

2013年淡路島地震における洲浜橋（斜張橋）の地震被害と 被害メカニズム想定

森 伸一郎¹

¹フェロー 博士（工） 愛媛大学准教授 大学院理工学研究科（〒790-8577 愛媛県松山市文京町3）

1. はじめに

2013年4月13日5時33分に発生した淡路島付近を振源とする気象庁マグニチュード（Mjma）6.3の地震（以下、2013年淡路島地震と言う）の際に、震度5弱と発表された洲本市で洲本川の河口部に架かる洲浜橋（すはまばし、斜張橋、全長149m）において、両側の橋台と移動制限装置が側方にはみだすようにせん断破壊するという重度の被害が生じた。

この被害は、地震の当日・翌日に現地被害調査をしていた著者が4月14日早朝に発見して、2時間程度の調査の後、橋梁管理者に通報してはじめて知られることとなり、管理者からの要請により16日に国の専門家によって調査され、構造上の通行安全性が確認されたと4月17日に報じられた¹⁾。この地震では、洲本市では木造家屋の被害や地盤変状などが見られたが、耐震設計がなされた土木・建築の構造物には被害はほとんど無く、この斜張橋だけが構造的に大きな被害を受けたものと考えられた。

著者は、被害の重大性から追加調査のための整理と研究者への広報を目的に直後に被害の速報を作成し²⁾、4月18日に土木学会・日本地震工学会のウェブサイト³⁾で公開した。その結果、この斜張橋の被害原因を究明するための研究グループを結成して、4月23日より洲本市都市整備部の全面的な協力の下で共同研究を開始した。

著者は、被害状況の詳細調査を4～6月に通算5度行い、それに基づいて被害メカニズムを概略推定した。それとともに、研究グループとして、橋台に作用した地震外力を推定して、数値解析により定量的に被害メカニズムを研究した。

研究グループでは、まず、周辺地盤の振動特性を

明らかにするため洲本平野を横断する微動測定を行い^{4),5)}、それを基に両橋台周辺地盤での余震観測を実施した。さらに、橋梁の振動測定と余震観測を行った⁶⁾。一方で、洲本平野での本震地震記録の収集などを各機関への依頼して提供を受け分析するとともに、それら観測地点での微動アレー探査を行った⁵⁾。以上の情報に基づき本震時の橋梁地点での本震を推定し⁷⁾、推定地震動による橋梁の地震応答解析を行う⁸⁾ことで被害のメカニズムを究明するものである。

本論文では、現地調査による被害状況を明らかにし、それに基づいて考えられる被害メカニズムの案を推定することを目的とする。それにより、前述の被害原因究明の方針を明らかにする。

なお、本研究は橋梁管理者の洲本市都市整備部の全面的な協力の下で行われたものであり、設計図書や点検調査書など提供を受けるとともに、後述する各機関からの本震時の地震動記録は、愛媛大学防災情報研究センターに兼務する著者の責任で研究グループを代表して提供を受けたものである。また、この共同研究活動は、（公社）土木学会地震工学委員会東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会（委員長：幸左賢二 九州工業大学教授）の活動の一環（洲浜橋タスクフォース／リーダー：著者）として実施したものである。

