

INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

Expériences géotechniques acquises au cours de la construction des aménagements hydro-électriques du Löntsch, de l'Etzel, de Rapperswil-Auenstein et de Wildegg-Brugg

Geotechnical Experience Gained During the Construction of the Hydroelectric Plants at Löntsch, Etzel, Rapperswil-Auenstein and Wildegg-Brugg

par G. GYSEL, ingénieur en chef des Forces Motrices du Nord-Est de la Suisse S. A. Baden, Suisse

Summary

The Löntsch power plant derives its storage capacity from the damming of a natural lake, the lake of Klöntal. On account of the fact that the rock foundation at the downstream end of the lake is overlain by large masses of landslide material, the damming up required an earth dam of a maximum height of 21 metres which was built in the years 1908/10. The dam was constructed with an impervious clay core. Between 1910 and 1953 the total settlement of the dam crest amounted to a maximum of 1.05 metre. The landslide breccia of the dam foundation, into which the clay core has been lowered, is not entirely impervious and seepage water has therefore been emerging at several points below the dam, right from the beginning. The total quantity of seepage water varies between 100 and 600 litres per second depending on the storage water level.

In order to create the lake of Sihl the storage reservoir for the Etzel hydroelectric plant built in 1932/37, it was necessary to fill in the deepest depression in the natural blocking of the valley—which consists of moraines—by means of an earth dam of a maximum height of 15 metres. The dam was constructed with an impervious clay core from a very compact ground moraine. As the surface of the morainic dam foundation was interspersed with lenses of water-bearing gravel, it was necessary to lower the dam core into the underlying impervious moraine. The subsidence of the dam foundation amounted to a maximum of 0.29 metre over the period 1936 to 1953, while the dam body itself has hardly settled any further since its completion. The two viaducts built across the lake of Sihl rest on wooden pile foundations which float in the loamy lake bottom as friction piles. Loading tests revealed that the skin friction of the piles varies only slightly with the length of the pile. The observed skin friction varies between 2.8 and 5.8 tons/m². Under the overload caused by the water of the lake of Sihl, all foundations settled, at the Willerzell viaduct up to a maximum of 50 mm, and at the Steinbach viaduct up to a maximum of 114 mm. The settlements fluctuate according to the annual rise and fall in the storage water level.

The impounded area of the hydro-electric plant at Rapperswil-Auenstein, which was built in 1942/45 is bounded along the right river bank by a gravel embankment 4–8 m in height. The following protections were provided for the sealing off of this embankment against seepage: In the downstream part of the impounded area a

clay facing of loess clay 0.50 m thick was constructed on the embankment slope, and the gravelly subsoil was sealed off by means of steel piling driven in at the toe of the clay facing. In the upstream part of the impounded area, the protection against seepage has been effected by facing the embankment with concrete slabs. Once the river had been dammed up, seepages through the dam foundations appeared at two places which were subsequently sealed off by means of grouting with argillaceous gel.

The embankments of the impounded area and of the head race of the hydro-electric power plant at Wildegg-Brugg (1949/52) were also built with gravel, which was filled in layers of a thickness of 0.35 m and compacted with sheepsfoot rollers. The compacted material had an average dry density of 2.09 tons/m³. The effect of the compaction of the materials by traffic with rubber-tired hauling units, spreading with bulldozers and rolling was controlled in field tests. As expected, the density and the compression index increased with progressive rolling. After the density has reached a maximum of 2.2 tons/m³, the compression index has still increased with the progressive working of the material, changes in the texture of the layers are still taking place even after the grains have been mixed together as close as possible, i.e. the flat shaped pebbles settle in a position perpendicular to the direction of the compression. The tests have proved that the sheepsfoot roller compacted effectively in gravelly soil, and also that the effect of compaction by hauling units and spreading out with the bulldozers were effective. Since completion, the embankment has shown very little settlement (maximum 5 mm) and the subsidence of the dam foundations up to 1953 amounted to 2–24 mm.

The sealing off of seepage through the dams has been provided by facing the bottom of the canal and the slopes of the embankments with concrete slabs, the joints of which have been sealed off with a bituminous joint material. Along the levelling of the toe, along the river Aar, steel sheet piling has been driven into the foundation soil in order to prevent piping. In the downstream part of the dammed up section of the river, the sheet piles are driven down to the rock surface and the rest has been driven to a hydraulically computed penetration line, taking into account the effect of the gap between the rock surface and below the sheet piling by the application of a representative hydraulic gradient of 1:12.5.

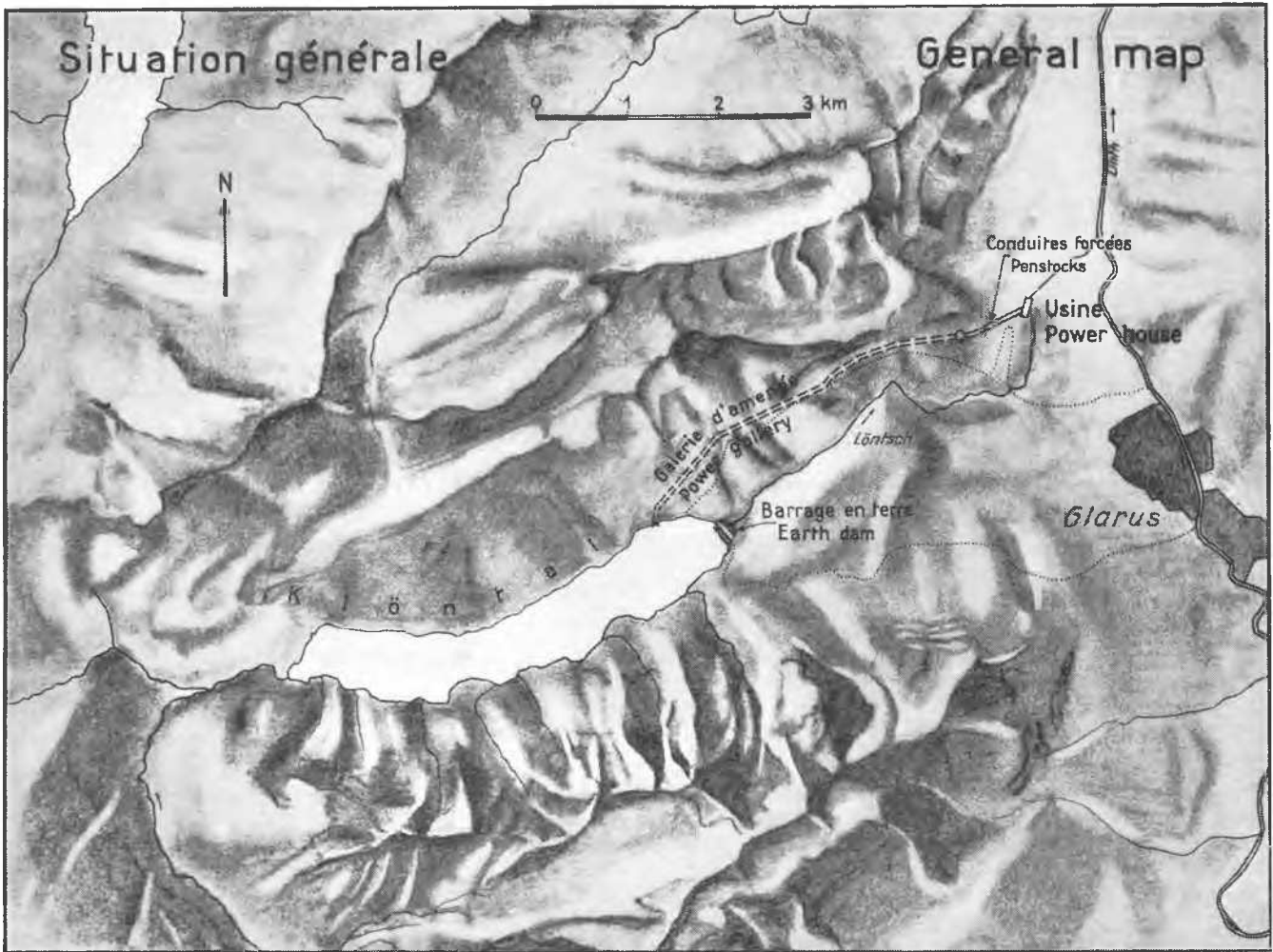


Fig. 1 Situation générale de l'aménagement du Löntsch
General Map of the Löntsch Hydroelectric Plant

Introduction

Les deux usines hydro-électriques à haute chute du Löntsch et de l'Etzel, et les deux aménagements à basse chute de Rapperswil-Auenstein et de Wildegg-Brugg, sur l'Aar, illustrent la période de construction qui s'étend du début de ce siècle jusqu'à aujourd'hui. La réalisation de chacune d'entre elles a posé à l'ingénieur des problèmes géotechniques. Ceux-ci ont été résolus avec les moyens propres à chaque époque, avec les matériaux à disposition et compte tenu des conditions du sous-sol.

