

Protection des bâtiments contre les mouvements de terrains

Compte rendu de la Journée organisée par INICHAR,
à Liège, le 2 avril 1954

INTRODUCTION

J. VENTER,

Directeur d'Inichar.

L'Institut National de l'Industrie Charbonnière est un établissement public créé par la loi du 13 août 1947. Ses ressources proviennent d'un subside annuel de l'Etat et d'une cotisation à la tonne versée directement par les Charbonnages. Il est administré par un Conseil comportant des représentants de l'Etat, des représentants de la direction et du personnel des entreprises charbonnières et des hommes de science.

Son objet est le progrès de l'industrie charbonnière dans les domaines technique, social et professionnel et s'étend à la production minière, à l'utilisation des combustibles et à l'énergie. Inichar effectue ou fait effectuer des études et des travaux et octroie des subsides. Il possède un cadre technique et scientifique et des laboratoires.

Dans le domaine de la préparation mécanique des charbons, Inichar poursuit des études dans les triages-lavoirs des Charbonnages et dans son laboratoire. Celui-ci est actuellement établi, à petite échelle, dans un local de l'Université de Liège. Inichar a décidé de construire un grand laboratoire, dénommé « Station d'essais ». On y étudiera, à l'échelle semi-industrielle, tous les problèmes qui relèvent de la préparation mécanique du charbon, lavage, criblage, etc.

Inichar a acquis à cet effet un terrain de près d'un hectare, fort bien situé en bordure de la Meuse, à Ougrée.

Le problème posé aux constructeurs du bâtiment était assez compliqué. L'aménagement futur doit répondre à des conditions qui ne peuvent être précisées actuellement. On ne peut dire en effet quels seront les appareils à établir dans l'avenir et il y aura constamment des appareils nouveaux. Une chose certaine est la nécessité de disposer de moyens de manutention souples et puissants. Dans sa généralité, le problème de manutention consiste à pouvoir transporter d'un quelconque point de l'espace à un autre point de l'espace des quantités de ma-

tières (charbon brut, charbon lavé, stériles) avec un débit instantané de l'ordre de plusieurs dizaines de tonnes à l'heure. Il faut aussi prévoir des installations de stockage, fortement compartimentées et pouvant être aisément desservies.

Il faut pouvoir établir, en tous points de l'espace, des appareils dont certains seront relativement pondéreux. L'une des conditions imposées est de pouvoir construire aisément et rapidement, à tous les niveaux, des planchers susceptibles de porter une charge de $2\frac{1}{2}$ tonnes par m^2 . Une autre condition essentielle est aussi la distribution des fluides qui seront mis en œuvre et par fluide il faut entendre l'eau, la vapeur, l'air comprimé, l'électricité, diverses espèces de gaz, des conduites à vide, des conduites d'aspiration de poussières, etc. Ces fluides devront pouvoir être amenés à tous les points de l'espace et les installations devront être telles qu'un fluide nouveau puisse être aisément ajouté à ceux qui sont actuellement prévus.

Ce sont ces considérations fondamentales qui ont dicté à l'architecte, M. Pirnay, les formes et les solutions générales à adopter et qui influencent évidemment la fondation. Il vous en parlera dans un instant.

Une autre sujétion résulte du fait que cette station est établie sur du terrain minier. Le gisement se trouvant sous la station n'est plus exploité actuellement; mais il le sera sans doute à nouveau dans l'avenir. D'autre part, la station se trouve à proximité immédiate de la limite de trois concessions et l'on sait que ce sont là des conditions particulièrement défavorables quant aux dégradations de surface.

Inichar a donc estimé nécessaire de construire ce bâtiment de façon telle qu'il puisse résister aux mouvements du sol dus aux exploitations minières. La solution apportée à ce problème particulier a fait l'objet d'une étude approfondie dont M. Lesage, Ingénieur Conseil, va vous exposer les grandes lignes.

EXPOSE GENERAL

L. PIRNAY,

Architecte.

M. Venter, Directeur d'Inchar, vient de vous signaler les exigences particulières posées aux constructeurs de la station d'essais du Grand-Bac, à Ougrée.

La solution apportée au problème des mouvements de terrains vous sera exposée tout à l'heure par M. Lesage, ingénieur-conseil.

Le terrain a la forme générale d'un trapèze dont la grande base de 150 mètres de longueur forme la façade à quai. Sa profondeur est de 80 mètres. Son niveau se trouve à 3,30 m sous celui du quai, à la cote 63,30 m. La partie en contrebas sera en partie remblayée pour former esplanade entre les bâtiments. Ceux-ci seront disposés en U ouvert vers la Meuse.

On n'érige actuellement qu'une partie des constructions, située dans la partie nord-ouest de la parcelle, c'est-à-dire à gauche et vers le fond du terrain quand on lui fait face en se trouvant sur le quai (fig. 1). L'ensemble des bâtiments comprendra : un hall d'essais d'une centaine de mètres de longueur sur 15 mètres de largeur utile et 15 mètres de hauteur libre, avec deux parties surélevées permettant certains dispositifs demandant une hauteur

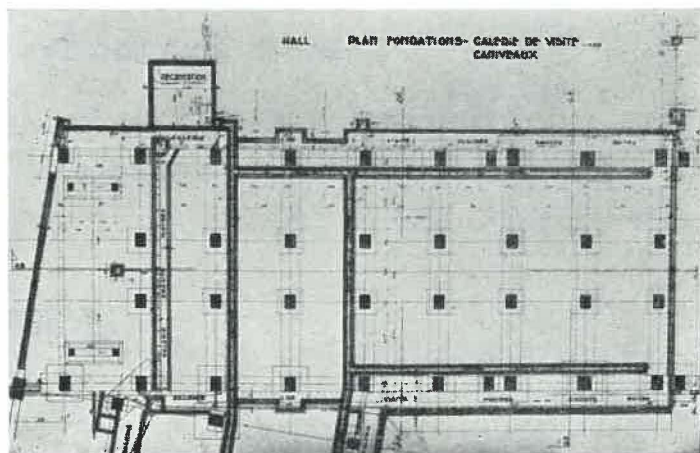


Fig. 2. — Fondations du hall - Galerie de visite du dispositif spécial de fondations et égouts. Caniveaux et fosse de décantation.

b) l'aile en retour nord-ouest dont on ne construit actuellement que le sous-sol et le rez-de-chaussée (coupe fig. 3).

La manutention est un des éléments essentiels de la station. L'obligation de réaliser des débits instantanés de plusieurs dizaines de tonnes/heure d'un point quelconque de l'espace à un autre point quelconque a conduit à adopter un pont roulant pourvu

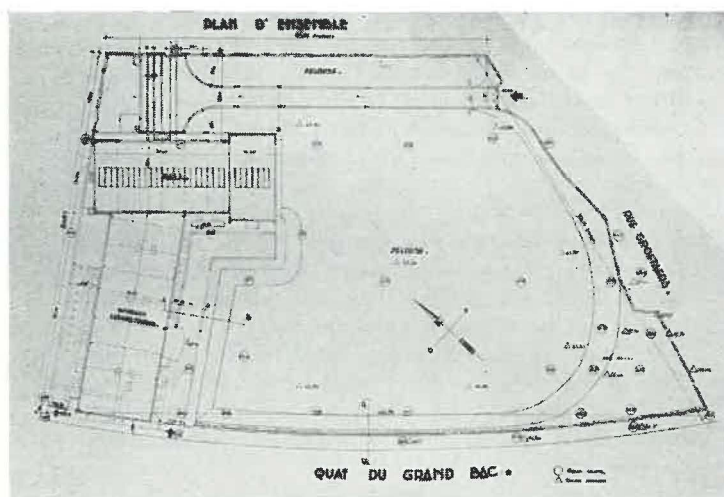


Fig. 1. — Plan d'ensemble - Terrain, bâtiment bureaux, laboratoires et hall - chemin de fer, les entrées.

plus grande, et deux bâtiments en retour devant former les ailes de l'U et qui recevront les bureaux, le laboratoire et services divers.

La partie actuellement en construction comporte :

- a) un tronçon de 40 m de longueur, comprenant huit travées de 5 m, dont deux travées surélevées de 4 m par rapport aux précédentes. A l'extrémité opposée se trouve un groupe de sept silos en béton d'une contenance de 21 m³ chacun (fig. 2 coupe longitudinale);

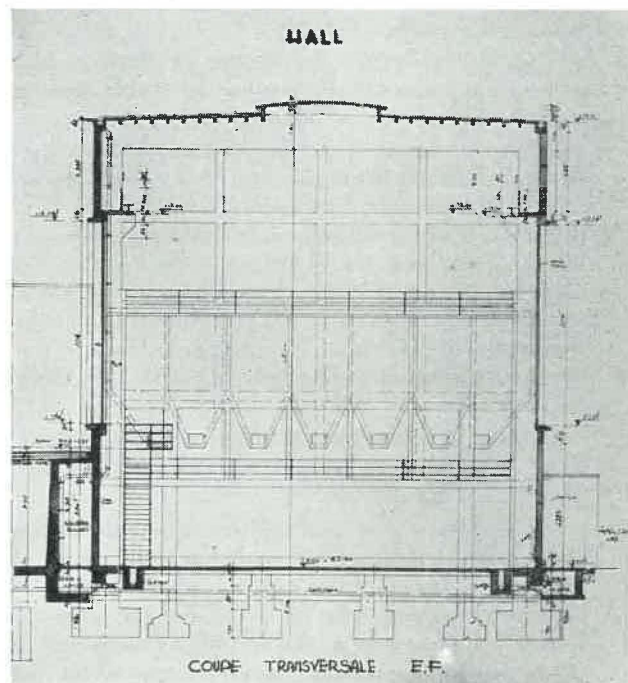


Fig. 3. — Coupe transversale du hall dans la partie normale. Galerie de visite des dispositifs de fondations : égouts, caniveaux, fondation du mécano. Galerie des fluides. Passerelle du pont roulant. Lanterneau en béton translucide. Dans le fond, les silos.

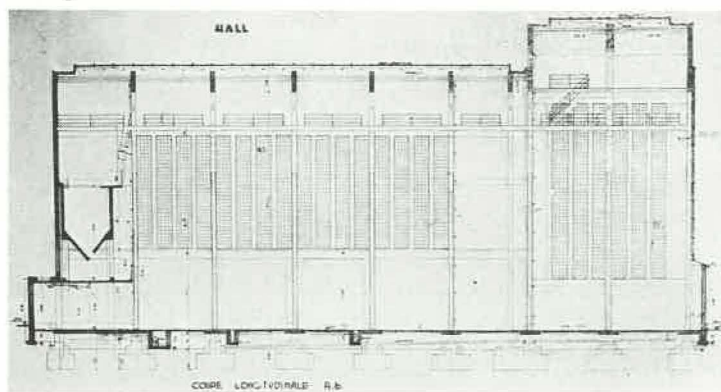


Fig. 4. — Coupe longitudinale du hall.
Baies en béton translucide et lanterneau en béton translucide.

de dispositifs spéciaux, et notamment de bennes de 5 m³. Celles-ci serviront à l'alimentation à partir des silos et permettront la pesée. Elles pourront être également alimentées à partir d'une série de logettes situées dans le sous-sol du bâtiment formant l'aile nord-ouest de la construction.

Un deuxième élément est la possibilité d'établir des appareils en tous points de l'espace. Il a été prévu un système spécial standardisé de poutrelles, dénommé « Mecano » et conçu de la façon suivante. Sur chacune des colonnes en béton des portiques à l'intérieur du hall est scellée une colonne métallique permettant de fixer d'autres pièces métalliques à des hauteurs variables. Au sol, on a établi une série de dés de fondation en béton, disposés en réseau carré, pourvus d'un dispositif d'ancrage permettant de dresser les poutrelles métalliques (fig. 4). Il sera, de cette façon, possible de construire un plancher métallique à une hauteur et à un endroit quelconques au moyen des pièces métalliques dont la construction a été standardisée et les assemblages préparés.

Un autre élément fondamental est la nécessité d'amener de nombreux fluides également en des points quelconques de l'espace. Bien entendu, des conduites maitresses doivent être placées à poste fixe, mais il faut aussi que l'on puisse ajouter à tout moment des fluides nouveaux. Toutes les cana-

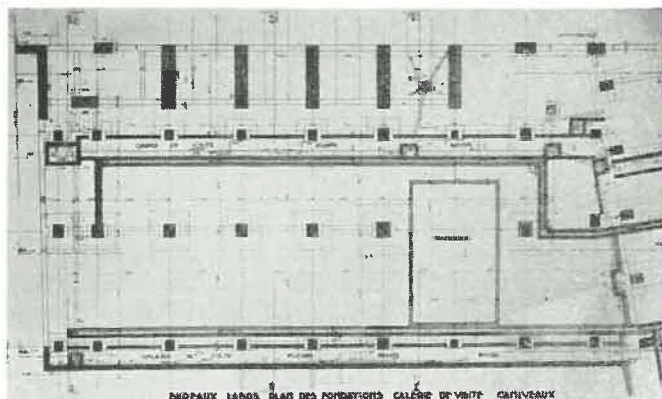


Fig. 5. — Fondations du bâtiment bureaux et laboratoires. Galerie de visite du dispositif spécial de fondation, égouts, caniveaux, emplacement du transbordeur.

lisations sont groupées dans des galeries dites « des fluides », régnant latéralement et à la base des bâtiments. C'est à partir de ces galeries que seront établies les canalisations volantes ou définitives devant desservir les divers appareils (fig. 3, 4, 5 et 6).

