

実在建物の振動性状

2009年10月

風間 了

(早稲田大学名誉教授)

「実在建物の振動性状」を纏めるにあたって

約3年前の退職時に、内藤記念館(早稲田大学内藤多仲博士耐震構造記念館)に残されていた貴重な「実在建物の振動実験報告書」を整理してみると、約150件にも達していた。実在建物の振動実験は、1950年頃から行われているが、これらは内藤記念館特有の重要な研究であったと言える。なお、実在建物の振動実験の目的、経緯等については第I章のI-B2節に紹介している。

そこで、上記の振動実験報告書は、退職時に、全てスキャナーによりデータ化した。いつかは、これらのデータの中で、代表的な振動実験結果を纏めてみたいと思っていた。

昨年の4月頃から、上記「実在建物の振動実験報告書」のスキャン・データを見て、私が直接関与した1961年以降の代表的な、または特徴的な振動性状を有する事例の選定を始めた。

実験結果で重要である図表を掲載するにあたり、報告書を画面上に出力してみると、その多くは全体的に薄く、コントラストも悪く、読みにくいものもあり、また手書きの報告書も数多く、書き直す必要があった。そこで、図に関しては、図を出力印刷、線の部分のみをトレシング・ペーパーに細いサインペンで複写、それをスキャナーで読み取り縮小・拡大、文字をワードで書き入れることから始めた。これらの作業は、大変時間を要したが、実験当時を思い出し、文章を纏めるための時間となり、私にとって楽しい一時でもあった。

また、文章に関しては、図の説明を主体とし、報告書の内容を要約・簡略化し、当時の用語を用いながら書き直している。

以下に、本冊子の各章の概略を示しているが、第I章、第IV章は、振動をほとんど学んでいない方々のために書いてみたもので、第II章、第III章を理解する上で参考になれば幸いである。

第I章は、振動実験の目的、振動実験方法、用語の説明等を記載している。

第II章は、各種建物、構造物の振動実験結果23事例を示している。

第III章は、東京タワーの第2回振動実験(第II章)に関連し、同タワーの、建設直後の振動実験結果の内容も包含した「東京タワーの建設と振動性状(英文論文)」の和訳を掲載している。

[本論文の和訳の経緯等については、第III章の冒頭を参照されたい。]

第IV章は、振動を学んでみたいと考えている方々に、振動の基本事項を、概念的に、また図で理解してもらうために、「気楽な振動入門」を纏めてみました。

付録は、内藤記念館に現存する振動実験報告書のリストおよび主なる発表文献を記載している。

上記の振動実験に関しては、「早稲田大学構築物振動研究会」および諸先輩の先生方のご指導、また内藤記念館で卒業研究等を行った数多くの人々のご支援、さらに関係会社および各位のご協力があったことを追記し、関係各位に謝意を表します。

ここに、私の実在建物の振動性状に関する思いを、退職後の「気ままな研究-No.7」として、小冊子に纏めてみました。

風間了
2009年10月

第 I 章 実在建築物の振動実験の目的、実験概要	1
I-A 地震動と建物の揺れ	2
I-A 1 地震時の建物の揺れ	2
I-A 2 建物の振動特性(固有値)	2
I-B 実在建築物の振動実験の目的、歴史	3
I-B 1 振動実験の主目的	3
I-B 2 実在建築物の振動実験の歴史的経緯	3
I-C 実在建築物の振動実験および測定方法	4
I-C 1 ブランコと共振現象	4
I-C 2 振動実験方法	4
I-C 2.1 起振機による強制振動実験	4
I-C 2.2 自由振動実験	5
I-C 2.3 常時微動測定	5
I-C 3 各実験方法の特徴と適用性	6
I-D 振動実験結果の言葉の定義と解釈	7
I-D 1 振動実験時の振幅	7
I-D 2 起振力と、固有周期、振動モード	7
I-D 3 起振力の大小と、固有周期、振動モード	7
I-D 4 起振機の位置と測定方法	7
I-D 5 集中荷重としての起振力と固有値	7
I-E 実在建築物の振動実験例の表示説明	8
I-E 1 起振力と振動振幅	8
I-E 2 振動モード	8
I-E 4 Sway、Rocking(%)による 1 次固有周期の伸び	8
I-E 5 検討内容、用語等の表示	8

第Ⅱ章 図でみる実在建物の振動性状	9
Ⅱ-A RC造低層建物	10
Ⅱ-B 短、長辺で架構が異なる5階独身寮	12
Ⅱ-C 異なる2団地の集合住宅	14
Ⅱ-D 地下2階、地上9階の事務所建物	18
Ⅱ-E 整形平面の近代的事務所建物	20
Ⅱ-F 連層耐震壁が偏在した区役所	22
Ⅱ-G 戦火を受けた建物	24
Ⅱ-H 耐震補強をした大型店舗	26
Ⅱ-I センターコア+PH3階の市庁舎	28
Ⅱ-J 屋上に70mの鉄塔を有する建物	32
Ⅱ-K 施工中でも実測した遊技建物	35
Ⅱ-L 大規模鉄骨造変電所	38
Ⅱ-M 5階建て免震独身寮	41
Ⅱ-N 直径3.5mの高圧球型タンク	44
Ⅱ-O T字型平面で形状が複雑な校舎	46
Ⅱ-P 壁量が多いSRC造高層集合住宅	49
Ⅱ-Q 我が国初期の高層研究棟	52
Ⅱ-R 竣工13年後の大阪通天閣	58
Ⅱ-S 竣工10年後の東京タワー	60
Ⅱ-T その他	69
Ⅱ-T 1 スラブ、梁	70
Ⅱ-T 2 独立、連結直接基礎	76
Ⅱ-T 3 単杭、2本杭鋼管基礎	80
Ⅱ-T 4 機械台基礎	84
Ⅱ-T 5 沈埋管	86

第Ⅲ章 東京タワーの建設と振動性状(和訳)	91
-----------------------	----

<原論文> Tachu Naito, Nobuji Nasu, Morio Takeuchi and Goro Kubota :

Construction and Vibrational Characteristics of the Tokyo Tower,

(早稲田大学理工学研究所報告第19輯、1962年3月)

第IV章 気楽な振動入門	121
IV-A 建物の振動に関する基礎的事項	122
IV-A1 地震時の建物の揺れ方	122
IV-A2 構造物は力を加えないと変形しない	122
IV-A2.1 変位、速度、加速度		122
IV-A2.2 重さと重力加速度		123
IV-A2.3 地震時の力と加速度		123
IV-A3 各建物は固有の振動特性を持っている	124
IV-A3.1 固有周期と振動モード		124
IV-A3.2 減衰定数		125
IV-A4 地震時の建物は曲げ変形、せん断変形？	126
IV-A5 固有値の重要性の再確認	126
IV-A6 どんな時に建物は大きく揺れるのか	127
IV-A6.1 ブランコも固有周期と共振現象		127
IV-A6.2 地震動と建物の共振現象		127
IV-B 力の釣り合い条件が解れば、振動方程式は極めて簡単	129
IV-B1 地震被害と力の釣り合い(安定)条件	129
IV-B2 建物のモデル化と水平ばね定数	130
IV-B2.1 質点系へのモデル化	130
IV-B2.2 ばね定数	130
IV-B3 1質点系の振動方程式	130
IV-B3.1 系全体の安定条件と反力	130
IV-B3.2 部分的安定条件と1質点系振動方程式	130
IV-B4 基礎固定の2層建物の振動方程式	131
IV-B4.1 (Part 1)と(Part 2)の振動方程式	131
IV-B4.2 (Part 1)と(Part 3)の振動方程式	132
IV-B5 基礎固定時の多質点系の振動方程式	133
IV-B6 基礎の水平変形、回転を伴う振動方程式	133
IV-B6.1 基礎の水平および回転ばね定数	133
IV-B6.2 基礎の慣性モーメント	133
IV-B6.3 剛体基礎の水平動および回転動の振動方程式	134
IV-B6.4 基礎の Sway、Rocking 動を伴う1層建物の振動方程式	134
IV-B6.5 基礎の Sway、Rocking 動を伴う2層建物の振動方程式	136
IV-B7 減衰も考慮した振動方程式	137
IV-B7.1 減衰の評価方法	137
IV-B7.2 1質点系の振動方程式	137
IV-B7.3 基礎固定の2層建物の振動方程式	137
IV-B7.4 基礎の Sway、Rocking 動を伴う1層建物の振動方程式	137

IV-C 建物の固有周期は簡単に解るのか	138
IV-C1 1層建物の固有周期	138
IV-C2 基礎固定時の多層建物の固有周期	139
IV-C2.1 重力式による1次固有周期	139
IV-C2.2 高次固有周期	139
IV-C3 Sway、Rockingが固有周期へ与える影響	140
IV-C3.1 地震時の基礎に作用する力と変形	140
IV-C3.2 基礎のSway、Rockingを伴う建物の1次固有周期	141
IV-C3.3 1次固有周期とSway、Rocking(%)	141
IV-C3.4 基礎のSway、Rockingを伴う建物の高次固有周期	141
IV-D 表層地盤も振動体	142
IV-D1 地震動と地盤	142
IV-D1.1 地震波の伝搬	142
IV-D1.2 地震波の伝搬と設計用地震動	142
IV-D2 表層地盤の固有周期	142
IV-D2.1 地震時の地盤は曲げ変形、せん断変形？	142
IV-D2.2 表層地盤の1次固有周期	143
IV-D2.3 表層地盤の高次固有周期、振動モード	143
IV-D3 表層地盤+建物連成系の地震応答	144
<付 録>	
内藤記念館に現存する振動実験報告書リスト	145
主なる参考文献	150

第 I 章 実在建築物の振動実験の目的、実験概要

I. 実在建物の振動実験の目的、実験方法

本章で述べる内容は、第II章に示す、多種の実在建物の振動実験例の前書きとして、振動実験の重要性を理解するための基礎的事項を紹介する。

なお、本章の振動に関する初歩的概念、説明は、「第三章 気楽な振動入門」を参照されたい。

I-A 地震動と建物の揺れ

以下には、地震時の建物の揺れに関する事項を地震時の建物の振動解析例より説明する。

I-A-1 地震時の建物の揺れ

建物の地震時の揺れは、地震毎に異なっている。

また、地震が来た時の、揺れの感じ方が、他人と大きく異なっていた経験もあろう。

後者の、揺れの感じ方の相違は、各人の感覚特性よりも、各人がどのような建物また場所に居たかに大きく支配されるのである。

図I-A1に、上記の地震時の建物の揺れた方の解析例を示した。

地震時の建物は、高くなるほど、ゆっくりと大きく揺れることが解ろう。また、建物が低くなるほど、小さな振幅で速く揺れ、人は地震が来たことをすぐ関知する。

また、地震時の建物の振動は、地震動の違いの他に、建物によっても異なることが解ろう。

このように、各建物は、それぞれ異なる振動特性(固有値)を有し、同一地震でも各建物の揺れは異なってくるのである。

I-A-2 建物の振動特性(固有値)

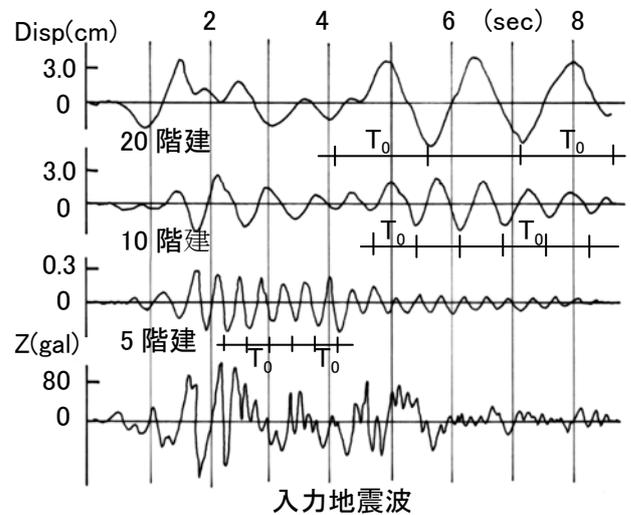
各建物は、上記の如く、それぞれの固有値を有している。

建物の固有値としては、主に、固有周期(T_0)、振動モード(変形状態)、減衰定数および刺激係数がある。これらは、全て対になっている。

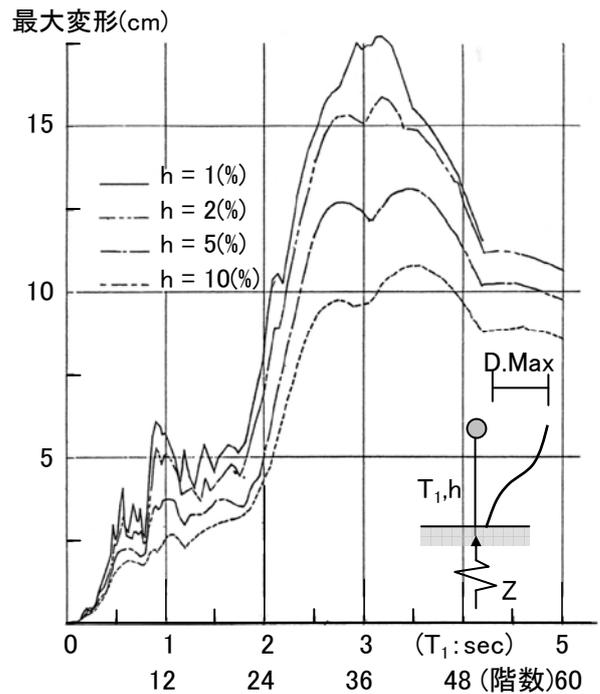
建物が地震、風、自動車振動等を受けた場合、各建物は、その固有周期[T_0 :図I-A1(a)]、同周期と対をなす振動モードで振動しようとする。すなわち、建物は、何らかの刺激を受けると、個々の固有周期で振動しようとする。

また、地震時の建物は、減衰定数[h :図I-A1(b)]にも大きく影響され、減衰定数が小さいほど、大きく振動し、その揺れは止まりにくい。なお、減衰定数は建物が高くなるほど、小さくなる性状を有している。

上記の固有周期および減衰定数は、例えば10階建て建物では、10個存在している。しかしながら、実際の地震時には、1次、2次、・・・と高次になるに従い、出現しにくい。それは、高次になるほど、振動モードが複雑(変形状態)となり、また減衰定数も増大するためである。この性状は、刺激係数で説明される。



(a)入力地震波形と建物の振動波形



(b)各建物の最大変形

図I-A1 地震時の建物の揺れ方

I-B 実在建築物の振動実験の目的、歴史

本節では、振動実験の目的およびそれに関連した歴史的経緯について述べる。

I-B-1 振動実験の主目的

振動実験の主目的としては、前節で述べた、各実在建築物の固有値、すなわち、固有周期、振動モードおよび減衰定数等を求めることである。

一方、現在は、電子計算機が、ハード面、ソフト面とも驚くほど発達し、建物の固有周期、振動モード、さらに地震時挙動等は、容易に解析出来るとも言えよう。

しかしながら、例えば、架構が純ラーメン構造のような場合は、解析的に固有周期、振動モードが容易に求められるが、架構が複雑になり、あるいは地盤の影響を大きく受ける場合は、固有値を実状に即して評価出来ないことが多い。

さらに、次項で述べるが、古い建物等の健全度等を調査する場合も、解析的には困難の場合が多いと言えよう。

I-B-2 実在建築物の振動実験の歴史的経緯

実在建築物の振動実験は、内藤多仲先生を会長とし、那須信治、窪田吾郎、鶴田明、青木楠男、竹内盛雄の各先生方で昭和 24 年(1949)に発足した「早稲田大学構築物振動研究会」により、終戦直後の火災を受けた焼けビルの耐震安全性の調査を行うために行われたと聞き及んでいる。

写真 I-B1 に、振動実験に使用された手動式起振機を示した。

手動式起振機は、那須信治先生および窪田吾郎先生により考案、設計され、平面が 1m×1m と非常に小さく、分解・持ち運びができ、どのような建物でも設置できる極めて適用性が高いと言える。また、同起振機の最大回転数は約 7Hz、最大加振力は約 2.5ton も発揮する。

上記の手動式起振機は、数多くの実在建築物の振動実験例で用いられ、その実績は数知れず、現在、内藤記念館に残されていた振動実験報告書を整理してみると、昭和 25 年(1950)から、その総数は 1997 年までに約 150 件にも達している。

なお、これらの振動実験報告書のリストは、巻末に付記している。

以上の如く、実在建築物の振動実験は、今日での建物の耐震診断に相当しており、その発端また実施は、終戦直後の、今から約 60 年前であった。これらの歴史的経緯を考えると、内藤多仲先生を会長とした「早稲田大学構築物振動研究会」の、先生方の先見の明には感心するばかりである。

なお、第 II 章で紹介する実在建築物の振動実験例は、主として、私が大学院時代(1962~)から関与してきた代表的事例である。

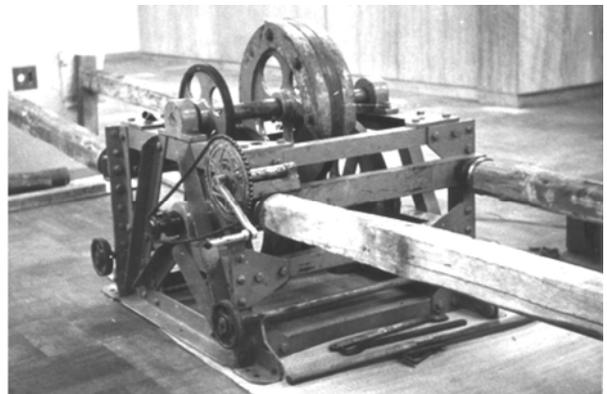


写真 I-B1 手動式起振機

I-C 実在建築物の振動実験および測定方法

本節では、実在建築物の振動実験方法および測定方法について述べるが、振動実験の基本原理は、ブランコを徐々に大きく揺らす共振現象に基づいている。

I-C1 ブランコと共振現象

ブランコを引張り、手を離すと、ブランコは、振幅が減少しながら振動するが、その一往復する時間は常に一定である。この周期がブランコの「固有周期」で、同周期は、ブランコの場合、長さで決定される。

ブランコの振幅を大きくするためには、ブランコが戻ろうとする時点で力を繰り返し加えれば良く、ランダムに力を加えると、ブランコの揺れは、逆に小さくなる。

このように、ブランコの振幅は、その固有周期に合わせて力を加えてゆくと、徐々に増大してゆく。この現象を「共振現象」と言う。

上記のブランコの共振現象は、建物でも同様である。建物に力を周期的に加え、振幅が徐々に増大する周期を求めると、その周期が建物の「固有周期」と言える。

I-C2 振動実験方法

実在建築物の振動実験方法としては、1) 強制振動実験、2) 自由振動実験および3) 常時微動測定がある。

I-C2.1 起振機による強制振動実験

強制振動実験では、一般に起振機を用いて建物を加振する。起振機は、重りを付けた紐を回転したときに発生する「遠心力」を利用している。

図 I-C1 に、起振機の一例、その原理を示した。

偏心質量 (m_0) が付いた上下の輪を連動・逆回転させることにより、上下の輪には F' の遠心力が発生する。この場合、上下方向の円心力の和は常に零 ($F_v=0$) となり、水平方向のみに遠心力、すなわち起振力 (F_H : 正弦波) が発生する。

起振機による加振力は、以下に示すように、偏心質量 (m_0)、偏心距離 (r) に比例するが、円振動数 ($\omega=2\pi f$) あるいは振動数 ($\omega=2\pi f$) に対しては、2 乗に比例して増大する。

すなわち、加振力は、回転数が低くなるほど極端に低下する。この起振力と回転数の関係は、重り付きの紐を回転した体験からも理解できよう。

<起振機の性能>

○水平方向起振力： $F_H=-2\cdot m_0r\omega^2\cdot\cos(\omega t)$

○上下方向起振力： $F_v=0$

ここで、 w_0 、 m_0 : 偏心重量、偏心質量 ($=w_0/g$)、 $g(=980\text{cm/sec}^2)$: 重力加速度、 r : 偏心距離 (半径)、 $(=2\pi f)$: 起振機の円振動数、 f : 起振機の振動数
また、起振機は、上層階に設置することが望まれる。実際の振動実験では、起振機の回転数 (f 、 $\omega=2\pi f$) を少しずつ変化させ、建物各階の振幅を順次測定する。

図 I-C2 に、振動実験の解析で重要、不可欠である測定結果の一例を示した。この図を「共振曲線」と名付けているが、横軸は起振機の周期 ($T=1/f$)、縦軸は建物の測定振幅である。

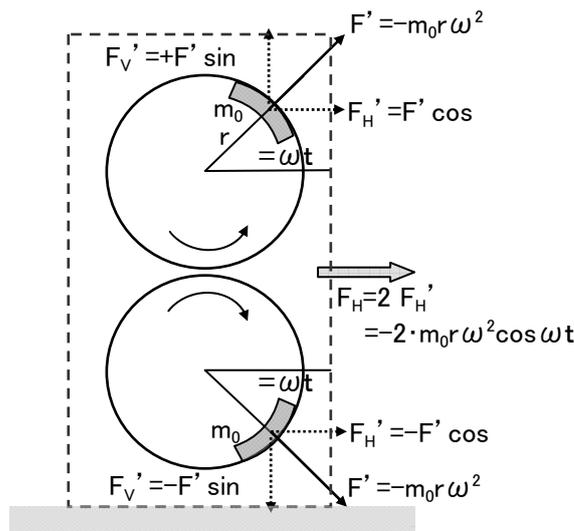


図 I-C1 起振機の原理

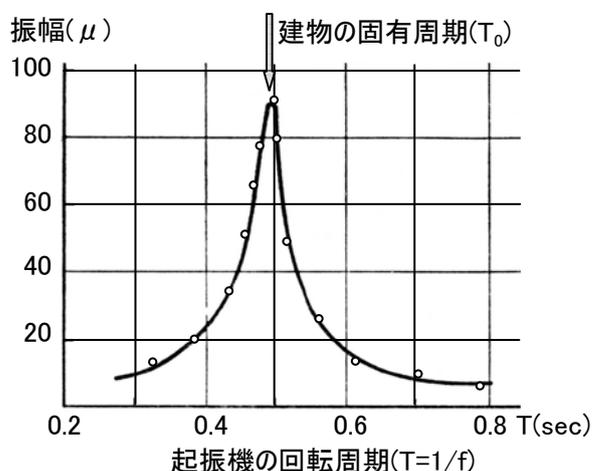


図 I-C2 共振曲線と固有周期

建物の振動振幅は、ブランコの場合と同様に、加振(回転)周期と建物の固有周期が一致すると、共振現象により増大し、図中の矢印位置の周期($T_0 \doteq 0.49\text{sec}$)が固有周期として求められる。

ここで、建物の固有周期(T_0)と起振力(回転数の2乗に比例)の関係からみると、低い建物ほど固有周期は短く、高い起振力の範囲で実験できる。

これに対して、固有周期が長くなる高層建物では、特に、重要な1次固有周期(T_1)を求める(共振)ために要求される起振力は、起振機の回転数($f = 1/T_1$)が低く、ほとんど発生しないことになる。

このような場合は、後述の常時微動測定を採用することになる。

I-C2.2 自由振動実験

自由振動実験は、1次の固有周期および減衰定数を確実に求められる。また模型実験の中では必ず実施されるが、実在建物の場合、容易ではない。なお、自由振動実験では、建物に初期変位を与え、その力を急激に除去する必要がある。

自由振動実験の初期変形の与え方としては、以下の3方法が挙げられよう。

i) 初期変形を張力で与える方法

建物への初期変位の与え方としては、ワイヤーを介してブルドーザ等で与え、その力を、ワイヤー中間に設置した鉄板のノブ部分をガスバーナー等で切断する方法[図 I-C3(a)]がある。この切断方法は、瞬間的に発生しない欠点がある。

一方、瞬間的切断法の一つとして、鉄板の変わりに鋳物片[図 I-C3(b)]を用い、引張り力(T)が作用している鋳物片にハンマー等で打撃力を与えると、力が瞬間に除去される。この切断方法は、杭等の実験には極めて有用である。

しかしながら、上記の初期変形を与える自由振動実験を実在建物に適用することは、現実的に不可能に近いことが解らう。

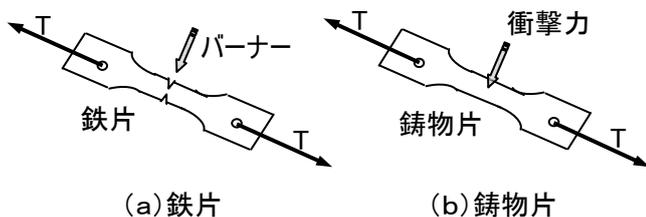


図 I-C3 自由振動実験時の切断方法

ii) 初期変形を人力加振で与える方法

自由振動実験の比較的大きな初期変位を与える手法として、人力による方法があり、この方法は、ブランコと同様、共振現象を活用している。

人力加振の場合、例えば、建物屋上で多数の人が「固有周期」に合わせ、壁等を加振してゆくと建物の振幅が徐々に増大する。建物の振動振幅がある程度が大きくなった時点で加振を中止すると、自由振動波形が得られる。この自由振動の実測事例は、第II章の(II-Q)建物で紹介している。

iii) 初期変形を起振機で与える方法

前項の強制振動実験において、起振機の周期を建物の固有周期に一致させ、建物振幅が大になった時点で、起振機の回転を急停止すると、自由振動波形が得られることになる。

この方法では、確実に自由振動波形が得られるが、起振機の回転を急停止することに極めて危険性を伴うため、細心の注意を要する。

I-C2.3 常時微動測定

静止状態の建物、机等を、高倍率の測定器で測定すると、常に振動(「常時微動」と呼称)している。

常時微動の震源として、交通振動、風、低気圧による地球の変形等があり、これらの刺激により、建物は固有周期で揺れようとする。

図 I-C4に、地上13階、地下2階建物の、常時微動測定波形例を示した。

常時微動時の建物の揺れ方は、各階とも同位相で、上層になるほど振幅が大きくなり、各階の測定波形には、上層ほど1次固有周期($T_1=0.72\text{sec}$)が明確に現れてくる。

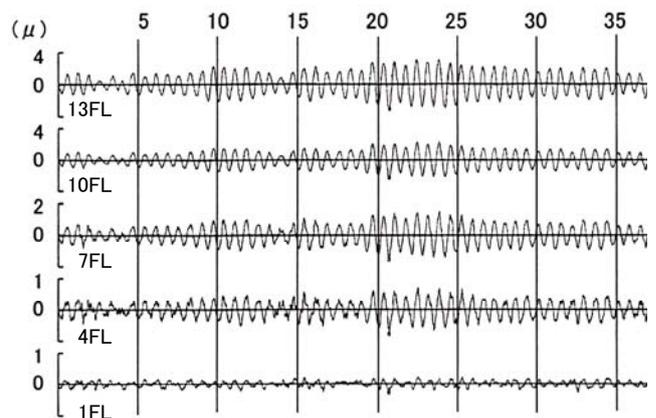


図 I-C4 13階、地下2階の常時微動測定波形

一方、下階になるほど実測波形には地動の短周期成分波が混入し、この性状は、特に1階の測定波形に顕著に現れている。

このように、常時微動時においても、建物の振動には、最も揺れやすい1次固有周期が顕著に卓越する。さらに、建物が高層になるほど、常時微動においても2次、3次等の高次の固有周期が現れやすく、これらの高次周期は波形解析で説明することができる。

一方、建物形状が複雑で、近似した多数の固有周期がある建物では、測定波形からこれらの固有周期を分離することはかなり困難である。

以上、常時微動測定は、簡易で利便性の高い実験方法であるが、種々の制約条件、測定方法も配慮しておく必要がある。

I-C3 各実験方法の特徴と適用性

以上、実在建物の各振動実験方法について述べてきたが、各実験方法には種々の制約があることが解ろう。

そこで、表 I-C1には、実在建物の振動実験を行う際の参考として、各振動実験方法の特徴、適用性等を、私なりに纏めて示した。

表 I-C-1 振動実験方法の特徴と適用性

実験方法	建物	実験容易度	1次固有周期 (減衰定数)	高次固有周期 (減衰定数)	Sway Rocking	形状が 複雑な建物
強制振動	中低層 高層		×		×	
自由振動	中低層 高層		(◎)	×	◎(1次) ×(1次)	△
常時微動	中低層 高層		(○)	× 、	×	×

－D 振動実験結果の言葉の定義と解釈

本節では、次のⅡ章で示す実在建造物の振動実験結果を紹介する上で、図の見方、参考になる言葉等について説明しておく。

－D 1 振動実験時の振幅

振動実験時の建造物の振動振幅は、常時微動時で、数 μ ($1\mu = 1/100\text{mm}$)程度、また起振機を用いた強制振動実験でも約 200μ (0.2mm)以下と非常に小さいが通常である。しかしながら、このような微震動でも、建造物の振動特性は実測値に十分現れるのである。

一方、実在の振動実験を行ってみると、7～8階以下の建造物で、 $300\sim 500\mu$ ($0.3\sim 0.5\text{mm}$)以上になると人は振動を十分感じるのである。例えば、ある鉄塔が約 1mm 振動した時に、階段を上ってきた人が鉄塔に抱きつくほど、人の振動感覚は鋭いのである。

以上より、大きな地震が来たときに、今の揺れは5センチ以上揺れたのではと感じるような時が多々あろう。しかし、実際の建造物自体の揺れはその人体感覚の1割以下であると判断される。

－D 2 起振力と、固有周期、振動モード

ほとんどの建造物の振動系(固有周期、モード)は、せん断変形に支配されている。このせん断変形の検討は、実測値の振動次数(j)と固有周期(T_j)の関係を下記の値と比較すれば確認できる。

振動次数(j)	:	1	2	3	4
せん断棒(T_j/T_1)	:	1	1/3	1/5	1/7
曲げ棒(T_j/T_1)	:	1	1/6	1/18	

なお、上記の振動系は、高さ方向の振動モードの場合が対象になるが、平面形状等が複雑な場合揺れ振動も発生すること、また軟弱地盤で杭で支持している場合、基礎部分の水平移動(Sway)、回転動(Rocking)も忘れてはならない。

－D3 起振力の大小と、固有周期、振動モード

起振力に関連しているが、振動モード(固有周期時の変形)は、「各階の振幅比」であるため、絶対振幅の大きさに支配されず、従って、起振力の大きさに左右され無い。

例えば、先に示した図 I -C2の共振曲線の、矢印で示した共振周期位置は、起振力の大小に左右されないのである。

さらに、図 I -C2の測定振幅は、起振力が2倍になれば、各周期の振幅も相対的に2倍となる。

－D 4 起振機の位置と測定方法

起振機の位置は、上層階ほど建造物が大きく揺れる。一方、起振機を下階に設置しても、絶対振幅は小さくなるが、求められる固有周期、振動モードは同一である。

一方、起振機を設置する場合、建造物の重心位置に設置することが通常であるが、その建造物に揺れ振動が存在する場合は、揺れ振動が出現しにくい。そこで、起振機の平面上の位置は、重心位置あるいは剛心位置から離れた位置に設置することが望まれよう。

上記の揺れ振動に関連して、ねじれ変形を明確にするため、測定は、ある上層階の平面において、少なくとも i) 建造物両端および中央で加振方向、および ii) 加振直交方向の建造物両端で同方向で行うことが望まれる。

－D 5 集中荷重としての起振力と固有値

起振機による建造物への加振力は、集中荷重(P)であるが、例えば建造物が共振した場合、建造物は、 P の影響をほとんど受けず、その共振時の振動モードで振動する。

すなわち、強制振動実験時の建造物の振動は、加振力の集中荷重(P)とは無関係に、起振機の回転周期と建造物の固有周期の関係に大きく支配されるのである。

－ E 実在建築物の振動実験例の表示説明

以下には、第Ⅱ章で示す実在建築物の振動実験例における諸条件、用語の事項、結果の解釈のための補助説明を記載する。

なお、これまで「振動」を学ばれていない方々は、第Ⅲ章の「気楽な振動入門」を参照されたい。

－ E 1 起振力と振動振幅

振動実験時の振幅は、一般に 200 μ (0.2mm) 以下と、微震動である。

先の－D 3 項で述べた起振力と共振曲線、固有周期、振動モードの性質を考慮して、振動実験例では、起振力、また共振曲線、振動モードの振幅の絶対値、単位等を省略している場合が多い。

－ E 2 振動モード

ねじれ振動系が計測されていない場合は、高さ方向の加振方向の振動モードを示しているが、この場合の加振直角方向の変形成分は相対的に無視できる程度である。

一方、建物全体が複雑な振動系を示す場合、また平面的にねじれ変形が出現している場合は、振動モードを 120 度のパースで表示している。

I－E 3 Sway、Rocking 動を伴う振動モード

特に、高さ方向の振動モードにおける Rocking 変形は、最下階の加振方向建物両端の実測上下動を直線で結び、その回転角()による高さ方向の値としている。すなわち、Rocking 変形は、剛体とした建物が 回転した時の値である。

振動実験における、Sway、Rocking の固有周期等に与える影響は、下式の最上階の全変位に対する Sway、Rocking の変形の割合で評価している。

$$\text{Sway}(\%) = S(\%) = \frac{X_S}{X_S + X_R + X_D} \times 100(\%),$$
$$\text{Rocking}(\%) = R(\%) = \frac{X_R}{X_S + X_R + X_D} \times 100(\%)$$

・・・ (I－E1)

ここで、 X_S : 基礎部の水平変位、

X_R : 基礎部回転()による最上階水平変位

X_D : 基礎を固定した時の構造体の水平変位

$X_S + X_R + X_D$: 最上階の全変位

I－E 4 Sway、Rocking(%)による

1 次固有周期の伸び

基礎部に Sway、Rocking 動を伴う場合、その固有周期は、基礎の固定度が低下するため、基礎固定時の値に対して伸びることになる。

地震時においても、重要な 1 次固有周期の、基礎固定時(T_{Fix})に対する Sway、Rocking 動を伴う場合の周期(T_{S+R})の伸び率は、下式で与えられる。

$$\frac{T_{S+R}}{T_{Fix}} = \sqrt{\frac{100}{100 - (S + R)}} \quad \dots (I - E2)$$

上式より、実測値の Sway および Rocking(%) が測定されると、Sway および Rocking よる 1 次固有周期の伸びは容易に推定できる。

－ E 5 検討内容、用語等の表示

次章の振動実験結果では、その内容、検討方法、用語等は、報告書の内容をなるべく修正せずに、再現するようにしている。例えば、現在では、一般に計算機を利用し検討されている事項も、当時の報告書の検討結果をそのまま掲載している。

第Ⅱ章 図でみる実在建築物の振動性状

建物(Ⅱ-A)～建物(Ⅱ-S)、その他(Ⅱ-T1～T4)

II-A RC低層建物^{文1)}

本建物は、壁量が比較的多い、代表的な RC 造低層建物と言える。

II-A 1 建物の概要および特徴

建物名称：早稲田大学内藤記念館

所在地：東京都新宿区

建物概要：図 II-A1

RC 地上 3 階

軒高：10.8(m)

基準階平面：10.6x16.0

基礎：独立直接基礎

支持層：関東ローム

実験者：早稲田大学構築物振動研究会

実験日時：1961.9

本建物は、代表的 RC 造の低層建物で、耐震壁を配し剛性も高く、また良質な関東ローム上に独立直接基礎で支持されている。

II-A 2 実験概要

振動実験は、手動式起振機を 3 階階段室に、短辺(X)および長辺(Y)方向に設置して行った。

II-A 3 実験結果および振動特性

図 II-A2 に、短辺(X)方向を加振した場合の、3 階における短辺(X)および長辺(Y)方向の共振曲線を、また図 II-A3 には、共振曲線においてピーク振動数[固有振動数(f)→固有周期($T=1/f$)]時の振動モードを示した。なお、振動モードにおける(S)は基礎の水平変形(Sway)で、(R)は基礎の回転変形(Rocking)である。

短辺方向の共振曲線、振動モードより、 $f_{X1}=3.95$ (Hz) すなわち $T_{X1}=1/f_{X1}=0.253$ (sec) が短辺方向の 1 次固有周期として、また長辺方向の 1 次固有周期は、 $f_{Y1}=4.2$ (Hz) $T_{Y1}=1/f_{Y1}=0.238$ (sec) として求められる。

図 II-A3 の振動モードを見ると、同モードは、短辺、長辺方向とも、基礎の水平移動(S:Sway)および回転動(R:Rocking)による変形に大きく支配され、その屋上における(S+R)は 75(%)以上にも達している。

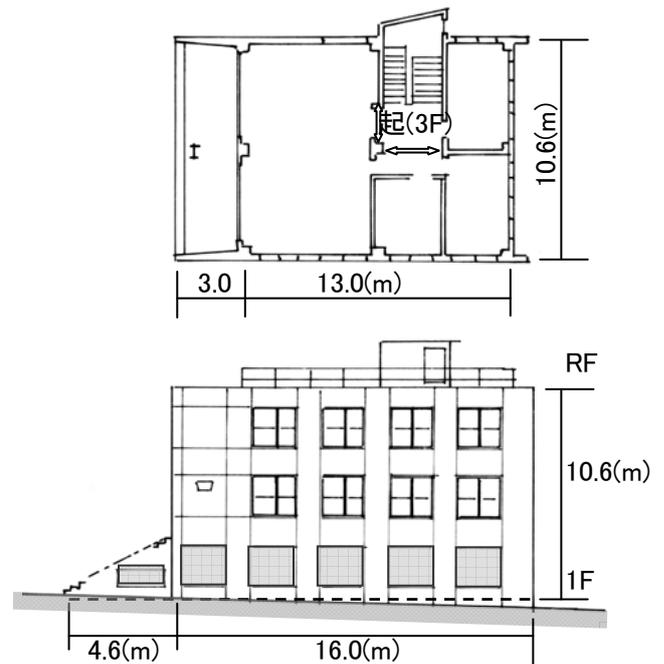


図 II-A1 代表的な低層建物

これらの振動モードより、本建物は、弾性地盤上の剛体的振動、例えばスポンジ上の剛体建物の振動を示している。また、その剛体的変形は、短辺方向の場合 GL.-7.8(m)、長辺方向では GL.-26.1(m)をあたかも回転中心として回転している。

さらに、短辺および長辺方向の振動モードを比較すると、短辺方向の場合、屋上における S(%)と R(%)がほぼ同等であるのに対して、長辺方向では、R(%)が S(%)の 1/2 以下を示している。

これは、本建物の振動モードが基礎部分の Sway および Rocking 動による変形に大きく支配され、その Sway ばね定数は、短辺、長辺で大差が無いのに対して、Rocking ばね定数は、長辺と短辺の比に大きく支配されるためである。例えば、短辺方向の Rocking ばね定数の値は、短辺/長辺の比が小さくなるほど、長辺方向の値に比して相対的に減少する。

さらに、図 II-A3 には、短辺および長辺方向の、基礎固定とした場合の固有周期も併記した。

基礎固定とした 1 次固有周期は、基礎の Sway、Rocking を伴う実験値(T_{X1} 、 T_{Y1})に比して 1/2 以下と短くなり、実験値の固有周期は、基礎部分の水平移動、回転により 2 倍近く伸びていることが解ろう。

1 次 の 減 衰 定 数 (h) は、 短 辺 方 向 で 5.2(%)、 長 辺 方 向 で 8.2(%) と 可 成 り 大 き な 値 を 示 し て い る が、 こ れ は 基 礎 部 分 の Sway、 Rocking に よ り 振 動 エ ネ ル ギ ー が 地 盤 に 大 き く 逸 散 す る た め と 言 え る。

以 上 の 如 く、 剛 性 の 高 い RC 低 層 建 物 の 振 動 特 性 は、 基 礎 部 分 の Sway お よ び Rocking 動 の 影 響 を 大 き く 受 け、 固 有 周 期、 振 動 モ ー ド に 与 え る Sway お よ び Rocking 動 の 影 響 は 無 視 で き な い と 言 え る。

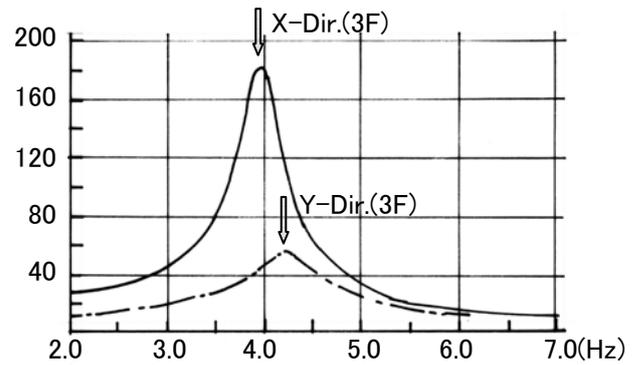


図 II - A2 短 辺 方 向 加 振 時 の 共 振 曲 線

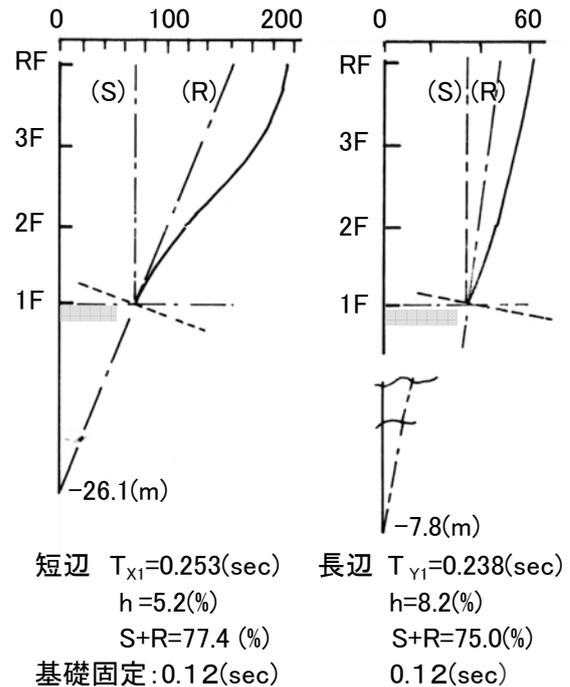


図 II - A3 短 辺 お よ び 長 辺 の 1 次 振 動 モ ー ド

II-B 短、長辺で架構が異なる5階独身寮

本建物は地上4階建ての寮で、短辺方向が壁式、長辺が壁式ラーメン構造と、両方向で架構形式が異なっている。

II-B 1 建物の概要および特徴

建物名称：B社独身寮

所在地：神奈川県

建物概要：図II-B1

RC地上5階

軒高：13.7(m)

基準階平面：8.0x32.0

基礎：杭基礎[PC杭：42本、
D=30(cm)、L=12(m)]

地層：ローム、粘土、細砂(杭の支持層)

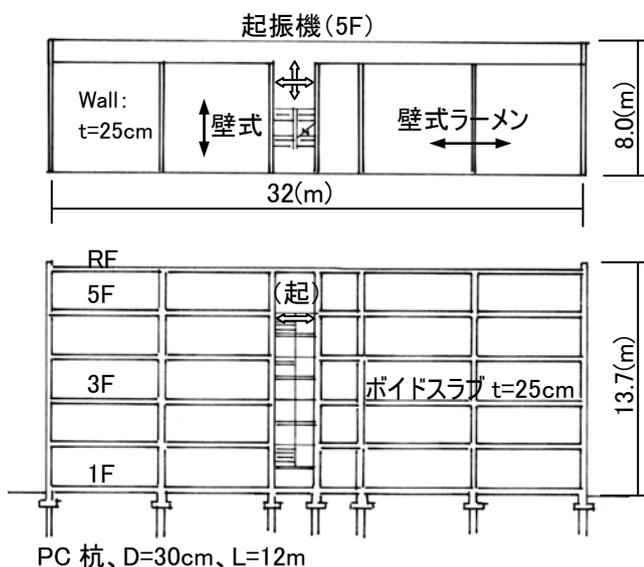
実験者：早稲田大学理工学研究所

実験日時：1968.8

本建物は、RC造の中層建物で、短辺方向は壁厚さが $t=25$ (cm)の壁式構造で、長辺方向は壁式ラーメン構造と、短辺と長辺方向で構造形式が異なっている。

また、各階のスラブには、厚さ $t=25$ (cm)のボイドスラブを採用し、本建物の場合、短辺および長辺方向とも、梁、柱型を有しない。

基礎にはPC杭を採用し、各通りの壁下に計42本打設され、G.L.-11m以深の細砂層に支持されている。



図II-B1 短辺、長辺で構造形式の異なる建物

II-B 2 実験概要

強制振動実験は、手動式起振機を5階の階段室に、短辺(X)および長辺(Y)方向に設置して行った。また、常時微動測定も行っている。

II-B 3 実験結果および振動特性

A. 固有周期と振動モード

図II-B2に、短辺(X)方向を加振した場合の1、3、5階におけるX方向の共振曲線を示した。なお、矢印で示した $T_{Y1}=0.38$ (sec)のピーク周期は、長辺方向加振時の共振曲線(省略)より、同方向の1次固有周期と確認されている。

また、図II-B3には、短辺および長辺方向の1次の振動モードを示した。なお、両振動モードにおける(S)は、基礎の水平移動量(Sway)で、(R)は基礎の回転量(Rocking)である。

短辺方向の1次固有周期は、共振曲線、振動モードより、 $T_{X1}=0.28$ (sec)、また長辺方向の1次固有周期は、 $T_{Y1}=0.38$ (sec)である。

壁式構造で、剛性が極めて高い短辺方向の振動モードは、基礎の水平移動(S)および特に回転動(R)による変形にほぼ支配され、屋上における(S+R)は90(%)にも達している。このように、短辺方向の振動系は、壁式構造の特徴が顕著に現れ、地盤上の剛体振動の様相を示している。

一方、長辺方向の振動モードでは、基礎部の回転動(R)の変形成分が非常に小さく、基礎の水平変形(S)と上部構造のラーメン変形(1-S-R)に支配されている。これらの短辺および長辺方向の振動モードにおけるRocking(%)の相違は、建物平面の辺長比に大きく支配される基礎の回転ばね定数によることが解らう。

B. Sway、Rocking(%)からみた固有周期および減衰定数

図II-B3には、短辺および長辺方向の、実測値の T_{X1} 、 T_{Y1} より逆算した基礎固定時の固有周期($_{FIX}T_1$)も併記した。短辺方向の値は、長辺に比して非常に短く壁式構造の特徴が良く現れている。

一方、1次振動系の減衰定数(h)についてみると、振動系がSway、Rocking動に支配されている短辺方向の値は、 $h_{X1}=10$ (%)と地盤の影響を大きく受けている。

一方、壁式ラーメン構造の弾性変形が50(%)以上である長辺方向の値は、 $h_{Y1}=2.4(\%)$ と上記の短辺方向に比して、かなり小さい。

そこで、**図Ⅱ-B4**には、Sway、Rocking 動を伴う1次の固有周期(T)、減衰定数(h)とS+R(%)との関係を解析的に求め鎖線で、実験値を○印で示した。

なお、解析の詳細は省略するが、基礎固定時の減衰定数を $h=1(\%)$ 、建物を剛体[S+R=100(%)]とした値を $h=10(\%)$ としている。

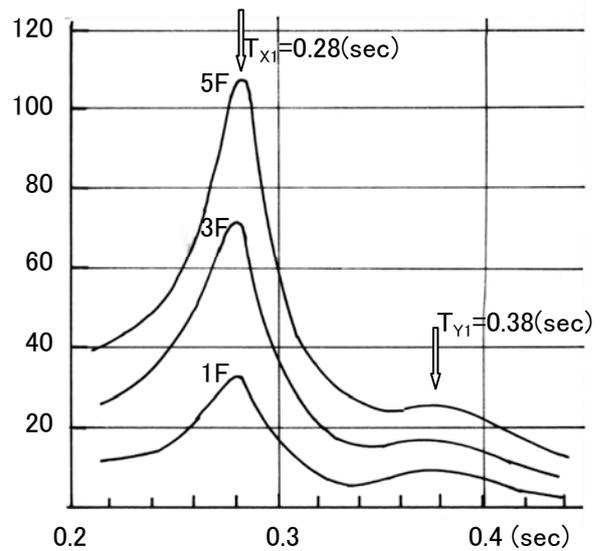
S+R=90(%)にも達し、ほぼ剛体と見なせる短辺の1次固有周期は、基礎固定時の値に対して3倍以上も伸び、減衰定数も建物を剛体とした $h=10(\%)$ に近い。

一方、Rocking(%)が非常に小さく、S+R=43.5(%)の長辺方向の場合も、周期、減衰は、Sway、Rocking 動の影響を受けているが、その度合いは、短辺方向に比してかなり小さいことが解る。

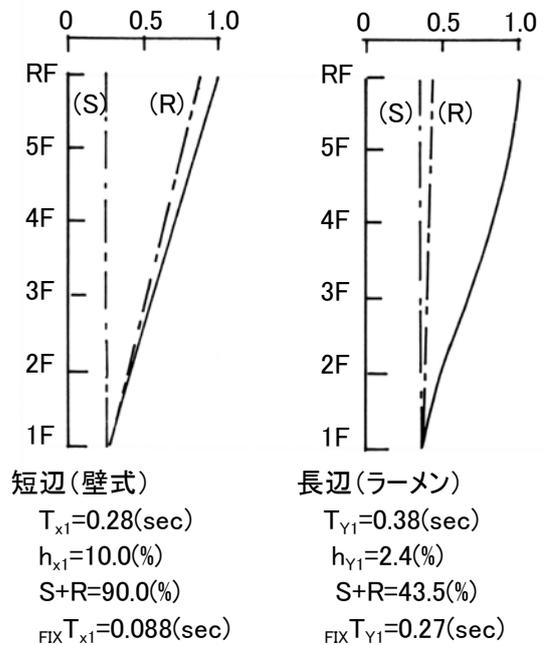
以上、壁式構造の短辺方向の1次振動は、剛体建物の振動性状を示し、基礎部の Sway および Rocking 変形に大きく支配されている。

一方、壁式ラーメン構造の長辺方向では、Sway 変形に加えて、ラーメン変形が1次振動に大きく関与している。

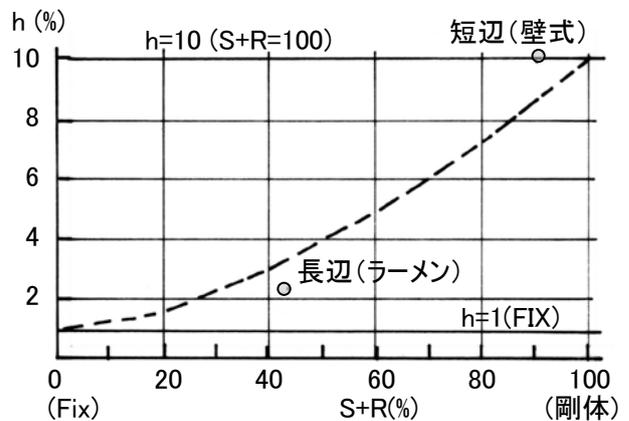
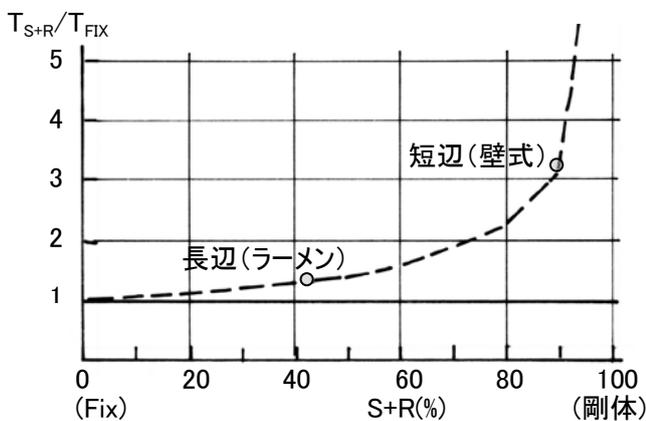
このように、本建物の短辺および長辺方向の振動系には、両方向の構造形式の特徴が明確に現れている。



図Ⅱ-B2 短辺方向加振時の短辺共振曲線



図Ⅱ-B3 短辺および長辺の1次振動モード



図Ⅱ-B4 Sway、Rocking(%)が建物の1次固有周期、減衰定数に与える影響

II-C 異なる2団地の集合住宅^{文2)}

地盤様態の異なる旧住宅公団の横浜飯島団地および名古屋の高蔵寺団地の5階建てアパート計6棟の振動実験結果について示す。また、これらのアパートは異種基礎形式も含まれている。

II-C 1 建物の概要および特徴

A) 日本有宅公団飯島団地

所在地：神奈川県横浜市飯島団地

建物概要：

RC 地上5階

軒高：15(m)

基準階平面：3DK、2LDK タイプ

基礎：直接基礎、杭基礎

実験者：早稲田大学理工学研究所

実験日時：1968.2

B) 日本有宅公団高蔵寺団地

所在地：神奈川県横浜市飯島団地

建物概要：

RC 地上5階

軒高：15(m)

基準階平面：3DK、2LDK タイプ

基礎：直接基礎、杭基礎

実験者：早稲田大学理工学研究所

実験日時：1969.2

当時の公団式アパートは、RC 造ラーメン構造であるが、短辺方向には、階段室のための壁、各住戸間の壁が多数配置され、特に短辺方向の剛性は極めて高い。

II-C 2 地盤概要

A) 飯島団地

同敷地では、横浜市北方の多摩丘陵の一部を造成している。微地形は、台地部と台地に刻まれた二筋の浸蝕谷からなり、地表面の起伏は激しい。

台地は、表面の関東ローム層の下に多摩ローム層、屏風ヶ浦層とみられる比較的硬く締まった粘土質砂、砂質シルトの土丹層(基礎)がある。

上記の地盤は、第三期三浦層群の固結シルトないし砂質シルト上にある。

また、斜面では土丹層が露出している部分もあり、低部では軟弱な有機質沖積層が堆積している。

なお、敷地造成は、台地部を削って谷間に盛土を施し、全体をひな形に整形している。

B) 高蔵寺団地

同敷地は、名古屋の東北に位置し、標高 80～120m の丘陵地帯にある。

この丘陵地帯は、砂礫層と粘土層の互層を主体とする第三期層鮮新世谷田川異層で構成されている。

敷地全体を見ると、地山部分では粘性土をレンズ状または薄層状に狭在する砂、砂礫地盤で、全体的に漸移性に富んでいる。また、地層の水平方向の連続性は良好であるが、地域的に起伏が見られる。

地面は、地山の切り取り面、あるいは盛り土面とまちまちであり、特に旧谷部を埋めた北側では盛り土厚さが 12m に達する部分もある。

II-C 3 実験概要

振動実験は、両団地の場合とも、手動式起振機を4階階段室に、短辺(X)および長辺(Y)方向に設置して行った。なお、以下では短辺方向の1次振動系について示す。

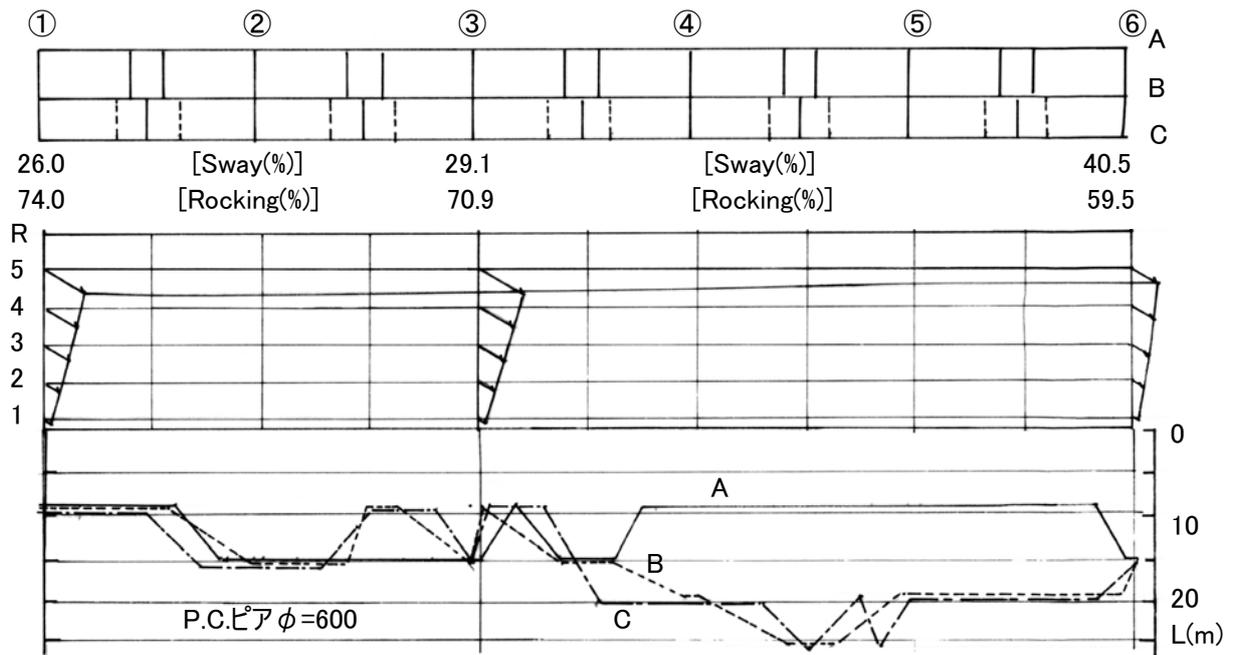
II-C 4 実験結果および振動特性

図 II-C1 に、飯島団地の地盤状態が異なる3棟の短辺(X)方向の変形モードおよび基礎形式、杭長等を対比して示した。なお、同図には、測定を実施した通りの Sway(%)、Rocking(%)および1次の固有周期(T_1)、減衰定数(h)も併記した。

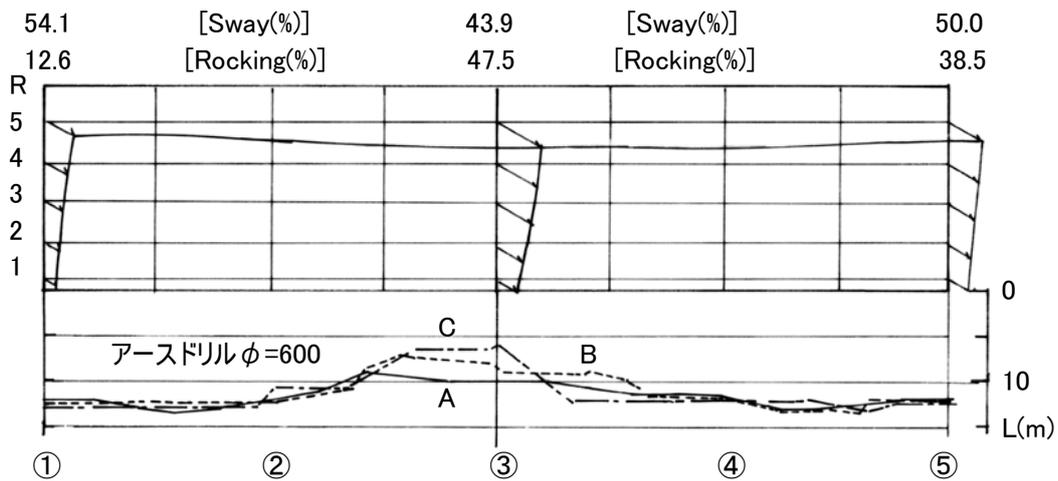
また、図 II-C2 には、高蔵寺団地の場合を上記と同様にして示した。

飯島団地の3棟の1次固有周期は、 $T_1=0.20\sim 0.285$ (sec)と高蔵寺団地の $T_1=0.19\sim 0.2$ (sec)に比して全体的に長い。これは、明らかに両団地の地質構成に起因している。

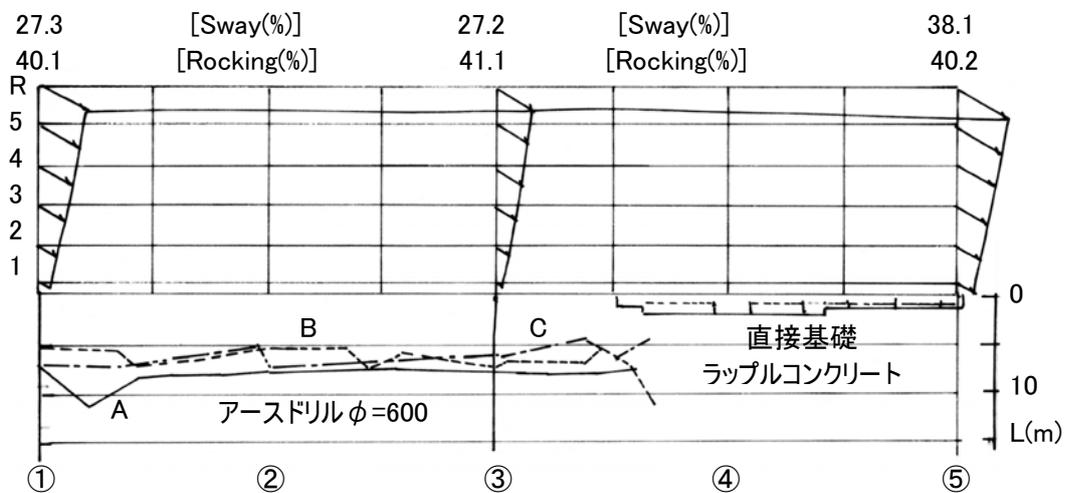
また、各棟の建物最上階における Sway+Rocking(%)は概ね 70(%)以上に達し、これら建物の短辺方向はほぼ剛体と見なせ、振動系は基礎部分の Sway、Rocking 動に大きく支配されていることが解る。



(a) No13棟、2DK、 $T_1=0.285(\text{sec})$ 、 $h_1=0.055$

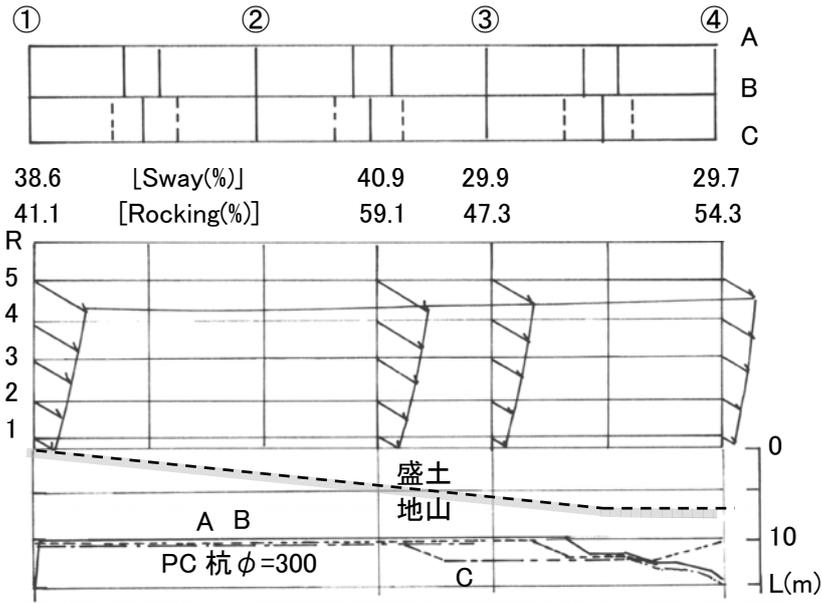


(b) No15棟、3DK、 $T_1=0.245(\text{sec})$ 、 $h_1=0.04\sim 0.1$

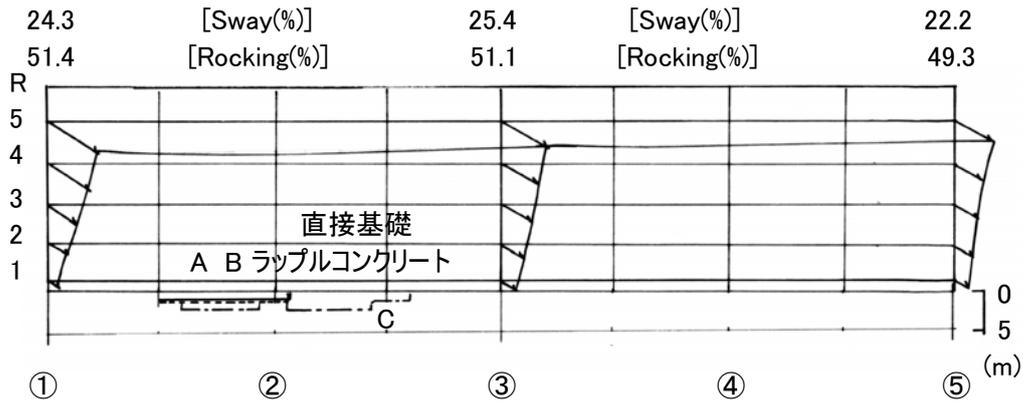


(c) No23棟、3DK、 $T_1=0.194(\text{sec})$ 、 $h_1=0.095$

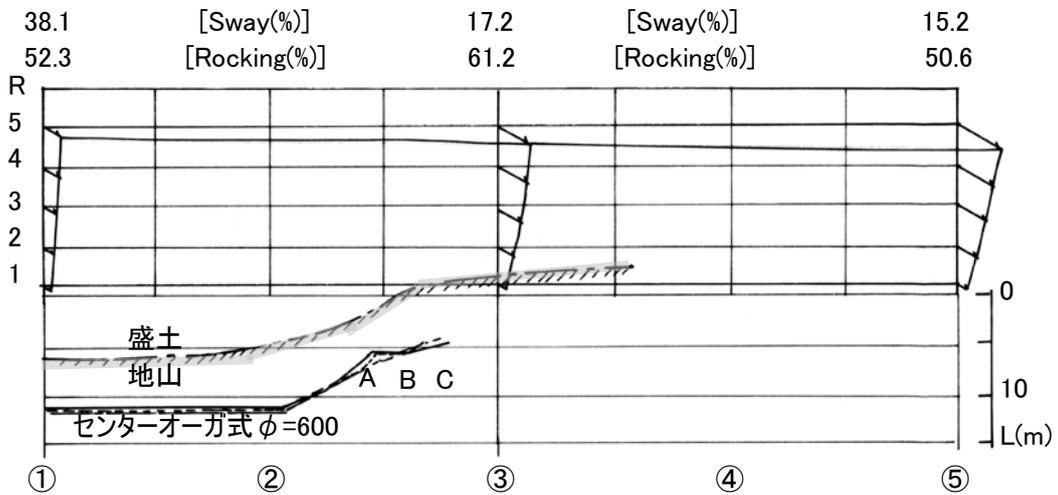
図II-C1 飯島団地



(a) C-3棟、2LDK, $T_1=0.196(\text{sec})$ 、 $h_1=0.075$



(b) K-5棟、3DK, $T_1=0.186(\text{sec})$ 、 $h_1=0.062$



(c) K-6棟、3DK, $T_1=0.196(\text{sec})$ 、 $h_1=0.074$ [高蔵寺団地]

図II-C2 高蔵寺団地

なお、同一建物でも各測定通りで、Sway(%)、Rocking(%)に差異が認められる場合もあるが、これは主として、5Fの Rocking 変位を1Fの上下動による回転角から求めているためである。

飯島団地 No23 棟、高蔵寺団地 K-6 棟の基礎は異種基礎であるが、直接基礎部分の変形が相対的に杭基礎部分に比して大きい性状が認められる。

減衰定数に関してみると、 $h=0.04\sim 0.1$ の範囲にあり、一般のRC建物の値に比してかなり大きな値と言える。これは明らかに、各棟の振動系が基礎—地盤の変形に支配されているためである。

以上、短辺方向に壁が多数配置されている公団式アパートの短辺方向の振動系は、ほぼ剛体振動の性状を示し、その系は、地盤および基礎に支配されると言えよう。

II-C5 K-6棟加振時のK-5棟の振動

高蔵寺団地では、非常にめずらしい測定を実施した。それは、k-6 棟を加振し、k-6 棟の振動が地盤を伝搬した、それによる隣接する k-5 棟の振動を測定した。

図 II-C3 に、k-5 棟と k-6 棟の位置関係、設計 G.L. を基準とした造成前の地盤の等高線を示した。

図 II-C4 に、k-5 棟、k-6 棟加振時の両棟の R 階(X)の共振曲線および k-6 棟加振時の k-5 棟の共振曲線(5F、3F、1F)を示した。

さらに、図 II-C5 には、k-6 棟加振時の k-5 棟、k-6 棟の各共振時の振動モードを示した。同図には、k-6 棟 1F と両棟中間点地表との水平動および上下動波形の位相差による表層地盤の伝搬速度 (V_H 、 V_V) も併記した。

上記共振曲線より、k-5 棟の 1 次固有周期は $T_{X1}=0.186(\text{sec})$ 、k-6 棟は $T_{X1}=0.175(\text{sec})$ である。

一方、k-6 棟加振時の場合、k-5 棟の共振周期は、約 $T_R=0.18(\text{sec})$ と上記の固有周期 $T_{X1}=0.186(\text{sec})$ と一致せず、理論的にも不可解である。

この理由は、k-6 棟加振時の同棟の共振振幅(図 II-C4)は、 $T=0.186(\text{sec})$ [k-5 棟 1 次]時では約 3 割程度減少していることに起因している。

従って、 $T=0.186(\text{sec})$ 時の k-5 棟への加振力(振幅)は、 $T_{X1}=0.175(\text{sec})$ に比して、大きく減少している。もし、k-5 棟への加振力が $T=0.175(\text{sec})$ 時の値を維持していれば、k-5 棟の振幅は $T_{X1}=0.186(\text{sec})$ で最大になる(共振)と判断されよう。

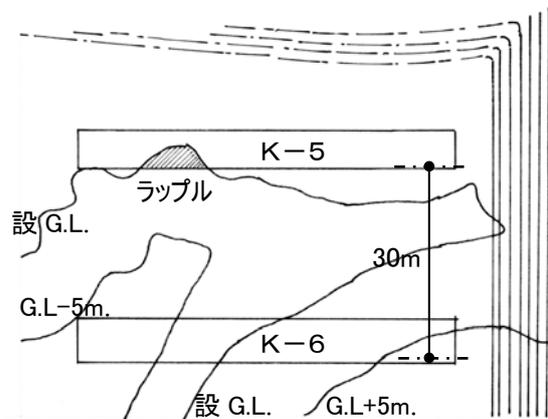


図 II-C3 K-5棟、K-6棟
設計 G.L.基準の等高線

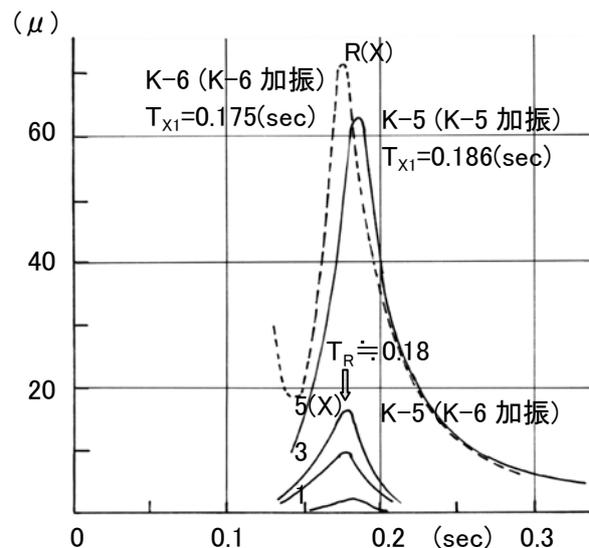


図 II-C4 K-6棟加振時のK-5棟
およびK-6棟、K-5棟の共振曲線

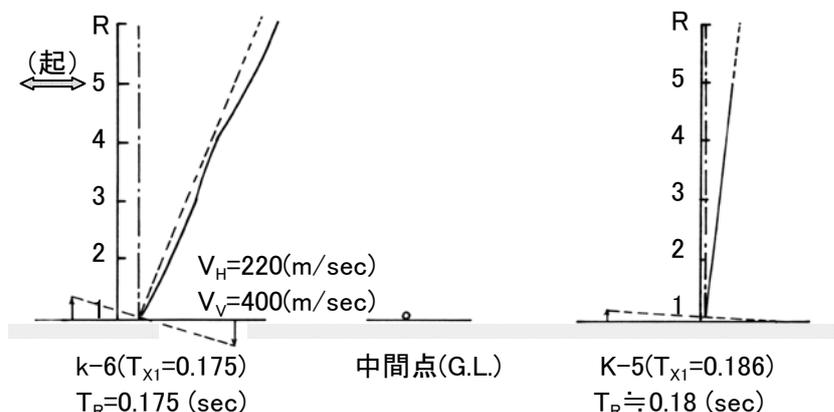


図 II-C5 K-6棟加振時のK-6棟、K-5棟の共振モード

II-D 地下2階、地上9階の事務所建物

本建物は、実験当時の代表的な中規模の事務所建築と言える。

II-D1 建物の概要および特徴

建物名称：D 銀行名古屋支店

所在地：名古屋市

建物概要：図 II-D1

SRC 地下2階、地上9階、

ペントハウス3階

軒高：31.0(m)

基準階平面：21.6x30.0

基礎：ピア基礎(径：1.2、2.2、3.0m)

実験者：早稲田大学構築物振動研究会

実験日時：1962

本建物は、深さが-11.3(m)と比較的深い地下2階を有する軒高さ31(m)の事務所建築であり、建物の長辺方向の④通りに沿ってエレベーターコアを配置している。

また、構造的には、①および④通りに連層耐震壁が配置され、建物の長辺方向の剛性はかなり高いと言える。

地下2階の直接(べた)基礎は、深礎地業による径が1.2~3.0(m)のピアで支持している。

II-D2 実験概要

強制振動実験は、手動式起振機を9階に、短辺および長辺方向に設置して行った。

II-D3 実験結果および振動特性

図 II-D2(a)に、短辺方向加振時の9、5、1階の、また同図(b)には、長辺方向加振時の9、7、4、1階の共振曲線を示した。

また、図 II-D3には、短辺および長辺方向の1次振動モードを示した。

短辺方向の1次固有周期は、 $T_{X1}=0.54(\text{sec})$ と一般のRC造7~9階建物の値とほぼ対応していると判断される。これに対して、長辺方向の1次固有周期は $T_{Y1}=0.36(\text{sec})$ とかなり短いと言える。

また、振動モードにおいて、Sway(%)は、両方向とも10(%)程度と非常に小さく、Sway動に対しては地下室の根入れ効果が明確に現れている。

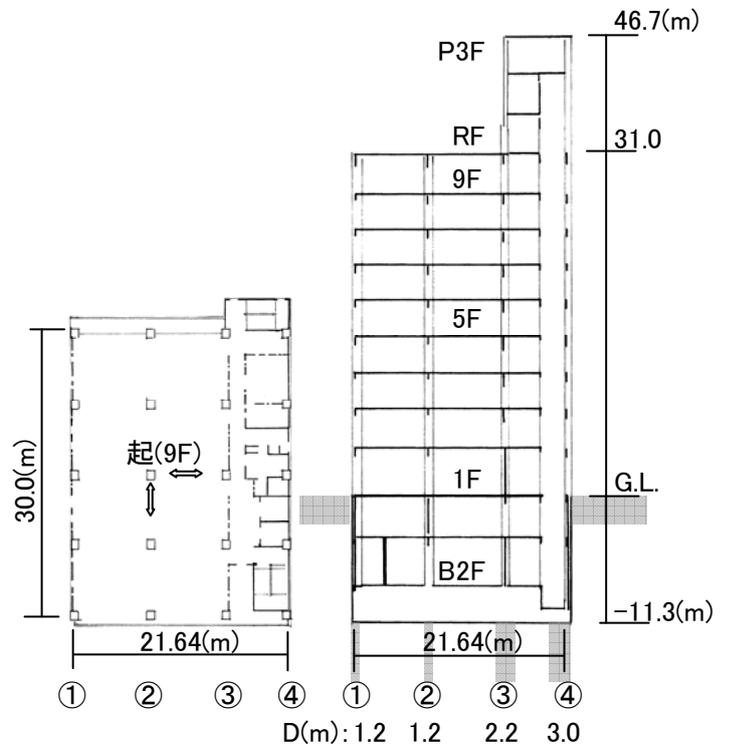
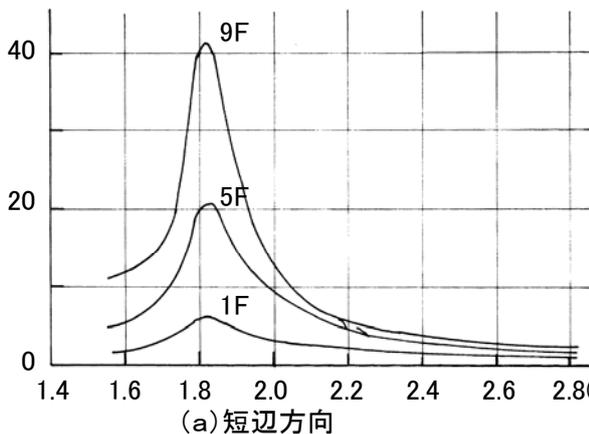
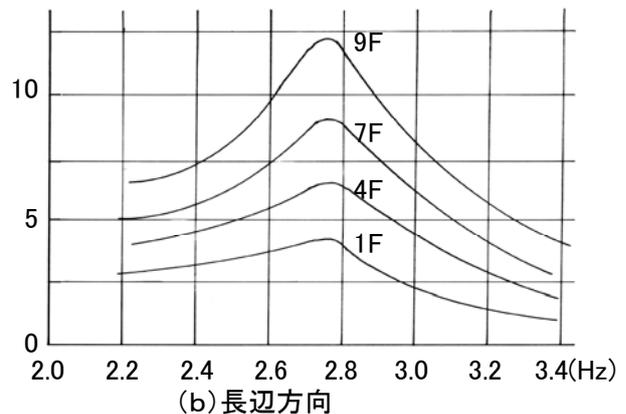


図 II-D1 地下2階、地上9階の事務所建物



(a)短辺方向



(b)長辺方向

図 II-D2 共振曲線

短辺方向の振動モードでは、ラーメン変形が屋上の全変形の約60(%)を占め、1次振動を大きく支配していることが解る。

上記の短辺方向に対して、長辺方向の振動モードは、**Rocking** 変形に大きく支配され、ほぼ剛体的振動特性を示し、先に述べた①、④通り配置された連層耐震壁によるものと推定される。そこで、動振動モードおよび1次固有周期 $T_{Y1} = 0.36(\text{sec})$ から、基礎固定とした1次固有周期を逆算すると、 ${}_{\text{FIX}}T_{Y1} = 0.16(\text{sec})$ となり、本建物の長辺方向の水平剛性には、耐震壁の効果が明確に現れていると言えよう。なお、短辺方向の基礎も固定とした1次固有周期を逆算してみると、 ${}_{\text{FIX}}T_{X1} = 0.42(\text{sec})$ となる。

