

PROCEDES CONSTRUCTIFS INNOVANTS DANS LA REALISATION DE STATIONS DU TRAMWAY T6, EN REGION PARISIENNE

INNOVATIVE METHODS WITHIN CONSTRUCTION OF THE UNDERGROUND SECTION OF TRAMWAY T6, IN THE PARIS REGION

Ira GUTJAHR¹, Nicolas FRATTINI¹, Jérôme BOUDE¹
¹ Solétanche Bachy, Rueil-Malmaison, France

RÉSUMÉ – Dans le cadre de la réalisation du tramway T6, qui relie Chatillon à Viroflay en région parisienne, une section souterraine a été réalisée compte tenu de la forte densité urbaine de Viroflay. Ce chantier a été l'occasion de mettre en place deux procédés innovants : d'une part un pavé au coulis non-armé auto-stable pour l'attaque du tunnelier, et d'autre part des liernes métalliques cintrées dans les stations réalisées en taupe.

ABSTRACT – As part of the tramway T6 Project, connecting Chatillon to Viroflay in the Paris region, an underground section was realized in the Viroflay area due to the high urban density. During the design and construction two innovative methods were developed: a self-supporting grout slab for the TBM attack and arched metallic waling beams for the stations realized using the top - down technique.

1. Introduction

Dans le cadre de la réalisation du tramway T6, qui relie Chatillon à Viroflay en banlieue parisienne, compte tenu de la forte densité urbaine de Viroflay, une section souterraine a été réalisée sous la ville.

Cette section comporte 2 stations ainsi qu'un puits d'entrée, et est réalisée avec un tunnelier à pression de terre. Ce chantier a été l'occasion de mettre en œuvre deux procédés constructifs innovants : un pavé au coulis auto-stable pour l'attaque du tunnelier, et des liernes cintrées dans les stations.

2. Front d'entrée du tunnelier réalisé en pavé au coulis

Le puits d'entrée du tunnelier se situe dans la forêt de Meudon, dans les Sables de Fontainebleau. Le front d'attaque doit répondre à 2 objectifs : offrir une surface plane d'attaque pour le tunnelier, et permettre sa mise en pression progressive, la couverture de terrains sur les premiers mètres étant très mince.

Le tunnelier ayant un diamètre de 9.20 m, il s'agit donc de réaliser un soutènement d'une hauteur de 11.00 m, dans les sables de Fontainebleau, et dans le même temps d'améliorer les caractéristiques de la couche de terrain située au-dessus du passage du tunnelier, afin que celui-ci puisse entrer en pression.

La solution initialement prévue consistait en la réalisation d'une paroi moulée pour le soutènement, armée en fibres de verre afin de permettre le passage du tunnelier. Il était également prévu un traitement de terrain par injections en surface pour améliorer les caractéristiques des sables de Fontainebleau.

La solution alternative retenue était la réalisation, par substitution complète du terrain, d'un pavé au coulis sans armature et auto-stable de 6m d'épaisseur et 11.00 m de hauteur, qui présentait l'avantage de répondre aux 2 objectifs.

La paroi moulée qui borde l'entrée du tunnelier a été conservée car elle constitue le soutènement latéral définitif du puits d'entrée.

Notons qu'à l'arrière du pavé de coulis un maillage au coulis a été réalisé afin de permettre la mise en pression progressive du tunnelier.

2.1. Principe du pavé au coulis

Le principe de fonctionnement du pavé au coulis est le suivant : des voûtes de compression se développent dans le pavé au coulis et retransmettent la poussée des terres de part et d'autre du front d'attaque du tunnelier.

La justification suit alors les étapes suivantes :

- Détermination de la résistance caractéristique à la compression (R_C) minimale à obtenir pour le coulis ;
- Vérification du non-poinçonnement du terrain suite à la contrainte de compression apportée par la voûte dans le pavé au coulis ;
- Vérification de la reprise de la poussée par le massif de terrain située autour de la paroi moulée, devant le bloc de coulis.

Cette méthode permet en outre de recréer, sur les 6 premiers mètres d'attaque du tunnelier, des caractéristiques de terrains suffisamment bonnes pour la montée en pression.

Afin d'éviter une dégradation du coulis entre la période du terrassement et le passage du tunnelier, une protection anti-dessiccation (béton projeté) a été mise en œuvre sur la face terrassée du bloc.

