

## 9. 昭和10年4月21日の臺灣中部地震の震度 分布と土埴造家屋の被害に就いて

地震研究所 高橋 龍太郎

(昭和10年6月18日發表—昭和10年12月31日受理)

### 緒 言

臺灣に於ける住家の大部分は所謂土埴造である。都會地に於ては鐵筋混凝土造、煉瓦造等の相當の強度を有する優良な建築も決して少なくはないが、一度都會地を離れて僻地の部落に入る時は、學校、役場、派出所、停車場等の公共建築物を除いては、殆んど凡ての住家が土埴造であるのを常とする。表面立派な煉瓦造の如く見えるものも、實は表側だけが煉瓦造であつて、側面、背面等は悉く土埴造よりなつてゐるものが多い。唯上記の如き公共建物は多くは木造である。

所謂土埴造なるものに就ては既に大森博士、佐野博士等の詳細な記述があるから、此處に再び其れを繰返す事は避けて、極く簡単な説明に止めて置く。土埴とは普通粘土と、藁を3~5cmの長さに切りたるものを良く練り合せ、30×40×10cm位の型に詰めて天日に曝して干固めたものであつて、其の注意して製造した優良なるものは其れ自身には相當の堅さを有してゐる。土埴造家屋は此様な土埴を長手一枚厚みに積上げて矩形の壁體を造り、其の上に木材、竹材を渡して屋根を作り、所謂臺灣瓦を以て葺いたものである。貧家に於ては瓦に代ゆるに茅を以てして居る。地形は多く此れを爲さず、地面から直接に土埴を積み上げてゐるが、稀に煉瓦を以て土臺又は腰廻りを積上げたものもある。屋内は殆んど土間で、稀に瓦、石、煉瓦等で鋪装してあるのを見る事がある。氣候の関係上出入口も窓も極力小さくしてある。壁には薄く漆喰を塗り、粘土の落ちる事、雨水の浸込む事を防いでゐる。土埴と土埴との接合剤としては或は粘土トロに糶殻を混合したるもの、粘土と石灰又は蠣灰を混合したるものを用ひてゐるが、事實上は殆んど接合の用を爲さず、單に土埴間の隙間を充填するに役立つのみである。従つて此等土埴建築なるものは、殆んど變形を許さぬ脆弱なものであり、其の固有振動の周期は（此様なものでは固有振動といふ事は實用上無意味に近いが）可成り短いものである。従つて此れに働く地震動の影響は、加速度が其儘の大きさで各部に均等に働くのであつて、木造家屋の如く震度が家屋の部分によつて異なる事は

殆んど無からうと思はれる。

昭和10年4月21日の地震に調査を命ぜられて、各地を経験した時に、特に筆者の注意を引いた事柄は、此等土埴造家屋が受ける被害が木造家屋の震害とは其の性質に於て非常な差違を有する事、土埴造が殆んど原形を止めぬ迄に破潰してゐる場所に於ても木造家屋は殆んど被害を受けず、或は極く輕微な被害程度で済んでゐる場合に數多く相遇した事、及び土埴造の被害が斷層を離れるに従つて頗る急激に減小する事、殊に屯子脚斷層に就て此の現象が著しく現れてゐる事等であつた。此等の事實は筆者をして、今回の地震の激震地域内に於ける震度と其の分布及び土埴造の被害と震度との關係に就て種々の疑問を抱かしめたのである。

従つて筆者は此れが解決の爲に、先づ各地に於て散見した煉瓦造門柱、警鐘樓、鐵道橋梁の橋脚の被害等から其の地の震度を計算し、此れを其の附近の土埴造家屋の全潰率と比較して見る事を企てたのである。

内地に於ては墓石の顛倒によつて可成りの程度の精度を以て各地の震度を推定する事が出来るが、臺灣の墓は卷末寫眞第226圖に示す如きもので、土饅頭の前面に偏平な石を埋めたものであるから殆んど顛倒する事なく、加速度の推定には利用し得ない。然らば木造家屋は如何と言へば此れは其の數の僅少である事、木造家屋の耐震力は地震動周期の函數であるから、此の被害から求めた震度は全然性質を異にする土埴造建物の被害と比較するには不適なる事、及び臺灣に於ては白蟻の害が甚しいので木造家屋は案外に弱つてゐる場合があるのと、又白蟻の害を考慮して、内地とは多少異なる構造を爲してゐる事等の爲に利用上困難を感じたので、止むを得ず上記の様な短柱又は其れに近い物體の被害を利用したのである。尙此の外に大森博士が振動實驗と濃尾地震の調査とから作られた詳細な震度階に、其の附近に於ける被害の綜合的狀態を當てはめて其の場所の震度を推定する事をも行つた。

### 地震動の水平加速度の計算

門柱の如き短柱と見做しうる様な物體の切斷から各地に於ける地震動の水平加速度を算出するには

$$a = \frac{IF}{2h\rho V} \quad (1)$$

なる公式を用ひた。此處に  $I$  は切斷面が不偏面と交る線の廻りの慣性能率で、 $F$  は伸張抵抗力、 $2x$  は厚さ、 $2h$  は切斷面上の高さ、 $V$  は切斷面上の體積、 $\rho$  は密度である。従つて角柱の場合には

$$a = \frac{F}{\rho} \frac{x}{6h^2} \quad (2)$$

となり、圓柱の場合には

$$a = \frac{F}{\rho} \frac{r}{8h^2} \quad (3)$$

となる。但し  $r$  は圓柱の半径である。此の式は勿論加速度の下限を與へるのである。又此の式は門柱又は標柱等の柱狀體の自己振動周期は地震動のそれよりも短かく、且つ其柱は地面に緊結して動搖 (Rocking) を爲さざるものと假定して得たものである。然し乍ら根入りの淺き門柱等に於ては動搖の爲に柱體の受ける曲げ能率は多少減少すると見られるから、此の式で得られた値は此の點でも加速度の下限を示すものである。

又地上に安置した柱狀體より次式によつて、地震動の加速度を推定した。

$$a = g \frac{x}{h} \quad (4)$$

此の式は顛倒したものについては加速度の下限を、顛倒しなかつたものに就いては加速度の上限を與へる。

鐵道橋梁の被害の殆んど凡ては橋脚の地上部分の龜裂であつた。此の橋脚の被害状態から其處に働いた地震動の加速度を推定するに當つて、橋脚に龜裂を生じしめた加速度は橋の方向に働いたものであり、且橋桁の質量は固定端のある橋脚の上方に凝集してゐると考へた。勿論橋脚は何れの方角への加速度をも受けるが、橋脚の地上部分は普通川の方向に長い小判形其他の切口を有するから、川の方向の振動に對しては強いので、橋脚は此の振動に對しては全體として動搖を爲して龜裂は生じないが、橋梁方向の振動に對しては動搖を爲し得ず、橋脚の地表近い所に龜裂を生じて終ふものと考へられる。實地調査に於ても、橋脚の動搖を示す橋脚と川床との間の開口は主として橋脚の川上、川下の方にあり、橋梁の方向には少ない事を屢々發見した。従つて計算に於ては橋脚は、地面に緊結してゐて動搖は行はなかつたものと假定した。

