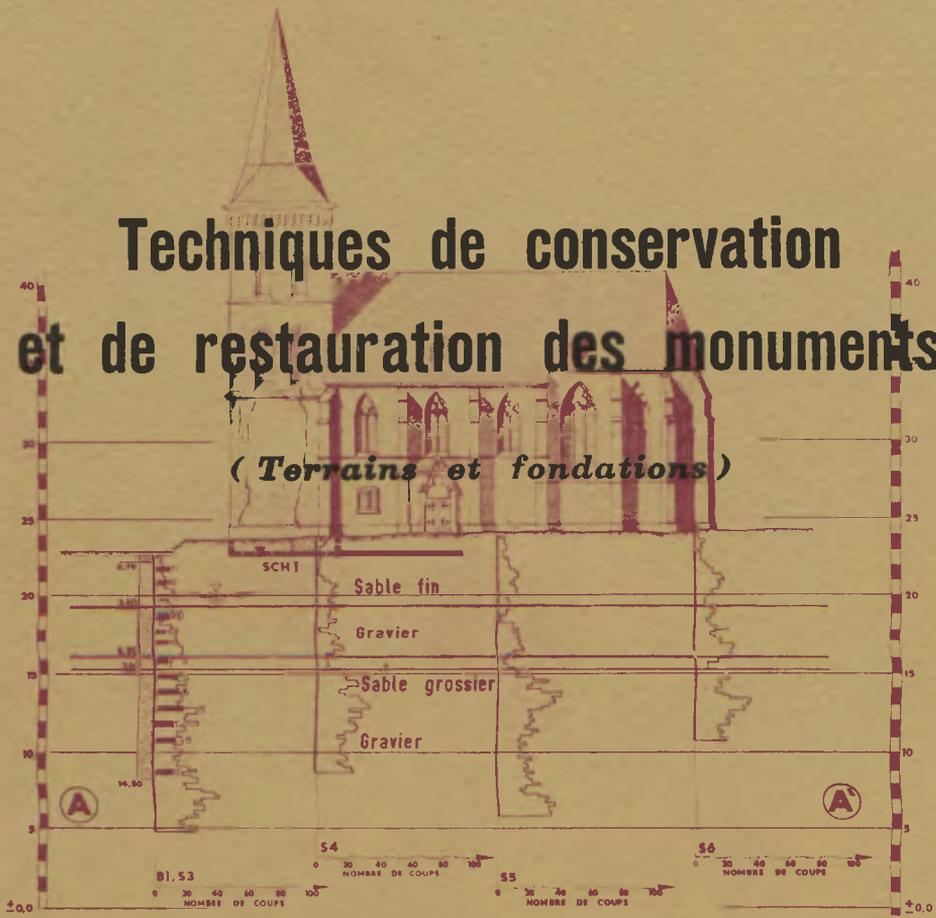


Techniques de conservation et de restauration des monuments

(*Terrains et fondations*)



par EDGAR SCHULTZE



CENTRE INTERNATIONAL D'ETUDES POUR LA CONSERVATION
ET LA RESTAURATION DES BIENS CULTURELS
00184 ROME - 256, VIA CAVOUR

FACULTÉ D'ARCHITECTURE - UNIVERSITÉ DE ROME
CENTRE INTERNATIONAL D'ETUDES POUR LA
CONSERVATION ET LA RESTAURATION DES BIENS CULTURELS

Techniques de conservation et de restauration des monuments

(Terrains et fondations)

par EDGAR SCHULTZE



TUTTI I DIRITTI SONO RISERVATI

Stampato presso il laboratorio tipo-litografico della
DAPCO s.r.l.
Via Dandolo, 8 - 00153 ROMA

1. Introduction

Lorsque le Centre international d'études pour la conservation et la restauration des biens culturels me proposa de faire pour la première fois quelques conférences sur le sous-sol de fondation et sur les fondations, j'ai tout d'abord hésité:

— parce que je suis ingénieur du Génie Civil et non architecte et que je n'ai encore jamais présenté ce sujet devant un auditoire d'architectes;

— parce qu'en tant que spécialiste du sous-sol, les monuments historiques ne jouent qu'un rôle secondaire pour moi.

Cependant, après réflexion, j'ai constaté qu'au cours des années, j'avais fait des recherches sur le sous-sol et élaboré une documentation pour l'assainissement de quelques 19 monuments historiques (fig. 1). Il m'a paru intéressant de rassembler cette documentation, de reconsidérer les problèmes que nous avons eus, de faire un classement systématique et d'en tirer quelques conclusions.

Ce cours comprendra donc deux parties. Tout au long de la première je vous familiariserai aux problèmes du sous-sol en vous exposant pratiquement les problèmes que j'ai rencontrés, avec des photographies, des plans et les résultats des reconnaissances du sol de fondation. Puis partant de ces cas précis, nous verrons dans la seconde partie comment il est possible d'analyser les causes de destruction des monuments et comment on peut chercher à y remédier.

Je tâcherai de faire particulièrement attention car vous n'avez pas d'expérience dans le domaine du Génie Civil. Je décrirai les phénomènes le plus clairement et le plus simplement possible sans trop entrer dans les détails qui sont l'affaire de spécialistes. Je crois cependant qu'il est utile de traiter ces questions, même pour un architecte. Lorsque le cas se présente, il doit pouvoir juger lui-même, dans les grandes lignes, des résultats de reconnaissance du sous-sol et s'en faire une idée sans avoir recours à une aide étrangère. Il n'est pas possible d'éviter de faire intervenir quelques formules, mais elles seront surtout utilisées pour tirer des conséquences générales, sans vous demander de collaboration mathématique.

Enfin avant de commencer, je tiens à préciser qu'il est bien entendu que ce cours est le fruit de mon expérience, que les recherches auraient pu être menées d'une toute autre manière et de ce fait les solutions auraient pu être différentes.

2. Exemples

2.1. Classification

Les exemples suivants doivent vous montrer les causes de dommages et les propositions d'assainissement des monuments historiques. Il y aura aussi les cas, pour lesquels les anciennes fondations devront supporter une charge plus importante à cause d'aménagements nouveaux pour la modernisation. Il s'agit ici, plus de l'adaptation des monuments à une utilisation actuelle, que de leur restauration.

Après chaque exemple, un dessin montrera la situation générale de la façon suivante:

— Tout d'abord un examen des fissures avec une image de celles-ci lorsqu'elle aura été faite.

— Puis un profil du sol avec les résultats des forages et des sondages de reconnaissance, puis les différents niveaux de la nappe phréatique.

— Enfin le plan du monument.

Dans les dessins, j'ai employé des hachures comme dans les normes allemandes, pour représenter le sous-sol. Elles sont faciles à comprendre. Je dois vous dire encore que, pendant ces exposés, je me référerai constamment aux normes allemandes lorsque ce sera nécessaire. Notre normalisation est relativement avancée dans le domaine des reconnaissances de terrain; elle est très avantageuse, car on peut s'y référer souvent, sans avoir besoin d'entrer dans les détails.

Les exemples de monuments que je vais traiter maintenant sont groupés suivant la façon dont ils ont été fondés.

Du grand nombre de types de fondations que l'on peut actuellement construire, on en trouve, habituellement, seulement 2 ou 3 dans les monuments historiques; car la technique d'autrefois n'était pas assez avancée pour rendre possible la diversité des formes d'aujourd'hui.

On trouve essentiellement les *fondations peu profondes* et les *fondations sur pieux* qui sont très anciennes et à l'origine des principaux types de fondations dans l'histoire de l'homme. Pour les *fondations peu profondes*, nous n'en rencontrons, à proprement parler, que 2 formes dans les vieux monuments: les *fondations isolées* et les *fondations en semelles filantes*. Il n'y avait pas, autrefois, de *fondations sur radier* correspondant à celles que l'on fait aujourd'hui en béton armé. Mais on trouve quelquefois des fondations isolées ou filantes posées sur un *treillis de traverses en bois* c'est à dire que les fondations ont été agrandies par des troncs d'arbres posés horizontalement ou par des bois équarris, afin d'augmenter la surface portante.

On trouve assez souvent, et presque partout, des *fondations sur pieux* dans les endroits où les constructions ont été élevées sur un sous-sol mou ou bien directement dans l'eau. On peut donc dire qu'en général, pour les monuments historiques, on a affaire à des *fondations peu profondes* dans la majorité des cas, lorsque les bâtiments reposent sur un sol de fonda-

tion *relativement bon* et à des *fondations sur pieux*, lorsque le sol de *fondation est mauvais*. Il y a bien sûr des exceptions où l'on trouve aussi des fondations peu profondes sur un mauvais sol. Cependant, dans ces derniers cas, la plupart des édifices se sont écroulés et sont détruits; c'est pour cette raison que l'on trouve aujourd'hui relativement peu de constructions ainsi fondées.

2.2 Fondations peu profondes

2.2.1 Sol peu portant

On trouve ainsi, dans les 19 exemples avec lesquels je vais commencer maintenant, seulement 5 exemples parmi lesquels une fondation peu profonde ne repose pas sur un sol portant.

2.2.1.1 Château de Lörsfeld

Ce château date du 15^{ème} siècle, il fut transformé et agrandi au 18^{ème} par un bâtiment en briques de 3 étages avec cave surélevée et comble supplémentaire. Il est posé sur une couche de sol légèrement cohérent qui fut plus tard desséché par un abaissement de la nappe d'eau phréatique (fig. 2). Ce phénomène entraîna un basculement des murs extérieurs et provoqua de grandes fissures (fig. 3). Elles courent sur les 4 côtés du bâtiment, et vont du toit jusque vers le bas; à leur extrémité supérieure, elles ont jusqu'à 6 cm de large et se rétrécissent toutes en descendant, pour finir en fissures capillaires. On trouve les fissures les plus importantes sur le côté exposé au soleil, tandis que du côté nord, elles sont moins importantes.

La fondation en semelles filantes est à la hauteur de l'ancien niveau d'eau du fossé, environ à 1 mètre de profondeur dans le terrain, sur une couche de silt et de sable fin. Ce château est édifié sur la terrasse supérieure d'une fleuve formée de sable et de gravier dans lesquels se trouvent des inclusions de silt et d'argile, c'est à dire de faible compacité. Le sous-sol est mou jusqu'à 1 mètre au-dessous de la semelle du bâtiment. Plus bas, où tous les sondages donnent des nombres de coupe élevés, nous avons un sol de moyenne à grande compacité.

Lors de l'évaluation des causes de dégâts, il a été assuré qu'un lavage des particules fines du sol ne s'est pas produit, en effet, la vitesse de l'eau phréatique n'est pas suffisante. Les tassements dus aux variations de la nappe phréatique ne sont pas non plus des causes de dégâts, leur valeur étant trop faible. Il s'agit donc ici, d'un véritable phénomène de retrait de la couche superficielle qui se compose surtout de sable silteux et qui est d'épaisseur variable; elle est en effet incluse, sous forme de lentilles, dans le sable supérieur.

On a mesuré au laboratoire, un retrait de 2%, ce qui correspond à un tassement d'environ 1 cm. Nous avons constaté aussi, pour des constructions modernes, une influence nuisible du retrait due à l'évacuation de

l'eau phréatique, ou à un assèchement du sol, lorsque les bâtiments sont fondés trop plat et ceci dans des proportions plus importantes qu'ici.

Les fondations exercent approximativement une pression de $4,5 \text{ kg/cm}^2$ qui paraît, au premier abord, un peu élevée pour un tel sol; mais qui est encore à la limite de ce qu'aurait pu supporter la couche compressible d'une épaisseur minimum de 0,6 mètre si le niveau de la nappe phréatique ne s'était pas abaissé. Cet exemple montre clairement que même une couche peu molle est dangereuse et peut provoquer des dégâts.

L'abaissement de la nappe phréatique est un phénomène qui se rencontre souvent pour les monuments historiques, car au cours du temps, dans les pays humides, la nappe phréatique est artificiellement influencée par l'urbanisation et par des mesures techniques telles que, par exemple, l'aménagement des rivières, les aménagements pour les marées... etc... On le rencontre très souvent pour les châteaux autrefois entourés d'un fossé plein d'eau, dans lequel le niveau de l'eau s'est beaucoup abaissé ou a entièrement disparu. Nous avons ici, devant nous, une des causes les plus importantes de dommages des anciens monuments.

2.2.1.2 *Cathédrale de Patrokli à Soest*

C'est une cathédrale commencée en 950, elle est donc romane et on continua à la construire dans les années 1090, 1118 et 1166. Les fondations isolées et en semelles filantes exercent sur le sol des pressions moyennes de 2 à 6 kg/cm^2 ; leur surface inférieure est à environ 2 m de profondeur. La cathédrale est élevée sur une couche superficielle vaseuse, puis molle et enfin consistante, de silt d'une épaisseur d'à-peu-près 3 mètres sous la semelle de fondation. On trouve ensuite du sable portant, de la marne et du calcaire (fig. 4).

La charge du sol de fondation est manifestement trop élevée pour un tel monument. Il se compose d'une puissante tour carrée avec une basilique à voûtes croisées qui est donc, à un degré élevé, statiquement indéterminée. Les tassements importants que le bâtiment a dû subir sont aujourd'hui terminés. Ils ont cependant provoqué des fissures dans la partie statiquement indéterminée et, de ce fait, est apparue une nouvelle répartition des forces dans la construction; cet effet a encore été augmenté par un sous-dimensionnement certain des voûtes et de l'épaisseur des murs. La poussée latérale croissante a augmenté l'excentricité de la résultante dans les joints de fondation (fig. 5). Le sol de fondation, soumis à ces nouvelles forces d'une façon répétée, a subi les déformations correspondantes. Par suite de l'augmentation importante des contraintes, des fissures sont apparues, ainsi qu'une inclinaison des contreforts et des murs extérieurs.

C'est un phénomène typique pour les constructions élevées sur un sous-sol sensible aux tassements. Ainsi lorsque les tassements se sont atténués au cours des siècles les dommages qu'ils ont provoqués dans la construction sont demeurés, dans la mesure où ils n'ont pas été réparés.

Nous allons voir plus tard, par des considérations statiques que l'effort dans les fondations peut leur porter grandement préjudice, même lorsque les tassements ont cessé depuis longtemps et qu'ainsi cet effort peut provoquer des transformations qui n'ont rien à voir avec les phénomènes que j'ai déjà décrits.

Après de longues réflexions pour savoir s'il était nécessaire d'améliorer les fondations, il fut décidé de renforcer d'abord les voûtes par des tirants jusqu'à ce qu'elles reprennent leur ancienne fonction (fig. 54). On se réserve de commencer une reprise en sous-oeuvre des fondations seulement dans le cas où une telle restauration de la superstructure ne donnerait pas satisfaction. On admet que d'autres changements n'interviendront pas à cause de l'élimination des nouvelles forces provoquées par le renforcement des voûtes et par la suppression des forces horizontales. Il faudra cependant continuer à surveiller les mouvements de la cathédrale, pour procéder, le cas échéant, à une amélioration des fondations en plus des consolidations statiques de la superstructure. Comme il n'y a pas eu de différences nuisibles dans les tassements de la cathédrale, on a montré que, par suite de la longue durée de la construction, la charge relativement importante apparue sous les piliers et les murs de la cathédrale n'a pas causé de fissures dangereuses. Les différentes parties de l'ouvrage ont été élevées si lentement que, très certainement, le poids principal avait déjà provoqué le gros des tassements avant que les voûtes ne soient construites.

2.2.1.3 *Eglise paroissiale de Saint Castor à Karden dans la Moselle*

De même une église romane est élevée près de la Moselle, elle se tient sur un sol silteux, fut commencée en 1183 et terminée en 1247. Elle se compose d'une tour principale avec 2 tours flanquantes de chaque côté de l'abside. Le sous-sol naturel de l'église est formé d'une couche superficielle molle de sable et de silt. Puis vient une couche intermédiaire de sable et de débris de schiste qui continue en schiste argileux compact. D'après les fouilles réalisées, la plupart des fondations exercent jusqu'à 9 kg/cm^2 de pression sur la couche superficielle molle qui est recouverte de remblais. Seule la partie ouest de l'église repose sur le sol portant. Les pressions moyennes des fondations sont comprises, suivant les différentes parties de la construction, entre 2 et 7 kg/cm^2 . Les fondations de l'église sont en semelles filantes ou isolées et vont jusqu'à 2 ou 3 mètres de profondeur. Déjà au 17^{ème} siècle apparurent des fissures au sommet des voûtes et des fissures verticales dans les murs extérieurs. Plus tard survinrent quelques fissures obliques qui montrent des tassements et inclinaisons des piliers et des murs. En plus des pressions importantes qui existaient déjà, il se produisit un changement des conditions extérieures: le niveau de la nappe phréatique fut, cette fois-ci, non pas abaissé, mais relevé par suite de la canalisation de la Moselle (fig. 6). Le niveau de la nappe phréatique fut élevé d'à-peu-près 4 m. dans la couche intermédiaire

portante à cause de la surélévation de la Moselle de 1961 à 1963. Les hautes eaux d'autrefois et d'aujourd'hui sont à environ 4 mètres au-dessus de ce niveau. L'intervalle entre les eaux normales et la plus haute crue tombe dans la couche superficielle molle.

Bien qu'il ne soit pas très clairement justifié que l'élévation de la nappe phréatique ait provoqué tous ces dommages, il est très probable que ces 2 phénomènes soient liés. Je reviendrai plus tard sur les effets de l'élévation du niveau de la nappe phréatique sur la stabilité des anciens édifices.

Ces derniers temps, on a mesuré les tassements de cet édifice et surtout observé les fissures avec un soin tout particulier. La grande quantité d'images des fissures, qui furent relevées avec des appareils spéciaux, est particulièrement intéressante. Ces images peuvent être exploitées. On peut en déduire que d'importants tassements ont eu lieu sous les 2 tours flanquantes, mais surtout sous la tour située au sud, allant en augmentant vers les angles extérieurs de la tour. A cet endroit là, le sous-sol de la tour fut remanié par un tunnel d'observation. On observe aussi de grands tassements sous les piliers principaux de la nef centrale. Les piliers de la nef centrale sont un peu moins sollicités et ne travaillent qu'avec une pression de 4 kg/cm^2 . Ils s'inclinent vers l'extérieur et provoquent ainsi des fissures longitudinales dans les voûtes de la nef centrale. Les tassements diminuent beaucoup vers le nord-ouest. Ceci provient du fait que la lourde tour nord-ouest exerce une pression de 7 kg/cm^2 sur un sous-sol qui est ici ferme car la couche molle disparaît. Des mesures de tassement, faites entre août 1960 et octobre 1964, montrent que seule la tour sud s'est affaissée pendant cette courte période. Il résulte des courbes de tassement en fonction du temps que les tassements commencèrent ici en 1963.

Il est encore intéressant de noter que les largeurs des fissures varient beaucoup avec la température. Les reconnaissances du sol ont montré que toutes les fondations, à l'exception de la tour nord-ouest, reposent sur une couche superficielle de silt et sable allant diminuant vers le nord. Une telle couche n'est pas apte à faire un sol de fondation supportant jusqu'à 7 kg/cm^2 de pression. Des tassements importants dus à cette surcharge du sol ont donc eu lieu dans le passé; à l'heure actuelle ils sont terminés. De nouveaux tassements ont pu apparaître et ont pu avoir pour cause:

1. Vibrations dues au battage.
2. Trafic des poids lourds.
3. Transformation du système statique de l'église par des fissures.
4. Mouvement de la nappe d'eau.
5. Creusement du sous-sol par un tunnel d'observation sous la tour flanquante sud.

En tout, les tassements qui ont eu lieu d'août 1960 à octobre 1964 ont atteint 8 mm sous la tour flanquante sud.

Pour l'assainissement de l'église, on proposa une reprise en sous-oeuvre des fondations autres que les fondations ouest, à l'aide de pieux moulés. La question des causes de dégâts qui ont produit les derniers tassements n'étant pas claire, on fit des forages très importants pour l'établissement prévu des pieux de reprise en sous-oeuvre. Les fondations furent reprises par des pieux en béton comprimé de 13 m de long et 42 cm de diamètre, avec une armature filante. Les pieux vont jusqu'à la couche portante de schiste argileux (fig. 43). Ils travaillent en pointe. Pour une charge prévue de 65 t, nous avons une pression de pointe d'environ 50 kg/cm². Un tel effort de pointe est acceptable d'après les résultats des sondages.

2.2.1.4 *Château de Frens*

Je voudrais vous citer encore un cas particulier provenant de la littérature (Luetkens, 1966). Il s'agit d'un château entouré d'eau, construit au 14 ou 15^{ème} siècle, qui fut agrandi au 16^{ème} siècle et pourvu d'une façade décorative au 17^{ème}. De 1838 à 1850, le bâtiment fut reconstruit et restauré. Il y a quelques années, le bâtiment subit des dommages si graves, qu'il fallu en interdire une partie à cause du danger d'écroulement. On présume qu'un abaissement de la nappe phréatique, nécessaire pour l'exploitation des mines de lignite, est la cause des dégâts. Le niveau de la nappe phréatique était à l'origine à la hauteur des fondations les plus profondes. Il est aujourd'hui à plus de 100 m au-dessous du sol. Le haut de la terrasse du Rhin, qui est d'un sol très portant, se situe à environ 3 m au-dessous de la cave du château. Au-dessus, on trouve une couche de silt avec une teneur en eau relativement importante.

Le professeur Luetkens fut chargé en 1961, en tant qu'expert, de constater les dégâts et de prendre des mesures pour la conservation de ce bâtiment d'une grande valeur artistique et historique. Comme je ne connais pas moi-même la situation, je peux vous dire, à partir de la documentation, qu'une partie des murs repose directement sur le gravier portant et qu'une autre partie est fondée plus haut sur du silt. Déjà, ces différences dans les fondations sont très défavorables pour la tenue de l'édifice. Manifestement, une partie de la fondation s'est beaucoup affaissée à cause de l'abaissement du niveau de la nappe phréatique, si bien que sont apparues de grandes différences de tassements qui ont surtout modifié la transmission des forces entre les voûtes et les murs latéraux (fig. 7). Avant cet abaissement, il y avait un tel effet de voûte dans le sens longitudinal que les voûtes s'appuyaient sur le plafond de la cave et les murs transversaux. Ensuite les voûtes furent sollicitées transversalement et s'appuyèrent sur le plafond de la cave et les murs longitudinaux.

2.2.1.5 *Tour penchée de Pise*

Comme dernier monument à fondations peu profondes et posé sur un sol de portance médiocre, je voudrais citer la tour de Pise que vous

connaissez tous bien. Je me permets de répéter brièvement que sa construction fut commencée en 1174, mais qu'elle a dû être interrompue en 1185 à cause de son inclinaison. Il y eut d'autres interruptions entre 1273 et 1285. En 1301, la tour était construite jusqu'au 7ème étage et elle fut définitivement achevée en 1370. La tour est fondée sur une semelle circulaire et se trouve aujourd'hui à environ 4,7 m de profondeur sur une couche de sable et de limon recouvrant d'épaisses couches d'argile.

La cause du mouvement de la tour provient du mauvais sol et des pressions trop importantes qu'y exerce la semelle de fondation. En profondeur, on trouve du terrain mou sur une épaisseur d'environ 40 m. Les premiers 10 m ont un âge de 3000 à 5000 ans d'après de rapides tests radio-carbone. Ce sont des dépôts de lagunes sous forme de sable et de limon avec beaucoup de coquillages. Jusqu'à 25 m de profondeur environ, on trouve une couche d'argile avec des coquillages. Puis suivent 3 m de sable, enfin 12 m d'argile molle, et finalement on atteint une couche de sable ferme à 40 m de profondeur. Le diamètre de la tour étant d'environ 20 m, on se rend compte que l'épaisseur de la couche molle en est le double et est égale à 2 d. C'est normalement cette épaisseur de sol qui est influencée par le bâtiment et dont les qualités ont de l'importance pour la tenue de l'édifice. Dans le cas présent, cette couche molle existe, et dans toute son épaisseur, elle influence profondément le comportement de la tour.

La cathédrale avoisinante et le baptistère n'ont pas subi des dommages importants à cause des tassements; on se rend bien compte cependant que des basculements et des différences de tassements se sont produits.

La pression moyenne sous la semelle de la tour est de 5 kg/cm^2 , la pression maximum étant aujourd'hui de $9,5 \text{ kg/cm}^2$. La tour s'incline d'à-peu-près 1 pour 10 du nord vers le sud. Elle est faite en pierre de marbre taillée. Les tassements de la tour peuvent être estimés aujourd'hui seulement et doivent se situer aux environs de 2,5 m à 3,0 m. Ils sont terminés depuis longtemps, mais le basculement, lui, continue. C'est la raison des efforts que l'on a entrepris de nouveau pour essayer de restaurer définitivement la tour. A l'origine, la tour a dû être élevée à partir d'une profondeur d'environ 2 m, sur la couche superficielle de sable et de limon, sans que l'on ait remarqué qu'il y avait au dessous de très jeunes argiles diluviales facilement compressibles. Le processus mécanique de l'accroissement continu de l'inclinaison de la tour est vraisemblablement dû à l'équilibre instable dans lequel elle se trouve. Cela signifie que la tour est attirée très lentement vers le bas par son inclinaison croissante: le mouvement de rotation dû au poids, qui agit à la hauteur du centre de gravité, va toujours croissant avec la déviation qui augmente et ainsi l'inclinaison augmente continuellement. Ce phénomène ne paraît pas s'atténuer et continue pour l'instant. Je reviendrai plus tard, et à un autre endroit, sur les problèmes d'inclinaison de cette sorte ainsi que sur la conception des processus. Dans le cas présent, les mouvements de la tour ne sont pas à expliquer par une variation du niveau de la nappe phréatique. Mais pour l'instant un plus grand danger est à redouter au cas où la partie nord

des fondations se détacherait du sous-sol de façon à ce qu'un vide apparaisse. De la courbe de l'inclinaison en fonction du temps, on peut voir que le mouvement de la tour est encore bien loin de ce point critique. On doit cependant tenir compte que selon les circonstances, les vitesses vont s'accélérer à l'approche de la situation dangereuse, de façon que ce point critique pourrait être atteint plus tôt.

2.2.1.6 Conclusions

Ces cinq exemples montrent tout d'abord, que les anciens entrepreneurs n'ont pas construit à la légère les bâtiments qui restent encore aujourd'hui. Dans chacun des 5 cas, les fondations furent posées sur un sol que l'on peut caractériser comme moyennement portant. On n'élève encore aujourd'hui, sur le silt, le sable et le limon, que des constructions légères à fondations peu profondes et dont les sollicitations restent faibles. Il est compréhensible que l'on n'ait pas pensé, autrefois, à l'influence des variations de la nappe phréatique; en ce temps là, l'apparition de la nappe phréatique était tout à fait naturelle et l'on n'attribuait que peu d'importance à son influence. On ne peut donc faire aucun reproche aux constructeurs d'autrefois d'avoir placé les fondations de ces cinq cas sur des sols peu cohérents. Dans le cas de la tour de Pise, ils furent certainement trompés pas la couche superficielle qui offre une meilleure résistance que les couches profondes purement cohérentes. On ne pouvait que difficilement reconnaître ces couches profondes avec les moyens d'autrefois: c'est pourquoi on ne sût rien de leur existence.

2.2.2. Sol portant

Maintenant, passons au deuxième groupe de fondations peu profondes qui reposent sur un sol portant. Je vais vous en donner 5 exemples.

2.2.2.1 La cathédrale d'Altenberg

La cathédrale d'Altenberg, fondée en 1153, fut connue par ses deux confessions: on l'utilisa aussi bien comme église catholique que come temple protestant. La nouvelle construction gothique fut commencée en 1255. Les travaux n'avancèrent que lentement et la cathédrale ne fut sanctifiée qu'en 1397. Elle brûla en 1816. Après la sécularisation, dans les années 1821 et 1830, plusieurs parties de la cathédrale s'écroulèrent. La restauration commença en 1835 seulement.

Après la traversée d'une couche de limon peu portant située à 4 m au dessous du niveau du terrain, les fondements de piliers se tiennent sur une couche de gravier serré et par conséquent portant. La pression moyenne évaluée à 5 kg/cm^2 est donc tout à fait admissible. Depuis quelque temps, des fissures se sont formées dans le haut des voûtes de la nef centrale et des morceaux d'enduit se sont détachés. Ceci représentait un danger pour les visiteurs de la cathédrale. On soupçonna le sol de fonda-

tion d'être une cause de ces dégâts et on exécuta des forages et des sondages de reconnaissance qui montrèrent une épaisseur de 2 à 4 m de gravier portant en partie schisteux et argileux, se transformant en un schiste ferme entre 3,5 m et 7,0 m de profondeur.

La cathédrale est donc fondée de façon irréprochable. On n'a pas trouvé de nappe phréatique. Un effort excessif du sol de fondation a pu être provoqué par des fondations sous-dimensionnées exerçant des pressions bien supérieures à celles qui sont indiquées ou alors, la superstructure de la cathédrale peut contenir des erreurs, des fissures ou des dommages qui augmentent exagérément la composante horizontale des forces jusqu'à ce que les contraintes deviennent trop importantes dans la semelle, à cause de l'excentricité de la résultante. Cette dernière raison seulement est à prendre en considération ici. Le besoin est très net de réduire les fissures de la construction. Pendant cette histoire tourmentée, beaucoup d'entrepreneurs ont travaillé sur cette construction. Des tirants de voûtes ont manifestement été coupés dans des temps reculés, comme cela arrive malheureusement bien trop souvent. Après s'être assuré que le sol de fondation était portant, on se restreignit à un renforcement des voûtes (figure 53).

2.2.2.2 Tour-porte « Altpörtel » à Speyer

Une tour-porte du 13^{ème} siècle fut enrichie d'une galerie avec ballustrade festonnée et devint ainsi l'une des plus belles portes des villes d'Allemagne. Les fissures verticales qui apparurent dans le passage peuvent être dues aux sollicitations trop importantes du sol et aux vibrations de la circulation qui est intense à l'entour. La construction fut élevée sur des semelles filantes, à 3 m de profondeur, dans du sable gravillonneux peu à moyennement dense. Le sous-sol est composé de remblai qui suit une couche épaisse de 6,5 m de sable avec gravier fin, recouvrant une couche molle de sable argileux. Au-dessous de ces couches de sable, nous trouvons une argile sèche et dure. Le sous-sol est meuble au-dessus de la semelle de fondation. Le nombre de coups des sondages est inférieur à 10. Jusqu'à la nappe phréatique, il s'élève à 15. Au-dessous, nous avons une moyenne de 23 coups, ce qui veut dire que là, le sous-sol est moyennement dense. Pour un tel sous-sol, on peut prétendre à au moins 4 kg/cm², mais la semelle exerce en réalité une pression de 7 à 8 kg/cm².

Cette pression est à la limite supérieure pour un sable non compact, qui, du fait de sa faible compacité, est particulièrement sensible aux efforts dynamiques. Elle a, sans aucun doute, amené des tassements, mais ceux-ci sont terminés depuis longtemps. Cependant, ils peuvent avoir provoqué dans la superstructure des tensions et des fissures, qui ont affaibli la construction dans son ensemble. Les dommages qui progressent encore aujourd'hui et sont montrés par des bandes de plâtre, ne peuvent plus être dus aux tassements. La cause de tout ceci est le trafic routier qui ne laisse aucun répi à la construction. Dans ce cas encore, on se décida à restaurer la superstructure et on abandonna une amélioration du sous-sol.

2.2.2.3 Cloître du domaine de Graefenthal

Un couvent de religieuses cisterciennes fondé en 1248 fut détruit en 1474 et à nouveau reconstruit. Après d'autres destructions partielles du cloître en 1808, il ne reste que 9 arches. Des fissures apparurent au sommet des voûtes (fig. 8). Le mur longitudinal extérieur s'inclina. Le cloître est en briques. Les semelles de fondation sont à environ 3 m au-dessous du niveau du terrain. Par des puits, des sondages et le déblaiement des fondations lors des travaux d'assainissement, on a pu s'assurer que le sous-sol des fondations d'origine du cloître est en sable gravillonneux de compacité moyenne. Les élargissements des piliers que l'on a fait plus tard reposent en partie sur du remblai. La pression moyenne est de 3 kg/cm². Mais avec la grande excentricité des forces exercées sur les piliers, la pression maximale est de 6 kg/cm² (fig. 9). Elle dépasse ainsi la valeur admissible de 4 kg/cm². Malgré tout, la surcharge du sol n'est pas la cause des dégâts, car on garde une sécurité contre le dépassement dans les valeurs admissibles que l'on prend habituellement. Les dégâts sont beaucoup plus à chercher dans le mauvais état des fondations et la poussée des voûtes que ne peuvent supporter les contreforts. Ceux-ci ont en effet été sous-dimensionnés et mal exécutés. Les fondations furent surchargées par la variation des résultantes dans la semelle et durent donc supporter ces grandes contraintes. Les mesures constructives prévues consistent à monter des tirants pour la sécurité des voûtes et en outre, à renforcer les contreforts par des supports en béton.

2.2.2.4 Château de Kalkum

De semblables conditions existent pour la tour sud-ouest d'un château aux environs de Düsseldorf. Ce château fut bâti pendant la période baroque, mais a subi d'importantes transformations modernes. Il se compose de 4 ailes entourant une tour carrée avec une tour d'angle. La tour, haute de 29 m, pèse environ 870 t et repose sur un radier d'environ 7x7 m. Les fondations vont jusque vers 1 m sous le fond du fossé. La réalisation dans le détail en est inconnue. Les sondages montrent que, sous une croûte de sable gravillonneux très compact, se trouve du sable gravillonneux de faible compacité. Ce dernier ne peut supporter une pression moyenne effective de plus de 1,6 kg/cm² surtout où se trouve le radier, c'est à dire à environ 3 m de profondeur. Par suite de la vidange du fossé du château, ces dernières années, le niveau actuel de la nappe phréatique est à 6 m au-dessous de l'ancien niveau d'autrefois.

Etant irréprochable, l'état du terrain de fondation n'est pas la cause des fissures que l'on trouve essentiellement dans l'axe des fenêtres. Ces fissures peuvent s'être formées du fait d'une fondation défectueuse (des treillis de traverses qui pourrissent par la suite avaient été utilisés), ou bien à cause des dommages qui se sont produits dans la maçonnerie de fondation, mai ceci ne peut être découvert sans fouilles. On ne peut absolument pas considérer l'abaissement de la nappe phréatique comme origine des

dégâts du bâtiment. D'autre part, l'effort de $1,6 \text{ kg/cm}^2$, demandé au sous-sol, est trop faible pour avoir provoqué des tassements.

Dans le cas présent, on recommanda une observation continue des fissures à l'aide de bandes, de relevés, et une mesure des tassements et des déplacements horizontaux. On obtiendra ainsi de plus amples renseignements qui permettront de savoir si l'on doit renforcer la fondation. Les murs de la superstructure qui sont en mauvais état, doivent être assainis par des mesures constructives. Lors des travaux d'assainissement de la maçonnerie, on constata que le mur s'était affaissé à cause du pourrissement des poutres des fenêtres et que cela avait provoqué ces fissures. Depuis que l'on a changé les poutres pourries par des poutres en béton armé, aucune autre fissure n'est apparue.

2.2.2.5 *Château fort de Bruggen*

Il s'agit d'un château partiellement fort délabré. Deux fissures se apparues. Ce château de 3 étages, avec caves souterraines, se compose d'un bâtiment principal dont les épaisses murailles ont une largeur de 0,7 à 1,8 m et dont le mur sud est renforcé par des piliers (fig. 10). Le sol de la cave se trouve à 1 m sous la surface du terrain. Une tour ronde d'environ 10 m de diamètre extérieur possède une épaisseur de mur d'à peu près 2,6 m. On ne connaît pas grand chose sur la fondation, car l'on n'a pas fait de fouilles suffisamment profondes. Elle se situe au moins à 2 m de profondeur. Des documents sur les dimensions, la nature des fondations et les valeurs des pressions sur le sol ne sont pas disponibles et, jusqu'à présent, l'on n'a fait que des reconnaissances sur la constitution du sol de fondation.

On a constaté que sous la terre végétale et le remblai, d'une épaisseur de 0,8 m à 2,6 m, se trouve un sable meuble contenant du limon vaseux, probablement remblayé lui aussi. Cette couche molle superficielle va jusqu'à environ 3 m au-dessous de la surface du terrain. Dessous, on trouve un sable gravillonneux portant qui est un peu humique et contient des restes de bois. On peut donc supposer que le bord inférieur de la fondation repose sur ce sable, de sorte que les dégâts intervenus n'ont pas besoin d'être attribués au sol de fondation. Ceci n'est cependant pas certain. Comme le château doit être rénové et reformé, de telles recherches seront probablement approfondies un de ces jours.

Dans tous ces exemples, les causes de dégâts proviennent de dimensionnements insuffisants dans la superstructure, ou bien d'une maçonnerie de mauvaise qualité.

2.2.3 *Variations artificielles de la charge*

On doit mentionner de plus, certains cas où des charges supplémentaires furent provoquées par des changements ultérieurs de la construction.

2.2.3.1 *Eglise de Hamminkeln*

Une église dont le clocher fut commencé au 12ème siècle, reçut un bâtiment principal de 2 étages au 15ème siècle. Elle fut remise en état de 1872 à 1878 et l'on profita de cette occasion pour surélever le clocher et construire un beffroi. En 1966, lors de nouvelles réparations, en enlevant le crépi, on découvrit de larges fissures dans le clocher. On chercha donc les mesures à prendre pour restaurer le clocher, avant de réparer les fissures. Ce clocher, haut de 34 m, repose sur une semelle filante à 1 m de profondeur, dans du sable fin, et travaillant avec une pression moyenne de 5 kg/cm². Le sable fin est moyennement portant. Au-dessous, on trouve un gravier de compacité moyenne. Il s'agit donc d'un bon sol de fondation ou la nappe phréatique est à environ 2 m au-dessous des fondations (fig. 11).

La plus grande contrainte au contour de 6,9 kg/cm² est assez élevée pour un tel sol (fig. 12). Mais les brèches des murs ainsi que la surélévation, qui ont à peu près doublé la charge et amené un tassement supplémentaire de 1,5 cm, ont vraisemblablement provoqué les dégâts en même temps qu'une transposition, des tensions dans l'ensemble de la construction. Les fissures présentes sont surtout verticales. Le moment de leur apparition est inconnu. La construction doit être assainie par la position de tirants circulaires et par un colmatage des murs:

2.2.3.2 *Château de Broich à Mülheim/Ruhr*

Il s'agit maintenant de la porte d'un vieux château dont la partie la plus ancienne date du 12ème siècle. Aux environs de 1400 il y eut une deuxième période de construction et, entre 1623 et 1682, une troisième période. L'aménagement du château fort, avec la grande enceinte, est l'un des plus importants de la vallée du Bas-Rhin. La ville de Mülheim, dans la Ruhr, projeta donc la restauration de l'entrée du château moyenâgeux avec la collaboration du conservateur de la province de Bonn.

Le mur d'enceinte de la partie la plus ancienne forme un polygone irrégulier qui s'approche de la forme du cercle. Du donjon circulaire central qui cerne les restes d'une vieille tour carrée, ne sont conservées que les fondations. Une deuxième grande tour carrée, contre laquelle une villa fut accolée, se situe près de l'entrée. Elle fut démolie entretemps. L'enceinte possède des renforcements avec des voûtes en berceau. A la deuxième période de construction appartient un bâtiment long et étroit érigé à l'extérieur de la vieille enceinte. Les puissantes voûtes du sous-sol sont conservées. La clôture du parvis date de la troisième période.

