

はしがき 限られた紙数で地震工学の全般を記すことはできないので、比較的新らしく、かつあまり紹介されていないようなことを主として述べ、周知のことは一切省略した。なお本文を草するにあたり多くの研究者の所説を引用した。それらの著書は文献としてあげたが、ここに深く敬意を表するものである。

土木構造物を耐震的に設計する方法の大綱は昭和初頭にはほぼ確立された。以来その方法は多くの構造物に適用され今日もなおほとんどそのまま踏襲されている。その詳細は物部長穂博士著「土木耐震学」に記述されているが、この書は発刊後 20 余年を経過した今日、なおその価値を失っていない。当時定められた設計方法は結果からみると在来の力学の知識に関東震災の震害事例を按配して作られたように思われる。これが単に理論的推論によるのでなく未曾有の震災を経験して作られたことが、今日なお価値を保っている原因であろう。その後の研究はここにおおまかに定められたり、または単に推測にもとづいてのべられたりしたような点を解明することにむけられた。そして、今日では当時の提案を補足改善するにたる、かなりの資料が集積された。これらの資料はできるだけ有益に建設工事に利用されねばならない。以下これに関し二、三の点を述べようと思う。

1. 設計震度について

「土木耐震学」には土木工事の耐震に採用すべき震度の物部私案が示されている。それによると工作物にとるべき震度は公共工作物としてその破壊が公共に重大なる危険をおよぼすもの、直接人命に関するもの、については従来しばしば大地震のあつた地方では沖積層で 0.25~0.30 硬地盤で 0.10~0.15、従来大地震のほとんどなかつた地方では沖積層で 0.10~0.15 硬地盤で 0.10 をとり震害が単に経済的損失にすぎないもの、公共工作物でも人命に関しないもの、容易に修理できるもの、仮工事のようなもの等についてはその 1/2 をとることになっている。すなわち震度を過去の地震の発生状況、地盤の種類および構造物の重要性とからきめているが、この考え方は原則的には今日も変っていない。しかしその後の研究によつて前二項については内容的にかなりの進歩をみせている。ただ第 3 項については今なお昔ながらに設計者の直感によるところが多く、とくに地震を対照としてその経済性が分析された例はない。災害保険等とも関連し

てこの方面の今後の研究が必要になるであろう。

(1) 将来の地震の期待値

過去の地震発生¹⁾より将来の震度を期待する河角博士の方法は次の考えにもとづいている。日本の地震では地盤に特別な異常がない場合には震度は震央距離とともにへつてゆき、その関係は震央距離 100 km 以遠の地に対しては震源の深さに関係なく

$$e^I = \left(\frac{100}{d} \right)^2 e^{M_k - 0.0192(d-100)} \quad d > 100 \text{ km}$$

震央距離 100 km 以内では震源深さを 18 km と仮定し

$$I = M_k + 2 \log_{10} \left(\frac{100}{d} \right) + 2k (\log_{10} e) (d-100) \quad d < 100 \text{ km}$$

ここに I : 中央気象台震度, M_k : 震央距離 100 km における中央気象台震度, d : 震央距離 (km), k : 常数で S 波に対して 0.0192 km^{-1} , で表わされる**。これによると過去の地震について震央位置とある一地点における震度を推測しうれば他の地域の震度を算出しうる。河角博士は国内を緯度各 $1/2^\circ$ の矩形区分に分け、それぞれについて 599 年以後の 342 コの地震についての震度を上記の方法で求めた。いま観測期間を T , その間に起きた I と $I+\Delta I$ なる両震度の間の震度をもつ地震の回数を $n \cdot \Delta I$ とするとこの強さの地震は 1 年に $n \cdot \Delta I / T$ 回おこる割合になる。したがつて任意の震度 I_0 をとればこれより強い地震が t 年間に起きる回数は $\frac{t}{T} \sum_{I=I_0}^{\infty} n \cdot \Delta I$ である。

よつてこの値が 1 になるような I_0 を求めればそれはその土地で t 年間に 1 回おこることが期待される地震の震度となる。 T については開化の時期によつて日本を 3 区分しそれぞれ 1350 年, 1120 年, 160 年があてられており, t については 75 年, 100 年, 200 年が計算された。このようにして各地の震度期待値地図が作られた (たとえば土木学会編: 土木工学ハンドブック p. 2033)。

このような方法は資料が少ない場所ではやれない。歴史の浅いアメリカでバイヤリー氏がやつた方法は、資料の少ないとき用いれば一つの目安を与えるであろう³⁾。それは次のようである。各州ごとに一定期間におきた地震の回数を M (ゲーテンベルグ・リヒターの指数)***が

** 震央距離 100 km 以遠の地震について佐藤氏は地震の強さを河角博士の定義した強さであらわすときは強さと震央距離は直線関係にあることを示した²⁾。

*** ゲーテンベルグ・リヒターの指数は地震の規模をあらわす指数で震央距離 100 km の地点においてウッド、アンダーソン地震計 (周期 0.8 sec, 倍率 2800 倍, 限界減衰) による最大振幅 A (μ) について、 $M = \log_{10} A$ で定められる。これと M_k との関係は次のようである。 $M = 4.85 + 0.5 M_k$

* 正員 工博 東京大学教授, 生産技術研究所兼地震研究所

4以下の小地震、 M が5および6の中地震、 M が6以上の大地震にわけ、それぞれの重みを小地震は1,中地震は5,大地震は25とし、これらの重みをつけた回数を加算した和を州面積で除した値をもつて各州の震度の比を定める。その結果としてたとえば大きい順にカリフォルニア=10.00, ネバダ=1.17, ユタ=1.14, ワシントン=1.08, モンタナ=0.57のようになつてカリフォルニア州が圧倒的に大きいことが量的に示される。このような数値から震度期待値図がアメリカでも作られているが、日本のような詳細なものではなく、期待される地震の区域も地震なき地方,小地震地方,中地震地方,大地震地方の4段階にわけているにすぎない⁴⁾。

このような震度期待値の調査が現行示方書の各地震度決定の基礎的な資料となつていて、震度期待値はかつての漠然とした表現にかわつて用いられている。建築基準法施行令,国鉄無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート土木構造物設計基準,水道協会耐震設計基準,ダム設計基準等はその例である。

ただその際、建築では雪国における雪荷重との重疊を考へて震度を小さくするとか、鉄道では重要幹線の通過地は震度をあげるとか、それぞれの場合の特殊事情がこれに加味されている。

(2) 近隣諸地域の地震

未知の土地で地震の震度を推測せねばならぬ折にはまずできるかぎりの地震資料を集め、それを上記の方法にそつて整理すれば妥当な震度を推定しうるのであろう。その際震央距離と震度についての先の関係式が日本以外の土地にも適用しうるかどうかの懸念があるが米国西海岸における地震についてはほぼ同じ関係式が成立つことが知られていることは、その際一応の心強さを与えるものである⁵⁾。近時各国との国交の回復とともにわれわれが外地の建設に協力する機会が増加してきたのできわめておおまかにではあるが近隣諸地域の地震の状況を調べてみよう。図-1は1904年より1952年に至る間に観測された深さ60km以内に震源をもつ $M=7$ 以上の地震の震央分布を示す⁶⁾。このような、あまり深くない震源を

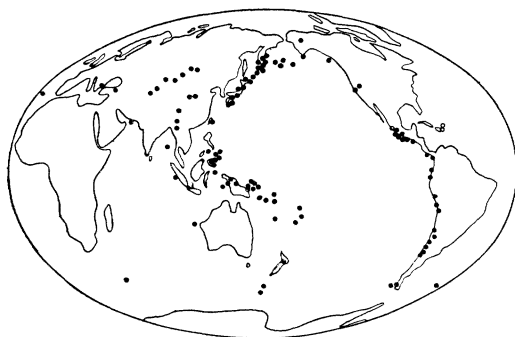
もつ地震は一般に大なる被害を与えるもので、 $M=7$ といへば日本では、但馬北部(7.0),北伊豆(7.1),鳥取(7.3),三河(7.1),福井(7.2)の諸地震がほぼこの級にあたる。図-1でみると震央は偏在し地球上の大部分の土地は震災をうけることはまれである。すなわち、太平洋岸を除く南北両米大陸,ユーラシア大陸の北半部,アフリカ大陸,アラビア,インド,オーストラリア大陸,南極大陸およびやや局地的ではあるがグリーンランド,支那東部,印度支那の大部分,マレー半島,ボルネオ,マダガスカル等にはまれにしか強震がない。一方地震の多い地域は太平洋盆地をかこむ環状の地帯とヒマラヤ山脈一帯の大山岳塊をかこむ地帯である。太平洋をめぐるところでは、南米アンデス山脈の西側海岸にそつた地帯,メキシコ西南部海岸地帯,アメリカ合衆国西海岸,アラスカ太平洋岸,アリューシャン,千島,日本,琉球各列島,台湾,フィリピン(パラワン島を除く),マリアナ,カロリン各群島,セレベス島,ニューギニア島,ソロモン,ニューヘブリイズ,フィジー各諸島,ニュージーランド,マクアリー島等にわたつて地震が多いが、このなかには太平洋西半部の海溝にのぞんだ弧状の地域が多いことがめだつている。この環太平洋地震帯はその西部においてスンダ列島にのびた支脈をもちこのためジャワ,スマトラの南部にも地震がある。ヒマラヤを中心とする大山岳塊では地震は南はヒマラヤ山脈,イラン高原の南段より北はバイカル湖,バルハシ湖,アラル海,カスピ海,黒海を結ぶ線に囲まれた広大なアジア大陸中央部に多く、それより一派は西進して小アジア半島よりギリシャ南部,イタリア半島南部,シシリー島,アルジェリヤ,ジブラルタル付近に至る帯状の地帯に多い。他の一派は南下してビルマにのびている。その南端がスンダ列島にのびている環太平洋地震帯の支脈に接続しているかどうかは明らかでない。これらの地震多き地盤のなかには日本をはじめその近隣諸国が含まれている。その主要な地域に最近おきた強震以上の地震の年代と M を示すと表-1のようである⁷⁾。

