

# 中角橋振動試験とその震害機構の考察\*

正 員 工 博 石 原 - 藤 次 郎\*\*  
 正 員 工 博 小 西 一 郎\*\*\*  
 正 員 畑 中 元 弘\*\*\*\*  
 准 員 後 藤 尙 男\*\*\*\*\*

## VIBRATION CHARACTERISTICS OF THE NAKATSUNO BRIDGE AND ONE CONSIDERATION ABOUT THE MECHANISM OF EARTHQUAKE-DISASTER OF BRIDGES.

(JSCE Aug. 1950)

Tojiro Ishihara C. E. Member, Ichiro Konishi C.E. Member, Motohiro Hatanaka C.E. Member and Hisao Goto C.E. Assoc. Member.

**Synopsis** Earthquake damages usually occur in the piers of bridges, a fact which has been experienced in the Fukui Earthquake and many other earthquakes.

So it is important to clarify the vibration characteristics of substructures for the research of earthquake damage and the earthquake resistant design of structures.

We carried out the vibration test of the Nakatsuno Bridge Piers of the Keifuku Electric Railway Company, which had been slightly damaged by the Fukui Earthquake.

In this paper the results of vibration tests and the theoretical investigations are described and from the experimental and theoretical researches we attempted the dynamic consideration about the earthquake damages of multiple span bridges.

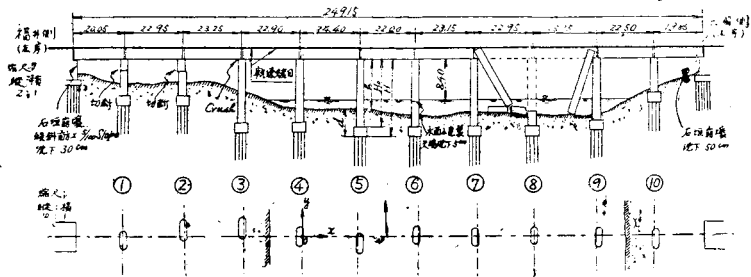
### 1. 緒言

京福電鉄中角橋梁は三国芦原線の九頭龍川本流に架設せられた単純鋼鉄桁多径間橋梁である。昭和23年6月28日の北陸地震によつて図-1に示す如く相当の被害を受けたが、その震害の程度はこれに近接した他の九頭龍川の諸橋梁の震害に比して割合に軽微である。今回の北陸地震によつても橋梁の震害はその大部分が下部構造に限られているので、下部構造の振動性状を明確にすることは震害機構の究明、更に進んで耐震設計上必須の要件である。この意味において橋脚について応急復旧状態と橋脚の補強工事を大部分終了した状態の前後2回にわたつて振動試験を実施した。

一般に橋梁においては橋脚を支持する地盤の弾性が

\* 土木学会第5回年次学術講演会(昭24.5.21)において講演  
 \*\* 京都大学教授 \*\*\* 尚教授 \*\*\*\* 同助教授  
 \*\*\*\*\* 同文部教官(ともに工学部土木工学教室勤務)

図-1 京福電鉄九頭龍川中角橋梁震害概況図



橋脚番号	橋脚	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	2000
橋脚全長	H. m	585	900	1438	1410	1520	1520	1620	1620	1430	780	565
橋脚長さ	H. m	465	720	1210	1210	1340	1340	1440	1440	1230	720	465
地上部長さ	H. m	240	470	670	640	1000	1020	1040	1110	1070	530	310
橋脚全長	L. m	305	410	430	370	420	520	450	450	420	255	
橋脚30m長さ	L. m	0	140	170	180	240	240	240	240	240	0	
橋脚20m長さ	L. m	0	125	210	245	30	0	0	0	0	0	

\* この図は震害調査報告書に基き、各橋脚の中心位置を基準として測定したものである。  
 + この図は震害調査報告書に基き、各橋脚の中心位置を基準として測定したものである。

橋脚乃至橋梁の振動性状に著しい影響を与えるものと考えられ、我々はこの点を考慮して理論的な研究\*を行つて本橋梁橋脚に適用した。本文はこれらの実測及び理論を総合して、一般多径間橋梁の地震動による変