L'entrée du château, issue de la seconde période (fig. 13), a une hauteur d'environ 14 m. Le mur longitudinal ouest est en moellons et forme l'enceinte du pylône du château. Il est beaucoup plus épais que le mur longitudinal est, qui comprend deux étages en moellons et en briques, et dont le reste est en bois. Le mur longitudinal est se trouve particulièrement en mauvais état. Les conditions de fondation furent en outre défavo-

blement changées par une villa moderne ayant des murs transversaux renforcés (cette villa est située devant la moitié sud de ce mur et a été démolie) et par le terrain qui fut fouillé à plus d'un mètre de profondeur devant la moitié nord de ce mur.

Les recherches devraient être dirigées de façon à savoir si les fondations de la construction donnent une stabilité suffisante dans les conditions actuelles, et même si elles ont été suffisamment dimensionnées. On pourra ainsi savoir si ces fondations peuvent supporter les hautes charges qui résultent de l'achèvement du pylône. Les pressions moyennes sur le sol sont pour le moment de 1 à 2 kg/cm², elles s'élèveront ensuite entre 2 et 3 kg/cm² après l'achèvement du pylône (fig. 14).

On constata, par des puits et des sondages dynamiques lourds, que sous les fondations en mauvais état du mur longitudinal est, qui est essentiellement en danger, se trouve une fine couche de limon. On trouve ensuite du gravier limoneux et du gravier pur très portant, de sorte que les plus hautes pressions que l'on a actuellement, peuvent être admises. On recommanda cependant un remblai, car les fondations ne sont pas, en profondeur, à l'abri du gel (fig. 52). De même, ces fondations doivent être remises en état par des injections ou des enveloppes de béton.

2.2.4 Influence de l'exploitation minière

Des conditions particulières apparaissent lorsque de vieilles constructions fondées de façon irréprochable sont endommagées par des exploitations minières environnantes. Ceci arrive fréquemment dans la région de la Ruhr.

2.2.4.1 Maison de Heisingen à Essen

Une vieille maison, posée sur un rocher altéré, montre l'influence de l'exploitation minière de façon particulièrement nette. Il s'agit d'une résidence d'été moyenâgeuse des abbesses de Werden sur la Ruhr, dont l'origine exacte et l'histoire de la construction sont inconnues. C'est une habitation avec d'épais murs extérieurs qui comprend 2 étages et une cave. Le bâtiment se compose d'une partie moyenne et de deux autres parties extérieures, qui furent manifestement érigées lors de périodes différentes. Elle est, par suite de sa situation en pente, fondée à diverses profondeurs. La fondation est en semelles filantes dont le bord inférieur se situe de 1 à 5 m sous le niveau du sol de limon et de rocher altéré; le rocher descend vers le nord, de sorte que l'épaisseur de la couche compressible augmente. Les fondations exercent une pression moyenne de 2 à 3 kg/cm².

Les travaux de restauration révélèrent le mauvais état de la construction. Les murs extérieurs et intérieurs sont fendus et ont des renflements. On ne sait pas depuis quand ces dégâts existent. Le plancher s'inclina, on remarqua ceci, pour la première fois, il y a 40 ans. Il fut alors rétabli dans la position horizontale.

Par des forages, des puits et des sondages dynamiques légers, l'état du sous-sol fut déterminé avec une précision suffisante. On se rendit compte que la position inclinée et les fissures augmentaient avec l'accroissement de la couche compressible. On ne pu déduire cependant la grandeur de la déformation des propriétés du sol de fondation. Les dégâts ne sont donc pas dus à une fondation insuffisante, et les causes sont extérieures. N'ayant pas non plus remarqué de nappe phréatique, on rendit responsable l'exploitation minière des environs (fig. 15). Pour l'assainissement de la construction, on recommanda les mesures en usage dans les zones de dommages miniers. Un ancrage en béton armé est déjà exécuté qui encercle la construction (fig. 55). De plus, on a projeté d'améliorer la maçonnerie brisée par des injections de ciment et de poser des tirants horizontaux à la hauteur du plafond.

2.2.4.2 *Château de Herten*

Un château, près de Recklinghausen, fut abîmé d'une manière particulièrement grave par l'exploitation minière. Dans ce château, depuis 1930 jusqu'à nos jours, sont apparues des fissures qui grandissaient continuellement. Elles ont rendu nécessaire un assainissement très étendu, si tant est qu'on ait encore pu sauver le bâtiment. Afin de constater si seule l'exploitation minière ou aussi le sol de fondation ont causé ces dégâts, on fit des recherches au moyen de forages surtout, avec des sondages Standard-Penetration-Test et des sondages statiques.

La construction du château a son origine en 1530. On continua de le construire en 1650 et il fut détruit par un incendie en 1687. Il fut reconstruit à partir de 1702. Il se compose d'une construction en briques à 2 étages et 4 ailes entourant une cour. Sous la majeure partie de celle-ci il y a des caves.

Par les reconnaissances du sol de fondation, on découvrit du remblai et du silt sableux fin et humique sous la semelle de fondation; au-dessous, un sable fin silteux jusqu'à une profondeur de 4 m, puis du sable et du gravier qui se changent ensuite en une marne portante. Les couches superficielles sont pâteuses et non tassées jusqu'à peu compactes.

La fondation est d'une part en fondation peu profonde, dont la surface inférieure se situe à environ 1,5 m sous le niveau du sol dans du sable silteux, et d'autre part en pilotis de bois dans le sapropel et le silt et dont les pieux vont probablement à environ 3 m de profondeur dans du sable silteux. Les pressions moyennes sont comprises entre 2 et 4 kg/cm².

Dans ce cas, on contesta que ces dégâts aient été seulement provoqués par l'exploitation minière, car on observa un pourrissement de la fondation sur pieux en bois (fig. 16).

On observa principalement des fissures verticales dans la maçonnerie, ainsi que des fissures dans le plancher et sa position inclinée. Avant les travaux d'assainissement, une partie du bâtiment s'était déjà écroulée. La construction doit finalement être assurée par un ancrage en béton armé avec des ancrages transversaux accrochés à des puits (fig. 47).

2.3 Fondations sur pieux

2.3.1 Pourrissement des pieux en bois

Contrairement aux fondations peu profondes, les bâtiments sur pilotis sont souvent exposés à des dangers par la mise en défaut de la fondation par pourrissement des pieux en bois. Le pourrissement apparaît toujours lorsque la nappe phréatique descend, pour une longue période sous l'arête supérieure des pieux. Parce qu'il en est souvent ainsi, on peut toujours s'attendre à ce que les vieux bâtiments, fondés sur pilotis à cause d'un mauvais sol de fondation, s'effondrent aujourd'hui, bien qu'ils aient été, en leur temps, correctement fondés. Un exemple en est la mise en danger de la ville de Venise. Les 5 exemples suivants montrent de tels cas.

2.3.1.1 Eglise St. Louis à Sarrebruck

Cette église qui fut conçue en 1758 et achevée en 1778, est fondée en partie sur des traverses de bois, et en partie sur des pieux en bois. Ici aussi, ces dernières années, le niveau de la nappe phréatique s'est abaissé, de sorte que les traverses et les pieux ne sont plus recouverts par l'eau. Ils étaient déjà très fortement attaqués par la décomposition en 1955.

Autrefois, aucun dégât notable n'était apparu dans les monuments de grande valeur historique. Comme des dégâts étaient à craindre, on dut déterminer à temps, par des recherches sur le sol de fondation, les mesures d'assainissement qui devaient être prises en premier lieu. L'établissement de puits dans les fondations du clocher et de l'église proprement dite, montrèrent que le clocher était sur pilotis, alors que l'église proprement dite se tenait sur un treillis de bois (fig. 17).

Le bois de hêtre rouge, situé depuis 200 ans sous les fondations en pierre, montre, d'après les recherches, une décomposition par des moisissures. L'examen du bois montre clairement qu'il s'agissait de moisissures virulentes qui détruisirent le bois et dont la nature exacte ne put être déterminée. En tout cas, on pouvait prévoir que les destructions continueraient si aucune mesure n'était prise. Il fut donc expressément conseillé d'étaçonner l'ensemble des fondations en bois, et de les remplacer par une fondation plus stable.

Pour cette fondation nouvelle, on devait décider si le sol de fondation était suffisamment portant pour accepter une fondation peu profonde; ou bien s'il était nécessaire d'entreprendre une reprise en sous-oeuvre, par une fondation profonde.

Le sol de fondation se compose de remblai d'épaisseur variable, ayant au maximum 2,5 m d'épaisseur, puis de sable et gravier peu denses qui se transforment en un sable dense et en grès entre 2 et 6 m sous la surface du terrain. On comprend donc que le lourd clocher et l'église plus légère soient fondés de façon différente.

Le pieux en bois, sous le clocher, sont à environ 2,5 m sous le terrain de sable et de gravier. On ne sait pas jusqu'où vont les pieux, ils sont de

toute façon dans du sable et du gravier. Le fondement en bois de la nef de l'église se tient sur le même sol (fig. 18). Le remblai mou du dessus n'est donc pas soumis à des efforts. L'épaisseur minimale de la couche superficielle fortement compressible laissa juste la mise en place des traverses de bois.

Pour la reprise en sous-oeuvre, un grand nombre de propositions furent présentées (fig. 44). On choisit une fondation de pieux forés rangés de deux côtés de l'ancien mur de fondation et liés par des poutres de rive en béton armé (fig. 45).

2.3.1.2 *Château de Bloemersheim à Vluyn*

Un château entouré d'eau, qui fut mentionné pour la première fois en 1406 et qui se trouve encore aujourd'hui en propriété privée, est situé près de la frontière hollandaise au nord d'Aix-la-Chapelle. Il reçut, en réalité, son bâtiment actuel dans la seconde moitié du 17ème siècle. En particulier, un avant château fort fut tout entier érigé à nouveau parce que l'ancienne maçonnerie était délabrée. Les tours rondes d'origine s'étaient déjà séparées du mur à cette époque et présentaient des fissures. La nouvelle construction fut, d'après les renseignements, très difficile et chère parce que les fondations devaient être mises sur pieux à cause du sol marécageux. D'autres travaux de rénovation furent exécutés en 1850. Le château fut élargi par une aile latérale au 19ème siècle. En 1955, on a dû faire une étude approfondie car d'autres dégâts dangereux étaient apparus. Dans l'aile du château contre laquelle la grande tour s'appuyait, d'importantes fissures s'étaient produites à cause des tassements. La tour montra un basculement de l'aile du château vers l'étang, bien qu'elle fut déjà ancrée autrefois au bâtiment principal sur le grenier. Un parapet fut à nouveau érigé, après la dernière guerre, entre l'étang et la tour. Il s'est incliné vers la tour.

On soupçonna que les mouvements de tassement et de basculement avaient été causés par un abaissement de la nappe phréatique qui a eu de fortes variations. Les petits cours d'eau furent asséchés par suite de la colonisation industrielle et de l'exploitation minière des environs. En particulier, en 1955, l'alimentation de l'étang du château fut si faible qu'il se trouva en grande partie à sec. Aujourd'hui, il est à nouveau rempli d'eau.

Les travaux d'assainissement furent exécutés en plusieurs étapes. Il s'agit tout d'abord de la tour du château qui courrait le plus grand danger. Plus tard, une grande salle fut reprise en sous-oeuvre et actuellement, le reste de la construction doit être assuré.

Le profil du forage montre que, sous le remblai sableux de 1 m d'épaisseur, une couche molle de vase et de tourbe qui contient du sable et des restes de mur a environ 2 m d'épaisseur (fig. 19). Une épaisse couche de gravier sableux d'environ 1,3 m est située dessous, sa capacité portante est faible. Elle se change, à environ 4,5 m de profondeur, en sable fin qui va encore jusqu'à une profondeur de 6 m et est également peu portant.

Plus loin, il gagne en solidité, si bien qu'à la profondeur de 7 m, nous avons un sol de fondation très portant.

La tour du château fut fondée sur des pieux en bois de hêtre rouge et de chêne qui vont vraisemblablement seulement dans les couches intermédiaires de gravier sableux (fig. 20). Ces pieux non seulement ne furent pas assez profondément battus, mais ils ont aussi pourri à la longue. Pour la restauration de cette partie du bâtiment, les murs extérieurs furent élargis au niveau de la fondation en 1956, par des poutres de rive et posés sur des pieux forés ayant un diamètre de 40 cm et une longueur de 8 à 11 m. Ensuite, en 1957, la tour reliée à la salle qui était aussi fondée sur des pieux en bois, fut reprise en sous-oeuvre par des pieux forés d'après le même système. Le mur nord-ouest de l'aile latérale, c'est à dire le mur qui va vers la salle de la tour, conserva une fondation sur pieux, mais cette fondation fut reprise en sous-oeuvre par une poutre en acier.

Pour l'aile latérale, de nouvelles recherches furent exécutées en 1966. Pour les pressions existantes de 3 kg/cm^2 , les fondations peu profondes et les fondations sur pieux, ne furent pas assez profondes ou décomposées. Pour l'assainissement, il est question de faire de nouvelles fondations sur pilotis dans la partie située vers l'eau. Même si une telle fondation sur le côté cour n'est pas absolument nécessaire car le sol est meilleur, il serait recommandé de poser aussi cette partie sur des pieux, vis à vis de l'uniformité de la fondation. Ces pieux doivent être dirigés et battus à la même profondeur que celle des parties de la construction déjà reprise en sous-oeuvre. Les expériences réunies dans les premiers travaux peuvent être utilisées avec succès pour l'élaboration rentable des mesures qui restent à prendre.

2.3.1.3 *Eglise du château de Diersfordt*

L'église du château de Diersfordt fut construite de 1775 à 1776; elle fut remise en état en 1951 après les graves dégâts de la dernière guerre. C'est une construction à une nef qui possède une petite salle en briques avec une abside demi-ronde. Elle se signale par une jolie façade en pierres de taille. Malgré les travaux de rénovation, des fissures verticales se montrèrent dans les voûtes des caves: elles apparaissaient dans les murs extérieurs et s'atténuaient vers les fenêtres. Le processus de la formation des fissures dans le temps n'est pas connu en détail. Par des forages et sondages, il fut constaté que sous les fondations de l'église, à environ 4 ou 5 m, se trouve un sol peu portant (fig. 21). A partir des rares documents conservés jusqu'ici sur les fondations de l'église, on peut dire que ces fondations sont sur pieux en bois. Le vieux pilotis débute à 2,5 m sous le terrain, dans du silt organique et les pieux vont probablement jusqu'à 5 m de profondeur. La pression moyenne sur le sol, qui doit être supportée par la fondation sur pieux, s'élève à $1,8 \text{ kg/cm}^2$; elle est donc relativement faible (fig. 22). Les pieux doivent être pourris par suite de la variation du niveau de l'eau dans les fossés du château qui se sont asséchés à plusieurs

reprises. Les fissures ne montrent aucune différence de tassement, ces dégâts sont donc normaux et faciles à concevoir.

Pour l'assainissement, on proposa une reprise en sous-oeuvre par des pieux qui doivent aller jusqu'au sol portant (fig. 46).

2.3.1.4 *Château de Rimburg à Merkstei*

Le pourrissement des pieux par l'abaissement de la nappe phréatique et l'influence des exploitations minières furent ensemble la cause des dégâts étendus qui sont apparus dans un château en propriété privée près de la frontière Hollandaise. Ces dégâts étaient tellement importants que l'on a dû évacuer une partie du bâtiment à cause des effondrements. D'après les premiers documents sur ce château, son origine est du 12ème-13ème siècle. Il n'est pas certain que la partie la plus ancienne du château fort ne provienne pas de l'époque romaine. Dans les siècles suivants, la bâtisse fut souvent transformée. En 1899, elle fut agrandie d'une façon moderne.

La maison seigneuriale à 3 ailes et le donjon carré encerclent une cour intérieure rectangulaire. La tour, qui avait autrefois une hauteur de 30 m, fut rasée plus tard jusqu'à une hauteur de 18 m. Elle provient de la partie la plus ancienne, ainsi que les trois ailes qui existent encore aujourd'hui. Celles-ci sont encore partiellement pourvues de caves et ont deux étages. Au sud-ouest, se trouvent en outre une tour ronde et une aile habitée datant des 13ème et 14ème siècles. Il y eut d'autres constructions et restaurations entre les 17ème et 19ème siècles.

Des fissures furent remarquées pour la première fois en 1936 et 1937; elles se sont amplifiées depuis.

Par des forages et sondages, ainsi que par l'observation de la nappe phréatique, on remarqua qu'une partie des murs était directement fondée en profondeur sur un sol portant. Tandis qu'une autre partie se tenait sur des pieux dont les têtes, aujourd'hui en partie au-dessus de la nappe d'eau phréatique, sont pourries (fig. 23). La partie supérieure du pilotis en bois, c'est à dire le bord inférieur du mur, se situe à 3 m sous le niveau du sol, dans le remblai et dans la tourbe. Le bord inférieur des pieux se trouve probablement dans du gravier à environ 7 m de profondeur. Il y a aussi des fragments de semelle filante à cette profondeur. Les pressions moyennes de contact s'élèvent de 2 à 3 kg/cm². Beaucoup de dégâts sont expliqués par le pourrissement des pieux (fig. 24). Cependant, même les fondations profondes furent endommagées: des mouvements horizontaux, dus à l'exploitation minière des environs sont en effet apparus. On devait avant tout assainir la partie nord-est du château qui était abimée par le pourrissement des pieux. D'autre part, le château doit être encore protégé contre les dégâts miniers.

Après le début des travaux de reprise en sous-oeuvre, quelques pièces ont dû être délaissées à cause du danger d'effondrement. L'assainissement fut exécuté au début 1966. On plaça des pieux forés avec des poutres de rive reliés à 3 m dans le sable portant; la construction sera ainsi protégée

contre les mouvements verticaux irréguliers. Une telle sécurité peut éventuellement cesser plus tard pour les murs directement fondés sur le sol portant. On a cependant déterminé exactement la profondeur des fondations de ces murs, et l'on s'est ainsi assuré qu'ils se trouvaient sur le sol portant.

Finalement, on proposa de restaurer le château, à l'avenir, par une fondation plus sûre. Ainsi, la fondation actuelle qui contient encore, et à juste titre, des lacunes, doit être complétée par d'autres puits. Les mouvements des fissures et les tassements doivent aussi être régulièrement mesurés. En outre, le niveau de la nappe phréatique sera examiné et mesuré de temps en temps sur des échelles fluviales. Mais l'influence des travaux d'assainissement exécutés jusqu'ici, la sécurité contre les dégâts miniers et la formation de fissures doivent être particulièrement observés. Ces observations doivent être réunies à intervalles de temps réguliers et exploitées.

2.3.2 *Surcharge des pilotis*

A côté du pourrissement, une profondeur insuffisante des pieux ou une surcharge des pilotis, par suite du nombre insuffisant des pieux, peuvent être cause de la mise en défaut de telles fondations. Il est en général difficile de se rendre compte si les pieux ne sont pas battus assez profonds, car il est à peine pensable que l'on puisse extraire les pieux ou reconnaître la profondeur des vieux pilotis. Par contre, une surcharge de la fondation est facile à déterminer par le calcul, lorsqu'on connaît le nombre des pieux.

2.3.2.1 *Eglise St. Catherine à Hambourg*

En dernier lieu, je voudrais brièvement vous faire part de la préservation de l'une des plus grandes églises de Hambourg bien que je n'y aie pas pris part moi-même. Les travaux de la préservation ont eu lieu peu avant son achèvement. Du Moyen Age il n'y a que les nefs du hall de l'église St. Catherine qui sont conservées. Dans sa forme actuelle, l'église provient du 14ème siècle. Les dégâts du clocher gothique qui furent observés très tôt, sont à l'origine de la transformation baroque.

L'église est fondée sur un pilotis de bois à environ 4 m sous le niveau du terrain. Les pointes des pieux devraient se situer dans du sable fin à une profondeur d'environ 10 m. La fondation travaille avec une pression relativement haute de 5 kg/cm², à laquelle il faut ajouter 2 kg/cm² de surcharge due au vent. Viennent encore les pressions dues à la maçonnerie de mauvaise qualité qui prêtèrent à discussion.

Le motif de l'assainissement fut des fissures d'une étendue considérable dans les voûtes, et surtout un basculement et un affaissement du clocher. Celui-ci a déjà montré de tels mouvements depuis les premiers jours de son édification. Dans le rapport de l'assainissement, le professeur architecte ingénieur-docteur Pieper à Braunschweig explique:

« Les embrasures des fenêtres gothiques du mur nord ont une inclinaison qui aurait engendré un basculement de la pointe du clocher de 4,2 m. Les colonnes d'angle de la transformation baroque font saillie, ce qui correspondrait à une déviation de la pointe de 0,5 m. On peut en déduire que les vitesses du mouvement de la pointe du clocher étaient, avant la transformation baroque, en moyenne de 10 mm par an, et après la transformation baroque, d'environ 2 mm par an. D'après les mesures précises de ces 7 dernières années, le clocher s'est affaissé de 3 mm par an et a en même temps basculé avec une vitesse qui correspond à un mouvement de la pointe égal à 10 mm par an. Une secousse considérable a été donnée, dans le mouvement du clocher, par la catastrophe causée à Hambourg par la grande marée de 1962 ».

« Les forts mouvements ont probablement déjà conduit, avant la transformation baroque, à des dégâts importants du clocher. Ces dégâts ont été les causes des reconstructions d'autrefois. Cependant, la transformation baroque a été exécutée d'une manière si soignée au-dessus de la fondation, que le clocher ne montre pas, aujourd'hui, de nouveaux dégâts considérables ».

« Mais les dégâts provoqués dans les voûtes reconstruites il y a 10 ans — par les mouvements de la tour, pèsent très lourd. En particulier, la voûte d'angle sud-ouest et la voûte sur la haute nef, montrent des fissures sur une étendue importante. L'observation de ces fissures par des bandes de plâtre et des prises de vue photographiques, laisse voir clairement les élargissements continuels et l'accroissement des dégâts, de sorte que dans un avenir prochain, on doit s'attendre à ce que la sécurité de l'orgue et de la galerie soit menacée ».

« Quant au clocher, il pourrait probablement supporter les mouvements pendant 100 ans encore ».

On décida quand même de joindre à la restauration absolument nécessaire des voûtes, une préservation étendue du clocher. Le sous-sol se compose, dans les 3 m supérieurs, de décombres et de restes de bâtisses et de fondations, au-dessous on trouve du sable argileux qui a en partie le caractère du sable mouvant; il contient aussi des restes d'une vieille bâtisse et surtout des morceaux de bois.

Ensuite vient un peu de vase sableuse, de tourbe et de sable fin argileux. On trouve du sable portant seulement à la profondeur de 11 à 12 m sous la surface du sol, celui-ci se change bientôt en gravier propre. Le niveau de la nappe phréatique varie, avec les marées entre 3 et 5 m de profondeur.

On supposa avec raison, qu'il est improbable qu'une fondation sur pieux ait atteint la profondeur nécessaire avec les techniques de battage d'autrefois (fig. 25). De plus, d'après nos calculs d'aujourd'hui, le nombre de pieux nécessaires (environ 2 pieux par m² de surface de fondation) n'a pas été atteint. Mais les pieux ont toujours contribué à réduire les mouvements prévus dans ce mauvais sol de fondation. Les têtes de pieux doivent cependant être pourries depuis longtemps par l'effet de la marée

basse et de la marée montante. Des morceaux de bois pourri furent trouvés; ils étaient tellement ramollis qu'ils n'avaient pratiquement plus aucune consistance.

L'église entière sera reprise en sous-oeuvre avec des pieux forés de la Firme de Waal des Pays-Bas; ces pieux devront avoir une légère inclinaison, afin que leurs pointes soient assez loin des précédents pieux en bois (fig. 50). En outre, on plaça des tirants (fig. 57). Je parlerai plus tard et plus précisément de cette manière de reprise en sous-oeuvre qui est particulièrement intéressante.

2.3.2.2 Conclusion

La surcharge des pilotis peut non seulement résulter d'un faux dimensionnement, s'est à dire d'une surestimation de la force portante des pieux ou bien de la profondeur de battage insuffisante, mais aussi, dans le cas de fondations peu profondes, du déplacement des forces d'appui sur les pilotis par suite de fissures dans la superstructure. Ces fissures sont dues, selon les circonstances, à des tassement irréguliers provoqués par le pourrissage sous des fondations isolées. Les particularités de ces phénomènes sont difficiles à contrôler.

3. Causes des dégâts

Après avoir montré dans les exemples précédents les connaissances que j'ai sur les conditions de fondation des bâtiments historiques, je vais, dans les parties suivantes, évaluer d'une façon systématique les observations qu'on y a faites et je vais les expliquer.

Présentons d'abord les causes possibles des dégâts. De nouveau nous distinguerons les fondations peu profondes et les fondations sur pieux; pour les fondations peu profondes, je vais envisager d'abord celles pour lesquelles la force portante du sol a été diminuée par un appui sur un sous-sol trop mou.

3.1. Fondations peu profondes

3.1.1. Déposition sur sol mou

3.1.1.1 Tassements

Pour illustrer une telle surcharge ou retrait du sous-sol, nous avons trois exemples. Les trois bâtiments ont en moyenne les pressions de contact suivantes: Pour le premier cas (fig. 5) $2\text{-}6 \text{ kg/cm}^2$ pour un « silt » à 2 m de profondeur.

Pour le 2ème cas (fig. 6) $2\text{-}7 \text{ kg/cm}^2$ pour un « silt » dans une profondeur de 2-3 m et enfin une pression de contact comprise entre 5 et 10 kg/cm^2 pour le limon et l'argile à environ 5 m de profondeur. La charge admissible du sous-sol, qui est souvent un critère pour le dimensionnement des fondations, est réglée dans beaucoup de pays par des normes; en Allemagne par DIN 1054. Cette norme est actuellement en révision et son

texte essentiellement amélioré, est, en ce moment, discuté. Les charges admissibles proposées par cette norme sont définies, comme d'habitude, d'après les deux critères suivants: les tassements admissibles et la sécurité nécessaire contre la rupture par glissement.

Pour les sols cohérents les charges admissibles sont surtout déterminées par les tassements tandis que pour les sols non-cohérents on fait une différence entre des constructions susceptibles de tassements et des constructions non susceptibles de tassements. Ces dernières sont dimensionnées d'après le critère de la rupture par glissement.

On peut déjà en déduire que les charges admissibles d'un sous-sol mou sont basées essentiellement sur les tassements. Ainsi l'on prévoit pour le silt avec un encastrement d'environ 2 m une charge de $2,5 \text{ kg/cm}^2$. On voit que pour les bâtiments précités cette valeur a de loin été dépassée. Pour ces bâtiments qui sont pour la plupart très anciens, les tassements dus au dépassement des charges admissibles se sont tous arrêtés. On peut s'attendre à ce que cela ne dure que quelques années pour les sols silteux, même dans les cas défavorables; par contre les tassements dans des sols argileux peuvent s'étendre le cas échéant sur quelques dizaines d'années. Mais les bâtiments qui nous intéressent ici ont un âge de 100 à 600 ans il est donc certain que tous les tassements résultant du poids du bâtiment se sont déjà produits. Il n'y a que peu de types de sols dans lesquels se produisent des tassement dits secondaires qui continuent avec le logarithme du temps et qui parfois ne tendent vers aucune limite. On est là en présence de phénomènes qui ne se sont pas produits dans les bâtiments mentionnés ici.

Néanmoins les tassements anciens peuvent provoquer des dégâts dans les bâtiments par le fait que ces bâtiments, surtout s'ils sont statiquement indéterminés, par exemple composés de voûtes, se crevassent et ensuite s'éboulent lentement. A cause des fissures les forces changent de direction puisque les constructions statiquement indéterminées deviennent statiquement déterminées et là l'on est en présence d'une disposition des forces tout à fait autre.

Ceci conduit également à un changement de l'effort dans la semelle de la fondation et ainsi à de nouveaux mouvements des fondations. De plus, on ne peut pas dire que les fissures se forment immédiatement. Il est tout à fait possible que même après l'arrêt des tassements les efforts dans la maçonnerie, qui a tendance à fluer, atteignent après une longue période une valeur qui mène à la formation de fissures. Un second phénomène qui dans son comportement temporaire, peut beaucoup différer des tassements est le basculement. Car si au basculement de la construction est liée une transposition permanente de la résultante dans la base de la semelle, des mouvements peuvent se produire qui continuent pratiquement en permanence. La tour oblique de Pise en est un exemple. Je traiterai plus loin le côté statique de ce cas.

3.1.1.2 Eau phréatique

D'autres causes de dégâts de bâtiments sur sols mous peuvent être l'abaissement ou la montée de la nappe phréatique.

Considérons d'abord l'abaissement de la nappe souterraine; elle a les effets défavorables suivants. Par la mise à nu et l'émergence des couches de sol hors de l'eau le poids volumétrique du sol est nettement augmenté; de 80 à 100% environ. Ceci représente une charge supplémentaire des couches de sol sous-jacentes et par suite un nouveau tassement. Il est donc très possible que des constructions, dont les tassements dûs au poids propre ont cessé depuis longtemps à cause de l'âge, soient soumises à de nouveaux tassements lors d'un abaissement ultérieur de la nappe souterraine. A part cela l'abaissement de la nappe phréatique peut avoir des effets chimiques sur le sol surtout lorsque celui-ci contient des parties humiques. Ces parties peuvent se décomposer et provoquent ainsi un autre genre de tassement.

Les phénomènes de retrait que nous avons rencontrés dans certains exemples (fig. 3), sont beaucoup plus dangereux que le cas précédent qui est d'ailleurs assez rare. Lors de l'abaissement de la nappe phréatique la couche supérieure vient au sec. Par évaporation elle perd lentement l'eau. A ceci est liée pour des sols cohérents, une réduction de volume qui peut être assez importante et peut avoir pour conséquence, le cas échéant, un tassement plus grand que celui dû au poids propre de la construction. Comme nous allons le voir, on peut déterminer par des essais de laboratoire l'importance du retrait jusqu'à sa limite qui est le point où l'on a retiré du sol tant d'eau qu'il ne peut plus diminuer de volume. Des phénomènes de retrait sont assez fréquents dans des constructions à fondations peu profondes dont la semelle se trouve à proximité du niveau de l'eau souterraine.

Il faut examiner séparément la question des dégâts provoqués par la montée de la nappe phréatique. J'ai mentionné un cas (fig. 6) où l'on a exprimé une telle supposition. Lors de la canalisation de la Moselle, terminée en 1964, le niveau de la nappe d'eau souterraine fut relevé de plusieurs mètres en amont des barrages. Le sol de fondation au-dessous d'une église a obtenu alors un niveau de la nappe d'eau phréatique toujours plus élevé. En premier lieu des tassements sont ici peu probables parce que des sols secs se gonflent en présence d'eau et augmentent ainsi de volume. Il est toutefois possible que des sols cohérents deviennent plus mous par la prise d'eau et passent ainsi de l'état non saturé à l'état saturé d'eau. Il existe certaines sortes de sol comme les loess qui subissent alors des tassements. En outre la cohésion capillaire est éliminée par la saturation d'eau et par la teneur en eau croissante, la résistance est diminuée.

Il s'ensuit une diminution de la sécurité à la rupture par glissement. Ceci est encore favorisé par le fait que le poids volumétrique du sol diminue quand le niveau de l'eau souterraine monte. Il faut contrôler consciencieusement dans chaque cas si l'on est effectivement en présence de ces

causes. Il n'est pas exclu qu'occasionnellement des changements défavorables soient provoqués par une montée du niveau de l'eau souterraine.

Le lessivage des sols cohérents par suite des variations du niveau d'eau phréatique est assez rare parce qu'habituellement les vitesses des mouvements de l'eau souterraine sont tellement faibles qu'une érosion du sol ne peut pas se produire.

3.1.2. *Déposition sur un sol non-cohérent*

Quand nous passons maintenant aux causes des dégâts des fondations peu profondes sur un sous-sol non cohérent nous constatons que les conditions sont ici beaucoup plus favorables.

3.1.2.1 *Surcharge des fondations (rupture par glissement) due à des transpositions*

En présence de constructions susceptibles de tassements il faut aussi considérer l'ordre de grandeur de ces tassements, par contre, pour toutes les autres constructions on prendra garde à la rupture par glissement. Dans les bâtiments en question (fig. 9, et 10) l'on constate des pressions de semelle entre 1,6 et 8 kg/cm² pour des profondeurs de fondation entre 2 et 4 m au-dessous du niveau du terrain.

En comparant les valeurs relatives admissibles pour une charge verticale selon DIN 1054, on trouve pour des constructions non susceptibles de tassement, avec un encastrement de 2 m, des valeurs admises entre 4 et 7 kg/cm² variant avec la largeur des fondations. Pour des constructions susceptibles de tassement on ne trouve que des valeurs entre 3 et 5 kg/cm².

En admettant le premier cas pour des constructions statiquement déterminées respectivement pour des constructions fissurées qui au commencement étaient statiquement indéterminées, l'on constate que les contraintes dans la semelle de ces bâtiments sont admissibles. Ceci signifie que nous avons une sécurité suffisante contre la rupture par glissement chaque fois que *la charge est verticale*. Cependant les choses se présentent tout-à-fait autrement quand dans la base de la semelle, il y a une charge *oblique et excentrée*. Comme nous allons voir lors de la discussion des questions de statique, la charge de rupture admise peut être fortement diminuée par cette charge oblique et excentrique. Les tables des normes ne sont valables que pour une charge verticale et centrée. Dans le cas d'une charge oblique l'on doit réduire les valeurs des tables dans le rapport 1-H/V (*). Une réduction analogue doit être faite quand le niveau de la nappe phréatique est trop proche des fondations. Lorsque, par suite de dégâts de la construction, les transpositions des forces mentionnées plus haut se sont produites, la sécurité contre la rupture par glissement peut être tellement diminuée — même pour un bon

(*) H: composante horizontale de la résultante dans la base de la fondation.

sous-sol — que des mouvements se produisent dans les fondations, ce qui entraîne un danger pour la construction.

3.1.2.2 Transformations des constructions

Des conditions semblables existent lorsqu'un bâtiment historique est modifié pour une raison actuelle de façon que les fondations subissent de nouvelles sollicitations. Soit que le bâtiment est rehaussé ou agrandi ce qui entraîne une augmentation de la valeur absolue des charges, soit qu'on perce des ouvertures dans la maçonnerie, qu'on aménage des plafonds etc. ce qui transforme aussi le système statique. La question des transformations d'anciens bâtiments a souvent été traitée après la guerre parce que des problèmes semblables se posèrent, lors de la reconstruction, pour une utilisation moderne de bâtiments détruits. Dès que l'on atteint une charge qui est supérieure à la charge initiale, il faut faire attention pour beaucoup de sols, car, en général, on ne sait pas quelle était la sécurité réelle au-dessous de la construction. Nous avons montré deux exemples de ces cas. Dans le premier exemple la tour d'une église a été surélevée et munie d'un beffroi (fig. 12). En outre on a percé des ouvertures dans la maçonnerie de ce bâtiment. Dans le deuxième exemple (fig. 14) une mauvaise maçonnerie a été assainie et, par la transformation du bâtiment, la pression du sol a été élevée de 1-2 kg/cm² à 2-3 kg/cm². De plus des creusements furent faits aux alentours du bâtiment, et des bâtiments voisins renforçants furent démolis.

3.1.2.3 Exploitation des mines

Les influences de l'exploitation des mines sont indépendantes de ces causes plutôt naturelles. L'exploitation des mines influence aussi bien les constructions sur un bon sous-sol que celles qui sont mal fondées. Dans l'un des exemples précédents (fig. 15) de forts dégâts de ce genre se sont produits bien que la pression de contact ne soit que de 2-3 kg/cm² pour une profondeur de fondation de 1-5 m.

3.1.2.4 Secousses

Enfin en présence de sols meubles, non-cohérents les secousses entrent en considération comme causes de dégâts. La sensibilité d'une construction aux secousses (Schultze/Muhs 1967, p. 90) est traitée d'une autre côté dans le cadre de ce cours, je n'approfondirai donc pas cette question. Soit dit seulement que cela peut dépendre de l'accélération, de la puissance et de la vitesse de l'oscillation. Toutefois il n'existe pas encore de critère communément reconnu pour juger de la nocivité d'une vibration sur un bâtiment. Les échelles graduant les dégâts établies jusqu'ici, sont basées d'une part sur l'accélération de la vibration et d'autre part sur la puissance ou la vitesse de la vibration. Toutefois on peut pour des bâtiments ordinaires, c.à.d. sensibles aux secousses, établir certains

critères de jugement. Pour les basses fréquences, plus faibles que la fréquence de résonance propre à chaque bâtiment, l'accélération des fondations est déterminante; on utilise donc l'échelle de graduation des séismes d'après Mercalli/Cancani/Sieberg. Dans le domaine des fréquences plus hautes il faut cependant considérer la vitesse d'oscillation des fondations. Dans le domaine intermédiaire, où apparaît le phénomène de résonance, l'aspect de l'échelle varie pour chaque bâtiment (Sior 1961; Horn 1968).

Dans DIN 4149 se trouvent des bases pour le dimensionnement et la réalisation de constructions dans des régions de séismes. Elles ne sont valables que pour les cas susceptibles de se produire en Allemagne et se rapportent également à l'échelle de Mercalli/Sieberg. On introduit un nombre de secousses, dépendant de l'état du sol $\varepsilon = p/g$ où $p =$ maximum de l'accélération sismique horizontale, $g =$ accélération de la pesanteur. Pour le roc, le gravier et le gros sable ce nombre est d'environ 5%, pour le sable moyen, sable fin et sols cohérents à fermes, il est de 7,5% et pour les sols cohérents à consistants et les fondations sur pieux il est environ 10%. Toutes les forces verticales sont alors affectées, dans toutes les directions, de forces supplémentaires horizontales $Z = \varepsilon'Q$.

3.1.3 Tassements nuisibles

On ne peut que donner des indications sommaires sur la grandeur des tassements qui provoquent des dégâts parce que ceux-ci dépendent dans une large mesure du genre de la construction. Il est connu qu'une maçonnerie en briques peut se déformer beaucoup, tandis que les constructions en béton armé, effectuées en treillis ne possèdent qu'une flexibilité relativement faible. Si donc l'on veut avoir des indications sur la grandeur des tassements admissibles, on doit d'abord séparer les différents genres de construction. Il est connu ensuite que *la grandeur absolue* des tassements n'est pas la cause des dégâts d'un bâtiment mais que c'est la grandeur *des différences* de tassement pour un même bâtiment. Toutefois — du point de vue de la statistique — les différences des tassements sont liées à la grandeur absolue des mêmes tassements. On peut s'attendre à ce que 50-75% des tassements les plus importants se présentent comme différences de tassements dans un même bâtiment; ceci par suite des irrégularités dans la descente des charges, par suite des irrégularités dans le sous-sol etc. (Schultze 1966 b, p. 126). A l'aide de telles réflexions on arrive à des valeurs de tassements maxima non-nuisibles. Selon qu'il s'agit de fondations isolées, ou de fondations sur radier et selon que celles-ci sont posées sur du sable ou sur de l'argile, ces valeurs sont d'à-peu-près 4 cm pour les fondations isolées sur sable et 10 cm pour les radiers sur de l'argile. Vu que dans les vieux bâtiments, on se trouve seulement en présence de fondations isolées, les tassements admissibles se situent ici entre 4 cm sur le sable et 6 cm sur l'argile.

