

19. 宮城県北部地震の被害地における 常時微動の測定結果

地震研究所 { 田 中 貞 二
森 下 利 三

(昭和39年2月25日発表—昭和39年3月31日受理)

1. ま え が き

昭和37年4月30日、宮城県の北部に $M=6.4$ の地震¹⁾ がおこり震央附近の建築、土木構造物に相当の被害を与えた²⁻⁵⁾。全・半壊家屋は北上川の支流、迫川および江合川沿いの沖積平野に多く、湿潤地帯と見られる田尻町、南方村などでは特に大きな被害を生じた。またこれらの町、村のなかでも場所による被害の差は著しいものがあり、局所的な地盤特性の相違を示唆するものがあつた。

筆者らはさきに長岡地震、福井地震および東南海地震などの被害地域における常時微動の測定結果から、木造家屋の被害と地盤の卓越周期との間にかなり密接な関係があることを見出した^{6),7)}。そこで、被害家屋が多く、かつその部落別内訳が知られている田尻町で常時微動の測定を行ない、再び震害と地盤の関係を調べてみた。

また田尻には地震の際、釣鐘が天井に衝突した痕跡を残している鐘楼があり、その周期、減衰常数などを測定したので、簡単な数値計算から地震動の大きさを推定した。

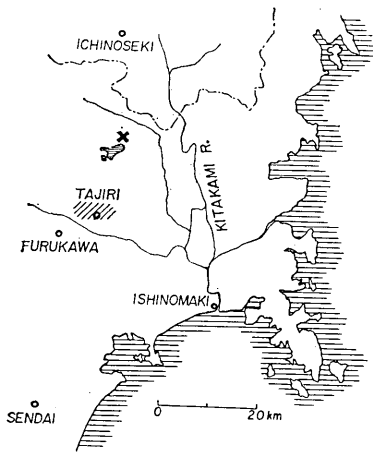
現地におけるこれらの測定は昭和38年11月27日から12月2日にかけて行なつたものである。

2. 震害と地盤との関係

田尻町における家屋被害

第1図に示すように田尻町は大崎平野の北東部に位置する農村地帯で、震央から比較的

- 1) 仙台管区气象台 「昭和37年4月30日宮城県北部地震調査報告」 験震時報 27 (1962), 79.
- 2) 佐藤泰夫・松田時彦・柴野陸郎 「昭和37年4月30日宮城県北部地震調査報告」 地震研究所彙報 40 (1962), 594.
- 3) 大沢 胖・細田良彦 「昭和37年4月30日宮城県北部地震の家屋被害について」 地震研究所彙報 40 (1962), 639.
- 4) 日本建築学会東北支部 「宮城県北部地震被害概報」 建築雑誌 77 (1962), 497.
- 5) 河上房義 「宮城県北部地震による土木構造物の被害について」 土木学会誌 48-11 (1963), 31.
- 6) 田中貞二・森下利三 「長岡地震の被害地域における常時微動の測定結果」 地震研究所彙報 41 (1963), 315.
- 7) 金井 清・田中貞二・鈴木富三郎・長田甲斐男 「地盤と震害の関係(常時微動の性質)」 地震研究所談話会 1953年10月.



第 1 図

隔っているにもかかわらず大きな被害を生じた。町の北部および東部は丘陵地であり、その被害家屋のほとんどは南西に開けた沖積平地にある。

地震直後の町役場調査による住家の被害戸数は、全壊 40 戸、半壊 109 戸、全・半壊比は約 1/2.5 となっており、部落別内訳は第 1 表のとおりである。なお、宮城県庁から発表された被害戸数は遥かにこれを上廻るものであるが、部落別内訳は明らかでない。この地域の家屋は瓦葺の木造二階建が多く、町区で店舗住宅が目立つほかはいずれの部落でも構造はほぼ同じと見做すことができる。

