

Zeitschrift: Ingénieurs et architectes suisses

Band: 117 (1991)

Heft: 25

Artikel: Le pont sur la Reuss à Wassen - analyse des dégâts et concept de reconstruction

Autor: Menn, Christian

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-77694>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 16.03.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Le pont sur la Reuss à Wassen – analyse des dégâts et concept de reconstruction

Description du projet

Le tracé de la route nationale N2 emprunte et suit la vallée relativement étroite de la Reuss. En dessous de Wassen, l'autoroute traverse la rivière à une hauteur d'environ 30 m. L'emplacement du pont a été choisi à l'endroit où sa longueur serait la plus

PAR CHRISTIAN MENN, ZURICH

réduite possible moyennant des variations minimales de la direction de la route. En raison d'une boucle marquée de la Reuss, l'angle de croisement entre l'axe de la route et le cours de la

rivière présente à cet endroit une faible valeur, de sorte que le lit de la rivière proprement dit a pu être enjambé par un pont réalisé sans appuis ni problèmes particuliers (fig. 1).

Le pont sur la Reuss à Wassen se compose de deux ponts à poutres parallèles en béton précontraint, de longueur différente, avec une section à un seul caisson. Le pont de la voie montante, à trois voies de circulation, d'une largeur de 12 m, a 192 m de long, et présente quatre travées de 48, 64, 48 et 32 m de portée. La voie descendante, à deux voies de circulation, de 10 m de large, est longue de 232 m et subdivisée en cinq travées de 40, 64, 48, 48 et 32 m de

portée. Au-dessus de la Reuss, les portées principales de 64 m de long des deux ponts sont décalées en fonction de la pente et du sens du courant. A l'extrémité nord du pont, les culées se trouvent sur une digue qui a dû être construite pour protéger l'ouvrage contre la Krummlau. A l'extrémité sud, avec un angle très aigu, le pont traverse la route cantonale, qui a été déplacée de quelques mètres en aval, en partie sur un petit pont à flanc de coteau, avant la construction de celui de la N2. La culée du pont de la voie montante se trouve juste derrière la route cantonale. Le pont de la voie descendante, qui est pratiquement parallèle à la route cantonale dans cette zone, présente encore une travée supplémentaire après la traversée de celle-ci.

Les piles des deux côtés de la Reuss ont été fondées hors du lit de la rivière – légèrement en dessous du talweg – sur une dalle plate sur des blocs grossiers mis à nu et protégés contre les effets des crues par une digue d'envi-

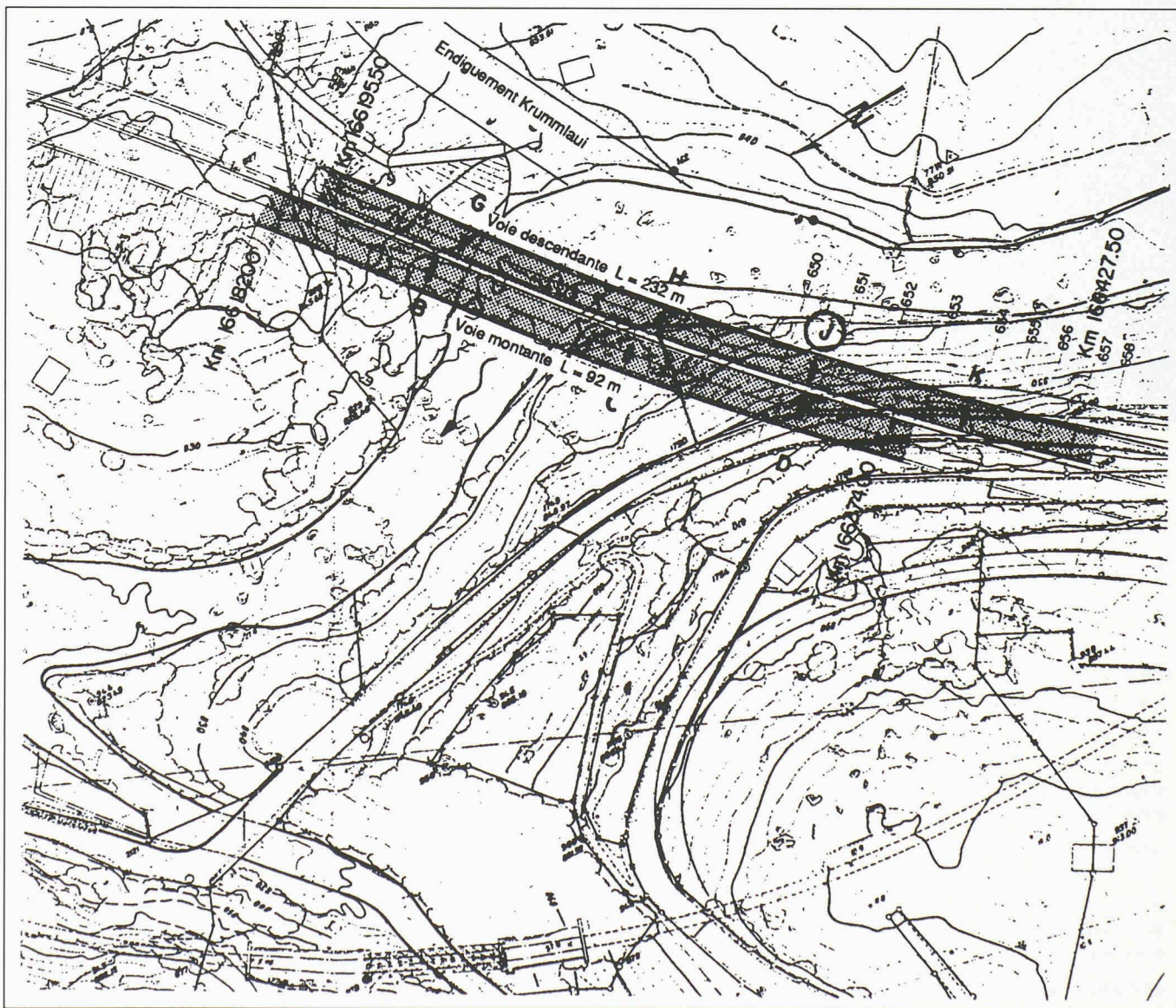


Fig. 1. – Situation.

