

3. 筋違及び大黒柱の耐震効果を確めんとする木造家屋の振動実験 (續報)

地震研究所 金 井 清

(昭和17年10月15日發表——昭和17年12月20日受理)

1. 前 書

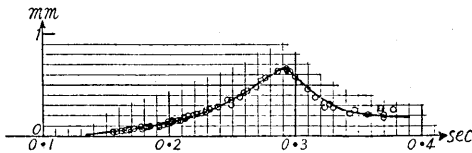
前回の報告¹⁾に於て、實際の木造家屋に筋違を種々の状態に加へて振動実験を行つたところ筋違の耐震効果が全く理論の示す通りであることを述べ、更に實際に筋違を使用する際の基準をも附け加へた。而して、この振動実験は3ヶ所、即ち i) 家屋の表面中央の梁の高さのところ、ii) 表面中央の床の高さのところ、iii) 側面中央の床の高さのところ、に於ける振動振幅を測定したが、前回の報告では i) の個所の測定結果のみから共振振幅共振周期及び減衰係数について議論した。今回は他の2ヶ所の測定結果を報告して筋違の耐震効果を一層明確にし、更に3ヶ所の變位分布から木造家屋の振動型をも研究し、以前に行つた數理的研究所²⁾と照し合せて、實際の地震に於ける木造家屋の破壊状態³⁾を説明する。尙、實際の木造家屋の振動問題に於て、縦架材と横架材の接合が完全に固定或は完全に自由といふ條件ではどうしても説明し難い場合が可成りあるが、接合個所の屈曲モーメントがその個所の傾斜に比例するといふ條件を假定すると固有振動周期と振動型を同時に満足する場合があることを述べる。

2. 床の高さのところに振動變位

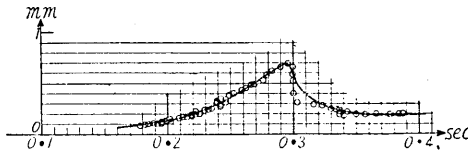
表面中央の床の高さのところに振動變位は前報告の梁の高さのところに振動變位と同様の方法によつて測定した。即ち、柱から直接腕を出し機械的に擴大して檜の上の煤圓筒に記録した。その装置は前報告の第2, 3圖に示してある。

強制振動力を 10^8 dyne に換算した場合の振動周期と振動變位の關係を第1~20圖に示す。第1~6圖は強制振動が奥行方向の場合の同方向の振動變位、第7~10圖は強制振動が間口方向の場合の同方向の振動變位、第11~15圖は強制振動が對角線方向の場合に於ける奥行方向の振動變位、第16~20圖は強制振動が對角線方向の場合に於ける間口方向の振動變位と振動周期との關係である。筋違の各状態に於ける共振曲線の差違を比べ易くするために上記の4種類の場合について夫々一つにまとめて第

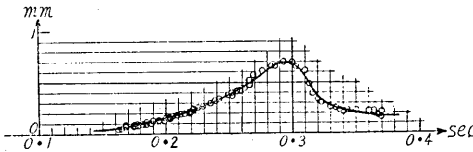
- 1) 金井清 地震研究所集報 20 (1942), 538~550.
- 2) 金井清 地震研究所集報 20 (1942), 347~359.
- 3) 金井清 地震研究所集報 19 (1941), 647~660.



