

論文 ラーメン高架橋の疲労振幅及び等価繰返し回数に関する解析検討

曾我部 正道^{*1}・渡辺 勉^{*2}・後藤 恵一^{*2}・徳永 宗正^{*2}

要旨：本研究は、高速列車走行下において、鉄道ラーメン高架橋の動的応答が疲労振幅と等価繰返し回数に及ぼす影響について数値解析の観点から検討したものである。その結果、中間スラブでは現在の設計法が妥当であること、片持ちスラブ及び縦梁では、設計で考慮されていない静的な応力のアップリフト成分により完全片振り時の疲労強度が下がること、横梁では他部材の振動による応力成分により完全片振り時の疲労強度が下がること、現在の等価繰返し回数の算定方法は妥当であること等が明らかとなった。

キーワード：疲労設計、ラーメン高架橋、共振、レンジペア法、マイナー則

1. はじめに

鉄道コンクリート構造物の疲労設計は、例えば、「建造物設計標準 (1970 年制定)」¹⁾や「全国新幹線網建造物設計標準 (東北, 上越, 成田用: 1972 年制定)」²⁾のように、疲労の影響を受けやすい短スパン (20m 未満) の部材に対して、許容応力度を通常より厳しく制限することから始まった。

「建造物設計標準 (1983 年制定)」³⁾からは、列車の軸重、軸配置および本数の影響等が取り入れられた。即ちレンジペア法⁴⁾を用いて列車通過による構造物のランダム応答波形を個々の独立波に分解し、これにマイナー則⁵⁾を用いて設計変動断面力とその繰返しに換算し、修正 Goodman 線図⁶⁾上で疲労強度を算定する手法である。ここでは、複線や継手の影響などについても定められ、これが現在の疲労照査法のベースとなっている⁷⁾。また、実務的には、スパン長に関する数表が提供された。

「鉄道構造物等設計標準 (1992 年制定)」⁸⁾は、前記を総合的に発展させたもので、限界状態設計法により算定式全体が再構築されたほか、せん断に対する疲労照査法についても示された。また、実務的に用いられる数表は、列車荷重の種類、その組合せ、断面力の種類、スパン長などより大幅な改訂がなされたほか、民鉄各社の列車への対応も図られた。

更に、「鉄道構造物等設計標準 (2004 年制定)」⁹⁾ (以下、設計標準と略す) では、 2×10^6 回を超える鉄筋の S-N 線を緩和した設計法が取り入れられた^{10),11)}。

一方で、これらの設計法は列車通過による構造物の応答波形を算出する際に、静的な影響線解析を用いており、動的な波形成分に関しては考慮されていない。

図-1 に高速列車走行による共振と動的波形成分の概念図を示す。走行する列車荷重は、規則的な周期で高架橋・橋梁を加振する、いわゆる起振機のようなものであり、列車の走行速度が増加して加振振動数が高架橋・橋

梁の固有振動数に近づけば、共振現象が発生し、動的な波形成分が生じる。

近年、新幹線の営業速度は飛躍的に向上しつつあり、加えて限界状態設計法や PRC 構造の導入により比較的 low 剛性の桁の設計も可能になってきたため、動的な波形成分が散見されるようになってきた¹²⁾。図中の静的な影響線波形は、等価繰返し回数 1 回と判定されるが、動的な波形成分を考慮した場合、列車通過後のアップリフトによる疲労振幅の増大や、桁の固有振動の重畳による等価繰返し回数の増加等が懸念される。筆者等はこの影響について既に検討を進めてきた¹³⁾。

本研究では、更なる研究の深度化を図るものとして、より複雑な部材構成となる鉄道ラーメン高架橋に着目して、疲労振幅や等価繰返し回数の観点から解析的な検討を試みることを研究の目的とした。

