

Ouvrages remarquables autres que ponts et bâtiments

Autor(en): **Delisle, Jean-Pierre**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **96 (1978)**

Heft 14

PDF erstellt am: **24.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-73662>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Ouvrages remarquables autres que ponts et bâtiments

par Jean-Pierre Delisle, Lausanne

La précontrainte est un principe de construction qui trouve d'intéressantes applications en dehors du domaine des ponts et des bâtiments. Nous allons brièvement décrire quelques

applications faites en Suisse entre les années 1974 et 1978 et qui peuvent être qualifiées de remarquables par leur originalité ou par la puissance des forces de précontrainte mises en jeu.

La première application concerne la *restauration* et la *consolidation* de l'église des Jésuites de Lucerne. Les deux applications suivantes se rapportent à des travaux *hydrauliques*: galerie sous-pression de l'aménagement pompage-turbinage de Grimsel-Oberaar et prise d'eau du Fieschertal. Les dernières ont trait à des travaux de *fondation* ou d'*excavation*: paroi moulée dans le sol, Rentenanstalt, Tessinerplatz, Zurich, tirants précontraints, Taillepied 8, Lutry, et stabilisation des talus amont du tronçon Alpnachstad-Delli de la RN 8.



Fig. 1. Vue de l'église. L'échafaudage de la tour sert à la préparation des niches et à la mise en tension des câbles
View of the church. The scaffolding is used to prepare the niches and to stress the cables

Consolidation de l'église des Jésuites de Lucerne

Les tours de l'église des Jésuites de Lucerne (fig. 1) ont été construites en 1893, 230 ans après la construction de l'église proprement dite, sans que les fondations existant alors aient été renforcées. Le sol est constitué sur une profondeur de 20 mètres par des dépôts lacustres limoneux et argileux. Des tassements différentiels de 20 à 30 cm entre le chœur de l'église et les tours sont apparus. En 1966, les tours présentaient un *faux aplomb de 124 mm* et des *fissures s'étaient développées transversalement dans la voûte de l'église*. Des mesures de longue durée montrèrent que l'église continuait à s'allonger au sommet de la voûte à raison de 1,5 mm par année.

Pour arrêter le processus qui risquait d'entraîner la dégradation complète de l'édifice, l'ingénieur chargé de l'étude de la consolidation de l'église a eu recours à la technique de la précontrainte. La figure 2 montre schématiquement le principe de la consolidation. L'abside, avec ses murs massifs de 2 mètres, forme un « bloc d'ancrage » sur lequel s'appuient les trois niveaux de câbles A, B et C exerçant des forces horizontales de 70 tonnes et 50 tonnes destinées à lier les tours avec le reste de l'édifice et à modifier la répartition des pressions exercées par les tours sur le sol de fondation. Les câbles D, E et F ont pour fonction d'assurer le monolitisme des deux tours et de la façade frontale de l'édifice.

Les figures 3a et 3b montrent comment ont été disposés les câbles A, B et C. Le câble A a été placé dans le plancher d'une galerie latérale qui a été reconstruit en béton armé et qui joue dorénavant le rôle de raidissement et de contreventement des parois longitudinales de la nef. A l'emplacement de la tour, le câble A a été subdivisé en deux câbles de 35 tonnes pour ne pas obstruer un passage. Le câble C, qui est placé dans la nef au-dessus des murs, est prolongé dans l'abside par un câble disposé 1,80 mètre plus bas, de façon à ce qu'il prenne appui sur une masse suffisante de parois de l'abside. Autour de l'abside, les câbles sont situés dans des saignées taillées dans les murs de 2 mètres d'épaisseur.

Les câbles ont d'abord été mis en tension jusqu'à 30% de leur force nominale. Cette opération délicate a été suivie par de nombreux observateurs placés aux points critiques et chargés d'annoncer par radio toutes les observations faites. Une diminution de l'ouverture des fissures a été mesurée. Après la mise en tension et une période suffisante pour que les effets du fluage s'atténuent, le raccourcissement de la nef a été de 12 mm. Les derniers 70% de l'effort de précontrainte ont été appliqués 3 mois plus tard après que les fissures transversales de la voûte ont été obturées avec un mortier de remplissage très pastique composé de sable, de ciment et de chaux.

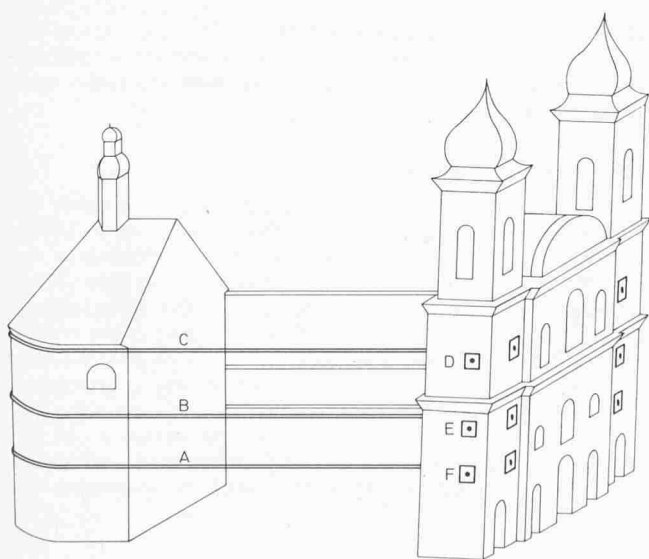


Fig. 2. Principe de la consolidation par câbles de précontrainte liant l'abside stable avec les tours qui s'inclinent
Consolidation principle using prestressed cables to join the stable apse to the inclining towers

