

鉄 道 総 研 報 告

第39巻 第2号

2025年2月

論文

- 施設** フローティング弾直軌道における防振材の材料特性および軌道構造の振動特性の評価
..... 淵上翔太，枘田吉弘，高橋貴蔵（1）
- 施設** 積雪底面におけるせん断強度への積雪性状の影響
..... 佐藤亮太，高橋大介，河島克久，松元高峰（9）
- 施設** 鉄道連続桁式橋りょうの列車通過時動的応答特性の解明および衝撃係数の簡易評価法
..... 徳永宗正，池田学（15）
- 施設** 地震後復旧時間を照査指標とした橋りょう・高架橋の復旧性照査法
..... 坂井公俊，和田一範，豊岡亮洋（25）

調査報告

- 施設** 鋼・合成構造物の鋼板要素の局部座屈に対する照査法
..... 池田学，小林裕介（33）
- 電気** アルミニウム合金製電車線柱への電車線路設備耐震設計指針の適用方法
..... 近藤優一，常本瑞樹，金色貴史，中島祐樹（41）

解説

- 施設** 鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物）の改訂概要
..... 小林裕介（47）

フローティング弾直軌道における防振材の材料特性 および軌道構造の振動特性の評価

測上 翔太* 栢田 吉弘** 高橋 貴蔵*

Evaluation of Durability of Vibration Isolation Materials and Vibration Characteristics of Track Structure in Floating Track with Under Sleeper Pads

Shota FUCHIGAMI Yoshihiro MASUDA Takatada TAKAHASHI

Although a floating track with coil-spring units has excellent effects in reducing ground vibration, some cases have been reported in which rail corrugation occurs not only on the low rail but also on the high rail in some sharp curve sections. Therefore, we developed a floating track with under sleeper pads in order to reduce the occurrence of rail corrugation on high rails and the construction costs of the floating track with coil-spring units. In this paper, the fatigue durability and other properties of the vibration isolation materials (foamed EPDM and urethane) were evaluated, as well as the vibration characteristics of the track when a motorcar runs on the full-scale track.

キーワード：フローティング弾性まくらぎ直結軌道，地盤振動，防振材，耐久性，試験施工，振動特性

1. はじめに

列車走行時の騒音・振動対策として敷設される防振軌道のうち，低土被りや建物基礎に近接するトンネル区間または商業施設等に近接する駅部において，構造物あるいは構造物から地盤へ伝播する振動を積極的に低減することを目的とする場合，コイルばね防振軌道^{1) 2)}が採用される事例が多い。コイルばね防振軌道は優れた振動低減効果を示す一方で，防振部材として用いられるコイルばね防振装置が比較的高価であることから，軌道の建設費が高くなる傾向にある。また，同軌道の構造形式には，PC まくらぎが埋め込まれた鉄筋コンクリート製のスラブあるいは鉄筋コンクリート製のスラブ上に構築したバラスト軌道を，コイルばね防振装置により離散的に支持するものがあるが，トンネル区間で広く採用されている前者の構造形式の場合，一部の急曲線区間において内軌だけではなく外軌のゲージコーナー部にも波状摩耗が発生する事例が報告されている³⁾。この要因として，レールとまくらぎから成る軌きょうの上下方向の支持ばね係数が大きいことにより，列車のばね下質量が軌道と共振し，波状摩耗の波長に相当する周波数帯で著大な輪重・横圧変動が励起されているためと考えられている。

上記のようなコイルばね防振軌道の適用における経済性（建設費）と保守性（波状摩耗）に関する課題を解決するため，これまでに在来線を対象として図1に示すフ

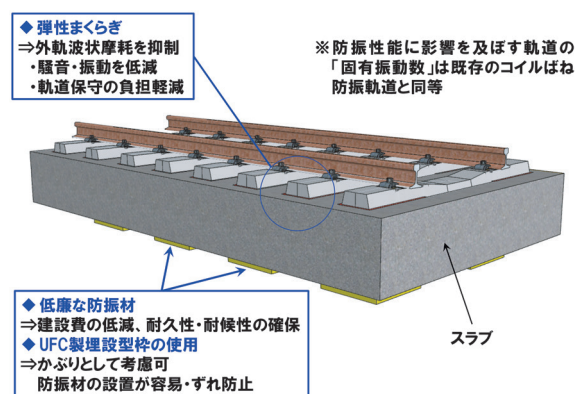


図1 フローティング弾直軌道の概要

ローティング弾性まくらぎ直結軌道（以下，フローティング弾直軌道）を提案している⁴⁾。フローティング弾直軌道の開発にあたっては，地盤振動や波状摩耗に与える影響，ならびに防振材の長期的な耐久性などについて検討する必要がある。先行文献⁵⁾では，数値解析によってフローティング弾直軌道の適用による地盤振動および波状摩耗の低減効果を試算した。地盤振動に関しては，コイルばね防振軌道と同等の振動低減効果を有し，波状摩耗に関してはコイルばね防振軌道よりも発生しにくく，弾性まくらぎ直結軌道と同等の抑制効果を有することを定量的に示した。本稿では，同軌道のスラブ下に適用する発泡エチレンプロピレンジエンゴム（以下，発泡EPDM）製または発泡ポリウレタンゴム（以下，発泡PUR）製の両防振材について材料特性を評価⁶⁾するとともに，実物大軌道上をモーターカーで走行した際の振動特性を評価⁴⁾した内容について報告する。

* 軌道技術研究部 軌道・路盤研究室

** 材料技術研究部 防振材料研究室

2. 防振材の材料特性の評価

2.1 防振材の選定および供試体の寸法

フローティング弾直軌道に使用する防振材については、所定のばね特性を満足するとともに、使用環境における耐久性や、長期間の継続的な負荷に対する特性を考慮する必要がある。フローティング弾直軌道への適用を想定した場合、防振材には $0.3\sim 0.8\text{N/mm}^2$ 程度の圧縮応力が長期間に渡り負荷されることから、本検討では弾性材に作用する死荷重は異なるが、列車通過時の動的な負荷条件が比較的類似する、弾性まくらぎ用の弾性材の評価法⁷⁾を参考にした性能・耐久性評価に加え、クリープ特性および温度特性を評価することとした。

防振材の材質の選定にあたっては、軌道用の弾性材として使用実績のある複数の材料種を候補とした。先行文献⁵⁾における検討結果に基づき、防振材における静的ばね定数の目標値は 6.6MN/m とした。そのため、同静的ばね定数の防振材の製作が容易で、かつ弾性まくらぎ直結軌道の弾性材や軌道パッドとしての使用実績がある発泡 EPDM および発泡 PUR を防振材の候補とし、供試体を用いて適用可能性を評価した。なお、これらの防振材はいずれも材料費がコイルばね防振装置の 1/10 程度となるため、軌道全体の建設費を 30～40% 程度削減することができると考えられる。

発泡 EPDM の供試体については、既に軌道用の弾性材として実績がある製品の発泡倍率等を変えた開発品の 1 種類、発泡 PUR の供試体については、同様に実績のある製品で流通品の 2 種類とした（以下、それぞれ EPDM、PUR①、PUR②とする）。

表 1 に実軌道を想定した防振材の荷重条件、表 2 に供試体の断面の発泡状態、主な物性値および実軌道において使用する際の受圧面積を示す。なお、軌道の設計条件等は次章に詳述する。供試体の厚さについては、コイ

ルばね防振軌道におけるスラブの鉛直変位の測定事例¹⁾を参考に、列車通過時におけるスラブの鉛直変位の最大値を約 5mm と想定し、ゴム材料の弾性変形範囲を考慮してひずみ換算で 10% 程度となるように 50mm とした。また、受圧面積は厚さ 50mm の供試体において、下限荷重（軌道重量）から上限荷重（軌道重量＋列車荷重）の荷重区間における静的ばね定数の目標値が 6.6MN/m となるように、開発品・流通品の単位面積当たりのばね定数 ($0.105\text{N/mm}^3\sim 0.081\text{N/mm}^3$) に応じて設定した。供試体は全て黒色であり、側面（切断加工面）がスポンジ状であるのに対して、上下面は成型型により無発泡の平滑な面（スキン層）である。

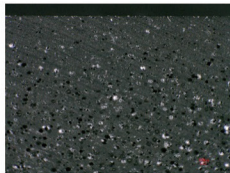
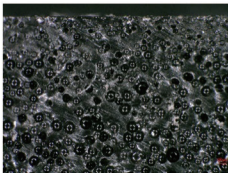
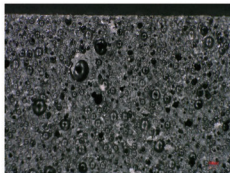
2.2 試験項目

表 3 に試験項目の一覧を示す。これらは、軌道における弾性体としての実用的な性能および耐久性を評価するための試験項目であり、それらの結果に対して材料物性の良否を判断するための目安値である指標値を示した。各試験における変化率に関する指標値は表中に示す通りとしたが、クリープ特性と温度特性については参考文献⁷⁾において指標値が定められていない。そこで、クリープ特性については疲れ強さに関する厚さの指標値を参照し、温度特性については各供試体の $-10\sim 40^\circ\text{C}$ の範囲における静的ばね定数の変化率の相対比較を行うこととした。

表 1 実軌道を想定した防振材の荷重条件

項目	荷重(kN)	備考
設計軸重	170	M-17
列車荷重	340	軌道5m(防振材8個)あたり 防振材1個あたり
軌道重量	153	
下限荷重(軌道重量)	19.1	
上限荷重(軌道重量＋列車荷重)	53.1	

表 2 供試体の断面の発泡状態と主な物性

検討対象		EPDM	PUR①	PUR②
断面の発泡状態				
物性	表面硬さ※	A83.8	A80.3	A69.8
	比重	0.724	0.728	0.714
	引張強さ	5.18 N/mm^2	3.60 N/mm^2	3.28 N/mm^2
	吸水率	0.08%	0.94%	1.53%
受圧面積		81490mm^2	80100mm^2	63000mm^2

※ゴム硬度計 A 型による測定値

表 3 試験項目

試験項目		主な試験条件	指標値
浸水加振	静的ばね定数(MN/m)	下限荷重～上限荷重相当の荷重を1Hzで24時間載荷後、下限荷重相当の荷重を作用させ24時間静置	±20%以内※1
耐熱性	引張強さ(N/mm ²)	70℃の空气中に96時間暴露	
	100%モジュラス※2(N/mm ²)		
耐水性	引張強さ(N/mm ²)	室温の水道水中に96時間浸漬	
	100%モジュラス※2(N/mm ²)		
耐アルカリ性	引張強さ(N/mm ²)	室温の飽和Ca(OH) ₂ 水溶液中に96時間浸漬	
	100%モジュラス※2(N/mm ²)		
疲れ強さ	静的ばね定数(MN/m)	下限荷重～上限荷重相当の荷重を3Hzで500万回載荷	5%以下※3
	厚さ(mm)		
クリープ特性	厚さ(mm)	下限荷重相当の荷重を40℃環境で載荷	
温度特性	静的ばね定数(MN/m)	下限荷重～上限荷重相当の荷重を-10～40℃環境で載荷	測定のみ

※1：試験前に対する変化率（正値は試験前の数値より増加，負値は試験前の数値より減少を示す）

※2：伸び100%時の応力

※3：初期変形後の厚さに対する変化率，クリープ特性は初期変形後から1000時間までの厚さの変化率を評価

2.3 試験結果

2.3.1 浸水加振

表4に試験結果の一覧を示す。ここでは、防振材が降雨や漏水などによる湿潤環境で列車荷重を受けることを考慮し、水中の供試体に対して下限荷重（軌道重量）～上限荷重（軌道重量＋列車荷重）相当の動的荷重を繰り返し載荷する浸水加振試験の実施前後における静的ばね定数の変化率を確認した。表4より，試験後の静的ばね定数の変化率はEPDMが－5.4%，PUR①が－2.1%，PUR②が－21.4%となり，EPDMおよびPUR①は指標値を満足したが，PUR②は指標値を満足しなかった。このような差が生じた要因について，各材質における水との親和性の違いの他，内部の気泡が連続か独立かの違い（吸水率の差）によるものと推察される。

2.3.2 耐熱性，耐水性，耐アルカリ性

防振材の耐性として，耐熱性，耐水性，耐アルカリ性を評価した。この試験では，厚さ2mmのダンベル状の試験片（図2）を作製し，表3に示す条件で試験を実施した前後の引張強さおよび100%モジュラスの変化率を確認した。表4より，いずれの供試体も耐熱性に関する変化が比較的大きかったが，耐熱性，耐水性，耐アルカリ性に関する変化率は±20%以内であり，指標値を満足した。

2.3.3 疲れ強さ

列車荷重の繰り返し載荷に対して，比較的初期の段階における弾性材の変形特性等を評価するため，表3に示す試験条件により500万回（通過トン数：8500万トン相当）の繰り返し載荷試験を行った。その際，100万回の載荷毎に下限荷重（軌道重量）相当の荷重を負荷した状態で8時間静置（夜間の列車が走行しない時間での復元を想定）した後，静的ばね定数および厚さを測定した。図3に静的ばね定数の変化率，図4に厚さの変化

表 4 各試験における変化率の結果一覧

単位：%

試験項目		指標値	EPDM	PUR①	PUR②
浸水加振	静的ばね定数	±20%以内	-5.4	-2.1	-21.4
耐熱性	引張強さ		14.3	13.2	7.9
	100%モジュラス		16.8	18.4	17.7
耐水性	引張強さ		-3.7	-2.6	-7.1
	100%モジュラス		-0.8	9.8	8.1
耐アルカリ性	引張強さ	5%	-0.5	-4.6	-4.7
	100%モジュラス		2.3	0.3	2.5
疲れ強さ	静的ばね定数	5%以下	10.7	-0.3	6.6
	厚さ		4.4	0.7	2.6
クリープ特性	厚さ	以下	1.0	0.5	0.7



図 2 ダンベル状の試験片

量を示す。500万回載荷後の静的ばね定数の変化率はいずれの供試体も±20%以内であり，指標値を満足した。また，厚さの変化率はEPDMの場合に4.4%(約2mm)であったが，いずれの供試体も指標値（5%，2.5mm）を満足した。なお，500万回載荷前後における無負荷時の厚さの変化量（へたり量）はEPDMが2.3%，PUR①が0.2%，PUR②が1.7%であった。以上より，疲れ強さに関する変化はPUR①が最も小さかった。

2.3.4 クリープ特性

今回選定した発泡EPDMや発泡PURなどの樹脂材料は，継続的な負荷が作用すると，時間の経過とともに変形量が漸増（クリープ変形）すると考えられる⁸⁾。そこで，静的圧縮クリープ試験により，下限荷重（軌道重

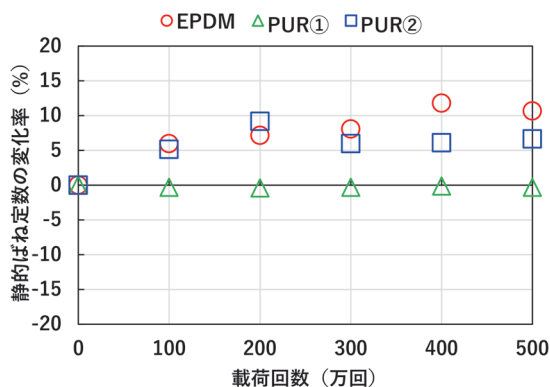


図3 静的ばね定数の変化率（疲れ強さ）

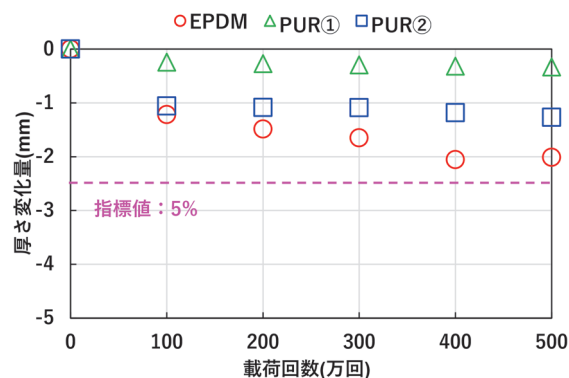


図4 厚さの変化量（疲れ強さ）

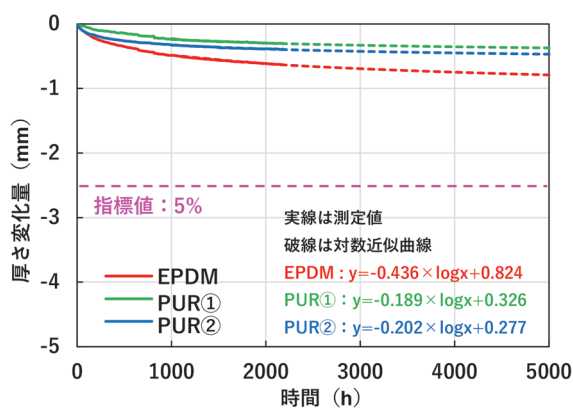


図5 厚さの変化量（クリープ特性）

表5 厚さの変化量（クリープ特性）

	変化量(mm)		
	EPDM	PUR①	PUR②
初期変形	2.00	1.89	2.08
クリープ変形 (24～1000時間)	0.49 (1.0%)	0.24 (0.5%)	0.32 (0.7%)
クリープ変形 (50年(438,000時間(h)) 後の推定値)	1.64 (3.3%)	0.74 (1.5%)	0.86 (1.7%)

量)相当の荷重を連続負荷した際の厚さの変化を確認し、長期的な変化量を推定した。

図5に静的圧縮クリープ試験による厚さの変化量、表5に初期変形とクリープ変形による厚さの変化量を併せて示す。ここで、図5における試験開始1000時間後から2200時間までの測定値を対数近似し、2200時間以降を外挿することにより、50年(438,000時間(h)、スラブの設計耐用年数相当)後の厚さ変化量を推定した。測定値を実線、外挿した対数近似曲線を破線で示す。表5より、試験開始1000時間後の厚さの変化量、50年後の厚さの変化量ともに、EPDMはPUR①やPUR②と比較するとやや大きな数値となったが、いずれも5%以下であり、指標値を満足した。

2.3.5 温度特性

樹脂材料は温度によって特性が変化するため、ここでは23℃時の静的ばね定数に対する-10～40℃の範囲の静的ばね定数の変化率を確認した。

図6に静的ばね定数に対する変化率を示す。この温度範囲における静的ばね定数の変化率は、EPDMが±10%、PUR①が±12%であったのに対して、PUR②は低温側(-10℃)で43%の顕著な増加がみられた。そのため、低温の環境に敷設する場合、PUR②よりもEPDMやPUR

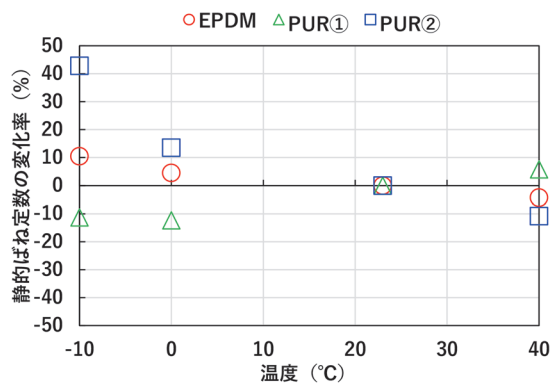


図6 静的ばね定数の変化率（温度特性）

①を使用するのが望ましいと考えられる。

2.3.6 まとめ

以上より、EPDMおよびPUR①は全ての評価項目で指標値を満足したが、PUR②は浸水加振時における静的ばね定数の変化率が指標値を満足しなかった。さらに、EPDMとPUR①の2種を比較すると、EPDMは温度特性、PUR①は疲れ強さやクリープの特性が優れていた。

3. モーター走行時の振動特性の評価

3.1 軌道の設計および試験敷設

鉄道構造物等設計標準・同解説「軌道構造」⁹⁾に基づき、フローティング弾直軌道の構造設計を行った。

表 6 に設計条件，図 7 に一般図を示す。本設計では在来線を対象とし，軌間を 1067mm，設計軸重については電車荷重（M-17）とした。その他，レールは 50kgN レール，締結間隔は 625mm，軌道パッドのばね定数は 60MN/m，まくらぎパッドのばね定数は 30MN/m，スラブ下の防振材（EPDM 製を使用）のばね定数は 6.6MN/m とした。

また，まくらぎには D 型弾直軌道用（防振箱付き）¹⁰⁾ のものを用いた。スラブの厚さについては，目標とする軌道の固有振動数（9.3Hz）に対して必要な軌道重量や鉄筋コンクリート構造の仕様として定められている鉄筋の直径と曲げ半径等を考慮し，まくらぎ下で 350mm とした。なお，スラブ下の防振材を設置する部分には，コンクリートのかぶりとして考慮可能な凹形状の UFC（超高強度繊維補強コンクリート）製埋設型枠¹¹⁾ を設けることで，まくらぎ下のスラブの厚さを増加させることなく，防振材のずれ止め機能を付与し，既存のコイルばね防振軌道と同等のレール高さとなる構造とした。

コンクリートの設計基準強度は 40N/mm²，鉄筋種別は SD345 とした。上記のとおり設計したフローティング弾直軌道について，日野土木実験所の試験線（高架区間）に約 5m の延長で試験敷設した⁵⁾。

3.2 測定概要

試験敷設したフローティング弾直軌道において，モーターカー走行試験を行い，軌道の動的挙動および振動特性を評価した。

図 8 に計測機器の設置位置，図 9 にモーターカー走行試験の様子を示す。モーターカー（TMC-200B 型）の軸距は 3.5m，自重は約 11.8ton（2 輪軸）である。測定項目は，フローティング弾直軌道におけるレールの鉛直変

位（端部・中央部）およびスラブの鉛直変位（端部・中央部），フローティング弾直軌道およびスラブ軌道（低ばね型軌道パッド 15MN/m を使用）の軌道脇（高架橋）と軌道中心から 12.5m 地点（地盤）の加速度とした。ここで，フローティング弾直軌道におけるレールの鉛直変位についてはスラブに対する相対変位を測定した。また，周波数分析器を用いて，測定した加速度のオクターブバンド分析を行った。モーターカーの走行速度は 40km/h とし，進行方向はスラブ軌道側からフローティング弾直軌道側とした。なお，高架区間に隣接するバラスト軌道の直下で測定した地盤の N 値は，深さ 0.5～1.5m で 10～20，1.5m 以深で 50 以上であった。

3.3 測定結果

表 7 にフローティング弾直軌道におけるレールおよびスラブの鉛直変位の最大値を示す。ここで，フローティング弾直軌道における軌道の支持ばね定数と車両重量か

表 6 設計条件

構造種別	RC構造
軌間(mm)	1067
レール種別	50kgN
設計軸重(kN)	170 (M-17)
締結間隔(mm)	625
軌道パッド(MN/m)	60
まくらぎパッド(MN/m)	30
スラブ下の防振材(MN/m)	6.6
設計耐用年数(年)	50
列車本数(本/日)	60
車両編成	16両編成

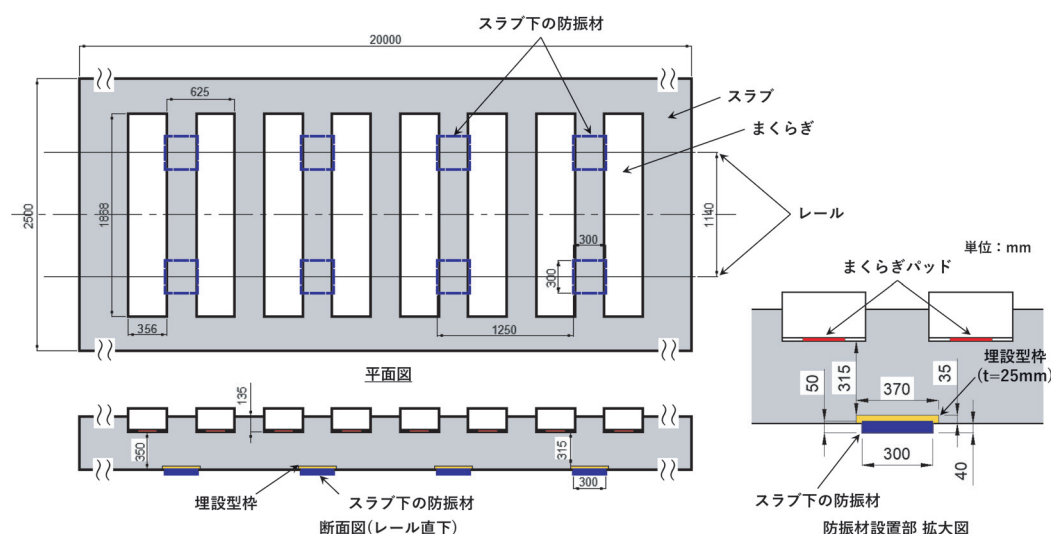


図 7 フローティング弾直軌道の一般図

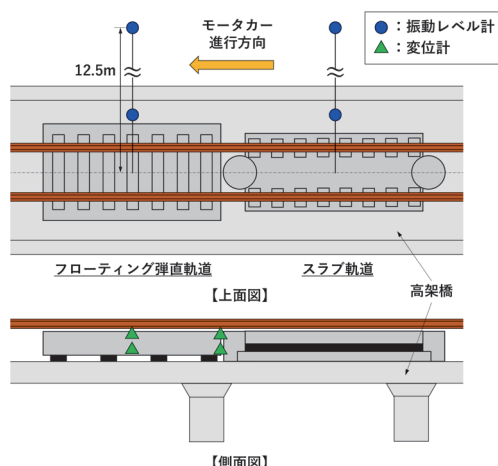


図8 計測機器の設置位置

ら算出した変位量（レール変位（スラブに対する相対変位）：約0.7mm、スラブ変位：約1.6mm）と実測値を比較すると、両者は概ね同等の値であった。

次に、図10各軌道における軌道脇および地盤（軌道中心から12.5m地点）の振動加速度レベルの比較を示す。同図より、特に50Hz以上の周波数帯において、フローティング弾直軌道における応答値が低下する傾向が見られた。また、人体による感覚補正を考慮した振動レベル（VL）はフローティング弾直軌道の場合、軌道脇および地盤（軌道中心から12.5m地点）ともにスラブ軌道の場合よりも7dB程度低下した。

以上より、フローティング弾直軌道を適用することにより、周辺へ伝播する振動が大きく低減されることを確認した。

4. おわりに

本稿では、在来線における地盤振動および波状摩耗対策として提案したフローティング弾直軌道について、同軌道に適用する防振材の材料特性を評価するとともに、実物大軌道上をモーターカーで走行した際の振動特性を評価した。以下に、本研究で得られた知見を示す。

- (1) フローティング弾直軌道のスラブの下に設置する防振材として、発泡EPDM製（1種類）および発泡ポリウレタンゴム製（2種類）の材料を選定し、材料特性に関する評価を行った。試験の結果、発泡EPDM製は温度特性、発泡ポリウレタンゴム製（うち1種類）は疲れ強さやクリープの特性が優れており、いずれもフローティング弾直軌道に適用可能であることを示した。
- (2) 実軌道上におけるモーターカー走行試験の結果、フローティング弾直軌道はスラブ軌道と比較して、軌道脇および12.5m地点の地盤における振動レベ



図9 モーターカー走行試験の様子

表7 鉛直変位の最大値

単位：mm

測定対象	端部	中央部
レール※	0.81	0.95
スラブ	1.32	1.37

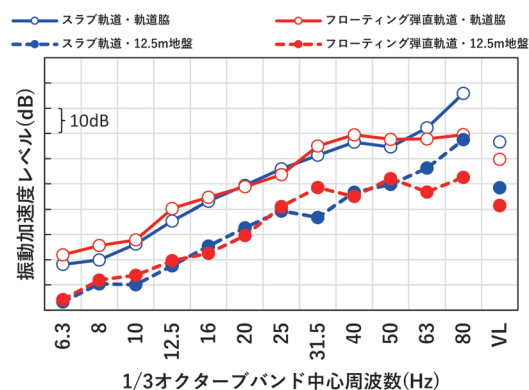


図10 軌道脇および地盤における振動の比較

ルが7dB程度低下し、高い振動低減効果を示すことを確認した。

文 献

- 1) 桃谷尚嗣, 鈴木健司, 名村明, 藤井光治郎, 安藤勝敏, 芦谷公稔, 堀池高広：コイルばね防振軌道の性能と評価, 鉄道総研報告, Vol.15, No.4, pp.27-32, 2001
- 2) 洲上翔太, 渡辺勉, 横山秀史, 高橋貴蔵, 桃谷尚嗣：フローティングスラブ軌道の適用による高速走行時の地盤振動の低減効果に関する研究, 構造工学論文集, Vol.67A, pp.248-260, 2021
- 3) 田中博文, 清水惇, 古川敦, 菊地圭介, 地子給和行：振動特性に着目した直結系軌道における急曲線外軌波状摩耗の発生要因の推定, 鉄道工学シンポジウム論文集, No.15, pp.140-147, 2011
- 4) 洲上翔太, 渡辺勉, 高橋貴蔵：フローティング弾直軌道

- らぎ直結軌道の開発, 土木学会第 78 回年次学術講演会論文集, VI-1198, 2023
- 5) 洲上翔太, 渡辺勉, 田中博文, 高橋貴蔵: フローティング弾性まくらぎ直結軌道による地盤振動および波状摩耗の低減効果, 鉄道総研報告, Vol.38, No.2, pp.17-23, 2024
- 6) 杣田吉弘, 鈴木実, 洲上翔太: フローティング弾性まくらぎ直結軌道用防振材の性能評価, 土木学会第 78 回年次学術講演会講演概要集, VI-1200, 2023
- 7) 間々田祥吾, 半坂征則, 鈴木実, 杣田吉弘, 細田充: 弾性まくらぎ用弾性材の物性評価, 第 18 回鉄道技術連合シンポジウム J-RAIL2011, 2011
- 8) 渡辺健三: 各種加硫ゴムの応力緩和並びにクリープ特性について, 日本ゴム協会誌, vol.33, No.11, 1960
- 9) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 軌道構造, 丸善出版, 2012
- 10) 安藤勝敏, 堀池高広, 須永陽一, 半坂征則: 着脱式弾性まくらぎ直結軌道 (D 型弾直軌道) の開発, RRR, Vol.59, No.1, pp.10-13, 2002
- 11) 土木研究センター: 超高強度繊維補強コンクリートを用いた高耐久性薄肉埋設型枠「ダクタルフォーム」, 建設技術審査証明報告書, 2017

積雪底面におけるせん断強度への積雪性状の影響

佐藤 亮太* 高橋 大介* 河島 克久** 松元 高峰**

Effect of Snow Properties on Shear Strength at the Base of Snowpack

Ryota SATO Daisuke TAKAHASHI Katsuhisa KAWASHIMA Takane MATSUMOTO

In this study, we investigated the effect of snow properties on the shear strength at the base of snowpack. The measurements of the shear strengths in the field showed that they ranged from 0.3 to 3.8 kN/m² with an average value of 1.5 kN/m². Despite the variation, it was confirmed that shear strength was positively correlated with dry snow density and snow hardness, and negatively correlated with liquid water content. In addition, in order to understand the shear strength of snowpack under rainfall or rapid melting of snow, we measured that of snowpack sprayed with water.