被害指数⁸⁾で比較すると、特に被害が大きかったのは北牧目、通木、田尻などであり、この 3 部落で全被害戸数の半ばを占めている。

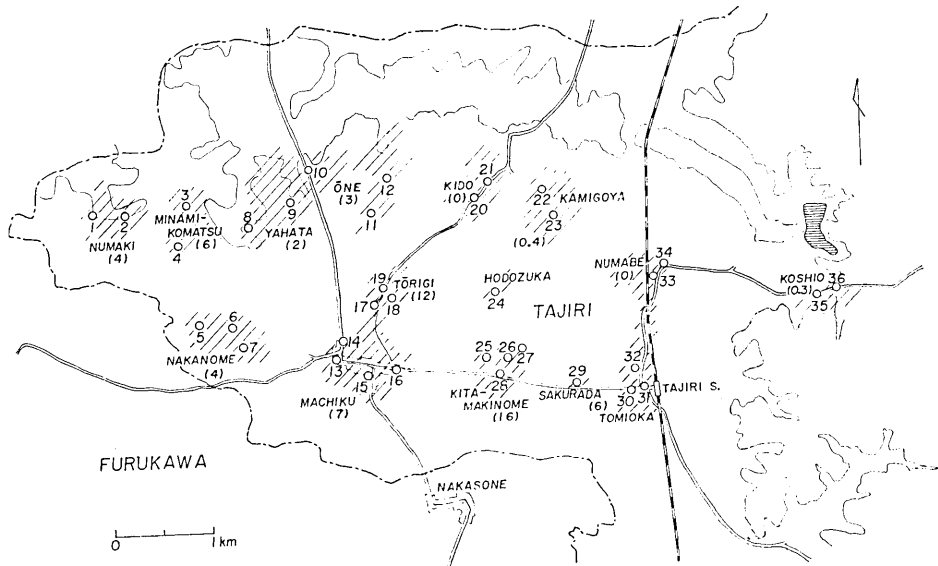
常時微動の測定結果

測定した地域は第 2 図に示すように平地から山際にかけての 15 部落で、測定点の数は

第 1 表 田尻町における住家の部落別被害内訳

部 落	総戸数	住家被害戸数		被害指数 (%)
		全 壊	半 壊	
北 牧 目	63	4	12	16
通 木	103	10	5	12
町 区	505	14	47	7
大 嶺	118	1	5	3
八 幡	79	0	3	2
南 小 松	35	1	2	6
沼木, 諏訪峠	69	2	1	4
中 目	57	0	5	4
木 戸	126	0	0	0
沼 部	161	0	0	0
富 岡, 桜 田	208	4	15	6
小 塩	145	0	1	0.3
百塚, 上高野	73	2	2	0.4
そ の 他	1382	2	11	—
計	3124	40	109	3.0

8) 被害指数 = (全壊戸数 + 1/2 半壊戸数) / 総戸数



第2図 常時微動の測定点、()内の数字は被害指数

36である。計器は煤書式常時微動計を使用し、1カ所について約3分の記録をとつた。大部分の測定は道路上であるが、民家の庭や土間で行なつたものもある。

2分間の記録を解析して求めた周期の頻度分布を部落別に示すと第3図のようになる。ただし、富岡と桜田、および百塚と上高野の各部落は被害調査結果との比較のためそれぞれまとめて示した。このように区分した1区域当りの測定点の数は2~4となる。