2. 検討方法

2.1 対象構造物

表-1 に解析対象ラーメン高架橋の構造諸元を示す。図-2 に解析対象ラーメン高架橋の概念図を示す。対象はビームスラブ式 3 径間ラーメンとし、スパン長は採用

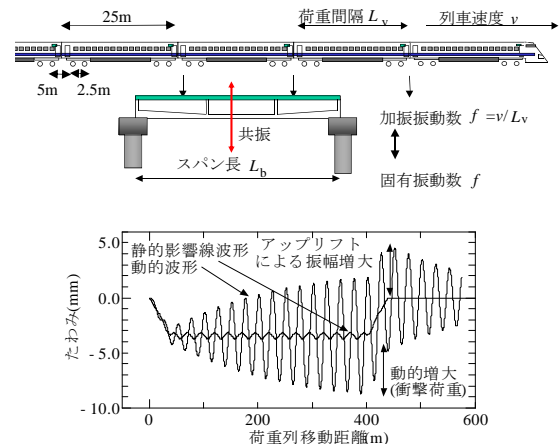


図-1 高速列車走行による共振と動的波形成分

*1 (財)鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 博(工) (正会員)

*2 (財)鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 修士 (正会員)

表-1 解析対象ラーメン高架橋の構造諸元

名称	スパン (m)	中間スラブ		片持ちスラブ			縦梁		横梁			柱		高欄		ヤング係数 (kN/m ²)	
		厚さ (m)	固有振動数 (Hz)	先端厚さ (m)	基部厚さ (m)	固有振動数 (Hz)	幅 (m)	高さ (m)	固有振動数 (Hz)	幅 (m)	高さ (m)	固有振動数 (Hz)	基礎高さ (m)	辺長 (m)	高さ (m)		厚さ (m)
6m	3@6m	0.25	35.95	0.25	0.40	12.68	0.75	1.40	76.62	1.00	1.40	104.21	7.00	1.00	2.00	0.20	2.65E+07
8m	3@8m		29.49						43.1			95.58					
10m	3@10m		27.38						27.58			88.79					
12m	3@12m		26.66						19.15			83.27					

実績から6, 8, 10, 12mの4種類とした。実設計においては、個々の部材寸法は、スパン長に従い変化したが、ここでは単純化のために、平均的な値を統一して用いた。

2.2 解析手法

動的解析には、列車を非振動の定荷重列と見なす、線路構造物の汎用構造解析プログラム DIARIST (Dynamic and Impact Analysis for Railway Structure) を用いた。この解析手法は車両と構造物との相互作用を無視した手法であるが、既往の影響評価結果から、疲労の検討に関しては十分な精度であると判断した¹²⁾。

図-3 に構造物の解析モデルを示す。高欄、片持ちスラブ、中間スラブはシェル要素で、縦梁、横梁はソリッド要素で、柱は梁要素でそれぞれモデル化した。総節点数は、2524(6m)~3868(12m)である。付加死荷重としては、複線スラブ軌道の軌道重量を考慮した。本研究で用いたモデル化の手法の妥当性は、アレイ配置した加速度計によるモード同定や、列車走行試験により既に確認されている^{14), 15)}。

