

TENTATIVE D'EVALUATION DE LA PORTANCE ET ETUDE D'ELARGISSEMENT D'OUVRAGES D'ART EN BETON ARME

par A. ACHARHABI
*Ingénieur chargé d'études au laboratoire
public d'essais et d'études*

1—Introduction

L'étude d'élargissement d'Ouvrages d'Arts est un véritable Art pour l'Ingénieur. Il s'agit d'un problème aussi, sinon plus intéressant que le dimensionnement d'un nouvel Ouvrage d'Art ; l'étude d'élargissement d'un Ouvrage d'Art dépend de son histoire de son état de conservation de sa capacité portante et enfin de l'avenir qui lui est prédit.

D'autre part, en comparant les Règles de Calcul et les surcharges qui permettent de dimensionner les Ouvrages d'Art, on se rend compte d'une évolution appréciable (comparaison entre les circulaires de 1934 et 1979. Concernant les Règles de Calcul et Conceptions des Ouvrages d'Art et Bâtiments). Cette évolution fait de ce problème un véritable pont entre un passé récent et un proche avenir.

L'idée d'élargir un Ouvrage d'Art est certes économique dans de nombreux cas, à condition d'avoir une connaissance précise de l'ouvrage existant. Cette idée a démarré au Maroc lorsque le Ministère de l'Equipement planifia l'homogénéisation des ouvrages d'Arts situés sur les routes principales, à 7 m de largeur de chaussée avec deux trottoirs de 1,00 m de largeur chacun et deux accotements de 0,50 m de largeur chacun.

Les études dans le passé, basées sur la conservation des sections planes après déformation et sur un comportement élastique des matériaux, ou celles de présent conservant la première hypothèse, mais préférant un comportement pseudo élasto-plastique des matériaux (sûrement plus réaliste) restent des approches mathématiques. dimensionner des ouvrages avec le minimum d'outil mathématique. En effet, on devrait aujourd'hui, grâce à l'utilisation d'ordinateurs et des méthodes de résolution mathématique plus sophistiquées, considérer le problème dans sa généralité :

matériaux non nécessairement homogènes. Les diagrammes de déformations et des contraintes sont certainement différents de ceux adoptés (on tridimensionnel de structure). Il s'ensuit de toute évidence que tout schéma de calcul de portance n'est qu'approximatif et qu'en définitive il s'agit d'un vaste sujet de recherche.

Au Maroc, nous avons eu l'occasion de participer aux études d'élargissement d'Ouvrages d'Arts, et il n'est secret pour personne que les études diffèrent, selon la nature de l'ouvrage, son histoire et son état de conservation.

Devant, l'importance du sujet, et pour la clarté de l'article, nous nous contenterons d'étudier un seul exemple. Ceci dit, nous ne prétendons pas traiter entièrement ce sujet, car il s'agit d'un patrimoine national où tout l'Engenning Marocain à probablement son mot à dire.

2—Reconnaissance en 1^{ère} phase de l'ouvrage

Cette étape est très importante, car elle permet d'élaborer une fiche de reconnaissance la plus complète possible. En effet, nous ne retrouvons que rarement les plans de béton armé ou les notes de calcul de ces ouvrages. Ces reconnaissances ont été réalisées pour la majorité des ouvrages d'art situés sur les routes principales et une partie des ouvrages situés sur les routes secondaires et tertiaires ; c'est à dire qu'il s'agit d'une œuvre non encore achevée. Nous donnons dans ce qui suit les résultats de la reconnaissance d'un de ces ouvrages. Cet ouvrage est situé sur une route principale.

2.1. Descriptive

Ouvrage à deux travées indépendantes de 16,60 m de longueur chacune. Les travées sont de type à 2 poutres sous chaussée. La pile est massive ; les culées sont de type à mur en retour. Tous les éléments de l'ouvrage sont en béton armé. Les travées supportent une chaussée de 5,00 m. de longueur et deux accotements de 0,50 m au même niveau de la chaussée. Le système d'appuis n'est pas visible ; mais il est sans doute constitué par une plaque de plomb ou directement béton sur béton.