On peut aussi considérer comme un des éléments fondamentaux la possibilité d'un nettoyage aisé. Dans une station d'essais de l'espèce où l'on étudiera le traitement mécanique du charbon, en dépit des dispositifs spéciaux d'aspiration qui sont prévus, il est hors de doute que l'empoussiérage sera considérable. L'aire du bâtiment sera souillée par les eaux boueuses et les poussières charbonneuses couvrant les parois et surfaces éclairantes.

L'éclairage a été réalisé par des panneaux en béton translucide, pouvant être, comme les murs eux-mêmes, lavés à la lance extérieurement et intérieurement. Le corollaire obligé est une évacuation aisée des eaux de lavage par des caniveaux ad-

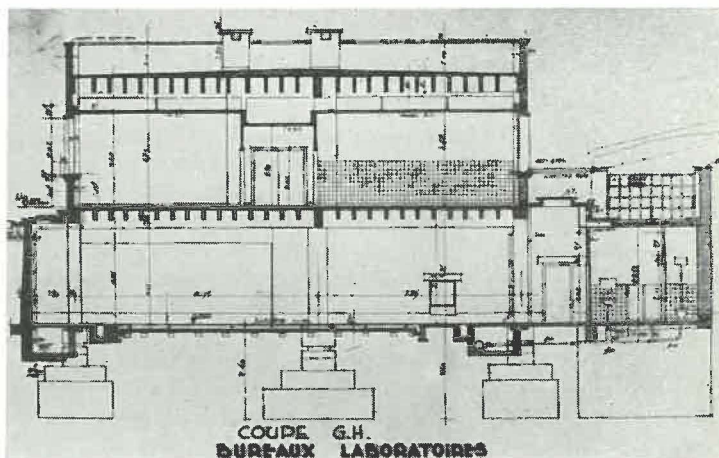


Fig. 6. — Coupe à travers le bâtiment des bureaux et laboratoires. Galerie de visite — Caniveaux — Transbordeur — Galerie des fluides. — Les laboratoires. Remarques : La galerie centrale au-dessus du couloir du rez-de-chaussée pour gaine du conditionnement et accès des faux plafonds pour entretien et installation des diverses canalisations.

hoc. Le réseau de ceux-ci a été combiné avec celui des galeries de fluides se trouvant nécessairement à un niveau assez bas. Cette circonstance a été également mise à profit pour réaliser la visite du dispositif spécial de fondation qui vous sera décrit dans quelques instants (fig. 3, 4, 5 et 6).

Enfin, je vous signalerai que, pour cette même question de fondation, le bâtiment a dû être découpé en tronçons de dimensions réduites, ce qui a également compliqué l'architecture.

Quant à la partie architecturale, Inichar étant un organisme national et bien qu'il s'agisse de bâtiments industriels, j'ai cru devoir donner à l'ensemble un caractère monumental (fig. 7).

Le plan était le générateur, les façades en découlent normalement. J'ai accusé nettement les parties élargies et surélevées du hall et les seuls éléments décoratifs seront les deux groupes de statues représentant des allégories ayant trait à l'industrie char-

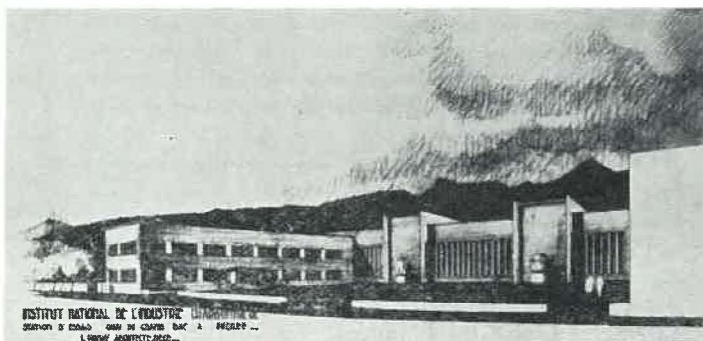


Fig. 7. — Perspective - Vue du quai.

bonnière. J'ai aussi accusé l'entrée des bureaux et laboratoires par un auvent.

Du point de vue construction, comme je vous l'ai déjà indiqué, les bâtiments sont à ossature en béton armé avec galandage en briques de schiste houiller, rejointoyées en noir. Le soubassement est en petit granit et les cadres des baies, la dalle de l'auvent et les flasques du hall élargi sont en stuc blanc. Les baies du hall sont en béton translucide à dalles doubles, et les baies du bâtiment laboratoire sont garnies de châssis métalliques, le tout visant à réaliser un ensemble à la fois léger et majestueux.

ETUDE DES FONDATIONS

G. LESAGE,

Ingénieur-Conseil A.I.Lg. Constr. Civ. 1954.

La Direction d'Inichar a tenu à attirer l'attention sur la construction dont Monsieur Pirnay vient de vous fixer les caractéristiques générales.

Cette construction est établie dans une région charbonnière soumise à l'influence des mouvements miniers et, si l'on tient compte de la charge importante que constituent pour les charbonnages les réparations des dégâts provoqués par les mouvements miniers dans les constructions de surface, on comprendra aisément que c'était faire œuvre utile de la part d'Inichar que de faire contribuer cette station d'essais à la recherche des meilleures conditions pour soustraire les bâtiments aux influences des mouvements miniers ou tout au moins pour réduire leurs effets trop souvent désastreux sur les bâtiments.

Les dispositions spéciales adoptées pour les fondations constituent la solution, non pas idéale, mais, après examen de plusieurs autres, la plus logique et la plus économique pour réduire au maximum possible les effets des mouvements miniers. Une telle solution ne peut se targuer d'être sans reproches. Des mises au point s'avèreront probablement nécessaires et les suggestions et observations constructives seront toujours accueillies avec gratitude.

Avant d'entrer dans la description des fondations, je me permettrai de rappeler succinctement où en est l'état actuel de nos connaissances au sujet des mouvements miniers. Je n'ai pas l'intention de m'étendre longuement sur ce chapitre, mais m'en tiendrai seulement aux effets de surface, dans le but d'expliquer les raisons qui m'ont incité à proposer la solution adoptée.

La théorie de la cuvette de Lehmann explique parfaitement la nature des mouvements de terrain qui se développent à la surface. J'extrait d'un article de Monsieur le Professeur Denoël qui expose succinctement le contenu d'un ouvrage du Docteur Niemczyk d'Aix-la-Chapelle (1), un schéma don-

nant le profil du terrain affaissé (fig. 8). Suivant cette théorie, chaque point de la surface du sol influencée par la zone exploitée descend suivant une trajectoire oblique par rapport à la verticale, l'obliquité de cette trajectoire variant d'un point à l'autre, de sorte que l'allure générale de la zone affaissée a la forme d'une cuvette.

Les composantes verticale et horizontale de ce déplacement ayant des effets différents sur les constructions érigées en surface, nous les examinerons séparément.

Tout d'abord, à charge de la composante verticale, nous noterons :

- 1) les affaissements verticaux d'ensemble du terrain;
- 2) les inclinaisons de la surface du sol;
- 3) les courbures de cette surface.

Les affaissements verticaux de la surface du sol ne provoquent pas par eux-mêmes des dégâts dans les constructions. Tout au plus peuvent-ils modifier l'allure générale d'une voirie en influençant les pentes des filets d'eau et des canalisations d'égouts. Il est bien entendu qu'il n'est pas question de se prémunir contre un effondrement local du terrain, ce phénomène devant être classé dans la catégorie des accidents généralement imprévisibles. En ce qui concerne une construction, la modification de son niveau de base est généralement sans importance, pour autant toutefois que la nappe aquifère ne soit pas trop voisine du niveau inférieur utilisable. C'est là une question qu'il est possible d'examiner au moment de la construction, en prévoyant une marge de sécurité suffisante entre le niveau inférieur utilisé dans la construction (en général les caves) et le niveau de la nappe aquifère. Nous ne nous attarderons pas sur ce sujet.

Une inclinaison d'un bâtiment, conséquence d'une inclinaison de la surface du sol, peut causer des inconvénients, au point de vue du confort dans les constructions par exemple, mais non pas créer des dégâts réels ni des fissures. Ce seront en général les menuiseries intérieures, portes et châssis

(1) Annales des Mines de Belgique - mars 1951, pp. 278-303.

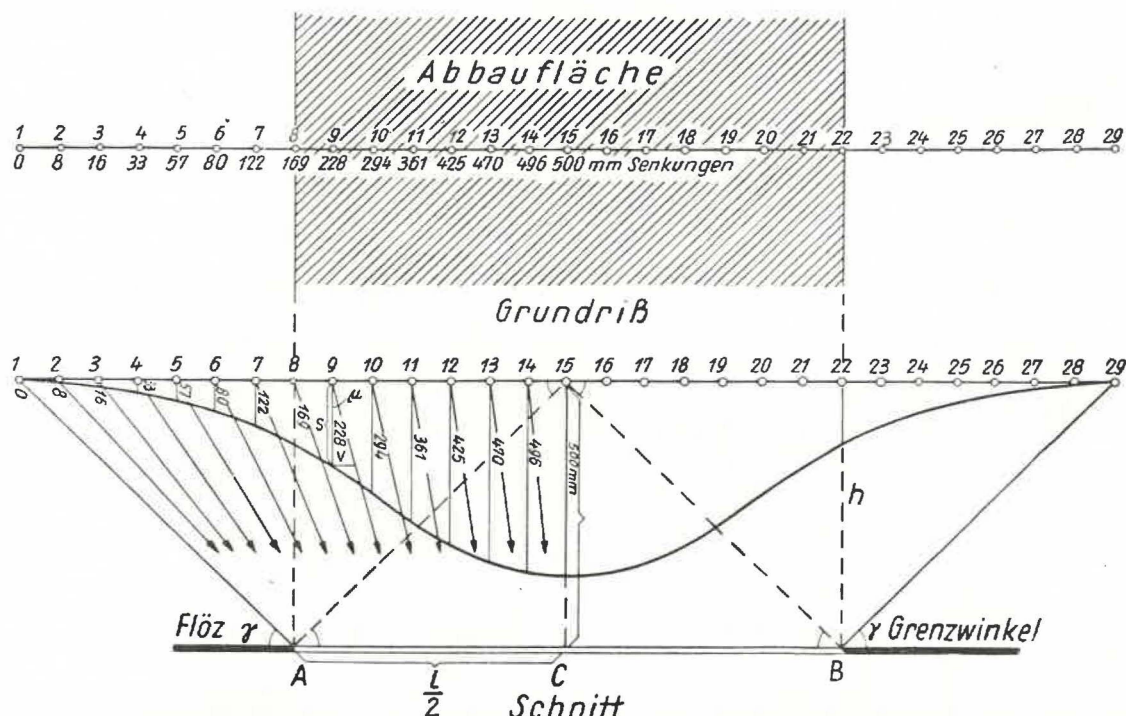


Fig. 8. — Formation de la cuvette : I. Affaissements.

Abbaufäche : aire exploitée; Grundriß : plan; Schnitt : coupe;

Flöz : couche; Grenzwinkel : angle limite.

de fenêtres, qui déséquilibrées, auront tendance, soit à s'ouvrir, soit à se fermer seules. Pour autant que les inclinaisons ne soient pas exagérées, ce sont là des inconvénients mineurs auxquels il n'est pas spécialement onéreux de remédier quand besoin en est. Toutefois, je signale que la solution adoptée pour la construction qui fait l'objet de cette réunion permettrait de remédier à cet inconvénient.

Tout différents sont les effets des courbures dans la surface du sol. Ceux-ci peuvent être graves. En effet, si trois points voisins de l'assise d'une construction subissent des déplacements verticaux non proportionnels, il est certain que ces mouvements auront un effet sur la construction. Si le bâtiment est déformable, comme c'est le cas pour un hall métallique à galandages de tôle ondulée, les effets de la déformation seront généralement sans influence sur l'utilisation du bâtiment. Les profils métalliques comparés aux éléments monolithiques de béton armé ou de maçonneries se prêtent en effet beaucoup plus souples aux déformations. S'il ne sont pas déformables, des fissures se marqueront dès que les déformations provoqueront des tensions de traction supérieures aux possibilités du matériau.

Notons que ce n'est naturellement pas une solution que de construire en ossature métallique si les remplissages des panneaux se font en maçonneries, car la déformation des panneaux provoquerait la fissuration des maçonneries de remplissage.

Considérons, pour fixer les idées, un bâtiment à ossature édifié sur un terrain qui s'incurve et voyons les effets de cette courbure sur le bâtiment. On sent tout de suite que la déformation des panneaux va provoquer des ruptures dans les angles des cadres, là où les tensions de traction dues aux

moments de flexion parasites sont maxima, c'est-à-dire surtout dans les angles des panneaux d'extrémité. Les phénomènes seront semblables dans un bâtiment en maçonnerie, les ruptures étant surtout importantes aux angles des baies d'extrémité. On remarque également que les dégâts seront d'autant plus importants que l'affaissement relatif du point central de la construction par rapport aux points extrêmes augmentera. Ce n'est donc pas l'affaissement absolu du sol qui est grave mais bien la courbe des affaissements relatifs sur la longueur du bâtiment.