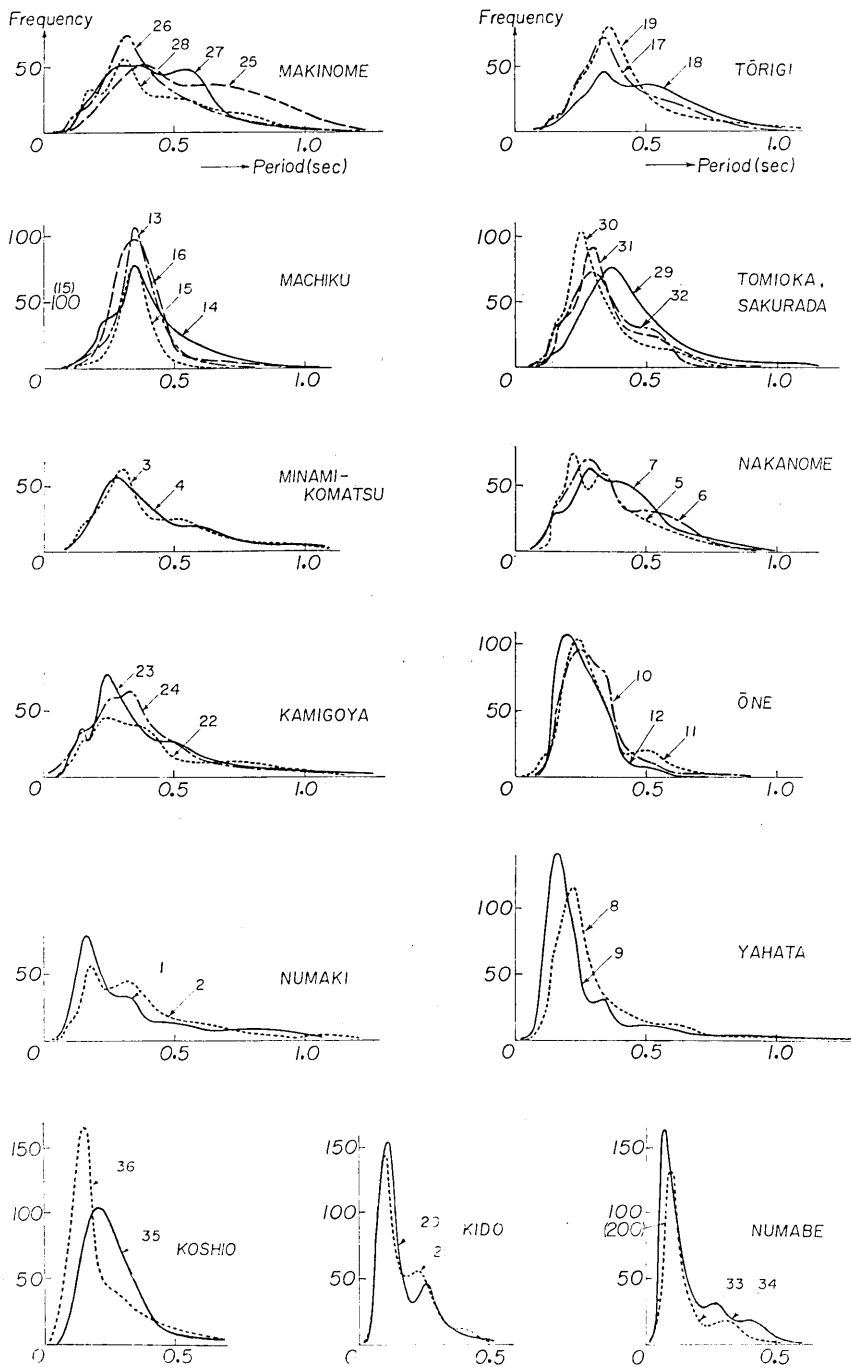
同じ部落内であつても場所による地盤の相異があり、頻度曲線の形は必ずしも一致しないが、概ね似た傾向が見られる。各測定点における地盤の卓越周期、およびそれらを部落ごとに平均した値を第2表に示す。

卓越周期と被害との関係

前述した部落ごとの卓越周期の平均値をもつて、それぞれの区域内地盤を代表させ第1表に示した住家の被害指数(Y)との関係を見ると第4図になる。すなわち、卓越周期が0.2 sec位より短い地盤ではほとんど被害が無く、地盤の卓越周期が約0.3 secより長くなると被害が急増する傾向が明らかに見られる。

今回の測定地域では卓越周期が0.4 secを越す地盤は無かつたが、長岡地震その他の地震被害地における調査結果によれば、0.45 sec または 0.50 sec を越える地盤での全壊率はかえつて減る傾向があつた。いいかえれば、0.4 sec 附近の周期に被害率の極大があつた。したがつて、今回の測定結果はその半面のみを示すものと見ることができよう。

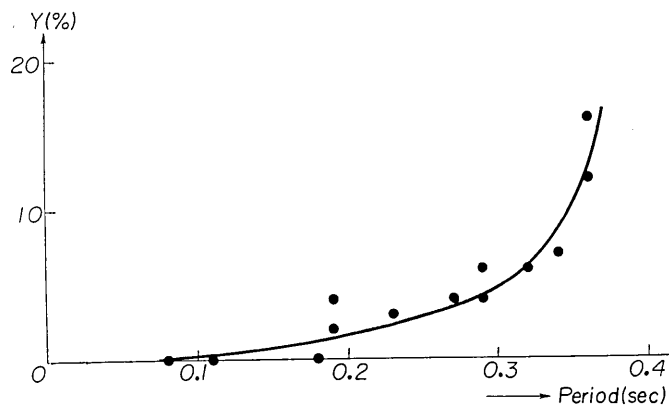
二階建木造住家の固有周期についての実測は数少ないが、だいたい0.4 sec 前後の値が得られており前述の関係は建物が共振に近い現象によつて破壊したと考えれば説明し易い。