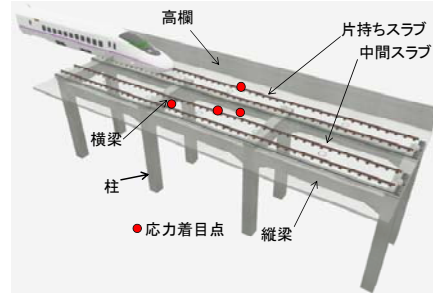


図-2 解析対象ラーメン高架橋の概念図

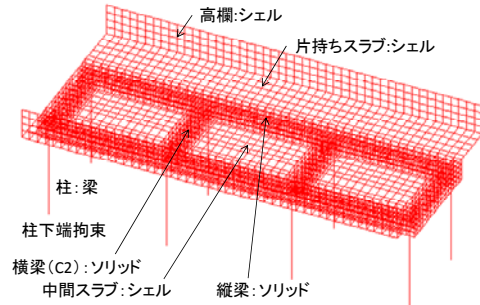


図-3 構造物の解析モデル

図-4 に列車の解析モデルを示す。列車は、標準的な25m 新幹線車両の軸配置でモデル化し、16両編成とした。列車内の軸重は一定とした。

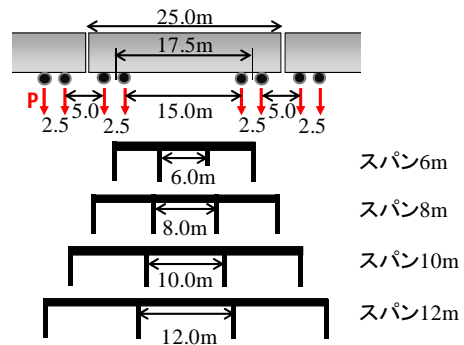


図-4 列車の解析モデル

数値計算法にはモーダル法(考慮モード数は100次)を用いた。減衰定数は短スパンの部材振動を取り扱うため、各モードに対し $\xi = 5\%$ とした¹²⁾。

2.3 鋼材の疲労強度の算出方法

設計標準では、列車通過時に構造物に発生する不規則振動を、レンジペア法とマイナー則により評価し、最大波とその繰り返し回数に換算する手法をとっている⁹⁾。

図-5 にレンジペア法の手順を示す⁴⁾。レンジペア法では、図中に示した手順により列車通過によるランダムな応答波形を、個々の独立波 ($S_{r1}, S_{r2}, \dots, S_{rm}$) とその繰り返し (n_1, n_2, \dots, n_m 回) に分解し、式(1)に示すマイナー則を用いて、各列車の最大変動断面力 $S_{r(max)}$ に換算した等価繰り返し回数 N を算出していく。

$$N = \sum_{i=1}^m n_i \cdot \left(\frac{S_{ri}}{S_{r(max)}} \right)^{\frac{1}{k}} \quad (1)$$

ここで k は $S-N$ 線の勾配で、本研究では RC 構造が対象であるため鉄筋の 0.12 を用いた。また、本研究では 200 万回以降の折り曲げは考慮していない。

本研究では、従来からの設計標準と同様に、断面力と

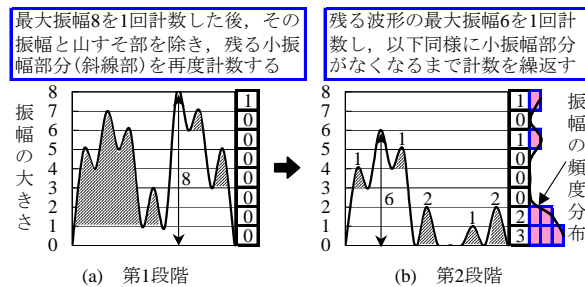


図-5 レンジペア法の手順

鉄筋の応力度が比例関係にあるものと仮定し評価を行う。具体的には、コンクリートの各有限要素に働く応力度を評価することとなるが、疲労強度算出時には最大応力度で基準化するため、仮定の下ではこれが鋼材の疲労