魚藤坪橋梁の煉瓦造拱橋橋脚の切斷したものについては、先づ最初に橋脚拱橋各部の不等振動等の爲に拱が切斷され、其後は橋脚は拱橋の一部を載せて自由に振動したものと考へて其の時の加速度の算定を行つた。計算には一般に

$$a = \frac{IF}{xfW} \quad (5)$$

を用ひた。此處に  $I$ ,  $x$  は (1) 式の場合と同じ。  $W$  は切斷面上にある部分全體の質量で、橋脚にかゝる兩側の橋桁の質量は半分づゝ橋脚の上面に凝集してゐるものと考

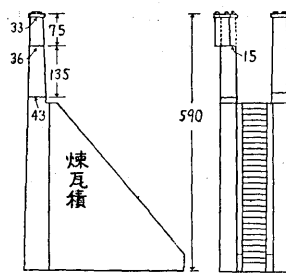
へて此の中に含ませる。  $f$  は橋桁を斯様に取扱つた場合の重心の切斷面上の高さである。  $F$  には煉瓦、目地の抗張力の外に  $W$  の質量による壓縮力をも加算したものを採用可きである。 只問題となるのは鐵筋のある場合の其の取扱であるが、今煉瓦及目地等の彈性率を  $E$ 、鐵筋の其れを  $E_0$  とし、煉瓦及目地に龜裂を生ずる歪を  $S$  とすれば、 $F=ES$  であるから、此の時に鐵筋の受持つてゐる張力は單位面積につき  $FE_0/E$  である。  $E_0/E \approx 10$  とし、鐵筋の數を8本、直徑を1"1/2 とすれば鐵筋の持つ全張力は非常に大きく見積つても2噸程度に過ぎない。 今此の張力を橋脚の切斷面に均等に分配して、目地又は煉瓦の抗張力が増大したものと見做せば、鐵筋の存在は目地又は煉瓦の實效抗張力を僅か増大するに過ぎない。 即ち少々計りの鐵筋は滑動、顛落等の防止はするが、龜裂を防ぐには大して役立たぬものと思はれる。 此の意味から、鐵筋は計算に取入れなかつた。

### 各地に於ける地震動の水平加速度

(イ) 新竹州竹南郡北埔街警察署前庭の警鐘樓。

北埔警察署前庭に第1圖に示す如き煉瓦造の警鐘樓があつたが、上部二本の門柱様の部分の下部に龜裂を生じ、北側のものは上部約半分丈更に北へ約15 cm 滑動した。 危険なる爲引落したとの事で筆者の訪れた時は既に門柱様部分は落ちて居つた。 目地は石灰膠泥である。 今柱狀部分の下部の龜裂が生ずるに要する加速度を計算するに、煉瓦の比重を 1.7、目地の抗張力を  $0.7 \text{ kg/cm}^2$ 、即ち

$$\frac{F}{\rho} = 4.0 \times 10^5 \quad (\text{C.G.S. 單位})$$



第 1 圖

と取つても蓋し小さ過ぎる事は無いであらう。 然る時は (5) 式により

$$I = (43)^4 / 12 ; \quad I/x = 1.33 \times 10^4 ;$$

$$V = 3.8 \times 10^5 ; \quad f = 97 ;$$

から

$$a = 176 \text{ cm/sec}^2 = 176 \text{ gal}$$

を得る。 柱狀部分の中途が先に切斷されたものと考へ、其れに要する加速度を計算する時は  $a \approx 900 \text{ gal}$  となり、非常に大きな値を得る。 柱狀部中途の切斷は初めから其處に弱點があつたものと考へた方が至當の様である。

(ロ) 新竹州竹南郡南庄警察分室正門の門柱。(巻末寫真第 53 圖参照)

此の門柱は第 2 圖の様な形と大きさを有する煉瓦造のものであつて、同圖に示した位置より折れて、S 10° E の方向に倒れた。セメント・モルタルの目地の抗張力を 1.4 kg/cm<sup>2</sup> とし、煉瓦の比重を 1.7 と見積れば (2) 式により

$$a = 184 \text{ gal}$$

となる。切斷後倒れる爲に要する加速度は (4) 式により

$$g \times 35 \div 225 = 152 \text{ gal}$$

であるから、南庄に於ては地震動の加速度は 150 乃至 180 gal 位であつたと考へられる。

(ハ) 新竹州大湖街松屋旅館の門柱。

此の門柱は煉瓦造で、第 3 圖の如き大きさを有して居るが、地上 45 cm の所から切斷されて時計と反対方向に約 20° 廻轉した。東側の門柱は異状なし。目地は洋灰石灰膠泥。今目地の抗張力を 0.7 kg/cm<sup>2</sup> とすれば (2) 式より

$$a = 185 \text{ gal}$$

となる。此の門柱が切斷されたる儘にて顛倒せぬ爲には (4) 式により加速度は

$$a < 245 \text{ gal}$$

なる事を要する。此の附近では加速度は恐らく上記 180 gal そこここのものであつたらう事は片方の門柱の異状なき事からも考へられる。

(ニ) 新竹州大湖郡桂竹林弘法寺門柱。

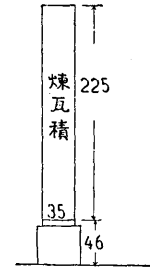
45 cm 角煉瓦造石灰膠泥目地の門柱、上端より 120 cm の所より切れ、上部時計の方向に約 25° 廻轉した。(2) 式により計算した加速度は、目地の抗張力 0.7 kg/cm<sup>2</sup>、煉瓦の比重 1.7 として

$$a = 418 \text{ gal}$$

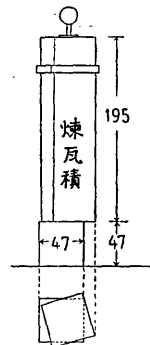
を得。又顛倒せざりし事より

$$a < 370 \text{ gal}$$

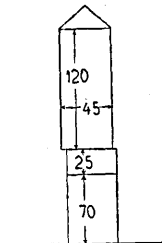
を得。即ち前の加速度の値は餘程過大である様に思はれる。尤



第 2 圖



第 3 圖



第 4 圖

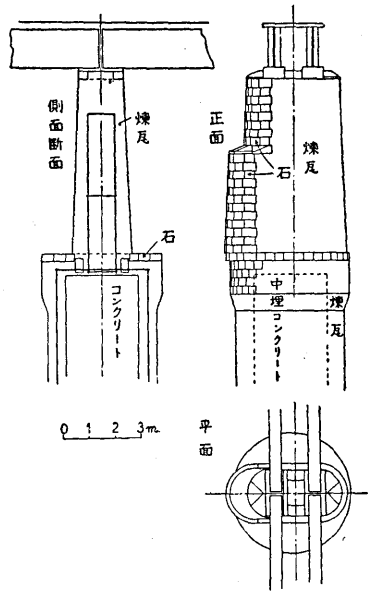
も弘法寺は川に臨んだ斷崖の縁に建つてゐるので、附近の平地と比較して特に震度が大きく約倍位になつたとも考へられる。(卷末寫眞第 100 圖参照)

