

松代群発地震の観測

——建築構造物および周辺地盤の応答について(第2報)——

小堀 鐸二・南井良一郎・井上 豊

竹内吉弘・鎌田輝男

OBSERVATIONS OF THE MATSUSHIRO EARTHQUAKES

On the Response Characteristics of a Building Structure
and Neighbouring Ground (Second Report)

By *Takuji* KOBORI, *Ryoichiro* MINAI, *Yutaka* INOUE,
Yoshihiro TAKEUCHI and *Teruo* KAMADA

Synopsis

The dynamic characteristics of a coupled ground-structural system are investigated in this paper, based on the spectral analyses of earthquake responses of a two storeyed concrete building structure and its neighboring ground in Matsushiro earthquake swarms area. And the vibrational characteristics of ground in the same area are discussed herein.

From the analyses of microtremors observed at the ground and structure, as well as the results of free vibration test of the structure, it is indicated that the dynamic characteristics of ground have considerable effect on the dynamic behavior of structure during earthquakes.

1. ま え が き

松代群発地震の観測の目的とするところは、地震動の性格を明らかにすると共に、自然地震に対する地盤—構造物連成系の応答性状を明確に捉え、構造物の耐震性の評価に関する諸問題、特に、構造物系の動的応答解析に要求される入力地震波の問題と、地盤を含む構造物系の妥当な動力学モデルの設定に関する問題を明らかにし、構造物の合理的な耐震設計の基礎資料を得ようとするところにある^{1),2)}。

構造物に多大の被害を与えるような大地震は極めて稀な現象であって、その際の地盤および構造物の動的挙動は十分に捉えられていないのが現状である。筆者等は、既に、地震時の地盤—構造物系の応答性状に関する研究として、弾性地盤と構造物の Dynamical Ground Compliance の面から理論的な追求を行なって来たが^{3),4)}、本観測は、現実の地盤構造物系の地震応答に関する実験的検証の意味を有し、さらに進んでそこから得られる知見によって、理論の発展を計ろうとするものである。

既に前報⁷⁾において、地盤及び構造物において観測された多くの地震応答の解析結果をもとに、それぞれの地震応答性状、並びに、地盤と構造物の動的連成に関して、主として定性的な考察を試み、さらに、観測対象としての地盤が非常に軟弱である一方、構造物は低層剛構造物であって、構造物の地震応答におよぼす地盤の影響は無視し得ないものであることを指摘した。このように、本観測で得られた資料は数多くの自然地震に対して得られたものであって、地盤と構造物の連成の問題を明らかにする上からも貴重な資料である^{8),11)}。

本報は、既に得られた地盤および構造物の地震応答の解析をさらに進めると共に、主として構造物の動特性を明らかにすることを目的として、昭和42年8月に、第4回松代群発地震観測の一部として実施された地盤および構造物の常時微動の観測および構造物の引張試験、即ち、自由振動試験の解析結果を加え、地盤および構造物の振動特性に対する考察を行なったものである。

2. 観測の概要

昭和40年8月以来、約2年間に亘り活動した松代群発地震は、現地住民に多くの経済的および精神的被害を与えたが、地震学および耐震工学の見地から見て貴重な資料を提供した。昭和42年12月現在、その活動も終止期に入り、散発的に有感地震が発生する程度となり、今後、再活発化する怖れはないと見られている。

観測の概要については既に前報⁷⁾において報告をしたところであり、本報では再論することを避けるが、観測の対象としての構造物およびその周辺地盤は、長野県立松代高等学校の2階建 RC 構造校舎およびその北側に面した 40 m×70 m のテニス・コートである。観測に使用した地震計は固有振動数 1 c/s、感度 1.45 volt/kine の動コイル式地震計および固有振動数 3 c/s、感度 30 mvolt/kine の同型式 3 成分地中地震計であり、その出力は直流増巾器で適宜増巾され、PWM 方式 6 チャンネル・データ・レコーダに、観測目的に応じて地盤または構造物に設けられた観測点の同時応答記録として収録した。なお、得られた応答波形は京都大学工学部建築学教室の高速データ集録装置によって AD 変換し、その数値解析は同大学のディジタル電子計算機 KDC—I および KDC—II によった。

3. 周辺地盤の地震応答

前報⁷⁾において、周辺地盤の地震応答特性に対する考察は、主として地表面において得られた地盤の地震応答波形の周波数解析に基いてなされたが、地盤内部で得られた応答波形に対する解析は行なっていなかった。本報では、それに対しても同様の手法、即ち、150 c/s の sampling で地震初動より 10 sec 間を AD 変換し、最大値 1、平均値 0 に正規化した波形の Fourier 解析に基き、地表と地盤内部、および地中深さ方向の位置による周辺地盤の地震応答性状の相違点について述べる。応答波形の例は既に前報⁷⁾において示したので、本報では割愛する。

Fig. 1 は、構造物より北側 3 m 距った地点の地下 20 m、即ち GL-20 において得られた地盤の絶対速度地震応答の 3 成分同時記録に対する Fourier Power Spectra である。比較のために、それと同時に地表 G3 の地点で得られた 3 成分の記録に対するものを Fig. 2 に示す。観測点の表記法は前報と同様である。ここでは、振動数に対して重みを 1 とする 5 点即ち 1 c/s 巾の移動平均で示している。Fig. 1 における 3 c/s 以下の部分、Fig. 2 における 1 c/s 以下の部分に対しては地震計の感度補正を必要とするが、ここでは行なっていない。

地表と地中における地盤の地震応答性状の主たる相違点は、地表では主要動後の 2~5 c/s の表面波の影響を含むと考えられるかなり定常的な部分を有するが、地中ではそういった低振動数成分は著しく減少し、地表よりも減衰が速いこと、主要動部分の最大速度振巾に対する初動部分の速度振巾比は地表の方が著しく大であること等が上げられる。既に指摘された如く、G3 における NS 成分には構造物の振動の影響が見られ^{7),11)}、Fig. 2 に示されたように 3~6 c/s で NS 成分が EW 成分よりも相当大きな power を示しているが、地中においても、また地表においても水平 2 成分の間に本質的な相違はないと思われる。Fig. 1 から明らかなように GL-20 における水平成分は、ともに 7~8 c/s に鋭い peak を有し、それ以外の peak の power は 1/10 程度であるのに反し、G3 においては同等の power を有する peak が多く見られる。即ち、地盤内部では 7~8 c/s の成分が最も卓越している。また、地中において卓越する振動数成分は、その増巾効果は幾分異にするが、やはり、地表でも卓越している。

