

ING. AUREL A. BELEȘ  
PROFESSEUR À L'ÉCOLE POLYTECHNIQUE  
DE BUCAREST, M. A. S. R.

LE TREMBLEMENT DE TERRE  
DU 10 NOVEMBRE 1940 ET LES  
BÂTIMENTS

EXTRAIT DES COMPTES RENDUS DES SÉANCES DE L'ACADÉMIE  
DES SCIENCES DE ROUMANIE, TOME V, No. 3, 1941.

TIPARUL „CARTEA ROMÂNEASCĂ“, BUCUREȘTI

ING. AUREL A. BELEȘ  
PROFESSEUR À L'ÉCOLE POLYTECHNIQUE  
DE BUCAREST, M. A. S. R.

LE TREMBLEMENT DE TERRE  
DU 10 NOVEMBRE 1940 ET LES  
BÂTIMENTS

EXTRAIT DES COMPTES RENDUS DES SÉANCES DE L'ACADÉMIE  
DES SCIENCES DE ROUMANIE, TOME V, No. 3, 1941.

TIPARUL „CARTEA ROMĂNEASCĂ”, BUCUREȘTI

## LE TREMBLEMENT DE TERRE DU 10 NOVEMBRE 1940 ET LES BÂTIMENTS

Les suites les plus terribles des tremblements de terre sont constituées par la destruction des constructions, qui anéantit en quelques secondes, sur des régions parfois très étendues, le travail et les biens accumulés par des générations, en causant en même temps la mort d'une nombreuse population. Par conséquent, l'un des problèmes les plus importants qui se pose aux constructeurs dans les régions sujettes aux tremblements de terre, c'est d'étudier les possibilités de réduire au minimum les dégâts causés par les tremblements. En Roumanie ce problème n'a pas été envisagé jusqu'à présent, parceque les tremblements qui ont secoué notre pays, n'ont généralement pas eu une grande intensité, au moins pendant les derniers cents ans. Cependant, le tremblement du 10 Novembre 1940, par les dégâts causés dans tout le pays, par les nombreuses morts semées tout au large de la région affectée par le tremblement et surtout, par les graves accidents causés à Bucarest, où s'effondra l'un des plus grands bâtiments de la ville, a posé sous une forme très sérieuse le problème de la protection des bâtiments contre l'effet des tremblements de terre.

Mais, afin de pouvoir établir les mesures à prendre pour protéger les constructions contre les actions macroséismiques, il faut d'abord pouvoir mettre sous une forme mesurable l'action des tremblements et, ensuite il faut établir les phénomènes mécaniques qui provoquent la destruction des constructions.

Pour mesurer l'intensité des tremblements, Mercalli et Cancani ont établi une échelle, modifiée par Sieberg, qui comprend 12 degrés. Les gradations sont établies d'après l'effet sur les hommes et sur les bâtiments, et au point de vue mécanique, l'in-

tensité est appréciée par l'accélération horizontale maximum produite par l'onde séismique.

On sait qu'un tremblement de terre est produit par une succession de vibrations de l'écorce terrestre, qui produit un déplacement des différents points de la surface terrestre et modifie leur position relative par rapport au centre de la terre. Ces vibrations qui sont, dans leur ensemble bien compliquées, ont été réduites à 4 types d'ondes caractéristiques :

1. Les ondes longitudinales qui produisent des compressions et des dilatations successives de l'écorce terrestre.
2. Les ondes transversales qui produisent seulement des chan-

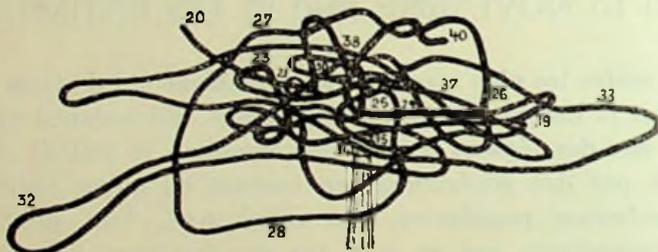


Fig. 1

gements de position des particules de l'écorce sans changement de volume.

3. Les ondes dites de Rayleigh qui naissent dans les surfaces de séparation des différentes couches, constituant l'écorce. Ces ondes sont le résultat des deux premières ondes et sont polarisées dans le plan vertical à la surface de la terre.