L'usine de Löntsch

Le bassin d'accumulation de l'usine du Löntsch des Forces Motrices du Nord-Est de la Suisse a été réalisé par l'exhaussement du niveau du lac de Klöntal, lac naturel de montagne, encaissé dans les préalpes glaronnaises (Fig. 1). Les masses rocheuses de deux éboulements ont verrouillé le Klöntal; l'un d'eux, qui s'est produit au cours de la dernière période interglaciaire, est descendu du flanc sud de la vallée et l'autre, qui a eu lieu après la dernière glaciation, est venu du flanc nord. En amont de ce verrou se forma un lac dont l'émissaire se fraya, dans l'amoncellement des éboulis, un passage qu'il creusa toujours davantage, si bien que le niveau du lac s'est abaissé progressivement d'environ 60 m depuis l'époque de sa formation jusqu'à nos jours. Ce niveau a été relevé de 24 m, à peu près, par le barrage construit au début de ce siècle. Comme le sous-sol du barrage est constitué par ce que l'on appelle des brèches d'éboulement plongeant jusqu'à une profondeur inconnue, mais probablement considérable, cet ouvrage ne pouvait être fondé sur le rocher. On décida donc de construire un barrage en terre. Du fait que le niveau du lac avait été plus élevé à une époque antérieure, on pouvait en toute sécurité s'attendre à ce que le verrou naturel fût suffisamment étanche.

La construction du barrage en terre fut exécutée entre 1908 et 1910. On a judicieusement construit cet ouvrage avec un noyau d'argile, encastré de 6 m et davantage, dans les brèches

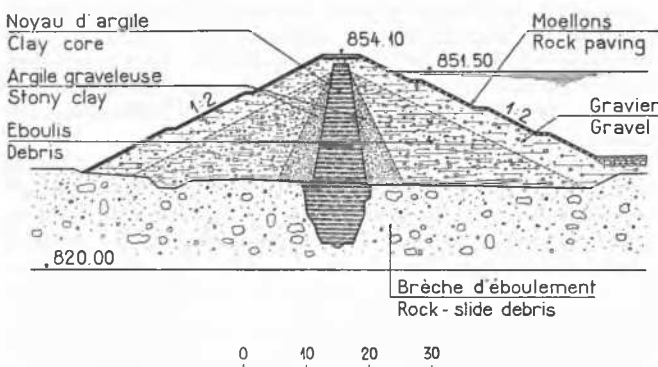


Fig. 2 Barrage en terre du Klöntal - Profil
Earth Dam of Klöntal—Cross Section

d'éboulement constituant le sous-sol (Fig. 2). Le noyau fut exécuté par couches de 20 à 30 cm et les deux corps d'appui latéraux, en couches de 40 à 50 cm; le matériau fut damé au pilon à main. Pour le noyau, on employa de la glaise sableuse, humidifiée lors de la mise en place. Les pierres et les blocs qu'elle contenait furent éliminés à la main. Malheureusement, il n'existe aucune donnée géotechnique caractérisant ce matériau. Les corps d'appui sont en éboulis mélangés de gros blocs de roaille. Les remblais accusent des deux côtés une pente de 1 : 2. Au droit de sa plus forte section, la hauteur du barrage atteint 21 m.

Au cours des 43 ans qui se sont écoulés depuis la mise en service, le couronnement, dans le tronçon de hauteur maximum, s'est tassé de 105 cm environ, ce qui représente 5% de la hauteur (Fig. 3). Dans les 5 premières années qui suivirent la construction du barrage, soit entre 1910 et 1915, la valeur moyenne du tassement annuel fut d'environ 11 cm, mais, dans la période de 10 ans comprise entre 1940 et 1950, cette valeur moyenne se réduisit à 1 cm. La proportion entre le tassement du corps du barrage et celui du sous-sol n'est pas connue. Entre 1932 et 1946 les points de mesure sur le couronnement se sont déplacés latéralement de 20 mm au maximum, et, chose curieuse, dans la direction du lac. Il n'est pas exclu, vu la qualité des matériaux mis en œuvre, qu'il s'agisse là d'un mouvement de fluage.

Le barrage en lui-même est étanche, mais comme on vient de le relever, il n'est raccordé ni latéralement, ni en fondation, à un sous-sol totalement étanche. Il flotte pour ainsi dire sur la masse d'éboulis très peu homogène qui est traversée çà et là par des veines d'infiltration. Il n'est donc pas étonnant qu'il y ait eu, de tout temps, un écoulement d'eau en-dessous du pied aval du barrage. Le débit total des fuites, qui sont mesurées régulièrement, varie en dépendance marquée du niveau de la retenue; il est de 100 l/s environ pour la cote la plus basse, et de 600 l/s pour le niveau maximum (Fig. 3). Une bonne partie des fuites est canalisée par deux galeries antérieures à la construction du barrage. Il est probable qu'une certaine quantité de

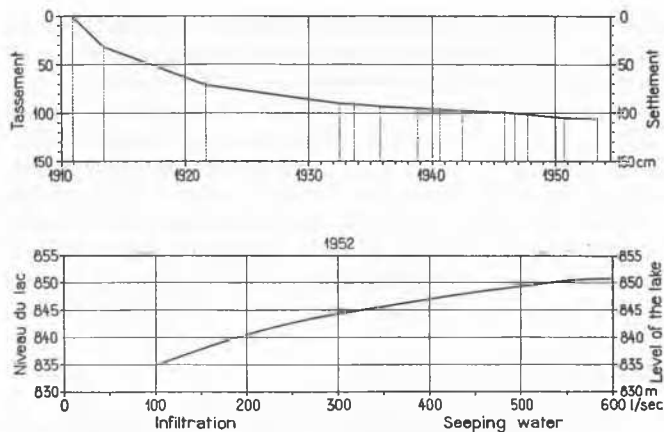


Fig. 3 Barrage en terre du Klöntal—Tassements du couronnement—Filtrations dans les assises
Earth Dam of Klöntal—Settlements of the Crest—Percolation Through the Base of the Dam

cette eau vient du lac; on a constaté, en effet, en période de basses eaux, que la surface de terrain découverte présente de nombreux entonnoirs de fuite. De même les degrés de dureté de l'eau due au carbonate semblent confirmer cette hypothèse. Des mesures effectuées en 1936 et répétées récemment ont donné, pour la dureté de l'eau d'infiltration, des valeurs comprises entre celle de l'eau du lac et celle des sources provenant des éboulis assez éloignés du barrage. Cependant, les duretés de l'eau du lac et de l'eau des sources diffèrent trop peu pour que l'on puisse en tirer des conclusions certaines. Des mesures de températures n'ont pas non plus donné à cette question une réponse satisfaisante.

La sécurité du barrage n'est aucunement menacée par les infiltrations, car un délavage progressif et toujours plus poussé des veines de fuite, entraînant pour finir l'écroulement de l'osature du terrain sous-jacent, n'est nullement à craindre dans

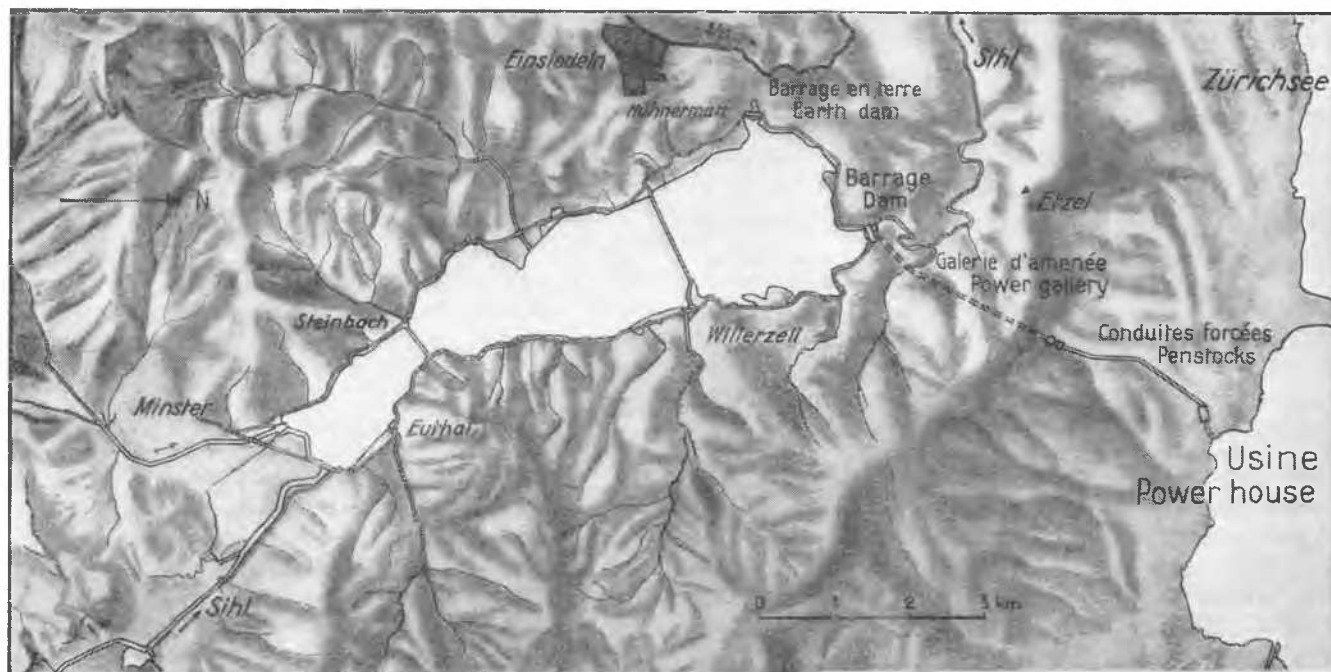


Fig. 4 Situation générale de l'aménagement de l'Etzel
General Map of the Hydro-electric Plant of Etzel

cette masse d'éboulis mélangée de gros blocs. La comparaison des mesures faites chaque année, pour les mêmes niveaux du lac, ne décèle aucun accroissement du débit des infiltrations. On a tenté d'éliminer ou de réduire les fuites par une série d'injections de ciment exécutées le long du pied amont du barrage, mais, il est vrai, à une profondeur limitée. Cette opération n'a eu aucun succès. Pour arriver à une étanchéité parfaite il faudrait avoir recours à un rideau d'injections extrêmement étendu, tant en profondeur que latéralement. Ces injections n'entrent pas en considération en raison de leur coût. Il ne reste donc plus qu'à poursuivre le contrôle des infiltrations.