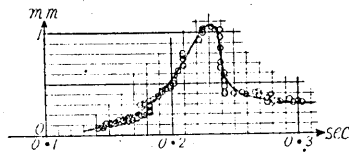
第1圖 原構造，表面中央部の床變位。強制振動；奥行方向，測定變位；奥行方向



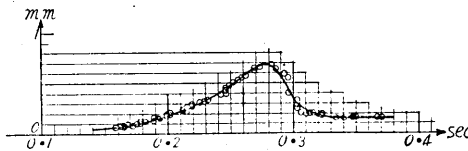
第2圖 片筋違，表面中央部の床變位。強制振動；奥行方向，測定變位；奥行方向



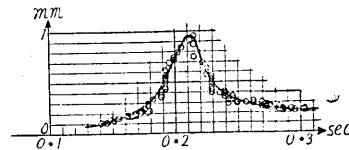
第3圖 兩筋違，表面中央部の床變位。強制振動；奥行方向，測定變位；奥行方向



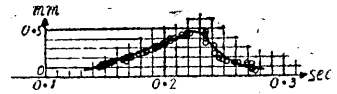
第4圖 中筋違，表面中央部の床變位。強制振動；奥行方向，測定變位；奥行方向



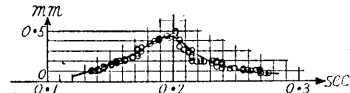
第5圖 大黒柱，表面中央部の床變位。強制振動；奥行方向，測定變位；奥行方向



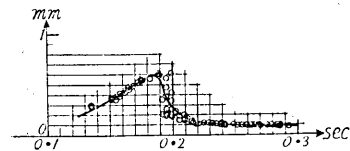
第6圖 強構造，表面中央部の床變位。強制振動；奥行方向，測定變位；奥行方向



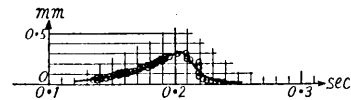
第7圖 原構造，表面中央部の床變位。強制振動；間口方向，測定變位；間口方向



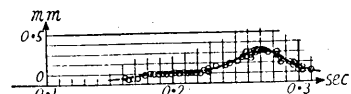
第8圖 片筋違，表面中央部の床變位。強制振動；間口方向，測定變位；間口方向



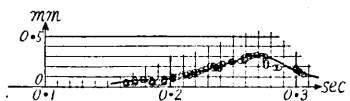
第9圖 兩筋違，表面中央部の床變位。強制振動；間口方向，測定變位；間口方向



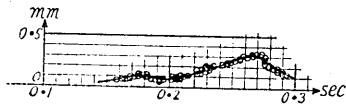
第10圖 中筋違，表面中央部の床變位。強制振動；間口方向，測定變位；間口方向



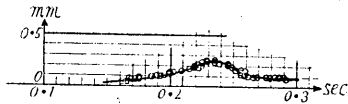
第11圖 原構造，表面中央部の床變位。強制振動；對角線方向，測定變位；奥行方向



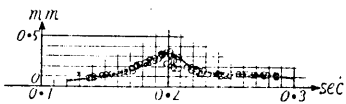
第12圖 片筋違，表面中央部の床變位。強制振動；對角線方向，測定變位；奥行方向



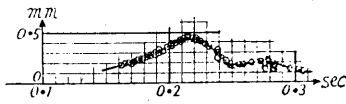
第 13 圖 兩筋造，表面中央部の床變位。強制振動；對角線方向，測定變位；奥行方向



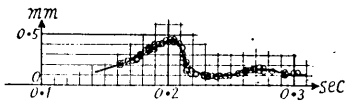
第 14 圖 大黒柱，表面中央部の床變位。強制振動；對角線方向，測定變位；奥行方向



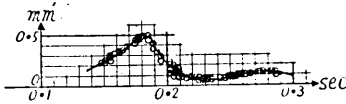
第 15 圖 強構造，表面中央部の床變位。強制振動；對角線方向，測定變位；奥行方向



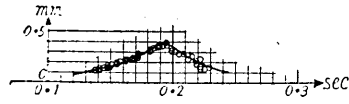
第 16 圖 原構造，表面中央部の床變位。強制振動；對角線方向，測定變位；間口方向



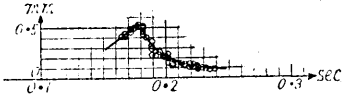
第 17 圖 片筋造，表面中央部の床變位。強制振動；對角線方向，測定變位；間口方向



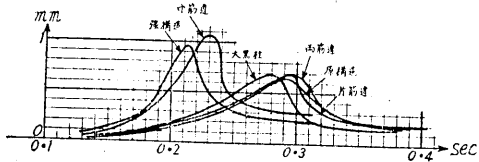
第 18 圖 兩筋造，表面中央部の床變位。強制振動；對角線方向，測定變位；間口方向



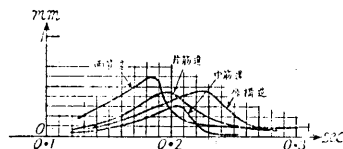
第 19 圖 大黒柱，表面中央部の床變位。強制振動；對角線方向，測定變位；間口方向