Le lit d'oued est formé par des conglomérats sur lesquels l'ouvrage est sans doute fondé.

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont données sur le graphique n° 1 en annexe.

2.2. Observations

Le béton de l'ouvrage peut être considéré de bonne qualité ; il est constitué à base des agrégats roulés de $D = 40$ mm. Aux talons des poutres, particulièrement de celles de la travée rive gauche, il est caverneux et a été ragréé dans le passé.

Le défaut d'élasticité des appuis face à la longueur relativement importante des travées a provoqué, sous l'effet de déformations thermiques des travées, de petites fissures d'arrachement sur le sommier des piles et culées au niveau des appuis. Ces fissures ont été ragrées, mais elles se sont reproduites sous les appuis de la travée rive droite sur culée et sous ceux de la travée rive gauche sur pile.

Les fissures de flexion ne sont pas bien sensibles. La bardure du garde-fou, en béton, montre des décollements et des fissurations provoquées par la corrosion des armatures.

Les joints sont protégés par un couvrejoint métallique.

Le lit est constitué comme nous l'avons dit par des formations conglomératiques, donc, aucun risque d'affouillement. La dalle de conglomérat présente cependant un effondrement sous la travée rive gauche, se prolongeant à l'aval de celle-ci, qui montre l'épaisseur de la formation de l'ordre de 3,00 m et le caractère apparemment argileux de la couche supportant la dalle conglomératique.

Des perrés en pierres sèches protègent contre le ravinement les talus des remblais : ceux situés à l'aval sont en train de se désorganiser.

2.3. Solutions proposées

Réparation des écaillages de corrosions observées sur la bordure des gardes-fou.

Reconstitution des perrés aval.

Surveillance périodique des fissures d'arrachement des sommiers au niveau des appuis (si ces sommiers sont normalement armés ces fissures seraient relativement peu graves). La solution définitive de ces effets ne pourrait être obtenue qu'en dotant les travées d'appuis élastiques.

Nous ne pensons pas que, étant donné son épaisseur, l'effondrement local de la dalle conglomératique du lit d'oued risque d'affecter l'ouvrage. Eventuellement, la cavité pourrait être remplie d'enrochement puis fermée par une couche de béton pour éviter des effets de sapement sous la dalle.

2.4. Commentaires

Ouvrage important, en bon état de conservation. Il ne demanderait que quelques petits travaux d'entretien.

La chaussée actuelle de 5,00 m de largeur est déjà en encorbellement sous quelques 0,40 m. L'élargissement à 6,00 m porterait l'encorbellement latéral de la chaussée à 0,90 m et ferait disparaître les accotements. Ceci paraît

excessif si l'on tient compte que cet ouvrage ne comporte que deux entretoises aux abouts et que celles-ci ne sont pas très importantes : cependant en se croisant sur le pont, les poids lourds sont obligés de rouler sur les accotements comme si la chaussée était de 6,00 m, avec un risque évident d'accident et la possibilité d'un dépassement des contraintes sur l'encorbellement.

3—Evaluation de la portance

Il s'agit d'une approche, basée sur des essais in-situ. Ces essais consistent à mesurer la flèche des ouvrages sous une charge réelle se rapprochant de la surcharge admissible à priori. Le critère d'admissibilité étant fondé principalement sur la valeur relative de cette flèche qui devrait être inférieure à 1/1.000 de la portée.

3.1. Réalisation de l'essai

L'essai consiste effectivement à la mesure de la flèche sous une surcharge matérialisée par un camion. Les caractéristiques géométriques et pondérales du camion utilisé dans ce cas concret sont données dans le graphique n° 2 en annexe. Sur le même graphique, nous avons représenté les distributions longitudinales des surcharges effectivement réalisées.