本建物の場合も、上記の **Rocking** 動に関係する基礎の回転ばね定数は、長辺方向の値が、短辺方向に比してかなり高い値を有しているはずである。それにも拘わらず、長辺方向の **Rocking**(%) は、短辺方向の値よりかなり大きく、矛盾しているように見える。これは、振動モードが、各階の、また **Sway** 変形、**Rocking** 変形の絶対値では無く、各変位の比であること、またこれらの比の値は、基礎部の **Sway** ばね定数、**Rocking** ばね定数および上部構造のばね定数(剛性)の相対比で決定されるためである。

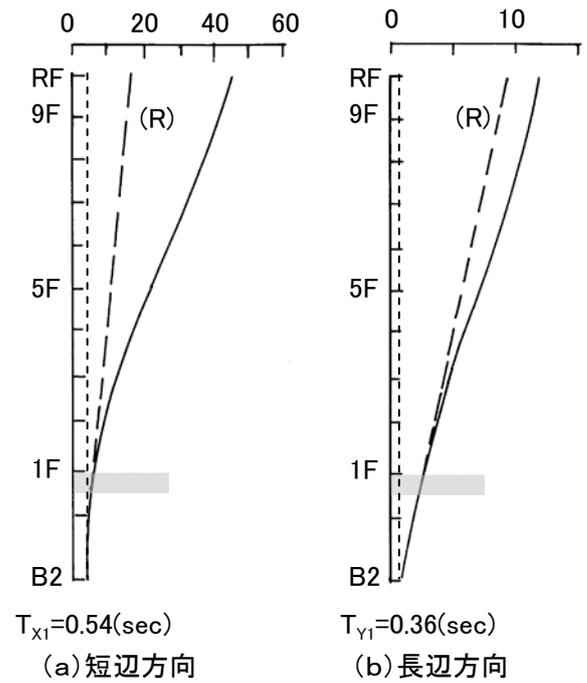


図 II - D3 1次振動モード

以上、本建物の振動実験より、地下室の根入れは基礎部分の水平移動(**Sway** 動)を大きく拘束すること、耐震壁による剛性は極めて高いこと、また1次固有周期に大きく影響する基礎部の **Sway** および **Rocking**(%) は、**Sway**、**Rocking** および上部構造の剛性比で評価されることが解ろう。

II-E 整形平面の近代的事務所建物

本建物は、エレベータ・コアを建物の一方の中央に集中配置した、当時の近代的事務所建築と言える。

II-E 1 建物の概要および特徴

建物名称：Eビル

所在地：名古屋

建物概要：図II-E1

SRC 地下2階、地上11階、

ペントハウス3階

軒高：41.0(m)

基準階平面：45.6x43.2

基礎：直接、べた基礎

支持層：N=50~60の熱田層(礫層)

実験者：早稲田大学理工学研究所

実験日時：1968

本建物は、建物中央のY方向に耐震壁で構成されるエレベーターコアを、①、⑩通りに連層耐震壁を配置し、地下2階を有する軒高さ41(m)の、当時の近代的な事務所建築と言える。

X方向には14.4(m)の長尺な梁が配置され、同梁には、梁成35~37(cm)のRC梁の下端にH型钢(H-588x300)を付加した合成梁を採用している。

また、建物は、直接(べた)基礎で、N値が50~60の礫層に支持している。

II-E 2 実験概要

強制振動実験は、手動式起振機を11階の階段室の、短辺(X)および長辺(Y)方向に設置して行った。実験は常時微動測定も行い、また11階のスラブ、梁についても行っている[(II-T1)節]。

II-E 3 実験結果および振動特性

図II-E2に、Y方向を加振した場合の1、5、R階におけるY方向の共振曲線を示した。

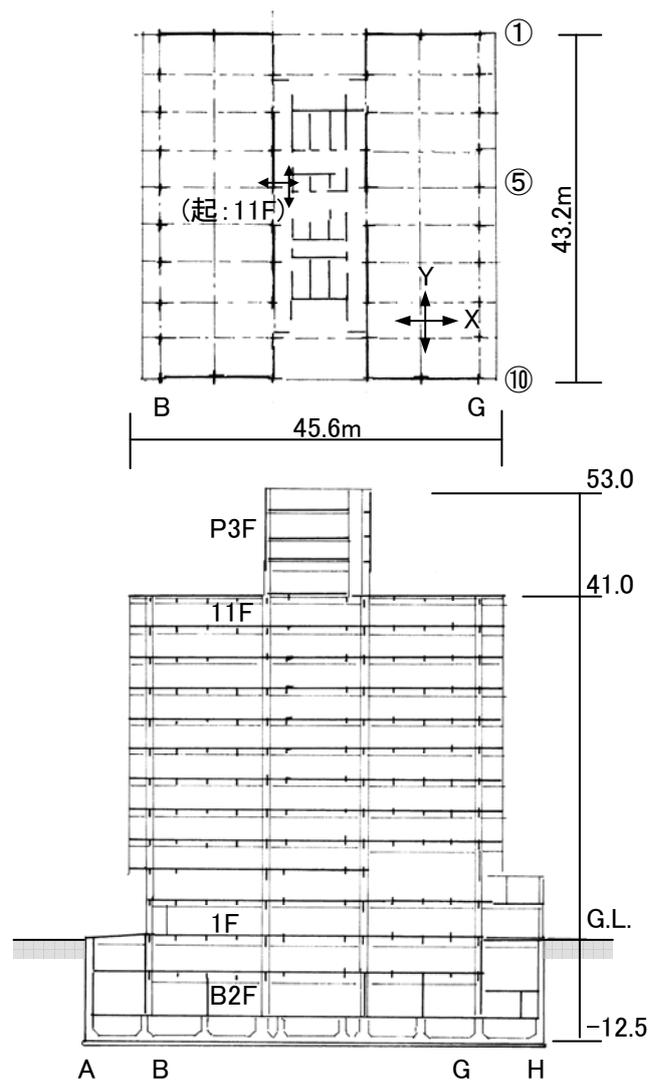
また、図II-E3には、図II-E2に現れている0.48(sec)、0.456(sec)および0.37(sec)の3つの共振周期時の11階における平面上の振動モードを示した。なお、0.48(sec)の振動モードは、X方向加振時の測定結果である。これらの平面振動モードは、各階とも同様な性状を示している。

さらに、図II-E4には、X方向加振時の共振曲線で、最大のピークである $T_{X1}=0.48(\text{sec})$ の、⑩通りの振動モード、およびY方向加振時の、B通りの $T_{Y1}=0.456(\text{sec})$ の振動モードを示した。両方向の振動モードには、地下2階で測定した上下動の変形も併記した。

以上の測定結果より、図II-E2における共振周期、 $T_{X1}=0.48(\text{sec})$ はX方向の、 $T_{Y1}=0.456(\text{sec})$ はY方向の1次固有周期、また $T_T=0.37(\text{sec})$ は、ねじれの固有周期であることが解る。

また、X方向とY方向の1次固有周期には大差が無い。

ここで、両方向を基礎固定とした1次固有周期を逆算してみると、XおよびY方向とも、 $\text{FIX}T_1=0.28(\text{sec})$ とかなり短く、耐震壁等による本建物の水平剛性は、両方向ともほぼ同等であることが判明した。



図II-E1 近代的な事務所建築

1 次の振動モードにおいて、基礎部の水平動による Sway(%)は、X、Y方向とも、S=10(%)程度と非常に小さく、地下室の根入れ効果が明確に現れている。これに対して、基礎の回転動による Rocking(%)は、上部構造の水平剛性が相対的に高いためか、R=50(%)程度の値となり、Rocking動に対する地下室の効果はあまり認められないと言える。

また、基礎の Rocking 動による回転角(R)を求めるために測定された地下2階の上下変形の状態を見ると、X方向の回転中心は、建物中心より **G** 通り側に移動している。これは、**図 II-E1**に見られるように、**G** 通り側の2、3階に大空間があり自重が偏心しているためとも考えられる。これに対して、Y方向の回転中心は、ほぼ建物の中心に存在している。

一方、地下2階の上下方向の変形状態は、曲線的変形状態を示しているが、これは、基礎梁の剛性が影響していると言える。例えば、基礎梁の剛性が高いほど、最下階の上下変形は直線的になることが推察されよう。

さらに、XおよびY方向の、1次固有周期時の平面上の変形は、ほぼ平行移動した状態で振動している。これに対して、 $T_T=0.37(\text{sec})$ はねじれ周期時には、回転中心をほぼ建物の中心としたねじれ変形を示している。

上記のような純粋に振れ振動が得られた測定例は極めて少ない。

以上、本建物の振動実験結果は、高さが20~30(m)の剛性が比較的高い建物の典型的振動性状を示していると言える。

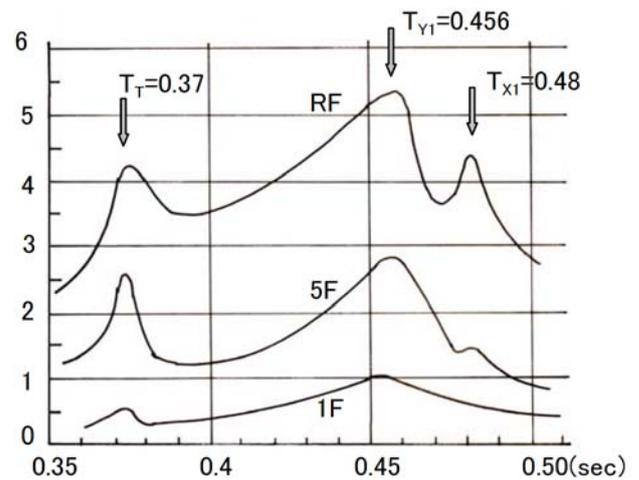


図 II-E2 Y方向加振時のY方向共振曲線

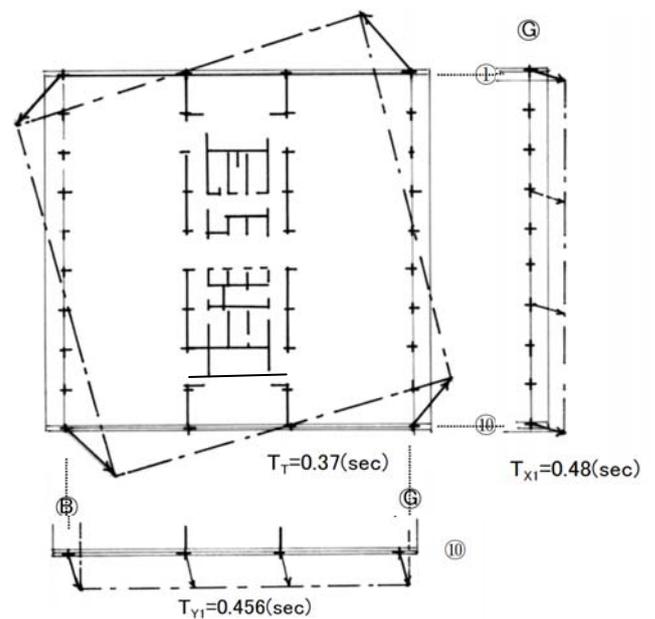


図 II-E3 各共振周期時の平面振動モード

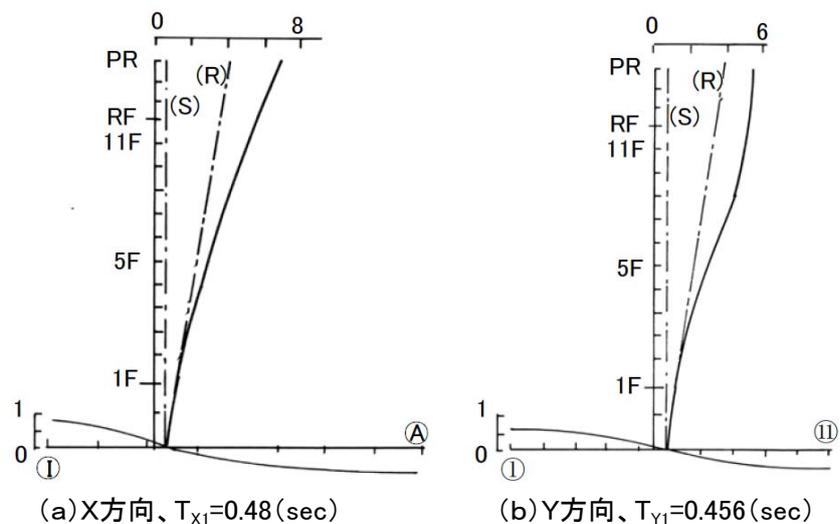


図 II-E4 XおよびY方向の1次振動モード

II-F 連層耐震壁が偏在した区役所¹⁾

本建物は、センターコア形式の事務所建物である。短辺方向の1外周に連層耐震壁が配置されているため、センターコアの位置を移動している。

II-F 1 建物の概要および特徴

建物名称：F 区役所

所在地：東京都

建物概要：図 II-F1

SRC 地下2階、地上8階、

軒高：30.8(m)

地下底面深さ：G.L.-8m

基準階平面：43.8x57.2

基礎：RC 杭基礎

杭の支持層：G.L.-16m 以深の砂礫層

実験者：早稲田大学構築物振動研究会

実験日時：1966

本建物の場合、短辺方向の⑫通りに連層耐震壁が配置されている。

そこで、構造設計では、特に短辺方向の構造的バランスを考慮して、エレベーター・コアを②通り側に移動し、さらに連層耐震壁と相対する位置の、B通り、H通りまた②通りの一部に耐震壁を配置している。

II-F 2 実験概要

強制振動実験は、手動式起振機を8階に、短辺および長辺方向に設置して行った。また、常時微動測定も行っている。

II-F 3 実験結果および振動特性

図 II-F2に、短辺方向加振時に、同時測定を行った短辺方向8、5、3階、また長辺方向8、3階の共振曲線を示した。

また、図 II-F3(a)には、短辺方向加振時の、共振周期 $T_{X1}=0.4(\text{sec})$ における8階の平面上の変形曲線を、また同図(b)には、長辺方向加振時の共振周期 $T_{X1}=0.36(\text{sec})$ における同階の変形曲線を示した。

さらに、図 II-F4には、短辺および長辺方向の、1次の振動モードを示した。

短辺方向の1次固有周期は $T_{X1}=0.4(\text{sec})$ 、また長辺方向の1次固有周期は $T_{Y1}=0.36(\text{sec})$ であり、通常の SRC 造8階建ての建物としては、かなり短いと言える。

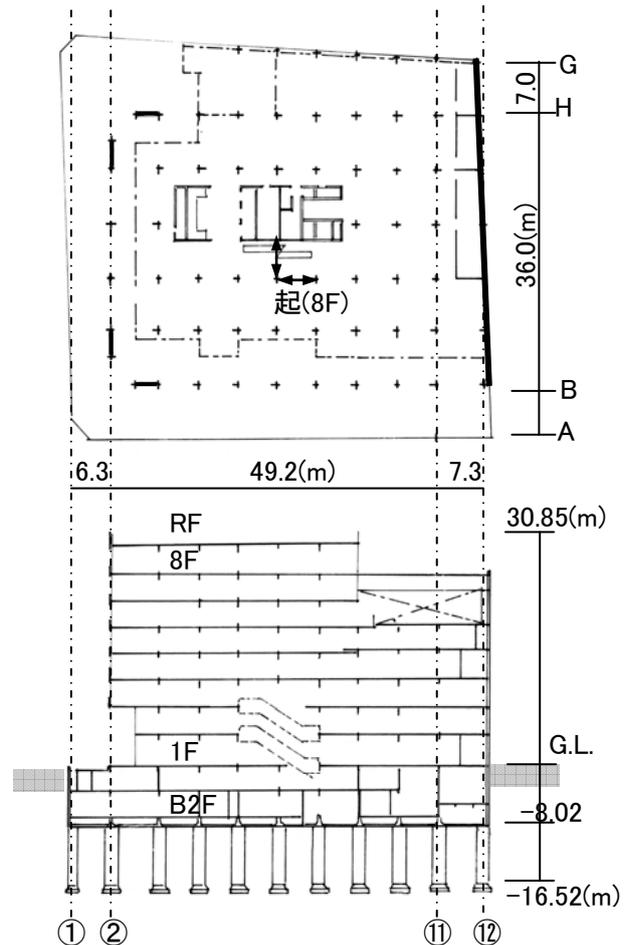


図 II-F1 連層耐震壁とエレベーターコアが偏心配置された建物

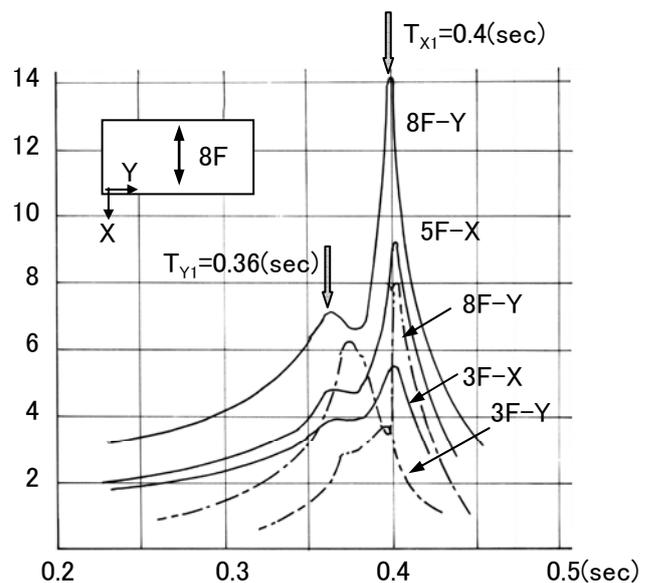


図 II-F2 短辺方向加振時の共振曲線

短辺1次の、 $T_{X1}=0.4(\text{sec})$ 時の8階の変形曲線を見ると、短辺方向(X)の変形は、②通り側になるほど、連層耐震壁の⑫通り側に比して大きくなり、⑫通り側が振られた振動モードを示している。

また、B通りの長辺方向(Y)の変形も、短辺方向加振時にも拘わらず、大きくなっている。さらに、G通り側の長辺方向の変形は、エレベータコアがG通り側に配置されているため、B通り側に比して小さいことも解る。

一方、長辺方向の1次固有周期、 $T_{Y1}=0.36(\text{sec})$ 時の変形は、各通りが長辺方向にほぼ平行移動した性状を示し、連層耐震壁が面外変形となるため、同耐震壁の影響は現れていないと言える。しかしながら、加振直角方向の短辺方向にも変形しており、その変形状態は、短辺方向加振時の $T_{X1}=0.4(\text{sec})$ のそれと良く対応している。

以上如く、短辺方向の1次固有周期、 $T_{X1}=0.4(\text{sec})$ 時の平面上変形曲線には、⑫通りの連層耐震壁さらにエレベータコアの位置の影響を大きく受け、B-⑫通りをねじれ中心としたねじれの性状が明確に表れてくる。なお、この変形状態は、長辺方向加振時の $T_{Y1}=0.36(\text{sec})$ の変形曲線にも現れている。

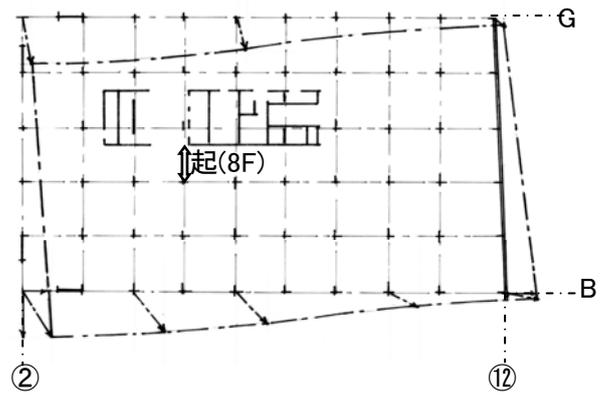
短辺および長辺方向の、1次振動モードにおける Sway(%)は、他の建物の場合と同様に、地下室の根入れ効果により、 $S=10(\%)$ 程度と非常に小さい。また、短辺方向の振動モードは、建物のラーメン変形の割合が $[1-R-S=68(\%)]$ 程度と1次振動を大きく支配している。

上記の短辺方向に対して、長辺方向の振動モードには、Rocking変形の割合がかなり大きく、エレベータコアの長辺方向の水平剛性が、かなり高いことを示している。

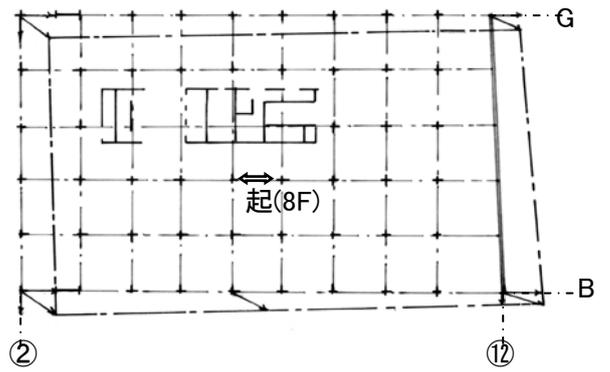
以上、本建物の振動実験より、特に、偏心配置された連層耐震壁の影響を大きく受け、短辺方向の1次固有周期時には、大きくねじれることが判明した。

<追記：常時微動に与える連層壁の影響>

8階で短辺方向、各通りの常時微動測定を行った際、②～⑧通りの測定波形には $T_{X1}=0.4(\text{sec})$ が明確に卓越し、各通りの位相もよく合致している。

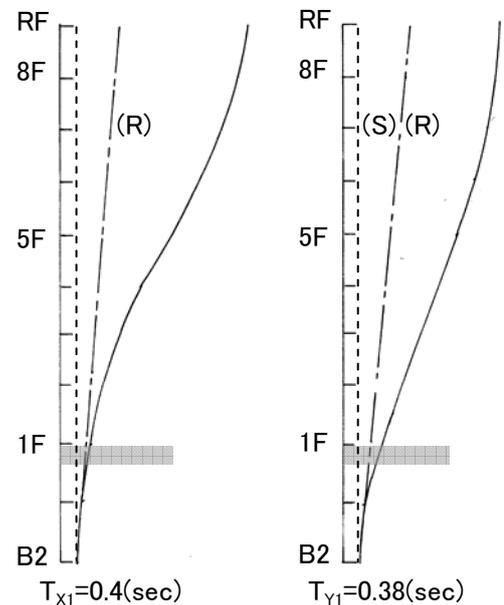


(a)短辺方向加振時、 $T_{X1}=0.4(\text{sec})$



(b)長辺方向加振時、 $T_{Y1}=0.36(\text{sec})$ 時

図Ⅱ-F3 1次振動時の8階平面変形曲線



図Ⅱ-F4 短辺、長辺方向の1次振動モード [F-④通り]

これに対して、連層耐震壁側の⑧～⑫通りの波形には、種々の短周期成分波が現れ、②～⑧通りの測定波形と全く様相が異なっていた。これも通りの連層耐震壁の影響と判断されるが、このような測定結果の経験は皆無であった。

II-G 戦火を受けた建物

本建物は、昭和初年に建築され、戦火を受け、昭和26年には3層が増築され、7階建ての建物として現存している。そこで、耐震診断として、約48年前、強制振動実験およびコンクリートの強度試験等が行われた。

II-G 1 建物の概要および特徴

建物名称：Gビル

所在地：東京都中央区

建物概要：図II-G1

RC 地下1階、地上7階、

軒高：22.6(m)

基準階平面：11.0x22.0

基礎：独立直接

地盤：

実験者：早稲田大学構築物振動研究会

実験日時：1961

本建物は、平面的には小さく、①通り側にエレベータ、階段室が偏在した5角形をしている。

また、建設は、昭和初年と古く、4階建てで戦時中に火災を受けている。戦後の昭和26年に3層が増築され7階建てとなっているが、戦後の社会情勢を考えると、当時のコンクリート強度等はあまり期待できないと言える。

II-G 2 実験概要

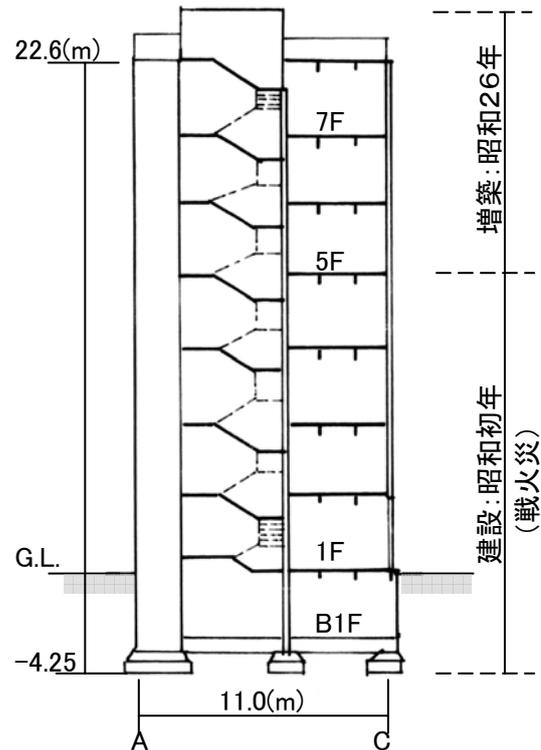
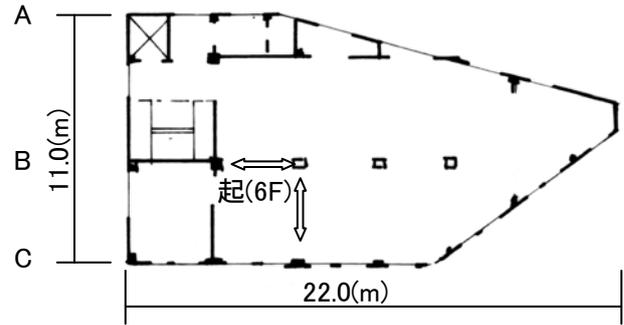
強制振動実験は、手動式起振機を6階の短辺(X)および長辺(Y)方向に設置して行った。

耐震診断の一環として、強制振動実験の他に、コンクリートの中酸化試験およびシュミットハンマーによる強度試験が行われている。

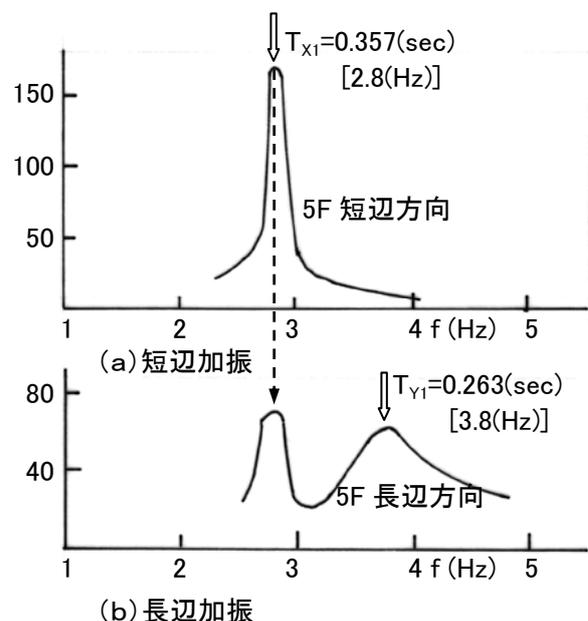
II-G 3 実験結果および振動特性

図II-G2(a)に、短辺加振時の5階短辺方向の、また同図(b)には、長辺加振時における5階長辺方向の共振曲線を示した。

図II-G3に、短辺方向加振時の、3階における平面上の変形曲線を示した。なお、各点の変形は、同時測定を行った短辺および長辺の変形を合成して求めている。



図II-G1 代表的な事務所建築



図II-G2 5階の共振曲線

図Ⅱ-G4には、1次振動の、短辺[$T_{X1}=0.375$ (sec)]および長辺[$T_{Y1}=0.263$ (sec)]方向の振動モードを示した。また、同図には、1～4、6階柱の、シュミットハンマーによるコンクリートの平均強度(σ_c)および中性化深さも併記した。

A. 振動系

短辺方向加振時の、1次固有周期[$T_{X1}=0.375$ (sec)]における3階平面上の変形曲線を見ると、各測点とも長辺方向にも変形、加振方向に対しほぼ45度方向に振動、⑦通り側が振られた変形状態を示し、①通り側に位置する剛性の高いエレベータ、階段室コアの影響が現れている。

上記のねじれを伴う変形性状の影響は、長辺方向加振時の共振曲線においても明確に表れ、長辺方向は、長辺加振時にも拘わらず、短辺1次固有周期時[$T_{X1}=0.375$ (sec)]においても共振し、その共振振幅もかなり大きいことが解る。

1次の振動モードにおいて、基礎部の水平動による Sway(%)は、X、Y方向とも、非常に小さい。

また、基礎の回転による Rocking(%)は、長辺方向で約10(%)程度であるが、短辺方向では約40(%)にも達している。両方向の Rocking(%)の相違は、基礎部分の回転ばね定数に起因している。

一方、短辺および長辺方向の1次固有周期には、かなりの差異が認められるが、短辺の基礎固定時の周期を逆算すると、 $T_{FIXX1}=0.288$ (sec)となり、長辺1次固有周期に近くなる。

これらより、短辺および長辺方向の、上部構造の剛性には大差はなく、短辺の1次固有周期は、基礎の Rocking 動により約3割伸びていることが解る。

B. 戦火の影響、増築部分

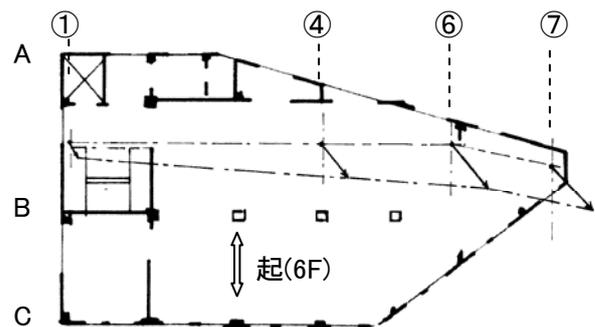
両方向の振動モードは、3階、5階で不連続性を示し、特に短辺方向の場合、顕著である。また、3階、4階の層間変形は相対的に大きく、両層の水平剛性は、他の層に比べ、かなり減少していると言える。この性状は、柱コンクリート平均強度(σ_c)、中性化深さの面にも現れている。

このように、本建物の3、4階の剛性は、戦時中の戦火により大きく低下したと判断される。

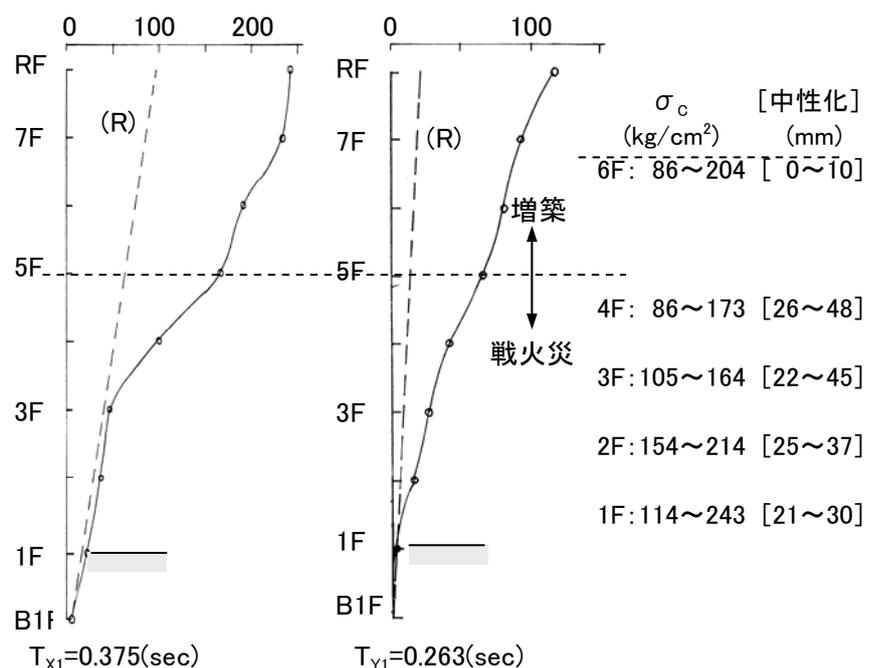
さらに、戦後増築された6階部分の層間変形もかなり大きい。これは、当時の社会状況を考えても、シュミットハンマーの信頼性は低いとは言え、増築部分のコンクリートの強度が平均強度(σ_c)が、かなり低いためと判断される。

以上の如く、振動実験時の建物の振幅は、最大でも500 μ (0.5mm)程度と微振動ではあるが、実験結果の固有周期、振動モード等の振動性状には、火災による剛性低下の影響等も認められ、振動実験は、極めて有用な耐震診断の手法と言えよう。

<追記>本建物の振動実験は、大学4年の時初めて参加、手伝いをした思いで多い実験である。



図Ⅱ-G3 短辺加振時の3階の変形曲線
[$T_{X1}=0.357$ (sec)時]



図Ⅱ-G4 1次振動モードと、コンクリート強度および中性化

II-H 耐震補強をした大型店舗

本建物では、短辺方向に耐震壁等が少なく、またスパンも最大 10.4(m)と広く、特に短辺方向の耐震補強が望まれていた。

そこで、故・松井源吾先生が耐震補強の設計をなされ、その効果を検討するため、振動実験を依頼されてきた。第1回目の振動測定は、耐震補強前に、第2回目は、耐震補強直後に行われた。

上記の耐震補強は、短辺方向の架構にも関連し、大梁およびスラブについても行われた。

II-H1 建物の概要および特徴、耐震補強

建物名称：H 大型店舗

所在地：東京都板橋区

建物概要：図 II-H1

地上5階、1F~4F：RC造、5F：S造

軒高：20.75(m)

基準階平面：(10.4~20.9)x53.75

実験者：早稲田大学理工学研究所

実験日時：1980(第1回)、1981(第2回)

本建物の長辺方向は、スパンが 3.15(m)と 4.0(m)と短く、壁も配置されている。これに対して、短辺方向はスパンも最大 10.4(m)と広く、純ラーメン構造で、剛性も長辺方向に比してかなり低いと言える。そこで、図 II-H1に二重線で示す、短辺方向の1~4階のRCラーメン架構をトラスで補強している。

図 II-H2(a)にスラブ、同図(b)に大梁、また同図(c)に短辺方向の架構の補強例を示した。

架構の補強には、建物用途を考慮したトラス架構が採用されている。

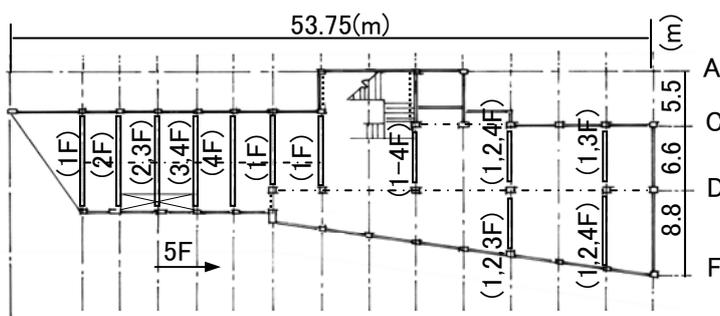


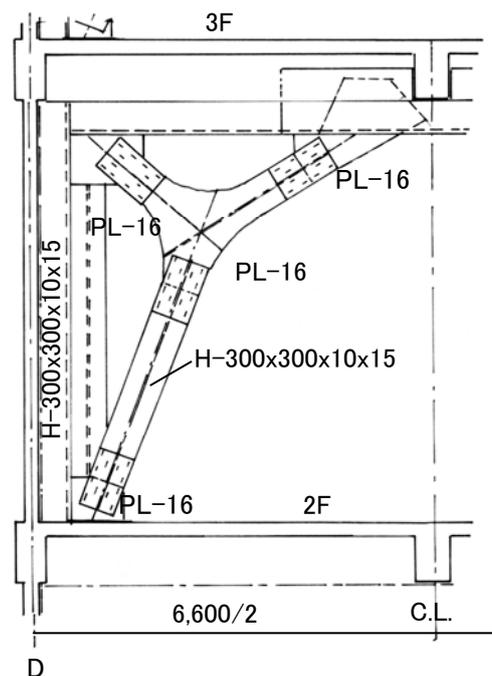
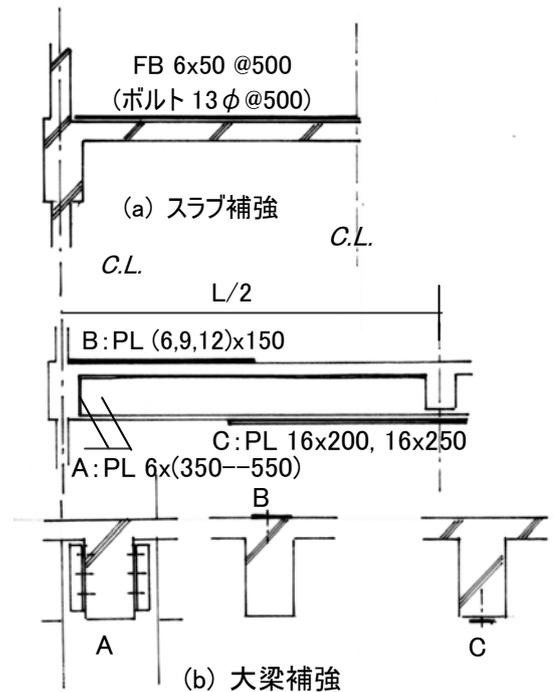
図 II-H1 建物平面とトラス補強位置(RC部分)

また、上記のトラス補強に関連して、大梁、スラブも鉄板で補強しているが、補強鉄板のコンクリートの接着には主としてエポキシが用いられている。

II-H2 実験概要

建物の振動測定には、常時微動測定を採用している。

また、大梁、スラブの振動実験は、重錘落下の方法によっている(II-T1項参照)。



(c) 増設トラス例(⑪通り)

図 II-H2 スラブ、大梁、架構の補強例

II-H3 建物の実験結果および補強効果

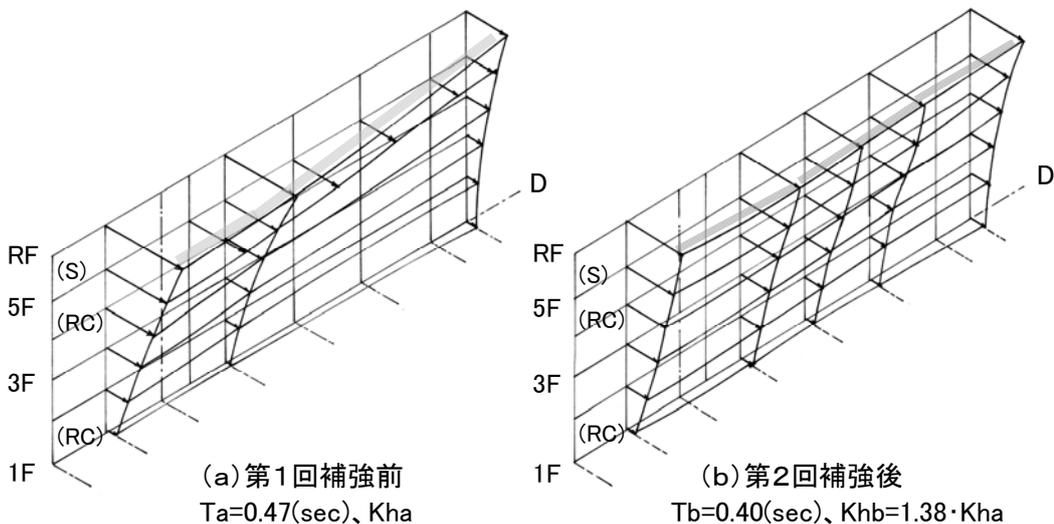
図II-H3には、補強前および補強後の、短辺方向のフーリエ解析結果を対比して示した。

また、図II-H4には、補強前および補強後の、短辺方向の1次振動系を対比して示した。なお、振動モードはフーリエ振幅および実測波形の振幅比より求めている。

短辺方向の1次固有周期(T_{X1})は、トラス補強前は0.47(sec) [2.15(Hz)]であるのに対し、補強後は0.40(sec) [2.5(Hz)]と約15%短くなっている。この固有周期の減少率より、補強トラスの効果を検討してみると、建物全体としての水平剛性(K_h)は、補強により4割近く増加していることになる。

また、短辺方向の振動モードにおけるSway(%)は20(%)前後と長辺方向に比して小さい。このSway動による周期の伸びは1割程度と推察されるが、測定されていないRocking動を考えると、基礎固定とした場合の固有周期は0.35(sec)以下になるものと判断される。なお、基礎部分の回転動(Rocking動)は、常時微動測定からは明確に求められないのが通常である。

さらに、振動モード(振幅比)みると、補強前は①通り側の変形が⑭通り側に比して、相対的に大きくねじれ変形を示している。これに対して、補強後では、③~⑭の各通りの変形には大差が無く、各階との短辺方向に平行移動した変形状態を呈している。この補強後の変形状態には、先に示した図II-H1の①~⑦通りの補強の効果が明確に現れていると言える。



図II-H4 補強前および補強後の、短辺方向の1次振動振動系

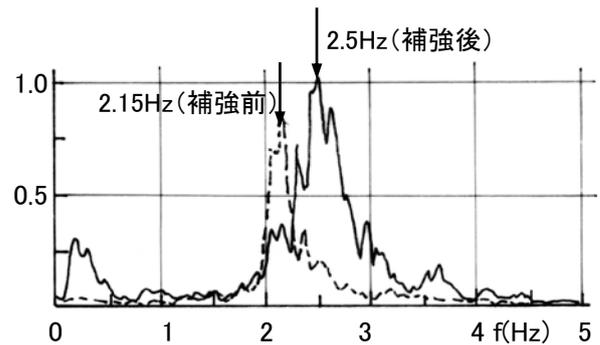
図II-H5には、長辺方向の補強前および補強後の1次振動モード、固有周期を対比して示した。

長辺方向の固有周期には、補強の影響は現れず、補強前後で一致している。また、長辺方向の1次固有周期(T_{Y1})は0.37(sec)であるが、その振動モードには、基礎部分のSwayが大きな比率を占めている。

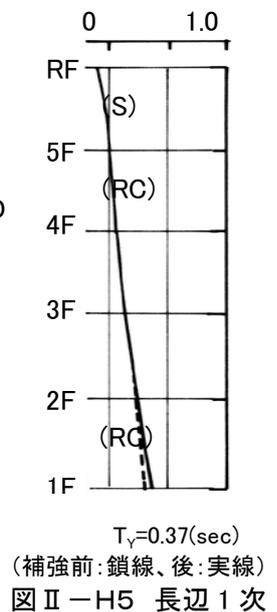
そこで、長辺方向の基礎固定時の1次固有周期($_{FIX}T_{Y1}$)を求めてみると、下記の値となり、長辺方向の1次固有周期は、Sway動により約5割伸びていることが解る。

$$\text{基礎固定時} : {}_{FIX}T_{Y1} = 0.25(\text{sec})$$

以上、大型店舗の補強前および補強後の振動実験結果の比較により、振動実験時の変位レベルは地震時に比してかなり小さいが、両時点の振動特性はかなり明確に把握できることが解らう。



図II-H3 短辺方向のフーリエ解析結果 (5階、⑦通り)



図II-H5 長辺1次

II - I センターコア+PH 3階の市庁舎^{文3)}

本建物は、建設当初、最先端のセンターコアの市庁舎である。また、本建物は、取り壊され現存していないが、村野藤吾先生の設計、構造は内藤多仲先生による設計で、建築学会大賞を受賞している。さらに、1964年新潟地震においても、液化等による被害は発生していない。

さらに、スラブの振動測定も実施している[(II-T1)節参照]。

II - I 1 建物の概要および特徴

建物名称：新潟市役所

所在地：新潟市西堀通り

建物概要：図 II - I1、図 II - I2

SRC 地下 1 階、地上 8 階、ペントハウス 3 階

軒高：29.55(m)

地下底面深さ：G.L.-6.0m

基準階平面：31.2x31.2

基礎：摩擦杭(松杭：径 24cm、長さ 7m)

杭の支持層：基礎底面以深 N=7~30 の砂層

実験者：早稲田大学理工学研究所

実験日時：1966

本建物の場合、3層のペントハウスを有するセンターコアの建物で、正方形の短辺、長辺方向のスパンは、7.8m とかなり大きい。

基礎には、長さ 7m の松杭が摩擦杭として、柱下および建物中心のコア部分を主体に多数打設されている。

上記の松杭を、本建物が取り壊された時点で調査してみると、腐食等は全く認められていない。一方、多数の摩擦杭を打設することは、一種の地盤改良に相当する。この地盤改良が、先に述べた如く、地盤の液化化で大きな問題となった新潟地震時に、液化化に対して大きな効果を発揮し、本建物には地震被害が発生しなかったと言えよう。

II - I 2 実験概要

建物の強制振動実験は、手動式起振機を 8 階の、短辺および長辺方向に設置して行った。

以下には、本建物の平面、構造が、短辺および長辺方向ともほぼ同一であるため、短辺方向の実験結果を主体に述べる。

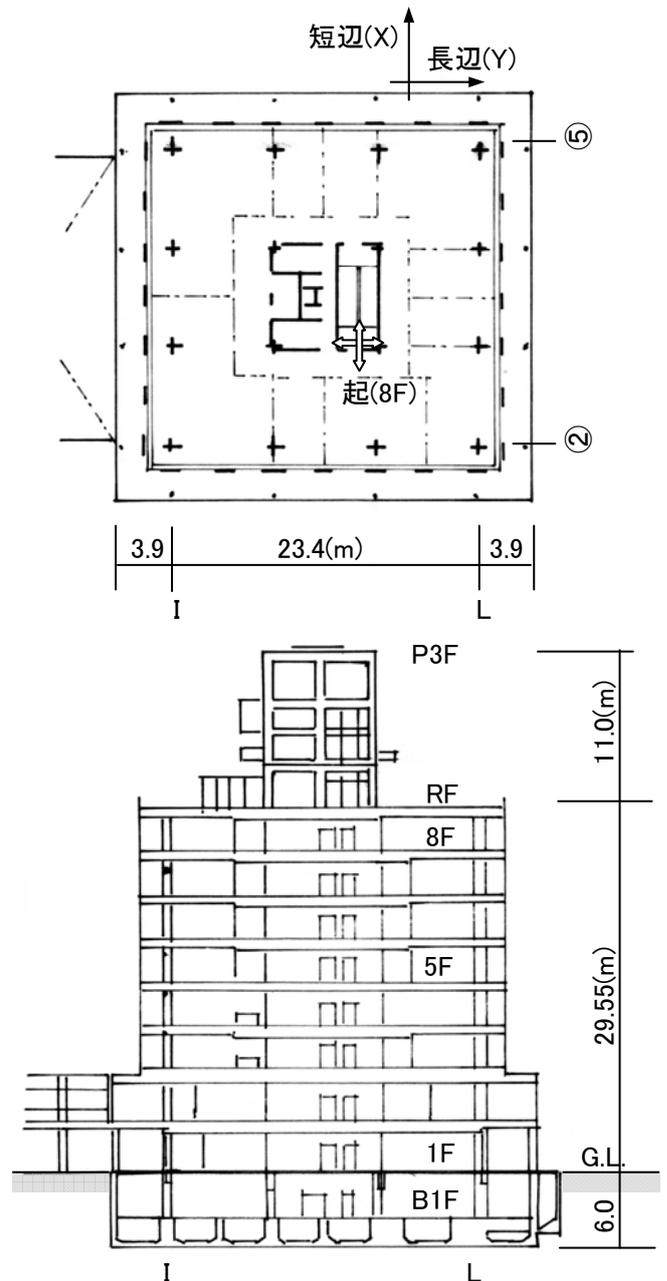


図 II - I1 センターコアの代表的建物

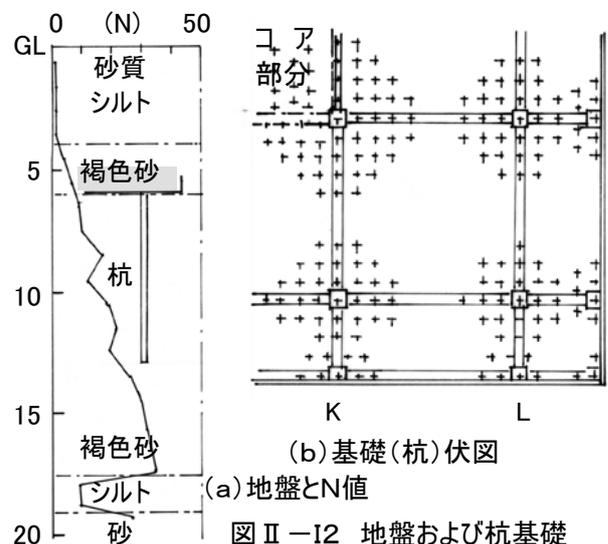


図 II - I2 地盤および杭基礎

II - I 3 実験結果および振動特性

A. 1～3次振動系と振れ振動系

図 II - 13 (a)には、建物の平面的ねじれ変形等を検討するための、短辺方向加振時のR階の共振曲線を、同図 (b)には、高さ方向の変形、振動モードを求めるためのR階、5階の共振曲線の一部を示した。

また、図 II - 14には、短辺方向加振時の、共振周期 $T_T=0.39(\text{sec})$ および $T_{X1}=0.68(\text{sec})$ 時のR階、5階の平面上の変形曲線を示した。

図 II - 15には、短辺方向加振時の、1次固有周期 [$T_{X1}=0.68(\text{sec})$]における1階の上下動の変形曲線を、さらに図 II - 16には共振周期、 $T_{X1}=0.68$ 、 $T_{X2}=0.24$ および $T_{X3}=0.15(\text{sec})$ の1～3次の振動モードを示した。同図の1次振動モードには、図 II - 15の上下動の変形曲線より求めた Rocking 変形も追記している。

短辺方向の1次固有周期 $T_{X1}=0.68(\text{sec})$ 時には、R階、5階の平面は加振方向にほぼ平行移動した変形状態を示している。一方、共振周期 $T_T=0.39(\text{sec})$ 時には、R、5階の平面は、図心をほぼ回転中心として回転している。この結果、 $T_T=0.39(\text{sec})$ は本建物のねじれの固有周期である。

上記のような完全なねじれ振動系が明確に発生した実験例は、私が行った多数の振動実験でも、極めてめずらしい事例と言える。

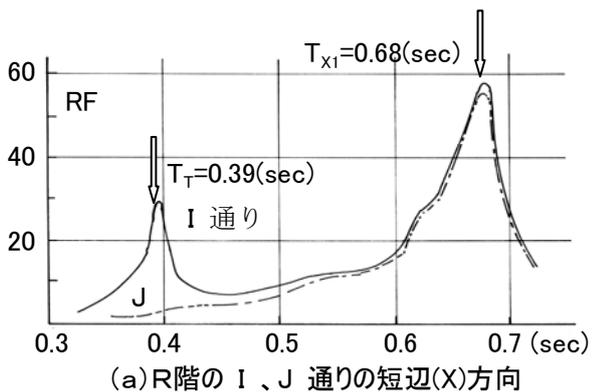


図 II - 13 短辺(X)方向加振時の共振曲線

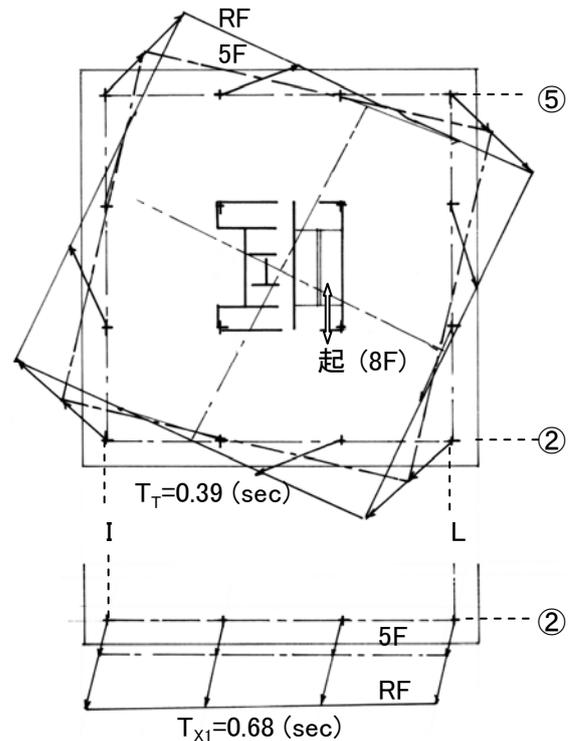


図 II - 14 $T_T=0.39(\text{sec})$ 、 $T_{X1}=0.68(\text{sec})$ 時の5F、8Fの平面変形

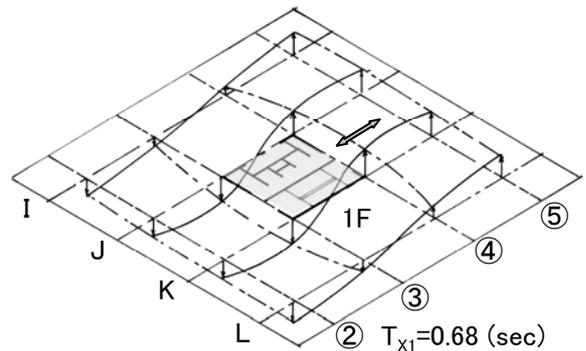


図 II - 15 短辺方向加振時の、1階の上下動の変形曲線

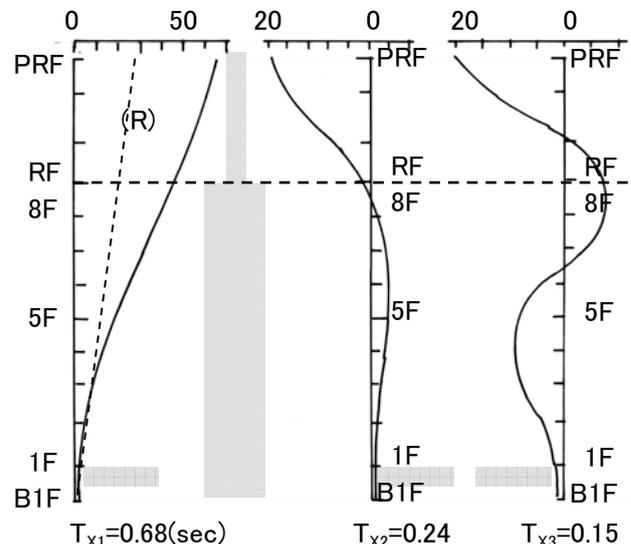


図 II - 16 短辺方向の1次～3次振動モード

また、図Ⅱ-16の振動モードから解るように、本建物の1次固有周期は $T_{X1}=0.68(\text{sec})$ 、2次固有周期は $T_{X2}=0.24(\text{sec})$ 、3次固有周期は $T_{X3}=0.15(\text{sec})$ である。しかしながら、例えば、2次振動モードの場合、ペントハウス部分の変形がR階以下の変形に比して相対的に大きくなり、一般の建物の場合と大きく異なっている。

上記の振動モードの特性については、後のC.項で考察している。

B. 1階の上下動変形とセンターコア

図Ⅱ-15に示した1階の上下動の変形曲線を見ると、**I**通りと**L**通りの変形状態は、建物のセンターライン[③~④通り]を中心にほぼ直線的に基礎は回転している。

これに対して、**K**および**J**通りの基礎は、剛性の極めて高いセンターコア部分[③~④通り]では直線的に回転変形しているが、ラーメン構造部分の②および⑤通りに変形は、ほぼ③、④通りとほぼ同一な変形となり、全体的に直線の変形状態を示していない。

上記のように、基礎部分の上下動変形曲線、すなわち基礎の回転動にも、上部構造の剛性分布、本建物では特にコア部分の連層壁に大きく影響を受けることが解ろう。

C. 連成系の1~3次振動系

先の図Ⅱ-16に示した振動モードは、例えば2次の振動モードの場合、かなり特異な性状を示している。

以下に、これらの振動系について考察する。

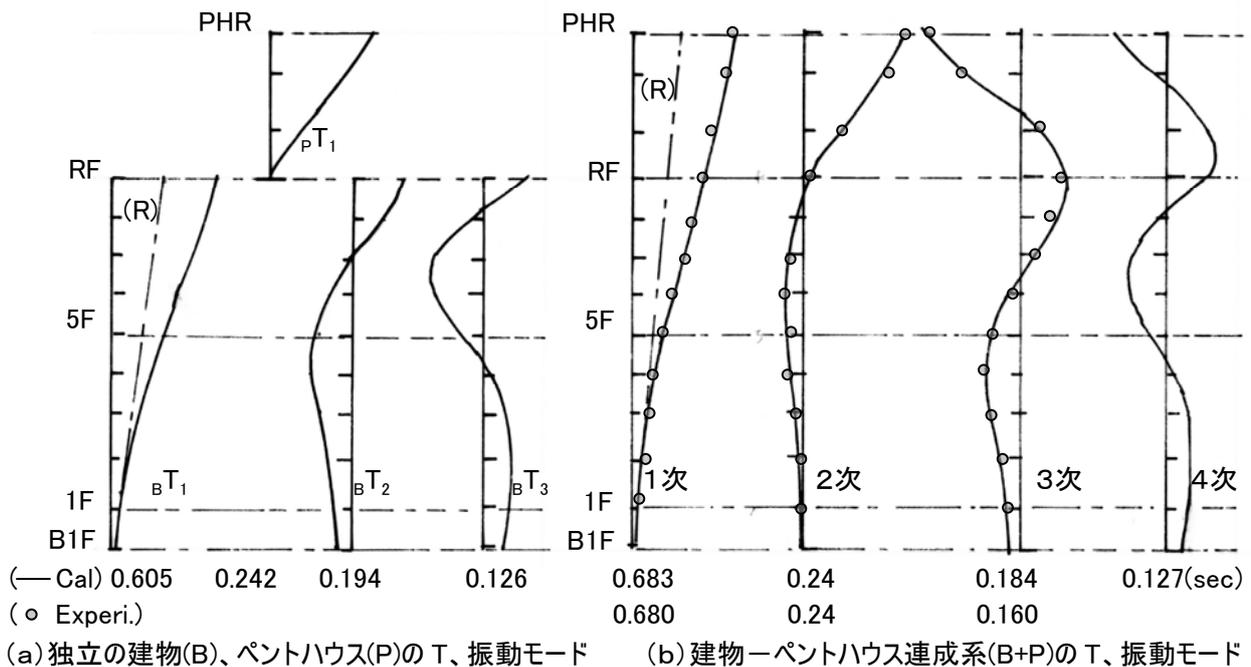
本建物(図Ⅱ-11)は、屋上にセンターコアを延長した平面の小さな3層のペントハウス(PH)が存在している。このため、本建物は、8階建物部分と3層ペントハウスの異なる2つの振動系からなり、同連成系の振動特性が固有値に現れたと推察された。

図Ⅱ-17(a)には、ペントハウス(PH)と建物部分(B)を完全に切り離し、これらの各部分を独立の系として解析的に求めた固有周期、振動モードを示した。

また、同図(b)には、建物-ペントハウス連成系(B+PH)の固有周期、振動モードの解析結果を実測値と対比して示した。

連成系(B+PH)の1次、3次、4次振動の固有周期は、建物(B)の1次~3次の値($T_{B1} \sim T_{B3}$)に、(B+PH)の2次はペントハウス(PH)の1次(T_{P1})の値に良く対応していることが解る。

図Ⅱ-18には、上記の各系の固有振動数(固有周期の逆数)と振動次数の関係を、解析値と実測値を対比して示した。



図Ⅱ-17 連成系(B+P)の固有周期と振動モードの振動特性

実測値の1～3次の固有振動数(印)は、連成系の解析値(印)でよく説明されている。

また、連成系(B+PH)の解析値、1次、2次、3次、・・・の固有振動数は、(B)または(PH)のいずれか小さな値の方から順次対応し、いずれかの系に大きく支配されている。この性状は、(B+PH)の振動モードにも現れ、例えば、(B+PH)の2次モードでは、ペントハウス(PH)部分の変形が相対的に大きくなり、同振動モードを支配している。

以上、本建物の振動実験結果には、異なる2つの系、すなわち、建物部分とペントハウスからなる連成系の振動特性が明確に認められる。

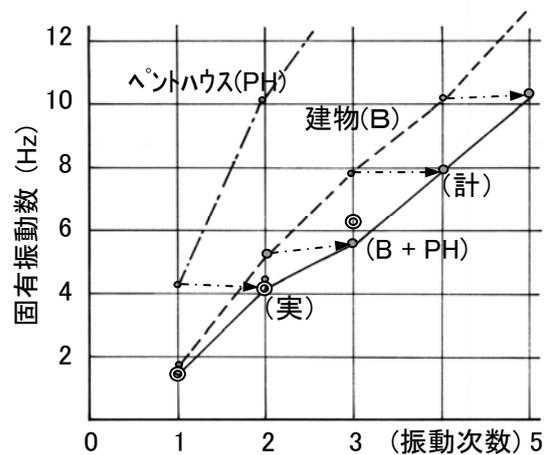


図 II -18 建物(B)、ペントハウス(PH)および(B+PH)の固有振動数と振動次数

II-J 屋上に70mの鉄塔を有する建物^{文4)}

本建物は、高さ31mの建物屋上に、69mの送信用鉄塔が存在する建物-鉄塔連成系である。

II-J1 建物の概要および特徴

建物名称：J 電話局

所在地：東京都目黒区

建物概要：図 II-J1

事務室部分：地下3階、地上9階

機械室部分：地下2階、地上6階

軒高：31.0(m)

地下底面深さ：G.L.-15m

基準階平面：30x60

基礎：直接基礎

屋上鉄塔概要：図 II-J1

プラットフォーム：4階

軒高：69.0(m)

実験者：早稲田大学竹内研究室

実験日時：1967

本建物の場合、高さ31(m)のSRC造建物の屋上に、高さ69(m)の送信用鉄塔がある。このように、本建物は、振動特性が全く異なる2つの系から構成された代表的な建物-塔連成系で、その全高さが100(m)にもなっている。

また、建物は、地上9階、地下3階の事務所部分と地上6階、地下2階の機械室(交換機)部分から構成されている。

II-J2 実験概要

強制振動実験は、手動式起振機を建物屋上階の短辺(X)および長辺(Y)方向に、また塔1階(T1F)の短辺方向(X)に設置して行った。さらに、常時微動測定も行っている。

II-J3 実験結果および振動特性

図 II-J2(a)には、塔1階(T1F)に起振機を設置し、短辺方向を加振した場合の、塔各階の短辺方向共振曲線を示した。また、同図(b)には、建物屋上において短辺方向を加振した場合の、同方向のR、4、1階の共振曲線を示した。

上記の図の共振周期には、後の実測値および解析的検討からの振動周期名を示している。

例えば、共振周期 ${}_{B+T}T_{X3}$ の左側添え字(B+T)は、建物と塔の連成系を、また右側添え字(X3)は短辺方向(X)の3次振動系を表している。なお、右側添え字(XT)は、短辺方向の捩れ振動(T)を示している。

図 II-J3には、建物の短辺方向加振時の、共振周期が最も短い ${}_{B}T_{XT}=0.22(\text{sec})$ 時の、R階の平面的変形モードを示した。

R階の振動モードでは、建物の短辺両端の変形が逆位相となり、 ${}_{B}T_{XT}=0.22(\text{sec})$ は、建物部分の短辺方向ねじれの固有周期であることが解る。

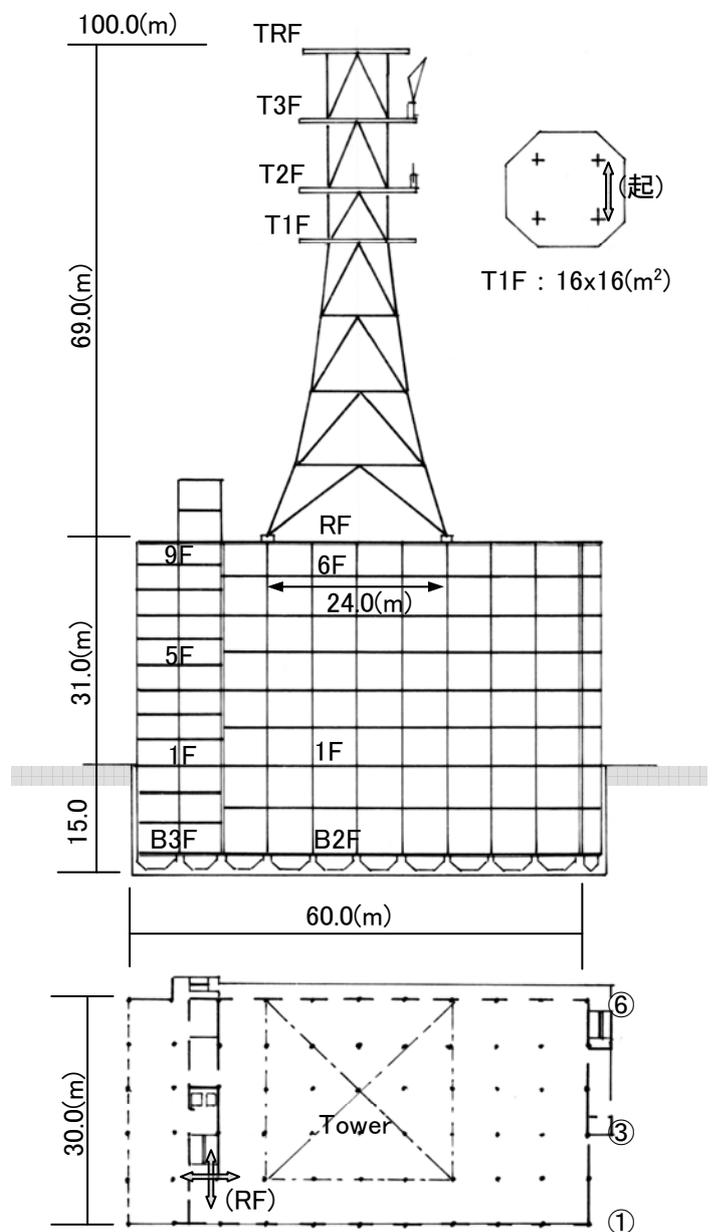


図 II-J1 建物-鉄塔連成系の構造物

ここで、**図 II - J2**の共振曲線を見直してみると、上記のねじれ周期 $[{}_B T_{XT}=0.22(\text{sec})]$ の他には、2個の共振周期が現れており、建物部分で共振している $0.36(\text{sec})$ 時の、建物の共振振幅は、屋上階が最大で、下階になるほど減少し、1次振動モードに対応している。さらに、この建物部分の共振振幅の性状は、塔の共振周期 $0.28(\text{sec})$ 時にも維持されている。

一方、塔の共振周期 $0.28(\text{sec})$ 時の塔部分の共振振幅は、塔1階(T1F)の変形が、屋上の値(TRF)より大きく最大となり、1次の振動モードとは異なり、2次振動的変形状態を示していると言える。

以上のように、共振曲線の共振振幅から振動系を推察すると、複雑な性状を示していると言える。

図 II - J4には、上記の共振曲線の共振振幅、また測定波形の位相関係から求めた、建物一塔連成系(B+T)の、短辺方向1次～3次の振動モードを示した。なお、共振曲線では確認されていない1次振動系は、常時微動測定から求めている。これは同固有周期が ${}_B T_{X1}=0.9(\text{sec})$ と長く、起振力が非常に小さくなり、強制振動実験では認定できないためである。このような場合は、常時微動測定が極めて有用になると言える。

常時微動測定から求めた ${}_B T_{X1}=0.9(\text{sec})$ 時の1次振動モードでは、建物部分の変形が塔部分に比して相対的に小さく、塔があたかも建物屋上で固定された変形性状を示している。

また、 ${}_B T_{X2}=0.36(\text{sec})$ 時の振動モードの場合、建物部分が1次振動モード系を呈しているが、建物一塔連成系でみると、建物屋上近傍を最大とし、塔3階(T3F)をほぼ節とした、2次モードを示している。

一方、 ${}_B T_{X3}=0.28(\text{sec})$ 時の振動モードでは、建物部分の変形は相対的に小さく、塔部分はあたかも2次モードを示しているが、建物一塔連成系においては3次モードに対応している。

以上、本建物連成系の1次～3次の振動モードは、塔または建物部分の変形が相対的に大きく、塔または建物部分の振動系のいずれかに大きく支配されていることが指摘される。

上記の建物一塔連成系の固有値関係を明確にするため、模型実験および解析を実施したが、その検討結果を本建物に適用し、以下に示す。

図 II - J5の上段には、振動次数に対する、建物部分(Building)、塔部分(Tower)を単独に取り出した場合の固有振動数(固有周期の逆数)を、建物一塔連成系(B+S)の値と対比して示した。なお、単独の建物、塔の固有振動数と振動次数の関係は、両者の振動系がせん断棒の性状にほぼ近く、せん断変形に大きく支配されるため、横軸の0.5を通る直線で与えられる。

(B+S)連成系の1次、2次、3次、・・・の固有振動数は、建物または塔単独のいずれか小さな固有振動数(塔1次、建物1次、塔2次、・・・)から順次、対応してくる。この結果、(B+S)連成系の固有振動数は振動次数に対して、折れ線上に増加することになる。

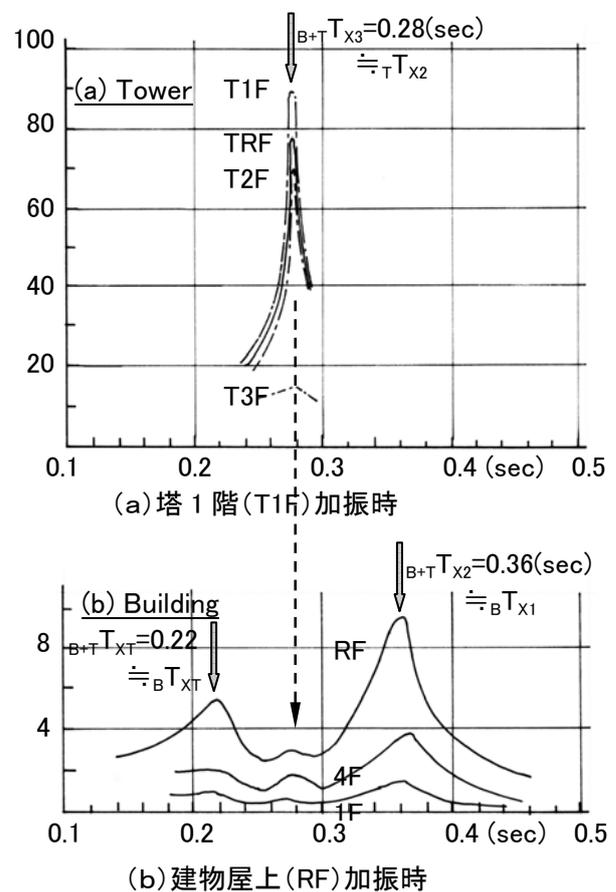


図 II - J2 短辺方向加振時の共振曲線

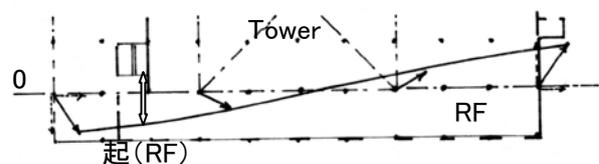
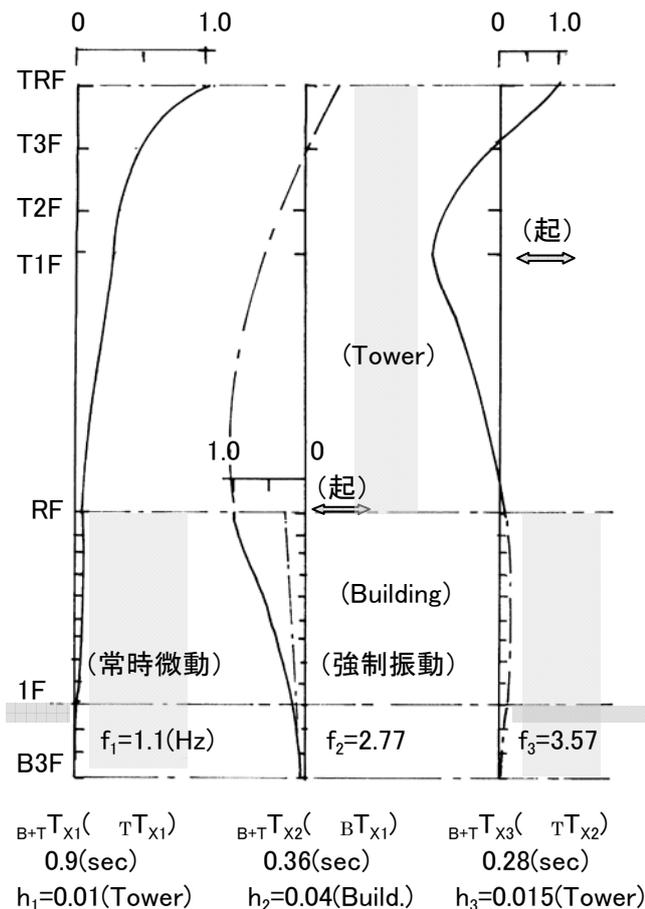


図 II - J3 ねじれ周期 ${}_B T_{XT}=0.22(\text{sec})$ 時のR階の変形曲線

上記の(B+S)連成系の固有振動数の性状は、先の図Ⅱ-J4に示した振動モードにも明確に現れている。

連成系の1次、3次の固有周期は、塔の1次、2次の値に支配されているため、1次、3次の振動モードでは、塔部分の変形が、建物部分に比して相対的に大きくなっている。

一方、連成系の2次固有周期は、建物だけの1次固有周期に支配されているため、振動モードでは、建物部分が1次モードの如き振動をし、変形も大きい。また、この2次モードの場合、塔部分も変形が相対的に大であるが、これは建物部分の共振振幅に引きずられ、結果的に2次モードを形成しているためである。

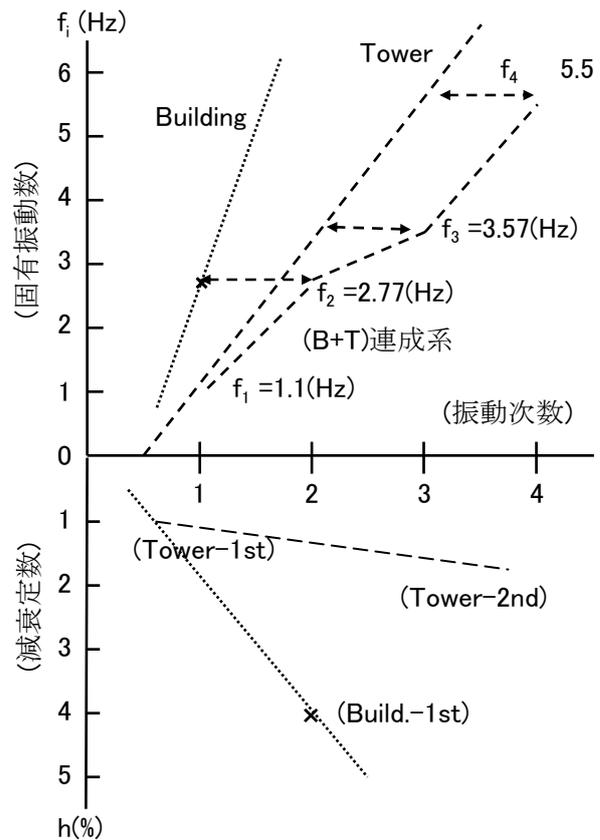


図Ⅱ-J4 建物-塔連成系の短辺方向の1次～3次振動モード

また、図Ⅱ-J5の下段には、(B+S)連成系の減衰定数と振動次数の関係を示した。なお、()内は、連成系の振動系を支配している振動系である。

連成系の1次および3次の減衰定数(○印)は、1.0、1.5(%)と非常に小さい。これは、連成系の1次、3次の振動系が、減衰が極めて小さい鉄骨造である塔の1次および2次の振動系に支配されているためである。一方、SRC造建物の1次振動系に支配されている連成系の、2次の減衰定数(×印)は、4.0(%)と大きく、一般のRC、SRC造の建物と同等な値を示している。

以上、本振動実験結果には、2つの異なる系から構成される連成系の振動特性が良く現れていることが解る。



図Ⅱ-J5 固有振動数、減衰定数と振動次数

II-K 施工途中も測定した遊技建物^{文5)}

本建物は、遊技場であるため、短辺方向に大スパン構造を採用し、その梁はS造、柱はSRC造としている。

本建物の振動実験は2回行われた。第1回目の実験は、鉄骨が完成し、コンクリートが3階床まで打設された時点で、また第2回目は、コンクリートが7階まで打設された時点で実施している。

II-K1 建物の概要および特徴

建物名称：K 遊技建物

所在地：東京都新宿区

建物概要：図II-K1

地下2階、地上7階、

軒高：33.1(m)、地下深さ：-9.8(m)

基準階平面：25.0x60.3

基礎：独立直接

支持層地盤：東京れき層

構造概要

柱：SRC

梁：短辺 H450-1100-25-9、
長辺 SRC

スラブ：B2～3F：RC、

4F～7F:D.Plate(t=1.2mm) +
メサライトコンクリート(t=25mm)

実験者：早稲田大学理工学研究所

実験日時：第1回1968、第2回1969

本建物は遊技場であるため、短辺方向は21.6(m)の大スパンとし、同方向の梁はS造また柱はSRC造としている。一方、長辺方向は、約3.75mの短スパンとし、梁は各階ともSRC造としている。また、短辺方向の外周にはブレースが配置されている。

II-K2 実験概要

振動実験は、第1回、第2回の場合とも、短辺方向に対しては起振機を設置(第1回：7F、第2回：RF)した強制振動実験を、また長辺方向は常時微動測定を実施した。

2回実施した振動実験時の建物の施工状況は、以下の通りである。

a) 第1回(鉄骨建方完了時)：

鉄骨建方が完了、コンクリートが3階床まで打設完了、R階以外の各階スラブ(デッキ+コンクリート)の施工完了、長辺方向の梁：2Ls-65*65*6

b) 第2回(コンクリート打設完了時)：

ペントハウス以外のコンクリート打設完了

上記のように、第1回の振動実験時の建物は、3階以上の柱および長辺方向のSRC梁が鉄骨の状態、また長辺方向の鉄骨柱は弱軸となり、さらに同方向の梁の断面は非常に小さく、第1回振動実験時の、長辺方向の水平剛性は極めて低いと言える。