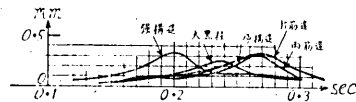
第 20 圖 強構造，表面中央部の床變位。強制振動；對角線方向，測定變位；間口方向



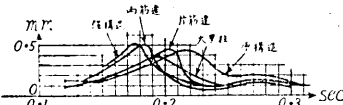
第 21 圖 表面中央部の床變位。強制振動；奥行方向，測定變位；奥行方向



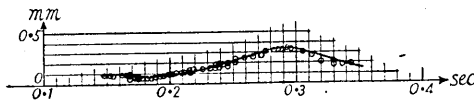
第 22 圖 表面中央部の床變位。強制振動；間口方向，測定變位；間口方向



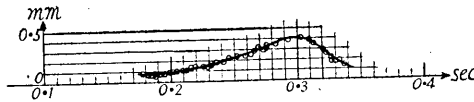
第 23 圖 表面中央部の床變位。強制振動；對角線方向，測定變位；奥行方向



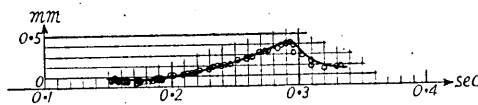
第 24 圖 表面中央部の床變位。強制振動；對角線方向，測定變位；間口方向



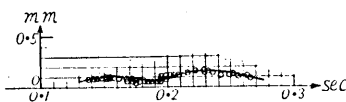
第 25 圖 原構造，側面中央部の床變位。
強制振動；奥行方向，測定變位；奥行方向



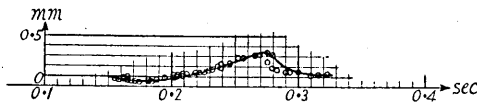
第 26 圖 片筋違，側面中央部の床變位。
強制振動；奥行方向，測定變位；奥行方向



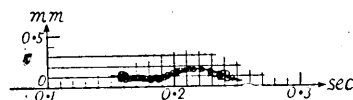
第 27 圖 兩筋違，側面中央部の床變位。
強制振動；奥行方向，測定變位；奥行方向



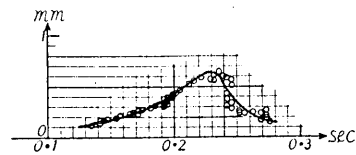
第 28 圖 中筋違，側面中央部の
床變位。強制振動；奥行方向
向，測定變位；奥行方向



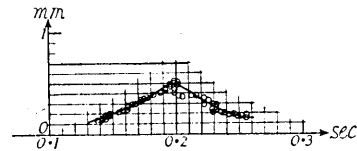
第 29 圖 大黒柱，側面中央部の床變位。
強制振動；奥行方向，測定變位；奥行方向



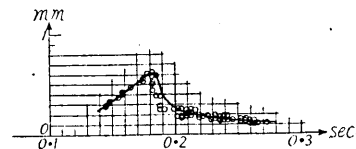
第 30 圖 強構造，側面中央部の
床變位。強制振動；奥行方向，
測定變位；奥行方向



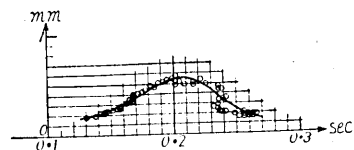
第 31 圖 原構造，側面中央部
の床變位。強制振動；間口方
向，測定變位；間口方向



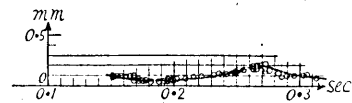
第 32 圖 片筋違，側面中央部
の床變位。強制振動；間口方
向，測定變位；間口方向



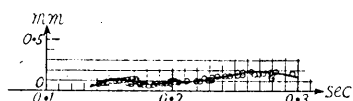
第 33 圖 兩筋違，側面中央部
の床變位。強制振動；間口方
向，測定變位；間口方向



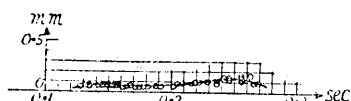
第 34 圖 中筋違，側面中央部
の床變位。強制振動；間口方
向，測定變位；間口方向