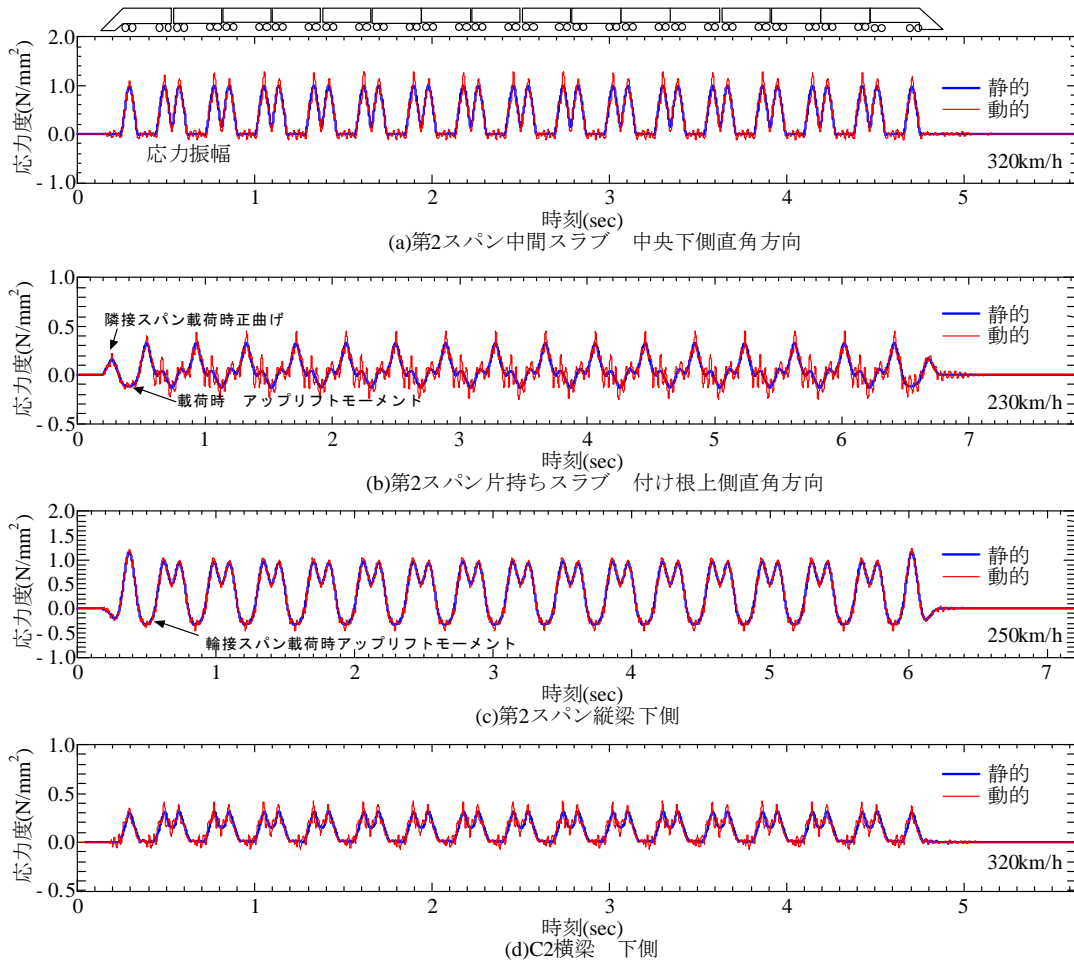


図-6 時刻歴波形の例 (8m モデル)

強度の算定と等価となる。

最大実列車荷重換算の総等価繰返し回数は、各列車の本数を加味し、式(2)により最大実列車荷重の最大応力度 S_r に換算した総等価繰返し回数 ΣN を求める。

$$\Sigma N = 365T \cdot j_A \cdot N_A \cdot \left(\frac{S_A}{S_r} \right)^k + 365T \cdot j_B \cdot N_B \cdot \left(\frac{S_B}{S_r} \right)^k \quad (2)$$

ここに、 T は設計耐用期間 (年)、 j_A, j_B は実列車 (A 列車、B 列車) の 1 線・1 日あたりの本数 (本/日)、 S_A, S_B は実列車荷重による最大変動断面力、 N_A, N_B は S_A, S_B に換算した列車 1 編成あたりの等価繰返し回数 (回)、 S_r は換算する最大応力度である。

完全片振り時の疲労強度 f_{sr0} (kN/m²) は、式(3)を用いて、式(2)で求めた総等価繰返し回数 ΣN から、鉄筋径の影響を補正し求める。

$$f_{sr0} = \frac{10^{\alpha_r}}{(\Sigma N)^k} \quad (3)$$

ここに、 α_r は式(4)に示す鉄筋径 ϕ を用いて表す係数である。

$$\alpha_r = 3.09 - 0.003 \phi \quad (4)$$

3. 検討結果

3.1 時刻歴波形

図-6 に 8m モデルにおける各着目点 (図-2 参照) の時刻歴波形を示す。図中には、高次共振速度における動的波形とともに、当該列車走行位置 (図上側に 16 両編成新幹線の略図を示す) に換算した静的波形も併せて示した¹²⁾。

全波形に共通の事項としては、動的な波形は、静的な波形に動的な固有振動が重畳する形で生じていることが読み取れる。

図-6(a) の中間スラブは、動的な影響が若干みられるものの特異な挙動はみられない。第 1 波のピークの作用時間は 0.09 秒でこれは約 8m に相当し、影響線長が概ね柱間隔で生じていると考えてよい。設計標準では、その手引きにおいて安全側の判断として 0.8 倍の柱間隔を用いることとしているが、概ね妥当と言えよう¹⁵⁾。

図-6(b) の片持ちスラブは、着目点の載荷時にアップリフトが生じている。これは、列車荷重の片持ちスラブ側への載荷割合が少ないためであり、厳密に言えば、部材を独立して取り扱うこと自体に無理があることを示

