

既設長大鋼桁橋の耐震性能評価と耐震性能向上策についての一検討

矢部正明¹・熊木幸¹・長沼敏彦²・金治英貞³

¹正会員 株式会社長大 構造事業部 構造防災室（〒305-0812 茨城県つくば市東平塚730）

²正会員 阪神高速道路公団 工務部 設計課（〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3）

³正会員 阪神高速道路公団 大阪建設局 設計課（〒559-0034 大阪市住之江区南港北1-14-16）

1. はじめに

阪神高速道路の湾岸地域には、平林高架橋（2径間連続鋼床版2箱桁橋，1982年供用），春木川大橋（3径間連続鋼床版箱桁橋，1994年供用），梅町水路橋（5径間連続V字脚ラーメン・鋼床版2箱桁橋，1991年供用），正蓮寺川橋（3径間連続鋼床版2箱桁橋，1991年供用），尼崎港大橋（3径間連続鋼床版曲線2箱桁橋，1994年供用），新芦屋川橋（3径間連続鋼床版ゲルバー箱桁橋，1994年供用）という6つの長大鋼桁橋が存在する。これらの橋梁は、何れも1995年兵庫県南部地震以前に設計・施工されたものであり、レベル2地震動に対する耐震性能の評価とその耐震性能の向上が今後の課題となっている。

本報告は、これら6橋梁のうち図-1に示すゲルバー部を有する新芦屋川橋梁の耐震性能評価と耐震性能向上策について検討した結果を報告するものである。

新芦屋川橋梁は、図-2に示すように1995年兵庫県南部地震において被災した橋梁である。このような被災状況や橋梁を構成する各部の降伏耐力や許容変形量に関する情報を参考に故障樹木解析（Fault Tree Analysis FTA）を実施した結果、新芦屋川橋梁では、固定支承に損傷が生じる可能性が大きいと予想された。固定支承の破壊は、可動支承、落橋防止構造と順次損傷が進展し桁落下という致命的な状態にいたることがあるので、固定支承や可動支承に損傷が生じても桁落下という致命的な状態にいたらないような耐震性能向上策の一例をここでは示している。

