# PONT EN ARCS DE BÉTON AU-DESSUS DE LA RIVIÈRE CHAUDIÈRE SUR L'AUTOROUTE 20 – CONSTRUCTION D'UN NOUVEL ARC ET REMPLACEMENT DES TABLIERS EXISTANTS

Martin Lemyre, ing., M.Sc. D.I.C.
BPR inc.
Québec

David Bastien, ing. jr, M.Sc.
BPR inc.
Montréal

**RÉSUMÉ** : L'arc est une forme structurale particulièrement efficace mais le coffrage d'un arc géant au-dessus d'une rivière pose des problématiques particulières. Le remplacement du tablier qui agit comme la table de compression d'une section évidée représente également un défi surtout lorsqu'une crue exceptionnelle emporte les fausses charpentes qui devaient servir à soutenir les arcs existants. Cet article présente ces deux (2) volets de la construction de ce pont.

## INTRODUCTION

Les ponts jumeaux de l'autoroute 20 enjambant la rivière Chaudière près de Lévis sont constitués des plus grands arcs de béton armé au Québec. Construits au début des années 60', ces arcs franchissent une portée de 92 m sur une hauteur de 13 m. Le projet consistait à ajouter un troisième arc afin d'élargir la chaussée ainsi que de permettre, l'année suivante, le remplacement du tablier des deux (2) arcs existants.

Des considérations environnementales empêchant l'appui des coffrages directement dans le lit de la rivière, de fausses charpentes de grande envergure durent être réalisées afin d'enjamber la rivière pour supporter les quelques 400 mètres cubes de béton frais (± 1 000 t.m.) jusqu'à ce que le nouvel arc de béton puisse se supporter par lui-même.

Ces charpentes d'acier devaient par la suite être déplacées sous les arcs existants afin de les soutenir durant le remplacement de leur tablier mais une autre méthode a dû être imaginée rapidement.

## LA FAUSSE CHARPENTE

La fausse charpente, qui constitue déjà un pont en soi, incorpore une centaine de tonnes d'acier et franchit 73 mètres en deux (2) portées de 15 mètres et de 58 mètres. Sa rigidité est élevée mais tout de même moindre qu'un arc en béton et cette relative souplesse, dans le cas d'un ouvrage coulé par étapes, n'est pas sans influence sur l'état des contraintes et des efforts qui seront présents dans la structure de béton durci. Cette interaction et les analyses structurales qui ont permis d'en maîtriser les effets constituent le premier volet de cet article.

## CONCEPTION ET ANALYSE DE L'INTERACTION FAUSSE CHARPENTE – ARC DE BÉTON

La ferme d'acier (constituée de quatre (4) fermes parallèles en fait) a été conçue comme une structure continue sur trois (3) supports constitués de chevalets appuyés sur le roc des rives de la rivière Chaudière.

Les charges de conception furent considérées à cette étape comme agissant verticalement et unilatéralement, c'est-à-dire que seule la ferme était dotée de rigidité. La déflexion maximale due au poids du béton fut alors calculée à 114 mm au point de référence.

La phase suivante de l'analyse a consisté à vérifier, étape de coulée par étape de coulée, l'effet du fléchissement de la fausse charpente sur les tronçons durcis de l'arc.

Un morcellement de l'ouvrage en segments et un ordonnancement de coulées fut d'abord établi. À chaque étape de coulée, le béton frais fut modélisé comme une charge verticale et le béton auparavant coulé comme une structure possédant une rigidité Ec Ig et Ec Ac.

Le système d'étaiement fut également modélisé comme une série de bielles de rigidité $E_{Alum}\ A_{Étais}$.

Chaque étape étant un modèle structural distinct, la compilation des résultats cumulés a dû être réalisée par extraction des fichiers de sortie et transfert dans un chiffrier global pour compilation.

Chaque étape donne lieu au développement de contraintes, d'efforts et de déplacements. Chaque étape s'ajoute à la précédente et l'objectif est de minimiser les contraintes cumulées dans l'arc à chacune des étapes.

## RÉSULTATS

Après quelques tâtonnements, un scénario optimal de morcellement et d'ordonnancement de coulées a été obtenu.

La première étape a consisté à couler le pied des béquilles et le hourdis inférieur de l'arc sur toute la longueur sauf à la clé et sur une longueur de 450 mm à chaque frontière de tronçons, de manière à créer des rotules propres à assouplir l'arc que constitue tout de même le hourdis inférieur.