次に上下動成分についてみると、地表においても水平動に見られた 2~5 c/s の低振動数成分の power は低下している。G3 および GL-20 ともに 7~12 c/s の部分では比較的平坦であり、高振動数域では再び

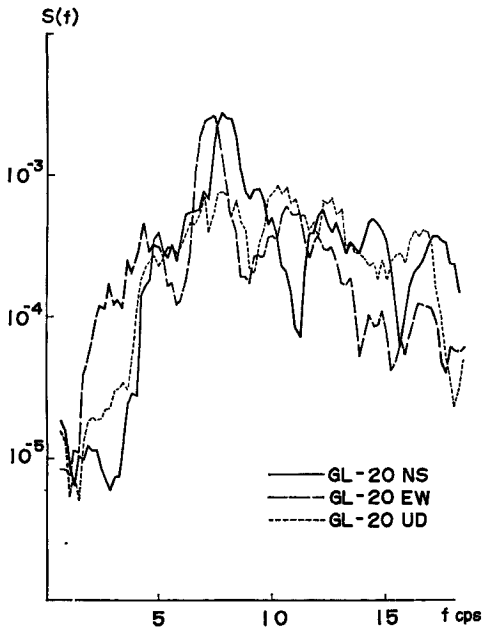


Fig. 1 Power spectral densities of earthquake response at underground level (GL-20) smoothed by moving average.

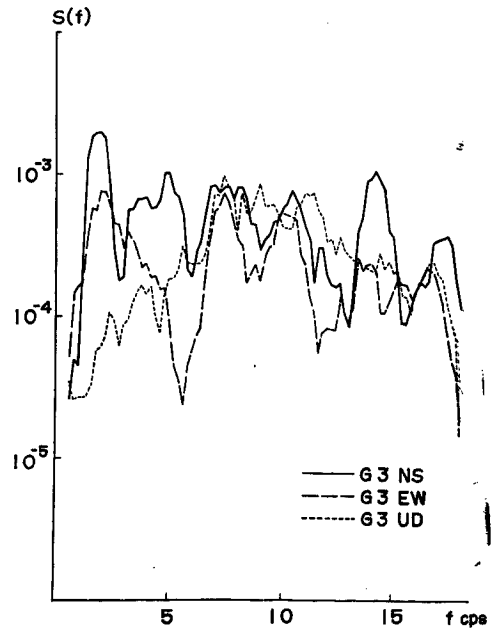


Fig. 2 Power spectral densities of earthquake response at ground surface (G-3) smoothed by moving average.

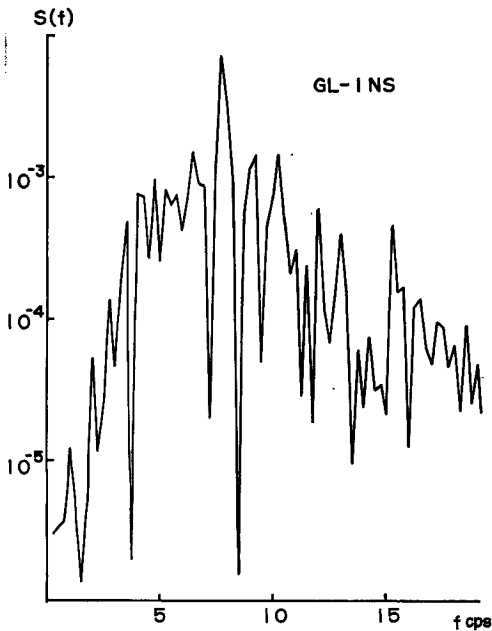


Fig. 3 Power spectral density of earthquake response at underground level (GL-1).

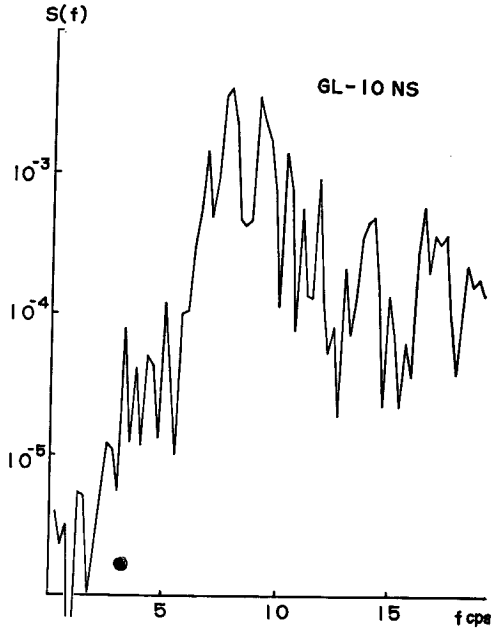


Fig. 5 Power spectral density of earthquake response at underground level (GL-10).

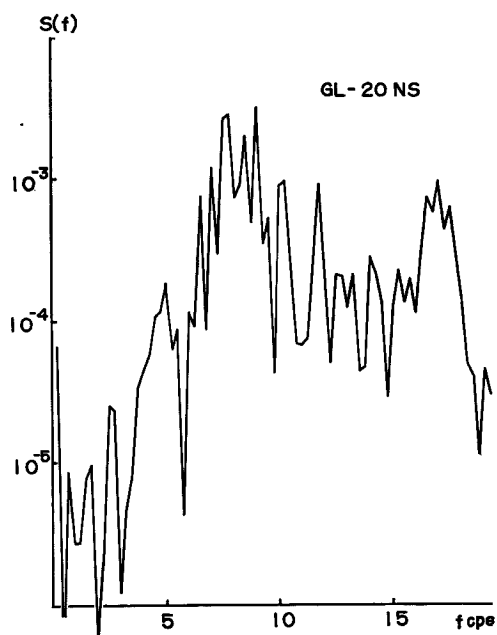


Fig. 5 Power spectral density of earthquake response at underground level (GL-20).