\* 小西一郎、後藤尙男「橋梁橋脚の震害に関する動力学的考察(第1報)」土木学会第5回年次学術講演会(昭24.5.21)において講演、土木学会論文集に投稿、以下\*印はすべて本論文を表示するものとする。

形、破壊について説明を試みたものである。なおこれらの内容の詳細については学術研究会議北陸地震災害調査研究特別委員会報告書をも参照せられたい。

2. 振動試験並びにその結果

第1次振動試験は昭和23年9月14日より同年9月25日にわたって実施した。使用した振動計は電気式水平微動計( $T_0=0.55$ 秒, 倍率133倍)1個を橋脚頂部に橋軸方向の水平振動を測定するよう配置し, その他に電気式佐々式C型振動計5個を併用した。第2次振動試験は同年11月20日より11月30日の間に実施し, 上述の電気式水平微動計2個と煤紙記録式高橋式水平変位振動計( $T_0=0.5$ 秒, 倍率200倍)1個を用い, 橋軸及び橋軸直角の両方向の振動を測定した。加振法はすべて営業中の走行電車によつたが, 橋脚 No. 5のみは別に橋脚頂部に水平振動器を用いて橋軸方向の加振力を与えて振動性状を測定した。その結果は次の通りである。

(1) 振動週期 1) 橋脚 No.1 及び No.2 は図-1 に示す如くその頂部より2.5mの位置において水平に剪断されたが, これは丁度コンクリートの施工継目に沿つたものである。この被害橋脚に対しては, 軸鉄筋径12mmを周囲に30cm間隔に配置し, 尚30kg軌条長サ2mのものを間隔60cmに配置してこれを厚サ30cmのコンクリートで巻いて補強した。然しこの補強にも拘らず補強前後の週期には余り差違が認められない。2) 実測週期の1例は図-2~4に示す如くである。各橋脚については根入部深サ, 地上部長サが図-1表に示す如く夫々異なるにもかかわらず, 各橋脚共著しい差違が認められないのは注目すべき点である。電車1輛, 2輛載荷時の振動週期は0.35~0.5秒であり, これに反し電車が橋梁通過前後の振動週期或いは橋梁上にあるも該橋脚に直接反力を及ぼさない位置に電車が乗る場合の振動週期は各橋脚共略々0.25~0.36秒の範囲内にある。3) 電車速度と各橋脚振動週期との間には各橋脚共はつきりした関係はないが, 実験時の電車速度8~18km/hの範囲では概ね速度に無関係である。4) 輛数の影響は顕著でない。5) 橋軸方向の週期と橋軸直角方向の週期との間には, 電車が橋脚直上にあるときは差はないが, 電車が隣の橋脚及び橋桁上にあるときは橋軸方向の週期の方が若干長くなっている。

(2) 振動振巾 1) 橋脚 No.1, 2の補強後は補強前の最大振巾に比して遙かに小となり補強の効果が認められる。2) 車輛数, 進行方向は余り関係がない。3) 橋脚 No.1, 5について得た振動記録によれば橋軸方向と橋軸直角方向の最大振巾は略々等しい。4) 電車速

図-2 橋脚振動週期試験計測値と理論計測値 (電車2輛が該橋脚頂上附近にある場合)

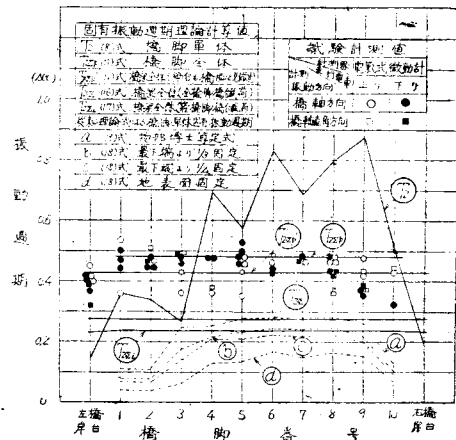


図-3 橋脚振動週期試験計測値と理論計算値 (電車1輛が該橋脚頂上附近にある場合)