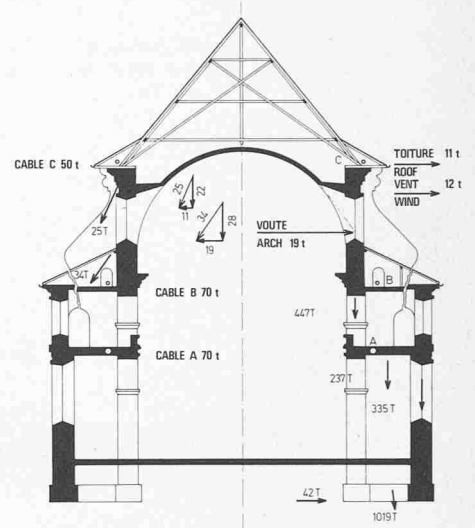
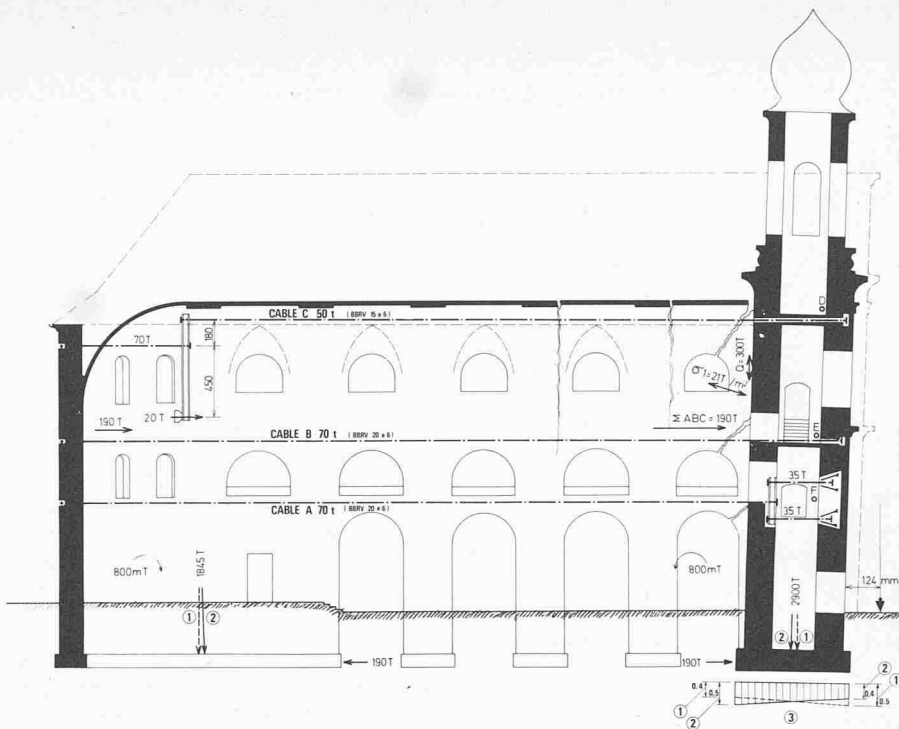
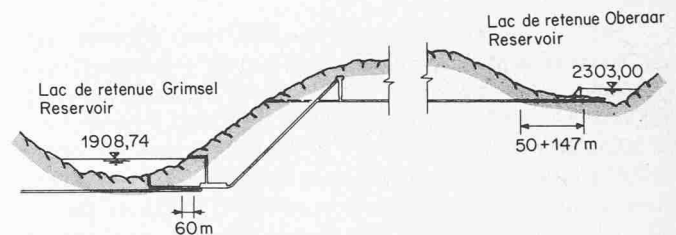


Fig. 3a. Coupe longitudinale schématique. Les efforts indiqués se rapportent à un demi-édifice. (L'inclinaison de la tour et les fissures ont été exagérées.) 1 avant précontrainte, 2 après précontrainte, 3 pression sur le col
Schematic longitudinal section. The forces indicated refer to a half-building. (The inclination of the tower and the cracks have been exaggerated.) 1 before prestressing, 2 after prestressing, 3 pressure on ground

Fig. 3b. Coupe transversale de la nef
Cross-section of the aisle

Maître de l'ouvrage: Kantonales Hochbauamt, Luzern
Owner
Architecte: M. Räber, Luzern
Architect
Ingénieur: Schubiger AG, Luzern
Engineer
Entrepreneurs: Stahlton AG, Zürich
Contractors
Stump Bohr AG, Zürich
Suter & Cie, Luzern



Galleries sous pression de l'aménagement de pompage-turbinage Oberaar-Grimsel

Dans le cadre de l'aménagement de pompage-turbinage de l'Oberaar-Grimsel, trois tronçons de galerie sous-pression devaient être blindés, les deux premiers, soumis à une pression intérieure de 7,5 bars, à cause de l'absence d'une couverture de rocher suffisante (tronçons A de la fig. 4a «Druckstollen Aare»), le troisième, soumis à une pression intérieure de 15 bars, à cause de la proximité immédiate d'une galerie d'accès et d'une galerie pour câbles (tronçon B de la fig. 4a «Unterwasserstollen Grimsel»).

Une solution en béton précontraint par câbles tendus depuis l'intérieur des galeries a été préférée à un blindage en tôle d'acier, car elle était environ 10% meilleur marché, tout en présentant les avantages techniques suivants par rapport au blindage:

- absence de danger de flambage du blindage lorsque les galeries ne sont pas sous pression;
- travaux d'entretien fortement réduits par suite de l'absence de mesures de protection à prendre contre la corrosion;
- section réduite de la fenêtre d'accès.

Les sections type des tronçons A et B sont représentées aux figures 4b et 4c. Le revêtement en béton est précontraint par des câbles décrivant un cercle entier et mis en tension depuis l'intérieur de la galerie à l'aide d'ancrages intermédiaires

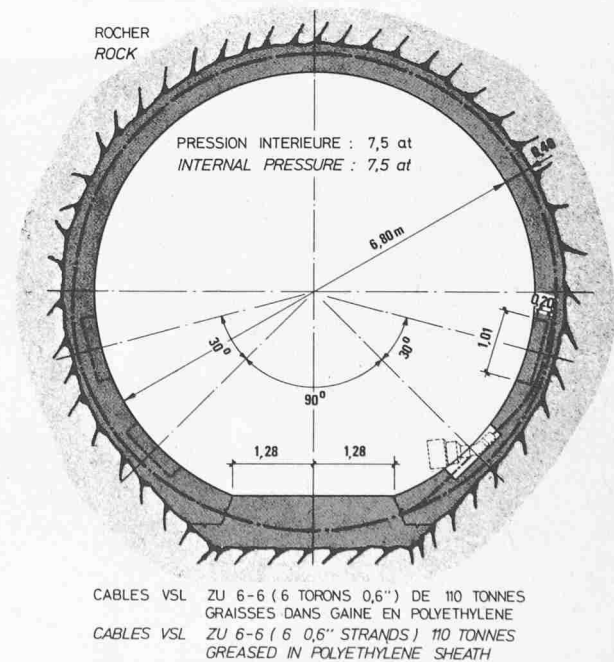


Fig. 4b. Section type tronçons A
Typical cross-section A

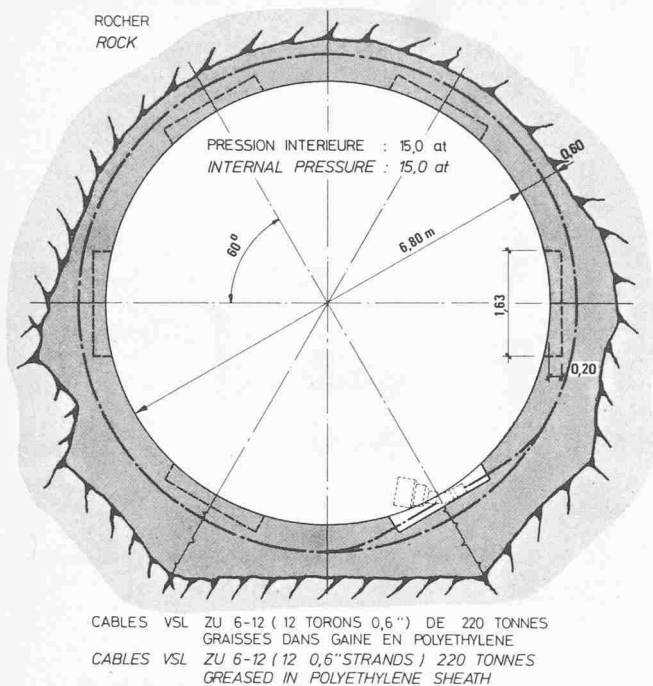


Fig. 4c. Section type tronçon B
Typical cross-section B

disposés dans des niches de 20 cm de profondeur. La section de la galerie reste libre et le profil hydraulique n'est pas perturbé.