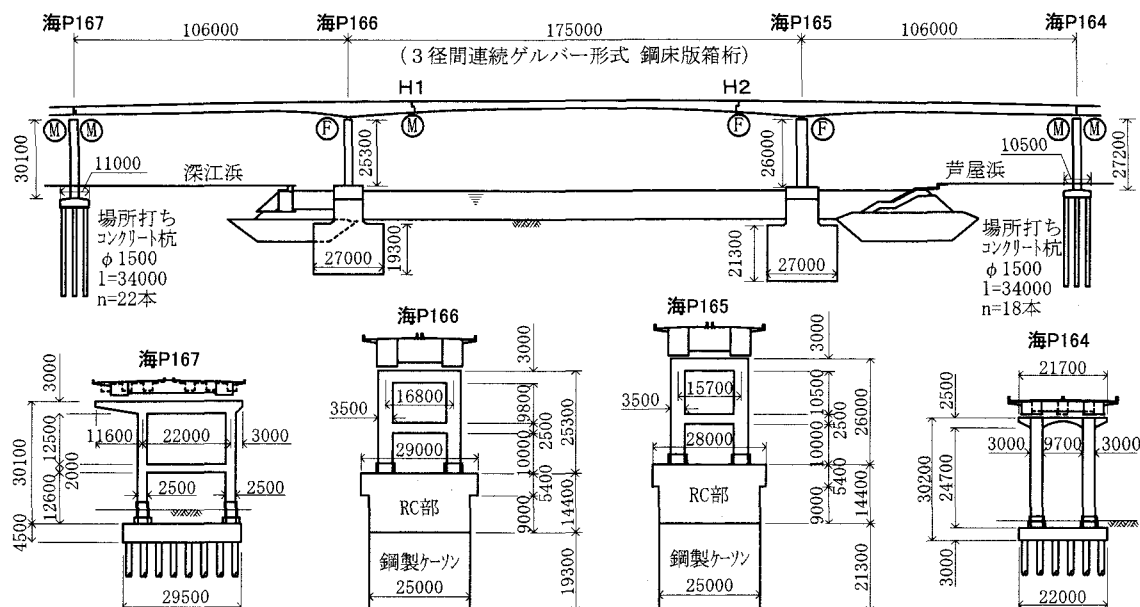


図-1 検討対象とした長大鋼桁橋：新芦屋川橋梁（3径間連続鋼床版ゲルバー箱桁橋）

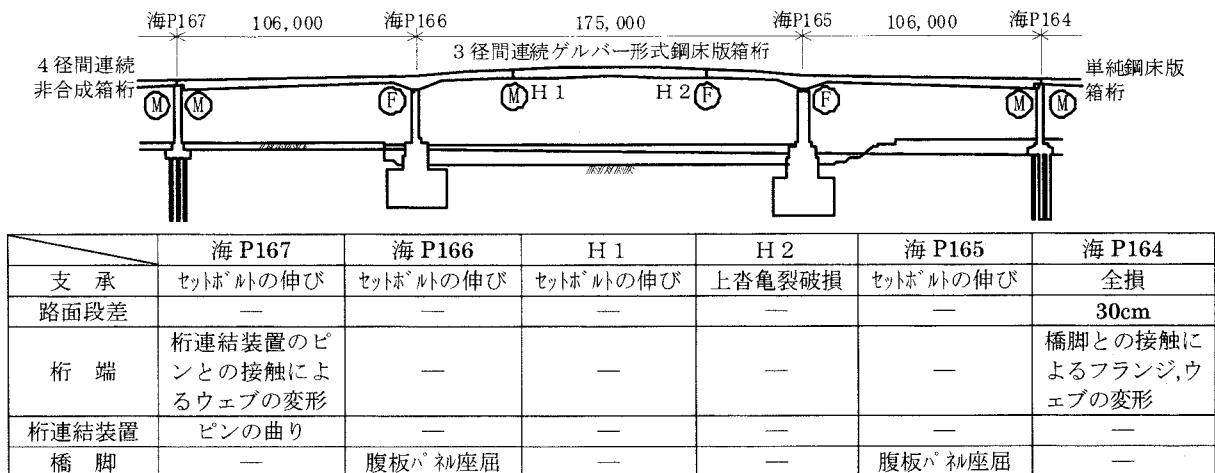


図-2 1995. 1. 17 兵庫県南部地震で新芦屋川橋梁に生じた被災状況¹⁾

2. 既設長大鋼桁橋の耐震性能評価

耐震性能評価は、故障樹木解析による損傷メカニズムの推定、地震応答を求めるための解析モデルの作成、固有振動特性の把握、入力地震動の設定、地震応答解析とその解析結果を用いた耐震性能の評価からなる。

(1) モデル化の基本方針

図-3は、新芦屋川橋梁の地震応答を求めるために作成した解析モデルである。図-2に示した1995年兵庫県南部地震における被災状況やFTAの結果を踏まえながら、鋼製橋脚はファイバーモデル、基礎構造～周辺地盤間の水平方向と回転方向は非線形弾性バネによってその非線形性を考慮した。杭基礎の非線形性は杭頭位置、ケーソン基礎の非線形性はケーソン天端位置の荷重－変位関係を、基礎構造の地震時保有水平耐力法に用いる照査モデル（地盤バネはせん断弾性波速度によって評価）にプッシュオーバー