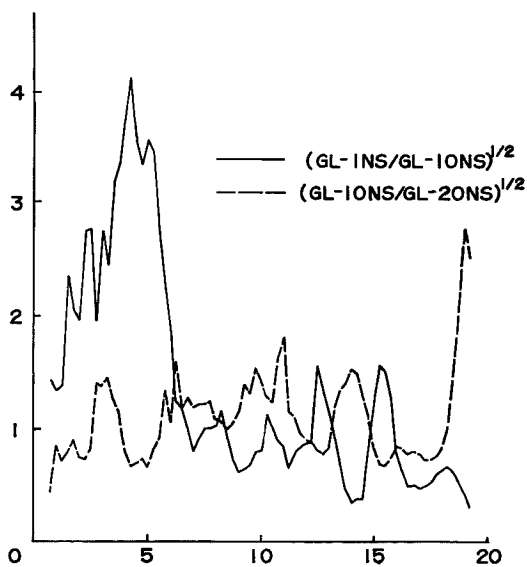


Fig. 6 Square root of earthquake responses at each underground level.

power は減少しており、band noise 的な性格を有すると見られる。G3 と GL-20 の比較では水平動成分の場合程の明確な相違は見られず、この地盤で高々地下 20 m と地表の間での上下動成分の周波数特性の変調は顕著ではないことが指摘される。

Figs. 3~5 は地中深さ方向に測点を取り、地下 1 m, 10 m, 20 m の地点、即ち GL-1, GL-10, GL-20 において得られた同一地震に対する地盤応答 NS 成分の Fourier Power Spectra である。先に述べた如く、地中の水平成分では 7~8 c/s に顕著な peak を有するが、これは、これら 3 点についても適合する。GL-1 では GL-10 または GL-20 に比して低振動数成分の power が大となるのに反して、高振動数成分の power は低下している。これは、地盤構成にもよるが、地表近くでは低振動成分が多く、地中深い所では高振動数成分が大であることを示す。また、GL-1 では 7 c/s 近傍に鋭い peak を有するのに対し、GL-10, GL-20 ではその他の振動数に power の大きい部分があり、6 c/s 以上では比較的平坦になる傾向が見られるが、先に示した GL-20 では 7~8 c/s の peak が特に鋭いことから、地盤の動きは地震個々によって性格をかなり異にするとと思われる。今後、地盤そのものの波動伝達特性の面からの検討が要求される。

Fig. 6 は power の比の平方根で近似的な意味での地盤内部の伝達特性を表わしたもので、GL-1 と GL-10 および GL-10 と GL-20 の間には明らかな相違があることが示されている。即ち、GL-1 と GL-10 の間には 4.2 c/s を中心とする低振動数成分の増巾が著しく、一方、GL-10 と GL-20 では多少の変動はあるが、大略的にみてもほぼ同等である。前者の増巾効果には構造物の振動の影響も含まれるが、GL-10 および GL-20 では、その影響は少い。地下 18~20 m に存在する薄い砂礫層の影響はあまり見られない。

4. 構造物の動特性

既に前報⁷⁾において、観測の対象とする 2 階建 RC 構造校舎の自然地震に対する応答特性に考察を加え、

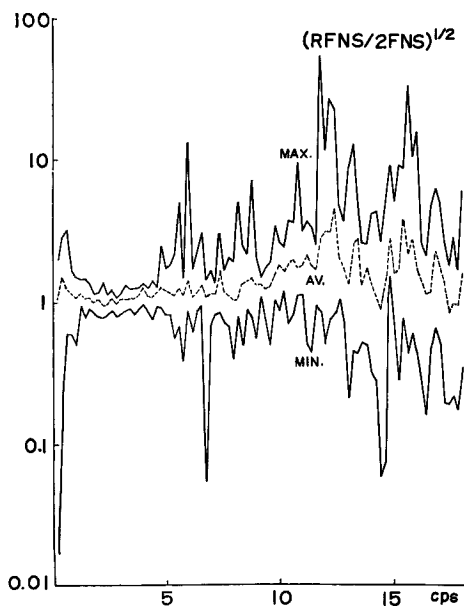


Fig. 7 Square root of minimum, maximum and average spectral ratio of earthquake responses of structure.

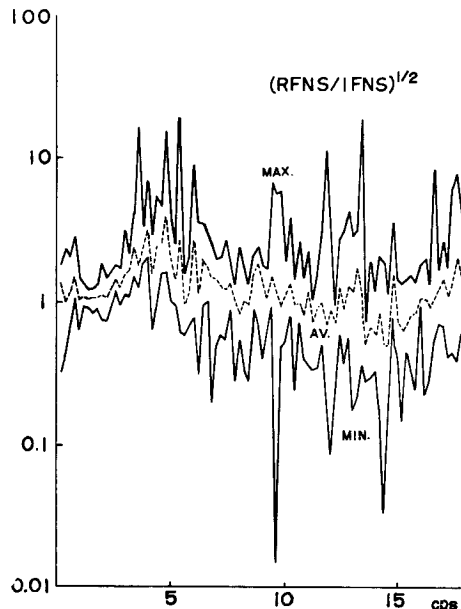


Fig. 8 Square root of minimum, and average spectral ratio of earthquake responses of structure.

構造物における地震波低振動数成分の増巾効果、並びに高振動数成分の濾波効果を指摘し、この構造物のロッキングを含む低次固有振動数が 4 c/s 近傍に存在すること、また、7 c/s および 11 c/s 近傍にも固有振動数が存在するであろうことを推定した。これらの点を、その後の解析結果を加え、幾分異った見地から考察を加える。

昭和41年8月に得られた震度1程度の地震に対する構造物各階の絶対速度応答同時記録の中から記録の良好なものを8例選び、それぞれの波形を 150 c/s の sampling で初動から 10 sec 間を AD 変換し、最大値1、平均値0に正規化した波形に対する Fourier 解析を行った。その傾向については、既に前報において報告したものと大略等しいので本報では割愛する。得られた Fourier Power Spectra より、RF と 2F、RF と 1F、2F と 1F の power の比の平方根を求め、さらに原波形のそれぞれの最大速度振巾比を乗ずることにより、8個の地震に対するそれぞれの各階振巾比を求めた。Fig. 7~9 はそれぞれ RF 対 2F、RF 対 1F および 2F 対 1F の振巾比を示すもので、図に示される MIN. および MAX. は8個の地震に対して求めたそれぞれの比のうちで、最小および最大の数値を plot したものである。MIN. に対する MAX. の比は低振動数域では小さく2以下であるが、高振動数域では大略10程度であって、各地震について相当のパラッキがあることが認められる。しかしながら、MIN. または MAX. が特定の一個の地震に集中するということは見られず、また、ここに示した MIN. および MAX. が非常に偶発的であると見られる場合が多かったので、この MIN. および MAX. を除いた6個の各階振巾比について平均したものが図中点線で示される AV. である。Fig. 7~9 の縦軸はそれぞれ対数目盛で表わされているが、この平均値のみを Fig. 10 に普通目盛で示す。実線および点線はそれぞれ 1F の振巾を1とするときの RF および 2F の絶対振巾の平均値、即ち振巾特性を示すものである。凸凹の激しいこのグラフの平滑化をはかって振巾特性を把握しやすくするために、振動数に対し5点(1c/s 巾)の移動平均を求めたものを Fig. 11 に示す。但し、ここでは Fig. 10 の元の傾向を失わしめないために 1:2:4:2:1 の重みを加えた移動平均を取った。各階振巾比の最大値は 4.8 c/s において平均的には Fig. 10 より 4.0:3.9:1 であり、また、平滑化