Par la suite, les tronçons principaux furent ajoutés dans un ordre favorisant la progression rapide de la déflexion de la ferme de manière à ce que celle-ci soit faible aux dernières étapes, au moment où l'ouvrage est presque complet et donc plus rigide.

La contrainte maximale atteinte tout au long du processus en est une flexion et ne dépasse pas 4 MPa. Elle se situe au niveau des fibres inférieures et supérieures du hourdis dans la béquille Est. La contrainte de tension en fibre inférieure sera complètement annulée par l'effort de compression au moment de la mise en charge de l'arc. Quant à la contrainte de compression en fibre supérieure elle représente un effort de compression d'environ 765 kN seulement ce qui est très peu significatif à comparer avec l'effort de service dans la béquille, de l'ordre de 16 000 kN.

Un second objectif de cette analyse étape par étape était de raffiner le calcul des charges portées par chacun des étais. La distribution de ces charges, influencée par la rigidité des tronçons d'arc durci et la souplesse relative de la ferme ont en effet conduit à quelques ajouts d'étais en certains points névralgiques.

Enfin, l'évolution de la déflexion du point de référence de la ferme a été établie à chaque étape permettant la comparaison avec le comportement in situ. Quant à la déflexion obtenue par l'analyse de première phase où tout le béton est assimilé à une charge fluide, elle s'avère presque identique à la déflexion finale obtenue étape par étape. Ceci est un signe que le morcellement est bien conçu et tend à minimiser la mobilisation de l'arc, reposant plutôt sur la charpente d'acier pour porter les charges jusqu'à la mise en service de l'arc. Celle-ci ne se déclenchera que lorsque la clé de l'arc sera coulée, à la toute fin de la coulée n$^{o}$ 9 alors que les étais seront démobilisés.

Enfin, mentionnons qu'une attention particulière a été portée aux effets secondaires tels que la charge latérale nominale (hors plomb et vent) et la compatibilité des déplacements et des rigidités des cages d'étaiement. Ainsi, par exemple, aucune cage d'étaiement n'a été positionnée de manière à « ponter » le joint central de clé (où le rapprochement prévu était de l'ordre de 50 mm de part et d'autres).

## REMPLACEMENT DES TABLIERS

À l'automne 2004, les fausses charpentes ayant permis la coulée du troisième arc furent entreposées sur place pour l'hiver en les hissant le plus haut possible sous le pont, au-dessus du niveau de la crue centenale (1/100 ans). Elles devaient être réutilisées à l'été 2005 comme support temporaire aux deux (2) arcs existants durant le remplacement des tabliers qui constituent la table de compression des sections évidées.

Le matin du 5 avril 2005, des pluies diluviennes ont gonflé la rivière Chaudière et une débâcle des champs de glaces retenus en amont du barrage adjacent a emporté les fermes et le chevalet de la rive gauche.

Un reconstruction et une remise en place d'une structure d'acier de remplacement, en tout point identique à celle d'origine, était une entreprise ne pouvant physiquement être réalisée à l'intérieur de l'échéancier du projet. Aussi, la recherche d'une alternative à ce mode de soutien devint-elle impérative. Cette alternative devait être de nature à assurer une performance égale ou supérieure au système prévu et planifié, tout en respectant l'échéancier du projet.

## PROBLÉMATIQUE

Les arcs existants sont essentiellement des sections en caisson dont l'aile supérieure est constituée par le tablier.

La démolition et la disposition du tablier provoquent à la fois une réduction de charge et une réduction de la section de béton au niveau de sa rigidité comme de sa capacité. Lors de la coulée du nouveau tablier, le poids du béton frais impose une lourde charge à une section en « U », tronquée de son aile supérieure. Ce sont les impacts indus de ces opérations qui ont amené le besoin de support par les fermes d'acier et les étaiements.