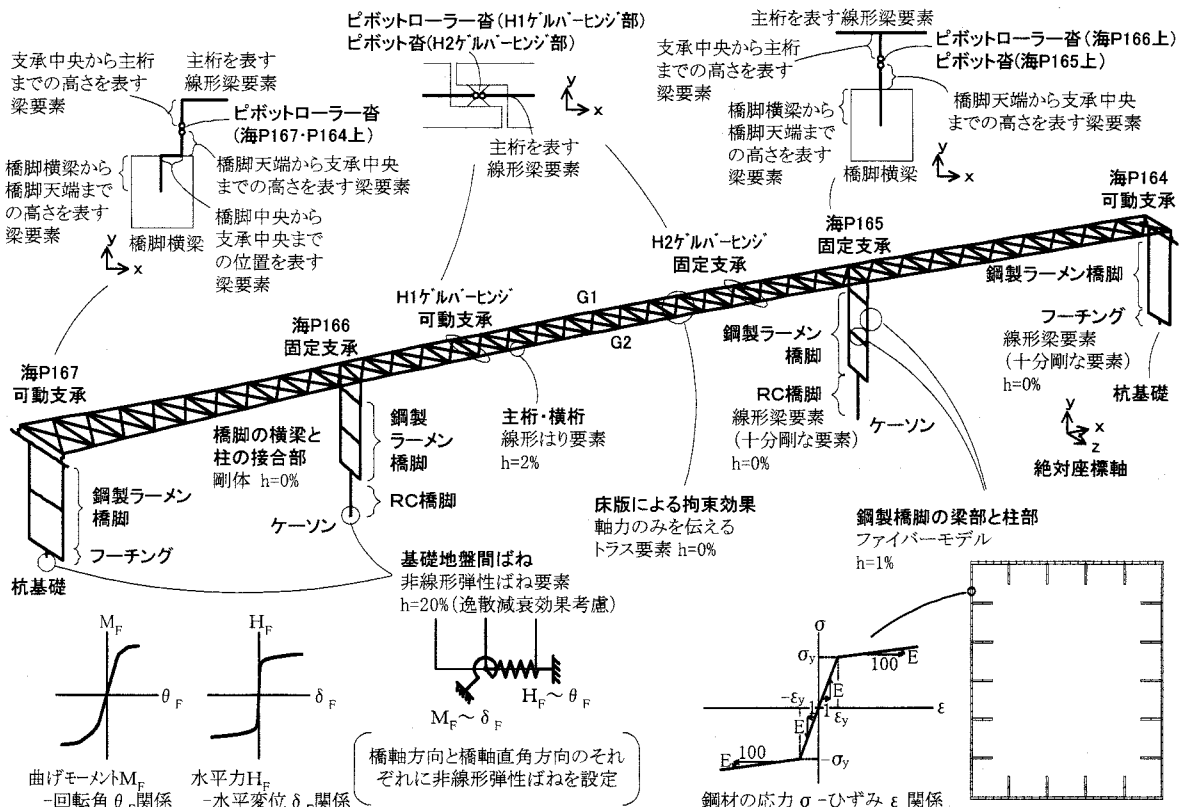


図-3 新芦屋川橋梁のレベル2地震動に対する耐震性能評価に用いる地震応答を求める解析モデル

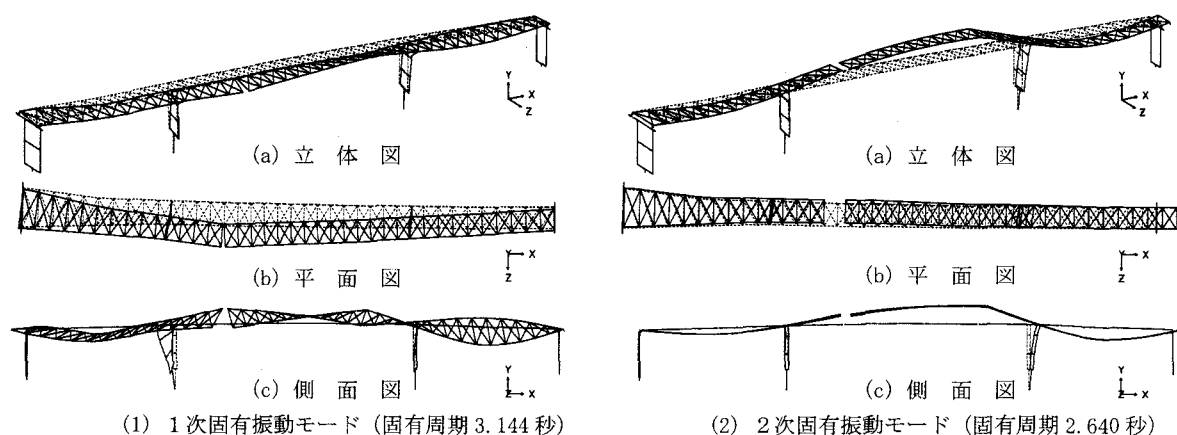


図-4 新芦屋川橋梁の固有振動特性（主要な固有振動モード形）

解析を行って求めたものである。

1995年兵庫県南部地震における被災状況より、支承構造に損傷が生じると予想されるが、ピットボクのような金属系支承構造の耐力や変形性能は十分解明されておらず、その非線形性を表すことができる実用的な非線形モデルも確立されていないので、支承構造はその機能は保持されるとみなした。地震開始の早い段階で損傷が生じると予想される支承構造に損傷が生じないとした解析モデルは、鋼桁に生じる慣性力が支承の耐力を越えてもその慣性力が橋脚や基礎構造に作用するため橋脚と基礎構造に生じる地震応答を実際よりも大きく評価すると予想される。

新芦屋川橋梁の海P165橋脚と海P166橋脚は、ケーソン基礎によって支持されている。ケーソン基礎は、杭基礎のような周辺地盤と一体に動く場合と、基礎構造の振動が卓越する場合があることが報告されている²⁾が、レベル2地震動に対するケーソン基礎構造と周辺地盤間の相互作用に関してはまだ十分解明されていないことと、後述する入力地震動が地表面上で定義されていることからケーソン基礎の非線形性も基礎構造天端位置での荷重-変位関係によってモデル化した。

鋼製橋脚の材料非線形化による履歴減衰以外の減衰効果は、Rayleigh型粘性減衰によって表した。具体的には、各構造要素に与えた減衰定数をひずみエネルギー比例減衰法によってモード減衰定数に変換し、Rayleigh型粘性減衰マトリックスによる各固有周期に対する減衰定数がモード減衰定数と等価となるように最小2乗法によってRayleigh型粘性減衰マトリックスの係数を定めた。

（2）新芦屋川橋梁の固有振動特性

図-3に示した解析モデルを用いて無減衰の実固有値解析を実施した。図-4は、全体系の1次と2次の

固有振動モード形を示したものである。

全体系の1次の固有振動モードは、桁が橋軸直角方向に変形しそれにともない海P166橋脚位置の基礎構造に回転変位が生じている。

全体系の2次の固有振動モードは、桁が鉛直方向に変形しながら橋軸方向に変位している。桁の橋軸方向への変位にともない海P165橋脚位置の基礎構造に回転変位が生じている。

1次と2次の両固有振動モードとも、桁の動きにとまなう基礎構造のロッキングによって、橋梁全体系のモード減衰定数は8.4%と6.4%という大きな値が得られている。

（3）入力地震動の設定

長大橋梁の耐震補強は、レベル2地震動によって生じると予想される損傷が小さくとも一般的な高架橋に比較して構造規模が大きいために、その補強量も多く、施工も困難を伴うため、橋梁に生じる損傷をできるだけ実体に近い形で推定することが重要となる。そのためには、架橋地点に生じるレベル2地震動を合理的に求めることも必要となる。

阪神高速道路公団では、大阪湾岸域の長周期構造物に対するレベル2地震動をシナリオ地震によって検討している。想定された地震は、内陸地震は上野町断層系や大阪湾断層を起震源とする地震、海溝型地震は南海・東南海地震（中央防災会議による）である。

図-5は、新芦屋川橋梁の架橋地点（地表面上）で推定されたレベル2地震動である。ここでは、図-4に示した解析モデルの橋軸方向にNS成分を、橋軸直角方向にEW成分を同時に作用させている。図より、新芦屋川橋梁には、大阪湾断層を起震源としたレベル2地震動の方が、南海・東南海地震を起震源としたレベル2地震動よりも大きな影響を与える

