

鉄道用長径間吊橋の試設計

西 村 俊 夫 *
田 島 二 郎 **
阿 部 英 彦 ***

1 まえがき

本州四国間や、下関、門司間を結ぶ連絡橋などで支間が数100mから1500mにもおよぼうとする長い鉄道橋や道路橋または併用橋が計画されるようになってきたが、長支間であるために短支間では起らなかった多くの問題点があり、更に鉄道が通るためにそれ特有の考慮が払われなければならない。

今までのところ、鉄道橋で最も長いものはイギリスのForth Bridgeで1890年に建設され、中央スパン518.2mのゲルバートラスである。橋梁で最も長い型式は吊橋であつてアメリカのGolden GateやVerrazano Narrowsのように支間1300m前後のものもあるが、これは道路橋であり、従来吊橋が本格的な長径間鉄道橋として用いられている例が世界的にも見当たらないが、目下ポルトガルに建設中のターガス橋(中央支間約1000m)には将来、鉄道も通す計画になつてると云う。

吊橋は流荷重による変形が大きく、振動性状が他の型式の橋梁に比べて特異であり、風や地震に対する安定の問題などがあるが、これらをよく検討し、対策を講じるならば鉄道の運行に対しても充分安全を確保する事ができると思われる。

鉄道用吊橋の問題点として大きく分けると、

- i) 鉄道荷重によつて吊橋の方に影響を与えるもの(例—疲労、動揺)。
- ii) 吊橋であるために特に列車の安全や乗心地に影響を与えるもの(例—撓み、けた端の撓み勾配、動揺)。

があげられるが、動揺などは両方に関連がある。

以下に問題となりそうな点を種々あげて、その対策を検討して行きたいが、すべて目下途中の段階であり、将来もつと研究が進めば、各要素を定量的に取扱ひ、設計の方針も具体化して行く事になる。

2 吊橋と走行車両の動揺

鉄道荷重の方が道路荷重に比べて集中的で、かつ衝撃作用も大きい。その原因となる動的外力としては、

- i) 車両のバネ作用
- ii) 車輪の錠打効果

* 国鉄構造物設計事務所
** 同 上
*** 同 上

- III) レールの継目, 不整による衝撃
- IV) 列車の積ゆれ蛇行
- V) 速度効果
- VI) 制動あるいは始動荷重

などがあげられるが, i) ~ IV) は吊橋の上でなくても起きるものであるから普通の所でこれらの作用がどの位の大きさであり, どのような周期を持つかを検討する。もしその周期が構造物のそれと近ければ揺れが大きくなり得る。

表-1は i) ~ III) などの原因で車両が上下方向に運動するが, 種々の車両について平均の加速度, 固有振動数を示したものである。¹⁾

表 - 1

	蒸気機関車	電気機関車	電車, 客車	貨車
車輻の長さ1mあたりの最大重量 (t/m)	< 6.8	< 5.9	< 2.7	< 5.0
上下方向平均振動加速度 (g)	0.2 ~ 0.4	0.1 ~ 0.3	0.1 ~ 0.3	< 0.4
上下方向固有振動数 (c. p. s)	2.5 ~ 3.0	1.3 ~ 3.0	1.0 ~ 2.2	1.8 ~ 4.0

横方向には横ゆれ, 蛇行動により動揺するが, その波長は速度の変化にかかわらずほとんど一定で蒸気機関車で20数m, 貨車が15m前後で, 他の車両はこの中間である。速度によつて周期は変わるわけであるが, 普通の列車速度の範囲で蛇行動振動数は0.7~2.2 c p sである。また1軸の最大積圧の値は2 ton 程度である。