(ホ) 後龍溪橋梁。

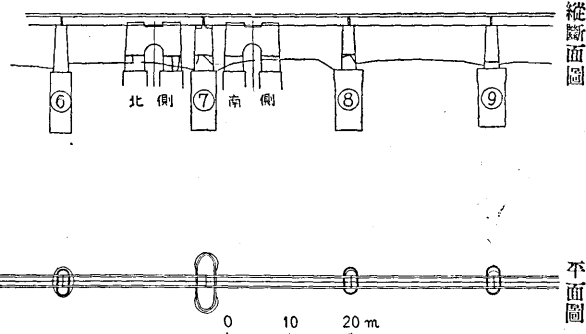
後龍溪橋梁は北勢驛と苗栗驛との間に於て後龍溪に架した全長 963 呎の鐵橋で 13 連の上路鋼板桁を架す。橋桁は第 1~4 連目及第 7~13 連目は徑間 70'-0" 重量軌條共 25.7 t, 第 5 及第 6 連目は徑間 60'-0", 重量軌條共 24.3 t である。桁高は何れも 4'-11", 桁巾は何れも 5'-0" である。橋脚は新竹側より數へ、第 1, 2, 3, 5, 6, 8, 9 の橋脚は略々同様の構造にて第 5 圖に示した如き直徑約 15', 高さ 32' 前後の煉瓦造井筒を基礎とし、其上に底部に於て短徑 7'-6", 長徑 15'-8", 上部に於て 5'-9"×12'-0",

高さ 22'-9" の小判形煉瓦積の軀體を持つてゐる。井筒中埋はコンクリートで軀體中には鐵筋を持つてゐる。第

4 及第 7 橋脚は略々同様の構造で、軀體は一雙の井筒に跨がつて拱狀を爲し、特に幅廣になつてゐる。第 10, 11, 12 は基礎軀體共煉瓦積である。此等橋脚の受けた震害を表示すれば第 I 表の如くである。第 6 圖には第 6, 7, 8 橋脚の龜裂を示した。



第 5 圖



第 6 圖

第 I 表 後龍溪橋梁橋脚の震害

橋脚	被害
第 1 橋脚	床石天端より 580 cm の點に於て四圍に龜裂を生ず。
第 2 橋脚	床石天端より 650 cm の點に於て四圍に龜裂を生ず。

(次頁へ續く)

橋脚	被害
第3橋脚	床石天端より 475 cm の點に於て四圍に龜裂を生ず。北東へ傾斜す。
第6橋脚	東へ 5 cm 移動す。龜裂なし。
第7橋脚	兩股共床石天端より 480 cm の點に四圍に龜裂を生じ、其の下井筒まで縦の龜裂あり。
第8橋脚	床石天端より 470 cm の點に四圍に龜裂を生ず。其の西南及北側に斜の割れ斜及入る。
第9橋脚	床石天端より 600 cm の點に於て四圍同一箇所に龜裂を生ず。
第4,5橋脚	龜裂なし。第 10, 11, 12 橋脚は軀體に小龜裂を生ず。

以上の資料によつて各橋脚に働いた加速度を計算すると第 II 表の様になる。但し煉瓦積目地の抗張力は前述の考へにより鐵筋をも含めて  $2.1 \text{ kg/cm}^2$  と假定し、更に此れに壓縮の影響を考慮に入れた。

第 II 表

橋脚	切 斷 面		切斷面上床石 天端迄の高さ (m)	切斷面より上部 の重量(桁軌條共) (t)	切斷面に 於ける壓力 ( $\text{kg/cm}^2$ )	加速度 (gal)
	長徑 (m)	短徑 (m)				
1	4.7	2.2	5.8	110	1.0	308
2	4.8	2.3	6.6	132	1.2	232
3	4.5	2.1	4.8	100	1.0	322
7	12.0	3.0	4.8	246	1.0	630
8	4.5	2.1	4.7	97	1.0	345
9	4.8	2.3	6.0	116	1.1	240

上表に掲げた通り橋脚の切斷に要した加速度は第7橋脚の外は割合に揃つた値になるから、是を平均すると 289 gal となる。然し此の値は附近の被害状態を前出の大森博士の震度階と比較して得た加速度の値に比し稍々過大である。然し此等の結果は抗張力を幾何に假定するか因るものであり、又上下動加速度が働いてゐる場合には切斷面に於ける壓力が上記の値より小さくも又大きくもなるのであるから、上記加速度の値は極く大體の値を示すものに過ぎない。

#### (へ) 大安溪橋梁

此の鐵橋は大安驛の北約 1 km の點に於て大安溪に架したもので、全長 2081' 0", 徑間 200'-0", 桁高最高部にて 34'-0", 桁巾 16'-0", 重量 161.6 ton のスルー・パー

カー・トラス10連より成る。橋脚の構造は全部略々同様で第7圖に示した様に外側切石積、内側コンクリート工の小判形軀體で、基礎はコンクリート工である。根入の深さは9m乃至12mである。震害を表示すれば次の様で根入の深いもの程被害が多い。

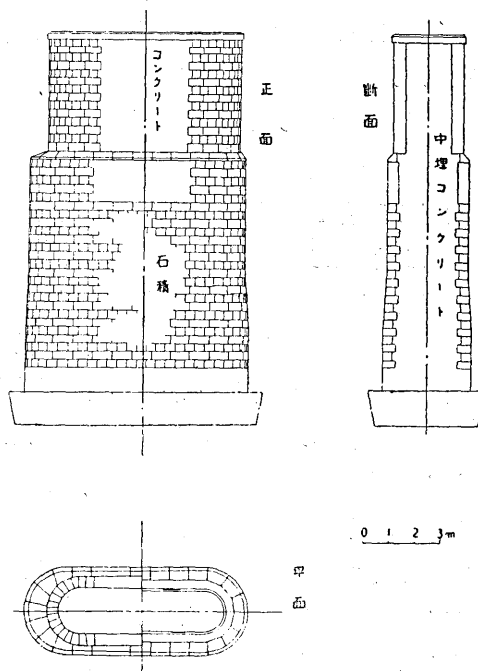
第 III 表 大安溪橋梁橋脚被害表

橋 脚	被 害
第 3 號	軀體上端北東隅に笠石より軀體にかけ幅 2.68 m、高 1.45 m に壓挫龜裂入る。水切の上端、笠石天端より 2.50 m の所に水平に周圍全部に龜裂入る。此處は丁度鐵筋の上端に當る。
第 5 號	笠石上端より 4.00 m 及 4.34 m 水切の上端に上下二段に四圍共同程度の水平龜裂入る。
第 6 號	笠石上端より 3.00 m の所に水平に四圍共龜裂入り、龜裂下南西隅壓挫、笠石全部目地龜裂、軀體上端北側隅高 1.58 m、幅 1.20 m 壓挫崩落、北西側に挫壓龜裂。
第 7 號	笠石上端より 3.60~3.70 m の所に水平に龜裂、其外水平小龜裂其の附近に生ず。
第 8 號	笠石目地全部龜裂。

南北橋臺を初め上記以外の橋脚には異状なし。構桁にも異状なし。

以上水平龜裂が切石の目地丈のものか、或は中の混凝土をも通じて橋脚軀體を切斷してゐるか不明であるが、今切斷して居るものと見て、之に要する地震動の水平加速度を計算すると次の様になる。但しコンクリート(恐らく1:3:6)及石積目地の抗張力を  $8.5 \text{ kg/cm}^2$ 、比重 2.0 と假定した。鐵筋は前と同様の考察によつて、コンクリートの抗張力を高々數%増大せしめたのと同等であるに過ぎないし、又實際に龜裂を生じた高さは丁度鐵筋の上端に當つてゐて、鐵筋は切斷面の強度にて與らぬ様にも見える。何れにしても鐵筋は考慮する必要がないと思はれるので考慮しなかつた。但し壓縮の影響は