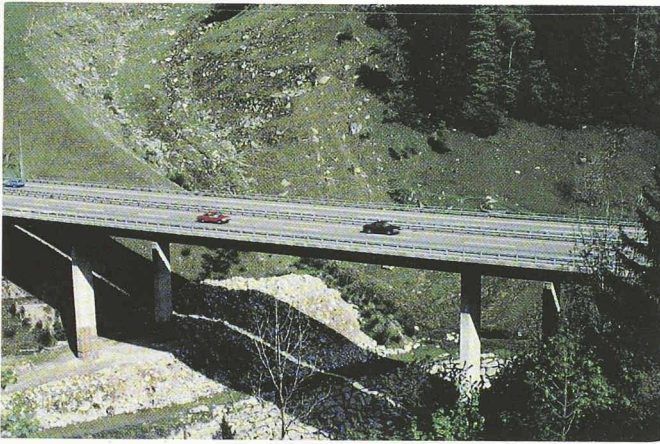


Fig. 2. – Pont sur la Reuss (1985); vue vers l'amont.
(Photo C. Menn.)

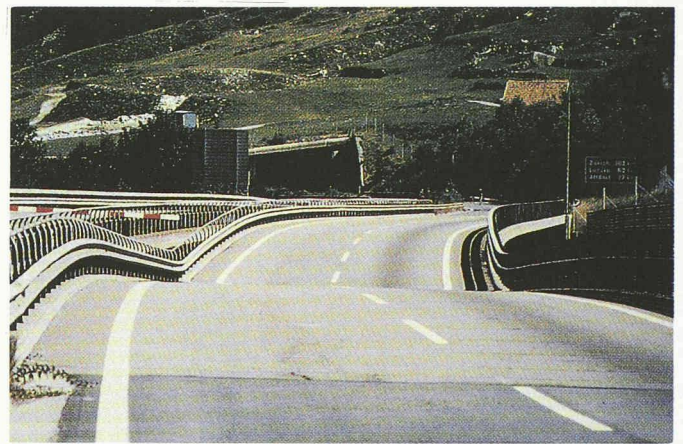


Fig. 3. – Superstructure déformée. (Photo T. R. Schneider.)

ron 6 m. La pile de la rive gauche dans le talus relativement raide de la moraine a été fondée sur puits à un niveau requis pour la stabilité. Le fond du puits dégagé par les intempéries se trouvait à environ 25 m de la rive de la rivière, près d'un mètre au-dessus du talweg de la Reuss.

Le projet de pont est issu d'un concours organisé en 1967. Son exécution avec la digue paravalanche, la protection de la rive dans la zone de la pile, le déplacement de la route cantonale et le raccordement à Wassen, datent des années 1970-1974 (fig. 2).

Dégâts dus aux intempéries et mesures d'urgence de stabilisation

La terrasse de moraine de Wassen s'est formée à la fin de la dernière glaciation par le retrait des glaciers de la vallée supérieure de la Reuss et du Meiental. En vertu du processus d'érosion intervenu après le retrait des glaciers, les petites et moyennes fractions des éboulis de la moraine ont été transportées par la Reuss, tandis que des blocs grossiers s'accumulaient dans le lit de la rivière proprement dit, d'où l'autostabilisation naturelle de ce dernier. La crue des 24 et 25 août 1987 n'a donc provoqué qu'une faible érosion en profondeur, mais les méandres de la rivière ont entraîné une érosion intense des flancs sur les rives non protégées.

Environ 200 m en amont du pont, la rivière a été détournée par le rocher situé sur la droite vers la rive de gauche, où il a frappé le talus pentu de celle-ci et l'a érodé. Le puits de fondation de la pile J du pont de la voie descendante a ainsi été mis à nu et s'est affaissé d'environ 1,2 m en raison de l'érosion provoquée par les tourbillons et de l'affouillement partiel. L'érosion progressant plus rapidement et plus fortement sur le côté de la rivière a en outre déplacé la fondation d'environ 0,60 m perpendiculairement à l'axe du pont.

Depuis cet endroit, l'eau s'est précipitée de toute sa puissance dans la courbe de la rivière sous le pont et a arraché, sur la rive droite, la digue de protection dans la zone des piles. Cela a mis à nu, puis inondé les dalles de fondation de ces piles. Etant donné que les plaques de béton utilisées comme appui pour les échafaudages se

trouvaient encore sur ces fondations, cela a provoqué dans les eaux bouillonnantes de violentes turbulences qui ont entraîné une forte érosion, de sorte que les fondations ont été affouillées lorsqu'elles ne se trouvaient pas sur des blocs. Il ne s'est cependant pas produit de tassement ni d'affaissement des fondations.