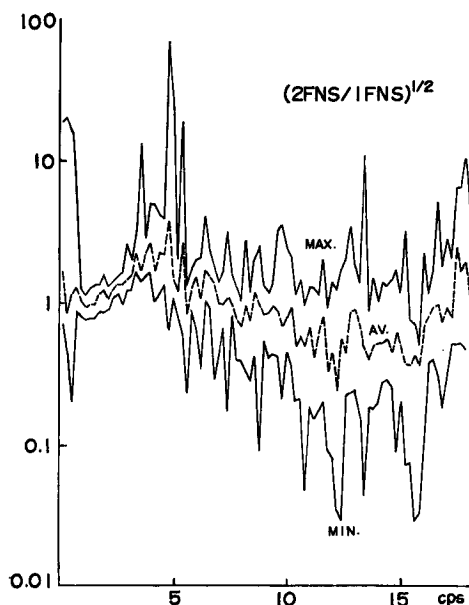


Fig. 9 Square root of minimum, maximum and average spectral ratio of earthquake responses of structure.

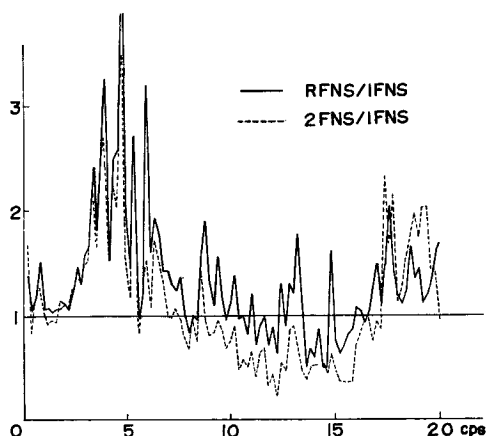


Fig. 10 Square root of average spectral ratio of earthquake responses of structure.

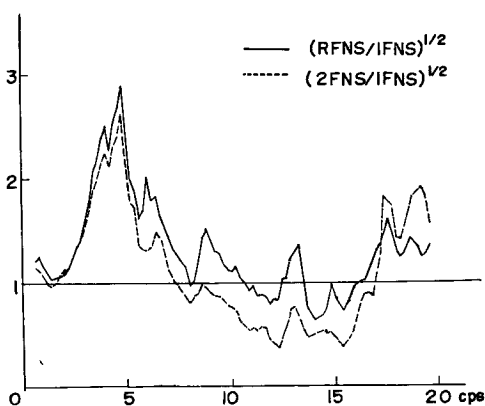


Fig. 11 Square root of average spectral ratio of earthquake responses of structure.

をはかった Fig. 11 では 2.9 : 2.6 : 1 である。

なお振巾特性の基準とした 1F における構造物の地震応答の平均 Fourier Power Spectrum は既に前報で示してある⁷⁾。1F の応答は地盤の影響を強く受けるが、地盤に含まれる高振動成分は濾波されており、また、低振動数成分は増巾されている。即ち 1~4 c/s で最も power が高く 5~11 c/s の部分が次いで高く、それ以上の振動数域の power は低い。

Figs. 10, 11 は、この地盤-構造物連成系の 1F の応答としての振巾を 1 としたときの各階振巾比を表わすもので、Fig. 11 に示される傾向には幾分この 1F の影響が認められる。即ち、Fig. 11 に見られる 6 c/s, 9 c/s, 13 c/s 近傍の peak の部分は 1F の power では谷に相当している。従って、Fig. 10, 11 に示される振巾特性を考察するには 1F における地震応答の power または振巾特性との関連においてその意味を考える必要がある。

ここに示されたグラフから次の推定が可能である。

1. 1 c/s 以下の部分では地震計個々の感度の相違に対する考慮を要するが、2 c/s 以下の低振動数域で構造物は並進運動を中心とする剛体的運動を行なう。

2. RF~2F 間の相対変形は 5 c/s 以下では少く、2F~1F 間の相対変形の方が大である。構造物各階は同一の柱、梁断面を有するが階高の相違によって 2F は 1F の約 1.5 倍の剛性を有し、2F は変形が少い。

3. 各階振巾比の大小関係を巨視的にみれば、7 c/s 以下では $RF > 2F > 1F$ であり、7~17 c/s では $RF \geq 1F > 2F$, 18~20 c/s では $2F > RF > 1F$ と見ることができる。位相に関する考慮はなされていないが、このように振動数域によって各階振巾の大小関係に相違が見られることにより、7 c/s 以下では構造物の回転中心は低位置にあり、いわゆる下心ローリングを示し、7~17 c/s では 1F の振巾が大で、この振動数域に上心ローリングの可能性がある。18~20 c/s では 2F の振巾が大であることから、高次の並進モードの存在が予想される。

4. 自然地震に対する構造物応答から推定されるロッキングを含む低次固有振動数は 4 c/s の近傍にある。その他 6~13 c/s, 19 c/s の近傍に固有振動数を有するものと思われる。

5. 常時微動の観測

次に、地盤および構造物において夜間観測された常時微動の解析結果について述べる。地盤は既に前報⁷⁾

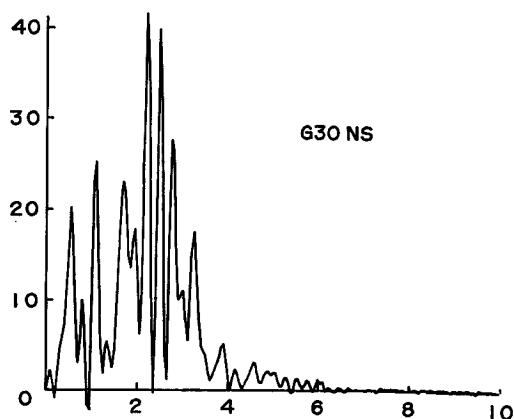


Fig. 12 Power spectral density of horizontal microtremors at ground surface (G-30).

