The University of Osaka
Institutional Knowledge Archive

Title	地盤性状が建築構造物の振動特性に及ぼす影響に関する研究
Author(s)	大場, 新太郎
Citation	大阪大学, 1984, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://hdl.handle.net/11094/2091
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

https://ir.library.osaka-u.ac.jp/

The University of Osaka

地盤性状が建築構造物の振動特性に及ぼす影響に関する研究

昭和58年12月

大　場　新　太　郎

目　　次

第1章　序　　論 …… 1
第1節　緒　　言 …… 1
第2節　既往の研究の概要 …… 1
第3節　研究の概要 …… 3
参考文献 …… 5

第2章　地盤の動的性質 …… 8
第1節　序　　論 …… 8
第2節　弾性波試験による地盤の剛性評価 …… 8
2.1　序 …… 8
2.2　錘落下による波動の伝播速度 …… 9
2.3　板叩き法によるS波の伝播速度 …… 11
2.4　結　　び …… 13
第3節　微動測定による地盤の動特性 …… 13
3.1　序 …… 13
3.2　地盤の卓越周期について …… 14
3.3　やや長周期領域を考慮した平野の微動特性 …… 21
3.4　結　　び …… 27
第4節　結　　論 …… 28
参考文献 …… 28

第3章　地震観測に基づく平野の震動特性 …… 30
第1節　序　　論 …… 30
第2節　大阪平野における地震観測の概要 …… 31
第3節　大阪平野における地震動の一般的性質 …… 33
3.1　序 …… 33
3.2　平野内部の武庫川観測点における地震動特性 …… 33
3.3　平野周辺岩盤の信貴観測点における地震動特性 …… 36

3．4　平野周辺岩盤と平野内部との地震動の比較 …… 38
第4節　大阪平野における各種地盤の地震動特性 …… 40
4．1　序 …… 40
4．2　各種地盤の周期特性 …… 40
4．3　加速度振幅の増幅特性 …… 48
4．4　地震動の継続時間 …… 53
4．5　模型実験による平野内各点の振動特性 …… 54
4．6　結　　び …… 57
第5節　結　　論 …… 58
参考文献 …… 59

第4章　建物の構造特性の評価 …… 61
第1節　序　　論 …… 61
第2節　建物内を伝播する波動の性質 …… 62
2．1　序 …… 62
2．2　建物の概要と実験方法 …… 62
2．3　施工段階に伴う波動速度の変化 …… 64
2．4　構造剪断波の伝播速度の解析 …… 69
2．5　結　　び …… 72
第3節　各種建物の構造剪断波の実測 …… 72
3．1　序 …… 72
3．2　各種建物の実測 …… 73
3．3　構造剪断波速度に基づく固有周期 …… 78
3．4　結　　び …… 79
第4節　平面的に細長い建物内を伝播する波動速度 …… 80
4．1　序 …… 80
4．2　振動実験結果とその考察 …… 80
4．3　理論的考察 …… 84
4．4　結　　び …… 88
第5節　結　　論 …… 88

参考文献 …… 89

第5章　地盤と建物の動的相互作用 …… 91
第1節　序　　論 …… 91
第2節　低層壁式集合住宅の建設段階に伴う振動特性の変化 …… 92
2.1　序 …… 92
2.2　建物概要と実験方法 …… 93
2.3　建設地地盤の概要とその動特性 …… 95
2.4　建物の形状寸法並びに地盤条件が動特性に及ぼす影響 …… 97
2.5　結　　び …… 104
第3節　中低層ラーメン構造建物の振動特性 …… 105
3.1　序 …… 105
3.2　建物概要と測定・分析方法 …… 105
3.3　常時微動の測定例 …… 107
3.4　建物の形状寸法が固有周期に及ぼす影響 …… 110
3.5　基礎・地盤条件が建物の固有周期に及ぼす影響 …… 114
3.6　実測値と理論値の比較 …… 120
3.7　結　　び …… 121
第4節　中高層集合住宅の振動特性 …… 122
4.1　序 …… 122
4.2　建物概要と測定・分析方法 …… 123
4.3　建物の形状寸法が固有周期に及ぼす影響 …… 124
4.4　地盤条件の相違が建物の固有周期に及ぼす影響 …… 127
4.5　地盤条件と地上高を考慮した建物の1次固有周期の推定式 …… 131
4.6　結　　び …… 133
第5節　人力加振実験による建物と地盤の連成効果の評価 …… 134
5.1　序 …… 134
5.2　人力加振法について …… 134
5.3　9階建鉄骨鉄筋コンクリート造建物の測定例 …… 136
5.4　地盤条件の相違が建物の動特性に及ぼす影響 …… 140

5．5　結　　び ……146
第6節　地盤条件の異なる建物の地震観測 ……147
6．1　序 ……147
6．2　観測の概要 ……147
6．3　観測記録とその考察 ……149
6．4　結　　び ……154
第7節　結　　論 ……156
参考文献 ……158

第6章　結　　論 ……161

Appendix ……167
I　剛な矩形構造物の振動特性 ……169
II　剪断型連続体の振動特性 ……173
III　剛な円筒形構造物の振動特性 ……178
参考文献 ……183

発表論文 ……185

謝　　辞 ……189

第1章　序　　論

第1節　緒　　言

地震時における建築構造物の挙動は、建物の構造特性、支持地盤の性質、さらに入力される地震動の特性の三者が相互に関連し合って、複雑な性状を呈する。この事は、既に多くの研究者によって指摘されており、地盤と構造物の動的相互作用の問題として、理論的、実験的に多方面から研究が試みられている。

これらの建築構造物の地震時挙動を決定づける要因の内、建物の構造特性は、構造材料、構造形式及び建物と部材の形状寸法などによって左右され、その強度と変形性能に関する研究は弾性域から塑性域までの広い範囲にわたって、理論的、実験的に多くの資料が蓄積されつつある。

しかるに建物を支えている地盤の性質や入力地震動に関しては、自然現象を直接取り扱うため、その特性は地表面上に人工的に組み立てられた構造物に較べてより多くの因子を含み、複雑な特性を有する。地盤の性質は、地層構成と地形、土質、剛性、密度、地下水などの因子によって決定づけられ、単純な尺度で評価することが困難である。また建物への入力地震動に関しては、発震機構と地震規模、伝播経路、局地的な地盤性状などによって、その特性が大きく異なるため、一義的に設定することは難しい。

このように、地盤、入力地震動といった問題を個々に取り上げてさえも不確定な事項が多く、地盤と構造物の動的相互作用の問題解明にはより多くの困難が伴う。しかしながら、この問題の解明なしに建築構造物の耐震設計法を確立することは出来ない。研究の方向としては、まず建物の地震時の挙動に影響を及ぼす要因を個々に解明し、しかる後に地盤と建物の相互作用の効果を論ずる必要がある。

第2節　既往の研究の概要

地震時における建物被害の調査研究において、震害と地盤とを結びつけ、学問的に地盤条件が建物の被害に及ぼす影響に着目し始めたのは、関東大地震（1923年）以後であるとされている。文献〔1.1〕によれば、河角、表などは、木造家屋を対

象に地盤条件を沖積層厚で代表させ、これと被害率との関係を求め、沖積層厚の増大に伴って被害率が増すことを示した。また、斉田は、土蔵と木造2階建の被害を比較して、土蔵の被害率は地盤の軟弱な下町よりも硬い山手のほうが大きく、木造2階建と全く逆の被害形態をとることを示した。この事実を説明するにあたって、構造物の振動勢力の地下逸散性に因るという考え方と、地震動の卓越周期と構造物の固有周期との共振現象に因るという考え方があったといわれている。いずれにしても、建物の震害が、上部構造と地盤との両者が相互に関係しあって生じることを示したもので、現象面からの動的相互作用に関する問題提起の初めといえる。

このような状況の中で、谷口[1.2]は、「塔状建造物の基礎不完全固定度が週期に及ぼす影響」と題し煙突を例にとり、基礎の固定度が固有周期に及ぼす影響を示した。また、妹沢・金井[1.3]は、「勢力の地下逸散のために生ずる高層建物の震動減衰」を発表し、地下逸散減衰が地震時の構造物の振動性状に大きく関与していることを理論的に示した。

以上のように震害調査の結果から、地盤と構造物との動的相互作用の問題の重要性が認識され、1930年代より、この方面の研究が国内外で時を同じくして進められた。

理論的には、波動理論に基づいて、地盤を連続体とみなし、その上部の基礎の動特性を解明しようとする方法がある。波動理論は、主として地震学者によって、地震波の伝播機構の解明を目的として一般に震源から離れた地点の挙動を研究されたもので、Lamb, H.[1.4]による半無限弾性体の表面に調和振動する鉛直集中荷重を加えた時に生ずる弾性波動の生成伝播に関する研究が原点である。

この理論の、載荷点およびその近傍の挙動に注目し、地盤上に構造物が存在することを想定して最初に扱ったのは、Reissner, E.[1.5]である。ここでは、等方等質な半無限弾性地盤上の円形基礎に鉛直方向の調和振動が作用する場合の基礎中心の変位を求めた。

その後、この理論は、1950年代に入って、Sung, T. Y.[1.6]によって詳細に検討され、Quinlan, P. M.[1.7]、鳥海[1.8]、Arnold, R. N., Bycroft, G. N., Warburton, G. B.[1.9]、田治見[1.10]らがさらに発展させ、鉛直振動以外の各種の振動に対して研究拡張された。さらに、矩形基礎を想定した解析が、小堀[1.11]、小堀・南井・井上[1.12]、小堀・南井・鈴木・日下部[1.13]によって行なわれた。解は、変位と力の

比として複素数で与えられ、これをGround Compliance、この逆数をGround Stiffnessと定義した。これは、地盤の密度、剛性率、ポアソン比と、基礎の形状寸法さらに入力振動数に関係する量である。これを用いて、地盤と構造物を連成振動系として解析[1.14]すれば、弾性地盤上の構造物の振動特性を求めることが出来る。

地盤と構造物の連成系モデルは、各種のものが提案されており、地盤を前述した半無限弾性体、有限要素あるいは質点とみなし、構造物を剛体、連続体又は質点に単純化し、これらを相互に結びつけて解析する方法が一般的手法としてあり、1960年代から多くの研究者によってその成果が発表されている。

一方、実験・観測に基づいた研究は、1950年代から発表され始めた。久田・中川・木村[1.15]は、模型実験によって地盤の動力学特性を評価することを試み、底面積0.5 m²の基礎を上下加振した場合の各種地盤の動的地盤係数を求めた。また、実在建築物を対象とした地盤と構造物の動的相互作用の効果を扱ったものとして、横尾・畑中・畠山[1.16]、金井・鈴木・久田・中川・田中[1.17]による研究がある。これに続いて鳥海[1.18]は、26団地、221棟の5階建公団アパートの常時微動測定を実施し、得られた固有振動数は団地ごとに明確な相違があり、軟らかい地盤と堅い地盤とで2.5c/sから5.7c/sまで2倍以上のひらきがあることを示した。

さらに、地震観測に基づく研究が、1960年代より開始され、観測技術の向上によって、地盤と構造物の同時観測記録が採れるようになった。大沢・田中・村上・北川[1.19]は、建物と周辺地盤において多点同時観測を行い、地盤—建物連成系に関し、各種振動モデルの検証など一連の研究を行っている。その後も現在まで多くの研究者によって研究が進められ、地震時における地盤と構造物の挙動が次第に明らかにされてきた。

しかし、全体的に見ると理論面が先行し、未だ実験・観測面からの研究は充分といえず、現象の把握が確実になされているとはいい難い。現象の把握を困難にさせる原因は、地盤の局地的な動的性質を捉えることの難しさと、入力地震動の複雑さに因るところが大きい。

第3節　研究の概要

本研究は、実在建物を対象とした実験・観測に基づいて、基礎・地盤条件が建物

の動特性に及ぼす影響を現象面から把握し、建築構造物の耐震安全性を検討する上での基礎資料を得ることを目的としたものである。

研究は、まず主題に直接関係する地盤の動的性質、入力地震動、建物の構造特性の解明に努め、その上で地盤と構造物の相互作用を論ずるという手順をとった。

このような観点から行った研究の概要を、章を追って示すと次の通りである。

第2章は、建物を支える地盤の動的性質について、主として大阪平野の各種地盤を対象として行った弾性波試験、常時微動測定の結果に基づいて述べている。弾性波試験による波動の伝播速度は、大阪府下の学校の運動場で行った実測結果によれば、地盤の標準貫入試験によるN値と、表面波およびS波速度が深く関係していることが明らかとなり、実験式が得られた。

微動に関しては、大阪平野における主要な卓越周期の存在を示し、同時にこれらの周期の卓越の度合が地盤種別によって異なることを示した。測定周期領域を従来より長く0.1～10秒の範囲を対象とした点に特徴がある。

第3章は、大阪平野における3種類の地盤、すなわち平野周辺の岩盤と平野内部の洪積地盤、沖積地盤で観測された地震記録に基づいて、平野の震動特性について述べている。ここでは岩盤と平野内部の各種地盤とでは周期特性・振幅特性・継続時間などに顕著な相違があることを指摘した。

この原因として特記すべきことは、平野周辺の岩盤から平野内部の堆積層を介して伝播する「あとゆれ」と仮称している表面波の存在がある。

第4章は、実在建物を対象として、基礎・地盤条件の影響を受けない上部架構のみの構造特性、すなわち構造種別や建物の形状寸法、さらに耐震壁の有無などの上部架構の剛性に関する評価を行っている。本章の特色は、上部架構の剛性の評価尺度として、建物内の架構を介して伝播する構造波というべき波動をとり上げ、この伝播速度の大小によって建物の構造特性を評価している点にある。評価法は建物頂部を人力によって衝撃的に水平加力し、発生した波動の伝播速度を実測するもので、得られた構造波が建物の構造種別および耐震壁の有無によって明確に異なることを定量的に示している。本法は、実在建物の剛性を実験的に評価する上で非常に有効であり、その実測結果は、後の地盤－建物連成系における建物の動力学モデルを設定する上で、重要な役割を果たす。

第5章は、実在建物を対象とした振動実験と地震観測結果に基づいて、地盤－建

物連成系の相互作用の効果をとり上げ、地盤性状や基礎形式の違いが建物の固有周期と減衰特性、さらに地震時挙動に及ぼす影響に関して述べている。

本研究によれば、建物の動特性は、基礎・地盤条件の影響を大きく受け、軟弱でN値の低い地盤に建つ建物ほどその固有周期は長く、減衰定数が増す傾向が確かめられた。この傾向は、建物が低層で、地盤に対する建物の剛性が相対的に大きい場合程顕著で、これらの関係を実験式によって定量化し、提示している。さらに第2章から第4章までの研究成果を用いて、地盤を半無限弾性体、建物を剛体及び剪断型連続体とみなした場合の理論解析を行い、実測結果との比較から、動力学モデルを設定する上で必要となる地盤と建物に対する適切な力学的諸定数を与え、同時に理論解析の適用範囲を明らかにした。

最後に、全く同一平面・立面形状をもち、地盤条件の明確に異なる2棟の建物についての地震観測結果を示し、常時微動測定、人力による加振実験ならびに理論解析結果の妥当性を検証した。

参考文献

〔1.1〕金井清：地震工学、共立出版、昭和44年

〔1.2〕谷口忠：塔状建造物の基礎不完全固定が週期に及ぼす影響、建築雑誌、vol. 48, No. 584, 1934年、pp. 341－345

〔1.3〕Sezawa, K. and Kanai, K. : Decay in the Seismic Vibrations of a Simple or Tall Structure by Dissipation of their Energy into the Ground, 東京大学地震研究所彙報、vol. 13, 1935年、pp. 681－697

〔1.4〕Lamb, H. : On the Propagation of Tremors over the Surface of an Elastic Solid, Philosophical Transactions of the Royal Society of London, vol. 203, Series A, 1904, pp. 1－42

〔1.5〕Reissner, E. : Stationäre, axialsymmetrische, durch eine schüttelnde Masse erregte Schwingungen eines homogenen elastischen Halbraumes, Ingenieur- Archiv, vol. VII, 1936, pp. 381－396

〔1.6〕Sung, T. Y.: Vibrations in Semi-Infinite Solids due to Periodic Surface Loading, ASTM Symposium on Dynamic Testing of Soils, ASTM

Special Technical Publication, №. 156, 1953, pp. 35－63

〔1．7〕 Quinlan, P. M. : The Elastic Theory of Soil Dynamics, ASTM Symposium on Dynamic Testing of Soils, ASTM Special Technical Publication, №. 156, 1953, pp. 3－34

〔1．8〕 Toriumi, I. : Vibrations in Foundations of Machines, Technology Report of the Osaka University, vol. 5, №. 146, 1955, pp. 103－126

〔1．9〕 Arnold, R. N., Bycroft , G. N. and Warburton,G. B. : Forced Vibrations of a Body on an Infinite Elastic Solid, Journal of Applied Mechanics, vol. 22, 1955, pp. 391－400

〔1．10〕 田治見宏：耐震理論に関する基礎的研究、東京大学生産技術研究所報告、第8巻、第9号、昭和34年3月、pp. 170－215

〔1．11〕 Kobori, T.: Dynamical Response of Rectangular Foundations on an Elastic-Space, 地震工学国内シンポジウム講演集、1962, pp. 81－86

〔1．12〕 小堀鐸二、南井良一郎、井上豊：矩形基礎の Ground Compliance とその Simulation について、京都大学防災研究所年報、第7号、昭和39年3月、pp. 164－ 178

〔1．13〕 小堀鐸二、南井良一郎、鈴木有、日下部馨：長方形基礎の Dynamical Ground Compliance（その1）半無限弾性地盤の場合、京都大学防災研究所年報、第10号A、昭42年3月、pp. 283－314

〔1．14〕 小堀鐸二、南井良一郎、鈴木有：弾性地盤上の構造物の動特性について、京都大学防災研究所年報、第9号、昭和41年3月、pp. 193－224

〔1．15〕 久田俊彦、中川恭次、木村栄一：地盤の動力学的性質に関する研究、日本建築学会研究報告、22号、昭和28年、pp. 127－128

〔1．16〕 横尾義貫、畑中元弘、畠山直隆：地盤の性質が建物の振動性状に及ぼす影響、日本建築学会研究報告、24号、昭和28年、pp. 183－184

〔1．17〕 金井清、鈴木富三郎、久田俊彦、中川恭次、田中貞二：各種地盤に建つ同一建物の振動試験、（その1）、（その2）、日本建築学会研究報告、24号、昭和28年、pp. 185－188

〔1．18〕 鳥海勲：住宅公団アパートの固有振動数集団計測、日本建築学会論文報告集第116号、昭和40年10月、pp. 21－26

〔1.19〕 Osawa, Y., Tanaka, T., Murakami, M. and Kitagawa, Y.: Earthquake Measurements in and around a Reinforced Concrete Building, Proc. of the 4th W. C. E. E., 1969, pp. 1−16

第２章　地盤の動的性質

第１節　序　　論

地盤は、建物の鉛直荷重を支持すると共に、地震時において波動を伝達し、建物と力のやりとりをする場であり、この地盤の性質によって上部に存在する建物の特性は、大きく左右される。したがって、建物の動特性は、地盤の動的性質の把握なしに考えることが出来ない。

本章は、主として大阪平野における各種の実測に基づいて得られた地盤の動的性質についてまとめたものである。内容は、２節から成っており、弾性波試験による局地的な地盤の剛性評価と、微動測定から求められた各種地盤の周期特性とに大別される。

第２節の弾性波試験は、錘を落下させて発生するＰ波と表面波の伝播速度を求めるものと、板叩き法によるＳ波の伝播速度を求めるものとに分けられる。地盤性状を表わす指標として標準貫入試験によるＮ値を用い、Ｎ値とこれらの伝播速度との関係が実験式によって提示されている。

第３節の微動測定に関しては、大阪平野内の各種地盤において測定点を設定し、そのスペクトル分析結果から、卓越周期と地質ならびに沖積層厚との関係についてまとめたものである。参考として名古屋地方や松江地方の観測例についてもふれている。

第２節　弾性波試験による地盤の剛性評価

２．１　序

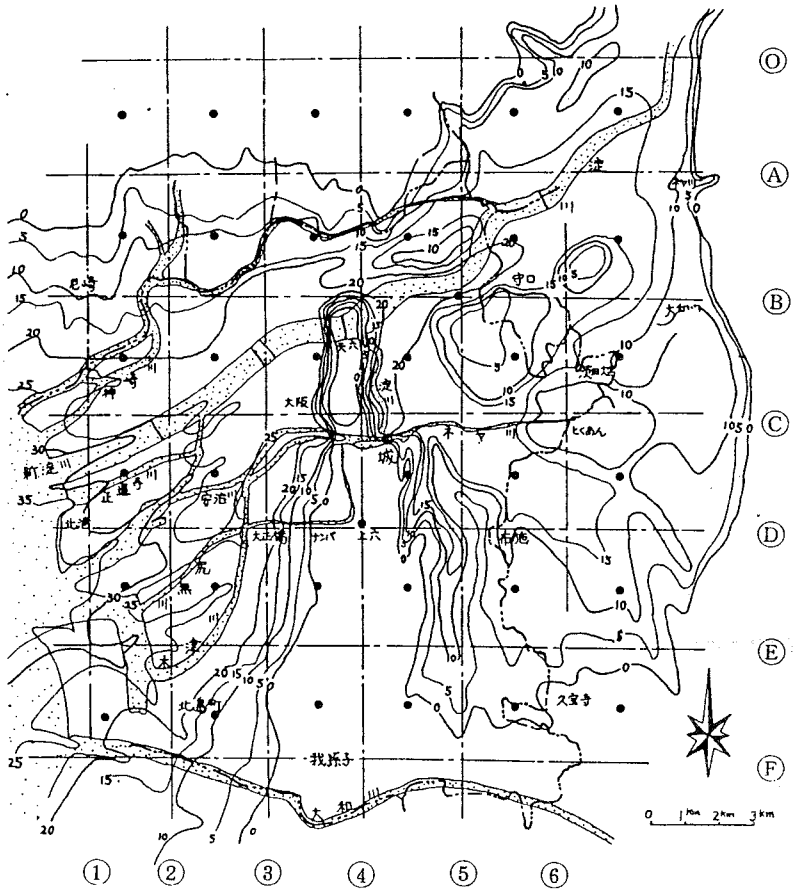
地盤の剛性は、直接的には原位置において平板に静的あるいは動的な載荷を行ない、力と変形の関係から求めることが出来る。この方法は、土の弾性域から塑性域に至るまで幅広いひずみレベルにわたって地盤剛性を評価することが出来る反面、載荷板の大きさによって力の伝達される効果が異なるため、その補正を必要とする欠点がある。また実験室における試験結果についても類似の問題が生じる。これに対して原位置において振動を発生させ、地盤中を伝播する波動速度によって地盤剛

性を評価する方法がある。この方法は、ひずみレベルが小さい弾性域での評価法ではあるが、比較的簡便に行うことが出来、一般性がある。本節においては、地表面上に錘を落下させ、発生したＰ波と表面波（Rayleigh 波）の伝播速度から地盤剛性を評価した結果と、板叩き法によって求められるＳ波速度から評価した結果とについて述べる。

２．２　錘落下による波動の伝播速度[2.1]

２．２．１　測定方法および測定器の概要

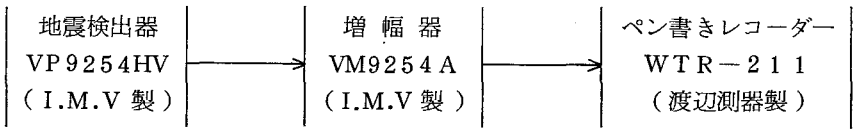
実験は、大阪平野の32箇所において行われ、測定点は図－２．２．１に示すように大阪市の中心部を南北に貫く上町台地の上本町六丁目（図中のＤ－４）を基点として、東西・南北両方向に約3.5km間隔の格子を考え、その交点に最も近接した学校の運動場とした。



図－２．２．１　沖積層下限等深線図[2.2]と測定点

実験方法は、落下高1.40m、重量30kgの錘を自由落下させ、これによって生じる地盤の振動を検出するもので、落下点から水平距離２mの地点に第１番目の地震計をセットし、この測定点から10m間隔で次の地震計をセットし、この間のＰ波とRayleigh 波の伝播速度を求めるという方法によった。

測定の系統図は、図－２．２．２に示すとおりである。使用した地震計は固有振動数が１ Hz の動コイル型で、感度は1.0V/kine である。



図－２．２．２　測定の系統図

２．２．２　Ｐ波と Rayleigh 波の伝播速度

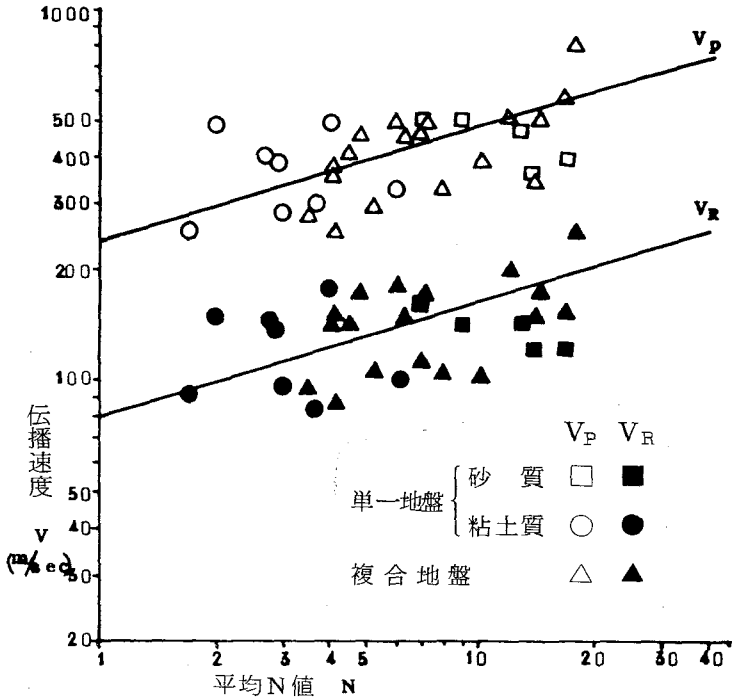
実測されたＰ波及び Rayleigh 波の伝播速度と地盤性状との関係について検討する。

地盤性状を示す因子としては、土質、密実の程度、間隙比、含水比などの多くの要素が考えられるが、資料が整備され他の因子との関係も多く求められているという理由で、標準貫入試験によるＮ値で代表させることにする。またＮ値は沖積層の平均Ｎ値で評価し、沖積層厚が５ｍ未満の場合は、地表面から５ないし10ｍまでの洪積層を含むＮ値の平均値を採ったものである。[2.2]

平均Ｎ値とＰ波および Rayleigh 波の伝播速度との関係を求めると、図－２．２．３のように表わされる。図中の記号は、地層構成を表わすために、単一地盤を四角と丸印で、複合地盤を三角印で示してある。ここでいう単一地盤とは、同一土質が70％以上占めているもので、砂質を四角、粘土質を丸印で示す。本図から、平均Ｎ値（Ｎ）とＰ波速度（V_P）及び Rayleigh 波速度（V_R）との関係を求めると、次式が得られる。

$$\left.\begin{array}{ll} \text{P波} & V_P = 240N^{0.31}\ \text{〔m/sec〕} \\ \text{Rayleigh 波} & V_R = 80N^{0.31}\ \text{〔m/sec〕} \end{array}\right\} \qquad (2.1)$$

さらに、Rayleigh 波（V_R）とＳ波（V_s）との関係を $V_R = 0.95V_S$ と仮定して、Ｓ波速度 V_S を求めると、下記の式となる。



図－2．2．3　平均N値と伝播速度の関係

S波　　$V_S=84N^{0.31}$　　（2．2）

これは、文献〔2．3〕による実験式

$V_S=76N^{0.39}$ と類似の関係にある。

地盤のポアソン比（ν）は、弾性波動論によれば次式で求められる。

$$\nu=\frac{1}{2}\frac{2-(V_P/V_S)^2}{1-(V_P/V_S)^2} \qquad (2.3)$$

本計測結果をもとに、ポアソン比 ν を計算すると、

$$\nu=0.44\pm0.02 \qquad (2.4)$$

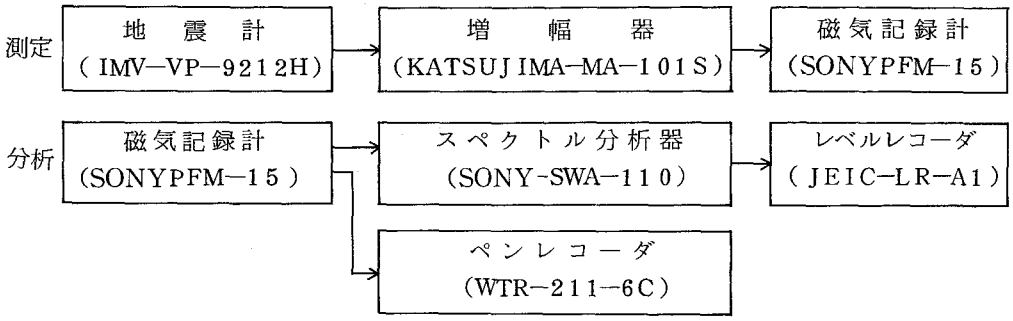
となり、水の場合の $\nu=0.50$に近い値を示す。

2．3　板叩き法によるS波の伝播速度[2.4]

2．3．1　実験の概要

S波は、自動車の車輪などで地表面上に置いた板を押え、これを掛矢で水平に叩くことによって発生させることが出来る。この波動の伝播速度を測定すれば、前述した表面波の場合と同様に地盤剛性を評価し得る。

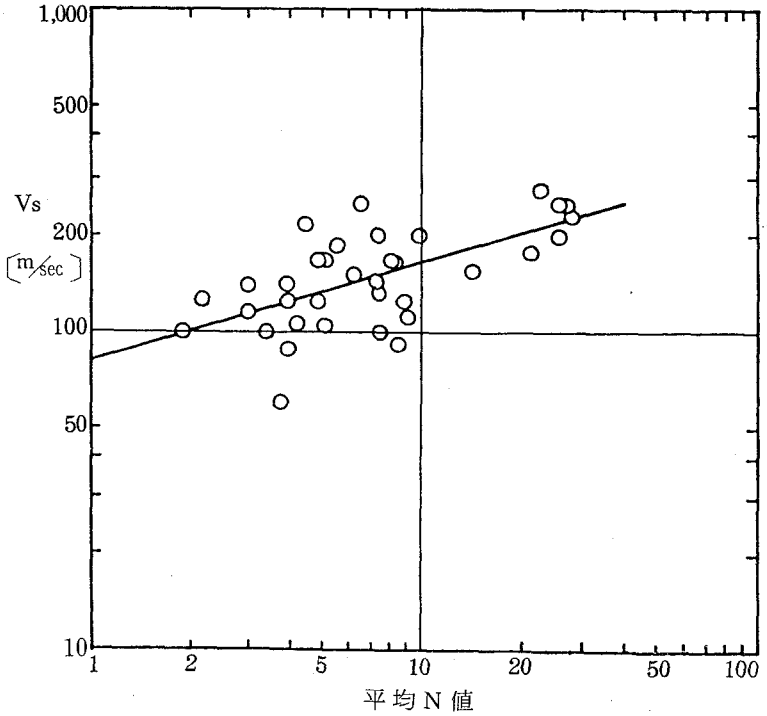
測定点は、先に図－２．２．１に示した格子の中間点で、図の●印付近の学校の運動場とする。測定は地表面上に10m間隔に４個の地震計をセットし、測線30mとした。測定の系統図は、図－２．２．４に示すとおりである。



図－２．２．４　測定・分析の系統図

２．３．２　Ｓ波の伝播速度

落錘による実験の場合と同様に、Ｓ波の伝播速度を地盤の平均Ｎ値と関係づけて示すと、図－２．２．５のように表わされる。本図によれば、V_sの値はかなりのバラツキが認められる。これは、地盤を評価するに当って、層状をなして堆積し測点ごとに成層状態の異なるものをＮ値の平均値ということに集約して表わしていること



図－２．２．５　Ｎ値とＳ波速度の関係

や、土質ならびに地層構成などの相違に起因するものと考えられる。

V_S とN値との関係を求めると次式が得られる。

$$V_S = 81N^{0.304} \qquad (2.5)$$

これは、前述した表面波速度 V_R の実測値をもとに、$V_R = 0.95V_S$ と仮定して求めたS波の伝播速度、$V_S = 84N^{0.31}$ と類似した関係式である。

S波速度は、地盤の剛性率 μ、密度 ρ との間に $V_S = \sqrt{\mu/\rho}$ の関係があり、本式から剛性率 μ は、$\mu = \rho V_S^2$ で表わされる。したがって計測された大阪地盤の剛性率は、密度 ρ を $\rho = 1.7 \times 10^{-6}$ kg・sec²/cm⁴ とし、$V_S = 100 \sim 250$m/sec とすると、$\mu \fallingdotseq (0.2 \sim 1.0) \times 10^3$ 〔kg/cm²〕となる。

2.4 結　び

本実験から、大阪平野の内、大阪市とその周辺都市の各種地盤におけるP波、S波、Rayleigh 波の伝播速度を把握することが出来た。地盤剛性と直接関係するS波速度は、100～250m/sec の範囲にあり、地盤のN値とS波速度との関係も、各地で一般に言われている関係[2.5]、[2.6]とほぼ同じ傾向を示していることが明らかとなった。また表面波速度からS波速度を推定することの妥当性も示すことが出来た。

得られた結果は、以後建物と地盤の動的相互作用の効果を論ずる場合の、地盤の動的性質を表わす基礎資料として活用することが出来る。

第3節　微動測定による地盤の動特性

3.1 序

地盤は、常に数ミクロンの微振動を続けており、その振動には、下部地盤に関する多くの情報が含まれているものと推測される。したがって、この微振動を測定し、適切な分析を行うことによって、地下構造や地震時の地盤の挙動を推定するための資料を得ることが出来るものと考えられる。既に卓越周期に関しては、金井他による多くの研究があり、[2.7]、[2.8]主として周期1秒以下の短周期成分に注目し、地震時には微動時の卓越周期が優勢に現われるといわれている。この微振動は、一般に周期1秒付近を境に、短い領域を常時微動、長い領域を脈動と呼ばれる場合が多いが、周期1秒に明確な物理的意味があるわけではない。

本節は、地盤性状の明らかな場所において微動測定を実施し、その振動波形の周期－頻度曲線や変位スペクトルを基に、地盤性状とスペクトル特性や卓越周期との関係について考察したものである。内容は、3．2において局地的な地盤特性を表わすと考えられる周期2秒程度以下の短周期領域を対象に、地盤種別と卓越周期との関係について述べ、3．3において周期10秒の長周期領域まで含んだ、平野的規模での動特性について述べている。特に長周期領域に関しては、近年の土木・建築構造物の高層化、大型化に伴いその周期が延び、必然的に地盤についても周期領域を拡張して論ずることが重要な課題となっている。

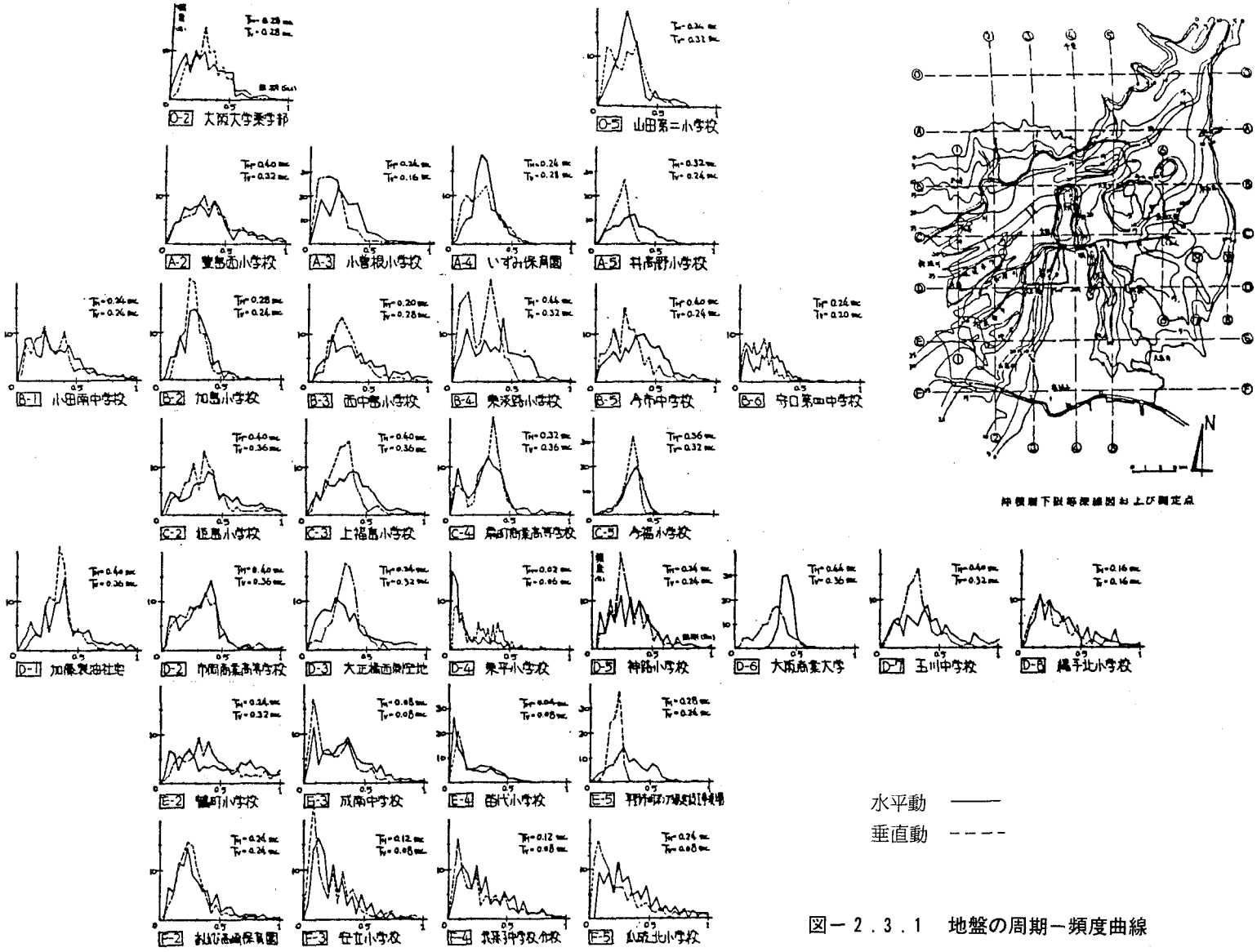
なお測定は、走行車輌、工場機械ならびに構造物などの振動源から直接伝播する波動の影響を避けるため、学校の運動場において行った。

3．2　地盤の卓越周期について

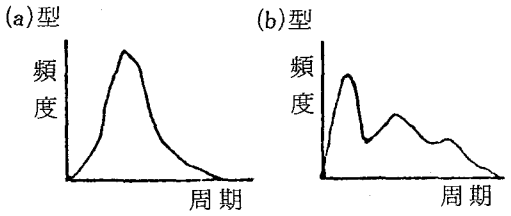
3．2．1　周期－頻度曲線による分析[2.9]

大阪市とその近郊都市の32箇所の学校において微動測定を実施し、周期－頻度曲線を示すと図－2．3．1のように表わされる。測定点は右上図の格子の交点付近で、頻度曲線は2分間の微動記録に対して、Zero Cross法を適用し、水平動を実線、垂直動を破線で描いてある。測定位置図に描かれている沖積層下限線図と、周期－頻度曲線とを対応してみると、興味ある現象が知られる。すなわち、洪積地盤の上町台地は、0.1秒より短い周期が卓越し、周期が長くなるにつれ頻度は低下するのに対し、沖積層が厚く堆積している大阪湾沿岸および東大阪市とその周辺部は、0.3秒前後の周期成分がきわだって卓越していることである。

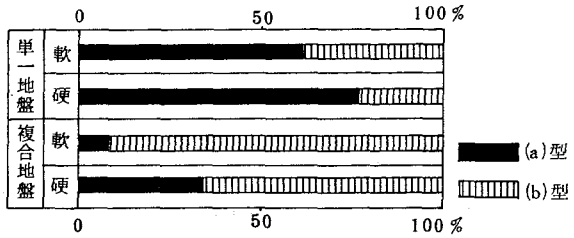
今、地層構成と頻度曲線の型との関係を調べるため、それぞれを次のように単純化して分類する。地層構成は、沖積層の内同一土質で約70％以上占めているものを単一地盤、それ以外を複合地盤とし、地盤の硬軟についても標準貫入試験によるN値の平均値をもって、N＜10を軟質、N≧10を硬質と区分する。頻度曲線の型は、図－2．3．2の（a）型、（b）型に大別し、この型と地層構成との関係を求めると図－2．3．3のような結果が得られる。本図によれば、地盤の硬軟にかかわらず単一地盤においては、（a）の単峰型の頻度曲線となり、複合地盤においてはピークが多数現われる複雑な頻度曲線となることがわかる。



図－２．３．１　地盤の周期－頻度曲線



図－２．３．２　頻度曲線の型

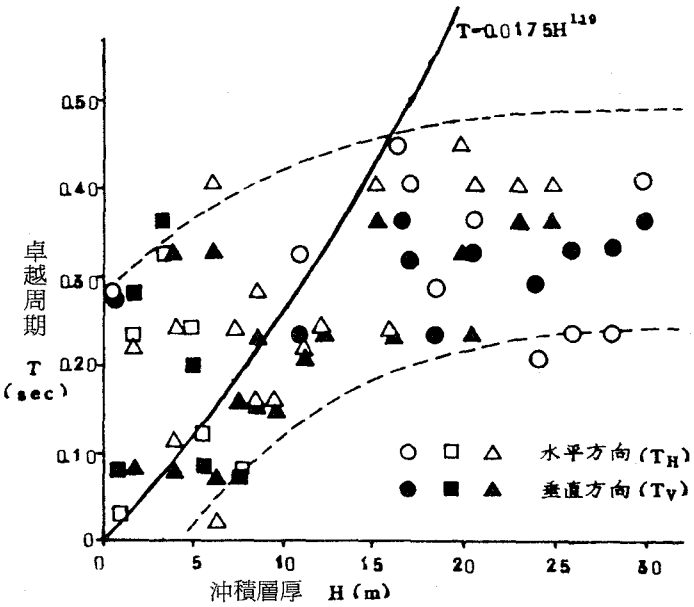


図－２．３．３　地盤種別と頻度曲線の型

卓越周期を沖積層厚と関係づけて示すと、図－２．３．４のように表わされる。図中の記号は、丸印は粘土質系、四角印は砂質土系の単一地盤の場合を示し、三角印は複合地盤を示している。本図によれば、卓越周期は沖積層厚10m程度までは漸次増大する傾向が認められるが、これ以上の層厚になるとすべて、0.2～0.5秒の範囲に属すことがわかる。

卓越周期Tを1/4波長則を用いて $T=4\ H/V_S$ とし、実測値との比較を行う。ここにHは沖積層厚、V_S はS波速度とする。V_S は先に落錘による波動速度の実験から地盤のN値と対応させて求められている。一方、対象地盤においてN値と沖積層厚Hとの間には、図－２．３．５に示す関係があり、沖積層厚が増すとこの間の平均N値は低下するという傾向を示す。この関係は次式で表わされる。

$$N=25H^{-0.61} \qquad (2.6)$$



図－２．３．４　卓越周期と沖積層厚の関係

本式を前述した $V_S=84N^{0.31}$ に代入すると層厚HとS波速度 V_S との関係式が得られる。

$$V_S=228H^{-0.19} \qquad (2.7)$$

参考として、先に求めた縦波速度（V_P）及び表面波速度（V_R）と沖積層厚の関係を示すと、図－2．3．6のように表わされる。

（2．7）式から、地盤の卓越周期Tは、次式で表わされる。

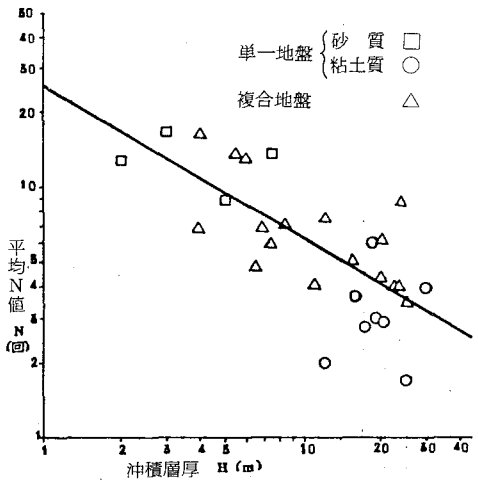
$$T=\frac{4H}{V_S}=0.0175H^{1.19} \qquad (2.8)$$

図－2．3．4の実線は、本式を示したものである。この図から、沖積層厚が15m以上になると、常時微動から求めた卓越周期に較べ1/4波長則より求めた周期は、過大な値を示し、卓越周期を単純に沖積層厚と結びつけることに無理があることがわかる。

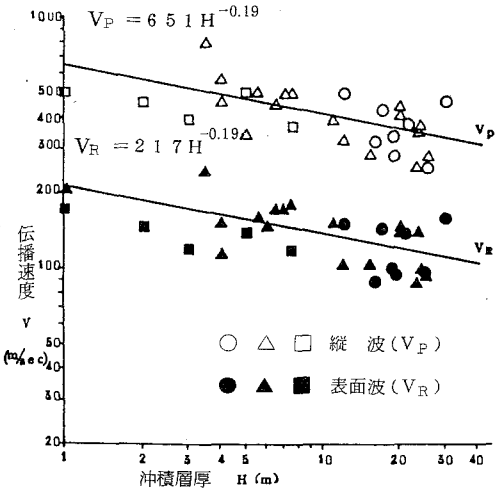
3．2．2　変位スペクトルによる分析

前述した大阪市とその近郊都市において、測定点と分析方法を変えて再度実施した常時微動測定結果について述べる。[2.4]

測定点は、図－2．2．1に示す約3.5km間隔の格子の中間点（●印）とし、37の学校を選んだ。分析方法は、一定パーセント帯域幅の可変フィルターにより振動数分析をするスペクトル分析器を用いた。



図－2．3．5　平均N値と沖積層厚の関係

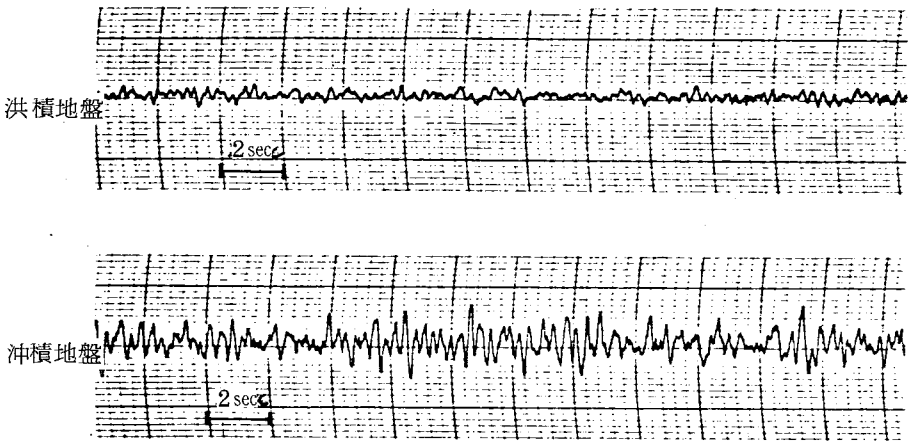


図－2．3．6　伝播速度と沖積層厚の関係

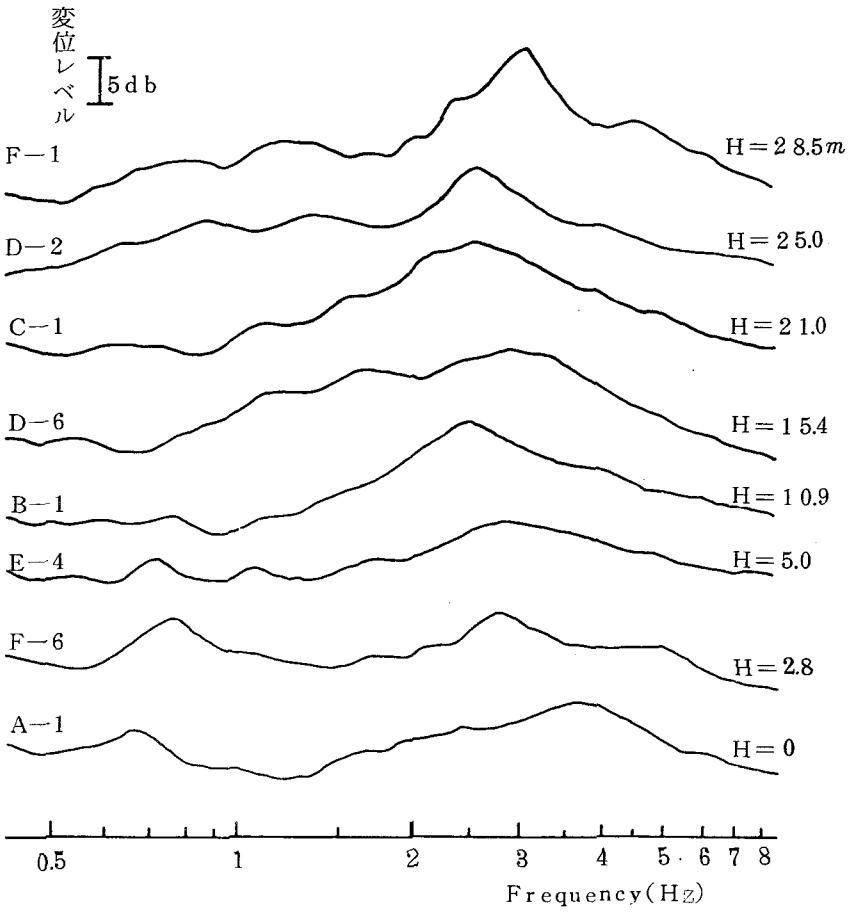
測定・分析の系統図は、図－２．２．４に示すとおりで、測定器は１ Hz から30Hz までほぼ一定の感度特性を有する。

地盤性状の明確に異なる２種類の地盤、すなわち洪積地盤と沖積層厚25mの軟弱地盤について、微動の水平方向変位波形を示すと、図－２．３．７のように表わされる。地盤条件の相違が、変位波形の振幅ならびに周期特性に明瞭に現われていることがわかる。これらの波形の変位スペクトルを、沖積層厚別に順次示すと、図－２．３．８のように表わされる。各測点の土質柱状図は、図－２．３．９のとおりで、図中の太線は沖積層の下限を示している。図－２．３．８と図－２．３．９を対照してみると、沖積層厚が５ｍ未満の硬質地盤においては、0.7～１ H_z と2.5～3.5H_z の変位レベルが高く、沖積層厚が５ｍから30mの軟弱な地盤においては、0.7～１ H_z の変位レベルは相対的に低下し、2.5～3.5H_z の変位レベルが層厚に関係なく高くなる傾向を示すことがわかる。

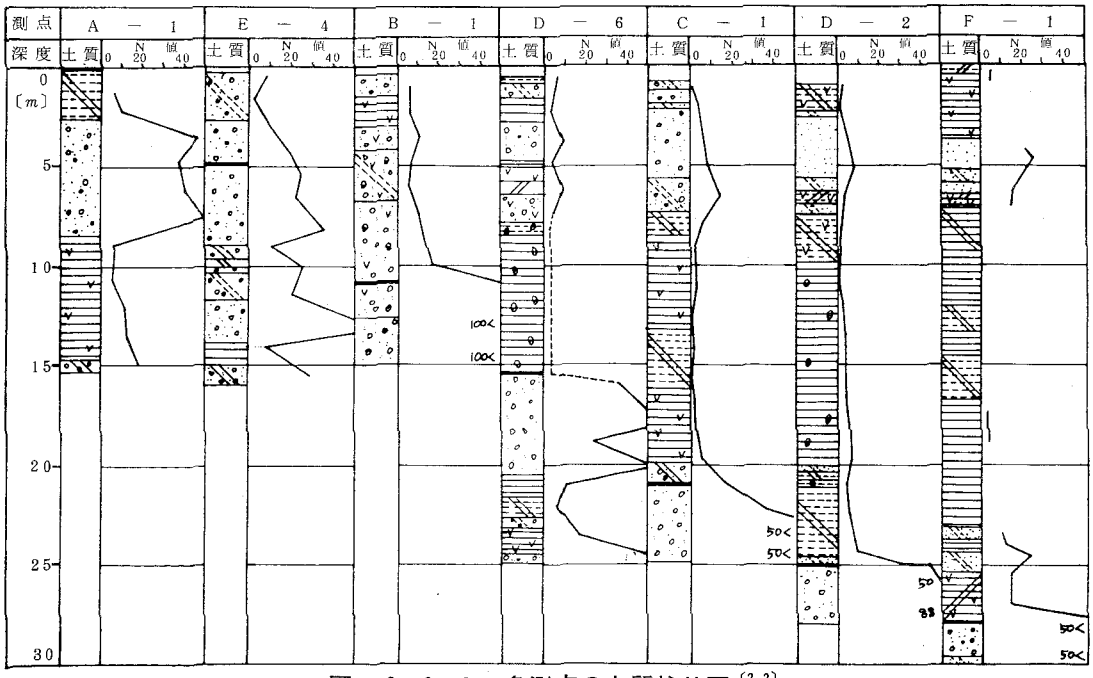
今、このスペクトル分析結果を基に、各地盤の卓越周期を読みとり、沖積層厚Ｈと卓越周期Ｔとの関係を描くと、図－２．３.10のように表わされる。卓越周期は、沖積層厚の変化にかかわらず、大部分の地盤において2.5～3.5Hz、すなわち0.3～0.4秒に分布している。そして沖積層厚５ｍ未満の上町台地および大阪平野周辺部の丘陵地においては、0.3～0.4秒の他に１～1.5秒の周期が卓越することがわかる。本図と前述した図－２．３．４との違いは、沖積層厚10m未満の比較的硬質な地盤にみられる。これは分析法の違いによるもので、頻度曲線による分析は、振幅を考慮せず単に周期の頻度のみを評価しているため、短周期成分がみかけ上卓越する結果となったものである。



図－２．３．７　微動波形の例



図－2．3．8　沖積層厚別の変位スペクトル



図－2．3．9　各測点の土質柱状図 [2.2]

図中の曲線は、沖積層を単一層とみなし、鉛直下方からＳ波が伝播するものとして1/4波長則より求めたもので、計算経緯は次の通りである。大阪地盤の場合、沖積層厚が増大すると、この層間の平均Ｎ値も減少するという関係が認められ、本対象地盤においても図－２．３．11にみられるように層厚ＨとＮ値との間に相関がある。これを数式化すると下式となり、（２．６）式と類似した関係が与えられる。

$$N=26H^{-0.60} \qquad (2.9)$$

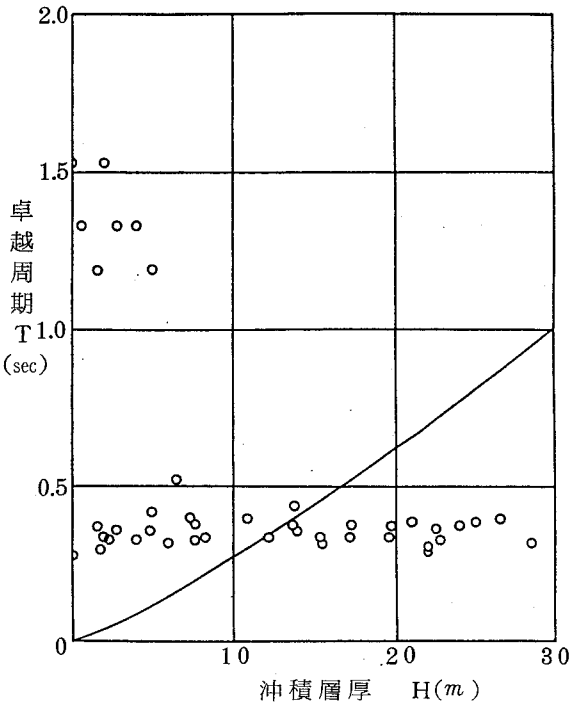
本式を、前出の V_S とＮの関係式に代入すると、下式で表わされる。

$$V_S=81N^{0.304}=218H^{-0.182} \qquad (2.10)$$

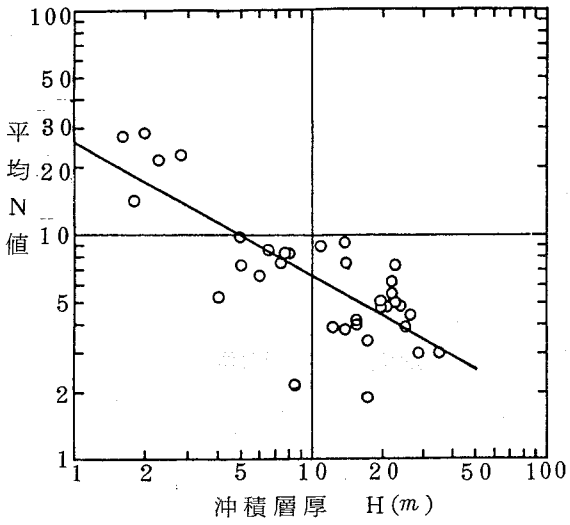
したがって地盤の卓越周期Ｔは、

$$T=\frac{4H}{V_S}=0.018H^{1.182} \qquad (2.11)$$

となり、層厚の増大に伴って卓越周期は増大するという関係が得られる。本式と実測値を比較すると、図－２．３．10のように表わされ、両者の相関はほとんど認められない。



図－２．３．10　沖積層厚と卓越周期の関係



図－２．３．11　沖積層厚と平均Ｎ値の関係

3.2.3　分析結果の考察

1秒以下の常時微動は下部地盤の地層構成を反映し、そのスペクトルの型が単峰型の時には単一層の場合が多く、ピークが不明瞭かまたは複数存在する時には地層構成の複雑な複合地盤の場合が多いことが明らかとなった。そして、その卓越周期は、沖積層厚に即対応するわけではなく、10～20mまでのごく表層の地盤構造を反映したものであると考えられる。

3.3　やや長周期領域を考慮した平野の微動特性

3.3.1　大阪平野の微動特性

固有周期10秒の換振器を用いて大阪平野の各点で微動測定を行い、その変位スペクトルを観察することによって、周期10秒から0.1秒までの領域について各種地盤の振動特性に関する検討を試みる。[2.10]測定・分析器のブロックダイアグラムは、図－2.3.12に示すとおりで、換振器は0.2～30Hzまでほぼ平坦な感度特性を有する動コイル型地震計である。

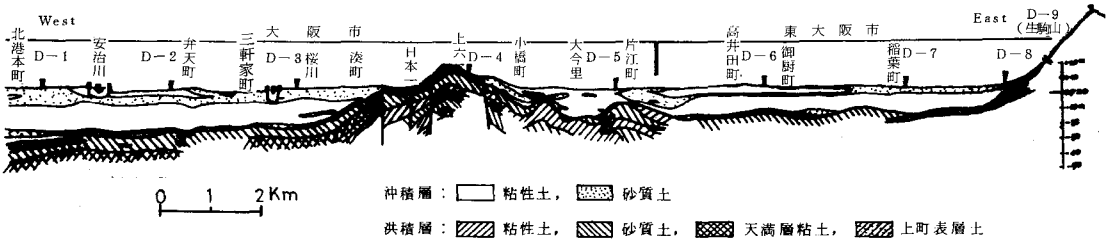
図－2.3.12　測定・分析の系統図

測定点は、大阪市とその近郊都市において、先に固有周期1秒の換振器を用いて測定したと同様に、図－2.2.1に示す東西・南北両方向に設定した約3.5kmの間隔の格子の交点に最も近接した学校の運動場36箇所と、信貴生駒山地の山頂および尾根について3箇所を選んだ。この内、大阪市中心部の東西方向測線の地盤断面図は図－2.3.13に示すとおりである。本図において、D－4は大阪市中心部を南北に走る上町台地上の測点で、D－9はこの上町台地とほぼ平行に走り大阪平野の東縁部にあたる信貴生駒山地の生駒山頂（標高642m）での測点で、D－8はその裾にあたる。D－1、2、3および5、6、7はほとんどN値3以下の非常に軟弱な沖積粘土上の測点である。沖積層厚は、上町台地と信貴生駒山地に囲まれた部分の測点D－6、7が17m程度で、大阪湾側はそれより更に深く、特にD－1、2は25m以上に及んでいる。

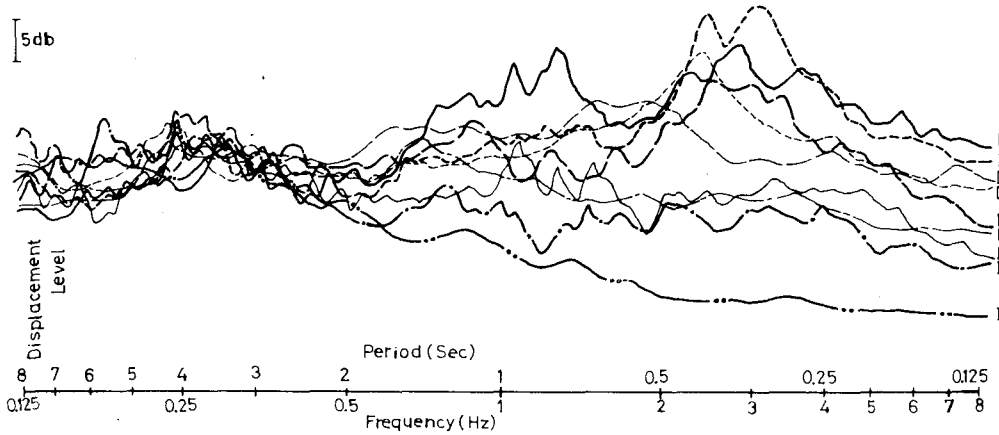
これらの測点の内、図－２．３.13に示した９測点はその地盤条件の相違から３グループ、すなわち沖積地盤上の測点であるＤ－１、２、３および５、６、７と表土層が薄く洪積地盤上の測点とみなし得るＤ－４、８と、岩盤の生駒山上の測点Ｄ－９とに大別される。

Ｄ－１からＤ－９までの各測点の変位スペクトルの内ＮＳ成分を、各測点において顕著に認められる周期４秒付近を基準にして重ね合わすと、図－２．３.14のように表わされ、全体として周期４秒、１秒前後、0.3秒前後の３つの周期成分が卓越するスペクトルとなる。またＥＷ方向についてもこれと全く同様の傾向を示し、変位スペクトルに明確な方向性は認められない。

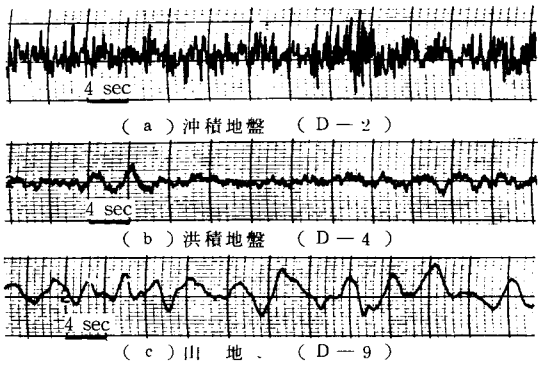
図－２．３.15はこれらの内の代表的地盤の微動波形を示したもので、地盤条件によって顕著に異なることが判る。また微動の変位振幅は、山地が平野内部の各測点に較べ1/5～1/10と非常に低いことが確認された。



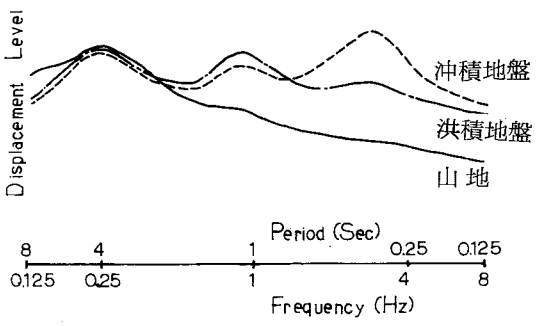
図－２．３.13　地盤断面図[2.2]とＤ通り測定点



図－２．３.14　変位スペクトル（水平動）



図－2．3．15　各種地盤の微動波形の例



図－2．3．16　地盤種別とスペクトルの型との関係

全測点における測定結果をもとに、変位スペクトルの一般型と地盤種別との関係を求めると、図－2．3．16に示すような3つのタイプに分類される。

以上の結果をまとめて記せば次の通りである。

i）大阪平野において、おおまかにいって、4秒、1～1.5秒、0.3～0.5秒に卓越する周期成分があり、この3つの周期は、地盤条件によって卓越の度合が異なる。

ii）山地においては、1秒以下にほとんど卓越する周期成分は認められず、4秒ないしそれ以上の周期が優勢である。

iii）洪積地盤は、4秒および1～1.5秒の周期が卓越し、短周期領域での卓越はほとんど認められない。

iv）沖積地盤においては、1秒以下の特に0.3～0.5秒の短い周期成分が卓越する。

3．3．2　名古屋地方の微動特性[2.11]