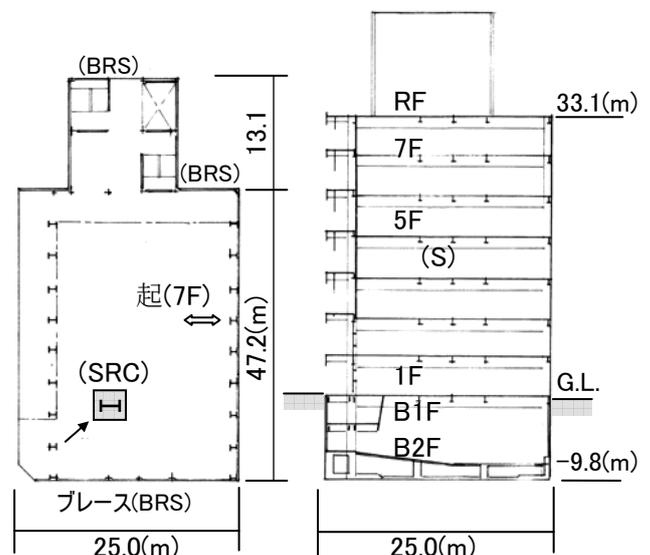
また、以下示す実験結果は、先に述べた如く、短辺方向の場合は起振機による強制振動実験により、長辺方向は常時微動測定より求めている。

さらに、減衰定数は、共振曲線から評価するとともに、起振機の回転数は建物の固有振動数と一致した時点で、急停止した自由振動実験結果からも求めている。

II-K3 実験結果および振動特性

図II-K2(a)および(b)に、第1回および第2回の強制振動実験で得られた短辺方向の共振曲線を対比して示した。

また、図II-K3には、第2回のコンクリート打設完了時の共振曲線[図II-K2(b)]における共振周期0.413(sec)、0.206(sec)時のR階における短辺方向の平面上の変形曲線を示した。



図II-K1 大スパンの遊技場

さらに、図Ⅱ-K4(a)、(b)には、第1回と第2回の1次、2次の振動モードを対比して示した。

なお、短辺方向のモードは、強制振動実験で、長辺方向は常時微動測定で求めている。また、同図には、減衰定数も併記した。

A. 第1回および第2回実験時の振動系

第1回鉄骨建方完了時の、短辺方向の共振曲線には、短辺方向1次の $T_{X1}=0.55(\text{sec})$ および2次の $T_{X2}=0.185(\text{sec})$ の、共振周期が現れている。

一方、上記の共振曲線に対して、第2回の短辺方向の共振曲線においては、4個の共振周期が認められるが、共振周期 $0.413(\text{sec})$ 、 $0.12(\text{sec})$ は、短辺方向の1次(T_{X1})、2次(T_{X2})の固有周期である。また、 $0.28(\text{sec})$ は常時微動測定結果より、長辺方向の1次固有周期(T_{Y1})であり、 $0.206(\text{sec})$ は、図Ⅱ-K3から、短辺方向のねじれの固有周期であることが解る。

B. S造からSRC造に移行に伴う振動系の変動

第1回実験における鉄骨建方完了時の、短辺方向の1次 [$T_{X1}=0.55(\text{sec})$] および2次固有周期 [$T_{X2}=0.185$] は、3階以上のコンクリート打設(第2回)により、 $T_{X1}=0.413$ 、 $T_{X2}=0.12(\text{sec})$ に移行しているが、大きく短周期側に移行していない。これは、短辺方向の場合、同方向の梁が鉄骨のためである。なお、柱のコンクリート打設による短辺方向の剛性増加率を1次固有周期の面から概算すると、約8割程度増加していることになる。

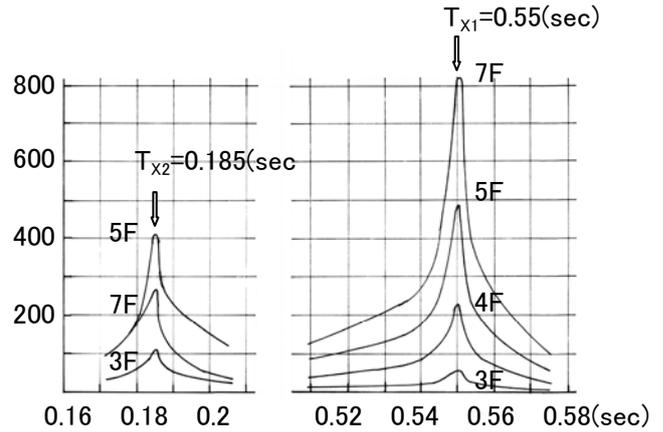
一方、第1回鉄骨建方完了時の、長辺方向の1次 [$T_{Y1}=1.9(\text{sec})$] および2次固有周期 [$T_{Y2}=0.6$] は、非常に長い。これは、実験概要の項で述べた如く、施工中のため、柱は弱軸の鉄骨状態で、また長辺方向の梁断面は $2Ls-65*65*6$ と極めて小さいためである。

しかしながら、これらの梁、柱にコンクリートが打設されると、1次固有周期 [$T_{Y1}=1.9(\text{sec})$] は $T_{Y1}=0.28(\text{sec})$ と大きく減少し、梁、柱のコンクリート打設により、長辺方向の剛性は、約4.5倍と大きく増加していることになる。

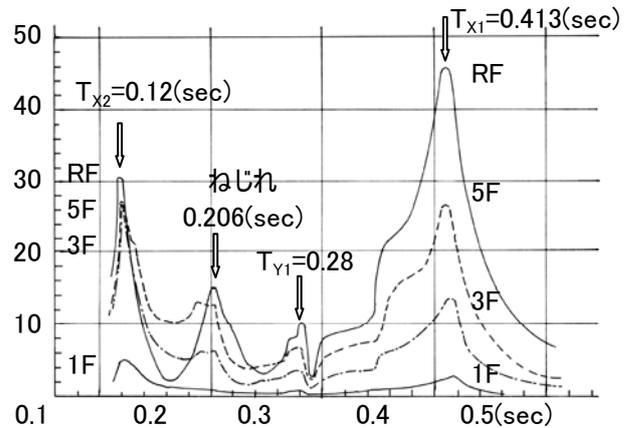
第1回鉄骨建方完了時の1、2次の振動モードは、短辺、長辺方向とも、3階から急激に増大し同床位置をあたかも固定にした変形をしている。

従って、鉄骨建方完了時の各固有周期は、3階以上の鉄骨架構に支配・決定されていることが理解できる。

一方、第2回コンクリート打設完了後の各振動モードには、第1回鉄骨建方完了時のような不連続な性状は見られず、高さ方向の水平剛性は連続的であると言える。

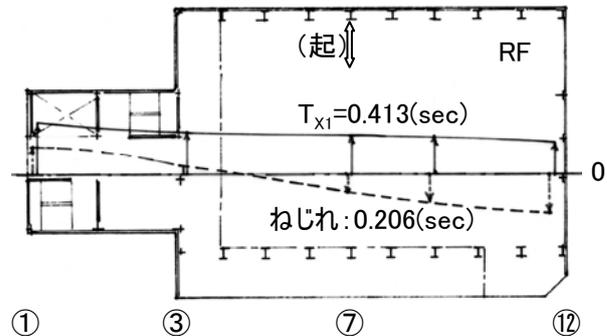


(a) 第1回、鉄骨建方完了



(b) 第2回、コンクリート打設完了時

図Ⅱ-K2 短辺方向の共振曲線



図Ⅱ-K3 第2回、コンクリート打設完了時の短辺加振時のRFの変形曲線

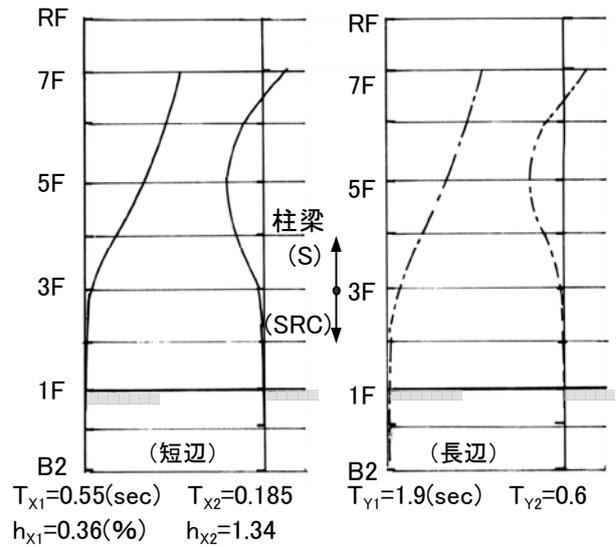
なお、第1回および第2回の振動モードにおける Sway(%)、Rocking(%)は、ほぼ零であり、本建物は基礎固定と見なせる。

これは、鉄骨造が主体の上部構造の剛性が、短辺および長辺方向の場合とも、基礎部分の剛性に比して、相対的に小さいためである。

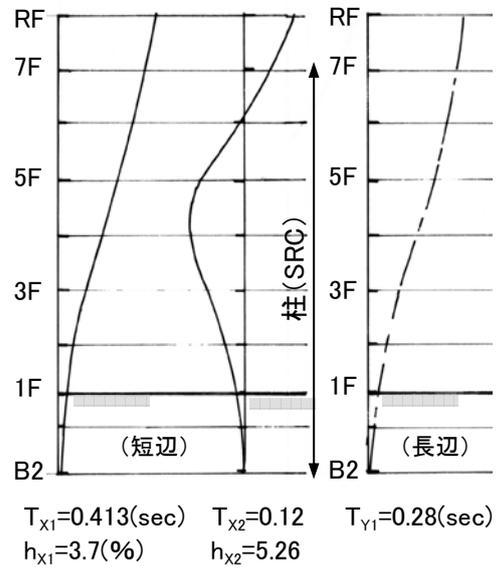
また、短辺方向の減衰定数[図Ⅱ-K4]の面からみると、第1回鉄骨建方完了時の値は、 $h_{x1}=0.36$ (%)と非常に小さい。この値は、1次の振動モードにも関係するが、3階以上の純鉄骨造の値に支配されているためである。これに対して、第2回コンクリート打設完了後の1次振動の減衰定数は、 $h_{x1}=3.7$ (%)となり、一般の中低層建物の値に近づいている。

以上、振動実験を同一建物で、鉄骨建方完了時およびコンクリート打設完了時の2回実施した結果、第1回鉄骨建方完了時の建物の振動は、S造特有の振動特性を示す。

これに対して、コンクリート打設完了時の第2回実験時の建物振動は、大スパンの短辺方向の梁がS造ではあるが、特に柱のコンクリート打設による剛性効果が固有周期、振動モード、さらに減衰定数に明確に認められ、貴重な設計資料を得ることが出来たと判断される。



(a) 第1回、鉄骨建方完了時



(b) 第2回、コンクリート打設完了時

図Ⅱ-K4 短辺、長辺方向の1次振動モード

II-L 大規模鉄骨造変電所^{文6)}

本建物は、高さ25.2m、2階建ての鉄骨造の大規模変電所である。

II-L1 建物の概要および特徴

建物名称：L変電所

所在地：茨城県

建物概要：図II-L1

S造、地上2階、

軒高：25.2(m)

基準階平面：66.0x104.5

柱：600-12 x 2ラチス柱

梁：h=60~120cmのI型組立梁

ブレース：Λ型 318.5-8

スラブ：6mm チェッカーPL

X-水平ブレース L75-75

基礎：PC杭(500, L=12m, 204本)

杭の支持層：GL.-12m以深の砂礫層

実験者：早稲田大学理工学研究所

実験日時：1969

本建物は、2階建ての鉄骨造の変電所であるため、階高が9m~13mと高く、最大のスパンも約16mと大きい。

ブレースは、短辺方向では1階の各通りに、長辺方向では1階の[A]、[F]通り、2階の[C]、[D]通りに配置されている。

また、床スラブには、t=6mmのチェッカープレートと水平ブレースを併用している。

II-L2 実験概要

強制振動実験は、電動式起振機を2階に、短辺および長辺方向に設置して行った。また、常時微動測定も行っている。

II-L3 実験結果および振動特性

A. 短辺方向

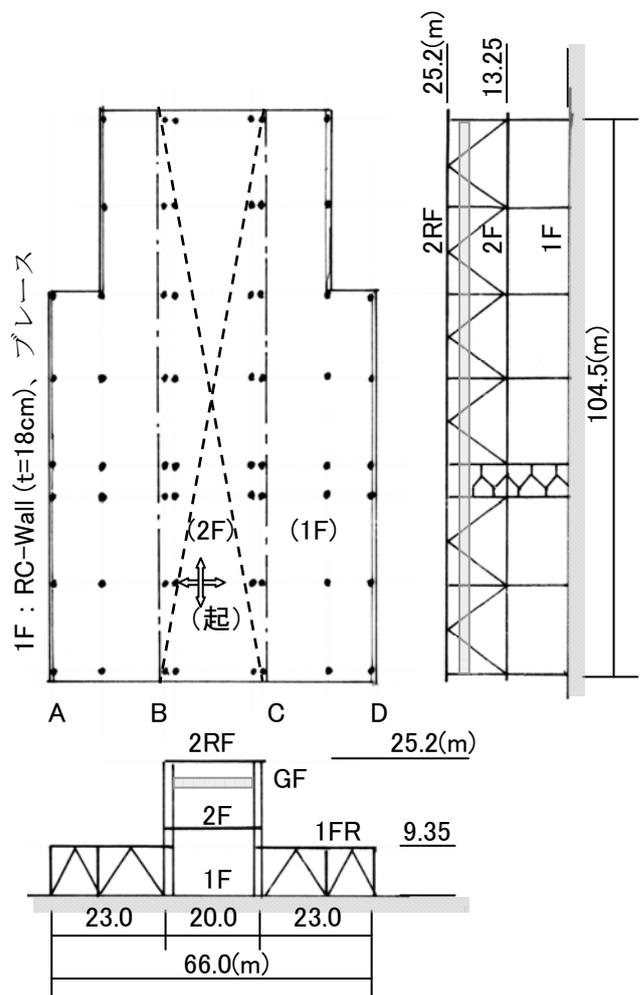
図II-L2(a)、(b)に、短辺方向加振時および長辺方向加振時の、それぞれの方向の2RF、2Fの共振曲線を示した。

図II-L3には、共振周期 $T_{X1}=0.56(\text{sec})$ 時および $T_{X2}=0.168(\text{sec})$ 時の短辺方向振動モード[⑦通り]を示した。

また、図II-L4には、短辺方向加振時の、共振周期 $T_{X1}=0.56(\text{sec})$ および $T_T=0.42(\text{sec})$ における2階短辺方向の平面上の変形曲線を示した。

短辺方向の1次固有周期は $T_{X1}=0.56(\text{sec})$ 、また2次固有周期は $T_{X2}=0.168(\text{sec})$ であるが、両振動モードと短辺方向の構造特性を対比してみると、1次の振動系は2階部分の振動系に、また2次の振動系は1階部分の振動系に支配されていることが推察される。なお、この短辺方向の振動系は、先の(II-J)項で示した建物-塔連成系の場合と対応していると言える。

一方、共振周期 $T_T=0.42(\text{sec})$ は、図II-L4より、短辺方向のねじれの固有周期である。なお、短辺方向には、このねじれ振動の他に、ある通りのみが共振する部分振動も発生している。この理由として、水平ブレースを抵抗要素とした床スラブの水平剛性は、一般のRCスラブに比してかなり小さく、また大変形が発生しないとブレース効果を期待できないことが挙げられる。



図II-L1 鉄骨造の大規模変電所

なお、上記の1次および2次の振動系について、短辺方向を簡略な並列モデルに置換し、解析を実施したが、ねじれの共振周期 $[T_T=0.42(\text{sec})]$ の振動系は、①および⑧通りを自由とした床(梁)の短辺水平方向の2次振動系に対応し、その解析による周期は、 $0.439(\text{sec})$ と求められている。

上記振動系における1次振動モードは、建物の1次固有周期 $T_{X1}=0.56(\text{sec})$ 時のそれに対応し、その解析周期は $0.54(\text{sec})$ と得られている。

以上、短辺方向の振動系には、長辺方向の、水平剛性の低い床スラブの変形に支配される系も存在している。

B. 長辺方向

図II-L5には、長辺方向の解析モデルを、また同解析結果(鎖線)と実験結果(実線)の固有周期および振動モードを対比して示した。

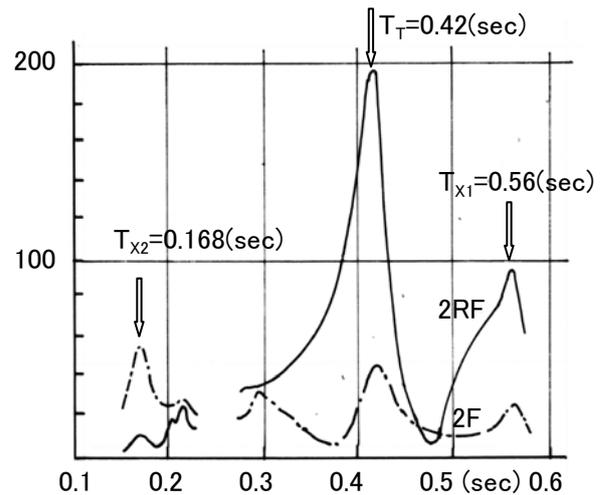
建物の長辺方向のモデル化に際しては、実測値の振動モード(実線：図II-L5)では、コンクリート壁およびブレースが配置されている1階、**A**通りの変形が相対的にほぼ零と見なせ、また1階の各柱柱脚の変形もほとんど発生していないことを考慮し、以下のようにモデル化している。

長辺方向の固有周期、振動モードの解析では、2階部分に1RFの質量を集中させ、**A**通りおよび1階柱脚を固定とした軸対称の3質点系の解析モデルを作成し、解析を行った。なお、水平方向のばね定数は、床の水平剛性で、鉛直方向は柱の水平剛性で評価している。

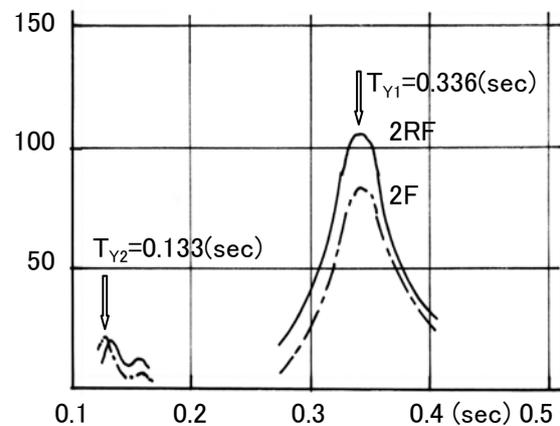
解析値の1次固有周期 ${}_cT_{Y1}=0.451(\text{sec})$ は、実測値 $T_{Y1}=0.336(\text{sec})$ に比してかなり長くなっているが、解析値の振動モードは、**A**~**C**間の床変形、また2階部分の変形がブレース効果により相対的に小さい等、実測値の性状をよく説明している。

一方、解析値の2次固有周期 ${}_cT_{Y2}=0.141(\text{sec})$ は、実測値 $T_{Y2}=0.133(\text{sec})$ にほぼ対応している。また、2次振動モードは、2階部分が存在する**C**、**D**通りの2次振動モードに支配されていることが、実測値および解析値から解る。

なお、3次の振動系は、振動実験で求められていないが、2階床部分の水平方向の、高次の振動系に支配されており、**C**、**D**通りの高さ方向の変形はそれに追従した2次振動系を示している。

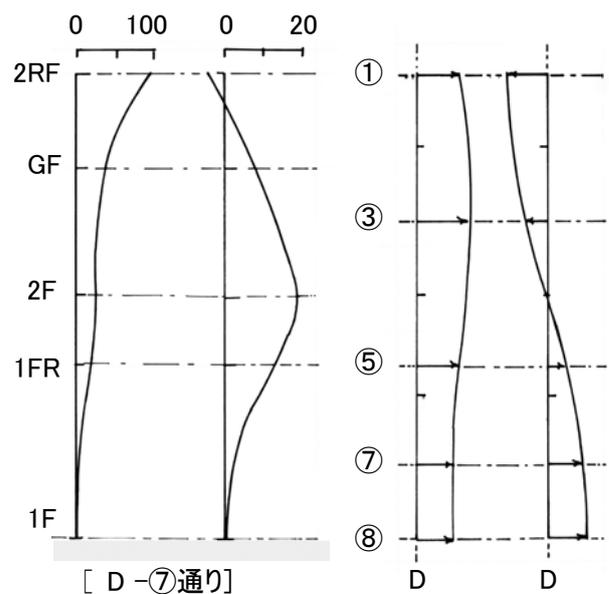


(a)短辺方向加振



(b)長辺方向加振

図II-L2 短辺および長辺方向の共振曲線



図II-L3 短辺方向の振動モード

図II-L4 2F短辺方向の変形曲線

以上、長辺方向の振動系、特に振動モードでは、長辺方向の1階、2階の、剛性の高いブレースの配置に大きく影響され、スラブ変形も伴い立体的な変形を示している。

上記の振動実験および解析より、鉄骨造の大規模建物の振動特性には、ブレース等の構造特性が明確に表れとともに、ブレース床の水平剛性は、微震同時には大きく期待できないと言える。

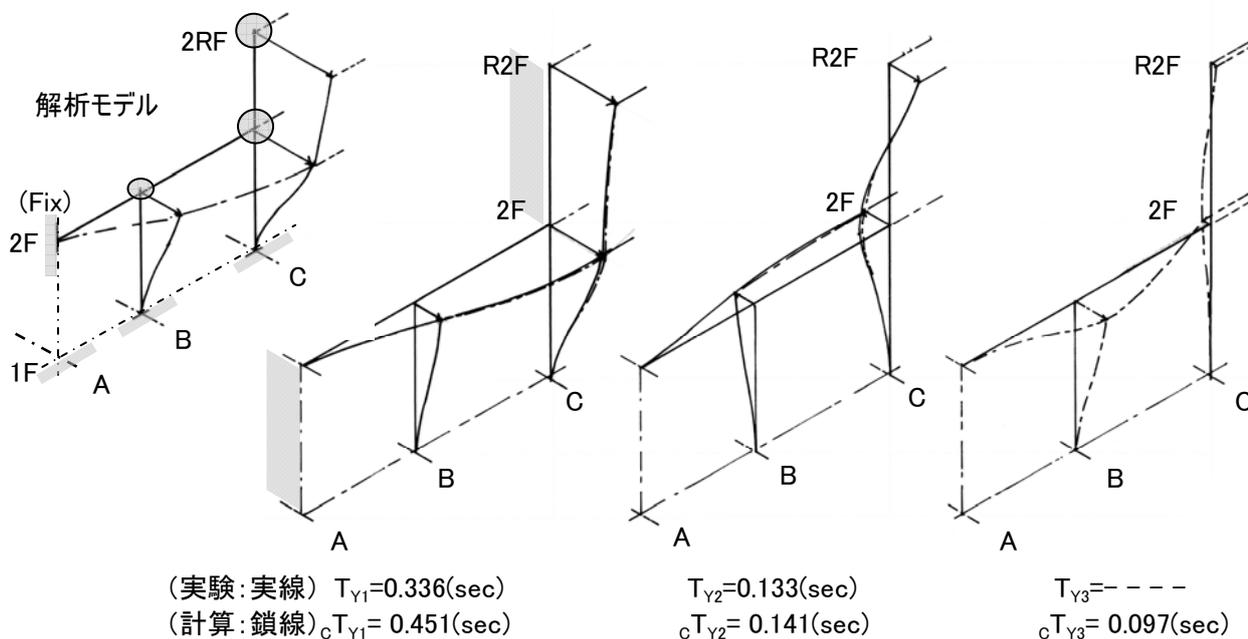


図 II - L5 長辺方向の解析モデル、実験結果と解析結果の比較

II-M 5階建て免震独身寮^{文7)}

本建物は、5階建ての独身寮で、1階直下に免震ゴムおよび鉛ダンパーを配置している。振動実験は常時微動測定により行い、その後、地震観測を実施している。

II-M1 建物の概要および特徴

建物名称：M社独身寮

所在地：横浜市緑区市ヶ尾

建物概要：図II-M1

RC地上5階

軒高：11.9(m)

基準階平面：14.4x25.2

基礎：免震ゴム+鉛ダンパー、直接基礎

地層：

G.L.-0.3~-4.8m : 固結シルト、N=20~50

G.L.-4.8~-23.5m : 細砂、N>50

G.L.-23.5~-34.5m : 土丹、細砂の互層 N>50

実験者：早稲田大学理工学研究所

実験日時：1992.4

本建物は、RC造の中層建物で、上部構造の剛性は、短辺および長辺方向とも同一になるよう設計されている。また、1階の下部には高さ2mの免震層があり、各柱下には円形の免震ゴムおよび鉛ダンパーが設置されている。なお、1階は食堂管理室等で、2階以上が独身用個室となっている。

地盤は極めて良好で、基礎には、直接独立基礎が採用されている。

II-M2 実験概要

測定は、免震構造が免震ゴム(L-支持)の場合、および建物完成時である免震ゴム+鉛ダンパー(LD-支持)設置時について行っている。

免震ゴムのせん断剛性は、極めて低いが鉛直方向は高い。鉛ダンパーは、微小変形では剛性が高く、減衰は小さい。鉛ダンパーの減衰機構は、大変形を受け、その塑性履歴によることになる。

振動実験には、免震ゴムのみの場合、固有周期が非常に長くなるため、両ケースともを常時微動測定を採用している。

上記振動実験後には、地震観測も行われている。

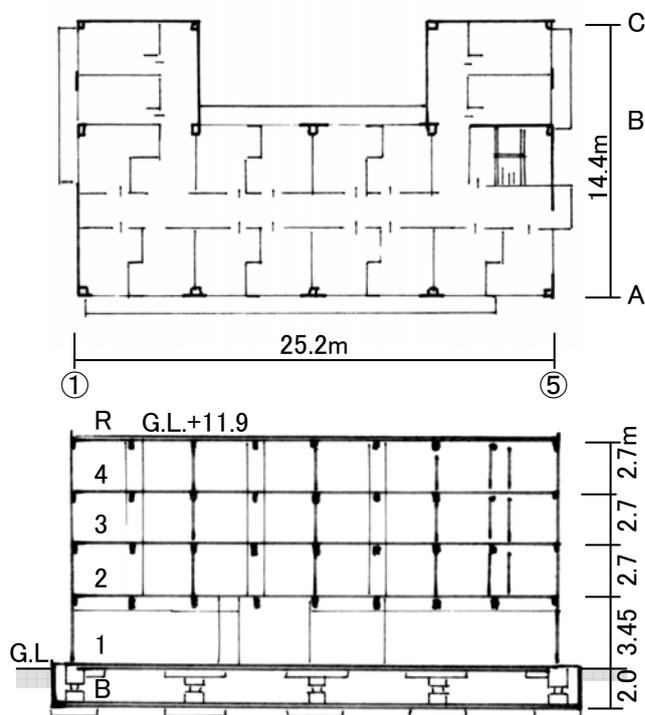
II-M3 実験結果および振動特性

A. 常時微動測定波形

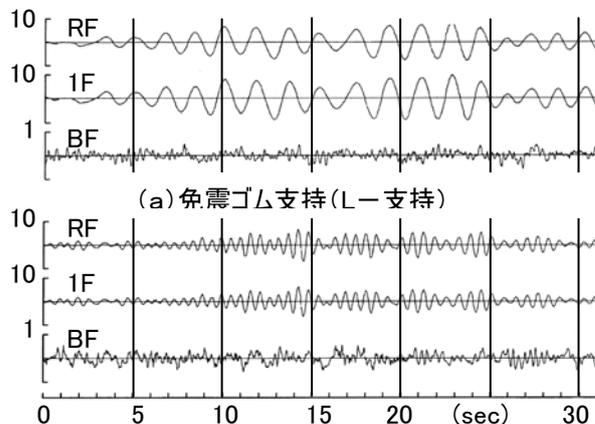
図II-M2(a)、(b)に、短辺方向の、建物の支持が免震ゴム(L-支持)の場合、また鉛ダンパーも設置(LD-支持)した建物屋上R階、1階および基礎底板の常時微動測定波形の一例を示した。

1階とR階の波形は、両支持の場合とも、ほぼ同振幅、同位相で正弦波的に振動している。これに対して、基礎底板では地盤の振動に大きく支配され、振幅も小さくランダムな性状を示している。

また、免震ゴム支持の波形は、鉛ダンパー設置時に比較して、かなり長周期で振動している。



図II-M1 免震建物の平面、長辺断面



(a) 免震ゴム支持(L-支持)

(b) 免震ゴム+鉛ダンパー支持(LD-支持)

図II-M2 短辺方向の常時微動測定波形例

B. 固有周期と振動モード

図Ⅱ-M3に、免震ゴム+鉛ダンパー(LD-支持)時の建物平面上の変形モードを示した。

短辺方向がほぼ並進振動している $LD T_{X1}=0.64$ (sec)は、1次の固有周期である。これに対して、 $LD T_T=0.54$ (sec)時には、建物平面がほぼ純粋にねじれており、同周期はねじれの固有周期であることは解る。

なお、上記の捩れ振動は、免震ゴム(L-支持)の場合にも明確に現れており、これらの固有周期については後に纏めて比較検討している。

図Ⅱ-M4(a)に、免震ゴム(L-支持)の、短辺および長辺方向1次の固有周期、振動モード(R階変形=1.0)を対比して示した。また、同図(b)には、免震ゴム+鉛ダンパー(LD-支持)の場合を同様に示した。

免震ゴム支(L-支持)の場合、3Fの変形が1FおよびRFの値に比して相対的に大きくなっているが、建物部分は、ほぼ剛体的に平行移動している。また、短辺と長辺方向の変形状態にはほとんど差異が認められない。

また、鉛ダンパー設置後の(LD-支持)の場合も、短辺と長辺方向の振動モードはほぼ一致している。またRF、3Fおよび1Fの変形はほぼ直線上にあり、(L-支持)の場合とかなり異なっている。

短辺と長辺方向の1次固有周期は、(L-支持)および(LD-支持)の場合とも、多少異なっているが、振動モードが直線的な(LD-支持)の値から推察すると、特に上部構造の剛性は短辺と長辺で大差が無いと判断される。

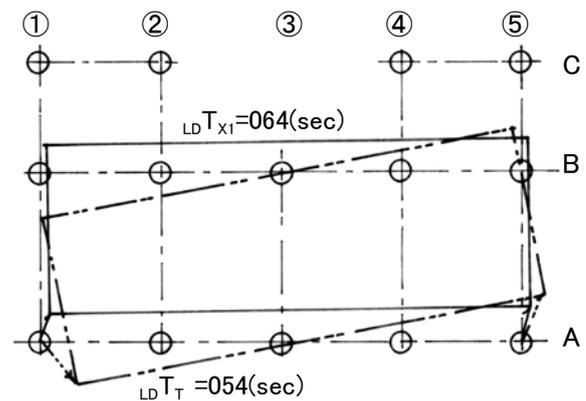
一方、免震ゴム支持(L-支持)の1次固有周期は1.8(sec)前後と非常に長く、25階前後の高層建物の周期に対応している。これに対して、鉛ダンパーを設置(LD-支持)すると、1次固有周期は、約0.6(sec)と短くなり、SRC造10階程度の建物の値に対応している。

上記の(L-支持)から(LD-支持)に移行した時の1次固有周期の減少は、鉛ダンパーの剛性付加によるものであるが、両支持の固有周期の変化より鉛ダンパーの剛性を求めてみると免震ゴムの概ね7~8倍の値となる。この値は、極めて微震動の場合であるが、地震時の値が問題となる。

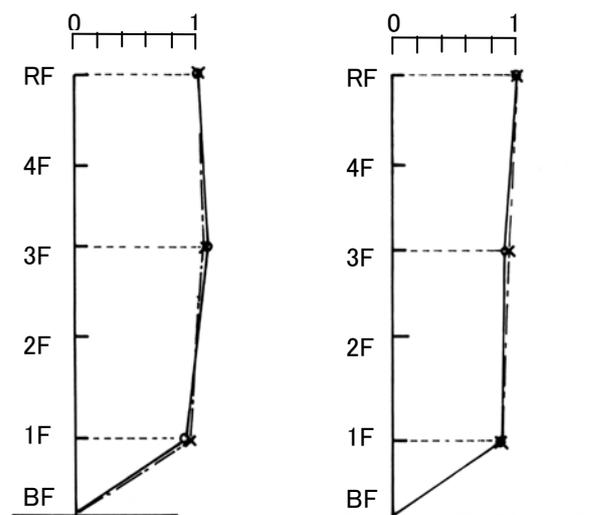
ここで、振動モードが明確な免震ゴム+鉛ダンパー(LD-支持)の振動モードおよび固有周期より、建物1階を固定とした1次固有周期を逆算してみると、 $Fix T_1=0.22\sim 0.23$ (sec)と求められ、同程度の高さの、RC建物の値とほぼ対応していることが解る。一方、この基礎固定時の $Fix T_1$ を、免震ゴム(L-支持)の固有周期と照らし合わせてみると、(L-支持)の振動系は、建物部分を剛体とした、免震ゴムのせん断変形にほぼ決定されていると判断される。

C. 減衰定数

免震建物の場合、固有周期を伸ばし、地震時の応答加速度を減少させることに主眼があるが、これに伴い建物の応答を減少させる減衰性をいかに確保するかが大きな問題と言える。



図Ⅱ-M3 建物平面の変形(ゴム+鉛ダンパー支持)



(a) 免震ゴム支持 (b) 免震ゴム+鉛ダンパー
 ○: $LD T_{X1}=1.75$ sec(短辺) ○: $LD T_{X1}=0.65$ sec(短辺)
 ×: $LD T_{Y1}=1.85$ sec(長辺) ×: $LD T_{Y1}=0.62$ sec(長辺)

図Ⅱ-M4 鉛ダンパー設置前後の振動モード

本免震建物の場合、問題となる減衰を鉛ダンパーに期待している。

そこで、常時微動測定波形において、1次固有周期のバンドパスフィルターを適用し、自由振動波形に近似した波形部分より、減衰定数を算定してみた。

免震ゴム(L-支持)の場合の、減衰定数は、ダンパーが設置されていないため、 $LDh_1=0.3(\%)$ 前後の値を示し、零に近いと言える。

一方、鉛ダンパーも設置した(LD-支持)の値は、 $LDh_1=0.6(\%)$ 前後と多少増加しているが、鉛ダンパーの効果はほとんど現れていない。なお、減衰定数は、S造高層建物の場合1~2(%)、中低層RC建物では3~5(%)と求められている。

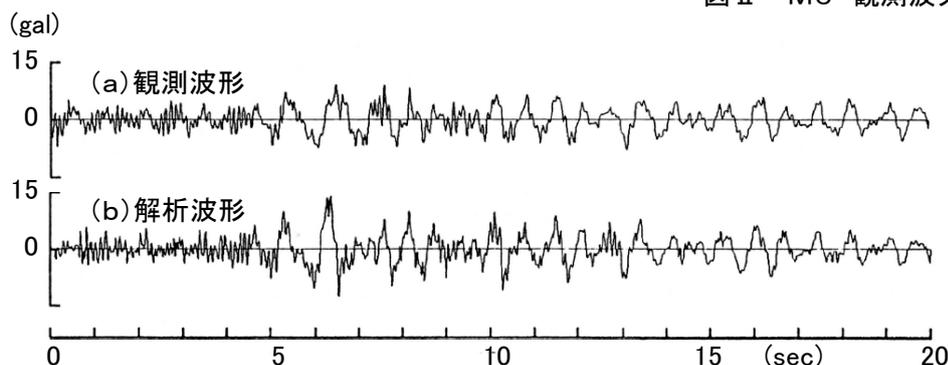
このように、鉛ダンパー設置の場合も、減衰定数が極めて小さい。それは、先にも述べた如く、鉛ダンパーは、その変形が大となりその塑性化、すなわち履歴減衰に期待しているが、本常時微動測定時の振幅10(μ)以下では、履歴減衰が出現しないためである。なお、変形が大となる、地震時の鉛ダンパーの減衰性については、次に述べる。

D. 地震時の振動特性

表Ⅱ-M1に、地震計設置後、約1年間に観測された主なる地震の諸元を示した。

図Ⅱ-M5に、No.4地震のR階観測波形および同図の解析モデルによる解析波形を対比して示した。なお、同解析モデルでは、建物部分を剛体とし、免震ゴム、鉛ダンパーを水平ばね、上下ばね置換し、建物の剛心と重心との差異により発生する回転動も解析に導入している。

解析値は観測波形を全体的に良く説明し、観測波の短周期は上下動、回転動よることが判明した。



図Ⅱ-M5 R階観測波形と解析波形[93.5.21 茨城県南西部地震]

図Ⅱ-M6には、No.4地震のR階観測波形のフーリエ・スペクトルを示した。

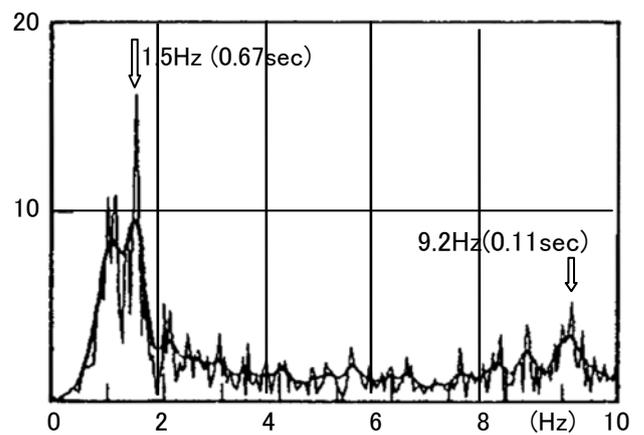
スペクトルには、1次振動の0.67(sec)の他に、約0.11(sec)も卓越している。この周期は、No.1地震では、さらに大きく卓越している。同周期ではR階と1階の水平変形が逆位相になり、建物が1次とは逆方向に回転する2次振動系である。

以下に、常時微動測定時と地震時の各値を概略対比してみる。

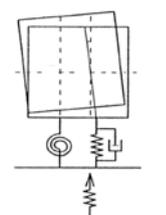
	常時(L-支持)	(LD-支持)	地震時
1次(sec)	1.7~1.8	0.6~0.7	0.67
減衰h(%)	0.3	0.6	4~19

以上、震度4程度の地震時の、建物の1次固有周期は、微振動時と同程度である。一方、等価な粘性減衰定数は、設計上十分期待できよう。

No	震央地名	日時	M	横浜震度	震源深さ	最大Acc.
1	茨城県南西部	92.8.27	4.7	2	57	9.4
2	東京湾	92.10.14	4.1	2	63	19.1
3	神奈川県東部	92.11.49	3.9	1	39	19.1
4	茨城県南西部	93.5.21	5.4	4	61	16.4



図Ⅱ-M6 観測波フーリエ・スペクトル[93.5.21]



解析モデル

II-N 直径35mの高圧球型タンク

本球型タンクは、当時、旧円筒タンクから移行され始めた時に建設され、その耐震性を検討するために振動実験が実施された。なお、球型タンクは、高圧でガスを貯蔵するため、溶接に関しては極めて厳重な検査が行われていた。

II-N1 構造物の概要および特徴

構造物名称：N社球型ガスタンク

所在地：東京都荒川区

建物概要：図II-N1

タンク：鋼鉄製球型

軒高：37.5(m)

内径：35.56(m)

肉厚：35(mm)

基礎：独立杭基礎

鋼管杭：φ508-12、L=33(m)、

杭支持層：砂礫層(N>50)

地盤：G.L.-24m：シルト、粘土 N=2~3

-24m：細砂、-38m：砂礫

実験者：早稲田大学理工学研究所

実験日時：1969

本球型タンクは、半径が約35m、高さが約37.5mの大規模球型ガスタンクで、鋼管柱で支持され、地震時水平力は、X型のタイロッドで抵抗させている。

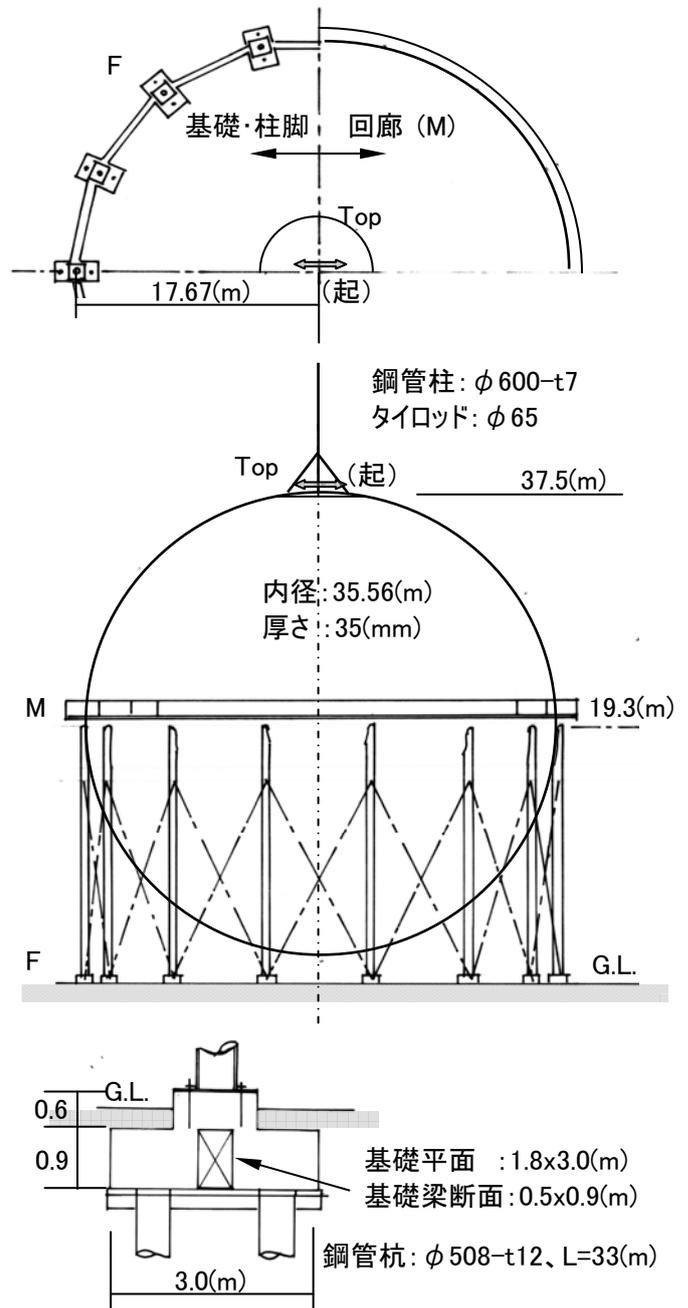
表層地盤は、G.L.-24m近傍まで軟弱シルト層である。また、基礎は、各柱下の独立フーチングの杭基礎で、基礎梁は断面が0.5x0.9(m)と比較的小さく、リング状に配置されていた。

上記リング状基礎の、地震時における一体性は、タンクの規模からみると、かなり低いと判断され、この後、基礎梁リング内に約30cmのコンクリートを打設し、基礎梁の剛性を補強して頂いた。

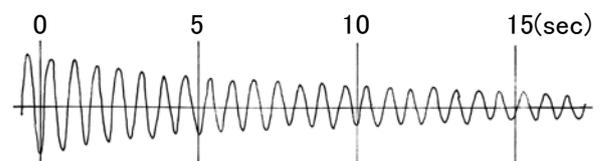
II-N2 実験概要

強制振動実験は、手動式起振機をタンクの頂上に(X方向)に設置して行った。また、振動測定は常時微動について行うとともに、強制振動実験時に、起振機の回転を急停止し、自由振動測定も実施した。

また、起振機をタンクにアンカーするために、その端部をタンクに溶接することが望まれたが、熱応力の関係から許可されず、鉄板を接着材でタンクに接着し、それからアンカーを取っている。



図II-N1 球型ガスタンクとその基礎



自由振動： $h_1 = 0.86 (\%)$

共振曲線： $h_1 = 1.02 (\%)$

図II-N2 起振機の急停止による自由振動波形と減衰定数

II-N3 実験結果および振動特性

図II-N2に、起振機の回転周期が固有周期に達した時点で、起振機の回転を急停止させた自由振動波形を示した。

図II-N3に、X方向加振時の、XおよびY方向の、Top(頂上)、M(回廊)およびF(基礎)の共振曲線を示した。

図II-N4には、上記の共振周期 $T_{X1}=0.715$ (sec) および $T_{Y1}=0.72$ (sec) 時のM階、Topの平面上の変形状態を、また、図II-N5には、加振(X)方向の1次固有周期 $T_{X1}=0.715$ (sec) 時の振動モードを示した。

加振(X)方向の1次固有周期 [$T_{X1}=0.715$ (sec)] に対して、共振周期 0.72 (sec) 時には、加振直角(Y)方向が共振することより、 $T_{Y1}=0.72$ (sec) は、Y方向の固有周期と判断される。

なお、X方向とY方向の架構は設計上同一であるが、上記の両方向の固有周期の差異は、施工上の剛性差により発生したものとも考えられる。

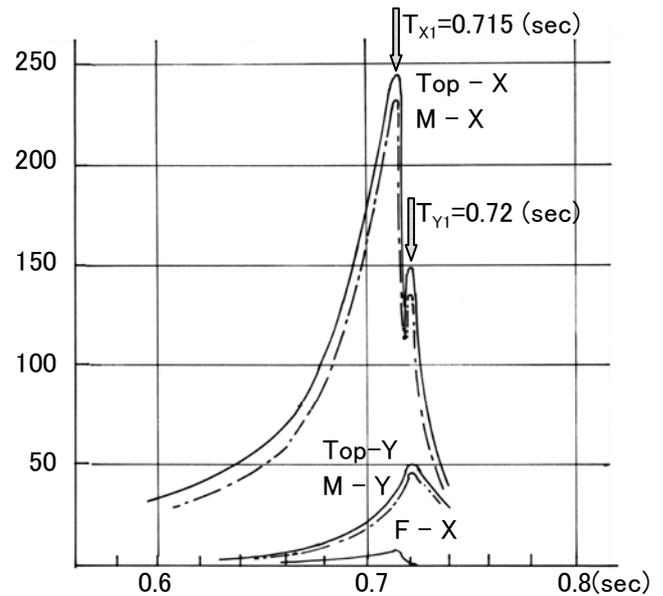
また、球形タンクは、全体的に平行移動した変形状態を示し、タンクの最下端も基礎(地表)に対して最上端の変形とほぼ同一である。

実験時には、タンクが施工中であるため、タンクの最下には地中からの配管が接続されていない。従って、配管がタンク下端に接続された場合、それがタンクの振動性状に与える影響は不明であるが、実際の配管設計では、タンク下端と地中からの配管の接続部にはユニバーサルジョイントを採用することであるため、地震時の挙動は、実験値に近いとも推察される。

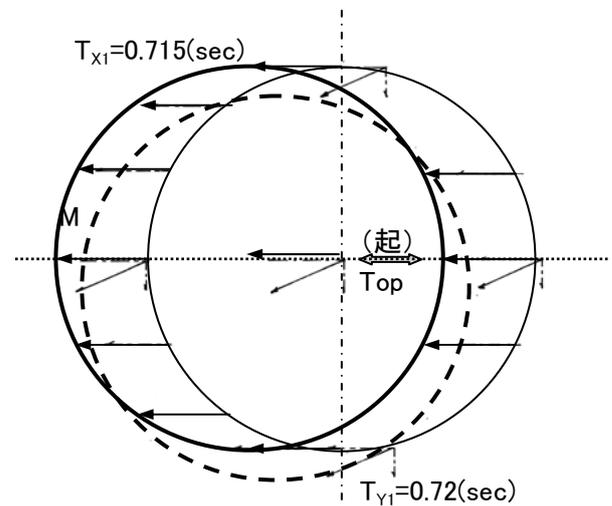
本球形タンクの減衰定数は、純鉄骨架構の特徴と言える約1%と非常に小さい。

さらに、本球形タンクの実験時の1次固有周期を解析してみると、実験値 $T_{X1}=0.715$ (sec) に対して、ブレースが圧縮側、引張り側も抵抗する場合は 0.64 (sec)、引張り側のみが抵抗する場合は 0.9 (sec) となる。実験時の1次固有周期は、両計算値の中間に位置しているが、地震動が大きくなると、その振動周期は 0.9 (sec) に近づくと判断される。

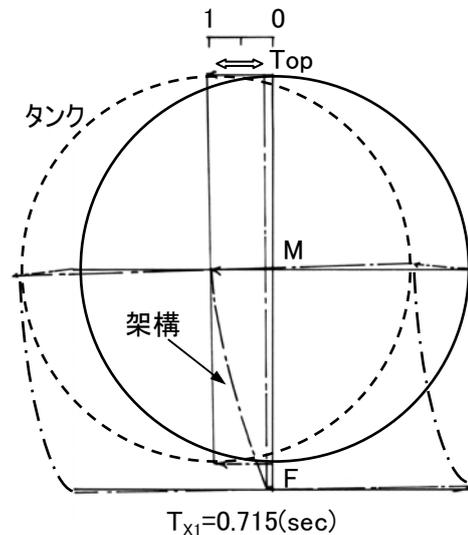
以上、タンク自体の応力解析等の研究は数多いが、上記の如き振動実験は極めてめづらしく、貴重なデータと言えよう。



図II-N3 短辺方向加振時の共振曲線



図II-N4 M階の、 $T_{X1}=0.715$ (sec) および $T_{Y1}=0.72$ (sec) 時の平面変形



図II-N5 1次固有周期 $T_{X1}=0.715$ (sec) 時の振動モード

II-O T字型平面で形状が複雑な校舎

本建物は、12階の高層棟と8階の低層棟がT字型に配置され、立体的にも複雑な形状をしている。

また、本建物は、村野藤吾先生の設計で、構造は内藤多伸先生により行われ、建築学会大賞を受賞した極めて美しい建物である。残念ながら、この建物も取り壊されることになったが、この件については、後に新聞記事(図II-O4)を掲載する。

II-O1 建物の概要および特徴

建物名称：早稲田大学文学部校舎

所在地：東京都新宿区

建物概要：図II-O1

構造 地下～地上3階：SRC

4階以上：RC

軒高 A棟 32.8m、B棟 19.6m

地下底面深さ A棟：-5.9m、B棟：-2.5m

基準階平面 A棟：6.2x27.2、

B棟：6.8x49.2

基礎 A棟：直接、

B棟：RC杭(D=60cm、L=6m)

A棟の支持層：G.L.-5.5m以深の砂礫層

実験者：早稲田大学理工学研究所

実験日時：1967

本建物の場合、12階の高層棟と8階の低層棟がT字型に配置され、鉄骨は建設当時の経済的理由より3階までとなった。また、高層棟(A棟)は、短辺方向がほぼ1スパンで、8階以上が片持ち梁的構造と言える。

II-O2 実験概要

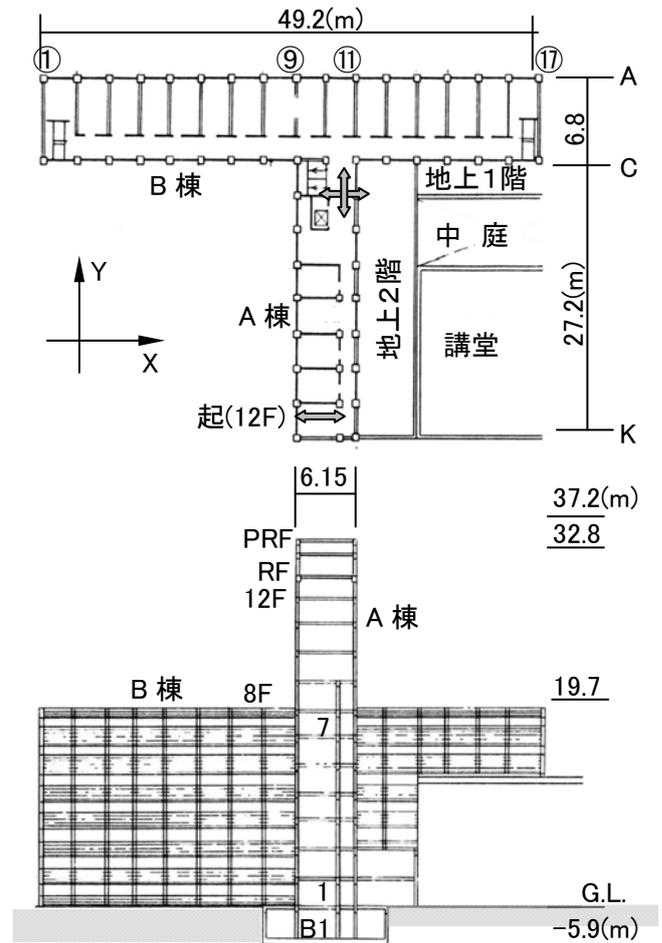
強制振動実験は、建物形状が複雑なため、手動式起振機を12階の3カ所に設置し、建物の立体的変形状態を把握するため、XおよびY方向の同時測定を多点で実施した。

II-O3 実験結果および振動特性

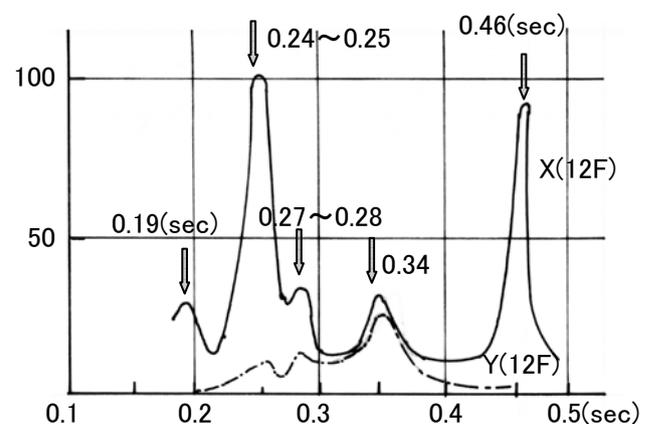
図II-O2に、共振曲線の一例として、12階、**K**通りのX方向に起振機を設置して加振した場合の、12階、**C**-**11**通りの、同時測定によるXおよびY方向の共振曲線を示した。

また、図II-O3には、起振機を異なる3カ所(図II-O1)に設置し加振して得られた、多数の測定データより求められた各共振周期時の立体的変形曲線を纏めて示した。

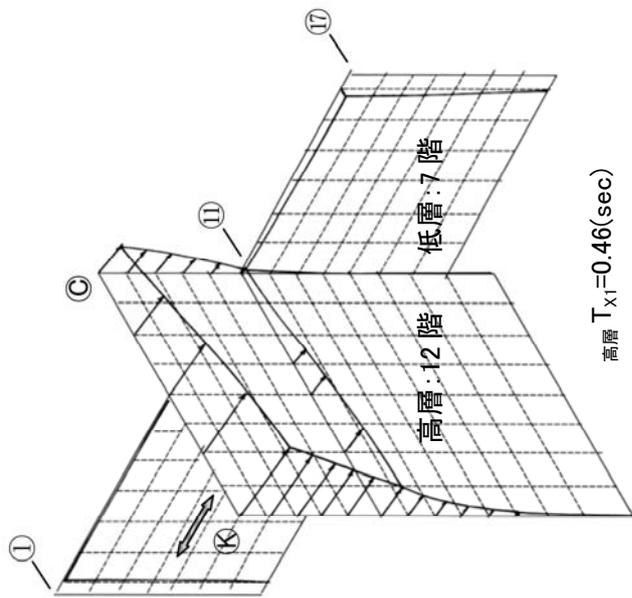
上記の図II-2.2の共振曲線に卓越している5個の共振周期の振動系は、図II-O3の振動モードより、表-O1のように説明される。



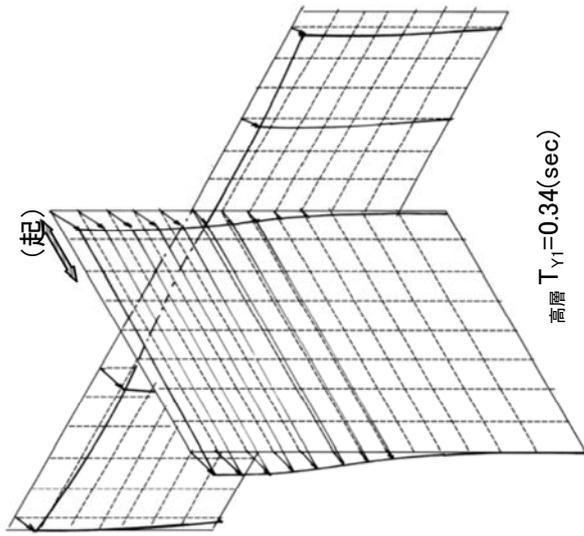
図II-O1 平面的にも形状が複雑な建物



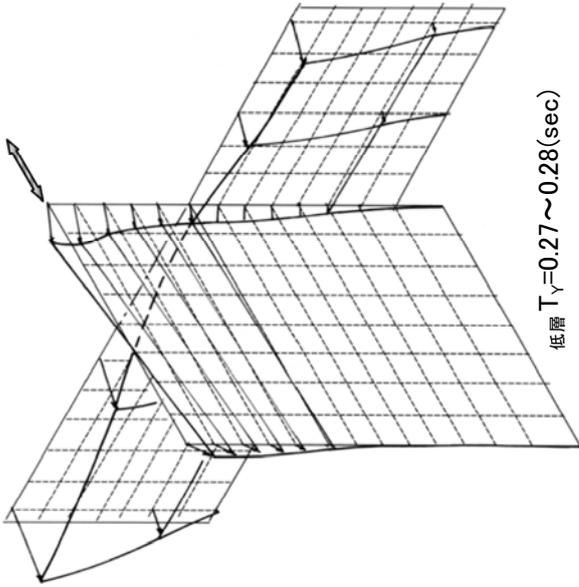
図II-O2 X方向加振時、12階X、Y方向の共振曲線
[加振位置：K 通りX、測定：C-11通り]



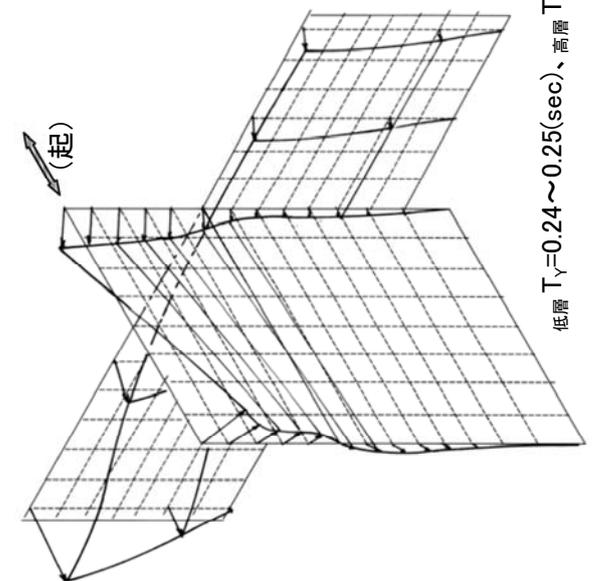
高層 $T_{x1}=0.46(\text{sec})$



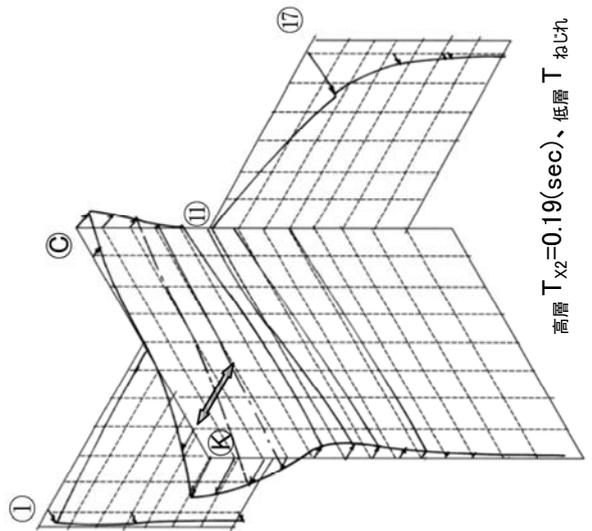
高層 $T_{y1}=0.34(\text{sec})$



低層 $T_{y}=0.27\sim 0.28(\text{sec})$



低層 $T_{y}=0.24\sim 0.25(\text{sec})$ 、高層 T_{x2} ねじれ



高層 $T_{x2}=0.19(\text{sec})$ 、低層 T_{x2} ねじれ

図II-O3 振動モード

各振動モードの場合とも、**C**—**⑩**通りで、高層棟は低層棟により変形が拘束され、逆に低層棟は高層棟に拘束されている。この結果、特に高層棟の、**C**—**⑩**通り8階近傍には、地震時に応力集中が発生することが推察される。

共振周期 0.46(sec)、0.34(sec)は、高層棟(A)の短辺および長辺方向の1次振動系に、0.19(sec)は短辺方向の2次振動系に支配されていることが振動モードから解る。

一方、共振周期 0.27~0.28(sec)および 0.24~0.25(sec)は、低層棟(B)の振動系に支配されているが、その振動モードは、高層棟(A)の拘束を受け、一般の建物では存在しにくい振動系、例えば、両翼が部分的に共振するモードを示している。

以上、本建物は、複雑な形状の影響が明確に現れ、種々の振動モードを有し、またこれらの実験結果は、設計上の貴著な示唆を与えている。

表 II - 01 共振周期と振動モードの特徴

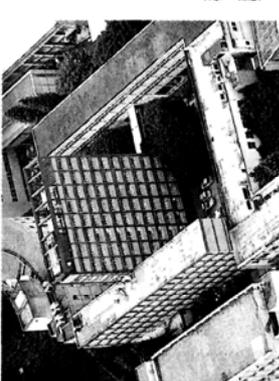
共振周期(sec)	減衰定数 h (%)	高層(A棟)	低層棟(B棟)
0.46	2.0~2.2	短辺(X) 1次モード	
0.34	3.0	長辺(Y) 1次モード	
0.27~0.28	3.4		①、⑰通り両翼の短辺(Y)共振
0.24~0.25	2.0	短辺(X)ねじれ	①通り側翼の短辺(Y)共振
0.19	5.0	短辺(X) 2次モード	⑰通り側翼の短辺(Y)共振

図 II - 04 朝日新聞(夕刊)

専号

早大の名建築消えゆく

戦後日本を代表する建築家の一人、村野藤吾(1891~1984)が設計し、村上春樹さんの小説にも登場する早稲田大学文学部校舎(62年完成、東京都新宿区)の主要部分が、姿を消そうとしている。耐震強度不足と教養充実のために建て替えが必要になったためだ。同校舎にはじみ深い卒業生や建築関係者からは惜しむ声が上がっている。(磯貝誠)



第3種建設業許可

耐震不足…11月に解体

村野藤吾設計の文学部校舎

正面から並米道のフロアを上ってゆくと、11階建てながらつまじい、姿の高層棟が見えてくる。この高層棟よりも階建ての三つの低中層棟が、ロの字形に中陸を囲む。コンクリートの構造体は、レンガブロックを張り込んだ味わいある装飾は、村野特有のものだ。多くの作家や言水小吉含さんら、この校舎で学んだ有名人は少なくない。OBの村上春樹さんの「ルウエテの礎」に「正面の高層棟とその左に接する中層棟が解体される」東京都新宿区戸山で、本社へりから、堀英治撮影

村野藤吾 佐賀県出身。早稲田大学卒。丹下健三らとともに戦前から戦後の建築界を代表する建築家の一人で、文化勲章も受けた。近代的な機構と装飾の調和が特徴。代表作は『遊歩記』『冬窓』(山口辰)、『日吉園』(東京都)など。『浮城』(昭和)記念堂は重要文化財。

計画の進め方が拙速だと指摘してきた同学部の丹馬安典教授(美術史)は「西洋の列柱は、日本の石座を合体させた中陸に村野の思想が集約されている。校舎には著名作家の陶器や大理石のモザイク画もあり、総合的な芸術空間だ。建て替えて統一性が失われないようにしてほしい」と要望する。村野建築に詳しい建築評論家の長谷川英さんも「村野にしかできない建築。何とか残さないものか」と残念がる。

これに対し、早大報記者は「耐震性の改善を最優先した。モダンな画や手すりなどは調査の上、壊せるものは壊したい。校舎のスケッチにても、現在のイメージを継承できるものとしていきたい」と説明する。完成当時の『早稲田学生報』(62年9月号)で村野はこう語った。「建物を学校に馴染む際、お願いだらうが、建物を大事にしたい。だいたいこうです。……関係者の情が、建物に傳らざるを幸す」

街

メガロポリス

Megalopolis

II-P 壁量の多いSRC造高層集合住宅

本建物は、建設当時としては SRC 造の高層建物で、短辺方向の壁量が非常に多く、構造的には従来型の集合住宅である。

II-P1 建物の概要および特徴

建物名称：SRC 高層集合住宅

所在地：東京都板橋区高島平

建物概要：図 II-P1

SRC 造地上 14 階

軒高：48.1(m)

フーチング底面深さ：G.L.-4.5m

基準階平面：28.1x79.2

基礎：独立フーチング基礎

杭：D=1.2m、L=21m

地盤：G.L.-3.5～-12m(N=25 細砂)、

G.L.-12～-20m(N=5 シルト)

G.L.-23m～(N>50 東京れき層)

杭の支持層：G.L.-23m 以深の砂礫層

実験者：早稲田大学理工学研究所

実験日時：1972

本集合住宅の場合、**C**～**D**通り間が吹き抜けであるが、住宅形式は従来の 4～5 階建ての集合住宅に準拠している。このため、住居間の短辺方向には連層耐震壁を配置され、剛性は非常に高い。

一方、長辺方向は、ラーメン構造である。

また、本建物は、人工地盤上にあり、地盤も良好と言えないが、剛性の高い基礎梁で基礎を一体化する設計となっている。

II-P2 実験概要

強制振動実験は、手動式起振機を 14 階の短辺および長辺方向に設置して行った。また、常時微動測定も実施している。

II-P3 実験結果および振動特性

図 II-P2 に、短辺方向加振時の R、9、2 階の短辺方向共振曲線を示した。

図 II-P3 には、長辺方向加振時の長辺方向共振曲線を示した。

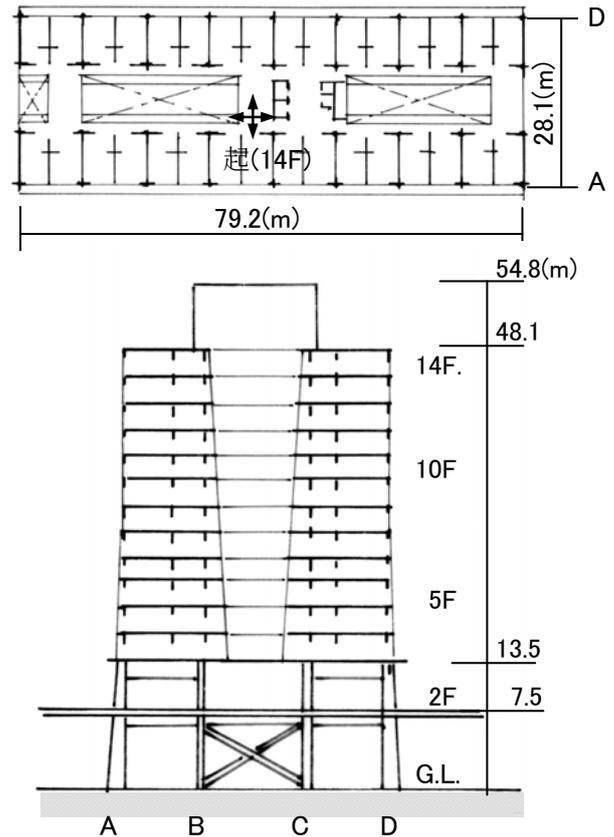


図 II-P1 剛性の高い SRC 造高層住宅

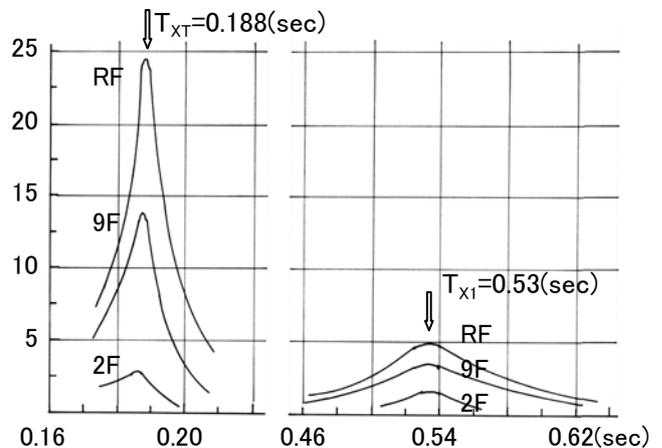


図 II-P2 短辺方向加振時の短辺共振曲線

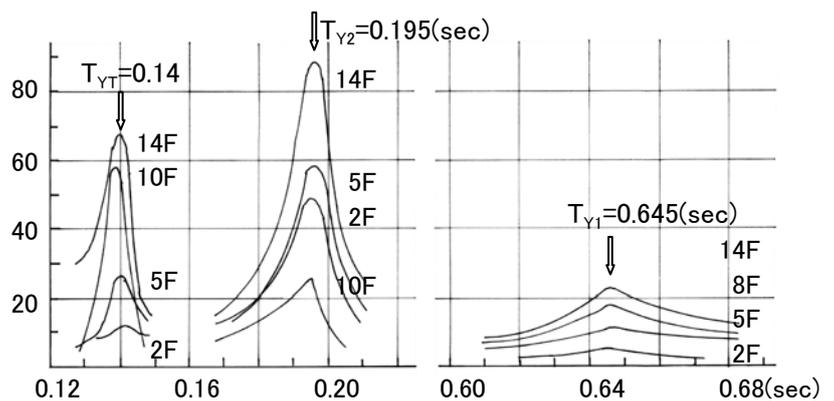


図 II-P3 長辺加振時の短辺方向共振曲線

図Ⅱ-P4には、短辺方向加振時の、共振周期 $T_{XT}=0.188(\text{sec})$ および $T_{X1}=0.53(\text{sec})$ における14階の平面上の変形曲線を示した。

また、図Ⅱ-P5には、上記の14階の平面上変形曲線に関連している共振周期 $T_{XT}=0.188(\text{sec})$ および $T_{X1}=0.53(\text{sec})$ 時の2階における上下方向の変形曲線を示した。

短辺方向の共振周期 $T_{XT}=0.188(\text{sec})$ 時の建物は、短辺両端部[①、⑨通り]と中央部分[⑤通り]で逆位相の変形性状を示し、同共振周期は建物両端を自由とした短辺方向の2次のねじれ固有周期であると言える。

上記平面上のねじれ変形は2階上下変形にも影響し、例えば、2階の①、⑨通り側は、上部構造からの+TM(転倒モーメント)により時計回りに、また中央近傍の⑤通りは-TMにより半時計回りに回転し、 $T_{XT}=0.188(\text{sec})$ 時の上下動振動モードにも、ねじれの性状が明確に現れている。

一方、短辺方向の1次固有周期 $T_{X1}=0.53(\text{sec})$ 時の平面上の変形は、ほぼ短辺方向に平行移動した性状を示している。さらに、この共振周期時の2階の上下方向変形は、A通り側とD通り側が逆位相になり、建物の短辺方向が一体となり回転している。

図Ⅱ-P6には、長辺方向加振時の、共振周期 $T_{YT}=0.14$ 、 $T_{Y2}=0.195$ および $T_{Y1}=0.645(\text{sec})$ における14階の平面上の変形曲線を示した。

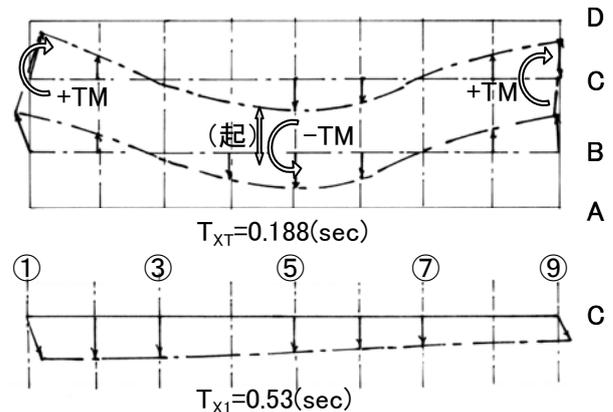
なお、短辺方向の図Ⅱ-P5に対応する2階の上下変形には、明確な共振振幅が見られず、その振幅は常時微動時レベルであった。

長辺方向の共振周期 $T_{YT}=0.14(\text{sec})$ 時の、14階長辺方向の平面上の変形は、B通りとC通りで逆位相となり、共振周期 $T_{YT}=0.14(\text{sec})$ は、長辺方向のねじれの固有周期であることが解る。

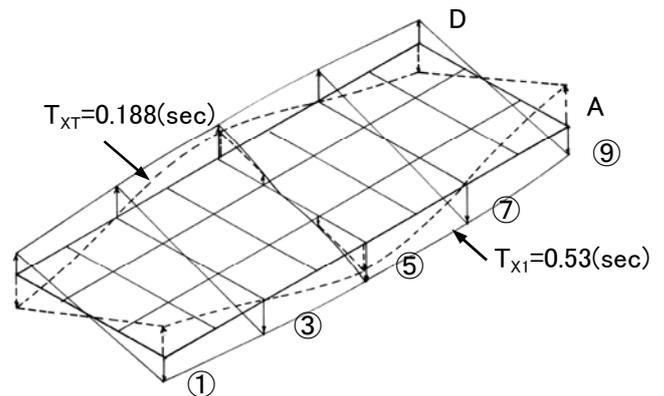
一方、共振周期 $T_{Y2}=0.195$ 、 $T_{Y1}=0.645(\text{sec})$ 時の、14階長辺方向は、建物全体がほぼ平行移動した変形状態を示している。なお、これらの共振周期は、以下に述べるが、長辺方向の固有周期である。

図Ⅱ-P7には、短辺方向の1次および長辺方向の1次、2次の振動モードを示した。同図には、固有周期、減衰定数および基礎固定とした固有周期も併記した。

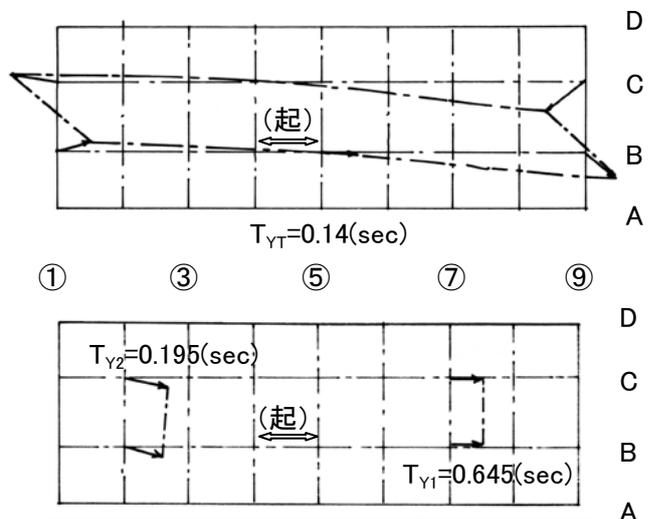
短辺方向の1次振動モードでは、本建物が比較的高層建物にも拘わらず、Sway および Rocking の割合が大きく、60(%)にも達している。これは、Sway、Rocking(%)が上部構造と基礎部の剛性比で決定されることを考えると、本建物では、各住居間に配置された連層壁により上部構造の剛性が極めて高いことに起因していると言える。



図Ⅱ-P4 短辺方向加振、14階の平面的変形



図Ⅱ-P5 短辺方向加振時、 $T_{XT}=0.188(\text{sec})$ $T_{X1}=0.53(\text{sec})$ 時の2階の上下方向変形



図Ⅱ-P6 長辺方向加振、14階の平面的変形

一方、長辺方向の1次振動モードの場合、Rocking(%) 0、Sway(%) 15と基礎部分の変形は小さく、ラーメン構造の長辺方向はほぼ基礎が固定と見なせる。

上記の固有周期、振動モードより、基礎固定とした短辺、長辺方向の1次固有周期(T_{X1} 、 T_{Y1})より、本建物の(長辺/短辺)の周期比を求めると、 $T_{Y1}/T_{X1}=1.8$ となり、壁量が多い短辺方向の剛性は、長辺方向(ラーメン構造)の3倍以上あることが推定され、これらの性状が本建物の振動特性に明確に現れている。

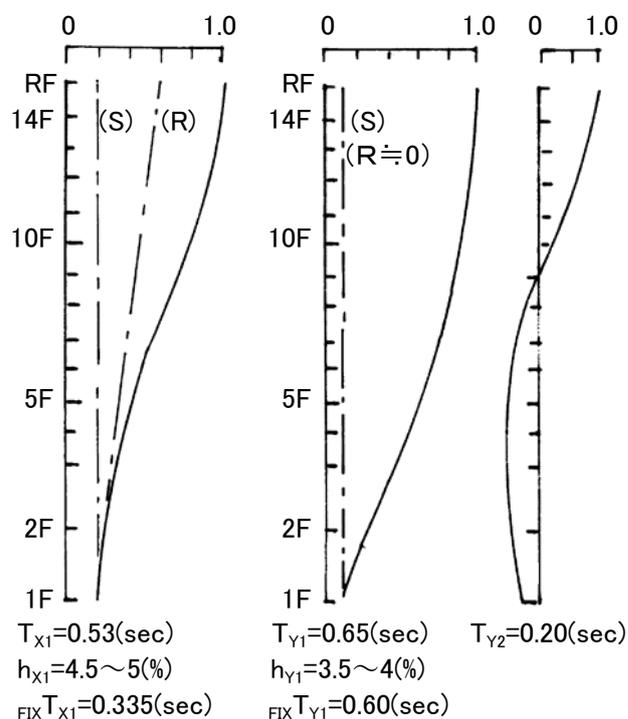
さらに、短辺と長辺の固有値の相違について以下に、考察してみる。

ほぼ基礎固定と見なせる長辺方向の1次に対する2次固有周期の比を求めると(1/3.25)となり、この値はせん断棒の理論解の(1/3)にかなり近く、長辺方向はせん断変形に大きく支配されていると言える。

一方、短辺方向の場合、1次固有周期は $T_{X1}=0.53$ (sec)であり、その(1/3)を2次固有周期とすると、約0.177(sec)となるが、この共振周期は先に示した図Ⅱ-2.2の共振曲線には現れていない。この理由としては、基礎部にRocking動を伴う系の2次固有周期は、Rocking(%)=0とした2次の値になるためである。そこで、Rocking(%)=0とした短辺方向の1次固有周期を求めると、0.41(sec)となる。この結果、本建物の短辺方向の2次固有周期は、 $0.41/3=0.14$ (sec)前後となり、本強制振動の周期範囲では出現していないと判断される。

さらに、短辺および長辺方向の1次振動モード性状は、両方向の減衰定数にも現れ、基礎部のSway、Rocking(%)が大である短辺方向の減衰定数は、ほぼ基礎固定と見なせる長辺方向の値に比して大きな値を示している。

以上、本建物の振動特性には、短辺および長辺方向の構造特性が明確に認められ、また本建物は高層建物に準ずるが、本建物の振動性状には従来の中低層建物の振動特性が明確に表れていると言える。