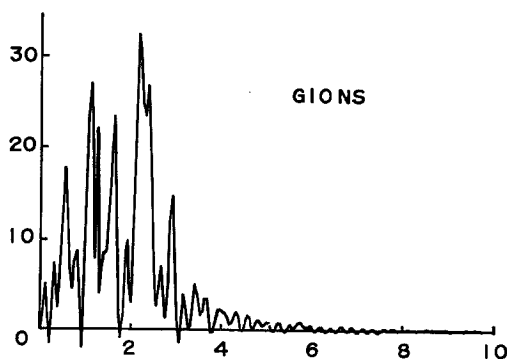


Fig. 13 Power spectral density of horizontal microtremors at ground surface (G-10).

において報告した如く、地下 18 m 付近まで軟弱な粘土層であって、N値も非常に低く、10以下であった。得られた微動記録を約 92.5 c/s の sampling で 25 sec 間を AD 変換し、total delay を 4 sec まで求めた相関関数から power spectra を計算した。

構造物の北側 30 m 距った地点 G 30 と 10 m の地点 G 10 における地盤の常時微動に対する power spectra を Figs. 12, 13 に示す。両地点の特性には本質的な相違は見られず、共に 2~2.5 c/s の power が最も大で、3 c/s 以上の高振動数成分の power は激減している。両者を詳しく比較すると、1.8 c/s, 2.7 c/s, 3.2 c/s 近傍で power の相違が見られ、これは、地下の地盤構成の相違の影響によるものと思われるが、詳しくは今後の検討を要する。

G 30 の地点における地震応答の解析によれば、前報に示した如く、2 c/s 近傍に peak が存在するが、その他に 5 c/s, 11 c/s 近傍にも peak が存在する。地震動においては主要動部分の卓越振動数が 11 c/s 前後であり、2~5 c/s は主要動後の表面波の影響の見られる部分に卓越する。従って、松代のように軟弱な地盤における常時微動の観測から地震の特性を推定することはかなり困難である。これは、常時微動を励起する振動源が低振動数域に偏していることと、震源距離が小さく震源のスペクトルが直接地盤の地震応答に現れやすいことによるものと思われる。

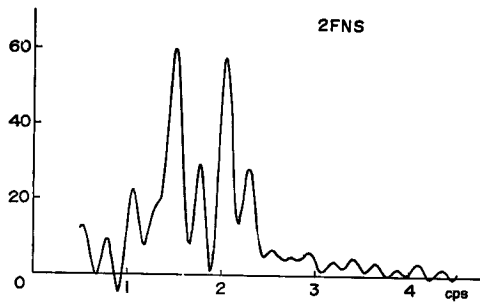


Fig. 14 Power spectral density of horizontal microtremors at 2nd floor level.

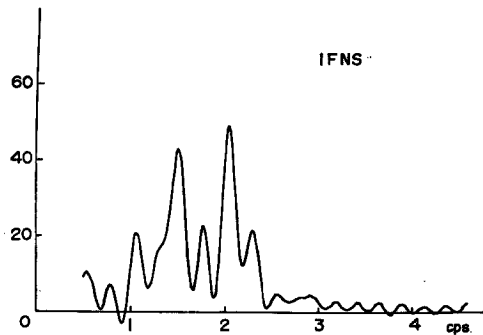


Fig. 15 Power spectral density of horizontal microtremors at 1st floor level.

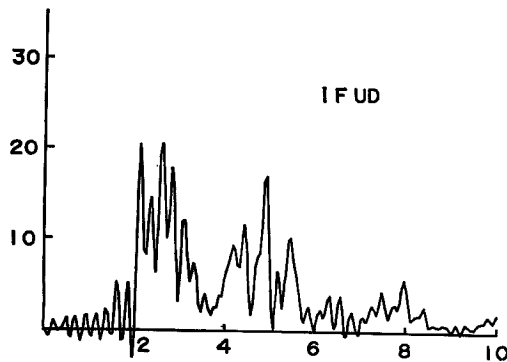


Fig. 16 Power spectral density of vertical microtremors at 1st floor level.

Figs. 14, 15 は、それぞれ構造物 **2F** および **1F** で観測された常時微動の power spectra である。両者はほぼ完全に一致しており、先に示した地盤の NS 成分よりさらに振動数域は狭まり、 $1 \sim 2.3$ c/s が高い power を有している。peak は 1.5 c/s および 2.1 c/s に見られる。一方、犬走り上で観測した構造物の常時微動上下動成分は、**Fig. 16** に示すように $2 \sim 5$ c/s の power が最も高く、その他 8 c/s, 10 c/s 近傍でも幾分 power は大である。水平動における卓越振動数域と上下動のそれがかなり明瞭に分離されて

いることから、構造物の上下動は地盤の上下動の影響を大きく受けていること、また、2.1 c/s において構造物上下動および水平動の peak が一致していることより、この構造物の常時微動でのロッキングの可能性が考えられる。水平動における 1.5 c/s の peak が上下動では見られないこと、および地盤水平成分では 1.5 c/s でそれ程大きな power を有しないことから、1.5 c/s は地盤—構造物系の並進の卓越した固有振動数の可能性がある。

ここで観測の対象としたような、非常に軟弱な地盤上の低層剛構造物で、常時微動のレベルが極めて小であるような場合は、地盤と構造物の一体的な運動が大勢を占め、構造物において観測された常時微動の記録から、構造物の高次の固有振動数までを推定することは極めて困難であると言わざるを得ない。

6. 引 張 試 験

構造物の動特性、特に構造物の固有振動数、減衰性等を明確に把握することを目的として構造物の引張試験、即ち、自由振動実験を行った。その概要は次の通りである。

構造物中央部2階柱を角材で保護した上にワイアを廻し、構造物より北側約 70 m の地盤上に反力点を設け、ヒップラーとワイアの間にテンションメータを取りつけ、引張力を調整した上で、バン線をカッターで切断する方法により、構造物引張試験を行なった。地震観測の場合と同じく各階 NS 成分、ロッキング性状を調べるために屋階両端における上下動成分、捩れ振動に対して屋階 EW 成分を観測した。加力は 1 ton および 2 ton の場合を行なった。

Fig. 17 は加力の 1 ton 場合 (試験 No. 3) の絶対速度応答波形の 1 例を示したものである。各波形の拡大率の比は上から 1 : 1 : 2 : 0.5 : 1 : 1 であり、各応答の最大速度振巾はそれぞれ 0.145, 0.102, 0.027, 0.246, 0.072, 0.111 kine である。対象が低層剛構造物であって、非常に高い振動数を有する波が誘発されているが、これは床板、柱等の局所的な振動であると考えられ、構造物全体の変形による固有振動はこれ