a) 台湾：台湾は地震のきわめて多い地方で東部および南部に特に多い

b) フィリピン：フィリピン群島はきわめて地震多くその震央は全島にちらばつている。北部ルソンおよびミンダナオ島に特に多く、ボルネオに通ずるかけ橋のように横たわるパラワン島には地震がない。地震の原因を構造線にそつた弱点に生ずる地殻のすべりに帰する立場にたつ学者はフィリピン群島内に多数の構造線を考へている。それらは互いに交錯し、フィリピンが地殻として多数の弱点をもつことを示し、過去の地震の際構造線にそつて断層があらわれた例が知られている。しかし地震原因に関するかかる考へについては異論も多い。

c) セレベスおよびモルツカ諸島：この地区もきわめ

図-1



表一

台 湾	フィリピン	セレベスおよびモルツカ	ニューギニア	スンダ列島	ビルマおよびインド	パキスタン	イラン	トルコ
北西部 なし	北西部 1934 7.6	セレベス 1913 7.9	1906 8.1	スマトラ 1931 7.1	ビルマ西部 1938 7.2	北西部 なし	1929 7.1	西部 1912 7.7
西部 1935 7.1	1937 7.5	1925 7.1	1914 7.9	1931 7.4	中部 1912 7.7	西部 1931 7.0	1946 7.5	1944 7.4
南西部 なし	1948 7.2	1926 7.0	1916 7.8	1933 7.5	1930 7.3	1931 7.4	1947 7.3	1948 7.1
北部 なし	西部 1928 7.0	1932 7.1	1918 7.5	1935 7.9	1946 7.7	1935 7.5	1948 7.3	1949 7~7.7
中部 なし	1942 7.7	1936 7.1	1918 7.4	1936 7.0	1946 7.5	南西部 なし		1953 7~7.7
南部 1925 7.1	南西部 1942 7.3	1938 7.6	1925 7.0	1936 7.3	東部 1923 7.3	北部 なし		中部 1939 8.0
1936 7.2	北部 1949 7.2	1938 7.3	1926 7.7	1936 7.2	1930 7.3	中部 なし		1942 7.3
1938 7.0	中部 1948 8.2	1941 7.0	1927 7.1	1943 7.0	1941 7.0	南部 1945 8.3		1943 7.6
1941 7.1	南部 1918 8.3	1941 7.3	1931 7.1	1943 7.4	1950 7.0	北東部 なし		東部 1930 7.2
南東部 1922 7.6	1918 7.0	1947 7.2	1934 7.0	1943 7.6	インド 1923 7.1	東部 なし		
1922 7.6	1923 7.2	1948 7.1	1935 7.9	1944 7.0	1930 7.1	南東部 なし		
東部 1920 8.0	1927 7.0	1949 7.2	1935 7.0	1946 7.1	1931 7.6			
1938 7.0	1928 7.3	モルツカ 1919 7.0	1936 7.3	ジャワ 1921 7.5	1934 8.3			
1951 7.3	北東部 なし	1923 7.5	1938 7.5	1937 7.2	1950 8.6			
1951 7.1	東部 1925 7.3	1925 7.1	1941 7.0	小スンダ 1927 7.0	1951 8.0			
1951 7.1	1943 7.4	1925 7.4	1942 7.1	1930 7.2				
1951 7.3	南東部 1911 7.7	1932 8.0	1943 7.6	1952 7.3				
南東部 1919 7.0	1919 7.4	1938 7.2	1944 7.2					
1935 7.2	1921 7.5	1942 7.0	1944 7.4					
1937 7.0	1923 7.0	1944 7.2	1945 7.0					
	1924 8.3	1945 7.1	1947 7.0					
	1924 7.3	1948 7.5	1947 7.4					
	1929 7.2	1949 7.0	1947 7.6					
	1931 7.0	1950 7.6						
	1934 7.3							
	1936 7.3							
	1939 7.0							
	1948 7.0							
	1952 7.7							

て地震が多い。

d) ニューギニア：ニューギニア半島を東西に走る山脈の北側には地震が多く、南側にはほとんどない。表に示す地震もその大部分は山脈の北側である。なおこの島の北東につらなるソロモン諸島は環太平洋地震帯において日本につぐ地震の激しい地帯といわれている。

e) インドネシア：スマトラ島脊梁山脈の南部とその沖合、ジャワ島の南部沖合からスンダ列島東端に至る帯状の地域に地震があるが、このうちスマトラ島南部が比較的多いが、その程度は日本列島には比すべくもない。

f) ビルマ：シタン、イラワジ両河にそう南北に走る地帯に地震がある。

g) インド：その東部すなわちアッサム地方にのみ大地震がある。デカン高原は地震のないブロックである。

h) パキスタン：パキスタンは東西両域に分れているが東部には地震は少ない。西部パキスタンの北部および中西部すなわちインダス川の西ヒンズークシ山脈の南段には非常に規模の大きい地震が多い。この地域に過去100年間に20回の破壊的地震があつたといわれている。Chaman(1892), Mach(1931) Quetta (1935) 等の地震が有名である。北部ヒマラヤ地震地帯は大部分無住である。なおヒンズークシ山脈は震源のやや深い地震の多い所である。

i) イラン：震央が国内各地に散在しているが、あま

り激しいのはない。

j) トルコ：トルコは国の南北両側に南および北アルプス山系が走っておりその間に台地がある。激しい地震は国の西半分アナトリア地方に多く東半分タルディスタン地方に少ないが、これと地質構造とは直接には関連づけがたい。国内には4コの特に出地震の多い地区があり、その他の地区では地震は多いが激しい破壊的なものはまれである。4コの地区は i) 西アナトリアおよびトラキヤのエーゲマルマラ地帯 ii) 北アナトリア地帯, iii) 中部アナトリア地帯, iv) 南部アナトリア地帯である。これらの地区での過去に報告された地震の回数は、エーゲマルマラ地帯11世紀以降350回、北アナトリア2世紀以降191回、中部アナトリア地帯13世紀以来42回、南部アナトリア地帯2世紀以来135回である。表に西部、中部とあるのがアナトリア地方である。

(3) 地盤と震度の関係

地震震度は地盤の状態に密接な関係があることが主として被害調査から推測され、それが物部私案にもあらわされているが、その後これに関する研究成果はかなり蓄積された。岩盤地帯の地震については資料が少ないが、これまでの観測では0.1~0.25 sec 程度の短かい周期が卓越している^{7), 8), 9)}。ただこれらの短い周期はいずれも小地震の際のものであるから、表面の被攪乱層の影響があらわれているのかも知れず、大地震の際の周期は今後の観