La conclusion s'en déduit immédiatement. Construisons des bâtiments courts, c'est-à-dire dimensions transversales aussi réduites que possible. L'affaissement relatif des divers points, dû à la courbure du sol, sera d'autant plus faible. Nous scinderons donc les bâtiments en tronçons par des joints complets, suffisamment rapprochés, en laissant à ces joints une ouverture suffisante pour que les différents tronçons puissent s'incliner l'un vers l'autre sans entrer en contact.

Nous pouvons d'ailleurs pousser plus loin dans cette voie. En effet, si chaque tronçon ne possédait que deux points d'appui, il est certain qu'aucune influence de la courbure du terrain ne se ferait sentir sur le bâtiment. Bien entendu, nous examinons ici un problème à deux dimensions, qui ne reste sensé que si la cuvette, et dès lors la courbure du terrain, restent semblables dans des plans parallèles au plan considéré. Quoi qu'il en soit, ceci fournit le principe de la solution idéale pour éviter tout dégât minier à un bâtiment considéré suivant ses trois dimensions. C'est la solution de la construction à trois points d'appui, analogue à

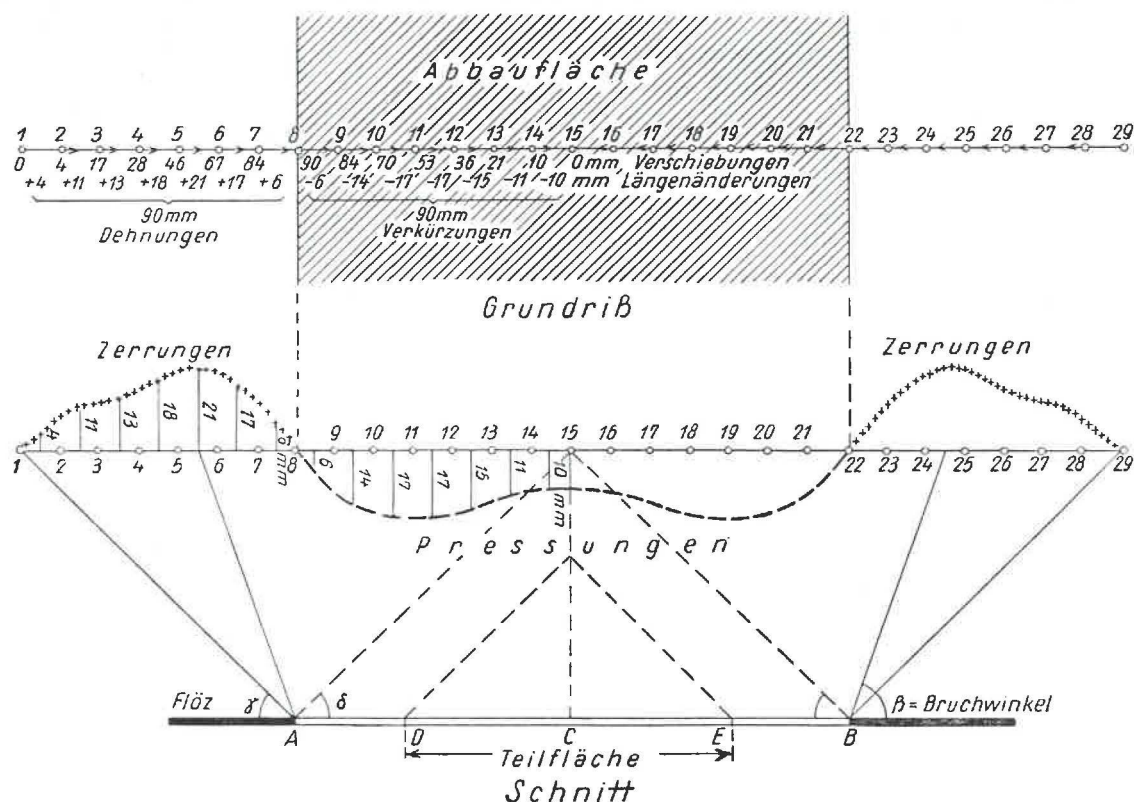


Fig. 9. — Formation de la cuvette : II. Pressions et tensions. Dehnungen : allongements; Verkürzungen : raccourcissements; Verschiebungen : glissements; Längenänderungen : variations de longueur; Zerrungen : tensions; Pressungen : pressions; Teilfläche : aire partielle.

une table à trois pieds, toujours stable quels que soient les déplacements verticaux de chacun de ces pieds.

La solution des deux points d'appui a été appliquée à une des parties de la construction d'Ougrée, à savoir : au groupe des silos à charbon, à l'intérieur du hall d'essai. Cet ensemble de silos de 15 m de longueur repose sur quatre colonnes appuyées sur deux semelles de fondation (fig. 4 et 5).

Malheureusement cette solution, bien qu'ayant reçu des applications plus importantes que celle que nous venons de citer, est en général onéreuse et ne peut être envisagée que pour des constructions dont les dimensions transversales sont réduites. Nous retiendrons cependant de cet examen que seuls les affaissements relatifs des différents points d'une construction entrent en ligne de compte et la nécessité de réduire autant que possible les dimensions transversales des constructions ou parties de construction.

Notons en passant que d'autres phénomènes peuvent produire des effets semblables à ceux des affaissements dus aux travaux miniers, surtout lorsqu'il s'agit d'un bâtiment à ossature. J'entends par là les tassements variables qui peuvent se produire sous les assises des colonnes dans les cas où celles-ci ne sont pas correctement proportionnées d'après les charges des colonnes ou lorsqu'un point dur dans le terrain réduit le tassement d'une ou de plusieurs colonnes par rapport aux autres.

Passons maintenant en revue les effets des mouvements horizontaux du terrain.

Nous noterons d'abord les déplacements d'ensemble dans le sens horizontal de tous les points d'une surface de terrain et, en second lieu, les extensions et les compressions de cette surface. Le diagramme établi par le Docteur Niemczyk figure la répartition des extensions et des compressions le long du profil de la cuvette (fig. 9).

De même que pour les affaissements d'ensemble, les déplacements horizontaux d'ensemble de tous les points de l'assise d'un bâtiment sont sans influence sur celui-ci.

Par contre, les mouvements horizontaux relatifs des différents points de l'assise, qui se traduisent par des extensions ou des compressions de la surface d'assise, sont à retenir d'une manière spéciale. Ils paraissent être les plus importants au point de vue des dégâts provoqués dans les constructions.

Ils sont moins importants en valeur absolue que les affaissements verticaux mais, sur l'étendue restreinte d'une construction, les variations de longueur totale de l'assise d'un bâtiment sont du même ordre de grandeur, voire plus importantes que les écarts entre les affaissements des divers points d'une assise. Ces extensions ou compressions dans la surface d'assise créent des tensions de traction ou de compression dans la partie inférieure des constructions. Il est certain que, si l'infrastructure du bâtiment n'est pas rigidement constituée, ces tensions vont provoquer, soit le déchirement, soit l'écrasement de l'ouvrage.

Pour peu que l'on soit averti de la question, on peut remarquer, dans les régions spécialement sujet-

tes aux mouvements du terrain, les innombrables fissures dues à ce phénomène et souvent mises à charge, à tort, des affaissements verticaux. J'ai extrait d'un article paru dans les Annales des Mines (1), deux photographies particulièrement sug-

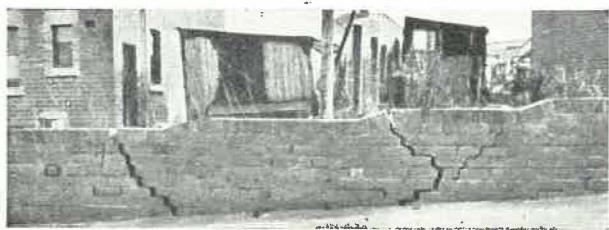


Fig. 10. — Lézards dans un mur de jardin causés par de fortes tensions horizontales.

gestives de phénomènes créés par ces tensions de traction et de compression. La première (fig. 10) est relative à un mur de jardin que l'on voit complètement déchiré par les tensions de traction, la seconde (fig. 11) montre une conduite à gaz en acier refoulée hors du sol par des tensions de compression.



Fig. 11. — Importantes conduites à gaz en acier poussées hors du sol par compression horizontale.

On s'est longtemps contenté, pour parer à ces accidents, de placer sous les murs des bâtiments des poutres, généralement en béton armé, ayant pour but de résister aux efforts de traction ou de compression. Dans le cas des bâtiments à ossature, les pieds des colonnes étaient entretoisés. Ce n'est généralement pas suffisant. En effet, ces poutres sont disposées dans les deux sens définis par la direction des murs ou des colonnes, généralement orthogonaux. Or, les directions des résultantes des efforts de traction ou de compression sont généralement quelconques par rapport aux directions des murs en colonnes. Les poutres, de faible raideur transversale, sont incapables de résister par flexion à ces sollicitations. Il en résulte (fig. 12) une déformation générale de la surface de base provoquant des ruptures dans le bâtiment, des inclinaisons parfois dangereuses dans les murs, surtout si les planchers sont monolithiques et donc quasi indéformables. De telles inclinaisons de murs sont souvent mises à charge également des affaissements verti-

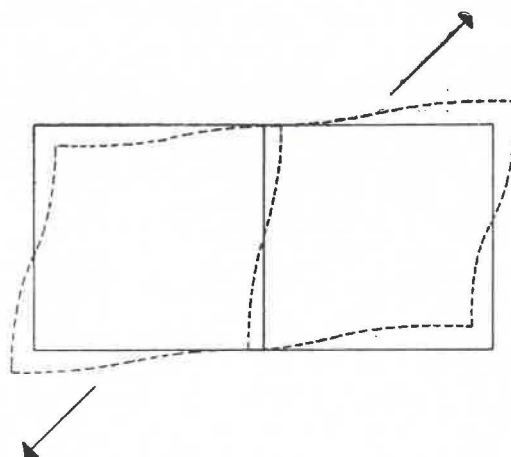


Fig. 12.

caux. Notons en outre que ces poutres sont souvent, surtout pour des constructions modestes, prévues au petit bonheur, sans calcul suffisant des efforts qui peuvent les solliciter et qu'elles ne résistent pas toujours à ces efforts.

Il ne faut pas en effet sous-estimer l'importance des efforts qui sollicitent la partie inférieure des constructions, par suite des mouvements horizontaux du terrain. On peut en gros les évaluer à un tiers environ du poids total de la construction. En effet, l'effort horizontal qui s'exerce sur 1 m^2 de contact de la construction avec le sol est au maximum égal au produit de la charge s'exerçant sur cette surface par le coefficient de frottement assise-sol, coefficient souvent voisin de 0,7. Le bâtiment, sollicité par ces efforts horizontaux, se déplacera, puis se stabilisera dans une position telle que la résultante des efforts sur une partie de l'assise soit égale et opposée à la résultante des efforts sur l'autre partie. Ces deux résultantes vaudront à ce moment environ 70 % de la moitié du poids du bâtiment, soit environ 35 % du poids total. On imagine sans peine les redoutables effets de telles sollicitations horizontales, surtout lorsqu'elles agissent dans des directions quelconques par rapport à la direction des entretoises.

La solution préconisée à juste titre, semble-t-il, par le Docteur Niemczyk de la Technische Hochschule Aachen, est de disposer sur toute l'étendue de l'assise des bâtiments une dalle en béton armé, d'épaisseur relativement faible, reliant dans tous les sens les pieds de tous les murs portants. Cette dalle doit être armée pour lui permettre de résister dans tous les sens, en traction et en compression, à un effort égal au tiers du poids total du bâtiment. Il conseille également d'étendre sous la dalle une couche de sable à gros grains ou de gravillon pour uniformiser et réduire le coefficient de frottement.

Cette solution est parfaite en ce qui concerne les mouvements horizontaux sollicitant les maisons modestes. Elle devient rapidement très onéreuse à partir du moment où l'importance du bâtiment s'accroît, par suite de l'augmentation des efforts à reprendre, proportionnels au poids du bâtiment. En outre, les constructions importantes sont en général établies sur colonnes et les charges locales

(1) « Affaissements du sol - Effets sur les maisons modestes » National Buildings Studies, Sp. Rep. 12 - Ministry of Works - Trad. rés. par L. Denoël, dans A.M.B., 1932, n° 1, p. 53/57.

tes aux mouvements du terrain, les innombrables fissures dues à ce phénomène et souvent mises à charge, à tort, des affaissements verticaux. J'ai extrait d'un article paru dans les Annales des Mines (1), deux photographies particulièrement sug-

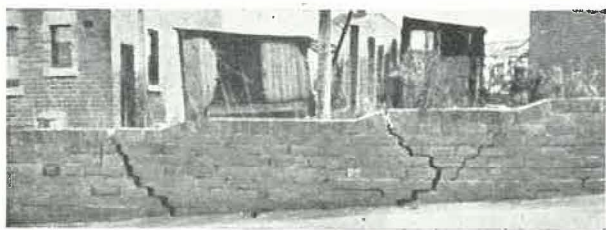


Fig. 10. — Lézards dans un mur de jardin causées par de fortes tensions horizontales.

gestives de phénomènes créés par ces tensions de traction et de compression. La première (fig. 10) est relative à un mur de jardin que l'on voit complètement déchiré par les tensions de traction, la seconde (fig. 11) montre une conduite à gaz en acier refoulée hors du sol par des tensions de compression.