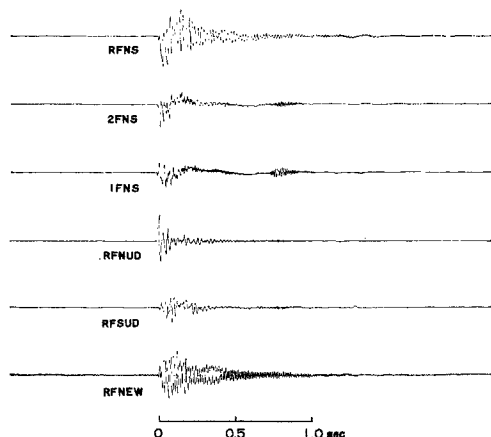


Fig. 17 Example of absolute velocity response due to free vibration test of structure.

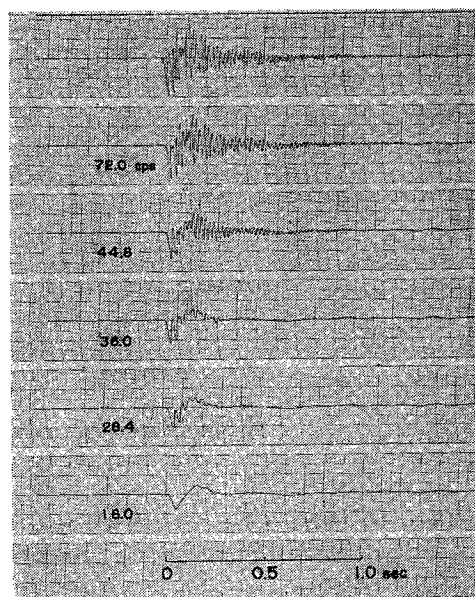


Fig. 18 Smoothed curves of free vibration test record by low pass filter.

等の波形に長周期成分として含まれる。なお、切断約 3/4 秒後に 1 FNS, 2 FNS に顕著に現われる波形の乱れは切断されたワイアが構造物に与える衝撃である。Low Pass Filter によって RFNS の応答波形の高振動数成分をカットしたものを Fig. 18 に示す。図中に示される振動数は切断振動数で、Filter の利得は 1 である。72 c/s Low pass では殆んど原波形と変わらず、44.8 c/s でも原波形の卓越成分は依然として見られる。36 c/s, 28.4 c/s では長周期成分の波がかなり顕著に見られ、18 c/s Low pass では、波形はさらに滑かになり、構造物全体としての運動は、これらの波形が示すようなものであると考えられる。この波形からも、この構造物の引張試験による自由振動は減衰性が非常に大きく、明確な振動性を示していないことが判る。

一方、上下動について見れば N 側（引張側）、S 側における応答の振巾ならびに周波数の非対称性が指摘され、N 側および S 側の最大速度振巾は約 4 : 1 であり、また、S 側に低振動数成分が比較的多く見られる。基礎の状態は対称ではなく、各柱下に独立基礎として松杭が各 13~16 本配置されており、従って、N 側に多くの杭を有すること、1 本の柱を通して加力したことによる構造部材の弾性変形、構造物の剛体的回転成分が比較的小く、地盤一構造物間の並進運動による減衰の方が大きいと考えられること等が、この非対称性の原因と考えられる。

Table 1 Free Vibration Tests

	Test No.	Applied Force	A : Maximum Amplitude (kine)			B : Amplitude Ratio					
			RF	2 F	1 F	RF	2 F	1 F			
I	2	1 ton	0.145	0.099	0.028	5.12	3.49	1			
	3	1	0.145	0.102	0.027	5.39	3.80	1			
	6	2	0.263	0.155	0.081	3.24	1.90	1			
	7	2	0.331	0.251	0.064	5.16	3.91	1			
						(4.73)	(3.27)	(1)			
	Fre- quency	Test No.	A : Power (10 ⁻⁶)			B : (Power Ratio) ^{1/2}			C : Amplitude Ratio		
			RF	2 F	1 F	RF	2 F	1 F	RF	2 F	1 F
II	1.6 c/s	2	660	1160	1440	0.386	0.511	1	1.97	1.78	1
		3	706	1428	5181	0.369	0.525	1	1.99	1.99	1
		6	650	1988	1619	0.634	1.108	1	2.05	2.10	1
		7	396	1003	3933	0.317	0.505	1	1.64	1.98	1
									(1.91)	(1.96)	(1)
III	3.6 c/s	2	1231	1284	1413	0.933	0.953	1	4.78	3.33	1
		3	1152	1228	1267	0.954	0.985	1	5.14	3.74	1
		6	1389	2200	814	1.306	1.565	1	4.23	3.12	1
		7	865	1014	1172	0.859	0.930	1	4.43	3.64	1
									(4.65)	(3.46)	(1)
IV	18.9 c/s	2	1	231	47	0.146	2.22	1	0.75	7.73	1
		3	0.7	254	56	0.112	2.13	1	0.60	8.09	1
		6	2	309	7	0.535	6.64	1	1.73	12.61	1
		7	2	207	29	0.263	2.67	1	1.36	10.46	1
									(1.11)	(9.72)	(1)

得られた応答波形の低振動数域での挙動を明らかにするために、原波形を約 310 c/s で、振動状態にあるほぼ全域 1.2~1.3 sec 間を AD 変換し、最大値を 1 に正規化した波形関数について Fourier 解析を行なった。対象として選んだ試験例は 4 例で 20 c/s まで 0.1 c/s 毎に計算を行なったがここでは、Fig. 17 に示した試験 No. 3 に対する 18 c/s までの Fourier Power Spectra を Figs. 19~23 に 1 例として示す。16 回実施した引張試験は、それぞれ再現性は良好であり、その他の解析例でもほぼ同様の結果を得た。

各階 NS 成分では、1.6 c/s, 3.6 c/s に顕著な peak がみられ、2 FNS では 18 c/s 以上で再び高い power を占める。3.6 c/s の peak は各階とも大略同じ値を示すのに反し、1.6 c/s では RF, 2F, 1F の順に大となっている。これは最大振巾を 1 に正規化したことによるものであって、前者は 3.6 c/s における各階の振巾比はそれぞれ各階応答の最大振巾比に大略等しいことを示し、また、後者は 1F 程最大振巾が小になるのに反し、1.6 c/s の成分はそれ程小とならず、相対的に大きく評価されるためである。

