239	43,985	10,237	75,130	5,77
13,00	28,239	44,013	10,237	75,153	5,77

Tab.5-6- Les pertes différées totales de la précontrainte extérieure

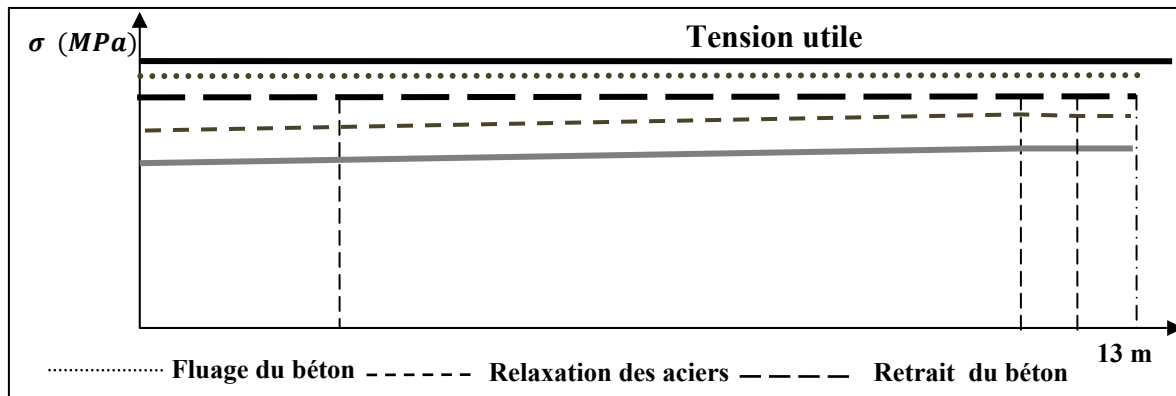


Figure 5-8 : Diagramme des pertes différées de la précontrainte extérieure

5.5.3. Pertes totales de la précontrainte extérieure

Section (m)	Pertes instantanées (MPa)	Pertes différées (MPa)	Perte totale (%)	σ_{ei} (MPa)	σ_{ef} (MPa)
0,00	62,118	75,146	10,54	1239,882	1164,736
3,40	57,479	75,671	10,22	1244,521	1168,850
12,66	44,982	77,100	9,37	1257,018	1179,918
12,85	62,252	75,130	10,55	1239,748	1164,618
13,00	62,049	75,153	10,54	1239,951	1164,798

Tab.5-7- Les pertes totales de la précontrainte extérieure

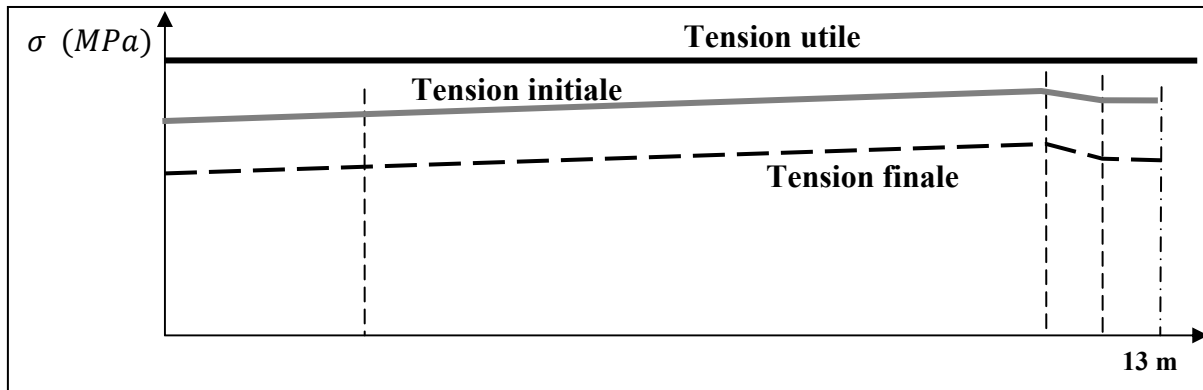


Figure 5-9 : Diagramme des tensions finales de la précontrainte extérieure

5.5.4. Effet de la précontrainte additionnelle sur les pertes de la précontrainte intérieure par fluage

L'ajout de la force additionnelle extérieure produit des pertes complémentaires par fluage dans les câbles intérieurs.

Dans la partie non adhérente cette perte est égale :

- A la mise en tension de la précontrainte additionnelle (§ 5.4.1-a):

$$\Delta P_{i.790} = 0,0728 P_{ei} - 0,032 = 0,269 \text{ MN}$$

- A temps infini (§ 5.4.1-b):

$$\Delta P_{i.\infty} = 0,0675 P_{ei} + 0,0728 P_{ef} - 0,032 = 0,530 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow P_{i.f} = 2,047 - (0,0675 P_{ei} + 0,0728 P_{ef} - 0,032) = 1,517 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \Delta \sigma_{i.790} = 161,271 \text{ MPa} \\ (\Delta \sigma_{i.\infty})_{totale} = 312,222 \text{ MPa} \\ \sigma_{i.790} = 1010,951 \text{ MPa} \\ \sigma_{i.f} = 825,031 \text{ MPa} \end{cases}$$

5.6. Vérification des contraintes normales à l'E.L.S

5.6.1. Répartition des contraintes normales à vide

On vérifie la répartition des contraintes normales suivant les résultats obtenus dans le paragraphe:

$$P_{ei} \left(\frac{l}{2} \right) = 4,136 = \begin{cases} \sigma_1 = 4,832 \cdot P_{ei} = 19,987 \\ \sigma_4 = 5,758 - 0,338 \cdot P_{ei} = 4,360 \\ \sigma_2 = 3,531 \cdot P_{ei} = 14,059 \\ \sigma_3 = -3,836 + 2,877 \cdot P_{ei} = 8,104 \end{cases} ; (\text{MPa})$$

5.6.2. Répartition des contraintes normales en charge

On vérifie la répartition des contraintes normales suivant les résultats obtenus dans le paragraphe § 5.4.2 et la force finale suivante

$$P_{ef} \left(\frac{l}{2} \right) = 3,914 = \begin{cases} \sigma_1 = -8,191 + 4,966 P_{ef} = 11,245 \\ \sigma_4 = 9,803 + 0,156 P_{ei} - 0,328 P_{ef} = 9,164 \\ \sigma_2 = -5,226 + 3,627 P_{ef} = 8,970 \\ \sigma_3 = -9,434 - 0,807 P_{ei} + 2,773 P_{ef} = -2,232 \end{cases} ; (MPa)$$

5.7. Vérification à l'E.L.U

5.7.1. En utilisant le diagramme déformation–contrainte

La notion d'état ultime implique le franchissement des conditions entraînant une dégradation profonde de l'ouvrage. Dans ce domaine, il convient donc de considérer, pour les matériaux, un comportement prenant en compte les phases linéaires et non linéaires des courbes contrainte–déformation, de façon à pouvoir notamment s'intéresser à la rupture d'une section d'ouvrage [11].

Le B.P.E.L définit le principe de justification à l'E.L.U pour les éléments précontraints en se basant sur les hypothèses suivantes :

- La résistance en traction du béton est négligée ;
- Les comportements des matériaux sont ceux définis dans la figure 1-6 ;
- Les matériaux béton et acier ne subissent aucun glissement relatif (sauf dans le cas de non injection, ou d'injection à la graisse) ;
- Les sections droites restent planes ;
- Le diagramme des déformations d'une section correspondant à l'atteinte de l'état limite ultime, respecte la règle des 3 pivots.

Cette règle est également utilisée pour les ouvrages en béton armé (B.A.E.L.91).

Dans le cas d'une flexion composée de compression où la section est partiellement comprimée (notre cas d'application), l'état limite ultime correspond à l'atteinte de la déformation limite sur la fibre extrême où le béton est comprimé ($\varepsilon_b=3,5\%$), le diagramme de déformation passe alors par le pivot B.

