



昭和 24 年 12 月 26 日今市地震による 土木施設の被害について

正員 工学博士 岡 本 舜 三*
正員 久 保 慶 三 郎**

DAMAGE TO CIVIL ENGINEERING STRUCTURES CAUSED BY THE IMAICHI EARTHQUAKE

(JSCE Dec. 1951)

By Dr. Eng., Shunzō Okamoto, C.E. Member
Keizaburō Kubo, C.E. Member

Synopsis This is a report on the investigation of the Imaichi earthquake occurred at about 8h 26m on Dec. 26, 1949 and it mainly deals with the damage to civil engineering structures.

要旨 本文は昭和 24 年 12 月 26 日 今市地震による建築物、橋梁、隧道、鉄道、道路、上水道、河川等の被害状況について述べたものである。

目 次

- | | |
|-----------------|-------------|
| 1. 緒 言 | 8. 山崩れ及び地入り |
| 2. 地震の概要 | 9. 河川の被害 |
| 3. 被害地の地質概要 | 10. 上水道の被害 |
| 4. 被害の概要 | 11. 用水路の被害 |
| 5. 建築物の被害 | 12. 墓石の転倒 |
| 6. 鉄道の被害 | 13. 結 語 |
| 7. 道路の被害及び沿線の崩壊 | |

§ 1. 緒 言

昭和 24 年末に栃木県今市町附近に地震が発生し、筆者等は直ちに出張、土木施設の被害を調査した。本文はその踏査記録に若干の他より得た資料を加えて整理したものである。調査並びに出版に当り絶大なる援助を与えられた栃木県土木部長光藤康明氏及び栃木県土木部、宇都宮市水道課、東武鉄道の関係各位及び貴重なる資料を提供された東大助教授丸安隆和氏、同三木五三郎氏に深く感謝の意を表する次第である。

§ 2. 地震の概要

昭和 24 年 12 月 26 日 8 時 18 分及び 26 分に栃木県上都賀郡落合村地内雞鳴山塊を震央とする地震が発生し後者は震央地方に著しい被害を与えた(図-1)。被害状況や余震観測の結果をみるとこの地震動には短週期の加速度大なるものが多かったと想像され、筆者等も滞在中砲声の如き音響をともなつた急激な振動を度々感じた。地震に関するこれ以上の詳細は気象台²⁾、東大³⁾等の発表に譲る。

§ 3. 被害地の地質概要

被害の著しかつたのは雞鳴山塊とその周辺部及びその北及び東にひろがる洪積台地であつてそれは直径約 30 km の区域である。山塊の地質は西及び南部は深成岩であり北及び東部は古生層である。表土を基盤上に薄く

* 東京大学教授、生産技術研究所

** 東京大学助教授、生産技術研究所

1) 光藤康明：栃木県の震災に関する概報、土木学会誌 35 巻 3 号 昭和 25 年 3 月

2) 中央気象台 震害時報第 15 巻第 1 号

3) 河角広：1949 年 12 月 26 日今市地震について(英文)、地震研究所彙報 28 号 1951 年

かぶつている。地形は満壯年地形を呈し山腹の傾斜は40°~60°をなす。洪積地は表土、ローム、鹿沼土、今市土(ともに凝灰質粘土)よりなり、厚さ約10m、地表は10°内外の緩傾斜をなしている。

§ 4. 被害の概要

被害は11ヶ町村に及び、今市が最も激しく小来川、日光豊岡落合板荷がこれにつく。被害の程度を墓石の一部倒潰、土蔵張石の一部破損程度以上に限定すれば、被害地はおよそ篠井村石那田、東武板荷駅、西大芦村草久、日光町七里、豊岡村大桑の諸地点に境される直径約16kmの円内に入る。県庁の発表による被害総額は35億円(内建築関係23億円、土木関係9千万円)各町村別被害は表-1に示す如くである⁴⁾。主要土木被害としては家屋の大破(主として今市町)宇都宮市上水道浄水及び送水施設の破損、東武鉄道築堤及び線路被害、跨線橋及び大谷川鋼橋支承部の破壊、雞鳴山中部の山崩れとこれによる県道の欠壊埋没及び行川の土砂流出等をあげることができる。

図-1

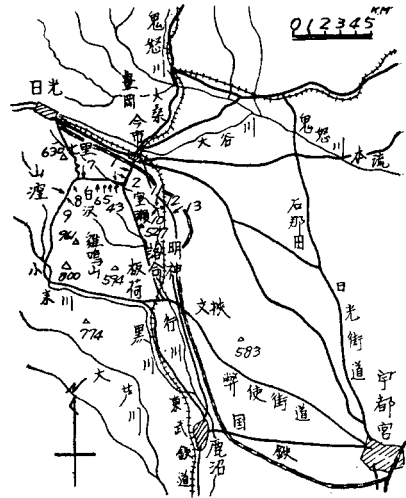


表-1 町村別被害統計

	今市	板荷	落合	西大芦	小来川	日光	鹿沼	豊岡	大澤	篠井	船生
死者	5		1	1							1
重傷者	1		2								1
軽傷者	153		3								3
住家	全潰	235	49	4	16	18		6	1		10
	半潰	2865	8	56	6	6	53	62	10	2	1
	一部破壊	506	164	732	450	180	226	99	548	2	10
非住家	全潰	1040	28	126	15	5	32	32	395	2	27
	半潰	918	51	57	20	25	110	11	125	130	8
	一部破壊	362	189	537	132	185	224	78	260	299	12
全世帯数	3584	530	1200	528	405	6076		1040	1112		1198

備考:被害程度認定基準不徹底の故に、本表の数字は観察者の実感とは一致せざる感がある。実感では家屋被害はこれより軽微である。

§ 5. 建築物の被害

建築物の被害最も著しいのは今市町主部落で板荷村主部落これにつく。その他には大なる部落で著しい被害をうけたものはなく、震災に近い大谷川左岸側部落、日光町主部落、文挾部落も殆んど健在であつた。今市町の住家は大部分杉皮又はトタン葺木造2階建ての他に大谷石⁵⁾又は板橋石張⁶⁾が主として農業倉庫土蔵等に用いられていた。木造家屋では土台石と柱とが互にずれていたものは多いが骨組の傾斜したものは少なく、倒潰はなかつた。⁷⁾又壁が落ちガラスの割れた家は多いが表面塗装モルタルに亀裂したものは少なかつ

た。瓦葺屋根は瓦がずり又は落ちたがトタン又は杉皮葺には被害はなかつた。大谷石積は崩壊したもの多く又壁体が倒れ易いためにその壁体とこれに直交する壁体の交線にそつて縦に亀裂したものが多かつた。しかも亀裂は目地にそわず、石材を引き割つて生じていたがこれは大谷石が抗張力少なく、特別な工法をとらねば耐震性がないことを示している。今市町商工会議所は地上4段が花崗石積、上部を大谷石積とし、化粧にタイルを張つた2階建洋館であるが大谷石積部に太い亀裂が多数入り使用に耐えなくなつた。最も長い亀裂は西側壁体に斜に走つていた。学校等の公共建物には基礎部に数段の大谷石布積を用いその上に木造家屋をたてたものが多かつたが、この石積部の破壊したものが多かつたために公共建物は住家に比して被害が大きい結果となつた。板橋石張の張

4) 今市町役場情報部:今市地方震災誌

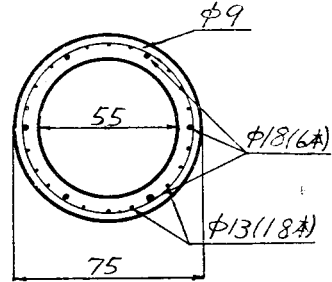
5) 大谷石切石をモルタルで煉瓦造の如くつみ上げて壁体を作る構造であるが、目地モルタルのみしか施してないものが多い。

6) 板橋石は本地方産の耐火性の強い火成岩で厚さ約6cmの板状の石材として家の外面に防火用に張る。目地に鉄釘を打つてとめ漆喰をぬる。鉄釘を略したものが多い。

7) 盛戸斜面上に支柱をたてて作つた家が1戸倒れたがこれは不合理な工法の当然の帰結である。

石は鉄釘を略したものは殆んど落ち、略さないものも落ちた方が多かつた。そのおち方は 4 方の壁に対して一様でなく地動の方向性が認められた。煙突は今市主部落内に 10 数本あるが醤油醸造工場の 2 本のみが倒れた。ともに鉄筋コンクリート製であるが途中で折れて大きな方は東方へ、小さな方は北東 30° に倒れた。大きな方は高さ 18 m、そのうち下部 5 m は正方形断面上部 13 m は円形断面である(図-2)。施工悪く且つ火熱によりコンクリートが傷んでおり、トラ線は多数あつたが、附近の様子からみて余り有効な状態に維持されていたとは思われなかつた。折れた位置は頂部より 6 m で弾性理論による煙突の固有振動週期の計算値は 0.46 秒であつた。尙町内には土管をつぎたした簡易な煙突が多数あつたが殆んど破壊された。山中部における家屋被害は軽微であつて日光町字白沢部落にあつた板橋石張家屋さえ健在であつた。