4. Les ondes dénommées ondes de Love, qui se produisent a cause de l'hétérogénéité de l'écorce terrestre.

Le mouvement d'un point matériel de la surface de la terre est la résultante du complexe parfois inextricable de pareilles ondes et la figure ci-jointe, nous donne l'image du parcours décrit par un point du sol, tel qu'il a été reconstitué par A. Sekeya, pour le tremblement de terre du 15 Janvier 1887 à Tokio. (Génie Civil 1909 pag. 306).

L'intensité d'un tremblement de terre dans une même région, n'est pas uniforme pour toute l'étendue de la région elle dépend en premier lieu de la distance du centre d'ébranlement et en second lieu de la constitution et de la nature des couches constituant le sous-sol et enfin,

de la présence de la nappe d'eau souterraine. Les roches cristallines de même que les couches homogènes de grande profondeur réduisent l'intensité de l'effet macroséismique, tandis que les terrains faibles alluvionnaires ou de faible épaisseur peuvent amplifier considérablement l'effet du tremblement.

Afin de pouvoir introduire dans le calcul l'effet des ondes sismiques, elles ont été assimilées aux vibrations de forme sinusoidale du type

$$y = a \sin \frac{2 \pi}{T} t$$

où  $y$  est le déplacement d'un élément soumis à l'oscillation durant le temps  $t$ ,  $a$  l'amplitude maxima,  $T$  la durée d'une oscillation complète. L'accélération du point considéré est donnée par

$$\frac{d^2 y}{dt^2} = -a \frac{4 \pi^2}{T^2} \sin \frac{2 \pi}{T} t$$

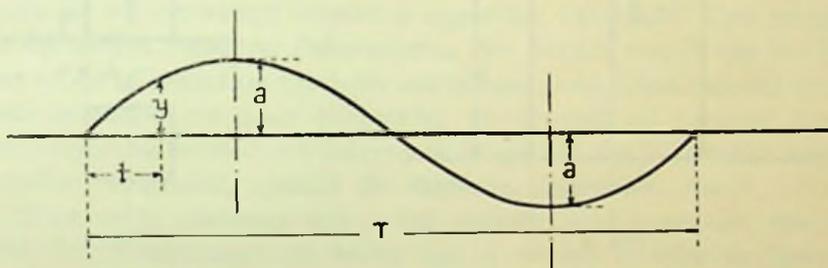


Fig. 2

dont la valeur maximum absolue est

$$\gamma = a \frac{4 \pi^2}{T^2}$$

La direction de l'accélération dépend du type d'onde et de sa position par rapport à la surface de la terre. Généralement, on décompose l'accélération en une composante verticale et une horizontale. La composante verticale a pour effet de majorer ou de diminuer l'action de la pesanteur, tandis que la composante horizontale tend à donner au sol et au bâtiment un mouvement horizontal. Généralement, l'action de la composante horizontale est la plus importante; c'est pourquoi elle a été adoptée comme mesure pour l'effet des tremblements dans l'échelle de Mercalli-Cancani-Sieberg.

Si l'on pouvait déterminer la valeur de l'amplitude maxima et la durée des oscillations pendant un tremblement de terre on pourrait établir, à l'aide de l'équation citée plus haut, l'intensité de l'accélération maxima et par suite, les éléments mécaniques nécessaires pour procéder à l'étude du calcul des constructions.

Pour des petites intensités, les séismographes modernes sont en état de nous donner les éléments nécessaires pour déterminer l'accélération définie plus haut. Mais pour les oscillations qui caractérisent les tremblements d'une intensité plus grande, qui produisent des dégâts aux bâtiments, les séismographes usuels se dérangent dès les premières secousses et ne peuvent plus nous donner des enregistrements.

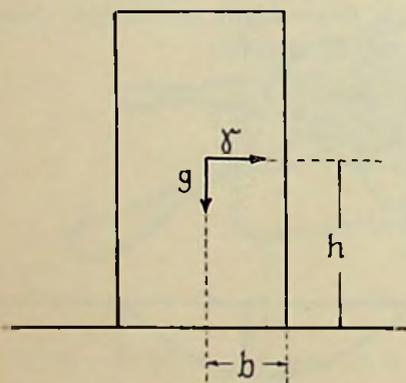


Fig. 3

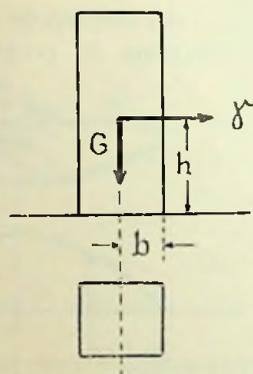


Fig. 4

On a imaginé des méthodes permettant d'établir l'accélération horizontale, cependant les résultats n'ont pas été satisfaisant.