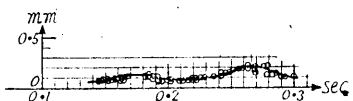
第 35 圖 原構造，側面中央部
の床變位。強制振動；對角線
方向，測定變位；奥行方向



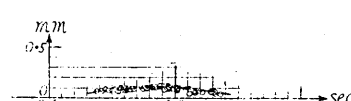
第 36 圖 片筋造，側面中央部の床變位。強制振動；對角線方向，測定變位；奥行方向



第 38 圖 大黒柱，側面中央部の床變位。強制振動；對角線方向，測定變位；奥行方向



第 37 圖 兩筋造，側面中央部の床變位。強制振動；對角線方向，測定變位；奥行方向

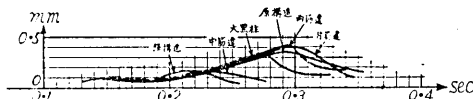


第 39 圖 強構造，側面中央部の床變位。強制振動；對角線方向，測定變位；奥行方向

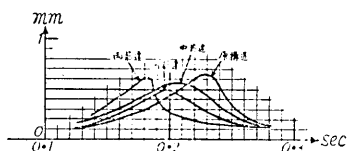
21~24 圖に示す。

これ等の圖を見て直ちにわかることは床の高さのところの共振曲線は梁の高さのところの共振曲線と全く異り，筋造の影響が極めて複雑で規則らしいものが見出せない。この事柄は一見不思議のやうであるが，實は只今の實驗では筋造の下端は土臺へ附けないで床の高さのところの柱へ附けてあるから，筋造が効果的に働くと床から上の剛度が増し，そのため土臺と柱の接合状態が變つたものと考へられる。

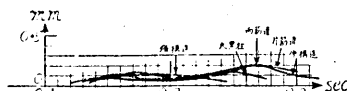
次に側面中央に於ける床の高さのところの變位は萩原式變位計により測定した。筋造の各状態に於ける強制力を 10^8 dyn に換算した場合の共振曲線を第 25~39 圖に示す。第 25~30 圖は強制振動が奥行方向の場合に於ける同方向の振動變位，第 31~34 圖は強制振動が間口方向の場合に於ける同方向の振動變位。第 35~39 圖は強制振動が對角線方向の場合に於ける奥行方向の振動變位と振動周期との關係である。各強制振動方向毎に種々の筋造の状態の共振曲線を一つにまとめて第 40~42 圖に示す。この場合にも表面中央の場合と同様に筋造の影響には規則らしいものが見えない。



第 40 圖 側面中央部の床變位。強制振動
奥行方向，測定變位；奥行方向



第 41 圖 側面中央部の床變位。強制振動；間口方向，測定變位；間口方向



第 42 圖 側面中央部の床變位。強制振動；對角線方向，測定變位；奥行方向

第 21~24 圖及び第 40~42 圖を比較すると、強制振動が奥行方向の場合には筋違の状態如何に關らず檼の位置の變位が變位計の位置の變位よりも著しく大きく、強制振動が間口方向の場合には逆に變位計の位置の變位が檼の位置の變位よりも稍大きいことがわかる。只今の實驗家屋は間仕切壁がないから外廻りの斷面剛度は中央部のそれよりも大である。即ち横振動に於ける切斷面の剛度は強制振動が奥行方向に對しては變位計の位置が大きく強制振動が間口方向に對しては檼の位置が大きいことになる。従つて家屋全體が共振状態になつたときは強制振動方向の斷面剛度が弱いところ程共振振幅が大きいことが實驗結果から明かになつた譯である。

只今の實驗結果から、昨年7月の長野地震の家屋被害調査の結果⁴⁾表面中央部の柱の破損によつて家屋の倒潰に至つた例の多かつた説明ができ、又この實驗結果は數理的研究⁵⁾とも一致するものである。

3. 木造家屋の振動型

前章で既に述べたやうに筋違と床の高さのところの共振變位との關係は極めて複雑であり、筋違が効果的に働く場合と、筋違を加へない場合とは振動型が著しく異つて居る。今、檼で測定した梁、床の高さのところの共振振幅と共振周期を第 I 表に示す。