## ANALYSES STRUCTURALES

Nous avons d'abord analysé l'effet propre de la démolition du tablier existant et avons découvert que l'enlèvement du tablier réduit plus la charge imposée qu'il ne réduit la rigidité de

la section. En conséquence de quoi le profil du pont se rehausse dans le tiers central jusqu'à 28 mm. On observe aussi un léger affaissement des « épaules » de l'arc mais d'à peine 5 mm. On peut donc affirmer que le système d'étaiement prévu, tel qu'appuyé sur les fermes d'acier n'entre pas en action de façon significative à cette étape. Il ne procure qu'un effet de « parachute de secours » en ce sens qu'advenant une défaillance quelconque, ce système saurait supporter le poids du béton.

Par contre, à l'étape suivante, après avoir réajusté les étais sous le profil obtenu avec la section en « U », le système d'étaiement entre vraiment en action en partageant avec l'arc en « U » le poids du béton frais du tablier. L'étaiement réduit ainsi les contraintes et les efforts dans le caisson tronqué en « U » lorsque le béton du tablier est encore frais.

Les simulations montrent cependant que l'apport de soutien des étais sur fermes est plutôt marginal car l'arc en « U » est tout de même très rigide en comparaison de la ferme. En fait, les étais ne sont en compression que sur environ la moitié de la longueur de la ferme et la charge qu'ils portent n'est que de 22 % du poids total du tablier, fraîchement coulé.

Lorsque le béton du tablier a suffisamment durci, les étais sont retirés et la portion du poids de béton frais qu'ils prenaient en charge est transférée à l'arc maintenant constitué d'une section fermée complète.

## ALTERNATIVE PROPOSÉE

La solution qui fut proposée procède d'une approche complètement différente que celle originalement prévue. Nous avons en effet proposé de couler au plafond du caisson, sous le tablier existant, une dalle de béton armé de 165 mm d'épaisseur, ancrée aux deux (2) parois latérales et isolée du tablier existant par 25 mm de styromousse.

Une fois cette dalle durcie, le tablier fut démoli et reconstruit en comptant cette fois sur une section de caisson fermée et renforcée. En effet, cette dalle de 165 mm, qui amène peu de nouvelle charge morte, accroît de façon substantielle la stabilité, la résistance et la rigidité de la section en « U », principalement en ramenant son centre de gravité vers le milieu de la section.

## ANALYSES STRUCTURALES COMPARATIVES

Nous avons donc effectué des analyses structurales, étape par étape, des scénarios originaux et de l'alternative proposée, afin de comparer les performances obtenues. Nous avons effectué des analyses élastiques, additionnant les contraintes en fibres inférieure et supérieure pour établir, par comparaison, si cette alternative était équivalente ou supérieure en terme de mitigation des impacts négatifs.

## CONCLUSION

Il apparaît clairement de toutes ces analyses que le pré-renforcement de la section en « U » par la mise en place d'une dalle juste sous le tablier est beaucoup plus efficace à limiter la sollicitation du béton existant que ne l'aurait été le scénario original prévu. La seule exception concerne la fibre inférieure de la béquille dont la contrainte sera légèrement plus élevée à la fin

du processus alternatif proposé que celui envisagé à l'origine, mais cette contrainte ne sera tout de même que de 5,8 MPa en compression, ce qui fut jugé acceptable.