Mais il vaut mieux exprimer la déformabilité d'un bâtiment par le rapport des différences de tassement à la distance des deux points pour lesquels cette différence existe. Ce rapport est, avec une sécurité de 1,5, d'environ 1:500 c.à.d., sans sécurité, de près de 1:300. Il s'agit là d'une valeur moyenne pour 100 bâtiments de différents genres, bâtiments qui ont été examinés il y a quelques années en Angleterre. (Skempton/McDonald, 1956). On n'a pas fait de différence entre les divers genres de construction. Par contre des instructions russes montrent que pour une maçonnerie en briques sur semelle filante ou sur fondation isolée, on considère un tassement maximum de 8-10 cm comme inoffensif. Ces valeurs sont plus élevées que celles que nous utilisons normalement en Europe Centrale (Polshin/Tokar, 1957). Les normes de l'Allemagne de l'Est TGL 11/463 fol. 1 qui sont influencées par les normes russes, donnent comme différence relative de tassement admise $\delta_s/1$ pour des murs en maçonnerie non-armée, la valeur de 0,0007 soit 1:1400. Pour des murs avec ancrage circulaire dans les plafonds ces normes donnent une valeur de 1:1000. Ces valeurs sont à-peu-près celles qu'il faut envisager dans un bâtiment ancien. On obtient ainsi des tassements maxima admissibles se situant entre 2,5 et 4,0 cm. Les normes citées contiennent également une mesure de *l'inclinaison admissible* d'un bâtiment. Elle est donnée par:

$$\operatorname{tg} \alpha = 0,005. B/H$$

où α est l'angle d'inclinaison, B la largeur du bâtiment ou de la fondation et H la hauteur du bâtiment. D'après les normes russes une inclinaison de 0,004 de la largeur de la fondation est admise c.à.d 1:250.

En admettant que les valeurs admissibles mentionnées aient une sécurité d'au moins 2,0, on peut calculer approximativement pour quelles différences de tassement les bâtiments anciens ont commencé à se fissurer.

3.1.4 Sécurité contre la rupture par glissement

Dans ce contexte la sécurité demandée contre la rupture par glissement est d'un intérêt particulier. Elle se situe d'après la DIN 1054 rééditée entre 1,3 et 2,0 selon qu'il s'agit d'un cas de charge rare ou d'un cas de charge normale pour lequel la sécurité est fixée naturellement à une valeur plus élevée.

3.2 Pilotis

3.2.1 Surcharge

Faute de documents, on ne peut montrer que rarement, dans des bâtiments fondés sur pilotis, qu'une surcharge soit la cause de dégâts. C'est peut-être le cas pour l'église Ste Cathérine à Hambourg (fig. 25) où la pression de contact s'élève à 5 kg/cm². Une surcharge des pieux provient normalement du fait que les pointes des pieux ne descendent

pas dans la couche portante du sol. Dans le cas des bâtiments anciens on ne peut, la plupart du temps, pas constater cela parce que les fouilles nécessaires doivent être poussées très bas et sont dans presque tous les cas gênées par l'eau. En général, il est impossible de retirer les pieux pour en déterminer la longueur. Aussi je ne me rappelle pas que dans le cas d'un des bâtiments où j'ai fait une expertise, il eût été possible de faire une telle détermination d'une façon économique.

3.2.2 *Pourrissement*

Normalement le résultat d'un examen du bâtiment montre que la cause des dégâts n'est pas due à une profondeur insuffisante des pieux mais que ceux-ci sont pourris. Ceci est beaucoup plus probable compte tenu des mouvements de l'eau phréatique inévitables au cours du temps. Nous avons donné 4 exemples pour illustrer ces cas (fig. 18, 20, 22 et 24). En moyenne les pressions de contact au-dessus des pieux ne sont que de 2 à 3 kg/cm² donc relativement faibles. Une surcharge semble donc peu probable.

Des recherches montrent que même le bois se trouvant au-dessous du niveau d'eau est sujet au pourrissement (Lohmeyer, 1942). Comme des recherches sur d'anciens bâtiments le prouvent, le pin, le mélèze, le chêne, le hêtre blanc, l'aune et l'orme restent intacts pendant des siècles lorsqu'ils se trouvent continuellement sous l'eau. Pour le sapin blanc et le sapin rouge on peut, si le bois a poussé lentement dans une bonne région montagneuse, et s'il se trouve continuellement sous l'eau, compter sur une durée de vie d'au moins 100 ans. Le saule par contre, qui est cependant utilisé comme bois de construction uniquement pour la fabrication de fascines, est friable après 20 ans; d'autres bois tendres comme le peuplier dépérissent encore plus tôt. Malgré ces données en général exactes, on a constaté des détériorations d'un bois de pin submergé après 40 ans; on ne peut donc pas exclure que des détériorations de pilotis puissent se produire dans des bâtiments anciens même sans abaissement du niveau de l'eau phréatique. Ceci dépend beaucoup des circonstances locales.

3.2.3 *Exploitation des mines*

Le château de Herten (fig. 16) a montré que l'exploitation des mines a aussi nuit aux fondations sur pieux.

3.2.4 *Changement du type de fondations*

Les choses se présentent d'une façon beaucoup plus compliquée lorsqu'on a utilisé en partie des pilotis et en partie des fondations peu profondes, car on peut redouter que lors du pourrissement des pieux les parties du bâtiment qui y sont fondées subissent de forts mouvements, tandis que les autres ne bougent pas. Dans les bâtiments anciens on

trouve assez souvent un changement du type de fondation: en effet, la règle d'utiliser si possible un seul genre de fondation n'était pas encore observée alors. Ainsi l'église Ludwigskirche à Sarrebruck (fig. 18) est fondée partiellement sur un treillis de traverses, partiellement sur pilotis; le château de Rimbürg (fig. 24) est fondé en partie sur semelle filante en partie sur pilotis. Il en est de même pour le château de Herten (fig. 61). De plus, lorsque l'on a utilisé un treillis de traverses, il en résulte une autre source de dégâts puisque, tout comme un pilotis, il pourrait s'il se trouve à l'air.

3.3 *Résumé*

Si nous résumons les causes de dégâts mentionnés, nous obtenons la liste suivante:

- 1) Surcharge par une transformation ultérieure des bâtiments anciens ou par des fissures et une transposition des forces;
- 2) Abaissement du niveau de l'eau phréatique, le cas échéant montée de ce niveau;
- 3) Pourrissement de pieux en bois;
- 4) Influence de l'exploitation des mines;
- 5) Secousses provenant de beffrois, du trafic routier, de travaux de chantier comme le battage, de machines dans le voisinage et de tremblements de terre.

4. **Recherches sur le chantier**

4.1 *Forages*

4.1.1 *Profil du sol*

Nous avons ajouté à la présentation des différents exemples chaque fois une coupe du sous-sol qui est basée sur les résultats de forages et de sondages. Comme de telles coupes sont essentielles pour juger des causes des dégâts et pour déterminer les mesures d'assainissement, je vais traiter brièvement les méthodes à l'aide desquelles on obtient des renseignements d'une manière économique. Il ressort des représentations que les coupes du sous-sol sont en premier lieu le résultat de forages; pour leur réalisation, la plupart des pays donnent des instructions — en Allemagne p.ex. DIN 4021 — que l'on suit dans les cas normaux. Les résultats des forages de reconnaissance sont évalués graphiquement d'après DIN 4023 ainsi les symboles peuvent, à l'aide de cette norme, être reproduits en forme abrégée. Le profil du sol établi lors des forages est conforme à DIN 4022. Il sera amélioré plus tard au laboratoire par l'examen des échantillons prélevés.

4.1.2 *Prélèvement des échantillons du sol*

A côté des données sur les différentes couches du sous-sol les forages ont encore deux autres buts essentiels: le prélèvement d'échantil-

lons remaniés et non-remaniés et les sondages comme le « standard-penetration-test ». Selon les circonstances il s'y ajoute d'autres recherches dans le trou de forage comme p.ex. le chargement latéral du trou, l'essai au scissomètre etc. Lors du prélèvement des échantillons on fait une distinction entre, d'une part les échantillons de sol remaniés obtenus de toute façon, qui sont en premier lieu aptes à être analysés et qui servent à améliorer le profil du sol, mais qu'on peut également utiliser pour faire quelques essais au laboratoire servant à caractériser le type du sol en question, et d'autre part les échantillons non-remaniés pour lesquels on a construit des outils de prélèvement spéciaux afin de faire sortir l'échantillon du trou de forage dans son état naturel. Il faut toutefois remarquer que de tels échantillons non-remaniés peuvent être prélevés sans difficultés seulement des couches de sols cohérents. Jusqu'à présent ce n'est que dans des cas exceptionnels et en usant de méthodes particulières, que l'on a réussi à prélever des échantillons non-remaniés des couches de sable ou de gravier et à les incorporer ensuite tels quels dans les appareils de laboratoire. Pour cette raison on est en général incapable de déterminer la densité de sols non-cohérents, très importante pour un jugement du sous-sol, par un prélèvement d'échantillons non-remaniés. On utilise des procédés indirects.

4.2 Sondages

4.2.1 Sondages dynamiques

4.2.1.1 Standard-Penetration-Test

Les sondages font partie de ces procédés. On peut d'abord les effectuer *dans le trou de forage*. A cette fin on utilise sur le plan international le Standard-Penetration-Test américain. Ce test permet d'obtenir, à l'aide d'un petit tube enfoncé dans le sous-sol à partir de la semelle du trou, une indication sur la résistance du sol de fondation. On compte les coups qu'il faut exécuter avec un marteau d'un poids et d'une hauteur de chute définis, pour faire entrer la sonde de 30 cm dans le sous-sol. Il s'agit ici d'un type de sonde dynamique qu'on utilise normalement pour des sols durs.

4.2.1.2 Sondages sans trou de forage

En utilisant les autres sondes dynamiques, qui peuvent être mises en oeuvre *hors du trou de forage*, qui ont donc un champ d'action plus vaste, on compte de la même manière. En Allemagne la norme DIN 4094 règle leur emploi. Non seulement les sondes dynamiques diffèrent par leur utilisation dans le trou ou hors du trou de forage, mais encore par leur masse tombante et leur hauteur de chute. Il y a des sondes légères qui peuvent être manoeuvrées aisément par deux personnes et transportées dans une voiture. Naturellement elles n'atteignent pas une profondeur de battage aussi grande que les sondes lourdes qui nécessitent pour leur mon-

tage un trépied spécial et qui demandent une plus grande dépense en travail. En somme il est possible d'atteindre avec les sondages dynamiques dans une masse de pierres meuble, des profondeurs de plus de 20 m, ainsi, dans la plupart des cas, la portée des sondes suffit largement.

4.2.1.3 Sondages obliques

Les sondages ainsi que les forages obliques, que nous n'employons pas normalement, ont trouvé une application particulière dans la reconnaissance des fondations des édifices historiques. Dans quelques cas il a été possible de trouver le bord inférieur des fondations en les tâtonnant par des sondages ou des forages sous un angle d'environ 45° (fig. 26). De cette manière on a pu se passer de puits de reconnaissance beaucoup plus étendus servant au même but. De tels battages obliques sont cependant possibles uniquement dans des sols mous ne contenant pas d'inclusions dures et nécessitent également des sondes assez lourdes.

4.2.1.4 Frottement latéral

Les sondages dynamiques donnent par l'indication du nombre de coups un bon aperçu sur la densité des sols non-cohérents ainsi que sur la consistance des sols cohérents. Cependant à l'exception du « Standard-Penetration-Test » qui est exécuté dans le trou de forage, ils ont l'inconvénient que par la pénétration de la sonde dans des sols mous le nombre de coups peut être influencé par le frottement latéral sur les tiges. On ne peut pas exclure complètement ce phénomène même dans les sondes où la pointe est construite plus large que la tige.

4.2.2 Sondages statiques

Lorsqu'on soupçonne que les résultats des sondages ont été faussés par le frottement latéral de couches molles ou meubles au-dessous de la nappe phréatique, il est recommandé d'employer alors des sondages statiques. Dans ce cas, la tige de sondage n'est pas enfoncée dans le sol par battage, mais à l'aide d'un vérin. Comme il s'agit ici d'une charge statique du sol, la mesure de la pression de pointe indique d'une manière plus exacte que le comptage de coups, la résistance que présente le sol contre un édifice qui est également une charge statique. D'autre part il est ici possible de mesurer exactement la pression à la pointe de la sonde par voie électrique ou mécanique, indépendamment du frottement latéral.

Celui-ci est donc tout à fait éliminé. On pourrait employer les sondages statiques dans des proportions beaucoup plus grandes, s'il n'y avait pas certaines difficultés qui s'y opposent. Celles-ci sont dues, en premier lieu à un chevalet servant de culée, qui doit être ancré dans le sol avant de commencer le sondage.

Enfin, dans beaucoup de cas le poids d'un gros camion ne suffit pas. Cela signifie une perte de temps importante. De plus, les sondes nor-

males, qui sont construites pour une pression d'environ 10 t, sont trop faibles si l'on a affaire à des sols durs. On n'arrive donc au but que pour des couches meubles.

4.2.3 Résultats de mesures

L'emploi opportun de l'un ou de l'autre sondage reste l'affaire d'un spécialiste. Dans l'ensemble, ces procédés ne donnent pas seulement des indications sur la densité et la consistance des sols, mais, pour des différences prononcées dans la résistance des couches, sur leur niveau — cas qui se présente souvent lorsqu'on est en présence d'une couche superficielle molle et d'une couche sous-jacente portante —. Par contre, on ne peut attendre d'indication précise sur la surface de séparation, si deux couches ne diffèrent pas beaucoup dans leur résistance. En fait, le plus souvent, il s'agit de trouver la profondeur de *la couche portante*, car c'est elle qui permet de savoir si le vieil édifice a été correctement fondé, respectivement à quelle profondeur un assainissement devra être entrepris plus tard.

Les résultats des sondages sont indiqués la plupart du temps à côté des forages par des poutres ou des barres, qui permettent un bon aperçu de la résistance du sol de fondation à différentes profondeurs.

4.3 Puits

Lors de la reconnaissance des fondations d'ouvrages d'art, les puits, à côté des forages, servent surtout à obtenir des indications sur la profondeur et le genre des fondations là où cela est possible. Les plans des ouvrages anciens ont disparu, ou n'ont jamais existé. Il faut donc se procurer si possible de nouveaux documents.

A côté des forages et sondages obliques déjà mentionnés, des puits sont par conséquent indispensables pour toutes les fondations peu profondes. D'autre part ils permettent de constater, pour les fondations sur pieux, au moins à quelle profondeur se trouvent les bords supérieurs. A part cela les puits ne donnent aucun renseignement car leur profondeur est limitée par la nappe d'eau phréatique et une excavation trop profonde peut représenter un danger pour les fondations examinées. De plus amples informations sur les dispositions de puits se trouvent dans « British Standard Code of Practice CP 2003 (1959): « Earth Works » et aussi dans « Bureau of Reclamation (1960): « Earth manual, Denver/Colorado ».

4.4 Situation de la nappe d'eau phréatique

Les trous de forages ainsi que les puits servent encore à déterminer, au moins pendant le temps des forages, le niveau de la nappe d'eau phréatique. De la situation de celle-ci dépend, dans une forte mesure, l'appréciation de l'état des fondations. Naturellement les forages de reconnaissance du sol ne peuvent servir ce but que pendant un temps restreint. Si l'on veut une observation de la nappe d'eau phréatique plus longue, on

doit faire des puits d'observation spéciaux. Souvent cependant, on pourra se servir de tels puits qui existent dans le voisinage du bâtiment, et sont observés régulièrement à des fins d'aménagement des eaux. On pourra alors se procurer les informations nécessaires auprès des autorités compétentes. Ceci est particulièrement important, parce qu'on veut savoir dans beaucoup de cas de quelle manière la nappe d'eau phréatique s'est comportée dans le passé. Si on a de la chance, on pourra se procurer de tels renseignements au moins pour les dernières dizaines d'années. L'âge du service des eaux phréatiques diffère remarquablement d'une région à l'autre.

Mais on ne pourra en aucun cas obtenir de mesures du niveau de la nappe d'eau phréatique pour les époques très éloignées dans le passé. On ne pourra donc juger de la situation de la nappe d'eau phréatique qu'à l'aide de moyens indirects, par exemple en tirant des conclusions de l'état du bois des pilotis ou de l'altération de la maçonnerie. C'est justement l'examen des murs par un spécialiste qui pourra, ici, donner des résultats.

4.5 Mesures de tassements

Les mesures de tassements (voir la nouvelle édition de la norme DIN 4107, qui contient des rectifications importantes) ne sont souvent disponibles que pour des périodes beaucoup plus récentes que les observations de la nappe d'eau phréatique. On ne peut donc pas compter obtenir des renseignements sur l'histoire du tassement d'un édifice à l'aide de mesures faites à des époques éloignées. D'habitude on n'entreprend de telles mesures seulement à partir du moment où l'on décide d'assainir l'édifice en question. Il est regrettable que l'on soit informé si incomplètement sur l'histoire du tassement de la plupart des anciennes constructions. On est ici forcé de faire des déductions indirectes, beaucoup plus que pour l'observation de la nappe d'eau phréatique. Je reviendrai sur cette question.

On peut suivre parfois plus facilement l'évolution de l'inclinaison d'un bâtiment dans le passé, surtout pour les tours, mais aussi pour d'autres édifices élevés, car habituellement, on essaye pendant la construction de remettre les déviations à la verticale.

Il en résulte alors la forme en « banane », typique pour beaucoup d'anciens hauts bâtiments.

Si l'on connaît les époques durant lesquelles les différents étages ont été construits, on peut alors suivre à posteriori la variation de l'inclinaison en fonction du temps, au moins pendant la période de la construction. Comme la construction des ouvrages monumentaux des siècles passés a fréquemment duré très longtemps, on dispose ainsi, le cas échéant, d'un intervalle de temps considérable. Des mesures systématiques d'inclinaison d'ouvrages particulièrement importants n'ont été commencées qu'à partir de ce siècle. Occasionnellement, comme pour la tour penchée de Pise, on trouve des mesures sporadiques déjà au siècle précédent. Ceci est naturellement d'une valeur inestimable pour l'appréciation

de l'évolution des mouvements d'un édifice. On ne peut cependant pas attendre de ces anciennes mesures une aussi grande exactitude que celle qui est demandée aujourd'hui.

4.6 Observation des fissures

Lors des derniers travaux effectués sur l'ouvrage on prélève des images de fissures. Depuis longtemps on emploie de préférence des bandes de plâtre qui sont posées de façon à être détruites par l'élargissement des fissures. Par ces bandes de plâtre on peut voir si les fissures subissent encore des variations. Jusqu'à un certain point, il est aussi possible de mesurer la largeur des fissures sur ces bandes, quoique la précision ne soit pas très grande. Il y a pour cela des échelles spéciales. La mesure de la largeur des fissures se fait mieux à l'aide de rubans d'acier, qui ont des courbures à angle droit (fig. 27), une longueur d'environ 0,5 à 1,0 m et sont fixés au mur par des chevilles de chaque côté de la fissure. La largeur de la fissure est alors mesurée entre les ailes courtes avec un micromètre dont la précision se situe aux environs de 1/1000 mm (Schultze/Muhs, 1967, p. 695).

Les résultats peuvent ensuite être représentés en fonction du temps.

Il ne suffit cependant pas de mesurer la variation dans le temps de la largeur de certaines fissures ou d'en comparer les largeurs dans les différents étages d'un édifice, mais il faut relever l'image globale des fissures. A côté de croquis on fait un enregistrement photographique de la forme des fissures dans les murs et les plafonds. La levée photogrammétrique, qui permet de photographier les fissures à des intervalles de temps quelconques assez grands, avec un même appareil stationné en un point de coordonnées exactement définies, revient particulièrement cher. Dans le comparateur stéréoscopique où l'on observe simultanément les photographies obtenues à des moments différents, tous les changements survenus apparaissent comme image et peuvent être mesurés (Burckhardt, 1935).

Les fissures ne fournissent pas seulement des renseignements sur la désagrégation de l'édifice et la variation de l'action statique des voûtes etc., mais aussi sur les différences de tassement. Comme on le sait, les fissures de tassement formant un angle de 45° , s'élèvent toujours vers le point du tassement le plus grand. Cela nous donne la possibilité de nous rendre compte, au moins quantitativement, du parcours que prennent les différences de tassement, par l'exploration des fissures (fig. 28). Ainsi, par exemple, si l'on part du parcours pris par les fissures dans le mur d'un bâtiment sur un terrain irrégulier, on peut en déduire des « cuves de tassement ». La figure montre l'évolution des différences de tassement pour des états de 30 ans respectivement de 50 ans après l'édification d'un ouvrage. Comme on ne dispose que rarement d'observations directes sur le tassement, les fissures constituent un moyen précieux pour obtenir des informations au moins approximatives, sur les déformations que l'ouvrage a subies.

Des valeurs absolues de la grandeur des tassements ne peuvent cependant pas être obtenues par cette méthode.

De plus, les fissures sont utilisées de préférence, pour contrôler la coïncidence avec des mouvements de la nappe phréatique ou d'autres influences fixées dans le temps, lorsque l'on craint que celles-ci contribuent aux dégâts du bâtiment. Les secousses font également partie de ces influences.

On peut généralement supposer qu'un accroissement temporaire des fissures est lié à l'une des circonstances mentionnées. Lors de la levée des images de fissures on prête malheureusement beaucoup trop peu attention à indiquer le moment exact de la levée afin d'obtenir par là des données probantes. Ceci est non seulement important en cas de procès mais aussi pour l'évaluation des influences auxquelles ont été soumis les anciens édifices.

5. Essais de laboratoire

Après avoir parlé des principaux essais de chantier, j'en arrive à présent à quelques indications sur les essais qui sont effectués au laboratoire sur les échantillons de sol. Je voudrais ici m'exprimer de manière relativement brève, car un architecte et un archéologue ne prêteront qu'un intérêt mineur à ces choses; je crois cependant que l'on devrait suffisamment connaître ces procédés, pour être capable de lire et de comprendre les résultats fournis par un laboratoire de mécanique des sols.

5.1 Type de sol

5.1.1 Distribution granulométrique

On peut décrire un type de sol très précisément en indiquant sa distribution granulométrique c'est à dire en indiquant le pourcentage des différentes grosseurs des grains par rapport au mélange total par une courbe appelée « courbe granulométrique » (DIN 18 196 et 18 123). Ces courbes généralement en forme de « S », permettent de reconnaître à peu près à quel type de sol on a affaire. Au moins peut-on effectuer une séparation grossière en sols *cohérents* (c'est à dire argileux) et *non-cohérents* (c'est à dire sableux) et ensuite poursuivre l'estimation de la couche de sol en question. Toutefois l'indication fournie par la courbe granulométrique, sur le type de sol, est insuffisante pour savoir quelque chose sur sa qualité.

5.1.2 Compacité

Pour cela on a besoin, pour les sols non-cohérents donc les sables et les graviers, d'indications sur la compacité naturelle n_n ou ε_n , c'est à dire sur le rapport du volume des espaces vides au volume total. Ces indications peuvent être obtenues soit indirectement à l'aide de sondes ou, dans certains cas exceptionnels, directement par prélèvement d'échan-

tillons de sol. En somme la compacité ne peut être déterminée directement dans le terrain que s'il est possible d'introduire avec toute précaution un outil de prélèvement dans le sol *sans le remanier*, ou bien si l'on peut prélever un échantillon de sol *remanié* d'un trou à la surface du sol et si l'on détermine son volume en y versant du sable, du plâtre ou de l'eau.

Généralement ceci n'est possible que dans les puits. Mais nous verrons plus tard lors des considérations de statique du sol qu'il est possible d'en obtenir des valeurs numériques également à partir des sondages.

Au laboratoire, on détermine, d'après un procédé très précis, des compacités limites artificielles pour l'état le plus dense et l'état le moins dense, afin de pouvoir classer correctement la compacité naturelle. Selon la valeur de la compacité naturelle, on distingue alors des sables et des graviers compacts, moyennement et peu compacts. Ils se comportent de manière très différente. Les sols peu compacts sont sensibles aux secousses. Ils ont aussi une résistance au cisaillement plus faible et se tassent un peu plus que les sols compacts.

5.1.3 Teneur en eau

En ce qui concerne les sols cohérents, silts et argiles, la compacité joue un rôle moins décisif que la teneur en eau qu'on peut déterminer au laboratoire d'une manière simple par séchage à l'étuve et pesage d'échantillons remaniés, d'après la norme DIN 18 121, partie 1. Comme pour la densité, on détermine, pour l'estimation de la teneur en eau naturelle, deux taux d'humidité limites: l'un pour une consistance très molle et l'autre pour une consistance ferme, appelés limite de liquidité et de plasticité (DIN 18 122, p. 1). Selon la valeur de la teneur en eau naturelle, un sol cohérent est tendre, pâteux, liquide, consistant ou ferme. Ensuite on peut déterminer à l'aide de la teneur en eau si un sol est saturé ou non, ceci est important quand il s'agit par exemple d'estimer des phénomènes de retrait.

Au cours de la préparation des taux d'humidité limites pour certains états de sols cohérents, il ne faut pas oublier la limite de retrait, importante pour l'estimation des tassements qui prennent naissance, lors du séchage de couches proches de la surface, sous la semelle de fondation. On peut, sous certaines conditions, établir une relation entre la teneur en eau et le volume, par séchage de cylindres de sol cohérent et obtenir ainsi un aperçu de la grandeur des tassements causés par le retrait de l'eau d'un bloc de terre.

5.2 Résistance du sol

A ces essais, qui servent essentiellement à décrire les sols rencontrés, s'ajoutent d'autres essais qui fournissent des indications sur la résistance et la déformabilité de ces sols.

5.2.1 Résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement est importante pour tous les phénomènes de rupture du sol où de grands mouvements du sol se font en direction de la surface.

Des mouvements apparaissent dus à la rupture par glissement sous les fondations ou à la poussée des terres contre les murs de soutènement. Dans chaque cas des blocs de terre délimités sont décollés et poussés par l'édifice.

Afin de pouvoir saisir correctement les forces qui provoquent ces mouvements, on a besoin de données sur la résistance du sol au cisaillement, c'est à dire, sur la contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale que l'on obtient par des « *essais de cisaillement* » directs, ou mieux, triaxiaux.

Il s'agit ici d'une application de la loi du frottement de Coulomb, d'après laquelle le déplacement d'un bloc sur une surface est d'autant plus difficile que la surface est plus rugueuse. Dans le cas du sol s'y ajoute que le bloc peut encore être collé par un liant sur sa surface de déplacement, de façon qu'une partie de la résistance au cisaillement est indépendante du poids du bloc; cette partie est appelée cohésion. La relation généralement linéaire, entre le poids du bloc et la force horizontale, nécessaire à son déplacement, s'appelle frottement et est représentée par le coefficient de frottement interne $\tan \rho$ ou par l'angle de frottement interne ρ . Les angles de frottement diffèrent fortement pour des sols non cohérents et des sols cohérents. Ils se situent pour les sables et les graviers, selon leur densité, à-peu-près entre 30° et 45° , pour les silts environ entre 30° et 35° et pour les argiles entre 10° et 30° , selon la proportion des constituants cohérents. Comme la résistance à la rupture dépend en général du carré de la tangente de l'angle de frottement ou de fonctions analogues, un accroissement de l'angle de frottement de 30° à 35° par exemple, signifie beaucoup plus qu'on ne pourrait le supposer, d'après cette augmentation relativement faible en pourcent. La détermination exacte des paramètres de cisaillement d'un sol est donc nécessaire pour l'estimation de la résistance de fondations à la rupture par glissement.

5.2.2 Compressibilité

Des considérations précédentes, il ressortait que, dans la majorité des cas, ce n'est pas la rupture par glissement qui détermine la charge admissible d'une fondation ainsi que le dépassement de cette charge, mais les tassements. Afin de pouvoir calculer les tassements, il faut d'abord déterminer par des essais, quelque chose au sujet de la compressibilité du sol.

On met un échantillon non-remanié dans une boîte généralement circulaire de 7 à 10 cm de diamètre et d'une hauteur d'environ 1/5 de cette dimension, si bien qu'on obtient une galette relativement plate. Celle-ci est alors chargée par des presses. Les tassements mesurés avec différentes charges sont notés.

On obtient donc de ces « *essais de compression* » une relation entre les pressions agissant sur la surface du sol et les tassements correspondants, et la courbe du tassement en fonction de la charge. Comme pour chaque matériau, on peut en obtenir un renseignement sur le module d'élasticité, en remarquant toutefois que, différant des corps solides habituels, le sol ne possède pas un module d'élasticité constant. Par contre son module d'élasticité — le coefficient de déformation E_s — est plutôt amélioré quand la charge augmente. Ceci provient du fait, que soumis à une charge croissante le sol devient de plus en plus dense et par conséquent sa résistance à la déformation croît. On ne peut donc pas s'attendre à une relation linéaire entre la pression et le tassement. Au contraire la courbe résultante est infléchie vers le bas. Bien que non rectiligne cette courbe peut être utilisée pour trouver des tassements et par suite, la pression admissible du sol pour un tassement admissible donné.

On peut en outre reconnaître d'après le coude dans le diagramme charge-tassement, si un sol cohérent a été autrefois soumis à une précharge, par exemple à celle d'un glacier ou de décombres, qui ont disparus ensuite, et quelle était la valeur de cette pré-charge (fig. 29). Si celle-ci a été beaucoup plus grande que la charge actuelle, on parle d'un sol cohérent surcomprimé. Par suite de son passé un tel sol possède généralement une très grande solidité et constitue un bon terrain de fondation. Dans le cas contraire, la charge actuelle est égale à la pression de consolidation mesurée à l'essai. On parle d'un sol cohérent comprimé pour la première fois qui subit un plus grand tassement, parce qu'il possède un coefficient de déformation moins grand.

6. Questions de statique des sols

Avant tout les recherches au laboratoire, mais aussi celles effectuées sur le terrain, fournissent les bases pour la recherche des conditions de statique des sols sous le bâtiment. En particulier on peut se rendre compte si la pression admissible du sol a été dépassée, quelles variations se sont produites au cours du temps lors du chargement des fondations et quelles sont les suites de ces variations. Enfin, les recherches de statique des sols sont nécessaires pour indiquer quels moyens seront à utiliser de préférence pour un assainissement de l'ouvrage, et comment on dimensionnera au mieux les nouvelles parties de fondations nécessaires. Les questions de statique des sols mènent enfin loin dans les relations de cause à effet lors de dommages.

6.1 Données

D'abord je vais faire quelques remarques critiques préliminaires sur les données des examens de statique des sols, puisqu'il en ressort, que l'on ne doit pas attendre une trop grande précision de tels calculs. Ces

données n'obtiennent à vrai dire leur valeur qu'à partir du moment où elles fournissent la confirmation d'expériences qu'on a faites par d'autres moyens.

6.1.1 *Essais au laboratoire*

Les données consistent surtout dans les recherches au laboratoire déjà mentionnées et ne peuvent avoir, par leur nature même, qu'une étendue restreinte. Il s'agit ici de renseignements obtenus à partir d'épreuves effectuées au hasard et dont la validité dépend des dispersions statistiques qui existent dans un gisement plutôt étendu de sol (Schultze 1966 a).

Comme il faut maintenir l'étendue de ces épreuves dans les limites raisonnables, on n'obtient que des données approximatives sur le comportement d'une importante partie du sol sous l'édifice. Il est donc souhaitable de compléter ces recherches d'une autre manière.

6.1.2 *Sondages*

Les sondages effectués sur chantier sont à considérer en premier lieu. Ils couvrent un domaine de sol beaucoup plus étendu, car ils traversent la totalité des couches, généralement le long d'une verticale, et fournissent des indications à des intervalles de profondeur assez rapprochés. Il s'avère cependant nécessaire de traduire la langue des sondages dans celle du laboratoire, c'est à dire d'établir des relations entre les propriétés trouvées au laboratoire par voie directe, et celles indiquées par les sondages. Ceci est en général très difficile, car les sondages ne donnent que des nombres de coups de battage ou des résistances à la pointe, tandis qu'au laboratoire on obtient des informations sur l'angle de frottement, la cohésion et le coefficient de déformation du sol, respectivement sur la valeur de la densité ou celle de la consistance. Bien qu'à cet égard l'évaluation des résultats de sondages ne se trouve qu'à ses premiers débuts, et qu'on ne puisse encore rien dire de définitif à ce sujet, les sondages donnent une bonne information sur des différences importantes qui peuvent exister d'une couche à une autre sous un édifice. On peut en effet facilement distinguer les couches tendres des couches plus dures et aussi indiquer assez exactement l'épaisseur des différentes couches. Puisque les sondages dynamiques surtout sont vraiment simples à exécuter, on ne devrait jamais y renoncer. Les renseignements que l'on obtient des forages, sont considérablement améliorés par ces sondages.

Surtout pour des sols non-cohérents on peut avoir recours aux sondages pour obtenir des informations sur la résistance au cisaillement et la compressibilité, car, pour ces sols, l'eau est expulsée assez rapidement pendant le sondage. Si tel n'est pas le cas, le sondage exerce une pression sur l'eau, appelée pression interstitielle, exactement comme toute charge appliquée brusquement. Dans les sols peu perméables ces charges sont d'abord portées principalement par l'eau et ce n'est qu'après une période plutôt longue qu'elles sont reprises par les particules de sol. Si donc on désire des informations sur les propriétés des particules de

sol on ne peut travailler avec des méthodes agissant rapidement que sur des sols dont la perméabilité est telle, que l'eau s'en aille pratiquement au moment où la charge est appliquée. Ceci est certainement le cas pour les sols non-cohérents, donc les sables et les graviers. A l'aide de quelques recherches systématiques, des équations simples ont été développées entre la densité du sol et le nombre de coups de battage ou la pression de pointe du sondage. Leur forme est par exemple la suivante (fig. 30, 31):

$$D_r = a_1 \log n - a_2 \log \gamma t - a_3$$

$$D_r = b_1 \log q_s - b_2 \log \gamma t - b_3$$

Signification des symboles:

- D_r degré de compacité défini à 0 pour des sols complètement meubles et égal à 1,0 pour des sols complètement compacts.
- n nombre de coups de battage de la sonde considéré nécessaire pour arriver à une profondeur de pénétration fixée,
- γ poids spécifique du sol,
- t profondeur correspondante de la pointe de la sonde sous la surface du sol,
- q_s pression mesurée à la pointe de sondage (résistance à la pénétration).

On conclut de ce qui précède, que la compacité du sol n'est pas indiquée uniquement par le nombre de coups de battage ou par la pression mesurée à la pointe de sondage, mais que la hauteur des couches recouvrantes influe également, et ceci le cas échéant, d'une manière beaucoup plus compliquée que dans les équations précédentes. Les coefficients, qui apparaissent dans ces équations, doivent être déterminés de nouveau pour chaque type de sol.

Ils sont soumis à des fluctuations importantes, si l'on a affaire à des couches alternées. Malgré toutes ces difficultés, le nombre de coups de battage ou la pression de pointe de sondage donnent une information utilisable quoique pas très exacte, sur le degré de compacité (Schultze/Menzenbach 1961, Menzenbach 1959, Schultze/Melzer 1965, Melzer 1968).

Le degré de compacité D_r mesuré de cette manière doit ensuite être transformé, suivant la définition de la compacité, en indice naturel des vides ε_a

$$D_r = \frac{\varepsilon_o - \varepsilon_a}{\varepsilon_o - \varepsilon_d}$$

Signification des symboles:

- ε_o indice des vides du sol pour l'état le moins dense possible, obtenu artificiellement au laboratoire,

ε_d indice des vides du sol, tel qu'il se présente au début de l'essai ou laboratoire,

ε_a indice des vides du sol tels qu'ils se présentent au début de l'essai ou dans la nature.

On entend ici par indice des vides, le rapport du volume des vides au volume de la matière solide.

Quand on obtient le degré de compacité D_r par les sondages et qu'on détermine au laboratoire les valeurs de ε_0 et ε_d pour un sol donné, ε_a peut être calculé à partir de la formule précédente.

On peut en plus obtenir l'angle de frottement du sol par des essais de cisaillement, effectués au laboratoire à partir de différents volumes initiaux ε_a , suivant la formule:

$$\cot \rho = c_1 \cdot \varepsilon_a + c_2 \text{ (fig. 32)}$$

Deux essais avec deux compacités différentes suffisent déjà pour déterminer les deux constantes c_1 et c_2 du sol en question. Cette équation peut en général encore être simplifiée, en posant $c_2 = 0$, ce qui est d'une précision suffisante dans beaucoup de cas. Il s'en suit l'équation plus connue

$$\operatorname{tg} \rho = \frac{C}{\varepsilon_a}$$

c.à.d. le coefficient de frottement multiplié par l'indice des vides est une constante, qui ne dépend que du type de sol.

De cette manière, on peut déterminer la valeur d'un angle de frottement par le sondage. Il existe aussi d'autres équations, à l'aide desquelles on a même établi une relation directe entre la résistance à la pénétration et l'angle de frottement. Par exemple (Centre Scientifique et Technique 1966):

$$q_s = 10^3 \operatorname{tg} \rho \cdot \gamma \cdot t$$

$$\text{ou} \quad \operatorname{tg} \rho = \frac{1}{3} \log \frac{q_s}{\gamma \cdot t}$$

De même, on a trouvé des relations entre le module de compression du sol et la résistance à la pénétration, par exemple:

$$E_s = 1,5 \cdot q_s$$

$$\text{ou} \quad E_s = \frac{2,3}{\alpha} q_s$$

où α est un coefficient compris entre 0,3 et 2,5, dépendant du type du sol.

Il s'agit donc ici de relations statistiques plus ou moins exactes, établies à l'aide d'essais systématiques sur des types de sols déterminés et dont les formules diffèrent suivant la façon d'établir les calculs.

Il y a également des corrélations entre le nombre de coups de battage n d'un sondage et le module de compression, par exemple dans la relation suivante (fig. 33):

$$E_s = A_1 \cdot n + A_2$$

où les coefficients A_1 et A_2 sont de nouveau déterminés à l'aide d'expériences.

Déjà la multiplicité de ces équations, valables uniquement pour des sols non cohérents, montre que l'on est encore bien loin d'une évaluation quantitative univoque des résultats de sondages dynamiques et statiques. Mais à l'aide de ces procédés on arrive à avoir des indications au moins approximatives, sur les propriétés qu'il faut attendre du sol; ces indications prises ensemble avec les essais faits au laboratoire d'une manière plus exacte rendent possible une meilleure estimation d'ensemble du sol. Actuellement les travaux dans ce domaine sont toujours poursuivis (Melzer 1968, Schultze/Melzer 1965).

6.1.3 Observations du tassement

En poursuivant l'examen des données, sur lesquelles reposent les calculs de statique des sols, regardons de plus près les observations du tassement et leur interprétation. Comme ces observations sont toujours incomplètes pour les ouvrages anciens, il ne reste qu'à essayer de tirer quelque chose d'observations récentes du tassement (fig. 34).