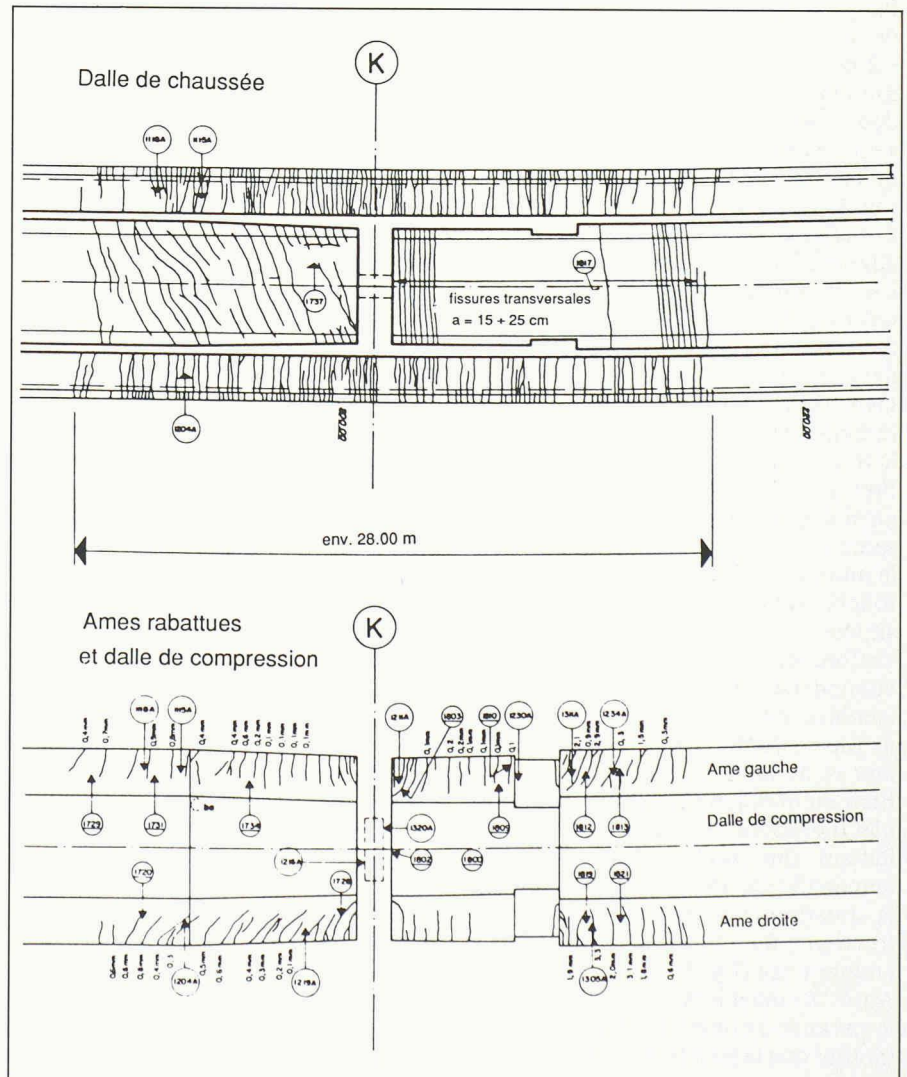


Fig. 4. – Aspect des fissures auprès de la pile K.

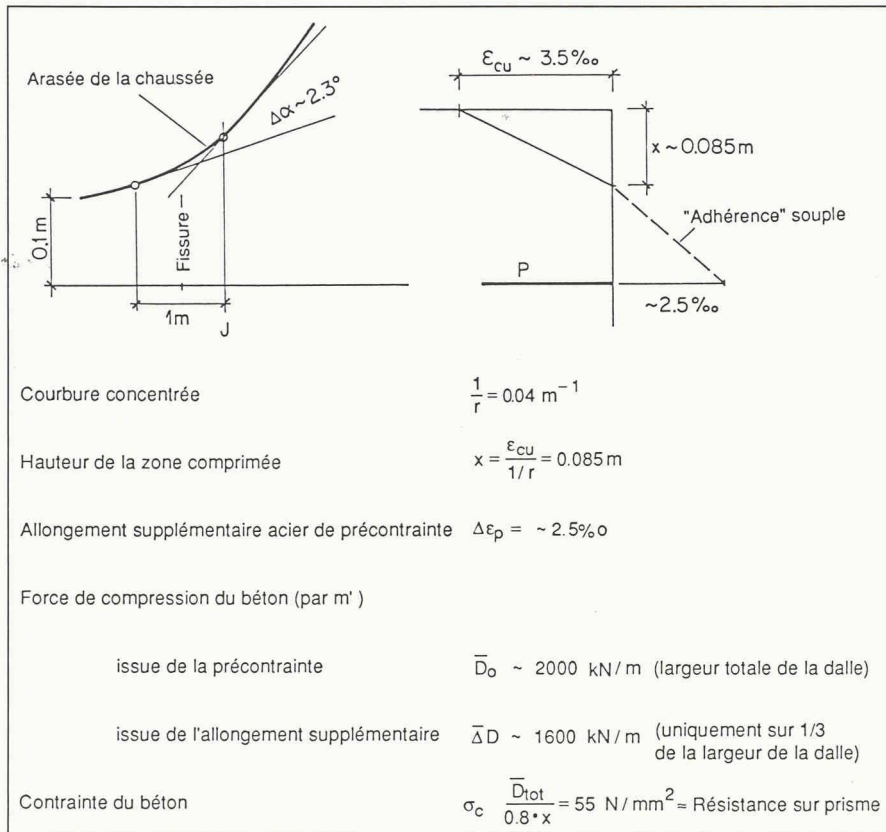


Fig. 5. – Courbure concentrée au-dessus de l'âme droite.

Par suite de l'important affaissement de la pile *J*, affaissement d'environ 1,2 m, la dalle inférieure de la poutre-caisson s'est ouverte de 40 à 80 mm des deux côtés de la pile et ces fissures se sont propagées dans les âmes jusqu'aux câbles de précontrainte, à environ 40 cm sous la dalle de chaussée. Cet affaissement a provoqué une forte augmentation des moments d'appui sur les appuis voisins, augmentation qui s'est traduite ici également par des fissures d'une largeur atteignant 3 mm dans le tablier.

Dans les jours qui ont suivi les fortes intempéries, il a été possible d'écarter la Reuss, toujours en crue, de la fondation de la pile affaissée. La fondation ainsi dégagée restait toutefois sérieusement en danger dans la mesure où le mur de soutènement de la route cantonale, dont les fondations étaient situées 6 m plus haut, menaçait de s'effondrer. La brèche érodée, d'un volume d'environ 15 000 m³, a donc été comblée en moins de trente heures de travail ininterrompu par équipes de jour et de nuit.

Bien qu'une démolition du pont semblât inévitable, le directeur de l'Office fédéral des routes, Kurt Suter, a demandé une analyse approfondie de la situation et si possible une reconstruction de l'ouvrage gravement endommagé (fig. 3).