第3図 常時微動の周期-頻度曲線

第2表 常時微動の卓越周期

部 落	番 号	卓越周期 (sec)	卓越周期 の平均 (sec)	部 落	番 号	卓越周期 (sec)	卓越周期 の平均 (sec)
沼木, 諏訪峠	1	0.16	0.19	木 戸	20	0.11	0.11
	2	0.22			21	0.10	
南 小 松	3	0.28	0.29	百塚, 上高野	22	0.24	0.27
	4	0.30			23	0.27	
中 目	5	0.28	0.29		24	0.30	
	6	0.26		北 牧 目	25	0.44	0.36
	7	0.32			26	0.31	
八 幡	8	0.22	27		0.39		
	9	0.16	28		0.31		
大 嶺	10	0.19	0.23	富岡, 桜田	29	0.36	0.32
	11	0.25			30	0.25	
	12	0.24			31	0.39	
町 区	13	0.35	0.34		32	0.29	
	14	0.34		沼 部	33	0.09	0.08
	15	0.34			34	0.07	
	16	0.34		小 塩	35	0.21	0.18
通 木	17	0.34	36		0.15		
	18	0.39					
	19	0.36					



第4図 住家被害指数と地盤の卓越周期との関係

田尻町附近の地盤構造は明らかでないが、大崎平野の沖積層は主として、粘土、砂、礫などからなり、古川市附近では更に泥炭層をはさんで軟弱地盤を形成している。沖積層の厚さは古川—小牛田間で最も厚く30mを越えるが、周辺部に近づくと急に薄くなり田尻

町附近では 10 m 以下となる⁹⁾。また、水井戸に関する資料¹⁰⁾によれば表土層の厚さは田尻駅附近で約 5 m、通木では約 8 m 程度である。したがって、常時微動の卓越周期はこれら表土層の厚さと密接に関連するものと考えられる。

関東地震の際の東京市における震害と地盤に関する研究¹¹⁾によれば、ある厚さの盛土地盤で木造家屋の被害が最大となることが指摘されており、また横浜市においても表土層の厚さと震害について同様な関係が見られる¹²⁾。

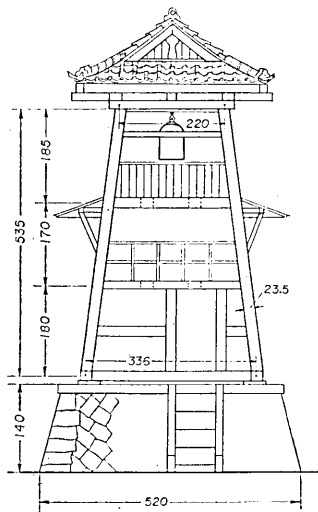
さらに関東地震の東京山の手と下町における建物被害の差は建物の固有周期と地盤の卓越周期との関係から説明できるものである¹³⁾。

これらの事実を考え合わせると、地震による木造家屋の破壊は、地震動と建物の共振に近い現象にもとづく場合がかなり多いということが一層はつきりした。

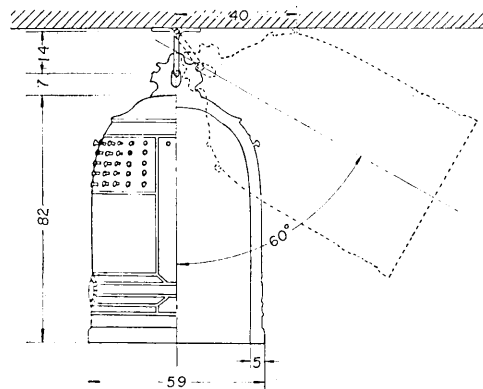
3. 地震動の大きさの推定

加茂神社の鐘楼

田尻の加茂神社に二階建の鐘楼がある。この釣鐘が地震の際ゆれて天井に衝突し、明らかな痕跡をつくった¹⁴⁾。鐘楼は大正 8、9 年の建立でかなり老朽しているように見受けら



第5図 加茂神社の鐘楼 (単位 cm)



第6図 地震時の釣鐘の振れ方 (単位 cm)

9) 奥津春生・長谷弘太郎・三品 信 「大崎平野周辺の地質構造及び土質、地下水問題」 東北ポーリング鑿泉KK, 昭和 34 年 3 月。

10) 宮城県 「全国地下水 (深井戸) 資料台帳, 東北編」 昭和 38 年。

11) 河角 広 「東京の震害分布と地盤に就て」 建築雑誌 66 (1951), 8.