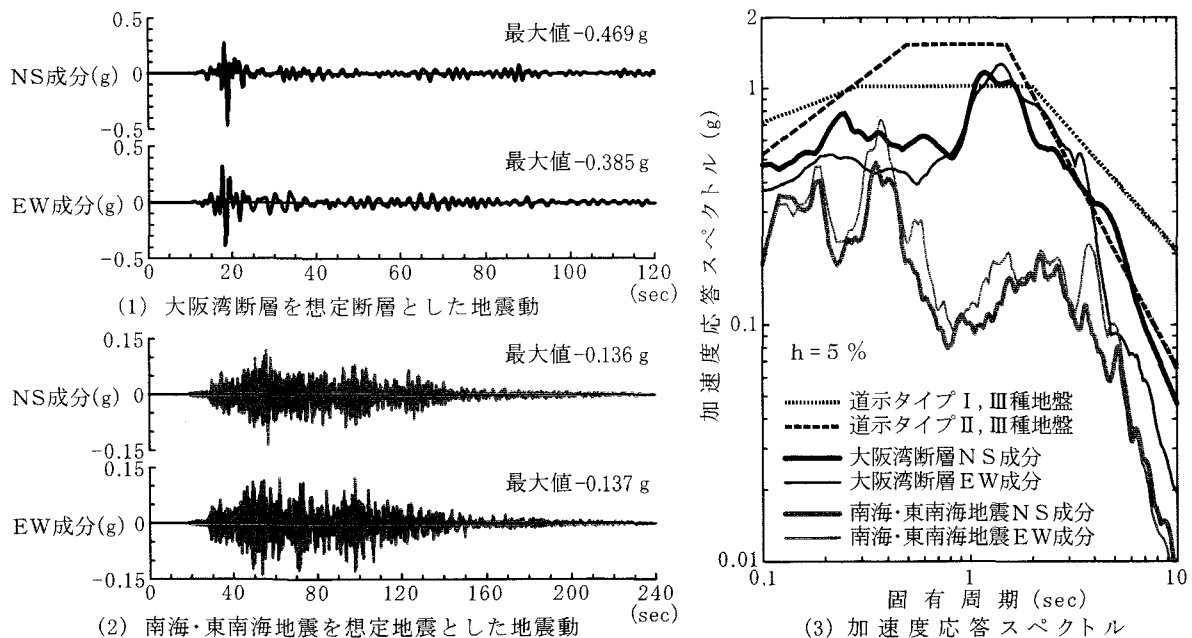


図-5 架橋地点周辺の地震環境や深部地下構造を考慮して作成された新芦屋川橋梁のレベル2地震動

予想される。

(4) 耐震性能評価法（損傷評価法）

図-6は、図-4に示す解析モデルに図-5に示す入力地震動を作用させて得られる地震応答値を用いて行う損傷の評価方法を整理したものである。

支承は、その移動が拘束されている方向に関しては応答水平力と設計計算書から推定した降伏耐力の大きさを比較し、移動が可能な方向に対しては応答変

位と遊間量の大きさを比較して損傷の有無を判定した。

鋼桁は、応答断面力に対する応力度と降伏応力度の大きさを比較して損傷の有無を判定した。着目位置は、応力度が大きく得られる桁断面の端部とした。鋼製橋脚の脚柱部と横梁部の曲げに関する損傷は、ファイバー要素に生じる最大ひずみと降伏ひずみの大きさを比較して損傷の有無を判定した。鋼材から構成された桁や橋脚の地震時の損傷を適切に評価するためには、塑性変形で評価する必要があるが、単柱

対象部位	海P167橋脚上 可動支承部	海P166橋脚上 固定支承部	H1ゲルバーヒンジ部 可動支承部	H2ゲルバーヒンジ部 固定支承部	海P165橋脚上 固定支承部	海P164橋脚上 可動支承部
橋軸方向について	上流が深江浜(P168)側へ	上流が深江浜(P168)側へ	上流が深江浜(P168)側へ	上流が深江浜(P168)側へ	上流が深江浜(P168)側へ	上流が深江浜(P168)側へ
橋軸直角方向について	上流が芦屋浜(P163)側へ	上流が芦屋浜(P163)側へ	上流が芦屋浜(P163)側へ	上流が芦屋浜(P163)側へ	上流が芦屋浜(P163)側へ	上流が芦屋浜(P163)側へ
橋軸直角方向について	橋軸直角方向から作用する水平力と、支承の橋軸直角方向の降伏耐力を比較	橋軸直角方向から作用する水平力と、支承の橋軸直角方向の降伏耐力を比較	橋軸直角方向から作用する水平力と、支承の橋軸直角方向の降伏耐力を比較	橋軸直角方向から作用する水平力と、支承の橋軸直角方向の降伏耐力を比較	橋軸直角方向から作用する水平力と、支承の橋軸直角方向の降伏耐力を比較	橋軸直角方向から作用する水平力と、支承の橋軸直角方向の降伏耐力を比較