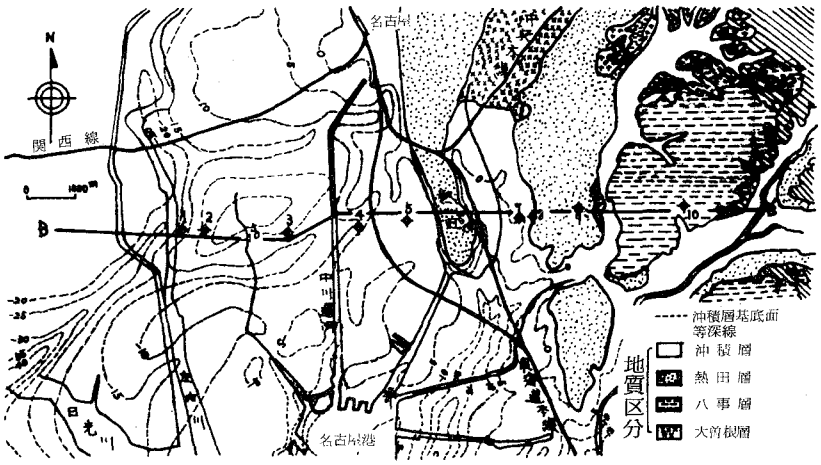
調査地域は、名古屋市の東側に分布する八事層を含む丘陵地、その西縁をとりまくように分布する熱田台地、さらにその西側に広く存在する沖積地の三つの地域に分けられる。丘陵地および熱田台地は地質的には洪積層に区分され、丘陵地のうち八事層は古生層のチャートの礫を90％以上も含んでおり、標準貫入試験によるN値も高く硬い地層である。また熱田台地は砂と粘性土の互層で、上層部にN値10以下の層の存在する所もあるが、全般的にみて硬い地盤であるといえる。沖積地は上部粘性土層、上部粗粒層、中部粘性土層から成り、上部粗粒層がN値10～20の所もあるが、粘性土層のN値は4以下と低く、一般的に軟弱な地盤といえる。[2.12]

測定地点としては、硬い洪積地盤から軟弱な沖積地盤まで興味ある地盤を含む、名古屋地盤図中のＢ－Ｂ断面を選び、図－２．３．17に名古屋付近の地質ならびに沖積層厚の分布と測定地点、図－２．３．18にその測定地点の断面図を示した。これらの図から、測点１～４は沖積層厚がほぼ10m以上の沖積地、測点５～８は熱田台地周辺の沖積層厚が５ｍ以下の地域、測点９、10は熱田層および八事層とよばれる洪積地と、大きく分けて３つのブロックに区分されることが知られる。

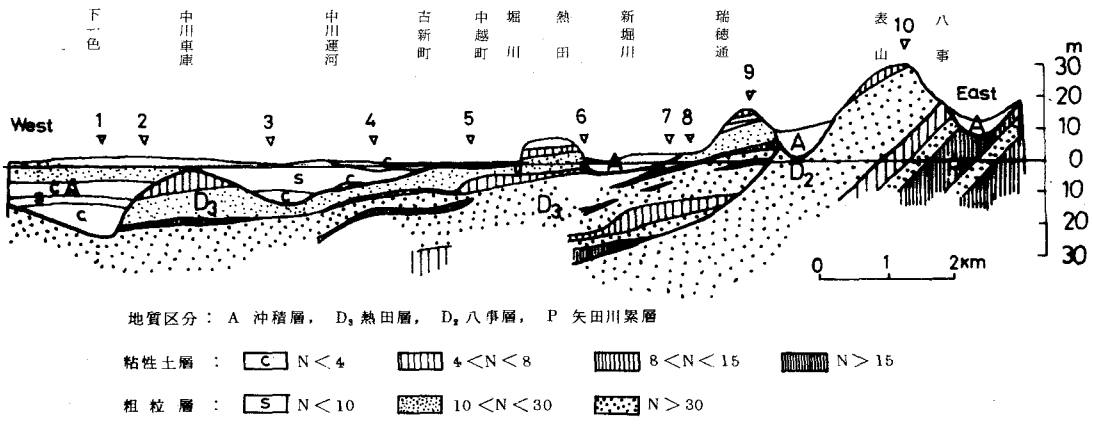
なお測定は、１秒から10秒にわたる脈動といわれるやや長周期成分の日変化による影響を考慮して、全測点を同一日に行った。

測点１から10までの各地盤のＮＳ成分における変位スペクトルを、局地的な地盤特性の影響を受けにくいと思われる４秒付近の長周期成分を基準にして重ね合わすと、図－２．３．19の如く表される。本図から全体として４秒、1.5秒、0.4秒付近の３つの周期成分が卓越するスペクトルとなることが知られる。

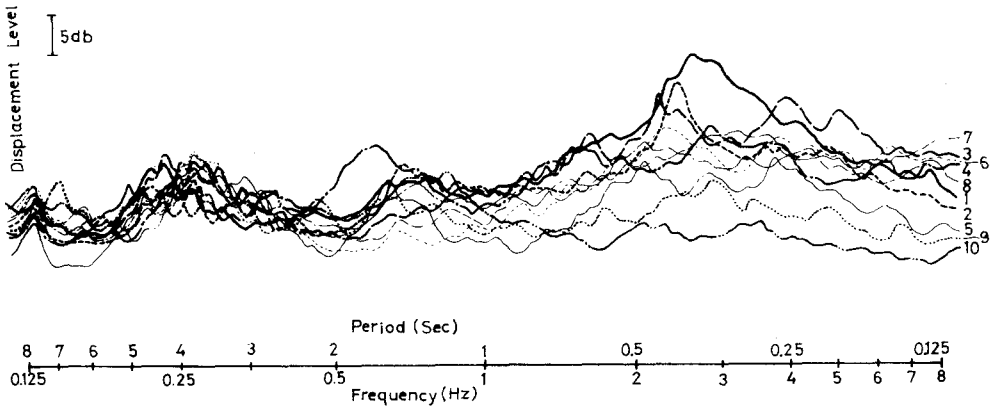
今これを先に述べた、沖積地、熱田台地周辺地域、丘陵地の３地域に分けて観察すると、地盤条件によって変位レベルに顕著な差異が認められる。すなわち、八事層、熱田層のような洪積地においては、４秒、1.5秒付近の周期成分が優勢で、これより短い周期領域においての卓越する周期は認め難い。また沖積層厚が10m以上の沖積地においては0.4秒付近の短い周期成分の変位レベルが、１秒より長い周期成分に較べてはるかに優勢である。そして熱田台地周辺の沖積層の薄い地域においては４秒、1.5秒、0.4秒付近にほぼ同レベルで優勢な周期成分が認められ、八事層のような洪積地と層厚10m以上の沖積地の中間的な性格を有しているといえる。



図－２．３．17　地盤概要と測定位置図〔2.12〕



図－２．３．18　地盤断面図（名古屋地盤図による）



図－２．３．19　変位スペクトル（水平動）

３．３．３　松江地方の微動特性

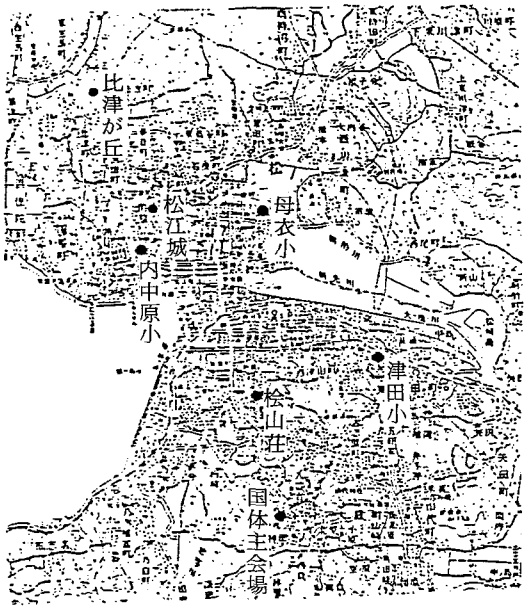
松江地方は、前述した大阪や名古屋地方と異なり、その平面的拡がりが狭く、地表から深さ20m 程度で岩盤に達する、堆積層厚の極めて薄い地盤構造を有する平野である。

この平野において微動測定を実施した結果について考察する。微動測定点は図－２．３．20に、地盤構造の概略は図－２．３．21、図－２．３．22に示すとおりである。

前述した大阪及び名古屋において行ったと同様に、各測点において得られた微動記録を分析し、その変位スペクトルを示すと図－２．３．23のように表わされる。本図によれば、周期４秒前後に共通して卓越する周期が認められ、これに加えて３箇

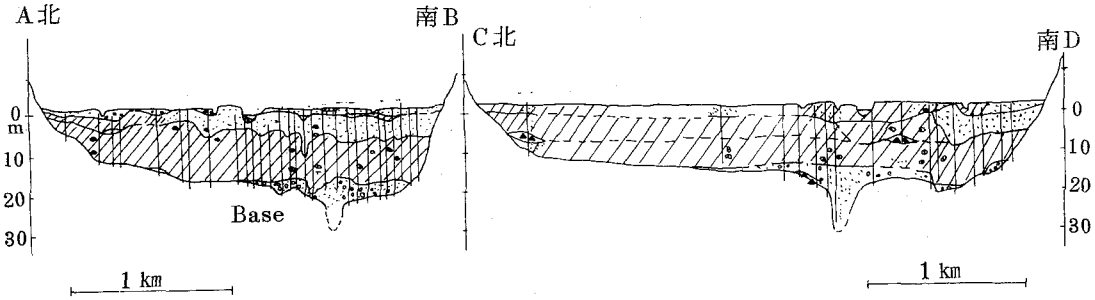
所の測定点において、0.2〜0.5秒の短周期成分が卓越することが認められる。この短周期成分は、山地では認められず、河川流域の沖積地盤上においてのみ認められ、下部の地盤構造を反映した周期特性であろうと考えられる。

ここで注目されることは、大阪や名古屋地方と異なり、1秒前後に卓越する周期成分が全く存在しないことである。この原因としては、堆積層厚と平野の平面的拡がりが関係しているものと推定される。

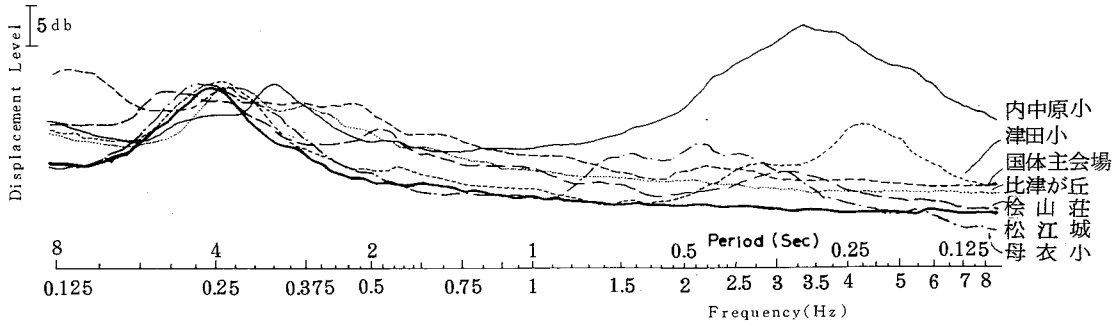


図－2.3.20　測定位置

図－2.3.21　地質図の概略



図－2.3.22　地盤断面図〔島根大学三浦研究室による〕



図－2．3．23　変位スペクトル

3．4　結　　び

大阪平野北部の地盤を中心に、名古屋地方、松江地方において微動測定を実施し、微動のスペクトルの型や卓越周期と地盤性状との関係について研究した。本研究の特徴は、対象とする周期領域を10秒まで拡張し、0.1から10秒という広い範囲を対象としたことにある。周期領域を拡げることによって、比較的局地地盤特性に左右されない4秒前後の長い周期を基準にすることが出来、岩盤上に堆積している第3紀層や第4紀の洪積層・沖積層が周期特性に及ぼす影響を抽出しやすい利点がある。

4秒前後に卓越する周期に関しては、海洋の波浪によって生ずる脈動であるという観点から、脈動の周期は波浪の周期の1/2で、3～10秒程度であるという観測結果が報告され[2.13]、[2.14]、定常波説[2.15]などの研究もある。しかしこれら一連の研究も、たとえ脈動と波浪の相互関係があったとしても、波浪のエネルギーがどこで脈動のエネルギーに変化するのかという問題や、それが伝播する地殻構造が周期に及ぼす影響などに関して、不明な点が多い。

大阪平野を中心に行った微動の実測結果をまとめると、岩盤は4秒前後の周期成分のみが存在し、洪積地盤はこれに加えて1～1.5秒の周期が優勢で、沖積地盤はさらに0.3～0.5秒の短い周期成分が卓越するということが出来る。

このように微動時の卓越周期は地盤種別によって明確に異なることが明らかとなったが、この個々の卓越周期に対する波動の性質や地震時の周期特性との関係については、今後さらに研究を要する。

第4節　結　　論

主として大阪平野を対象に地盤の弾性波試験ならびに微動測定を実施してきたが、弾性波試験は地盤剛性を評価する上で、微動測定は地盤をマクロ的に評価し、地盤種別の判定と卓越周期を求める上で有効な手法であることが明らかとなった。

得られた結果をまとめると次のことがいえる。

(1)　大阪市とその近郊都市の各種地盤における、P波、S波、Rayleigh 波の伝播速度は、標準貫入試験によるN値と相関があり、N値の増加に伴って各種の波動速度が増大する傾向が認められる。特に地盤剛性と直接関係するS波速度 (Vs) は、他の各地で実測されているN値とS波速度との関係にほぼ類似した傾向を示し、次の実験式が得られた。

$$Vs=81N^{0.304} \qquad (2.5)$$

本式は、後に地盤と建築構造物の動的相互作用を取扱う際の地盤剛性の評価に用いられる。

(2)　地盤の微動測定に基づき各種地盤の変位スペクトルを求めると、このスペクトルの型や卓越周期は、地盤種別によって明確に異なる。大阪平野において卓越する周期は4秒、1～1.5秒、0.3～0.5秒の3つが認められ、これらの周期の卓越度合は、下部の地層構成によって異なることが判明した。すなわち、山地において、変位レベルは低いが4秒前後の周期のみが卓越し、上町台地などの洪積地盤ではこれに加えて1～1.5秒が、さらに沖積地盤上では前述した3つの卓越周期が存在し、特に0.3～0.5秒の短周期成分が顕著に卓越するという特徴が認められる。なお、これと類似した傾向は、名古屋地方においてもいえる。

4秒前後の卓越周期の成因は不明確であるが、1～1.5秒、0.3～0.5秒に卓越する周期は、平野内の地盤種別の相違によって卓越の度合が異なることから考えて、堆積層の存在が深く関わっているものといえる。

参　考　文　献

〔2.1〕大場新太郎、鳥海勲：大阪地盤の振動特性に関する研究、その2　波動の伝播速度と地盤の卓越周期について、日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)、昭和45年9月、pp. 487－488

〔2．2〕日本建築学会近畿支部、土質工学会関西支部編著：大阪地盤図、コロナ社、昭和41年

〔2．3〕今井常雄、吉村正義：軟弱地盤における弾性波速度と力学特性、土と基礎、18－1、1970年、pp. 17－22

〔2．4〕大場新太郎：大阪地盤のS波速度と常時微動の卓越周期の実測結果、日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和53年5月、pp. 361－364

〔2．5〕河角広、嶋悦三、太田裕、柳沢馬住、Ahmed Allam、宮川和志：東京都内各所におけるS波の測定結果、東京大学地震研究所彙報、44号、昭和41年、pp. 731－747

〔2．6〕Ohsaki, Y. and Iwasaki, R.: On Dynamic Shear Moduli and Poisson's Ratios of Soil Deposits, Soils and Foundations, vol. 13, №. 4, 1973, pp. 61－73

〔2．7〕金井清、田治見宏、大沢胖、小林啓美共著：建築構造学大系1、地震工学、彰国社、昭和43年

〔2．8〕金井清：地震工学、共立出版、昭和44年

〔2．9〕大場新太郎、吉沢敏夫、吉本甚太郎：大阪地盤の振動特性に関する研究、その1　常時微動測定による卓越周期について、日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和45年5月、pp. 85－88

〔2．10〕大場新太郎、鳥海勲：大阪平野の振動特性に関する研究、固有周期10秒の換振器による微動測定、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)、昭和46年11月、pp. 667－668

〔2．11〕鳥海勲、竹内吉弘、大場新太郎：周期10秒のピックアップによる名古屋地方の微動測定、第9回災害科学総合シンポジウム、1972、pp. 249－252

〔2．12〕日本建築学会東海支部、土質工学会中部支部、名古屋地盤調査研究会編著：名古屋地盤図、コロナ社、昭和44年

〔2．13〕三東哲夫：波浪はどこで脈動に変わるか？、地震2、13、1960、pp. 150-162

〔2．14〕池上良平：小金井における脈動観測結果について（I）、地震2、17、1964、pp. 68－88

〔2．15〕Longuet-Higgins : A Theory of the Origin of Microseisms, Phil. Trans. Roy. Soc. London, Vol. 243, 1950, pp. 1－35

第3章　地震観測に基づく平野の震動特性

第1節　序　　論

地震動は、震源、伝播経路、局地地盤特性の3つの要因によって、その震動特性が異なることは周知の事実で、理論・観測の両面から既に数多くの研究成果が発表されている。[3.14]

本研究は、大阪平野を対象として、平野内とその周辺山地の8観測点において実施している地震観測結果に基づいて、工学的に重要な局地地盤における地震動の周期と振幅特性、継続時間について、考察したものである。研究の特徴は、地震動を平野外部に起因するものと平野内部に起因するものとに分けて考え、先ず平野外部に起因する地震動の特性を平野周辺の岩盤上での観測記録によって捉え、次に平野内部に起因するもの、すなわち局地地盤の地層構成や周辺部の地形などが地震動特性に及ぼす影響について考察している点である。

第2節は、大阪平野における地震観測の経緯を述べ、観測点の平面的位置と各観測点の地盤構造を示している。

第3節は、先ず大阪平野における地震動の一般的性質を知るために、平野内部の沖積地盤に設置されている武庫川観測点の地震記録について述べ、次いで平野の地震動特性を考える上で基準となる平野周辺の岩盤上にある信貴観測点における地震記録に関して考察している。最後に両地盤の地震動特性の相違について比較検討している。

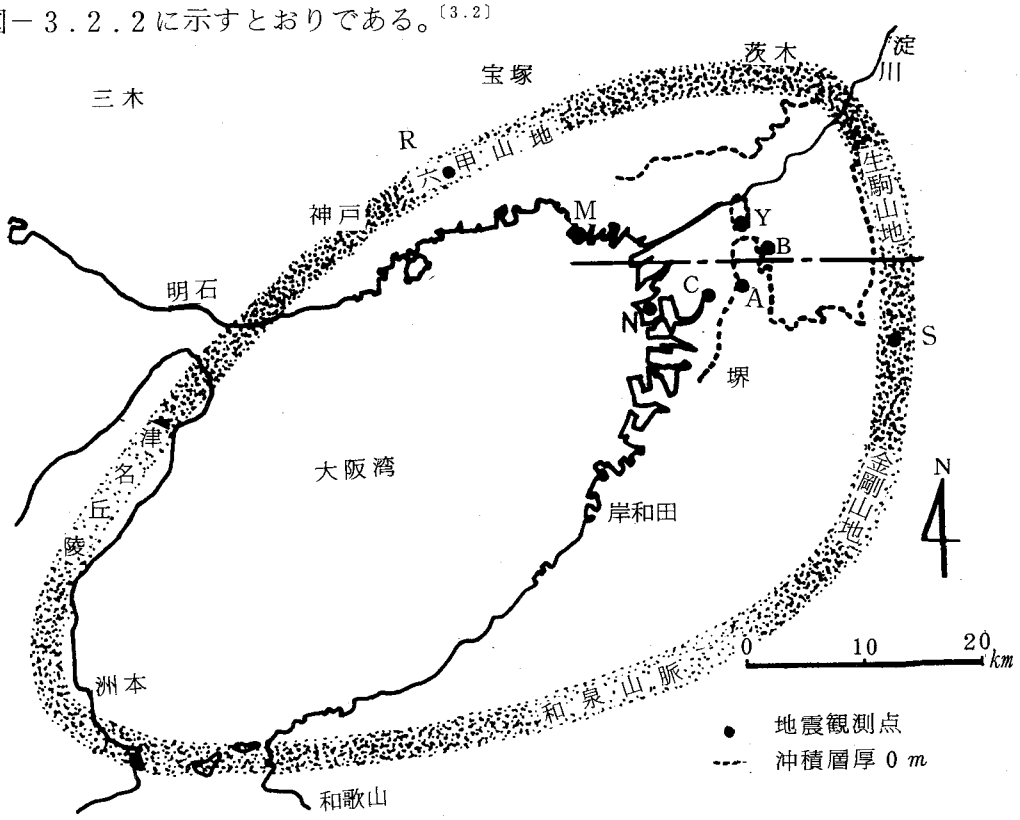
第4節は、大阪平野の周辺岩盤、洪積地盤、沖積地盤について各々2観測点をとりあげ、地盤種別の相違と地震動の周期特性、振幅特性及び継続時間との関係について考察している。

地盤構造の相違に伴う地震動特性の違いを把握することは、地盤－構造物系の相互作用問題において、入力地震動をどのように評価すべきかを考える上で重要な意味をもつ。

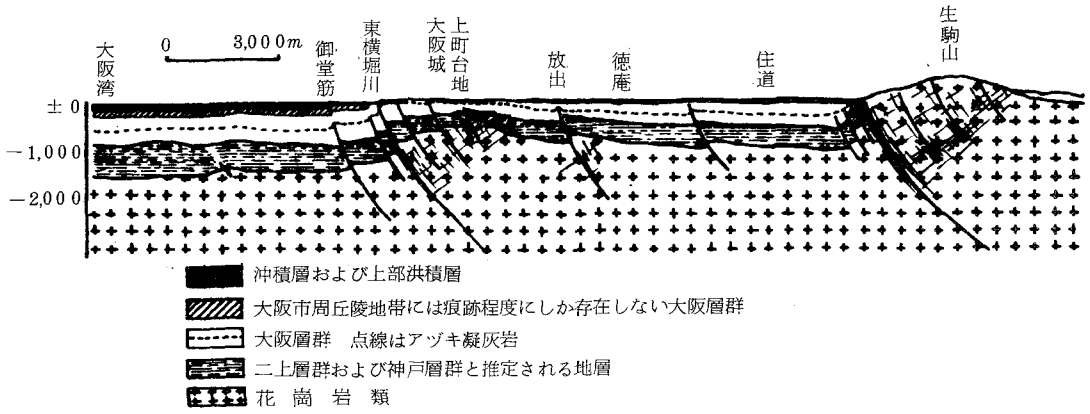
本章で得られた地震観測結果の一部は、第5章第6節の地盤条件の異なる建物の地震観測の項において用いられる。

第2節　大阪平野における地震観測の概要

大阪平野は、図－３．２．１に示すように周辺を山で囲まれ、平均水深20mの大阪湾を含み短軸40km、長軸80kmのほぼ楕円形をした沈降盆地で、地下構造は岩盤上に第３紀および第４紀層が700～1400mの厚さで堆積している。[3.1] この推定断面は、図－３．２．２に示すとおりである。[3.2]



図－３．２．１　大阪平野と地震観測点

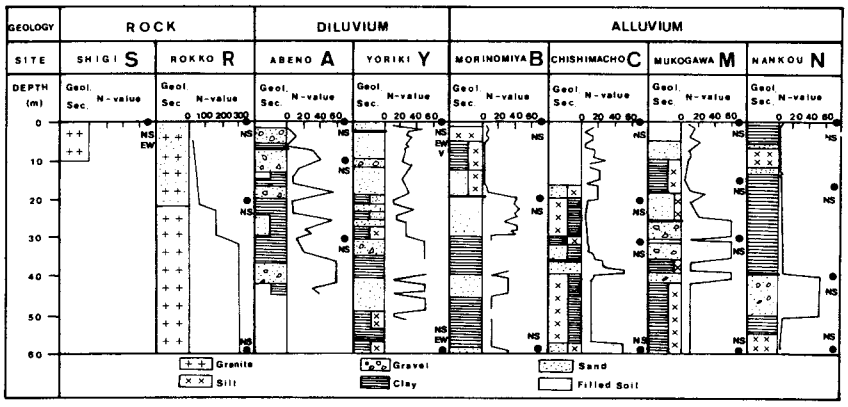


図－３．２．２　大阪市地下構造推定断面図 [3.2]

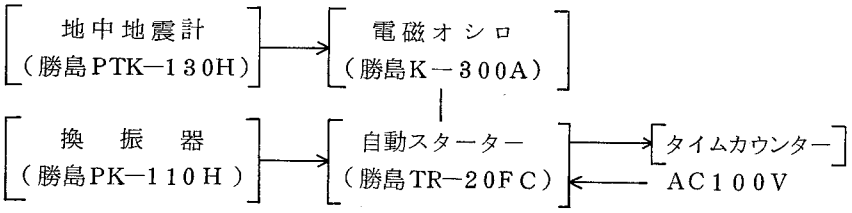
この大阪平野の地震動特性を明らかにするために、福井大学工学部鳥海研究室を中心に筆者等は、平野内に6点、周辺山地の岩盤に2点、合計8点の地震観測点を設け、鳥海による昭和45年12月の阿倍野観測点を皮切りに、[3.3]約13年間にわたって地震観測を実施してきた。この間において、筆者は武庫川観測点を昭和48年4月、信貴観測点を昭和52年1月から保守管理し、採集された記録を分析してきた。[3.4]

地震観測点の位置は、図－3．2．1に示すとおりで、岩盤上が信貴(S)と六甲(R)の2点、洪積地盤が阿倍野(A)と与力(Y)の2点、沖積地盤が森の宮(B)、千島町(C)、武庫川(M)、南港(N)の4点である。各観測点の地盤断面図と地中の観測位置は、図－3．2．3に示すとおりで、●印が地震計設置位置を、地質名中の太線が一般に支持層としている洪積地盤の最上部を示している。

観測機器の系統図は、図－3．2．4に示すとおりである。地中地震計は、固有振動数3 Hzの動コイル型をオーバーダンピング（h＝11.0）した加速度計で、感度特性は0.3～30Hzまでほぼ平坦である。



図－3．2．3　観測点の土質柱状図と地震計設置位置



図－3．2．4　観測の系統図

なお、各観測点の電磁オシログラフには、共通したラジオ信号（O.B.C.）が入力されており、各観測点の信号を対応させることによって、全観測点を時間的に正確に対比することが出来るように工夫されている。

第3節　大阪平野における地震動の一般的性質

3.1　序

地震時における平野の地震動特性は、その下部地盤の構造や周辺の地形によって異なる。本節ではこのような観点から、大阪平野における地形及び地盤条件の明確に異なる観測点、すなわち平野内部の武庫川観測点と平野周辺岩盤上の信貴観測点における観測結果を述べ、次に平野周辺岩盤と平野内部との比較から、平野の地震動の一般的性質を概観する。

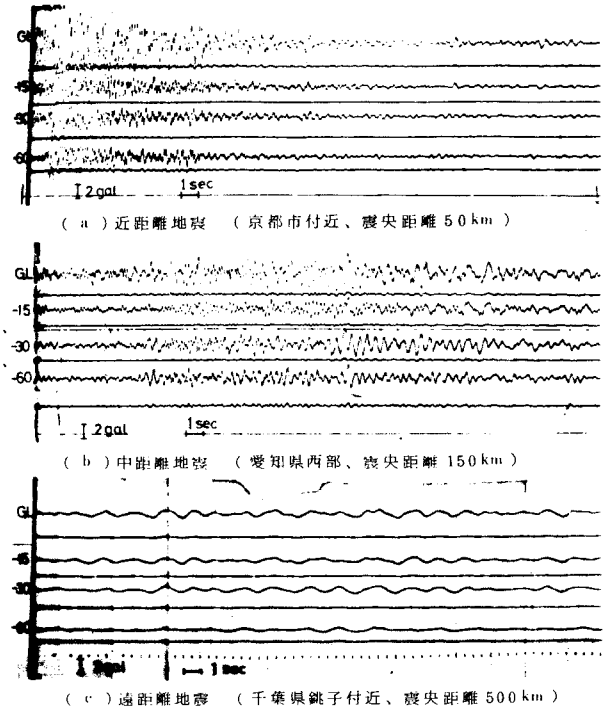
3.2　平野内部の武庫川観測点における地震動特性

3.2.1　概説

武庫川観測点(M)の地盤性状は、図－3.2.3に示すように、埋土を含み軟弱な粘性土層が地下25mにわたって堆積しており、典型的な大阪平野の沖積地盤である。

本観測点における地震動の特性は、観測された地震波形の特徴から震央距離によって大きく3種に分類することが出来る。すなわち震央距離が100km以内、100～200km、200kmを越えるもので、それぞれを近距離、中距離、遠距離地震とよぶことにする。

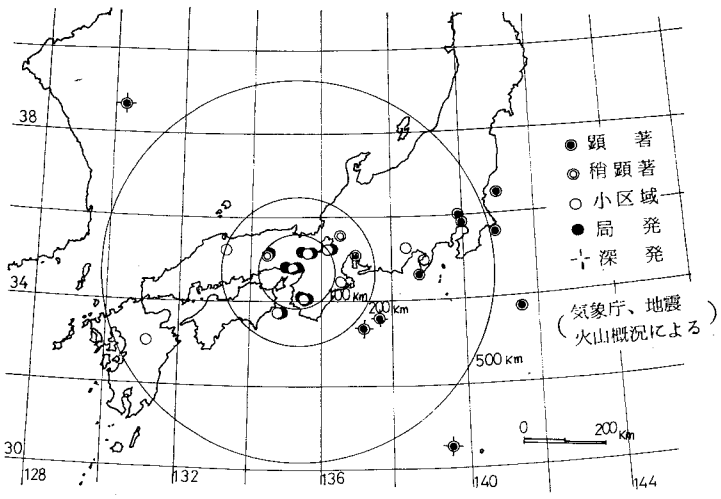
震央距離別に地震記録の例を示すと図－3.3.1のように表わされ、各地震波形を比較するとそれぞれ明確な特徴をもっている。[3.5][3.6] その主な特徴をみると、第1に、周期特性は震央距離によって顕著に異なり、近距離地震の場合非常に短周期成分が優勢であるのに対し、震央距離の増大とともに短周期成分が消え、遠距離地震においては1秒よりも長い周期成分のみが存在するということである。第2に振幅特性についてみると、地表と地中各深さの振動波形は類似しているが全般的に地中に較べて地表の加速度振幅が大きいことである。第3に地震の継続時間は震央距離によって異なり、近距離地震が30～60秒、中距離地震が2分程度、遠距離地震が3～6分と震央距離の増大に伴って、長くなることがあげられる。



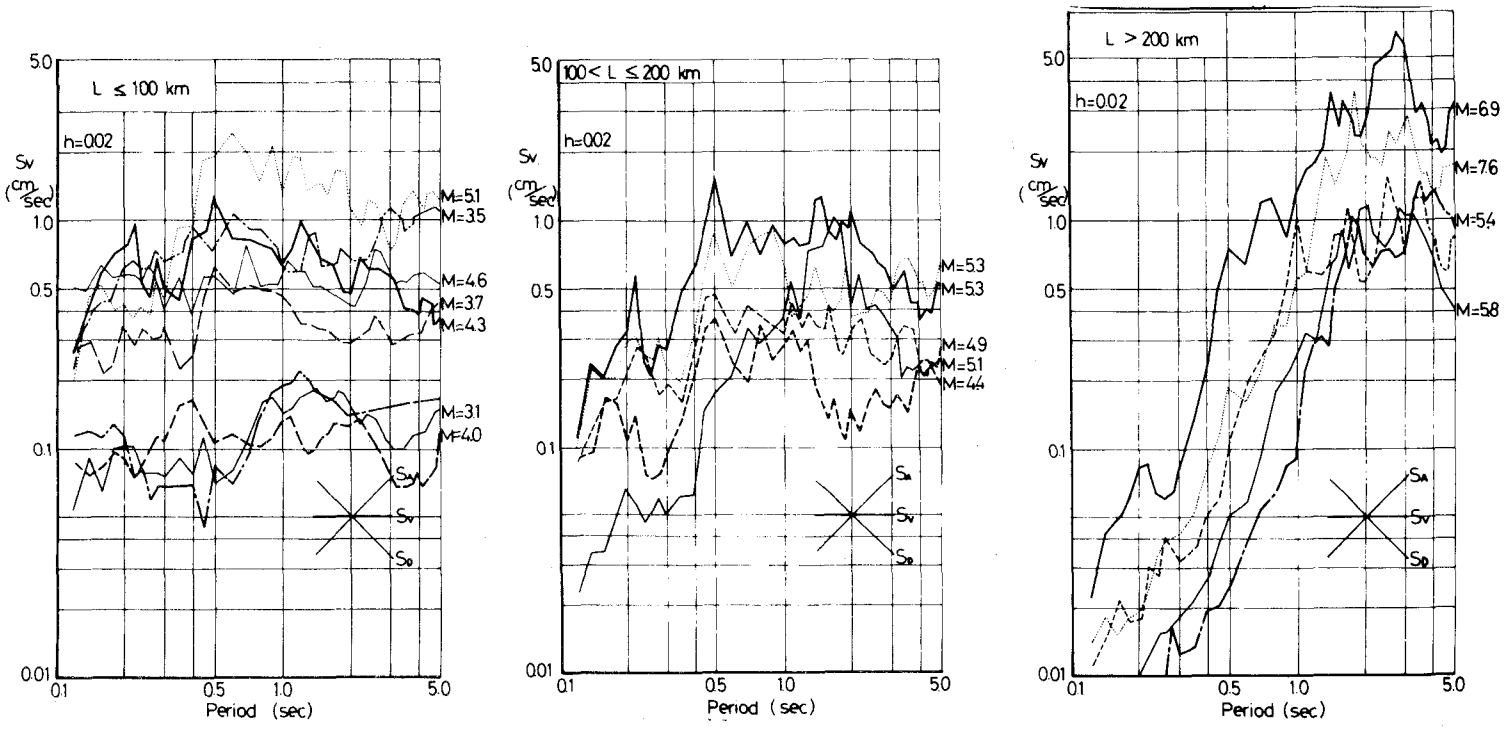
図－３．３．１　地震記録の例

３．２．２　震央距離による周期特性の相違

図－３．３．２に示す代表的な地震について速度レスポンススペクトルを求め、震央距離別に整理すると、図－３．３．３のように表わされる。[3.7]図はいずれも地表でのスペクトルを示し、各曲線には地震のマグニチュードＭを記してある。これらの図から速度レスポンススペクトルの特徴を震央距離別にみると次のことがいえる。



図－３．３．２　震央位置（気象庁：地震火山概況による）



(a) 近距離地震　(b) 中距離地震　(c) 遠距離地震

図－３．３．３　震央距離別のレスポンススペクトル

i）近距離地震　　速度レスポンスは全周期帯域にわたって比較的平坦である。しかし不明瞭ではあるが、0.15～0.2秒、0.5秒および１秒付近に卓越する周期が認められる。

ii）中距離地震　　卓越する周期は、0.15～0.2秒、0.5秒、１秒付近にあるが、近距離地震に較べて0.15～0.2秒の短周期のレベルが低下する。

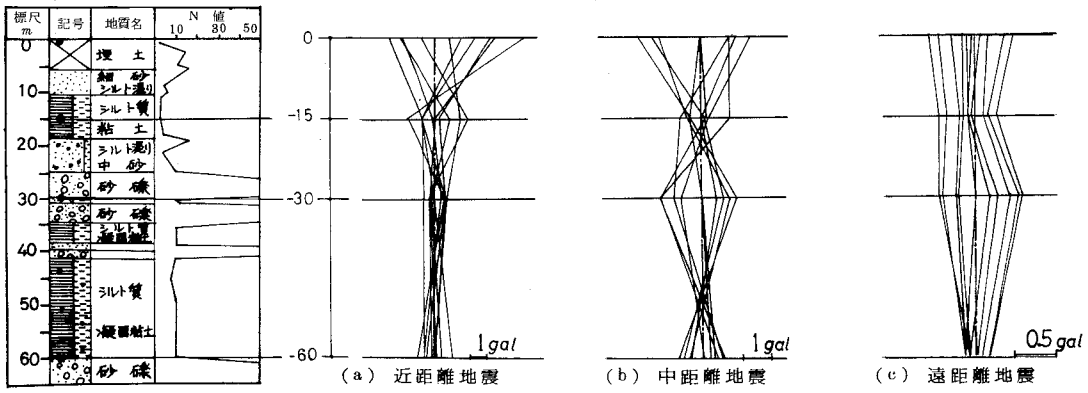
iii）遠距離地震　　１秒より短い周期の速度レスポンスは極度に低下し、それにかわって１秒を越える長周期成分が優勢である。

３．２．３　震央距離別にみた地中の振幅特性

図－３．３．１の地震記録に基づき、各深度の振幅を1/20秒ごとに読みとり、主要動部分を近距離、中距離地震について1/20秒ごとに0.5秒間、遠距離地震について1/10秒ごとに１秒間それぞれ振動モードを描くと、図－３．３．４のように表わされる。[3.6]本図からＧＬ－60mに対する地表での加速度振幅の増幅度を求め震央距離別に比較すると、全般的に近距離、中距離、遠距離の順に小さくなる傾向にあることが知られる。そして、遠距離地震の場合地表と地中各点はほぼ同位相で振動しているのに対し、近距離、中距離地震では地表と地中とで位相が逆転していることが確認される。

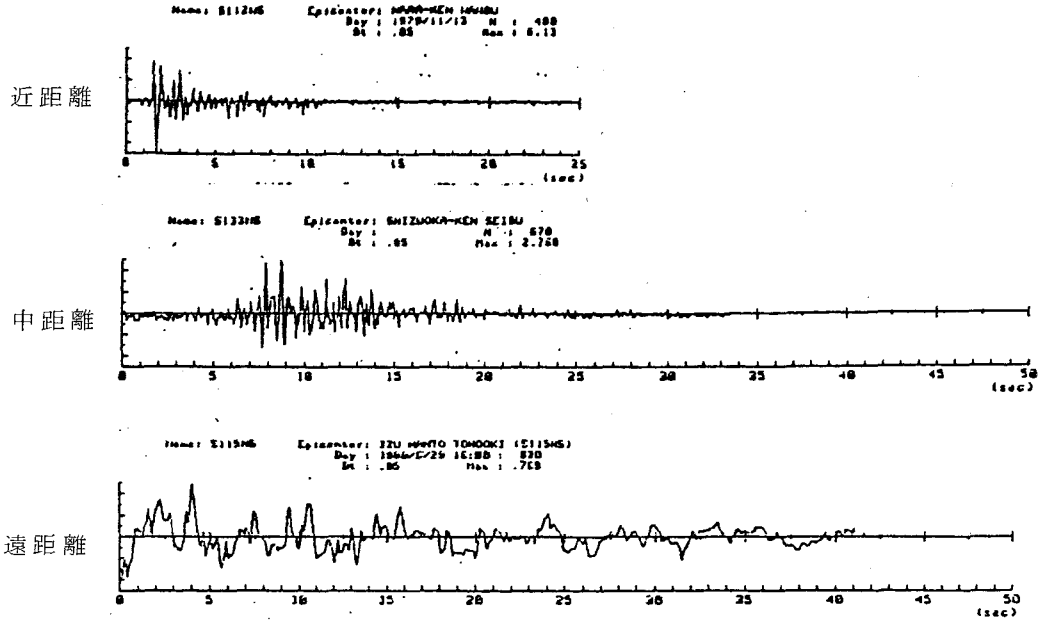
３．３　平野周辺岩盤の信貴観測点における地震動特性

平野内部の地震動特性を解明するためには、平野周辺の岩盤上における地震動の特性を把握する必要がある。そこで信貴観測点（Ｓ）における地震記録をもとに、その地震動特性について概説する。

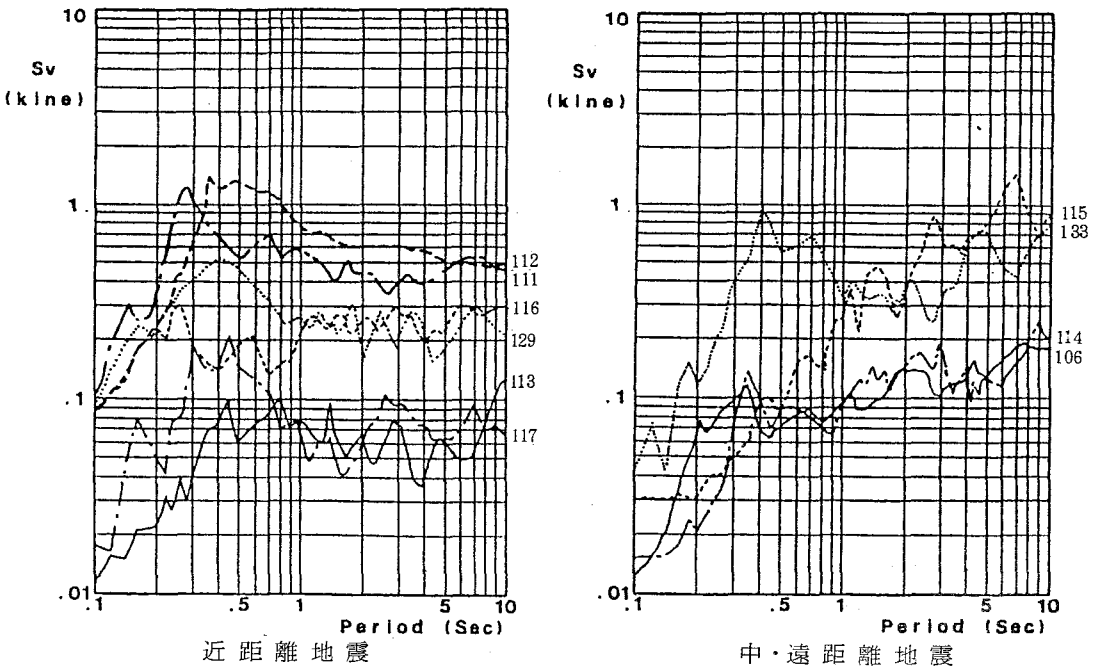


土質柱状図

図－３．３．４　地盤の振動モード（加速度）



図－３．３．５　Ｓ観測点の震央距離別地震記録



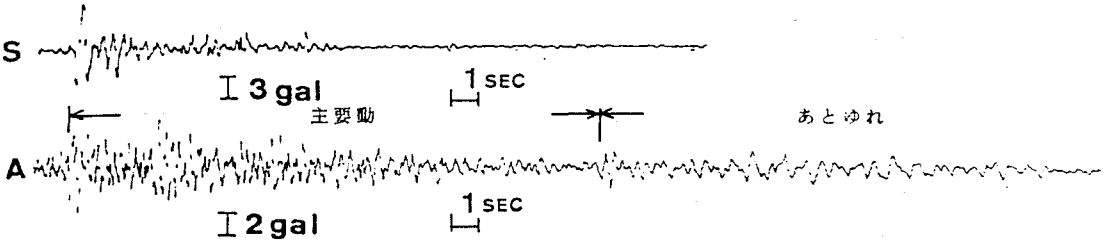
図－３．３．６　Ｓ観測点の震央距離別速度応答スペクトル（ｈ＝0.02）

信貴観測点（S）の地震記録は、図－３．３．５に示すように、先の武庫川観測点（M）の場合と同様、震央距離によって明確に分類される。しかし全体的に地震動の継続時間は平野内の武庫川観測点（M）に較べて短い。得られた地震記録の速度応答スペクトルを求め、震央距離別に示すと図－３．３．６のように表わされる。なお、図の欄外の数字は、筆者らの付けている地震No.を示している。本図によれば震央距離の増大に伴って、平野内の武庫川観測点（M）と同様、卓越する周期は短周期から長周期に移っていくことが知られる。しかしその速度応答スペクトルの型は、武庫川観測点（M）に較べて単純な型となっていることがわかる。信貴観測点（S）の場合、その卓越周期は、近距離地震で0.4秒前後、中距離地震で0.4秒前後と１～２秒、遠距離地震の場合２秒以上の長周期になる。

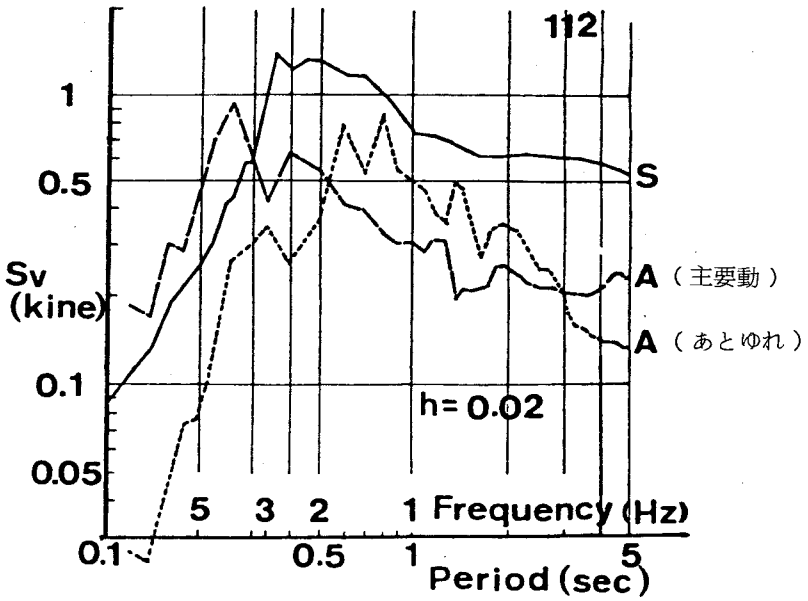
以上のことから岩盤における地震動は、平野内部と同様、震央距離によってその周期特性と継続時間が明確に分類されるといえる。

３．４　平野周辺部の岩盤と平野内部の観測点との地震動の比較

平野周辺の岩盤と平野内部の地震動特性を比較すると、前述したように岩盤は、平野内部に較べて地震動継続時間が短く、その周期特性を速度応答スペクトルでみると単純な型を示している。この現象をさらに詳細に検討するために、信貴観測点（S）と阿倍野観測点（A）の地震波形を対比して示すと図－３．３．７のように表わされる。[3.8]両観測点の波形を比較すると、岩盤と平野内部とでは、その周期、継続時間に顕著な相違が認められる。すなわち岩盤のＳは衝撃的な震動で、その継続時間



図－３．３．７　平野内部と周辺山地との地震波形の比較（地震No.112）



図－３．３．８　２観測点のレスポンススペクトル

が短く、周期は比較的単調である。これに対し平野内のＡの地震動は、継続時間がＳに較べて５倍程度長く、振幅と周期が時間的に変化している。特に主要動開始後約20秒経過時点において地震波形は顕著に変化し、この時点を境に波形を大きく二つに区分することが出来る。この前半を「主要動」、後半を「あとゆれ」と仮称する。[3.9]、[3.10]

いまこの記録の周期特性について検討するため速度応答スペクトルを求めると、図－３．３．８のように表わされる。本図は、Ｓ観測点を実線、Ａ観測点の「主要動」を破線、「あとゆれ」を点線でそれぞれ示している。岩盤のＳ観測点は、0.4秒前後の周期が卓越するのに対し、平野内のＡは、「主要動」が0.25秒、「あとゆれ」が１秒前後に優勢な周期が認められる。以上のことから、平野内部においては周辺岩盤と異なり、周期、振幅、継続時間に顕著な相違があり、特に「あとゆれ」と仮称している波動が平野内部の地震動特性に大きく影響を与えていることがわかる。なお、この「あとゆれ」は、〔３.17〕、〔３.18〕に詳述されているように、平野周辺の山地から堆積層を介して伝播する表面波である。

第4節　大阪平野における各種地盤の地震動特性

4．1　序

本節は、大阪平野周辺に位置する岩盤上での観測記録を基準にして、平野内部の洪積地盤2点、沖積地盤2点における地震動特性について比較考察したものである。

4．2は各種地盤の周期特性を、4．3は平面的拡がりを考慮して平野内各点の加速度振幅の増幅特性をとり上げ、4．4は地盤条件の違いによる地震動の継続時間の相違に関して考察している。4．5では平野模型により、主として平野内各点の振幅特性について振動実験を行い、その結果を述べている。

4．2　各種地盤の周期特性

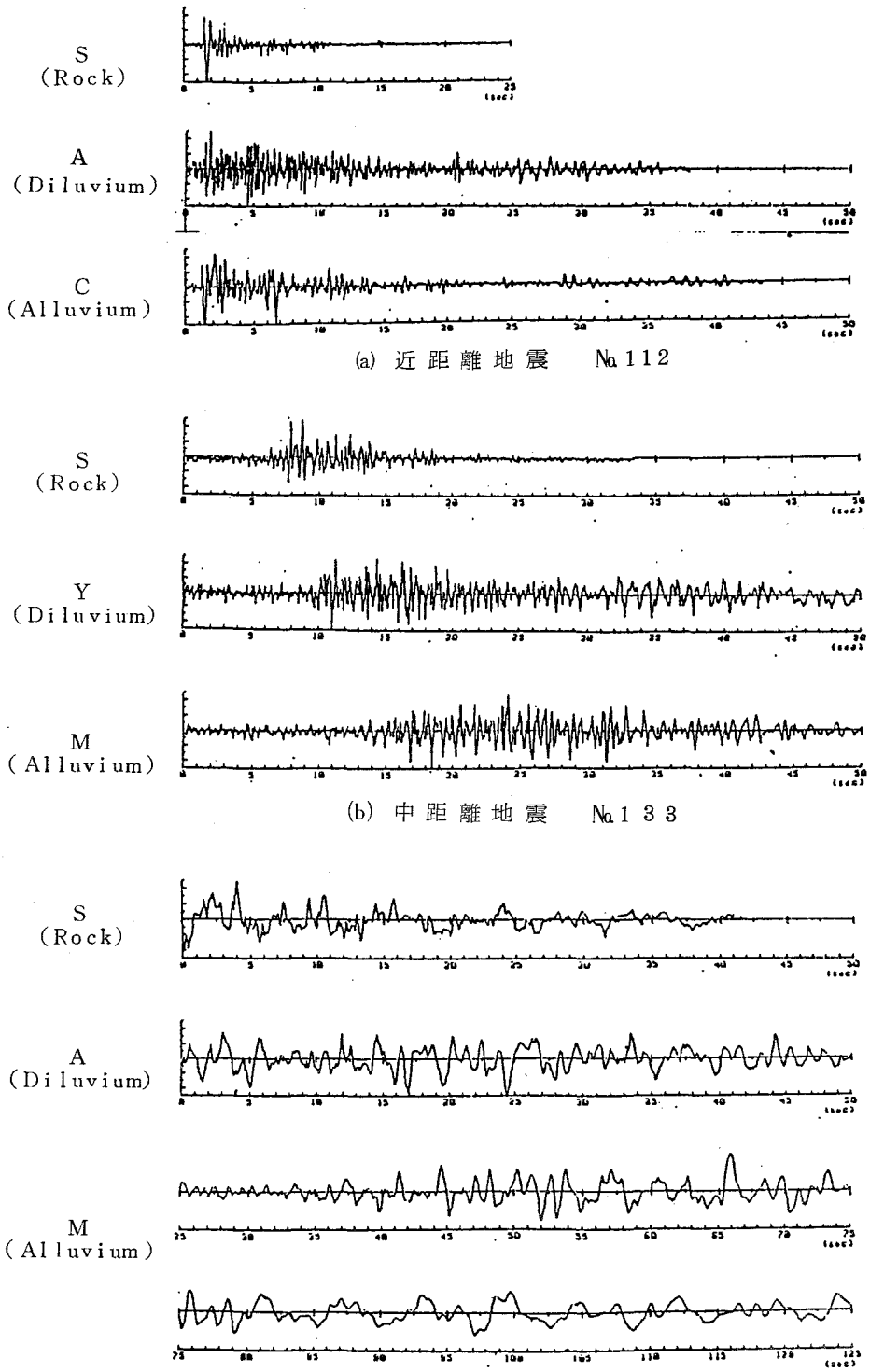
4．2．1　各種地盤の卓越周期

震央距離別に代表的な地震について各観測点の波形を並べて示すと図－3．4．1のように表わされる。いずれも地表における水平動のＮＳ成分である。これらの波形から特徴的なことは、前述したＳとＡ観測点の場合と同様平野内では震央距離の如何にかかわらず、周辺岩盤に較べて周期、振幅、継続時間が異なることである。この内本節では、地盤構造の相違が周期特性に及ぼす影響に関して考察する。[3.11]

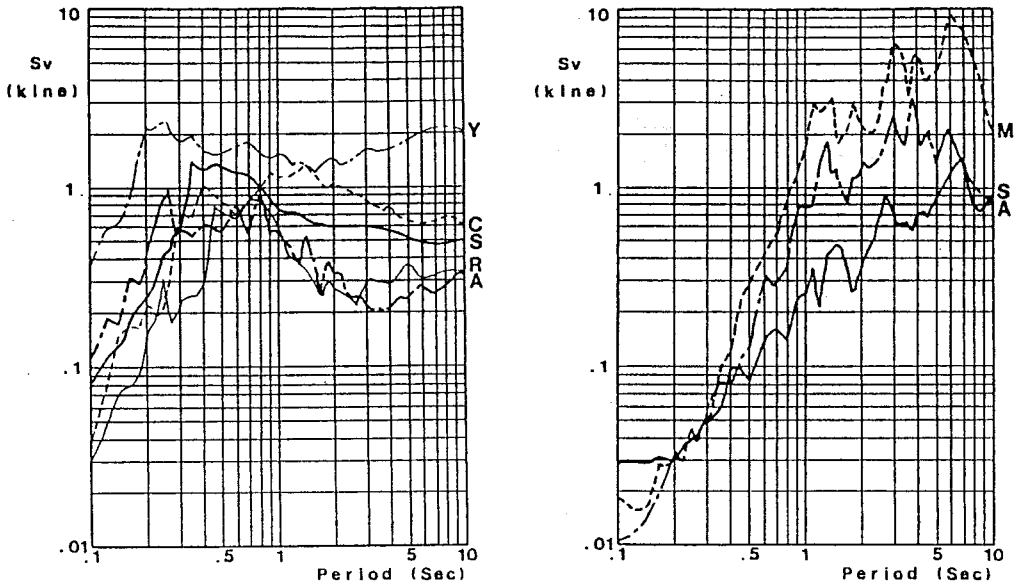
図－3．4．1に示した地震記録について速度応答スペクトルを求め、各観測点の比較を行うと、図－3．4．2のように表わされる。これらの図によれば、地盤構造の違いが周期特性に及ぼす影響は、震央距離の長い遠距離地震に較べ近距離地震に顕著に現われている。そして、平野周辺の岩盤と平野内の洪積、沖積地盤とでは、速度応答スペクトルの型や卓越する周期が顕著に異なることがわかる。

そこで、震央距離が100km以内の近距離地震を対象として、平野周辺の岩盤（Ｓ，Ｒ観測点）と平野内部の洪積地盤（Ａ，Ｙ観測点）、沖積地盤（Ｃ，Ｍ観測点）における地震動の周期特性について比較考察する。対象とする地震の震央と地震No.は、図－3．4．3に示すとおりである。

観測点別に地表（ＲのみＧＬ－20m）の速度応答スペクトルを示すと、図－3．4．4のように表わされる。いずれも最大加速度を100galに補正した上で示したものである。地盤種別毎に周期特性の相違を概説すると次のとおりである。

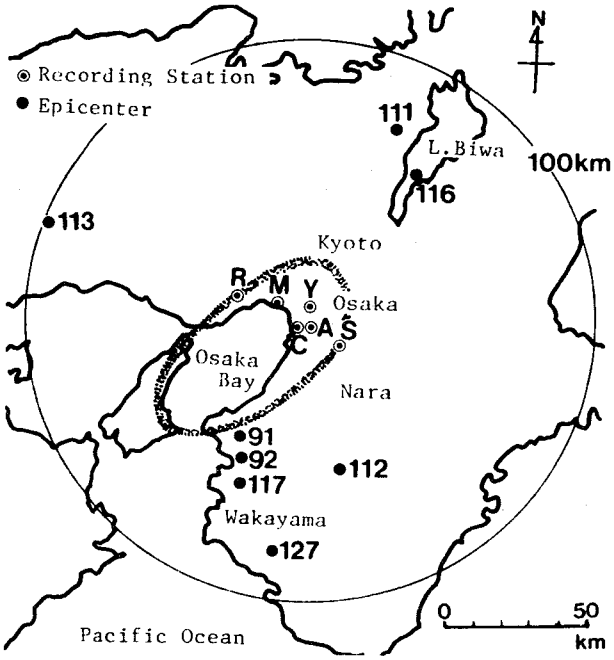


図－3.4.1　各種地盤の震央距離別地震波形

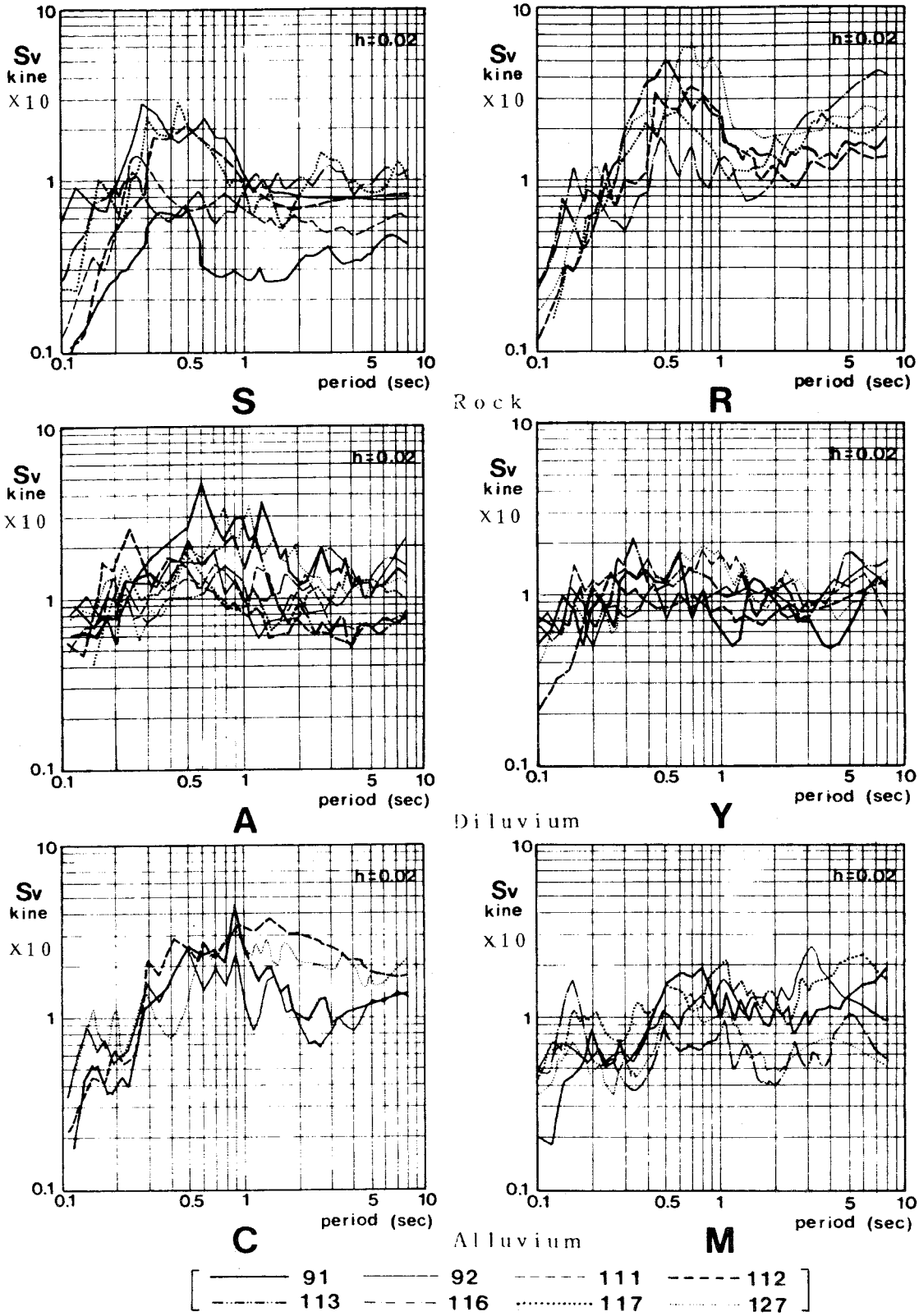


近距離地震　No.112　　遠距離地震　No.115

図－3.4.2　速度応答スペクトル（h＝0.02）



図－3.4.3　震央と地震No.