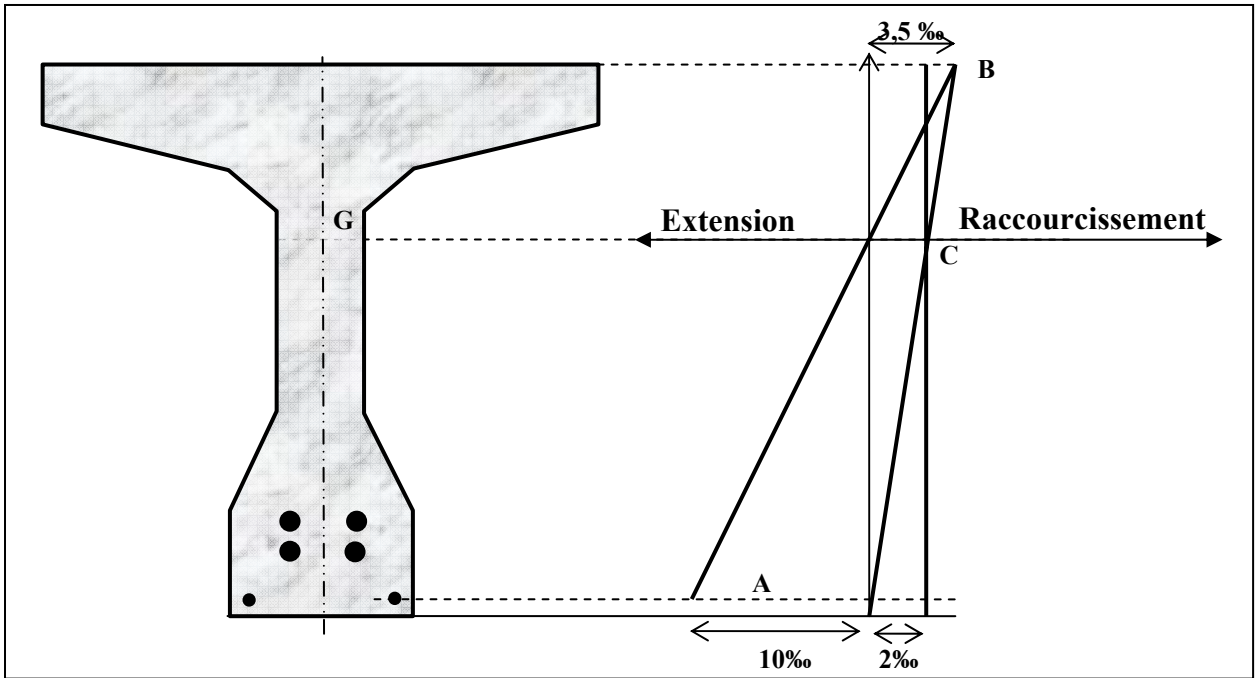


Figure 5-10 : Règle des trois pivots

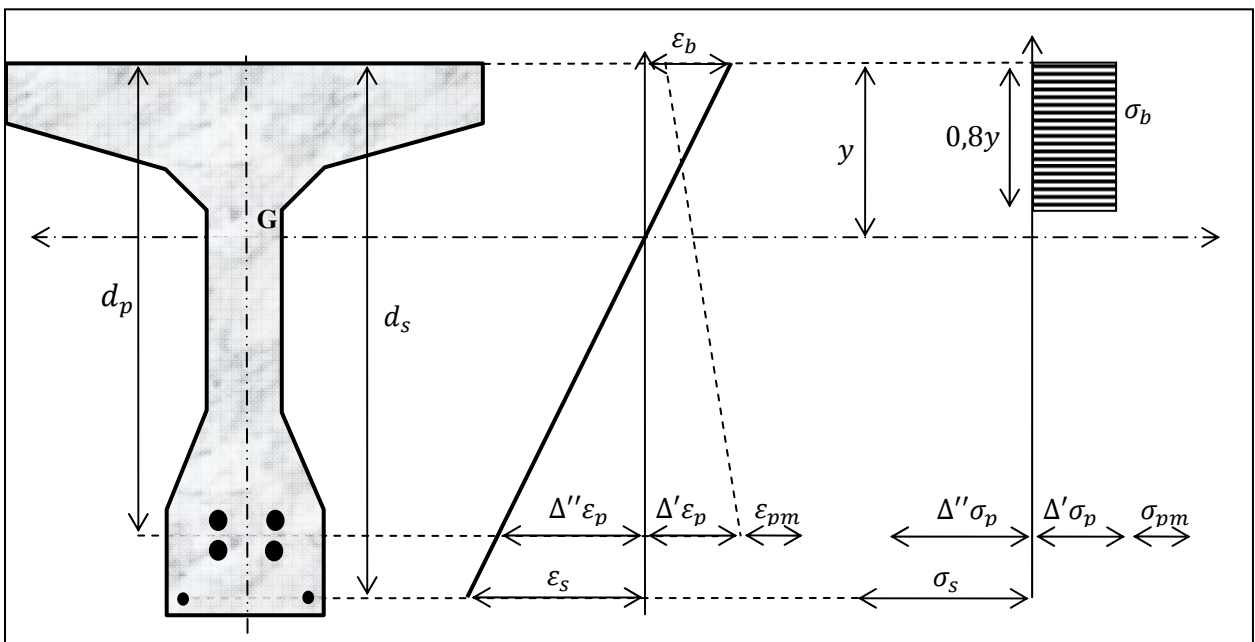


Figure 5-11 : Diagramme des déformations et des contraintes à l'E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_b = 0,85 f_{cj} / \gamma_b \\ \Delta' \varepsilon_p = 5 \sigma_{bpm} / E_p \\ \varepsilon_{pm} = \sigma_{bpm} / E_p \\ \Delta'' \varepsilon_p / \varepsilon_b = (d_p - y) / y \\ \varepsilon_s / \varepsilon_b = (d_s - y) / y \end{cases}$$

- σ_b est la contrainte de compression dans le béton ;
- ε_{pm} est l'allongement préalable sous la contrainte probable σ_{pm} existant dans les armatures sous les actions permanentes à l'âge de vérification ;
- $\Delta'\varepsilon_p$ est l'accroissement d'allongement accompagnant le retour à la déformation nulle du béton au niveau de l'armature moyenne de précontrainte ; dans le cas où il y a adhérence la prise en compte d'un coefficient d'équivalence acier-béton égal à 5 ;
- σ_{bpm} est la contrainte dans le béton, au niveau de l'armature moyenne de précontrainte sous l'effet des actions permanentes et de la précontrainte ;
- $\Delta''\varepsilon_p$ est une variation complémentaire accompagnant la déformation au-delà de la valeur nulle, directement accessible sur le diagramme de déformation de la section dans le cas où il y a adhérence.

Ce principe est utilisé lorsque le câble est adhérent. Dans notre cas, le câble n'est pas adhérent. Et il n'y a pas de référence de calcul pour ce cas. Alors, on passe à la vérification en utilisant les flèches.

5.7.2. utilisation des flèches

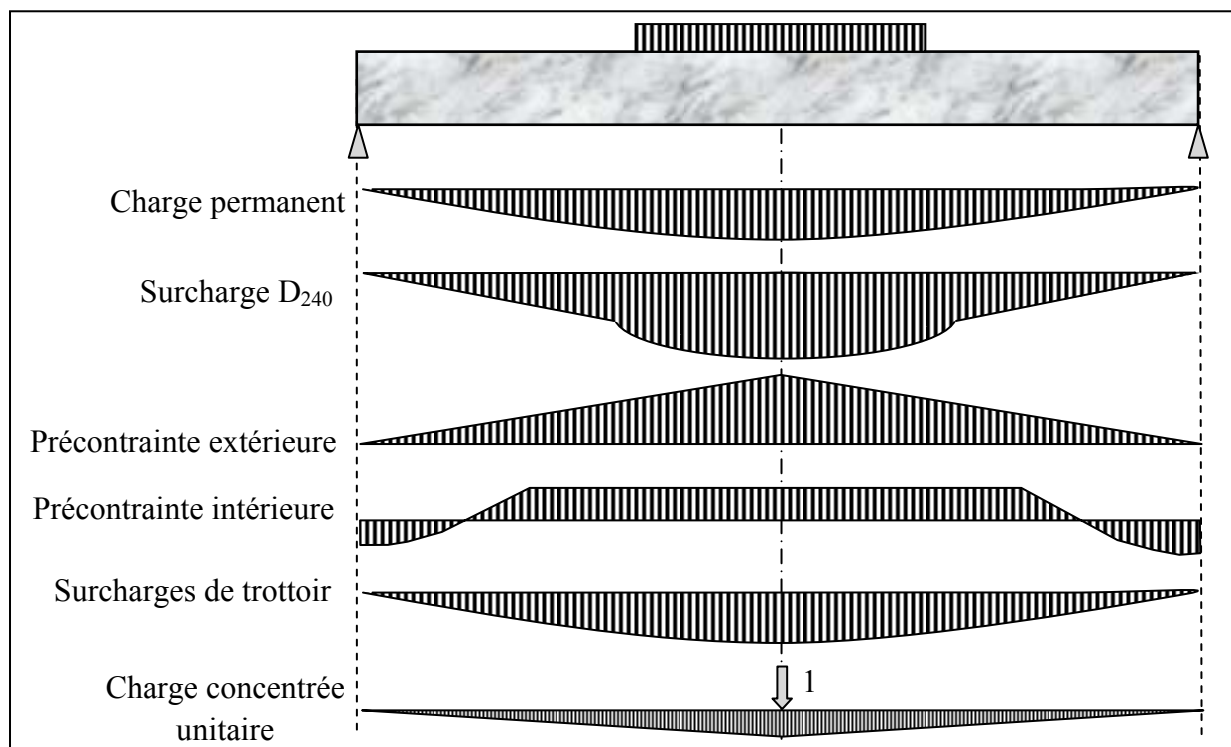


Figure 5-12 : Moments des différentes actions

a) Flèche due à la précontrainte intérieure

En négligeant l'effet du câble cisailé et en supposant que la force de précontrainte intérieure est constante sur toute la longueur et égale la force finale suivante :

$$P_{if} = 1,485 \text{ MN}$$

On a l'excentricité du câble non cisailé suivante :

$$e_{pi}(x) = \begin{cases} 7,52 - 3,05 x^2 & \text{si } x \leq 5,325 \text{ m} \\ -79 & \text{si } x \geq 5,325 \text{ m} \end{cases} ; \text{ en cm}$$

$$M_{pi}(x) = \begin{cases} 0,112 - 0,453 x^2 & \text{si } x \leq 5,325 \text{ m} \\ -1,173 & \text{si } x \geq 5,325 \text{ m} \end{cases} ; \text{ en MN.m}$$