2. 洲浜橋の架橋地点の地盤と構造

(1) 洲本平野での地震観測状況

Fig.1に洲本平野における洲浜橋と地震観測点を示す。洲本平野では、いくつか定常的な地震観測がなされている（Fig.1）。南側の山頂に気象庁洲本測候

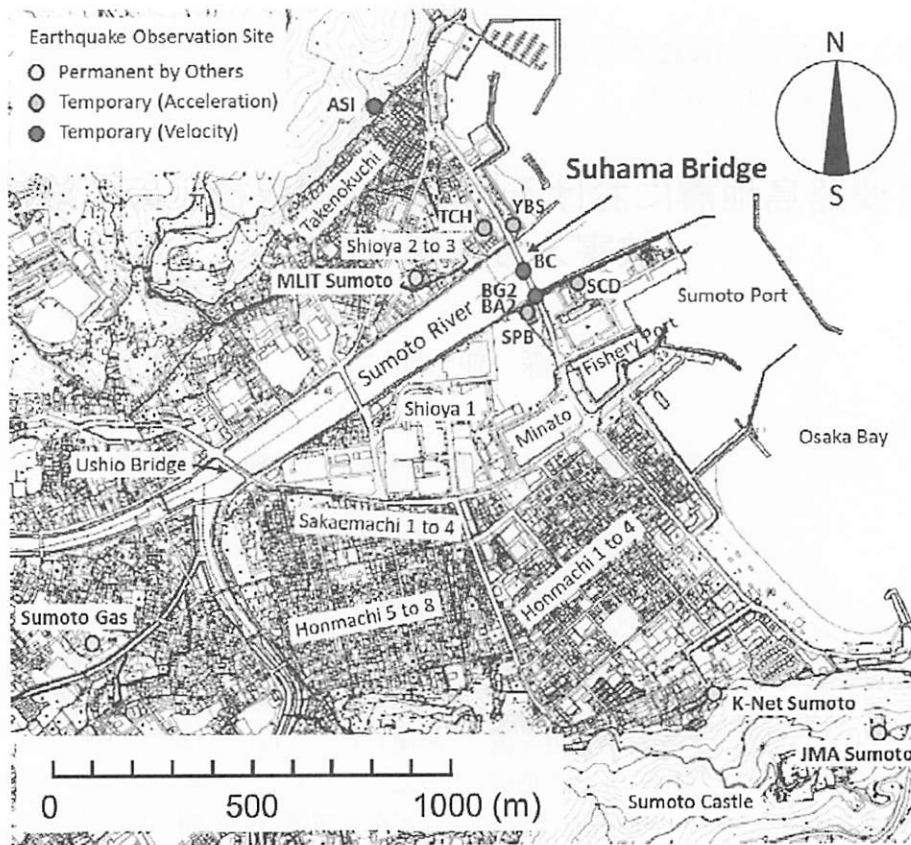


Fig. 1 Locations of Suhama Bridge and earthquake observation sites in Sumoto Plain

所（JMA洲本），南側山麓の崩積土堆積地境界に防災科学研究所の強震観測点（K-Net洲本），洲浜橋の西方200mに国土交通省洲本出張所（MLIT洲本），前述の3川合流地点より西南の樋野川沿いの洲本ガス株式会社（洲本ガス）の4地点がある。また，洲本平野西方の山地には本四高速道路株式会社の洲本インターチェンジでも地震観測が行われている。

震度5弱と発表されたのは，JMA洲本とK-Net洲本の観測を根拠としている。他の地点はいずれも震度5強である。

したがって，MLIT洲本の地震観測記録が，洲浜橋の位置する地盤の本震時の挙動を推定する上で重要となる。前述の余震観測地点を図中に示しているが，兩岸橋台で各2箇所，洲浜橋に近い山麓で1箇所，橋梁では桁に2点，橋台に1点の合計8点である。

(2) 地震被害の概要とゆれの推測

今回の淡路島地震では，洲本平野内の木造家屋に多くの被害が見られたが，その被害のほとんどが淡路島の伝統的な古い木造家屋の屋根と瓦の被害が典型であり，特に，Fig.1の地図で示される洲本川の北側の炬口（たけのくち）・塩屋（しおや）地区で被害が集中し，被害率が高かった。しかし，構造的な被害は少なく，窓ガラスの被害もほとんど見られな

いことから，骨組みを変形させるような振動数成分は少なく，高振動成分が卓越するゆれであったと推察された。また，漁港背後の港（みなと）地区の埋立地では液状化噴砂が見られ岸壁が5～10cm程度せり出し，旧市街地の本町でも液状化があった。このような状況から，洲本平野の海岸に近いところでは，震度5強から震度6弱のゆれであったと推察された。しかしながら，他の耐震設計がなされている構造物では大きな被害が無く，この斜張橋だけが被害を受けた原因を究明することが重要である。

(3) 架橋地点の地形と地盤

洲本川は，南方から流れる千草（ちくさ）川と南西から流れる樋野（ひどの）川と西南西から流れる洲本川が潮橋（うしおぼし）付近で合流し，そこからは北東に約900m直線状に流れる。この直線部は掘割りにより明治34-37年に河川付替されたものであり，それまでは合流地点から栄町（さかえまち）1～4丁目の北を西方に流れ，ゆるやかに流れを反時計回りに変えて，現在の港（みなと）地区を東北東に通る，現在の漁港付近を河口としていた⁹⁾。塩屋（しおや）地区が1丁目と2・3丁目現在の洲本川で分断されている背景である。旧・洲本川は明治40年から大正9年にかけて埋め立てられた。

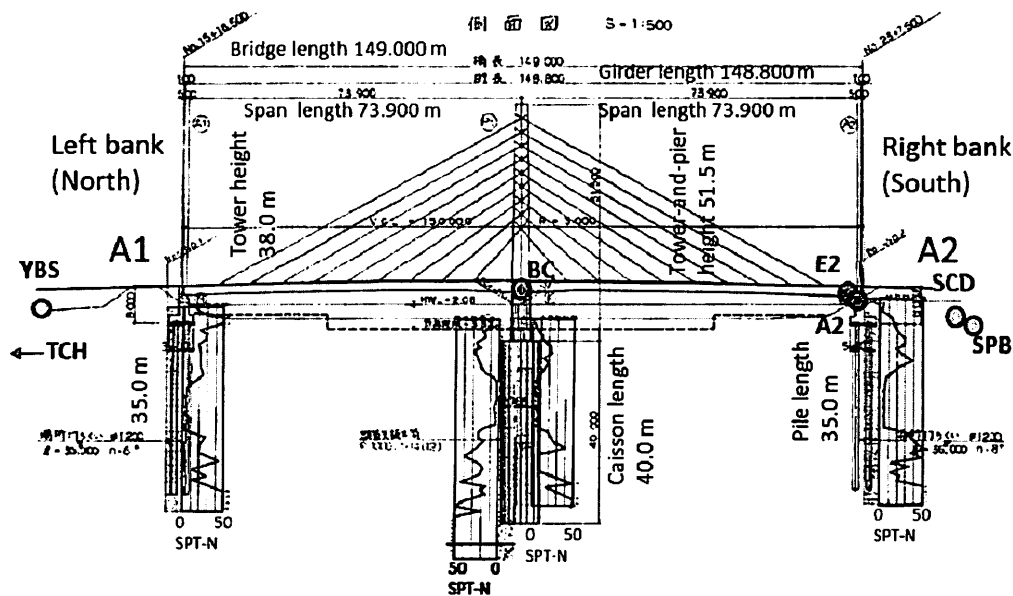


Fig. 2 Upstream side view of Suhama Bridge: The superstructure is a prestressed concrete cable-stayed bridge, the foundation of pier is a steel pipe caisson, and that of each abutment is a cast-in-place concrete pile foundation. Circles stand for seismometers, and triangles for boring points.