これ等の関係を解析例 4 例について、特徴的な振動数である 1.6 c/s, 3.6 c/s, 18.9 c/s において数値的に検討したものを Table 1 に示す。I—A 欄は各階最大速度振巾 (kine) を示し、I—B 欄は 1F に対する各階の最大速度振巾比を示す。また、II—A 欄は 1.6 c/s における正規化波形関数に対する power, II—B 欄は 1F の power に対する各階の power の比の平方根、さらに II—C 欄は、I—A, II—B 欄の対応する項を乗じて得られる 1F の振巾を 1 とするときの各階振巾比を示す。III 欄および IV 欄は同様の操作を 3.6 c/s および 18.9 c/s において行なったものである。() で示した数値は 4 個の解析例に対する各階振巾比の平均値を示す。ここでは位相に対する考慮は含まれておらず、回転の影響も不明であるが、これから水平運動の mode の推定が可能である。即ち、1.6 c/s において各階振巾比 RF : 2F : 1F は大略 2 : 2 : 1 であり、3.6 c/s では 4.7 : 3.5 : 1 である。

次に上下動成分についてみると、Figs. 22, 23 に示されるように N 側と S 側でかなりの相違がみられ、また、水平動に見られた 1.6 c/s の peak は上下動では見られず、3.6 c/s においても power は幾分大で

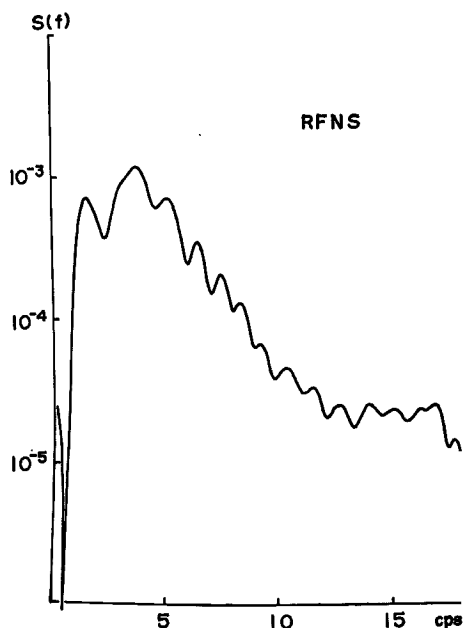


Fig. 19 Power spectral density of horizontal response at roof floor level due to free vibration test.

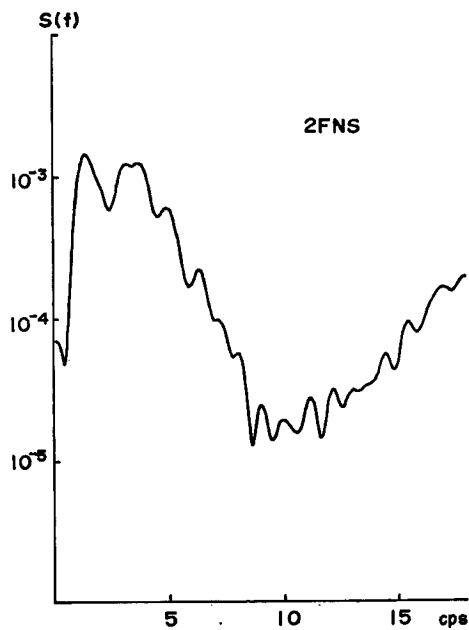


Fig. 20 Power spectral density of horizontal response at 2nd floor level due to free vibration test.

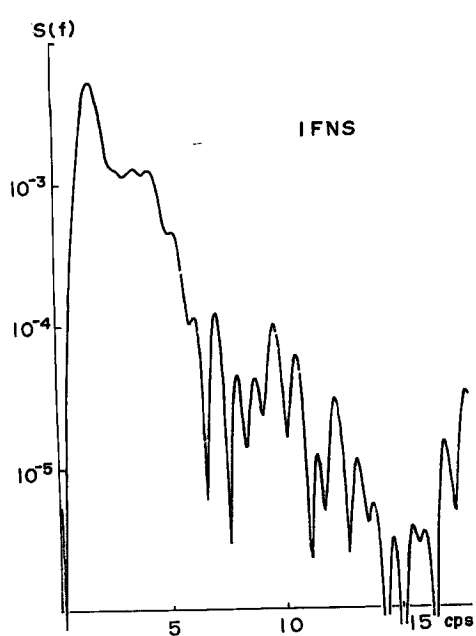


Fig. 21 Power spectral density of horizontal response at 1st floor level due to free vibration test.

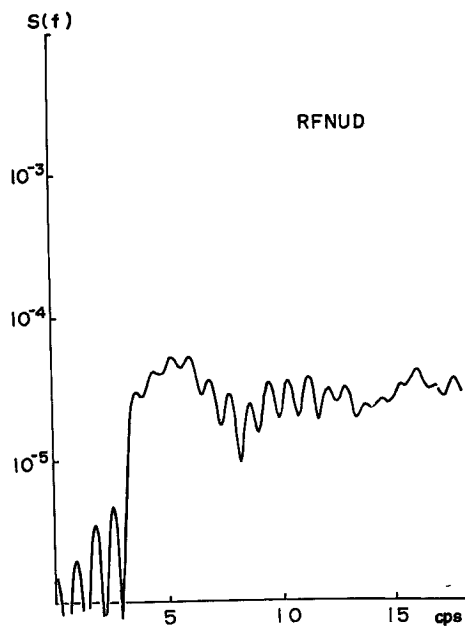


Fig. 22 Power spectral density of vertical response at roof floor level due to free vibration test.

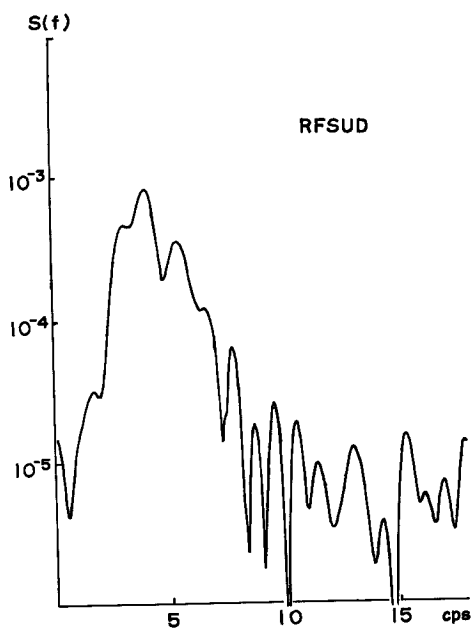


Fig. 23 Power spectral density of vertical response at roof floor level due to free vibration test.