Fig. 11. — Importantes conduites à gaz en acier poussées hors du sol par compression horizontale.

On s'est longtemps contenté, pour parer à ces accidents, de placer sous les murs des bâtiments des poutres, généralement en béton armé, ayant pour but de résister aux efforts de traction ou de compression. Dans le cas des bâtiments à ossature, les pieds des colonnes étaient entretoisés. Ce n'est généralement pas suffisant. En effet, ces poutres sont disposées dans les deux sens définis par la direction des murs ou des colonnes, généralement orthogonaux. Or, les directions des résultantes des efforts de traction ou de compression sont généralement quelconques par rapport aux directions des murs en colonnes. Les poutres, de faible raideur transversale, sont incapables de résister par flexion à ces sollicitations. Il en résulte (fig. 12) une déformation générale de la surface de base provoquant des ruptures dans le bâtiment, des inclinaisons parfois dangereuses dans les murs, surtout si les planchers sont monolithiques et donc quasi indéformables. De telles inclinaisons de murs sont souvent mises à charge également des affaissements verti-

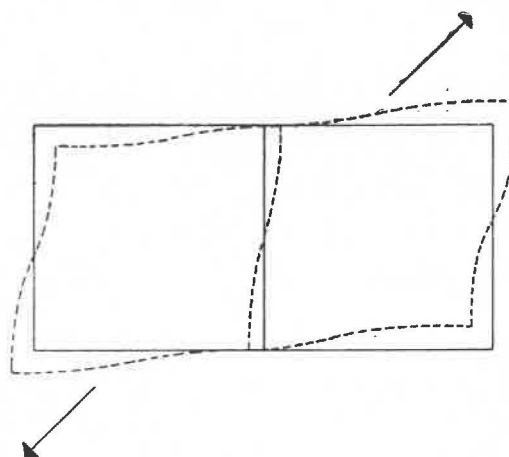


Fig. 12.

caux. Notons en outre que ces poutres sont souvent, surtout pour des constructions modestes, prévues au petit bonheur, sans calcul suffisant des efforts qui peuvent les solliciter et qu'elles ne résistent pas toujours à ces efforts.

Il ne faut pas en effet sous-estimer l'importance des efforts qui sollicitent la partie inférieure des constructions, par suite des mouvements horizontaux du terrain. On peut en gros les évaluer à un tiers environ du poids total de la construction. En effet, l'effort horizontal qui s'exerce sur 1 m^2 de contact de la construction avec le sol est au maximum égal au produit de la charge s'exerçant sur cette surface par le coefficient de frottement assise-sol, coefficient souvent voisin de 0,7. Le bâtiment, sollicité par ces efforts horizontaux, se déplacera, puis se stabilisera dans une position telle que la résultante des efforts sur une partie de l'assise soit égale et opposée à la résultante des efforts sur l'autre partie. Ces deux résultantes vaudront à ce moment environ 70 % de la moitié du poids du bâtiment, soit environ 35 % du poids total. On imagine sans peine les redoutables effets de telles sollicitations horizontales, surtout lorsqu'elles agissent dans des directions quelconques par rapport à la direction des entretoises.

La solution préconisée à juste titre, semble-t-il, par le Docteur Niemczyk de la Technische Hochschule Aachen, est de disposer sur toute l'étendue de l'assise des bâtiments une dalle en béton armé, d'épaisseur relativement faible, reliant dans tous les sens les pieds de tous les murs portants. Cette dalle doit être armée pour lui permettre de résister dans tous les sens, en traction et en compression, à un effort égal au tiers du poids total du bâtiment. Il conseille également d'étendre sous la dalle une couche de sable à gros grains ou de gravillon pour uniformiser et réduire le coefficient de frottement.

Cette solution est parfaite en ce qui concerne les mouvements horizontaux sollicitant les maisons modestes. Elle devient rapidement très onéreuse à partir du moment où l'importance du bâtiment s'accroît, par suite de l'augmentation des efforts à reprendre, proportionnels au poids du bâtiment. En outre, les constructions importantes sont en général établies sur colonnes et les charges locales

(1) « Affaissements du sol - Effets sur les maisons modestes » National Buildings Studies, Sp. Rep. 12 - Ministry of Works - Trad. rés. par L. Denoël, dans A.M.B., 1952, n° 1, p. 53/57.

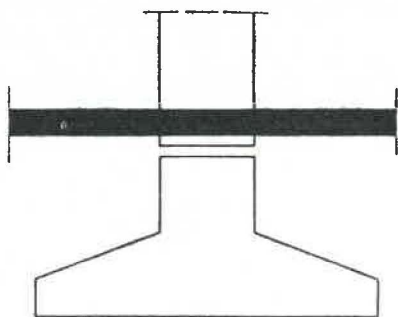


Fig. 15.

ainsi constituées poinçonnent les dalles inférieures.

Il devient dès lors nécessaire de séparer les colonnes de leurs fondations par un joint de glissement et de construire la dalle d'entretoisement au niveau du pied des colonnes, c'est-à-dire au-dessus du joint de glissement (fig. 15).

C'est la solution que nous avons adoptée pour la station d'essais en construction à Ougrée. Chaque colonne du bâtiment est rendue indépendante de sa fondation par un joint de glissement et l'entretoisement des colonnes est réalisé au-dessus de ce joint de glissement. De cette façon, les fondations peuvent se déplacer sous les colonnes, au gré des mouvements du terrain et les colonnes rigidement entretoisées conserveront leur position relative l'une par rapport à l'autre.

Reste la question de l'entretoisement. Si la solution du joint de glissement permet de le rendre indépendant du tassement des fondations, elle ne réduit guère les sollicitations de l'entretoisement qui doit rester très important et, partant, très onéreux. En effet, même en prenant des précautions spéciales pour réduire le coefficient de frottement au joint de glissement, en y plaçant par exemple des plaques d'acier destinées à faciliter le glissement, on ne peut guère espérer, compte tenu de la corrosion possible des plaques, que le coefficient de frottement, surtout au moment de la mise en mouvement du bâtiment, descende en dessous de 0,4 à 0,5.

L'ordre de grandeur des efforts horizontaux dans l'entretoisement est dès lors au minimum égal à 20 à 25 % du poids total du bâtiment, ce qui est encore très considérable.

Un autre point est à signaler : les efforts horizontaux qui se développent ainsi à la face supérieure de la fondation, efforts égaux à la charge de la colonne multipliée par le coefficient de frottement, provoquent un moment de renversement de la fondation, moment dont il est nécessaire de tenir compte pour la stabilisation de celle-ci.

Dans la construction qui nous intéresse, les charges des colonnes varient d'environ 80 t à 320 t. La hauteur des fondations depuis le joint de glissement jusqu'à l'assise sur le bon terrain étant d'environ 2,30 m, je vous laisse à penser les dimensions qu'il eut été nécessaire de donner aux assises des semelles pour stabiliser de pareils moments de renversement, atteignant au maximum 370 t/m.

Enfin, une autre considération propre à la station d'Ougrée, mais qui peut se rencontrer dans d'autres types de constructions, m'a conduit à

l'adoption de la solution définitive. Il n'était pas en effet possible de réaliser à Ougrée une dalle d'entretoisement continue reliant les pieds des colonnes au-dessus du joint de glissement.

L'utilisation de la station d'essais, particulièrement du hall d'essai, imposait la possibilité d'asseoir, voire de fonder des machines ou des appareillages lourds en un point quelconque de la surface du hall. La Direction d'Inchar a dès lors estimé nécessaire de libérer la plus grande partie possible de la surface du sol de tout obstacle à son utilisation. Si nous examinons l'implantation des colonnes du hall d'essai (fig. 16) les seules entretoises possibles ne pouvaient que relier orthogonalement les pieds des colonnes. Il n'était plus dès lors possible, non seulement au point de vue économique, mais même au point de vue technique, d'envisager de résister par de telles entretoises à des efforts horizontaux importants aux pieds des colonnes, efforts agissant suivant une direction quelconque (à 45° par exemple) par rapport aux axes des entretoises.

Il devenait impérativement nécessaire de réduire au maximum les efforts dans l'entretoisement en substituant au coefficient de frottement un coefficient de roulement, beaucoup plus faible, c'est-à-dire de placer dans les joints de glissement un dispositif de rouleaux permettant le mouvement dans n'importe quel sens de la fondation par rapport à la colonne.

La première idée qui vient à l'esprit est celle d'une nappe de billes en acier dur. Cependant, outre le prix important d'un tel dispositif, on peut aisément calculer que l'encombrement nécessaire pour ces nappes de billes atteindrait plusieurs mètres carrés par colonne, chaque bille ne portant en effet que par un seul point de contact. Ce moyen a donc dû être écarté.

Je mentionnerai ici une idée séduisante qui a fait l'objet d'études assez poussées et qui consistait à intercaler entre la fondation et la base de la

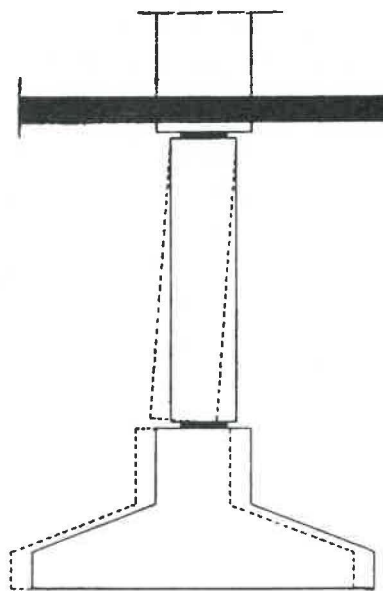


Fig. 14.

colonne une bielle en béton armé, sorte de colonne assez courte dont les surfaces de contact avec la fondation et la base de la colonne étaient munies de plaques circulaires en plomb (fig. 14). Le déplacement de la fondation provoquait l'inclinaison de la bielle par rapport à la verticale et les plaques de plomb, s'écrasant aux endroits où les tensions de compression devenaient exagérées, jouaient le rôle de rotules. La longueur de la bielle doit être suffisante pour que, d'une part, la composante horizontale de l'effort dans la bielle inclinée soit faible et, d'autre part, pour que le déplacement vertical de la colonne correspondant à la rotation de la bielle autour de son point d'appui sur la fondation, soit négligeable.

Toute la construction, juchée sur ces bielles, se trouvant ainsi dans un état d'équilibre indifférent, il est nécessaire de créer en un point d'appui, que l'on peut assez aisément définir, une liaison parfaite d'une colonne avec sa fondation, sorte de joint fixe du bâtiment par rapport au terrain.

Etant donné l'importance du déplacement horizontal adopté comme maximum possible pour les fondations (10 cm) et l'influence prépondérante de l'effort horizontal à la base des colonnes sur les possibilités de réaliser l'entretoisement, j'ai été contraint d'abandonner cette idée. Je pense cependant qu'elle reste intéressante à examiner dans d'autres cas, spécialement lorsqu'il est possible de réaliser l'entretoisement par une dalle continue.

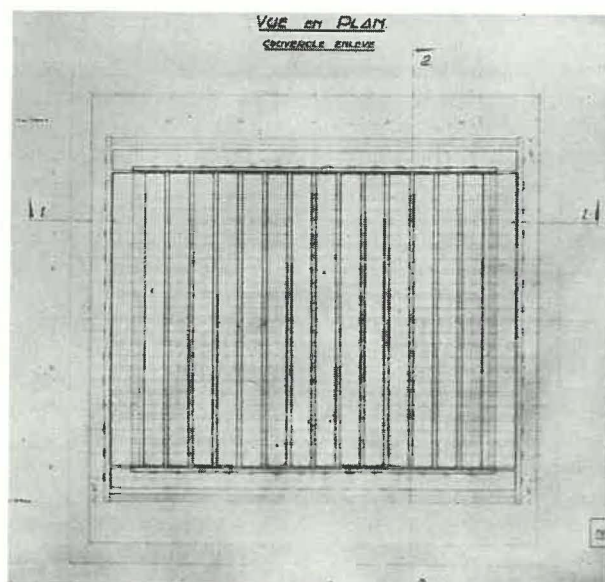


Fig. 15. — Boîtes à rouleaux.

La figure 15 montre la disposition des boîtes à rouleaux qui ont été réalisées et mises en place à Ougrée.