洲浜橋は、洲本市中心部のある洲本平野を西南西から北東に流下する洲本川の河口付近に架かる斜張橋である。この橋は、北北西から南南東に延びる市道炬口洲本港線にあり、それはその南東に現在の海岸線に平行に延びる道路に続く。この道路で、旧・洲本川より南側は江戸時代よりあり⁹⁾、標高2m程度の海岸砂丘上に位置するが、旧・洲本川の北側の塩屋・炬口（たけのくち）地区は、現在の市道炬口洲本港線の西側には潟が洲本川から北に直交するように延び、洲浜橋は旧・砂嘴上に平行に架かっていることになる。旧洲本川より北側の塩屋地区では、古くは塩浜と言ひ、塩田が広がり、地盤の標高も1~1.5mと南側に比べて相対的にやや低い。したがって、洲浜橋周辺は、表層は砂が卓越し、その下に軟弱な粘性土層が続き、基礎の支持層となる工学的基盤は深いと考えられる。

Fig.2に洲浜橋の側面図と橋台（北側/左岸：A1、南側/右岸A2）・橋脚（P1）での地盤柱状図を示す¹²⁾。橋台は長さ15mの場所打ちコンクリート杭基礎であり、橋脚は長さ40mの鋼管矢板式井筒基礎である。ともにN値50以上の層に到達または貫入している。

表層よりN値20前後の砂層が標高約-11m (A1)、-12m (P1)、-13m (A2)まで続き、その下にN値3~4のシルト層が厚さ14m (A1)、12m (P1)、12m (A2)堆積している。基礎の支持層となるN値50以上の層は、北側では粘土混じりの礫層が標高-36m (A1)、-39m (P1)で出現するのに対して、南側A2橋台では、N値

50以上であるが礫層ではなくシルト質砂層が標高-36mで現れる。シルト層下面はどの地点でも標高が約-25mで現れるが、北の方ほど軟弱なシルト層が厚い一方で、礫層出現深度は南側ほど深くなると考えられる。すなわち、地盤の基本固有周期という観点からは周期が長くなる影響は相殺することになる。したがって、基本固有周期が同様であったとしても、表層だけを見れば北側ほど厚いので、北側の方がゆれが大きくなる可能性がある。

(4) 洲浜橋の構造

洲浜橋の構造側面図はFig.2に示すとおりである。形式はPC斜張橋で、主桁は3室PC箱桁、主塔は準A型RC主塔で、ケーブルは準ハープ形2面吊りで片側に9段である。橋長は149.00m、支間割りは73.90m+73.90mである。全幅は17mで、幅員は車道7.00m、両側の歩道の幅員は各3.50mであり、有効幅員は14.00mである。斜角81度40分36秒（81.6767度）の斜橋である。したがって、軸方向や鉛直方向が卓越する振動モードでも軸直角方向にも振動が生じる。施工は場所打ち張り出し架設で、完工は1993.8である¹⁰⁾。

設計は、1980年道路橋示方書に準拠しており、活荷重TL-20、設計風速55m/sで、耐震設計は応答を考慮した修正震度法によっており、設計震度は橋軸方向、直角方向ともに、主塔と橋脚に設計震度 $k_{hm}=0.3$ を採用しており、固有値解析により基づいて設計震度を確認している¹²⁾。コンクリート設計基