考慮に入れた。然る時は前と同様の計算により此の橋脚に働いた地震動の水平加速度



第 7 圖



は第 IV 表に示した如くなる。

第 IV 表

橋脚	切断面の			切断面上 の高さ (m)	切断面上の 総重量 (桁軌條共) (t)	切断面に 働く壓力 (kg/cm <sup>2</sup> )	作用點 高さ (m)	水平加速度 (gal)
	長徑 (m)	短徑 (m)	面積 (m <sup>2</sup> )					
3	8.6	3.2	24.9	2.5	256	1.0	4.9	532
5	7.6	2.7	18.7	4.0	312	1.6	5.4	266
6	7.6	2.7	18.7	3.4	289	1.6	5.2	296
7	7.6	2.7	18.7	3.7	300	1.6	5.3	270

第3橋脚の値が非常に大きくなつたのは龜裂が水切を通して生じた爲に、切断面慣性性能率が大きくなつた爲である。其他の橋脚に就ては加速度の値は略々同様で、此れは單に偶然で同じ様な高さに龜裂が生じたのではない事を思はせる。此の揃つた三つの値の平均は 281 cm/sec<sup>2</sup> となる。若し第3橋脚の分も共に平均すれば 343 cm/sec<sup>2</sup> となる。勿論是等の値も前と同様に極く大體の目安を示すに過ぎない。

(ト) 内社川橋梁(卷末寫真第 149, 150 圖参照)

此の鐵橋は臺中線十六份驛と大安驛との間に於て内社川(哆囉咽溪)に架する處のもので、60'-0" 徑間の上路鋼鈹桁 8 連、80'-0" 徑間の上路鋼鈹桁 1 連より成り、全長 570' 0" である。桁高は第 1 連目より第 8 連目迄は 4'-11"、第 9 連目のみ 6' 0" で、桁巾は何れも 5'-0"、重量は軌條を含め第 1 連乃至第 8 連は 21.7 t、第 9 連 38.2 ton である。橋脚は第 8 圖に示した様に非常に高いもので、基礎面上床石上端まで第 1 號脚 66'、第 2 號脚 88'、第 3 號乃至第 8 號は 116'~100' ある。基礎は混泥土工で軀體は 3 段乃至 5 段に別れ煉瓦石積で断面正四角形、隅角、水切天端及各段の上端のみ切石積としてある。又基礎から軀體上端より約 15 呎の處まで 1<sup>1</sup>/<sub>2</sub> 徑の鐵筋 8 本が入つてゐる設計になつてゐる。根入は地震の時各橋脚共大凡 20' であつた。

猶此の橋梁については大森博士が其の耐震力を算定して居られ、基礎上面から切斷する場合には 180 cm/sec<sup>2</sup>、水切上端より切斷する場合には 240 cm/sec<sup>2</sup> の震度に耐えられる事になつて居た。

今回の地震によつて此の橋梁は魚藤坪橋梁と共に最も甚しい損害を受けた。其の損害は第 8 圖に示す如くであるが、此れを表示すれば次の様になる。

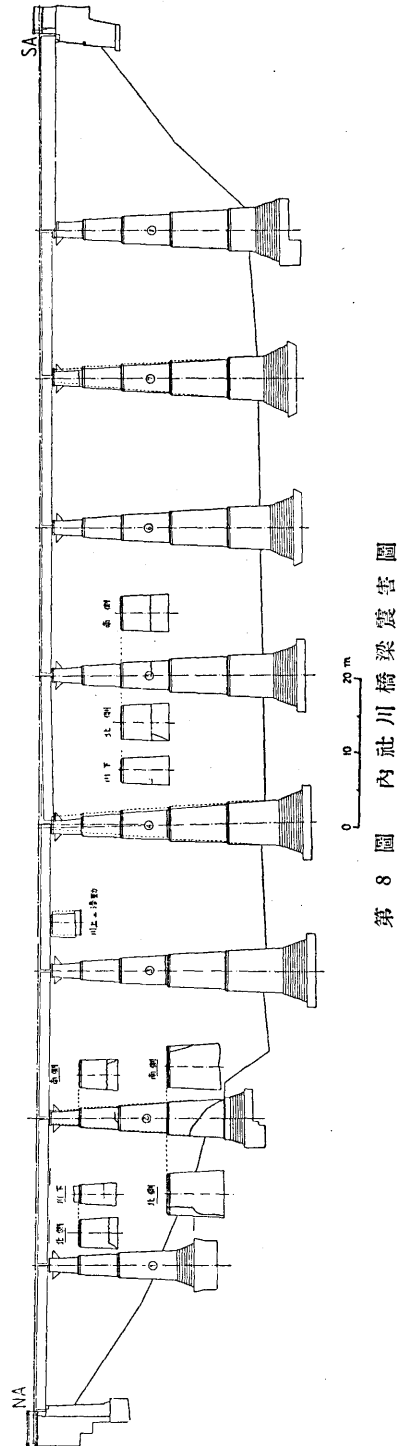
以上によつて此の震害を生ずるに要せる水平震度を算定するに當り、此の橋脚が短柱として取扱ひ得るや、或は又長柱として計算す可きかは地震動の周期が不明であるので、急には決定し得ない。破損の状態より考へる時は、地震動の周期は可成り短かく、橋脚は長柱として取扱ふを至當とする様にも思はれるが、此等の問題は後の機會

第 V 表 内社川橋梁橋脚被害

橋脚	被害
2	笠石上面より 16.45 m の所に於て南側及北側に水平亀裂あり。亀裂の下南東隅及北東隅壓挫開口す。又笠石上端より 7.6~7.8 m の所に四圍に水平亀裂あり。脚全體北に傾斜す。
3	笠石上端より 15.9 m の所に四圍に水平亀裂を生ず。又笠石上端より 3.4 m の所にて軀體切斷され、上部は川上に 38 cm 滑動せり。
4	笠石上端より 6.1 m の所にて四圍全面に水平亀裂を生ず。脚全體として著しく北へ傾斜す。爲に第 5 連目橋桁の北端は床石と共に橋脚より外れ、笠石下の突起部にて危く支へられ、顛落をまぬかる。軌條面約 36 cm 凹む。
5	笠石上端より 13.8 m の點に於て南側及北側に水平亀裂入り、又同じ高さに川上、川下側に小亀裂を生ず。
6	床石及笠石全部目地亀裂。
7	床石天端より 3.67 m の所に四圍に通じて水平亀裂を生ず。脚全體として北へ傾斜す。
8	笠石目地全部亀裂入る。
	橋臺及第 1 橋脚は異狀なし。

に譲り、今は單筒の爲、切斷面より上の部分が短柱として撓曲を爲したものと考へて見る。切斷面より下の部分の振動の振幅が大きくない場合には、此の様に考へても近似的には差支なからうと思ふ。

今大森博士に倣つて、煉瓦積の抗張力を  $50 \text{ lb/in}^2 = 3.5 \text{ kg/cm}^2$  と假定し、鐵筋は前述の通り抗張力を増す事には餘り役立たなかつたと考へて省略し、唯切斷面上質量による壓縮丈を考へ入れて計算する。其の結果はの様になつた。