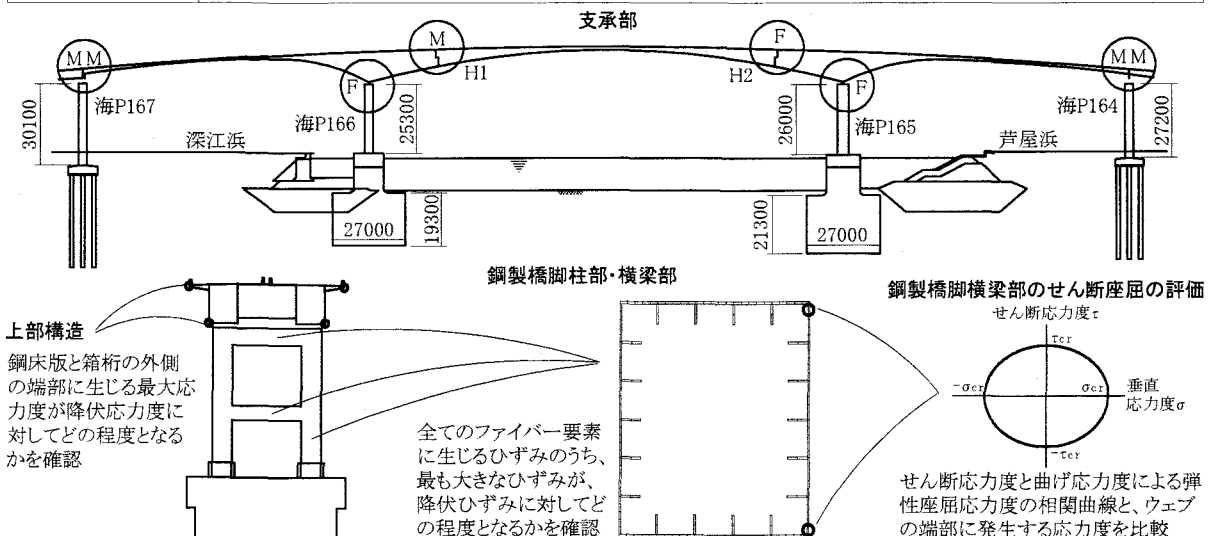
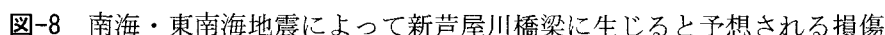
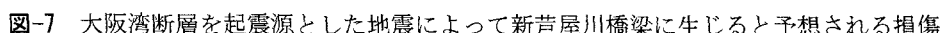


図-6 新芦屋川橋梁の地震の影響による損傷の評価



新芦屋川橋梁の鋼製橋脚の横梁部は、1995年兵庫県南部地震においてせん断座屈が生じている（図-2参照）。ここでは、地震応答より得られる応答曲げモーメントと応答せん断力による相互作用を簡易的に考慮した方法によって、横梁にせん断座屈が生じるかどうかの判定を行った。この方法による判定は、1995年兵庫県南部地震において鋼製橋脚の横梁部に生じたせん断座屈の発生状況と整合していることが報告されている³⁾。

図-7は大阪湾断層を起震源とした地震によって新

- 281 -

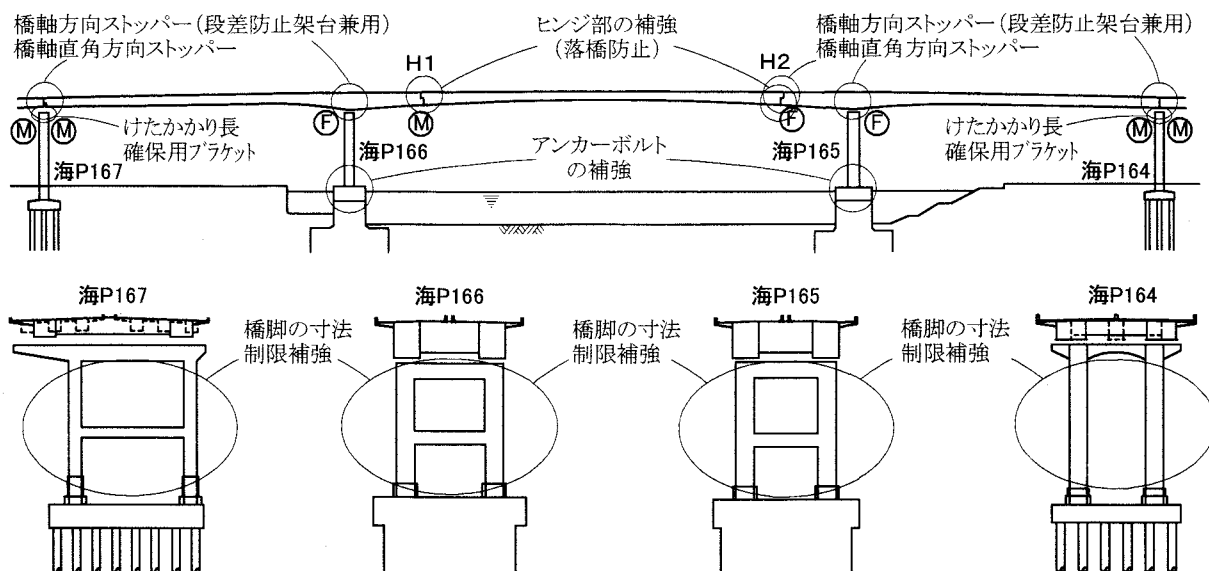


図-9 大き地震力に対して各構造要素の耐力を大きくすることにより耐震性能を向上させる案

じると予想される。内陸地震である大阪湾断層を起震源にした地震によって新芦屋川橋梁に生じると予想される損傷は、図-2に示した1995年兵庫県南部地震によって新芦屋川橋梁に生じた損傷に近いことがわかる。

