

昔々イタリアで：モランディ橋の話

— Once upon a Time in Italy: The Tale of the Morandi Bridge —

著：Gian Michele Calvi, Matteo Moratti, Gerard J. O'Reilly, Nicola Scattarreggia, Ricardo Monteiro, Daniele Malomo, Paolo Martino Calvi & Rui Pinho
 訳：国際対応小委員会

2018年8月14日午前11時半ごろ、イタリアのジェノヴァにある高速道路A10号線に架かるモランディ橋（Morandi Bridge）またはボルチェヴェーラ高架橋（Polcevera viaduct）が崩壊し、43名の方が犠牲となった。本橋は全長1182m、陸上から主塔頂上までの高さが90mで、3つのPC斜張橋と高架橋から成り、1967年に完成した。本橋がどのようにして崩壊したかが、2019年5月に発行されたSEI（Structural Engineering International, IABSE）に上記の題目で掲載された。本論は、上記論文の抄訳を国際対応小委員会で行ったものである。

キーワード：斜張橋，落橋，静的弾性解析，時刻歴応答解析，応用要素法

1. イタリアにおける橋梁建設の歴史と現況

1.1 橋梁建設の歴史

ヨーロッパでの高速道路の建設は、1920年代のイタリアにおける初期のかぎられた事業と1930年代後半のドイツでの大規模な事業から始まり、1935年から1940年の間に4000kmの道路が建設された。しかし、ほとんどのヨーロッパ諸国において近代高速道路システムの基幹が築かれたのは、第二次世界大戦後そして1960年代のことである。

イタリアでは、ミラノとローマ、ナポリを結ぶ760kmの「Autostrada del Sole（太陽道路）」が1956年から1964年の間に設計され、建設された。この高速道路は、比較的短い長さにもかかわらず、とくにボローニャとフィレンツェの間にある山岳地帯の複雑な地形から、その構想と建設に必要な創意工夫によりある種の成果をもたらした。実際、合計853の橋と高架橋と38のトンネルを建設する必要があった。

第二次世界大戦の余波により、橋の設計は基本的に1930年代の知見により行われ、主な構造形式は依然としてアーチ構造であった。コンクリートアーチ橋の支間長は60～80mの範囲であり、Autostrada del Soleにおいても100mのスパンが経験的に限界とされていた。また、斜張橋はほとんど適用されていない。理由はおそらく主桁の軸力成分を吸収するため断面が大きくなる傾向があり、結果、自重増となってさらに軸力が増加するという悪循環のためだと考えられる。

第二次世界大戦後の変化は記憶に残るペースで、とくにイタリアでの変化は著しいものであった。1950年代のミラノ工科大学での橋の設計を指導するための標準的な教科書ではプレストレストコンクリートの記述を見つけることは困難であるが、1945年から1960年の間に多くの設計マニュアルが発刊されるとともに多くの特許が輸入され、弾性相互作用、ケーブル定着などに関する多くの手法が生み出された。

このような背景において、リカルド・モランディはと

ても個性的な人物であり、ジェノバのボルチェヴェーラ川に架かる橋は個性的な設計事例であった。その橋は単一のポストテンション方式PC斜材を有する斜張橋で、支間は200mを超えた。「斜張橋」の定義は、今日ではまったく異なる構造形式を指しており、できるだけ多くの斜材で主桁を積極的に支持することで、できるかぎり軽量にされている。いわゆる「モランディ橋」で使用されている単一のコンクリート斜材は、その後ほとんど採用されることはなかった。しかし、橋全体は独創的であると同時に、明確で比較的単純な構造にまとめられた高度で新しい技術の大胆な組合せでもあった。それにもかかわらず、その後に明らかにされるように、その特徴のいくつかから問題が生じる可能性が高かった。

1.2 橋梁の崩壊

橋の崩壊は歴史のいたるところで報告されている。崩壊は次の3つの主なカテゴリに起因すると考えられる。

- 自然災害または人為的災害の両方に起因する可能性のある予期せぬ外的作用。たとえば、地震、洪水、衝突。
- 鉄筋の腐食、コンクリートの中酸化や疲労などによる力学的特性の劣化、ときに疲労の場合のように交通負荷の増加に関連して起こることもある。
- 不十分な当初の設計または施工が未知の構造的影響に関係している可能性があり、動的作用に関係することもある。

最近のコンクリート橋の崩壊は、せん断の問題またはプレストレスの損失に関連していることが多く、本質的に上記の(b)に起因し、ごくまれに(c)に起因すると思われる。この(b)のようなコンクリート橋の崩壊が過去に顕著であったことを考えると、モランディ橋の場合、ただちに維持管理と劣化にメディアや世論が集中したことは驚くことではない。しかしながら、橋が「原罪」によって変状があったかどうかを調査することも重要であり、それは誤りや責任の所在を明らかにすることを目的とするのではなく、しっかりとした工学的根拠に基づいてモランディ橋の崩壊の考えられる理由を調べることを目的として実施されるべきである。