キーワード：せん断強度，積雪性状，全層雪崩

1. はじめに

鉄道の沿線斜面では雪崩が発生する場合がある。そのため、多雪地域に営業線区がある鉄道会社では、雪崩による脱線などの重大な運行障害が生じる可能性がある。このような運行障害を未然に防ぐ目的で、鉄道会社は線区ごとに定められた気温や降水量などを指標とした巡回警備を実施している。しかし、巡回警備の出動基準は経験則に基づいており、雪崩の発生危険度が小さい時期や箇所まで実施されている場合もあるため、多大な労力を要することがある。そこで、客観的指標に基づいた雪崩危険度の評価手法が確立できれば、雪崩の危険性が高くなる時期や箇所を適切に評価可能となり、効果的かつ効率的な巡回警備を実施することが期待できる。

雪崩は、積雪層内をすべり面とする表層雪崩と（図1左）、積雪底面をすべり面とする全層雪崩（図1右、図2）に分類できる。いずれも、滑動しようとする力（駆動力）がそれを妨げようとする力（支持力）を上回ったとき（積雪が不安定化したとき）に発生するものである¹⁾。表層雪崩の場合には、積雪層の間（弱層）における駆動力と支持力との関係で、全層雪崩の場合は、積雪底面と地表面との関係で積雪の安定度が評価できる。駆動力の増加には、積雪期に降雪や、急激な気温上昇に伴う降雨が生じた場合に積雪に水分が追加されることによる上乗荷重の増加が寄与する。一方、支持力の低下には、雨水や融雪水が積雪層内や積雪底面に浸透し、すべり面に水が介在することに伴うせん断強度の低下が寄与する。

表層雪崩においては、既往研究²⁾で積雪層内のせん断強度と密度や含水率といった積雪性状との関係性が報告

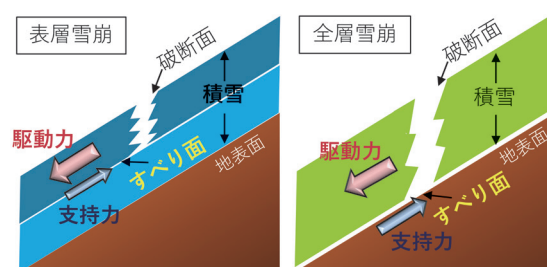


図1 表層雪崩（左）と全層雪崩（右）の概念図



図2 全層雪崩の発生例

されている。一方、全層雪崩において重要な積雪底面のせん断強度は、地表面の土質や微細な凹凸、植生の影響を受けることからその評価は難しい。そこで、本研究では全層雪崩に着目した。

積雪底面のせん断強度も、積雪層内のせん断強度と同様に、密度や含水率などの積雪性状の影響を受けるものと考えられる。既往研究では、上石ら³⁾や高橋ら⁴⁾が室内試験を実施し、含水率が高いほど積雪底面におけるせん断強度は低下する傾向があることを示している。しかしながら、屋外での観測結果はなく、また密度や硬度と

* 防災技術研究部 気象防災研究室

** 新潟大学 災害・復興科学研究所

いった他の積雪性状と積雪底面のせん断強度との関係は不明である。そこで、本研究では、積雪底面のせん断強度と積雪性状などとの関係を調べるために野外観測を実施した。さらに、春先の降雨や急激な気温上昇に伴う融雪水が積雪底面に到達したことを想定し、自然積雪に散水した場合の積雪底面のせん断強度の時間変化を調べた。

2. 測定方法

2.1 積雪性状および積雪底面のせん断強度の測定方法

塩沢雪害防止実験所（新潟県南魚沼市：図3）の平地および大型盛土（南北斜面および北西斜面、傾斜35°）において、2014、2016、2020、2022年冬期に計47回の積雪断面観測を行った。積雪断面観測では、積雪底面（地上高）2cmの位置における積雪性状として、密度、含水率、硬度をそれぞれ、100cc角型サンプラー、誘電式含水率計、デジタル荷重計を用いて測定した。

積雪底面と地面との境界部分のせん断力（kN）は、シアフレームとデジタル荷重計を用いて測定した。図4に示すように、地表面から10cm程度の積雪を残して雪

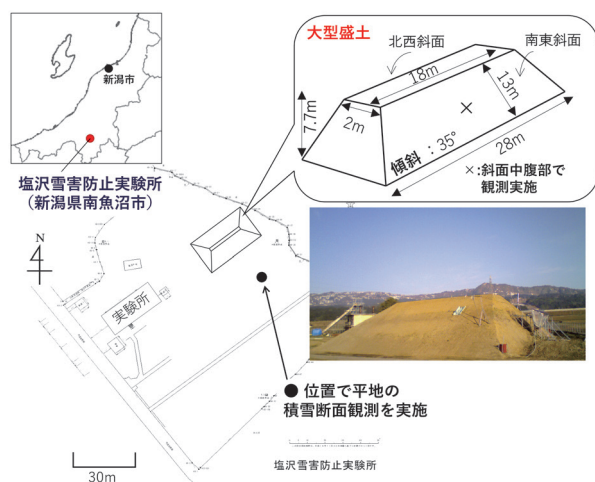


図3 塩沢雪害防止実験所構内図と観測場所

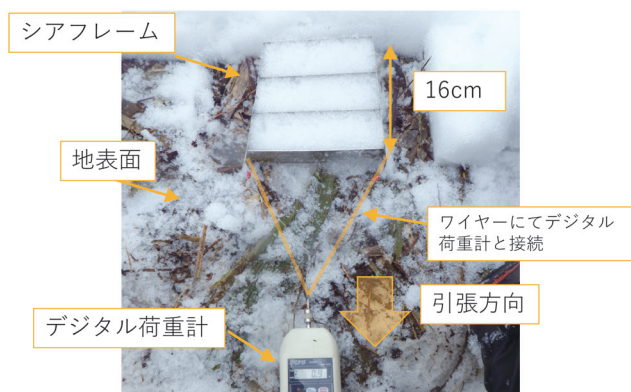


図4 野外におけるせん断強度測定状況

を掘り、上からシアフレームを差し込む。周囲の雪を除去した上で、デジタル荷重計を引張り、地表面と積雪との境界部分を破断させる方法でせん断強度を測定した。なお、引張時間はおよそ1秒である。1回の断面観測につき測定を1～3回行い求めた平均値をシアフレームの有効断面積0.025m²で除した値を単位面積あたりのせん断強度（kN/m²）とした。なお、破断面の植生はいずれも裸地か草地であるが、測定後に破壊面の大半がどちらであるか記録した（図5）。

2.2 散水試験の実施方法

塩沢雪害防止実験所の平地において、春先の降雨や急激な気温上昇に伴う融雪水が積雪底面に到達した場合を想定して、散水後の経過時間によるせん断強度の変化に着目した試験を行った（図6）。

以下に試験手順を示す。

- (1) 約150cm×170cmの面積で積雪底部の積雪を約10cm残し、シアフレームをセットできる状況にする。
- (2) 散水前のせん断強度、密度、含水率、硬度を測定する。
- (3) じょうろを使い、掘り出した範囲の積雪になるべく均等になるように約8Lの水道水（約3℃）を3分程度で散水する。散水量は単位面積当りに換算すると3.1mmであり、降水強度としては62.6mm/hに相当する。



図5 裸地および草地の例
(左：裸地、右：草地)

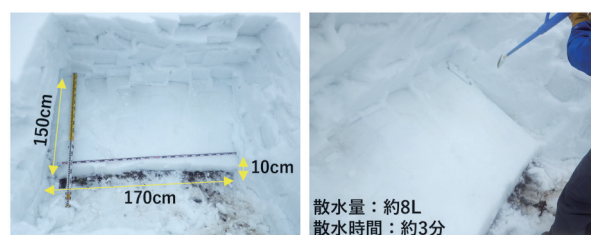


図6 散水状況

- (4) 散水から、30分後、1時間後、3時間後、5時間後にせん断力、密度、含水率、硬度の測定を行う。なお、せん断強度の測定は各経過時間において2～4回行い、その平均値を求めた。

3. 測定結果と考察

3.1 野外における積雪底面のせん断強度の測定結果

4冬期の積雪状況（平地）およびせん断強度の測定日を図7に示す。4冬期の積雪状況を見ると、2016年冬期は積雪期間が他の冬期と比べるとやや短く最深積雪深もやや小さかったものの、4冬期とも概ね平年並みの積雪状況であった。せん断強度の測定は厳冬期から融雪期にかけて概ね10～30日間隔で実施した（図中の点線で示した日）。なお、測定時の積雪底面の雪質はすべての測定でざらめ雪（水を含んで粗大化した丸い氷の粒や、水を含んだ雪が再凍結した大きな丸い粒が連なったもの⁵⁾であった。

図8に平地、南東斜面、北西斜面におけるせん断強度の各冬期の測定結果を示す。その結果、箇所ごとのせん断強度に明瞭な時間変化傾向はなく、ばらつきながら推移することがわかった。一方、平地と斜面とで測定結果

を比較すると、平地は 2.0kN/m^2 程度で推移することが多いのに対し、南東斜面では 1.0kN/m^2 程度で推移することが多く、平地よりも値が小さかった。北西斜面では、平地と南東斜面の中間の値であった（ 1.5kN/m^2 ）。したがって、同時期の平地と斜面におけるせん断強度を比較すると、平地の方が大きい傾向にあることがわかった。

せん断強度の測定値（計47回測定）は $0.3\sim 3.8\text{kN/m}^2$ の範囲であり、平均値は 1.5kN/m^2 であった（図9）。また、測定値を 0.5kN/m^2 毎に階級分けしてみると、出現度数が最も多かったのは、 $0.5\sim 1.0\text{kN/m}^2$ および $1.5\sim 2.0\text{kN/m}^2$ であり、次いで $1.0\sim 1.5\text{kN/m}^2$ であった。したがって、今回の測定結果では多くが $0.5\sim 2.0\text{kN/m}^2$ の範

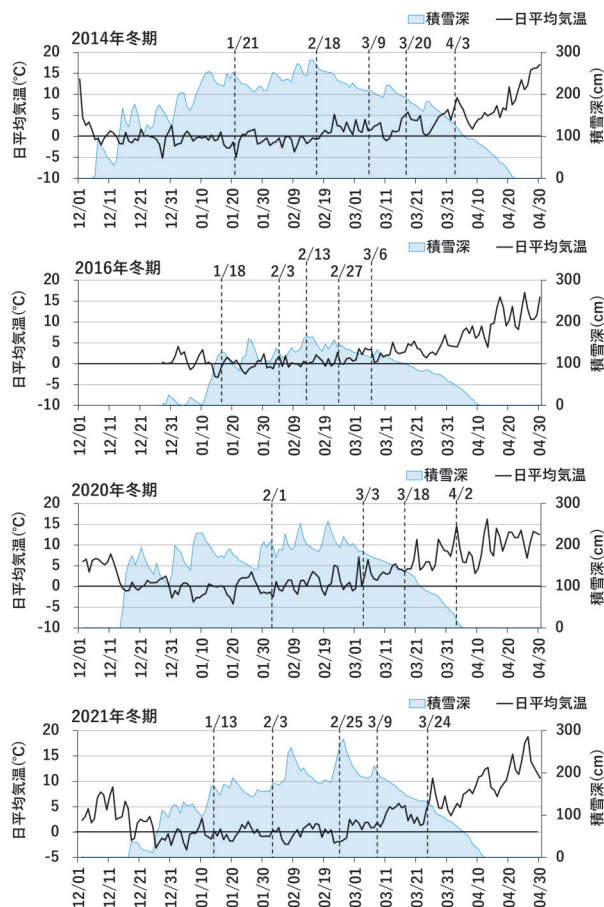


図7 各冬期の積雪状況とせん断強度測定実施日

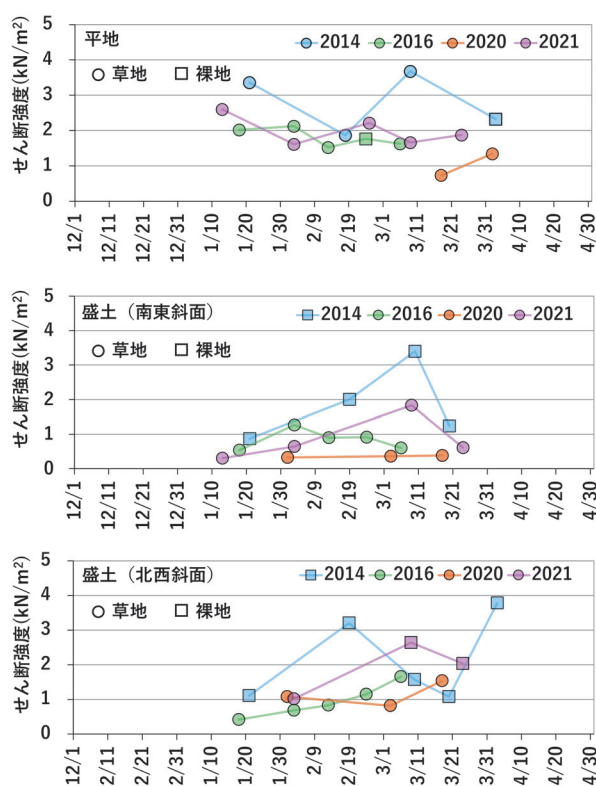


図8 観測位置毎のせん断強度の測定結果

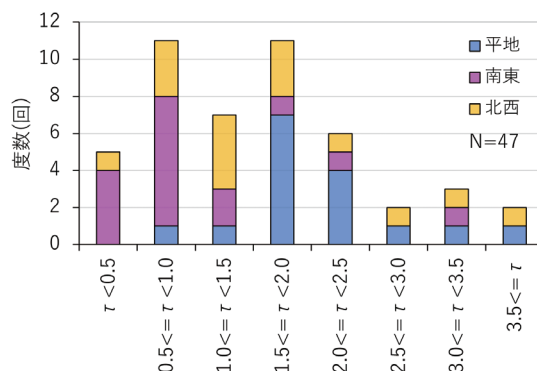


図9 せん断強度の測定結果のヒストグラム
(τ : せん断強度, 0.5kN/m^2 毎の階級分け)

圈内であり、上石ら³⁾や高橋ら⁴⁾の室内試験の値と同程度であった。また、今回の測定は積雪底面と地面との境界部におけるせん断強度であるので単純に比較することはできないが、前野ら⁶⁾の表層雪崩が起きた際の積雪層内のすべり面におけるせん断強度の測定結果 (0.1kN/m^2

～ 10kN/m^2 (平均 1.0kN/m^2))と同程度のオーダーだった。

次に、測定場所毎に整理したせん断強度と乾き密度、含水率、硬度との関係を示す (図 10)。

せん断強度と乾き密度との関係について見てみると、測定位置によらず正の相関関係が確認できる (平地：0.43, 南東斜面：0.60, 北西斜面：0.50)。相関係数を比べると平地よりも斜面の方が相関は強いことがわかる。また、南東斜面および北西斜面では、せん断強度が 1kN/m^2 以下の場合には乾き密度も特に低いことがなかった。

次に、せん断強度と含水率との関係について見てみると、平地および南東斜面では相関係数は小さいものの、負の相関が確認でき (平地：-0.38, 南東斜面：-0.41)、せん断強度が小さいほど、含水率は大きい傾向にあった。北西斜面においては、測定値全体での相関はほとんどないが、せん断強度が 3.0kN/m^2 以下に着目するとせん断強度が高いほど含水率が小さい傾向が確認できる。しかし、含水率が 10% 程度と高い値であるにも関わらず、せん断強度も 3.0kN/m^2 以上と高い値である場合もあった。なお、南東斜面でも同様の値があるが、1 データのみであることに加えて、せん断強度 2.0kN/m^2 以下のときのばらつきが比較的小さいため全データに対する影響が小さいものと考えられる。 3.0kN/m^2 より大きい場合はデータ数が少ないため、今後も測定データを蓄積し、含水率の影響を定量的に評価する必要がある。

せん断強度と硬度との関係について見てみると、平地では相関係数が 0.06 であり、両者に相関関係は確認できなかった。しかしながら、南東斜面および北西斜面では相関係数は小さいながらも正の相関が確認できた (南東斜面：0.40, 北西斜面：0.36)。また、せん断強度が 2.0kN/m^2 以下で硬度が 80kN/m^2 以上の領域は回帰直線から大きく外れた領域であるが、測定データを蓄積の上、地面の状況などとの比較などさらなる検証が必要であると考え。

以上の結果を整理すると、ばらつきはあるものの、乾き密度、硬度が高いほどせん断強度は高くなる傾向にあること、含水率が高いほどせん断強度は低くなる傾向にあることがわかった。

地面の植生状態によるせん断強度の差異を確認するため、図 8 のせん断強度のヒストグラムを裸地と草地とに分類して整理した (図 11)。その結果、物性値に依らずせん断強度が 1.0kN/m^2 未満となったのは 1 事例を除いてすべて草地における測定結果であり、せん断強度は草地の方が小さい階級の出現頻度が高い結果であった。これは、草の種類によるが、今回測定したようなある程度背があり柔らかい種類の場合 (図 5)、積雪に草が巻き込まれることがなく積雪と地表面との間に介在することとなる。このような場合には、草本が積雪の滑りを助長

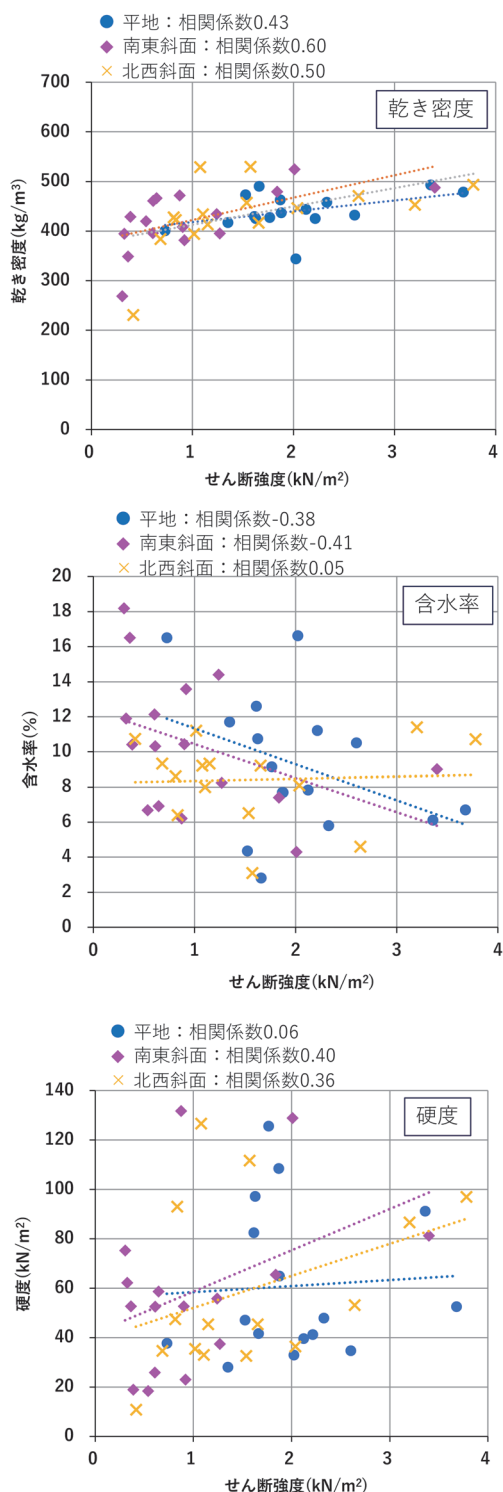


図 10 測定位置毎のせん断強度と乾き密度、含水率、硬度との関係

(上: 乾き密度, 中: 含水率, 下: 硬度)

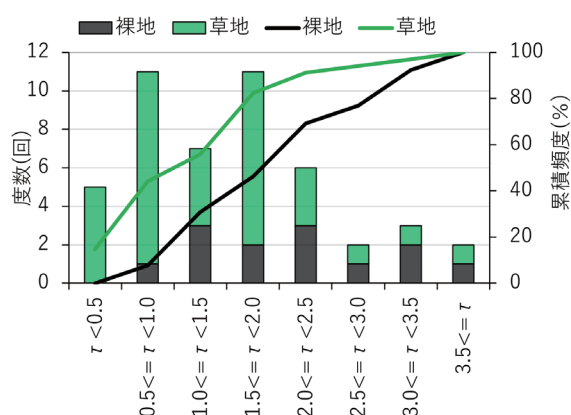


図 11 草地と裸地におけるせん断強度のヒストグラム
(τ : せん断強度, 0.5kN/m^2 毎の階級分け)

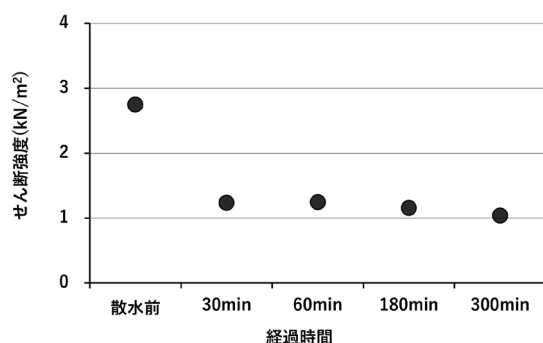


図 12 散水試験におけるせん断強度測定結果

することとなり、せん断強度が小さい傾向となったものと考えられる。

3.2 散水試験の測定結果

図 12 に散水後のせん断強度の時間変化、図 13 に散水後の積雪の乾き密度、含水率、硬度の時間変化を示す。散水前のせん断強度の測定値は 2.8kN/m^2 であり、乾き密度、含水率、硬度はそれぞれ、 442kg/m^3 、 13.5% 、 93.4kN/m^2 であった。これに対し、散水 30 分後にはせん断強度は約 60% 低下し、その後は概ね一定の値であった。また、硬度は、せん断強度と同様に散水後に約 30% 低下し、その後は若干のばらつきはあるものの、同程度の値で推移した。乾き密度と含水率は、多少の変化はあるものの、散水直後からほぼ一定の値で推移した。

和泉⁷⁾によれば、濡れ雪を水浸させることで雪組織変化が起こり積雪の硬度は急激に低下する。これは、浸透した水が氷粒子同士の焼結部の結合を弱めるためと考えられる。散水後の硬度が減少したのもこの影響によるものと考えられる。野外観測におけるせん断強度測定の結果、せん断強度と硬度との間には、ばらつきがあるものの、正の相関関係が確認された。したがって、散水により硬度が低下したことが、積雪底面のせん断強度が低下

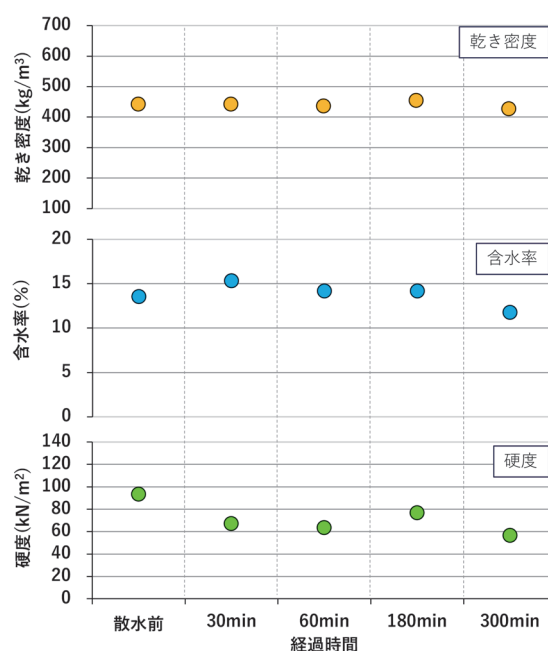


図 13 散水試験における乾き密度、含水率、硬度の測定結果

した要因の 1 つであると考えられる。また、通常は積雪に散水することで含水率は上昇することが想定されるが、今回は急速に散水したことにより、積雪が保持できる水の量を上回り、積雪層内の排水が迅速に起こったことが含水率の変化が小さい要因として考えられる。この結果、乾き密度もほぼ一定となったが、積雪底面と地表面との間に水が介在し、これがせん断強度低下の一因となっている可能性も考えられる。

以上の結果より、急激な降雨や融雪による水の浸透が積雪底面のせん断強度に与える影響が大きい可能性があることがわかった。このような水の浸透の履歴の有無が、野外観測における測定値のばらつきにも影響している可能性も考えられる。今後は、降雨や融雪量の履歴もせん断強度の評価指標として有効かどうかの検証を行うと同時に、地表面の透水係数などの条件を変化させた測定データを蓄積することで現象の理解が進むことが期待される。

4. まとめと今後の課題

本研究では全層雪崩の発生危険度評価に重要である積雪底面におけるせん断強度と積雪性状との関係について、野外観測（平地と盛土における裸地と草地）および野外における散水試験の結果を整理した。その結果、以下のことがわかった。

- ・積雪底面のせん断強度の測定値の範囲は $0.3 \sim 3.8\text{kN/m}^2$ であった。平地、南東斜面、北西斜面における平均値は、

それぞれ、 2.0kN/m^2 、 1.0kN/m^2 、 1.5kN/m^2 であった。

- ・せん断強度の時間変化は明瞭ではなく、一冬期を通じてばらつきながら推移することがわかった。
- ・平地と斜面の同時期におけるせん断強度を比較すると、平地よりも斜面の方が小さい傾向にあった。
- ・せん断強度と乾き密度にはいずれの測定箇所においても正の相関が確認できた。
- ・せん断強度と含水率には、平地および南東斜面において、相関係数は小さいが、負の相関が確認できた。ただし、北西斜面においては、高含水率にも関わらず高いせん断強度であった事例の影響もあり、その関係が確認できなかった。
- ・せん断強度と硬度には、平地においては相関関係が確認できなかった。一方、斜面においては、相関係数は小さいが、正の相関が確認できた。
- ・草地と裸地で分けてせん断強度の測定値を整理すると、せん断強度が 1.0kN/m^2 以下の測定値は、1事例を除き草地における結果だった。
- ・散水試験の結果、急激な降雨や融雪の直後は、硬度が低下し、この影響を受けて積雪底面のせん断強度も低下する可能性があることがわかった。

今回の整理ではせん断強度測定時の積雪性状との関係に着目したが、積雪してからの上載荷重の変化や雪粒子の大きさ（粒径）などもせん断強度の変化に影響を与える可能性があると考えられる。これらの要素のせん断強度への影響、さらに、地面の条件（例えば植生の種類）

をより精緻に分類した測定・分析を実施する計画である。

本論文は、第38回寒地技術シンポジウムで発表された論文⁸⁾をもとに再構成している。

文 献

- 1) Tremper, B.,: Wet snow, Staying alive in avalanche terrain, The Mountaineers Books, Seattle, WA, USA, pp.143-147, 2008.
- 2) 山野井克己, 遠藤八十一: 積雪におけるせん断強度の密度および含水率依存性, 雪氷, Vol.64, No.4, pp.443-451, 2002
- 3) 上石勲, 町田敬, 山口悟, 平島寛行, 佐藤篤史, 大宮哲: 法面雪崩の発生状況と予測のためのせん断剥離強度の測定結果, 2007年度日本雪氷学会全国大会講演予稿集, 76, 2007
- 4) 高橋大介, 栗原靖, 飯倉茂弘, 宍戸真也, 鎌田慈: 積雪底面のせん断強度測定基礎試験, 2013年度雪氷学会全国大会講演稿集, 227, 2013
- 5) 日本雪氷学会: 積雪ガイドブック, 朝倉書店, 2010
- 6) 前野紀一, 福田正巳: 雪崩と吹雪, 基礎雪氷学講座Ⅲ, 古今書院, pp.13-81, 2000
- 7) 和泉薫: 濡れ雪の硬度Ⅲ: 浸水または日射による硬度減少, 低温科学, 物理篇, 44巻, pp.37-48, 1986
- 8) 佐藤亮太, 高橋大介, 河島克久, 松元高峰: 積雪底面におけるせん断強度と積雪性状との関係性, 第38回寒地技術シンポジウム報告・論文集, 2022

鉄道連続桁式橋りょうの列車通過時動的応答特性の解明 および衝撃係数の簡易評価法

徳永 宗正* 池田 学*

Dynamic Response Characteristics of Continuous Girder Bridge During Train Passage and a Simple Evaluation Method
for Impact Coefficient

Munemasa TOKUNAGA Manabu IKEDA

This study organized and generalized the structural specifications of general railway continuous girders and then carried out comprehensive dynamic response analysis of continuous girders during train passage. The impact coefficient of the deflection of the continuous girder shows multiple peaks at the resonant speed for each natural vibration mode. When the number of spans is odd, the 1st and 3rd modes are amplified at the resonant speed, and when the number of spans is even, the 2nd mode is amplified at the resonant speed. Based on clarified dynamic response characteristics of continuous girder, a simple evaluation method of the impact coefficient with the applicable range up to 400 km/h has been proposed, and its validity has been demonstrated.