Ainsi C. D. West a proposé, et Galitzine a réalisé, un dispositif comprenant des parallépipèdes de différentes hauteurs, placés debout et qui sont renversés progressivement par l'effet de l'accélération horizontale produite par l'onde séismique. D'après l'hauteur des blocs renversés, on pourrait déduire l'intensité de l'accélération à l'aide de la formule

$$\gamma = \frac{g b}{h}$$

où  $\gamma$  = l'accélération horizontale,  $b$  la demilargeur du prisme,  $h$  la demi hauteur, et  $g$  un coefficient approché de l'accélération de gravitation. A cause des phénomènes d'oscillation, et de leur variation rapide les résultats ne sont pas concluant. (Fig. 3).

O m o r y, le célèbre savant japonais a proposé de déduire la valeur de l'accélération par l'observation des corps renversés a l'aide de la formule

$$\gamma = \frac{W g \sigma}{h G}$$

on  $V$  est l'accélération horizontale,  $W$  le module de résistance de la section rompue,  $T$  = la résistance à la traction du matériel rompu,  $G$  le poids de la pièce renversée,  $g$  l'accélération terrestre,  $h$  la hauteur du centre de gravité au dessus de la section rompue. (Fig. 4)

Ni cette méthode qui n'est d'ailleurs qu'approximative, ne donne des résultats satisfaisants, vu la difficulté de déterminer les éléments de résistance nécessaires.

\* \* \*

Ni d'autres méthodes proposées, n'ont donné des résultats satisfaisants, et on est réduit encore a apprécier l'intensité d'un tremblement de terre à l'aide de l'observation des dégats causés sur les bâtiments ou de la sensation produite sur les hommes. C'est évident qu'une pareille méthode, est bien subjective et dépend en premier lieu de l'observateur, en second lieu intervient la qualité des bâtiments, comme conception, dispositif, qualité du matériel, exécution, etc.

C'est cette méthode qui a été utilisée pour apprécier que l'intensité du tremblement de terre, qui a sécoué la ville de Bucarest le 10 Novembre 1940, a été du 9-ème degré d'après l'échelle S i e b e r g, ce qui correspond à une intensité de l'accélération horizontale de 50 cm./sec<sup>2</sup> à 100 cm./sec<sup>2</sup> c'est à dire à une force horizontale équivalent au dixième de la pesanteur.

Pour dimensionner les bâtiments contre l'action des tremblements de terre, les prescriptions officielles imposent de vérifier les constructions à l'action de forces horizontales égales au vingtième ou au dixième de la charge verticale correspondante. Cette mesure généralement, adopté est insuffisamment justifiée jusqu'à présent.

Aussi, afin de pouvoir expliquer les causes des dégats observées lors du tremblement de terre du 10 Novembre et d'en tirer les conclusions pour l'avenir, nous voulons examiner de plus près les phénomènes mécaniques, qui engendrent les dégats des bâtiments.

Pour nous faire une idée générale du phénomène mécanique, faisons une première approximation et assimilons un bâtiment à une

barre verticale, ayant une masse uniformément répartie sur toute sa longueur. Remarquons encore que le début d'un tremblement est marqué par une secousse ressentie dans le bâtiment. Cette secousse est l'effet sur les fondations de l'ouvrage, du mouvement de l'écorce terrestre.

On peut, par conséquent, admettre que le phénomène subit par un bâtiment est analogue à l'effet d'un choc appliqué à l'extrémité de la barre, à laquelle nous avons assimilé le bâtiment.

Or, si l'on applique un choc à l'extrémité d'une barre verticale libre, la barre tend à recevoir un mouvement auquel s'opposent les forces d'inertie. La distribution des forces d'inertie est linéaire ainsi que l'indique la figure ci-jointe. Sous l'action de ces forces d'inertie, des

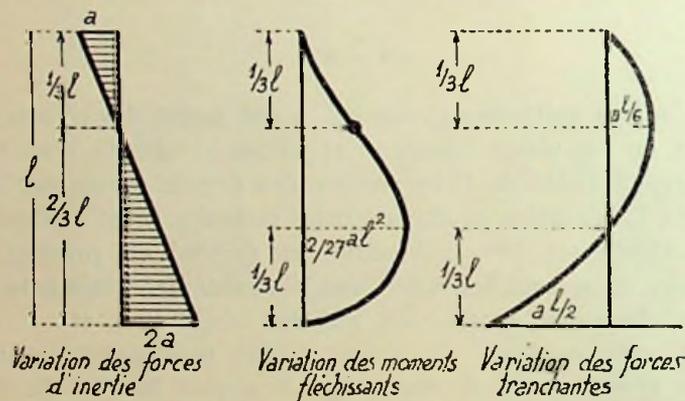


Fig. 5

moments fléchissants et des forces transversales se produisent tout le long de la barre et leur distribution est représentée sur le diagramme (Fig. No. 5).