12) 表俊一郎 「横浜市内の震害分布と地盤との関係」 地震研究所彙報 27 (1949), 63.

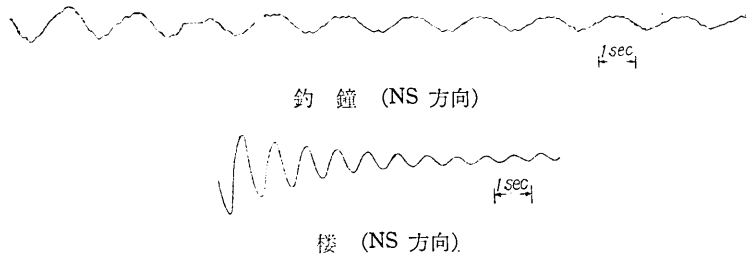
13) 金井 清 「地盤の震動特性に関する半実験式」 地震研究所彙報 35 (1957), 300.

14) 前出 2), 図版。

れた。現在の鐘は昭和 33 年に新調され、その折土台や梁と柱の接合部に鉄板を巻いて補強したものである。第 5 図に鐘楼の見取図を示す。

鐘は地震のとき自由度の大きい南北方向に振動したもので、南側および北側の天井に最上列の 2 個の乳が衝突し、板に深さ約 5 mm の凹みをつくつた。乳の衝突位置および鐘の寸法から推定すると衝突時の形は第 6 図のようになり、振れの角度は約 60° であることがわかつた。

現地では釣鐘に小型換振器を取付け、南北方向に約 18° 振らせて自由振動の記録をとつた。また、楼は柱頭に換振器を取付け衝撃力による自由振動を記録した。測定時の最大振幅は約 3 cm である。記録の 1 部を第 7 図に、また周期および減衰常数の測定値を第 3 表に示す。



第 7 図 釣鐘および楼の自由振動記録の例 (原記録×1/2)

釣鐘および楼の振動

地震時における構造物の最大変位を知つて地動の大きさを推定することはしばしば行なわれる。釣鐘を使つたものには福井地震の際に鈴木武夫¹⁵⁾が行なつたものがある。その場合には楼を剛体と見做し、単振子のゆれ始めの問題として扱つ

た。只今の場合には釣鐘および楼に関する諸数値が求められたので、鐘楼を 2 質点系におきかえ、定常振動の計算から地震動の大きさを推定した。

いま、楼の実効質量および釣鐘の質量を m_1, m_2 、バネ常数を k_1, k_2 、相対速度に比例する抵抗を λ_1, λ_2 とし、また土地の空間にたいする変位を y_0 、楼と土地および釣鐘と楼との相対変位をそれぞれ y_1, y_2 、とすれば運動方程式は

$$\left. \begin{aligned} m_1(\ddot{y}_1 + \ddot{y}_0) + \lambda_1 \dot{y}_1 - \lambda_2 \dot{y}_2 + k_1 y_1 - k_2 y_2 &= 0 \\ m_2(\ddot{y}_2 + \ddot{y}_1 + \ddot{y}_0) + \lambda_2 \dot{y}_2 + k_2 y_2 &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

となる。また楼および釣鐘単独の固有周期を T_1, T_2 、減衰常数を h_1, h_2 、 $p = 2\pi/T$ 、 T は地動周期とし、 $y_0 = A_0 \exp(ipt)$ 、 $y_1 = A_1 \exp(ipt)$ 、 $y_2 = A_2 \exp(ipt)$ とおくと、 A_1, A_2 は

第 3 表 自由振動記録から求めた周期および減衰常数 (NS 方向)