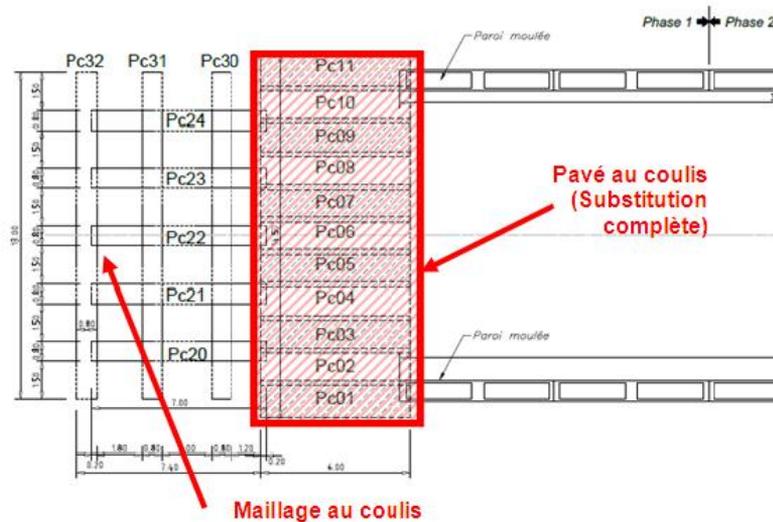


Figure 1. Vue en plan de la solution « pavé au coulis ».

2.2. Justification du pavé au coulis

La justification du pavé au coulis est menée en 3 étapes qui sont détaillées par la suite.

2.2.1. Détermination du R_C minimal

La poussée « p » due au poids des terres est transmise de part et d'autre du front d'attaque du tunnelier par l'intermédiaire d'une voûte de compression se développant dans le pavé au coulis (voir figure 2).

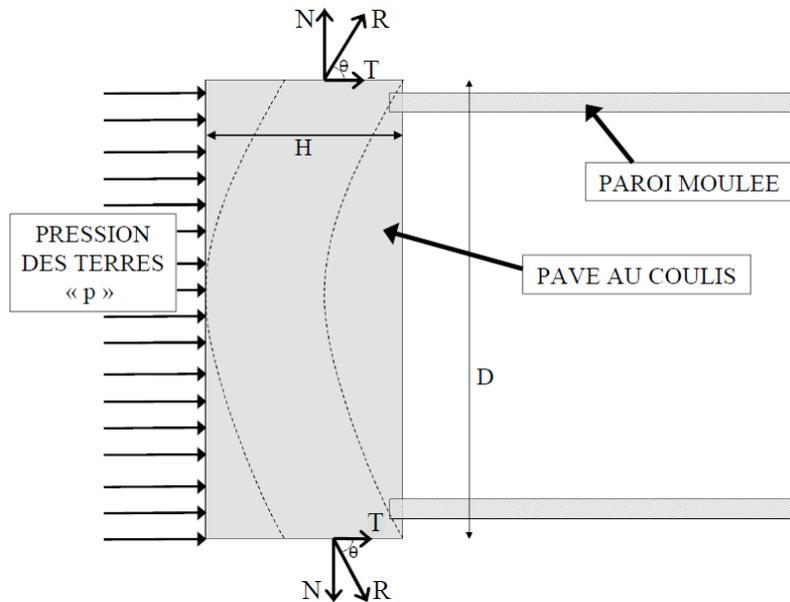


Figure 2. Vue en plan de la voûte de compression dans le coulis.

La poussée des terres maximale que devra reprendre le bloc de coulis est calculée à l'aide du logiciel PARIS, logiciel de calcul interne Solétanche-Bachy pour les calculs aux coefficients de réaction.

Le terrain est constitué des Sables de Fontainebleau dont les caractéristiques sont indiquées dans le tableau 1. On considère une inclinaison de la poussée de $2/3\Phi$.

Tableau 1. Caractéristiques des Sables de Fontainebleau

γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	Φ' (°)	c' (kPa)	E_M (MPa)	p_{LM}^* (MPa)	α
19	10	35	5	30	2.0	1/3

Le profil considéré est détaillé dans la figure 3, avec notamment la présence d'un important talus en tête et une nappe hydrostatique à 8m de profondeur par rapport à la plateforme.

La poussée maximale p_{max} calculée avec les hypothèses exposées précédemment est égale à 133 kPa. En considérant les caractéristiques géométriques du pavé, $D = 14.2m$ et $H = 6.0m$, on calcule les contraintes maximales de compression et de cisaillement dans la voûte à partir des formules des tubes épais (1) et (2).