第 VI 表

脚	切 断 面			切斷面上 床石まで (m)	重 量 ( t )	壓 力 (t/m <sup>2</sup> )	作用點高 (m)	水平震度 (gal)
	長 (m)	幅 (m)	面積					
2	4.2	3.0	12.6	7.7	129	10.2	4.0	556
2	5.6	4.4	24.6	16.5	369	14.9	6.8	360
3	3.3	2.0	6.6	3.4	55	8.3	2.6	670
3	5.1	3.8	19.4	15.9	367	18.9	6.7	267
4	5.1	3.8	19.4	6.1	367	18.9	5.7	267
5	5.0	3.7	18.5	13.8	278	15.0	5.9	335
7	3.3	2.0	6.6	3.7	55	8.3	2.6	670

即ち中段にて切斷したるものに對しては平均 310 gal の加速度を、又上段にて切斷したるものに就ては平均 630 gal の加速度を要した事になる。

(チ) 魚藤坪橋梁。

此の橋梁も十六份驛と大安驛の中間に於て魚藤坪溪に架したもので、内社川橋梁の北に位する。第 1 連目乃至第 4 連目及び第 8、第 9 連目は徑間 30' 0" の煉瓦造拱橋(半徑 15'-0")、第 5 連目、第 7 連目は徑間 60'-0" の上路鋼桁第 6 連目は徑間 200' の複叉構桁で全長 500'-0" である。橋脚は何れも截頭角錐形にて基礎軀體共煉瓦積である。河面より軌條面までの高さ約 110' に及ぶ。今回の地震にては、拱橋部は何れも路面より拱頂まで通する垂直龜裂二本宛入り、又拱輪周圍にも龜裂入る。又第 8 連目拱は顛落、第 9 連目は 7 月 17 日の餘震にて拱部顛落した。橋脚は第 1~3、約 150 噸の複叉構を支ふる第 5、第 6、は何れも被害なく、第 4 橋脚は地上約 1 m の所、橋脚上端より 7 m の所に全面に亘る水平龜裂を生じた。又第 7 橋脚は上端より 3.5 m の所にて水平に切斷され、上部北側へ約 5 cm 移動した。又其れより 2.5 m 下方に第二の水平龜裂を四周に生じ、又其の附近に斜の龜裂をも多數生じ、川下側南隅一部分剝落した。第 8 橋脚は帶石上端より 5.0 m の地表面にて切斷され、北側に約 5 cm 滑動した。(卷末寫真第 146~148 圖參照)。

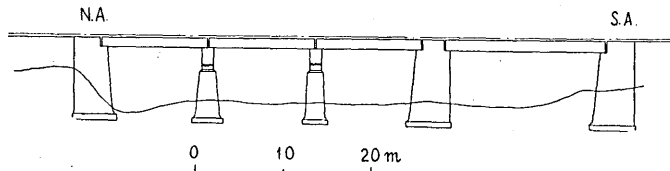
今此の第 8 橋脚について前述の假定により震度の計算を試みて見る。拱橋一徑間の重量は軌條共約 275 噸となる。今煉瓦の抗張力を 3.5 kg/cm<sup>2</sup>、重心帶石上 15.7 m と假定すれば、8 號脚は切斷面厚 2.2 m、巾 5.5 m、切斷面上の總重量 365 噸、切斷面壓力は 3.0 kg/cm<sup>2</sup> 作用點の高さ 9.2 m となるから、之に龜裂を生ずるに要した加速度は 85 gal となり、案外小さい加速度で破壊した事になる。若し拱橋上部の 2/3 が荷重として懸つてゐたものとしても 153 gal に過ぎない。即ち拱橋は案外に小さい

加速度で破壊した様に思はれる。

(リ) 第二三叉川橋梁。

此の橋梁は三叉驛北方約 500 m の所に在る小さな橋で、第1連目乃至第3連目は徑間 12.18 m の上路鋼鈸桁（桁高 1.1 m，桁巾 1.0 m，重量軌條共 12.7 ton）を架し、第4連目は徑間 18 m の鋼鈸桁となつてゐる。橋脚は第1，第2號共小判形切口を有し基礎はコンクリート工で、軀體は水切上端までの部分は鐵筋コンクリート工にて川上川下の半圓部が粗石積となつてゐる。又軀體の上部は煉瓦積である。

今回の震災に依つては第1，第2橋脚のみ被害を受けた。尤も第3の橋脚は第1及第2に比しては非常に太く大きなものになつてゐる。第1橋脚は床石上面より 2.13 m 下方，煉瓦積軀體中の鐵筋の上端の所に四周共水平に龜裂が入つた。第2橋脚の被害も此れと略々同様であつて、只龜裂箇所が床石上端より 1.85 m であつた。橋臺は四角形のものであつて、何等の被害もなかつた。只南側橋臺に續く築堤には軌條に直角に多數の龜裂を生じた（第9圖參照）。



第9圖 第二三叉河橋梁震害圖

今此の橋脚について前と同様の計算を行つて、此の橋脚に働いた加速度を推定すると下表の様になる。但し煉瓦目地の抗張力を 2.0 kg/cm<sup>2</sup> とした。

第 VII 表

橋脚	切 斷 面			切斷面上 床石迄 (m)	重 量 (桁軌條共) (t)	壓 力 (kg/cm <sup>2</sup> )	作用點高 (m)	加 速 度 (gal)
	長 (m)	幅 (m)	面積					
1	3.4	1.56	4.7	2.13	28.6	0.6	1.74	540
2	3.3	1.49	4.4	1.85	26.0	0.6	1.64	590

以上の計算によれば、此の橋梁には非常に大きな加速度が働いた事になるが、此の値は附近の家屋、構作物等の被害状態から考へて明かに過大であつて、到底斯様な大きな震度であつたとは思はれない。恐らくは何かの原因により目地の抗張力が上記の値より非常に小さかつた所から切斷したものではなからうか。目地の抗張力が全然無かつたものとすれば切斷に要する加速度の値は約 120 gal となる筈である。

(ヌ) 大森震度階<sup>1)</sup>による各地の震度.

以上に於て記した所の數個の門柱、警鐘塔、及鐵道橋梁橋脚の被害より算出した各地の地震動の加速度は、其の數に於て甚だ少數であり、且其の値は煉瓦目地、混凝土の抗張力を幾何に取るかに従ひ、大體其れに比例して増減するのであるから、實際に切斷された面の抗張力が何程であつたかを知る事が甚だ困難な事である限り、上記の値も亦大體の見當に止り、其の數十 gal を云々する事は出来ない。此の數の少ない事と値の不確かさを補ふ爲に筆者が實地踏査に當つて各地の被害狀況、主に煉瓦造建築物、地變等を大森震度階に照合して推定した其地の震度（水平加速度）を並用した。其の結果は次の様である。