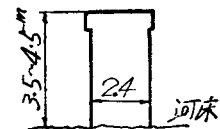
図-2



§ 6. 鉄道の被害

国鉄は今市駅舎が大破した以外には線路被害は軽微であつた。東武鉄道日光線明神上今市間と鬼怒川線大谷川鉄橋はかなり害をうけた。被害地区は高さ 4 m 以下の築堤が多く、構造物としては十石峠隧道、滑川及び大谷川橋梁、国鉄、県道、町村道に対する跨線橋、暗渠等があるが主なる被害は築堤の沈下及び亀裂、石積の張り出し及び亀裂、軌条の不陸及び彎曲、大谷川橋梁の沓の破壊、今市町地内跨線橋々台の水平亀裂、十石峠隧道の亀裂、拱形暗渠の亀裂であつた。築堤部では特に著しい沈下は認められなかつたが橋台との接続部に生じた約 10 cm の高低差や軌条の不陸等から築堤の沈下がわかり、又土留石積が立つたためにその背後の築堤に縦断亀裂の生じている所もあつた。又道床砂利と枕木との密着のゆるんだ所や、枕木の両端部に砂利が 10 cm 程度枕木によつてかきのけられていた所もあつたが、これは軌条と地盤とが異なつた動きをしたことを示すものである。石積(間知石練積)のはり出し及び亀裂は随所に見られたが崩壊は大谷川橋梁袖石積以外にはなかつた。軌条の彎曲は下今市、上今市間に 1ヶ所弓形になつた所があつた。保線区長の話では軌条の接続ボルトが切れた所もあつた由であるから、軌条にはかなり大きな軸力が働いたことが予想され、彎曲も挫屈によるものと想像される。大谷川橋梁は 30 m 10 連の単線鉄橋で右岸側 2 連は対風構付複ワーレントラス、他の 8 連はワーレンポニイトラスでピン節点をもつ古い橋である。上部構造の重さは右岸側 2 連は夫々 38 ton あとの 8 連は 51 ton で軌条重量は枕木とも 1 径間当り 2 ton の由である。橋台と橋脚はすべて大谷石積で石積の内側と基礎工は不明であるが多分内部に玉石コンクリートをつめ、基礎工は河床(砂利層)上につけているだけであろうと思われる(図-3)。下部構造の被害としては右岸橋台が 6.2 cm 左岸橋台が 13.0 cm いずれも河心側に出ており、右側から第 3 番目の橋脚の上端から 2.5 m (橋脚高河床上 3.5 m) の断面で石積の目地が全部切れているのを認めた。又第 4 番目の橋脚は河床の部分で多少石積の目地がゆるんでいた。

図-3



上部構造の破壊はなく、たゞ右岸橋台のはり出しにより重要でなり一部材が彎曲したのを認めたのみであつた。主桁の移動した状況は表-2 に示す如くである。

これで見ると当然の事ながら固定端ではトラスの移動量は少いがこのために橋脚や沓に無理がきて第 3 号橋脚は前記の如く亀裂が入り第 7 号橋脚では固定沓の基礎花崗石がかけた。

沓は最もひどい害をうけた。その構造をみると右岸側 2 連の固定沓は鋼板を敷いたのみで可動沓は鋼板上に 6 個の小さなローラーを並べたものであつた(図-4)。残余の 8 連は図-5 に示す如き鋳鉄製支承であつた。その被害は表-3 に示す如くであつて、次の 3 種に分類される。

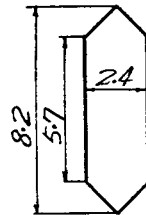
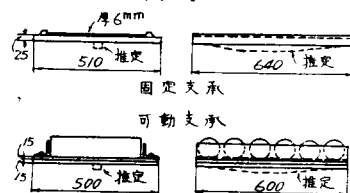


図-4



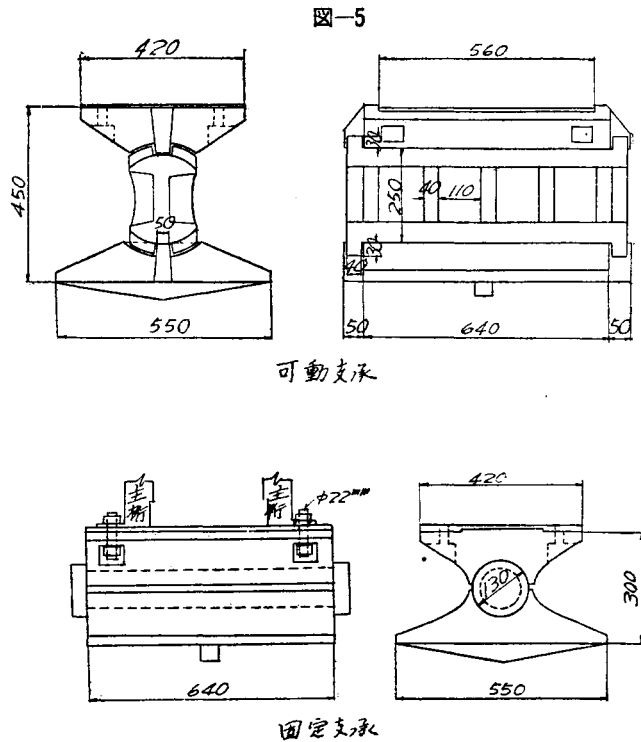
1. 固定沓のボルトが切断したもの
2. ローラーの側部にある突起部の破損
3. ローラーの傾きすぎによる転倒

固定沓のボルトの径は 22 mm、材料は鋳鉄であつた。その剪断強さを 10kg/mm² とすれば 10 個で 38 t の水平力に耐えうる。橋桁 1 連の重量 51 t に働らく水平力の半分が 1 個の固定承にくるとすれば水平

力は 25.5kt でこれを剪断力と比較すれば震度 $k=1.5$ となる。即ち外力が衝撃的に作用したこと又かゝる場合には各ボルトに対して力が偏つて分布することが想像される。ローラー側部の突起部は単なる用心のためのもので特に地震に対して設計されてはいないが、今回はこゝに大きな力をうけ大きな応力が発生したものと思われる。又ローラーは傾斜が甚だしくなると転倒し、おちかゝる橋桁の巨大重量により大きな打撃をうけ、鑄鉄の場合は破損を免れない。したがつてローラーは傾斜が大になつても転倒しないようにし、材質も亦靱性あることが望ましい。

今市町主部落内に対し跨線橋が3橋あり、いずれも小径間の鉸桁橋であつたがこの内1橋のみ被害をうけた。この3橋は長さ 9m、橋台は複線用の省甲型、桁は単線だけ架してある。宇都宮側橋台(地上高 4.7m)の地上 1.5m にある施工継手に於てその上部が前方(東方)へ 5cm 側方(北方)へ 2.5cm ずり出しており、その方面の下側のコンクリート表面がけずられていた。又橋台が道路の側溝をおしたらしく路肩に亀裂が出来ており、袖石積と橋台との間が約 5cm すいていた。

この盛土部分の両壁は練石積であるが、石積が多少前におがんだ程度であるに対して、無筋コンクリートの質量大なる橋台の方が被害が大きかつた点は質量の大きい無筋コンクリートの橋台の耐震性の低い事を意味している如く思われる。更に側溝を押している事実は、橋台全体として前進運動を起した事を意味しているが、これが側溝により阻止されたと考えても差支えはなからう。かく考えると橋台全体としての前進を防ぐのに、両橋台間にストラットを入れるとか、橋台と上部構造を一体としたボックスラーメン構造にすれば耐震的になると考えられる。同じく今市主部落地内には延長 350m の区間に4個の無筋コンクリート拱渠があり、その内3個が被害をうけた。無被害の拱渠は水路用暗渠で線路に対し 60° 斜に走り、拱矢、径間ともに 1m、施工も良かつたが、他の3拱は拱矢 3m 径間 3m で施工悪くコンクリートの厚さは 5cm 位しかない部分もあつた。亀裂は拱頂部と側部にあり、頂部縦亀裂は上下方向の震力によるもの、他の2個の水平亀裂は施工上の弱点に沿うものであると思われ



表一2 大谷川橋梁橋桁移動量

右岸より	橋軸に直角方向への移動量			橋軸方向への移動量
	右	端	左	
1号トラス	F	河上へ 1.0cm	R	河下へ 2.5cm
2号トラス	R	河上へ 1.0cm	F	河下へ 4.0cm
3号トラス	R	河下へ 5.0cm	F	移動せず
4号トラス	F	移動せず	R	河上へ 6.0cm
5号トラス	R	河上へ 6.0cm	F	河上へ 2.5cm
6号トラス	F	河上へ 2.0cm	R	河上へ 5.0cm
7号トラス	R	河上へ 8.0cm	F	移動せず 右岸側へ 9.5cm
8号トラス	F	移動せず	R	河下へ 5.0cm 右岸側へ 3.0cm
9号トラス	F	同上	R	移動せず 右岸側へ 7.5cm
10号トラス	R	同上	F	同上