Dans le cas des tronçons A, les câbles sont disposés tous les 24 cm et sont du type VSL ZU 6-6 de 110 tonnes, soit 6 torons de 0,6", graissés et placés chacun dans une gaine en polyéthylène. Dans le tronçon B, les câbles sont disposés tous les 20 cm et sont du type VSL ZU 6-12 de 220 tonnes, 12 torons de 0,6" graissés et placés chacun dans une gaine en polyéthylène. Pour compenser les moments parasites produits par le câblage légèrement excentrique dans le domaine des niches et pour ne pas trop affaiblir localement la section, les niches sont décalées. Pour les tronçons A, quatre positions de niches dans la moitié inférieure de la galerie sont suffisantes, alors que pour la tronçon B, il a fallu utiliser six positions de niches réparties

sur l'ensemble de la section. Les figures 5 à 7 montrent diverses phases d'exécution des travaux.

Maitre de l'ouvrage: Kraftwerke Oberhasli AG,
Owner Innertkirchen

Ingénieur: Ingenieurunternehmung AG, Bern
Engineer

Entreprises: Tronçon A: ARGE Kessiturm -
Contractors Section A

Grimsel
(Losinger AG, Prader AG,
Locher AG, Murer AG,
Reifler + Guggisberg AG)

Tronçon B: ARGE Zentrale Grimsel
Section B
(Schmalz AG, Frutiger
Söhne AG, Stamm AG,
Sulzer AG, Maurer AG)

Prise d'eau du Fieschertal

Dans le cadre de l'aménagement hydro-électrique du Fieschertal, il a fallu construire une prise d'eau encaissée entre deux parois de rocher à une altitude de 1640 m environ à proximité du glacier de Fiesch.

Comme le sol sur lequel repose le barrage de prise d'eau est instable parce qu'il contient des lentilles de glace (fig. 8a), il a été prévu de faire travailler l'ouvrage comme une poutre simple reposant à ses deux extrémités sur des assises taillées dans la roche et dont l'appui de la rive gauche est ancré dans le rocher au moyen de 10 tirants BBRV de 247 tonnes (54 \varnothing 7) d'une longueur moyenne de 26 m. Pour pouvoir se supporter lui-même ainsi qu'un certain poids de glace en cas de ravinement du glacier, l'ouvrage a été précontraint au moyen de 113 câbles BBRV de 240 tonnes (52 \varnothing 7) de 33 m de longueur environ (fig. 8 à 10).

Maitre de l'ouvrage: Gommerkraftwerke AG
Owner

Ingénieurs: Indicosa SA, Neuchâtel
Engineers Forces Motrices Neuchâteloises SA

Entrepreneurs: Imboden-Walpen, Viège
Contractors Stahlton SA, Lausanne
SIF Groutbor, Lausanne

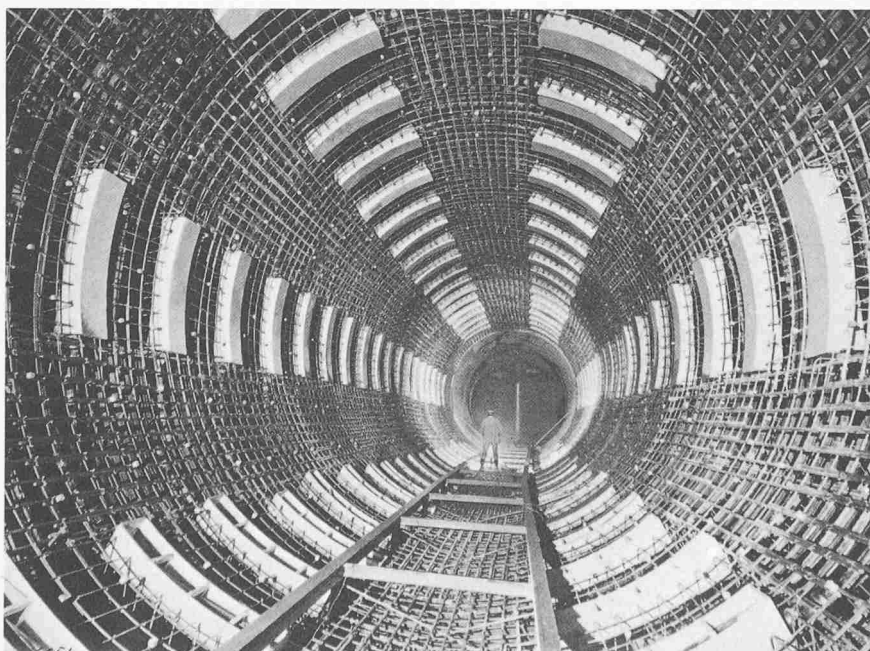


Fig. 5. Tronçon B après pose des armatures précontraintes et non précontraintes
Section B after the placing of the prestressed and conventional reinforcement