測によらねばにわかに予測はできない。

沖積層のある地盤の地震時の地動についての研究はきわめて活潑であつた。ただし沖積層としばしばの上にある埋立土層の影響の区別は実際にはむづかしいが、現在普通に行われている調査方法は、弾性波試験や試掘等で知られた表面層と木造家屋の全潰率の関係を求め、全壊率と震度に関する既知の関係をを用いて表面層と震度との関係を導くのである。関東地震による横浜、東京の被害については横浜ではひどい被害は市の北部と南部とにひろがる平地の部分にかぎられ、これらはいずれも 30 m 程度の厚い沖積層をもつていたし、東京でも全壊率は江東、墨田、台東各区の深さ 30 m の沖積地に最も高く、港、中央、千代田各区内の厚い沖積層地区や洪積台地に狭まれた谷間がこれにつき山手地区洪積地の被害は下町に比すればはるかに少なかつた。東海地震による名古屋市震害についても家屋被害は南部の海岸と西部の平野および中部の丘陵の東側の浅い谷に多く丘陵上の地区はきわめて軽微であつた¹⁰⁾。これらの場合に全壊率と沖積層の厚さの関係をしらべた結果ではいずれの場合も全壊率は層の厚いほど高くなり、とくに層厚が 30 m を超えると急に高くなつていく。これらの調査では、さらに埋立土層の影響も調査されているが、厚さ、土質、年代を異にするので影響もまちまちであるが、埋立土層の場合はその厚さが数 m にすぎない場合でもかなり影響があることが知られている。沖積層の厚さには直接注目せず沖積層と地表層の影響を含めて表面層の軟かさが全壊率にどう影響するかとの観点から地盤の影響を調べることも行われた。この場合は軟かさを表す尺度が問題であるが、北沢博士は地表面下 30 m までの平均掘進度をもつてその尺度とした。そうすると関東地震による東京市内の木造全潰率と地盤の軟かさは直線的関係を示す¹⁰⁾。また棚橋博士は弾性波試験によつて軟かさの尺度を求め、 $A = \frac{V_{p1}}{V_L} \sum \frac{d}{V_p}$ (V_L : 弾性波実験で P 波のあとに記録される大きな波の速度、 V_{pn} : 地表より第 n 番目の層内の P 波の速度、 d_n : 同層厚) なる係数が全壊率と密接に関係があることを知つた。そして A の値につき 0~5 は最も震害軽微な地盤、5~10 は震害軽微な地盤、10~15 を通常の地盤、12~20 を震害はげしき地盤、20 以上を震害特にはげしき地盤と考えている¹⁰⁾。

ここに示した結果は木造家屋の被害を仲介しているから、ここにいう震度が地質に関係なく地震動の最大加速度であると考えられるわけにはいかない。なぜならば地震の際に表面層の運動としてあらわれる振動振幅には、周期による特性があるからである。すなわち地震動について周期別頻度曲線を描くと、ある値の周期の頻度が多い。最初このことが注目された頃は、たとえば山手では 0.3 sec 下町では 0.6~1.0 sec が卓越しているとされたが、その後のくわしい研究によると、東京下町のような複雑

な沖積層ではあまり明瞭な卓越周期が認められず、洪積層、第 3 紀層のような硬い地盤ほどはつきりした卓越周期をもつことがわかつてきた。したがつて木造家屋の倒壊率が端的に地震加速度を表わすというものではない。

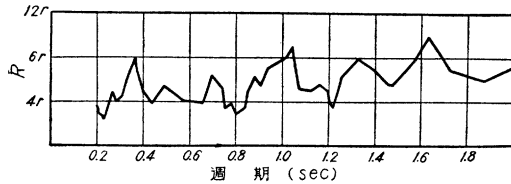
表面層の周期がこのような性質をもつことは表面層に垂直に上つてくる波動による地表の変位を弾性理論によつて計算することによつて理論的にもほぼ推定される。それに関する金井博士^{11), 12)}の一連の研究の成果のうち、われわれに関係の深い点をあげると次のようである。地表層の固体粘性が大きい場合表面層の弾性が下層のそれに比して相当に小さい場合には基本固有周期のところの振幅が明らかに卓越するが、この比があまり小さくない場合には固有周期のところの振幅の特性をほとんど現わさない。ii) 地表層の固体粘性があまり大きくない場合、上層の下層に対する弾性比が相当に小さい場合には、基本固有週期にあたる付近の振幅が卓越するが高次の固有週期付近でも振幅の増大がおこる。しかしこの弾性比があまり小さくない場合には、これらの性質はそれほどはつきりしない。iii) 基盤上に 2 層の表層のある場合一般に地表の振幅は第 1 層に同期する周期に近い周期の波がきたときに最大となる。しかし第 1 層がはなはだしく薄い場合には固体粘性の作用をうけてこの層の影響は顕著にあらわれない。iv) 地表層の層数がふえるほど地表面振幅と震動周期との関係を示す曲線は平らになる。v) 表面層に有限調和波が入る場合に比較的長い周期の波は 2 波長くらいで無限長のときの振幅に近づくが、地表面の振幅が極大になるような比較的短い周期の波は相当に連続しないと無限調和波のときの振幅に近づかない。こうした計算の結果は観測結果とかなりよく一致することが認められる。

一方このような地盤の周波数特性は地震によらなくても常時微動を測ることによつて知られることが見出された¹³⁾。地盤は常に微動しているが高感度の計器でこれを測り周期の頻度曲線を描くと地震によるものとほとんど一致した曲線になる。このことは地質柱状図や地盤の軟かさから地震時の震度を推定すると同様に広い応用面をもつように思われる。筆者は金井博士と協同して架橋点の陸上および海底の常時微動を調査し、ここに架橋を予定される橋の耐震を調べているが、今後は現場の土質調査が基礎工設計に貢献するように現地の動的調査が構造物の耐震設計に貢献するようになることを期待している。表博士は鶴見・川崎地内のそれぞれ地盤状況を異にする地点における地震を変位計で観測し、くわしく分析した¹⁴⁾。その一結果によれば微動より震度 II までの自然地震を観測したうち、どの地点においても、卓越周期は振幅の大きさによつて漸変し、振幅小なる地震では短周期が卓越し、振幅大なる地震では、これより長い周期が卓越することが認められた。小なる地震による短周期

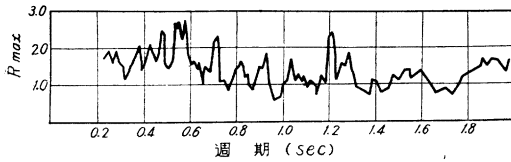
の卓越はただ地表の表層にのみ関係しており、振幅が十分大きくなると卓越周期はある一定値に漸近してくることが示された。

このことに関連して思われることはハウスナー博士の説である¹⁵⁾。氏は理想的に任意排列(ランダム)な地震を想定し、ランダムなるが故にそのフーリエ成分は周波数に無関係であることを示し、これを以てランダムな地震の特性とした。そして実際に各地で観測された10コの強震記録*をフーリエ分析しその成分がランダムな地震が示すと同程度に、周波数に無関係なることを示し(図-2

図-2



(a) 乱数表による



(b) 1940年5月エルセントロ地震による

(a), (b)** 強震には特別に卓越する周期はないことを示した。この結果は今村、石本説を維持しがたいものとする。博士は強震とは大きな波動が震源から逐次到達しておるのであるから、それが任意排列となるは当然であると述べており、日本で考えられている大きな振幅がおきる機構とは別な機構を考えている。日本とアメリカでは表面層の状態が非常に異なっているので、この結果をそのまま日本にとり入れることには問題があるが、アメリカにも疑問をもつ人々もある。メキシコのごときは博士の所説以来地盤の卓越周期の学説を、設計に取り入れることをやめる傾向にあるそうである¹⁶⁾。

次に地下における震度の問題は、基礎工を深くし、重要構造物を地下に入れる傾向の強い現在では特に重要となつてきた。従来の研究としては90~300mという非常に深所については地震学者の研究があるが、技術者の必要とするも少し浅い地点については調査資料がはなはだ少ない。沖積層・洪積層についてはミルン教授は虎の門の堅く乾いた赤土にある深さ3mの井戸の底と地表の地震を1885年の強震について比較し、最大振幅は地下は地上の1/34、最大加速度は地下は地上の1/82をえた。大森博士は本郷の堅い赤土にある深さ5.4mの井戸で多数の弱震を測り、平均して地下は地上の最大振幅にて

1/2.2、最大加速度にて1/4.7をえた。齋田・鈴木両氏は丸の内地下10mと20.4mにおける弱震を測つたが、それによると地表も地下も同一卓越周期0.2および0.7secをもち、洪積層上面における加速度は沖積層上面における値の1/5~1/6であるが、沖積層内では地下10mと地上とでは、いちじるしい差は認められず、地下20mと地表とではかなり差があり前者は後者の1/3~1/5であつた¹⁷⁾。震研地盤調査会では墨田区内の粘土を主とし地下25mに厚さ約4mの砂層をもつ地点で、掘進中の試掘孔底に計器をおき、孔から17.6m距たつた位置にある起振機による振動を測り地表における振動と比較した¹⁸⁾。これは地震によるものではないが、そのかわり起振力を変えることもでき、深さも25mに至るまでの各段階で測定することができたがその結果では振動は地下わずか数mで地表の1~2割になり、15mより深くなると地上と地底の振動の比は大体上記の値程度におちつき一定となる。この傾向は起振力の大小によつては顕著な差を示さなかつた。