Considérons un vieil édifice, qui a d'abord, au cours de sa construction, été chargé régulièrement et progressivement jusqu'à une pression de contact p . Les tassements correspondants se sont alors produits. Après la construction de l'édifice, le chargement reste constant. En règle générale il y a ensuite des tassements postérieurs jusqu'à ce que la période de tassements ait pris fin. Quand les tassements d'un ouvrage sont ainsi arrivés au repos, de nouveaux tassements peuvent apparaître par suite des variations de charges dont nous avons déjà parlé. Dans le cas où de telles transformations se produisent, les nouveaux tassements prennent un cours analogue à celui des tassements primaires qui ont eu lieu au cours des époques précédentes. Chaque augmentation de la charge se traduit par une augmentation des tassements et on obtient ainsi des valeurs numériques permettant de représenter la relation entre ces deux phénomènes (fig. 35). La linéarité de cette relation, qui peut ici être admise, est exprimée par le coefficient $C_b = \operatorname{tg} \alpha$. On appelle en général C_b module de réaction du sol de fondation. Il a la dimension de kg/cm^3 , et ne doit pas être confondu avec le coefficient de déformation E_s du sol de fondation. Il est vrai qu'il existe une relation avec ce dernier mais en introduisant la surface chargée. Le module de réaction n'est donc pas une simple constante caractéristique du sol, mais une combinaison entre les propriétés du sol et les dimensions des fondations. Il est cependant possible de trouver le

coefficient de déformation à partir du module de réaction du sol, quand on connaît les dimensions de l'édifice et l'épaisseur de la couche compressible.

Il est donc dans une certaine mesure tout à fait possible d'obtenir des indications sur la compressibilité du sous-sol à partir d'observations récentes du tassement, à condition que l'accroissement correspondant de la charge soit également connu. Cependant ceci n'est pas toujours le cas, puisque le moment de la transposition des charges, qu'il faut connaître dans la plupart des cas, n'est pas établi avec exactitude étant donné qu'il est en rapport avec la formation des fissures, dont l'effet dans le temps est difficile à évaluer. Les possibilités offertes par les observations des tassements restent donc très limitées pour des édifices anciens.

En général il n'est utile de procéder à de nouvelles observations du tassement que si l'on a besoin de renseignements sur le comportement de l'ouvrage dans son ensemble, c'est à dire seulement si l'on veut être informé sur l'augmentation des *différences de tassement* entre les différentes parties.

6.1.4 Estimation des tassements

Dans ces circonstances, une *estimation* des tassements globaux est particulièrement importante pour la reconnaissance des causes de dégâts et la planification des assainissements. Des exemples tirés de la pratique, on peut estimer les tassements à partir du début des travaux de construction de la façon suivante.

1. Comparaison avec des édifices voisins qui ne se sont pas enfoncés.

Dans certains cas, on sait que des édifices voisins situés à l'origine au même niveau, ne se sont pas du tout ou seulement peu enfoncés. On dispose alors d'une échelle de référence n'étant cependant pas très précise.

2. Niveau de la nappe phréatique.

Dans le cas où le niveau de la nappe phréatique n'a pas varié au cours du temps, on peut souvent reconnaître la position relative du corps des fondations dans l'eau souterraine à l'état de la maçonnerie. En partant de là, on peut évaluer alors l'enfoncement de la fondation sous le niveau de la nappe phréatique, donc le tassement.

3. Déformations des couches.

Si l'ouvrage s'élève sur un sous-sol peu consistant, se composant de plusieurs couches horizontales nettement distinctes, on peut selon les circonstances, se rendre compte des déformations des limites des couches qui présentent alors des dépressions, en effectuant des forages et on peut ainsi acquérir un point de repère pour juger des tassements de l'édifice.

4. Etat d'escaliers ou d'issues vers la surface du sol. Quand il y a des marches ou des issues, on peut supposer qu'elles étaient autrefois directement accessibles du niveau du sol; on peut donc en déduire le tas-

sement, par la profondeur au-dessous du niveau actuel à laquelle ces points se situent aujourd'hui.

Les considérations précédentes ont par exemple été fructueuses lors de l'estimation du tassement global de la tour de Pisè. Si l'on compare entre eux les résultats de ces différents procédés et s'ils concordent approximativement, on peut espérer avec une certaine probabilité avoir évalué correctement le tassement survenu depuis le début de la construction.

6.1.5 Basculements

Enfin on peut encore considérer les basculements des édifices comme éléments de base d'une recherche des propriétés du sol. Ici cependant il y a lieu d'être prudent. Quand les basculements sont causés par des forces horizontales extérieures ou par des forces verticales excentriques, dont le moment par rapport au milieu de la fondation est connu dès le début, on peut très bien obtenir une idée du coefficient de déformation E du sol, à l'aide des équations usuelles utilisées dans le calcul des inclinaisons des bâtiments, comme celles contenues par exemple dans la norme DIN 4019, fol. 2.

Mais si par contre on est en présence d'une charge verticale à l'origine centrée, et si un basculement initial accidentel provoque un accroissement continu du moment par rapport au centre de gravité de la fondation, accroissement qui dépend uniquement de la grandeur respective du basculement, alors on ne peut, d'une mesure du basculement, rien déduire sur la grandeur de la compressibilité du sous-sol. Un raisonnement simple le montre. Le module d'élasticité E , qui est en relation étroite avec le coefficient de déformation E_s , est donné par l'équation

$$E = \frac{G \cdot a}{R^3 \cdot \operatorname{tg} \alpha} \cdot F(d_s/R, \mu)$$

(Schultze/Muhs 1967, page 682) où G représente le poids agissant au centre du bâtiment, a le bras de levier de G par rapport au centre de gravité de la fondation, R le rayon de la fondation supposée circulaire, $\operatorname{tg} \alpha = a/h_s$ la valeur du basculement, h_s la hauteur du centre de gravité du bâtiment au-dessus de la fondation.

Si on substitue $\operatorname{tg} \alpha$ par sa valeur dans l'équation précédente, le terme de l'inclinaison est éliminé et on aboutit à une équation absurde

$$E = \frac{G \cdot h_s}{R^3} F(d_s/R, \mu)$$

où F est une fonction dépendant de l'épaisseur de la couche, du rayon de la fondation et du coefficient de Poisson (Fischer 1965, p. 39).

Ainsi donc, les mesures d'inclinaison, pour des ouvrages soumis à l'origine à une charge centrée et verticale, ne sont pas aptes à fournir des informations supplémentaires au sujet des propriétés du sol de fondation.

6.2 Calculs

J'en arrive maintenant aux calculs concernant les causes des dégâts ainsi qu'à l'assainissement des édifices détériorés.

6.2.1 Charge admissible du sol de fondation

Comme j'ai déjà expliqué, la charge admissible peut-être calculée à l'aide du tassement admissible ou de la sécurité à la rupture nécessaire. Pour des édifices à charge excentrique, une représentation des contraintes du sol sous les fondations rigides, par le trapèze des tensions, est généralement suffisante (fig. 36). De cette manière, le déplacement des tensions lors de fissures dans les voûtes par exemple, peut déjà être clairement montré en considérant les fissures au sommet et dans les supports. Ce dernier type de fissures est particulièrement désagréable.

6.2.2 Tassements

Ils sont calculés en Allemagne d'après la norme DIN 4019, notamment à partir du module de compressibilité E_s (coefficient de déformation) de l'essai de compression ou à partir de la valeur correspondante obtenue par des observations du tassement de bâtiments analogues et sur un même terrain.

L'équation fondamentale pour le calcul des tassements est:

$$s = \frac{F}{E_s}$$

où F est la surface de tension sous l'édifice (fig. 37), qui doit être calculée par des équations tenant compte du rayonnement des contraintes de l'ouvrage dans le sol. Il existe une série d'équations et de tables, si bien qu'en général il n'est pas difficile de trouver la valeur de F si le rapport a/b des côtés de l'édifice et l'épaisseur d_s/b de la couche compressible sont donnés. La valeur de cette surface, pour les tensions verticales jusqu'à la base inférieure de la couche compressible, est divisée par le coefficient moyen de déformation du domaine des contraintes considéré. On obtient ainsi le tassement. Ce procédé, qui contient certaines simplifications, s'est largement introduit dans la pratique. Lorsqu'il s'agit de types de sols différents, ces résultats doivent encore être multipliés par des coefficients de réduction, car il est connu qu'autrement les tassements calculés ont des valeurs trop élevées. Les propositions concernant les coefficients de réduction ne manquent pas; il n'est donc pas très difficile en général, de prévoir la valeur du tassement d'un bâtiment, si l'on est en possession des indications citées sur les propriétés des sols.

La prévision du comportement des tassements dans le temps est plus difficile, car il faut ici faire des suppositions supplémentaires, contenant de grandes simplifications et ne concordant donc pas toujours de manière satisfaisante avec les phénomènes réels.

Cependant le calcul de l'évolution du tassement en fonction du temps ne joue presque aucun rôle en ce qui concerne les monuments historiques. La question ne deviendrait intéressante qu'à partir du moment, où l'on posséderait des résultats d'observation de tassement s'étalant sur une période plus longue et où ceux-ci seraient analysés, afin d'en tirer des informations supplémentaires sur les propriétés du sous-sol. Mais d'habitude tel n'est pas le cas.

Par contre les calculs de la valeur du tassement sont importants quand des déplacements de la résultante ont lieu dans les fondations. Par un calcul des tassements de l'état initial et un calcul du basculement de l'état actuel (fig. 36) on peut estimer quels sont les mouvements qu'a effectués la fondation par la transposition des forces. Inversement, ce mouvement agit le cas échéant — comme je l'ai déjà mentionné — sur la stabilité de l'édifice et peut provoquer d'autres dégâts et des changements de situation statique.

6.2.3 *Stabilité des tours*

La question de l'inclinaison et de la stabilité de tours élevées est également liée aux déformations élastiques des édifices. Au sujet de la tour penchée de Pise on a remarqué qu'il faut supposer que la tour supportant initialement une charge verticale et centrée, est soumise à une augmentation constante de son inclinaison et qu'elle se tire elle-même vers le bas. Je parle ici de l'obliquité d'un ouvrage non soumis à un mouvement extérieur, cas déjà mentionné, mais causé uniquement par l'agrandissement du bras de levier qui, lui, résulte de l'augmentation de l'inclinaison. Si on examine cette situation de plus près (Schultze/Muhs 1967, p. 677), on trouve ce qui suit:

Le poids de la tour, au début vertical et centré sur le centre de gravité de la semelle de fondation, a été dévié latéralement par l'accroissement de l'inclinaison. Cette force exerce alors un mouvement autour du centre, qui lui dépend de l'importance de cette inclinaison.

Ce mouvement agrandit à son tour l'obliquité de la tour, ce qui entraîne un nouvel accroissement du bras de levier, et par conséquent du mouvement etc. Il s'agit maintenant de savoir si la série qui — mathématiquement parlant — résulte de ce phénomène, converge ou non. Comme pour toutes les séries mathématiques, on peut indiquer un critère de convergence, c'est à dire une condition devant être remplie, pour que l'augmentation continue des mouvements de la tour tende vers une limite. Si cette condition n'est pas remplie, cela signifie que la somme des termes de la série est infiniment grande, ou en d'autres termes, que l'obliquité amène finalement l'effondrement de l'édifice. On peut évaluer cette condition pour des cas quelque peu simplifiés et même en dériver un coefficient de sécurité pour la stabilité, qui s'écrit de la manière suivante (Schultze/Muhs 1967, p. 678):

$$\eta = \frac{R^3 \cdot E}{G \cdot h_s \cdot F(d_s/R, \mu)}$$

Cette formule est valable pour les tours à fondations circulaires. Au numérateur apparaît le cube du rayon R de la tour, ainsi que le module de compressibilité du sol E ; au dénominateur, le poids propre de la tour G , la hauteur du centre de gravité h_s et la fonction déjà citée, qui dépend de l'épaisseur de la couche compressible, du diamètre de la tour et du coefficient de Poisson du sol de fondation. Cette fonction peut être trouvée dans des tables (Fischer 1965). Elle est donc déterminée pour un édifice donné (fig. 38, 39, 40).

Il est possible, par des moyens techniques, de modifier les grandeurs R , E et d_s . Une modification de R correspond à une augmentation du diamètre des fondations. Comme R intervient à la troisième puissance dans la formule, un agrandissement relativement petit des fondations influe déjà considérablement sur le coefficient de sécurité. Une amélioration de E signifie une amélioration des propriétés du sous-sol, par exemple par des injections ou d'autres moyens, et intervient linéairement. Enfin une variation de d_s représente une amélioration de la fondation en enfonçant celle-ci plus bas dans le sol. La diminution de d_s agit par l'intermédiaire de la fonction F qui augmente d'abord linéairement jusqu'à la valeur, $d_s/R = 2$, puis tend vers une limite. Retenons de tout cela, qu'on peut améliorer généralement la stabilité, par exemple d'une tour inclinée, de la manière la plus efficace en augmentant le diamètre de ses fondations. On voit donc, que de telles considérations, d'abord purement théoriques, peuvent quand-même être interprétées qualitativement, pour obtenir des suggestions d'assainissement.

6.2.4 Rupture par glissement

La rupture par glissement est le principal critère pour la détermination des charges admissibles, surtout dans le cas d'une charge oblique et excentrée dans des sols sableux, ou pour des édifices non-susceptibles de tassement c.à.d. statiquement définis. En parlant donc de la rupture par glissement, il faut remarquer que les procédés de calcul existants ne sont pas tout à fait sans faute.

La cause en est que, lors de la rupture du sol, donc lorsqu'un bloc de terre se bombe, les phénomènes ne peuvent être saisis par le calcul que s'ils sont simplifiés dans une large mesure. Ces simplifications conduisent, pour certains types de sols, plus loin qu'on ne le pourrait en somme justifier. Il est vrai qu'elles ne nuisent en rien étant situées du côté de la plus grande sécurité, mais en vérifiant les calculs on ne trouve pas la vraie valeur du coefficient de sécurité. Pour cette raison l'évaluation de la sécurité contre la rupture par glissement pour des édifices existants donne des valeurs plutôt trop petites que trop grandes. Bien qu'on essaie toujours d'améliorer les calculs et de mieux les adapter aux conditions réelles, on s'oppose encore à de très grandes difficultés.

Les examens de rupture du sous-sol reposent sur l'hypothèse que se forment dans le sol des surfaces de glissement, qui sont supposées, selon le cas, planes, cylindriques ou en forme de spirale (fig. 44). Tandis que la forme de la surface de glissement est, la plupart du temps, donnée approximativement par les circonstances extérieures, sa position exacte est déterminée par le principe, que la surface la plus défavorable est aussi la plus probable. Sur la surface de glissement une fois fixée agit la résistance au cisaillement qu'on a trouvée au laboratoire par l'essai de cisaillement. On peut donc reporter directement les paramètres de cisaillement sur la surface de glissement. En établissant les conditions d'équilibre, on obtient des informations sur les forces encore inconnues, comme la charge de rupture d'une fondation, la pression active du sol sur un mur de soutènement ou bien la stabilité d'un talus.

Toutes ces recherches sont en principe exécutées de la même façon et ne diffèrent que par le type de la surface de glissement et par les grandeurs inconnues à déterminer. En Allemagne de l'ouest, on a adopté l'équation précédent de la norme DIN 4017, pages 1 et 2, pour le calcul de la rupture par glissement et des cas simples. La valeur de départ, pour la détermination de la sécurité contre la rupture, est la charge de rupture de la fondation, (capacité portante), que l'on évalue d'après l'équation suivante:

$$p_b = c \cdot \lambda_c \cdot K_c \cdot v_c + \gamma_1 \cdot t \cdot \lambda_t \cdot K_t \cdot v_t + \gamma_2 \cdot b' \cdot \lambda_b \cdot K_b \cdot v_b$$

où

- p_b représente la contrainte moyenne de rupture en kg/cm² sous la fondation,
- c la cohésion,
- γ_1 le poids volumique du sol au-dessus de la semelle de fondation se situant à la profondeur t ,
- γ_2 le poids volumique du sol sous la semelle de fondation,
- b' la largeur calculée du corps des fondations, qui pour une charge excentrée est supposée égale au double de la plus petite distance séparant la résultante du bord de la fondation. Dans le cas d'une charge excentrée, on obtient donc une largeur plus petite dans le troisième membre de l'équation, et par suite une diminution de la contrainte de rupture.

Les coefficients sans dimension apparaissant dans chaque membre sont:

- λ coefficient de portance, dépendant de l'angle de frottement ρ ,
- K coefficient d'inclinaison, dépendant de l'obliquité de la résultante des forces $\text{tg} \delta_s = H/V$,
- v coefficient de forme, dépendant du rapport a/b des côtés de la fondation.

6.2.5 Effet des facteurs extérieurs

Dès que la charge agit dans la base de la semelle, les coefficients K entraînent une diminution de la contrainte de rupture dans les trois membres de l'équation, tandis qu'une excentricité ne provoque qu'une réduction dans le dernier membre. Par suite, la sécurité contre la rupture du sol est fortement diminuée, quand ce sont des charges excentrées et surtout obliques qui agissent, au lieu de charges verticales et centrées. Cette équation fait voir clairement l'influence que possède une transposition des forces par suite de fissures des voûtes, ou pour d'autres motifs (fig. 36). La rupture par glissement est alors d'une importance croissante.

Les surcharges résultant de l'accroissement de la charge verticale centrée, d'une plus grande excentricité et d'une plus grande inclinaison, n'ont pas seulement d'influence sur la rupture par glissement, mais aussi sur les tassements. Une excentricité ou une inclinaison d'une charge est suivie alors d'un basculement de la fondation. On ne devrait donc pas sous-estimer l'influence d'évènements provoquant une modification de la résultante des forces dans les fondations. Pour cette raison, les mesures — encore à traiter — destinées à éviter de telles transpositions du chargement des fondations lors de l'assainissement des édifices sont d'une importance particulière. Il est en général plus simple d'obtenir une répartition des forces favorable par des réparations dans la superstructure, plutôt que d'effectuer une reprise importante des fondations ou une amélioration du sous-sol. On doit d'abord penser à ceci, avant de commencer un travail sur les fondations.

6.2.6 Poussée des terres

A côté de ces investigations, brièvement mentionnées et sur lesquelles nous pourrions encore dire beaucoup, je voudrais encore indiquer quelques notions complémentaires de statique de sols, pouvant prendre de l'importance sous certaines conditions. Il s'agit du calcul de la poussée des terres sur les murs de soutènement ou sur les murs des caves des bâtiments. Dans un exemple, on avait parlé de l'influence des excavations et de la suppression des maisons avoisinantes. Ainsi des forces de poussée unilatérales sont provoquées dans le sol et contribuent également à la transposition dangereuse de la résultante dans la base de la semelle.

Le calcul de la poussée de terre sur les murs est aujourd'hui établi de manière satisfaisante, en tout cas plus exact que les examens de rupture par glissement. Il s'agit ici d'un très ancien problème qui a été résolu déjà par Coulomb en 1773.

Il existe un nombre suffisant de tables, à l'aide desquelles on peut calculer les forces de poussée sur les ouvrages simples, dont il s'agira ici la plupart du temps; il n'est donc pas nécessaire d'aller plus loin à ce sujet.

Des progrès se rapportant au présent problème, ont été faits récemment dans la théorie de la poussée des terres, de façon qu'on peut au-

jourd'hui calculer avec une précision suffisante la poussée des terres sur des murs, qui ne subissent *aucun* mouvement. Comme on le sait, Coulomb a supposé les murs rigides et tournant autour de leur pied. Ceci n'est généralement pas le cas pour les murs de caves. La poussée de terre croît alors d'environ 50%.

6.2.7 *Stabilité des talus*

Il est moins souvent question de la stabilité des talus, quand il s'agit de la conservation des édifices anciens. Elle joue un rôle tout au plus, quand le sol est enlevé à côté d'un tel ouvrage. Quand, par exemple, à côté d'un bâtiment fondé relativement peu profond, une fouille est creusée, il y a danger d'un glissement latéral, qui devra naturellement être examiné (fig. 42). Pour ce cas-ci il y a également de nombreuses tables de calcul simples et d'un emploi assez aisé.

6.2.8 *But de calculs*

Les calculs de statique des sols doivent être subdivisés.

6.2.8.1 *Appréciation de la stabilité*

Le premier groupe de calculs sert à apprécier la stabilité des ouvrages anciens. En général un petit calcul suffira, car on montre, dans beaucoup de cas, que cette stabilité existe encore tout juste.

6.2.8.2 *Projet de l'assainissement*

Les recherches citées sont plus importantes pour le calcul de la sécurité des mesures d'assainissement. Quand elles consistent par exemple en fondations sur pilotis, comme c'est souvent le cas, il s'y ajoute tous les calculs se rapportant à la détermination des réactions des pieux d'un bâtiment. Comme il s'agit le plus souvent de systèmes statiques simples — d'habitude seulement de poutres de rive, menées des deux côtés d'une fondation et étayées chacune sur une rangée de pieux — des procédés spéciaux ne sont pas nécessaires. On obtient un résultat avec les considérations statiques les plus simples. Les analyses qu'il faut faire dans le cas de pilotis étendus, orientés dans l'espace, comme il faut en installer quelques fois sous des tours, (fig. 50) sont plus difficiles.

On a élaboré suffisamment de procédés pour calculer les réactions des pieux de pareils systèmes, pourvu qu'il s'agisse d'édifices pouvant être considérés comme blocs rigides. Il faut cependant faire alors des analyses qui sont du domaine de l'indétermination statique et qui représentent une science spéciale qu'il vaudrait mieux confier à un spécialiste. Le calcul des pilotis orientés dans l'espace n'est pas très simple et exige également un certain appareil mathématique. Aujourd'hui on applique dans une large mesure les bases de la méthode de Nökkentved (1928)

qui doivent cependant être quelque peu modifiées pour le calcul des pilotis orientés dans l'espace (Schiel 1960).

On ne traitera pas le problème du calcul de la *force portante des pieux*, car ceci nous amènerait trop loin. Je voudrais seulement rappeler qu'à ce sujet deux normes ont été publiées en Allemagne, à savoir DIN 4026 pour les pieux battus et DIN 4014 pour les pieux forés, desquelles on peut déduire directement la charge admissible des pieux dans les cas normaux. Un tel procédé suffit amplement dans la plupart des cas.

7. Mesures d'assainissement

7.1. Elargissement et approfondissement des fondations

Les reprises en sous-oeuvre sont normalement effectuées en passant des poutres en acier ou en béton armé à travers la maçonnerie existante et en les étayant de chaque côté par des pieux (fig. 43). Ceci constitue cependant une intervention difficile, dans les fondations, souvent en mauvais état. Il vaut donc mieux réaliser un assainissement de la vieille maçonnerie en reportant les charges sur un grillage en pieux forés à l'aide de deux poutres de rive. Ces deux poutres de rive sont adentés et chevillées avec l'ancienne maçonnerie, afin d'avoir une attache parfaite. Si nécessaire, l'ancienne maçonnerie est améliorée par des injections.

Pour ce mode de construction, il y a plusieurs possibilités d'exécution: dans certaines circonstances on peut renoncer à la fondation sur pieux si le sol de fondation est bon (fig. 44a et b). Les pieux sont d'habitude forés devant les poutres de rive (fig. 44c et e), et ensuite bétonnés. L'utilisation de palplanches latérales est possible, si l'on soupçonne que les dégâts sont causés par un déplacement latéral du sous-sol (fig. 44 d). L'attache parfaite des différentes parties entre elles est importante (fig. 45). Afin de garantir celle-ci, on provoque souvent une précontrainte dans la construction par des vérins intermédiaires (fig. 44 b); à l'aide de cette précontrainte il devient alors possible de répartir les charges de la façon voulue et surtout de réduire les mouvements éventuels de l'ouvrage.

L'exemple suivant montre que de tels renforcements ne sont pas seulement possibles sous des murs de bordure, mais aussi sous des voûtes (fig. 46). Dans ce cas, des ancrages sont mis à travers tout l'étage.

Au lieu de pieux, on peut aussi utiliser des puits (fig. 47). Tandis que les constructions déjà citées ont l'inconvénient d'être mises à côté des anciennes fondations et nécessitent ainsi des poutres de rive latérales devant être liées très intimement aux anciennes fondations, le procédé de la firme de Waal d'Amsterdam permet avantageusement, dans certaines circonstances, de placer des pieux en béton armé comprimés

immédiatement *sous* les murs et les fondations isolées à soutenir. Ceci est possible parce que des pieux creux de diamètres différents sont superposés en parties de 0,5 à 5,0 m de longueur. Les différentes parties sont enfoncées dans le sous-sol à l'aide de presses s'appuyant contre la partie inférieure de l'ancienne maçonnerie (fig. 48) ou contre des poutres de rive (fig. 49). Le procédé a en outre l'avantage d'apporter en même temps des renseignements sur la force portante des pieux, par l'intermédiaire de la pression exercée par la presse; l'enfoncement des pieux simulant un sondage statique et un essai de chargement des pieux. Le procédé peut être employé également pour des pieux inclinés (fig. 50).

Au cours de tous les travaux de ce type, il y a lieu de prêter attention à ce que l'ancienne fondation ne soit pas soulevée par les vérins. La plupart du temps on s'en rend compte, suivant le comportement de l'édifice, pendant les premières phases de la charge.

En général, il n'est pas possible d'éviter quelques tassements supplémentaires dans les premiers stades de l'opération, et de petites surélévations dans les derniers. Il est donc nécessaire de procéder pendant les travaux à des observations et à des mesures très exactes de l'édifice. Normalement l'exécution des travaux n'est pas particulièrement difficile. Après le forage des pieux, on pose les poutres de rive en fouille ouverte, le cas échéant en abaissant la nappe d'eau phréatique.

7.2 Améliorations du sol de fondation

Une maçonnerie friable, aussi bien qu'un sol de fondation non-cohérent à faible compacité, peuvent être améliorés par injections. Des injections sous pression, exécutées en Allemagne de l'Ouest d'après DIN 4093, sont fréquemment utilisées pour la reprise d'ouvrages existants, quand l'état du sol permet avec succès l'application d'injections de ciment ou d'autres produits d'injection (fig. 51). On obtient ainsi rapidement un renforcement économique du sol de fondation, surtout si les profondeurs ne sont pas trop grandes, alors qu'il ne serait pas rentable de mettre des poutres de rive fondées sur pilotis. Les techniques d'amélioration sont très développées aujourd'hui et on travaille avec tant de méthodes différentes, qu'il nous conduirait trop loin d'entrer plus dans les détails.

7.3 Drainage du sol de fondation

Des procédés permettant de diminuer la teneur en eau du sol et par là de le consolider, font aussi partie, bien qu'indirectement, des mesures d'amélioration du sous-sol.

Ceci peut se faire par des moyens électriques. Cependant le sol se contracte au cours de cette opération, et de tels procédés ne peuvent être appliqués, que si les tassements provoqués peuvent être supportés par l'édifice.

Une telle mesure est envisagée surtout quand il s'agit de redresser des bâtiments inclinés. On peut obtenir, par le dosage prudent d'un drai-

nage électrique, un tassement du sol sous les parties de l'édifice qui doivent être abaissées.

7.4 Forages

Le même but peut également être atteint en creusant lentement la partie à abaisser d'un édifice par des trous de forage obliques, et en provoquant ainsi une rotation des fondations. Ce procédé demande une certaine prudence, car il n'est pas possible de prévoir exactement au début, dans quelles proportions il faudra forer.

7.5 Encadrement par un rideau de palplanches

Dans certains cas on s'aide également d'un remblayage (fig. 52) ou d'un encadrement des anciennes fondations par un rideau de palplanches — ceci par exemple en sable non-cohérent —; il sera opportun alors, de relier solidement les palplanches aux fondations. On transmettra de ce fait les charges verticales à des couches plus profondes et évitera le déplacement latéral du sol de fondation.

Néanmoins, à l'habitude, le battage des palplanches près d'un édifice ancien lui cause des dégâts, on les remplacera donc de préférence par des murs de pieux forés ou des parois moulées dans le sol.

Les premiers se composent de pieux forés serrés les uns contre les autres ou se croisant dans une certaine mesure. On peut se dispenser de tuber les trous de forage, si un autre maintien des parois des trous est assuré p.ex. une injection de boues argileuses. Les parois moulées sont formées par des sections de murs bâties les unes à côté des autres. La sécurité du maintien des fosses excavées est assurée par une boue argileuse. Des indications plus précises se trouvent dans les « Empfehlungen des Ausschusses Ufereinfassungen EAU 86 ». Les parois moulées sont également aptes à porter des charges verticales.

7.6 Etayages provisoires

Dans certaines circonstances, il est à craindre que les travaux de soutènement présentent un danger pour la tenue des édifices instables, parce que certaines forces d'étayage sont supprimées par l'excavation du sol. Dans de tels cas, des mesures spéciales doivent être prises, afin d'étayer provisoirement l'édifice. Quand les excavations sont effectuées dans des sols gorgés d'eau, on applique des procédés de congélation rendant temporairement le sol plus solide sous l'édifice. Par ce moyen, le bâtiment en question est mieux soutenu. En outre on obtient une fouille sans eau phréatique, qui peut-être creusée à ciel ouvert pour introduire les éléments consolidants dans le sol. La réalisation de telles zones congelées est l'affaire de firmes spécialisées, car il faut faire très attention, à ce qu'aucune augmentation de volume ne se produise, ce qui causerait de nouveaux dégâts.

Dans d'autres cas, un étayage du bâtiment est inévitable. Souvent se présentent alors des difficultés, non seulement parce que des constructions lourdes sont nécessaires pour un étayage efficace, mais aussi parce qu'il faut contrôler la maçonnerie existante pour voir si elle est capable de supporter les forces de soutènement nouvelles; ce n'est pas le cas d'une maçonnerie en mauvais état. Même au cours d'étayages provisoires on ne pourra souvent pas éviter d'établir des ancrages dans l'ancienne maçonnerie.

7.7 Ancrages

On appelle ainsi un procédé très important, qu'il faut toujours utiliser, quand il s'agit de reporter, par une amélioration des conditions statiques de l'édifice, les forces résultantes dans la semelle dans une situation plus favorable, donc de réduire l'inclinaison et l'excentricité des résultantes. L'installation d'ancrages en acier est un procédé très ancien pour étayer les forces transversales non voulues dans les voûtes (fig. 53, 54). D'une manière générale, on utilise des poutres annulaires en béton armé (fig. 55) ou des poutres de traction (fig. 56), contre les mouvements horizontaux des fondations. Comme ces questions traitent moins du domaine des techniques de fondement que de celui des superstructures, il n'est pas nécessaire de les approfondir ici.

7.8 Assainissement de la partie surélevée de la maçonnerie

Exactement comme on peut renforcer les fondations à l'aide d'ancrages et de poutres, on peut naturellement aussi améliorer la partie surélevée de la maçonnerie si on l'injecte, la raidit par des ancrages ou la remplace partiellement par une nouvelle maçonnerie (fig. 57).

8. RESUMÉ

En résumant les résultats développés, on arrive aux conseils pratiques suivants en ce qui concerne le traitement des monuments historiques, du point de vue de leurs fondations. On doit, en premier lieu, se demander si ce sont bien les fondations qui sont la cause des dégâts survenus. Ceci ne peut être constaté que par un examen du terrain sur lequel se situe l'ouvrage, examen par lequel on obtient des renseignements sur le profil des couches et sur la compacité ou la consistance des sols en présence.

Mais un tel examen reste sans valeur, si on ne réussit pas à obtenir des informations sur la profondeur des fondations considérées. La réponse à cette dernière question est beaucoup plus difficile à trouver, car dans beaucoup de cas il faut faire des fouilles importantes, dont le creusement

est impossible à cause de l'affluence des eaux. Si l'on a affaire à des fondations profondes sur pieux, il n'est du reste guère possible d'apprendre quelque détail sur leur construction. Lors de l'appréciation d'une fondation on est donc dans une certaine mesure forcé de faire des suppositions, ce qui ne facilite pas le problème. Sitôt qu'on a délimité en toute conscience la fondation, on doit déterminer, par un examen statique de l'édifice, quelles sont les charges à supporter par les fondations. Il faut alors faire tout spécialement attention si, au cours du temps, de transpositions de forces dues à des fissures, se sont produites. Les calculs statiques doivent donc être effectués d'une façon très consciencieuse. Des calculs statiques anciens n'existent normalement pas. Les calculs nouveaux servent alors de base pour les recherches de statique des sols à l'aide desquelles on constate les causes des dégâts et décide des mesures à prendre.

A côté du calcul statique de l'ouvrage, donnant les charges agissantes, il est nécessaire de déterminer les propriétés du sol par des essais de laboratoire. On ne commence les calculs de statique des sols que lorsque les résultats de ces essais sont connus et vérifiés sur le terrain — comme par exemple les résultats de sondages —. En présence de données suffisantes, il est alors possible de déterminer assez exactement les causes des dégâts et d'élaborer des projets d'assainissement, qui conduisent directement au but, sans conditions de sécurité inutiles qui ne contribueraient qu'à augmenter le coût de l'opération. Une solution satisfaisante du problème demande donc la coopération de beaucoup de spécialistes, surtout si l'on considère que les mouvements des bâtiments doivent être mesurés le plus exactement possible et que l'état de l'ouvrage doit être mieux connu par l'enregistrement des fissures et par l'examen de la solidité de la maçonnerie existante. C'est donc toujours un travail de groupe qui doit être à la base d'un tel assainissement; l'étendue de ce travail sera d'autant plus grande que l'édifice sera plus considérable et que les conditions du sol seront plus compliquées.