図-1, および図-2は参考のために車両の走行限度判定基準を示す。²⁾

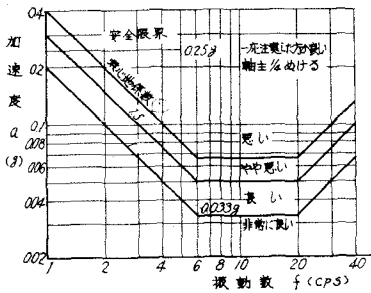


図-1 車輛走行限度判定基準 — 上下振動

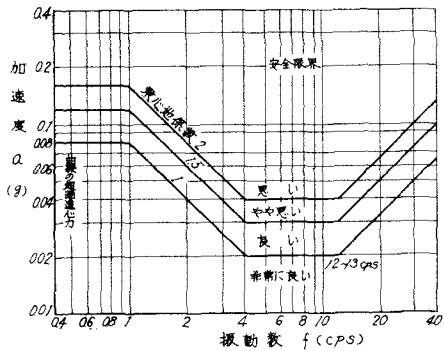


図-2 車輛走行限度判定基準 — 左右振動

長い吊橋の1次振動の周期の範囲は数秒から10数秒の単位であるが、高次のものや、比較的短いゲルバートラなどでは上記の上下や左右の車輛振動は共振の可能性がある。

V)の速度効果は平滑な橋面に列車が入つた場合けたが撓むが、列車が高速であると撓む速度も速く一種の強制振動を発生することになるのでその効果を考慮するものである。この場合、分布荷重よりも集中荷重の方が効果が大きい。図-3は集中荷重を走らせた時の荷重直下の吊橋の動的時間変形の軌跡を計算した例である。3) 点線は同じ荷重が静的に移動した場合の曲線で比較すると動的効果が明らかになるが、云いかえれば走行車両はこのような動的曲線上を走るとみなし得るであろう。

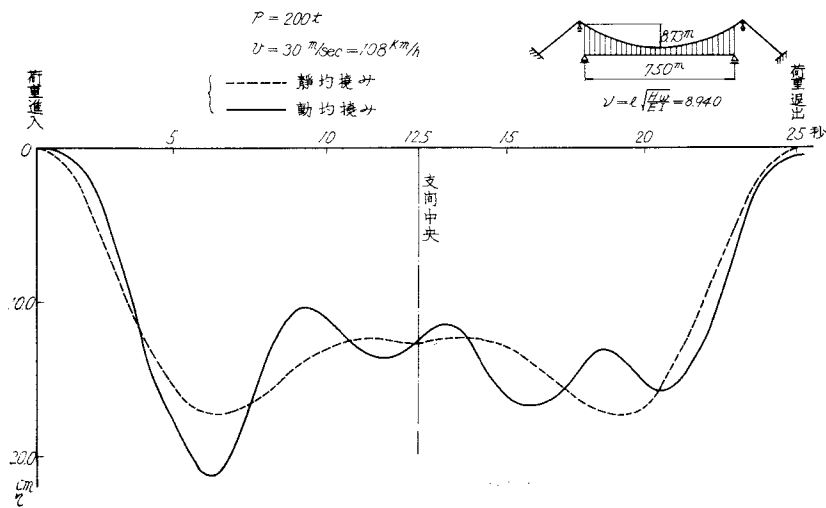


図-3 集中荷重直下の撓み曲線

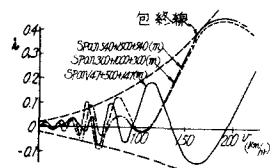


図-4

$l/4$ 点における速度効果による衝撃係数

図-4は中央径間 $1/4$ 点について速度と上記の速度効果の関係を計算したものであるが、これらの各曲線の包絡線が衝撃係数に相当するものである。荷重速度が 100 km/hr 以上になると急激に増すことがわかる。4)

以上に述べた鉄道車両の走行による衝撃作用や動揺の効果については現在検討がすすめられているがその影響を軽減するための方法として i) 振動源を小さくする。ii) 吊橋を振動に感じないようにする。この両方が考えられるが、i) に関連して吊橋のためだけに特別に車種制限したり、特に速度を落す事は輸送能率上好ましくないで、最後の手段である。ii) に関しては吊橋の剛度を上げてしかも構造の振動減衰率を大きくする必要がある。しかしこれらのいづれも風に対する安定上からも必要とされるものであるから、風に対して充分安定に設計されたものが鉄道荷重に対しても安全であるかどうかを照査すると云う順序であると思われる。吊橋を剛にする方法は次節に述べる。

運転の安全と風による吊橋の動揺との関係は、一応風速 30 m/sec で列車は止めることにしているから、この程度の風速時の動揺を考えればよく、それ以上は考える必要はない。

