

ルーマニア地震
日本政府地震専門家グループ調査報告書

昭和52年6月

国際協力事業団

JICA LIBRARY



1036998[1]

国際協力事業団	
参入 月日 '84. 3.15	925
登録No. 00370	55.3
	EXIS

序 文

私達が、ルーマニアの首都ブカレスト市オトベニ国際空港に第1歩を印したのは、昭和52年4月9日の午後である。

機上から見渡したルーマニアは、広大な農地が地平線まで広がり、ところどころに街が点存する「平和な農業国」という印象をうけた。

「この大地に、ほんとうにあの大地震が起ったのであろうか。」と、誰れもが疑いたくなるように、地震の爪跡は少しも見当らない。

しかし、空港から市の中心街に入るところから、いたるところ支柱で補強されたビル群がつらなり、倒壊した建物の跡かたづけが行われていた。

予想したとおり、地震の被害は
—死者1,570人、負傷者11,275人、住宅の倒壊32,900戸、被害総額約2,500億円—と大きかったのである。

日本政府は、ルーマニア政府からの要請により、昭和52年4月8日から同年4月28日まで、地震に関する専門家、建築・土木に関する専門家等を国際協力事業団から派遣し、地震建築学の科学的調査、助言及び技術指導にあたらせることとなり、私達が派遣されたのである。

私達「ルーマニア地震調査専門家グループ」はブカレスト市到着の4月9日から同市出発の4月26日までの18日間、休日も返上して、毎日夜半まで調査を実施した。

この間、ルーマニア政府の科学技術国家評議会議長イオアン・ウルス（IOAN URSU）以下関係各省及び研究機関の担当官、同国駐在日本大使館石川良孝大使以下関係館員の絶大なご協力とご支援のもとに、短期間であったにもかかわらず、実り多い成果をあげることができた。

ここに、私達「地震専門家グループ」のルーマニア地震に関する調査結果を報告する。

ルーマニア地震が起ってから3ヶ月余、ルーマニアでは、今なお官民一体となって、非常な熱意でその復興に取り組んでいる。

本報告書をまとめ終えた今、1日も早く復興されることを祈念するものである。

昭和52年6月3日

日本政府ルーマニア地震調査専門家グループ

代表 中 野 清 司

（建設省建築研究所研究調整官）

目 次

○序 文

第 1 章	序 説	3
1 - 1	地震専門家グループの派遣目的	3
1 - 2	地震専門家グループの構成	3
1 - 3	調査日程及び調査活動	5
1 - 4	各班の調査活動	6
第 2 章	ルーマニアのサイスミスティ	15
2 - 1	バルカンのサイスミスティ及びルーマニアのテクトニクス	15
2 - 2	ルーマニアのサイスミスティ	18
2 - 3	1977年3月4日の地震	21
2 - 4	ルーマニアの地震の再起時間	24
第 3 章	ルーマニアの地震研究	29
3 - 1	地震研究の組織	29
3 - 2	地震観測網	31
3 - 3	測地事業	36
	補 ケイヤ観測所	
第 4 章	ルーマニアの建築物の現状	41
4 - 1	ルーマニアの建築物の概要	41
4 - 2	ブカレスト市の地盤の概要	44
4 - 3	ルーマニアの耐震建築法規	46
第 5 章	建築物の被害及びその特徴	51
5 - 1	ルーマニア地震による建築物の被害の概要	51
5 - 2	構造形式別にみた建築物の被害とその特徴	62
5 - 3	罹災建造物の補強状況	128

第 6 章	各種土木施設及び都市施設の現状	137
6 - 1	ルーマニアの土木施設の概要	137
6 - 2	ブカレスト等の都市施設の概要	138
6 - 3	土木施設の耐震設計法	140
補	ルーマニア政府の質問とそれに対する回答	140
第 7 章	土木施設の被害状況とその特徴	151
7 - 1	土木施設の被害状況	151
7 - 2	被害の特徴	152
第 8 章	都市供給施設の現況と被害状況	159
8 - 1	上水道施設の現況と被害状況	159
8 - 2	電力施設の現況と被害状況	161
8 - 3	ガス供給施設の現況と被害状況	163
8 - 4	その他の都市供給施設	165
第 9 章	行政組織と防災体制の概要	169
9 - 1	ルーマニアの行政組織	169
9 - 2	ルーマニアの防災体制	169
第 10 章	1977年3月4日の地震災害と災害応急対策の概要	175
10 - 1	地震災害の状況	175
10 - 2	災害応急対策の概要	178
10 - 3	災害応急復旧の概要	185
10 - 4	災害応急復旧の概要	186
第 11 章	ルーマニア地震の問題点及びその教訓	191
11 - 1	ルーマニアにおける地震予知の課題	191
11 - 2	ルーマニアにおける地震研究の問題点	192
11 - 3	ルーマニアにおける建築技術の課題	194
補	耐震構造物の設計に関するルーマニア政府からの質問と、 それらに対する回答	
11 - 4	ルーマニアにおける土木施設の耐震化の課題	201
11 - 5	都市計画の課題	204

1 1 - 6	防災への教訓	205
1 1 - 7	地震についての科学技術の国際協力及び援助.....	206
第 1 2 章	まとめ「ルーマニア政府に提出したレポート」.....	211
○おわりに	223

第 1 章

序

說



第 1 章 序 説

1-1 地震専門家グループの派遣目的

1977年3月4日 21時22分頃（現地時間）にルーマニア社会主義共和国で、マグニチュード7.2の大地震があった。

この地震の震源地は、首都ブカレスト市の北北東約160kmのカルパチヤ山脈中のビドラ（N45.8°，E26.8°）で、深さ約110kmと推定されている。

地震による被害は、ルーマニアを中心にユーゴスラヴィア、ブルガリアの一部地域でも発生しているが、特に大きな被害をうけたのはルーマニアの南部地域一帯である。なかでも、震源地から遠く離れている首都ブカレスト市をはじめ、クライオバ市、プロエステイ市、ピテシュティ市、アレクサンドリア市、トルノマグレレ市及びズイムニツア町で大きな被害が出ており、これらの都市では、住宅、都市施設、教育文化施設、産業施設等に相当の被害をうけ、ルーマニアの政治・経済に大きな打撃を与えたのである。

ルーマニア政府は、今回の地震が①地震の規模の割合に被害が広域的に発生し、震央から約400kmも離れたところでも大きな災害が発生したこと、②地震被害は震央から南西乃至南南西の方向に広がっていたこと、③建築物の倒壊が多かったこと等の特徴を示したことを憂慮し、これを究明するため、地震国である日本政府に対し、地震専門家の派遣と地震、地震工学及び耐震建築等に関する技術協力を要請してきたのである。

ルーマニア政府の「科学技術国家評議会」より要請のあった調査及び技術協力等に関する項目はつぎのとおりである。

- (1) 今回の地震に関する震源地調査と科学的解釈及び地震の測地学的研究方法並びに地震予知に関する技術的な助言、指導及び研究協力
- (2) 被害をうけた建築物の調査並びに補強方法及び耐震構造についての技術的な助言及び協力
- (3) 土木施設（ダムを含む。）の耐震構造に関する調査及び耐震設計に関する勧告
- (4) 「地震工学センター」の設置についての助言及び技術協力

政府は、この要請に対処するため、3月22日及び23日に外務省及び国土庁を中心に災害関係省庁担当課長会議を開催し、検討を重ねた結果、ルーマニア政府の要請を全面的に受け入れることとなり、防災関係の調査を含めて、国際協力事業団より、地震専門家を4月8日から28日まで（21日間）の予定で派遣することに決定したのである。

1-2 地震専門家グループの構成

ルーマニア政府に派遣された地震専門家はつぎの9名で、今回は特に政府調査団を結成しないで、「地震専門家グループ」として派遣されることとなり、グループの代表者として建設省

建築研究所中野清司研究調査官が任命された。

派遣者氏名	専 門	所 属 及 び 職 名
(代表) 中 野 清 司	耐震建築	建設省建築研究所 研究調整官
浅 田 敏	地震予知 地震学	東京大学理学部 教授
久 保 慶三郎	地震工学	東京大学生産技術研究所 教授
高 木 章 雄	地震予知 実験地震学	東北大学理学部教授 地震予知観測センター長
広 沢 雅 也	耐震建築	建設省建築研究所 基礎研究室長
栗 林 栄 一	耐震構造	建設省土木研究所 耐震研究室長
松 野 一 博	都市行政	建設省都市局 街路課専門官
坂 田 正 治	地震予知 地質学	科学技術庁研究調整局 地震予知推進対策室
金 子 皓 治	防災対策	国土庁長官官房災害対策室

1-3 調査日程及び調査活動

地震専門家グループのルーマニアにおける調査日程及び調査活動の概要は、つぎのとおりであった。

月 日(曜日)	時 間	調 査 内 容 等
4月8日(金)	11:00	東京(羽田空港)発 JAL447便
4月9日(土)	15:35	ブカレスト(オトベニ空港)着
	16:00~17:40	ルーマニア政府科学技術国家評議会において、ウルス議長(Mr. URUS)より、ルーマニア地震の概況及び復興等についての政府の基本方針の説明を受け、自己紹介が行われた。
	18:00~23:15	宿舎「国立物理センター」で、地震専門家グループの最初のミーティングを行い、調査方法等を検討した。
4月10日(日)	8:20~9:30	ルーマニア政府代表と調査日程及び調査方法等の打合せを行った。 (ルーマニア政府側の出席者 Dr. IONESCU, Dr. RADU, Dr. IOSIF, Dr. SERBANESCU等)
	9:30~18:35	ブカレスト市内の被害状況を視察し、被害の内容についての説明を受けた。
	19:00~21:20	地震専門家グループのミーティングを行い、ルーマニア政府から示された調査日程及び調査方法等について検討した。 その結果、ルーマニア政府から要請のあった調査項目について、地震、建築、土木施設及び防災の4班に分かれて調査活動を実施することとした。
4月11日(月)	8:00~11:40	ルーマニア政府側と調査日程及び調査方法についての打合せを行った。 (ルーマニア政府側の出席者 Dr. IONESCU, Dr. RADU Dr. IOSIF, Dr. SERBANESCU Dr. BROEA, Dr. STETAN Mrs. APOPEI, Dr. FIRIPAS等)

月 日(曜日)	時 間	調 査 内 容 等
	11:40~18:00	地震専門家グループとルーマニア政府側とが地震班, 建築班, 土木施設班に分かれて調査を開始した。
4月11日(月) }	8:00~18:00	各班ごとに, 調査を行った(詳細は後述する。)
4月23日(土)		
4月24日(日)	8:00~18:00	地震専門家グループ, ルーマニア政府及び在ルーマニア日本大使館と, 調査結果及びルーマニア政府から提示された建築関係及び土木施設関係の質問に対する対応等について検討した。
	20:00~25日 2:30	地震専門家グループとしての調査結果について, 検討した。
4月25日(月)	7:30~9:00	計器類の点検及び荷造り作業を行った。
	9:00~13:30	地震専門家グループの最終ミーティングを行い, 調査レポート及び帰国後の調査報告について打合せを行った。
	14:00~16:30	ルーマニア政府側と最終的な意見交換を行い, 調査レポートを提出した。
4月26日(火)	9:35	ブカレスト(オトベニ空港)発
4月28日(木)	11:20	東京(羽田空港)着 帰国

1-4 各班の調査活動

地震専門家グループは, ルーマニア政府から要請のあった調査及び技術協力を円滑に遂行するため, つぎの4班を構成して調査活動を行った。

(1) 地震班

浅田 敏, 高木章雄, 坂田正治

(2) 建築班

中野清司, 広沢雅也, (兼) 金子皓治

(3) 土木施設班

久保慶三郎, 栗林栄一, (兼) 松野一博

(4) 防災班

松野一博, 金子皓治

地震専門家グループの各班が、4月11日から4月23日までに行った調査及び技術協力活動の概要は、つぎのとおりである。

(1) 第1班 地震班調査日程表

(浅田・高木・坂田)

月 日	時 間	調 査 の 概 要	ルーマニア政府対 応機関名及び氏名	備 考
4月11日 (月)	8:00 ? 18:00	<ul style="list-style-type: none"> ○ Dr. C. MIHULEOE の挨拶 ○ Mrs. I. APOPEI 本震についての説明, 又歴史的な大地震についても同様説明を受ける。 ○ Mr. V. MĂRZA から本震後の微小地震の Activity について説明を受けた。 ○ その他 Dr. IOSIF, Dr. RADU から必要文献の収集についての説明があり, その後地震観測所を訪問した。 	<ul style="list-style-type: none"> ○ 地震研究所 (ENSTITUTE EARTH'S PHYSIC AND SEISMOLOGY) Dr. IOSIF Mrs. APOPEI Mr. MARZA 	
4月12日 (火)	8:00 ? 18:00	<ul style="list-style-type: none"> ○ Mr. V. MĂRZA, Dr. T. IOSIF からルーマニアに於ける地震学研究的組織について聴取する。また Dr. RADU は私達に紹介する文献を収集し, 提示した。 	"	
4月13日 (水)	7:30 ? 19:00	荷物を開け, 観測用の地震計器の点検並びに天文台に於いて標準時刻, 水晶時計の較正を行った。	"	
4月14日 (木)	8:00 ? 18:00	<ul style="list-style-type: none"> ○ 地震計の設置 4点観測に, 地震計をセットするため出発。プロエスティの副知事に対して表敬訪問(セットの為)した。 第1点 GROAPA CETATUIEI (CHEIA) の近くに設置。住民の協力を得る。 <li style="text-align: right;">(BRASOV 市に宿泊) 	"	
4月15日 (金)	8:00 ? 18:00	<ul style="list-style-type: none"> ○ 地震計の設置 第2点 BALVANYOS 西独地震観測グループの設置点の隣にかく。 第3点 CASIN 完全に地中に埋める。森林管理官の協力を得る。 <li style="text-align: right;">(FACUSANI に宿泊) 	"	

月 日	時 間	調 査 の 概 要	ルーマニア政府対 応機関名及び氏名	備 考
4月16日 (土)	8:00 ? 22:10	○地震計の設置 第4点 CARCALIU(ダニューブ 川の東岸部)に設置し帰る。	"	
4月17日 (日)	7:30 ? 18:00	全員で PREDEAL, CODIEA 現地視 察。	"	
4月18日 (月)	9:00 ? 18:10	各研究員より地震観測網及びデー タの収集, 整理, 解析等について説明を 受けた。また日本に於けるシステムを 紹介した。	"	
4月19日 (火)	8:00 ? 17:00	ブカレスト市内にある Institute of Geology and Geophysics を訪 問, ルーマニアに於ける地球科学につ いて広範にわたり説明を受け, 意見の 交換を行った。その結果をもとにして 地震専門家と具体的な意見の交換をし た。	"	
4月20日 (水)	8:00 ? 18:10	地震工学専門家(日本)のために, 今回 の地震並びにルーマニアの地震の特徴 について図等の整理を行う。 夜, 全員のミーティング。	"	
4月21日 (木)	8:00 ? 18:00	データの整理を行い, 報告書の作成準 備を始める。 資料を作成するため大使館へ。	"	
4月22日 (金)	8:00 ? 18:00	浅田 IPCT に説明のため出かける。 P波だけによる震源決定法の説明。 市内に出来た fissure や噴砂の見学。	"	
4月23日 (土)	8:00 ? 22:30	浅田 午前中 IPCT の会議に出る。 午後から CARCALIU の撤収に出発 (CONSTANTA 宿泊) 高木, 坂田, 他の3点の撤収に出発 (GHEORGE-GHIORGHIIEU DEJ 宿泊)	"	
4月24日 (日)	8:30 ? 23:50	地震計の撤収完了。浅田 夕刻帰所。 高木, 坂田 夜8時帰所。 直ちに水晶時計の校正を行い, 荷造り を行う。	"	

(2) 第2班 建築班調査日程表

(中野・広沢・金子)

月 日	時 間	調 査 の 概 要	ルーマニア政府対応機関名及び氏名	備 考
4月11日 (月)	11:40 18:00	○調査日程の調整 ○ブカレスト市の被害建物現場を調査した。	○設計建設本部 (IPCT) Dr. SERBANESCU Dr. BROEN Dr. APOPEI Dr. STETAN	
4月12日 (火)	8:00 18:00	○ブカレスト市の被害建物の現場調査及び補強に関する検討会を行った。	"	
4月13日 (水)	8:00 18:00	"	"	
4月14日 (木)	8:00 18:00	○クライオバ市の被害状況調査及び検討会を行った。	"	
4月15日 (金)	8:00 18:00	○プロエスティ市の被害状況調査及び検討会を行った。	"	
4月16日 (土)	8:00 18:40	○ブカレスト市のニュータイプビルの被害状況調査及び検討会を行った。	"	
4月17日 (日)	7:30 18:00	○全員で PREDEAL, CODLEA 現地視察。	"	
4月18日 (月)	8:30 18:20	○ブカレスト市内の被害建物の現場調査を行った。 ○壁式住宅の常時微動について測定調査を行った。	○IPCT Dr. SERBANESCU	
4月19日 (火)	7:30 17:20	"	"	
4月20日 (水)	9:30 18:20	○工場建築物についての調査及び検討会を行った。	○IPCT Dr. VELUNESCU Dr. DAVIZAN	
4月21日 (木)	8:00 19:00	○今後の工場建築の設計法の検討会を行った。	"	
4月22日 (金)	8:00 18:00	○今後の工場建築の設計法の検討会を行った。 ○RC補強の検討会を行った。 ○設計法全般に関する検討会を行った。	"	
4月23日 (土)	8:00 18:00	○設計法全般に関する検討会を行った。 ○地震工学総合研究所設立計画に関する検討会を行った。	"	
4月24日 (日)	8:00 18:00	○総合所見についての検討会を行った。	○建築研究所 (INCERC) Dr. SERBANESCU Dr. SANDI	

(3) 第3班 土木施設班調査日程表

(久保・栗林・松野)

月 日	時 間	調 査 の 概 要	ルーマニア政府対応機関名及び氏名	備 考
4月11日 (月)	9:00 10:00 10:30 12:45 13:00 15:00	国立物理研究所を表敬訪問した。 被害の概要及び日程の概要について説明を受けた。 ブカレスト市の被害状況を調査した。	○原子力研究所長 Mr. APOPEI ○設計建設本部 (IPCT) Mr. RADU Mr. NEGRU ○建築研究所 (INCERO) Mr. SERBANESCU	
4月12日 (火)	9:10 10:30 11:00 18:00	日程を作成した。 地震動の記録及び日程を検討した。	○IPCT Mr. RADU Mr. NEGRU ○INCERO Mr. SERBANESCU	
4月13日 (水)	9:00 18:00	ダム関連施設に関する討議を行った。	○水系構造物研究所 (ICH) Mr. HANCU	
4月14日 (木)	8:00 18:00	クライオバ市の被害調査と検討会を行った。	○クライオバ市 助役	
4月15日 (金)	8:00 11:00 12:00 18:00	プロエスティ市の被害調査を行った。 ブラザ火力発電所の被害調査と検討会を行った。	○電力開発公団 (ISPE) Mr. CHITU ○BRAZI 発電所	
4月16日 (土)	8:00 15:00	VIDRARU ダム、水力発電所等調査及び検討会を行った。	○水源公団 (ISPI) VIDRARU 事務所長 Mr. POP Mr. CACILESCU	
4月17日 (日)	7:30 18:00	全員で PIEDEAL, CODLEA 現地視察。		
4月18日 (月)	8:00 15:00	ダニューブ川道路橋調査及び検討会を行った。	○運輸通信省 (IPTANA) Mr. BUZUROI	
4月19日 (火)	8:00 18:00	ダニューブ川鉄道橋調査及び検討会を行った。	○鉄道建設公団 (IPCF) Mr. TOMI	
4月20日 (水)	9:30 18:00	橋梁の耐震性に関する検討会を行った。	○IPTANA Mr. MARINESCU ○IPCF Mr. TOMI	
4月21日 (木)	9:00 18:00	ダムの耐震性に関する弾性被採査及び検討会を行った。	○ICH Mr. FLEGONT CIVI ENG INST Mr. STEMATIV	
4月22日 (金)	9:30 18:30	"	"	
4月23日 (土)	8:30 18:00	○設計法全般に関する検討会及び ○地震工学総合研究所設立計画に関する検討会を行った。	○IPCT Mr. RADU Mr. NEGRU	
4月24日 (日)	8:00 18:00	総合所見について検討会を行った。	○INCERC Mr. SERBARESCU ○ICH Mr. MORLANU	

(4) 第4班 防災班調査日程表

(松野・金子)

月 日	時 間	調 査 の 概 要	ルーマニア政府対応機関名及び氏名	備 考
4月19日 (火)	10:30	地震発生後の災害応急対策全般についての調査及び意見交換を行った。	○保健省 (MINISTERUL SANATĂȚII) Mr. MIHAIL, Mr. MIHAILESCU	
	12:00			
	12:00 14:10	ガス施設被害状況及び防災対策について調査した。	○ガス公団 (ENTREPRISE DU GAZ) Mr. STEFAN, Mr. RADULESCU	
4月20日 (水)	9:30	水道施設及び下水道施設の被害状況及び防災対策についての意見交換を行った。	○水道公団(IGAB) Mr. ENESCU, Mr. MIHAIL	
	11:00			
	11:20 13:30	電気施設の被害状況及び防災対策についての意見交換を行った。	○電力省(MEE) Mr. ION, Mr. BORDEA	
4月21日 (木)	11:00 13:30	ブカレスト市の災害応急対策及び都市防災対策について意見交換を行った。	○ブカレスト市役所(IPB) Mr. TRAIAN, Mr. MIRON Mr. STANESCU	

第 2 章

ルーマニアのサイスマステイ



第 2 章 ルーマニアのサイスミシティ

2-1 バルカンのサイスミシティ及びルーマニアのテクトニクス

ルーマニアを含めてバルカン地方のサイスミシティはかなりよく調べられている。即ちユネスコによる "Survey of the Seismicity of Balkan Region" のプロジェクトが完成し 1976年、地震危険度評価のためにサイスミシティに関連した多くの図が発表された。図 2.1, 図 2.2 はそれぞれこの地域で観測された地震の最大マグニチュード及び最大震度の分布図である。図 2.1 から、エーゲ海を中心に地震活動度の高い地域が広く分布しているのに較べルーマニアの地震活動度は極めて局所的でブランシア地方とその周辺に限られていることがわかる。

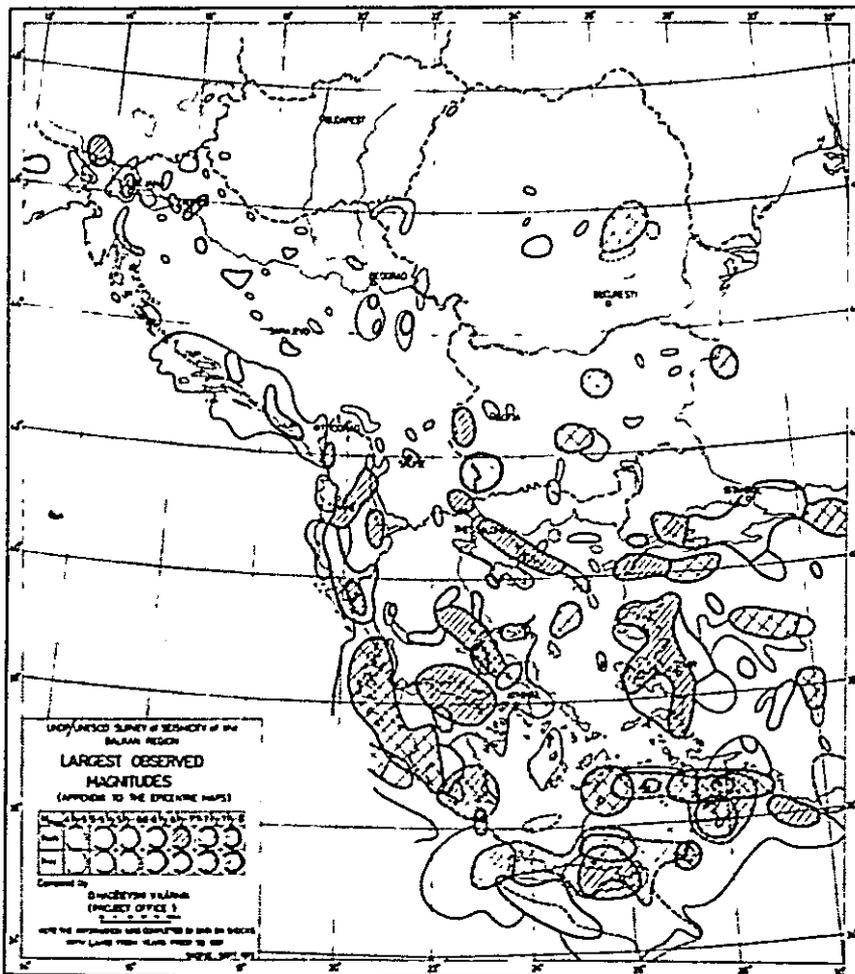


図 2.1 観測された最大マグニチュードの分布図

一方、2.2の最大震度分布図を見ると他のバルカン地域と比較してルーマニアではブランシア地方を中心に震度Ⅷ以上の分布がかなり広い範囲にわたっていることが明らかで、この事実はルーマニアにおける地震活動は極めて特別なものであることを示している。即ちルーマニアにおける

主な地震活動はブランチア地方の地下深部に発生する稍深発地震であることが理解されよう。

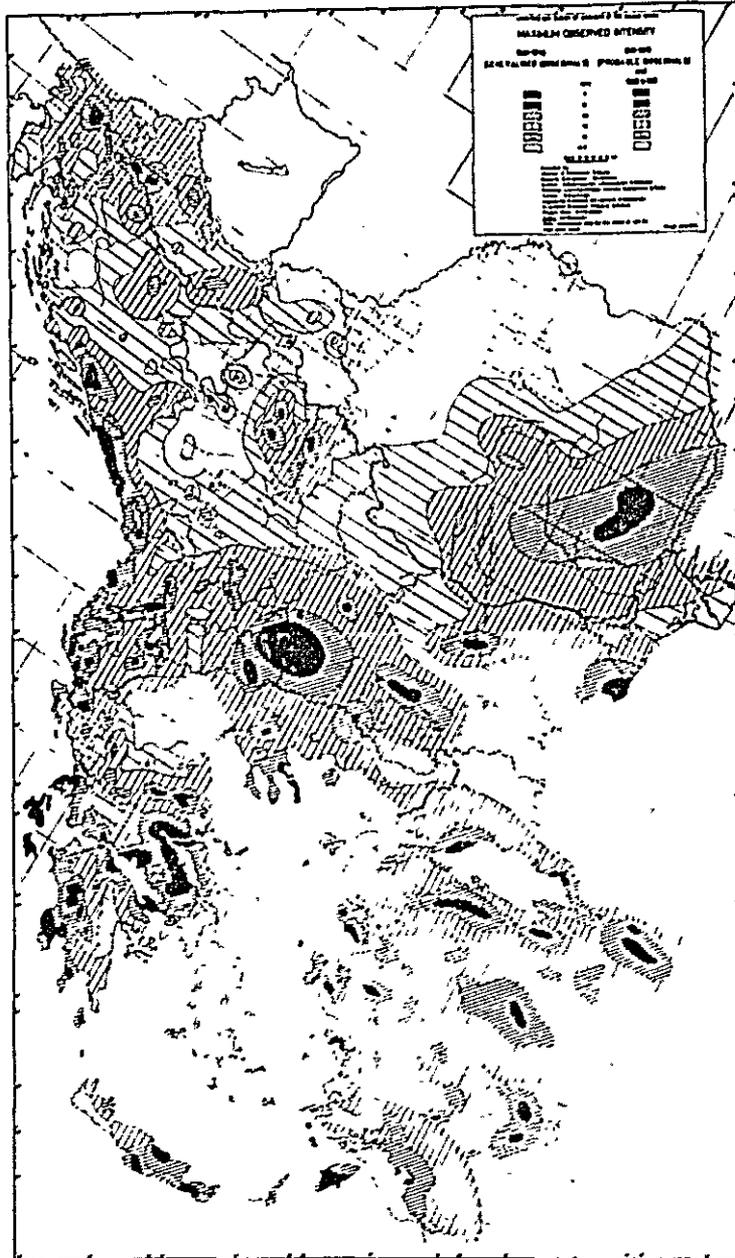


図 2.2 観測された最大震度の分布図（改正メルカリ震度）

図 2.3 から図 2.5 および図 1 2.1 はルーマニアのテクトニクス（造構造作用）を示すもので図 2.3 は第 4 紀変動図および最近の熱分布図であり、図 2.5 は第 4 紀及び Pliocene の時代の地質変動図である。更に図 2.5 は断層を考慮した造構造運動を示したもので図 1 2.1 は最近の水準測量の解析から得られた上下変動図である。これらの図から比較的新しい地質時代をとおし現在までその変動の大きさには地域的な差が見られるが Carpatian Arc に沿って一

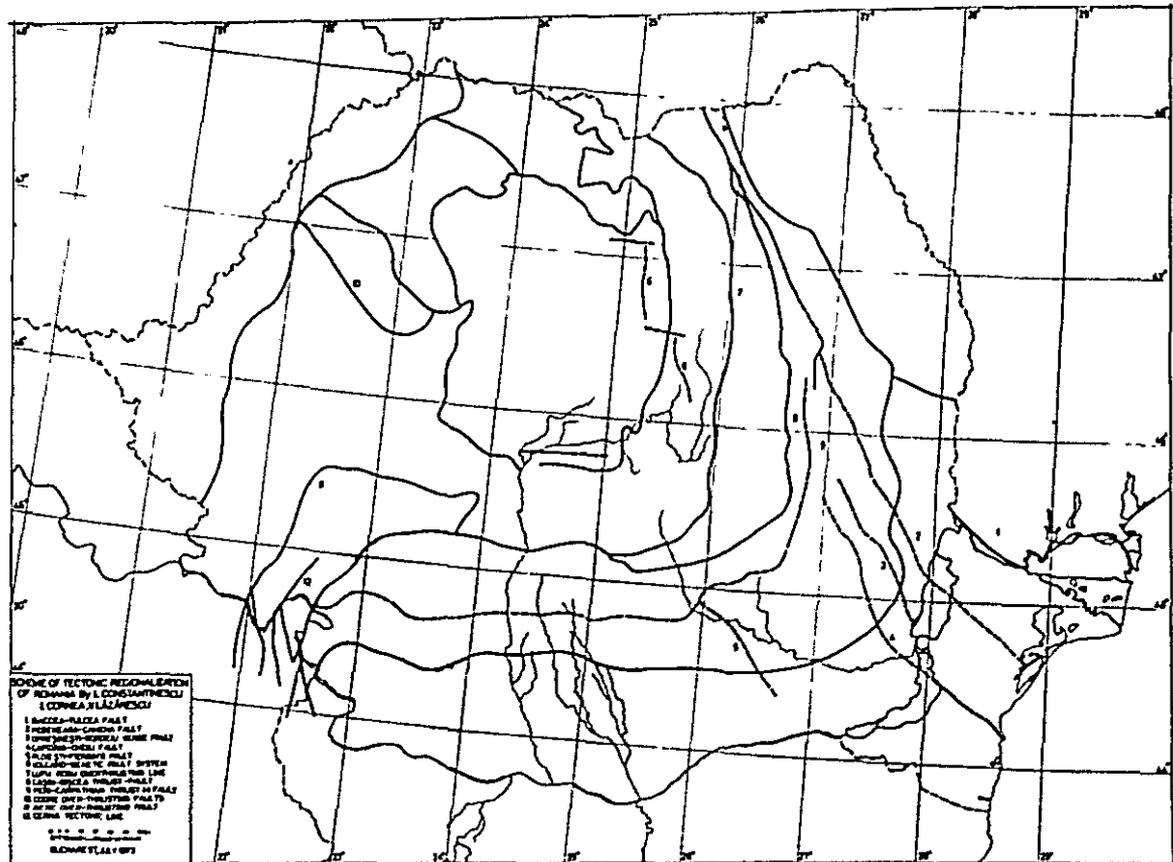


図 2.5 ルーマニアの造構造運動の区分

定のパターンで造構造運動を続けていることが示されている。これらの造構造運動は最近発展しつつあるプレートテクトニクスの考えからよく理解される。即ち大きな三つのプレートがブランチア地方を中心に相互に作用し合っていると考えれば、ブランチア地方の沈降及び隆起、その直下の深発地震、Carpatian Arc の内側の火山、著しい地震波の減衰、大きな熱流量、等の現象はブランチア地域に於けるプレートの運動を反映して生じたものであることは明らかであり、北西に向い沈み込むプレートの運動を考えれば上記の現象はすべて良く説明されよう。

2-2 ルーマニアのサイスミシティ

ルーマニアの地震はごく大別すると2種類に分類することができる。その一つはブランチア地方に発生する稍深発地震で、もう一つはルーマニア各地に発生する浅発地震である。この2種類はそれぞれ重要な意味をもっている。

先ザブランシア地方の稍深発地震からのべる。この地震は、図 2.1 に見られるようにルーマニアではマグニチュードの一番大きいグループに属する。したがって、図 2.2 より知られるようにこの国ではこのグループに属する稍深発地震が最大の震度を与えている。

図 2.6 は、1964 年から 1976 年までの 12 年間に発生した地震の震央を示してある。北緯 45~46、東経 26~27 度に集中しているのが稍深発地震であって、これら以外はすべて浅発地震である。後者の発生頻度は前者にくらべて若るしく少ないことがわかるであろう。

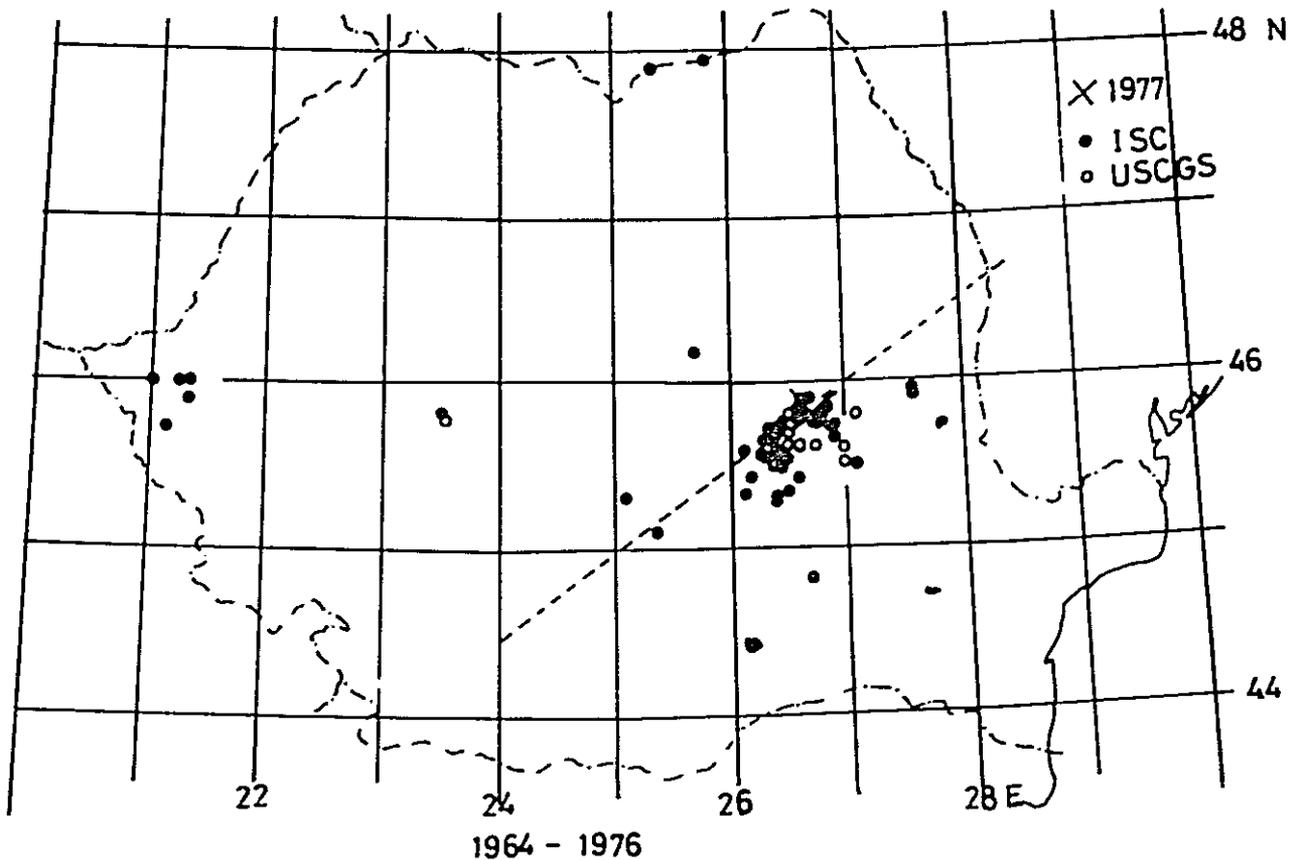


図 2.6 ルーマニアにおける $M \geq 4$ の震源分布
(1964~1976) (気象庁地震課の調べによる)

図 2.6 中の破線にそって地震の垂直分布を投影したのが図 2.7 であって、きわめてせまい範囲に地震が集中しており、深さは 150km 強におよんでいることがわかる。

図 2.6 の地震のマグニチュードは 4 以上と考えられるが、図 2.6 および図 2.7 に示されている地震群と同じ地域にもっとマグニチュードの小さい地震が、高い頻度で発生している。それはこの地域に近いケイヤおよびブランシアの両観測所の記録を見ることによってわかる。