備考: F,R とあるのは各トラス支点の支持条件を示す記号で F は固定, R は可動を示す。

表-3 大谷川鉄橋沓部被害

	左 端 支 承		右 端 支 承	
1号トラス	R	上流側左へ5cm 下流側左へ5cm ローラー傾斜す。	F	上流側右へ5cm 下流側右へ10cm 滑る。
2号トラス	F	異状なし	R	上流側右へ5cm ローラー傾斜す。
3号トラス	F	同上	R	上流側左へ1cm ローラー傾き且つ下流側へ5cm 移動す。
4号トラス	R	上下流側とも左へ11cm ローラー傾斜す。	F	異状なし
5号トラス	F	異状なし	R	上流側ローラーがはずれトラスがローラーより落つ。下流側異状なし。
6号トラス	R	下流側右へ10cm ローラー傾く。上流側ローラー右へ倒れトラスはローラーより落つ。	F	異状なし
7号トラス	F	右側へ9cm 滑り上側ボルト4本全部切断す。沓の基礎花崗石3cm 欠落す。	R	上下流側ともにローラーが倒れトラスがその上にある。
8号トラス	R	右へ3cm ローラー傾斜す。	F	沓の基礎花崗石が僅か欠落す。
9号トラス	R	右へ3cm ローラー傾斜す。	F	異状なし
10号トラス	F	異状なし	R	右へ4cm ローラー傾斜す。

る(図-6)。

§ 7. 道路の被害及び沿線の崩壊

道路被害の多かつたのは雞鳴山塊北側の地区で主なるものは今市より山窪をへて小来川に至る県道、今市より文挾に至る旧弊使街道であつて文挾より雞鳴山塊南側をへて小来川に至る県道は被害が少なかつた。道路被害は崩土及び路側欠潰又は迂りと橋梁破損とに分けられる。前者の被害は雞鳴山北側の山腹にそつて走る県道に最も多く生じた。図-1 に番号を以て示したのはその主なるもので矢印は迂り方向を示す。

① 高さ6m 勾配1:1の道路西側の崖が東方にずり出しそのずつたあとに更に背後の崖が崩れおち、崩土は道路を埋没した。

② 峠の両側切取法面が崩壊した(図-7)。練積土留石積は高さ3~4m、切取法勾配は1:1である。東側は山頂から西側は勾配の変りめから崩れた。土質は表土及び鹿沼土で含水率は高かつた。この地点より100m 距て、片側切取部があり盛土側は肩が約10cm 沈下し切取側は異状がなかつた。これは法勾配が1:1.3であり且つ地山が浅く表土の土質が良かつたからであろう。

③ この附近に山崩れが2箇所あつた。北側は行川の曲折部にあたり崩壊法高は40~50mと推定され、勾配は急であつた。南側は高さ40m から崩壊し、崩土は行川をうずめ河水をせき上げた。

④ 緩斜面の地迂りが生じ、崩壊した土砂はすぐ下の道路上に堆積していた。このことから地迂りの速度はそれほど大きくなかつたと判断される。

⑤ この部分の谷は緩勾配にも拘らず地迂りがおき崩土は行川を越えて対岸におし上り対岸の県道を埋めた。迂つた部分の長さは150~200m と推定されるが地迂り深は浅く、土量はそれほど大きくはなかつた。土質は粘

図-6

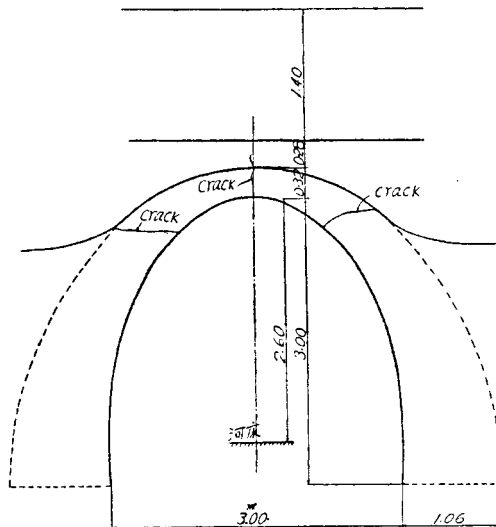
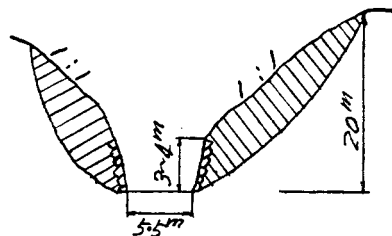


図-7

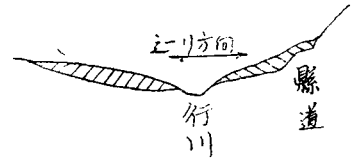


土質、迂り方向は北方で、谷に沿って曲つて滑つていた。

⑥ ⑤と同様な崩壊であるが勾配はやゝ急であつた。

⑦ 高さ3~4mの片側切取部(石積なし)が迂り出し崩壊した。迂つた部分の法長は約100m、その多量の土は県道を覆い更に河川を埋めた。地質は鹿沼土である。本地点のすぐ手前に高さ5~6mの古生層の切取部があつたが被害はなかつた(図-8)。

図-8



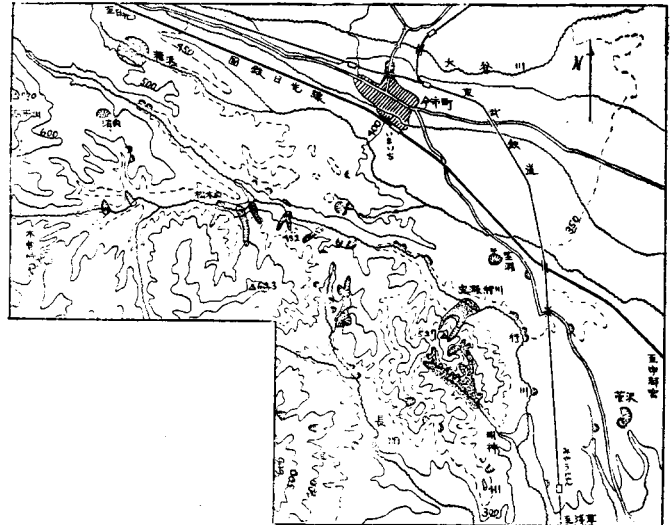
⑧ ①と同様の崖崩れがあつた。

⑨ ②と同様の崖崩れでこのために峠が延長150mにわたつて埋没した。

⑩ 壱瀬に於ては行川右岸標高527mの山が殆んど山頂に近くから中腹部まで山溪にそつて両側が崩れ、崩土は山麓に流下して河川(標高330m)を超え対岸台地に上り、下流側に数十米流れて停つた。このため山麓台地は多量の泥土で覆われ、人家は埋没した。流下した高さは約150mと推定される。山腹の勾配が急なため流下速度が早く、このため流下土は山腹をけずり崩壊を促し、所謂山津波となつたものと思われる。崩壊土には岩石が殆んどないが地迂り面には岩石が見えている点から見ると、堅い基盤を覆つていた表土が、その境界面で迂りおちたのではあるまいか。

⑪ その頂に磐裂神社を祀る小高い丘のきわめてゆるい勾配の斜面が全斜面にそつて迂つていた。水平に近いような緩斜面がすべつたのはこの附近の地質が大体図-9の如くであり、下層の鹿沼土の軟層が滑り面となつたのではないかと思われる。

図-9



⑫及び⑬ともに旧弊使街道沿線の高い両側切取部に生じた崖くずれである。法高は前者が約5m後者が3~4mである。立ちならぶ杉の大木(径1~0.7m)の重量が影響していると思われる。

豊岡村高德地内県道に於て高さ約20mの空石積が崩壊した。この附近には他に震害はなく、又墓石も転倒し

なかつたのにこゝだけが被害をうけたのは全く工法の無理によると思われる。この他⑬或いは⑩と同じ傾向の多くの山崩れが行川、黒川に狭まれる地域で見られた。

橋梁被害に著しいものはなかつたが、その大要を記す。図-1に①で示す地区にある橋台高3m 径間1.50mのコンクリート桁橋は橋台が2~3cm前方に張り出したばかりは被害はなかつた。落合橋及び荒川橋は夫々③及び④地区にある鉄筋コンクリート単桁橋であるが震央に近く且つ附近に大きな山腹崩壊があるにもかかわらず桁の移動又は跳び上りの痕跡は認められなかつた。白沢部落にあつた2径間鉄筋コンクリート床版橋(径間3m 幅員2.50m, 床版厚13cm 橋脚高2.50m)も被害はなかつた。これらの鉄筋コンクリート橋はいずれも震央地区にあり、かなりの上下動を受けたと想像されるにも拘らず被害をうけていないことは注目に値する。橋脚の高さが地盤上1m位の低いものであることが原因ではあるまいかと思われる。山窪部落の木橋及び前記落合橋の木橋部分はいずれも橋台石積崩壊のため落橋した。

下小代駅附近滑川に3径間鉄筋コンクリート桁橋がありその橋脚は鉄筋コンクリート杭を横梁で連結したもので、福井地震の実例では耐震上よくない構造と思われるが全く被害はなかつた。又同駅南方の跨線橋は取付道路が15cm沈下し橋梁との間に高低差が生じたが橋体に害はなかつた。日光北街道が大谷川を渡る地点に有効幅員6.50m 径間11m, 18連の鉄筋コンクリート単桁橋大谷橋がある。橋脚は基礎コンクリート上に鉄筋コンクリート柱5本を並列し互に上部と中間部を連結した構造である。その被害を列挙すると、桁の端部に亀裂を生じたもの、橋脚桁受部コンクリートが貝殻状に剝離せるもの、桁が約5cm側方に移動したもの、桁端における