岩盤地帯における調査資料として筆者は奥利根の地下発電所において地表と地下38mの発電所内の地震を比較した¹⁹⁾。この地震は千葉県北部に震央をもち、現地での最大加速度は7galであつた。岩盤はカコウ岩であるが地表部は風化している。その主要な波について加速度を比較すると表-2のようになり地下の加速度は地上の加速度の平均36%である。これらの結果はいずれも地

表-2

周期 (sec)	加速度 (gal)		比 (%)
	地表	地下	
0.17	5.3	1.8	34
0.21	3.8	1.3	34
0.30	5.5	2.4	44
0.25	5.7	1.8	32

下の地震は地上に比較して小なることを示している。ただこれらの調査は小地震に対するもののみであるから大地震の際もこのとおりであるかはわからない。災害実例をみると関東地震で泰野町上

水道では、埋設深の深い管路は浅いものに比し格段に被害がなかつたが東京市下水道の震害は深さ10mくらいまでは顕著な差は認められず、こう考えると大地震時の地下の振動の問題は未知の問題といふことができる。

(4) 現行震度規定

以上説明したように物部私案がでた頃に比して震度期待値や地盤の影響の問題はかなり明らかにされており、設計震度についての規定もまたくわしくなっている。土木関係のおもな規程を列挙すると次のようである。

(1) 水道協会：水道施設の耐震工法

1. 設計震度

(1) 地震力は静荷重(固定荷重および積載荷重)に対して設計震度を乗じて計算しなければならない。

(2) 各地域における標準水平震度は図(河角博士の75年最高震度期待値図)に示した範囲において当該地の

* 強震記録はロスアンゼルス、エルセントロ、ヴェルノン(以上加州)ヘレナ(モンタナ州)でとつたものでそれぞれ地盤状況は異なる。

** 図-2(a)は乱数表より作つたスペクトル、(b)はエルセントロで記録した1940年5月の強震のスペクトル。

地形地勢等を考慮して慎重に定めるものとする。ただし標準震度を0.1以下にとつてはならない。

(3) 構造物に対する設計震度は地盤の種類施設の

種別によつて標準震度に表-3の比率を乗じた値とする。ただしその値が0.1以下となつたときは設計震度を0.1とするを要し、0.3を超えるときは設計震度は0.3とすることができる。ただし塔状構造物および水管橋その他特殊構造物に対しては0.4以上とする。

(2) 港湾協会、港湾工事設計示方要覧

2.9 地震力：地震の影響は水平震度のみを考慮することとし、その震度は地盤の良否、構造物の重要性、地理的狀況で0.05~0.3をとる。

岸壁における地震力の影響は特に大きく、わが国における岸壁の破壊はおおむね地震時に起きるのであるから震度の推定は慎重を要する。横浜港の水深10m岸壁は水平震度0.25下関の9m岸壁は水平震度0.20を仮定し、ともに鉛直震度を考慮してない。

(3) 国際ダム会議日本国内委員会、ダム設計基準案 第15条地震力 地震力は水平に作用するものとし、その震度は基準地盤の良否およびダムの重要性等を考慮して下記範囲において決定するものとする。

(1) 満水時：表-4による。

表-4

ダムの種類	東北(福島秋田山形) 関東、中部、近畿、南四国	北海道、東北(岩手・宮城・青森)、中国、北四国、九州、北陸
コンクリートダムおよびロックフィルダム	0.12~0.20	0.10~0.15
アースダム	0.15~0.25	0.12~0.20

(2) 空虚時：満水時の50%とする。

(4) 鋼道路橋設計示方書(案)

第21条 地震の影響は無載荷の状態において考慮するものとする。地震の水平加速度は重力による加速度の20%、鉛直加速度は重力による加速度の10%を標準とすべし、ただし架橋地点の状況を考慮してこれを増減することを得。

(5) 鋼鉄道橋設計示方書

第14条 地震の影響は無載荷の状態または第6条に規定する等分荷重を載荷した場合について考慮するものとする。ただし、架橋地点の状況を考慮してこれを増減することができる。

(1) 水平震度 0.2

(2) 鉛直震度 0.1

第20条 主荷重従荷重その他の荷重を組み合わせた場合には第16条から第19条までの規定による

許容応力を表-5に示す割合で割り増しすること

	荷重	許容応力の割増率(%)
1	主荷重と地震荷重	75
3	地震荷重 (他は省略)	75

表-3

(水道協会水道施設の耐震工法)

地盤の種類	浄水施設塔状構造物および埋設管理水路		埋設管理水路
	管橋	管橋	
岩盤硬い砂礫層	0.4	0.5	0.3
洪積層	0.7	0.7	0.7
沖積層	1	1	1
軟弱地盤	2	2	2

ができる。ただし、部材の所要断面積は、第15条および本文の規定によるそれぞれの場合について必要な断面積のうち最大のものを用いなければならない。

(6) 日本国有鉄道無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート土木構造物の設計基準(案)

19条地震 死荷重土圧および水圧にたいしては地震の影響を考えなければならない。地震の水平震度として一般に表-6に示す値を用いる。鉛直震度を考える場合にはその値は水平震度の1/2とする。

[解説] 構造物の設計に当つては地震の影響は便宜上構造物、土等に表-6に示した加速度が静的に加わるものと仮定する。この加速度は地震動によつて構造物および基礎地盤中におこる最大変形と同一の変形をおこさせるに必要な静的加速度であつて地域、地盤、構造物の種類、強度計算安定計算の別、構造物の背面土および基礎地盤のそれぞれの振動性情を考慮したつぎの表-aおよび表-bにもとづいている。

表-6 設計に用いる水平震度

区分	地方	都道府県	水平震度
A	北海道	根室、釧路、十勝	0.3
	関東	千葉、埼玉、東京、神奈川	
	中部	山梨、長野、静岡、愛知、岐阜	
	近畿	滋賀、京都、兵庫、三重、奈良、大阪、和歌山	
B	北海道	留萌、網走、上川、空知、石狩、後志、日高、胆振、渡島、松山	0.2
	奥羽	青森、岩手、秋田、宮城、山形、福島	
	関東	茨城、栃木、群馬	
	中部	新潟、富山、石川、福井	
	中国	鳥取、岡山、広島	
	四国	香川、徳島、愛媛、高知	
C	北海道	宗谷	0.15
	中国	島根、山口	
	九州	大分、福岡、熊本、長崎、佐賀、鹿児島、宮崎	

表-a 設計に用いる水平震度

計算の種類	自由に振動する構造物の強度計算			自由に振動する構造物の安定計算および土圧の影響を考慮する場合の強度および安定計算		
	マッブな構造物			スレンダーな構造物		
地域区分	A	B	C	A	B	C
地盤の種類						
第1種地盤	0.35	0.25	0.20	0.20	0.15	0.10
第2種	0.25	0.15	0.10	0.30	0.20	0.15
第3種	0.15	0.10	0.10	0.30	0.20	0.15
第4種	0.15	0.10	0.10	0.30	0.20	0.15

表-b 地盤の種類別

名称	地盤の種類別
第1種地盤	2m以下の厚さの沖積層を表面層としてもち、その下にすぐ相当広範囲にわたつて第三紀以前の堅硬な地層がある地盤
第2種	3~15mの厚さの洪積層または2~10mの厚さの沖積層を表面層として有する地盤
第3種	15m以上の厚さの洪積層または10~25m厚さの沖積層を表面層として有する地盤
第4種	いちじるしく軟弱な地盤または25m以上の厚さの沖積層を有する地盤