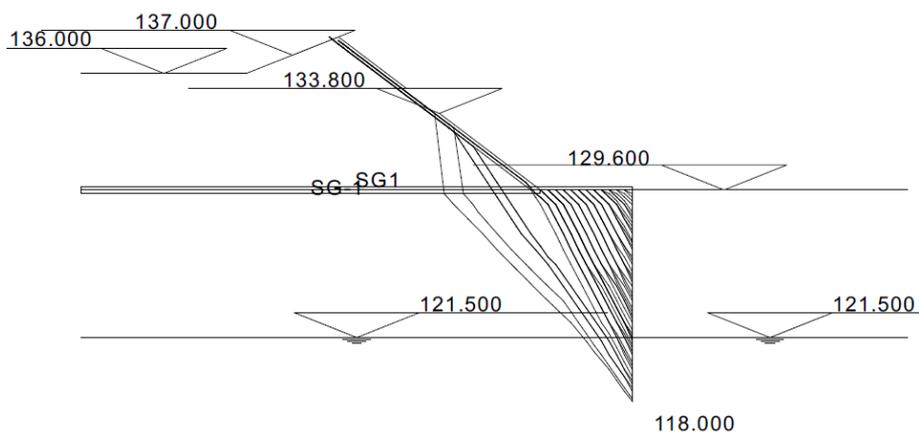


Figure 3. Profil pour la détermination de la poussée maximale.

$$\sigma_{\max} = 2 \cdot p_{\max} \cdot (1 + D^2/4H^2) \quad (1)$$

$$\tau_{\max} = p_{\max} \cdot D/2H \quad (2)$$

On obtient alors les contraintes maximales suivantes : $\sigma_{\max} = 640$ kPa et $\tau_{\max} = 160$ kPa.

On recherche une résistance caractéristique à la compression R_C avec une sécurité telle que :

- $R_C > 2 \sigma_{\max} = 1.3$ MPa
- $R_C > 10 \tau_{\max} = 1.6$ MPa

Le coulis doit donc avoir une résistance caractéristique à la compression $R_C \geq 1.6$ MPa. L'état limite ultime de compression du coulis est vérifié avec le même niveau de sécurité que s'il s'agissait d'un béton. En effet conformément à l'Eurocode 2 Partie 1-1 et en considérant comme permanente la pression des terres « p » on doit vérifier l'inégalité (3).

$$1.35 \cdot \sigma < R_C / 1.5 \quad (3)$$

Conventionnellement et de façon très sécuritaire la contrainte de cisaillement est comparée à la résistance au cisaillement pur, ou « cohésion » c, du coulis, en négligeant donc l'effet bénéfique de la compression exercée par la voûte. Le rapport R_C / c est de l'ordre de 5, ce qui conduit à vérifier l'état ultime de cisaillement au moyen de la relation (4).

$$1.35 \cdot \tau < R_C / (1.5 \cdot 5) \quad (4)$$

2.2.2. Non-poinçonnement du terrain

On vérifie que la contrainte de compression se développant dans la voûte peut être reprise par le terrain de part et d'autre du bloc de coulis.

On considère pour cela la pression moyenne sur le bloc de coulis, en se limitant de manière sécuritaire aux 5 derniers mètres en base du bloc de coulis, présentant une pression quasi uniforme, soit $p_{\text{moy}} \approx 100$ kPa.

La contrainte de compression moyenne dans la voûte est calculée à l'aide de la relation (1). Elle vaut $\sigma_{\text{pied,moy}} = 603$ kPa.

On doit alors vérifier qu'elle est inférieure à la contrainte admissible dans le terrain, estimé selon l'usage à $\sigma_{\text{adm}} = p_{\text{LM}}^*/3 = 667$ kPa.

On a bien $\sigma_{\text{pied,moy}} = 603$ kPa < $\sigma_{\text{adm}} = 667$ kPa.

2.2.3. Reprise des efforts par le massif de terrain autour de la paroi moulée

On doit vérifier que le terrain situé autour de la paroi moulée, devant le pavé de coulis, peut reprendre les efforts de poussée ramenés par la voûte inscrite dans le pavé au coulis.

L'intégrale de la poussée sur toute la hauteur du pavé de coulis est calculée à l'aide du logiciel PARIS, elle vaut $P = 760$ kN/ml.

On peut donc déterminer l'effort global R apporté par la voûte, indiqué sur la figure 2. Il vient $R = P \cdot R_{\text{moyen}}$ avec $R_{\text{moyen}} = 12.7$ m. On obtient donc $R = 760 \cdot 12.7 = 9650$ kN.

