道路標識（横梁）における
疲労メカニズムの検証

菊地 翔大[1]・佐藤 和樹[1]・中野 隼登[1]・河 良賢[1]

[1]株式会社建設技術研究所　東北支社　道路・交通部（〒980-0811　宮城県仙台市青葉区一番町 4-1-25）

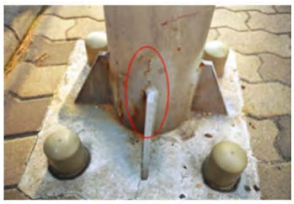
道路標識の定期点検において，逆 L 型標識の横梁取付部の上部に破断が見られた．道路標識の疲労亀裂は，支柱基部や横梁に発生する事例が多く報告されているが，横梁に生じる疲労亀裂の発生メカニズムは定量的に解明されていない．本稿では，横梁の疲労亀裂の発生メカニズムを検証し，疲労寿命を推定した．その結果から，今後の維持管理において，標識の長寿命化を図る観点から，構造特性や設置状況を考慮した管理のあり方について報告するものである．

Key Words ***：*** *道路標識の疲労，振動調査，FEM解析，長寿命化*

1.　はじめに

道路標識は小規模構造物として管理され，橋梁やトンネル等の大規模構造物と比べ，維持管理の重要性や取り組みの実態は，国民や道路利用者に対してクローズアップされにくい．しかし，道路標識の損傷は鋼部材特有の防食機能の劣化や腐食が卓越しており，倒壊に至るような重篤な損傷も確認されている．また，近年亀裂の発生が多く報告されており，亀裂から破断に進展し，柱の転倒や落下による第三者被害が発生した事例（**図-1**）もある．

道路標識は，全国に相当数設置されている構造物なだけに，管理を怠り重篤な第三者被害が発生した際の被害は計り知れない．このため，道路標識の損傷メカニズムを解明し，適切に管理していくことが望まれている．



（柱脚部（リブ取付溶接部））

（横梁基部の破断）

図-1　標識の亀裂と破断の事例[1)]

2.　標識概要と課題

2022 年度に実施した標識の定期点検において，供用から約 40 年経過した逆 L 型標識の横梁頂部に，破断が確認された．小規模附属物点検要領に規定される措置の方法に基づき，第三者被害を防止するため標識は即時撤去した．本標識は，橋梁に近いが，干渉はない．破断した逆 L 型標識の全景を**図-2** に，主な諸元を**表-1** に示す．

図-2　破断した標識の全景

表-1　標識の主な諸元

形式	：逆 L 型標識
基礎形式	：コンクリート基礎
供用開始年	：1982 年
定期点検	：2022 年（撤去）
道路状況	：大型車交通量多い直轄国道
周辺環境	：沿岸部（海岸線から 600m）

破断の規模は，長さ 90mm，幅 4mm 程度で外観に腐食は見られず．内部も健全であった（**図-3**）．

図-3　横梁の破断状況（左は上面，右は撤去後の横梁取付部を側面から撮影）

本標識を構造照査した結果，板厚やボルトの本数等に関して問題無かったが，横梁取付部のボルト配置は，道路標識構造便覧で危険側とされる「頂部ボルト配置」（図-4）であった．

頂部ボルト配置で施工された理由を調査した結果，道路管理者が作成した標準設計図が頂部ボルト配置であった．しかし，管内の逆L型標識は，安全側の「頂部リブ配置」も混在しており，その理由や経緯は不明であった．

標識の横梁上部は，高所のため日常管理は困難で，損傷の進行確認は容易でない．放置すると倒壊に至り，重篤な第三者被害の発生が懸念される．このため，頂部ボルト配置は，応力の作用により致命的な欠陥が生じ得る構造か，頂部リブ配置との構造性能差はどの程度か，その究明が急務であると考えた．

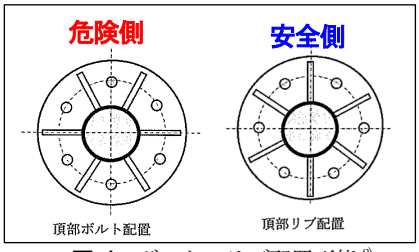


図-4　ボルト・リブ配置形態[2)]

3.　検討方法

本標識の破断は，損傷の発生位置から縦揺れが原因であると想定した．日本海沿線上に位置し，自然風の受けることや，大型車通行時の振動や風等の複合的な要因により縦揺れが発生することが考えられ，見た目で原因を特定するのは困難であった．そこで，振動調査と FEM 解析を実施し，横梁に作用する振動と応力を検証した．

4.　振動調査

(1)　3 軸ひずみゲージによる計測

本標識の諸元（表-1）に基づき，類似する標識を抽出し，図-4 のボルト配置の逆L型標識をそれぞれ 1 基選定の上，主応力方向の把握のため 3 軸ひずみゲージ（図-5）を横梁上部と側面に設置した．