Après la consolidation des fondations, le premier examen général du pont a montré que la poutre surtout était dans un état extrêmement critique. La transmission des efforts tranchants

dans les âmes de poutre fortement affaiblies par les fissures béantes était particulièrement affectée. Pour diminuer ces efforts, on a donc placé des profilés en acier sur le tablier, auquel on a pu suspendre la poutre-caisson en dehors des fissures par l'intermédiaire d'entretoises placées au-dessous et de tirants Diwidag précontraints.

Analyse de la situation

L'examen du béton, âgé d'environ 17 ans, a révélé une résistance moyenne à la compression relativement élevée et un module moyen d'élasticité plutôt faible.

Résistance à la compression :

$$(\text{carotte } h = \varnothing) f_{cw,m} \approx 65 \text{ N/mm}^2$$

Module d'élasticité (intervalle de contrainte 0,5-10 N/mm²):

$$E_{c,m} \approx 35\,000 \text{ N/mm}^2$$

Déformation à la rupture :

$$\varepsilon_{cw,m} \approx 3,5\text{‰}$$

Pour l'armature passive on a utilisé de l'acier TOR (III b; $f_{sy,0,2} = 520 \text{ N/mm}^2$; la précontrainte a été mise en œuvre avec des câbles de précontrainte BBRV à 55 fils $\varnothing 6 \text{ mm}$ (limite apparente d'élasticité $\approx 1500 \text{ N/mm}^2$).

L'affaissement et le déplacement transversal extraordinairement importants du puits de fondation ont provoqué dans la pile *J* et dans le tablier des contraintes tellement fortes que la résistance ultime a été atteinte en différents points sous l'action du poids propre.

Outre les fissures largement ouvertes dans la poutre des deux côtés de la pile *J*, là où l'armature était rompue, ces points critiques se manifestaient soit par des fissures de $\geq 2 \text{ mm}$ (allongement excessif de l'armature), soit par des épaufures du béton (déformation à la rupture) (fig. 4).

Allongement excessif de l'armature : dans la poutre :

environ 8 m au sud de la pile *K* dans la dalle de chaussée ;

environ 8 m au sud de la pile *H* dans la dalle de chaussée ;

dans la pile *J* :

sur le côté étroit de la tête de pile, à droite (en regardant vers le Saint-Gothard),

sur le côté étroit du pied de pile, à gauche (en regardant vers le Saint-Gothard).

Déformations en compression :

dans la poutre :

au-dessus des fissures béantes, côté Lucerne, sur la tête de console droite dans la pile *J*,

sur le côté étroit de la tête de pile, à gauche.

Par suite de l'affaissement de la fondation, la réaction d'appui de la poutre sur la pile *J* a diminué du fait de l'augmentation des moments d'appui sur les piles voisines. En prenant en compte une rigidité à la flexion $E_c I_c$ réduite à environ un tiers du fait de la formation des fissures, il a été possible d'évaluer l'effort tranchant ΔV (au niveau des fissures béantes) nécessaire à la déformation de la poutre :

dans la travée plus rigide *J-K* :

$$\Delta V \approx 900 \text{ kN}$$

dans la travée plus souple *J-H* :

$$\Delta V \approx 700 \text{ kN}.$$

A l'origine, on avait de part et d'autre (à env. 4 m de la pile) un effort tranchant de 2800 kN. A la suite de la déformation, on avait donc les efforts tranchants suivants :

$$V_{(J-K)} \approx 1900 \text{ kN, ou } 950 \text{ kN} \\ \text{par âme}$$

$$V_{(J-H)} \approx 2100 \text{ kN, ou } 1050 \text{ kN} \\ \text{par âme.}$$

Après le découpage de la pile, on a mesuré une force de vérin de 5700 kN qui se composait des deux efforts tranchants effectifs, du poids de la console de la pile de 1050 kN. L'estimation des efforts tranchants était donc trop élevée d'environ 160 kN par âme.

Les efforts tranchants différents $V_{(J-K)}$ et $V_{(J-H)}$ ont provoqué une légère rotation de la table de pile ; cela se manifestait également par la différence de largeur des fissures béantes (environ 40 mm dans la zone *J-K* et environ 60 mm dans la zone *J-H*), et, par suite de cette rotation, la courbure de poutre s'est concentrée au-dessus desdites fissures dans la travée *J-H*.