外国の土木関係の基準は簡単である。アメリカ¹⁹⁾では死荷重に平時作用する活荷重を加えた荷重に水平震力係数Cをかけて全地震力Vを計算する。CはTを構造物

の自己振動周期とすると、 $C=0.025/T$ によつて求められる。その値は 0.03 以上 0.10 以下でなければならない。ただし塔で支えられた構造では C は 0.1 以下ではないことになつている。 T のはつきり定めにくい構造では C を 0.10 にとるのが普通である。構造物の高さの方向への分布は $F_x = Vw_x h_x / \Sigma (wh)$ によつて求められる。ここに、 F_x : ある高さ x における水平震力、 h_x : x 断面より上部の高さ、 w_x : x 断面における重量である。構造物を転倒させるモーメントは所定の外力について高さ 120 ft の断面について計算しそれ以下の部分については基礎に至るまで同一のモーメント値をとることに定めている。これで見るとアメリカの設計震度は日本に比しかなり小さいことが認められる。建築についての耐震規定をもっている国は多くこれによつて、それらの国の土木構造物に対する考え方もうかがえる。主として震度に関する事項をとりあげて次に示す。

a) 地震力について：地震力は通常水平力のみを考え、水平力は地震力をうける質量 W と震力係数を乗じて求める。 W のとりかたは日本では固定荷重と積載荷重の和、米国¹⁹⁾では死荷重と設計活荷重の一部（倉庫では 50%、倉庫以外の床では 25%、屋根では 0%）の和、チリ²⁰⁾では死荷重と活荷重の 1/2 の和、メキシコでは死荷重と活荷重の和をとつている。

b) 震力係数について：震力係数については日本には詳細な規定がある。およその値は 0.2~0.3 であるが地区、地盤、構造に応じてこれを減減することができる。減減率は先にのべた諸理論と建築振動の研究結果を勘案して作られたものである。くわしくは土木学会編：土木工学ハンドブック建築編を参照のこと。米国ではおよその値は 0.02~0.06 であるが共振理論によつて建物の周期に応じ異なつた値をとつている。地盤の影響はとり入れていない。建物の各階に働らく地震力強度は V を全地震力とすると、 $F_x = Vw_x h_x / \Sigma (wh)$ によつて与えられる。ここに F_x は x 階に働らく水平力、 w_x は x 階の重量、 h_x は x 階以上の高さ、 $\Sigma (wh)$ は建物に対する wh の和である。 V の値は W に震力係数 C を乗じて求める。 C は地震力を考えている方向の建物の固有振動周期とすると $C=0.015/T$ で与えられる。ただし C は 0.02 以上 0.06 以下でなければならない。建物の付属部分に対しては本体に対するより大なる震度を取り、構造に応じ 0.10~0.50 を規定している。建物を転倒させるモーメントは所定の外力について 10 階の断面について計算し、それ以下の部分については、基礎に至るまで同一のモーメントをとることを定めている。チリ* では震度は共振

* チリでは最初比較的厳しい法規が制定されたが与論におされ幾段階を経て遂次緩和されてきた。そのために多くの規定が乱立しその統一が目下の急務であるという。メキシコの法規は近代科学からみて立ちおかれている。それで実際には重視されておらず構造技術家の裁量で設計されているという。

理論にもとずいて定められている。構造物を周期が 0.4 sec 以下の剛構造物と 0.4 以上 0.75 sec 以下の半剛構造に分け表-7 のような震度をとつている。そして地震の周期と共振するというので 1~2 sec の周期の建物は耐震上好ましくないとしている。メキシコ¹⁶⁾の法規は震

表-7

地盤	剛構造	半剛構造
砂および埋立地 {マツト基礎のもの マツトなきもの}	0.10 0.12	0.12 0.15
礫岩または硬く凝固せる土	0.12	0.10
岩	0.08	0.05

度を損害の程度によつて定めている。すなわち市民生活の生命に関し絶対に襲れてはならない建物には 0.10 を、少数の人間がたまたま集會する建物には 0.01 を、その間をまた人命財産の被害程度別に細分している。その他の国の事情はくわしくはわからないが、ギリシャ²¹⁾では 0.02~0.15 とし特に地震の多いコリント地区では 0.10~0.15 としている。トルコ²²⁾では過去の地震の程度により地域を分け 1 級地域には 0.02~0.04、2 級地域には 0.01~0.03 としている。イタリアは 0.05~0.10、アルゼリヤは 0.026~0.13 ととつている。値に幅のあるのは地盤により適当な考慮をほらうためである。

c) 許容応力について：地震時の許容応力は一般に平時よりはあげている。日本では長期応力に対し木材の繊維方向の強さ、コンクリートの強さ、地盤および基礎杭の支持力について各 2 倍、鋼材および溶接強度に対し 1.5 倍を許容している。外国ではチリは一様に 10% 増し、アメリカ、メキシコでは 33% 増しと規定している。

これらの諸外国の例をみると日本の規定が最も詳細かつ日本で主として発達した地震学の成果が多数とり入れられていることがわかる。アメリカでは建物との共振が詳細に考慮されているのに地盤の影響は考えていないとか、メキシコでは被害だけから震度をきめているとか、トルコが予想外に小さな震度を採用しているとか、それぞれその国情を反映しているのは興味あることである。

2. 強震測定について

(1) 強震測定

災害をもたらすような地震の記録をうるために、強震測定が行われる。強震はまれにしかこないで、その記録をとるには特別な工夫がいる。普通は初期微動を感じてはじめて駆動し始めるような、いわゆる起動装置付地震計をあらかじめ要所要所に配置して待機するのである。現在これを実施しているのは日米およびニュージーランドであつて米国は断然優位にある。日本が世界一の地震国でありながら今日の立遅れをみたことは遺憾なことである。日本では SMAC 強震計²³⁾ ($T=0.1$ sec, $M=16$) とよばれる加速度計を主とし DC 型強震計 ($T=0.1$ sec) を補助的に用いている。SMAC は 10~1000 gal, DC は

5~500 gal まで記録しうる。強震測定の開始は 1955 年頃から 1956 年 2 月 14 日埼玉県東部の地震は記念すべき初の記録である。現在強震計の設置されているのは東京では東大地震研、東京都庁舎、鉄道会館、防衛庁庁舎、明大大学院、三鷹住宅協会アパート、亀戸都営アパート、大井明石製作所、東京デパート、大阪では合同庁舎、第一生命ビル、名古屋では中村稲葉町アパート、文化会館屋上である。将来では国内各地の要地にすえる計画はあるがまだ予算の裏づけはない。記録の管理は東大地震研内の委員会があたり随時出版してその利用をはかることになっている。ニュージーランド²⁴⁾の強震測定はニュージーランド物理研究所が行っている。全国を 40 mile 平方の区域に分け、おのおの強震計が配置されている。計器は一部には高級のものもあるが普及を旨とし簡単なものが多い。Wenner 型加速度計、電気的地震計および最大加速度のみを測る最大力計等が併用されている。計器設置後まだ一度も強震はきていないようである。米国の強震測定計画²⁵⁾は 1931 年にはじまる。陸地および水路測量部が担当し、西部の 36 都市に 64 台の強震計が配置されている(図-3)。地震計には Wenner 式加速度計 ($T=0.035\sim 0.1$ sec, $M=120$)、Carder 式変位計 ($T=2.5\sim 6$ sec, $M=1$) をあわせもつ強震計、 $T=10$ sec, $M=10$ の変位計、Weed 式加速度計 ($T=0.18$ sec, $M=7$) 等がある。すでに多数の記録がとられている。

(2) 記録の利用

アメリカでは多数の強震記録があるのでそれを設計に生かすような一連の研究が主としてハウスナー教授によって展開されている。その大要は次のようである。

線形振動系の振動はこれを個々の基準座標の独立せる振動の和として表わせる。このとき基準座標は固有な周期をもつ線形振動系をなす。減衰のある系の振動は一般には個々の独立した座標の振動に分割することはできないが減衰作用が小さいときは近似的にこれを基準座標の個々の振動の和とすることができる。そのとき基準座標の振動は線形の減衰振動である。ハウス

ナー教授はこのような意味で自由度 1 なる線形振動系に対して強震記録を応用する方法を展開した²⁶⁾。簡単のため減衰のない系で初速 \dot{u}_0 、初変位 0 の自由振動を計算すると、 $u = \frac{\dot{u}_0}{p} \sin pt$ となることは容易にわかる。それゆえ、いまある時刻 τ に $\delta \dot{u}$ なる速度が加えられたとしてそのために時刻 t に生ずる u の増分は $\delta u = \frac{\delta \dot{u}}{p} \sin p(t-\tau)$ 、である。それゆえ時刻 τ における加速度を a とすれば $\delta \dot{u} = a \delta \tau$ だから $\delta u = \frac{a}{p} \sin p(t-\tau) d\tau$ 、となり時刻 0 より t まで a が作用したときの t における u はこれを 0 より t まで積分して求められる。系に減衰があるときはこれに減衰項がかかり、 p がわずかに減じて p' となるだけで原理的に変りはない。よつて

$$u = \frac{1}{p'} \int_0^t a e^{-n\tau(t-\tau)} \sin p'(t-\tau) d\tau$$

となる。いま a を強震の加速度記録とすると上式左辺に

$$S = \int_0^t a e^{-n\tau(t-\tau)} \sin p(t-\tau) d\tau$$

は振動系の固有周期と減衰係数と地震の加速度とからきまる量で速度のディメンションをもつ。いま n と p を一定にし与えられる強震記録にもつづき S を t の函数として計算すると t に対し S の波状の曲線がえられるが、その最大値は構造の破壊に最も関係深い値と考えられる。これを S_0 とする。 S_0 は n と p の函数であるから n をパラメーターとし p に対し S_0 を画くことができる。このグラフを速度スペクトル、 S_0/p を加速度スペクトルという(図-4(a))。このようなスペクトルのもつ意義は強震を構造物に関連して特徴づける点にある。ハウスナー教授は 28 コの強震につき種々の n に対して加速度スペクトルを作り次の性質を認めた。すなわち強い地震と弱い地震のスペクトルを比較すると、弱い地震では長周期の部分において一般に強度が小であること、および 28 コの例のうちチャトルの埋立地におけるただ 1 コの記録にだけある周期の卓越がみられ、他の記録についてはカーブの特性は一般に相似的であることである。それでその相似的なカーブを平均して滑らかなカーブに直すと図-4(b)のごとくなる。このカーブは 0.3 sec より長い周期については減衰が小なときはほぼ一定である。それゆえ簡単のために速度スペクトルは一定値をもつと仮定してその一定値 δ_0 を各地震について求めればそれはその地震の強さを表わす指数になる。たとえば 1934 年エルセントロの地震は 2.2、1952 年タフトの地震は 1.8 のようになる。以上は線形の振動系に対する応用であるがこれを塑性変形の領域にまで拡張するためにエネルギー論的考察が行われた²⁷⁾。振動子の質量を m とし、 S_0 を周期に無関係と仮定すると振動子に与えられる最大エネルギーは $E = m S_0^2 / 2$ によつて与えられる。振動系が塑性破壊をするためには、振動系の弾性的ヒズミ エネル