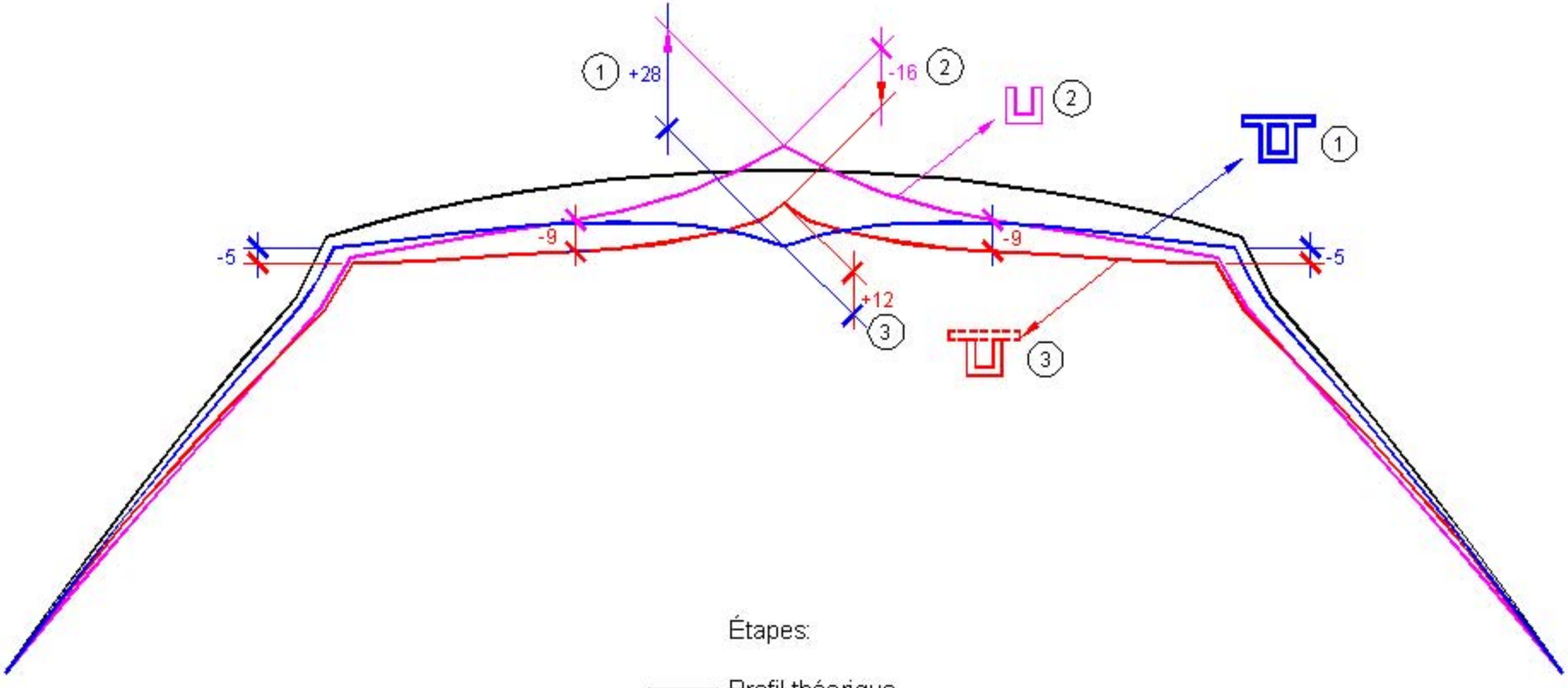
Dans le tronçon plus critique et plus sensible du tiers central du pont, les contraintes en fin de processus de remplacement du tablier sont de l'ordre de 11,69 MPa en compression (sous le nouveau tablier) plutôt que les 21,5 MPa qu'ils auraient atteints avec l'étaiement prévu.