第 VIII 表

地名	被害狀況概要	推定震度
臺中	人々戶外に逃出し、古壁漆喰の剝落せるものあり、棚の小器物落ち、時計の止りたるものあり、石燈籠の倒れたるあり。地震計による震度（最大動の加速度）20 gal.	50 gal
中港	家屋前面の煉瓦造部分半潰したるもの多し、濕地に砂を噴きたる所あり。	100 gal
造橋	家屋の煉瓦造部分半潰したるものあり、古き木橋や破損せり。	120 gal
苗栗	煙突の折損せるものあり。煉瓦造の廟、製糖工場等半壞せり。木造家屋は壁隅落ち屋根瓦擾亂せられ、中には大破せるもあり。鐵道埋立地に沈下せる箇所あり。	150 gal
月眉	製糖工場煉瓦壁大破、煙突傾斜せり。石燈籠悉く倒る。木造家屋は壁落ち傾斜せるものあり。コンクリート叩に大亀裂を生じたる所あり。	150 gal
大湖	煉瓦造家屋悉く半潰、煉瓦壁、門柱の倒れたるあり。木造家屋は壁落ち少しく傾斜せるものあり。	130 gal
屯子脚	煉瓦造家屋全潰せるものあり。木造家屋は大いに傾斜し、壁落ち戸障子は脱出す、河岸には大亀裂を生じ陥落せる場所あり。コンクリート橋の墜落せるものあり。堤堰、田圃中の道路に大亀裂を生ず。斷層を生ず。	250 gal
新雞隆	道路に大亀裂を生じ、附近山崩甚多し。附近の木造家屋は屋根瓦擾亂されたり。煉瓦造建築物の半潰なるもの多し。	200 gal
后里	崖石垣の崩壞、鐵道軌條の屈曲、混凝土橋の脚折損せるものあり。小木造家屋の顛倒せるものあり。斷層を生ず。	300 gal
大安驛附近七塊厝	木造家屋の倒潰せるもの多く、山崩多數生ず。埤圳煉瓦大破損を爲す。煉瓦積隧道坑門、内部共大亀裂を生じ、鐵道軌條の屈曲甚だし。大地を裂を生ず。	400 gal

(次頁へ續く)

1) 大森房吉 震災豫防調査會報告, 28 (1899), 67

地名	被害状況概況	推定震度
峨眉	附近水田中には大亀裂あり。又其中より砂を噴出せる所多し。木造家屋は土臺より少しく移動せるものあり、多くは傾斜し、壁落ちたるもあり。道路には亀裂少しく入り、河岸の山は崩落せるものあり。貯水地堰堤に亀裂を生ぜり。山稜に亀裂を生ず。	200 gal
公館福基	山寄の田圃に幅數浬～數十浬の亀裂を生じたる所あり。煉瓦建家屋の被害多し。木造家屋は屋根瓦擾亂され、壁落下せるものあり。戸障子の脱出せるあり。	200 gal
大南埔	煉瓦建物倒潰、木造家屋は壁落ちたる程度なり。附近崖崩、山崩多く、河岸には幅數米程度の亀裂を生ず。	180 gal
大河底	煉瓦建家屋、及混凝土家屋全潰、木造公學校舎は大傾斜し壁に大亀裂入り、屋根瓦大いに落つ。貯水池の堰堤破潰す。田圃の陥没せる所あり。	250 gal

因に大森震度階を参考の爲第IX表として掲げた。

第IX表 大森震度階

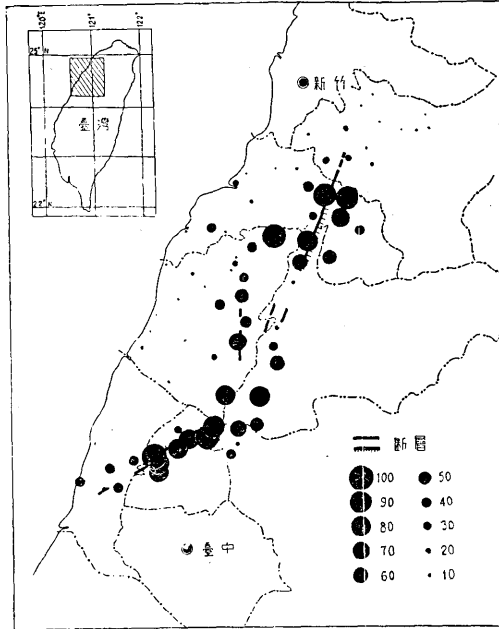
震度	被害
30 gal	人々戸外に逃出すに至る。粗末なる煉瓦壁に小亀裂を生じ、古土蔵の白壁は少しく震り落され、棚上にある小瓶及類似のものは倒れ落下し、木造家屋は頗る振りに揺か落れて音響を發し、樹木は見得べきまで動搖し、池水は岸より土の其の中に揺りさされ、或は底より泥の振盪せられる爲に少しく濁りを帶ぶるに至り、往々下げ振時計の止り土器の破損等もあり、稀には非常に缺點ある製造所煙突の一二は破損する事もあるべし。
90 gal	屋壁に亀裂を生じ、木造古家は少しく其の垂直の位置より外れて傾斜を呈すれども全潰に至るものなし。造り立ての悪しき墓石、石燈籠は倒る。又稀には鑛泉、温泉等に異状を呈すこともある可し。但製造所煙突は普通の場合には未だ破壊せらるゝに至らず。
120 gal	製造所煙突の破壊25%に達す。構造粗悪なる煉瓦家屋は半潰或は全潰するものあるべきが、通常に意を用ひて造れる煉瓦造家屋の損害は壁に少しく亀裂を生ずるに止る、一二腐舊せる木造家屋及納屋の類は全潰し古くして弱き木橋は少しく損害を受くることもあり。墓石及石燈籠は倒るゝものあり、障子紙の破れ、木造家屋の屋根瓦の擾亂せらるゝ事もあり。又稀には岩塊の山腹より落下する事あるべし。
200 gal	製造所煙突は悉皆破損し、通常の煉瓦家屋は半潰或は全潰さなるもの多く、木造家屋中の幾分は全潰さなり、其他の場合にても雨戸障子は大抵數居より脱出すべし。低濕の地若しくは河岸に沿ふては幅二三寸の地割を生じ、鐵道及通常堤防は處々に小破損を來たし、木橋は多少損害を受け、通常の石燈籠も倒るゝに至る。
250 gal	通常の煉瓦家屋は皆非常の損害を受け、木造の全潰するものに及ぶ。寺院の一二は全潰し、堤防は餘程の損害を受く。鐵道線路は少しく屈曲するに至り、通常の墓石は倒れ、石垣は處々破損を蒙り、河岸には幅一二尺の地割を生じ、川及堀内の水は地上に打上げられ、大抵の井には異状を呈し、又山崩を生ずることもあり。
400 gal	寺院は大抵全潰し、木造家屋の全潰するもの其の全數50～80%に及ぶ。堤防は殆ど破潰せられ、田圃の中を通じて作れる道路は非常なる亀裂陥落の爲車馬を通す可からざる程となり、鐵道線路は非常に屈曲せられ、堅牢なる鐵道橋も破損し、木橋は半潰、及全潰となり、座り能き墓石も倒れ、時としては幅數尺の地割より砂及水の多量を噴出し、田畠に埋めある土瓶も總て皆破損し、樹木、野菜殊に樹木は根を振盪せられて枯死し、低濕の地殊に田圃の如きは非常に震り動かされて地面は水平及垂直なる方向に於て少しく移動を示し、夥しき山崩を生ず。

(次頁へ續く)

震度	被害
400 gal 以上	甚しき山崩を生ず。建物ハ小敷木造を除く外皆倒潰。而して全潰せざりし家も土臺石より1尺乃至3尺も移動する事あり。地面には著しき地變及斷層を生ず。

各地に於ける全潰率

各地に於ける家屋の被害數は卷末統計書に示されてゐる通りであるが、此れは街庄別被害數である。然るに一庄街内の被害は場所に依り甚だ區々であつて、街庄別平均の被害を以て一部落の被害と見做す事は出來難い。此の論文の目的の爲には、加速度を算出した物體の存在してゐる地點の被害率が必要なのであるから、成る可く細かい統計表を用ゆる事が必要である。此の爲に下記の統計表を用ひた。此れは新竹州の分は警官派出所別に、臺中州の分は部落別になつてゐる。第10圖に示したものは、此の統計表から算出した各地の全潰率を地圖に盛込んだもので、黒丸の大きさは直徑が全潰率に比例する様にとつてある。數字は全潰家屋の全戸數に對する百分比を表はしてゐる。