Les mesures ont été réalisées par des fléximètres permettant d'apprécier le 1/100 de millimètre.

3.2. Exploitation des mesures

L'évaluation de la flèche théorique à demi-portée d'une travée en fonction de la distribution longitudinale des surcharges réelles aboutit à une expression du type suivant :

$$f = \frac{Q (P_i, a_i, 1)}{EI}$$

(P_i et a_i sont les poids et positions des surcharges ponctuelle par rapport aux appuis et 1, la portée de la travée).

$Q (P_i, a_i, 1)$ pouvant être calculée et f pouvant être mesurée directement, nous déduisons une valeur de EI qui caractérise l'aptitude au fléchissement de la travée indépendamment, du point de vue théorique de la distribution et de l'importance des surcharges.

Par calcul de la fonction $Q' (P_i, a_i, 1)$ des surcharges conventionnelles nous aboutissons à la flèche de la travée sous ces surcharges.

$$f' = \frac{Q' (P_i, a_i, 1)}{EI}$$

Il est évident que la flèche mesurée sur des travées courtes, fortement entretoisées ou biaises ne correspond pas tout à fait à

la flèche théorique. De ce fait, la valeur du produit EI obtenu est souvent sans rapport avec la valeur réelle du produit EI, mais, étant donné que ce terme est utilisé dans des formules parallèles, cela n'a qu'une importance secondaire.

Cette extrapolation implique que l'état de fissuration de la section tendue de la travée, dans le cas des travées en béton armé ordinaire, est le même que sous les surcharges maximales de calcul.

On peut penser que sur des ouvrages très circulés par des surcharges ordinaires, pouvant être au plus celles d'un camion de 30 tonnes, l'effet de fatigue sur la fissuration équivaut à l'effet produit par des surcharges plus lourdes qui complètent la fissuration des sections tendues. Cette hypothèse n'est pas très satisfaisante et nous préférons utiliser le concept de « Rendement de l'essai », ou rapport du moment réalisé par les surcharges réelles à celui réalisé par les surcharges conventionnelles.

On peut penser que la fissuration de la section, tendue et la flèche, augmentent avec les surcharges exceptionnelles et cet effet est d'autant plus à prendre en compte que le rendement de l'essai de chargement ou de portance est plus faible. Il pourrait en être tenu compte, d'une façon un peu arbitraire, en divisant la flèche extrapolée de la surcharge conventionnelle par le « rendement » pour obtenir ce que nous appelons la flèche conventionnelle pondérée sans doute plus réaliste et allant dans le sens de la sécurité.

3.3. Résultats des essais

- a) flèche réelle mesurée sous le camion d'essai de 28 tonnes est de 0,90 m

$$EI_f = Q(P_i, a_i, 1) \text{ des surcharges réelles} = 2.149.935 T \times m$$

$$EI \text{ déduit des mesures} = 23.888 \times 10^6 T \times m^3$$

$$\text{Moment des surcharges réelles à mi}$$

$$\text{portée} = 7.849 T \times m$$

- b) convois BC conventionnel

$$Q(P_i, a_i, 1) = EI_f' = 2.258, 107.875 T \times m^2$$

$$f' \text{ conventionnelle} = 1,35 \text{ mm.}$$

$$f'e \text{ conventionnelle pondérée} = f' \times \frac{137,4}{78,49} = 2,37 \text{ mm}$$

$$\text{Rapport } \frac{f'e}{\text{portée}} = \frac{2,37}{15,9} = 0,15 \%$$

$$\text{Moment des surcharges conventionnelle} = 137,4 T \times m$$

- c) Chars militaires M120

$$\text{Moment maximum} = 307,5 T \times m$$

$$EI_f' = 6.320 T \times m^3$$

$$f' = 3.132 \text{ mm}$$

$$f_c \text{ (fl-che pondérée)} = f' \times \frac{307,5}{78,49} = 12,27 \text{ mm}$$