Il est bien entendu que les deux nappes de rouleaux ne peuvent pas porter directement l'une sur l'autre, sinon les contacts ponctuels des rouleaux

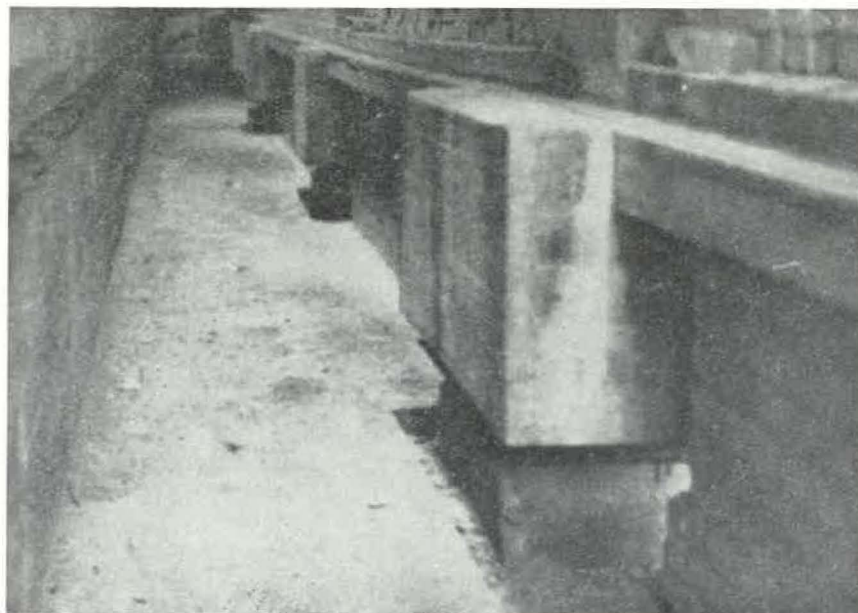


Fig. 15bis.

La solution que j'ai préconisée et qui a reçu l'accord de la Direction d'Inchar est celle de deux nappes de rouleaux superposées dont les sens de roulement sont orthogonaux. Ces rouleaux sont de faible diamètre; 3 cm. Leur disposition en deux nappes à directions orthogonales leur permet de suivre n'importe quel mouvement horizontal du terrain, un déplacement suivant une direction quelconque étant la résultante de deux déplacements orthogonaux.

seraient insuffisants pour transmettre les efforts verticaux et obligerait à augmenter les dimensions des nappes de rouleaux dans la même proportion que celles des nappes de billes de tout à l'heure. C'est la raison de la plaque d'acier intermédiaire dont l'épaisseur est de 12 mm. Elle permet d'utiliser toute la surface portante des lignes de contact des rouleaux avec cette plaque. De telles plaques d'acier ont été disposées au-dessus et en dessous des deux nappes pour permettre aux

rouleaux de se déplacer sur des surfaces bien dressées.

Le nombre de rouleaux est le même dans chacune des deux nappes. Il dépend uniquement de la charge de la colonne à supporter. Pour fixer les idées, je signalerai que les boîtes à rouleaux d'Ougrée comportent de 10 à 21 rouleaux par nappe, ces boîtes à 21 rouleaux correspondant aux colonnes de 320 tonnes de charge verticale. Notons que dans ce nombre de rouleaux sont compris deux rouleaux auxiliaires par nappe qui n'entreront en jeu qu'au moment où le déplacement de la colonne par rapport à la fondation sera suffisant. Ils ont pour but d'éviter que l'axe des charges ne diffère trop fortement de l'axe de la partie des rouleaux sollicitée, lorsqu'un certain déplacement s'est opéré. Un tel désaxement provoquerait en effet une surcharge dangereuse sur les rouleaux extrêmes. Il est bien entendu que le déplacement possible n'est pas illimité. Je reparlerai tout à l'heure de l'importance de ces déplacements. Je signale seulement dès à présent que les boîtes ont été conçues pour permettre un déplacement des fondations par rapport aux colonnes de 10 cm dans tous les sens.

Une question importante se posait alors. Ces dispositifs mécaniques, contraints à être enterrés pendant plusieurs décades, c'est-à-dire livrés à toutes les possibilités de corrosion, se devaient d'être protégés spécialement à ce sujet. Après un examen approfondi, nous nous sommes résolus à enfermer les deux nappes de rouleaux dans une boîte métallique en tôle de 3 mm d'épaisseur, constituée de parois soudées au plateau de roulement inférieur et d'un couvercle soudé au plateau de roulement supérieur. Le couvercle a un débordement important qui lui permet de continuer à remplir son office

après le déplacement relatif des deux parties de la boîte. Celle-ci a été remplie jusqu'à ras bord avec un produit plastique chimiquement stable, dont la densité est voisine de celle de l'eau et qui ne s'émulsionne pas avec celle-ci. Nous n'avons donc pas à craindre l'introduction d'eau dans la boîte. Les parois extérieures ont également été protégées contre la corrosion.

Un seul problème était encore à résoudre. Pour que les nappes de rouleaux puissent fonctionner, il faut bien entendu que les plateaux de roulement soient absolument parallèles, afin que tous les rouleaux puissent contribuer au support de la charge. Or, si au moment de l'exécution, on peut prétendre, puisque la base de la colonne est coulée directement sur la boîte à rouleaux, que ces plateaux sont parallèles, il n'est pas certain qu'ils le resteront lorsque les poussées du terrain agissant sur la fondation au moment du déplacement horizontal, pourront provoquer une légère rotation de la fondation. Dans le but de parer à cet inconvénient, nous avons interposé entre les plateaux de roulement et leur assise des plaques de plomb de 10 mm d'épaisseur. Le plomb, métal ductile, s'écrasera au moment où, par suite du hors-parallélisme des plateaux, les tensions de compression augmenteraient d'un côté ou de l'autre de la surface d'assise. Il rétablira ainsi l'uniformité des pressions sur tous les rouleaux. Bien entendu, le plomb, pour s'écraser suffisamment, doit être soumis à des tensions de compression assez fortes et trouver une possibilité de s'étaler latéralement. Aussi, les plaques ont été perforées dans toute l'étendue de leur surface pour augmenter leur taux de compression et permettre l'expansion latérale de la matière.

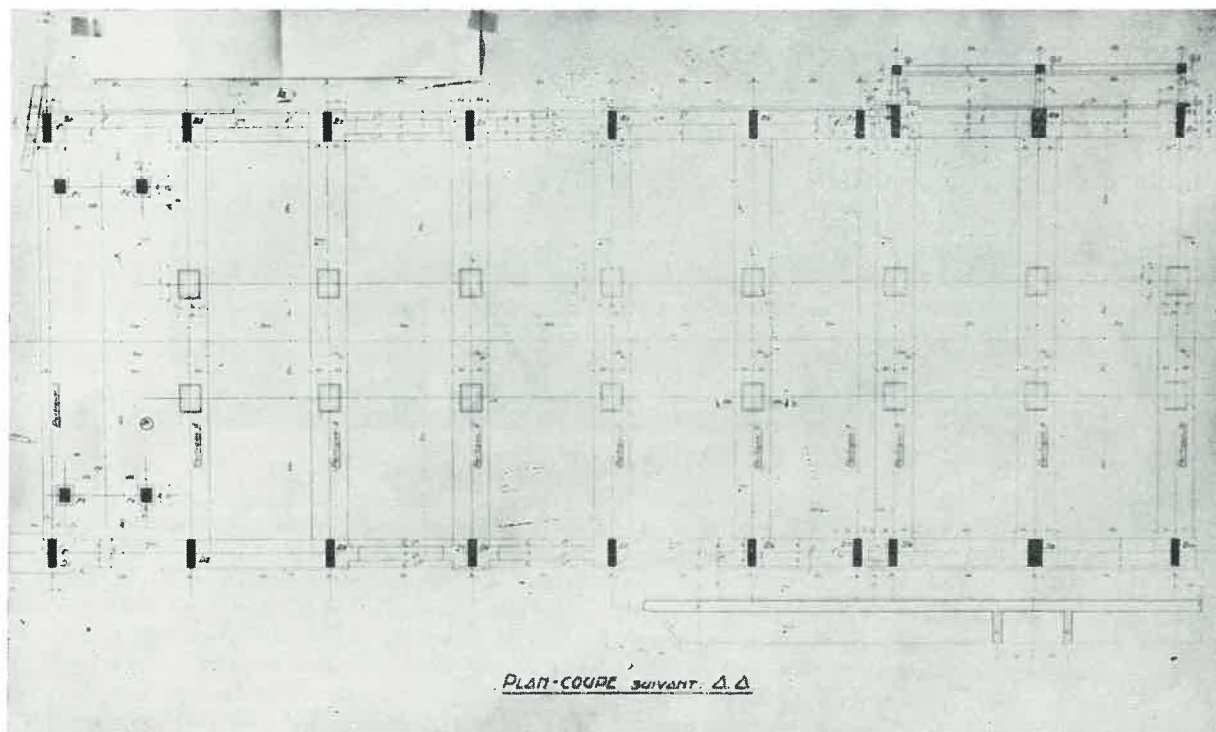


Fig. 16. — Vue en plan du hall.

rouleaux de se déplacer sur des surfaces bien dressées.

Le nombre de rouleaux est le même dans chacune des deux nappes. Il dépend uniquement de la charge de la colonne à supporter. Pour fixer les idées, je signalerai que les boîtes à rouleaux d'Ougrée comportent de 10 à 21 rouleaux par nappe, ces boîtes à 21 rouleaux correspondant aux colonnes de 320 tonnes de charge verticale. Notons que dans ce nombre de rouleaux sont compris deux rouleaux auxiliaires par nappe qui n'entreront en jeu qu'au moment où le déplacement de la colonne par rapport à la fondation sera suffisant. Ils ont pour but d'éviter que l'axe des charges ne diffère trop fortement de l'axe de la partie des rouleaux sollicitée, lorsqu'un certain déplacement s'est opéré. Un tel désaxement provoquerait en effet une surcharge dangereuse sur les rouleaux extrêmes. Il est bien entendu que le déplacement possible n'est pas illimité. Je reparlerai tout à l'heure de l'importance de ces déplacements. Je signale seulement dès à présent que les boîtes ont été conçues pour permettre un déplacement des fondations par rapport aux colonnes de 10 cm dans tous les sens.

Une question importante se posait alors. Ces dispositifs mécaniques, contraints à être enterrés pendant plusieurs décades, c'est-à-dire livrés à toutes les possibilités de corrosion, se devaient d'être protégés spécialement à ce sujet. Après un examen approfondi, nous nous sommes résolus à enfermer les deux nappes de rouleaux dans une boîte métallique en tôle de 3 mm d'épaisseur, constituée de parois soudées au plateau de roulement inférieur et d'un couvercle soudé au plateau de roulement supérieur. Le couvercle a un débordement important qui lui permet de continuer à remplir son office

après le déplacement relatif des deux parties de la boîte. Celle-ci a été remplie jusqu'à ras bord avec un produit plastique chimiquement stable, dont la densité est voisine de celle de l'eau et qui ne s'émulsionne pas avec celle-ci. Nous n'avons donc pas à craindre l'introduction d'eau dans la boîte. Les parois extérieures ont également été protégées contre la corrosion.

Un seul problème était encore à résoudre. Pour que les nappes de rouleaux puissent fonctionner, il faut bien entendu que les plateaux de roulement soient absolument parallèles, afin que tous les rouleaux puissent contribuer au support de la charge. Or, si au moment de l'exécution, on peut prétendre, puisque la base de la colonne est coulée directement sur la boîte à rouleaux, que ces plateaux sont parallèles, il n'est pas certain qu'ils le resteront lorsque les poussées du terrain agissant sur la fondation au moment du déplacement horizontal, pourront provoquer une légère rotation de la fondation. Dans le but de parer à cet inconvénient, nous avons interposé entre les plateaux de roulement et leur assise des plaques de plomb de 10 mm d'épaisseur. Le plomb, métal ductile, s'écrasera au moment où, par suite du hors-parallélisme des plateaux, les tensions de compression augmenteraient d'un côté ou de l'autre de la surface d'assise. Il rétablira ainsi l'uniformité des pressions sur tous les rouleaux. Bien entendu, le plomb, pour s'écraser suffisamment, doit être soumis à des tensions de compression assez fortes et trouver une possibilité de s'étaler latéralement. Aussi, les plaques ont été perforées dans toute l'étendue de leur surface pour augmenter leur taux de compression et permettre l'expansion latérale de la matière.

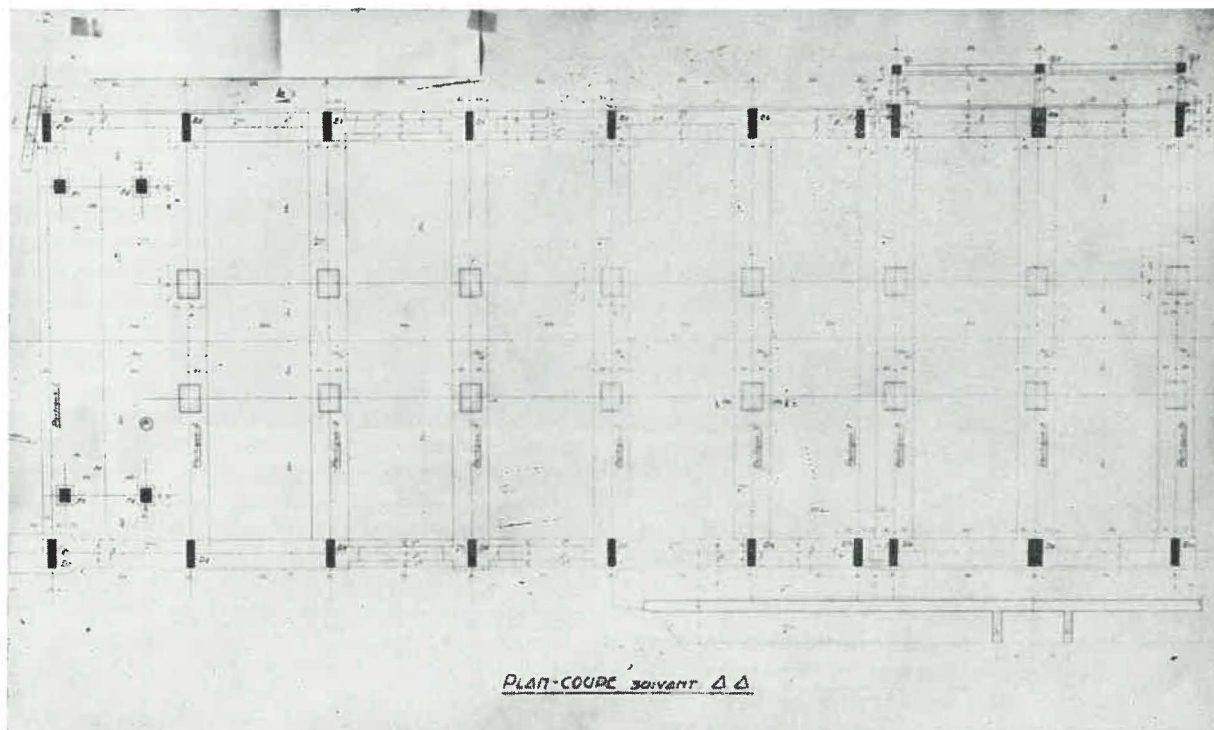


Fig. 16. — Vue en plan du hall.