キーワード：連続桁，新幹線，共振，動的応答，衝撃係数，簡易評価法

1. はじめに

鉄道連続桁式橋りょうは，高速道路，河川や港湾を跨ぐような箇所で多く採用されている構造形式である。高速鉄道の場合，連続桁の列車通過時の動的応答においては高次モードが複数発生し，その動的応答を推測するには動的応答解析を実施する必要がある。一方で，設計実務では動的応答倍率を衝撃係数に置き換えて，これを静的応答に掛け合わせることで動的応答を予測する方法が一般に用いられる。衝撃係数は列車通過時の動的応答解析等による詳細な検討により直接的に算出できる。技術の進歩等により動的応答解析を比較的容易に実施できる一方で，解析モデルの妥当性の検証や解析結果の解釈には，高度かつ専門的な見識が必要となる。設計過程において断面等の設定の更新の度に動的応答解析を繰り返し実施するのは，円滑な設計を進める上で現実的でなく，対象橋りょうが一般的な場合には，少数のパラメータから衝撃係数を簡易に算定する方法が用いられている。

鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物）¹⁾（以下，「鋼合成標準」）では，速度パラメータの1次関数により衝撃係数を算定する方法（以下，「鋼標準法」）が記載されている。鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）²⁾（以下，「RC標準」）では連続桁のように単純な1次振動モードのみで応答を表現できないような場合には，原則として動的応答解析を実施することとしているが，実務的にはRC標準のノモグラムを拡張した方法³⁾（以下，「RC標準法」）が用いられる場合が多

い。近年の鉄道における高速化の要請により，国内の既設新幹線線区においても360km/hまでの高速化の検討が進められているが，既往の算定法は高速化した場合の適用が困難である。

連続桁の動的挙動に関する研究は古くから多くなされている^{4) 5)}が，多くが実在する数橋を対象とした動的応答解析もしくは実測結果に基づく検討であり，スパン長やスパン数，さらには列車速度等のパラメータ範囲は限定的であることから，一般的な検討とは言い難い。また，適用範囲に関する言及もなされておらず，260km/hまでを検討範囲とした宇野らの研究³⁾以外に連続桁の衝撃係数について体系化を試みた研究は過去に存在しない。

本研究では，高速領域を対象とした連続桁式橋りょうの衝撃係数の簡易算定法を提案することを目的として，はじめに2章では，鉄道橋りょうとして一般的な連続桁の構造諸元について整理，一般化するとともに，数値解析方法を示した。さらに，一般的な連続桁の構造諸元を想定して，3章では固有値解析，4章では動的応答解析を実施し，高速列車通過時の連続桁の動的応答の特徴について考察した。最後に5章において，列車通過時の連続桁の衝撃係数の簡易評価方法について検討した。なお本論文は文献⁶⁾の内容の一部を抜粋したものである。

2. 数値解析方法

本研究では，脱線前後の車両挙動を解析可能な，新幹線車両と鉄道構造物との動的相互作用解析プログラムDIASTARS III⁷⁾を用いた検討を行った。

* 鉄道力学研究部 構造力学研究室

2.1 車両の力学モデル

列車は、車両系の振動による動的相互作用の影響について考慮した VBI (Vehicle Bridge Interaction) モデル、および移動する荷重列とした ML (Moving Load) モデルによりモデル化した。

図 1 に、VBI で用いた車両の力学モデルを示す。車両は、車体、台車枠、輪軸の各構成要素を剛体と仮定し、これら剛体をばね、ダンパで結合した三次元モデルとした。1 車両当たりの自由度は 31 である。また、実車では各構成要素間に過大な相対変位を抑制するストッパが設けられていることから、これを表現するために、接触時にはばねに高い剛性を与えることでストッパの挙動を表現した。なお、力学モデルの妥当性については、実物大車両模型を用いた検証実験や、汎用の機構解析プログラムとの比較・検証が既に実施されている⁸⁾。車両の入力諸元には、鉄道構造物等設計標準・同解説 (変位制限)⁹⁾ で用いた新幹線車両のものを用いた。列車は、この車両モデルを車端に設けた鉛直方向ばね及びダンパで任意両数連結して構成する。本検討では、営業時の一般的な車両編成を想定し、RC 標準と同様に 16 両編成とした。乗車率は空車を仮定し、静止軸重 110.7kN とした。

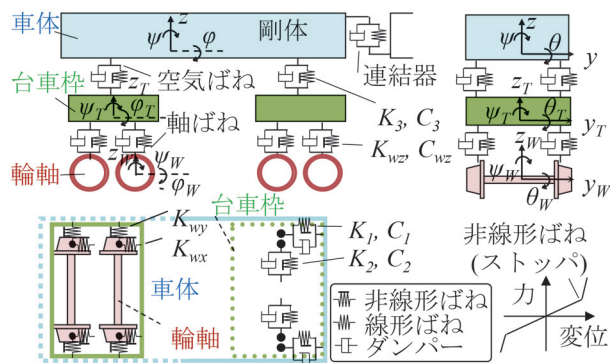


図 1 車両の力学モデル

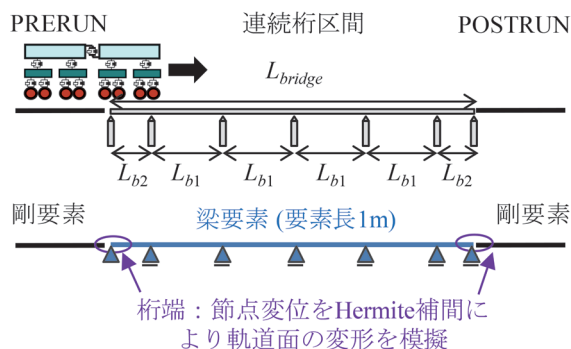


図 2 橋りょうの力学モデルの概念図

2.2 橋りょうの力学モデル

図 2 に、橋りょうの力学モデルの概念図を示す。橋りょうは、対象とする合成連続桁および PC 連続桁を要素長 1m の弾性梁要素によりモデル化した。連続桁の前後には列車の走行面 PRERUN, POSTRUN を剛要素によりモデル化した。連続桁と PRERUN および POSTRUN の境界部には、列車通過時の連続桁の変形に伴う鉛直折れ角が発生する。この折れ角による軌道面の变形は、境界部前後の節点変位から Hermite 補間により表現した⁷⁾。軌道種別はスラブ軌道を想定した。

連続桁の橋長 L_{bridge} は 2.3 節で後述するようにパラメータとして設定し、これに伴いスパン数 n_s を制御した。実橋りょうの統計調査によると、橋りょう内で中央径間（両端部以外）のスパン長は概ね等しく、側径間（両端部）のみ中央径間より若干短いスパン割の例が多かった。従って、スパン長は中央径間に対して L_{b1} 、側径間に対して L_{b2} として、スパン比 r_{Lb} ($=L_{b2}/L_{b1}$) をパラメータとすることにより制御した。

2.3 解析ケース

表 1 に、解析パラメータおよび解析ケースを示す。上下線で構造が対称であることから一方の走行のみとした。橋りょうに関するパラメータは、基準スパン長 L_{b1} 、スパン数 n_s 、スパン比 r_{Lb} とした。基準スパン長は各中央径間のスパン長である。側径間のスパン長は $L_{b2} = r_{Lb} L_{b1}$ とした。なお、 $n_s = 2$ の場合は $L_{b2} = L_{b1}$ である。

表 1 解析パラメータおよび解析ケース

パラメータ	記号	パラメータの設定
走行速度	V	50, 70, 90, 100, 105, 110, ... 5km/h interval ..., 570, 580, 590, 600 km/h
基準スパン長	L_{b1}	25, 38, 50, 63 m
スパン数	n_s	2, 3, 4, 5, 6
スパン比	r_{Lb}	0.5, 0.75, 1.0
橋りょう種別		合成桁(G) PC桁

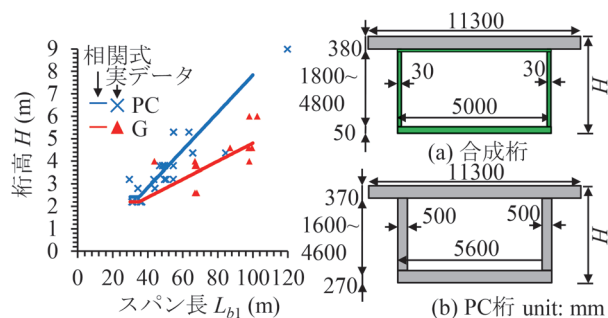


図 3 仮定した断面寸法および桁高とスパン長の関係

また、橋長は $L_{bridge} = (n_s - 2)L_{b1} + 2L_{b2}$ により表現される。

図 3 に、仮定した断面形状および桁高とスパン長の関係を示す。鉄道分野で採用の多い箱型断面を対象とし、これらの断面寸法は、連続桁の平均的な諸元として既設連続桁の文献調査¹⁰⁾ に基づき、中央径間の長さ L_{b1} をパ

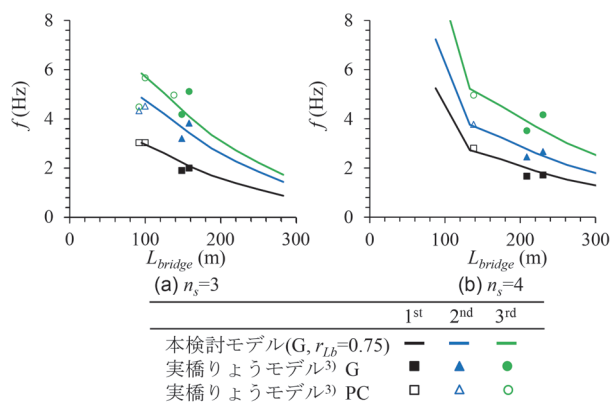


図4 本検討モデルと実橋りょうモデルの固有振動数の比較

ラメータとして決定した⁶⁾。合成桁（図中のG）およびPC桁の断面は長さ方向に一律として、断面寸法のうち桁高のみを可変として、曲げ剛性、単位長さ重量を設定した。

梁要素に与える曲げ剛性の算定において平面保持を仮定して、図3中に示す断面の主構造部分のみを考慮して、緑部分は鋼材のヤング率 200kN/mm^2 、灰色部分のコンクリートのヤング率はPC部材の設計値である 31kN/mm^2 を与えて算出した。剛性算出において非構造部材は無視した。梁要素に与える単位重量の算定においては、断面積から算出される主構造の重量に加えて、軌道や高欄など非構造部材である版上設備の重量を一律で 80kN/m 複線分を考慮した。単位重量は概して $250\sim 400\text{kN/m}$ であり、列車が 18kN/m 程度であることから、重量比（橋りょう/列車）は $15\sim 20$ 程度である。

3. 連続桁の固有値解析結果

図4に、本検討モデルと実橋りょうモデルによる固有振動数の比較を示す。本検討モデルは固有値解析により得られた1次から3次の固有振動数を、実橋りょうモデルは、文献³⁾に示されている実在する連続桁の諸元を用いた固有値解析により得られた結果を示している。また、本検討モデルはこれらの橋りょうの諸元に近いパラメータとして $r_{lb}=0.75$ の場合の結果を示している。図から、本検討モデルと実橋りょうモデルの固有振動数が概ね同様の傾向を示していることが確認できる。従って、本検討で設定した橋りょうの断面諸元や重量が、実橋りょうの動的応答を評価する上で妥当であったと判断できる。

図5に、合成桁の固有値解析結果による固有振動数 ($r_{lb}=1.0$) を示す。図から、1次の固有振動数と L_{b1} の関係に着目すると、単純支持の理論解と固有値解析の結果が一致していることが確認できる。

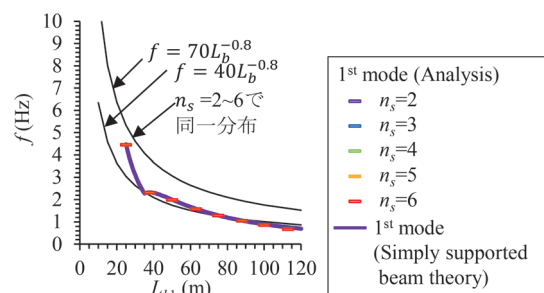


図5 合成桁の固有値解析結果による固有振動数 ($r_{lb}=1.0$)

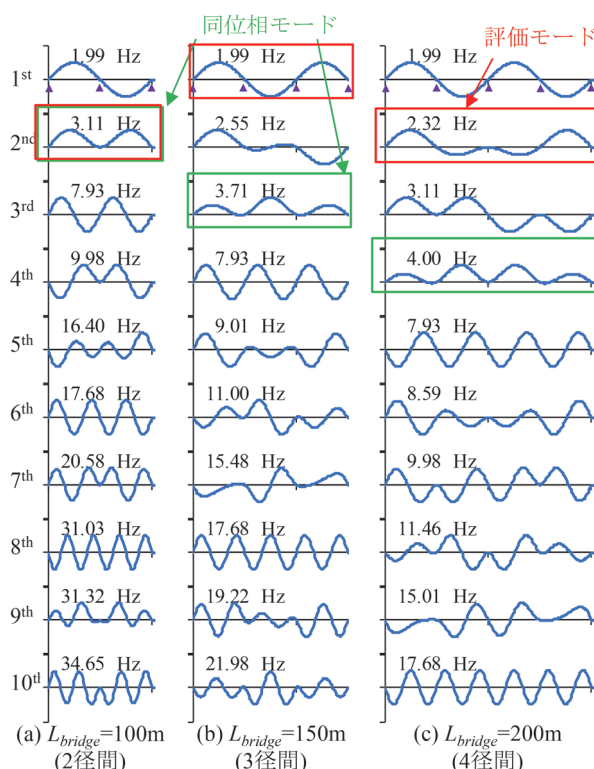


図6 合成桁の固有値解析結果による固有振動モード

図6に、合成桁の固有値解析結果による固有振動モード形状を示す。ここでは代表的な例として、 $L_{b1}=50\text{m}$ 、 $r_{lb}=1.0$ 、 $n_s=2\sim 4$ の場合の結果を示す。図から、各固有振動モードのモード形状に関して、いくつかの特徴が観察できる。即ち、1次モードは2径間を1周期とする正弦波であること、 n_s が偶数の場合は1次モードで側径間が逆位相であり、2次モードで同位相であること、 n_s が奇数の場合は、1次モードで側径間が同位相、2次モードで逆位相であること、 n_s 径間の n_s 次モードは各スパンが同位相に変形するモードである（図中の緑枠）こと、 n_s 径間の n_s+1 次は1径間を1周期とする正弦波であること等の特徴が確認できる。列車通過による外力は1方向の荷重となることから、一般的には刺激係数が大きい振動モードが励起されやすい傾向となる。厳密には、列車の進入時と退出時には、橋りょうの一方に偏

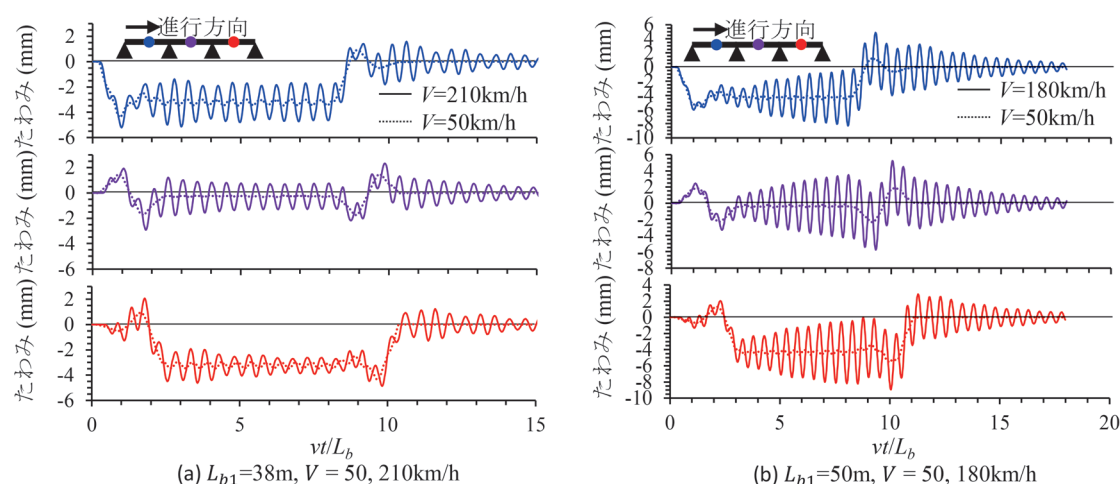


図7 たわみの時刻歴応答波形 ($n_s=3$, $r_{Lb}=1.0$)

して荷重が配置されることから、この瞬間に最大値が決まるような場合には刺激係数が小さい振動モードでも励起される。また、評価項目や評価点によっても変化するが、静的応答の最大値が全スパンに列車が配置される瞬間に発生する場合には、同位相モードの寄与が大きくなる一方で、静的応答の最大値が列車が側径間等に偏心して配置される瞬間に発生する場合には、同位相モードの寄与は小さくなる。図中には、5章で新たに提案した評価方法で用いる評価モードを明示的に赤枠で囲んで示している。

4. 連続桁の動的応答解析

連続桁の動的応答解析から算出された応答として、連続桁の設計において重要な着目箇所となる、各スパンのたわみ、支点反力、中間支点上の負曲げモーメントに着目した検討を行う。なお、スパン中央の正曲げモーメントは、たわみに近い傾向を示すことを確認している。ここでは、PC連続桁と比較すると固有振動数が低く動的応答が大きくなる傾向にある合成連続桁に着目する。

4.1 時刻歴応答波形

図7に、たわみの時刻歴応答波形を示す。代表的な例として、 $n_s=3$, $r_{Lb}=1.0$, $L_{b1}=38\text{m}$, 50m , 列車速度はほぼ静的応答となる 50km/h , 1次モードの共振速度となるそれぞれ 210km/h ($2.2\text{Hz} \times 25\text{m} \times 3.6$), 180km/h ($1.99\text{Hz} \times 25\text{m} \times 3.6$), 連行荷重 (MLモデル) の場合の結果を示す。たわみは各スパン中央の節点の値である。横軸は、動的応答と列車速度が 50km/h の場合の静的応答を比較しやすいように、時刻 t を L_{b1}/v により無次元化して vt/L_{b1} とした。ここで v は列車速度 (m/s) である。

はじめに、静的応答とみなせる列車速度が 50km/h の場合について考察する。進入側の第1径間は列車進入直

後に 4.4mm 程度の最大値を示し、その後は概ね一定値を示す。さらに、中間の第2径間は列車の進入時および退出時に 1.8mm 程度のたわみが発生する一方、列車が全径間に配置される時間には側径間に荷重が配置されることによる応答の相殺により、たわみが 0.5mm 程度にまで減少し、概ね一定値を示す傾向が見られる。退出側の第3径間は第1径間と対称の傾向を示しており、列車退出直前に 4mm 程度の最大値を示す。上記のように中央径間のたわみが、側径間と比較して小さくなる3径間連続桁の特徴は、後述する衝撃係数の値に大きな影響を及ぼすことから重要な特徴である。

続いて、列車が共振速度で通過する場合の動的応答について考察する。動的応答波形は、静的応答を中心に中央径間と側径間が逆位相となる1次モードの動的な振動成分が重畳する形状であることがわかる。

$L_{b1}=50\text{m}$ の場合は1車両が通過する毎に応答が大きくなる共振現象が発生しており、静的たわみが大きくなる退出時において各スパンで最大値を示すことがわかる。この傾向は、単純桁の共振の傾向と同様であることから解釈しやすい結果である。図6で示すように、卓越する1次モードの各スパンのモード振幅が等スパン ($r_{Lb}=1.0$) の場合は等しいことから、両者の桁において径間によらず動的応答成分の大きさは同程度である傾向が見られる。

$L_{b1}=38\text{m}$ の場合は片振幅で $1\sim 2\text{mm}$ 程度の大きさの動的応答が発生している一方で、列車通過とともに動的応答が成長する共振は発生しておらず、単純桁の反共振と同様に波形が減衰していく傾向にある。また、この速度領域では1次モードの他に2次、3次モードが若干含まれており、この影響により、第1径間のほうが第3径間よりも若干応答が大きくなり、また波形にうなりが発生すると考えられる。

また、先述したように、中央径間は側径間と比較して

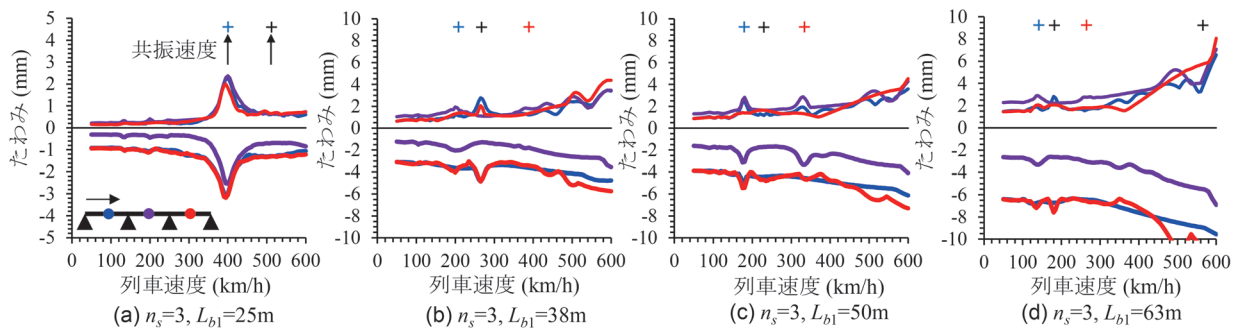


図8 たわみの最大応答値 ($r_{Lb}=1.0$)

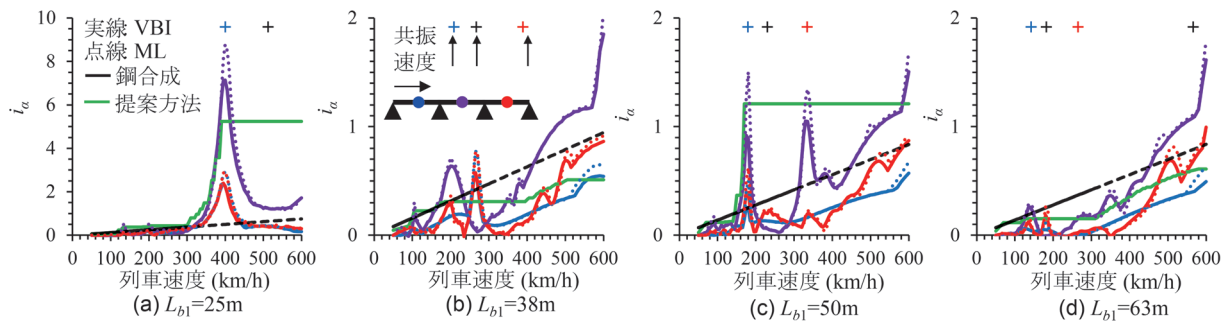


図9 たわみの衝撃係数 ($n_s=3$, $r_{Lb}=1.0$)

静的応答が小さいことから、動的応答振幅が同じ場合、中央径間の方が衝撃係数が大きくなる傾向となる。

4.2 たわみの最大値

図8に、たわみの最大応答値を示す。代表的な例として、 $n_s=3$, $r_{Lb}=1.0$, 連行荷重 (ML モデル) の場合の結果を示す。着目指標であるたわみは各スパンの下向きおよび上向きの変位であり、下向きを負、上向きを正の値として記載している。図には、固有値解析から得られる固有振動数 f と列車長 L_v から求まる共振速度 V_r ($=3.6fL_v$, 500km/h 以下) を+プロットで併せて示しており、最低次のモードを青色、図6で示す同位相モードを赤色で示している。 $n_s=3$ の場合、青は1次、赤は3次、黒は2次と4次以上のモードに対応した共振速度である。図から、スパン長の増加と共にたわみの絶対値が増加する傾向が確認できる。列車速度が50km/hの場合の結果を静的たわみとみなしたとき、側径間と中央径間のスパンが同じ場合、3径間の場合は側径間と比較して中央径間のたわみは小さくなる傾向にある。これは、図7で示したように、側径間の静的たわみの最大値が着目する側径間のみに列車が配置された瞬間に発生する一方で、中央径間の最大静的たわみは着目する中央径間だけでなく側径間にも列車が分布した状態で発生し、たわみが相殺されるためである。また、速度の増加と共にたわみが漸増する傾向に、各共振速度でたわみが上向き、下向き両側で大きくなる傾向が重畳している。3径間の場

合は、1次モードの共振速度において、下向きのたわみは第1径間より第3径間で大きくなる一方で、上向きのたわみは第3径間より第1径間で大きくなる傾向にあることがわかる。

4.3 たわみの衝撃係数

図9に、たわみの衝撃係数を示す。代表的な例として、 $n_s=3$, $r_{Lb}=1.0$ の場合の、車両をVBIモデル、MLモデルとしたときの結果である。衝撃係数は50km/hの結果を静的応答とみなして算出した。図には、5章で後述する鋼合成標準の簡易評価方法を黒線で示しているが、固有値解析の最低次の振動モードの固有振動数としたうえで適用範囲300km/hを仮にそのまま拡大した場合の目安の直線を黒点線にて示している。

図から、たわみの衝撃係数は、固有値解析から得られる各固有振動モードの共振速度において複数の極大点が見られ、列車速度に応じて励起される固有振動モードが変化する傾向にある。単純桁の場合の共振スパンである $L_{b1}=25m$, $50m$ の場合には1次、3次モードに対応する共振速度で衝撃係数が急増し、1以上の値を示すことがわかる。特に、 $L_{b1}=25m$ の場合には $L_{b1}/L_v=1$ となることから共振の影響が大きく表れている。一方で、反共振スパンである $L_{b1}=38m$, $63m$ の場合には、それぞれ、列車速度267km/h, 182km/hで2次モードの共振が発生している。また1次モードに対応する共振速度付近でも衝撃係数が一定程度増加している。このとき、図7(a)

の時刻歴波形からもわかるように、動的応答は一定の振幅で発生しているものの、連行荷重の繰り返し载荷による共振は発生しておらず、衝撃係数の値は最大で0.6程度である。

各スパンのたわみの衝撃係数は、中央径間の方が大きくなる傾向にある。これは、中央径間の最大静的たわみは中央径間だけでなく側径間にも列車が分布した状態で発生し、たわみが相殺されることで、衝撃係数の分母の静的たわみが小さくなるのが要因である。また、側径間のたわみの衝撃係数は、進入側より退出側で大きくなる傾向にある。これは、図7(b)で示した時刻歴波形からもわかるように、進入側は静的たわみと動的成分が最大を示す時刻が異なる一方で、退出側は両者共に退出前のほぼ同時刻に最大値を示すためである。