L'aménagement de l'Etzel

En bordure des préalpes schwyzoises, dans la haute vallée d'Einsiedeln, se trouve le lac de la Sihl qui constitue le réservoir d'accumulation artificiel de l'aménagement de l'Etzel, construit entre 1932 et 1937 par les Chemins de Fer Fédéraux et les Forces Motrices du Nord-Est de la Suisse (Fig. 4).

Au point culminant de la dernière période glaciaire, la haute vallée de la Sihl était entièrement comblée par le glacier du même nom qui recouvrit la vallée d'une moraine de fond compacte et laissa, en se retirant, au nord d'Einsiedeln, des moraines frontales massives en forme d'arc qui barrent la vallée. Les eaux de la fonte du glacier s'accumulant contre ce barrage, formèrent un lac et, par sédimentation des matériaux en suspension, d'épais dépôts de vase recouvrirent le fond du lac. L'émissaire de ce lac creusa une gorge dans le rocher de molasse, par laquelle le lac se vida peu à peu. De temps à autre, une vidange supplémentaire s'effectuait vers l'Alptal par la dépression de la Hühnermatt, la plus profonde de celles que présente la ceinture de moraines. Le lac disparut ainsi peu à peu, et il ne subsista plus, dans le fond de la vallée, qu'un simple marécage.

La cuvette du lac, qui pouvait être considérée comme étanche, présentait des conditions favorables à l'établissement d'un bassin d'accumulation. Les deux exutoires naturels, créés par

un glissement des remblais, compte tenu des forces résultant des courants d'infiltration à l'intérieur du barrage.

Le barrage repose sur un fond de moraine. L'argile de cette moraine est très compacte, elle accuse en effet un poids volumétrique apparent élevé ($2,2 \text{ t/m}^3$), un frottement interne appréciable ($\text{tg } \varphi = 0,5 \text{ à } 0,9$), une faible perméabilité ($K = 10^{-8} \text{ cm/s}$), un degré de compressibilité peu important et enfin une faible teneur en eau naturelle (14%). Ces propriétés montrent que le glacier pesait antérieurement de tout son poids sur la moraine. Cette argile convenait parfaitement comme soubassement du barrage. Il n'y avait pas lieu de s'attendre à des tassements sensibles sous l'effet du poids de cet ouvrage, ce que l'observation des points de repère posés en profondeur a confirmé. Les plus forts tassements mesurés depuis la construction du barrage, en 1936, jusqu'à ce jour, atteignent 29 cm environ (Fig. 7). On peut constater par le graphique des tassements en fonction du temps que l'affaissement du sous-sol s'est poursuivi quelque temps encore après l'achèvement de la construction du barrage. Le sous-sol peu perméable n'a pu, évidemment, se libérer de l'eau interstitielle qu'après une longue période. Le tassement annuel n'a été en moyenne que de 0,45 cm entre 1941 et 1953.

Dans la région des moraines frontales, où la langue du glacier avançait et se retirait alternativement, des couches de gravier sont venues s'insérer dans l'argile de la moraine en de nombreux endroits. De telles lentilles de gravier se rencontrent également dans le sous-sol du barrage de Hühnermatt. Une zone supérieure de lentilles de gravier avec infiltrations d'eau rendit nécessaire la liaison du noyau du barrage, jusqu'à une profondeur de 6 m, avec la couche imperméable de moraine (Fig. 5). Au-dessous de cette région imperméable, les sondages rencontrèrent de nouveau des lentilles graveleuses isolées à une profondeur de 18 m et plus, aussi bien sous le barrage que sous ses deux flancs. Des essais, tant par pompage que par voie de réactions salines, démontrèrent que les lentilles de gravier décelées par les sondages sont en liaison les unes avec les autres. Mais en raison de la grande profondeur à laquelle elles se trouvent, elles ne constituaient pas un danger au point de vue infiltration, et le danger de renard ne se présentait pas non plus. Il n'existe pas de cañons de gravier proprement dit. De ce fait, le sous-sol pouvait être considéré comme suffisamment imperméable, ce qui s'est d'ailleurs confirmé par la suite. Il est vrai qu'au moment de la mise en eau les tubes piézométriques placés dans les trous de sondage du versant aval du barrage ont accusé une certaine réaction du niveau de la nappe aquifère dans les couches graveleuses profondes. Par contre, on n'a observé depuis que de très faibles fuites d'eau par infiltration.

Deux argiles de formations différentes entraient en considération pour l'exécution du noyau étanche: d'une part, une argile de choix provenant de la moraine voisine et, d'autre part, une argile lacustre tirée de l'Alptal. Les caractéristiques moyennes de ces deux argiles sont résumées dans le tableau ci-après.

L'argile de la moraine est plus compacte que l'argile lacustre qui s'est déposée sous une forme moins dense. Ceci se manifeste, pour la première, par un poids volumétrique apparent supérieur, un frottement interne plus appréciable, une moindre compressibilité et une plus faible teneur en eau. Au point de vue perméabilité, ces deux argiles sont pratiquement équivalentes. En raison de sa plus grande finesse (Fig. 6), l'argile lacustre présente un domaine plastique sensiblement supérieur, ce qui est un avantage pour sa mise en œuvre. Mais il était à prévoir que, par suite de sa perméabilité réduite, cette argile ne perdrait que difficilement son eau interstitielle abondante et que l'on aurait de la peine à la compacter. L'expérience en a été faite

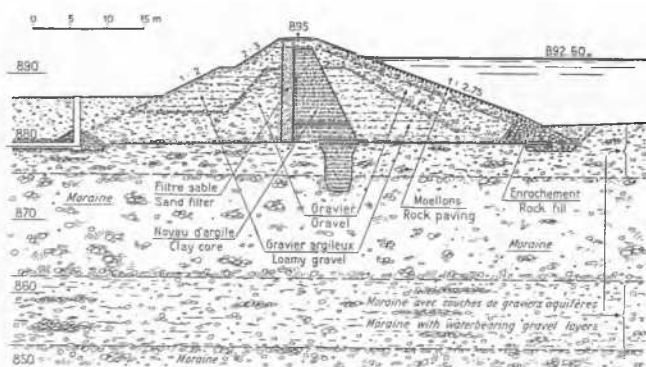


Fig. 5 Barrage en terre de Hühnermatt – Profil
Earth Dam of Hühnermatt—Cross Section

érosion, furent obturés, d'une part, par un barrage en béton, à l'extrémité sud de la gorge que nous venons de mentionner et, d'autre part, par un barrage en terre, dans la dépression de la moraine où une fondation sur rocher était impossible. Ce dernier, d'une hauteur maximum de 15 m, comporte également un noyau central d'étanchéité. Les remblais présentent une pente 1:2,75, côté lac; côté vallée, cette pente est de 2:3 dans la partie supérieure et de 1:2 dans la partie inférieure (Fig. 5). Ce fut, pour cet ouvrage, que pour la première fois, en Suisse, l'on détermina par le calcul le coefficient de sécurité relatif à

		Argile de la moraine	Argile lacustre
Poids volumétrique apparent ..	t/m ³	2,34	1,94
Frottement interne	tg φ	0,58	0,38
Coefficient de compressibilité ..	%	3,0	5,3
Limite de plasticité	% *	14	20
Limite de liquidité	% *	24	48
Domaine plastique	% *	10	28
Teneur en eau naturelle	% *	11	33
Perméabilité	K ₁₀ cm/s	0,5 · 10 ⁻⁸	1,3 · 10 ⁻⁸
Granulométrie			
Fraction inférieure à 0,02 mm .	%	13	95
Fraction inférieure à 0,20 mm .	%	55	100

*En pour-cent du poids sec

lors de sa mise en place. Toutes ces raisons conduisirent à donner la préférence à l'argile compacte de la moraine dont on était en droit d'attendre des tassements moindres.

Pour compacter l'argile que l'on amenait en couches de 20 à 30 cm, on fit usage, dans la tranchée de fondation, de dames à explosion ou de pilons maniés à la main. On comprima les parties du noyau situées au-dessus du niveau du sol naturel en faisant circuler un tracteur à chenilles. Vu la faible teneur en eau, qui se trouvait être en-dessous de la limite de plasticité à l'état naturel, il fallut, par temps sec, humidifier l'argile. Une couche de sable filtrant, en contact avec le noyau, a été prévue dans le massif aval, à titre de protection contre l'entraînement des particules d'argile. Pour la partie inférieure interne du corps d'appui aval, on a utilisé du gravier de rivière très perméable provenant de la région amont de la cuvette du lac; ce gravier assure un abaissement rapide de la ligne d'infiltration. Dans la partie supérieure externe, on s'est servi de gravier argileux et sableux que l'on trouvait dans le voisinage. Pour la partie inférieure du corps d'appui amont, on a employé les déchets d'argile de moraine plus graveleux, obtenus lors de l'extraction de l'argile du noyau, avec recouvrement de gravier de rivière. On a pu aisément compacter ces différents graviers au moyen de rouleaux.