図Ⅱ-P7 短辺、長辺方向の振動モード

II-Q 我が国初期の高層研究棟^{文8)}

本建物は、1967年3月に我が国で初めて建設された高層建物と言える。

II-Q 1 建物の概要および特徴

建物名称：早稲田大学理工学部51号館

所在地：東京都新宿区

建物概要：図II-Q1

SRC 地下2階、地上18階

短辺方向：X型鉄骨ブレース、

長辺方向：菱形状 PC 鋼棒ブレース

軒高：59.24(m)、地下底面深さ：G.L.-8.48m

基準階平面：19.2x57.6

基礎：ピア(径：3m、長さ：20m)基礎

杭の支持層：東京礫層

実験者：早稲田大学理工学研究所耐震研究部会

実験日時：1966

本建物は、SRC造であるが、短辺方向の2スパン毎にX型鉄骨ブレースを、また長辺方向外側通りにはデザインを考慮した菱形状 PC 鋼棒ブレースを配置している。

また、建設当時は、計算機も普及しておらず、地震応答解析はアナログ計算機により行われた。

このような状況もあり、当時の高層建物は、構造的にも、単純、明解な架構であり、複雑な形状をしていないと言える。

II-Q 2 実験概要

強制振動実験は、手動式起振機をR階の短辺および長辺方向に、さらに大型電動起振機を1階短辺方向に設置して行った。また、常時微動測定も行っている。さらに、18階には、D.C-TYPEの強震計が設置され、地震観測が実施された。

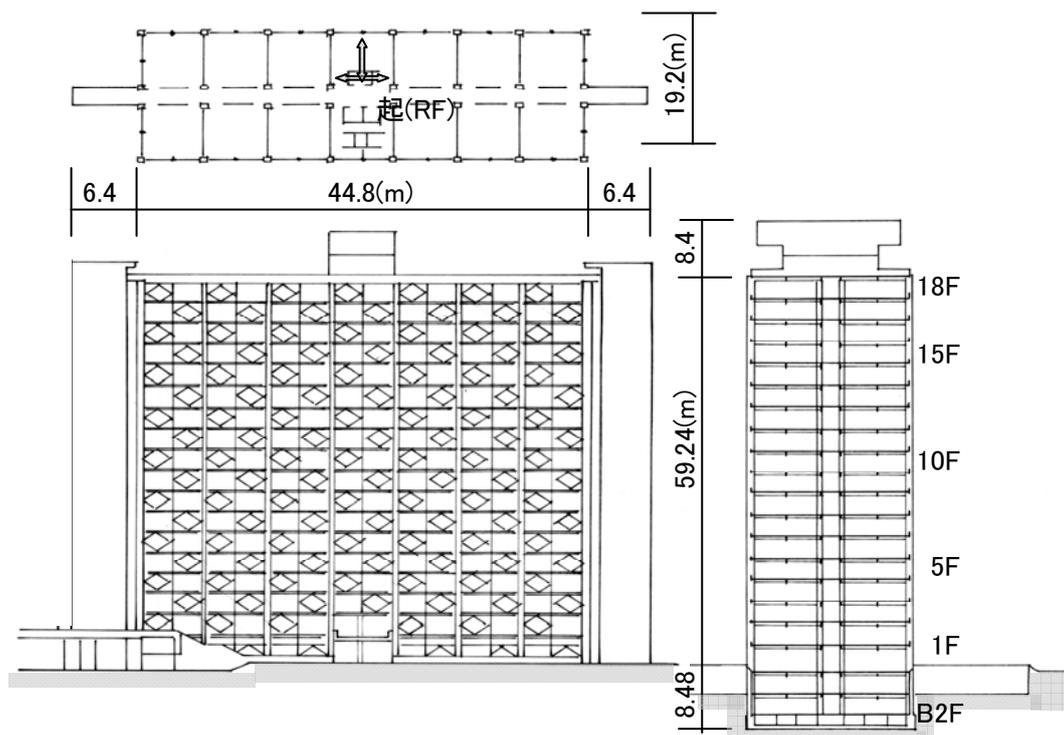
II-Q 3 実験結果および振動特性

A. 強制振動実験と固有値

図II-Q2(a)に、強制振動実験から求めた、短辺方向のR、13、5、1階の共振曲線を、また同図(b)には長辺方向の場合を示した。

図II-Q3(a)、(b)には、短辺および長辺方向の、1次～3次固有周期時の立体振動モードをそれぞれ示した。

短辺方向の1次固有周期は $T_{X1}=1.1(\text{sec})$ 、また長辺方向の1次固有周期は $T_{Y1}=0.89(\text{sec})$ であり、18階のSRC造建物としては、従来の中低層建物の1次固有周期と階数(8階建物で0.5～0.6sec)の延長線上にほぼあると言える。また、両方向の1次振動モードは、せん断的変形を示している。



図II-Q1 我が国で初期の高層建物

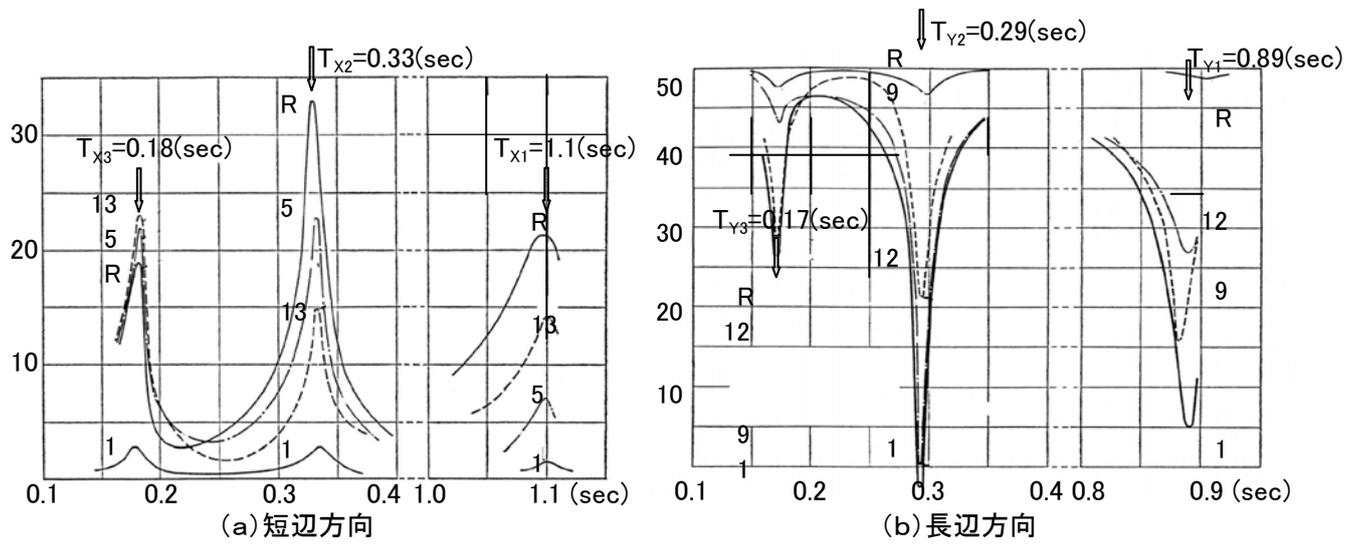


図 II - Q2 短辺および長辺方向の共振曲線

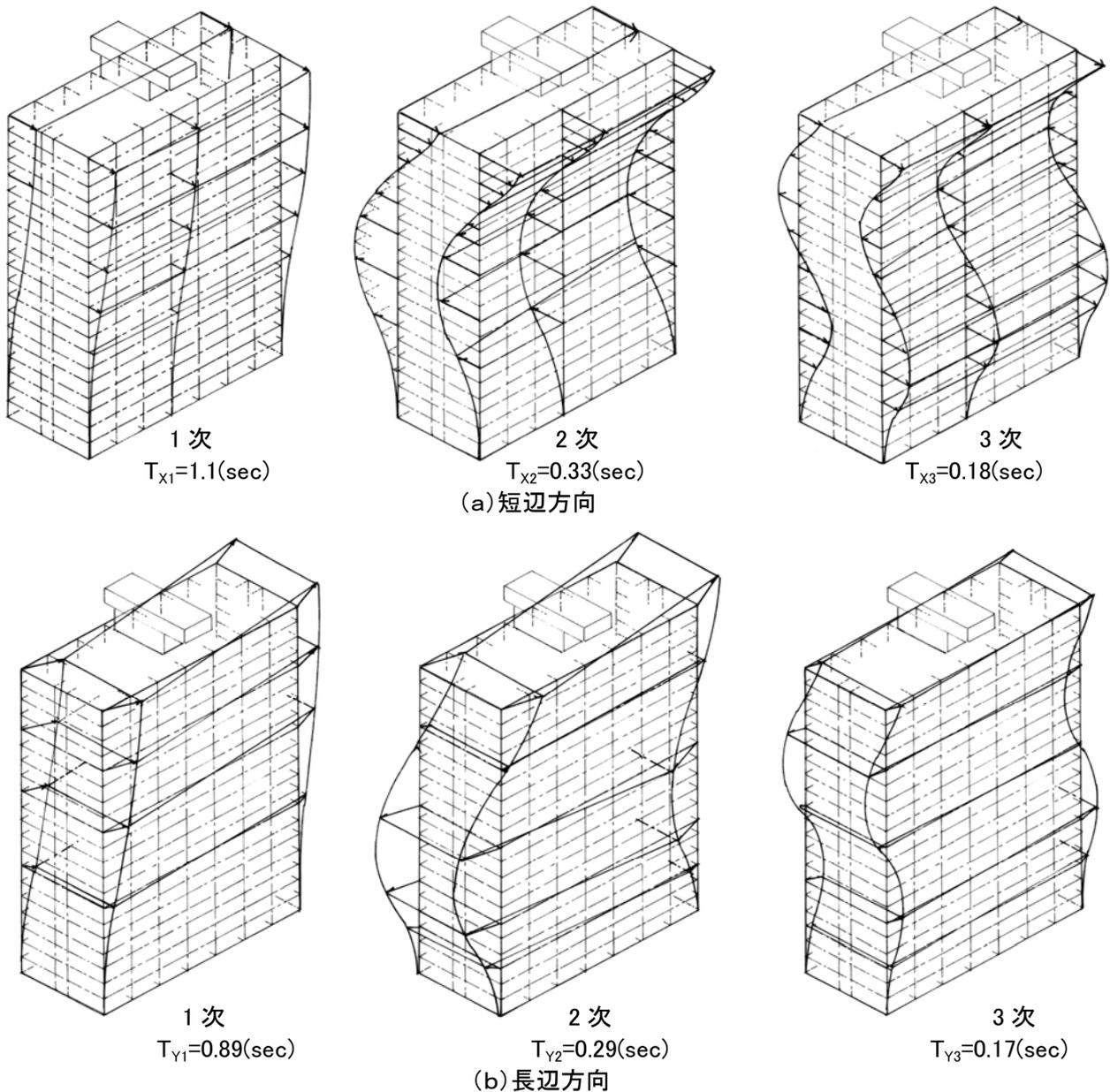


図 II - Q3 短辺、長辺方向の1次～3次振動モード

短辺方向 1次 ($T_{X1}=1.1\text{sec}$) ~ 3次 ($T_{X1}=0.18\text{sec}$) の振動モードをみると、各階は、短辺方向にほぼ平行移動した変形状態を示し、高さ方向の変形も極めてスムーズである。

一方、長辺方向の 1次 ($T_{Y1}=0.89\text{sec}$) ~ 3次 ($T_{Y1}=0.17\text{sec}$) の振動モードでは、各階とも、短辺方向にねじれが発生しているが、各振動モードの高さ方向の変形性状は、短辺方向それと良く対応している。

上記の長辺方向のねじれを伴う振動モードは、本建物のプロポーシオン、さらに実際の剛心および重心位置等に関係していると考えられる。

B. 人力加振による自由振動実験

写真 II-Q1 に、建物屋上において、学生 5 ~ 6 名が建物の短辺方向の 1 次固有周期に合わせて、人力加振して状況を、また 図 II-Q4 には、同人力加振で得られた自由振動波形を示した。

人力加振による建物の振動振幅は、加振前の常時の振幅から大きく増幅している。このように、人力による加振周期と建物の固有周期の一致すると、共振現象により振幅は増大することが解る。なお、これらの実測波形から求めた減衰定数に関しては、後に述べる。



写真 II-Q1 人力加振(屋上壁)

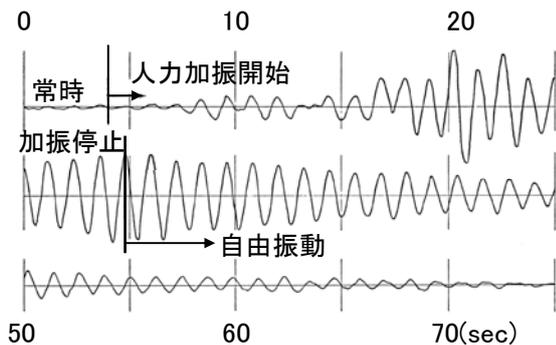


図 II-Q4 人力加振による短辺自由振動波形

C. 常時微動時の卓越周期と振動モード

図 II-Q5 に、長辺方向の、1F~18F の常時微動測定波形の周期頻度曲線を示した。

また、図 II-Q6 には、上記の周期頻度曲線における卓越周期と、強制振動実験から求めた固有周期と振動モードを対比して示した。

1 次固有周期に対応する $T_{Y1}=0.89(\text{sec})$ は、各階で卓越している。一方、2 次の $T_{Y2}=0.29(\text{sec})$ は、2 次モードの腹に対応する R 階、10 階、5 階で卓越している。

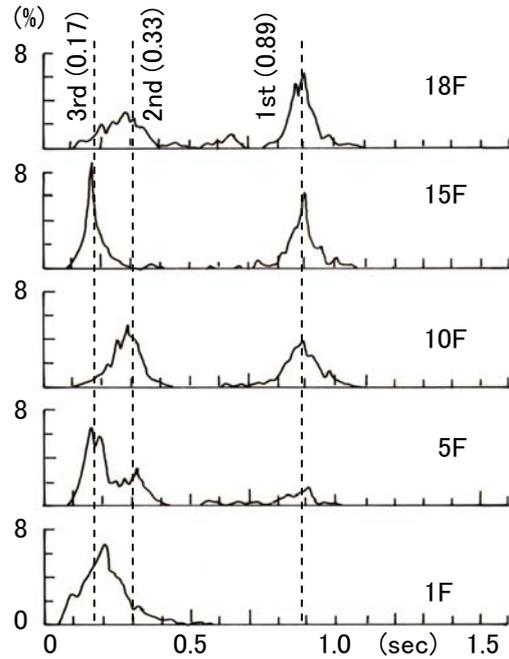


図 II-Q5 長辺方向の周期頻度曲線

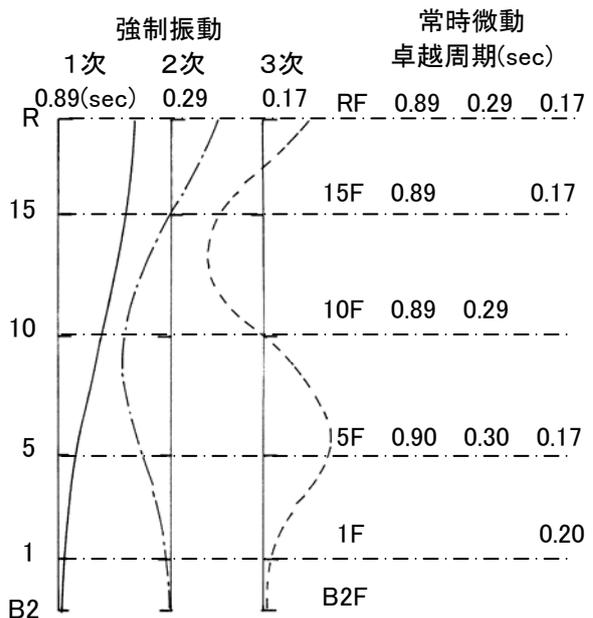


図 II-Q6 常時微動の卓越周期と振動モード

さらに、3次の $T_{Y3}=0.17(\text{sec})$ は、同モードの腹にほぼ位置するR階、15階、5階で卓越している。

このように、常時微動時の高次の卓越(固有)周期は、その振動モードの腹に対応する階で卓越することが解ろう。また、これらの卓越周期の性状は、地震時の建物の応答にも明確に現れることを追記しておく。

D. 1次振動モードにおける Sway、Rocking 動

強制振動実験より求められた1次振動モードの最上階における Sway および Rocking (%) は、以下の通りである。

短辺方向 : Sway (%) = 3.6、Rocking (%) = 0
 長辺方向 : Sway (%) = 1.3、Rocking (%) = 4.5

以上の如く、本建物の Sway (%) + Rocking (%) は 6 (%) 以下と非常に小さく、これによる1次固有周期の伸び率は、最大でも 3 (%) 程度で、本建物はほぼ基礎固定に近いと言える。

上記の Sway (%)、Rocking (%) は、上部構造と基礎部との剛性比で決定されるが、高層建物の場合、S+R (%) の値は非常に小さく、一般に基礎固定とほぼみなせる。これも、高層建物の振動特性の一つと言える。

E. 固有振動数、減衰定数からみた振動特性

図 II-Q7 に、短辺および長辺方向の固有振動数(固有周期の逆数)と振動次数の関係を示した。同図には、参考のため、せん断棒の理論解を点線で併記した。なお、せん断棒の固有振動数は、振動次数の 0.5 を通る直線で、その勾配はせん断棒の剛性で与えられる。

さらに、図 II-Q8 には、短辺および長辺方向の、1次～3次振動の減衰定数と固有振動数の関係を示した。なお、1次の減衰定数は、人力加振の自由振動波形および共振曲線より、また2次、3次の値は、共振曲線より求めた値である。

振動次数に対する短辺、長辺方向の固有振動数は、ほぼ横軸の 0.5 を通り直線的に増加し、基礎固定時のせん断棒の場合と良く対応している。

以上より、本建物の固有周期および振動モードは、短辺、長辺方向とも、せん断的変形に大きく支配されていることが解る。

また、本建物の1次振動の減衰定数は、短辺および長辺方向の場合とも、1～1.5 (%) と非常に小さく、その値は、2次、3次と高次振動になるほど直線的に増加している。

上記の減衰定数と固有振動数の関係は、一般の高層建物の地震応答解析に導入されている同関係と対応している。

F. 手動式起振機の定常性

本建物の振動実験に使用した起振機は、手動式起振機と電動式起振機である。

手動式起振機では、手動で回転を約 7 Hz/sec まであげ、手を離し、その後起振機の回転数が自然に減少する過程で、建物の振動を測定している。

従って、手動式起振機を使用した場合は、過渡振動を測定しており、その測定結果には、定常加振の正解値との整合性が問題となる。なお、起振機回転数の減少率が小さくなるほど、その測定値は、定常加振のそれに一致してくることは解ろう。

そこで、手動式起振機の定常性を検討するため、電動起振機を用い、以下のように検討した。

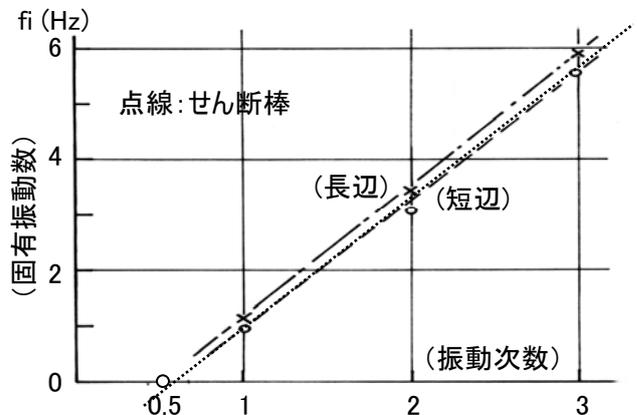


図 II-Q7 固有振動数と振動次数

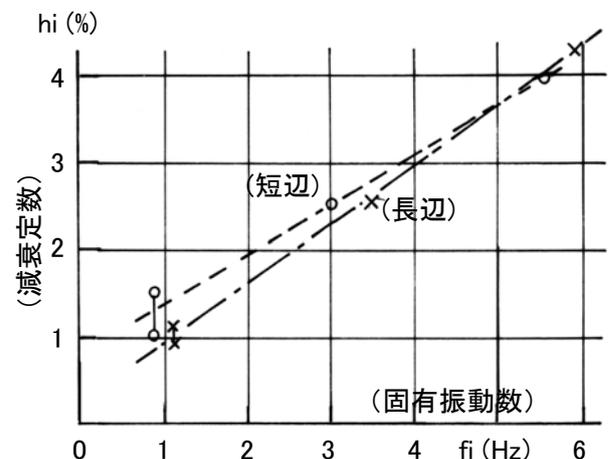


図 II-Q8 減衰定数と固有振動数

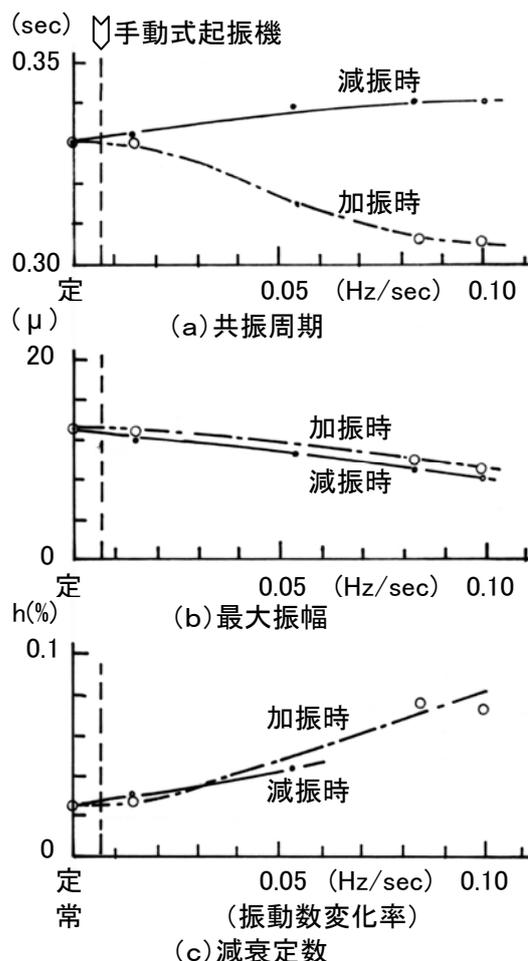
短辺方向の2次振動(0.33sec)を対象にして、機械式起振機の回転数を、種々の変化率で加振また減振した。

図Ⅱ-Q9(a)には共振周期、同図(b)には最大振幅、同図(c)には減衰定数の各値を定常加振の場合と対比して示した。横軸は、起振機の振動数(回転数)変化率である。また、同図には、手動式起振機の振動数変化率も併記した。

上記の共振周期、最大振幅および減衰定数は、加振時および減振時とも、起振機の回転数変化率が大きくなるほど、定常振動の値から離れ、測定値の信頼性が低下することが解る。

一方、本振動実験で採用している手動式起振機の回転数変化率は極めて小さく、その過渡振動の測定値は、各値とも、定常振動の値にほぼ一致し、本手動式起振機の有用性は極めて高いことが指摘される。

さらに、本手動式起振機の場合、建物の振動測定を起振機の回転の自然減少過程で連続的に行っている。この測定方法の場合、1回の測定時間は短く、また共振周期を見落とすこと無く、連続的に全て検出できる利点を有している。



図Ⅱ-Q9 手動式起振機の定常性

Ⅱ-Q5 地震観測結果と卓越周期

表Ⅱ-Q1に、強震計設置から1968年1月までに得られた18Fの地震観測結果を纏めて示した。

これらの地震観測結果において、1967年11月宮城県沖地震時には、特に建物の2次および3次固有周期が主要動部で明確に現れている。

また特に注目されることは、最大加速度(Max Acc)が比較的大きい1968年5月16日の十勝沖地震および1968年7月1日の東松山地震において、短辺では1.2~1.4(sec)、長辺では0.97~1.1(sec)で建物が振動しており、これらの振動周期は、振動実験による1次固有周期(短辺:1.1 sec、長辺:0.89 sec)より約2~3割伸びている。

表Ⅱ-Q1 地震観測結果(18F)

No.	発生日時 震源、震源深さ	方向	M 震度	Max Acc (gal)	Period (sec)	Disp (mm)
No.1	1967/9/20 埼玉県南部、D=50km	N-S(短) E-W(長)	東京=3	6.0 16.0	1.12 0.95	1.9 3.6
No.2	1967/11/10 千葉県、D=40km	N-S(短) E-W(長)	東京=3	2.0 3.0	0.90~1.00	0.65 0.7
No.3	1967/11/19 茨城県沖、D=40km	N-S(短) E-W(長)	東京=3	14.0 24.0	1.08~1.24 0.90~0.95	2.9 4.8
No.4	1968/5/16 十勝沖本震、D=20km	N-S(短) E-W(長)	M=7.8 東京=3	40.0 45.0	1.10~1.40 0.97~1.00	7.0 11.0
No.5	1968/5/16 十勝沖余震、D=20km	N-S(短) E-W(長)	M=7.5 東京=3	12.0 16.0	1.20~1.30 0.97~1.00	1.9 3.6
No.6	1968/1/1 東松山地震、D=70km	N-S(短) E-W(長)	M=6.4 東京=4	120.0 80.0	1.30~1.40 1.05~1.10	50~54 26~28

表Ⅱ-Q2に、強制振動実験、常時微動測定、地震観測結果の1次固有周期(卓越周期)と設計周期を対比して示した。

1次振動の設計周期は、各実験値に比較して、大きな値を示しているが、地震時の振動周期は地震時の建物の振動が大きくなるほど、設計値に近づいている。

上記の性状は、建物の振動が大きくなると、微震動時に寄与していた2次部材の剛性が消失し、振動周期は設計時で対象にしている主体構造による設計周期に近づくためと判断される。

以上、我が国初期の18階高層建物の振動実験結果を示したが、これらの振動性状は、その後建設された、高層建物の振動特性を代表していると言える。

一般に、高層建物は、ほぼ基礎固定の見なせ、建物全体はせん断的振動系を示し、特に1次の減衰定数は、数%と非常に小さい。

なお、振動実験結果の固有周期は、微振動時の値であるが、同値は、地震動が大きく、建物の振動が大になるほど、主体構造の設計値に近づくと言える。

表Ⅱ-Q2 1次固有周期(実験値、設計値)

方向	強制振動	常時微動	地震観測	設計値
N-S (短)	1.1(sec)	1.1(sec)	No.1,2,3 1.0~1.2(sec) No.4,5,6 1.1~1.4(sec)	1.40(sec)
E-W (長)	0.89(sec)	0.89(sec)	No.1,2,3 0.9~0.95(sec) No.4,5,6 0.97~1.1(sec)	1.22(sec)

II-R 竣工13年後の大阪通天閣^{文9)}

内藤多仲先生設計の大阪通天閣は、1956年に建設され、翌年、第1回目の振動実験が実施されている。その後、約13年経過した1969年に再び振動実験を実施し、同通天閣の健全性を、東京タワーの場合と同様に、検討している。

II-R1 塔の概要および特徴

名称：大阪通天閣

所在地：大阪府

塔概要：図II-R1

S造：タワー

軒高：100(m)

地下底面深さ：GL.-5.58m

1階平面：24.0x24.0

実験者：早稲田大学構築物振動研究会

実験日時：1966

本タワーは、1954年の名古屋テレビ塔に引き続き、内藤多仲先生により設計され、1956年に完成した。さらに、その4年後の1958年に東京タワーが完成している。

塔の構造は、XおよびY方向とも同一であるが、Y軸上にエレベーター・タワー(E.V.T)が配置されている。

II-R2 実験概要

強制振動実験は、手動式起振機を、第1回目の振動実験時と同様に、B-レベル(+97m)のXおよびY方向に設置して行った。また、常時微動測定も行っている。

II-R3 実験結果および振動特性

図II-R2に、X方向加振時のB、I、K-レベルの共振曲線を示した。

また、図II-R3には、XおよびY方向の各次振動の固有周期、モードを、第1回の実験結果と対比して示した。同図のX方向の振動モードには、エレベーター・タワーの変形モードも示している。

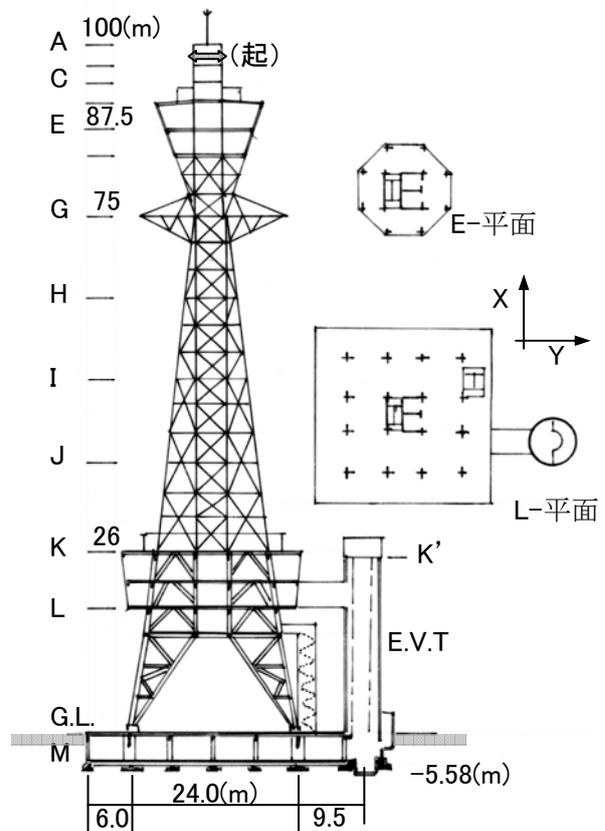
上記の両方向の1次振動系は、同固有周期が長いことによる起振力不足から、常時微動測定により求めた値である。

X方向の1～3次(T_{X1} 、 T_{X2} 、 T_{X3})の固有周期、振動モードは、Y方向の値(T_{Y1} ～ T_{Y3})とほぼ一致し、また塔部分とそれに接続しているE.V.T部分の変形は同位相である。

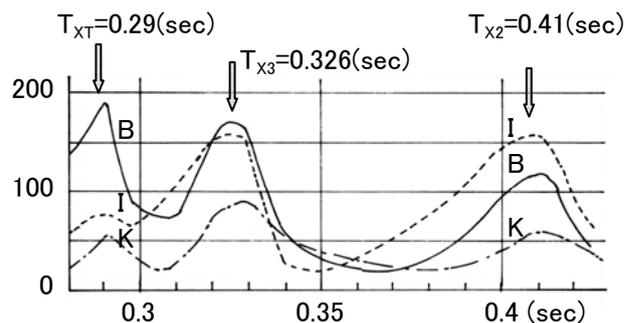
一方、X方向の共振周期 $T_{XT}=0.29$ 時(sec)の振動モードでは、E.V.T部分と塔の変形が逆位相であることより、同共振周期の系は、E.V.T部分のねじれを伴う塔の3次振動系と言える。

第2回の振動実験結果振動モード(実線)を第1回の値(◎印)と比較すると、両者の振動モードは、XおよびY方向とも、良く対応している。

一方、固有周期の、第1回に対する第2回の比は、約1.03～1.09倍と非常に小さい値を示している。



図II-R1 高さ100mの大阪通天閣



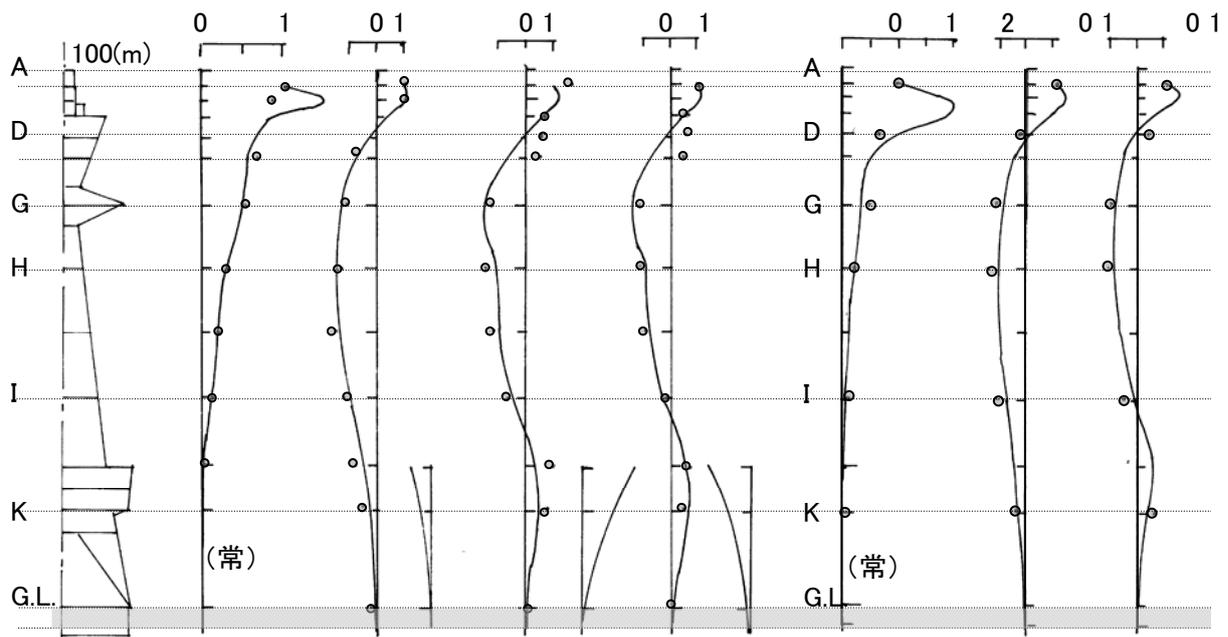
図II-R2 X方向加振時の共振曲線

上記、**図 II-R3**に示した固有周期の伸びから、建設後13年経過した塔の剛性低下率は、5～15(%)程度になる。しかしながら、建設後に付加した広告等の増加荷重(詳細は不明)を考慮すると、建設後13年間の剛性低下はほとんど発生していないと言えよう。

図 II-R4に、上記の固有振動数(固有周期の逆数)と振動次数の関係を、また**図 II-R5**には減衰定数と固有振動数の関係を示した。なお、前者の図には、せん断棒の値(鎖線)も併記した。

固有振動数と振動次数の関係をみると、本通天閣の振動系は、一般の建物と同様に、ほぼせん断振動系であり、また減衰定数はS造の高層建物の値に極めて近いと言える。

さらに、高さ100mの大阪通天閣の振動特性を、高さ333mの東京タワーのそれと比較すると、大きく異なる点は、東京タワーに多数出現しているねじれ振動系が認められないことである。これは、塔が東京タワーに比して低く、塔全体としての一体性が極めて高いためと言えよう。



(X-方向)	$T_{X1}(\text{sec})$	T_{X2}	T_{X3}	T_{XT}	(Y-方向)	$T_{Y1}(\text{sec})$	T_{Y2}	T_{Y3}
第1回(○印)	1.56	0.375	0.305	0.275		1.55	0.375	0.300
第2回(実線)	1.60	0.410	0.326	0.290		1.59	0.395	0.310
第2回/第1回	1.03	1.09	1.07	1.05		1.03	1.05	1.03

図 II-R3 XおよびY方向の固有周期と振動モード(建設直後 1957と1969の比較)

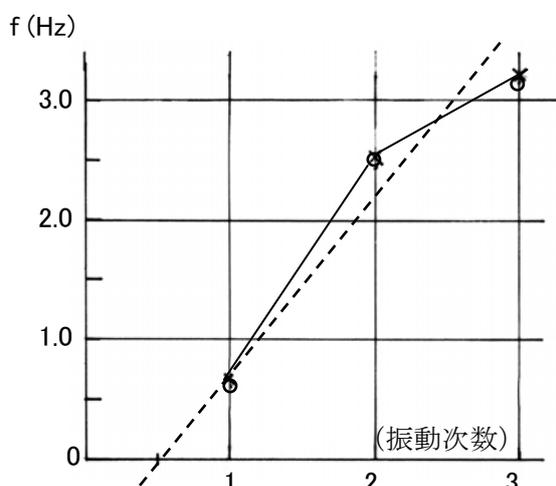


図 II-R4 固有振動数と振動次数

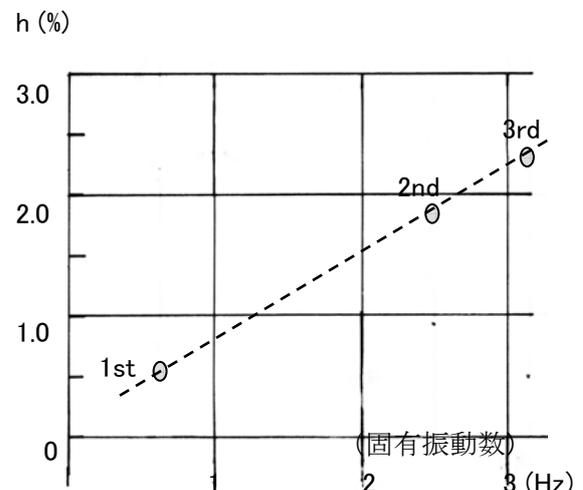


図 II-R5 減衰定数と固有振動数

II-S 竣工10年後の東京タワー^{文10)}

建設直後の、東京タワーの振動性状を把握するため、1959年に振動実験が実施されている。その詳細は、第III章に掲載している「東京タワーの建設と振動性状(和訳)」を参照されたい。

建設後約10年を経過したある時に、内藤多伸先生から、建設後からの東京タワーの剛性低下の有無を検討するため、振動実験を実施したいとの話があり、第2回の振動実験が1968年の夏に実施された。

一方、建設後10年間の東京タワーには、アンテナ等がさらに取り付けられ、約150ton近くの重量が増加していた。そこで、建設後10年間の東京タワー剛性変動を検討するためには、固有周期の実測変動に加えて、上記の増加荷重の影響も考慮した解析的検討も必要があった。しかしながら、当時は、現在のような計算機、高度な解析手法も無く、手計算による簡易なかつ等価的な解析的検討を加えた。

第2回の振動実験は、第1回の実験結果と比較検討するため、第1回の振動実験にほぼ対応させて行われた。

また、第2回の振動実験時には、測定器の発達、換振器数の増加等もあり、第1回の実験時に比べ、より詳細な測定もできた。

その結果、第1回の振動実験で不明確であった振動系も存在したが、これらの系が第2回の実測値と手計算による固有解析との対比により、かなり解明された。

なお、以下には、「第2回東京タワーの振動実験・報告書」の内容を、当時の文章に従いかなり詳細に再現している。

II-S1 塔の概要

塔名称：東京タワー

所在地：東京都港区

塔の概要：図II-S1

S造：タワー

軒高：333(m)

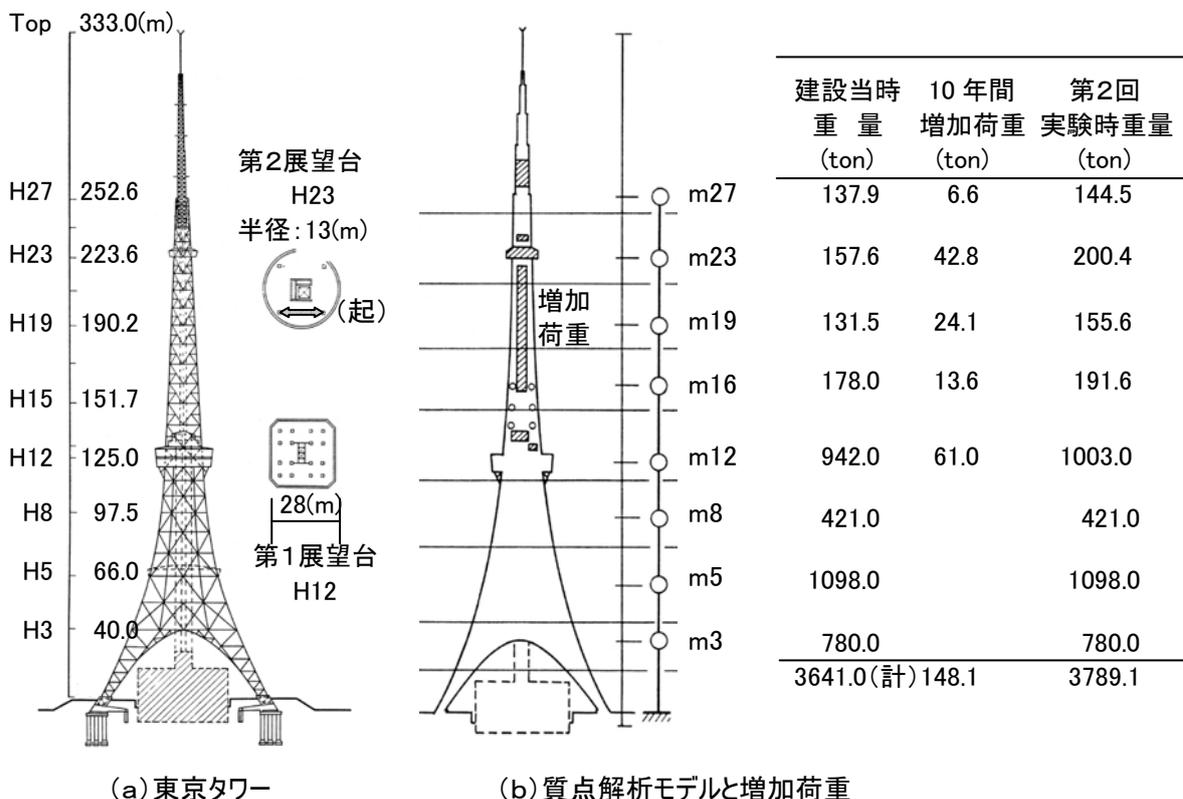
第1展望台：H=125(m)、直径13(m)

第2展望台：H=223.6(m)、28x28(m)

1階柱平面：80x80(m)

実験者：早稲田大学理工学研究所

実験日時：1968年6月



図II-S1 東京タワーと解析モデル

なお、東京タワーの詳細については、後に掲載している付録－1:「東京タワーの建設と振動性状」を参照されたい。

II-S2 建設後10年間の増加荷重

東京タワーでは、建設後、**図II-S1(b)**に斜線で示す位置にアンテナ等が付設され、建設後10年間で約148tonの荷重が増加している。その増加荷重は、総重量の約4%に相当している。

II-S3 実験概要

手動式起振機は、第1回振動実験(1959)時と同じくH23(特別展望台屋根：**図II-S1**)に設置している。

振動測定に際しては、第1回の振動実験を参照して、基準計として、H23(特別展望台)に機械式地震計(固有周期6秒)を、H12(第1展望台)に機械式地震計(固有周期3秒)をX方向(加振方向)に設置した。

また、電磁式換振器1台をH23の機械式地震計と同位置に固定し、他の換振器4台を各測定位置に順次移動し、同時測定を実施した。

測定は、H3、H5、H8、H13、H15、H17、H19、H21、H23、H25、H27の各高さの、X方向(加振方向)およびY方向(加振直角方向)の2方向について行った。

さらに、起振機の回転数と加振力の関係から、起振力不足となる周期範囲では、第1回実験時と同様に、常時微動測定により共振周期、振動モードを求めている。

II-S4 解析概要

各解析は、以下の設定に基づき、行っている。

A. 東京タワーのモデル化

建設後10年間の剛性等の変動は、一般に、第1回と第2回の実測値、特に固有周期を比較すれば検討できるが、東京タワーの場合、上記の如く、重量が部分的に増加している。この増加荷重によっても、固有周期が伸び、その影響も固有周期の検討には考慮する必要がある。

そこで、固有周期の解析に際しては、第1回の高さ方向の測定位置を考慮し、塔を8質点の等価せん断系[**図II-S1(b)**]に置換している。

B. 等価せん断ばね定数

解析モデル8質点系の等価せん断ばね定数は、第1回実験時の、曲げ1次(B-1:2.65 sec)、およびせん断1次(S-1:1.55 sec)の固有周期、振動モードおよび重量分布[**図II-S1(b)**]から、両周期の値について求めている。

上記の曲げ1次(B-1)、せん断1次(S-1)の表示は、第1回の実験結果の論文では、基本振動(Fundamental vibration)および、せん断振動(Shear vibration)と表記されている。この第1回と第2回の表記の差異については、後に説明する。

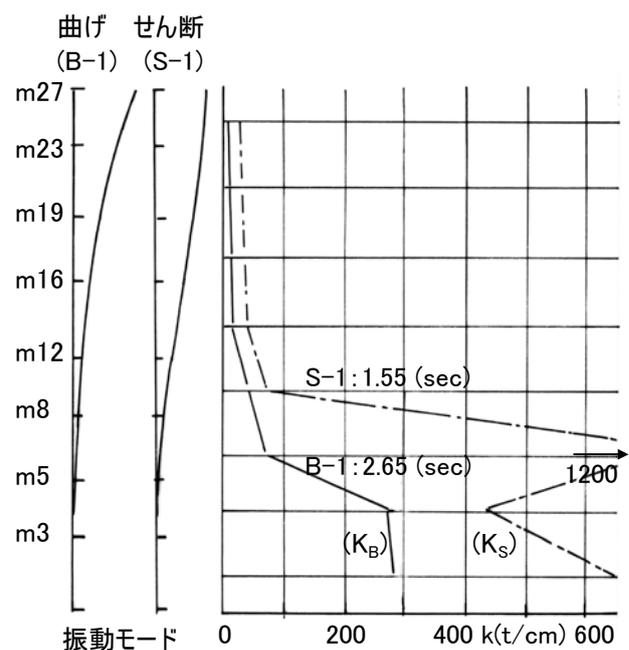
図II-S2に、第1回の、曲げ1次(B-1)およびせん断1次(S-1)の実測値より求めた、等価せん断ばね定数を示した。

せん断1次(S-1)より求めたばね定数は、高さ方向にばらつきが現れているが、これは実測の振動モードに起因していると思われる。

また、せん断1次(S-1)より求めたばね定数は、固有周期の面からみると、曲げ1次(B-1)からの値の約3倍程度になる。

C. 固有周期、振動モード

第1回、第2回の固有周期、振動モードの解析では、上記の等価せん断ばね定数を適用し、各質点の重量には、先の**図II-S1(b)**に示した建設当時、第2回の値にそれぞれ設定している。



図II-S2 第1回実験結果の、曲げ1次およびせん断1次振動系より求めた等価せん断ばね定数

II-S5 振動実験および解析結果

第1回の振動実験結果では、9個の共振周期が得られている。これに対して、第2回の振動実験からは、13個の共振周期が確認された。

タワーの振動系(固有値)は、起振機の起振力が不足する長周期領域(>約0.6秒)では、第1回の実験同様、常時微動測定により求めている。

一方、約0.6秒以下の周期領域では、起振機を用いた強制振動実験から振動系を求めているが、この領域の振動系は、第1回振動実験でも5個、第2回では10個の振動系が確認された。これらの共振周期は、互いに近似し、共振曲線も描けず、さらに変形状もかなり複雑である。

このため、各振動系を、一般の建物のように、実測振動モード等から一義的に判別することが困難であった。

そこで、第1回の実測値から求めた等価せん断ばね定数(図II-S2)、図II-S1の質点重量を適用した固有値解析を行い、実測値と解析値の振動系を共振周期、振動モードの両面から検討した。

以下に、振動実験結果について述べるが、その際の各振動系(例えば、1次、2次、・・・)の表記(記号)を明確にしておく必要がある。

そこで、まず、表II-S1に、第1回と第2回の振動系(固有値)の表記の相違、また実測および解析結果の固有(共振)周期を対比して示した。

以下には、第2回の表記に従い、各振動系の詳細を順次説明してゆく。

A. 常時微動測定と卓越周期

図II-S3に、第2回常時微動測定のア)強風時、(b)比較的強風時、(c)無風時の測定波形例を示した。なお、測定時のGainも併記している。

また、図II-S4には、(c)無風時の測定波形の周期頻度曲線を示した。風速等は、不明である。

強風時の測定波形の場合、H-21以上の高さでは、曲げ1次(B-1:2.8 sec)の振動が大きく卓越しているが、H-13では振幅がかなり小さく、上部剛体(S_R:1.0sec)の周期も現れている。

上記の強風時から比較的強風時になると、測定波形は、各高さとも、せん断1次(S-1:1.7 sec)の振動に移行している。

一方、無風時の測定波形には、上記強風時、比較的強風時と大きく異なり、種々の周期が現れている。

上記の卓越周期を周期頻度曲線(図II-S4)の面からみると、高さ223.6mの特別展望台では、曲げ1次(B-1)、せん断1次(S-1)、上部剛体(S_R)、またせん断の2次(S-2)、3次(S-3)周期も無風時の波形上に現れている。

一方、第1展望台より低いH-8では、上記の、S_R、(S-2)、(S-3)の周期が相対的に大きく測定波形で卓越していることが解る。

なお、振動モードについては、以下に示す。

B. 曲げ、せん断および捩れ振動系

第1回および第2回の種々の実測振動系(固有値)は、大別して2グループの分けられる。

第1のグループは、先の図II-S1の8質点系の解析で説明され、また第2のグループはタワーの立体的捩れ振動である。

B-1 曲げおよびせん断振動系

図II-S5に、解析的に判明した第1グループの実測および解析結果の固有周期、振動モードを示した。なお、同図の実測振動モードは、加振(X)方向での変形であるが、その直交方向(Y)の変形は、相対的に小さい。

曲げ1次(B-1)の解析時の、等価せん断ばね定数は、図II-S2におけるK_Bの値を、またせん断1次(S-1)、S_R~せん断5次(S-5)の場合は、K_Sの値を採用している。さらに、上部剛体(S_R)の解析では、H-12以上の総重量をH-12に集中させているため、同振動モードでは、H-12の変形が相対的に大きくなっている。

(i)1次振動系

1次固有周期は、一般の建物の場合、一つであるが、本実験結果では、図II-S5に示した変形面を考慮し、曲げ1次[B-1:2.8 sec]とせん断1次[S-1:1.7 sec]を定義、表示している。

上記の両1次振動系の出現の相違は、前述の如く、強風時には曲げ1次が、比較的強風時にはせん断1次が卓越している。なお、曲げ1次では、トラスの引張り側のみが、せん断1次では、圧縮側も剛性に寄与していると推察される。

表Ⅱ－S1 第1回および第2回の実験値、計算値の比較

第1回 振動系の表示	基本 振動 *1	せん断 振動 *2	上部 剛体 S _R	1次 共振 *3	ねじれ 振動 *4	せん断 4次 S-4	せん断 5次 S-5	ねじれ T-2	ねじれ T-3	ねじれ T-4	ねじれ T-5	ねじれ T-6	ねじれ T-7
第2回 振動系の表示	曲げ 1次 B-1	せん断 1次 S-1		せん断 2次 S-2	せん断 3次 S-3	せん断 4次 S-4	せん断 5次 S-5	ねじれ T-2	ねじれ T-3	ねじれ T-4	ねじれ T-5	ねじれ T-6	ねじれ T-7
第1回 実験値	2.65	1.55	--	0.780	--	0.43	0.350	--	--	0.22	--	0.17	--
計算値	2.65	1.55	1.06	0.789	0.51	0.41	0.356						
実験値/計算値	1.00	1.00		0.988			0.983						
第2回 実験値	2.75	1.70	1.00	0.800	0.520	0.485	0.360	0.29	0.26	--	0.206	0.18	0.172
計算値	2.83	1.66	1.108	0.839	0.529	0.418	0.382						
実験値/計算値	0.971	1.024	0.902	0.954	0.983	1.021	0.942						
実験値													
第2回/第1回	1.038	1.097		1.026		1.128	1.029				1.06		
計算値													
第2回/第1回	1.068	1.071	1.045		1.037	1.02	1.073						

英原文

*1 Fundamental vibration

*2 Shear vibration

*3 First harmonic vibration

*4 Torsional vibration

(ii) 上部剛体振動系

上部剛体 ($S_R:1.0$ sec)の振動系は、先の常時微動時(図Ⅱ-S4)の測定波形、また後に述べる地震時の観測記録に明確に現れる卓越周期で、第1展望台より上部の相対変形が非常に小さく、その上部があたかも剛体の如きせん断変形をしている。なお、この特殊な振動系は、第1回の振動実験時には、確認されておらず(表Ⅱ-S1)、第2回の解析で明解にされたと言える。

(iii) 高次振動系

第2回の振動実験では、せん断系の高次振動として2次(S-2)~5次(S-5)を、解析結果との対応により確定している(図Ⅱ-S5)。一方、第1回の振動実験では(S-3)、(S-4)の系が確認されていない(表Ⅱ-S1)。

上記の第1回と第2回の実測振動モードを比較すると、高次振動系の場合も、腹、節の部分も良く対応している。これらの実測モードは、等価せん断ばね定数を用いた解析値でもほぼ説明していると言えよう。

この結果、せん断2次(S-2)以上の高次振動系は、せん断変形に支配されていることが解る。

B-2 捩れ振動系

振動測定結果には、前項で述べた曲げおよびせん断振動系の他に、捩れ振動系が多数確認されている。

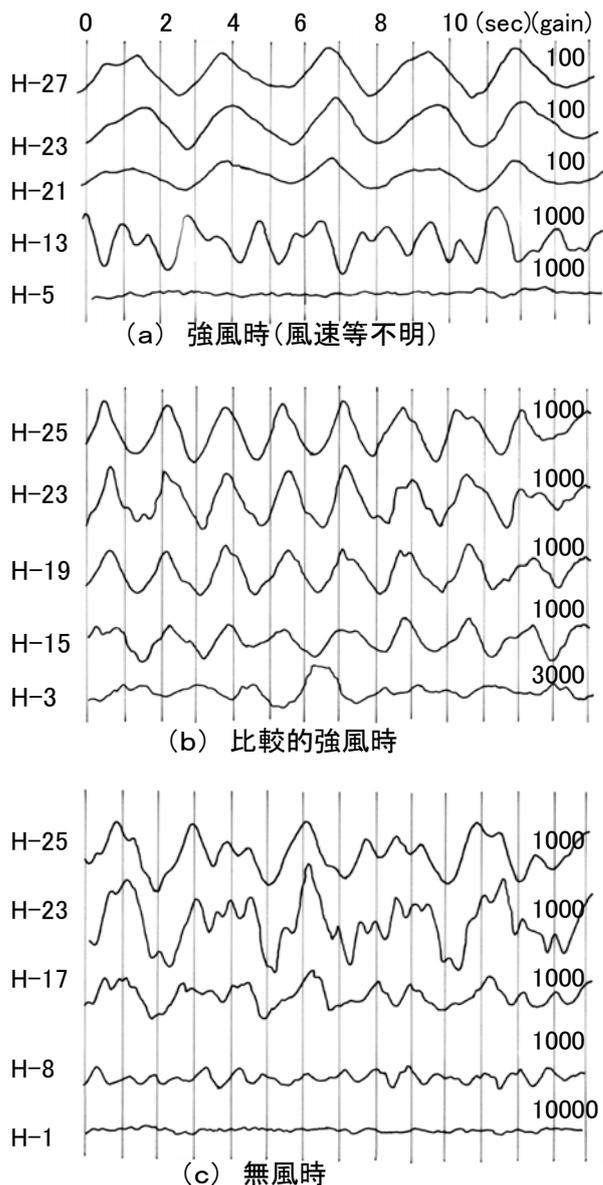
図Ⅱ-S6には、第2回の振動実験から認められた捩れの固有周期、振動モードを示した。同モードは、加振(X)方向と加振直角(Y)方向の実測値を合成した立体変形で表示している。

X、Y方向の値を合成した変形は、各捩れ周期の場合とも、立体的に複雑な変形を呈している。

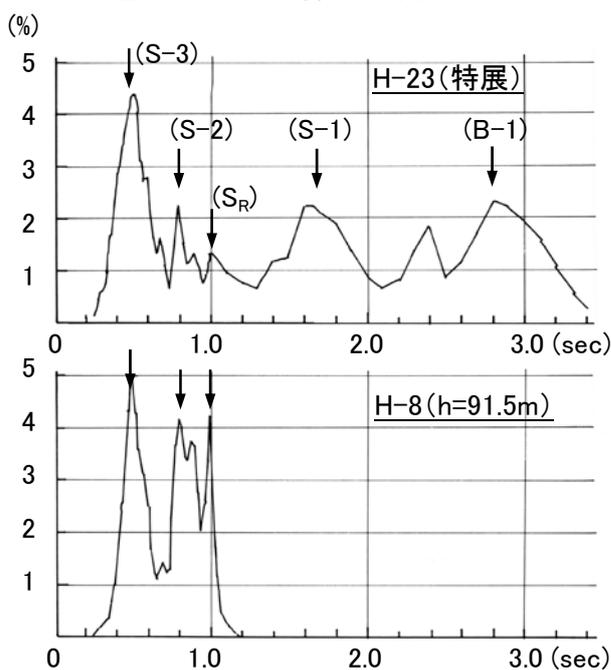
T-1(0.485 sec)の共振周期では、第1回の場合と同様に、高さ223.6mの特別展望台部分が大きく捩れた振動を示している。

また、T-2の振動モードはH8で、T-3はH5で、T-5はH1であたかも固定されたねじれ高次振動の如き変形をしている。

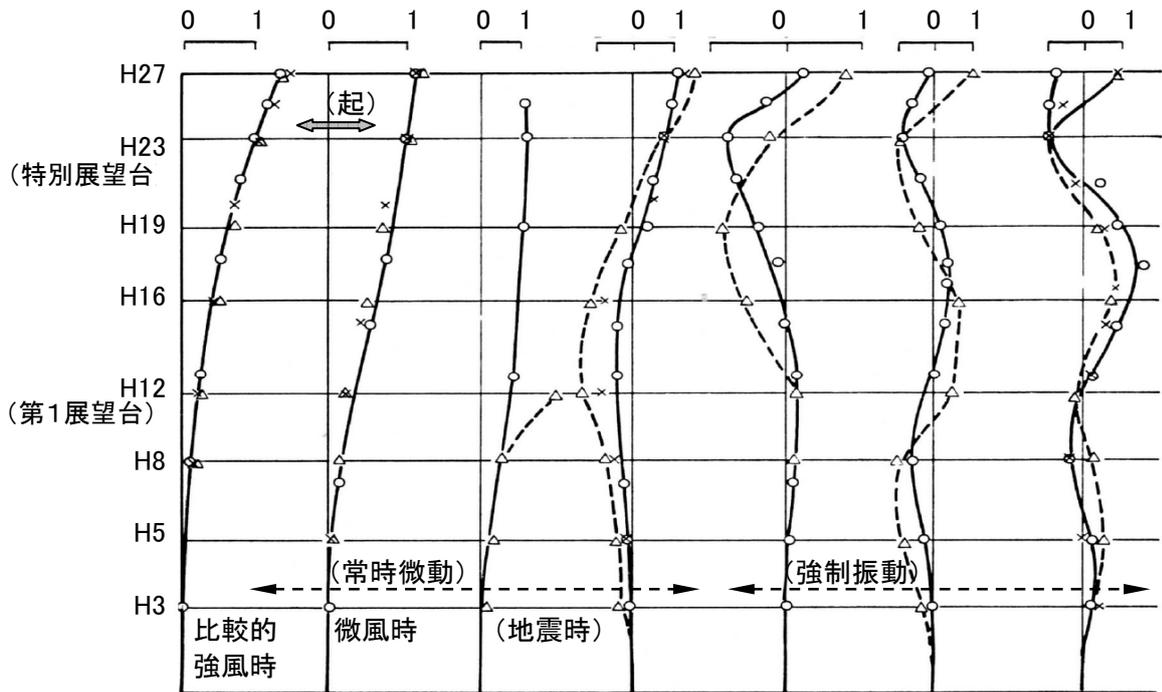
以上より、東京タワーでは、B-1およびS-1、S-2、…の振動系の他に、多数の捩れ振動系を有していることが解る。



図Ⅱ-S3 常時微動測定波形例

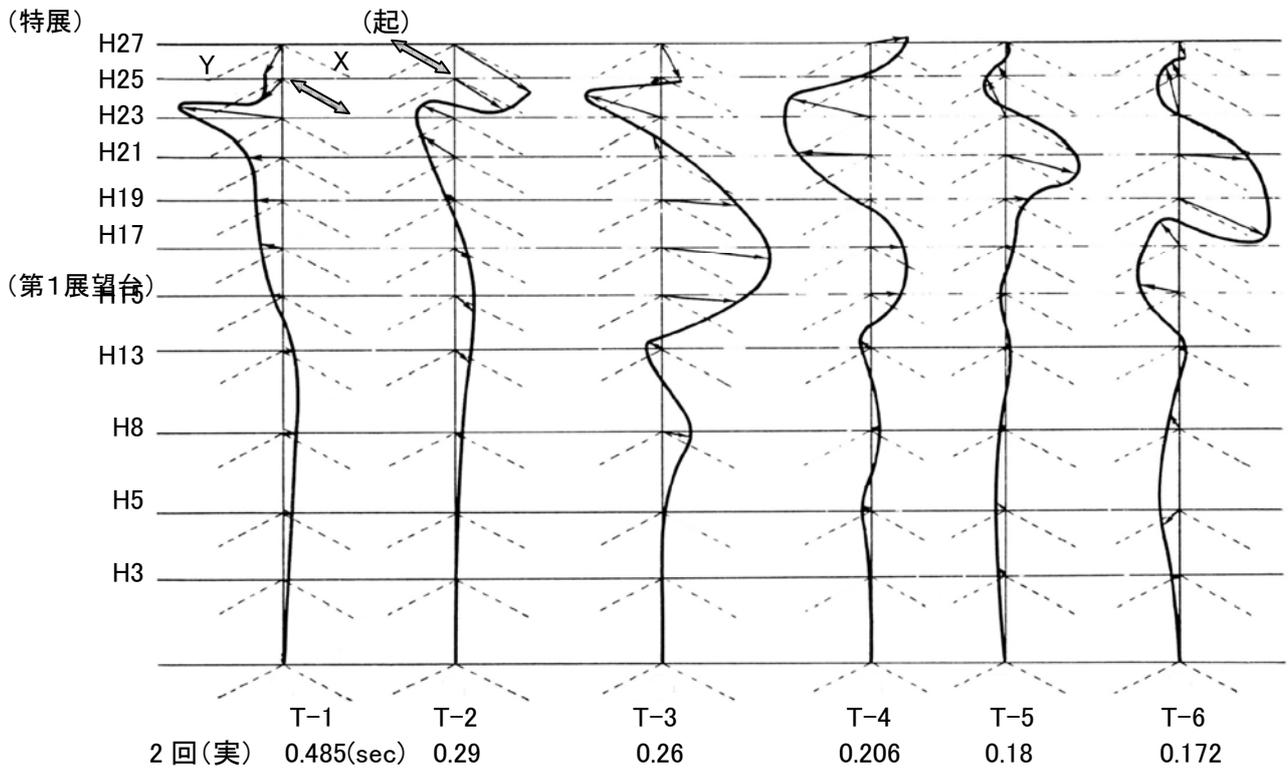


図Ⅱ-S4 無風時の周期頻度曲線



	曲げ1次 B-1	せん断1次 S-1	上部剛体 S _R	せん断2次 S-2	せん断3次 S-3	せん断4次 S-4	せん断5次 S-5
1回(実) ×	2.65(sec)	1.55	---	0.78	---	---	0.35
1回(計)	2.65	1.55	1.06	0.79	0.51	0.41	0.36
2回(実) ○	2.80(sec)	1.70	1.00	0.80	0.52	0.43	0.36
2回(計) △	2.83	1.66	1.11	0.84	0.53	0.42	0.38

図Ⅱ-S5 曲げ1次およびせん断1次～5次の振動系



図Ⅱ-S6 第2回振動実験によるねじれ振動系

II-S6 第1回に対する第2回の実測固有周期の伸びと解析値

建設から、約10年経過した時点の東京タワーの剛性変動は、同期間の固有周期の変化より十分検討されよう。例えば、重量が変化していない場合、固有周期(T_0)が約1割伸びると、剛性(K)は、 T_0 の2乗に逆比例するため、平均にみて約2割減少していることになる。

先に示した表II-S1および図II-S5から、以下のことが解ろう。

- ・図II-S2に示した K_B 、 K_S の等価せん断ばね定数を用いた第2回の曲げ1次およびせん断1次の解析値の固有周期は、第2回の実測値を良く説明している。
- ・ K_S の等価せん断ばね定数を用いた第1回、第2回の解析固有周期は、(S-1)～(S-5)の高次せん断系の実測値を良く説明している。
- ・解析値のある、実測値の第1回に対する第2回の固有周期の伸びは、1.03～1.097である。
- ・解析による第1回に対する第2回の固有周期の伸びは、1.02～1.073となり、上記の実測値の伸びとほぼ対応している。

以上より、第1回に対する第2回の実測固有周期の伸びは、建設後約10年間に設置されたアンテナ等の増加荷重によるものと判断される。

II-S7 地震観測結果

1968年7月1日に発生した、震源地が埼玉県東松山市、 $M_g=6.4$ 、東京の震度がIVの、東松山地震時に、第1展望台(H-12)と科学館4階で、SMACによる観測記録が得られた[なお、観測記録は、現在不明]。

図II-S7に、第1展望台で観測された地震波の周期頻度曲線を示した。同図には、卓越周期にほぼ対応する振動系の記号(表II-S1)も↓印で併記している。

記録開始から約30秒間の波形には、0.3～0.7秒と1.0秒前後の周期が卓越している。

これに対して、観測波の尾部にあたる60～90秒間では、1.0秒付近の周期のみ卓越している。

上記の0.3～0.7秒の卓越周期間には、せん断3次～せん断5次、また特別展望台の捩れ振動系(T-1)が存在している。

記録開始から地震尾部あたり約1.0秒の周期が卓越している。この卓越周期は、第1展望台から上部が剛体の如き振動する固有周期(S_R)である。

また、第1展望台での観測波形には、東松山地震の周波数特性にも関係していると思われるが、長周期波形が認められない。

表II-S2に、第1展望台と科学館4階における最大加速度、その振動周期および両者から求めた計算変形を示した。

最大加速度は、第1展望台と科学館4階でほぼ同等の値となっている。

また、第1展望台の、N-S方向の最大加速度時の振動周期は、約1.0秒と第1展望台から上部が剛体と見なせる固有周期(S_R)と対応している。

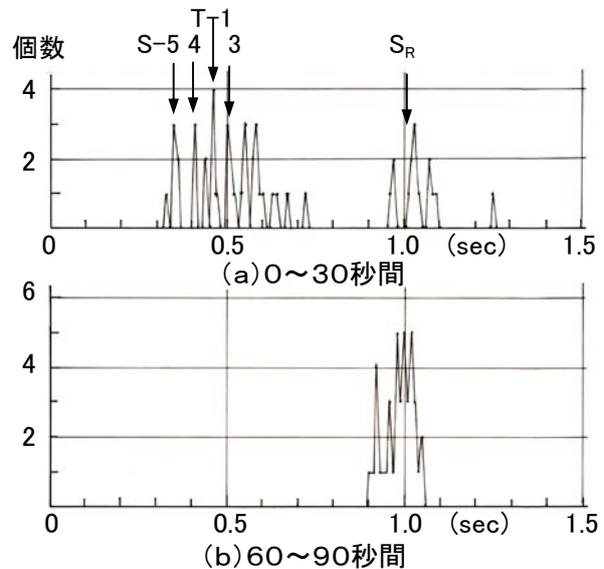


図-7 1968年7月1日東松山地震時
第1展望台、周期頻度曲線(E-W)

表-2 1968年7月1日東松山地震時における
第1展望台、科学館4階の観測値

SMAC 位置	方向	最大加速度 (gal)	振動周期 (sec)	計算変位 (cm)
第1展望台 H-12	N-S	82.5	1.02	2.20
	E-W	50.0	0.46	0.27
	U-D	20.0	0.35	0.06
第2展望台 H-12	N-S	77.2	0.43	0.36
	E-W	50.0	0.35	0.16
	U-D	25.0	0.35	0.08

また、E-W方向の最大値は、ほぼ特別展望台の振れ周期(T-1)で発生している。

加速度波形を正弦波として求めた計算変位は、振動周期に大きく左右され、第1展望台の計算変形は、約2.2cmの値を示している。

II-S9 東京タワーの振動特性

以下に、上記の振動実験結果および同解析より得られた東京タワーの振動特性について述べる。

A. 曲げ1次とせん断1次振動系

東京タワーの振動特性として、まず、1次振動系として、強風時に卓越する曲げ変形と比較的強風時に卓越するせん断変形の2つの系が存在することであろう。それは、トラスの引張り側および圧縮側部材の水平剛性への寄与に関係していると考えられる。

上記の曲げ1次の振動系は、高さ100mの大阪通天閣の振動実験結果には認められない。

通天閣の1次振動系は、せん断的変形をし、その固有周期は1.60 secと東京タワーのせん断1次(1.70 sec)とほぼ一致している。

ここで、東京タワーの曲げ1次(2.75 sec)およびせん断1次(1.70 sec)の固有周期を、過去の鉄骨造高層建物の振動実験結果に適用してみると、曲げ1次の固有周期は高さ約130mの、またせん断1次は約80mの高層建物の値に相当する。

B. 高次振動系

図II-S8に、(S-1)~(S-5)のせん断系の固有振動数と振動次数の関係を示した。なお、同図には、大阪通天閣の実測値(△印)、およびせん断棒の理論解による固有振動数と振動次数の関係(横軸の0.5を通る点線)も併記した。

東京タワーの固有振動数と振動次数は、ほぼ直線関係にあり、(S-1)~(S-5)の振動系は、ほぼせん断変形に支配されていることが解る。

なお、これらの振動系は、第2回の振動実験結果に対する固有値解析でより明確になった。

また、大阪通天閣も同様な性状を示し、通天閣の振動系も、一般の高層建物と同様に、せん断変形に大きく支配されていると言える。

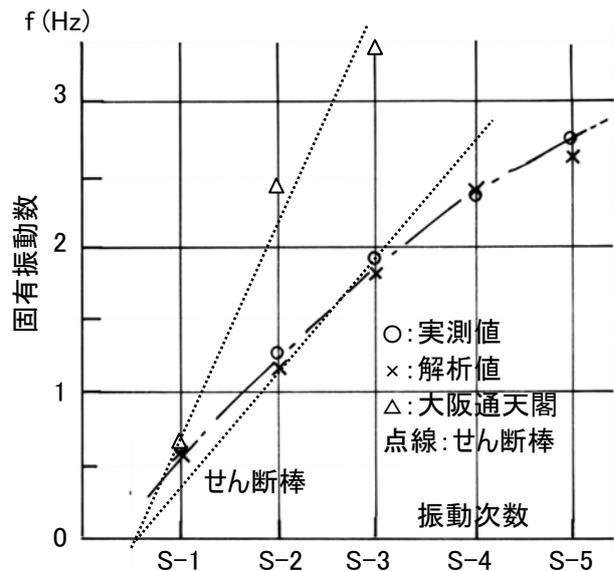


図-8 固有振動数と振動次数

C. 上部剛体振動系

東京タワーの場合、せん断振動の一つとして、第1展望台より上部がほぼ剛体的に振動する(S_R:1.0 sec)系がある。この固有周期が、常時および地震時の観測記録に明確に現れることも、東京タワーの振動特性の一つと言える。

D. 振れ振動系

東京タワーでは、上記の曲げ、せん断振動系の他に、多数の振れ振動系が存在している。

このような複雑な変形をする振れ振動系は、高さ100mの大阪通天閣では現れていない。

この東京タワーの振れ振動は、高さが333mと非常に高く、塔全体としての剛性に起因していると考えられる。

E. 建設後10年間の剛性低下

第1回の振動実験結果から求めた等価せん断ばね定数を適用した建設後約10年間の増加荷重も考慮した固有値解析を行った結果、建設直後(第1回)の実測値に対する第2回の固有周期の伸びは、解析値でよく説明される。

従って、建設後、約10年間における東京タワーの剛性低下は認められないと言える。

Ⅱ－Ｔ その他

Ⅱ－Ｔ１ スラブ、梁

Ⅱ－Ｔ２ 独立、連結直接基礎

Ⅱ－Ｔ３ 単杭、２本杭鋼管基礎

Ⅱ－Ｔ４ 機械台基礎

Ⅱ－Ｔ５ 沈埋管

II-T1 スラブ、梁

本節では、建物の振動実験に際し、スラブおよび梁等の振動実験も実施した、3建物のスラブに関する振動実験の事例を示す。

T1-A (II-E)節建物のスラブ+格子梁

本項では、床構造がスラブと格子梁で構成されたスラブ、小梁、大梁の振動実験結果について紹介する。

A1 小梁、大梁の配置と梁断面

図T1-A1に梁伏図(II-E節参照)および大梁、小梁の断面図を示した。

X方向は、14.4mと長スパンで、Y方向は、4.74mと短スパンであり、小梁をY方向に3本配置している。

また、大梁Gおよび小梁B1は、RC断面と鉄骨からなる合成梁としている。特に、大梁は、梁成37cmのRC断面の下端に梁性58.8cmのH型鋼を付加している。

A2 振動特性

図T1-A2(a)に、スラブ(S)中央に砂袋を落下させた場合の振動モードを示した。

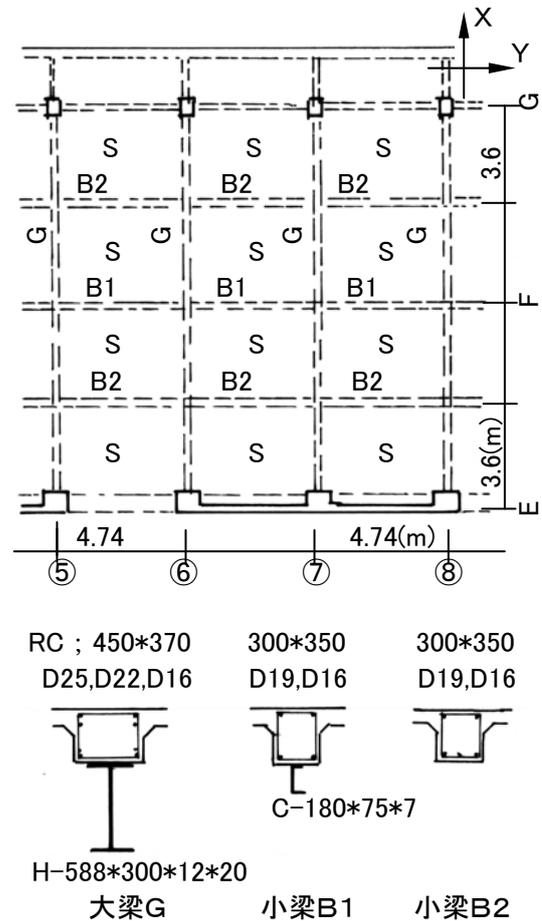
また、同図(b)には大梁(G)中央に、同図(c)は小梁(B1)中央に砂袋を落下させた場合の、それぞれの振動モードを示した。

スラブの変形を見ると、スラブセンターライン上の変形は、その両端の小梁および大梁の拘束はほとんど受けていないと言える。

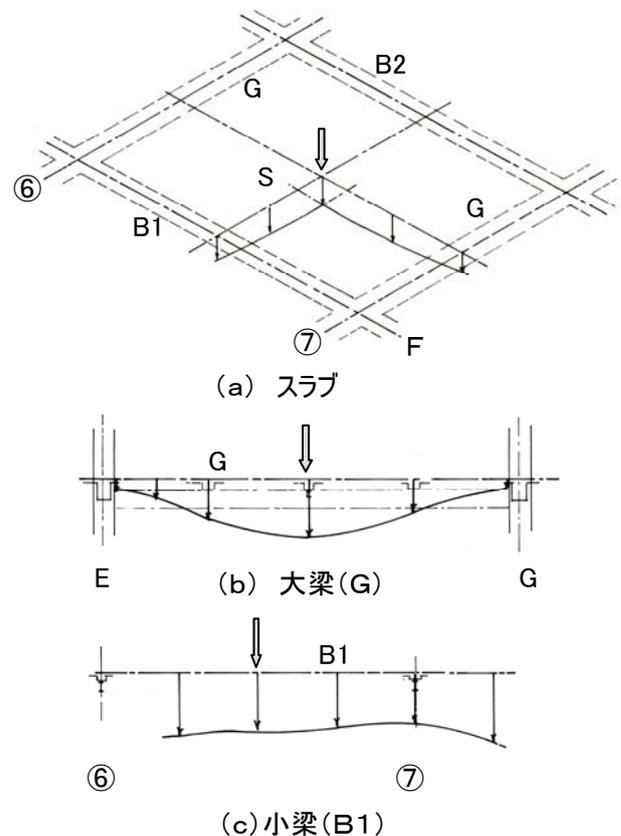
また、大梁の変形は、両端の変形が相対的に小さく一般的の梁の変形状態を示しているが、直交する3本の小梁位置の変形は、あたかも1本の梁の変形に吸収された如き性状を呈している。

一方、X方向スパン中央に位置する⑥および⑦通り間の小梁(B1)の変形は、同小梁両端を支持する大梁中央で変形が大きく発生し、同大梁の中央では、小梁(B1)の両端をほとんど拘束していないことが解る。

なお、上記のスラブ、大梁、小梁の各変形は、各柱位置では零に近づくと言える。



図T1-A1 梁伏および梁断面



T=0.102sec, h=6.1(%)

図T1-A2 スラブ、大梁、小梁の振動モード

以上の如く、本建物のスラブ、大梁、小梁は、あたかも一枚の合成スラブの変形状態を示していることが解る。

この性状を反映し、スラブ、大梁、小梁の各振動周期および減衰定数は、変形特性を反映し、**図 T1-A2**に示すように、 $T=0.102(\text{sec})$ 、 $h=6.1(\%)$ と同一の値となっている。

また、上記の振動周期は、一般の建物に比してかなり長いと言えよう。

以上、本建物のスラブと格子梁のスラブ系は、先の**図 II-E1**における[(**E**~**G**) 通り* (①~⑩) 通り]が、あたかも 1 枚のスラブの如き振動特性を有していると言えよう。