図-8は、南海・東南海地震によって新芦屋川橋梁に生じると予想される損傷を整理したものである。海P167橋脚と海P164橋脚の端橋脚位置では、隣接桁との衝突と可動支承が橋軸直角方向から作用する地震力によって損傷すると予想される。ゲルバー部の可動支承側H1位置では、定着桁と吊桁の衝突が予想される。

3. 長大鋼桁橋の耐震性能向上策

(1) 耐震性能向上策の提案とそのモデル化

図-7と図-8に示した新芦屋川橋梁に生じる損傷に対していかなる損傷も許容しないという思想で耐震補強を行うと、図-9に示すような補強案が考えられる。図-9に示す補強案は、基本的には大きな地震力には大きな耐力で耐えるというものである。このような力で耐える補強は、一般的な高架橋では数多く実施されてきている。しかし、構造規模が大きい長大橋梁では、力で耐える補強は、その費用が大きくなるだけでなく、当初の設計時に想定した橋梁全体系としての剛性のバランスや地震時にその損傷が発見しにくくその補修が困難な基礎構造とその上に存在する構造間の耐力を近づけることになり、基礎構造に損傷が生じる可能性を高める⁴⁾可能性もある。

ここでは、図-10の上方に示すように、耐力や塑性域の変形性能が十分解明されていない支承はその

ままとし、もし支承が破壊しても、安定した地震応答を示すように、段差防止構造にすべり支承の機能も付加し、支承破壊後の挙動をすべり支承に支持された橋梁と同じになるようにする補強案を新芦屋川橋梁の耐震性能向上策として検討対象とした。図-10の下方には、支承部と設置するすべり支承機能を持たせた段差防止構造のモデル化を示している。

可動支承は、移動可能量よりも小さい変形量のときは水平力をほとんど伝えない柔らかいバネが機能し、移動可能量に達すると水平力を伝える剛なバネが機能する非線形特性を橋軸方向に与えた。そのバネと直列に、支承の降伏やすべり状態を表すために、水平方向のどの方向にも同じ非線形特性を有するマルチスプリング要素を配置した。直列バネは、弱い剛性によってその挙動が支配されるため、可動支承が移動可能量に達した後は、すべり支承を想定したバイリニアモデルやスリップモデルが機能する。固定支承は、支承の降伏とすべり状態を表すマルチスプリング要素によって表した。

支承損傷後の非線形特性は、バイリニアモデルとスリップモデルの2種類を検討対象とした。バイリニアモデルは、既設の支承が既に降伏してすべり支承が機能している状態を想定したものである。スリップモデルは、既設の支承が降伏に達した後にすべり支承が機能することの両方を表したものであり、既設の支承が降伏に達するまでは剛なバネを有し、一度降伏に達した後は摩擦力を保持しながら移動可能となるモデルである。このような2種類の非線形特性を用いることにより、図-10の上方に示した耐震性能向上策を施した新芦屋川橋梁の耐震性能を検討した。