Ainsi qu'il résulte de ces diagrammes, le moment fléchissant maximum a lieu au tiers de la longueur de la barre, ce qui explique pourquoi dans les bâtiments ayant plusieurs étages, les dégâts principaux sont produits au 1-er et 2-ème étage.

Si l'on voulait tenir compte que la construction n'est pas libre à sa base, on pourrait admettre un encastrement; ce qui aurait pour effet de déplacer le point d'action du choc, à une certaine profondeur sous le niveau du sol, ce qui abaisserait le diagramme et déterminerait certains changements dans la distribution des moments, dans la

région encastrée, mais ne produirait pas un grand changement dans la distribution générale des moments et des forces transversales.

La première conclusion à tirer de l'observation que le moment fléchissant croît avec le carré de la longueur de la barre, est que pour diminuer l'effet des tremblements, il faut réduire la hauteur des bâtiments. C'est d'ailleurs une disposition qui a été généralement adoptée dans toutes les régions séismiques.

Passons maintenant à l'examen de l'effet des forces d'inertie sur les bâtiments, et séparons les bâtiments dans les 2 classes caractéristiques : bâtiments à squelette en fer, béton armé ou même bois, qui est caractérisé par la résistance aux forces horizontales et réagit comme un bloc monolithe, et bâtiments en maçonnerie qui à cause de la résistance très faible du matériel à la traction ne peuvent pas agir comme un monolithe et dont les éléments constitutifs travaillent isolément.

\* \* \*

Les bâtiments à squelette de résistance reçoivent un mouvement oscillatoire général, l'amplitude du mouvement étant la résultante du déplacement de la fondation et de la déformation élastique du matériel.

On a essayé d'établir les équations du mouvement, mais les équations différentielles de l'équilibre dynamique sont très compliquées et ne peuvent être intégrées, qu'en faisant une série d'hypothèses simplificatives. Des formules d'application générale ne peuvent pas être établies et les équations doivent être résolues pour chaque cas séparément. Un danger pourrait être occasionné si les oscillations du bâtiment seraient en résonance avec celles du sol. Il paraît que pour les bâtiments ce danger n'est pas probable. En échange pour les tours, comme par exemple les phares ou les cheminées des usines le phénomène de résonance pourrait se produire.

Séparément de l'oscillation générale du bâtiment, chacun des éléments constitutifs du squelette, c'est à dire, les piliers, les poutres, les dalles, reçoivent une vibration propre, dont l'amplitude et la période sont très différentes, étant en fonction du coefficient d'élasticité, du moment d'inertie, de la forme, des dimensions et des liaisons entre les différentes parties. Les calculs et les expériences indiquent que les différences entre les périodes des oscillations propres et celles des ondes macroséismiques sont assez marquées, pour qu'il n'y est pas à craindre des phénomènes de résonance. Cependant, sous l'action des

efforts secondaires, des résistances supplémentaires peuvent se produire dans les barres, résistances qui peuvent être la cause de la destruction des barres. Spécialement dans les piliers soumis à la compression, les excentricités provoquées par les déplacements transversaux dus aux vibrations peuvent créer des efforts supplémentaires, de très grande valeur.

En résumé, dans les bâtiments à squelette de résistance les ondes séismiques, provoquent une secousse, pouvant développer des moments fléchissants ou des forces tranchantes dangereuses pour le bâtiment, suivi de mouvements oscillatoires de l'ensemble du système qui peuvent produire aux points d'attache des barres du système des sollicitations importantes et des oscillations propres, des pièces, engendrant des efforts, qui peuvent atteindre des valeurs dangereuses.

\* \* \*

A Bucarest, une grande partie des bâtiments à squelette, ont bien résisté. Ceux à ossature métallique ou en béton armé, dimensionnés et exécutés selon les prescriptions officielles allemandes, n'ont pas eu des dégâts. En échange toute une autre série de bâtiments en béton armé ont souffert de graves avaries, quelque-unes même très graves, le point culminant étant atteint par l'effondrement du grand immeuble connu sous le nom de „Carlton”.