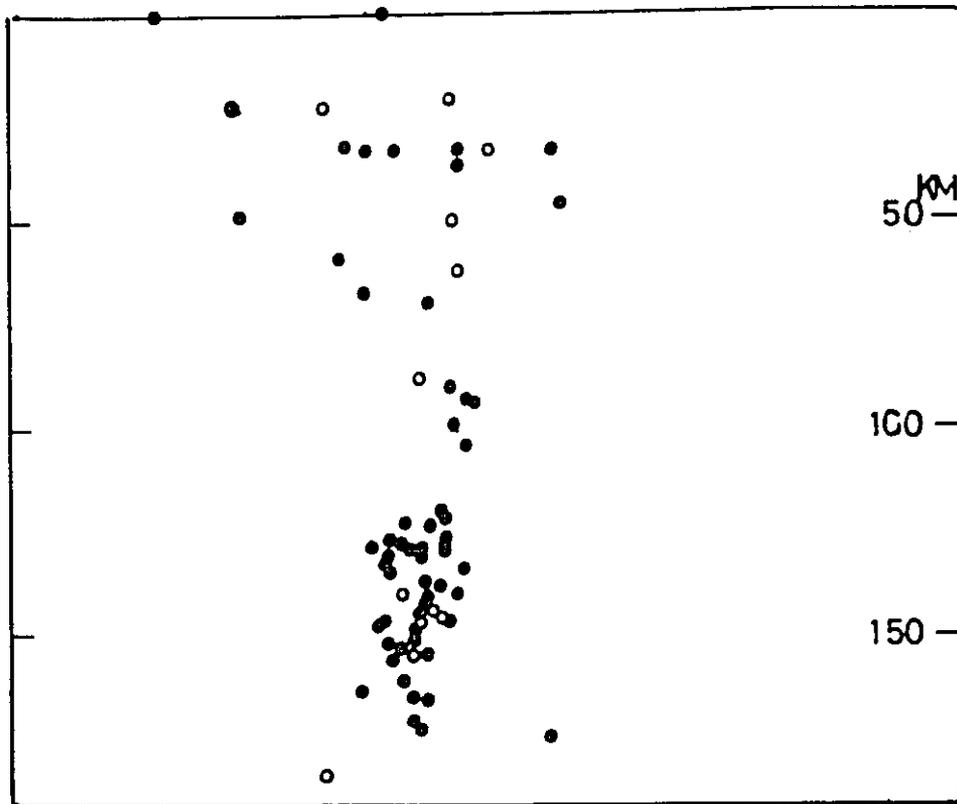


図 2.7 ルーマニアに於ける $M \geq 4$ の地震垂直分布
(1964~1976) (気象庁地震課の調べによる)

これらの観測所には1977年3月以前にはほぼ2倍から5倍の地震計がすえつけてあったが、S-Pで2~3秒から15秒位の小地震が毎月150から200個位記録されていた。

地震が小さいため震源は決定出来ないがS-Pの分布から、これらの小地震は $M \geq 4$ の地震とほぼ同じ空間的分布をしていることがわかる。

観測所については表2.7及び表2.8ならびに図2.13を参照されたい。

ルーマニアの浅発地震については図2.1を見れば、ごくかざられた地域にのみ発生し、しかもマグニチュードはほぼ5をこえていないことがわかる。又図よりその震央での震度(M.M.)は7をこえないことがわかる。

しかし浅発地震は頻度は低いのであるが、図2.1の地域以外に発生しないと云う保証は一つもない。現に4月20日にブカレストに有感地震がありその震央は同市北東方位30 km位であったが、この地震は同国の観測網がはじまって以来始めてのものであると云う。

日本のように地震発生頻度の高い地域でも内陸及び日本海沿岸地域には歴史上一度も被害をともなう地震が発生したことがない地域も多いし、又同時に歴史上一回しか被害地震にあっていない地域も多い。このことを考えればルーマニアの「内陸」におこる浅発地震がかぎられた地域のみにおこると結論するのは早計であることがわかる。

2-3 1977年3月4日の地震

2-3-1 1977年3月4日の地震の概況

1977年3月4日 21時22分、ルーマニアを中心として広域にわたり地震を感じた。その震源、マグニチュード等は、表2.1に示される。この表でわかるようにアメリカ、ヨーロッパ

LOCALIZAREA
cutremurului din 4 martie 1977 de către diferite centre
seismologice internaționale

Nr. crt.	Institutia	Latitudine nordică	Longit. estică	Adâncimea focarului	Magnitudinea
1.	Serviciul geologic american-Colorado	46,2	26,6	110	$M_s=7,2$
2.	Centrul European-Mediterranean	45,9	27,2	91	$M_s=7,2$
3.	"	45,82	26,88	97	$M_s=7,2$
4.	Institut. de geofizică din Karlsruhe-RFG	45,87	26,75	110	$m_b=6,8$
5.	"	45,84	26,73	110	
6.	Institut.de fizica pământului-Moscova		Vrancea	100-150	
8.	Institut.de seismologie Uppasala-Suedia	80 km nord-vest de Bucuresti			
8.	U R S S	45,9	26,4	120	$M_s=6,9$ $m_b=7,3$
9.	URSS ($\Delta < 17^\circ$)	45,8	26,8	120 (no.13)	
10.	Centrul European-Mediterranean	45,8	26,8	96	$M_s=7,2$

表 2.1 各観測網により決定された1977年3月4日の
ルーマニア地震の震央、深さ、マグニチュード

パ、西独、ソ連等でそれぞれ震源要素が決められたが、表2.1の5に見られるように東経 26.73° 北緯 45.84° 深さ $110km$ 、マグニチュード 7.2 が最も確からしいと考えられている。なぜならば、この震源決定にはルーマニア国内の観測所のデータが豊富に使用されているからである。後述するように現在ルーマニアではデータの迅速なる収集、解析がなされないため、他の観測網による震源決定に頼らざるを得ず、国内にて大きな地震が発生した場合には極めて不都

合なことが起る。実際にこの地震発生当日ルーマニア地震学者の間には若干の混乱があって翌朝に至り正確な震源を決定したと聞いている。震源の位置、深さ等を決定することは余震の発生、その規模等を推定するのに重要な役割を果たすのであるから、震源の決定を即座に行うことは今後の重要な問題として考慮されるべきであろう。

2-3-2 1977年の地震の特性

今回のルーマニア地震は深さ約110 km, マグニチュード7.2で沈み込むプレート面に発生した。ルーマニアの地震学者の研究にも見られるように、この稍深発地震面に発生する地震

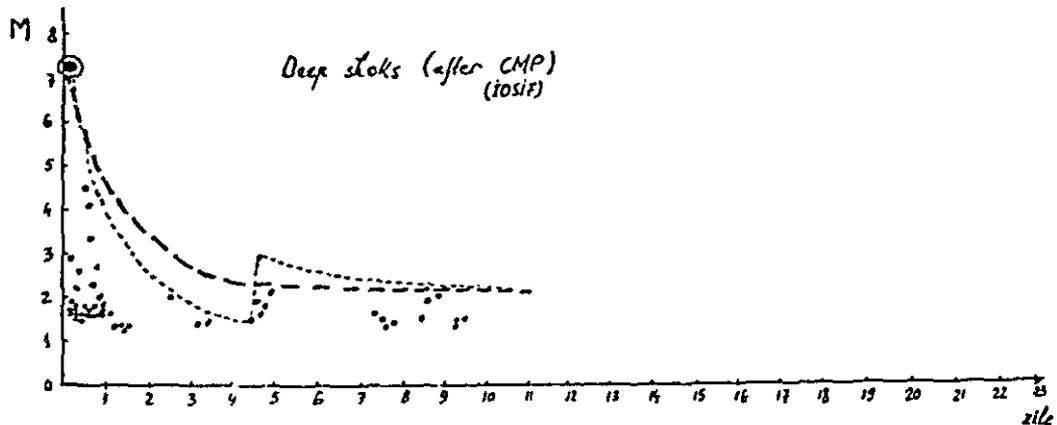


図2.8 CMPにて観測された1977年3月4日のルーマニア地震の余震活動(稍深発地震)

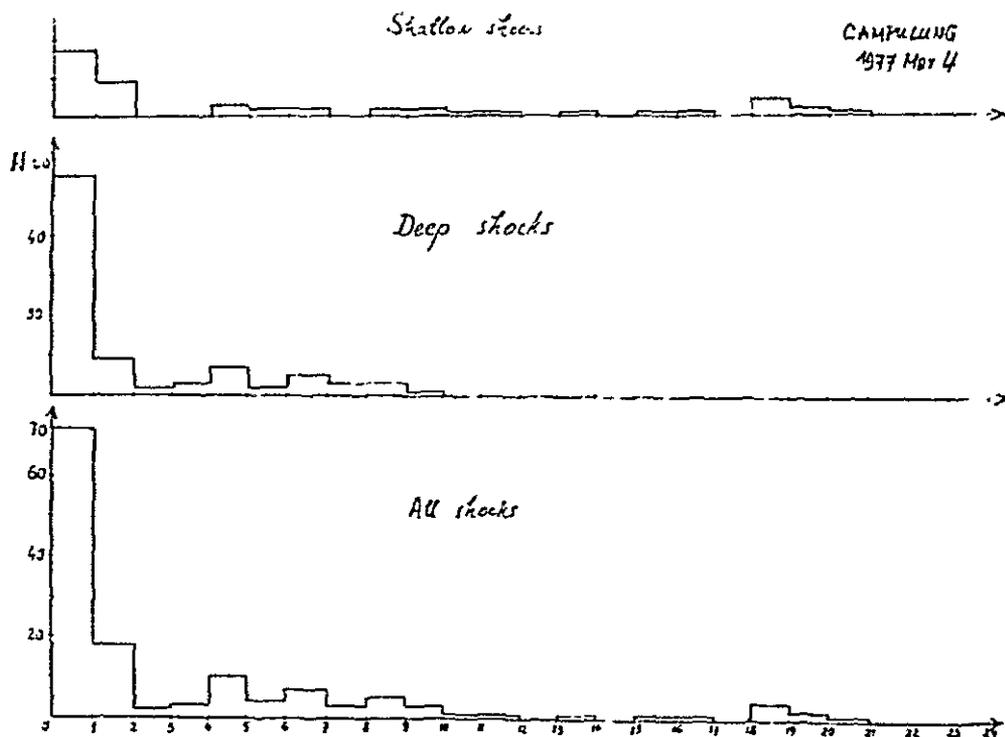
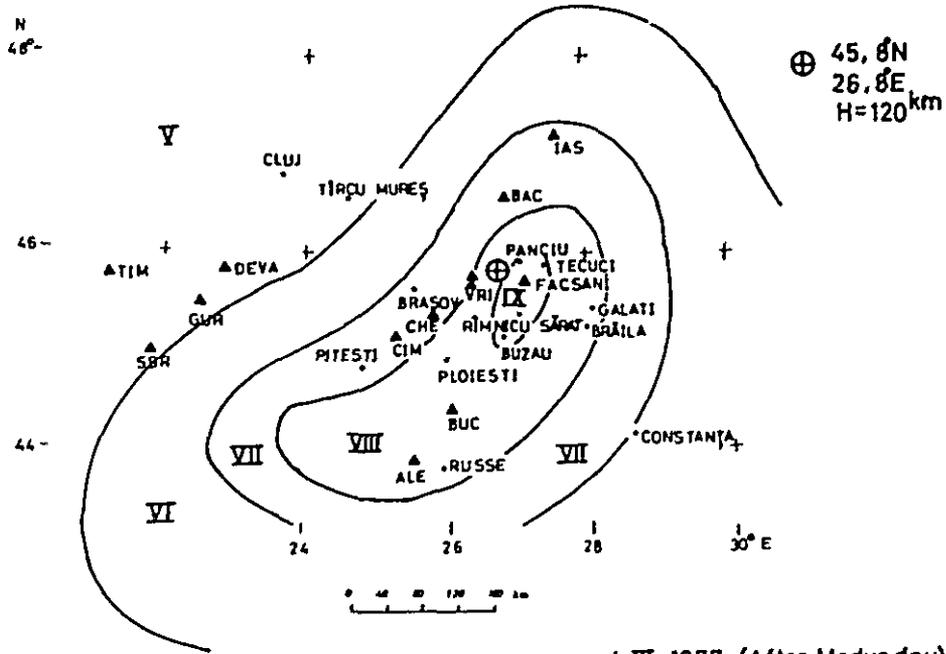


図2.9 CMPにて観測された1977年3月4日のルーマニア地震の余震活動(稍深発、浅発地震)

のメカニズムはその面上で Down-Dip Compression の力が働く特徴をもつので、それに対応してP波S波の振巾は指向性を有している。図2.10および図2.11はそれぞれ1977年、



4 III 1977 (After Medvedev)
 図2.10 Medvedevにより得られた1977年3月4日のルーマニア地震の震度分布図

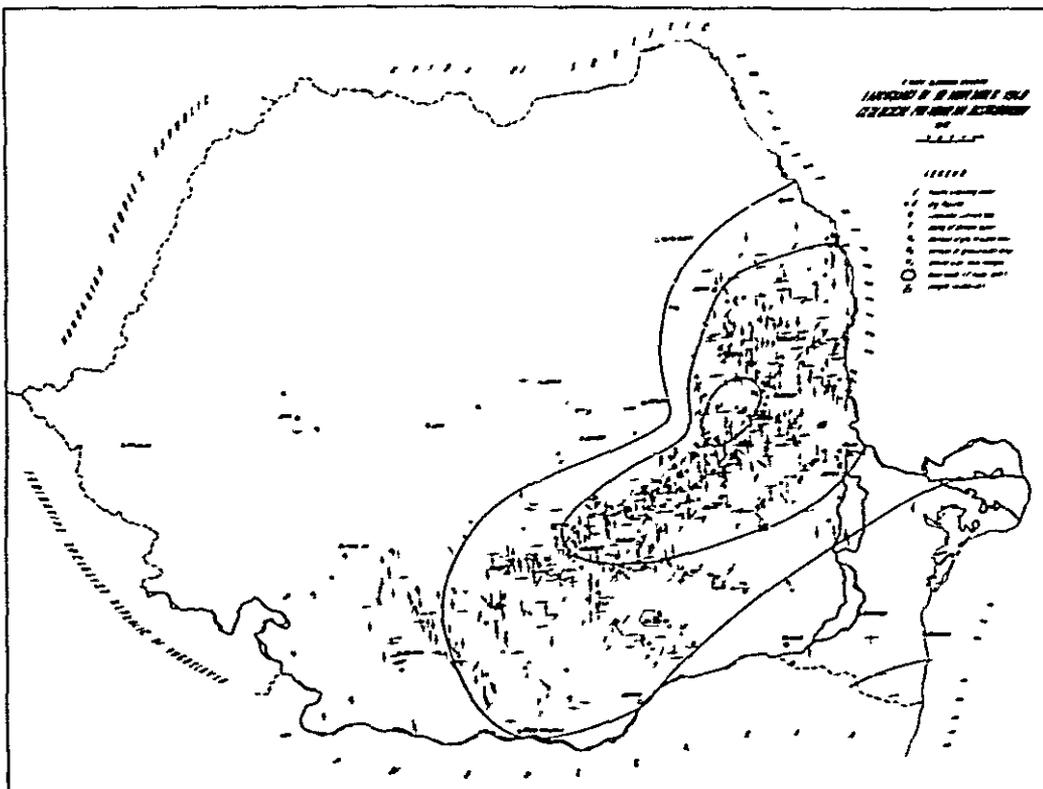


図2.11 1940年ルーマニア地震の震度分布図

1940年の等震度分布図であり北東から南西に向い方向性を持った震度分布が見られる。これは沈み込むプレート面で Down-Dip Compression の力が働いた場合のS波の振巾の方向性とよく一致している。実際にブカレスト市に於いては加速度計の記録が得られたがP波に比べ著しく大きなS波の振巾が見られた(約200 gal)。この事実は、ブランチアの稍深発地震面で発生する地震の発震機構から期待されるものとほぼ同じ傾向をもっている。

2-3-3 前震及び本震

地震発生の直前である2月にはブランチア地方の地震活動は著しく低くなったことが報告されているが、近い将来統計的処理による結論が得られよう。図2.8及び図2.9は余震活動を表わしたもので、特に図2.9は浅発地震を含めて大地震後の地震活動を示している。この図から浅い地震と異なり余震活動は余り長く続かず深発地震の余震活動の特性とよく一致している。なお、地震後浅発地震の活動が余震域の西南に移ったが、本震或いは余震活動との関係については今後の研究に待ちたい。

2-3-4 その他

前兆現象や地震後の地表面現象の異常等については、現在アンケート方式により資料が集められつゝある。1944年の地震の報告にある噴砂現象は今回もブカレスト市近郊に認められた。

2-4 ルーマニアの地震の再起時間

地震は原則として同じ場所にくりかえして発生すると考えてよい。そのくりかえしの間隔を普通再帰時間(reurrence time)と云っている。これは周期とはことなつた意味をもっていることに注意しなければならない。

2-2で述べたようにルーマニアでの被害をとまなう地震はすべてブランチア地方にのみ発生しており、しかも、震源の深さは80 Kmから120 Km位の稍深発地震である。

このグループに属すると考えられる地震の記録はこの国では15世紀位から残されている。それらの文献によれば、この系列に属する地震はすべて地震動の卓越周期が長い。逆に地震動の周期が1秒以上位のゆっくりしたものであると云う記載からその地震はブランチアの稍深発地震であると判断されている。

表2.2にその年代(西暦)及び最大震度(M.M.)が与えられている。約450年の間に291の地震がある。最上震度がIXのものはマグニチュードが7以上と考えてよいであろう。マグニチュード7以上及び7に近いもの(震度VIII-IX)はこの間に7回発生している。

この表を見てさらにわかることは、マグニチュード6のクラスのものゝは双子地震になりやすいことである。場合によっては3個から4個の地震が2年から3年にわたって発生している。しかしマグニチュードが7以上の場合にはこのようなことはなく単発である。いずれにしてもマグニチュード6位の稍深発地震が発生したときには、次の地震を警戒した方がよいであろうと云われている。

TABLE I

	INTENSITY	NUMBER
1491	VIII	1
1516	IX	1
1543-1545	VIII	2
1569	VIII	1
1590	VIII-IX	1
1604-1606	VIII VII-VIII	2 1
1620	VII-VIII	1
1637	VII-VIII	1
1679-1681	VIII	2
1701	VII-VIII	1
1738	VIII-IX	1
1778-1793	VIII VII	1 3
1802	IX	1
1892	VIII-IX	1
1868	VII-VIII	1
1893-1896	VII	4
1908	IX =	1
1940-1945	IX VII-VIII	1 1

表 2.2 1491 年以來のブランシア地方における震度 VII 以上の地震の表

ルーマニアの地震学者の統計的研究によれば、ブランシア地域の地震の再帰時間はほぼ図 2.12 に示されているようにマグニチュード 7.0 の場合は 30 年位である。もちろん、この 30 年と云うのは確率的な意味であることに注意しなければならない。ルーマニアの地震学者は普通、この地域の破壊的地震は 100 年に 2 回から 3 回と云っている。破壊の程度をきびしくすれば 1 回から 2 回と云ってもよいであろう。

又、他の論文によれば、浅発地震の例としてバナト地方をとったのであるが、この範囲でマグニチュード 5 の地震は 40 年に 1 回と云うことになっている。この率を外挿すればマグニチュ

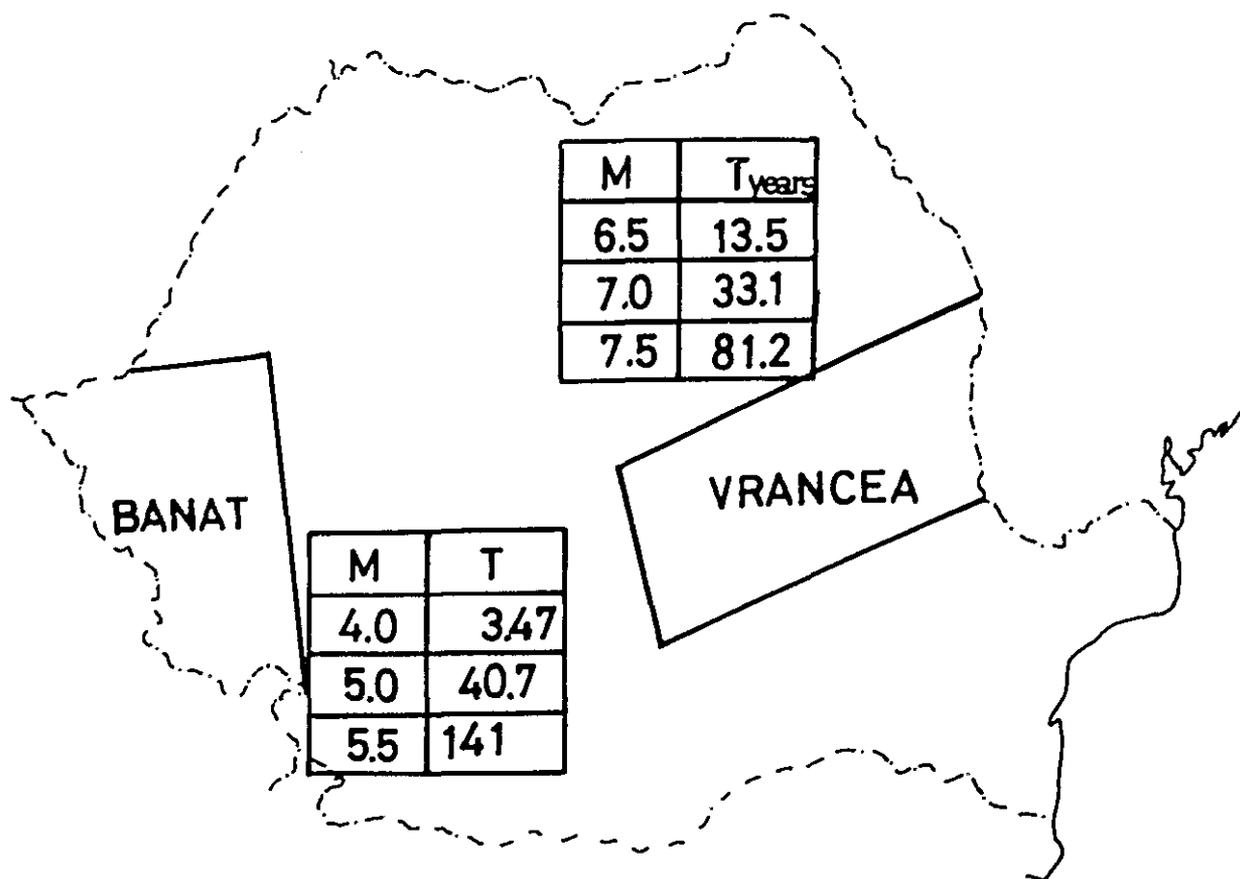


図 2.1 2 ルーマニアにおけるブランシア、バナト
地方の再起時間

ーD6は300年から400年に1回ということになる。このような外挿の意味に問題は残るが、マグニチュード6又は場合によってはもっと大きな浅発地震もあり得ると考えておいた方がよいであろう。

第 3 章

ルーマニアの地震研究



第 3 章 ルーマニアの地震研究

3-1 地震研究の組織

ルーマニアにおける地震及びそれに関連した地球物理学的研究の組織は、表 3 に示されるよ

表 3.1 ルーマニアにおける地震及び地球物理学の
研究組織図

組織 I

o State Committee for Nuclear Energy (CSEN)

Central Institute of Physics

1

2

3

4 Institute of Earth's Physics and seismology
(12 seismology Stations)

Director CORNER ION

a) Seismological Laboratory

Chief Dr. RADUCORNELINS

b) Geodynamics and Earth-Tide Lab.

Chief Mr. ZOGRAVESCU DOREL

c) Data Processing Lab.

Chief Mr. POPESCU MIRON

o Ministry of Mine, Petroleum and Geology

Institute of Geology and Geophysics

ように最近大巾な改革が行われた。物理学中央研究所に所属する地震及び地球物理の研究センターは今回の地震の直前2月に発足した。表4にはこの研究組織の変遷について委しく述べているが、多くの国におけるこの分野の研究の発展の例にもれず、初期の頃には地球物理学、応用地球物理学、地質学と一緒の研究組織の1部として機能し、地震学そのものの研究者は少なかった。1977年新しい地球科学の発展に即応して独立した研究所が組織された。この研究所には①地震研究室、②地球力学・地球潮汐研究室、③データ解析処理室等が含まれている。これは沈み込むプレートをブランチアに見出し、重要研究フィールドを国内にもった意義を充分認識し意欲的に編成されたものと考えられ、今回の地震を契機に大きく発展することが期待

表 3.2 ルーマニアにおける地球物理・地震研
究所の変遷

組織 II

1970年以前

Center of Geophysical Research があり4つの研究室があった。地震研究室は2つにわかれておりDr. RADU 及びDr. IOSIFが室長。

このDirectorはProf. C. CONSTANTIN IUNESCUであった。

1970 Institute of Applied Geophysics.

Dr. CORNEAはVice Directorであった。研究室は全部で6つあり、地震研究室長はDr. ENESCU。ただし、1972年以後はDr. CORNEA (実質はDr. RADU)。

1974 Institute of Geology and Geophysics

81の研究室があり、地震研究室はその内の一つでDr. CORNEAが長であった。

1977 上記の地震研究室は

Institute of Earth's Physics and Seismology となった。Center と云われる。ただ目下のところまだDr. CORNEAがDirector。

されるし又その方向にあると聞いている。しかし、表 3.3 に示されるように歴史の古い地震研究室すら研究者は約10名で関連した他の研究室は現在整備をまつ状態であるから今後研究者の養成は緊急、不可欠の課題となるであろう。

表 3.1 に示すように地震学に関連した分野に地質学及び地球物理学研究所がある。この研究所は我国の地質調査所と同様な性格であり地殻の構造等の研究を通じ地下資源の開発に積極的に取り組んでいる。この研究所には地球物理学的研究に従事する研究者約70人、地球化学者約20人、物理学者や電子技師約60人がいる。その他に150人の地質学者が主体となりエネルギー資源、特に石油鉱床の開発に努力している。国外にもその技術が輸出されていると聞く。特に興味深く感じたことは、地質学者は積極的に地球物理学の研究結果を理解することに努力している点、及び既に8,000mの深層ボーリングのナショナルプロジェクトをもっていたことであった。

以上述べたように、地球物理・地震研究所と地質学・地球物理学研究所は互いに共通した基礎部門を有しているので相補的に結合されれば地震の研究のみならずそれに関連した現象の究明に大いに役立つものと考えられる。

表 3. 3 ルーマニアにおける地球物理・地震研
究所の現在の構成

組織 II

Center* of Earth's Physics and Seismology

Director CORNEA ION

1) Seismological Laboratory

Chief Dr. RADU CORNELINS

Dr. IOSIF TRAIAN

Dr. ENESCU D.

Mr. JIANU DUMITRI

Mrs. IOSIF SIEGLINDE

Mr. MARZA VASILE

Mrs. APOPEI IOANA

Mr. PANTEA

Mr. VOICULESCU DAN (Electronics Engineer)

Cheia 観測所長

2) Geodynamics and Earth-Tide

Mr. ZOGRANESCU DORAL

3) Data Processing and etc.

Mr. POPESCU MIRON

* いずれ Institute となると考えられる人員数によりきまる。

3-2 地震観測網

ルーマニアにおける地震観測の歴史は古く、表 3.4 に示すように 1902 年ブカレスト市に地震観測所が設置され地震の観測を始めた。それ以来順次ブランシア地方の地震を観測するためにその周辺に観測所を増設し地震観測網の充実に努めた。一方、1930 年以降 Transylvania の地震の観測の為 Cluj-Napoca に観測所を設けたが、1940 年にはその設備を Banat 地方の Timisoara に移し観測を続けた。現在図 2.13 に見られるように主たる地震観測所は 12 箇所であるが、1977 年地震後はさらに多くの臨時観測点が稼働している。西独の FUCHS 教授はダム洪水及び水位変化に伴う誘発地震の研究のためにルーマニアの 3 箇所のダムで地震観測を実施していたが、地震後無線による簡単なテレメーター方式の地震観測を含めて合計 10 箇所の臨時観測点を直ちに設け、その維持のために研究者を派遣し、余震観測等について密接な協力を続けている。中国は地震後 3 成分 4 組の 1 秒高感度地震計を寄贈す

表 3.4 ルーマニアにおける地震観測網の歴史

1902	Bucharest 地震観測所	天文学者による Prof. CIOCULESCU
1916	Galitzin 地震計の採用	
1933		科学者 Prof. DEMETRESCU 担当者となる。
1940	Iasi, Cimpulung, Focsani 等に観測所	
∴		
1960	Bacau に観測所	
1965	Vrincioaia に観測所	
∴		
1970	Deva に観測所	
1973	Cheia にもっとも近代的な観測所設立	

以上ワラキア及びモルダビア地区

1930		
∴		
1940	Cluj-Napoca に観測所	

以上トランシルバニア地区

1940	Timisoara に観測所	
1960	Susara に観測所	以上バナト地区

以上バナト地区

るとともにその設置を行い、現在既設の観測所、臨時観測点で観測を続けている。又、ソ連は技術者を派遣し、ソ連式地震計の維持のために協力を行っている。我々もルーマニア滞在中、図 2.13 の◎印に東大理学部型の地震計（海底観測用地震計を陸上用に改めたもの。）を設置し、約 8 日間臨時観測を実施して多くの微小地震記録を得たが現在再生中である。

表 3.5、表 3.6 はそれぞれ各観測所の地震計配置の表及び地震計の定数、倍率、設置年を示した表である。これらの表でわかるように観測の歴史が古いために地震計の種類が多く、かつ機械的な地震計も数多く見られ、記録方式にかなりの労力がさかれている。将来これらの計器即ち地震計、記録計等の改良、さらに水晶時計、テレメーター方式の導入等観測網の近代化を進め、震源の決定を行い得る努力が続けられであろうし、その実現を強く希望している。

図 2.13 は現在の観測網を示しているものである。観測所の数が比較的多いにもかかわらずブランチア地方を中心に Carpatian Arc に沿って集中し、ややかたよった分布になっている。ルーマニアの被害地震はブランチアの稍深発地震であり、その詳細な研究のためには震源特に深さの精度の向上が是非必要である。その問題を解決するためには Transylvania 地域及びルーマニア東南部に新観測点を設け、現観測網の充実をはからねばならない。



図 3.1 ルーマニアの地震観測網の分布と臨時観測点の分布 (1977. Apr. 14~23)

表 3.5 ルーマニアにおける地震観測所の地震計一覧表

Station	Vegik-M	Mainka Modif.	Galitzin	Kirnos SKD	Hiller	DD1	SKM-3	Spreng-nether	Geotech	Acceleration Seismograph
1) Bacau	3	2								
2) Bucurest		2	2	3						
3) Campulung		2			3					
4) Deva	3			3						
5) Pocsani	2	2			1					
6) Iasi	3	2		1						
7) Vrincioala	3	2				3				
8) Cheia				3		3	6	3		6
9) Susara	3									
10) Timisoara		4		3						
11) Gurazlata						3				
12) Alexandria										3
13) Magurele						3				
14) Arges									1	
15) Bicar									1	
16) Lotru									1	

表3.6 ルーマニアにおける各地震観測所の
地震計の定数, 倍率, 設置年

STATION	SEISMOGRAPH	T ₀	T _E	MAGNIFICATION	REMARK
LOCATION					
1) BACAU (BAC)					
46°34'N	VEGIK-M Z	1.5	0.4	1,000	
26°54'E	VEGIK-M E	1.5	0.4	1,000	1965
167.5M	VEGIK-M N	1.5	0.4	1,000	
ALUVIUM	MAINKA MODIF. E	3.5	-	58	1942
	MAINKA MODIF. N	3.5	-	58	(1958)
2) BUCURESTI (BUC)					
44°24.5'N	MAINKA MODIF. E	10.0	-	226	1935
26°05.8'E	MAINKA MODIF. N	10.0	-	226	
82.5M					
ALUVIUM	GALITZIN E	12.0	12.0	1,000	1937
	GALITZIN N	12.0	12.0	1,000	
	KIRNOS-SFD Z	12.5	3.0	410	1964
3) CAMPULUNG (CMP)					
45°16.1'	HILLER Z	1.5	1.5	2,000	1965
25°02.3'	HILLER E	1.5	1.5	2,000	1969
598M	HILLER N	1.5	1.5	2,000	
ALUVIUM					
	MAINKA MODIF. E	3.5	-	58	1943
	MAINKA MODIF. N	3.5	-	58	
4) DEVA (DEV)					
45°53'N	VEGIK-M Z	1.0	0.4	15,000	1971
22°54.2'	VEGIK-M E	1.1	0.4	15,000	1972
250M	VEGIK-M N	1.1	0.4	15,000	
ANDESITE					
	KIRNOS-SKD Z	25.0	1.2	1,000	
	KIRNOS-SKD N	25.0	1.2	1,000	
	KIRNOS-SKD E	25.0	1.2	1,000	
5) POCSANI (POC)					
45°41.7'N	HILLER Z	1.5	1.5	1,800	1964
27°11' E	VEGIK-M Z	1.0	0.4	550	1975
63M	VEGIK-M N	1.0	0.4	1,000	1971
ALUVIUM					
	MAINKA MODIF. E	3.5	-	58	1942
	MAINKA MODIF. N	3.5	-	58	1952
6) IASI (IAS)					
47°11.6'N	VEGIK-M Z	1.5	0.4	1,000	
27°33.7'E	VEGIK-M E	1.0	0.4	1,000	1964
403M	VEGIK-M N	1.0	0.4	1,000	
ALUVIUM					
	MAINKA MODIF. E	4.8	-	170	1951
	MAINKA MODIF. N	4.8	-	170	
	KIRNOS-SKD Z	75.0	1.2	1,000	1972
7) VRINCIOAIA (VRI)					
45°52.2'N	VEGIK-M Z	1.0	0.4	25,000	1967
26°43.5'E	VEGIK-M E	1.0	0.4	21,000	1975
400M	VEGIK-M N	1.0	0.4	15,000	1969
ALUVIUM					
	MAINKA MODIF. E	3.5	-	58	1952
	MAINKA MODIF. N	3.5	-	58	1964
	DDI Z			100,000	1977
	DDI E			100,000	1977
	DDI N			100,000	1977
8) CHEIA (CHE)					
45°29.5'N	SEM-3 Z	2.0	0.7	50,000	1974
25°56.6'E	SEM-3 E	2.0	0.7	25,000	
1360M	SEM-3 N	2.0	0.7	28,000	
LIMESTONE	SEM-3 Z	1.0	0.5	55,000	1975
	SEM-3 E	1.0	0.5	62,000	
	SEM-3 N	1.0	0.5	61,000	
	SPRENGWETHER Z	1.5	90.0	1,600	1975
	SPRENGWETHER E	1.5	90.0	1,600	
	SPRENGWETHER N	1.5	90.0	1,600	

STATION	SEISMOGRAPH	T _s	T _g	MAGNIFICATION	REMARK
	SKD Z	25.0	1.2	1,000	1975
	SKD E	25.0	1.2	1,000	
	SKD N	25.0	1.2	1,000	
	ACCELERATION SEISMOGRAPH	(USSR)			
	ACCELERATION SEISMOGRAPH	(USA)			
	DD1 Z			200,000	1977
	DD1 E			200,000	
	DD1 N			200,000	
9) SUSARA (SSR)					
44°51.1'N	VEGIK-M Z	1.5	0.2	5,690	1969
21°44.6'E	VEGIK-M E	1.5	0.2	5,690	
400M	VEGIK-M N	1.5	0.2	5,400	
GRESIL					
10) TIMISOARA (TIM)					
45°44.2'N	MAINKA MODIF. E	8.0	-	197	1943
21°13.3'E	MAINKA MODIF. N	8.0	-	197	1951
88M	MAINKA NE	4.2	-	86	1964
ALUVIUM	MAINKA NW	4.2	-	86	
	SKD Z	25.0	1.2	500	1968
	SKD E	25.0	1.2	500	
	SKD N	25.0	1.2	500	
11) GURAZLATA					
	DD1 Z			100,000	1977
	DD1 E			100,000	
	DD1 N			100,000	
12) ALEXANDRIA					
	ACCELERATION SEISMOGRAPH				
13) MAGURELE					
	DD1 Z			2,000	1977
	DD1 E			2,000	
	DD1 N			2,000	
14) ARGES (ARS)					
45°22.1'N	GEOTECH S-13 Z	1.0		100,000	1975
24°38' E					
868M					
GNEISES					
15) BLOAZ (BIC)					
46°56.3'N	GEOTECH S-13 Z	1.0		130,000	1975
26°06.2'E					
410M					
SEDIMENT					
16) LOTRU (LOT)					
(VIDRA)	GEOTECH S-13 Z	1.0		75,000	1975
45°26.9'N					
23°46.2'E					
1240M					
GNEISES					

3-3 測地事業

今回の滞在中、ルーマニア国の測地事業を担当している正式な政府機関を訪問する機会を得なかったため、以下には、関係者の話を総合したものを述べるにとどめる。

まず、全国的な測地事業に責任を持っているのは陸軍である。この中には、文官よりなる測地学研究所 (Geodetic Institute) および軍隊組織としての地形測量部 (Topographic Division) の二者があり、両者が協力して事業を遂行している。

全国的な測量としては三角測量や水準測量を行っている。測量の密度やくり返し期間等についてくわしいことはわからない。ただ、図 1 2.1 に示される上下変動を知るためには、かなりの回数で水準測量がくり返されていると想像される。変動の激しい地域では 5 年間に 1 回水準測量を行っているようにも聞いたが、あるいは希望なのかも知れない。

水準路線については、一般の道路以外に鉄道線路が相当利用されている。平野部においては三角測量用の高測標をしばしば見かけた。堂々たる懸柱式の本格的なものである。

推測の域をでないが、三角測量の繰り返して水平地殻変動を求めているとは考えられない。

前述した地震及び地球物理研究センターにも、測地学の分野の専門家がいるが、彼らとしては、今後地震研究のための水準測量等を独自に実施したい意向である。特にブランス地方の上下変動をより詳細に調べるため、山系の真々中を十文字に横断する水準路線新設の季望を述べていた。彼らは又レーザー測距儀による距離測量にも関心をもっていた。