Cet effort global R se décompose en un effort normal N repris par compression dans le terrain et un effort tangentiel T pour lequel on considère de manière sécuritaire qu'il est repris uniquement par le frottement latéral du terrain sur la paroi moulée (voir figure 2).

On calcule θ , l'inclinaison de l'effort global par rapport à l'axe de la paroi moulée comme indiqué sur la figure 2, au moyen de la relation (5). Il s'agit là de l'angle le plus défavorable car il maximise l'effort tangentiel T.

On obtient $\theta = 56^\circ$. On en déduit les valeurs de l'effort normal $N = R \cdot \sin\theta = 9650 \cdot \sin(56^\circ) = 8000$ kN ainsi que de l'effort tangentiel $T = R \cdot \cos\theta = 9650 \cdot \cos(56^\circ) = 5400$ kN.

$$\theta = 90^\circ - \arcsin [2 / (a + b + c)] \quad (5)$$

Où les paramètres a, b, et c sont calculés comme suit :

- $a = 2H / D$
- $b = D / 2H$
- $c = (1 + D^2 / 4H^2)^{0.5}$

La reprise de l'effort normal N par compression dans le terrain est justifié de facto par la vérification du non-poinçonnement du terrain, voir §2.2.2.

On détermine l'effort tangentiel maximal pouvant être repris par frottement latéral le long de la paroi moulée, Q, en considérant un linéaire de 10m de paroi, une fiche paroi à la cote 114.00 NGF, un frottement limite $q_s = 80$ kPa, estimé selon les règles en vigueur, et une diffusion à un angle de 35° dans le sol (= angle de frottement du terrain), comme indiqué sur la figure 4. On calcule $Q = 5540$ kN. On vérifie bien que $Q = 5540$ kN > $T = 5400$ kN.

2.3. Conclusion

En termes de coût cette innovation a permis de s'affranchir d'un pan entier de paroi moulée, et notamment de son ferrailage en fibres de verre. Ce dispositif auto-stable a par ailleurs permis d'éviter la mise en place d'un système d'appuis provisoires ce qui permet de réaliser une économie non négligeable.

Cette absence d'appuis est également un atout car elle permet de s'affranchir des problématiques d'encombrement au niveau du front d'attaque du tunnelier.

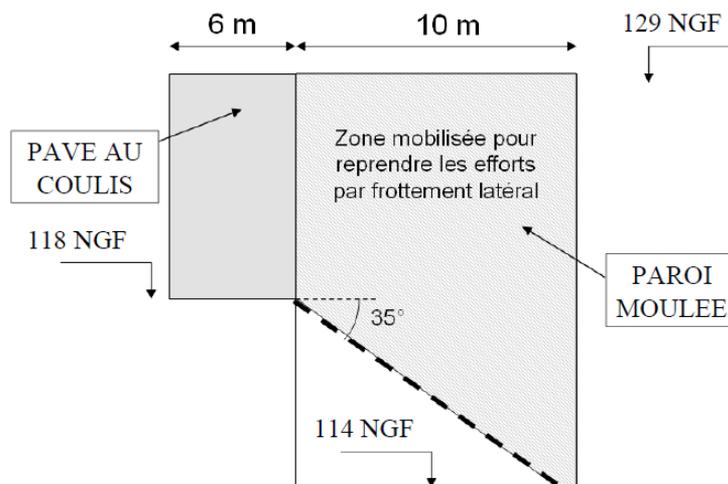


Figure 4. Zone mobilisée pour reprise frottement tangentiel.

En termes de délai la réalisation d'un pavé au coulis est beaucoup plus rapide que la réalisation de la paroi moulée (moins profond, pas d'équipement, etc...).

On économise par ailleurs la démolition de la paroi moulée, le coulis étant beaucoup plus facile et rapide à démolir que le béton armé de fibres de verre.

Des injections initialement prévues étant remplacées par le traitement du terrain au coulis, on réalise un seul ouvrage au lieu de deux, ce qui permet une large optimisation du projet initial, tant en coût qu'en délai.



Figure 5. Vue de l'intérieur du puits d'entrée.

3. Liernes métalliques cintrées dans les stations

Les travaux de terrassement des stations ont été réalisés sous dalle afin de maintenir la circulation en surface. En phases travaux les parois moulées des stations étaient appuyées au fur et à mesure des terrassements par la dalle de couverture en tête ainsi que deux lits d'appuis provisoires inférieurs.