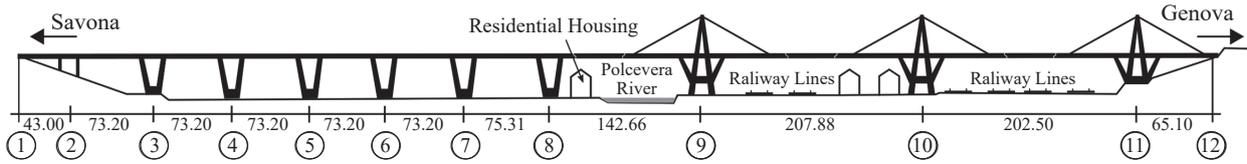


図 - 1 モランディ橋概略図

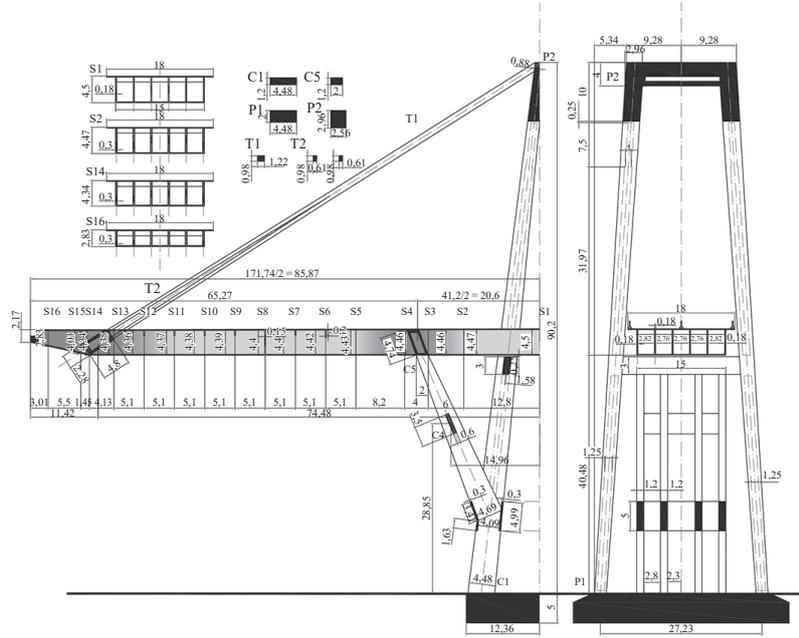


図 - 2 バランスド・システム

2. モランディ橋の概要

2.1 橋の概要

モランディ橋は、図 - 1 の概略図に示すとおりサヴォナ側（西側）から番号付けされた 12 基の橋脚および橋台により支持されている。No.9～11 橋脚は、長スパン化を可能とした 3 つの「バランスド・システム」（図 - 2）より構成されている。2018 年 8 月 14 日に崩壊したのは No.9 橋脚であった。このバランスド・システムを構成する主要構造部材とその特徴は以下に示すとおりである。

- 橋脚が有する 8 本の傾斜したストラット（断面は $4.5 \times 1.2 \text{ m}$ から $2.0 \times 1.2 \text{ m}$ に変化する）は、橋脚中心から約 21 m の位置で主桁を支持している。
- 2 つの A 型形状の構造部材で構成された主塔（断面は $4.5 \times 0.9 \text{ m}$ から $2.0 \times 3.0 \text{ m}$ に変化する）は、橋面から約 45 m の高さで連結されている。
- 5 室箱桁断面を有する主桁の桁高は 4.5 m から 1.8 m、ウェブ厚は 300 mm から 180 mm に変化する。上床版厚と下床版厚は、160 mm で一定である。No.9 橋脚上にある 172 m の主桁は、主塔と連結されておらず、前述の橋脚の傾斜したストラットにより 2 箇所、さらに橋脚中心から約 75 m の位置で斜材により 2 箇所支持されている。
- 4 つの中間横梁は、斜材と橋脚を主桁に連結している。
- 4 本の斜材は、主塔頂部から約 30 度の角度で主桁ま

で配置されている。

- スパン中央部は、単純支持されたゲルバー桁を配置することで閉合される。各ゲルバー桁は 6 本のプレキャスト PC 桁で構成されており、そのスパンは 36 m、桁高はスパン中央部の 2.20 m から変化する。

2.2 施工方法

橋脚と主塔は、従来工法により施工されている。一方、主桁は、独創的で工夫に富む方法で施工された。

主桁は、橋脚中心から両側にセグメント架設工法により架設された。そして、各セグメント（最大長さ 5.5 m は架設桁の能力で決定）は、橋面上に配置された仮設ケーブルおよび高さ 2.1 m の鋼製サポートにより既存セグメントに固定された。張出し架設が進み、最終的に斜材が緊張されると、その水平分力により主桁に圧縮力が導入されることから、仮設ケーブルが順次撤去された。

「この段階では、張出し架設部の先端および中間支点近傍の領域を除いて、主桁には橋軸方向の補強が不足している。」とモランディが唱えている。

主桁は、36 m のゲルバー桁の設置工および橋面工が完了した時点でまっすぐな外観を得るために、斜材を適切に緊張することであらかじめ上反りに変形させていた。

完成形でのモランディ橋は、いかなる荷重に対しても弾性的な応答にとどまっていた（地震には言及していないが交通、気温、風に対して）、とモランディは唱える。さらに、斜材のコンクリート部はつねに圧縮状態にあり

(クラックおよびその結果生じる腐食が生じにくい)、高い剛性を確保していた(疲労問題が生じにくく、主桁の回転および主塔天端の水平変位に対する影響が小さい)と言及されている。

2.3 プレコンプレッション・システム

本橋梁の斜材の緊張材には、モランディ自身が7本より線をベースに開発した「プレコンプレッション・システム」が使用されていた。このシステムは、現在の一般的な定着工法と比較するとシース径がきわめて小さく、そのなかにストランドが隙間なく配置されていたことから、空隙部分が非常に小さかった。60年前当時に使用されていた注入材料は、現在のものよりはるかに流動性が劣ることを考えると、本橋梁の緊張材に注入材料を確実に注入することは不可能であったと考えられる。