地覆の破壊、親柱の破壊等である。地覆端部の破壊は、桁相互の衝突を示し、橋脚桁受部コンクリートの剝離は桁が強く押し上げられたか又は跳上つて落下したことを示している。桁受はうすい銅板を橋脚頂部全体に敷いてあるのみであるがこれは結局桁受部や主桁の縁辺部にまで力を働かせることになり、亀裂や剝離の原因となると思われる。

§ 8. 山崩れ及び地這り⁸⁾

山崩れ及び地這り等の著しかつたことは今回の地震の特徴である。その発生地点は大略図-9 に示す如くで河川左岸の大谷川扇状地ではその上に緩傾斜をなして厚く堆積した火山噴出の浮石土及びロームの互層が地這りを起した例が多く、右岸から西南部一帯の主に古成層からなる山地では一般に峻険な基岩上に薄く堆積した前記の土が地震動により振り落されて山崩れをおこし、この崩落土が谷にそつて流下して山 図-10 土質柱状図の一例津波となつた例が多い。いずれも第1回の地震動によつて不安定となつた所を第2回の地震動により一齊に這り出したもので、その後の余震によつても地変の続いたものがある。洪積台地の緩傾斜地では堆積は明確な層序をもち上部から黒色火山噴出の黒色火山灰、上部鹿沼土(黄色)、今市土(濃赤色)、ローム(この中には数層の火山灰層を挟む)、白色粘土、ローム、この下に礫層となつているのが普通である(図-10)。この白色粘土層は鹿沼市附近で地下2m 附近から存在する鹿沼土(赤城山噴出の黄色浮石土)と呼ばれる層に対比される土層で今市附近では地下約6m から30~90cm の厚さで堆積し全く粘土化して水で飽和している。この土質力学的性質をその上部の土と比較した結果は表-4 に示す通りである。傾斜が10°内外の所でもたまたまその脚部に沢、水路、道路等があつて自然の地層中に切取部ができていた所では地這りをおこした例が多いが、これには地表面に平行して傾斜した上記白色粘土層にそつて這り面が生じた結果によることが多く管沢(図-11⁹⁾)、水路に向つて這出す)木曾峠(道路に向つて這り出す)等がその例にあたることは現地における hand-boring により確認することができた。又比較的緩傾斜の地這りがローム層中の火山灰とその上の軟ローム層の面で起つたと判断されるものもあり滝沢(傾斜約20°の山林)や沼内(傾斜約10°の畑地)は適例で、両者とも脚部には沢があつてその方向へ這出している。又他の原因による例として厚い堆積土が流水の浸蝕をうけると従来も層に垂直な崩落を示していたが地震動により更に同種の崩落の進んだ場合もある。川に向つて30°以上の急傾斜面をもつ基岩から振り落された堆積土は所謂山津波をなして沢や谷にそつて川に押し出し勢余つて対岸ののし上げ流水をせき

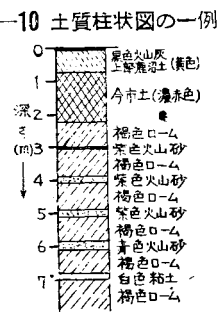


表-4 自然土層における土の物理的及び力学的性質 (東武鉄道明神駅東方の“下の窪”における例)

土層の深さ (m)	土質	土粒子の密度 (gr/cm ³)	見掛密度 (gr/cm ³)	含水比 (%)	乾燥密度 (gr/cm ³)	孔隙比	飽和度 (%)	圧縮強度 (kg/cm ²)	弾性係数 (kg/cm ²)
0.0~0.4	黒色表土(上部)	2.37	1.11	181	0.40	5.00	86	—	—
"	"	"	1.08	185	0.38	5.28	83	0.36	9.7
"	"	"	1.07	197	0.36	5.52	84	0.26	6.5
0.4~0.8	黒色表土(下部)	"	1.11	172	0.41	4.81	84	—	27.4
"	"	"	1.17	175	0.43	4.54	91	0.89	18.2
"	"	"	1.10	—	—	—	—	—	—
0.8~1.1	上部鹿沼土	2.70	1.27	93	0.66	3.11	81	1.70	24.2
1.1~2.3	今市土	2.73	1.02	301	0.25	9.80	84	0.67	11.0
2.3~3.6	褐色ローム土	2.71	1.07	125	0.47	4.73	71	0.67	56.2
"	"	"	1.12	—	—	—	—	0.59	48.9
3.6~3.9	火山砂、砂利入り褐色ローム土	—	1.44	—	—	—	—	0.51	26.2
3.9~5.0	褐色ローム土	2.78	1.37	101	0.69	3.05	92	0.55	24.9
5.0~5.4	白色粘土	2.62	1.31	127	0.58	3.52	95	0.33	4.5
"	"	"	1.34	125	0.60	3.51	94	0.54	7.9
"	"	"	1.35	136	0.57	3.60	99	0.48	13.6

8) 本章の記述は東京大学助教授三木五三郎氏(生産技術研究所土質工学研究室)による。
9) 東京大学助教授丸安隆和氏の好意による。

とめた。この例は行川沿いに随所に見られ室瀬行川、松木内(図-13)等はその顕著なものである。標高 527 m 高地の南側山稜直下から明神に向けて起つた山津波は兩岸十数ヶ所から谷へ崩落した土が合流して勾配 $1/1.5 \sim 1/30$ の所を延長 1300 m に亘り押し出し、谷沿いの植林地を火山灰土で一面に埋め尽してしまつた(図-14)。基岩上の堆積土は厚さ 2 m 位で黒土、上部鹿沼土、今市土、ロームからなり崩落は谷頭附近から抜落ちる型が多く、実際の崩落面はローム層中に起つていた。尚西大芦村地内その他の花崗岩の山間部ではこれの風化した残積表土が今回の地震によつて崩落を起した例が多かつた。

§ 9. 河川の被害

今回の地震の特徴は崩土が非常に多かつたことである。このためにおびたゞしい土量が行川に流出しこれを早急に取り除いて河水の流通をはかることは当局の苦心した所であつた。しかしこの応急処置が終つても尚多量の泥土は河川敷にあり、一方又山腹の表土はゆるんでいるので地震により将来の災害の原因が随所に作られたことは看過し得ず、流出土砂を貯溜するための砂防堰堤工事が今後相当行われる必要があるのであろう。護岸の著しい被害は余り見なかつたが空石張工等にはこのためにかなり張り出して、次期出水による欠損を予想させるようなものが行川沿岸に認められた。

§ 10 上水道の被害

宇都宮市上水道は大谷川の伏流水を延長 1200 m の埋設管により今市町主部落西端の浄水場に導き、こゝから日光街道にそつて宇都宮市まで送水しており送水路の途中に 6ヶ所(大沢今市両町村界、大沢村森友部落東端、大沢村役場より日光寄 600 m、篠井村上小池、同村仲内部落西端、富屋村下町学校附近)の接合井がある。取水管は内径 30 cm 埋設深 1.4 m のヒューム管であるが屈曲部で 2ヶ所直線部で 1ヶ所破損した。浄水場には 2面の沈澱池(30×38 m)と 4面の濾過池(30×25 m)がある。前者は池深の下半は地山を掘鑿したもので上半は盛土であり後者は殆んど地山にある。池の底は黄褐色微粒固粘土盤に厚さ 30 cm のコンクリートブロックを 9ブロック並べたもので側壁は緩勾配のコンクリートブロック張でその背後に厚さ 45 cm の粘土のたたきがある。被害としては側壁コンクリートブロックに亀裂を生じ特に管の取付部、池の隅部に多く生じ又笠石のゆるみ、転落等も部分的に見られた。底は各ブロックのつぎめがやゝ緩んだが亀裂は生じなかつた。概して亀裂は池の上部に多く、

図-11 菅沢地之地平面図

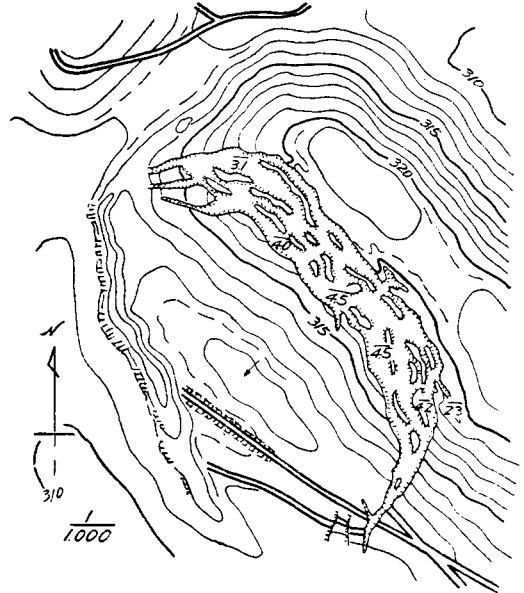


図-12 菅沢地之地縦断面図

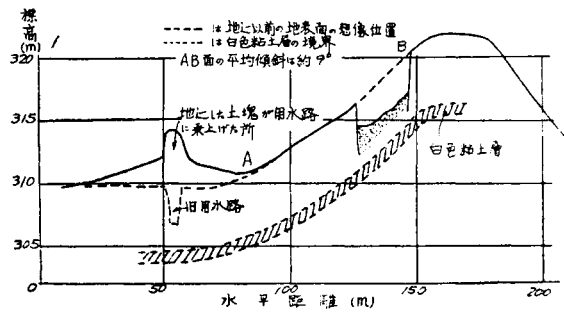


図-13 松木内の山崩れ

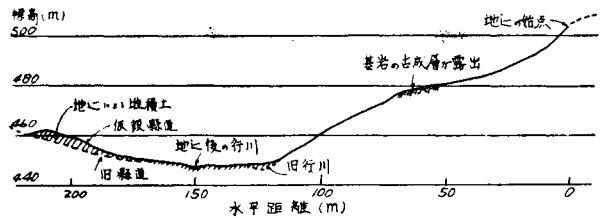
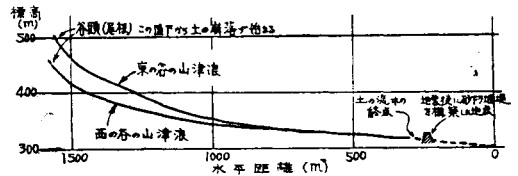