T1-B (II-H) 節建物のスラブ、梁の補強効果

本項では、構造体、大梁、またスラブが耐震補強された補強前および補強後の振動実験結果について比較検討している。

B1. スラブ、梁の補強概要

図T1-B1(a)にスラブ、同図(b)に大梁、また同図(c)に短辺方向の架構の補強例を示した。

また、大梁の振動にも関係する架構の補強には、(II-H)節で述べたように、建物用途を考慮したトラス架構が採用されている。

なお、鉄板の接着にはボルトの他にエポキシが使用されている。

また、大梁、スラブの振動実験は、重錘落下の方法によっている

B2. 大梁の振動における補強効果

図T1-B2に、3階大梁(④通り:図II-H1)の補強前、補強後の測定波形および変形曲線、固有振動数を対比して示した。

大梁の補強前の測定波形では、波形全体の零線のドリフトが現れ、その長周期上に短周期の大梁の固有振動が重なり合っている。

なお、この性状は、後に示すスラブの測定波形の場合、さらに顕著になっている。

一方、鉄板補強[図T1-B1(b)]後の波形では、零線のドリフトが無くなり、正弦波的な固有振動数が明確に卓越している。

上記の、補強前の零線のドリフトは、一般的にコンクリートに亀裂等が発生していることを示している。

例えば、梁、スラブ上で飛び跳ね、スラブ等がふわ、ふわとした振動を感じた場合、一般にスラブ外周、また大梁の端部のコンクリートに明確な亀裂が発生している場合が多い。

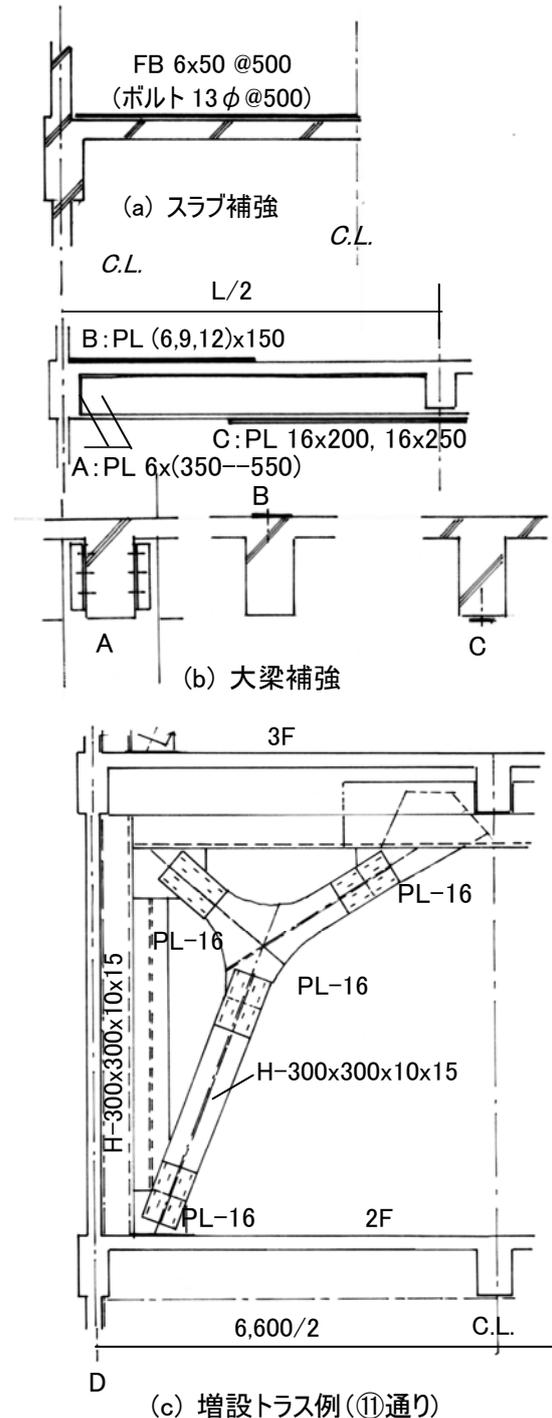
なお、大梁の変形状態には、補強前と補強後には大差が認められない。

しかしながら、補強前および補強後の固有振動数の面から補強効果を考察してみると、大梁の剛性(EI)は補強により約2倍近くなり、大梁の振動には、補強効果が明確に現れている。

B3. スラブの振動における補強効果

図T1-B3には、2階スラブの補強前、補強後の測定波形および変形曲線、固有振動数を対比して示した。

スラブの補強前の測定波形では、波形全体の零線にドリフトが大梁の場合より大きく現れ、先に述べた如く、スラブにはコンクリート亀裂等の欠陥がかなり発生していることが確認された。

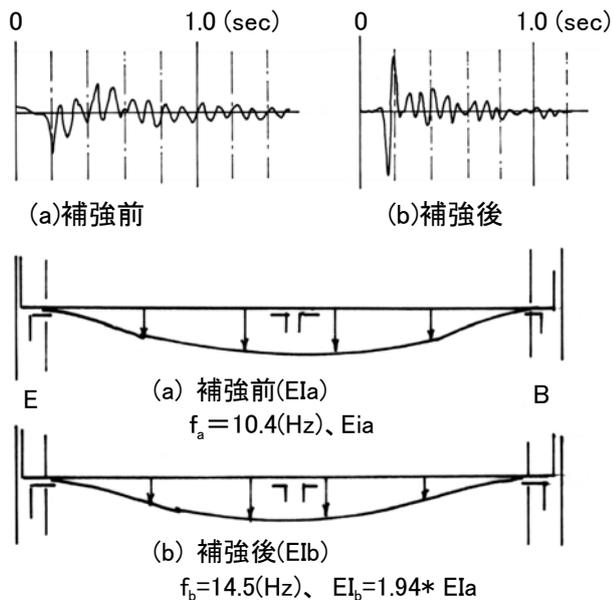


図T1-B1 スラブ、大梁、架構の補強例

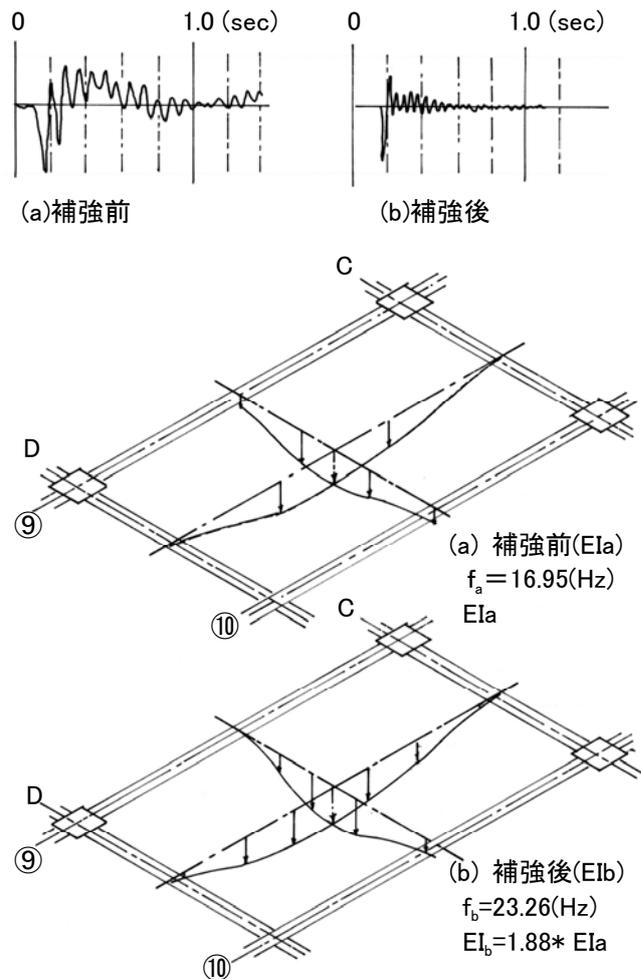
スラブの変形状態には、大梁の場合と同様に、補強前と補強後には大差が認められないが、補強後の⑨通りのスラブ変形は良く抑制され、同大梁の補強効果が認められよう。

一方、固有振動数の面からスラブの補強効果を考察してみると、スラブの剛性(EI)は補強により約2倍近く増大し、大梁の場合と同様に、補強効果が明確に現れている。

以上、鉄板による補強を行った大梁およびスラブは、測定波形上からみるとコンクリート亀裂の補修、また固有振動数の面からみると、建物全体の剛性の場合(Ⅱ-H節参照)と同様に、曲げ剛性の2倍近くの補強効果が認められる。



図T1-B2 3階大梁(④通り)の測定波形と変形曲線および補強効果



図Ⅱ-B3 2階スラブの測定波形と変形曲線および補強効果

T1-C (II-I) 節建物のスラブ、小梁

本項では、(II-I) 節に示したセンター・コア建物のスラブ、小梁、大梁系の振動実験結果を紹介する。

C1. スラブ+梁連成系の概要

本建物の床スラブ、小梁の断面は、当時の学会基準に従い設計され、スラブの厚さは 12cm とスパンの割りにしては薄い。

さらに、小梁断面の設計も、応力を主体として設計されており、30cmx60cm であり、現在の設計を考えると、かなり小さく、過度の変形が発生しやすいと言える。

以下には、6 階のスラブおよび小梁を主体とした沈下測定および振動実験結果について述べる。

図T1-C1の付図に、沈下測定および振動測定を行ったスラブ、小梁について示した。同6階スラブには軽量コンクリートが使用され、そのスラブ厚さは、その面積に対して $t=12(\text{cm})$ とかなり薄いと言える。これは、当時の設計が、応力のみを対象にしているためである。

また、小梁の成(60cm)は、当時、スパン(7.8m)の1/12が標準的値とされているが、その梁成では、変形面から見ると、過大になると言える。

C2. 静的沈下曲線

図T1-C1には、スラブ S1、S2(図T1-C2の付図)部分の、4隅の柱位置の変形を零とした相対沈下曲線を示した。

小梁、大梁で囲まれた2枚のスラブ(S1、S2)は、両スラブ境界の小梁の沈下量が大きく、あたかも1枚の如き沈下状態を示している。

また、柱位置に対する沈下量は、大梁中央で 10~13mm、小梁中央で 29mm、またスラブ中央で 34mm あり、その最大沈下量は 40mm に達している。

以上の如く、6階の4隅柱に囲まれた2枚のスラブからなる床スラブは、大梁で支持された、あたかも1枚の如き沈下挙動を示し、両スラブ間的小梁の変形拘束効果は極めて小さいことが解る。

C3. 振動特性

図T1-C2(a)には、砂袋をS1スラブ中央に、また同図(b)には、小梁中央に自由落下させた場合の大梁(G)に囲まれたスラブ-小梁の上下変形モードを示した。

S1 スラブ中央に砂袋を落下した場合、スラブ変形は、小梁(b1)により拘束されず、同小梁位置で最大の変形となり、スラブ(S1)と(S1)および小梁(b1)が一体となった大梁で囲まれた 7.8(m)角の1枚スラブの振動性状を示している。

上記の変形性状は、小梁(b1)の中央を裁荷した場合にも現れ、先の静的沈下曲線とも極めて近似している。

また、固有振動数も 7.7(Hz)と低い。これは、一辺が 7.8(m)であるにも拘わらず、スラブが $t=12(\text{cm})$ と薄く、また小梁の成も 60(cm)とかなり小さい影響とも言える。

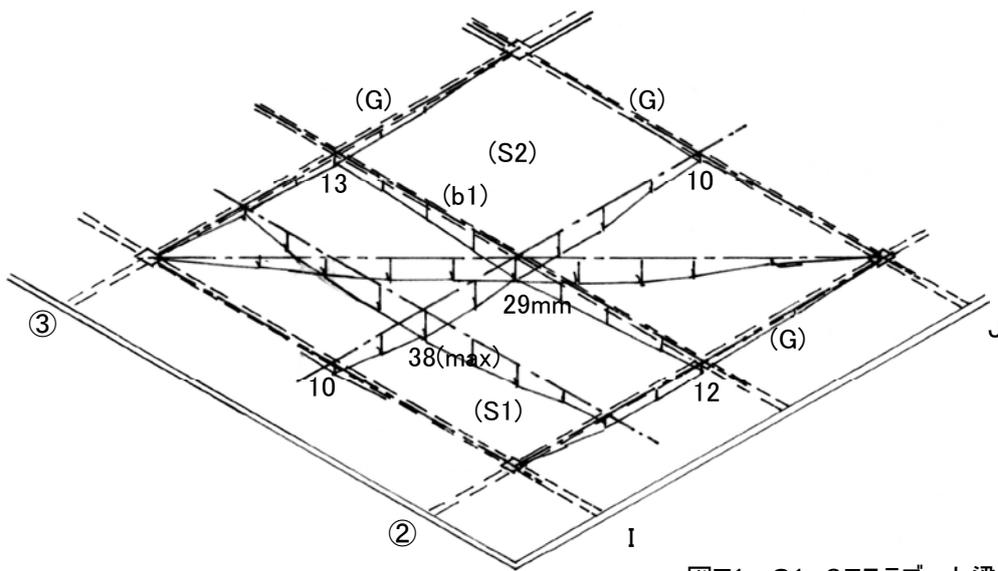
上記の小梁断面も考慮した2枚のスラブが大梁で周辺を単純支持および固定支持された固有振動数を理論解析で求めてみると、実測値 7.7(Hz)に対して、以下のような値となる。

積載荷重：	無視	考慮
単純支持	9.60Hz	6.35Hz
固定支持	17.47Hz	10.83Hz

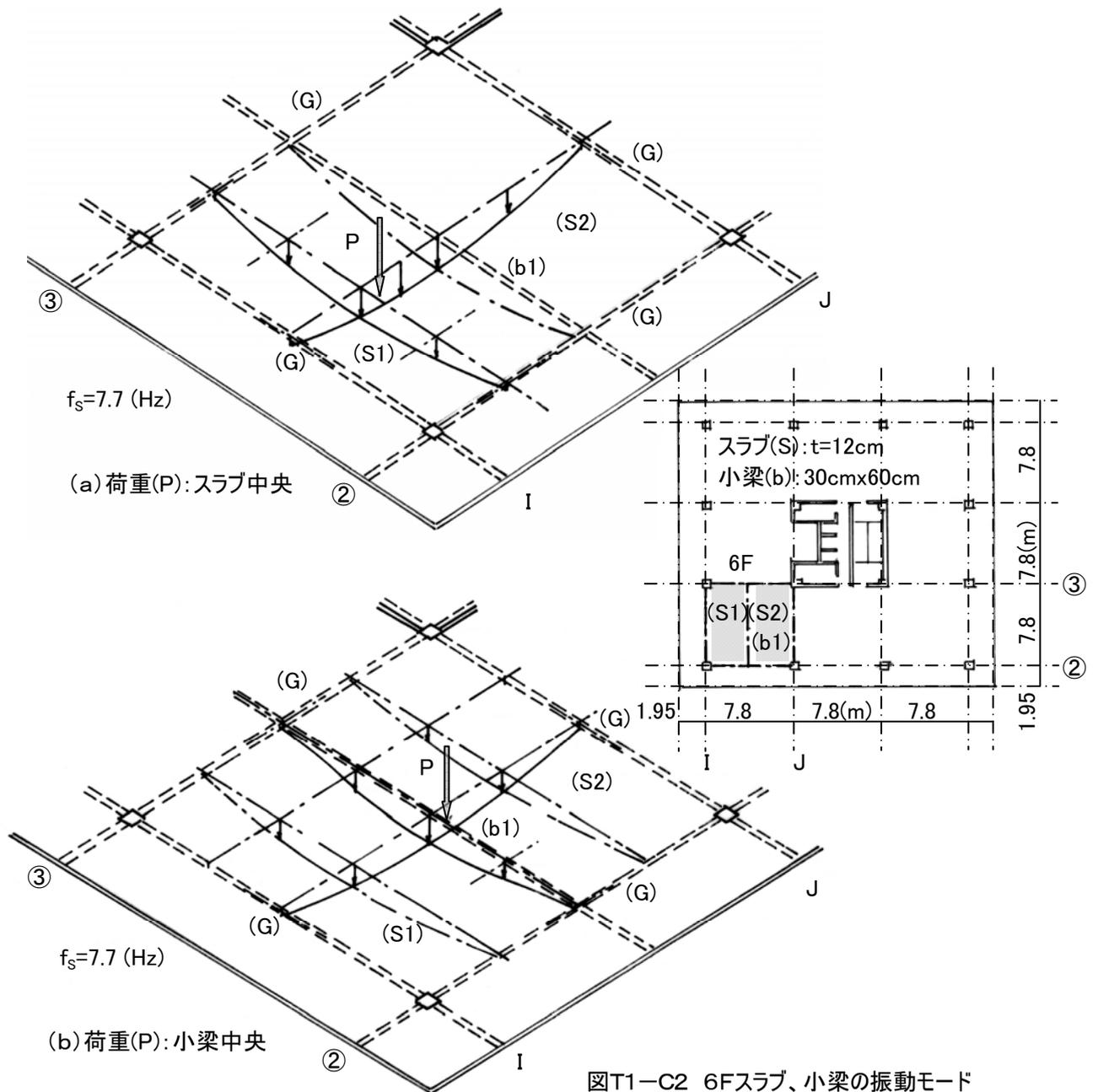
これらの解析結果からも、本スラブ周辺の拘束状態は、大梁の実測変形から見てもかなり低いと判断されよう。

以上、本建物の応力面のみを考慮した設計基準によるスラブ+小梁系は、現在の変形も考慮した設計面からみると、断面が過小であると言えよう。

また、これまでのスラブ、小梁の障害をみると、柱間スパンが 6 m以上の場合、また小梁成がスパンの1/10以下の場合、多く発生している。



図T1-C1 6Fスラブ、小梁、大梁の相対沈下量
(柱位置の変形を零)



図T1-C2 6Fスラブ、小梁の振動モード

II-T2 独立、連結直接基礎^{文11)}

直接基礎の静的研究は、古くから行われているが、当時、振動実験を行った研究は皆無であった。

本研究では、基本となる独立基礎に加えて、実際の建物に使用される状態を想定した、二つの独立基礎を基礎梁で繋いだ連結基礎についても振動実験を実施した。

また、連結基礎の実験においては、特に土圧計を基礎底面に多数埋め込み、接地圧分布も検討している。

このような直接基礎の振動実験データは、現在でも、極めて貴重な資料と言えよう。

T2-1 直接基礎の概要

直接基礎の種類：図T2-1

独立基礎(F)：1250x1250x820

建物(B_n, n=2~8)、n：荷重枚数

建物荷重：W_n=0.5~1.3(ton)

独立基礎+建物連成系(F+B_n)

連結基礎 I：2F+GE

連結基礎 II：2F+G0

G0：基礎梁、GE：基礎梁底面が接地

実験場所：東京都新宿区喜久井町

地盤概要：関東ローム

実験者：早稲田大学理工学研究所内藤記念館

実験日時：1970、1972

T2-2 実験概要

試験は、各基礎に対して、以下のような振動実験を実施した。

<直接基礎関係>

i) 建物(B_n)：基礎固定とし、建物荷重を変化(鉄板を n=2~8 枚)させた自由振動実験

ii) 独立基礎(F)：起振機の偏心荷重を変化させた、水平強制振動実験

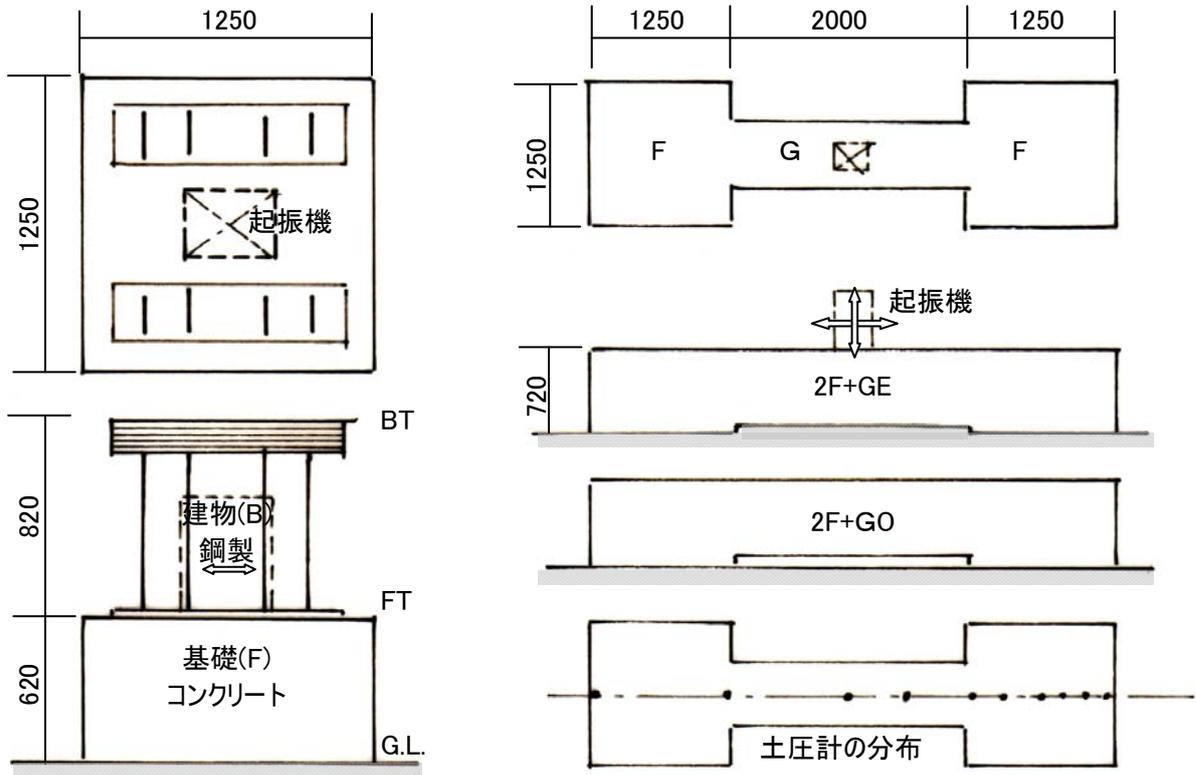
iii) 独立基礎+建物連成系(F+B_n)：水平方向の強制振動実験

<連結基礎関係>

iv) 連結基礎 I (2F+GE)：水平および上下方向の強制振動実験

iv) 連結基礎 II (2F+G0)：水平および上下方向の強制振動実験

また、各基礎の測定は、水平および上下変位について実施している。また、連結基礎では、基礎底面に土圧計を埋め込み、その接地圧分布と上下変形の間を検討していることが特徴である。



図T2-1 独立基礎と連結基礎の概要

T2-3 実験結果および振動特性

A. 基礎(F)、建物(Bn)および(F+Bn)連成系

図T2-2に、独立基礎(F)およびB8建物連成系(F+B8)の、共振曲線を示した。同図には、基礎、B8建物個々の固有振動数も併記した。

また、図T2-3には、上記(F+B8)連成系の1次および2次の振動モードを示した。

本実験モデルの基礎(F)およびB8建物の1次固有振動数はかなり近似しており、またこれらの値に対して、(F+B8)連成系の固有振動数は、約1/2に低下している。

(F+B8)連成系の1次振動モードを見ると、同モードは、基礎部分のSwayおよびRocking動に大きく支配され、その屋上変形における(S+R)%は60%以上に達している。

一方、(F+B8)連成系の1次振動モードでは、建物屋上(BT)と基礎上端(FT)の変形は逆位相となり、建物屋上(BT)の変形は、1次モードの場合と同様に、基礎上端(FT)の回転角に大きく支配されていることが解る。

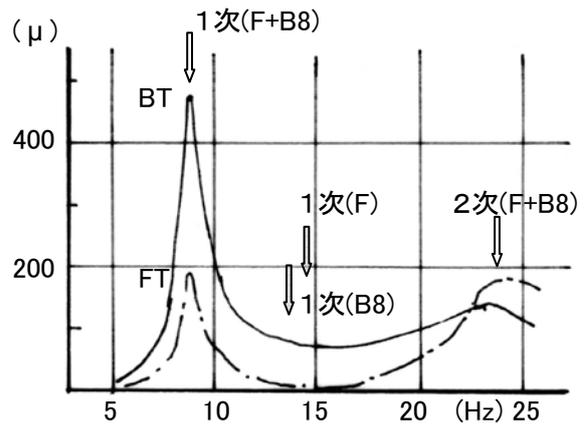
図T2-4には、基礎(F)、荷重を変化させた建物(Bn:n=2~8)および連成系(F+Bn)の、固有振動数(f)に対する減衰定数(h)の関係を示した。また、同図には、各連成系(F+Bn)のSway+Rocking(%)の値も併記した。

基礎固定時の建物の減衰定数は、2~4(%)であるのに対して、基礎(F)の値は地盤に支配されているため約13(%)と大きい。

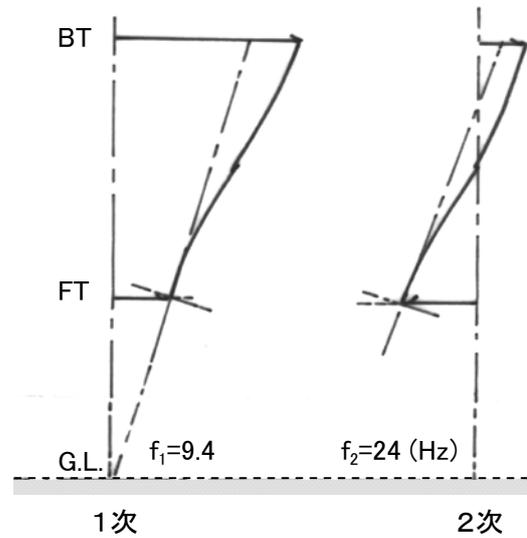
一方、連成系(F+Bn)のSway+Rocking(%)の値は荷重が小さくなる建物(B8 B2)ほど増大し、また固有振動数および減衰定数は、基礎(F)のみの値に近づいている。最終的に荷重が零のS+R=100(%)になると、理論的にも、連成系の減衰定数および固有振動数は基礎(F)のみの値に収れんすることになる。

また、連成系(F+B8)の2次振動系の固有振動数および減衰定数は、1次の約3倍の値を示している。これは、先の図T2-3に示した2次の振動モードの複雑な形状に大きく起因していることが解ろう。

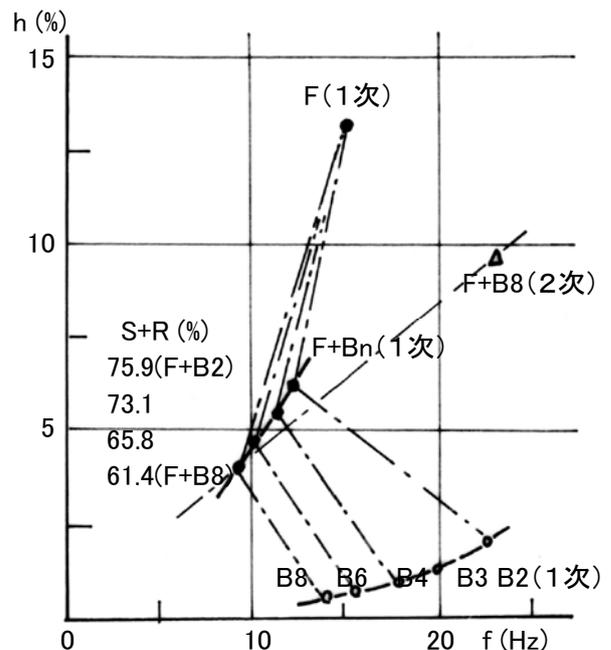
上記の連成系(F+Bn)と基礎および建物の固有値の関係は、一般の建物の場合にも良く対応していると言える。



図T2-2 (F+B8)連成系の共振曲線



図T2-3 (F+B8)連成系の振動モード



図T2-4 F、Bn、(F+Bn)連成系の減衰定数と固有振動数の関連性

B. 連結基礎(2F+GE、2F+G0)

以下には、前項に示した二つの独立基礎(F)を基礎梁(GE、G0)で一体化した連結基礎(2F+GE、2F+G0)の、水平加振および上下加振を行った場合の、特に回転変形と接地圧の関連性について紹介する。なお、基礎梁のGEは下端が接地しており、G0は無接地としている。

図T2-5に、水平加振した場合の、連結基礎2F+GE および 2F+G0 の水平変位の共振曲線を対比して示した。

両基礎の共振振動数は、20(Hz)近傍に存在しているが、基礎梁が接地していない2F+G0の共振振動数は、接地している2F+GEの値に比してわずかに短く、また共振振幅も大きい。

図T2-6(a)には、両連結基礎の、水平加振時の上下方向の、変形(回転：一点鎖線)曲線と接地圧分布(実線)を対比して示した。また、同図(b)には、上下加振の場合を示した。

水平加振時の接地圧は、回転動に対応し、圧縮および引張りの値を示しているが、独立基礎外端で最大となり、同中央近傍で最小、同内端でふたたび増加し、独立基礎部分では放物線的分布性状を示している。また、独立基礎部分外端の接地圧に対する内端の比は、基礎梁が無接地の2F+G0の方が小さく現れている。

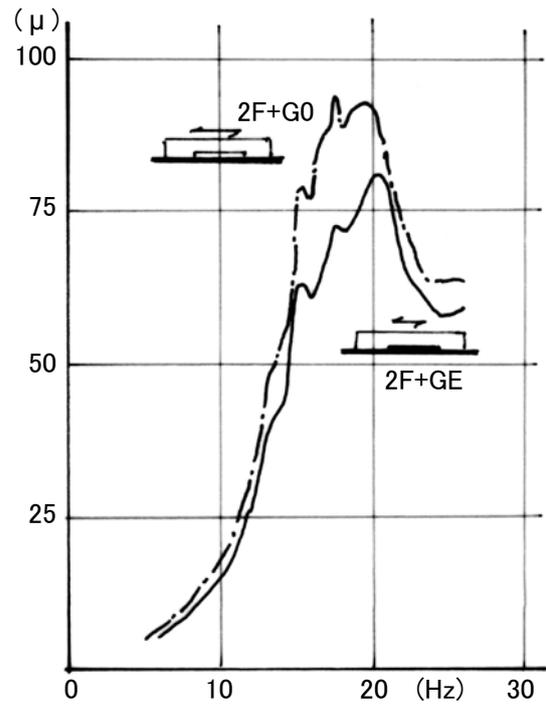
また、上下加振の場合、2F+G0の上下変形分布は、多少傾斜しているが、ほぼ純粋な上下振動をしている。

接地圧分布も上下変形に対応し、左右の独立基礎部分の分布性状は、両基礎の場合ともほぼ一致している。

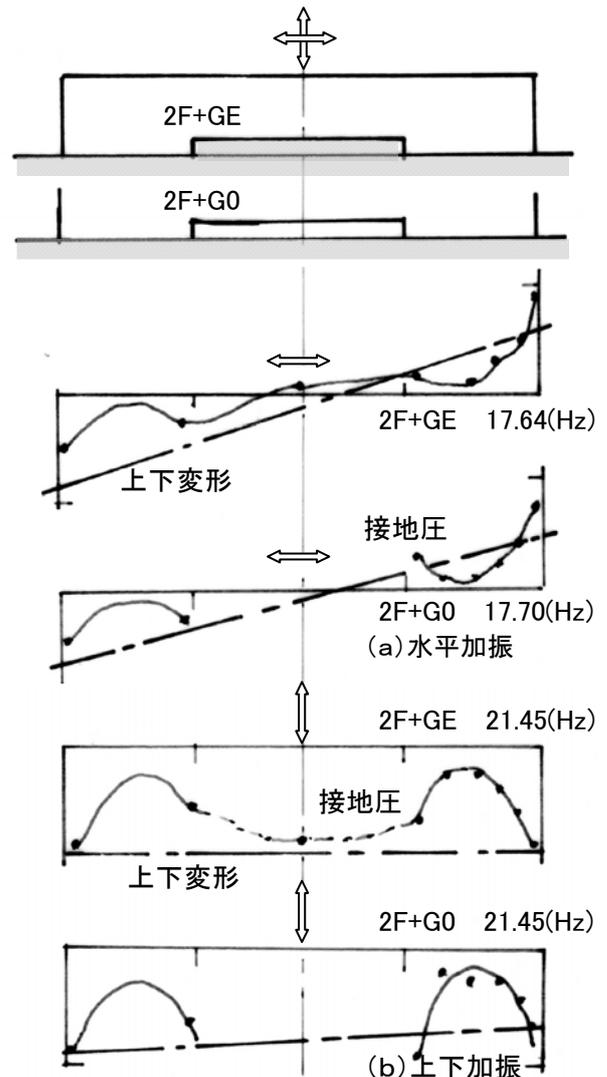
また、基礎梁下端が接地している2F+GEの連結基礎の場合、独立基礎部分の内端の接地圧は、同外端の値に比してかなり減少している。これに対して2F+G0の、独立基礎部分内端の接地圧は、外端の値とほぼ一致し、さらに独立基礎部分の分布性状は、対称形を示している。

C. 理論的考察

実験を実施した時期は、計算機もかなり発達していたが、FEMのようなソフトは無く、円形基礎の弾性理論解のみが存在していたと言える。



図T2-5 (2F+GE)、(2F+G0)の共振曲線



図T2-6 上下変形と接地圧分布

そこで、任意形状の剛体基礎の静的ばね定数および接地圧を求める解析方法を検討した。

上記の、任意形状のばね定数の解析方法は、文献11) に示しているが、その概略は、以下の通りである。

i) 基礎底面を格子状に分割、ii) 各交点に荷重点を設定(荷重集中 P_i : 未知数)、iii) 交点内部に変位点(変位 Y_i)を設定、iv) P_i による Y_i を Mindlin の解より算定し、 Y_i に変位の境界条件を導入、v) 連立方程式を解き、 P_i を計算→接地圧、ばね定数。

図T2-7(a)には、正方形基礎の軸対称軸1/4底面における上下動時の、同図(b)には回転動時の上下方向接地圧分布の解析例を示した。また、同図(c)は水平動時の水平方向接地圧分布である。

なお、水平動時の同方向接地圧は、土圧形等で実験的に求めることは、極めて困難と言える。

いずれの接地圧分布において、基礎の4隅で最大の接地応力が発生し、その極限值は ∞ に近づく。また、接地圧の値は、基礎内部に近づくに従い減少している。

ここで、上記の解析結果を前項の連結基礎の接地圧分布と対比してみると、以下のようなになる。

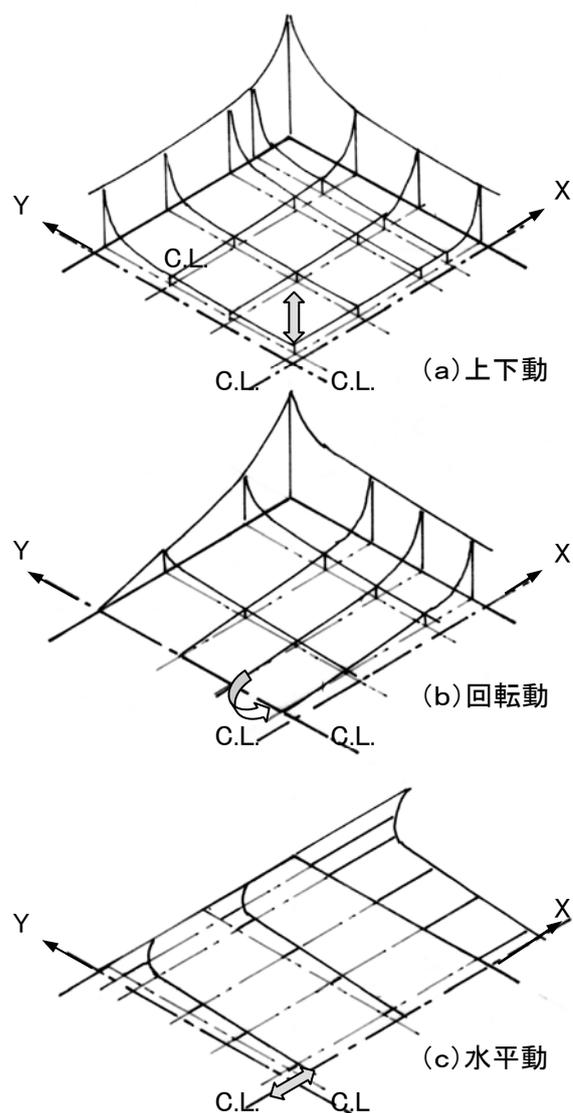
連結基礎の2F+G0の両端基礎は、独立基礎となっている。そこで、上下加振時の右側基礎の接地圧分布[図T2-6(b)]と図T2-7(a)のセンタライン上の分布を比較すると、両者の分布性状は良く対応していることが解る。

また、2F+G0[図T2-6(a)]の回転動に対する基礎部分の変形は、上下動変形と回転動変形で構成されているため、その接地圧分布は、図T2-7においては、(上下動+回転動)の分布に対応する。この結果、実験時の独立基礎内端の接地圧は外端の値に比して減少することになる。

なお、基礎梁が接地している連結基礎 2F+GE の場合は、基礎梁の接地圧分布も、独立基礎部分に影響するが、その影響は、独立基礎外端よりも内端の方が大きいと言える。この基礎梁の影響は、2F+GE の実測接地圧分布に明確に現れていると言える。

なお、上記の解析方法は、連結基礎についても適用され、同基礎のばね定数、接地圧分布を検討するとともに、地下室のばね定数の算定にも導入された。

以上、上記の実験および解析的検討は、約40年前に実施されたが、実在建物の、直接基礎のばね定数の算定には貴重なデータと言えよう。



図T2-7 正方形の接地圧分布

II-T3 単杭、2本杭鋼管基礎^{文12)}

振動実験を行った鋼管杭は、我が国で旧日本住宅公団の団地で初めて使用されたと言える。そこで、これらの鋼管杭の水平抵抗を検討するため、大規模な種々の試験が実施された。このような実在杭の振動実験例は、極めて少ないと言えよう。

T3-1 試験杭および実験概要

建物名称：日本住宅公団大島4丁目市街地住宅
鋼管ぐい試験

所在地：東京都江東区大島4丁目

杭、地盤概要：図T3-1

試験杭Ⅰ： 609.6-t12.7、L=45m

試験杭Ⅱ： 508.0-t12.7、L=45m

単杭：試験杭Ⅰ

2本杭：試験杭Ⅰ＋試験杭Ⅱ

地盤：沖積軟弱地盤

GL.-4m：表土 N<10、-7m：シルト N=1-2、

-9m：上部砂 N=1-2、-33m：粘土 N=0~3、

-50m：細砂、中砂 N>20

実験者：早稲田大学理工学研究所

八幡製鐵株式会社

実験日時：1968

試験杭は、打設工法で施工したため、同杭には歪みゲージ、配線等の保護カバーの取り付けが不可欠であった。また、地中における杭の加速度を測定するため、杭の内側にブラケットをボルトで取り付けた。

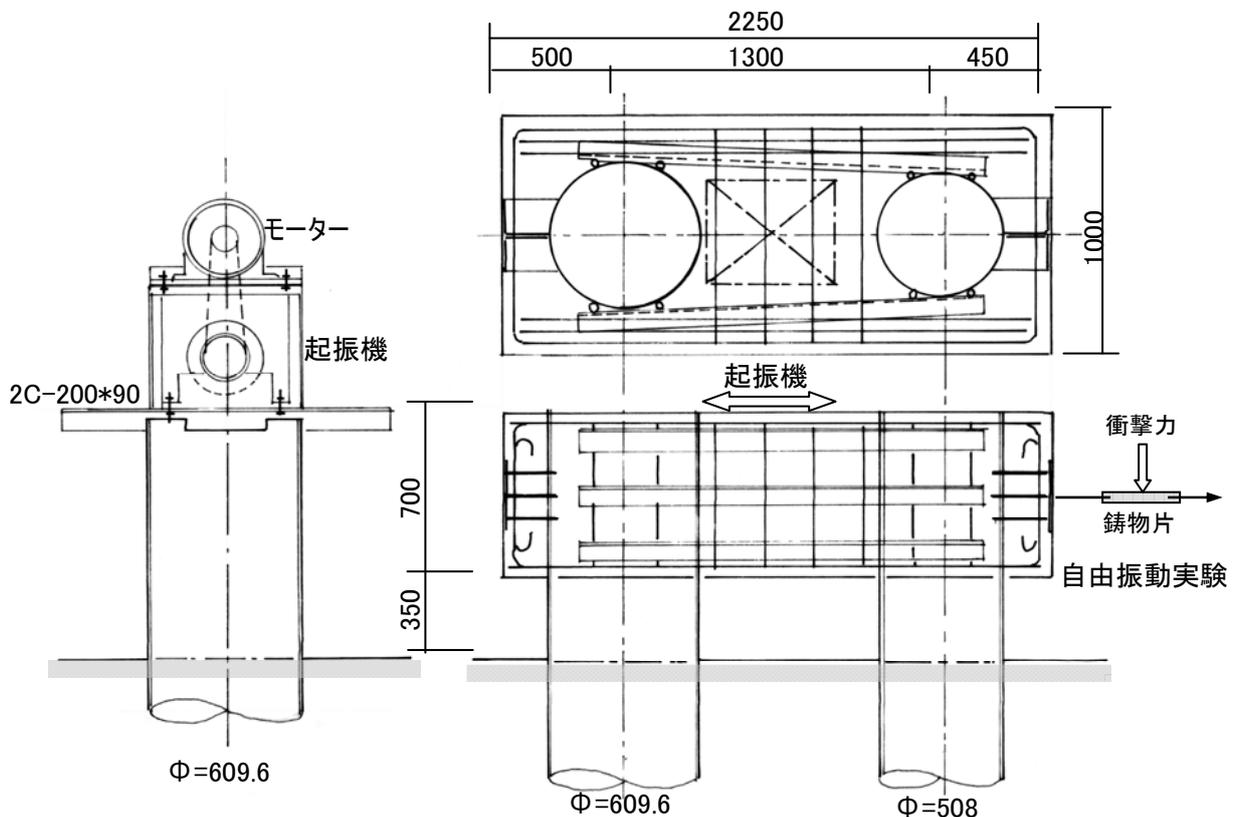
そこで、試験杭の実際の曲げ剛性を確認するために、各種試験に先立ち、以下の裁荷試験を実施している。

杭に歪みゲージおよびゲージプロテクター等を添付、施工後、杭を2点支持(L=5.85m、6.17m、10.5m)とし、種々の集中荷重による静的裁荷試験を行い、曲げ剛性を評価している。

さらに、静的水平裁荷試験時には、Lアングルを杭中心に下ろし、これにダイヤルゲージを取り付け、地上より望遠鏡でゲージの値を読み、地中変形を測定している。

以上のように、実在杭の地中における加速度および静的変形を測定したことは、それまで皆無であったと言える。

なお、地中の杭の静的変形は、その後の傾斜計の開発により、管内に取り付け、容易に測定可能となってきた。



図T3-1 単杭および2本杭の振動実験

図T3-1に、杭頭が自由の単杭および杭頭を固定とした2本杭の振動実験の概要を示した。

2本杭の起振機は、単杭の場合と異なり、起振部分とモーター部分がユニバーサル回転軸で結合されており、モーター部分は基礎板と離れた場所に設置されている。

また、2本杭の場合、自由振動実験も行われた。この実験時の引張力は、引張ワイヤーの途中に挿入した鋳物片に衝撃力を加えることにより、瞬時に除去されている。

T3-2 実験結果および振動特性

A. 単杭の振動実験

A-1 強制振動実験

図T3-2には、単杭の強制振動実験より求められた、杭頭(G.L.+1.05m)およびG.L.+0.2m位置の、加速度の共振曲線を示した。

共振周期は、 $T=0.042(\text{sec})$ と非常に短い、この共振周期が単杭の固有周期である。

また、上記の共振曲線より、減衰定数を求めると、杭頭が約1m突出しているにも拘わらず、 $h=8.4(\%)$ とかなり大きく、地盤反力の影響を大きく受けていることが解る。

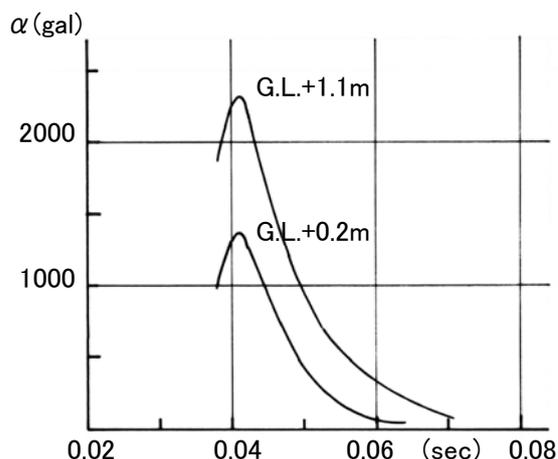
図T3-3には、単杭の固有周期 $T=0.042(\text{sec})$ 時の変形曲線および曲げモーメント分布を示した。

振動実験時の変形曲線および曲げモーメント分布は、あたかも杭頭に水平集中荷重が作用した場合の分布性状を示し、また静的水平裁荷試験結果のそれとも良く対応している。これは、振動実験において、杭頭に重量のある起振機が存在していること、また杭頭が地表面から約1m突出し、この突出部分の変形が同杭の挙動を大きく支配していることに起因していると判断される。

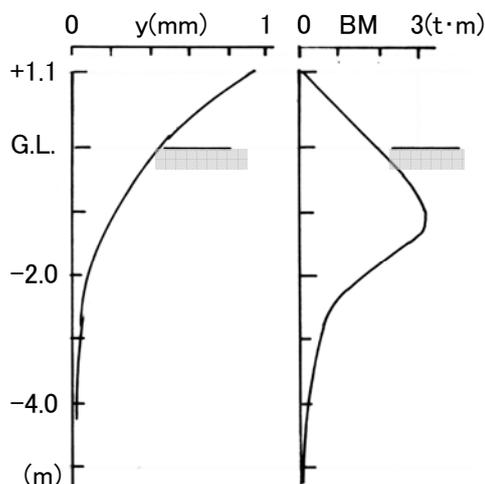
もし、本単杭の突出高さが、建物の基礎の場合と同様にほぼ零になると、上記の固有周期はさらに短くなり、また、減衰定数は、逆に、大きくなることが推測される。

A-2 固有周期の理論的検討

単杭の振動系は、杭頭に起振機が設置され、また杭頭が約1.1mも突出し、この突出高さに振動系が、上記の如く、大きく支配されている。



図T3-2 単杭の共振曲線



図T3-3 単杭の変形曲線、BM分布
 $T=0.042(\text{sec})$

そこで、単杭を杭頭に質量(重量)を集中させた1質点系に置換し、その固有周期の理論的検討を以下のように行った。

杭頭の集中荷重は、起振機の重量(W)を主体とし、また単杭のばね定数(k)は、静的水平裁荷試験の値に振動実験時の変位を考慮して評価した。また、両値は、以下のように与えている。

重量： W 0.7ton(起振機、杭重量2mを含む)
ばね定数： k 18ton/cm(杭頭変形 $y=0.2\text{mm}$ 時)

ここで、単杭の固有周期を求めてみると下記の値が得られる。

$$T = \frac{1}{5} \cdot \sqrt{\frac{W}{k}} = 0.039(\text{sec})$$

上記の単杭を1質点系に置換した固有周期の値は、実測値の $T=0.042(\text{sec})$ とほぼ対応し、本単杭は、杭頭の突出高さが1.1mもあることから、工学的にみて1質点系に置換できたと言えよう。

B. 2本杭の振動実験

2本杭の振動実験の主目的は、杭が実際の建物基礎に使用されている状態、すなわち、杭頭固定の状態の振動挙動を検討することにある。

杭頭を固定にすると、その杭の静的水平ばね定数は、杭頭が自由の値の約2倍となり、単杭に対して変形しにくくなる。

なお、実在杭で杭頭を完全固定、すなわち杭頭の回転角を零にするためには、杭数本を増やす手法が一般的であるが、その群杭の水平ばね定数は増大し、振動実験も大規模になる。

2本杭の実験は、単杭の場合と同様に、起振機を用いた強制振動実験に加えて、自由振動実験も行っている。

また、2本杭の強制振動実験の場合、後にその実験結果を示すが、起振機の回転数不足により、共振周期が求められていない。

B-1 自由振動実験

図T3-4に、2本杭の自由振動実験から求めた、杭頭変形および杭の歪み度の、測定波形の一例を示した。

加速度波形の初期には、波形の乱れが現れているが、それ以後の波形、また歪み度波形には、自由振動の性状が良く現れている。

特に、歪み度波形をみると、引張力を除去した時の歪み度のルーズな減少は現れていない。このように、鋳物片を打撃することにより、引張力は瞬時に除去され、鋳物片打撃の効果が明確に認められる。

上記の自由振動実験より、2本杭の固有周期は $T=0.043(\text{sec})$ 、減衰定数は $h=13(\%)$ と求められ、2本杭の固有周期は前項の単杭の値と対応し、減衰定数は、単杭の約1.5倍に達している。

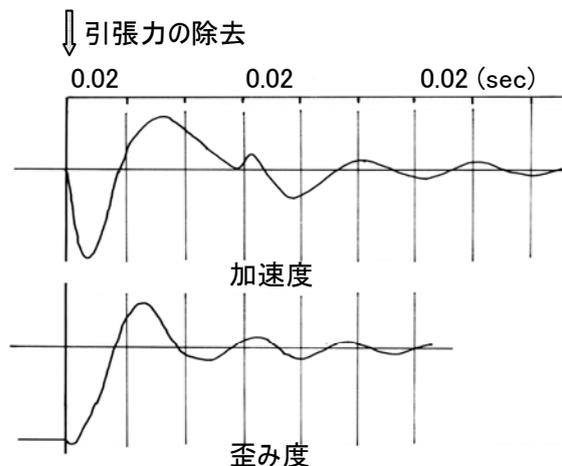
B-2 強制振動実験

図T3-5に、2本杭試験の杭頭(G.L.+1.1m)およびG.L.位置の、変位の共振曲線を示した。

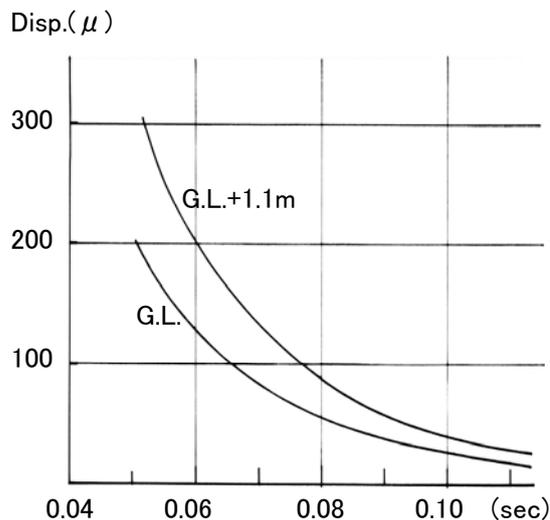
また、図T3-6には、振動周期、0.064(sec)時の変形曲線および曲げモーメント分布を示した。

2本杭の振動実験に使用した起振機の最高回転数は、約20Hzであるため、共振周期が得られていない。

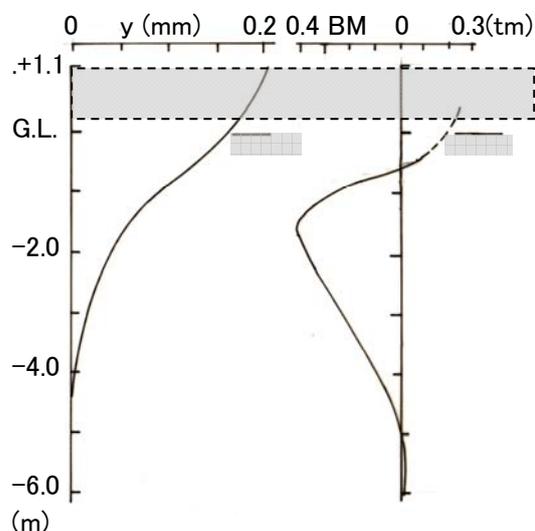
また、変形曲線をみると、フーチング上端と下端の変位に差が現れており、フーチングには回転が発生していることが推察される。



図T3-4 2本杭の自由振動波形
 $T=0.043(\text{sec})$ 、 $h=13(\%)$



図T3-5 2本杭の共振曲線



図T3-6 2本杭の変形曲線、BM分布

しかしながら、曲げモーメント分布では、フーチング下端の値が大きく、杭頭はフーチングにより大きく拘束されていることが解る。

B-3 固有周期の理論的検討

2本杭の振動系は、杭頭にコンクリートのフーチングがあり、その重量は杭の重量に比して大きい。工学的には、フーチング位置に質量(重量)を集中させた1質点系に置換される。

上記の1質点系の重量(W)および2本杭の静的水平裁荷試験より振動実験時の変位を考慮した評価した水平ばね定数(k)の概略の値は、以下のように与えられる。

重量 : W 4.4ton (起振機、杭重量 2m を含む)
ばね定数 : k 100ton/cm (杭頭変形 y=0.2mm 時)

ここで、2本杭の固有周期を求めてみると下記の値が得られる。

$$T = \frac{1}{5} \cdot \sqrt{\frac{W}{k}} = 0.042(sec)$$

上記の2本杭を1質点系に置換した固有周期の値は、実測値の T=0.043(sec) と良く対応し、実験を実施した2本杭は、工学的にみて1質点系に置換できると言えよう。

<追記>

この杭の実験は、先に述べた如く、先駆的な実験であったと言える。

この実験を実施した時期は、建設ブームでもあり、上記の実験は、真冬の約1週間、建設工事終了後徹夜で行われた。また、日中は学校に測定器を取りに行ったこと等も思い出される。

II-T4 機械台基礎

機械台基礎(機械架台)の施工に際して、2階梁の下端でコンクリートを打ち継いだが、施工者の不注意により打ち継ぎ面の清掃、締め堅めの不足等が不十分であり、打ち継ぎ面でコンクリートの一体性の欠落が確認された。

この問題に対して、その影響の度合いを常時微動測定、また砂袋を重錘とした衝撃試験を行い検討した。

T4-1 基礎の概要および特徴

名称：機械台基礎

所在地：静岡県三島市

機械架台の概要：図T4-1

平面：13.1mx5.3m

階数：2階

高さ：6m

基礎深さ：-3.4m

実験者：早稲田大学理工学研究所

実験日時：1971

図T4-1に、機械台基礎およびコンクリートの打ち継ぎが不十分であった位置を示した。

短辺方向の架構は、①、③通りがラーメン架構、②通りが壁式で、長辺方向はラーメン構造となっている。

コンクリートの打ち継ぎ位置は、2階梁の下端で、各柱とも、同位置で明確なコンクリートのジャンカ等が確認された。

T4-2 実験概要

振動実験は、常時微動測定および600kgの砂袋を重錘とし、2階梁の短辺および長辺方向の梁に衝撃力を水平に加えた自由振動実験を実施した。

測定は、各柱とも、打ち継ぎ面の上下位置を含む高さ方向6点の水平方向変位、および基礎の回転動を求めるために1階柱の[A]、[B]通りの上下変位について行っている。

なお、コンクリートの打ち継ぎの欠陥については、特に各通りの変形の不連続性から検討することにした。

T2-3 実験結果および打ち継ぎ面の影響

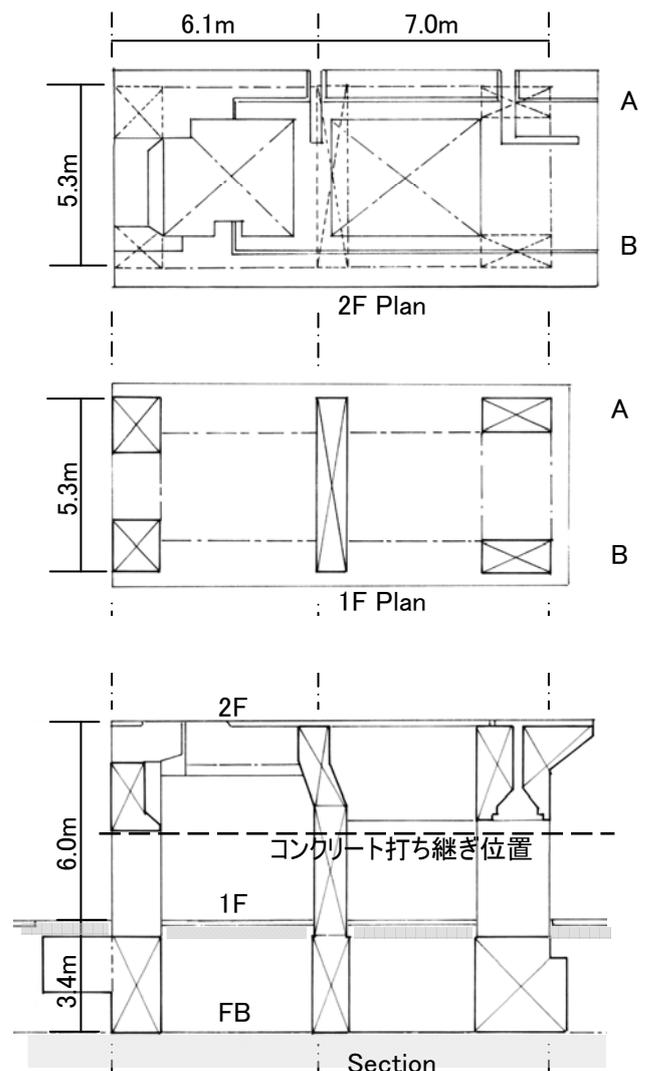
図T4-2(a)に、常時微動測定より求めた短辺および長辺方向の変形曲線、測定波形例を示した。

また、同図(b)には砂袋重錘による自由振動実験時の測定波形例および短辺、長辺方向の変形曲線を示した。同図の矢印は、重錘の衝撃位置で、(R)の鎖線は、1階の上下動より求めた Rocking 変形である。

さらに、図T4-2には、短辺、長辺方向の固有周期および減衰定数の値も併記している。

常時微動時の短辺方向の変形曲線は、開口部が大きい③通り側の変形が①通り側に比して大きく現れ、2階床の平面は、短辺方向に対してほぼ直線的に変形している。

また、問題となる打ち継ぎ面位置の上下端の変形には不連続性は認められない。



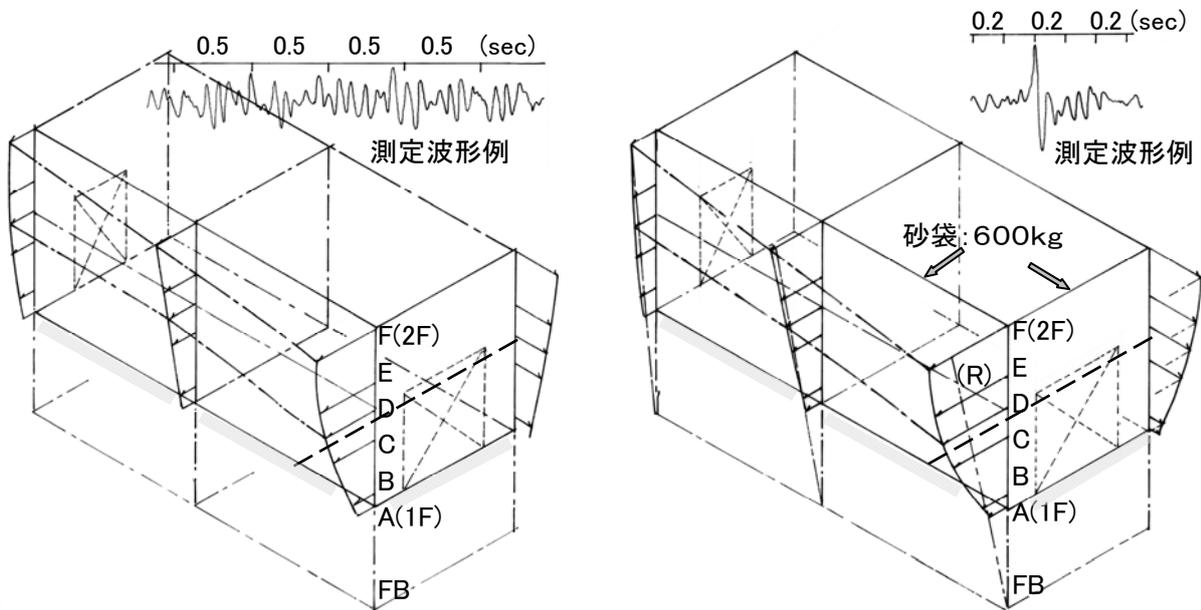
図T4-1 機械台基礎(機械架台)とコンクリートの打ち継ぎ位置

一方、砂袋重錘で衝撃力を与えた自由振動実験の場合の変形性状も、常時微動時と極めて近似しており、特に、各柱壁の変形にはコンクリート打ち継ぎ面の不連続性は現れていないと言える。

また、短辺方向の各通り架構の変形は、Sway、Rocking 動にほぼ支配され、架構全体は、基礎底面(FB)位置を回転中心とした剛体の回転動の性状を呈している。

また、固有周期は、両方向とも、0.1(sec)以下と短い、これは、架構全体が剛体に近く、基礎部分の Sway、Rocking 動に支配された振動系のためである。従って、減衰定数も約 10(%)に近く、大きく地盤振動の影響を大きく受けていることが解る。

以上から、本振動実験結果によって、ここに示した機械架台施工時のコンクリート打ち継ぎ部分の不備は、本実験時の振動振幅では影響が無いと判断した。



短辺: $T_1=0.08\sim0.09(\text{sec})$ 、長辺: $T_1=0.065\sim0.08(\text{sec})$ 、 $h=8\sim9(\%)$
 (a) 常時微動時 (b) 自由振動実験時
 図T4-2 短辺および長辺方向の変形曲線とコンクリートの打ち継ぎ位置

II-T5 沈埋管^{文13)}

当時、旧日本鋼管が川崎沖の扇島に製鉄所の建設を予定し、川崎と扇島の間を我が国で初めての沈埋トンネルにより連絡する計画が立案された。

その沈埋管を設計するための設計資料、設計の考え方を得るために、福山の軟弱地盤で長さ84mの鋼管を水平に埋設し、震源をダイナマイトやエアガンとした大規模な振動実験を実施した。

T5-1 沈埋管の概要

名称：沈埋管

所在地：広島県福山市日本鋼管敷地

埋設管等の概要：図T5-1

沈埋管：鋼管

外径： $\phi=1219(\text{mm})$

肉厚： $t=11.7(\text{mm})$

長さ： $L=84.0(\text{m})$

地盤：G.L.-3.4m：盛土、-17.9m：シルト質粘土

-19.8m：硬質粘土、-24.9m：砂礫

-27.5m：粘土、-27.5m～：砂礫

実験者：沈埋管耐震委員会[早大理工学研究所、

東海大土木学科、日本鋼管(株)]

実験日時：1971

T5-2 実験の特徴

図T5-1に、地盤、沈埋管の断面、各種震源位置および測定位置等を示した。

長さ84mの埋設管は、福山市の軟弱埋め立て地に水平に埋設され、震源を3種類とした振動実験が実施された。

<震源>

a.ダイナマイト(D1~D7)：3kgのダイナマイトを7カ所のG.L.-5mの深さに埋設、爆破

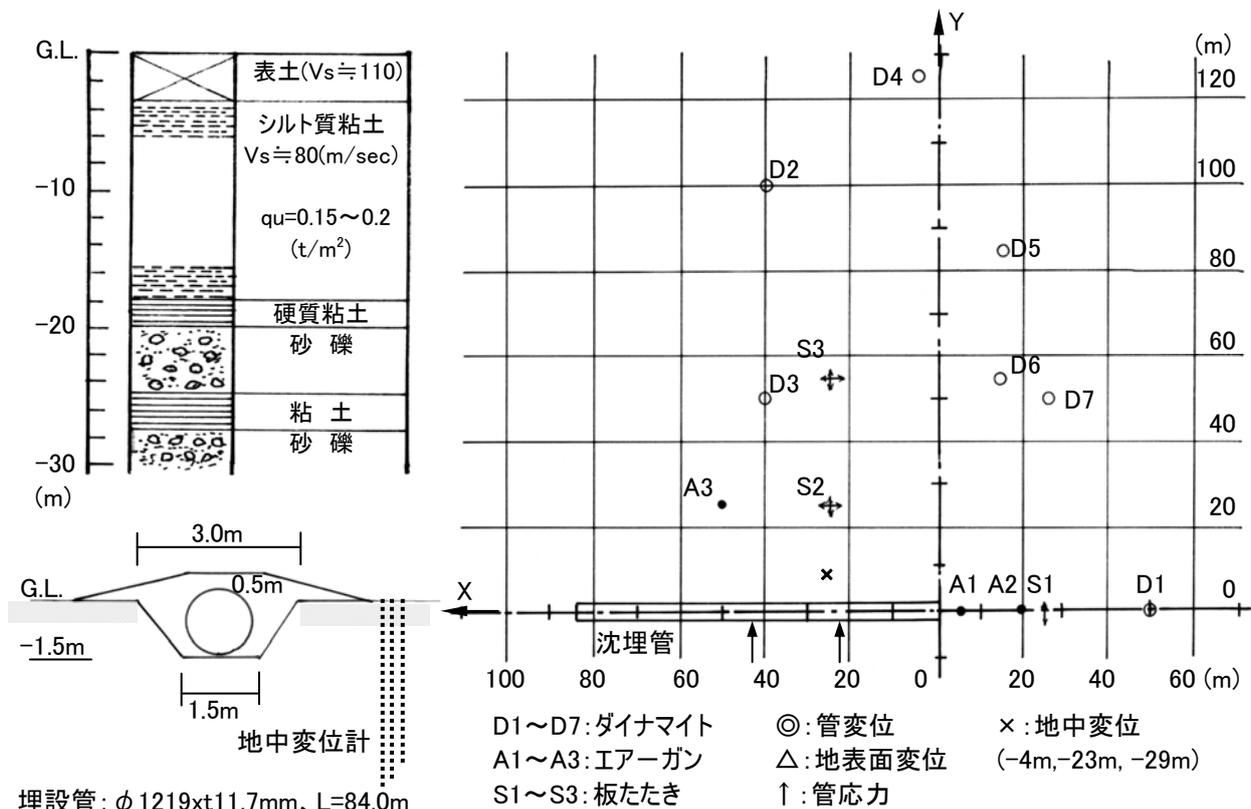
b.エア・ガン(A1~A3)：140気圧(容積2,000cc)のエアガンを3カ所のボーリング孔内G.L.-5mの深さに埋設、水を注入して、圧力開放

c.インゴットを用いた板たたき(S1~S3)：重さ15tonのインゴットに、重さ1.5tonの鉄球をクレーンで吊り上げ、水平に衝撃

<測定>

測定は、基準位置より5m、15m、25m、35m、50m、65mおよび80mの計7点の管内および地表面で3方向に変位について行われた。さらに、管の歪み測定も、22.5mと24mの2断面で主として実施された。

上記の他に、G.L.-4.0m、-23.0m、-29.0mの地中に地震計も設置し、地中の加速度も測定した。



図T5-1 地盤、沈埋管断面、各種震源位置および沈埋管、地表等の測定位置

T5-3 実験概要

以下には、沈埋管の設計で、特に問題となる地震時の沈埋管の挙動と地盤変形の関係、また沈埋管の地震時応力に着目し、実験結果について考察する。

A. 沈埋管と地盤変形

図T5-2(a)に、管の軸方向 50m 位置で、ダイナマイトを爆破させた場合(D1)の、y 方向の地表面および管の実測波形を、各測点毎に対比して示した。また、同図(b)には、管の軸方向 25m 位置でインゴット板たたき法により、管に対してせん断振動を発生させた場合(S1)を、さらに同図(c)には、管の 50m 位置の直角方向 25m 位置で、エア・ガンの圧力を開放させた場合(A3)を示した。

管の軸方向を震源とした D1 および S1(x)の場合、その測定波形には、震源からの波が管(P)および地表面(GL.)とも、位相遅れを伴い管軸方向(x)に伝搬している様相が明確に現れている。

上記の管直角方向の伝搬速度を D1 の地表面波形より求めてみると、 $V_s=120\sim 130(\text{m/sec})$ となり、この速度は本地盤の軟弱シルト質粘土のせん断波速度(図T5-1)より大きいことが解る。一方、管軸方向の伝搬速度を同様にして求めると、 $V_p=420\sim 430(\text{m/sec})$ の値を示している。なお、これらの伝搬速度は、地盤の値である。

また、エア・ガン(A3)の測定波形の性状は、上記のダイナマイト、板たたきの場合とかなり異なり、震源に対し直角位置にある測定波形には、エア・ガンの震源特性と判断される短周期成分波形が顕著に現れている。この短周期成分波は距離とともに急激に減少していることが解る。

上記の、ダイナマイト(D1)、インゴット板たたき(S1)、エア・ガン(A3)の場合とも、管(P)および地表面(GL.)の両波形は、各測点とも、時間とともに変動する振動周期、位相等の面からもほぼ対応しており、沈埋管の振動は震源から伝搬する地盤振動にほぼ支配されていることが明確に認められる。

図T5-3には、上記の3震源による測定位置 25m 地点の地表(GL.)および沈埋管(P)の測定波形のフーリエ・スペクトルを対比して示した。

管(P)および地表(GL.)のスペクトルは、振幅で多少の差異が認められる周期成分もあるが、全体的に、振幅および卓越周期は、3震源の場合とも良く一致している。

また、上記のスペクトルで、エア・ガン(A3)の場合、同震源の特徴である短周期成分が大きく卓越している。

一方、ダイナマイトおよび板たたきのスペクトルにおける卓越周期はかなり良く対応しており、0.35 ~ 0.4sec、0.6sec、1.0sec、1.5sec 前後に共通したピークが認められる。

上記のピーク周期に対して、地盤の常時微動測定(GL., -4m, -23m, -29m)では、0.33sec、0.73sec および 1.2sec が卓越しており、特に、0.73sec 時には、軟弱シルト質粘土層の相対変形が大きいことが認められている。これらの地盤の常時微動の卓越周期と前述のダイナマイト等における卓越周期の関係は、必ずしも明解でないが、各震源で発生した振動は、地盤に大きく影響されていると判断されよう。

以上の如く、沈埋管の変形挙動は、地盤の変形にほぼ支配されていることが判明した。

B. 沈埋管応力と地盤変形

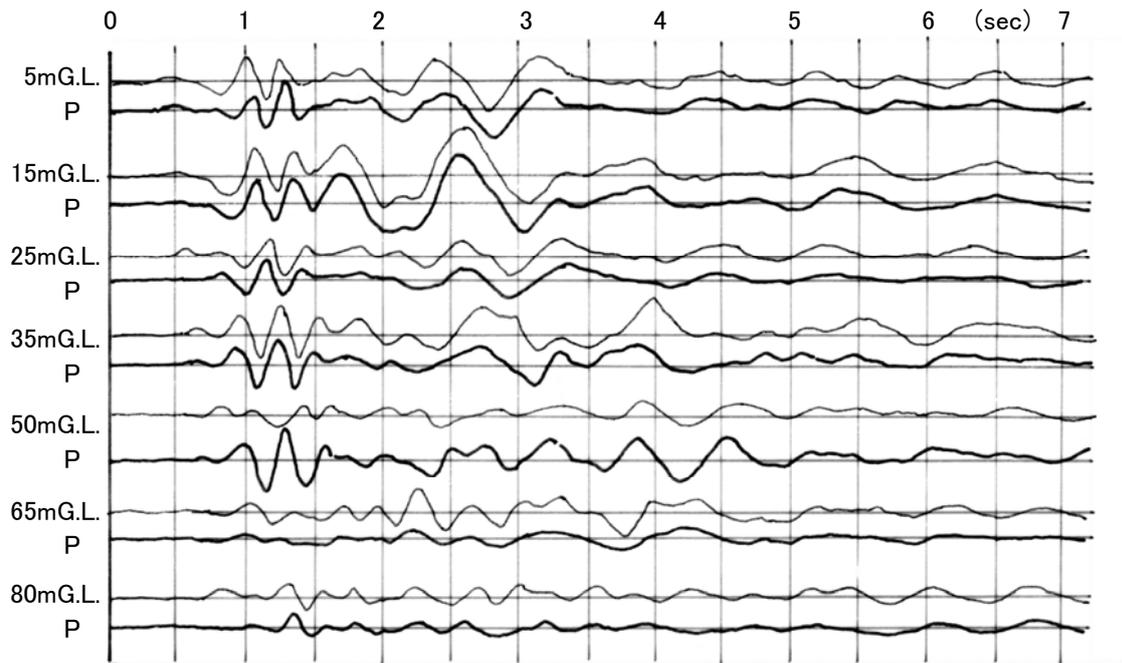
図T5-5(a)に、管の軸方向 50m 位置のダイナマイト(D1)実験時の、i)管断内左右の縁歪み度実測波形を、ii)管の曲げ歪み度と管軸直角(y)方向の変位波形を対比して、またiii)管の軸方向歪み度と管軸(x)方向の変位波形を対比して示した。なお、管の曲げ歪み度および軸歪み度は、管左右の実測波形より等価的に求めた波形である。

また、同図(b)には、管直角方向の、管中央に近いダイナマイト震源(D3)の場合を示した。

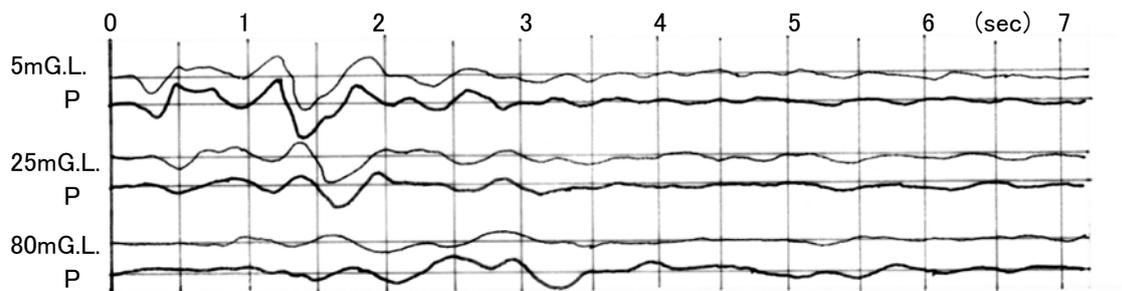
管の曲げ歪み度波形の性状は、両震源の場合とも、管軸直角(y)方向の変位波形のそれと良く対応し、管の曲げ歪み度は、管軸方向の地盤の水平波動伝搬に大きく支配されていると言える。

また、軸方向歪み度の場合、同波形は、管軸方向の変位波形と位相的にも良く対応し、軸歪み度は、管軸方向の地盤の波動伝搬に大きく支配されていると言える。

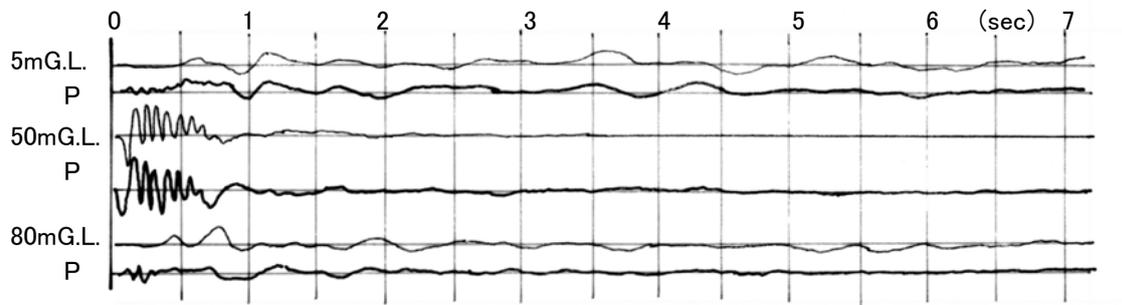
なお、管の曲げ応力度は、変位波形、軸方向歪み度波形に較べ、時間に伴う減衰性が大きい。



(a) ダイナマイトD1

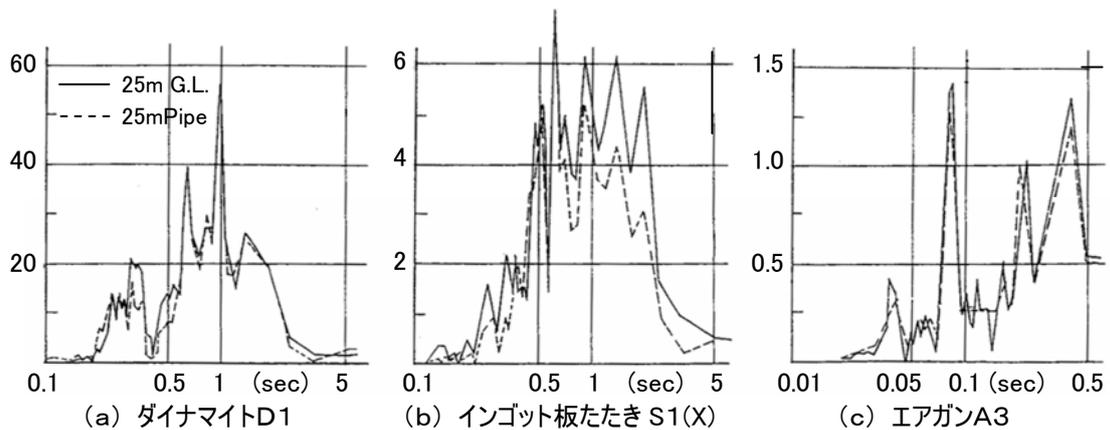


(b) インゴット板たたき S1(X)

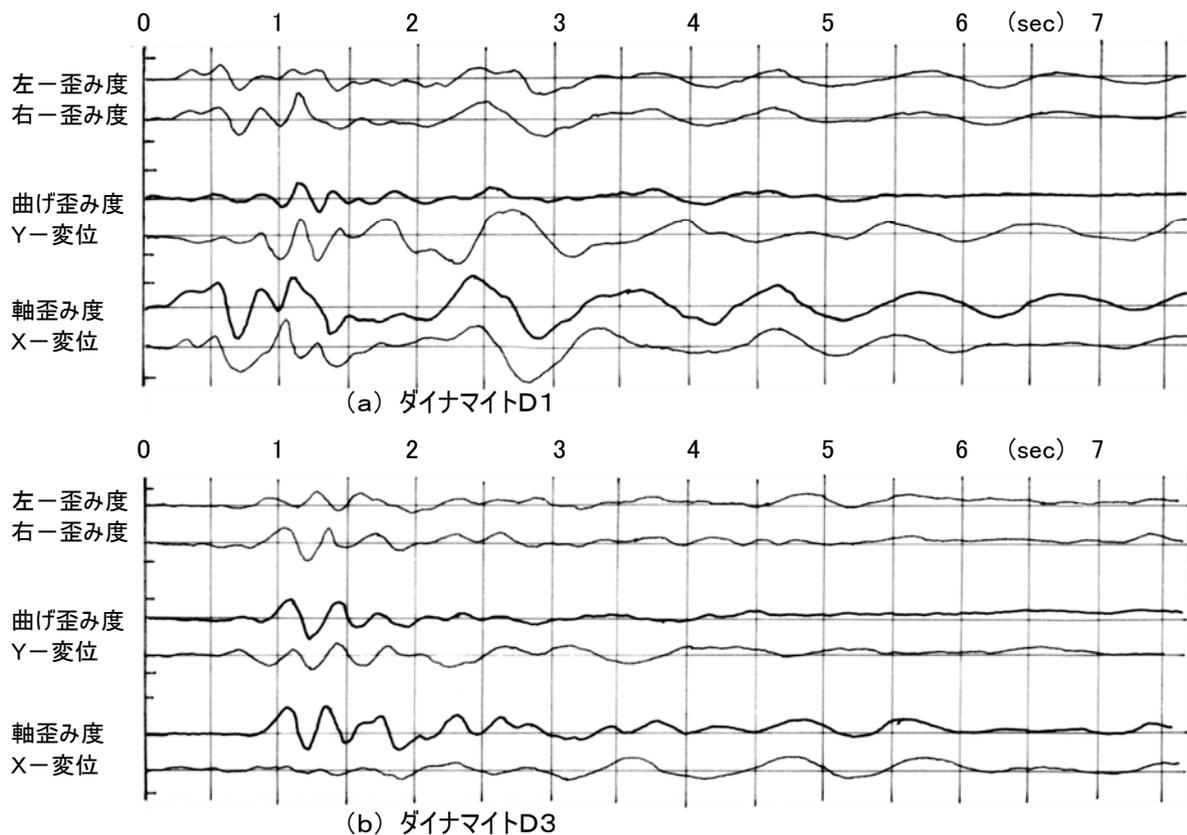


(c) エアガンA3

図T5-2 G.L.および沈埋管(P)の測定波形の比較



図T5-3 25mG.L.(実線)および沈埋管P(鎖線)のフーリエ・スペクトル



図T5-4 沈埋管の測定、曲げ、軸歪み度波形と地表面変位波形

上記の地表および沈埋管の変位および歪み度の振動挙動の性状は、他の震源の場合とも同様にして現れている。

以上、本実験より、地震時の沈埋管挙動は、地盤振動にほぼ支配、追従し、沈埋管の設計には、地震時の地盤振動の解明が重要であることが判明した。

最後に、沈埋管の挙動が地盤振動に大きく支配される理由としては、以下の事項に起因していると考察される。

- i) 沈埋管は、その地盤変形を抑制するほどの曲げ剛性を有していないこと。
- ii) 沈埋管が変形した場合、軟弱地盤と言え、その地盤反力は大きいこと。
- iii) 沈埋管の質量が小さく、大きな慣性力が発生しないこと。