Parmi cette dernière série de bâtiments, on trouve, au premier lieu ceux remarquables par leur grande hauteur. Commenant avec le Carlton, qui avec ses 47 m. de hauteur était l'une des plus hautes maisons de la ville, les autres blocs tels que Belvedere de la Rue Brezoianu, Wilson, Lengyel, Pherekide, Broșteni, Gălășescu se distinguaient par le nombre remarquable d'étages, 9—12 étages.

Un défaut caractéristique de ces immeubles, était une série de dérogations aux prescriptions de la Circulaire officielle allemande, pour les constructions en béton armé, tel que : résistance trop grande dans les piliers, entre 60 et 80 kg/cm.<sup>2</sup>, et même plus, pourcentage trop réduit des armatures dans les piliers, généralement sous 0,8% et 0,5%, diamètres trop faibles des armatures longitudinales, étriers trop minces et beaucoup trop espacés, une qualité de béton défectueuse, exécution négligente et toute sorte d'autres défauts forts variés.

Les squelettes de ces bâtiments, présentaient des avaries aux piliers soit aux extrémités, soit sur leur parcours. Pour ceux endommagés sur leur parcours, les dégâts se trouvaient principalement au rez-de-chaussée et étaient caractérisés par l'écrasement du béton avec

un flambement des armatures longitudinales. J'attribue ces dégâts à l'action d'un flambement dynamique des piliers. Pour les autres, les avaries du squelette étaient limitées généralement au 1-er et 2-ème étage, et avaient comme caractéristique la destruction du béton au niveau du plancher avec flambement des armatures. Ces destructions peuvent être attribuées à l'action des moments fléchissants produits par les forces d'inertie.

Enfin, on remarque encore la fissuration des poutres transversales, qui peut être attribué aux efforts tangentiels développés pendant l'oscillation du bâtiment.

En ce qui concerne la maçonnerie de remplissage, elle a souffert généralement des dislocations et des fissurations, dont nous donneront plus loin l'explication. Elles doivent être attribuées au manque de résistance à la traction et de liaison entre la maçonnerie et le béton armé.

Les bâtiments où la maçonnerie a été exécuté en même temps que le béton armé, se sont très bien comportés.

A cette occasion, examinons de plus près l'effondrement du bloc Carlton, qui constitue l'un des plus graves accidents enregistrés dans l'histoire du béton armé. Ce bâtiment qui comprenait 2 sous-sols, 1 rez-de-chaussée, un entre-sol, 11 étages, s'effondra, d'après les déclarations des témoins oculaires dès les premières secousses du tremblement, et l'effondrement fut si complet que, à part une partie de la salle de cinéma, qui constituait une annexe au bâtiment, rien ne resta debout de toute la construction.

L'immeuble qui, s'étendait sur 2 rues : le boulevard Brătianu et la rue Regală était dominé par une tour de 47 m. de hauteur placée, au coin des deux rues et avait 2 ailes dont l'une de 36,50 m. de hauteur vers le Boulevard et l'autre de 30 m. de hauteur vers la rue Regală. D'après les déclarations des témoins qui assistèrent à l'écroulement, dès les premières secousses, le bâtiment sembla s'engouffrer dans la terre, ensuite il se gonfla vers le milieu et enfin, s'effondra. La destruction a été complète et je crois que l'histoire des accidents a rarement enregistré une destruction si complète d'un bâtiment. A part une partie du cinéma, de tout l'immeuble seulement quelques piliers adossés aux maisons voisines restèrent debout ; tout le reste ne forma qu'un enchevêtrement de ferrailles, béton, briques, meubles, etc. C'est pourquoi il est très difficile d'établir la cause précise de cet accident si grave et cependant si intéressant.

Une vérification des projets conduisit à la conclusion que les

calculs étaient bien faits, mais que les dimensions des différentes pièces du squelette en béton armé, n'avaient pas été établies avec le respect des prescriptions de la Circulaire allemande, généralement adoptée dans notre pays. Il y avait spécialement quelques dérogations aux prescriptions ainsi que : un pourcentage trop faible des armatures des piliers, des diamètres trop faibles pour les fers longitudinaux, résistances qui dépassaient les limites admises etc., défauts qui diminuaient le coefficient de sureté, mais ne pouvaient pas être la seule cause du désastre. Deux erreurs de conception dans la disposition du squelette, imposé à l'ingénieur par l'architecture mercantile si répandue aujourd'hui, ont eu un rôle capital dans l'écroulement. L'une consiste dans la section inusité de quelques piliers qui sont d'ailleurs visibles encore maintenant, tombés debout, dans le sous-sol. Ces piliers avaient au rez-de-chausée des largeurs de 22 à 24 centimètres, dimensions justifiés pour obtenir une plus grande place pour les vitrines des magasins. L'autre est le manque de continuité des piliers. A partir du III-ème et IV-ème étage, toute une série de piliers inférieurs ont été interrompus et de nouveaux piliers ont été érigés ayant pour support des poutres. Ces poutres cependant, s'appuyaient sur d'autres poutres, qui reposaient à leur tour sur d'autres poutres et ainsi de suite. On pouvait trouver jusqu'à 4 supports successifs, supportant des piliers, qui s'élevaient sur 5—6 étages. Une pareille succession de supports était évidemment trop élastique, et les résistances occasionnées par l'action dynamique produite par les oscillations de l'édifice ont assurément surpassés les valeurs admissibles.