Module d'élasticité différé : $E = E_v = 11994 \text{ MPa}$ et $I = 0,1973 \text{ m}^4$

$$\bar{M}(x) = x/2$$

$$\Rightarrow \Delta_{pi}\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{2}{EI} \int_0^{L/2} M_{pi}(x) \bar{M}(x) dx$$

$$\Delta_{pi}\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{2}{EI} \int_{0,000}^{5,325} (0,112 - 0,0453 x^2) \frac{x}{2} dx + \frac{2}{EI} \int_{5,325}^{13,000} (-1,173) \frac{x}{2} dx = -2,05 \text{ cm}$$

b) Flèche due à la précontrainte extérieure

$$\Delta_{pe}\left(\frac{l}{2}\right) = -\frac{P_{if}\left(\frac{l}{2}\right) \sin \alpha L^3}{48 EI} = -6,76 \text{ cm}$$

c) Flèche due au poids propre

$$\Delta_{pp}\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{1,35 G L^4}{348 EI} = 9,62 \text{ cm}$$

d) Flèche due aux surcharges de trottoir

$$S_{tr} = 1,6 (K_{\alpha,max} \times 1,86) = 2,33 \frac{KN}{ml} \Rightarrow \Delta_{str}\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{S_{tr} L^4}{348 EI} = 0,12 \text{ cm}$$

e) Flèche due aux surcharges D240

$$S_{D240} = 1,35 \left(K_{\alpha,max} \times \frac{240}{18,6 \times 7} \right) = 2,75 \text{ t/ml}$$

$$M_{D240}(x) = \begin{cases} 0,256 x & \text{si } x \leq 3,70 \text{ m} \\ 0,188 - 0,102x + 0,014 x^2 & \text{si } x \geq 3,70 \text{ m} \end{cases} \text{ (MN.m)}$$

$$\Delta_{D240}\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{2}{EI} \int_{0,00}^{3,70} (0,256 x) \frac{x}{2} dx + \frac{2}{EI} \int_{3,70}^{13,00} (0,188 - 0,102x + 0,014 x^2) \frac{x}{2} dx$$

$$= 1,35 \text{ cm}$$

f) Flèche totale

$$\Delta_{totale}\left(\frac{l}{2}\right) = \Delta_{pi}\left(\frac{l}{2}\right) + \Delta_{pe}\left(\frac{l}{2}\right) + \Delta_{str}\left(\frac{l}{2}\right) + \Delta_{D240}\left(\frac{l}{2}\right) = 2,28 \text{ cm} < \Delta_{adm} = \frac{l(\text{cm})}{500}$$

$$= 5,2 \text{ cm}$$

5.8. Zone déviatrice

5.8.1. Forme du déviateur

Le déviateur assure l'effet de la force de précontrainte additionnelle sur la structure en flexion d'une part et d'autre part assure l'adhérence entre le béton ancien et le béton jeune. Dans l'exemple étudié, Le déviateur est composé d'un châssis métallique placé exactement à mi-travée et enferme le conduit métallique de déviation de 5 mm d'épaisseur et 110 mm de diamètre extérieur.



Figure 5-13 : Déviateur en place

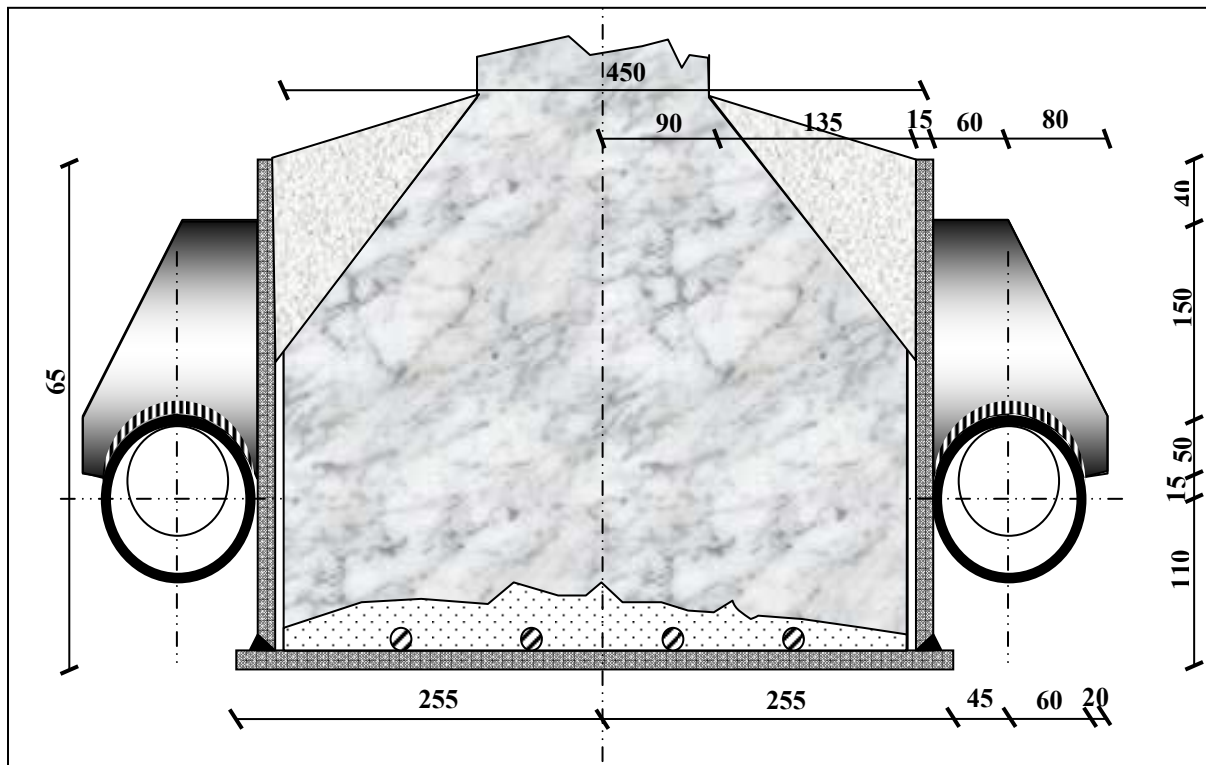


Figure 5-14 : Détail de la section transversale du déviateur

Le tube métallique de déviation est constitué de trois parties, une partie intermédiaire rectiligne de 300 mm de longueur et deux parties extrêmes identiques en arc de 1000 mm de rayon intérieur.

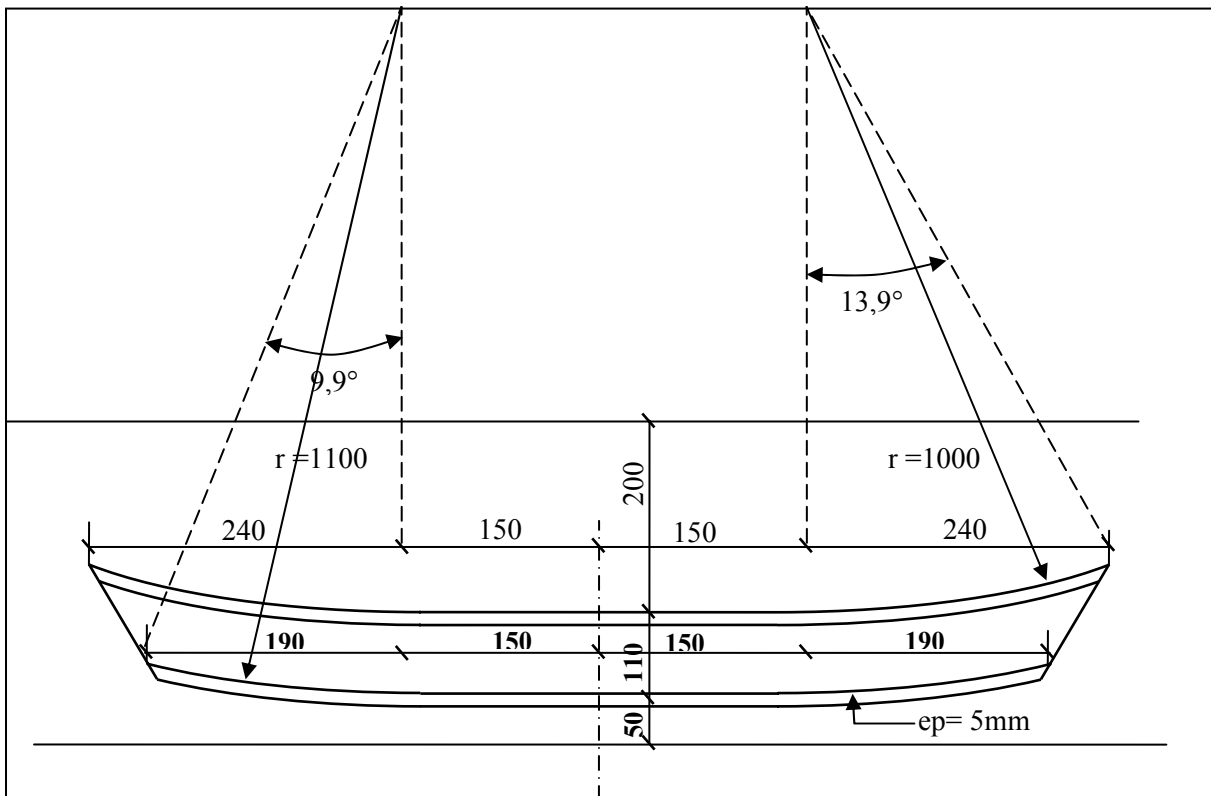


Figure 5-15 : Détail du conduit

L'assemblage des différents éléments constituant le déviateur est réalisé par soudure. La soudure est l'opération qui consiste à réaliser un joint soudé destiné à relier entre elles deux ou plusieurs parties d'un assemblage pour assurer, par fusion, la continuité de la matière en ces parties. En général, la résistance du métal d'apport déposé lors du processus de soudage est supérieure ou égale à celui du matériau de base [10].

- Pièces à assemblées : FeE 355
- Métal d'apport : FeE 355.