調査委員会の報告書に示されたいくつかの説明資料と写真からは、セメントモルタルの注入は確認できていない。

2.4 構造部材

(1) 橋脚と主塔

「バランス」されたシステムの影響と、自重および死荷重に対して活荷重の比率が比較的小さいこともあり、大きな鉛直荷重を支持する橋脚と主塔は圧縮部材となっている。その結果、モランディの構想どおり、橋脚と主塔には最小鉄筋量のみが配置されていた。この最小鉄筋量は、コンクリート断面積の0.3%の範囲で設定されている。たとえば、 $4.5 \times 0.9 \text{ m}$ の主塔基部では、補強鉄筋として $\phi 30 \text{ mm}$ の鉄筋4本および $\phi 24 \text{ mm}$ の鉄筋20本のみが配置されている(鉄筋比 $\rho_s = 0.29\%$)。鉄筋は、丸鋼($f_{y,\min} = 270 \text{ MPa}$)と異形鉄筋($f_{y,\min} = 440 \text{ MPa}$)の組合せで使用された。コンクリートの打継断面では、丸鋼の連続性が標準的なフックのみに依存していた。せん断力に対する補強鉄筋は、 $\phi 10 \text{ mm}$ のスターラップが250 mm間隔で配置された。この補強鉄筋は、せん断耐力に寄与することができるが、断面の有効高さを考えると、現在の基準に照らして内部コンクリートの拘束効果を確保できていないといえる。

(2) 主 桁

主桁の断面形状については、前述のとおりである。ここでは、主桁の補強鋼材について報告する。モランディは、本橋梁の橋軸方向補強鉄筋量が不足していることに気付いていた。この事実は、実際に使用された鉄筋量や現行の設計基準に倣い算出した鉄筋量と比べることで明らかとなった。原設計より再現した図面によると、主桁1本当りに連続して配置されている橋軸方向鉄筋は、 $\phi 24 \text{ mm}$ の鉄筋が4本と $\phi 8 \text{ mm}$ の鉄筋が10本のみであり、 $0.18 \text{ m} \times 4.5 \text{ m}$ の標準断面に対して鉄筋比 $\rho_s = 0.29\%$ となっている。また傾斜ストラットにより支持されている位置から前後12 mの範囲および斜材定着部から閉合部側に張り出している区間の上側には、21本の $\phi 7 \text{ mm}$ より線で構成されているプレテンション緊張材8本($A_{sp} = 6465 \text{ mm}^2$)が橋軸方向に配置されている。両支持点の間中部下側には、同様の緊張材6本($A_{sp} = 4849 \text{ mm}^2$)が橋軸方向に配置されている。これら主桁の上側と下側に

配置されている緊張材は、互いにオーバーラップさせた配置とはなっておらず、緊張材が配置されていない区間については、通常の鉄筋による補強がなされている。

主桁の曲げモーメントに対する手計算レベルのチェックでは、本橋梁の主桁断面が正負それぞれの最大曲げモーメントに対して適切な耐力を有していることを確認できた。一方で、主桁上の曲げモーメントがゼロとなる位置における主桁の曲げ耐力は、斜材張力の水平成分による圧縮力に大きく依存しており、想定外の荷重に対する余裕が限られている。したがって、本橋梁の主桁は、斜材によるプレストレス効果が期待できなければ、自重にすら抵抗できない構造であったことが判明している。また、施工時の斜材架設前の段階では、仮設ケーブル(後に撤去される)が必要不可欠であった。

主桁のせん断力に対する補強鉄筋量は、経験値的な方法により、その配置本数や径が決定されている。たとえば斜材定着部近傍は、 $\phi 14 \text{ mm}$ と $\phi 8 \text{ mm}$ の2組のスターラップが200 mmの間隔で配置されており、それ以外の区間では、 $\phi 12 \text{ mm}$ の2組のスターラップが250 mmの間隔で配置されている。せん断力に対する手計算レベルのチェックでは、主桁が十分な耐力を有していることを確認できた。

(3) 中間横梁

主桁から斜材、もしくは主桁から傾斜ストラットへの荷重伝達を目的に設置されている中間横梁に関する詳細は、現時点で明らかにはなっていない。その形状は、0.5 m程度の壁厚を有する外寸 $4.5 \text{ m} \times 2.0 \text{ m}$ 程度の中空断面だと推測されている。また斜材が定着されている主桁近傍の中間横梁は、その下側の壁厚が1.0 m程度まで増厚していると考えられている。なお、これら中間横梁を補強する鉄筋量やPC鋼材量についても、一切明らかになっていない状況である。

(4) 斜 材

原設計によると、それぞれの斜材は、呼び径1/2インチ(12.7 mm)のストランド464本で構成されている。斜材の架設では、最初に主桁の自重を支持することを目的に352本のストランドが配置された。その後、これらのストランドに場所打ちコンクリートを巻き立て、残り112本のストランドをポストテンション方式で緊張し、最終的にすべてのシース内に注入材料を充填し、主桁に接続した。当時の設計では、全死荷重と活荷重の載荷状態において、コンクリートで巻き立てられたこれらの斜材には圧縮力が残ると仮定されていた。しかしその後の検討では、この設計上の仮定が必ずしも正しくないことが確認された。

本橋梁の設計では、斜材の鋼材部の破断に対し、ある程度安全側の設計がなされていたと考えられる(鋼材部のみで設計上の最大引張応力となる600 MPaに対し、安全率2.8が確保されている)。一方で、斜材のコンクリート部に活荷重張力最大時に発生する1.6 MPa(試算の結果)の引張応力は、潜在的にコンクリート部にクラックを生じさせることを示している。十分な耐力を保持する

斜材の鋼材部が、本橋梁の早い段階でのトラブル回避に寄与していた一方で、斜材のコンクリート部の潜在的なクラックおよびこれら斜材の注入材料未充填は、橋梁全体の剛性変化や固有周期、さらに振動モードへの影響を引き起こした可能性がある。とくに斜材の注入材料未充填は、本橋梁に以下の影響を及ぼした可能性があると考えられる。