図－３．４．４　各観測点の速度応答スペクトル

(ｉ)岩盤　　速度応答スペクトルは、ピークがはっきりし、比較的単純な型を成している。卓越周期は、一部の例外はあるが、Ｓ観測点が0.4秒前後、Ｒ観測点がこれよりやや長い0.6秒前後に認められる。両観測点の卓越周期に差がみられるが、これはＲ観測点の場合、六甲山の南斜面に位置し、地下20mにわたって風化した花崗岩が存在して、Ｓ観測点とは観測点周辺の地形と地盤条件が異なることが影響しているものと考えられる。

(ii)洪積地盤　　岩盤に較べ速度応答スペクトルは平坦で、卓越する周期が不明確である。ＡとＹ観測点はいずれも上町台地上の観測点であるがＹの卓越周期がより不明確で、平坦な速度応答スペクトルを示す。これは図－３．２．３にみられるように、主として両観測点下部の地盤構造の違いが影響しているものと考えられる。

(iii)沖積地盤　　洪積地盤に較べて、やや卓越する周期がはっきりしている。Ｃ観測点で32m、Ｍ観測点で25mという軟弱な沖積層（埋土を含む）が堆積しており、この表層地盤の存在が0.1～0.5秒という短周期領域における周期特性に影響を及ぼしているものと考えられる。

大阪平野の各種地盤に共通していえることは、平野内部において0.1～0.5秒、１秒付近、２～６秒に卓越する周期が存在し、0.1～0.5秒の短周期領域が局地地盤特性の影響を顕著に受けることである。

４．２．２　平野の堆積層と卓越周期の関係

各種地盤の卓越周期に堆積層が及ぼす影響に関して、平野下部の基盤岩の延長上にあるＳ観測点を基準に、洪積地盤のＹと沖積地盤のＭ観測点の地震記録を比較し考察する。[3.12]

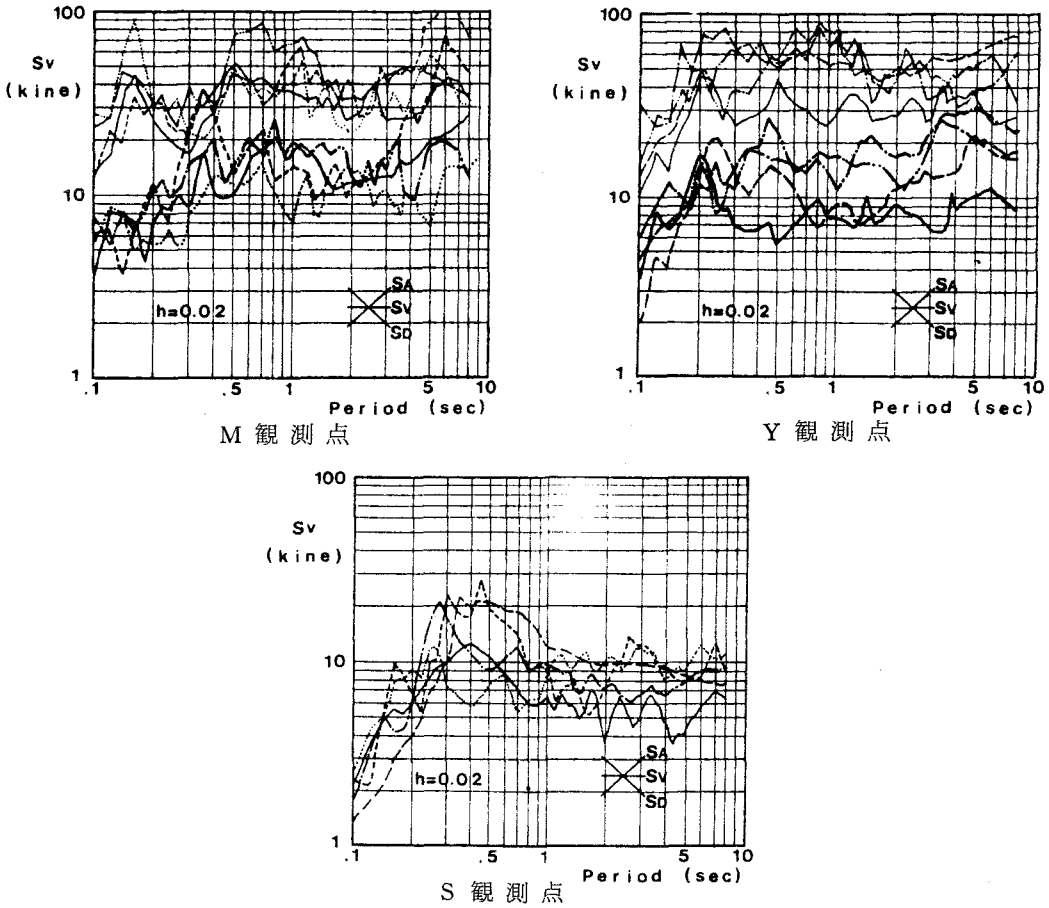
対象とする地震は、震央距離が100km以内の近距離地震に限定し、その概要を表－３．４．１に示す。

表－３．４．１　地震の概要（気象庁：地震火山概況による）

番	発震年月日	震　源	深度(km)	マグニチュード	大阪震度	記号
111	79. 10. 16.	滋賀県西部	10	4.9	II	———
112	11. 13.	奈良県南部	60	4.8	II	———
116	80. 9. 11.	滋賀県西部	20	4.6	II	·····
117	9. 18.	和歌山県北部	10	4.5	0	-----
127	82. 6. 22.	和歌山県中部	60	5.3	II	———
129	10. 9.	奈良県北部	60	4.5	0	———

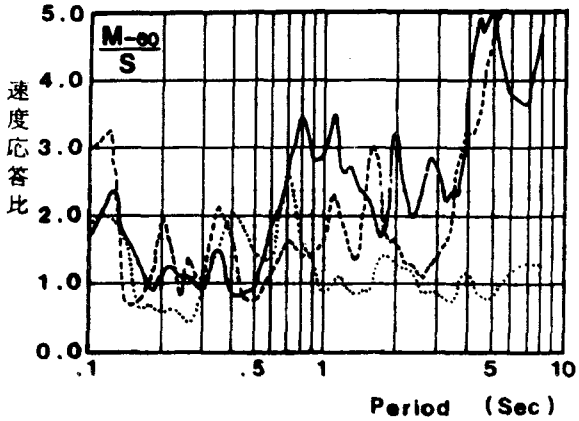
S観測点の地表と、Y・M両観測点の地下60mの記録の最大加速度を100galに補正し、SとY・M各観測点の地表及び地下60m地点の速度応答スペクトルを示すと、図－3．4．5のように表わされる。図中、YとMについて、太線は地下60m地点、細線は地表のスペクトルを示している。基準となるSの速度応答スペクトルは、前述したように0.4秒前後に卓越周期が認められ、比較的単純な型を示しているのに対し、Y・Mの地表及び地下60m地点のスペクトルは複雑な応答を示している。この平野内各地点の応答スペクトルの複雑さは、堆積層の存在によるところが大であると考えられる。以下に速度応答スペクトル比を求め、堆積層が周期特性に及ぼす影響について検討する。

まず、岩盤Sに対するMの地下60m地点の速度応答比を求めると、図－3．4．6のように表わされる。本図によれば、1秒前後と2秒から6秒間に優勢な周期成分

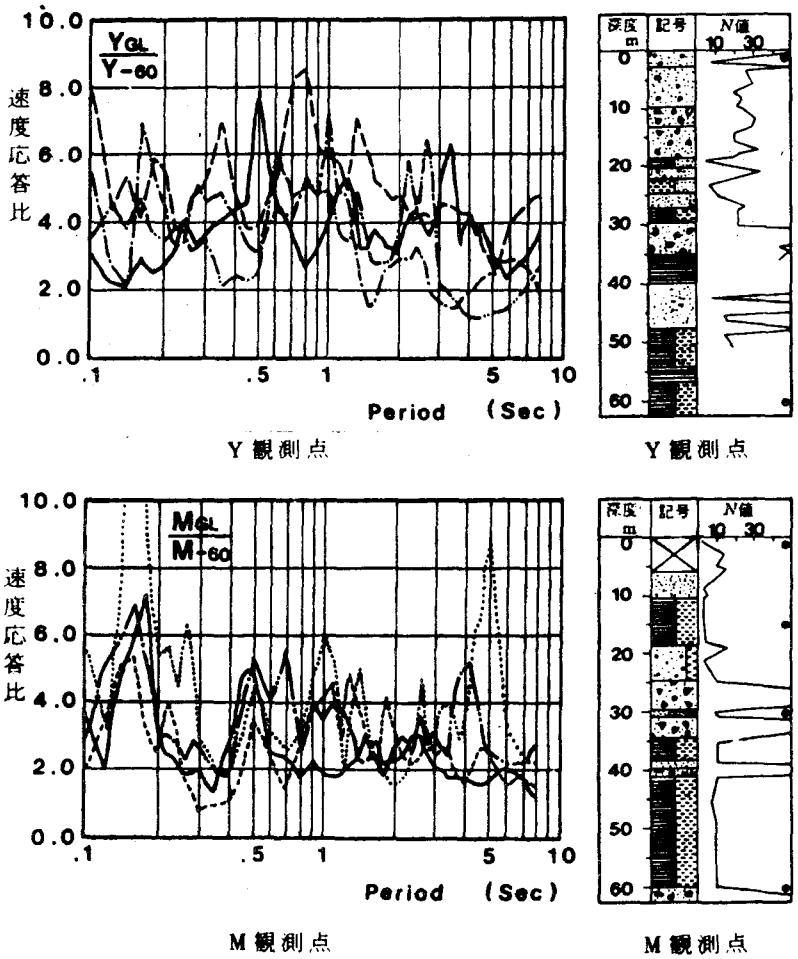


図－3．4．5　3観測点の速度応答スペクトル

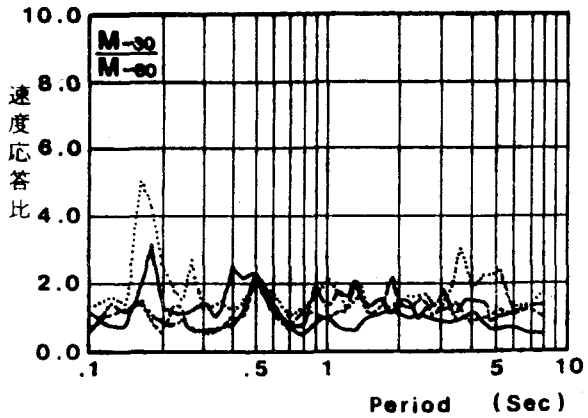
の存在が認められる。このことは、平野の地下60m地点において、すでに明確な周期特性が形成され、１秒付近より長い領域において優勢な周期は、更に深い堆積層の影響を受けて形成されていることを意味する。



図－３．４．６　Ｓに対するＭ（－60m）の速度応答比



図－３．４．７　地下60mに対する地表の速度応答比



図－３．４．８　M観測点における地下60mに対する地下30mの速度応答比

次に、Y・M両観測点について、地下60mまでの表層地盤において卓越する周期成分に関して検討する。YとM両観測点の地盤概要は、図－３．４．７に示すとおりで、図中の●印は地震計設置位置を表わしている。地下60m地点に対する地表（G．L）の速度応答比を両観測点について求めると図－３．４．７のように表わされる。速度応答比は全周期領域にわたって２を上まわり、共通して１秒前後の周期が優勢に現われる。しかし、0.1～0.5秒の短周期領域における速度応答比は、両観測点で異なり、Yでは地震ごとに異なり共通した卓越周期が認められないのに対し、Mでは0.15秒、0.5秒付近に明確なピークが認められる。M観測点で卓越する短周期成分の成因を探るため、地下60mに対する地下30m地点での速度応答比を求めると、図－３．４．８のように表わされ、一部を除けば応答比は２以下で全周期領域にわたって平坦であることがわかる。これは、地下60mから30m間で優勢な周期が形成されず、短周期成分は地下30m程度までのごく表層部の地層構成において形成されることを意味している。従って、短周期領域におけるYとMの速度応答比の違いは、図－３．４．７の地盤概要からも推定されるように、ごく表層部の地層構成の相違が影響しているものといえる。また、YとMに共通して卓越する１秒前後の周期は、平野堆積層を伝播する「あとゆれ」と仮称する表面波のもつ周期成分である。

なお、地震時と微動時の卓越周期の関係については、現象的には平野内で両者共に１秒前後や0.1～0.5秒の周期領域で卓越する周期が存在するという興味ある傾向が認められる。しかしこれら波動の性質などの物理的な解釈は、今後の研究にまつものとする。

4．3　加速度振幅の増幅特性

4．3．1　加速度の震源距離に伴う減衰

地震時において、平野内各観測点の加速度振幅はどの程度の差異があるかを実測データを基に検討し、振幅に差異を生じる要因について考察する。[3.13]

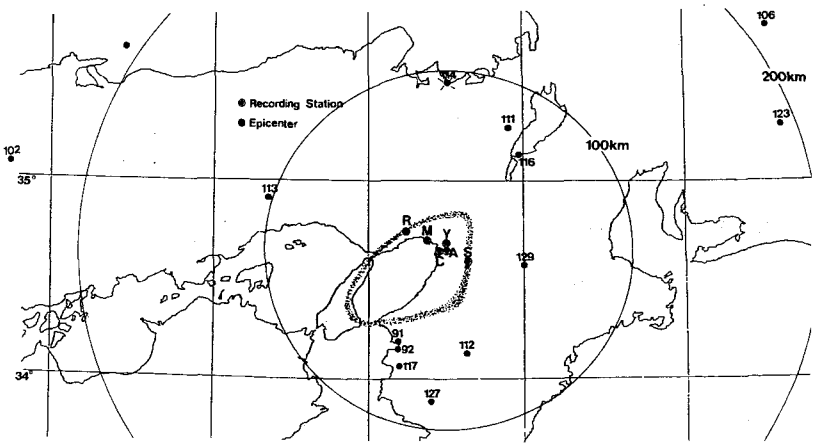
対象とする地震は、1977年～1982年の6年間に観測された14個の地震で、マグニチュードは4.0～6.7、大阪震度は0～IIである。その震央は図－3．4．9に示すとおりである。

平野内各点の振幅を比較するためには、加速度振幅の距離に伴う減衰傾向を知る必要がある。この減衰は、下部の地層構成や周辺部の地形によって異なると考えられるため、岩盤のSとR観測点の記録のみを対象とする。なお、R観測点は土質柱状図に見られるように地表から－20m間は風化岩であるため、これを無視し、GL－20mの記録を用いる。

最大加速度をA、震源距離をXとして、両対数グラフ上にプロットすると、図－3．4．10のように表わされる。図中の数字はマグニチュードを示し、SとR観測点で同時観測されたものは、点線で結んである。

データ数は少ないが、あえて最大加速度（A）と震源距離（X）、マグニチュード（M）との関係を多重回帰分析により求めると、次式が得られる。

$$\log_{10}A=1.51+0.69M-2.33\log_{10}X \qquad (3.1)$$



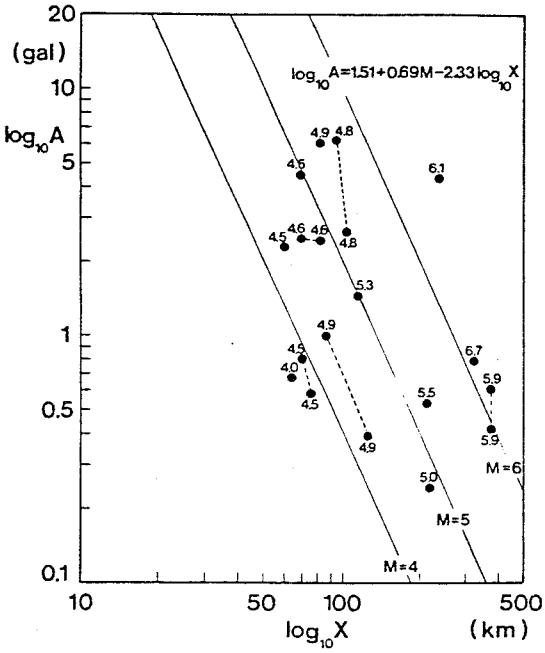
図－3．4．9　震央一覧（気象庁：地震火山概況による）

本式よりM＝４、５、６の場合について、図－３．４.10に示しておく。

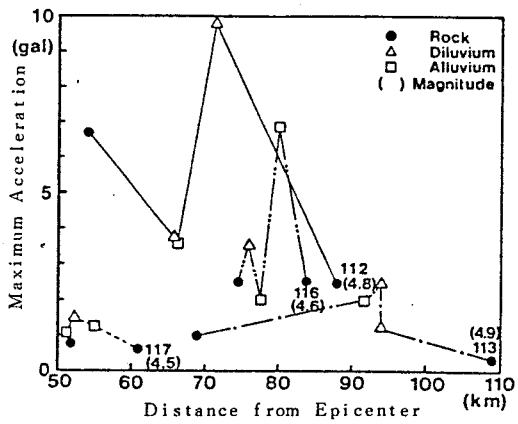
参考として、金井の式は、T_G＝0.4sec とおくと次式で表わされる。[3.14]

$$\log_{10}A=1.03+0.61M-1.73\log_{10}X \qquad (3.2)$$

（３．１）式は（３．２）式よりMとXの影響が大きく評価されていることになる。



図－３．４.10　最大加速度の震源距離に伴う減衰（岩盤）

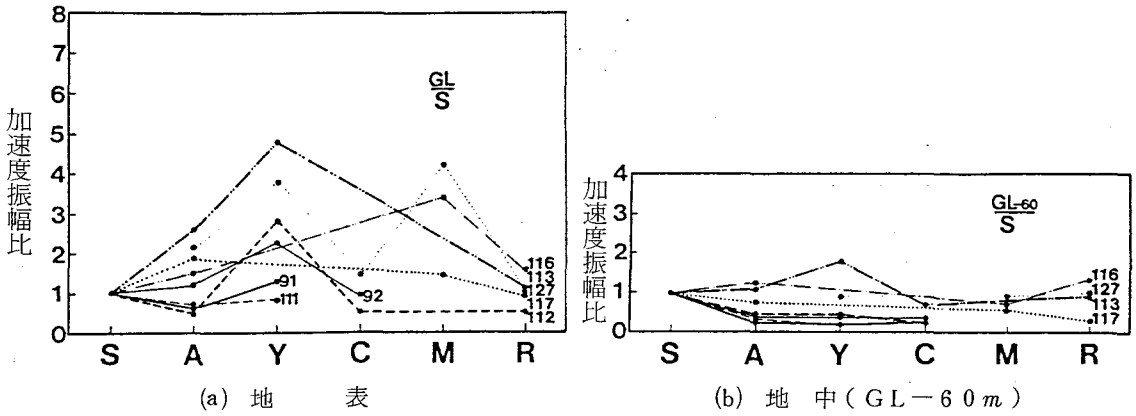


図－３．４.11　平野内における最大加速度の距離減衰

４．３．２　平野内各点の加速度振幅

平野の平面的拡がりの中における加速度振幅の増幅特性を知るために、各観測点の最大加速度を震央距離をパラメーターとして描くと、図－３．４.11のように表わされる。黒丸の岩盤に較べ、平野内の洪積、沖積地盤上において加速度振幅の増幅が認められる。

近距離地震を対象に先に得られた（３．１）式によって、震源距離の影響を取り除き、岩盤のＳ観測点の最大加速度を基準に、平野内のＡ、Ｙ、Ｃ、Ｍ、Ｒ各観測点の地表（ＲのみＧＬ－20m）および各観測点の最深部であるＧＬ－60m（ＡのみＧＬ－30m）の最大加速度について、その振幅比を求めると、図－３．４.12のように表わされる。平野内の地表各点の加速度振幅は、図－３．４.12（ａ）によれば平野周辺の岩盤部に較べ、一部の地震を除いて２倍前後、おおくて５倍程度増幅してい



(a) 地　　表　　(b) 地　中（GL－60m）

図－3.4.12　各観測点の加速度振幅比

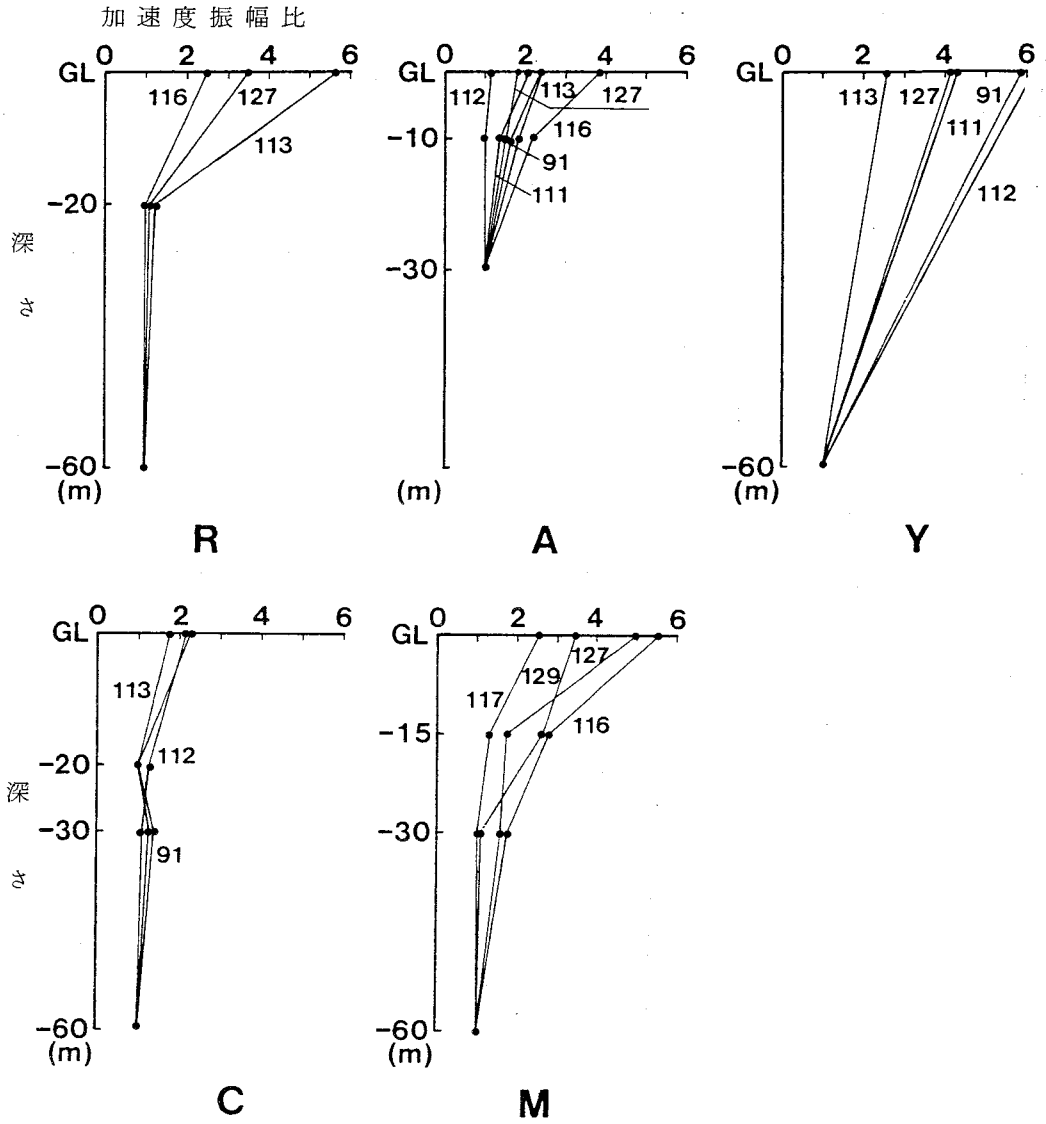
ることがわかる。この増幅の度合は、同じ平野内においても観測点によって異なり、Y、M観測点がA、C観測点に較べて大きい傾向にある。また同一観測点においても、加速度振幅比は地震ごとに異なる。

次に、S観測点に対する平野内各観測点のGL－60mの加速度振幅比は、大部分が1ないし1以下で、GL－60mが岩盤表面部に較べて小さな値を示している。また地表の場合にみられるような、観測点毎の顕著な振幅比の相異は認められない。従って、加速度振幅は、GL－60mより上部の表層地盤によって大きく増幅されるということができる。

4.3.3　表層地盤における加速度振幅の増幅

一般に地震時における加速度振幅は、地震波が地下深部から軟質な表層へ伝播するに従って増幅する。ここでは対象地震を先に行った近距離地震に限定し、GL－60mより上部の表層地盤によって、加速度振幅がどのように増幅されるかについて検討する。[3.13]

地盤性状の異なるR、A、Y、C、Mの5観測点においてGL－60m（A観測点のみGL－30m）を基準とした各深度の最大加速度の振幅比を求め、図示すると、図－3.4.13のように表わされる。本図によれば、表層地盤における加速度振幅の増幅は、全体的にみて2～6倍となり、前述した岩盤に対する平野内各点の振幅比に匹敵するか、それ以上となっている。観測点別に増幅特性をみると、R（岩盤）、Y（洪積地盤）、M（沖積地盤）の増幅が顕著で、A（洪積地盤）、C（沖積地盤）の増幅が小さい傾向にあり、表層部の加速度振幅の増幅は、単に表層地盤の硬軟によるものではないことがわかる。このことは、地層を構成している層序が影響して



図－３．４．13　表層地盤における加速度の増幅

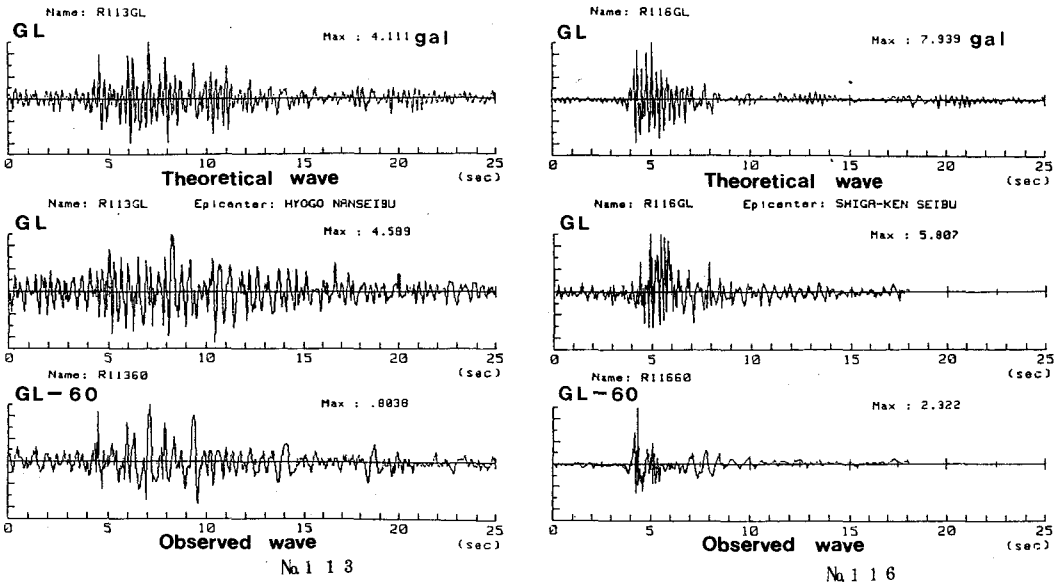
いることを示唆している。例えば、R観測点の地層構成は地下20m付近を境に下部が硬質な岩盤、上部が軟質な風化岩という具合に、上下層の地盤剛性が顕著に変化している。このように地表部の剛性が相対的に極度に低い場合は、地表の加速度は大きく増幅される。またM観測点についても同様のことがいえる。なおY観測点は、GLとGL－60mの中間層の資料がないため明確にはいえないが、上町台地の北端部付近に位置しており、深さ方向の地盤性状と共にその周辺の地形が影響している

ことが考えられる。

さらに、同一観測点においても、その加速度振幅比は地震ごとに顕著に異なることが指摘出来る。これは、主として表層地盤のもつ周期特性と、下部のＧＬ－60m地点で入力される周期との両者が相互に関係し合っていることに因るものと考えられる。

そこで、各観測点についてＧＬ－60m地点における地震動の周期特性を調べると、地表で最大加速度を示す周期と類似した周期特性をＧＬ－60m地点において明確にもつ場合、地表は大きく増幅することが確かめられた。同時にその継続時間の長さが影響することも明らかとなった。例えば、Ｒ観測点について地表の加速度の増幅をみると、図－３．４．13に示したように、地震№113で大きく№116で小さい。この２つの地震記録は図－３．４．14に示すように、ＧＬ－60m地点において顕著な相違がある。すなわち№113の地震は地表で卓越する周期成分を明確にもち、かつその継続時間が長い。これに対して№116の地震は、衝撃的な震動で、継続時間が短い。このＧＬ－60m地点における両者の相違が、地表での加速度の増幅特性の差となって現われたものといえる。

以上のことから、主要動の地表における加速度振幅の増幅は、ごく表層の周期特性と下部地盤に入力される地震動周期及び継続時間に大きく影響され、地表から20m程度までの表層地盤の地層構成の影響を顕著に受けることが明らかとなった。



図－３．４．14　理論波形と観測波形の比較

4．3．4　重複反射理論による検討

地震動の基盤への入力が、表層地盤の増幅特性に及ぼす影響を考察するため、S波の重複反射理論[3.14]を用いて検討する。地層が深さ方向に明確に変化するR観測点のGL－60mに地表での増幅の大きいNo.113と、増幅の小さいNo.116の地震動が入力された場合の、地表の理論波形を示すと、図－3．4．14の最上段のように表わされる。理論解析にあたって、地盤のS波速度をV_s、密度をρで表わし、表層はV_s＝320m/sec、ρ＝2.0t/m³、基盤はV_s＝3,000m/sec、ρ＝2.6t/m³と仮定した。No.113、116の両地震共、主要動部における地表の理論波形と観測波形は比較的よく対応し、地表の加速度の増幅についても、図中のMaxにみられるようにある程度説明出来る。従って前述したように、最大加速度を示す主要動部における表層地盤の増幅特性は、基盤に入力される地震動の周期及び継続時間と表層の地層構成とが相互に関係し、その上で決まってくるといえる。

4．3．5　結　　び

大阪平野における表層地盤の増幅特性は、最大加速度が現われる主要動部のみに限定して考察した場合、次のことがいえる。

i）平野内の4観測点における地表の最大加速度は、平野周辺の岩盤の2倍程度、大きい地点で5倍ほど増幅する。

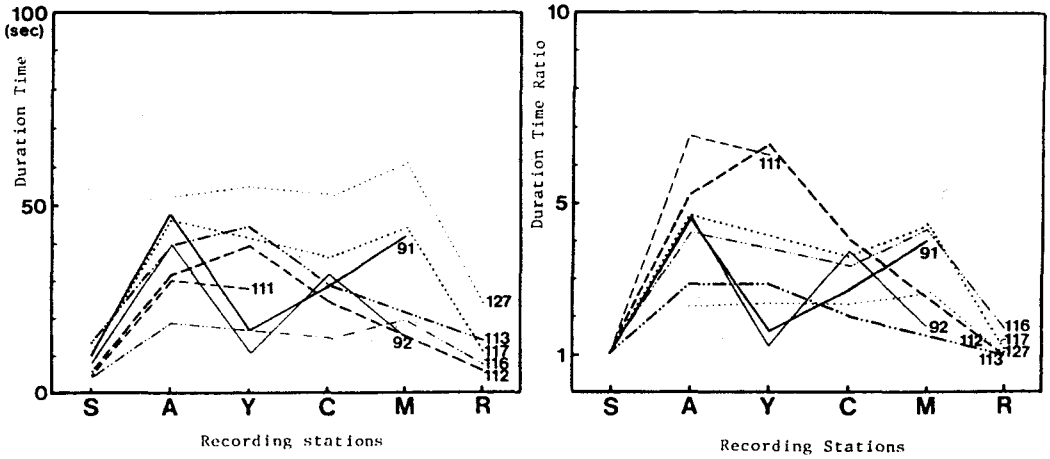
ii）各観測点の地表における加速度の増幅は、主に地下20m程度までのごく表層の地盤条件の影響を顕著に受ける。そして増幅度は単にこの層の硬軟によるものでなく、下部の地層とこの層との剛性の差や地層構成によって異なる。

iii）表層地盤の増幅は、上記の地盤条件に加えて、下部へ入力される地震動の周期と継続時間の影響を大きく受ける。

4．4　地震動の継続時間

平野内部の洪積、沖積地盤上と周辺山地の岩盤上とでは、先に示した図－3．4．1の地震波形にみられるように、地震動の継続時間は顕著に異なる。[3.15][3.16]

地震動の継続時間を、最大加速度の1/5までの振幅で振動している時間と設定し、各観測点について継続時間を求めると、図－3．4．15（a）のように表わされる。[3.11]なおここで、継続時間の算定にあたって、最大加速度の1/5を設定した理由は、平野内において、一旦振幅が1/5付近まで減衰した後に再度「あとゆれ」[3.17]、[3.18]に



(a) 継 続 時 間　　(b) Sに対する継続時間比

図－3．4．15　地震動の継続時間

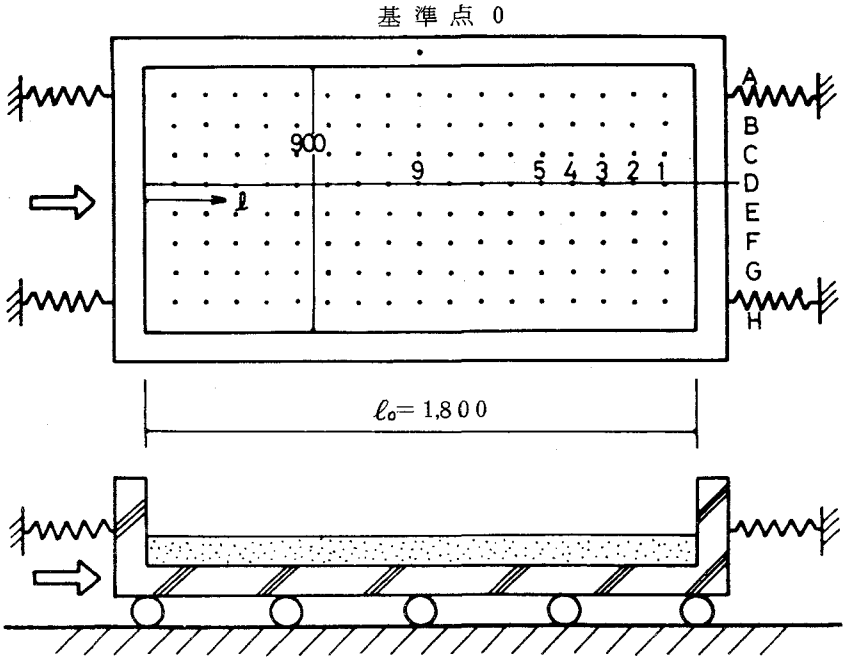
より振幅を増す傾向があり、この「あとゆれ」を継続時間に含めて評価するためである。さらに岩盤Sの継続時間を基準にA、Y、C、M、Rの各観測点の継続時間比を求めると、図－3．4．15（b）のように表わされる。

これらの図により、平野内部のA、Y、C、Mすべての観測点の継続時間ならびに継続時間比は、岩盤のS、R観測点を上まわり、岩盤の2倍以上となって、長いものは5倍を越えるものもある。この様な平野内部における地震動の継続時間の延びは、主要動のあとに生じる「あとゆれ」が大きく影響している。

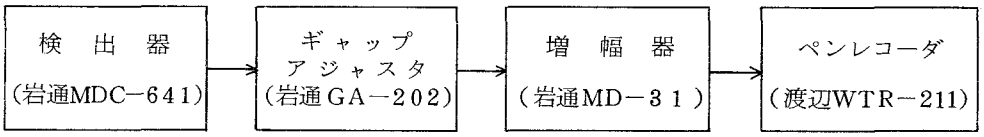
4．5　模型実験による平野内各点の振動特性

4．5．1　実験の概要

平野内部における増幅特性を知るために、模型実験を実施する。[3.7] 実験装置は、図－3．4．16に示すように内法寸法が短辺90cm、長辺180cmの平面形をもち、深さが30cmのコンクリート製の箱に堆積層として10cmの厚さに粉末ゴムを入れたものである。これに図の矢印方向に打撃を与えて自由振動を発生させ、粉末ゴム上の各測点の変位波形を記録する。入力振動数はスプリングで示した部分の拘束条件を変化させることによって、5～30Hzまで変えることが可能である。平野内部の堆積層として用いている粉末ゴムは、単位体積重量が0.44g/cm³、S波の伝播速度がほぼ10m/secである。この模型平野は相似則からいえば、平面的に短辺2.25km、長辺4.50km、厚さ250mに相当し、実物の大阪平野に比較すれば非常に小さなものである。



図－３．４．16　実験装置

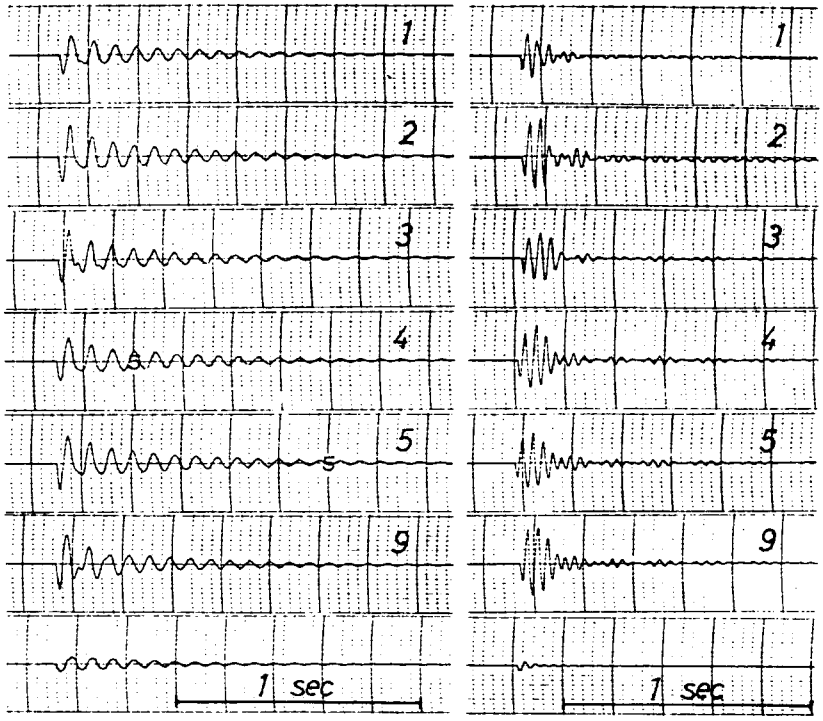


図－３．４．17　計測の系統図

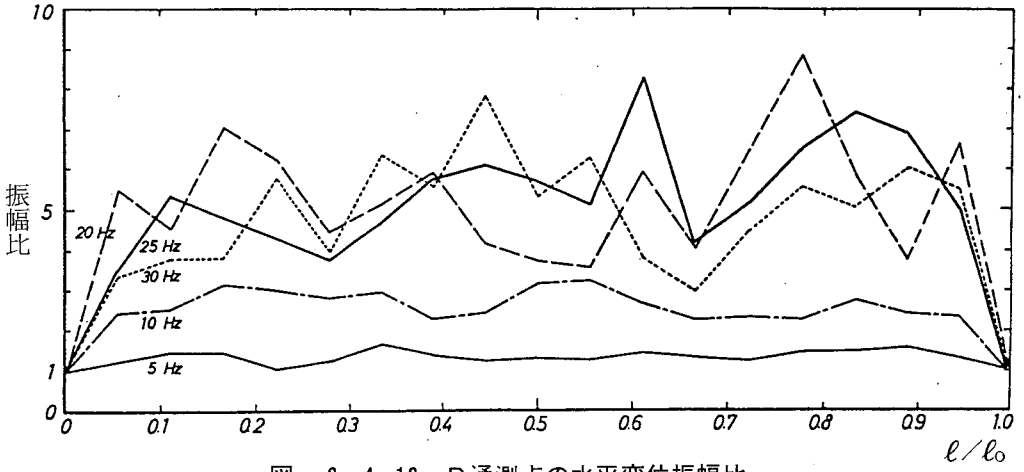
測定に用いた検出器は、非接触式の容量変化型のもので、その系統図は図－３．４．17に示すとおりである。測点は、図－３．４．16に示すように10cm間隔にとり計136点で、振動の検出は打撃方向とそれに直角方向の水平二成分について行った。

４．５．２　実験結果とその考察

入力振動数を５～30Hz の範囲で変化させた実験の内、10Hz と25Hz の場合におけるＤ通測線の変位波形を示すと図－３．４．18のように表わされる。最下段の記録は、コンクリート枠上の基準点の波形である。入力された振動に較べ平野内では振幅は増幅し、継続時間も特に f＝25Hz の場合、顕著に延びていることがわかる。コンクリート枠上の打撃方向の変位振幅を基準に各測点の振幅比を求めると、図－３．４．19のように表わされる。得られた実験結果をまとめると次のことがいえる。



図－３．４．18　各測点の変位波形の例



図－３．４．19　Ｄ通測点の水平変位振幅比

ｉ）振幅比は、入力される振動数によって大きく支配され、全般に1/4波長則 $f=V_s/4H$ の入力振動数のとき大振幅を示す。

ii）層厚ならびに入力振動数が一定であっても、振幅は平野の平面的位置の相違によって顕著に異なる。

これらの事実は、観測された地震現象とよく対応している。すなわち周囲を山で囲まれた平野の地震動は、震源と伝播経路など平野外部において既に明確な動特性をもち、平野内部はその入力された地震動によって大きく影響される。そして、平野内部の任意地点の動特性は、単に鉛直下方から伝播するＳ波だけではなく、横方向から表面波として伝播する震動を併せて考慮する必要性があることを示している。

4.6 結　び

大阪平野における各種地盤に共通していえる地震動の特性は、震央距離によってその周期特性が顕著に異なり、震央距離の増大に伴って短周期成分が消滅し、長周期が優勢となることである。

堆積層を有する平野の特性を考える場合には、震央距離が近すぎても、遠すぎても平野固有の性格を引き出すことが難しい。そこで、主として震央距離が100km前後の地震を対象に、岩盤、洪積地盤、沖積地盤で観測された地震記録に基づき、各種地盤の地震動特性の相違についてまとめると次のことがいえる。

ｉ）周期特性は、平野周辺の岩盤と、平野内部の堆積層上で顕著に異なる。岩盤上の信貴（Ｓ）は0.4秒前後の短周期成分が優勢で、その速度応答スペクトルは比較的単純な型を呈する。これに対し、平野内の堆積層上では、0.1～0.5秒の短周期成分と、１秒前後及び２～６秒の比較的長い周期が優勢である。0.1～0.5秒の短周期成分は、平野の表層30m程度の堆積層の影響を顕著に受け、１秒前後及び２～６秒の比較的長い周期領域は700～1400mという厚い堆積層内の影響によるものといえる。

ii）振幅特性は、各地点の最大加速度についてみると、平野内部は周辺岩盤に較べて２～５倍ほど増幅する。この増幅は地下30m以浅、主に20m程度の表層において生じ、下方から入力する地震動の周期特性と、表層の地層構成とが相互に関係しあった結果によるものといえる。

iii）平野内の地震動の継続時間は、平野周辺の岩盤に較べて数倍長い。これは堆積層の反射・屈折に加えて「あとゆれ」と仮称する平野内を伝播する表面波の影響によるところが大きい。

第5節　結　　論

大阪平野は、前述したように周辺を山地で囲まれ、短軸40km、長軸80kmの楕円に近い平面形をもち、岩盤上に層厚700～1,400mにわたって堆積層を有する。このような平野において観測された地震記録に基づき、現在までに明らかとなった大阪平野の地震動特性を要約すると次のとおりである。

(1)　平野内の地震動は、その震動波形の観察やバンドパスフィルターによる分析によれば、S波と表面波から成る「主要動」と、これに遅れて到着し1秒前後の周期成分が優勢な「あとゆれ」と仮称する波動とで構成されている。この「あとゆれ」は平野周辺の山地から入射し、堆積層を介して伝播する表面波であるという結論に達した。[3.18]

(2)　平野周辺の山地（岩盤）において卓越する周期は、信貴（S）で0.4秒前後、六甲（R）で0.6秒前後の短周期成分が優勢で、その速度応答スペクトルは比較的単純な型を呈する。Rは、六甲山の表層の風化や周辺の地形などの局地的な地盤条件の影響を受けていると考えられる。

(3)　大阪平野内の卓越周期は、0.1～0.5秒の短周期、1秒前後、2～6秒のやや長周期の3つの周期領域に存在する。この内、平野内各地点の局地的な周期特性の相違は、主として0.1～0.5秒の短周期領域に認められる。これは地下30m程度までの地盤の地層構成を反映した結果である。これに対し、1秒前後及び、2～6秒に卓越する周期は、地下60m以深の岩盤上の、第3紀、第4紀堆積層の影響を受けて形成された波動であると考えられる。

(4)　大阪平野を伝播する地震動の最大加速度は、岩盤2点における記録によれば、おおよそ距離の逆二乗に比例して減衰する。この関係を用い、最大加速度を距離補正して平野内各地点の地表の最大加速度分布を求めると、平野内は周辺岩盤に較べて2～5倍程度増幅する。この増幅は、主として地下20m程度の表層地盤において顕著でこの間の地層構成と下方から入力する地震動の周期特性とが相互に関係しあった結果によるものといえる。

(5)　平野内の地震動の継続時間は、平野周辺の岩盤に較べて数倍長い。これは、堆積層の反射・屈折に加えて「あとゆれ」と仮称する表面波の影響によるところが大きい。

参 考 文 献

〔3．1〕土質工学会：大阪地盤、昭和52年7月

〔3．2〕竹中準之介：大阪を中心とした基礎地盤、土質工学会関西支部編、最近の地下工法、昭和41年3月、pp. 1－15

〔3．3〕鳥海勲：大阪平野の振動特性に関する研究、地震観測 Key Station について、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)、昭和46年11月、pp. 669－670

〔3．4〕大場新太郎：大阪平野の震動特性について、日本建築学会第4回地盤震動シンポジウム資料集、昭和51年1月、pp. 59－64

〔3．5〕鳥海勲：大阪平野の振動特性に関する研究、3観測点における地震について、日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)、昭和48年10月、pp. 659－660

〔3．6〕大場新太郎、鳥海勲：大阪平野の振動特性に関する研究、地表と地中との振動性状の相違について、日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)、昭和49年10月、pp. 421－422

〔3．7〕竹内吉弘、大場新太郎：大阪平野の地震観測結果についての二、三の考察、日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和52年5月、pp. 157－160

〔3．8〕大場新太郎：大阪平野の地震動特性、平野内部と周辺山地との震動性状の相違について、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)、昭和55年9月、pp. 489－490

〔3．9〕鳥海勲：大阪平野の振動特性に関する研究、地震動スペクトルの時間的変化について、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸)、昭和49年10月、pp. 419－420

〔3．10〕鳥海勲：平野の地震動特性について、第4回日本地震工学シンポジウム、1975、pp. 129－136

〔3．11〕村井信義、大場新太郎、鳥海勲：大阪平野と周辺山地における地震動特性の比較、第6回日本地震工学シンポジウム講演集、昭和57年12月、pp. 473－480

〔3．12〕大場新太郎：大阪平野における地震動の周期特性について、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸)、昭和58年9月、pp. 621－622

〔3．13〕大場新太郎、村井信義：大阪平野における地震動の増幅特性、第18回土質

工学研究発表会講演集、昭和58年６月、 pp. 661－664

〔３.14〕金井清：地震工学、共立出版、昭和44年

〔３.15〕大場新太郎：異種地盤上における常時微動と地震動の観測例、第17回土質工学研究発表会講演集、昭和57年６月、 pp. 1805－1808

〔３.16〕大場新太郎、村井信義：大阪平野の３観測点における地震動最大加速度と継続時間の比較、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北)、昭和57年10月、 pp. 555－556

〔３.17〕鳥海勲：大阪平野の地震動特性、あとゆれの伝達経路について、日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿)、昭和55年９月、 pp. 487－488

〔３.18〕鳥海勲、大場新太郎、村井信義：大阪平野における地震動の伝播について、第６回日本地震工学シンポジウム講演集、昭和57年12月、 pp. 465－472

第4章　建物の構造特性の評価

第1節　序　　論

地盤に較べて相対的に剛性の高い構造物の振動特性は、その依って立つ地盤の性質と基礎形式の相違に大きく影響される。従って、この様な構造物の振動特性は、常時微動測定や、起振機または人力による振動実験などのいずれの方法によっても、構造物基礎とその周辺地盤の影響を含んだ形で評価されることになる。

一方、構造物の耐震性を考える立場からいえば、構造物の振動特性は、地盤より上部の構造物と下部の基礎・地盤の特性とを、出来るだけ明確に分離して評価し、その上で、構造物－地盤系の相互作用を論ずる必要がある。

以上の観点から、本章においては基礎・地盤条件の影響を受けない、上部構造物のみの簡便な剛性評価法を探り、実在建物に対する適用性を検証することを目的とする。その指標として、建物内の架構を介して伝播する剪断波速度に着目し、この剪断波速度と構造種別や耐震壁の有無などの構造特性との関係について各種の実在建物の実測に基づき考察する。

本章は次のように構成されている。

第2節において、

i）構造特性の明確に異なる建物を対象として、その波動の伝播速度を実測し、その波動の性質を明らかにすると共に、伝播速度と構造特性の関係について考察する。対象建物は、鉄骨鉄筋コンクリート造の事務所建築とし、建物の施工段階に伴い変化していく構造特性と伝播速度との関係を追跡する。

ii）建物を簡単な剪断型連続体モデルに置換し、建物内を伝播する剪断波速度を解析し、得られた計算値と実測値との比較を試みる。

第3節において、

i）構造形式の異なる各種の建物を対象に、剪断波速度を実測し、構造特性の相違と剪断波速度との関係を求め、その妥当性について検証する。

ii）実測された剪断波速度を用い、建物を基礎固定の剪断型連続体とみなして得られる1次固有周期と、基礎・地盤の影響を含んだ振動実験から得られる1次固有周期との比較を行い、建物の固有周期に基礎・地盤条件が及ぼす影響に関して考察

する。

第4節においては、平面的に細長い建物を対象として人力加振実験を行い、

i）鉛直下方へ伝播する波動と床版を介して水平方向へ伝播する波動の速度を検出し、曲げたわみ波の存在を確認する。

ii）得られた鉛直及び水平方向への伝播速度に基づき、板状建物のねじれ振動を理論解析し、床版の剛性が建物の動特性に及ぼす影響に関して考察する。

第2節　建物内を伝播する波動の性質

2．1　序

建物頂部において、水平方向に衝撃力を与えた場合、発生した波動は建物の水平部材である梁・床版、鉛直部材の柱・壁体といった構造躯体を介して、四方八方へ伝播していく。この波動の鉛直下方への伝播速度をとらえることが出来れば、建物全体としての剛性を評価することが出来るものと考えられる。[4.1]

本節では、建物の施工段階に伴って構造特性が明確に変化していく鉄骨鉄筋コンクリート造建物を対象に、施工各段階において鉛直下方へ伝播する波動速度を実測し、その波動の性質を明らかにすると共に、伝播速度と構造特性との関係について検討する。[4.2]

2．2　建物の概要と実験方法

建物は、地下1階、地上9階建の事務所建築で、地下が鉄筋コンクリート造、地上が鉄骨鉄筋コンクリート造で、平面、断面の概要は、図－4．2．1に示すとおりである。

実験は、建物完成までを次の6の施工段階に分けて行う。

I．鉄骨建ち上がり時

II．1層までコンクリート打設

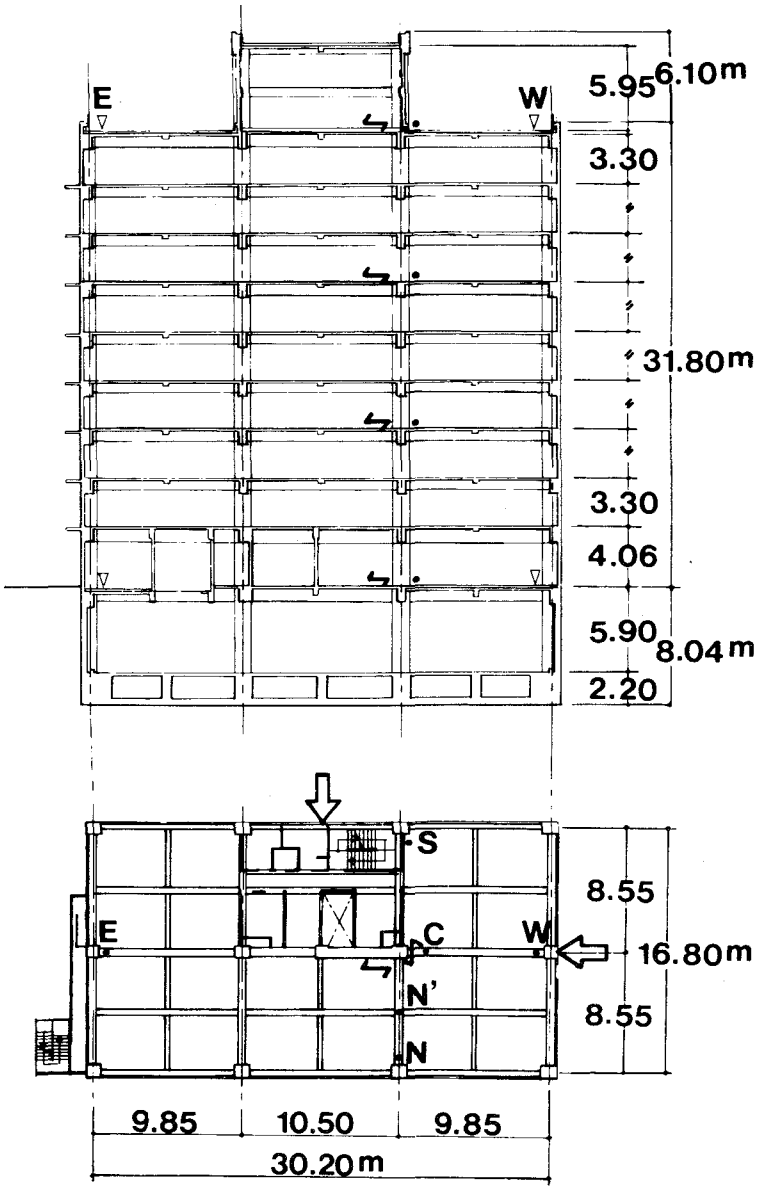
III．3層までコンクリート打設

IV．6層までコンクリート打設

V．9層までコンクリート打設

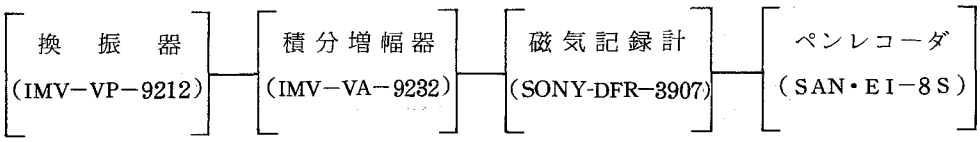
VI．塔屋を含む全層のコンクリート打設

実験方法は、建物の最上層を水平方向に人力で衝撃を与え、中間層に設置した換振器によって振動を検出する方法による。本法で最も注意すべき点は、衝撃の加力時にあり、これが後の初動の立ち上り時刻の読みとり精度に影響を及ぼす。衝撃は15名前後の人間が、同時に梁又は壁体を足で蹴って与える方法によるため、全員の調子を合わせる必要があり、この良否が直接読みとり精度を左右する。従って、数回実施した内、全員の調子が良く一致した時の記録を読みとるものとする。加力の



図－4．2．1　建物概要と計測位置

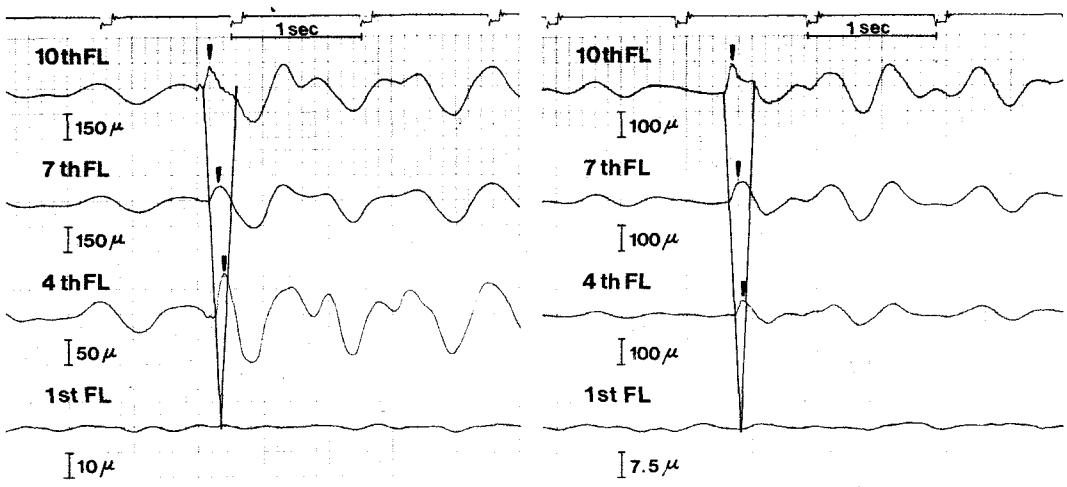
瞬間はデータレコーダーにアナウンスしておき、再生時に加力時点を確認する。測定点は図－４．２．１にみられるとおりで、水平と垂直成分の検出を行った。測定の系統図は、図－４．２．２に示すとおりである。



図－４．２．２　測定の系統図

２．３　施工段階に伴う波動速度の変化

構造特性の明快な施工段階Ｉの純鉄骨造の構造物を対象に、最上層を15名の人力で水平方向に衝撃力を与え、10、７、４、１ＦＬにおいて水平変位成分を検出すると、図－４．２．３のような波形が得られる。図は、建物短辺方向に加力した場合と長辺方向の場合の両者を示してある。波動の第１波は、図中に▼印で示すように、上層から下層へ向って明らかに time lag が認められ、１ＦＬにおいては不明確であるが、短辺・長辺両方向とも波動の伝播していく状態を知ることが出来る。なお、反対方向から加力した場合は、全て逆位相となる。



(a)　Transverse direction　　(b)　Longitudinal direction

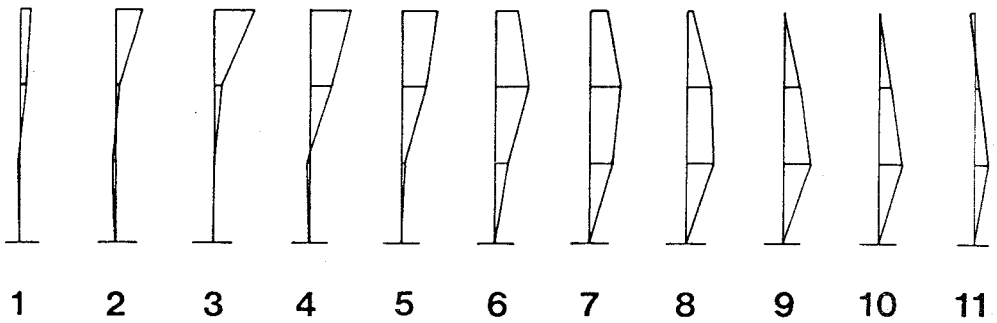
図－４．２．３　構造波の伝播記録〔施工段階Ｉ〕

波動の伝播速度は、本来初動の立ち上がりを読むべきであるが、不明確な場合が多いため、ここでは初動のピークを読むものとする。この場合、伝播速度が大きく、頂部から最下層までの波動の伝播所要時間が、初動のピークに達するまでの立ち上がり時間に較べて短い時には、上層から下層へ向う進行波に、建物底面で反射し上層へ向う逆行波が重なって、伝播速度の読みとり精度に影響を及ぼすおそれがある。

逆行波の影響を検討するため、図－４．２．３と図－４．２．５の伝播記録について初動の立ち上がり時を求め、進行波と１ＦＬで反射するとみなした逆行波の time lag を示すと実線で表わされる。ピーク位置は、図－４．２．３の場合には逆行波の影響を無視出来るが、図－４．２．５の場合、逆行波の影響を受ける領域にある。しかしながら、ピーク位置と立ち上がり時とから求めた伝播速度はほぼ等しく、反射の影響は少ないと考えられる。従って波動の伝播速度は、近似的にピーク位置で読みとることが出来るといえる。なお、この他に人力による加力のタイミングの良否が伝播速度の精度に影響するため、慎重を期する必要がある。

上層から下層への波動の伝播過程をより明確にするために、図－４．２．３の波形の立ち上がり部分をとりだし、短辺方向について1/50秒毎に振動モードの時間的変化を描くと、図－４．２．４のように表わされる。本図によれば建物の最大振幅は最上層で記録された後、time lag を伴って次第に下層へと移っていき、建物内を伝播していく波動の存在を確認することが出来る。

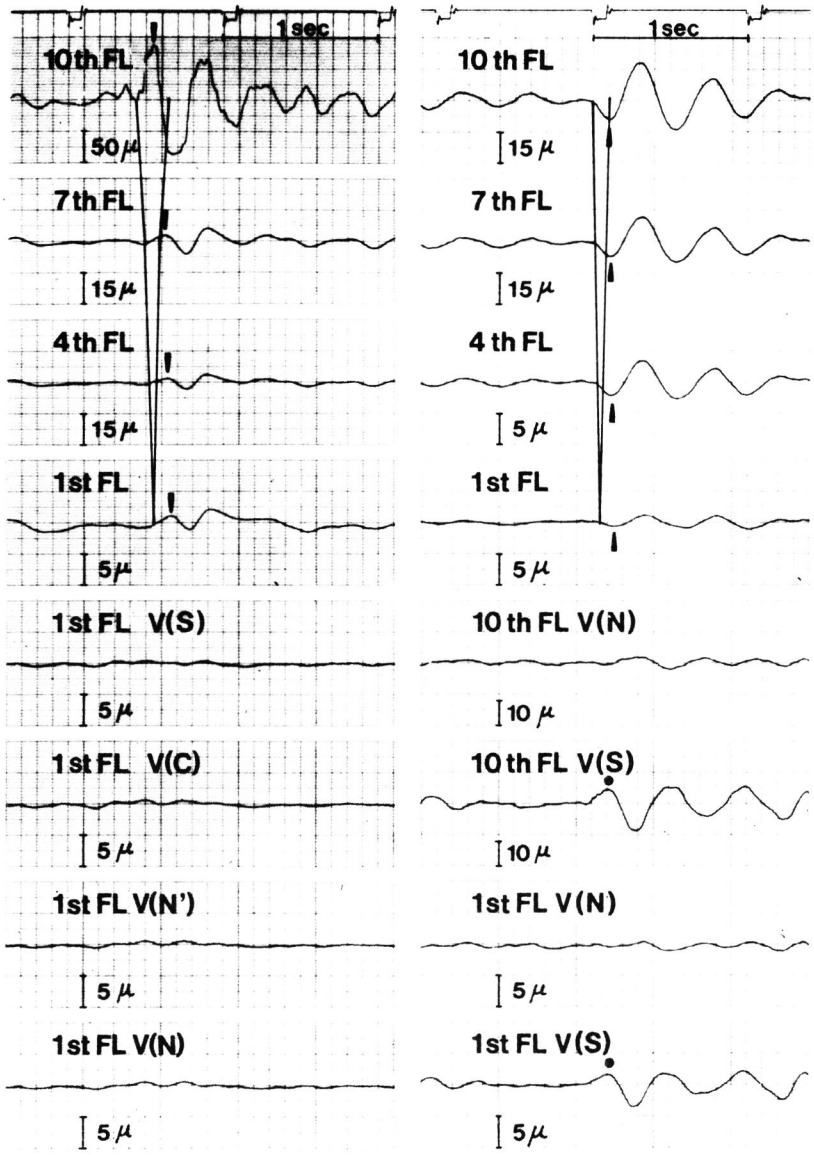
この波動の性質を探るため、伝播速度を概算してみると、速度は建物の短辺と長辺の各方向によって異なり、10ＦＬから４ＦＬまでの約20m 間を、短辺方向が約0.1



図－４．２．４　衝撃時の振動モードの経時変化（△ｔ＝１/50 sec）

秒（200m/sec）、長辺方向が約0.08秒（240m/sec）で伝播する。これは、構造材料自身の伝播速度に較べて明らかに遅く、架構の剛性を反映した伝播速度であると考えられる。従って、本建物の施工段階を追って、建物内を伝播する波動速度を実測していけば、上部架構の構造特性の変化は、伝播速度の違いとして評価出来るはずである。

施工段階IVとVIの場合について、短辺方向の波動の伝播記録を示すと、それぞれ図－4.2.5の(a)、(b)のように表わされる。図はすべて変位記録で、上4点が建物



(a) 施工段階 Ⅳ　　(b) 施工段階 Ⅵ

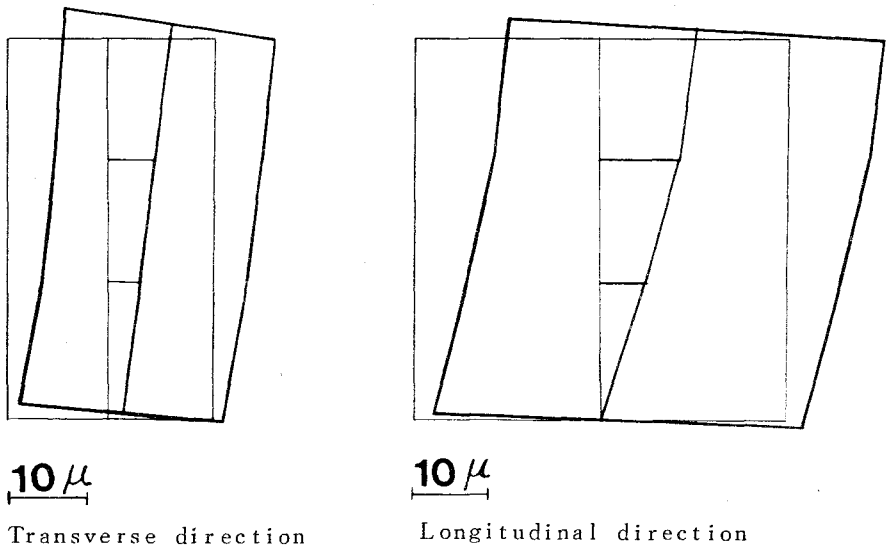
図－4.2.5　構造波の伝播記録

各層の水平動、下４点が１ＦＬまたは10ＦＬと１ＦＬの垂直動を示し、測定点は前に示した図－４．２．１のとおりである。

図－４．２．５の水平動は、図－４．２．３に較べると振幅は小さく、上層から下層への time lag も少ないことが確認出来る。これは、鉄骨部にコンクリートが打設され、建物全体の剛性が増したことに起因するものと考えられる。なお、図－４．２．５(a)の最上層の水平変位は、７層以上が鉄骨造の段階での記録であるため、この層のみが他の層に較べて大きくなっている。

次に垂直動について、図－４．２．５(b)の10ＦＬと１ＦＬの建物両端部の変位記録を見ると、Ｓ測点は第１波が●印で示すように10ＦＬから１ＦＬへほぼ同時に伝播している。これは、建物の架構を水平変位させて上層から下層へ伝播する波動以外に、柱などの垂直部材内を軸力波として伝播する波動が存在することを意味する。Ｎ測点がこれと反対側のＳ測点に較べて振幅の小さい原因としては、加力点の位置と建物の重心とが関係していることが考えられる。なお、第２波ではＮとＳ測点とはほぼ逆位相で、ロッキング振動が伴っている様子が認められる。