	周 期 (sec)	減衰常数 h
釣 鐘	1.78	0.039
楼	0.82	0.071

15) 鈴木武夫 「福井地震激震地域に於ける地震動の大きさについて」 地震研究所談話会、昭和 23 年 9 月。

次式で表される。

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= A_0 \sqrt{(X_1^2 + Y_1^2)/(P^2 + Q^2)}, \\ A_2 &= A_0 \sqrt{(X_2^2 - Y_2^2)/(P^2 + Q^2)}, \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} P &= \gamma^2 \{ \delta^2 (\gamma^2 - \mu - 1) - 4\delta h_1 h_2 - 1 \} + 1, \\ Q &= 2\gamma \{ \delta h_2 (\gamma^2 - \mu - 1) + h_1 (\gamma^2 \delta^2 - 1) \}, \\ X_1 &= \gamma^2 \delta^2 (\mu + 1) - 1, & X_2 &= \gamma^2, \\ Y_1 &= 2\gamma \delta h_2 (\mu + 1), & Y_2 &= 2\gamma h_1, \\ \mu &= m_2/m_1, & \delta &= T_1/T_2, & \gamma &= T/T_1, \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

である。

楼および釣鐘に関する前述の実測値は、両者の連成による二つの共振周期 T_1' , T_2' 、および減衰常数 h_1' , h_2' である。それぞれが単独の場合の固有周期 T_1 , T_2 は近似的に (3) 式の P を 0 と置けば得られる。第 1 近似として、 $h_1 \simeq h_1'$, $h_2 \simeq h_2'$ 、また $h_1 h_2 \rightarrow 0$ とおくと、 $T_1 = 0.86$ sec, $T_2 = 1.68$ sec を得る。釣鐘の質量 m_2 は 209 kg であり、楼の実効質量 m_1 は屋根 (日本瓦の場合垂を含めて 30 kg/m² として 430 kg) と楼の上半分の架材質量 (けやき材の密度を 0.7 g/cm³ として 330 kg) とを加えて 760 kg と推定した。また、釣鐘の水平変位 A_2 は回転軸から 70 cm (相当質点振子の長さ) の点の変位をとり 61 cm とした。

以上の数値を使い、釣鐘が地動周期 1.78 sec のとき共振して天井に衝突したと考えると (2) 式から地動の振幅として 3.2 cm (加速度 40 gal) が得られた。ただし、衝突時の釣鐘の運動速度が 0 でないことを考慮すると実際の地動はこの値よりは大きかったことになる。なお、地動は水平動のみを考えたが釣鐘の振動を不安定にするほど大きな上下動があつたとも思えない。

計算値の検討

今回の調査で筆者らは鐘楼のほか 2, 3 の木造構造物について固有周期、減衰常数を求めてある (第 4 表)。そこで前述の計算結果をもとに、これら構造物の地震時最大傾斜角を推定し被害の実情と比べてみた。

地震動のスペクトルに関する金井の実験式¹⁶⁾を使うと、ある場所での地動の周期、振幅および地盤の卓越周期を与えれば、卓越周期のわかっている他の場所における地動の変位スペクトルを計算することができる。また構造物の破壊は共振に近い現象で起るものと仮定し、1 質点系を考えると共振々幅は $u/2h$ 、傾斜角は $u/2hH$ で表される。ここに、 u は地動の変位振幅、 h および H は構造物の減衰常数および重心の高さ (この場合は 5 m とおく) である。このような方法で概算した各構造物の地震時最大傾斜角を第 4 表中に示した。ただし、鐘楼については (2) 式を用いて計算した。

一般に木造家屋は傾斜角 1/30 radian 位から部材の破壊がおこり、1/15 radian に達す

16) 金井 清 「地震動のスペクトルに関する実験式」 地震研究所彙報 39 (1961), 85.

第 4 表

部 落	建 物	構 造	被 害 状 況	方向	固 有 周 期 (sec)	減 衰 数 h	地 盤 の 卓 越 周 期 (sec)	最 大 傾 斜 角 (rad)
町 区	加茂神社, 鐘 楼	木造瓦葺	屋根瓦数枚ずれ	NS	0.86	0.071	0.34	1/50
	加茂神社, 大 門	"	屋根瓦約 30 枚ずれ, NS 方向欄間格子折れ	NS	0.73	0.025	0.34	1/15
				EW	0.78	0.044		1/25
	店舗住宅	" 二階建	通し柱 3 本折れ, 壁上塗剝落, 若干傾斜	NS	0.52	0.071	0.34	1/50
EW				0.44	0.07*	1/45		
小 塩	店舗住宅	" 二階建	壁上塗亀裂 1 本, 障子紙破れ	NS	0.26	0.050	0.16	1/70
				EW	0.36	0.047		1/55