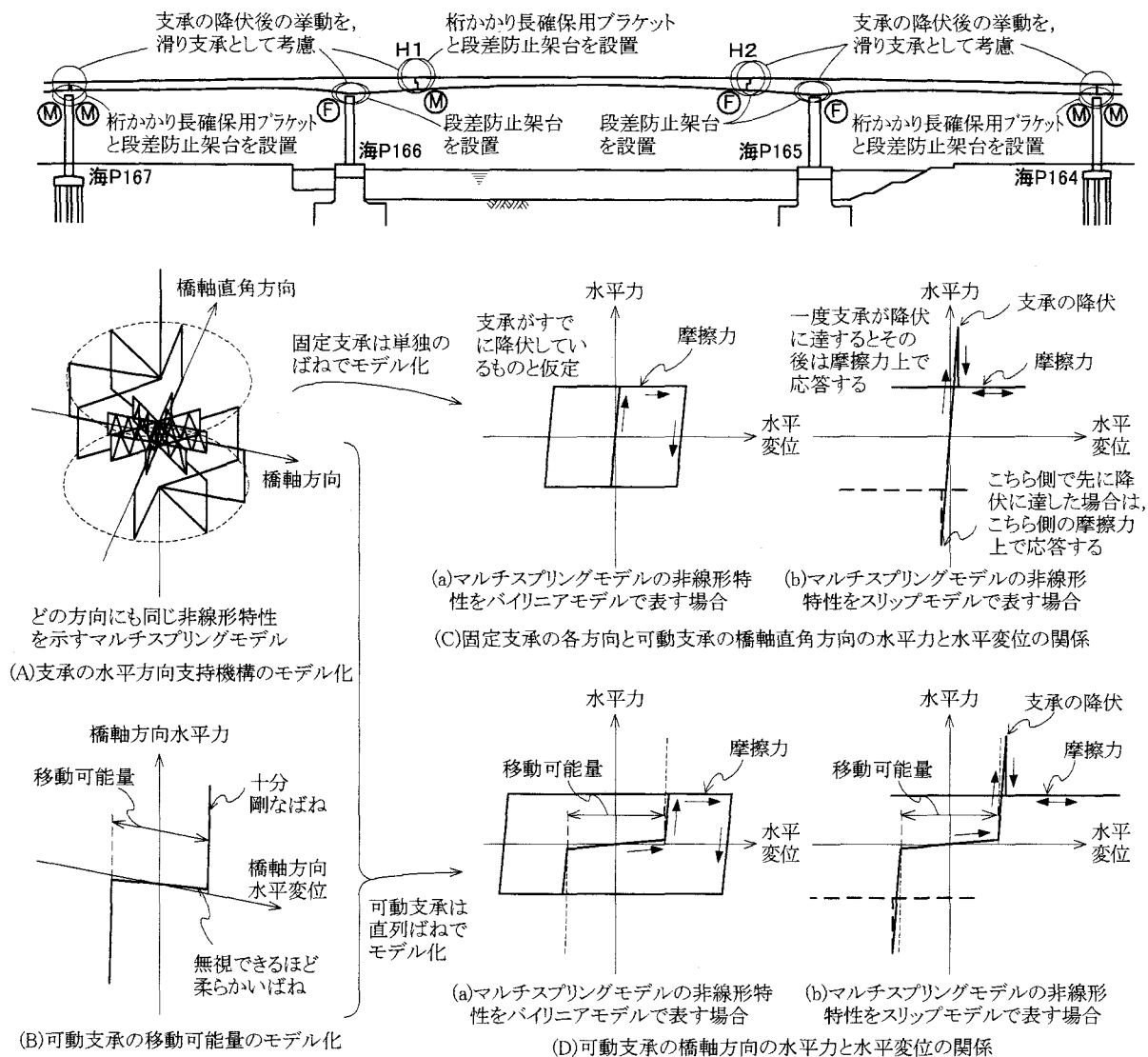


図-10 すべり支承と兼用の段差防止構造を支承付近に設置することにより耐震性能を向上させる案とそのモデル化

(2) 提案した耐震性能向上策の地震応答

図-11は、支承損傷後の非線形性をバイリニアモデルで表した系に大阪湾断層を起震源とする地震が作用した場合の地震応答に基づいて推定した損傷である。既設の支承は既に降伏し、すべり支承が機能している状態を想定している。海P167橋脚とH1ゲルバーヒンジ部、海P164橋脚上の可動支承部で桁と桁の衝突が生じると予想される。鋼製橋脚に生じるひずみが降伏ひずみに達するのは、海P167橋脚の基部付近であり、その値も降伏ひずみの約1.4倍と小さい。これは、支承部が摩擦力以上の慣性力を橋脚に伝えることができないようにモデル化されているからである。実際には、既設の支承が降伏するまでの大きさの慣性力が橋脚に伝達されるため、鋼製橋脚に生じる損傷は図に示したものより大きくなると予想される。

図-12は、支承損傷後の非線形性をスリップモデルで表した系に大阪湾断層を起震源とする地震が作用した場合の地震応答に基づいて推定した損傷である。海P166橋脚のG1支承を除けば既設の支承は全て降伏し、すべり支承が機能している状態となっている。海P167橋脚上とH1ゲルバーヒンジ部、海P164橋脚上の可動支承部では桁と桁の衝突が生じると予想される。海P167橋脚と海P164橋脚に生じるひずみは、降伏ひずみに達する部位が多く、その値も降伏ひずみの10倍と図-7に示した現況よりも大きな損傷となっている。これは、支承の機能が保持されるとしてモデル化した現況(図-3参照)と異なり、支承部に生じる損傷を考慮したために、支承損傷後に固定支承を有する海P166橋脚や海P165橋脚が負担する慣性力が小さくなった分、可動支承を有する海P167橋脚や海P164橋脚が負担する慣性力が大きくなったからである。