Fig. 6. Tronçon A après bétonnage
Section A after concreting

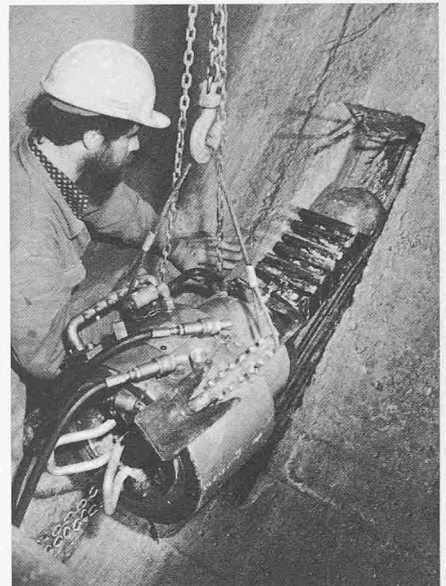


Fig. 7. Mise en tension des câbles
Stressing of the cables

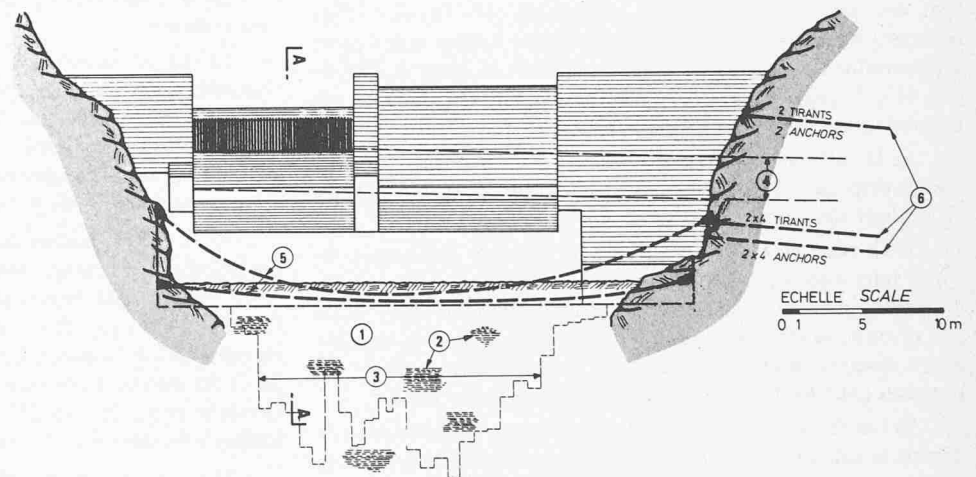


Fig. 8a. Elevation. 1 Moraine glaciaire avec gros blocs isolés et couches de glace. 2 Lentilles de glace. 3 Rideau de palplanche. 4 Prise d'eau. 5 113 câbles de précontrainte BBRV de 240 tonnes ($52\phi 7$). 6 10 tirants précontraints en roches BBRV de 247 tonnes ($54\phi 7$). 7 Trous de dissipation sous-pressions
Elevation. 1 Till with some boulders and ice layers. 2 Ice lenses. 3 Sheet pile cut-off. 4 Water intake. 5 113 BBRV 240 tonnes ($52\phi 7$) prestressing cables. 6 10 BBRV 247 tonnes ($54\phi 7$) prestressing rock anchors. 7 Pressure reliefholes

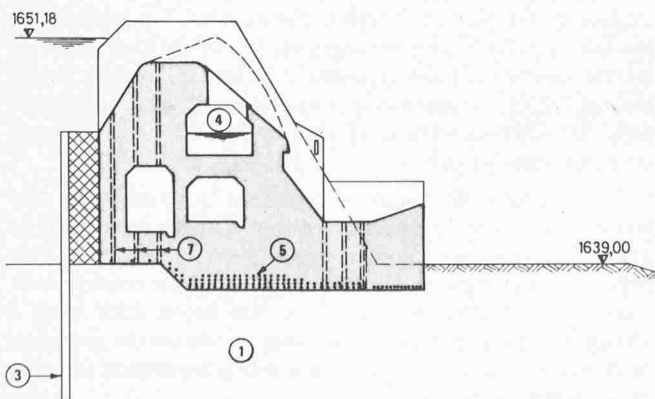


Bild 8b. Section A-A
Section A-A

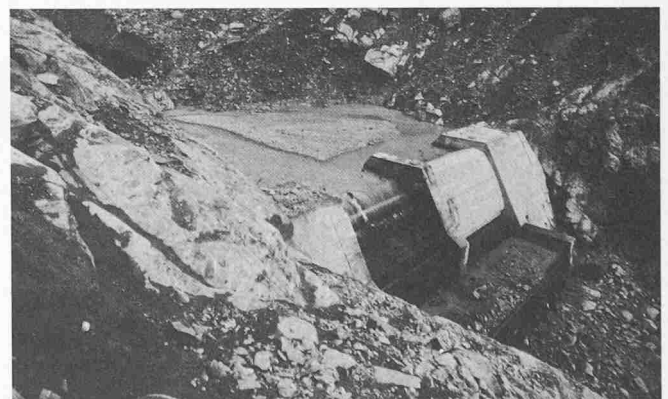


Fig. 9. Vue de l'ouvrage terminé
View of the completed structure

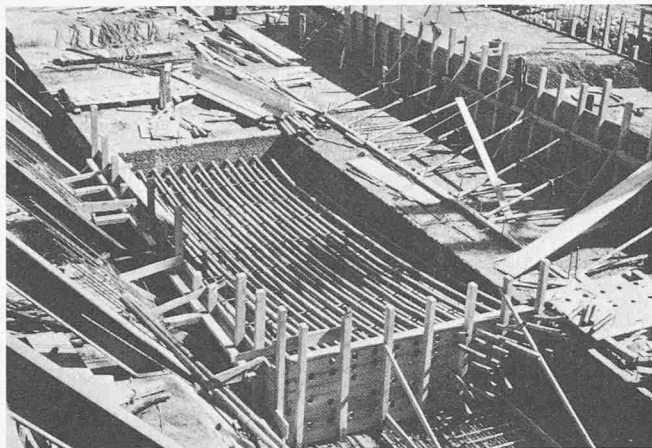


Fig. 10. Ouvrage en cours de construction
Structure during building

Paroi moulée dans le sol précontrainte Rentenanstalt, Tessinerplatz, Zurich

La protection de fouilles par parois moulées dans le sol et ancrées au moyen de tirants précontraints est un procédé de construction permettant une excavation aisée en absence de tout étayage interne. Pour la réalisation des fouilles d'un bâtiment à quatre sous-sols dans une zone à forte circulation à proximité de la gare de chemin de fer de Enge à Zurich (fig. 11), l'ingénieur a utilisé une paroi moulée dans le sol précontrainte pour les raisons suivantes:

a) Il suffit d'utiliser une seule rangée de tirants précontraints disposés à la tête de la paroi, car la précontrainte permet de réaliser des «portées entre appuis» plus grandes.

Il en résulte que l'excavation peut avancer de façon continue sans interruption nécessitée par l'installation et la mise en tension de tirants de rangées intermédiaires. En outre, si de tels tirants avaient été nécessaires, ils auraient dû être installés à des niveaux inférieurs à celui de la nappe c'est-à-dire sous pression avec toutes les difficultés que cela comporte.

b) Les forces de précontrainte appliquent la paroi moulée contre le sol. Les mouvements du sol dans les zones voisines de l'excavation sont de ce fait réduits à un minimum.

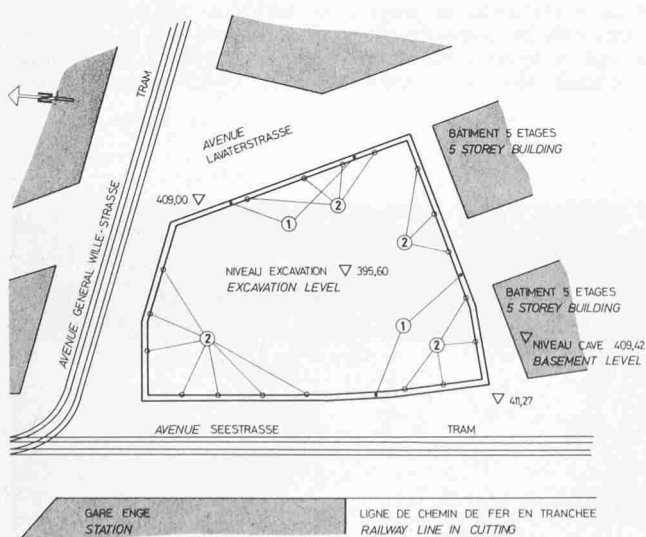


Fig. 11a. Plan de situation. 1 Deflectomètres et mesures des forces dans les tirants. 2 Repères de triangulation
Site plan. 1 Slopometers and anchored forces monitored. 2 Precision theodolite survey points

c) Le poids réduit des cages d'armatures simplifie les opérations de levage et de mise en place des cages.

Les 4 à 5 mètres supérieurs de sol formés de couches molles diverses remaniées recouvrent des couches d'argile, sable et gravier silicieux. A partir du niveau prévu pour le radier de fondation et en dessous, ces couches sont compactes. Le niveau de la nappe phréatique se situe entre 2,50 et 3,50 mètres au-dessous du niveau naturel du sol.