振動調査の結果，頂部ボルト配置の横梁上部のみ，大きなひずみが継続的に作用していることを確認した（図-6）．ひずみの強弱は，計測時に平均風速が 5.0m/s 付近の時間帯にはひずみ（最大 80μs 程度）が発生し，風の強弱と挙動が一致しており，自然風が原因と断定した．

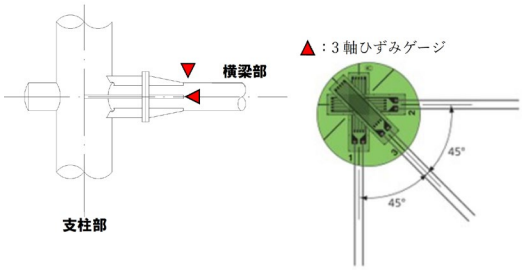


図-5　3 軸ひずみゲージの概要

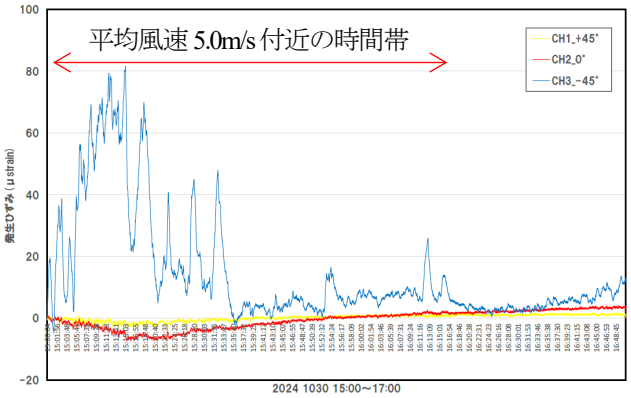


図-6　頂部ボルト配置の標識における 3 軸ひずみの計測結果

(2)　加速度センサーによる計測

ひずみゲージによる計測結果から，自然風の作用を受け，横梁頂部付近に応力が作用することが判明した．自然風の風向，風速と振動の関連性を確認するため，加速度センサーを横梁に設置し，3 方向（直角・鉛直・車両走行方向）の計測を行った（図-7）．

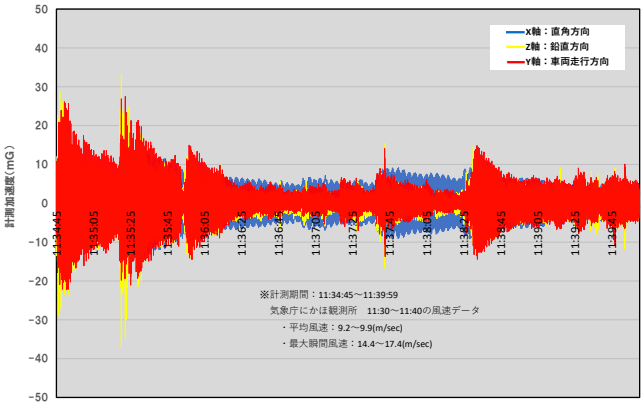


図-7　加速度センサーの計測結果

(3)　計測結果を踏まえた考察

計測結果より，振動の発生メカニズムを推定した．

①自然風が標識看板に作用することで，横梁は 3 方向（X 軸・Y 軸・Z 軸）に大きく揺れる．

②標識看板を支持している横梁は片持ち構造であるた

め，自然風が作用しない時間帯も自重により直角方向（X 軸）の揺れが継続していると考えられる．

③自然風の作用による 3 方向の揺れ（①）と，自重による直角方向の揺れ（②）が，交互または同時に繰り返すことで，横梁と支柱の固定部を支点としたねじりモーメントが発生すると考えられる．

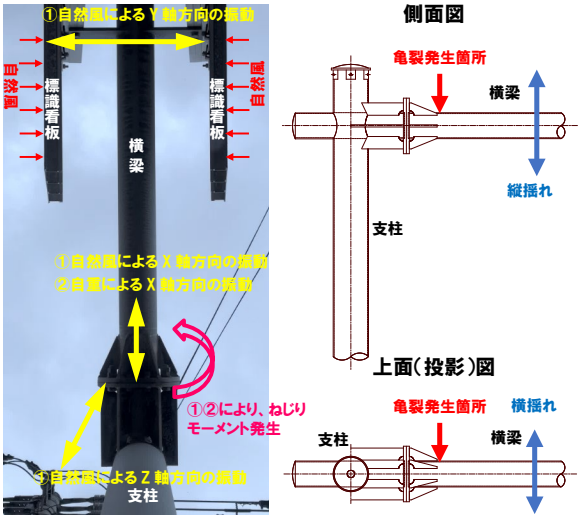


図-8　振動メカニズムの推定

5.　FEM 解析による応力度評価

(1)　FEM 解析モデルの作成

a)　FEM 解析モデルおよび材料物性値

ねじりの作用を受ける横梁の応力度評価を行うため，逆 L 型標識の FEM 解析モデルを作成した．このとき，頂部ボルト配置を A タイプ，頂部リブ配置を B タイプとして設定した（図-9）．