全国的測地測量では、光波あるいは電磁波測距儀は使用されていないが、ダム建設のための測量には電磁波測距儀が利用されている。これは水資源公団によって行われている。

又、重力や地磁気についての全国的測量は前述の地質学・地球物理学研究所によって行われている。各種の異常図も作成されているが、公刊されていない。

測地測量の繰り返しによる地殻変動の調査は、地震予知のために基本的に重要なものである。今後とも各機関相互の協力、データの交換等によりこの面の研究の進展が望まれる。

補 ケイヤ地震観測所

ケイヤ地震観測所は 1973 年に設立されたルーマニアにおける代表的かつ国際級の近代化された観測所である。ブカレスト市の北方約 120 km, ブラソフの東南方約 30 km, ブランス地震域の中にあり、標高 1,500 m の景勝の地に接している。観測壕は L 字形であり庁舎から約 150 m 離れている。表 3.2 に見られるように各種地震計が設置され、短周期高感度、長周期地震計等国際標準型の地震計による観測がつづけられている。所長以下 3 名 (所長夫人を含む。) により約 17 成分の地震観測が行われているが将来地殻変動連続観測の企画ももたれている。写真 1~6 は観測所庁舎及び観測壕の一部であり、これらの計器は熱心な所長の下に質の高い観測がつづけられている。

ルーマニアにおける他の地震観測所もケイヤクラスに改善されることを提言したい。



写真 3.1

観測所の入口
から見たケイヤ
観測所の庁舎

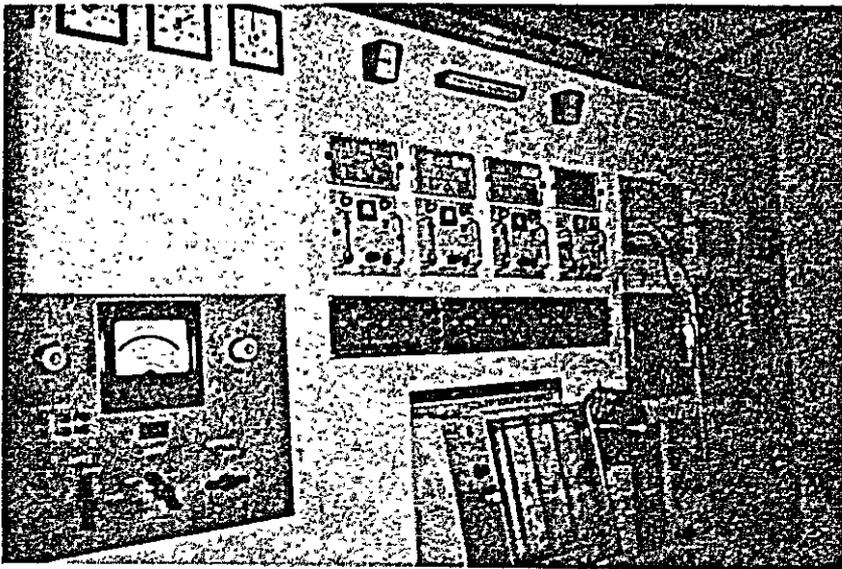


写真 3.2

庁舎内の
標準時受信器、
電源

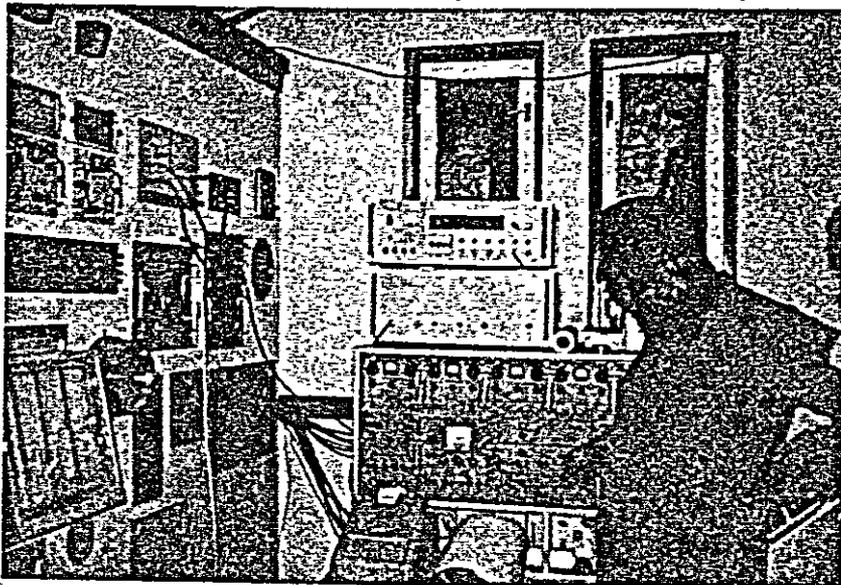


写真 3.3

水晶時計
及び
地震波記録計

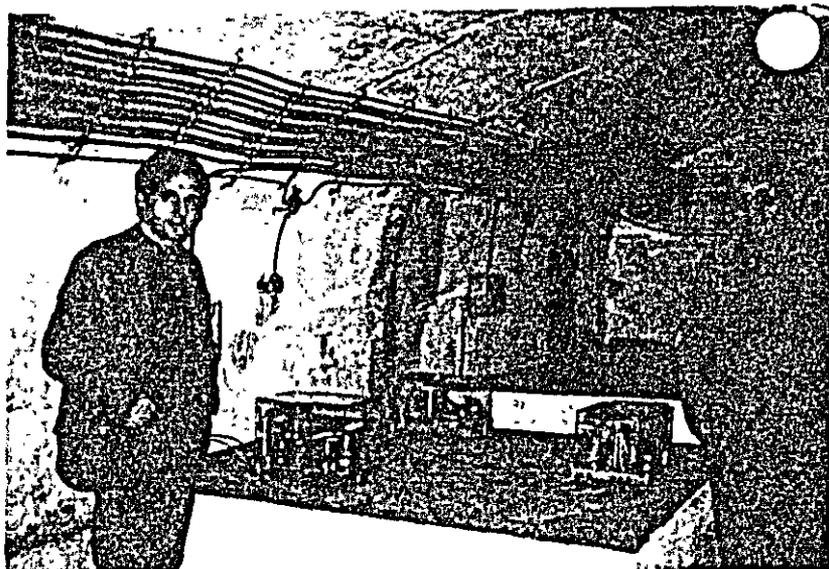


写真 3.4
DD1
(中国製)

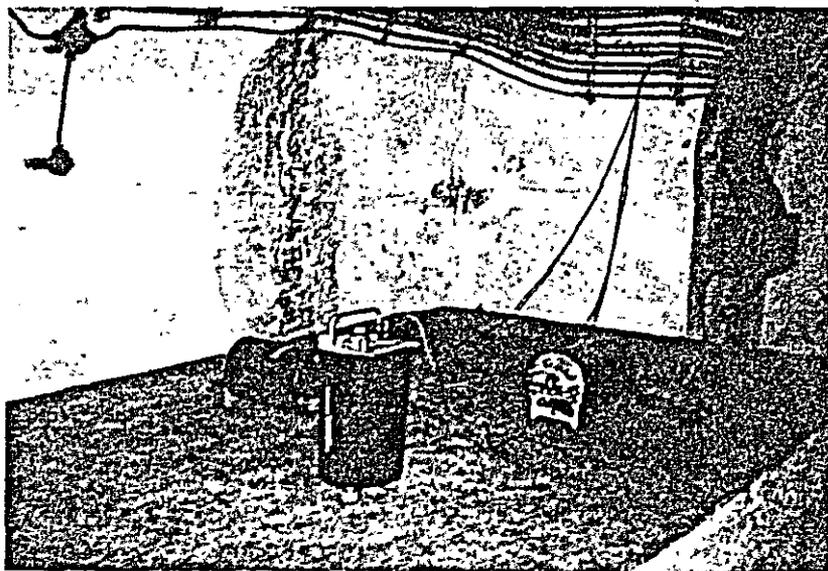


写真 3.5
GEOTECH
(西独)

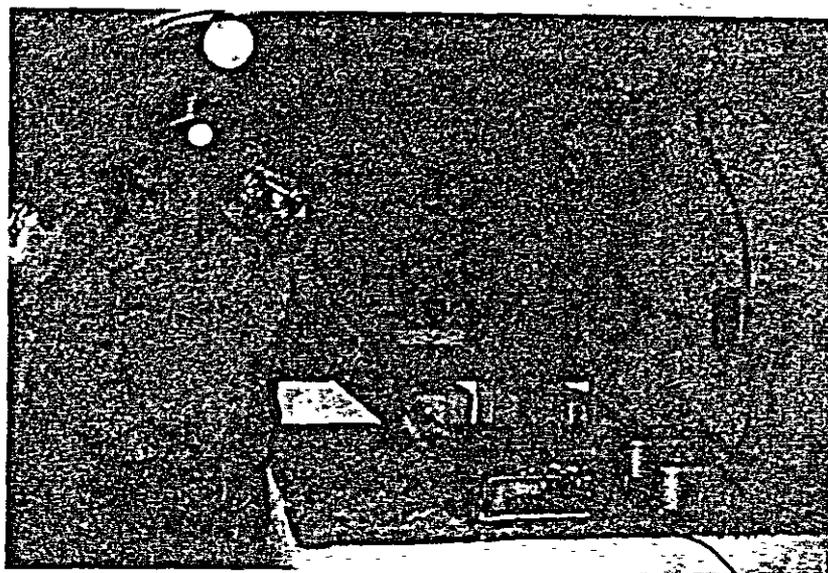


写真 3.6
SKM
(ソ連)

第 4 章

ルーマニアの建築物の現状



第 4 章 ルーマニアの建築物の現状

4-1 ルーマニアの建築物の概要

ルーマニアの建築は、構法的には煉瓦造、補強煉瓦造、鉄筋コンクリート造に大別することが出来る。建築物の意匠設計の分野においては14世紀頃から宮殿、教会等の建築活動が盛んであり、現代建築家としてもホリア・マイコ、オクタブ・ドイセスコ、チベリオ・リッチ、ニコレ・ボルンベスコ、セザール・ラザレスコ等が著名であり、数多くの住宅、公共施設、文化施設、工場等が建設されている。しかしながら耐震的な配慮は極く近年になってから払われるようになった。すなわち耐震的見地からルーマニアの建物を大別すると

- ① 1940年以前の建物
- ② 1941年から1952年までの建物
- ③ 1953年から1962年 “ ”
- ④ 1963年以降の建物

の四つに区分される。

①の時期の建物は、煉瓦造あるいは補強煉瓦造を主体とするものであり、その規模は5ないし10階程度の中高層のものである。これらの建物は意匠設計に力点が置かれており、構造計画的配慮に乏しいものが多く、耐震的配慮は皆無であるといつてよい。この年代の建築物の構造特性は概ね次のように要約できる。

(i) 構造部材の配置が極めて不規則であり、煉瓦の壁体を補強するために鉄筋コンクリートの柱・はりを併用したものについては、柱とはりが接合されておらず、したがって架構を形成していない場合が多い。

(ii) 耐震壁とみなしうるものを有する建物もあるが、耐震壁が直交2方向になく、一方向のみのものが見受けられる。

(iii) 1940年にブカレスト市でかなりの地震を感じている。この地震は地動140 galと推定されているが、倒壊した建物は極く僅かであった。しかし、壁体、開口部上の“まぐさ”に亀裂を生じた建物は多数にのぼっている。これらを応急的に補修して使用しているのもこの年代の建物の一つの特色といつてよい。

②の時期においては、1940年の地震に鑑みて、耐震設計が試みられている。ブカレスト市など地震の危険度の高い地区では水平震度0.1、その他の危険度のやゝ低い地区では0.05を用いて設計することが始められた。しかしながらこの時期の前半は第二次世界大戦の時期でもあり、設計規準の整備状況も充分でなく建築物の建設活動も低調であった。

1945年以降においては、建設活動が活発化し、建物の構造躯体の標準化、工業生産化がその緒についた。この時期の工業化工法の代表的なものは次の通りである。

- (i) 5階建大型版工法

- (iii) 10階建大型版工法(これらには場所打ち鉄筋コンクリートの耐震壁が用いられている)
- (iv) スライディングフォーム工法による鉄筋コンクリート造
- (v) メタルフォームによる場所打ち鉄筋コンクリート造

③の時期においては、1945年以降の建築構造の標準化、工業生産化が引き続き推進されているが、設計震度に関しては混乱の生じた時期であると見られている。

④の時期は1963年から始まるが、この年に耐震法規が制定されている。この法規については次節で紹介するがブカレスト市の10階建アパートに例をとると、換算水平震度約0.06であり、②の時期の震度を下回った値が制定されている。

第二次世界大戦以降の建物は概ね同じような構造的特性をもっているが、耐震性の面から次の問題点をもっている。

- (i) 耐震壁を有するものについては、耐震壁と架構との接合が不十分なものが多い。
- (ii) 1階部分を店舗とした設計が多く、この部分には耐震壁が少なく、今回の地震でもこの部分の被害が顕著である。
- (iii) 構造部材の地震時の変形に対する配慮が不十分であり、かつ外壁、スパンドレル、間仕切などに煉瓦、コンクリートブロック、シボレス板などを多用しているため、非構造部材に被害を生じ易い。

一方この時期には、工場建築が多数建設されている。構造種別としては鉄筋コンクリート、プレストレストコンクリートが殆んどといってよい。これら工場建築にはプレキャスト部材が多用されており、12mから16m程度の梁はプレキャストプレストレストコンクリート梁を使用し、床組には Γ 型の小梁兼用のプレストレストコンクリート版を用いている例もある(写真1参照)。又、工場敷地の節約のため重層形式のものも多く、工作機械を使用し床荷重が1tonを越す工場で6階建程度のものも稀ではない。

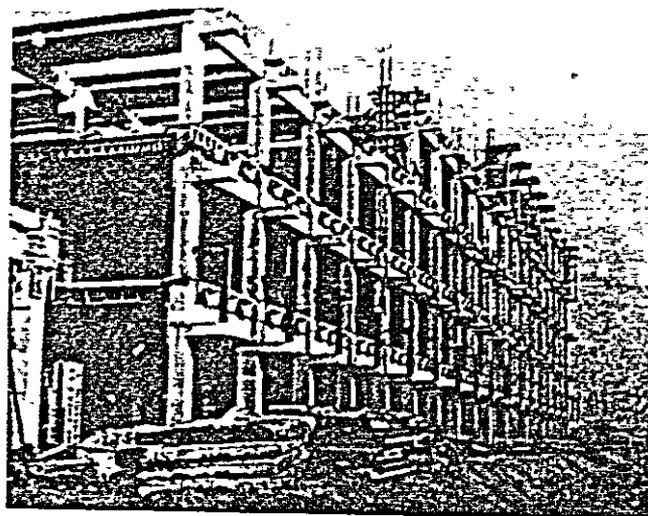


写真1 プレキャスト工法による工場建築

以上が主として年代的にみたルーマニアの建築物の概要であるが、ブカレスト市内の建物被害をルーマニア政府建築研究所（INCERC）で調査中であり、調査結果を統計処理するため、市内の住宅をパターン分類している。以下にこの調査方法の概要と中間的集計から得られた被害の傾向を述べる。なおこの調査はINCERCのゾラバベル氏によって担当されている。

(I) 調査の方法

① 地域のメッシュ化

ブカレスト市を1キロメートル四方の小区分に分割し、被害の発生した54の区分を調査対象とした。この区分には平均して約300棟の建物が1区分当たり含まれている。

② 調査の対象建物および調査項目

建物の用途は住宅に限った。構造種別は次の5つに分類した。

- ・粗悪な材料を用いた老朽建物
- ・煉瓦壁で木造床を用いたもの
- ・同上で鉄筋コンクリート造床を用いたもの、あるいは同上で鉄ばりと煉瓦を用いた床組を有するもの
- ・鉄筋コンクリート造ラーメン
- ・壁式鉄筋コンクリート造

又、建物の諸元としては次のものを調査する。

- ・建設後の年数
- ・階数
- ・構造種別（前記の5分類による）
- ・基礎の形式
- ・方位
- ・隣棟との関係
- ・被害程度

なお、被害の程度の表示法は次の方針による

- ・部材は構造材、二次部材、ケーブルあるいは煙突の三分類とした
- ・部材の細分類は柱・梁・床・笹込み壁・窓サッシュ・耐力壁・リントル・エレベータ室とした
- ・被害程度は6段階表示とし「0」を無被害、「5」を崩壊とした
- ・建物の固有周期を階数、構造種別、建設後の年数、方位をパラメータとした略算式で求め0から8の9等級で表わした

③ 調査の中間的集計結果

- ・被害は構造種別「粗悪な材料を用いた老朽建物」と「煉瓦壁で木造床を用いたもの」に集中していた。これらの建物の固有周期は0.5秒以下である。

- 地域的には市内南西部がひどい。この地区には1930年から1940年に建てられた建物が多く、煉瓦壁1枚積み(28cm)のものが多い。一方、北東部地区は同じ煉瓦壁でも1枚半積の建物が多い。
- 傾向としては構造種別「煉瓦壁で木造床を用いたもの」の方が「粗悪な材料を用いた老朽建物」より被害が大きかった。
- 被害の分布をみると局地的にひどいところがある。これはブカレスト市の表層地盤の特性と関係があると考えられる。
- 地下水位と建物の被害との相関はない。
- 被害と固有周期との間には正の相関がある。

4-2 ブカレスト市の地盤の概要

次に、ブカレスト市の地盤についてルーマニアブカレスト地区建設公社(IPIB)において地質担当官トミスク氏より聴取したブカレスト市の地盤状況は、次の通りである。

(1) 概況

ブカレスト市は図4.1に示すように、北側及び南側の2つの水系にはさまれた地域に市の中心部が位置している。地形は北西から南東へかけてゆるやかに傾斜している。地質的には、水系に挟まれた中心部(図4.1の①の部分)、水系の両岸の部分(図4.1の②、③、④の部分)、南端及び北端の部分(図4.1の⑤の部分)の三つに大分類されている。

①の部分

- 0~4~5 m シルト, 粘土
- ~7~8 m 砂層, 砂利層
- 常水位 北西部 2~4 m
中央部 5~6 m
南東部 7~8 m

②の部分

0~8~9 mにわたって軟弱な地質があり、地下水位は0~6 m位の範囲で変動する。

③の部分

- 0~2~3 m レス層
- ~11 m シルト層
- 常水位 北部 10~12 m
南部 8 m

となっている。

(2) 地盤の沈下状況

①地区では建物建設後2 cmから3 cmの沈下が見られることがある。

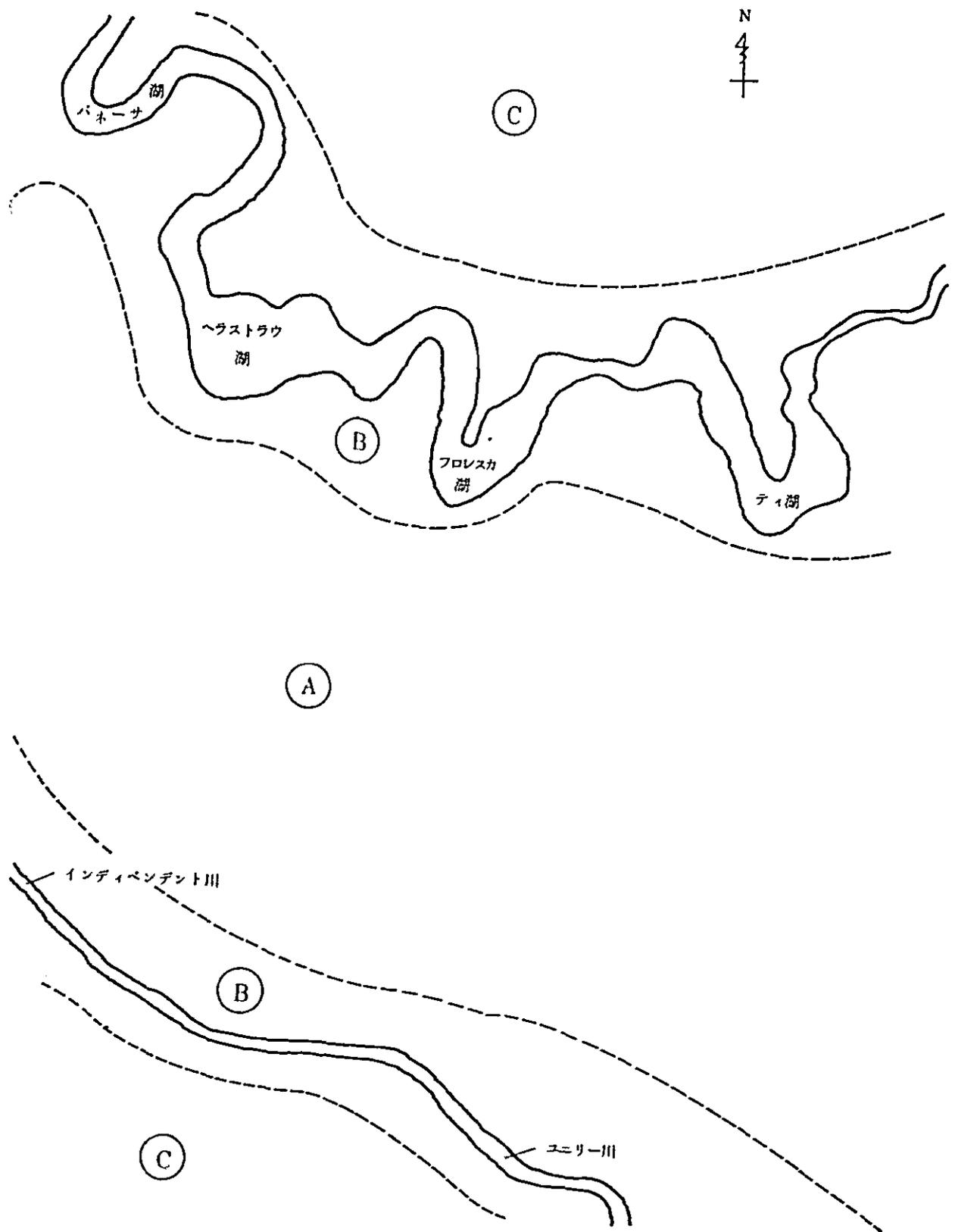


図4-1 ブカレスト市の地盤の状況

④地区は地質がさまざまであるが、沖積上の部分は建物完成後はほとんど沈下しない。一方シルト層の部分は10 cmから15 cmの沈下が生じる。

⑤地区においては、15 cmから20 cm沈下する。この部分では地盤改良を行ったことがあり、その場合は3 cmから5 cmの沈下に止っている。

(3) 地業の状況

④地区では直接基礎としている。根入れ深さは通常2 mから4 mであり、高層の場合は6 m位迄下げるのが普通である。

⑤地区は5階迄は直接基礎（場合によってはベタ基礎とする。）、高層の場合は直接基礎もあるが、杭基礎とすることもある。

⑥地区は5階迄は直接基礎を用いる。11階程度の高層アパートはパイルを用いていたが、9ヶ月程前から地盤改良の上直接基礎とする工法がとられている。改良工法としては落錘を用い砂利で締め固める。

(4) 設計用地耐力

④地区で20～40 t/m²

⑤⑥地区で10～20 t/m² が慣習的に採用されている。

(5) その他

ボーリングデータは60本程度（深さ20 m位迄）あるとの話であったが、未入手である。なお、表層の下には泥岸（marl）層が30 mから35 m存在し、これがブカレスト市のBed rockであるとの話である。

4-3 ルーマニアの耐震建築法規

現行のルーマニア耐震建築法規は1963年に制定されている。この法規は6章からなり、付録には簡単な動的設計法等の説明が加えられている。この法規は地震荷重の算定法を述べたものであり、鉄筋コンクリート構造など各種構造についての計算法については別に詳細な規程が用意されている。以下には主に上記の地震荷重規定について、その概要を紹介する。

設計用層せん断力の算定は下式による。

$$S_k = c \cdot Q_k \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 S_k = k層の設計用層せん断力

Q_k = k層の建物重量

c = 震度

各層の重量に乗ずる震度 c の値は下式によって求める。

$$c = k_s \beta \varphi \eta \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 k_s = 地域係数、重要度係数の組合せによって定まる基準震度（表1参照）

β - 一次固有周期によって定まるスペクトル係数 (図 1 参照)

φ - 構造物の減衰性によって定まる一種の構造種別係数 (表 2 参照)

η - 高さ方向の分布係数 (式(3)による)

分布係数は下式によって求める。

$$\eta_k = u_k \cdot \frac{\sum_1^n Q_k \cdot u_k}{\sum_1^n Q_k \cdot u_k^2} \dots\dots\dots(3)$$

ここに、 u_k - k 層の変位 (モード)

なお(1)式の適用に際しては、ベースシャー係数が 0.02 を下回らぬこと、および分布係数は 1 次、2 次、3 次の 3 つについて求め、それぞれに対応する構造物の応力を下式に代入して設計用の応力を求めることを規定している。

$$N = \sqrt{N_1^2 + N_2^2 + N_3^2} \dots\dots\dots(4)$$

ここに、 N - 設計用応力

N_1 - 1 次固有周期にもとづく分布係数を用いた地震荷重によって生ずる応力

N_2, N_3 - 2 次、3 次固有周期に対応する応力

上記の他、特別の注意事項として次の 3 点がある。

1) 偏心のある場合は S_k の割増をするのが当然であるが、この他に水平力の作用方向に直角方向の建物巾の 5% を偏心として S_k を割増す。すなわち次式による偏心を用いる。

$$e = e_1 + 0.05 B$$

ここに、 e_1 - 偏心

B - 建物巾

2) 隅柱は 2 方向加力を考慮する。この場合各方向の地震力はそれぞれ $1/1.4$ とする。

3) 局部震度 は基準震度に次の係数を乗じて求める。

バラベット	3
突出物	10
耐力壁の接合部	1.5
アンカーボルト	5
高応力接合部	3
柱の軸方向耐力検定用	4
梁のせん断耐力検定用	4
大スパン無梁版	6
片持梁	6
大スパン梁	4

以上が 1963 年耐震規準の骨子であるが、規準そのものがかなり複雑であり、かつルーマ

ニアの建築物の設計は国の機関で行われているので、建物のタイプごとに簡略化した設計マニュアルを用いている節もあるので、現行の建築物では必ずしもこの規準を直接的に適用して設計されていないと思われる。

表 4.1 基 準 震 度

重要度 (係数)	用 途	地 域 (係数)			
		7	8	9	6
I	記念建造物, 重要建築物	0.05	0.08	0.12	0.03
II	一般の建物	0.03	0.05	0.08	—
III	平家の工場	0.02	0.03	0.05	—
IV	平家の一般建築物	—	—	0.03	—

図 4.2 スペクトル係数

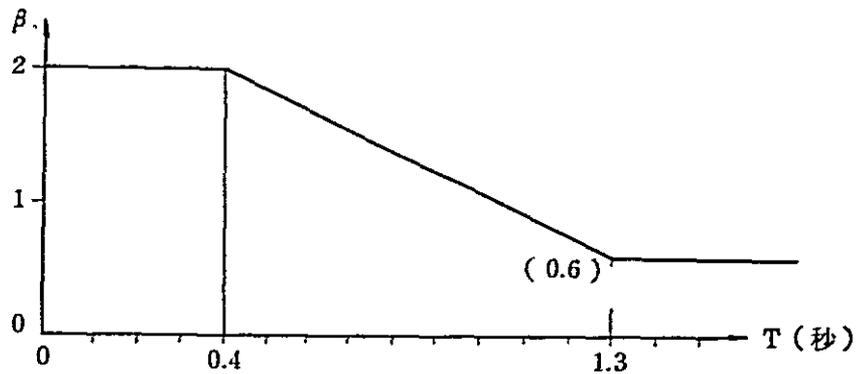
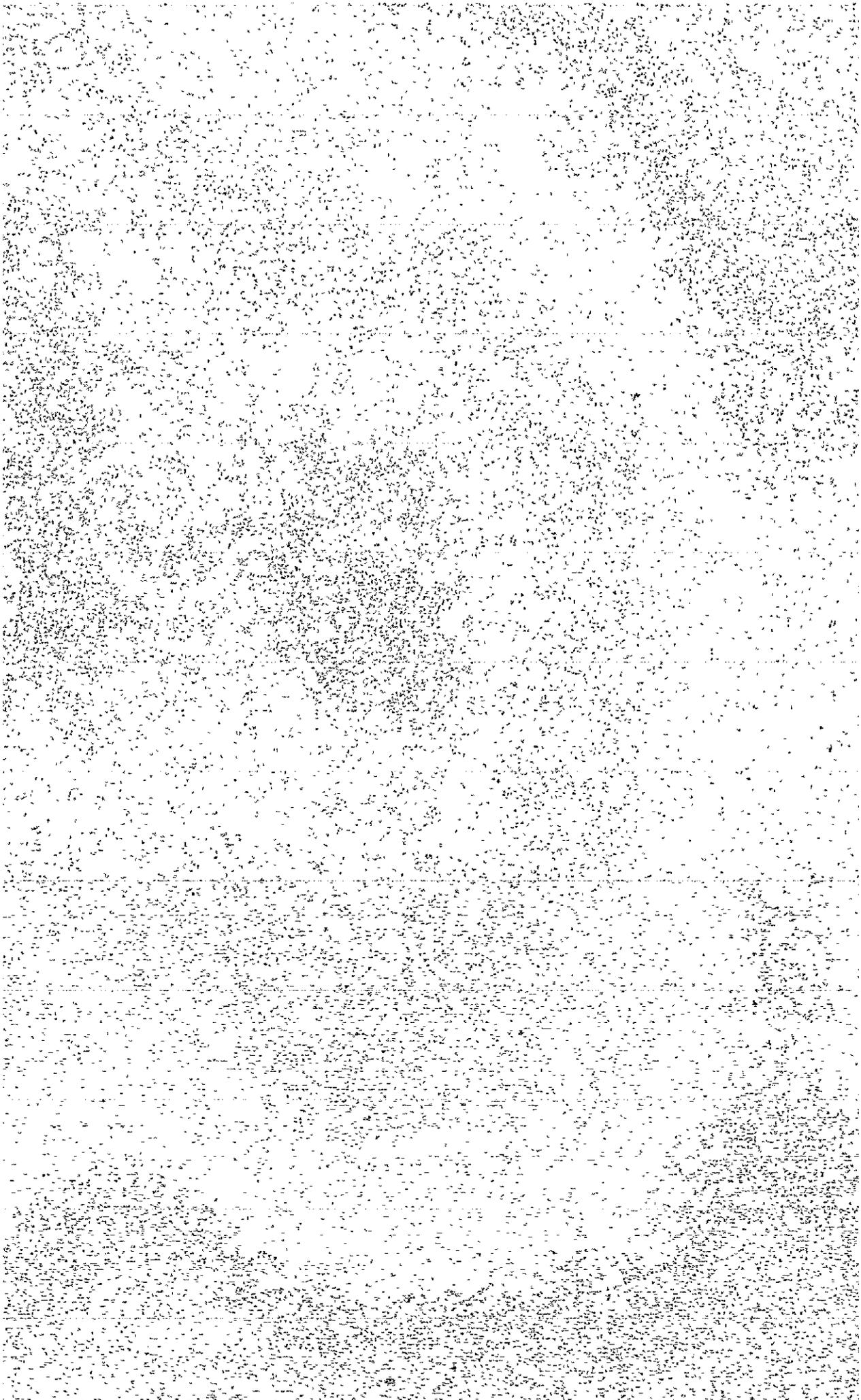


表 4.2 構造種別係数

構 造 種 別	係 数
1 鉄筋コンクリート ラーメン	1.0
2 壁式鉄筋コンクリート	1.2
3 補強粗石造	1.3
4 煙 突	1.8
5 水 槽	2.0

第 5 章

建築物の被害及びその特徴



第 5 章 建築物の被害及びその特徴

5-1 ルーマニア地震による建築物の被害の概要

5-1-1 被害概況と地震の特徴

今回の地震は図 5.1 に示したように震源から南南西へ約 160 km 離れたブカレスト市を中心に、主として建築物にかなり顕著な被害をもたらした。この地震の諸元については第 3 章

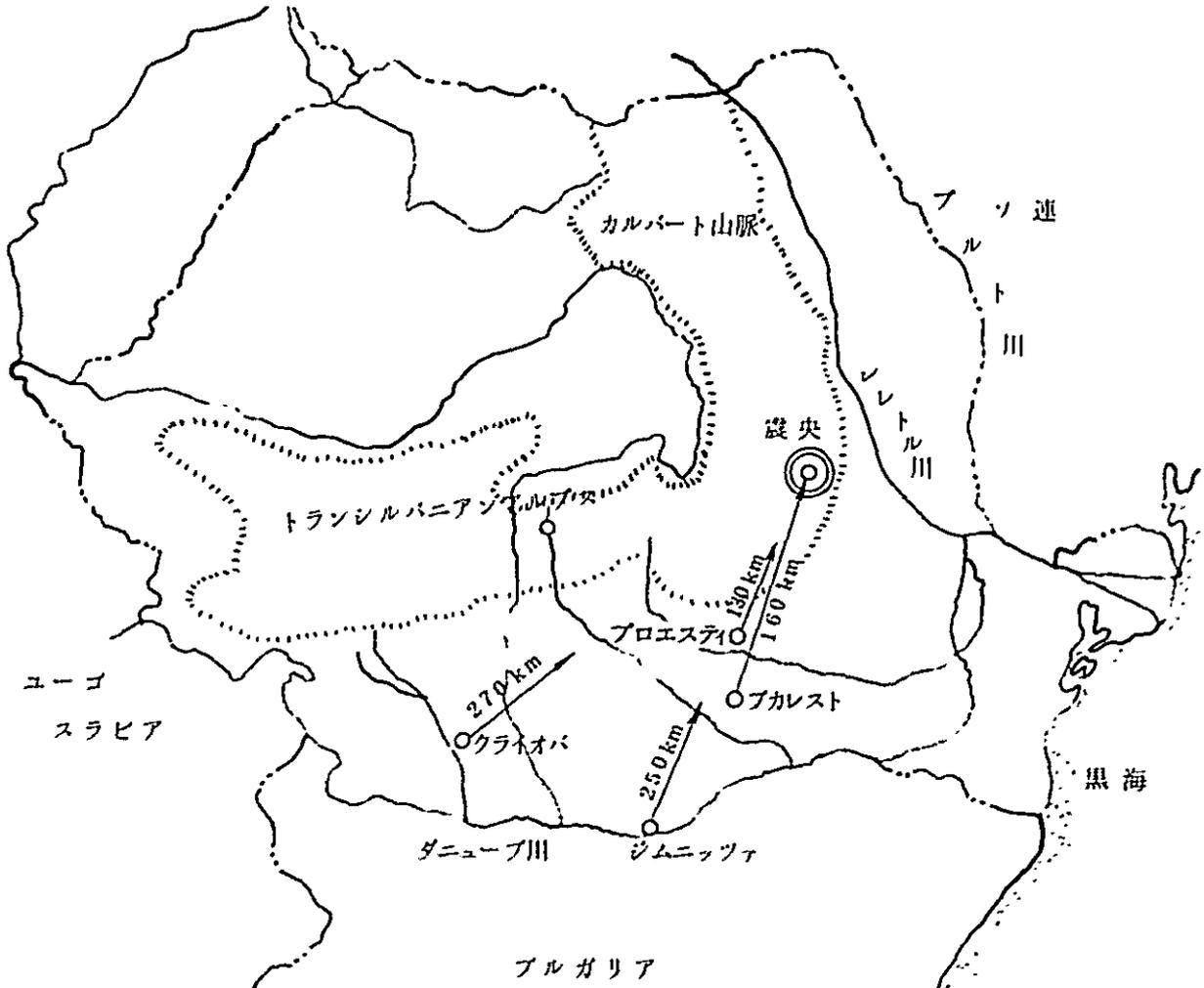


図 5.1 1972年3月のルーマニア地震の震源地と
主要被災都市との震央距離

に記されているように、いわゆる稍深発地震に相当するわけであるが、この程度の地震により震源から数百km離れた位置において実際に多くの建物が破壊された例はあまり多くはない。(例えば昭和23年の福井地震はマグニチュード7.3、震源深さは約20kmで、激震地域は東西約20km、南北約40kmの福井平野に限定されており、福井市から約65km離れた金沢市の被害は比較的軽微となっている。)

又、震央近傍の村落の被害が比較的軽微であったのをはじめ、全国的にみても他の地域

の被害はそれほど顕著ではないのに対して、図 5. 1 に示したように、震央から南南西ないし南西方向へ約 130 Km から 270 Km に位置するブカレスト市、プロエスティ市、クライオバ市及びジムニツァ町などいくつかの市街地における被害が飛び石状に認められていることも、普通の地震とは異ったこの地震の特徴といえよう。

ただし、関係者の証言によれば、後述のように今回の震央に近い所に位置する村落の建物は 1940 年の地震によって破壊され再建されたものが多く、それに対して、たとえばブカレスト市内の建物は崩壊までには至らず、一部補強を行って継続使用されていること、又、1940 年の地震による被害域は比較的狭くクライオバ市やジムニツァ町では被害が殆んどなかったために耐震設計されていない建物が残存していたことなどから、必ずしも、今回の地震による被害がいわゆる異常震域によるものばかりではなく、建物の保有耐力などにもかなり影響をうけているものと考えられる。

一方、この国の地震危険度については第 3 章に記されているように、大規模な地震の震源は殆んど今回の震源に近い地域に集中し、再現期間も比較的短い。前述のように 1940 年の地震では震央付近の被害が大きかったほか、ブカレスト市でも最大加速度が 140 ガル程度だったといわれ、事実今回調査した被害建物でも、その時の被害に対して行われた補強の跡が確認された。又、この種の比較的深い地震とは別にいわゆる浅発地震はルーマニア国内のかなり広い範囲にわたって記録されており、したがって地震の危険度はほぼ全国的なものと考えられる。しかしながら、地震の強さの点からいえば、過去の被害記録から判断する限り、我が国とくらべて比較的小さい方だといえよう。