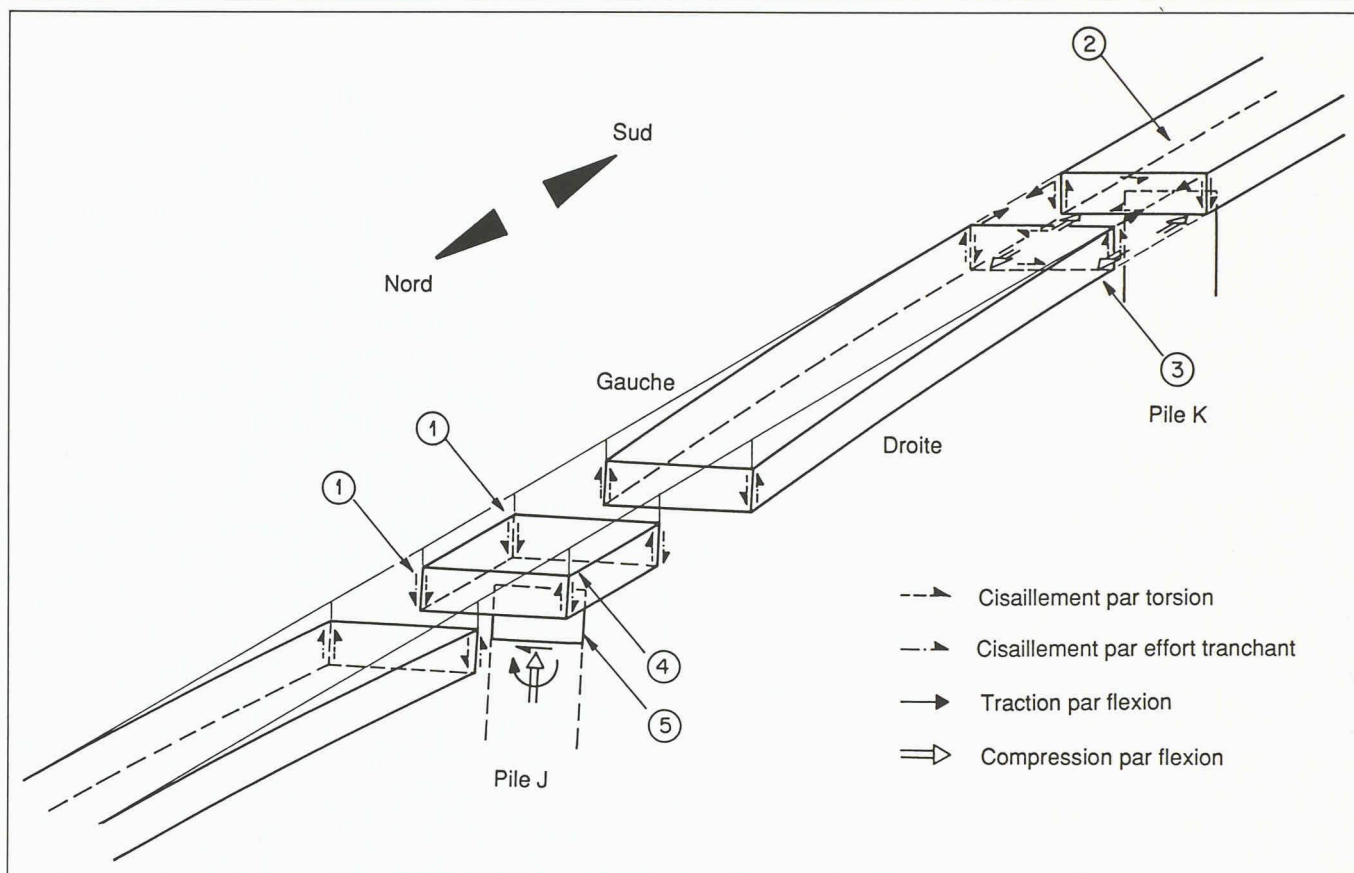


Fig. 6. - Zones sursollicitées.

En raison des efforts tranchants en jeu, seuls les moments d'appui au-dessus des piles voisines ont pu être calculés. Ils n'y atteignaient pas la résistance plastique à la flexion, mais à distance d'environ 8 m au sud de la pile *K* et au sud de la pile *H* (où les câbles précontraints étaient déjà sous l'axe neutre du tablier), la limite d'élasticité avait été dépassée dans l'armature longitudinale de la dalle de chaussée, comme le montraient les fissures de 2 à 3 mm de large.

A la tête de la pile *J*, avec une fissure de 4 mm de large sur un des petits côtés et une légère épaufrure du béton sur l'autre, le moment plastique d'environ 11200 kNm sur les côtés étroits de la section de la pile a été atteint.

Ce moment en tête de pile faisait effet de moment de torsion sur le tablier et était introduit vers les fissures béantes sous forme de forces de cisaillement dans les âmes. A supposer qu'environ 55% de ce moment de torsion s'était transmis sur la travée *J-K* plus rigide et 45% sur la travée *J-H* plus souple, il en résultait (à l'endroit des fissures béantes) des forces de cisaillement et de torsion sur les âmes de 1150 kN (*J-K*) et 950 kN (*J-H*). La superposition de la torsion et de l'effort tranchant donnait environ les forces de cisaillement suivantes dans les âmes (entre parenthèses, les valeurs plus précises établies par les relevés ultérieurs) :

$$S_{(J-K)} \text{ gauche } 2100 \text{ kN (1885)} \\ \text{droite } -200 \text{ kN (-315)}$$

$$S_{(J-H)} \text{ gauche } 2000 \text{ kN (1800)} \\ \text{droite } 100 \text{ kN (-10)}$$

Dans les âmes de gauche (en regardant vers le Saint-Gothard), on enregistrerait donc des sollicitations de cisaillement extrêmement élevées et dangereuses. Cette situation critique fut reconnue dès les premiers jours suivant les intempéries, et fut désamorcée par des mesures de stabilisation d'urgence.

En raison des épaufrures du béton à la tête de la console, le revêtement fut enlevé au-dessus des âmes près des fissures béantes. Il s'avéra alors qu'à ces endroits, le béton ne présentait pas de dommages dans la travée (*J-K*) ni au-dessus de l'âme de gauche dans la travée (*J-H*). Ce n'est qu'au-dessus de l'âme de droite dans la travée (*J-H*) que l'on reconnaissait des épaufrures du béton atteignant une profondeur d'environ 30 mm. Ici, la déformation en compression ultime était atteinte, comme le montra un calcul ultérieur sur la base des courbures mesurées. Vu l'état de l'allongement, il fallait ici aussi compter avec un petit excès d'allongement plastique de l'acier précontraint; il n'était cependant certainement pas grave, puisqu'un allongement important concentré sur une très courte longueur pouvait se répartir sur une longueur d'acier précontraint à peu près deux fois plus grande, en raison d'une adhérence pas totalement rigide du coulis d'injection (fig. 5).

Au pied de la pile *J*, des fissures de 1 à 2 mm de large s'étaient formées sur le

petit côté de gauche de la section (en regardant vers le Saint-Gothard). Ici, la sursollicitation était apparue pendant le processus d'affaissement. Comme la base du puits était affouillée surtout du côté de la rivière (à gauche), la pression d'appui se reportait sur le bord droit de la fondation et provoquait au pied de la pile des moments correspondant à peu près à la résistance plastique. On pouvait supposer que la pression d'appui se redéplacerait après l'affaissement vers le centre de la base de la fondation, de sorte que la sollicitation au pied de la pile se réduirait fortement.