Les appuis provisoires sont constitués de butons métalliques traversant associés à des liernes métalliques devant la paroi afin de garantir l'appui sur l'ensemble des cages d'armature.

3.1. Problématique

Les travaux de terrassement étant réalisés en taube, la présence d'une ouverture dans la dalle de couverture est nécessaire. La traversée de cette trémie par un buton étant interdite, ses dimensions importantes ont pour conséquence d'augmenter l'espacement entre les deux butons adjacents à la trémie, comme on peut le voir sur la figure 6.

La mise en place d'une lierne droite s'est avérée impossible en raison du type et du nombre de profilés qu'il aurait fallu mettre en place. Il a donc été décidé de réaliser une lierne cintrée, en forme d'arc. Notons que les butons appuyant la lierne cintrée ont été précontraints afin de permettre leur décharge avant la dépose.

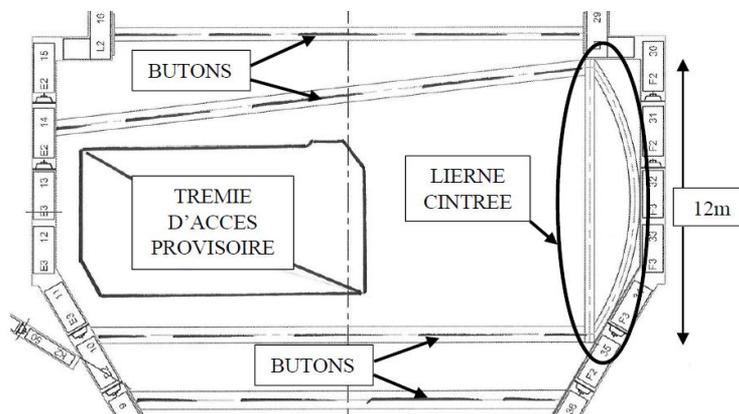


Figure 6. Vue en plan de la zone trémie.

3.2. Fonctionnement

Le fonctionnement de l'arc est le suivant :

- sous l'effort R_h (kN/ml), déterminé par le calcul en élasto-plasticité de la paroi-moulée, appliqué au soutènement et transmis par le coulis entre la paroi et l'arc, l'arc se met en compression $\rightarrow F_{arc}$
- A la jonction entre l'arc, le tirant et le buton traversant cet effort de compression dans l'arc se décompose en un effort tangentiel $F_{tangentiel}$ repris par le « tirant » et un effort normal F_{normal} repris par le buton traversant

Notons que deux ensembles (arc + tirant) superposés ont été mis en place.

3.3. Justification de la lierne cintrée

Afin de justifier la lierne cintrée il fallait vérifier :

- la résistance au flambement de l'arc métallique sous l'effet de la variation de la température
- la résistance de ses éléments constitutifs vis-à-vis des efforts auxquels ils sont soumis

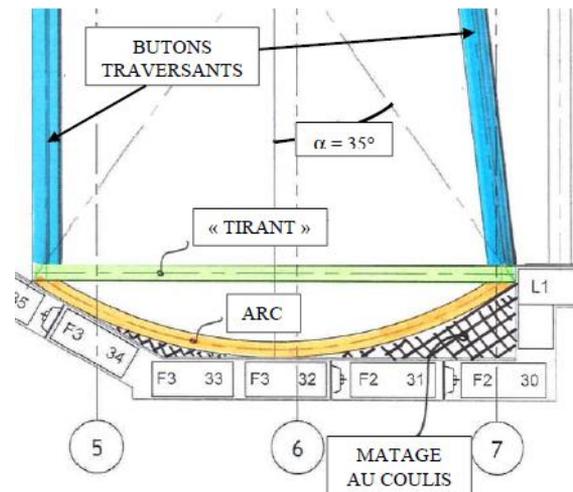


Figure 7. Vue en plan de la lierne cintrée.

3.3.1. Caractéristiques géométriques et efforts

Les caractéristiques géométriques sont les suivants :

- Arc : rayon extérieur $R_{ext} = 10.4\text{m}$ / demi-ouverture $\alpha = 35^\circ$ / longueur arc de cercle $s = 12.7\text{m}$
- « Tirant » : longueur $L = 11.94\text{m}$ / inclinaison entre axe tirant et axe arc = 39°

L'effort de compression dans l'arc F_{arc} est calculé en considérant le rayon extérieur : $F_{arc} = R_h \times R_{ext}$, soit $313 \times 10.4 = 3255 \text{ kN}$.