図-14 山津波の起つた谷の勾配の一例(標高 527m の三角点の南側斜面)



濾過池より沈澱池に多かつたがこれは盛土部が震害が大きいことを示すものである。浄水池は地震後かなりの洩水を生じたので結局大修理が施され側壁はたたきを除去し捨コンクリートをなしその上にラス張り鉄筋工を施し更にコンクリートブロックを並べた。沈澱池西側の小さな開渠及び沈澱濾過両池を境する土手にも亀裂が入つたがたいしたことはなかつた。出水井の内部煉瓦張りに斜及び輪状に亀裂が入りこれは鉄筋コンクリート工を以て復旧された。送水管路にある接合井の建物のうち今市よりの1号井は倒潰、2号は大破、5号は盛土上にあつたために盛土が崩れ亀裂が入つた。ほかには被害がなかつた。接合井建物は煉瓦建6角形堂宇であるが復旧に際し鉄筋コンクリート円筒形堂宇に更められた。送水管は長さ4m 径35cmの鉛継手鑄鉄管であつて、破壊は生じなかつたが今市町より大沢村水路橋に至る10km間には洩水があるようである。水路橋は坊村及び大沢村にあるが前者は被害なく後者は洩水を生じた。

§ 11. 用水路の被害

農業用水路被害について当局の発表では被害延長水路38306間、隧道3142間であるが特に踏査はしなかつた。しかし水路橋及び隧道被害のうち若干については調査したので結果を次に記述しよう。農業用水路が赤堀川を渡る地点に長さ27mの鉄筋コンクリート水路橋がある。橋脚は高さ5.3m 巾1.0mの頂部の重い剛性少い構造である。附近の被害は人家の瓦が乱れた程度であるのに、ラーメン橋脚の隅角部に可成りの亀裂を生じていた。これは鉄筋コンクリートラーメン支柱であるに拘らずハンチが取付けてなかつたこと、支柱の剛性の少いことに原因するものと思われる。

旧弊使街道と赤堀川の交る附近に素堀水路隧道が2ヶ所(図-15)あり被害を生じた。(A)は土被り3.6mで片側は崖になつており延長16m「く」の字形にまがり通水中であり(B)は土被り2.2m延長25mで直線状であり通水していなかつた。坑口部に亀裂が入り陰影部が崩落した。又(B)は内部でも頂部が崩壊していたが、これらの原因がこの地震にあることは明らかであつた。地表には異状がなかつた。土質はロームで真比重2.64 圧縮強さ $\sigma=0.535 \text{ kg/cm}^2$ 摩擦角

図-15

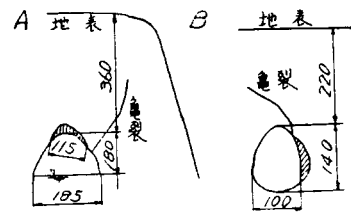


図-16

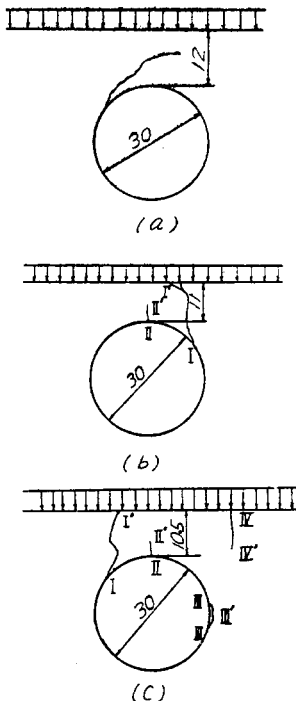
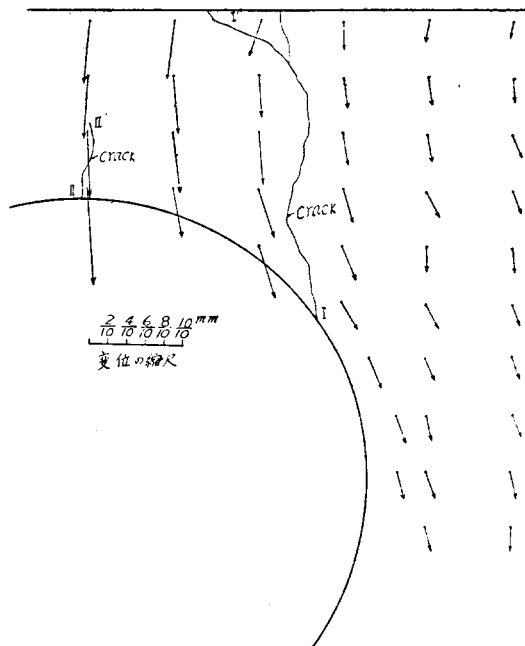


図-17



$\phi=20^\circ$, 凝集力強度 $c=0.210 \text{ kg/cm}^2$ 有効径 0.0115 mm 均等係数 14.78 , 現地で測つた含水率は 49% であつた。亀裂の状況は図-15に示す如くであつたがその状態がかつて吾々が行つた研究結果¹⁰⁾と類似しているのので次にその大要を記すことにする。一様な関東ローム ($\phi=28^\circ50'$, $c=0.363 \text{ kg/cm}^2$) の壁面に直径 30 cm 奥行 30 cm の横坑をほり地表の載荷による坑口の亀裂を調べた。地表面は表土を取除き水平にならし, その間口 90 cm 奥行 35 cm の部分に均等に重錘をのせて坑に荷重をかけた。坑の土被りは 12 cm , 15 cm , 10.5 cm の3種で図-16 は夫々の場合の坑口に生じた亀裂を示している。(a) は土被り 12 cm 荷重 0.113 kg/cm^2 の際の亀裂でこのとき坑頂は 2.2 mm さがり, 坑径は水平方向に 0.33 mm ひろがつた。(b) では坑口部周辺に標点を印してこれを載荷の前後を乾板上に2重撮影シコムペレーターで移動を読みとり図-17 の如き結果を得た。これによると坑の側壁部はかなり水平に変位すること, 亀裂 I-I' より各側の土が下方向に大きく滑つていることが見られる。(c) は荷重増加による亀裂の進行を見るために行つたものである。荷重 0.22 kg/cm^2 で I-I' が I からできはじめ 0.24 kg/cm^2 で II-II' が II の方からでき 0.29 kg/cm^2 で III-III' と IV-IV' とができた。(写真-1 は a の場合の亀裂, 2 は崩壊状況を示す) これらの亀裂について考えるに (b) 及び (c) の II-II' は坑頂部引張応力によるもの, (c) の III-III' は圧縮応力によるもの (b) 及び (c) の I-I' は剪断によるもの, (a) の亀裂は落盤型のもの, (c) の IV-IV' は坑頂部土塊の沈下による地表部の曲げ応力によるものと考えられる。

以上の考察により坑口に生ずる亀裂には数種の型があることがわかつたが, 今回の地震により生じた素堀坑の亀裂をこれと比較してみると (B) の亀裂は (a) の亀裂とよく似ていて落盤型であり (A) の亀裂は (c) 及び (b) の I-I' と同じく剪断型である。たゞ地表の一部が崖であるために多少方向が傾いているものと思われる。

§ 12. 墓石の転倒

墓石は各所で被害を受けた。激震地附近の地震計による記録は殆んどえられなかつたので従来, 震度決定に墓石の底巾と高さの比がよく用いられて来たが, 今回の地震でも大谷向駅附近, 下今市駅附近の如来寺, 及び白沢部落について墓石の転倒状況及びその底巾と高さの比を求めた。表-5 はその記録である。

この結果に従来の考え方を適用すると白沢部落附近で震度は 0.28 と 0.40 の間という事になるが, 他の地区では震度がきめにくい。即ち 0.33 が転倒していないのに 0.36 が転倒していたり (大谷向の場合) 0.37 が転倒して, 0.32 が転倒しない (如来寺の場合) 場合等の例がそれである。その上如来寺では 0.18 という割に細長い墓石が転倒していないのも説明に困難な現象である。

写真-1



写真-2



¹⁰⁾ 久保慶三郎・村田文夫: 卒業研究 (指導教官岡本助教) 素堀坑の強さに関する実験的研究 (未公表)