3 吊橋の静的撓み

吊橋の剛度が低いと耐風上好ましくないのは当然であるが、前述のように列車運転上、振動や走行面

の勾配，けた端付近の走行面の折れ角が問題となつて来る可能性がある。

吊橋の撓み剛性は $EJ = EI + \frac{l^2}{2\pi^2} H$ で示されるように補剛げたの剛度とケーブルの張力が関係し，特に大きいものでは死荷重による H が大きくなるので，死荷重が剛度に大きく寄与する事になるが，そのために死荷重を増す事は経済的に問題がある。したがつて補剛げたの I を増せばよく，プレートガーダーに比べてトラス構造にすれば，効果があるが，トラスの高さを少し変えたり，断面を少し変える位では余り効果がない。

図-5は2 - ヒンジ等断面で中央スパン1500mの例であるが，活荷重を片側ケーブル当り $2.1 \frac{t}{m}$ ，死荷重を27，31，および $35 \frac{t}{m}$ の3種類を仮定し，Sag Ratio が

$\frac{1}{10}$ (側スパン/中央スパン = 0.5)， $\frac{1}{11}$ (同 0.4)，および $\frac{1}{12}$ (同 0.3) の場合の最大撓みを比較したものである。⁵⁾ 中央スパンの最大撓みに対して死荷重の影響は割合に大きい， I や Sag Ratio はほとんど影響のない事がわかる。図-6は同じく補剛げたの最大撓み角度を示したものである。⁵⁾ これに対してはSag Ratio， I ，死荷重が各々割合に影響を当えていることがわかるが，これらを変える事によつて撓み角を変える事は余り経済的でない。今，撓みそのものは撓み角に比べて運転上は影響が小さいと思われるので，撓み角の減少の方に着目するならばもつと能率のよい方法がある。

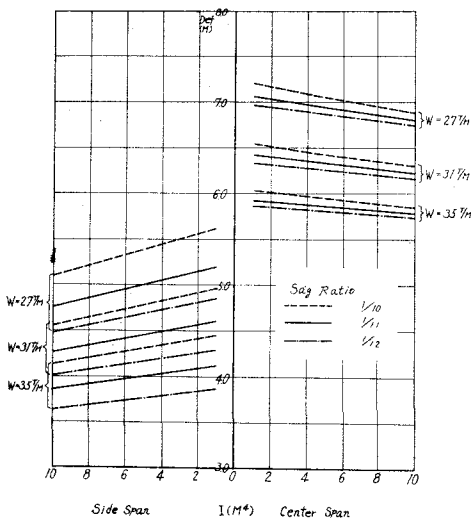


図-5 鉛直荷重による
I - Def max グラフ

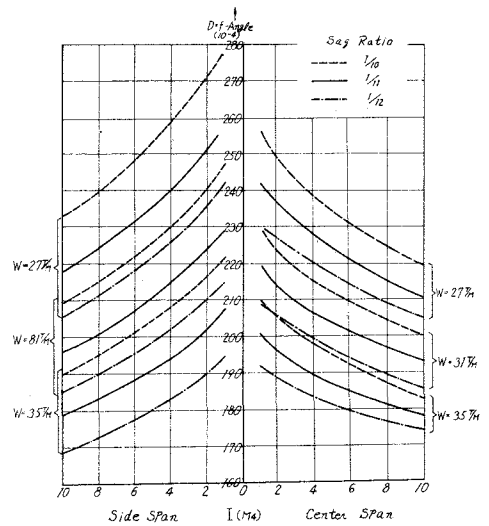


図-6 鉛直荷重による
I - Def Angle max グラフ

それは図-7のように型式そのものを変える事である。(a)は2ヒンジの基本型であるが，道路部および鉄道部の載荷状態によつて塔近辺でどの位の撓み角が生じるか例示すると図-8のようになる。