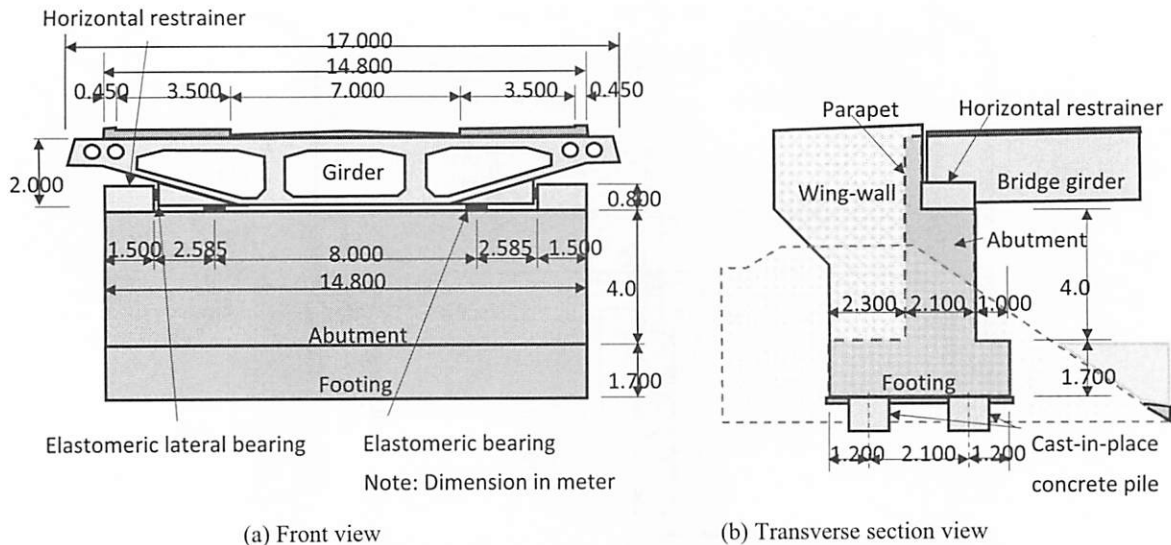


Fig. 3 Front view and transverse section view of the abutment and girder of Suhama Bridge.

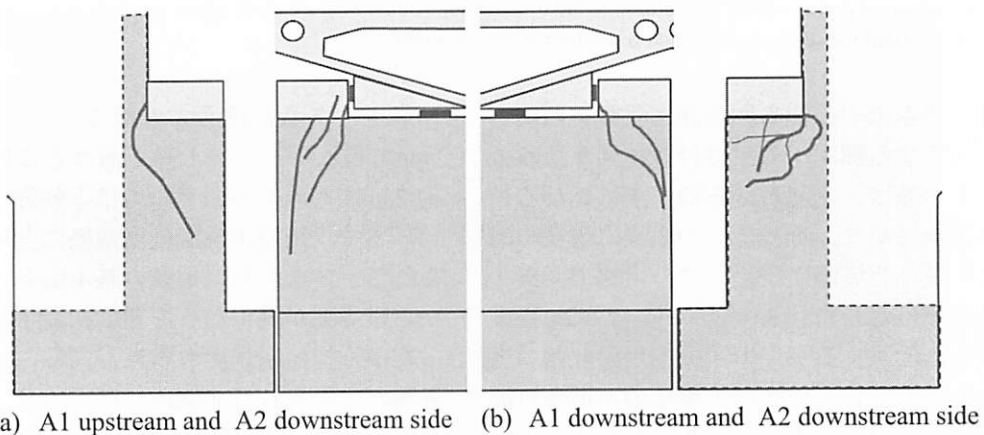


Fig. 4 Common patterns of the damage to abutments and restrainers of Suhama Cable-stayed Bridge

準強度は主桁・主塔で 400kgf/cm^2 、橋脚で 300kgf/cm^2 、フーチング 240kgf/cm^2 である¹²⁾が、施工時には主塔は 300kgf/cm^2 でなされている¹¹⁾。

Fig.3に桁の断面図および橋台の正面図と側面図を示す。三連箱桁は高さが2mであり、支承設置用のコンクリート付加体を付けて2点の弾性支承（ $600\text{mm} \times 600\text{mm} \times 122\text{mm}$ ）で支持されている。橋台はパラペット式で、橋台の橋座両端部に橋軸直角方向への移動制限装置として、幅1.5m、奥行1.6m、高さ0.8mのコンクリートが設置され、これらコンクリートの立壁面間には弾性支承（ $800\text{mm} \times 350\text{mm} \times 52\text{mm}$ ）が設置されている。

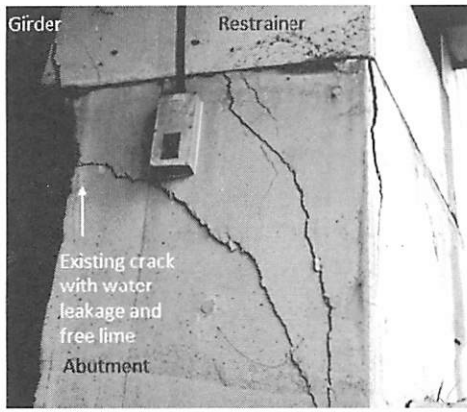
3. 洲浜橋の被害とその特徴

洲浜橋では、主塔・桁には被害は見られず、ボックス桁内部の隔壁開口部に0.2mm前後の軽微なひびわれが見られたが地震によるものではないと思われ

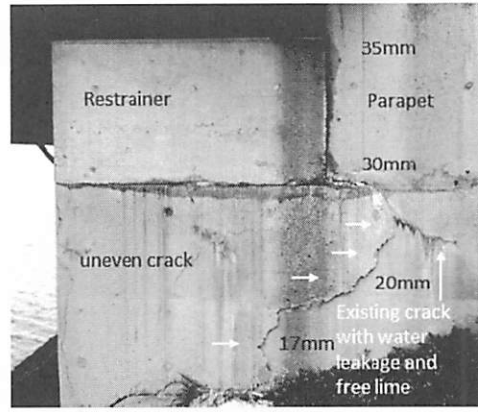
た。主要な被害は、橋台と橋台に設置された移動制限装置のコンクリートの4隅の全てにせん断破壊による2.5mの長さにおよぶ幅広いクラックと上下流両方向に最大3~4cmせり出すような変形が見られたことである。この被害は、桁より伝達された水平力に起因することは明白である。後で示す被害写真や現地観察に基づき被害の特徴を力学的視点からまとめた。Fig.4に橋台4隅の橋台と移動制限装置の被害の共通形態として見られた特徴を示す。議論は後述する。また、桁端のジョイント部のカバーの変形とジョイント内部のゴム樋の破壊が見られた。さらにケーブルカバーの抜け出しも見られた。