図-3

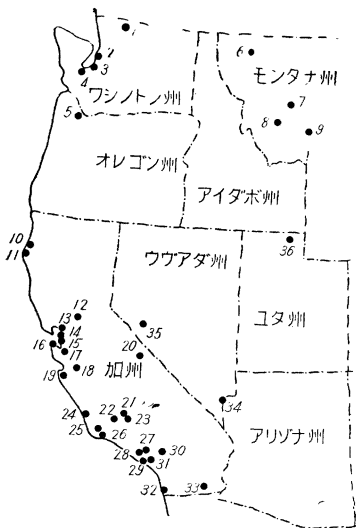
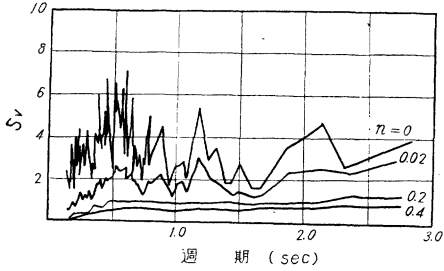
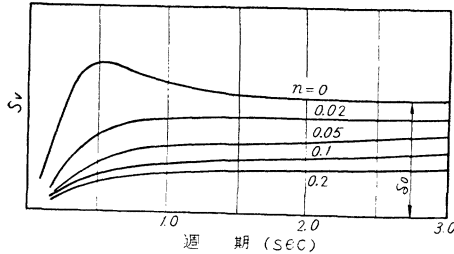


図-4



(a) 速度スペクトルの実例



(b) 速度スペクトルの平均

ギー、塑性変形により失われるエネルギー、さらにその変形による系の重心の移動による位置のエネルギーを加算したものよりも、振動子に与えられるエネルギーが大でなければならない。このような考察から振動により構造物に塑性変形がおきるかどうか、またおきるべき塑性変形量を検討することができ、いわゆる終局強度により安全率を論ずることができる、とするのである。

しかし上記の理論のうちにはかなり多くの大胆な仮定がなされているので、やや複雑な構造にこの方法を適用するについては、いろいろな問題があるが、とにかく実際の強震記録の利用をここまで発展させたハウスナー博士の仕事は高く評価されるべきであろう。日本にはまだ頼るべき記録がないがやがて蓄積ができればその利用に関する理論的研究は当然さかんにならねばならない。

3. 構造物の実測

実在構造物の測定は理論の適用範囲を定め、新しい問題を提示する等、きわめて有益なことであり、測定技術の進歩と相まって近時ようやく活発になつてきた。ここにその現況を概観しようと思う。

(1) 橋梁上部構造

橋梁上部構造の振動に関する研究は現在は衝撃係数や橋の老朽化の検出を主目標に行われ、耐震を目標にしてはいない。これは既往に地震で永久橋が折損した例が少ないからであろう。しかし橋の剛性は漸次小になる傾向にあるので将来は地震動との共振が予想され、その場合は既往の実測は耐震の見地から見直されることになる。ことに振動減衰性の具体的な数値は貴重な資料となるであろう。実測によると減衰常数*は0.01程度であるが橋の形式や古さにその値が関係するかどうかいま明らかでない。0.01は決して大なる減衰値ではないのでもし地震動に対して共振がおこるなら振幅はかなり増大するおそれがある。既往の実例を表-8^{(8)~(27)}にかかげる。

(2) 橋梁下部構造

国鉄では従来多数の橋脚について振動を測っている^{(8)~(12)}がその主たる目的は損傷橋脚の強度判定にある。振動は機関車通過により生ずるものを測り、その固有周期の推定は多くの場合最大振幅を生じている波形の周期に等しいとして求められている。したがって周期は機関車が橋脚上にあるか桁上にあるかで異なってくる。減衰常数は求められてない。その結果は表-9のようでありこれにより実在鉄道橋の周期の大勢が察知される。これらはいずれも架橋状態のままの振動であるが、このような状況下の振動については石原博士も京福電鉄中角橋について実測しこの種の多径間橋梁の振動について一般的考察を行つている⁽⁴³⁾。中角橋は径間22mの鉸桁11連よりなる。橋脚は杭打基礎をもち無筋コンクリートで高さは9.0~15.2mの範囲で変つている。各橋脚の振動周期は脚高に互いに差があるにもかかわらず相互に大差なく0.25~0.63secの間にあつた。このことは前述の

* 振動方程式、 $\ddot{x} + 2\epsilon\dot{x} + n^2x = 0$ のとき $h = \epsilon/n$ を減衰常数という。

表-8

橋名	型式	橋種	径間長(m)	幅員	固有周期(sec)	減衰常数	測定者
東海道線木曾川橋*	ジュエドラ・ピントラス	単桁	60	単線	0.21	0.021	鉄研
					0.22	0.031	
					0.21	0.026	
					0.22	0.040	
大川橋	ワーレン・トラス	単桁	59.1	6.0	0.32	0.011	京大土木
					0.32	0.009	
市川橋*	ワーレン・トラス	単桁	54.9	7.2	0.30		東大生研
					0.26		
犬山橋*	ワーレン・トラス	単桁	72.0	14.2	0.34	0.051	土研

相模大橋 端定着鈹桁 複定着鈹桁	鈹桁 (床版打設前) "	単 桁 "	45.60+12.16 12.16+57.76+12.16		0.31 0.48	0.010 0.011	早大土木
西条大橋	合成箱桁 (溶接)	単 桁	36	5.5	0.31	0.018	東大土木
相模大橋 複定着桁 端定着桁 中央吊桁	鈹桁 (溶接)	ゲルバー	45.6+5@57.76+45.6	9.0	0.22, 0.29, 0.75 0.24, 0.30, 0.47 0.21, 0.29, 0.35		早大土木
高倉橋*	鈹桁	ゲルバー	27.6+17.5	11.1	0.29	0.005	京大土木
京川橋	鈹桁	ゲルバー	25.8+34.5+25.8	6.0	0.29	0.007	"
正面橋	鈹桁	連続バリ	27.1+27.0+21.8	6.0	0.31	0.015	"
菅鳩橋	鈹桁 (溶接)	ゲルバー	19.3+3@24.6+19.3	9.0	0.20, 0.18, 0.39		"
大正橋*	アーチ・トラス	2ヒンヂ ・アーチ	l=180 f=15	21.9	0.50, 0.34	0.003	"
樹谷橋*	ソリッド・リブ (補 剛トラス)	2ヒンヂ ・アーチ	77.2	6.0	0.34	0.005	"
萩原橋 応力大なる部分 応力小なる部分	ソリッド・リブ (溶 接)	2ヒンヂ ・アーチ	l=77.0 f=10.0	6.6	0.30 0.30	0.024 0.013	東大生研
会津線第1只見川橋 上下振動 前後振動 横振動	アーチ・トラス	2ヒンヂ・ バランスド ・アーチ	l=32+112+32 f=19	単 線	0.25 0.26 0.50, 0.30	0.026 0.026 0.010~0.016	沼田氏

備考：*印は古い橋，その他は新しい橋

表-9

利根川鉄道橋の測定でも見られることで多径間橋梁の振動に対し一つの示唆を与えるものである。桁をのせない橋脚の単独の振動試験は要素的研究として意味があり，従来いくつかの資料が出されている。その結果を表-10^{4))~6))}にかかげる*。この結果からみると減衰常数は橋脚によりいちじるしい差が認められるが起振力の大きさも関係がありそうに思われる。線糸町高架橋脚や萩原アーチ橋の実測ではいずれも変位の大なる場合に大なる減衰常数を示している。