L'affaissement du couronnement s'effectue de façon sensiblement parallèle à l'enfoncement du sous-sol (Fig. 7). Il a atteint 20 cm au maximum depuis son achèvement. Le barrage et le noyau situé sous le couronnement n'ont subi aucun tassement, ce qui prouve le choix judicieux des matériaux employés ainsi que la qualité du travail de compactage. On n'a pas constaté

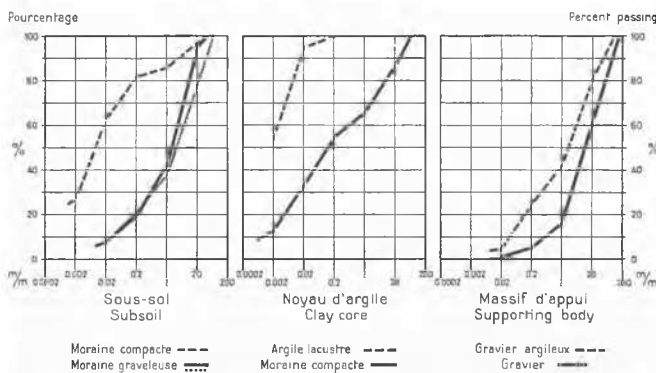


Fig. 6 Barrage en terre de Hühnermatt - Analyse granulométrique
Earth Dam of Hühnermatt—Grain Size Distribution

de mouvements dans le sens latéral. Il est intéressant de noter que le barrage un peu plus élevé du Löntsch a accusé au cours d'une période correspondante, allant de 1910 à 1926, un tassement du couronnement de 80 cm environ, dont une partie au moins était due au tassement propre du barrage. Le meilleur comportement du barrage de Hühnermatt est attribuable au

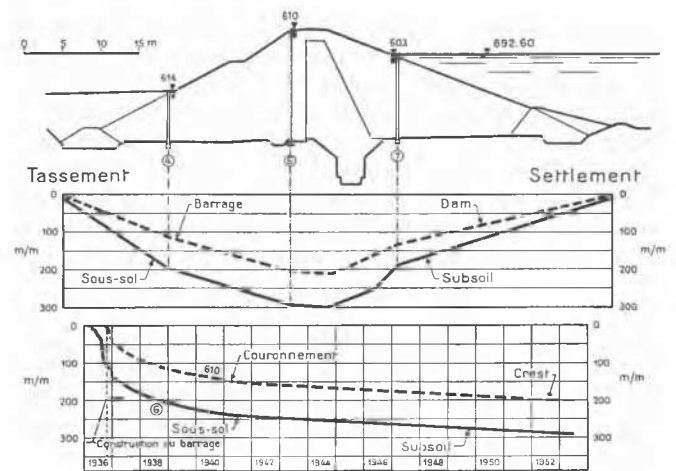


Fig. 7 Barrage en terre de Hühnermatt - Tassements
Earth Dam of Hühnermatt—Settlements

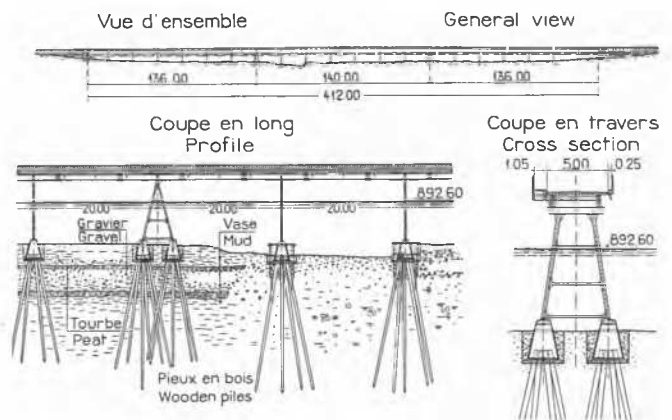


Fig. 8 Viaduc de Steinbach
Viaduct of Steinbach

fait qu'il fut construit sur la base de connaissances plus approfondies du domaine géotechnique et à la méthode plus perfectionnée du compactage.

De même, l'étanchéité du noyau n'a rien laissé à désirer. Les tubes piézométriques implantés dans le corps d'appui, côté aval, n'ont réagi ni au moment de la mise en eau, ni à l'occasion des variations du niveau de la retenue qui se sont succédées chaque année depuis lors. Le barrage en terre de Hühnermatt a ainsi fait ses preuves à tous égards au cours des 16 années de son existence.

La création du bassin de retenue de la Sihl a posé un autre problème géotechnique, à savoir la fondation des deux viaducs franchissant le lac. Le viaduc de Willerzell, long de 1115 m, et celui de Steinbach, d'une longueur de 412 m, sont tous deux des constructions métalliques (Fig. 8). Les poutres principales, combinées avec la dalle en béton de la route, s'étendent chacune sur 7 travées mesurant 25 m de portée à Willerzell, et 20 m à Steinbach. Des piles fixes supportent le milieu de chaque groupe, alors que les supports intermédiaires sont construits comme

pires pendules. Le sous-sol, à l'emplacement des viaducs, se compose d'une couche d'argile lacustre située à une grande profondeur et recouverte, en majeure partie, de tourbe qui s'est déposée dans l'ancien lac de la Sihl. La couche de tourbe qui recouvre la couche d'argile atteint par endroits jusqu'à 10 m d'épaisseur. Dans un tel sous-sol, seuls des pieux en bois entraient en ligne de compte comme fondation. On ne pouvait envisager l'emploi de pieux en béton car l'eau des régions marécageuses contient de l'acide carbonique libre agressif. Presque tous les points d'appui des viaducs sont fondés sur pieux; des groupes de 6 à 8 pieux individuels sont réunis en faisceaux dans les socles de fondation. Il s'agit, pour la plupart, de pieux flottants transmettant les charges du pont au sous-sol par leur frottement latéral dans l'argile. La longueur maximum des pieux est de 27 m. On a battu en tout 1020 pieux, ce qui représente une longueur totale de plus de 21 km.

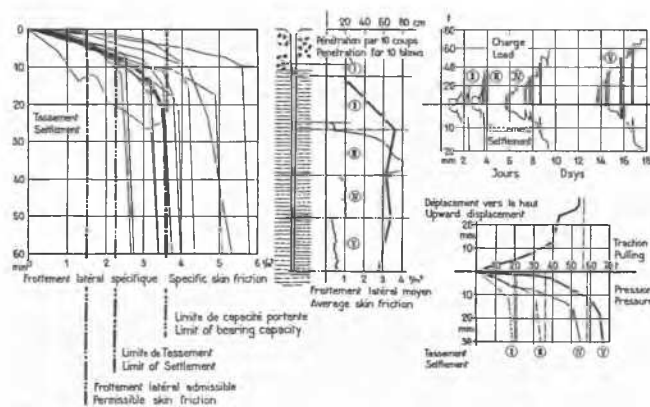


Fig. 9 Viaducs de Willerzell et de Steinbach – Epreuve de charge sur les pieux
Viaducts of Willerzell and Steinbach—Load Test on the Piles

Afin d'éviter que les tensions dans les constructions hyperstatiques, c'est-à-dire dans la superstructure et dans les cadres des piles, ne dépassent les taux admissibles, les fondations devaient offrir une sécurité suffisante à l'égard de tassements importants. Les dimensions des fondations sur pieux furent donc calculées largement et l'on veilla à ce que l'exécution fût très soignée. On utilisa comme base les résultats d'une série de 12 essais de chargement, soit 6 pour chaque viaduc. En considérant la force portante des pieux et négligeant la résistance à la pointe ainsi que le faible frottement dans la tourbe, on pouvait calculer la valeur spécifique du frottement latéral moyen des pieux dans l'argile lacustre. Cette valeur variait entre 2,8 et 5,8 t/m². Deux pieux d'essai, très voisins l'un de l'autre, et battus dans le même sous-sol, ont donné, quoique de longueurs différentes, des valeurs de frottement équivalentes, ce qui montre que le frottement latéral spécifique ne varie que très peu avec la profondeur. On a enregistré le même résultat en effectuant, sur un pieu, des essais de chargement à différents stades du battage. Le frottement dans l'argile était pratiquement constant pour n'importe quelle profondeur. Les coefficients de frottement obtenus par les essais peuvent donc être utilisés indépendamment de la longueur des pieux. Du diagramme récapitulatif des charges d'épreuve (Fig. 9), montrant les courbes des enfoncements et des coefficients de frottement latéral correspondants, on a déduit, pour les pieux de faible force portante, une courbe d'enfoncement moyen dont la limite de charge se trouve à 3,6 t/m². Avec un coefficient de sécurité de 2, on arrive pour le frottement latéral admissible à 1,8 t/m².

Pour tenir compte de la limite admissible des tassements, la charge d'un pieu isolé a été déterminée pour une valeur de frottement latéral de 1,5 t/m² seulement.

Ceci a permis de fixer la surface latérale nécessaire pour chaque pieu ainsi que la longueur et le diamètre des pieux pour chaque profil du terrain. Bien entendu, on a tenu compte, dans le calcul du flambage, de l'épaisseur des couches de tourbe.