Le coefficient de résistance au roulement a été mesuré dans les laboratoires du Génie civil de l'Université de Liège. Les essais ont été faits sur des boîtes destinées à être incorporées dans la construction. Ces essais ont permis de définir la résistance maximum au roulement qui est de 2 % de la charge verticale. Nous sommes loin des résistances de 40 à 50 % de tout à l'heure.

Il est permis dès lors d'envisager un entretoisement des colonnes permettant, malgré le faible encombrement des entretoises, de résister aux sollicitations horizontales des pieds des colonnes, quelle que soit la direction des efforts.

La disposition des entretoises du hall d'essai est indiquée à la figure 16. Les colonnes de façade sont reliées par une poutre de 1 m de largeur (la largeur des colonnes) et de 25 cm d'épaisseur. Les colonnes sont reliées d'une façade à l'autre par des entretoises de 1,50 m de largeur et de 25 cm d'épaisseur. Notez que la largeur de ces entretoises est due surtout à l'obligation d'y ménager des orifices permettant aux colonnes de la charpente métallique amovible de prendre appui sur leur fondation indépendante. Ces fondations se trouvent en effet dans l'axe des colonnes des façades. En ce qui concerne le hall d'essais, ces entretoises font en même temps office de tirants entre les pieds des portiques qui constituent les éléments portants de ce hall. C'est là une disposition qu'il était impossible d'admettre au point de vue technique si les efforts horizontaux à vaincre avaient été de l'ordre de ceux que créait la résistance au glissement pur des colonnes sur leurs fondations.

bré par des voies de chemin de fer et un transbordeur de wagons. Il aurait fallu d'une part faire supporter par les entretoises les charges roulantes des wagons et, d'autre part, enterrer ces entretoises de plusieurs dizaines de centimètres surtout au droit du transbordeur, ce qui aurait augmenté leurs contacts avec le terrain. La réduction importante des efforts horizontaux à la base des colonnes due aux boîtes à rouleaux m'a permis d'envisager une solution beaucoup plus élégante. En effet, le plancher en béton armé du rez-de-chaussée constitue un entretoisement parfait entre les colonnes et dont l'utilisation pour cette fonction ne demande pas de grands frais supplémentaires. Les colonnes ont donc été rendues capables de transmettre à ce niveau les faibles efforts horizontaux qu'elles reçoivent au pied lors des mouvements du terrain. Bien entendu, il a fallu les renforcer à cet égard, mais dans une proportion telle que la solution reste économique malgré des entretoises de sécurité que nous avons tout de même disposées aux pieds des colonnes dans les endroits où il était aisé d'en mettre.

Il reste à vous signaler, pour clôturer la question des déplacements horizontaux, un phénomène qui expliquera certainement un certain nombre de dégâts qui se produisent dans les bâtiments, et qu'il est difficile à priori d'imputer aux mouvements horizontaux, bien qu'ils en soient seuls responsables. Examinons, pour mettre ce phénomène en évidence, un schéma de la disposition des colonnes du hall d'essai et supposons que le mouvement du terrain se produise suivant une direction à 45° par rapport aux axes principaux du hall. (fig. 17).

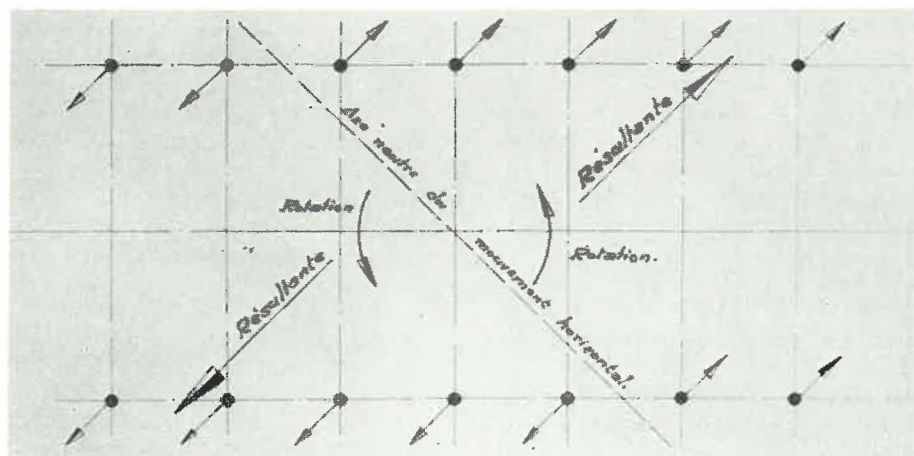


Fig. 17. — Croquis efforts à 45°.

On comprend aisément qu'il y a intérêt au point de vue économique à réduire l'influence des contacts des entretoises elles-mêmes avec le terrain. Je ne m'étendrai pas sur ce point, pour ne pas prolonger la durée de cette causerie. Je signalerai seulement que les entretoises reposent partout sur une couche de sable-gros.

Examinons maintenant le problème du bâtiment bureaux-laboratoires. Le problème ici se complique. Il n'est pas pratiquement possible de placer des entretoises au niveau des pieds des colonnes. Le sous-sol de ce bâtiment se voit, en effet, encom-

Les efforts aux pieds des colonnes dont la ligne d'action est également inclinée à 45°, s'exerceront dans un sens ou dans l'autre suivant que ces colonnes se trouvent d'un côté ou de l'autre d'une ligne que j'appellerai « ligne neutre du mouvement du bâtiment par rapport au terrain ». Cette ligne est le lieu des points du bâtiment qui ne subissent aucun déplacement horizontal par rapport aux points du terrain situés sur la même verticale. Le déplacement des points de cette ligne tracée sur le terrain correspond au déplacement d'ensemble du bâtiment. Il est aisé de démontrer que cette ligne

passé sensiblement par le centre de gravité des efforts aux pieds des colonnes.

Les résultantes des actions horizontales aux pieds des colonnes de part et d'autre de cette ligne neutre n'auront pas, en général, même ligne d'action, d'où création d'un couple de forces qui va produire une *rotation d'ensemble du bâtiment*.

Ce phénomène provoque certainement des dégâts dans les constructions non suffisamment entretoisées à la base.

J'ai pu constater dans un immeuble construit à Liège et dont j'avais étudié l'ossature en béton armé, que les deux bords d'un joint de dilatation avaient subi un déplacement relatif d'environ 3 cm. *sur toute la hauteur du bâtiment*, comme si les blocs que ce joint séparait, avaient glissé l'un par rapport à l'autre. Aucun affaissement vertical, ni mouvement horizontal du terrain ne peut expliquer ce phénomène si ce n'est par la rotation du bâtiment sous l'action des efforts horizontaux non équilibrés. La constatation que je viens de citer confirme donc bien la réalité de cette possibilité de rotation.

Il est aisé, par une petite expérience amusante, de vérifier ce fait. Si l'on pose un parallépipède allongé, une boîte de cigares par exemple, sur un tissu de laine posé à plat sur une table, on peut constater, en exerçant une traction sur le tissu dans le sens des brins, une rotation du parallépipède, à condition toutefois qu'il soit placé de telle sorte que ses axes principaux soient obliques par rapport à la direction des fibres du tissu.

J'ai tenu compte dans la construction d'Ougrée de cette possibilité de rotation des divers tronçons du bâtiment en donnant aux joints des dimensions suffisantes.

L'importance de la rotation dépend bien entendu de l'importance des mouvements horizontaux possibles du terrain. Or, à ce sujet, nous ne sommes guère documentés à l'heure actuelle. Il a bien fallu s'en remettre au bon sens et à quelques indications éparses sur la grandeur des mouvements. Pour l'établissement du projet, nous avons admis une extension ou une compression possible de la surface du terrain de 5 mm par mètre.

Je ne puis pas, dans le cadre de cette causerie, aborder l'explication du calcul de cette rotation. Je dirai seulement que pour les dimensions des tronçons de bâtiment et sur la base d'un mouvement horizontal possible de 5 mm par mètre, l'arc parcouru par les colonnes extrêmes durant la rotation atteint environ 5 cm, ce qui est loin d'être négligeable.

Nous noterons enfin qu'il a été prévu aux quatre coins de la station d'essais des dispositifs de contrôle aisé du mouvement relatif des fondations par rapport aux colonnes. Ces dispositifs de contrôle faciliteront la surveillance qu'Inchar entend exercer sur les mouvements possibles du bâtiment.

Revenons aux affaissements verticaux dus aux courbures du terrain dont j'ai parlé tout à l'heure et voyons comment ce problème a été résolu.

L'ensemble du bâtiment a d'abord été scindé en tronçons aussi courts que le permettaient les possibilités architecturales. Un joint sépare le bloc

bureaux-laboratoires du hall d'essai. Celui-ci est également coupé en deux tronçons au droit de la jonction de la partie surélevée avec le reste du hall.

Le bloc bureaux-laboratoires est séparé par des joints du mur de soutènement qui le borde d'un côté et de l'ensemble des logettes à charbon situé de l'autre côté. Notons ici que ces derniers joints n'ont pas été créés dans le seul but de limiter les effets des affaissements, mais ils étaient nécessaires du fait que le bâtiment proprement dit est sur rouleaux et que le mur et l'ensemble des logettes sont appuyés directement sur le terrain.

L'ossature du hall est dégagée de toute liaison avec le mur de soutènement qui le borde et l'ensemble de silos intérieurs dont il a déjà été question.

Ces joints sont très largement ouverts. Ils ne sont pas comparables aux joints de dilatation habituellement créés dans les constructions d'une certaine longueur. Le joint entre les bureaux et le hall a 15 cm d'ouverture. Celui entre les deux parties du hall, 10 cm. Ils doivent permettre aux différents tronçons de se rapprocher sans entrer en contact sous l'effet des mouvements horizontaux. En outre, les rotations possibles dont j'ai parlé tout à l'heure nous ont obligés à augmenter encore leur ouverture.

Comme il n'est pas possible de laisser de tels joints ouverts, leur colmatage, provisoire si des mouvements se produisent, définitif s'ils ne se produisent pas, a également posé un problème. Nous avons dû nous contenter de l'emploi de matériaux de remplissage qu'il sera possible d'enlever le cas échéant.

Cette première précaution prise, la solution pratique adoptée pour éviter les dégâts dus aux courbures du terrain est le contrôle de ces mouvements verticaux et la possibilité de relever les colonnes aussitôt qu'un affaissement minime a été constaté.

Le contrôle sera fait à l'aide de repères fixés d'une manière définitive sur les colonnes suivant un même plan horizontal. A des intervalles de temps réguliers, une vérification sera faite du niveau de ces repères à l'aide d'un appareil optique. Je reconnais que ce moyen, qui s'adapte parfaitement au type de construction d'Ougrée dont les sous-sols sont complètement dégagés, ne peut être généralisé. A chaque problème, sa solution.

Quant à la possibilité de relever les colonnes, elle nous était offerte par l'existence du joint, en l'occurrence l'emplacement de la boîte à rouleaux, entre la colonne et la fondation. A cet effet, la base de la colonne a été élargie et une assise a été établie sur la semelle de fondation de manière à permettre le placement de vérins pour soulever la colonne. Des tôles seraient alors glissées entre la boîte et la base de la colonne à concurrence de l'affaissement à reprendre. La figure 4, qui présente une coupe longitudinale dans le hall, montre clairement la disposition adoptée.

Notons ici que cette disposition a un double rôle. Outre le relèvement des colonnes, elle permettrait de replacer les boîtes à rouleaux dans leur situation initiale dans le cas, assez improbable je pense, où le déplacement horizontal des fondations serait tel que les rouleaux seraient à fond de course dans leur boîte. J'ai dit tout à l'heure que

ces boîtes permettraient un déplacement horizontal de 10 cm.

Il n'est pas obligatoire que les boîtes à rouleaux soient directement accessibles. Même enterrées, comme elles le sont à faible profondeur, les terrassements à faire au moment du relèvement éventuel ne seraient pas trop onéreux. Dans le cas de la construction qui nous intéresse, où des caniveaux à fluide étaient nécessaires, il était logique d'établir ces caniveaux le long des colonnes de manière à leur donner comme second rôle, celui de faciliter l'accès des boîtes à rouleaux.