$$\frac{f_c}{\text{portée}} = 0,77 \%$$

Nous remarquons déjà que pour les chars M 120 (110 tonnes) la flèche obtenue (flèche conventionnelle pondérée) est excessive. Cette flèche très proche du millième de la portée doit être considérée dangereuse. Enfin, comme on le verra plus loin, les surcharges militaires produisent des efforts très importants et des contraintes dans les aciers tendus très élevées. Notons également, que nous avons pris en compte dans le calcul des flèches conventionnelles le coefficient de majoration dynamique.

4—Prospection des armatures et évaluation des contraintes

4.1. Auscultation Magnétique

L'auscultation magnétique s'effectue à l'aide d'un appareil électromagnétique permettant d'apprécier la position des armatures. Cependant, lorsque celles-ci sont profondes, il est impossible de les déceler. D'autre part, pour déterminer le diamètre de ces armatures nous effectuons une saignée dans une poutre. Les résultats de ces sondages sont donnés dans le graphique n° 1. schéma inférieur. Il résulte de ces mesures que la poutre est armée de 2 nappes d'aciers longitudinaux de 6 O 40 et de dix cadres verticaux de O 10 mm. Il est fort probable qu'il existe d'autre armature non décelable par notre appareil. Disons par ailleurs, que des recherches d'espacement d'étriers aux abouts ont été effectués et montrent une succession d'étriers avec les espacements 10, 12, 13, 15, 14, 16 et 13 cm.

4.2. Reconnaissance du Hourdis

Nous avons prélevé dans la dalle une carotte pour déterminer l'épaisseur de l'hourdis. Cette carotte montre que l'épaisseur du hourdis est de 25 cm, supportant une dalle en béton de ciment de 12 cm et une chaussée en enrobée bitumineux de 3 cm d'épaisseur (voir graphique n° 2 en annexe). Cette dalle supplémentaire a sûrement été rajoutée à la suite de la réfection de la chaussée. Pour fixer les idées, disons qu'elle représente 828 kg/m sur une poutre (soit un moment supplémentaire de 26,16 t × m).

4.3. Vérification des Poutres

Dans l'hypothèse de l'ouvrage actuel, avec les armatures décelées, les caractéristiques mécaniques d'une poutre seraient :

$I = 0,15.346.695 \text{ m}^2$ et la fibre neutre par rapport à la fibre inférieure
 $y = 0,84 \text{ m}$ (section fissurée).

Pour le calcul, nous avons considéré les surcharges A, BC et les chars M 120 (110 tonnes). Nous avons également considéré les excentrement défavorables. Les calculs sont résumés dans le tableau ci-après.

SURCHARGE	MOMENT FLECHISSANT T x M	CONTRAINTES	
		BETON kg/cm ²	ACIER kg/mm ²
Poids propre + A	306	51	21.46
Poids propre + BC (2 convois conventionnels)	287.91	48.5	20.13
Poids propre + M120	458.01	78.00	32.0
Contraintes limites alliance Fe E24 alliance Fe E34 (C.C.B.A.68)	-	le béton est bien conservé 150	16 22.6

SURCHARGE	EFFORT TRANCHANT T	CONTRAINTE ACIER kg/mm ²
Poids propre + A	77.22	10.80
Poids propre + BC (2 convois conventionnels)	86.06	12.04
Poids propre + M120	115.22	16.12
Contraintes limites alliance Fe E 24 alliance Fe E 34 (C.C.B.A.68)	- -	16 22.6

Il faut noter que les contraintes obtenues dans les aciers tendus sont excessives, surtout si on les compare aux contraintes admissibles de l'époque pour lesquelles on prévoyait un coefficient de sécurité de 2.00 (1/2 Fe E 24 = 12 kg/mm²). D'autre part, les règles

(C.C.B.A.68) ne prévoient que 1,5 comme coefficient de sécurité ce qui implique les contraintes limites mentionnées en bas de notre tableau ci-haut. Enfin, nous n'avons pas d'idée précise sur la nuance de l'acier, car s'il s'avère qu'il s'agit de la nuance Fe E 34, les surcharges BC seraient admissibles.