(3) ダム

ダムに関する地震の問題は断層の挙動，堤体の応力，継目の挙動，動水圧等数多いが，現在までにいくらかでも実測による研究が行われているのは堤体振動に関する点である。重力ダムの振動測定は古く岸上博士が変位計を用いて三浦，秦阜両ダムについて行ったことがある。このとき秦阜ダムでは幸運にも実際の地震にあいその貴重な記

* 表-10は久慈川橋脚の実験では橋脚の周囲の土を基礎部が露出するまで逐次床掘りして各段階で振動実験を行ったものである。中の沢，天龍，線糸橋の実験では破壊を覚悟して廃橋脚をえらび容量10tの起振機を用いて，大振幅の振動実験を企図したが，なお起振力は過少であつた。

橋 名	橋脚 番号	材 料	基 礎	基礎長 (m)	脚高 (m)	両側径間長	前後動周期 (sec)		左右動周期 (sec)	
							橋脚上	桁上	機脚上	桁上
大松前川橋梁	1	コンクリ ート	杭 打		16.0	25.4, 25.4	0.25	0.24	0.41	0.34
	2	"	"		16.0	"	0.24	0.25	0.41	0.37
	3	"	"		17.0	"	0.25	0.27	0.54	0.37
	4	"	"		17.0	"	0.22	0.24	0.34	0.34
	5	"	"		17.0	"	0.29	0.27	0.51	0.31
	6	"	"		17.0	"	0.29	0.27	0.51	0.31
	7	"	岩 磐		18.0	25.4, 19.2	0.27	0.24	0.30	0.29
第二常呂橋梁	1	レンガ	岩 磐		4.4	9.1, 21.3	0.29	0.19	0.48	0.19
	2	"	"		3.9	21.3, 21.3	0.29	0.22	0.29	0.25
	3	"	"		4.1	"	0.18	0.19	0.35	0.25
	4	"	"		4.6	21.3, 9.1	0.22	0.24	0.10	0.10
第一姫川橋梁	2	鉄筋コン クリ ート	岩 磐		23.5	19.2, 19.2	0.28	0.21	0.29	0.28
	3	"	"		27.5	"	0.15	0.15	0.24	0.23
	4	"	"		26.8	"	0.22	0.18	0.29	0.28
	5	"	"		15.0	19.2, 9.8	0.13	0.15	0.29	0.24
三隅川橋梁	1	コンクリ ート	井 筒	8.0	3.7	16.0, 19.2	0.21	0.21	0.30	0.22
	2	"	"	10.0	3.6	19.2, 39.1	0.25	0.21	0.30	0.36
	3	"	"	14.0	3.8	39.1, 19.2	0.45	0.31	0.48	0.41
	4	"	"	10.0	3.6	19.2, 12.9	0.22	0.19	0.39	0.26
利根川橋梁	1		井 筒	12.8	14.8	30, 30		0.27		0.29
	2		"	14.7	15.3	"		0.23		0.32
	3		"	16.0	17.6	"		0.35		0.31
	4		"	17.5	18.5	"		0.30		0.28
	5		"	17.9	19.3	"		0.26		0.29
	6		"	22.7	20.6	"		0.25		0.31
	7		"	23.1	19.2	30, 60		0.28		0.26
	8		"	26.0	19.0	60, 60		0.29		0.28
	9		"	18.9	19.0	"		0.30		0.30
	10		"	17.7	20.5	60, 30		0.21		0.39
	11		"	14.6	17.8	30, 30		0.30		0.35
	12		"	15.4	18.4	"		0.35		0.33
	13		"	15.9	17.8	"		0.19		0.33
	14		"	15.9	17.9	"		0.38		0.34
	15		"	15.9	18.6	"		0.28		0.28
	16		"	17.7	16.8	"		0.26		0.35
	17		"	18.0	14.2	"		0.32		0.33
	19		"	17.0	17.0	"		0.30		0.28

備考：利根川橋は単構橋，他は単鈹桁

表-10

橋脚名	地質	基礎	基礎長	脚高	前後動		左右動		観測者	
					周期	減衰常数	周期	減衰常数		
九頭龍橋 No. 3	砂, 粘土	井筒	13.0	7.3	0.20	0.089			京大土木	
瀬田川橋 No. 9	砂, 粘土	井筒	18.1	5.0	0.10	0.080			京大土木	
出町橋 左岸側	砂, 砂利	井筒	7.0	4.3	0.10	0.175			京大土木	
久慈川鉄道橋	ローム, 砂	フーチン グ		レンガ					鉄研	
1号脚 D=0					5.2	0.16	0.019	0.14		0.020
D=1.5						0.20	0.007	0.16		0.012
D=2.5						0.28	0.005	0.20		0.008
2号脚 D=0					5.5	0.16	0.019	0.14		0.027
D=1.5						0.21	0.009	0.18		0.010
D=2.6						0.24	0.009	0.20		0.009
3号脚 D=0					5.4	0.13	0.021	0.11		0.035
4号脚 D=0					5.4	0.15	0.010	0.13		0.014
中の沢橋 No. 2					岩	フーチン グ		24.3		0.48
中部天龍橋No.4	砂 利	井筒	11.0	17.4	0.27	0.060			〃	
綿糸町高架橋	結 土	杭 打		6.7					〃	
小振動						0.20	0.068			
大振動						0.20	0.117			

録が得られているが、その際の主要な振動は 0.6~0.7 sec でダム下部も頂部も、動きは同一振幅を示した。越流により生じた振動の周期は 0.35~0.4 sec、であった。三浦ダムは発破による起振で空虚時 0.6, 1.2 sec. 満水時 0.2, 0.6 sec が卓越した。これらの数値は片持バリとして弾性論から計算される値よりも非常に長く、ダムの振動に基礎の変形が関係していることを推測せしめる。その後、電力技研では起振機を用いて塚原ダムの振動を測つた。塚原ダムは高さ 80 m の重力ダムで 13コブロックよりなっている。上部監査廊内に起振機をすえ 10 cps 以下の試験を行い、特に各ブロック別の振動に注意し継目の影響について入念な測定が行われた。これにより振動時の継目の挙動について知見がえられ、また重力ダムの減衰常数について一つの具体的数値がえられたが詳細は目下整理中とのことで、近くその発表が期待される。九州電力⁴⁷⁾では上椎葉アーチダム (H=110m) の放水試験にあたり天端における振動を加速度計で測定した。その記録は微少で解析は十分にはできなかつたが、0.21 および 0.29 sec の周期が卓越していた。これはこのダムの着工前に模型実験から推定していた値よりやや短い。このダムには引き続き電研および東大が地震計をおいて地震を待機しているので、そのうち資料がとれることと思う。東京電力⁴⁸⁾では須田貝ダムの工事中に支流橋俣川の仮締切円筒形アーチダム (H=12.8 m) について大規模な実験を企て、地震関係では発破および起振機による振動測定を行つた。それによると* 貯水池空虚の場合に周期 0.08 sec 減衰常数 8%, 貯水池満水

* この実験では振動は2つの班によりべつべつに測定され、いくぶん異なつた結果がえられた。ここにはB班の結果のみをかかげた。くわしくは文献を参照されたい。

の場合に周期 0.93 sec 減衰常数 10% がえられ満水により周期も減衰常数もますますことが確かめられた。幸運にも測定中に地震があり空虚時のダム天端の地震動を記録したがその解析では周期 0.057 sec 減衰常数 10% がえられた。この実測には室内実験も併用されたので、アーチダム解析上貢献するところが多かつた。須田貝発電所については東大で引き続き地震計をおき地表と地下の地震を調査している。今日までに地震を1回記録したが、その結果は表-2 に示したようになり地下の加速度は地上の 36% (平均)

になつている。

アースダムは地震によつて災害をうけた例がかなりあるので地震時の安定性には多大の関心が払われている。この問題は材料的には土質工学の問題であり形状的には構造力学の問題である。前者については現在実験室内で生長しつつある土の振動時の性質に関する研究が役立つことになるであろう。後者については従来から理論的には研究されていたが、現場測定はなかつたのであるが、鉄研は山本調整池 (信濃川) アースダムについて最初にこの種の試験を行つた⁴⁹⁾。それは堤体の固有振動周期、堤体各所の弾性波伝播速度、堤体各部の振動減衰率、堤体内浸潤線の調査、自然微動の測定等であつたが、なにぶん最初の経験であるので測定法にも問題があり、結果の解釈にも困難が多く、決定的なものは何もひき出すことはできなかつた。これは問題の困難さから見てやむを得ぬことで今後この種の実測が回を重ねるにつれ漸次ダムの振動性状が明らかになつてくるであろう。ダムは絶対に安全でなければならぬ反面、非常に経済性を要求される構造物で、いささかの無駄も許されない。したがつて現在できつつあるダムはいずれも巨費をその測定施設に投じているが、日本の事情にかんがみ、ぜひ地震関係の測定をこれに加えることが望ましい。