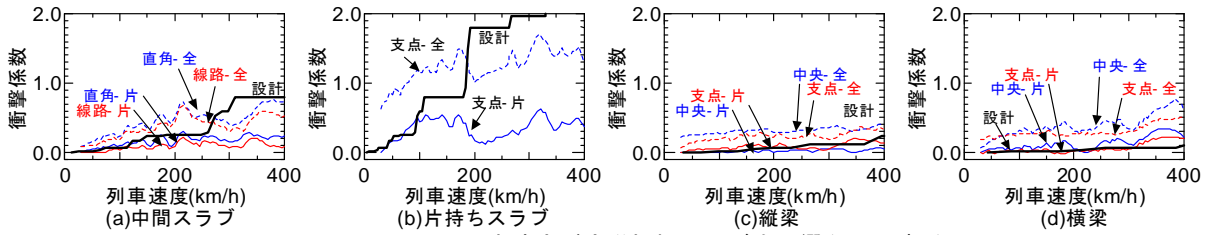


図-7 列車速度が疲労振幅に及ぼす影響(6mモデル)

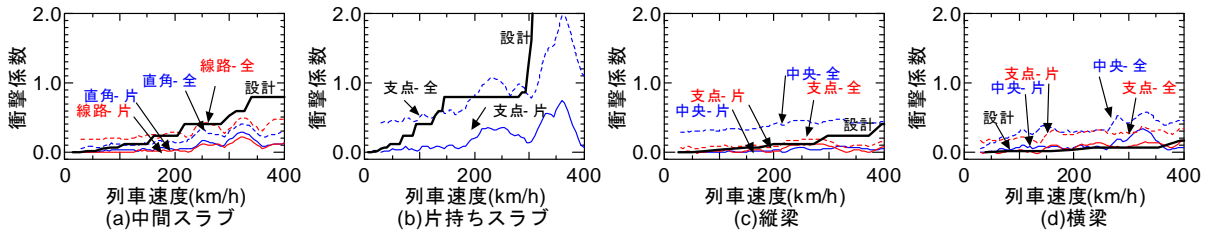


図-8 列車速度が疲労振幅に及ぼす影響(8mモデル)

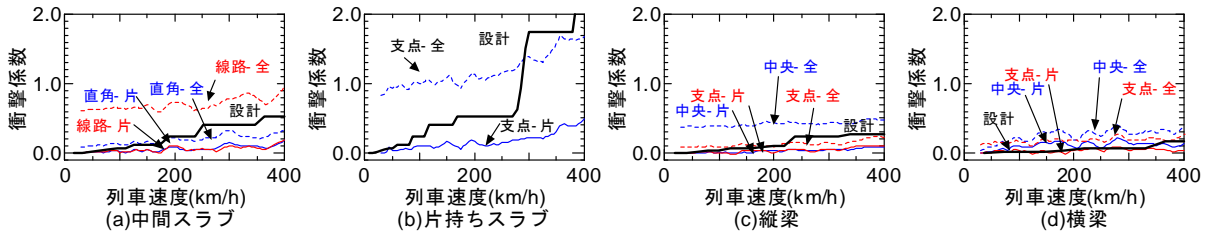


図-9 列車速度が疲労振幅に及ぼす影響(10mモデル)

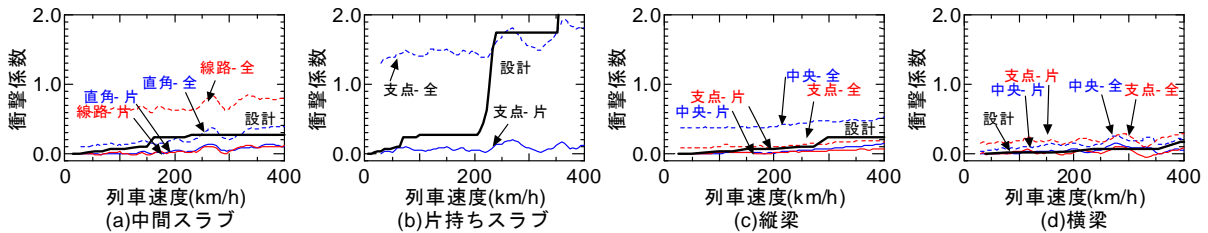


図-10 列車速度が疲労振幅に及ぼす影響(12mモデル)