FIGURES

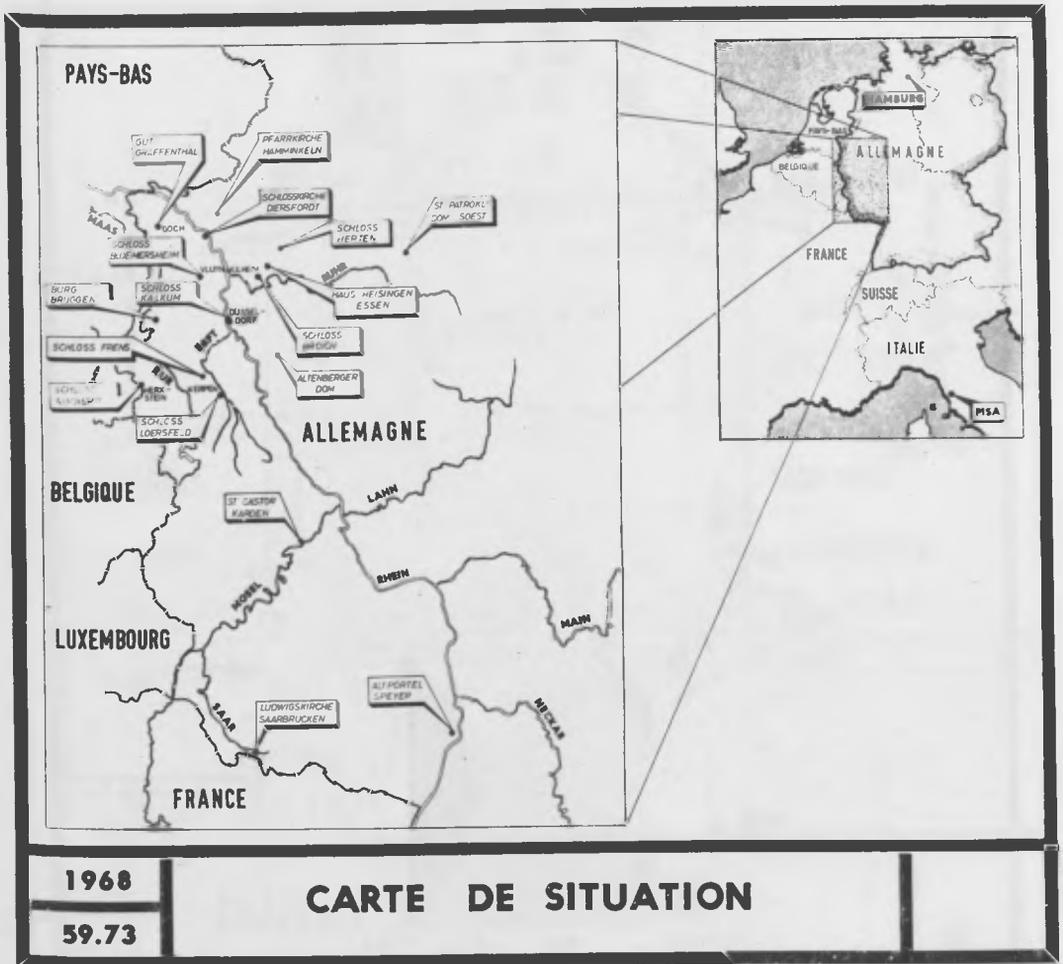


Fig. 1

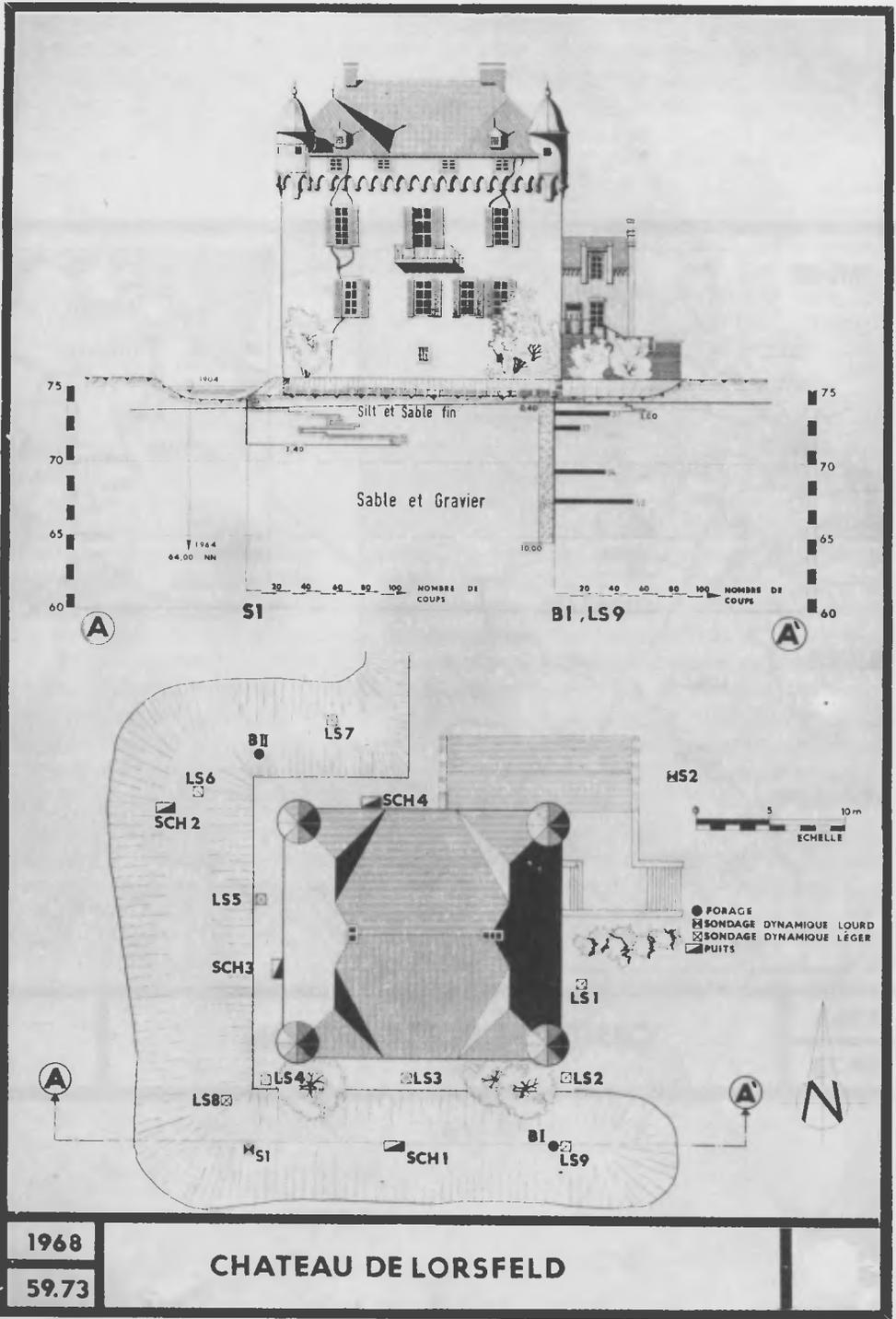


Fig. 2

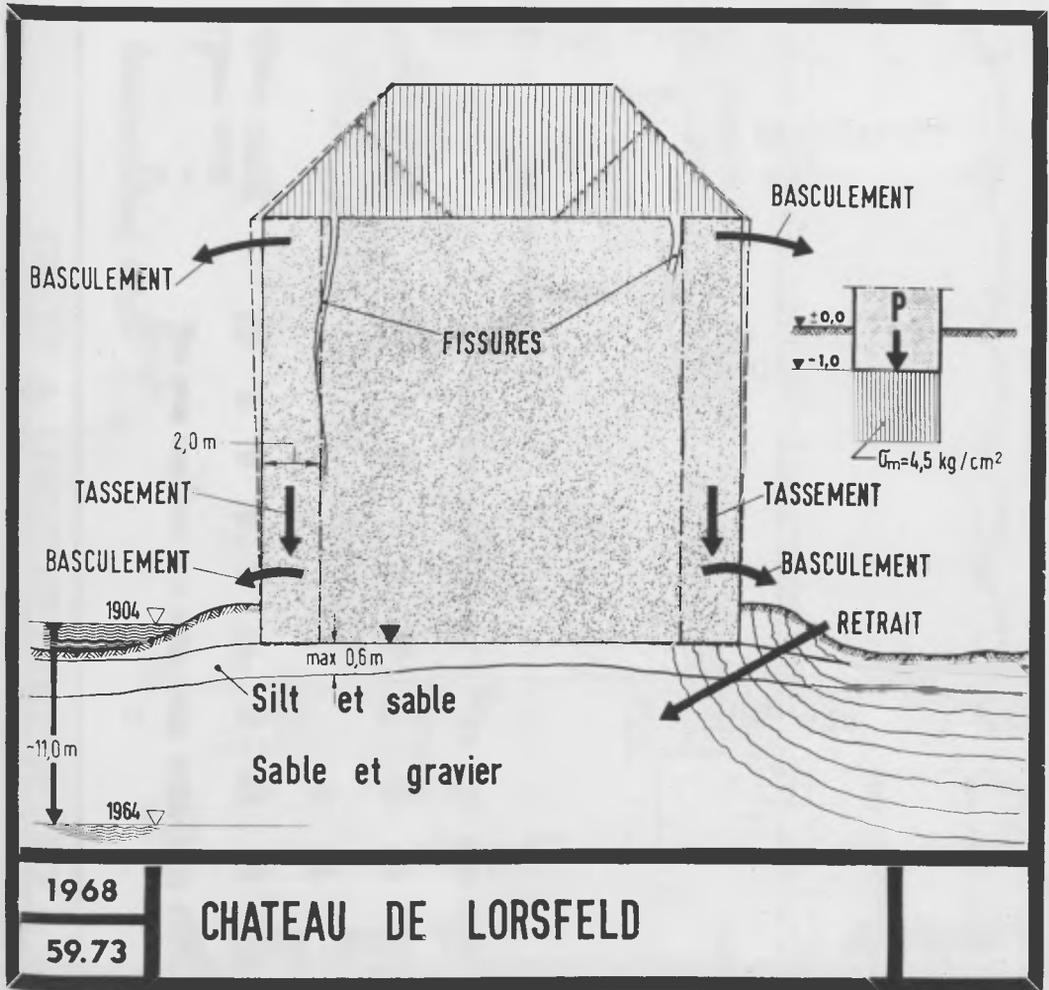
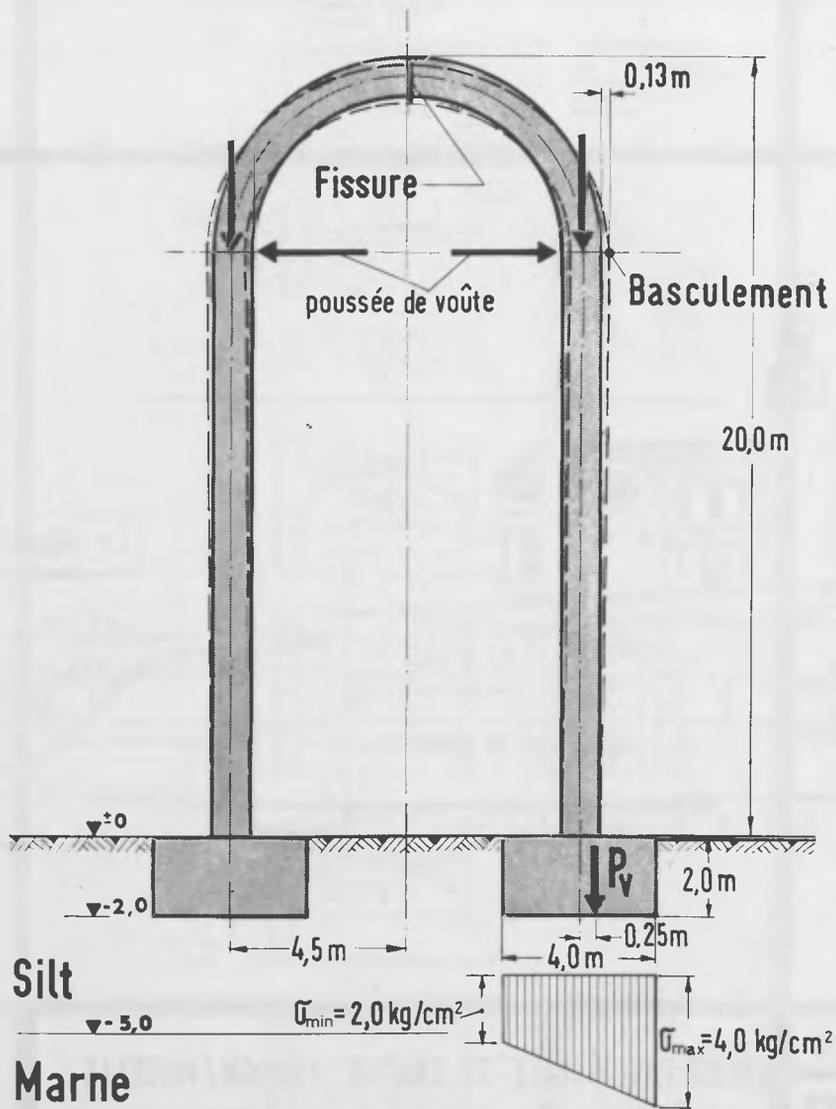


Fig. 3



1968

59.73

CATHEDRALE ST. PATROKLI
A SOEST

Fig. 5

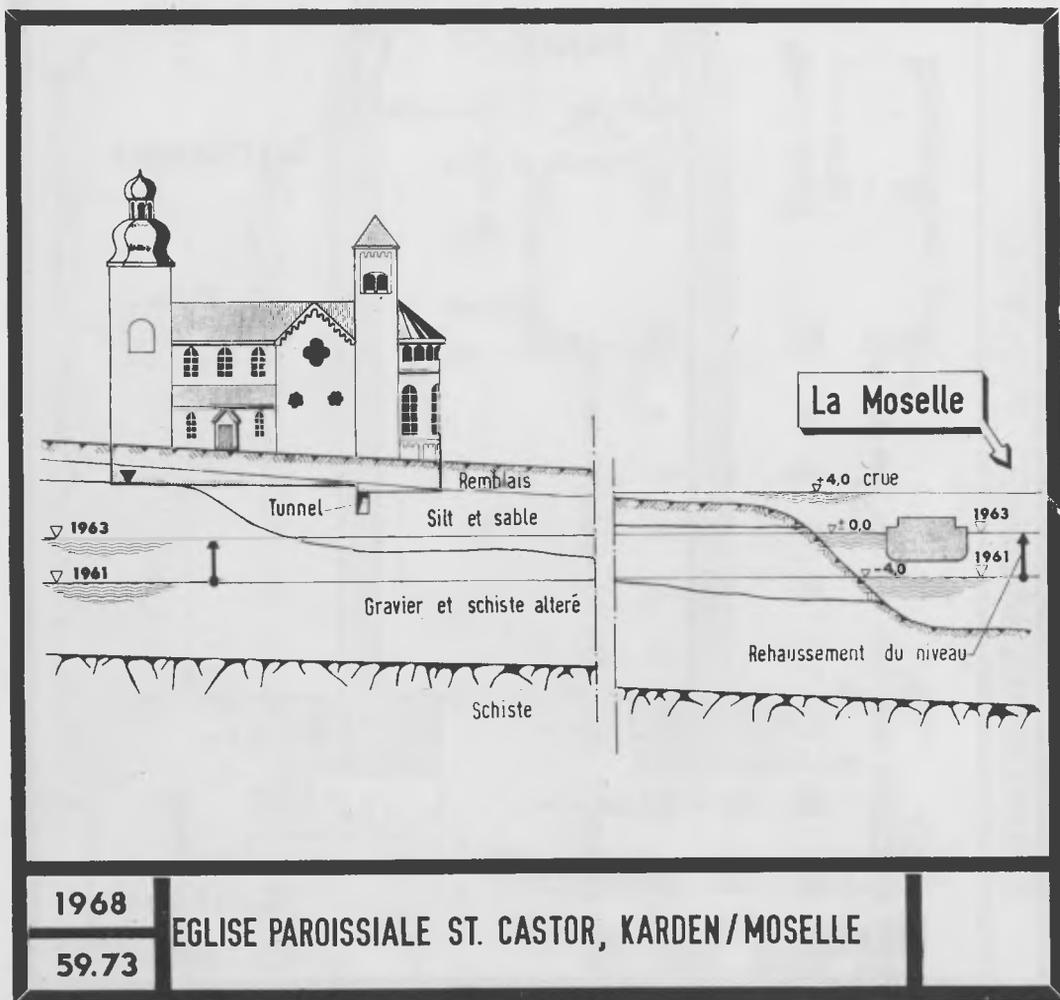
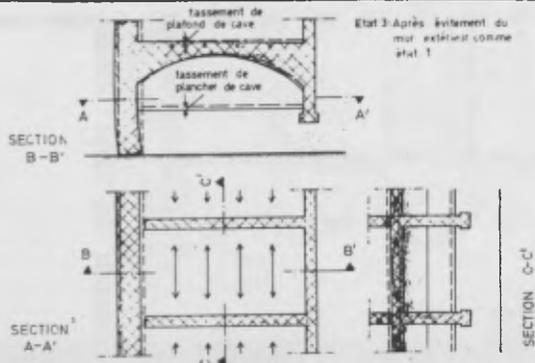
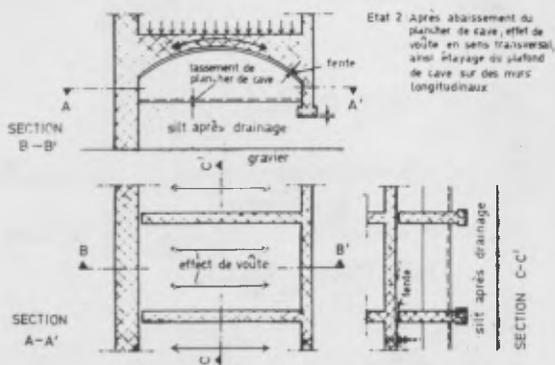
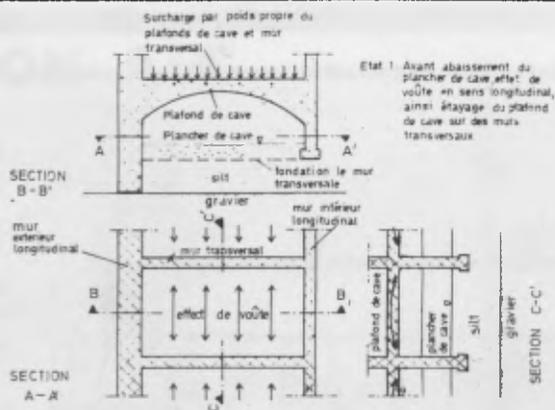


Fig. 6



1968

CHATEAU DE FRENS

Cause de dommage schématisée

Déformation latérale à la façade de l'aile sud-ouest. Variation du flux de force.

59.73

Fig. 7

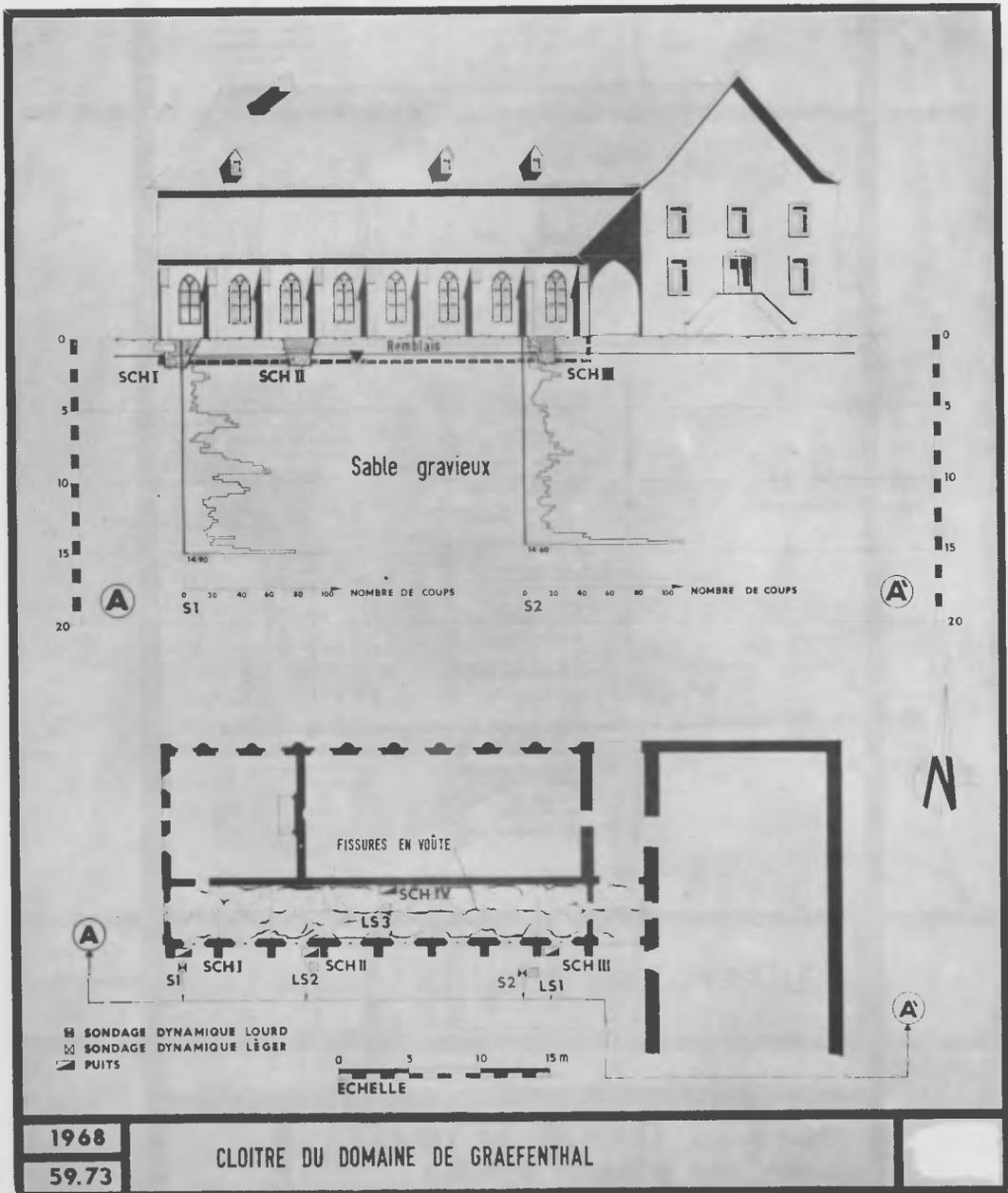
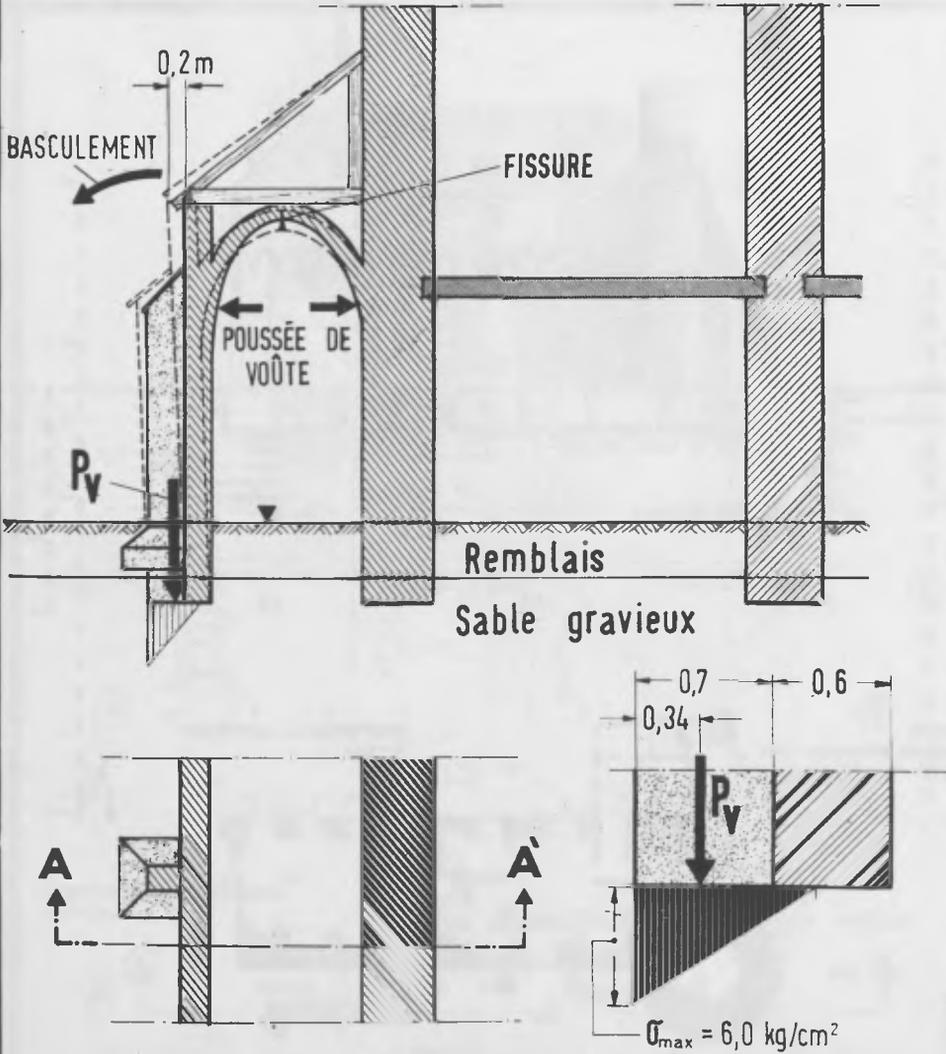


Fig. 8

SECTION A-A'



1968

59.73

CLOITRE DU DOMAINE DE
GRAEFENTHAL

Fig. 9

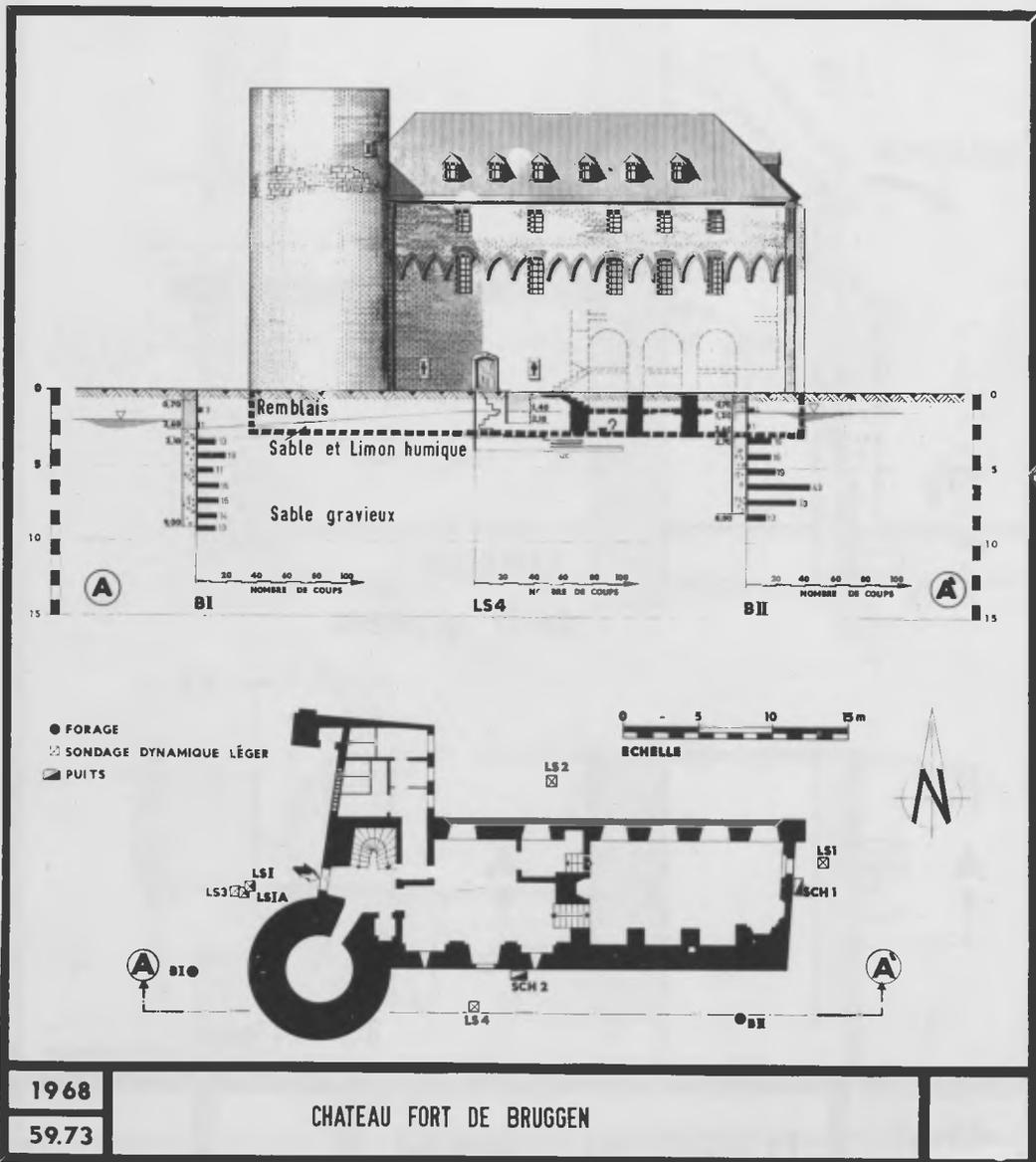


Fig. 10

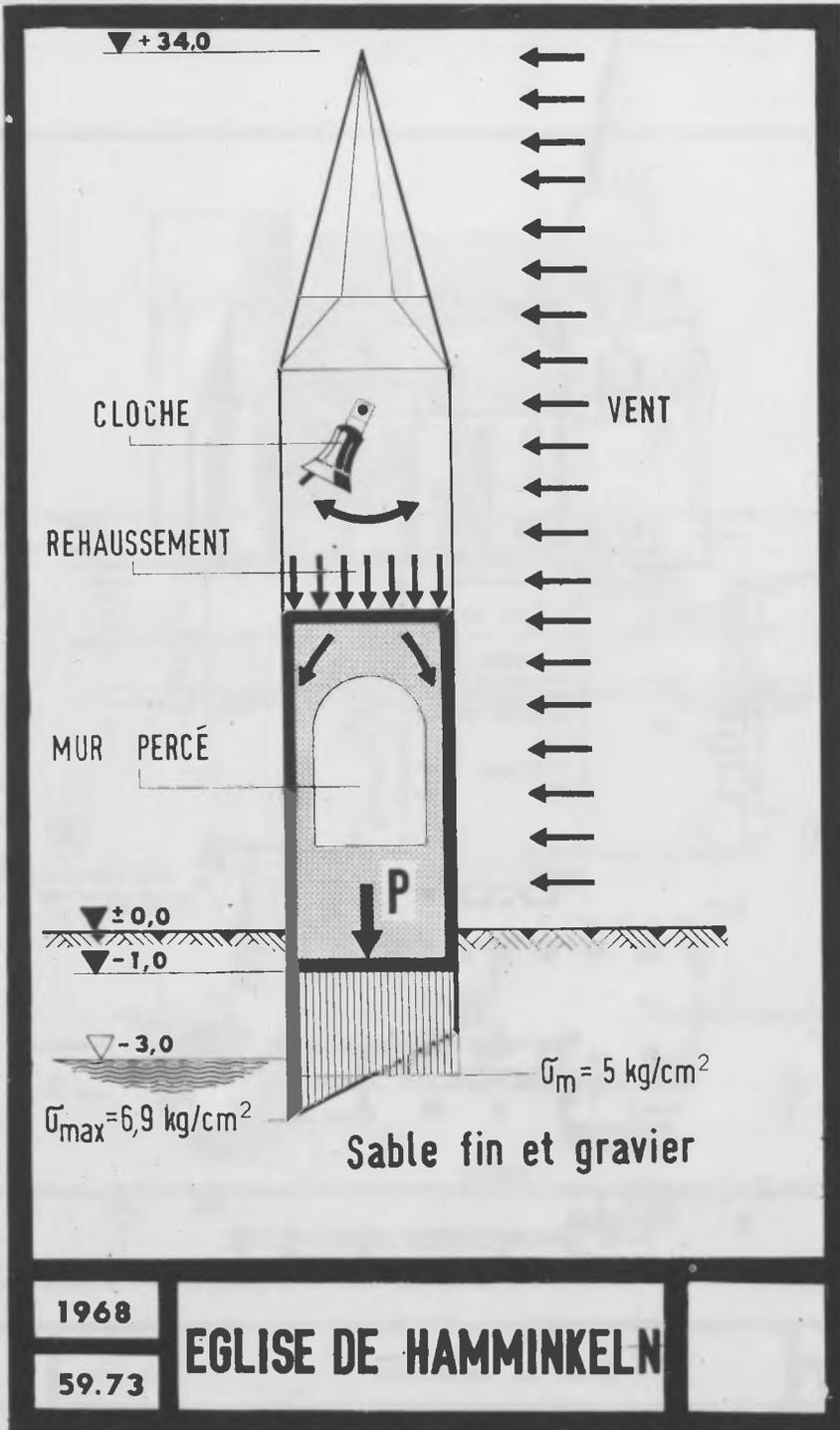
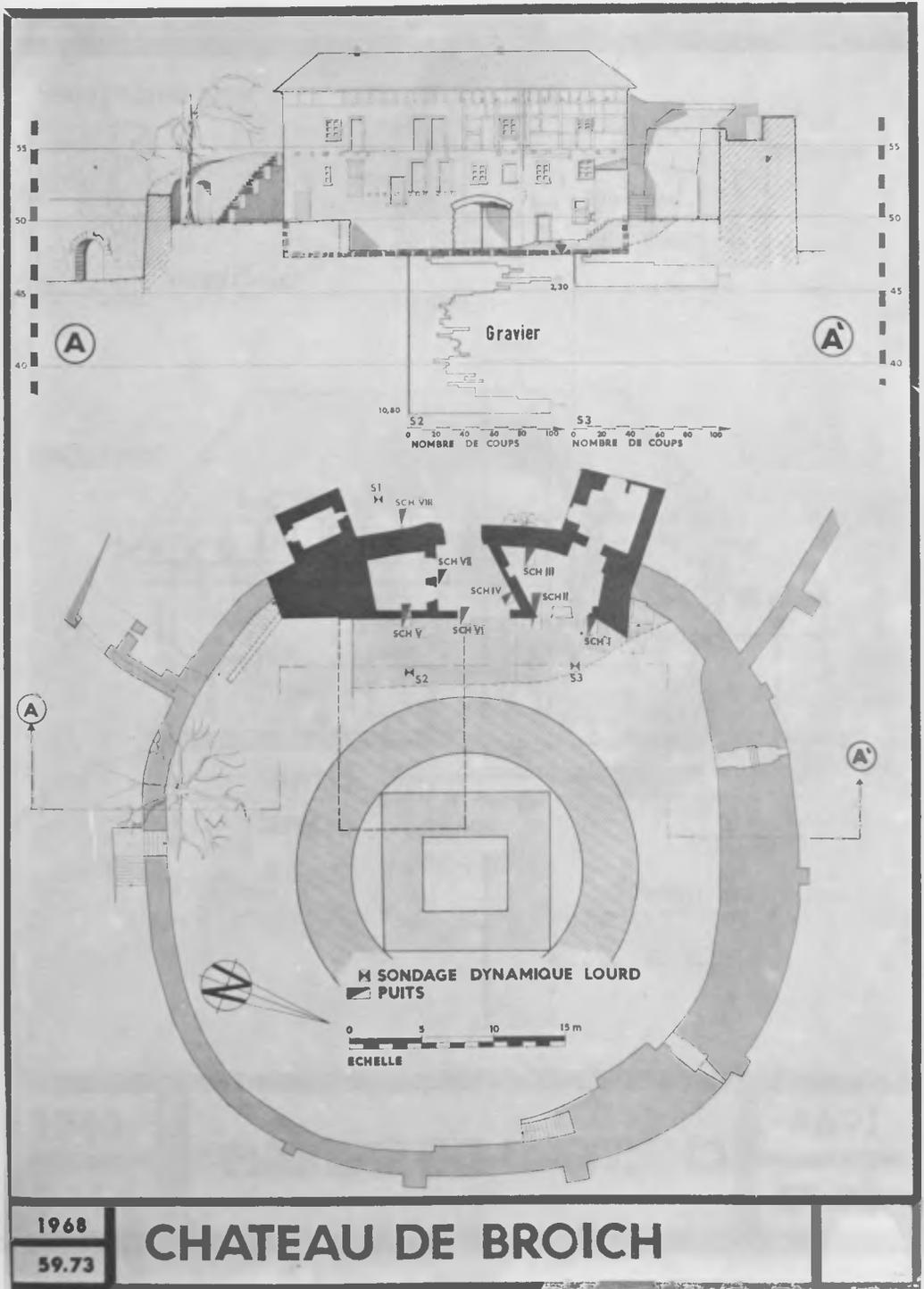


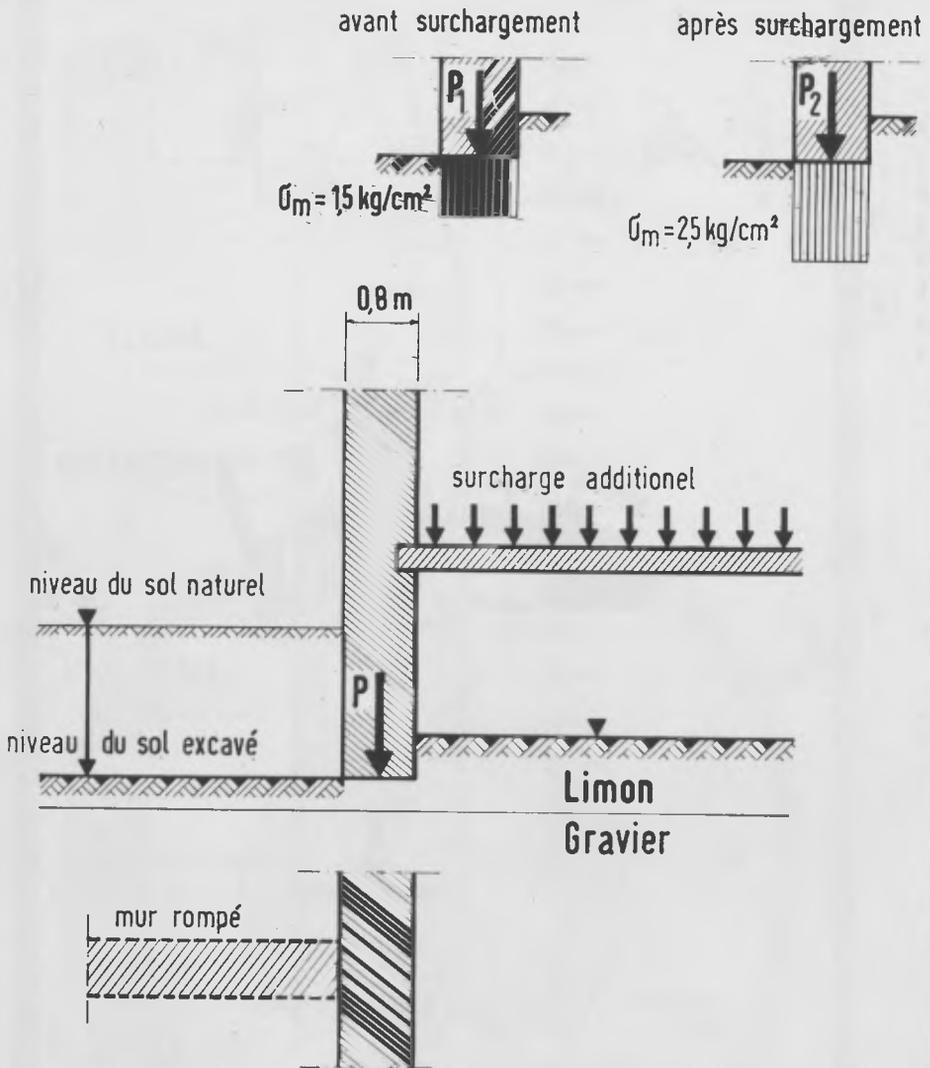
Fig. 12



1968
59.73

CHATEAU DE BROICH

Fig. 13



1968

59.73

CHATEAU DE BROICH

Fig. 14

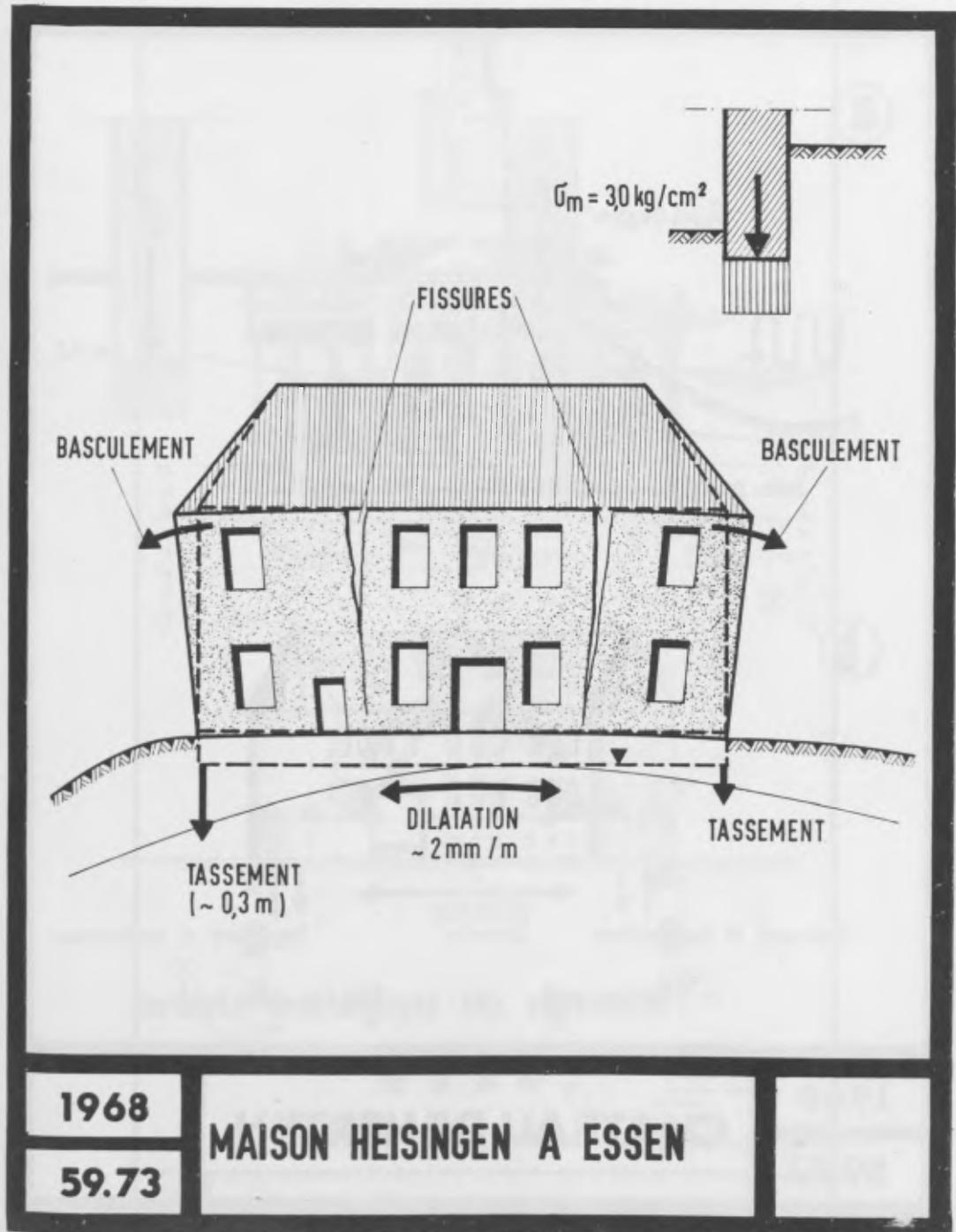
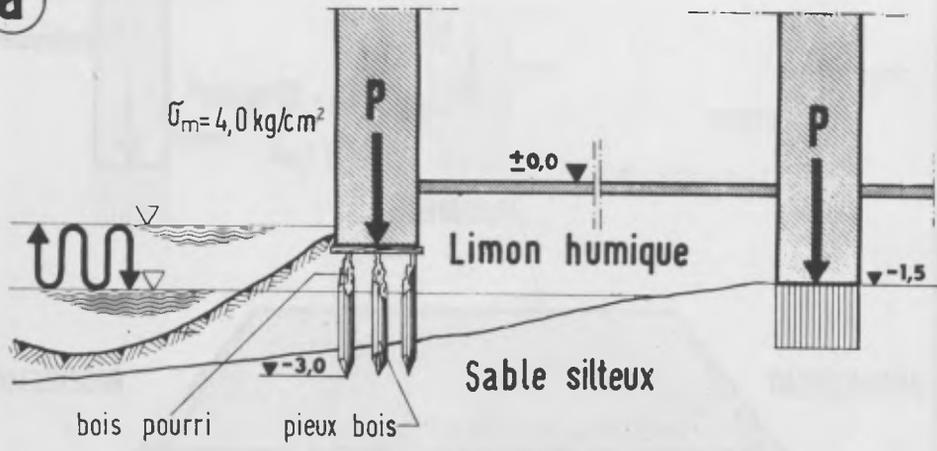
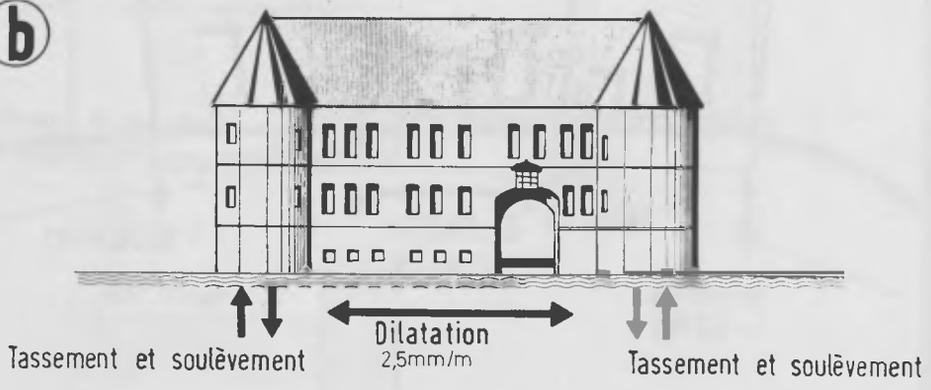