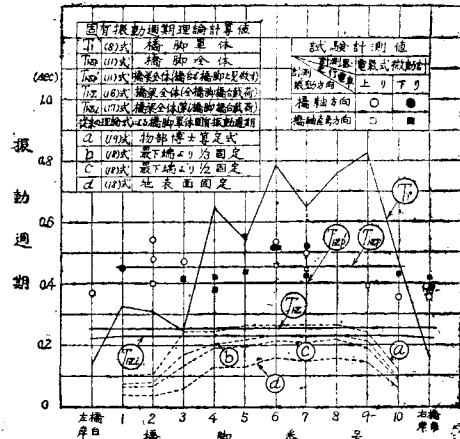
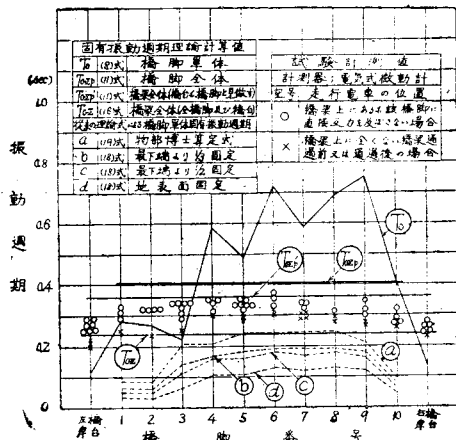


図-4 橋脚振動週期試験計測値と理論計算値 (電車荷重が該橋脚に直接反力を及ぼさない場合)



度と最大振巾は速度が8~18km/hの範囲では速度による規則的な変化は見られずむしろ速度に無関係であると言うに近い。唯試験電車によつて35~40km/hの速度で橋脚 No.5 につき実測した結果では振巾が増大している。5) 振巾の減衰状況は橋脚 No. 1, 2, 6 では直線的、No.3, 5 は指数的、その他はこの中間にある。直線的減衰を示すものは橋脚の弾性振動によるものでなく、橋脚基礎上より動揺するか、或いは橋脚に切斷破損部があつてそれより上部が動揺するか何れかと考えられるから橋脚の基礎固めの不充分、躯体の破損を打診する手がかりとなり得るものと考えられる。

(3) 振動位相 相隣の橋脚は橋軸方向には同一位相の振動を示すが、橋軸直角方向ではこの傾向は見られない。

(4) 軌条継目の影響 走行電車が軌条継目通過時に生ずる衝撃作用によつて橋脚に与える振動は、週期が何れも0.04秒、振巾が0.1~0.07mm程度であつて、大きな振動曲線中に4~5回の波形を画き、週期、振巾共に橋脚の振動に卓越されている。

(5) 橋台の振動 橋台は橋脚と構造を異にするものであるにも拘らず、上部構造の連結作用によつてその振動週期は電車2輛載荷に対して0.35~0.45秒、1輛載荷に対して0.36~0.4秒、無載荷に対して0.2~0.3秒である。然し最大振巾は橋脚に比し非常に小さく0.025mm以下であり、又減衰は橋脚と類似している。

(6) 地盤の振動 橋軸方向については週期の最大0.13秒、最大振巾0.14mm、橋軸直角方向については週期の最大0.08秒、最大振巾0.07mm程度であつて、橋脚のような大きな週期、振巾はない。

### 3. 理論計算値と実測値との比較

(1) 本橋梁位置において行つた弾性波法による地盤調査の結果から得られた縦波の伝播速度  $v_l$  を用いて地盤反力係数  $K$  を求めると、本橋梁位置の地盤については  $K=6.0\text{kg/cm}^3$  を採用すべきことが分つた、(図-5\*)。この値を用いて地盤の弾性を考慮した理論式(8)式\*によつて各橋脚単体の振動週期を計算すると、電車2輛載荷、1輛載荷、無載荷の各場合について夫々図-2, 3, 4に示す  $T_2, T_1, T_0$  の値を得る。これらを各図上に示す実測週期と比較すると、実測週期に対して計算値が著しく上下していることがわかる。

次に橋脚全体及び橋梁全体としての振動週期を理論式(11), (16), (17)の各式\*によつて計算すると、図-2, 3, 4の  $T_{2p}, T_{2p'}, T_2, T_{2i}$  となり、実測値に比較的近い値を得る。これを従來の橋脚最下部完全固定の理論式(19), (18)\*式を用いて、橋脚最下端固

定、橋脚最下端より地中根入部長サの1/3固定、1/2固定、地表面固定の各場合について週期を計算すると、図-2, 3, 4において点線で示したa, b, c, dの如くなり、いずれも実測週期よりも相当小となつている。