第 10 圖

第 X 表 各地家屋被害表

地名	震災前總戸數	全潰戸數	全潰率
苗栗直轄	997	172	17.3
南苗栗	1042	55	5.3
三湖	608	72	11.8
五湖	426	30	7.0
社寮岡	913	23	2.5
頭屋	736	283	38.0
老田寮	404	373	92.5
公館	871	500	57.4

(次頁へ続く)

地名	震災前總戸數	全潰戸數	全潰率
福鶴	746	350	46.9
三雞	1027	370	36.0
銅魚	1774	450	25.4
藤	573	400	69.8
通	1255	500	40.0
白	348	270	77.5
鳥	682	6	0.9
五	751	4	0.5
苑	590	5	0.9
社	421	6	1.4
山	1908	26	1.4
南	664	50	7.5
	781	5	0.6
	620	20	3.2
大湖	1076	364	34.0
南	612	350	57.3
校	296	221	74.7
紙	136	109	80.0
新	253	148	58.5
和	245	35	14.3
桂	296	49	13.2
卓	958	459	47.9
大	208	12	5.8
高	105	2	1.9
蕃	1045	8	0.8
竹南	1052	13	1.2
中	814	20	2.5
海	490	105	21.4
造	1168	148	12.7
尖	606	38	6.3
頭	1601	4	0.3
斗	815	100	12.3
三	664	275	41.5
大	536	150	27.9
後	1153	400	34.8
新	799	30	3.8
南	666	473	71.0
田	378	344	91.0
大	417	386	92.6
紅	106	54	51.0
大	495	2	0.4

(次頁へ續く)



品名	震災前總戸數	全潰戸數	全潰率
公察	902	8	0.9
苦岑	780	3	0.4
小坪	15	—	0.0
大東河	201	60	29.8
竹東直轄	1690	50	2.6
二重埔	698	14	2.0
上坪	429	—	0.0
橫山	439	8	1.8
芎林	1057	8	0.8
大肚	467	8	1.7
沙坑	374	—	0.0
南河	426	5	1.2
北大埔	1280	72	5.6
大寶坪	270	27	1.0
新山城	744	80	10.7
峨眉	649	55	8.5
富興	578	101	17.5
	445	60	13.5
臺中州, 后里	297	265	89.4
七塊厝	141	131	93.0
中庄	187	158	84.5
屯子脚	735	509	69.4
舊社	73	60	82.2
月眉	497	142	28.6
圳新	302	271	89.9
神庄	150	150	100.0
大突	328	271	82.6
公察	238	96	40.3
清館	364	150	41.3
梧水街	1590	608	38.2
沙棲街	840	193	43.5
豐鹿	1085	49	4.5
石原街	5080	122	2.4
石岡	494	199	40.3
石圍	368	82	22.3
石壁	127	88	69.4

### 土埔造家屋の耐震度

今茲に横軸に各地に於ける加速度を取り、縦軸に其地の家屋の全潰率を取る時は、各地の被害率と地震の震度との關係を表す點は、若し家屋の耐震度が或是率曲線で表

される様な分布をしてゐるものとすれば、理論的には

$$\frac{100h}{\sqrt{\pi}} \int_{-\infty}^{\alpha} e^{-(\alpha-\alpha_0)^2 h^2} d\alpha = 50 \left\{ 1 + \text{Erf } h(\alpha-\alpha_0) \right\} \quad (7)$$

なる曲線の上に乗る筈であり、 $\alpha_0$  は家屋の平均耐震度を示し、 $h$  の逆数は家屋の耐震度の分散を示す目安となるべき事は既に物部博士の述べて居られる通りである<sup>2)</sup>。従つて上記の計算及び大森震度階にて推定せる各地の震度を其地の全潰率に對して plott して、此に適合する様な(7)の曲線を求めて見ると其れは

$$\begin{aligned} h &= 15, \\ \alpha_0 &= 220 \text{ gal} \end{aligned} \quad (8)$$

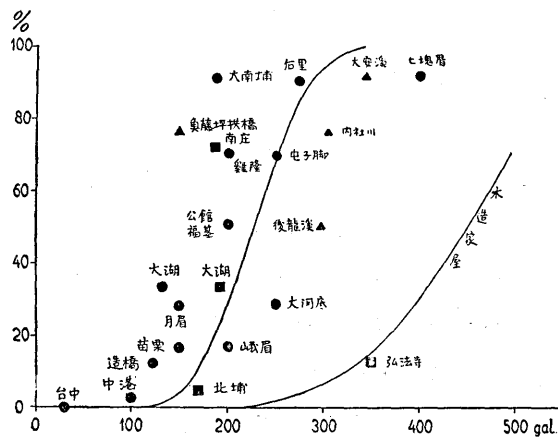
なる値を與へる事は、第11圖に示した通りである。即ち臺灣の一般の家屋、即ち土埴造家屋の平均耐震度は 220 cm/sec<sup>2</sup> である。即ち此の加速度が働く場合には丁度半数の家が全潰するのである。此の値は然し前節の加速度の推定が確實性に乏しいものであるので、大體の値を示すに過ぎないものである。今此の値を關東地震に際して木造家屋に就て物部博士が求められた値

$$\begin{aligned} h &= 10, \\ \alpha_0 &= 0.45 g \end{aligned}$$

と比較する時は、土埴造家屋は木造家屋に比し耐震度非常に小さく、且分散性も亦少ない、即ち家の耐震度がよく揃つてゐる事が分る。

第11圖には比較の爲に木造家屋に對する全潰率曲線をも示してある。

圖から判る通り、土埴造家屋では地震動の震度が大約 300 gal を越す場合には家屋は殆んど全部全潰して終ふが、震度が 160 gal 以下ならば、全潰する家は殆んど無いのである。即ち其處には可成り明瞭な閾値がある。之が今回の臺灣地震に於



第 11 圖

るべき事は、第11圖に示した通りである。即ち臺灣の一般の家屋、即ち土埴造家屋の平均耐震度は 220 cm/sec<sup>2</sup> である。即ち此の加速度が働く場合には丁度半数の家が全潰するのである。此の値は然し前節の加速度の推定が確實性に乏しいものであるので、大體の値を示すに過ぎないものである。今此の値を關東地震に際して木造家屋に就て物部博士が求められた値

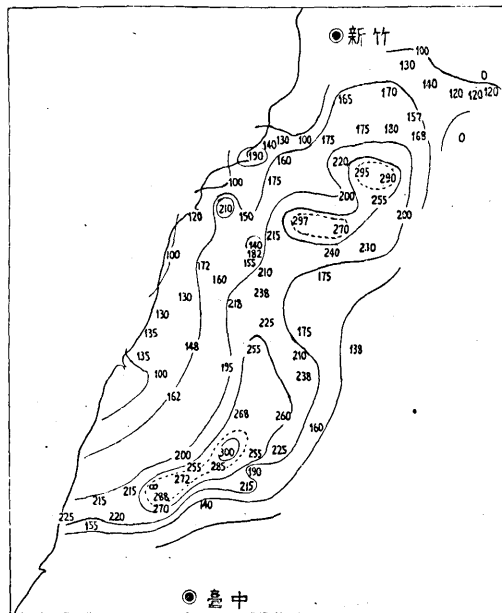
2) 震災豫防調査會報告第100號. 丁.