第三章 東京タワーの建設と振動性状(和訳)

(原論文)

Construction and Vibrational Characteristics of the Tokyo Tower

by Tachu Naito, Nobuji Nasu, Morio Takeuchi and Goro Kubota

(早稲田大学理工学研究所報告第19輯、1962年3月)

東京タワー建設と振動性状(和訳)の復元・掲載にあたって

第Ⅱ章の1968年に実施した東京タワーの第2回振動実験結果を要約するにあたって、同報告書を読み直してみると、建設直後の1959年に実施された第1回の振動実験結果との関連を再検討する必要がある。なお、東京タワーは、私が大学2年の時に完成している。

そこで、内藤多伸先生、那須信治先生、竹内盛雄先生、窪田悟郎先生が、早稲田大学理工学研究所報告に発表されていた下記の英文の論文を思い出し、読み直すことにした。

Construction and Vibrational Characteristics of the Tokyo Tower
by Tachu Naito, Nobuji Nasu, Morio Takeuchi and Goro Kubota
(早稲田大学理工学研究所報告第19輯、1962年3月)

また、上記論文の「和訳」が、退職時にスキャンした振動実験結果報告書の中に存在していたことが解った。その手書きスキャン・データは、全体的に薄く、コントラストも悪く、読みにくいものであった。

上記の和文は、第2回の東京タワーの振動実験が実施された1968年に、当時、早稲田大学の4年生の中鉢正博氏(その後、大学院、日建設計)が、第2回の振動実験に関連し、また卒業研究の一環として訳されたことが思い出された。同和訳を原論分(英文)と照らし合わせながら読んでみると、原文を丁寧にかつ明解に翻訳しており、この和訳を復元しておくことも必要性を感じた。

そこで、中鉢正博氏の和訳を忠実に再現するよう心がけ、また一部欠落部分を補充し、「東京タワーの建設と振動性状」の和文をワードで打ち直すことにした。なお、図および表は、原論文のスキャン・データを縮小・拡大し文中に張り込み、タイトルは新たに書き入れた。

上記の「東京タワーの建設と振動性状」の論文には、興味深い設計の考え方等が紹介されている。また、この1959年に振動実験が実施された当時の測定器の性能、また換振器の台数、すず書きの記録等の測定条件を考えると、その振動実験結果さらにその検討結果は、感心するばかりである。

このような背景もあり、東京タワーの設計・建設等の詳細が記載されている貴重な上記論文(和訳)を本章に掲載することとした。

東京タワーの建設と振動特性	95
1. 東京タワーの建設	96
1.1 概説	96
1.2 荷重および外力	98
1.2.1 風圧力	98
1.2.2 地震力	102
1.3 振動周期の推定	103
1.4 鋼材、リベット、ボルト	103
1.5 構造部材の接合	105
1.6 基礎	105
1.7 アンテナを吊り上げる特殊技術	107
1.8 防錆被覆	107
1.9 タワー頂部の動き	107
1.10 鋼材のトン数	108
1.11 従来の設計との比較	108
2. 東京タワーの振動性状	109
2.1 東京タワーでの実験および観測	109
2.2 振動実験	109
2.2.1 実験の原理および方法	109
2.2.2 起振機	109
2.2.3 地震計	110
2.2.4 試験結果とその考察	110
2.2.5 高い塔の振動周期	113
2.3 1959年9月26日、27日にわたる伊勢湾台風時の東京タワーの振動	115
2.4 地震観測	117
付録(1) 1961年9月16日の第2室戸台風時に東京タワーで測定された風速	118
付録(2) 科学館	119
付録(3) 建設関係者	119

東京タワーの建設と振動特性

工学博士	早稲田大学名誉教授	内藤 多仲
工学博士	早稲田大学教授	那須 信治
工学博士	早稲田大学教授	竹内 盛雄
	早稲田大学講師	窪田 悟郎

東京タワーの設計には、強震時および強風時に対して、特に考慮がなされている。設計震度は、16mより低い部分にたいして0.2の値が採用され、それ以上の部分に対しては次第に値を増し、アンテナの頂部(h=333m)頂部では、約1.0になっている。一方、アンテナ頂部において90m/secまでの強風が仮定され、風圧力が計算されている。その時の頂部の変形は、325cmと計算された。タワーの各部に対する風の影響は、模型をもちいて風洞実験で研究された。

このようにして採用された地震力および風圧力は、タワーに対してほとんど等しい影響を与えたが、厳密に言うならば、風圧力の方が全般的に大きかった。

このタワーの建設において注目すべき点は、特殊な深礎工法によって作られた剛なる基礎である。底部におけるタワー脚部の結合には、対角線状に2本の鉄筋コンクリートの梁が用いられており、それぞれは直径50mmの鉄筋が20本入っている。タワー主要部の接合は、高さ140m以下の部分ではリベットが、それ以上の部分ではボルトが用いられている。

Super-turn-antenna と Super-gain-antenna は、溶接によって組み立てられている。これらの部分には、特殊高張力鋼が用いられた。

振動実験は、起振機を用いて行われ、その結果、9つの振動モードが測定された。基本振動は、周期2.65秒、第1次共振は、周期0.78秒であり、またせん断振動(周期1.55秒)および捩れ振動(周期0.43秒)も測定された。展望台における強震計SMACによって地震時のタワーの動きを記録することに成功し、その記録の1つは、この展望台における加速度が東京にある某ビルの上層階で測定されたものよりも小さいことが解った。

1959年9月26~27日の伊勢湾台風時の、東京タワーの動きが測定された。この時、h=253mにおける瞬間最大風速は、45.7m/secであった。また、電磁式地震計が取り付けられているアンテナ頂部では、最大加速度が全振幅で410galであることが観測された。この値から、アンテナ頂部の変形は、全振幅で86cmと計算され、この時の振動周期は2.9秒であった。

これまでに行われた実験によると、タワーは、最近経験した風より強い風に対しても十分安全であることが判明した。

1. 東京タワーの建設

1.1 概 説

東京タワーと呼ばれているテレビ塔が、東京芝公園の小高い所に建てられている。タワーの位置は、東経139° 44' 55"、北緯 35° 39' 20"である。このタワーの建設は、1957年6月から1959年12月まで約18ヶ月にわたった。このタワーは、テレビの送信および受信に利用され、このタワーの設立によって電波の到達距離は東京から110kmの範囲まで広げられ、460万世帯、2,000万人以上の人々が受信できるようになった(Fig. 1)。テレビ用送信の他に、タワーは一般の人々に展望用として開放されている。

Fig. 2にみられるように、タワーは2つの部分、すなわち、高さ253mの塔とその上に取り付けられた高さ80mの塔からなる独立した鉄骨構造である。

高さ80mの塔は、2つの部分に分けられ、高さが20mである Super-turn-antenna と高さが60mの Super-gain-antenna から構成されている。この高さ333mのタワーは、海拔18mの所に建っている。

以下に、このタワーとパリのエッフェル塔とを比較してみることにする。

東京タワーは、312mのエッフェル塔よりも高い。また、エッフェル塔で使用された鉄の全重量は 7,300トンであり、東京タワーにおいては 3,600トンである。エッフェル塔で使用されたリベット数は 250万個であり、東京タワーにおいては 120万個であった。故に、東京タワーは、エッフェル塔において使用されている材料のほぼ半分の量で作られたことになる。

さらに、以下のことを付け加える。

それは、東京タワーにおいて、一連の不利な自然現象による困難な条件を克服して、この新しいタワーを強風や地震に対して安全であるように設計することが出来たことである。また、設計で、満足する必要があるもう1つの要求は、送信を障害なく完全にするために、どのような状況においてもアンテナの頂部の最大撓角を2° ~3° 以下にすることであった。

現在の東京タワーには、総床面積が21,500m²の6階建てビルが増築されている(Fig. 3)。タワーの120mの高さに、総床面積1,320m²の2階建ての展望台があり、さらに、132m²の特別展望台が223mの高さに取り付けられている。

タワーの下のビルと展望台の間の昇降は、23人収容できるエレベーターによって行われ、また階段を使うこともできる。さらに、展望台と上の展望台との間の昇降も可能であるが、この場合、エレベーターは10人乗りが1機である。

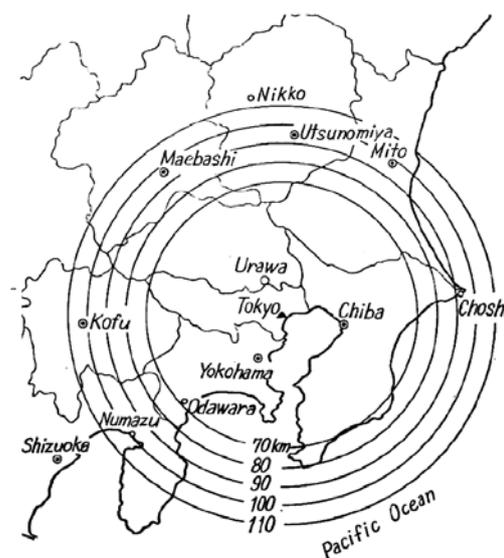


Fig. 1

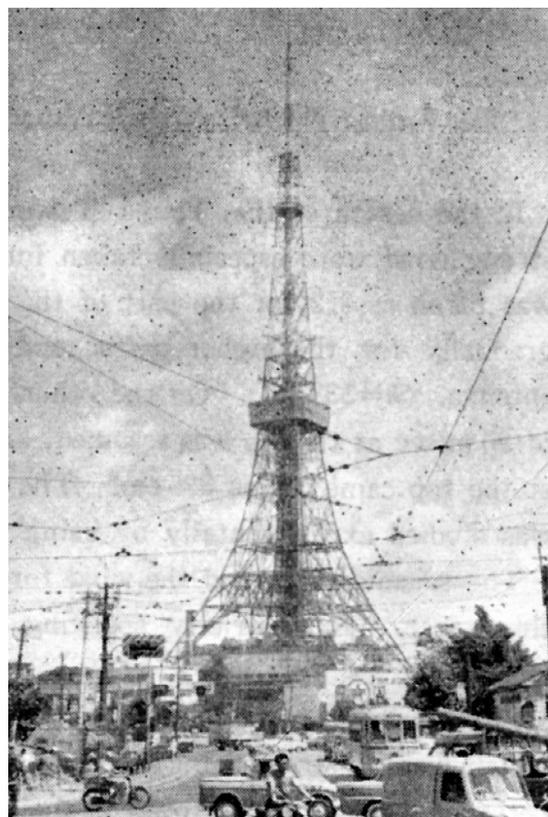


Fig. 2

このタワーの設計は、将来必要になれば66mの高さに、別の展望台が設けられるようになった。

ここで、展望台、通信機械室およびエレベーター機械室について簡単な説明をしておこう。

展望台の床は、V型デッキプレートの上にワイヤメッシュ入りのモルタルを塗り、床材はアスタイルを用いている。展望台の外壁はガラス窓で形成されているが、エレベータシャフトを囲んでいる壁と階段室はラス入りモルタルで作られ、その上を特殊塗料またはフレキシブルボードで仕上げられている。階段は鉄製で、階段回りには金網が張られている。

通信機械室の床は、展望台の場合と同様に作られているが、仕上げは着色コンクリートである。壁には、フレキシブルボードが用いられている。

エレベーター機械室の床には、無加工の鉄板が用いられ、また屋根にはリブ付き鉄板が用いられている。

上記の各部分の仕上げの接着には、軽くて不燃性の材料が用いられ、できるだけ乾式工法で施工されている。

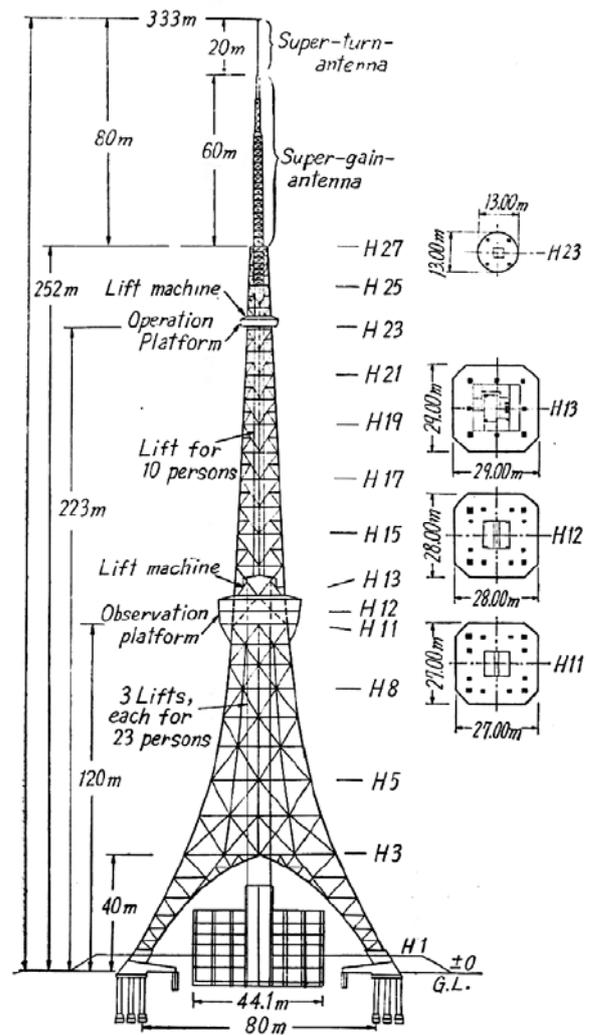


Fig. 3

1.2 荷重および外力

タワーの固定荷重は、Fig. 4(a)にみられる如く、いくつかの部分(この場合は28カ所)にタワーを分割して、近似的に計算された。展望台、エレベーター機械室および階段の重量は、普通のビルの場合と同じように計算された。一方、アンテナ、電気配管用チューブ、機械、その他の重量は、メーカーによって提供された資料から決定された。ここで、次のことを付け加えなければならない。設計時の特別展望台H24は、実際の設計においてはH23に、タワー主要部の最高部はH28にあったがH27になった。

積載荷重は、ほとんどタワー上にいる人の荷重のみとし、展望台と階段に関しては実際の利用状況を考慮して見積もられた。設計に採用された値は Table 1 に示されている。

1.2.1 風圧力

タワーの設計において、考慮されねばならない主なる外力は、強い地震と強風による力である。しかしながら、風圧力に関しては未知の点が数多く、そこで我々はできるだけ実際に即した計算を行うため、いくつかの実験を試みた。風圧力は、日本建築家協会の風圧委員会による高層鉄骨構造についての公式を計算に用いた。

この公式によると、速度圧(q)と地表面からの高さ(h)との間に次の関係がある。

$$q = 120 \cdot \sqrt[4]{h} \quad (1)$$

ここで、 q は kg/m^2 、 h は m である。

$h=1.5m$ の高さでの速度圧は、 $230kg/m^2$ となり、 $h=333m$ の高さに対しては約 $500kg/m^2$ となる。後で明らかにされるが、 $h=333m$ における風速はおよそ $90m/sec$ である。気象庁の記録では、日本における最大風速は $65m/sec$ であり、この値は1934年の台風(室戸台風)時に四国の室戸岬で観測された瞬間最大風速である。Table 2 に、室戸台風での最低気圧と最大風速が示されている。

タワーの設計において、この室戸台風時の値を地表面における最大値として採用した。

室戸台風時の瞬間最大風速は、20分間の平均風速よりも、それぞれ45%、24%、38%大きい。

次に、速度圧と風速との間に次の関係がある。

$$q = \frac{1}{2} \rho \cdot V^2 \quad (2)$$

ここで、 q は前と同様に速度圧を表し、 V は風速、 ρ は空気の密度を示す。通常の大気圧および気温 $15^\circ C$ での ρ は、約 $1/8$ という値になる。そこで、上記のこの関係は次のように変形できる。

$$q = \frac{1}{16} V^2 \quad (3)$$

風速と高さとの関係は、種々提案されている。Prandtl によれば、

$$v = v_0 \log \left(1 + \frac{h}{h_0} \right) \quad (4)$$

ここで、 v と v_0 はそれぞれ h および h_0 の高さにおける風速を表す。

Archibald によれば、

$$v = v_0 \left(\frac{h}{h_0} \right)^{1/4} \quad (5)$$

Hellmann によれば、

$$v = v_0 \left(\frac{h}{h_0} \right) \quad (6)$$

合衆国気象局によれば、

$$v = v_{30} \left(\frac{h}{h_{30}} \right)^{1/7} \quad (7)$$

ここで、 v_{30} は $30ft$ の高さにおける風速を表す。

$h_0=15m$ 、 $v_0=60m/sec$ を Prandtl の公式に代入すると、 $h=300m$ の高さにおける風速 v は、

$$v = v_0 \log \left(1 + \frac{300}{15} \right) = 60 \times 1.332 = 80m/sec$$

となる。

しかしながら、日本における観測記録では、 $500m$ の高さでもそのような大きな値に達していない。Table 3 に、 $500m$ の高さにおける観測最大風速(10分間)が示されている。

一方、合衆国においては、1934年4月12日に、New Hampshire の Mt. Washington (高さ $1951m$) で $105m/sec$ といったような異常に大きな風速が観測され、また1933年 Massachusetts の Blue Hill 観測所では $105m/sec$ という値も観測されている。

Table 1 Live load (kg/m²)

Part	Floor	small beam	large beam	Column	Simultaneous with earthquake and wind
Observation - platform	300	200	150	100	
Stair	300	100	66		

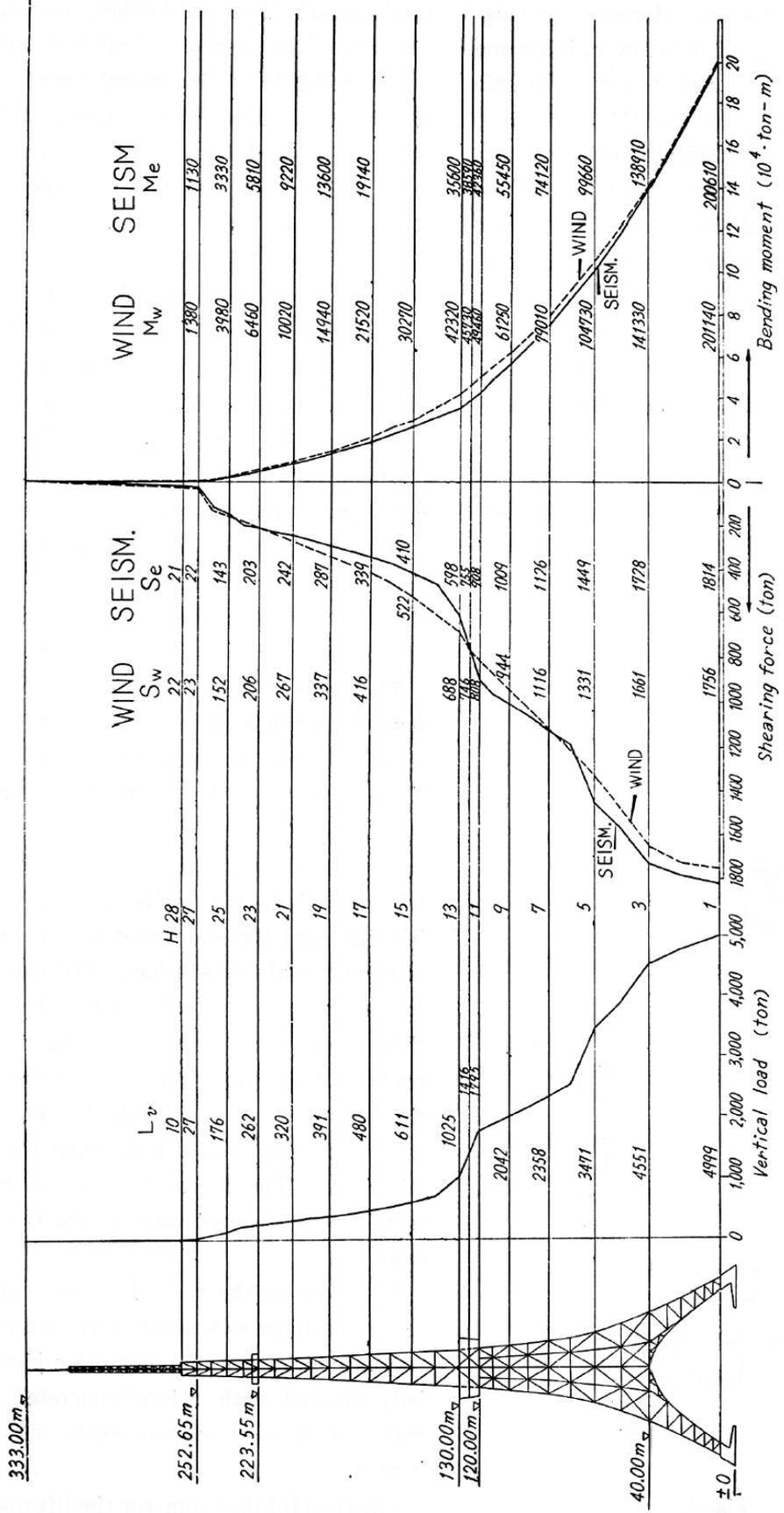


Fig. 4(a) Diagrams showing vertical load ("dead weight"), shearing stress and bending moment.

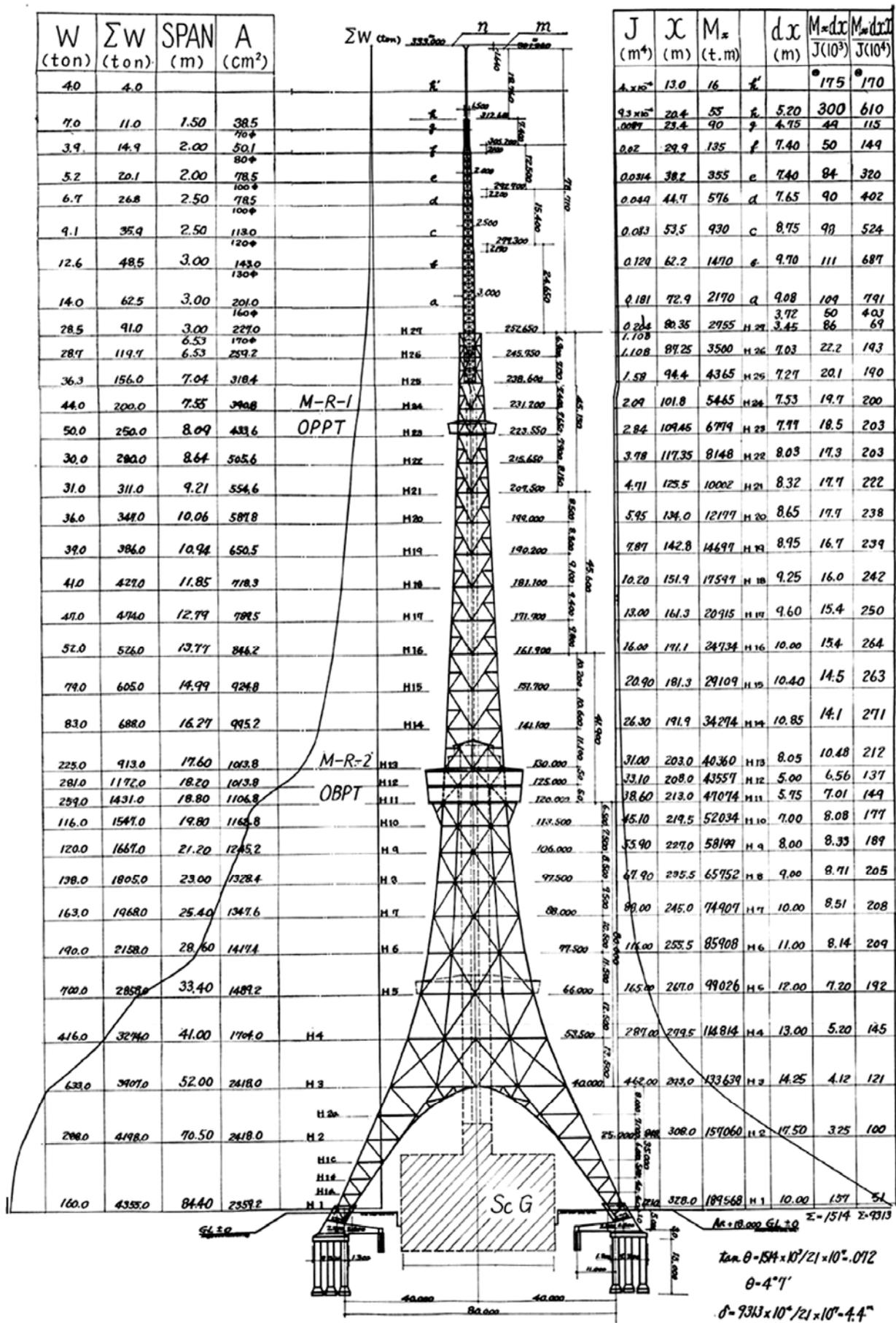


Fig. 4(b)

以上に述べたような例から、東京タワーの最高部に起こりうる最大風速を 90m/sec と仮定することは妥当であろう。

次の問題として、タワーの各所に働く風圧力を考えられねばならない。一般に、風圧力は次の形で与えられる。

$$W = C \cdot q \cdot F \quad (8)$$

ここで、 W は風圧力、 q は速度圧、 F は風圧力を受ける構造物の面積、 C は風圧係数といわれる定数である。 C の値は、構造部材の空間位置、部材数等により、タワー各部について決まる定数である。故に、 C は風洞において、模型を用いて実験的に決定されなければならない。

当時、建築研究所の技術役員で、現在東北大学の教授である亀井勇博士の努力で、模型実験から決定された C の推奨値が Table 4 に示されている。

風向が表面に対して $25^\circ \sim 30^\circ$ の傾きである時は、これらの値を20%割り増し、この時に、 C は最大となる。

しかしながら、この表に与えられた値は、委員会の公式の値よりも幾分か小さい。そこで、今回のタワーの設計においては、委員会公式の値を用いることに決定した。

このようにして採用された C の値は、以下の如くである。

Fig. 5に、風をまともに受けるタワー主要部表面の構造部材に対する C の値が示されている。

また、Fig. 6には、展望台、エレベーター・シャフトのように閉ざされた材に対する C の値が示されている。

しかしながら、エレベーター・シャフトのようにタワーのラチス・ワークの内部にある部分に対する C の値は、その外部にあるタワーの主要構造部分の影響を考慮している。

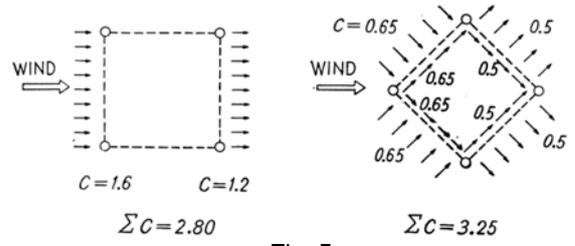


Fig. 5

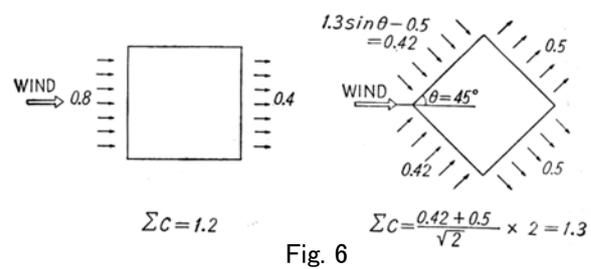


Fig. 6

Table 2 Lowest barometric pressure and wind Velocity in the Muroto Typhoon of September 26, 1934

Place	Barometric pressure	Velocity	
		Mean (20 minutes)	Instantaneous
Muroto	900mb	45m/sec	65m/sec
Osaka	935	48.4	60
Kyoto	940	30.5	42

Table 3 Maximum wind-velocity at h=500m

Place	Date	Wind-velocity
Tateno, Ibaraki Prefecture.	January, 1935	31.2 m/sec
Wajima, Ishikawa Prefecture.	June, 1951	36.0
Sendai, Miyagi Prefecture.	In five years	34.0

Table 4 Values of experimentally determined.

Part of tower	C
For super-turn-antenna (round bars with War-fan, Gunbai, shaped wings)	C = 1.12
For super-gain-antenna (tower of latticework with four legs of round bars)	C = 1.48-1.87
For main body of tower (tower constructed with square cross-sections)	C = 2.44

これらの図であらわされた値の80%に低減されるが、東京タワーにおいては、安全のためこの低減を行わなかった。

断面が円筒状のアンテナ部分の C の値は、 $C=1.3\sim 1.0$ となり、その直径に従って異なった値を採用した。大きい方の値は、アンテナ上部に採用された。一方、小さい方の値は、アンテナ下部に対して採用された。

なお、風速 90m/sec 時のせん断力および曲げモーメントがタワーの各高さについて計算され、この結果が先の Fig. 4(a) に示されている。

1.2.2 地震力

地震応力がタワー内部を合理的に流れるようにするためには、応力の増加に従って水平断面を大きくしなければならない。もちろん、このタワーの断面は、頂上で最小であり、底部に向かって次第に大きくなり、近似的な放物線形をなしている。

建築基準法に示された設計震度は、高層鉄骨構造物のような柔軟な構造に対しては不相当であることが解っていた。しかし、この基準による震度が暫定的に採用された。これらの震度を用いて、タワー各部に対する一水平方向の同時に働く地震力を静的力に置き換え、地震時の応力計算が行われた。この計算において、タワーは、前と同じく28部分に分割された。

建築基準法によれば、震度 (k) は建物の高さが増すにつれて大きくなり、16mより低い部分に対しての震度は、0.2であり、これより高い部分に対しては高さが4m増す毎に、0.01を加算しなければならない。即ち、

$$k = 0.2 + 0.01 \left(\frac{h-16}{4} \right) \quad (9)$$

ここで、 h (m) は地表面からの高さである。

そこで、展望台 ($h=120$ m) に対して $k=0.45$ 、タワー主体の最高部 ($h=253$ m) に対しては $k=0.8$ 、アンテナ頂部 ($h=333$ m) に対しては $k=1.0$ となる。

地震時のせん断力および曲げモーメントが、先の Fig. 4(a) に示されている。

しかし、設計においては、風と地震による曲げモーメントとせん断応力をそれぞれ比較し、それらの内大きい方のせん断力の値をタワーのすべての高さについて採用した。今までの例では、一般的に風による曲げモーメントが地震によるものより大きくなり、また塔の下部層では地震によるせん断力が風によるものより幾分大きくなっていった。しかし、このタワーの設計では、全般的に風圧力の方が地震力よりも大きくなった。タワーの傾斜および変形の計算は、細部にわたり、この節の終わりに示されている。

このタワーの設計においては、風の影響が重要な要素である。このため、さらに、構成部材と関連材が詳細に検討され、また、初期の設計が多少変更されたので、計算がやり直された。この結果が、先の Fig. 4(b) の表に示されている。この図における記号は、次の如くである。

W = 重量 (ton)、 W = 総重量 (ton)

SPAN = タワーの水平断面のスパン (m²)

A = タワーの隅にある柱の水平断面積 (cm²)

J = 断面2次モーメント (m⁴)

x = 頂部からの距離 (m)

M_x = 水平面に働く風圧力による
モーメント (ton·m)

dx = x 方向の長さの増分 (m)

$\frac{M_x \cdot dx}{J(10^3)}$ = ヤング率 * 傾斜 (radian)

$\frac{M_x \cdot dx \cdot x}{J(10^4)}$ = ヤング率 * 変形 (m)

n : 避雷針の最高部

m : 円筒状柱の最高部

M·R-1 : 上部エレベーター機械室

OPPT : 特別展望台

M·R-2 : エレベーター機械室、通信機械室

OBPT : 展望台、ScG : 科学館

この計算において、タワーの下端を完全固定とし、上端は自由であると仮定すれば、上記で仮定した最大風速を受ける時のタワーの変形および傾斜が計算される。

タワーの頂部から任意の距離 x における傾斜は、 x までのモーメント面積を積分した値を、 EJ で除した値である。

そこで、頂部における傾斜は、

$$\tan \theta \approx \theta = \int_0^l M_x dx / EJ \quad (10)$$

ここで、 θ は変形曲線の接線が静止座標系軸となす角度を表す。 M_x は、 x の点に働く力のモーメントである。

x 点における変形は、 x までモーメント面積のモーメントを積分した値を EJ で除した値である。頂部における変位は、

$$\delta = \int_0^l M_x dx \cdot x / EJ \quad (11)$$

実際には、上記の積分は先の Fig. 4 (b) の表を用いて、グラフ的に求められる。

最終的な傾斜角および変形は、タワーの頂部 ($h=333m$) で、

$$\theta = 1514 \cdot 10^3 / 2.1 \times 10^{4+3} = 0.072$$

$$\therefore \theta = 4^\circ 7'$$

$$\delta = 9313 \cdot 10^4 / 2.1 \times 10^7 = 4.4m$$

また、Super-turn-antenna の付け根 ($h=312.6m$) で、

$$\theta = 2^\circ 54'$$

$$\delta = 4.0m$$

一方、Super-gain-antenna における付け根 ($H27, h=252.65m$) では、下記の値となった。

$$\theta = 0^\circ 54'$$

$$\delta = 2.4m$$

1.3 振動周期の推定

今回のタワーの自由振動の正確な周期は、設計の段階では解っていなかったが、基本周期は約3秒付近と考えられていた。これまでに我々の手で得られていた高い塔の振動の固有周期に関するデータが Table 5 に示されている。

今回の東京タワーには、地震観測のため、アンテナ頂部 ($h=333m$)、特別展望台 ($h=225m$)、展望台 ($h=125m$)、科学館の地下室といったような種々の箇所に地震計を取り付ける計画がなされた。その結果は、地震研究に対して貴重なものとなるであろう。

Table 5 Natural period of vibration of High steel-framed tower

Television tower in Nagoya	1.28sec.
height (top of antenna)	180m,
height of observation platform	90m,
width at the base	35m.
Tsutenkaku tower in Osaka	1.55sec.
height (top of antenna)	100m,
height of observation platform	91m,
width at the base	24m.
NHK television tower in Tokyo	1.23sec.
height (top of antenna)	180m,
observation-platform	none,
width at the base	18m.

1.4 鋼材、リベット、ボルト

今回のタワーを構成している主材料は、安全のために規格品を用いることとし、SS41鋼の第2種に決定された。これらは、許容応力度が、 23 kg/mm^2 以上かつ引張り強度の1/2以上のものである。この場合の引張り強度は、 $41 \sim 50 \text{ kg/mm}^2$ である (JISG3101)。

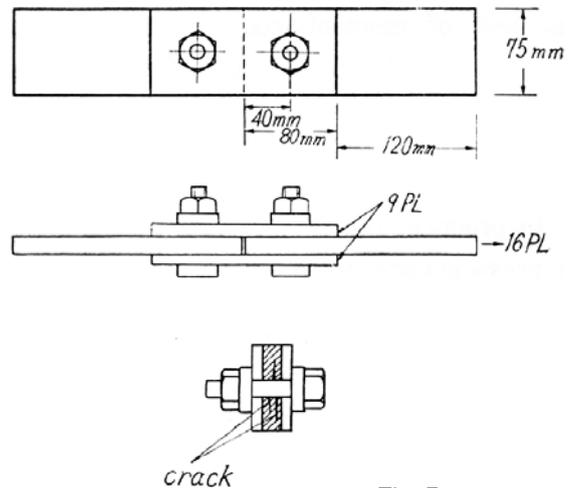


Fig. 7

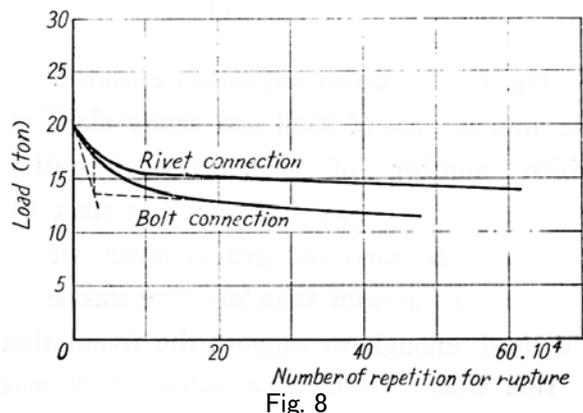


Fig. 8

アンテナ全体は、溶接により組み立てる必要があったため、溶接作業による強度の低下を考慮して、大同製鋼株式会社で工場生産された特殊鋼が用いられた。この鋼の化学的分析と力学的性質が Table 6、7 に示されている。

試験された溶接鋼棒は、神戸製鋼株式会社のLB55-4PとLB55-5Pである。4つのV字の刻み目をつけた試験片についての、シャルピー試験の平均値が Table 8 に示されている。

アンテナ部分は、新三菱重工業株式会社および新三菱造船株式会社によって、特別に注意して作製された。

名古屋テレビ塔の場合に行われたリベットとボルトの試験結果をここで述べる。

静的試験では、直径19mmのリベット(板の穴径は20.5mm)と直径19mmのボルトとの間に強度において大差はなかった。

厳密に言えば、ボルトは強度の面で、わずかにリベットに劣った。即ち、リベットおよびボルトの破断に対して信頼しうる強度は、それぞれ 3.37 ton/cm²と 3.24 ton/cm²であった。また、静的試験において、板は 4 ton/cm²位の応力度では破断しないことが解った。しかし、繰り返し応力試験においては、板は 1.38~1.8 ton/cm²以下の応力度破断した。この事実により、板にある穴が、この種の繰り返し試験(Fig. 7)において、板の強度を弱めることが解った。

これらの試験結果は、Fig. 8およびTable 9に簡単に示されている。これらの試験は、同種のリベットとボルトについてされたものである。

板の強度は、繰り返し数が増すに従って弱くなり、板厚を増すことが必要である。鉄塔においては、これらのことを考慮することはさほど重要ではないが、橋梁の建設では特に必要である。

Table 6 Chemical analysis of a special steel.

Chemical element	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr
Content by analysis	0.16	0.27	1.25	0.014	0.009	0.11	0.1	0.2
by specification		<0.35	<1.5	<0.035	<0.035	<0.25		

Table 7 Mechanical property of a special steel.

Mechanical property	By experiment	By specification
Yielding point (kg/mm ²)	37—40	>33
Tensile strength (kg/mm ²)	53—54	>50
Elongation (%)	36—37	>22
Contraction of cross section (%)	70	>45

Table 8 Charpy test of welded plate.

0° C ~ 100°C	28.1—28.8 (m·kg/cm ²)
— 20°C	27.8
— 40°C	26.4
— 60°C	22.2
— 80°C	14.0

Table 10 Allowable stress(ton/cm²).

	Bolted	Riveted
Allowable shearing stress	1.2	1.6
Allowable tensile stress	0.95	1.2

Table 9 Rupture of bolted and riveted plates under repeated stresses.

	Maximum load (ton)	No. of repetition	Rupture	Shear-stress (axial)	Strength of main plate	Strength of splice plate
Bolt	12	441,700	Main plate broken	1.82 ton/cm ²	1.38 ton/cm ²	1.24 ton/cm ²
20.5mm	13	220,600	" " "	1.97	1.50	1.34
dia.	14	161,000	Splice plate broken	2.11	1.62	1.42
Rivet	14	703,000	Main plate broken	2.11	1.60	1.42
19.0mm	15.5	87,100	" " "	2.35	1.78	1.58
dia.	16	63,600	" " "	2.43	1.80	1.63

そこで、リベット打ちまたはボルト締めされた板に対する設計用応力度の値は、Fig. 8および Table 10 の値を採用することが適切であると考えられる。

1.5 構造部材の接合

アンテナ部分を除いて、タワーの大部分の接合にはリベットおよびボルトが用いられた。

地表から130mの高さまでは、すべての部材はリベット打ちで接合され、塗料が塗られた。この部分の建設作業は、松尾橋梁株式会社によってなされた(Fig. 9)。高さ130mから253mまでは、そのような高所のリベット打ち、塗装作業が困難なので、全部材は亜鉛メッキされ、接合はボルトにより行われた。また、ここで熱せられたリベットを用いると亜鉛の作用を受け、脆くなることを追記しておく。このため、リベットはこのように亜鉛メッキされた鋼にたいしては好ましくない。そこで、この部分の部材は全てのボルトがゆるまないう、磨きボルトとスプリングワッシャで締め付けられている。

アンテナの支持塔は、工場でそれぞれ溶接により10~12mの長さで作られた。この溶接された塔は、潜在応力を除くために、鋼材の厚さに応じて625°Cの高温で4~6時間炉の中で焼き戻した。現場におけるこの支持塔の接合には、Fig. 10に示されているようにボルトが用いられた。同図には、Super-gain antennaの一部の詳細が示されている。フランジを締めるリーマ・ボルトSNC-2の正味断面についての降伏点強度は、5 ton/cm²が採用された。ボルト締めの部分とアンテナ部分の建設作業は、前述の新三菱重工業株式会社および新三菱造船株式会社によって行われた。

1.6 基礎

数カ所で行った25~30mの深さのボーリング結果が Fig. 11 に示されている。最上層の4~6mの部分は、関東ロームで形成されている。

この層の下には、標準貫入試験N値が10前後の

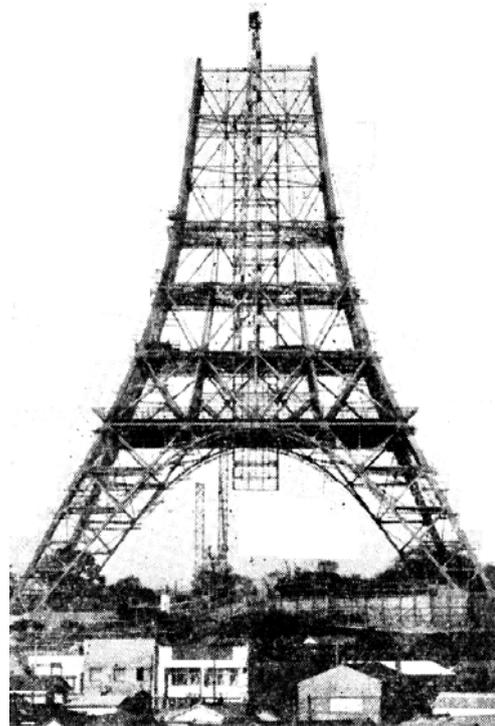


Table 9 Tower under construction.

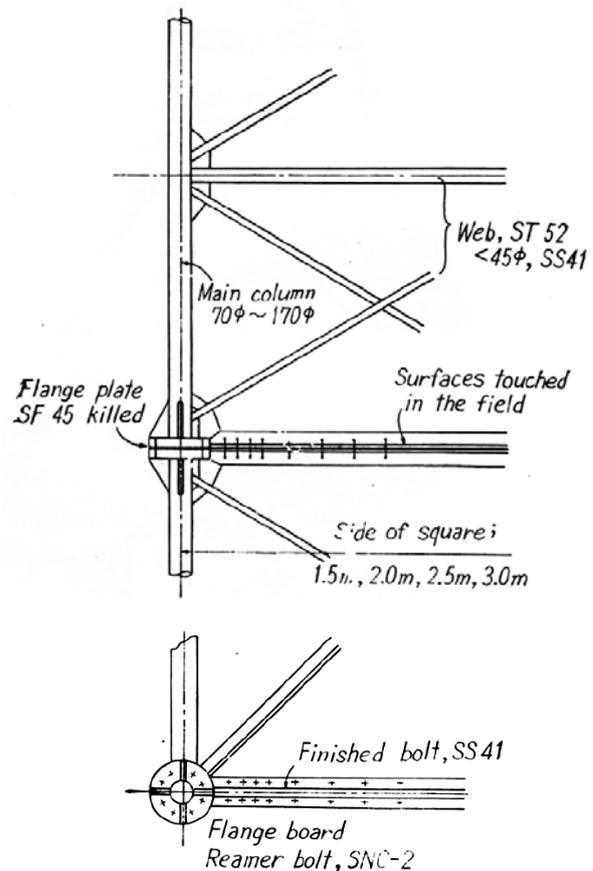


Fig. 10

砂と砂質粘土が互層をなしていることが解った。また、深さ20~26m以深の所にある砂および砂礫層は、このタワーの基礎を支持するに十分な密度と硬さがあり、N値は50以上であることも解った。

基礎の底面で行われた裁荷試験において、裁荷荷重が 180 ton/m²の時の沈下は 3mm 台であった。基礎の長期設計地耐力は、50 ton/m²とした。

一方、深礎についての水平裁荷試験では、基礎の最上部に 50 ton の力がかけられた。この結果、最上部の変位は、約 5~10 mm であった。

各柱脚部の基礎の下に、8本のピアが木田建業株式会社の特許を持つ深礎工法で打ち込まれた。これらのピアは、直径 2 m あり、底部で 3.5m である。1本のピアについて 500 ton の耐力が期待でき、従って1つの基礎では、4,000 ton の荷重に耐えうる。実際の荷重は、常時 1,250 ton であり、安全率は 3 以上ということになる。

また、速度 90m/sec というような強風下では、基礎の引き抜き力が働き、風力が一方向のみの時は 700 ton 台になるが、これは基礎だけの固定重量で十分耐えることが解った。

タワー脚部は底部で広がっており、当然これらの脚を外に広げようとする水平力が脚底部に働くが、これらの力に対しては、四辺に平行な 8本の梁と対角線をなす 2本の鉄筋コンクリートの繋ぎ梁で対処するよう設計されている (Fig. 12)。

この対角線状の繋ぎ梁は、科学館の地下を通過していて、その中には直径 50 mm の鉄筋 20本が使用されている。

基礎の建設において特に注意が払われた重要な点の一つは、地下の隅部で 4つの基礎を一体化する対角線状の繋ぎ梁の鉄筋に適当なプリテンションを与えたことである。上に述べたように、タワーの脚は基礎にかかる鉛直力の作用によって外に広げられる傾向があり、その結果、これらの柱脚の間隔は上方の構造の作業が進むにつれて次第に広がる。当然基礎と一体になる鉄筋は引き伸ばされる故に、鉄筋が最初から設計図に与えられる長さで配筋されたならば、上部荷重によるこの鉄筋の伸びは上部構造の応力分布に大きな影響を与えることが明らかである。なぜならば、本質的にすべての設計は、引き伸ばされた鉄筋の長さに基づき計算されてないからである。

これらを考慮して、所定の位置に鉄筋を配分する前に、あらかじめ上部構造が完成した時に生じる伸びを計算しておいて、この伸びを引き起こす力に相当するプリテンションを鉄筋に与えた。

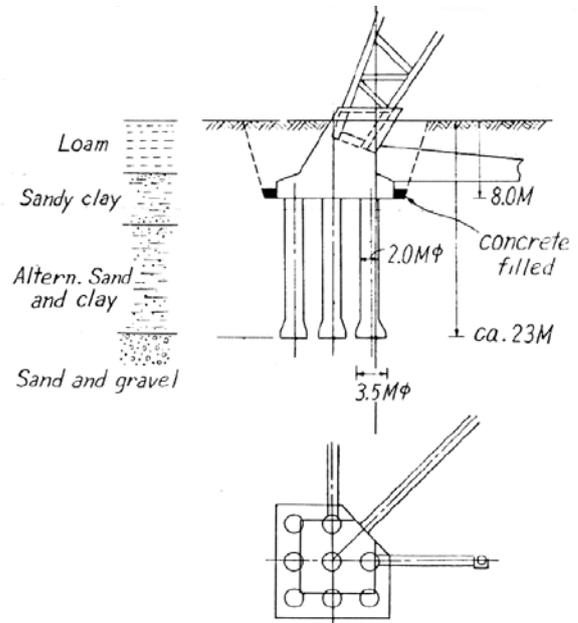


Fig. 11 Foundation and subsoil condition.

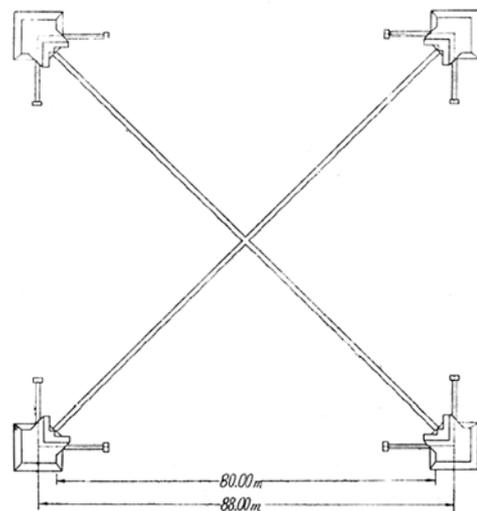


Fig. 12

プリテンションの導入は、約 300°C で鉄筋を熱して膨張させる方法によった。

さらに、基礎の水平移動を防ぐため、コンクリートの基礎と根切り面との間に 60cm の厚さのコンクリートを打った。この作業は埋め戻し前に行われた。

基礎は、水平力に対してタワーの基礎の繋ぎ梁が全くなくとも、十分な抵抗力を有するように設計されているが、これらの繋ぎ梁もタワーの主体の応力分布に大きな影響を持つものである。

1.7 アンテナを吊り上げる特殊技術

このタワーの建設方法は、その困難さとそれに対する技術において画期的なものであったと言える。特に、全長 94m、重量 80tonのアンテナをいかに吊り上げるかが大きな問題となった。

名古屋テレビ塔の場合、アンテナは全長 94m、重量 30tonであった。このアンテナは最上部からいくつかの部分に分けられ、低い場所からタワーの内部に差し込まれた。即ち、予め準備されていた **Super-turn-antenna** が最初にタワー内部に入れられ、続いて **Super-gain-antenna** の上部、中部、下部が入れられた。

その後、これらは必要な機械類を取り付けられ、最後に接合された。このようにして1本に組み立てられたアンテナは、所定の位置に吊り上げられ固定された。もちろん、仮設骨組がこの取り付け作業のため塔の頂部に作られた。

東京タワーの場合、アンテナ部分をタワーの下部に差し入れることは、エレベーター・シャフトがあるので不可能であった。そこで、仮設骨組から伸ばされたロープで引き上げられ、タワーの最高部からこれらの部分を差し入れることが計画された (**Fig. 13**)。もちろん、この骨組はどんな強風に十分耐えられるように作られた。このようにして、名古屋テレビ塔の場合とは逆に、**Super-gain-antenna** の最下部がまずタワーの内部に入れられ、続いて上部が順次入れられていった。これらの部分の中には、重量が 18tonに達するものもあった。全ての部分がタワー内部に入れられた後、準備された機械類および地震計の換振器が取り付けられ、次にアンテナ各部が接合されて設計位置に吊り上げられた。

Super-gain-antenna の長さ 14mの下部部分が、タワーの主体構造部に固定された。一方、アンテナ上部の長さ 80mの部分は、つり竿のように空中に突き出している。

下部の方は、直径 170mmの特殊丸鋼で作られている。この丸鋼は一辺 3mの正方形(横断面)の隅部に建てられた。また、ラチス部材はその脚部と同じようにこれらの特殊丸鋼で作られた。しかし、上部になるに従ってラチス部材は少なくなり、**Super-gain-antenna** の最高部では、その横断面が

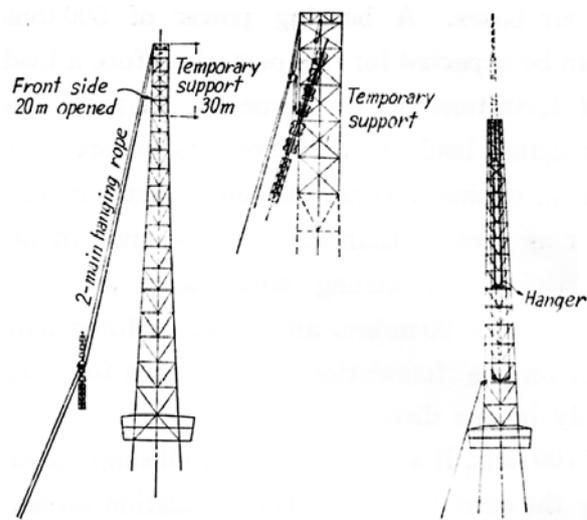


Fig. 13

一辺 1.5mの正方形となっている。また、脚の丸鋼は直径 60mmとなっている。

このラチス部材の上に、長さが 20mもある **Super-turn-antenna** が建っている。このアンテナの底部は、直径 181mm、厚さが 35mmの円筒形である。

1.8 防錆被覆

高さ140m以下にある部材に対して、サンドブラストを用いてさびとブラックスキンの除去がなされた。その後、ウオッシュプライマーで一度、それから赤色鉛で一度、さらに特殊な着色塗料で二度塗装された。

高さ140m以上にある部材に対しては、酸による洗浄が行われた後に、亜鉛メッキされ組み立てられた。同様にして、これらの組み立てられた部分には、特殊な着色塗料で二度塗装されている。

構造部材の形を選択する際に、雨水が上にたまらないように注意が払われたが、やむをえない場合は、雨水を抜く穴を作った。

1.9 タワー頂部の動き

タワーの設計において、タワーの頂部は、常時と強風時にどのような範囲の動きをするかが問題となった。

もちろん、その動きは、風が穏やかな時は非常に小さい。しかし、頂部の動きは、風速が 5~10m/secならば 1~4cm以下、また風速が 30m/secならば約 30cmになる。さらに、風速が 90 m/secのように強風の場合は、頂部で1.5° の傾斜に相当するが、325cmにもなる。これらの推測値は、タワーに付けられた地震計および風速計による観測値で、ほぼ確認されている。

1.10 鋼材のトン数

Table 11に、名古屋テレビ塔と東京タワーで使用された鉄の量を比較して示した。

高さの比は、下記のようになる。

$$180\text{m} : 333\text{m} = 1 : 1.82$$

この比を3乗してみると、

$$1 : (1.82)^3 \doteq 1 : 6 \quad (12)$$

従って、大まかに言えば、鉄の量は塔の高さの3乗に比例していることが解った。

1.11 従来の設計との比較

現在の塔の設計と従来の設計法による場合とを比較してみると、下記のようになる。

約30年前、例えば、前節で示されたように風圧係数Cの値は、資料が現在のように完全でなかったため、当時著者の一人(内藤)による計算は、次のように行われた。

塔の下部に対して、速度圧を

$$q=200 \text{ kg/m}^2 \text{ または } q=300 \text{ kg/m}^2 \quad (13)$$

とし、高さが1m増す毎に1kg/m²を加算した。

W=C・q・FにおけるCの値は、当時1.0とされていた。一方、鉄の許容応力度は1,120 kg/cm²としていたが、現行の基準では、2,400 kg/cm²である。従って、許容応力度の比は、次のようになる。

$$2,400 : 1,120 = 2.15 : 1$$

故に、昔の設計結果は、現在のCの値を2~3にとった結果とほぼ同じであると言えよう。

例えば、高さ100mの塔を設計する場合に、昔の設計では、下記のようになる。

$$\text{底部で } q = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{頂部で } q = 400 \text{ kg/m}^2$$

一方、現在の設計では、

$$\text{底部で } q = 240 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{頂部で } q = 120\sqrt[4]{100} = 373 \text{ kg/m}^2 \quad (14)$$

となる。

Table 11 Amounts of steel in Nagoya T.V. and Tokyo Tower.

Nagoya Television Tower	ca. 600 tons (excluding the part of building, including the observation platform.)
Tokyo Tower	ca. 3,600 tons (ditto.)

2. 東京タワーの振動性状

2.1 東京タワーでの実験および観測

東京タワーは、日本で建てられた鉄骨構造物の中で最も高く、常時と同様に、地震や強風時のタワーの振動性状を知ることは興味深い。

この目的のために、次の実験および観測を行うべきである。

- 1) 振動実験
- 2) 強風時の観測
- 3) 地震観測
- 4) 応力測定

この報告書では、4) 応力測定を除いて、さしあたり今までに得られた実験および観測の結果が述べられている。

応力測定の結果は、いずれ報告されよう。

2.2 振動実験

2.2.1 実験の原理および方法

東京タワーの常時における振動性状を究明するため、振動実験は風が穏やかな日を選んで、1959年3月26日、および5月6日に実施された。タワーの強制振動を行うために起振機(遠心力を利用したものは、高さ 223mの展望台に据えられた(Fig. 14)。

しかし、起振機の回転数が 6~7 cycle/sec という比較的速い場合、タワーを振動させるのに十分な力を有しているが、一方、1 cycle/sec というような遅くなった場合は起振力が弱くなり、風の影響を受けやすいことが解った。

このように、起振機の回転数が 1 cycle/sec 以下の場合には、起振機による振動が風による振動と重なり合い、強制振動実験は非常に難しかったが、今回の実験では、2.65秒あるいはそれ以上の長周期の振動記録も得ることができた。

振動の種々のモードを得るために、電磁式地震計の換振器(pick up)が、タワーの種々の高さの測定位置に順次置かれた。これらの換振器は、この報告書で No.E-1 および E-2 と呼ばれている地震計である。

振動モードを描く場合、各測定位置の振幅は展望台の振幅に対する比を取っている。

このために、機械式地震計を基準用(M-1)として、展望台に常時置いていた。

2.2.2 起振機

起振機は、以前に那須、窪田(著者)により設計されたものが使用された。

Fig. 15のような偏心荷重をもつ3つの動輪からできている。また、これらの偏心荷重の総重量は 60kgである。これらの動輪の回転により、起振力は 1 水平方向にのみ作用し、回転数が 7 cycle/sec に達した時、約 2.3ton になる。

展望台の起振機が、Fig. 14に示されているように平面の重心に正確に置かれていないのは、捩れ振動を他の振動モードと同様に得ようとするためであった。

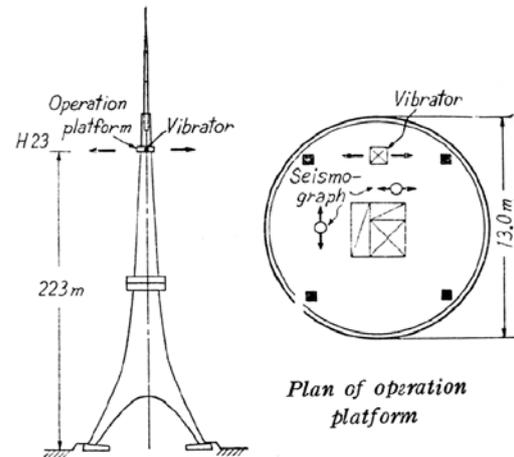


Fig. 14 Orientation of vibrator and positions of seismic observation at H23

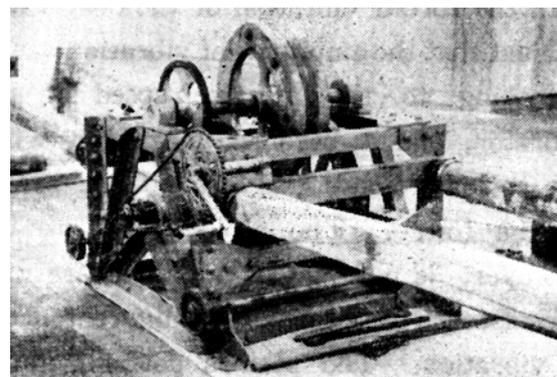


Fig. 15 Vibrator.

2.2.3 地震計

タワーの周期は比較的長いと考えられたので、長周期の機械式地震計が計測に用いられた。地震計は、倒立の振り子からなっていて、1方向のみに振動し、倍率はM-1型が10倍、M-2型が20倍である。この地震計の固有周期は6秒であり、また減衰はエアードンパーによりほぼ臨界減衰に近い(Fig. 16)。

このタイプのM-1は、以前に述べた如く、基準計として展望台上に置かれ、一方、同タイプのM-2は補助として種々な位置に置かれた。

これらの機械式地震計と平行して、電磁式地震計(Fig. 17)を使用した。この電磁式換振器は、簡単にどんな所でも移動でき、ケーブルによって記録計に接続されている。

この試験において、記録計は高さ133mのエレベーター機械室に置いた。あらかじめ、これらの電気式と機械式の比較を、試験前に行った。

このようにしてして得られた地震計の倍率は、Fig. 18に示されている。また、この中の機械式地震計の倍率は計算されたものである。これらの測定器が置かれた場所は、エレベーター・シャフトの回り階段である。

2.2.4 試験結果とその考察

一般にこのタワーの振動は、種々の振動が重なり合っている。ある記録を見ると、Fig. 19に示されているように、1つの波形上に2つあるいはそれ以上の周期の異なった波形が、重なり合っている。この図の(c)の波は、より短い(b)の波と、より周期の長い(a)の波からなっている。実際に、(c)-タイプの波は、今回の測定中に時々観測された。しかし、(d)に示されているような、より単純な波形もある。この図は、実際に得られた記録の一部をトレースしたものである。また、この他の振動の記録例が、Fig. 20、21、22に示されている。

タワーの振動実験において、振幅は起振機の回転速度とともに変化し、起振機の回転数とタワーの固有周期が一致した時に最大となる。

そして、種々の振動モードに対応した9つの共振周期が、このタワーで得られた。

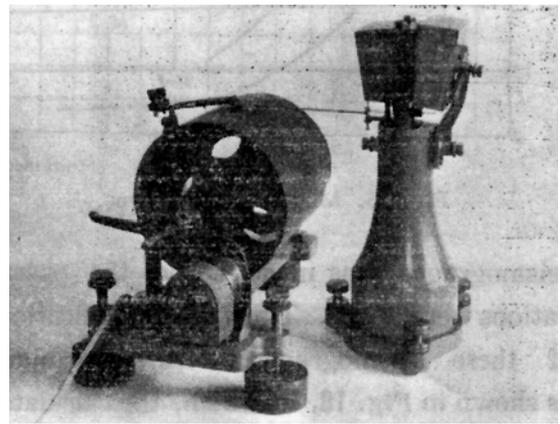


Fig. 16 Inverted pendulum seismograph registering horizontal component-motion.

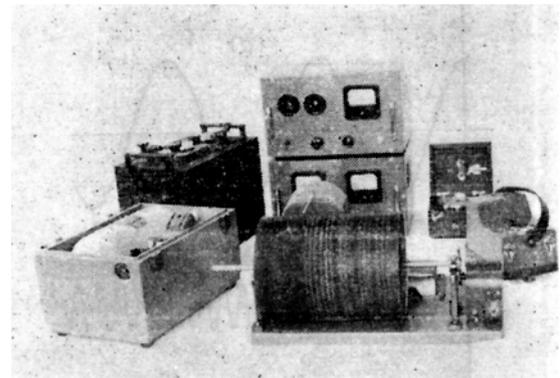


Fig. 17 Electro-magnetic seismograph. Transducer is in the extreme-right.

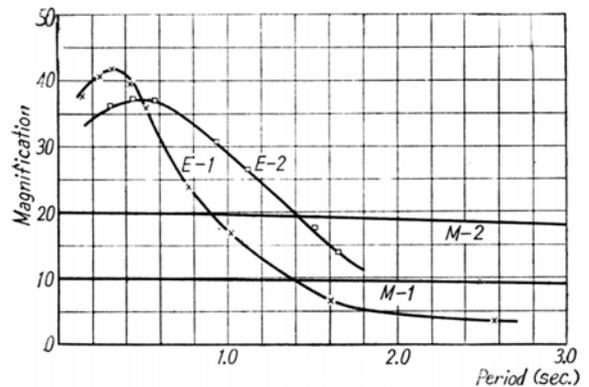


Fig. 18 Magnification curves.

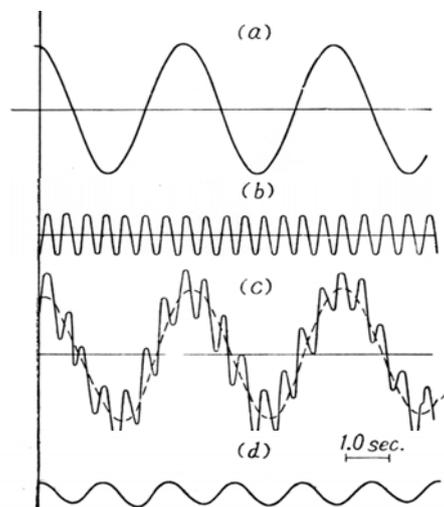


Fig. 19

これらの共振周期は、以下の如くである。

- | | |
|----------|----------|
| 1) 0.17秒 | 6) 0.43秒 |
| 2) 0.22秒 | 7) 0.78秒 |
| 3) 0.25秒 | 8) 1.55秒 |
| 4) 0.28秒 | 9) 2.65秒 |
| 5) 0.35秒 | |

以上の共振周期の振動モードは、Fig. 23に示されている。また、Fig. 24は、これらを図式的に示したものである。

Table 12に、種々の振動モードにおける各測定点の変位が示されている。

次に、上記の9つの共振周期の振動について、簡単に説明する。

1) 0.17秒時の振動では、展望台(h=120m)以下の部分は展望台より高い部分の影響を受けて振動しているが、タワー全体としてみると、振動は展望台より高い部分に限定されている。展望台の動きは、この周期では非常に小さく、また特別展望台(h=232m)と遠望台の中間部分で少し曲げ変形を起こしているが、展望台以下の部分では、この傾向は見られない。

2) 0.22秒時の振動では、動きは下部の方まで移行している。即ち、基礎と展望台との間の部分が、この両点の近くで節を持って振動している。

一方、上部には2つの節があり、動きは以前より大きくなっている。これらの節は、主体の頂部(h=252m)および特別展望台と展望台の間にある。この時、展望台はこの振動モードにおいて多少動いている。

3) 0.25秒時の振動では、展望台以下の部分の動きが顕著になっていて、そこにはせん断的変形がみられる。上部の動きは、0.22秒時の振動とよく似ている。

4) 0.28秒時の振動では、タワーが基礎と展望台の所で固定されているように見える。節は展望台より高い所にあり、アンテナを含めたタワー上部の中間部分と下部の中間部分では、位相が全く逆になっている。

5) 0.35秒時の振動では、主体(h=252m)および展望台(h=120m)と基礎であたかも固定されているように見える。また、上部と下部は同位相で、各部分の中間で1つの節がある。

6) 0.43秒の振動周期は、多分捩れ振動周期である。この振動の性格を明らかにするため、加振力に直角な水平成分の動きも同時に、展望台(Fig. 14)で測定した。この記録を見ると、直角方向の動きは0.43秒時に大きくなり、一方、他の周期が現れなかったことより、0.43秒は捩れ周期(Torsional)であることが明らかになる。

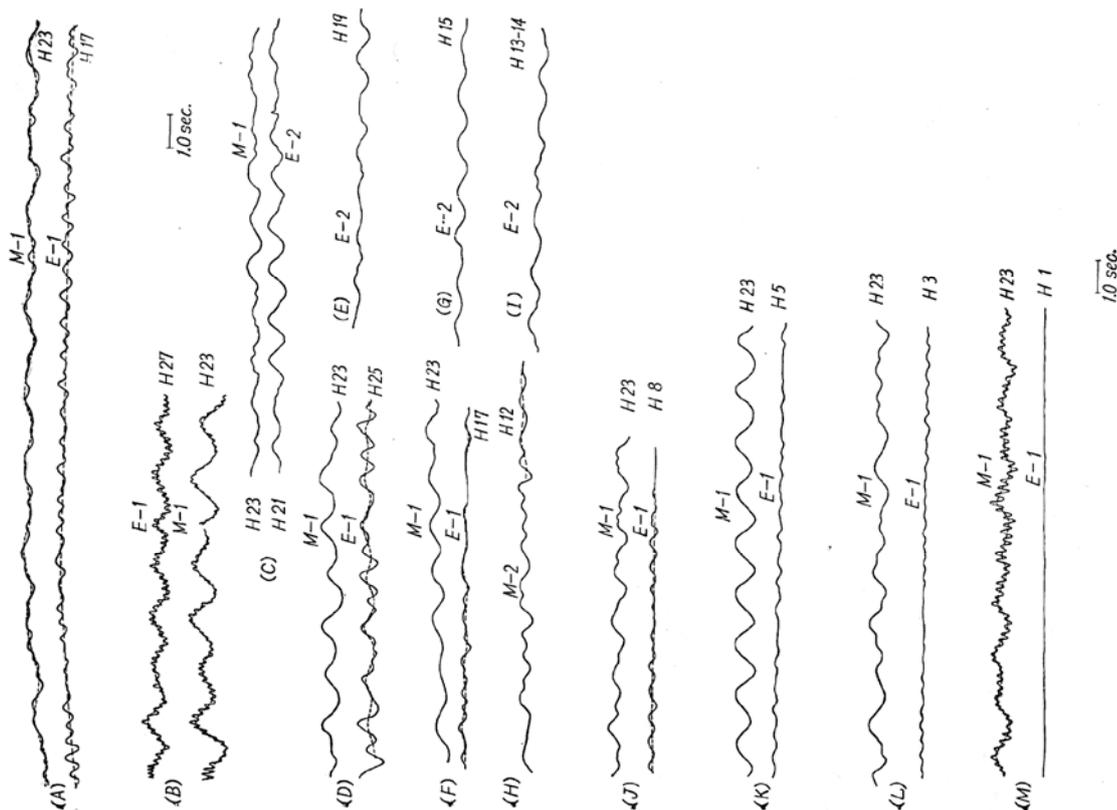


Fig. 20 Specimen records of vibration. Instruments are denoted by E and M ; Points of observation are denoted by H, for example, H23, see Fig. 3.

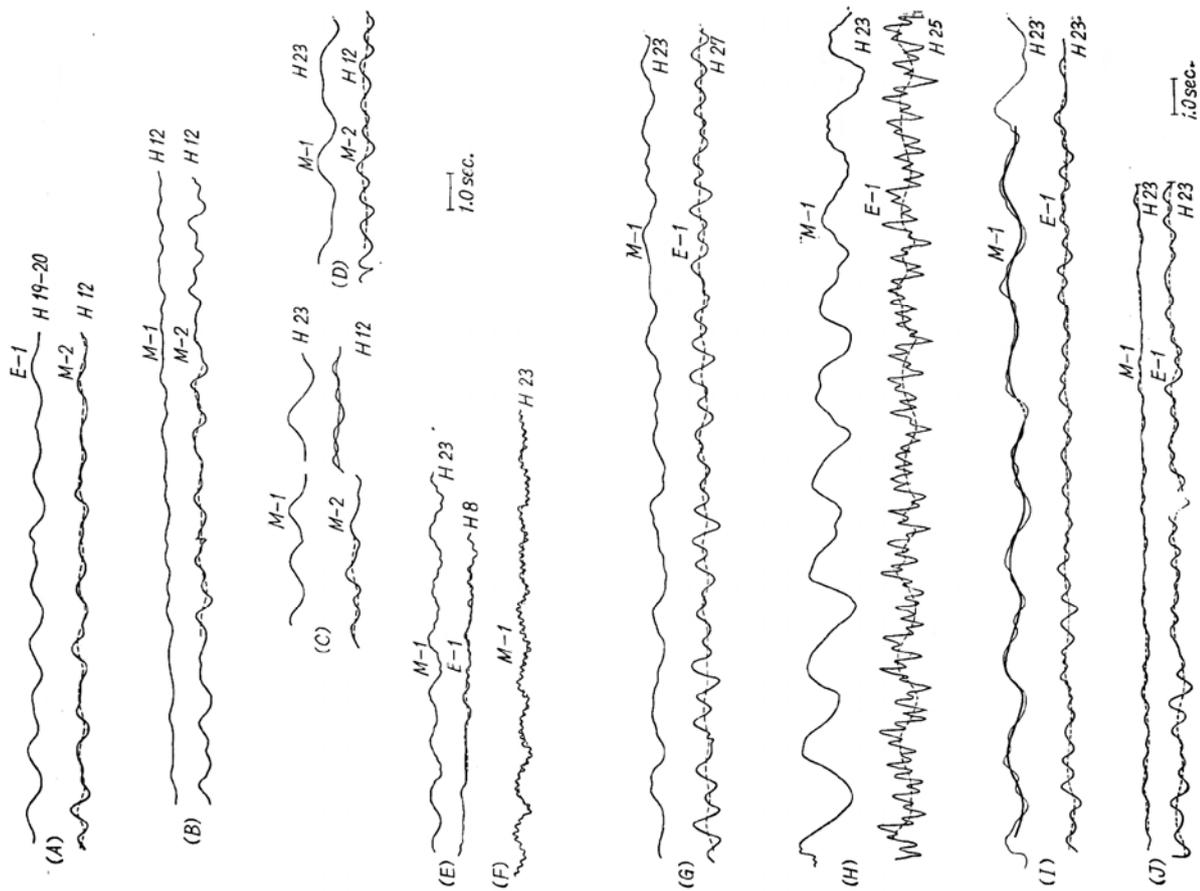


Fig. 21 Specimen records of vibration.

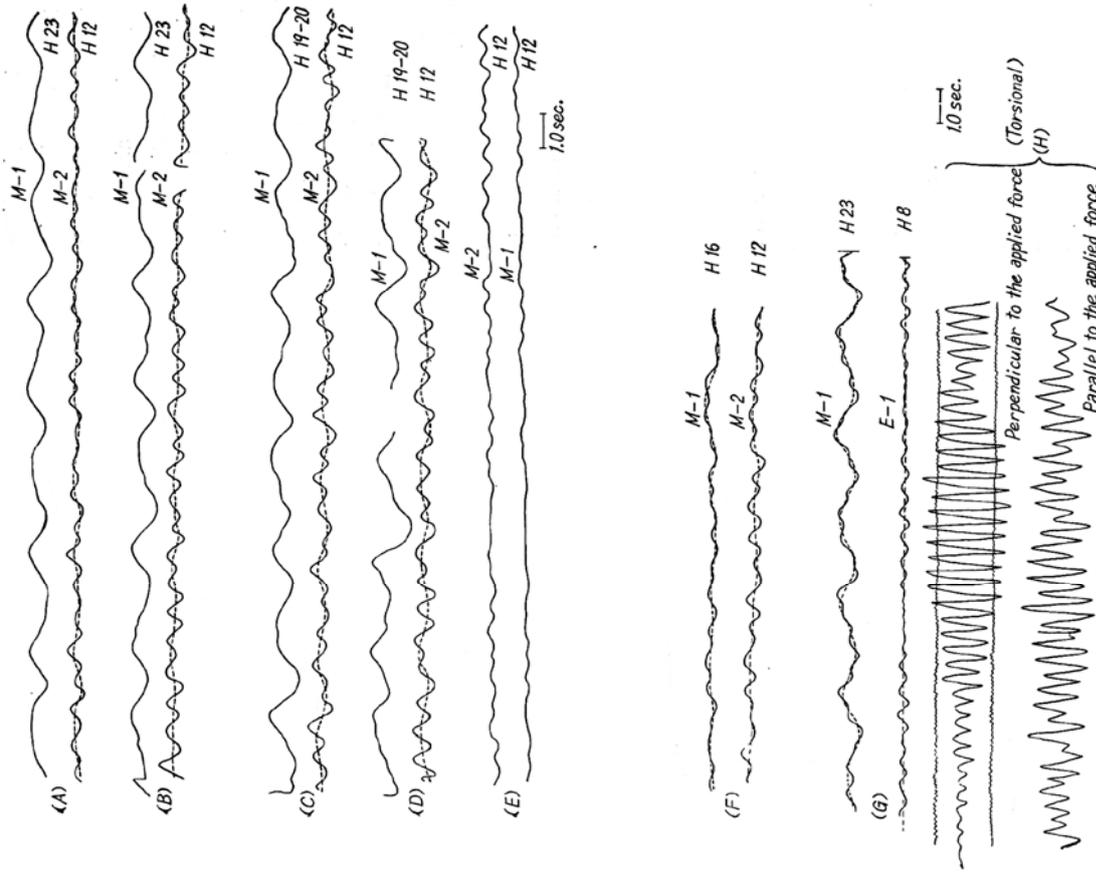


Fig. 22 Specimen records of vibration.

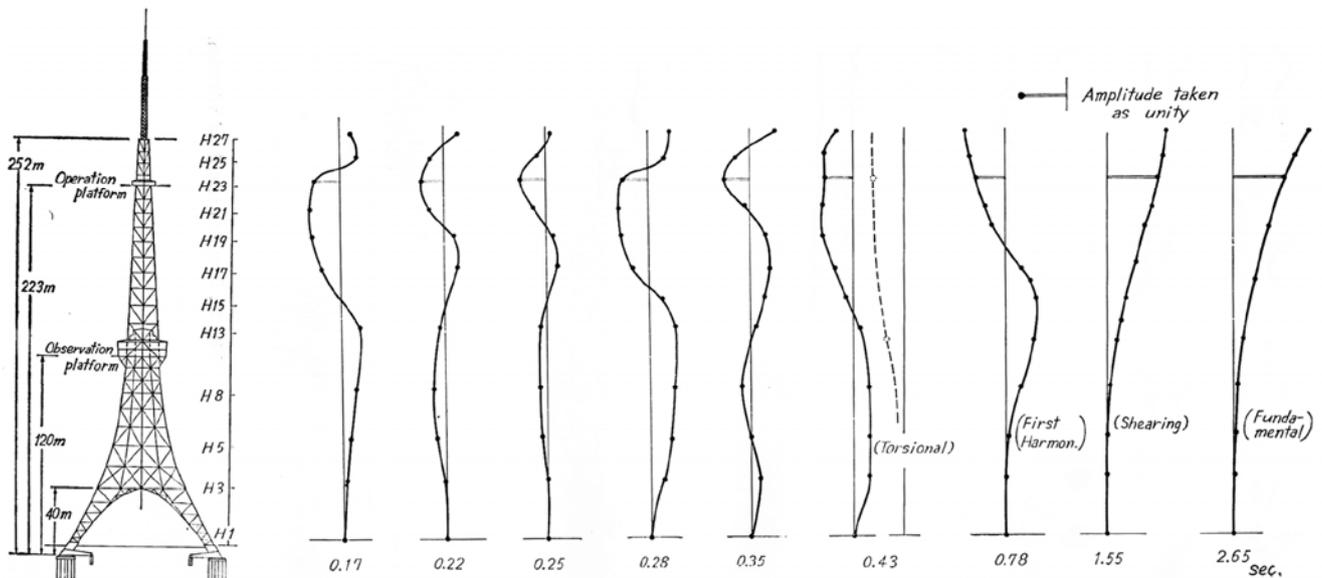


Fig. 23 Modes of vibration actually determined.