鋼部材は STK400 が使用されているものとし，FEM 解析に用いる物性値は表-2 のとおり設定した．

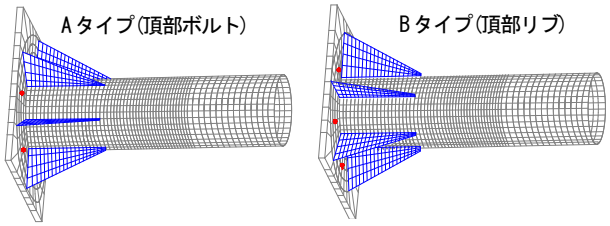


図-9　FEM 解析モデル

表-2　鋼材の材料物性値

降伏応力	引張応力	弾性係数	ポアソン比
385.3N/mm^2	451.5N/mm^2	206,000N/mm^2	0.3

b)　風圧の設定

当該箇所における 2024 年 1～12 月までの気象庁観測データより，10 分刻みの風速数をカウントした．風速 5m/s が 70.9%，風速 5～15m/s が 28.9%を占めていた．当該地域の気象特性を考慮し，解析に用いる風速は，5.0m/s（年間平均），7.5m/s（冬期の最大値程度），10.0m/s（特異条件）の 3 ケースとした．

c)　ねじりモーメントの算定

ねじりモーメントを作用させ，ひずみゲージ設置箇所の応力レベルを FEM 解析により評価した．

$$T = q \cdot A \cdot L \tag{1}$$

$$\tau = T / Z_p \tag{2}$$

ここに，T：ねじりモーメント，q：風圧，A：受圧面積，L：受圧面積重心までの距離，τ：ねじれ応力度，Z_p：断面二次モーメントである．

(2)　FEM 解析結果

上記モデルから最大主応力度を算出した（図-10）．ひずみケージ設置位置において，A，B タイプそれぞれの最大主応力度は表-3 のとおり算出された．頂部ボルト配置は頂部リブ配置に比べ，横梁頂部における応力が 1.6 倍から 2.1 倍程度集中しやすい構造であることが判明した．

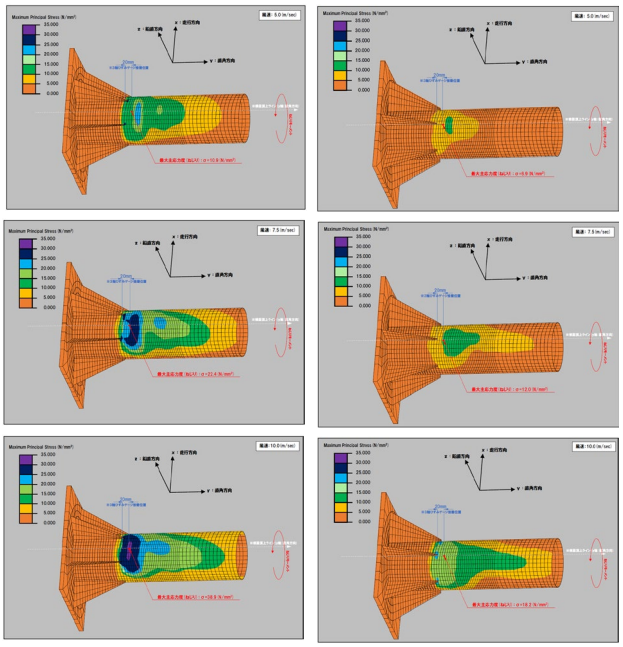


図-10　FEM 解析結果（左：A タイプ　右：B タイプ）

表-3　横梁頂部付近の風速別発生応力度

	Aタイプ	Bタイプ
風速5.0m/s	10.9N/mm^2	6.9N/mm^2
風速7.5m/s	22.4N/mm^2	12.0N/mm^2
風速10.0m/s	38.9N/mm^2	18.2N/mm^2