ては斷層を離れるに従つて内地に於ける地震の場合に比較して、特に急速に被害がなくなるといふ現象を示した理由の一つではなからうか。

### 各地に於ける地震動の震度

吾々は上記によつて土増造家屋の被害率と地震動の震度との關係を示す曲線を得たから今度は是を逆に用ひて、第X表から各地の震度を算出して等震度曲線を引いて見た。其の結果は第12圖に示した様になる。是に依つて見ると、既に第10圖からも豫

想される通り震度の極大であつた地域が二ある。今便宜上南のものをA、北のものをBと名付ける。Aは所謂屯子脚斷層と一致し、他の一つBは所謂紙湖斷層の北部に略々其の中心を有するのである。紙湖斷層は南部に於ては餘り顯著でなく、北部に到る程其の垂直變位を増大してゐると言ふ事を考慮に入れれば、此の北部に生じた震度の大きい區域は、紙湖斷層と全く一致するものであると言ひ得る。只此處に注意を要する事柄は6h02mの本震の後約23分、6h25mに可成り強い餘震が此の紙湖斷層



第 12 圖

の北部に生じてゐる事であつて、所によつては此の餘震の方が本震よりも強く、被害も亦多かつたと稱せられてゐる。上記の震度分布は此の本震餘震兩方の被害から出したものであるから、兩方の地震の震度を重ね合せたものに相當するのである。従つて上記震度極大なる地域の内Bの方は、或は上記の餘震によつて生じたもので、若し此の強い餘震がなかつたならば、少なくとも目玉は生じなかつたではないかといふ疑もないではない。然し乍ら餘震による被害と本震によるものとを區別した統計が無い以上、本震と餘震の震度分布を分離する事は出来ない。吾々は不得止、此等の本震と、其直後の強い餘震とを合して一つの地震と見做して其の震度を論じて置かうと思ふ。唯上記の事柄に關係して注意す可きは、紙湖斷層が本震に伴つて生じたか、或は餘震によつて生じたかと言ふ事柄であるが、實地踏査に當つて筆者の土民より聴取した

所、又大塚彌之助氏、鈴木武夫氏及び本多弘吉氏等の聴取された所によれば此の斷層は本震に伴つて生じたものゝ様である。

尙第 12 圖より注意を引く事柄は A の地域から北の方へ震度の大きい地域が斷層の走向とは稍々離れて、S 字狀に延長して B の目玉に連つてゐる事である。此の A、B 兩方の目玉を連結してゐる震度の大きい地域は、關刀山西側に初まつて後龍溪中流に終つてゐる谷に沿つてゐる地域であつて、其の内に新雞隆、老雞隆、公館、福基等の部落を含んでゐる。而して此の谷の中には隠見し乍らではあるが、一直線に連綿として或點では地裂となり、川と交る點にては崖崩となり、又或點では道路や畑に段違を生ぜしめてゐる線が、存在してゐる事を實地踏査によつて知り得たのであつて、此處には斷層と言ふ事は出來ない迄も可成り重要な意味を持つた準斷層線とも云ふ可きものが存在して居た様に思はれる。(卷末地圖 No. 11 参照)。

震度の大きい區域は此の雞隆の谷を出ると、今度は頭屋老田寮の谷(卷末地圖 No. 4, 5, 8 参照)を溯つて B の目玉に達するので、老田寮の谷も震度分布の方から見れば、何か雞隆の谷のと同様な地變があつてもよささうであるが、實地踏査では何等目欲しいものは見當らなかつた。

震度が屯子脚斷層の南側、紙湖斷層の東側に於ては非常に急速に減少して行くにも關らず、其の反對側では夫程顯著な減少を示さない事は、屯子脚、紙湖の兩斷層が一つの蝶番斷層と見做し得る様な運動を爲した事、紙湖斷層が逆斷層の形式を以て西に傾いた斷層面を示してゐる事、地割や隠れた斷層線とも思はれる様なものが此の蝶番斷層の西北にのみある事等と合せ考へて、地殻運動が主として此の蝶番斷層と海とで、圍まれた地域に於て生じたものである事を暗示するのではないかと思はれる。

終りに臨み、鐵橋に關する種々資料の御惠與を賜つた臺灣總督府交通局鐵道部に對し又各地被害の詳細なる數字を示された新竹、臺中兩州廳警務課に對し厚く感謝の意を表する次第である。

9. *Intensity Distribution of the Formosa Earthquake of April 21, 1935, and the Strength of Dokaku Structures.*

By Ryūtarō TAKAHASI.

Earthquake Research Institute.

The intensities of the recent Formosa earthquake of April 21, 1935, were determined at different localities by means of gate-posts, railway bridge piers, etc., that were broken or cracked by the earthquake, using the formula

$$\alpha = FI/xfW,$$

where  $\alpha$  is the intensity,  $I$  the moment of inertia of the section,  $W$  the weight of all parts above the break,  $f$  the height of the point of action of the force,  $2x$  the br. adth, and  $F$  the tensile strength of the material forming the post, the effect of compression due to the weight  $W$  being included in  $F$ . The intensities were also estimated by comparing the condition of earthquake damages with the Omori seismic scale.<sup>3)</sup>

The intensities, thus determined, were plotted against the percentage of completely destroyed Dokaku houses to the total of that locality, as shown in Fig. 10. This percentage  $p$  of the destroyed houses may be theoretically expressed by the relation

$$p = 50 \left\{ 1 + \operatorname{Erf} h(\alpha - \alpha_0) \right\},$$

where  $\alpha$  is the intensity of the earthquake vibrations,  $\alpha_0$  the mean strength of Dokaku house,  $h$  the parameter representing the degree of uniformity in the strength of the houses.

From Fig. 10, we obtained  $\alpha_0 = 220$  gals,  $h = 15$ , while for wooden houses such as are common in Japan proper,  $\alpha = 450$  gals and  $h = 7 \sim 10$ .<sup>4)</sup> This shows that Dokaku houses are considerably weaker than Japanese wooden houses. Moreover, because  $h$  is large, there appears fairly distinct critical value in the seismic intensity relating the destruction of houses. This is probably the cause of the rapid decreases of earthquake damage as observed on the southern side of the Tonsikyaku fault that appeared about 10 km. north of the city of Taityū.

The distribution of seismic intensity was then determined from the percentage of the destroyed houses in each locality of the meizoseismic region (Table X), using the above relation connecting the percentage of the destroyed houses to the horizontal acceleration of the earthquake vibrations, while contour lines of equal intensity were drawn as shown in Fig. 12, in which the numerals represent the intensity in gal.

The maximum intensity of the Formosa earthquake was a little more than 300 gals. As will be seen from the Figure, there are two regions in which the seismic intensity reached this value. Although these regions of maximum intensity coincide respectively with the north and south branches of the Tonsikyaku-Siko hinged fault, the region of high intensity that connects these maxima does not coincide well with the generally accepted hinged fault, but extends over the hidden fault in the valley of Rōkeiryū, forming an S-shaped region. It is also notable that the intensity distribution is very complicated in the region that is bounded by the hinged fault and the sea, while outside of it, the intensity dies out very rapidly with distance from the fault. It seems that these crustal deformations are mainly due to movements of the block or blocks forming this region.

3) *Rep. Earthq. Inv. Comm.*, No. 28.

4) *Idto*, No. 100, d.