たわみの衝撃係数は、列車速度が400km/h程度以下の領域、特に共振速度時においてスパン長の増加と共に減少する傾向にある。これは、スパン長の増加とともに1軸あたりのモード外力の継続時間が増加し、複数輪軸が干渉して打ち消し合い、励起される固有振動モードが不明確となるためと考えられる。400km/h以上の超高速領域に着目すると、特にスパンが長い場合において衝撃係数が急激に増加することがわかる。この動的応答増幅は、200～400km/hで見られる連行荷重の共振ではなく、単一の移動荷重でも発生するものである。即ち、速度パラメータの増加とともに動的応答が増幅する動的効果であり、連続桁の場合には単純梁よりも顕著な動的応答を示す。

動的相互作用の影響について、VBIモデルとMLモデルを比較すると、共振が発生する列車速度(図の横軸)についてはほとんど違いがなく、車両の付加質量効果が現れていない。一方で、共振速度において、顕著な共振が発生し衝撃係数が1を超えるような場合には、車両との動的相互作用の影響により衝撃係数(図の縦軸)が低下する傾向にある。例えば、 $L_{b1}=25\text{m}$ の場合は、列車速度が400km/h程度で発生する1次共振において、衝撃係数はMLモデルでは8.7程度を示す一方、VBIモデルでは7.1程度であり、20%程度低減している。同様に、 $L_{b1}=50\text{m}$ の第2径間では、列車速度が180km/h程度で発生する1次共振において、衝撃係数はMLモデルでは1.5程度を示す一方、VBIモデルでは0.9程度であり、40%程度低減している。単純桁の場合でも一般的に見られるこの現象は、連続桁の場合にはより大きく現れているように見受けられる。これは、連続桁は橋長が長い場合、車両系の減衰の大部分を占める車両/台車間の空気ばねの1橋りょうあたりに配置される個数が増加することにより、空気ばねの減衰に大きく影響を受けるためと考えられる。以降、車両の振動系の効果を考慮した実現象に近いVBIモデルの結果のみに着目して整理する。

図10に、たわみの衝撃係数にスパン数が与える影響

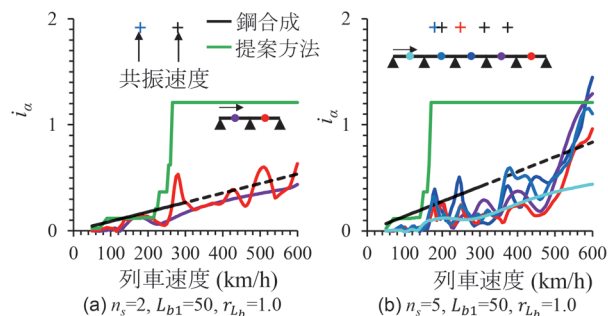


図10 たわみの衝撃係数にスパン数が与える影響

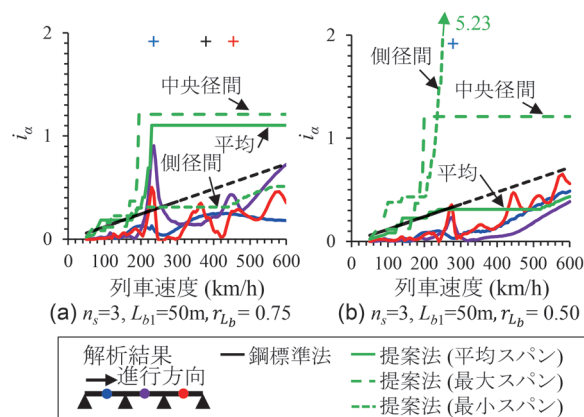


図11 たわみの衝撃係数にスパン比が与える影響

を示す。代表的な例として、 $L_{b1}=50$ 、 $r_{Lb}=1.0$ の結果を示す。

図から、図9(c)に示す $n_s=3$ の場合と併せてこれらのケースにおいては、1次モードの固有振動数は同じであり、対応する共振速度は180km/h程度である。2次モード以上の固有振動数はスパン数の増加とともに小さくなることから、共振速度が400km/h以下の領域となる固有振動モードが増加している。また、 $n_s=2$ の場合は、衝撃係数は2次モードの共振速度で増幅する一方で、1次モードでは増幅していない。 $n_s=3$ の場合は、衝撃係数は1次、3次モードの共振速度で増幅する一方で、2次モードでは増幅していない。 $n_s=5$ の場合、衝撃係数は1次もしくは2次モードの共振速度で増幅する一方で、この共振速度時の衝撃係数は、 $n_s=2$ 、3の場合と比較して、スパン数の増加と共に減少する傾向にある。これらの傾向は、スパンが長い場合と同様に、スパン数が増えるほど複数輪軸の場合にはこれらが干渉して打ち消し合うためと考えられる。400km/h以上の超高速領域の動的応答増幅については、 $n_s=2$ の場合は見られないが、 $n_s=5$ の場合は $n_s=3$ の場合と同様に衝撃係数が急激に増加する現象が見られる。

図11に、たわみの衝撃係数にスパン比が与える影響を示す。代表的な例として、 $L_{b1}=50\text{m}$ 、 $n_s=3$ の結果を示す。図9(c)に示す $r_{Lb}=1.0$ と比較すると中央径間

は同様で、側径間のみが異なる結果である。図中の提案方法については5章にて後述する。図の解析結果から、スパン比の減少と共に、1次モードの共振速度における中央径間の衝撃係数は低下する一方で、側径間の衝撃係数の低下量は小さいことがわかる。これは、スパン比の減少と共に固有振動数が増加し、全固有振動モードの共振速度が増加すること、中央径間の静的たわみが大きくなること等が原因と考えられる。

5. 連続桁の衝撃係数の簡易評価方法

鋼合成標準¹⁾、RC標準²⁾では、列車の走行による構造物の動的な応答、即ち動的応力、たわみの静的応答に対する増加割合を衝撃係数と定義しており、設計衝撃係数はそれぞれ式(1)、式(2)により算定することとしている。

$$i = i_\alpha + i_c \quad (1)$$

$$i = (1 + i_\alpha)(1 + i_c) - 1 \quad (2)$$

ここで、 i は設計衝撃係数、 i_α は速度効果の衝撃係数、 i_c は車両動揺の衝撃係数である。本研究では、このうち速度効果の衝撃係数 i_α を対象として連続桁の場合の評価方法について検討している。鋼合成標準¹⁾、RC標準²⁾が i_α により考慮する現象は概ね同様であり、数式により表現すると式(3)、式(4)のように表される。

$$i_\alpha = K_\alpha \alpha \quad (3)$$

$$i_\alpha = f_i(\alpha, L_e/L_v) \quad (4)$$

$$\alpha = v/2f_e L_e \quad (5)$$

ここで、 K_α は係数であり在来線は2、新幹線は1である。 α は式(5)で示す速度パラメータ、 L_v は車両長である。 v は列車速度、 f_e は部材の固有振動数、 L_e は部材長であり影響線の弦長で代替される。式(3)で示す鋼合成標準では連行荷重の共振を想定せずに速度パラメータの1次式としている。式(4)で示すRC標準では、列車を模擬した荷重列が作用する線形梁理論に基づく動的応答増幅倍率の数値解を与えており、共振を厳密に考慮している。これらは多様な部材を対象とした衝撃係数 i_α の一般的な算定方法であり、部材の評価項目や動的応答特性に応じて f_e 、 L_e の設定に注意する必要がある。

本研究で提案する連続桁の衝撃係数の簡易評価方法では、式(4)で示すRC標準の単純梁を仮定した衝撃係数の解析結果に、連続桁の特徴を考慮したパラメータとし

て有効固有振動数 f_e 、有効スパン L_e を適用したものである。 f_e 、 L_e は4章の結果に基づき以下のように設定する。

有効固有振動数 f_e は、卓越する振動モードの固有振動数を採用する。即ち、スパン数が奇数の場合($n_s=3, 5$)は最低次の振動モード、スパン数が偶数の場合($n_s=2, 4, 6$)は2次モードに着目する。

たわみを考える場合の有効スパン L_e は、2径間の場合は長い方のスパン長、3径間以上の場合は中央径間および側径間のスパン長の平均値とする。図11から、スパン比が1以外の場合($r_{Lb}=0.5, 0.75$)、中央径間の長さを部材長 L_e として採用した場合には、 r_{Lb} が変化しても評価結果は一定であることから、実際には r_{Lb} の低下とともに低下する衝撃係数に対して過大評価を与える傾向にあることがわかる。一方で、側径間の長さを部材長 L_e として採用した場合には、 $L_{b1}=50\text{m}$ 、 $r_{Lb}=0.75$ 以外の場合において過大評価、 $L_{b1}=50\text{m}$ 、 $r_{Lb}=0.75$ の場合において過小評価を与える傾向にある。両者の平均を部材長 L_e として採用した場合には両者の間の値をとっており、ほとんどの列車速度領域において動的解析結果の傾向を捉えつつ、概ね安全側の評価を与えていることがわかる。

負曲げモーメント、支点反力を考える場合の有効スパン L_e は、着目点を含む2径間分の長さとする。解析結果は文献⁶⁾によるが、提案方法は、 L_e を1径間分の長さとした場合には解析結果を過大評価する傾向にある一方で、 L_e を2径間分の長さとした場合には動的解析結果の傾向を捉えつつ安全側の評価を与えている。

図9～図11では、連続桁のたわみの衝撃係数について、解析結果と提案方法を比較する。

式(3)で示す鋼合成標準の方法(図中の黒線)¹⁾は、300km/h以下の共振速度より低い速度領域においては解析から得られる衝撃係数の増加の全体的な傾向と一致しており、概ね安全側の評価を与えている。一方で、3径間で $L_{b1}=25\text{m}$ 、50m、75mの場合のように1次モードの共振速度が300km/h以下となり、共振現象が発生する場合には、鋼合成標準(図中の黒線)の方法はこの現象を考慮した評価方法ではないことから過小評価を与える。尤もこれは連続桁だけでなく、単純桁の場合でも同様である。4径間以上の場合は、先述したように衝撃係数が全体的に低下する傾向にあり、図10より、鋼合成標準の方法でもほとんどの場合で安全側の評価を与えることから、4径間以上の連続桁に限定して鋼合成標準の方法を適用することは一定の妥当性を有すると考えられる。

提案方法(図中の緑線)は、ほとんどの速度領域で動的応答解析から得られた衝撃係数の傾向を捉えられており、かつ安全側の評価を与えている。共振が発生するような速度領域の全体的な傾向として、連続桁の低次の振

動モードにはその形状が正負の逆位相となる領域があり、複数の列車が幅広く载荷される場合にはモード外力の相殺が発生することから、単純桁の場合よりも励起される動的応答倍率は小さくなるものと考えられる。動的応答が急増する可能性がある400km/h以上の超高速領域では、単純梁の解析結果を援用した提案手法においては過小評価を与えていることから、単純梁の援用に基づく提案手法の適用は難しいと考えられる。

一部、等スパンの3径間で $L_{b1}=38\text{m}$ 、 63m の場合のように、単純梁では反共振スパンとなる場合に、1次モードの共振速度において過小評価を与える場合がある。RC標準の衝撃係数は共振現象を考慮したものであり、単純梁の場合には、静的応答、動的応答が両者とも1次モードに大きく支配される。一方で、連続桁の場合は必ずしも静的応答と動的応答の支配モードが一致しない。先述したように、3径間の静的たわみは3次モードに支配される一方で、1次共振速度においてその動的応答は1次モードに支配される。これらのように、静的と動的で卓越する振動モードが異なること、連続桁のモード形状が単純桁と異なることが反共振スパンにおける過小評価の要因と考えられる。これらの過小評価の程度は衝撃係数にして0.2~0.3程度である。

図12に、簡易評価手法の推定精度を示す。既往の測定結果および解析結果と提案評価法の結果を比較する。新幹線線区の開業の際に測定されたたわみの測定結果を整理したものであり詳細は文献に譲る⁶⁾。鋼合成標準、RC標準、本研究の提案方法の3通りの簡易評価手法と測定結果、動的応答解析結果を比較した。図から、鋼標準法は特に衝撃係数が1を超える場合に過小評価する傾向にあり、危険側の評価を与えていることがわかる。これは鋼標準法が共振を考慮していないためである。RC標準の方法は安全側ではあるものの、特に衝撃係数が1を超え共振が発生する場合に過度に衝撃係数を大きく評価する傾向にある。提案方法は、動的応答解析結果および実測結果に対してはほとんどの場合で-0.1から+0.5程度の範囲で衝撃係数を評価しており、安全側でありながらも鋼標準法、RC標準法よりも精度が高い傾向にあることがわかる。なお、実測結果で衝撃係数が0の場合が多数見られるが、これは測定誤差や一定の列車速度の実測結果しか得られていないことなどによると考えられる。

図13に、提案手法の適用範囲を示す。従来の鋼合成標準の方法は300km/h以上の高速領域に適用できないこと、共振現象を考慮していないことから一部で過小評価を与えていることに課題があった。また、RC標準法は過度に安全側であること、適用範囲が明確となっていない課題があった。本研究で提案手法においては先述したように400km/h程度の列車速度領域までは共振現象

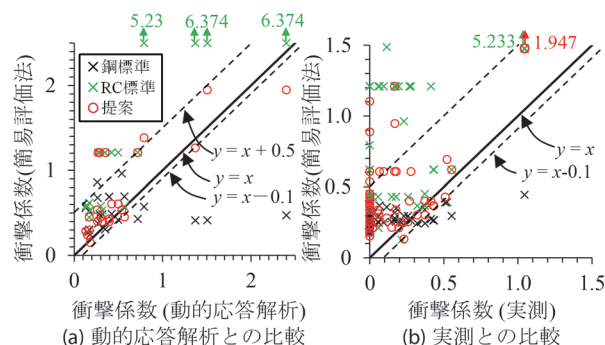


図12 簡易評価手法の推定精度

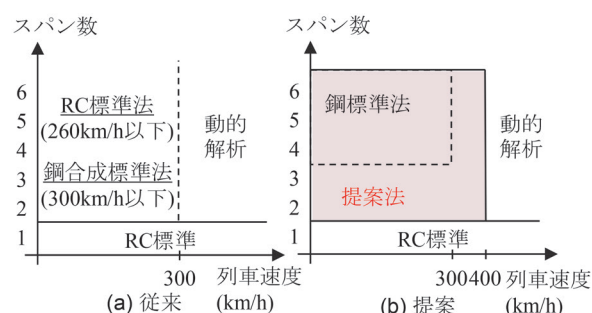


図13 提案手法の適用範囲

が発生する列車速度や程度を精度よく再現しつつ、概ね安全側の評価を与える方法となっている。また、解析結果との比較により鋼合成標準の適用範囲も4径間以上と明確化された。これ以上の列車速度の場合には動的現象が複雑となり、単純梁理論の援用からは大きく外れた現象となることから動的応答解析を実施するのが良い。

6. まとめ

本研究では、一般的な鉄道連続桁の構造諸元について整理、一般化した上で、列車通過時の連続桁の包括的な動的応答解析を実施し、高速領域における連続桁式橋りょうの動的応答特性に関して以下の知見を得た。

- ・たわみの衝撃係数においては、各固有振動モードの共振速度において複数の極大点が見られ、共振速度に応じて励起される固有振動モードが変化する。スパン数が奇数の場合、共振速度において1次、3次モードは増幅する一方、2次モードは増幅しにくい傾向にある。
- ・中央径間のたわみの衝撃係数は、側径間より大きくなる傾向にある。これは、中央径間の最大静的たわみは中央径間だけでなく側径間にも列車が分布した状態で発生し、たわみが相殺されることで、衝撃係数の分母の静的たわみが小さくなることが主要因である。
- ・たわみの衝撃係数は、スパン数およびスパン長の増加とともに励起される固有振動モードが不明確となり、列車速度が400km/h程度以下の領域では減少する傾

向にある。これは、スパン長の増加とともに1軸あたりのモード外力の継続時間が増加し、複数輪軸が干渉して打ち消し合うためである。400km/h以上の場合は、スパン数に関係なく特にスパンが長い場合において、動的効果による衝撃係数は急激に増加する。

- ・上記応答特性を踏まえた上で、RC標準の単純梁を仮定した衝撃係数の解析結果に、連続桁の特徴を考慮したパラメータとして有効固有振動数、有効スパンを適用する連続桁の衝撃係数の簡易評価法を提案した。有効固有振動数として、スパン数が奇数の場合は最低次の振動モード、スパン数が偶数の場合は2次モードに着目し、有効スパンはスパンの平均値とした。提案方法は400km/h程度の列車速度領域までは共振現象が発生する列車速度や程度を精度よく再現しつつ、概ね安全側の評価を与える。

文 献

- 1) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物），丸善出版，2009
- 2) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），丸善出版，2004
- 3) 宇野匡和，曾我部正道，谷村幸裕，金森真：高速列車走行による鉄道連続桁の動的応答性状に関する研究，構造工学論文集A，No.53，pp.67-76，2007
- 4) 本田秀行，小堀為雄，山田善一：多径間連続桁橋の動的応答と衝撃係数に関する考察，土木学会論文報告集，No.331，pp.65-73，1983
- 5) Martínez-Rodrigo, M.D., Andersson, A., Pacoste, C., & Karoumi, R.: Resonance and cancellation phenomena in two-span continuous beams and its application to railway bridges, Engineering Structures, 222, 111103, 2020.
- 6) 徳永宗正，池田学：鉄道連続桁式橋りょうの列車通過時動的応答特性と簡易評価法，土木学会論文集，Vol.79，No.1，pp.22-00185，2023
- 7) 涌井一，松本信之，松浦章夫，田辺誠：鉄道車両と線路構造物との連成応答解析法に関する研究，土木学会論文集，No.513/I-31，pp.129-138，1995
- 8) 宮本岳史，松本信之，曾我部正道，下村隆行，西山幸夫，松尾雅樹：大変位軌道振動による実物大鉄道車両の加振実験，日本機械学会論文集（C編），Vol.72，No.706，pp.1849-1855，2005
- 9) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（変位制限），丸善出版，2006
- 10) 成田顕次，徳永宗正，池田学：連続桁の地震時走行安全性の基本特性，鉄道工学シンポジウム論文集，No.25，pp.199-206，2021

地震後復旧時間を照査指標とした 橋りょう・高架橋の復旧性照査法

坂井 公俊* 和田 一範* 豊岡 亮洋**

Method for Verifying the Restorability of Railway Viaducts Using the Recovery Time
After an Earthquake as a Verification Index

Kimitoshi SAKAI Kazunori WADA Akihiro TOYOOKA

We have proposed a method for evaluating the restorability of railway structures. In the proposed method, all earthquake motions expected within the design service life are used as the design earthquakes. In addition, the recovery time after an earthquake, which is directly related to early recovery, is used as the verification index. We also proposed a more practical method of expressing structural conditions with the same recovery time as a nomogram by performing calculations under various conditions in advance. The proposed method allows us to construct structures that are easy to recover in the same procedure as the conventional seismic design, and it is expected to shorten the recovery time after an earthquake.

キーワード：耐震設計，復旧性照査，復旧時間，鉄道構造物

1. はじめに

地震時の鉄道構造物に要求される性能としては、安全性だけでなく復旧性も要求される。鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）¹⁾において、地震時の復旧性として「想定される地震作用に対して、構造物の修復の難易度から定まる損傷等を一定の範囲内にとどめることにより、短期間で機能回復できる状態に保つ」ことが要求されている。この構造物の復旧性を確認する方法としては、構造物の耐用期間内に想定される複数の地震動を受けた場合に復旧期間や経費等が妥当な範囲内となる事を、初期費用と地震損失費用等を考慮して確認する方法²⁾が考えられる。このトータルコストを考慮した検討はこれまで各種施設を対象に実施されている^{3) 4) 5)}とともに、これを耐震設計に導入しているケース⁶⁾も存在する。また筆者らも鉄道鉄筋コンクリート（以下、RC）橋脚を対象にトータルコスト最小となる構造物の設計法の提案を行っている⁷⁾。

こうした流れを受けて、鉄道構造物の地震時復旧性も原則的にはこの考え方に従って照査を行う事になっている¹⁾。しかしながら、近年頻発する構造物が崩壊しない程度の地震、例えば2018年大阪府北部地震や2021年福島県沖の地震、2021年千葉県北西部地震等において、被害状況の把握やその後の復旧作業等に時間を要し、地震後の早期運転再開や早期復旧の観点での課題が浮き彫りになっている^{例えば8)}。このような課題に対応するために

は、コストに重点を置いた復旧性照査のみならず、地震後の復旧時間を陽な形で算定し、これを指標として構造物の設計を行うという方法も考えられる。このような観点で筆者らは各種鉄道構造物を対象として、地震に伴う損傷程度と復旧までに要する時間の関係を算定し、データベースとして整備するような取り組みを進めている⁹⁾。これを活用することで、各構造物の地震に伴う復旧時間を算定することも比較的容易に実施可能になりつつある。しかしながらこれを実施するためには、設計に関する技術、知識だけでなく、地震の発生確率や損失コストの考え方などの周辺知識と大規模な数値計算を行うための解析技術が要求される。そのため構造物のトータルコスト算出時と同様に、この手法を実務設計において実施することは現状では高いハードルがあると考えられる。

そこで、地震発生後の復旧時間を照査指標とした鉄道構造物の復旧性照査法を提案¹⁰⁾した。2章では、復旧時間を照査指標とした鉄道構造物の復旧性照査法を提案する。この時には、まず復旧時間を指標として復旧性を照査する手順を提案するとともに実務設計において実施可能とするための工夫である復旧性照査用ノモグラムという表示方法についても提示する。続いて3章ではRCラーメン高架橋を対象として、提案手法に基づく復旧性照査の試算を実施する。4章では復旧性照査用ノモグラムの評価を行うとともに、3章で試算を実施した構造物を対象としてノモグラムの有効性を確認する。

* 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室

** 鉄道地震工学研究センター

2. 復旧時間を照査指標とした復旧性照査法の提案

2.1 復旧性照査法の提案

本章ではまず、地震に伴う復旧時間を照査指標とした鉄道構造物の復旧性照査法を提案する。提案する照査の手順を図1に示すが、大まかな流れとしては、要求性能の設定、設計地震動の設定、構造物の応答値算定、構造物の性能照査となっており、通常の鉄道構造物の耐震設計の手順¹⁾と同等である。その一方で、今回提案する設計手法はいくつかの特徴を有しており、それらについて概説する。

まず構造物の要求性能の照査指標としては、「地震後の復旧時間」を設定する。これは前章で述べたように、近年の中規模～大規模地震において地震後の復旧時間が課題になっていることに直接対応することを目的としたものである。

次に設計地震動としては、上述した照査指標に対応するため「建設地点で想定される幅広い特性を有する多数の地震動」を設定する必要がある。この地震作用としては、確率論的地震危険度解析^{例えば11)}の結果に基づく生起確率付き地震動群^{例えば12) 13)}を用いることで、複数の地震動波形と発生確率の組み合わせによって評価する。

構造物の応答値を算定する際の手法は、通常の耐震設計において用いられる手法を基本として用いる。ただし現在の鉄道構造物の耐震設計では、L2地震動における地震応答値を精度よく評価することを主な目的としており、L1地震動やその他の地震動など、L2地震動よりも振幅レベルが小さな地震動に対しては相対的に安全側の応答となるような構造物のモデル化を行っている。しかしながら今回提案する復旧性照査法では、中小規模地震に対しても適切に地震応答値を算定する必要があるため、このような配慮を行った構造物のモデル化手法、応答値算定法^{例えば14)}を採用することが望ましい。

最後に構造物の復旧時間を評価する。これは、構造物の応答値に対応した復旧時間を設定する必要があるが、当然のように構造物の損傷部位やその損傷程度が異なると、復旧に要する時間は大きく変化する。また復旧の容易さは構造形式や周辺環境などの状況によっても大きく変化することが知られている。そのため、復旧時間は当該地点の状況を適切に勘案した上で、地震応答値と対応する形で適切に評価する必要がある。筆者らは、これを実施する際の基本的な検討として、鉄道構造物として一般的な構造形式、比較的理想的な条件下での地震応答値と復旧時間の関係を整理している⁹⁾ため、次章以降の試算ではこの結果を用いることとする。

上述した手順を経ることで「対象地点において構造物に作用する多数の地震動を設計地震動として設定し、こ

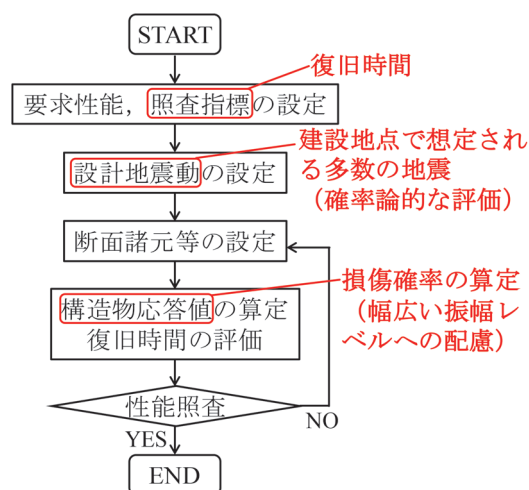


図1 提案する復旧性照査の手順

れらの地震動に対する構造物の復旧時間の期待値」が算定される。これが、要求する復旧時間を満足するか否かを判定することで、性能照査を実施する。この時には、鉄道構造物の標準的な設計法である限界状態設計法に基づく次式で性能照査を行う。

$$\gamma_i \cdot \frac{I_{RD}}{I_{LD}} \leq 1.0 \quad (1)$$

ここで、 I_{RD} ：設計応答値（復旧時間の期待値）、 I_{LD} ：設計限界値（要求する復旧時間）、 γ_i ：構造物係数（本検討では1.0）である。

2.2 復旧性照査用ノモグラムの提案

前節で提案した手法では設計地震動の設定、応答値の算定、性能照査等において多くの作業が必要となるため、実設計において全ての構造物でこれを実施することは困難である。そこで、これをより実務的に実施可能な手法を提案する。

実務的に復旧性を照査するためには、各段階の作業を簡便にする必要があるが、この時に鉄道構造物の耐震設計で用いられる所要降伏震度スペクトル¹⁾が参考になる。そこで、本検討においても所要降伏震度スペクトルに類するものとして、あらかじめ幅広い条件で復旧時間を評価しておき、これをスペクトル表示する手法（これを復旧性照査用ノモグラムと呼ぶ）を提案する。復旧性照査用ノモグラムの算定手順を図2に示すとともに、以下に各手順の概要を示す。

Step1：対象地点を設定し、対象地点における設計地震動（建設地点で想定される幅広い特性を有する多数の地震動）を評価する。これは生起確率付き地震動群によって表現する。

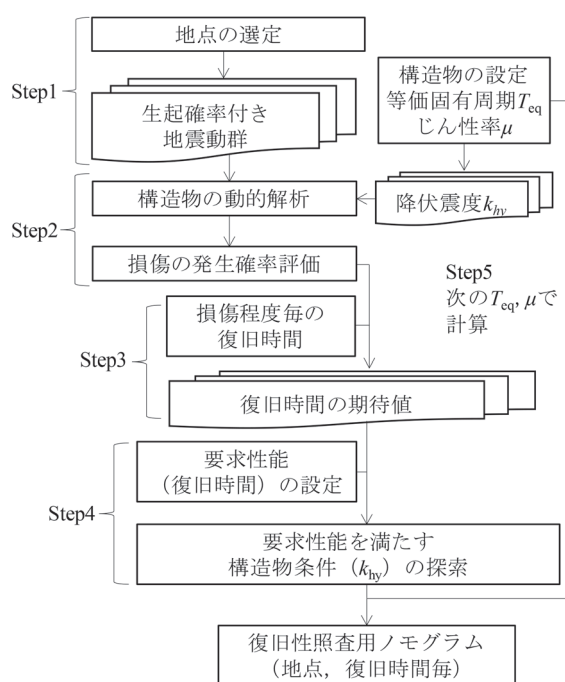


図2 復旧性照査用ノモグラムの算定手順

Step2：設計地震動に対する構造物の応答値を算定する。この時にはまず、等価固有周期 T_{eq} 、じん性率 μ を有する条件に対して、降伏震度 k_{hy} を多数変化させた構造物モデル群を構築する。この構造物に対象地点の地震動波形群を入力した動的解析を行い、各構造物の応答塑性率および損傷程度の発生確率を算定する。

Step3：上記 Step2 の損傷に対応する復旧時間を評価し、これに発生確率を乗じることで、復旧時間の期待値を評価する。

Step4：構造物の設計限界値（目標とする復旧時間）を設定し、Step3 で得られた復旧時間の期待値の関係から、要求性能を満足する構造物（ T_{eq} 、 μ 、 k_{hy} の組合せ）を決定する。