5-1-2 建築物の耐震設計

ルーマニアの耐震規定の概要については第 4 章に記したがこの規定には耐震設計用の地震力のほか、例えば鉄筋コンクリート柱のせん断補強筋間隔を 10 cm 以下にする等の各種構造に関する基本的な構造規定が設けられている。このなかで、設計用地震力は前述のように用途係数、地域係数、構造種別係数、振動モード等によってきまるようになっている。例えば最も危険度の高い地域に建てられる 10 階程度の鉄筋コンクリート造のラーメン構造によるアパートの場合には 0.12 となる。この規定の 1 つの特徴は、耐震設計においても経済性を重要視すべきことが明記されていることで、事実、工場やアパートなどの近代的な建築物の多くが公的な機関によって設計されていることもあり、設計の合理化が徹底されているようであった。

一方、我が国の建築学会による「鉄筋コンクリート構造計算規準」のような実務的な設計指針も整備されており、公的機関ではそれが活用されている。設計法は我が国のような許容応力度設計法ではなく、終局強度設計法である。実際にはコンクリート設計強度や鋼材の降伏点強度はそれぞれ 50%、67% 程度に低くおさえて設計に用いられている。

5-1-3 ブカレスト市の地盤と地震記録

ブカレスト市の地盤の断面図の模式図を図 5.2 に示したが、各地層の深さの違いこそあれ、ほぼ同様な地盤構成となっており、大多数の建物では、たとえ 15 階建ての鉄筋コンク

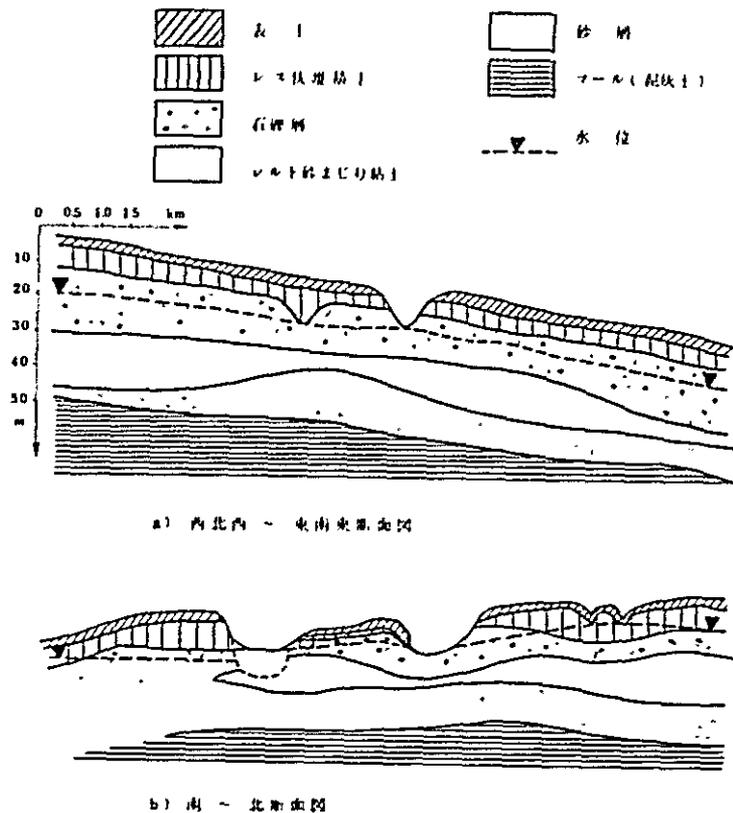


図 5.2 ブカレスト市の地層断面図

リート造建物でも杭支持されることなく、砂礫層又は圧密された粘土層によって直接支持されている。なおこれらの地盤の極限支持力は約 35 t/m^2 から 50 t/m^2 であるとの説明があった。

一方、今度の地震によって、ルーマニアでははじめて被害地震の強度記録が得られたわけであるが、その記録はブカレスト市内北部にある建築研究所 (INCERC: 鉄筋コンクリート造の平家建て) の建物の半地下部分に設置された日本製の強震計 S M A C - B 型によって得られた。その記録は図 5.3 に示したとおりであるが、その特徴は次のとおりである。

- (1) 得られた加速度記録は、震源の方向にほぼ一致する南北方向の水平動が大きく、上下動は水平動にくらべてかなり弱い。
- (2) 南北方向の水平動のうち最大加速度は約 200 ガル (この値は例えば十勝沖地震の時に八戸港で得られた記録 185 ガルよりやや大きい。) となっているが大きな加速度の継続した時間は比較的短い。
- (3) 南北方向の水平加速度記録のうち特に注目されるのは、その周期が約 1.5 秒とかなり長く、かつ 1 サイクルだけが非常に顕著なことである。

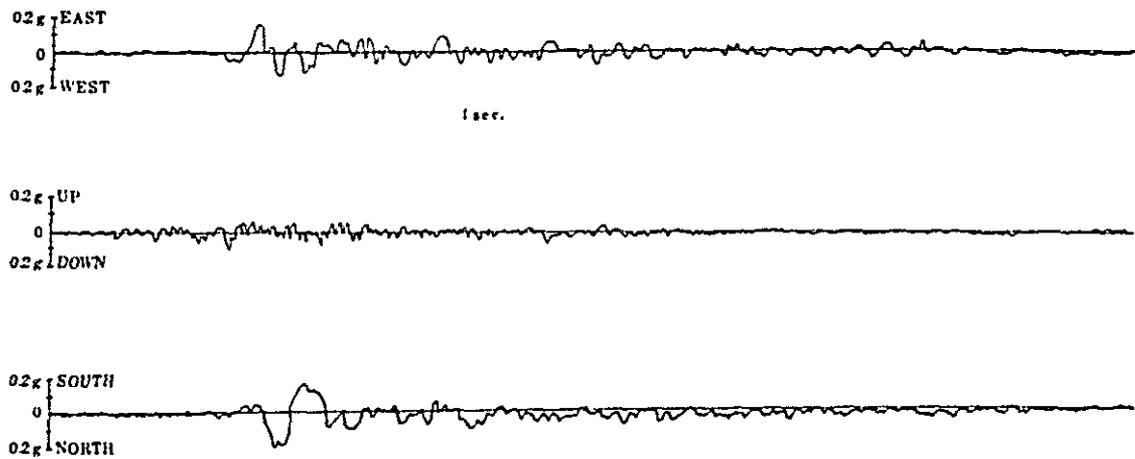


図5.4 ルーマニア地震の強震記録
(INCERC, 4, MARCH, 1977)

以上のような特徴のうち、日本で言えばほぼ2種地盤に相当するようかなり良い地盤で周期1.5秒という長周期において卓越した加速度が記録されたということについては、かつて経験したことの無いことであり、これについては十分に検討される必要がある。

このほか、ルーマニアの国内、とりわけブカレスト市内については、主として1940年の被害経験や地盤断面図にもとづいて、図5.4に示したようなかなり細かく細分された地

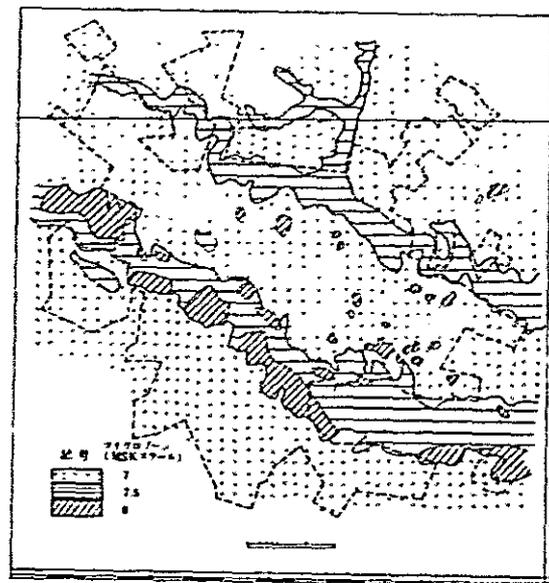


図5.4 ブカレスト市のマイクロゾーニング

域係数が実際に適用されていたが、今後の地震による実際の被害分布はこの地域係数の分布状態とかなり異っていたこと、又ルーマニアでは全般的に人工的な宅造地はあまりないようだが、自然の河岸段丘上では、特に崖縁部の建物の被害が顕著であったことなどが地盤と建物被害の関連事項として指摘される。なお、上述の強度記録について日本の建設省建築研究所強震観測委員会が解析した加速度、速度及び変位についてのレスポンススペクトルを図5.15から図5.18に示した。

5-1-4 建築物の被害概況

前述のようにルーマニアには木造や鉄骨造による建物は殆んどなく、煉瓦造か鉄筋コンクリート造によるものが大部分であるが、中層の煉瓦造の中には一部鉄筋コンクリートの柱や梁で補強されているものが多い。又、ごく大まかにいえば、煉瓦造の建物は殆んど耐震設計が行われておらず、鉄筋コンクリート建物は、耐震規定ができた後に建設されたものが多いといえると思われるが、もっとも、ブカレスト市内でも5階建て以下ならば、現在でも一部鉄筋による補強をして煉瓦造で建てても良いことになっている。

今回の建築物関係の調査では、第1章に記したように、ルーマニアの研究者や技術者との意見交換に日程を多くさいたため、あまり多くの建築物の被害を直接調査することはできなかった。又、我々がルーマニアに入国した時点(地震発生より約40日後)では、既に崩壊した建物の解体撤去や被害建物の補修が大分進められた状態であったため、地震直後の被害状況とはかなり異った状態となっていたものが少なくない。さらに、被害建物の被害原因についての調査結果や、それらの設計図書などの資料についても、その入手については多くの関連機関からの許可が必要なため、希望しても入手できなかった資料も多く、また建築物の用途によっても被害写真の撮影さえ許可されなかった場合もあった。

したがって個々の被害例についての詳細な資料を示すことは困難であるが以下5.2節には、各種構造種別ごとにみた構法や被害の特徴について記した。なお、外観のみではなく、内部についての被害状況も確認することのできた調査建物の一覧を表5.1に示し、特にブカレスト市内の建物については、その位置と被害程度とを図5.5に示した。

又、建築物の被害が著しかった4つの都市の被害概況を記すと、次の通りである。

(1) ブカレスト市の被害状況

ブカレスト市は人口約159万人の首都である。市の中央部に位置する旧市街にある建物の大部分は中低層の煉瓦造又は補強煉瓦造の公共建物、店舗付アパート、個人住宅等である。この旧市街をとりまく外周部には最近、年間約3万戸の割合いで建設されている9階から14階建ての鉄筋コンクリート造のアパート群や店舗付アパートなどが存在する。今回の地震によって、完全に崩壊した建物は35棟とされているが、これらの崩壊した建物は耐震設計が行われていない。旧市街地に建つ補強煉瓦造による10階建て前後のアパートが多く、新形式の建物はわずか3棟であった。しかし、崩壊にはいたらずとも顕著

表 5.1 視察した建物一覧 (その 1)

番号	建物名又は用途	構造概要*1	階数	所在地	建設年度*2	被害*3		備考	関連写真等*4	
						構造体	2次部材		写真	図
1	シティホール	B	2	クライオバ市	0	L	L	古い建物で被害の少ない例	-	
2	県ホール	B	2	"	0	S	S	煉瓦造ドーム状天井落下	4.5	
3	美術館	B	2	"	1899~1907	S	S	天井落下, 内装大破	6.7	
4	高校	B	3(1B)	"	1826	S	S	床落下, 壁大破	10.11.12	
5	歴史博物館	B	2	"	1915	S	S	壁, 天井など大破	8.9	
6	民家	B	1.2	"	ON	C	C	崩壊, 目地は粘土	1.2.3	
7	アパート	B	5	"	N	M	L	最近の無補強煉瓦造, 中破	83	
8	工場	RC(柱), PC(梁, 床)	1	プロエスティ市	1973	L	M	ブロック造煙突倒壊, 壁大破	81	
9	アパート	B	5	"	1962	S	L	1階部分大破, ガラス破損少ない	17.18	
10	教会	B	2	"	1834	C	C	小尖塔等崩壊	13.14	
11	店舗付アパート	RCF	5	"	1960	S	S	柱の損傷多い	62.63.64.65	
12	アパート	RCF	4	"	N	C	(C)	1階部分完全に落階	60.61	
13	電算機センター	RCF	3	ブカレスト市	N	C	C	完全に倒壊	-	
14	アパート	BRC	11	"	0	S	S	1945年罹災後に補強。柱の損傷多い	28.30.31.32.84	7
15	店舗付アパート	RCF	10	"	1960	S	M	1階柱, 煉瓦壁せん断破壊	44	
16	店舗付アパート	RCF	10(B1)	"	1964	(C)	(C)	全体の内の3スパン分が崩壊	43	
17	アパート	RCW	11	"	1974	S	M	施工不良に起因する壁柱の圧潰	69.70.71	
18	アパート	RCW	11	"	1974	(S)	(M)	1階部分壁柱圧潰	68	
19	店舗付アパート	RCF	12	"	1975	(M)	(L)	2階柱1本の柱頭圧潰	45.46.47	
20	店舗付アパート	RCF	12	"	1975	S	S	全階にわたり梁にせん断ひびわれ	-	
21	店舗付アパート	RCF	9	"	1976	M	S	5階柱主筋座屈, 内外装大破	35.36.37.38	
22	店舗付アパート	RCW	11	"	1976	L	L	短辺方向壁に2次モード的なせん断ひびわれ	-	
23	大使公邸	B	2(B1)	"	0	(S)	L	部分的に煉瓦壁大破	15.16	6
24	小アパート	BRC	4	"	0	M	M	柱1本せん断ひびわれ, 内装損傷	-	
25	小アパート	BRC	5	"	0	M	L	ブロック壁にせん断ひびわれ	-	
26	ポンプ工場管理棟	RCF	11	"	N	M	S	梁せん断ひびわれ, 内装大破	-	
27	ポンプ工場	RCF, PC(床)	5	"	N	S	L	施工不良による柱頭部破損	66.67.82.86	
28	アパート	RCW	12(B1)	"	N	L	L	境界梁の曲げ, せん断ひびわれ	76.77	
29	アパート	RCW	11(B1)	"	1975	C	C	6ユニットの内1ユニット倒壊90人死亡	72~75.87~91	
30	アパート	RCW	11	"	N	L	L	境界梁のせん断ひびわれ	-	13
31	事務所建築	RCF	14	"	1967	S	S	柱座屈, 梁せん断ひびわれ, 内外装大破	53~58.85	8.9
32	日本大使館	B	2(B1)	"	0	L	L	ひびわれ殆んどなし	-	
33	光学関係工場	RC(柱), PC(床, 梁)	5	"	N	S	M	設計になかったコアRC壁大破	X	

表 5.1 視察した建物一覧 (その2)

番号	建物名又は用途	構造概要*1	階数	所在地	建設年度*2	被害*3		備考	関連写真等*4	
						構造体	2次部材		写真	図
34	特殊機械工場	RCF	5	ブカレスト市	N	(S)	M	施工不良による柱頭部破損	×	
35	同上管理課	RCF	4	"	1964	(S)	(S)	化粧梁、ブロック壁で形成された短柱破壊	50.51.52	
36	計算機部品製作工場	RC(柱).PC(床).PS(梁)	1	"	1971	N	N	殆んど無被害	80	
37	計算機部品製作工場	RC(コア+フラットスラブ)	5(B1)	"	1971	L	N	コア一部破損	-	
38	計算機部品製作工場	RC(柱.コア) PC(床.梁)	5(B1)	"	1971	M	S	コア及び一部の柱大破、補強済	×	
39	アパート	BRC	10	"	N	S	S	ジョイントで接した隣棟と衝突、内部大破	-	
40	アパート	RCF	9	"	ON	L	L	柱の通り良く被害軽微	-	
41	アパート	RCW	11	"	1976	N	L	被害軽微	-	

注 *1 構造種別

- B : 煉瓦造
- BRC : RC補強煉瓦造
- RCF : 鉄筋コンクリート造フレーム式
- RCW : 鉄筋コンクリート造壁式
- PC : プレキャスト造
- PS : プレストレスト造

*2 建設年度

- O : 1940年以前
- ON : 1940年~1963年
- N : 1963年以降

*4 写真, 図

- 番号はいづれも5章のもの
- ×印は撮影を禁じられたもの

*3 被害程度

- C : 崩壊
- S : 大破
- M : 中破
- L : 小破
- N : 無被害
- ()は部分的なもの

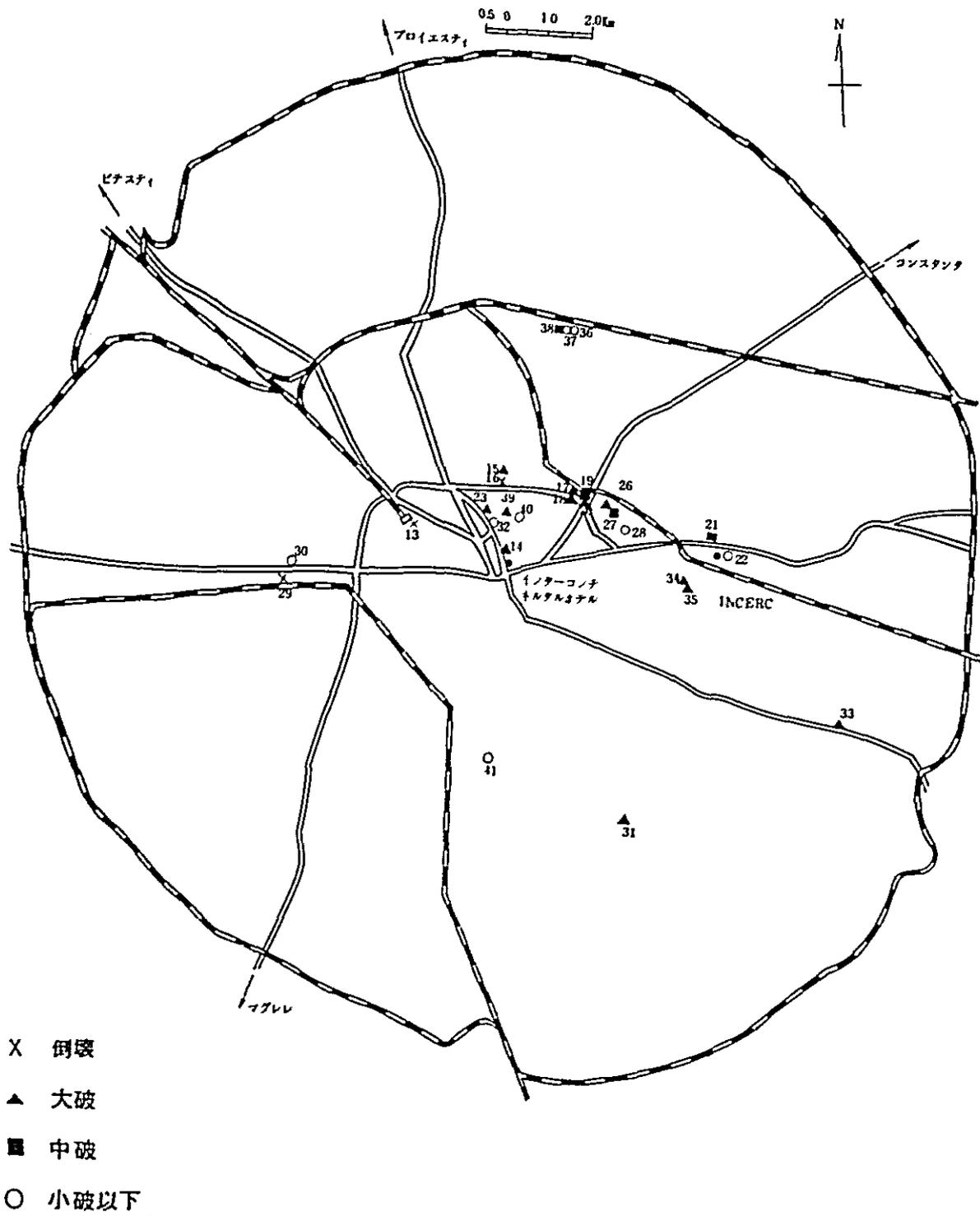


図 5.5 ブカレスト市内において調査した建物
 (番号は表 5.1 の建物番号)

な被害をうけた建物は多く、たとえば住宅は約2万戸が被害をうけその内、約半数が大被害であるとされている他、店舗、学校、文化施設や工場なども多数被害をうけている。

これらの被害建物もその多くが比較的高層の煉瓦造建物であるが、鉄筋コンクリート造による新形式の建物でも壁の少ないラーメン形式のアパートは内外装などをはじめ顕著な被害を蒙ったものが少なくない。

(2) プロエスティ市の被害状況

ルーマニアの第2の都市で震央から南々西方向に約130 Kmの位置にある。駅の周辺には鉄筋コンクリート造によるいくつかの中層アパート及び店舗付アパートがあるが、中心部の建築物の大多数は煉瓦造である。又、市周辺部にはいくつかの大規模な工場がある。

一般の住宅は1、2階建ての煉瓦造で、それらの品質は特に良質のようにもみられなかったが、全体的にみて被害は少なかった。これに対し、表5.1に記したように4階建ての鉄筋コンクリート造アパートの1階部分が完全に崩壊したのをはじめ、煉瓦造の教会、鉄筋コンクリート造のアパートや工場などの比較的規模の大きな建物に顕著な被害が認められた。

(3) クナイオバ市の被害状況

ドルヂイ県の県都で人口は約20万人、震央から南西方向に約270 Kmの位置にあり、ジニュー川の東岸に位置する。市の中央部には鉄筋コンクリート造の建物は少なく、大部分が煉瓦造の建物である。この町では約500棟の建物が全壊又は大破し、50人の死者が出た。建物の種別でいうと、ジニュー川の川ぞいに存在した低品質の煉瓦造による住宅群の被害が最も顕著であった他、同じく煉瓦造による学校や博物館などの古い建物の被害が目立った。これに対し新しい建物や、郊外に建てられている軽量コンクリート造などの工場群などについては被害は少なかった。

(4) ジムニッツァ町の被害状況

ダニューブ川の北岸に位置し、震央から約260 Kmの距離にある人口約15,000人の町である。この町では全家屋の約80%以上に当たる2,552戸が破壊されたがその大多数は煉瓦造であり、5人の死者が出た。なお、4月末には既にそれらの建物の大半は撤去され、被害が比較的少なかった地下室部分を有するアパートを中心とした新しい町づくりが大規模にはじめられていた。

5-2 構造形式別にみた建築物の被害とその特徴

5-2-1 煉瓦造の建物

煉瓦造の建物は、大きく分ければ次のような3種類に分けられる。

- (1) 目地、煉瓦共に低品質のもの。
- (2) 床が木造で比較的品質のよいもの。

(8) 床が鉄筋コンクリート造で、その他要所要所に鉄筋コンクリート造の柱や梁が設けられているもの。

1番目に分類した、目地、煉瓦共に品質の良くない煉瓦造はブカレスト市の郊外やその他の地方都市及び農村部にみられる住宅に広く用いられていた。だいたい2階建て、又は平家建てであり、床は木造で屋根も多くのは木造の小屋組となっており、床材の重量はあまり大きくない。しかし、煉瓦壁は壁厚が40cm前後で非常に重く、煉瓦の材質が脆い上にまた目地材も粘土かライムモルタルとなっているものが多かった。一般に開口部はあまり大きくなく、壁量が比較的多いため、建物の平均重量も $1.5 t/m^2$ 程度に達するものが多い。一般には基礎もまた煉瓦造である。

この種の建物はルーマニア国内に広く存在したわけであるが、被害が特に著しかったのはジムニツァ町とクライオバ市で、その他の町では意外な程被害は少なかったようであり、この原因としてはこれら2つの町の地盤条件が1つの理由として推定される。

個々の建物の被害は煉瓦壁の壁面が面内せん断力のため、主として目地部分を走る斜めせん断ひびわれによって破壊する例と面外に倒壊する例とが見られた。後者は屋根や床材で水平方向に拘束されていない壁に多くみられたが、方位からいうと、北側の壁面が震源方向である北側に倒れた場合が多かったようである(写真5.1, 5.2, 5.3参照)。



写真5.1

クライオバ市の破壊された
煉瓦造住宅

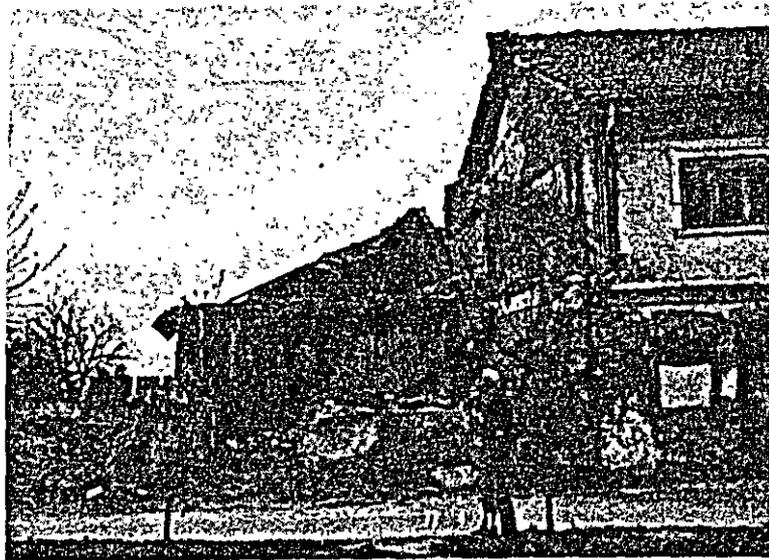


写真 5.2 クライオバ市の破壊された煉瓦造住宅



写真 5.3 崩壊した煉瓦壁

(目地は粘土, クライオバ市)

2 番目に分類した煉瓦造の建物としては比較的古いものも多く、かつ、用途としては学校、寺院、美術館などの公共建物や高級な個人住宅などが多い。又、これらの建物はその用途からして一室の面積が大きく、壁面や屋根には重量の大きな装飾物が用いられていることが多い。さらに壁厚は 50 cm から 60 cm に及ぶものもあり、階高も高いため、単位重量は一般住宅よりもかなり大きい。この種の建物の平面図の一例としてブカレストの在ルーマニア日本大使公邸の平面図を図 5.6 に示した。この建物は 2 階建てで単位重量は約 4.0 t/m^2 及びが壁率が約 735 cm/m^2 から 1120 cm/m^2 もあるため、平均軸方向応力度は約 3.5 Kg/cm^2 から 5.3 Kg/cm^2 に過ぎない。しかしながらこの建物は 2 階北側の突出部の一部が北側へ約 6 mm ずれたり、アーチ状の窓の頂部に顕著なひびわれを生じるなどの被害を生じた。

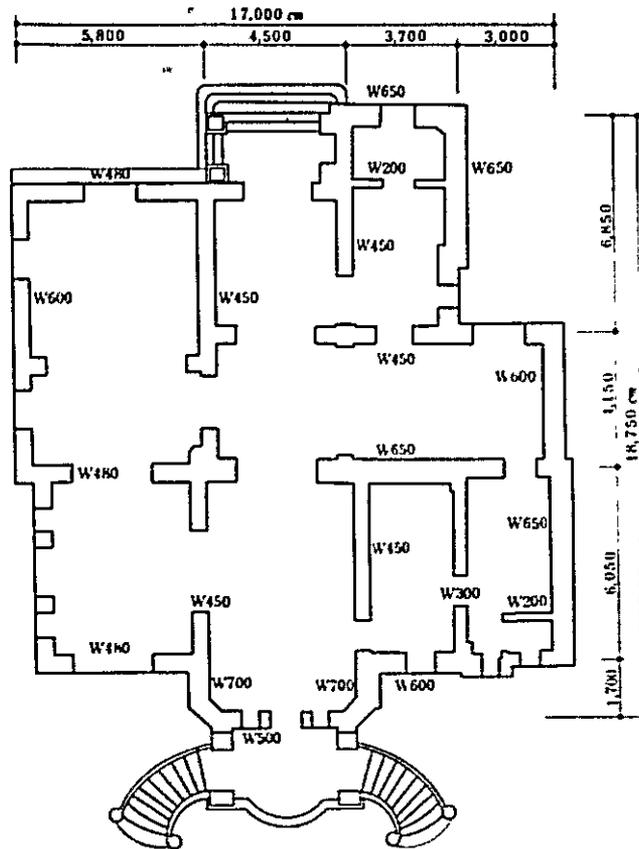


図 5 - 6 在ルーマニア日本大使公邸の 1 階壁伏図
(煉瓦造, ブカレスト)

この種の建物の被害はどの街でもみられたがその例としていくつかの建物の外観と内部の破壊状況などを写真 5.4 から 5.16 に示す。

これらの建物の被害の特徴としては

- (1) 建物の隅角部分の崩壊
- (2) 寺院の尖塔など突出部の破壊
- (3) 建物内部の肉厚の薄い煉瓦造ドーム状天井の落下



写真5.4 泉ホール

(煉瓦造，外見は被害少ないが内部の被害は写真5.5の
ように著しい，クライオバ市)

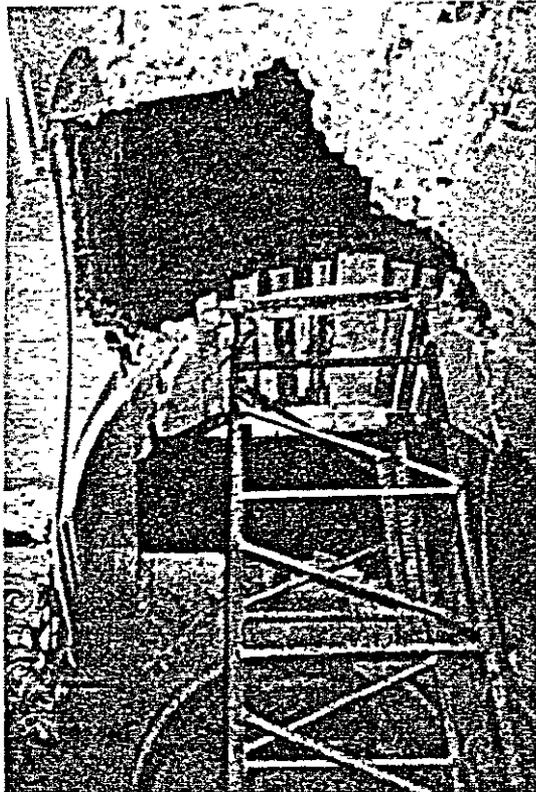


写真5.5

ホール内部の崩壊した煉瓦造
のシエル式天井

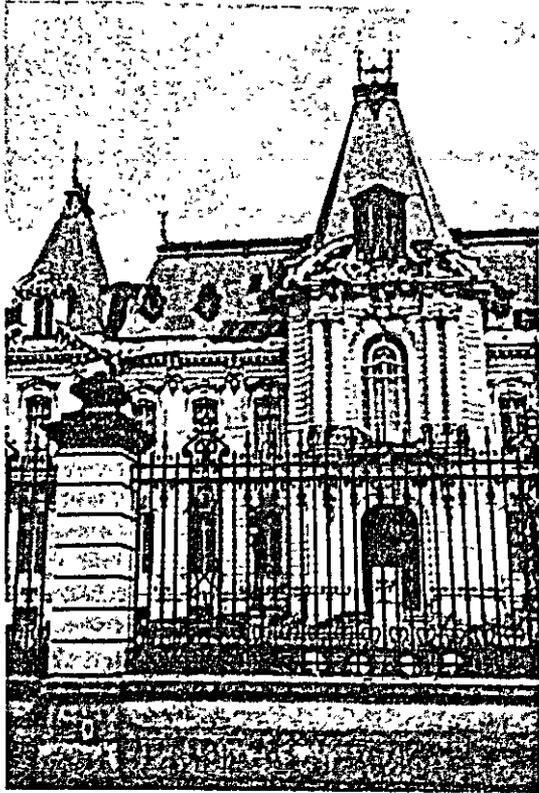


写真5.6

クライオバ市の美術館
(煉瓦造, 1899 ~ 1907年)

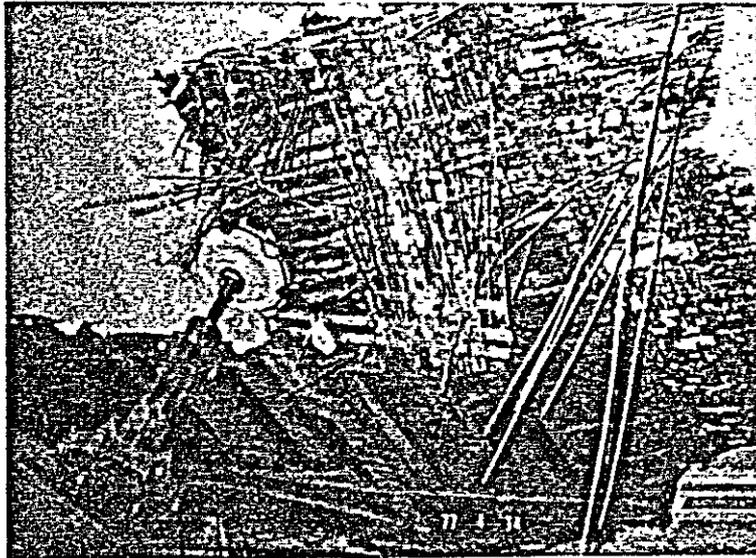


写真5.7 クライオバ市の美術館の大破した2階床

(木造梁の下に木舞, よしづぼり, しっくい仕上げ)

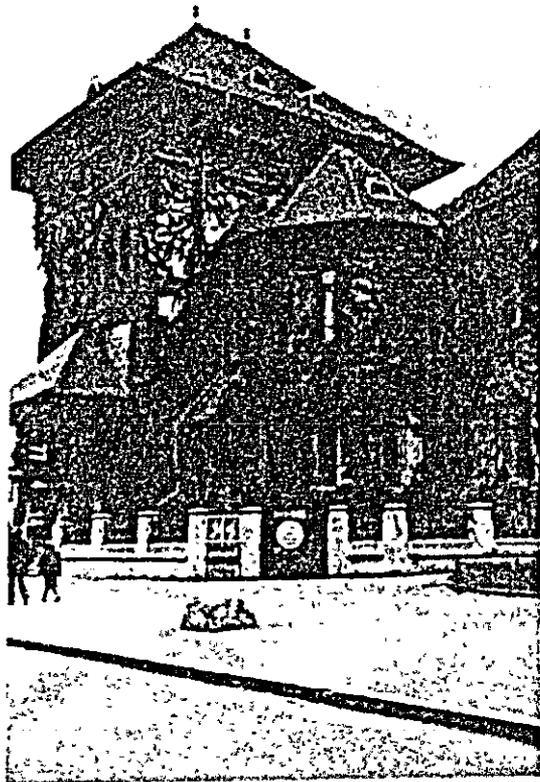


写真 5.8

クライオバ市の歴史博物館

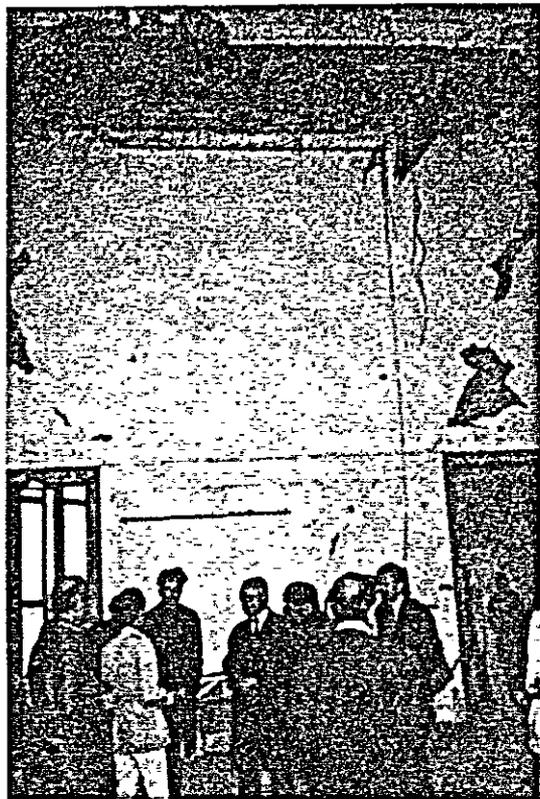


写真 5.9

クライオバ市の歴史博物館

内部の被害

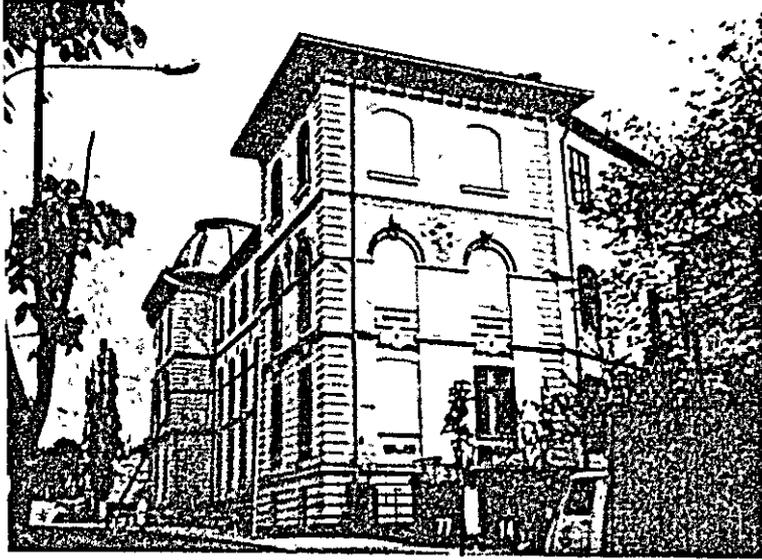


写真 5.1 0 クライオバ市の高校（1826年内部は大破）

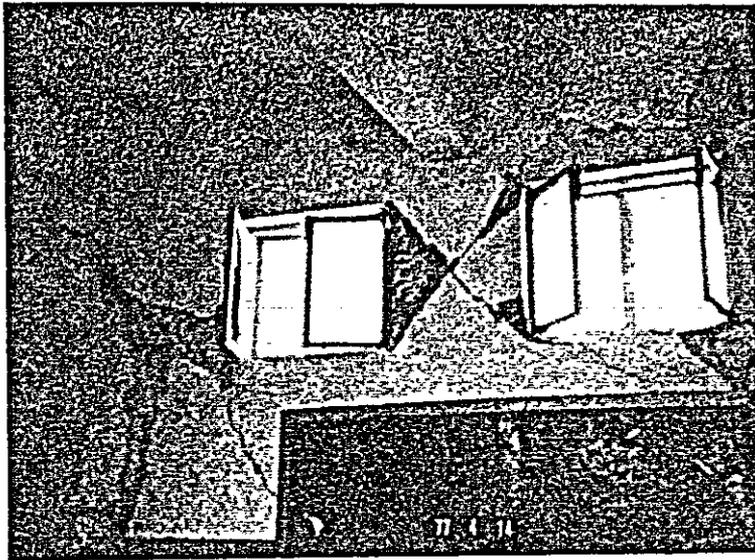


写真 5.1 1 クライオバ市の高校内部のせん断ひびわれの
生じたブロック壁

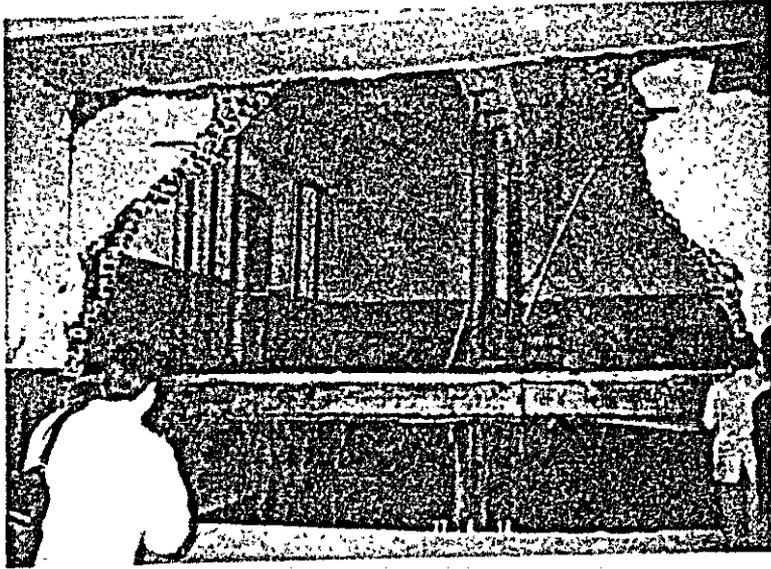


写真 5.1 2 クライオバ市の高校内部の落下した
ブロック壁

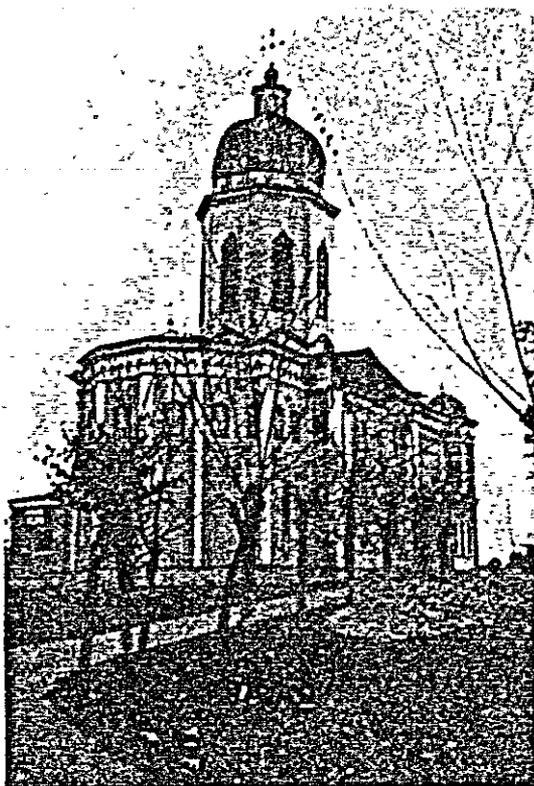


写真 5.1 3
煉瓦造教会の被害
(1834年, プロエスティ市)