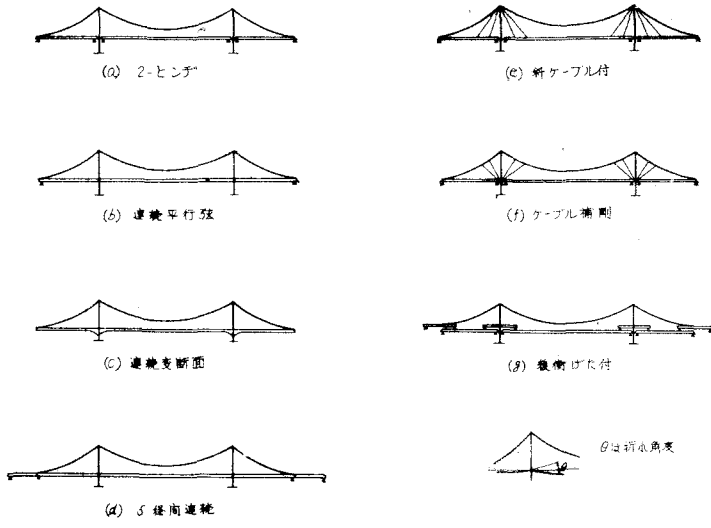


図-7 撓み角を小さくするための各形式

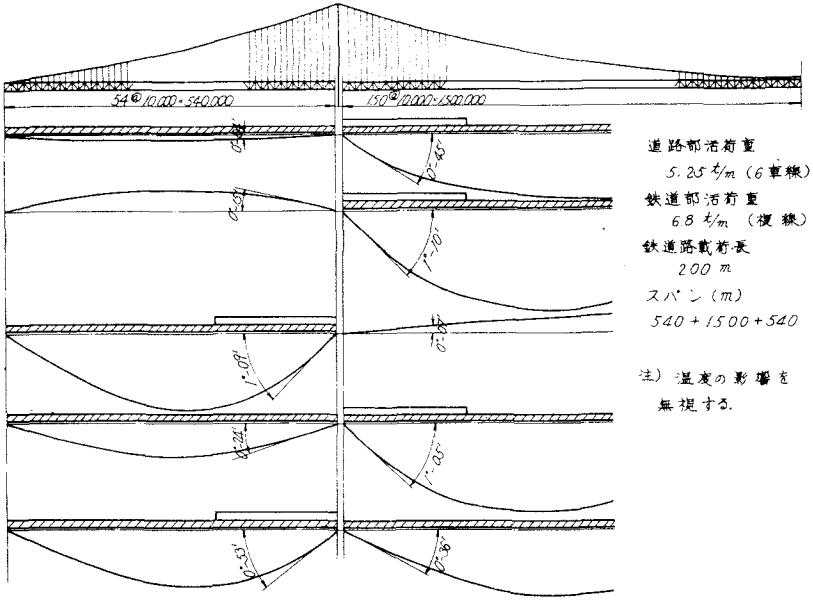


図-8 吊橋の撓み角の計算値例 (ヒンジ)

6以下はaの基本形に比べていづれも折れ角の減少に役立つものであるが、今までに比較計算したもののについて述べると、a、b、eの最大撓み角は図-9⁶⁾のようになり、bの連続げたは勿論、eの斜ケーブルも相当効果のある事がわかる。しかしモーメントによる弦材の軸力を比較すると図-10⁶⁾のように撓み角では最もよいb型が塔近辺で大きい軸力となり、しかも他の部分はa型とほとんど同じなので結局不経済になる。また斜ケーブルe型もケーブルと補剛トラスのとりつけ近辺で断面を大きくしなければならぬ。一応鋼重量を比較すると表-2のようになる。⁶⁾

表 - 2 概算鋼重比較 (単位 10³ トン)

	a) 2-ヒンジ	b) 連続平行弦	c) 連続変断面	e) 斜ケーブル付き
補剛トラス	35.0	44.7	45.7	35.7
ケーブル	57.2	64.3	64.3	62.5
塔	32.3	36.1	36.1	32.3
合計	124.5	145.1	146.1	130.5

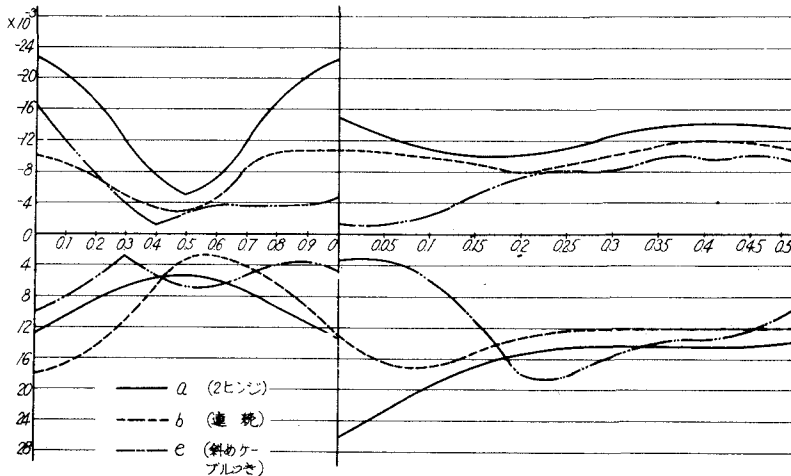


図 - 9 a, b, e 各型の最大撓み角

次に5径間連続にした場合の第1側径間端の最大撓み角は2ヒンジの場合(橋端に関しては3径間連続のものも2ヒンジにほぼ等しい)の約 $\frac{1}{2}$ に減少している。