En ce qui concerne la qualité du matériel, les analyses et les essais effectués au laboratoire, sur des pièces qui ne présentaient pas des altérations visibles dû au choc causé par l'effondrement, ont indiqué que ni la qualité du béton ni le dosage du ciment n'étaient en dessous de ce qui est généralement utilisée pour les bâtiments.

Ni l'exécution ne releva pas de défauts plus graves que ceux que l'on peut observer chez un grand nombre de pareilles constructions. Et pourtant, cet immeuble fut le seul qui s'écroula ; comment peut-on expliquer alors cet accident?...

C'est certain que tous les défauts indiqués plus haut, ont contribué à réduire sensiblement le coefficient de sureté et à rendre très sensible le bâtiment aux efforts produits par le tremblement de terre. A ceci il faut encore ajouter sa position désavantageuse par rapport à la direction de l'onde séismique, sa situation à l'extrémité de 2 séries de hautes maisons, et la présence de la nappe d'eau souterraine à une

petite profondeur sous les fondations, qui d'après ce qui est connu, intensifie l'effet du tremblement.

L'explication que l'on peut donner à cet effondrement serait selon mon avis la suivante. Sous l'action des premières secousses, les piliers trop minces du rez-de-chaussée et de l'entresol, n'ont pu résister aux forces tranchantes provoqués par les forces d'inertie et ont été arrachés et déplacés sur la plaque constituant le plancher. Celui-ci trop faible pour pouvoir supporter la charge de ces piliers qui dépassaient 200 tonnes, a été transpercé par les piliers qui passèrent ainsi au sous-sol, comme le montre la photographie (Fig. 6). Dans la figure, à côté du pilier du sous-sol, on voit le pilier du rez-de-chaussée avec les armatures arrachées et déformées par le déplacement latéral, et près de lui, le pilier de l'entre sol tous les deux debouts en position à peu près verticale.

La partie supérieure de l'édifice, n'étant plus soutenue a commencé à s'affaisser. En même temps les piliers soutenus par des poutres ; à cause des efforts dynamiques produits dans celles-ci, les brisèrent et l'immeuble éclata au milieu et s'engouffra entraînant sous ses débris plus de 100 habitants.

\* \* \*

Examinons maintenant l'effet du tremblement sur les bâtiments en maçonnerie. On sait que le défaut principal de la maçonnerie est son manque de résistance à la traction. C'est pourquoi les éléments de résistance en maçonnerie sont disposés afin de supporter seulement des efforts de compression.

Tant que des charges verticales seules interviennent, il n'y a généralement rien à craindre, car la résistance à la compression de la maçonnerie, même sans mortier est assez grande. Mais dès que des forces horizontales interviennent, des efforts de traction et des efforts tranchants prennent naissance et la maçonnerie seule ne peut généralement pas résister.

Un remède contre ce défaut de la maçonnerie est constitué par les tirants en fer et les ceintures en béton armé que l'on dispose à la hauteur de chaque plancher. De très bons résultats sont obtenus par la disposition des planchers en béton armé qui constituent une liaison générale des murs et qui par leur rigidité donnent un contreventement solide à toute la construction.