(1) 橋台の被害

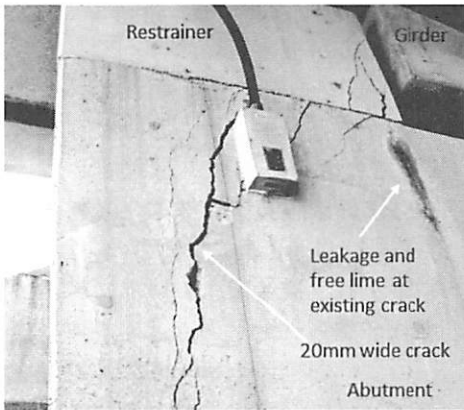
Fig.5にA2橋台（右岸、南側）の、Fig.5にA1橋台（左岸、北側）の上・下流側の隅部における正面と側面の被害写真を示す。構造的・力学的な観点から見て、洲浜橋は斜橋であることを考慮して、A1と



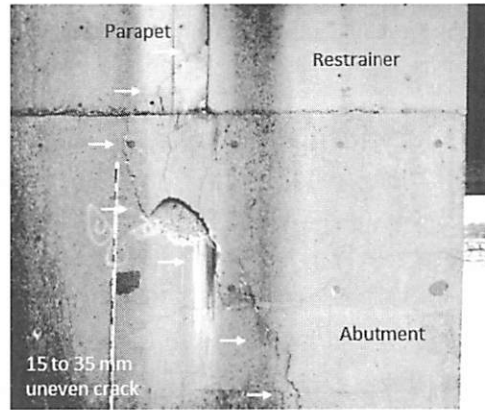
(a) Front view of A2 abutment upstream



(b) Upstream side view of A2 abutment

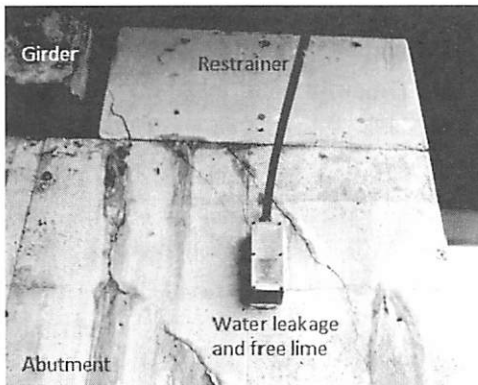


(c) Front view of A2 abutment downstream

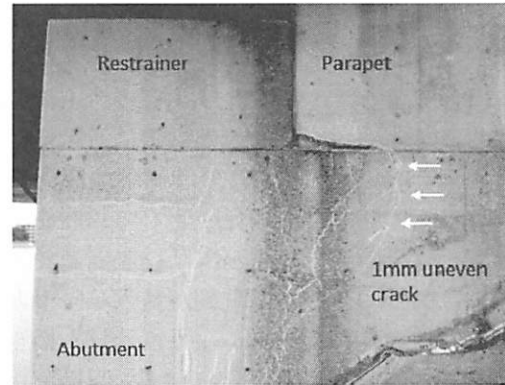


(d) Downstream side view of A2 abutment

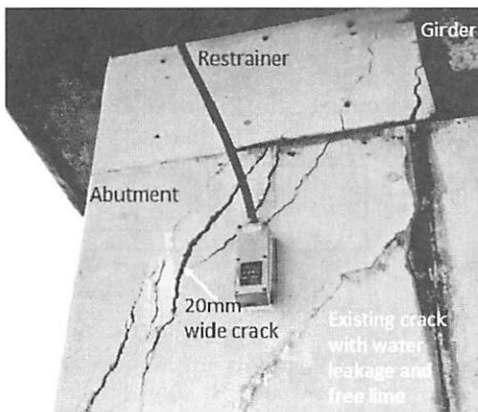
Fig. 5 Photographs of damage to the corners of abutment A2(Southern) taken from its front and side in Suhama Bridge



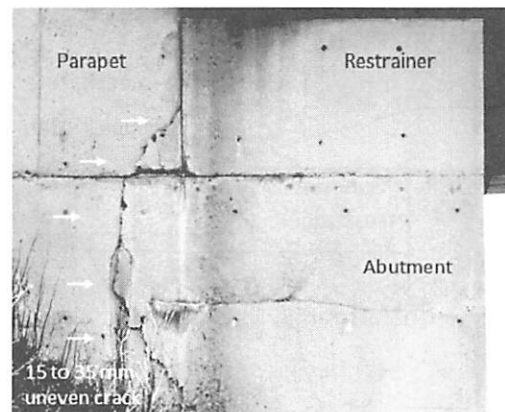
(a) Front view of A1 abutment downstream



(b) Downstream side view of A1 abutment



(c) Front view of A1 abutment upstream



(d) Upstream side view of A1 abutment

Fig. 6 Photographs of damage to the corners of abutment A1(Northern) taken from its front and side in Suhama Bridge