- (a) コンクリート部と鋼材部の間に付着が取れている場合、コンクリート部には1.6 MPaの引張応力が発生する可能性があり、仮にコンクリート部にクラックが発生しても、テンション・ステイフィングの影響により鋼材の伸び量減少に寄与した可能性がある。付着が取れていない場合は、コンクリート部が引張力に抵抗できない状況となり、斜材剛性が鋼材部の剛性まで低下した可能性がある。
- (b) 同様に付着が取れている場合、素線の局所的な破断は、クラックが発生していない斜材コンクリート部の圧縮力を保持した状態で、局所的なクラックを発生させた可能性がある。一方で、付着が取れていない場合は、鋼材断面積の漸減を導くとともに、コンクリート部の局所的なクラックよりむしろ、斜材全体の伸びやコンクリート部の圧縮力の減少を誘発する可能性がある。
- (c) 主塔天端のサドル部に曲線配置されているストランドでは、引張張力による微小な振動より、むしろ曲げを受けた状態における数百万サイクルの疲労に対して十分な強度を有している必要がある。
- (d) ストランドは厳しい海洋環境に影響を受けやすいため、その潜在的な腐食の可能性が高まった。

3. モランディ橋の崩壊原因

1990年代の初頭には広範囲に及ぶ変状が確認されていたことが既往の文献から分かる。それらの文献にはP11主塔に定着する斜材の取替えやそのほかの補修・補強が中心に記述され、変状の程度については詳細が記述されていない。しかし、取替えや補修・補強の決定とその施工が速やかに実施された状況から、変状の程度の大きさを推測することはできる。また、それらの文献には、P11主塔の斜材を巻き立てていたコンクリートを除去した状況の写真が掲載されており、そこから斜材内部の緊張材にはグラウトがまったく充填されていない状況や緊張材が腐食している状況が分かる。また、高周波衝撃弾性波による斜材の変状調査や斜材の張力測定の結果がそれらの文献には記述されているものの、それらに基づいて本橋梁の状態をさらに詳細に把握することは実施されなかったようである。

これらの文献ではほかの主塔の状態についても記述されている。P10主塔については塔頂の横梁に変状が集中しており、それに対してだけ補修が実施されたことが示されている。一方、今回崩壊したP9主塔については、斜材の一次緊張材と二次緊張材には限定的な腐食しか発生していないためほかの主塔より良好な状態であり、補修・

補強の実施が計画されなかったことが説明されている。また、安全対策としてTDR (Time Domain Reflectometry) 法による常時監視を実施することが斜材の状態の保全においては有用とされ、劣化進展に関する経験則から橋梁の状態が限界に達するのは2030年前後になると結論付けられている。

しかし、本橋梁の崩壊に関するイタリア・インフラ交通省の委員会の報告書では、1990年代の初頭に橋梁のすべての主要な部材の点検とそれに続く補修・補強の実施、およびその後の数年にわたるモニタリングの実施が報告されている。本報告書には対策実施の遅れに関する記述もあるが、ここではのちに説明する構造解析のモデル作成において有用と考えられる本報告書内の記述を紹介する。

- (a) 斜材と主桁の緊張材にグラウトの未充填が多く確認された。
- (b) 調査対象の緊張材の大部分で酸化と腐食が確認され、推定範囲は10～30%であった。
- (c) 上記の腐食した緊張材には明らかに断面損失しているものがあり、一部は手で動かすことができた。
- (d) プレキャスト桁の2本の緊張材を露出させて調べたところ、4本以上の鋼線が破断し、すべての鋼線が手で動かすことができる状態であり、緊張力は完全に失われていた。
- (e) 斜材の動的載荷試験を実施したところ、異なる斜材で矛盾する応答が測定され、腐食の進行と緊張力の損失の程度の違いによるものとされた。

上記の内容は本橋梁に見られた劣化の概要を説明するものであることから各部材の劣化の状態を正確に評価することはできないが、以下で述べる構造上の脆弱部と崩壊シナリオの検討には有用であった。

3.1 部材断面力の推定と耐荷性能の評価

本橋梁は、主塔の中心を基準点とした場合、橋軸方向および橋軸直角方向のいずれに対してもほぼ対称な形状であるため、構造解析の観点からは橋梁の崩壊がどこから発生したのかは重要ではない。しかし、崩壊した橋梁の瓦礫が西側にある高架橋の北側にやや多くあることから、南西側の斜材が最初に破断されたのではないかと考えられる。また、崩壊の発生時に橋梁上の南側の車道をジェノバに向かって(東に向かって)走行していた大型車両の運転手は、最初の崩壊が自分の後方で発生したと述べていることから、南西側の斜材が最初に破断したと想定することができる。しかし、斜材破断の発生原因とそれに続く一連の事象については不明であるため、主に前節で述べた内容に基づいて以下の4つの仮説を検討した。

- (a) 斜材の緊張材が劣化して伸びまたは疲労破壊が発生し、反対側の並行する斜材に張力が再分配した。その結果、主桁の平面回転とねじりが生じたと考えられる。ここで、重車両の通過によるわずかな荷重増加の発生時間は分かるものの、この事象が発生した時間を正確に推定することは困難である。
- (b) 支間中央付近の主桁のせん断強度が斜材により導入されていた圧縮力に大きく依存していたことを考慮

すると、斜材の伸び、主桁のせん断/ねじり破壊および斜材の破断の組合せによって本橋梁の崩壊が生じたと考えられる。この崩壊過程は、斜材の緊張材がグラウトの未充填によりアンボンドの状態であったことに基づく。

- (c) 主桁の特定の箇所における局所的な破壊により、斜材が破断した可能性がある。これは、たとえば、受桁（ゲルバー桁で、単純桁を支持する方の桁）端部の緊張力が損失したことでゲルバー桁の支持部のせん断破壊が発生し、吊桁（ゲルバー桁で、支持される単純桁）が支持を失ったことで生じたと考えられる。ほかの局所的な破壊は、斜材と主桁または斜材と主塔との接合部で生じた可能性が考えられる。
- (d) 局所的な衝撃荷重によりゲルバー桁の吊桁の支持部近傍でせん断破壊が発生し、崩壊につながったことが考えられる。この場合、受桁および斜材に分配していた荷重が突然失われ、圧縮力が隣接する吊桁に再分配されてねじりが発生し、その結果主桁と斜材の破壊につながった可能性がある。