Le contrôle de la structure porteuse avec les sollicitations internes calculées a montré que même la liaison de la dalle de compression au nord de la pile *K* était en danger près de l'âme de droite, du fait qu'à cet endroit le cisaillement extrêmement élevé introduit par la compression due à la flexion et par la torsion se superposaient. L'épaisseur de la dalle de compression et l'armature transversale étaient dimensionnées de façon très juste ici. Grâce à la forte résistance du béton à la compression, aucun dommage n'a cependant été enregistré; la compression par flexion a pu presque intégralement être reprise par les âmes.

La torsion a été en partie absorbée par la torsion de Saint-Venant et en partie par la flexion des membrures. L'introduction du moment de torsion provoqua une flexion transversale considérable. Des fissures longitudinales cor-

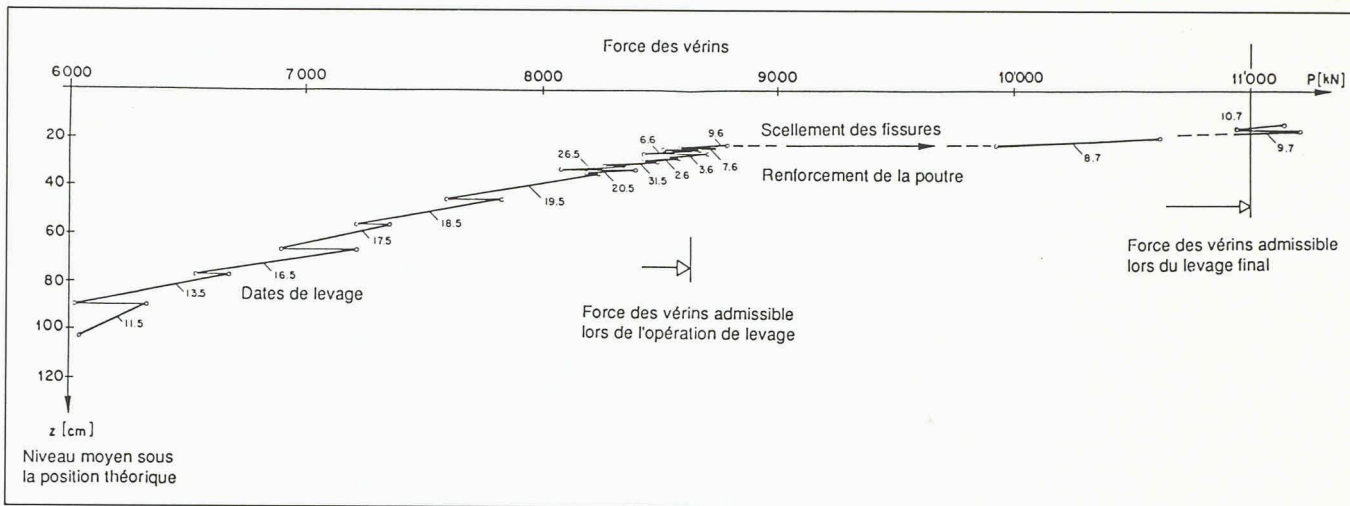


Fig. 7. - Diagramme de levage.

respondantes (mais minimes) se produisent sur l'intrados du tablier près de la liaison avec l'âme.

Au total, on détermina que les endroits soumis à des sollicitations extrêmement élevées étaient les suivants (fig. 6) :

1. sollicitation au cisaillement dans les âmes de gauche au-dessus des fissures béantes (des deux côtés de la pile J)
2. sollicitation en flexion du tablier à environ 8 m au sud de la pile K et 8 m au sud de la pile H
3. sollicitation au cisaillement de la liaison de la dalle de compression au nord de la pile K et au sud de la pile H
4. sollicitation à la compression dans la dalle de chaussée au-dessus de la fissure béante dans la travée J-H, depuis l'âme de droite jusqu'à la tête de console de droite
5. sollicitation en flexion en tête de la pile J.

Les sollicitations les plus dangereuses étaient en 1 et 4. Certes, l'état critique en 1 put être désamorcé par les mesures de stabilisation d'urgence, mais les fortes tensions de contraintes en 4 ne purent pas être réduites par des mesures ponctuelles; une progression de la destruction du béton aurait encore diminué la stabilité déjà faible de l'ouvrage. En cas de rupture de l'armature en 5, la torsion aurait été réduite dans le tablier, mais la sollicitation au cisaillement dans les âmes de droite extrêmement affaiblies se serait accrue d'autant. Les fortes sollicitations de flexion en 2 étaient moins dangereuses, du fait que la déformabilité du tablier présentait encore des réserves. Une rupture de la liaison de la dalle de compression en 3 ne risquait pas non plus de provoquer l'effondrement, mais aurait rendu les travaux de réparation considérablement plus difficiles.

Etant donné que les sollicitations extrêmement élevées étaient provo-

quées principalement par des déformations imposées, on pouvait compter sur une relaxation progressive des contraintes par le fluage du béton. Il fallait cependant tenir compte du fait que le poids propre - en particulier en 1 - devait être repris par une construction fortement affaiblie.

L'analyse de la situation montra que l'armature de précontrainte ne s'était nulle part rompue, n'avait subi aucun allongement plastique important, et que le béton ne présentait aucun dégât important dans la zone de l'armature de précontrainte. Techniquement, une reconstruction était donc possible, et comme celle-ci prendrait nettement moins de temps qu'une démolition suivie d'une construction nouvelle, la décision put être prise en faveur de la remise en état. Il fallait cependant admettre que même de petites fissures ne puissent plus être totalement refermées et accepter donc une légère déformation résiduelle, mais qui resterait sans incidences défavorables sur le comportement porteur de la structure.