Le contrôle de la force portante des pieux isolés a été effectué, faute d'essais de charge plus nombreux, au moyen de la formule de battage de Stern. Partant des pénétrations observées, lors du battage des pieux d'essais, sous l'effet des derniers coups du mouton, on calcula la résistance au battage des pieux d'après la même formule. On a constaté que le rapport de la force portante à la résistance au battage était à peu près invariable et de l'ordre de 1,8 à 2,1, pour les pieux de dimensions et de longueurs égales. Les essais dont il a déjà été fait mention, effectués au battage à de plus grandes profondeurs, ont démontré que ce rapport diminue à mesure que la profondeur augmente, ce qui confirme que, lors du battage à de plus grandes profondeurs, la perte d'énergie augmente par suite des trépidations du sous-sol. Partant, pour chaque pieu, de la force portante exigée, et s'appuyant sur l'essai de chargement effectué à proximité, on détermina la résistance nécessaire au battage et, par là, la pénétration à réaliser lors des derniers coups du mouton.

Le comportement des fondations sous l'influence du poids des viaducs et de la charge variable résultant du niveau changeant de la retenue a fait l'objet d'observations approfondies. Par suite, vraisemblablement, de l'épaisseur plus grande des dépôts sédimentaires sur la gauche de la vallée, la moitié gauche des deux ponts a subi des tassements plus prononcés que la moitié droite. Les tassements du viaduc de Steinbach (Fig. 10), résultant du poids propre du pont, correspondaient environ à ceux des pieux isolés soumis à une charge équivalente; ils diffèrent de quelques millimètres seulement. On a même pu constater, par endroits, des relèvements survenus après coup. Sous l'effet de la compression du sous-sol des fondations due au poids supplémentaire du volume d'eau de la retenue, lors de la mise en eau en 1937, toutes les piles des ponts accusèrent un enfoncement atteignant 42 mm au maximum. Elles suivirent d'ailleurs les vidanges et remplissages annuels de la retenue et accusèrent des relèvements et des enfoncements périodiques correspondants. Alors que, pour la moitié droite du viaduc, côté Euthal, la position en hauteur des piles restait pour ainsi dire invariable, la moitié gauche par contre, côté Steinbach,

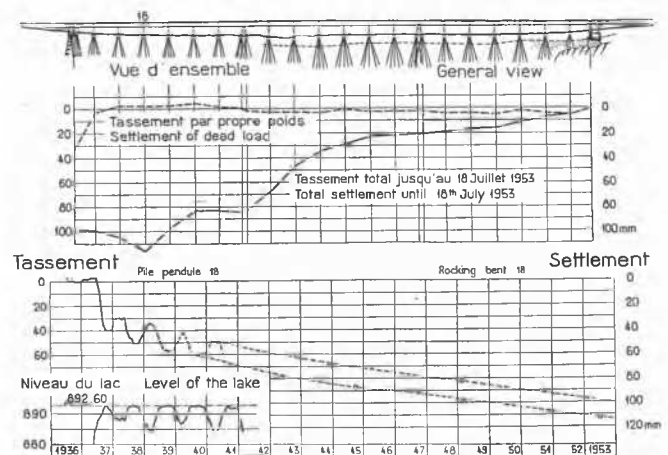


Fig. 10 Viaduc de Steinbach – Tassements
Viaduct of Steinbach—Settlement Records

a accusé, jusqu'à ce jour, une tendance décroissante dans ces mouvements périodiques, si bien que certaines de ces piles présentaient un affaissement total de 80 à 114 mm. Il faut relever cependant le fait favorable que la différence de tassement de pile à pile est peu importante et ne dépasse pas 19 mm. L'augmentation de la tension interne dans les poutres principales qui en résulte doit être de l'ordre de 15% environ.

Pour le viaduc de Willerzell, les tassements dus au poids propre ont été un peu plus prononcés (Fig. 11); ils se manifestèrent graduellement, au fur et à mesure de la construction du pont, et atteignirent partiellement un multiple des tassements présentés par les pieux d'essai isolés sous une charge correspondante. Le tassement le plus fort fut de 16 mm. Toutes les fondations continuèrent à se tasser lors de la mise en eau jusqu'à concurrence de 31 mm au maximum. On constata également une oscillation correspondant à l'élévation et à l'abaissement annuels du niveau du lac, dont la tendance moyenne est plutôt en lente diminution. Le tassement total le plus accusé est de 50 mm environ, et la plus grande différence de tassement de pile à pile atteint 20 mm.

Si l'on fait abstraction du tassement provoqué par le poids propre des ponts, les mouvements des fondations des viaducs reflètent le processus de consolidation progressive des sédiments vaseux peu perméables, sous l'effet de la surcharge de la retenue, processus qui s'étend sur de nombreuses années et que retardent les variations du niveau du lac.

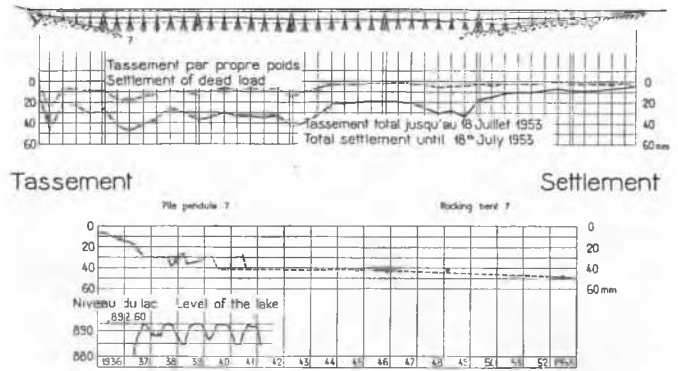


Fig. 11 Viaduc de Willerzell – Tassements
Viaduct of Willerzell—Settlement Records

L'aménagement de Ruppenswil-Auenstein

On a réalisé tout récemment, dans la vallée de l'Aar, les aménagements hydro-électriques voisins de Ruppenswil-Auenstein et de Wildegg-Brugg dont la construction remonte aux années 1942–1945 et 1949–1952 (Fig. 12).

Dans son cours inférieur, l'Aar s'écoule dans une vallée largement ouverte. On n'avait par conséquent qu'une possibilité très restreinte d'appuyer les retenues des deux aménagements sur les flancs naturels de la vallée, sans sacrifier d'import-

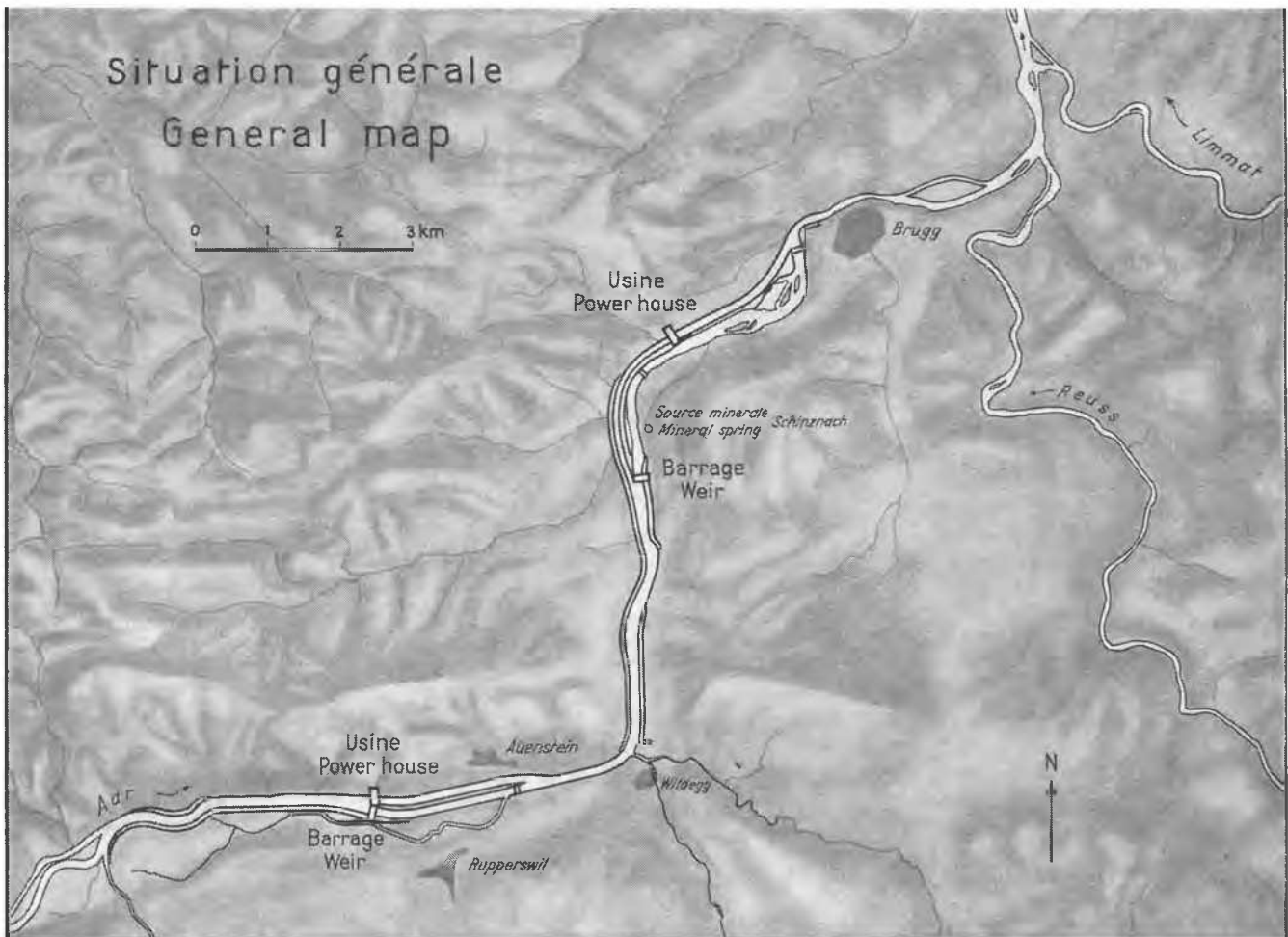


Fig. 12 Situation générale de l'aménagement Ruppenswil-Auenstein
General Map of the Hydro-electric Plant of Ruppenswil-Auenstein