主ケーブルを塔の下部から放射状に出した補助ケーブルで補剛したf型は目下検討中であるが、直接補剛げたに触れないので応力集中の問題がなく、施工の点からも経済性からも有利であると思われる。

gの緩衝げたをもつものも目下検討中であるが、これは角折れ部にまたがつてもう一本けたをかけ、折れ角度を分散しようとするものである。実際には構造上、多くの問題があるかもしれないが、塔近辺にも橋端部にも応用できるし、また道路橋としては当然、角折れの制限は鉄道橋よりも緩いので併用橋

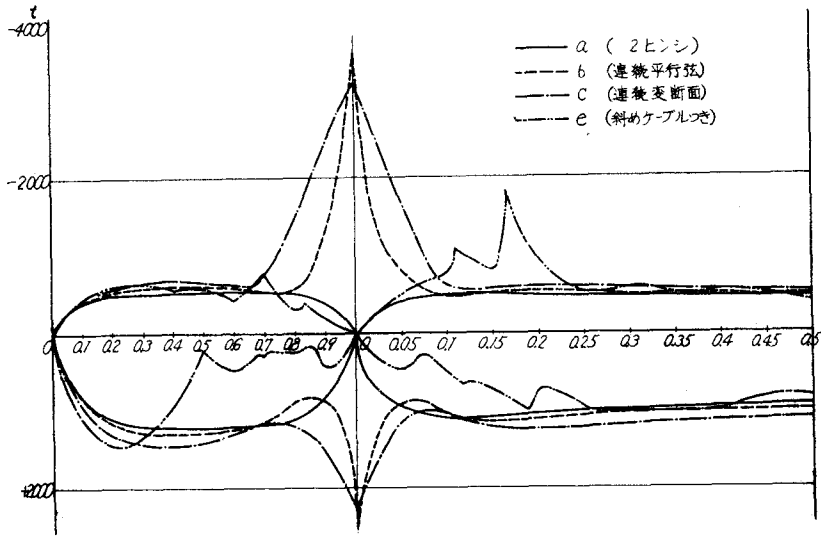


図 - 10 a, b, c, e 各型の弦材の最大応力

の場合、鉄道のために吊橋全体の剛度をあげるよりも緩衝けたを用いて鉄道の通る部分のみで解決できればその方が好ましい。またこの部分にレールの伸縮継目を分散して設置すれば都合がよい。

他に問題となる点は、i) 併用橋などの場合、道路荷重の大きさや位置により、レールの折れ角度は更に大きくなる可能性がある。ii) 温度変化によつて不利な場合が起る。iii) 実際の車輛の走行の軌跡を見るとけたの撓み角度とは異なる。2-ヒンジの1試算では中央スパンでは両者が似ているが、側スパンでは列車の走行の角度はけたの撓み角度の2倍近くになっている。¹⁾

今まで述べた方法は、塔付近で中央スパンから側スパンに移る時、各スパンの撓みが大きくてレールに凸部ができ、そこで車輛が上方向の慣性をうけて、走行上、不安全になつたり、客車の乗心地が損なわれる可能性があるので、折れ角度を相当に減少させるための方法として例をあげたのである。しかし實際上、折れ角度の大きくなる確率が極めて少なかつたり、折れ角度そのものが余り問題ないとしたら、塔付近や橋端部でけたに少し余分に反りをつけるだけですむかもしれない。図-11は参考までに新幹線の研究で用いた折れ角と、折れ角部の長さの限界を示す。⁷⁾