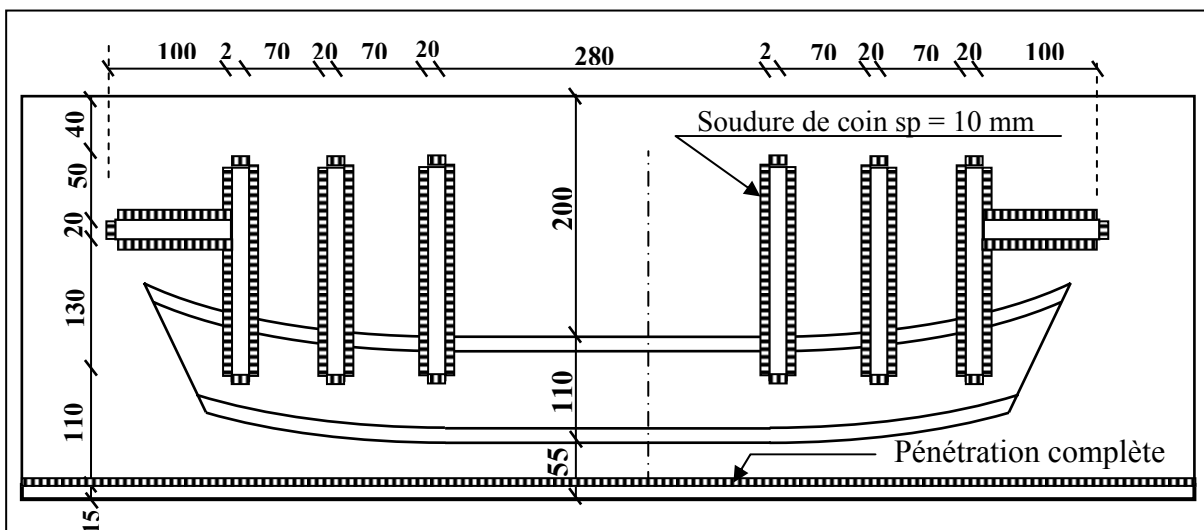


Figure 5-16 : Assemblage des différents éléments par soudure

A partir de la représentation précédente et les sollicitations, on distingue les sections dangereuses suivantes :

- ❖ Deux sections identiques (15 x 1500 mm) de la plaque inférieure aux limites de la poutre, qui sont sollicitées au cisaillement ;
- ❖ Deux sections soudées identiques (15 x 1500 mm) complètement pénétrées sollicitée à la traction simple ;
- ❖ Douze sections soudées identiques (20 x 150 mm) sollicitées au cisaillement.

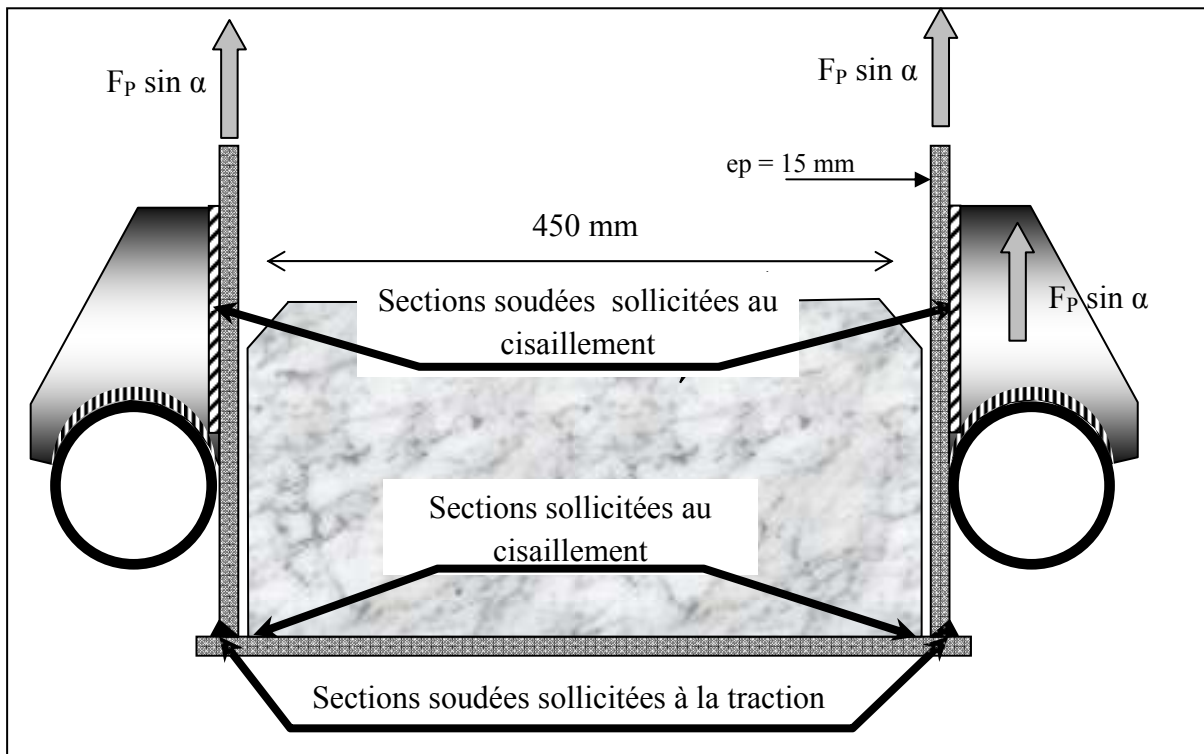


Figure 5-17 : Les différentes sections sollicitées

5.8.2. Section soudée sollicitée à la traction [10]

Les deux plaques métalliques (FeE 355) verticales (15 x 350 x 1 500) sont liées avec la plaque horizontale (15 x 510 x 1500) par une soudure en demi-V double complètement pénétrée. La soudure pénètre toute la section de la plaque, donc, toute la section transversale de la plaque est une section résistante.

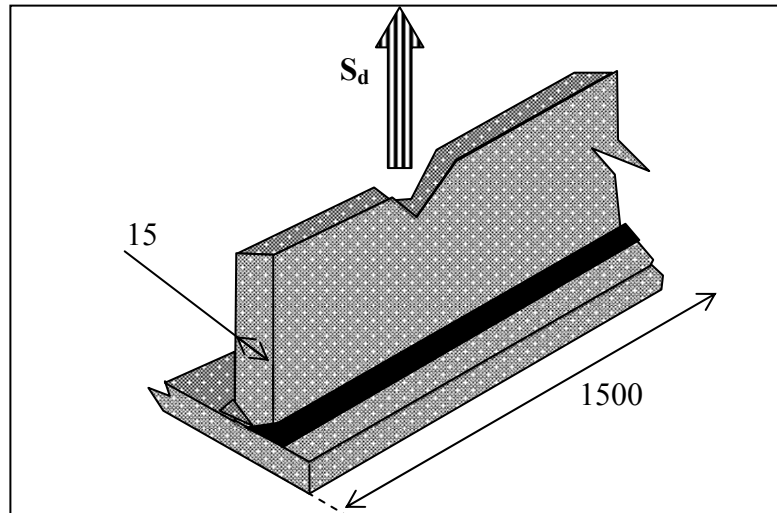


Figure 5-18 : Section soudée sollicitée à la traction

- Section d'un câble extérieur $A_{ce} = 1668 \text{ mm}^2$;
- Force de précontrainte maximale sans pertes : $F_p = (0,7 F_{prg} \times A_{ce}) = 2,172 \text{ MN}$;
- Angle de déviation $\alpha = 6,5^\circ$;
- Composante verticale de la force de précontrainte : $F_{pv} = F_p \sin \alpha = 0,2459 \text{ MN}$;
- Effort de sollicitation au cisaillement : $S_d = F_{pv} = 0,2459 \text{ MN}$;
- Section sollicitée : $A = 15 \times 1500 \times 10^{-6} = 0,0225 \text{ m}^2$;
- Force résistante : $F_R = A \cdot f_y = 0,0225 \times 355 = 7,9875 \text{ MN}$;
- Coefficient de sécurité : $\gamma_R = 1,1$;
- $S_d = 0,2459 < F_R / \gamma_R = 7,261 \text{ MN}$ **sécurité vérifiée.**

5.8.3. Section de la plaque sollicitée au cisaillement [10]

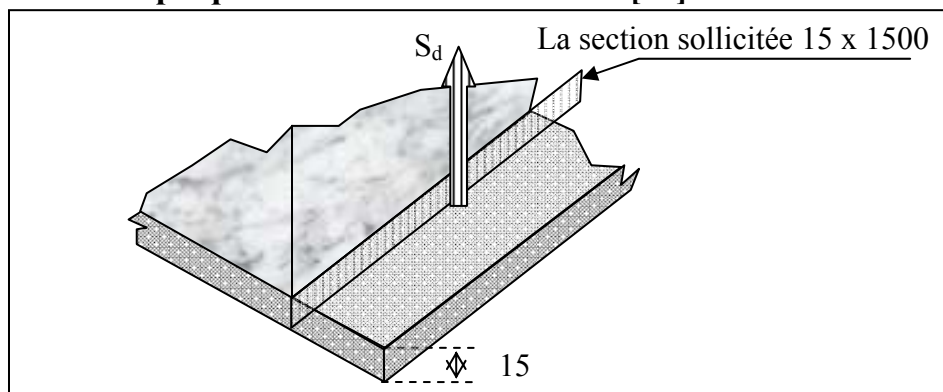


Figure 5-19 : Section de la plaque sollicitée au cisaillement

- Effort de sollicitation au cisaillement : $S_d = F_{pv} = F_{pv} = 0,2459 \text{ MN}$;
- Section sollicitée : $A = 15 \times 1500 \times 10^{-6} = 0,0225 \text{ m}^2$;
- Force résistante : $F_R = A \cdot f_y / \sqrt{3} = 0,0225 \times 355 / \sqrt{3} = 4,611 \text{ MN}$;
- Coefficient de sécurité : $\gamma_R = 1,1$;
- $S_d = 0,2459 < F_R / \gamma_R = 4,192 \text{ MN}$ **sécurité vérifiée.**