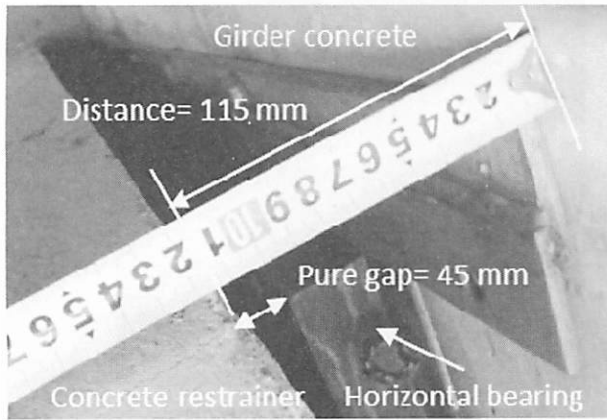


Fig. 7 Development of gap between bridge girder and restrainer resulting greater gap for free horizontal movement of girder

いずれの橋台でも橋台正面には視認度の高い亀裂が2箇所入っている。1箇所は、移動制限装置の内側下端に俯角75~80度で入って貫通し、橋座面に達する。この亀裂は奥行き方向橋台胸壁まで達する。橋座面から連続して橋台に直下方に30~50cm伸び、外側に方向を変えて45度の俯角で延びる。他の1箇所は、移動制限装置の外側側面から2/3程度の位置から開始する亀裂(群)で、俯角60~70度で貫入し、橋台側面に向かって延びる最大幅10~20mmのクラックが1~2本程度あり、その橋台側面手前20cm付近に漸近して下方に2m程度延びて、護岸張り面に達する。

他方、橋台側面では、可視度ではA2橋台上流側が最も被害が重度でA1橋台下流側が被害は最も軽い。2橋台のいずれも移動制限装置の陸側下端部背後の胸壁に橋座面から上方30cmを始点として、陸側に向かって下方へ俯角60度で亀裂が入り橋座面延長に達し、そこから橋台に連続して亀裂が貫入して下方に30~50cm伸び、陸側に弧を描くように延び、橋座面レベルより70cm(右側橋台)~1m(左側橋台)下方で胸壁前面位置に達し、河川側に向かい斜め下方

に延びる。この俯角は橋台左右で異なり、2つの橋台で逆対称で相似である。以上の特徴は、Fig.5, Fig.6に示した写真から確認できることであり、Fig.4はこれらの特徴を図で表現したものである。

また、Fig.5と6で写真中に記載しているように、たとえば正面内側の亀裂からは漏水と遊離石灰が見られる。今回の地震で遊離石灰にクラックが生じ幅が広がっているものもあった。この亀裂からの漏水・遊離石灰は、点検調査の写真によれば、2011年に確認されており、当地の地震動履歴から1995年の兵庫県南部地震の際に生じたものと考えてよい。したがって、今回の地震被害形態は2度生じ、今回のものの方が被害程度大である。先の地震では洲本は震度6弱であることを考えれば、より小さなゆれで大きな被害が生じたことになる。

(2) 移動制限装置の被害(機能被害)

Fig.5,6に示したように、また、現地調査では移動制限装置と橋台橋座の境界には、一部で2mm程度のずれが見られたものの基本的に損傷もずれもない。このような橋台と移動制限装置の一体的な移動によって、移動制限効果がどの程度低減されているかを知る必要がある。

Fig.7に、A2橋台下流側の移動制限装置と橋桁、および水平脊の状況を示す。設計で70mmのものが115mmになっている。水平脊と装置のすきまは、設計の7mmが45mmにまで広がっている。Fig.8には、移動制限装置の破壊と移動の模式図を示す。移動制限装置と橋台の破壊の後、30~40mmの破壊塊の移動が生じるためには、その移動に追従するための力の作用形態を考える必要がある。破壊力に相当する作用が長時間または繰り返し作用したと考えられる。短周期成分の卓越する継続時間の短い地震動の下で、どのようなメカニズムで被害が生じたのかを、以上の被害観察に基づき推定する。

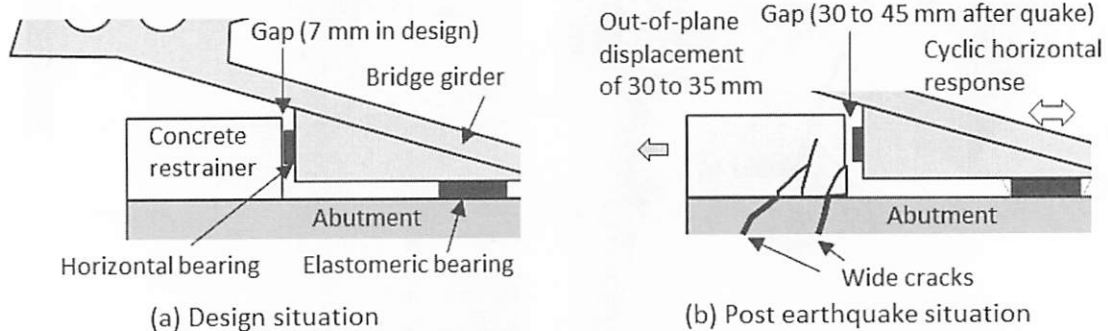


Fig. 8 Relative location of bridge girder and abutment attached with concrete restrainer, and mechanism of earthquake damage to the abutment