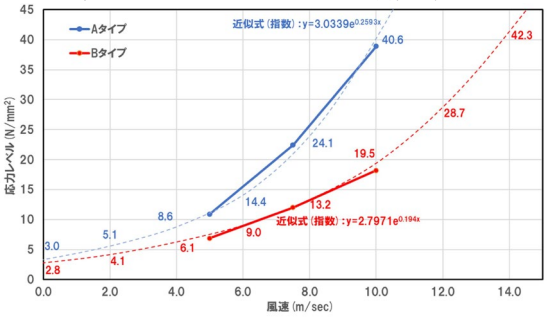
6.　疲労寿命解析

(1)　発生する応力レベルの算定

FEM 解析結果から，風速毎のリブプレートに発生す

る応力レベルを推定した．それぞれ 3 タイプの風速を作用させた際の応力レベルをプロットし，指数関数近似により算出したものである（**表-4**）．

表-4　風速・応力度と設計事象数の関係



当該箇所付近の 2024 年の気象庁観測所の風速データと，FEM 解析から算定した応力レベルから，疲労解析に使用する事象数を設定した．具体的には，1 月から 12 月までの 10 分刻みの風速データに整理した上で，1m/s 単位に均等分割する．ひずみ計測時に，標識に風速を感知した回数が 24 回確認したことから，24 を乗じて 1 分当りの設計事象数を算出した（**表-5**）．

表-5　風速・応力度と設計事象数の関係

風速 (m/s)	応力度(N/mm²) Aタイプ	応力度(N/mm²) Bタイプ	総数 (回/10min)	分割数 (回/10min)	設計事象数 (回)
0.0	3.0	2.8	37,266	7,454	178,896
1.0	3.9	3.4		7,453	178,872
2.0	5.1	4.1		7,453	178,872
3.0	6.6	5.0		7,453	178,872
4.0	8.6	6.1		7,453	178,872
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
13.0	88.3	34.8	578	193	4,632
14.0	114.4	42.3		193	4,632
15.0	148.3	51.3		192	4,608

(2)　疲労寿命解析

a)　構造モデルの分類

疲労寿命解析は，鋼道路橋の継手の疲労曲線 [3]に基づき算出した．横梁リブの構造は，一般的にグラインダー仕上げしているものと想定し，十字継ぎ手（すみ肉溶接継手）に準じた構造と仮定し，溶接等級はD等級に該当するものとして評価した．

b)　疲労寿命の算出

疲労寿命は，前項にて算定した設計事象数を基に，下式により算定した．

$$\Delta\sigma^m \cdot N = C_0 \tag{3}$$

$$C_0 = 2 \times 10^6 \cdot \Delta\sigma_f^m \tag{4}$$

ここで，N:疲労寿命，　$\Delta\sigma$:直応力範囲，$\Delta\sigma_f$:直応力に対する 2×10^6 回基本許容応力範囲，m:疲労設計曲線の傾きを表す係数である．

表-6 にAタイプ，Bタイプそれぞれの疲労寿命算定結果を示す．Aタイプの疲労寿命は 33.4 年，解析に用いた標識は，検討時点で設置後 37 年が経過しており，余寿命は-3.6 年となることから，いつ破断が生じてもおかしくない状態であることが判明した．一方でBタイプの標識の疲労寿命は 431.8 年と算出され，A タイプよりも大幅に安全性に優れる構造であることが判明した．

表-6　リブプレートタイプ別疲労寿命算定結果

	Aタイプ	Bタイプ
疲労寿命	33.4年	431.8年
余寿命※	-3.6年	394.8年

※余寿命：解析対象標識の設置年数－疲労寿命

7.　結論

本研究では，過去に破断した道路標識の損傷要因推定のため，ひずみゲージ，加速度センサーによる計測を行い，自然風の作用により破断箇所付近にねじりの作用が集中することを推定した．FEM 解析および疲労寿命解析結果より，自然風の作用を受ける頂部ボルト配置の逆L型標識は，疲労寿命が概ね40年程度になることが判明した．このタイプの標識は，全国各地に設置されている可能性が極めて高い．

同形式の標識のうち，常時自然風の作用を受け供用年数が経過している標識は，破断による第三者被害を防止する観点から，点検（詳細点検・中間点検）時は構造種別に着目し，頂部の状況を重点的に把握することが望まれる．また，道路管理者においては，同等程度の平均風速を受ける標識のうち，設置年数が概ね 30 年以上経過している標識は，優先的に更新していくことが望ましい．

頂部ボルト構造，頂部リブ構造の逆L型標識は全国の道路管理者が所有している標準図集に混在していることから，標識の長寿命化を図る観点から，風速条件に関係なく，構造的に優位性が認められる「頂部リブ配置」への標準図集への更新を提言する．

謝辞：本研究において，ご協力・ご助言をいただいた皆様に厚く御礼申し上げます．

参考文献

1)国土交通省 道路局 国道・技術課:附属物(標識，照明施設等)点検要領(令和6年9月）付録-2 損傷程度の評価要領 p.5
2)公益社団法人日本道路協会:道路標識構造便覧(令和2年6月)
3)公益社団法人日本道路協会:鋼道路橋疲労設計便覧(令和2年2月)