Il me reste à remercier la Direction d'Inchar de m'avoir permis d'apporter ma contribution à l'étude d'une question qui reste troublante pour les constructeurs dans nos régions charbonnières.

Je ne veux pas, je le répète, affirmer que les solutions que j'ai préconisées sont parfaites. Elles ont au moins le mérite d'être logiques et économiques. Je dirai seulement, à ce dernier point de vue, qui est au fond pour tout ingénieur le premier, que l'on peut évaluer le coût des dispositions prises pour réduire les effets de mouvements miniers dans la construction d'Ougrée, à environ 2,5 % du prix total du bâtiment équipé. C'est, je crois, ne pas payer bien cher une sécurité morale et matérielle importante.

Quelques explications concernant le calcul des entretoises et la détermination de la rotation maximum des constructions.

Examinons (fig. 18) une construction appuyée sur une série de colonnes disposées suivant deux axes orthogonaux et figurées par des points dans le schéma.

Soit d la direction des mouvements horizontaux du terrain. Nous supposons, pour fixer les idées, que ce mouvement provoque une extension du ter-

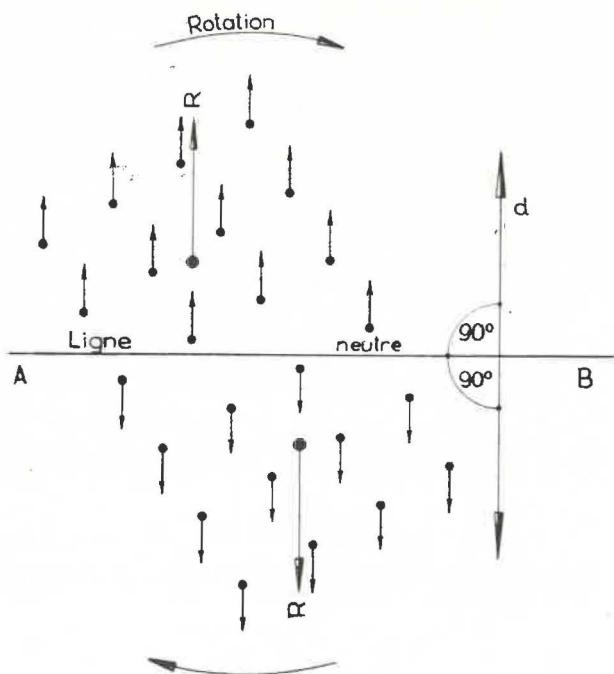


Fig. 18.

rain. Toutes les considérations qui suivent restent identiques, s'il s'agit de compression dans le terrain au lieu d'extension.

Soit AB la ligne fictive, perpendiculaire à la direction du mouvement, reliant les points de la construction qui ne subissent aucun déplacement par rapport au terrain situé sur leur projection verticale. Nous appelons cette ligne AB, « ligne neutre du mouvement de la construction par rapport au terrain ».

Toutes les bases des colonnes subiront des actions horizontales de la part du terrain, actions parallèles à la direction du mouvement, donc perpendiculaires à AB. Ces efforts seront dirigés dans un sens ou dans l'autre suivant que la fondation considérée se trouve d'un côté ou de l'autre de l'axe neutre. L'effort horizontal à la base d'une colonne est égal à $N \times f$ si N est la charge verticale sur la colonne et f le coefficient de frottement, supposé constant pour toutes les colonnes. La résultante des efforts appliqués aux colonnes et dirigés dans un sens, doit être égale et de sens contraire à la résultante des efforts dirigés dans l'autre sens. Cette condition définit la position de la ligne neutre, qui passe théoriquement par le centre de gravité des efforts $N \times f$, c'est-à-dire si f est constant, par le centre de gravité des charges verticales N sur les colonnes.

Mais ces deux résultantes n'ont pas, en général, même ligne d'action. Le couple ainsi créé va provoquer une rotation d'ensemble de la construction autour du centre de gravité des efforts N . La résistance au glissement des colonnes sur leur fondation pendant ces rotations modifie la direction et, dans le cas des boîtes à rouleaux, la grandeur des efforts sur la base de la colonne.

La construction se stabilise lorsque les résultantes des efforts sur les bases des colonnes de part et d'autre de l'axe neutre auront la même ligne d'action.

A toute amplitude du mouvement du terrain correspond une seule position stable du bâtiment.

Ces quelques remarques vont nous permettre de déterminer l'importance de la rotation et les sollicitations de l'entretoisement.

Envisageons d'abord le cas de joints de glissement constitués de deux trains de rouleaux superposés et placés à 90° l'un par rapport à l'autre.

Nous appellerons f le « coefficient de roulement » d'un train de rouleaux. Le déplacement de la fondation par rapport à la colonne provoque un effort horizontal Nf à la base de la colonne pour autant que ce déplacement soit parallèle au sens de roulement de l'un ou de l'autre des deux trains de rouleaux. Si le déplacement a une direction quelconque par rapport aux sens de roulement, les deux trains de rouleaux devront fonctionner à la fois. La résultante des résistances au roulement sera donc toujours égale à $N \times f \times \sqrt{2}$ et sera dirigée à 45° par rapport aux sens de roulement des rouleaux, et ce, quelles que soient la direction et l'importance du déplacement.

Rapportons la construction schématisée à la figure 19 à deux axes orthogonaux OX et OY, parallèles

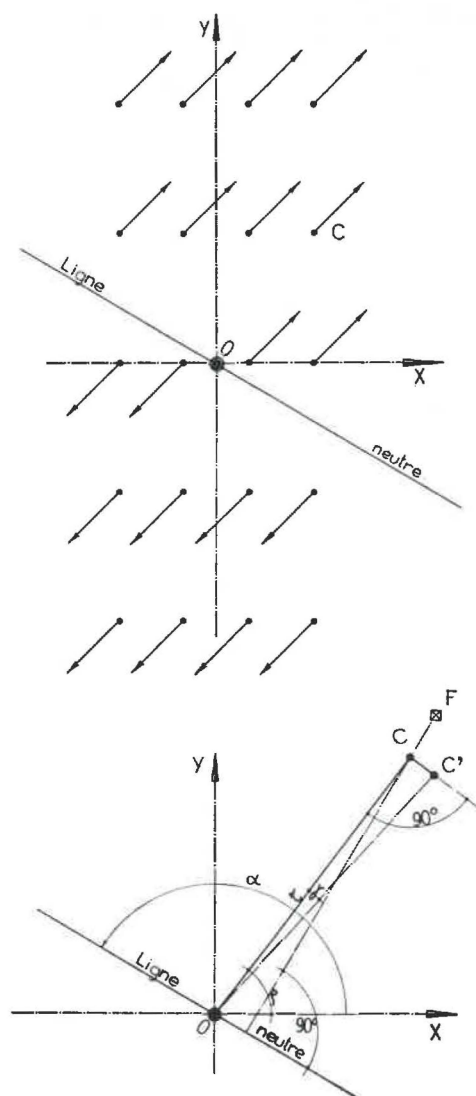


Fig. 19.

les aux sens de roulement des rouleaux et passant par le centre de gravité des charges, O.

Considérons une des colonnes C.

Soit r et ϱ les coordonnées polaires de C par rapport et à l'axe OX.

Appelons α , l'angle de la ligne neutre avec l'axe OX et δ , le déplacement linéaire proportionnel du terrain (Dans la construction d'Ougrée, nous avons supposé $\delta = 0,005 = 5$ mm par mètre).

Le déplacement de la fondation F de la colonne C est perpendiculaire à la ligne neutre et a pour valeur $CF = \delta \times r \sin(\alpha - \varrho)$.

Sa projection sur l'axe des OX vaut $\delta r \sin(\alpha - \varrho) \times \sin \alpha$.

Soit γ l'angle de rotation de la construction. C vient en C' après avoir décrit un arc $CC' = r \cdot \gamma$ autour de O.

Cet arc étant très petit, nous l'assimilerons à une droite perpendiculaire à OC. Sa projection sur l'axe OX a pour grandeur : $r \gamma \cdot \sin \varrho$.

Lorsque, pendant sa rotation, la base de la colonne se trouve sur une parallèle à l'axe OY passant par l'axe F de la fondation, le déplacement de la fon-

dation n'intéresse plus qu'un seul train de rouleaux, à savoir celui dont le sens de roulement est parallèle à OY. Ceci se produit lorsque la projection de CF sur l'axe OX est égale à la projection de CC' sur ce même axe, c'est-à-dire lorsque :

$$\delta r \sin(\alpha - \varrho) \sin \alpha = \gamma r \sin \varrho \quad (1)$$

ou, après simplifications, lorsque :

$$\gamma = -\delta/2 \sin 2\alpha + \delta \sin^2 \alpha \cdot 1/\operatorname{tg} \varrho$$

Plus $\operatorname{tg} \varrho$ est grand, plus petite sera la valeur de γ nécessaire pour que cette situation se produise.

Cette position atteinte par la colonne pour laquelle $\operatorname{tg} \varrho$ est le plus grand, la réaction à la base de cette colonne est modifiée (N_f au lieu de $N_f \sqrt{2}$). Par suite, la résultante des actions sur toutes les colonnes l'est également. Si cette nouvelle distribution des réactions ne stabilise pas la construction, la rotation va se poursuivre. La première colonne envisagée va dépasser la position atteinte et le train de rouleaux dont le sens de roulement est parallèle à l'axe OX va offrir une résistance au roulement de sens inverse à celle qu'il donnait précédemment. Une ou plusieurs autres colonnes vont se trouver dans une situation analogue à celle de la première colonne envisagée, puis dépasseront cette position et ainsi de suite. Le processus continuera jusqu'à ce que les résultantes totales des actions sur les colonnes de part et d'autre de la ligne neutre s'équilibrent.

On peut donc ainsi déterminer l'amplitude maximum de la rotation et les sollicitations correspondantes dans l'entretoisement pour chacune des valeurs de α .

Supposons que l'on ait déterminé quelle est la colonne dont la définition exacte de la réaction assure l'équilibre de la construction; soit ϱ_m l'angle polaire de cette colonne. La valeur de γ est définie par la relation (1) en fonction de α .

Remarquons que l'on ne peut pas prévoir à l'avance la direction des mouvements horizontaux. Il faut donc déterminer la valeur de α qui provoque la rotation maximum.

Ce maximum sera atteint pour $d\gamma/d\alpha = 0$ soit

$$\alpha = \frac{\varrho_m}{2} + n \frac{\pi}{2} \quad (2)$$

n étant un nombre entier quelconque;

Les réactions à la base des colonnes étant connues au moment où la construction est stabilisée, on en déduit aisément les sollicitations de l'entretoisement.

A titre d'application de ce procédé, nous allons déterminer la rotation maximum et les sollicitations correspondantes dans les entretoises du hall surlevé de la station d'essai d'Ougrée.

Ce hall comporte six colonnes reliées orthogonalement par des entretoises comme l'indique la figure 20.

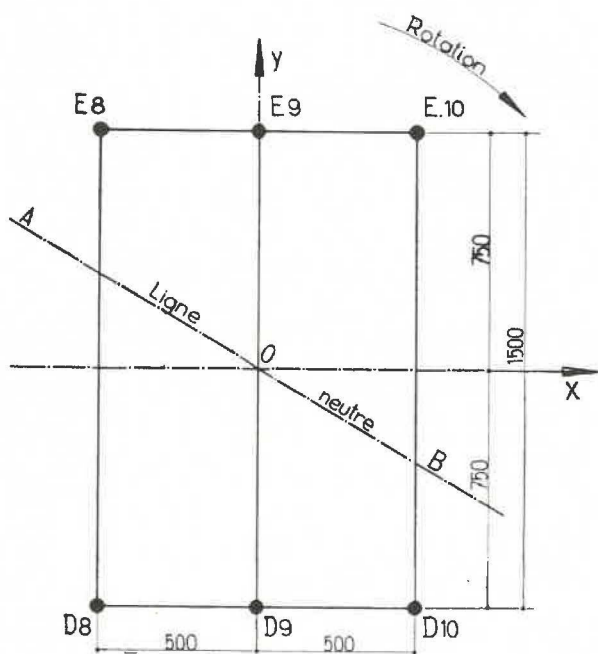


Fig. 20.

Charges verticales :

- sur D₈ et E₈ : 146 t
- sur D₉ et E₉ : 218 t
- sur D₁₀ et E₁₀ : 146 t.

Coefficient de roulement au joint, $f = 0,02$.

Efforts Nf et $Nf\sqrt{2}$.

	D ₈ — E ₈	D ₉ — E ₉	D ₁₀ — E ₁₀
Nf	2.920 kg	4.630 kg	2.920 kg
$Nf\sqrt{2}$	4.130 kg	6.160 kg	4.130 kg

Le centre de gravité des charges coïncide avec le centre géométrique des axes des colonnes. Soit OX et OY les axes de référence, parallèles aux sens de roulement des rouleaux, et AB la ligne neutre.

La figure 21 donne les directions et les grandeurs des réactions (en kg) aux différents stades de la rotation.