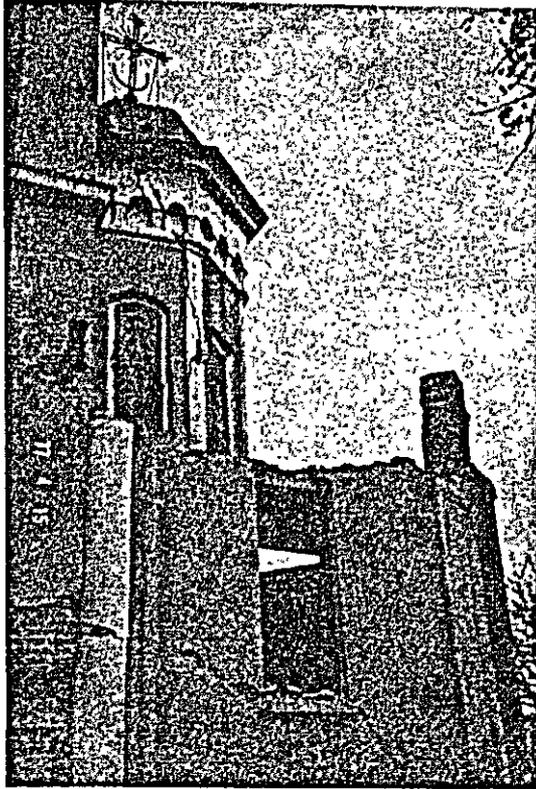


写真5.14

煉瓦造教会の被害
(プロエスティ市)

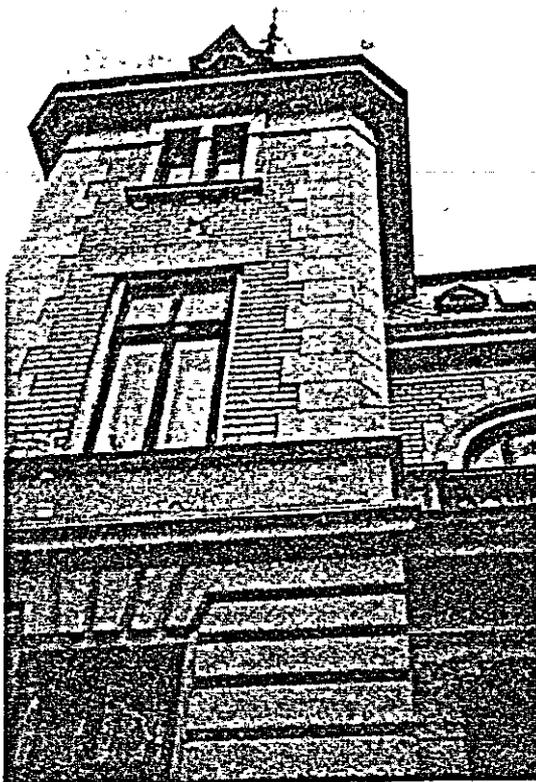


写真5.15

ルーマニアの日本大使公邸
(地下1階地上2階建ての古
い煉瓦造、がりょうやアー
チ頂部に顕著なひびわれ、
ブカレスト市)

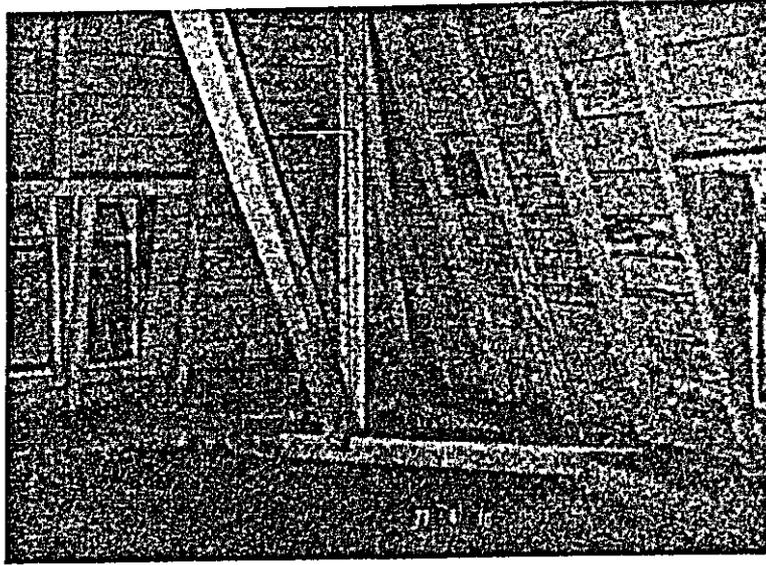


写真5.16 大使公邸の2階屋根裏
(煉瓦造のがりょうの上に木造小屋組)

(4) 床や天井等の落下

などが挙げられる。又、その原因としては煉瓦造自体の脆さに加えて、対隣壁間隔が大きいこと及びこの種の煉瓦造建物の場合、床面又は屋根面と壁面との接合が殆んどないことによる構面外の力に対する脆弱さが指摘できよう。

又、前述したように、煉瓦造でも5階建て以下ならば現在でも建設が認められるが、煉瓦壁には水平補強筋として9筋をダブルに少なくとも3段以上設けることになっている。しかし、この種の建物も写真5.17と5.18に示すように顕著な被害をうけた例もみられた。この場合も隅角部の破壊が目立ったが、一般的にいえば、アパートのように居住空間の比較的小さい建物の被害は比較的少なかったようである。

5-2-2 鉄筋コンクリート補強煉瓦造の建物

第3番目に分類した煉瓦造の建物は、前述のように床の他、柱や梁も部分的に鉄筋コンクリート造となっているが、梁は大開口部分の補強に、又、柱は軸力が特に大きい部分の補強にというようにあくまで長期荷重を対象にして考えられているために通常のフレーム構造物とは異って梁と柱とが連続していないことが多い。又、特にブカレスト旧市内においてはこの種の構法により、10階以上の高層アパートが多数建てられており、さらに又、一般に建設年次は古く、耐震設計がされていない上に1940年の地震による被害をうけているものが多い。

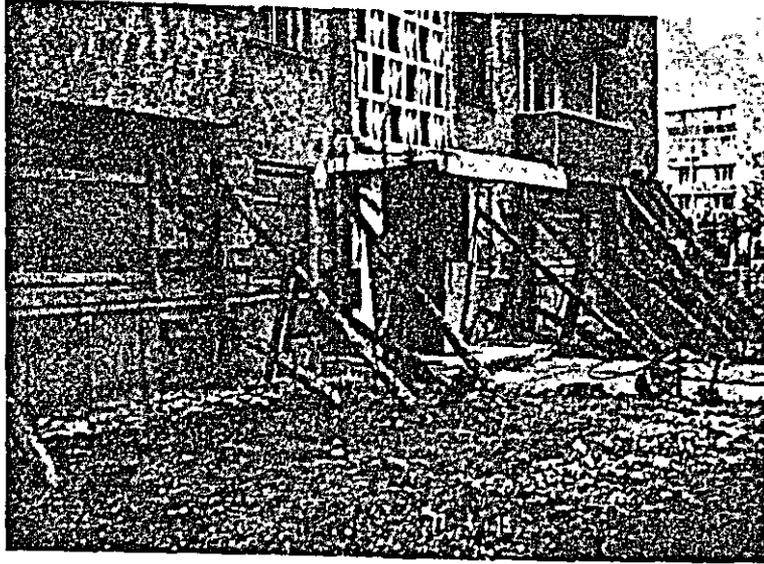


写真 5.17 煉瓦造 5 階建アパートの破壊
(1962年, プロエスティ市)

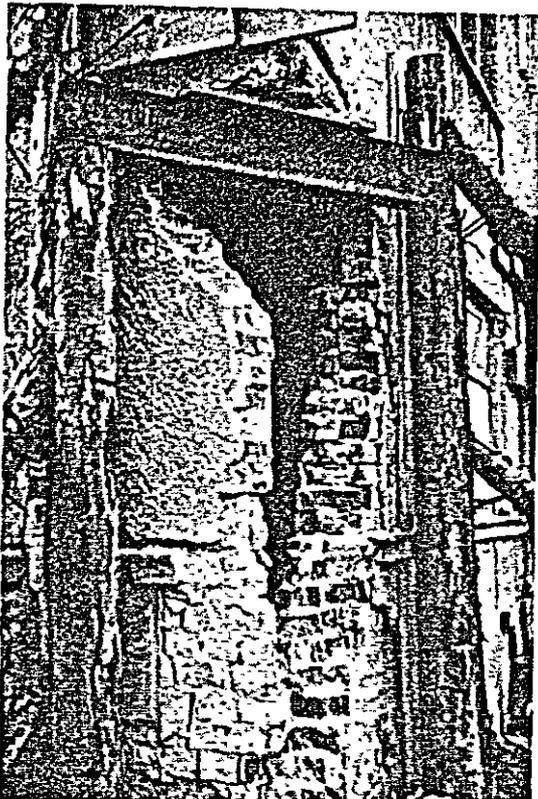


写真 5.18
煉瓦造 5 階建アパートの破壊
部分の詳細 (目地はライムモ
ルタル)

この種の建物はブカレスト市内において最も著しい被害をうけたが、その状況を写真5.19から5.32までに示した。この内、写真5.19から5.25までは地震直後に撮影された

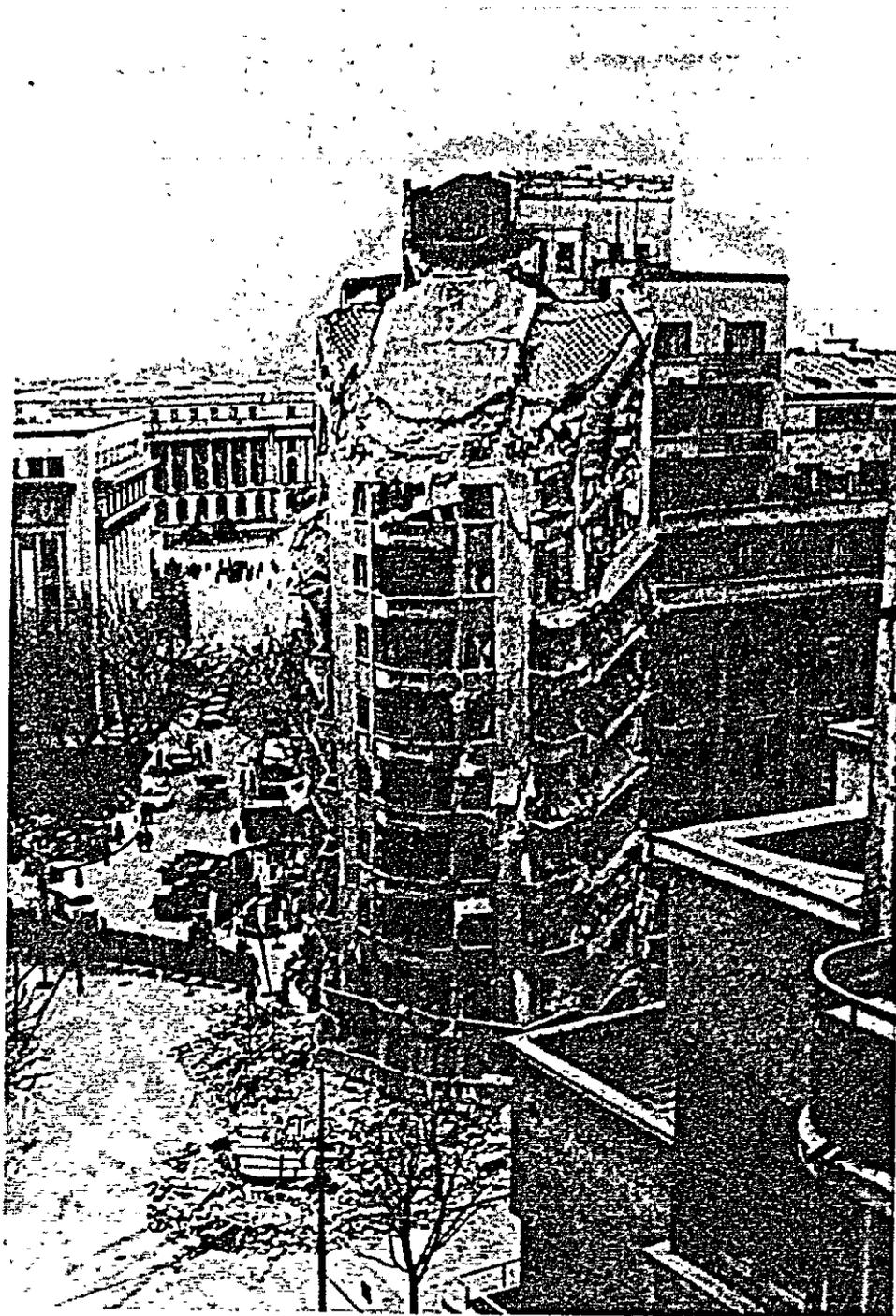


写真 5.19 崩壊した補強煉瓦造建物
その1 (ブカレスト市)



写真 5.20 崩壊した補強煉瓦造建物
その2 (ブカレスト市)

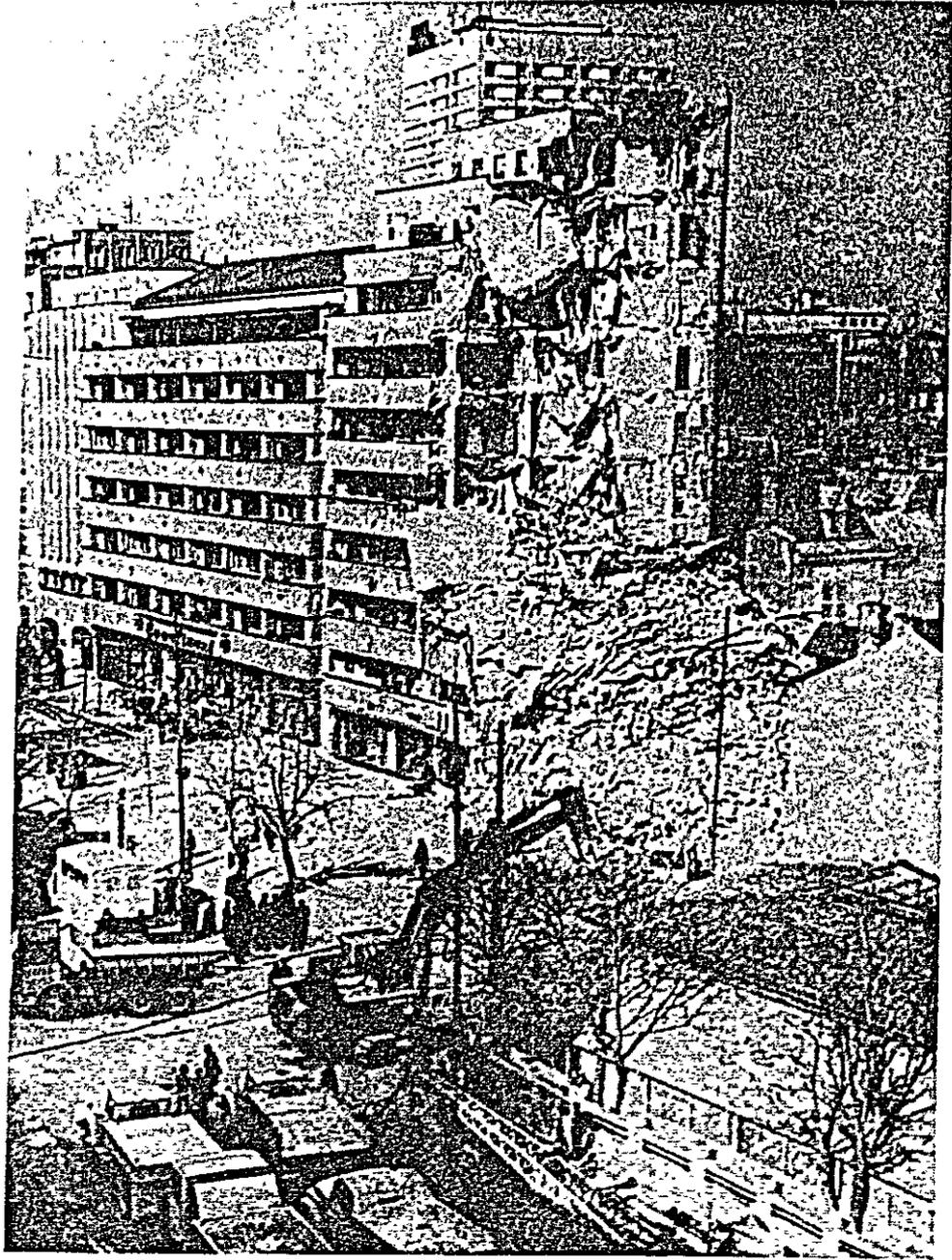


写真 5.2 1 崩壊した補強煉瓦造建物
その3 (ブカレスト市)



写真 5.2 2 崩壊した補強煉瓦造建物
その4 (ブカレスト市)



写真 5.23 崩壊した補強煉瓦造建物
その5 (ブカレスト市)



写真 5.24 崩壊した補強煉瓦造建物
その6 (ブカレスト市)



写真 5.2 5 崩壊した補強煉瓦造建物
その 7 (ブカレスト市)



写真5.26 崩壊した補強煉瓦造建物
その8 (ブカレスト市)



写真5.27 崩壊した補強煉瓦造建物
その9 (ブカレスト市)

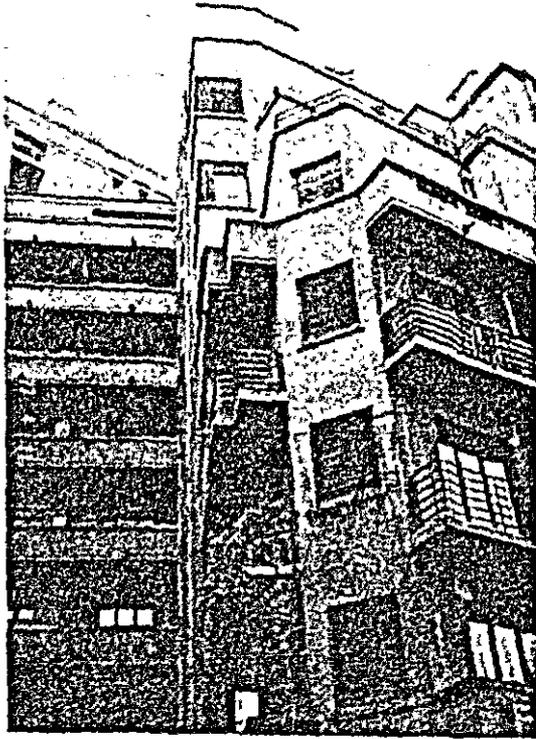


写真5.28

1940年以前に建てられた
11階建の鉄筋コンクリート
補強煉瓦造アパート

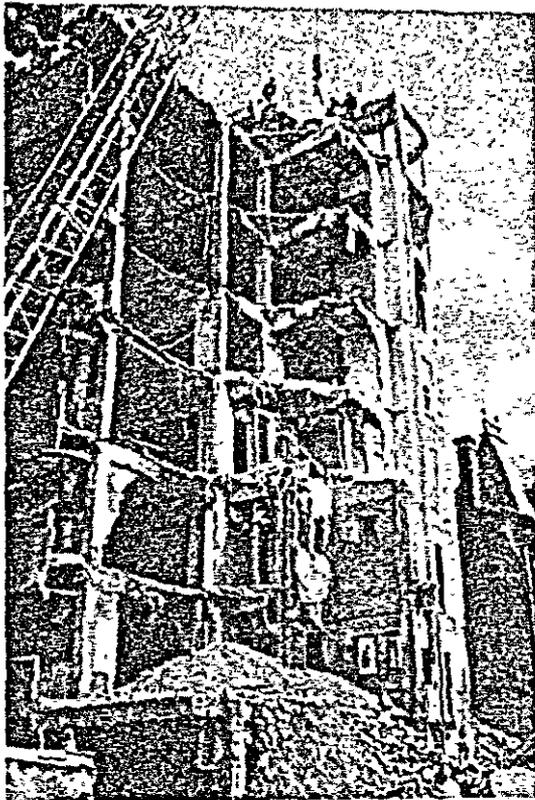


写真5.29

崩壊した写真5.28と同型の
アパート(写真5.21を整理
した状態)

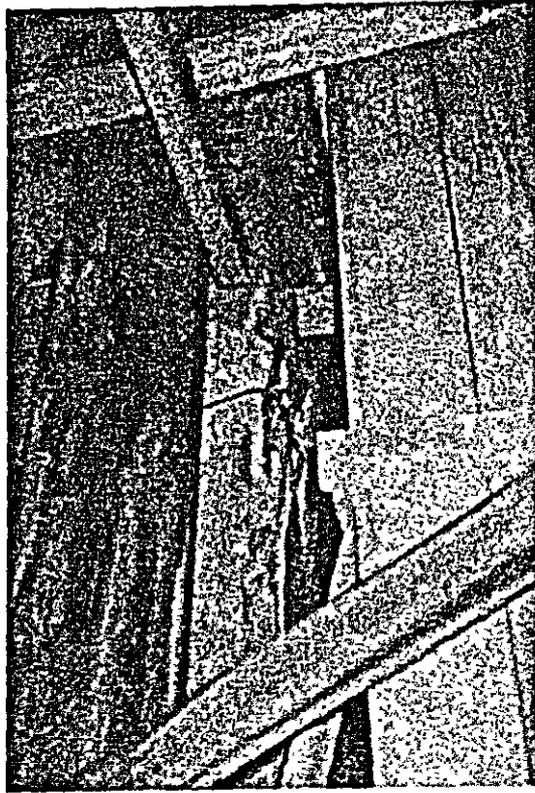


写真 5.3 0

写真 5.2 8 のアパートの 1 階
建の鉄筋コンクリート柱の主
筋座屈



写真 5.3 1

写真 5.2 8 のアパートの倒壊
防止のために設けられた丸太
サポート

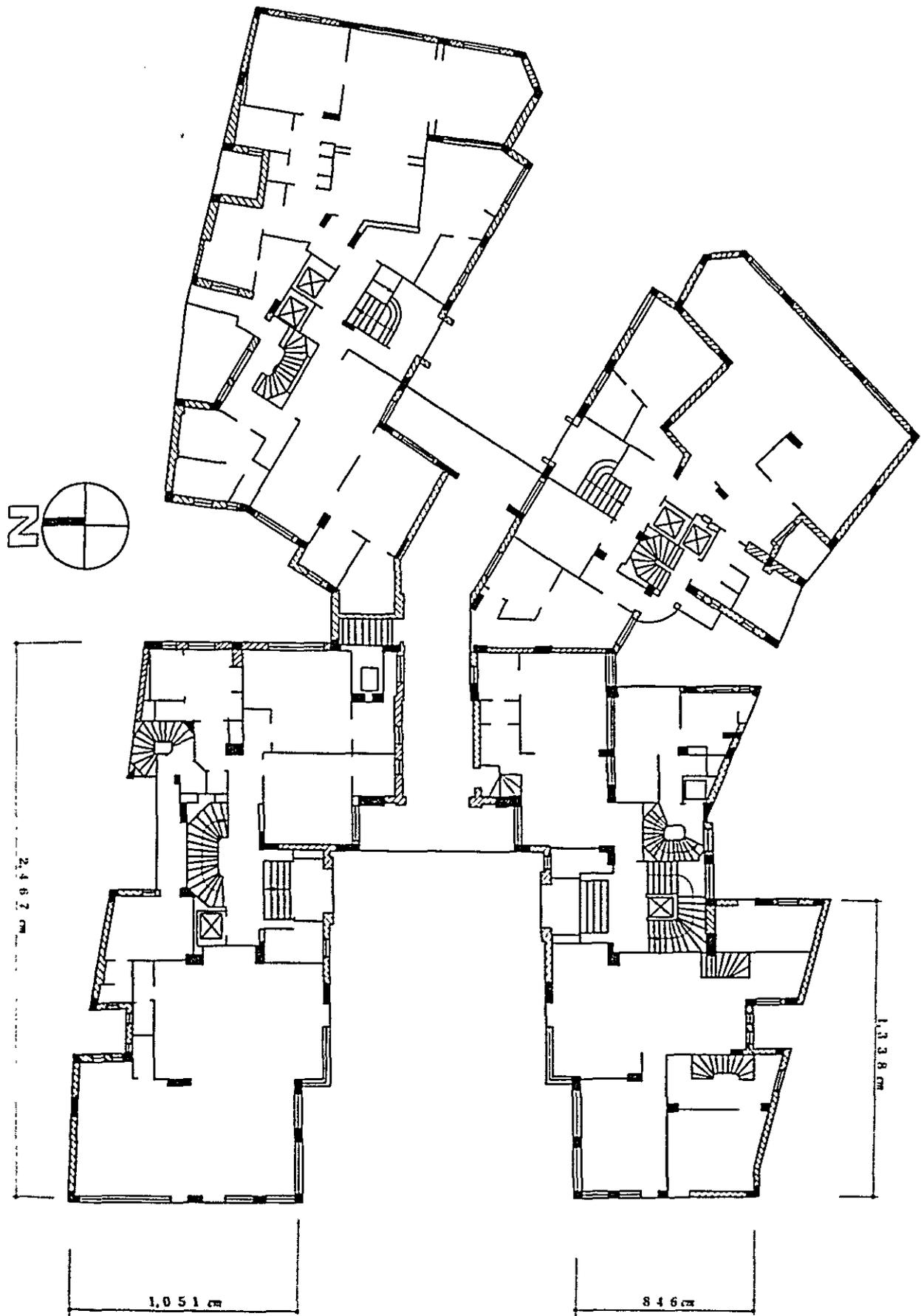


図5.7 R.C.補強煉瓦造11階建アパートの1階平面図

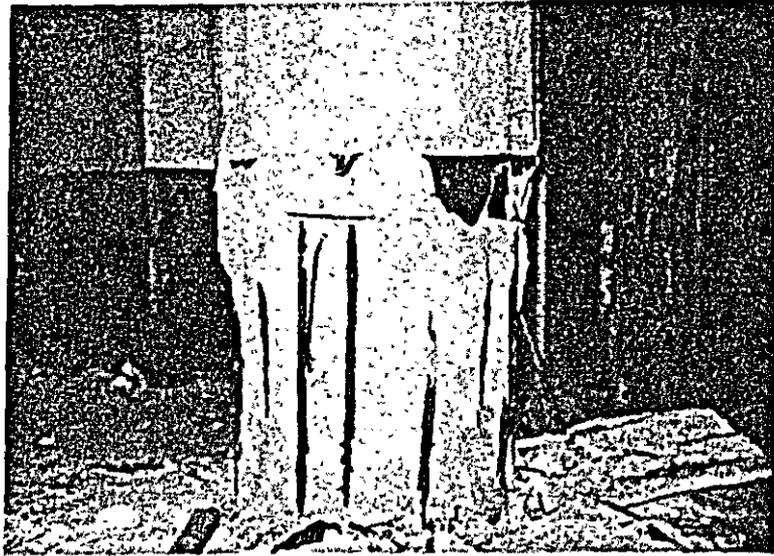


写真5.32 写真5.29の地階部分の鉄筋コンクリート柱の腐蝕した鉄筋

もので、ルーマニア当局から提供されたものである。調査団が現地におもむいた地震後約40日を経過した時点ではこれらの崩壊または大破した建物の撤去は大分進められていたが、その状況は写真5.21が写真5.29のように撤去された例にみるとおりである。

又、その平面図の1例は図5.7に示したとおり、非常に複雑なものである。ブカレスト市内ではこれらの写真にみるように、完全に崩壊したもの及びそれに近い建物の数は公式発表によれば35棟であるとされているがその内の32棟はこの種の構法によるもので、又それらの階数も7階建てから14階建てとかなり高いものに限られている。さらに今回の地震による死者の総数は1,570人と発表されているがその内の大部分がブカレスト市内におけるこの種の建物の崩壊による圧死者であったようである。又、崩壊またはそれに近い状態に至らずあまり被害のないような建物でも、写真5.30や5.31にみるように鉄筋コンクリート柱の圧潰とか、煉瓦壁の大破といったような致命的ともいえるような損傷を受けた建物は住宅の戸数にして1万戸に近い数に達するようである。

これらの被害の特徴としては、次のような事項が挙げられよう。

- (1) 街区の隅角部に建つ建物や他の建物から離れて独立して建つ建物の被害が目立った。
- (2) 建物の部分としては上階部の隅角部分の崩壊や、外壁の煉瓦壁部分の被害が他の部分の被害にくらべてより顕著であった。
- (3) これらの大破した建物は殆んど旧市街地の低々中央部に位置するものが多かった。

(4) 建設年次としては大地震のあった1940年以前に建てられたものばかりである。

又、これらの建物の被害原因として推定される事項は次の通りであるが崩壊した建物についてはこれらの原因の内、複数の条件を有し、かつ上記の(1)、(2)のような条件に適合するものが多かったといえよう。

(1) 長期応力のみに対する設計で地震力の影響が考えられていない。

(2) 1940年の地震による耐力低下の影響

(3) 経年による劣化及び耐力低下の影響(写真5.32にみるように煉瓦造建物を支持する地階の鉄筋コンクリート柱の柱脚部の主筋は完全に腐蝕していた。)

(4) コンクリート強度が低く、かつ軸方向応力度が大きい。

(5) 柱の軸方向鉄筋が少なく($\rho_g \approx 0.5\%$ 程度) かつ帯筋間隔が粗い($S \geq 25\text{cm}$)うえに帯筋のフックも90°フックであった。

(6) 柱と梁とが不連続な部分が多く、またそれらの接合部に横補強筋がない。

(7) 構造材の撤去などかなりの用途変更があった。

なお、1940年以降においても、この種の建物は多数建てられており、耐震規定が制定された1963年以前に建てられた建物はやはり、上記のような条件のいくつかを有していて、それらの建物の被害もやはり著しいものであった(調査例№39)。

5-2-3 鉄筋コンクリートラーメン式建物

写真5.33はブカレスト市中心部から市の周辺部に立つ中高層鉄筋コンクリート造のブ



写真5.33 ブカレスト市中心部より郊外をみる

(手前は煉瓦造又は補強煉瓦造による建物で遠方の中高層アパート群は、市の周辺部に位置する鉄筋コンクリート造建物)

パート群をみたものである。手前の建物は煉瓦造又は補強煉瓦造の建物である。

ブカレスト市の周辺部には写真のような9階建てから14階建て程度の中高層アパート団地が12団地存在するが、これらのアパートの過半数は鉄筋コンクリート造のラーメン構造による建物である。

この種の構造による建物の外観や被害の状況を写真5.34から5.67に示す。写真にみるように、これらの建物は前述のアパートとそれ以外の建物に分けられるが、前者はさらに1.2階部分に店舗のないものと店舗のあるものとに分けられよう。

この種の建物の顕著な被害例としては、次のようなものがある。



写真5.34

鉄筋コンクリート造ラーメン
式13階建アパート

(ブカレスト市、2次的な壁
は無補強の煉瓦造又はブ
ロック造となっている。)



写真5.3 5

鉄筋コンクリート造ラーメン
式14階建てアパート
(ブカレスト市)

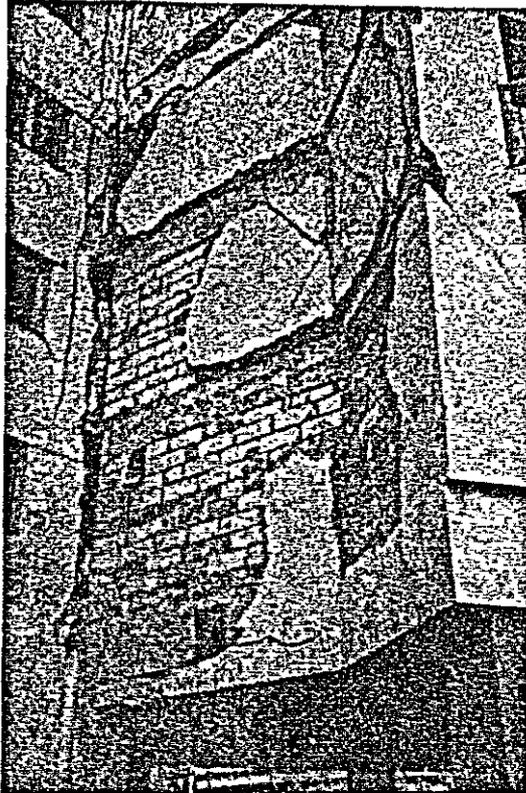


写真5.3 6

同アパートの外壁の被害
(ブカレスト市)



写真 5.3 7

同アパートの外壁の被害
(ブカレスト市)