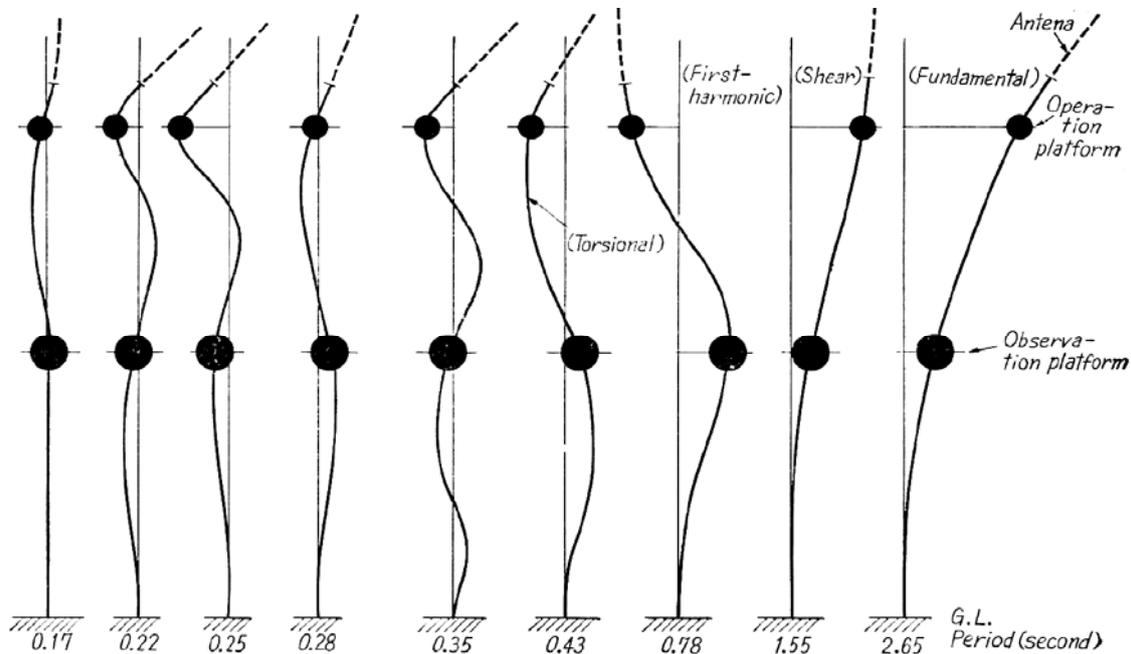


Fig. 24 Schematic illustration of modes of vibration.

7) 0.78秒時の振動は、明らかに1次共振(First Harmonic)である。なぜなら、高層建物に通常みられる変形状態を示しているからである。この振動モードの、展望台で測定された変形は、他所に比べてかなり大きい。それ故、展望台におかれた強震計(SMAX)で得られた地震波形には、この周期の動きが頻繁に見られる。

8) 一般に、鉄骨造では、せん断変形が考えられる。このタワーでも、せん断振動(Shear)が観測され、その周期は1.55秒であった。

9) 最も長い周期 2.6秒は、このタワーの基本振動(Fundamental)周期である。この場合の変形は、片持ち梁の曲げ振動と同種のものである。

実際には、3秒近くの波形も観測されたが、このような長い周期は、タワーの主体部のみの振動ではなく、基礎の変形も含んだ振動である。即ち、タワーは、少なくとも基礎とともに振動している。

以上、振動実験結果から、東京タワーの振動性状は、建設当時から予測されていたように複雑である。しかしながら、今回の振動実験によって、本タワーに欠陥があるとは判断されなかった。

2.2.5 高い塔の振動周期

Table 13に、我々の研究グループが今まで行ってきた、展望台を有する高い鉄骨タワーの振動実験結果から得られた共振周期を示している。

Table 12 Mode of vibration.

P=period in second
h=height in metre
+1.000* =assumed as unity

Position	h	P								
		0.17	0.22	0.25	0.28	0.35	0.43	0.78	1.55	2.65
H 27	252	-0.363	-0.616	-0.215	-0.833	-0.924	+0.668	+1.540	+1.165	+1.485
H 25	238	-0.667	+0.583	+0.323	-0.667	+0.596	+1.100	+1.260	+1.111	+1.220
H 23	223	+1.000*	+1.000*	+1.000*	+1.000*	+1.000*	+1.000*	+1.000*	+1.000*	+1.000*
H 21	207	+1.176	-0.625	+0.460	+1.165	+0.192	+1.140	+0.630	+0.915	—
H 20	198	—	—	—	—	—	—	—	—	—
								>+0.533	+0.730	+0.710
H 19	189	+1.260	-0.440	-0.383	+1.140	-0.570	+1.140	—	—	—
H 17	171	+0.793	-0.560	-0.425	+0.750	-0.714	+0.668	-0.680	+0.590	—
H 16	161	—	—	—	—	—	—	-1.000	—	+0.430
H 15	151	—	—	—	-0.433	-0.540	+0.286	-1.190	+0.355	—
H 14	141	—	—	—	—	—	—	—	—	—
								>+0.300		
H 13	130	-0.673	+0.220	+0.257	-1.000	-0.116	-0.238	—	—	—
H 12	125	—	—	—	—	—	—	-1.110	+0.200	+0.170
H 8	97	-0.535	+0.455	+0.245	-0.918	+0.346	-0.667	-0.667	+0.060	+0.085
H 5	66	-0.300	+0.448	+0.240	-0.833	+0.053	-0.570	-0.205	+0.050	+0.030
H 3	40	-0.225	+0.120	+0.053	-0.500	-0.308	-0.630	-0.060	+0.020	+0.015
H 1	2	-0.200	+0.050	+0.026	-0.084	-0.038	-0.071	-0.010	+0.000	+0.000
Observed amplitude on H 23 (mm)										
Max. (by vibrator)		0.15	0.33	0.46	0.10	0.31	0.17	0.395	0.242	0.489
Max. (by wind)		—	—	—	—	—	—	—	0.350	0.685
Calculated amplitude** on H 23 (mm)		0.15	0.43	1.00	0.27	1.32	1.09	8.35	20.2	118.0

** Force generated by the vibrator is assumed to be the same as that generated at the 0.17 sec. period of rotation of the vibrator.

この表における名古屋テレビ塔と現在の東京タワーは同形式であり、ここで興味深いことは、両タワーの1次共振周期(First Harmonic)に対する基本振動周期(Fundamental)の比は、約3であることである。

一方、大阪の通天閣の周期は、1.56秒であり、その高さの割にしては、比較的長いと言えよう。これは、多分通天閣の頂部が他のタワーに較べて、少し重たいためと思われる。

ここで、細長い梁で、種々の固定条件を有する振動系の、基本振動と1次共振との周期比を求めると、Table 14の如くなる。

この表より、細長い梁に似た東京タワーのような高い構造物を想定してみると、両端部の条件はほぼ hinged-free の場合に相当する。

Table 14 End-conditions and ratio of fundamental and first harmonic periods.

End condition	T/T_1
Fixed-free	6.2 : 1.0
Sliding-free	5.3 : 1.0
Hinged-free	3.2 : 1.0
Free-free	2.8 : 1.0

Table 13 Periods of vibration of high towers.

Period	Osaka Tsutenkaku (Observation tower)	Nagoya T. V. Tower	Tokyo Tower
	h=103 m	h=180 m	h=333 m
T.....Fundamental	1.56 sec.	1.28 sec.	2.65 sec.
T_1 ... First Harmonic	0.37 sec.	0.49 sec.	0.78 sec.
T/T_1	4.2 : 1.0	2.6 : 1.0	3.4 : 1.0

2.3 1959年9月26日、27日にわたる 伊勢湾台風時の東京タワーの振動

東京タワーの振動観測のため、アンテナがタワーに固定される前に、換振器がアンテナ内部に取り付けられた。これらの換振器は、ストレインゲージを用いた加速度タイプである。アンテナ頂部の動きを測定するため、3台の加速度計のうち、2つは直角な水平2方向に、1つは垂直方向に取り付けた。

また、これらの換振器は、ケーブルを用いて記録装置と接続され、振動の記録はペン書きオシログラフに記録された。

中部地方、特に伊勢湾の北海岸を襲った台風は、1959年9月26日の夕方から、27日の朝にかけて東京に接近した。東京では、風速は真夜中(9月27日0時0分)に最大となり、この時、地上250mの位置で、最大平均風速は35 m/sec、その最大瞬間風速は、44.2 m/secと観測された。

もちろん、このような大きな台風は、このタワーにとって初めての経験であった。また、それは、このような強風時の東京タワーの振動性状を究明するために、絶好の機会であった。この台風の通過中に、東京大学地震研究所の河角教授と彼の助手の嶋および他の人々によって、振動測定がなされた。

タワーの動きは、高さ331m(アンテナ頂部付近)、224m(特別展望台)および130m(展望台)で観測された。

331mの所では、前に述べた加速度計が使用され、224mと130mの所では、電磁式地震計が使用され、これらの記録の一部が Fig. 25に示されている。また、測定結果がTable 15に示されている。

起振機による振動実験結果とこれらの結果を比較してみると、台風時の振動の卓越周期と振動実験の周期は良く一致している。しかし、綿密に調べてみると、台風時の周期は、一般的に振動実験により求めた値に較べて、すこし長くなっている。これは、多分、タワーの動きが大きくなったため、振動周期が長くなったものと思われる。

高さ331mの所で、0.2秒と0.3秒間にある短い周期がみられる。

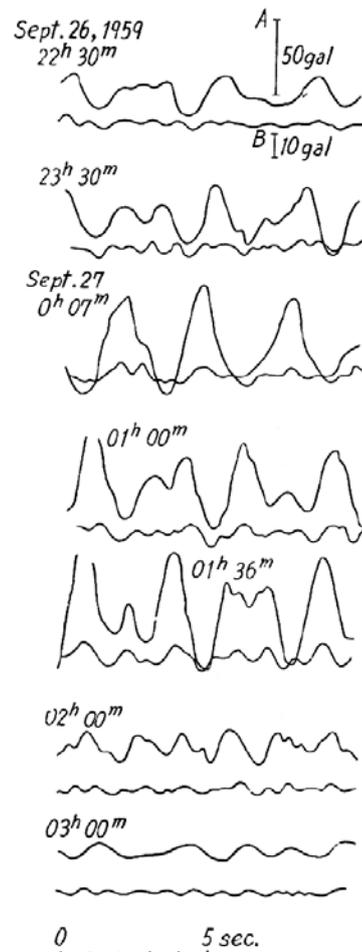


Fig. 25 Specimen of vibration during the Ise-Wan Typhoon, September 26-27, 1959. (After H. Kawasumi, E. Shima and others.)

これらの振動周期は、我々が実施した強制振動実験から得られたモードの周期にあたる。また、2.4秒と3.0秒間の振動周期が台風時に観測されているが、これは、このタワーの基本振動周期であり、そして、1.5秒が、以前に述べたせん断振動周期であろう。

高さ130mの所では、一般に、1.8秒以下の周期が卓越している。また、この高さでは、0.7~0.9秒の振動周期が頻繁にみられる。これらの振動は、明らかに、先の Fig. 23、Fig. 24に示されている1次振動周期である。

加速度に関しては、最大加速度がアンテナ頂部(h=331m)近くで生じ、一般的に、0.2秒と0.3秒間の短い周期で大きくなる。アンテナ頂部において、2.7秒付近の波は、全振幅で、400~88 gals (cm/sec²)である。これと同じような周期で、655galsの加速度がみられたが、この値については明らかでない。

高さ224mの所では、全振幅で 78.5gals と 11.5gals の間にあり、一方、高さ130mの所では、全振幅で 13.5gals と 2.0gals の間にある。このように、タワーの下方に行くに従って、加速度は急激に小さくなる。

振幅は、(15)式により計算され、Table 15に全振幅(2A)が示されている。

$$A = \frac{\alpha T^2}{4\pi^2} \approx 0.025(\alpha T^2) \quad (15)$$

ここで、A=変位振幅(cm)

α = 加速度(gal)

T=振動周期(sec)

もちろん、最大振幅(2A)は、アンテナ頂部で生じ、この台風時では 86 cm に達した。この時の加速度は 410gals で、振動周期は2.9秒であった。

また、この時の最大平均風速は250mの所で、30 m/sec であり、最大瞬間風速は、37.9 m/sec であった。

高さ224mでの最大振幅(2A)は、周期2.7秒時に 14cm、またh=224mでは、同周期において 0.4 cm であった。

この台風から得た結果によると、展望台の変位はアンテナ頂部の値に較べて非常に小さいと言える。アンテナ頂部で観測されたような 86 cm 大変形は、前述の基本周期時の値である。

タワーの設計者は、この報告の著者である内藤によると、タワーは 90 m/sec の風速まで耐えるように設計してある。この最悪な状態において、タワー頂部の変位は 325 cm と計算されていた。

Table 15 Vibration of tower during the Ise-Wan Typhoon of September 26-27, 1959.

Time	Wind velocity (m/sec.) at height			331 m			224 m			130 m		
	250 m	100 m	26 m	Period (sec.)	Accel-eration (gal)	Dis-placement (cm)	Period (sec.)	Accel-eration (gal)	Dis-placement (cm)	Period (sec.)	Accel-eration (gal)	Dis-placement (cm)
21 h 00m	31(33)	28(30)	18(21.8)				1.8?	12.5	1	1.8	2.4	0.2
30	—	—	—	(0.2 2.7)	(620 130)	(0.6 24)	—	—	—	—	—	—
37	—	—	—	—	—	—	1.6	17.5	1	3	2.4	—
22 00	33(37)	22(30.1)	21(26.4)	(0.2 2.7)	(510 400)	(0.5 73)	1.5?	12.5	—	—	2.0	—
30	—	—	—	—	—	—	2—2.5	28.5	4	—	3.5	—
39	—	—	—	—	—	—	2—2.5	24.5	3	—	5.5	—
23 00	33(38.4)	26(34.6)	25(34.4)	2.4	130	19	2	30	3	0.7—1.4	7.5	—
02	—	—	—	—	—	—	2	11.5	1	0.7	3.0	—
30	—	—	—	(1.5-2.5 2?)	(155 655?)	(9-24 66?)	2	41.5	4	1?	6.7	0.2
31	—	—	—	—	—	—	1.7	47.5	3.5	—	10.0	—
00 00	35(44.2)	29(36.2)	29(31.2)	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6	—	—	—	—	—	—	2	47.5	5	1	13.5	0.4
7	—	—	—	—	—	—	2.7	75.0	14	1.3	8.5	0.4
30	—	—	—	(0.27 2.9)	(880 205)	(3 43)	—	—	—	—	—	—
31	—	—	—	—	—	—	2.4	14.5	2	—	4.5	—
33	—	—	—	—	—	—	2	46.5	4.5	—	7.0	—
01 00	30(37.9)	18(29.8)	16(21.5)	2.9	410	86	1.6	48.5	3	—	10.0	—
11	—	—	—	—	—	—	2	58.5	6	—	7.0	—
30	—	—	—	(0.3 3.0)	(700 265)	(6 60)	2	60.5	6	—	12.4	—
36	—	—	—	—	—	—	2	78.5	8	1—1.5	11.0	0.4
02 00	27(38.3)	19(25.8)	17(25.3)	(0.3 2.8)	(500 145)	(1.1 28)	1.6	25	1.5	—	6.5	—
30	—	—	—	(0.3 2.6)	(265 88)	(0.5 15)	—	—	—	—	—	—
03 00	14(18.7)	16(23.1)	16(21.1)	—	—	—	1.7—1.8	1	—	0.9	3.0	—

Velocity in () ; max. instantaneous value.

伊勢湾台風時の最大瞬間風速は、東京において、この設計値の約1/2であった。もちろん、このタワーにおいては、この台風による被害が認められなかった。以上のことより考えると、この東京タワーは、伊勢湾台風以上の強風においても十分安全であろう。

2.4 地震観測

1953年にSMACと呼ばれる標準強震計が完成されて以来、強震観測計画が、強震時の地盤および主要建物の完全の振動性状を得る目的で、全国各地で行われてきている。

現在、SMAC強震計は、全国64カ所にはいちされており(1961年3月現在)、1958年12月、2組の強震計が東京タワーの敷地内に設置された。この敷地は、強震観測委員会の設置位置No.114と記録されていて、SMAC強震計の1台が展望台の2階(h=125m)、他の1台がタワーの下にある科学館の4階に設置され、強震観測が現在まで継続されている。

運良く、1959年1月24日の地震観測記録が展望台で得ることができ、その記録が Fig. 26 に示されている。しかし、科学館の4階では、このタイプの地震計がスタートするのに必要最小の 10 gals に達しなかったため、この地震記録を得ることができなかった。

この時、展望台の最大加速度は、N-S成分が 21 gals、E-W成分が 22.5 gals、垂直成分が 6.3 gals であった。但し、以上は片振幅の値である。

この地震記録を調べてみると、水平成分の両方向に、0.8秒と0.75秒の振動周期が読み取られた。

これらの共振周期から判断して、この振動モードは、確か1次共振である。なぜなら、展望台の近くが腹になり、その動きが他の場所より大きいからである。そこで、このような0.8秒付近の振動周期の波は、この時顕著に観測されている。

同じ地震に、0.35~0.5秒のように短い周期の波がある。これらの波は、前に述べた振動実験より求められた振動モードに、それぞれ一致すると思われるが、ただ1カ所の観測からだけでは判断することは難しい。

今回、東京タワーで観測された最大加速度が、に示されている東京にある建物の記録に較べて、予想外に小さい(Fig. 27)。例えば、同地震において、この其建物8階(位置No.105 地震観測委員会)で観測された最大加速度は、N-S成分が 63.0 gals、E-W成分が 26.0 gals であった。また、上下動は 10 gals であったが明確ではない。但し、以上の値は加速度の片振幅である。

この其建物の値は、明らかに東京タワーの2~3倍にあたる。このように、タワーの動きは、高さ方向のみを考慮してみると、他の建物より非常に大きいとは言えない。

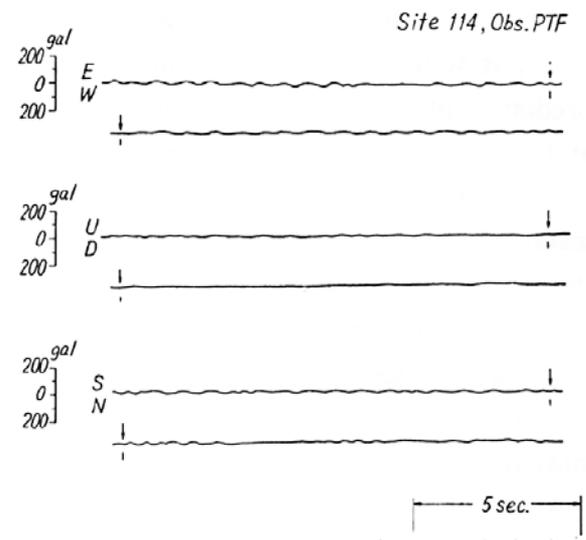


Fig. 26 Trace of SMAC records (Earthquake of January 24 th, 1959), obtained on the Tokyo Tower.

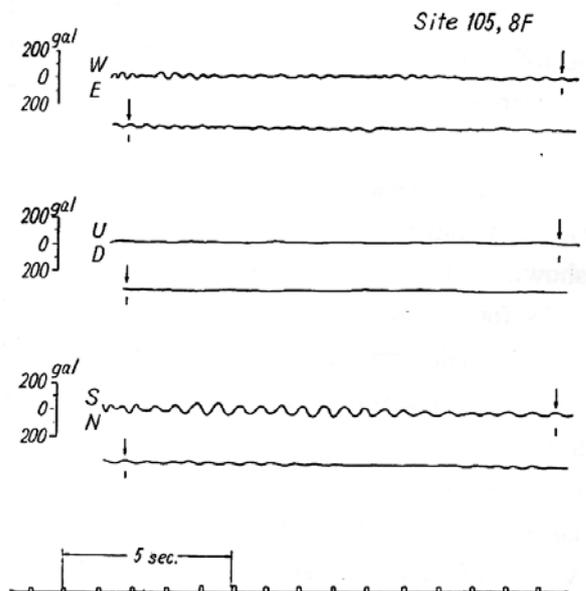


Fig. 27 Trace of SMAC records (Earthquake of January 24 th, 1959), obtained on Building, Site 105.

付録(1) 1961年9月16日の第2室戸台風時に
東京タワーで測定された風速

1961年9月16日の第2室戸台風において、東京地方は強風にふかれ、東京タワーにおいて測定された風速は、平均風速と瞬間風速ともに、前述の伊勢湾台風時の値とほぼ同じであった。最近の台風においては、日本テレビ塔株式会社の手により、風速がh=253m、173m、107m、67m、26mという5つの異なった高さで同時に測定された。そして、この会社の好意により、風の最も強い9時間前後の風速の観測結果である Table 16 のデータを得ている。

この観測によると、風速は9月16日16時に最も大きく、14時、15時、16時の3時間にわたる各高さの最大平均風速および最大瞬間風速が、Fig. 28に示されている。おおまかに言うと、高さ253mでの風速は、高さ26mでの風速の2倍の大きさであり、高さ26mの値を基準とし、他のそれぞれの高さの値との比を取ってみると、Fig. 29に示される結果を得る。ここで、同図(a)は、最大平均風速の比を、同図(b)は、最大瞬間風速の比を示している。

ここで、それぞれの高さの風速分布が、前述の Archibald と Hellmann の、下式の公式に当てはまると仮定する。

$$v = v_0 \left(\frac{h}{h_0} \right)^n \quad (16)$$

ここで、nは観測結果から求まる定数である。Fig. 29(a)では、nの値を1/7、1/4、1/3として、描いている。各高さに対するnの値の中で最も大きな値をみるとn=1/3であり、高さ107mでの値を除いて、この値が速度分布を表すのに最も適している。

同様に、Fig. 29(b)に、n=1/7とn=1/4の曲線を示している。この図では、n=1/4の曲線が、瞬間風速の分布を与えるのに最も適している。この場合の関係は、下記のようなになる。

$$v = v_0 \left(\frac{h}{h_0} \right)^{1/4} \quad (17)$$

このように、この式は、前述の Hellmann の式と一致する。

高さ107mの値は、他の高さの値と比較して常に小さい。そこでは、多分、風が展望台やその他の影響で弱められているであろう。

Table 16 Wind-velocity on the Tokyo Tower. (September 26 th,

H	T	13 h	14 h	15 h	16 h	17 h	18 h	19 h	20 h	21 h
253 m	m/s	29.6	29.9	30.7	30.4	26.6	29.3	29.5	25.8	19.9
		(38.9)	(39.8)	(39.5)	(45.7)	(40.9)	(43.0)	(43.7)	(39.8)	(31.5)
173 m	m/s	27.2	26.6	28.1	27.6	23.3	25.2	26.1	22.1	17.0
		(34.4)	(35.0)	(36.0)	(37.2)	(34.5)	(34.6)	(37.3)	(33.9)	(27.8)
107 m	m/s	17.8	19.4	19.0	17.5	16.6	15.5	18.6	16.0	13.2
		(33.5)	(33.0)	(33.1)	(35.1)	(32.3)	(30.4)	(33.4)	(30.0)	(21.4)
67 m	m/s	16.1	15.3	20.7	20.3	18.0	18.2	19.8	16.6	13.0
		(33.6)	(32.0)	(31.6)	(36.0)	(32.7)	(31.3)	(32.3)	(31.1)	(22.4)
26 m	m/s	14.9	14.1	15.0	19.6	12.1	15.3	15.5	13.3	10.3
		(23.1)	(24.5)	(24.4)	(27.1)	(25.2)	(24.4)	(30.9)	(26.4)	(19.0)

Figures in () show maximum instantaneous velocity ;
Others show maximum mean velocity (10-minute mean).

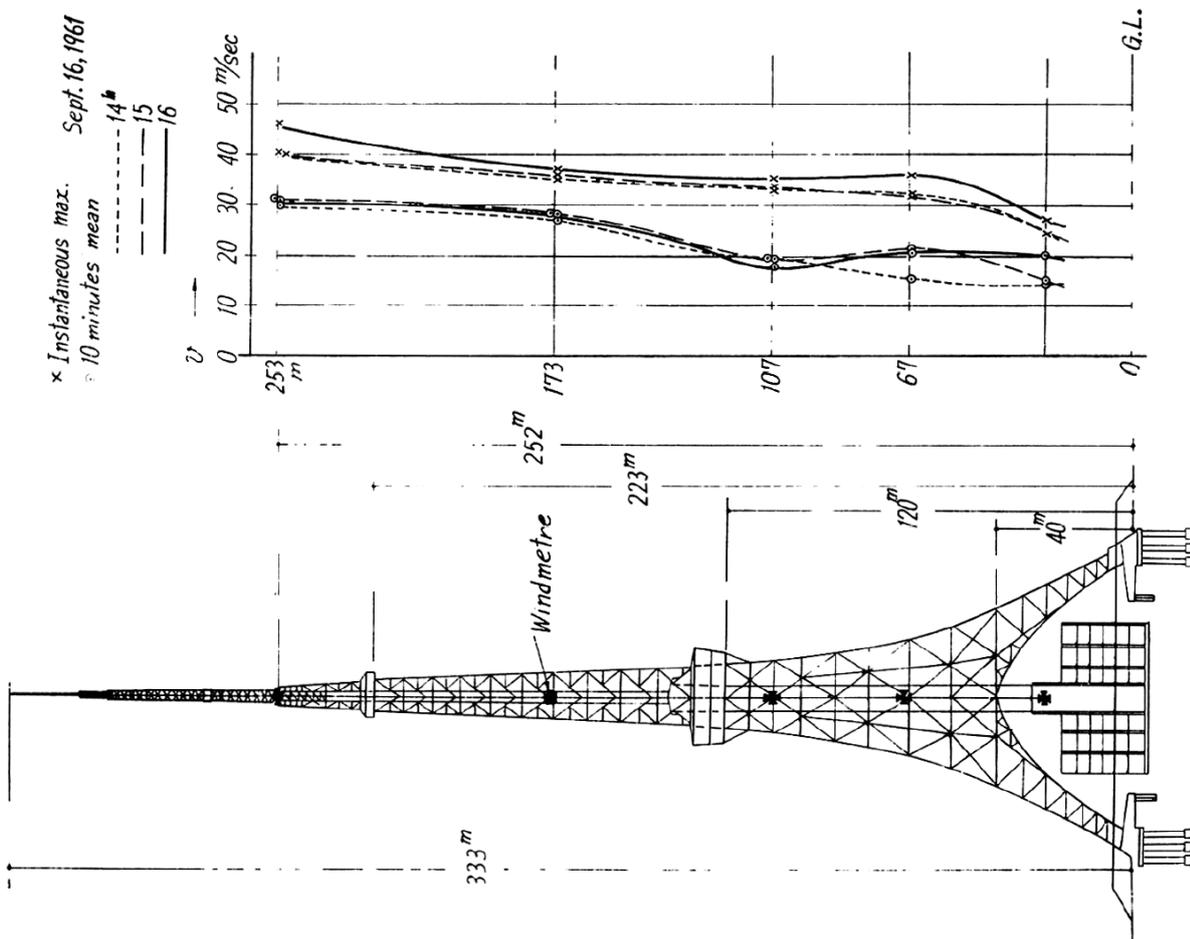


Fig. 28 Distribution of wind-velocity for different

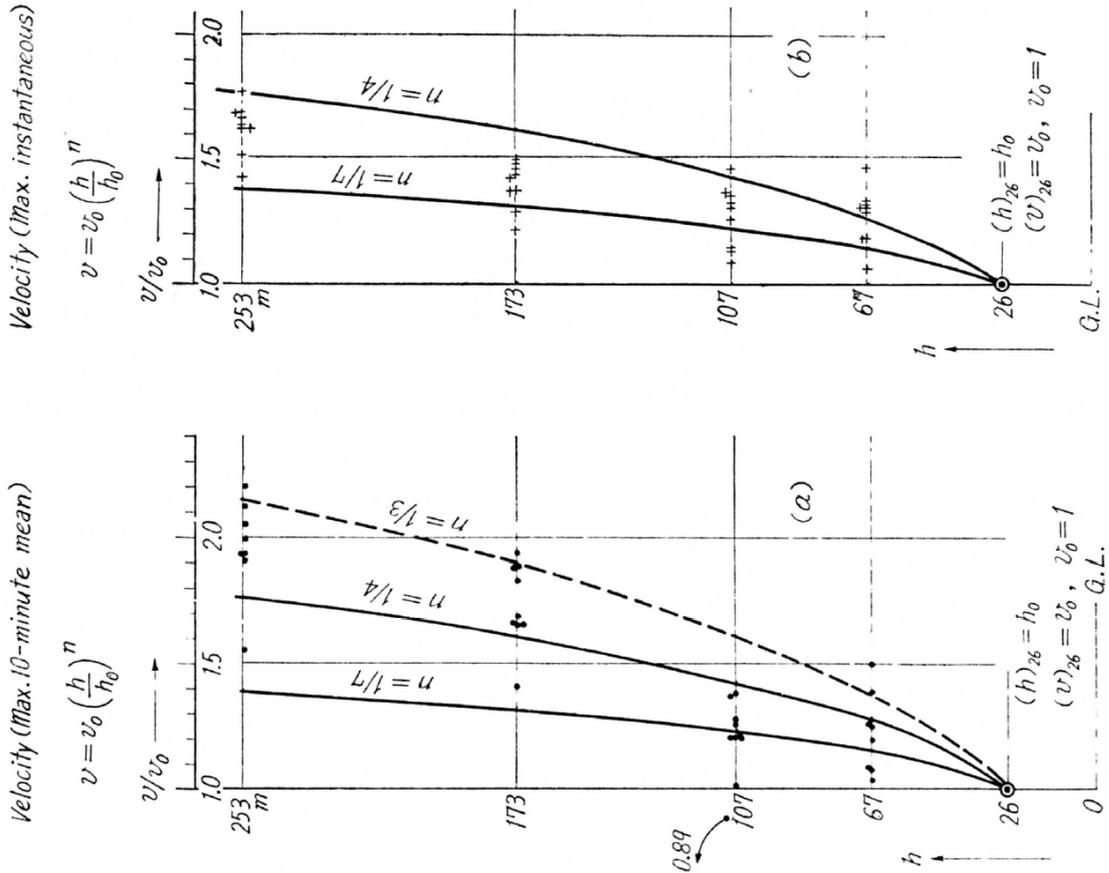


Fig. 29 Distribution of wind-velocity for different

付 録(2) 科学館

東京タワーの下に建つ6階建ての科学館は、鉄筋コンクリート造で、高さ20mである。また、延べ面積は、21,767m²である。この科学館の3階および4階では、我々の実生活と直接関係のある種々の近代工業生産品が展示されており、これからの生産技術および通信・放送に係る電子工業技術も紹介されている。

付 録(3) 建設関係者

総合設計 内藤多仲、
日建設計工務株式会社
施 工 株式会社竹中工務店
協 力 三菱電機株式会社
新三菱重工業株式会社
松尾橋梁製造株式会社

現在のタワーの建設に携われた他の共同業者は、約60社にもわたった。

第IV章 気楽な振動入門

IV. 気楽な振動入門

本章では、実在建築物の振動実験の重要性およびII章以下に示す同実験結果を理解する上で、参考になる振動に関する基礎事項を、図を示しながらの「振動入門」として解りやすく纏めてみた。

IV-A 建築物の振動に関する基礎的事項

本章では、地震時の建築物の振動を理解するための基礎的事項また建築物振動に影響する基礎的要素、知識を説明する。

IV-A1 地震時の建築物の揺れ方

図IV-A1に、ある地震が来た時の20階、10階および5階建築物の揺れ方の解析例を示した。

建築物の揺れ方は、高い建物ほどゆっくりと大きく揺れ、建物によって大きく異なっているが、各建築物の揺れ方は正弦波的性状を示している。なお、地震時の建築物の揺れ方は、当然ながら、地震によっても大きく異なってくる。

これから、地震時の建築物の揺れ方は、「地震動」に加えて、「各建築物の振動特性」にも関係していることが推察されよう。

IV-A2 物は力を加えないと変形しない

..それなのに地震時の建築物は変形(なぜ?)..

物体が移動また建築物が変形するためには、何らかの「力」が作用する必要がある。

しかしながら、地震時の建築物は、地動のみを受け振動(変形)している。従って、地震時の建築物には、地動の他に「目に見えないある力」が作用していることになる。この見えない力は、電車内で人が前後左右に倒れる時にこの力に関係している。

上記の、振動中に発生する「目に見えない力」に関係する、重要な要素、単位を次項で説明する。

IV-A2.1 変位、速度、加速度

構造物の振動においては、時間の関数である単位が極めて重要である。その単位としては、変形、速度および加速度があるが、特に「加速度」は、生活実感が全く無いと言える。しかしながら、加速度は、「力、重さ」を支配する重要な量である。

図IV-A2に、変位、速度および加速度の関係を示した。

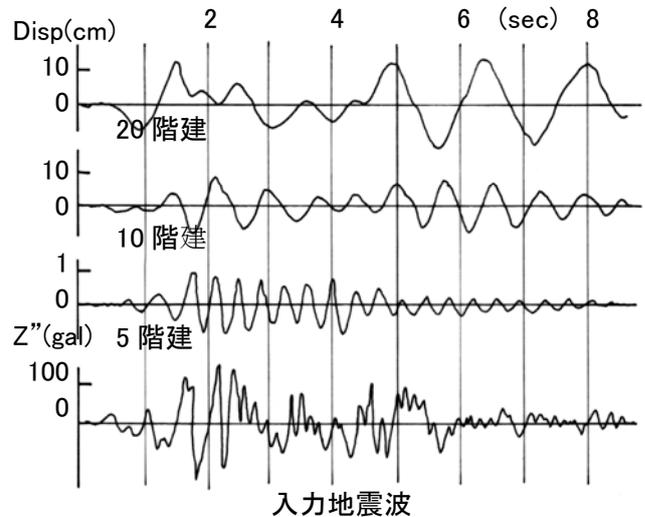
i) 変形(x)、変位

変形(変位)は、日常生活で最も実感のある単位と言える。

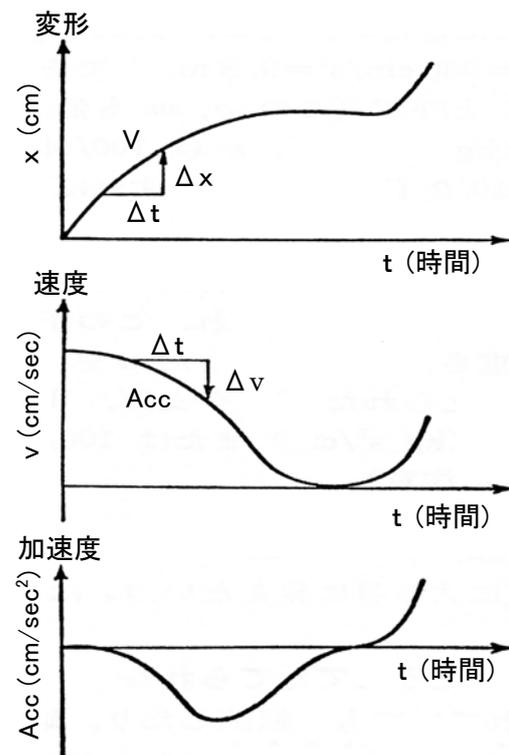
ii) 速度(v)

速度も、日常生活で実感があり、経過時間(t)に対する変形(x)の変化率で定義される。

$$\text{速度: } v = \frac{\Delta x}{\Delta t} = \frac{dx}{dt} = x'(cm/sec) \quad \dots (IV-A1)$$



図IV-A1 地震時の建築物の揺れ方



図IV-A2 変位、速度、加速度

iii) 加速度(Acc)

加速度は、(IV-A2)式に示したが、時間(t)に対する速度(v)の変化率で定義され、その単位も複雑であると言える。

$$\begin{aligned} \text{加速度: } Acc &= \frac{\Delta v}{\Delta t} = \frac{dv}{dt} = \frac{d}{dt} \left(\frac{dx}{dt} \right) = \frac{d^2x}{dt^2} \\ &= x'' \left((cm/sec)/sec \rightarrow cm/sec^2 \right) \end{aligned}$$

..... (IV-A2)

上記の加速度の単位および大きさは、梁の変形が $x=5(cm)$ 、新幹線の速度が $v=200(km/h)$ のように、加速度が $Acc=300(cm/sec^2)$ と言われても、全く実感が沸かない。

加速度は、速度が時間とともに変動した時に発生し、速度が一定の場合、加速度は零となる。

IV-A2.2 重さと重力加速度

上記の実感のない加速度が関係し、無意識に使用されている単位がある。それは、重さの単位である。なお、以下の説明では、重さ、変形、時間の各単位を、kg、cm、sec に設定している。

重さは、下式の実現象を説明できるニュートンの法則で与えられ、下向きが負である。

$$\text{重さ: } W = -m \cdot g \quad \dots \dots (IV-A3)$$

ここで、W : 重さ(kg)、
g : 重力加速度 [=980 (cm/sec²)],
m : 質量 [=W/g (kg·sec²/cm)]

上記の重力加速度について考察すると、単位は、(IV-A2)式の加速度と同一である。なお、宇宙空間では、重さをほとんど無いこと知られているが、これはgがほぼ零である。さらに、重力加速度[980 (cm/sec²) = 980 (cm/sec)/sec]は、重さに関係なく一定であるため、物が自由落下する時の速度は、重さに無関係に、1秒間に 980 (cm/sec) 増加することを意味している。もし、物体の自由落下時の速度が一定ならば、重力加速度は零、すなわち物体の重さは零となる。

日常生活における重さは、上記(IV-A3)式のW(kg)で評価してきたが、その不変な量としては、下式の質量であると言える。

$$\text{質量: } m = W/g (kg \cdot sec^2 / cm) \quad \dots \dots (IV-A4)$$

IV-A2.3 地震時の力と加速度

前項で日常の重さは、馴染みの無い質量(m)に重力加速度(g)を乗じた値であることを説明したが、**図IV-A3**に示すように、電車の発進時には、車内の人は後方に、停止時は前方に倒れる。この電車の速度が増加また減少した時も、人には「目に見えない水平力」が作用していることになる。

上記の水平力は、前項の重さの場合と同様、下式の質量[m : (IV-A3)式]に加速度[x''(Acc) : 速度の変化率]を乗じた値で説明されるのである。

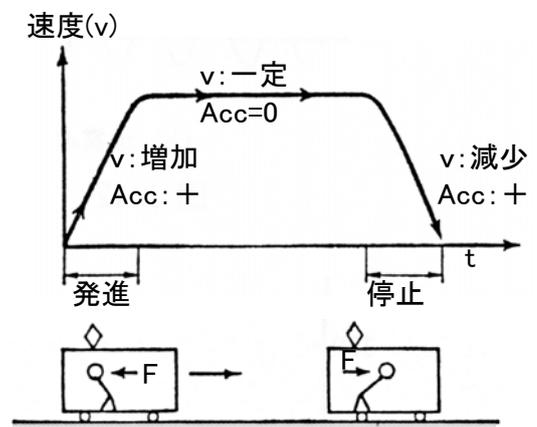
$$F = -m \cdot x'', \quad m = \frac{W}{g} \quad \dots \dots (IV-A5)$$

ここで、W、m : 人の重さ、質量
g (=980 cm/sec²) : 重力加速度

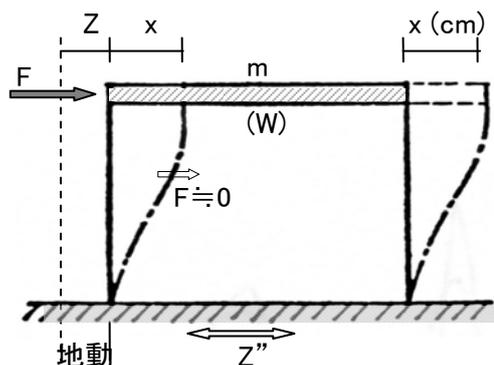
上記の(IV-A5)式は、「ニュートンの第2法則」と呼ばれ、この式により実現象が説明される。従って、解析時には同式を無条件に適用すればよい。

図IV-A4に、地震に、一層建物が振動している時の説明図を示した。

地震時の建物は変形しており、(IV-A5)式による「慣性力(F)」が建物に作用していることになる。



図IV-A3 乗車中の目に見えない



図IV-A4 建物に作用する慣性力

図IV-A4において、建物の全重量(W)を R 階床位置に集中させた時に、その質量は $m=W/g$ [(IV-A4)式] で与えられる。また、地震時の、地動変位を Z、建物の変形を x とすると、R 階の、集中質量の全変形は、時間(t)とともに変動するが、(Z+x)である。

従って、建物の変形(x)を発生させている「目に見えない慣性力(F)」は、(IV-A5)式より、下式のように与えられる。

$$F = -m \cdot (Z'' + x'') = -\frac{W}{g} (Z'' + x'') \quad \dots (IV-A6)$$

以上のように、慣性力(F)は、解りにくい単位、±の符号、量であるが、数学的には、変形を+方向に設定した場合、同変形を発生させる同方向の慣性力(F)は、(IV-A5)式、(IV-A6)式のように無条件に与えればよい。

IV-A3 各建物は固有の振動特性を持っている

先地震時の建物の揺れ方は、先の図IV-A1に示したように、各建物で大きく異なってくる。これは、各建物が、それぞれの振動特性(固有値)を有しているためである。

建物の固有値は、以下に述べる、主として「固有周期」、「振動モード」および「減衰」により構成され、各要素はペアをなしている。

また、N階の建物は、N個の固有値(1次、2次、3次・・・N次)を有している。

IV-A3.1 固有周期と振動モード

図IV-A5に、建物に初期変位を与え、その力を除去した時の、自由振動の波形を示した。

力の除去後、建物は、力を全く加えていないにも関わらず振動(変形)しているが、これは前節で述べた目に見えない「慣性力」によるものである。

建物は、その振動振幅が時間とともに減少するが、常に一定の周期(T_1)で振動している。この振動周期を「固有周期」と言う。

また、建物が地震、風また交通振動を受けた場合、建物はその固有周期(T_1)で振動しようとする特性がある。この性状は、先の図IV-A1に示した地震時の建物振動にも明確に現れている。

i) 固有周期の特性

「各建物は、いくつの固有周期を有しているのだろうか？」

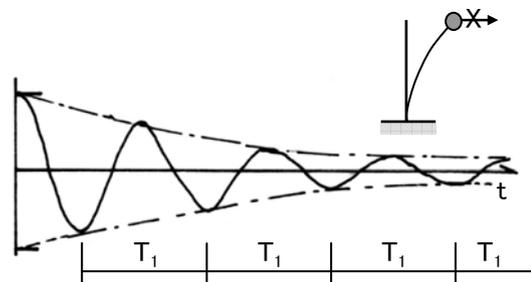
N階の建物は、原則として、N個の固有周期(1次、2次、3次・・・N次)を有しているが、以下の特性がある。また、建物の振動次数(固有周期、振動モード、減衰)は、一般に、固有周期が長い値から1次、2次、・・・と名付けている。

ii) 振動モードの特性

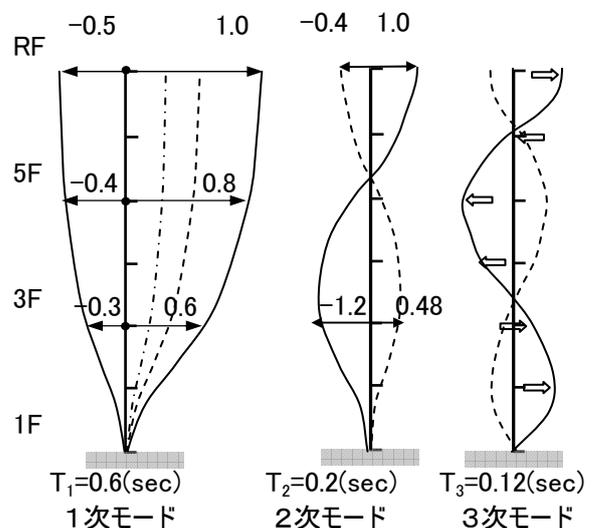
建物が、1次、2次、・・・の各固有周期で振動している時の変形曲線を「振動モード」と言う。また、振動モードは、理論的にも「各階の振幅比」で与えられる。

図IV-A6に、6層建物の、1～3次の振動モードの解析例を示した。なお、本建物は、層数に等しい6個の固有周期と振動モードを有している。

例えば、本建物が地震時に1次固有周期(T_1)で振動している場合、各階は、振幅の大小、時刻にかかわらず、常に1次振動モードの振幅比を維持しながら振動している。



図IV-A5 自由振動と固有周期



図IV-A6 層建物の振動モード

一方、建物が2次固有周期(T_2)で振動している場合、R階と3階は、逆位相(変形方向が逆)で、その振幅比は常に $3F/RF=-1.2$ を維持している。

また、振動モードを発生させている慣性力は、1次振動モードの場合、各階とも同方向であるのに対して、2次振動モードでは高さ方向に+、-と、3次振動モードでは+、-、+と3回変動している。このように、6層建物では6個の固有周期、振動モードを有していることが解ろう。

iii)地震時の振動特性

地震時の建物は、変形モードが最も単純な1次固有周期(T_1)で振動しようとする。

例えば、地震時の中低層建物は、通常1次固有周期(T_1)のみで振動する。

一方、建物が高層になるにつれて、建物は、1次(T_1)の他に、2次(T_2)、3次(T_3)の固有周期が重なり合った揺れ方をする。しかしながら、揺れ幅に占める1次固有周期の成分の比率は最も大きく、高次になるほどその比率が低くなる。この理由は、振動モードが、高次になるほど、複雑な変形状態を示していることから理解できよう。

IV-A3.2 減衰定数

先の図IV-A5にも示したが、図IV-A7の自由振動実験で、荷重(P)を急激に除去すると、その振幅は1次固有周期(T_1)で振動しながら、時間とともに減少する。この現象を「減衰」と言い、その減衰の度合いを「減衰定数(h)」で評価している。

建物の減衰は、振動(変形)中に空気抵抗を受けたり、構造体に熱、光が発生したりして、振動エネルギーが失われるため発生する。従って、建物の減衰量(減衰定数:h)は、理論的には解明できず、実際の振動実験から評価している。

また、減衰定数も、上記の固有周期、振動モードと同様に、それぞれ建物で固有の値を有している。

地震時の建物の振動振幅は、減衰定数(減衰性)が大きいほど、小さく、かつ早く減少し、減衰定数は、建物の地震応答に大きく影響する。

一方、建物の減衰定数は、高層になるほど一般に小さくなり、高層建物の地震時の振動は、減少しにくいと言える。

実際の減衰定数(h)の値は、以下のように説明される。

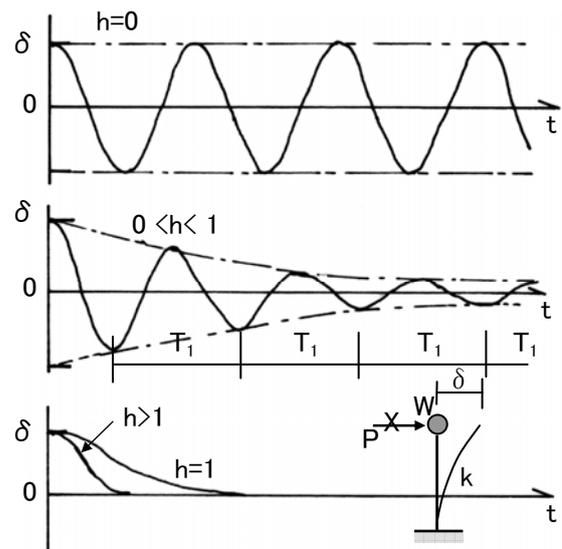
- i) $h=0$: 振動が発生したら、その振幅が減衰しない状態
- ii) $0 < h < 1$: 振動しながら、振幅が減少
- iii) $h=1$ 、 $h > 1$: 振動の発生限界および振動が全く発生しない($h > 1$ の場合: 振動しない)

ここで、構造物の減衰定数がi)の $h=0$ と仮定すると、地震の到来に伴い振動を始めた建物は、地震終了後も、永久に振動を続けることになる。

一方、減衰定数が非常に大きい($h > 1$)、例えば、粘土のような材料の場合、その振動は、地震が終わるとともに収束することになる。

以上の減衰定数も、固有周期、振動モードと同様に、振動次数に応じた値を有しているが、一般に高次になるほどおおきくなる。

従って、地震時の建物振動を考えると、高次振動になるほど、先の振動モードの性状に加えて、減衰定数の面からも出現しにくいことが解ろう。



図IV-A7 自由振動と固有周期、減衰定数

IV-A4 地震時の建物は曲げ変形、せん断変形？

本節では、固有周期、振動モードを支配する、建物の変形について説明する。

例えば、梁、柱の変形には、軸方向変形、曲げ変形およびせん断変形があるが、地震時の建物全体としてはどのような変形をするのだろうか。

地震時の建物の大きな揺れは、主として水平方向であるため、建物全体の変形は、曲げの変形またはせん断的変形が主体となっていよう。

この曲げ変形とせん断変形の相違は、質点系のばね定数、振動方程式の解析、さらに固有周期、振動モード等に大きく影響する。例えば、建物が曲げ変形の振動解析は、かなり複雑になる。

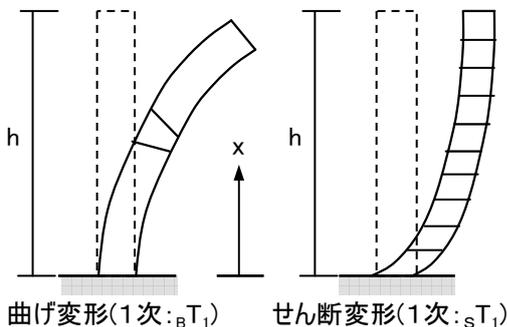
図IV-A8に、均一な棒が曲げ変形とせん断変形をした場合の概念図を示した。

地震時の建物の変形は、建物が高層になるほど、曲げ変形が支配的になると推察されよう。

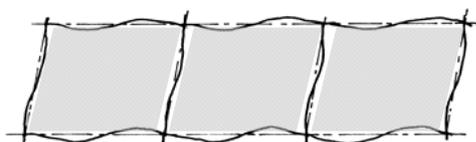
しかしながら、図IV-A9に示すように、主体構造のラーメン架構は、柱、梁が曲げ変形をしているにも拘わらず、各層の床はほぼ水平に移行しており、建物の各層はほぼせん断的変形をしている。

従って、建物が高層になっても、建物は全体的にせん断的変形をしている。せん断変形の固有周期、振動モードについては、後に紹介する。

一方、曲げ変形で振動する例として、煙突の場合が挙げられるが、東京タワーのような鉄骨架構のタワーも、一般にせん断変形が卓越している。



図IV-A8 曲げ変形とせん断変形



図IV-A9 ラーメン架構の
等価せん断変形

IV-A5 固有値の重要性の再確認

以下には、地震時の建物の応答(振動)に与える建物の固有値の影響度を具体的に示し、固有値の重要性を説明する。

図IV-A10に、固有周期(T_1)、減衰定数(h)が異なる種々の1質点系(1層建物)に、ある地震波[Z':El Centro NS,1940*¹¹]が作用した場合の、「各1質点系の最大応答値」を示した。なお、横軸には、実在建物の振動実験より求めた、 T_1 にほぼ対応する建物階数も併記した。

同図(a)の縦軸は、最大変形(構造体のみの変形)である。また、同図(b)の縦軸は最大加速度で、先の(IV-A2.3)項で述べたように、地震時の建物に作用する最大水平力を支配する重要な値である。なお、これらの図を「レスポンス・スペクトル」と言い、地震波および建物応答の両特性を究明できる便利なスペクトルである。

これらのレスポンス・スペクトルは、1質点系の地震時最大応答値であるが、同地震時の多層建物(多質点系)の最大応答値もほぼ推定できる特徴を有している。

具体的に説明する。例えば、1次固有周期が T_{B1} の多質点系の、「最上階」の最大応答値は、レスポンス・スペクトル(1質点系)における周期 $T_1 = T_{B1}$ 値を1.3倍した値でほぼ評価できる。

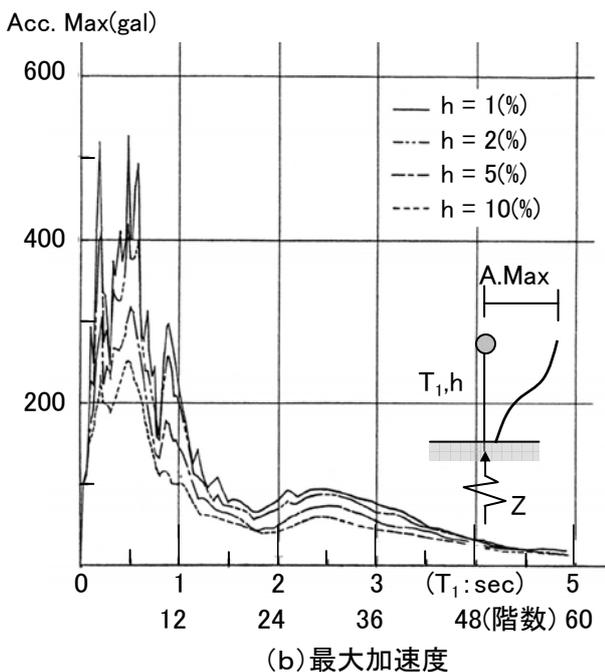
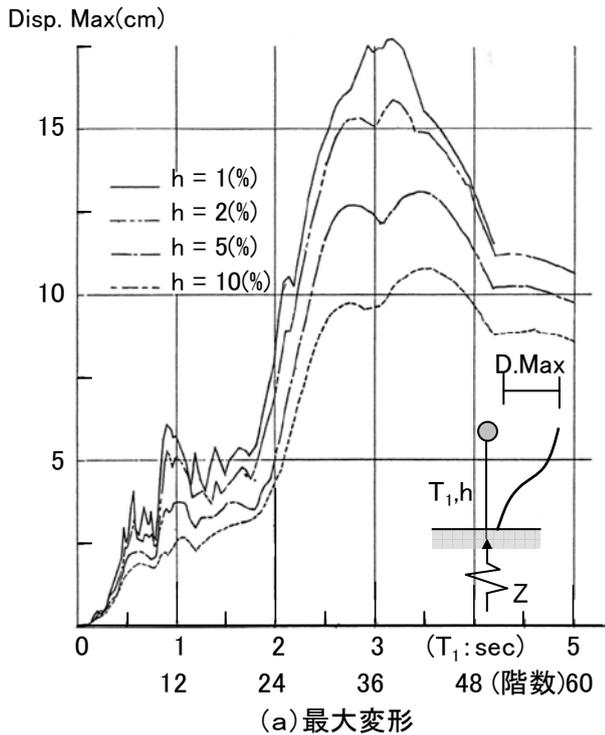
上記のレスポンス・スペクトルは、当然なら地震波により異なるが、他の地震動もほぼ同様な性状を有している。これらのスペクトルより、一般的に以下のことが言える。

- 1) 固有周期(T_1)が長い建物、すなわち高い建物ほど、ゆっくりと大きく揺れる。
- 2) 最大加速度に比例する、建物の各階に作用する水平力[(IV-A6)式]は、固有周期(T_1)が長い建物、すなわち高い建物ほど減少する。これにより、高層建物の断面は小さくなり、経済的設計が可能になる。
- 3) 上記の最大変形、最大加速度は、減衰(h)が小さいほど大となり、 h が小さくなる高層建物ほど地震応答は不利になる。

以上、地震が発生し、観測記録が得られると、必ず、レスポンス・スペクトルが解析されるが、その有用性は、上記の記述から、理解されよう。

また、地震時の建物応答は、地震動に加えて建物の固有値が大きく関与する。従って、振動実験を通し、実在建物の固有値を究明することは、極めて重要であることが理解できよう。

* 1)地震波の表示例:アメリカの El Centro で1940年に観測された NS 成分の地震波形



図IV-A10 レスポンス・スペクトル

IV-A6 どんな時に建物は大きく揺れるのか

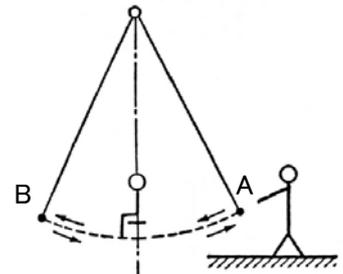
地震が来たときに、ある建物にいた人は揺れを強く感じ、他の建物にいた人は、小さな揺れしか感じないことがある。それでは、地震時に建物が大きく揺れる条件は何であろうか。

それは、ブランコを大きく揺らせる条件、「共振現象」を発生させることである。

IV-A6.1 ブランコも固有周期と共振現象

図IV-A11において、ブランコを引張り、手を離すとブランコは、自由振動(図IV-A5)をし、振幅は小さくなるが一往復する時間は変化しない。この一往復する時間がブランコの固有周期で、同固有周期は、ブランコに乗っている子供の重さに影響されず、ブランコの紐の長さのみで決まる。

ここで、ブランコを大きく揺らすためには、ブランコがA点からB点に戻ろうとする時点毎に力を加えれば良い。すなわち、A点でブランコの固有周期に合わせ力を加えるとブランコは徐々に大きく揺れてゆく。この現象を「共振現象」と言う。一方、ブランコにランダムな力を加えると、揺れは減少してゆく。



図IV-A11

IV-A6.2 地震動と建物の共振現象

地震時の、建物の揺れの大小も、上記のブランコと同様、共振現象に大きく関係している。地震時の建物の振動が大きくなる条件は、地動が極めて大きいか、または地震動に、建物の固有周期と一致した周期成分が多く含まれて否かである。

一方、ランダムな地震動は、建物に共振現象を発生させるような周期的波形でないと推察されるが、ランダムな地動は、種々の周期(T_i)成分の正弦波(\sin , \cos)の足し合わせから構成されている(フーリエ解析)。

従って、建物の地震応答も、これら正弦波地動による各正弦波応答の足し合わせとなる。

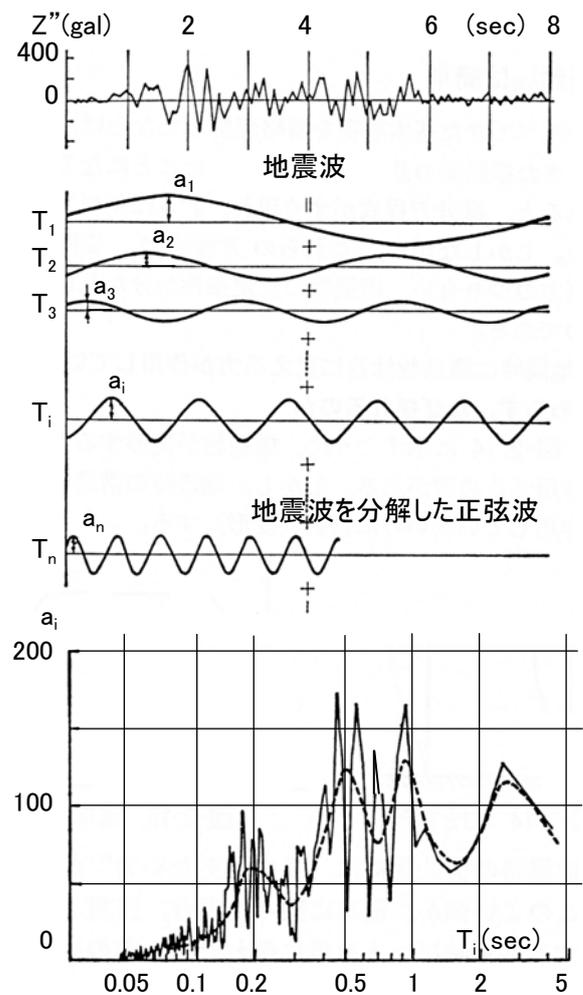
図IV-A12に、フーリエ解析の概念図および先の図IV-A10の入力地震動、El Centro NS 1940のフーリエ解析の結果を示した。

このフーリエ・スペクトルより、本地震波には、例えば、0.5秒、1.0秒、2.5秒前後の周期成分の振幅(a_i)が大きく卓越している。

そこで、建物の固有周期がこれら地震動の卓越周期と一致すると、建物は地震動との共振現象により大きく揺れることになる。

上記地震動のフーリエ・スペクトルにおける卓越周期特性と、建物の地震応答の考察を前章に示した図IV-A10のレスポンス・スペクトルに照らし合わせてみると、両者の周期特性は良く対応していることが解ろう。

以上の如く、地震時の建物の振動は、地震動の周期特性に加えて、建物の固有周期がその卓越周期と共振するか否かに大きく左右され、この面においても実情に即した建物の固有値の究明が必要である。



図IV-A12 El Centro NS, 1940のフーリエ解析

IV-B 力の釣り合い条件が解れば、 振動方程式は極めて簡単

前節に述べた地震時の建物振動に大きく影響する建物の固有周期、また地震応答解析を行うには、その振動方程式をたて、その解を計算しなければならないと言える。現在では、計算機も発達し、また解析用プログラムも充実しているが、振動に馴染んでいない方々は、振動方程式をたてることは大変難しいと感じられる。

しかしながら、振動方程式は、静力学の基本である、反力計算の条件を適用すれば、容易に作成できるのである。

振動方程式を作成するまで必要としない方にも、この節を簡単に目を通して頂ければ、その基本的考え方が理解できよう。

IV-B1 地震被害と力の釣り合い(安定)条件

建築物の構造設計における、反力、任意点の梁や柱に発生する応力(M_x 、 Q_x 、 N_x)、同応力作用した時の鉄筋やコンクリートに発生する断面応力は、全て i) $X=0$ 、ii) $Y=0$ 、iii) $M=0$ の「構造物の安定条件」あるいは「力の釣り合い条件」から求められている。

図IV-B1に、過去の地震における構造物の地震被害の代表的な箇所例を示した。

これらの地震被害の原因に「構造物の安定条件」、「力の釣り合い条件」を照らし合わせてみると、以下ようになる。

<構造物全体の沈下、傾斜>

実線の楕円において、「構造物全体の安定条件」、すなわち、基礎(反力)の支持力が足りず、反力計算における下式の条件を満足していない。

$$i) X=0, ii) Y=0, iii) M=0$$

<杭、梁、柱、耐震壁等の部材の被害>

鎖線の円において、構造物の「部分的力の釣り合い条件」、すなわち、断面応力の計算における下式の条件を満足していない。

$$i) X=0, ii) Y=0, iii) M=0$$

以上のように、構造物の地震被害は、「構造物の安定条件」、「力の釣り合い条件」と密接に関係し、これらの条件の重要性が理解できよう。

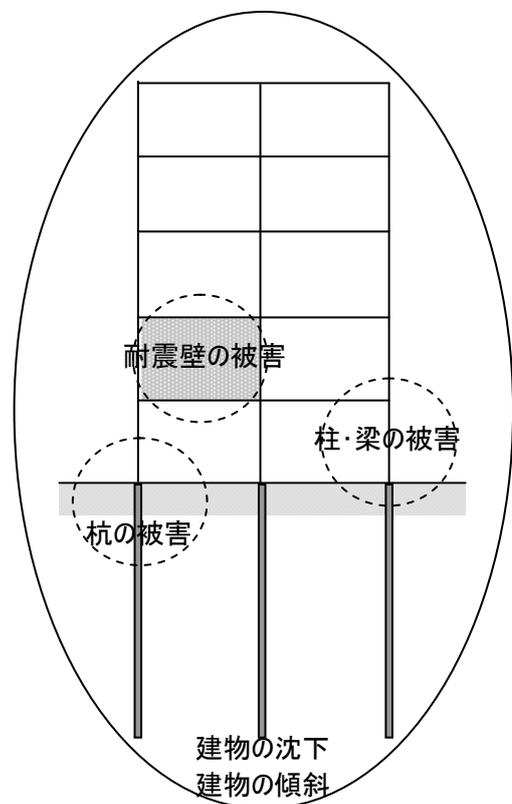
ここで重要な点は、地震時における構造物の破壊は瞬時に発生することである。これらの瞬間において、上記の i) $X=0$ 、ii) $Y=0$ 、iii) $M=0$ の条件を満足していないのである。

それでは、静的と動的での上記の条件は異なるのであろうか。

上記の条件は、静的も動的も同様で、動的の場合は、簡単に言うと、瞬間、瞬間で荷重が変化することである。ある瞬間に着目すると、その変動荷重は静的荷重と全く同じである。

上記の、地震時に時間とともに変動する荷重、変形等を求めるためには、振動解析が必要になるが、その解析に先立つ振動方程式も、上記の力の釣り合い条件 i) $X=0$ 、ii) $Y=0$ 、iii) $M=0$ の条件から作られるのである。

また、以下に解説する質点系の振動方程式は、先の(IV-A4)節に述べたラーメン構造からなるせん断系を対象にしている。



図IV-B1 地震被害

IV-B2 建物のモデル化と水平ばね定数

一般の建物の場合、床部分の荷重が建物全重量に占める割合が非常に大きく、柱部分の重量は相対的に非常に小さいと言える。

IV-B2.1 質点系へのモデル化

地震時に建物を変形させる「目に見えない慣性力(F)」は、先の図IV-A4に示したように、建物重量が集中する床位置に発生し、重さが少ない柱部分には、ほとんど発生しないことが解ろう。

そこで、建物の振動解析を行う場合、その解析モデルでは、通常、各階の重量を床位置に集中させ、柱部分の重量を零とした「質点系」に置換している。この結果、振動解析が極めて容易になる。

また、以下における質点系の振動解析では、せん断変形を対象にしている。すなわち、地震時の床位置(各質点)の水平変形は、床レベルが回転をせずに、水平移動するせん断変形(先の図IV-A4、図IV-A9)を対象にしている。

IV-B2.2 ばね定数

図IV-B2に、柱の水平ばね定数(k)の求め方を示した。

床位置(柱頂部)に水平荷重(P)を作用させた時の変形を δ とすると、水平ばね定数(k)は下式で与えられる。

$$k = P / \delta \quad (\text{kg/cm, ton/cm}) \quad \dots \dots (IV-B1)$$

また、変形した柱は、かならず元の位置に戻ろうとする(左向きの点線矢印)。この柱が戻ろうとする力(P_B)は、 $P_B = k \cdot \delta = P$ であることも解ろう。

IV-B3 1質点系の振動方程式

本節では、1質点系の振動方程式を力の釣り合い条件より誘導する。

IV-B3.1 系全体の安定条件と反力

地震時に構造物が振動している場合も、構造物は建物全体の安定条件、すなわち(IV-B2)式の外力(慣性力)と反力(H_A, V_A, M_A)との力の釣り合い条件を満足している。

この条件は、静的力学の反力計算、構造物全体の安定条件等と同一で、静的計算と異なる点は、外力、反力が、時間とともに瞬間、瞬間で変動していることである。

$$\begin{aligned} i) \quad & X=0, \quad) \quad Y=0, \quad) \quad M_A=0 \\ & \dots \dots (IV-B2) \end{aligned}$$

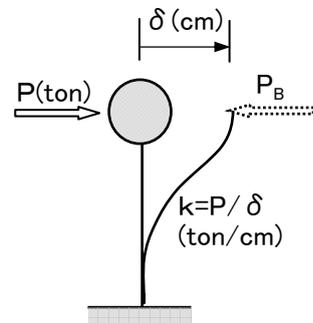
図IV-B3に、上式より求めた反力を示した。

ここで、未知数の変形 x は求められていないが、建物を支持する地盤が、反力相当の力、モーメントの支持力を有していれば、構造物全体は安定して振動することが解ろう。

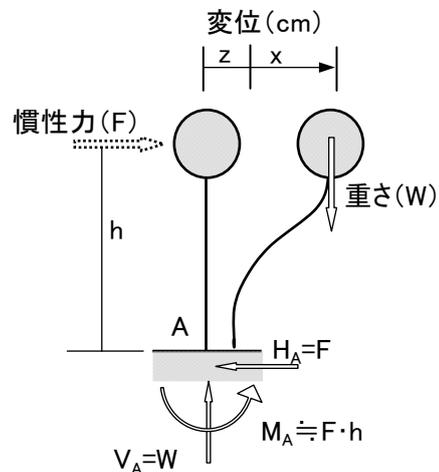
IV-B3.2 部分的安定条件と1質点系振動方程式

地震時に、構造物が、傾斜、破壊等が発生せず、振動している場合、静的の場合と同様、構造物から取り出した任意の部分においても、(IV-B2)式の釣り合い条件を満足しなければならない。

図IV-B4に、地震時の1質点系の質点部分を取り出し、点線で囲み示した。この部分においても、(IV-B2)式の条件を満足する必要がある。



図IV-B2 水平ばね定数



図IV-B3 慣性力と反力
(全体の力の釣り合い条件)

この点線部分の質点には、a)慣性力による右向きの力(F)と、b)変形した柱が質点を左側に押し戻そうとする左向きの力(Hc)が作用している。

上記の b)の力は、柱の変形が x であるため、 $Hc=k \cdot x$ (k : ばね定数)で与えられる。

ここで、**図IV-B4**の点線で取り出した質点部分でも(IV-B2)式の力の釣り合い条件を、下記のように満足する必要がある。

- i) $X=0 : F-Hc=0$
- ii) $Y=0 : \text{重さ } W \text{ は柱で支持し常に成立}$
- iii) $M_{(h)}=0 : \text{常に成立}$

上記 i)の条件より、地震時の1質点系の振動方程式(**図IV-B4**)が下式のように得られ、同式が振動の本に記載されている。

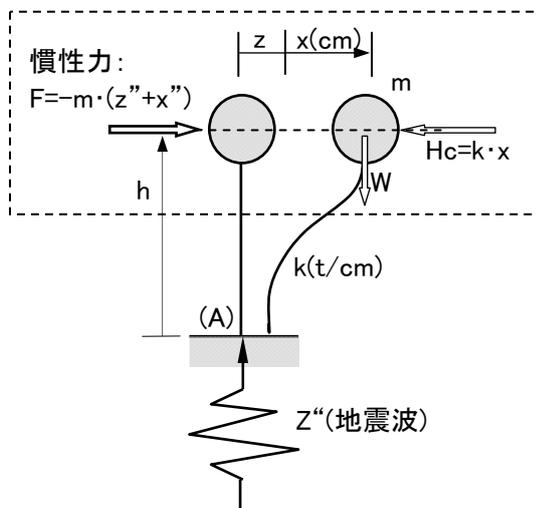
$$-m \cdot (z''+x'') - k \cdot x = 0 \quad \dots \dots \text{(IV-B3)}$$

$$\therefore m \cdot (z''+x'') + k \cdot x = 0$$

なお、自由振動(**図IV-A5**)の振動方程式は、上式において、 $z=0$ とすればよい。

以上のように、1質点系の振動方程式は、静的力の釣り合い条件、安定条件を適用し、容易に求められる。

また、振動中の構造物は、その瞬間、瞬間で、静的の場合と同様に、構造物全体また部分的にも力の釣り合い条件を必ず満足していると言える。これらの条件が満たされない時に、先に述べたように、建物が傾斜、また柱、梁等が破壊するのである。



図IV-B4 質点位置の力の釣り合い (部分的力の釣り合い条件)

IV-B4 基礎固定の2層建物の振動方程式

基礎固定時の質点系の振動方程式の数は、質点数と同一である。2質点系の場合は、2振動方程式が、N質点系ではN個の振動方程式たてられる。その数は、未知数である各質点位置の変形(x_1, x_2, x_3, \dots)の数に対応していることが解ろう。

以下には、**図IV-B5**に示した2質点系の振動方程式を誘導してみる。

振動方程式は、前(IV-B3.2)項で示したように、系の部分的力の釣り合い条件から求められる。

一方、最も理解しにくい各質点に発生する目に見えない力の「慣性力」は、**図IV-B5**の座標系に対して、同図のように無条件(IV-A2.2, 2.3項)に設定すればよい。

図IV-B5の振動方程式を作成する際の、力の釣り合い条件を適用する、部分的範囲の取り方としては、以下の2通りが考えられよう。

- 1) (Part 1) と (Part 2) の組み合わせ
- 2) (Part 1) と (Part 3) の組み合わせ

上記の組み合わせから求めた両者の振動方程式は、解析対象の振動系が同一のため、必ず同一にならなければならない。

IV-B4.1 (Part 1)と(Part 2)の振動方程式

i) Part 1 部分

図IV-B6の(Part 1)に、 m_3 質点部分を取り出している。同部分で力の釣り合い条件を考えると、1質点系(**図IV-B4**)の場合と同一であるが、 k_2 のばねが m_3 質点を押し戻そうとする力は同柱の相対変形(x_2-x_1)に比例する。従って、 m_3 質点の振動方程式は、(IV-B4)式で与えられる。

$$\sum X = 0 : -m_3 \cdot (z''+x_3'') - k_2 \cdot (x_3 - x_2) = 0$$

$$\therefore m_3 \cdot (z''+x_3'') + k_2 \cdot (x_3 - x_2) = 0 \quad \dots \dots \text{(IV-B4)}$$

ii) Part 2 部分

図IV-B6に示した(Part 2)では、 m_3 質点を含む m_2 質点部分に力の釣り合い条件を適用する。この場合、 m_2 質点に作用するせん断力(F1)と k_1 ばねが m_2 質点を戻そうとする力が釣り合うことになる。

上記の条件より、(Part 2)部分の振動方程式は、
下式のように得られる。

$$F1 = -m_3 \cdot (z'' + x_3'') - m_2 \cdot (z'' + x_2'')$$

$$\Sigma X = 0: -m_3 \cdot (z'' + x_3'') - m_2 \cdot (z'' + x_2'') - k_1 \cdot x_2 = 0$$

$$\therefore m_3 \cdot (z'' + x_3'') + m_2 \cdot (z'' + x_2'') + k_1 \cdot x_2 = 0$$

..... (IV-B 5)

以上より、**図IV-B5**に示した2質点系の振動方程式は、(Part 1)と(Part 2)部分の力の釣り合い条件より、(IV-B 4)式、(IV-B 5)式で与えられる。

IV-B 4. 2 (Part 1)と(Part 3)の振動方程式

i) Part 1 部分

(Part 1)部分の振動方程式は、前項の(IV-B 4)式と同一である。

ii) Part 3 部分

(IV-B 4. 1)節の(Part 2)を、**図IV-B7**の(Part 3)としても、点線で囲った m_2 部分の力は釣り合っていないなければならない。

この(Part 3)部分で m_2 を基準にしてみると、1階柱は、 $k_1 \cdot x_2$ の力で m_2 を左側に戻そうとするが、2階柱は逆に $k_2 (x_3 - x_2)$ の力で左側 (m_3 の方向) に移行させようとする。

この結果、(Part 3) 部分の振動方程式は、 $\Sigma X = 0$ より、(IV-B 6)式のように求められる。

$$\Sigma X = 0: +k_2 \cdot (x_3 - x_2) - m_2 \cdot (z'' + x_2'') - k_1 \cdot x_2 = 0$$

$$\therefore m_2 \cdot (z'' + x_2'') - k_2 \cdot (x_3 - x_2) + k_1 \cdot x_2 = 0$$

..... (IV-B 6)

以上より、(Part 1)と(Part 3)部分の釣り合い条件より、2質点系の振動方程式は、(IV-B 4)式および(IV-B 6)式で与えられるが、(IV-B 6)式は、前節の(Part 2)部分より求めた(IV-B 5)式と異なるが、両振動方程式は、同一の2質点系である。

そこで、(IV-B 5)式の $m_3(z'' + x_3'')$ に、(IV-B 4)式の $m_3(z'' + x_3'') = -k_2 \cdot (x_3 - x_2)$ の関係を導入すると、(IV-B 5)式は(IV-B 6)式に変換される。

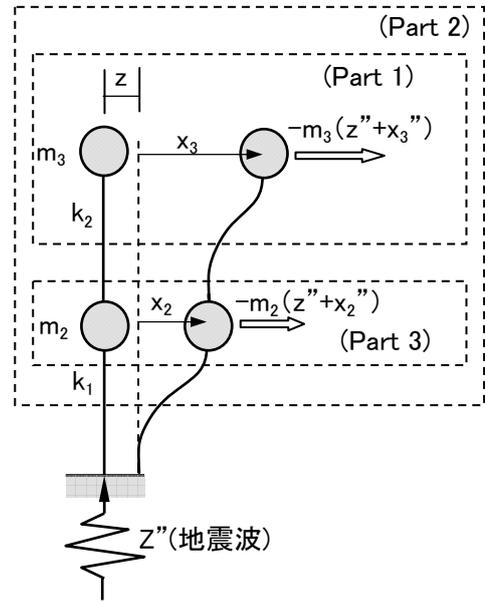
このように、(IV-B 4. 1)節の(Part 1)と(Part 2)部分、また本節の(Part 1)と(Part 3)部分の力の釣り合い条件より求めた両振動方程式は一致する。

従って、**図IV-B5**の2質点系の振動方程式は、最終的に(IV-B 7)式で与えられる。

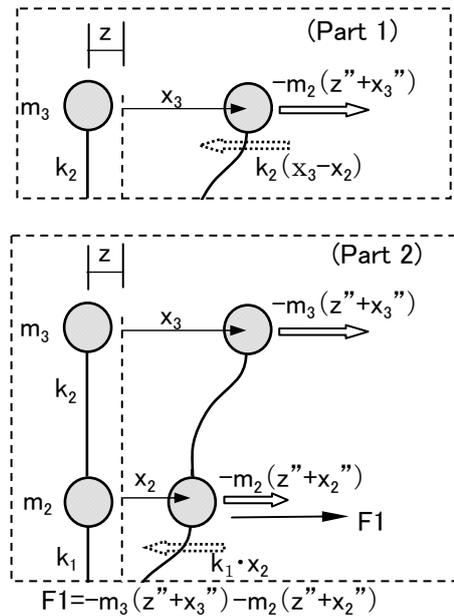
$$m_3 \cdot (z'' + x_3'') + k_2 \cdot (x_3 - x_2) = 0$$

$$m_2 \cdot (z'' + x_2'') - k_2 \cdot (x_3 - x_2) + k_1 \cdot x_2 = 0$$

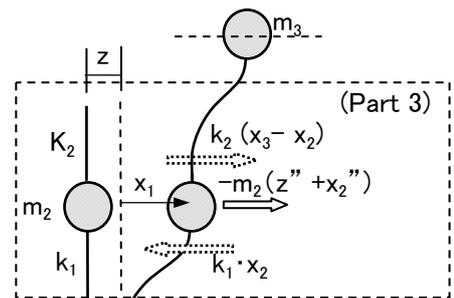
..... (IV-B 7)