4.4. Recherche Historique

L'ouvrage est ancien, avec une chaussée de 5,00 m ($5/3 = 1$) de largeur, ce qui implique une voie. D'autre part, si l'on se restreint aux règles classiques, tels que la circulaire ministérielle de Juillet 1934 sur le béton armé, on note particulièrement que la bordure du trottoir doit être éloignée de nu extérieur de la poutre d'une distance vers l'axe de la chaussée qui augmente avec la portée, et en pratique on adopte 0,60 m pour les ponts de portée importantes, ce qui conclut à une chaussée d'origine réduite à 3,00 m de largeur. D'autre part les surcharges BC étaient de 25 tonnes contre 30 tonnes actuellement (avec les mêmes espacements entre essieux). Si d'autre part, on enlève l'épaisseur de rechargement inutile de 12 cm d'épaisseur, les calculs montrent que la contrainte dans les aciers tendus n'est plus que de 11 kg/mm^2 correspondant aux valeurs adoptées à l'époque.

4.5. Commentaires

Dans le graphique n° 1 en annexe, nous avons émis la probabilité d'existence d'autres armatures longitudinales. Nous tenons en fait cette déduction des essais de portance qui semblent montrer une rigidité (EI) plus élevée que celle déduite de la section fissurée avec les armatures décelées. Si tel est le cas, les contraintes seraient réduites de pratiquement 50 %. C'est ainsi que nous avons proposé une prospection plus approfondie de ces armatures. Il faut noter que les essais de portance comme nous l'avons déjà dit doivent être réalisés avec des surcharges admissibles n'engendrant pas la fatigue de l'ouvrage. Et, que le schéma de calcul qui conduit au calcul de produit EI est purement théorique, et qu'enfin, il est basé sur un calcul de matériaux homogènes alors que nous sommes en présence du matériau hétérogène (aciers + béton).

Disons par ailleurs, que la chaussée apparente de 5,00 m avec les différents rechargements relevés laisse penser que la largeur de la chaussée était plus réduite. Nous avons alors montré que dans ces conditions, l'ouvrage a été dimensionné correctement à l'époque. Il est donc préférable dans le sens de la sécurité de conserver uniquement les résultats de l'auscultation magnétique des armatures et de procéder à une étude d'élargissement soulageant les poutres de l'ancien ouvrage. Nous donnons dans ce qui suit un exemple d'élargissement répondant à ces critères.

5—Propositions et conclusions

Comme, nous venons de voir dans les chapitres précédents, il semble très difficile de se prononcer sur la portance réelle d'un ouvrage lorsqu'un seul paramètre reste même partiellement inconnu. D'autre part, nous n'avons pas réservé dans cette étude la part que méritait la problème de fondation : Nous avons cependant, dans le chapitre 2 reconnaissance non instrumentale », supposé qu'il s'agit d'un bon sol. Nous avons également donné dans ce chapitre les remèdes quand aux désordres observés.

La question à laquelle nous devons répondre est la suivante : l'ouvrage actuel peut difficilement supporter BC conventionnels (deux convois). Peut-on le renforcer et l'élargir de manière à supporter toutes les surcharges non exceptionnelles prévues par les C.P.C. actuels. La réponse technique à la question étant relativement aisée. Cependant, el critère de choix de la solution comprend également le point de vue économique et la conservation du type d'ouvrage. Portant de ces contraintes, on peut imaginer une intervention humaine mal conduite pouvant amener l'ouvrage à son état limité de service. Si par exemple le nouvel ouvrage est lié à l'ancien le projeteur est responsable de l'ouvrage en entier.