Martin Lemyre, ing., M.Sc. D.I.C.
BPR inc.
Québec

David Bastien, ing. jr, M.Sc.
BPR inc.
Montréal

# Déplacements lors du remplacement du tablier

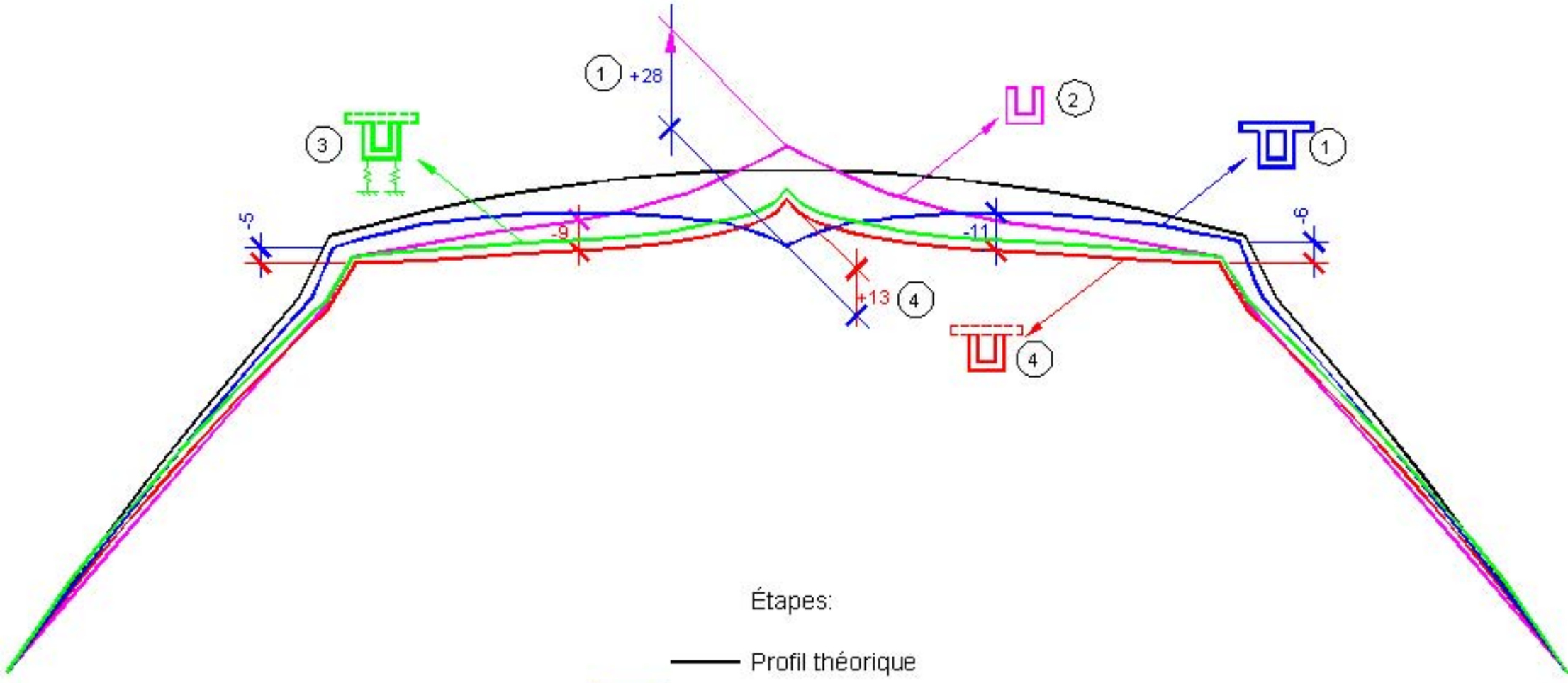
## sans étaiement et sans dalle de renfort




Étapes:

- Profil théorique
- 1 — Existant sous poids propre
- 2 — Dalle enlevée
- 3 — Béton frais dalle sur U

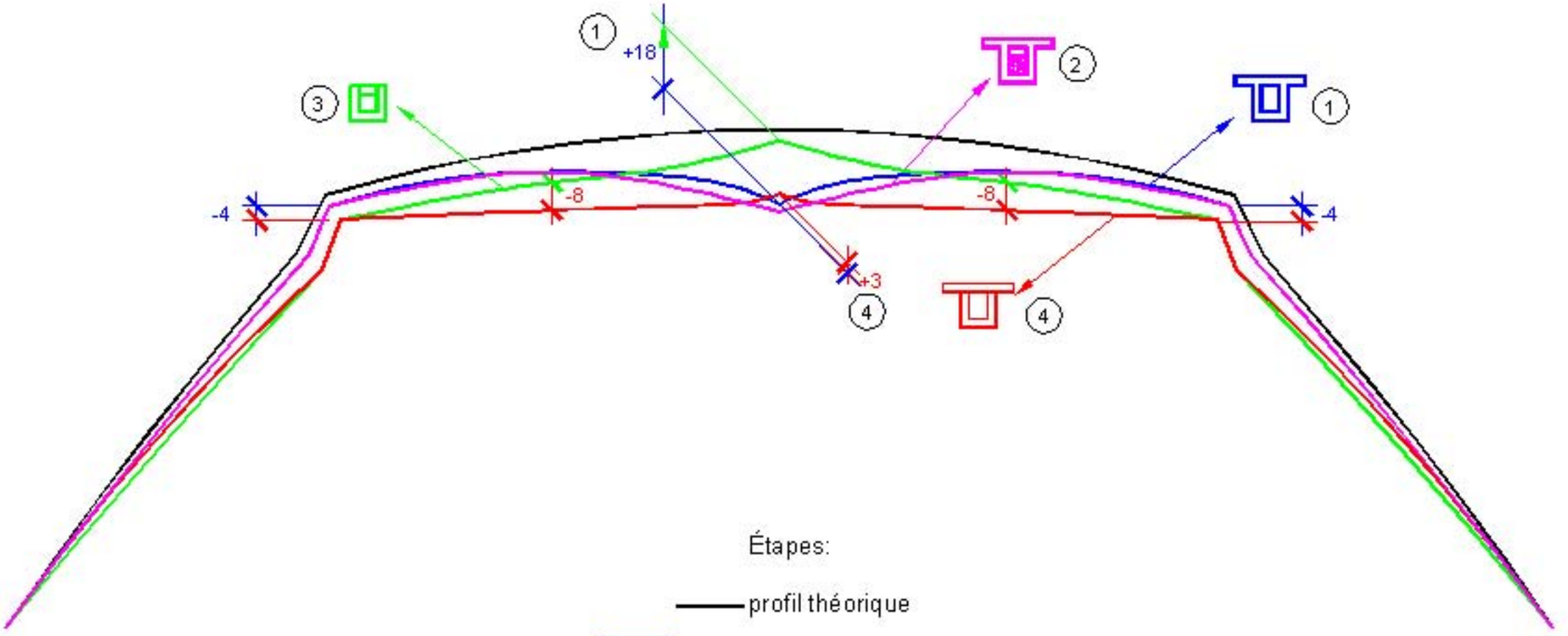
# Déplacements lors du remplacement du tablier
## avec étaiement sur fausse charpente sans dalle de renfort