今回の地震により特に気の付いた点は墓石が転倒する場合に 1 回で転倒するものもあるが、中には複雑な運動をして最後に倒れる場合もある事である。即ち今市地方の場合には墓石に割に軟い岩石を使用していたので、石と石が衝突した度に石の紛が ついていて、この痕跡から判断すると、台座上を踊りながら左右に回転しつつ、いざつて行き遂に転倒した様子が見られた。しかも 1 回で転倒したというのではなくて少くとも 3 回は踊つた様子が見られた。この事実から墓石転倒が非常に複雑な現象のものも存在する事が見出された。

然し墓石自身は簡単な形かも知れないが墓石転倒の解析は各種の要素を含んで、非常に複雑である。これについての研究は大森房吉博士を始めとして沢山

の人達が研究して来たが現在完全に解析されたとは言い難く、未解決の問題が山積している現状であるが、今市地震を機会に過去の研究を紹介し、まとめてみたいと思う。

(1) 大森房吉博士：震災予防調査会報告 28 号 (1899 年) “煉瓦柱破壊及び柱状物体転倒に関する調査 (人為地震試験報告) 四、物体の転倒”

この実験の目的は震度推定に用いられる石碑の転倒の基本的性質を明らかにするためであつて、使用した供試体は木製 (中空柱及び実柱) 鉄柱、煉瓦柱の 3 種で柱の大きさは長さが 150~24 cm、巾は 30~9 cm であつた。柱は底を凹状にして、4 脚とした。

与えた振動周期は 0.4~1.47 秒、振巾は 29.5~120 mm で、これ等の実験結果として、材料の密度は影響なく底巾と高さの比に重力の加速度を乗じた値と、与えた加速度との比は最少 0.7 から最大 1.5 の間に変化しているが、42 個の総平均は 1.07 で、実際問題として両者が等しいことを結論している。

この実験結果の解析に於て与える振動周期が転倒現象に無関係なものとしているが、同一の柱でも外力の振動周期が短いものは転倒に要する加速度も大きくなつていて、この事は後の畑野氏及び著者の 1 人の実験から帰納されている。それ故に振動周期の影響を考えると、大森博士の結論である “実際問題として両者が等しい” と言うのは妥当を欠くと思われるのである。

(2) 岡本舜三：土木技術 5 巻 10 号 (1950 年) “構体の転倒に関する実験”

特に墓石の転倒に関係ある部分のみを記すと、モルタル製の角構体を (1) 鉄板上に置く場合 (2) 砂地盤上に置く場合 (3) 砂地盤に根入をして置く場合の 3 種につき、底巾と高さの比、底巾の大きさを異にする 17 個の試験片について実験を行つた。振動台は振巾が 0.4~4.0 cm、の間に 10 種、振動周期は 0.2~1.06 sec の間に 17 種とした。振動周期が小さくなるにつれて転倒に要する加速度が大きくなり、同一の底巾と高さの比を有するものについて言うと、高さの大きいものは加速度が小さい。砂地盤上に置くときは、現象としては微かな動揺をする場合と一方側に傾斜を増して行く場合とに分けられる。砂地盤に置いた方が鉄板上の場合に比して、転倒せしむべき加速度が小になつている。根入れのある場合はない場合に比して転倒しにくい。図-18 はその一例をしめす。円の中の数字は根入れ深さ (cm) を表わす。

これ等の実験から結論される事は転倒した墓石の底巾と高さのみから震度を推定することは出来ない事、堅い

表-5

調査番号	墓石の大きさ	底巾と高さとの比	転倒状況	備考
大谷向 駅附 近墓 地	cm cm cm 23×30×75	0.31	転倒す	本墓地内に あつたみす ぼらしい木 造堂宇は被 害なし
	25×30×70	0.36	〃	
	25×33×84	0.30	〃	
	27×23×70	0.33	〃	
	23×30×70	0.33	転倒せず	
	30×35×80	0.37	〃	
	23×30×70	0.33	〃	
	23×30×80	0.29	〃	
今市 町如 米寺 墓地	36.5×115	0.32	SEE の方向に転倒	
	28×200	0.14	NWW 〃	
	39×107	0.37	NWW 〃	
	42×120	0.35	NWW 〃	
	37×100	0.37	転倒せず	
	16.5×93	0.18	転倒せず、14°回転す	
	39×120	0.32	転倒せず	
今市町内 北部墓地	38×106 13×23×56	0.36 0.23	35°北から東に回転、不倒 転倒す、E に 10 cm 飛ぶ	
白沢郵舎	36×90 25×88	0.40 0.28	転倒せず、 SW に転倒	

地盤上のロッキングによる転倒では形が相似であつても大きい物体は小さいものより倒れにくい事等である。同様の事を畑野正氏¹¹⁾が木柱(5cm 角で高さ40)80cm)について、振巾0~5cm, 周期2~0.05secの振動台を用いて実験して結論している。畑野氏はこれについて、角柱の転倒は加速度でなくて速度をとると、“物体を転倒せしめるに要する速度は周期に拘らずほぼ一定である”事が推論されると述べている。

以上3氏の実験結果を述べたのであるが総合的に言つて、物体を転倒せしめるに必要な加速度は周期が短いと、底巾と重さの比に重力の加速度を乗じたものより大きくなり、周期がある程度より大きくなると、逆に小さくなる。結局震度を底巾と高さの比で測る事の危険なことが結論づけられると思う。畑野氏の速度が転倒の条件になる理論的裏づけが未だ見当らないし、亦この解析は非常に困難なものと思われる。

(3) 木村隼・飯田汲事: 地震6巻(1934年)“角柱の踊りに就いてI及びII”

基本的実験として角柱を自由におどらせた場合の振動の減衰を理論及び実験から求めている。理論としてはA点のまわりに踊っていた角柱がB点(図-19参照)のまわりの踊りにうつるときに、その前後の運動量を夫々 H_0, H_0' とすると

$$H_0 = ma\omega_0 b \cos(\alpha + \beta) + r_1 k^2 \omega_0, \quad H_0' = m(b^2 + k^2)\omega_0'$$

ここに ω_0 は重心が静止点に来た瞬間のA軸のまわりの角速度; ω_0' はB軸のまわりに生ずると考えられる角速度; k は重心のまわりの廻転半径である。

上の式より
$$\omega_0' = \frac{ab \cos(\alpha + \beta) + k^2}{b^2 + k^2} \omega_0$$

墓石の場合には $\alpha = \beta, a = b$ と考えられるから、

$$\omega_0' = \frac{a^2 \cos 2\alpha + k^2}{b^2 + k^2} \omega_0$$

となる。衝突のたびに熱及び音となるエネルギーがないとすると、廻転軸がAからBに、BからAに移り変わるごとに、角速度が上の式で与えられる比だけ小さくなってゆくことになる。これについて実験的に以上の考え方の正しい事を明らかにした。

第II編に於ては強制された踊り運動について計算による解析をした。地面の運動が周期的な水平動をなす場合だけを説明する。

地面が $2\pi/p$ なる周期で振巾 ε で正弦振動をするときは、地面の変位 D は

$$D = \varepsilon \sin p(t + \delta t)$$

で表わされ、この場合の運動方程式は

$$(a^2 + k^2) \frac{d^2 \theta}{dt^2} = -ag \sin(\alpha - \theta) + a\varepsilon p^2 \sin p(t + \delta t) \cos(\alpha - \theta)$$

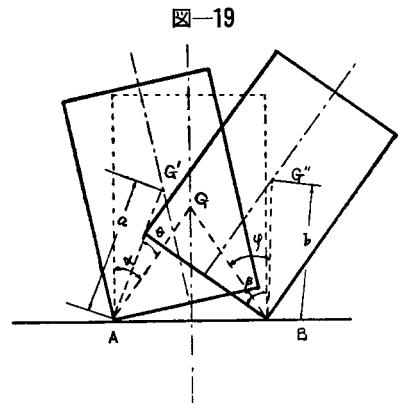
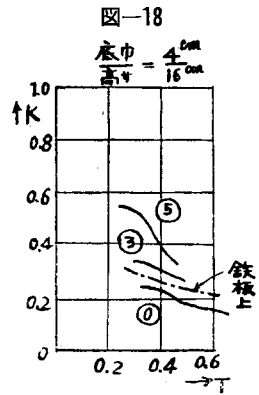
で表わされる。式中の記号は図-19と同一のを用いた。この運動方程式は θ が大きい場合には一般解法が困難で数値積分しなければならない。先づこの式を書きかえて

$$\theta = -\frac{ag}{a^2 + k^2} \sin(\alpha - \theta) \frac{(t - t_0)^2}{2} + \frac{a\varepsilon}{a^2 + k^2} \cos(\alpha - \theta) [p(t - t_0) \cos p(t_0 + \delta t) - \sin p(t + \delta t) - \sin p(t_0 + \delta t)] + \dot{\theta}_0(t - t_0) + \theta_0$$