Cependant, nous devons remarquer que même les maçonneries au

mortier de chaux doivent présenter une résistance appréciable à la traction, quand elles sont exécutées en bonnes conditions. D'après les prescriptions officielles allemandes, la résistance à la traction après 56 jours pour un mortier à la chaux doit être de 3 kg./cm<sup>2</sup>. Généralement, à cause de la qualité inférieure du mortier, du sable trop fin et argilleux et surtout de la main d'oeuvre négligente, la résistance à

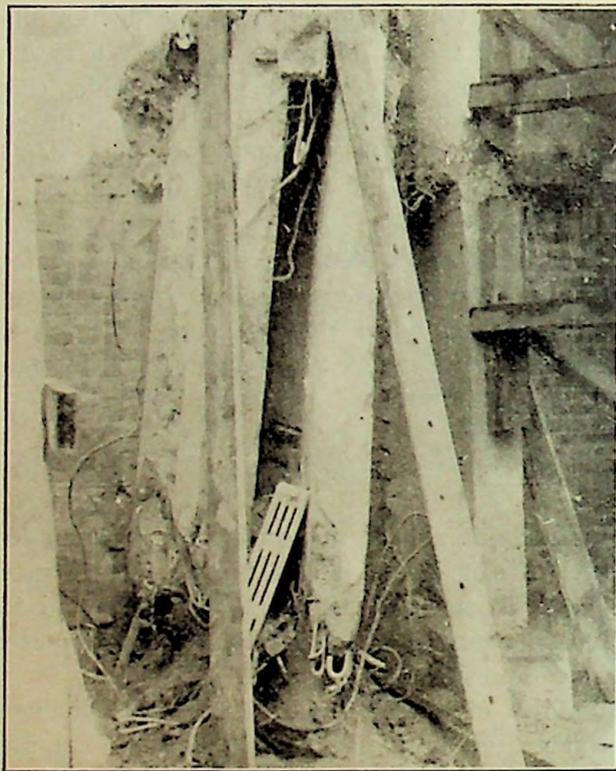


Fig. 6

la traction du mortier est à peu près nulle. Les mortiers auxquels on a ajouté une certaine quantité de ciment, présentent une résistance beaucoup plus élevée.

En général, les bâtiments en maçonnerie ayant les planchers en béton armé, bien conçus et bien exécutés, ont résisté très bien au tremblement. Beaucoup n'ont présenté aucune avarie. Toute la construction s'est comportée comme un monolithe et a supportée très bien les efforts de traction.

Cependant, les constructions où la repartition des charges était mal équilibrée, comme c'est le cas de la figure ci jointe, ont présenté des avaries bien graves. Ainsi que l'on peut remarquer les charges verticales de l'aile droite, ne peuvent être transmises directement aux fondations à cause de la fenêtre, qui s'interpose au niveau du rez-de-chaussée. De même, j'ai eu l'occasion d'examiner des bâtiments en maçonnerie, où une exécution laissant beaucoup à désirer à été la



Fig. 7

cause d'une désagrégation générale de la maçonnerie, comme ce fut la cas d'une maison de grand luxe à peine terminée dans la région de la chaussée Kisseleff.

Les constructions ayant des planchers en bois ou en traverses métalliques se sont comporté en général beaucoup plus mal. La cause doit être attribué au manque à peu près général des tirants, et à la séparation des murs par les appuis des poutres. Ces bâtiments n'ont

pas réactionné comme des monolithes et les différents murs on oscillé séparément.

Si l'on considère un mur vertical soumis à une vibration, la période d'oscillation sera donné par une formule du type

$$T = \frac{K}{h^2} \sqrt{\frac{E I}{\mu}}$$

où  $K$  est un coefficient fonction du mode de sollicitation,  $h$  la hauteur,  $E$  le coefficient d'élasticité,  $I$  le moment d'inertie de la section trans-