している。隣接スパン載荷時はその逆の応力状態となっていると推定され、むしろその時点で正曲げが生じている。このような応力発生メカニズムであるため、疲労の振幅は死荷重応力を基線とした両振りとなり、かつ固有振動数も低いため、動的な増幅が重畳する形となっている。一般に疲労破壊は、片持ちスラブの設計の支配要因となることはないため、重要度はそれほど高くはないが、整合性については今後整理が必要であると考えられる。また、見掛け上のスパン長について、設計標準では、その手引きにおいて安全側の判断として0.8倍の柱間隔を用いることとしているが、概ね妥当と言えよう¹⁵⁾。

図-6(c)の縦梁については、同様に隣接スパン載荷時に静的載荷のレベルでもアップリフトが生じる。この振幅増大の影響については、設計では慣例的に無視されてきた。固有振動数が高いため、動的な振動増幅やアップリフトの影響は比較的少ない。列車の軸配置の関係上、連結器を挟む2台車の場合の応力は、隣接台車が丁度、隣接するスパンに載荷されるため、先頭、後尾の台車に比べて小さくなっている。

図-6(d)の横梁については、動的な振動成分の影響がみられるが、横梁の固有振動数の高さや他部材の振動波形から考えると、中間スラブや片持ちスラブなどの振動成分が、横梁に影響を及ぼしていると考えられる。また、見掛け上のスパン長について、設計標準では、その手引きにおいて横梁のスパン長を用いることとしているが、もう少し長い傾向にあることが読み取れ、これも移動荷重による応力の発生メカニズムからすると柱間隔を基準とする方が妥当と考えられる。

3.2 疲労振幅比と等価繰り返し回数

既往の研究から、完全片振り時の疲労強度に及ぼす影響は、等価繰り返し回数よりも、疲労振幅の方が大きいことが得られている¹³⁾。そこで列車速度が疲労振幅に及ぼす影響について検討した。

図-7～図-10に列車速度が疲労振幅に及ぼす影響を示す。図中の縦軸は設計標準における動的応答の評価方法と整合をとるために、衝撃係数*i*で表している。これは式(5)に示すように、FEMによる静的解析応力値により基準化した応力増分である。

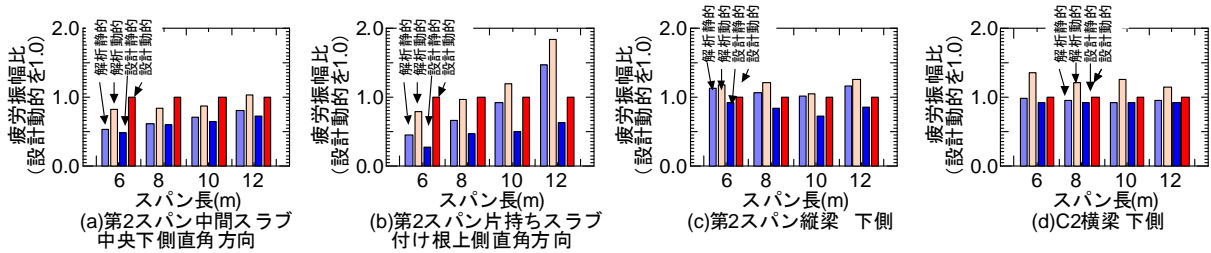


図-11 疲労振幅比(最高列車速度 320km/h)

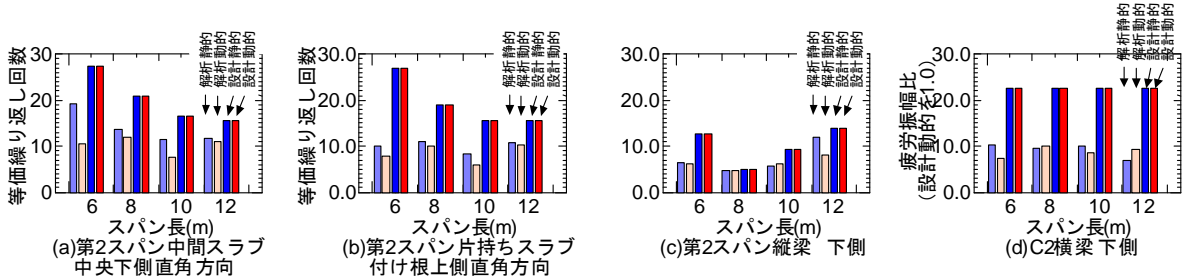


図-12 1列車当たりの等価繰り返し回数(最高列車速度 320km/h)