Step5：Step2~4 の手順を等価固有周期 T_{eq} 、じん性率 μ を変化させて繰り返し実行する。この結果から同一の復旧時間となる条件を結ぶことで、ある復旧時間を満足する構造物の振動特性の組合せをノモグラムによって表示する。

この手順を経ることで、ある地点、復旧時間に対して所要降伏震度スペクトルと同一次元での表示が可能となる。ここで、上記の復旧性照査用ノモグラムを作成する際の計算条件と、前節で提案した手法を比較する。まず設計地震動については、各地域の確率論的地震危険度解析、生起確率付き地震動群を用いているため、両者で同一である。また、構造系が比較的単純で主たる塑性ヒンジの発生箇所が明らかな鉄道橋りょう・高架橋については構造物全体系を等価な 1 質点系に置換しても適切な応

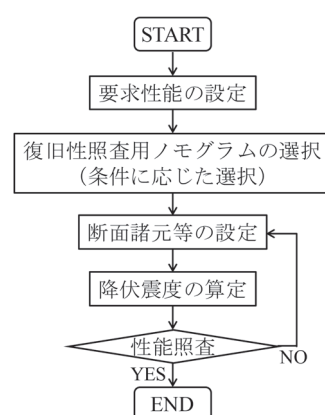


図3 復旧性照査用ノモグラムを用いた構造物の復旧性照査の手順

答値を算定可能であることが確認されている（例えば 1）¹⁵⁾。そのためこのような解析モデルを用いることで、各地震動に対する地震応答値や損傷の発生確率も両者で同等の結果が得られると考えられる。さらに、復旧性照査用ノモグラムは、復旧時間に応じた構造物の特性を表示したものであるため、任意の復旧時間に対応している。そのため、「復旧性照査用ノモグラム」では、2.1 節と同一の地震作用を用いるとともに、構造物応答値や復旧時間としても同一の結果が得られるため、照査までの作業量を大幅に省力化した上での適切な復旧性照査を実現したものと考えられる。

なお Step3 では、「各地震動に対する構造物の応答値、損傷程度に応じた復旧時間」を評価する必要がある。これは前節において述べたように損傷部位や周辺的环境等によって大きく変化すると考えられる。これを適切に考慮した上での簡易なノモグラム作成、表示、補正の方法等については検討の余地があるが、本検討では標準的な条件下での地震応答値と復旧時間の関係⁹⁾を用いたノモグラムの試算を行う。

2.3 復旧性照査用ノモグラムを用いた設計の手順

この復旧性照査用ノモグラムを用いることで、建設地点の地震活動度、構造物の振動特性、変形性能、損傷箇所や復旧の容易さといった多様な条件に応じた所要降伏震度を簡易に把握可能となる。ここでは、復旧性照査用ノモグラムを用いた構造物の復旧性照査の手順を整理する。具体的な流れを図3に示すとともに、2.1 節で提案した復旧性照査法（図1）との違いを下記に列挙する。

- ・「設計地震動の設定」において、2.1 節では各地域の生起確率付地震動群を用いるが、ここでは各種の条件に応じた復旧性照査用ノモグラムを選択する。
- ・「構造物の応答値の算定・復旧時間の評価」は、2.1 節では各波形を用いた応答値、損傷レベル、復旧時間

の評価を行うが、ここではプッシュオーバー解析の結果から構造物の降伏震度 k_{hy} を算定する。

- ・「性能照査」は、2.1 節では式 (1) により復旧時間の照査を行うが、ここでは対象構造物の降伏震度 k_{hy} が復旧性照査用ノモグラムで算定される所要降伏震度以上であることを確認する。

以上のように、各種条件に基づいて復旧性照査用ノモグラムを事前に用意しておくことで、所要降伏震度スペクトルを用いた性能照査とはほぼ同様の作業によって復旧時間を照査指標とした照査が可能となる。この手法による結果の妥当性については、4 章で確認を行う。

3. 提案手法に基づく構造物の復旧性照査

3.1 性能、照査指標の設定

ここでは、2.1 節で提案した復旧性照査法を実際の鉄道構造物に適用することで、手法の有効性を確認する。なお計算を行う際の前提条件として、図 4 の地盤条件、対象構造物としては高さが 11m のラーメン高架橋とした。なお本手法では、想定する地域の地震活動度によって最終的な結果が異なるため建設地点を設定する必要があるが、ここでは仮に仙台地域を想定した。この箇所において要求する復旧時間を満足するような断面設定を行う。

提案手法では、構造物の要求性能に応じた照査指標として「地震後の復旧時間」を設定するが、今回は復旧時間の期待値を 5 日と設定する。この数値の設定方法については議論の余地があるが、事前に現在の鉄道標準に従って設計された複数の構造物（杭基礎を有するラーメン高架橋のうち、上部構造物が先行降伏するもの）に対して、全国の主要地域を対象に試算を実施した結果の平均的な復旧日数が 5 日であったため、コードキャリブレーションの観点も含めて本検討ではこの数値を設定している。この復旧日数 5 日が、式 (1) の設計限界値 I_{LD} に相当する。

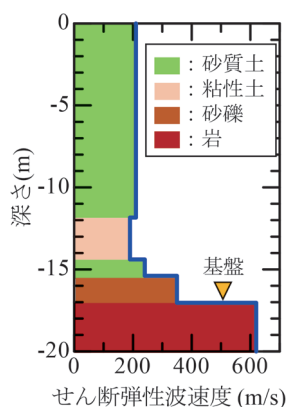


図 4 地盤条件

3.2 設計地震動の設定

提案手法では、建設地点に応じた地震発生確率、設計地震動を設定する。今回の試算では仙台地域を設定し、確率論的地震危険度解析を行った。計算を行う際の再現期間は、構造物の設計耐用期間¹⁾に相当する 100 年間とした。なお地震危険度解析の具体的な実施手順、使用する情報については、後述する地震動波形群の算定手法も含めて文献¹³⁾に準拠している。最終的に得られた地震発生確率の評価結果を図 5 に示す。

この結果に基づいて、生起確率付地震動群の合成を行う。本検討では、100~1500Gal (Gal は cm/s^2 を意味する) まで 100Gal 刻みで 15 の振幅レベルに分割するとともに、各振幅レベルにおいて 20 波ずつの合計 300 波を評価した。最終的に算定された波形の例を図 6 に示す。当然ではあるが、各地震動波形で想定するマグニチュード M_w や震源距離 R が異なるため、各地震動波形は振幅のみならず、経時特性、周波数特性も変化する。このような地震動波形群を設計地震動として設定する。

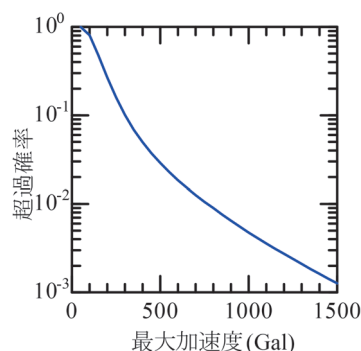
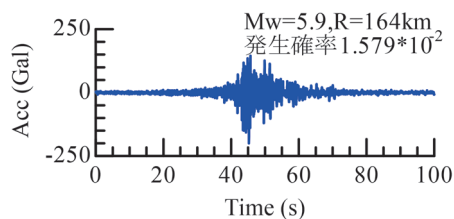
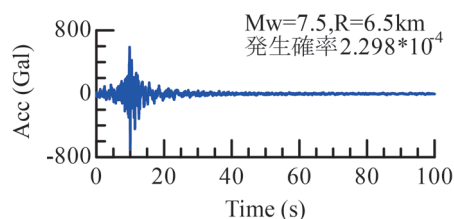


図 5 地震発生確率の評価結果（仙台地域）



(a) 最大加速度 200 Gal



(b) 最大加速度 700 Gal

図 6 生起確率付地震動群の算定結果（仙台地域）

3.3 構造物の応答値の算定、復旧時間の評価

当該地点の各種条件を基に、ラーメン高架橋の寸法と断面配筋を設定した。この時には、構造安全性とともに今回提案する手法によって復旧性の照査も満足するような断面を探索した。最終的に、図7に示す構造物寸法および断面配筋を設定した。なお、断面配筋については後の議論に用いる柱および杭のみを示している。この構造物の地震応答値算定を行うためのモデル化を行う。この時には、基本的に鉄道構造物の各設計基準^{例えば1)}に従って2次元の梁とばね要素によってモデル化を行うこととし、各要素に設定する弾性特性、非線形特性も各設計基準に従ってモデル化する。線路直角方向を対象としたブッシュオーバー解析の結果を図8に示すが、この構造物の等価固有周期 $T_{eq}=1.14s$ 、降伏震度 $k_{hy}=0.33$ となった。なおこの図におけるY、M、N点はそれぞれ構造物の復旧日数を評価する際に使用する損傷のコントロールポイントである。

構造物の応答値を算定する際には、この解析モデルをそのまま用いた非線形動的解析を実施することも考えられるが、本検討では使用する地震波数も勘案し、これを等価な1自由度系に置換したモデル^{1) 14) 15)}を用いることとした。この構造物の解析モデルに前節で算定した地震動波形群300波を網羅的に入力した動的解析を実行

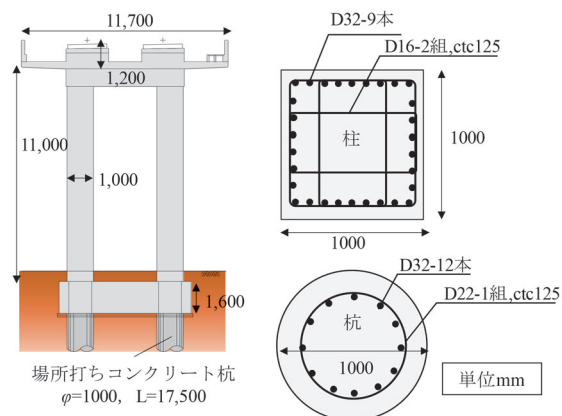


図7 設定した構造物寸法および柱、杭断面の配筋

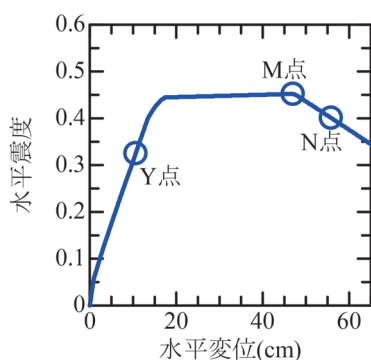


図8 構造物全体の荷重－変位関係

し、各波形に対する応答値を算定した。各波形の最大応答変位から、構造物の応答塑性率と超過確率の関係を整理した結果を図9に示す。この図には対象構造物のブッシュオーバー解析により得られた各損傷のコントロールポイント (μ_y , μ_m) も記載しているが、今回対象とした構造物、地震動に対しては、構造物の損傷レベル3の限界値である μ_n を超過する応答は発生しなかった。

続いて当該構造物の復旧時間を算定するが、この時には筆者らが過去に算定した構造形式、損傷程度に対応する標準的な復旧時間の関係⁹⁾をもとにする。具体的には、ラーメン高架橋に対して表1に示すように構造物の応答塑性率、損傷レベルに対応する復旧時間を設定した。復旧時間の算出条件、手法の詳細は文献⁹⁾に依るが、構造物の損傷レベルは鉄道構造物の耐震設計¹⁾の定義と同一である。また構造物の周辺環境としては、周囲に十分な作業スペースがあり、側道から資機材を搬入可能であるという理想的な条件を想定している。この構造物応答と復旧時間の関係性と図9に示した各損傷程度の発生確率を組み合わせることで、当該構造物の復旧時間の期待値を算定する。その結果、対象構造物の復旧時間の期待値は3.0日と評価された。これが式(1)の設計応答値 I_{RD} に相当する。

3.4 構造物の性能照査

最後に式(1)を用いて、構造物の復旧性を照査する。ここで構造物係数 $\gamma_1=1.0$ とすると、前節までの検討に

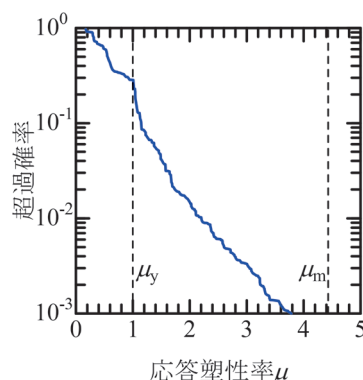


図9 構造物の損傷発生確率

表1 損傷程度と復旧時間の関係

損傷 レベル	応答塑性率 μ	復旧時間 (日)
1	$0 \leq \mu < \mu_y$	1
2	$\mu_y \leq \mu < \mu_m$	8
3	$\mu_m \leq \mu < \mu_n$	23
4	$\mu_n \leq \mu$	28

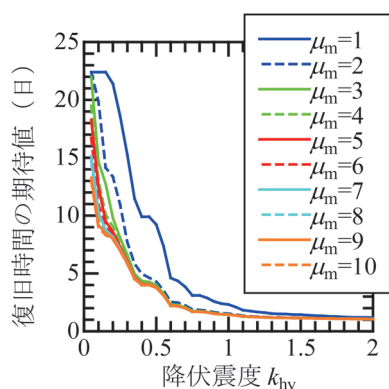


図 10 復旧時間の算定結果 ($T_{eq}=0.5$ 秒の場合)

より得られた構造物の要求性能、復旧時間の期待値を用いることで、

$$Y_i \cdot I_{RD}/I_{LD} = 1.0 \cdot 3.0/5 = 0.60 \leq 1.0 \quad (2)$$

となり、図 7 で設計した構造物は性能を満足するという結果が得られる。また今回は図 7 の構造断面で要求性能を満足したが、仮に式 (2) の照査の結果、性能を満足しない結果となった場合には、図 1 にある通り構造断面を見直した後に同様の手順によって復旧時間を算定する作業を繰り返し実施する。

このように、提案手法に従って設計地震動の評価、応答値の算定、性能照査を実施することで、当該地点において要求する復旧時間を満足する構造物が設計可能であることを確認した。

4. 復旧性照査用ノモグラムを用いた構造物の復旧性照査

本章では、2 章で提案した復旧性照査ノモグラムを算定するとともに、3 章の構造物を対象としてノモグラムを使用する有効性の確認を行う。検討対象地域は前章と同様に仙台地域とし、目標とする復旧時間も前章同様「5 日」に設定した。

まず、構造物の等価固有周期を $T_{eq}=0.5$ s に固定し、M 点じん性率 μ_m と降伏震度 k_{hy} を網羅的に変化させた条件で構造物の応答解析を実施し、前章と同様の手順で各構造物の復旧時間の期待値を算定した。得られた結果をまとめて図 10 に示す。ここで、復旧時間を算定する際の構造物のパラメータとして、損傷レベル 3 の限界値である N 点じん性率 μ_n を使用することも考えられる。ただし、構造物を設計する際には、当該地点において想定される最大級の地震動である L2 地震動に対して安全性を満足するように構造寸法や断面配筋が決定されている¹⁾。また、降伏震度 k_{hy} と μ_m 、 μ_n をパラメータとする

ことで、各条件の組み合わせ数が膨大になるため取扱いが煩雑になる可能性が考えられる。以上を踏まえて本検討では、N 点じん性率 μ_n はパラメータとして設定しない。そのため今回試算を行う復旧性照査用ノモグラムでは、地震動レベルや地震の発生確率、構造物の応答、損傷の発生確率として取り扱う範囲は、L2 地震動で想定する領域以下の範囲であり、発生する確率が極めて低い領域は対象としていない。この L2 地震動を超える領域については、鉄道構造物の耐震設計では「危機耐性」において考慮している¹⁾。

図 10 の結果より、当然ではあるが構造物の降伏震度 k_{hy} が大きくなるに従って、復旧時間の期待値は小さくなっている。また構造物のじん性率 μ_m が 2 以上の条件では、 μ_m に対する復旧時間の感度はそれほど大きくないことも確認できる。これは図 9 を見ても分かるように、構造物が大きな損傷となる確率は相対的に小さいためであり、復旧時間という観点では応答塑性率 μ が 1 を超過するか否か、つまり降伏震度がより重要な意味を持つと言える。またこの図より、目標性能とした復旧時間 5 日を満足する構造物の降伏震度 k_{hy} が容易に決定できる。例えば、 $\mu_m=1$ であれば、降伏震度 k_{hy} が 0.6 程度であれば復旧時間 5 日を満足することが分かる。

これと同様の検討を多様な等価固有周期 T_{eq} に対して実施し、復旧日数 5 日となる T_{eq} 、 k_{hy} の関係をじん性率 μ_m 毎にプロットした結果を図 11 に示すが、これが 2 章で提案した復旧性照査用ノモグラムである。

図 11 で示した復旧性照査用ノモグラムを用いることで、当該地域で要求する復旧時間（今回は 5 日）を満足する構造物の等価固有周期 T_{eq} 、降伏震度 k_{hy} 、じん性率 μ_m の組み合わせを容易に把握可能である。また当然ではあるが、構造物の降伏震度 k_{hy} がノモグラムの縦軸の数値以上であれば、その構造物の復旧時間の期待値は 5 日以下となる。そのため、ノモグラムの縦軸は、ある復旧時間以下にするために必要な降伏震度という意味で

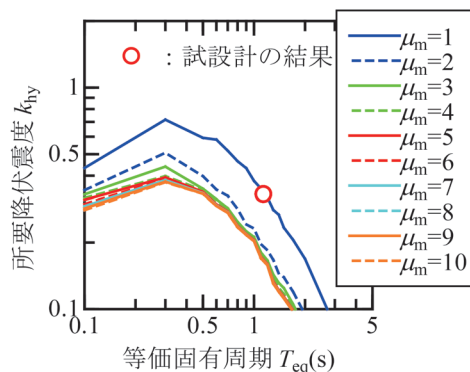


図 11 復旧性照査用ノモグラムの算定結果（仙台地域：復旧時間 5 日）

「所要降伏震度」と表記している。また今回算定した復旧性照査用のノモグラムを見ると、 $\mu_m=1$ の構造物は所要降伏震度が大きい、 μ_m が2以上の構造物では所要降伏震度が同程度になっている。これは図10でも考察したように、構造物が大きな変形を伴う領域の損傷程度、変形性能の差異は、構造物の復旧時間という観点においてはそれほど影響がないことを示している。

また図11の復旧性照査用ノモグラムには、3章で試設計を行った構造物の条件($T_{eq}=1.14s$, $k_{hy}=0.33$)も赤丸印でプロットしている。当該構造物のM点じん性率は $\mu_m=4.43$ であるが、当該構造物の降伏震度はノモグラムによる所要降伏震度よりも大きな値となっている(応答塑性率 μ は μ_m よりも小さくなっている)ことが確認できる。そのため、この復旧性照査用ノモグラムを用いた復旧性照査によっても適切な性能照査や、構造物断面の設計が可能であり、今回提案したノモグラムを用いることで、従来の耐震設計と概ね同様の手順によって復旧時間を照査指標とした構造物の設計が可能であるとと言える。

5. まとめ

本検討では、地震発生後の復旧時間を照査指標とした鉄道構造物の復旧性照査法の提案を行った。本検討で得られた成果を以下に挙げる。

- ・提案手法は、設計地震動として「設計耐用期間内に想定される幅広い特性を有する多数の地震動」を用い、地震後の早期復旧に直接関係する「復旧時間を照査指標」としている。これにより、復旧時間の課題を直接考慮した構造物の耐震設計が可能となる。
 - ・提案手法を用いたラーメン高架橋の試設計を実施した。その結果、提案手法を用いることで復旧時間を直接照査指標とした構造物の耐震設計が可能であることを確認した。しかしながら、構造物の諸元が変化する毎に多数の動的解析、損傷程度の評価等が必要になるため、耐震設計時の復旧性照査手法としては非常に多くの時間を要する。
 - ・提案手法をより実務的に実施可能とするため、あらかじめ多様な条件で計算を実施するとともに、同一の復旧時間となる構造物条件をノモグラムで表示する手法を提案した。さらに、上述したラーメン高架橋を対象とした試算の結果、この復旧性照査用ノモグラムを用いた構造物の性能照査が実施可能であることも確認した。提案手法を用いることで、従来の耐震設計と同様の手順で、復旧しやすい構造物の設計が可能となる。
- 開発した手法を用いることで、新設構造物ではより復旧しやすい構造物の設計が可能となるとともに、既設構造物では復旧に時間を要する箇所、部材を事前に特定す

ることで、重点的な点検、対策が可能となり、結果として地震後の復旧時間の短縮が実現される。さらに、既設構造物については今後の耐用年数を考えた評価を実施することで、新設構造物と同等の要求性能を設定した上での対策レベルの合理化が実現される可能性や、復旧に時間を要するような特殊な構造物を対象とした対策優先順位の適正化等の実現も期待される。

なお今回提案した手法を実用化するにあたって、残された課題を以下に挙げる。まず本検討では手法の提案と限られた地域、構造物等の条件に基づく試算に留まっている。また本文中でも述べたように、構造物の損傷に伴う復旧時間は各種の条件によって大きく変化する可能性がある。こうした中で本検討における試算では、地震発生、地震動の不確実性、ばらつきは確率論的地震危険度解析によって考慮している一方で、構造物応答値や復旧時間の不確実性、ばらつきは無視している。これらを解決するためには、構造物の損傷に伴う復旧時間評価の高度化や構造物の特性等に応じた復旧性照査用ノモグラムの補正方法、構造物応答の不確実性を考慮した手法等について、検討を深度化させる必要がある。さらに、復旧性照査用ノモグラムを標準化するためには、今後より幅広い条件で評価を実施する必要もある。

本研究の一部は、国土交通省の鉄道技術開発費補助金を受けて実施した。

文 献

- 1) 国土交通省鉄道局監修、鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・解説（耐震設計）、丸善出版、2012
- 2) 土木学会地震工学委員会耐震基準小委員会：土木構造物の耐震性能設計における新しいレベル1の考え方（案）、委員会活動報告書、2003
- 3) 大住道生、運上茂樹：トータルコストに基づく土木構造物の要求耐震性能の設定法に関する一検討、土木技術資料、Vol.41, No.10, pp.50-55, 1999
- 4) 一井康二：トータルコストに基づく耐震設計の提案と試算（重力式岸壁の例）、日本地震工学シンポジウム論文集、Vol.11, pp.2371-2376, 2002
- 5) 阿部淳一、杉本博之、渡邊忠朋：地震リスクを考慮した設計地震動強度算定に関する研究、土木学会論文集 A, Vol.63, No.4, pp.780-794, 2007
- 6) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説、2022
- 7) 坂井公俊、室野剛隆、佐藤勉、澤田純男：トータルコストを照査指標とした土木構造物の合理的な耐震設計法の提案、土木学会論文集 A1（構造・地震工学）、Vol.68, No.2, pp.248-264, 2012
- 8) 国土交通省：大阪北部地震における運転再開等に係る対応に関する連絡会議の開催について、2018, <https://www.mlit.>

- go.jp/common/001240621.pdf (参照日：2024 年 5 月 6 日)
- 9) 名波健吾, 和田一範, 坂井公俊：鉄道構造物を対象とした構造種別・損傷レベル毎の地震後復旧日数の算出, 土木学会論文集, Vol.79, No.13, 22-13037, 2023
- 10) 坂井公俊, 和田一範, 豊岡亮洋：地震後の復旧時間を照査指標とした鉄道構造物の復旧性照査法, 日本地震工学会論文集, 第 24 巻, 2024
- 11) Cornell, C.A.: Engineering Seismic Risk Analysis, *Bulletin of the seismological society of America*, Vol.58, No.5, pp.1583-1606, 1968.
- 12) 安中正, 香川敬生, 石川裕, 江尻譲嗣, 西岡勉：期待損失評価のための確率論的ハザードに適合した地震動波形群の設定方法, 土木学会地震工学論文集, Vol.28, 2005
- 13) 坂井公俊, 室野剛隆：地震危険度解析に基づく生起確率付地震動群の作成方法, 鉄道総研報告, Vol.24, No.5, pp.11-16, 2010
- 14) 名波健吾, 坂井公俊：等価 1 自由度モデルを用いた鉄道高架橋の地震時挙動評価時の骨格曲線の高度化, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.78, No.4, pp.I_266-I_274, 2022
- 15) 室野剛隆, 佐藤勉：構造物の損傷過程を考慮した非線形応答スペクトル法の適用, 土木学会地震工学論文集, Vol.29, pp.520-528, 2007

鋼・合成構造物の鋼板要素の局部座屈に対する照査法

池田 学* 小林 裕介**

Method for Verifying Local Buckling of Steel Plate Elements of Steel and Composite Structures

Manabu IKEDA Yusuke KOBAYASHI

In the design of steel and composite structures, it is important to accurately evaluate the buckling resistances of steel members. This paper first summarizes the basis and problems of the local buckling ultimate strength curves of steel plates in conventional design standards. In addition, the local buckling ultimate strength curves were revised on the basis of recent findings, and a trial design of composite beams was carried out using the revised local buckling strength evaluation method. The results confirmed that the revised method allows a more economical design for the upper flange of composite girders.