Étapes:

- Profil théorique
- 1 — Existant sous poids propre
- 2 — Dalle enlevée
- 3 — Béton frais dalle sur U avec étais
- 4 — Enlèvement des étais

# Déplacements lors du remplacement du tablier
## sans étaiement avec dalle de renfort




Étapes:

profil théorique

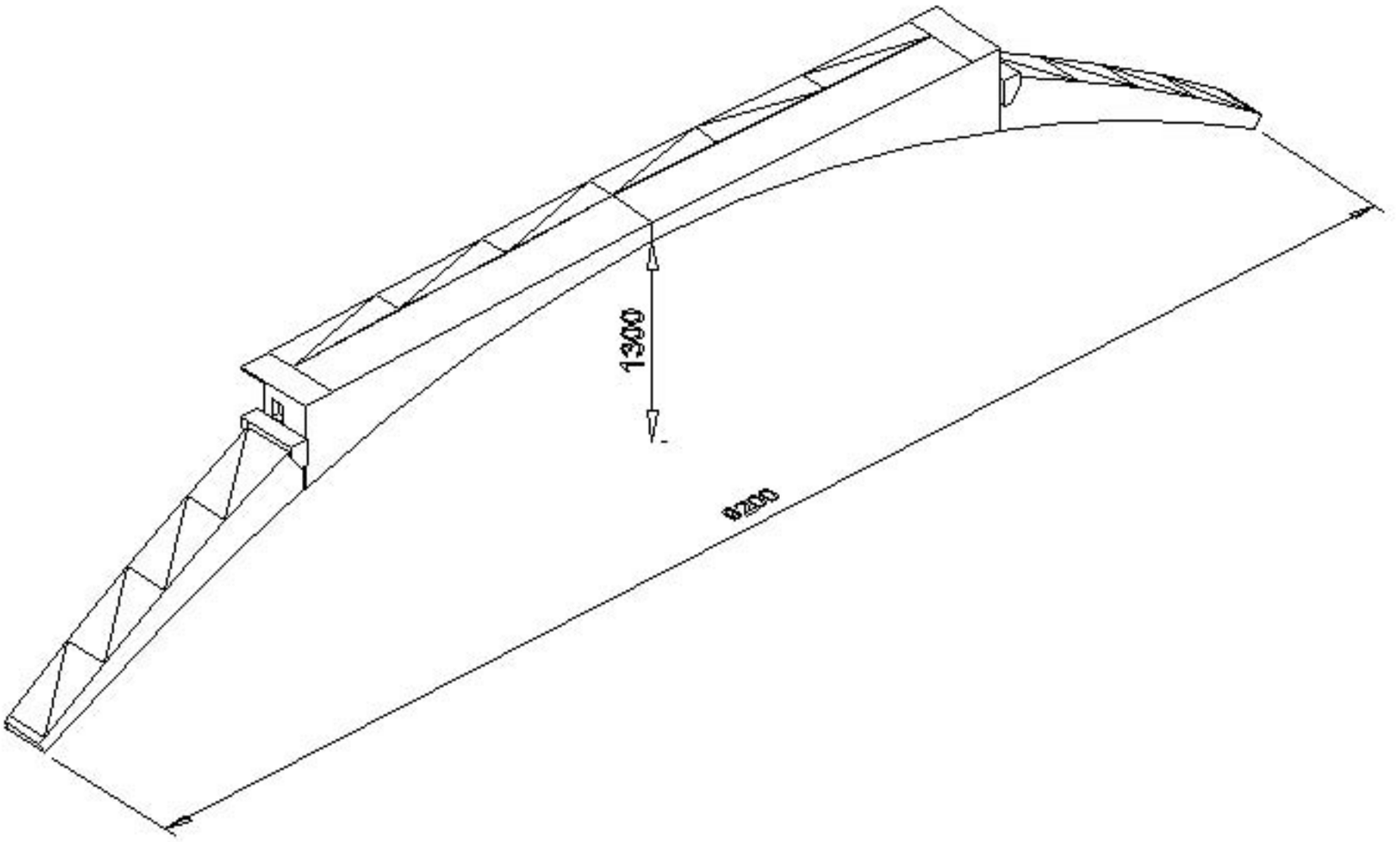
1 Existant sous poids propre

2 Béton frais petite dalle