La paroi moulée a 80 cm d'épaisseur. Sa longueur totale mesurée le long du périmètre de la construction est de 213 mètres. Elle est composée de 4 éléments d'angle et 61 éléments linéaires de 2,75 à 3,70 mètres de longueur et de 19,00 à 22,00 mètres de profondeur.

Tous les éléments, sauf ceux d'angle, sont précontraints verticalement au moyen de câbles de précontrainte BBRV d'une capacité de 240 et 250 tonnes par câble (valeur nominale correspondant à 70% de la force de rupture). Deux câbles ont été placés dans chaque élément en formant une paire de «U» (fig. 11b), ce qui donne en fait quatre câbles par élément avec quatre têtes d'ancrage mobile à la tête de la paroi.

Le profil du câble a été calculé de façon à contrebalancer les moments de flexion produits dans la paroi par la pression des terres, par l'eau et les surcharges. La position des câbles est fixée par des étriers support de câble horizontaux. En outre, tous les éléments sont encore armés avec des armatures conventionnelles.

La partie supérieure du béton coulé sous boue a été éliminée jusqu'à ce que la présence de béton sain ait été établie. Il a fallu en général éliminer une couche de 20 à 30 cm d'épaisseur de béton contaminé ou de mauvaise qualité. Une poutre de tête en béton armé conventionnel enrobant les têtes d'ancrage et liant les éléments de parois entre eux a ensuite été bétonnée.

La paroi est ancrée dans le sol au moyen de tirants précontraints type Stump Bohr Duplex placés à un niveau situé entre 2,50 et 4,00 mètres du sol naturel et mis en tension de façon à créer des efforts compris entre 50 et 70 tonnes par mètre courant de paroi. La longueur de ces tirants varie entre 20 et 30 mètres et ils sont inclinés vers le bas avec un angle compris entre 20° et 35° par rapport à l'horizontale. Ces tirants sont détendus et démontés à la fin des travaux.

Des tirants précontraints verticaux type Stump Bohr Duplex ont également été utilisés pour équilibrer les sous-pressions hydrostatiques dans les zones où le poids des constructions est insuffisant. Au total, 64 tirants ont été utilisés à cet effet.

Les cages d'armatures précontraintes et non précontraintes ont été assemblées pour les premiers éléments sur le chantier même. Pendant le stockage, la manutention des câbles et le montage des cages, de nombreuses gaines ont été endommagées et ont dû être réparées. Par la suite, il a semblé préférable de préfabriquer les cages en-dehors du chantier et de les transporter sur place au moment de leur utilisation. Toutes les cages ont été soigneusement inspectées par un représentant de la direction des travaux. Il n'y a eu aucun bouchon de boue ou de béton dans les câbles.

La manque de rigidité des cages a posé quelques problèmes. Un poteau en bois de 25 cm de diamètre a été placé au milieu des cages pour leur conférer une certaine raideur. Après pose de la cage dans la tranchée, le poteau était retiré et remplacé par un tube de bétonnage. Le béton était dosé à 350 kg/m³ de CP, il avait un diamètre maximum des granulats de 20 mm et donnait une résistance à la compression sur cube de 30 N/mm² à 28 jours.

Des armatures en forme d'épingles ont été disposées tout autour des boucles des câbles au bas des cages pour reprendre

Fig. 11b (gauche). Elevation
Elevation

Fig. 11c (droite). Coupe
Section

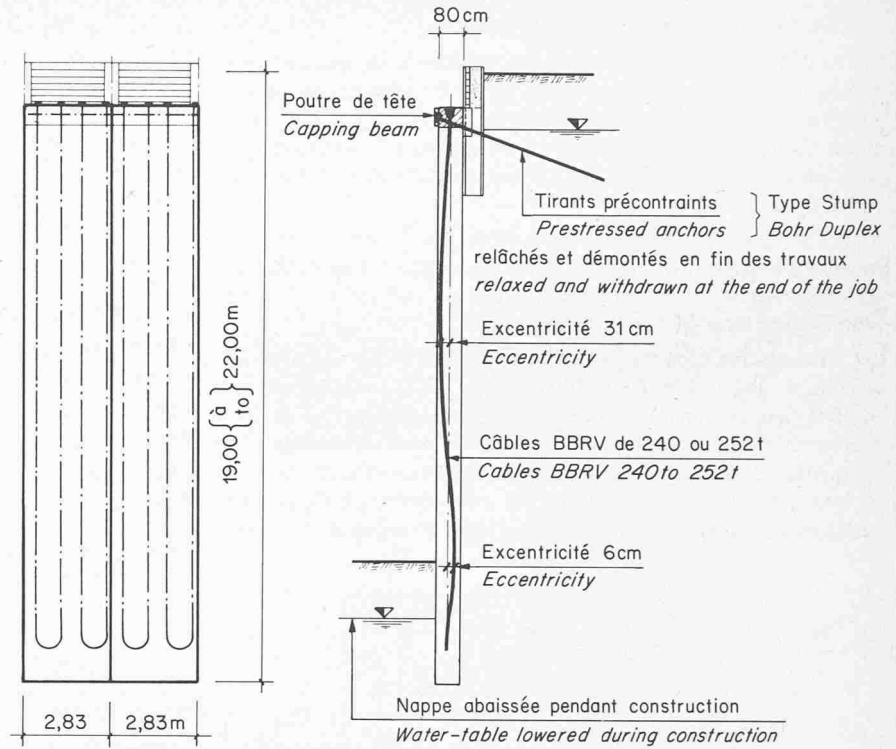


Fig. 12. Rentenanstalt Zürich. Mise en place
d'une cage d'armatures complète avec câbles
de précontrainte
Reinforced cage complete with prestressing
cables being lowered into position

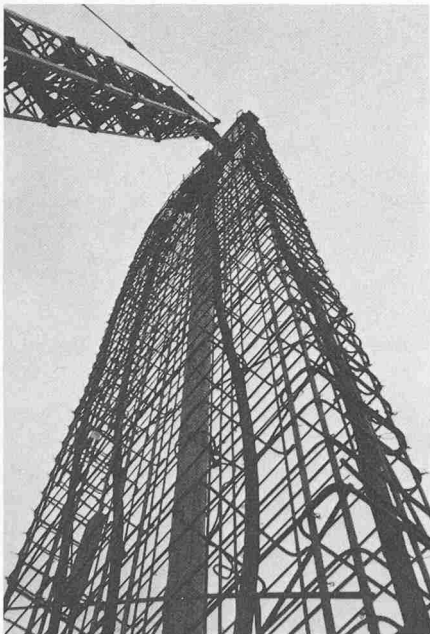
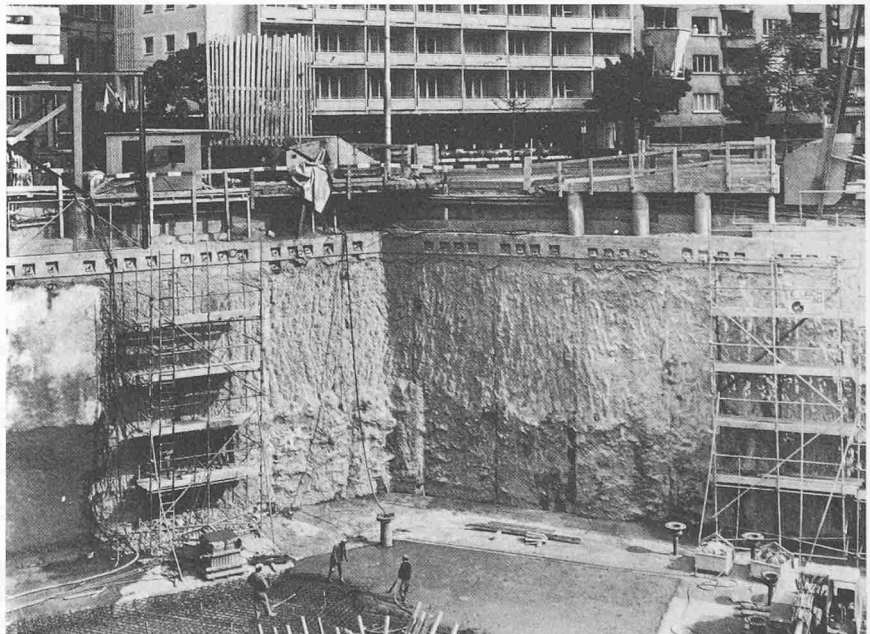