キーワード：鋼・合成構造物，鋼板要素，局部座屈，耐荷力曲線，最大幅厚比

1. はじめに

鋼構造は，一般に薄い鋼板で構成されるため座屈が生じる可能性があり，設計において座屈に対する配慮が重要となる。鋼構造の座屈には，軸圧縮力や曲げモーメント等を受けた場合，部材全体が折れ曲がるあるいは回転方向に傾く全体座屈と，鋼板が局部的に変形する局部座屈の大きく2つの形態がある。2009年の「鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物）」（以下，2009年「鋼・合成標準」¹⁾）においては，これらの座屈が生じないように部材の諸寸法を設定する，あるいは降伏より小さい応力で座屈する場合は座屈による耐力を用いて照査する方法が定められていた。例えば，局部座屈に対しては，局部座屈に対する耐荷力曲線（以下，耐荷力曲線）を基準に，座屈が生じないような最大幅厚比や局部座屈強度の算定法が定められていた。

「道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋・鋼部材編）」（以下，「道示」²⁾）の2017年の改訂において，鋼板要素の実験データを再整理し，最新の解析データも参考に，片縁支持板および両縁支持板の耐荷力曲線が見直されている。鉄道構造物と道路橋では鋼板要素の耐荷力曲線は変わるものではなく，2009年「鋼・合成標準」等の従来の設計標準では「道示」と同じものを用いていた。そこで，2024年改訂の「鋼・合成標準」（以下，2024年「鋼・合成標準」³⁾）に，「道示」で見直しされた耐荷力曲線を取り入れ，鋼板要素の局部座屈に対する照査法を見直すこととした⁴⁾。

本稿では，従来の鋼板要素の耐荷力曲線の設定の経緯と課題を整理した上で，「道示」で示された耐荷力曲線

の適用を検討し，これに基づく合成桁の試設計結果を報告する。なお，本稿では，鋼板要素の局部座屈のうち，軸圧縮力を受ける鋼板の局部座屈を対象とする。

2. 2009年「鋼・合成標準」の鋼板要素の座屈耐荷力曲線の設定と課題

2.1 鋼板要素の座屈耐荷力曲線の設定経緯と設計上の取り扱い

鋼板要素とは，鋼部材や合成はりの鋼桁を構成する要素のことで，片縁支持板，両縁支持板，および補剛板の3種類がある。軸圧縮力を受ける鋼板要素の耐荷力曲線の各算定式を表1に，グラフを図1に示す。図1には，2009年「鋼・合成標準」の耐荷力曲線を破線で，後述する見直し後の耐荷力曲線を実線で示している。また，板の座屈実験データもプロットしている。

鋼板に軸圧縮力が作用すると，板厚が大きい場合は降伏強度に達するまで耐力は低下しないが，板厚が小さいと降伏強度に達する前に板が座屈して耐力を失い，板厚が小さいほど早期に座屈が発生するため耐力は小さくなる。詳細は省略するが，完全体の弾性座屈を仮定すると，理論的には，次式の幅厚比パラメータ R （図1の横軸）が1.0を超えると，板の座屈強度 f_{scr} は鋼材の降伏強度 f_{syk} より小さくなる（図1のEuler Curve）。

$$R = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{k}} \cdot \sqrt{\frac{f_{syk}}{E}} \left(\frac{b}{t} \right) \quad (1)$$

ここで， ν ：鋼材のポアソン比， k ：座屈係数， f_{syk} ：鋼材の降伏強度， E ：鋼材のヤング係数， b ：板幅， t ：板厚である。

しかし実際には鋼板に残留応力や初期変形があるの

* 鉄道力学研究部 構造力学研究室

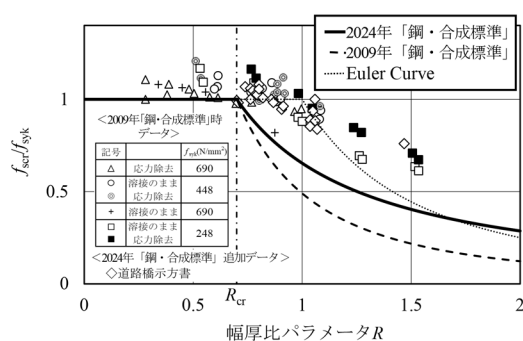
** 構造物技術研究部 鋼・複合構造研究室

表1 2009年および2024年「鋼・合成標準」の耐荷力曲線の各算定式および最大幅厚比の比較

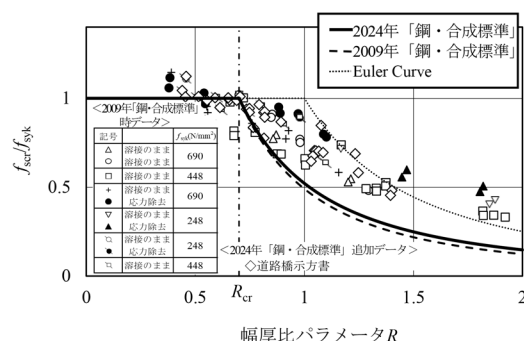
項目	2009年「鋼・合成標準」	2024年「鋼・合成標準」
片縁支持板	座屈耐荷力曲線 $f_{scr}/f_{syk}=1.0$ ($R \leq 0.7$) $f_{scr}/f_{syk}=0.49/R^2$ ($0.7 < R$)	$f_{scr}/f_{syk}=1.0$ ($R \leq 0.7$) $f_{scr}/f_{syk}=(0.7/R)^{1.19}$ ($0.7 < R$)
	幅厚比の上限 最大幅厚比： $R=0.7$ となる幅厚比 応力が小さい場合等では、 $R=0.7$ の幅厚比の1.2倍まで緩和可能	最大幅厚比： $R=0.7$ となる幅厚比 応力が小さい場合等では、 $R=0.7$ の幅厚比の1.4倍（ただし幅厚比16を上限）まで緩和可能
両縁支持板	座屈耐荷力曲線 $f_{scr}/f_{syk}=1.0$ ($R \leq 0.7$) $f_{scr}/f_{syk}=0.49/R^2$ ($0.7 < R$)	$f_{scr}/f_{syk}=1.0$ ($R \leq 0.7$) $f_{scr}/f_{syk}=(0.7/R)^{1.83}$ ($0.7 < R$)
	幅厚比の上限 最大幅厚比： $R=0.7$ となる幅厚比 応力が小さい場合等では、 $R=0.7$ の幅厚比の1.2倍まで緩和可能	最大幅厚比： $R=0.7$ となる幅厚比 応力が小さい場合等では、 $R=0.7$ の幅厚比の1.2倍まで緩和可能
補剛板	座屈耐荷力曲線 $f_{scr}/f_{syk}=1.0$ ($R \leq 0.5$) $f_{scr}/f_{syk}=1.5-R$ ($0.5 < R \leq 1.0$) $f_{scr}/f_{syk}=0.5/R^2$ ($1.0 < R$)	同左（変更なし）
	幅厚比の上限 最大幅厚比： $R=0.5$ となる幅厚比 応力が小さい場合等では、 $R=0.5$ の幅厚比の1.7倍まで緩和可能	

注) f_{scr} ：局部座屈強度， f_{syk} ：鋼材の降伏強度， R ：鋼板要素の幅厚比パラメータ

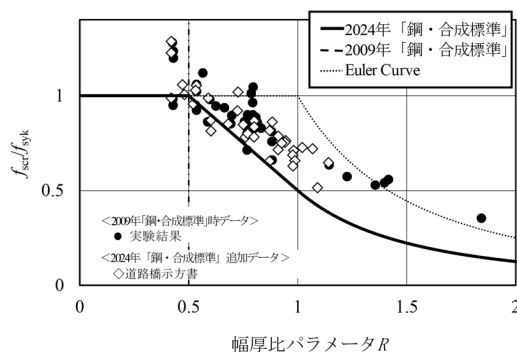
2024年「鋼・合成標準」における下線は2009年「鋼・合成標準」からの変更箇所を示す。



(a) 片縁支持板（十字型断面の板の座屈実験）



(b) 両縁支持板（口形断面の板の座屈実験）



(c) 補剛板（補剛板の座屈実験）

図1 軸圧縮力を受ける鋼板要素の耐荷力曲線¹⁾の図を一部変更

で、板の座屈強度は、 $R=1.0$ より小さい領域で降伏強度よりも低下する。このことを踏まえ、2009年「鋼・合成標準」では、鋼板要素の耐荷力曲線は実験データ等をもとに図1の破線のように設定されている。耐荷力曲線は、1983年の「建造物設計標準・同解説（鋼鉄道橋）」⁵⁾から2009年「鋼・合成標準」まで同じものが用いられてきた。

2009年「鋼・合成標準」では、図1の破線の鋼板要素の耐荷力曲線をもとに、以下のように幅厚比の制限値や局部座屈の影響を考慮した強度を設定している（表1）。

(a) 最大幅厚比

限界幅厚比パラメータ R_{cr} をもとに最大幅厚比（幅厚比 b/t の最大）を設定し、設計では、鋼板の寸法等をこ

の最大幅厚比以下となるように設定することを基本とする。すなわち、基本的に、降伏に至る前に先に局部座屈しない幅厚比に設定する。

(b) 最大幅厚比を緩和した場合の上限値

応力が小さい場合や、合成桁上フランジでコンクリート床版と一体化される場合には、上記の最大幅厚比を緩和することを許容し、片縁支持板および両縁支持板では限界幅厚比パラメータ R_{cr} の 1.2 倍、補剛板では 1.7 倍を上限とする。

(c) 最大幅厚比を緩和した場合の強度の低減

最大幅厚比を緩和する場合、耐荷力曲線に応じた強度を用いる。すなわち、この局部座屈強度 f_{scr} は、幅厚比パラメータ R に応じて降伏強度 f_{syk} から低減（低減係数は図 1 縦軸の f_{scr}/f_{syk} に相当）した強度となる。

2.2 鋼板要素の耐荷力曲線の課題

2009 年「鋼・合成標準」の耐荷力曲線について以下の課題があった。

片縁支持板、両縁支持板、補剛板の 3 つの鋼板要素の耐荷力曲線と実験値の乖離の程度が異なり、安全余裕が異なる。具体的には、片縁支持板は、図 1 (a) より、耐荷力曲線（破線）が実験値よりかなり下側（安全側）となっており、両縁支持板や補剛板と比べて、実験値との乖離が大きい。

また、合成桁の上フランジでは、片面がコンクリート床版と一体化され座屈が生じにくく、本来は幅厚比の制限をさらに緩和できるはずであるが、通常の鋼板と同様に扱っている。そのため、実設計では、過度な鋼板要素の最大幅厚比の制限で断面が決定される場合がある。

3. 鋼板要素の局部座屈に対する照査法の改訂

3.1 耐荷力曲線の見直し

2017 年に改訂された「道示」²⁾では、根拠となる実験データを再整理⁶⁾し、最新の解析データ^{7) 8)}も参考として、3 種類の鋼板要素の安全余裕が同等になるように、片縁支持板（「道示」では自由突出板という）と両縁支持板の耐荷力曲線を変更している⁹⁾。その結果、片縁支持板と両縁支持板の耐荷力曲線は、実験値との乖離が小さくなり、実験の下限値からの安全余裕が補剛板と同等となっている。

2024 年「鋼・合成標準」でも鋼板要素間での安全余裕の統一化を図るため、片縁支持板と両縁支持板は「道示」の耐荷力曲線と同じものを用いることとした。これらの耐荷力曲線を図 1 に実線で示している。

3.2 鋼板要素の局部座屈に対する照査法の改訂

3.2.1 片縁支持板、両縁支持板

表 1 には、改訂後の耐荷力曲線の算定式および最大幅

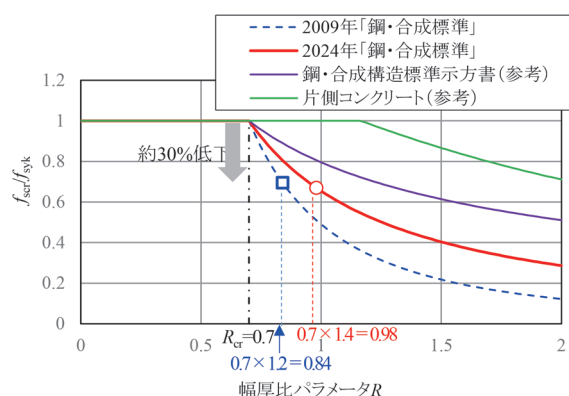
厚比を示している。補剛板は変更していないため、本節では、片縁支持板と両縁支持板を対象とする。

図 2 に、片縁支持板と両縁支持板について、2009 年「鋼・合成標準」における耐荷力曲線（青破線）、2024 年「鋼・合成標準」における耐荷力曲線（赤線）を示す。図 2 の赤線の耐荷力曲線が、「道示」で見直しされた耐荷力曲線である。この耐荷力曲線に基づき、板要素の局部座屈に対する照査に用いる最大幅厚比、幅厚比の上限および強度を以下のように設定した。また、耐荷力曲線の見直し前後の違いについても考察する。

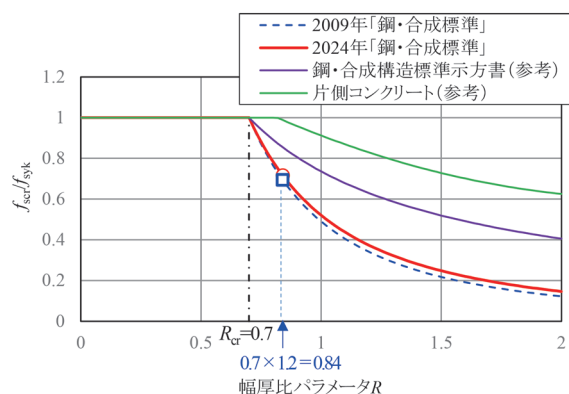
なお、図 2 には、参考として、鋼・合成構造標準示方書の耐荷力曲線^{10) 11)}、次項で説明する片面にコンクリートがある場合の耐荷力曲線^{12) 13)}も示している。鋼・合成構造標準示方書の耐荷力曲線は、他に提案されている耐荷力曲線の一つとして示したものであり、この算定式は次式の通り^{10) 11)}である。

片縁支持板の場合

$$\begin{aligned} f_{sbd} / f_{syk} &= 1.0 & (R \leq 0.7) \\ f_{sbd} / f_{syk} &= (0.7/R)^{0.64} & (0.7 < R) \end{aligned} \quad (2)$$



(a) 片縁支持板



(b) 両縁支持板

図 2 鋼板要素の耐荷力曲線と片面コンクリートのある鋼板の局部座屈強度の比較

両縁支持板の場合

$$\begin{aligned} f_{\text{sb}}/f_{\text{syk}} &= 1.0 & (R \leq 0.7) \\ f_{\text{sb}}/f_{\text{syk}} &= (0.7/R)^{0.86} & (0.7 < R) \end{aligned} \quad (3)$$

(a) 最大幅厚比

耐荷力曲線において 1.0 から低下し始める限界幅厚比パラメータ R_{cr} は改訂前後で 0.7 のまま変わらないため、ここから設定される最大幅厚比は変わらない。

(b) 最大幅厚比を緩和した場合の上限値

片縁支持板（図 2 (a)）は、2009 年「鋼・合成標準」では、最大幅厚比を緩和した場合には限界幅厚比パラメータ R_{cr} の 1.2 倍を上限としていた。このときの強度は、降伏強度より約 30% 低下する。改訂後の耐荷力曲線では、2009 年「鋼・合成標準」と同等の耐力を確保できる幅厚比は、限界幅厚比パラメータ R_{cr} の 1.4 倍となる。そのため、これを最大幅厚比を緩和した場合の幅厚比の上限とした。ただし、400N/mm² 級の鋼板では、限界幅厚比パラメータ R_{cr} の 1.4 倍の幅厚比は、引張力を受ける場合や施工時の最大幅厚比である幅厚比 16 を超えるため、幅厚比の上限を 16（表 1）とした。

両縁支持板（図 2 (b)）は、改訂前後の耐荷力曲線の差は小さいため、同等の耐力を確保できる幅厚比は、2009 年「鋼・合成標準」と同じ 1.2 倍を上限とした。

改訂後は、片縁支持板の幅厚比は、2009 年「鋼・合成標準」より 20% 程度大きくとることが可能となる。幅厚比が限界幅厚比パラメータ R_{cr} の 1.4 倍（幅厚比パラメータ $R=1.0$ 程度）の場合、図 1 (a) の実験データでは強度の低下は最大でも 20% 程度であり、幅厚比の範囲を拡大しても問題ないと考えられる。

(c) 最大幅厚比を緩和した場合の強度の低減

最大幅厚比を超える場合の強度は、2009 年「鋼・合成標準」と同様に、表 1 に示す耐荷力曲線の算定式を用いて降伏強度から低減して算定する。片縁支持板や両縁支持板は、耐荷力曲線が変更となったため、算定される耐力が改訂前後で変わる。片縁支持板は、改訂後の方が幅厚比に対して降伏強度からの低減が緩やかであるため、耐力が大きくなる。ただし、両縁支持板は、改訂前後で耐荷力曲線の差は小さく、耐力はあまり変わらない。

なお、鋼・合成構造標準示方書の耐荷力曲線を用いると耐力が大きくなるため断面をより縮小でき経済的と考えられるが、2024 年「鋼・合成標準」の耐荷力曲線と比較して安全余裕は大幅に低減するため、この適用性については検討が必要である。

3.2.2 コンクリートと一体化した鋼板要素

合成桁の上フランジのように、片側にコンクリートがある鋼板の局部座屈強度は、片縁支持板および両縁支持板について、以下の算定式が提案されている¹²⁾。

片縁支持板の局部座屈強度は、3 辺固定 1 辺自由の圧

縮板とすると、次式で算定される。

$$\begin{aligned} f_{\text{scr}}/f_{\text{syk}} &= 1.0 & (R_f \leq 0.5) \\ f_{\text{scr}}/f_{\text{syk}} &= 0.571(R_f - 0.5)^2 - 1.010(R_f - 0.5) + 1.0 & (0.5 < R_f) \end{aligned} \quad (4)$$

ここでの R_f は幅厚比パラメータ R と異なり、これらの関係は以下の式で表される。

$$R = 2.33R_f \quad (5)$$

両縁支持板の局部座屈強度は、周辺固定支持された圧縮板として、次式で算定される。この式は、「鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼とコンクリートの複合構造物）」¹³⁾ の補剛材がない場合の局部座屈強度の算定式と同じである。

$$\begin{aligned} f_{\text{scr}}/f_{\text{syk}} &= 1.0 & (R_f \leq 0.5) \\ f_{\text{scr}}/f_{\text{syk}} &= 0.433(R_f - 0.5)^2 - 0.831(R_f - 0.5) + 1.0 & (0.5 < R_f \leq 1.3) \end{aligned} \quad (6)$$

ここでの R_f は幅厚比パラメータ R と異なり、これらの関係は以下の式で表される。

$$R = 1.633R_f \quad (7)$$

図 2 にこれらの耐荷力曲線も参考として示しており、図 2 も参考に、合成桁の上フランジの耐荷力曲線および最大幅厚比を以下のように設定することとした。

(a) 耐荷力曲線

耐荷力曲線は、片側にコンクリートがある効果を考慮して式 (4) または式 (6) とするのが合理的ではあるが、合成桁の上フランジへの適用性が十分確認されておらず、鋼板のみの耐荷力曲線との差異も大きいため、従来と同様に、鋼板のみの耐荷力曲線と同じ曲線を用いることとした。合成前と合成後で、鋼板の耐荷力曲線を変えると設計上煩雑となることも考慮したものである。

(b) 最大幅厚比

施工時の状態である合成前では、鋼桁のみの状態であるため、鋼板のみの耐荷力曲線が基本となるが、従来から施工時の最大幅厚比を定めており、改訂後も踏襲することとした。すなわち、合成前の鋼板の最大幅厚比は、2009 年「鋼・合成標準」と同じ最大幅厚比（片縁支持板 $b/t=16$ 、両縁支持板 $b/t=60$ ）となる。

合成後は、片側がコンクリートと一体化された状態となるため、図 2 より、局部座屈によって降伏強度より低下し始める幅厚比はかなり大きくなる。合成前の最大幅厚比は、幅厚比パラメータに換算すると、鋼材の降伏

強度で異なるが、片縁支持板は0.85～1.25程度、両縁支持板は1.0～1.5程度であり、片側にコンクリートがある場合の耐荷力曲線では、強度の低下は最大でも30%程度に留まる。2009年「鋼・合成標準」では、鋼板のみと同様に限界幅厚比パラメータ R_{cr} の1.2倍を幅厚比の上限値（図2の□）としたが、幅厚比がこれで制限されるのは不合理である。そこで、合成後の鋼板については、最大幅厚比の制限を定めなかったとした。

改訂後の鋼板の最大幅厚比は、合成後の制限はないため、合成前の最大幅厚比で制限されることになり、これで鋼板要素として局部座屈に対して必要とされる最小板厚が定まることになる。

4. 耐荷力曲線の見直しによる照査結果への影響分析

鋼板要素の耐荷力曲線および幅厚比の上限の変更により、一般の鋼構造物の鋼板要素は最大幅厚比（限界幅厚比パラメータ R_{cr} における幅厚比）で制限されるため耐荷力曲線等の変更に伴って板厚が変わることはないが、合成桁の上フランジは影響を受けることが予想される。そこで、まず合成桁の上フランジのどの部位で鋼板要素の最大幅厚比の制限により板厚が決定されているかを実橋の照査結果から選定し、改訂後の試設計を行い、改訂前後の板厚の変化を調査した。

4.1 鋼板要素の幅厚比制限が板厚決定ケースとなる箇所の選定

合成桁20橋について、単純桁・連続桁、支間中央部・端部別に、上フランジの板厚の決定要因を分析した。結果の詳細は省略するが、鋼板要素（片縁支持板）の幅厚比の制限から板厚が決定されることが多い箇所は、図3に濃い橙色で示す通り、単純桁および連続桁の桁端部、連続桁の中央径間の中間支点付近であり、連続桁の径間中央部も板厚が決まる場合がある。

これらは、一般に曲げモーメントが小さい箇所（連続桁の場合、径間中央部でも支間割次第で曲げモーメントが小さくなる）であり、上フランジの応力は小さいため部材の破壊の照査等に余裕がある。なお、上フランジの板厚が、ずれ止めが設置される鋼板の最小板厚の構造細目上から決定される場合もある。

4.2 照査法の改訂による試設計結果

4.1節により、合成桁12橋について鋼板要素の幅厚比の制限から板厚が決定される箇所を選定して、改訂後の必要板厚を試算し、改訂前の板厚と比較した。対象箇所の概要を表2に示す。ここでは、合成後の鋼板の幅厚比の制限を定めなかったことへの変更および耐荷力曲線の見直しによる影響に主に着目する。

試設計結果を図4に示す。図4は、桁の箇所ごとに、桁の支間と上フランジの板厚の関係を示している。図中の矢印は改訂前後の板厚の変化を示し、凡例の（）は板厚の決定要因を示している。図4の凡例の板要素の照査が、幅厚比の制限から板厚が決まっていることを示す。図4より、改訂前後における上フランジの板厚の変化には以下の傾向が認められる。

- ・改訂後の板厚は、全体的に小さくなっている。
- ・改訂後の板厚の決定要因は、合成前の最大幅厚比（図4の板要素の照査）のみでなく、細目（ずれ止め設置の最小板厚）および破壊の照査に変わる場合がある。
- ・改訂後の板厚低減量は、桁端部では10～40%程度、連続桁の中央径間の中間支点付近では数%～20%程度、連続桁の径間中央部では同等～40%程度である。

鋼材強度による改訂前後の板厚変化率を図5に示す。400N/mm²級の鋼材では板厚がほとんど低減しないのに対し、520N/mm²級や570N/mm²級では最大で30%程度板厚が低減する。強度が高い方が大きく低減する理由は、2009年「鋼・合成標準」では、合成後の幅厚比の上限は材料強度に依存し、強度が高い方が幅厚比の上限が小さく板厚を大きくする必要があったが、改訂後は、

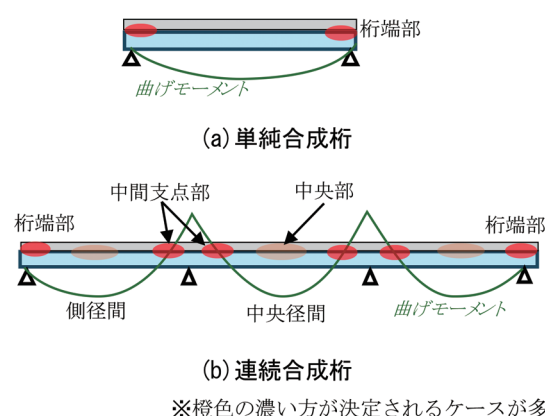
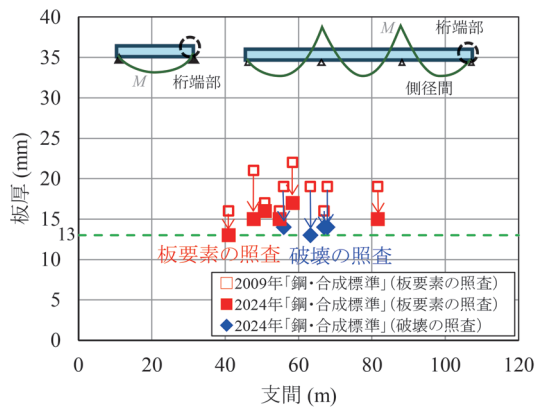


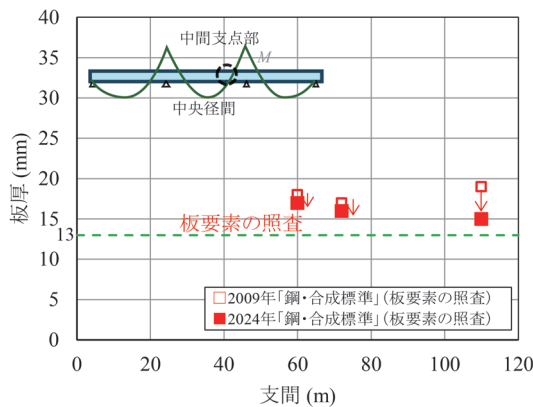
図3 幅厚比の上限から合成桁上フランジ板厚が決定されている箇所

表2 試設計の対象箇所（合成桁の上フランジ（片縁支持板））

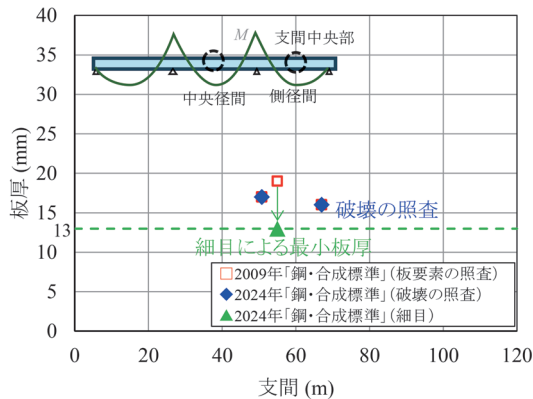
構造形式 橋梁数	支間	箇所	使用鋼材
単純合成桁 4橋	48m～68m	桁端部	520N/mm ² 級鋼, 570 N/mm ² 級鋼
連続合成桁 8橋 (二径間連続～四径間連続)	32m～110m	桁端部, 中間支点付近（中央径間）, 径間中間部	400 N/mm ² 級鋼, 520 N/mm ² 級鋼



(a) 桁端部（単純桁，連続桁）



(b) 中間支点付近（連続桁）



(c) 径間中央部（連続桁）

図4 合成桁上フランジ板厚と決定要因の改訂前後の変化（2009年「鋼・合成標準」はすべて幅厚比上限で決定したケース）

必要な板厚が材料強度に依存しない合成前の最大幅厚比によって定まり，強度によらず一定となるためである。

5. おわりに

「鋼・合成標準」の改訂において，軸圧縮力を受ける片縁支持板と両縁支持板の耐力曲線を見直した。これにより，合成桁の上フランジでは，これまで幅厚比の上

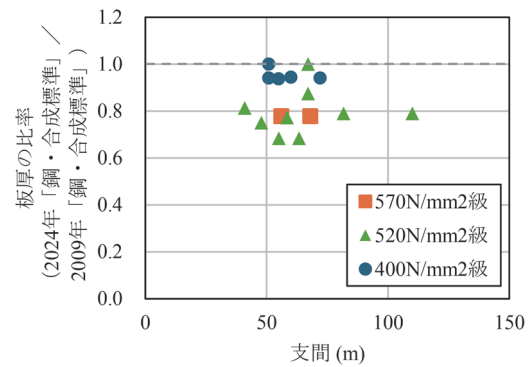


図5 合成桁上フランジ板厚の鋼材強度による改訂前後の変化率

限で板厚が決定された箇所では，板厚を数％～最大40％程度低減されることが確認された。また，板厚の決定要因も，幅厚比の上限のみでなく，合成後の破壊の照査等により一部変更されることも確認された。鋼板要素の耐力曲線の見直しにより，鋼板要素間の不均一な安全余裕が解消され，合成桁の上フランジではより経済的な設計が可能になる。

なお，これらの検討は国土交通省委託による鉄道の技術基準整備のための調査研究の一環として実施されたものである。

謝 辞

本稿の内容は，国土交通省からの委託を受けて設立された「鋼・合成構造物の設計に関する委員会」（委員長：奥井義昭埼玉大学教授）で審議していただいた。ここに記して委員・幹事の方々に謝意を表します。

文 献

- 1) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物），丸善出版，2009.7
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋・鋼部材編），丸善出版，2017.11
- 3) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物），丸善出版，2024.3
- 4) 小林裕介：鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物）の改訂概要，鉄道総研報告，Vol.39，No.2，pp.47-53，2025.2
- 5) 日本国有鉄道：建造物設計標準・同解説（鋼鉄道橋），1983.4
- 6) 土木研究所：鋼材料・鋼部材の強度等に関する統計データの調査，土木研究所資料，第4090号，2008.3

- 7) Komatsu, S. and Kitada, T.: Statistical Study on Compression Flange Plates, the Journal of Structural Engineering, Vol.109, pp.404-417, 1983.2
- 8) 小室雅人, 奥井義昭, 野阪克義, 宮下剛, 野上邦栄, 長井正嗣: 初期たわみと残留応力の統計データを用いた自由突出板の限界強度に関する数値解析的検討, 構造工学論文集, Vol.60A, 2014.3
- 9) 土木研究所: 構造合理化に対応した鋼橋の設計法に関する研究, 重点研究報告集, 2014.3
- 10) 土木学会鋼構造委員会: 2022 年制定 鋼・合成構造標準
示方書 [設計編], 2022.11
- 11) 福本啓士 (代表者): 鋼骨組構造物の極限強度の統一評価に関する総合的研究, 平成元年度科学研究費補助金 研究成果報告書, 1990.3
- 12) 土木学会鋼構造委員会: 鋼構造シリーズ 2 座屈設計ガイドライン, 1987.10
- 13) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (鋼とコンクリートの複合構造物), 丸善出版, 2016.1

アルミニウム合金製電車線柱への 電車線路設備耐震設計指針の適用方法

近藤 優一* 常本 瑞樹* 金色 貴史** 中島 祐樹**

Proposal of Seismic Design Information of Poles Made of Aluminum Alloy in Overhead Contact Systems

Yuichi KONDO Mizuki TSUNEMOTO Takashi KANAIRI Yuki NAKAJIMA

Since aluminum alloy is lightweight with excellent corrosion resistance, installing poles made of aluminum alloy could improve workability and maintainability. However, the Seismic Design Guideline for Overhead Contact Systems and Commentary does not specify seismic design information of poles of aluminum alloy. Therefore, we conducted experiments and analyses of poles of aluminum alloy from the viewpoint of seismic design. Based on those results, we proposed the information of poles of aluminum alloy to enable seismic design in accordance with the Seismic Design Guideline for Overhead Contact Systems and Commentary.