(2) これらの図より実験値と各種の理論値とを比較すると、本橋脚は橋梁全体が1構造物として振動すると考えた場合に近い振動をしていることがわかる。もとより橋脚は後述する通り、上部構造並びにその連結の状態に支配され、その結果上記の単体と考えたとき、全体と考えたときの中間の振動現象を呈しているわけである。しかして全体として考えるときは、上部構造、橋台等の影響を受けるが、本理論式\*では上部構造の  $EI=\infty$  (図-2, 3\*) と仮定しているの、実際の振動は  $T_{2p'}$  と  $T_2$  乃至  $T_{2i}$  との中間にあるものと考えられる。何となれば  $T_{2p'}$  として橋台の弾性反力が橋脚と同一性状を示すものと見做した場合(図-3\*において  $e=0$  に相当)よりも実際は橋台の弾性々状に支配され、又  $T_2$  乃至  $T_{2i}$  として橋台を考慮したときは、実際には  $EI \neq 0$  で且つ上部構造は橋軸に直角方向に変形移動し易いから、図-3\*の如く考えた場合よりも橋台の影響は相当小であると考えねばならない。かくして橋脚の振動は単体としての  $T$  と、全体としての  $T_{2p'} \sim T_2, T_{2i}$  によつて表わされる振動の中間にあり、且つ該橋脚に近い橋脚の振動エネルギー程大きい影響を及ぼすということになる。

これを具体的に説明すると、図-4の無載荷の場合、実測値は全体としての  $T_{0,2p'} \sim T_{0,2}$  の範囲内にあり、且つ単体としての  $T_0$  の傾向が若干表われていることが知られる。図-2, 3の2輛、1輛載荷の場合についても同様のことが説明されるが、実測週期が  $T_{2p'} \sim T_2, T_{2i}$  の範囲よりも割合大となつているのは、動的な走行電車の影響を単に衝撃のみ考慮して静的な載荷重として換算したことが大きく原因していると考えられる。このことより走行電車は衝撃のみ考慮してこれを静的な荷重に換算するのみでは不十分であり、それ以上に振動性状に大なる影響を及ぼすものであることが略々説明される。

(3) 以上のようにして  $T$  と  $T_{2p'} \sim T_2, T_{2i}$  の中間に来る理論値に対して、実測値が著るしく相違しているときは、該橋脚は一応震害を受けていると考えてよいことになる。なおこの場合先に述べた様に  $T$  と  $T_{2p'} \sim T_2, T_{2i}$  の中間に来る理論値については更に該橋脚に近接した橋脚程大きな影響を及ぼすものであることを考慮しなければならない。実際に図-2, 3, 4より本橋脚について考えてみると、橋脚 No. 1, 2, 3 が若干この傾向があるが、橋脚個々の振動が全体として

の振動に大きく支配されているため、振動週期の変化のみから震害を検出するには至らなかった。

一方図中よりわかる如く、従来用いられている物部博士の算定式による計算値(a)及び橋脚最下部より地中根入部深さの1/3固定の式による計算値(b)が橋脚 No.3~8 で  $T_{\Sigma}$  と  $T_{\Sigma i}$  と同程度の値を示しているが、(a)、(b)はいずれも単体としての計算値であり、 $T_{\Sigma}$ 、 $T_{\Sigma i}$  は全体としての計算値である。即ち(a)、(b)についても全体としての計算をすると、 $T$  より  $T_{\Sigma}$ 、 $T_{\Sigma i}$  になると同様の割合で、(a)、(b)より  $(a)_{\Sigma}$ 、 $(a)_{\Sigma i}$ 、 $(b)_{\Sigma}$ 、 $(b)_{\Sigma i}$  が計算されるわけであるが、その値はいずれも 0.1 秒以下となり、従来の式ではとても実測値を説明することが出来ない。