Fig. 13. Rentenanstalt Zürich. Vue partielle de l'excavation
Partial view of the excavation



les efforts de déviation des câbles susceptibles de provoquer un fendage de la paroi. Aucune fissuration du béton, ni mouvements anormaux des câbles n'ont été observés lors de la mise en tension.

Pendant toute la durée du chantier, les mouvements des parois moulées ont été surveillés par triangulation et par mesures de déflexion en quatre points, avec contrôle des efforts dans deux tirants adjacents aux points de mesure des déflexions (voir fig. 11a).

Maître de l'ouvrage: Rentenanstalt, Zurich
Owner

Ingénieur: Guzzi AG, Zurich
Engineer

Entreprises: Walo Bertschinger, Zurich
ICOS SA, Lugano
Stahlton AG, Zurich
Stump Bohr AG, Zurich
Contractors

Tirants précontraints, Taillepied 8, Lutry

Pour ramener la stabilité du versant à ce qu'elle était avant l'excavation d'une fouille pour la construction d'un bâtiment à l'aval de la ligne de chemin de fer du Simplon, il a fallu stabiliser le talus avec des tirants précontraints exerçant une force totale moyenne de 105 tonnes par mètre linéaire de talus (voir fig. 14).

Cet ouvrage présente un intérêt par la puissance des tirants mis en jeu. Il n'est, en effet, pas courant d'exécuter des tirants permanents en terrain meuble de 245 tonnes (valeur correspondant à 70% de la rupture).

Les tirants sont formés de 11 barres de \varnothing 12 mm pour les tirants de 145 tonnes et de 20 barres de \varnothing 12 mm pour les tirants de 245 tonnes; ils sont munis d'un tube à manchettes central permettant des injections répétées de la zone d'ancrage. Le diamètre des tirants de 145 tonnes est de 110 mm lors de la pose et ceux de 245 tonnes de 120 mm. Il a été nécessaire d'effectuer de trois à quatre injections pour parvenir à mobiliser les résis-

tances requises dans la zone de scellement. Un ciment spécial à haute résistance initiale a été utilisé pour ces injections en vue de raccourcir les délais d'attente entre les diverses injections et les étapes d'excavation.

Malgré les dimensions des plaques d'appui ($2,50 \times 4,00$ m pour la première rangée de tirants et $2,50 \times 2,80$ m pour la troisième, voir fig. 15), des tassements élevés se sont produits, de l'ordre de plusieurs centimètres, lors de la mise en tension. Il a fallu retendre les câbles à plusieurs reprises pour compenser les pertes causées par le tassement et le fluage du terrain sous les blocs d'appui des tirants.

Maître de l'ouvrage: SI Résidence, Taillepied

Owner

Ingénieur: HB de Cérenville, Lausanne

Engineer

Entrepreneurs: Caperonis SA et Luini SA

Contractors: Stump Sondages SA, Etagnières
Stahlton SA, Lausanne

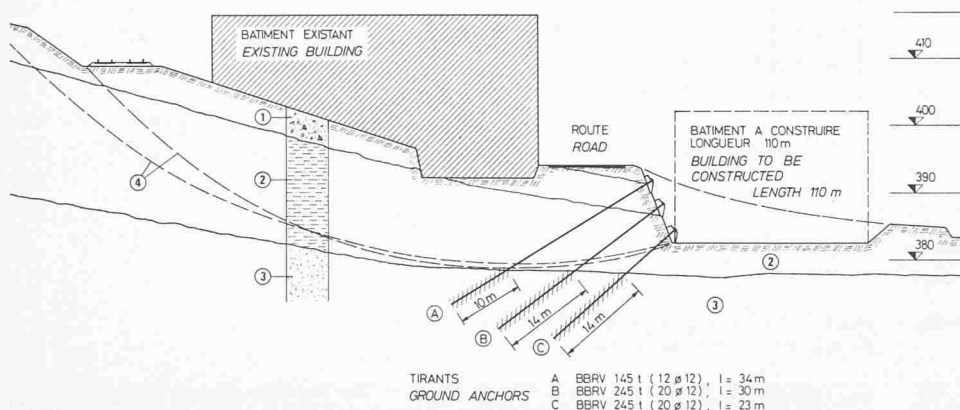
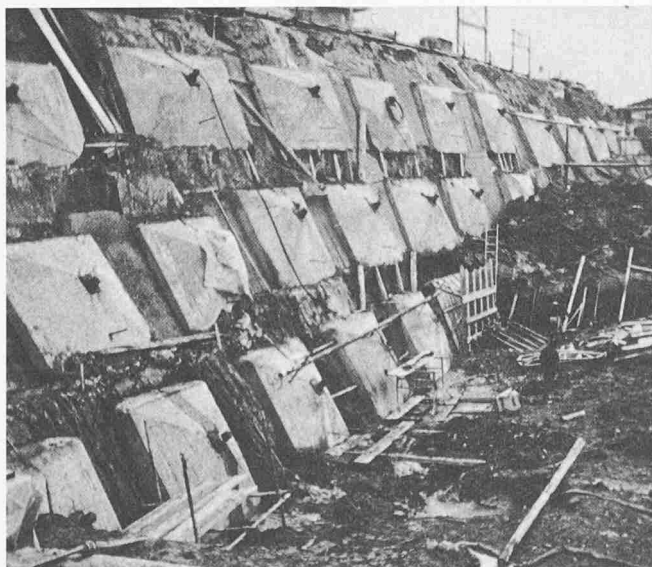


Fig. 14. Coupe schématique dans la zone la plus profonde. 1 Eluvions. 2 Ancien glissement; masse glissée composée de marnes et grès altérés avec paquets de moraine et nombreuses surfaces lustrées. Caractéristiques très variables de $\psi_u = 4^\circ$, $c_u = 0,050$ N/mm², $\psi_u = 16^\circ$, $c_u = 0,016$ N/mm², à $\psi_u = 34^\circ$, $c_u = 0,004$ N/mm². 3 Sables lacustres compacts. 4 Surfaces de glissement théoriques les plus dangereuses