上記のすべての仮説を検証し、それらの相対的な発生可能性を評価するために、まずは BIM (Building Information Model) を作成して橋梁の形状および緊張材の配置を確認し、続けて実施する構造解析のモデル作成における基礎とした。

3.1.1 部材断面力の推定

(1) 静的弾性解析

構造解析ソフトウェア SAP2000 を使用して、本橋梁の施工過程と載荷荷重を再現する 3 次元弾性解析モデルを作成した。図 - 3 に示すように、施工過程を以下の 5 段階に分けて考えることとした。

- (a) 橋脚、主塔、主桁の中央径間をフレームとシェル要素によってモデル化し、作用荷重として自重のみを考慮した。
- (b) 主桁と 352 本の 12.7 mmPC 鋼より線と同面積の斜材を加えた。斜材はケーブル要素でモデル化し、吊桁と防護柵などの死荷重が載荷したときに鉛直変位がゼロとなるように初期張力を導入した。これは実際の施工で実施された手順である。この段階で、斜材張力は約 12 300 kN、橋脚基部の鉛直反力は約 170

MN であった。主桁の鉛直変位は片持ち構造となっている端部で上方に 96 mm、支間中央で下方に 120 mm であった。

- (c) 斜材にポストテンション用の緊張材とそれを巻き立てるコンクリートを加えた。この時点での橋脚基部の鉛直反力の合計は約 177.6 MN であり、BIM の全重量と一致した。
- (d) 吊桁と防護柵などの死荷重を載荷した。この時点の斜材張力は約 22 600 kN で（このうち 13 600 kN は最初に施工された 352 本の緊張材が、9 000 kN はポストテンション用の鋼材およびその巻き立てコンクリートが負担）、橋脚基部の鉛直反力の合計は約 212.4 MN であった。活荷重の載荷を除いて本橋梁のモデル化は完成した状態であり、斜材によって主桁に導入された圧縮力は 21 000 ~ 28 500 kN であった。活荷重を作用させても各部材の断面力は 5 ~ 20 % しか増加しなかったものの、斜材中のポストテンション部の軸力の増加は 9 000 ~ 12 000 kN におよんだ。活荷重の載荷による主桁の鉛直変位の増加は 5 ~ 6 mm であり、大きな影響を受けなかった。最初に施工した 352 本の緊張材の引張応力は最終的に 650 ~ 750 MPa であった。
- (e) 活荷重が載荷されていない状態で南西側の斜材を撤去した場合に（つまり南東側の斜材も撤去されることとなる）、本橋梁がバランスを保つことが可能か、検討した。その結果、斜材を定着していた箇所が発生する曲げモーメントが正負反転し、近傍の主桁の曲げ耐力を超過する大きさであった。また、斜材定着部のダイヤフラムに大きな橋軸直角方向曲げモーメントが発生した。残る 1 本の斜材の張力は約 39 000 kN に増加したものの、耐力以下であった。しかし、受桁の鉛直変位が片側で 400 mm、もう一方で 1 m を超過し、吊桁を支持できないレベルとなった。橋脚基部の橋軸直角方向転倒モーメントは約 918 MNm で、等価偏心量は 4.5 m であった。片方の吊桁が破壊している一時的な状況を主桁に生じた鉛直変位を踏まえて検討したところ、橋脚基部の橋軸方向転倒モーメントは約 307 MNm で、等価偏心量は 1.5 m であった。いずれの偏心状況においても、本橋梁の挙動に影響を及ぼすような引張力はすべての部材に発生しなかった。

構造上重要な断面での断面力と耐荷力との比較はのちに述べるが、前述の施工および載荷の過程を考慮すると、部材が設計どおりであれば重大な問題は生じないと考えられる。これまでの検討では部材における経年の影響は考慮していないものの、たとえば主桁の斜材定着部近傍における鉛直変位の増加、主桁から橋脚へのせん断力の分配または路面の不陸などが経年により発生していたとしても、本橋梁の崩壊の主要な要因ではなかったと考えられる。この点は以下でさらに検討する。

(2) 時刻歴応答解析

ソフトウェアフレームワークである OpenSees を用い

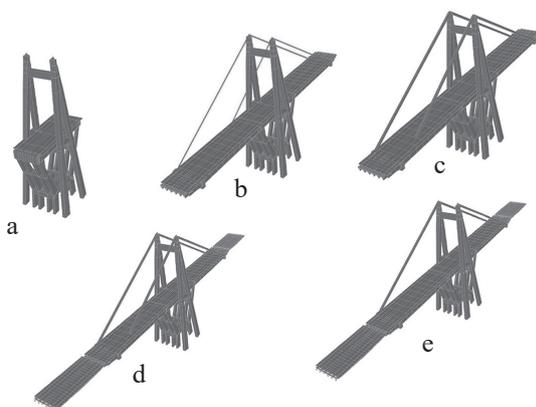


図 - 3 5 段階に分割した施工過程

て動的解析を実施した。まず、上述の SAP2000 を用いた解析と同様に弾性解析で、さまざまな施工段階や想定される載荷状況における主桁の断面力を算出した。解析モデルの形状や材料の物性などの基本的な条件は SAP2000 の場合と同じとした。施工の 4 段階を追ってモデルを作成したところ、OpenSees と SAP2000 でほぼ同様な結果となった。

続いて、この弾性解析を基にして、非線形動的解析を実施した。解析は 2008 年のイタリア設計基準に準拠して実施し、使用限界、損傷限界、人命安全限界および崩壊限界の 4 つ限界状態に対して照査した。本稿では崩壊限界状態に対して実施した解析結果とその考察について述べる。