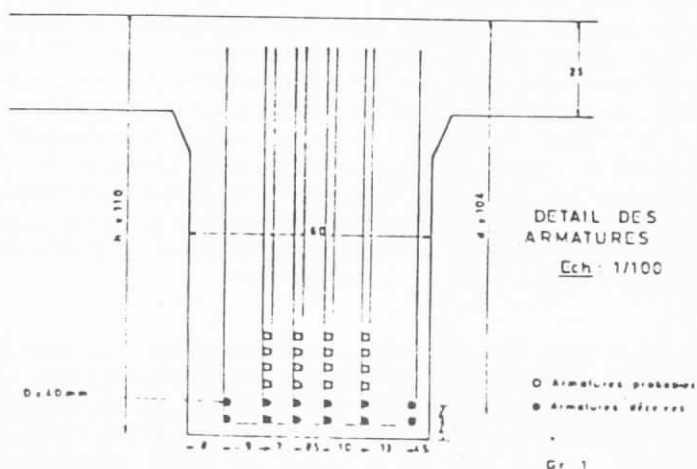
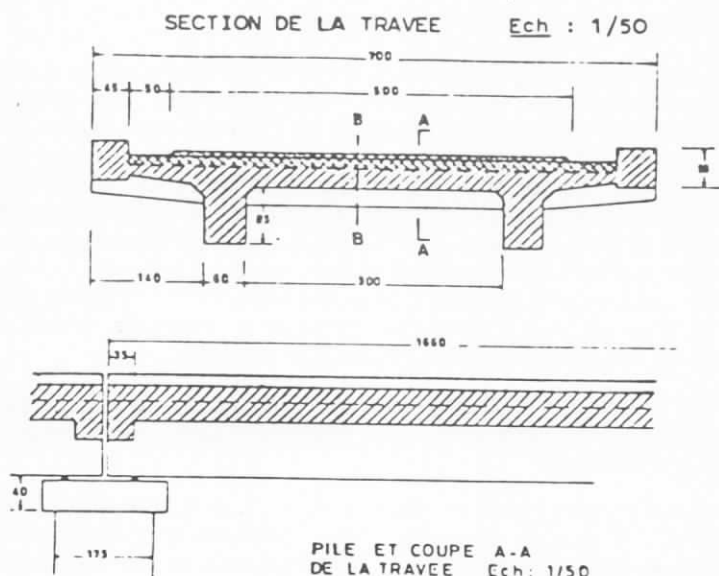
Pour ces raisons nous avons eu l'occasion de rencontrer des élargissements d'Ouvrages d'arts marquant une indépendance par rapport aux anciens.

Nous donnons dans le graphique n° 3 un type d'élargissement réalisable : Il s'agit d'ajouter deux poutres symétriques d'une hauteur par exemple de 230 cm. Ces poutres seront écartées des existantes d'une distance d telle qu'on puisse minimiser sur les efforts dans les anciennes poutres. A titre d'exemple pour $d = 1$ m, les efforts dans la poutre sous les surcharges M_{120} (les plus défavorables) seront réduits de 41 % (Moment de 272 t.m contre 462 t.m actuel). Si d'autre part, nous ne considérons que les armatures décelées, la contrainte dans les aciers tendus serait de 19 kg/mm^2 contre 32 kg/mm^2 actuelle ; si d'autre part à l'occasion de cet élargissement, nous réduisons la chaussée à sa hauteur standard (en éliminant les recharges inutiles), cette contrainte serait réduite à 16 kg/mm^2 , contrainte qui serait admissible pour les aciers doux de nuance Fe E 24 avec le coefficient de sécurité préconisé par le C.C.B.A.68, à savoir $1,5 \left(\frac{24}{1,5} = 16 \text{ kg/mm}^2 \right)$.