はあるが 4 c/s において peak となっている。このように、水平動と上下動の peak の明確な一致が見られないことから、水平動と回転の連成の度合は少く、特に 1.6 c/s では回転の影響は大きくないと考えられる。

以上の引張試験の結果より、観測の対象とした地盤一構造物系の固有振動数として、構造物の並進運動を主とする 1.6 c/s、ロッキングを含む低次固有振動数として 3.6 c/s、さらに、 $2F$ の振巾が大となる mode を有する高次の固有振動数が 19 c/s 近傍に存在することが導き出される。

7. 結 び

地盤および構造物で得られた地震応答波形の解析に加えて、常時微動の観測、構造物の引張試験等のいくつかの面から、地盤および構造物、地盤を含む構造物系の振動特性、特に固有振動数と mode の推定を試みた。しかし、それぞれの解析から得られた結果は必ずしも全ての場合同一ではなく、微妙な相違が存在する。さらに、本報では触れることができなかったが、構造物 2 階床に、振動数が 1~20 c/s まで可変で、最大加振力 2 ton の性能を有する偏心モーメント型起振機を設置して行なった起振機試験の概略の結果によれば、4 c/s 近傍の共振点の存在が確認された。但し、その各階振巾比は大略 3.2 : 2.1 : 1 で本報において構造物の地震応答解析または引張試験の結果から得られたものより小である。

このように同一の系を対象としたにも拘わらず、推定されるその動特性が幾分相違することの大きな原因の一つは、地盤が非常に軟弱であり、かつ、構造物は非常に剛体的であって構造物の応答におよぼす地盤の影響が大であり、また、地盤の有する減衰性が大であること等によるものと思われる。その他、自然地震と引張試験または起振機試験等の入力形式の相違、特に自然地震のように、系の静止座標系に関する変位成分の有無、入力または振動の継続時間の相違、応答振巾の大小、即ち線型性、非線型性の問題等のいろいろの原因が考えられ、系の特性を実験的に推定する場合、その方法によっては異った結果を導く恐れがあり、その解釈には十分な注意を払う必要があることを示している。

種々の実験の解析により、構造物の動特性の評価において、地盤の影響を無視することは不可能であること、特に、本観測の対象とするような軟弱地盤上の剛構造物ではそれが支配的であることが確められた。地盤の動特性が構造物応答におよぼす定性的影響に関し、既に Dynamical Ground Compliance の概念の導入によって並進運動の場合の研究が行なわれているが^{9)~11)}、本観測の対象としたような地盤一構造物系では、単に並進運動のみを考慮したのでは不十分であることは明らかである。弾性地盤と構造物の Dynamical Ground Compliance の理論的な追求は、既に rocking の場合について、さらに二層構造の地盤についても行なった^{12), 13)}。今後は、これ等の成果を取り入れた地盤一構造物系の一般的モデルを設定し、地盤特性と構造物応答の関連を明らかにした上で、ここで扱った構造物系の妥当な動力学モデルの設定、さらに進んで、一般の地盤を含む構造物系のモデル化の問題に取りくむ予定である。

終りに、地震観測および解析に終始適切な御指導と御助言を載いた防災研究所吉川宗治教授および同研究室の方々に深甚なる感謝の意を捧げると共に、観測に際し御協力載いた長野県立松代高等学校の関係者の方々、さらに観測と解析の労を煩わせた小堀・南井研究室の諸兄に感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 棚橋諒, 小堀鐸二, 南井良一郎: 構造物の動的耐震設計法と地震レスポンス, 京大防災研究所年報, 第 5 号 B, 昭37.3, pp.1—32
- 2) 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上豊, 久徳敏治: 弾塑性多層構造物の地震応答解析と耐震設計資料の誘導, 京大防災研究所年報, 第 9 号, 昭41.3, pp.137—164.
- 3) 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上豊: Ground Compliance を考慮した構造物の地震応答, 京大防災研究所年報, 第 7 号, 昭39.3, pp.179—194.
- 4) 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上豊: Ground Compliance を考慮した構造物の地震応答 (第 2 報),

京大防災研究所年報，第8号，昭40.3，pp.193—218

- 5) 小堀鐸二，南井良一郎，井上豊，鎌田輝男，Ground Compliance を考慮した 構造物の地震応答（第3報），京大防災研究所年報，第10号A，昭42.3，pp.193—224.
- 6) 小堀鐸二，南井良一郎，鈴木有，弾性地盤上の構造物の動特性について，京大防災研究所年報，第9号，昭41.3，pp.221—233.
- 7) 小堀鐸二，南井良一郎，井上豊，竹内吉弘，鎌田輝男：松代群発地震の観測——建築構造物および周辺地盤の応答について（第1報）——京大防災研究所年報，第10号A，昭42.3，
- 8) 小堀鐸二，南井良一郎，井上豊，竹内吉弘，鎌田輝男：松代群発地震による地盤および建築構造物の応答特性，日本地震工学シンポジウム講演集（1966），昭41.10pp.297—302.
- 9) 小堀鐸二，南井良一郎，井上豊，竹内吉弘，鎌田輝男：RC 構造物とその周辺地盤の地震応答計測〈その1〉，〈その2〉，第3回災害科学総合シンポジウム論文集，昭41.11 pp.188—193.
- 10) 小堀鐸二，南井良一郎，井上豊，竹内吉弘，鎌田輝男：RC 構造物とその周辺地盤の地震応答計測〈その3〉，〈その4〉，第4回災害科学総合シンポジウム論文集，昭42.10，pp.
- 11) 小堀鐸二，南井良一郎，井上豊，竹内吉弘，鎌田輝男：松代群発地震に対する構造物および周辺地盤の地震応答特性（その1），（その2），日本建築学会論文報告集号外，昭10，pp.215—217.
- 12) 小堀鐸二，南井良一郎，鈴木有，日下部馨：長方形基礎の Dynamical Ground Compliance（その1）——半無限弾性地盤の場合——京大防災研究所年報，第10号A，昭42.3，pp.283—313.
- 13) 小堀鐸二，南井良一郎，鈴木有：長方形基礎の Dynamical Ground Compliance（その2）——基盤上に弾性層のある場合——京大防災研究所年報，第10号A，昭42.3，pp.315—341.