3.1.2 構造上重要な断面の検証

(1) 受桁および吊桁の曲げに対する照査

各施工段階での受桁および吊桁の橋軸方向曲げモーメントおよびせん断力の算出に続いて、構造上重要な断面での曲げモーメントとせん断に対する照査を実施した。ここで、構造上重要な断面は断面力が最大となる断面または橋脚ストラット上や斜材定着部といった不連続点の断面であり、照査には非線形断面計算プログラム Response-2000 を使用した。主桁は 5 室構造で同一形状の 6 つのウェブを有しており、断面の中心線に対して対称であることから、1 つのウェブを 1 桁とみなして破壊抵抗曲げモーメントを算出し、その 6 倍を主桁の破壊抵抗曲げモーメントとした。

曲げモーメントに対する照査は (i) 橋脚ストラット上の断面、(ii) 斜材定着部の断面および (iii) 前記 2 断面の中央に位置する断面の 3 断面において実施した。崩壊の過程でこれらの照査断面には正負交番曲げモーメントが発生することが考えられたため、正と負の両方の破壊抵抗曲げモーメントを算出した。

死荷重載荷時、地震荷重載荷時および 1 本の斜材撤去時のいずれの条件についても、受桁は十分な曲げ耐力を有することが確認された。吊桁についても死荷重載荷時および地震荷重載荷時で照査したところ、十分な曲げ耐力を有することが確認された。

(2) 受桁および吊桁のせん断に対する照査

せん断耐力は修正圧縮場理論に基づいて算出した。曲げの場合と同様に数箇所の断面でせん断耐力を算出し照査したところ、死荷重載荷時、地震荷重載荷時および 1 本の斜材撤去時のいずれの条件についても、十分なせん断耐力を有することが確認された。吊桁についても死荷重載荷時および地震荷重載荷時で照査したところ、十分なせん断耐力を有することが確認された。

偶発的な衝撃荷重の作用による吊桁の応答についても検討した。本検討は予備的な位置づけのものである。吊桁の応答は弾性域に留まるとの想定で等価集中荷重を設定し解析を実施したところ、実際には非線形な応答が生じることが分かった。挙動を正確に把握するためには非線形解析の実施が必要であるが、後述するとおり吊桁が完全に破壊したとしても本橋梁の全体的な崩壊にはつな

がらないため、詳細な検討は将来に譲ることとする。

受桁への衝撃荷重による本橋梁の崩壊は、受桁が十分なせん断耐力を有し変形性能も大きいことを踏まえると、ほぼ生じることはないと考えられる。受桁への衝撃荷重で生じ得る事象としては、床版の押抜きせん断破壊か、ゲルバー桁の支持部近傍での破壊が考えられる。そこで、ゲルバー桁の支持部のせん断に対する照査を実施した。支持部のせん断耐力は、ストラットタイモデルと設計せん断伝達耐力の算定式の 2 つにより算出した。せん断耐力は、死荷重載荷時のせん断力に対して 4.6 倍の安全率を有すること分かったが、前述の衝撃荷重が作用した場合には局所的な破壊が生じる可能性はある。

(3) 受桁のねじり耐力

斜材が破断した場合、受桁には大きな面内曲げとねじりが発生することから、ねじり、せん断および曲げが同時に生じている状態に対して受桁を照査した。ねじり耐力は可変角トラス理論に基づいて算出した。曲げ・せん断の場合と同様に数箇所の断面でせん断耐力を算出し、死荷重載荷時、地震荷重載荷時および 1 本の斜材撤去時で照査した。斜材を 1 本撤去した場合、残る 1 本の斜材の張力は 22 600 kN から 39 000 kN に増加し、釣合いを失った斜材張力の上向き成分は受桁にねじりを発生させると考えられる。このねじりに加えて、受桁内の橋軸方向軸力の偏心により面内曲げモーメントも発生する。ねじりだけに対しても受桁は耐力を有していないが、ねじりに加えて面内曲げモーメントによる引張力と圧縮力を考慮すると、より状況は悪くなる。1 本の斜材が破断し、それによって受桁のねじり破壊が生じるというのが妥当性の高い破壊形態であると考えられる。

(4) 橋脚と主塔の耐震性能

主桁に加えて、主塔についても耐力を照査した。死荷重載荷時に主塔の各基部の鉛直反力は、主塔のコンクリートの圧縮強度を 37 MPa として主塔の耐力を定めると、その約 18 % に相当する大きさであった。南側にある 1 本の斜材を撤去した場合、南側にある主塔基部の鉛直反力は主塔耐力の約 12 % にまで減少するが、北側にある主塔基部の鉛直反力は主塔耐力の約 22 % にまで増加した。斜材が 1 本破断した場合、破断した斜材が定着していた主塔に生じる圧縮力は減少するものの、いずれの主塔基部も圧縮状態にあることが確認された。

地震荷重載荷時の主塔基部の鉛直反力は主塔耐力の 21 % にまで増加した。橋脚基部に関しては、死荷重載荷時の各橋脚基部の鉛直反力は橋脚耐力の 5 % であったが、地震荷重載荷時には 11 % まで増加した。

以上より、常時および地震時のいずれにおいても主塔と橋脚には大きな断面力は発生せず、問題となるような挙動を示さないことが分かった。

3.1.3 予備検討のまとめ

上記の予備検討の結果から、本橋梁は曲げ・せん断・ねじりのいずれについても十分な耐力を有していることが分かった。

より具体的には、下記の内容を踏まえると、斜材が 1

本破断した場合、本橋梁に実際に生じたものと同様な崩壊を引き起こすと考えられる。

- ・常時では主桁の曲げ耐力とせん断耐力は2倍以上の安全率を有しており、1本の斜材が破断したとしても耐えられると考えられる。
- ・しかし、斜材が1本破断した場合には、主桁には耐力を超える面内曲げモーメントとねじりが発生する。
- ・活荷重は死荷重と比較して非常に小さく、荷重によって本橋梁の挙動は大きく変わらない。