キーワード：電車線柱，耐震設計，アルミニウム合金，固有周期，限界値

1. はじめに

電車線柱（以下、電柱）には、一般的にコンクリート柱と鋼管柱が使用されている。コンクリート柱は省メンテナンスであるが、質量が大きいことから、施工に必要な重機が大型になるなどの課題がある。一方、鋼管柱は、コンクリート柱に比べて軽量であるものの、経年劣化により腐食するため、定期的な塗装が必要となり、メンテナンスに労力がかかるという課題がある。

アルミニウム合金（以下、アルミ合金）は軽量かつ耐腐食性が高く、電柱への適用による施工性や保守性の向上が期待できる。合金番号が6000番台のアルミ合金（以下、6000系アルミ合金）は、応力腐食割れが発生する恐れが少なく¹⁾、強度と耐食性が高い特徴があることから、土木構造物に使用できるアルミ合金に挙げられている²⁾。これまでに試験的に電柱³⁾やビーム⁴⁾に適用したアルミ合金もすべて6000系アルミ合金である。

電柱は、地震による倒壊や列車の走行空間への支障を防ぐために耐震設計を行う必要があり、一般に「電車線路設備耐震設計指針・同解説」⁵⁾（以下、「耐震設計指針」）に基づいて実施されるが、耐震設計指針では、アルミ合金製の電柱が想定されていないため、そのまま適用することができない。本報告では、電柱として導入が検討されている6000系アルミ合金継目無管をアルミ柱と称することとし、アルミ柱に耐震設計指針を適用する方法を検討した結果について述べる。

2. 耐震設計指針の適用に必要となる事項

電柱の耐震設計では、土木構造物と電柱の固有周期などの条件に応じて、地震に対する電柱の応答加速度を推定し、この応答加速度によって生じる曲げモーメントと、その限界値を比較することで安全性を評価する。アルミ柱の耐震設計には、後述する固有周期補正乗率、曲げモーメントの限界値、加速度応答スペクトルが必要となる。これらを定めることにより、耐震設計指針に基づいたアルミ柱の耐震設計が可能となる。

電柱の固有周期は、単体の電柱（以下、素柱）の固有周期に固有周期補正乗率を乗ずることによって算定される。表1に固有周期補正乗率を示す。固有周期補正乗率には、電線やそれを支持する金具など（以下、添架物）の質量による影響を補正する α_w と、電柱がコンクリート柱の場合に生じるひび割れの剛性低下による影響を補正する α_R がある。前者は、新幹線において、電柱や添架物を多自由度のばね-質点モデルとして扱った解析結果⁶⁾を基に、後者は、電柱の交番載荷試験結果⁵⁾を基に、それぞれ定められている。

曲げモーメントの限界値は、コンクリート柱と鋼管柱の両方とも設計曲げモーメント（以下、設計値）の2倍と定められている⁵⁾。これは、コンクリート柱の場合には、JIS A 5373において、終局曲げ耐力が設計値に相当する限界ひび割れ幅耐力の2倍以上とするように規定

表1 電柱の固有周期補正乗率⁵⁾

電柱種別	添架物の質量による 影響補正乗率 α_w	剛性低下による影響 補正乗率 α_R
コンクリート柱	1.1	1.0~1.5
鋼管柱	1.2	1.0（補正なし）

* 電力技術研究部 電車線構造研究室

** 元 電力技術研究部 電車線構造研究室

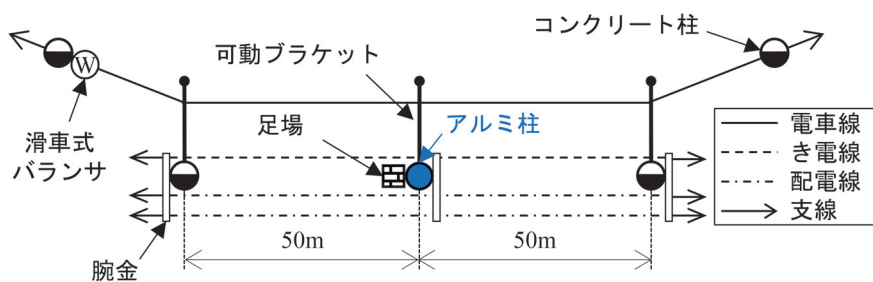


図1 アルミ柱の振動実験概要図 上面図⁸⁾

されており⁷⁾、鋼管柱の場合には、交番荷重試験結果において、最大曲げモーメントが設計値の2倍よりも十分に大きかったためである⁵⁾。

加速度応答スペクトルは、耐震設計指針に示されており、電柱の応答加速度を推定する際に用いる。この加速度応答スペクトルを作成する際の減衰比は、コンクリート柱および鋼管柱でそれぞれ0.05、0.02としている。

3. 添架物の質量が固有周期に与える影響^{8) 9)}

本章では、添架物の質量がアルミ柱の固有周期に与える影響について検討するため、在来線を想定した装柱条件の実物大アルミ柱の振動実験を行い、添架物に取り付けられたことによる電柱の固有周期増加率を測定し、理論計算結果と比較する。

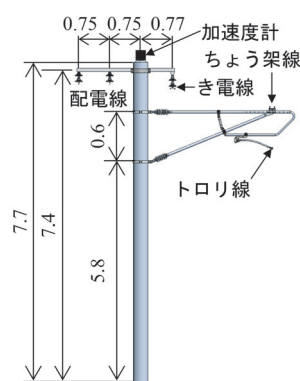
3.1 アルミ柱の振動実験

素柱の状態と添架物に取り付けられた状態のアルミ柱の振動実験^{8) 9)}をそれぞれ実施した。図1にアルミ柱振動実験の全体概要図を、図2にアルミ柱の装柱図および外観写真を示す。また、表2、表3にアルミ柱と線条の諸元をそれぞれ示す。線条は在来線で一般的に使用されるものとし、径間長は50mとした。

アルミ柱の固有周期は、アルミ柱の天頂部を足場から人力により線路直角方向あるいは線路平行方向に強制加振させ、加振終了後の自由振動波形を周波数解析することによって推定した。

3.2 添架物に取り付けられた電柱の固有周期理論計算

図3に示すように、添架物に取り付けられた電柱を二つの質点が付加された片持ちはり⁸⁾と仮定し、固有周期の理論計算を実施した^{8) 9)}。このとき、文献6の考え方に基づいて、電柱の振動に寄与する電車線等の等価質量 m_1 （以下、電車線等価質量）と、き電線等の等価質量 m_2 （以下、き電線等価質量）を設定した。各添架物の等価質量は表4に示す通りである。電車線取付高さ h_1 は可動ブラケットの取付位置の中間点（6.1m）とし、き電線等取付高さ h_2 は、腕金の取付位置（7.4m）とした。



(a) 装柱図(単位:m)⁸⁾



(b) 外観写真

図2 アルミ柱

表2 アルミ柱諸元⁸⁾

合金番号等	A6082TE-T6
外径(mm)	350
厚さ(mm)	10
断面二次モーメント $I(\text{m}^4)$	1.54×10^{-4}
曲げ剛性 $EI(\text{N} \cdot \text{m}^2)$	1.08×10^7
単位長質量 $\rho(\text{kg/m})$	28.1
設計曲げモーメント($\text{kN} \cdot \text{m}$)	128

表3 線条諸元⁸⁾

線種	型式	張力(kN)
ちょう架線	St135	19.6
トロリ線	GT-M170	9.8
き電線	Al510	6.87
配電線	Cu-OE38	1.96

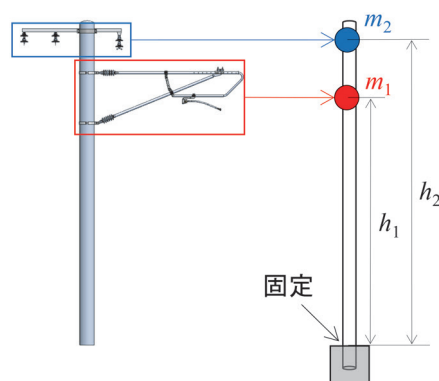


図3 二つの質点が付加された片持ちはり⁸⁾

3.3 固有周期増加率の実験結果と計算結果および添架物の質量を考慮したアルミ柱の固有周期算定手法

図4に添架物を取り付けられたことによるアルミ柱の固有周期増加率の実験値と計算値を示す。図4より、アルミ柱の固有周期増加率の実験値は、線路直角方向で1.5程度、線路平行方向で1.3程度であった。コンクリート柱および鋼管柱の固有周期補正乗率 α_w がそれぞれ1.1, 1.2であり、これらに比べるとアルミ柱の固有周期増加率は大きいことがわかる。この理由として、アルミ柱は、コンクリート柱や鋼管柱に比べて軽量であることから、添架物の質量の影響が相対的に大きいためであると考えられる^{8) 9)}。また、アルミ柱の固有周期増加率を実験値と計算値で比較すると、実験値は計算値に比べて10%程度小さかった。文献6では新幹線を想定した装柱を対象としており、そのときの考え方に基づいて等価質量を設定したが、今回は在来線を想定した装柱であるため、その違いが、実験値と計算値に差が生じた要因となった可能性が考えられる。

4. 曲げモーメントの限界値と剛性低下が固有周期に与える影響

4.1 アルミ合金の機械的性質

表5に、試験的に電柱やビームに適用されたことがある6000系アルミ合金の機械的性質^{10) 11)}を示す。表5に示すように、引張強さに対する耐力の割合は0.8~0.9となる。アルミ合金材の許容引張応力は、分野によって異なる値であるが、鉄道車両における算出方法¹²⁾を採用した。具体的には、許容応力を求める際の基準となる基準強さを耐力と引張強さの0.7倍の小さい方とし、これを安全率1.5で除することで許容引張応力を算出した。なお、これは鋼管柱と同じ算出方法である。結果として、表5に示したアルミ合金の基準強さは、すべて引張強さの0.7倍となる。

また、一般に、アルミ合金の応力とひずみの関係は、式(1)によって表される。

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + 0.002 \left(\frac{\sigma}{\sigma_{0.2}} \right)^n \quad (1)$$

ε : ひずみ

σ : 応力 (N/m²)

E : ヤング率 (N/m²)

$\sigma_{0.2}$: 耐力 (N/m²)

n : ひずみ硬化パラメータ

ひずみ硬化パラメータ n は、熱処理のアルミ合金は20以上であり、非熱処理のアルミ合金は20未満であることが示されており¹³⁾、実験によって6000系アルミ合金は29.1と求められている¹⁴⁾。これを用いて表されるアルミ合金の応力とひずみの関係を図5に示す。なお、応

表4 添架物の等価質量⁸⁾

		質量(kg)	等価質量(kg)	
			線路直角方向	線路平行方向
電車線	可動ブラケット	65.7	65.7	32.9
	曲線引金具	1.90	1.90	0.95
	ちょう架線	54.5	13.6	-
	トロリ線	76.6	19.1	-
	合計	199	100	33.8
き電線等	腕金	36.3	36.3	
	き電線	76.7	3.00	
	配電線	28.8	6.00	
	合計	340	45.3	

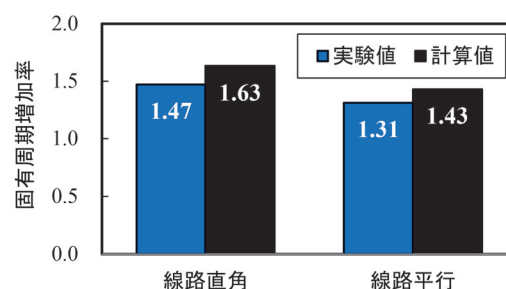


図4 固有周期増加率の実験値と計算値の比較

表5 アルミ合金の機械的性質

合金番号等	A6082TE-T6	A6061S-T6	A6N01TE-T5	
厚さ(mm)	$t \leq 5$ $5 < t \leq 25$	-	$t \leq 6$ $6 < t \leq 12$	
耐力(N/mm ²)	250	260	235	175
引張強さ(N/mm ²)	290	310	265	225
耐力/引張強さ	0.8	0.9	0.9	0.8

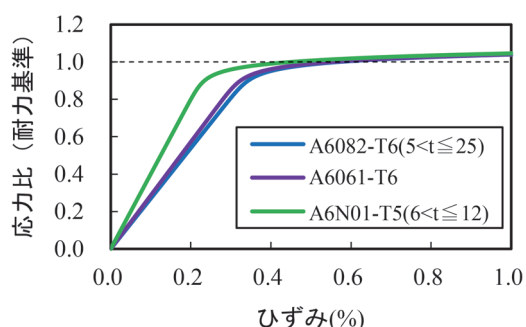


図5 アルミ合金の応力-ひずみ曲線

力は耐力を基準とした比で表している。図5に示すように、いずれの6000系アルミ合金においても、線形性が失われる弾性限度は耐力の0.9倍程度である。

以上に示したように、アルミ柱に適用される6000系アルミ合金は、引張強さに対する耐力や弾性限度の割合が合金番号によらず同程度である。したがって、これらを素材とするアルミ柱の最大曲げモーメントや荷重-変位特性も同様の傾向になると考えられる。

4.2 アルミ柱の交番載荷試験⁹⁾

アルミ柱の曲げモーメントの限界値や剛性低下による固有周期補正乗率 α_R を適切に設定するため、アルミ柱の交番載荷試験を実施し、アルミ柱の最大曲げモーメントや荷重－変位特性を取得した。

4.2.1 実験方法

図6にアルミ柱の交番載荷試験概要図を示す。アルミ柱の諸元は表2の通りである。表2に示したアルミ柱の設計値は、アルミ柱の表面に発生する最大曲げ応力が許容引張応力に達するときの曲げモーメントとした。アルミ柱は1mを固定架台に埋め込んでモルタルで固定した。また、荷重点は固定架台から3mの位置とした。載荷中の荷重を荷重計、荷重点の変位を変位計、地際部付近のひずみをひずみゲージで測定した。

正負交番する載荷変位は、基準変位 1δ の整数倍で $\pm 1\delta$, $\pm 2\delta$, $\pm 3\delta$ …と段階的に大きくし、各載荷変位の繰り返し数を3回とした。基準変位 1δ は、図6に示すように、正側載荷時に引張方向に張り付けたひずみゲージの測定値が、アルミ合金の耐力に相当するひずみに達したときの変位（約95mm）とした。

4.2.2 実験結果

図7にアルミ柱の交番載荷試験結果を示す。図7は、地際部の曲げモーメントと荷重点変位の関係で表している。

(1) 最大曲げモーメント

図7より、アルミ柱の最大曲げモーメントは設計値の2.9倍であった。なお、それ以上の荷重が加わると、荷重が頭打ちとなって変位量が大きくなり、最終的に -3δ への載荷中にアルミ柱の地際部が破断した。また、アルミ柱と固定架台間のモルタルが損傷し、隙間が生じた。

(2) 荷重－変位特性

図7より、設計値の2.3倍まで荷重点変位と地際部の曲げモーメントの関係は線形であり、それ以上の荷重が加わると剛性が低下した。

4.3 曲げモーメント限界値と剛性低下影響補正乗率 α_R

アルミ柱の最大曲げモーメントは、設計値の2倍に対して十分な余裕があることから、アルミ柱の曲げモーメントの限界値は、鋼管柱やコンクリート柱と同様に、設計値の2倍と設定して問題ないと考えられる。

アルミ柱の曲げモーメントの限界値を設計値の2倍と設定すれば、曲げモーメントの限界値までにアルミ柱の剛性は低下しないことから、鋼管柱と同様に、剛性低下の影響を考慮した固有周期補正乗率 α_R は1.0としてよいと考えられる。ただし、今回対象とした6000系以外のアルミ柱の場合には、荷重－変位特性が異なる可能性があるため、別途、検討が必要である。

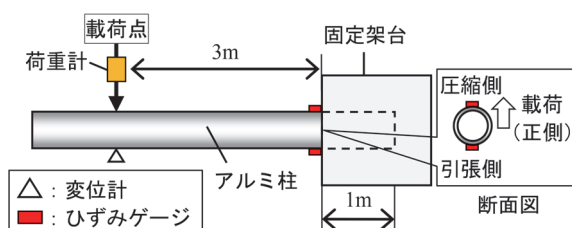


図6 アルミ柱の交番載荷試験概要図⁹⁾

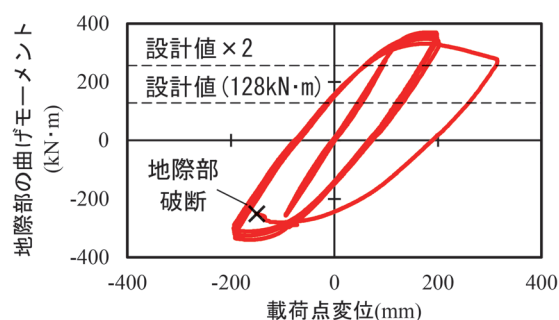


図7 アルミ柱の交番載荷試験結果⁹⁾

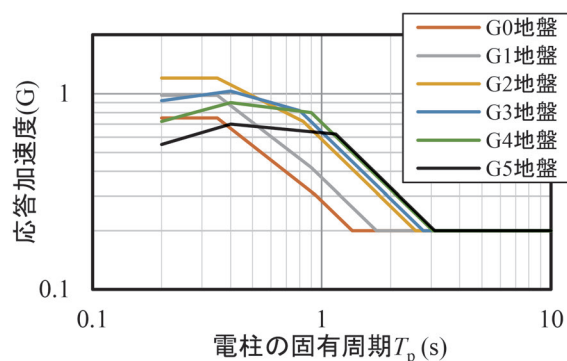


図8 盛土のアルミ柱の加速度応答スペクトル

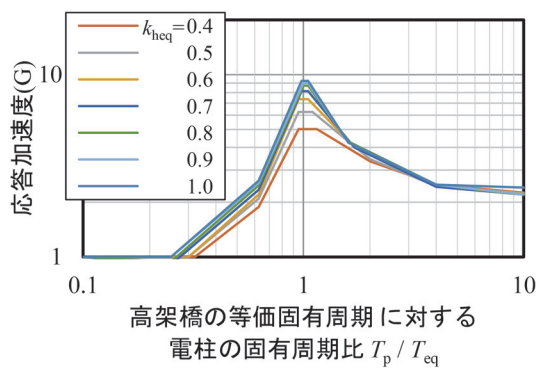
5. アルミ柱の加速度応答スペクトル⁹⁾

一般に、実構造物の減衰比は、構造物の材質や構造などによって異なる。

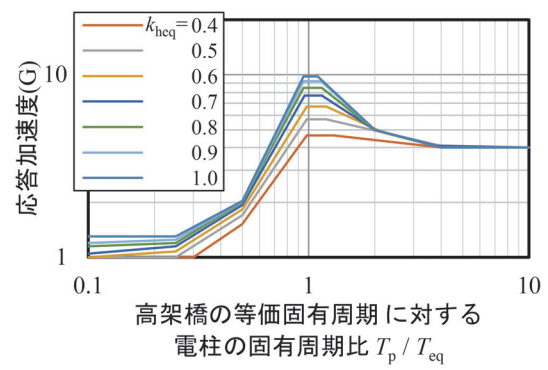
アルミ柱と材質は同じで、構造が類似しているアルミ合金製照明ポールでは、風圧による照明ポールの共振振幅を推定する際に減衰比0.01¹⁵⁾を用いている。また、アルミニウムやアルミ合金の材料としての減衰は、振幅の増加に応じて変化しない¹⁶⁾、あるいは増加する¹⁷⁾ことが報告されている。これらのことから、今回は減衰比0.01を採用し、加速度応答スペクトルを作成することとした。

図8に盛土の加速度応答スペクトルを、図9、図10に高架橋上の加速度スペクトルを示す。なお、 k_{neq} は構造物全体系の折れ曲がり震度⁵⁾とする。

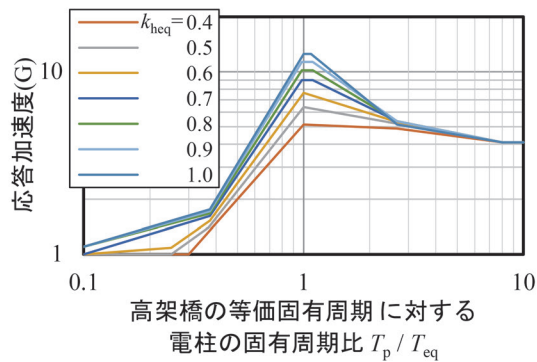
土木構造物の条件および高架橋の等価固有周期に対する電柱の固有周期の比が同じ条件でアルミ柱と鋼管柱の応答加速度を比較した。図11に地盤種別ごとの最大応



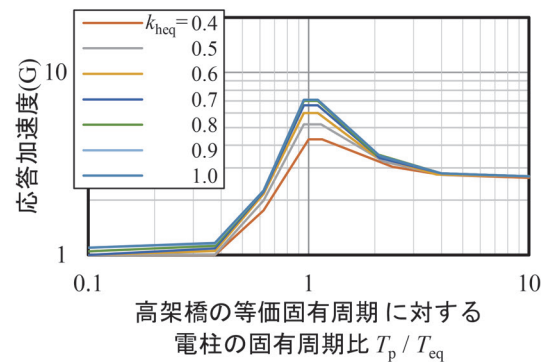
(a) G1 地盤



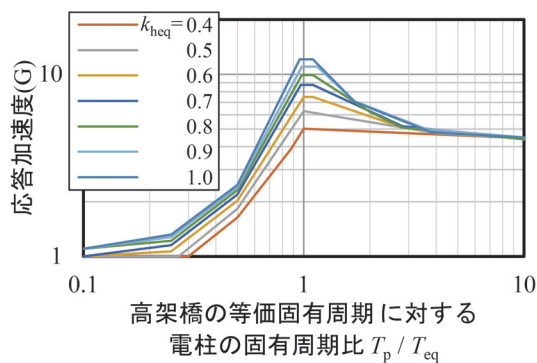
(a) G4 地盤



(b) G2 地盤



(b) G5 地盤



(c) G3 地盤

図 9 高架橋上のアルミ柱の加速度応答スペクトル

図 10 高架橋上のアルミ柱の加速度応答スペクトル

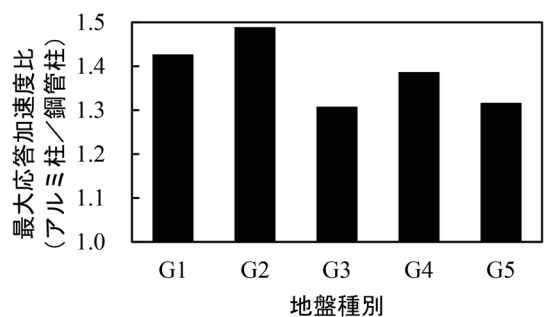


図 11 地盤種別ごとの最大応答加速度比

答加速度比（アルミ柱／鋼管柱）を示す。図 11 より、アルミ柱の応答加速度は、鋼管柱に比べて最大 1.5 倍程度大きくなる。

6. アルミ柱の耐震設計例

これまでの検討結果を用いて、実際にアルミ柱の耐震設計を実施する。条件は以下の通りとする。

- ・アルミ柱は表 2 の通りとした。
- ・添架物の取付状況は図 2 に示す通りとし、線種は表 3 の通りとした。
- ・固有周期補正乗率のうち、 α_w はアルミ柱の振動試験で得られた実験値（線路直角方向 1.47、線路平行方

向 1.31）とし、 α_R は 1.0 とした。

- ・曲げモーメントの限界値は、設計値の 2 倍とした。
- ・地盤種別は G3 地盤とした。
- ・1 層ラーメンの高架橋上に建植されているものとし、土木構造物の条件は表 6 の通りとした。

図 12 に高架橋の等価固有周期 T_{eq} とアルミ柱の曲げモーメント比（曲げモーメントの限界値に対する断面力の比）との関係を示す。図 12 において、曲げモーメント比が 1 未満である場合に、アルミ柱は地震に対して安全であると評価されることを表す。したがって、今回の例においては、高架橋の等価固有周期 T_{eq} が 0.31s 以上の高架橋上でアルミ柱が採用可能となる。

表 6 耐震設計例に用いる土木構造物の条件

構造物全体系の折れ曲がり震度 k_{heq}	0.6
高架橋の等価固有周期 $T_{eq}(s)$	0.2~1.2
回転水平比 $k_{\theta}(rad/m)$	0.0528

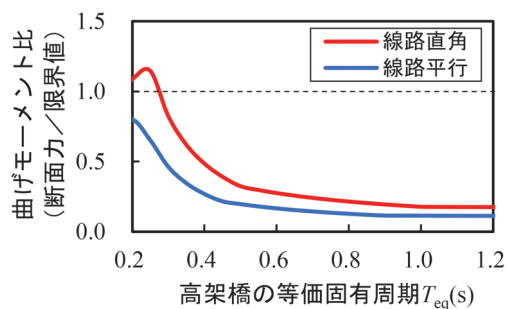


図 12 高架橋の等価固有周期とアルミ柱の曲げモーメント比との関係⁹⁾

7. まとめ

6000 系アルミ合金製継目無管（アルミ柱）に電車線路設備耐震設計指針を適用する方法について検討した。その結果は以下の通りである。

- (1) 在来線を想定した装柱条件のアルミ柱の振動実験結果より、添架物によってアルミ柱の固有周期は、線路直角方向で 1.5 倍程度、線路平行方向で 1.3 倍程度長くなった。これらの値は、コンクリート柱および鋼管柱の固有周期補正乗率 α_w よりも大きい。
- (2) アルミ柱の交番載荷試験結果より、コンクリート柱や鋼管柱と同様に、アルミ柱の曲げモーメントの限界値を設計曲げモーメントの 2 倍と設定すればよいことを示した。その場合、曲げモーメントの限界値までアルミ柱の剛性は低下しないことから、剛性低下による固有周期補正乗率 α_R を 1.0 として問題ないことを確認した。
- (3) アルミニウム合金製照明ポールに用いられている減衰比 0.01 を採用してアルミ柱の加速度応答スペクトルを作成した。

文 献

- 1) 日本アルミニウム協会：アルミニウムハンドブック（第 8 版），2017
- 2) 土木学会：アルミニウム合金土木構造物設計・製作指針（案），2015
- 3) 斎藤寛：アルミニウム合金製電車線路支持物，電力と鉄道，鉄道電化協会，Vol.19，No.2，1969
- 4) 山崎猛志，猿田裕司，山岡正英，中山正博：軽量な電車線支持物用アルミビーム構造の開発，テクニカルフォーラム論文集，日本鉄道電気技術協会，2014
- 5) 鉄道総合技術研究所：電車線路設備耐震設計指針・同解説，鉄道技術推進センター，2013
- 6) 網干光雄，常本瑞樹：地震時における架線振動の影響解析—電柱固有振動数への影響—，電気学会研究会資料，交通・電気鉄道研究会，TER-09-50，pp.27-32，2009
- 7) 日本産業標準調査会：日本産業規格 JIS A 5373 プレキャストプレストレストコンクリート製品，2016
- 8) 近藤優一，常本瑞樹，中島祐樹，金色貴史，村上智史：添架物の影響を考慮した電柱の固有周期算定手法の提案，J-RAIL2022，電気学会，S6-3-3，pp.416-419，2022
- 9) 近藤優一，常本瑞樹，金色貴史，中島祐樹：アルミニウム合金製電車線柱の耐震設計，日本鉄道技術協会，JREA，Vol.66，No.12，2023
- 10) 日本産業標準調査会：日本産業規格 JIS H 4080 アルミニウム及びアルミニウム合金継目無管，2015
- 11) 日本産業標準調査会：日本産業規格 JIS H 4100 アルミニウム及びアルミニウム合金の押出型材，2022
- 12) 日本産業標準調査会：日本産業規格 JIS E 7106 鉄道車両—旅客車用構体—設計通則，2018
- 13) Federico M. Mazzolani, "Aluminium Alloy Structures Second edition," E & FN SPON, pp.59-64, 1994.
- 14) 大倉一郎，長尾隆史，石川敏之，萩澤亘保，大隈新平：構造用アルミニウム合金の応力—ひずみ関係および接合によって発生する残留応力の定式化，土木学会論文集 A，Vol.64，No.4，pp.789-805，2008
- 15) 日本アルミニウム協会：アルミニウム合金製照明ポール設計・製作要領，土木製品開発委員会，2005
- 16) 鈴木辰三郎：金属材料の減衰能に関する研究，日本金属学会誌，No.5，1944
- 17) 西山徳人，浅野滋：高減衰能金属における内部摩擦の振幅依存性の評価，日本金属学会誌，Vol.65，No.2，pp.109-114，2001

鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物）の改訂概要

小林 裕介*

Overview of Revised Design Standard and Commentary for Railway Structure (Steel and Composite Structures)

Yusuke KOBAYASHI

Design Standard and Commentary for Railway Structures (Steel and Composite Structures) was revised in March of 2024. The revision not only reorganizes the previous design standards established mainly for each type of structure and material, but also introduces the latest verification techniques to make the design standards easier to use. The application of the revised design standard to design work will lead to realizing superior railway structures. This paper shows the overview of the revised Design Standard and Commentary.