Principe de reconstruction et exécution

La reconstruction du pont se fit selon l'idée mise au point quelques jours seulement après les intempéries. Au cours des travaux, il fut encore décidé d'exécuter quelques renforcements supplémentaires, afin d'assurer une qualité égale à celle d'un ouvrage neuf. Voici un bref descriptif des principales phases de la reconstruction :

- **Fondation sur pieux :** quatre pieux forés de 1,20 m de diamètre furent placés autour du puits de fondation. Le forage se fit en grande profondeur, avec un trépanage prudent (hauteur de chute 1 m) jusqu'au rocher (environ 7 m sous le talweg de la rivière). Etant donné qu'il fallait traverser des remblais de blocs et de moraine grossière, le terrain a au préalable dû être consolidé par huit piliers jettés.

- **Semelle sur la tête des pieux :** Elle se compose d'une dalle de béton armé et précontraint de 3 m d'épaisseur. La longueur de la semelle découlaît de l'emplacement de l'échafaudage du tablier en dehors des fissures béantes (du côté de la travée). Un évidement était prévu dans la semelle, pour permettre de soulever la pile et de la remettre dans sa position initiale.

- **Echafaudage d'appui :** l'échafaudage métallique devait présenter, conformément à l'emplacement des vérins, des appuis à l'intérieur (pour les vérins principaux sous l'entretoise) et des appuis à l'extérieur (pour les vérins sous les âmes en dehors des fissures), ainsi qu'une plate-forme d'appui des vérins massive et suffisamment large afin que les vérins, lors du processus de levage, puissent être légèrement déplacés après chaque levage (en vue du centrage) en fonction des mouvements de la poutre.

- **Vérins de levage :** pour le soulèvement par étapes du tablier, quatre vérins furent disposés sur la plate-forme sous l'entretoise de chaque côté de la pile, et deux vérins furent disposés sous chaque âme en dehors des fissures. Sur les seize vérins au total, huit étaient actifs en même temps; des cales pouvaient être posées sur les vérins non chargés après chaque levage. La variation de la pente du tablier était compensée après chaque levage par des cales en forme de coin.

- **Élargissement des fissures béantes :** il était indispensable d'élargir les fissures béantes (dans la dalle de compression et dans les âmes jusque sous les câbles de précontrainte), d'une part pour éviter une imbrication des lèvres des fissures lors du processus de levage, et d'autre part pour obtenir un remplissage parfait avec un coulis après le levage.

- **Découpage de la pile :** après avoir serré les vérins de levage, la pile,

fixée par des vérins horizontaux dans l'évidement de la semelle, fut coupée sous la semelle et ramenée à force contrôlée sur un appui glissant préalablement installé jusqu'à la suppression des moments provenant de la déformation imposée.

- *Processus de levage* : dans la première phase, le tablier fut redressé jusqu'à ce que les vérins de gauche et de droite présentent la même pression. Dans la deuxième phase, on réalisa l'élévation progressive du tablier (avec la pile qui y était accrochée). Après chaque étape, les vérins devaient être centrés pour éviter que les cales posées successivement ne soient excentrées. Pour garantir la stabilité des piles de cale sur les vérins, la cale du bas (au-dessus de la tête des vérins) fut fixée au tablier par une console réglable.
- La fin de cette phase de soulèvement dépendait de la force des vérins respectivement des moments sur appui admissibles au-dessus des piles voisines. Le niveau prévu, correspondant à la fermeture théorique des fissures béantes, n'a pas pu être totalement atteint.
- *Bétonnage des fissures et renforcement du tablier* : après le bétonnage des fissures, on procéda au renforcement de la dalle de compression, de la dalle de chaussée et des âmes au-dessus de la pile J à l'intérieur du caisson. La liaison entre les anciens et les nouveaux éléments de section fut réalisée par un puissant goujonnage. Pour améliorer la qualité, une précontrainte extérieure centrale fut appliquée sur toute la longueur de poutre par quatre câbles de précontrainte de 2200 kN, disposés dans les angles du caisson. Ces câbles furent couplés près du renforcement mis en place, précontraints et ancrés près des entretoises aux extrémités.



Fig. 8. - Le pont reconstruit.

(Photo A. von Glutz.)

Deux câbles de précontrainte à 2200 kN supplémentaires, agissant dans la zone de couplage, complétèrent la précontrainte centrale dans la zone de renforcement.

- *Levage final* : le levage final devait faire retrouver sa position initiale à la poutre continue désormais rétablie. Cependant, la force de levage maximale ne devait occasionner aucun moment positif ni des tensions de traction dans la dalle inférieure du caisson au-dessus des piles voisines. Le niveau initial n'a toutefois pas pu être rétabli, en raison de la déformation par fluage ainsi que de l'allongement plastique de l'armature longitudinale en divers endroits de la dalle de chaussée et du

fait que certaines fissures fines ne pouvaient pas être totalement refermées (fig. 7).

- *Injection des fissures restantes* : à la fin du processus de levage, toutes les fissures résiduelles de plus de 0,2 mm furent soigneusement injectées.
- *Essai de charge* : pour l'essai de charge, on eut recours à six camions compacts à quatre essieux pesant 280 kN, sur chacune des travées J-K, H-J et G-H. Les flèches de la poutre ont été partout d'environ 10% inférieures aux valeurs calculées pour l'état non fissuré sur la base du module E mesuré. Cette différence vient probablement de la contribution de l'armature.



Fig. 9. - Le lit de la Reuss avant la construction du pont; vue vers l'aval.

- *Bétonnage de l'évidement dans la semelle de la pile* : on réalisa la liaison définitive de la pile avec la semelle par le bétonnage de l'évidement.
- *Travaux de finition* : étant donné que l'étanchéité du pont et le revêtement avaient eux aussi été fortement endommagés, il fallut remplacer le système étanchéité-revêtement, après assainissement des bords du pont, des têtes de consoles et des joints de dilatation.

Au début de ces ambitieux travaux de reconstruction, les priorités suivantes dans l'élaboration du projet de détail avaient été fixées :

- sécurité
- délais
- coût
- esthétique.