しかし、主桁への衝撃荷重の荷重で局所的な損傷が生じ、橋梁全体の崩壊とはいわないまでも、吊桁の一部のウェブの耐力を超過する断面力が発生する可能性はある。著しい腐食により緊張材が断面欠損している状態で非常に大きい集中荷重が荷重される場合の方が、局所的な破壊は発生しやすいと考えられる。

以上の考察に基づいて実施した破壊進行解析について、次節で述べる。

3.2 崩壊メカニズムの評価と正確なモデル化

応用要素法 (AEM) による解析ソフトウェア「Extreme Loading for Structures (ELS)」を使用して、考えられる崩壊メカニズムや崩壊の要因を検討した。ここで、AEMは構造物の取壊しや爆破による衝撃をシミュレートするために目黒らにより開発された手法であり、さまざまな事例によりその信頼性は確認されている。検討では、橋梁のさまざまな箇所における緊張材の腐食を含むいくつかのパラメータの影響を、感度分析により定量的に評価した。

AEM解析モデルは、3連ある斜張橋の1連だけを対象とし、前述のSAP2000やOpenSeesでの解析と同様に3次元弾性解析モデルとした。斜材は並行する独立した部材としてモデル化し、ポストテンション部材ははり要素で、プレテンション用の緊張材はリンク要素でモデル化し、主桁と死荷重が荷重された際に鉛直変位が生じないよう配慮した。解析モデルの要素数は32万個に及んだ。

解析を実施する前に、作成したモデルの妥当性を確認するために、静的な荷重を荷重して発生する断面力と変位をSAP2000とOpenSeesの場合と比較した。その結果、各ソフトウェアで多少の違いが見られたが、これはアルゴリズムの違いによるものであり、またELSでは斜材と主桁の定着部を力学的な相互作用を考慮して正確にモデル化した一方、ほかの2つのソフトウェアではそのようなモデル化をしなかったためであり、想定範囲であった。

以下では、3つの崩壊シナリオを想定し、実施した解析の結果と崩壊要因に関する考察について述べる。なお、簡略化のため、解析では活荷重を荷重しなかった。

(1) シナリオ1—斜材の緊張材における劣化の進展

南西側の斜材の112本あるポストテンション用緊張材の断面積が腐食によって徐々に減ることで斜材の剛性が低下し、斜材が徐々に伸びる。前述で考察したように、斜材が伸びることでせん断とねじりが主桁に分配されて南西側の斜材が破断し、その結果橋梁が崩壊した可能性がある。しかし、これは解析で得られた崩壊機構とは異なる。確かに、南西側の斜材の緊張材の断面積を非現実

的なほどに小さくして、352本あるプレテンション用緊張材の張力を非常に小さくしても、橋梁の崩壊には至らなかった。たとえば、緊張材の断面積を半分に減らしても、南西側の斜材と主桁の接合部における鉛直変位の増加は19mmである(そのほかの北西側、南東側および北東側の斜材と主桁の接合部における鉛直変位の増加はさらに小さい)。緊張材の断面積を70%減じた場合には南西側で45mmの鉛直変位の増加が生じるが(北西側:17mm, 南東側:10mm, 北東側:アップリフトで6mm)、それでも橋梁の崩壊には程遠い条件である。

南西側の斜材の112本あるポストテンション用緊張材の断面積の減少だけでは崩壊に至らないことを踏まえ、前述で実施したように各斜材に352本ずつあるプレテンション用緊張材の断面積の減少も仮定し、いくつかのケースについて追加検討を実施した。たとえば、主桁に800mm近い非常に大きな鉛直変位を発生させたとしても、前節で考察したとおり本橋梁はそれに順応可能であり、また各部材はその優れた力学的特性を利用して荷重の再分配が可能であるため、本橋梁はその状況に対応可能であると考えられる。

一例として、南西側および南東側の斜材のプレテンション用緊張材の断面積を半分に減じ、さらに南西側の斜材のポストテンション用緊張材の断面積を70%減じた場合、南西側の鉛直変位の増加は480mmであり、南東側・北西側・北東側の鉛直変位の増加はそれぞれ240mm・250mm・140mmであった。このケースでは主桁のねじりが最大となり、橋梁の南西側と北西側の鉛直変位の相対的な差が著しく大きかったものの、崩壊は起きなかった。実際に橋梁を完全に崩壊させるためには、南西側の斜材のポストテンション用緊張材と南西側と南東側の斜材のプレテンション用緊張材の断面積をそれぞれ60~70%減少させることが必要であると考えられる。緊張材の断面積と緊張力が徐々に減少していくことは崩壊の一つの要因であるかもしれないが、顕著な変状が崩壊よりかなり前に現れていなければならないため、それだけでは橋梁の崩壊の要因にはなり得ないと考えられる。

(2) シナリオ2—重要断面への衝撃荷重により生じた倒壊

プレストレスが減少した吊桁の支持部近傍に衝撃荷重が荷重することで、本橋梁の崩壊が生じるか検討した。吊桁の支持部近傍は3400kNのせん断耐力を有しており、局所的に破壊したとしても、吊桁の全体が破壊するわけではない。

吊桁は局所的な破壊に対して十分な耐力を有していることは分かっているが、吊桁に6本あるI桁を1~2本撤去した場合の橋梁の動的な応答を検討することとした。I桁を1本撤去した場合、吊桁全体の破壊には至らなかった。一方、I桁を2本同時に撤去した場合、受桁の鉛直変位が増加したものの、橋梁全体の崩壊につながることは無かった。以上より、想定され得る大きさの衝撃荷重だけでは本橋梁の崩壊を引き起こすことは無く、たとえば斜材耐力の損失などのほかの事象が同時に発生