図IV-B5 2質点系の慣性力と座標



図IV-B6 Part 1、2の力の釣り合い条件



図IV-B7 Part 3の力の釣り合い条件

IV-B5 基礎固定時の多質点系の振動方程式

なお、質点が多数の、多質点系の振動方程式を導く場合には、先の(IV-B4.2)項に示した部分の組み合わせを選択すれば良いと言える。

例えば、N質点系の振動方程式は、下式のように与えられる。ここで、質量、ばね定数、変形の添え字は図IV-B5を、また i 層は任意の中間層であり、その微分方程式の作成方法は図IV-B7を参照されたい。

$$\begin{aligned}
 \text{R階: } & m_R \cdot (z'' + x_R'') + k_{R-1} \cdot (x_R - x_{R-1}) = 0 \\
 \text{中間階(i-層): } & \\
 & m_i \cdot (z'' + x_i'') - k_i \cdot (x_i - x_{i-1}) + k_{i-1} \cdot (x_i - x_{i-1}) = 0 \\
 \text{2階: } & m_2 \cdot (z'' + x_2'') - k_1 \cdot (x_3 - x_2) + k_1 \cdot x_2 = 0 \\
 & \dots \dots \dots \text{(IV-B8)}
 \end{aligned}$$

IV-B6 基礎の水平変形、回転を伴う振動方程式

中低層建物の振動性状を見ると、建物は、基礎部分で固定でなく、水平移動(Sway 動)また回転(Rocking 動)している事例が一般的である。

以下に、基礎部分に Sway および Rocking 動を伴う 1 質点系の振動方程式について説明する。

IV-B6.1 基礎の水平および回転ばね定数

基礎には、上部構造の慣性力(水平力)による水平力(F:せん断力)および転倒モーメント(M)が作用する。その結果、基礎には、図IV-B8に示すように、水平変形および回転が発生する。

これらの F および M による基礎の水平変形および回転角を、 δ とすると、基礎の水平ばね定数(K_S)および回転ばね定数(K_R)は、図中に示す下式で定義する。特に、回転ばね定数の単位に注意されたい。

$$\begin{aligned}
 K_S &= F / \delta (t/cm) \\
 K_R &= M / \theta (tm/rad.)
 \end{aligned} \dots \dots \dots \text{(IV-B9)}$$

また、水平変形および回転した基礎は、元の位置に戻ろうとする。これらの特性は、スポンジの上に基礎がある場合を想定すれば良く理解できよう。また、一般の建物の設計では基礎を固定としているが、この場合の水平および回転ばね定数が無限大に相当している。

IV-B6.2 基礎の慣性モーメント

地震時に基礎が回転した場合、基礎は重量(質量)を有しているため、水平方向の慣性力に対応する回転慣性力が以下に示すように発生する。

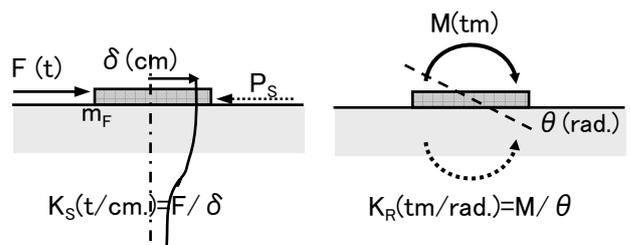
図IV-B9に、基礎板が回転振動している解析モデルを示した。

基礎板がある瞬間に 回転した場合、基礎板は回転中心からの距離に比例した上下変形(振動)が発生する。

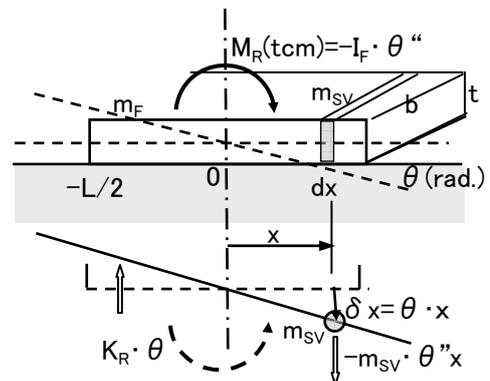
以下には、図IV-B9に関する諸量、記号等の説明、また基礎板の慣性モーメントを誘導する。

基礎板が回転振動している時、上下変形(δx)は時間とともに変動するが、その時間の関数(変数)は、 θ であることにも注目されたい。

- L、b、t : 基礎板の幅、奥行き、厚さ (cm)
- ρ : 基礎板の単位体積重量 (t/cm³)
- ρ : 基礎板の単位体積質量 = ρ/g (t·sec²/cm⁴)
- g : 重力加速度 [IV-A3] 式]
- $m_{SV} : dx = \rho \cdot b \cdot t \cdot dx$ 、基礎の回転中心から x 位置の微少部分(dx)の質量
- $\delta_x : dx = \rho \cdot x$ 、回転中心から x 位置の変形
- x位置の上下加速度 : $= (\theta \cdot x)'' = \theta'' \cdot x$
- x位置の上下慣性力 : $= -m_{SV} \cdot \theta'' \cdot x$
[-質量*加速度]



図IV-B8 基礎の水平および回転ばね定数



図IV-B9 基礎の回転慣性モーメント

上記の x 位置の上下方向の慣性力により、基礎板が回転する場合の基礎板の回転量 (M_R) は、下式で与えられる。

$$M_R = \int_{-L/2}^{L/2} -m_{sv} \theta'' \cdot x \cdot dx = - \int_{-L/2}^{L/2} \rho b t \cdot x^2 \cdot \theta'' \cdot dx$$

$$= -\rho \cdot t \cdot \frac{bL^3}{12} \cdot \theta'' = -I_F \cdot \theta''$$

$$I_F = \rho \cdot t \cdot \frac{bL^3}{12} = \frac{m_F L^2}{12} \quad (m_F: \text{基礎板の質量})$$

. . . . (IV-B10)

ここで、 I_F : 慣性モーメント ($t \cdot \text{cm} \cdot \text{sec}^2 / \text{rad.}$)

θ'' : 角加速度 ($\text{rad.} / \text{sec}^2$)

以上のように、基礎板が回転している場合、基礎板には、目に見えない回転慣性モーメントが発生していることが解らう。

IV-B6.3 剛体基礎の水平動および回転動の振動方程式

以下には、機械台基礎(剛体基礎)を対象にした、水平動および回転動の振動方程式を誘導する。

i) 水平動(Sway 動)

地盤上の剛体基礎が水平に振動している振動方程式を、先の図IV-B8のモデルで説明する。

基礎の質量を m_F 、振動振幅を x_S () とすると、基礎に発生する水平方向の慣性力 (F_S)、また地盤の水平ばね (K_S) が基礎を戻そうとする力 (P_S : 点線矢印) は、下式で与えられる。

$$F_S = -m_F \cdot x_S'', \quad P_S = K_S \cdot x_S$$

ここで、上記の F_S 、 P_S に対して、力の釣り合い条件 $\Sigma X = 0$ を適用すると、剛体基礎の振動方程式は以下のように求められる。

$$-m_F \cdot x_S'' - K_S \cdot x_S = 0 \quad m_F \cdot x_S'' + K_S \cdot x_S = 0$$

. . . . (IV-B11)

ii) 回転動(Rocking 動)

地盤上の剛体基礎が回転振動している振動方程式を、先に示した図IV-B9で説明する。

基礎が回転している場合、基礎板の回転により、先の(IV-B10)式に示した、基礎の回転慣性モーメント (I_F) による時計回りの回転慣性モーメント (M_R) が発生している。

この外力に相当する M_R に対して、反力としての地盤が、基礎を反時計回りに逆回転させようとするが、その押し戻そうとする回転量(鎖線)は、 $K_R \cdot$ である。

従って、上記の外力としての M_R と反力としての $K_R \cdot$ の両モーメントの釣り合い条件 $M = 0$ より、下記の振動方程式が誘導される。

$$-I_F \cdot \theta'' - K_R \cdot = 0 \quad I_F \cdot \theta'' + K_R \cdot = 0$$

. . . . (IV-B12)

IV-B6.4 基礎の Sway、Rocking 動を伴う

1 層建物の振動方程式

図IV-B10に、基礎部分に Sway、Rocking を伴う 1 層建物(2 質点系)に地震動 (Z'') が入力した時の解析モデルを示した。

以下に、振動方程式を誘導する。

この 2 質点系の解析モデルにおける未知数は、基礎部の Sway 変位 (x_S)、回転角 () と柱(構造体)の変形 (x) の 3 個である。

従って、先のIV-B4節における基礎固定時の 2 質点系の振動方程式は 2 式であったが、この 2 質点系では、3 個の振動方程式が必要である。

上記の 2 質点系の振動方程式を以下に誘導するが、2F の質点 (F_2) および基礎 (F_S) に発生する水平方向の慣性力を、無条件に下式のように与えればよい。なお、 F_2 の第 3 項の加速度は、回転加速度で与えられる。

$$2F \text{ 質点の慣性力} : F_2 = -m_2(z'' + x_S'' + h'' + x'')$$

$$1F \text{ 基礎の慣性力} : F_1 = -m_F(z'' + x_S'')$$

i) 水平方向の振動方程式

図IV-B10(a)に、2 F および基礎部分における水平方向の力関係を示した。また、同図には、振動方程式を誘導するために、点線で 2 F 質点部分と 1 F 基礎部分を囲んでいる。

上記の両部分は、先のIV-3.1 節における基礎固定時の 2 質点系の振動方程式を誘導した場合の(Part 1)と(Part 3)に対応させている。

従って、両部分の振動方程式は、前IV-B4節の場合と同様に、(IV-B13)式のように求められる。なお、柱のばね (k) が、2 F 質点を戻そうとする力は、 $k \cdot x$ である。

$$\sum X = 0$$

$$2F: -m_2 \cdot (z'' + x_S'' + h \cdot \theta'' + x'') - k \cdot x = 0$$

$$1F: -m_F \cdot (z'' + x_S'') + k \cdot x - K_S \cdot x_S = 0$$

$$\therefore m_2 \cdot (z'' + x_S'' + h \cdot \theta'' + x'') + k \cdot x = 0$$

$$m_F \cdot (z'' + x_S'') - k \cdot x + K_S \cdot x_S = 0$$

..... (IV-B13)

ii) 回転動の振動方程式

2質点系モデルの回転(転倒)に関する釣り合いは、任意の点で $M=0$ の条件が成立している。

そこで、以下には、 $M=0$ の解析上の任意点を、図IV-B10(b-1)、(b-2)に示す、基礎の回転中心(A点)および2F質点位置(B点)に設定した場合について示す。ここで、重要な点は、両者の条件から求めた振動方程式は必ず一致しなければならないことである。

ii-1) 基礎A点での回転の振動方程式

基礎のA点には、i) 2F質点の慣性力(F_2)による転倒モーメント($F_2 \cdot h$)とii) 基礎の回転による回転慣性モーメント $[-I_F \cdot \theta''$: (IV-B10)式]の和のモーメント(M_F)が外力として作用する。

一方、基礎の回転()に対して、地盤により逆回転させられ、その復元回転量は $K_R \cdot \theta$ である。

従って、基礎A点の回転に対する振動方程式は、 $M_{(A)}=0$ より、(IV-B14)式のように得られる。

$$\sum M_{(A)} = 0:$$

$$-m_2 \cdot (z'' + x_S'' + h \cdot \theta'' + x'') \cdot h - I_F \cdot \theta'' - K_R \cdot \theta = 0$$

$$\therefore m_2 \cdot (z'' + x_S'' + h \cdot \theta'' + x'') \cdot h + I_F \cdot \theta'' + K_R \cdot \theta = 0$$

..... (IV-B14)

ii-2) 質点B点での回転の振動方程式

2Fの質点位置B点について回転の釣り合いを考える場合、B点を回転させる要素は、下記の2種類がある。

i) 水平力としての、基礎の水平慣性力(F_1)と地盤の水平ばねによる反力($K_S \cdot x_S$)。

ii) モーメントとしての、基礎の回転慣性モーメント($-I_F \cdot \theta''$)と地盤の回転ばね反力の $K_R \cdot \theta$ 。

上記の各水平力、モーメントによる $M_{(B)}=0$ の条件より、回転に対する振動方程式が、下記の(IV-B15)式のように得られる。

$$\sum M_{(B)} = 0:$$

$$-[-m_F(z'' + x_S'')] \cdot h + K_S \cdot x_S \cdot h - I_F \cdot \theta'' - K_R \cdot \theta = 0$$

$$\therefore m_F(z'' + x_S'') \cdot h + K_S \cdot x_S \cdot h - I_F \cdot \theta'' - K_R \cdot \theta = 0$$

..... (IV-B15)

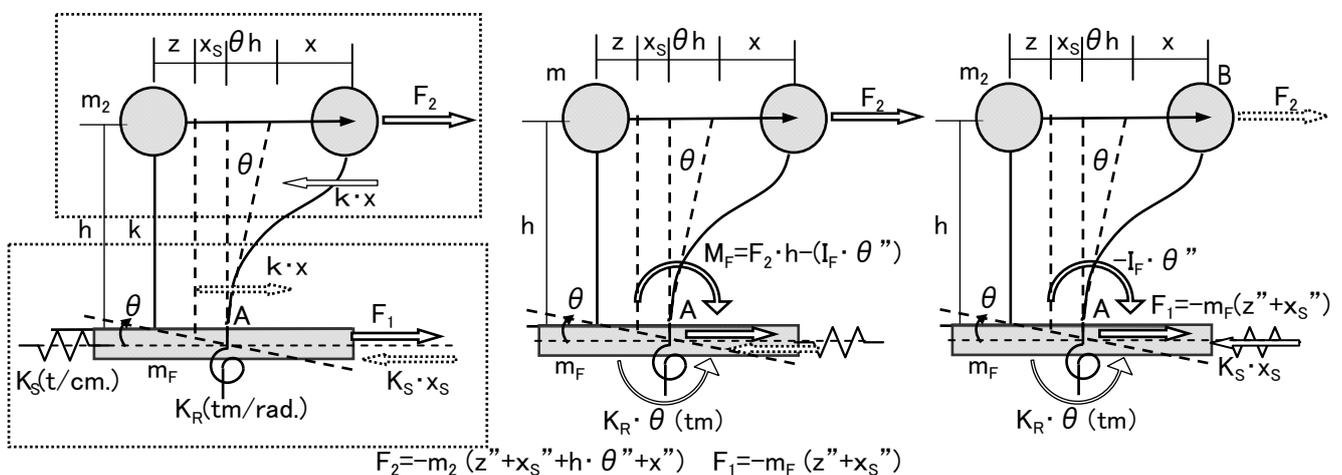
上記B点の回転に関する釣り合い条件より求めた(IV-B15)式は、A点に対して求めた(IV-B14)式と一致していない。

しかしながら、(IV-B13)式から $K_S \cdot x_S$ を下式のように変換し、(IV-B14)式に導入すると、同式は(IV-B15)式と完全に一致する。

$$K_S \cdot x_S = -m_2 \cdot (z'' + x_S'' + h \cdot \theta'' + x'') - m_F \cdot (z'' + x_S'')$$

以上のように、回転に関する釣り合い条件は、静的力学の、例えば反力計算の場合と同様に、任意の点について求めれば良いことが解らう。

また、基礎に水平移動(Sway)、回転(Rocking)を伴う振動系は、基礎固定時に対して2振動方程式が増加する。



(a) 2F、基礎位置の水平力の釣り合い

(b-1) A点の回転の釣り合い

(b-2) B点の回転の釣り合い

図IV-B10 基礎の水平移動(Sway)、回転(Rocking)を伴う2質点系の力の釣り合い条件

この場合、基礎の水平移動に関しては、基礎固定時と同じ考え方で、振動方程式をたてることが出来る。一方、基礎に回転に関しては、条件的にも複雑となり、理解しにくいと言える。

また、回転の振動方程式には、基礎部分の回転慣性モーメント $(-I_F \cdot \theta)$ の項が混入してくるが、実際の建物の場合、例えば(IV-B14)式を例にとると、 $(-I_F \cdot \theta)$ の値は、第1項の値に比して極めて小さくなり、実際には無視できる。

従って、実際の回転に関する振動方程式は、下式のように与えればよいと言える。

$$m_2 \cdot (z'' + x_S'' + h \cdot \theta'' + x'') \cdot h + K_R \cdot \theta = 0 \quad \dots \dots (IV-B16)$$

なお、回転に関する振動方程式を作成する場合、回転の釣り合い条件は、一般的に、基礎の回転中心[B-1項]で与える方が楽である。

以上、基礎に Sway、Rocking 動を伴う 1 層建物(2 質点系)の振動方程式は、(IV-B13)式、(IV-B14)式に示した、下式で与えられる。なお、[]内は、基礎の回転慣性モーメントを無視した場合である。

$$\begin{aligned} m_2 \cdot (z'' + x_S'' + h \cdot \theta'' + x'') + k \cdot x &= 0 \\ m_F \cdot (z'' + x_S'') - k \cdot x + K_S \cdot x_S &= 0 \\ m_2 \cdot (z'' + x_S'' + h \cdot \theta'' + x'') \cdot h + I_F \cdot \theta'' + K_R \cdot \theta &= 0 \\ [m_2 \cdot (z'' + x_S'' + h \cdot \theta'' + x'') \cdot h + K_R \cdot \theta = 0] & \end{aligned} \quad \dots \dots (IV-B17)$$

IV-B6.5 基礎の Sway、Rocking 動を伴う 2 層建物の振動方程式

先の図IV-B5[(IV-B5)節]に示した基礎固定時の 2 層建物の基礎が Sway および Rocking 動を伴う場合の振動方程式を、以下に紹介する。

解析モデルの図は省略するが、同モデルは、図IV-B5の基礎部分に、図IV-B10と同一な Sway、Rocking 動のばね定数、変形、回転角等を付加している。

ここで、振動方程式の基本となる、各質点に発生する地震時の水平方向慣性力を(IV-B18)式に示しておく。

$$\begin{aligned} 3F : F_3 &= -m_3 \cdot (z'' + x_S'' + h_3 \cdot \theta'' + x_3'') \\ 2F : F_2 &= -m_2 \cdot (z'' + x_S'' + h_2 \cdot \theta'' + x_2'') \\ \text{基礎} : F_1 &= -m_F \cdot (z'' + x_S'') \end{aligned} \quad \dots \dots (IV-B18)$$

ここで、 h_2 、 h_3 は、基礎から 2 階および 3 階までの高さである。

i) 水平動の振動方程式

水平方向の、各階の振動方程式は、前(IV-B4)節と同様にして、下式で与えられる。

$$\begin{aligned} -m_3 \cdot (z'' + x_S'' + h_3 \cdot \theta'' + x_3'') - k_2 \cdot (x_3 - x_2) &= 0 \\ -m_2 \cdot (z'' + x_S'' + h_2 \cdot \theta'' + x_2'') & \\ + k_2 \cdot (x_3 - x_2) - k_1 \cdot (x_2 - x_S) &= 0 \\ -m_F \cdot (z'' + x_S'') + k_1 \cdot (x_2 - x_S) - k_S \cdot x_S &= 0 \end{aligned} \quad \dots \dots (IV-B19)$$

ii) 回転動の振動方程式

回転の釣り合い条件は、基礎の回転中心、A点(図IV-B10)について与えることとする。

上記(IV-B19)式の各階慣性力による転倒モーメント、基礎の回転慣性モーメントおよび地盤の回転ばねによる反力の釣り合い条件より、下式のように求められる。なお、第1式の各Fの値に(IV-B19)式を導入した第2式が、転倒の方程式となる。

$$\begin{aligned} F_3 \cdot h_3 + F_2 \cdot h_2 - I_F \cdot \theta'' - K_R \cdot \theta &= 0 \\ \therefore m_3 \cdot (z'' + x_S'' + h_3 \cdot \theta'' + x_3'') \cdot h_3 & \\ + m_2 \cdot (z'' + x_S'' + h_2 \cdot \theta'' + x_2'') \cdot h_2 & \\ + I_F \cdot \theta'' + K_R \cdot \theta &= 0 \end{aligned} \quad \dots \dots (IV-B20)$$

以上の如く、基礎に Sway 動、また特に Rocking 動を伴う場合の振動方程式も、静力学における反力計算と同様に、構造物の安定条件、力の釣り合い条件から成り立っていることが解らう。

IV-B7 減衰も考慮した振動方程式

前節までの振動方程式は、建物の地震時応答に大きく影響する建物の減衰(先の図IV-A7)を無視して作成してきた。そこで、本節では、減衰も考慮した代表的質点系の振動方程式を示す。

IV-B7.1 減衰の評価方法

先のIV-A3.2項でも説明したように、構造物に変形を与え、手を離し自由振動をさせると、構造物の振動(変形)は、図IV-A7に示す如く時間とともに減少してゆく。

この変形(振動)を減少させる減衰力は、下式のように与えると、振動の実現象を良く説明でき、振動解析も容易になる。

$$\text{減衰力}(\text{ton}) = c \cdot x' \quad \dots \dots \text{(IV-B21)}$$

ここで、 c : 減衰係数($\text{t} \cdot \text{sec}/\text{cm}$)、 x' : 速度(cm/sec)

この減衰力は、変形を減少させるため、変形した柱が質点を戻そうとする力に対応している。

一方、上記の減衰係数(c)は、下式のように、固有周期(T_0)と減衰定数(h : IV-B3.2項)の関係で与えられる。

$$c = \frac{4 \cdot \pi \cdot m \cdot h}{T_0} \quad \dots \dots \text{(IV-B22)}$$

IV-B7.2 1質点系の振動方程式

図IV-B11に、振動の基本となる減衰も考慮した1質点系を示した。同図には、質点に作用する慣性力、質点を押し戻そうとする柱ばねの力および減衰による力を明記した。

ここで、点線で囲んだ質点位置の $X=0$ の条件より、減衰も考慮した1質点系の振動方程式は、下式のように与えられる。

$$\begin{aligned} -m \cdot (z'' + x'') - c \cdot x' - k \cdot x &= 0 \\ \therefore m \cdot (z'' + x'') + c \cdot x' + k \cdot x &= 0 \end{aligned} \quad \dots \dots \text{(IV-B23)}$$

IV-B7.3 基礎固定の2層建物の振動方程式

下記の(IV-B24)式に、先の(IV-B4)節において説明した2質点系の(IV-B7)式に、減衰項を考慮した振動方程式を示す。

なお、同式の各減衰係数(c)の添え字は、ばね定数(k)のそれに対応させている。

$$\begin{aligned} m_3 \cdot (z'' + x_3'') + c_2 \cdot (x_3' - x_2') + k_2 \cdot (x_3 - x_2) &= 0 \\ m_2 \cdot (z'' + x_2'') - c_2 \cdot (x_3' - x_2') + c_1 \cdot x_2' \\ - k_2 \cdot (x_3 - x_2) + k_1 \cdot x_2 &= 0 \\ \dots \dots \dots \text{(IV-B24)} \end{aligned}$$

IV-B7.4 基礎の Sway、Rocking 動を伴う

1層建物の振動方程式

下記の(IV-B25)式に、先の(IV-B6)節に説明した基礎の回転を伴う2質点系の(IV-B17)式に、減衰項を考慮した振動方程式を示す。

なお、 C_R は、基礎の回転ばねの減衰係数($\text{tm} \cdot \text{sec}/\text{rad}$)で、また θ' は回転角速度(rad/sec)ある。

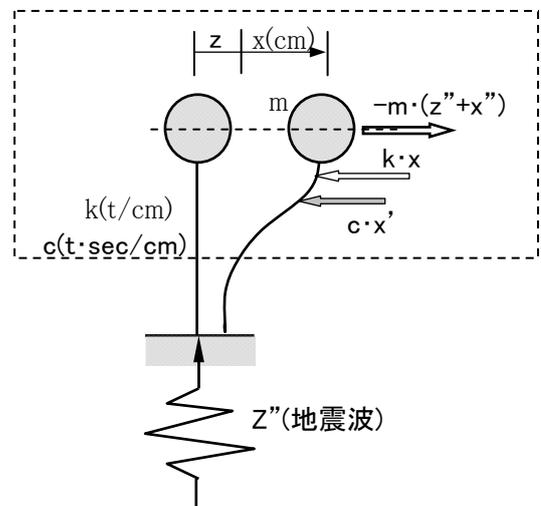
$$\begin{aligned} m_2 \cdot (z'' + x_S'' + h \cdot \theta'' + x'') + k \cdot x &= 0 \\ m_F \cdot (z'' + x_S'') - k \cdot x + K_S \cdot x_S &= 0 \\ m_2 \cdot (z'' + x_S'' + h \cdot \theta'' + x'') \cdot h + I_F \cdot \theta'' + K_R \cdot \theta &= 0 \\ [m_2 \cdot (z'' + x_S'' + h \cdot \theta'' + x'') \cdot h + K_R \cdot \theta = 0] \end{aligned}$$

$\dots \dots \dots \text{(IV-B25)}$

以上、本章では、地震時を対象にした質点系の振動方程式作成の、基本的考え方を述べた。

振動方程式は、i) 質点に発生する目に見えない慣性力を一義的(IV-A2.3節)に与え、ii) 変形した柱は元に戻ろうとするが、その反力相当のばね力を評価し、iii) 構造物全体または部分の力の釣り合い条件、 $X=0$ 、 $Y=0$ 、 $M=0$ を適用すれば、容易に求められよう。

なお、これら振動方程式の実際の解法等に興味のある方は、数学、振動論の本で勉強されたい。



図IV-B11 減衰も考慮した質点位置の力の釣り合い

IV-C 建物の固有周期は簡単に解るのか

前章では、建物の固有周期および地震時の応答を求めるための振動方程式について述べてきた。

これらの振動方程式から、建物の地震応答に大きく関係する重要な固有周期(IV-A5節)を簡単な解析で求められないだろうか。

そこで、本節では、固有周期に関する基本的事項を感覚的に解説する。

IV-C1 1層建物の固有周期

以下には、建物の固有周期の基本となる1層建物の固有周期について、まず説明する。

建物の振動解析する場合、前IV-A章でも述べたが、図IV-C1(a)、(b)に示すように、建物を質点系にモデル化している。また、解析モデルでは、建物重さ $[W(t)]$ を質量 $[m=W/g(t \cdot \text{sec}^2/\text{cm})]$ に変換して床位置に集中させ、また建物の水平剛性を水平ばね定数 $[k(t/\text{cm})]$ で評価している。

1 質点系の固有周期(T_1)を求める際の、自由振動時(図IV-A5)の振動方程式は、水平方向の「力の釣り合い条件(IV-B3.2項)より、建物の減衰定数が零の場合、下式のように得られる。

$$\begin{aligned} \Sigma x = 0 &: -m \cdot \ddot{x} - kx = 0 & \dots \dots (IV-C1) \\ \therefore m \cdot \ddot{x} + kx &= 0 \end{aligned}$$

また、建物の減衰がある場合には、下式で与えられる[IV-B7.2項]。なお、減衰係数(c)と減衰定数(h)の関係は、(IV-C3)式で与えられる。

$$\begin{aligned} \Sigma x = 0 &: -m \cdot \ddot{x} - c\dot{x} - kx = 0 & \dots \dots (IV-C2) \\ \therefore m \cdot \ddot{x} + c\dot{x} + kx &= 0 \end{aligned}$$

$$c = 2 \cdot h \sqrt{m \cdot k} \quad \dots \dots (IV-C3)$$

上記の(IV-B2)式より、1 質点系の固有周期(T_1)を求めると、(IV-C4)式が求められる。なお、振動方程式の解法については、振動に関する教科書等を参照されたい。

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k(1-h^2)}} \quad \dots \dots (IV-C4)$$

ここで、重要な点は、一般の建物の場合、上式の減衰定数は、 $h < 0.1$ 以下であり、減衰定数は、固有周期の計算では、無視できる。そこで、固有周期は、 $h = 0$ とした(IV-C1)式より求める。

すなわち、1 質点系の固有周期(T_1)は、次式で与えられる。

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad \dots \dots (IV-C5)$$

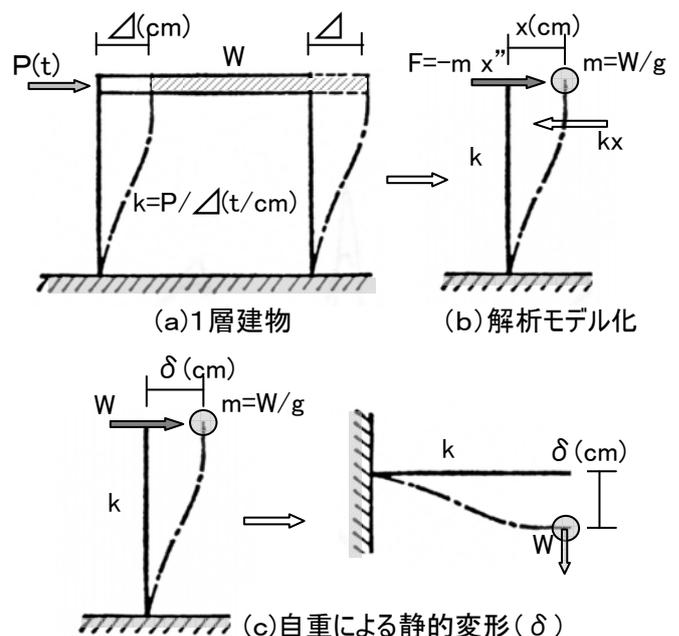
ここで、上記の(IV-C5)式の質量(m)を、重力加速度(g)を介し重さ(W)に変換する。その重量(W)が水平力[図IV-C1(c)]として質点に作用させた時の変形()をcmの単位で求めると、 T_1 は、「重力式」と呼ばれる(IV-C6)式で与えられる。

ここで、 は、建物の重さを水平力として与えて時、すなわち、建物を真横に倒した時の静的変形であることに注目されたい。

$$\begin{aligned} T_1 &= 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \cdot k}} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W}{k}} = \frac{\sqrt{\delta(\text{cm})}}{5.0} \\ & \quad [g = 980(\text{cm}/\text{sec}^2)] & \dots \dots (IV-C6) \end{aligned}$$

上式より、柱断面が一定(水平ばね定数 k:一定)の場合、1 層建物の固有周期(T_1)は、重さ(W)の平方根に比例して長くなる。また、建物重量が一定の場合の固有周期(T_1)は、水平ばね定数の平方根に比例して短くなるのが解る。

以上のように、1 層建物の固有周期(T_1)は、建物の重さ(W)と水平剛性(水平ばね定数:k)の比で決定されることに注目されたい。



図IV-C1 1層建物の重力式による固有周期

IV-C2 基礎固定時の多層建物の固有周期

本節では、多質点系建物の1次固有周期の簡易な求め方、また高次固有周期の概略の推定方法等について説明する。

IV-C2.1 重力式による1次固有周期

1質点系の1次固有周期は、前節に示したが、理論解より(IV-C5)式、(IV-C6)式で与えられるが、多質点系(多層建物)の固有周期の理論解は、その微分方程式が先に示した(IV-B8)式で与えられ、1層建物のように簡単に求められない。

しかしながら、多層建物の1次固有周期に関しては、以下に紹介する、実用的な「重力式」を適用すると手計算で求めることが出来る。同重力式は、経験式ではあるが、多数の解析結果を見ると、極めて精度の良い評価式である。

図IV-C2に、多質点系の、重力式による1次固有周期(T_1)の求め方を示した。

各階の重量を、1質点系の図IV-C1(c)と同様に、各階に水平に作用させ、最上階の変形()をcm単位で求める。すなわち、(cm)の値は、多質点系建物を真横に倒した場合の最上階の変形である。

この の値は、各層がせん断変形していることから、以下のように求めることが出来る。

$$\delta_F = \frac{W_{N+1}}{k_N} + \frac{W_{N+1} + W_N}{k_{N-1}} + \dots + \frac{W_{N+1} + \dots + W_{i+1}}{k_i} + \dots + \frac{W_{N+1} + W_i + W_2}{k_1} \dots \dots \dots (IV-C7)$$

1次固有周期(T_1)は、上記の の値から、1質点系の(IV-C6)式と同様に、下式で与えられる。なお、同式の の値は、建物層数(N)に対して[]内の値を採用すれば良い。

<N層建物の1次固有周期>

$$T_1 = \frac{\sqrt{\delta_F(cm)}}{\alpha} \dots \dots \dots (IV-C8)$$

[N=1: $\alpha=5$, N=2: $\alpha=5.3$, N>3: $\alpha=5.5$]

ここで、例題として、各層の重量(W)、ばね定数(k)を一定としたN層の建物の1次固有周期(T_1)を求めると、(IV-C9)式となり、 T_1 はほぼ建物階数(N)に比例することが解ろう。

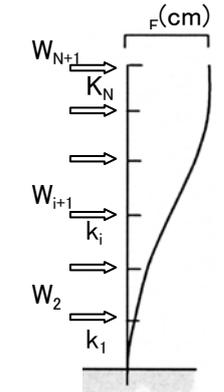
<1次固有周期と建物階数>

$$T_1 = \frac{1}{5.5} \sqrt{\delta} = \frac{1}{5.5} \sqrt{\frac{w}{k} + \frac{2w}{k} + \dots + \frac{Nw}{k}} \\ = \frac{1}{5.5} \sqrt{\frac{W}{k} \frac{N \cdot (N+1)}{2}} \doteq \frac{N}{5.5} \sqrt{\frac{W}{2k}} \propto N \dots \dots \dots (IV-C9)$$

上記の1次固有周期(T_1)が建物の層数と比例する性状は、実在の高層建物の振動実験結果から統計的に求めた下式と良く対応している。

<S造実在高層建物の1次固有周期>
 $T_1=0.08N$ (IV-C10)

以上、多層建物の1次固有周期は、重力式[(IV-C8)式]を適用することにより、精度良く、簡易に求められ、その有用性も高い。



図IV-C2 重力式

IV-C2.2 高次固有周期

前項では、多層建物の重力式による1次固有周期の求め方について述べてきたが、多質点系の、高次の固有周期およびペアとなる振動モードは、簡単に解るのだろうか。

実際には、理論解析を行う必要があり、簡単には求められないが、高次の固有周期および振動モードは、以下に述べるように、せん断棒の理論解よりほぼ推測できる。

図IV-C3に、せん断棒の理論解から求めた、固有周期(T)と振動モードを示した。また、同図には、固有周期の逆数である固有振動数($f=1/T$)も併記した。

1次の(T_1, f_1)に対する高次(j次)振動の固有周期および固有振動数(T_j, f_j)は、下式で与えられ、実在建物のそれと良く対応している。

$$T_j = T_1 / (2 \cdot j - 1) \dots \dots \dots (IV-C11) \\ f_j = (2 \cdot j - 1) \cdot f_1$$

従って、実在建物の振動実験から求めた、1次、2次、3次等の固有周期が(IV-C11)式と良く対応していれば、その建物は、せん断変形に支配されていると言える。

また、各次振動のモードは、せん断棒の場合、正弦波を順次取り出した形となるが、その腹また節となる位置等の変形状態は、実在建物の振動モードをほぼ説明している。

上記せん断棒の1次固有周期と高さの関係(理論的解)を曲げ棒(図IV-A8)の場合と以下に比較すると、両者の性状は大きく異なることが解る。

＜1次固有周期(T_1)と高さ(H)の関係＞

せん断棒 : $T_1 \propto H$
 曲げ棒 : $T_1 \propto H^2$

さらに、理論解のせん断棒および曲げ棒の、1次に対する高次(j次)の固有振動数比を、下式、図IV-C4に対比して示したが、両者も大きく異なっている。

＜固有振動数(f_j)と振動次数(j)の関係＞

	f_2/f_1	f_3/f_1	f_4/f_1
せん断棒	3.0	5.0	7.0
曲げ棒	6.3	17.6	

以上、理論解による固有値関係をせん断棒および曲げ棒の観点から比較、説明してきたが、これらを実在建物の振動実験結果と照らし合わせてみると、実在建物の特徴が種々解らう。

さらに、上記のせん断系の固有周期関係は、後の章で紹介するが、一様な地盤の固有周期、振動モードにも適用される。

IV-C3 Sway、Rocking が固有周期へ与える影響

地震時の建物の振動は、前述のように、各建物の固有周期(固有値)に大きく影響される。一方、実際の建物を考えると、建物、基礎は種々の地盤に支持され、これら基礎地盤が建物の固有周期等に影響することも十分推察される。

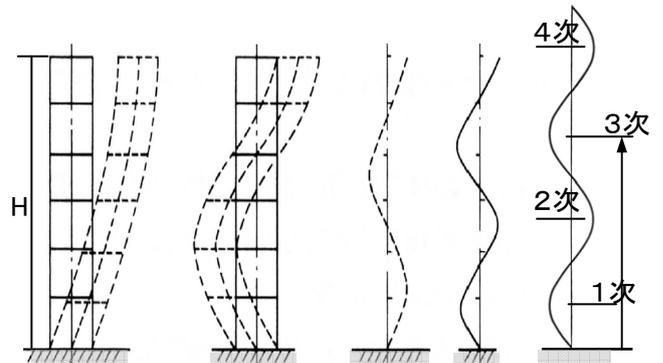
IV-C3.1 地震時の基礎に作用する力と変形

本項では、先のIV-B6節でも示したが、地震時に基礎に作用する力をまず説明しよう。

図IV-C5に、杭基礎を例にとり、i階の変形を x_i (cm)とした時の基礎に作用する力関係を示した。

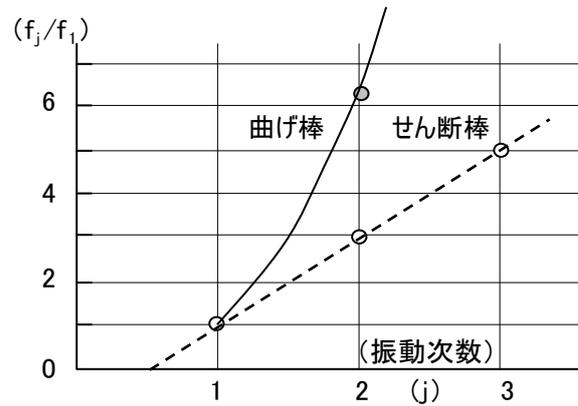
各階の慣性力 F_i により、基礎には下式のせん断力(Q_F)および転倒モーメント(M_F)が作用する。

$$Q_F = \sum F_i \quad M_F = \sum F_i \cdot H_i \quad \dots \dots (IV-C12)$$

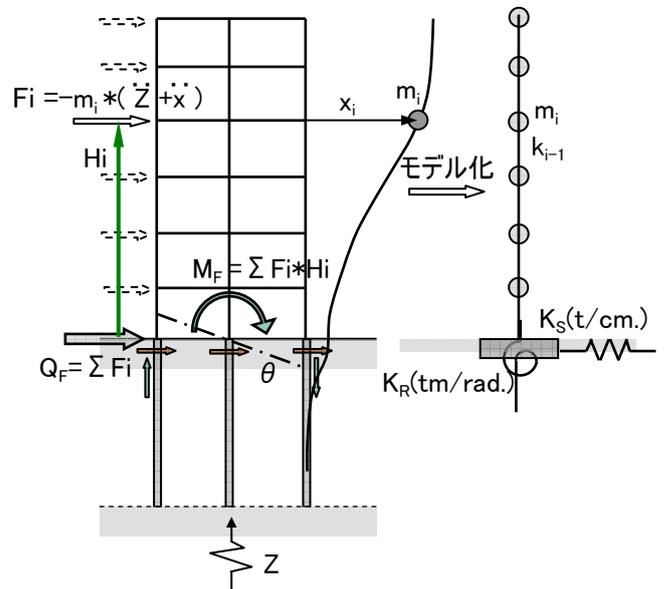


$T_1 \propto H$ $T_2 = T_1/3$ $T_3 = T_1/5$ $T_4 = T_1/7$ 正弦波と
 $f_1 \propto 1/H$ $f_2 = 3 \cdot f_1$ $f_3 = 5 \cdot f_1$ $f_4 = 7 \cdot f_1$ 振動モード

図IV-C3 せん断棒の固有周期、振動数、振動モード



図IV-C4 固有振動比と振動次数



図IV-C5 基礎に作用するせん断力と転倒モーメント

杭基礎は、せん断力(Q_F)により水平変形(Sway)、また転倒モーメント(M_F)により回転する。後者の M_F により、杭頭には鉛直力が作用し、鉛直変形が発生する。

また、上記の固有値は、基礎部に水平ばね(K_H)と回転ばね(K_R)を設置してモデル化し、振動方程式(IV-B7.4節)を作成し、解析する必要がある。

IV-C3.2 基礎の Sway、Rocking を伴う
建物の 1 次固有周期

基礎部に Sway、Rocking を伴う建物の固有周期を解析することは容易ではないが、その 1 次固有周期は、先の IV-C2.1 項に示した「重力式」を適用すると、容易に求めることができる。

各階に、各階の重量 (W_i) を水平に作用 (建物を真横に倒した時) させた、**図 IV-C6** の F 、 S 、 R を求めると、1 次固有周期は、基礎固定時の $Fix T_1$ [(IV-C8) 式] と同様、下式の $S+R T_1$ で与えられる。

$$Fix T_1 = \frac{\sqrt{\delta_F (cm)}}{5.5}, S+R T_1 = \frac{\sqrt{\delta_S + \delta_R + \delta_F (cm)}}{5.5} \dots (IV-C13)$$

F : (IV-C7) 式の基礎固定時の変形

S : Sway 変形、 $\delta_S = (W_{N+1} + W_i + W_1) / K_S$

R : Rocking 変形、

$$\delta_R = H_{N+1} \cdot \theta \Leftarrow \theta = \Sigma W_i \cdot H_i / K_R$$

上式より、Sway、Rocking を伴う 1 次固有周期は、基礎固定時の値に比して (IV-C14) 式のように伸びる。この 1 次固有周期の伸びは、($S+R+F$) と F の比、すなわち、上部構造と基礎の剛性比で決定される点に注目されたい。

$$\frac{S+R T_1}{Fix T_1} = \frac{\sqrt{\delta_S + \delta_R + \delta_F (cm)}}{\sqrt{\delta_F}} \dots (IV-C14)$$

IV-C3.3 1 次固有周期と Sway、Rocking (%)

前項で、Sway、Rocking による 1 次固有周期の伸びを示したが、以下には振動実験による振動モード (各階の振幅比) との関係について紹介する。

例えば、固有値解析、振動実験で **図 IV-C7 (a)** のように 1 次振動モードが得られた場合、最上階における各値に対して、Sway(%), Rocking(%) を以下のように定義している。

$$Sway(\%) = \frac{X_S}{X_S + X_R + X_F} \times 100 = S(\%)$$

$$Rocking(\%) = \frac{X_R}{X_S + X_R + X_F} \times 100 = R(\%)$$

$$F(\%) = 100 - (S + R)$$

..... (IV-C15)

上記最上階の X_S 、 X_R 、 X_F の振幅比は、重力式の S 、 R 、 F [(IV-C13) 式] の振幅比と対応するため、(IV-C14) 式は下式のように変換される。

$$\frac{S+R T_1}{Fix T_1} = \frac{\sqrt{X_S + X_R + X_F}}{\sqrt{X_F}} \dots (IV-C16)$$

$$\frac{S+R T_1}{Fix T_1} = \sqrt{\frac{100}{F(\%)}} = \sqrt{\frac{100}{100 - (S + R)}}$$

IV-C3.4 基礎の Sway、Rocking を伴う
建物の高次固有周期

少し、高度な内容、事項に属すると考えられるが、特に、Rocking 動を伴う系の高次の固有周期は、上記 1 次の場合と全く異なる性状を示す。

i) Sway 動による影響

基礎部の Sway ばね (K_S : **図 IV-C5**) は、上部柱のばね (k_i) と同単位、同方向であるため、基礎 (W_1 : **図 IV-C6**) 下に Sway ばね (K_S) を付加し、その下端を固定とした系に対応する。従って、Sway のみを伴う各次の固有周期は、1 階固定時に比して、伸びることが理解されよう。

ii) Rocking 動による影響

Rocking 動を伴う場合の 1 次固有周期は、先の (IV-C14) 式、(IV-C16) 式で与えられるが、2 次、3 次、... の高次の固有周期、振動モードは、Rocking 動を無視 ($K_R = \infty$: **図 IV-C5**) した、基礎固定時とほぼ一致する。この高次の振動系に Rocking 動が関与しないことは、種々の固有値解析例また振動実験例の面から確認されている。

以上、基礎部の Sway および Rocking 動が建物の固有値に与える影響を述べてきたが、実在建物の振動性状を考察するとき、大変参考になろう。

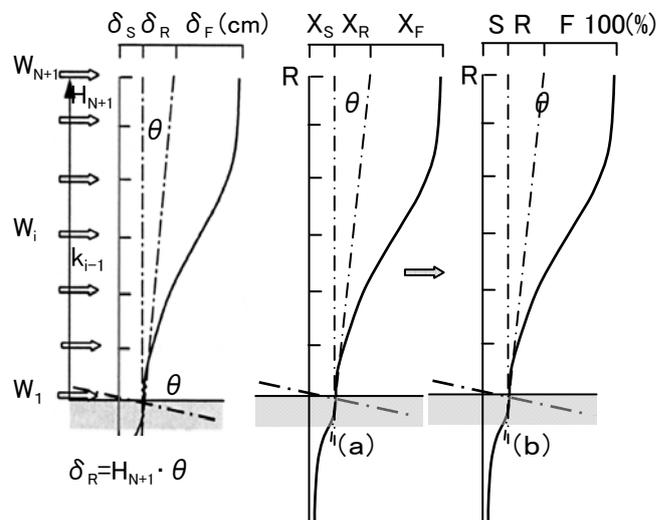


図 IV-C6 重力式 図 III-C7 S, R を伴う 1 次振動モード

IV-D 表層地盤も振動体

前章までは、建築物を対象に、地震時の建物の揺れ方、振動方程式、また建物の地震応答を大きく支配するその固有周期について述べてきたが、本章では、建物への入力地震波に關与する表層地盤の振動の概略について紹介する。

IV-D1 地震動と地盤

図IV-D1に、地震波の震源から地表面に至る伝搬の概略図を、また図IV-D2には、地震波の地中における伝搬状況の模式図を示した。

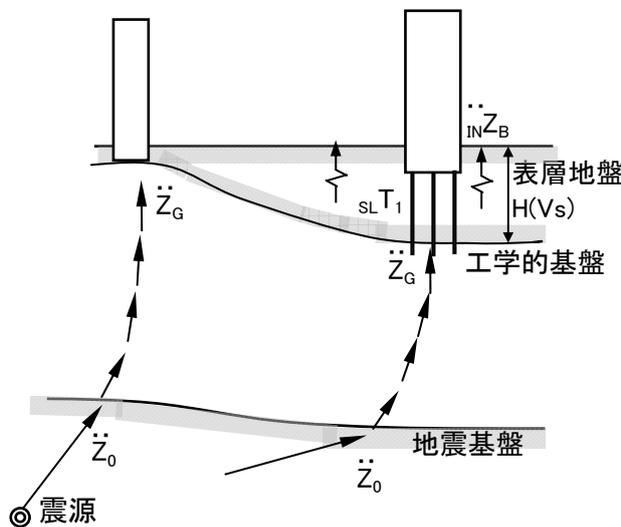
IV-D1.1 地震波の伝搬

地震の発生に伴い、粗密波(縦波:P波)と横波(せん断波:S波)の実態波が発生する。また、P波の伝搬速度はS波に比較して早いため、地震が発生すると、まず縦揺れを、その後横揺れを感じるのである。従って、縦揺れの直後に横揺れがやってくる地震は近距離地震、また縦揺れと横揺れの間が長い場合は、遠方で発生した地震と言える。

上記のP波は、上方の進行方向に、地盤が圧縮-引張、圧縮-引張と変形しながら、またS波は、せん断変形をしながら伝搬する。

IV-D1.2 地震波の伝搬と設計用地震動

震源で発生した地震波(Z_0)は、地中深くの極めて硬質な地層のまでは大きく変化しない。この地層を「地震基盤」と名付けている。



図IV-D1

一方、建物の設計で対象になる直接基礎、杭の支持層となる良質な地盤を「工学的基盤」と名付けている。

実際の建物の設計で採用している入力地震動は、上記の「工学的基盤」での地震動(Z_G)を対象また基準として作成されていると言える。

例えば、直接基礎の入力地震動は Z_G を採用し、杭基礎の入力地震動 (${}_{IN}Z_B$) は、一般に軟弱な表層地盤の振動特性を Z_G に考慮して作成している。

そこで、以下には、建物の設計用入力地震動に与える表層地盤の影響に主眼を置き、表層地盤の振動特性について述べる。

IV-D2 表層地盤の固有周期

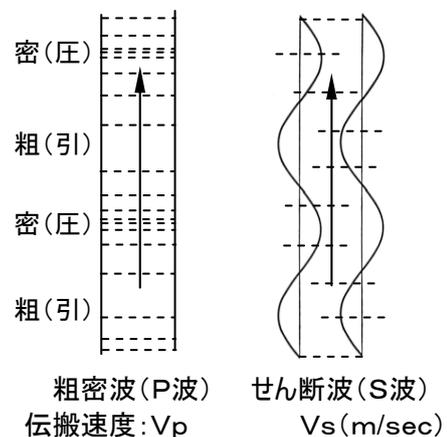
表層地盤も、建物と同様に、固有周期 (${}_{SL}T_1$) を有する振動体である。従って、表層地盤も、その固有周期が工学的基盤の入力地震動 (Z_G) の卓越周期に一致すると共振現象を起こし、地表面の地震動 (Z_{SL}) は、表層地盤により増幅する。

以上、表層地盤の地震動 (${}_{IN}Z_B$) は、下式の地震動 (Z_G) と表層地盤の増幅率 (β_{SL}) の関係で与えられる。なお、 β_{SL} は、同地盤の固有値 (T, h) の関数となる。

$${}_{IN}Z_B = \beta_{SL} * Z_G \quad \dots \dots (IV-D1)$$

IV-D2.1 地震時の地盤は曲げ変形、せん断変形

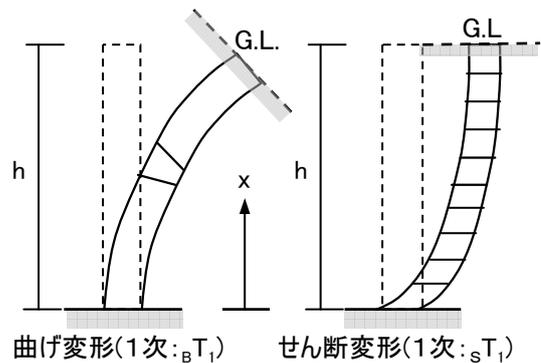
図IV-D3に、先の(IV-A4)節でも示したが、均一な曲げ棒とせん断棒の1次振動モードを対比して示した。



図IV-D2 地震波の伝搬

ここで、地震時の地盤変形を考察するため、地盤が曲げ変形した場合を想定すると、地震時の地表面また地中は、鎖線のように傾斜することになる。このような傾斜は、実際の地震時においても発生せず、地表面はほぼ水平を保っている。

上記のことからも、地震時の地盤は、「せん断変形」していることが理解できよう。



図IV-D3 曲げ変形とせん断変形

IV-D2.2 表層地盤の1次固有周期

表層地盤の1次固有周期($_{sL}T_1$)は、地盤のせん断波速度(V_s)と層厚(H)による(IV-D2)式で求められる。

表層地盤の1次固有周期は、せん断波速度が一定の場合、層厚に比例し長くなり、先の(IV-C2)節で述べた建物の1次固有周期と階数(高さ)の関係と同一あることが解ろう。

$$_{sL}T_1 = \frac{4 * H}{V_s} \dots \dots \dots (IV-D2)$$

上記の地盤のせん断波速度(V_s)は、図IV-D2に示したように、地盤がせん断変形をしながら伝搬する速度で、地盤が硬質になるほど早く、地盤の強度に関係している。なお、地盤のせん断弾性係数(G)は、下式のように、 V_s の2乗に比例する。

$$G = \rho * V_s^2$$

$$\rho = \frac{\gamma}{g} [g = 980cm/sec^2] \dots \dots \dots (IV-D3)$$

ここで、 γ : 土の単位体積質量および重量
 g : 重力加速度

地盤のせん断波速度(V_s)の目安を以下に示す。なお、東京れき層が、図IV-D1の工学的基盤に相当する。

- 軟弱地盤 ($N < 5$) : $V_s = 100 \sim 120(m/sec)$
- 関東ローム : $V_s = 140 \sim 150(m/sec)$
- 東京れき層 ($N > 50$) : $V_s > 400(m/sec)$

ここで、軟弱な表層地盤の1次固有周期($_{sL}T_1$)を、層厚を $H(m)$ 、せん断波速度を $V_s = 120(m/sec)$ として求めてみると、下式のようなになる。

$$_{sL}T_1 = \frac{4 * H}{V_s} = \frac{4 * H(m)}{120(m/sec)} = \frac{H}{30} = 0.033 * H(sec) \dots \dots \dots (IV-D4)$$

上記の軟弱な表層地盤の1次固有周期($_{sL}T_1$)に対して、参考のため、多数の実在建物の振動実験より求めたS造建物の1次固有周期($_{B}T_1$)と軒高(H)の関係を(IV-D5)式に示した。

$$_{B}T_1 = 0.02 * H(sec) \dots \dots \dots (IV-D5)$$

ここで、の軟弱表層地盤 [$V_s = 120(m/sec)$] の層厚を、都内の最大層厚にほぼ相当する $H = 25m$ と仮定すると、表層地盤の1次固有周期は、下記のようなになる。

$$_{sL}T_1 = \frac{4 * H}{V_s} = \frac{4 * 25(m)}{120(m/sec)} = 0.83(sec)$$

上記の表層地盤の1次固有周期に相当するS造の建物高さを(IV-D5)式から逆算すると建物高さは41.5mとなる。

従って、軟弱地盤の層厚が25m程度の1次固有周期は、12階程度のS造建物の1次固有周期に相当していると言える。

IV-D2.3 表層地盤の高次固有周期、振動モード

地震時の地盤は、上記の如く、せん断振動するため、その高次の固有周期および振動モードは、先の(IV-C2)節の図IV-C3で示したように、下式のせん断棒の解析値で与えられる。

$$1次固有周期: \quad _{sL}T_1 = \frac{4 * H}{V_s} \dots \dots \dots (IV-D6)$$

$$高(j)次固有周期: \quad _{sL}T_j = \frac{_{sL}T_1}{(2 * j - 1)}$$

以上、表層地盤も、建物と同様にせん断振動体であり、その1次および高次の固有周期は上式で、また各振動次数の振動モードは正弦波[図IV-C3参照]で与えられる。

IV-D3 表層地盤+建物連成系の地震応答

以下には、図IV-D4に示すように、工学的基盤(図IV-D1参照)に地震波(Z_G)が入力した場合の、表層地盤上の建物の地震応答について考察してみよう。

まず、工学的基盤における地震波(Z_G)に、表層地盤の固有周期(sLT_1)成分が大きく含まれているが否かが問題となろう。

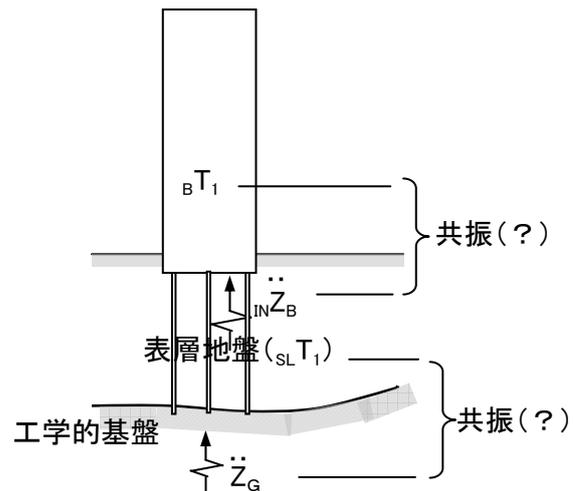
もし、地震波(Z_G)に(sLT_1)成分が大きく含まれている場合は、表層地盤との共振現象により、建物への入力地震波(${}_INZ_B$)には、表層地盤の固有周期(sLT_1)成分が増幅、卓越する。

逆に、地震波(Z_G)に表層地盤の(sLT_1)成分が少ない場合、入力地震波(${}_INZ_B$)は、表層地盤の影響をほとんど受けず、工学的地盤の地震波(Z_G)から大きく変化しない。

さらに、表層地盤の固有周期(sLT_1)が建物の固有周期(${}_BT_1$)と一致すると、建物は入力地震波(${}_INZ_B$)と共振減少を起こし、建物の地震応答は非常に大きくなる。

いずれにせよ、建物の固有周期(${}_BT_1$)が表層地盤の固有周期(sLT_1)にほぼ一致すると、建物の地震時の揺れは、入力地震波(${}_INZ_B$)と共振し、増大することになる。

以上、建物の地震応答には、表層地盤が大きく影響し、表層地盤の固有値も、建物の場合と同様に、重要な検討要素であることが理解されよう。



図IV-D4 表層地盤+建物の地震応答

<付 録>

内藤記念館に現存する振動実験報告書リスト

主なる参考文献

<内藤記念館に現存する振動実験報告書リスト>

年不明

- 実1) 昭和飛行機工業(株)昭和工場 振動測定報告：東京大学地震研究所
- 実2) 日本加工製紙(株)王子製紙内 振動測定結果報告 早稲田大学建築物振動研究会
- 実3) 古河電気工業(株)横浜電線製造所構内 震動測定結果報告 東京大学地震研究所
- 実4) VIBRATION TESTS OF A BUILDING IN THE CAMP DRAKE
- 実5) アメリカ大使館員用アパートメント 'A' の振動試験報告：早稲田大学建築物振動研究会

1950

- 実6) 東京第二電気通信學園 振動検測報告：早稲田大学建築物振動研究会、S25.1.30
- 実7) 港電気通信管理所 振動検測報告：早稲田大学建築物振動研究会、S25.2.10
- 実8) 浪花電話局 振動検測報告：早稲田大学建築物振動研究会、S25.3
- 実9) 浪花電話局 振動検測報告追加：早稲田大学建築物振動研究会、S25.3
- 実10) 墨田電話局 振動検測報告：早稲田大学建築物振動研究会、S25.3
- 実11) 松坂屋銀座店 建築構造調査書：早稲田大学建築物振動研究会、S25.6
- 実12) 中央電話局（新館）：早稲田大学建築物振動研究会、S25
- 実13) 中央電話局（旧館）：早稲田大学建築物振動研究会、S25
- 実14) 立川電気通信管理所 振動検測報告：早稲田大学建築物振動研究会、S25.7
- 実15) 東京近郊電気通信管理所 振動検測報告：早稲田大学建築物振動研究会、S25.8
- 実16) 熊谷電報電話局 振動検測報告：早稲田大学建築物振動研究会、S25.8
- 実17) 本所電話局 振動検測報告：早稲田大学建築物振動研究会、S25.3
- 実18) VIBRATION TESTS OF A TANK TOWER：早稲田大学建築物振動研究会、S25.12
- 実19) VIBRATION TESTS OF A BUILDING GINZA CAMP DRAKE：内藤、那須、S25.12

1951

- 実20) 三戸電報電話局 振動検測報告：早稲田大学建築物振動研究会、S26.4

1952

- 実21) 中央電信局、早稲田大学建築物振動研究会、S27
- 実22) VIBRATION TESTS OF THE READER'S DIGEST BUILDING IN TOKYO :
早稲田大学建築物振動研究会S27.5
- 実23) ディーゼル発電機による発電室及び附近地盤の振動調査報告：早稲田大学建築物振動研究会、S27.6
- 実24) FORCED VIBRATION TEST OF BUILDING OF NIHON GAKKI SEIZO CO., TOKYO BRANCH :
早稲田大学建築物振動研究会、S27.6
- 実25) 日本楽器製造(株)東京支店 振動検測報告：早稲田大学建築物振動研究会、S27.8

1953

- 実26) VIBRATION TESTS OF APARTMENT "A", AMERICAN EMBASSY STAFF HOUSING :
早稲田大学建築物振動研究会、S28.3
- 実27) 埼玉銀行京橋支店：早稲田大学建築物振動研究会、S28.3
- 実28) 東京厚生年金病院 振動検測報告：早稲田大学建築物振動研究会、S28.3
- 実29) 法政大学大学院研究室 振動測定結果報告：早稲田大学建築物振動研究会、S28.3

1954

- 実30) 日本加工製紙(株)王子工場 振動測定結果報告：早稲田大学建築物振動研究会、S29.11

1955

- 実31) 天井走行クレーン及び受梁の設計用衝撃荷重に関する研究：早稲田大学 竹内盛雄、S30.1
- 実32) 不二家工場(川崎市)の機械振動調査並に防振装置の設計：早稲田大学建築物振動研究会、S30.5
- 実33) 第一相互生命ビル(京橋) 構造強度調査書：早稲田大学建築物振動研究会、S30.6
- 実34) 日本専売公社名古屋地方局既設建物の振動調査報告、早稲田大学建築物振動研究会、S30.10

1956

- 実35) 國策パルプビル 振動測定結果報告：早稲田大学建築物振動研究会、S31.6
- 実36) 共立講堂 振動測定結果報告：早稲田大学建築物振動研究会、S31.7
- 実37) 名鉄ビル振動測定結果報告：早稲田大学建築物振動研究会、S31.11
- 実38) 鋼製煙突 強制振動実験概要：三菱造船(株)、S31.12.6

1957

- 実39) 早雲閣ホテル新館に於ける梁試験報告：早稲田大学建築物振動研究会、S32.3
- 実40) 東京ガス豊洲工場高圧圧縮機械基礎振動実験報告：早稲田大学 竹内盛雄、S32.5
- 実41) 三井倉庫(大阪市、土佐堀)振動試験結果報告：早稲田大学建築物振動研究会、S32.5

- 実42)神戸新聞会館 振動試験結果報告：早稲田大学構造物振動研究会、S32.5
 実43)通天閣（大阪） 振動測定結果報告：早稲田大学構造物振動研究会、S32.5
 実44)平和生命ビル振動測定結果報告：早稲田大学構造物振動研究会、S32.8
 実45)第一相互生命ビルに於ける振動試験結果報告：早稲田大学構造物振動研究会、S32.12

1958

- 実45)新潟日本軽金属工場 振動測定結果報告：早稲田大学構造物振動研究会、S33.2
 実46)名古屋造船所溶接工場 ヤードクレーン架構 振動測定報告書：早稲田大学構造物振動研究会、
 実47)東京芝浦電気（株）堀川町工場 建築構造調査書：早稲田大学構造物振動研究会、S33.3
 実48)名古屋造船所溶接工場 ヤードクレーン架構 振動測定報告書：早稲田大学構造物振動研究会、S33.3
 実49)銀座三越 振動試験結果報告：早稲田大学構造物振動研究会、S33.5
 実50)東京建物ビル 振動測定結果報告：早稲田大学構造物振動研究会、S33.5
 実51)名鉄ビル 振動測定結果報告：早稲田大学構造物振動研究会、S33.5
 実52)東海銀行中支店ビル 振動測定結果報告：早稲田大学構造物振動研究会、S33.5
 実53)日本貿易館（日本橋） 振動測定結果報告：早稲田大学構造物振動研究会、S33.6
 実54)上野松坂屋旧館 振動測定結果報告：早稲田大学構造物振動研究会、S33.7
 実55)建物の振動調査 実例：早稲田大学構造物振動研究会、S33.7
 実56)東京会館 振動測定結果報告：早稲田大学構造物振動研究会、S33.9
 実57)秀和ビル 振動測定結果報告：早稲田大学構造物振動研究会、S33.9
 実58)VIBRATION TESTS OF SENNARI BUILDING：早稲田大学構造物振動研究会、S33.10
 実59)近三ビル 振動測定結果報告：早稲田大学構造物振動研究会、S33.11
 実60)鋼製円筒殻によるCalder Hall 型動力炉々中心部の耐震補強法に関する実験的研究：
 早稲田大学 内藤研究室、S33.12
 実61)日本軽金属構内 振動測定結果報告：早稲田大学構造物振動研究会、S33.12

1959

- 実61)東芝鶴見工場第90号館 実験結果報告：早稲田大学構造物振動研究会、S34.1
 実61)日本紙業ビル 振動測定結果報告：早稲田大学構造物振動研究会、S34.2
 実62)東海村JRR-2建屋 振動測定結果報告：東京大学地震研究所 那須信治、S34.5.5
 実63)ROCKING OF THE REACTOR BUILDING J.R.R.-2 AT TOKAI-MURA：N.NASU、S34.5.15
 実64)日本橋第百生命保険相互会社 建築躯体の調査報告：早稲田大学構造物振動研究会、S34.6.27
 実65)東芝鶴見工場第9号館 実験結果報告：早稲田大学構造物振動研究会、S34.8
 実66)名古屋精糖東京工場建屋 躯体の調査報告：早稲田大学構造物振動研究会、S34.9.21
 実67)三和銀行（大手町）建物 振動測定結果報告：早稲田大学構造物振動研究会、S34.9
 実68)名古屋精糖株式会社小松川工場 構造調査書：早稲田大学構造物振動研究会、S34.10
 実69)楔方式炉心構造の耐震性に関する実験：日本原子力発電所株式会社（内藤研究室実験）、S34.10
 実70)日本貿易館振動測定（再測）結果報告：早稲田大学構造物振動研究会、S34.10

1960

- 実71)VIBRATIONAL CHARACTERISTICS OF THE TOKYO-TOWER：
 早稲田大学構造物振動研究会、S35.2
 実72)日本興業銀行本店 振動測定結果報告：早稲田大学構造物振動研究会、S35.2
 実73)VIBRATION TESTS OF THE TOKYO-TO GOVERNMENT BUILDING：
 早稲田大学構造物振動研究会、S35.2
 実74)平和生命ビル第二回振動測定結果報告：早稲田大学構造物振動研究会、S35.3
 実75)日本軽金属事務所・研究所 振動測定結果報告：早稲田大学構造物振動研究会、S35.7

1961

- 実76)新和泉町変電所 振動測定結果報告：早稲田大学構造物振動研究会、S36.3
 実77)日本アスパストビル 振動測定結果報告：早稲田大学構造物振動研究会、S36.3
 実78)*東海銀行本店建物 振動測定結果報告：早稲田大学構造物振動研究会、S36.8
 実79)*出光興産KK本社建物 振動試験結果報告：早稲田大学構造物振動研究会、S36.10

1962

- 実80)Construction and Vibrational Characteristics of the Tokyo Tower：
 T.Naito, N.Nasu, M.Takeuchi, G.Kubota、早稲田大学理工学研究所報告第19輯、S37.3
 実81)*上野ツーリストホテル 振動測定並にコンクリートの強度及び中性化試験結果報告：
 早稲田大学構造物振動研究会、S37.4
 実82)コークス炉に関する実験的研究報告：早稲田大学構造物振動研究会、S37.4

- 実83) * 日本不動産銀行名古屋支店建物 振動実験報告：早稲田大学構築物振動研究会、S37.8
 実84) * 守谷ビル(東京駅八重洲口)建物 振動実験報告：早稲田大学構築物振動研究会、S37.9
 実85) * 古室ビル(東京駅八重洲口)建物 振動実験報告：早稲田大学構築物振動研究会、S37.9
 実86) 国鉄川崎給電所内タービン架台の振動に関する研究(予備実験)：早稲田大学構築物振動研究会、37.10

1963

- 実87) * 日清紡績株式会社本社ビル建物 振動測定結果報告：早稲田大学構築物振動研究会、S38.3
 実88) 東京タワーの建設と振動性状(和訳)：内藤多仲、那須信治、竹内盛雄、窪田吾郎、S38
 実89) * 東芝商事ビル 調査報告：早稲田大学構築物振動研究会、S38.3
 実90) * 住友銀行名古屋支店 振動実験結果報告：早稲田大学構築物振動研究会、S38.4
 実91) * 吉池ビル(増・改築前) 振動実験結果報告：早稲田大学構築物振動研究会、S38.5
 実92) * 東電山梨支店内建物 振動測定結果報告：早稲田大学構築物振動研究会、S38.11
 実93) * 日軽アルミ社製品 高速度道路用照明灯ポール振動実験報告書：
 早稲田大学構築物振動研究会、S38.11
 実94) * 都営(足立区内)アパート 振動測定結果報告：早稲田大学構築物振動研究会、S38.11

1964

- 実95) * 神田Y.M.C.A会館振動測定並びにコンクリート強度、中性化等の試験結果報告書：
 早稲田大学構築物振動研究会、S39.2
 実96) * 正進社ビル調査報告：早稲田大学構築物振動研究会、S39.5
 実97) * 牛込公会堂建物 総合構造調査 報告書：早稲田大学理工学研究所、S39.6
 実98) * 東海銀行本店建物 振動測定結果報告：早稲田大学構築物振動研究会、S36.8
 実99) * 日生ビル 振動試験結果報告書：早稲田大学構築物振動研究会、S39.9
 実100) 国策パルプビルの常時微動測定(概報)：早稲田大学構築物振動研究会、S39.12
 実101) * 国策パルプビルの振動性状に関する調査報告書：早稲田大学構築物振動研究会、S39.12
 実102) Vibroによる地盤振動測定結果報告：早稲田大学構築物振動研究会、S39.12

1965

- 実104) * 熱海第一ビル工事現場 杭打ちによる地盤振動および騒音測定調査報告：
 早稲田大学理工学研究所、S40.7.10
 実105) * 早稲田中学・高校講堂 振動試験(コンクリート強度試験・コンクリート中性化試験)結果報告書
 早稲田大学理工学研究所、S40.12
 実106) * 吉池ビル増・改築後の振動試験結果報告書、早稲田大学構築物振動研究会、S40.12

1966

- 実107) REPORT ON LOAD TEST (At the site of American Embassy, Tokyo)：早稲田大学理工学研究所、S41.2.26
 実108) * 新生ビル 構造診断・補強検討報告書：早稲田大学理工学研究所、S41.9
 実109) * 新宿区役所建物 振動測定結果報告：早稲田大学構築物振動研究会、S41.12

1967

- 実110) * 唐ヶ崎電話局 振動実験報告書：早稲田大学 竹内研究室、S42
 実111) * 日本鋼管K. K. 川崎製鉄所内第四跳開橋第5号橋脚の振動調査結果：
 早稲田大学構築物振動研究会、S42
 実112) * 早稲田大学文学部研究棟 振動実験報告書：早稲田大学理工学研究所耐震研究部会、S42
 実113) * 内山ビル 構造診断報告書：早稲田大学理工学研究所、S42.3
 実114) * 早稲田大学理工学部第一号館の振動性状：早稲田大学理工学研究所耐震研究部会、S42.8
 実115) * 新大阪ビル 常時微動測定結果報告書：早稲田大学構築物振動研究会、S42.10

1968

- 実116) * 名古屋商工会議所ビル 振動試験報告書：早稲田大学理工学研究所、S43.2
 実117) * 名鉄バスターミナルビル 振動試験報告書：早稲田大学理工学研究所、S43.5
 実118) * 第2回 東京タワー 振動実験報告書：早稲田大学理工学研究所、S43.6
 実119) * 日本住宅公団飯島団地 異種の基礎工法の地震時挙動に関する研究：早稲田大学理工学研究所、43.7
 実120) * 東急建設有馬独身寮 振動実験報告書：早稲田大学理工学研究所、S43.8
 実121) * 中日新聞社(名古屋) 輪転機による振動の測定結果：早稲田大学理工学研究所、S43.10

1969

- 実122) * 日本住宅公団高蔵寺団地の地盤および建物の振動調査：早稲田大学理工学研究所、S44.5
 実123) * 東京ガス根岸工場ボイルオフガス圧縮機 振動実験報告書：早稲田大学理工学研究所、S44.7
 実124) * 東亜会館 振動実験報告書：早稲田大学理工学研究所、S44.7

- 実125) * 第2回 通天閣(大阪) 振動測定結果報告 : 早稲田大学構造物振動研究会、S44.11
実126) * 東京電力株式会社鹿島変電所 振動実験報告書 : 早稲田大学理工学研究所、S44.11.29
- 1970
実127) * 明宝ビル立体駐車場の振動測定および地震応答解析報告書 : S45.4
- 1971
実128) * 東レ株式会社三島工場 機械架台振動試験結果報告書 : 早稲田大学理工学研究所、S46.2
実129) * 沈埋管の振動実験報告書 : 沈埋管耐震委員会(理工学研究所/東海大学土木工学科/日本鋼管)、46.11
実130) * 日本電信電話公社王子マルチ局新築工事 鋼矢板打ち込みに際しての振動および騒音実態調査報告 : 早稲田大学理工学研究所、S46.12
- 1972
実131) * 構造物の振動実験および解析報告書 : 早稲田大学理工学研究所、S47.3
実132) * ユニ・テックビルの振動調査 : 早稲田大学理工学研究所、S47.11
実133) * 都営住宅西台団地(仮称)の振動測定に関する調査報告書 : 早稲田大学理工学研究所、S47.12
- 1973
実134) * 模型建物基礎の振動実験と解析 : 早稲田大学理工学研究所、S48.2
- 1976
実135) * SAP構法による住友金属工業株式会社十余二社宅振動調査報告書 : 早稲田大学理工学研究所、S51.6
実136) * 新潟市庁舎耐震診断 報告書 : (株)佐藤武夫設計事務所、S51.8(別冊)
- 1979
実137) * 既存8階連壁式住棟の振動実験及び解析 : 早稲田大学理工学研究所、S54.10
- 1980
実138) * イトーヨーカ堂大山店 第1回振動実験報告書 : 早稲田大学理工学研究所、S55.4
実139) * アーバン振動実験報告書 : 早稲田大学理工学研究所、S55.10
- 1981
実140) * イトーヨーカ堂大山店 第2回振動実験報告書 : 早稲田大学理工学研究所、S56.1
実141) * 建物の振動実験 : 早稲田大学理工学研究所、S56.4
実142) * 日産ディーゼル宮原住宅 振動実験報告書 : 早稲田大学理工学研究所、S56.10
- 1984
実143) * 武里団地6-26号棟振動実験 : 早稲田大学理工学研究所、S59.2
- 1985
実144) * タワープラザ、5Fスラブの沈下および振動測定結果 : 早稲田大学理工学研究所、S60.7
実145) * 第2回タワープラザ、5Fスラブの沈下および振動測定結果 : 早稲田大学理工学研究所、S60.8
- 1986
実146) * スリップ防止マットのすべり止め効果試験 : 早稲田大学理工学研究所、S61.10
- 1987
実147) * CQ実験棟の振動実験報告書 : 早稲田大学理工学研究所、S62.8
- 1992
実148) * 新橋・佐藤ビル振動実験結果報告書 : 早稲田大学理工学研究所、H4.2
実149) * 早稲田大学理工学部新棟地下1階の交通振動測定結果報告書 : 早稲田大学理工学研究所、H4.4
- 1993
実150) * 大日本土木市ヶ尾免震独身寮 振動実験報告書 : 早稲田大学理工学研究所、H5.2
実151) * 大日本土木市ヶ尾免震独身寮 弾性波速度検層測定結果報告書 : 早稲田大学理工綜研、H5.4
- 1997
実152) * 高松市庁舎 常時微動測定結果報告書 : 早稲田大学理工学総合研究センター、H9.2
(*印 : 風間が、実験に参加し、主としてデータ整理を行った振動実験 : 1961年以降)

<主なる参考文献>

- 文1) Naito T., Nasu N., Takeuchi M. and Kubota G. ;
Vibration Test of the Naito Memorial Laboratory of Earthquake Engineering of Waseda University,
早稲田大学理工学研究所報告、第22輯、1963.3
- 文2) 竹内、古藤田、風間、森岡 :
異種基礎を有する建物の振動性状(その1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.651-652、1969.8
竹内、古藤田、風間、森岡 :
異種基礎を有する建物の振動性状(その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.653-654、1969.8
- 文3) 竹内、古藤田、風間、青山 :
実在建物の振動実験結果による剛性評価(ロッキング動を考慮した場合)、
日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.665-666、1976.10
- 文4) 竹内、古藤田、木村、田原、風間、森岡 :
唐ヶ崎電話局の振動実験結果、日本建築学会論文報告集、号外、p210、1967.10
- 文5) 竹内、古藤田、高橋、風間、関根 :
T.A.ビルの振動実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 715-716、1969.8
- 文6) 竹内、風間、中鉢 :
“K”大変電所の振動実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.407-408、1970.9
- 文7) 猪野、竹原、風間、山田、跡部、加藤 :
免震建物の地震応答解析、第18回三大学院、pp.37-38、1994.3
竹原、風間、猪野、山田 :
免震建物の地震時挙動(その2 : 2方向同時入力による応答解析)、第19回三大学院、pp.13-14、1995.3
- 文8) Nasu, N., Takeuchi, M., Kotoda, K. & Kazama, S. :
Vibrational Characteristics of Building No.1 of the Faculty of Science and Engineering, Waseda University
as Determined Experimentally、早稲田大学理工学研究所報告、第44輯、pp.1-14、1969.5
竹内、那須、風間 :
早稲田大学理工学部1号館の振動実験、コンクリートジャーナルVol. 7, No.8、pp.1-12、1969.8
- 文9) 那須、竹内、風間 :
大阪通天閣の第2回振動実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.411-412、1970.9
- 文10) 那須、竹内、古藤田、風間 :
東京タワーの第2回振動実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.713-714、1969.8
- 文11) 那須、竹内、古藤田、風間、横田、箕輪 :
地盤の影響を受ける構造物の振動性状(1. 地盤の振動性状) 、
早稲田大学理工学研究所報告、第55輯、pp.9-18、1972.9
竹内、古藤田、風間、箕輪、許斐 :
地盤の影響を受ける構造物の動性状(2. 連結基礎の振動実験)、
早稲田大学理工学研究所報告、第61輯、pp.5-11、1973.9
Takeuchi, M., Kotoda, K. & Kazama, S. :
Vibrational Characteristics of the Structure Influenced by the Ground.
Proceedings of 5th World Conference on Earthquake Engineering, pp.2598-2601, 1973.6
- 文12) 早稲田大学理工学研究所、八幡製鐵株式会社 :
日本住宅公団、大島四丁目市街地住宅・鋼ぐい試験報告、1968.1
- 文13) Nasu, N., K., Kazama, S., Morioka, T. & Tamura, T. :
Vibration Test of Underground Pipe with a Comparatively Large Cross-Section.
Proceedings of 5th World Conference on Earthquake Engineering, pp.583-592, 1973.6
- 文14) 日本建築学会 : 建築構造物の振動実験、1978.12