施工段階VIの場合について、図－４．２．５(b)の第１波における最大振幅部付近の振動モードを描くと、図－４．２．６のように表わされる。本図によれば、短辺・長辺両方向とも建物は全体として剪断型振動をしていることがわかる。

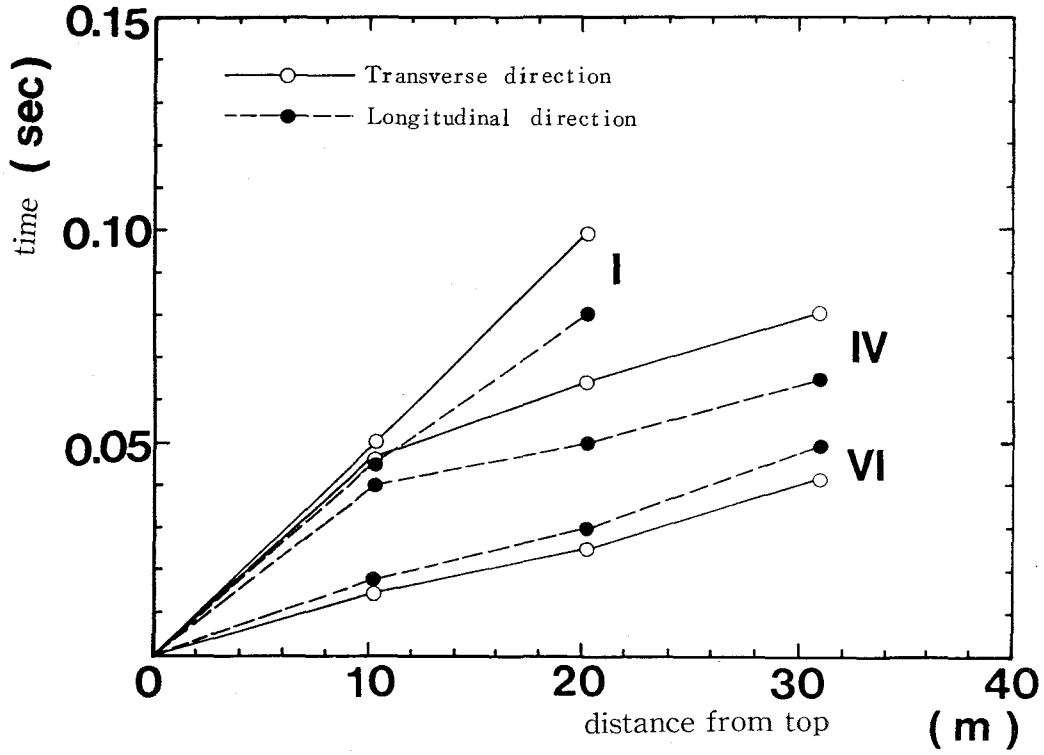


図－４．２．６　振動モード（施工段階VI）

本建物の建設過程を追って、各施工段階における建物内を伝播する波動速度を、最上層を原点として走時曲線によって表わすと、図－４．２．７のように表わされる。施工段階がＩからVIへと進むと、建物内を伝播する波動速度は増大し、建物が剛性を増したことと対応していることがわかる。施工途上の段階IVにおいては、原点から約10m地点（７ＦＬ）で走時曲線が折線となっているが、これは７ＦＬを境に上下の層で鉄骨造部と鉄骨鉄筋コンクリート造部に分れるためと考えられ、この層を境に上下層で建物の剛性が異なることを意味している。

施工段階ＩからVIへ至った段階で、伝播速度は短辺方向と長辺方向とで逆転し、短辺が長辺に較べて速くなっている。これは、壁体のコンクリートが打設されたことによって、耐震壁の多い短辺方向の剛性が、少ない長辺方向に較べて増大した結果と考えられる。

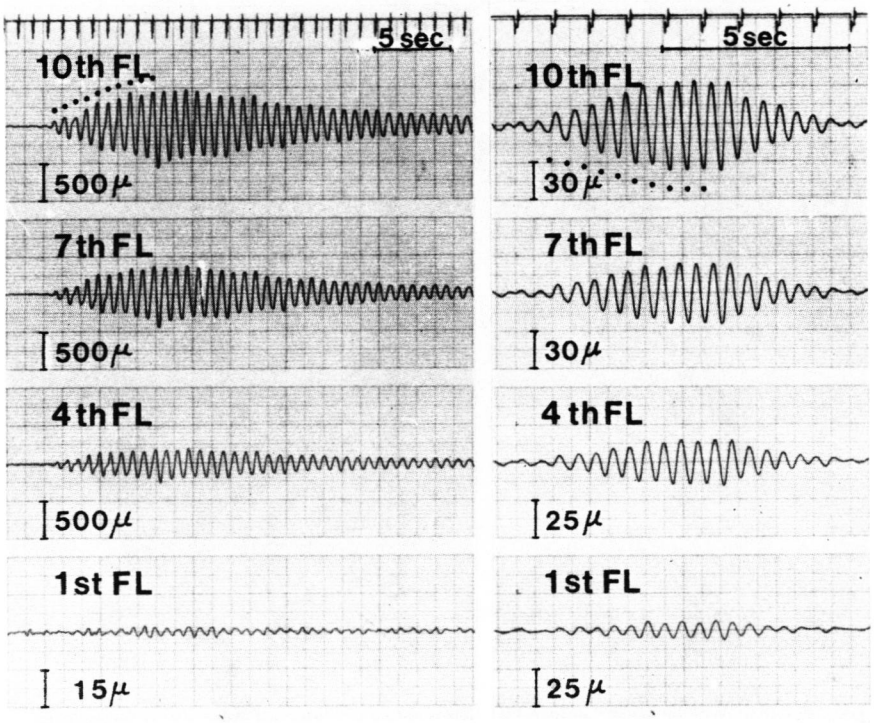
以上述べたように、建物頂部に与えられた水平衝撃力によって上層から下層へ伝播する波動は、その伝播速度が施工段階の進展すなわち構造物の剛性が増すと共に増大することと、構造物の振動モードが剪断型であることから判断して、構造特性を反映した、架構を介して伝播する剪断波であるといえ、これを「構造剪断波」と



図－４．２．７　走時曲線

よぶ。基礎・地盤条件の影響を受けない上部構造物のみの剛性は、建物各層に水平成分検出用の振動計を設置しておき、建物頂部に水平方向の衝撃力を与え、この波動の伝播速度を実測することによって求めることが出来ることが明らかとなった。

参考として、建物頂部において、固有周期に合わせて人力で繰り返し水平加振した場合の変位波形を、図－４．２．８に示す。図は施工段階ＩとVIの短辺方向の場合を示し、図中の●印は10回の繰り返し加振を示している。施工段階ＩとVIとを比較するとVIの固有周期は短くなり、前述した構造剪断波速度が建物の剛性が増すと共に増大している事実と対応している。[4.3]



(a) 施工段階Ⅰ　　(b) 施工段階 VI

図－４．２．８　人力による繰返し加振（短辺方向）

２．４　構造剪断波の伝播速度の解析

各層の層高 h、柱の曲げ剛性 EI が比較的一様な一般の構造物の場合、その解析モデルは等質な剪断型連続体に近似することが出来る。

今、図－４．２．９のような構造物を設定し、ｉ層における力の釣合いを考える。ｉ層の質量は m_i であり、これに働く外力は上下の部材に働く剪断力の差に等しいから、運動方程式は次式で表わされる。

$$m_i \frac{\partial^2 x}{\partial t^2} = \Delta Q \qquad (4.1)$$

（４．１）式の右辺は、次式のように近似される。

$$\Delta Q = \frac{\partial Q}{\partial y} \cdot h \qquad (4.2)$$

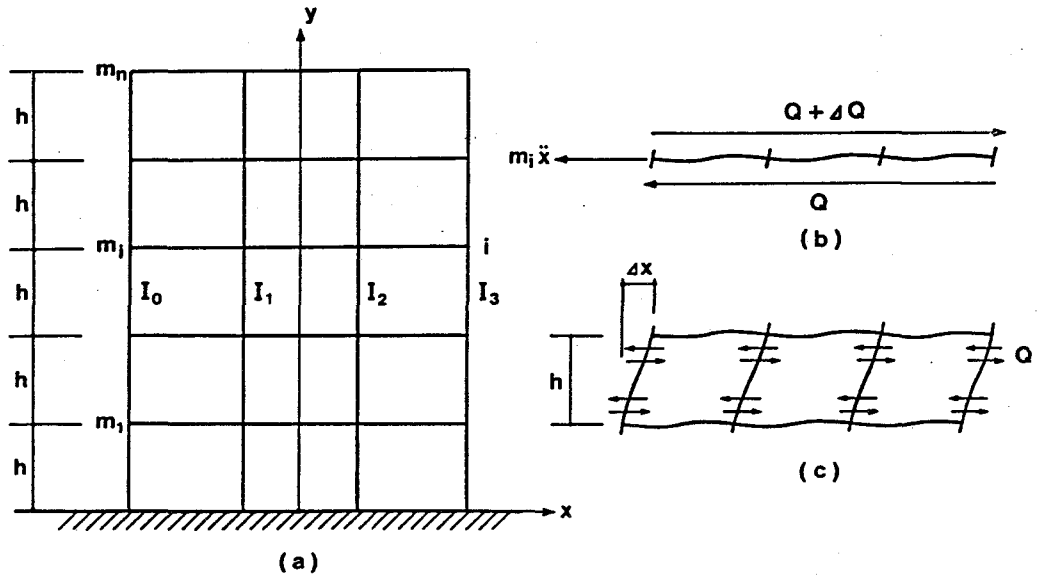
従って（４．１）式の運動方程式は、次式で表わされる。

$$m_i \frac{\partial^2 x}{\partial t^2} = \frac{\partial Q}{\partial y} \cdot h \qquad (4.3)$$

一方、層間変位 Δx は、次式で近似される。

$$\Delta x = \frac{\partial x}{\partial y} \cdot h \qquad (4.4)$$

（４．４）式の層間変位は、柱・梁各部材の剛性によって変化するが、ここでは簡略化して、梁の剛性が無限大の場合[4.4]と、梁の曲げ変形を考慮したＤ値法[4.5]を用いる場合について示す。



図－４．２．９　解析モデル

（ｉ） 梁の剛性が無限大の場合

層間変位 Δx は、部材のヤング係数をＥ、断面二次モーメントをＩとおいて、ｉ層の柱の曲げ剛性の総和を ΣEI とすれば、次式で表わされる。

$$\Delta x = \frac{h^3}{12\Sigma EI} Q \qquad (4.5)$$

従って（４．４）式より、次式が得られる。

$$\frac{\partial x}{\partial y} = \frac{h^2}{12\Sigma EI} Q \qquad (4.6)$$

（４．６）式をｙについて偏微分し、（４．３）式に代入すると、次の（４．７）式が得られる。

$$\left.\begin{aligned} &\frac{\partial^2 x}{\partial t^2} - C^2 \cdot \frac{\partial^2 x}{\partial y^2} = 0 \\ &C = \sqrt{\frac{12\Sigma EI}{m_i h}} \end{aligned}\right\} \qquad (4.7)$$

ここにＣは、構造物の架構を介して伝播する構造剪断波の速度である。

（ii） Ｄ値法による場合

層間変位 Δx は、ｉ層のＤ値の総和を ΣDi とし、基準部材（柱）の断面二次モーメントを I_0 とすれば、次式で表わされる。

$$\Delta x = \frac{1}{\Sigma Di} \cdot \frac{h^3}{12EI_0} Q \qquad (4.8)$$

以下、（ｉ）の梁の剛性が無限大の場合と同様にして、構造剪断波の伝播速度Ｃは、次式で求められる。

$$C = \sqrt{\frac{12EI_0 \Sigma Di}{m_i h}} \qquad (4.9)$$

（４．９）式を用いて、先の施工段階Ｉ、VIの場合についての構造剪断波の伝播速度を求め、実測値との比較を試みると、表－４．２．１のように表わされる。計算に当たって、耐震壁の取扱い方が問題となるが、施工段階VIの場合の耐震壁の剛性評価は、文献〔４．６〕を参考にした。

本表によれば、架構が単純な施工段階Ｉの場合は、計算値と実測値がよく一致している。しかし施工段階VIの場合は、実測値が計算値に較べてかなり上まわっている。これは、実測値が微小変形時のもので、計算に取り入れられていない腰壁等の二次部材が有効に働いているためであると考えられる。

表－4．2．1

(m/sec)

Direction	Stage I		Stage VI	
	Calculated value	Measured value	Calculated value	Measured value
Transverse	210	200	520	720
Longitudinal	280	240	370	600

2．5　結　　び

構造特性が明確に変化する施工途上の建物を対象に、各種の施工段階において建物内を伝播する波動速度の変化を追跡した。その結果次の事が明らかとなった。

i）建物頂部に与えられた水平衝撃力によって発生する波動は、建物内を梁や床版などの水平部材と、柱や壁などの鉛直部材を介して、加力点から四方八方に伝播する。この内、鉛直下方へ伝播する波動は、剪断型振動が主体の建物の場合、架構を介して伝播する「構造剪断波」であるといえる。

ii）この「構造剪断波」の伝播速度は、建設段階の進展、すなわち建物の剛性の増加と共に増大し、上部架構の構造特性を明確に反映している。すなわち、施工段階Ｉの鉄骨建ち上がり時において200m/sec（短辺）～240m/sec（長辺）であったものが、施工段階VIの全層コンクリート打設時では720m/sec（短辺）～600m/sec（長辺）となっている。

iii）建物内を伝播する剪断波速度は、武藤[4.5]のＤ値法を用いることによって簡便に計算出来る。この計算値は、単純な架構の場合、実測値によく一致するが、一般の構造物の場合、耐震壁の評価法に注意を要する。

第３節　各種建物の剪断波速度の実測

3．1　序

構造形式の異なる各種の建物を対象に、構造剪断波の伝播速度を実測し、建物の構造特性と構造剪断波速度との関係について考察する。さらに、実測された剪断波速度から建物を剪断型連続体とみなして基礎固定時の１次固有周期を求め、別に振

動実験を行って得られた基礎・地盤の影響を含んだ１次固有周期と比較し、建物の固有周期に構造特性や基礎・地盤条件が及ぼす影響に関して検討する。

３．２　各種建物の実測

対象建物は、前述した事務所建築に加えて、図－４．３．１に示すＡ、Ｂ、Ｃ、Ｄの４棟とする。構造形式は、Ａが鉄骨造、Ｂ、Ｃが鉄骨鉄筋コンクリート造で、Ｄは梁が鉄骨造で柱のみコンクリートで被覆されたＨＰＣ造である。

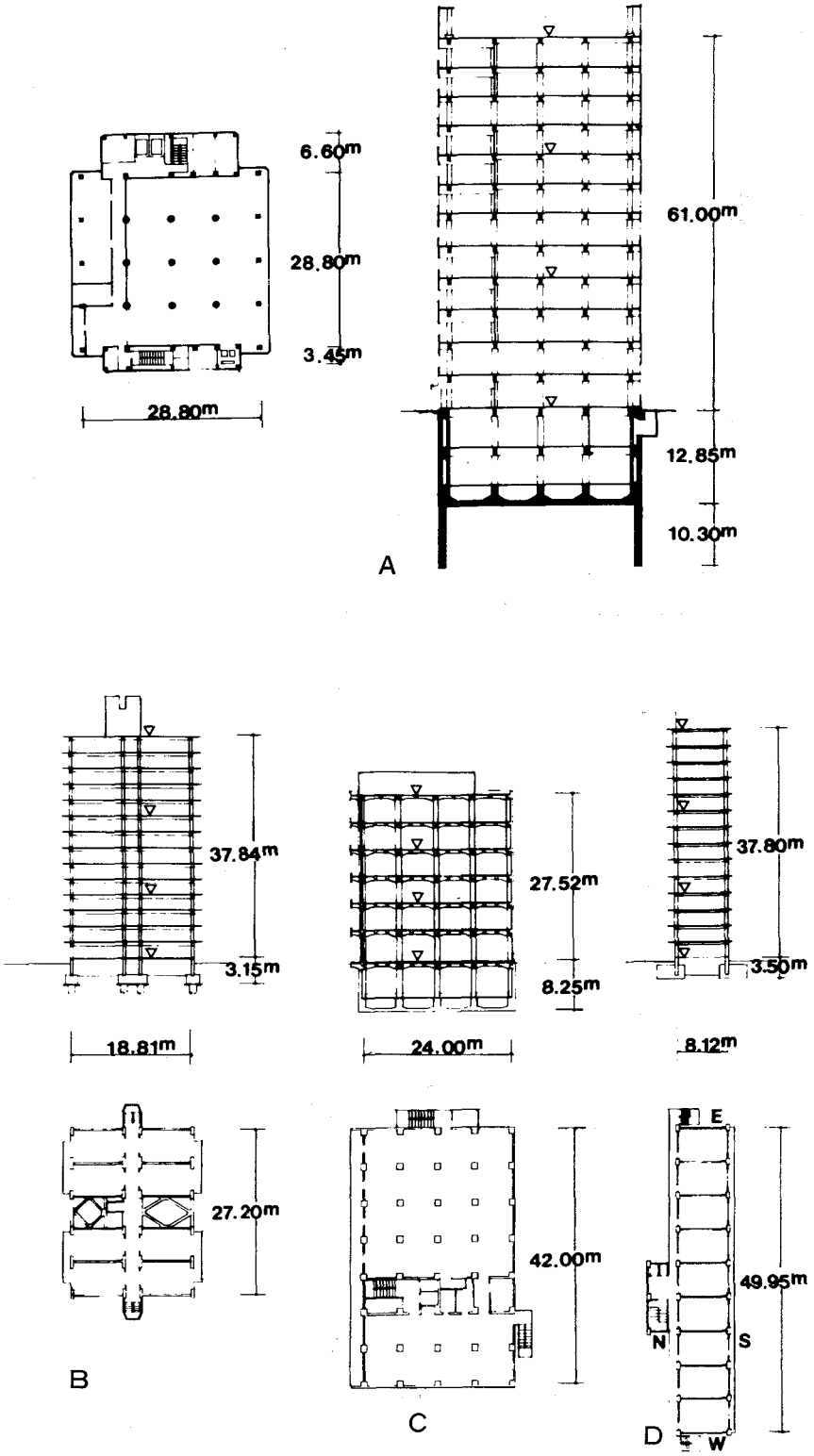
各建物について、上層から下層へ伝播する構造剪断波の速度を求めるために、建物頂部を15名程度の人力で水平衝撃力を与え、建物頂部と中間層において変位成分を検出すると、図－４．３．２、図－４．３．３のような振動波形が得られる。なお、図－４．３．３は、水平動に加え、15階と１階床上での建物両端部の垂直動を併せ記録している。第１波は、図中に▼印で示すように、time lag を伴って上層から下層へ伝播していくことがわかる。

この内、建物Ｄは図－４．３．１の平面・断面形から知られるように、短辺方向において曲げ変形が主体となることが予測される。そこで、衝撃加力時の第１波の立ち上がり部分をとり出し、1/50秒毎の振動モードを、短辺・長辺両方向について描くと、それぞれ図－４．３．４（ａ）、（ｂ）のように表わされる。建物全体として、短辺方向が曲げ型、長辺方向が剪断型の振動モードを示し、建物の形状寸法によって、内部を伝播する波動の性質が異なることが知られる。

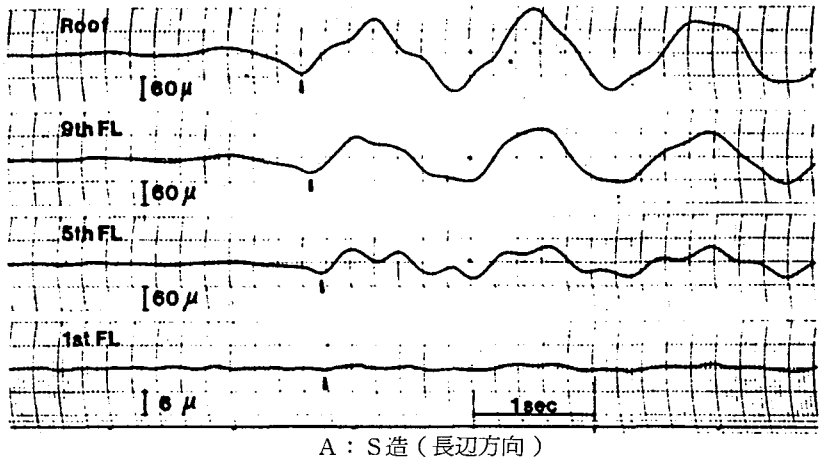
さらに短辺方向の垂直成分について、15階から１階への波動の伝播を見ると、図－４．３．３に●印で示すように、この伝播速度は前述した柱を伝播する軸力波と異なり、はるかに遅い。これは建物全体が曲げ変形をしていることの影響であろうと考えられる。

以上のことから、建物Ｄの短辺方向の建物内を伝播する波動は、梁理論でいわれる曲げたわみの波動[4.7]と同様、建物全体としての曲げ剛性を介して伝播する曲げたわみ波であると考えられる。これに対して長辺方向については、第１波の垂直成分は不明確で水平成分が主体となり、その振動モードから判断すると建物内を伝播する波動は剪断波といえる。

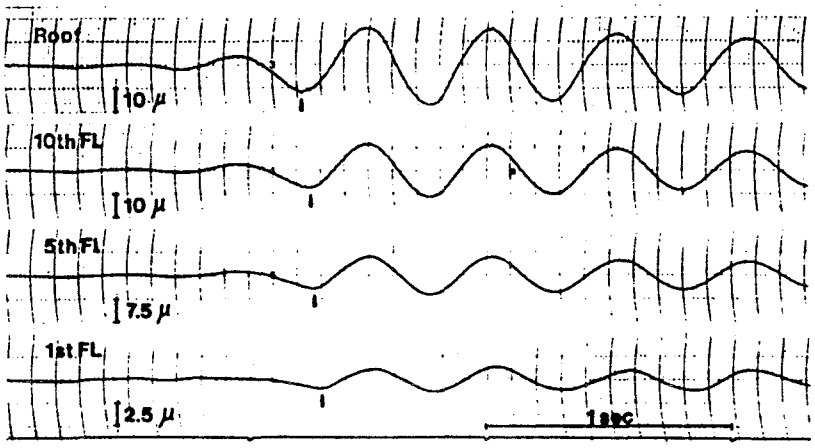
第１波の上層から下層への time lag を読みとり、それぞれの建物について走時曲線を描くと、図－４．３．５のように表わされる。図中、建物短辺方向は実線を用い、



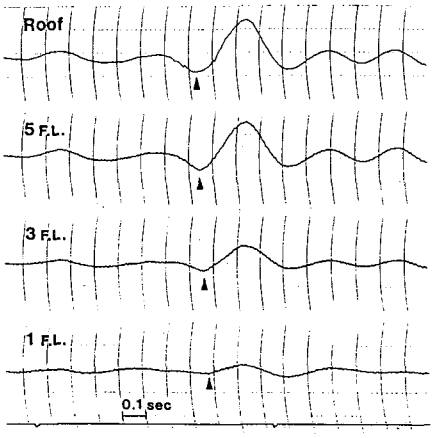
図－４．３．１　各種建築物の概略図



A：S造（長辺方向）

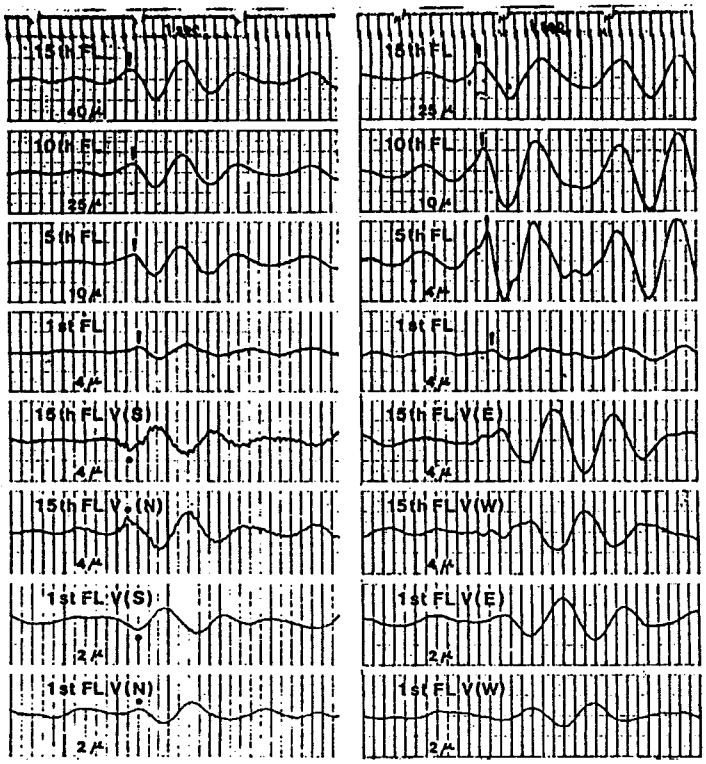


B：SRC造（長辺方向）



C：SRC造（短辺方向）

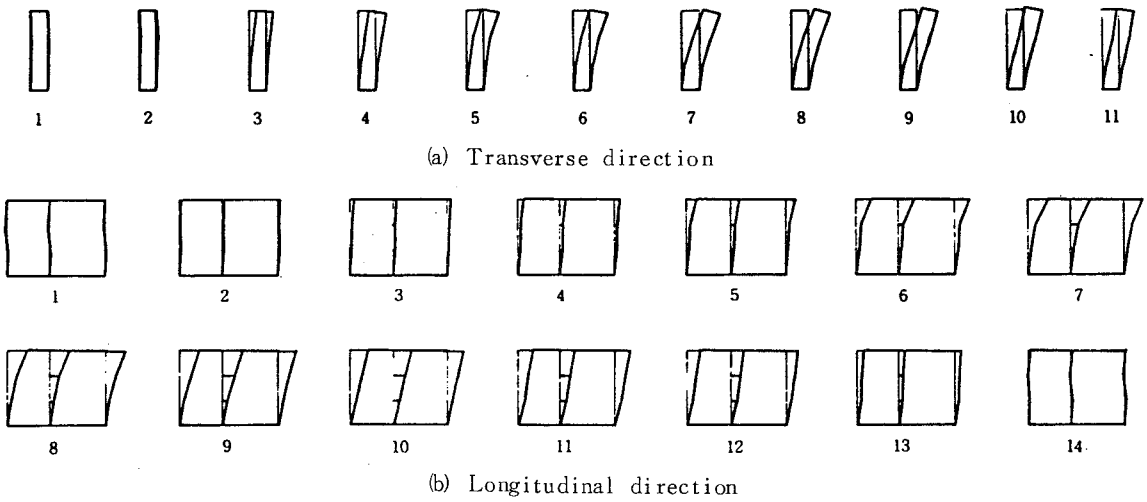
図－4．3．2　構造波の伝播記録



(a) Transverse direction　　(b) Longitudinal direction

D：HPC造

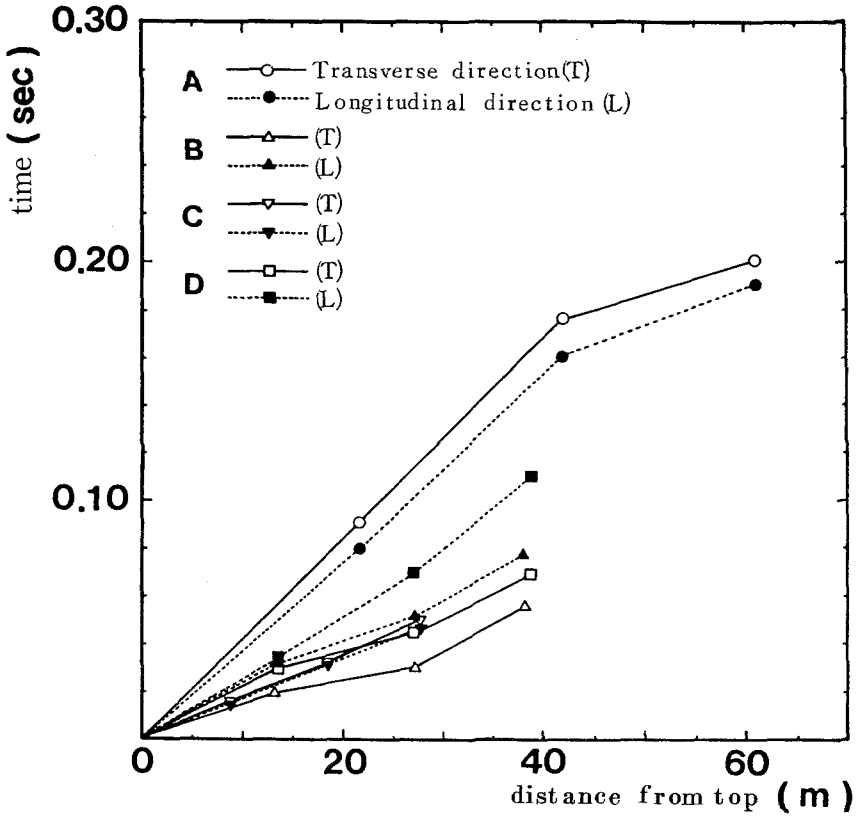
図－4．3．3　構造波の伝播記録



(a) Transverse direction

(b) Longitudinal direction

図－4．3．4　振動モードの経時変化（△t＝1/50 Sec）



図－４．３．５　走時曲線

長辺方向は点線を用いて表わしてある。本図によれば、伝播速度は構造種別により、また振動方向によって大幅に異なることがわかる。伝播速度が層によって異なる建物も認められるが、各建物について最小自乗法によって構造剪断波速度を求め、一覧表にすると、表－４．３．１の $_sV_s$ のように表わされる。

A、B、C、D４種類の建物の剪断波速度は明らかに異なり、鉄骨造のAに較べて鉄骨鉄筋コンクリート造のB、Cが著しく速く、HPC造のDの建物がこれらの中間的な値を示している。また、４種の建物の内、B、Dは振動方向によって同一の建物であっても波動速度が大きく異なる。これは、耐震壁または筋違の配置が振動方向によって顕著に異なり、方向によって建物の剛性が異なることに因るためと考えられる。これに対し、A、Cの建物は振動方向による伝播速度の違いは少なく、短辺・長辺両方向の剛性が均等であるといえる。なお、Dの建物の短辺方向は、前述したように曲げたわみの波動速度と考えられ、第４節において再度検討する。

構造形式別に構造剪断波速度を大別すると、鉄骨造は200～300m/sec、鉄骨鉄筋コンクリート造は450～700m/sec となる。ＨＰＣ造の建物の長辺方向は、上記両者の中間的な370m/sec という値を示している。同一構造形式においても伝播速度にかなりの幅が認められるが、これは前述した耐震壁または筋違の存在の多少に起因するものである。

3．3　構造剪断波速度に基づく固有周期

建物を均質な剪断型連続体とみなせば、基礎固定の場合の１次固有周期（以後 $_sT$ と略記する）は、先に求めた構造剪断波速度を用い、1/4波長則を適用することによって求められる。一方、微動測定または人力による繰り返し加振実験を行えば、建物

表－４．３．１

Structural type	Height (m)	Direc.	sVs (m/sec)	sT (sec)	mT (sec)	mT/sT
A (S)	73.85	T	290	1.02	1.48	1.45
		L	270	1.09	1.43	1.31
B (SRC)	40.99	T	680	0.24	0.46	1.92
		L	480	0.34	0.53	1.56
C (SRC)	35.77	T	560	0.26	0.38	1.46
		L	600	0.24	0.34	1.42
D (HPC)	41.30	T	(540)	(0.31)	0.53	(1.71)
		L	370	0.45	0.59	1.31
Stage I (S)	31.80	T	200	0.64	0.75	1.17
		L	240	0.53	0.60	1.13
Stage VI (SRC)	39.80	T	720	0.22	0.46	2.09
		L	600	0.27	0.47	1.74

Structural type
S:Steel frame
HPC:Concrete encased column as part of steel frame
SRC:Concrete encased steel frame
Direction
T:Transverse direction
L:Longitudinal direction
sVs:Shear wave velocity in building
sT:Natural period obtained from shear wave velocity
mT:Natural period obtained from man excited vibration test

の１次固有周期(以後 $_mT$ と略記する)は求めることが出来る。これらは、表－４．３．１に示す通りである。

今、この両者の固有周期を比較するために $_mT$ と $_sT$ の比をとると、表中に示すような値が得られ、いずれも $_mT$ は $_sT$ より長いことが知られる。この原因としては、建物は基礎部において並進に回転の伴うロッキング振動をし、地盤と建物の連成効果の影響を $_mT$ の値が受けるためと考えられる。従って、微動または人力加振実験から得られる固有周期 $_mT$ が、構造剪断波速度から得られる固有周期 $_sT$ に対してどの程度増すかということは、基礎・地盤条件が建物の固有周期にどのような影響を与えるかを議論する上で、重要な指標になるものといえる。

$_mT/_sT$ の値を各建物について求め、それぞれを比較すると、建物の構造形式の違いによって、1.1～2.1の幅が認められる。$_mT/_sT$ の値を構造形式別に見ると、鉄骨造が1.1～1.4、鉄骨鉄筋コンクリート造の場合1.4～2.1となり、剛性の大きい建物ほど $_mT/_sT$ の値が大きいことがわかる。

また $_mT/_sT$ は、同一構造物であっても地盤条件の違いによってその値が異なり、軟弱地盤上の建物ほど大きい値を示す。Ｂの建物の場合、硬質地盤上で1.6～2.0、軟弱地盤の場合2.0～2.5の範囲にあることが実測によって確認されており、この点に関しては、第５章において詳述する。

以上のことから、構造剪断波速度は、建物の構造特性を正当に評価しており、得られた値を用いれば基礎固定の場合の１次固有周期を求めることが出来ることが明らかとなった。

また、もし微動測定または人力加振実験によって、建物の固有周期が得られていれば、この値と構造剪断波速度から得られる固有周期との比は、地盤－構造物系における地盤の連成効果を評価する上で重要な指標になり得ることも確認された。

３．４　結　　び

構造形式の異なる各種建物の剪断波速度の実測によって、次のことが明らかとなった。

ｉ）構造剪断波の伝播速度は、構造形式の違いによって明確に異なり、鉄骨造が200～300m/sec、鉄骨鉄筋コンクリート造が450～700m/sec、ＨＰＣ造がこれらの中間的な370m/sec となる。これらの値に幅のある原因は、耐震壁または筋違の存在

の多少によるためである。

ii）剪断波速度の実測値を用い、建物を基礎固定の等質な剪断型連続体とみなして得られる１次固有周期 $_sT$ と、微動または人力加振実験から得られる１次固有周期 $_mT$ とから求められる $_mT/_sT$ の値は、構造種別によって異なり、地盤に較べて剛性が高い建物の場合ほど大きい。従って $_mT/_sT$ の値は、建物と地盤との動的相互作用を論ずる場合の、地盤の連成効果を評価する一つの指標として重要な意義がある。

第４節　平面的に細長い建物内を伝播する波動速度

４．１　序

振動時において、平面的に細長い建物は、床版が水平方向に変形し、一般建物の耐震計算で取り扱われているような剛床の仮定は成立しない。本節は、平面的に極めて細長い建物を対象に、振動実験と簡単な理論解析を行い、平面的に細長いが故に生じるねじれ振動に関して考察したものである。[4.8]

本論の特徴は、床版の水平剛性の評価を、建物に対し人力による衝撃を与え、その波動の伝播速度から求めることを試みた点である。

４．２　振動実験結果とその考察

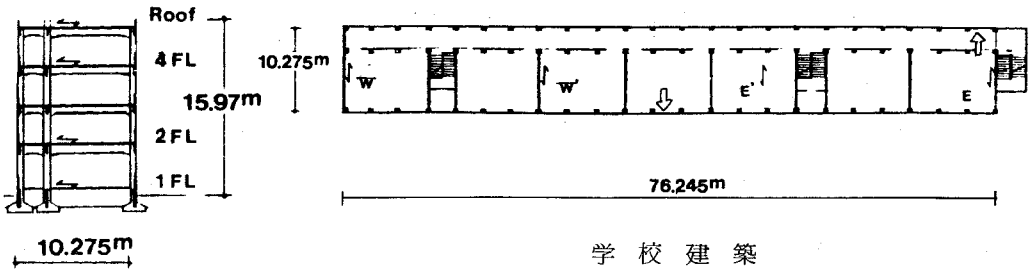
４．２．１　建物と実験の概要

対象とした建物は、前述した図－４．３．１・Ｄの地上14階建の集合住宅と図－４．４．１に示す４階建の学校建築である。集合住宅は、梁が純鉄骨、柱が鉄骨をコンクリートで被覆されたもので、壁および床版がプレキャストコンクリート版で構成されたＨＰＣ造である。また学校は鉄筋コンクリート造である。両建物は短辺方向は耐力壁が多く存在するのに対し、長辺方向は大部分開口部で耐力壁はほとんど無い。

実験は、常時微動測定と、人力加振実験を行い、人力加振の加振点及び振動測定位置は図－４．３．１のＤと図－４．４．１に示すとおりである。

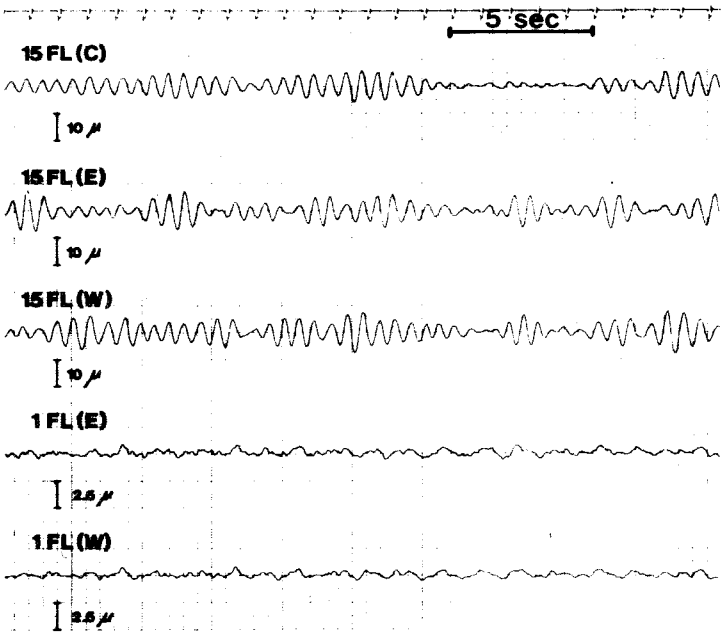
４．２．２　常時微動測定

両建物の各測点において常時微動測定を実施し、その短辺方向の水平変位波形を示すと、図－４．４．２、図－４．４．３のように表わされる。建物の平面的な振動性状をみると、両図ともその水平変位は、中央部に較べ端部が大きい傾向にある。また建物両端は、それぞれ逆位相で振動している場合が多く認められる。

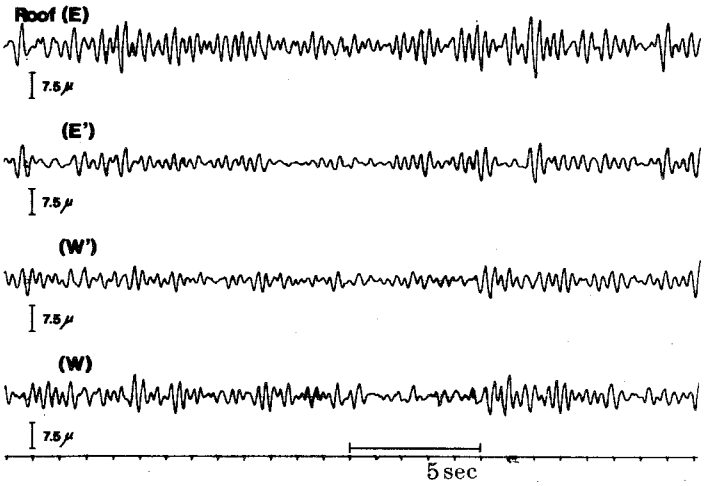


学 校 建 築

図－４．４．１　建物概要



図－４．４．２　集合住宅の微動波形（水平変位）



図－４．４．３　学校の微動波形（水平変位）

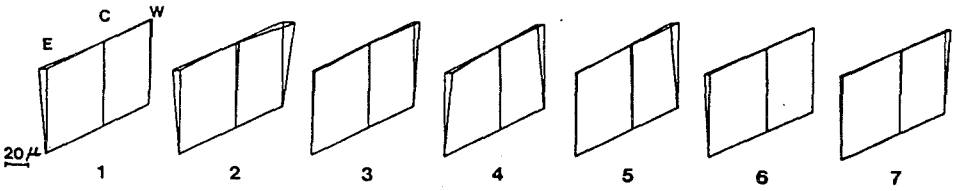
計測波形に基づいて振動モードの経時変化を描くと、図－４．４．４、図－４．４．５のように表わされる。図－４．４．４は、集合住宅の立体的な振動モードを1/10秒ごとに示し、図－４．４．５は学校の屋上での平面的な振動モードを1/20秒ごとに示したものである。本図によれば、微動波形で観察された現象がより顕著に表われ、これらの建物がねじれ振動している状態が明確にわかる。

４．２．３　人力による繰り返し加振実験

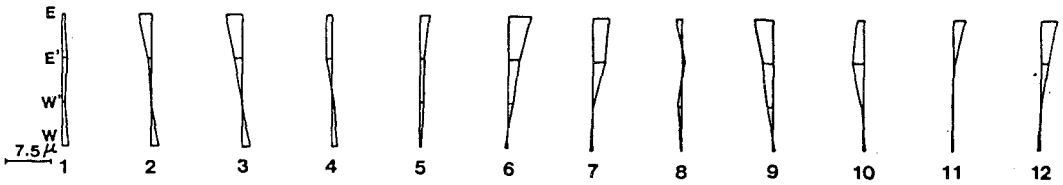
建物頂部において、その固有周期に合わせて人力によって繰り返し加振を行えば、固有周期の確認と減衰定数を評価することが出来る。

本論では平面的に細長い建物を対象としているため、その振動性状は並進とねじれが混在している。この２つの異なる動特性を分離するために、加力位置を変え、建物中央部の加力によって並進を、端部の加力によってねじれ振動を励起することを試みる。予め常時微動波形からそれぞれの固有周期を評価しておき、その周期で加振した場合の結果を図－４．４．６、図－４．４．７に示す。

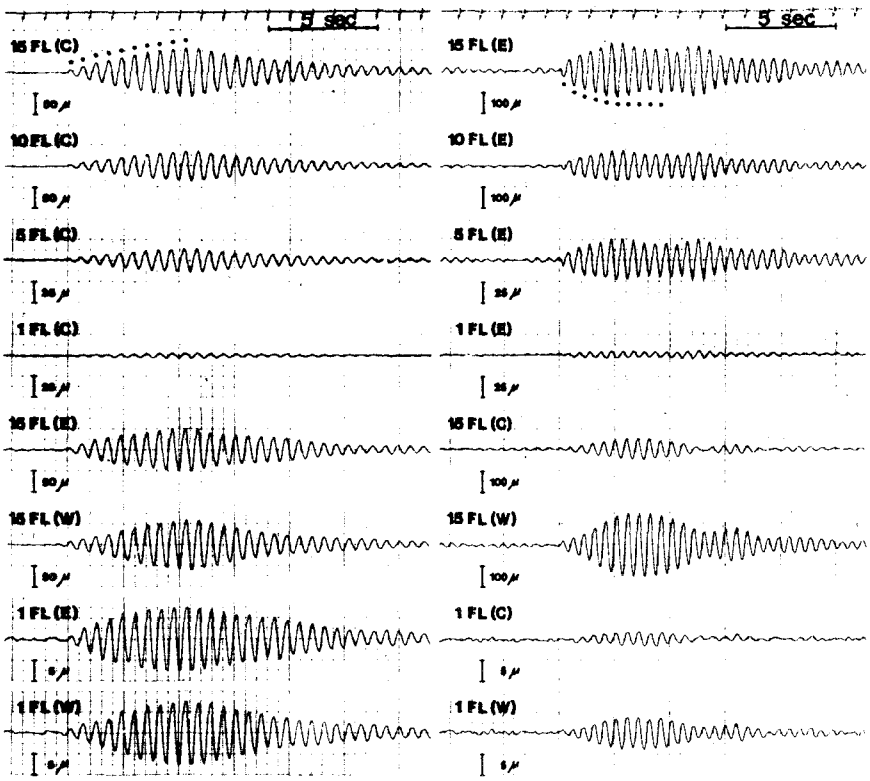
図－４．４．６は、集合住宅の短辺方向に対して加力した場合を示し、人力による10回の繰り返し加振を●印で示してある。（ａ）は並進の固有周期0.53秒で建物中央部を加振した場合で、15ＦＬの中央部Ｃ及び端部Ｅ、Ｗは同位相、同振幅で並進振動していることが知られる。これに対し（ｂ）は、ねじれの固有周期0.48秒で建物端部を加振した場合で、15ＦＬの建物両端部ＥとＷが逆位相で振動し、中央部Ｃの変位振幅が両端部に較べて極度に小さいことが確認出来る。



図－４．４．４　集合住宅の振動モードの経時変化（△ｔ＝１/10 Sec）

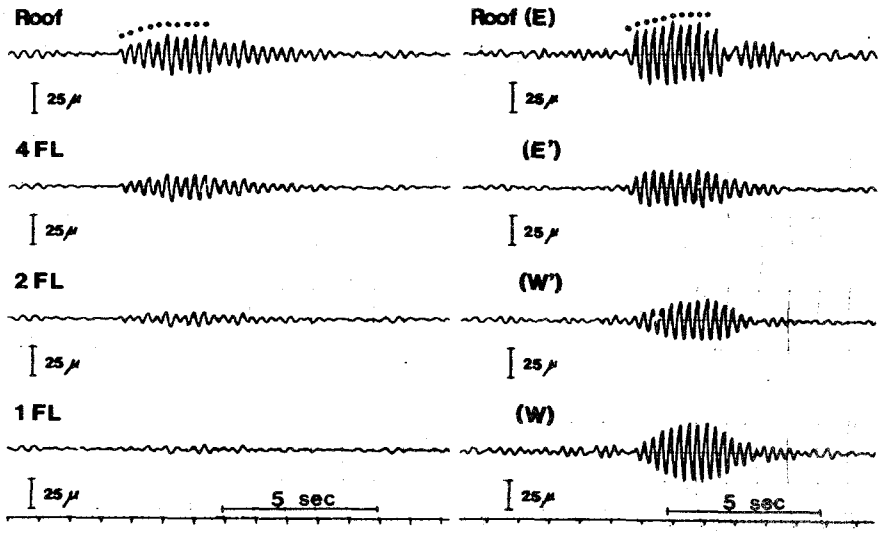


図－４．４．５　学校の平面的振動モードの経時変化（△ｔ＝１/20 Sec）



(a)　建物中央部加力時　　(b)　建物端部加力時

図－４．４．６　集合住宅の人力繰返し加振記録



(a)　建物中央部加力時　　(b)　建物端部加力時

図－４．４．７　学校の人力繰返し加振記録

図－４．４．７は、学校建築の短辺方向に対し前述の集合住宅と同様の実験を行った例である。ねじれ振動は（ｂ）に示すように、建物両端部のＥとWが逆位相で振動し、建物中央付近は両端部に較べ小さな振幅を記録していることがわかる。

４．２．４　人力による衝撃加力実験

両建物の最上層において、人力によって衝撃を与え、発生した波動の伝播していく状態を示すと、集合住宅は図－４．４．８、学校建築は図－４．４．９のように表わされる。図はいずれも短辺方向の水平変位波形である。この内、（ａ）は建物中央部を、（ｂ）は建物端部を短辺方向に加力した場合で、第１波を追跡すると▼印で示すように、上層から下層への鉛直方向の波動伝播と、平面的な一端から他端への水平方向の波動伝播状態を観察することが出来る。

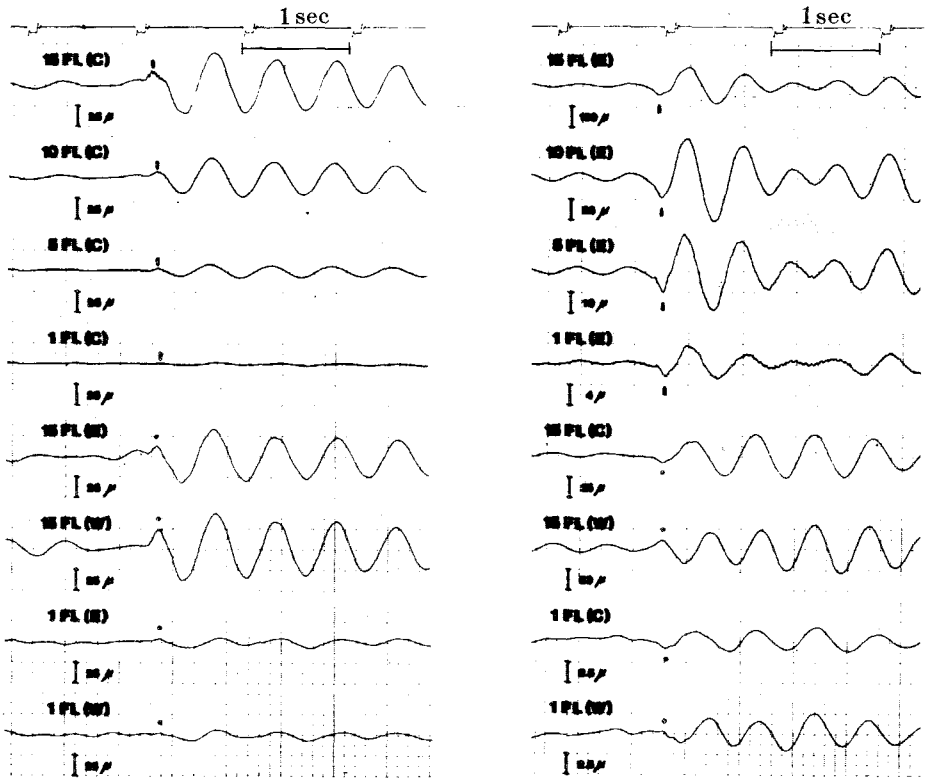
建物全体を一つの梁とみなし、この波動の性質を振動モードから判断すると、集合住宅の場合、建物長辺方向を鉛直下方へ伝播する波動は、剪断波であり、短辺方向を鉛直下方及び水平方向に伝播する波動は曲げたわみ波であると考えられる。なお、加力後の自由減衰波形を見ると、（ａ）と（ｂ）とでは周期が異なり、前述した繰り返し加振時と同様に、（ａ）から並進の固有周期を、（ｂ）からねじれの固有周期を確認することが出来る。

これらの波動伝播記録から、第１波の各測点間の time lag を読みとり、走時曲線を描くと図－４．４.10のように表わされる。本図によれば、構造形式や建物の短辺・長辺といった方向によって、その伝播速度は顕著に異なることが知られる。

この２棟の実験結果をまとめると、表－４．４．１のように表わされる。注目されることは両建物ともに長辺方向が短辺方向に較べて固有周期が長く、これに符合して、集合住宅にみられるように、伝播速度は長辺方向が遅いことである。これは上部構造体の剛性を反映した結果であるといえる。また、建物の床版を介して平面的に水平方向に伝播する波動速度は、ＰＣ版で構成された集合住宅が、ＲＣ造の学校に較べて遅いことがわかる。

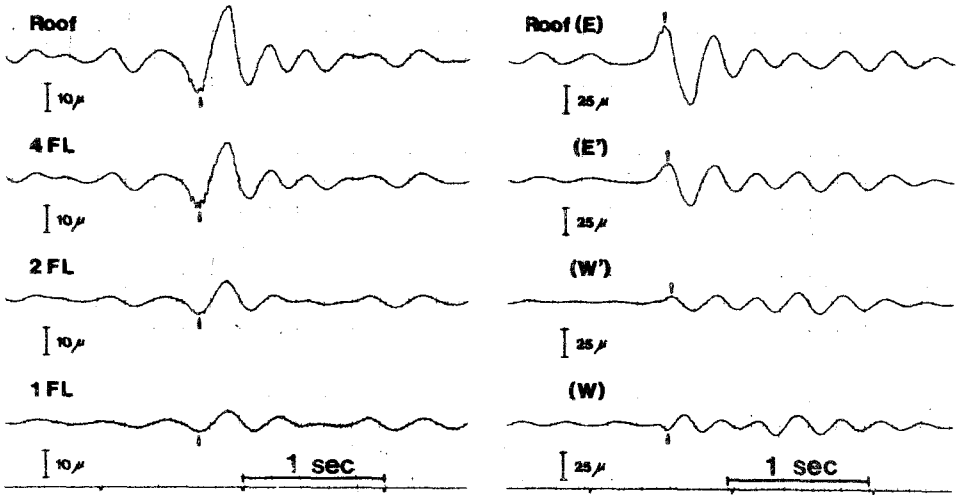
４．３　理論的考察

集合住宅の場合を対象に、図－４．４.11のようなモデルを設定して理論計算し、実測結果に対する検討を行う。解析に当っては、計算を簡単にするため便宜的に剪断型質点系とし水平方向のバネ定数は、鉛直方向のバネ定数に対する比をとって評



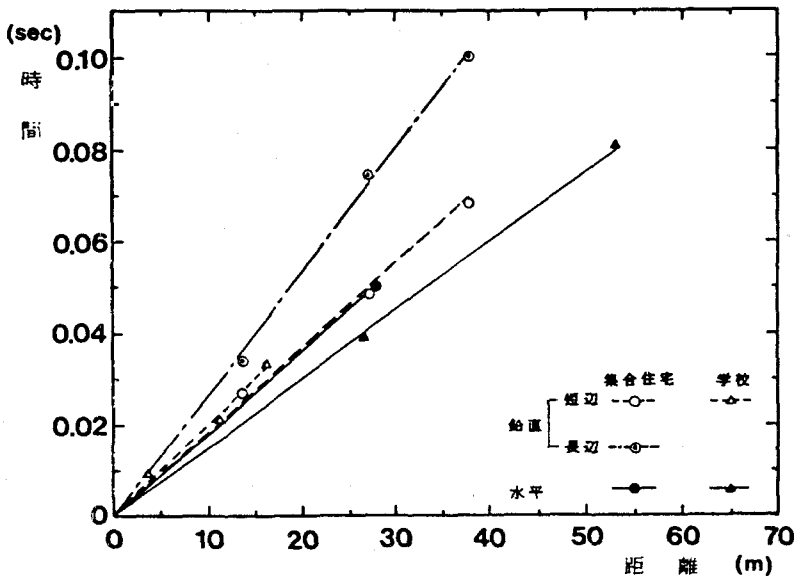
(a)　建物中央部加力時　　(b)　建物端部加力時

図－４．４．８　衝撃による波動伝播記録（集合住宅）



(a)　中央部加力時　　(b)　端部加力時

図－４．４．９　衝撃による波動伝播記録（学校）



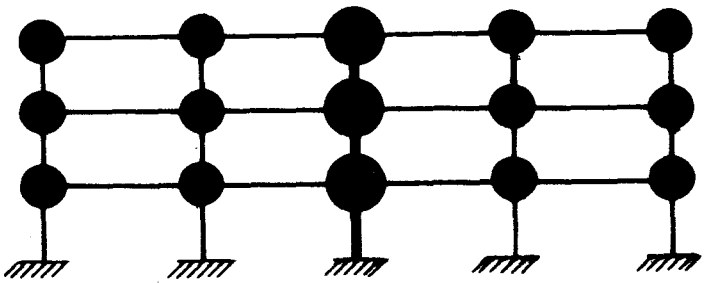
図－4.4.10　走時曲線

表－4.4.1　実験結果の一覧

		集合住宅		学校	
		短辺	長辺	短辺	長辺
固有周期 (sec)	1次	0.53	0.59	0.31	0.37
	2次	0.48	—	0.27	—
減衰定数	1次	0.038	0.031	0.039	—
伝播速度 (m/sec)	鉛直	540	370	500	—
	水平	560	—	670	—

価する。

鉛直方向と水平方向とのバネ定数の比を変化させて、1次から3次までの固有周期を求め、整理して示すと表－4.4.2のように表わされる。本表から、固有周期は水平方向バネ定数の評価の仕方によって大きく異なることがわかる。この事は、平面的に細長い建物の振動性状は、水平方向の剛性の評価なしには解析出来ないことを意味する。この場合、先に実験によって得られた水平方向の伝播速度が重要な



図－4．4．11　解析モデル

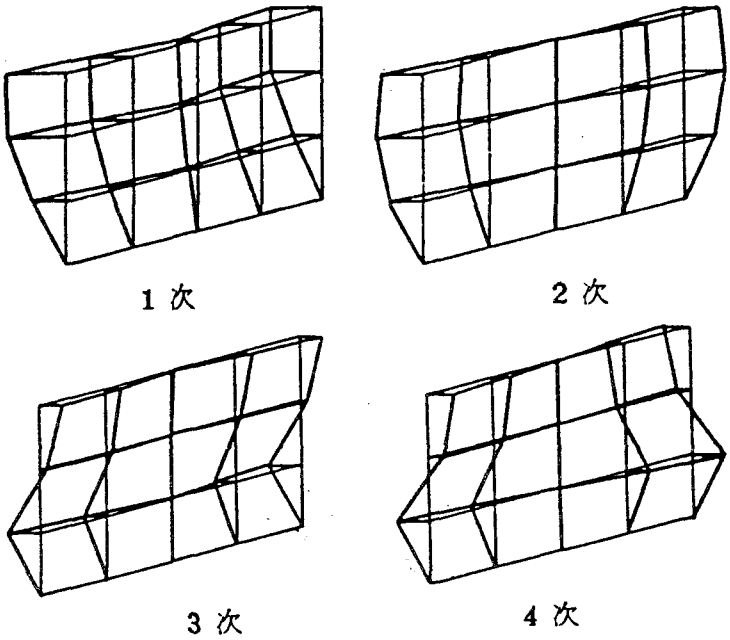
表－4．4．2　固有周期の解析結果（集合住宅）

鉛直バネと水平バネの比	1次(sec)	2次(sec)	3次(sec)
1 ： 0.5	0.627	0.572	0.404
1 ： 1	0.516	0.427	0.350
1 ： 2	0.445	0.314	0.290
1 ： 10	0.387	0.183	0.150
剛床仮定	0.373	0.138	0.097
実測値	0.53	0.48	—

意味をもつ。すなわち、建物内の鉛直方向への波動伝播と水平方向への波動伝播の速度を個々に求め、両者の比から建物の平面的な水平剛性を評価すればよい。

ここで対象とした建物の場合、実験から得られた伝播速度は、表－4．4．1にみられるように、鉛直方向と水平方向でほぼ等しく、この結果に基づけば、鉛直バネと水平バネの比は1：1となる。この時の振動モードは、理論計算によれば図－4．4．12のように表わされ1次で並進、2次でねじれの状態が確認出来る。また固有周期も、実測値とよく対応していることがわかる。

以上のことから、水平方向に伝播する波動速度を実測することは、床版の水平剛性を評価し、建物の振動解析を行う上で、有効な基礎資料になり得るものといえる。



図－4．4．12　振動モード

4．4　結　　び

平面的に細長い建物について、その振動時の特質をまとめると次のことがいえる。

i）常時微動時において、短辺方向の振動はねじれ振動が優勢である。

ii）並進ならびにねじれモードは、人力による繰り返し加振を行えば、加振位置と加振振動数を適切に選択することによって、容易に発生させ得る。

iii）建物の鉛直方向並びに水平方向の波動伝播速度を実測すれば、建物の総合的な構造特性を評価することが出来る。特に細長い平面形をもつ構造物の場合、床版の水平剛性を評価しておけば、建物の振動解析をする上で有効な資料となる。

第5節　結　　論

基礎・地盤条件の影響を受けない、上部構造物のみの剛性評価法として、建物内を伝播する波動速度を実測することを提案し、その測定法と、得られた波動速度が上部架構の剛性を的確に評価し得るか否かに関して研究を進めてきた。

その結果、この波動速度は、人力による衝撃を与える方法によれば捉えることが

出来ることを見い出し、上部構造の剛性を正確に反映して、構造種別や耐震壁の有無によって明確に異なることが明らかとなった。この波動は、上部構造の剛性を反映していることから「構造波」とよぶことが出来、剪断型振動が主体となる構造物の場合、「構造剪断波」とよぶものとする。また解析的にも、構造形式が明快な建物に対して、計算値と実測値はよく対応することが裏付けられた。結果を要約すると次のとおりである。

(1) 各種建築構造物の振動実験から得られた構造剪断波の伝播速度は、

鉄骨造	200～300m/sec
鉄筋コンクリート造及び鉄骨鉄筋コンクリート造	450～700m/sec

となり、ＨＰＣ造がこれらの中間的な370m/sec となる。

これらの伝播速度は、上部架構のみの構造特性を独立に評価したものである。得られた値は、いわゆる地盤－構造物系の動的相互作用を論ずる場合の構造物の剛性を評価する基本となる資料となり、第５章において用いられる。

(2) 剪断型振動が主体の建物の場合、構造剪断波の速度を用いて、1/4波長則から基礎固定の場合の１次固有周期 ${}_{s}T$ を求め、この値を基準にして、微動測定または振動実験から得られる１次固有周期 ${}_{m}T$ との比をとれば、この比 ${}_{m}T/{}_{s}T$ は、地盤―構造物系の連成効果を表わす指標として重要な意味をもつ。この ${}_{m}T/{}_{s}T$ の値は、構造形式によって異なり、鉄骨造が1.1～1.4、鉄骨鉄筋コンクリート造の場合1.4～2.1となり、地盤に較べ相対的に剛性の高い建物ほど大きな値をとる。そしてこの ${}_{m}T/{}_{s}T$ は、同一構造物であっても地盤条件の違いによってその値が異なり、軟弱地盤上の建物ほど大きい値を示すことが明らかとなった。

(3) 平面的に細長い建物は、剛床の仮定が成立せず、ねじれ振動が生じる。このような建物の水平剛性は、平面を水平方向に伝播する波動の伝播速度を実測することによって評価出来、振動解析を行う場合の基礎資料となり得る。

参考文献

〔４．１〕大場新太郎：人力加振実験による建物中を伝播する波動について、日本建築学会大会学術講演梗概集（九州）、昭和５６年９月、 pp. 849－850

〔４．２〕大場新太郎：建物内を伝播する剪断波速度による構造特性の評価、日本建

築学会論文報告集（投稿中）
〔４．３〕大場新太郎、村井信義、池尻雅好：ＳＲＣ造建築物の建設段階に伴う振動特性の変化、日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和58年６月、pp.409－412
〔４．４〕 Ray W. Clough, Joseph Penzien: Dynamics of Structures, McGraw Hill, 1975
〔４．５〕武藤清：耐震計算法、耐震設計シリーズ１、丸善、昭和38年
〔４．６〕日本建築センター編：構造計算指針同解説、昭和56年
〔４．７〕岡本舜三：建設技術者のための振動学、オーム社、昭和42年
〔４．８〕大場新太郎、井上卓史：平面的に細長い建築物の振動実験、日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和58年６月、 pp. 393－396

第5章　地盤と建物の動的相互作用

第1節　序　　論

本章は、第2章において明らかにされた地盤の動的性質、第3章において得られた入力地震動に関する知見、第4章において評価された上部構造体の剛性に関する資料に基づき、これらが相互に関係し合った場合の地盤と構造物の動的相互作用に関して考察したものである。

研究の主たる目的は、上部架構の構造特性が類似した実在建物を対象として、常時微動測定、人力による加振実験、地震観測を実施し、これらの建物の動特性が地盤性状の違いによってどのような影響を受けるかを現象面から把握することにある。

研究結果は、以下に示すように建物の構造種別によって節毎に分けて述べている。

第2節は、日本住宅公団（現住宅・都市整備公団）の集合住宅48棟を対象とし、その建設段階に伴う建物の動特性の変化を追跡し、低層壁式構造建物の形状寸法の変化及び地盤性状の違いが建物の固有周期と減衰定数に及ぼす影響について述べている。

実測結果は、地盤を半無限弾性体、建物を剛体とみなした場合の理論解析結果と比較検討し、理論の適用範囲を示した。

第3節は、構造計画面で標準設計化の進んでいる日本電信電話公社の局舎204棟を対象とし、中低層ラーメン構造建物の基礎形式と地盤条件の相違が、建物の固有周期に及ぼす影響を常時微動記録に基づき考察した。

第4節は、大阪府営の中高層集合住宅102棟を対象として、常時微動測定を実施し、これに日本住宅公団（現住宅・都市整備公団）の集合住宅48棟の実測結果を加えて、建物の短辺・長辺両方向の振動性状の違いと、地盤条件の相違が建物の固有周期に及ぼす影響について考察した。またここでは実測した全建物の資料に基づき、地盤条件と地上高を考慮した建物の1次固有周期の推定式を提示した。