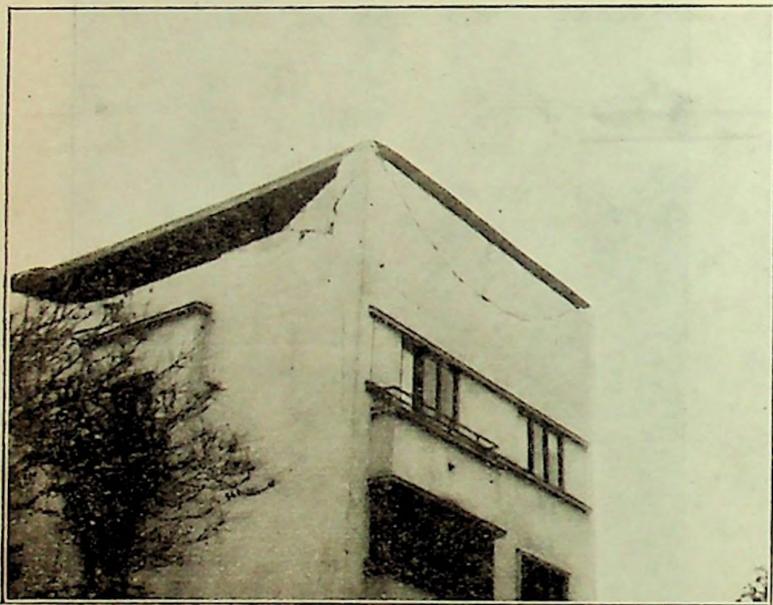


Fig. 8

versale et  $\mu$  le poids du mur par unité de longueur. Remarquons que le coefficient  $E$  varie pour le même type de maçonnerie d'après la qualité et l'état du mortier, de celle des briques, de la main d'oeuvre, que  $I$  dépend de l'épaisseur du mur, des ouvertures, et qu'enfin les murs d'une maison sont reliés aux murs avoisinant et nous pourrions conclure que les différents murs ont pris des périodes différentes de vibration. Cette différence d'oscillation a été la cause des efforts de traction accentués surtout vers les bords des murs ce qui produisit dans ces régions des crevasses. Quelque fois, les oscillations des panneaux de murs étant trop grandes ont causé leur chute,

d'autres fois les panneaux sont restés debout et seulement le coin du mur est tombé. Généralement, les combles, qui étant libres à leur extrémité ont oscillé plus fortement ont été sujets à des ruptures.

De même les murs des étages des bâtiments ayant les planchers en bois, ont beaucoup souffert à cause des appuis des poutres qui ont diminué la section de résistance de la base du mur de l'étage et ont



Fig 9

ainsi favorisé les oscillations et par suite la désagrégation de la maçonnerie.

Une forme caractéristique de rupture des murs a été la fissuration en diagonale, surtout pour les murs de remplissage dans les panneaux en béton armé. Cette rupture a été causée par une sollicitation horizontale du mur, produite dans le plan même du mur.

Un mur de forme rectangulaire A. B. C. D. sollicité par le couple F. -F. est déformé en A'B'C.D. ; le matériel étant soumis à une trac-



C'est ce qui explique pourquoi les ruptures des cheminées sont si nombreuses et se produisent même dans les tremblements de plus faible intensité. La hauteur, et la section transversale de même que la forme de la cheminée a joué un rôle important dans la destruction, les styles avec les hauts toits et hautes cheminées, et les cheminées décorées aux parties supérieures ont été le plus gravement atteints.

\* \* \*

Quels sont les enseignements à tirer pour l'avenir? Comment faut-il procéder pour avoir des constructions pouvant résister au tremblement et comment réparer les constructions endommagées? Voici des problèmes bien difficiles à résoudre car il faut observer en premier lieu, que ce n'est pas seulement une question technique, c'est un problème financier et social qui se pose: On ne peut pas imposer aux constructions des conditions qui augmenteraient le prix des bâtiments dans une mesure appréciable, de même on doit tenir compte du matériel que l'on trouve dans le pays et des artisans dont on dispose.

L'expérience nous a montré que les constructions exécutées d'après toutes les règles de l'art constructif, ayant une conception logique et rationnelle au point de vue statique, dimensionnées d'après les prescriptions des circulaires spéciales, se sont très bien comportées.

En tout cas une diminution de la hauteur des bâtiments est à recommander. De même l'emploi des constructions en porte-à-faux, des tours et des toits lourds et hauts, des cheminées ornementées doit être évité.

En ce qui concerne les réparations remarquons d'abord que chaque cas doit être examiné séparément et qu'on ne peut donner que quelques indications générales.

Ainsi il faut s'assurer que la résistance transversale du bâtiment est conservée ou sinon il faut la rétablir. Pour les bâtiments en squelette la dislocation des murs de remplissage a affecté sérieusement la rigidité transversale, et un moyen très efficace pour rétablir cette rigidité est l'introduction de panneaux en béton armé. Pour les bâtiments en maçonnerie il faut observer si la désagrégation n'a pas atteint les régions chargées de transmettre les efforts aux fondations. La séparation des murs doit être corrigée par les tirants ou des ceintures solidement ancrés; les fissures doivent être injectées au ciment sous pression après avoir été bien nettoyées. Les fissures formant des plans de glissement doivent être spécialement examinées et réparées.

Le badigeonage des fissures au mortier de ciment doit être interdit et même la refaçon de la maçonnerie altérée doit éviter de former des nouveaux plans de glissements.

Il faut observer que la valeur des réparations dépend en premier lieu d'un juste examen de la situation, d'une bonne solution et surtout d'une exécution irréprochable. Masquer les défauts par des réparations superficielles constitue un danger permanent et peut nous conduire lors d'un nouveau tremblement de terre à un véritable désastre.

---



40322