第 I 表

	強制振動} 奥行方向 測定變位}			強制振動} 間口方向 測定變位}		
	共振周期 (sec)	梁の高さの さころの共 振振幅 (mm)	床の高さの さころの共 振振幅 (mm)	共振周期 (sec)	梁の高さの さころの共 振振幅 (mm)	床の高さの さころの共 振振幅 (mm)
原 構 造	0.298	5.65	0.65	0.229	2.58	0.521
片 筋 違	0.292	5.65	0.655	0.200	2.25	0.475
兩 筋 違	0.295	5.60	0.683	0.183	1.65	0.629
中 筋 違	0.234	2.22	1.07	0.211	2.22	0.313
大 黒 柱	0.276	4.55	0.65	0.228	2.60	0.416
強 構 造	0.219	1.90	1.02			

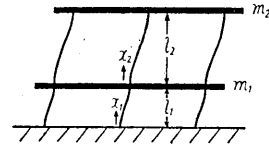
茲に、一つの試みとして床と柱は完全に固定であるが、梁と柱、土臺と柱は固定と自由の中間の状態であると考へ、接合個所に於ける柱の屈曲モーメントはその個所の傾斜に比例するといふ條件を假定して木造家屋振動の數理計算を行ふことにする。

問題を簡單にするために質量は梁と床のところに集中し、集中質量を夫々 m_2 , m_1

4) 前出 3)。

5) 前出 2)。

とする。土臺から床までの高さを l_1 、床から梁までの高さを l_2 、土臺と床間及び床と梁間の断面の屈曲剛度を夫々 $E_1 I_1$ 、 $E_2 I_2$ 、土臺と柱、梁と柱の接合の抵抗係数を ν_1 、 ν_2 、梁のところへ加へた最大振動力を F 、 $p = 2\pi/T$ 、 T は振動周期とする。只今の場合の柱の振動方程式は



第 43 圖

$$\frac{\partial^4 y_1}{\partial x_1^4} = 0, \quad \frac{\partial^4 y_2}{\partial x_2^4} = 0 \quad (1)$$

となり、その解は

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= (A_1 + B_1 x_1 + C_1 x_1^2 + D_1 x_1^3) \sin pt, \\ y_2 &= (A_2 + B_2 x_2 + C_2 x_2^2 + D_2 x_2^3) \sin pt \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

となる。境界条件は前述の假定から次のやうになる。

$$x_1 = 0; \quad y_1 = 0, \quad E_1 I_1 \frac{\partial^2 y_1}{\partial x_1^2} = \nu_1 \frac{\partial y_1}{\partial x_1} \quad (3), (4)$$

$$x_1 = l_1, \quad x_2 = 0; \quad y_1 = y_2, \quad \frac{\partial y_1}{\partial x_1} = 0, \quad \frac{\partial y_2}{\partial x_2} = 0, \quad (5), (6), (7)$$

$$-E_2 I_2 \frac{\partial^3 y_2}{\partial x_2^3} = -E_1 I_1 \frac{\partial^3 y_1}{\partial x_1^3} + m_1 \frac{\partial^2 y_1}{\partial t^2}, \quad (8)$$

$$x_2 = l_2; \quad -E_2 I_2 \frac{\partial^2 y_2}{\partial x_2^2} = \nu_2 \frac{\partial y_2}{\partial x_2}, \quad (9)$$

$$-E_2 I_2 \frac{\partial^3 y_2}{\partial x_2^3} + m_2 \frac{\partial^2 y_2}{\partial t^2} = F \sin pt \quad (10)$$

(2) を (3)~(10) に代入して床と梁の高さのところの變位を求めると

$$\left. \begin{aligned} y_{1, x_1=l_1} &= 6f\eta(2+\sigma_1)(1+2\sigma_2)\Phi^{-1}, \\ y_{2, x_2=l_2} &= f[6\eta(2+\sigma_2)(1+2\sigma_2) - (2+\sigma_1)\{\gamma_1(2+\sigma_1) - 6(1+2\sigma_1)\}]\Phi^{-1} \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