Fig. 15

a



b



Influences des exploitations minières

1968

59.73

CHATEAU DE HERTEN

Fig. 16

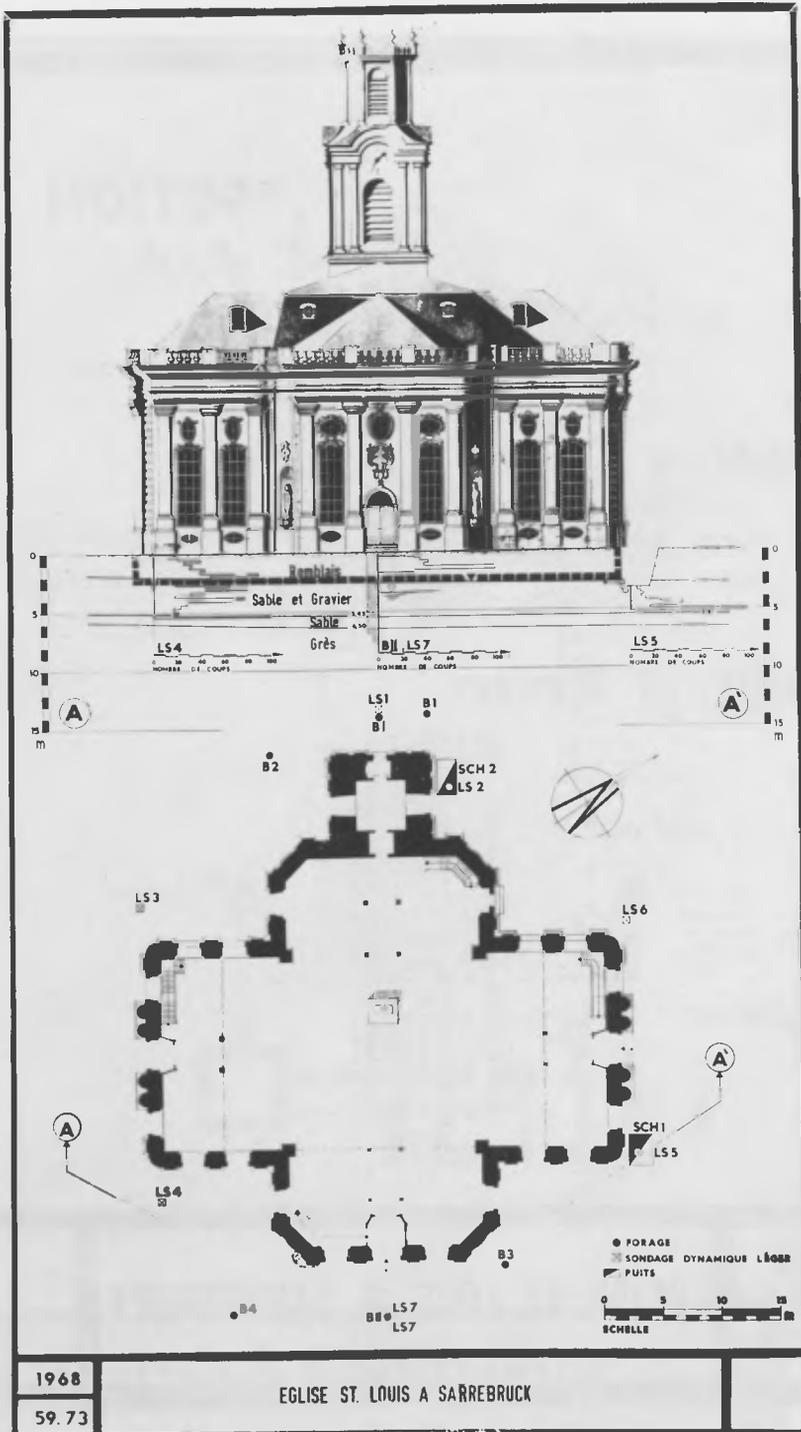
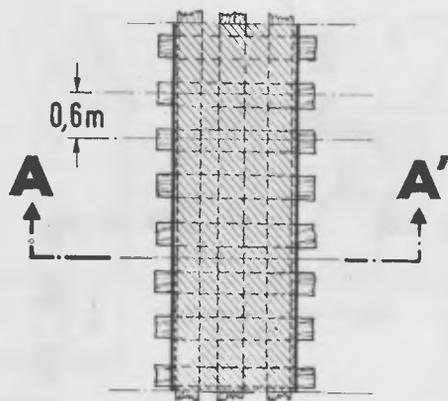
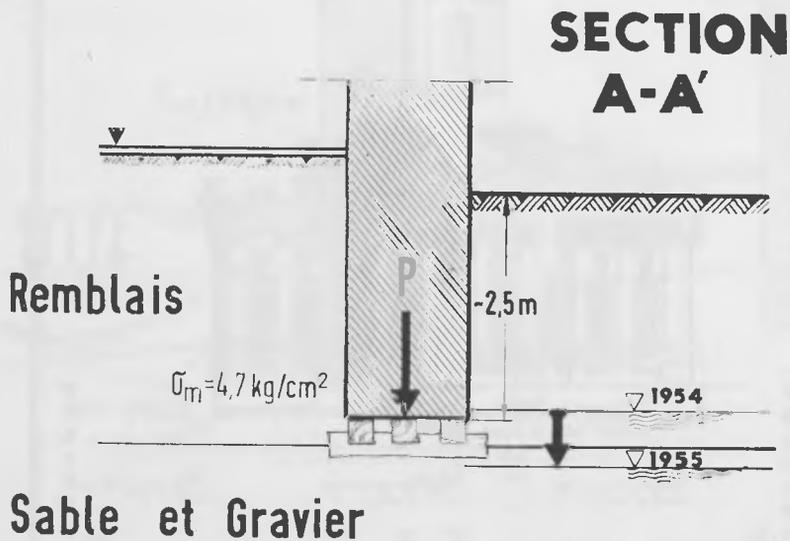


Fig. 17



1968

59.73

EGLISE ST. LOUS A SARREBRUCK

Fig. 18

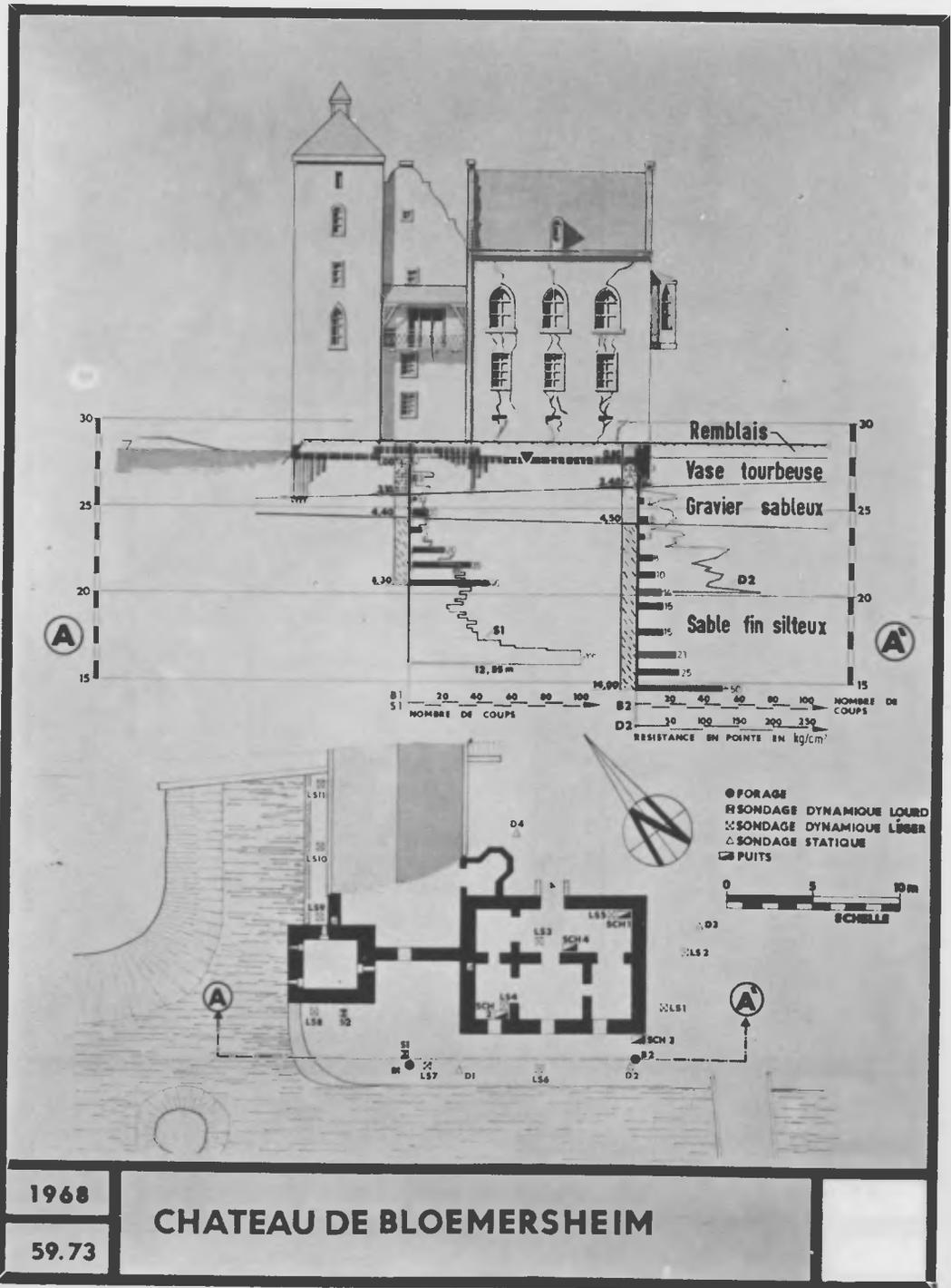
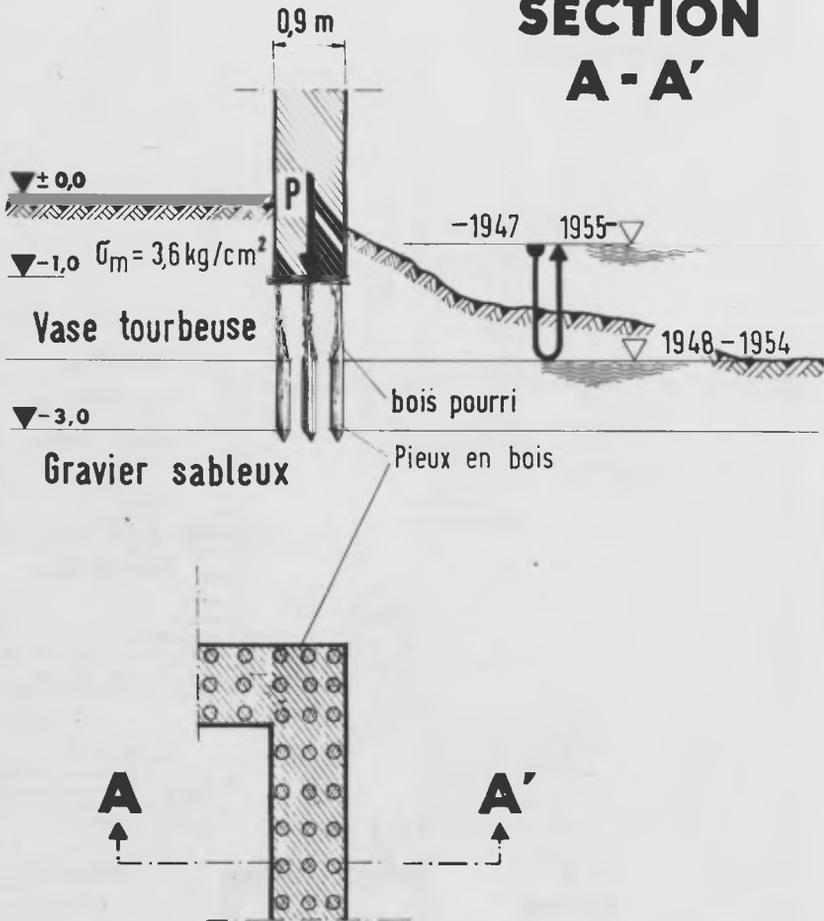


Fig. 19

SECTION A - A'

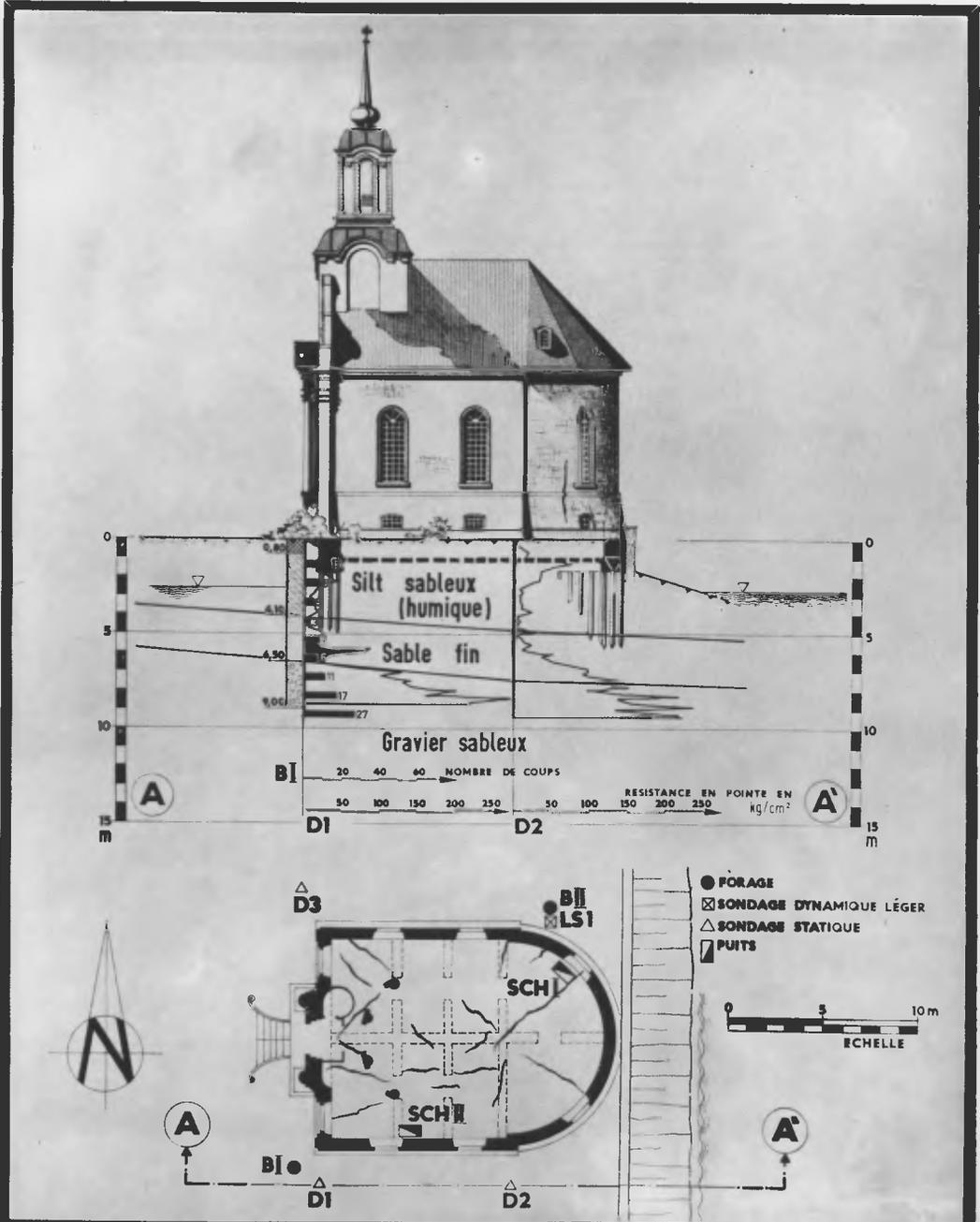


1968

59.73

CHATEAU
DE BLOEMERSHEIM

Fig. 20

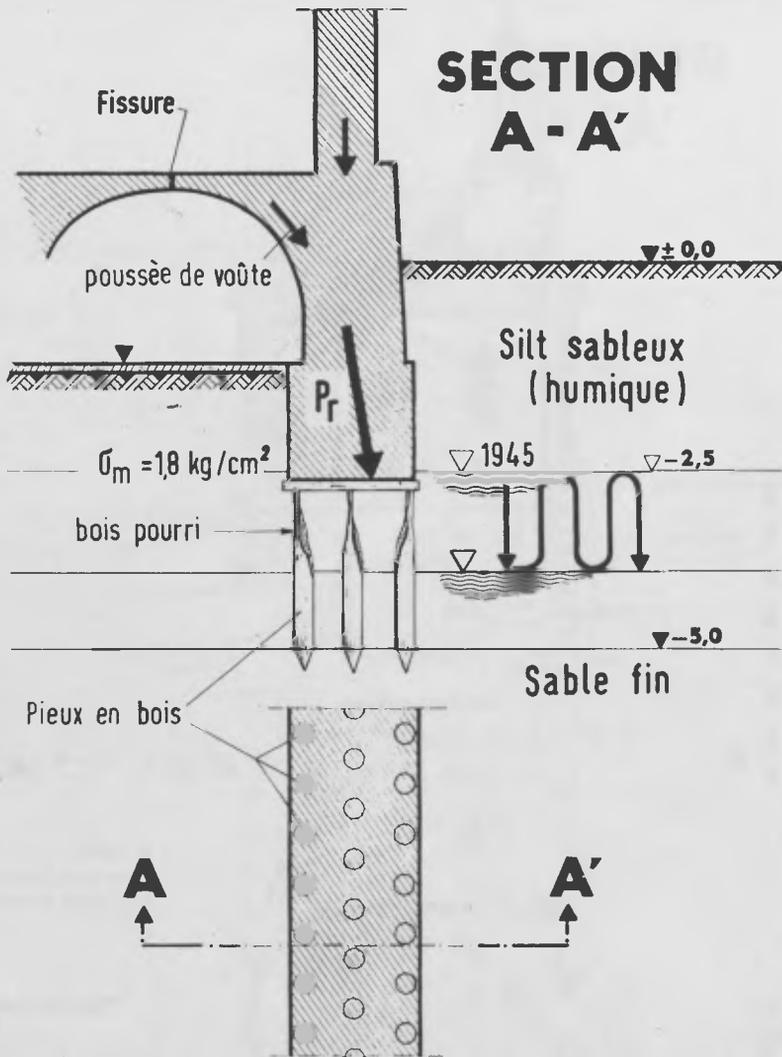


1966

59.73

EGLISE DU CHATEAU DE DIERSFORDT

Fig. 21



1968

**EGLISE DU CHATEAU
DE DIERSFORDT**

59.73

Fig. 22

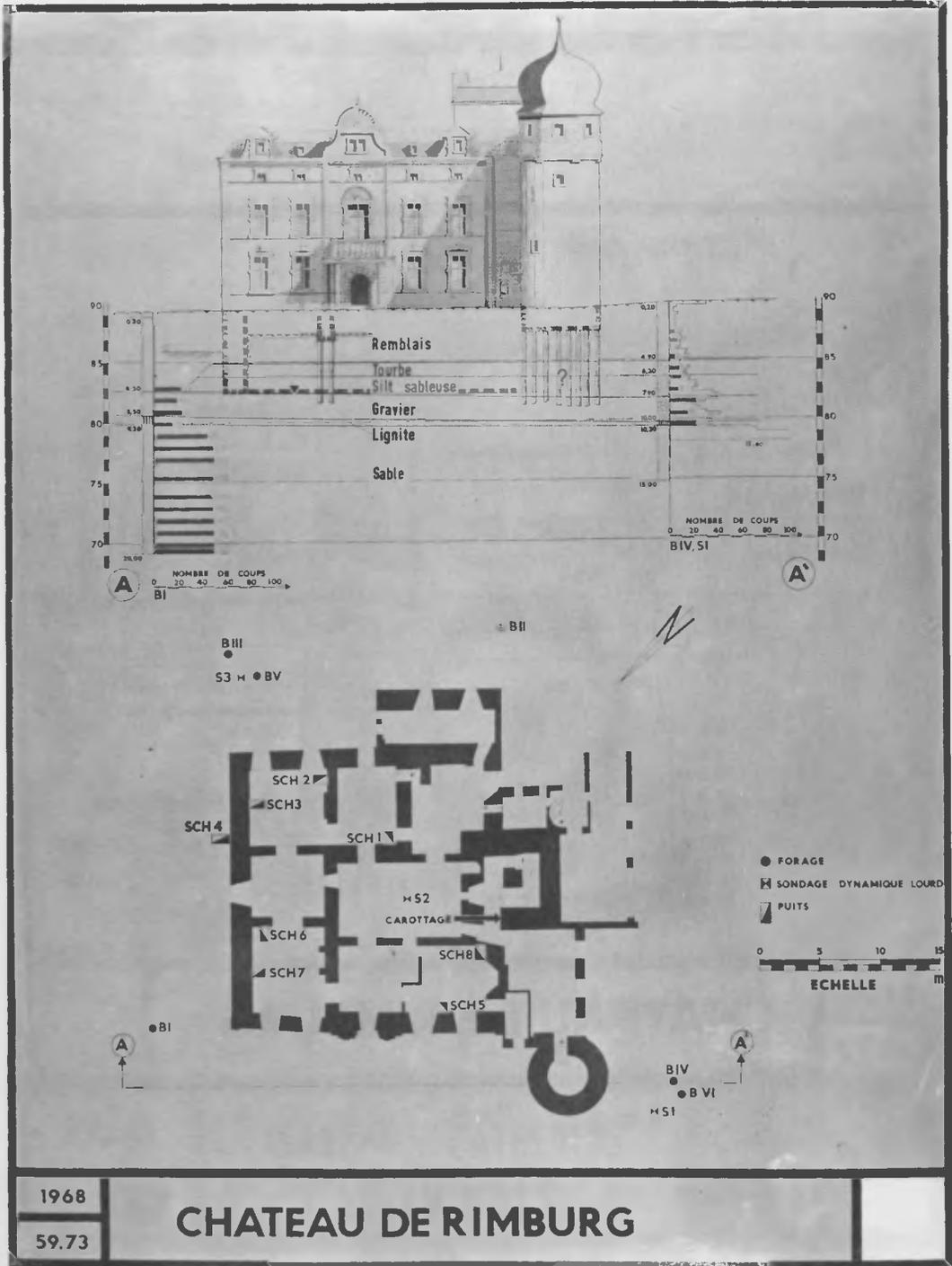
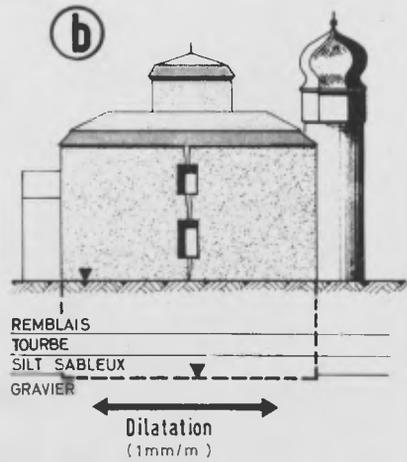
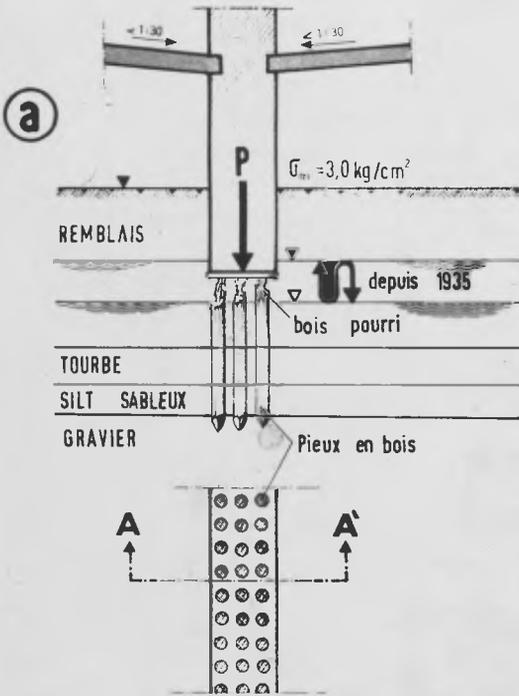


Fig. 23

SECTION A-A'



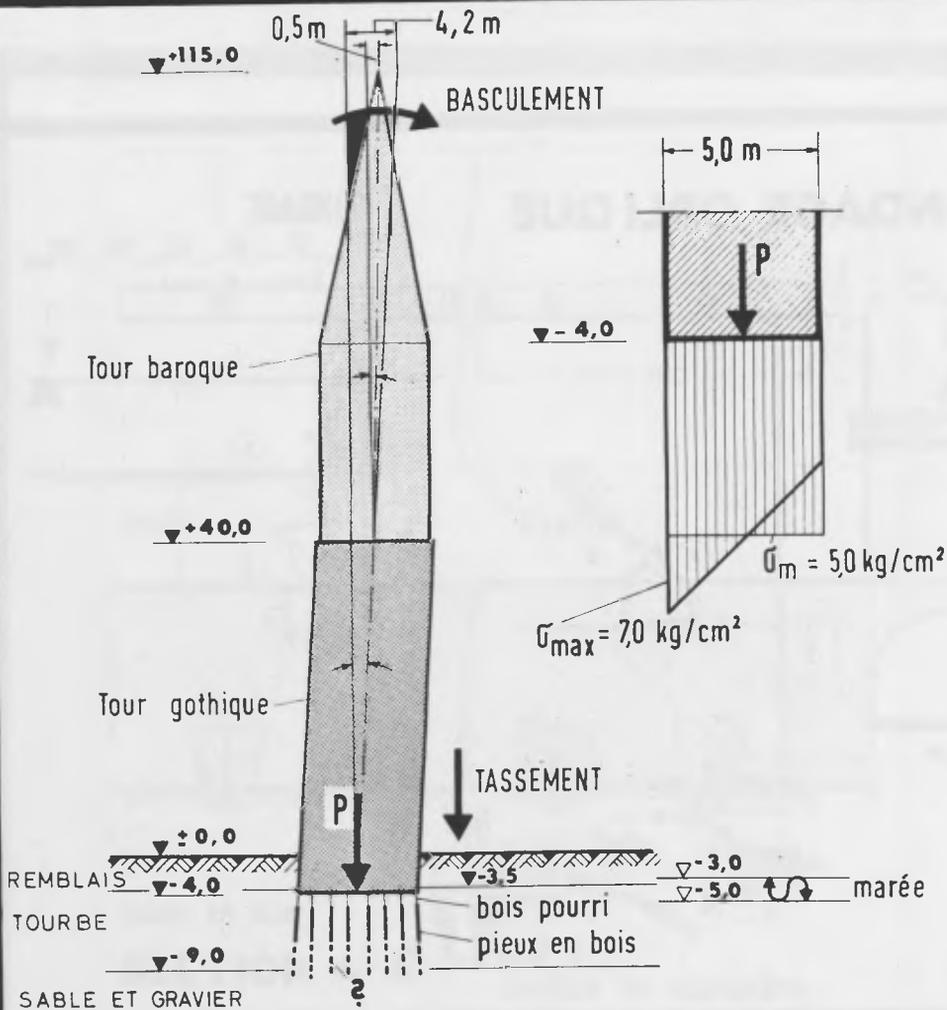
Influence des exploitations minières

1968

59.73

CHATEAU DE RIMBURG

Fig. 24



1968

59.73

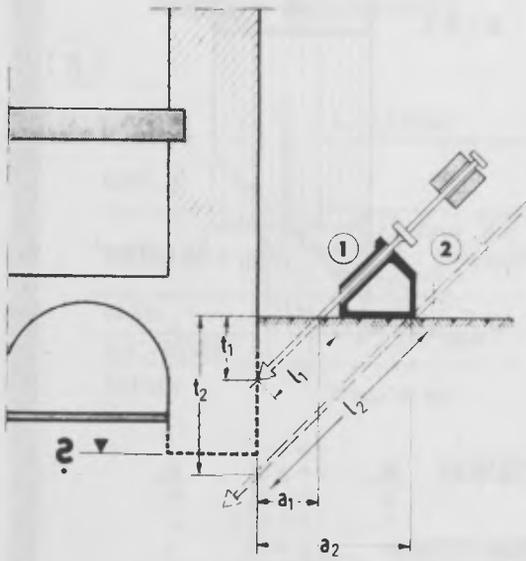
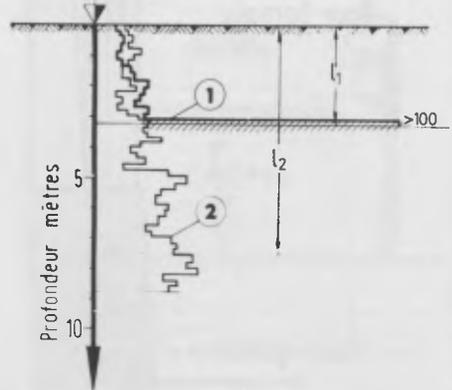
EGLISE ST. CATHERINE
A HAMBOURG

Fig. 25

SONDAGE OBLIQUE

SONDAGE

0 20 40 60 80 100
Nombre de coups

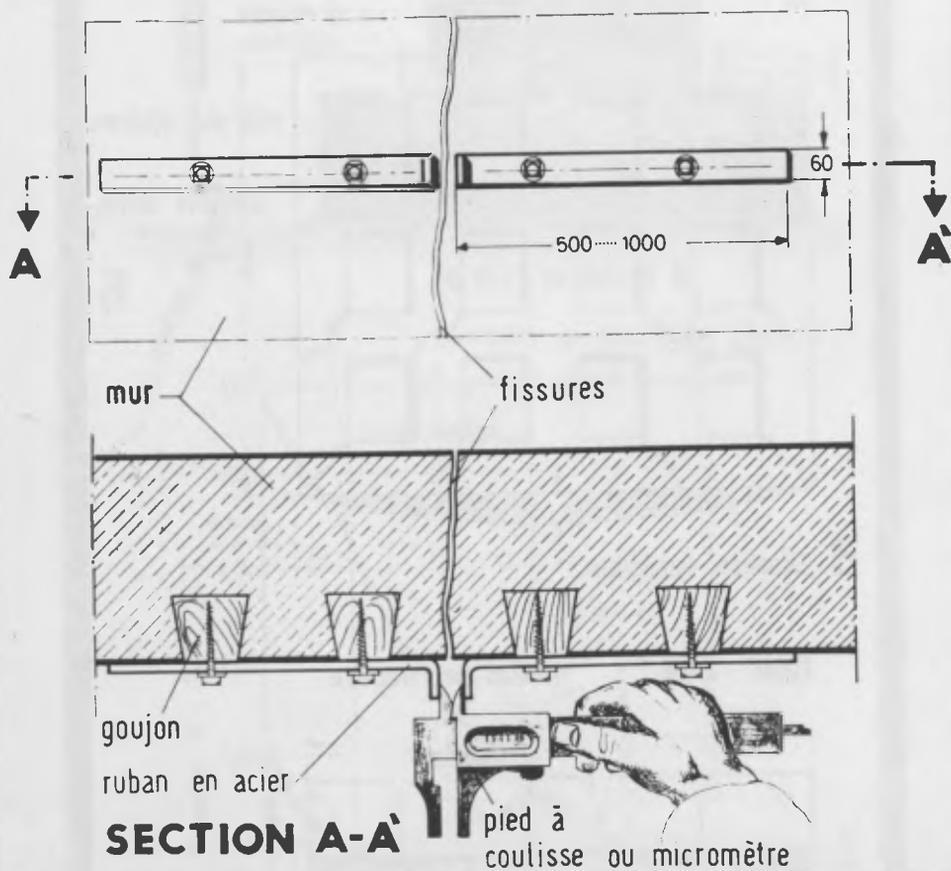


1968

Détermination du profondeur de la fondation avec des sondages obliques

59.73

Fig. 26



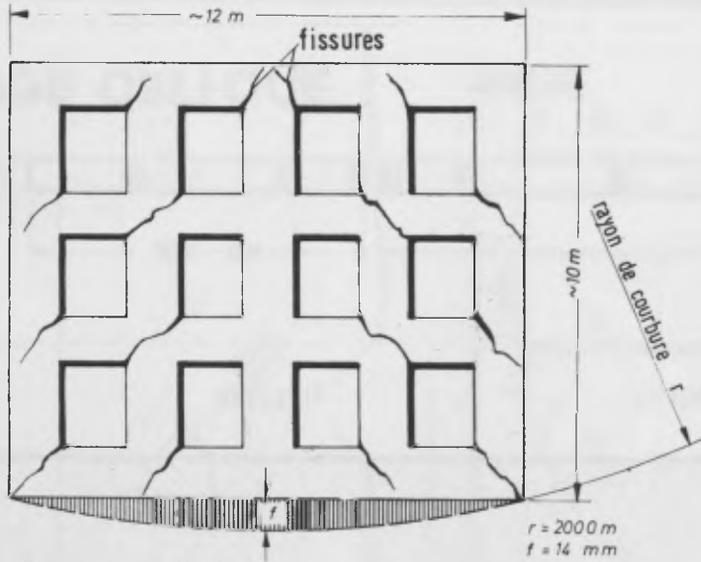
1968

59.73

Rubans d'acier pour
l'observation des largeurs
de fissure

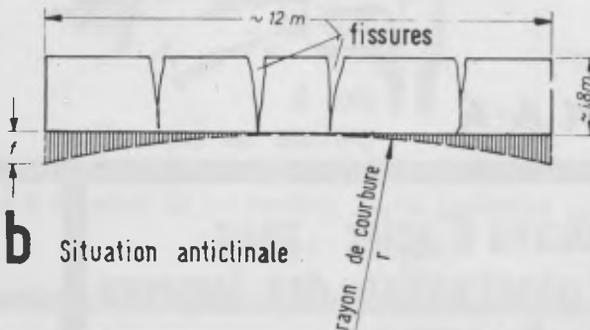
Fig. 27

mur haute : fissures par cisaillement



a Situation synclinale

mur bas : fissures par traction



b Situation anticlinale

1968

59.73

Flexion-effort d'une mur par suite de situation synclinale et anticlinale

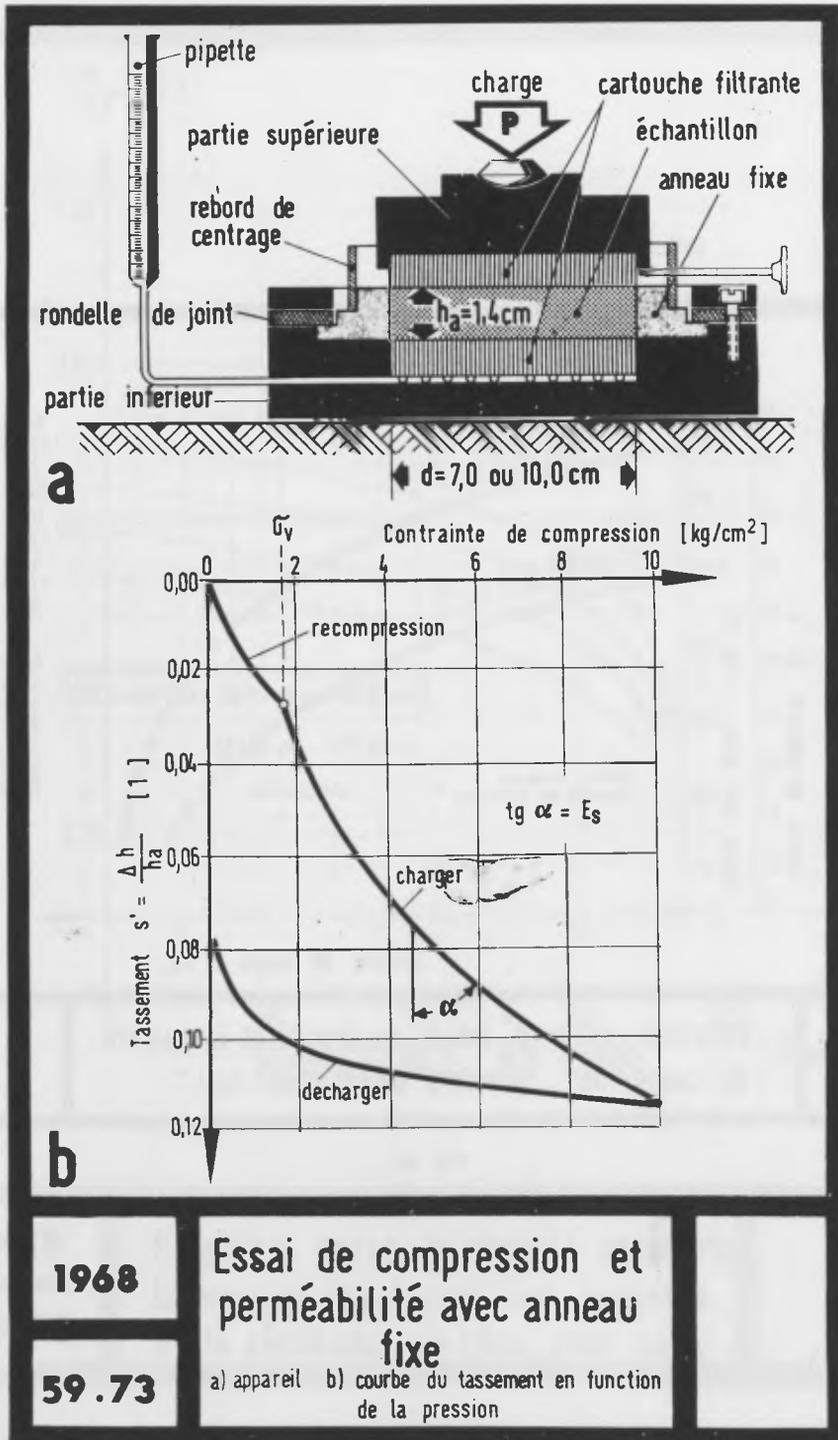
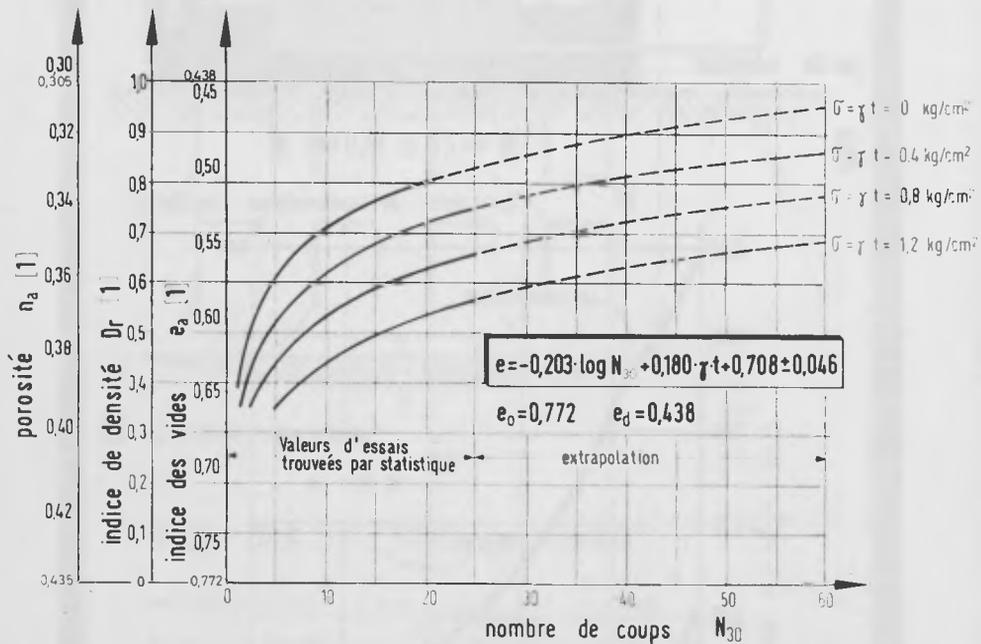