第5節は、主として建物の減衰特性に注目して、第4節で扱った集合住宅の一部を対象に、人力による加振実験を行い、地盤性状が建物の減衰特性に及ぼす影響に

関して考察した。

なお、第3節、第4節、第5節では、地盤を半無限弾性体、建物を剪断型連続体とみなした場合の理論解析を行い、実測値と比較して考察した。

第6節は、同一平面・立面形状をもち、地盤条件が明確に異なる14階建鉄骨鉄筋コンクリート造の大阪府営集合住宅2棟を対象として地震観測を実施し、両建物の地震応答性状の相違について比較検討している。

以上の結果は、第7節でまとめられている。

第2節　低層壁式集合住宅の建設段階に伴う振動特性の変化

2.1　序

低層で比較的剛な鉄筋コンクリート造建物の動特性は、主に建物の重量、形状寸法ならびに地盤性状によって左右される。したがって建物の建設工程各段階における振動性状の変化を追跡していけば、建物の重さや形状寸法などの変化が建物の動特性に及ぼす影響を知ることが可能である。また、その立地地盤条件と建物の動特性との関係を探ることによって、地盤性状が建物に与える影響をも知ることが出来る。[5.1]

そこで、対象建物として比較的平面形が類似した5階建の公団アパート建物を選び、建設工程の進展に伴う固有振動数と減衰定数の変化を、常時微動測定に基づき追跡する。[5.2]～[5.5]

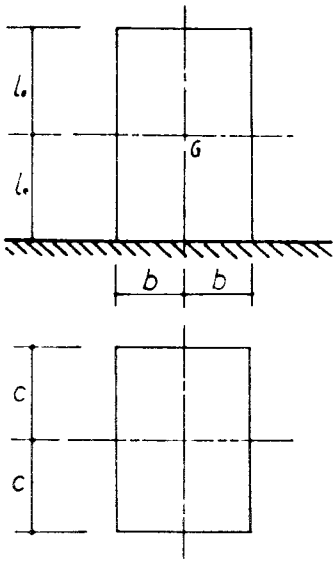
考察にあたっては、建物の動特性に影響を与える要因として次の3点、特にii)、iii）の事項に注目して検討する。

i）建物の重量：建物は等方等質な立方体とみなし、建物の重量を体積で除して密度を求め、建物と地盤との密度の比 ρ_0/ρ として無次元化する。全棟について、ρ_0/ρ の値に大きな相違はない。

ii）建物の形状寸法：建物の半幅bを基準とし、立面的には高さと幅の比（l_0/b)、平面的には長さと幅の比（c/b）として扱う。

iii）地盤の性質：主として密度と剛性率Gであるが、両者をまとめてS波の伝播速度Vs（$=\sqrt{G/\rho}$）で評価する。

以上の概略は、図－5.2.1に示すとおりである。



建　物

2 l_o：高さ

2 b ：幅

2 c ：長さ

ρ_o：みかけの密度

地　盤

ρ ：密度

V_S：S 波伝播速度

ν ：ポアソン比

図－5．2．1　建物と地盤の諸元

さらに、実測による結果は、地盤を等方等質な半無限弾性体とみなした場合の、Ground Compliance の値[5.16]を用いた剛体のロッキング振動理論の解[Appendix I]と比較して示した。

2．2　建物概要と実験方法

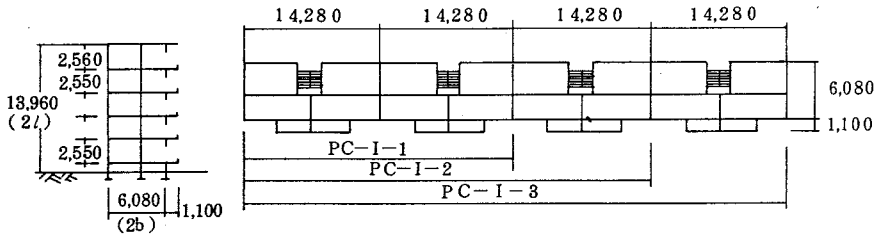
2．2．1　建物の概要

対象とした建物は、大阪府南部の泉北丘陵に位置する泉北ニュータウンの日本住宅公団竹城台、茶山台の両団地におけるアパートで、プレキャスト鉄筋コンクリート造（以下ＰＣと略記）29棟、現場打ち鉄筋コンクリート造（以下ＲＣと略記）19棟の計48棟である。

構造形式は、ＰＣ造、ＲＣ造ともに壁式構造で、平面計画はほぼ類似している。建物の平面形は大別すると、ＰＣ造が２タイプ、ＲＣ造が５タイプに分類されるが、同一タイプにおいても１棟当りの住戸数に応じて、建物長さには３種類ある。表－５．２．１は全棟のタイプ別に建物幅、長さ、高さを示したものであるが、高さについては中間層は省略し、構造体完成時の地表面からＲ階床までの値のみを記してある。図－５．２．２は、本調査建物のうちで最も棟数の多いＰＣ造の代表的タイプであるＰＣ－Ｉについての略図で、建物長さの違いによって、ＰＣ－Ｉ－１からＰＣ－Ｉ－３までの３種類を示してある。

表－５．２．１　建物の形状寸法

構　造	型　式	長　さ（m）			幅 (m)	高　さ (m)
		1	2	3		
ＰＣ造	ＰＣ－Ⅰ	28.56	42.84	57.12	6.08	13.76
	ＰＣ－Ⅱ	27.00	40.50	54.00	7.50	14.00
ＲＣ造	ＲＣ－Ⅰ	28.56	42.96	57.28	7.65	14.00
	ＲＣ－Ⅱ	42.12	56.16	—	6.65	13.90
	ＲＣ－Ⅲ	34.35	57.23	—	8.74	13.75
	ＲＣ－Ⅳ	61.60	—	—	7.63	13.90
	ＲＣ－Ⅴ	11.24	—	—	8.73	13.75



図－５．２．２　建物略図（ＰＣ－Ⅰ）

基礎形式は、ごく一部に直接基礎もあるが、大部分ＰＣくい基礎で、くい長は3～17mと地山の切取りまたは盛土の厚さに応じて非常に不規則で広範にわたっている。

２．２．２　実験方法

常時微動の計測は、建設前の地盤から構造体完成までの間を6段階に分け、次に示す順序で行った。

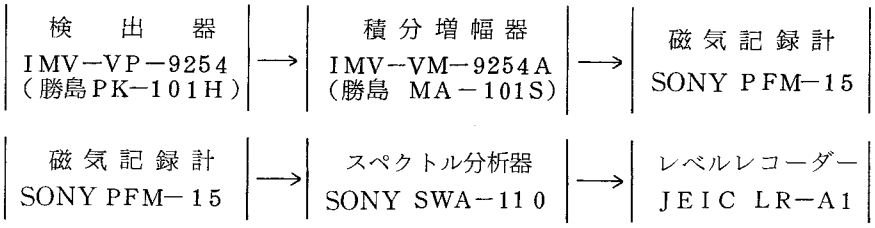
ｉ）アパート建設予定地の造成後の地盤上

ii）中間各層（１～４層）の構造体完成時の最上層床と地盤上

iii）構造体完成時（５層）の５階床と地盤上

計測位置は、建物については中央部の床上、ii)、iii)の建設工程各段階での地盤については、対象建物から５ｍ前後離れた地点において同時計測したものである。計測は、水平二成分（建物短辺方向・長辺方向）と垂直一成分の変位について行ったが、ここでは短辺方向水平成分の分析結果についてのみ考察する。

計測にあたっては、局部的な工事現場のNoiseが入ることによって、地盤・建物本来の特性を見失うことを避けるために、主として夜間測定を行った。



図−5.2.3　計測・分析の系統図

振動検出器は、固有周期1秒（一部分10秒）の地震計を使用し、計測ならびに分析の系統図は、図−5.2.3に示すとおりである。

2.3　建設地地盤の概要とその動特性

2.3.1　建設地地盤の概要

敷地の造成ならびに建物配置の状況は、図−5.2.4、図−5.2.5に示すとおりで、図中の等厚線のうち、破線は地山を切土した厚さを、実線は盛土または埋土の厚さを示している。

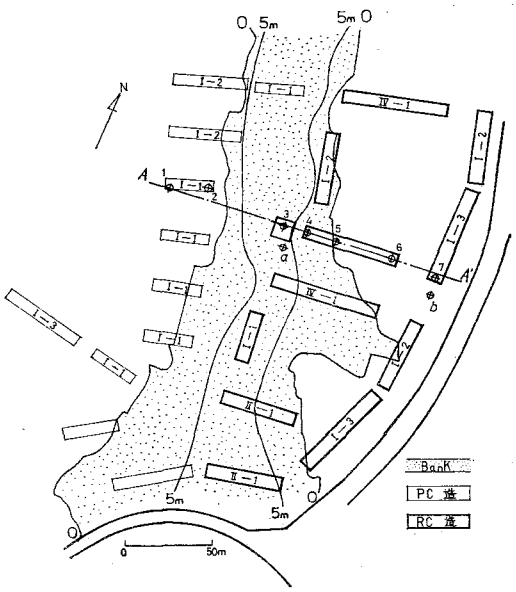
当団地は、丘陵地を切り開いたもので、建設地の造成にあたっては、一旦切土したものを再度埋戻している部分などがあるため、地層構成の複雑な場所もあるが、大別すると地山を削られた地盤（図中ではCutと略記）と盛土をした地盤（図中ではBankと略記）とに分けられる。

図−5.2.4のA−A′断面の地盤構成を示すと図−5.2.6のように表わされ、地山と盛土部分の標準貫入試験によるN値を併せて記入してある。地盤は火山性粘土を主とする砂質粘性土がおおう台地で、切土はいわゆる大阪層群とよばれる洪積層である。この表面層以下では、図−5.2.6にみられるごとく、砂質土と粘土層が交互し、地層区分がはっきりしていない。

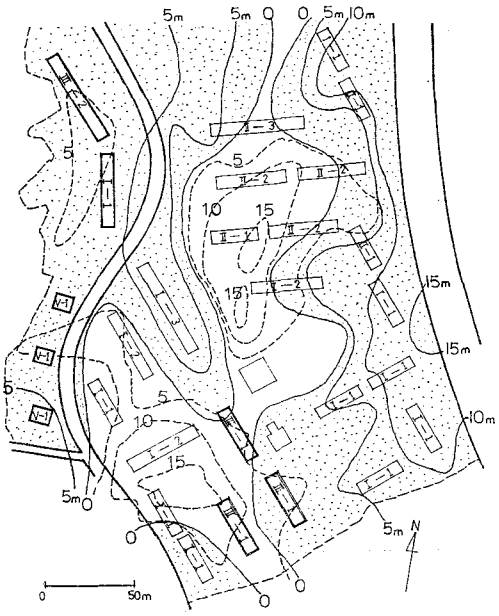
図中の測点番号は、建設前における地盤の常時微動計測位置の一例を示し、測点1〜7は固有周期1秒、測点a、bは固有周期10秒の地震計によるものである。

2.3.2　地盤の動特性

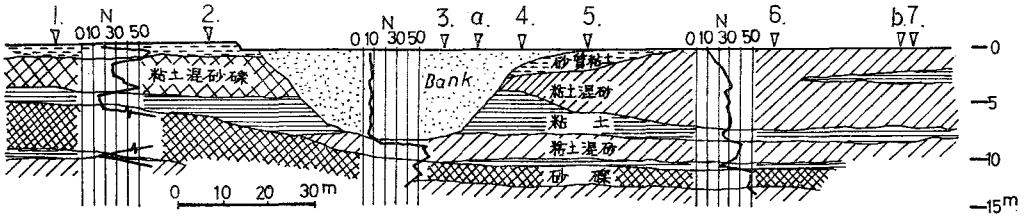
図−5.2.6の各測点における微動記録の内、14秒間の変位波形を一定パーセント帯域幅の可変フィルターにより振動数分析して、変位スペクトルを求める。NS



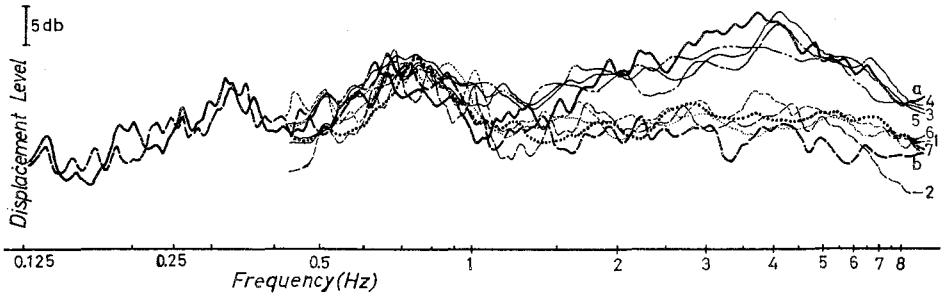
図－５．２．４　竹城台地区



図－５．２．５　茶山台地区



図－５．２．６　地盤断面図



図－５．２．７　変位スペクトル（水平動）

成分について、全測点に対して卓越する振動数0.75Hz付近を基準にして重ね合わすと、図－５．２．７のごとく表わされる。卓越する振動数は、0.75Hz、0.3Hz付近に存在するが、１Hz以上の変位レベルは、測点によって差異が認められる。この変位スペクトルの性状と地盤との関係についてみると、地山（測点１、２、６、７、ｂ）は１Hz以上の変位レベルが低いのに対して、盛土地盤（測点３、４、５、ａ）はその変位レベルが高く、不明瞭ではあるが、３～４Hzに卓越する振動数の存在が認められる。

本調査地の地山と盛土の両地盤において、板たたき法によりＳ波の伝播速度Vsを測定した結果、次に示す値が得られた。

地山　　Vs＝285m/sec

盛土　　Vs＝150m/sec

この結果から、地山は盛土地盤に対してＳ波伝播速度で1.9倍、剛性率でほぼ3.6倍であることが知られる。

２．４　建物の形状寸法並びに地盤条件が動特性に及ぼす影響

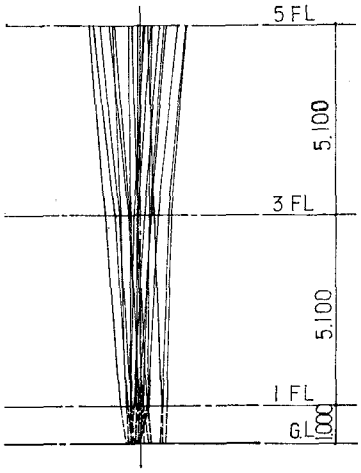
２．４．１　建物の振動性状

地盤と建物の常時微動記録およびそのスペクトル分析結果をもとに、本対象建物の一般的な振動性状について述べる。

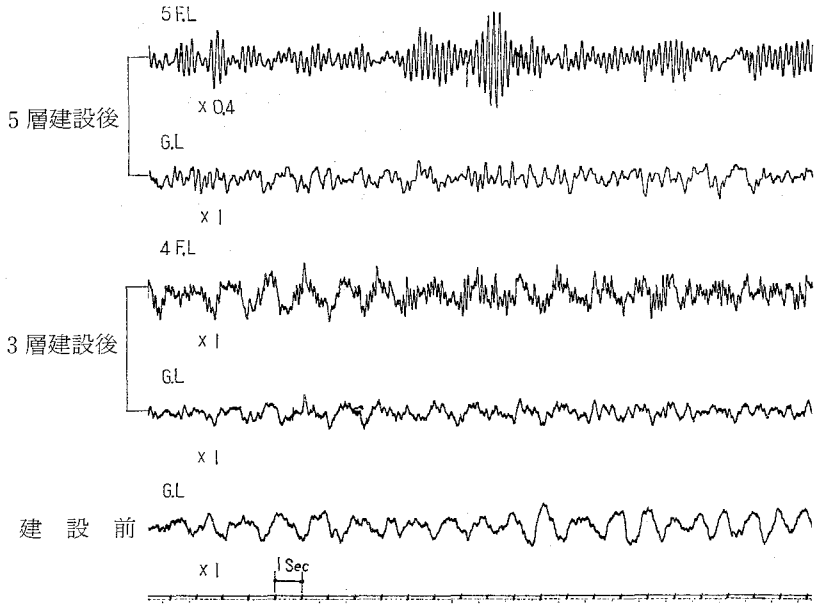
建物の短辺方向の水平変位について、G.L、1階床、3階床、5階床上での常時微動の同時記録から、各測点の１秒間の変位を1/20秒ごとに求めて作図すると、図－５．２．８のような振動モードが得られる。本図から、５階建程度の鉄筋コンクリート造アパートは、ほぼ剛体的に回転と並進の伴うロッキング振動をしているものといえる。

図－５．２．９は、建物の建設工程各段階における建物短辺方向と地盤との水平変位の同時記録の一例で、建設前・３層建設後・５層建設後の場合を示してある。本図から、建物・地盤ともに建設段階に応じて、その振動波形が変化していくことが知られる。

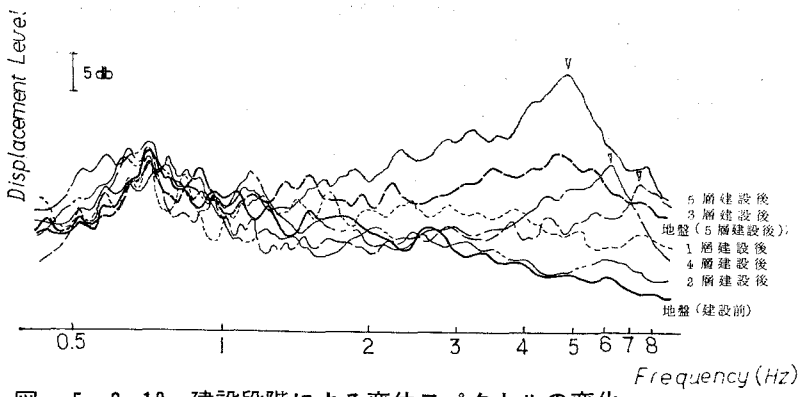
この記録を分析して得られた変位スペクトルを、0.75Hz付近を基準に重ね合わすと、図－５．２．10のごとく表わされる。建物の変位スペクトルは、層数が４層から５層へ増すと共に固有振動数が低下し、同時にそのピークも鋭くなり、減衰性が減少することを示している。



図－５．２．８　振動モード（ＰＣ－１－１）



図－５．２．９　建設工程各段階における振動記録の例（水平変位）



図－５．２．10　建設段階による変位スペクトルの変化

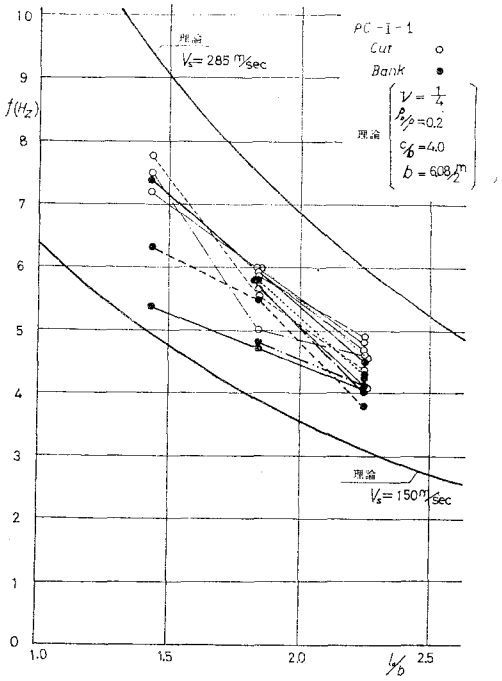
以上の結果から考察すると、建物固有の動特性は2層程度までは現われにくく、地盤の振動特性がほぼそのまま建物に伝達され、3層以上になって初めて建物固有の性質が現われてくることがわかる。

建物の存在が建物周辺地盤に及ぼす影響に関して、図－5.2.9、図－5.2.10をみると、地盤での変位記録およびそのスペクトルは、建設段階に応じて明らかな相違が認められる。すなわち変位波形について、建設前はほぼ、0.75Hzの振動数成分のみであったものが、5層建設後においては建物の固有振動数と同じ5 Hz前後の振動数が顕著に現われ、当然のことながらそのスペクトルにおいても同様の傾向が認められる。したがって、比較的剛な構造物の周辺地盤においては、地盤の動特性と建物の動特性との合成されたものが現われるといえる。

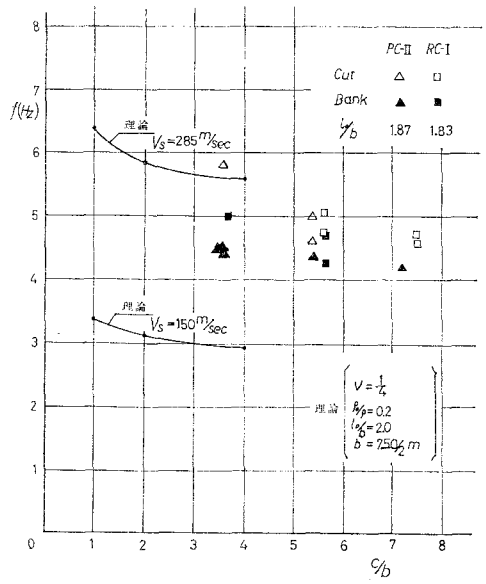
2.4.2　固有振動数

建物の1次固有振動数が、建物の形状寸法(無次元化したl_0/b、c/b)ならびに地盤条件とどのような関係にあるかという点にしぼって考察する。

図－5.2.11は、c/bが4.70と一定なPC－I－1の建物の建設工程各段階における1次固有振動数fの変化する過程を示したもので、地山上に7棟、盛土地盤上に7棟の計14棟の分析結果である。建物の1次固有振動数は、l_0/bが1.0(2層)



図－5.2.11　建設段階による固有振動数の変化



図－5.2.12　固有振動数と平面形状の関係

では全く現われず、1.42（3層）で初めて現われる。しかし、これも14棟のうちの半分程度で、l_0/bが、1.84（4層）になると計測もれの2棟を除いたすべての建物について固有振動数が見い出され、建物固有の性格がはっきりしてくる。そして固有振動数fはl_0/bの増大とともに明らかに低くなっていく傾向が認められる。

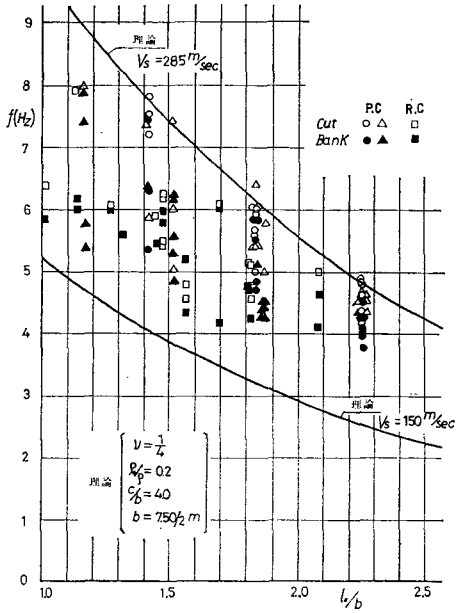
図中の曲線は、Appendix Ⅰに述べる理論計算結果を示したもので、実測値と理論値に隔たりはあるが、l_0/bの増大とともにfが低下していく傾向に関してはよい対応をみせている。理論と実測結果とを比較するにあたっては、基礎に関してくいの有無や長さおよびフーチングの幅などの細部にはふれず、基礎底面は建物幅（2b）と長さ（2c）とで形成される矩形が全面に地盤に接しているものとみなす。今回の計測で14棟と最も棟数の多い、図－5.2.2のPC－Ⅰ－1の建物について諸定数を求めると、

建物長さ	2c＝28.56m	c/b＝4.70
建物幅	2b＝ 6.08m	
建物のみかけ密度	ρ_0＝ 0.38t/m³	ρ_0/ρ＝0.22
地盤の密度	ρ＝ 1.75t/m³	

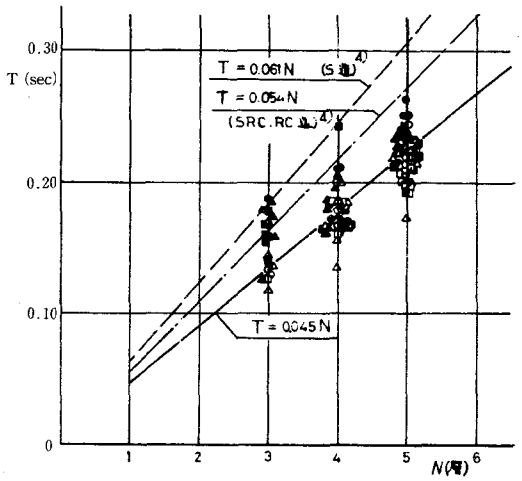
となり、高さと幅の比l_0/bは、1層から5層まで順次求めると、0.58、1.00、1.42、1.84、2.26なる値が得られる。なお本論における理論計算は、一律にρ_0/ρ＝0.2、地盤のポアソン比ν＝0.25として行った。

図－5.2.12は、高さと幅の比l_0/bが5層建設時において、1.83、1.87とほぼ一定なPC－Ⅱ、RC－Ⅰのタイプの建物15棟について、1次固有振動数fと長さと幅の比c/bとの関係を示したものである。本図から固有振動数fは、c/bの増加とともに僅かではあるが低下する傾向が認められる。しかしc/bが大きい平面的に細長い建物は、剛床の仮定が成立せずねじれ振動を起こすことや、入力の位相差の問題などがあり、単純に固有振動数と長さと幅の比といったことで関係づけられない要素を含んでいる。本調査建物においても、PC－Ⅰ－3のc/bが9.4の場合、建物の長辺方向を軸にねじれ振動も現われることが確認されている。

地盤条件の相違が建物の1次固有振動数に及ぼす影響に関しては、図－5.2.11、図－5.2.12から、地山上が盛土地盤上の建物より約1割程度高い固有振動数を示すことが認められる。しかし理論値ほど明確な相違は認められない。これは、理論値が地盤を等方等質な半無限弾性体と仮定した上で求められており、したがってS



図－５．２．13　固有振動数と建物の高さ・幅比の関係



図－５．２．14　固有周期と層数の関係

波速度も一定となるのに対し、実際には地盤は多くの層で構成され、Ｓ波速度も深度によって変化すること、ならびに基礎部分の取り扱い、特にくいの存在の効果などが主として影響しているものと考えられる。

計測した48棟すべての１次固有振動数ｆとl_0/bとの関係を示すと、図－５．２．13のごとく表わされる。本図において、それぞれのl_0/bに対し固有振動数ｆにかなりの幅が認められるが、全体の傾向としてはl_0/bの増大と共にｆが低下していくことが明らかである。なお曲線は、c/bが４で半幅ｂを全建物の平均的な値ｂ＝7.50／２とした場合における理論値を示したものである。

参考までに、一般の鉄骨造および鉄筋コンクリート造建物の１次固有周期と本計測結果を比較する意味で、建物１次固有周期Ｔ（sec）と層数Ｎとの関係を求めると、図－５．２．14のごとく表わされる[5.6]。周期Ｔは層数Ｎに比例するとみなせば、鉄骨造などに較べて周期はやや短かく

$$T = 0.045N \quad \text{(sec)} \qquad (5.1)$$

となる。また固有周期Ｔを地上高Ｈ(m)との関係で表わせば、Ｈ≒2.60Ｎであるから、

$$T \fallingdotseq 0.017H \quad \text{(sec)} \qquad (5.2)$$

で表わされる。

2．4．3　減衰特性

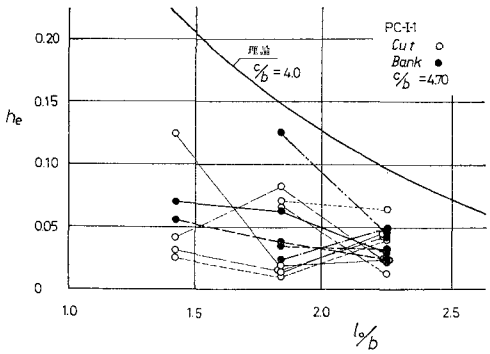
5階建程度の公団アパートのような壁量の多い箱型の鉄筋コンクリート造建物は前述したように実測によってロッキング振動が確認されており、建物自体はほぼ剛体とみなし得る。したがって、このような建物の減衰はいわゆる地下逸散減衰が主であると考えられる。

ここでは、複素数で表わされる Ground Compliance [5.16] の逆数 Ground Stiffness を用いて、Appendix Ⅰに述べられる $\nu=1/4$、$\rho_0/\rho=0.2$の場合における弾性地盤上の剛体の振動解析より得られた等価減衰定数と、実測結果の比較を試みる。

実測結果による減衰定数は、入力特性が勾配をもつことによる減衰定数の評価への影響は僅かであると考えられるので、[5.7]、[5.8] 建物固有振動数付近では地盤からの入力特性を白色雑音とみなし、建物の変位スペクトルからスペクトル分析器のフィルター特性を考慮した上で、$1/\sqrt{2}$ 法によって求めたものである。

この精度は、全体として±25%程度であると考えられる。

ＰＣ－Ⅰ－１の建物について、建設段階に応じた l_0/b の変化に対する等価減衰定数 h_e の変化を示すと、図－５．２．15のごとく表わされる。図中の曲線は、本建物とほぼ対応した c/b が４の場合について、Appendix Ⅰの（Ⅰ－３）式から求めた理論曲線である。各棟について、h_e の値はかなり変動があるが、全体として見た場合 l_0/b の増加に伴って減少する傾向が認められる。また、実測値はすべて理論値を下まわっていることが知られる。



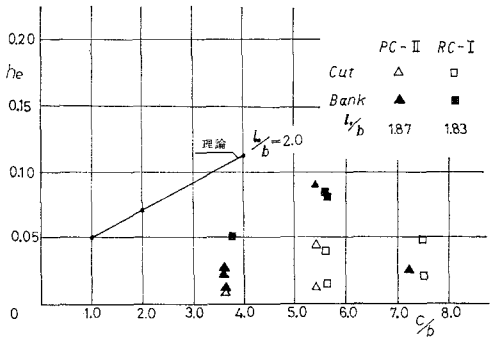
図－５．２．15　建設段階による等価減衰定数の変化

図－５．２．16は、ＰＣ－II、ＲＣ－Ｉのタイプの建物について h_e と c/b との関係を示したもので、曲線は l_o/bが２の場合の理論値である。h_e と c/b との関係ならびに実測値と理論値との関係は、認められない。

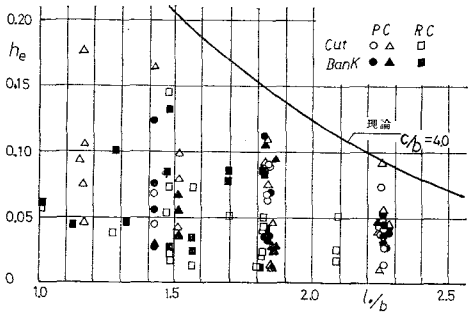
図－５．２．17は、全棟について h_e と l_o/bとの関係を表わしたもので、曲線は c/b が４の場合の理論値である。実測値はいずれも理論値を下まわり、h_e はかなりの幅はあるが l_o/bの増加と共に減少する傾向にあることが認められる。

なお先に述べたごとく、l_o/bが1.0以下で層数が２層以下の場合においては建物固有の振動特性は現われないが、これは地盤－構造物系の減衰が大きく地盤の振動数特性がそのまま構造物に伝達されることによるものと考えられる。

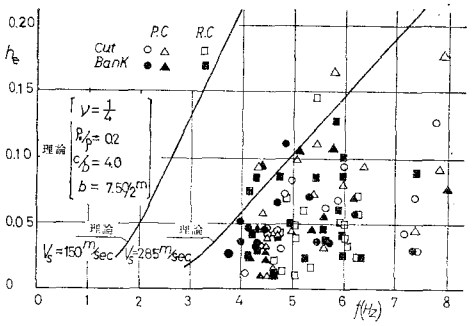
等価減衰定数 h_e と建物１次固有振動数 f との関係を全棟について示すと、図－



図－５．２．16　等価減衰定数と平面形状の関係



図－５．２．17　等価減衰定数と高さ・幅比の関係



図－５．２．18　等価減衰定数と固有振動数の関係

5．2．18のごとく表わされる。実測による減衰定数はかなり広範にばらついているが、全体的にみて固有振動数の増加とともに増大していく傾向にあることが認められる。なお、地盤条件の相違が減衰定数に及ぼす影響に関しては、本実測結果からは明らかでない。

減衰特性に関して、実測値と理論値とがかけ離れており、実測値は理論値をかなり下まわっていることが注目される。これは主として、理論計算はベタ基礎で扱われているのに対し、実際の建物は布基礎で、くいが打設されていることなど、基礎条件の相違に起因するものと考えられる。

2．5　結　び

5階建の低層アパートを対象とし、その建設段階に応じた常時微動の変化を利用して、比較的剛な構造物の動特性を探り、弾性地盤上の剛体のロッキング振動理論との比較を試みた。

解析結果を要約すると次のことがいえる。

i）建物固有の動特性は、層数が3層以上かつ建物の高さと幅の比（l_o/b）が1以上において初めて現われる。それより小さい場合においては地盤－構造物系の減衰が大きいため、地盤の振動特性がほぼそのまま建物に伝達される。

ii）建物の固有振動数は、その形状寸法によって異なり、l_o/b の増大と共に低下し、その傾向は理論とよい対応をみせている。建物長さと幅の比（c/b）の変化と建物の固有振動数との関係は、c/b の増加と共に僅かではあるが、固有振動数が低下する傾向が認められる。

iii）等価減衰定数は、かなりばらついてはいるが、l_o/b の増大または固有振動数の低下と共に減少する傾向にある。しかし、理論値に較べ実測値がかなり下まわっている。

iv）地盤条件の相違が建物の振動特性に及ぼす影響は、等価減衰定数に関しては不明確であるが、固有振動数に関してははっきりしており、地山上の建物の固有振動数が盛土地盤上のそれに較べて約1割高い。

第3節　中低層ラーメン構造建物の振動特性

3．1　序

本節の目的は、比較的剛でマッシブな、高さ31m以下の鉄筋コンクリート造ならびに鉄骨鉄筋コンクリート造建物を対象とし、主として地盤条件および基礎形式の相違が建物の固有周期に及ぼす影響〔5.9〕～〔5.12〕を求めることにある。

一部の建物に関しては、地盤条件と建物固有周期の関係について、小堀他による地盤を半無限弾性体と仮定したGround　Compliance理論〔5.13〕～〔5.16〕を用い、Appendix IIに示すように建物を均質な剪断型連続体に置換した場合の振動解析を行い、実測値と比較して考察する。

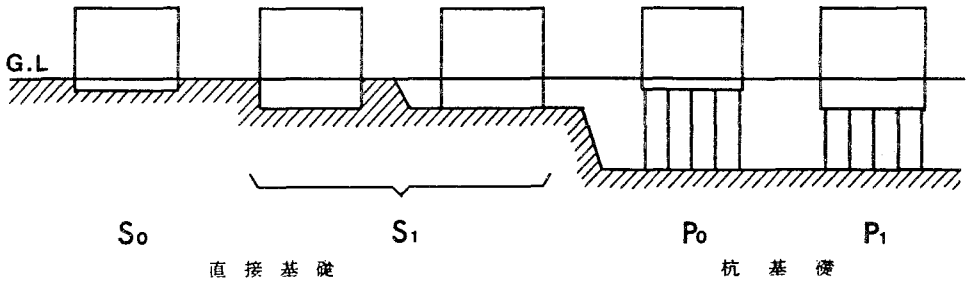
建物の固有周期は、常時微動時の建物屋上において測定された水平変位記録をスペクトル分析して求め、地盤条件は、標準貫入試験によるN値を指標として用い、この平均N値によって評価する。

対象とした建物の基礎形式は、図－5．3．1に示すように、直接基礎とくい基礎とに大別され、さらに地階の有無によって分類される。本論においては、これらを図に示すように、直接基礎をS_0、S_1、くい基礎をP_0、P_1の略号で表示する。添字は地階の無いものを0、有るものを1として表わしてある。

3．2　建物概要と測定・分析方法

3．2．1　建物の概要

地盤条件および基礎形式の相違が、建物の動特性に及ぼす影響を抽出するために



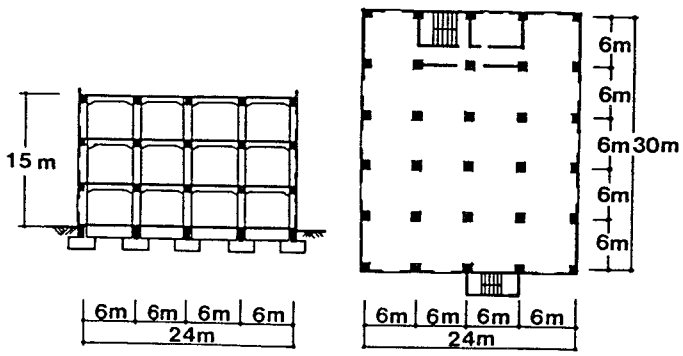
図－5．3．1　基礎形式の分類

は、上部建物は出来るだけ同一のものが望ましい。そこで対象建物として、構造的に比較的標準設計化が進んでいる日本電信電話公社の局舎を選んだ。測定した建物の内訳は、表－５．３．１に示すとおりで、直接基礎113棟、くい基礎91棟、合計204棟である。これらの建物は、大阪府下に130棟、京都44棟、名古屋30棟と３地域にわたって分布している。

対象建物は、平面の柱間隔が短辺、長辺両方向とも６ｍの標準スパンが採られており、階高は4.6～5.0ｍである。構造形式は、鉄筋コンクリート造または鉄骨鉄筋コンクリート造のラーメン構造で、耐震壁が主として建物外周部と階段室周りに配置されている。建物の平面形状は、比較的単純な矩形で、短辺幅がほぼ18ｍから36ｍの範囲にあり、長辺長さはすべて短辺幅の１～2.5倍の範囲に含まれる。標準的な建物の平面・断面図の一例を、図－５．３．２に示す。

表－５．３．１　実測建物の内訳（棟数）

基礎形式 ＼ 階数	直接基礎		杭基礎		合計
	S_0 地階：無	S_1 地階：有	P_0 地階：無	P_1 地階：有	
2	16	8	19	3	46 棟
3	29	17	30	6	82
4	8	11	15	10	44
5	1	0	4	0	5
6	0	21	1	3	25
7	0	2	0	0	2
合計	54	59	69	22	204 棟

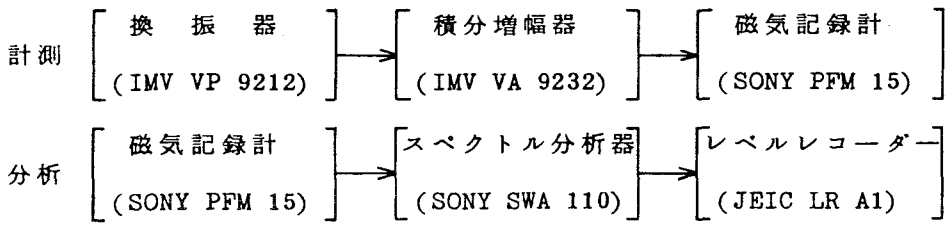


図－５．３．２　標準的な建物例

3．2．2　常時微動の測定・分析方法

常時微動の測定は、建物屋上の中央部と建物から約10m離れた地盤上において実施し、それぞれ水平方向二成分の変位を検出した。地盤上の微動測定は、2階建(地上高約10m）程度の低層建物において、建物固有の性格が現われ難い場合があるため、地盤特性と建物特性とを判別する上で有効である。

測定・分析のラインアップは、図－5．3．3に示すとおりである。換振器は固有周期1秒の動コイル型地震計を使用し、スペクトル分析器は、一定パーセント帯域幅の可変フィルターにより振動数分析する型式のものである。



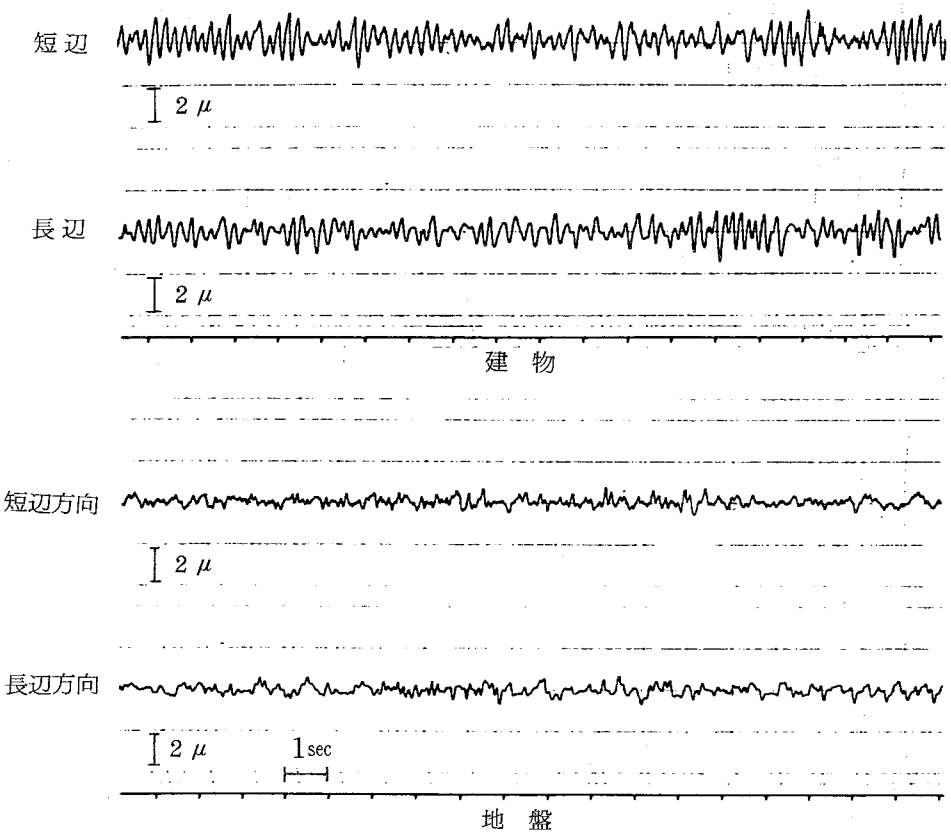
図－5．3．3　測定・分析のラインアップ

3．3　常時微動の測定例

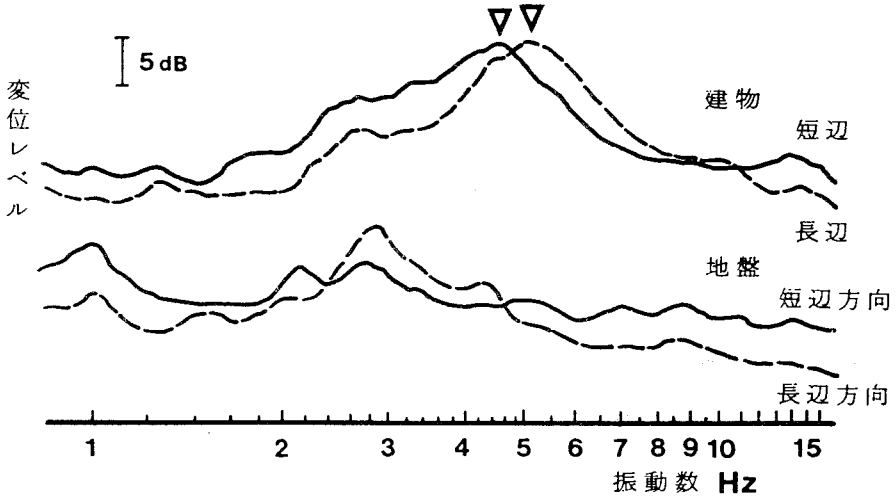
建物屋上と、地盤上の水平変位成分の微動記録を示すと、図－5．3．4のように表わされる。本例は、図－5．3．2に示す平面・断面形をもつ3階建の建物で、基礎は洪積地盤上の直接基礎(S_0)の場合である。建物の微動波形は、地盤と異なり明確に建物固有の振動性状を呈していることが認められる。

図－5．3．5は、本記録の建物と地盤の変位スペクトルを示したもので、建物の短辺、長辺両方向ともに、その1次固有周期を確実に読みとることができる。

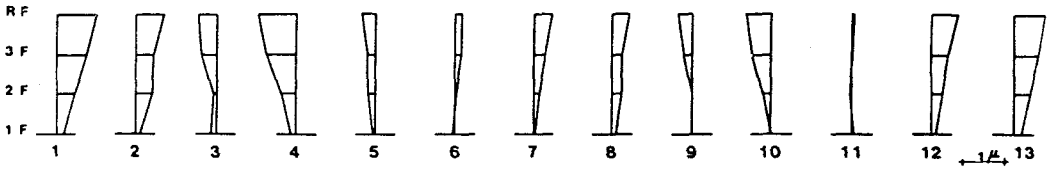
本建物の各階床上で記録された水平変位波形と、1階床上（地中梁上部床）の4点で記録された垂直変位波形に基づいて、1/25秒ごとの振動モードの経時変化を示すと、図－5．3．6、図－5．3．7のように表わされる。これらの振動モードから、本建物は並進に回転の伴う剪断型振動をしていることがわかる。また建物底面は、図－5．3．7の垂直方向変位モードからみて、単純な剛体的変形でないことが確認できる。



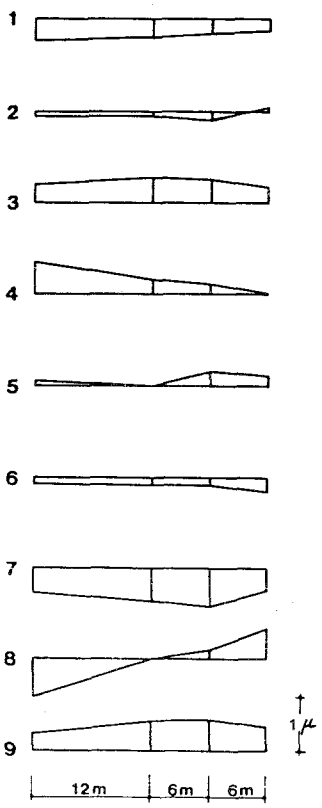
図－５．３．４　微動波形の例



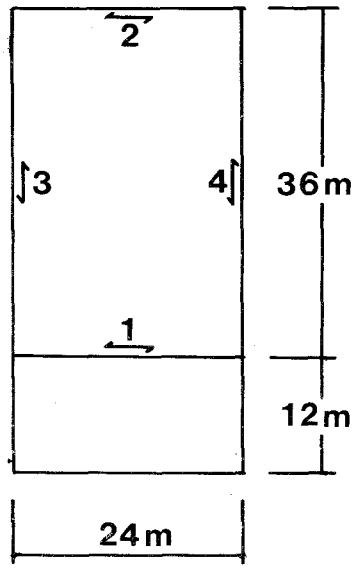
図－５．３．５　変位スペクトルの例



図－５．３．６　水平動の経時変化（△ｔ＝１/25 sec）

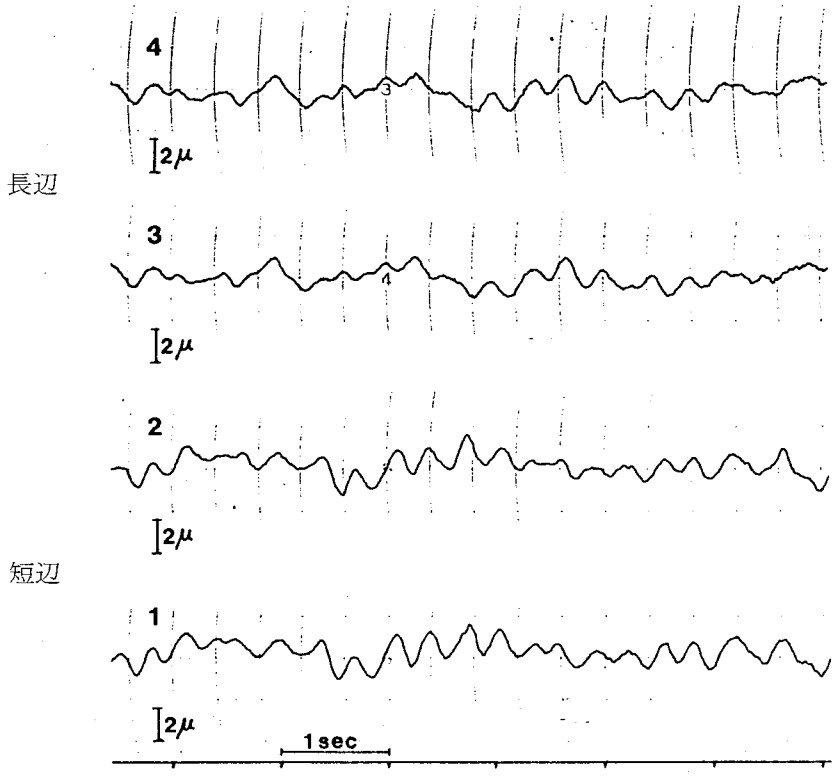


図－５．３．７　垂直動の経時変化（△ｔ＝１/25 sec）



図－５．３．８　ねじれ振動の測定点

次にねじれ振動の検討を行うために、建物屋上において、図－５．３．８に示す短辺・長辺両方向の端部４点で矢印方向の水平変位成分について、常時微動を測定する。４階建の場合の測定例を示すと、変位波形は図－５．３．９のとおりである。建物短辺・長辺両方向ともそれぞれ同位相・同振幅で振動しており、ねじれは認められない。さらに同一平面形の３階建、６階建の建物についても同様の結果が得られた。このことは、本論で対象としたすべての建物は、その平面形が集合住宅のように細長くは無く、また耐震壁が外周部に比較的均等に配置されていることに因るものと考えられる。

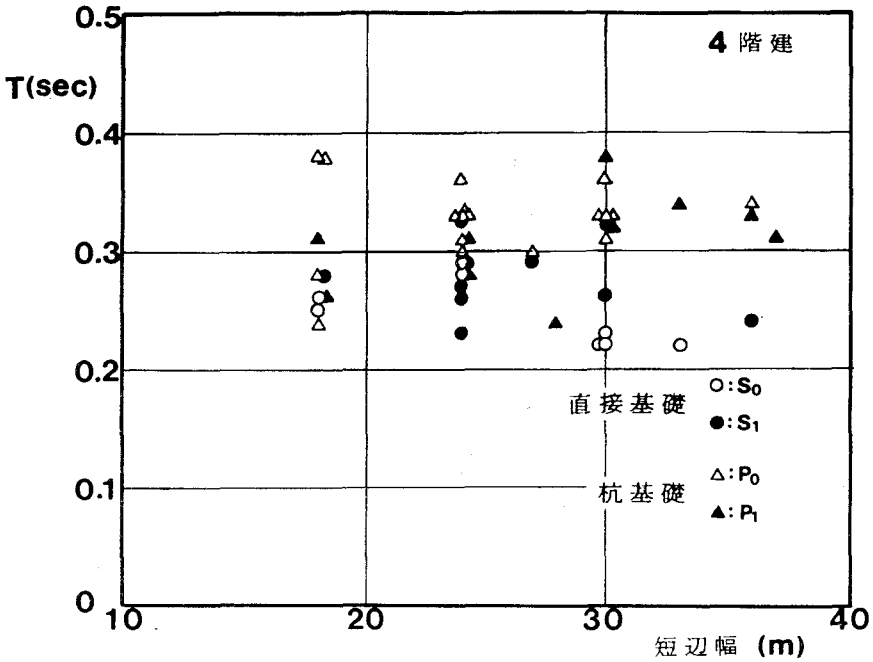


図－５．３．９　建物両端部における水平変位波形

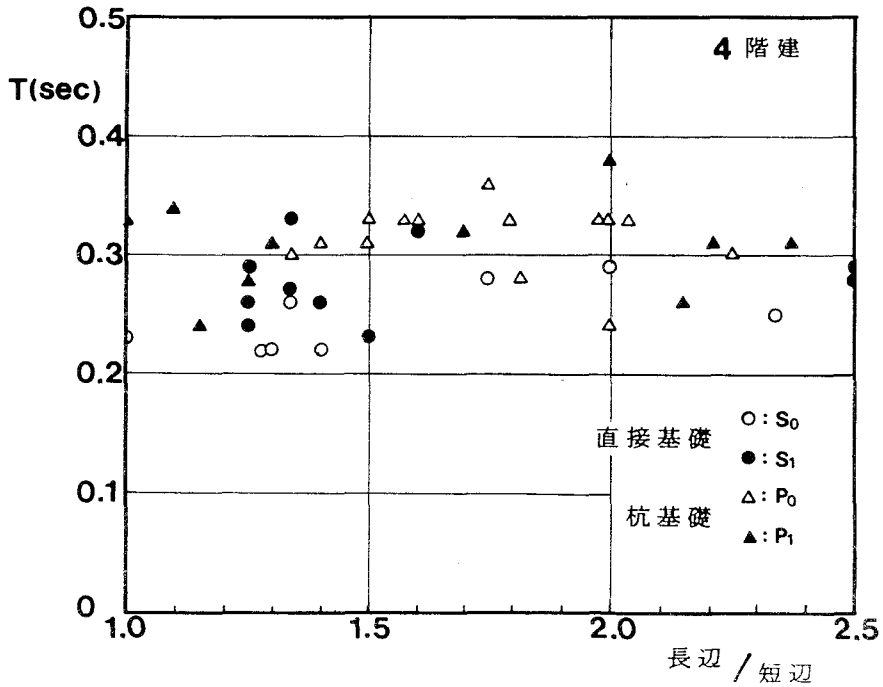
３．４　建物の形状寸法が固有周期に及ぼす影響

対象とした建物の平面・立面形状は、比較的整った矩形であるが、平面の形状寸法および地上階数は、各種のものが混在している。本論の目的である、基礎・地盤条件が建物の動特性に及ぼす影響を求めるためには、対象建物の上部構造の特性、すなわち平面・立面形状の相違が動特性に及ぼす効果を、あらかじめ検討しておく必要がある。

まず、建物平面の形状寸法が１次固有周期に及ぼす影響を知るため、固有周期と建物短辺幅ならびに平面形状（長辺長さと短辺幅の比）との関係を示すと、それぞれ図－５．３．10、図－５．３．11のように表わされる。対象とした建物は、各種の基礎形式がほぼ均等に含まれる４階建（地上高約20m）の建物である。本図によれば、これら建物の平面形状寸法が固有周期に及ぼす影響は特に認められず、むしろ基礎形式の相違の影響が顕著であることがわかる。すなわち、両図とも周期0.3秒を境に、周期の長い側にくい基礎、短い側に直接基礎の建物が多く分布している。



図－５．３．10　建物短辺幅が固有周期に及ぼす影響



図－５．３．11　建物長辺・短辺比が固有周期に及ぼす影響

次に、建物短辺方向と長辺方向との固有周期の関係を、両者を対比して示すと、図－５．３．12のように表わされる。本図によれば、短辺と長辺両方向の固有周期は、両者が等しい値付近に分布し、最も大きく異なっても0.1秒以下であることがわかる。

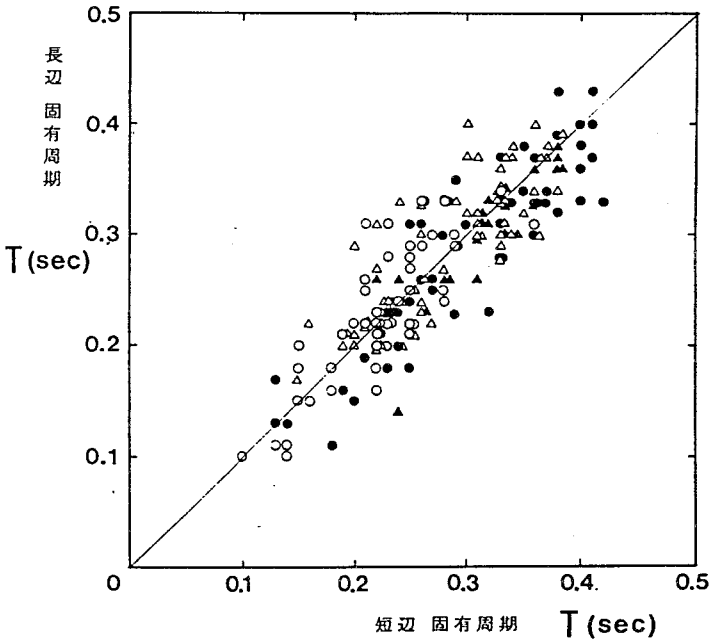
建物短辺方向について、地上高が１次固有周期に及ぼす影響を求めると、図－５．３．13のように表わされる。固有周期は、同一地上高においてかなり幅があるが、地上高が増すに従って長くなっていく傾向が認められる。

地上高Ｈ（m）と１次固有周期Ｔ（sec）との関係式は、最小自乗法によれば次式で与えられ、図中の実線で表わされる。

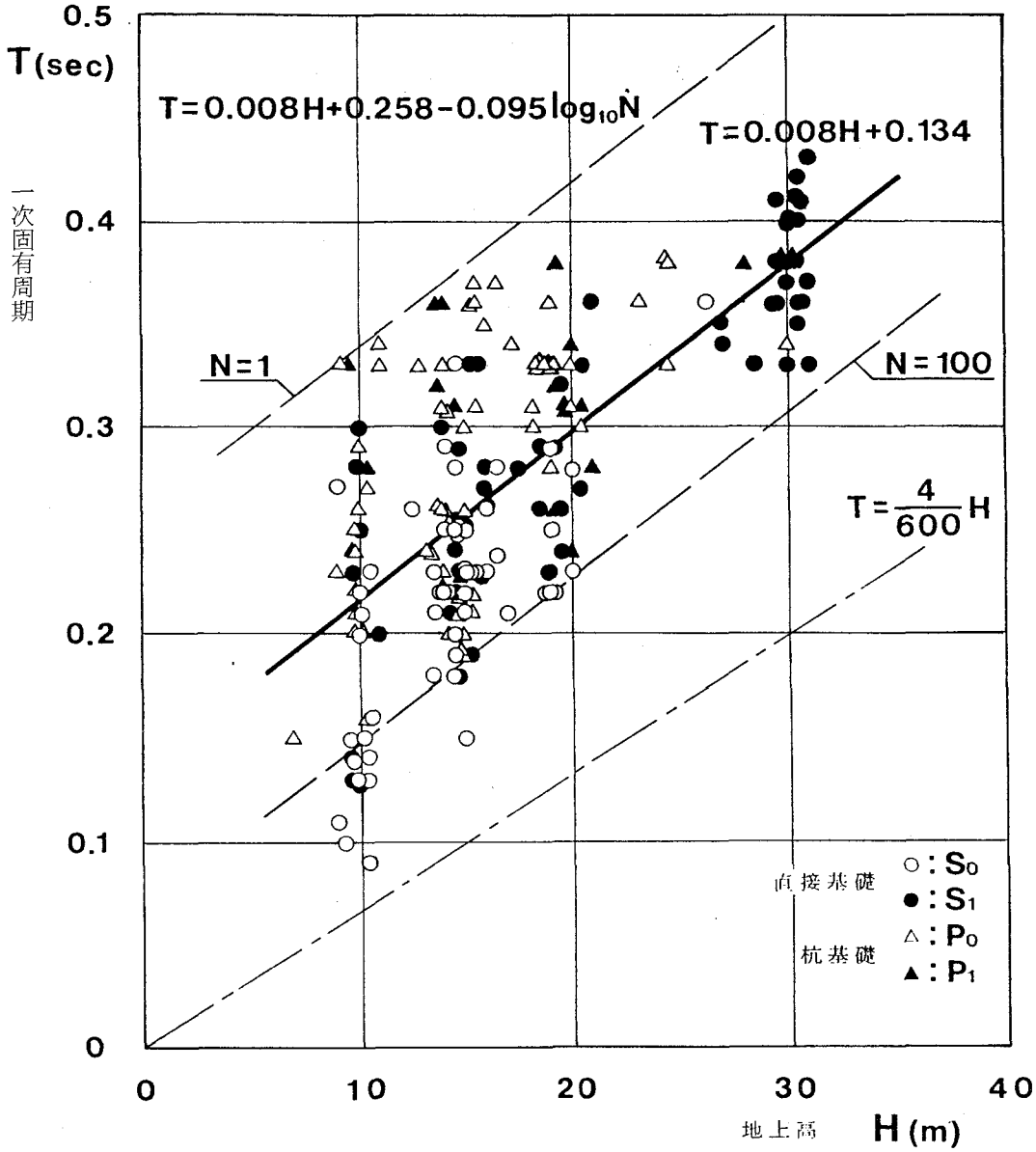
$$T = 0.008H + 0.134 \qquad (5.3)$$

本図から全体的にみて、この直線を境に周期の短い側は直接基礎、長い側はくい基礎の建物が多く分布していることが知られる。このことから、同一地上高における固有周期の相違は、主として基礎・地盤条件によるものと推察でき、次項において検討する。また、建物長辺方向に対しても、これと同じ傾向が認められる。

なお、図－５．３．13中の破線は、地盤条件を考慮した重回帰分析、一点鎖線は建物内を伝播する構造剪断波速度に基づいて固有周期を求める実験式を示したもので、これに関しては後述する。



図－５．３．12　建物長辺・短辺両方向の固有周期の比較



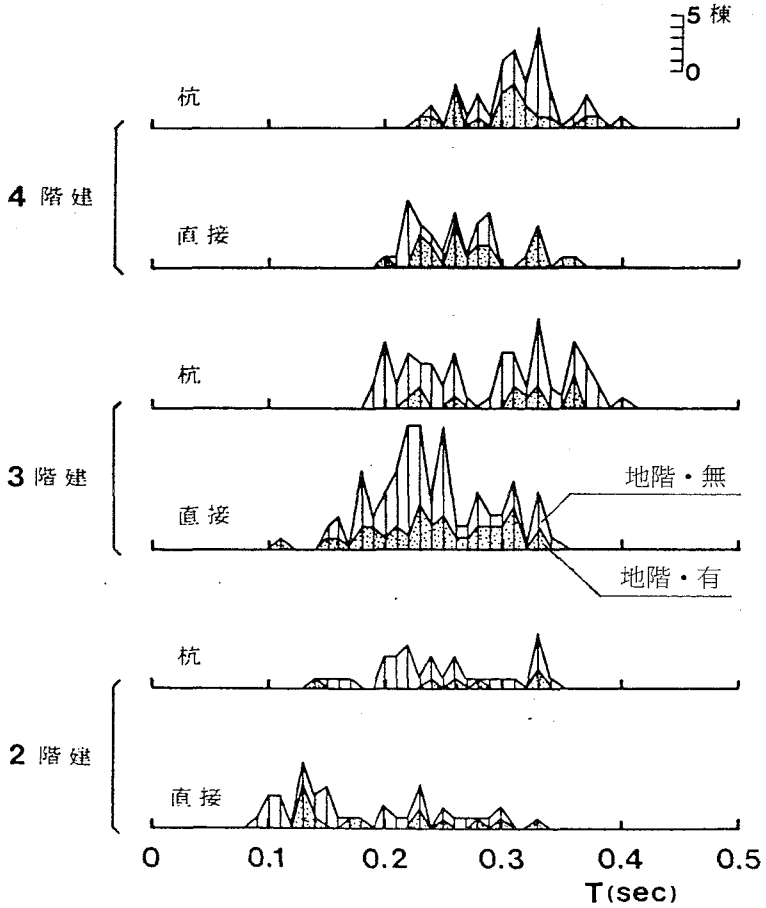
図－５．３．13　建物地上高と固有周期の関係

3．5　基礎・地盤条件が建物の固有周期に及ぼす影響

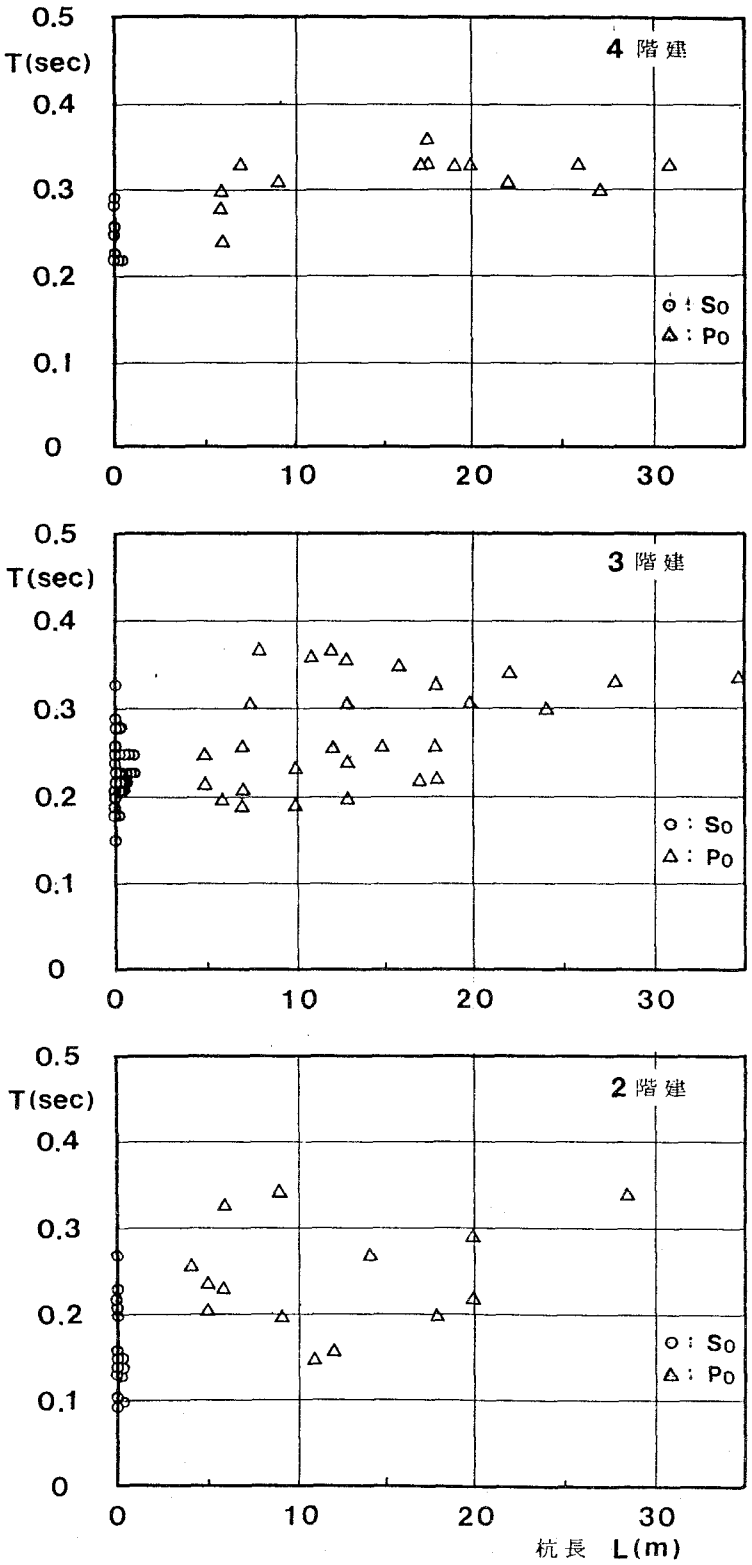
3．5．1　基礎形式別にみた建物の固有周期

基礎形式を直接基礎とくい基礎に大別し、2、3、4階建の各建物について、階数別に0.01秒毎の1次固有周期（短辺方向）の分布を示すと、図－5．3．14のように表わされる。図中の黒点を付した部分は、地階を有する建物の分布を示している。本図によれば、直接基礎とくい基礎では、その固有周期に明確な相違が認められ、くい基礎は直接基礎の建物に較べ、全体に一層分（約5 m）相当、周期が長いことが知られる。また、地階を有する建物の固有周期は、地階の無い場合とほぼ同一周期の範囲に含まれることが確認される。