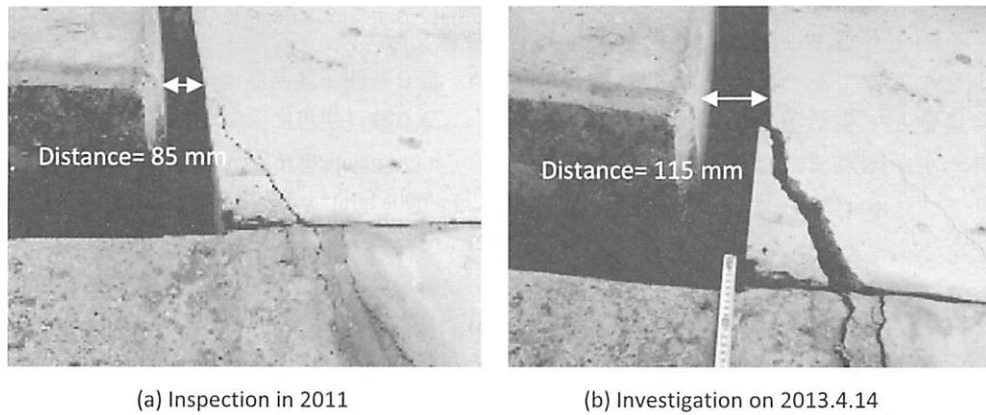


Fig. 9 Development of crack width and increase of distance between girder and restrainer concrete at upstream side of A2 abutment from the previous inspection in 2011 and the first investigation by author one day after the Awaji Island Earthquake. Before 2011 the bridge experienced a strong motion only in the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, therefore previous damage must be due to that earthquake. The distance, which is 6.5 cm in design, was 8.0 cm but has been 11.5 cm. The increase is identical to 3.5 cm that has been observed magnitude of push-out of the broken part in the corner block of the abutment.

4. 洲浜橋の被害メカニズムの定性的推定

Fig.4に示すように、橋台正面では、左側橋台で高角度の俯角で下方に延び、右側橋台では相対的に低俯角である。このことから、この大局的な押し抜きせん断の破壊形態では、水平力に加えて鉛直力が前者で大きく、後者で小さいと推察される。すなわち、破壊の原因となった力の作用状態は、両橋台で逆対称である。この逆対称性は、振動モードの逆対称性を裏付けている。このことは、(1)主塔-ケーブル-桁からなる系の逆対称振動モード、(2)斜橋であることにより、斜角が90度で卓越する橋軸面内卓越振動モード時でも出現する軸直角成分、(3)橋桁端部の水平方向移動制限緩和による主塔回りの桁の平面的な回転の3つが被害メカニズムの候補と考えられる。しかしながら、軸直角方向力を主要因とする橋台のせん断破壊と残留変形による水平押し出し変位が3.5~4cmに達することを勘案すれば、変位量の大きさから上記(3)の寄与が主要な役割を演じていると推察される。

設計では、移動制限装置を付けるので動かない(水平方向固定)と想定されており、その場合の地震応答として静的な地震力を考慮して断面計算がなされている。せん断破壊しているので実際に作用した地震力は設計での想定を大きく超えていることになる。水平桁の軸剛性は相当大きいので、7mm遊間では固定条件と仮定しても良いと考えられる。今回の地震では当地の地震動の主要動の長さが短いことを考えると、先の被害候補メカニズムの絞り込みが困難である。

前述したように、クラック発生形態という観点か

らは、先に1995年に今回と同様なメカニズムでの地震被害を受けているので、その際の移動量に関する情報があればよい。Fig.9に点検調書から見つけ出したA2橋台上流側の桁と橋台の距離がわかる写真と今回の写真を比較する。今回の地震前に、すでに設計値の7mmより15mm増えて、22mmの移動可能状態にあったことがわかる。

したがって、直角方向に変位しないという設計条件は成立しない。強風や地震動などの水平荷重による橋軸直角方向の1次振動モードによる振動変位や設計では想定されていない主塔を鉛直軸とした桁の水平面内回転が生じる可能性がある。しかも、いずれも低次の振動モードとなると考えられるため、周期の長い、増幅しやすい、減衰の小さい振動となる

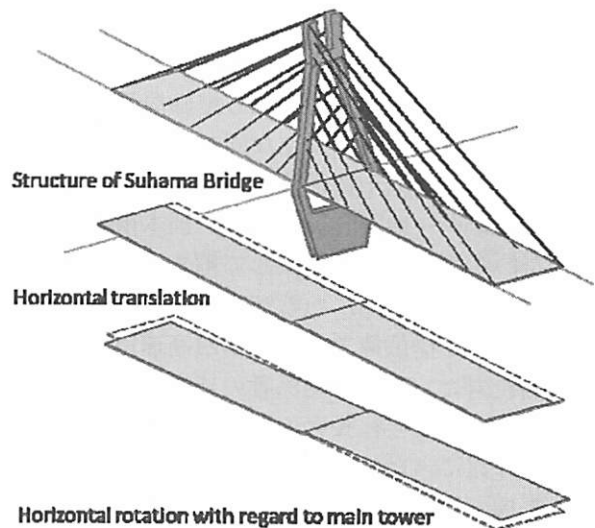


Fig. 10 Bridge girder behavior patterns associated to damage to abutments in author's speculation for mechanism of the damage