Fig. 29

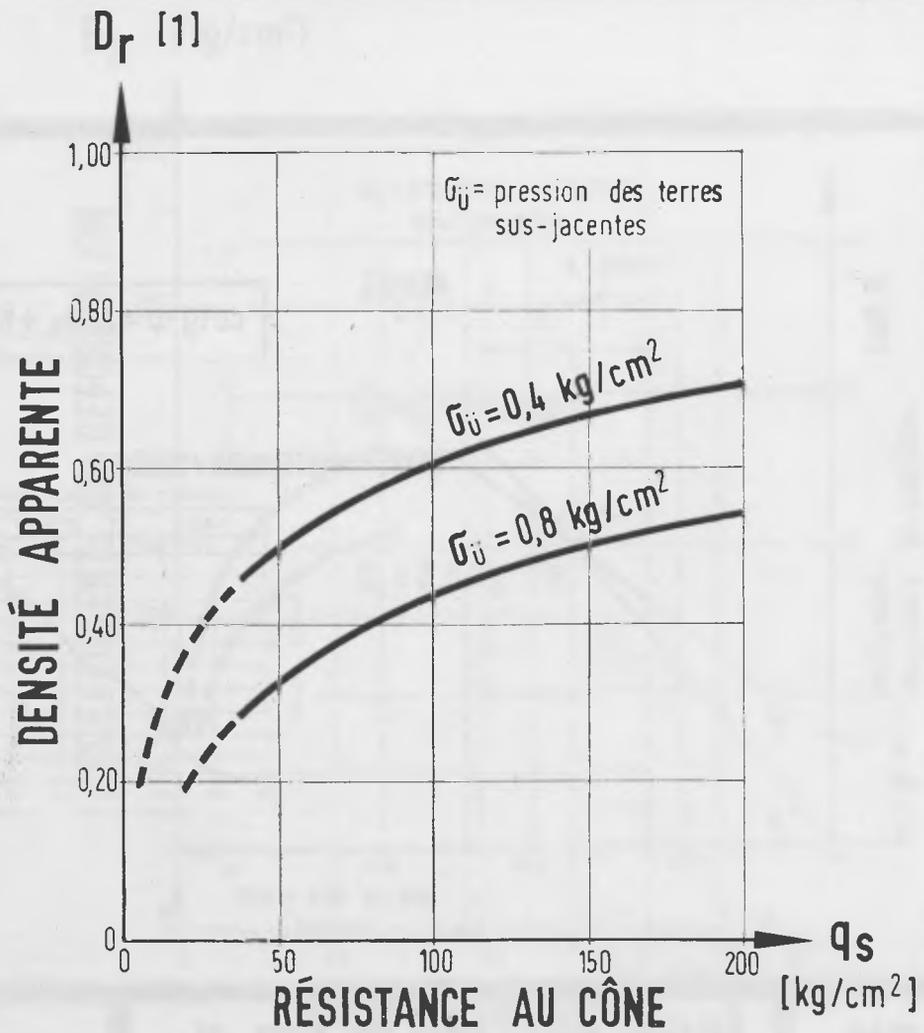


1968

59.73

Relation entre d'indice de densité et la nombre de coups de „ standard penetration test ”

Fig. 30

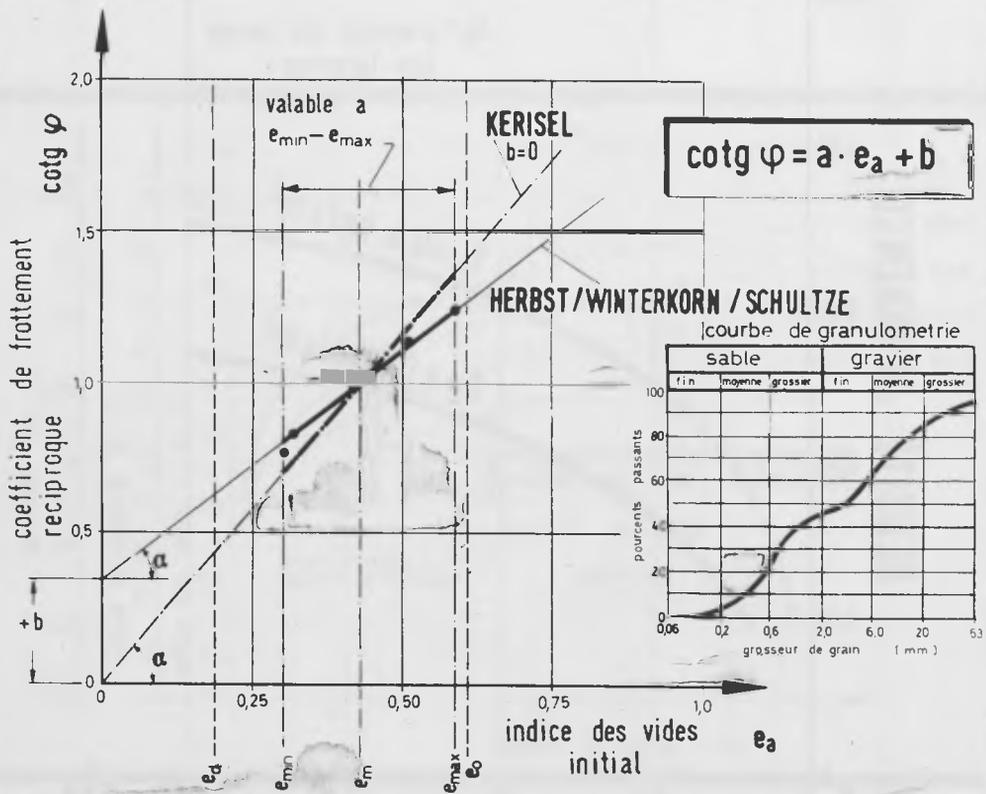


1968

59.73

Relation entre la densité apparente, la pression des terres sus-jacentes et la résistance au cône pour sable

Fig. 31

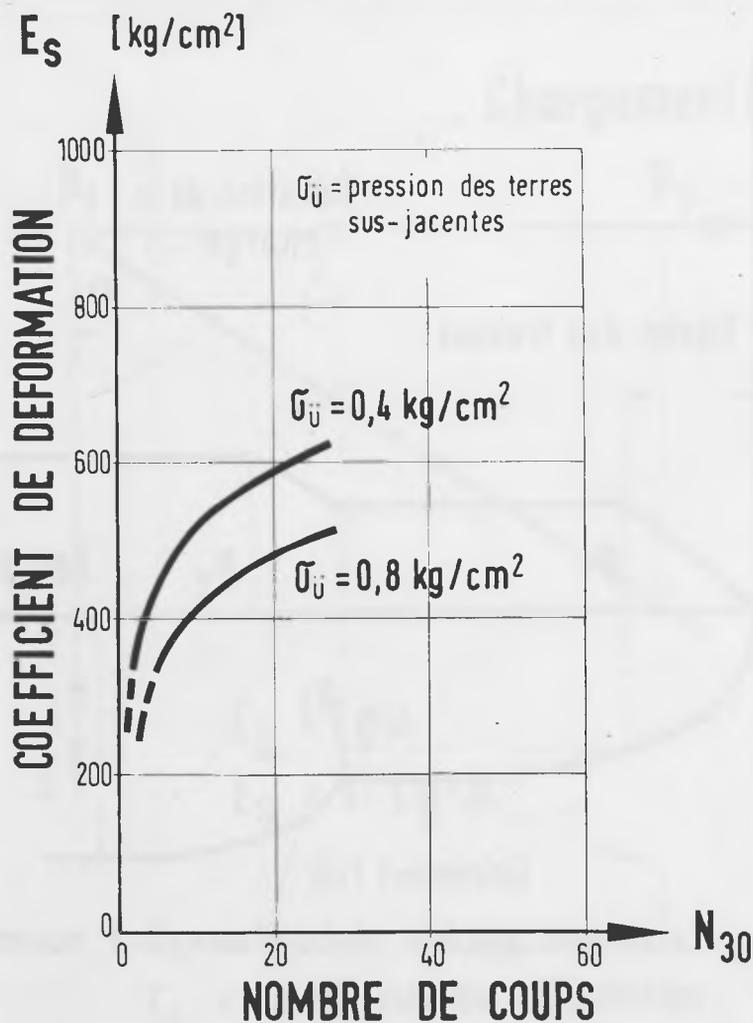


1968

Relation entre l'indice des vides et
l'angle de frottement pour des sols
non cohérent

59.73

Fig. 32

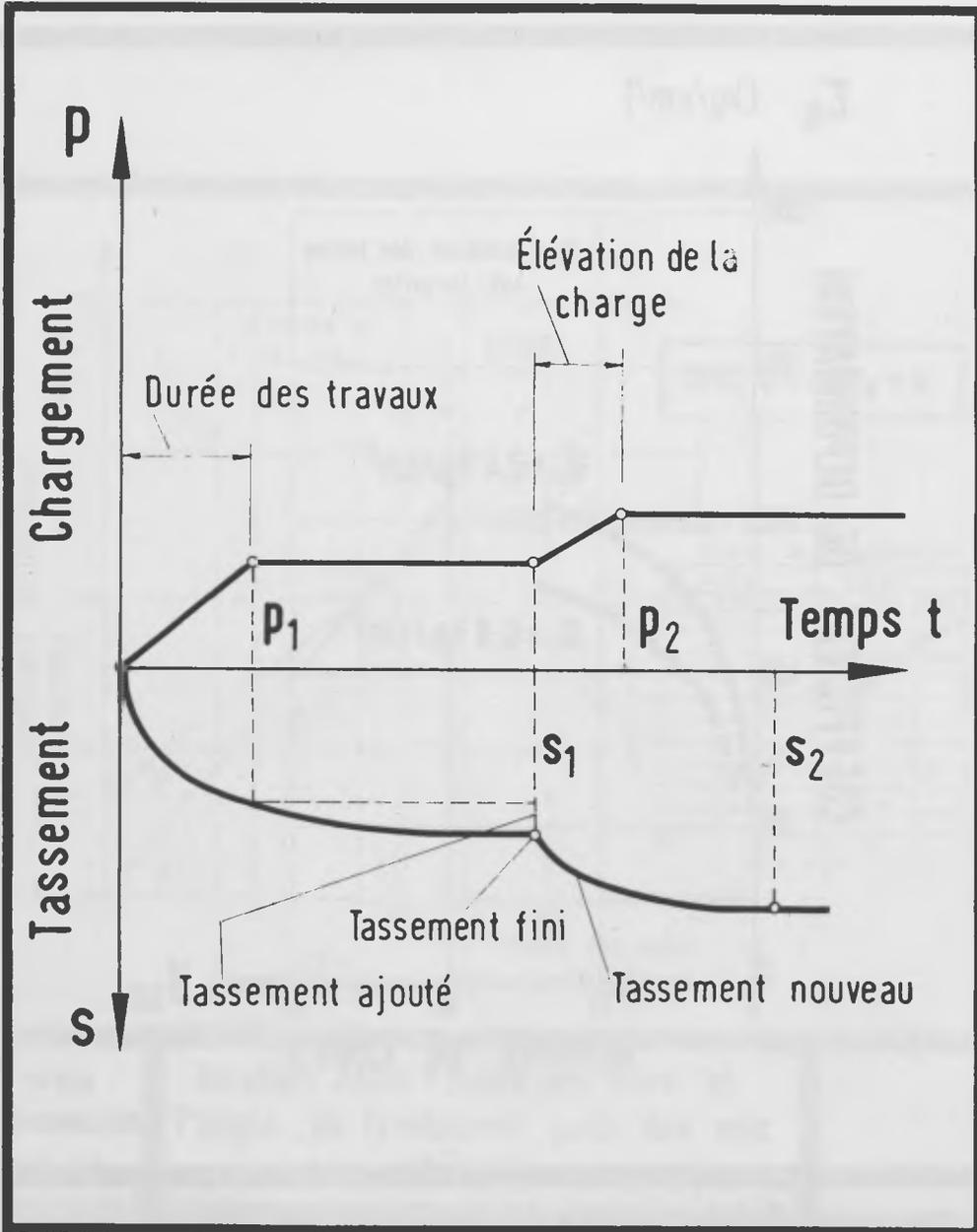


1968

Relation entre le coefficient de déformation, la pression des terres sus-jacentes et le nombre de coups pour sable

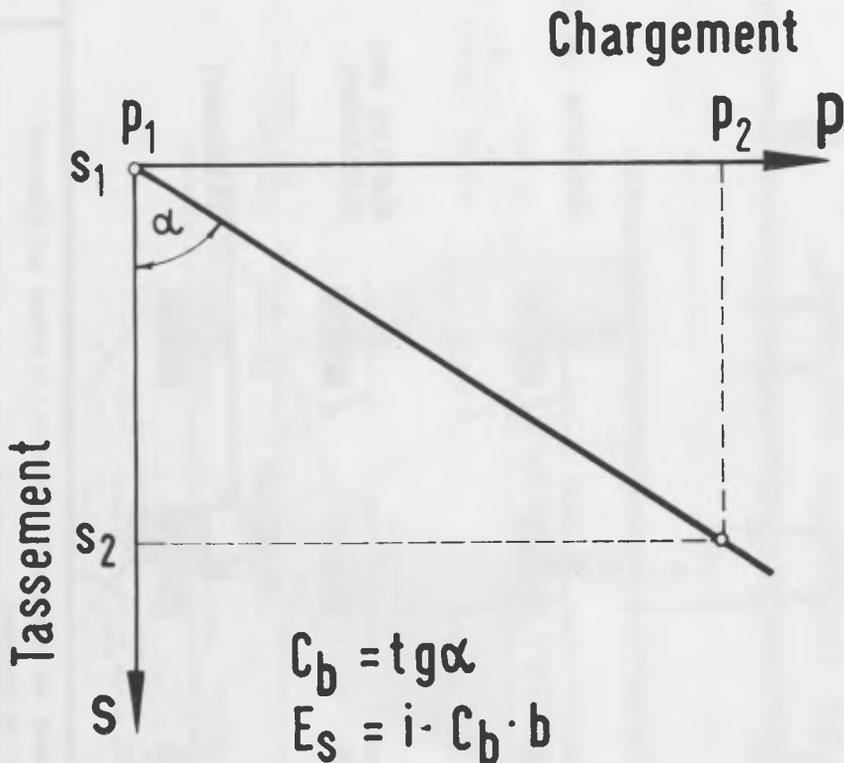
59.73

Fig. 33



1968	Tassement d'un bâtiment par l'élévation de la charge	
59.73		

Fig. 34



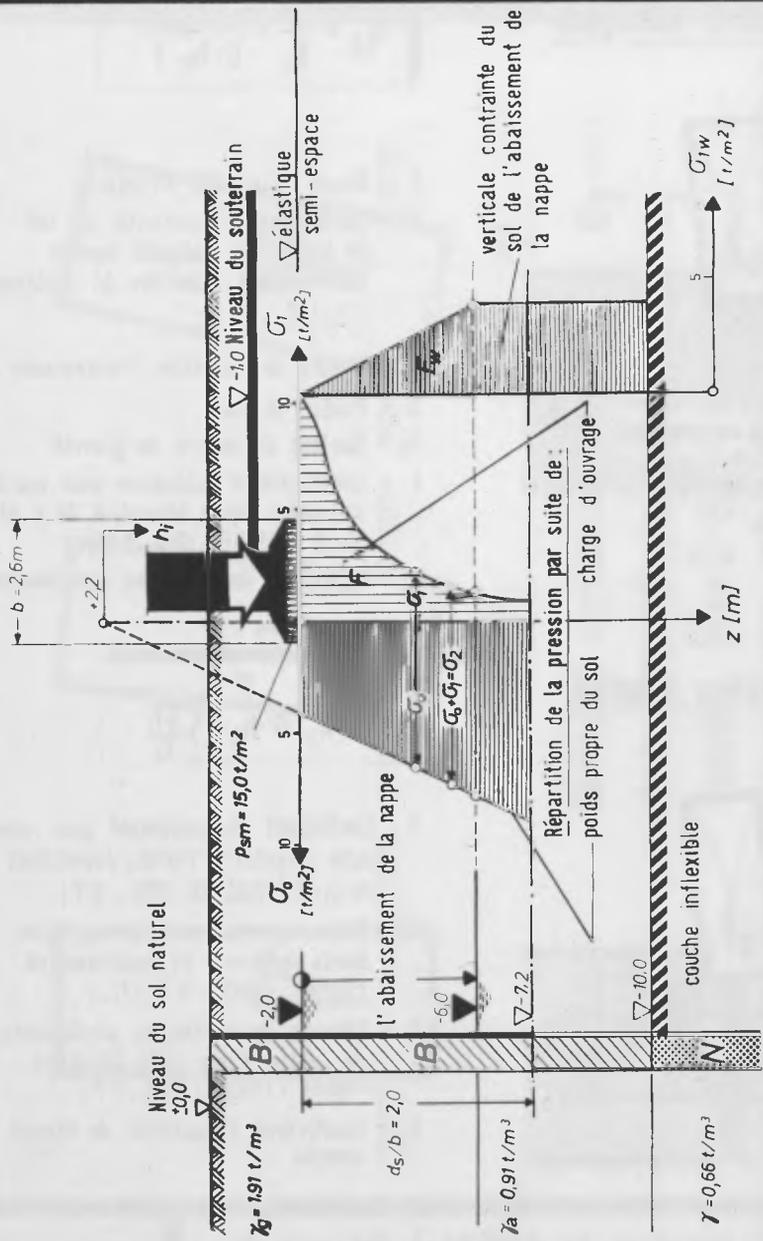
- C_b = module de réaction
- E_s = coefficient de déformation
- b = largeur de fondation
- i = valeur du tableau

1968

59.73

Courbe de charge – tassement

Fig. 35

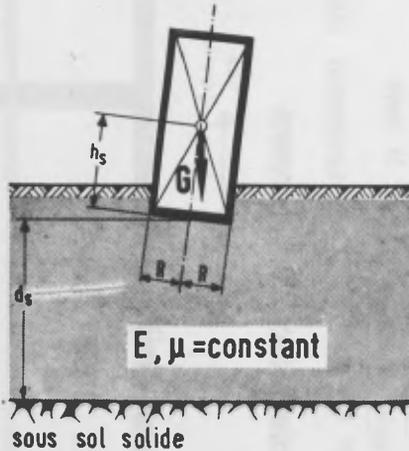


Répartition des contraintes sous une fondation superficielle

1968
59.73

Fig. 37

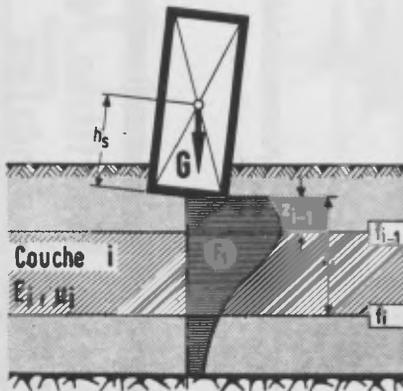
Sol de fondation homogène



$$\eta_s = \frac{1}{K_3} = \frac{R^3 \cdot E}{G \cdot h_s \cdot F}$$

- R = Rayon de la dalle circulaire
- E = Coefficient d'élasticité du sol de fondation supposé comme semi-espace élastique et isotrope $\frac{1-\mu-2\mu^2}{1-\mu} E_s$
- μ = Nombre de dilatation transversale
- G = Poids de tour
- h_s = Hauteur du centre de gravité
- F = Coefficient d'inclinaison pour une dalle circulaire rigide, dépendant de μ et d_s/R (FISCHER 1965, P.39)
- d_s = Epaisseur de la couche compressible

Sol de fondation stratifié



$$\eta_s = \frac{1}{K_3} = \frac{R^4 \cdot F_1}{G^2 \cdot h_s \cdot F \sum \frac{\Delta f_i}{E_i}}$$

- f = Coefficient de tassement pour une dalle circulaire rigide, dépendant de z_i/R (FISCHER 1965, P.7)
- Δf_i = Différence des coefficients f aux bords inférieur et supérieur de chaque couche = f_i - f_{i-1}
- F₁ = Champs de contraintes au-dessous du centre d'une dalle circulaire rigide (FISCHER 1965, P.7)
- E_i = Coefficient d'élasticité de chaque couche

1968

59.73

Equation de stabilité à des sols de fondation homogène et stratifié

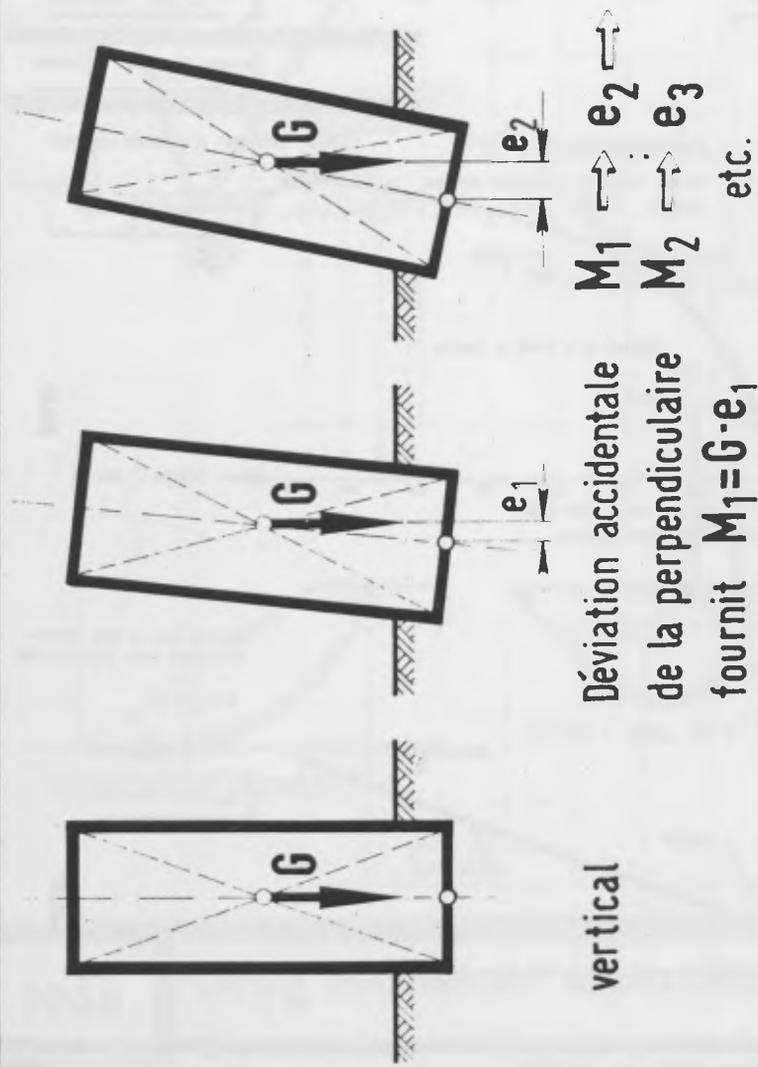
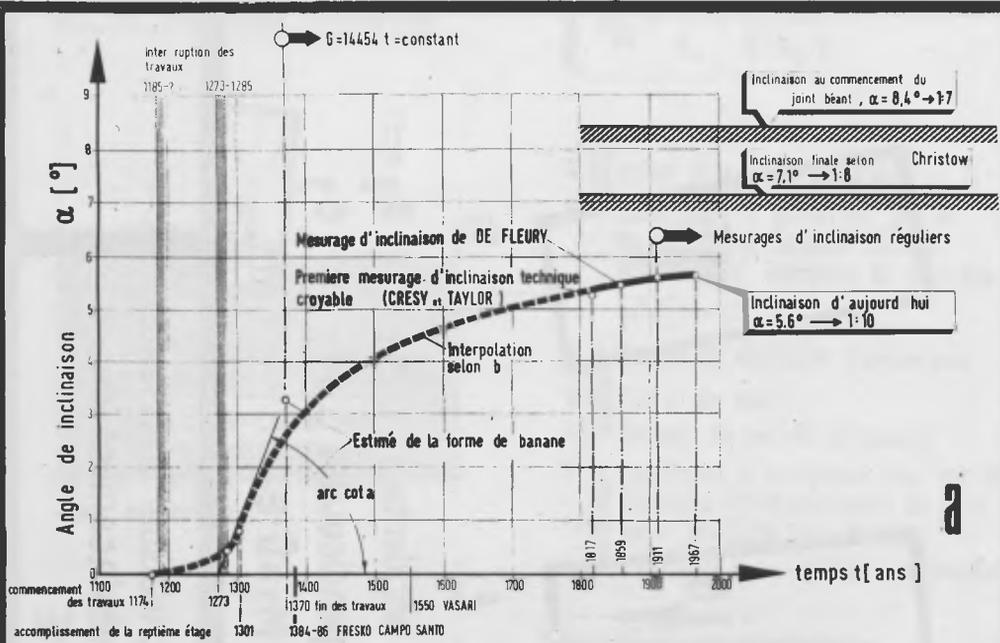


Schéma d'une inclinaison croissante par suite d'un déplacement du centre de gravité

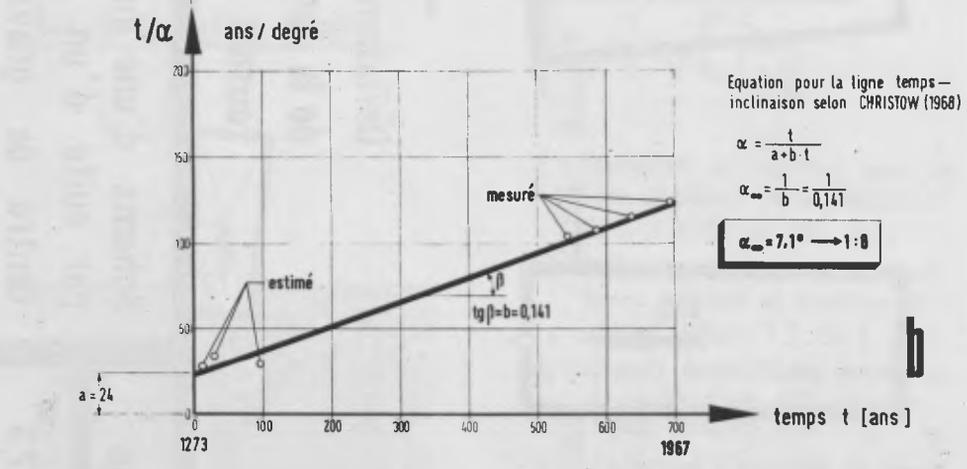
1968

59.73

Fig. 39



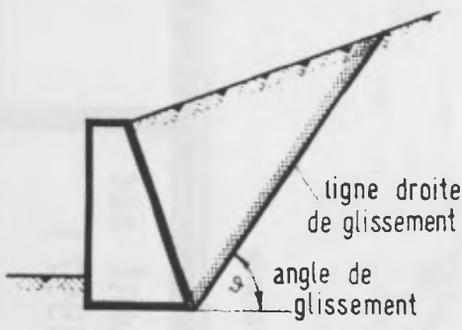
a



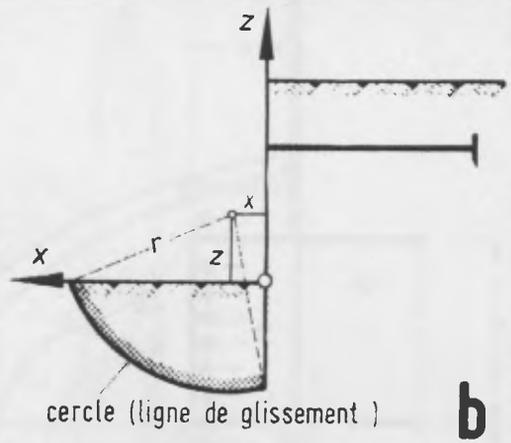
b

1968	Ligne temps-inclinaison probable
59.73	a) Système linéaire de coordonnées b) Système hyperbolique de coordonnées (selon le procédé de CHRISTOW 1968)

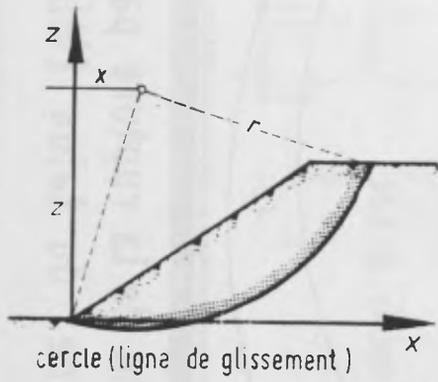
Fig. 40



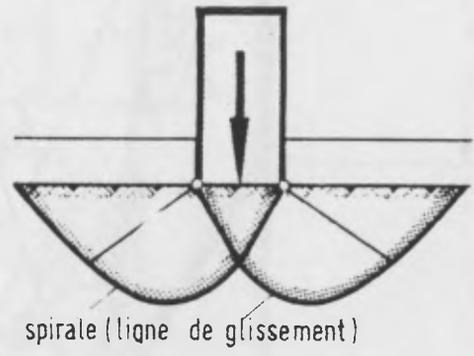
a



b



c



d

1968

Lignes de glissement approximées

a) pression active du sol : droite

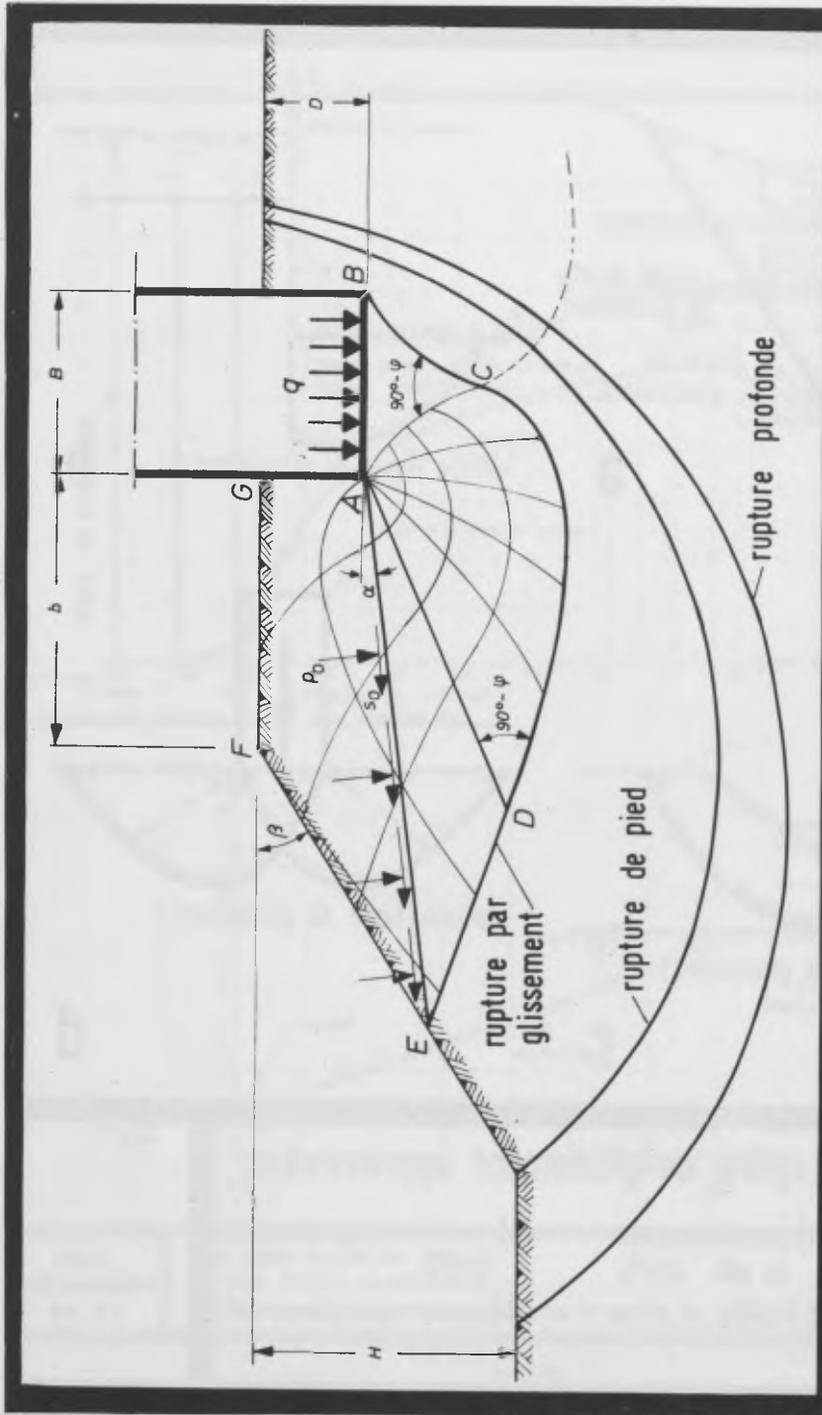
b) pression passive du sol : cercle

c) talus : cercle

d) rupture par glissement : spirale

59.73

Fig. 41



Recherche de la rupture par glissement sur la surface du talus (MEYERHOF 1957)

1968

59.73

Fig. 42

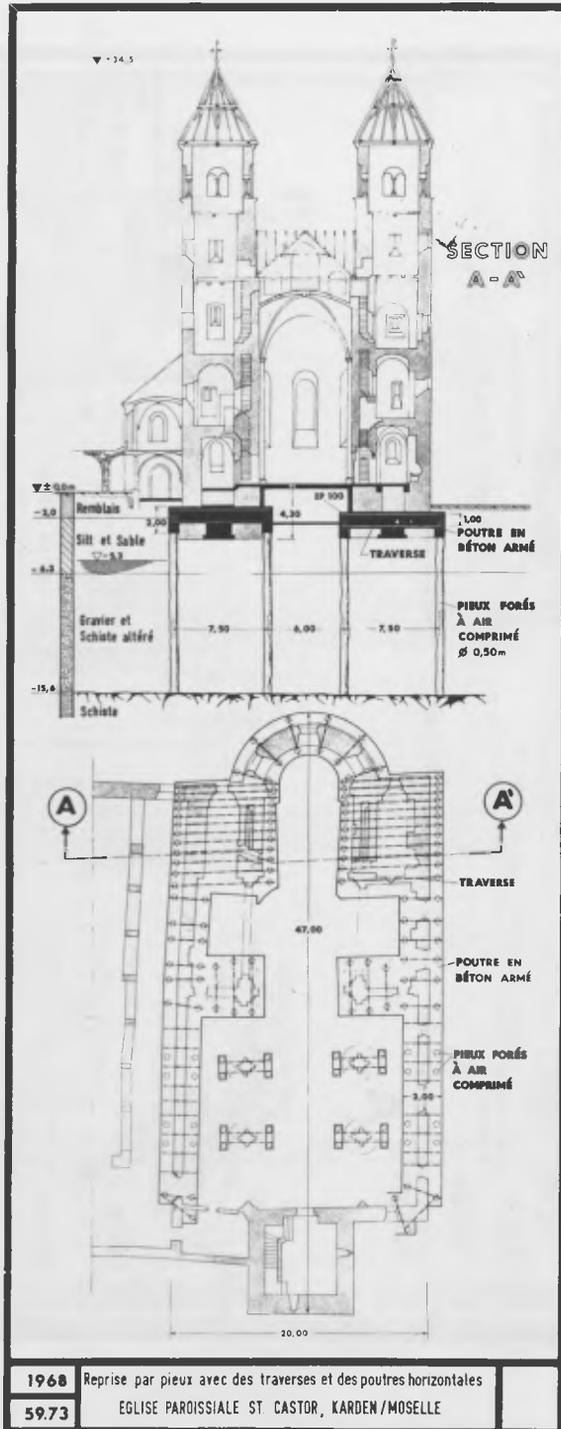
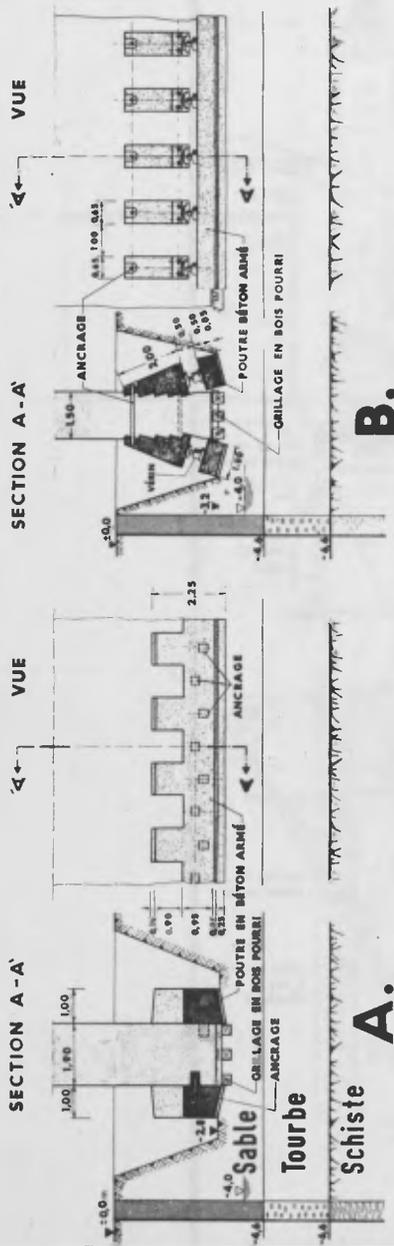
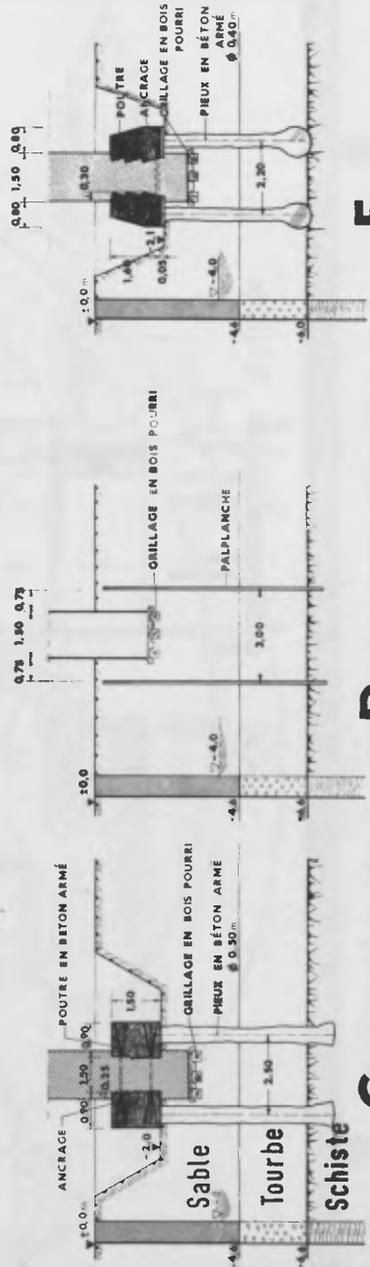


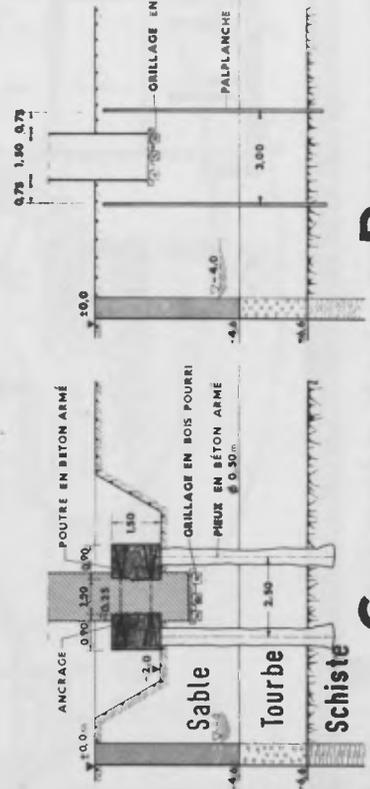
Fig. 43



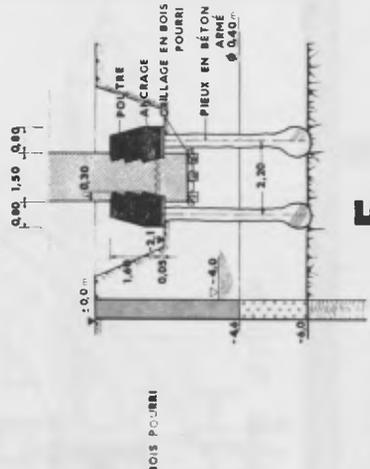
A.