さらに、各階数別に固有周期の分布を見ると、直接基礎、くい基礎とも、同一階数であってもかなりの幅があることがわかる。この幅は、先に示したように、上部構造体の形状寸法が、固有周期に明確な影響を及ぼしていないことを考えると、主として建物下部の地盤条件の相違によるものといえる。



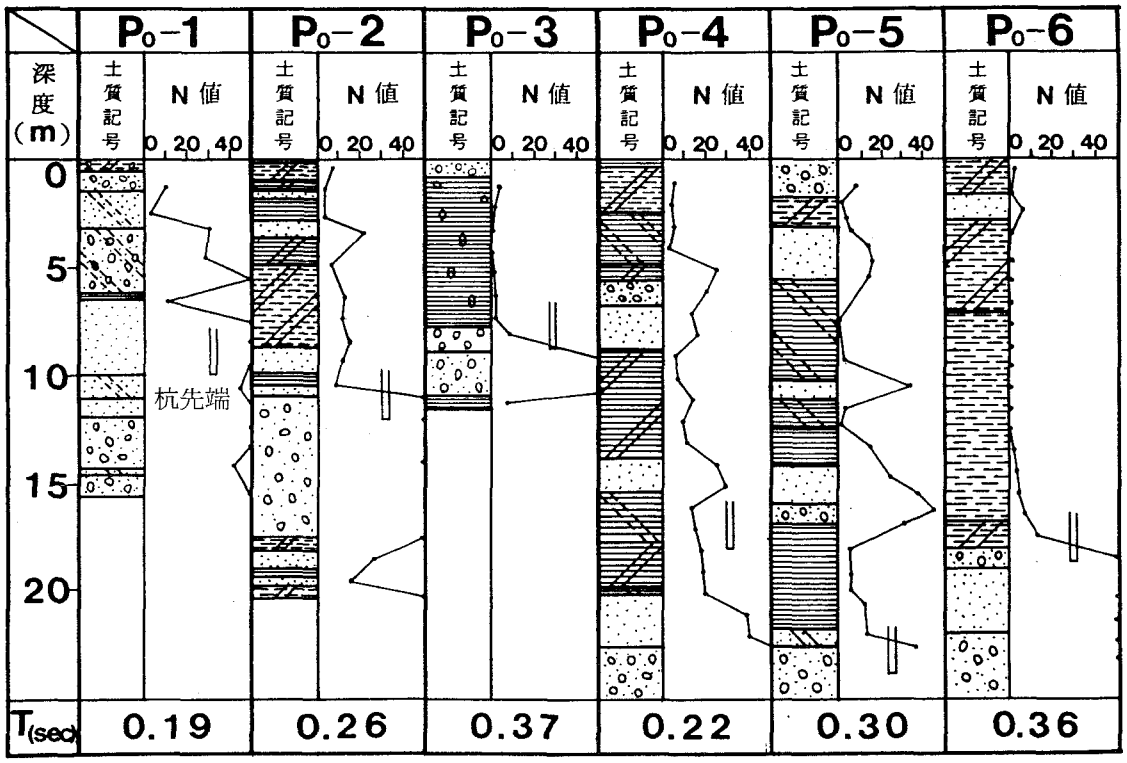
図－5．3．14　基礎形式別にみた固有周期の分布



図－５．３．15　杭長と固有周期の関係

次に、くい支持された建物を対象にして、くい長と1次固有周期との関係を求めると、図－5．3．15のように表わされる。本図は、2、3、4階建で地階の無い建物の、短辺方向について示したもので、参考として直接基礎の建物の固有周期もくい長0のところに○印で記してある。本図によれば、全体的傾向として、くい長の増大に伴って固有周期が長くなる性状を呈するかのようにみえる。しかし、同一くい長であっても、その固有周期にはかなりの相違があり、またくい長が10mを越えて20m、30mと増しても、その固有周期はくい長10mまでの建物のもつ最も長い周期をほとんど上回ることはない。

この現象をさらに詳細に検討するために、PCぐいで支持された3階建の建物を例にとり、くい長および地盤条件が異なる6棟について、地盤の土質柱状図を示すと、図－5．3．16のように表わされる。図中のくい先端位置から知られるように、P_0－1、2、3はくい長が10m前後、P_0－4、5、6はくい長20m前後の例を、地表付近の地盤が硬質なものから軟弱なものへ、順に示してある。図の下欄のT（sec）は、この各地盤上の建物の固有周期を示したものである。本図によれば、建物の固



図－5．3．16　各種地盤の土質柱状図と建物固有周期

有周期は、くい長が10m か20m かにかかわらず、地表から10m 付近までの地盤性状によって大きく影響を受け、この間の地盤が軟弱になると共に周期が長くなっていくことがわかる。

このことから、図－５．３.15にみられるくい長が増すと固有周期が長くなるという傾向は、くい長が長い場合、すなわち沖積層が厚い場合、一般に軟弱地盤が多いということによる、みかけ上の傾向であるといえる。したがって、くい径が40～50cmの PC パイルで支持された建物の動特性は、くい長よりもくい周辺の、主として地表面下10m 程度までの深さの地盤剛性によって決定づけられるということができる。

３．５．２　地盤条件が建物固有周期に及ぼす影響

地盤は、地層の構成状態、砂質土・粘性土といった土質の相違、密実の度合など多くの要因を含んでいるため、これを一つの指標で数値的に評価することは非常に難しい。本論では、ほかの土質定数と関連づけやすく、資料も整備されているという理由で、標準貫入試験のＮ値によって地盤条件を評価する。

次にこの地盤条件を表わす指標として、地中のどの範囲のＮ値をとるべきかが問題となる。本来、建物の地盤に対する影響圏は、建物の形状寸法や重量などの建物規模と基礎形式によって異なるが、ここでは建物荷重の地中応力分布や、前述したくい長と固有周期の関係を参考にして、一律に地表から10m までの深さの範囲におけるＮ値の平均値を採り、くい基礎でくい長が10m に満たない場合のみくい先端支持層までの範囲によって地盤性状を評価する。

２階、３階、４階建の建物について、直接基礎、くい基礎の建物を一括して、短辺方向の１次固有周期と地盤の平均Ｎ値との関係を求めると、図－５．３.17のように表わされる。５階建は資料数が少ないため、また６階建は地盤条件の影響が少ないことを記すにとどめ、図は省略する。横軸には、筆者が先に求めた平均Ｎ値とＳ波速度 V_S （m/sec）との関係式[5.17]

$$V_S = 81N^{0.304} \qquad (2.5)$$

に基づいて、V_S を参考として記しておく。

建物の階数別に、実測された建物固有周期Ｔ（sec）と地盤の平均Ｎ値との関係を求めると、次式が得られ、図中の実線で表わされる。

2階建

$$T=0.414-0.164\log_{10}N$$

3階建

$$T=0.399-0.113\log_{10}N$$

4階建

$$T=0.375-0.073\log_{10}N$$

（5．4）

本図によれば直接基礎・くい基礎ともに、建物の固有周期は平均N値50付近の硬質地盤から、N値が減少し地盤が軟弱になっていくに従って、漸次長くなっていく傾向が認められる。この傾向は、地階の有無にかかわらずいえる。地階を有する建物の固有周期が深さ10mまでの平均N値と関係が深いことは、地下壁周辺の地盤性状が建物の動特性に大きく影響することを示している。

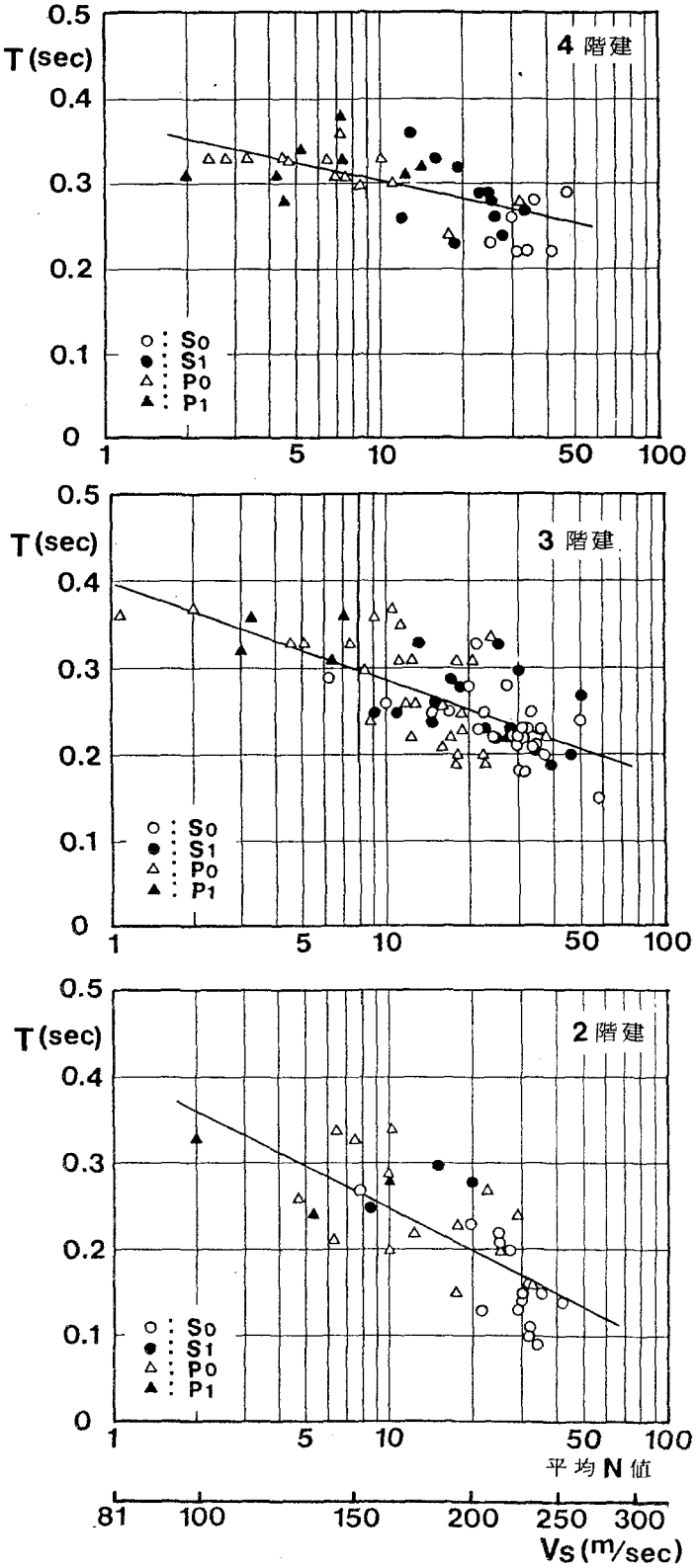
図および（5．4）式からわかるように、地盤条件と建物固有周期の関係を表わす直線の勾配は、階数が少ない場合ほど増大し、低層建物ほど建物の動特性に対する地盤の効果が、大きいことが知られる。なお、同一N値において、その地盤上の建物固有周期にかなりの幅が認められるが、これは砂質土と粘性土とで物理的意味の異なるN値を、その区別なしに同等に扱っていることと、地層構成の層序などが影響しているものと考えられる。

実測した全建物の短辺方向について、地盤条件を示す平均N値を考慮し、重回帰分析によって地上高H（m）と固有周期T（sec）との関係を求めると、次式で表わされる。

$$T=0.008H+0.258-0.095\log_{10}N \qquad (5.5)$$

本式において、基礎・地盤条件が建物の固有周期に及ぼす影響は、第2項および第3項に含まれ、特に第3項が地盤のN値と直接対応している。式中の$\log_{10}N$の係数は、計測した全建物に対する平均的な地盤の影響を示す数値である。（5．5）式を用い、N＝1とN＝100の場合について、前述の図－5．3．13に示すと、図中の破線で表わされ、実測値は大部分この2つの直線の間に含まれる。

さらに建物を基礎固定の剪断型連続体とみなし、第4章で求められた建物の構造剪断波速度${}_sV_s$＝600m/secを用いると、建物の1次固有周期T（sec）は、地上高をH（m）とすると次式で与えられる。



図－5．3．17　地盤の平均N値と固有周期の関係

$$T = \frac{4H}{{}_sV_s} = \frac{4}{600}H \qquad (5.6)$$

本式は、（５．５）式に近似した勾配をもち、図－５．３.13中の一点鎖線で表わされる。

以上のことから、建物の固有周期は、（５．５）式に示すように上部構造体の構造特性を表わす第１項に、基礎・地盤条件の効果を表わす第２、第３項を加えて評価することによって求められ、本論で対象としたような構造形態の建物に対しては、（５．５）式が適用できる。

３．６　実測値と理論値の比較

地盤を等方等質な半無限弾性体、建物を剪断型連続体と仮定し、Appendix IIに示すような並進に回転の伴うロッキング振動について、鉛直下方からharmonicな水平動が入射する場合の解析を行い、実測値との比較を試みる。

解析にあたっては、文献〔５.16〕により、長方形基礎の変位と力の比を表わすDynamical Ground Complianceを用いる。

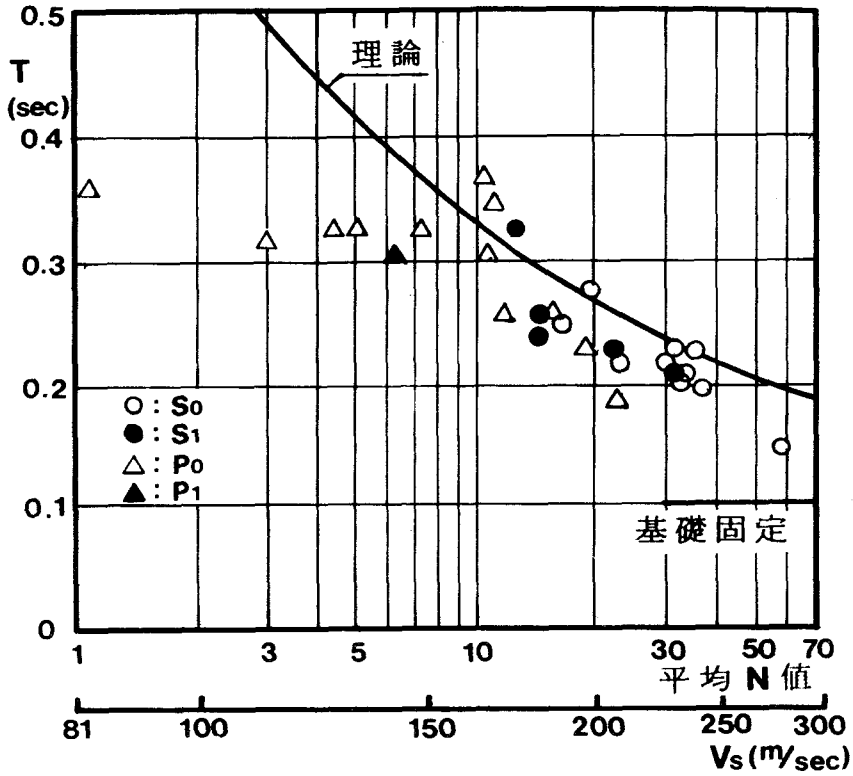
解析に用いた建物と地盤の諸定数は次のとおりである。

建物の短辺幅	$2b=24.00$m
建物の地上高	$2l_0=15.00$m
建物の長辺と短辺との長さ比	$c/b=1.0$
建物の構造剪断波速度	${}_sV_s=600$m/sec
建物と地盤との密度比	$\rho_0/\rho=0.2$
地盤のポアソン比	$\nu=0.25$

建物の構造剪断波速度は、４章で述べた人力加振実験により得られた値である。

地盤のＳ波速度と平均Ｎ値とを対応させ、数値解析から得られた建物固有周期と地盤条件との関係を求めると、図－５．３.18のような曲線となる。図中にプロットされているものは、３階建（地上高15m）で建物短辺幅が24mの場合の実測値である。

実測値と理論値を比較すると、平均Ｎ値がほぼ10以上の硬質地盤においては、両者はよい対応を示し、平均Ｎ値の増大に伴って固有周期が低下する傾向を知ることができる。しかし、平均Ｎ値が10を下回る軟弱地盤上にくい支持された建物は、理



図－５．３．18　実測値と理論値の比較

論値に較べ実測された固有周期がかなり低い値を示している。これは、地盤に対するくいの補剛の効果によるものと考えられ、軟弱な地盤においては、くいの存在によってみかけ上平均N値が10前後、S波速度にして160m/sec程度の地盤と等価な地盤剛性をもつものとみなし得ることがいえる。

３．７　結　　び

本論は、対象建物を比較的標準化されている日本電信電話公社の中低層局舎に限定して常時微動測定を行い、建物の動特性の基本となる固有周期に、基礎・地盤条件が及ぼす影響に関して研究したものである。

建物の構造形式は、鉄筋コンクリート構造および鉄骨鉄筋コンクリート構造で、基礎形式は、直接基礎とくい基礎に大別され、くいは大部分くい径40～50cmのPCぐいである。

この種の建物に対し、得られた結果を要約して記すと次のとおりである。

ｉ）建物の固有周期は、地盤性状とそれに伴う基礎形式の相違によって、大きく影響を受ける。基礎形式別にみると、全体的にくい基礎の建物は、直接基礎の建物に較べて一層分相当、固有周期が長い。

ii）くい支持された建物の動特性は、地表から深さ10m までの地盤性状によって決定づけられる。この事実は、直接基礎の建物に対してもいえる。

iii）深さ10m までの地盤の平均N値と建物の固有周期との間には、強い相関がある。基礎形式の如何に拘わらず、建物の固有周期は、地盤の平均N値の減少に伴って長くなり、この傾向は低層な建物ほど顕著である。

iv）地階を有する建物の固有周期は、地階の無い同一地上高の建物とほぼ同じ周期をもち、地下壁周辺部の地盤性状の影響を受ける。

ｖ）Ground Compliance 理論から得られた固有周期は、軟弱な地盤にくい支持された建物の場合を除き、実測値とよい対応を示す。理論は、軟弱地盤の場合くいの存在による補剛効果を考慮することによって適用でき、この時の地盤の等価N値は10前後、Ｓ波速度にして160m/sec 程度である。

第４節　中高層集合住宅の振動特性

４．１　序

本節においては、比較的形状寸法ならびに構造形式が一定した中高層住宅を対象に、その振動特性に関して考察する。[5.18]、[5.19]

主な内容は次の４点である。

ｉ）建物の平面形状からみた、短辺・長辺両方向の固有周期の相違

ii）建物地上高と固有周期の関係

iii）地盤条件の相違が建物の固有周期に及ぼす影響

iv）地盤条件と地上高を考慮した建物の１次固有周期の推定式

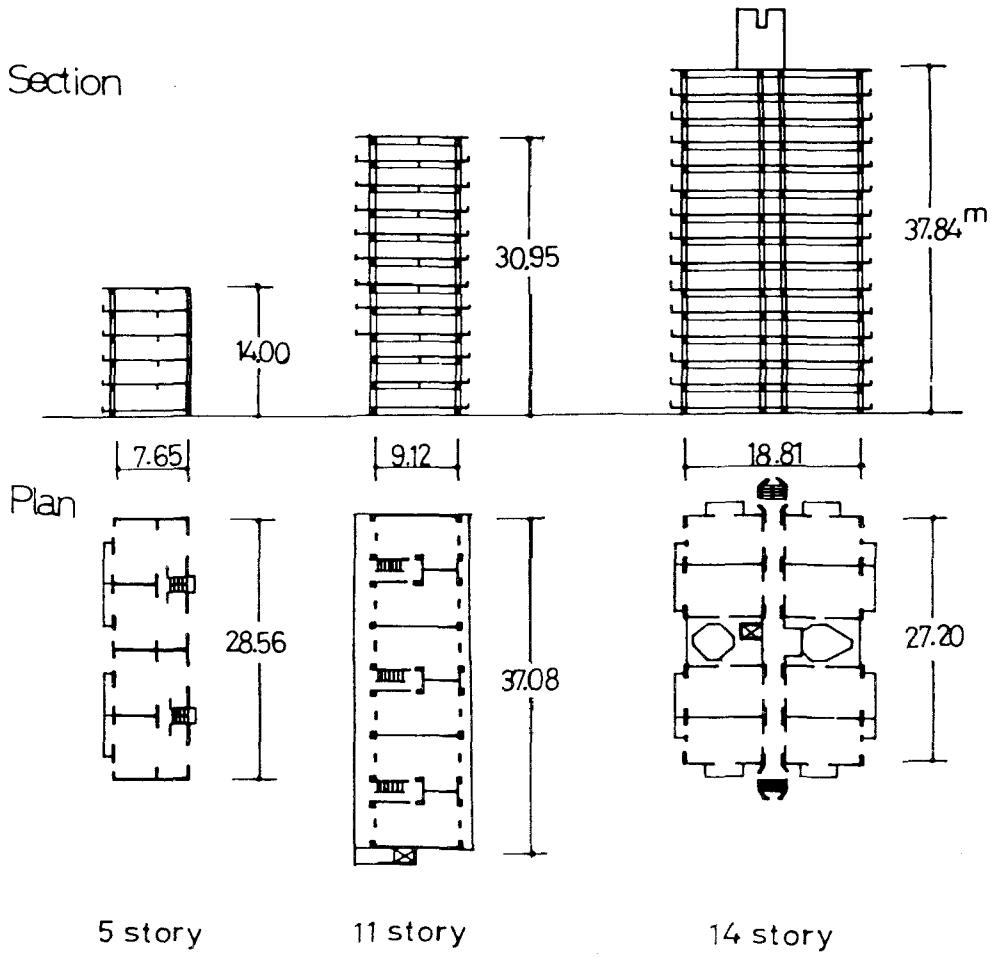
本節の構成は、４．３でｉ）、ii）を、４．４でiii）を取り扱い、さらに実測結果に対して、地盤を半無限弾性体とみなした場合の理論解析を行い、実測値と理論値の比較を行っている。４．５は、本節の実測結果に第２節、第３節で得られた結果を加えて、iv）について述べている。

4．2　建物概要と測定・分析方法

4．2．1　建物の概要

対象とした建物は、７階建から14階建までの大阪府営住宅と、前述した日本住宅公団（現住宅・都市整備公団）の５階建住宅である。公団住宅は、建設段階を追って計測されているため、実際には３階建から５階建の建物が含まれることになる。したがって対象建物棟数は、府営住宅102棟、公団住宅144棟で、合計246棟となる。

建物の形状寸法は、５階建から11階建のものは、一部を除きすべて片廊下式で、短辺方向が６～９ｍ幅となっている。14階建については、大部分短辺が18.81ｍ、長辺27.20ｍの建物である。



図－５．４．１　建物の概要

平面・断面の基本型は、図－５．４．１に示すとおりであるが、長辺方向については階段数に応じて長さが異なる。

構造形式は、５階建以下が鉄筋コンクリート造またはプレキャストコンクリート造の壁式構造で、７、８階建は鉄筋コンクリート造、11、14階建は鉄骨鉄筋コンクリート造となっている。

基礎形式は、大部分がくい基礎で、Ｐ．Ｃぐいあるいはベノトぐいが用いられている。

４．２．２　測定・分析方法

振動測定は、主として建物の屋上または最上層において行い、水平二方向（建物の短辺・長辺方向）の変位成分を検出している。また一部建物については、中間階４点の同時測定により、振動モードの検討を行っている。測定と分析の系統図は、前節の図－５．３．３に示すとおりである。

４．３　建物の形状寸法が固有周期に及ぼす影響

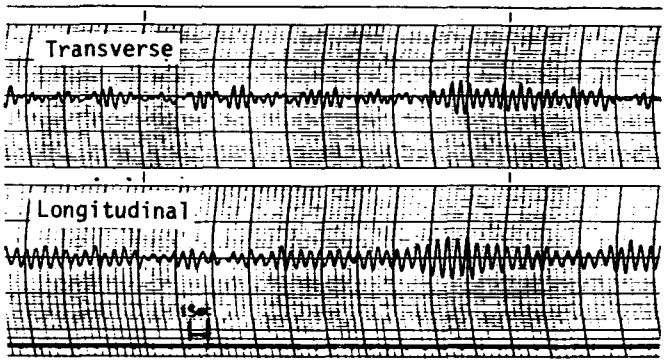
４．３．１　平面形状の影響

対象とした集合住宅は、建物の機能上、長辺方向に開口が多く、短辺方向には上階から下階まで連続した耐震壁が設けられている。したがって、上部構造体についての剛性は、一般に短辺方向に較べて長辺方向が低いものと考えられる。そこで建物の振動方向によって、固有周期にどのような相違があるかについて検討する。当然のことながら、この固有周期は、上部構造体の剛性だけでなく、下部地盤の剛性や基礎底面における並進と回転振動の影響を受けており、この点を含めて考察する必要がある。

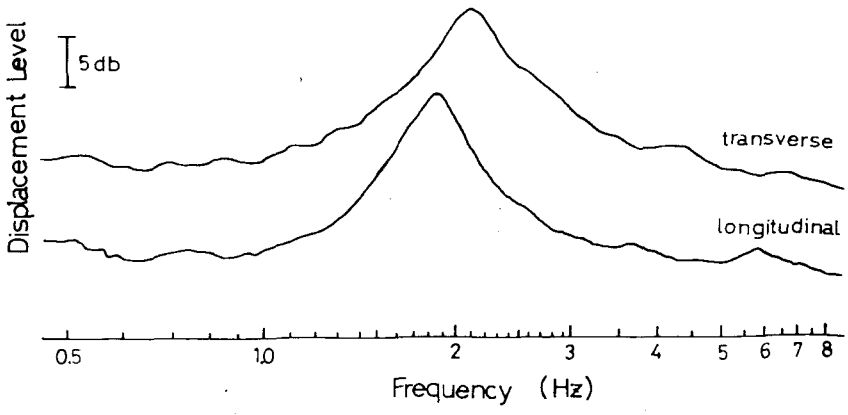
図－５．４．２は、建物屋上における短辺・長辺両方向の常時微動変位波形の一例を示したもので、振幅はやや長辺方向が大きい傾向にある。この両方向の変位スペクトルを示すと、図－５．４．３のように表わされ、各方向の固有周期を読みとることが出来る。

測定した全建物について、短辺方向固有周期（${}_{T}T$）と長辺方向固有周期（${}_{L}T$）との関係を示すと、図－５．４．４のように表わされる。図中の○印は７階建以上のラーメン構造の建物を、●印は５階建以下の壁式構造の建物を示している。

本図から、固有周期の短い３～５階建の壁式構造の建物は、短辺方向に較べて長



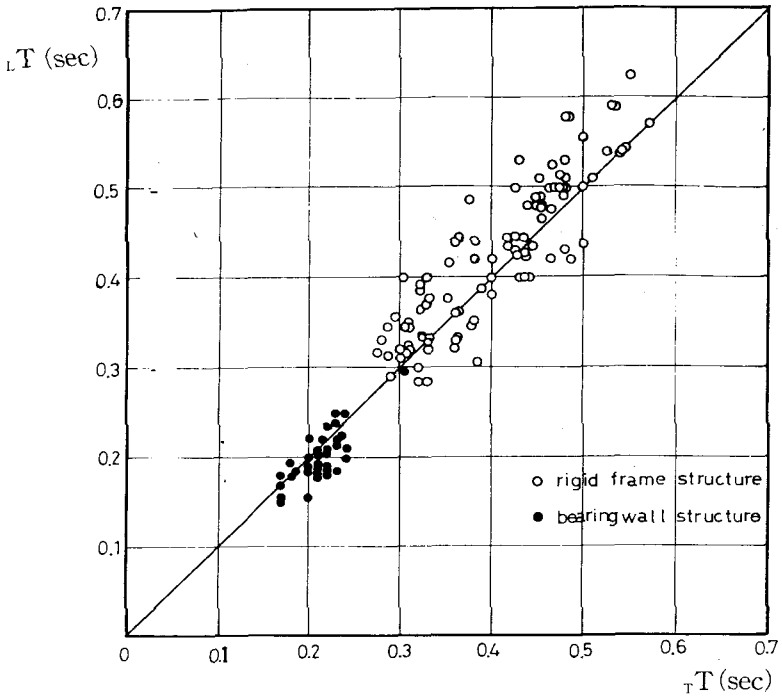
図－５．４．２　微動波形の例



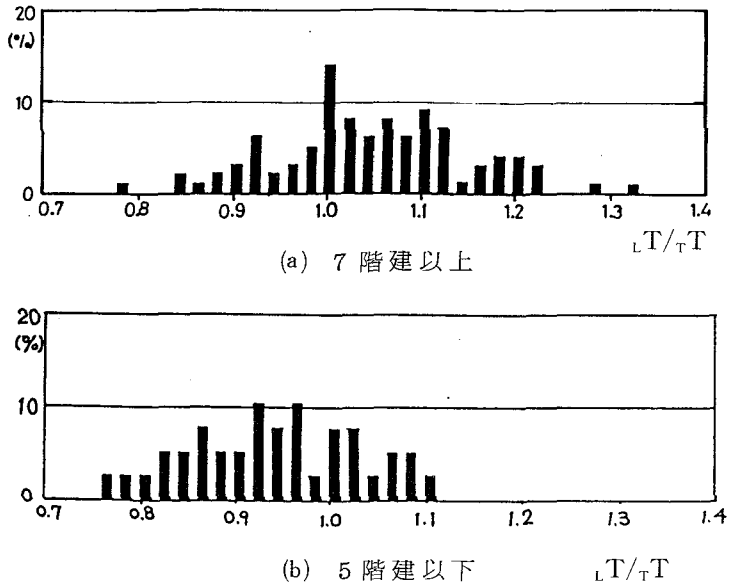
図－５．４．３　変位スペクトルの例

辺方向の固有周期がやや短い傾向にあり、７～14階建の建物は、逆に長辺方向の固有周期がやや長い傾向が認められる。

建物を５階建以下と７階建以上に分けて、長辺と短辺の固有周期の比 ${}_{L}T/{}_{T}T$ を求め、たて軸に建物棟数の割合を示すと、図－５．４．５（a）、（b）のように表わされる。長辺方向の固有周期は短辺方向に較べ、５階建以下の低層壁式構造の場合0.95倍と短く、７階建以上のラーメン構造の場合1.05倍程度平均的に長いことが知られる。



図－５．４．４　長辺と短辺の固有周期の関係



図－５．４．５　長辺固有周期／短辺固有周期

低層な壁式構造の場合、長辺方向の固有周期が短辺方向に較べて短いが、この原因は建物が剛体的で、長辺方向において回転振動の影響が少ないことに因るものと考えられる。

これに対し7階建以上のラーメン構造の場合、長辺方向は、基礎底面での回転振動の影響が短辺方向に較べ少ないと考えられるにもかかわらず、固有周期が長い。これは上部構造体の長辺方向の剛性が短辺方向をかなり下まわっていることを意味するもので、耐震設計を行う上で留意すべき点であるといえる。

4.3.2　地上高の影響

建物短辺方向について、地上高と固有周期との関係を求めると、図－5.4.6のように表わされ、地上高の増加に対する固有周期の変化の傾向を知ることが出来る。

いま、建物地上高をH (m)、1次固有周期をT (sec) とし、両者の関係を最小自乗法により1次式で求めると

$$T=0.012H+0.055 \qquad (5.7)$$

となり、図中の直線で表わされる。

建物の形状寸法ならびに構造形式は各地上高毎にほぼ一定しているにもかかわらず、図－5.4.6によれば、同一地上高においてその固有周期にかなりのひらきがあり、周期の長いものは短いものの1.5倍にもなることが知られる。これは、後述する建物下部の地盤条件の相違が主として原因しているものと考えられる。

4.4　地盤条件の相違が建物の固有周期に及ぼす影響

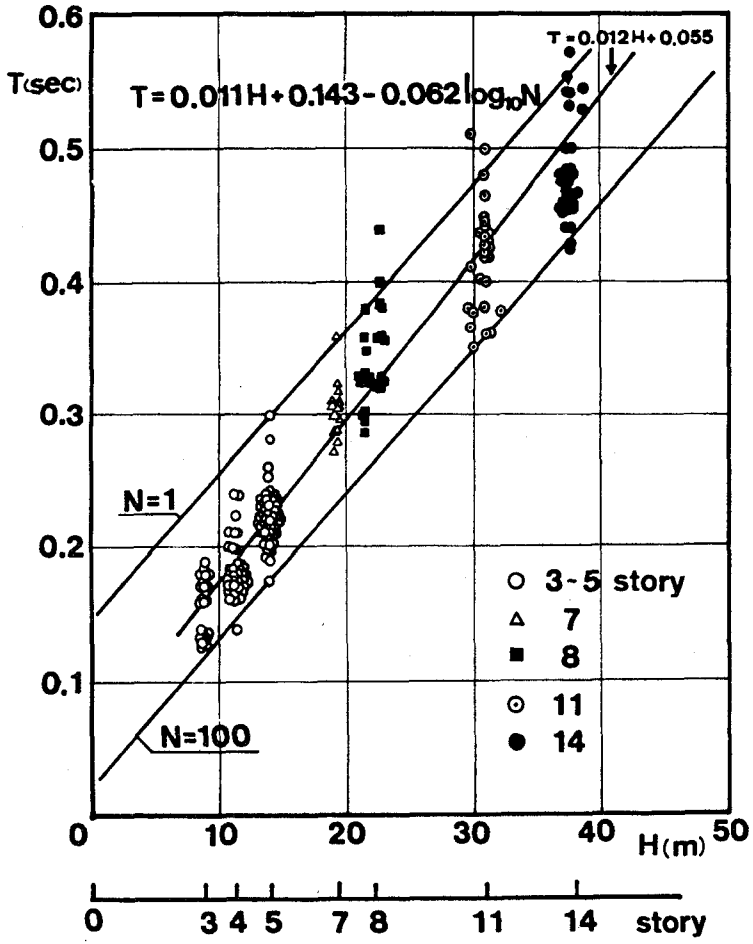
4.4.1　実測結果の考察

実測した建物の基礎形式は、大多数がくい基礎であるため、建物の動特性はくいとくい周辺地盤の影響を受けると考えられるが、ここでは主に影響すると考えられるくい周辺の地盤剛性が建物の固有周期に及ぼす効果について考察する。

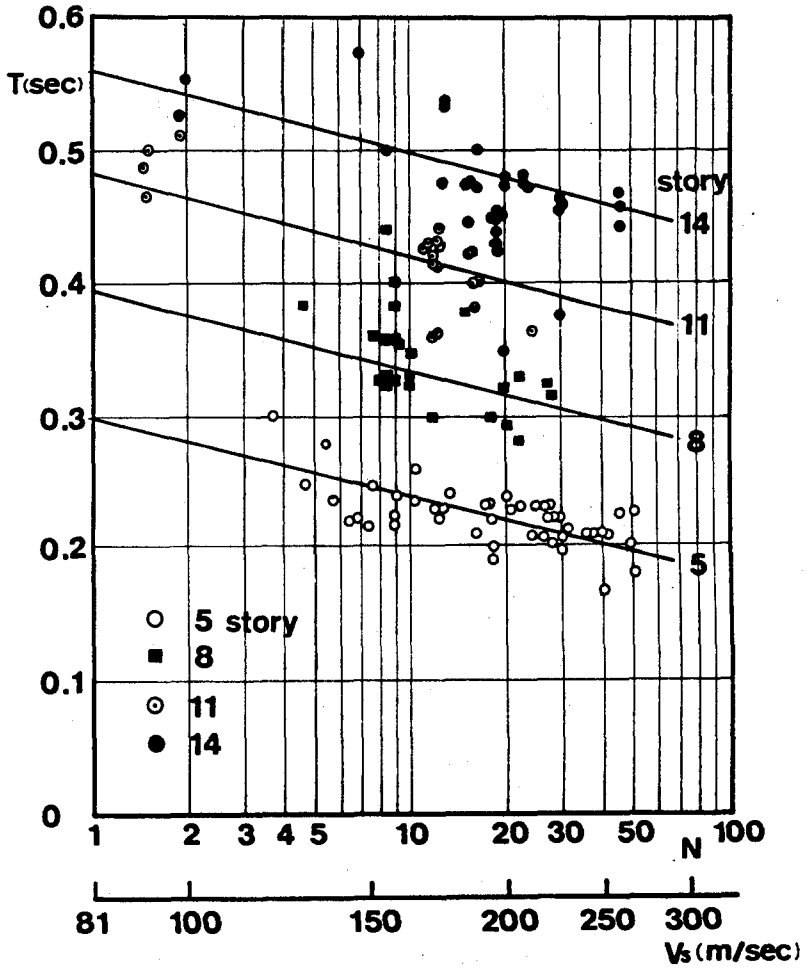
地盤剛性の評価は、本章3節で述べたように、地下10m程度までの表層地盤が建物の動特性に最も大きく影響するため、この間の標準貫入試験のN値の平均値によって代表させる。

地盤性状のわかっている建物について、固有周期T (sec) を地上高H (m) と平均N値とを考慮して重回帰分析すると、次式が得られる。

$$T=0.011H+0.143-0.062\log_{10}N \qquad (5.8)$$



図－５．４．６　建物地上高と固有周期の関係



図－５．４．７　地盤の平均Ｎ値と固有周期の関係

本式においてN＝１とN＝100の場合を、図－５．４．６中に描くと、実測値は大部分この範囲に属することがわかる。

参考として、前述した中低層ラーメン構造の場合を記すと、次式で表わされる。

$$T=0.008H+0.258-0.095\log_{10}N \qquad (5.5)$$

この（５．５）式に較べ（５．８）式は、地盤条件が固有周期に及ぼす効果を表わす、第２、第３項が小さい。これは、建物平面・立面の形状寸法の相違に因るものと考えられ、本対象建物のように建物短辺幅が小で、高さと幅の比が大きい場合は、前述の中低層ラーメン構造の建物に較べ、地盤条件の影響が比較的小さい傾向にあることを示している。

建物短辺方向の１次固有周期と地盤の平均N値との関係は、図－５．４．７のように表わされる。図は、建物階数別に記号を変えて区別して示してある。直線は、５、８、11、14階建の建物について、先の（５．８）式に基づき、それぞれ平均N値と固有周期の関係を示したものである。本式は、実測された建物の固有周期が地盤の平均N値の減少に伴って長くなる傾向と、比較的よく対応していることがわかる。

４．４．２　実測値と理論値の比較

地盤を等方等質な半無限弾性体、建物を剛体あるいは剪断型連続体と仮定し、並進に回転を伴う場合の理論解析をGround Compliance理論[5.16]を用いて行い、実測値との比較を試みる。

解析にあたっては建物のモデルは、５階建以下の壁式構造の場合を剛体とし、７～11階建の集合住宅の場合を剪断型連続体として扱う。14階建の建物は形状寸法が他と異なるため、後に別途解析する。

解析に用いた諸定数は、剛体、剪断型モデルの両者に共通のものとして、

建物と地盤との密度の比：$\rho_0/\rho=0.2$

建物の長辺と短辺の長さの比：$c/b=4$

地盤のポアソン比：$\nu=0.25$

である。

建物の短辺幅２ｂは、測定した建物の平均的な値をとり、５階建以下の剛体モデルは、7.5m、７～11階建の剪断型連続体モデルは、9.0mとする。

なお剪断型連続体モデルの構造剪断波の伝播速度 ${}_sV_s$ は、先の実測結果を参考にして、

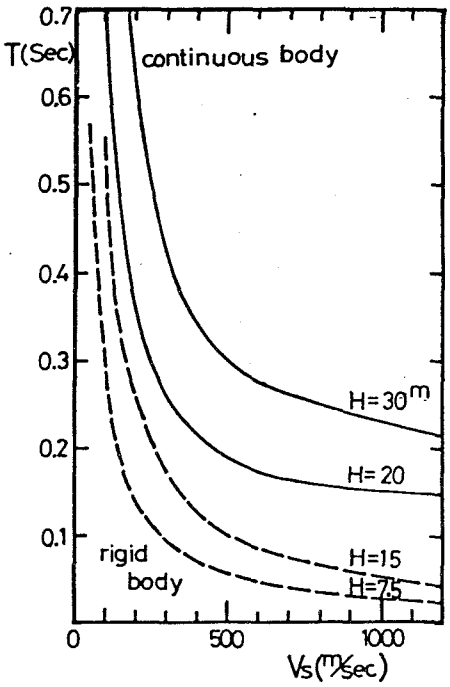
$_sV_s = 600m/sec$

とみなす。

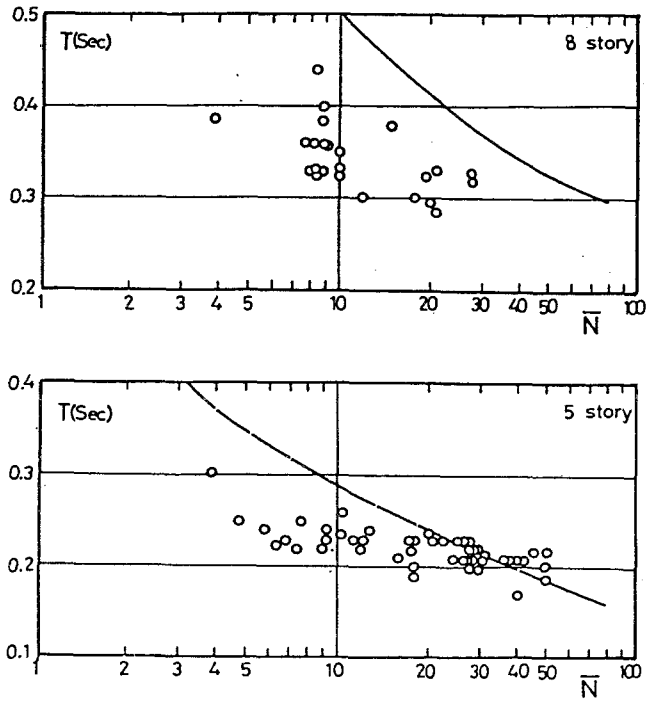
解析結果をもとに、地盤のＳ波速度が建物の固有周期に及ぼす影響について示すと、図－５．４．８のように表わされる。破線が剛体モデル、実線が剪断型連続体モデルの場合を示している。いずれの場合も地盤の V_s の低下と共に建物の固有周期は急速に増大する傾向が知られる。

実測値と理論値とを比較するため、前述の大阪地盤におけるＮ値とＳ波速度 V_s との関係を示す（２．５）式[5.17]を用いて換算し、Ｎ値と固有周期との関係を実測値と対比して示すと、図－５．４．９のように表わされる。

実測値と理論値は、５階建の場合、比較的よい対応が認められる。しかし、Ｎ値が小さい軟弱地盤ほど実測値は理論値に較べて小さい傾向にある。また、５階建から８階建と高層化するに伴って、差は顕著になり、実測値が理論値に較べて小さくなる。これらの原因の１つとしては、理論が地盤を半無限弾性体として扱っているのに対し、実測されたものの大部分がくい支持された建物であり、くいの存在による補剛の効果が、建物の回転振動に対し、大きく影響しているためであることが考えられる。



図－５．４．８　建物の固有周期と地盤のＳ波速度との関係



図－５．４．９　建物の固有周期と地盤のＮ値との関係

4．5　地盤条件と地上高を考慮した建物の１次固有周期の推定式

各種の建物を対象とした常時微動測定結果によれば、第２節、第３節、本節と述べてきたように、建物の１次固有周期は建物の地上高と共に地盤条件の影響を大きく受けることが明らかとなった。

本項においては、第３節においてとり上げた日本電信電話公社の局舎約200棟、第２節の日本住宅公団（現住宅・都市整備公団）と本節で扱った大阪府営の集合住宅約250棟、合計約450棟の短辺方向の実測結果を一括し、地盤条件と地上高を考慮した建物の１次固有周期の推定式を求める。

対象とする建物は、その構造形態が顕著に異なり、電電局舎は高さが幅に較べて低いマッシブな建物であるのに対し、集合住宅は全体的にスレンダーな建物である。地上高40m程度までの一般の鉄筋コンクリート造ならびに鉄骨鉄筋コンクリート造建物の１次固有周期は、この両極端の構造形態をもつ建物を一括して整理すれば、この範囲内で評価され得るものと考えられる。

そこで全建物について１次固有周期と地上高の関係を示すと、図－５．４．10のように表わされる。本図において黒塗りの記号は、地盤のＮ値が10未満の軟弱地盤上にくい支持された建物の場合を示し、全般的に白抜きのＮ値10以上の地盤上の建物に較べて固有周期が長いことがわかる。

今、地盤条件をＮ値で評価し重回帰式を求めると、建物の１次固有周期Ｔ（sec）は次式で表わされる。

$$T=0.010H+0.199-0.083\log_{10}N \qquad (5.9)$$

ここに、Ｈは地上高（m）を示し、重相関係数は0.923である。

実用に供するために本式を単純化すると、次式で表わすことが出来る。

$$T=0.01H+0.20-0.08\log_{10}N \qquad (5.10)$$

本式を用い、Ｎ＝１，10，100の場合を実測結果と対応して示すと、図－５．４．10の直線で表わされ、実測値は大部分Ｎ＝１と100の直線式の内に含まれることがわかる。

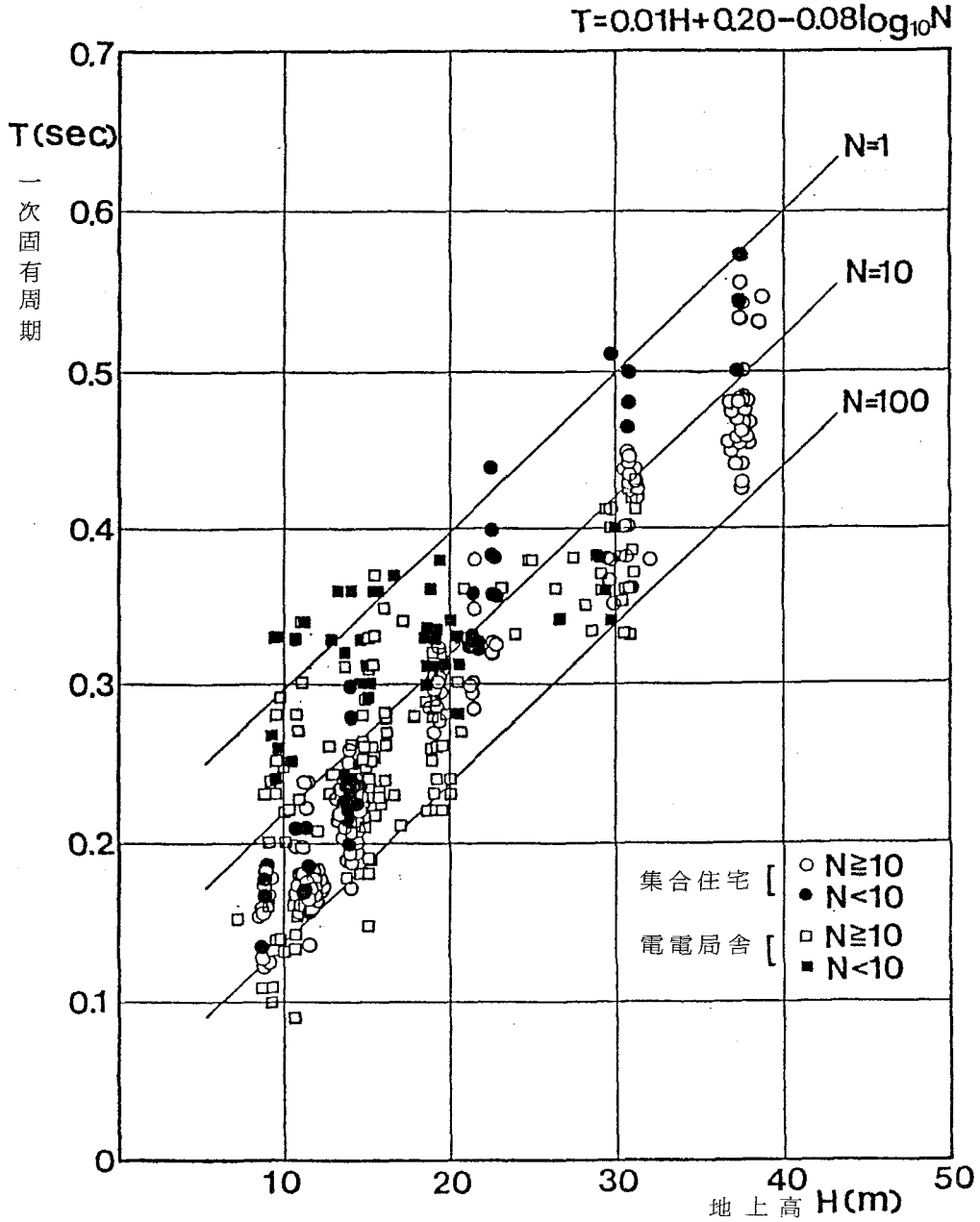
（５．10）式は、第３節の日本電信電話公社を対象とした場合の式

$$T=0.008H+0.258-0.095\log_{10}N \qquad (5.5)$$

と、本節の集合住宅を対象とした場合の式

$$T=0.011H+0.143-0.062\log_{10}N \qquad (5.8)$$

との中間的な実験式となっている。



図—5.4.10　地盤条件を考慮した建物の1次固有周期と地上高の関係

4.6 結　び

構造形式および形状寸法の類似した中高層住宅を対象とした常時微動測定結果に基づき、これらの建物の固有周期に構造特性や地盤条件が及ぼす影響に関して考察してきた。その上で、これらの集合住宅に日本電信電話公社の局舎を加え、実測した全建物を対象に地盤条件を考慮した建物の1次固有周期の推定式を求めた。得られた結果をまとめると次のとおりである。

i）7階建以上の短辺・長辺両方向の固有周期を比較した場合、長辺方向の周期が短辺方向に較べて長い傾向にある。基礎底面での回転振動の影響が短辺方向に較べて少ない長辺方向でこのような傾向にあるということは、上部架構の剛性が長辺方向でかなり低いことを意味している。これは短辺方向には耐震壁が多いのに対し長辺方向では開口部が多いという壁量の差によるものと考えられる。なお、5階建以下の壁式構造集合住宅においては、建物が全体として剛体的であるため、長辺方向の固有周期が短辺に較べて短い。

ii）集合住宅を対象に、地盤特性をN値で代表させ、これと地上高H（m）を考慮して1次固有周期T（sec）を求めると次式で表わされる。

$$T=0.011H+0.143-0.062\log_{10}N \qquad (5.8)$$

本式によれば、N値の増大と共に固有周期は短くなることがわかる。

iii）地盤を半無限弾性体、建物を剛体または剪断型連続体と仮定して固有周期を求め、実測値と比較すると、実測値は全般的に理論値を下まわり、特にN値が10未満の軟弱地盤において実測値と理論値との差が顕著になる。これは実測した建物の大多数がくい基礎であることから考えて、地盤に対するくいの存在による補剛の効果が一因といえる。

iv）集合住宅約250棟に電電局舎約200棟の実測結果を加え、計450棟の建物を対象に地盤条件をN値、地上高をH（m）とし、建物の1次固有周期T（sec）の推定式を求めると、次式で表わされる。

$$T=0.01H+0.20-0.08\log_{10}N \qquad (5.10)$$

本式によれば、地上高40m程度までの鉄筋コンクリート造ならびに鉄骨鉄筋コンクリート造建物の1次固有周期は、地盤条件をN値で代表させ、これを考慮して求めることが出来、耐震設計を行う上での基礎資料として有用であるといえる。

第5節　人力加振実験による建物と地盤の連成効果の評価

5．1　序

実在建物の振動特性を、実験的に評価する有効な方法として、人力による加振実験がある。本法によれば、建物の並進やねじれ振動の固有周期を個々に確認することが出来、減衰定数も人力による繰り返し加振後の自由減衰波形から簡便に評価することが出来る。[5.20]また本実験によって、建物の周辺地盤への影響を評価することも可能である。したがって本法は、実在建物に対する地盤－建物系の地盤の連成効果を検討する上で非常に有効な手段であるといえる。

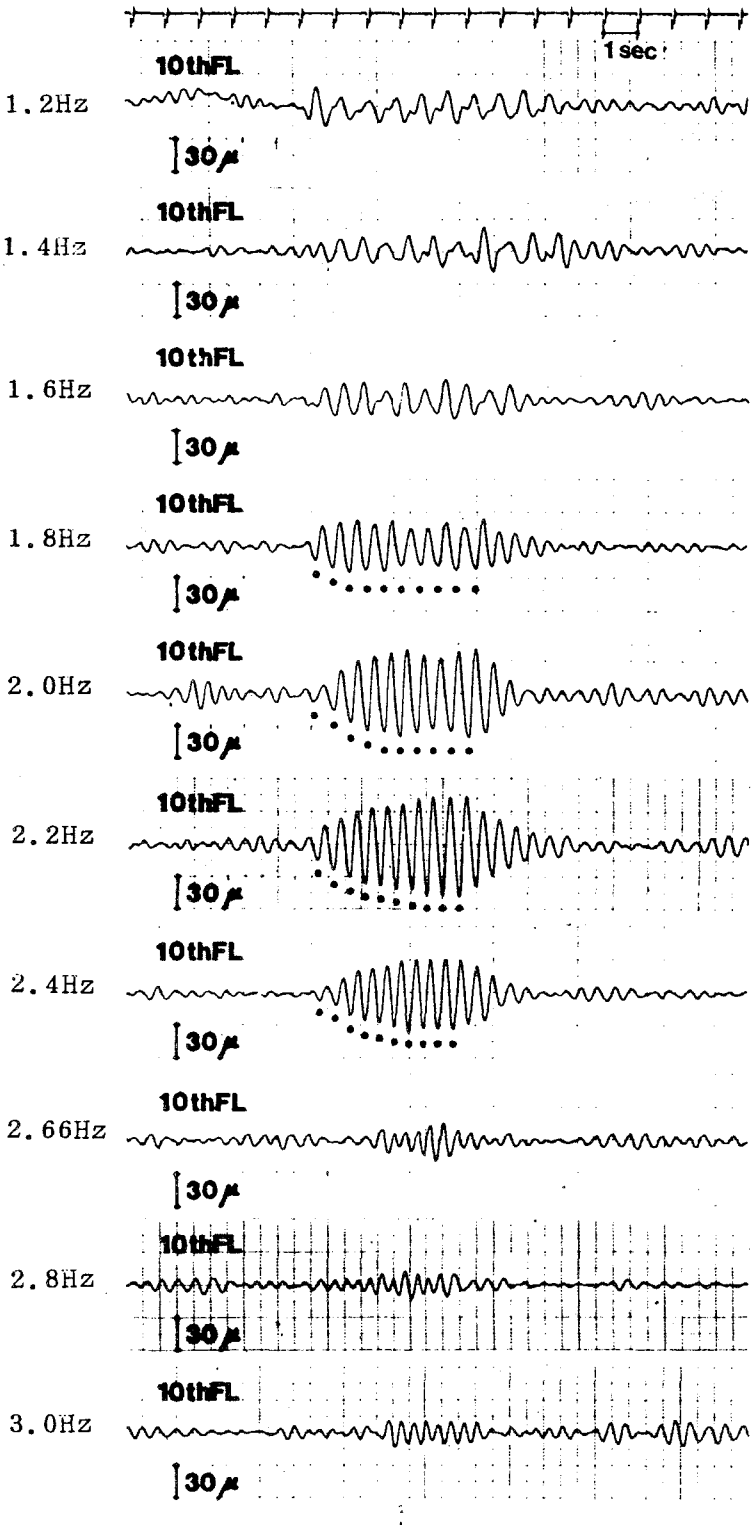
本節では、主として鉄骨鉄筋コンクリート造の事務所建築と高層住宅を対象として、その基本的な動特性である固有周期と減衰定数に地盤特性がどのような影響を及ぼしているかについて考察する。

5．2　人力加振法について

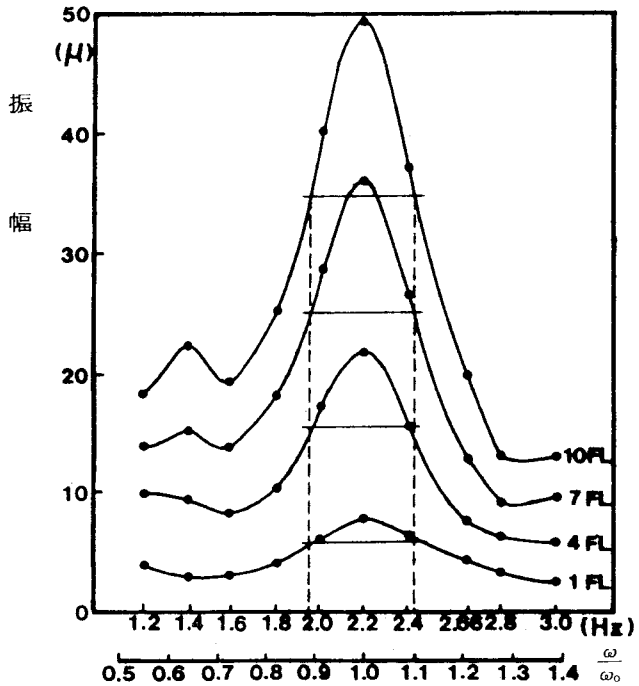
実験方法は、あらかじめ常時微動測定を行ない建物の固有周期を確認し、得られた固有周期で15名前後の人力によって塔屋を押して加振するもので、加力回数は10回ないし20回とする。加振は、建物固有周期をメトロノームに設定し、これに同調させて行う。

今、第4章で述べた地下1階、地上9階の鉄骨鉄筋コンクリート造の建物（図－4．2．1）を対象として、加振振動数を1.2～3.0Hzまで変化させ、人力による加振実験を行った結果について述べる。[5.21]

図－5．5．1は、最上層（10階床版上）の水平変位波形を示したもので、図中の●印は、10回の繰り返し加振を示している。本図により、振動数2.2Hzにおいて振幅は最大となり、うなりのない単調な波形を示し、共振振動数が確認出来る。しかし加振振動数と共振振動数とがずれた場合、2.0Hzの場合等にみられるように、うなり現象を呈する。そして、共振振動数と加振振動数のずれが大きくなるにつれて、波形はみだれ、振幅は減少することがわかる。さらに人力による加振を停止すると、振幅はすみやかに減衰し、この自由減衰波形から減衰定数を評価することが出来る。



図－５．５．１　人力加振による振動波形の例



図－５．５．２　共振曲線

参考として、図－５．５．１の変位波形を基に、各加振振動数と最大振幅との関係を示すと、図－５．５．２の共振曲線が得られる。本図に基づき$1/\sqrt{2}$法により減衰定数を求めると、この値は人力による繰り返し加振後の自由減衰波形から得られた値とよく一致していることが確かめられた。

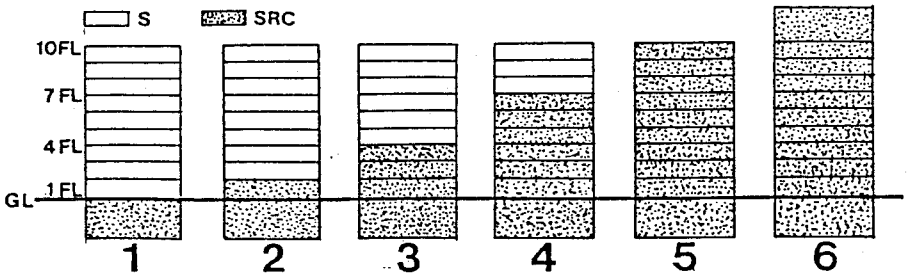
５．３　９階建鉄骨鉄筋コンクリート造建物の測定例

５．３．１　実験概要

建物は、第４章で述べた９階建の事務所建築物で、鉄骨建上り時から構造体完成時までの６段階において人力加振実験を行った。図－５．５．３は各建設段階の構造形態の変化を表わしたものである。

建設段階に伴う建物の振動特性の変化を追跡すれば、上部構造体の剛性の変化を知ることが出来ると同時に、下部地盤の上部構造体に対する影響力の変化をも推定することが出来る。そこで、建物の固有周期と減衰定数について、その変化を実測する。[5.21]

実験にあたっては、局部的な工事現場の Noise が入ることを避けるため、主として工事終了後に行った。



図－５．５．３　建設段階に伴う建物の構造形態の変化

５．３．２　振動波形と振動モード

建物長辺方向の建設工程各段階における常時微動時と人力加振時の変位波形を、図－５．５．４、図－５．５．５に示す。図はいずれも10、７、４、１ＦＬでの水平変位成分を記録したものである。本図より、建設段階に応じてその振動波形は顕著に異なり、固有周期及び減衰特性が大きく変化していくことがわかる。