キーワード：設計標準，鋼構造物，合成構造物，橋りょう

1. はじめに

「鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物）」¹⁾（以下，鋼・合成標準）が，性能照査型設計法への移行を目的として2009年（平成21年）に改訂されて以降，10年以上が経過し，鋼構造や合成構造に関する材料，部材の耐力評価方法，応答値の算定方法など，様々な研究，技術開発がなされてきており，これらを鉄道構造物等設計標準（以下，設計標準）に反映していくニーズが高まっていた。くわえて，「鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造）」²⁾（以下，コンクリート標準）の改訂において，設計標準全体の体系の再編を目指して設計標準の構成を3層構造としており³⁾，鋼・合成標準でもその構成に従った設計標準に改訂する必要があった。

このような状況を踏まえ，国土交通省からの委託で「鋼・合成構造物の設計に関する委員会」を設立し（委員長埼玉大学 奥井教授），2020年度から2年間にわたり審議を重ねた。その後，2024年（令和6年）2月に「鉄道構造物等設計標準（鋼・合成構造物）」が通達され，同年3月に改訂した鋼・合成標準⁴⁾を発刊した。本稿では，改訂した鋼・合成標準（以下，改訂標準）の概要について紹介する。

2. 鋼・合成構造物の設計標準の変遷

日本の鉄道は，1872年（明治5年）に新橋－横浜間の開業で始まり，1912年（明治45年）2月には国有鉄道最初の示方書である「鋼鉄道橋設計示方書（達第111号）」

が制定された。この内容は，米国鉄道技術協会（American Railway Engineering Association，略称 A.R.E.A. 1910 年）のものを一部改訂補足したものとなっている。その後，何回かの改訂を経て1956年（昭和31年）9月の「鋼鉄道橋設計示方書（達第630号）」に至る。この示方書以降，2009年の鋼・合成標準までの制定・改訂の経緯を図1に示す。

1970年（昭和45年）4月には，①「鋼鉄道橋設計示方書」（昭和31年9月，達第660号），②「高張力鋼鉄道橋設計示方書（案）」（昭和34年7月），③「溶接鋼鉄道橋設計示方書（案）」（昭和35年7月）を統合，再検討のうえ，「建造物設計標準（鋼鉄道橋）」を制定した。1974年（昭和49年）3月に，SM58材に関する項目を追加する形で改訂した後，1983年（昭和58年）4月に，「全国新幹線網建造物設計標準（東北，上越，成田用）」（昭和47年6月）に規定されていた新幹線に関する事項を取り込み，かつ内容を見直して改訂した。この改訂時には，1978年宮城県沖地震に代表される被害を契機に定められた「耐震設計指針（案）」（昭和54年9月）の内容についても取り入れている。

一方，合成桁については，1963年（昭和38年）3月に，「合成桁鉄道橋設計示方書（案）」がまとめられ，1974年（昭和49年）3月に「建造物設計標準（鋼とコンクリートの合成鉄道橋）」が制定された。さらに，1983年（昭和58年）4月に鋼鉄道橋の設計標準と同時に改訂された。

国鉄が分割民営化されて最初に制定されたのが，「鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物）」（平成4年10月）⁵⁾である。この設計標準は，国鉄の「建造物設計標準（鋼鉄道橋，鋼とコンクリートの合成鉄道橋）」

* 構造物技術研究部 鋼・複合構造研究室

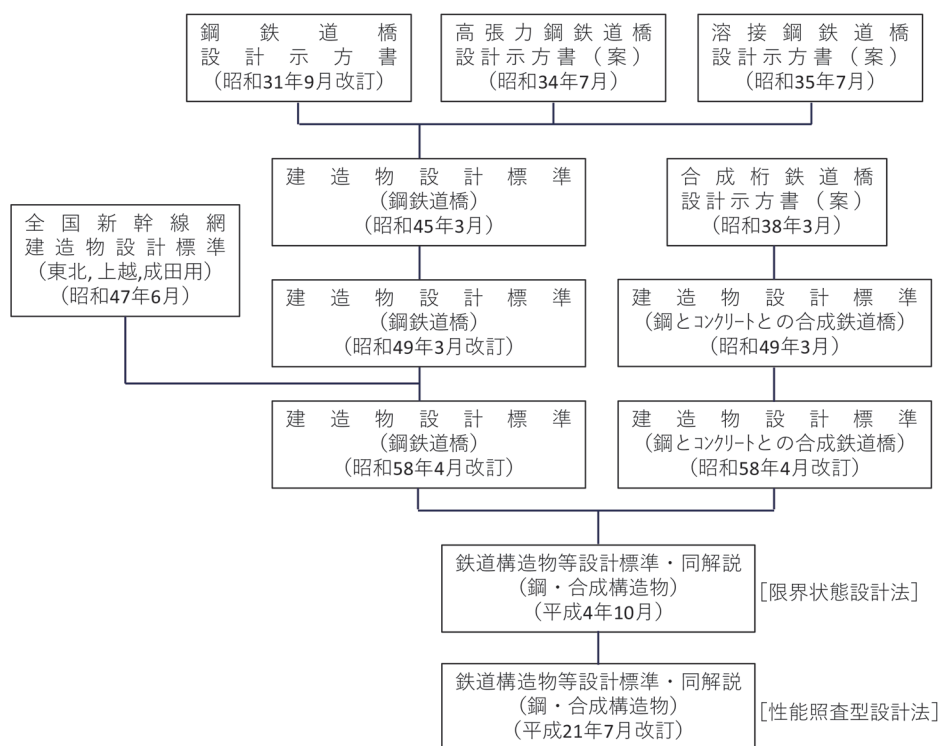


図1 鋼・合成構造物に関する設計標準制定改訂の経緯

（昭和58年4月）をベースとし、日本の全鉄道事業者への適用の拡大を図った。設計体系としても大きな転換を図っており、それまでの許容応力度を基本としていた設計法の代わりに、鉄道以外の分野に先駆けて限界状態設計法を取り入れた。また、鋼構造物の工場製作に関する規定も設けた。従来、日本国有鉄道規格（JRS）の体系の中に定められていた事項を、設計と表裏一体をなすものとして、設計標準の中で示したというものである。

この設計標準は、冒頭にも記載したとおり、性能照査型設計法に移行する形で2009年（平成21年）に改訂し、さらに今回の改訂に至っている。

3. 改訂標準の全体構成と要求性能

3.1 全体構成

橋りょう、土構造物、トンネル等の鉄道構造物は鉄道システムを構成しており、これらの設計の考え方や要求性能の設定、照査等の基本的事項は共通であることが望ましい。そこで、コンクリート標準改訂において、設計標準が対象とするすべての鉄道構造物の設計における基本的事項をまとめた基本原則編（第1層）が制定されている。また、基本原則を各構造物の設計に関して具現化した事項として、構造物と構造要素の設計に関する事項を示すための構造物・構造要素編（第2層）が、さらに設計に必要な材料・構造特有の事項として、構造要素を構成する部位・部材の設計に関する事項を示す部位・部

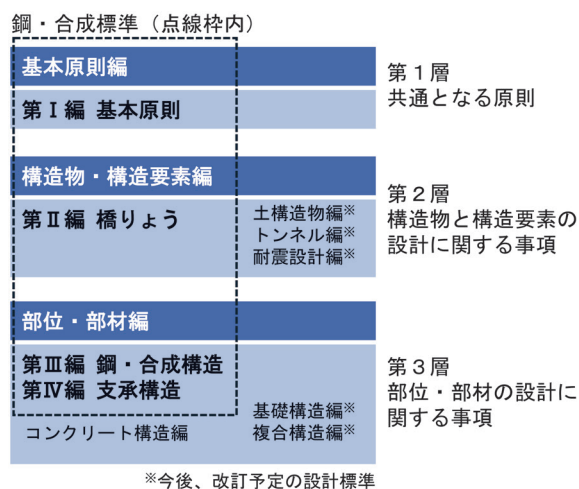


図2 設計標準の3層構造

材編（第3層）が制定されている（図2）。このような3層構造とする利点としては、鉄道システムを構成する様々な鉄道構造物の設計の考え方を統一できること、設計標準の対象が明確になり、設計実務の利便性が向上すること等があげられる。

鋼・合成標準においても、この3層構造のもとに以下の通り構成されている。

「第I編 基本原則」：要求性能や設計耐用期間など、鉄道構造物の設計に対し共通となる事項を規定³⁾。

表 1 鋼・合成標準の構成

基本原則編	構造物・構造要素編	部位・部材編	
第Ⅰ編 基本原則	第Ⅱ編 橋りょう	第Ⅲ編 鋼・合成構造	第Ⅳ編 支承構造
1章 総則 2章 設計の基本 3章 要求性能 4章 構造計画および調査 5章 照査 6章 作用 7章 材料および地盤 8章 構造解析 9章 安全性の照査 10章 使用性の照査 11章 復旧性の照査	1章 総則 2章 設計の基本 3章 構造計画 4章 調査 5章 作用 6章 材料および地盤 7章 構造解析 8章 安全性の照査 9章 使用性の照査 10章 復旧性の照査 11章 コンクリート橋 12章 鋼橋・合成桁	1章 総則 2章 適用の要件 3章 耐久性に関する検討 4章 材料 5章 構造解析 6章 照査に関する一般事項 7章 構造計算に関する一般事項 8章 部位・部材の一般事項 9章 連結部の一般事項 鋼・合成構造に特有の事項	1章 総則 2章 適用の要件 3章 耐久性に関する検討 4章 材料 5章 構造解析 6章 照査に関する基礎的事項 7章 構造計算に関する一般事項 8章 ゴム支承とストッパーを用いた支承部の照査 9章 鋼製支承を用いた支承部の照査 10章 水平力分散構造および免震構造の支承部の照査

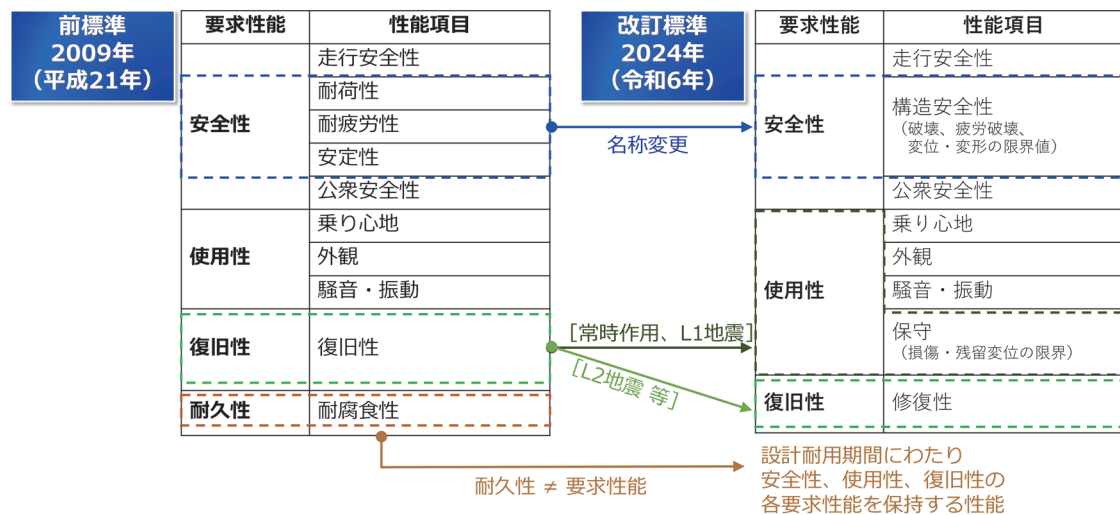


図 3 要求性能と性能項目の変更

「第Ⅱ編 橋りょう」：第Ⅰ編に基づき、橋りょうの構造計画や作用、構造解析、照査の方法等を規定⁶⁾。

「第Ⅲ編 鋼・合成構造」：第Ⅰ編および第Ⅱ編に基づき、鋼・合成構造の部位・部材ごとに適用の要件、具体の照査式、応答値、限界値等を規定。

「第Ⅳ編 支承構造」：第Ⅰ編および第Ⅱ編に基づき、橋りょうの支承部の適用の要件、応答値、限界値等を規定⁷⁾。

3.2 鋼・合成標準の構成

鋼・合成標準の構成と各編の目次を表1に示す。「第Ⅰ編 基本原則」，「第Ⅱ編 橋りょう」の1章～11章，「第Ⅳ編 支承構造」は，2023年（令和5年）のコンクリート標準と同様の内容となっており，今回，「第Ⅱ編 橋りょう」の12章と「第Ⅲ編 鋼・合成構造」を，鋼・合成構造に特有の事項として新規に取りまとめた。

なお，2009年の鋼・合成標準の支承部の内容は，「第Ⅳ編 支承構造」に取り入れられており，鋼製支承に密閉ゴム支承板支承が追加されている⁷⁾。

「第Ⅲ編 鋼・合成構造」は，前述のとおり主に部位・部材の設計に関する事項となっているが，例えば「桁の転倒・浮上りに対する構造安全性の照査」のような構造全体に関する照査でも，鋼・合成構造に特有の事項であれば「第Ⅲ編 鋼・合成構造」で扱っている。

3.3 要求性能，性能項目

性能照査型設計法では，最新の技術の導入や個別事情に応じた対応がしやすく，くわえて構造物の性能が数値的に明示されるといった利点がある。改訂標準においても，この性能照査型設計法は踏襲している。ただし，要求性能，性能項目について，一部その扱いなどを変更した。

大きな変更点3つを図3に示す。1つ目の変更点は，安全性の性能項目で，耐荷性，耐疲労性，安定性と区分

していたものを、改訂標準では構造安全性に統一し、部位・部材の限界状態（破壊等）で細分化した。2つ目は復旧性について、常時の作用やしばしば生じる地震の影響などに対しては、通常の保守作業範囲で橋りょうを正常に使用するという解釈に基づき、要求性能を使用性、性能項目を保守という区分に変更した。3つ目は耐久性で、2009年（平成21年）の鋼・合成標準では要求性能として扱っていたが、耐久性を「設計耐用期間にわたり安全性、使用性、復旧性の各要求性能を保持する性能」という位置づけとし、要求性能という扱いからは外した。

4. 「第Ⅲ編 鋼・合成構造」の各章の概要と主な改訂内容

ここでは「第Ⅲ編 鋼・合成構造」の各章の概要と主な改訂内容について示す。章構成については表1を参照されたい。

4.1 総則（1章）

設計標準の新たな体系における「第Ⅲ編 鋼・合成構造」の位置付けや適用範囲、各章の記載事項と役割、用語の定義等について示している。

4.2 適用の要件（2章）

2章では、「第Ⅲ編 鋼・合成構造」に示した標準的な照査方法を用いる場合に従う必要のある部材の要件を示している。具体には、材料の選定や品質、部材の構造細目、設計で前提とする施工や維持管理の条件を示している。なお、構造細目については、部位・部材全般に共通する事項は本章に示し、各部材特有の事項は「8章 部材の一般事項」、溶接継手やボルト継手に関する事項は「9章 連結部の一般事項」に示した。2章における主な改訂内容を以下に示す。

4.2.1 橋梁用高降伏点鋼板（SBHS）の適用方法

橋梁用高降伏点鋼板（SBHS）は、高強度でかつ溶接性などに優れた鋼材であり、特に長大橋に適用することで鋼重低減効果が得られる。改訂標準では、SBHS400とSBHS500を本編に適合する鋼材として追加した。また、関連する章の解説に、安全係数、最大幅厚比、疲労強度などの記載を充実させ適用しやすくした。

4.2.2 海外製等の実績のない鋼材の適用時留意点

設計標準における事項は、鋼材がJIS規格で担保されている特性や品質を有していることを必要条件としているが、国内の鋼鉄道橋で使用された実績からも成り立っているのが実情である。したがって、例えば初めて海外から入手した鋼材に対しては、JIS規格を満たしている事を確認することにくわえて、国内で使用実績のある鋼材と同等の特性や品質を有していることを確認する必要

がある。特に高力ボルトについては、JISに遅れ破壊の規定がないため、その点に留意が必要である。改訂標準では、これらの留意点を解説に示した。

4.3 耐久性に関する検討（3章）

設計標準では、応答値および限界値の経時的な変化を考慮して照査することを基本としている。ただし、設計耐用期間中に生じる材料劣化が橋りょうの性能に影響しない軽微な範囲に留まることを確認した場合、経時的な変化を考慮しない照査方法を用いることができる。

「第Ⅲ編 鋼・合成構造」では、経時的な変化を考慮しない照査方法を示している。このため、「3章 耐久性に関する検討」には、材料劣化を軽微な範囲に留めるための検討方法を示した。鋼・合成構造においては、材料劣化として鋼材の腐食、コンクリートの劣化を対象としている。

なお、「3.3 要求性能、性能項目」で示したとおり、改訂標準では耐久性は照査を行う要求性能とせずに、また前述のとおり、耐久性に関する検討の位置付けについて表現などを多少変更した。ただし、実質的な位置付けは同じであり、設計実務における検討内容は変えていない。

4.4 材料（4章）

4章では、設計で用いる材料（構造用鋼材、接合用鋼材、鉄筋、コンクリート、ずれ止め）の材料強度等の特性値および設計値等を示している。4章における主な改訂内容を以下に示す。

4.4.1 高力ボルト摩擦接合のすべり係数

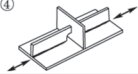
これまで高力ボルト摩擦接合継手の接触面処理は、鋼素地と厚膜型無機ジンクリッチペイントに限っており、そのすべり係数は0.40としていた。今回の改訂では、接触面処理自体は限定せず、その処理に応じたすべり係数を選択することとし、摩擦接合継手の設計に自由度を持たせた。また、厚膜型無機ジンクリッチペイントを塗布した場合のすべり係数を、近年の研究成果^{8) 9)}を反映し0.45に変更し、従来と比べて継手に必要なボルト本数を削減できるようにした。

4.4.2 現場溶接部の強度特性値

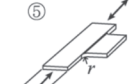
現場溶接は、工場と同等の溶接品質が確保できない場合、原則として適用しない旨に変更した。これに伴い、従来の現場溶接部の強度特性値を母材の強度特性値の90%とする規定は削除した。これは、近年、現場での施工管理・品質管理が工場と同等に行われているという実情を考慮している。

4.5 構造解析（5章）

5章では、解析手法の選定や部材のモデル化の方法と、鋼構造および合成構造特有の作用のモデル化の取り扱い

(c) 縦方向溶接継手			
継手の種類		強度等級	備 考
④スカラップを含む縦方向溶接継手をもつ母材	(1) 止端仕上げ	F	
	(2) 非仕上げ	G	

(e) ガセット溶接継手（付加板を溶接した継手を含む）			
継手の種類		強度等級	備 考
面内ガセット	⑤フィレットを有するガセットを完全溶込み開先溶接した継手	(1) $1/3 \leq r/d$ あるいは $r \geq 200 \text{ mm}$	D
		(2) $1/5 \leq r/d < 1/3$	E
		(3) $1/10 \leq r/d < 1/5$	F

		d : フランジ等の全幅

d : フランジ等の全幅

図4 改訂した継手の種類と強度等級（鋼・合成標準 表6.4.8の抜粋）⁴⁾

等について示している。作用のモデル化については、主に、衝撃荷重、風荷重、温度変化の影響、およびコンクリートの収縮・クリープの影響について示している。5章における主な改訂内容を以下に示す。

4.5.1 FEM解析

鋼構造では、例えば座屈や疲労において、局部応力を考慮することで、より高度な照査を行うことが可能となる。局部応力は、FEM解析においてシェル要素やソリッド要素を用いてモデル化することで再現することができる。改訂標準では、FEM解析を用いた照査に必要なシェル要素やソリッド要素について、要素分割や拘束条件などの留意点を記載した。

4.5.2 衝撃係数の算定法

これまでの鋼・合成標準では、衝撃係数の算定については、簡便な算定式が用いられていたが、今回の改訂では、2004年（平成16年）のコンクリート標準¹⁰⁾で用いられていた衝撃係数の算定式を「第Ⅱ編 橋りょう」に規定し、これを橋りょう共通の衝撃係数の算定式とした。なお、従来の簡便な算定式については、適用条件を明確にし、その範囲内であれば使用できることとしている。

また、整備新幹線等において連続桁の使用実績が増えていることを踏まえ、改訂標準には連続桁の衝撃係数の算定法についても新たに示した。

4.6 照査に関する一般事項（6章）

6章では、鋼構造および合成構造の部位・部材等の照査とそれに用いる設計限界値の算定等の一般的な方法を示している。具体には、後述する「7章 構造計算に関する一般事項」で算定した設計応答値が、本章で算定した設計限界値を上回らないこと、すなわち部位・部材が設定された限界状態に至らないことを確認する一連の流れを示している。以下、本章での主な改訂内容を示す。

4.6.1 照査式の変更

2009年（平成21年）の鋼・合成標準では、式(1)で示すような照査式を幾つか用いており、照査において構

造物係数 γ_i を2乗で考慮していた。改訂標準では、照査値（左辺の計算結果）に含まれる構造物係数 γ_i による安全余裕が、全ての照査式で同一となるよう、式(2)で示すような構造物係数 γ_i に2乗がかからない照査式に変更した。ただし、この変更によって、照査結果としてのOK/NGは変わらない。なお、式(1)、(2)は「曲げモーメントとせん断力を受ける部材の照査」における照査式であり、記号の詳細は設計標準を参照されたい。

$$[\text{従来}] \quad \left(\frac{\gamma_i}{1.1}\right)^2 \left(\left(\frac{N_d}{N_{ud}} + \frac{M_d}{M_{ud}} \right)^2 + \left(\frac{V_d}{V_{yd}} \right)^2 \right) \leq 1.0 \quad (1)$$

$$[\text{改訂}] \quad \frac{\gamma_i}{1.1} \sqrt{ \left(\frac{N_d}{N_{ud}} + \frac{M_d}{M_{ud}} \right)^2 + \left(\frac{V_d}{V_{yd}} \right)^2 } \leq 1.0 \quad (2)$$

4.6.2 鋼板要素の局部座屈に対する照査方法

軸圧縮力を受ける鋼板要素（片縁支持板、両縁支持板）の座屈耐荷力曲線を、最近の知見⁸⁾に基づき見直した。この見直しでは、上フランジの寸法が最大幅厚比で制限されるような場合は、その断面は従前と変わらないが、例えば合成桁の上フランジ等で最大幅厚比を緩和できる場合には、鋼断面の耐力を従前よりも大きく算定できるようになり、鋼断面を縮小することが可能となった。

4.6.3 頭付きスタッドの耐力評価法

合成桁のずれ止めの一つである頭付きスタッドは、従来よく使用されてきた馬蹄形ジベルより、施工性に優れるとともに安価であるといった特徴がある。今回の改訂において、頭付きスタッドの耐力および疲労強度の算定式を見直し、その結果、耐力の算定精度が向上した。これにより、頭付きスタッドをより適用しやすくした。

4.6.4 疲労強度の変更

図4に示す「スカラップを含む縦方向溶接継手を持つ母材」について、従来、作用するせん断応力の影響は疲労強度において考慮していたが、改訂標準では最新の知見¹¹⁾を踏まえて、応答値の算定において考慮するよう変更した。

「フィレットを有するガセットを完全溶込み開先溶接した継手」の疲労強度は、フランジの全幅とフィレット半径に応じたものとなっている。箱桁橋りょうのようにフランジの全幅が大きいと、フィレット半径を極端に大きくする必要がある場合があった。これについても最新の知見¹²⁾に基づき、フィレット半径 r をフランジ幅によらない一定値以上の条件 ($r \geq 200\text{mm}$) を設けた。

4.7 構造計算に関する一般事項（7章）

7章は、主に設計応答値の算定に関する内容であり、一部、照査における断面の設定についても記載している。具体的には、「6章 照査に関する一般事項」の各照査において必要となる、力学に基づく数値モデルや経験則等を用いた構造計算の方法を示している。7章での主な改訂内容として、支承部における鉛直地震動による鋼桁の上揚力の算定法について以下に示す。

これまで、実設計では桁の構造によらず一定の上揚力を考えることが多かったが、改訂標準では、桁の固有振動数に応じて算定するものとした。その結果長大橋において上扬力が生じにくいことを表現できる算定方法となり、特に長大橋において支承部の浮上り防止装置を小型化することができ、コストを抑制することができるようになった。また支承部については、上扬力に対する照査方法も一部変更した（「6章 照査に関する一般事項」の内容）。従来は、上扬力が耐力を上回った場合は、その時点で浮上り防止装置等の形状・寸法を変更する必要があったが、改訂標準では上扬力が耐力を上回った場合でも、上査が下査から逸脱しなければよいという照査を可能とした。

4.8 部材の一般事項（8章）

8章では、部材に応じた構造細目を示している。具体の部材としては、主桁、床組、鋼床版、綾構、合成はりであるが、今回の改訂で橋りょうを構成する鋼部材である基礎部材を追加した。追加した内容は、「鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物）」¹³⁾に記載の、鋼管杭、鋼管矢板、鋼矢板に関する事項である。なお、基礎部材については、桁や橋脚で用いる鋼部材と品質管理等の取扱いが異なるため、他の章の記載によらず、基本的に8章にて記載した事項によることとしている。

4.9 連結部の一般事項（9章）

9章では、連結部の種類に応じた構造細目を示している。具体の連結部としては、溶接継手、ボルト継手、併用継手である。今回の改訂では、ボルト継手においてフィラーに関する条項を追加した。

5. おわりに

本稿では、2024年（令和6年）3月に改訂した鋼・合成標準の概要について紹介した。現在、この改訂に合わせて、設計計算例、性能照査の手引き、設計計算プログラムなどを整備しており、順次発刊・発売していく予定である。改訂した鋼・合成標準が設計実務に適用されることで、より優れた鉄道構造物を実現できることを期待する。

謝 辞

本稿の内容は、国土交通省からの委託を受けて設立された「鋼・合成構造物の設計に関する委員会」（委員長：奥井義昭埼玉大学教授）で審議していただいた。ここに記して委員・幹事の方々に謝意を表します。

文 献

- 1) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物），丸善出版，2009
- 2) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），丸善出版，2023
- 3) 田所敏弥，渡辺健，池田学，岡本大：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）「第Ⅰ編 基本原則」の要旨，鉄道総研報告，Vol.37，No.11，pp.7-13，2023
- 4) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物），丸善出版，2024
- 5) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物），丸善出版，1992
- 6) 渡辺健，池田学，岡本大：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）「第Ⅱ編 橋りょう」の要旨，鉄道総研報告，Vol.37，No.11，pp.15-23，2023
- 7) 池田学，田所敏弥，轟俊太郎，豊岡亮洋：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）「第Ⅳ編 支承構造」の要旨，鉄道総研報告，Vol.37，No.11，pp.35-40，2023
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書（Ⅱ鋼橋・鋼部材編）・同解説（平成29年11月），丸善出版
- 9) 土木研究所，大阪市立大学：高力ボルト摩擦接合継手の設計法の合理化に関する共同研究報告書，第428号，2012
- 10) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），丸善出版，2004
- 11) 森猛，内田大介：公称応力範囲を用いた鋼Ⅰ桁スカラップ

- 溶接部の疲労強度評価方法，鋼構造年次論文報告集，
Vol.5, pp.473-480, 1997.11
- 12) 日本鋼構造協会：溶接継手の新たな疲労強度等級分類のた
めの技術資料，2013.3
- 13) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造
物等設計標準・同解説（基礎構造物），丸善出版，2012

鉄道総研報告 監修スタッフ

■監修責任者

芦谷公稔

■編集責任者

小島謙一

■企画・監修

川崎邦弘	長倉 清	日比野有	小方正文
仁平達也	瀧上唯夫	田所敏弥	重枝秀紀
桃谷尚嗣	布川 修	新井英樹	福田光芳
松井元英	上半文昭	斉藤実俊	水上直樹
富田 優	豊岡亮洋		

鉄道総研報告 第39巻 第2号

2025年2月1日 発行

監修・発行所：公益財団法人 鉄道総合技術研究所

〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38

©2025 Railway Technical Research Institute

本誌に関するお問い合わせ先
総務部広報 電話 042-573-7219

RTRI REPORT

Vol. 39 No. 2

Feb. 2025

PAPERS

- Evaluation of Durability of Vibration Isolation Materials and Vibration Characteristics of Track Structure in Floating Track with Under Sleeper Pads
.....S.FUCHIGAMI, Y.MASUDA, T.TAKAHASHI (1)
- Effect of Snow Properties on Shear Strength at the Base of Snowpack
.....R.SATO, D.TAKAHASHI, K.KAWASHIMA, T.MATSUMOTO (9)
- Dynamic Response Characteristics of Continuous Girder Bridge During Train Passage and a Simple Evaluation Method for Impact Coefficient
.....M.TOKUNAGA, M.IKEDA (15)
- Method for Verifying the Restorability of Railway Viaducts Using the Recovery Time After an Earthquake as a Verification Index
.....K.SAKAI, K.WADA, A.TOYOOKA (25)

RESEARCH REPORTS

- Method for Verifying Local Buckling of Steel Plate Elements of Steel and Composite Structures
.....M.IKEDA, Y.KOBAYASHI (33)
- Proposal of Seismic Design Information of Poles Made of Aluminum Alloy in Overhead Contact Systems
.....Y.KONDO, M.TSUNEMOTO, T.KANAIRO, Y.NAKAJIMA (41)

REVIEW

- Overview of Revised Design Standard and Commentary for Railway Structure (Steel and Composite Structures)
.....Y.KOBAYASHI (47)