ここに $\dot{\theta}_0, \theta_0$ は積分常数を表わす。

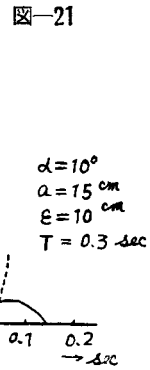
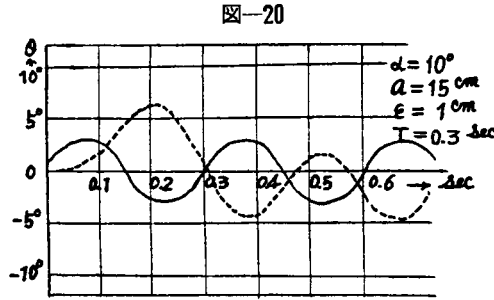
この式を用いて $a, \alpha, p, \varepsilon$ を種々に変化せしめて踊りの状態を追跡した。図-20, 21, 22はこの計算結果で図中実線は地動を、点線は角柱の運動を表わしている。図からすると、おどりの現象が非常に複雑なものであることがわかつたが、一般的な厳密な法則を把握することが出来なかつた。

(4) 池上良平・岸上冬彦: 地震研究所彙報24号(1946年)“直方体の顛倒に関する一考察”



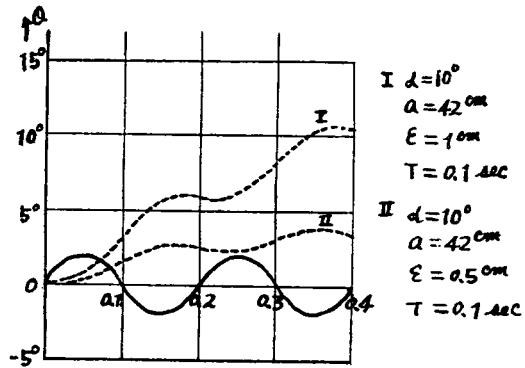
¹¹⁾ “地震の強さを決定する要素について” 土木学会誌 35 卷 8 号 (1950)

木村、飯田両氏の論文と同一の解析をやり、上下動水平動の振巾、周期の値によつて、転倒方向の逆になりうる場合を明らかにした。以上の結果を 1939 年 5 月 1 日に男鹿半島に起つた地震につき、底巾と高さの比が 0.19 のものと 0.43 のもの（この両者は正反対の向きに倒れた）とについて、周期と振巾を



色々に与えて、実際の現象にある様に周期振巾を求めると、この墓石は周期 1 秒以上、振巾 12 cm 以上の波によつて転倒したものであるとした。尤もこの計算はこれが反対の向きに倒れることの唯一の解であるか否かは疑問の余地がある。と言うのは、この計算で上下動と水平動の振巾とを等しいと置いている点に疑問がある様に思われるからである。

図-22



(5) 池上良平・岸上冬彦：地震研究所彙報25号 (1947 年) “1946 年 12 月 12 日南海地震に際しての角柱の研究”

池上良平・岸上冬彦：地震研究所彙報28号 (1950 年) “昭和 24 年 12 月 26 日今市地震に於ける墓石顛倒より推定した地震の加速度”

以上の 2 論文は解析方法も同じなので、一緒に説明することにする。

木村、飯田両氏と同一の記号を用うると、重心 G が迴轉軸 A の真上に来るまでに重心のなす仕事は

$$W_G = Mga(1 - \cos \alpha)$$

外力の与える仕事は

$$W_D = -(a^2 + k^2)M \int_0^{\frac{\pi}{2p}} \frac{d^2\theta}{dt^2} \cdot \frac{d\theta}{dt} \cdot dt$$

となるから、 $W_G > W_D$ ならば角柱は転倒しないであろうし、 $W_G < W_D$ ならば転倒すると考える。

角柱の運動方程式は

$$(a^2 + k^2) \frac{d^2\theta}{dt^2} = -ag \sin(\alpha - \theta) + a\epsilon p^2 \sin p(t + \delta t) \cos(\alpha - \theta)$$

で、 $\alpha - \theta$ が微小とすると、
$$\alpha - \theta = A_1 e^{nt} + A_2 e^{-nt} + \frac{m}{n^2 + p^2} \sin p(t + \delta t)$$

で与えられるから、この θ を W_D の中に入れて、 p の種々の値に対する ϵ の値を見つけると、若し転倒しない角柱と転倒した角柱とあれば、同一の p に対する ϵ は後者が大で前者は小となる故、その間に、実際に生じた地震動が存在する筈になる。北海道地震について海南市で底巾と高さの比が 13 cm, 43 cm の墓石と、24 cm 115 cm の墓石とについて検討してみた。前者は転倒し、後者は転倒しなかつた墓石である。この結果は図-23 に示すものである。実際の地震動をきめるには、振巾か周期かのいづれかを仮定しなければならない。例えばこの例について言うと、 $p=9$ であれば、振巾は 5.2~5.5 cm の間にあるべきであり、しかるときは地震動の加速度は 430 gal 位になる。今市地震の例では、余震の記録から、大体地震動周期が 0.4 秒であるという値が出たので、0.4 秒を用いると、図-24 の如く振巾は 3.70~3.85 cm という事が結論され、これによると地表の加速度は 912~949 gal 位である。池上、岸上両氏は $W_D < W_G$ によつて転倒の条件としているが、この点に疑問がないでもない。即ち W_D はロッキングして転倒する場合には初期条件として θ が 0 ではない点 $\alpha - \theta$ を微小としてしかも θ の大きい場合のおどりによる転倒現象の条件式を求めている点それぞれである。

以上墓石転倒に関する過去の研究を説明したが、実験的には 2 次元の問題とし、しかも水平の単弦振動のみに

ついでに解析であつた。亦理論的には、この他上下動が計算に入られているが、次の問題が更に考えなければならない。即ち

- (1) 2つ或いはそれ以上の単弦振動が組合されて来る地震動では墓石の転倒がどうなるか、一番主要な波だけで転倒の条件が決定されるかどうか。
- (2) 墓石の転倒の過程にロッキングのみで転倒する場合は存するか否か。この問題については、今市地震によいデータがある。即ちこの地方は墓石に割に軟い岩石を用いてあるため、台座上に墓石の運動した跡が残っていたのであるが、これから判断すると、墓石は台座上を踊りながらしかも左右に回転運動を行いつついざつていつたものと思われる。これは水平振動が2方向の波であること、角柱であるために一点で立つて回転する機会があること等によるものと思われる。

(3) 横滑りの転倒に及ぼす影響

等であろうが、実験的研究によつて、底力と高さの比が直接震度を表わしにくい(特殊の場合には表わしうる)事が証明された今日、転倒に関する一般的法則の必要性が痛感されて来る。

§ 13. 結 語

今市地震の主要動は週期短く加速度大なる振動であつたと推定される。この場合構造物に作用する力は衝撃的であり、被害状況にも特徴を生ずる。即ち、建物でいえば土台、橋梁でいえば沓の如き不連続箇所のみが破壊され、それより上部には大なる震力は伝えられない。したがつて構造物の倒潰の如きは石造家屋を除いては殆んど見られず、これは沖積地に生ずる地震の如き週期長く震幅大なる振動が共振現象をおこして構造物を倒潰させるのに興味ある対比をなしている。

従来耐震理論は共振理論を主として発展して来たが、今度の地震被害をみると衝撃力に対する考慮も亦必要であることを感ずる。たとえば性質の不連続的に変る断面は衝撃力を強くうけるから出来るだけ避け、已むをえざればこの部分は衝撃に対して充分考慮した設計をすべきである。即ち地震の性質によつて構造物の破壊箇所が違ふのであるから構造物各部の設計に當つて考慮する地震はその部分に破壊を生ぜしめるような性質をもつものでなければならない。

今度の地震の他の一つの特徴は地這りの多かつたこと、殊に緩傾斜地にまで地這りがおきたことである。これは山地部では急傾斜の基盤上に表土が薄くかぶつていたこと、平地部では地下に軟弱粘土層が存在したことにより一応納得しうることであるが更に振動の特性にも関係があるのかも知れない。研究を要する興味ある問題である。震害調査報告書を単に状況報告にとどめず防災対策にまで言及すべきだと意見もある。遺憾ながら本文ではそれが出来かねたが、今後この調査に鑑み震害についての更に立入つた研究を行つた上逐次対策にまで論及してゆきたいと思つている。

終りに製図写真撮影等に尽力された東大生産技術研究所佐藤正巳氏に謝意を表する次第である。尙本調査出張旅費は科学研究費によつた。

図-23

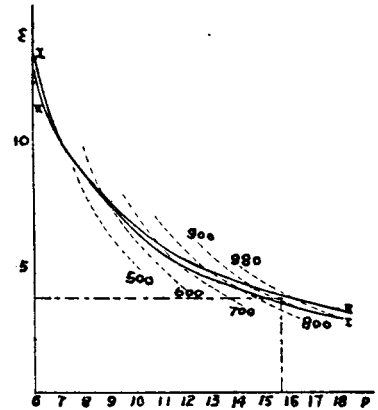
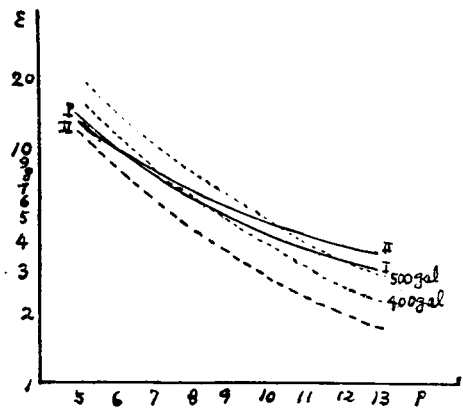