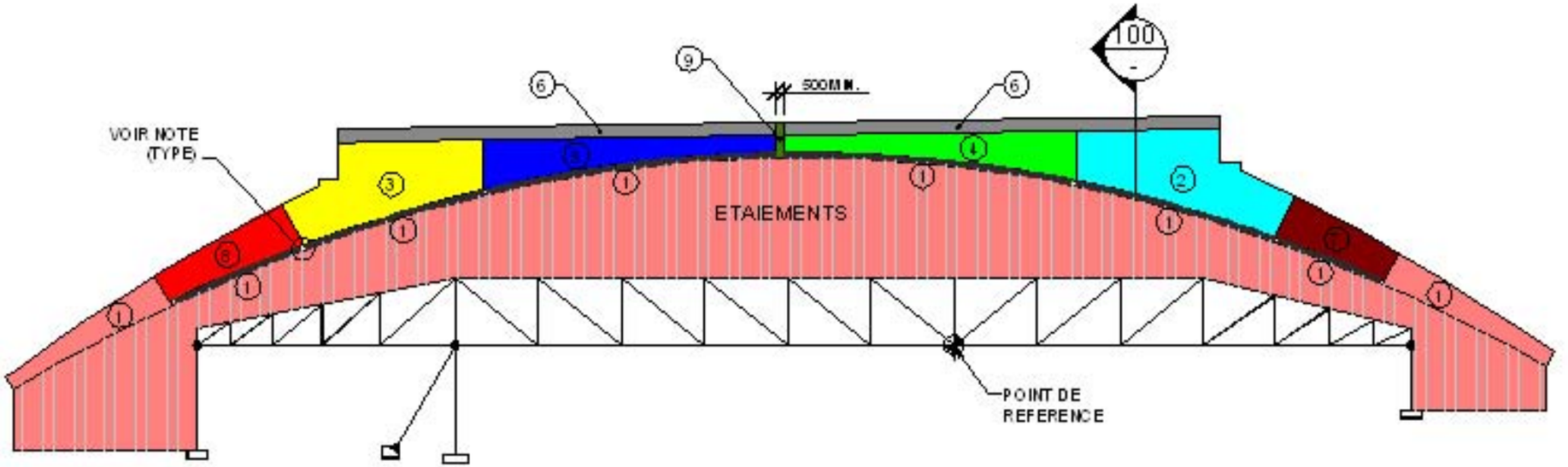
3 Dalle enlevée

4 Béton frais sur U avec petite dalle

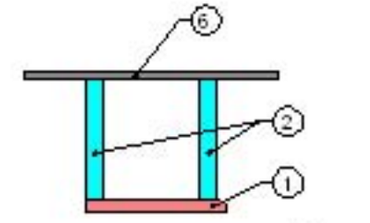
# Arc de béton type



# Ordonnancement des coulées de béton pour fins de contrôle des contrainte induites dans l'arc




NOTE: INTERRUPTION TEMPORAIRE DU HOURDIS (ROTULE)
A PRÉVOIR, À L'ÉTAPE (1) (6 REQUIS), 450mm Lg.




COUPE 100 -

ECH.: AUCUNE