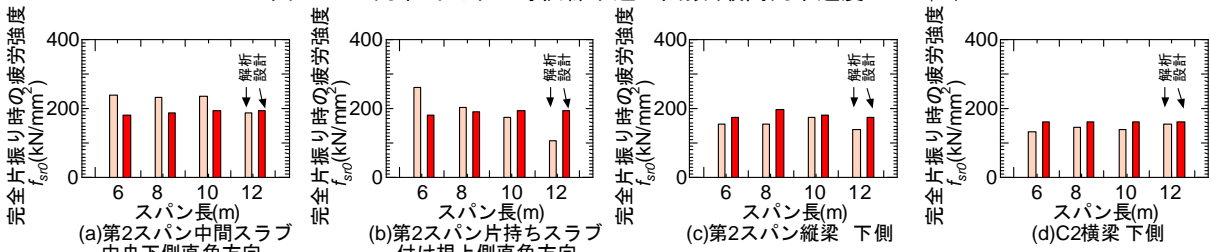


図-13 疲労振幅比と繰り返し回数の変動が完全片振り時の疲労強度に及ぼす影響(最高列車速度 320km/h)

$$i = S_{dynamic}/S_{static} - 1 \quad (5)$$

ここに、 $S_{dynamic}$ は動的な応力度、 S_{static} は静的な応力度である。図中の設計衝撃係数は、設計標準に基づき、表-1の固有振動数を用いて算出している。図中の凡例「片」は $S_{dynamic}$ 、 S_{static} ともに応力片振幅を、「全」は、 $S_{dynamic}$ は全振幅、 S_{static} は応力片振幅で評価している。

図中の片振幅についてみれば、いずれの応力成分も大きな共振増幅はみられない。また、設計標準による衝撃係数は解析を安全側に包絡している。ただし横梁においてのみ、微小な値ではあるが解析衝撃係数が設計衝撃係数を超えている。これは前述のように、中間スラブや片持ちスラブなどの振動成分が、横梁に影響を及ぼしていることが原因と推察される。

図中の全振幅についてみれば、幾つかの応力成分で静的な列車速度レベルで既に大きな応答となっているのが見られる。これは図-6の考察でも述べたように、設計では慣用的に無視されてきたアップリフト成分による応力増である。

図-11に最高列車速度を320km/hとした場合の疲労振幅比を示す。設計動的(図中の赤棒)を1.0とした場合の値であり、これは静的な応力に表-1の固有振動数を用いて算出した設計衝撃係数を乗じたものに相当する。

同図から、中間スラブではアップリフトを含めて応答が妥当に評価されていること、片持ちスラブと縦梁では、設計では考慮していない静的なアップリフトにより疲労振幅比が大きくなっていること、横梁では、他部材からの動的な影響により疲労振幅比が大きくなっていることが分かる。

図-12に最高列車速度を320km/hとした場合の1列車通過当たりの等価繰り返し回数を示す(式(2)の N_A , N_B に相当)。等価繰り返し回数に関しては、いずれも設計よりも小さな値となっている。ここでいう設計とは、静的・動的ともに共通の値で、簡易な影響線評価法に基づき列車種別、部材、スパンごとに、等価繰り返し回数を算出する早見表で、設計標準の付属資料において提供されているものである。本検討における静的な等価繰り返し回数同士の比較から、現在の設計標準における早見表やその適用方法は概ね妥当であると考えられる。短スパンの構造物では、波形が乱れるために、動的な検討による等価繰り返し回数は静的な検討による等価繰り返し回数よりも小さくなる傾向にあることが知られているが¹³⁾、本検討でもその傾向が読み取れる。