5.8.3. Section soudée sollicitée au cisaillement [10]

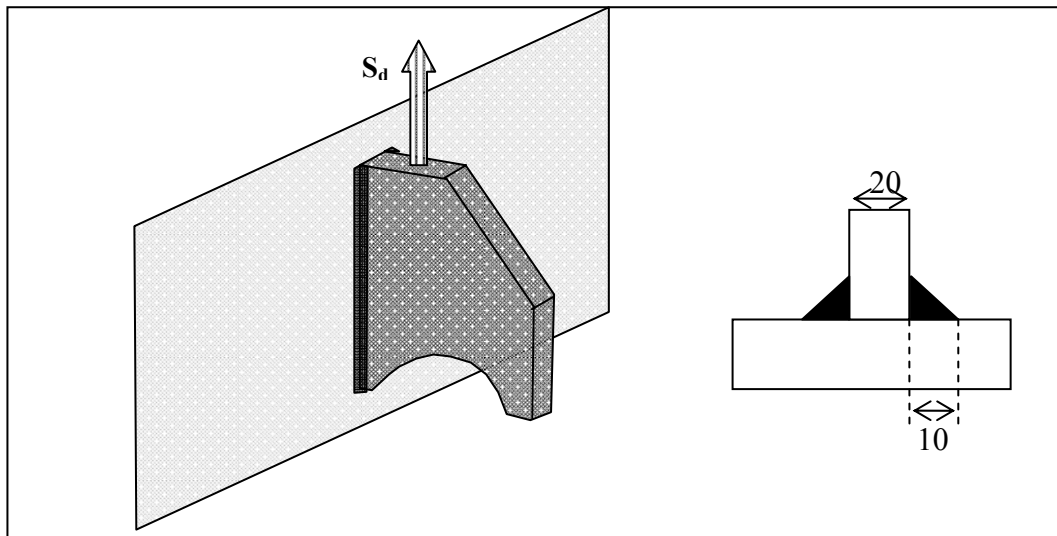


Figure 5-20 : Section soudée sollicitée au cisaillement

La section sollicitée est une section soudée par cordon d'angle (soudure de coin) ($S_p = 10$ mm) sur les deux côtés d'une pièce de 20×150 mm à sa base et de hauteur variable.

- Effort de sollicitation au cisaillement : $S_d = F_{Pv} = 0,2459$ MN ;
- Section sollicitée : $A = 2 \times 10 \times 150 \times 10^{-6} = 0,003$ m² ;
- Force résistante : $F_R = A f_y / \sqrt{3} = 0,003 \times 355 // \sqrt{3} = 0,615$ MN ;
- Coefficient de sécurité : $\gamma_R = 1,1$;
- $S_d = 0,2459 < F_R / \gamma_R = 0,559$ MN **sécurité vérifiée.**

5.9. Phénomène de résonance

Période propre du câble

La période propre T_c (s) d'un câble de longueur L_c (m) et de masse m (Kg) par mètre de longueur, tendu à un effort F (N), est donnée par la formule :

$$T_c = 2 L_c \sqrt{\frac{m}{F}}$$

- $\sigma_{\text{finale}} = 0,93 \sigma_0 = 1210,86$ MPa (la tension finale moyenne dans la partie libre du câble) ;
- $A_p = 1668$ mm² ;
- $F = \sigma_i A_p = 2019714,48$ N ;
- Masse volumique des aciers : 7850 Kg/m³ ;
- Masse m' par mètre linéaire : $m' = 13,0938$ Kg/ml ;
- Diamètre intérieur de la gaine : $d = 90$ mm ;
- Section intérieure de la gaine : $S = 6361,725$ mm² ;
- Masse du coulis de ciment /ml : $m'' = (S - A_p) 400 = 1,8775$ Kg/ml ;
- Masse totale : $m = 14,9713$ Kg/ml ;

- Longueur libre du câble : $L_c = 9,26$ m (entre l'ancrage et le déviateur) ;

$$T_c = 0,05 \text{ sec}$$

Période propre de la poutre

La période propre T_p d'une poutre de longueur L , d'inertie I , de module d'élasticité E et de masse m (charge permanente + surcharge) est donnée par la formule :

$$T_p = 2 \pi \sqrt{\frac{m}{\left(48 \frac{EI}{L^3}\right)}}$$

Il y a infinité de masses passent par le pont avec des vitesses variables. Les vibrations engendrées par le passage des véhicules avec vitesse lente, comme les surcharges exceptionnelles, sont négligeables ou presque nulles (état statique). Les vibrations engendrées par de masses, les motos par exemple, sont négligeable aussi. Si la période propre sous l'effet de la charge minimale (où elle pourra provoquer des vibrations) est éloignée de la période propre du câble, alors, le phénomène de résonance reste toujours éloigné parce que la période est proportionnelle à la masse.

Donc, on calcule la période propre de la poutre en utilisant le système Bt ($m = 32t$) sans majoration :

- $E = 38193,761$ MPa ;
- $I \approx 0,2$ m⁴ ;
- $L = 26$ m ;
- $m = (31,511 \times 26) \times 1000 + 32000/7 = 823857,4286$ Kg ;

$$T_p = 1,25 \text{ sec}$$

En conséquence ; les deux périodes sont très éloignées

CONCLUSION GENERALE

L'objectif de notre travail est de définir et d'appliquer la nouvelle technique de réparation des ouvrages dans notre pays, en utilisant des câbles de précontrainte placés à l'extérieur du béton et ancrés aux extrémités dans la structure.

L'ouvrage étudié est un pont réalisé à Biskra en 2003 par la société ENGOA, dégradé en 2004 par un choc, diagnostiqué par la société italienne INTEGRA et réparé par la société SAPTA en 2006.

On part, des caractéristiques tirées des plans donnés par SAPTA, on détermine les charges permanentes et les surcharges avec leur répartition sur les éléments principaux (poutres). Ensuite, nous avons évalué les pertes instantanées de la précontrainte, les pertes différées pour différentes étapes afin de vérifier la répartition des contraintes normales dans la section dangereuse et déterminer ainsi la force de précontrainte extérieure nécessaire pour assurer la durabilité et la sécurité structurale de la poutre.

La synthèse des travaux antérieurs, nous donnons les conclusions suivantes :

La précontrainte extérieure est une technique d'exécution, de renforcement et de réparation. Le calcul de ses pertes est différent que celui-ci de la précontrainte intérieure. Elle permet d'utiliser des câbles de forte puissance et d'optimiser la forme de la section. Elle est plus efficace, en terme de force, surtout dans le cas des grandes travées ou dans le cas des petites travées avec un petit élancement. De plus, les grande portées nécessitent des armatures de forte puissance qui sont particulièrement mieux adaptées à la précontrainte extérieure, on minimise, en particulier, le coût de la main d'œuvre.

La précontrainte extérieure est la meilleure solution pour les ouvrages neufs conçus en voussoirs préfabriquées. Elle se prête bien à la construction en encorbellement, avec des avantages d'autant plus nets que les portées sont plus grandes, la perte par frottement restant faibles même sur de grande longueur. Ces mêmes avantages concernent aussi les constructions par poussage qui exigent, en général, pendant les opérations de poussage, une précontrainte provisoire créant une précontrainte centrée capable de reprendre des moments alternativement de signe opposé, précontrainte provisoire très facilement démontable et sans dommage pour la structure en service. Si l'on veut bénéficier entièrement des avantages de la précontrainte extérieure, il est intéressant de chercher des solutions constructives qui ne nécessitent pas, dans certaines phases de construction, une précontrainte intérieure. Ce n'est pas ce n'est pas toujours possible ; ainsi, dans le cas d'une construction en encorbellement à l'avancement par voussoirs coulés en place ou préfabriqués, une précontrainte intérieure reste souvent indispensable pour reprendre le poids de la structure, la précontrainte extérieure reprenant essentiellement les charges variables.

Les deux types de précontrainte intérieure et extérieure ont leurs avantages respectifs et distincts. La précontrainte intérieure au béton est généralement plus simple à implémenter, elle permet une meilleure utilisation de la résistance de l'acier de précontrainte à la rupture, et a un coût unitaire plus bas. La précontrainte intérieure est plus avantageuse au phénomène de diffusion et en terme de résistance à la flexion. La précontrainte intérieure reste la solution pour tous les ouvrage en béton précontraint.

Après les calculs pour toutes les phases (solicitations, diagnostic, justification, dimensionnement de la précontrainte extérieure et vérification après réparation), on aboutit aux conclusions et recommandations suivantes :

- Le béton ancien est plus sollicité que le béton ajouté. Le premier est sollicité par le poids de la structure, le câble précontraint intérieur, les surcharges et les câbles précontraints extérieurs. Le deuxième est sollicité par les surcharges et les câbles précontraints extérieurs. Le béton ajouté est de 35 MPa de résistance à la compression et le béton ancien est de 41,86 MPa de résistance à la compression au moment de l'ajout de la précontrainte extérieure. Donc, le choix d'un béton additionnel de résistance inférieure que la résistance du béton ancien est un mauvais choix. La meilleure solution est d'ajouter un béton où sa résistance est, au minimum égale la résistance du béton ancien. Cette solution permet de déplacer le centre de gravité de la section homogène vers le bas, alors que les contraintes de traction dues au poids propre et aux surcharges diminuent dans la partie inférieure du béton ancien ;
- L'allure du câblage extérieur ne vérifie pas la résistance aux sollicitations dans le cas où le chargement maximal est dû aux surcharges B_c , parce que cette surcharge donne son moment maximal à une distance de 1,75 m de la section médiane quelque soit la portée de la poutre. Alors, pour vérifier la résistance en chaque point pour m'importe quelle surcharge, il faut placer deux déviateurs symétriques par rapport à l'axe de la poutre ;
- Avant de procéder à toute réparation d'un ouvrage dégradé, il est indispensablement de procéder à un diagnostic et de rechercher les causes de dégradations. En effet cette étape est nécessaire pour le choix de la réparation optimale qui peut être définie comme la réparation la plus durable sous les contraintes économiques imposées et sous les conditions d'exploitation de l'ouvrage. L'évaluation de la tension résiduelle dans un câble précontraint intérieur au béton est un problème. Les lois d'évaluation des pertes différées, au cours du temps, définies par les règles B.P.E.L sont des lois obtenues par des essais pratiques sur des aciers précontraint et sur le béton. Ces lois sont basées sur les instants initiaux de réalisation de l'ouvrage qui sont le moment du bétonnage et l'instant de la mise en tension des câbles précontraints. En cas d'absence de ces dates de référence, la seule solution d'évaluation est l'utilisation des méthodes non destructives. Ces méthodes permettent de déterminer l'allure du câblage, le diamètre du câble utilisé et la tension aussi. A partir du même principe que la résistance du béton, les essais non destructifs permettent d'évaluer la résistance du béton, pour n'importe quel instant. Les essais sont nombreux tels que le scléromètre de Schmidt, les ultra-sons et les méthodes combinées.