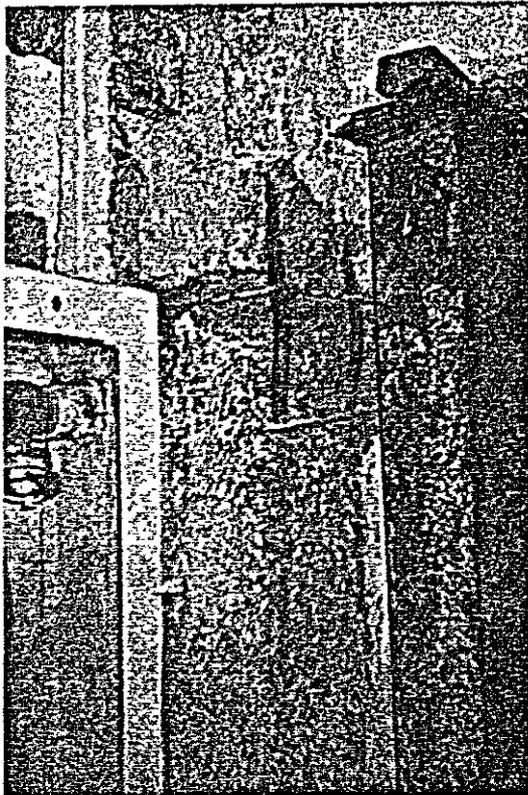


写真 5.3 8

同アパートの5階の柱に生じ
た主筋の座屈

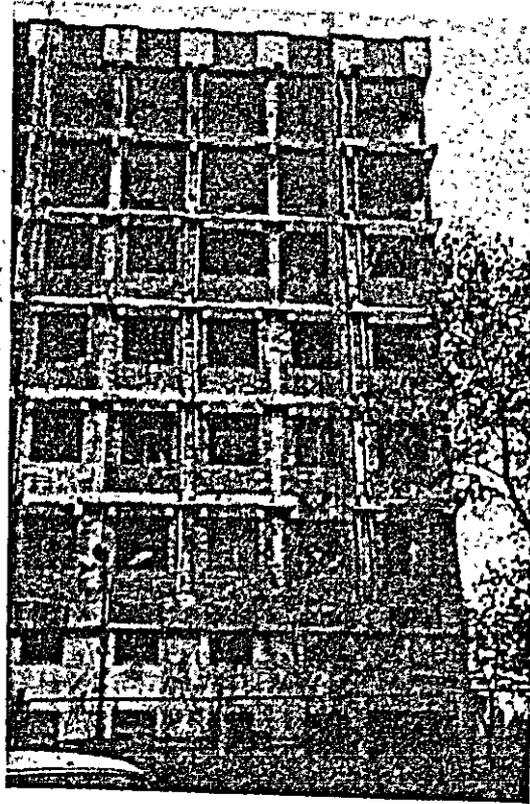


写真 5.3 9

鉄筋コンクリート造ラーメン構造による8階建ての病院。
(ブカレスト市, 煉瓦造の腰壁が破壊落下し, 修理中の状態)

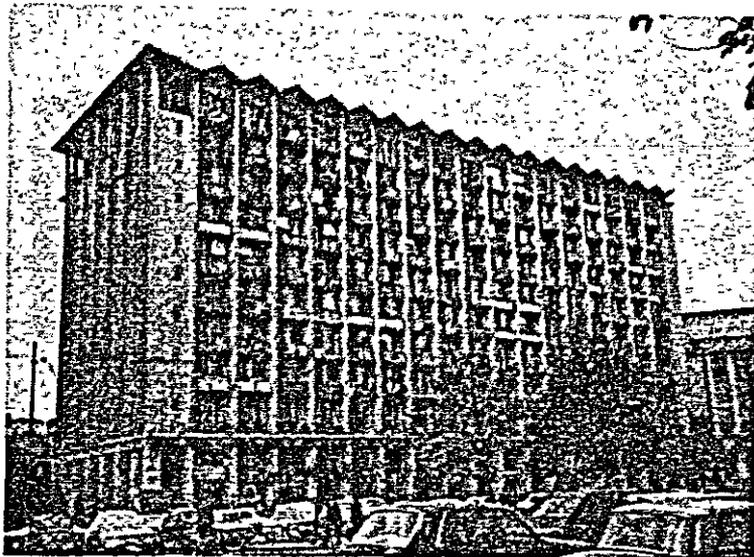


写真 5.4 0 鉄筋コンクリート造ラーメン構造による10階建ての店舗付アパート (ブカレスト市)



写真 5.4 1

同建物に生じた1階柱脚部の
コンクリートの剝落
(ブカレスト市)

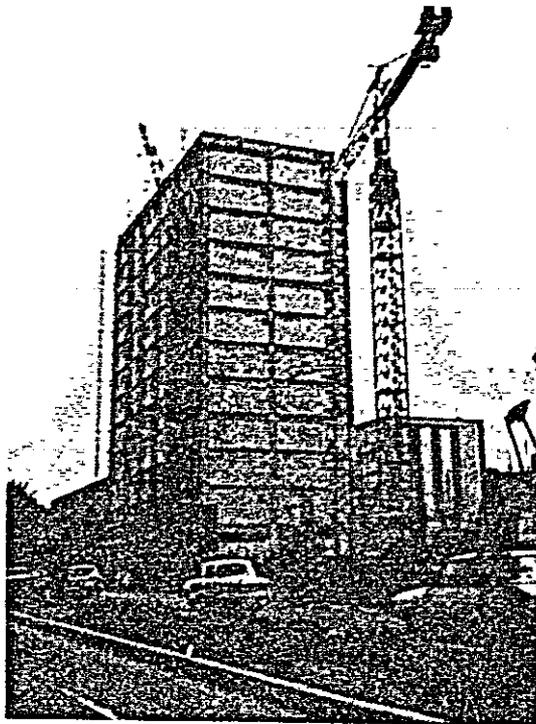


写真 5.4 2

非構造壁としてブロック壁を
はめこんだ新形式の鉄筋コン
クリート造純ラーメンのアー
バート (ブカレスト市)

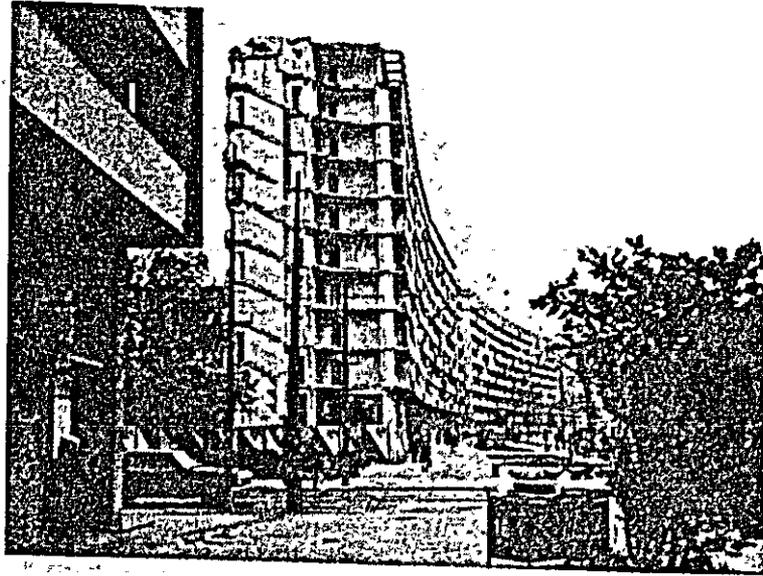


写真5.43 新形式の鉄筋コンクリート造アパートで1階部分の階高は高く、又ブロック壁もない（手前のアパートの3スパン分が崩壊して撤去された。）。

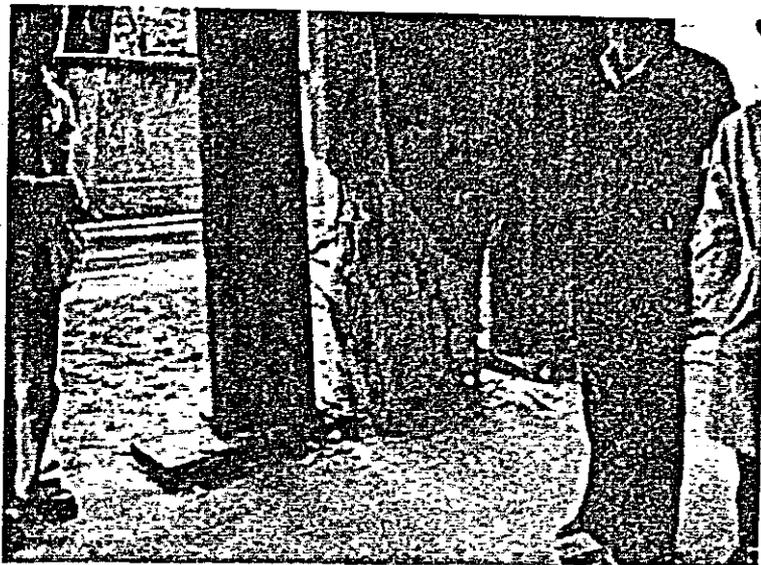


写真5.44 写真5.43の隣りの同形式のアパートの1階の柱にみられるせん断破壊状況

（フープは9φ@約30cm）



写真5.45 1, 2階部分はデパートとなっている12階
建鉄筋コンクリート造ラーメン式アパートの
外装の被害 (ブカレスト市)

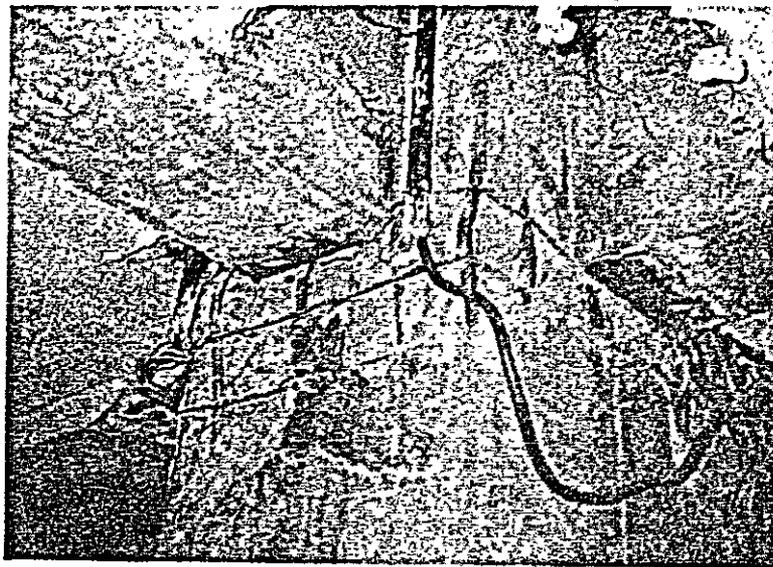


写真5.46 同建物2階の柱頭部に例外的に生じた破壊
(ブカレスト市)

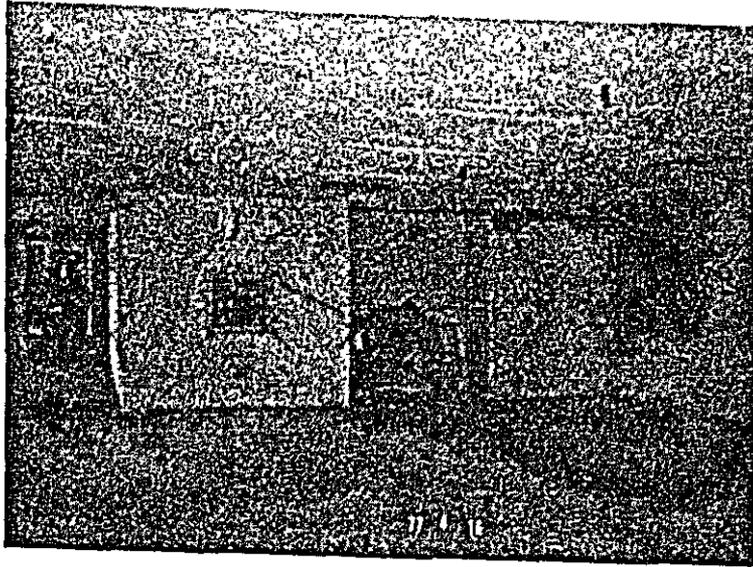


写真5.47 同建物の2階部分のレンガ造根壁に生じた
せん断ひびわれ (ブカレスト市)

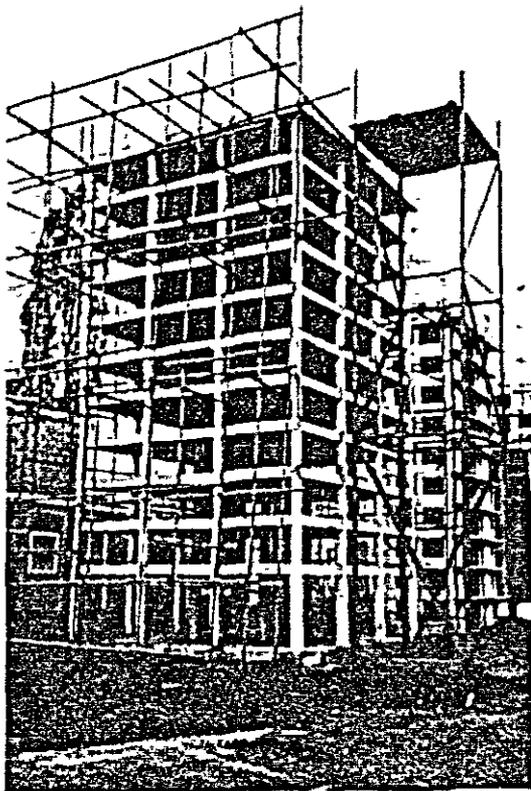


写真5.48
建築研究所内に建てられた店
舗付純ラーメンアバートの
動実験用模型試験体
(ブカレスト市, INCERC)

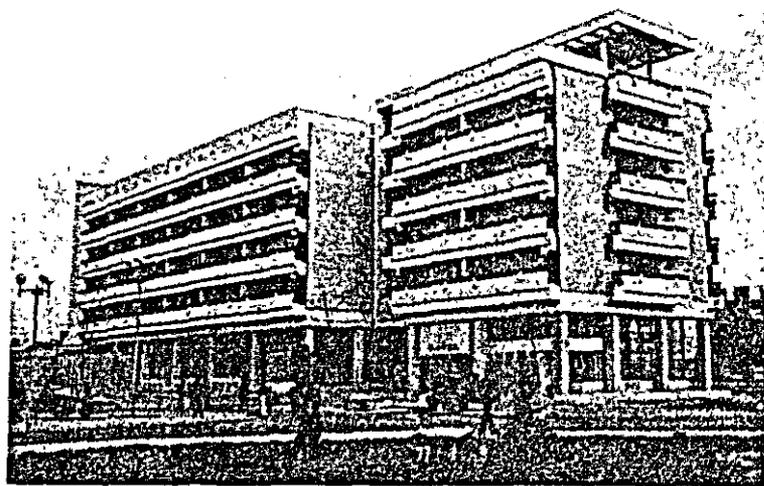


写真 5.4 9 マグレレの国立物理センター内の鉄筋コンクリートラーメン構造による5階建てのホテル（ブカレスト市南西部，調査団の宿泊したホテルで1階の柱，2本が大破）

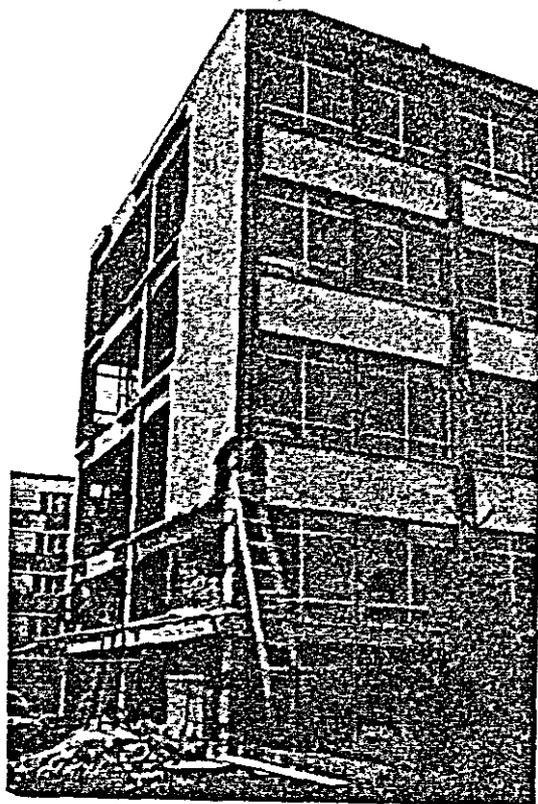


写真 5.5 0 鉄筋コンクリートラーメン構造による4階建て事務所建築（ブカレスト市，1番下の梁は化粧梁）

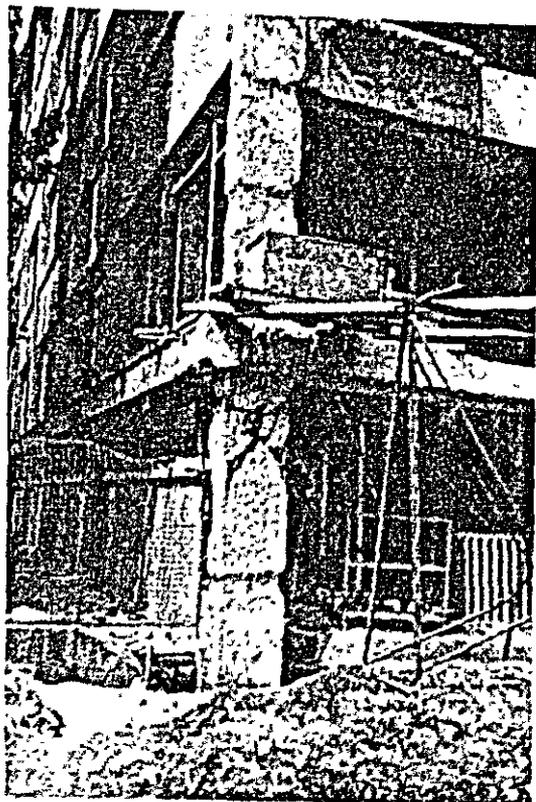


写真 5.5 1

同建物の化粧梁と煉瓦壁とに
よって構成された短柱のせん
断破壊 (ブカレスト市)



写真 5.5 2

同前、せん断破壊によって座
屈した柱の主筋 (ブカレスト市、
帯筋は $8 \phi 20$ ㎝ 間隔)

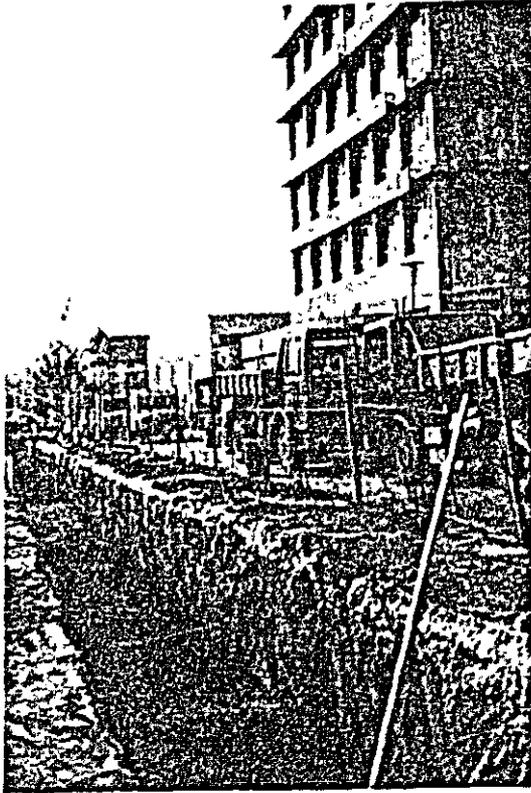


写真 5.5 3

鉄筋コンクリートラーメン構造による 14 階建て事務所建築（ブカレスト市，内部の煉瓦壁，外装のガラスが殆んど大破した。同建物の平面図と骨組図を図 5.8 及び 5.9 に示してある。）

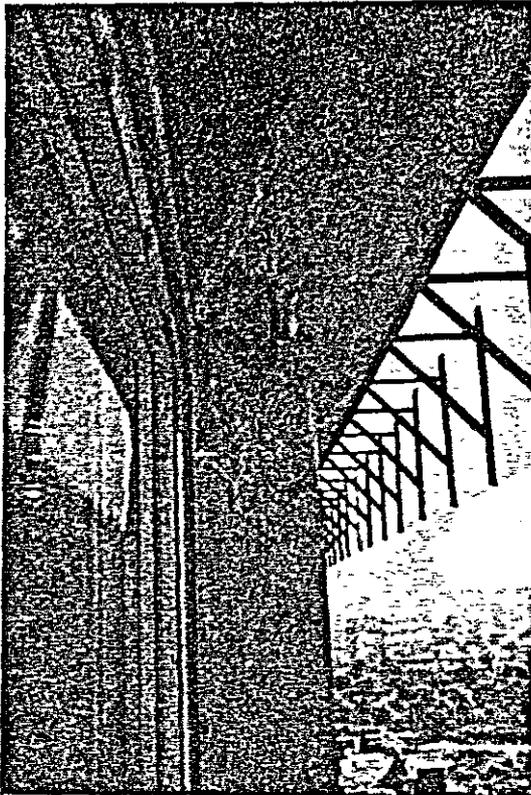


写真 5.5 4

同建物の 6 階の柱頭に生じた主筋の座屈（ブカレスト市）



写真 5.5 5 同前の内部の状況（ブカレスト市，長辺方向
の梁は逆梁）

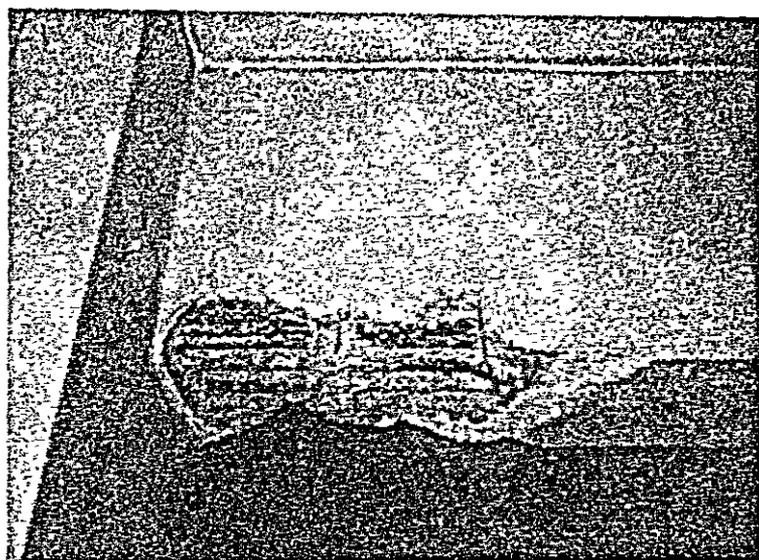


写真 5.5 6 同建物の短辺方向梁下端のコンクリートの落下
（ブカレスト市）

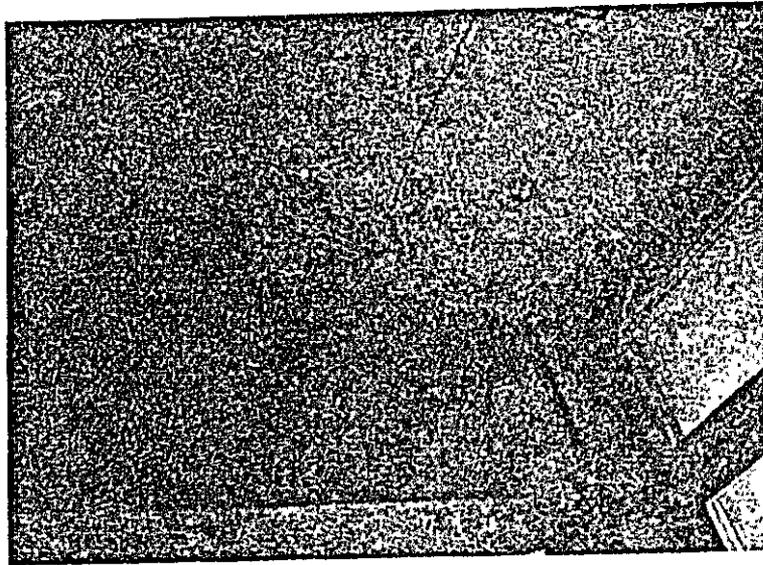


写真 5.5 7 同建物の柱頭部の曲げ破壊と梁に生じたせん断ひびわれが床スラブにまで進展している状況
(ブカレスト市)

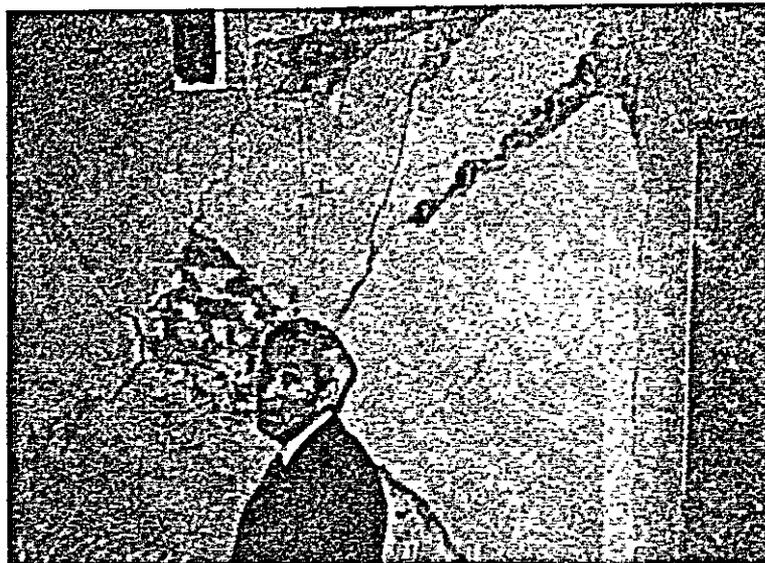


写真 5.5 8 同建物内部の無筋煉瓦造板壁のせん断破壊
(ブカレスト市)



写真 5.5 9

同建物の底に落下した外装の
ガラスやコンクリートの破片
(ブカレスト市)

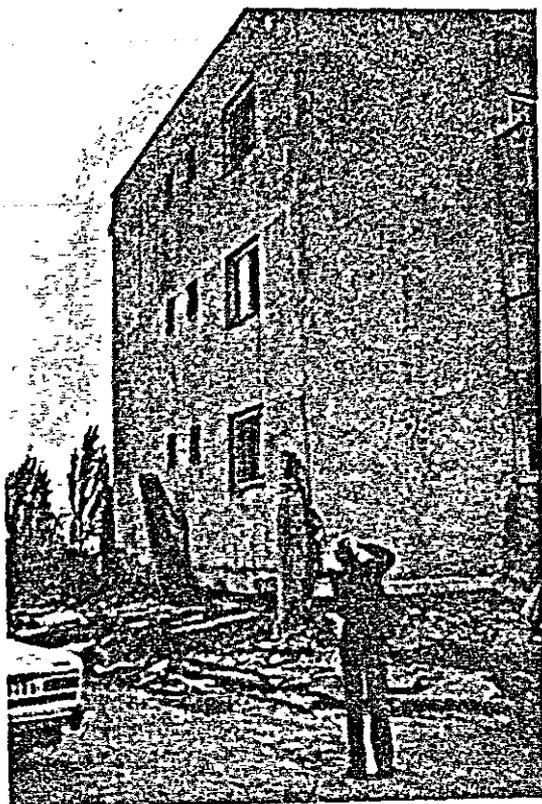


写真 5.6 0

1階部分が完全に崩壊した4
階建アパート(ブロエスティ
市付近, 1階はピロティ)

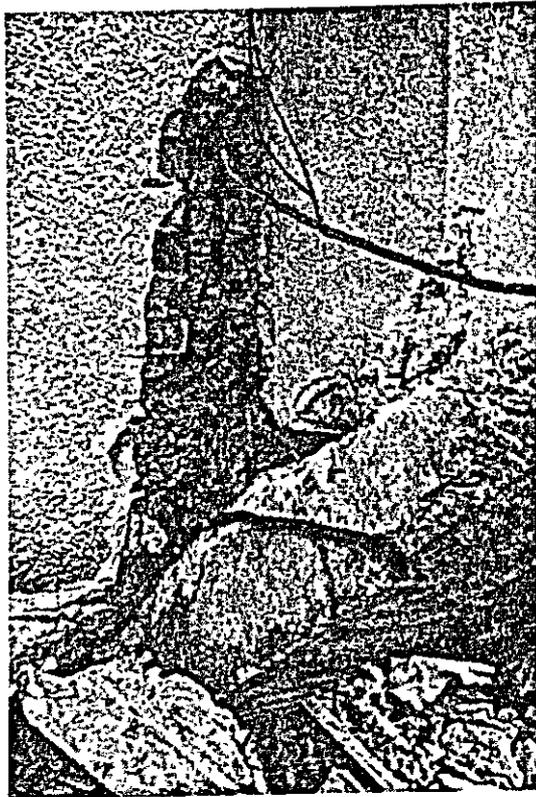


写真 5.6 1

写真 5.6 0 の建物の 1 階柱

(帯筋は $6\phi@150$)

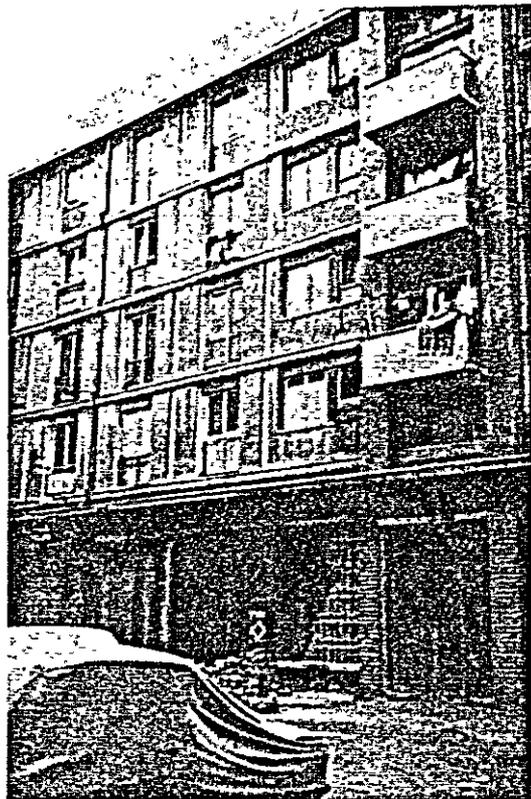


写真 5.6 2

鉄筋コンクリートラーメン構造による店舗付 5 階建アパートの被害 (プロエスティ市)

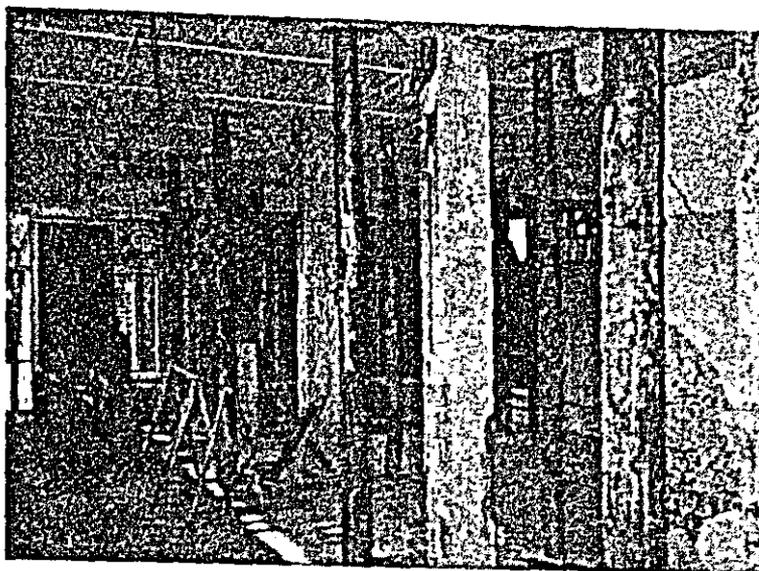


写真5.6.3 同建物1階部分の内部（プロエスティ市）



写真5.6.4 同建物1階柱頭部に生じた主筋の座屈
（プロエスティ市）

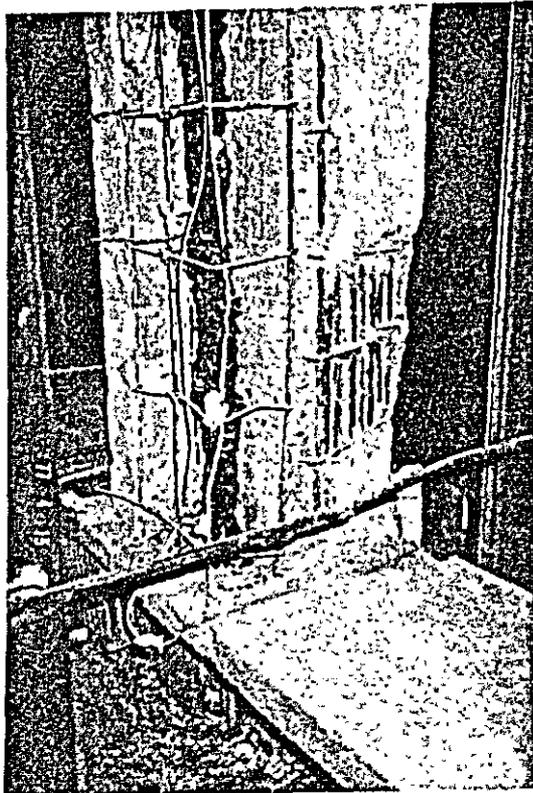


写真 5.6 5

同建物 1 階柱脚部に生じた主筋の過密配筋によるコンクリートの肌わかれ

(プロエスティ市)

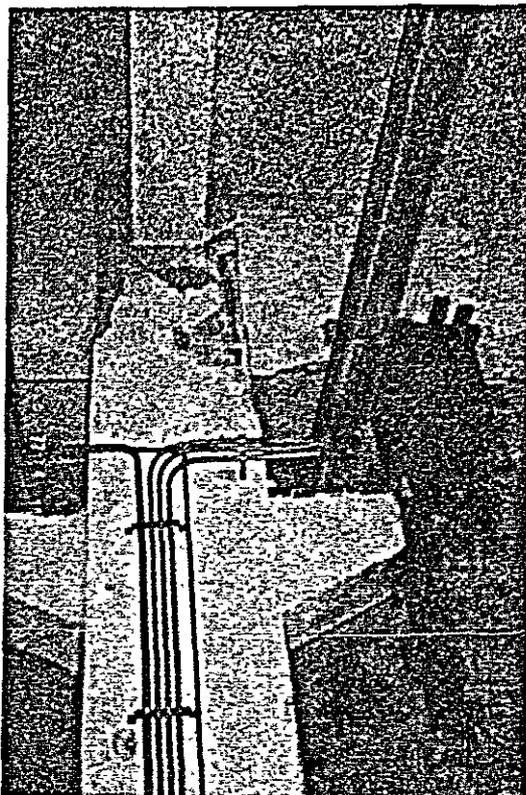


写真 5.6 6

鉄筋コンクリートラーメン構造による 5 階建工場の柱頭部に生じたコンクリートの剥落と主筋の座屈 (ブカレスト市)



写真 5.6 7

同上建物の柱コンクリート打
継部に生じた破壊

(ブカレスト市)

(1) 電子計算機センター (調査番号 13, ブカレスト市)

ブカレスト市北駅の近くに位置していたこの建物は鉄筋コンクリート造3階建ての建物で、各階の柱の破壊により完全に崩壊した。この建物は $24\text{ m} \times 24\text{ m}$ の平面形を二重床構造とし、周囲に 3 m の片持ち部分を残して9本の柱で支持するようにしたものであるが、調査団が現地を訪れた時には崩壊した建物内部の電子計算機を取り出すために既にかなり人工的に破壊された状態にあった。このため、崩壊の原因を知ることができなかったが、関係者の話によれば柱の主筋は半分が柱頭部でカットオフ筋となっていた他、せん断補強も少なく、又、スラブとフレイムとの接合筋も各階 $4 - 20\phi$ とかなり軽微であり、耐震設計はされていたものの全体的に水平耐力が重量にくらべ小さいことに加え、靱性も十分ではなかったと推定される。

(2) 店舗付中層アパート (調査番号 16, ブカレスト市, 写真 5.4 3, 5.4 4 参照)

ブカレスト市内に建つ店舗付アパートの典型的な例で、耐震規定の制定された1963年の直後に建設されたものであるが、一体として建設された建物の一部が、主として1階柱の破壊により、上部が苦しく傾いたので、地下1階部分を含めて解体撤去された。関係者によれば基礎部分を補強工事中であったことが原因ではないかとの説明があったが、隣接した類似建物の破壊状況を見る限り、柱に顕著なせん断破壊(せん断補強筋比は約0.1%

前後、写真 5.4.4 参照) が認められており、せん断強度不足が一因ではないかと推定される。

さらに、1階は店舗として用いられ、上階部分に多い煉瓦壁も全くなく、階高も特にならなっているため、振動的にも一階部分に変形が集中しやすい形になっていたことも被害原因の一つと考えられる。

(3) ピロティ式 4階建アパート (プロエスティ市、写真 5.60, 5.61 参照)

この建物はブカレストの北方約 40 Km にあるプロエスティ市郊外のアパートであるが写真 5.60 にみるように 1階部分が完全に崩壊した。この建物の場合 2階以上の各階には煉瓦造の間仕切壁が多数設けられていたのに対して 1階部分はあまりなく、ピロティに近い感じになっていた。

一方、柱のせん断補強筋は 2階部分では 6mm 筋が 15 cm ピッチであるのに対し、1階では同じく約 30 cm ピッチ ($P_w=0.05$ %) と非常に荒いものであった。さらに柱には主筋として D 22 が 4 本又は 6 本用いられているのみであった。

上記のことから 1階部分の強度と変形能力の不足がこの被害の原因と推定される。

(4) 純ラーメンによる 14階建事務所建築 (ブカレスト市、写真 5.53~5.58, 5.80)

この建物の平面図及び骨組図を図 5.8 及び 5.9 に示した。一部鉄筋コンクリート造

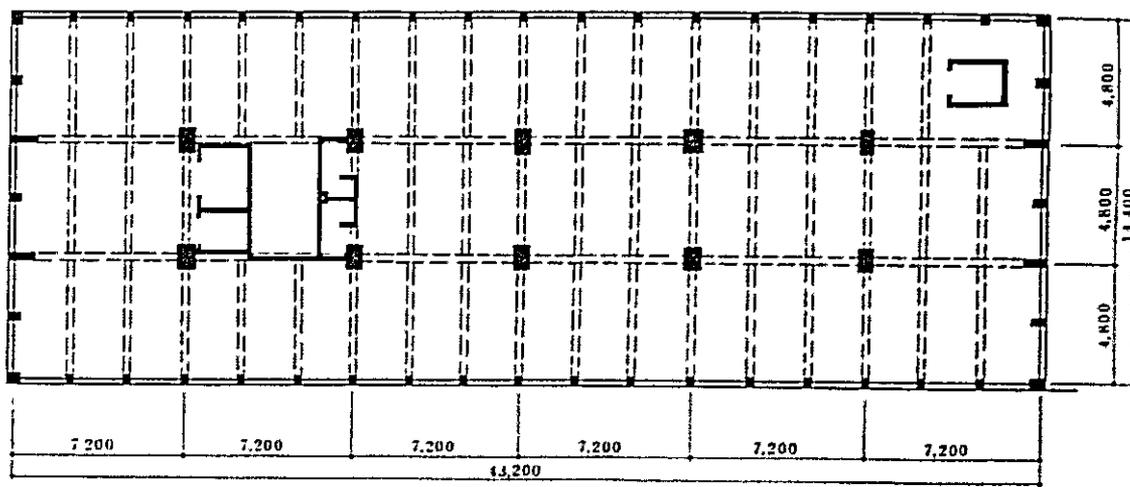


図 5.8 鉄筋コンクリートラーメン構造による 14 階
建ての事務所建物の平面図 (ブカレスト市)
plan of 14-storied frame building (Romania)