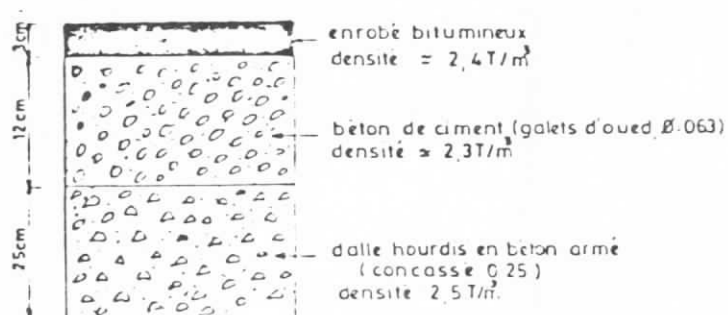
En définitive, il ressort de cette étude qu'il existe déjà au Maroc un noyau de réflexion sur les problèmes d'élargissement. Ce noyau est constitué principalement d'ingénieurs de la Direction des Routes du Ministère de l'Equipement du Laboratoire Public d'Essais et d'Etudes et de certains Bureaux d'Etudes spécialisés. Notre

espoir est que le dialogue entre ces trois parties aboutisse chaque fois aux choix de la meilleure solution au meilleur prix.

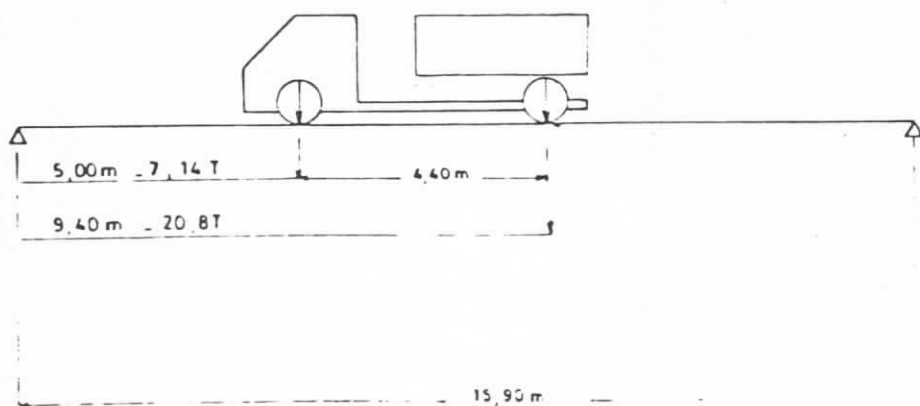
Enfin, nous nous sommes restreint ici à l'étude d'un exemple particulier, montrant un schéma de reconnaissance pour des ponts à poutres, et nous espérons avoir l'occasion de présenter d'autres schémas pour d'autres types d'Ouvrages d'Arts.



COUPE BB (Carote de 40 cm)

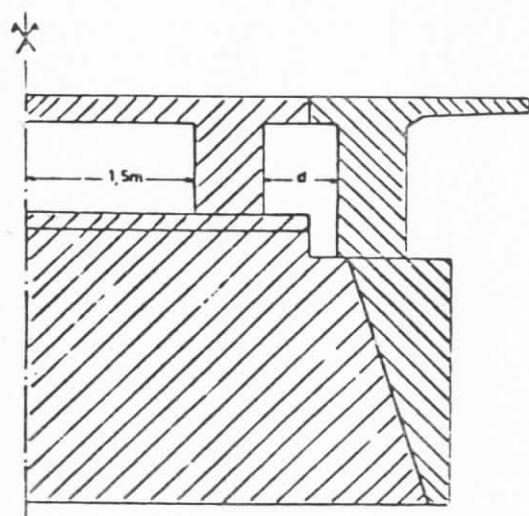


DISTRIBUTION LONGITUDINALE DES SURCHARGES



gr n°2

UNE SOLUTION PROPOSEE
(Cette solution suppose des interventions
uniquement sur culées)



 partie existante

 partie à rajouter