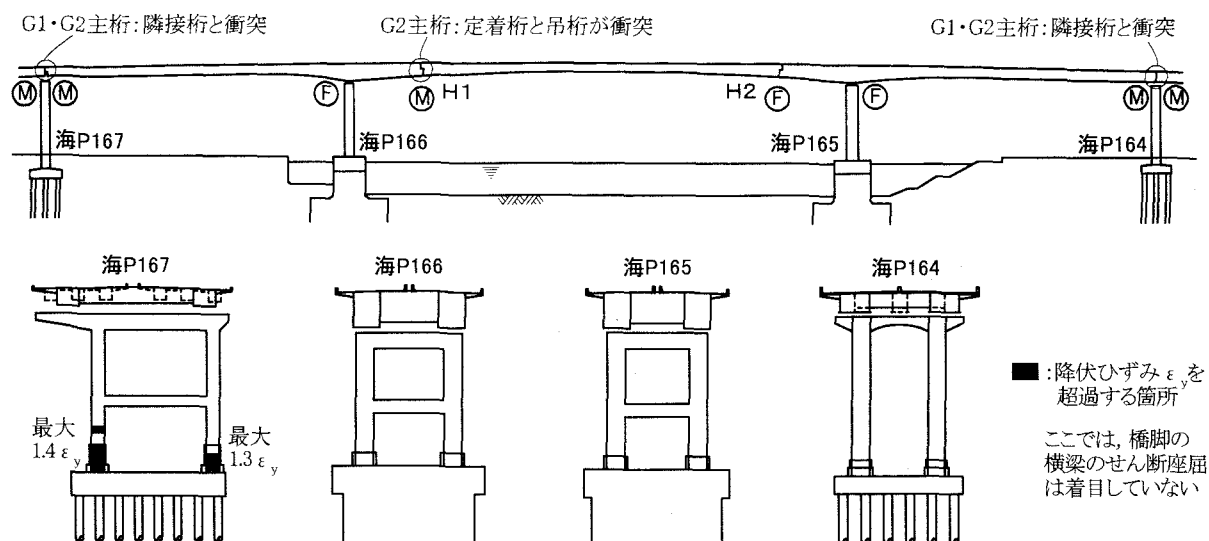


図-11 大阪湾断層を起震源とする地震が支承損傷後の非線形性をバイリニアモデルで表した系に作用した場合の損傷

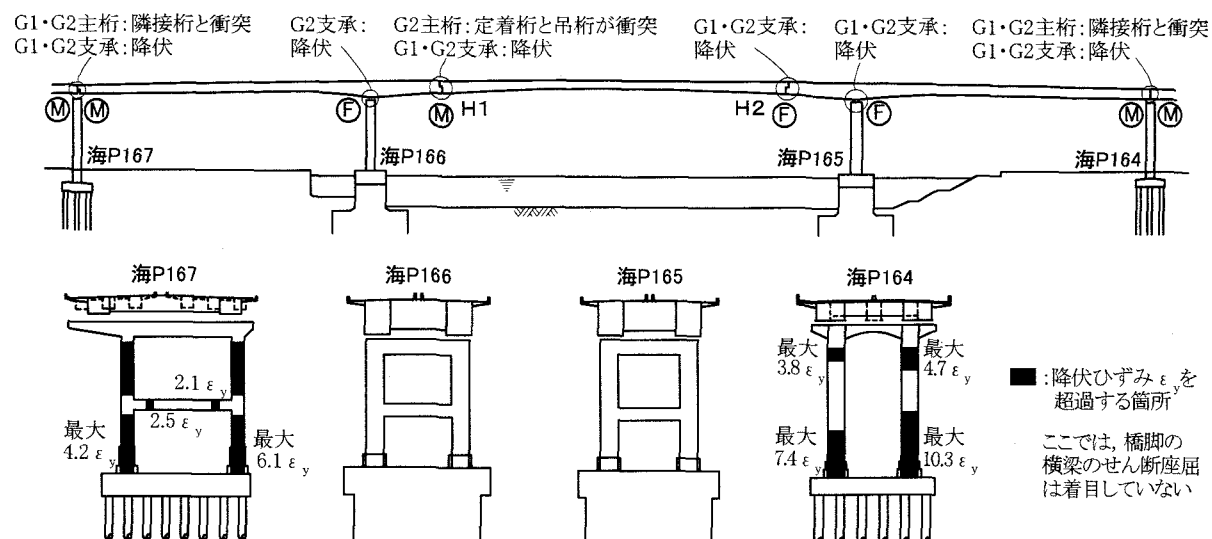


図-12 大阪湾断層を起震源とする地震が支承損傷後の非線形性をスリップモデルで表した系に作用した場合の損傷

ここには示さないが、南海・東南海地震を支承損傷後の非線形性をバイリニアモデルで表した系に作用させた場合は、支承、橋脚とも損傷が生じなかった。南海・東南海地震を支承損傷後の非線形性をスリップモデルで表した系に作用した場合は、海P167橋脚上の既設の支承は降伏し、すべり支承が機能している状態となったが、その他の支承や橋脚には損傷が生じなかった。

4. まとめ

新芦屋川橋梁の耐震性能向上策として従来の力で耐える補強ではなく、支承に生じる損傷を許容し、支承損傷後はあたかもすべり支承に支持された橋梁のように挙動することを目指した、段差防止構造にすべり支承の機能を付加した補強案を提案した。このような補強案を実現するためには、支承損傷後の

挙動をできるだけ実体にあった形で推定することや、支承損傷後に確実に段差防止構造～桁間ですべり摩擦による振動系に移行できるような構造の開発が必要となる。さらに、支承損傷後の慣性力の分担の変化も視野にいれた橋脚の補強も必要となる場合もある。

参考文献

- 1) 土木学会等：阪神・淡路大震災調査報告，土木構造物の被害，橋梁，pp.85-88，273-282，313-330，(鈞)土木学会，1996.
- 2) 大石雅彦，宮原健，鳥野清，前田良刀，落合英俊：柱状剛体基礎の振動特性に関する模型実験，第11回日本地震工学シンポジウム講演論文集，pp.1125-1130，2002.
- 3) 鋼橋技術研究会：阪神・淡路大震災被害調査研究部会報告書，pp.2-10-2-28，1999.
- 4) 矢部正明，川島一彦：橋脚と杭の降伏耐力比が杭基礎の塑性損傷に及ぼす影響，土木学会論文集，No. 626，pp. 51-68，1999.