(4) 繫船岸

岸壁の震害例ははなはだ多いのでこれに関する振動実験が和歌山港⁵⁰⁾、神戸港 6号⁵¹⁾ および 7号突堤⁵²⁾ 等において逐次行われてきた。前二者は主として埋立地内深さによる振動の変化を調べたものでそれにより地中の変位は地表面付近で比較的大きく、十分深い地点では微少になり深さに関する変位分布は極大値、極少値を有するような分布であることが認められた。この結果は地震時土

圧が深さに比例して増すとする従来の仮定とは異なつていて、先にのべた港湾協会の示方書にはこの結果がとり入れられている。7号突堤は海底に多数のケーソンをすえその上に床をおき3層の鉄筋コンクリート上層を重ねたもので、そのために海上に高さ36mの高層建築を据えたような結果となつた。そして突堤の振動性状をきわめ、震力分布を調べるための実験が行われた。その結果推定された重要な結果は脚柱潜函が各個にロッキングしているのではないかということ、振幅分布は各階につきほぼ直線的であるということ、このことは将来に多大の示唆を与える。なお実測された固有周期は0.44 sec、減衰常数は0.16で設計当時筆者が計算した振動周期0.51 secに比し、やや短かい値を示している。上椎葉ダムでも実測は計算より短周期を与えるようであるが、これは振動実験が微小振動について行われるので、コンクリートの弾性係数の値に問題があるのかと思う。

以上筆者の手元にある資料によつて従来の実測を概観してみたが、その際いつも問題になるのは強振動と弱振動の関連性の問題である。人工的に強振動をおこすことはいろいろな点で困難が多いが、実際の大地震は貴重な大振動実験である。その震害記録はできるだけよく整理され分析されねばならない。これまでの地震で土木被害につき比較的よく調査されているのは関東、三陸つなみ、南海、福井、今市、十勝沖^{53)~58)}等の諸地震であるが、さすがに多くの経験をつんだ後にできた十勝沖地震の調査報告は最も完備している。これらの調査にはそれぞれ一応の解析等も付記されているが、なお後日おちついて検討すればいろいろと重要な事実がひそんでいるはずであるが、この点が従来比較的閑却されていたようである。最近天竺氏⁵⁹⁾等は釧路、清水、名古屋、四日市、大阪、宇野、小松島の諸港における岸壁震害についてくわしく考察し、その災害原因を定量的に考究しているが、これは従来閑却されていた重要な耐震研究の一面を一步前進せしめたもので今後港湾以外の面についてもこの種の両調査が行われ、埋没している宝物を掘り出さねばならないと思う。(1957. 3. 1)

参考文献

- 1) 河角 広：有史以来の地震活動より見たる我国各地の地震危険度及び最高震度の期待値，震研彙報，29号，1951.
- 2) 佐藤泰夫：震度と震央距離との関係（第1報）（第2報），震研彙報，26号，1948；33号，1955.
- 3) バイヤリー：アメリカ合衆国西部の地震，WCEE 報告書，1956.
- 4) 資源調査会：強震測定計画に関する勧告，1955.
- 5) 河角 広：浅発地震の強さと規模，国際中央地震局報告，1954.
- 6) グーテンベルグ・リヒター：地球の地震，1954.
- 7) 高橋 忠：ダム地点の地震動と構造物のレスポンスについて，電研所報4巻，1954.
- 8) 金井 清・他2名：地下深所における地震動の観測結果（第4報）震研彙報，31号，1953.

* 筆者の知らない貴重な実測がなお取り残されていることと思われるが、読者諸賢より補足していただければ幸いである。

- 9) 岡本舜三・加藤藤行：地下発電所内における地震観測資料，生産研究，9巻，1957.
- 10) 経済安定本部資源調査会事務局：災害危険度の分布，1952.
- 11) 金井 清：地表層の固体粘性が地震動の振幅に及ぼす影響，震研彙報，28号，1950.
- 12) 金井 清：地表層の性質と地震動振幅との関係（第1~4報）震研彙報30号，1952，31号，1953，34号，1956.
- 13) 金井 清：常時微動の測定（第1報）震研彙報32号，1954.
- 14) 表 俊一郎・川崎 鶴見地蔵9ヶ所で行つた地震観測とその場所の地盤特性，震研彙報，34号，1956.
- 15) ハウスナー：強震の特性，BSSA，1947.
- 16) ローゼンブルース：メキシコに於ける耐震設計，WCEE 報告書，1956.
- 17) 岡本舜三：地震力を考えた構造物の設計法，1954.
- 18) 地震研究所地盤研究会：東京都地盤調査報告，震研彙報33号，1955.
- 19) アンダーソン・他：地震と風による水平力，ASCE 報告66号，1956.
- 20) パートリング：チリにおける耐震構造の発達，WCEE 報告，1956.
- 21) モリオチス：ギリシャにおける耐震構造設計の発達，WCEE 報告，1956.
- 22) ビナル：土耳其における過去及現在の耐震構造，WCEE 報告，1956.
- 23) 那須信治：SMAC 強震計，第3回 NUCTAM 報告，1953.
- 24) マフィー：ニュージーランドにおける地震工学の進歩，WCEE 報告，1956.
- 26) クラウド：USC & GS の強震測定計画，WCEE 報告，1956.
- 52) ハウスナー・他：強震のスペクトル分析，BSSA，1953.
- 27) ハウスナー：耐震構造の極限設計，WCEE 報告，1956.
- 28) 鉄道技術研究所：振動発生機によるトラスの振動試験
- 29) 橋本香一：起振機による鋼橋の振動特性の研究，土学，40巻，1955
- 30) 奥村敏恵：西条大橋の応力並に振動測定について，土学，40巻，1955.
- 31) 神奈川県土木部：相模大橋，1955.
- 32) 沼田政矩：パラソアーチの応力，振動及び温度変形，鉄道業務研究資料9巻，1952.
- 33) 福田武雄：ある鋼アーチ道路橋の載荷試験結果，土木技術第11巻，1956.
- 34) 谷藤正三：犬山橋梁強度試験に関する報告，土研彙報18号，1951.
- 35) 京大土木教室：岩鳩橋応力並に振動試験報告書，1953.
- 36) 小西一郎：既設鋼道路橋の振動減衰について，土学38巻，1953.
- 37) 岡本舜三：既設鋼道路橋の耐荷荷重の測定方法，建設技術研究報告抄，1951，1952.
- 38) 国鉄施設局特殊設計室：大松前川橋梁橋脚振動調査報告，1953.
- 39) 同上：第二常呂川橋梁橋脚振動調査報告，1953.
- 40) 同上：第一姫川橋梁川橋梁橋脚振動調査報告，1953
- 41) 同上：三陽川橋梁橋脚振動調査報告，1953.
- 42) 同上：利根川橋梁下り線橋脚振動調査報告，1953.
- 43) 石原藤次郎：中角橋振動試験とその震害機構の考察，土学35巻1950.
- 44) 後藤尚勇：橋脚筒構造の動的耐震計算法について，土学論文集24号，1955.
- 45) 鉄道技術研究所：久慈川橋梁腐蝕破壊試験 1955.
- 46) 岡本舜三：総合研究 土木構造物の耐震設計基準に関する研究中間報告書，1956.
- 47) 岡本舜三：アーチダムの振動実測資料，生産研究，8巻，1956.
- 48) 東京電力アーチダム委員会：アーチダム実験報告，1955.
- 49) 鉄道技術研究所：山本調整池土堰堤の振動調査報告，1956.
- 50) 松尾春雄：和歌山港における振動実験報告，運輸省第三港湾建設部1949.
- 51) 運輸省第三港湾建設部：神戸湾突堤岸壁における振動実験報告1950.
- 52) 運輸省第三港湾建設部：神戸港第7突堤振動実験報告，1955.
- 53) 土木学会：関東大地震震害調査報告，1927.
- 54) 地震研究所：三陸地方津波に関する論文及報告，震研彙報別冊1号，1934.
- 55) 建設院第一技術研究所：南海地震調査報告，第一技術研究所概報16号，1948.
- 56) 北陸震災調査特別委員会：福井地震々害調査報告土木部門，1950.
- 57) 岡本舜三：今市地震による土木施設の被害について，土学論文集10号，1951.
- 58) 十勝沖地震調査委員会：十勝沖地震調査報告，1952.
- 59) 天竺良吉：日本における岸壁の耐震設計，運輸技術研究所報告，6巻，1956.