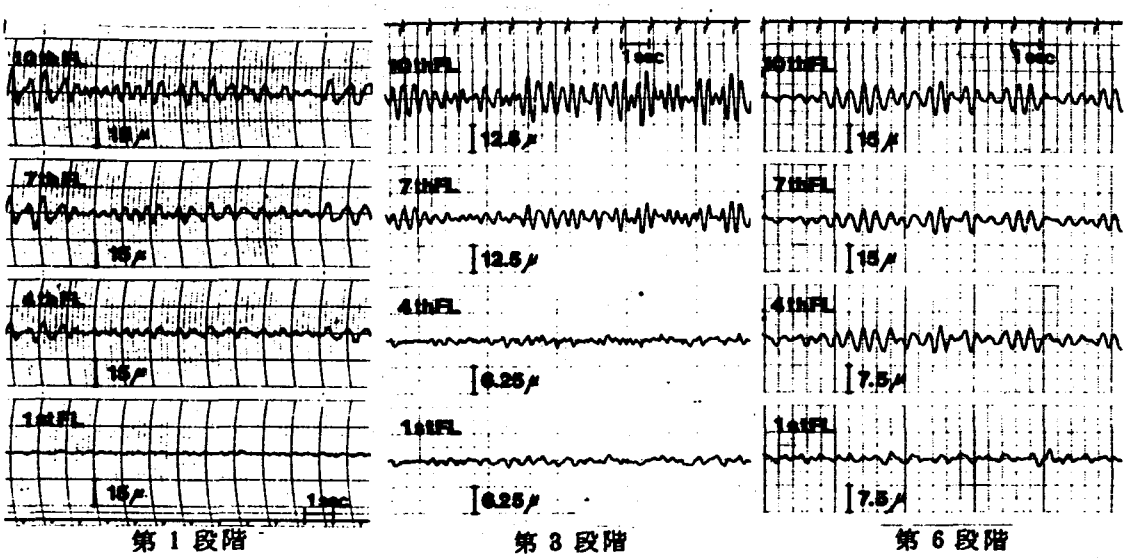
人力加振波形を基に、建設工程各段階における代表的な最大振幅時の振動モードを示すと、図－５．５．６のように表わされる。図には１階床版上で測定した垂直変位記録に基づき、建物の回転振動の状態も併せて示した。本図によれば、建設途中の第３段階のように、上部構造体が鉄骨部と鉄骨鉄筋コンクリート部とで構成され、層の途中で剛性が変化する場合においては、この層を境に上下の層で振幅が極端に変化し、純鉄骨部の水平変位が鉄骨鉄筋コンクリート部に較べて大きい振動モードになっている。

さらに、１階床版上の水平および垂直変位をみると、建物は並進に回転の伴うロッキング振動をしていることがわかり、この振動形態は質量及び剛性の大きい第６段階に最も明確に認められる。この事から、建物の動特性は上部構造体の質量及び剛性が大きいほど地盤の連成効果を受けやすいことが知られ、後述する建物の固有周期や減衰定数に影響を及ぼすものと考えられる。

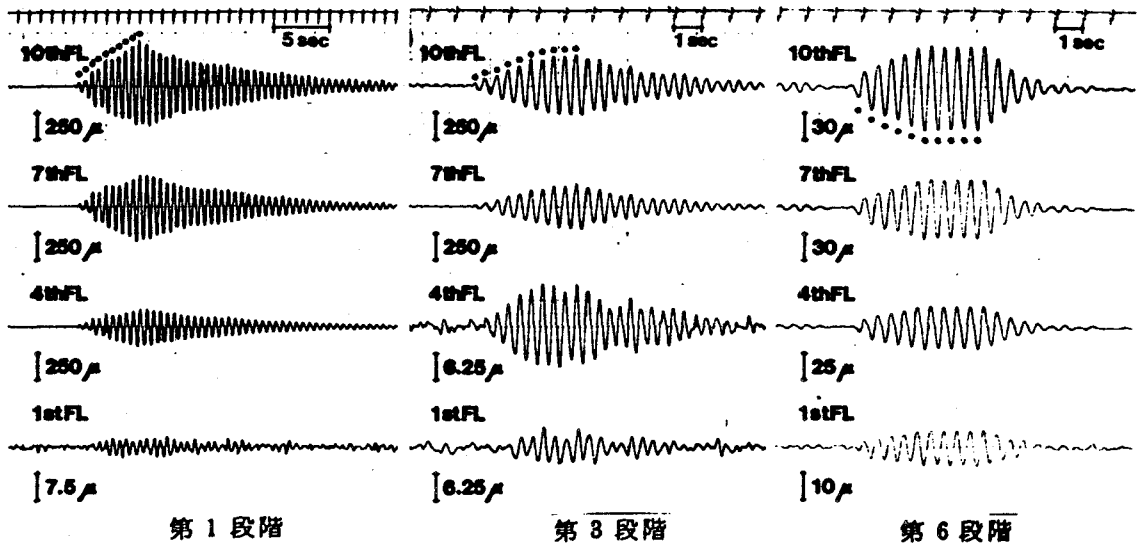
５．３．３　固有周期と減衰定数の変化

建設工程各段階における、建物短辺・長辺両方向の固有周期の変化は、図－５．５．７のように表わされる。図は短辺方向を○印、長辺方向を●印で示してある。

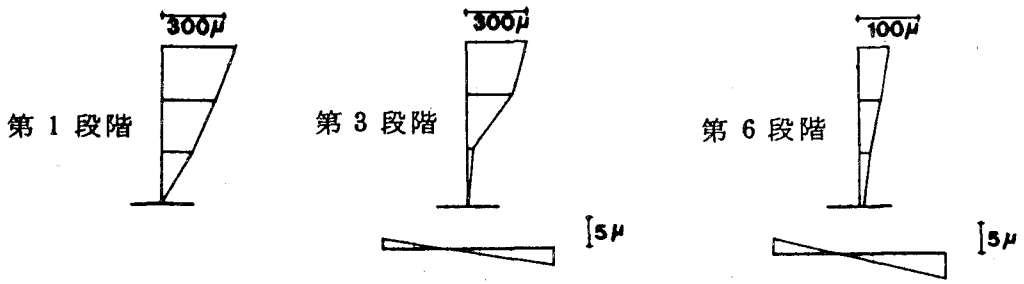
建設段階が進むに伴い質量と建物の剛性が増大し、これが固有周期に影響を及ぼすが、実験結果によれば固有周期は、第１段階から第４段階まで短かくなり、第５、第６段階で長くなる傾向を示している。第４段階までの周期が短くなる現象は、鉄



図－５．５．４　各建設段階における常時微動波形



図－５．５．５　各建設段階における人力加振波形

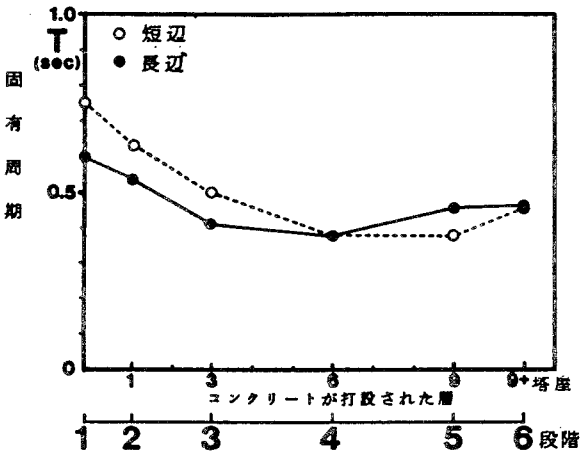


図－５．５．６　振動モード

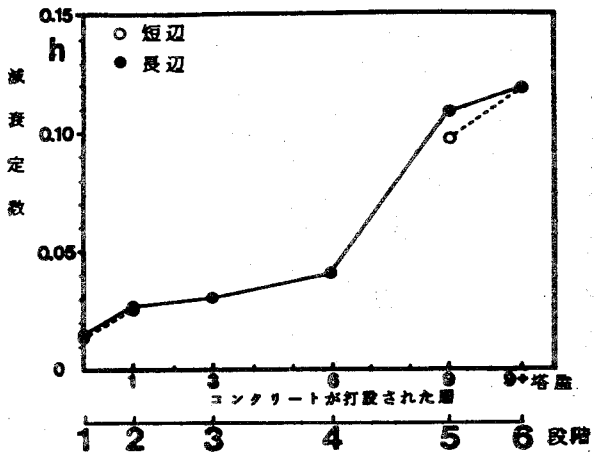
骨部にコンクリートが打設され、質量の増加以上に架構の剛性が増したためと考えられる。これに対し、第５、第６段階で周期が延びた原因は、前述した基礎底面でのロッキング振動が増したことの影響によるものと考えられる。

減衰定数について、各建設段階における建物短辺・長辺両方向の値を示すと、図－５．５．８のように表わされる。短辺方向の第３、第４段階の値が抜けているのは、適当な加力場所が無く、人力加振実験を実施出来なかったためである。本図より、減衰定数は第１段階から第４段階までは建設工程の進展に伴って比例的に増大し、第４段階を境として急激に大きくなる傾向を示している。第４段階以降の減衰定数の急激な増加は、上部構造体の減衰特性以外に、地盤－構造物系の相互作用による地下逸散減衰が大きく影響していることに因るものといえる。

以上のことから、建物と地盤の連成効果は、建物の質量及び剛性の増大に伴って増大し、特に減衰特性に大きく影響することがわかる。



図－５．５．７　建設段階に伴う固有周期の変化



図－５．５．８　建設段階に伴う減衰定数の変化

5．4　地盤条件の相違が建物の動特性に及ぼす影響

5．4．1　実験の概要

全く同一の形状寸法をもつ建物は、支持される地盤条件が異なったとき、振動時における基本的性質である固有周期と減衰定数にどのような違いとなって現われてくるのか、この点を解明することが、本節の目的である。ここでは次の3点に注目して考察する。[5.22]

i）建物振動時における周辺地盤への影響

ii）固有周期に地盤条件が及ぼす影響

iii）減衰定数に地盤条件が及ぼす影響

特にiii）に関しては人力加振法が有効で、本節での最重点課題である。

実験は、建物塔屋を約15名で、あらかじめ常時微動測定によって求めた固有周期に合せて繰り返し加振する方法をとり、加振回数を10回とした。

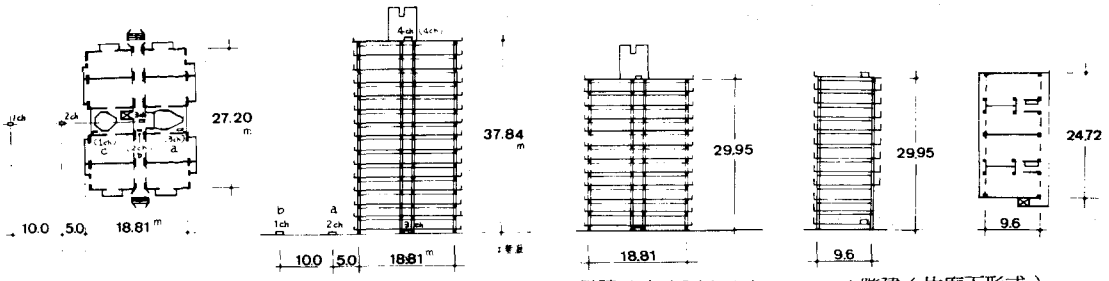
測定は、水平変位成分を建物最上階と1階及びその中間階において、垂直変位成分を建物1階及び最上階において検出した。さらに建物が加振されたことによる周辺地盤への振動の影響を知るため、建物外壁面から5mと15m離れた地盤上において、水平変位成分を検出した。

測定器は、固有周期1秒の動コイル型ピックアップを用い、測定・分析方法は前節と同様である。

5．4．2　建物と地盤の概要

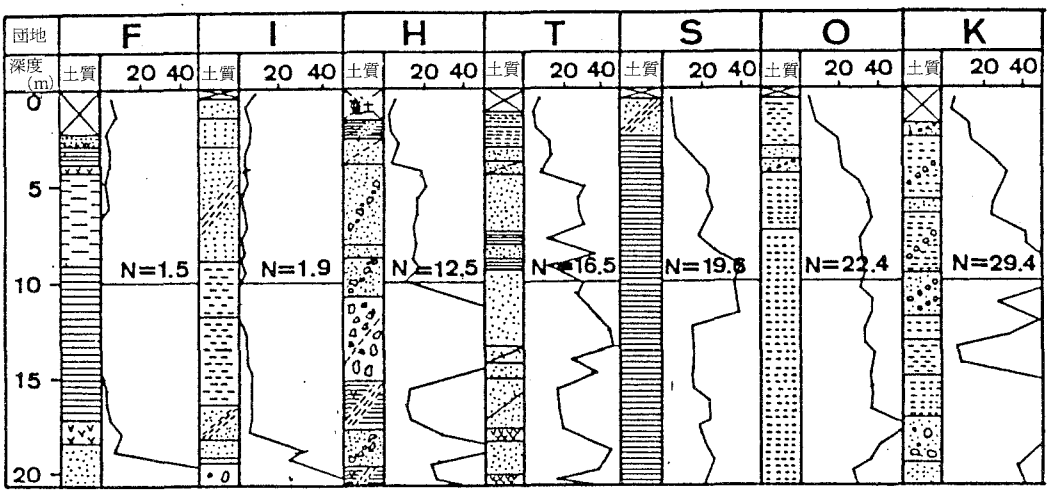
建物は、大阪府営の14階建および11階建の鉄骨鉄筋コンクリート造の集合住宅で、図－5．5．9に示すように3つのタイプに分類される。内訳は、14階建が中廊下形式の6棟（4団地）、11階建が上記の14階建と同一平面形をもつ中廊下形式3棟（3団地）、片廊下形式の板状建物3棟（3団地）の合計12棟（7団地）である。建物の長辺方向は、その機能上開口部が多く、短辺方向には上階から下階まで連続した耐震壁が設けられている。なお、11階建の片廊下形式の建物は、いずれも桁行方向が24.72mの2つのブロックをエクスパンション・ジョイントで結んだ全長49.44mの板状建物である。

基礎形式は、すべてくい基礎で、くい径100～120cmの場所打ちコンクリートぐいを用い、くい長は地盤条件に応じて異なる。



14階建（中廊下形式）　11階建（中廊下形式）　11階建（片廊下形式）

図－5．5．9　建物概要



図－5．5．10　土質柱状図

各建物の地盤性状は、図－5．5．10の土質柱状図にみられるように、軟弱から硬質なものまで各種の地盤を含んでいる。地盤条件は、標準貫入試験によるN値で代表させ、地表面から10mの深さまでの表層地盤のN値の平均値によって評価する。このN値は、前述したN値と地盤のS波速度Vsとの関係式を用いてVsに換算し、理論解析時に利用される。

5．4．3　人力加振記録と振動モード

図－5．5．9の14階建集合住宅の内、地盤性状が明確に異なる2棟、すなわち図－5．5．10のK（柏原）とI（今福）団地において行った人力加振記録を示すと、

図－５．５.11のように表わされる。図中の●印は、屋上における人力による10回の加力を示し、上４点が15（屋上）、10、５、１ＦＬの水平変位、下４点が15ＦＬ（屋上）と１ＦＬの建物両端部の垂直変位記録である。

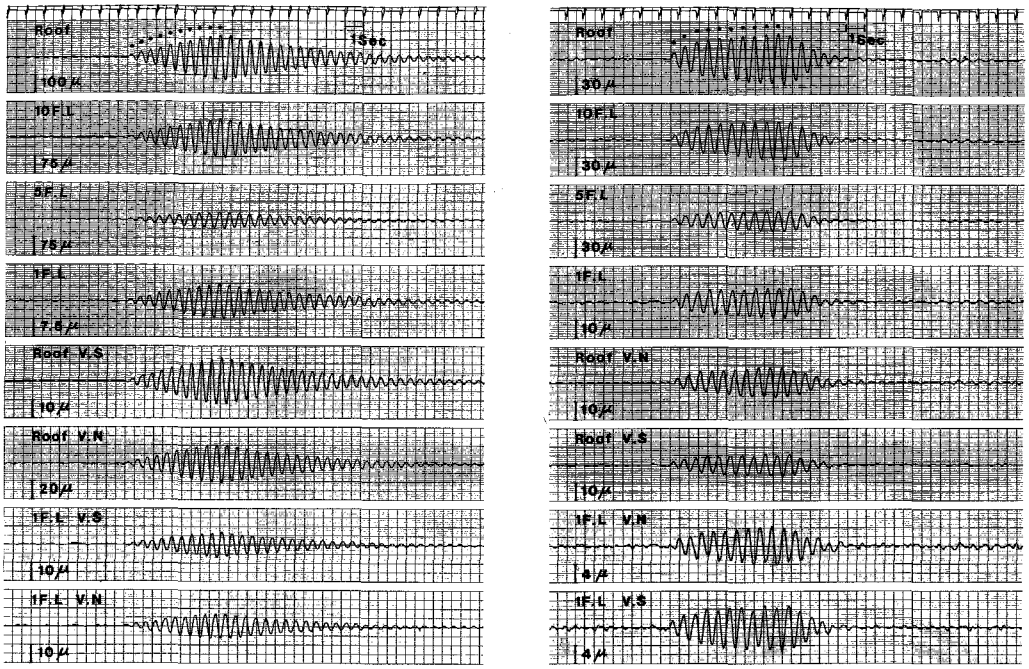
当記録によれば、硬質地盤のＫ団地と、軟弱地盤のＩ団地とでは、建物の振動性状は明確に異なる。特に加力停止後の自由減衰波形に顕著な相違が認められ、ＩがＫに較べ減衰性は大きく、周期も長い。また変位振幅は、両建物とも同一人数で加力したにもかかわらず、軟弱地盤のＩがＫの建物よりも小さい振幅で振動していることが知られる。

さらに、建物とその周辺における地盤の振動性状は図－５．５.12のように表わされる。本図において、建物壁面から5 mと15m離れたＧＬａ、ＧＬｂの振幅を比較すると、硬質地盤上のＫはＧＬｂで振幅が減少しているのに対し、軟弱地盤上のＩはほとんど変化していない。このことは地盤の種別により建物の周辺への影響が異なることを意味している。

人力加振時における最大振幅時の変位記録に基づき両建物の振動モードを描くと、図－５．５.13のように表わされる。本図によれば、軟弱地盤上の建物の水平変位は、硬質地盤上の建物に較べ、１階床版上では大きいにもかかわらず、建物頂部では極度に小さいことが読みとれる。これは軟弱地盤上の建物は、硬質地盤上の建物に較べて、基礎と地盤間の減衰効果が大きいためと考えられる。

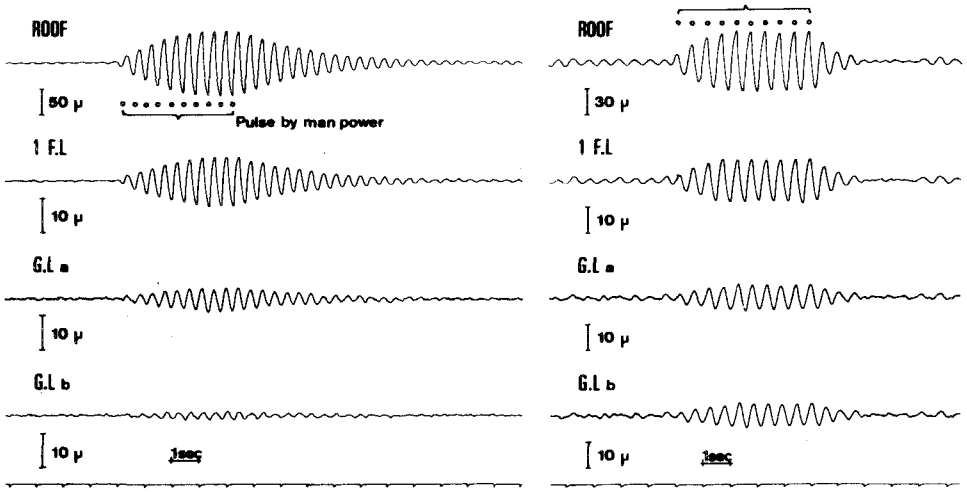
建物の短辺・長辺各方向について、屋上と１階床上の水平変位振幅の比A_R/A_1を求め、地盤の平均Ｎ値との関係を調べると図－５．５.14のように表わされる。本図から、人力加振時における屋上と１階床上との振幅比は、地盤剛性によって異なり、硬質地盤上の建物は軟弱地盤上の建物に較べて大振幅で振動する傾向が読みとれる。また、建物短辺方向と長辺方向を較べた場合、11階建の板状建物を除き、短辺方向より長辺方向の振幅比が大きいことが確認される。短辺方向は多くの耐震壁が配置されているのに対し、長辺方向はその大部分が開口部で、この上部構造体の剛性の相違によるものと考えられる。なお11階建の板状建物は、長辺方向に２つの建物がエクスパンション・ジョイントで結ばれており、その一方の建物のみを加振しているため、長辺方向の振幅比が短辺に較べて小さな値を示したものと考えられる。

以上のように、建物周辺の地盤条件の相違は、建物の振動性状に大きく影響を及ぼすことが確認された。



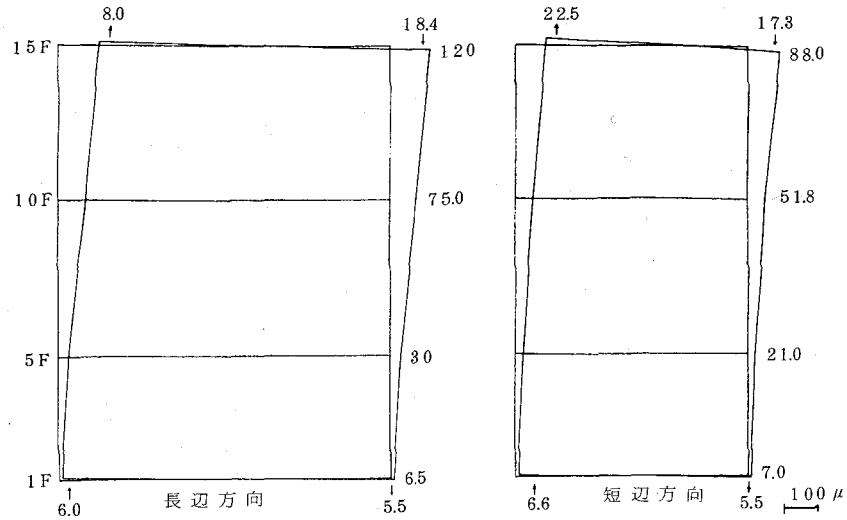
(a) 硬質地盤上(K)　　(b) 軟弱地盤上(I)

図－５．５．11　人力加振による振動波形（長辺方向）

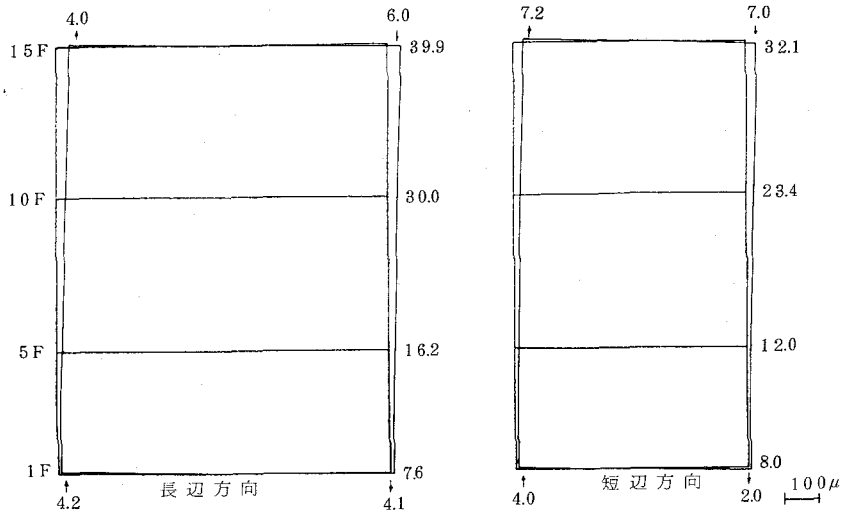


(a) 硬質地盤上(K)　　(b) 軟弱地盤上(I)

図－５．５．12　人力加振による建物と地盤の振動波形（短辺方向）

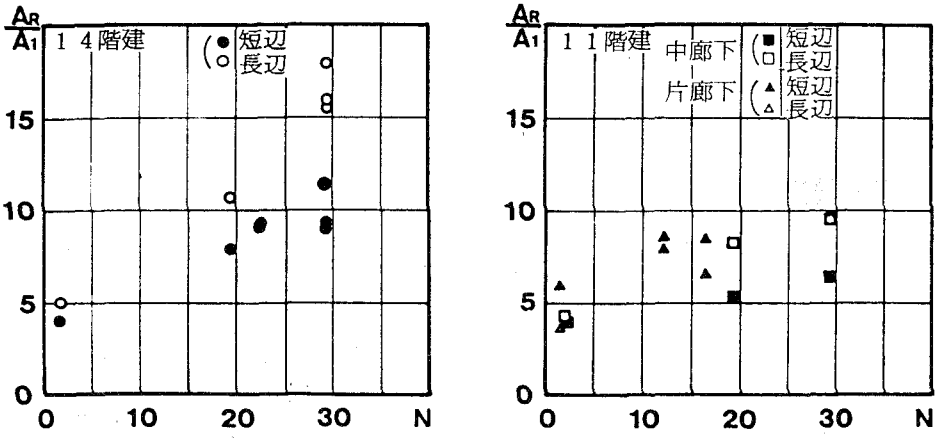


(a) 硬質地盤上 (K)



(b) 軟弱地盤上 (I)

図－5.5.13 振動モード

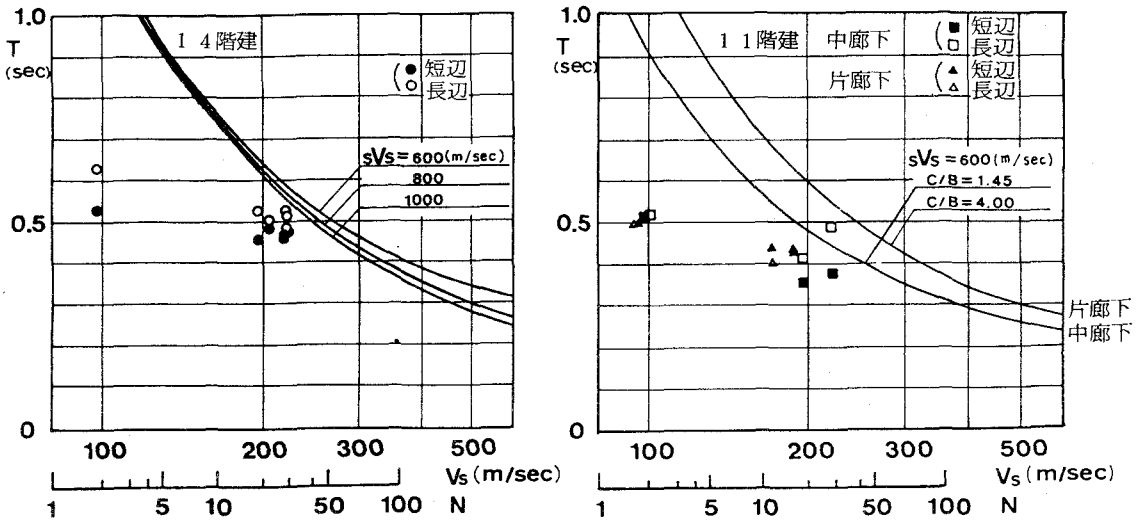


図－5.5.14 建物振幅比と地盤のN値との関係

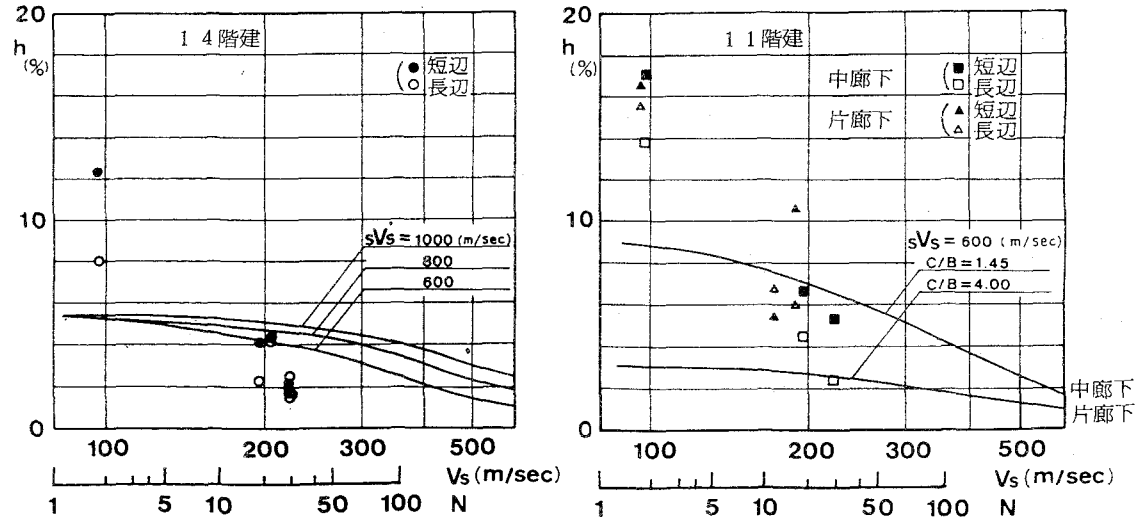
5．4．4　地盤条件が固有周期に及ぼす影響

建物の１次固有周期を、地盤のＮ値またはＳ波速度と対応して示すと、図－５．５.15のように表わされる。固有周期は、地盤剛性の減少と共に長くなり、全体的に短辺方向に較べ長辺方向の周期が長い傾向にある。図中、11階建中廊下形式の場合の、Ｎ値が30付近にプロットされている値（□印）は、14階建に隣接してエクスパンション・ジョイントで結ばれているため、両者の連成振動により他と較べ長い周期を示したものと考えられる。

図中の曲線は、建物の短辺方向を対象として、建物を剪断型連続体、地盤を半無



図－５．５.15　固有周期と地盤剛性の関係



図－５．５.16　減衰定数と地盤剛性の関係

限弾性体と仮定して、Ground Compliance 理論[5.16]を用い、建物底面に harmonic な水平動が入射する場合の理論解析から得られた固有周期を示したものである。

実測値と理論値を比較すると、実測された固有周期は、常に理論値より短く、特に地盤剛性が低い場合にこの傾向は顕著である。これは、地盤が軟弱な場合ほど、くいの補剛の効果がより顕著に表われることを示すものである。

5．4．5　地盤条件が減衰定数に及ぼす影響

人力加振後の自由振動波形から減衰定数を求め、地盤剛性との関係を示すと図－5．5．16のように表わされる。図中の曲線は、建物短辺方向に対する理論解析結果を示したもので、減衰定数は地盤のS波速度が減少すると共に増大する傾向を示している。

地盤条件の影響は、この減衰定数に最も顕著に現われ、地盤剛性の低下に従って、減衰定数は確実に増大する。N値が2程度と地盤が極度に軟弱な場合は、硬質地盤の5倍前後の値を示す。また14階建に較べ低い11階建の建物の減衰定数が、全般的に大きな値を示すことも確認される。

以上のことから、この種の比較的剛な構造物については、上部構造体の減衰特性以上に、地盤－構造物系の相互作用による減衰の効果が大きいことが強調出来る。

5．5　結　　び

人力加振実験によって、鉄骨鉄筋コンクリート造の事務所建築と高層住宅を対象として、建物の固有周期と減衰定数に地盤特性がどのような影響を及ぼしているかについて実験的に検討した。

固有周期に地盤特性が及ぼす影響に関しては、2、3、4節で得られたことの再確認となるが、本節で最も注目すべきことは、建物の減衰特性に地盤条件が大きく関与していることが定量的に得られたことである。

対象としたような比較的剛な建物の場合、その減衰定数は地盤剛性の低下に伴って顕著に増大し、軟弱な地盤上の建物は硬質地盤上のそれに較べて5倍前後にもなることが明らかになった。この減衰特性が、地震時の建物の挙動にどのような影響を及ぼすのかは非常に興味ある事項で、今後建物の地震観測を通じて明らかにしていく必要がある。

第6節　地盤条件の異なる建物の地震観測

6．1　序

建物の常時微動測定と人力加振実験によって、地盤条件の相違が建物の基本的な動特性である固有周期や減衰特性に及ぼす影響に関して、一定の成果が得られた。

本節は、これらの知見に基づいて、建物の地震時応答に地盤性状の相違がどのような影響を及ぼすかについて、実在建物の地震観測を通して現象面から把握せんとするものである。地震観測は、地盤条件が明確に異なり、平面、立面形状が全く同一の建物2棟を対象として選び、昭和58年6月から観測を開始した。

6．2　観測の概要

対象とする建物は、先に人力加振実験によってその動特性を求めた、大阪府営の14階建鉄骨鉄筋コンクリート造集合住宅で、その平面、立面形状は、前節の図－5．5．9に示すとおりである。また立地地盤の土質柱状図は、図－5．5．10のK（柏原）とI（今福）に示すとおりで、地表下10m間の平均N値は、Kの場合N＝29.4の硬質地盤、Iの場合N＝1.9の軟弱地盤となっており、地盤性状は顕著に異なる。

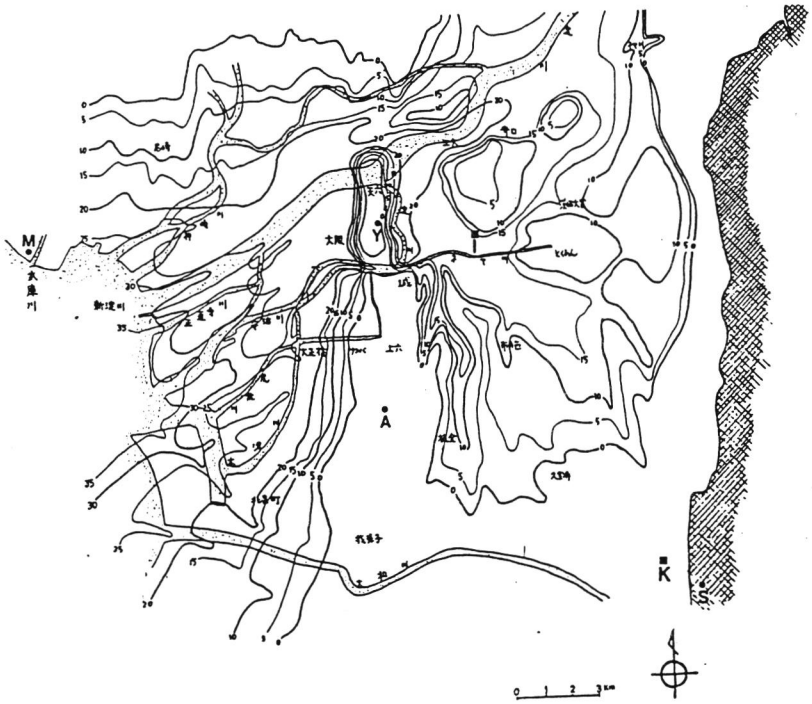
K（柏原）とI（今福）2棟の建物について、先に人力加振実験によって得られた基本的動特性を示すと、表－5．6．1のように表わされる。地上部が同一建物であっても、地盤性状の相違によって、その動特性は顕著に異なることがわかる。

観測対象建物の位置とその周辺地盤の状況を示すと、図－5．6．1のとおりで、硬質地盤上の建物は信貴山麓に、軟弱地盤上の建物は大阪市内の沖積地に位置している。両建物の全景を写真－5．6．1に示しておく。

表－5．6．1　観測建物の基本的動特性

	地盤種別	1次固有周期 (sec)		減衰定数 ※(%)	
		短辺	長辺	短辺	長辺
K（柏原）	洪積地盤	0.45	0.52	2.5	1.7
I（今福）	沖積地盤	0.54	0.63	12.3	8.0

※自由振動波形による評価



図－５．６．１　観測点位置と地盤状況

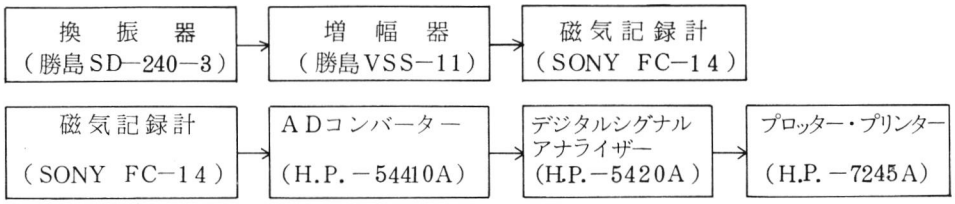
K（柏原）

I（今福）

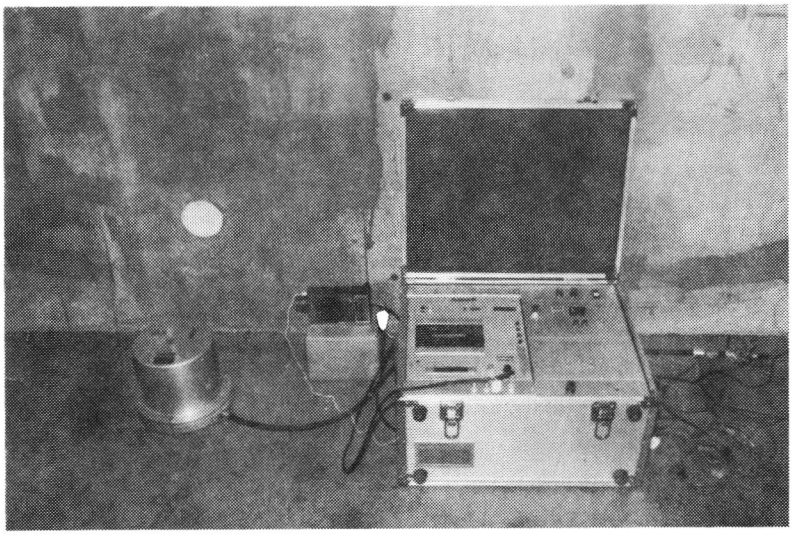
写真－５．６．１　観測対象建物の全景

観測位置は、建物塔屋のエレベーター機械室の床上で、水平二成分と垂直一成分の検出を行っている。観測・分析のラインアップを図－５．６．２に、観測機器を写真－５．６．２に示す。

換振器は、フィードバック型で、計測器の感度特性は振動数0.1～25Hz 領域においてほぼフラットである。



図－５．６．２　観測と分析のラインアップ



写真－５．６．２　地震観測機器

６．３　観測記録とその考察

観測された地震は、現在のところ６個あり、そのリストを表－５．６．２に示す。内訳は近距離地震、遠距離地震、中距離地震がそれぞれ２個づつある。

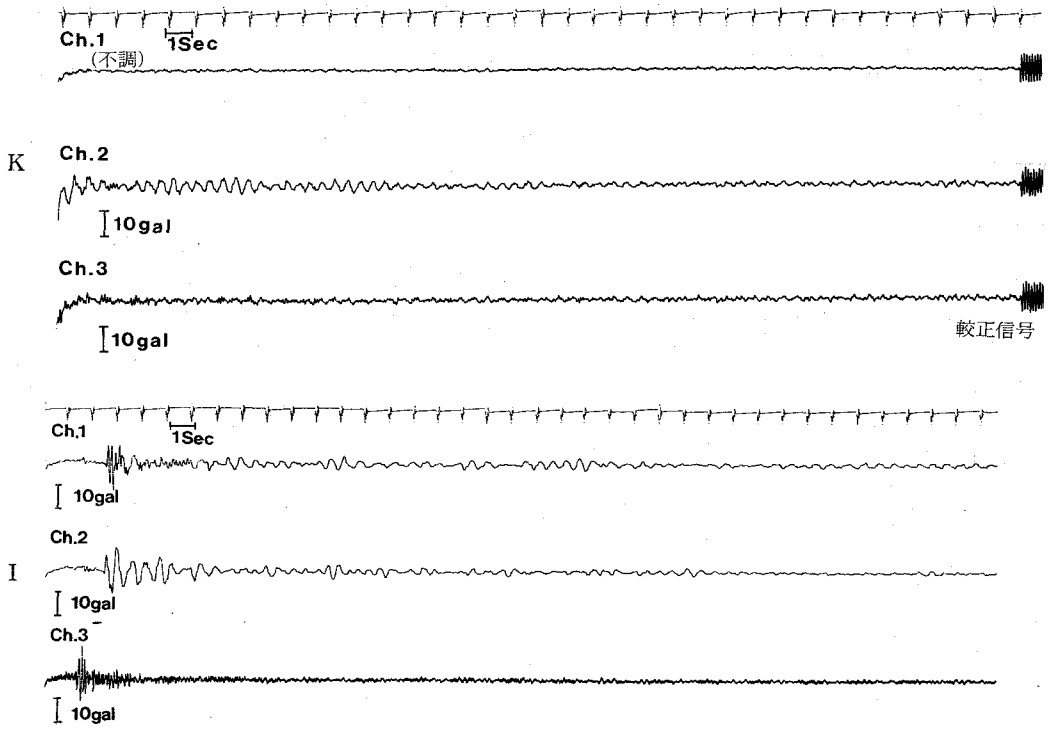
両建物で観測された地震波形を、近距離・遠距離・中距離地震について示すと、それぞれ図－５．６．３、図－５．６．５、図－５．６．７のように表わされる。図は上から長辺方向、短辺方向、垂直動の順に示されており、KのCh. 1は計器が不調である。

表－5．6．2　観測地震のリスト（気象庁：地震火山概況による）

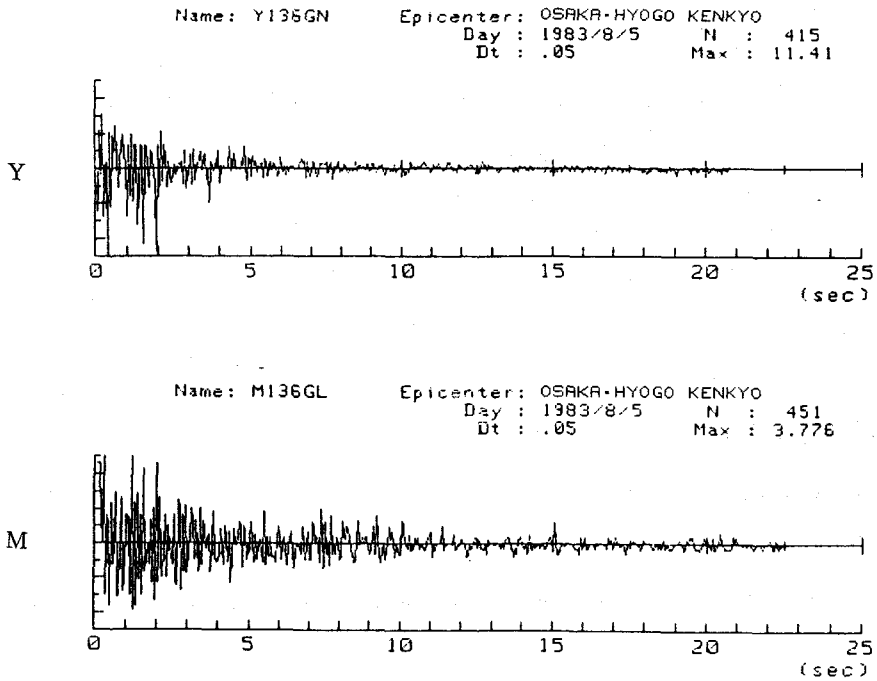
No.	発震日	震央	マグニチュード	深さ(km)	震度
01	83. 7. 18	奈良・和歌山県境	4.7	60	2：奈良 0：大阪
02	83. 8. 5	大阪・兵庫県境	4.0	10	2：大阪
03	83. 8. 8	神奈川・山梨県境	6.0	20	1：大阪、奈良
04	83. 8. 26	大分県北部	6.8	120	1：大阪、神戸 京都
05	83. 10. 31	鳥取県沿岸	6.2	10	2：大阪、神戸 奈良、京都
06	83. 10. 31	鳥取県沿岸	5.7	10	2：京都 1：奈良 0：大阪

KとI両建物の地震波形を比較すると、振幅の時間的変化と振動周期に顕著な相違があることがわかる。この相違は、建物下部の地盤条件とここに入力される地震動の特性との両者が関係するはずである。そこで大阪平野において観測された地震記録の内、地盤条件の類似した観測点の波形を図－5．6．4、図－5．6．6、図－5．6．8に参考として示す。これらはそれぞれ図－5．6．3、図－5．6．5、図－5．6．7と対応している。Y又はA観測点の記録は硬質地盤上の建物Kに対し、M又はC観測点の記録は軟弱地盤上の建物Iに対する振動性状を考察する場合の参考とする。平野における地震動は、同種の地盤でも平野内の平面的位置によって異なるため、他観測点における地震波形によってこれを代表さす時には注意を要するが、参考資料としては十分意味をもつと考えられる。

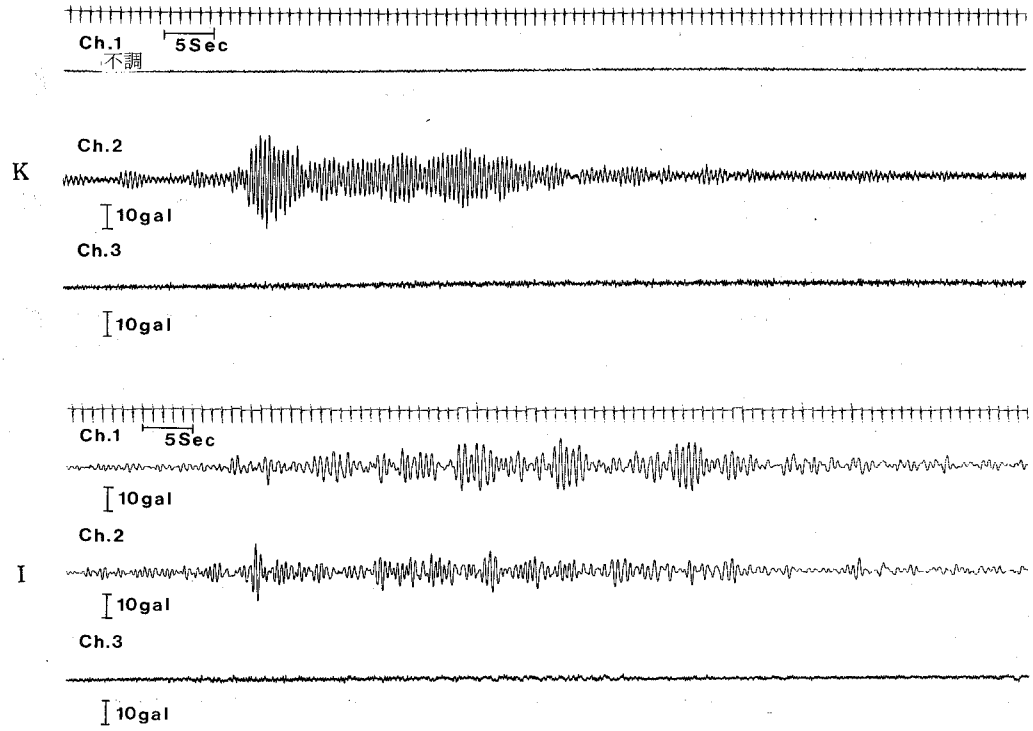
まず地盤における地震動の性状であるが、図－5．6．4は近距離地震特有の短周期成分が卓越する波形を示し、継続時間も短く、YとMは類似した波形である。図－5．6．6は遠距離地震で、震源が深いためかこの種の地震としては異例の短周期成分を前半に多く含んだ波形である。しかし後半は遠距離地震の特徴である長周期成分が優勢な地震動となる。硬質地盤のYにAを、軟弱地盤のMにCを加え両者を比較すると、地盤条件の差による地震動特性の相違は前半に認められ、後半は細部を除けば類似した波形といえる。



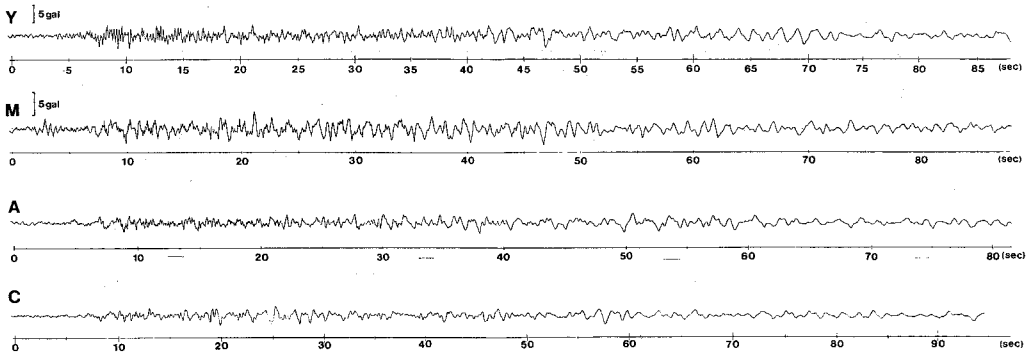
図－５．６．３　近距離地震の観測波形（震央：大阪・兵庫県境）



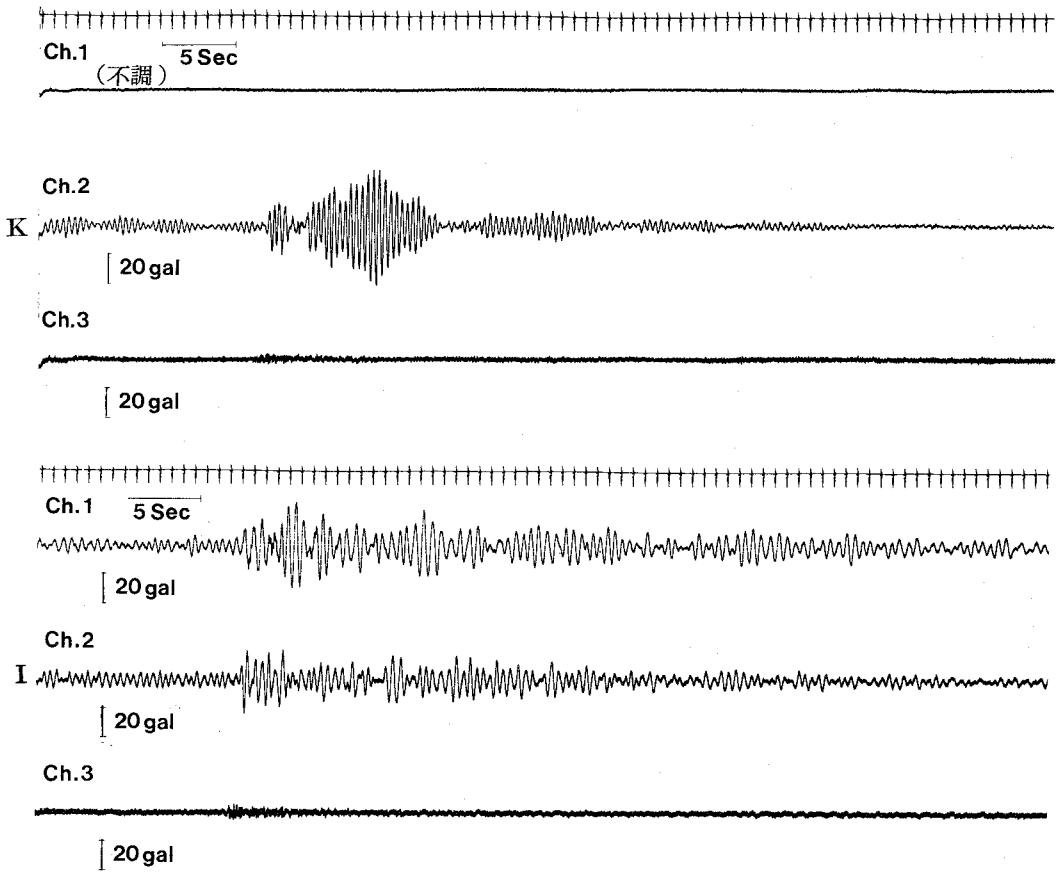
図－５．６．４　大阪平野の地盤における観測波形（No.136大阪・兵庫県境）



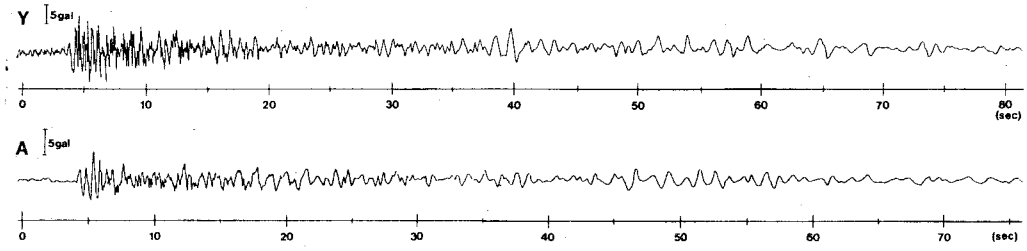
図－５．６．５　遠距離地震の観測波形（震央：大分県北部）



図－５．６．６　大阪平野の地盤における観測波形（No.138大分県北部）



図―５．６．７　中距離地震の観測波形（震央：鳥取県沿岸）



図―５．６．８　大阪平野の地盤における観測波形（No.139鳥取県沿岸）

一方、これらの地震に対する建物最上層での応答は、前述したようにKとIとでは顕著な相違がある。そこでまず両建物において地震時に卓越する周期特性を知るため、短辺方向を対象に観測された4個の地震について、スペクトル分析を行う。図－5．6．9は、これらの地震の主要動時と常時微動時のパワースペクトルを併せて示したものである。本図によれば、両建物は、入力地震動の周期の如何にかかわらず、常時微動時に得られた建物固有の周期で振動し、硬質地盤上のKが軟弱地盤上のIより周期が短いことがわかる。そして硬質地盤上の建物Kが軟弱地盤上の建物Iに較べて卓越周期はシャープに現われ、減衰性が低いことを示している。この傾向は、前節で述べた人力加振実験結果ならびに建物を剪断型連続体、地盤を半無限弾性体と仮定してGround Compliance理論[5.16]を用いて解析した結果と一致する。

さらに両観測建物に対し、震央距離の影響が無視出来、多くの周期成分を含んだ図－5．6．7の中距離地震による観測波形を対象に、両建物の振動性状を比較する。

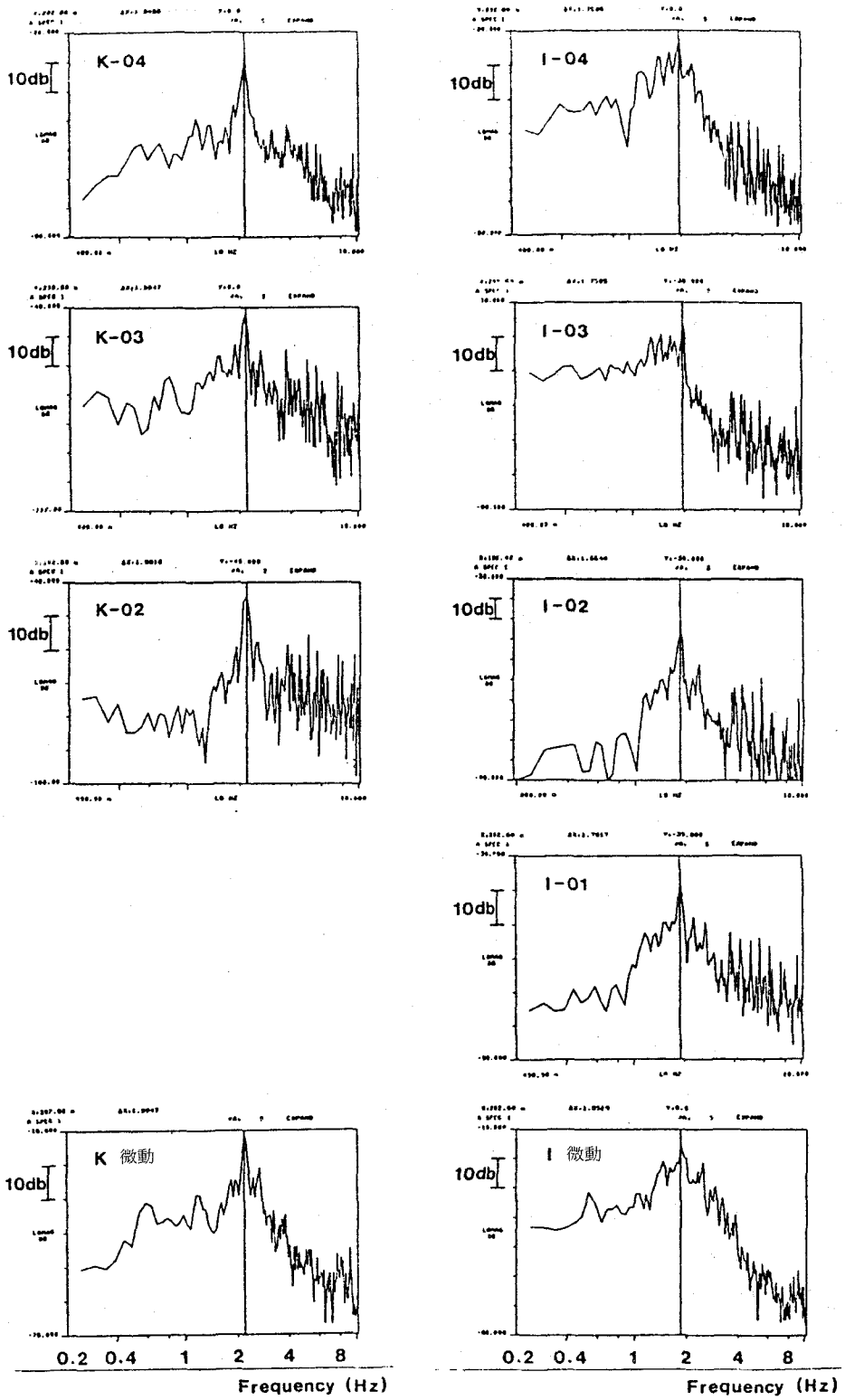
硬質地盤上のKは、軟弱地盤上のIに較べその振動波形が単調で加速度振幅が大きく、振動継続時間が短いという特徴がある。このことを図－5．6．8の他観測点における地盤の観測波形と較べると興味ある現象に気付く。すなわち硬質地盤上の減衰の小さいKは、建物固有周期に比較的近い入力振動数に対してのみ顕著に応答し、振動数の選択度が鋭い。これに対し軟弱地盤上のIは、その振動継続時間が長いことからもわかるように、幅広い入力振動数領域にわたって応答し、その反面振幅はKに較べて小さい。これらのことは、建物の地震時の挙動が、建物下部の地盤性状の相違と入力地震動の周期特性によって、大きく影響されることを示している。

6．4　結　　び

観測された6個の地震記録をもとに、地盤条件の違いが建物の地震時応答に及ぼす影響について考察すると、現時点において次のことが確認される。

i）地震時における建物の振動周期は、入力地震動の周期特性の如何にかかわらず、主として建物のもつ1次固有周期で振動する。従って硬質地盤上の建物の振動周期は、軟弱地盤上のそれより短い。

ii）建物の減衰特性は、微動時及び地震時におけるパワースペクトルによれば、硬質地盤上の建物が軟弱地盤上の建物の場合より鋭いピークをもち、硬質地盤上の



硬質地盤上（K）　　軟弱地盤上（I）

図－５．６．９　２観測建物のスペクトルの比較〔短辺方向〕

建物の減衰性が小さいことを示している。この減衰性の相違は上部構造体が同一であることから考えて、地盤－構造物系の相互作用の効果の違いによるものといえる。

iii）建物の加速度応答は、入力される地動の周期特性の影響を顕著に受け、建物の固有周期と入力される地動周期が近い程、建物の加速度応答は大きい。この傾向は硬質地盤上の建物において顕著に現われる。

iv）建物の地震動の継続時間は、減衰が小さく、振動数の選択度の鋭い硬質地盤上の建物が軟弱地盤上の建物に較べて短い。

特に減衰機構の問題は、建築構造物の耐震性を考える上から重要な課題であり、今後、観測体制を強化した上で、観測と理論解析の両面から研究する予定である。

第7節　結　　論

基礎・地盤条件の相違が、建築構造物の動特性の基本となる固有周期や減衰定数に及ぼす影響を求める目的で、各種の実在建物を対象に、常時微動測定、人力加振実験ならびに地震観測を実施した。

対象とした建物は、日本住宅公団（現住宅・都市整備公団）の低層壁式構造集合住宅、日本電信電話公社の中低層ラーメン構造局舎、大阪府営の中高層集合住宅の3種類に大別され、いずれも構造は鉄筋コンクリート造または鉄骨鉄筋コンクリート造である。

これら異なる構造形態をもつ3種類の建物は地盤条件が動特性に及ぼす影響も異なり、耐震工学上興味ある次の事実が明らかとなった。

(1) 建物の固有周期についてみると、地盤性状の影響は、これら3種類の中で最も建物の平面寸法の大きい電電公社局舎が顕著に受ける。そして低層の場合ほど地盤条件の影響を大きく受け、特に2層の場合、軟弱地盤上の建物の固有周期は、硬質地盤上のそれの3倍にもなることが確認された。さらに集合住宅の場合においてもその固有周期は、地上高によって影響の程度に差はあるが、地盤条件が大きく関係していることが明らかとなった。

地盤条件が固有周期に及ぼす影響を考慮した実験式としては、次式が与えられる。

電電公社の局舎について、

$$T = 0.008H + 0.258 - 0.095 \log_{10} N \qquad (5.5)$$

集合住宅について、

$$T=0.011H+0.143-0.062\log_{10}N \qquad (5.8)$$

ここにHは地上高（m)、Nは標準貫入試験によるN値を示す。

これらの実験式によれば、地盤条件が建物の固有周期に及ぼす影響は、建物の構造形態の違いと、地上高によって異なることが知られる。実用に供するために、実測した450棟を一括し、一つの式に集約すると、建物の1次固有周期T(sec)は次式で表わすことができる。

$$T=0.01H+0.20-0.08\log_{10}N \qquad (5.10)$$

本式を用いれば、地上高40m程度までの、鉄筋コンクリート造ならびに鉄骨鉄筋コンクリート造建物の固有周期は、地盤条件を考慮して求めることができ、耐震設計を行う上での基礎資料として有用である。

(2) 建物の減衰定数に関しては、集合住宅を対象として評価した結果、低層で軟弱な地盤上の建物ほど大きいことが確認された。特に地上部分が全く同一で、地盤条件のみ異なる建物を対象に実施した人力加振実験から得られた減衰定数を見ると、軟弱地盤上の建物の減衰定数は硬質地盤上のそれの5倍前後にもなることが明らかとなった。上部構造体が同一で、減衰定数にこのような差が生じるのは、これらの減衰が基礎と地盤間における減衰が主体であることを意味している。

(3) 地盤を半無限弾性体、建物を剪断型連続体と仮定し、基礎・地盤間にDynamical Ground Compliance理論を適用して求めた解析結果と実測値とを比較すると、固有周期は、地盤のN値が10以上、S波速度（Vs）にして160m/sec以上で、直接基礎が主体となる硬質地盤の場合、比較的よい対応を示す。しかし、減衰定数は理論値が過大な値を与える傾向にあるため、解析結果を利用する場合には注意を要する。さらに軟弱地盤上にくい支持された建物も、地盤のVsをほぼ160m/secとみなして、この等価S波速度を用いることによって解析することが可能である。

(4) 上部構造体が同一平面・立面形をもち、支持地盤が明確に異なる2棟の14階建集合住宅を対象に実施した地震観測によれば、減衰の小さい硬質地盤上の建物は、入力地震動と固有周期が近い共振時付近においてのみ大振幅で振動し、入力地震動に対する振動数選択度が鋭い。一方、減衰の大きい軟弱地盤上の建物は、入力地震動の幅広い周期領域にわたって応答し、振動継続時間が長い。しかしその応答加速

度は、硬質地盤上の建物に較べて小さいという特性が明らかとなった。また、両建物は入力地震動の周期特性の如何にかかわらず、振動実験から得られたそれぞれのもつ１次固有周期で振動していることが確認された。

以上の研究によれば、振動実験ならびに理論解析によって得られた地盤と建物の動的相互作用の効果は、地震観測によって裏づけられ、耐震安全性を検討する上で必要となる地盤性状が建築構造物の振動特性に及ぼす影響に関し、一定の成果をみることができたといえる。

参　考　文　献

〔５．１〕鳥海勲：住宅公団アパートの固有振動数集団計測、日本建築学会論文報告集、第116号、昭和40年10月、 pp. 21－26

〔５．２〕大場新太郎、鳥海勲：鉄筋コンクリート造低層構造物の振動特性、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北)、昭和48年10月、 pp. 799－800

〔５．３〕大場新太郎：泉北ニュータウンにおける地盤と公団アパートの微動計測、日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和47年６月、 pp. １－４

〔５．４〕大場新太郎、村井和雄：中低層建築物の動特性とその周辺地盤の振動性状について、日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)、昭和47年10月、pp.481－482

〔５．５〕大場新太郎、鳥海勲：公団アパート建物の建設段階における振動特性の変化について、日本建築学会論文報告集、第227号、昭和50年１月、pp. 39－46

〔５．６〕大沢胖：実在建築構造物の振動特性（その２)、建築雑誌、建築物の耐震設計資料52、昭和48年８月

〔５．７〕小堀鐸二、南井良一郎、竹内吉弘、河野允宏：動特性を求めるための構造物試験について、減衰評価の一方法、京都大学防災研究所年報、第11号Ａ、昭和43年３月、 pp. 475－487