* 印は推定値

ると大破壊を生ずるといわれている。また志賀敏男は今回の地震に関連して障子の変形に関する実験¹⁷⁾を行ない同様な数値を得ている。

神社の鐘楼や大門は住家に比べれば可撓性が大きく、また田尻の住家は損傷により減衰性が増加したとも考えられるから、以上の計算値と個々の構造物の被害の実情とはそれほど矛盾するものではなからう。

なお、この地震の、Magnitude 6.4、震源距離 18 km および地盤の卓越周期 0.34 sec を使つて金井の実験式から求めた加茂神社における地震動の振幅は、周期 1.8 sec で約 3 cm となり、釣鐘の振動から得られた数値に近い。

4. む す び

宮城県北部地震で多くの家屋被害を生じた田尻町について、木造住家の被害と地盤の卓越周期との関係をしらべ、両者が密接に関係することを確めた。また神社の鐘の振動の痕跡からその場所の地震動振幅を推定し、得られた値について若干の検討を行なつた。

これらの結果は、いずれもこの地域における木造家屋の破壊は共振に近い現象でおこつたことを示すものである。

最後に、この報告をまとめるにあたって種々御教示を賜つた金井清先生に厚く御礼を申し述べる。また東北大学工学部、志賀敏男助教授をはじめ、同工学部、河上房義教授、同川内分校、奥津春生教授からも御援助を頂いた。現地調査に際しては宮城県古川土木事務所の方々に御世話になつた。鐘楼の実験については加茂神社宮司、天野茂磨氏の御協力を得た。それぞれの方に厚く御礼を申し述べる。

17) 志賀敏男・小川淳二「建具の水平力に対する許容変形量」日本建築学会論文報告集 76 (1962), 91.

19. *Microtremor Measurement in the Disaster Area of the Northern Miyagi Earthquake of April 30, 1962.*

By Teiji TANAKA and Toshizo MORISHITA,
Earthquake Research Institute.

The strong earthquake which occurred in the northern part of Miyagi Prefecture on April 30, 1962 caused serious damage to houses located in the alluvial plain, west of the River Kitakami.

In order to investigate the relation between the damage to wooden dwelling-houses and the vibrational properties of ground, the writers carried out the measurement of microtremors at Tajiri Town, where the damage to houses was severest as compared with the other cities, towns and villages. (Fig. 1)

The destruction rate of wooden dwelling-houses in each hamlet, the subdivision of a town, together with the measurement position of microtremors is shown in Fig. 2. The destruction rate Y is the quantity defined as $Y=(D+0.5H)/M$, where M is the total number of dwelling houses in a certain area, D and H the numbers of totally collapsed and half collapsed dwelling houses in that area. The frequency distribution curves of the periods of microtremors in each of the hamlets are shown in Fig. 3. Fig. 4 shows the relation of the destruction rate of wooden dwelling-houses to the average values of the predominant periods of microtremors for each hamlet.

From the figure, it may be said statistically that the damage to wooden dwelling-houses due to the earthquake is closely related to the predominant period of the ground on which the houses stood. Moreover, it is remarkable that the seismic damage increases abruptly when the predominant period of ground vibration exceeds about 0.3 sec. These results agree well with those from a similar investigation made in the disaster area of the Nagaoka earthquake of 1961.

At Tajiri Town, there stands a belfry of which the hanging bell was subjected to a heavy vibration which caused it to strike the ceiling at the time of the earthquake. (Figs. 5 and 6) The belfry was carefully examined and free vibration tests were performed on the bell as well as the tower to ascertain their periods and damping coefficients under the condition of coupled oscillation.

Applying these observed values and the constants of the bell and the tower to the solution (2) of the steady state linear vibration of a two-mass system, by which the dynamical behaviour of the belfry may be represented, the writers have deduced the magnitude of displacement of the earthquake motions on the ground.

As a result, the amplitude of the ground motion necessary for the bell to be struck against the ceiling was calculated as 3.2 cm at a period of 1.78 sec. These values were then compared with those obtained by using Kanai's empirical formula relating to the spectrum for strong earthquake motions as well as the damage to some other wooden structures of which the natural periods and the damping coefficients were known, and it was found that the above estimated values of the ground motion were plausible.