この様にして地盤の弾性を考慮して初めて橋脚の実測振動週期が相当適確に説明される点において、本理論式は少からざる意義があることゝ思う。

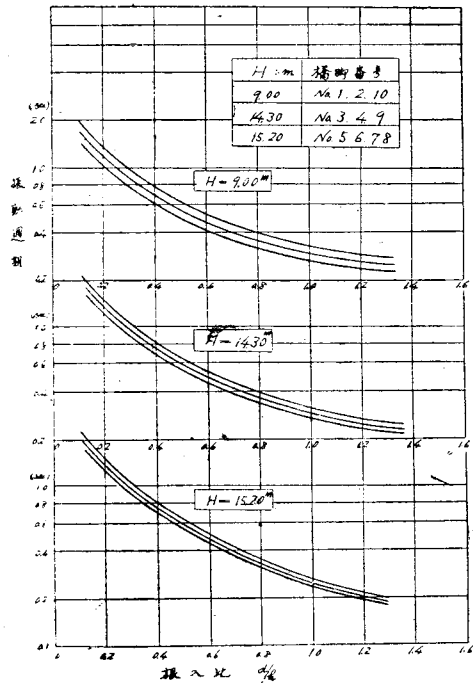
3. 橋梁震害の動力学的考察

地震動による橋梁の震害を究明するためには地震動の本質に遡らねばならない。然しながら地震動は一般に不規則なもので、週期的な規則正しい振動は殆んどなく、単に結果として擬週期的な場合が多いと言うに止まり、又その上その擬週期振動もその継続時間が数秒程度のものである。従つて地震動の問題を単純化しても斯様な過渡的現象として見るべき性質のものであつて、通常取扱われている規則的な強制振動乃至は固有振動の問題とは距離があるように思われる。然しながら非常に複雑な週期の外力が作用する場合においても、その第1次固有振動のみが特に誘發されることが振動学上相当明らかな事実となつていることから、こゝには橋梁乃至は橋脚の固有振動の観点から一般橋梁の震害に対する考察を進めることにした。

(1) 橋桁の落下 地震によつて橋桁自身は破壊することなく落下している場合がある。この際橋脚は地震による直接破壊で倒壊するもの、或は龜裂傾斜を生ずるものがあり、又或る場合には橋桁の落下によつて2次的に橋脚の傾斜龜裂を生じたと思われるものもある。斯様な震害については次の如く説明される。即ち地震動によつて橋桁と橋脚との結合部が先ず破損し、その結果橋脚は1径間の橋桁の重量を載荷した柱体となる。この固有振動週期は(7)式より判る如く地上部及び根入部の長さ  $h$ 、 $d$ 、反力係数  $K$ 、剛性  $EI$  等によるが、橋脚が総べて同一構造の場合には  $EI$  は全橋脚同一であり又  $K$  も一定と見做し得る。従つて固有振動週期は専ら  $h$  及び  $d$  によることになる。理論式によれば固有振動週期は根入部の影響が極めて甚大で特に本中角橋梁の如く根入比  $d/h$  が図-1 表に見

る如く 0.3~1.0 の間では図-5 に示す如く地盤根入が橋脚の震害に決定的要素となるものと考えられる。この  $h$  及び  $d$  の差によつて振動週期は各橋脚によつて異なる結果となり、地震動を受けて各橋脚は異つた位相の振動をすることになる。そのため橋桁の滑動を生じ振巾の大き、位相の関係で遂に橋脚を踏外して落下するものと推定せられる。

図-5 根入比と振動週期との関係



(2) 橋脚の震害 本橋梁における橋脚 No.1, 2 の水平剪断、橋脚 No.3 頂部と鉸桁支承部取付部分の変形、コンクリートの破壊、橋脚 No.6 付根附近の水平剪断等の震害は、(1) で述べた鉸桁の落下による橋脚の震害とはその原因を異にするものと考えられる。これは上部構造を含めた橋梁全体としての振動を考察することによつて始めて説明されるものであろう。上部構造の連結作用によつて橋梁は橋脚単体の振動性状を現わさず橋梁全体としての性状を示すことについては、前述の通り (i) 各橋脚について行つた実測結果より明らかであり、殊に橋合の固有振動週期は非常に小さいと考えられるにも拘らず実測結果は橋脚に割合近い週期を示している。(ii) 橋軸方向では相隣る橋脚橋合は同一位相の振動をなす。(iii) 橋梁全体として振動週期を計算によつて求めた値が実測値と略々一致する等によつて明らかである。単体としては各種の振動週期を有するものが上部構造の連結作用によつて橋梁全体としての振動を現わすため、根入によつて変位し