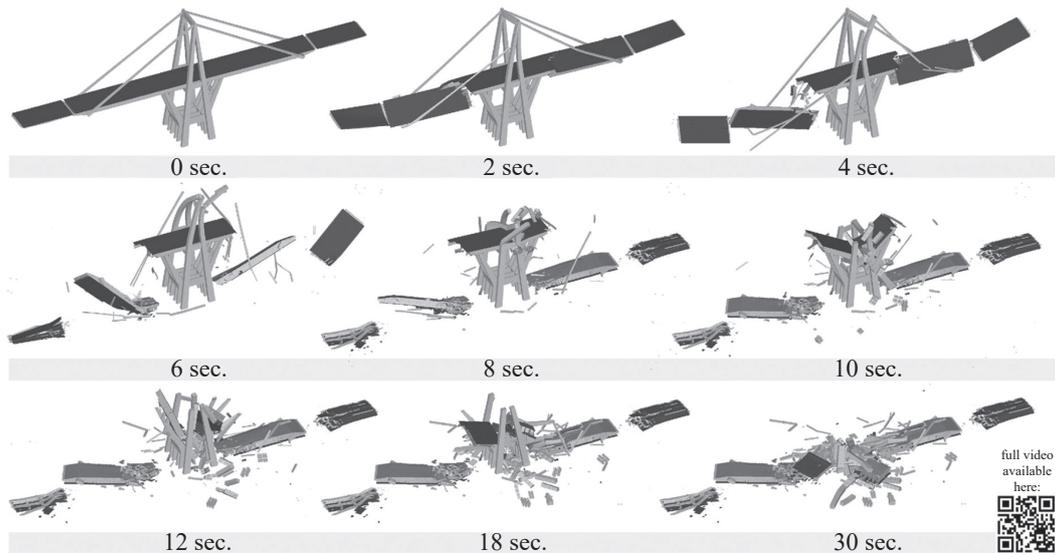


図 - 4 南西側斜材の主塔側定着部での破壊による橋梁全体の崩壊の過程

していた場合には、崩壊に至ったのではないかと考えられる。

(3) シナリオ 3 - 斜材定着部 (主桁側または主塔側) の破壊

南西側斜材の主塔側定着部における緊張材の疲労による破断と、同じく南西側斜材で主桁定着部における破壊の 2 つのシナリオが考えられる。

南西側斜材の主塔側定着部での破壊による橋梁全体の崩壊の過程は、次のとおりである (図 - 4)。(i) 橋脚ストラットの西側にある断面で受桁がねじり破壊し、ほぼ形状を保持したまま吊桁が落下、(ii) 続いて南西側斜材が開放され、受桁が落下、(iii) 南側主塔が破壊し、続いて北側主塔が破壊、(iv) 主塔の破壊片が残る主桁に落下し、主桁が破壊。主桁定着部での破壊の場合も同様な崩壊の過程となる。

この崩壊の過程は、現場で収集された証拠から想定される実際の崩壊の過程とよく一致する。以上より、南西側斜材の主桁または主塔側定着部における緊張材の疲労による破断によって、本橋梁の崩壊が生じたというシナリオが最も可能性のあるものである。

4. ま と め

モランディ橋は当時の構造物としては、際立った独創性と工夫により設計された橋梁であるが、設計計算において考慮されていなかった項目があった。設計者であるモランディ自身が建設した年に、クリープやリラクセーションなどの長期的な時間依存現象とグラウト材の注入不良の 2 つを例に挙げ、問題提起していた。実際に、ほとんどの鋼材でグラウトの施工不良が発生していたようだが、倒壊に深刻な影響を及ぼしたとは思えない解析結果である。本調査の解析的検証により結論付けられる項目は以下のとおりである。

- ・全ての構造部材は例外無く、建設時の設計どおりであれば、破壊に対する十分な安全率を有していた。

- ・活荷重の変動は、崩壊への引き金としての影響は小さい。
- ・吊桁の重要断面に作用する例外的な荷重は、とくに相応の腐食が進展している場合、局所的な破壊を引き起こす可能性がある。
- ・この局所的な破壊は、吊桁の破壊を引き起こすが、橋梁全体の崩壊を引き起こすことはない。
- ・斜材の鋼材断面およびコンクリートの圧縮力が減少すれば、崩壊するよりかなり前から局所的な変形が大きくなり、路面高さが不規則となる。
- ・構造的な耐力がかなり高いため、今日の耐震基準による照査を満足する。
- ・崩壊のきっかけに関係なく、斜材の損失は崩壊の決定的原因である。
- ・考えられる崩壊への最初の原因は、斜材の主塔先端部の緊張材の疲労か、斜材と主桁接続部の劣化である。詳細なデータが不足していたため、これらの局所的現象は調査されてこなかった。

Gian Michele Calvi, Matteo Moratti, Gerard J. O'Reilly, Nicola Scattarreggia, Ricardo Monteiro, Daniele Malomo, Paolo Martino Calvi & Rui Pinho: Once upon a Time in Italy: The Tale of the Morandi Bridge, Structural Engineering International 2018.

*: 国際対応小委員会

- 委員長 陸好 宏史 (埼玉大学名誉教授・客員教授)
- 委員 伊藤 均 (八千代エンジニアリング(株))
- 河邊 修作 (㈱富士ビー・エス)
- 勝田 浩一 (住友電気工業(株))
- 関口 豪賢 (鹿島建設(株))
- 中井 聖棋 (㈱ピーエス三菱)
- 長井 宏平 (東京大学生産技術研究所)
- 二井谷 教治 (オリエンタル白石(株))
- 細谷 学 (大成建設(株))
- 牧田 通 (中日本高速道路(株))
- 吉野 正道 (三井住友建設(株))

【2019年12月14日受付】