Les constructions sont très diverses, en importance, comme en nature ; elles peuvent être des ponts, des bâtiments petits ou grands, des réservoirs, des structures en béton armé ou précontraint, des structures en bois comme des structures en métal ou même en pierre de taille. Bien sûr, l'application d'une précontrainte extérieure sur une structure existante exige un diagnostic très pointu de l'état réel de la structure et des matériaux qui la composent ; on ne peut appliquer des efforts de plusieurs tonnes ou centaines de tonnes sans en mesurer en

détail tous les effets, en particulier, dans la zone d'ancrage. Très souvent, une précontrainte additionnelle, par nature pratiquement toujours est la solution la plus intéressante tant du point de vue efficacité qu'économie.

La précontrainte extérieure permet, en effet, d'appliquer des efforts d'une intensité connue, en des points et suivant des directions bien définies, capables de provoquer des désordres. Une solution initiale très efficace simplifiera la réparation ou le renforcement et réduira ses coûts. C'est de prendre en compte, dans la phase de conception et de réalisation de l'ouvrage, des réservations, zones d'ancrage aux extrémités et en travées pour placer des câbles de précontrainte extérieure et des réservations spéciales à la mise en place des vérins de levage pour la réparation des appareils d'appuis.

La durabilité, l'efficacité, l'accessibilité et la possibilité d'application de la technique de réparation relèvent de l'activité de l'ingénieur réparateur et le choix économique du maître de l'ouvrage. La précontrainte extérieure n'est que rarement intéressante pour les petits ouvrages d'art ou les bâtiments courants qui n'exigent que des câbles de faible puissance et dont la section de béton permet de placer sans difficulté notable une simple précontrainte intérieure alors plus économique.

Cette étude nous a permis de connaître une technique de réparation très efficace, de découvrir le diagnostic et la justification d'un ouvrage dégradé sans oublier le principe de dimensionnement d'une force additionnelle après un temps de réalisation de l'ouvrage.

En fin, le réparateur est un médecin et la construction est la malade, un bon diagnostic de l'ouvrage permet de choisir le bon médicament de réparation.

Bibliographie

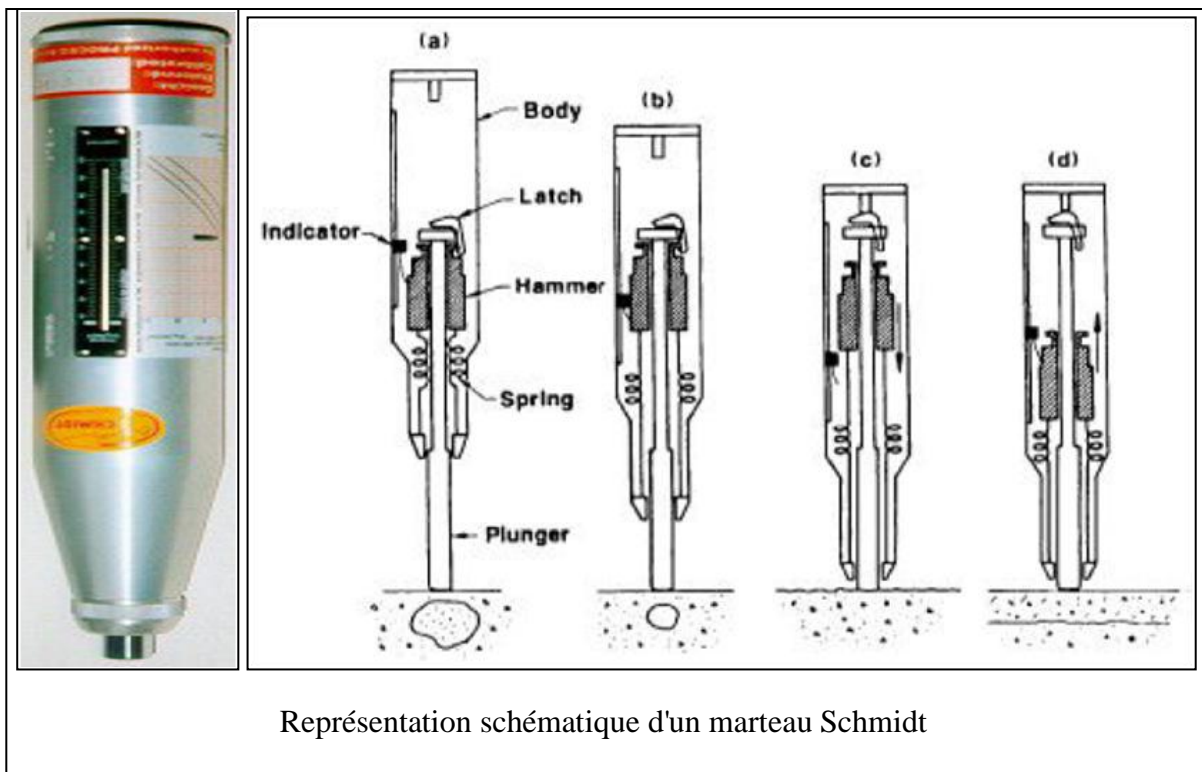
- [1]- J.A. CALGARO et R. LACROIX « Maintenance et réparation des ponts », presse de l'école nationale des ponts et des chaussées, 1997
- [2]- D.BENOUAICH, Pr. M. BADOUX et Dr. O.BURDET « Précontrainte extérieure des ponts », Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, juin 2000
- [3]- Centre d'Etudes Techniques Maritimes et Fluviales « Utilisation du béton précontraint en site aquatique » République Française, septembre 2005
- [4]-R.LACROIX et J.L. CLEMENT « Comportement structural des bétons armés et précontraints », 2002
- [5]-A. FUENTES « Cours et application de béton précontraint », 2006
- [6]-Y. CHEREIT « Le béton précontraint aux états limites selon les règles B.P.E.L.91 », 2006
- [7]-S. BALAN et M. ACARAN « Essai des constructions », 1962
- [8]- V.M. MALHORTA et N.J. CARINO « Handbook on non destructive testing of the concrete », 1991
- [9]- CTC-Centre, organisme national de Contrôle Technique de la Construction « Contrôle in situ de béton durci », mars 2005
- [10]- M.A. HIRT et R. BEZ « Constructions métalliques, volume 11 », traité de Génie Civil de l'école nationale polytechnique fédérale de Lausanne, avril 1994
- [11]- G.DREUX , J.MAZARS et M.RIMBOEUF « Cours pratique de béton précontraint », 1984

Annexe A

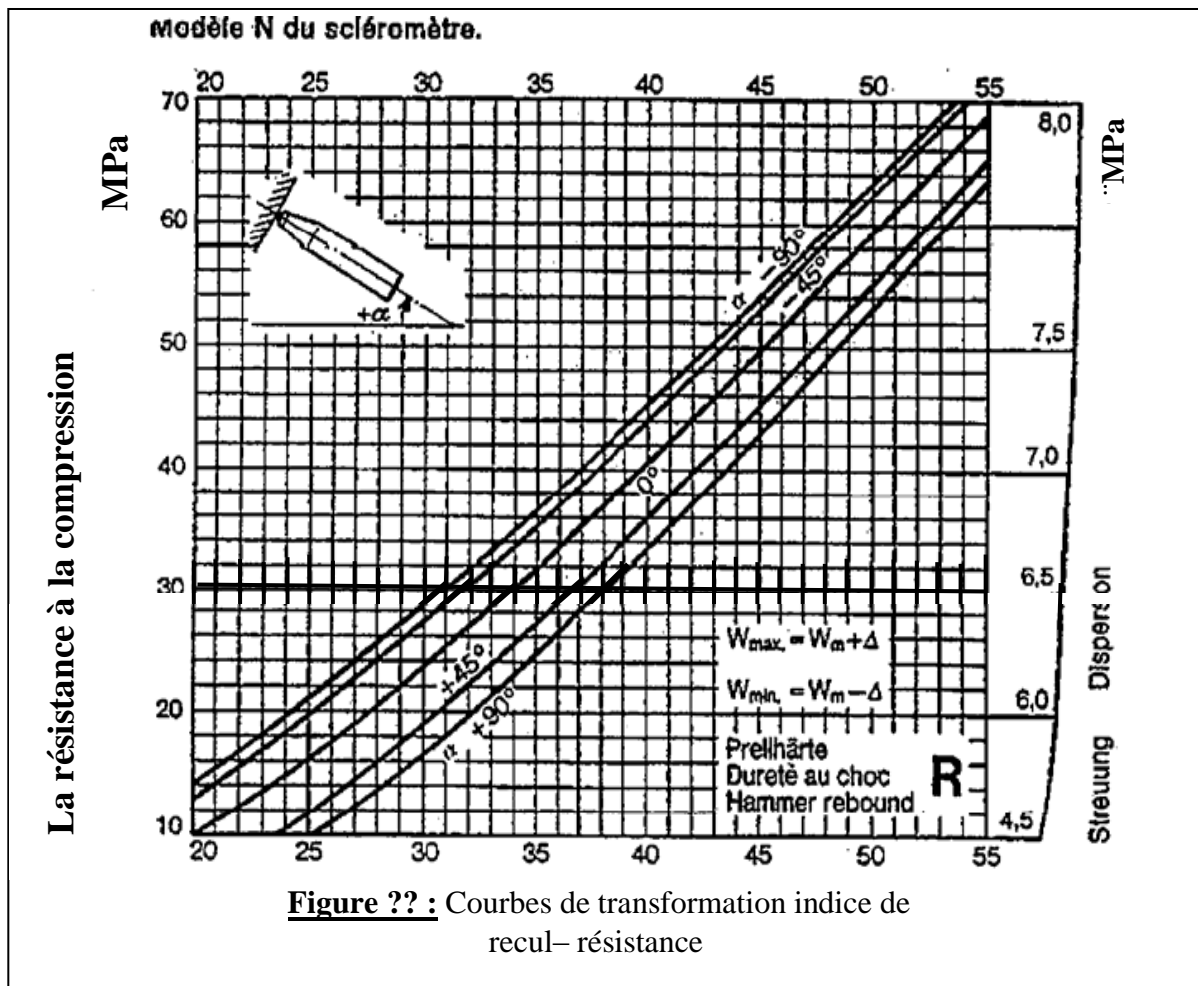
Détermination de la résistance du béton par des essais non destructifs