可能性が高い。そのようなモードにより振動が生じれば、たとえ小さな変位であっても、橋桁と橋台のジョイント部に集中して生じるため、運転者のハンドルのコントロールが困難または不可能になるリスクがある。

5. 結 論

2013年4月13日淡路島地震で、斜張橋である洲浜橋は全ての橋台がせん断破壊し、破壊された橋台部分は外側に35-40mm変位したという被害詳細を明らかにした。また、被害形態と程度は、主塔に対して逆対称であり、左右の移動制限装置－橋台系に作用して破壊に寄与した鉛直性に違いがあること、18年前の兵庫南部地震で同様のメカニズムで破壊していたこと、それにより移動制限装置が作用するまでの遊間が広まっていたこと、それが主塔を中心とした平面内回転という固有振動を励起させる可能性が高いことを明らかにした。

謝 辞： 本橋梁の被害調査結果をまとめるにあたり、洲浜橋を管理する洲本市都市整備部には、橋梁台帳、橋梁点検調書、設計図書を提供、余震観測への協力、橋梁本体の調査など被害原因究明のための調査研究へのご理解とご協力を戴き、大変お世話になりました。さらに、柳学園高等学校、炬口地区住民会の関係各位には余震観測のために施設を快く使用させて戴き、お礼申し上げます。また、地震観測記録をいち早くWebsiteで公開されている気象庁、防災科学技術研究所におかれましては、不断のご努力に敬意を表します。さらに、洲本市塩屋にある洲本出張所（MLIT洲本と略す）での地震観測記録のいち早い回収と敷地内での微動観測を許諾・立会して戴きました国土交通省近畿地方整備局兵庫国道事務所、および回収された貴重な同記録をご提供戴きました国土交通省国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター地震防災研究室、洲本市物部の地震記録をいち早く回収・提供して戴きました株式会社洲本ガス、洲本市納にある洲本インターチェンジの地震記録をご提供戴きました本四高速道路株式会社社長大橋技術センターの関係者の皆様には深く感謝いたします。株式会社長大の矢部正明博士には、被害原因の考察に当たり、過去と現在の設計実務における斜張橋の挙動とモデル化の基本的考え方について懇切にご教示戴きました。最後に、度重なる現地調査に温かい目で迎えて下さった洲本市民の皆様には感謝いたします。

参考文献

- 1) 毎日新聞：淡路島地震:洲浜橋にひび割れ、国交省緊急点検「使用に支障なし」、2013年4月17日、地方版、<http://mainichi.jp/area/hyogo/news/20130417ddlk28040428000c.html>（最終確認、2013年6月30日）
- 2) 森 伸一郎：2013年4月13日淡路島地震被害調査速報（橋梁編）、Ver.1.02、2013.
- 3) 日本地震工学会：平成25年4月13日の淡路島付近の地震、<http://www.jace.gr.jp/disaster/2013awajishimaeearthquake/>
- 4) Ratna Twayana Prasad, Shinichiro Mori, Yoshiya Hata, and Masayuki Yamada: Damage Distribution in the 2013 Awaji Island Earthquake and Ground Motion Characteristics in Sumoto Plain, 第16回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, 2013. (in this issue)
- 5) 山田 雅行, 伊藤 佳洋, 秦 吉弥, 森 伸一郎, Ratna Twayana Prasad : 2011年淡路島地震で被災した洲浜橋周辺における地盤振動特性評価とS波速度構造の推定, 第16回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, 2013. (in this issue)
- 6) 森 伸一郎, Ratna Twayana Prasad, 矢部 正明, 山田 雅行 : 2013年淡路島地震で被害を受けた洲浜橋（斜張橋）の振動特性, 第16回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, 2013. (in this issue)
- 7) 秦吉弥, 山田雅行, 森伸一郎, 矢部正明 : 2013年淡路島地震で被災した洲浜橋での余震観測と地震動の推定, 第16回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, 2013. (in this issue)
- 8) 矢部正明, 森伸一郎 : 洲浜橋(斜張橋)の動的解析と2013年淡路島地震における応答評価, 第16回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, 2013. (in this issue)
- 9) 洲本市史編さん委員会：洲本市史, pp.885-892, 1974.
- 10) 橋梁年報編集小委員会：橋BRIDGES IN JAPAN 1993-1994, 土木学会, 1994.
- 11) 玉田尋三, 山下恵祐, 小谷憲一, 諸山山勝：雄洲本大橋（仮称）上部工の施工, プレストレストコンクリート, Vol.35, No.3, pp.14-23, 1993.5.
- 12) 洲本市都市計画課, 中央復建コンサルタンツ株式会社：（仮称）洲本大橋詳細設計業務委託 上部工計画概要書, 1989.
- 13) 洲本市都市計画課, 中央復建コンサルタンツ株式会社：（仮称）洲本大橋詳細設計業務委託 下部工計画概要書, 1989.