にくい即ち  $R_s^*$  の大きい橋脚 No.1, 2, 3 等において剪断力が大となり、その結果 No.1, 2 においては施工継目の弱点にそつて水平剪断され、又 No.3 においては橋脚頂部のコンクリートの破損、鉸桁取付ボルトの変状を惹起したものと考えられる。地上部長サ  $h$  が大で根入部深サ  $d$  の小さい橋脚 No.6, 8 の水平剪断、付根附近よりの切断倒壊については施工継目の弱点による破損、破壊とも考えられ、又 (1) に述べた原因による橋脚単体としての曲げ破損、破壊とも考えられる。本橋梁について橋脚の水平剪断、倒壊、橋桁の落下等の震害発生の時間的關係については言及していない。

#### 4. 結 言

(1) 橋梁特にその下部構造の耐震性は、橋脚と橋桁との結合状態、土地の硬軟、地上部の長さ、地中根入部の深さ、剛性等に関連する。土地の硬軟、地上部の長さは自ら与えられるものであるから、結合状態、根入深さ、剛性が橋梁の振動性状に著しい影響を及ぼし、これ等について設計時は耐震的考察が払われなければならない。然るに橋梁においては橋脚の根入深さを小にし又橋脚断面を縮小して剛性を小にする方法により振動週期を大ならしめて免震構造を採用することは、橋脚に対する静力学的条件即ち平時における橋脚の支持力、橋脚断面の応力等の条件によつて不可能である。従つて耐震設計の方針としては橋脚の剛性を大にする方向のみが可能であり、このためには特に橋脚の根入深さを大にすることが地盤の弾性を考慮した理論式の示す通り振動的に最も有効である。次に橋脚と橋桁との結合状態については前節において震害の動力学的考

察にも述べた如く可及的強剛であることが望ましい。この結果は従来から言われているラーメン構造が特に橋梁の耐震上有効であることの再表現に外ならない。

(2) 實在橋脚、橋梁の耐震性、補強の効果、震害状況の打診には、橋脚の振動試験が最も有効であると考えられる。これについては橋梁の運用荷重状態における振動週期、振巾の測定も有効ではあるが、振動性状を純粹に調査するためには固有振動が最も適当している。この意味において本実験において橋脚 No.5 については走行電車による加振の外に水平振動器を橋脚頂部に据付け、水平加速力を与えて共振曲線を求めることを試みた。然し乍ら水平振動器の性能上橋脚の第1次固有振動週期に共振せしめるような加振エネルギーが得られなかつたためこの点は確めることが出来なかつた。

(3) 本振動試験を実施して得られた経験によれば、實在橋脚の振動試験に使用する水平振動器は週期 0.5 秒迄程度の加振力が有効に得られなければならない。又橋脚は剛性が大であるので、橋桁の振動と異り、その振巾は極く微小である。従つて振動週期、振巾、加速度の測定には少くとも倍率が 100 倍以上の変位微動計、加速度微動計が必要であると考えられる。

本研究は學術研究会議北陸地震災害調査特別委員会の援助によつて行つたものであり、測定には京大地球物理学教室各位の援助を得た。又試験の実施については京福電鉄会社から絶大な好意を受けた。ここに記して關係各方面に対し深甚の謝意を表する次第である。

## 急斜面土壌浸蝕の実験的研究

### 〔第 1, 2, 3 報〕 (要 旨)

正 員 田 中 茂\*

#### EXPERIMENTAL RESEARCHES ON STEEP-SLOPE EROSION

[Report I. II. & III] (Abstract)

(JSCE Aug. 1950)

Sigeru Tanaka, C.E. Member

#### 第 1 報

##### 1. 在來の浸蝕量公式

土壌浸蝕量に関する在來公式は実験公式が殆んどであり、且つ緩斜面を対象にしたものばかりといつても

よい。緩斜面の浸蝕と急斜面のそれとは性質を異にするが、他方共通した点もあるから、在來の諸公式中代表的なものを次の 5 つに分けて調べ参考とした。即ち

a. 降雨強度或は流水量、斜面勾配、と浸蝕量との關係、b. 斜面長と勾配などと浸蝕量との關係、c. 斜面勾配のみと浸蝕量との關係、d. 限界流水量と勾配

\* 神戸大学助教授