Scléromètre de Schmidt [7]

Le scléromètre de Schmidt doit sa renommée aux performances exceptionnelles réalisées dans la manœuvre automatique, à la facilité de la lecture, à son poids réduit. Cet instrument n'est pas nouveau et son principe est le suivant : une masselotte guidée dans un tube est projetée à l'aide d'un ressort taré sur une enclume dont l'extrémité est en contact avec le béton. Cette masselotte rebondit sur l'enclume et vient recomprimer le ressort. Un index permet de mesurer la longueur de rebondissement. Cette longueur de rebondissement est d'autant plus grande que le béton est très dur. Des tables de correspondance, utilisées avec la plus grande prudence, permettent de remonter à la résistance à la compression du béton. La précision est de $\pm 20 \%$ environs.



La résistance probable du béton en fonction de la mesure du recul ne peut être déterminée qu'avec un abaque de transformation établi pour chaque type d'appareil. L'appareil le plus connu est le scléromètre de Schmidt dont les courbes de transformation pour le type "N" sont données sur l'abaque suivant.

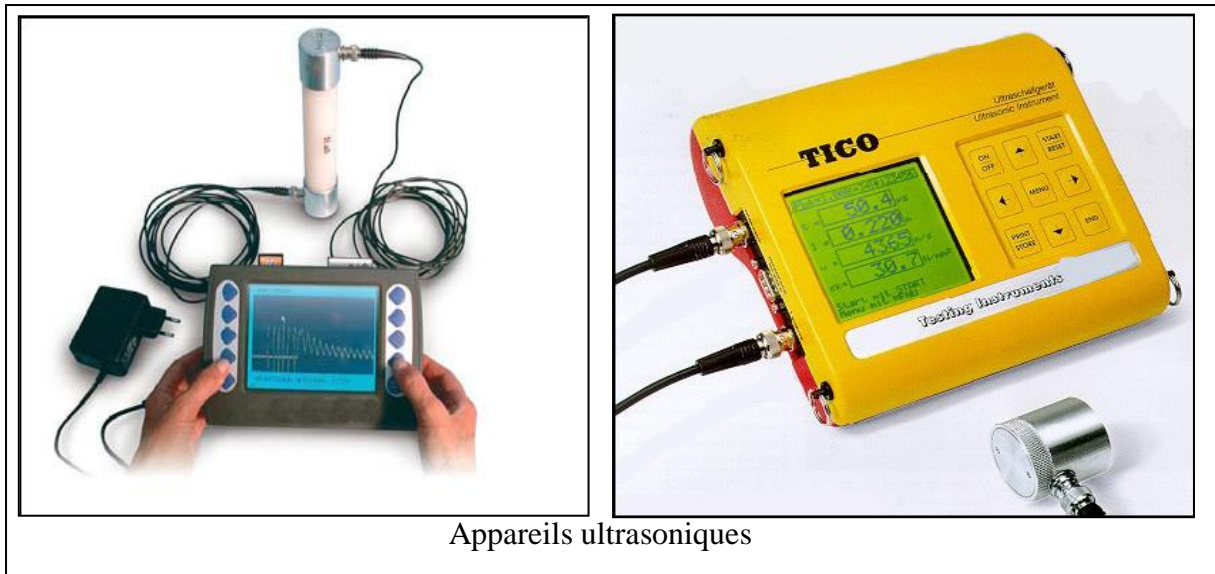


Méthodes acoustiques [7], [9]

Les méthodes acoustiques pour des essais non destructifs des constructions les plus efficaces sont les méthodes à impulsion. Tandis que la propagation des ondes est un phénomène dynamique et purement élastique dans les domaines de faibles énergies employées, les propriétés physico-mécaniques des matériaux n'ont pas toutes un caractère exclusivement élastique. La différence entre les conditions de propagation des ondes élastiques dans différents milieux a également créé la possibilité d'appliquer ces catégories de méthodes non destructives pour déterminer les défauts internes des ouvrages des constructions.

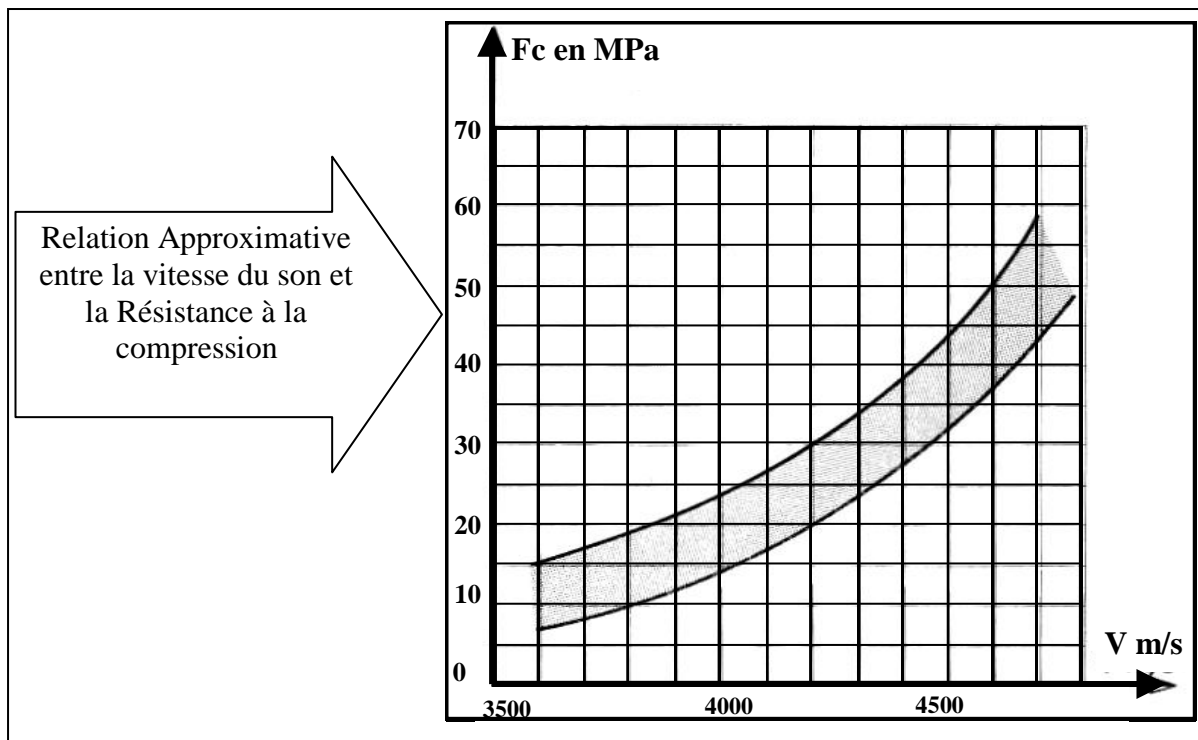
Ces méthodes permettent de mesurer le temps de propagation d'une impulsion ultrasonique (la fréquence est comprise entre 16000 et 10^{10} Hz) traversant le béton. Les appareils comprennent un générateur d'impulsions et un récepteur d'impulsions. Les impulsions sont produites par des cristaux piézo-électriques à excitation par choc. Des cristaux semblables sont utilisés dans le récepteur. Le temps de propagation de l'impulsion dans le béton est mesuré par des circuits de mesure électroniques.

Les essais consistant à mesurer la vitesse de propagation des impulsions peuvent être effectués sur des éprouvettes de laboratoire comme sur des ouvrages en béton terminés.



Une vitesse élevée de propagation des impulsions indique généralement un béton de bonne qualité. Il est possible d'obtenir une assez bonne corrélation entre la résistance d'une éprouvette cubique à la compression et la vitesse de diffusion d'une impulsion. Ces relations permettent d'évaluer la résistance du béton d'un ouvrage avec une marge d'erreur de $\pm 20\%$ pourvu que la composition du béton et les types de granulats ne varient pas.

La relation vitesse du son n'est pas reliée à la résistance qu'indirectement d'où les courbes d'étalonnage restent valables que pour des bétons dont la composition et les caractéristiques sont connues. Cette relation est une fonction complexe dépendante de plusieurs paramètres (densité, module d'élasticité, dosage du ciment,...); pour un béton de granulat léger par exemple, de résistance $f_c = 27 \text{ MPa}$, la vitesse du son n'est que de $3\,800 \text{ m/s}$ alors que pour un béton dense de granulats silico-calcaire elle serait de l'ordre de $4\,200 \text{ m/s}$ pour une résistance de même ordre.