となる。茲に

$$\Phi = \{\gamma_1(2+\sigma_1) - 6(1+2\sigma_1)\}\{\gamma_2(2+\sigma_2) - 6(1+2\sigma_2)\} - 6\eta\gamma_2(2+\sigma_1)(1+2\sigma_2), \quad (12)$$

$$\left. \begin{aligned} \gamma_1 &= \frac{m_1 p^2 l_1^3}{E_1 I_1}, \quad \gamma_2 = \frac{m_2 p^2 l_2^3}{E_2 I_2}, \quad \sigma_1 = \frac{\nu_1 l_1}{2E_1 I_1}, \quad \sigma_2 = \frac{\nu_2 l_2}{2E_2 I_2}, \\ \eta &= \frac{E_2 I_2 l_1^3}{E_1 I_1 l_2^3}, \quad f = \frac{F l_2^3}{E_2 I_2} \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

である。尚、 $\Phi = 0$ 即ち

$$\{\gamma_1(2+\sigma_1)-6(1+2\sigma_1)\}\{\gamma_2(2+\sigma_2)-6(1+2\sigma_2)\} - 6\eta\gamma_2(2+\sigma_1)(1+2\sigma_2) = 0 \quad (14)$$

は振動数方程式を表はす。

而して、只今の実験家屋に於ては $l_1 = 50$ cm, $l_2 = 250$ cm であり, m_2 は m_1 の數倍以上であるから, たとへ E_2I_2 が E_1I_1 の 10 倍乃至 50 倍になつても

$$\gamma_1 \left(= \frac{m_1 p^2 l_1^3}{E_1 I_1} \right) \ll \gamma_2 \left(= \frac{m_2 p^2 l_2^3}{E_2 I_2} \right) \quad (15)$$

と考へてよい。従つて (12), (14) から次のやうな關係が得られる。

$$\frac{y_{1x_1-l_1}}{y_{2x_2-l_2}} = \frac{\eta(1+2\sigma_2)}{\eta(1+2\sigma_2)+(1+2\sigma_1)}, \quad (16)$$

$$\gamma_2 = \frac{6(1+2\sigma_1)(1+2\sigma_2)}{(1+2\sigma_1)(2+\sigma_2)+\eta(2+\sigma_1)(1+2\sigma_2)} \quad (17)$$

今、強制振動が奥行方向の場合の原構造の状態を考へると、柱と梁の接合は實際には胴差、天井、梁を加へたものと柱との接合を意味することになるから完全に固定の状態と假定できる。次にこの場合には床から上が比較的剛度が小さいから土臺と柱の接合條件も完全に固定の状態に近いとして大した間違ひはなからう。以上の考へのもとに (16), (17) に於て $\sigma_1 = \infty$, $\sigma_2 = \infty$ と置くと

$$\frac{y_{1x_1-l_1}}{y_{2x_2-l_2}} = \frac{\eta}{\eta+1}, \quad \gamma_2 = \frac{12\eta}{\eta+1} \quad (18)$$

となる。こゝで第 1 表の共振周期及び梁と床の高さのところの共振變位を (18) に代入すると

$$\frac{E_2 I_2}{E_1 I_1} = 16.2, \quad \frac{m_2 l_1^3}{E_1 I_1} = 0.0031 \quad (19)$$

といふ値を得る。而して只今の家屋に於ては大體 $m_2 = 4 \cdot 10^5$, $l_1 = 50$, $E_1 = 2 \cdot 10^{10}$, $I_1 = 10^4$ (單位は C.G.S.) と考へて大きな誤はないから、これらの値から $m_2 l_1^3 / E_1 I_1 = 0.0025$ となり、(19) に可成り近い値になる。

次に強制振動が奥行方向の場合で、筋違が最も効果的に働いた中筋違の状態について考へると、柱と梁の接合状態は原構造の場合と同様に完全に固定と假定できるが、土臺と柱の接合は床から上の剛度が増したために幾分自由になつたものと想像される。従つて (16), (17) に於て $\sigma_2 = \infty$ と置くと

$$\left. \begin{aligned} \frac{y_{1x_1=l_1}}{y_{2x_2=l_2}} &= \frac{2\eta(2+\sigma_1)}{2\eta(2+\sigma_1)+(1+2\sigma_1)}, \\ \gamma_2 &= \frac{12(1+2\sigma_1)}{(1+2\sigma_1)+2\eta(2+\sigma_1)} \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