〔５．８〕竹内吉弘：常時微動による構造物の動特性評価法について、福井大学工学部研究報告、第21巻、昭和48年３月、 pp. 191－202

〔５．９〕大場新太郎：基礎・地盤条件が実在建築物の固有周期に及ぼす影響、日本建築学会論文報告集、第317号、昭和57年７月、 pp. 23－31

〔5.10〕大場新太郎、鳥海勲：常時微動測定による中低層建物の固有周期、日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）、昭和52年10月、pp. 759－760

〔5.11〕大場新太郎：常時微動測定による中低層建物の振動特性、地盤条件および基礎形式の相違が固有周期に及ぼす影響、日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）、昭和53年9月、pp.625－626

〔5.12〕大場新太郎、上田善彦：地盤性状の相違が建物の動特性に及ぼす影響、鉄筋コンクリート造低層建物の常時微動測定、日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和56年6月、pp. 73－76

〔5.13〕Kobori, T. : Dynamical Response of Rectangular Foundations on an Elastic-Space, 地震工学国内シンポジウム講演集, 1962、pp. 81－86

〔5.14〕小堀鐸二、南井良一郎、井上豊：矩形基礎の Ground Compliance とその Simulation について、京都大学防災研究所年報、第7号、昭和39年3月、pp. 164－178

〔5.15〕小堀鐸二、南井良一郎、鈴木有：弾性地盤上の構造物の動特性について、京都大学防災研究所年報、第9号、昭和41年3月、pp. 193－224

〔5.16〕小堀鐸二、南井良一郎、鈴木有、日下部馨：長方形基礎のDynamical Ground Compliance（その1）、京都大学防災研究所年報、第10号A、昭和42年3月、pp. 283－314

〔5.17〕大場新太郎：大阪地盤のS波速度と常時微動の卓越周期の実測結果、日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和53年5月、pp. 361－364

〔5.18〕大場新太郎：常時微動測定による中高層住宅の振動特性、第5回日本地震工学シンポジウム講演集、昭和53年10月、pp. 1153－1160

〔5.19〕OHBA, S. : Effects of the Ground Condition on Dynamic Characteristics of Structures, Proc. of the 7th W.C.E.E., Istanbul, 1980, vol. 2 ,pp. 251－254

〔5.20〕大場新太郎：人力加振法による14階建SRC造集合住宅の振動実験、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、昭和54年9月、pp. 665－666

〔5.21〕大場新太郎、村井信義、池尻雅好：SRC造建築物の建設段階に伴う振動特性の変化、日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和58年6月、pp. 409－412

〔5.22〕大場新太郎、上田善彦：地盤性状の相違が建物の動特性に及ぼす影響、ＳＲＣ造集合住宅の人力加振振動実験、日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和55年6月、pp.309－312

第6章　結　　論

建築構造物の耐震安全性を論ずる場合、建築構造物の強度と変形性能と共に、その依って建つ地盤の性質と、そこに入力される地震動の特性とを同時に考慮すべきことは、古くから指摘されている。これは、周知のように地震時における建物の挙動が、単に一つの因子によって決らず、三者が相互に関係し合い複雑な応答性状を呈するためである。

本研究は、建築構造物の振動性状がその立地地盤の性質によってどのような影響を受けるかについて、実在建物を対象とした常時微動測定、人力加振実験ならびに地震観測に基づき、その現象を把握し定量化することを主たる目的とした。

研究の内容は、次に示すように4点に大別される。

1．地盤の動的性質

2．平野の地震動特性

3．建物の構造特性

4．地盤と建物の動的相互作用

研究の手順は、先ず1．2．3をそれぞれ独立に評価し、その上で4を論ずるという方法で行った。以下に本研究によって得られた結果を、上記の順に従って要約して述べる。

6．1　地盤の動的性質

地盤の動的性質に関しては、地盤剛性を弾性波の伝播速度によって評価することと、大阪、名古屋、松江を中心とした3平野における各種地盤の卓越周期と地層構成との関係について考察することの2点に関して研究した。結果をまとめると次のとおりである。

i）大阪平野において行った弾性波試験によれば、地盤剛性と直接関係するS波速度 V_S（m/sec）は、標準貫入試験によるN値と相関があり、次式で表わされる。

$$V_S = 81N^{0.304} \qquad (2.5)$$

ii）地盤の微動測定によれば、大阪平野は4秒、1～1.5秒、0.3～0.5秒の3つの卓越周期が存在し、これらの周期の卓越の度合は、下部地盤の地層構成によって異

なることが判明した。山地は平野内部に較べて変位レベルが低く、卓越周期は4秒前後のやや長い周期成分のみが存在する。平野内の洪積地盤では4秒に加えて1～1.5秒が卓越し、沖積地盤では前述した3つの卓越周期が存在し、特に0.3～0.5秒の短周期成分が優勢であるという特徴が認められる。この事実は、名古屋を中心とした濃尾平野にもあてはまる。しかし、岩盤までの堆積層の薄い松江地方においては、1～1.5秒に卓越する周期成分が存在しないという特徴がある。

6．2　平野の地震動特性

大阪平野周辺の山地（岩盤）と平野内の洪積地盤、沖積地盤において観測された地震記録に基づいて、主として各種地盤の周期特性、振幅特性、継続時間について考察した。これらの特性は、震央距離によって顕著に異なるが、ここでは主として震央距離が100km程度以内の近距離地震を対象に得られた結果を述べる。

i）大阪平野における地震時の卓越周期は、平野周辺の信貴観測点（岩盤）では0.4秒前後の周期成分が優勢で、その速度応答スペクトルは単峰型の比較的単純な応答特性を示す。これに対し平野内の卓越周期は、0.1～0.5秒、1秒前後、2～6秒と3つの周期領域に存在する。この内、平野内各地点の局地的な周期特性の相違は、主として0.1～0.5秒の短周期領域に認められる。これは地下30m程度までの地盤の地層構成を反映した結果であるといえる。

ii）大阪平野内の各地点における地表の加速度分布を求めると、平野内は周辺岩盤に較べて2～5倍程度増幅する。この増幅は、主として地下20m程度の表層地盤において顕著で、この間の地層構成と下方から入力する地震動の周期特性とが相互に関係しあった結果によるものである。

iii）平野内の地震動の継続時間は、平野周辺の岩盤に較べて数倍長い。これは堆積層の反射・屈折に加えて、平野周辺の山地から入射し、堆積層を介して伝播する「あとゆれ」と仮称している表面波の影響によるところが大きい。

6．3　建物の構造特性

建物の構造特性は、構造形式、耐震壁や筋違の有無、平面、立面の形状寸法などによって異なるが、本研究ではこれらを総合した構造特性を、建物内を伝播する波動速度によって評価することを試みた。この波動は、建物の鉛直部材である柱・壁、

水平部材である梁・床版などの架構を介して伝播するものであるため「構造波」とよぶことにし、特に剪断型振動が主体となるような建物の場合「構造剪断波」とよぶ。

ここでは、各種の建物を対象に行った構造剪断波の伝播速度の実測結果を示し、さらにこの値を用いて得られた基礎固定時の建物の固有周期と、微動測定や人力加振などの振動実験によって得られた固有周期の比較から、地盤条件が建物の動特性に及ぼす影響について考察した。

i）構造剪断波の伝播速度は、次に示すように構造形式の違いによって明らかな相違が認められる。

鉄骨造	200～300m/sec
HPC 造	370m/sec
鉄筋コンクリート造 鉄骨鉄筋コンクリート造	450～700m/sec

同一構造形式において伝播速度に幅のある原因は、耐震壁または筋違の多少に起因している。

ii）構造剪断波の伝播速度を用いれば、建物の基礎固定時の１次固有周期（$_sT$）は1/4波長則により求めることが出来、この値を基準に微動測定や振動実験によって得られる固有周期（$_mT$）との比 $_mT/_sT$ を求めれば、この比は、建物に対する基礎・地盤条件の影響度を表わす指標になり得ると考えられる。

各種の建物に対し、この１次固有周期の比 $_mT/_sT$ を求めると、

鉄骨造	1.1～1.4
HPC 造	1.3
鉄筋コンクリート造 鉄骨鉄筋コンクリート造	1.4～2.5

となり、剛性の高い建物ほど大きな値を示す。また同一構造形式であっても地盤条件の違いによってこの値は異なり、軟弱地盤上の建物ほど大きい値を示し、建物に対する下部地盤の影響度を知る目安となる。

6．4　地盤と建物の動的相互作用

建物の振動特性は、建物の構造特性と共にその支持地盤性状の影響を顕著に受け、

両者が相互に関係し合って決定される。さらに地震時においては、これに加えて入力される地震動特性の影響を受け、建物―地盤―入力地震動という三者の相互作用を考慮する必要が生じる。

ここでは、先ず建物の基本的な動特性である固有周期と減衰定数に、地盤条件が及ぼす影響について述べ、次に Dynamical Ground Compliance を用いた理論解析結果との比較を行い、理論の適用性について言及した。さらに2棟の鉄骨鉄筋コンクリート造集合住宅の地震観測記録を比較し、地盤性状や入力地震動の相違が両建物の地震時挙動に及ぼす影響についての考察結果を示した。以下に順を追って要点のみを列記する。

i）実在の鉄筋コンクリート造および鉄骨鉄筋コンクリート造建物の常時微動測定によって得られた1次固有周期T（sec）は、地盤性状を標準貫入試験によるN値で代表させ、地上高H（m）を考慮して重回帰分析により実験式を求めると、建物の用途や形状の相違によって、次の2式が得られる。

$$T=0.008H+0.258-0.095\log_{10}N \qquad (5.5)$$

$$T=0.011H+0.143-0.062\log_{10}N \qquad (5.8)$$

（5．5）式は、立面形状において高さが幅に較べて低いマッシブな日本電信電話公社の局舎で、（5．8）式は、比較的スレンダーな日本住宅公団（現住宅・都市整備公団）と大阪府営の集合住宅を対象に求めたものである。両式を比較すると、建物の固有周期は、高さが幅に較べて低い建物を対象とした（5．5）式が、細高い建物を対象とした（5．8）式より、地盤性状の影響を顕著に受けることがわかる。

実用に供するために、実測した450棟を一括し、重回帰式を求めると次式が与えられる。

$$T=0.01H+0.20-0.08\log_{10}N \qquad (5.10)$$

本式を用いれば、地上高40m程度までの鉄筋コンクリート造ならびに鉄骨鉄筋コンクリート造建物の1次固有周期は、地盤条件を考慮して求めることが出来る。

ii）建物の減衰特性は、鉄筋コンクリート造や鉄骨鉄筋コンクリート造のように上部構造体の剛性が高い場合、基礎と地盤間における減衰が主体となる。この減衰定数は、地盤と建物間の剛性が相対的に離れている程大きく、低層建物で、地盤剛性が低いほど大きい。人力加振による振動実験結果によれば、軟弱な地盤上の建物の減衰定数は、硬質地盤上のそれに較べて5倍前後にもなることが明らかとなった。

iii）地盤を半無限弾性体、建物を剪断型連続体と仮定し、基礎・地盤間にDynamical Ground Compliance理論を適用して求めた解析結果と実測値とを比較すると、固有周期は、地盤のN値が10以上、S波速度（V_s）でいえば160m/sec程度以上で、直接基礎が主体となる硬質地盤の場合、比較的よい対応を示す。しかし、減衰定数に関しては、理論値が実測値を上まわる傾向にある。さらにくい支持された建物も、地盤のV_sをほぼ160m/secとみなし、この等価S波速度を用いることによって解析することが可能である。

iv）上部構造体が全く同一で、支持される地盤性状のみが明確に異なる2棟の14階建鉄骨鉄筋コンクリート造集合住宅の地震観測結果によれば、両建物の地震時の挙動は、地盤性状の相違によって顕著に異なる。硬質地盤上の建物は、減衰が小さく、その加速度応答値は、軟弱地盤上の建物に較べて大きい。その反面、地震動の継続時間は、硬質地盤上の建物が、入力地震動に対し鋭い振動数選択度をもつため、軟弱地盤上の建物より短い。さらに、振動周期は、入力地震動の周期特性の如何にかかわらず、振動実験から得られたそれぞれの建物の1次固有周期で振動することが確認された。

実在建物を対象とした常時微動測定、人力加振実験ならびに理論解析によって得られた地盤と建物の動的相互作用に関する研究成果の一部は、この2棟の建物を対象とした地震観測を通じて検証することが出来た。

Appendix

I　剛な矩形構造物の振動特性

II　剪断型連続体の振動特性

III　剛な円筒形構造物の振動特性

Appendix　I

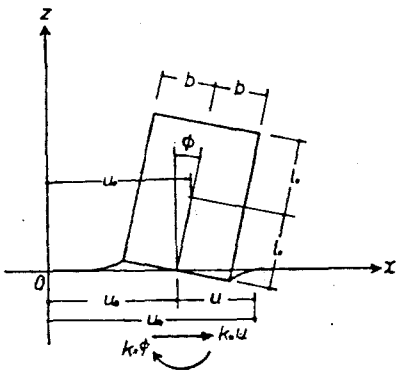
剛な矩形構造物の振動特性

図－Ｉ．１に示す如く、半無限弾性地盤上の等質な剛体の底面に、harmonic な水平動が入射する場合の剛体の振動特性について解析する。[A.1]～[A.3]

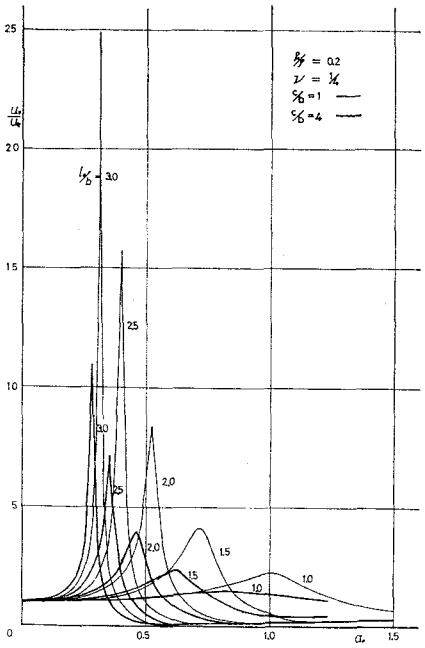
並進に回転を伴う場合の、地動変位に対する剛体の変位の振幅特性は、図－Ｉ．２に示すとおりで、半幅 b を一定にして長さと幅の比 (c/b) が１と４の場合について表わしてある。本図から、高さと幅の比（l_o/b）の増大と共に変位応答曲線のピークは鋭くなり、共振時の無次元化振動数 a_0 は小さい値へ移動し、振動数が低くなることがわかる。ここに a_0 は $a_0=\omega b/V_s$ で、ω は角振動数、V_s は地盤のＳ波速度を表わす。

c/b が１、２、４の場合について、各種の l_o/b の剛体についての共振時の無次元化振動数 a_0 を a_0' とおいて、a_0' と l_o/b との関係を求めると、図－Ｉ．３の如く表わされる。本図から、剛な構造物の固有振動数は、l_o/b の増大と共に低下し、c/b が大きいほど振動数が低いことが認められる。

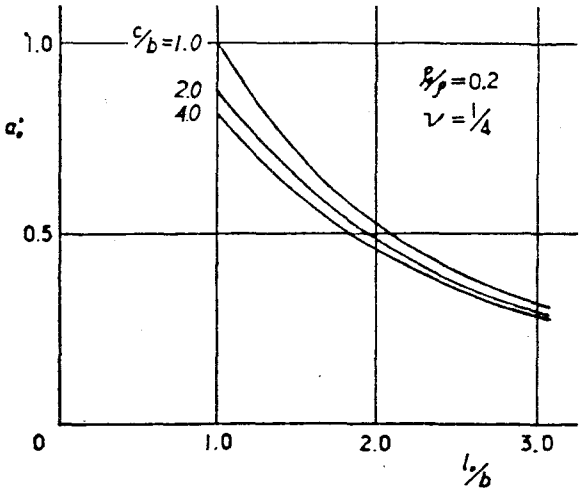
次に半無限弾性地盤上の剛体がロッキング振動する場合の減衰特性について考察する。[A.4]



図－Ｉ．１　解析モデル



図－Ｉ．２　変位応答倍率



図－Ｉ．3　$a_o' \sim l_o/b$

自由振動の運動方程式は

$$[m]\{\ddot{x}\}+[K]\{x\}=0 \qquad (\mathrm{I}-1)$$

ここに、

$$\{x\}=\begin{Bmatrix} u \\ \theta \end{Bmatrix},\ [m]=\begin{bmatrix} m & o \\ o & I_G \end{bmatrix},\ [K]=\begin{bmatrix} K_H & -K_H\, l_o \\ -K_H\, l_o & K_R+K_H\, l_o^2 \end{bmatrix}$$

u：重心の水平変位

θ：重心回りの回転角

m：剛体の質量

I_G：重心回りの質量慣性モーメント

K_H：水平振動の Ground Stiffness,　　$K_H=F_{H1}+iF_{H2}$

K_R：回転振動の Ground Stiffness,　　$K_R=F_{R1}+iF_{R2}$

近似的に減衰は小さいとして Modal Analysis により（Ｉ－１）式を変換すれば、

$$M_j\ddot{u}_j+K_ju_j=0 \quad (j=1、2) \qquad (\mathrm{I}-2)$$

剛体のロッキング中心距離を、Z_j とすれば、

$$M_j=\{X_j\}^T[m]\{X_j\}=m+\frac{I_G}{Z_j^2}$$

$$K_j=\{X_j\}^T[K]\{X_j\}=\frac{K_R}{Z_j^2}+K_H\left(1-\frac{l_o}{Z_j}\right)^2$$

$$=\frac{1}{Z_j^2}\left[F_{R1}+F_{H1}(Z_j-l_o)^2+i\,\{F_{R2}+F_{H2}(Z_j-l_o)^2\}\right]$$

$$=K_{1j}+iK_{2j}$$

ここに、

$$F_{R1}=\frac{b^3\mu f_{1R}}{3\ (f_{1R}{}^2+f_{2R}{}^2)},\quad F_{R2}=\frac{-b^3\mu f_{2R}}{3\ (f_{1R}{}^2+f_{2R}{}^2)}$$

$$F_{H1}=\frac{b\mu f_{1H}}{f_{1H}{}^2+f_{2H}{}^2},\qquad F_{H2}=\frac{-b\mu f_{2H}}{f_{1H}{}^2+f_{2H}{}^2}$$

連成系の自由振動解を

$$u=Ue^{-h\omega t}\cdot e^{i\omega t}$$

として（Ｉ－２）式に代入し実部と虚部に分割してｈについて解けば、以下の式で表わされる。

$$h_j=-\frac{K_{1j}}{K_{2j}}+\sqrt{\left(\frac{K_{1j}}{K_{2j}}\right)^2+1} \qquad (\mathrm{I}-3)$$

ここに、

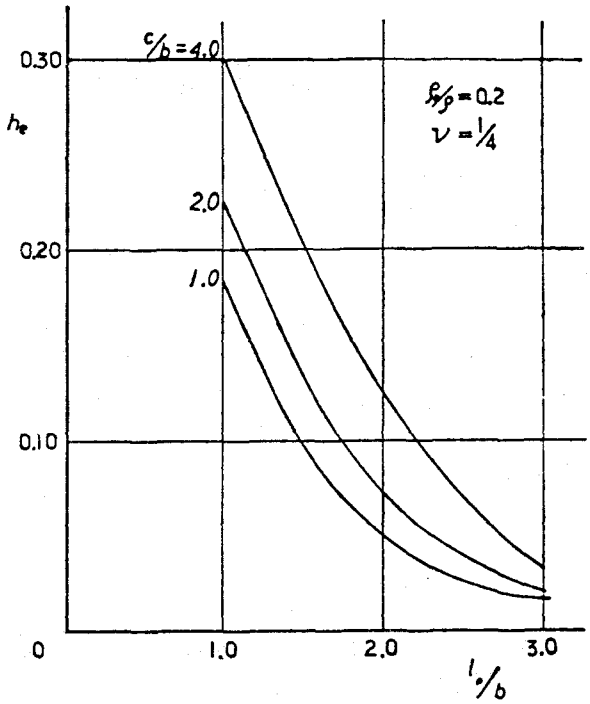
$$\frac{K_{1j}}{K_{2j}}=\frac{F_{R1}+F_{H1}(Z_j-l_o)^2}{F_{R2}+F_{H2}(Z_j-l_o)^2}$$

$$=\frac{-f_{1R}-3f_{1H}\left(\frac{f_{1R}{}^2+f_{2R}{}^2}{f_{1H}{}^2+f_{2H}{}^2}\right)\left(\frac{l_o}{b}\right)^2\left(\frac{Z_j}{l_o}-1\right)^2}{f_{2R}+3f_{2H}\left(\frac{f_{1R}{}^2+f_{2R}{}^2}{f_{1H}{}^2+f_{2H}{}^2}\right)\left(\frac{l_o}{b}\right)^2\left(\frac{Z_j}{l_o}-1\right)^2}$$

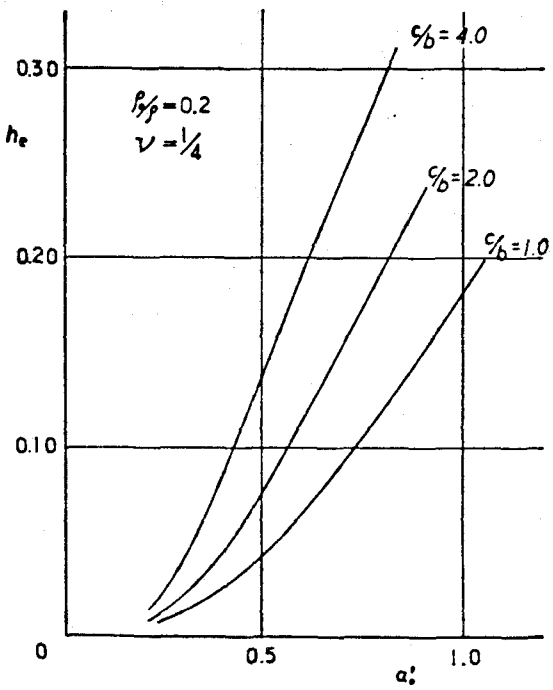
Z_j は非減衰の場合のロッキング中心距離をとり、１次について求めると、次のように表わされる。

$$Z_1=\frac{l_o}{1-8a_o^2\left(\frac{f_{1H}{}^2+f_{2H}{}^2}{f_{1H}}\right)\left(\frac{\rho_o}{\rho}\right)\left(\frac{c}{b}\right)\left(\frac{l_o}{b}\right)}$$

（Ｉ－３）式より、１次のロッキング振動に対する等価減衰定数を求めてこれを h_e とし、ｂを一定にして c/b が１、２、４の場合について h_e と l_o/b の関係を示すと、図－Ｉ．４の如く表わされる。本図から、h_e は c/b が大きいほど大きく、l_o/b の増大とともに減少していくことが知られる。さらに h_e と前出の共振時の無次元化振動数 a_0' との関係を示すと図－Ｉ．５の如く表わされ、h_e は c/b が大きいほど大で a_0' の増大とともに急激に増していくことが確認される。換言すれば、剛体と地盤との質量比が一定の場合、剛体のロッキング減衰は、底面積が大きく高さが低い剛体ほど大きいといえる。



図－Ⅰ．4　$h_e \sim l_o/b$



図－Ⅰ．5　$h_e \sim a_o'$

Appendix II

剪断型連続体の振動特性

半無限弾性地盤上の等質な剪断型連続体に harmonic な水平動が入射する場合について、構造体の並進に回転の伴う振動と、並進振動の場合[A.2],[A.3]に関して解析する。[A.5]

並進に回転の伴う場合の解析モデルは、図－II．1に示すとおりで、構造物および地盤の諸元は図中に示すとおりである。

各振動形態の振幅特性ならびに位相特性は次式で表わされる。

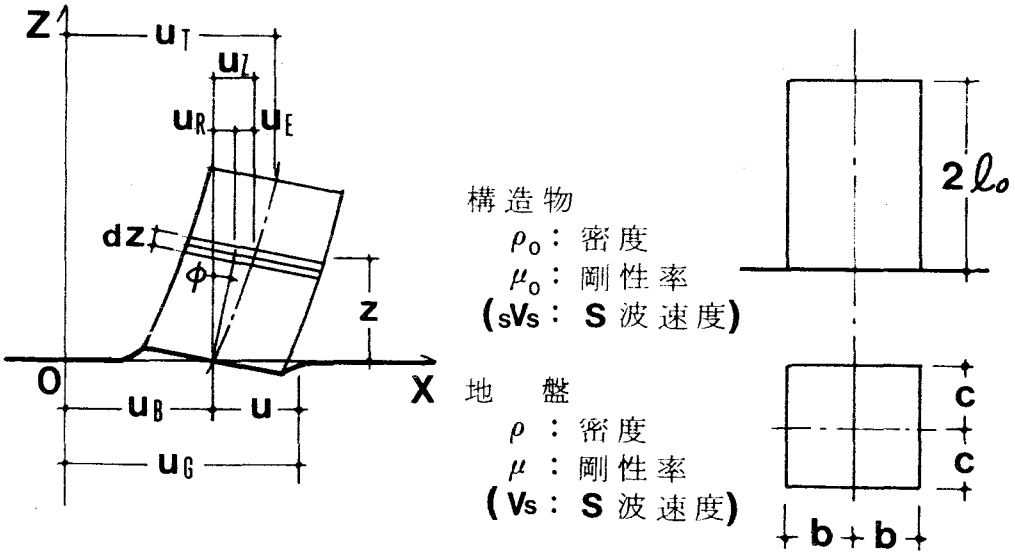
(i) 並進に回転の伴う振動

振幅特性

$$\frac{u_T}{u_G}=\frac{1}{D_R}\left[\{2\,(k^2k_o^2-1)-B\}+\frac{\sin 2\,l_o k}{l_o k}\right] \qquad (\mathrm{II}-1)$$

位相特性

$$\phi_T=-\tan^{-1}\left[\frac{\mathrm{Image}\,(u_T/u_G)}{\mathrm{Real}\,(u_T/u_G)}\right] \qquad (\mathrm{II}-2)$$



図－II．1　解析モデル

(ii) 並進振動

振幅特性

$$\frac{u_T}{u_G}=\frac{A}{D_S} \qquad (II-3)$$

位相特性

$$\phi_T=-\tan^{-1}\left[\frac{\mathrm{Image}(u_T/u_G)}{\mathrm{Real}(u_T/u_G)}\right] \qquad (II-4)$$

但し、

$$D_R=[2\ (k^2k_0{}^2-1\ )-B][\cos\ 2\ l_0k-\frac{1}{A}\sin\ 2\ l_0k]$$

$$-\frac{1}{l_0k}\left[\frac{2}{A}(1-\cos 2l_0k)-\sin 2l_0k\right]$$

$$D_s=A\ \cos 2l_0k-\sin 2l_0k$$

$$A=\frac{K_H}{A_0\mu_0k}=\left[4a_0\left(\frac{{}_sV_s}{V_s}\right)\left(\frac{\rho_0}{\rho}\right)\left(\frac{c}{b}\right)(f_{1H}+if_{2H})\right]^{-1}$$

$$B=\frac{K_R}{A_0\mu_0l_0}=\left[12\left(\frac{{}_sV_s}{V_s}\right)^2\left(\frac{\rho_0}{\rho}\right)\left(\frac{c}{b}\right)\left(\frac{l_0}{b}\right)(f_{1R}+if_{2R})\right]^{-1}$$

$$l_0k=a_0\left(\frac{{}_sV_s}{V_s}\right)^{-1}\left(\frac{l_0}{b}\right)$$

$$a_0=\frac{\omega b}{V_s}$$

$$\frac{{}_sV_s}{V_s}=\sqrt{\mu_0/\rho_0}\ /\ \sqrt{\mu/\rho}$$

$k^2k_0{}^2=a_0{}^2\left(\frac{{}_sV_s}{V_s}\right)^{-2}\left(\frac{k_0{}^2}{b^2}\right)$，連続体は等質とみなして、$k_0{}^2=\frac{b^2}{3}$

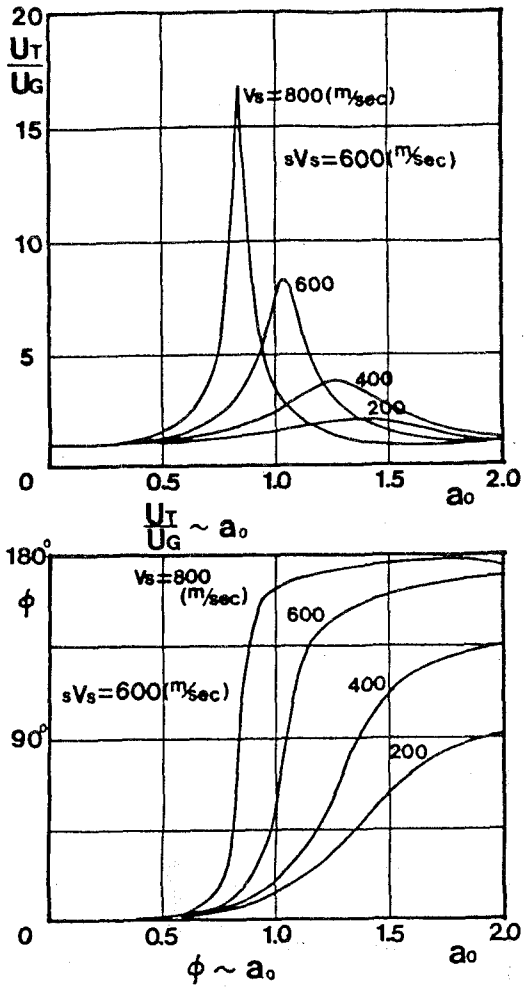
f_{1H}，f_{2H}：水平振動に対する Dynamical Ground Compliance の素子

f_{1R}，f_{2R}：回転振動に対する Dynamical Ground Compliance の素子

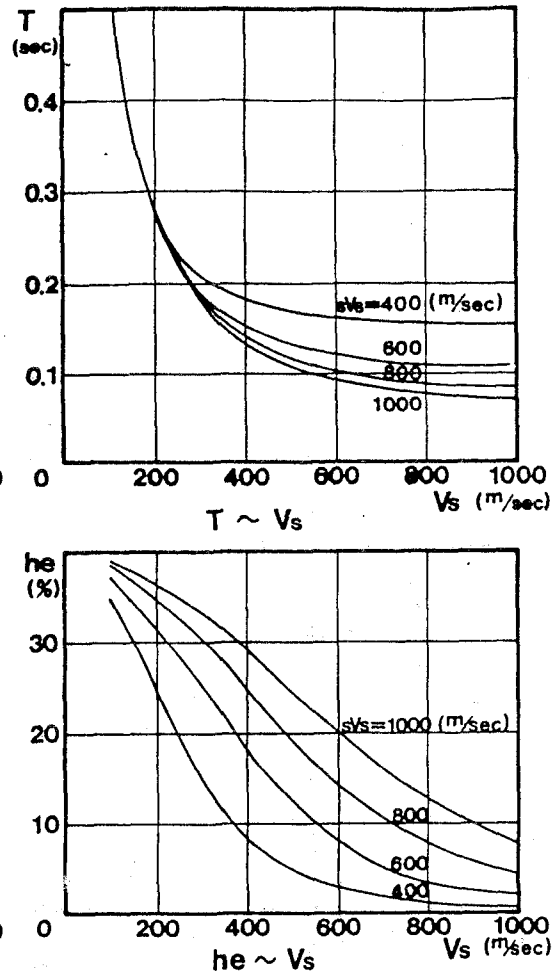
解析結果は、並進に回転の伴う振動の場合を、図－II．2．1から図－II．2．3に、並進振動の場合は図－II．3．1から図－II．3．3に示す。なお解析は、構造物底面が1辺24mの正方形で、構造体と地盤との質量比 ρ_0/ρ が0.2の場合について行った。

図－II．2．1および図－II．3．1から、構造物の剛性が増大するほど、共振時の無次元化振動数 a_0' は低下し、共振曲線はシャープになることがわかる。同時に、並

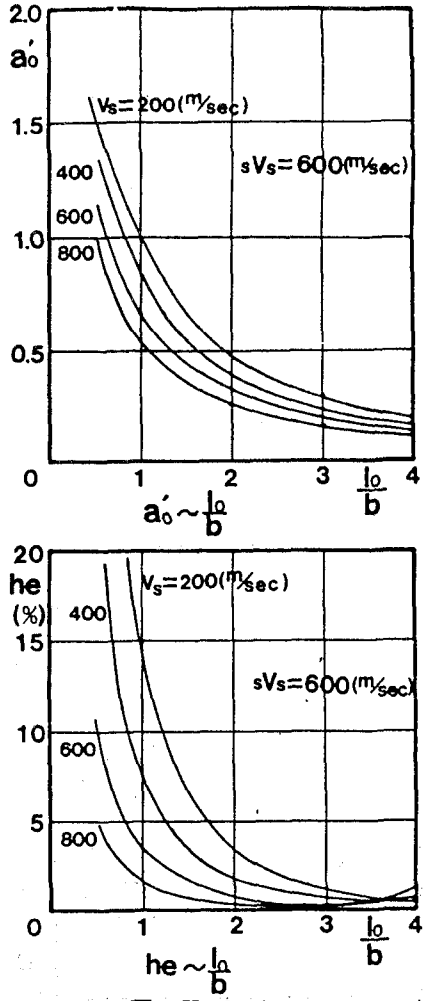
Rocking振動特性（ $c/b = 1$， $\rho_0/\rho = 0.2$ ）



図－II．2．1

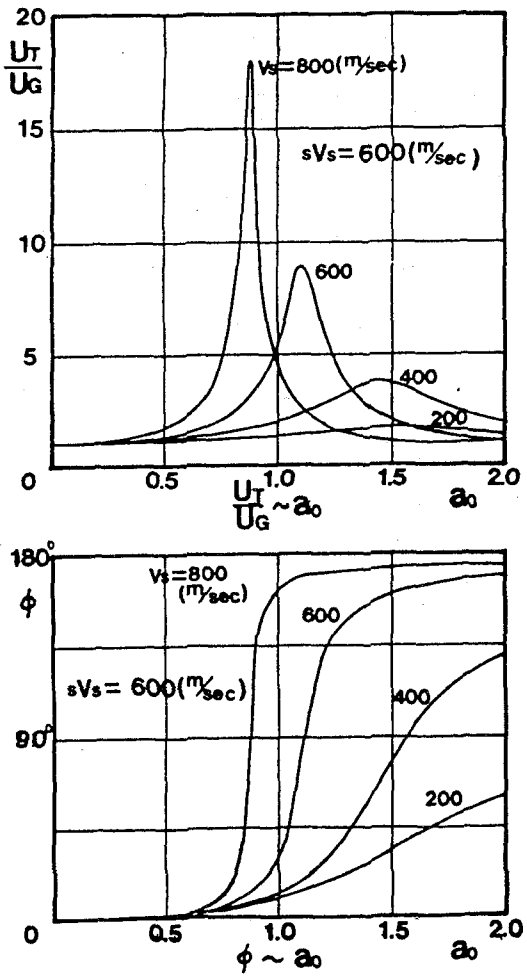


図－II．2．2

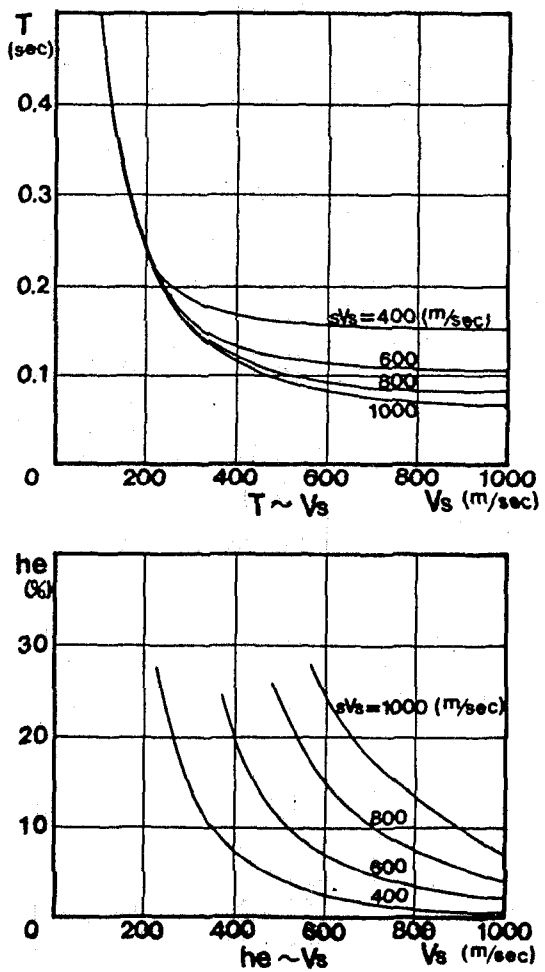


図－II．2．3

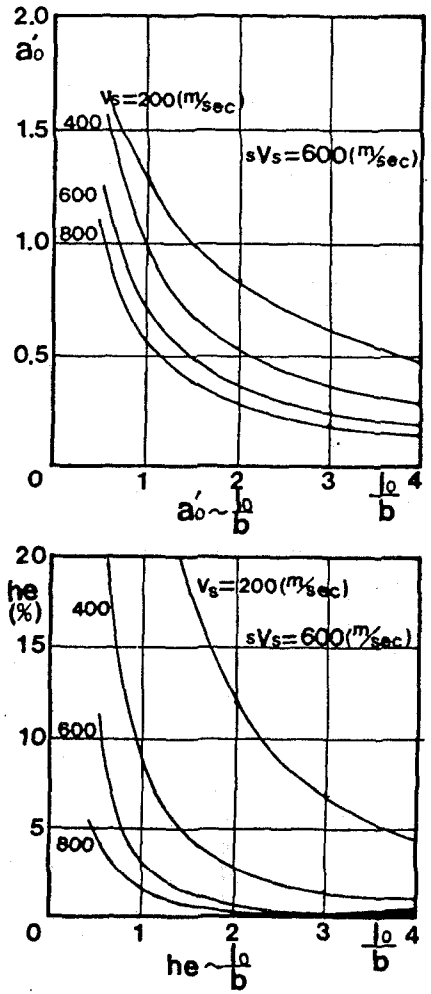
Swaying振動特性（ $c/b = 1$, $\rho_b/\rho = 0.2$ ）



図－II．3．1



図－II．3．2



図－II．3．3

進のみに較べ回転が加わった方が共振点は低振動数側へ移行することが知られる。

地盤のS波速度 V_s と構造物の1次固有周期Tならびに等価減衰定数 h_e との関係は、図－II．2．2および図－II．3．2に示すとおりである。地盤の V_s の低下と共に構造物の固有周期Tは長く、減衰性は増すことがわかる。また、減衰定数は、構造物の剛性が地盤に比し相対的に増すと共に増大することが確認出来る。

構造物の形状寸法が固有振動数と減衰定数に及ぼす影響を無次元化して示すと、図－II．2．3と図－II．3．3のように表わされる。構造物が細高くなるに従って、無次元化固有振動数 a'_0 ならびに減衰定数 h_e が低下する傾向が明確に表われている。

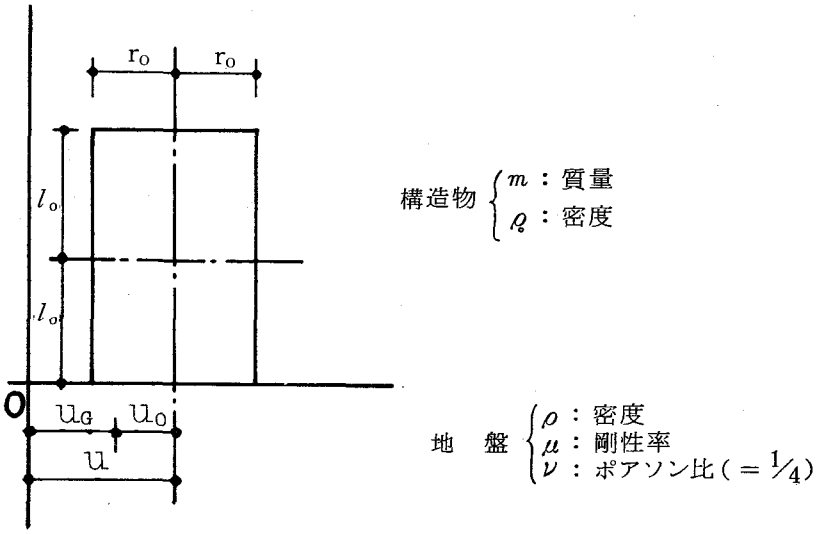
Appendix　III

剛な円筒形構造物の振動特性

半無限弾性地盤上の等質な円筒形剛体の振動特性に関して、水平・垂直・回転のそれぞれの振動と、水平に回転の伴う振動について解析する。[A.6], [A.7]

1　振幅・位相特性

剛体が調和地動を受ける場合、図－III.1のような水平振動の運動方程式は、次式で表わされる。



図－III.1　解析モデル

$$m\ddot{u}+K_H(u-u_G)=0 \qquad (III-1)$$

ここに、m：剛体の質量　$m=2\pi r_0^2 l_0\rho_0$

$$\frac{1}{K_H}=G_H=\frac{1}{2\mu\pi r_0}(f_{1H}+if_{2H})$$

f_{1H}, f_{2H}：Dynamical Ground Compliance の実部と虚部の素子

変位を

$$\left.\begin{aligned} u_G&=U_Ge^{i\omega t}\\ u&=Ue^{i(\omega t-\varphi)}\\ u_0&=U_0e^{i(\omega t-\varphi_0)}\end{aligned}\right\} \qquad (III-2)$$

とおいて、(III－1)式に代入し、剛体の振幅特性と位相特性を求めると、次式で表わされる。

$$\frac{u}{u_G}=1/\sqrt{\{1-\frac{a_0^2}{2\pi}\left(\frac{m}{\rho r_0^3}\right)f_{1H}\}^2+\{\frac{a_0^2}{2\pi}\left(\frac{m}{\rho r_0^3}\right)f_{2H}\}^2} \qquad (\text{III}-3)$$

$$\varphi=\tan^{-1}\frac{-\frac{ma_o^2}{2\pi\rho r_o^3}f_{2H}}{1-\frac{ma_o^2}{2\pi\rho r_o^3}f_{1H}} \qquad (\text{III}-4)$$

垂直振動並びに回転振動の場合も同様にして求められ、その結果は図－III．2．1～図－III．2．3及び図－III．3．1～図－III．3．3に示す。

水平に回転の伴う振動について、地動に対する剛体中心の振幅特性を求めると、次式で表わされる。

$$\frac{u}{u_G}=\frac{\alpha^2-B}{D} \qquad (\text{III}-5)$$

ここに、$D=(1-A)(\alpha^2-B)+1$

$$\alpha^2=I_G/m\,l_o^2$$

$$A=\frac{m\omega^2}{K_H}=\frac{a_0^2}{2\pi}\left(\frac{m}{\rho r_0^3}\right)(f_{1H}+if_{2H})$$

$$B=\frac{K_R}{m\omega^2 l_o^2}=\frac{\pi r_0^2}{4a_0^2 l_o^2}\left(\frac{\rho r_0^3}{m}\right)\frac{1}{f_{1R}+if_{2R}}$$

解析結果は、図－III．4．1～図－III．4．3に示す。

2　減衰特性

剛体の水平振動時の自由振動方程式は、次式で表わされる。

$$m\ddot{u}+K_H u=0 \qquad (\text{III}-6)$$

ここに

$$K_H=2\mu\pi r_0\frac{f_{1H}-if_{2H}}{f_{1H}^2+f_{2H}^2}=F_{1H}+iF_{2H}$$

自由振動の一般解を、$u=U_G e^{-h_e\omega t}\cdot e^{i\omega t}$とし、(III－6)式に代入すれば、次式が得られる。

$$m(-h_e\omega+i\omega)^2+K_H=0 \qquad (\text{III}-7)$$

(III－7)式を実部と虚部に分けてh_eについて解けば、等価減衰定数h_eは、次式により求められる。

$$h_e=-\frac{F_{1H}}{F_{2H}}+\sqrt{\left(\frac{F_{1H}}{F_{2H}}\right)^2+1} \qquad (\text{III}-8)$$

垂直振動並びに回転振動の場合も同様に求められ、その結果は図－III．2．4と図－III．3．4に示すとおりである。

次に水平に回転の伴う振動の等価減衰定数 h_e は、Appendix I と同様にして求められ、次式で表わされる。

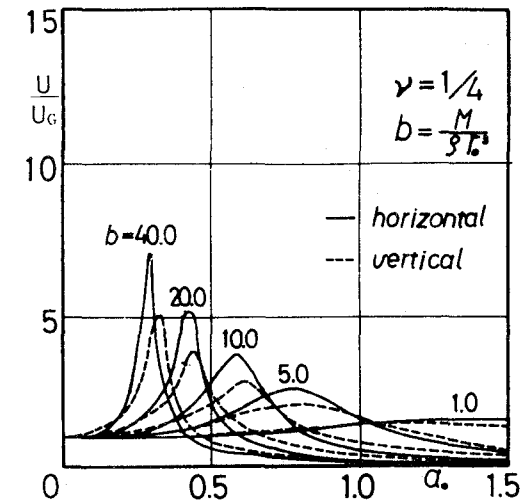
$$h_e = -\frac{K_{1j}}{K_{2j}} + \sqrt{\left(\frac{K_{1j}}{K_{2j}}\right)^2 + 1} \qquad \text{(III－9)}$$

ここに、

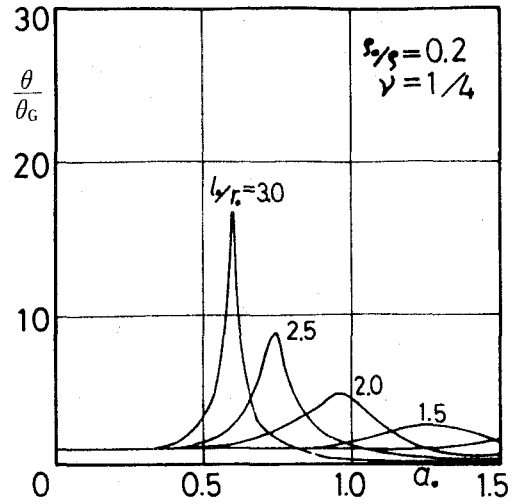
$$\frac{K_{1j}}{K_{2j}} = \frac{-f_{1R} - 8f_{1H}\left(\frac{f_{1R}^2 + f_{2R}^2}{f_{1H}^2 + f_{2H}^2}\right)\left(\frac{l_o}{r_o}\right)^2\left(\frac{Z_j}{l_o} - 1\right)^2}{f_{2R} + 8f_{2H}\left(\frac{f_{1R}^2 + f_{2R}^2}{f_{1H}^2 + f_{2H}^2}\right)\left(\frac{l_o}{r_o}\right)^2\left(\frac{Z_j}{l_o} - 1\right)^2}$$

$$Z_{j=1} = \frac{l_o}{1 - a_o^2\left(\frac{f_{1H}^2 + f_{2H}^2}{f_{1H}}\right)\left(\frac{\rho_o}{\rho}\right)\left(\frac{l_o}{r_o}\right)}$$

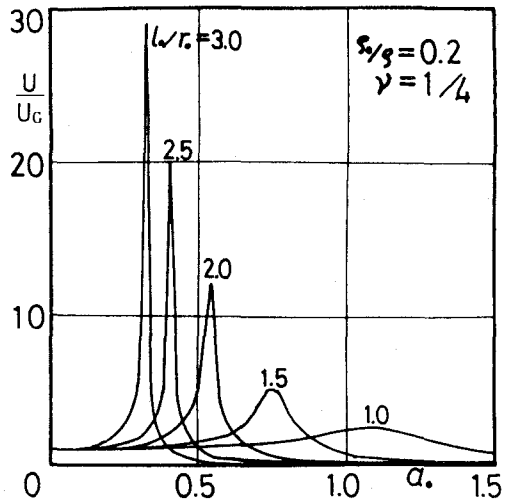
以上の解析結果を図示すると、図－III．4．4のように表わされる。



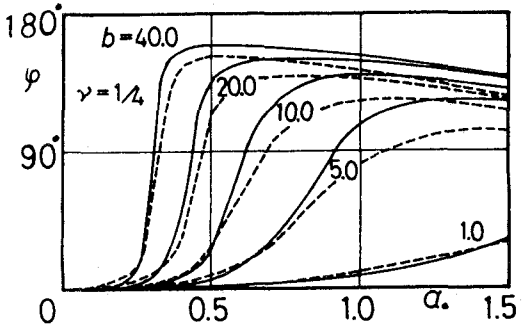
図－III．2．1　$\frac{U}{U_G}$～a_0（水平、垂直）



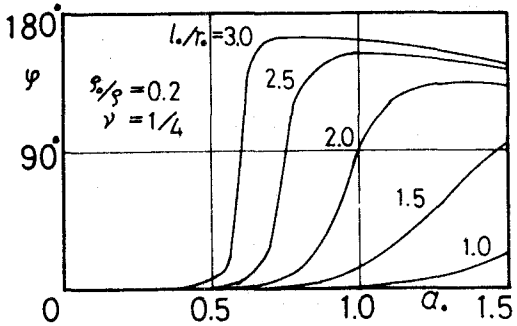
図－III．3．1　$\frac{\theta}{\theta_G}$～a_0（回転）



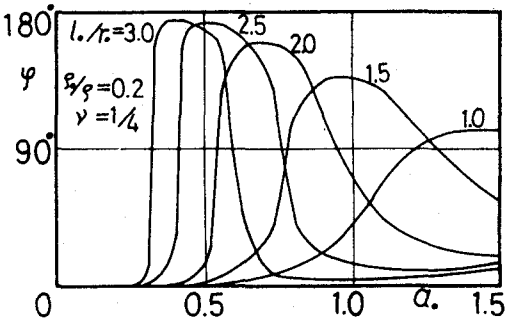
図－III．4．1　$\frac{U}{U_G}$～a_0（水平－回転）



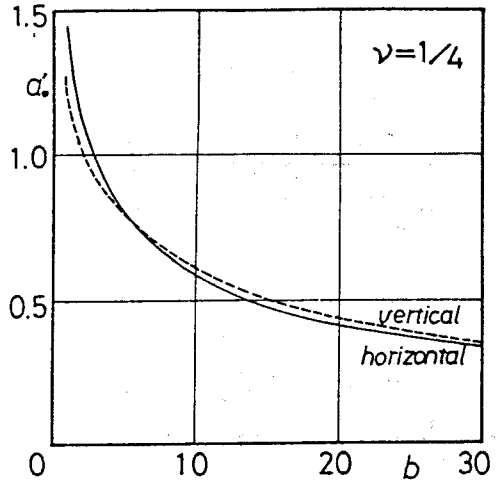
図－III．2．2　φ～a_0（水平、垂直）



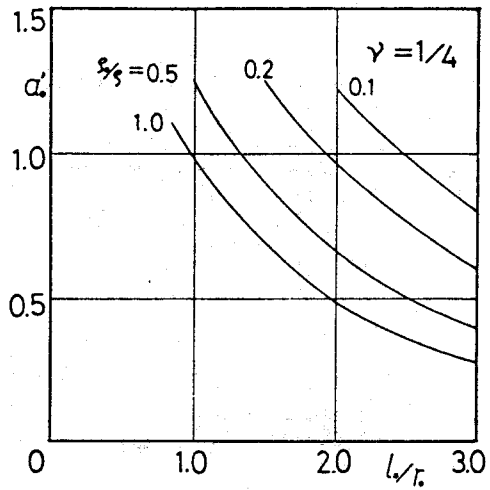
図－III．3．2　φ～a_0（回転）



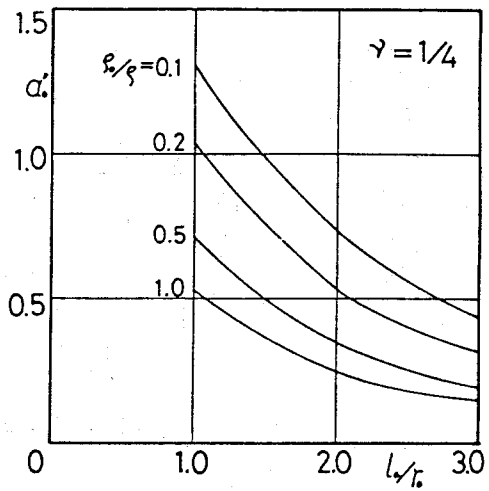
図－III．4．2　φ～a_0（水平－回転）



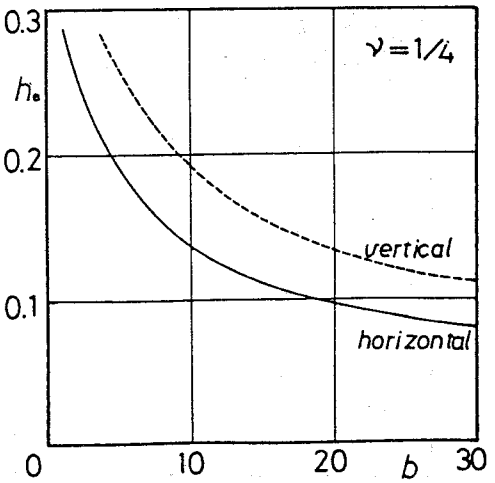
図－III．2．3　a_o'～b（水平、垂直）



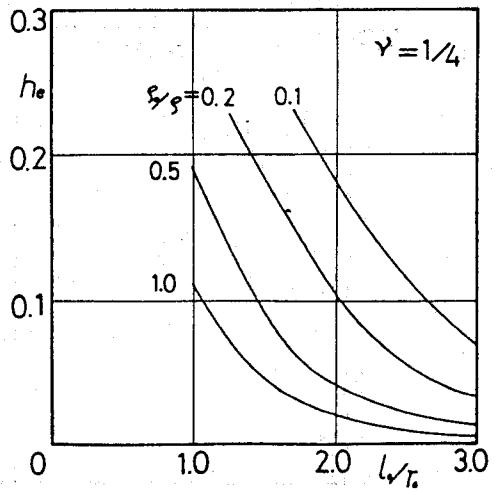
図－III．3．3　a_o'～l_o/r_o（回転）



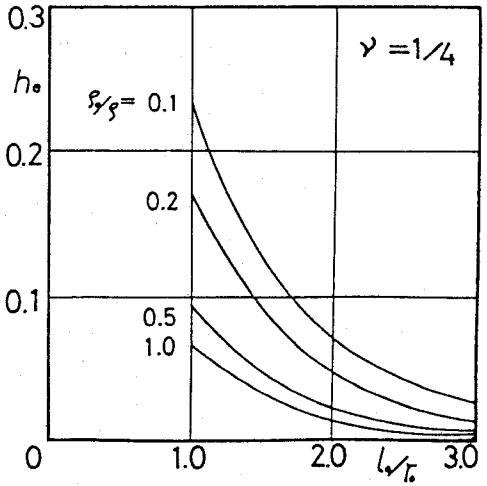
図－III．4．3　a_o'～l_o/r_o（水平－回転）



図－III．2．4　h_e～b（水平、垂直）



図－III．3．4　h_e～l_o/r_o（回転）



図－III．4．4　h_e～l_o/r_o（水平－回転）

参 考 文 献

〔A．1〕大場新太郎、鳥海勲：公団アパート建物の建設段階における振動特性の変化について、日本建築学会論文報告集、第227号、昭和50年1月、pp．39—46

〔A．2〕小堀鐸二、南井良一郎、鈴木有：弾性地盤上の構造物の動特性について、京都大学防災研究所年報、第9号、昭和41年3月、pp．193－224

〔A．3〕小堀鐸二、南井良一郎、鈴木有、日下部馨：長方形基礎のDynamical Ground Compliance（その1）、京都大学防災研究所年報、第10号A、昭和42年3月、pp．283—314

〔A．4〕田治見宏：建築振動学、コロナ社、昭和43年

〔A．5〕大場新太郎、上田善彦：地盤性状の相違が建物の動特性に及ぼす影響、鉄筋コンクリート造低層建物の常時微動測定、日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和56年6月、pp．73—76

〔A．6〕Toriumi, I. : Vibrations in Foundations of Machines, Tech. Report of the Osaka Univ., №146, 1955, pp．103—126

〔A．7〕大場新太郎：剛な円筒形構造物の振動特性について（円筒形水槽の振動実験）、日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和50年6月、pp．141—144

発表論文

主要論文

第２章

〔２．１〕大場新太郎、吉沢敏夫、吉本甚太郎：大阪地盤の振動特性に関する研究、その１　常時微動測定による卓越周期について、日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和45年５月、pp.85－88

〔２．２〕大場新太郎、鳥海勲：大阪地盤の振動特性に関する研究、その２　波動の伝播速度と地盤の卓越周期について、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、昭和45年９月、pp.487－488

〔２．３〕大場新太郎、鳥海勲：大阪平野の振動特性に関する研究、固有周期10秒の換振器による微動測定、日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）、昭和46年11月、pp.667－668

〔２．４〕鳥海勲、竹内吉弘、大場新太郎：周期10秒のピックアップによる名古屋地方の微動測定、第９回災害科学総合シンポジウム論文集、昭和47年10月、pp.249－252

〔２．５〕大場新太郎：大阪地盤のＳ波速度と常時微動の卓越周期の実測結果、日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和53年５月、pp.361－364

第３章

〔３．１〕大場新太郎、鳥海勲：大阪平野の振動特性に関する研究、地表と地中との振動性状の相違について、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、昭和49年10月、pp.421－422

〔３．２〕大場新太郎、村井信義：大阪平野の振動特性に関する研究、十数キロ離れた２測点における地震動の同時観測、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、昭和50年10月、pp.365－366

〔３．３〕大場新太郎：大阪平野の震動特性について、第４回地盤震動シンポジウム資料集、日本建築学会、昭和51年１月、pp.59－64

〔３．４〕竹内吉弘、大場新太郎：大阪平野の地震観測結果についての二、三の考察、日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和52年５月、pp.157－160

〔3．5〕大場新太郎：大阪平野の地震動特性、平野内部と周辺山地との震動性状の相違について、日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）、昭和55年9月、pp.489－490

〔3．6〕大場新太郎：異種地盤上における常時微動と地震動の観測例、第17回土質工学研究発表会講演集、昭和57年6月、pp.1805－1808

〔3．7〕大場新太郎、村井信義：大阪平野の3観測点における地震動最大加速度と継続時間の比較、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）、昭和57年10月、pp.555－556

〔3．8〕村井信義、大場新太郎、鳥海勲：大阪平野と周辺山地における地震動特性の比較、第6回日本地震工学シンポジウム講演集、昭和57年12月、pp.473－480

〔3．9〕大場新太郎、村井信義：大阪平野における地震動の増幅特性、第18回土質工学研究発表会講演集、昭和58年6月、pp.661－664

〔3．10〕大場新太郎：大阪平野における地震動の周期特性について、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、昭和58年9月、pp.621－622

第4章

〔4．1〕大場新太郎：人力加振実験による建物中を伝播する波動について、日本建築学会大会学術講演梗概集（九州）、昭和56年9月、pp.849－850

〔4．2〕大場新太郎、井上卓史：平面的に細長い建築物の振動実験、日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和58年6月、pp.393－396

〔4．3〕大場新太郎：建物内を伝播する剪断波速度による構造特性の評価、日本建築学会論文報告集（投稿中）

第5章

〔5．1〕大場新太郎：泉北ニュータウンにおける地盤と公団アパートの微動計測、日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和47年6月、pp．1－4

〔5．2〕大場新太郎、村井和雄：中低層建築物の動特性とその周辺地盤の振動性状について、日本建築学会大会学術講演梗概集（九州）、昭和47年10月、pp.481－482

〔5．3〕大場新太郎、鳥海勲：鉄筋コンクリート造低層構造物の振動特性、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北)、昭和48年10月、pp.799－800

〔5．4〕大場新太郎、鳥海勲：公団アパート建物の建設段階における振動特性の変化について、日本建築学会論文報告集、第227号、昭和50年1月、pp.39－46

〔5．5〕大場新太郎：剛な円筒形構造物の振動特性について（円筒形水槽の振動実験)、日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和50年6月、pp.141－144

〔5．6〕大場新太郎、鳥海勲：地下室を有する低層建物の振動特性について、日本建築学会大会学術講演梗概集（東海)、昭和51年10月、pp.539－540

〔5．7〕大場新太郎、鳥海勲：常時微動測定による中低層建物の固有周期、日本建築学会大会学術講演梗概集（中国)、昭和52年10月、pp.759－760

〔5．8〕大場新太郎：常時微動測定による中低層建物の振動特性、地盤条件および基礎形式の相違が固有周期に及ぼす影響、日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道)、昭和53年9月、pp.625－626

〔5．9〕大場新太郎：常時微動測定による中高層住宅の振動特性、第5回日本地震工学シンポジウム講演集、昭和53年11月、pp.1153－1160

〔5．10〕大場新太郎：人力加振法による14階建SRC造集合住宅の振動実験、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東)、昭和54年9月、pp.665－666

〔5．11〕大場新太郎、上田善彦：地盤性状の相違が建物の動特性に及ぼす影響、SRC造集合住宅の人力加振振動実験、日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和55年6月、pp.309－312

〔5．12〕Ohba, S. ：Effects of the Ground Condition on Dynamic Characteristics of Structures,
Proc. of the 7th W.C.E.E., vol. 2, 1980, 9, pp. 251－254

〔5．13〕大場新太郎、上田善彦：地盤性状の相違が建物の動特性に及ぼす影響、鉄筋コンクリート造低層建物の常時微動測定、日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和56年6月、pp. 73－76

〔5．14〕大場新太郎、上田善彦：RC造低層建物の常時微動記録からみた杭の動的効果、日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)、昭和56年9月、pp. 737－738

〔5．15〕大場新太郎：基礎・地盤条件が実在建築物の固有周期に及ぼす影響、日本

建築学会論文報告集、第317号、昭和57年７月、pp. 23－31
〔5.16〕大場新太郎、村井信義、池尻雅好：SRC造建築物の建設段階に伴う振動特性の変化、日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和58年６月、pp. 409－412

関連論文

〔1〕 馬場善雄、大場新太郎、浜田典彦、大下俊之：水平荷重時に於る基礎根入部分の変位と土圧分布に関する研究、日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和42年４月、pp. 5 － 8
〔2〕 馬場善雄、大場新太郎、大下俊之：水平荷重時における基礎の根入れ効果、その１　砂地盤による模型実験、日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和43年５月、pp. 9 －12
〔3〕 大場新太郎、冨山昭宏：水平荷重時における基礎の根入れ効果、その２　砂質土と構造体間の摩擦について、日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和44年５月、pp.89－92
〔4〕 大場新太郎、冨山昭宏：各種の土と構造体表面間の摩擦に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）、昭和44年８月、pp.407－408
〔5〕 大場新太郎、村井信義：建設工事および交通機関による地盤の振動、日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和51年６月、pp.117－120
〔6〕 上田善彦、大場新太郎：半無限弾性地盤上に杭支持された矩形基礎の動的伝達関数の評価、日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和57年６月、pp.449－452
〔7〕 鳥海勲、大場新太郎、村井信義：大阪平野における地震動の伝播について、第６回日本地震工学シンポジウム講演集、昭和57年12月、pp.465－472
〔8〕 Toriumi, I., Ohba, S. and Murai, N. ：Earthquake Motion Characteristics of Osaka Plain,
Proc. of the 8th W.C.E.E., 1984, 7　（投稿中）

謝　辞

本研究を行うにあたって、福井大学工学部教授・鳥海勲博士には、終始励ましとご懇切なるご指導を賜りました。先生は常々、「現象を大事にせよ」と説かれ、筆者もこれを胆に銘じ研究を進めてまいりました。しかしながら非力な筆者にとっては、先生の説かれる研究の道は遠く、後姿を見失わないよう追いかけるのが精一杯でありました。この小論が形を成すに至りましたのも、先生が辛抱強くご指導下さったお陰であります。心から感謝の意を表します。

また、本論文をまとめるにあたり、大阪大学工学部教授・五十嵐定義博士をはじめとして、同大学教授・伊藤冨雄博士、小松定夫博士、鈴木計夫博士には数多くの有益なご教示を賜りました。ここに深甚の謝意を表します。

さらに、大阪工業大学教授・福島正人博士には、建築学全般を通じて含蓄のある物の見方、考え方など、多くのご指導を賜りました。また、大阪大学助教授・故馬場善雄博士には、筆者が大阪大学研究生であった昭和40年からの2年間を通して、研究の端緒を開くご懇情あるご指導を賜りました。深く感謝の意を表します。

実験・観測とその資料整理は、大阪工業大学建築学科の大学院生及び卒業研究の学生諸君の協力に負うところが大きく、ここに記して深謝の意を表します。

昭和58年11月