Fig. 21a : Réactions au début du mouvement (à 45° par rapport aux sens de roulement des rou-

leaux); il n'y a pas équilibre; la rotation s'effectue dans le sens des aiguilles d'une montre.

Figure 21b : La rotation a amené la base des colonnes E₈ et D₁₀ pour lesquelles l'angle φ est maximum sur un axe parallèle à OY et passant par le centre de la fondation déplacée. Les rouleaux dont le sens de roulement est parallèle à OY ne fonctionnent plus, donc ne créent plus de résistance. Les réactions sont modifiées, mais l'équilibre n'existe pas encore.

Figure 21c : La rotation s'est poursuivie; E₉ et D₉ sont maintenant dans la situation qu'occupaient précédemment E₈ et D₁₀; leurs rouleaux, dont le sens de roulement est parallèle à OX, ne fonctionnent plus. L'effort à la base est modifié. Quant à E₈ et D₁₀, leurs rouleaux au roulement parallèle à OX se sont remis en mouvement dans le sens inverse et offrent maintenant une résistance de sens contraire. L'effort à la base de ces colonnes est donc celui défini par la figure 21c.

Cette disposition des efforts assure maintenant l'équilibre et la rotation ne se poursuit pas.

Il est extrêmement simple de calculer les entre-toises sous l'action de ces efforts.

Les colonnes E₉ et D₉ dont l'arrêt d'un train de rouleaux a assuré l'équilibre sont caractérisées par $\varphi = 90^\circ$.

La valeur de α qui correspond à la rotation maximum est donnée par la relation (2) $\alpha = 45^\circ$ ou 135° .

La valeur $\alpha = 45^\circ$ n'est pas à retenir, car cette situation de la ligne neutre ne correspond plus à la répartition des colonnes de part et d'autre de cette ligne, telle que nous l'avons adoptée au départ. Nous adoptons donc $\alpha = 135^\circ$.

Dès lors, la rotation maximum se calcule par la relation (1) qui donne, $\gamma_{\max} = -\delta/2$ (—, par suite de la convention adoptée pour le signe des angles).

Pour $\delta = 0,005$, nous aurons $\gamma_{\max} = 0,0025$, en valeur absolue. Déplacement maximum des colonnes d'angles, distantes de 9,00 m du centre O : $9,0 \times 0,0025 = 0,0203 \text{ m} = 2,03 \text{ cm}$.

Remarque. Il est bien entendu que les déplacements ne se produisent pas de la manière que nous venons de décrire. Aussitôt que le déplacement de

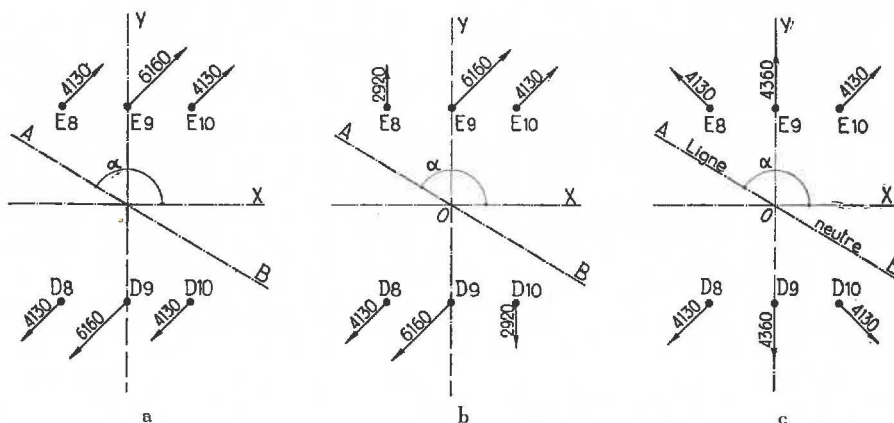


Fig. 21.

la fondation s'amorce, la rotation du bâtiment se produit, les fondations entraînant les colonnes à leur suite. Les rouleaux des colonnes E_8 et D_{10} par exemple, ne tourneront pas dans un sens, puis dans l'autre. Ce sont les fondations E_9 et D_9 qui entraîneront leurs colonnes de telle manière que leurs rouleaux, dont le sens de roulement est parallèle à OX , n'auront pas l'occasion de se mettre en mouvement. C'est pour la clarté de l'exposé que les mouvements ont ainsi été décomposés en deux stades, déplacement des fondations d'abord, rotation du bâtiment ensuite.

Influence du frottement des entretoises sur le terrain.

Nous n'avons pas tenu compte dans le calcul précédent de l'influence sur la rotation du bâtiment du frottement des entretoises sur le sol. Ce frottement perturbe les déplacements en créant des efforts secondaires qui modifient les grandeurs et les directions des résultantes des efforts agissant sur la construction.

Considérons un massif pesant reposant sur le terrain par une surface plane de forme quelconque (figure 22).

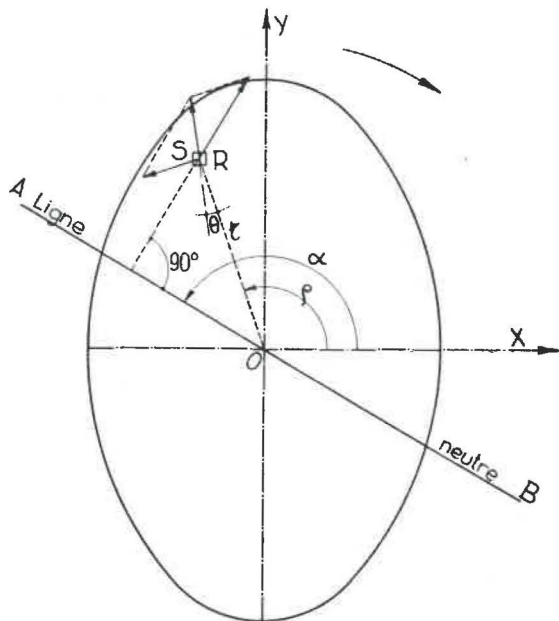


Fig. 22.

Soit OX et OY les axes de référence et AB la « ligne neutre » du mouvement (angle α avec OX).

Le massif est soumis à une rotation autour du point O , dans le sens de la flèche.

Déterminons le moment total autour du point O des efforts horizontaux qui prennent naissance dans la surface de contact.

La surface élémentaire s , de coordonnées polaires ϱ , r , glisse sur le terrain suivant une direction qui est la résultante de deux déplacements : — l'un, perpendiculaire à AB , d'amplitude $\delta r \sin(\alpha - \varrho)$ δ ayant la même signification que précédemment. — l'autre, perpendiculaire au rayon polaire r , d'amplitude γr .

La réaction horizontale créée par le terrain sur la surface s est dirigée suivant la direction résultante et a pour valeur $n s f$, n , étant la charge verticale unitaire répartie, uniformément ou non, sur la surface de contact, s , étant la surface de l'élément et f , le coefficient de frottement.

Si nous appelons θ , l'angle que fait la direction de cet effort avec le rayon polaire r , le moment autour du point O de l'effort $n s f$ sera

$$m = n s f r \cos \theta$$

Le moment total de tous les efforts semblables s'exerçant sur la partie de la surface située d'un côté de l'axe neutre sera $M = \sum n s f r \cos \theta$ ou si n et f sont constants dans toute l'étendue de la surface $M = n f \sum s \cos \theta$.

L'expression analytique de $\cos \theta$ est :

$$\cos \theta = \frac{\frac{3\gamma}{2\delta} \sin 2(\alpha - \varrho) - \sin^2(\alpha - \varrho)}{\sqrt{\left(\frac{\gamma}{\delta}\right)^2 + \sin^2(\alpha - \varrho) - \frac{\gamma}{\delta} \sin 2(\alpha - \varrho)}}$$

Elle est assez compliquée, aussi préférons-nous calculer les moments par la méthode graphique en divisant la surface de contact en un certain nombre d'éléments de surface, faciles à mesurer.

Application au hall surélevé de la station d'Ougrée.

Les entretoises qui relient les pieds des colonnes ont une épaisseur de 25 cm. Leur poids est donc, en adoptant $\Delta = 2.500 \text{ kg/m}^3$ comme poids spécifique du béton, de 625 kg/m^2 . Si f , coefficient de frottement sur le sol est pris égal à 0,7, la réaction horizontale du terrain sur les entretoises vaut

$$nf = 625 \times 0,7 = 440 \text{ kg/m}^2.$$

Nous avons déterminé graphiquement la valeur du moment résistant dû aux entretoises, par rapport au centre de gravité des charges et nous avons obtenu, pour $\alpha = 135^\circ$, $M = -38.700 \text{ kgm}$.

Si l'on se reporte aux schémas des efforts horizontaux à la base des colonnes, de la figure 21, on peut calculer les moments par rapport au point O , des réactions horizontales qui provoquent la rotation des colonnes. On obtient ainsi :

- dans le 1^{er} cas : $M = 76.040 \text{ kgm}$
- dans le 2^{me} cas : $M = 54.240 \text{ kgm}$
- dans le 3^{me} cas : $M = 0$

Il y aura donc rotation jusqu'à une situation intermédiaire entre les cas 2 et 3, les efforts sur E_8 et D_{10} parallèles à OX ne changeant pas complètement de sens, mais ayant une valeur intermédiaire telle que la condition d'équilibre soit satisfaite.

Les sollicitations dans l'entretoisement s'en déduisent immédiatement.

Remarque importante.

L'étude succincte du comportement d'un massif reposant par une assise plane sur un terrain soumis à des déplacements horizontaux nous permet de calculer la rotation que subira ce massif s'il n'est relié, contrairement au cas que nous avons examiné

des entretoises entre colonnes, à aucun élément de construction qui lui impose son propre déplacement.

En effet, dans ce cas, la rotation s'arrêtera lorsque le couple de rotation sera nul.

L'équation $M = \sum m s f r \cos \theta = 0$, dans laquelle la valeur de γ intervient comme inconnue,

permet de déterminer cette valeur de γ .

Cette équation étant impossible à résoudre analytiquement, il sera nécessaire d'employer la méthode graphique et de procéder par tâtonnements.

Cette méthode est assez laborieuse, mais néanmoins elle définit la solution complète du problème.

DISCUSSION

M. DEMELENNE. — Je voudrais avoir quelques indications complémentaires concernant la composition du sous-sol et la pression sur le terrain à la base des fondations.

M. LESAGE. — Au point de vue dimensionnement des fondations, le problème resté classique, malgré la présence des boîtes à rouleaux. Le bon terrain est constitué de gravier à 3 m de profondeur. Nous avons adopté un taux de travail de 3,5 kg/cm² sur ce terrain. Le problème serait resté le même si la fondation avait été réalisée à l'aide de pieux par exemple.

M. DEMELENNE. — Les repères devant servir à mesurer les affaissements sont-ils fixés sur les socles ou sur les entretoises ?

M. LESAGE. — Au-dessus des rouleaux, à un endroit quelconque de la colonne.

M. VENTER. — On placera un repère sur chaque colonne, plaque de cuivre avec échelle graduée, de façon que l'on puisse déterminer l'affaissement au moyen d'un théodolite. C'est une solution, nous le reconnaissons, qui n'est admissible que là où le sous-sol est largement dégagé.

M. DEMELENNE. — Et si certains socles de colonnes s'affaissent plus que d'autres ? Comment vous en apercevrez-vous ?

M. VENTER. — C'est précisément l'objet de la visée. Le relèvement différentiel au moyen de vérins permettra de remettre chaque colonne dans sa position originelle par rapport à l'ensemble du bâtiment.

M. X. — Quelle est la raison de l'abandon du système des bielles ?

M. LESAGE. — Lorsque j'ai commencé l'étude de ce système, je m'attendais à des efforts horizontaux assez réduits sous l'effet de l'inclinaison des bielles, efforts qui auraient pu être facilement repris par l'entretoisement. Ici, les fondations sont établies à 3 m de profondeur. Si nous déduisons de cette hauteur l'épaisseur de la fondation et du dé sous la colonne, nous obtenons 1,50 m environ de hauteur pour la bielle. Quand on a adopté 10 cm comme déplacement maximum du terrain sous une colonne, je me suis aperçu que les efforts horizontaux atteignaient 7 à 8 % des efforts verticaux. C'est trop pour les possibilités d'entretoisement. Cette idée serait cependant à revoir si l'on pouvait réaliser une dalle continue d'entretoisement.

M. VENTER. — Nous avons eu l'occasion de voir en Sarre, dans un chantier en construction, où l'on prévoyait des affaissements verticaux de l'ordre de 8 à 9 m, et par conséquent d'importants mouvements horizontaux, un dispositif contre les dégradations qui est basé sur les principes qui viennent d'être exposés. Le bâtiment étant plus léger, on a pu adopter un système par frottement et le bâtiment repose sur des semelles de fondation par l'entremise de plaques en acier; ces organes sont aisément accessibles par des galeries de circulation et permettent un graissage tous les six mois. D'autre part, le bâtiment étant plus léger et le déplacement menaçant d'être énorme, on a réalisé un système d'articulation beaucoup plus souple que celui des plaques de plomb, mais qui eut été impraticable ici. Tous les principes que nous avons appliqués sont identiques à ceux que nous avons vus en Sarre, sans que nous nous soyons concertés.

M. DESSALLES. — Le Charbonnage des Liégeois, en Campine, a appliqué le même principe pour son nouveau châssis à molettes.