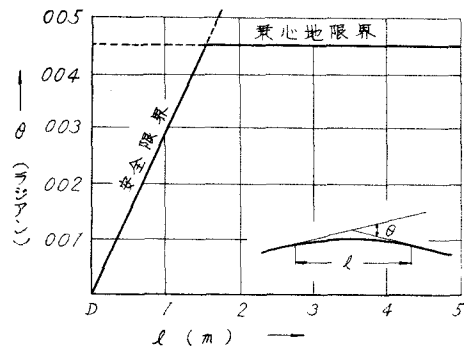


図-11 折れ角度と折れ角部、長さの限界

4 鋼機の疲労

一般に鉄道橋は道路橋に比べて疲労の影響を受け易い。その理由は i) 死荷重が比較的小さく、活荷重が大きいため荷重の変動範囲が大きい。ii) 道路橋で考えている最高荷重は載荷の確率が小さいが、鉄道橋は設計荷重に近い荷重が実際に来る回数が多い。

床組部は、自重が小さく、衝撃を受け易く、また荷重のくり返し数が多いので疲労の影響が大きい。これに反し主構は死荷重による応力の割合が大きく、また変動の回数も少ないので疲労の影響が普通小さいのであるが、吊橋の補剛げた場合は特別で、死荷重はケーブルによつてほとんど支えられて活荷重のみがかかつて来るので載荷状態によつて全く反対の応力ともなり、応力値の変動範囲が大きくて疲労的には不利である。これは単線の鉄道専用の吊橋において顕著であると思われる。複線の場合には補剛げた複線に列車が最も不利な位置にのつても安全であろうと設計されていれば、そのような機会は極めて少ないので、複線による疲労は考える必要はない。しかしその場合でも一応、単線載荷による疲労は検算して見る必要がある。

道路と併用の場合には道路の平均的な荷重を一様に死荷重のようにかけて、それに列車も最高荷重でなく普通程度のもを加えた状態の疲労を検算すればよいと思われる。

もし長大橋であるために 80 Kg/mm^2 級の高張力鋼でも用いる時には、そのような鋼は静的強度に比べて、疲労強度が非常に低い事に留意して、回数の多く来る比較的低い荷重に対して検算するのはもとより、回数は少ないが時折り来るような荷重による Low Cycle Fatigue の効果も検算してみる必要がある。表-3は参考に 80 Kg/mm^2 高張力鋼と SM41 の 200 万回強度を種々の状態で比較したものを示す。

なお試設計の段階では疲労を考慮しないで進めることにしている。

表-3 80 Kg/mm^2 鋼と SM41 の疲労強度の比較例(片振200万回)

引張強度	仕上げ	ガス切り(50S)	突合せ(仕上げ)	孔明き	十字スミ肉	縦ビード
82 (100%)	44 (53%)	25 (30%)	21 (25%)	25 (30%)	9 (9%)	22 (27%)
44 (100%)	30 (68%)	21 (48%)	23 (52%)	18 (41%)	10 (23%)	17 (39%)

5 その他

a 鉄道の位置

併用橋などの場合、道段道と相対的に適当に定め、また単線載荷による吊橋全体の振れを少なくするよう考慮する。

b レールの伸縮継目

長大橋では温度による伸縮が相当になることが予想され、それに携みによる変化も加わる。しかし伸

縮継目装置は新幹線のロングレール用に既に開発されているので、それを参考に設計すればよいと思われる。

6 む す び

目下の段階では鉄道用吊橋として問題となりそうな点を種々あげ、それらの対策をいくつか考えているところであるが、今後、実験、計算の研究が進むにつれて諸問題点の重要度も明らかになり、したがってそれに対する解決案もしぼられて来ると思う。

参 考 文 献

1. 八十島義之助，他： 吊橋軌道とその車輛走行安定性に関する研究，(§2)； 国鉄委託研究中間報告，38年3月
2. 鉄道技術研究所車輛運動研究室資料
3. 伊藤 学，他： 吊橋軌道とその車輛走行安定性に関する研究(§3)； 国鉄委託研究中間報告，38年3月
4. 平井 敦，伊藤 学，他：
鉄道用吊橋の衝撃に関する実験的研究(Ⅲ)； 東大総合試験所年報
V. ol. 23, No. 1 (1964)
5. 吊橋試算設計調査概要報告書(昭和38年度)； 建設省，本州・四国連絡道路調査事務所，
39年6月
6. 本州・四国連絡併用橋比較設計総合報告書； 日本国有鉄道，39年3月
7. 松平 清： 橋梁のたわみによる折れ角度の許容限度； 鉄道技術研究所車輛運動研究室
資料