En outre, le niveau de sécurité original de la structure porteuse ne devait être diminué, même temporairement, pendant aucune phase des travaux. Depuis la pose des vérins jusqu'à la conclusion des travaux de levage, chaque opération s'est déroulée selon un scénario extrêmement précis, prévoyant les valeurs escomptées et les tolérances admises.

Le découpage de la pile (pose de l'appui, découpage de l'armature de traction, oxydage de la zone de compression) eut lieu du 26 au 29 avril. Après le redressement de la plateforme en tête de pile, les travaux de levage proprement dits commencèrent le 15 mai 1988.

Comme le montre le diagramme de levage, le béton du tablier, âgé d'environ 17 ans, présentait un potentiel de

fluage considérable lors de la réduction de l'état de contraintes élevées (sur les piles voisines $\sigma_c \approx 25 \text{ N/mm}^2$). Après chaque étape de levage, la compression des vérins diminuait d'environ 3% en un à deux jours.

Le niveau initial de la chaussée n'a pas pu être totalement atteint. La déformation résiduelle n'a cependant aucune influence sur le comportement de la structure porteuse. Elle peut être compensée pour l'essentiel par la mise à niveau du revêtement, de sorte qu'aucun préjudice ne demeurera tant sur le plan technique de la circulation que sur le plan visuel (fig. 8).

Conclusion

Il y a dix mille ans, la région de Wassen était un paysage de moraine. L'érosion a donné à la vallée sa forme actuelle. Cette érosion ne s'est cependant pas produite continuellement, mais par paliers, en particulier lors des grandes crues centennales. Des gravures du siècle dernier montrent que le cours de la Reuss ne s'est plus modifié ces cent cinquante dernières années. La photo de la figure 9, prise avant la construction du pont, permet (probablement) de reconnaître encore sur la rive gauche de la Reuss des restes de l'ancien sentier muletier du XVII^e siècle. Cela signifie que pendant plusieurs générations, il n'y avait plus eu d'érosion massive des berges. Il est donc compréhensible que ce danger n'ait pas pu être pressenti par des ingénieurs, pourtant fort bien informés de la situation dans la vallée de la Reuss.

Aujourd'hui, on construit à proximité du pont sur la Reuss une protection de rive comportant une paroi de pieux dimensionnée pour des crues atteignant un maximum deux fois plus élevé que celui de la crue de 1987, soit pour un événement qui ne se reproduit même pas tous les mille ans. En revanche, l'ouvrage lui-même a une durée d'utilisation qui ne dépasse guère un dixième de cette durée, d'autant que l'on peut escompter pendant cette période des progrès fondamentaux dans la technique des transports. Il peut sembler disproportionné de protéger des ouvrages contre des événements qui, selon toute vraisemblance, ne se présenteront pas pendant toute leur existence. Mais cela se justifie pleinement si la valeur utile du système est aussi élevée que c'est le cas pour l'autoroute du Saint-Gothard. Il n'est toutefois pas possible de prévoir une protection totale de tout le tracé contre les événements naturels tels que crues, avalanches, coulées et éboulements de rochers, cela pour une durée approchant de périodes quasi géologiques; une vallée alpine n'est pas stable.

Adresse de l'auteur :

Christian Menn, professeur Dr
EPF Zurich-Hönggerberg
8093 Zurich

Géologie – Géotechnique

La situation observée tout juste après la crue des 24/25 août 1987 posait deux questions de géologie et de géotechni-

PAR TONI SCHNEIDER,
UERIKON

que auxquelles il était urgent de trouver une réponse :

- quelle stabilité possèdent les talus très pentus affouillés (culée nord, mur de soutènement et viaduc de la route cantonale)?
- quelles possibilités de fondation existent pour la pile J mise à nu par les eaux?

Pour répondre à la première question, il a fallu faire appel aux expériences de construction antérieures le long de la N2 dans la vallée de la Reuss, puisque le temps manquait pour effectuer des enquêtes correspondantes. D'après ces expériences, il fallait escompter un angle de frottement φ de 35-40° pour les matériaux de moraine existants, les

éboulis de torrents et les remblais artificiels de matériaux locaux, composés généralement de graviers sableux avec des quantités variables de pierres et de blocs. En règle générale, ces matériaux possédant peu de composantes fines n'ont pas de véritable cohésion. La compacité rencontrée le plus souvent provoque cependant une cohésion apparente qui peut être supposée de l'ordre de grandeur de $c \sim 0,02 \text{ N/mm}^2$. Il découlait de ces hypothèses que :

- dans la zone de la culée nord aux fondations très profondes, la sécurité était aussi grande qu'auparavant,
- le mur de soutènement affouillé et le viaduc devaient être consolidés en priorité absolue.

Pour cette dernière tâche, la seule solution à peu près rapide et prometteuse de succès dans les circonstances données était une reprise en sous-œuvre par le biais de remblais, puisqu'on ne pouvait guère escompter que l'état critique, avec des talus de terrain

meubles parfois verticaux, se maintienne plus que quelques jours. Au prix d'efforts extrêmes, le remblai fut mis en place jusqu'à la fin de la semaine de la crue. Le danger de glissement de la route cantonale et d'endommagement du pont sur la Reuss à Wassen était ainsi écarté dans l'immédiat. La planification d'autres mesures complémentaires put alors être renvoyée à une phase ultérieure plus calme.

Pour évaluer les possibilités de fondation pour la pile J mise à nu par les eaux, affaissée et déviée, on disposait seulement d'une carte géologique de surface datant de l'époque de l'établissement du projet de pont. Il n'existait aucune autre information, notamment des résultats de sondages. C'est la raison pour laquelle, dès que la pile J a été consolidée par des remblais, on a tout d'abord procédé à trois forages de sondage carottés. Ceux-ci devaient fournir des renseignements sur la situation des fondations dans la zone de la reprise en sous-œuvre de la pile en question. Dans une deuxième étape, on a opéré quatre forages près des autres piles des deux côtés de la Reuss (fig. 1), dans la