図-24



昭和 26 年 12 月 1 日	印 刷	土木学会論文集
昭和 26 年 12 月 5 日	発 行	第 10 号
著 者	岡 本 舜 三	
編集兼発行者	久 保 慶 三	東京都千代田区大手町2丁目4番地
印刷者	大 沼 正 吉	東京都港区溜池町5番地
印刷所	株式会社 技 報 堂	東京都港区溜池町5番地
東京中央郵便局区内千代田区大手町2丁目4番地		
発行所	社 団 法 人 土 木 学 会	電話和国倉(20)3945番 振替東京 16828番



写真-1 今市町内陸線橋橋台の滑動



写真-2 東武鉄道大谷川鉄橋ローラーの傾斜

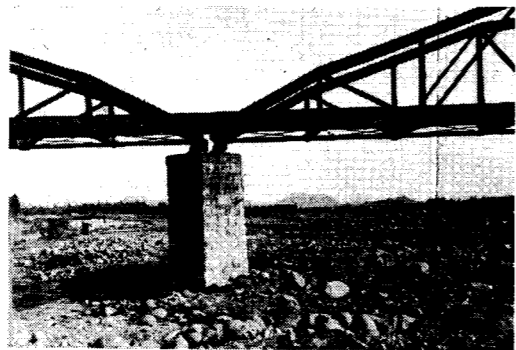


写真-8 用水路橋橋脚の亀裂

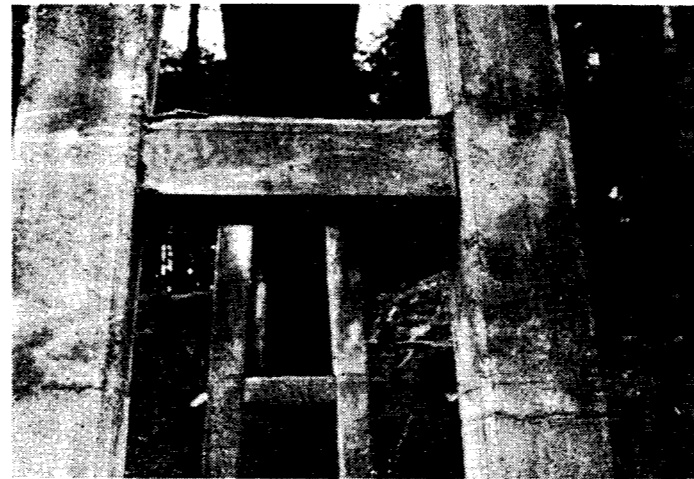


写真-13 今市町浄水場沈没



宇都宮市水道課の好意による

写真-3 東武鉄道大谷川鉄橋固定支承ボルト切断

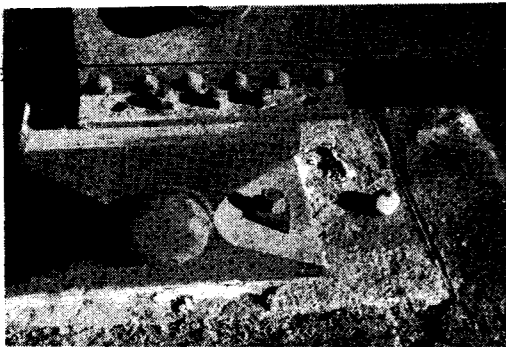


写真-4 県道橋大谷川橋主桁コンクリート剝離



写真-10 拱渠の亀裂詳細



写真-9 拱渠の亀裂(今市町)



写真-11 室瀬行川の



サン写真新聞社の好意による

写真-6 大谷石積家屋被害(今市町商工会議所)

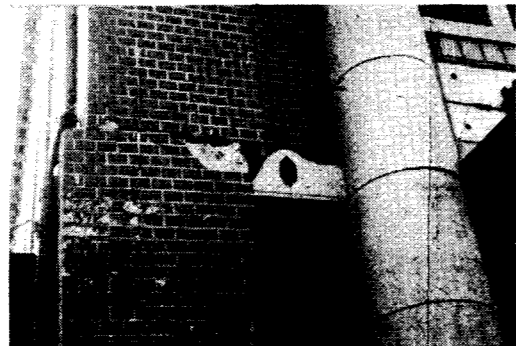


写真-12 緩傾斜地の地沁りによる山の荒廃



栃木県土木部防砂課の好意による

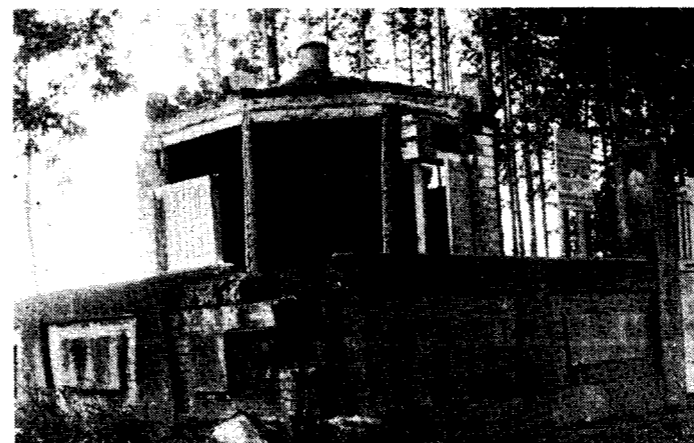
写真-5 大谷石積倉庫被害(板荷村)



写真-7 板橋石張土蔵被害(今市町)



写真-11 宇都宮市上水道接合井の破壊



宇都宮市水道課の好意による

市町内陸線橋橋台の滑動



写真-2 東武鉄道大谷川鉄橋ローラーの傾斜

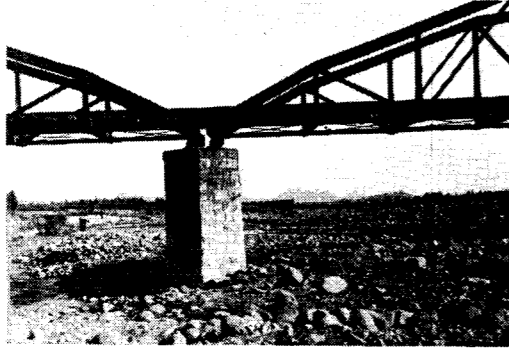


写真-8 用水路橋橋脚の亀裂

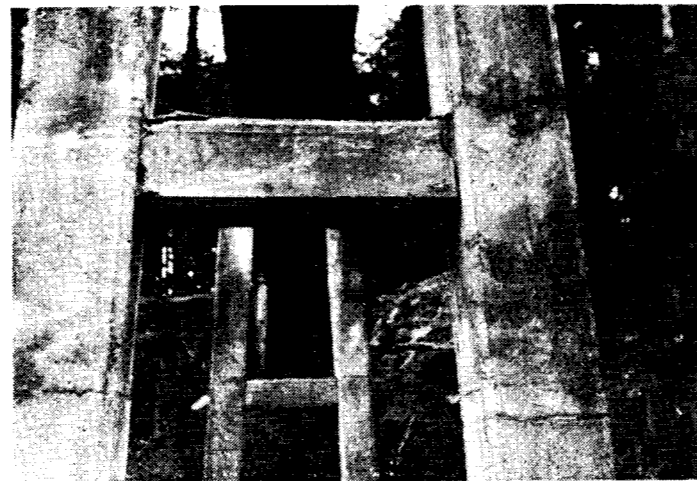


写真-9 拱渠の亀裂(今市町)



写真-13 今市町浄水場沈殿池の亀裂



宇都宮市水道課の好意による

大谷川鉄橋固定支承ボルト切断



写真-4 県道橋大谷川橋主桁コンクリート剥離



写真-10 拱渠の亀裂詳細



写真-12 緩傾斜地の地這りによる山の荒廃



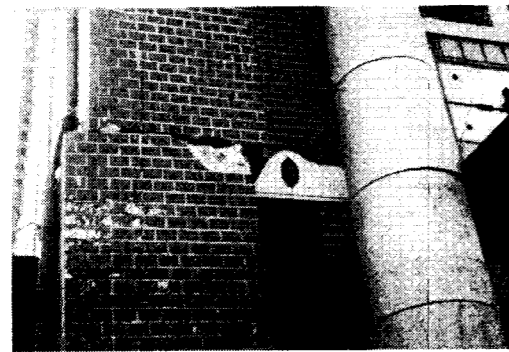
栃木県土木部砂防課の好意による

写真-11 室瀬行川の山津波



サン写真新聞社の好意による

写真-6 大谷石積家屋被害(今市町商工会議所)



谷石積倉庫被害(板荷村)



写真-7 板橋石張土蔵被害(今市町)

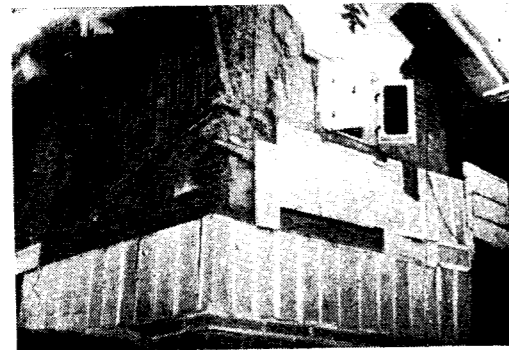


写真-11 宇都宮市上水道接合井の破壊



宇都宮市水道課の好意による