Simplified section in the area of deepest excavation. 1 Eluvium. 2 Old landslide consisting of a mixture of marl and weathered sandstones with some moraine and many lusterous surfaces. Variable characteristics from $\psi_u = 4^\circ$, $c_u = 0,050$ N/mm², $\psi_u = 16^\circ$, $c_u = 0,016$ N/mm² to $\psi_u = 34^\circ$, $c_u = 0,004$ N/mm². 3 Dense lake sands. 4 Theoretically most dangerous slide curves

Fig. 15. Vue du chantier
View of the site



Stabilisation des talus amont du tronçon Alpnachstad-Delli de la RN 8

Sur le tronçon de la route nationale N8 situé entre Alpnachstad et Delli (Obwald) s'est posé le problème de la disposition de trois voies de communication parallèles le long du lac: la nouvelle autoroute, la ligne existante de chemin de fer CFF à voie unique du Brünig et l'ancienne route locale. Comme l'espace disponible entre le lac et le versant était par endroits insuffisant et la pente du versant trop rapide pour envisager un comblement du lac, il a été prévu d'entailler le versant amont. Des glissements de terrain s'étant déclenchés quelque temps après le début des travaux, il a fallu stabiliser le versant amont sur plusieurs tronçons.

Pour assurer la stabilité du talus amont incliné à 60° , on a utilisé un système de mur de soutènement discontinu formé d'éléments de plaque appliqués contre le terrain par des tirants précontraints ancrés en profondeur dans le rocher stable (voir fig. 16 et 17). Cette méthode était la plus favorable du point de vue économique et la plus satisfaisante du point de vue esthétique.

Les travaux de consolidation effectués dans les zones de glissement potentiel ont été effectués par étape de haut en bas

et en ne poursuivant les excavations que lorsque les tirants de la rangée d'éléments immédiatement supérieurs étaient tendus. Le déroulement des travaux était le suivant (fig. 18 et 19):

- Excavation à la main à l'emplacement de l'élément.
- Bétonnage sur place dans des coffrages verticaux des éléments de plaques en béton armé (de 5,00 × 5,00 m ou

5,00 × 6,50 m selon les lots) avec trompettes et niches pour les tirants.

- Basculement des éléments contre le talus.
- Remplissage de l'espace entre le sol et l'élément avec du béton caverneux filtrant, l'élément en béton armé jouant le rôle de coffrage.

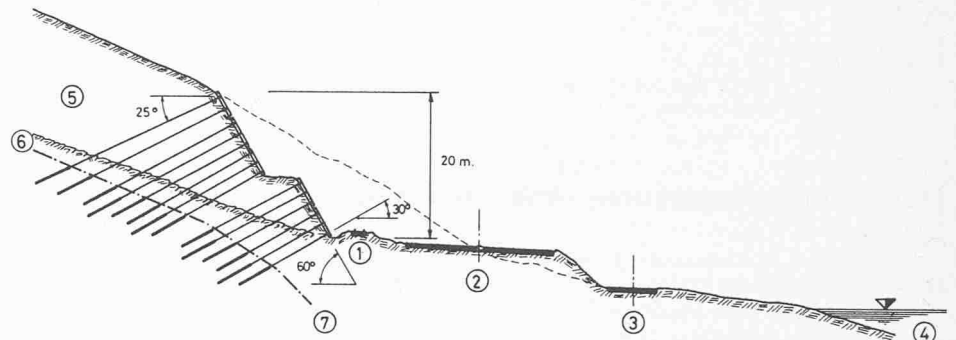


Fig. 16. Coupe schématique. 1 Voie de chemin de fer CFF. 2 Autoroute N 8. 3 Route locale. 4 Lac d'Alpnachstad. 5 Eboulis. 6 Rocher. 7 Limite fixée pour le début de la zone d'ancrage des tirants

Schematic cross-section. 1 Railway line. 2 Highway N 8. 3 Local road. 4 Alpnachstad lake. 5 Detritus. 6 Rock. 7 Limit fixed for the beginning of the anchoring length of the anchors

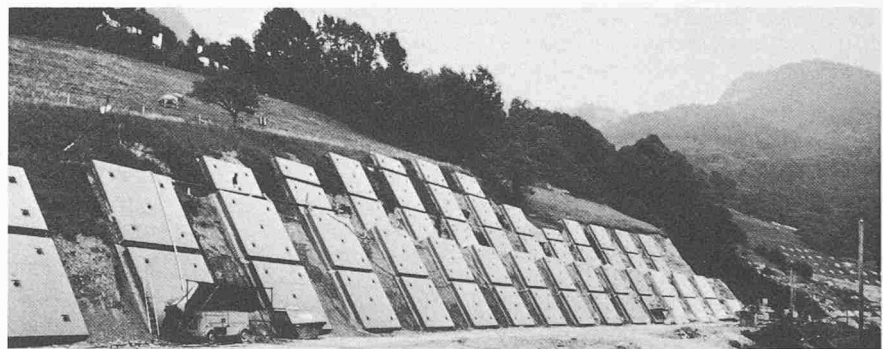


Fig. 17. Vue générale du Lot Bachmattli
Detail of the Bachmattli lot

Fig. 18. Détail du Lot Bachmattli
Detail of the Bachmattli lot

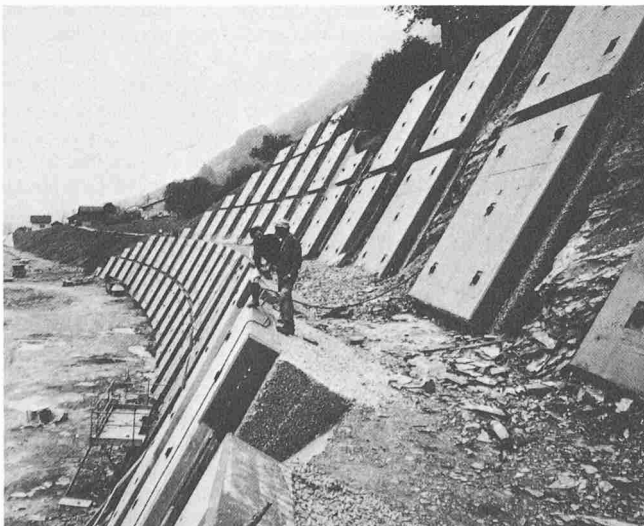
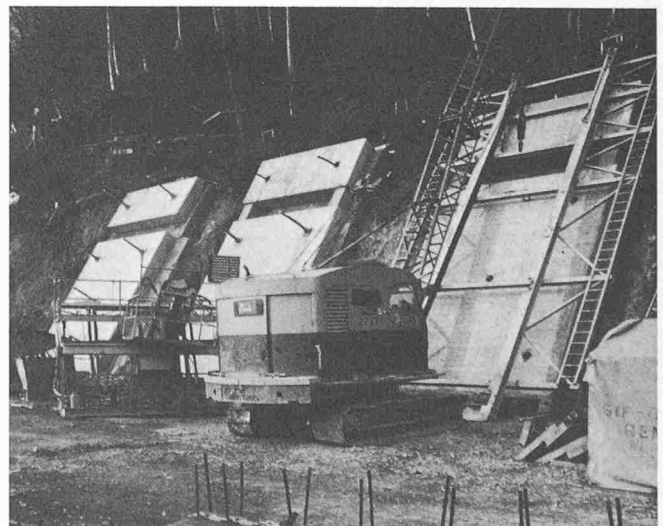


Fig. 19. Détail du Lot Delli
Detail of the Deli lot



- Exécution du forage.
- Mise en place et scellement du tirant.
- Mise en tension du tirant.