の壁が階段室に用いられているがラーメン部分とは切り離されており、主体構造は純ラーメンとなっている。

この建物は崩壊には至らなかったが、主要構造部については主として 2, 3 階及び 7 階

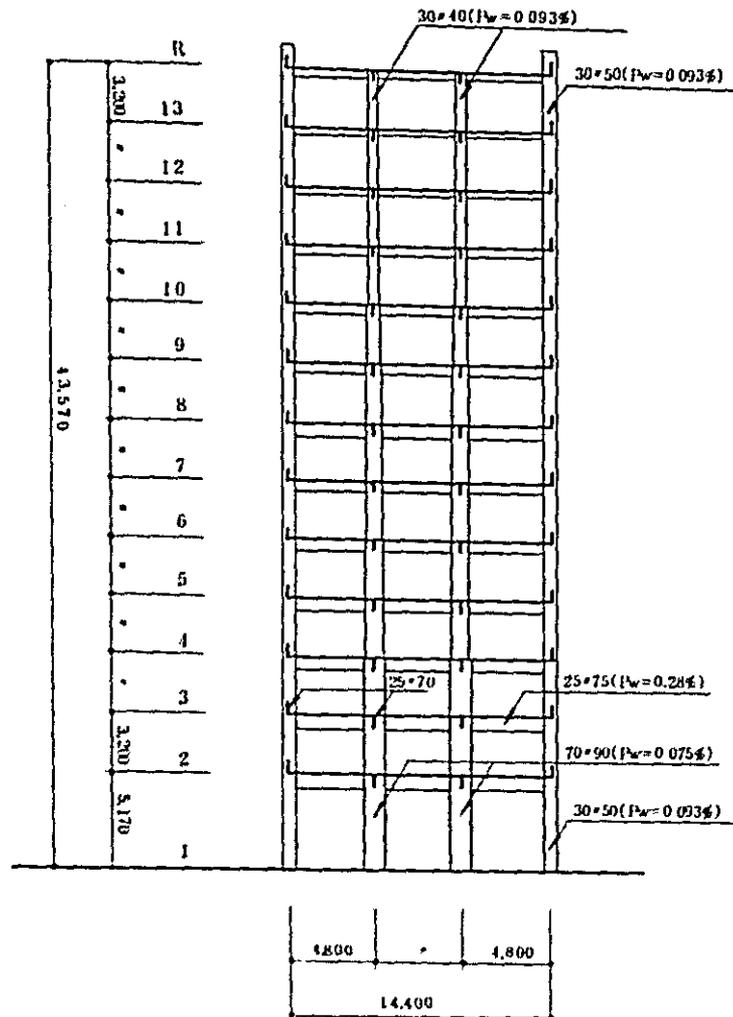


図 5.9 図 5.8 の建物の骨組図

付近において主筋の座屈を伴う柱の圧潰や外梁のせん断ひびわれが多数生じた他、内柱も 1 箇所せん断破壊した。さらに、内部の無補強レンガ壁は至る所で大破し、外周に貼りめぐらされたガラス窓も大部分が破損した。なお、この建物はベースシア係数を 0.025 として設計され、その 1 次固有周期の計算値は両方向共約 2.5 秒前後とのことであった。

この建物については構造図が入手できたので、ほぼ同規模の日本の建物を選びその保有耐力を略算によって比較検討してみた。その結果を表 5.2 に示した（日本の建物については、図 5.10～5.12 参照）。

表に見るように本建物の短辺方向の保有耐力は、外柱については柱の曲げ耐力、内柱については梁の曲げ耐力に支配されることになり柱のせん断破壊については特に問題はない。また、終局時の保有降伏せん断力係数は約 0.08 で、設計値の 3 倍位にはなっているものの、日本の同種の建物についての値 0.26 にくらべ約 $\frac{1}{3}$ となっている。

結局、本建物については主として、外柱及び大梁の強度不足に起因する建物全体として

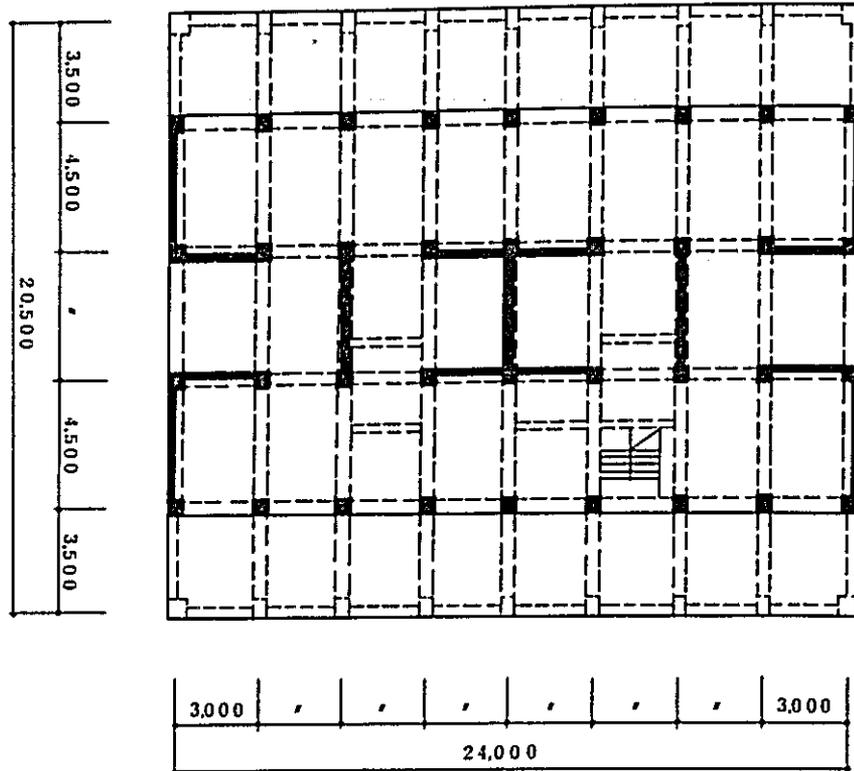


図 5.1 0 鉄筋コンクリートラーメン構造による 18 階建ての
アパートの一般階平面図 (日本)

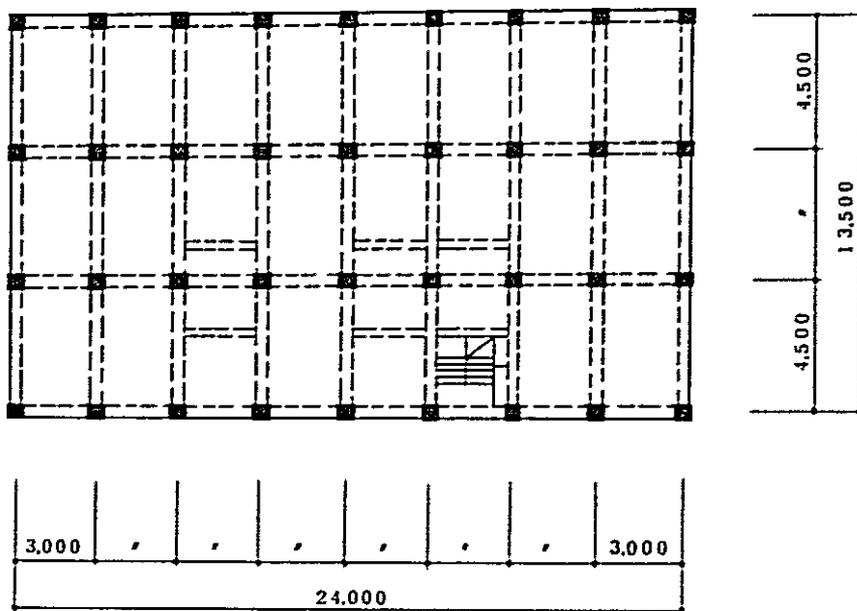


図 5.1 1 図 5.1 0 の建物の 1 階伏図

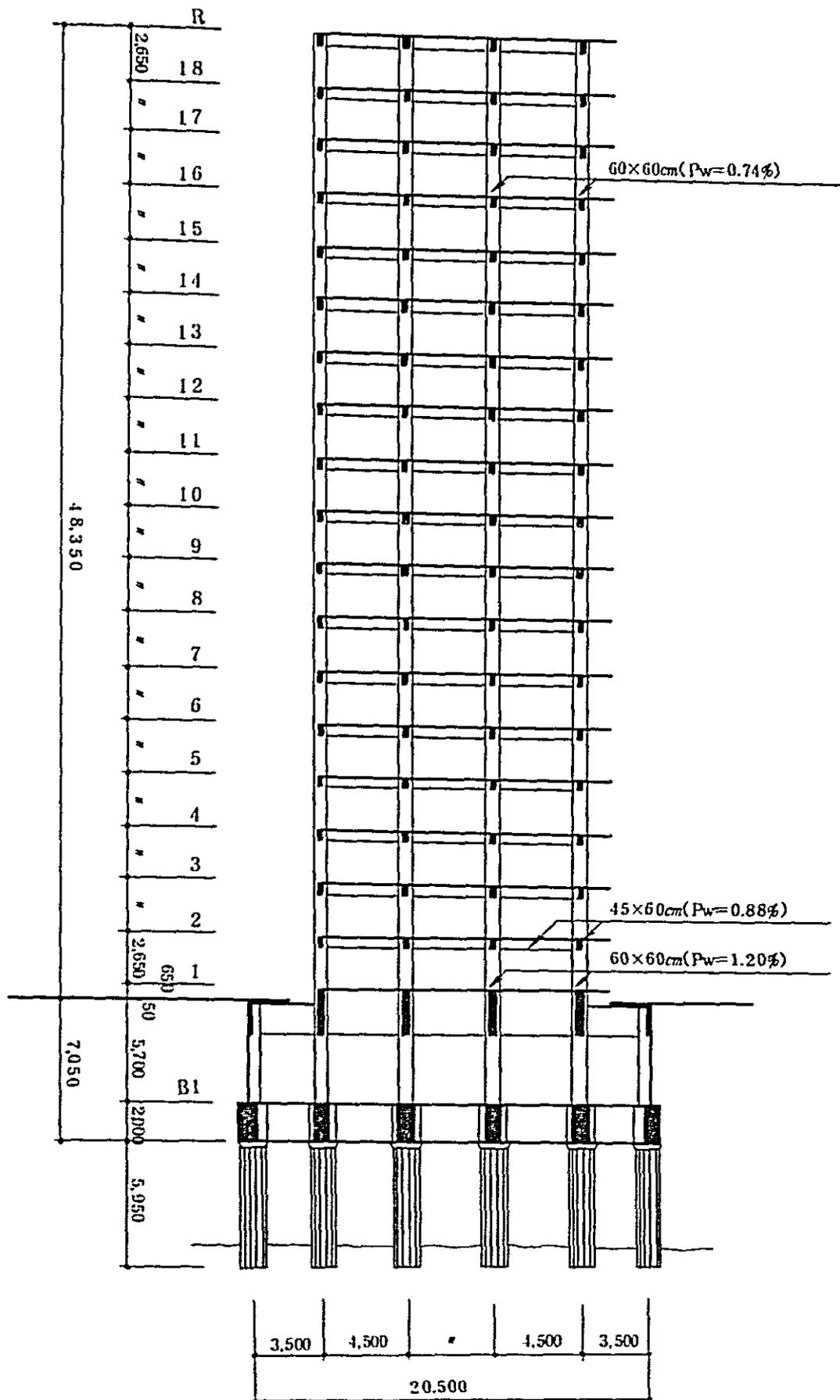


図 5.1 2 図 5.1 0 の建物の骨組図

表 5.2 鉄筋コンクリート造ラーム式多層建物の構造諸元の比較

区分	階数	標準階高 h (cm)	柱位置	柱巾×柱せい B×D (cm)	床支配面積 A _F (m ²)	軸力 N (ton)	軸方向 応力度 (kg/cm ²)	引張主筋比 P ₁ (%)	せん断 補筋筋比 P _w (%)	柱 Σ(bD)/ΣA _F (cm ² /m ²)	備 考
Japan	18	265	外柱	60×60	3×225	139.5	3.88	1.27	1.20	22.2	コンクリート設計強度 F _c = 300 kg/cm ² 鉄筋の降伏点強度 f _y = 4000 kg/cm ²
			内柱	60×60	3×150	227.3	6.31	0.75	1.20		
Romania	14	320	外柱	30×50	2.4×2.4	81.2	5.41	0.27	0.093	1.48	F _c = 180 kg/cm ² f _y = 4000 kg/cm ²
			内柱	70×90	4.8×7.2	449.8	7.14	0.32	0.075		

2 階部分の水平耐力

区分	柱位置	軸力 N* (ton)	曲げ強度 Q _B (ton)	Q _B /N	せん断強度 Q _S (ton)	Q _S /N	メカニズム メカニズム Q _m (ton)	Q _m /N	ZQ _m ΣN	設計用せん断係数
Japan	外柱	139.5	121.0	0.87	97.1	0.70	286	0.23	0.264 (1.0)	0.20
	内柱	227.3	102.9	0.45	99.6	0.44	572	0.28		
Romania	外柱	81.2	15.7	0.19	17.4	0.21	157	0.19	0.076 (0.29)	0.025
	内柱	449.8	149.5	0.33	87.6	0.19	243	0.054		

* 1 階柱軸力を代用した。

の保有耐力の不足が前述のような被害の原因と考えられる。

なお、地盤条件は不明であるが、後述する強震記録の加速度レスポンススペクトル(図 5.16 参照)から固有周期を 2.5 秒、減衰を 5 %とした時の加速度は約 200gal 前後となる。

上記のような被害例が最も顕著な例であるが、これを含めて鉄筋コンクリートラーメン構造による建物の被害の特徴をあげれば、次のようになろう。

- (1) 中高層建物は構造体としては崩壊に至った例はわずか 1 例であるが、骨組の被害は軽微でも、内外装材の損傷はかなり顕著であり、標準的な設計が多いため、被害総額としては莫大なものになろう。
- (2) 低層建物は中高層建物に比べ被害は比較的少なかったようであるが、例外的に上述のように強度不足が主因で崩壊に至ったものもある。
- (3) 全体を通じて、構造体の被害としては梁よりも柱で顕著であり、柱のせん断破壊や主筋の座屈が認められた例がかなりあった。
- (4) 又、建物全体としての保有耐力が小さいものが大部分である事が影響し、コンクリートの打設不良、コンクリート打継面の不良、鉄筋の台直し、主筋の局所的な過密配置など施工不良部分が破壊をもたらした例も数多く認められた。

したがってこの種の建物の被害原因としては建物全体としての強度と剛性の不均等分布などが主な事項として指摘できよう。

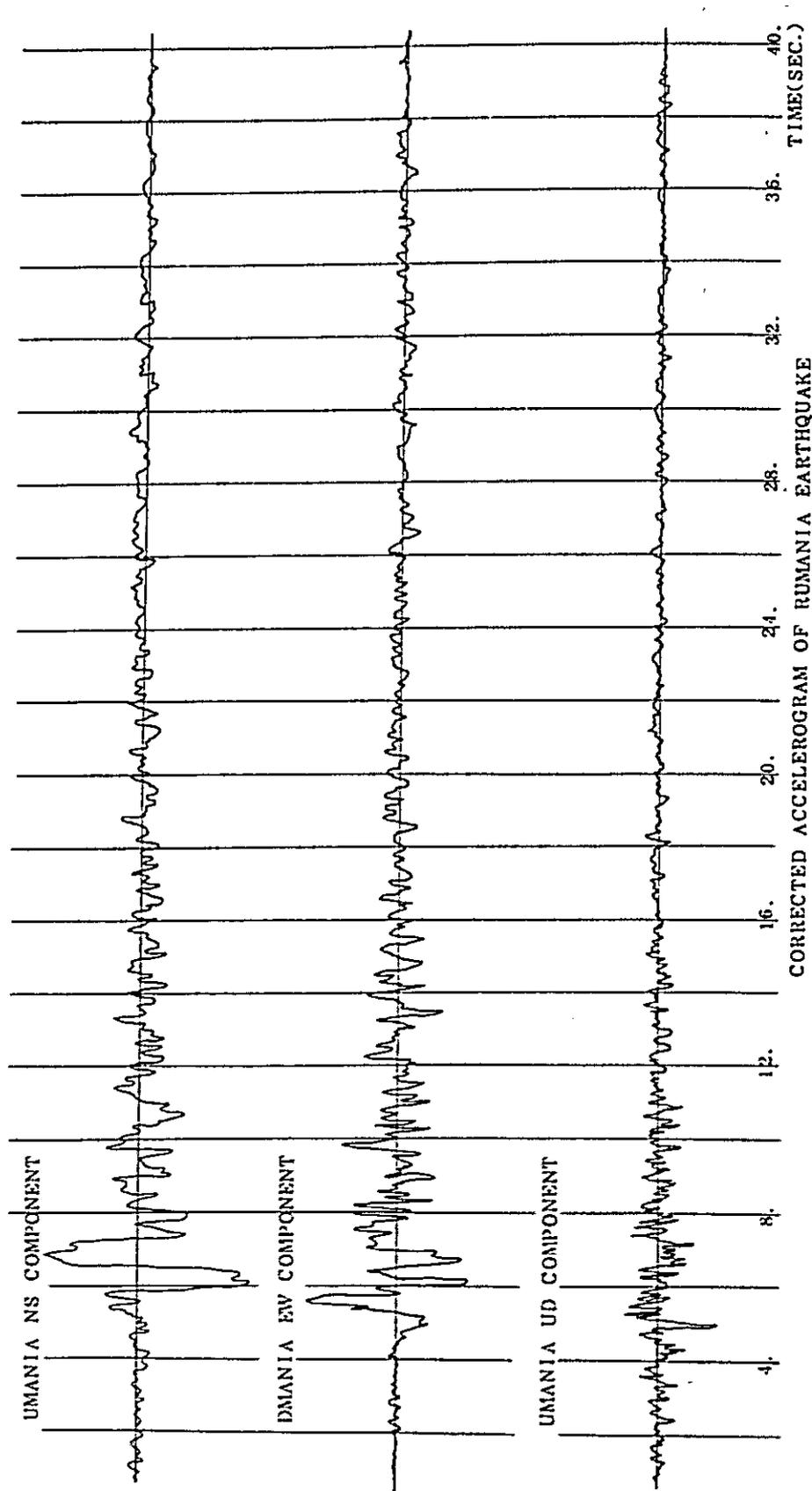


図 5.15 ルーマニア地震の修正加速度記録

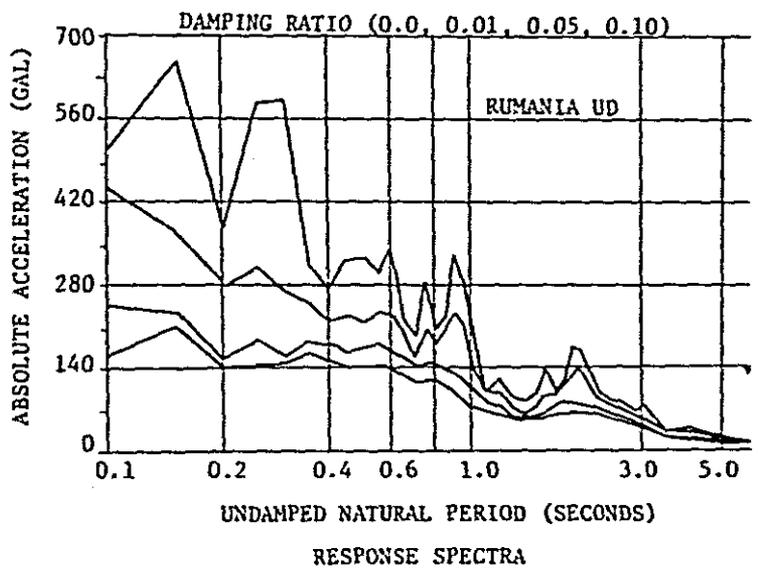
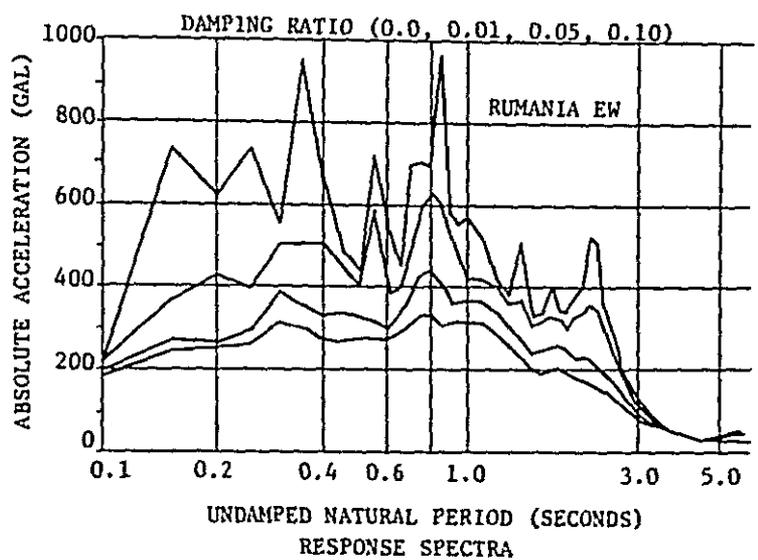
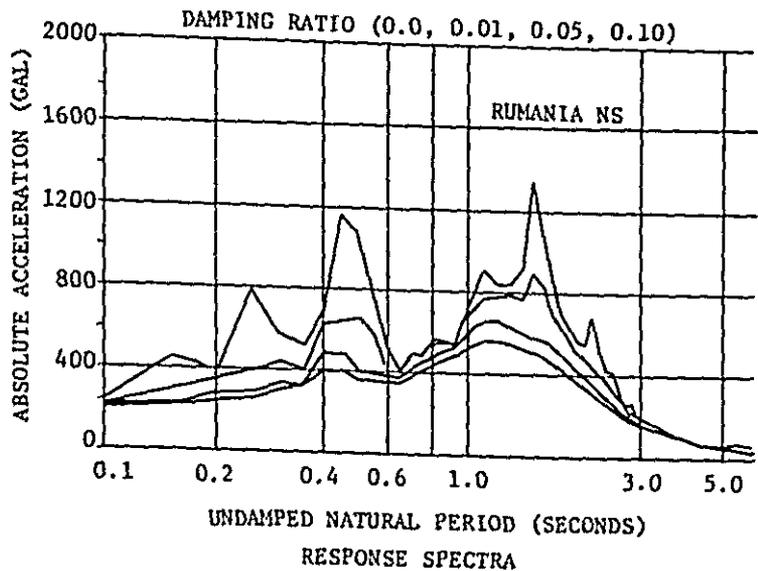


図 5.16 ルーマニア地震の加速度スペクトル

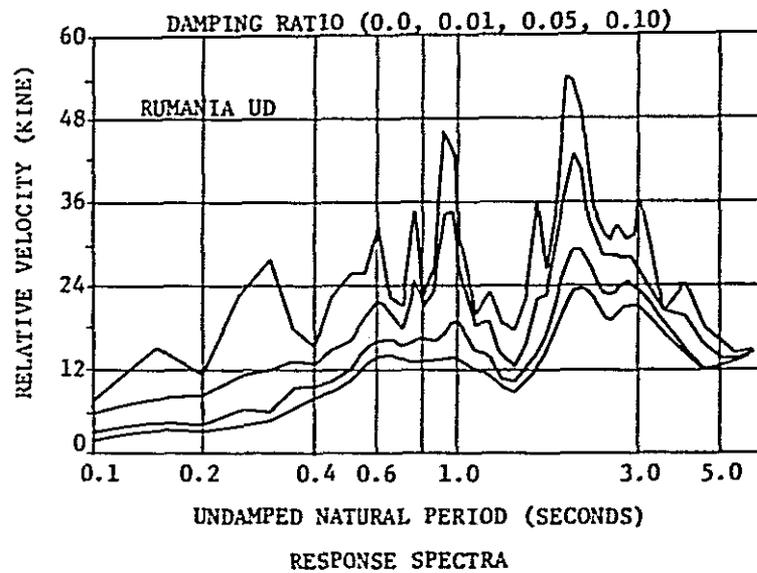
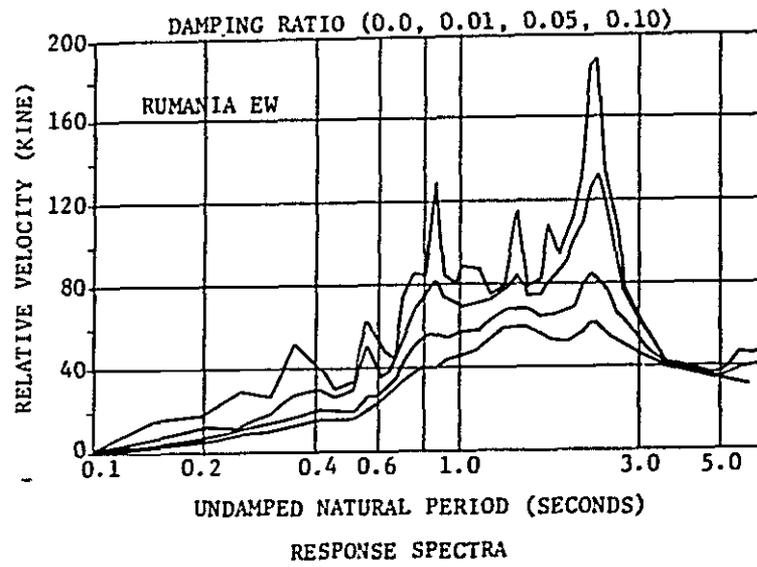
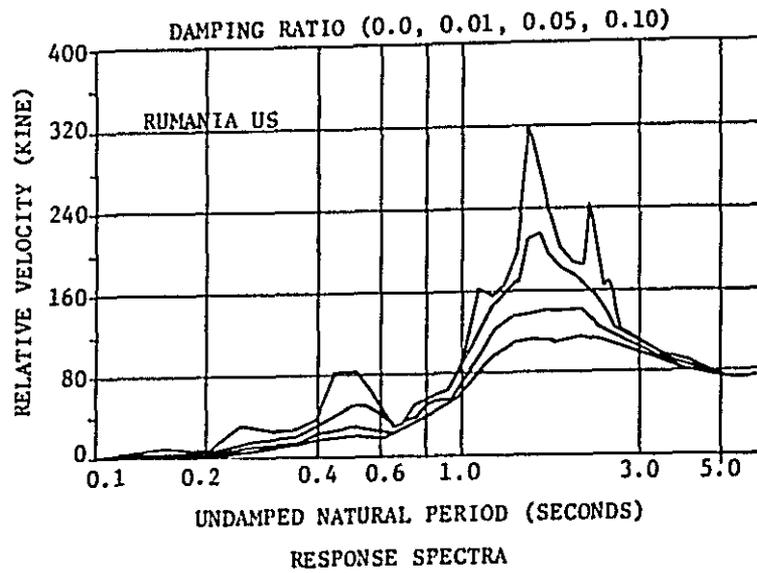


図 5.17 ルーマニア地震の速度スペクトル

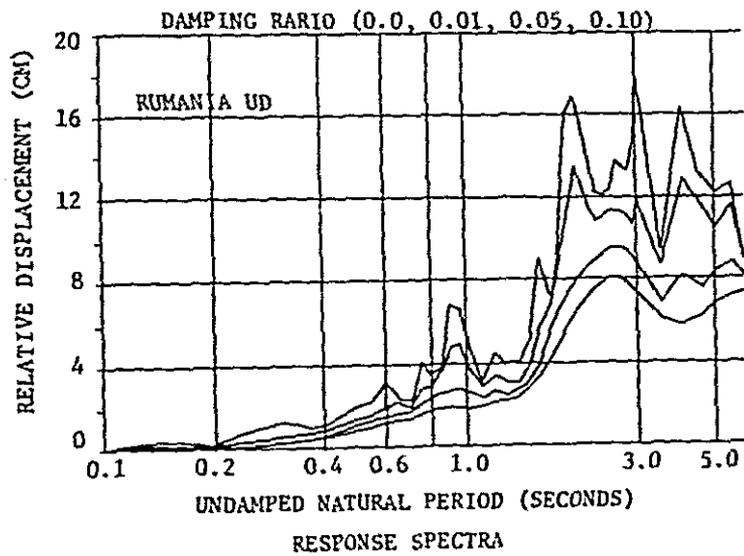
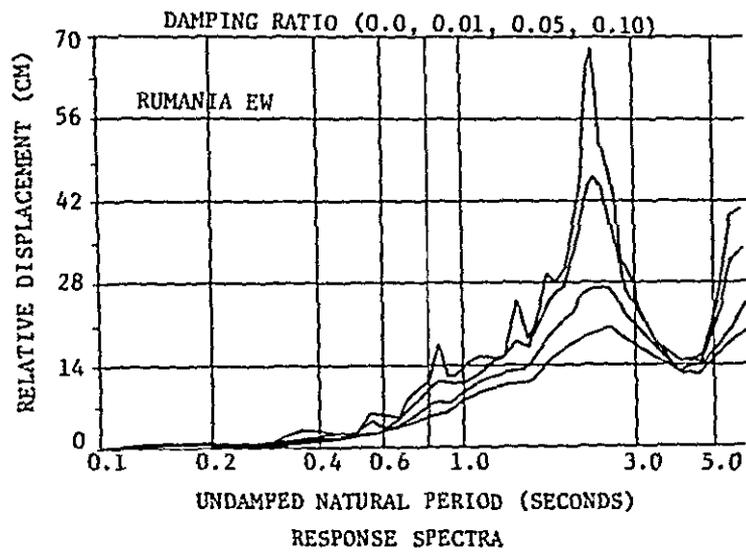
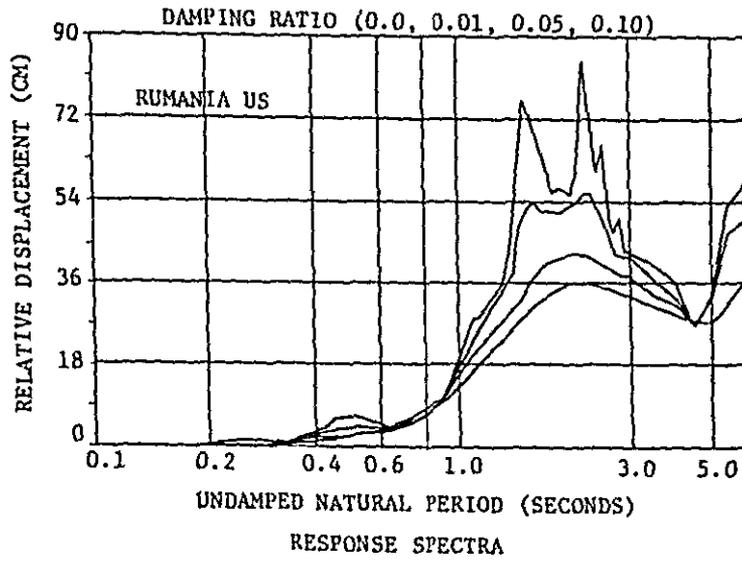


図 5.18 ルーマニア地震の変位スペクトル

5-2-4 鉄筋コンクリート壁式構造による建物(写真5.68～5.75参照)

鉄筋コンクリートの壁式構造は主として10階から14階建てのアパートに用いられている例が多くみられた。しかしながら、ルーマニアの壁式構造によるアパートは図5.13にその典型的な平面図を示したように、長辺方向の鉄筋コンクリート壁は中通りにのみ用いられている例が多い所に特徴がある。

したがって短辺方向の壁はその端部に直交壁のない形になっており、小さな柱型(約25×30cmでその主筋は6-12φ前後)がついているのみである。長辺方向の外壁には無筋の煉瓦壁が腰壁やたれ壁として設けられており、仕上げ面からは鉄筋コンクリート部分と煉瓦部分との区別がつかないため外見上からはいかにもどっしりした感じをうける(写真5.72, 5.73参照)。

又、壁厚さは全階14cm前後で、壁の補強筋は6mm筋がダブルで30cmピッチ($p_w = 0.13\%$)程度である。

この種の建物の被害例としては、次のような例がある。

(1) 11階建てアパート(調査番号29, 写真5.72～5.75参照)

この建物は1975年に建設されたばかりであるが、構造的に独立した(ただし、エクステンションジョイントの巾は殆んどない。)1階段、2住戸の建物が6棟連続して建てられており、その内の最も西側に位置した1棟が北側(短辺方向)へ倒れ、完全に破壊された。

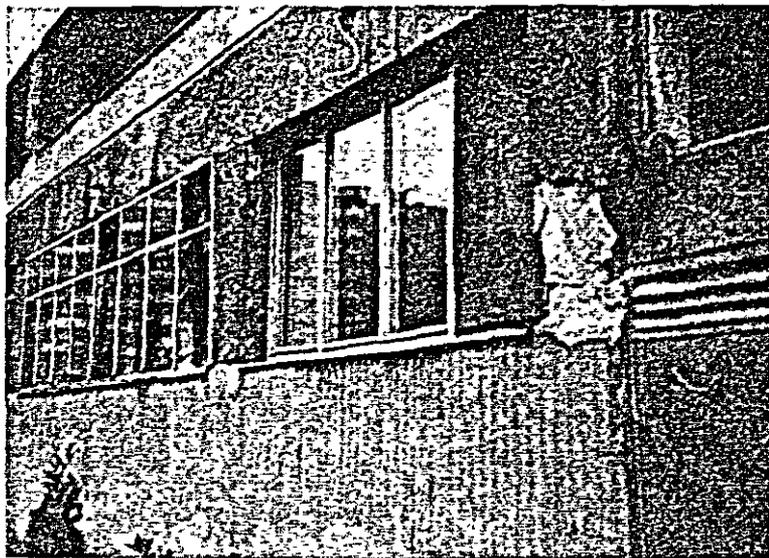


写真5.68 鉄筋コンクリート壁式構造11階建アパートの壁周辺柱の破壊とガラスの破損(ブカレスト、長辺方向の壁は中通りだけにある。)



写真 5.69

同種の建物の1階壁周辺柱の
破壊（ブカレスト市，4隅の
主筋が全て台直してある。）

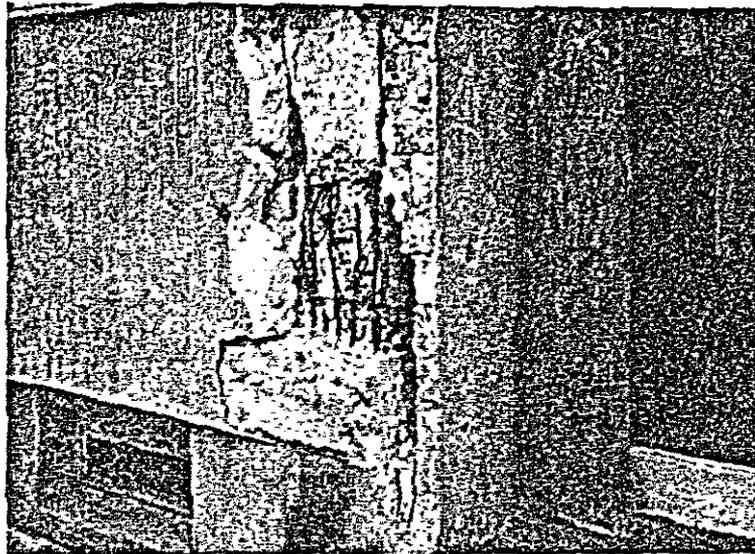


写真 5.70 同種の建物の1階壁周辺柱の破壊
（ブカレスト市，コンクリートの打設不良）



写真 5.7 1 同種の建物の短辺方向1階の壁の破壊と
主筋の座屈 (ブカレスト市)



写真 5.7 2

地上11階地下1階の鉄筋コ
ンクリート壁式構造によるア
パート(ブカレスト市、隣接
した同種の建物が完全に崩壊
し90人が死亡)



写真5.7 3

同建物の1階壁周辺柱の破壊
(ブカレスト市, 外見は長辺
方向外周も壁があるようにみ
えるが壁は中通りのみにあり,
外通りは無筋煉瓦造によるぜ
い肉, 実測固有周期長辺方向
0.5秒, 短辺方向0.7秒)

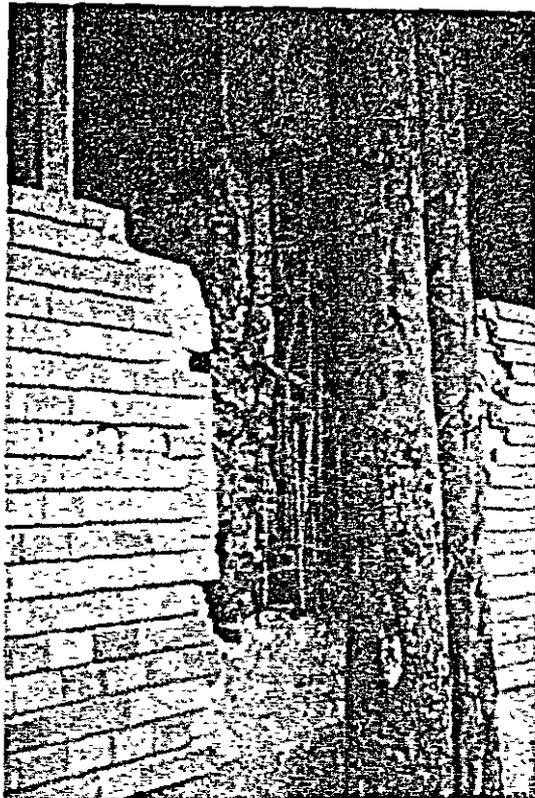


写真5.7 4

同建物の1階壁周辺柱の破壊
(ブカレスト市, 補強工事前
だが柱主筋の座屈がみられる)