Une relation générale entre la qualité du béton et la vitesse de diffusion des impulsions est décrite au tableau suivant :

Qualité	Vitesse de propagation des impulsions, m/s
Excellente	Supérieure à 4 500
Bonne	3 500 – 4 500
Assez bonne	3 000 – 3 500
Mauvaise	2 000 - 3 000
Très mauvaise	Inférieure à 2 000

Méthode combinée [8], [9]

La méthode combinée constitue une direction moderne de développement des essais non destructifs. Elles sont utilisées pour améliorer la précision des méthodes uni-paramétriques.

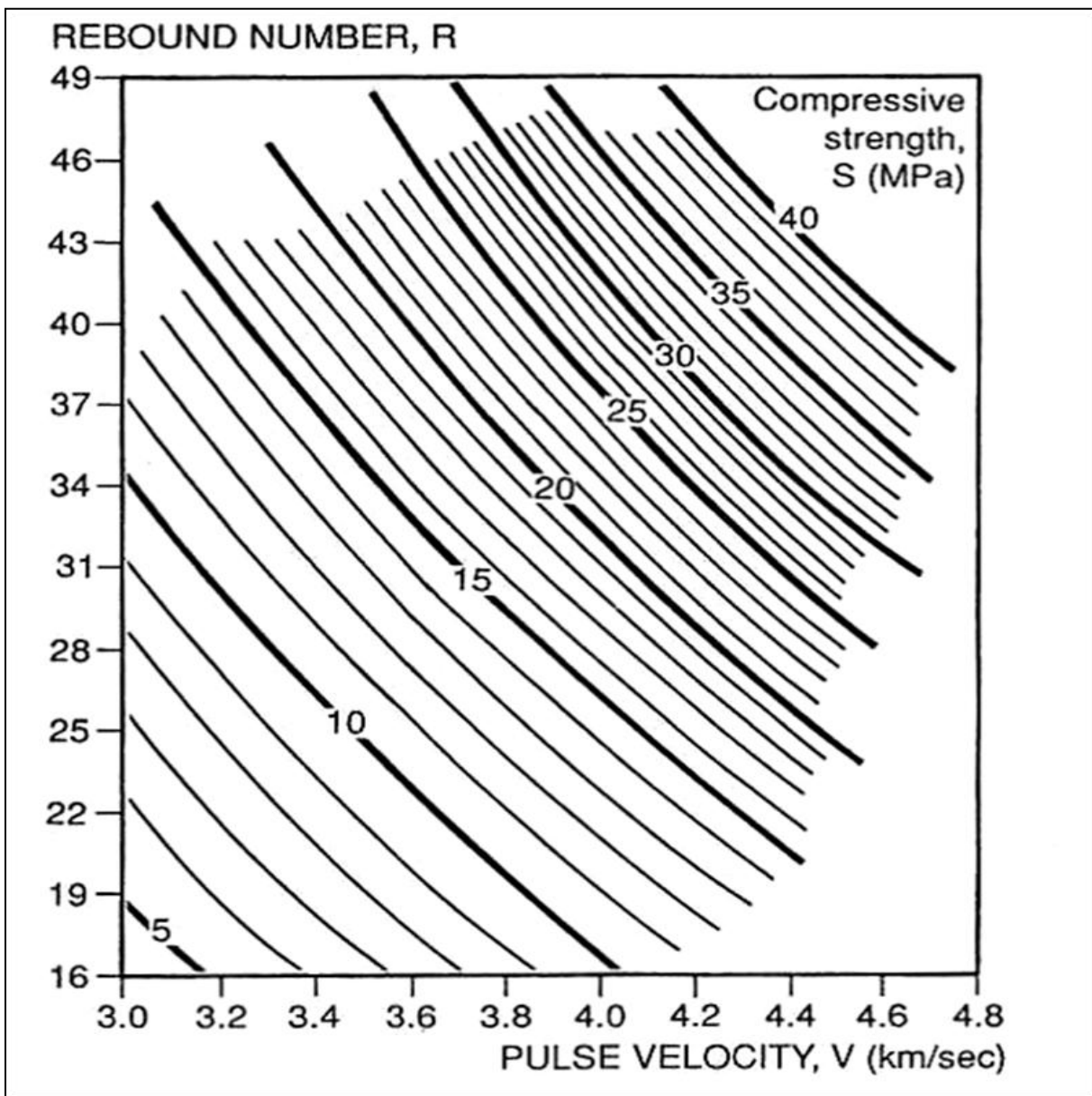
D'après une enquête de RILEM (Réunion Internationale des Laboratoires d'Etudes des Matériaux de Construction, 1983) il existe actuellement diverses méthodes combinées telles que :

- Vitesse des ondes ultrasonores longitudinales – dureté des empreintes ;
- Vitesse des ondes ultrasonores longitudinales – dureté superficielle par indice de rebondissement (indice sclérométrique) ;
- Vitesse des ondes ultrasonores – détermination de la fréquence propre ;
- Vitesse des ultrasonores – atténuation ou amortissement des ondes ultrasonores ;

- Vitesse des ondes ultrasonores – atténuation des rayons ;
- Vitesse des ondes ultrasonores – vitesse des ondes ultrasonores transversale ;
- Dureté au choc par rebondissement – dureté par empreinte.

Vue la simplicité des essais et la disponibilité de matériels les laboratoires algériens utilisent généralement la méthode combinée ultra-sons – scléromètre.

La méthodologie d'approche qui à été utilisée pour l'estimation de la résistance du béton à la compression par cette méthode a consiste à étudier la relation entre la résistance à la compression, l'indice sclérométrique et la vitesse des ultra-sons. Après avoir déterminé à chaque point d'essai l'indice sclérométrique moyen et la vitesse des ultra-sons il a été estimé la résistance du béton des éléments structuraux en utilisant l'abaque de la méthode combinée.



Variation de la résistance en fonction de la vitesse de propagation et l'indice sclérométrique

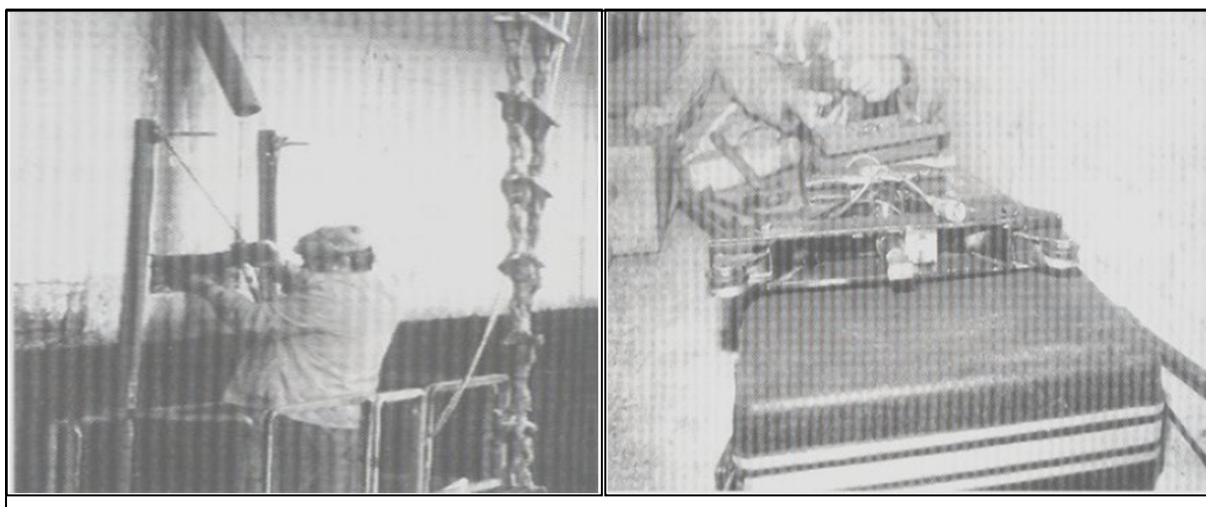
Annexe B

Mesure de la tension dans les câbles intérieurs [1]

La méthode de l'Arbalète a été développée. Pour mesurer des forces locales dans des fils ou des torons de câbles de précontrainte intérieure au béton pu extérieurs. En partant du principe que l'effort nécessaire pour dévier un câble de son tracé est fonction de sa tension.

La mesure consiste :

- à pratiquer l'ouverture d'une fenêtre dans le béton, afin de dégager le câble sur une longueur suffisante, de l'ordre de 60 cm, pour permettre une mise en place correcte de l'arbalète. La gaine ou le tube doivent être découpés avec précaution, et le coulis environnant l'armature doit être soigneusement éliminé sur la zone concernée ;
- à appliquer au câble, en réalité à un fil (dans le cas d'un câble constitué de torons), une force perpendiculaire contrôlée, couplée avec un capteur de déplacement qui permet de suivre simultanément la valeur de la flèche prise par le câble. En général, il est possible de mesurer la tension sur les deux ou trois torons (ou fils) directement accessibles.



Arbalète en position sur ouvrage

Arbalète destinée à mesurer la tension dans les câbles de la précontrainte

De la connaissance simultanée de la force appliquée perpendiculairement au câble (T) et de la flèche (d) prise par le câble sous cet effort, peut être déduite la tension (P) dans le câble.

Selon la théorie, la force de précontrainte P peut être évaluée à partir de la formule suivante:

$$T = 2(P + k) \frac{d}{l} + K \frac{d^3}{l}$$

Où K et k sont des constantes de calage et l représente la demi-distance entre points d'appui de l'arbalète sur le câble.