の關係を得る。而して $m_2, l_1, E_1 I_1$ は原構造の場合と變りはない譯であるから、 $m_2 l_1^3/E_1 I_1$ は (19) の値を使用し、第1表の共振周期及び梁と床の高さのところの共振振幅を (20) に代入すると

$$\frac{E_2 I_2}{E_1 I_1} = 45.0, \quad \sigma_1 = 0.453 \quad (21)$$

といふ値を得る。

以上の計算から筋違の状態如何によつて土臺と柱の接合状態が變るものと考へれば實驗で求めた共振周期及び振動型をすべて可成り説明できることがわかつた。

尙、こゝで得た $\sigma_1 = 0.453$ は如何なる意味をもつかといふと、今假に土臺と柱の底部との相對變位に比例する反力が働くと考へ、單位面積當りの反力を ν_0 とすると全抵抗は

$$2 \int_0^{\frac{d}{2}} \nu_0 b z dz \frac{\partial y}{\partial x} = \frac{\nu_0 b d^2}{2} \frac{\partial y}{\partial x} \quad (22)$$

となる。但し d, b は夫々柱の振動方向と、直角方向の幅である。(22) と σ_1 の値から單位面積當りの反力 ν_0 と柱のヤング率 E_1 との比は

$$\nu_0/E_1 = 0.06 \quad (23)$$

になる。

4. むすび

實際の木造家屋に筋違を種々の状態に加へて強制振動實驗を行ひ、梁の高さのところの測定變位をしらべ、筋違の耐震効果を確めると共に筋違を使用する際の基準をも研究して前回は報告した。今回は更に床の高さのところの測定變位をしらべた結果、筋違が木造家屋振動に及ぼす影響が一層明かになつた。即ち筋違を床上の柱から天井下の柱へ有効な状態に渡すときは、床から上は非常に剛度を増し、家屋全體の共振周期を短くすると同時に共振振幅をも小にするが、柱と土臺との間の柄仕口は可成り自由になる。従つてこのやうな場合には柱と土臺の接合個所から破壊することが多いことになる。

次に只今の實驗家屋の構造の如く外壁のみで間仕切壁が殆んどなく、然も間口方向に長いやうな場合には強制振動方向が可成り間口方向に近いときでも表、裏面の中央

部の振動變位が最も大きいことが、この実験によつて明かになり、實際の地震の農家被害に於て表面中央部の柱の破損のために家屋全體の倒潰に至つた例が非常に多いことの説明ができる譯である。

最後に土臺と柱が納仕口の接合に於ては接合個所の柱の屈曲モーメントがその個所の傾斜に比例すると假定して數理計算を行ふと、實際の家屋振動に於ける共振周期及び振動型を満足に説明できる場合のあることもわかつた。

終りに臨み本研究に當り終始御激勵を給つた妹澤先生に深謝し、又種々御助力を戴いた渡邊君清水嬢に厚く御禮を述べる。

3. *Vibration Experiments with an Actual Wooden Building Conducted with a view to Confirming the Seismic Properties of the Brace-struts (Sudikai) and the Principal Column (Daikoku-basira). Supplementary Notes.*

By Kiyoshi KANAI,

Earthquake Research Institute.

In the preceding paper, we studied the horizontal vibration amplitudes of a point near a beam of an actual single-storied wooden building, and ascertained that the brace-struts and the principal column fitted to a wooden building are effective both in reducing the resonance amplitudes and in increasing the resonance frequency.

In the present case, we studied the horizontal vibration amplitudes of two points on the floor of the same building. From the results of the present investigation, we found that when a broad house with no vertical member inside is subjected to horizontal forced vibrations, the amplitudes are maximum mostly in the middle part of the broad side. Thus, our previous mathematical results with respect to the three-dimensional vibrations of a broad house were confirmed experimentally. The results of the present investigation explained to some extent the damage to farm houses in the Nagano earthquake of July 13, 1941.