On en déduit l'effort de compression par arc : $3255 / 2 \rightarrow F_{arc} = 1628 \text{ kN}$ ainsi que l'effort de traction dans le « tirant » : $1628 \times \cos(39^\circ) \rightarrow F_{tangentiel} = 1265 \text{ kN}$

3.3.2. Vérification au flambement

L'arc métallique est soumis à un effort axial de compression F_{arc} et à un moment de flexion dû à son poids propre. Il est calculé au flambement, avec prise en compte de la flexion apportée par son poids propre, conformément aux règles de l'Eurocode 3, en considérant une variation de température $\Delta T = 8 \text{ }^\circ\text{C}$.

La longueur de flambement d'un arc circulaire de rayon « a », de demi-ouverture « α » et d'une longueur d'arc de cercle « s », est donnée par les expressions suivantes (Courbon, 1971) :

- cas d'un arc bi-articulé :

$$L_f = \pi a / (\pi^2 / \alpha^2 - 1)^{1/2} = s / [2(1 - \alpha^2 / \pi^2)^{1/2}] \quad (6)$$

- cas d'un arc semi-encasté :

$$L_f = \pi a / (k^2 - 1)^{1/2} = s \cdot \pi / [2\alpha \cdot (k^2 - 1)^{1/2}] \quad (7)$$

avec $k^2 - 1$ fonction de α selon le tableau 2.

Tableau 2. Valeurs de $k^2 - 1$ (Courbon, 1971)

α (°)	10	20	30	40	50	60
$k^2 - 1$	662.49	165.38	73.328	41.118	26.220	18.138

De manière sécuritaire une longueur de flambement égale à $0.51 \times s$, correspondant à un arc bi-articulé (cas le plus défavorable), soit $L_f = 0.51 \times 12.7 = 6.50\text{m}$ a été considérée.

3.3.3. Profilés métalliques mis en place

La vérification vis-à-vis du flambement dimensionne le type de profilés à mettre en place pour les arcs : profilés de type HEA 400 de nuance S355.

De manière forfaitaire les « tirants » ont été constitués du même type de profilés que les arcs.

On vérifie ensuite que les arcs ainsi que les « tirants » reprennent bien les efforts de compression et de traction s'y appliquant au moyen de la relation (8).

$$\sigma = \max (F_{\text{arc}} ; F_{\text{tangentielle}}) / S_{\text{HEA400}} < 0.75 \cdot f_e \quad (8)$$

On a bien $\sigma = 1.628 / 159 \cdot 10^{-4} = 105 \text{ MPa} < 0.75 \cdot 355 = 265 \text{ MPa}$.

3.4. Conclusion

Cette innovation a permis de respecter la contrainte imposée concernant le dégagement de la trémie. Par ailleurs le fonctionnement en voûte de la lierne cintrée qui fait travailler les profilés métalliques en compression-traction plutôt qu'en flexion a pour conséquence d'alléger considérablement le poids de la lierne et ainsi faciliter sa manipulation.

Notons que les déformées mesurées lors des terrassements ont été inférieures aux prévisions, confirmant ainsi que la lierne cintrée a bien rempli son rôle d'appui pour le soutènement.

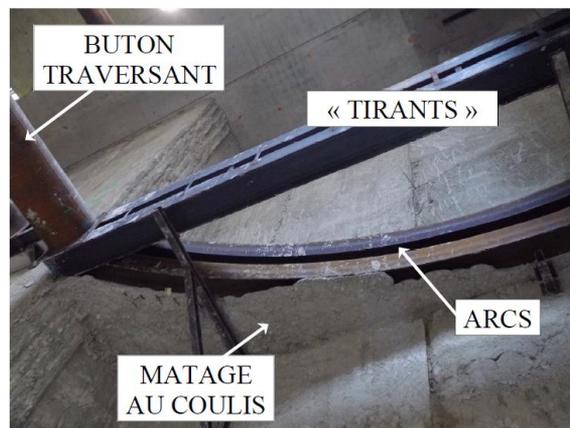


Figure 8. Vue d'en dessous de la lierne cintrée.

4. Références bibliographiques

- Timoshenko, S. 1947. *Résistance des Matériaux (Tome I et II)*, Librairie Polytechnique Ch. Béranger, Paris.
- Timoshenko, S. 1951. *Théories des Plaques et des Coques*, Librairie Polytechnique Ch. Béranger, Paris.
- Courbon, J. 1971. *Résistance des Matériaux Tome 1*, Dunod, Paris.