3.3 性能照査に及ぼす影響

最後に、疲労振幅比と繰り返し回数の変化が性能照査に及ぼす影響について、完全片振り時の疲労強度 f_{s0} をベースに考察した。

図-13 に疲労振幅比と繰り返し回数の変動が完全片振り時の疲労強度に及ぼす影響を示す。具体的な算出は、式(2)における A 項のみを用いている。断面力 S_A は図-11 の設計動的を 1.0 として基準化した。よって各ケースの疲労振幅比が応力振幅となる。またこれに対する設計最大断面力 $S_{r(max)}$ は設計荷重と実車の軸重比を参考に 1.6 とした。設計耐用期間は 100 年、列車本数は 200 本/日とした。使用鋼材は、スラブ D13、梁 D32 と仮定した。同図は、応答値の差異を限界値の低減に換算して算出しているため、設計（赤棒）が解析（薄い赤）を下回っているため、安全側となる。同図は、図-11、図-12 をベースに算出したものであるから、基本的な傾向は前述と同様である。即ち中間スラブは何れの場合も設計が概ね安全側となっている。片持ちスラブと縦梁では、設計では考慮していない静的なアップリフトにより完全片振り時の疲労強度 f_{s0} が低下していること、横梁では、他部材からの動的な影響により完全片振り時の疲労強度 f_{s0} が若干低下していることが分かる。

なお、本研究は、弾性解析による応力ベースでの検討であるが、厳密には、縁応力度と鋼材の応力との関係は完全な線形ではなく、複雑すれ違いや荷重分担比率など未解明な点も多い。また鉄道コンクリート構造物では軌道等の非構造部材の寄与により実鋼材応力も設計に対して低くなるのが一般的である。これらの検討事項についても別途深度化を図る予定であり、これらを踏まえて最終的な照査法の提言を行いたいと考えている。

4. 結論

限られた数値解析の範囲ではあるが、本研究で得られたラーメン高架橋の疲労性状に関する知見を、以下にまとめて示す。

- (1) 疲労振幅に関しては、中間スラブではアップリフトを含めて応答が妥当に評価されている。
- (2) 片持ちスラブと縦梁では、設計では考慮されていない静的なアップリフトにより疲労振幅比が大きくなっている。
- (3) 横梁では、他部材からの動的な影響により疲労振幅比が大きくなった。
- (4) 上記(1)～(3)の疲労振幅の状況に起因して完全片振り時の疲労強度において、設計と解析において差異が生じていた。
- (5) 現在の設計標準における等価繰り返し回数の早見表及びその適用方法は概ね妥当であると考えられる。

参考文献

- 1) 日本国有鉄道：建造物設計標準，1970
- 2) 日本国有鉄道：全国新幹線網建造物設計標準（東北、上越、成田用），1972
- 3) 日本国有鉄道：建造物設計標準解説（鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物），1983
- 4) 伊藤文人：実働荷重による鉄道橋の疲労被害推定，鉄道技術研究報告，No.676，1969
- 5) Miner, M.A. : Cumulative Damage in Fatigue, Journal of Applied Mechanics, Vol.12, pp.A159～A164, 1945
- 6) Nordby, G.M. : Fatigue of Concrete - A Review of Research, Journal of ACI, Vol.55, pp.191～220, 1958
- 7) 石橋忠良，大坪正行，青木桂一；コンクリート構造物の疲労設計，国鉄構造物設計資料，No.70，pp.3～8，1982，同 No.71，pp.20～26，1982
- 8) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），1992
- 9) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），2004
- 10) 曾我部正道，鎌田卓司，谷村幸裕，渡辺忠朋：高線返し領域での鉄道構造物の疲労照査法に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.2，pp.37～42，2009
- 11) 吉田幸司，鎌田卓司，谷村幸裕，佐藤勉：高線返し回数での異形鉄筋の疲労強度に関する一考察，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，pp.1135～1140，2003
- 12) 曾我部正道，松本信之，藤野陽三，涌井一，金森真，宮本雅章：共振領域におけるコンクリート鉄道橋の動的設計法に関する研究，土木学会論文集，No.724/I-62，pp.83-102，2003
- 13) 曾我部正道，後藤恵一，徳永宗正，浅沼潔：高速列車走行が疲労振幅及び等価繰り返し回数に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.2，pp.793～798，2011
- 14) 松岡弘大，貝戸清之，渡辺勉，曾我部正道：走行列車荷重を利用した RC 鉄道高架橋の部材振動の同定と動的挙動の把握，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.67，No.3，pp.545-564，2011
- 15) 渡辺勉，曾我部正道，原田和洋：鉄道 RC 部ラーメン高架橋の動的応答性状に関する研究，鉄道力学論文集，Vol.13，pp.77-84，2009