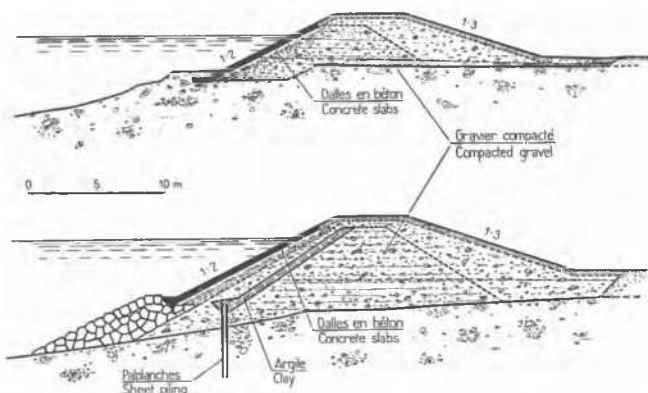


Fig. 13 Zone de retenue – Digue de l'Aar – Rapperswil-Auenstein
Stored Area—Embankment of the Aar—Rapperswil-Auenstein

tantes superficies de terres cultivées et de forêts. Il a fallu, pour la majeure partie, border les rives des retenues par des digues. Le fond de la vallée est constitué par un gravier fluvio-glaciaire, déposé en couches, dont l'épaisseur atteint 25 m au plus. Ce gravier est recouvert, sur presque toute son étendue, d'une couche de sables vaseux ou de silt, déposés par les crues.

La zone de retenue de l'usine de Rapperswil-Auenstein, aménagement commun des Chemins de Fer Fédéraux et des Forces Motrices du Nord-Est de la Suisse, est bordée, sur la rive droite, par une digue d'environ 4 km de longueur; sa hauteur au-dessus de ses fondations varie de 4 à 8 m. La pente des remblais est de 1:2, côté rivière, et de 1:3 du côté opposé (Fig. 13). La digue repose sur la couche de gravier sous-jacente. Les dépôts de silt, qui auraient subi des tassements importants et auraient probablement favorisé la formation de renards, furent enlevés avant la construction de la digue. On se servit, pour cette construction, des graviers de choix provenant de l'excavation du canal de fuite. Ces graviers ont été déposés par couches de 1,5 m d'épaisseur, compactées au droit du noyau de la digue, côté rivière, au moyen d'une plaque d'acier de 1,5 t, qui tombait d'une hauteur de 1 à 1,5 m; par contre le côté opposé, qui devait jouer le rôle de filtre, n'a pas été compacté. Le poids volumétrique apparent sec du gravier compacté atteignait 2,2 t/m³. Pour la perméabilité du gravier de remblayage de la digue, déterminée au laboratoire et par des essais sur place, on obtint la valeur de $K = 1$ cm/s environ. Les tassements du corps de

la digue sont observés, depuis 1944, à l'aide de points de repère placés sur le bord supérieur des dalles de béton du revêtement. La majeure partie des tassements a eu lieu avant 1946, c'est-à-dire à la fin de la mise en eau. Jusqu'en 1950 les tassements résiduels sont restés très faibles. Le tassement total actuel atteint 1 à 4 cm, selon la hauteur de la digue (Fig. 14).

Dans la région avoisinant le barrage de la retenue, où le niveau de l'eau dépasse de 2 à 3 m la cote des terres environnantes, l'étanchéité est assurée par une couche d'argile de 50 cm d'épaisseur, avec une pente de 1:1,75 sur la face côté rivière de la digue. Pour obtenir l'étanchéité du sous-sol, on a battu des palplanches métalliques au pied de la couche d'argile. Plus à l'amont, où la hauteur du niveau de la retenue au-dessus du terrain environnant est moins grande, l'étanchéité est assurée par les dalles de béton qui constituent le revêtement de la digue sur toute sa longueur, et dont l'arête inférieure repose sur la couche de gravier sous-jacente. Leurs joints sont garnis de mastic et présentent ainsi une bonne étanchéité.

Pour former la couche étanche, on a employé du lœss tiré d'un gisement voisin. L'origine probablement éolienne de ce lœss lui assure une homogénéité remarquable. Il présente un poids volumétrique apparent de 1,9 t/m³. Son frottement interne est élevé; la tangente de l'angle de frottement est, avec 0,65, un peu plus grande que la pente de la couche étanche de 1:1,75. Sa perméabilité est très faible ($K = 10^{-9}$ à 10^{-7} cm/s) et sa compressibilité relativement réduite. Le domaine plastique de 12% – limite de plasticité 21%, limite de liquidité 33% – était encore suffisant pour la mise en place. Le degré de saturation est de 75–80%; la teneur en eau naturelle, de 18–21%, était légèrement inférieure à la limite de plasticité.

Ce lœss fut mis en place en deux couches de 30 cm d'épaisseur à l'état meuble; chacune fut compactée à l'aide d'un rouleau-lisse de 4 t jusqu'à obtention de l'épaisseur définitive de 50 cm. Le lissage de la surface a été effectué au moyen d'un petit rouleau-compacteur, avec arrosage d'eau. La couche imperméable a été recouverte, au fur et à mesure de son exécution, par une couche de gravier destinée à prévenir l'assèchement et le délavage par l'eau de pluie. Les échantillons prélevés dans la couche imperméable ont montré que sa compacité était partout homogène. La densité apparente du gisement de lœss, ainsi que sa faible perméabilité, ont été rétablies au cours des travaux, sans altération sensible de la teneur en eau. Les coefficients de compressibilité sont restés du même ordre de grandeur. Du fait de l'arrosage réduit, on ne réalisa pas une saturation totale, et, par là, les tensions dues à l'eau interstitielle furent évitées. On put constater, dans la section de la couche étanche, que l'effet de compactage du rouleau diminue avec la profondeur, comme il fallait s'y attendre.

Malgré tous les soins apportés à ce travail, quelques affaissements se produisirent. En plusieurs endroits, le couronnement de la digue accusa des crevasses en forme de coquille et l'arête supérieure des plaques de béton du revêtement s'abaissa davantage, (de 4 à 12 cm), que celles des plaques s'appuyant directement sur du gravier (Fig. 14). A l'extrémité de la digue, immédiatement à l'amont du barrage, on observa un affaissement local de 33 cm, conjointement à un déplacement horizontal en direction de la rivière. Des essais à la fluorescine ont montré que, sur une certaine longueur, par suite d'un tassement, le pied de la couche d'argile s'était décollé de la tête du rideau formé par des palplanches solidement implantées dans le sous-sol. C'est là une des raisons pour lesquelles on renonça, dans le cas de l'aménagement de Wildegg-Brugg, à assurer l'étanchéité des digues au moyen de couches d'argile. Par ailleurs, cette couche d'argile a rempli sa fonction d'étanchéité, ainsi que le

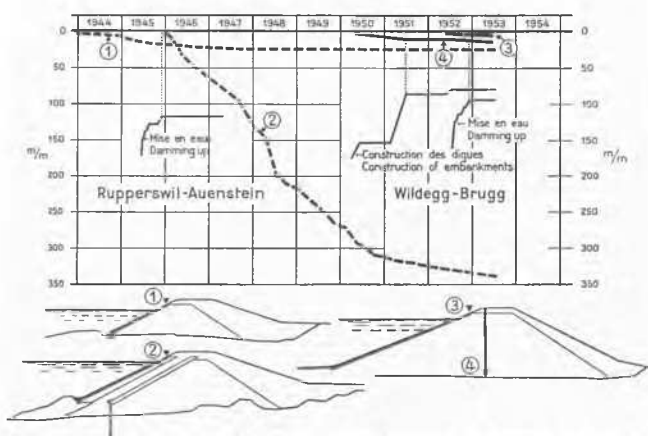


Fig. 14 Digues en terre de Rapperswil-Auenstein et Wildegg-Brugg – Tassements
Embankment of Rapperswil-Auenstein and Wildegg-Brugg—Settlements

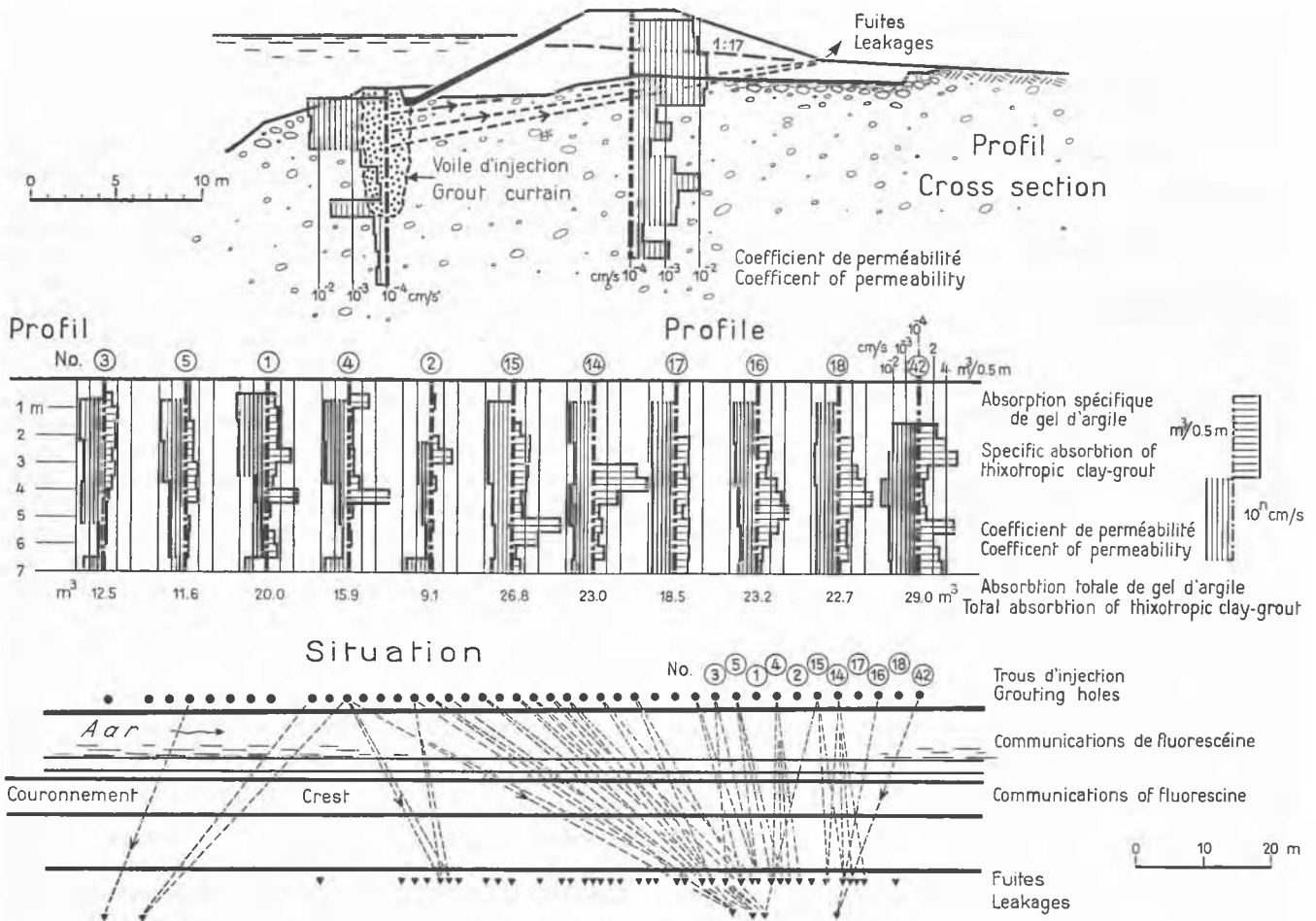


Fig. 15 Ruppertswil-Auenstein – Digue de l’Aar – Injections
Ruppertswil-Auenstein—Embankment of the Aar—Groutings

montre la ligne d’infiltration légèrement inclinée et située à une grande profondeur dans le corps de la digue.

Une fois la mise en eau achevée, des infiltrations se sont produites en deux points du sous-sol. L’une dans la région de l’affaissement signalé plus haut, où l’eau passait entre les palplanches et le pied de la couche d’argile, ainsi qu’au-dessous du rideau de palplanches, l’autre, en amont, où n’existait aucun rideau de palplanches. Comme le degré de dureté en carbonates de l’eau de rivière est très différent de celui de l’eau phréatique, et que les infiltrations le long du pied de la digue accusaient constamment la même dureté, ou presque, que l’eau de rivière, les fuites observées devaient être considérées, sans équivoque possible, comme dues à des infiltrations de l’eau de la retenue. Grâce à des recherches systématiques de perméabilité exécutées à l’aide de sondages dans la zone amont des infiltrations, où le total des fuites atteignait 250 l/s, on put constater que la perméabilité générale de la couche de gravier sous-jacente augmentait au fur et à mesure que l’on se rapprochait de la zone d’infiltration. Le coefficient de perméabilité, déterminé par l’adduction d’eau sous pression à l’extrémité inférieure des tubes de sondage, s’accroît de $K = 10^{-4}$ à 10^{-3} cm/s aux alentours de la zone d’infiltration, pour s’élever à $K = 10^{-2}$ cm/s dans la zone d’infiltration elle-même. L’hypothèse selon laquelle il devait s’agir de passages privilégiés, particulièrement perméables, dans ces masses de gravier, était renforcée par le fait que la ligne d’infiltration observée à l’intérieur du corps de la digue n’accusait qu’une pente moyenne de 1:17.

Un certain auto-colmatage, qui s’était produit depuis la construction dans la couche sous-jacente en question, lors des crues de l’Aar, s’affaiblit par la suite; il fallut donc avoir recours, dans les deux zones d’infiltration, à des injections propres à assurer l’étanchéité définitive de la couche poreuse. Dans la zone supérieure, on exécuta, par injections, un rideau étanche qui se raccorda au pied des plaques de béton (Fig. 15). La profondeur des injections fut fixée à 6 ou 8 m, selon les perméabilités rencontrées. L’écartement des forages d’injection fut de 2,5 à 3 m. Comme les injections sous pression devaient s’effectuer dans des veines de suintement présentant un fort courant d’écoulement, on fit choix comme matière d’injection, d’un gel d’argile. La matière première utilisée fut de l’argile opaline d’une limite de plasticité de 25% et d’une limite de liquidité de 60%. On ajouta un peu de ciment à la suspension afin d’assurer une certaine résistance mécanique au gel d’argile après sa solidification dans les veines d’infiltration. La perméabilité mesurée sur des échantillons solidifiés de gel d’argile pur était comprise entre $K = 10^{-6}$ et $K = 10^{-5}$ cm/s. Comme l’eau d’infiltration n’était jamais troublée par les injections de gel d’argile, il fallut déterminer les correspondances entre les trous d’injection et les fuites d’eau observées au moyen de fluorescéine. Ces essais permirent de constater que les veines d’infiltration traversaient le sous-sol graveleux de façon très irrégulière. La surface à imperméabiliser était de 2270 m²; on utilisa en moyenne 1,0 m³/m² de gel d’argile. Les fuites d’eau ont été complètement tarées par les injections et n’ont plus réapparu depuis.

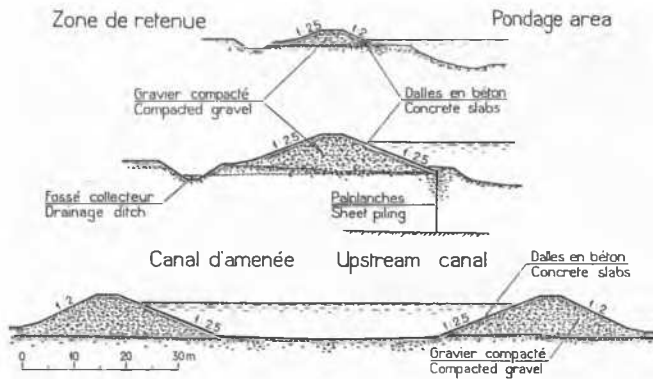


Fig. 16 Wildeg-Brugg – Dignes en terre
Wildeg-Brugg—Embankments

L'aménagement de Wildeg-Brugg

Les digues de l'aménagement hydro-électrique de Wildeg-Brugg des Forces Motrices du Nord-Est de la Suisse représentent un volume de 1,6 million de m³ de matériaux, à partir du barrage et en amont de celui-ci. Les digues de la zone de retenue s'étendent le long des deux rives de l'Aar. Le canal d'amenée relie le barrage à la centrale et dessine une vaste courbe. Le seuil du canal se trouve, sauf au franchissement en tranchée d'un massif rocheux, légèrement en-dessous de la cote du terrain environnant; quant aux digues, elles s'élèvent d'environ 7 m au-dessus de cette cote. Les corps des digues reposent sur le sous-sol naturel de gravier que l'on a débarrassé partout de la couche de silt qui le recouvrait (Fig. 16).

Le gravier utilisé pour le remblayage des digues présentait, selon sa provenance et le procédé de son extraction, une proportion plus ou moins forte de matières fines. Le plus riche en sable provenait d'une terrasse de gravier exploitée à sec, en dehors des chantiers, alors que le gravier excavé dans la nappe aquifère du canal de fuite contenait une moindre proportion de sable; le plus pauvre en sable était naturellement le gravier de rivière pris dans le lit de l'Aar, dans la région de la retenue. Les digues furent remblayées par couches d'environ 35 cm d'épaisseur. L'effet de tassement dû à la circulation des véhicules de transport et bulldozers fut complété par le compactage

du gravier au moyen de rouleaux à pied de mouton. On adopta comme règle 10 passages consécutifs du rouleau par couche. Là, où la circulation des rouleaux-compacteurs n'était pas possible, on utilisa des vibrateurs à percussion. Bien que le vibreur l'emporte quelque peu, dans son effet de compactage, sur les rouleaux-compacteurs, l'application de ces derniers a prédominé totalement pour d'autres raisons. Le rouleau à pied de mouton compacte en effet la couche d'une manière plus homogène et lui laisse, après chaque passage, une surface bosselée assurant une bonne liaison avec la couche suivante, alors que le vibreur donne des surfaces plus lisses qui doivent être à nouveau retravaillées avant la mise en place de la couche suivante, afin d'éviter la formation d'horizons d'infiltration. Le compactage par rouleau est plus rapide que celui obtenu par vibration et s'adapte plus aisément aux étapes de travail du juxtaposés on arrivait à compacter environ 1000 m² à l'heure, alors que le vibreur ne permettait d'obtenir que 150 m²/heure. Les matériaux riches en sable, dont la teneur en eau naturelle était de 2 à 3% pour la fraction de 0 à 30 mm, étaient en outre arrosés lors de leur compactage, les essais ayant montré que leur degré de compressibilité était maximum pour une teneur en eau de l'ordre de 8%, si le gravier provenait de la carrière en dehors des chantiers, et de 5% pour le gravier pris sur le tracé du canal d'amenée.

L'effet de compactage réalisé par le rouleau à pied de mouton dans le gravier a d'ailleurs été étudié sur le chantier (Fig. 17). A cet effet, on avait étendu, en trois couches superposées de 30 cm chacune, du gravier de diverses provenances, sur deux surfaces distinctes, divisées en 3 panneaux, un pour chaque sorte de gravier. Sur l'une des surfaces, le gravier était simplement étendu à la main et restait meuble; il était amené sur l'autre par un chariot à pneus pour y être étendu au bulldozer. Une bande de chacune de ces surfaces, traversant les trois panneaux, était laissée sans compactage aucun; une seconde bande, parallèle à la première, était parcourue cinq fois par le rouleau à pied de mouton et une troisième bande, dix fois. Puis, une troisième surface, qui présentait trois panneaux, mais une seule bande, fut chargée à la machine et compactée entièrement au vibreur.

Les essais démontrèrent clairement que l'on peut attendre du rouleau à pied de mouton un bon effet de compactage qui augmente d'efficacité avec le nombre des passages et qui se manifeste, pour le gravier étendu à la main, aussi bien dans le poids volumétrique apparent que dans le module de compressibilité. Le poids spécifique à l'état sec croît de 1,95 à 2,18 t/m³ avec dix passages du rouleau, tandis que le module de compressibilité augmente en moyenne de 100 à 300 kg/cm². Pour le gravier mis en place mécaniquement, le poids volumétrique apparent sec de 2,2 t/m³ environ est déjà atteint avant le compactage au rouleau. Ainsi donc, la simple circulation des véhicules et des bulldozers correspond, pour le moins, à l'effet de 10 passages consécutifs du rouleau sur le gravier simplement réparti à la main. En ce qui concerne le module de compressibilité, les valeurs sont même supérieures. Le compactage subséquent n'entraîne donc plus aucune augmentation du poids volumétrique apparent, mais augmente par contre le module de compressibilité qui, après 10 passages, atteint des valeurs comprises entre 650 et 980 kg/cm². Dans ce processus, le gravier le plus fin et se rapprochant le plus, dans sa structure, de la courbe de Fuller, commence à se distinguer par des valeurs plus favorables de celui dont la structure est plus grossière et de granulométrie moins régulière. Le fait remarquable que le module de compressibilité augmente alors que le poids volumétrique apparent

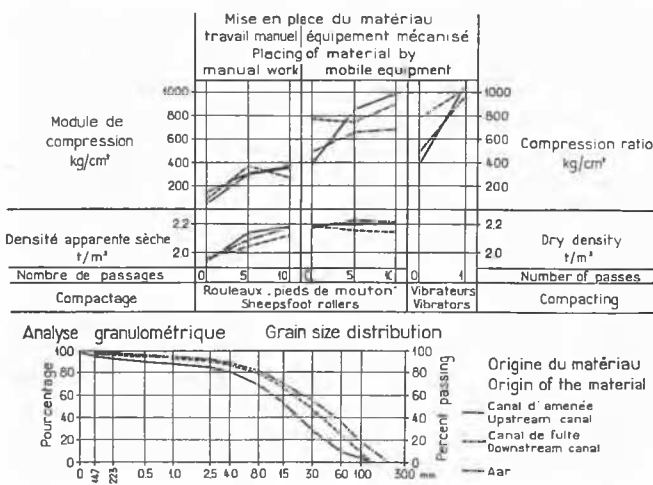


Fig. 17 Wildeg-Brugg – Dignes en terre – Essais de compactage avec matériau graveleux
Wildeg-Brugg—Embankments—Compacting Test with Gravely Material

se maintient à une valeur pratiquement constante, s'explique de la façon suivante: Lorsque les grains sont pressés les uns contre les autres et se sont enchevêtrés au maximum, des modifications de la structure stratifiée des éléments plus grossiers interviennent encore au fur et à mesure du processus de compactage, en ce sens que la surface plate des galets s'oriente toujours plus perpendiculairement à l'effet de compression.

Sur la base des essais, les 10 passages consécutifs du rouleau à pied de mouton furent considérés comme suffisants pour le gravier préalablement compacté par les véhicules et les bulldozers.

Pendant le remblayage des digues, la compacité du gravier fut constamment contrôlée par un grand nombre de déterminations du poids volumétrique apparent à l'état sec, avec tamisages correspondants; on excava à cet effet 1 m³ de gravier en forme géométrique exactement mesurable. Les valeurs ont varié de 2,0 à 2,25 t/m³. La moyenne générale de 180 mesures a donné le chiffre de 2,09 t/m³. Le module de compressibilité a accusé de forts écarts du fait que le grain du gravier était sans doute trop grossier par rapport à la plaque de charge de l'appareillage dont on disposait et dont le diamètre n'était que de 56 cm. Les points de repère d'altitude, contrôlés sur les arêtes supérieures des plaques en béton du revêtement du canal d'amenée et des digues de retenue, ont accusé, jusqu'à ce jour, un tassement de quelques millimètres seulement; on mesure exceptionnellement 4 à 5 mm. Les tassements du sous-sol des digues ont été également contrôlés au moyen de nombreux points de repère. Ils augmentent avec la hauteur des digues et atteignent actuellement 2 à 24 mm (Fig. 14).

L'étanchéité du canal d'amenée et des digues de la zone de retenue est assurée par des plaques en béton de revêtement dont les joints sont bouchés au mastic. Pour le contrôle du comportement des joints après la mise en eau, on a introduit, dans ceux qui se trouvent au pied des remblais du canal d'amenée, des appareils électriques permettant de mesurer les dilatations. Les élargissements de joints ainsi mesurés jusqu'ici sont restés inférieurs à 1 mm.

Des palplanches battues au pied des plaques des digues de retenue contribuent à rendre le sous-sol étanche (Fig. 18). En établissant le projet de ces rideaux de palplanches, on put tirer profit des expériences faites à Rupperswil-Auenstein. Pour tenir

compte de la surélévation de 4 à 4,5 m, du niveau de la retenue au-dessus du terrain environnant, les rideaux de palplanches ont été battus jusqu'à ce qu'ils rencontrent le rocher, et cela sur une grande longueur. Au moyen de nombreux sondages on avait établi la cote de la surface rocheuse située au-dessous des digues et déterminé la perméabilité des graviers; on a trouvé pour celle-ci $K = 10^{-4}$ à 10^{-2} cm/s.

La hauteur du rideau de palplanches diminuait, vers l'amont, au fur et à mesure que la surélévation du niveau de la retenue se réduisait. Elle restait toutefois toujours suffisante pour

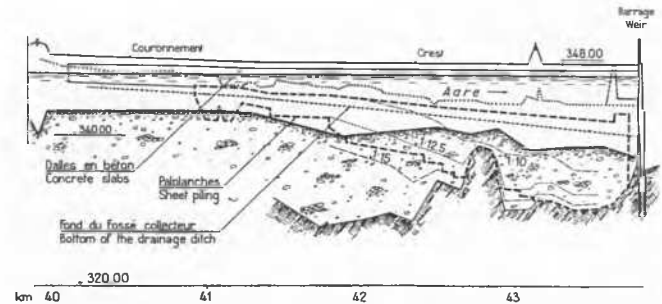


Fig. 18 Wildegg-Brugg – Rideau de palplanches dans la digue gauche
Wildegg-Brugg—Sheet Piling Cutoff in the Left Embankment

que l'eau d'infiltration entre la retenue et le niveau libre dans les fossés collecteurs latéraux subisse une perte de charge convenable. L'arête inférieure des palplanches suit à peu près une ligne donnée par le calcul hydraulique et provoque, pour ces infiltrations, une perte de charge comparative de 1:12,5. Ce calcul tient compte de la hauteur de l'ouverture libre entre le rocher et le rideau de palplanches.

La zone de retenue s'est fort bien comportée depuis la mise en eau jusqu'à aujourd'hui. Les fuites d'eau par infiltrations sont restées dans les limites prévues.

Cette étude s'était proposé de mettre en relief les multiples problèmes qui peuvent se poser, au point de vue géotechnique, dans la construction d'aménagements hydro-électriques et de montrer, en dernière analyse, que dans ce domaine géotechnique également, la nature conserve l'extrême diversité qu'elle manifeste partout ailleurs.