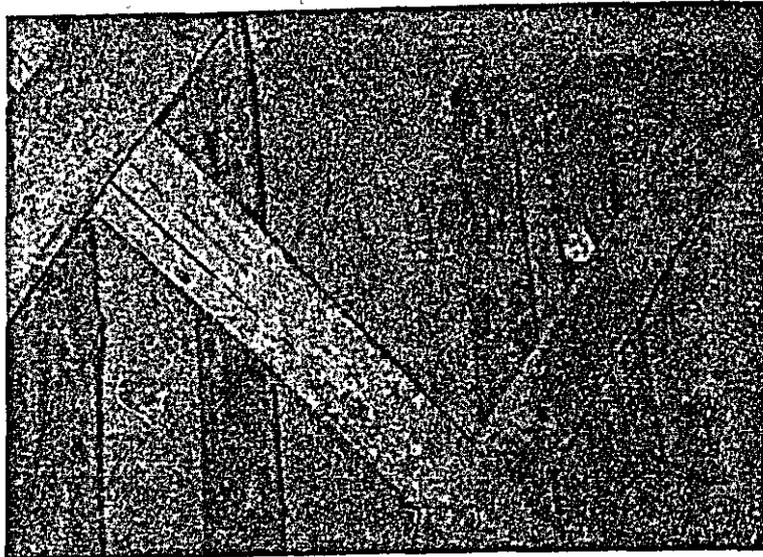


写真 5.75 同建物の短辺方向1階の壁の破壊と主筋の座屈
(ブカレスト市)

このため、約150人の居住者の内、約90人が死亡した。この建物の平面図は5.13に示したものと殆んど同一である。

又、連続して建てられていた残りの5棟も西側へ近いもの程顕著な被害をうけた。その被害状況を写真 5.73 から 5.74 に示した。これらの写真にみる様に主な被害の生じた方向は震源方向に近い南北(短辺)方向であり、壁端柱ばかりではなく耐震壁も圧潰し、主筋が座屈している。

一方、この建物と道路1つへだてた同形式の建物(調査番号30)は壁量の少ない長辺方向が南北方向と一致していたのにも拘らず構造的な被害はなかった。このようなことから、本建物の被害原因は明らかではないが、施工不良や地盤条件(この建物は図 5.4 に示された旧河川敷?に近い。)などの要因が作用したのではないかと推定される。

(2) 11階建てアパートその2(調査番号17、写真5.69～5.71参照)

この例も(1)のアパートとほぼ同形式のアパートであるが、崩壊には至らなかったものの1階部分が顕著に破壊した。この原因としては写真 5.69 及び 5.70 にみるように壁柱部分のコンクリートの打設不良と壁柱主筋の著しい台直しと考えられる。このため、写真 5.71 にみるように内部の耐震壁にまで圧潰、座屈が生じた。

以上のように、被害の例としては著しいものがみられたが、このような例は非常に少なく、

全体的にみれば同じ中高層の鉄筋コンクリート造アパートでもフレーム式のものにくらべれば、壁式構造によるアパートの挙動はかなり満足すべきものであったといえよう。特に、この種の建物は剛性が高い故に、フレーム式の建物にみられたような内外装の破損はきわめて少なかったようである。

なお、図 5.13 に記したルーマニアの壁式構造のアパートとほぼ同規模の日本の同種の建物について、その平面図を図 5.14 に示すとともに、それらの構造諸元の比較を表 5.3 に示した。

この表から次のようなことがいえる。

- ① ルーマニアの壁式構造のアパートは短辺方向と長辺方向とにおける壁量のバランスが悪く、長辺方向には一構面の壁しかないために、長辺方向の壁量は短辺方向の壁量の約 1/3 しかない。
- ② 日本の大規模建物の破壊実験資料にもとづき、壁の単位せん断強度を 20 Kg/cm^2 と仮定すれば、推定される最大せん断力係数はルーマニアの建物の 0.16 から 0.47 に対し、日本のそれは 0.95 から 1.17 となる。
- ③ さらに、耐力壁のせん断補強筋比はルーマニアの 0.13 % に対し日本のそれは 0.39 % から 0.53 % となっている。
- ④ 結局、ルーマニアの建物の場合、長辺方向においては壁量の不足による強度不足、短辺方向については、直交壁の存在しないことによって余剰強度と良好な変形能力が期待しにくいことが問題点として指摘されよう。

5-2-5 その他の構造による建築物

ルーマニア特にブカレスト市内においてこの他にみられた建築物の構法とその被害状況は次の通りである。

- (1) 壁式プレキャスト構法による中高層の建築物としてはアパートがある程度建設されているようであるが、これらの建物の被害は殆んどなかった模様である。
- (2) 工場建築としては市街地に建てられた中層の鉄筋コンクリート構造によるものと、郊外及び地方都市に建てられているプレキャスト構造による平家建てのものがある。

前者については場所打ち構法によるものとプレキャスト部材を部分的に用いたものがあるが、これらの建物は一般に積載荷重が比較的大きく、このために柱、梁の断面がアパート建築の場合などにくらべてかなり大きなものが多くみられた。

これらの建物については施工不良による部分的な損傷がみられた以外は、特に顕著な被害はなかった模様である。

又、プレキャスト部材を用いた平家建ての工場建築は規格化された構法によるものが多く、階高が高くて剛性はかなり低いものが多かったのにも拘らず、被害は、構造体、内外装材共に少なかった。この点に関しては生産管理、施工管理が全般的に他の建物にくらべて良好であることが影響しているようである（写真 5.80～5.82 参照）。

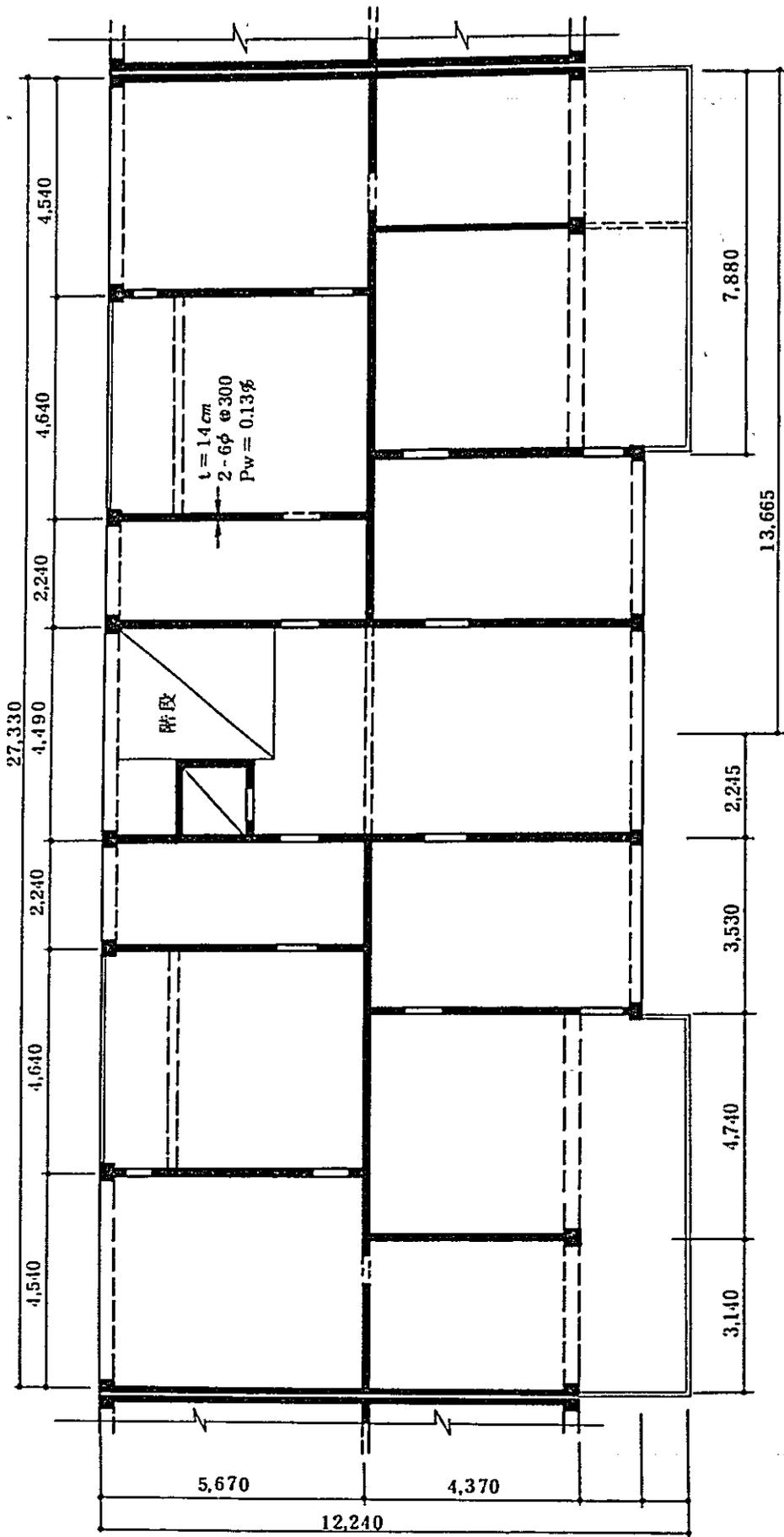


図 5.1 3 1 1 階層式アパート平面図 (ブカレスト市)

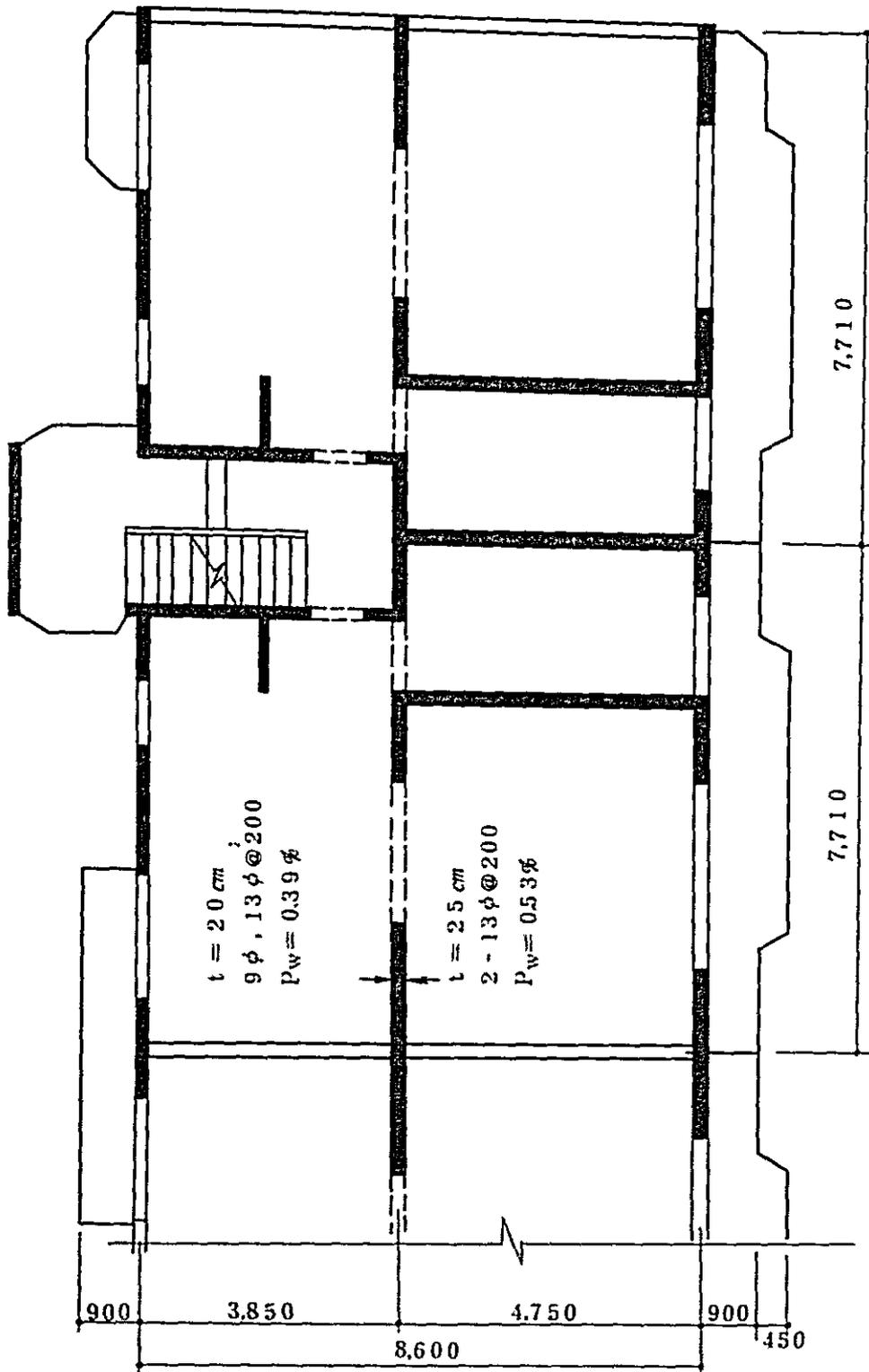


图 5.14 8 階建壁式アパート平面図 (特 740-8Cs-3DK-W, 日本)

表 5.3 鉄筋コンクリート壁式構造による典型的なアパートの構造諸元の比較

区 分	階 数 N	方 向	壁 厚 t (cm)	壁 筋	壁 筋 比 P _w (%)	壁 量 l _w (cm ² /m ²)	壁 率 t × l _w (cm ³ /m ²)	延床面積壁率 l _w = $\frac{t \cdot l_w}{N}$ (cm ³ /m ²)	*1 τ _{ic} (Kg/cm ²)	*2 k _u	$\frac{k_u}{0.16}$
Romania	11	桁 行	14	2-6φ @ 300	0.13	6.4	89.4	8.1	135.8	0.16	1.0
		はり間	14	2-6φ @ 300	0.13	22.3	312.2	23.4	47.0	0.47	2.94
Japan	8	桁 行	25	2-13φ @ 200	0.53	15.3	382.5	47.8	23.0	0.95	5.94
		はり間	20	9φ, 13φ @ 200	0.39	23.4	468.0	58.5	18.8	1.17	7.31

*1 τ_{ic}: 1 G の水平力による壁の平均せん断応力度

*2 k_u: 推定される最大せん断力係数



写真5.8 0 プレキャストプレストレスト構造による平家建ての工場（ブカレスト市，柱は場所打ち，階高6 m，周期約1.5秒，被害軽微）

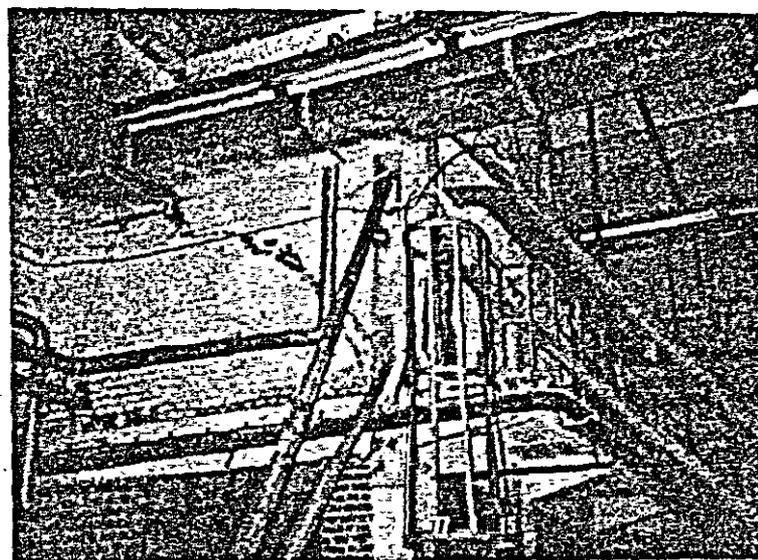


写真5.8 1 柱は場所打ちではりと床がプレキャスト材となっている平家建ての工場の煉瓦造帳壁のひびわれ（ブロエスティ市，階高約9 m）

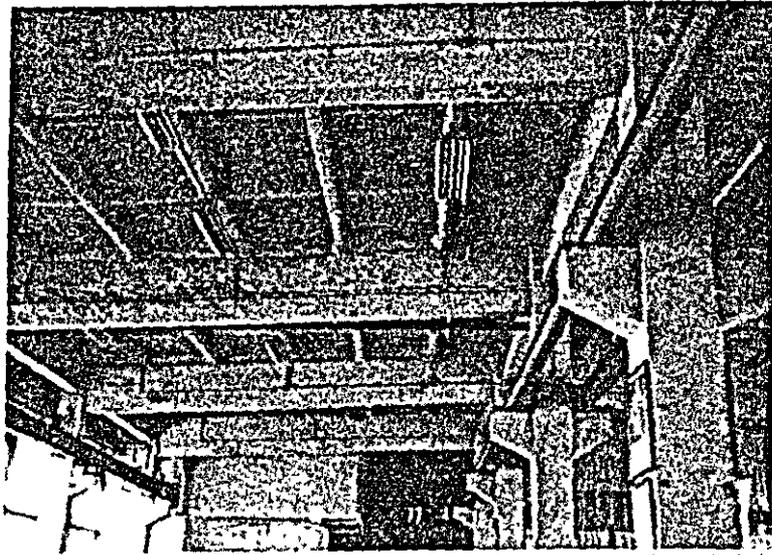


写真 5.8 2 現場打ちのラーメン部分にプレキャスト床を用いた
5階建の工場（ブカレスト市，構造的な被害軽微）

(3) 鉄筋コンクリートラーメン構造によるもので，耐震壁が併用されている中高層建物もいくつか見られた（写真 5.7 6～5.7 9 参照）。これらの建物の被害は一部の構造体や外

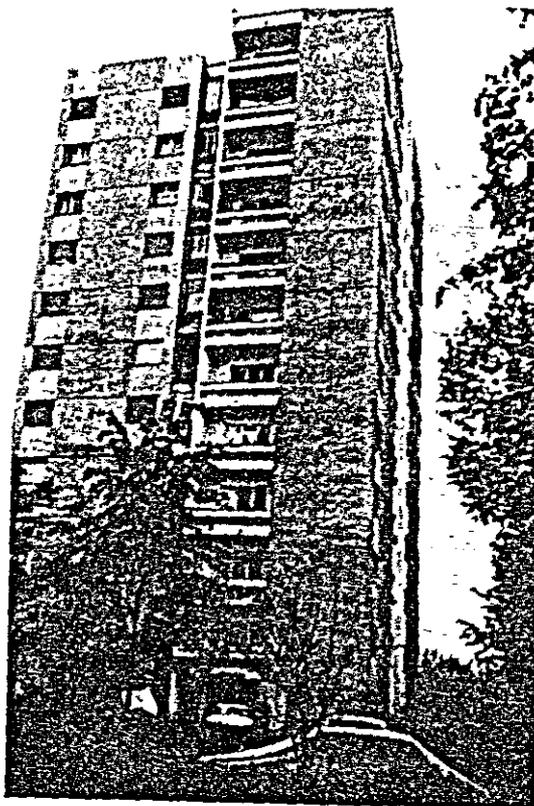


写真 5.7 6

鉄筋コンクリート造ラーメン
と耐震壁の併用構造による地
下1階地上12階建てのアパ
ート（ブカレスト市，実測固
有周期約0.7秒，被害軽微）

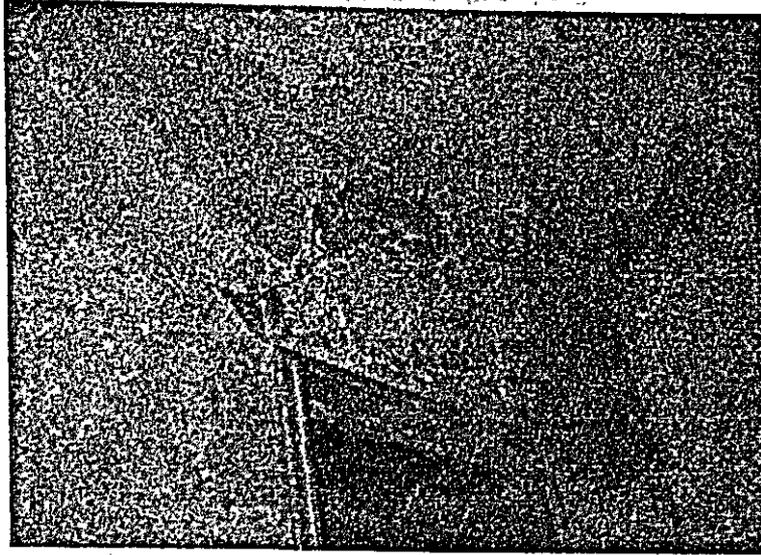


写真 5.7 7 同建物の境界ばりに生じたせん断ひびわれ

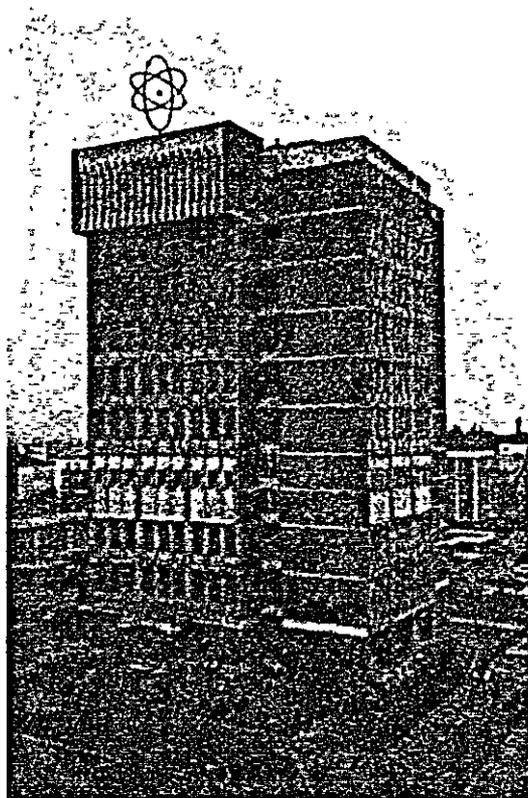


写真 5.7 8

鉄筋コンクリート造ラーメン
と耐震壁の併用構造による地
下1階地上11階建ての国立
地球物理センターの建物
(マグレレ町, 被害軽微)

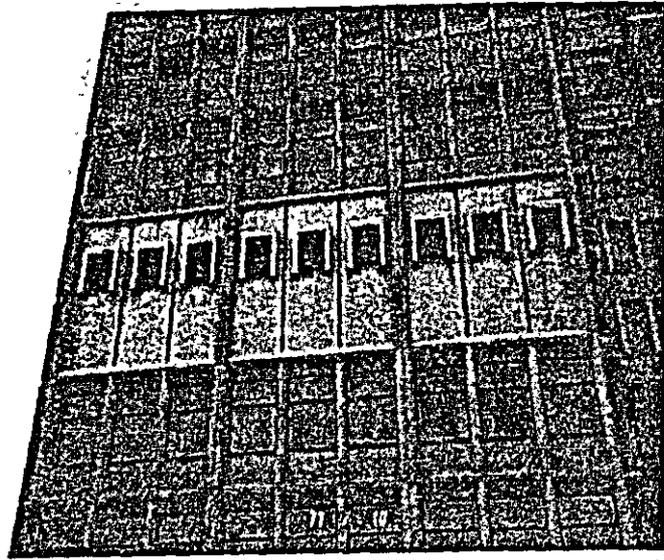


写真5.79 同建物のカーテンウォールのひびわれ
(マグレレ町)

表などに部分的に軽微な被害がみられたにすぎず、全般的に良く挙動したといえよう。

5-3 罹災構造物の補強状況

調査団がルーマニアに滞在したのは地震発生後約30日から50日にあたるが、この時点までに、罹災した建築物の解体や補強は既に活発に進められていた。国の方針としては、補修費が建築費の80%程度以下ですむ場合には解体ではなく補修するという方針を明確にしている。

このため、たとえば写真5.28や図5.7に示したような老朽化が著しく、かつ、1940年と今回と2回続けて顕著な被害をうけた建物まで、それらが基本的に耐震設計されていない建物であるにもかかわらず、取りこわしではなく補修する予定になっている。この場合の補修計画としては煉瓦壁を撤去して鉄筋コンクリート壁を設ける他、水平面剛性の改善(この建物は平面形が複雑でかつ剛性の高い部材が偏在しているために振り振動をうけた形跡がある。)のために鉄骨による水平構面の補強を考えているとの説明があった。しかし、一般の建物について実際、既に行われていた補修については応急処置的な感じのするものも少なからずみられた。これらの補修の状況を写真5.83から5.91に示す。



写真 5.8 3

補強煉瓦造 5 階建てアパート
の補強状況（クライオバ市）

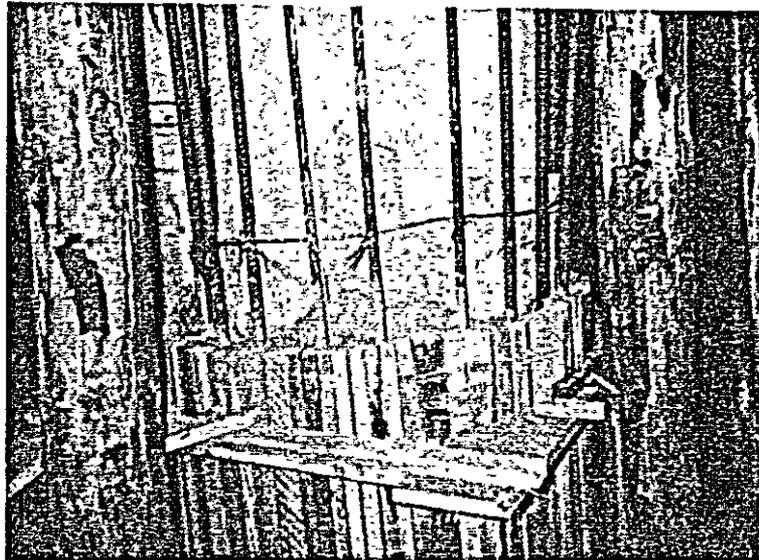


写真 5.8 4 補強煉瓦造 1 1 階建てアパート地階柱の鉄筋腐蝕
部分の補強（ブカレスト市，写真 5.2 8 の建物）

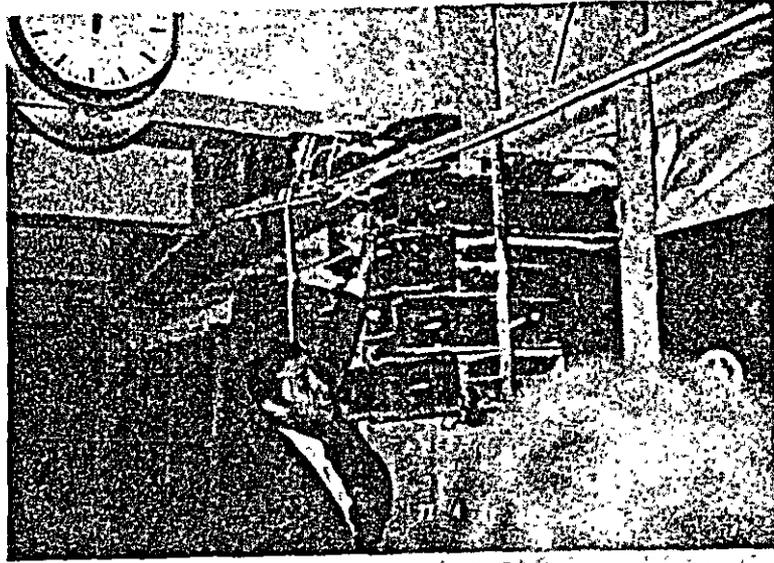


写真 5.8 5 鉄筋コンクリートラーメン構造による 14 階建て
事務所建物のせん断破壊した 6 階柱の補強
(ブカレスト市, 写真 5.5 3 の建物)



写真 5.8 6 鉄筋コンクリートラーメン構造による 5 階建て工
場建物のせん断破壊した 3 階柱の補強
(ブカレスト市, 写真 5.6 6 の建物)

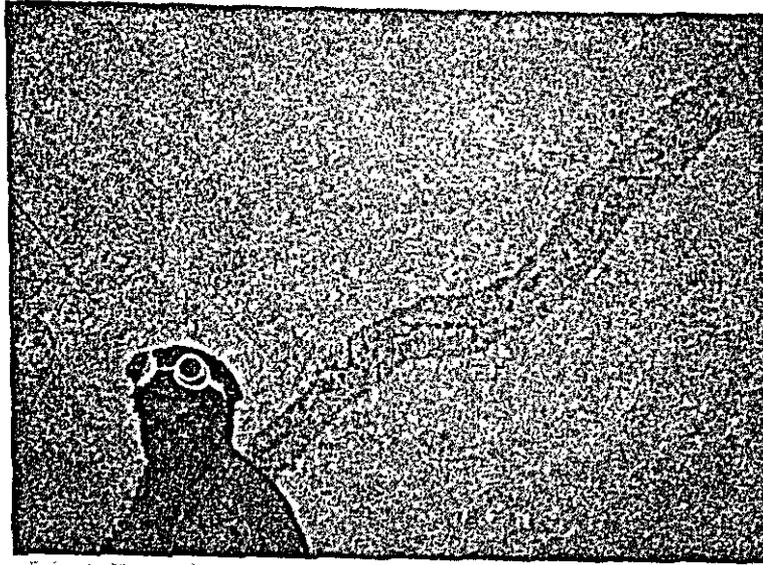


写真 5.8 7 鉄筋コンクリート壁式構造による 1 1 階建てアパートの壁面に生じたせん断ひびわれへのエポキシ接着剤の注入（ブカレスト市，写真 5.7 2 の建物）

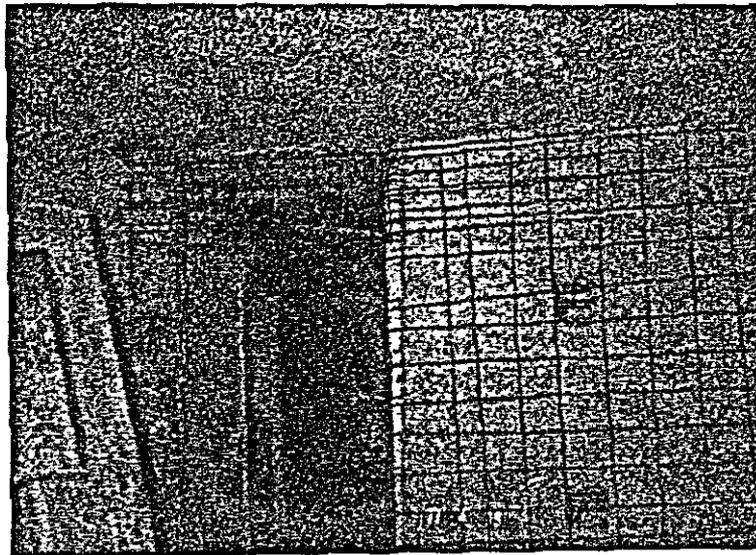


写真 5.8 8 同上建物の梁の補強（ブカレスト市）

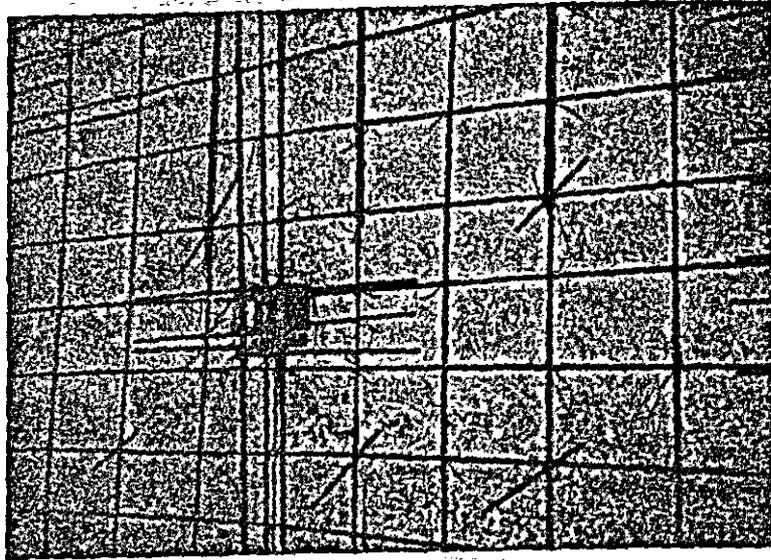


写真 5.8 9 同上建物の壁の補強（ブカレスト市）

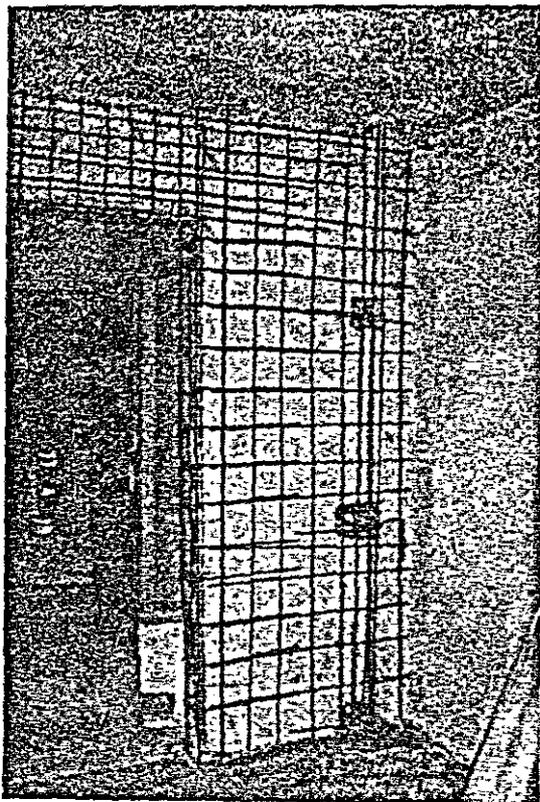


写真 5.9 0
同上建物の壁の補強
（ブカレスト市）

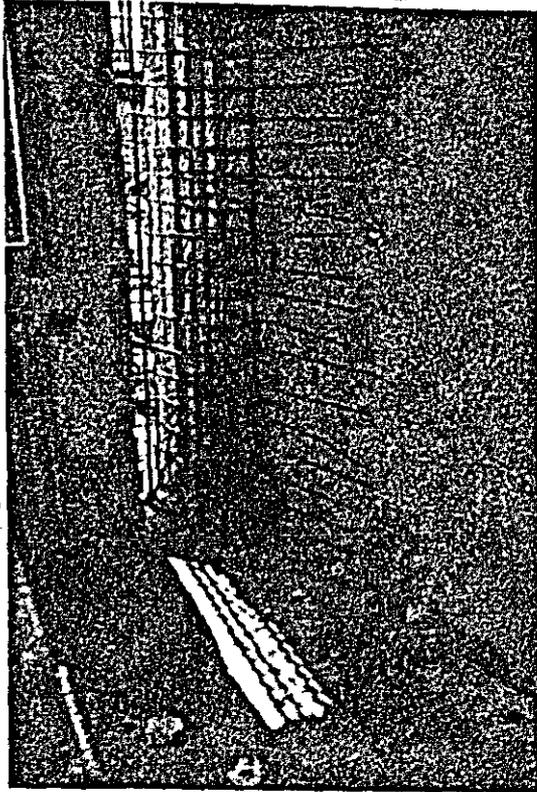


写真5 . 91

同上建物の柱の補強
(ブカレスト市)

例えば写真 5.83 は鉄筋コンクリート造の床をもつ煉瓦造の5階建アパートであるが9mm筋を25cmから50cm間隔に設置し、その上からモルタルをふきつける計画であるが、芯となる煉瓦壁がかなり痛んでいる上に、増設されるモルタル壁は薄くかつ周辺に鉄筋コンクリートの部材がないため補強効果がどの程度期待できるか疑問である。又、写真5.84は写真5.32に示した主筋の腐蝕した柱脚部の補修状況である。新設した主筋の柱脚部での定着が不完全なうえに、補修した部分の範囲も不十分でこれらの新設の補強筋としては殆んど効果は期待できないであろう。さらに、写真5.85のような柱頭のせん断破壊部分の4隅にアングルをあて、それらをかなり厚いフラットプレートで溶接接合した後にコンクリートで巻いた例もみられたが、この場合にも鋼材と既存柱の間の空隙に対する配慮が十分でないとか、鋼材が全般的に不必要な程厚いなどの問題点がみられた。

これに対し写真5.87から写真5.91に示した補修状況は5-2-4項の(1)に記した崩壊した新形式の壁式アパートに隣接した、同形式の建物において行われていたものであるが、補強の詳細もかなり検討されたものでその補修効果は十分期待できるものとなる。

以上のより比較的規模の大きい建物については補強の詳細の問題はあるにしても、本格的な補修が行われていたが、規模の小さな建物や煉瓦造及び補強煉瓦造の建物については、ひび

われの生じた煉瓦壁の仕上げ部分だけをはってやり易すというように全く耐震上の効果が期待できない補修が多く行われていた。

この点については、脆性的な材料を用いた建物の耐震性状をもとに地震が再来した状態を考えた場合、最も懸念される点であり、仮りに一応の補修を上記のように簡便にすますにしても、補修前にはひびわれの発生状況をひびわれ巾等の資料を含めて正確に記録しておき、長期計画によって適切な補強法を検討の上、本格的な補修を再度行うべきであると考えられる。