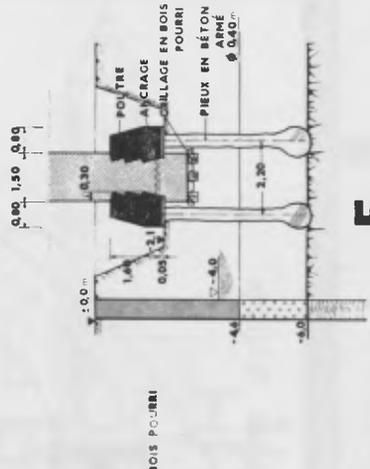
B.



C.



D.



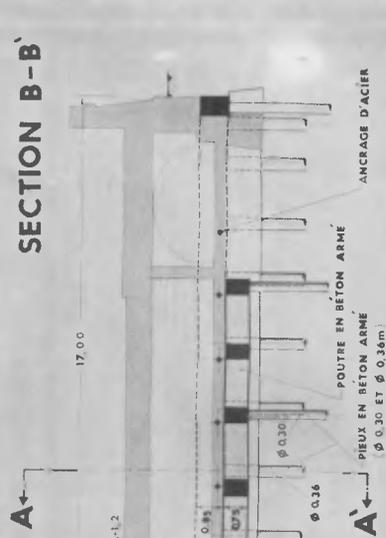
E.

1968 Possibilités pour la reprise d'une fondation insuffisante

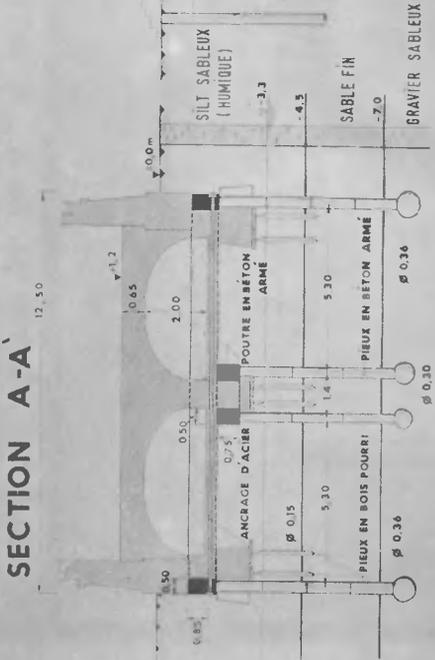
59.73

Fig. 44

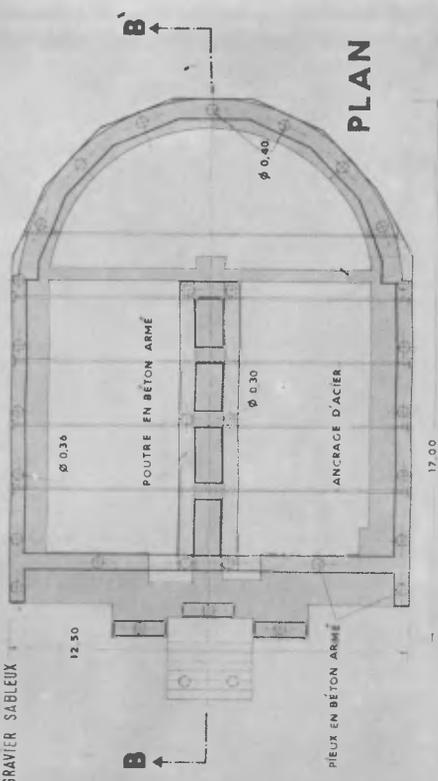
SECTION B-B'



SECTION A-A'

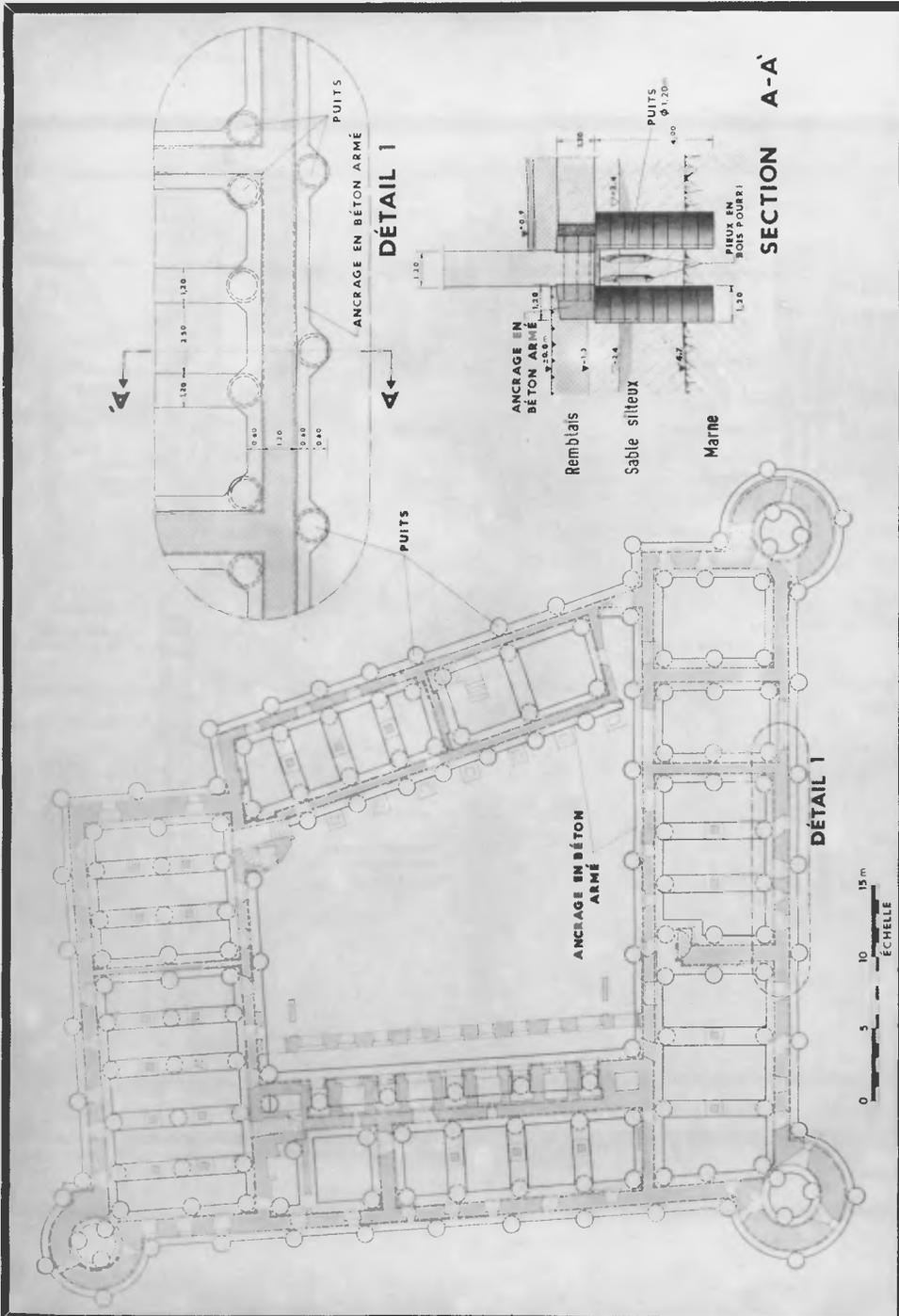


PLAN



1968 Reprise par pieux avec des ancrages d'acier et une poutre horizontale
 59.73 EGLISE DU CHATEAU DE DIERSFORDT

Fig. 46



Reprise par puits et ancrage avec des poutres en béton armé

CHATEAU DE HERTZEN

1968

59.73

Fig. 47

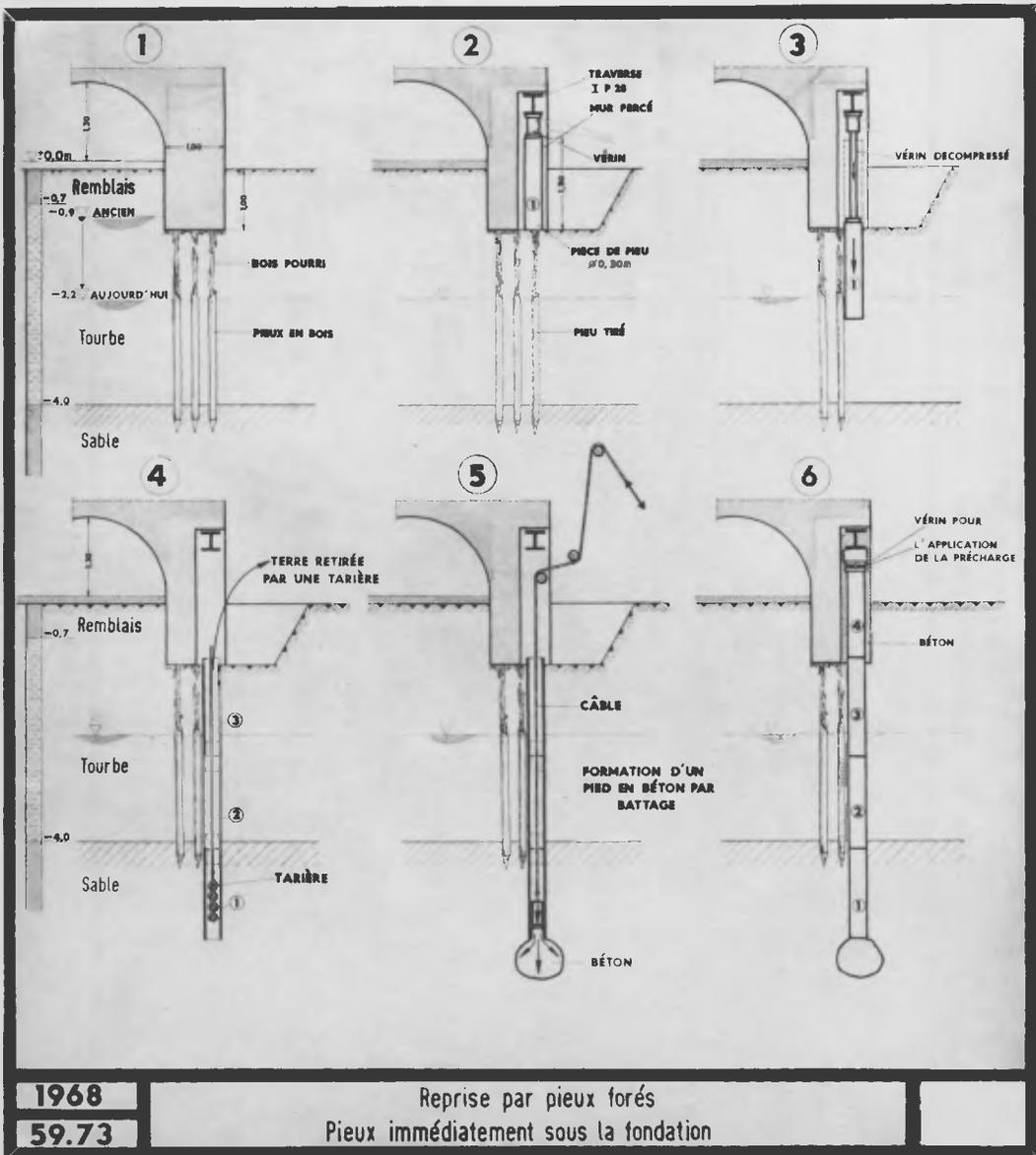
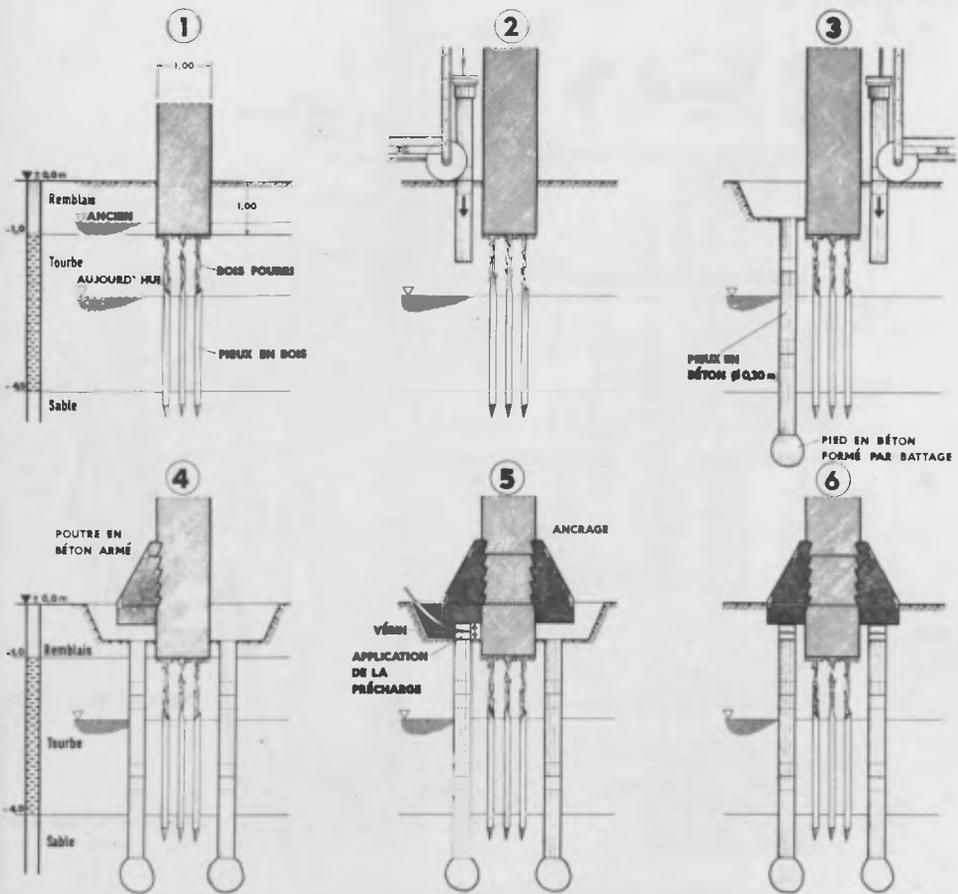


Fig. 48



1968

59.73

Reprise par pieux forés et poutre horizontale en béton armé
Pieux à côté du mur

Fig. 49

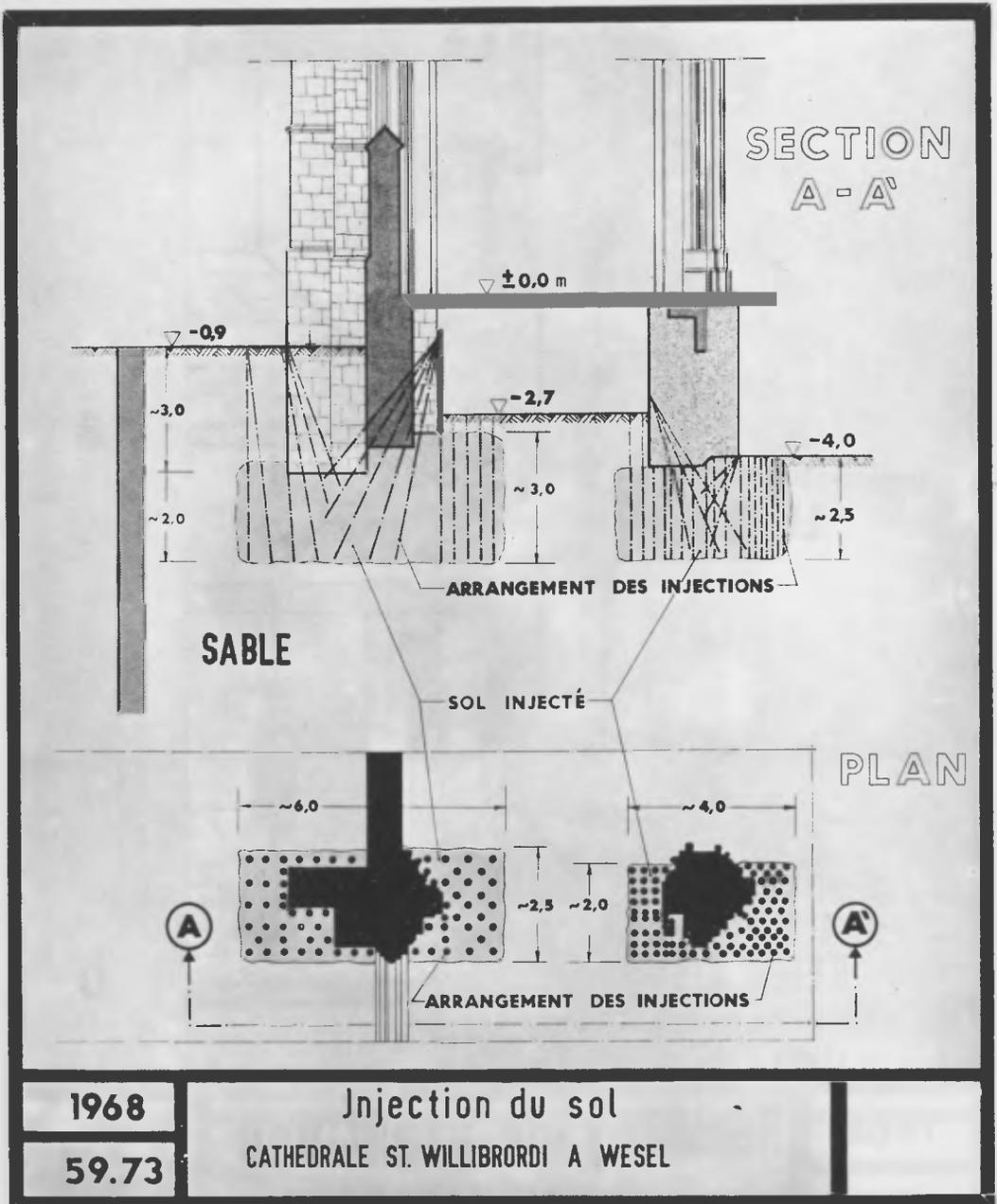
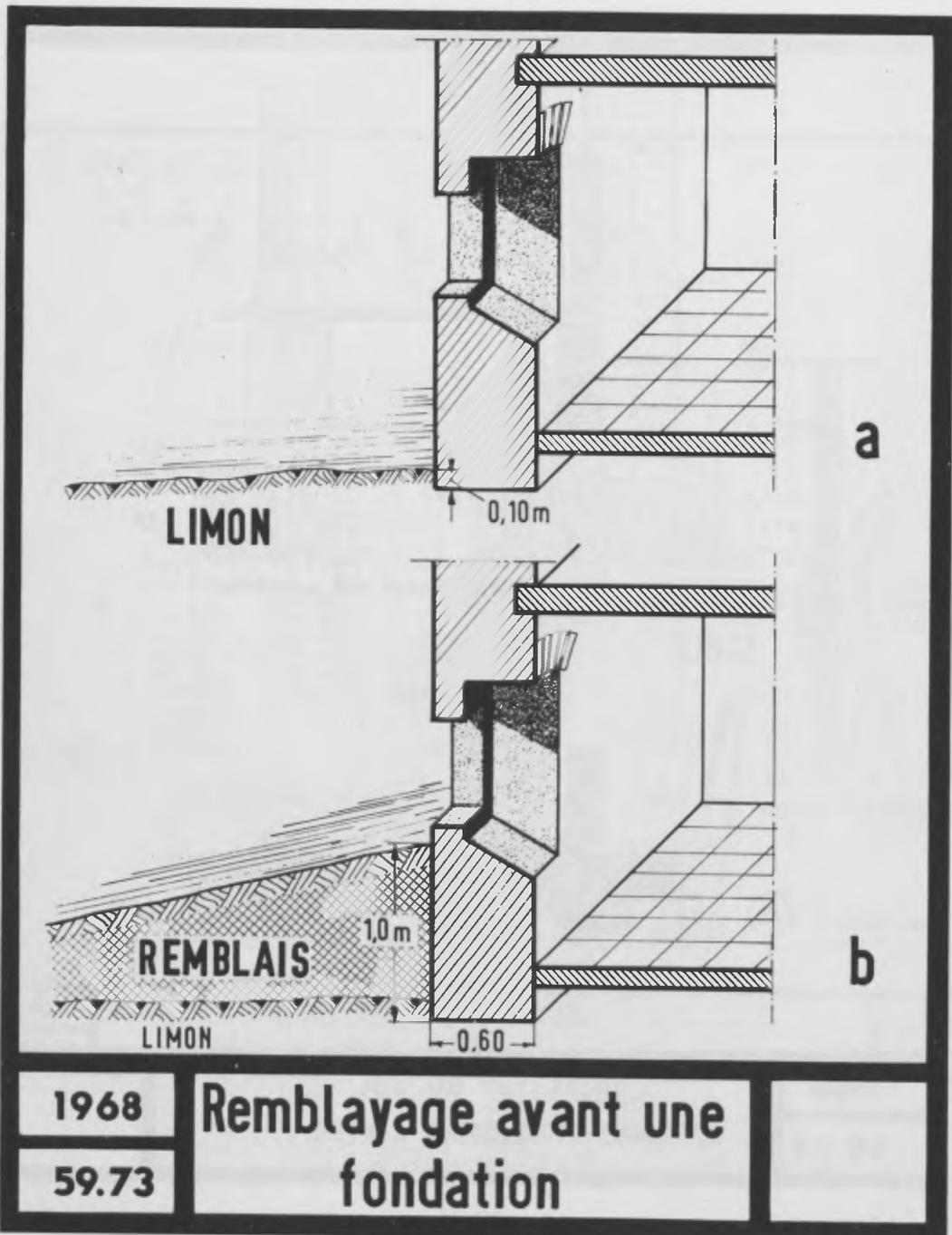


Fig. 51

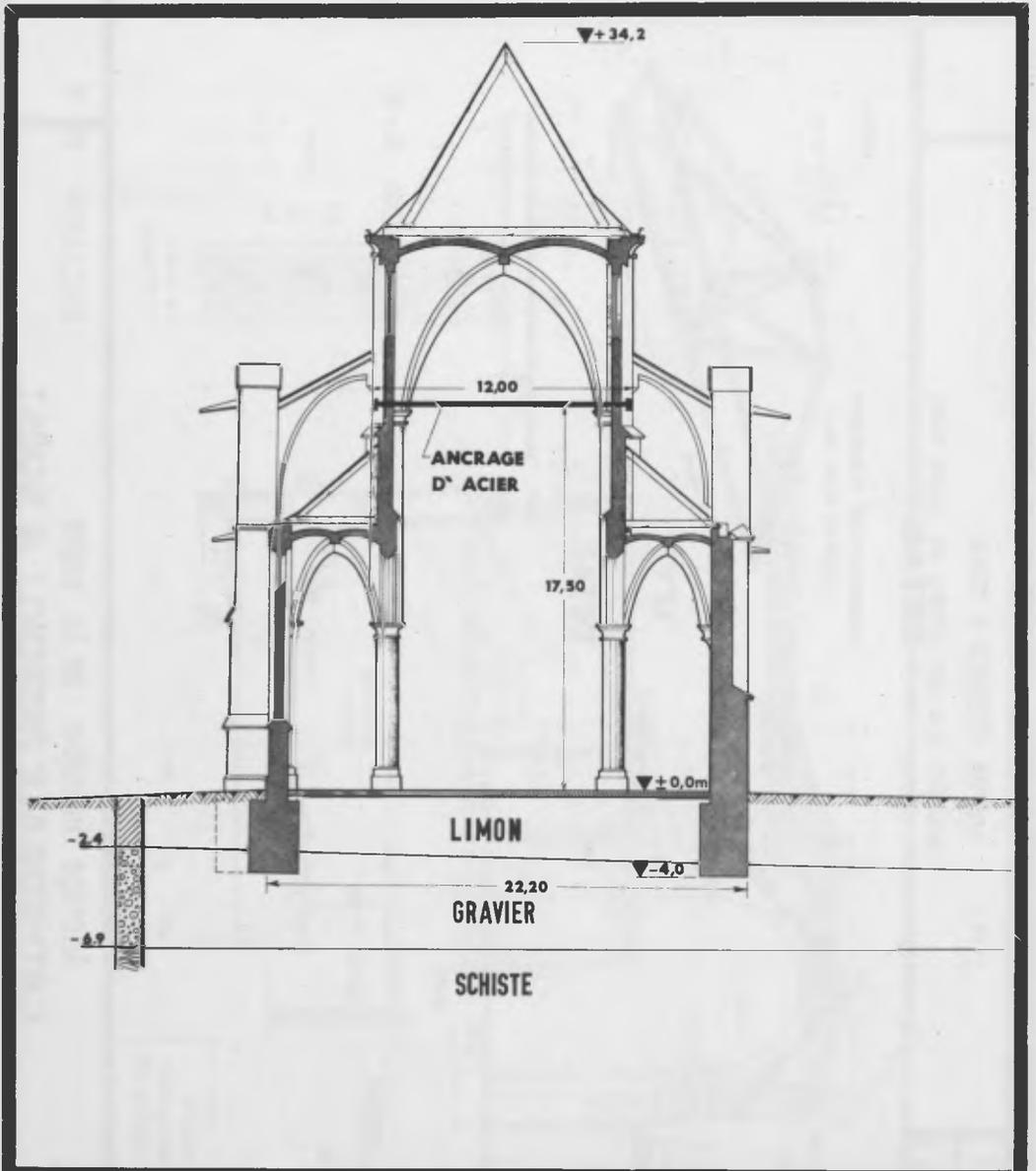


1968

Remblayage avant une
fondation

59.73

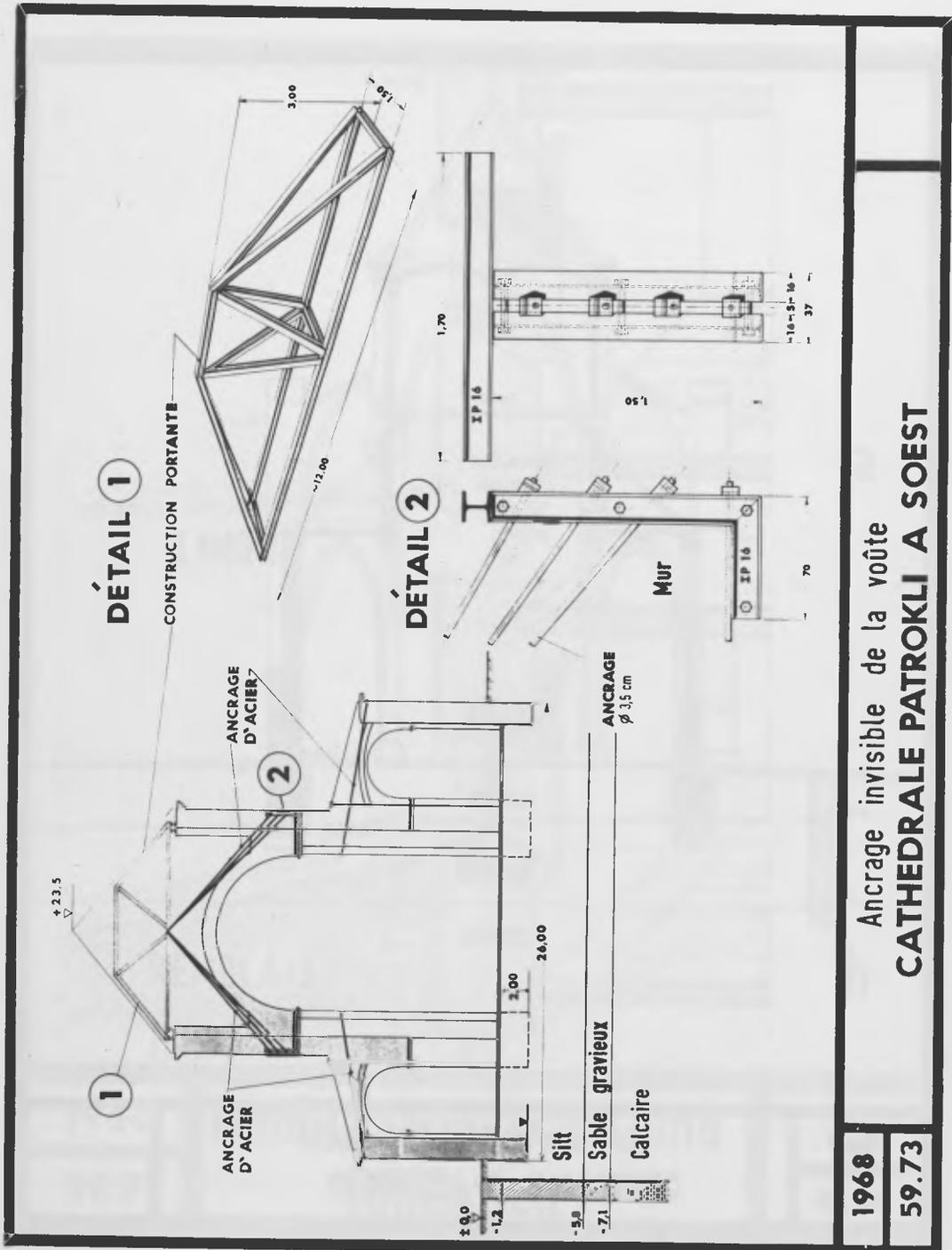
Fig. 52



1968
59.73

Ancrage visible de la voûte
CATHEDRALE A ALTENBERG

Fig. 53



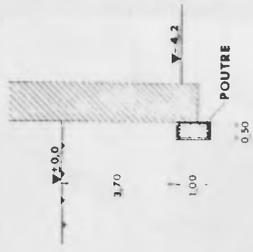
1968
59.73

Ancrage invisible de la voûte
CATHEDRALE PATROKLI A SOEST

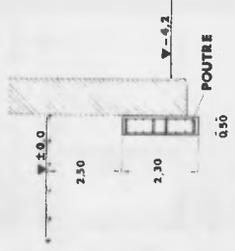
Fig. 54

Influence des
exploitations
minières

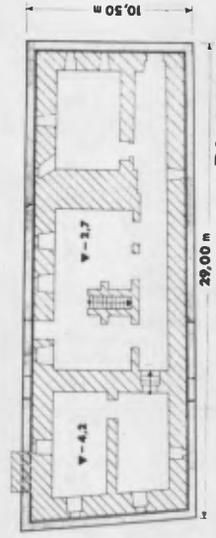
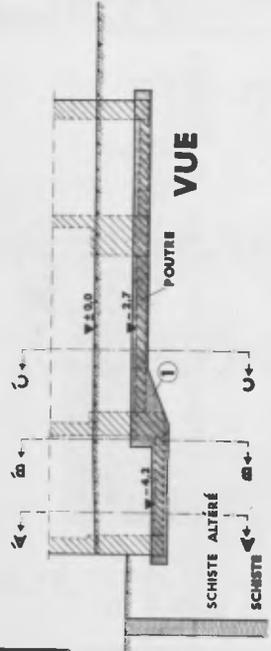
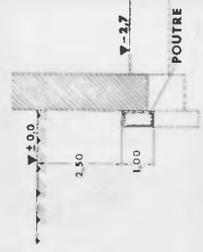
SECTION A-A'



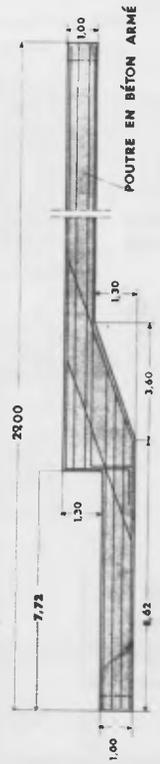
SECTION B-B'



SECTION C-C'



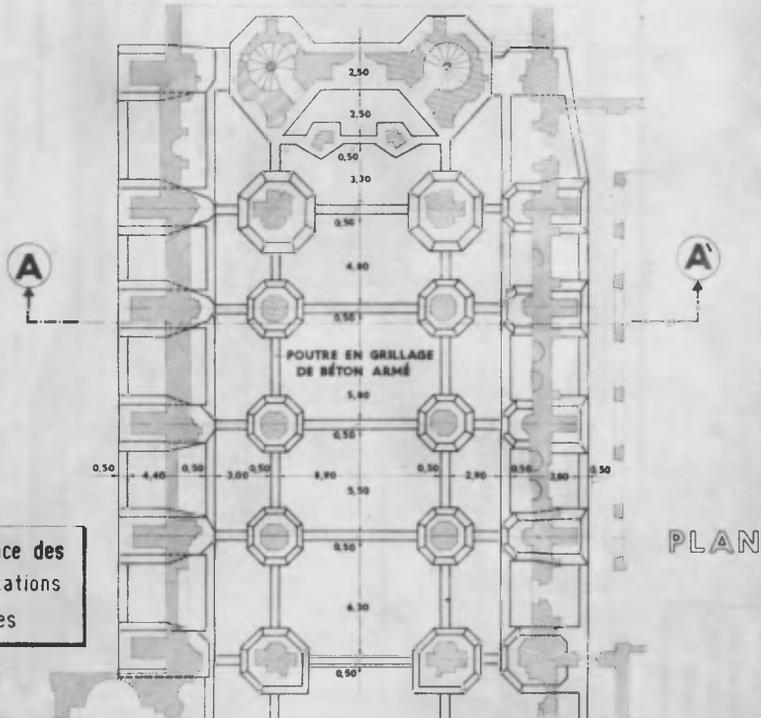
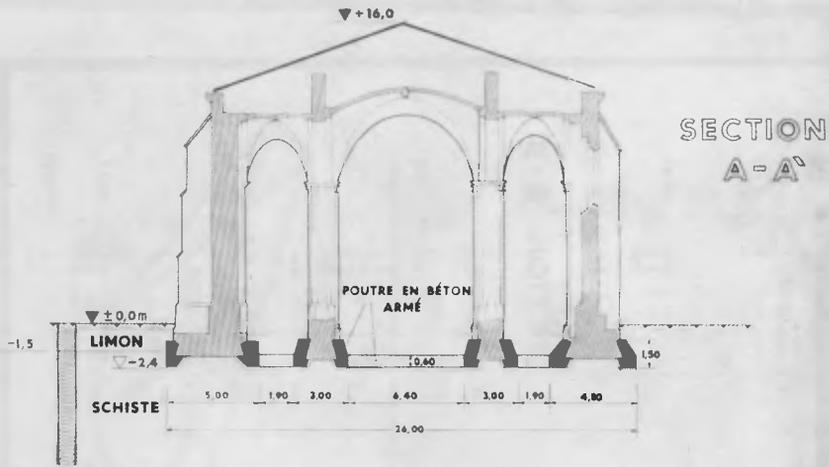
DÉTAIL 1



1968

59.73

Ancrage par une poutre en béton armé
MAISON HEISINGEN A ESSEN



1968

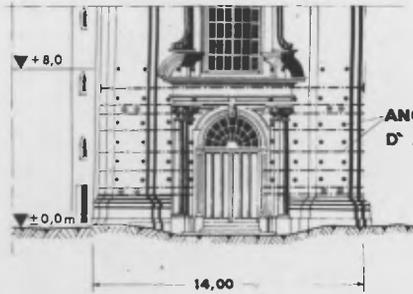
Ancrage par des poutres en grillage de béton armé

59.73

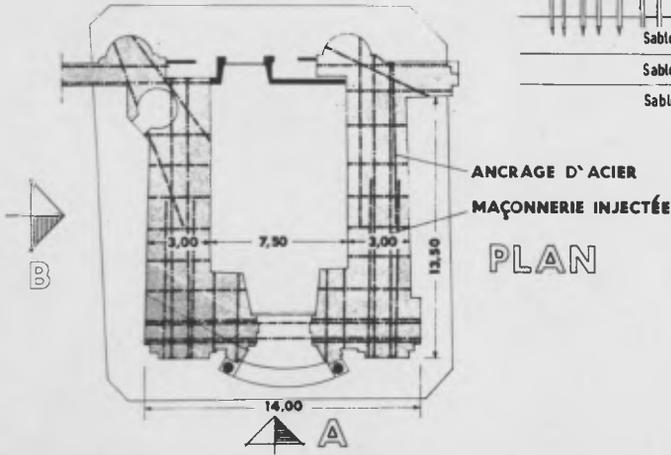
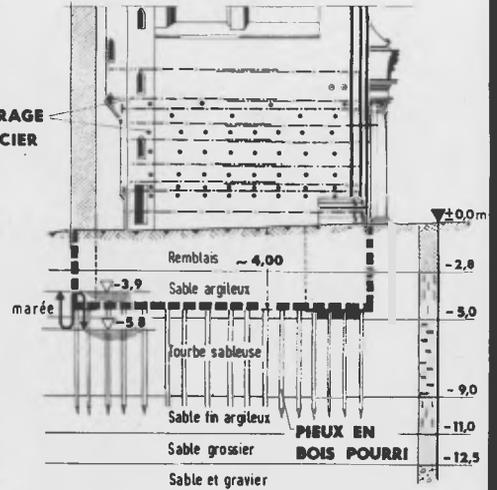
CATHEDRALE A ESSEN

Fig. 56

VUE A



VUE B



1968

59.73

Ancrage et injection de la maçonnerie
EGLISE ST. CATHERINE A HAMBURG

Fig. 57