Les tirants précontraints sont permanents et doivent pouvoir être contrôlés, retendus ou complètement relâchés en tout temps. En plus, ils doivent pouvoir s'adapter à des mouvements du terrain de quelques centimètres sans que la protection contre la corrosion des tirants soit endommagée. Les tirants BBRV type GK contrôlable de 145 tonnes utilisés au nombre de 308 pour le Lot Bachmattli et les tirants VSL type TMD 5-12 de 125, 90 et 72 tonnes utilisés au nombre de 151 pour le Lot Delli répondaient aux exigences imposées.

Maître de l'ouvrage:	Baudepartement des Kantons Obwalden
Owner	Obwalden
Ingénieur:	Werffeli et Winkler, Sarnen
Engineer	
Entreprises:	Bürgi AG, Alpnach
Contractors	Lot Bachmattli
	Stahlton AG, Zürich
	Stump Bohr AG, Zürich
	Lot Delli
	Spannbeton AG, Lyssach
	SIF-Groutbor, Lausanne

Outstanding structures other than bridges and buildings

Prestressing is a construction principle that finds interesting applications outside the field of bridges and buildings. We are going to rapidly describe some applications made in Switzerland between 1974 and 1978, applications that can be qualified as outstanding either by their originality or by the high level of the prestressing forces involved.

The first application concerns the *restoration and the consolidation* of the Jesuit church in Lucerne. The following two applications refer to *hydraulic constructions*: the pressure gallery of the Grimsel-Oberaar hydro-electric scheme and the Fieschertal water intake. The last ones are connected with *foundations and excavations*: the concrete in situ diaphragm wall, Rentenanstalt, Tessinerplatz, Zurich, the prestressed anchors, Taillepiep 8, Lutry and the embankment stabilization on the RN8 near Alpnachstad.

Consolidation of the Jesuit Church in Lucerne

The towers of the Jesuit church in Lucerne (figure 1) were built in 1893, 230 years after the construction of the church itself, without the then existing foundations being strengthened. The subsoil consists, to a depth of 20 metres, of silt and clay lake deposits. Differential subsidences of 20 to 30 cm occurred between the choir of the church and the towers. In 1966 the towers were 124 mm out of plumb and transversal cracks had developed in the roof of the church. Long term measurements showed that the church was continuing to lengthen, at the top of the arch of the roof, by 1.5 mm a year.

To stop the process that was likely to lead to the complete destruction of the building, the engineer in charge of the consolidation of the church used the prestressing technique. Figure 2 shows schematically the consolidation principle. The apse, with its massive 2 metre walls, forms an "anchor block" for the three levels of cables A, B and C which exert horizontal forces, of 70 tonnes and 50 tonnes, designed to join the towers to the rest of the building and to modify the pressure distribution exerted by the towers on the foundations. Cables D, E and F hold the two towers and the front wall of the building together.

Figures 3a and 3b show the arrangement of the cables A, B and C. Cable A is placed in the floor of a lateral gallery which has been rebuilt in reinforced concrete and acts as stiffening and bracing for the longitudinal walls of the aisle. As cable A reaches the tower it is divided into two 35 tonne cables to avoid obstructing a passage. Cable C, situated in the aisle above the walls, is continued in the apse by a cable placed 1.8 metres lower so as to be able to bear against a sufficient mass of the apse wall. Around the apse the cables are placed in grooves cut in the 2 metre thick walls.

The cables were first stressed to 30% of their nominal force. This delicate operation was followed by numerous observers situated at the critical points and whose job it was to pass on all their observations by radio. A diminution of the opening of the cracks was measured. After the stressing and a sufficient lapse of time for the creep effects to diminish, the shortening of the aisle was of 12 mm. The final 70% of the prestressing force was applied 3 months later after the transversal cracks in the arch had been filled in with a very plastic mortar composed of sand, cement and lime.

Pressure galleries of the Oberaar-Grimsel hydro-electric scheme

Three sections of the pressure gallery of the Oberaar-Grimsel hydro-electric scheme had to be armoured: the first two, under an inner pressure of 7.5 bars, due to an insufficient rock coverage (section A of figure 4a "Druckstollen Aare") and the third one, under an inner pressure of 15 bars, due to the close proximity of an access gallery and a cable gallery (section B of figure 4a "Unterwasserstollen Grimsel").

A solution in prestressed concrete with cables stressed from the inside of the gallery, was preferred to steel plating because, as well as being 10% cheaper, it presented, compared to steel plating, the following advantages:

- absence of the danger of buckling of the armour when the galleries are not under pressure;
- maintenance is greatly reduced as there is no need for a protection against corrosion;
- reduced section of the access gallery.

The typical cross-sections A and B are represented in figures 4b and 4c. The concrete lining is prestressed by cables describing a full circle and stressed from the inside by means of intermediate anchors placed in 20 cm deep niches. The section of the gallery is free and the hydraulic profile is undisturbed.

In the case of the A sections the cables are placed every 24 cm; they are 110 tonne VSL ZU 6-6 cables composed of six 0.6" strands, greased and each placed in a polyethylene sheath. To compensate for the secondary moments introduced by the slight eccentricity of the cables in the region of the niches, and to avoid over weakening the cross-section the niches are staggered. For the A sections four different positions for the niches in the lower half of the gallery are sufficient, whereas for section B six positions spread around the entire section were necessary. Figures 5 to 7 show different stages of construction.

Fieschertal water intake

In the case of the Fieschertal hydro-electric scheme the water intake had to be built between two rock faces at an altitude of about 1640 m close to the Fiesch glacier.

As the subsoil on which the water intake dam rests is unstable due to the presence of ice lenses (fig. 8a), it was decided to design the structure as a simply-supported beam resting at both ends on supports cut out of the rock. The left bank end is anchored in the rock by means of 10 BBRV 247 tonnes (54 \varnothing 7) ties of an average length of 26 m. So as to be able to support itself as well as a certain weight of ice in case of a readvancing of the glacier, the structure has been prestressed by 113 BBRV 240 tonnes (52 \varnothing 7) cables of about 33 m long (fig. 8a-10).

Prestressed concrete wall Rentenanstalt, Tessinerplatz, Zurich

The protection of excavations by means of concrete diaphragm walls anchored by prestressed ties is a construction procedure that enables an easy excavation due to the absence of internal shoring. To carry out the foundations of a building, with four stories below ground level, in an area of heavy traffic near the Enge railway station in Zurich (fig. 11), the engineer used a prestressed diaphragm wall. In this case prestressing has the following advantages: