

鋼橋技術研究会
阪神・淡路大震災被害調査研究部会
第4分科会 報告書

[鉄道橋]

目次 [鉄道橋]

| | |
|-------------------------------|----|
| はじめに | 1 |
| 第1章 被害分布と被害の傾向 | 2 |
| 1.1 被害分布図 | 2 |
| 1.1.1 鉄道橋の被害の概況 | 2 |
| (1) 橋脚 | 2 |
| (2) 支承 | 2 |
| (3) 橋桁 | 2 |
| 1.1.2 被害を受けた主な鋼鉄道橋 | 2 |
| 1.2 特殊な被害橋梁の事例 | 4 |
| 1.2.1 被害の概況 | 4 |
| 1.2.2 特殊な被害橋梁の事例 | 4 |
| (1) ポートピア大橋 | 4 |
| (2) 六甲アイランド線(魚崎線～南魚崎駅間) | 6 |
| (3) 生田架道橋 | 8 |
| (4) JR貨物神戸臨港線第二阪神国道橋 | 10 |
| 1.3 JR新幹線の被害分析 | 12 |
| 1.3.1 概要 | 12 |
| 1.3.2 被害分布における着目点について | 12 |
| 1.3.3 被害分析のまとめ | 12 |
| (1) 支間長 | 12 |
| (2) 橋脚高さ | 12 |
| (3) 斜角 | 12 |
| 1.4 被害橋梁の特徴 | 13 |
| 1.4.1 被害橋梁と被害を免れた橋梁との比較 | 13 |
| 1.4.2 まとめ | 13 |
| 第2章 被害傾向の解析的検証 | 14 |
| 2.1 合成桁(JR新幹線)のモデル化 | 14 |
| 2.1.1 概要 | 14 |
| 2.1.2 解析モデル | 14 |
| (1) 上部工構造 | 14 |
| (2) 下部工構造 | 15 |

| | |
|---------------------------------|----|
| (3) パラメータの選定 | 15 |
| (4) 骨組みモデルと着目点 | 15 |
| 2. 2 解析手法概要 | 17 |
| 2.2.1 解析条件 | 17 |
| 2.2.2 使用した加速度応答スペクトル | 17 |
| 2.2.3 解析手法概要 | 17 |
| (1) モーダル法による応答解析 | 17 |
| (2) 応答スペクトルによる応答解析 | 18 |
| 2. 3 解析結果 | 20 |
| 2.3.1 固有値解析結果 | 20 |
| 2.3.2 着目点に作用する水平力 | 23 |
| 2. 4 数量化理論I類による解析結果の分析 | 25 |
| 2.4.1 概 要 | 25 |
| 2.4.2 数量化理論I類 | 25 |
| 2.4.3 解析結果の整理 | 26 |
| 2.4.4 解析結果の分析 | 26 |
| 2. 5 分析結果のまとめ | 32 |
| 2.5.1 設計震度 | 32 |
| 2.5.2 斜角と橋脚高さ | 36 |
| | |
| 第3章 被害傾向の設計への反映 | 38 |
| 3. 1 斜角桁の設計 | 38 |
| 3.1.1 斜角桁と直桁の地震時応答 | 38 |
| 3.1.2 斜角桁の場合の設計震度に対する修正係数 | 39 |
| 3.1.3 斜角桁の場合の構造細目 | 39 |
| 3. 2 シュー（支承）の設計 | 40 |
| 3.2.1 検証結果による支承設計への反映 | 40 |
| 3.2.2 支承の役割と今後のあり方 | 40 |
| (1) 支承の役割 | 40 |
| (2) 今後の支承のあり方 | 40 |
| | |
| 第4章 特殊な被害橋梁の解析 | 41 |
| 4. 1 J R貨物の例 | 42 |
| 4.1.1 概 要 | 42 |
| (1) 対象橋梁の構造 | 42 |
| (2) 対象橋梁の被害状況 | 42 |

| | |
|-------------------------------------|----|
| 第5章 今後の橋システムのあり方 | 60 |
| 5.1 橋システムとは | 60 |
| 5.2 橋システムを考慮した既設橋梁の耐震対策 | 60 |
| 5.2.1 支 承 部 | 60 |
| 5.2.2 門型ラーメン橋脚 | 60 |
| 5.2.3 ポスト形式の橋脚 | 61 |
| 5.2.4 斜角構造を有する橋梁 | 61 |
| 5.3 今後の橋梁設計のあり方 | 62 |
| 5.3.1 支承部の設計 | 62 |
| 5.3.2 門型ラーメン橋脚の設計 | 62 |
| 5.3.3 斜角構造の橋梁 | 63 |
| 5.4 橋システムのあり方 | 63 |
| あ と が き | 64 |
| 付 属 資 料 震 災 マ ッ プ (鉄 道 橋 他) | A1 |

| | | |
|-------|---------------|----|
| 4.1.2 | 動的解析モデル | 44 |
| (1) | 目的 | 44 |
| (2) | 動的解析モデル | 44 |
| (3) | 動的解析の諸条件 | 45 |
| 4.1.3 | 動的解析結果 | 45 |
| (1) | 地震バネの影響 | 45 |
| (2) | 支点反力 | 46 |
| (3) | 変形形状 | 46 |
| (4) | 橋脚の軸力 | 47 |
| (5) | 支点移動量 | 48 |
| (6) | 被害と解析結果の照合 | 48 |
| (7) | 支点反力と支承耐力 | 49 |
| 4.1.4 | 構造上の問題点 | 50 |
| (1) | 構造上の問題点整理 | 50 |
| (2) | 比較解析モデル | 50 |
| (3) | 比較解析結果 | 50 |
| (4) | 橋システムのあり方 | 51 |
| 4.2 | 神戸高速鉄道の例 | 52 |
| 4.2.1 | 概要 | 52 |
| (1) | 対象橋梁の構造 | 52 |
| (2) | 対象橋梁の被害状況 | 52 |
| (3) | 検討内容 | 52 |
| 4.2.2 | 支承の耐力 | 54 |
| (1) | 可動支承の耐力 | 54 |
| (2) | ピン支承取付部のせん断耐力 | 54 |
| 4.2.3 | FEM弾塑性解析 | 54 |
| (1) | 解析条件 | 54 |
| (2) | 解析結果 | 54 |
| 4.2.4 | 動的解析 | 56 |
| (1) | 解析条件 | 56 |
| (2) | 解析モデル | 56 |
| (3) | 固有周期解析結果 | 57 |
| (4) | 動的解析結果 | 58 |
| 4.2.5 | まとめ | 60 |

はじめに

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震は、都市直下型大地震となり、阪神地方を中心とする諸都市に大きな被害を引き起こした。創業以来幾多の巨大地震を経験してきた鉄道も大きな被害を受けた。

鉄道の不通区間は、地震発生日には新幹線約210Km、JR在来線約130Km、民鉄約290Kmで、全体で約640Kmにも及んだが、東海道新幹線は1月20日にはいち早く応急復旧を完了し、新幹線の不通区間を山陽新幹線の約92Kmとした。一方JR在来線についても1月30日には山陽本線を全通させ、残りを約17Kmとしたが、4月1日には完全復旧し、さらに、山陽新幹線も4月上旬には全線復旧した。また、民鉄線については8月23日の六甲ライナーの開通により全線の運転再開となった。

鉄道橋の被害についてはコンクリート橋の被害が甚大であり注目されがちであるが、鋼橋においても桁支承部を中心に被害を受けている。当分科会ではこれまでに、被害分布図の作成や現地調査を実施し対策工事担当者から直接被害状況や対策工法についてヒアリングを実施し、被害原因推定の参考とした。

ここでは現地調査も含めて20回以上にも及ぶワーキング活動結果をまとめたものである。

第1章では被害分布図と鉄道橋の被害の概要をまとめた。また、現地調査の結果得られた特殊な被害橋梁の事例として①ポートピア大橋、②六甲ライナー、③神戸高速鉄道生田架道橋、④JR貨物第二阪神国道架道橋、について実際の被害状況を写真で示した。

第2章では被害傾向を検証するために、東海道新幹線の合成桁を①支間長(15から35m)、②橋脚高さ(5から20m)及び③斜角(直、60度、45度)をパラメータとしたモデルを作成し動的解析を実施した。さらにその結果得られた水平震度を外的基準とした数理化理論I類により分析し、3種類の要因のうちどのパラメータが支配的であるかを定量的に示した。

第3章では第1章及び第2章の結果得られた被害傾向を実際の設計に反映させることを試みた。斜角桁の設計においては直桁に比較して水平震度が高くなる傾向にあるため、設計水平震度の割り増し係数を求めた。今回の地震で被害の最も多く生じた支承部については、一般的な事項ではあるが、支承部の機能、設計及び今後の支承部のあり方についてまとめた。

第4章では特殊な被害橋梁の解析事例としてJR貨物第二阪神国道架道橋および神戸高速鉄道生田架道橋について実際の地震波を入力した時刻歴応答解析を実施し(生田架道橋の解析は土木学会論文集を参照)実際の被害状況を検証し、被害原因を推定して、現時点で考えられる構造上の問題点を提示した。

第5章ではまだまだ解明すべき事柄が多くあるが、前章までの調査結果を踏まえて今後の望ましい「橋システム」のありかたについてまとめた。

第1章 被害分布と被害の傾向

1.1 被害分布図

1.1.1 鉄道橋の被害の概況

1995年1月発生した兵庫県南部地震は、鉄道、道路等における多くの橋梁、高架橋に大きな被害を与えた。被害の種類はさまざまであり、それらは、橋脚、支承、橋桁等の橋梁システムのすべてに渡って生じていた。

図1.1.1に鋼鉄道橋の被害分布図を示す。また、表1.1.1に被害の大きかった橋梁の概要を示す。

以下、各部の被害状況について簡単にまとめる。

(1) 橋脚

(a) 鋼製橋脚

鋼製橋脚においては基部座屈、横ばり座屈等が挙げられる。

(b) RC橋脚

RC橋脚においては、ひび割れ、かぶりコンクリートの剥落、および、曲げ、せん断による橋脚の崩壊などが挙げられる。

(2) 支承

採用されていた支承はほとんどが鋼製支承であったが、それらの被害状況としては、サイドブロック、サイドブロック固定ボルト、セットボルト、アンカーボルト、上沓切り欠き部、下沓リブ部、等の複数部位にわたっての破損が挙げられる。

(3) 橋桁

支点部の下フランジ及び腹板等の座屈、及び桁端部の座屈、桁の落下による破損が挙げられる。

(2) 在来線

在来線については、JR西日本神戸線、福知山線、山陽本線、JR貨物神戸臨港線、山陽電気鉄道山陽電鉄、阪神電気鉄道阪神本線、阪急電気鉄道宝塚線、大阪市交通局地下鉄御堂筋線、南海電鉄関空線、近畿日本鉄道奈良線、大阪線、神戸高速鉄道東西線、神戸新交通ポートアイランド線、六甲アイランド線等ほとんどの在来線の高架橋が被害を受けた。主な損傷としては、G橋に代表される橋脚の倒れ、H橋における下フランジ、腹板の座屈、I橋における、水平支承の破断、門型橋脚の支承からの逸脱、固定支承アンカーボルトの引き抜き、J橋の遠心鋼管柱の破断、桁の大きな横移動(約1m)、K橋の鋼製橋脚の局部座屈などが挙げられる。

1.1.2 被害を受けた主な鋼鉄道橋

以下、鋼鉄道橋に着目し、被害の概要をまとめる。

(1) 新幹線

新幹線については東海道新幹線、山陽新幹線の、新大阪～姫路間の多くの箇所で行、支承、橋脚が大きな被害を受けた。主な損傷としては、A橋に代表される、支承からの桁の逸脱、桁の大きな横移動(約1m)、B、F橋における桁の横移動、C～E橋に代表される支承の破損が挙げられる。



図 1.1.1 鋼鉄道橋の被害分布図

表 1.1.1 被害を受けた鋼鉄道橋の仕様及び損傷のまとめ

| 路線種別 | 橋梁記号 | 構造形式 | 斜角の有無 | 主な損傷の概要 | 記事 |
|-------|------|-------------|---------------------|--|---------------------|
| JR新幹線 | A | 合成桁、箱断面 | 可動: 45度 固定: 90度 | 可動側の桁が約 100cm 横移動 桁が支承から逸脱 下フランジ変形 | 桁下空頭約 20m 新大阪駅近辺 |
| | B | 合成桁、I 断面 | 可動・固定: 60度 | 可動側の桁が約 10cm 横移動 | 同上 |
| | C | 合成桁、I 断面 | 可動・固定: 60度 | 支承サイドブロック破損 | 同上 |
| | D | 合成桁、I 断面 | 可動・固定: 90度 | 支承破損 | 同上 |
| | E | 合成桁、I 断面 | 可動・固定: 90度 | 支承破損 | 同上 |
| | F | 合成桁、I 断面 | 可動・固定: 45度 | 桁が 5cm~20cm 横移動 | 西明石駅付近 |
| JR在来線 | G | 道床式TG | 可動・固定: 65度 | 橋脚の倒れ | 三宮駅付近 |
| | H | 道床式DG | 可動・固定: 90度 | 下フランジ、腹板の座屈 | 同上 |
| | I | 道床式TG DG | 固定: 45度 その他: 90度 | 水平支承破断、フランジ座屈 門型橋脚の支承からの逸脱 DG固定支承アンカーボルト 30cm 抜け | 阪急岩屋駅付近 |
| 神戸高速 | J | 道床式DG(箱) | 可動・固定: 90度 | 遠心力鑄鋼管柱の破断 可動側の桁が約 100cm 横移動 | 三宮駅付近 |
| 神戸新交通 | K | 鋼製橋脚 | — | 橋脚の一部に局部座屈 | |

1. 2 特殊な被害橋梁の事例

1. 2. 1 被害の概況

1. 1. 3 において列記した鋼鉄道橋における被害の発生傾向及び特徴について、代表的な4橋を取り上げ、まとめる。

1. 2. 2 特殊な被害橋梁の事例

(1) ポートピア大橋

(a) 構造概要

神戸新交通ポートアイランド線（ポートライナー）は海上都市ポートアイランドと神戸三宮を結ぶ新しい交通機関として建設され、ポートピア大橋は神戸港第4突堤（神戸側）とポートアイランド間の水路に建設された橋梁である。上部構造は単弦アーチリブで補剛された連続箱桁であり、橋長は522.3mに及ぶ。また、下部構造は門型ラーメン形式であり、支承は固定側にピボット支承、可動側にすべり板支承を採用している。

(図 1. 2. 1)

(b) 損傷概要

1) 橋桁

- ・桁端部に亀裂、ひずみ（塗装の剥がれ）が発生（写真 1. 2. 1）
- ・桁の横移動 500mm

2) 橋脚

- ・橋脚基部から天端まで橋軸方向に最大 172mm、橋軸直角方向に最大 118mm の倒れ、曲がりが発生
- ・橋脚下段の溶接部に H. T. B の滑りが発生

3) 支承

- ・上沓破損（写真 1. 2. 2）
- ・下沓突起部変形（写真 1. 2. 2）
- ・サイドブロック孔部変形（写真 1. 2. 2）
- ・P T F E 板破損
- ・セットボルト破断
- ・塗膜剥離
- ・橋脚倒れによる支承遊間の不足（写真 1. 2. 3, 写真 1. 2. 4）

4) その他

- ・耐震連結装置破損（連結板方式（写真 1. 2. 5）、P C 鋼棒方式）
- ・フィンガージョイントの破損（写真 1. 2. 6）

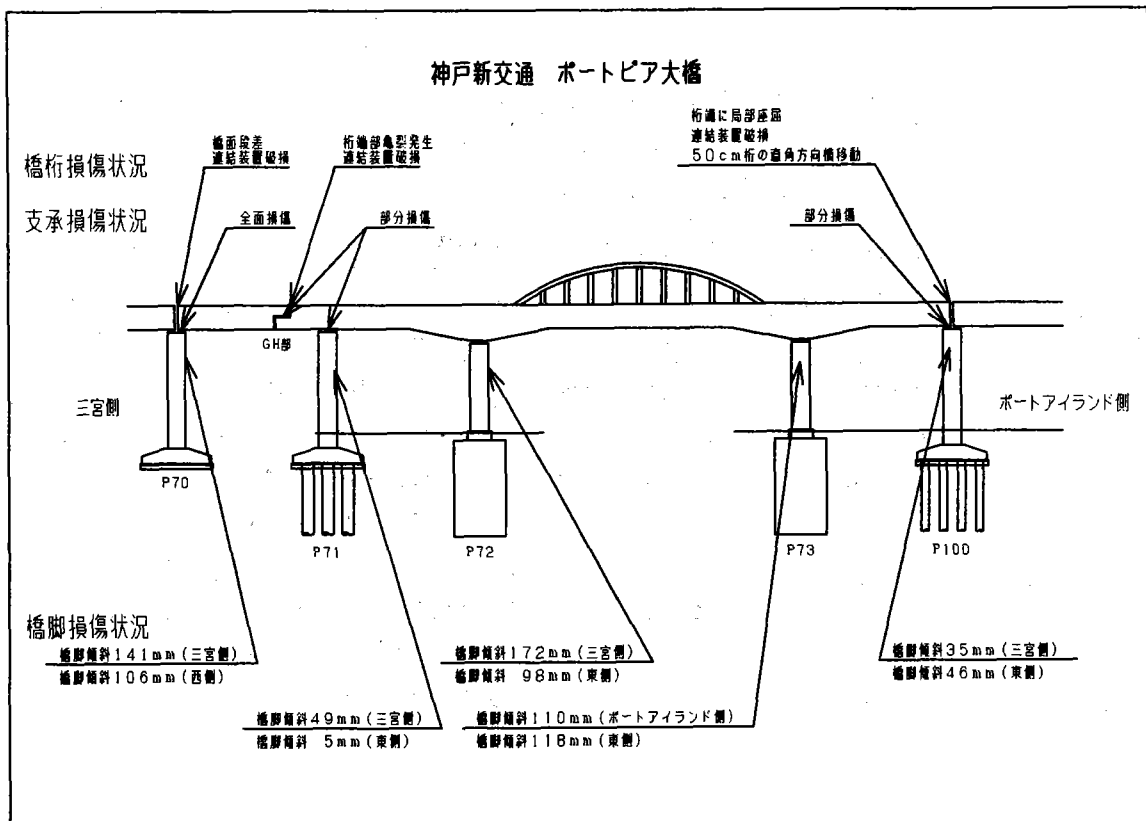


図 1. 2. 1 神戸新交通ポートピア大橋 被害状況図



写真 1.2.1 ゲルバー部 桁端亀裂発生状況

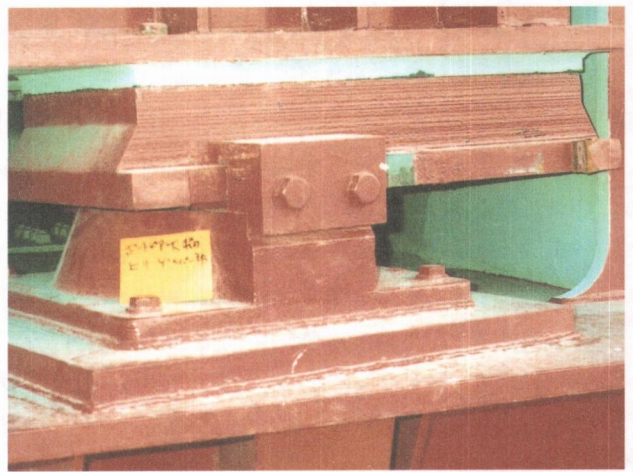


写真 1.2.4 ゲルバー部 支承部状況

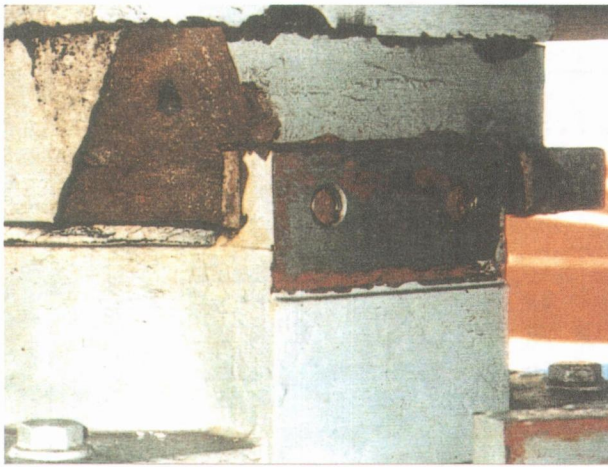


写真 1.2.2 P70 支承破損状況

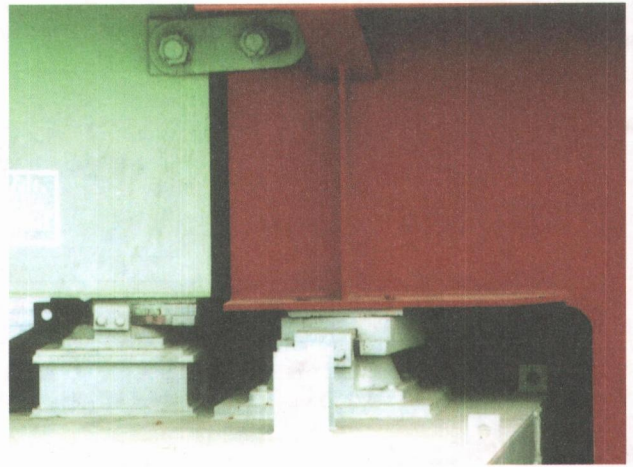


写真 1.2.5 P70 耐震連結装置破損状況

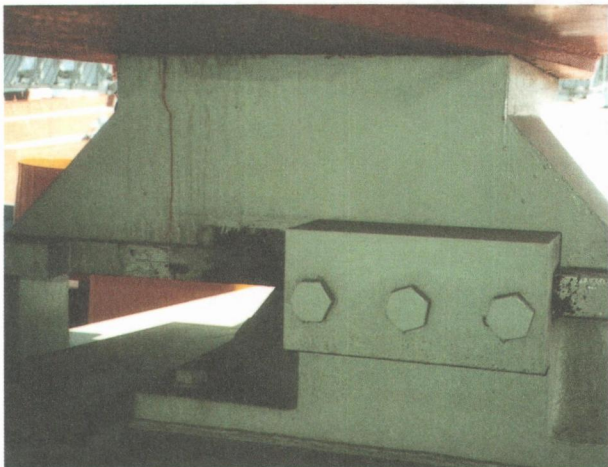


写真 1.2.3 P71 支承部状況



写真 1.2.6 P70 橋面段差状況

(2) 六甲アイランド線（魚崎駅～南魚崎駅間）

(a) 概要

神戸新交通六甲アイランド線（六甲ライナー）は海上都市六甲アイランドと阪神電鉄魚崎駅、JR住吉駅を結ぶ新しい交通機関である。今回、踏査したのは六甲アイランドへ渡る前の魚崎駅～南魚崎駅間（20径間）の橋梁である。全区間に渡って、上部構造は単純箱桁であり、下部構造は逆T型鋼製橋脚が採用されている。また、支承は固定側、可動側共にすべり板支承が採用されている。

(図 1.2.2)

(b) 損傷概要

1) 橋桁

・上フランジ部に衝突による損傷、波打ちが発生

2) 橋脚

・柱部縦リブ部のみの局部座屈が発生

(写真 1.2.7、1.2.8)

・柱部縦リブ部と側板の連成した局部座屈が発生

(塗装の剥がれ) (写真 1.2.9)

3) 支承

・上沓破損 (写真 1.2.10)

・下沓突起部変形 (写真 1.2.10)

・サイドブロック孔部変形

・セットボルト、サイドブロックボルト破断

(写真 1.2.11)

・塗膜剥離

4) その他

・耐震連結装置破損

・橋脚基部破損 (写真 1.2.12)

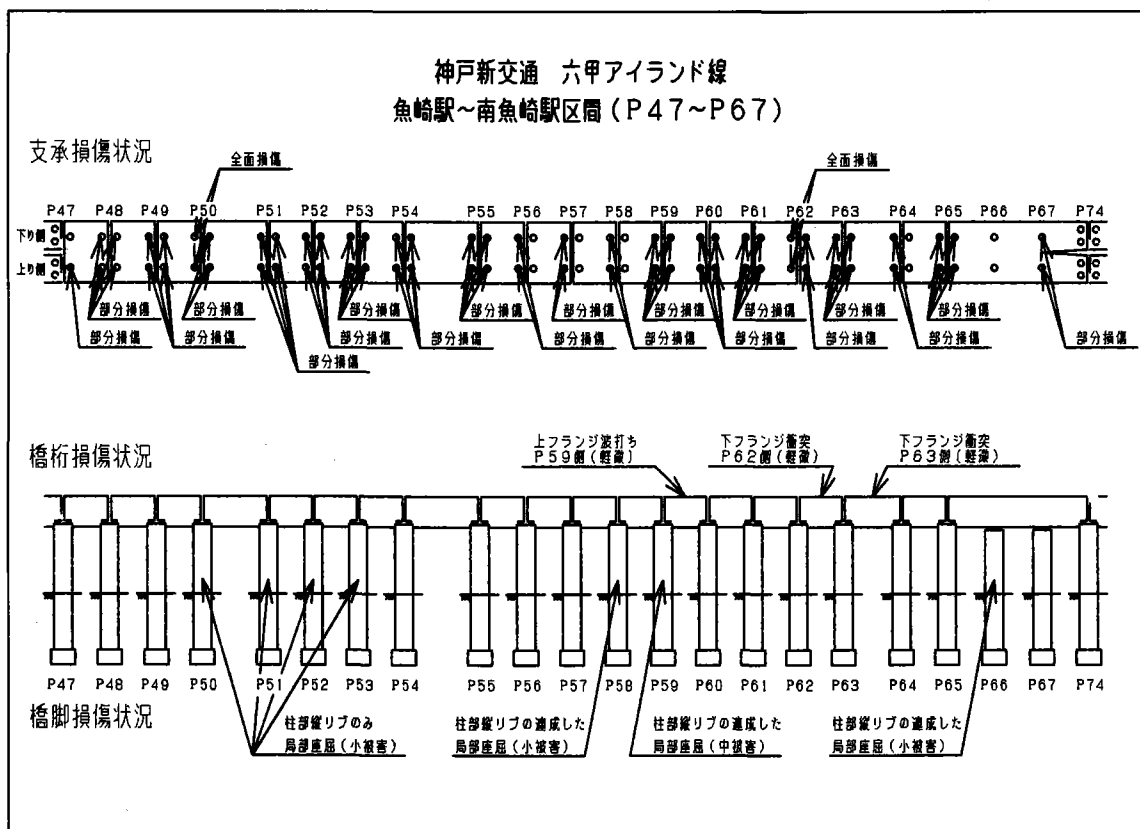


図 1.2.2 神戸新交通六甲アイランド線 被害状況図

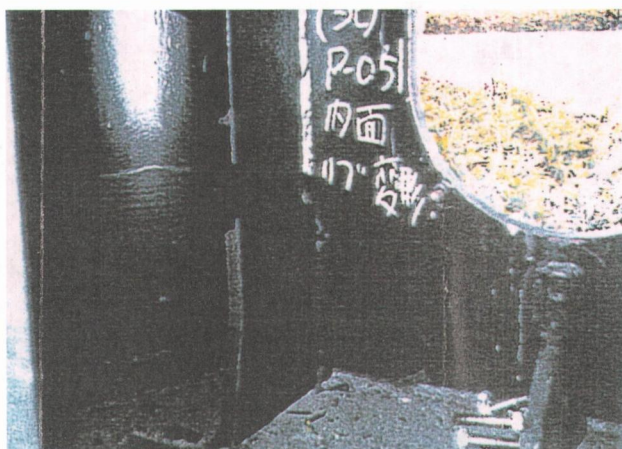


写真 1. 2. 7 P51 橋脚縦リブ座屈状況

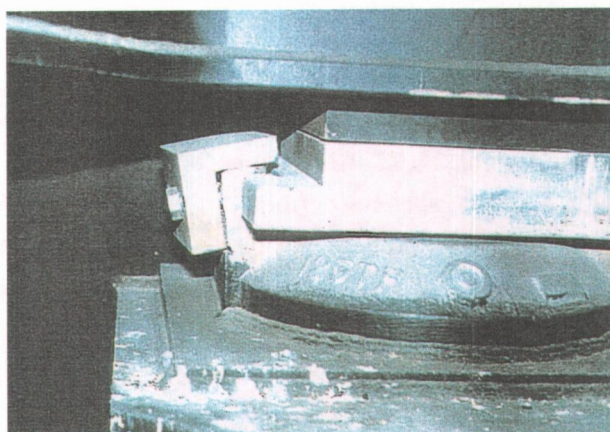


写真 1. 2. 10 P50 支承損傷状況

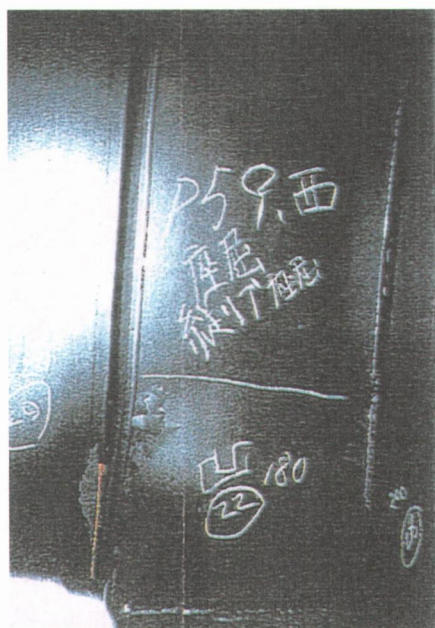


写真 1. 2. 8 P59 橋脚縦リブ座屈状況

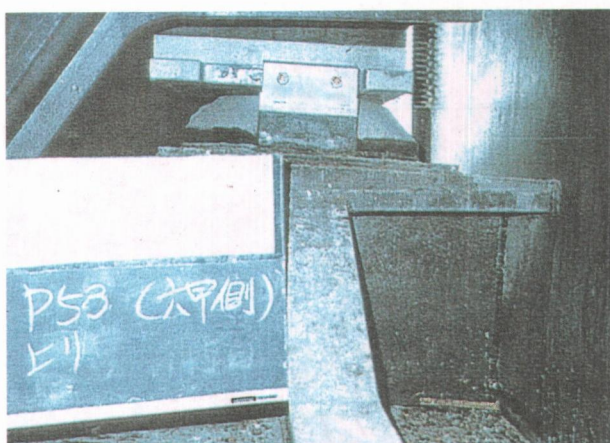


写真 1. 2. 11 P53 支承損傷状況

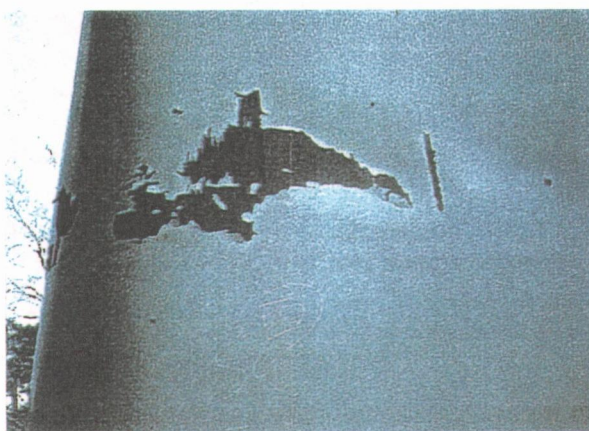


写真 1. 2. 9 橋脚側板塗装剥離状況



写真 1. 2. 12 橋脚基部損傷状況

(3) 生田架道橋

(a) 構造概要

生田架道橋は神戸高速鉄道東西線の三宮駅と元町駅の間に位置している橋梁である。上部構造は道床式3径間連続箱桁であり、橋長は50m、また、下部構造は両端がRC橋脚、中間が遠心力鋳鋼管柱製門型ラーメン橋脚であり、支承は端支点固定側に1本ピン支承、中間橋脚基部にピボット支承、可動側にすべり板支承を採用している。(図1.2.3)

(b) 損傷概要

1) 橋桁

- ・桁端部には上揚力対策を考慮し、カウンターウェイトとしてコンクリートが充填(桁端より4m)されており、桁の被害はない

- ・P1桁の横移動1000mm

2) 橋脚

- ・中間橋脚の一方(P2)は梁と鋼管柱との接合部近傍で両側の鋼管柱が破断している(写真1.2.13)が、他方(P3)は梁天端で約200mm橋軸直角方向に移動したものの、目立った損傷はない
- ・P1橋脚(固定側)では、支承まわり、及び梁側面のコンクリート割落発生(写真1.2.14、1.2.15)

3) 支承

- ・P4橋脚側(可動支承)はサイドブロック固定ボルト及び下沓が破断(写真1.2.16、1.2.17)
- ・P1橋脚側(固定支承)はアンカー抜け出し、ナットゆるみ発生(写真1.2.18)
- ・ピボット支承は損傷なし

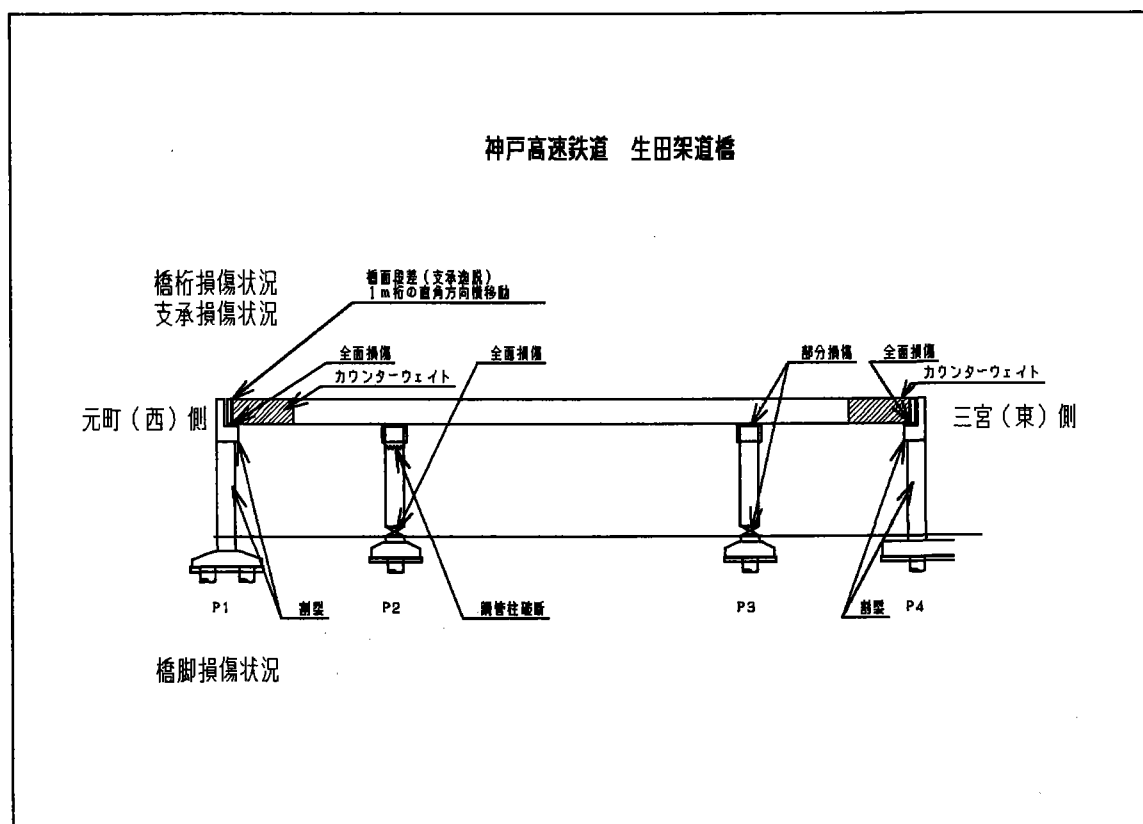


図1.2.3 神戸高速鉄道生田架道橋 被害状況図

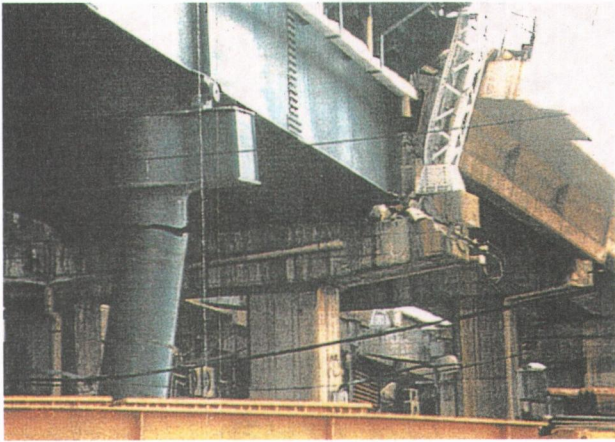


写真 1. 2. 13 P 2 鋼管柱橋脚破断状況

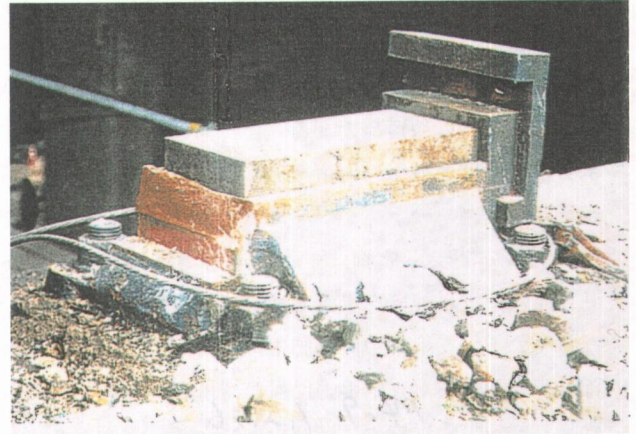


写真 1. 2. 16 P 1 支承損傷状況



写真 1. 2. 14 P 4 掛け違い橋脚損傷状況

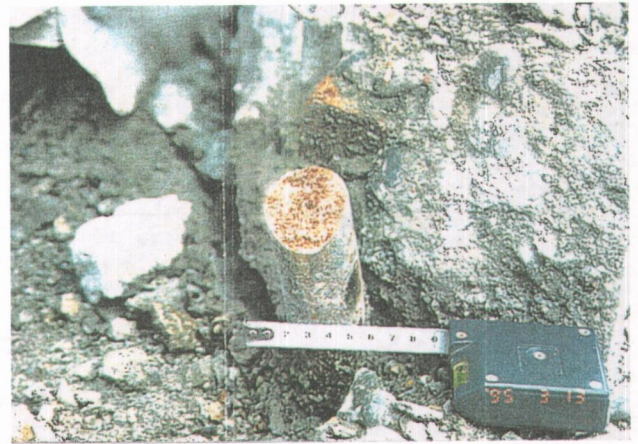


写真 1. 2. 17 P 1 支承アンカー破断状況



写真 1. 2. 15 P 4 掛け違い橋脚天端拡大写真



写真 1. 2. 18 P 4 支承損傷状況

(4) JR貨物神戸臨港線第二阪神国道架道橋

(a) 概要

神戸臨港線は山陽本線灘駅の南に位置し、国道2号線をまたぐ単線の架道橋である。上部構造は国道をまたぐ部分は2径間連続桁、側道部分は単純桁からなっている道床式下路プレートガーターである。下部構造は、連続桁部分の中間支点橋脚は1本の遠心力鋳鋼管形式であり、連続桁、単純桁を支える部分は門型ラーメン形式となっている。支承は中間橋脚下ではピボット支承、橋台部は線支承、また、水平力に対しては橋台に取り付けた水平シューで受け持つ構造になっている。(図1.2.4)

(b) 損傷概要

1) 橋桁

- ・A1 支点部下フランジ及び腹板の一部に座屈変形発生
- ・A1 桁が下沓から逸脱 (写真1.2.19)

- ・A1 桁の横移動 500mm
- ・P2にて連続桁側の支点部が最大 220mm 宙づり状態

2) 橋脚

- ・遠心力鋳鋼管柱橋脚部の橋軸方向倒れとひずみ (塗装の剥離) が発生 (写真1.2.21)
- ・ラーメン橋脚部の橋軸方向倒れ、ピボット支承からの逸脱 (写真1.2.22) と隅角部にひずみ (塗装の剥離) が発生 (写真1.2.23)

3) 支承

- ・水平シューの破断 (写真1.2.20)
- ・線支承の破損 (写真1.2.19)
- ・固定支承のアンカーボルトの引き抜け (300mm) (写真1.2.24)
- ・ピボット支承の破損 (写真1.2.22)

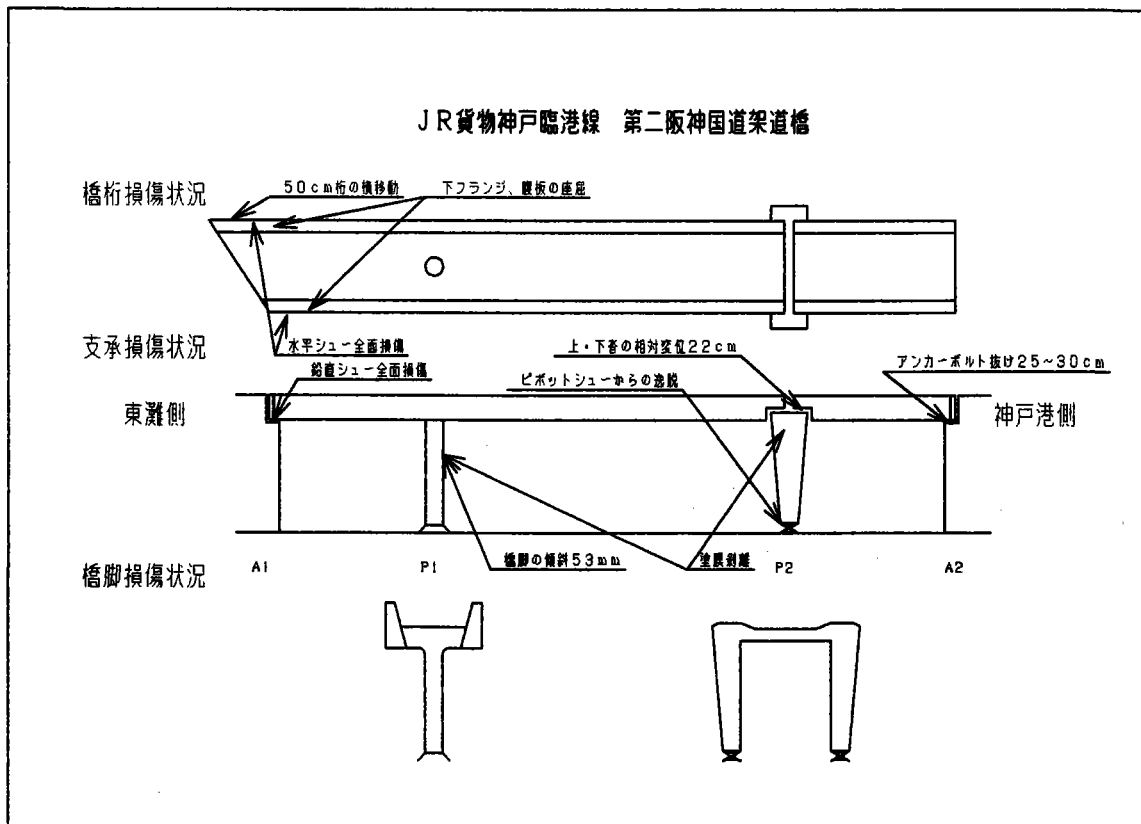


図1.2.4 JR貨物神戸臨港線第二阪神国道架道橋 被害状況図

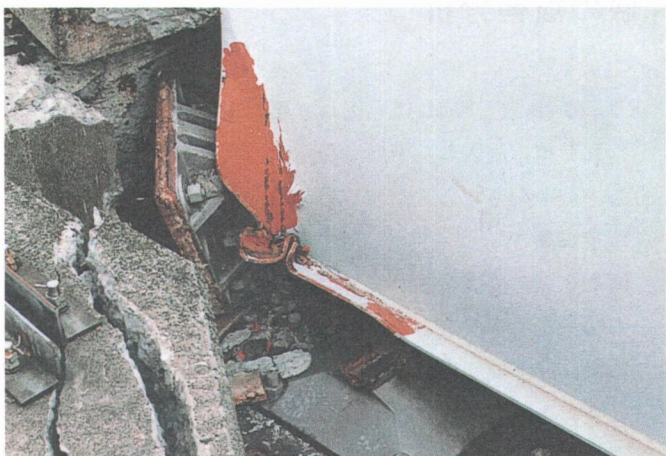


写真 1. 2. 19 A 1 橋桁損傷状況



写真 1. 2. 22 P 2 橋脚基部状況



写真 1. 2. 20 A 1 桁水平シユール状況



写真 1. 2. 23 P 2 橋脚ひずみ発生状況



写真 1. 2. 21 P 1 橋脚ひずみ発生状況



写真 1. 2. 24 A 2 支承損傷状況

1. 3 J R新幹線の被害分析

1. 3. 1 概要

J R新幹線は、新大阪～姫路間にて桁、橋脚、支承が大きな被害を受け、また、その橋梁数も非常に多数である。ここでは、これらの被害を統計的にまとめてみる。

また、被害の度合いを考える際、支承の損傷状態を基準にまとめた。これは、支承が死荷重を元に設計されており、被害状況のメジャーとして適していると判断したからである。

1. 3. 2 被害分析における着目点について

被害分析を行うに当たっては、次の点にポイントをおいて実施した。

- (1) 支間長
- (2) 橋脚高さ
- (3) 斜角の有無

1. 3. 3 被害分析のまとめ

各ポイントに着目した分類を図 1. 3. 1～1. 3. 3 に示す。

以下、被害の要因として考えられる点を示すが、対象となる支承の数量分布に偏りもあるため、結論付けるには及ばない。よって、パラメータ解析を実施した。その結果は次章にて述べる。

(1) 支間長

図 1. 3. 1 に支間長と被害の関係を示す。図より、支間長が長くなるにつれて、被害の度合いが高くなること

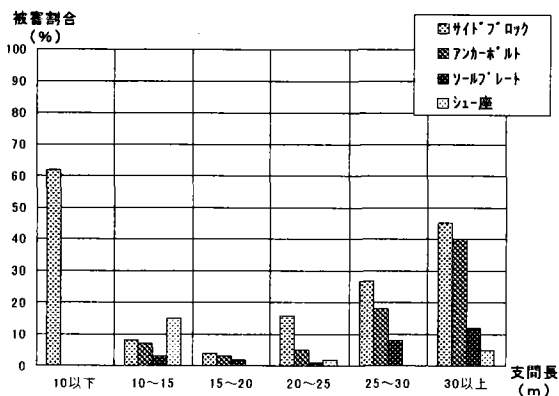


図 1. 3. 1 支間長と被害割合 (%)

判る。これは、支間長に比例して死荷重が大きくなるが、その死荷重に起因した予期せぬ鉛直力及び、水平力が発生し、被害をもたらしたと考える。

(2) 橋脚高さ

図 1. 3. 2 に橋脚高さ (フーチングから橋脚天端) と被害の関係を示す。ここでは、橋脚高さが 20m を越えたところで、被害の度合いが急に高くなることが判る。これは、橋脚高さがある時点を越えた高さになることにより、予期せぬ水平力が桁との相対変位を極端に大きく発生させ、設計遊間を越えたため、被害をもたらしたと考える。

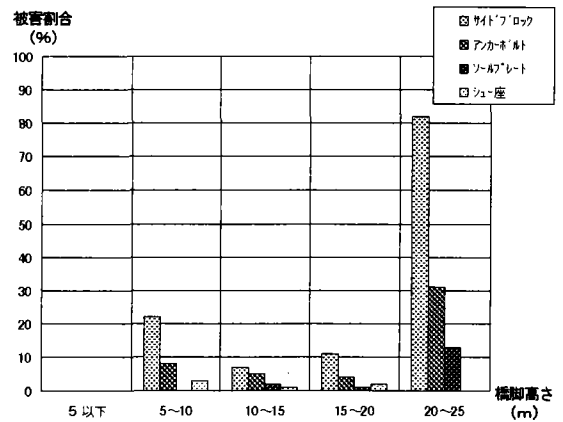


図 1. 3. 2 橋脚高さ と被害割合 (%)

(3) 斜角

図 1. 3. 3 に斜角と被害の関係を示す。直橋 (90 度) に対し、斜角がある橋はどのような角度を持っていても被害の度合いは高いことがわかる。また、可動側が固定側に比べて、損傷率が高いこともわかる。これは、斜角がある橋では、各支承へ均等に水平力が働きにくいことを示していると考えられる。

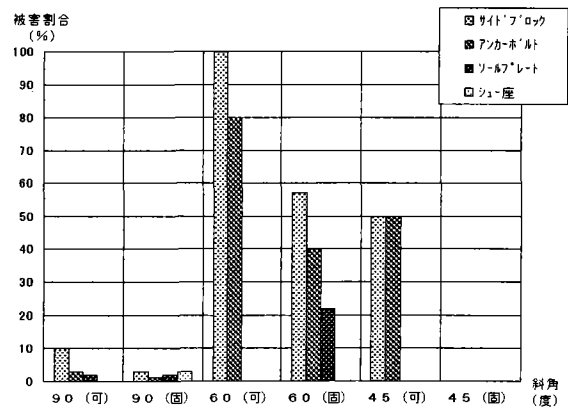


図 1. 3. 3 斜角桁と被害割合 (%)

1. 4 被害橋梁の特徴

1.4.1 被害橋梁と被害を免れた橋梁との比較

今回の地震による特徴の一つとも言えるが、ほんのわずかな位置の違いにより、大きな被害を受けたものと、全くといってよいほど損傷に見舞われなかったものに分かれたということがある。本来ならば、振動の伝播を考えた時、徐々に遠くに離れていくに従って、損傷が軽微になると考える。しかし、今回、新幹線の高架橋の一部は柱のせん断破壊で落橋したが、その前後の橋はほとんど損傷がなかった、などというように、ほんのわずかな位置の違いにより、大きな被害を受けたものと、全くといってよいほど損傷に見舞われなかったものに分かれたという状況が非常に多く見受けられた。

表 1.4.1 に被害橋梁と被害を免れた橋梁の比較を示す。なお、本表は今回の地震の被害を道路橋を含めた総括的な概念としてまとめたものである。

(1) 橋脚

橋脚に着目すると、比較的門型ラーメン橋脚を代表する複数柱形式を持つ橋梁が被害を受けなかった傾向にあるように見受けられた。

(2) 支承

支承については、使用数の差があるのではっきりとは言及できないが、鋼製支承に比べ、ゴム支承（反力分散形式）を使用していた橋梁の方がダメージが軽微であったように見受けられた。また、鋼製支承の中でも、BP 支承は他の鋼製支承に比べ、被害が小さかったように見受けられた。

(3) 橋桁

橋桁に着目すると、上部構造が比較的軽い鋼桁が被害が軽微であったように見受けられた。中でも、桁断面剛性が高い鋼箱桁橋の被害が最も軽微であったように見受けられた。

1.4.2 まとめ

前述したように、今回の地震では、わずかな位置の違いにより、被害の大小が大きく分かれた。よって、必ずしもすべてであるとは言及できないが、橋梁形式等を検討する上で、表 1.4.1 は一つの参考となると考える。

表 1.4.1 被害橋梁と被害を免れた橋梁との比較

| 橋梁部位 | 被害を受けやすい形式等 | 被害を受けにくい形式等 |
|------|---------------|-----------------|
| 橋脚 | 壁式橋脚（橋軸方向） | 壁式橋脚（橋軸直角方向） |
| | 1 本柱 | 門型ラーメンに代表される複数柱 |
| 橋桁 | 単純桁 | 連続、連結桁 |
| | 上部構造重量が大 | 上部構造重量が小 |
| | 斜角あり | 斜角なし（直桁） |
| | 鈹桁（断面剛性弱） | 箱桁（断面剛性强） |
| | 支点部剛性小 | 支点部剛性大 |
| | 桁端剛性小 | 桁端剛性大 |
| 支承 | 鋼製支承 | ゴム支承 |
| | F C 支承、ローラー支承 | B P 支承 |
| | F・M（固定・可動）形式 | E（分散）形式 |

第2章 被害傾向の解析的検証

2.1 合成桁（JR新幹線）のモデル化

2.1.1 概要

前章において整理した被害傾向について、任意のモデルを用いて解析的検証を行った。

解析では、実際の挙動を可能な限り再現するため3次元立体モデルを採用し、上部工の断面諸量として実在するJR新幹線の合成桁の値を用いた。また、被害の要因分析を行うため、支間長・斜角・橋脚高さをパラメータとした解析を行った。

2.1.2 解析モデル

(1) 上部工構造

上部工構造として、JR新幹線で実際に建設された桁の図面をもとにモデル化を行った。上部工は上り線と下り線の分離構造であり、形式はともに2主桁の活荷重合成桁である。参考のため、支間長35mの場合の標準断面図を図2.1.1に示す。また、標準的な主桁について断面形状を表2.1.1に示す。

主桁の面内剛度は、床版の有効幅を考慮した合成断面で計算した。また面外剛度については、各主桁の床版を

表 2.1.1 主桁断面形状（支間中央断面）

| 支間長 | ウェブ | 上フランジ | 下フランジ |
|-----|----------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| 15m | 1150 x 9 (SM400) | 330 x 19 (SM400) | 460 x 19 420 x 16 (SM400) |
| 20m | 1550 x 10 (SM400) | 400 x 25 (SM400) | 440 x 25 410 x 22 (SM400) |
| 25m | 1850 x 12 (SM490) | 290 x 22 (SM490) | 410 x 22 370 x 22 (SM490) |
| 30m | 2250 x 12 (SM490) | 250 x 16 (SM490) | 410 x 25 360 x 25 (SM490) |
| 35m | 2460 x 13 (SM490) | 400 x 22 430 x 22 (SM490) | 640 x 25 610 x 25 (SM490) |

全幅有効とした断面で計算するとともに、床版のせん断剛性を評価するため、主桁間に床版のせん断剛度と等価なトラス部材（平面斜材）をモデル化した。^{2.1.1)}

支承のタイプは線支承とし、骨組解析上、桁中立軸から支承中心までの剛な鉛直部材を設け、この部材上端を主桁部材に剛結、下端を表2.1.2に示す境界条件とした。

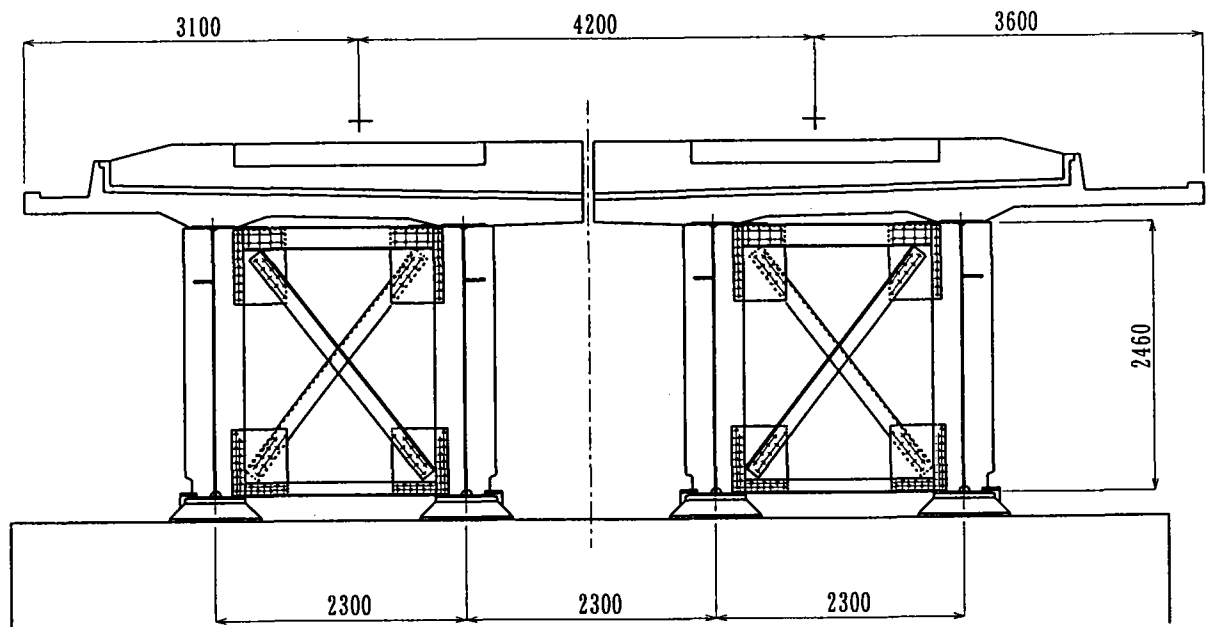


図 2.1.1 上部工標準断面図

表 2.1.2 支承部境界条件

| | P 1 (固定側) | | P 2 (可動側) | |
|------------|-----------|-------|-----------|-------|
| | G1・G4 | G2・G3 | G1・G4 | G2・G3 |
| X | 拘束 | 拘束 | フリー | フリー |
| Y | 拘束 | * | 拘束 | * |
| Z | 拘束 | 拘束 | 拘束 | 拘束 |
| Θ_x | フリー | フリー | フリー | フリー |
| Θ_y | フリー | フリー | フリー | フリー |
| Θ_z | フリー | フリー | フリー | フリー |

X：橋軸方向、Y：橋軸直角方向、Z：鉛直方向

*印箇所については、以下の理由によりフリーとした。
つまり、図 2.1.2 に示すように、橋脚水平材が上下に振動するモードにおいて支承部にはY方向に変位差が生じる。このY方向を拘束する（変位差を許さない）と、支承部に変形によるせん断力が生じる。このせん断力は上部工の反力とは性質の異なる値（水平材の上下変位による値）となる。したがって、上部工反力に着目する今回の解析においては、構造的には拘束であるがフリーとして解析を行った。

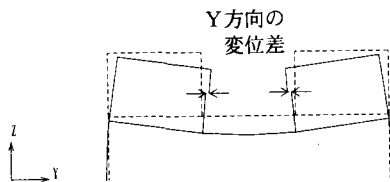


図 2.1.2

(2) 下部工構造

下部工構造は、矩形断面を有する鉄筋コンクリート門型（1層）ラーメンとした。

下部工の断面形状については一般的に、地盤性状、橋脚高さおよび上部工支間長などにより様ではない。従って簡単のため、表 2.1.3 に示すような断面形状を仮定した。ここでいう橋脚高さとは、橋脚天端からフーチング上面までの高さとする。

表 2.1.3 下部工形状一覧表

| | | | | 橋脚高さ | |
|-----|-----|-----|-----|---------|----------|
| | | | | 5m, 10m | 15m, 20m |
| 支間長 | 15m | 柱寸法 | 橋軸 | 2.0m | 2.0m |
| | | | 橋直 | 1.2m | 1.5m |
| | 20m | 梁 | 高 | 1.5m | 1.5m |
| | | | 橋軸 | 2.5m | 2.5m |
| | 30m | 柱寸法 | 橋直 | 1.2m | 1.5m |
| | | | 35m | 梁 | 高 |

(3) パラメータの選定

前章の分析結果より、地震による被害傾向と橋梁構造物の諸元との間に、特定の因果関係があると推定される。このため、ここではこの諸元に着目しパラメータ解析を行った。

着目したパラメータは以下の3項目である。

- ① 上部工支間長
- ② 橋脚高さ
- ③ 斜角

①の上部工支間長については新幹線で実際に建設されたものの内、最小15mから5m刻みで最大35mまでを計算した。

②の橋脚高さについては実際に建設されたものではないが、現実的なものとして最小5mから5m刻みで最大20mまでを計算した。

③の斜角については①と同様に新幹線で実際に建設されたものとして、90度（直桁）、60度および45度を計算した。

これらパラメータを組合せ、検討したケースの一覧を表 2.1.4 に示す。

表 2.1.4 検討ケース一覧表

| 斜角 支間長 | 90° | 90° | 90° | 90° | 60° | 45° |
|-----------|--------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| 15m | — | H=10m C1-1 | — | — | — | — |
| 20m | H=5m C2-1 | H=10m C2-2 | H=15m C2-3 | H=20m C2-4 | H=10m C2-5 | H=10m C2-6 |
| 25m | — | H=10m C3-1 | — | — | — | — |
| 30m | H=5m C4-1 | H=10m C4-2 | H=15m C4-3 | H=20m C4-4 | H=10m C4-5 | H=10m C4-6 |
| 35m | — | H=10m C5-1 | — | — | — | — |

Hは橋脚高さ、C_{n-m}はケース番号を示す。

(4) 骨組モデルと着目点

解析で用いたモデルを図 2.1.3 に示す。

図のように、上り線・下り線の主桁をそれぞれ要素としてモデル化し、下部工はそれらを一体として支持する形式とした。

また前章の分析の結果、地震による被害は支承部に多く発生したことが判明したため、解析は支承部要素の地震時力に着目して行った。

参考文献

- 2.1.1) 小松定夫・西村宣男：薄肉弾性ばり理論によるトラスの立体解析、土木学会論文集 No. 238、1975

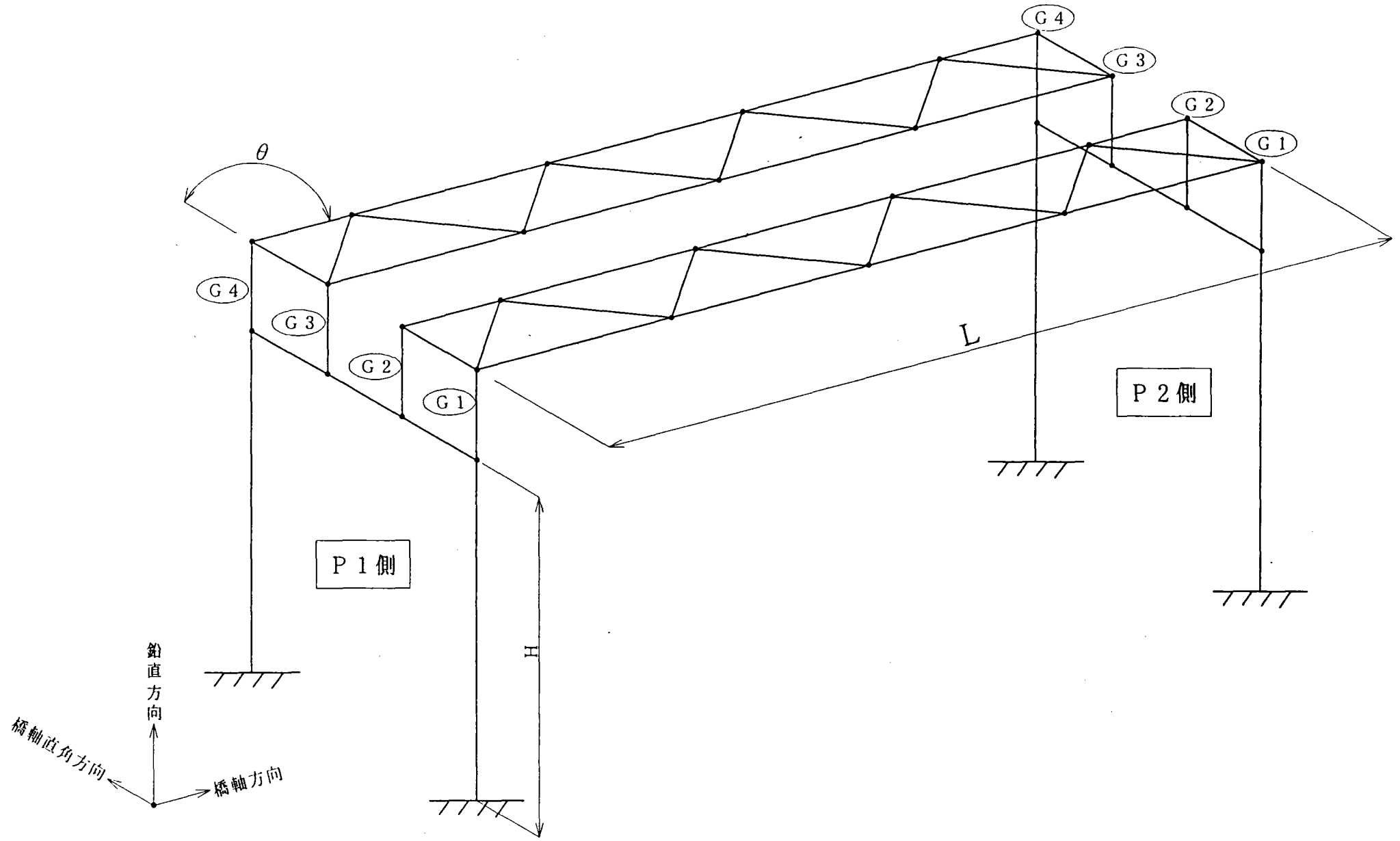


图 2.1.3 解析モデル

2.2 解析手法概要

2.2.1 解析条件

動的解析により、支間長・斜角・橋脚高さをパラメータとしたモデルの地震時の応答値を求める。

解析は線形計算とし、入力地震動については各モデルに同一の外力が加わるように応答スペクトルとした。

(a) 解析手法

線形解析を前提とするため、モーダル応答解析とし、モードの重ねあわせはCQC法とする。

(b) 入力地震動

入力地震動による影響を少なくするために、加速度応答スペクトルを入力する。スペクトルの値は5%減衰時に全周期帯で2Gとなるように設定する。

(c) 減衰定数

上部工鋼桁部2%、下部工コンクリート部5%として、ひずみエネルギー比例型の減衰とする。

(d) 解析ケース

橋軸方向、橋軸直角方向の2ケースとする。

2.2.2 使用した加速度応答スペクトル

解析にあたり入力動としての加速度応答スペクトルは、道路橋示方書（平成8年12月）耐震設計編に示されたタイプII標準加速度応答スペクトル（I種地盤）を想定した。しかし、モデルによっては低次の主要動の固有周期が最大時2Gの範囲（周期0.3~0.7秒）外となるケースが生じた。この場合、応答値の違いが、支間長・斜角・橋脚高さをパラメータとした形状の違いではなく、入力動の違いに影響されてしまうことになる。このような状況を避けるために、各モデルの応答に寄与する主要モードにおいて加わる地震動のエネルギーが等しくなるように、全周期帯で2Gとなるような加速度応答スペクトルを設定した。

解析に用いた加速度応答スペクトルとタイプIIの標準加速度応答スペクトルの比較を図2.2.1に示す。

2.2.3 解析手法概要

解析概要として述べる内容は、動的解析関連の図書にある内容と同じものである。

「応答計算に用いるのは、速度応答スペクトルであり、今回の解析に設定した全周期帯で2Gとなる加速度応答スペクトルを想定しても、各モード次数における外力の大きさは振動数により変化する」など、再確認の意味も含み、固有値解析、応答スペクトルによる応答、モードの重ね合わせの概要について述べる。

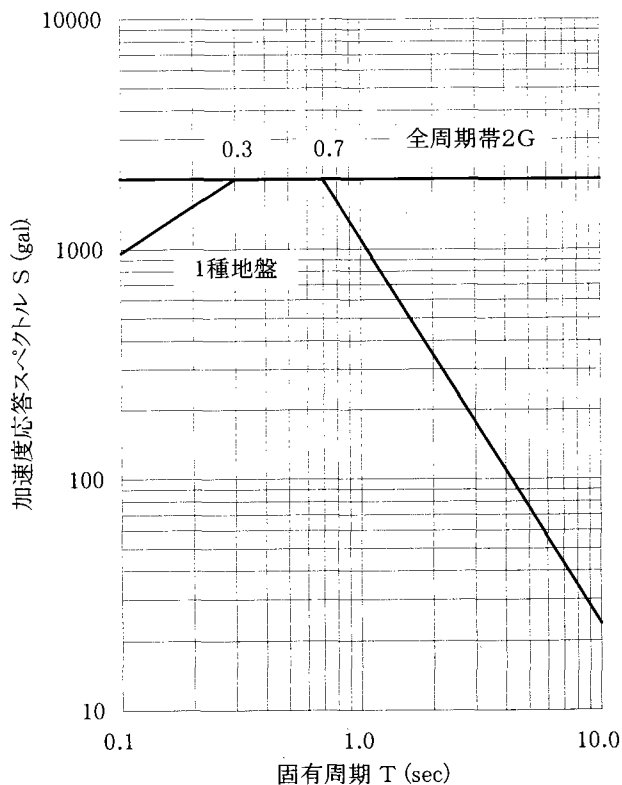
(1) モーダル法による応答解析

モーダル法とは、構造が有している固有の振動形態（振動モード）の重ね合わせによって動的応答を求める方法である。モーダル法の有効性は、厳密解を求めることができるが、実用上は「低次の振動モードをいくつか重ね合わせた近似解で十分である」という経済性にある。すなわち、振動モードの特性を利用することによって、大次元の連立微分方程式を解く代わりに、微分方程式を個々に解いて重ねあわせるという計算量の節約に大きな利点がある。

地震による強制振動の運動方程式

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{u}_e \quad \text{式(2.2.1)}$$

図 2.2.1 加速度応答スペクトル



M : 質量マトリックス
 C : 減衰マトリックス
 K : 剛性マトリックス
 $M\ddot{u}_e$: 慣性ベクトル

の解 u を、モーダル法によって求める。

固有値解析で求めた固有モード X_i ($i=1\sim n$) を次のように示す。

$$X = [x_1, x_2, x_3, \dots, x_n] \quad \text{式(2.2.2)}$$

この X を用いた線形座標変換を行い、解 u を次のように仮定する。

$$u = Xq \quad \text{式(2.2.3)}$$

q : モード系における変位ベクトル

q はモード座標系の変位と呼ばれる。速度、加速度についても次のように仮定する。

$$\dot{u} = X\dot{q} \quad \text{式(2.2.4)}$$

$$\ddot{u} = X\ddot{q}$$

式(2.2.3)、式(2.2.4)を式(2.2.1)に代入し、さらに左から X^t を掛ける。

$$X^t M X \ddot{q} + X^t C X \dot{q} + X^t K X q = -X^t M \ddot{u}_e \quad \text{式(2.2.5)}$$

次の関係が言える。

$$X^t K X = \omega^2 \quad \text{式(2.2.6)}$$

$$X^t M X = I$$

$$X^t K M = \omega^2 X^t M X$$

ω : 円振動数対角マトリックス

さらに C を次のように仮定する。

$$C = 2h\omega M \quad \text{式(2.2.7)}$$

h : 減衰対角マトリックス

ここで、 $2\omega M$ は臨界減衰を意味する。

式(2.2.6)、式(2.2.7)を式(2.2.5)に代入すると、次のようになる。

$$X^t M X \ddot{q} + 2h\omega X^t M X \dot{q} + \omega^2 X^t M X q = -X^t M \ddot{u}_e \quad \text{式(2.2.8)}$$

あるいは次のようにも表わされる。

$$Iq + 2h\omega q + \omega^2 q = \frac{X^t M}{X^t M X} I u_e \quad \text{式(2.2.9)}$$

ここで、次のように定義する。

$$I = X\beta \quad \text{式(2.2.10)}$$

β : 刺激係数

式(2.2.10)を式(2.2.9)に代入すると運動方程式は次のように表される。

$$I\ddot{q} + 2h\omega\dot{q} + \omega^2 q = -\beta\ddot{u}_e \quad \text{式(2.2.11)}$$

この式は非連成(decouple)な式であるから次のようにも表される。

$$\ddot{q}_i + 2h_i\omega_i\dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = -\beta_i\ddot{u}_e \quad i=1\sim n \quad \text{式(2.2.12)}$$

$$\text{ここで } \beta_i = \frac{x_i^t M I}{x_i^t M X_i}$$

この解 q_i は次のように求まる。

初期条件 $t=0$ で $q_i=0, \dot{q}_i=0$ とすれば

$$q_i = \frac{-\beta_i}{\omega_i\sqrt{1-h_i^2}} \int_0^t \ddot{u}_e(\tau) e^{-h_i\omega_i(t-\tau)} \times \sin \omega_i\sqrt{1-h_i^2}(t-\tau) d\tau \quad i=1\sim n \quad \text{式(2.2.13)}$$

(2) 応答スペクトルによる応答解析

(1)で述べたように運動方程式およびその解は次のように表される。

$$\ddot{u} + 2h\omega u + \omega^2 u = -\ddot{u}_e \quad \text{式(2.2.14)}$$

$$u(t) = \frac{-1}{\omega\sqrt{1-h^2}} \int_0^t \ddot{u}_e(\tau) e^{-h\omega(t-\tau)} \times \sin \omega\sqrt{1-h^2}(t-\tau) d\tau$$

変位 u は周期 $T (= 2\pi/\omega)$ と減衰 h のみ関係するので、 T と h の関数とみなすことができる。そこで、最大値のみに着目するならば、 T と h を変化させてその最大値を計算し、周期を変数(横軸)とし減衰をパラメータとした応答曲線で表せば、1自由度のモデルに限り設計に必要な応答値を得ることができる。このような応答曲線を応答スペクトルという。

今、周期 T 、減衰 h の関数として次式を定義する。

$$SV(T, h) = \left| \int_0^t \ddot{u}_e(\tau) e^{-h\frac{2\pi}{T}(t-\tau)} \sin \frac{2\pi}{T}\sqrt{1-h^2}(t-\tau) d\tau \right|_{\max} \quad \text{式(2.2.15)}$$

SV(T, h)は速度の単位になるので、速度応答スペクトルといわれている。

式(2.2.14)と式(2.2.15)の関係から、変位の最大値は近似的に

$$|u|_{\max} = \frac{1}{\omega\sqrt{1-h^2}}SV \quad \text{式(2.2.16)}$$

と表される。また、絶対加速度に関して式(2.2.14)より

$$\ddot{u} + \ddot{u}_e = -2h\omega\dot{u} - \omega^2u \quad \text{式(2.2.17)}$$

と表され、右辺の減衰項が十分小さいとして無視すれば

$$\ddot{u} + \ddot{u}_e = -\omega^2u \quad \text{式(2.2.18)}$$

と近似的に表される。最大値は次のように表される。

$$|\ddot{u} + \ddot{u}_e|_{\max} = \frac{\omega}{\sqrt{1-h^2}}SV \quad \text{式(2.2.19)}$$

以上のことから、変位応答スペクトルSD、加速度応答スペクトルSAと速度応答スペクトルSVの関係が次のように表される。

$$SD = \frac{1}{\omega\sqrt{1-h^2}}SV \quad \text{式(2.2.20)}$$

$$SA = \frac{\omega}{\sqrt{1-h^2}}SV$$

多自由度系モデルの場合も、モーダル法により非連成の運動方程式に変換した場合、同じ扱いになる。

式(2.2.12)で導いた運動方程式、

$$\ddot{q}_i + 2h_i\omega_i\dot{q}_i + \omega_i^2q_i = -\beta_i\ddot{u}_e$$

に対する速度応答スペクトル解析の解は次のようになる

今、速度応答スペクトルを次のように定義する。

$$SV_x(T_i, h_i) = \left| \int_0^T \ddot{u}_e(\tau) e^{-h\frac{2\pi}{T}(t-\tau)} \sin \frac{2\pi}{T} \sqrt{1-h^2}(t-\tau) d\tau \right|_{\max}$$

$$q_{i\max} = \frac{1}{\omega_i\sqrt{1-h_i^2}}\beta_iSV$$

$$\dot{q}_{i\max} = \frac{1}{\sqrt{1-h_i^2}}\beta_iSV = \omega_i q_{i\max} \quad \text{式(2.2.21)}$$

$$\ddot{q}_{i\max} = \frac{\omega_i}{\sqrt{1-h_i^2}}\beta_iSV = \omega_i^2 q_{i\max} \quad i=1\sim n$$

$q_{i\max}$ は時間の関数としての応答ではなく、各次モード系における最大応答値である。変位uについては

$$u_{\max} = Xq_{\max} \quad \text{式(2.2.22)}$$

とも表されるが、この式は各モードにおける最大変位ベクトル q_{\max} での評価である。実際は各モードでの応答が同時に起きることはほとんどないわけで、過大評価をしてしまう。モードの重ね合せの方法として、SRSS法とCQC法とが選択できる。

SRSS法は、各モードの二乗平均値として評価する方法であり、安定した近似解を得ることで通常用いられている。しかし、各モードごとの相関関係は考慮されないため、近接した周期をもつ構造に対しては、誤差が増大する傾向がある。これに対しCQC法は、各モードごとの相関関係が考慮できる利点がある。

SRSS法（二乗和平方根法）

(Square Root of Sum of Squares Method)

SRSS法は一般に広く用いられており、複数の固有振動数が接近していなければ、ほぼ良い近似を与えるが、接近している場合は応答を過大に評価する可能性がある。

$$|u^{(y)}(t)|_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^N |\beta_i \cdot x_i^{(y)} \cdot S_D(\omega_i)|^2}$$

(最大速度応答, 最大加速度応答も同様)

CQC法（完全二次形式結合法）

(Complete Quadratic Combination Method)

CQC法はモード間の相関性を考慮して重ね合わせる方法であり、時刻歴モード法と良い近似を与える。

$$|u^{(y)}(t)|_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{k=1}^N \left\{ \beta_i \cdot x_i^{(y)} \cdot S_D(\omega_i) \right\} \rho_{ik} \cdot \left\{ \beta_k \cdot x_k^{(y)} \cdot S_D(\omega_k) \right\}}$$

ここで、 ρ_{ik} :モード間の相関係数

$$\rho_{ik} = \frac{8\sqrt{h_i h_k \omega_i \omega_k} (h_i \omega_i + h_k \omega_k) \omega_i \omega_k}{(\omega_i^2 - \omega_k^2)^2 + 4h_i h_k \omega_i \omega_k (\omega_i^2 + \omega_k^2) + 4(h_i^2 + h_k^2) \omega_i^2 \omega_k^2}$$

(最大速度応答, 最大加速度応答も同様)

2.3 解析結果

2.3.1 固有値解析結果

支間長・斜角・橋脚高さをパラメータ変更したモデルについて固有値解析を行った。全モデルの固有周期の一覧を表 2.3.1 に示す。

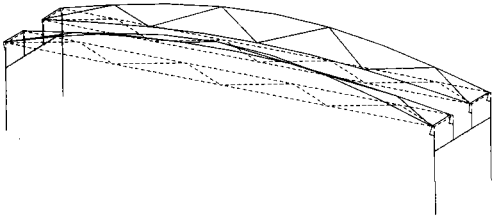
解析結果の中から支間長 30mモデルの斜角・橋脚高さの異なるモデル (C4-1, C4-2, C4-5, C4-6) のモード図を図 2.3.1、図 2.3.2、図 2.3.3、図 2.3.4 に示す。

表 2.3.1 固有値解析結果

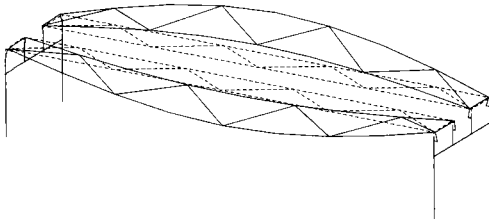
| モデル | モード1 | モード2 | モード3 | モード4 | モード5 | モード6 | モード7 | モード8 | モード9 | モード10 |
|------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| C1-1 | 0.3272 | 0.2307 | 0.1635 | 0.1491 | 0.1351 | 0.1349 | 0.1144 | 0.1097 | 0.0698 | 0.0526 |
| C2-1 | 0.1731 | 0.1702 | 0.1440 | 0.1435 | 0.1313 | 0.1094 | 0.0759 | 0.0677 | 0.0618 | 0.0454 |
| C2-2 | 0.3719 | 0.2591 | 0.1812 | 0.1701 | 0.1697 | 0.1491 | 0.1484 | 0.1440 | 0.0872 | 0.0782 |
| C2-3 | 0.6248 | 0.3727 | 0.2852 | 0.2675 | 0.1707 | 0.1706 | 0.1495 | 0.1439 | 0.0992 | 0.0790 |
| C2-4 | 0.9770 | 0.5848 | 0.4753 | 0.4105 | 0.1715 | 0.1710 | 0.1510 | 0.1445 | 0.1168 | 0.1052 |
| C2-5 | 0.2786 | 0.1876 | 0.1547 | 0.1519 | 0.1387 | 0.1336 | 0.1331 | 0.1104 | 0.0877 | 0.0800 |
| C2-6 | 0.2268 | 0.1693 | 0.1478 | 0.1428 | 0.1354 | 0.1301 | 0.1153 | 0.0974 | 0.0849 | 0.0788 |
| C3-1 | 0.4084 | 0.2886 | 0.2212 | 0.2204 | 0.1941 | 0.1935 | 0.1898 | 0.1491 | 0.1104 | 0.1055 |
| C4-1 | 0.2629 | 0.2622 | 0.2298 | 0.2295 | 0.1564 | 0.1410 | 0.1247 | 0.0750 | 0.0714 | 0.0673 |
| C4-2 | 0.3372 | 0.2912 | 0.2628 | 0.2611 | 0.2335 | 0.2296 | 0.1916 | 0.1411 | 0.1279 | 0.1213 |
| C4-3 | 0.5613 | 0.4016 | 0.2856 | 0.2627 | 0.2624 | 0.2441 | 0.2349 | 0.2296 | 0.1473 | 0.1409 |
| C4-4 | 0.8748 | 0.6211 | 0.4503 | 0.4055 | 0.2633 | 0.2630 | 0.2363 | 0.2297 | 0.1698 | 0.1416 |
| C4-5 | 0.2684 | 0.2242 | 0.2187 | 0.2021 | 0.1943 | 0.1909 | 0.1468 | 0.1291 | 0.1045 | 0.0981 |
| C4-6 | 0.2406 | 0.2280 | 0.2162 | 0.2034 | 0.2004 | 0.1709 | 0.1530 | 0.1186 | 0.0950 | 0.0849 |
| C5-1 | 0.4136 | 0.3720 | 0.3270 | 0.3255 | 0.2951 | 0.2925 | 0.2194 | 0.2054 | 0.1470 | 0.1280 |

固有周期 (sec)

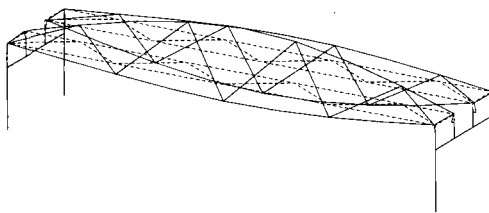
1次モード $T = 0.2629 \text{ sec}$



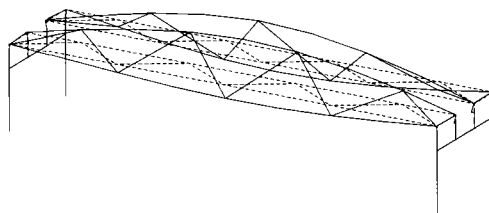
2次モード $T = 0.2622 \text{ sec}$



3次モード $T = 0.2298 \text{ sec}$



4次モード $T = 0.2295 \text{ sec}$

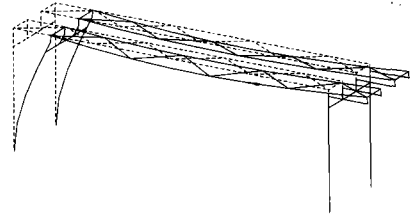


5次モード $T = 0.1564 \text{ sec}$

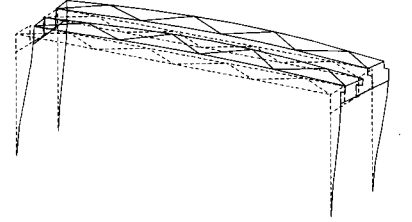


図 2.3.1 直角・橋脚高さ 5m (C4-1)

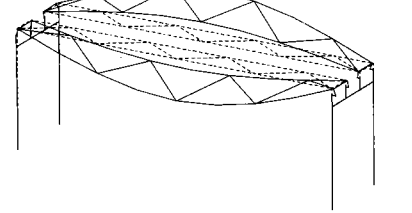
1次モード $T = 0.3372 \text{ sec}$



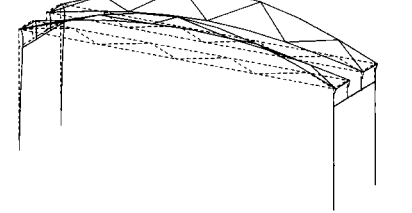
2次モード $T = 0.2912 \text{ sec}$



3次モード $T = 0.2628 \text{ sec}$



4次モード $T = 0.2611 \text{ sec}$



5次モード $T = 0.2335 \text{ sec}$

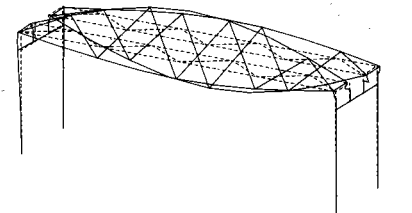
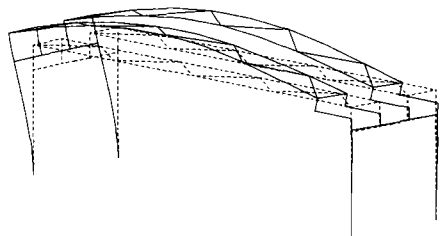
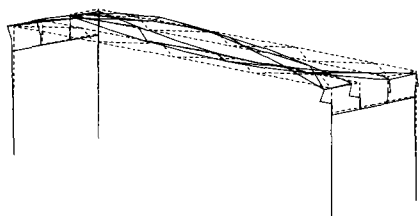


図 2.3.2 直角・橋脚高さ 10m (C4-2)

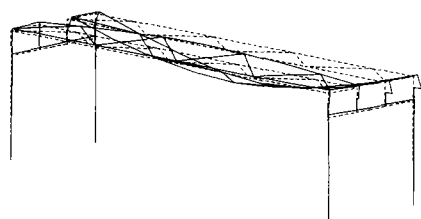
1次モード $T = 0.2684 \text{ sec}$



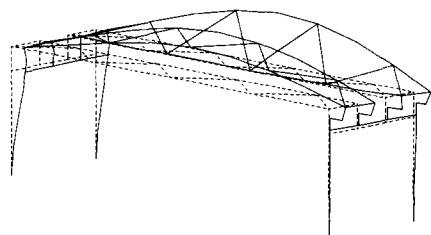
2次モード $T = 0.2242 \text{ sec}$



3次モード $T = 0.2187 \text{ sec}$



4次モード $T = 0.2021 \text{ sec}$



5次モード $T = 0.1943 \text{ sec}$

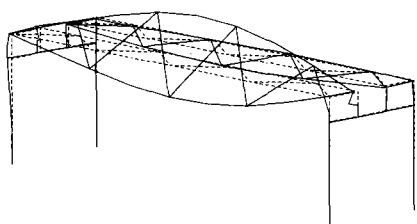
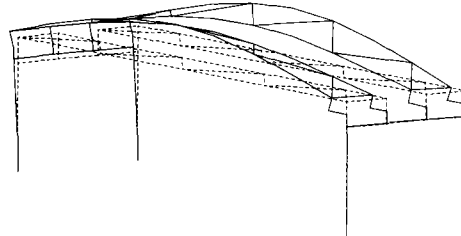
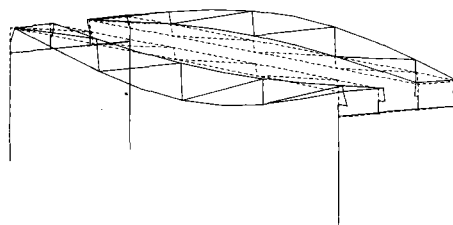


図 2.3.3 斜角 60 度・橋脚高さ 10m (C4-5)

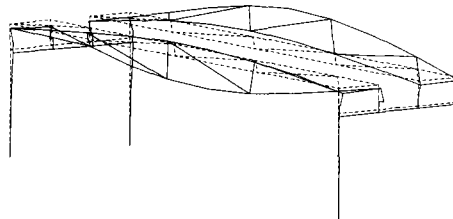
1次モード $T = 0.2406 \text{ sec}$



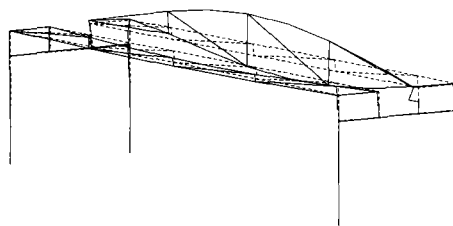
2次モード $T = 0.2280 \text{ sec}$



3次モード $T = 0.2162 \text{ sec}$



4次モード $T = 0.2034 \text{ sec}$



5次モード $T = 0.2004 \text{ sec}$

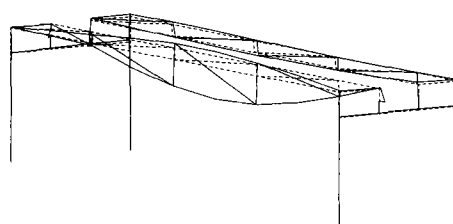


図 2.3.4 斜角 45 度・橋脚高さ 10m (C4-6)

2.3.2 着目点に作用する水平力

支間長・斜角・橋脚高さをパラメータ変更したモデルについて加速度答スペクトルによる応答計算を行った。

橋軸方向加振の結果を表 2.3.2、橋軸直角方向加振の結果を表 2.3.3 に示す。

各支承位置における水平反力に着目して、死荷重による鉛直反力との比率を用いて数量化理論のデータとする。

表 2.3.2 橋軸方向加振水平力

(単位: tf)

| モデル | G1:P1 | | G2:P1 | |
|------|-------|-------|-------|----|
| | 橋軸 | 橋直 | 橋軸 | 橋直 |
| C1-1 | 134.9 | 7.8 | 85.9 | - |
| C2-1 | 202.0 | 15.5 | 98.3 | - |
| C2-2 | 189.6 | 7.6 | 106.9 | - |
| C2-3 | 199.4 | 8.5 | 106.9 | - |
| C2-4 | 205.9 | 10.4 | 108.0 | - |
| C2-5 | 178.7 | 58.1 | 126.8 | - |
| C2-6 | 168.5 | 106.5 | 138.2 | - |
| C3-1 | 237.0 | 5.9 | 127.7 | - |
| C4-1 | 347.9 | 69.1 | 177.8 | - |
| C4-2 | 276.2 | 10.9 | 202.8 | - |
| C4-3 | 297.3 | 7.0 | 187.3 | - |
| C4-4 | 306.3 | 5.9 | 186.4 | - |
| C4-5 | 238.3 | 104.8 | 218.9 | - |
| C4-6 | 281.0 | 156.4 | 255.9 | - |
| C5-1 | 447.0 | 11.5 | 299.5 | - |

| モデル | G1:P2 ※ | | G2:P2 ※ | |
|------|---------|-------|---------|----|
| | 橋軸 | 橋直 | 橋軸 | 橋直 |
| C1-1 | - | 8.3 | - | - |
| C2-1 | - | 21.3 | - | - |
| C2-2 | - | 7.7 | - | - |
| C2-3 | - | 8.8 | - | - |
| C2-4 | - | 10.4 | - | - |
| C2-5 | - | 59.5 | - | - |
| C2-6 | - | 100.4 | - | - |
| C3-1 | - | 7.6 | - | - |
| C4-1 | - | 61.8 | - | - |
| C4-2 | - | 11.1 | - | - |
| C4-3 | - | 6.7 | - | - |
| C4-4 | - | 6.5 | - | - |
| C4-5 | - | 101.2 | - | - |
| C4-6 | - | 153.8 | - | - |
| C5-1 | - | 13.2 | - | - |

| モデル | G3:P1 | | G4:P1 | |
|------|-------|----|-------|-------|
| | 橋軸 | 橋直 | 橋軸 | 橋直 |
| C1-1 | 91.4 | - | 129.5 | 8.1 |
| C2-1 | 110.5 | - | 185.6 | 15.0 |
| C2-2 | 120.7 | - | 175.9 | 8.5 |
| C2-3 | 122.0 | - | 184.3 | 8.9 |
| C2-4 | 123.9 | - | 189.9 | 10.5 |
| C2-5 | 165.7 | - | 125.4 | 48.8 |
| C2-6 | 173.0 | - | 108.6 | 92.9 |
| C3-1 | 150.3 | - | 214.6 | 6.2 |
| C4-1 | 215.1 | - | 296.3 | 63.5 |
| C4-2 | 233.1 | - | 245.6 | 10.8 |
| C4-3 | 225.3 | - | 259.5 | 5.5 |
| C4-4 | 226.7 | - | 265.9 | 6.2 |
| C4-5 | 267.0 | - | 257.0 | 115.3 |
| C4-6 | 297.8 | - | 236.3 | 175.4 |
| C5-1 | 352.3 | - | 393.8 | 11.1 |

| モデル | G3:P2 ※ | | G4:P2 ※ | |
|------|---------|----|---------|-------|
| | 橋軸 | 橋直 | 橋軸 | 橋直 |
| C1-1 | - | - | - | 8.6 |
| C2-1 | - | - | - | 21.0 |
| C2-2 | - | - | - | 8.0 |
| C2-3 | - | - | - | 9.2 |
| C2-4 | - | - | - | 10.6 |
| C2-5 | - | - | - | 48.6 |
| C2-6 | - | - | - | 83.4 |
| C3-1 | - | - | - | 7.7 |
| C4-1 | - | - | - | 55.2 |
| C4-2 | - | - | - | 11.4 |
| C4-3 | - | - | - | 5.7 |
| C4-4 | - | - | - | 6.6 |
| C4-5 | - | - | - | 104.7 |
| C4-6 | - | - | - | 140.2 |
| C5-1 | - | - | - | 13.9 |

表 2.3.3 橋軸直角方向加振水平力

(単位:tf)

| モデル | G1:P1 | | G2:P1 | |
|------|-------|-------|-------|----|
| | 橋軸 | 橋直 | 橋軸 | 橋直 |
| C1-1 | 13.3 | 113.8 | 28.6 | - |
| C2-1 | 68.7 | 156.7 | 67.6 | - |
| C2-2 | 17.0 | 154.6 | 51.7 | - |
| C2-3 | 19.1 | 161.9 | 65.0 | - |
| C2-4 | 29.5 | 165.6 | 71.4 | - |
| C2-5 | 89.0 | 137.5 | 93.5 | - |
| C2-6 | 136.9 | 122.0 | 107.0 | - |
| C3-1 | 29.4 | 193.3 | 78.8 | - |
| C4-1 | 355.5 | 254.2 | 308.4 | - |
| C4-2 | 92.7 | 257.9 | 105.5 | - |
| C4-3 | 59.0 | 262.3 | 99.3 | - |
| C4-4 | 40.2 | 260.8 | 114.0 | - |
| C4-5 | 274.4 | 229.8 | 200.8 | - |
| C4-6 | 356.5 | 218.1 | 281.9 | - |
| C5-1 | 203.4 | 402.4 | 192.8 | - |

| モデル | G1:P2 ※ | | G2:P2 ※ | |
|------|---------|-------|---------|----|
| | 橋軸 | 橋直 | 橋軸 | 橋直 |
| C1-1 | - | 114.6 | - | - |
| C2-1 | - | 155.8 | - | - |
| C2-2 | - | 156.7 | - | - |
| C2-3 | - | 162.5 | - | - |
| C2-4 | - | 164.9 | - | - |
| C2-5 | - | 156.3 | - | - |
| C2-6 | - | 140.0 | - | - |
| C3-1 | - | 196.8 | - | - |
| C4-1 | - | 229.8 | - | - |
| C4-2 | - | 258.2 | - | - |
| C4-3 | - | 263.7 | - | - |
| C4-4 | - | 261.2 | - | - |
| C4-5 | - | 259.9 | - | - |
| C4-6 | - | 247.2 | - | - |
| C5-1 | - | 400.3 | - | - |

| モデル | G3:P1 | | G4:P1 | |
|------|-------|----|-------|-------|
| | 橋軸 | 橋直 | 橋軸 | 橋直 |
| C1-1 | 31.0 | - | 15.7 | 113.5 |
| C2-1 | 66.6 | - | 41.5 | 159.2 |
| C2-2 | 57.3 | - | 19.5 | 154.6 |
| C2-3 | 70.2 | - | 26.8 | 161.3 |
| C2-4 | 77.2 | - | 38.7 | 164.8 |
| C2-5 | 90.1 | - | 59.2 | 157.3 |
| C2-6 | 131.0 | - | 78.7 | 138.9 |
| C3-1 | 87.5 | - | 28.0 | 193.7 |
| C4-1 | 282.5 | - | 338.7 | 266.8 |
| C4-2 | 109.3 | - | 71.6 | 258.7 |
| C4-3 | 103.5 | - | 41.0 | 262.4 |
| C4-4 | 120.8 | - | 38.1 | 260.4 |
| C4-5 | 248.8 | - | 178.3 | 266.5 |
| C4-6 | 240.9 | - | 168.7 | 253.0 |
| C5-1 | 192.7 | - | 171.8 | 405.4 |

| モデル | G3:P2 ※ | | G4:P2 ※ | |
|------|---------|----|---------|-------|
| | 橋軸 | 橋直 | 橋軸 | 橋直 |
| C1-1 | - | - | - | 115.6 |
| C2-1 | - | - | - | 161.0 |
| C2-2 | - | - | - | 158.2 |
| C2-3 | - | - | - | 163.7 |
| C2-4 | - | - | - | 166.1 |
| C2-5 | - | - | - | 151.3 |
| C2-6 | - | - | - | 132.6 |
| C3-1 | - | - | - | 198.6 |
| C4-1 | - | - | - | 241.1 |
| C4-2 | - | - | - | 260.1 |
| C4-3 | - | - | - | 265.8 |
| C4-4 | - | - | - | 263.0 |
| C4-5 | - | - | - | 258.9 |
| C4-6 | - | - | - | 225.8 |
| C5-1 | - | - | - | 404.5 |

※) 主桁の橋軸直角方向反力については、支承部の境界条件が上部工の反力に着目した拘束条件となっているため、G1, G4 のみに反力が生じる。しかし、以降の計算には、両支承が1/2ずつ分担するものとして計算を進める。

2. 4 数量化理論 I 類による解析結果の分析

2.4.1 概要

解析はパラメータを用いたものであるため、計算結果を直接評価することはできない。

そこで多変量解析の一つである数量化理論 I 類を用いて、この計算結果を整理し、支承部の地震時応答と橋梁構造物の諸元との因果関係を検証する。

2.4.2 数量化理論 I 類^{2.4.1)}

数量化理論とは、程度・状態・有無、または、「はい」・「いいえ」といったような質的データに数量を与え、重回帰分析・主成分分析・判別分析と同じような多次元解析を行う手法のことである。

数量化理論には、数量化 I 類、II 類、III 類、IV 類があり、形式的な対応を考えるならば下記となる。

重回帰分析：数量化 I 類

判別分析：数量化 II 類

主成分分析：数量化 III 類、IV 類

今回の分析に用いたのは数量化 I 類であり、外的基準は「支承部の地震時設計震度」である。そして、支間長・斜角・橋脚高さというアイテムについて、それぞれの基準値（カテゴリ）に数量を与え重回帰分析を行う。

ここでは数量化 I 類による分析を説明するため、これを用いて簡単な予測を行う例を示すこととする。

具体的には、「野菜および肉の好き嫌い」と体重の因果関係を予測する例で、任意の 6 人に対してアンケート調査を行った結果を表 2.4.1 に示す。

表 2.4.1 野菜と肉の好き嫌いと体重データ

| No. | 外的基準 体重 (kgf) | ア イ テ ム | | | |
|-----|---------------------|---------|----|-------|----|
| | | 野 菜 | | 肉 | |
| | | カテゴリー | | カテゴリー | |
| | | 好き | 嫌い | 好き | 嫌い |
| 1 | 57 | ✓ | | | ✓ |
| 2 | 65 | ✓ | | ✓ | |
| 3 | 51 | | ✓ | ✓ | |
| 4 | 54 | ✓ | | ✓ | |
| 5 | 45 | | ✓ | ✓ | |
| 6 | 67 | ✓ | | | ✓ |

ここで、ダミー変数 X_{ij} およびカテゴリ数量 a_{ij} を導入して外的基準 Y を表現すると下式となる。

$$Y = a_{11}X_{11} + a_{12}X_{12} + a_{21}X_{21} + a_{22}X_{22}$$

ダミー変数 X_{ij} とは表 2.4.2 に示すもので、カテゴリ数量 a_{ij} とは、その変数の係数である。

表 2.4.2 ダミー変数 X_{ij}

| | X_{ij} の値 |
|---------------------------|-------------|
| アイテム i のカテゴリ j に反応した時 | 1 |
| その他 | 0 |

例えば、野菜も肉も好きな人は

$$X_{11} = 1, \quad X_{12} = 0, \quad X_{21} = 1, \quad X_{22} = 0$$

となり、外的基準 Y は下式となる。

$$Y = a_{11} \cdot 1 + a_{12} \cdot 0 + a_{21} \cdot 1 + a_{22} \cdot 0 = a_{11} + a_{21}$$

次に、カテゴリ数量 a_{ij} は外的基準 Y を予測する係数であるため、重回帰分析と同様に下式を最小とするものを求めることとなる。

$$Q = |\text{外的基準 } Y - \text{予測値 } Z| \text{ の 2 乗和}$$

表 2.4.3 外的基準 Y と予測値 Z

| No. | 外的基準 Y | ア イ テ ム | | | | 予測値 Z |
|-----|-------------|----------|----------|----------|----------|-------------------|
| | | 野 菜 | | 肉 | | |
| | | カテゴリー | | カテゴリー | | |
| | | a_{11} | a_{12} | a_{21} | a_{22} | |
| 1 | 57 | 1 | 0 | 0 | 1 | $a_{11} + a_{22}$ |
| 2 | 65 | 1 | 0 | 1 | 0 | $a_{11} + a_{21}$ |
| 3 | 51 | 0 | 1 | 1 | 0 | $a_{12} + a_{21}$ |
| 4 | 54 | 1 | 0 | 1 | 0 | $a_{11} + a_{21}$ |
| 5 | 45 | 0 | 1 | 1 | 0 | $a_{12} + a_{21}$ |
| 6 | 67 | 1 | 0 | 0 | 1 | $a_{11} + a_{22}$ |

外的基準 Y と予測値 Z は表 2.4.3 のようになるため、 Q は下式となる。

$$Q = |57 - (a_{11} + a_{22})|^2 + |65 - (a_{11} + a_{21})|^2 + |51 - (a_{12} + a_{21})|^2 + |54 - (a_{11} + a_{21})|^2 + |45 - (a_{12} + a_{21})|^2 + |67 - (a_{11} + a_{22})|^2$$

ここで、 Q の最小値を与えるカテゴリ数量 a_{ij} は次の連立方程式を満足する必要がある。

$$\frac{\partial Q}{\partial a_{11}} = 0, \quad \frac{\partial Q}{\partial a_{12}} = 0, \quad \frac{\partial Q}{\partial a_{21}} = 0, \quad \frac{\partial Q}{\partial a_{22}} = 0$$

これらを計算すると、下式となる。

$$\textcircled{1} \quad 243 - (4a_{11} + 2a_{21} + 2a_{22}) = 0$$

$$\textcircled{2} \quad 96 - (2a_{12} + 2a_{21}) = 0$$

$$\textcircled{3} \quad 215 - (2a_{11} + 2a_{21} + 4a_{21}) = 0$$

$$\textcircled{4} \quad 124 - (2a_{11} + 2a_{22}) = 0$$

ところが、ダミー変数 X_{ij} の間では常に

$$X_{11} + X_{12} = 1, \quad X_{21} + X_{22} = 1$$

という関係が成立するため、連立方程式は下式となり、このままでは解くことができない。

$$\textcircled{1} + \textcircled{2} = \textcircled{3} + \textcircled{4}$$

そこで、一般的には2番目以後のアイテムについて、そのうちのどれか1つのカテゴリ-数量を $a_{ij} = 0$ とおくことにより求める。ここでは $a_{21} = 0$ とすると

$$a_{11} = 59.5, \quad a_{12} = 48, \quad a_{21} = 0, \quad a_{22} = 2.5$$

となり、予測値 Z として下式を得ることができる。

$$Z = 59.5X_{11} + 48X_{12} + 2.5X_{22}$$

実際の分析ではアイテム数が多くなるため、コンピュータを用いて、このカテゴリ-数量 a_{ij} を求めていくこととなる。

表 2.4.4 設計震度

| 作用外力 | 橋軸方向 | 主桁番号 | G1 | 橋脚番号 | P1 | パラメータ | | | 設計震度 | | |
|------|------|------|-----|-------|-------|-------|-----|----|------|----|------|
| | | | | | | モデル | 支間長 | 斜角 | 橋脚高さ | 橋軸 | 橋軸直角 |
| C1-1 | 15m | 90° | 10m | 4.052 | 0.235 | 0.220 | | | | | |
| C2-1 | 20m | 90° | 5m | 4.440 | 0.340 | 1.059 | | | | | |
| C2-2 | 20m | 90° | 10m | 4.167 | 0.167 | 0.152 | | | | | |
| C2-3 | 20m | 90° | 15m | 4.383 | 0.187 | 0.180 | | | | | |
| C2-4 | 20m | 90° | 20m | 4.526 | 0.229 | 0.168 | | | | | |
| C2-5 | 20m | 60° | 10m | 3.927 | 1.277 | 2.203 | | | | | |
| C2-6 | 20m | 45° | 10m | 3.702 | 2.341 | 0.898 | | | | | |
| C3-1 | 25m | 90° | 10m | 4.188 | 0.104 | 0.162 | | | | | |
| C4-1 | 30m | 90° | 5m | 4.799 | 0.953 | 0.438 | | | | | |
| C4-2 | 30m | 90° | 10m | 3.810 | 0.150 | 0.452 | | | | | |
| C4-3 | 30m | 90° | 15m | 4.101 | 0.097 | 0.124 | | | | | |
| C4-4 | 30m | 90° | 20m | 4.225 | 0.081 | 0.143 | | | | | |
| C4-5 | 30m | 60° | 10m | 3.286 | 1.446 | 1.402 | | | | | |
| C4-6 | 30m | 45° | 10m | 3.876 | 2.157 | 0.791 | | | | | |
| C5-1 | 35m | 90° | 10m | 3.765 | 0.097 | 0.405 | | | | | |

2.4.3 解析結果の整理

立体解析結果より、各主桁の支承部材に作用する3方向（橋軸、橋軸直角、鉛直）の断面力を抽出し、それぞれの位置での死荷重反力で除することにより、見かけ上の設計震度を求めた。

そして、これらの値を作用外力別（橋軸、橋軸直角）に表 2.1.4 の検討ケースについて整理した。

整理した結果の一例を表 2.4.4 に示す。

2.4.4 解析結果の分析

立体解析値を設計震度として整理した結果をもとに、前述の数量化理論 I 類を用いて、各アイテムごとのカテゴリ-数量（評点）を計算した。

計算結果を表 2.4.5、表 2.4.6 に示す。また、それぞれをグラフ化したものを、図 2.4.1 から図 2.4.10 に示す。

表中の数値はカテゴリ-数量（評点）であり、各々の値を加算していくことにより、外的基準である設計震度が推定できるようになっている。表 2.4.5 の値を用いて具体的に計算する方法を以下に示す。

固定側橋脚の G1 桁の表中の値

支間長=15m : 0.061

斜角=90° : 0.078

橋脚高さ=5m : 0.461

$$\begin{aligned} \text{設計震度 } Kh &= 0.061 + 0.078 + 0.461 + 4.083 \text{ (基準値)} \\ &= 4.683 \end{aligned}$$

参考文献

2.4.1) 有馬哲・石村貞夫、多変量解析のはなし、東京図書株式会社

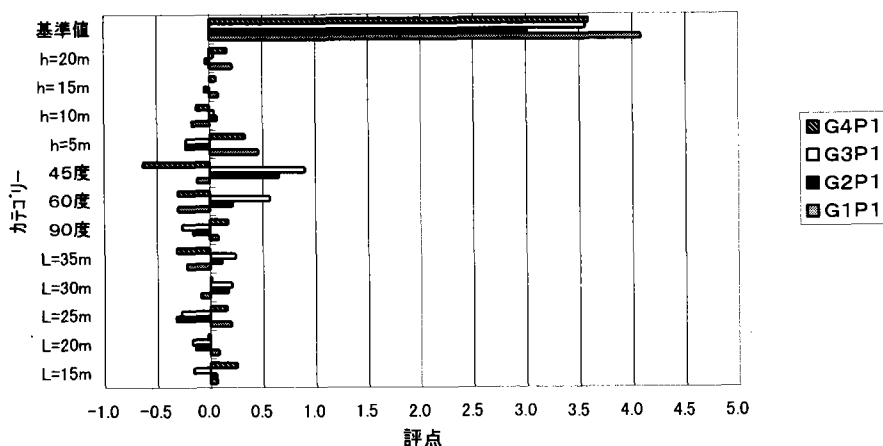


図 2.4.1 評点分布図（橋軸方向地震時の橋軸方向設計震度成分、固定側）

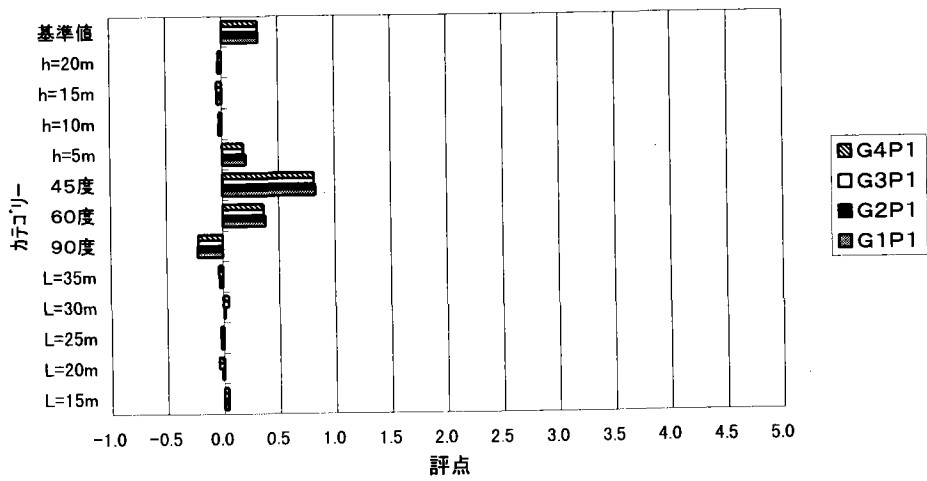


図 2.4.2 評点分布図 (橋軸方向地震時の橋軸直角方向設計震度成分、固定側)

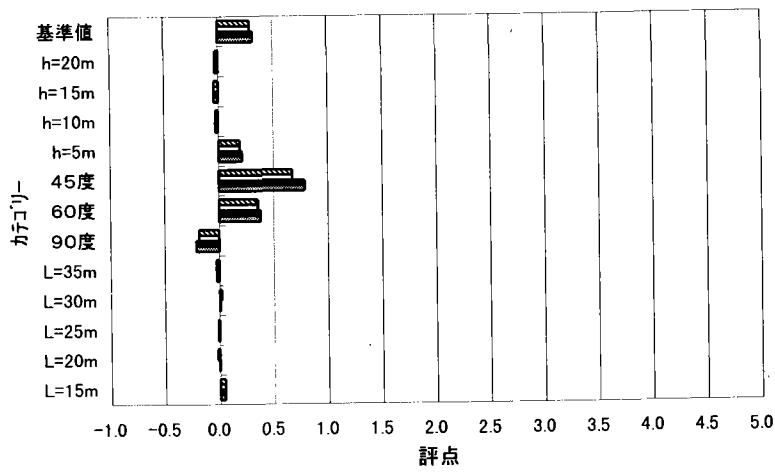


図 2.4.3 評点分布図 (橋軸方向地震時の橋軸直角方向設計震度成分、可動側)

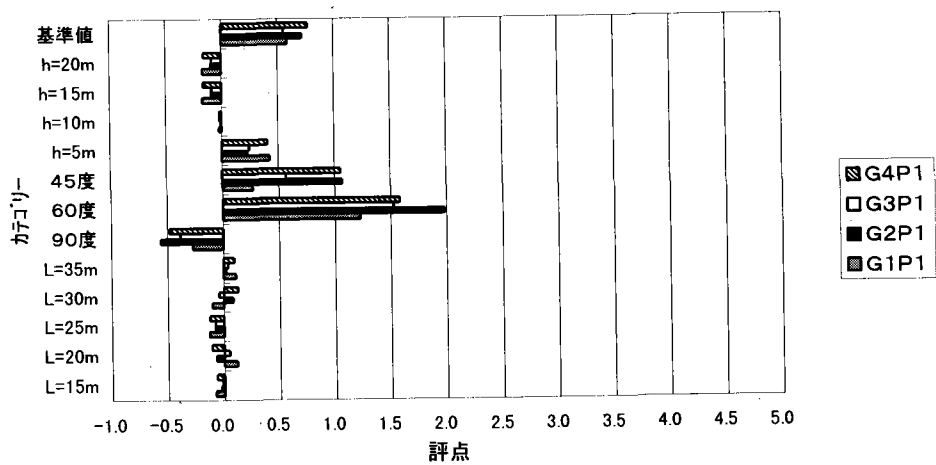


図 2.4.4 評点分布図 (橋軸方向地震時の鉛直方向震度成分、固定側)

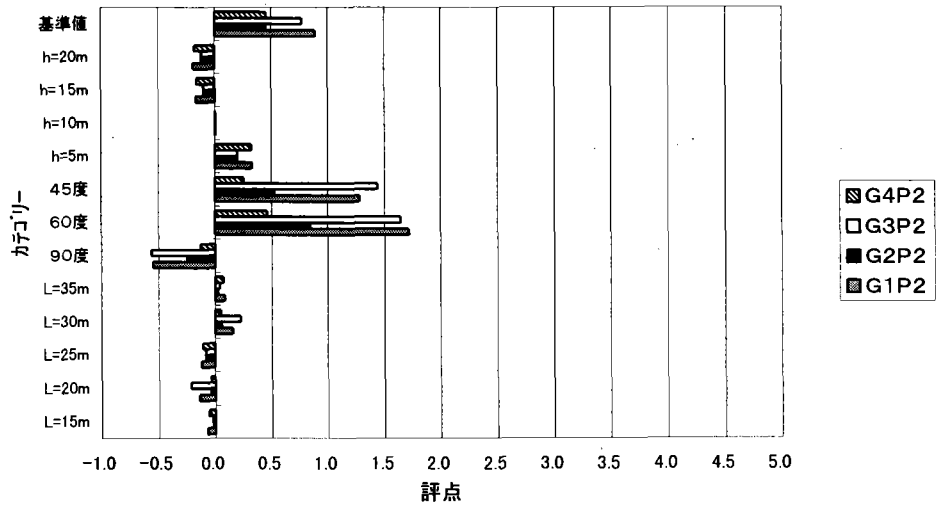


図 2.4.5 評点分布図 (橋軸方向地震時の鉛直方向震度成分、可動側)

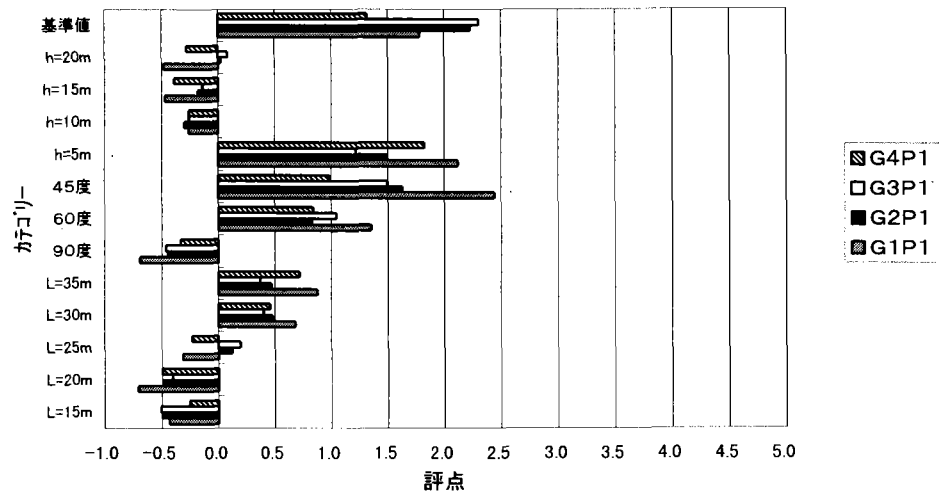


図 2.4.6 評点分布図 (橋軸直角方向地震時の橋軸方向設計震度成分、固定側)

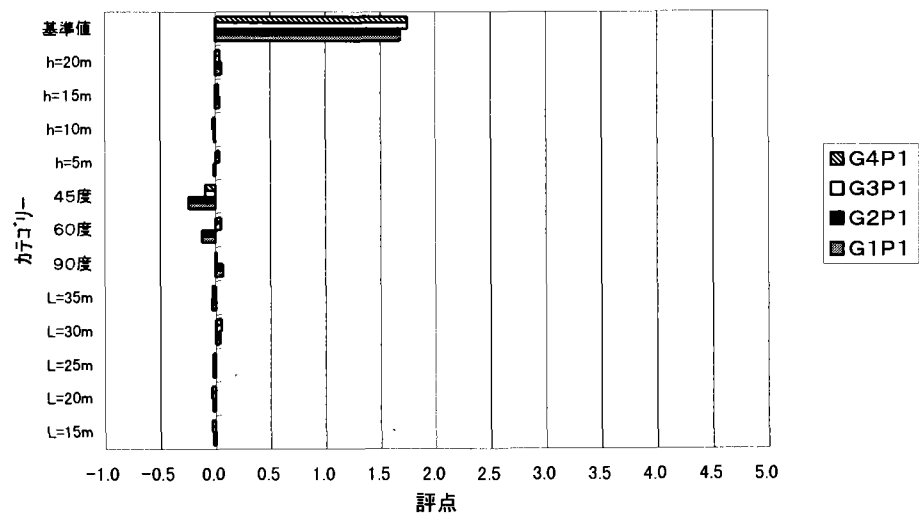


図 2.4.7 評点分布図 (橋軸直角方向地震時の橋軸直角方向設計震度成分、固定側)

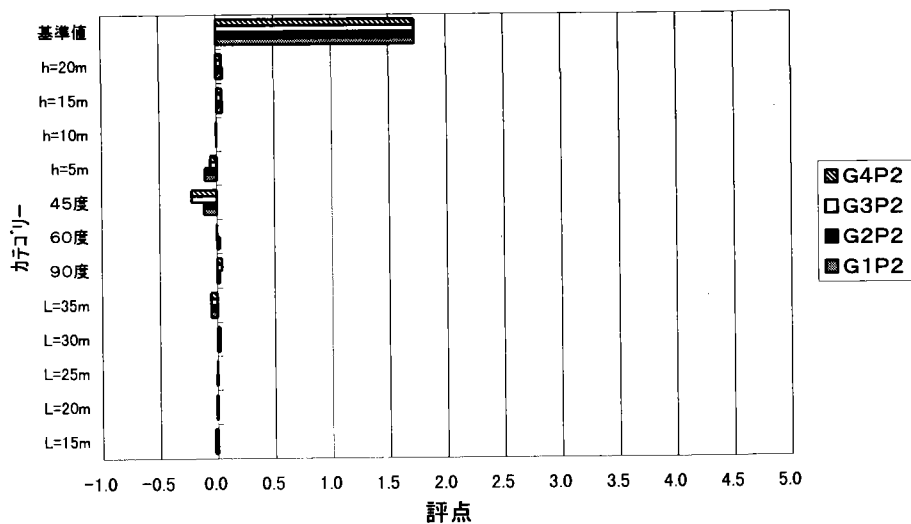


図 2.4.8 評点分布図 (橋軸直角方向地震時の橋軸直角方向設計震度成分、可動側)

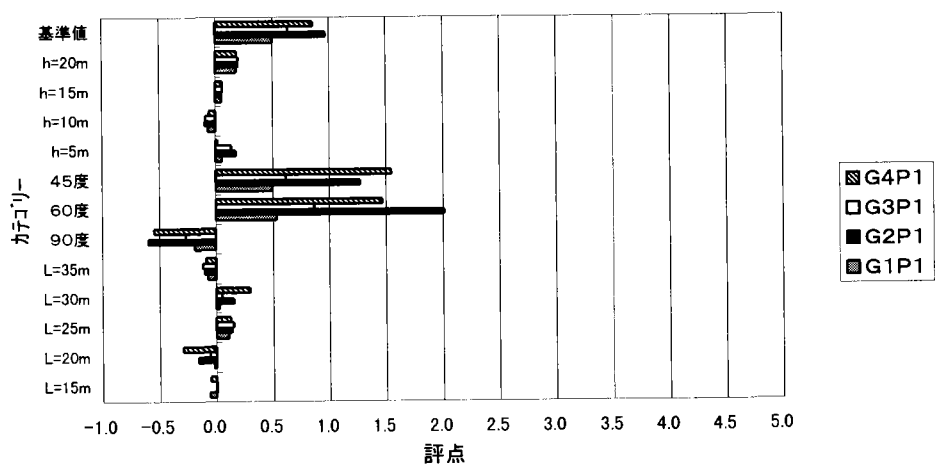


図 2.4.9 評点分布図 (橋軸直角方向地震時の鉛直方向震度成分、固定側)

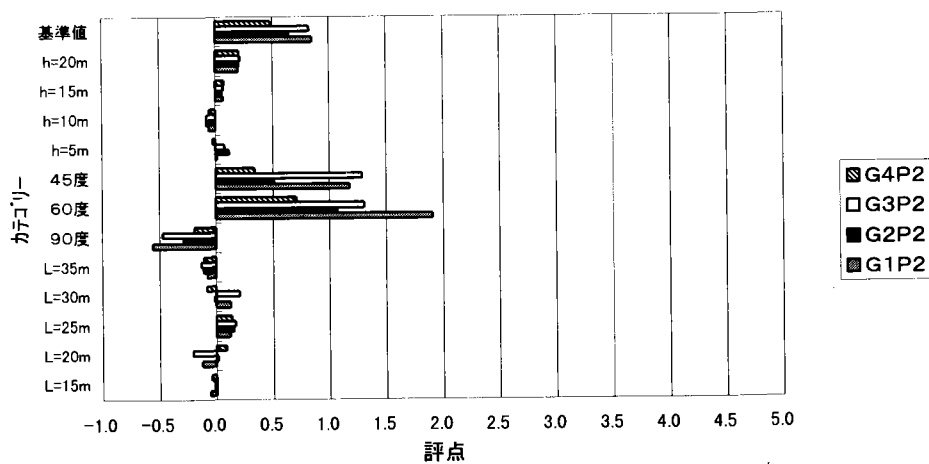


図 2.4.10 評点分布図 (橋軸直角方向地震時の鉛直方向震度成分、可動側)

表 2.4.5 評点一覧表 (作用外力：橋軸方向)

| カテゴリー | | P 1 (固定側) | | | | P 2 (可動側) | | | | | |
|--------|----------|-----------|--------|--------|--------|-----------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | | G 1 | G 2 | G 3 | G 4 | G 1 | G 2 | G 3 | G 4 | | |
| 橋軸方向震度 | 支間長 | 15m | 0.061 | 0.056 | -0.161 | 0.253 | - | - | - | - | |
| | | 20m | 0.085 | -0.144 | -0.173 | -0.026 | - | - | - | - | |
| | | 25m | 0.197 | -0.326 | -0.274 | 0.157 | - | - | - | - | |
| | | 30m | -0.090 | 0.171 | 0.206 | 0.010 | - | - | - | - | |
| | | 35m | -0.226 | 0.111 | 0.238 | -0.317 | - | - | - | - | |
| | 斜 角 | 90° | 0.078 | -0.159 | -0.267 | 0.171 | - | - | - | - | |
| | | 60° | -0.304 | 0.219 | 0.568 | -0.306 | - | - | - | - | |
| | | 45° | -0.122 | 0.653 | 0.902 | -0.634 | - | - | - | - | |
| | 橋脚高さ | 5m | 0.461 | -0.232 | -0.227 | 0.331 | - | - | - | - | |
| | | 10m | -0.170 | 0.072 | 0.043 | -0.125 | - | - | - | - | |
| | | 15m | 0.084 | -0.050 | -0.002 | 0.062 | - | - | - | - | |
| | | 20m | 0.217 | -0.042 | 0.034 | 0.169 | - | - | - | - | |
| | 基 準 値 | | 4.083 | 3.013 | 3.559 | 3.589 | - | - | - | - | |
| | 橋軸直角方向震度 | 支間長 | 15m | 0.040 | 0.040 | 0.039 | 0.039 | 0.044 | 0.044 | 0.046 | 0.046 |
| | | | 20m | -0.013 | -0.013 | -0.046 | -0.046 | -0.006 | -0.006 | -0.021 | -0.021 |
| | | | 25m | -0.026 | -0.026 | -0.027 | -0.027 | -0.014 | -0.014 | -0.016 | -0.016 |
| 30m | | | 0.016 | 0.016 | 0.050 | 0.050 | 0.005 | 0.005 | 0.020 | 0.020 | |
| 35m | | | -0.030 | -0.030 | -0.036 | -0.036 | -0.026 | -0.026 | -0.025 | -0.025 | |
| 斜 角 | | 90° | -0.220 | -0.220 | -0.215 | -0.215 | -0.213 | -0.213 | -0.187 | -0.187 | |
| | | 60° | 0.382 | 0.382 | 0.367 | 0.367 | 0.382 | 0.382 | 0.358 | 0.358 | |
| | | 45° | 0.826 | 0.826 | 0.817 | 0.817 | 0.789 | 0.789 | 0.672 | 0.672 | |
| 橋脚高さ | | 5m | 0.213 | 0.213 | 0.192 | 0.192 | 0.217 | 0.217 | 0.195 | 0.195 | |
| | | 10m | -0.031 | -0.031 | -0.026 | -0.026 | -0.032 | -0.032 | -0.028 | -0.028 | |
| | | 15m | -0.040 | -0.040 | -0.042 | -0.042 | -0.041 | -0.041 | -0.041 | -0.041 | |
| | | 20m | -0.033 | -0.033 | -0.031 | -0.031 | -0.033 | -0.033 | -0.030 | -0.030 | |
| 基 準 値 | | 0.329 | 0.329 | 0.323 | 0.323 | 0.326 | 0.326 | 0.299 | 0.299 | | |
| 鉛直方向震度 | | 支間長 | 15m | -0.074 | -0.023 | -0.015 | -0.064 | -0.072 | -0.020 | -0.023 | -0.055 |
| | | | 20m | 0.117 | -0.071 | 0.049 | -0.112 | -0.139 | -0.042 | -0.216 | -0.033 |
| | | | 25m | -0.132 | -0.079 | -0.078 | -0.123 | -0.116 | -0.082 | -0.081 | -0.108 |
| | 30m | | -0.101 | 0.085 | -0.041 | 0.128 | 0.156 | 0.055 | 0.227 | 0.049 | |
| | 35m | | 0.111 | 0.020 | 0.041 | 0.094 | 0.085 | 0.024 | 0.040 | 0.070 | |
| | 斜 角 | 90° | -0.272 | -0.556 | -0.381 | -0.479 | -0.546 | -0.248 | -0.562 | -0.130 | |
| | | 60° | 1.228 | 1.987 | 1.524 | 1.581 | 1.717 | 0.843 | 1.647 | 0.462 | |
| | | 45° | 0.270 | 1.071 | 0.568 | 1.055 | 1.283 | 0.524 | 1.441 | 0.253 | |
| | 橋脚高さ | 5m | 0.427 | 0.225 | 0.245 | 0.407 | 0.332 | 0.195 | 0.198 | 0.323 | |
| | | 10m | -0.020 | -0.009 | -0.015 | -0.019 | 0.005 | 0.005 | 0.004 | 0.003 | |
| | | 15m | -0.170 | -0.091 | -0.089 | -0.162 | -0.168 | -0.101 | -0.100 | -0.158 | |
| | | 20m | -0.167 | -0.092 | -0.088 | -0.160 | -0.189 | -0.115 | -0.115 | -0.179 | |
| | 基 準 値 | | 0.586 | 0.724 | 0.555 | 0.775 | 0.894 | 0.452 | 0.777 | 0.455 | |

表 2.4.6 評点一覧表 (作用外力：橋軸直角方向)

| カテゴリー | | P 1 (固定側) | | | | P 2 (可動側) | | | | |
|----------|------|-----------|--------|--------|--------|-----------|--------|--------|--------|--------|
| | | G 1 | G 2 | G 3 | G 4 | G 1 | G 2 | G 3 | G 4 | |
| 橋軸方向震度 | 支間長 | 15m | -0.437 | -0.495 | -0.507 | -0.255 | - | - | - | - |
| | | 20m | -0.705 | -0.492 | -0.408 | -0.497 | - | - | - | - |
| | | 25m | -0.316 | 0.117 | 0.197 | -0.233 | - | - | - | - |
| | | 30m | 0.684 | 0.478 | 0.399 | 0.458 | - | - | - | - |
| | | 35m | 0.878 | 0.468 | 0.370 | 0.720 | - | - | - | - |
| | 斜角 | 90° | -0.691 | -0.447 | -0.463 | -0.333 | - | - | - | - |
| | | 60° | 1.354 | 0.828 | 1.045 | 0.840 | - | - | - | - |
| | | 45° | 2.447 | 1.633 | 1.501 | 0.988 | - | - | - | - |
| | 橋脚高さ | 5m | 2.122 | 1.492 | 1.216 | 1.826 | - | - | - | - |
| | | 10m | -0.260 | -0.297 | -0.258 | -0.258 | - | - | - | - |
| | | 15m | -0.469 | -0.176 | -0.139 | -0.388 | - | - | - | - |
| | | 20m | -0.484 | 0.018 | 0.084 | -0.277 | - | - | - | - |
| | 基準値 | | 1.787 | 2.231 | 2.305 | 1.317 | - | - | - | - |
| 橋軸直角方向震度 | 支間長 | 15m | -0.023 | -0.023 | -0.030 | -0.030 | -0.023 | -0.023 | -0.024 | -0.024 |
| | | 20m | -0.023 | -0.023 | -0.037 | -0.037 | -0.009 | -0.009 | -0.010 | -0.010 |
| | | 25m | -0.025 | -0.025 | -0.024 | -0.024 | -0.006 | -0.006 | -0.005 | -0.005 |
| | | 30m | 0.037 | 0.037 | 0.051 | 0.051 | 0.024 | 0.024 | 0.023 | 0.023 |
| | | 35m | -0.037 | -0.037 | -0.028 | -0.028 | -0.058 | -0.058 | -0.056 | -0.056 |
| | 斜角 | 90° | 0.068 | 0.068 | 0.009 | 0.009 | 0.017 | 0.017 | 0.040 | 0.040 |
| | | 60° | -0.123 | -0.123 | 0.051 | 0.051 | 0.021 | 0.021 | -0.002 | -0.002 |
| | | 45° | -0.249 | -0.249 | -0.098 | -0.098 | -0.113 | -0.113 | -0.220 | -0.220 |
| | 橋脚高さ | 5m | -0.018 | -0.018 | 0.032 | 0.032 | -0.104 | -0.104 | -0.058 | -0.058 |
| | | 10m | -0.017 | -0.017 | -0.022 | -0.022 | -0.001 | -0.001 | -0.007 | -0.007 |
| | | 15m | 0.039 | 0.039 | 0.028 | 0.028 | 0.051 | 0.051 | 0.043 | 0.043 |
| | | 20m | 0.054 | 0.054 | 0.040 | 0.040 | 0.055 | 0.055 | 0.046 | 0.046 |
| | 基準値 | | 1.681 | 1.681 | 1.749 | 1.749 | 1.728 | 1.728 | 1.726 | 1.726 |
| 鉛直方向震度 | 支間長 | 15m | -0.062 | 0.002 | 0.002 | -0.053 | -0.057 | -0.019 | -0.017 | -0.043 |
| | | 20m | -0.020 | -0.161 | -0.059 | -0.293 | -0.124 | 0.015 | -0.208 | 0.088 |
| | | 25m | 0.109 | 0.135 | 0.149 | 0.124 | 0.119 | 0.152 | 0.167 | 0.136 |
| | | 30m | 0.024 | 0.155 | 0.053 | 0.296 | 0.127 | -0.019 | 0.205 | -0.085 |
| | | 35m | -0.070 | -0.101 | -0.116 | -0.089 | -0.077 | -0.112 | -0.133 | -0.106 |
| | 斜角 | 90° | -0.187 | -0.598 | -0.269 | -0.547 | -0.562 | -0.288 | -0.472 | -0.190 |
| | | 60° | 0.534 | 2.013 | 0.865 | 1.466 | 1.909 | 1.072 | 1.307 | 0.706 |
| | | 45° | 0.495 | 1.274 | 0.613 | 1.545 | 1.181 | 0.513 | 1.289 | 0.340 |
| | 橋脚高さ | 5m | 0.056 | 0.176 | 0.138 | 0.016 | 0.010 | 0.118 | 0.078 | -0.029 |
| | | 10m | -0.065 | -0.095 | -0.089 | -0.058 | -0.062 | -0.085 | -0.080 | -0.057 |
| | | 15m | 0.053 | 0.055 | 0.062 | 0.060 | 0.065 | 0.058 | 0.067 | 0.076 |
| | | 20m | 0.183 | 0.195 | 0.199 | 0.185 | 0.204 | 0.207 | 0.215 | 0.209 |
| | 基準値 | | 0.499 | 0.969 | 0.636 | 0.856 | 0.851 | 0.645 | 0.826 | 0.485 |

2. 5 分析結果のまとめ

2.5.1 設計震度

前述のように、分析結果の基準値に各カテゴリー数量を加算していくことで、各パラメータについての設計震度が計算できる。言い換えれば、設計震度は基準値と各カテゴリー数量とで構成されていることとなる。

つまり、ある構造条件の設計震度について、基準値が任意のカテゴリー数量に比べて著しく大きい場合、そのカテゴリーの影響は小さいということである。逆に、特定のカテゴリー数量が基準値に比べて著しく大きい場合、そのカテゴリーの影響は大きいということになる。

そこで、各カテゴリー数量とその基準値との比率を計算し、それぞれのカテゴリーの影響度合いをみることにする。表 2.5.1、表 2.5.2 に計算結果の一覧を示す。表中の α は、各カテゴリー数量をその基準値で除した値を百分率で表示したものである。

$$\alpha = (\text{各カテゴリー数量}) \div (\text{基準値})$$

また、代表的なケースの設計震度について、それを構成する各カテゴリー数量と基準値の比率をグラフ化したものを、図 2.5.1 から図 2.5.3 に示す。

以上の図表から、下記のことがわかる。

- ① 外力（地震）の方向と同一方向の設計震度は、基準値が圧倒的な大きさであり、カテゴリーの違いによる影響は少ない。
- ② 外力（地震）の方向と直交する方向の設計震度および鉛直震度は、斜角の影響が非常に大きく、そのカテゴリー数量が基準値に比べて 2.7 倍の値を示すケースもある。また、橋脚高さが低い（ $h=5\text{m}$ ）場合も、設計震度は大きくなる。
- ③ 支間長の影響は、そのカテゴリー数量が基準値に比べて 0.5 倍程度の値を示す場合もあるが、本解析の範囲内では顕著な傾向はみられない。

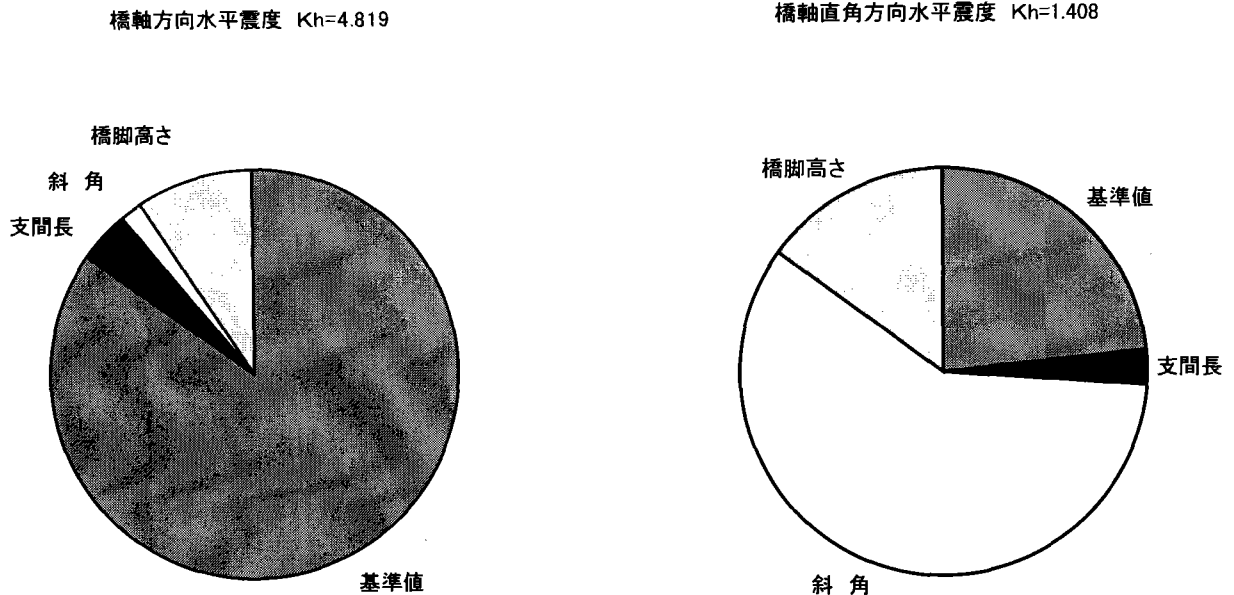
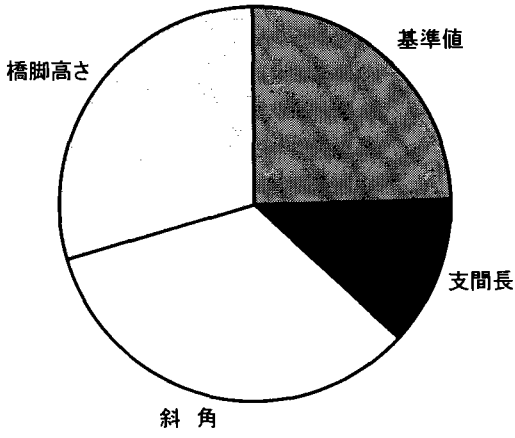


図 2.5.1 設計水平震度の構成比率（橋軸方向地震時）

橋軸方向水平震度 $K_h=5.392$



橋軸直角方向水平震度 $K_h=1.840$

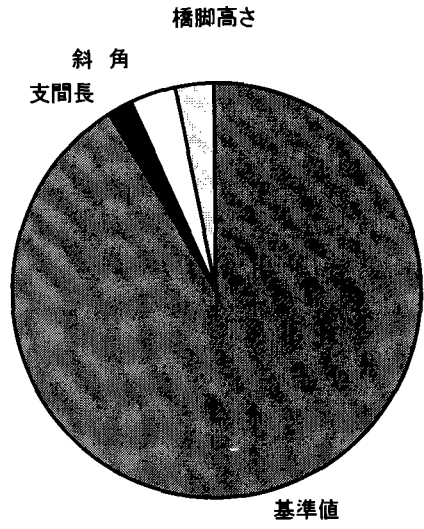
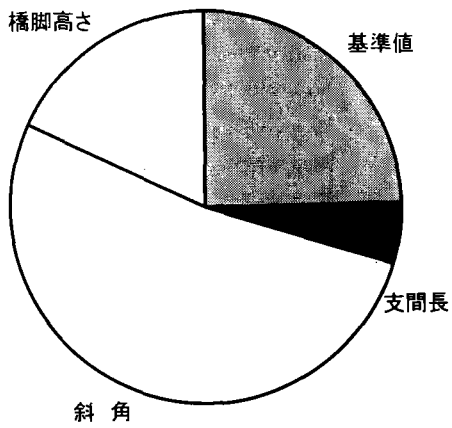


図 2.5.2 設計水平震度の構成比率（橋軸直角方向地震時）

橋軸方向地震時 鉛直震度 $K_h=2.358$



橋軸直角方向地震時 鉛直震度 $K_h=1.325$

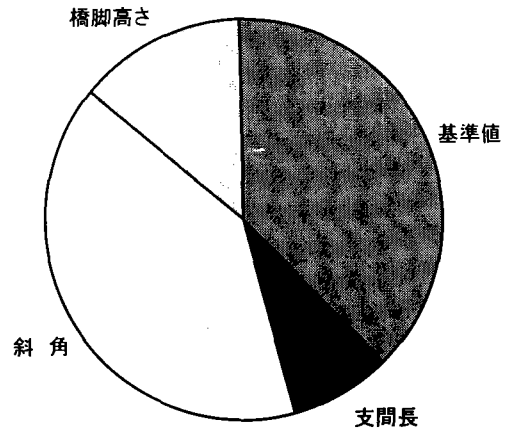


図 2.5.3 設計鉛直震度の構成比率

表2.5.1 基準値との比較一覧表（橋軸方向地震）

| | | 橋軸方向震度成分 | | 橋軸直角方向震度成分 | | | | 鉛直方向震度成分 | | | | |
|-------|------|-----------|----------|------------|----------|-----------|----------|-----------|----------|-----------|----------|-------|
| | | P 1 (固定側) | | P 1 (固定側) | | P 2 (可動側) | | P 1 (固定側) | | P 2 (可動側) | | |
| | | kh | α | kh | α | kh | α | kv | α | kv | α | |
| G 1 | 基準値 | 4.083 | — | 0.329 | — | 0.326 | — | 0.586 | — | 0.894 | — | |
| | 支間長 | L=15m | 0.061 | 1 % | 0.040 | 12 % | 0.044 | 13 % | -0.074 | -13 % | -0.072 | -8 % |
| | | L=20m | 0.085 | 2 % | -0.013 | -4 % | -0.006 | -2 % | 0.117 | 20 % | -0.139 | -16 % |
| | | L=25m | 0.197 | 5 % | -0.026 | -8 % | -0.014 | -4 % | -0.132 | -23 % | -0.116 | -13 % |
| | | L=30m | -0.090 | -2 % | 0.016 | 5 % | 0.005 | 2 % | -0.101 | -17 % | 0.156 | 17 % |
| | | L=35m | -0.226 | -6 % | -0.030 | -9 % | -0.026 | -8 % | 0.111 | 19 % | 0.085 | 10 % |
| | 斜角 | 90度 | 0.078 | 2 % | -0.220 | -67 % | -0.213 | -65 % | -0.272 | -46 % | -0.546 | -61 % |
| | | 60度 | -0.304 | -7 % | 0.382 | 116 % | 0.382 | 117 % | 1.228 | 210 % | 1.717 | 192 % |
| | | 45度 | -0.122 | -3 % | 0.826 | 251 % | 0.789 | 242 % | 0.270 | 46 % | 1.283 | 144 % |
| | 橋脚高さ | h= 5m | 0.461 | 11 % | 0.213 | 65 % | 0.217 | 67 % | 0.427 | 73 % | 0.332 | 37 % |
| h=10m | | -0.170 | -4 % | -0.031 | -9 % | -0.032 | -10 % | -0.020 | -3 % | 0.005 | 1 % | |
| h=15m | | 0.084 | 2 % | -0.040 | -12 % | -0.041 | -13 % | -0.170 | -29 % | -0.168 | -19 % | |
| h=20m | | 0.217 | 5 % | -0.033 | -10 % | -0.033 | -10 % | -0.167 | -28 % | -0.189 | -21 % | |
| G 2 | 基準値 | 3.013 | — | 0.329 | — | 0.326 | — | 0.724 | — | 0.452 | — | |
| | 支間長 | L=15m | 0.056 | 2 % | 0.040 | 12 % | 0.044 | 13 % | -0.023 | -3 % | -0.020 | -4 % |
| | | L=20m | -0.144 | -5 % | -0.013 | -4 % | -0.006 | -2 % | -0.071 | -10 % | -0.042 | -9 % |
| | | L=25m | -0.326 | -11 % | -0.026 | -8 % | -0.014 | -4 % | -0.079 | -11 % | -0.082 | -18 % |
| | | L=30m | 0.171 | 6 % | 0.016 | 5 % | 0.005 | 2 % | 0.085 | 12 % | 0.055 | 12 % |
| | | L=35m | 0.111 | 4 % | -0.030 | -9 % | -0.026 | -8 % | 0.020 | 3 % | 0.024 | 5 % |
| | 斜角 | 90度 | -0.159 | -5 % | -0.220 | -67 % | -0.213 | -65 % | -0.556 | -77 % | -0.248 | -55 % |
| | | 60度 | 0.219 | 7 % | 0.382 | 116 % | 0.382 | 117 % | 1.987 | 274 % | 0.843 | 187 % |
| | | 45度 | 0.653 | 22 % | 0.826 | 251 % | 0.789 | 242 % | 1.071 | 148 % | 0.524 | 116 % |
| | 橋脚高さ | h= 5m | -0.232 | -8 % | 0.213 | 65 % | 0.217 | 67 % | 0.225 | 31 % | 0.195 | 43 % |
| h=10m | | 0.072 | 2 % | -0.031 | -9 % | -0.032 | -10 % | -0.009 | -1 % | 0.005 | 1 % | |
| h=15m | | -0.050 | -2 % | -0.040 | -12 % | -0.041 | -13 % | -0.091 | -13 % | -0.101 | -22 % | |
| h=20m | | -0.042 | -1 % | -0.033 | -10 % | -0.033 | -10 % | -0.092 | -13 % | -0.115 | -25 % | |
| G 3 | 基準値 | 3.559 | — | 0.323 | — | 0.299 | — | 0.555 | — | 0.777 | — | |
| | 支間長 | L=15m | -0.161 | -5 % | 0.039 | 12 % | 0.046 | 15 % | -0.015 | -3 % | -0.023 | -3 % |
| | | L=20m | -0.173 | -5 % | -0.046 | -14 % | -0.021 | -7 % | 0.049 | 9 % | -0.216 | -28 % |
| | | L=25m | -0.274 | -8 % | -0.027 | -8 % | -0.016 | -5 % | -0.078 | -14 % | -0.081 | -10 % |
| | | L=30m | 0.206 | 6 % | 0.050 | 15 % | 0.020 | 7 % | -0.041 | -7 % | 0.227 | 29 % |
| | | L=35m | 0.238 | 7 % | -0.036 | -11 % | -0.025 | -8 % | 0.041 | 7 % | 0.040 | 5 % |
| | 斜角 | 90度 | -0.267 | -8 % | -0.215 | -67 % | -0.187 | -63 % | -0.381 | -69 % | -0.562 | -72 % |
| | | 60度 | 0.568 | 16 % | 0.367 | 114 % | 0.358 | 120 % | 1.524 | 275 % | 1.647 | 212 % |
| | | 45度 | 0.902 | 25 % | 0.817 | 253 % | 0.672 | 225 % | 0.568 | 102 % | 1.441 | 185 % |
| | 橋脚高さ | h= 5m | -0.227 | -6 % | 0.192 | 59 % | 0.195 | 65 % | 0.245 | 44 % | 0.198 | 25 % |
| h=10m | | 0.043 | 1 % | -0.026 | -8 % | -0.028 | -9 % | -0.015 | -3 % | 0.004 | 1 % | |
| h=15m | | -0.002 | 0 % | -0.042 | -13 % | -0.041 | -14 % | -0.089 | -16 % | -0.100 | -13 % | |
| h=20m | | 0.034 | 1 % | -0.031 | -10 % | -0.030 | -10 % | -0.088 | -16 % | -0.115 | -15 % | |
| G 4 | 基準値 | 3.589 | — | 0.323 | — | 0.299 | — | 0.775 | — | 0.455 | — | |
| | 支間長 | L=15m | 0.253 | 7 % | 0.039 | 12 % | 0.046 | 15 % | -0.064 | -8 % | -0.055 | -12 % |
| | | L=20m | -0.026 | -1 % | -0.046 | -14 % | -0.021 | -7 % | -0.112 | -14 % | -0.033 | -7 % |
| | | L=25m | 0.157 | 4 % | -0.027 | -8 % | -0.016 | -5 % | -0.123 | -16 % | -0.108 | -24 % |
| | | L=30m | 0.010 | 0 % | 0.050 | 15 % | 0.020 | 7 % | 0.128 | 17 % | 0.049 | 11 % |
| | | L=35m | -0.317 | -9 % | -0.036 | -11 % | -0.025 | -8 % | 0.094 | 12 % | 0.070 | 15 % |
| | 斜角 | 90度 | 0.171 | 5 % | -0.215 | -67 % | -0.187 | -63 % | -0.479 | -62 % | -0.130 | -29 % |
| | | 60度 | -0.306 | -9 % | 0.367 | 114 % | 0.358 | 120 % | 1.581 | 204 % | 0.462 | 102 % |
| | | 45度 | -0.634 | -18 % | 0.817 | 253 % | 0.672 | 225 % | 1.055 | 136 % | 0.253 | 56 % |
| | 橋脚高さ | h= 5m | 0.331 | 9 % | 0.192 | 59 % | 0.195 | 65 % | 0.407 | 53 % | 0.323 | 71 % |
| h=10m | | -0.125 | -3 % | -0.026 | -8 % | -0.028 | -9 % | -0.019 | -2 % | 0.003 | 1 % | |
| h=15m | | 0.062 | 2 % | -0.042 | -13 % | -0.041 | -14 % | -0.162 | -21 % | -0.158 | -35 % | |
| h=20m | | 0.169 | 5 % | -0.031 | -10 % | -0.030 | -10 % | -0.160 | -21 % | -0.179 | -39 % | |

α : 各成分の基準値に対する割合 (百分率)

表2.5.2 基準値との比較一覧表 (橋軸直角方向地震)

| | | 橋軸方向震度成分 | | 橋軸直角方向震度成分 | | | | 鉛直方向震度成分 | | | | |
|-------|------|-----------|----------|------------|----------|-----------|----------|-----------|----------|-----------|----------|-------|
| | | P 1 (固定側) | | P 1 (固定側) | | P 2 (可動側) | | P 1 (固定側) | | P 2 (可動側) | | |
| | | kh | α | kh | α | kh | α | kv | α | kv | α | |
| G 1 | 基準値 | 1.787 | - | 1.681 | - | 1.728 | - | 0.499 | - | 0.851 | - | |
| | 支間長 | L=15m | -0.437 | -24 % | -0.023 | -1 % | -0.023 | -1 % | -0.062 | -12 % | -0.057 | -7 % |
| | | L=20m | -0.705 | -39 % | -0.023 | -1 % | -0.009 | -1 % | -0.020 | -4 % | -0.124 | -15 % |
| | | L=25m | -0.316 | -18 % | -0.025 | -1 % | -0.006 | 0 % | 0.109 | 22 % | 0.119 | 14 % |
| | | L=30m | 0.684 | 38 % | 0.037 | 2 % | 0.024 | 1 % | 0.024 | 5 % | 0.127 | 15 % |
| | | L=35m | 0.878 | 49 % | -0.037 | -2 % | -0.058 | -3 % | -0.070 | -14 % | -0.077 | -9 % |
| | 斜角 | 90度 | -0.691 | -39 % | 0.068 | 4 % | 0.017 | 1 % | -0.187 | -37 % | -0.562 | -66 % |
| | | 60度 | 1.354 | 76 % | -0.123 | -7 % | 0.021 | 1 % | 0.534 | 107 % | 1.909 | 224 % |
| | | 45度 | 2.447 | 137 % | -0.249 | -15 % | -0.113 | -7 % | 0.495 | 99 % | 1.181 | 139 % |
| | 橋脚高さ | h= 5m | 2.122 | 119 % | -0.018 | -1 % | -0.104 | -6 % | 0.056 | 11 % | 0.010 | 1 % |
| h=10m | | -0.260 | -15 % | -0.017 | -1 % | -0.001 | 0 % | -0.065 | -13 % | -0.062 | -7 % | |
| h=15m | | -0.469 | -26 % | 0.039 | 2 % | 0.051 | 3 % | 0.053 | 11 % | 0.065 | 8 % | |
| h=20m | | -0.484 | -27 % | 0.054 | 3 % | 0.055 | 3 % | 0.183 | 37 % | 0.204 | 24 % | |
| G 2 | 基準値 | 2.231 | - | 1.681 | - | 1.728 | - | 0.969 | - | 0.645 | - | |
| | 支間長 | L=15m | -0.495 | -22 % | -0.023 | -1 % | -0.023 | -1 % | 0.002 | 0 % | -0.019 | -3 % |
| | | L=20m | -0.492 | -22 % | -0.023 | -1 % | -0.009 | -1 % | -0.161 | -17 % | 0.015 | 2 % |
| | | L=25m | 0.117 | 5 % | -0.025 | -1 % | -0.006 | 0 % | 0.135 | 14 % | 0.152 | 24 % |
| | | L=30m | 0.478 | 21 % | 0.037 | 2 % | 0.024 | 1 % | 0.155 | 16 % | -0.019 | -3 % |
| | | L=35m | 0.468 | 21 % | -0.037 | -2 % | -0.058 | -3 % | -0.101 | -10 % | -0.112 | -17 % |
| | 斜角 | 90度 | -0.447 | -20 % | 0.068 | 4 % | 0.017 | 1 % | -0.598 | -62 % | -0.288 | -45 % |
| | | 60度 | 0.828 | 37 % | -0.123 | -7 % | 0.021 | 1 % | 2.013 | 208 % | 1.072 | 166 % |
| | | 45度 | 1.633 | 73 % | -0.249 | -15 % | -0.113 | -7 % | 1.274 | 131 % | 0.513 | 80 % |
| | 橋脚高さ | h= 5m | 1.492 | 67 % | -0.018 | -1 % | -0.104 | -6 % | 0.176 | 18 % | 0.118 | 18 % |
| h=10m | | -0.297 | -13 % | -0.017 | -1 % | -0.001 | 0 % | -0.095 | -10 % | -0.085 | -13 % | |
| h=15m | | -0.176 | -8 % | 0.039 | 2 % | 0.051 | 3 % | 0.055 | 6 % | 0.058 | 9 % | |
| h=20m | | 0.018 | 1 % | 0.054 | 3 % | 0.055 | 3 % | 0.195 | 20 % | 0.207 | 32 % | |
| G 3 | 基準値 | 2.305 | - | 1.749 | - | 1.726 | - | 0.636 | - | 0.836 | - | |
| | 支間長 | L=15m | -0.507 | -22 % | -0.030 | -2 % | -0.024 | -1 % | 0.002 | 0 % | -0.017 | -2 % |
| | | L=20m | -0.408 | -18 % | -0.037 | -2 % | -0.010 | -1 % | -0.059 | -9 % | -0.208 | -25 % |
| | | L=25m | 0.197 | 9 % | -0.024 | -1 % | -0.005 | 0 % | 0.149 | 23 % | 0.167 | 20 % |
| | | L=30m | 0.399 | 17 % | 0.051 | 3 % | 0.023 | 1 % | 0.053 | 8 % | 0.205 | 25 % |
| | | L=35m | 0.370 | 16 % | -0.028 | -2 % | -0.056 | -3 % | -0.116 | -18 % | -0.133 | -16 % |
| | 斜角 | 90度 | -0.463 | -20 % | 0.009 | 1 % | 0.040 | 2 % | -0.269 | -42 % | -0.472 | -56 % |
| | | 60度 | 1.045 | 45 % | 0.051 | 3 % | -0.002 | 0 % | 0.865 | 136 % | 1.307 | 156 % |
| | | 45度 | 1.501 | 65 % | -0.098 | -6 % | -0.220 | -13 % | 0.613 | 96 % | 1.289 | 154 % |
| | 橋脚高さ | h= 5m | 1.216 | 53 % | 0.032 | 2 % | -0.058 | -3 % | 0.138 | 22 % | 0.078 | 9 % |
| h=10m | | -0.258 | -11 % | -0.022 | -1 % | -0.007 | 0 % | -0.089 | -14 % | -0.080 | -10 % | |
| h=15m | | -0.139 | -6 % | 0.028 | 2 % | 0.043 | 2 % | 0.062 | 10 % | 0.067 | 8 % | |
| h=20m | | 0.084 | 4 % | 0.040 | 2 % | 0.046 | 3 % | 0.199 | 31 % | 0.215 | 26 % | |
| G 4 | 基準値 | 1.317 | - | 1.749 | - | 1.726 | - | 0.856 | - | 0.485 | - | |
| | 支間長 | L=15m | -0.255 | -19 % | -0.030 | -2 % | -0.024 | -1 % | -0.053 | -6 % | -0.043 | -9 % |
| | | L=20m | -0.497 | -38 % | -0.037 | -2 % | -0.010 | -1 % | -0.293 | -34 % | 0.088 | 18 % |
| | | L=25m | -0.233 | -18 % | -0.024 | -1 % | -0.005 | 0 % | 0.124 | 14 % | 0.136 | 28 % |
| | | L=30m | 0.458 | 35 % | 0.051 | 3 % | 0.023 | 1 % | 0.296 | 35 % | -0.085 | -18 % |
| | | L=35m | 0.720 | 55 % | -0.028 | -2 % | -0.056 | -3 % | -0.089 | -10 % | -0.106 | -22 % |
| | 斜角 | 90度 | -0.333 | -25 % | 0.009 | 1 % | 0.040 | 2 % | -0.547 | -64 % | -0.190 | -39 % |
| | | 60度 | 0.840 | 64 % | 0.051 | 3 % | -0.002 | 0 % | 1.466 | 171 % | 0.706 | 146 % |
| | | 45度 | 0.988 | 75 % | -0.098 | -6 % | -0.220 | -13 % | 1.545 | 180 % | 0.340 | 70 % |
| | 橋脚高さ | h= 5m | 1.826 | 139 % | 0.032 | 2 % | -0.058 | -3 % | 0.016 | 2 % | -0.029 | -6 % |
| h=10m | | -0.258 | -20 % | -0.022 | -1 % | -0.007 | 0 % | -0.058 | -7 % | -0.057 | -12 % | |
| h=15m | | -0.388 | -29 % | 0.028 | 2 % | 0.043 | 2 % | 0.060 | 7 % | 0.076 | 16 % | |
| h=20m | | -0.277 | -21 % | 0.040 | 2 % | 0.046 | 3 % | 0.185 | 22 % | 0.209 | 43 % | |

α : 各成分の基準値に対する割合 (百分率)

2.5.2 斜角と橋脚高さ

分析の結果、支間長の影響は小さいことが判明した。しかし実際の被害傾向は第1章で述べたように、支間長が長いほど支承部の損傷割合が高い傾向を示した。これは、鋼鉄道橋の支承に鋳鉄製の支承が多く用いられていることに原因があると推測される。つまり、鋳鉄製の支承は靱性が小さく、支間長が長いほどその耐力が小さくなる傾向にある。

そこで、支間長の影響が小さいため、斜角と橋脚高さに着目を絞り考察を行った。図2.5.4から図2.5.6に、設計震度をそれぞれの方向別にまとめたグラフを示す。

グラフから、以下のことがわかる。

- ① 橋軸方向の水平震度は、同一方向の外力（地震）に対して、斜角および橋脚高さの影響は小さく、全体的に $Kh=5.0$ 前後の値を示す。この値は外力（地震）が $2G$ フラットであることを考えると妥当なものである。しかし、直交する方向の外力

（地震）に対しては、橋脚高さが低く、また斜角がきついほど水平震度は大きくなる。そして、最大 $Kh=7.0$ 程度の値を示すケースもある。

- ② 橋軸直角方向の水平震度は、同一方向の外力（地震）に対して、斜角および橋脚高さの影響は小さく、全体的に $Kh=1.8$ 程度の値を示す。また、直交する方向の外力（地震）に対しては、橋脚高さが低く、斜角がきついほど水平震度が大きくなるが、最大 $Kh=1.4$ 程度のため問題とはならない。
- ③ 鉛直方向の震度は橋脚高さの影響をほとんど受けないが、斜角の影響は大きく、最大 $Kv=3.0$ 程度となるケースもある。

以上のことから、斜角を有する構造を設計する場合、直橋と同様な方法では問題があり、特別な配慮が必要であることがわかる。

このことは、第1章の被害分析の結果からも明らかなことである。

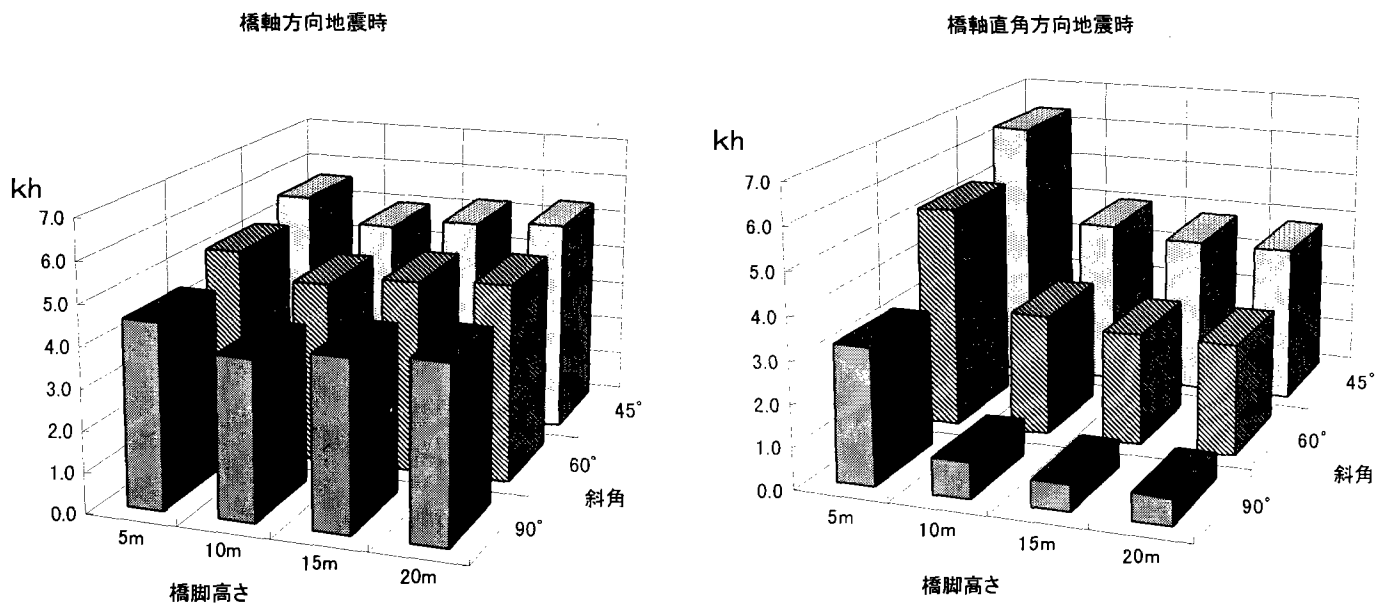


図 2.5.4 橋軸方向の設計水平震度（斜角と橋脚高さの影響）

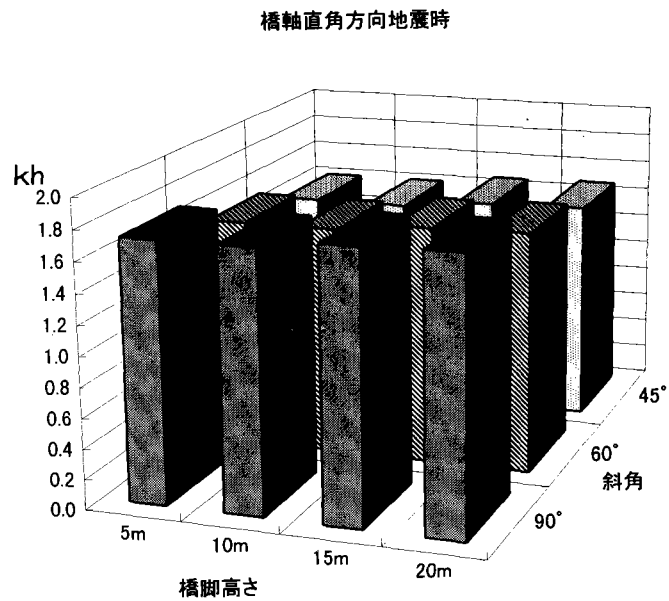
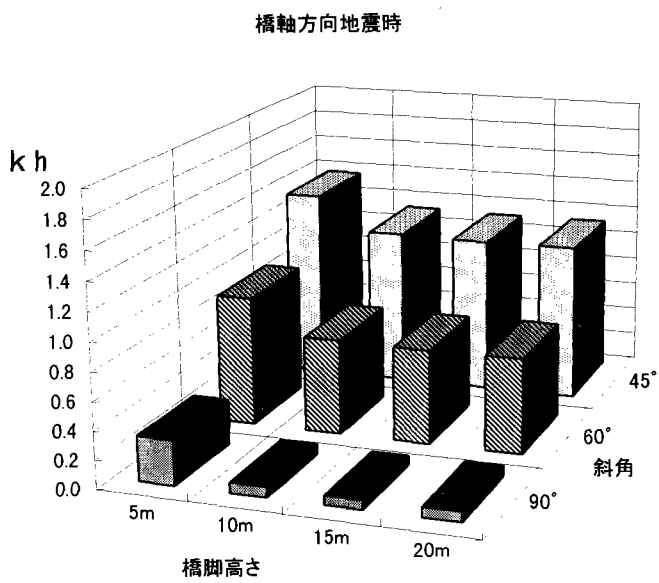


図 2.5.5 橋軸直角方向の設計水平震度 (斜角と橋脚高さの影響)

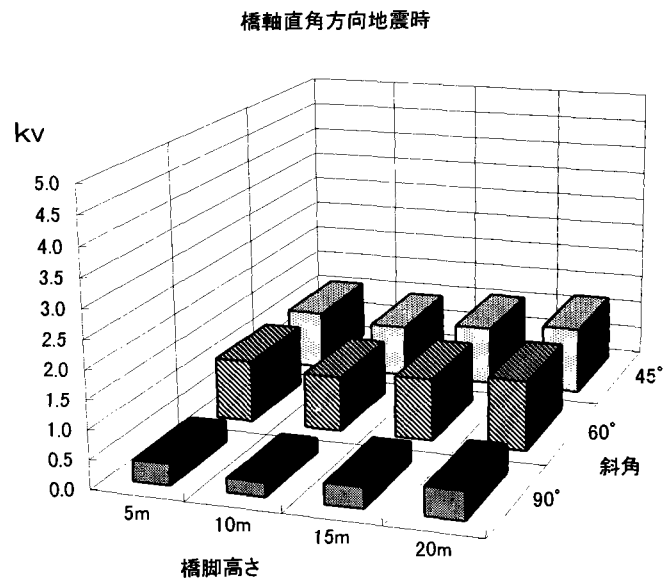
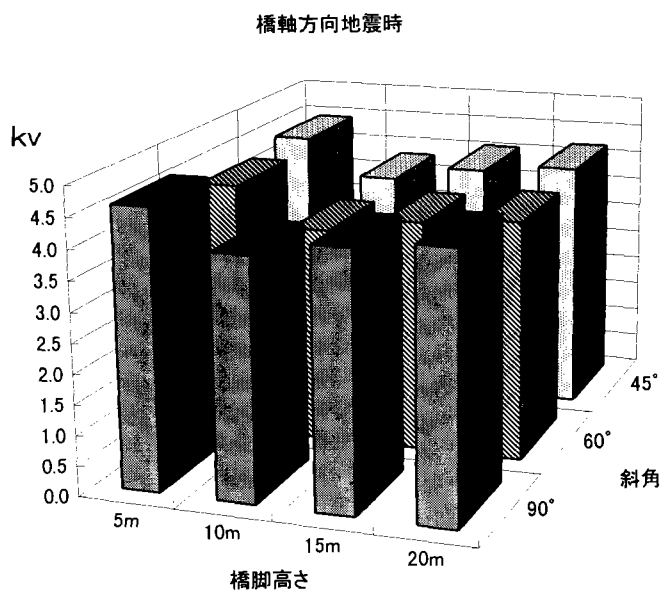


図 2.5.6 鉛直方向の設計震度 (斜角と橋脚高さの影響)

第3章 被害傾向の設計への反映

3.1 斜角桁の設計

また、橋軸直角方向地震時の震度は最大で $K_h=1.8$ 程度であり、斜角の影響も小さい。

3.1.1 斜角桁と直桁の地震時応答

斜角桁の場合、地震に対して直橋と同様の設計を行うと危険側になることが判明したため、ここでは、その程度を定量的につかむこととする。

表 3.1.1 は、表 2.5.1、表 2.5.2 の橋軸方向水平震度について斜角に着目して抽出したものである。

橋軸方向地震時の震度は、斜角にかかわらず最大 4G 程度であり、その成分は基準値の値が大きく、斜角の影響は小さいことを示している。この 4G は入力地震 2G の固定側と可動側の和の値であり、妥当なものと考えられる。

しかし、一般的な設計では考慮しない入力地震と直交する方向の地震、つまり橋軸直角方向地震時の震度が直桁と比べた場合、斜角 60° で 1.7~2.9 倍程度、斜角 45° で 2.1~3.9 倍程度の値を示し、斜角の影響が非常に大きいことがわかる。

表 3.1.1 橋軸方向水平震度

| | | G1 | G2 | G3 | G4 |
|----------------|-----|-------|-------|-------|-------|
| 基準値 | | 4.083 | 3.013 | 3.559 | 3.589 |
| K _h | 90° | 4.161 | 2.854 | 3.292 | 3.760 |
| | 60° | 3.779 | 3.232 | 4.127 | 3.283 |
| | 45° | 3.961 | 3.666 | 4.461 | 2.955 |
| 比率 (対:90°) | 60° | 0.91 | 1.13 | 1.25 | 0.87 |
| | 45° | 0.95 | 1.28 | 1.36 | 0.79 |

注. 支間長、橋脚高さによる成分は除外。

(b) 橋軸直角方向地震

| | | G1 | G2 | G3 | G4 |
|----------------|-----|-------|-------|-------|-------|
| 基準値 | | 1.787 | 2.231 | 2.305 | 1.317 |
| K _h | 90° | 1.096 | 1.784 | 1.842 | 0.984 |
| | 60° | 3.141 | 3.059 | 3.350 | 2.157 |
| | 45° | 4.234 | 3.864 | 3.806 | 2.305 |
| 比率 (対:90°) | 60° | 2.87 | 1.71 | 1.82 | 2.19 |
| | 45° | 3.86 | 2.17 | 2.07 | 2.34 |

注. 支間長、橋脚高さによる成分は除外。

次に、表 3.1.2 は、表 2.5.1、表 2.5.2 の橋軸直角方向水平震度について斜角に着目して抽出したものである。

橋軸方向地震時の震度は、斜角 60° で最大 $K_h=0.7$ 程度、斜角 45° で最大 $K_h=1.2$ 程度の値であり、問題となる値ではないと考えられる。

表 3.1.2 橋軸直角方向水平震度

(a) 橋軸方向地震

| | | G1・G2 | | G3・G4 | |
|----------------|-----|-------|-------|-------|-------|
| | | 固定側 | 可動側 | 固定側 | 可動側 |
| 基準値 | | 0.329 | 0.326 | 0.323 | 0.299 |
| K _h | 90° | 0.109 | 0.113 | 0.108 | 0.112 |
| | 60° | 0.711 | 0.708 | 0.690 | 0.657 |
| | 45° | 1.155 | 1.115 | 1.140 | 0.971 |

注. 支間長、橋脚高さによる成分は除外。

(b) 橋軸直角方向地震

| | | G1・G2 | | G3・G4 | |
|----------------|-----|-------|-------|-------|-------|
| | | 固定側 | 可動側 | 固定側 | 可動側 |
| 基準値 | | 1.681 | 1.728 | 1.749 | 1.726 |
| K _h | 90° | 1.749 | 1.745 | 1.758 | 1.766 |
| | 60° | 1.558 | 1.749 | 1.800 | 1.724 |
| | 45° | 1.432 | 1.615 | 1.651 | 1.506 |

注. 支間長、橋脚高さによる成分は除外。

表 3.1.3 鉛直方向震度

(a) 橋軸方向地震

| | | G1 | G2 | G3 | G4 |
|----------------|-----|-------|-------|-------|-------|
| 基準値 | | 0.586 | 0.724 | 0.555 | 0.775 |
| | | 0.894 | 0.452 | 0.777 | 0.455 |
| K _v | 90° | 0.314 | 0.168 | 0.174 | 0.296 |
| | | 0.348 | 0.204 | 0.215 | 0.325 |
| | 60° | 1.814 | 2.711 | 2.079 | 2.356 |
| | | 2.611 | 1.295 | 2.424 | 0.917 |
| | 45° | 0.856 | 1.795 | 1.123 | 1.830 |
| | | 2.177 | 0.976 | 2.218 | 0.708 |

注. 支間長、橋脚高さによる値は無視。

上段: 固定側、下段: 可動側

(b) 橋軸直角方向地震

| | | G1 | G2 | G3 | G4 |
|----------------|-----|-------|-------|-------|-------|
| 基準値 | | 0.499 | 0.969 | 0.636 | 0.856 |
| | | 0.851 | 0.645 | 0.836 | 0.485 |
| K _v | 90° | 0.312 | 0.371 | 0.367 | 0.309 |
| | | 0.289 | 0.357 | 0.364 | 0.295 |
| | 60° | 1.033 | 2.982 | 1.501 | 2.322 |
| | | 2.760 | 1.717 | 2.143 | 1.191 |
| | 45° | 0.994 | 2.243 | 1.249 | 2.401 |
| | | 2.032 | 1.158 | 2.125 | 0.825 |

注. 支間長、橋脚高さによる値は無視。

上段: 固定側、下段: 可動側

さらに、表 3.1.3 は、表 2.5.1、表 2.5.2 の鉛直方向震度について斜角に着目して抽出したものである。

鉛直方向の震度は入力地震の方向にかかわらず直桁で $K_v=0.3$ 程度である。しかし、斜角 60° では最大 $K_v=2.8$ 程度、斜角 45° で最大 $K_v=2.4$ 程度の値を示し、斜角の影響が非常に大きいことがわかる。また、震度の値としても非常に大きく、死荷重反力の $1G$ を控除しても上揚力が $1G$ 以上発生することを示している。

3.1.2 斜角桁の場合の設計震度に対する修正係数

従来の震度法による設計では、その対象とする橋梁が直橋であろうと斜橋であろうと、同一の設計震度を用いてきた。

ところが今回の解析において、斜橋では特異な応答が発生することが明らかになった。そこで、ここでは従来の震度法で計算される設計震度を修正する構造別係数が必要と考え、以下に提案する。

この係数は 3.1.1 の結果より、表 3.1.4 に示す値とする。

$$K_h^* = K_h \times v^*$$

ここで、 K_h^* : 修正された設計水平震度

K_h : 従来の震度法による設計水平震度

v^* : 構造別係数

表 3.1.4 斜角による構造別係数 v^*

| | 90° | 60° | 45° |
|--------|------------|------------|------------|
| 橋軸方向 | 1.0 | 2.0 | 2.5 |
| 橋軸直角方向 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |

また、鉛直方向の震度は「上揚力 : V 」として従来、

$$V = 0.1 \times R_d \quad (R_d : \text{死荷重反力})$$

の値が用いられていた。さらに、改訂された道路橋示方書・同解説 V (平成 8 年 12 月) では、

$$V = 0.3 \times R_d$$

の値が採用されている。

ところが、これらについても、その対象とする橋梁が直橋であろうと斜橋であろうと同一の値を用いている。前述のように、鉛直方向の震度は斜角の影響を非常に大きく受ける。そこで、上揚力について、表 3.1.5 の値を提案する。

表 3.1.5 斜角による上揚力

| | 90° | 60° | 45° |
|-----|------------|------------|------------|
| 上揚力 | $0.3R_d$ | $1.5R_d$ | $1.0R_d$ |

ただし、ここで提案した数値は今回検討を行った特定のケースに対するもので、一般的な解ではないことに注意を要する。また、提示している数値も従来のものに比べ、かなり大きな値となっている。このため、これらの値を用いた詳細設計を行う場合、設計が不可能となる部位が生じるものと予想される。

したがって、一般的な設計に用いられる数値を決定するためには、今後のさらなる研究が必要であると考え。

3.1.3 斜角桁の場合の構造細目

斜角桁では直桁に比べ、入力地震と直交する方向の応答が大きくなることがわかった。特に、固定側の橋軸方向力が大きくなるため、支承本体、支点上補剛材および支承近傍の補剛材を適切に設計する必要がある。

また、今回の解析モデルでは主桁部材と支点上対傾構部材の結合条件を剛結としている。斜角桁では支点上対傾構のこの拘束が重要であり、解析モデルと同等の強度を有する接合部の設計を適切に行なう必要がある。

さらに、斜角桁では直桁に比べ上揚力が大きくなる傾向となる。このため、支点部および支承部は上揚力に注意し、適切に設計しなければならない。

3. 2 シュー（支承）の設計

3. 2. 1 検証結果による支承設計への反映

被害傾向の解析的検証の結果、斜角桁における支承への橋軸方向および橋軸直角方向水平力、並びに鉛直力は直桁のそれらに比べ、非常に大きくなることが判明した。

したがって、斜角桁を設計する場合は、前述の構造別係数などを参考に設計外力を適切に見積もり、断面計算を行う必要がある。

また、従来、鉄道橋に多く用いられている線支承の設計は、上揚力に注意し、サイドブロックおよびアンカーボルトなどを適切に設計しなければならない。

3. 2. 2 支承の役割と今後のあり方

(1) 支承の役割

橋梁構造物における支承の役割を整理すれば、以下の4機能となる。

- ① 上部荷重伝達機能
- ② 変位追従および変位拘束機能

③ 地震力の低減と分散機能

④ 落橋防止機能

これら全ての機能に対し、それぞれの最大値において支承が安全であるよう設計するのが一般的な方法である。しかし、機能③と④については、支承の性能が橋梁全体に与える影響を十分考慮した上で、合理的に設計できる方法もある。

この問題は「橋システム」に関するものであり、次章で詳述する。

(2) 今後の支承のあり方

上記のように、支承には多くの機能があるにもかかわらず、それら全てを単一の部材で対応させている。このため、構造が複雑になり、2次的な問題が生じることとなる。また近年、反力分散支承、免震支承などが提案、実施されているが、コストなどの面で解決を要する課題が幾つか残存している。

したがって、ここでは今後の支承のあり方のひとつとして、図3.2.1に支承部機能を支承機能、変位拘束機能、落橋防止機能と切り離した構造を提案する。

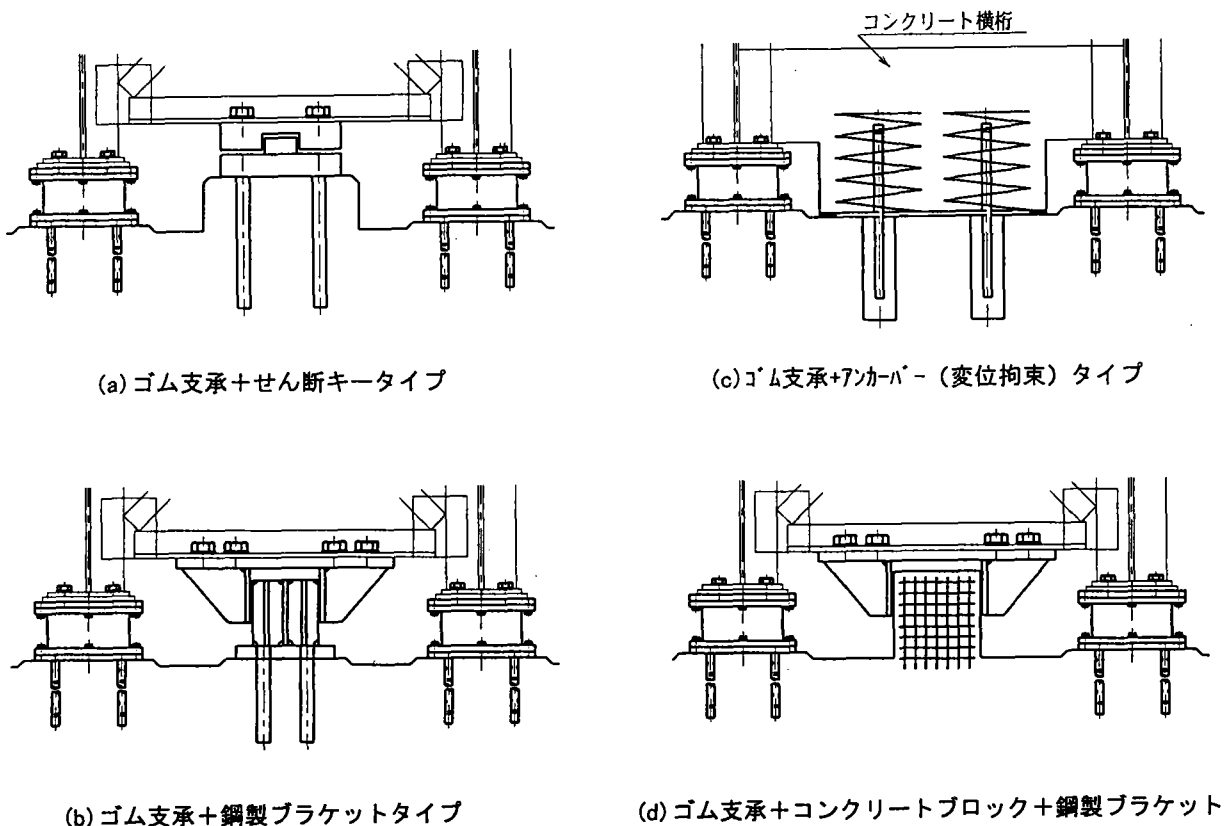


図3.2.1 機能分離支承構造の一例

第4章 特殊な被害橋梁の解析

4.1 JR貨物の例

4.1.1 概要

(1) 対象橋梁の構造

(a) 路線と架橋位置

東海道線東灘～神戸港間のJR貨物神戸臨港線^{4.1.1)}は、神戸地区の貨物輸送を担う路線である。本節で被災例として採り上げる橋梁は、1965年の区画整理事業で第2阪神国道が拡幅したことにより、新たに建設された架道橋である。本橋は第2阪神国道を約36°の鋭角で跨ぐ交差条件にあり、活荷重KS-18の構造を有している。

(b) 橋梁構造

本橋の一般図を図4.1.1に、主な構造諸元を表4.1.1に示す。本橋は3径間の下路プレートガーダー(2箱桁構造)単線道床式であり、そのうち2径間(A1-P1, P1-P2)は支間長43mと40mの連続桁で、残りの1径間は単純桁形式である。

A1橋台は斜角36°で橋台前面と国道とが平行に配置

表4.1.1 第2阪神国道架道橋の主な諸元

| 項目 | 形式 |
|-----|---|
| 上部工 | 3径間下路プレートガーダー単線道床式 [2径間連続桁(A1-P2), 単純桁(P2-A2)] |
| 下部工 | 直接基礎 |
| 橋長 | 105m (支間割 43m, 40m, 22m) |
| 建設年 | 1965年 (昭和40年) |

されており、鉛直固定シュー、水平シューで桁を固定している。P1橋脚は遠心力鋳鉄鋼管を使用した1本橋脚で桁と剛結構造であるが、脚基部はピボットシューによるヒンジ構造となっている。一方、P2橋脚は門型のラーメン形式であり、その横梁の上で可動シューにより互いの桁を掛け違い構造としており、脚基部はピボットシューによるヒンジ構造となっている。またA2橋台側は直橋形式であり、固定シューは設けられていない。

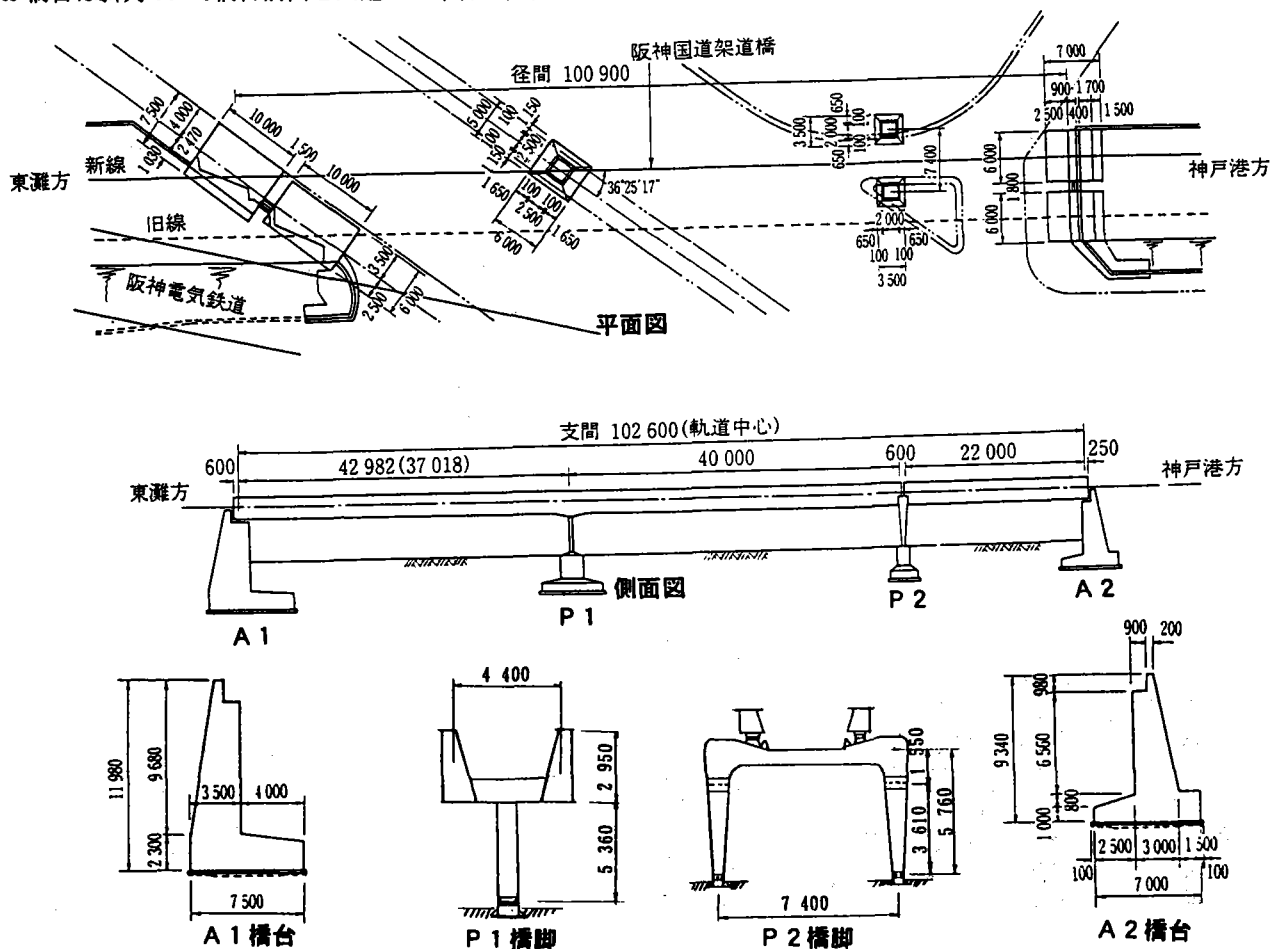


図4.1.1 第2阪神国道架道橋一般図

(2) 対象橋梁の被害状況

今回の地震により、本架道橋は鉛直シューと水平シューのほとんどが破損し、橋脚基部のピボットシューが外れ、橋体には局部的変形が生じるなどの被害を受けた(図 4.1.2)。損傷状況を各橋台、橋脚付近に分けて解説する。

(a) A1 橋台の損傷

A1 橋台周辺の損傷状況を図 4.1.3 に示す。また損傷の状況写真を、写真 4.1.1~4.1.3 に示す。

斜角の桁端部は鋭角側(西宮方)へ約 500mm 移動し、その影響で鉛直シューの直角方向ストッパーは破損し、上シューと下シューがずれて、G1 桁の上シューは直接コ

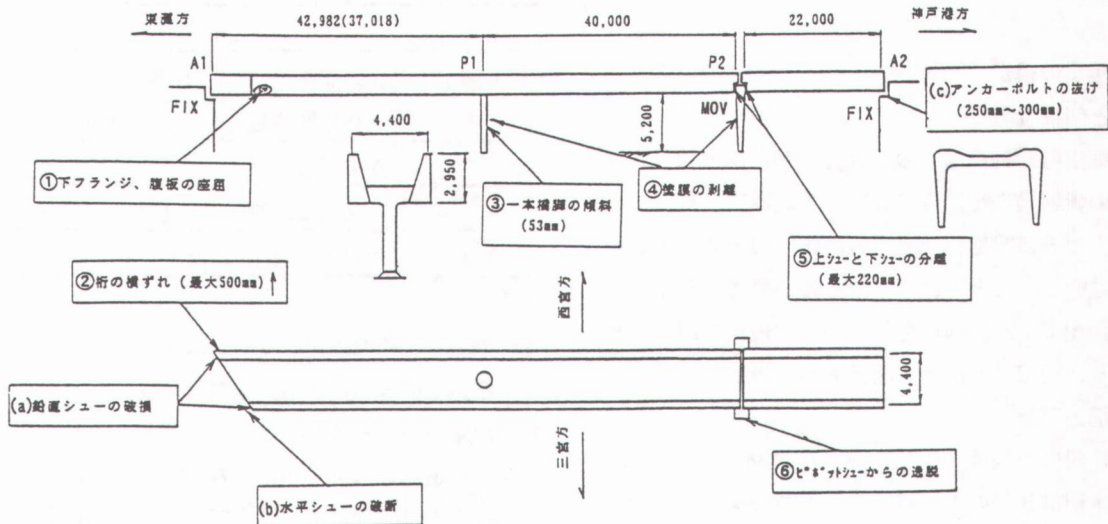


図 4.1.2 第 2 阪神国道架道橋の損傷

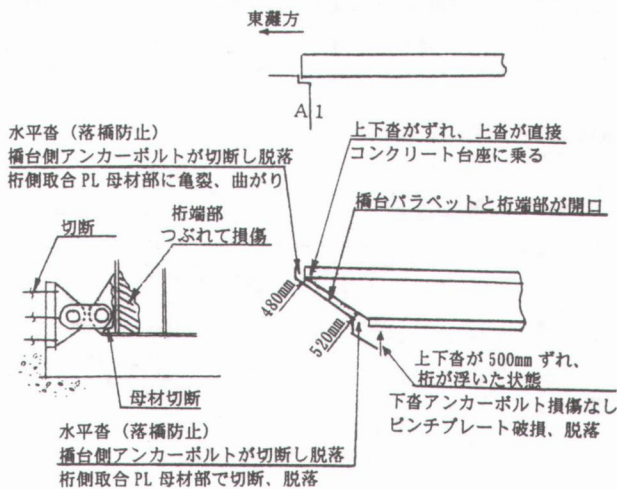


図 4.1.3 A1 橋台周辺の損傷状況



写真 4.1.2 A1 鉛直固定シューの損傷



写真 4.1.1 橋軸直角ずれ (A1 橋台)



写真 4.1.3 A1 水平固定シューと桁端部の損傷

ンクリート台座に載り、G2 桁は浮いた状態となっていた。また落橋防止を兼ねた水平シューのアンカーボルトが切断され、桁端部が直角方向に曲げられるなどの局部変形を生じ、水平シュー連結板が切断されていた。これらの直角方向移動に伴い橋台パラペットと桁端部との遊間も約 500mm に開いた。

(b) P1 橋脚の損傷

P1 橋脚周辺の損傷状況を図 4.1.4 に示す。また損傷の状況写真を、写真 4.1.4~4.1.5 に示す。

P1 橋脚は遠心力鑄鉄鋼管単柱であり、主桁横梁と剛結されており、その付け根で一部塗膜の剥離が、また添接板の摩擦面周りで一部塗膜が剥離している。支柱は西宮方へ高さ 1,500mm 当たり 53mm 倒れており、柱基部のピボットシューの鋼製リングのセットボルトが破断していたものの、ピボット下シューからの逸脱は免れていた。

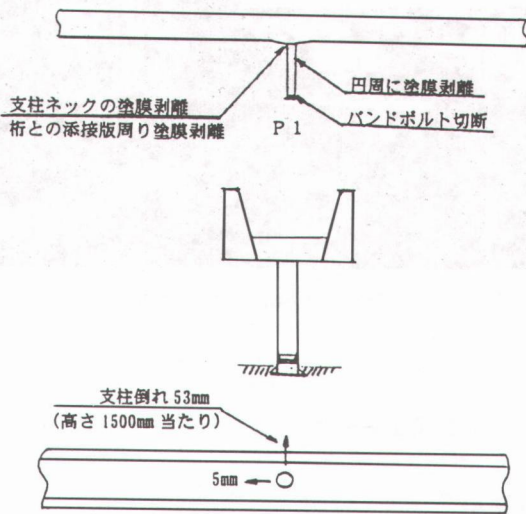


図 4.1.4 P1 橋脚周辺の損傷状況



写真 4.1.4 P1 橋脚主桁剛結部の塗膜剥離

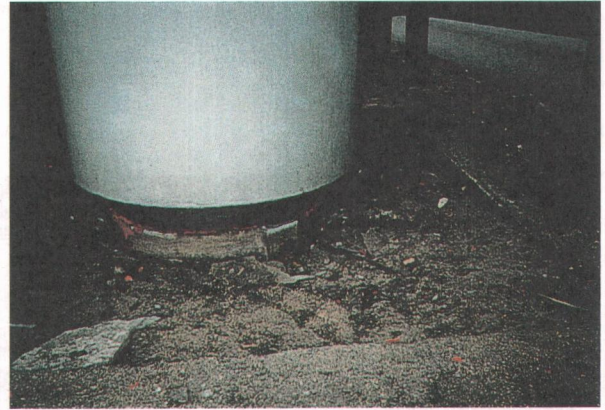


写真 4.1.5 P1 橋脚基部のピボットシューリング損傷

(c) P2 橋脚の損傷

P2 橋脚周辺の損傷状況を図 4.1.5 に示す。また損傷の状況写真を、写真 4.1.6~4.1.8 に示す。

P2 橋脚基部のピボットシューリングが破損し、G2 桁側のピボット下シューが外れて東灘側に 400mm 上シューとともに支柱が移動した。

この影響もあり、桁と P2 橋脚横梁間の固定シューは、ピンチプレートが破断もしくは変形してセットボルトが伸びた状態となり、G2 側は上シューと下シューの間に隙間が生じた。またラーメン橋脚の隅角部や支柱のダイヤフラム位置では塗膜の剥離が生じていた。

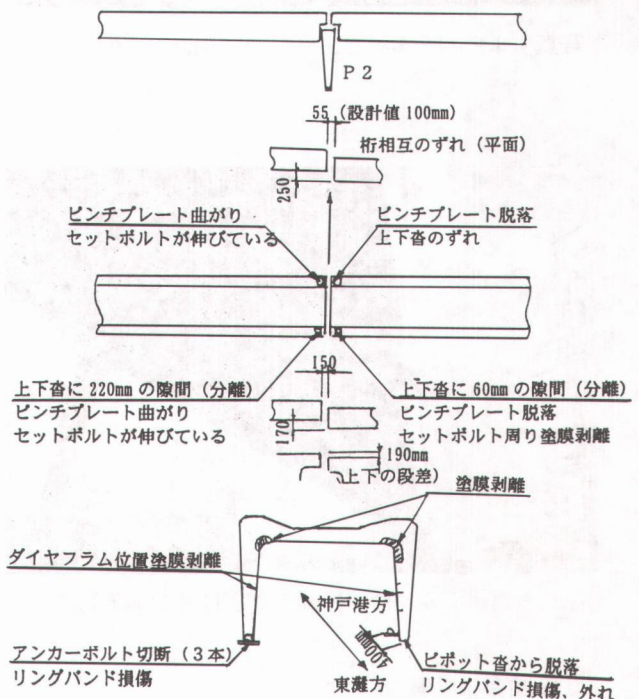


図 4.1.5 P2 橋脚周辺の損傷状況

また桁遊間は100mmの設計値に対してG1が55mmと狭くなり、G2は150mmに広がり、橋軸直角方向にもそれぞれ250mmと170mmずれた状態になっていた。



写真 4. 1. 6 P2 橋脚基部のピボットシューからの脱落



写真 4. 1. 7 P2 橋脚と主桁間の固定シューの分離移動

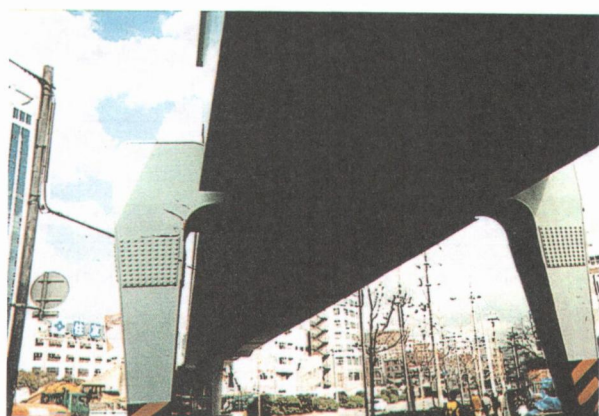


写真 4. 1. 8 P2 橋脚隅角部と柱部の塗膜剥離

(d) A2 橋台の損傷

A2 橋台周辺の損傷状況を図 4. 1. 6 に示す。また損傷

の状況写真を、写真 4. 1. 9 に示す。

A2 橋台は単純桁の端支点であるが、G2 側ピンシューのアンカーボルトが4本共 250mm 程度引き抜けていた。

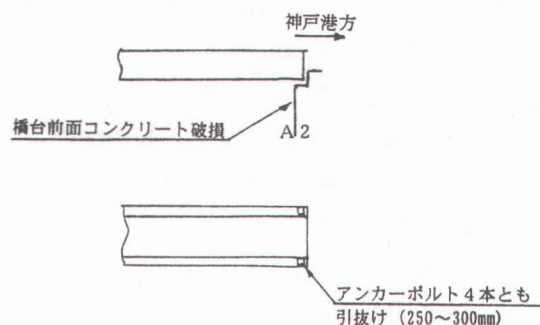


図 4. 1. 6 A2 橋台周辺の損傷状況

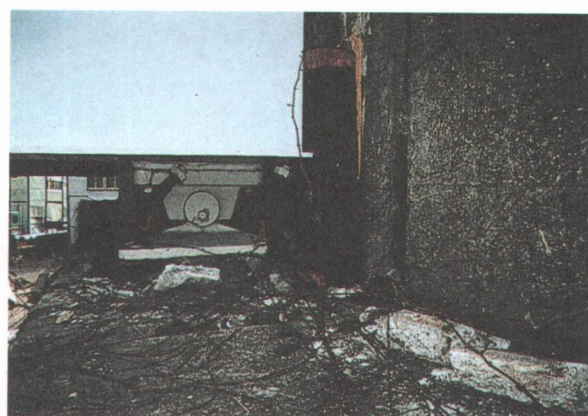


写真 4. 1. 9 A2 橋台支承アンカーボルトの引き抜け

4. 1. 2 動的解析モデル

(1) 目的

上述の通り、本橋に生じた損傷は大きく、複雑に関係し合っているものと考えられ、主として以下の損傷原因を解明すること等を目的に、立体の動的解析モデルによる時刻歴応答解析を実施した。

- ・門型のP2 中間橋脚が、ピボットシューから逸脱した理由の解明。
- ・各支承位置の反力や変位などの最大応答値の確認
- ・支承耐力の照査と損傷状況の照合
- ・この種構造の問題点の解明
- ・本ケースの理想的な橋システムの検討

(2) 動的解析モデル

動的解析モデルは図 4. 1. 7 に示すとおり、2本の主桁それぞれに質量と剛性を持たせ、主桁相互間には鋼床版と同等のせん断剛性を有する仮想横構を配置した多質

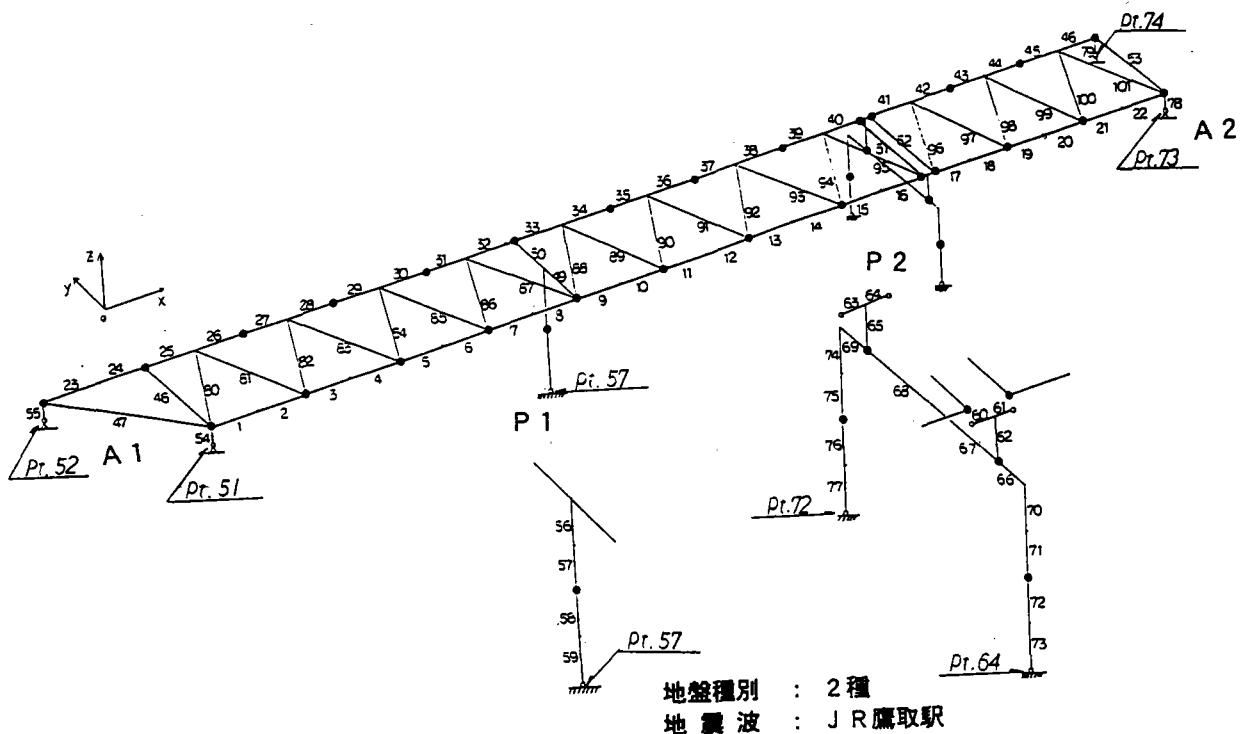


図 4.1.7 動的解析モデル

点系立体モデルとした。

門型ラーメンの P2 橋脚基部に非線形要素を設け、死荷重相当の橋脚柱軸力が抜けるとピボットシュー位置で浮き上がり、任意の変形状態で釣り合いを考慮できるものとした。

(3) 動的解析の諸条件

本橋周辺の地盤種別は 2 種地盤であるので、J R 鷹取駅で観測された地震波^{4.1.2)}^{4.1.3)}を用いた。地震波の NS は橋軸方向と、EW は橋軸直角方向と一致しており、各橋台と各橋脚の基部位置より入力した。

解析ケースは表 4.1.2 に示すとおり、地震波の方向の組合せで 5 ケースを考えた。ただし事前検討で、地盤のバネ定数 K_v の影響を比較するため、CASE2 を対象に、P2 橋脚基部に 3 種類の地盤バネを ($K_v=1.0 \times 10^3 \text{tf/m}$, $1.0 \times 10^5 \text{tf/m}$, $1.0 \times 10^7 \text{tf/m}$) 想定し、その差異を確認している。

表 4.1.2 時刻歴応答解析ケース

| 解析ケース | 橋軸方向 (NS) | 橋軸直角方向 (EW) | 鉛直方向 (UD) | 備考 |
|-------|-----------|-------------|-----------|----------|
| CASE1 | ○ | | | |
| CASE2 | | ○ | | K_v 変化 |
| CASE3 | ○ | | ○ | |
| CASE4 | | ○ | ○ | |
| CASE5 | ○ | ○ | | |

4.1.3 動的解析結果

(1) 地盤バネの影響

この付近は北側の六甲山山麓の段丘洪積層を含んだ地質となっている。A1 橋台付近のボーリング柱状図および N 値を図 4.1.8 に示す。N 値も一部を除き 50 以上あり、下部工は直接基礎を採用していることなどから、比較的良好な地盤と推定できる。

CASE2 の地盤バネ 3 種類に対する解析結果を表 4.1.3 にまとめて示す。同表より、 $K_v=1.0 \times 10^3 \text{tf/m}$ もしくは $K_v=1.0 \times 10^7 \text{tf/m}$ の場合には安定した解が得られないが、 $K_v=1.0 \times 10^5 \text{tf/m}$ では解が得られることがわかる。

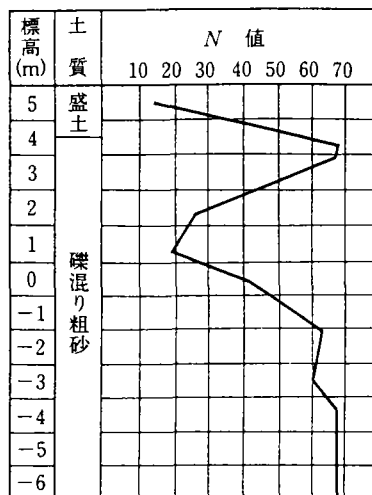


図 4.1.8 地質図 (N 値)

また図 4.1.8 に示される N 値から、道示で与えられる地盤のバネ定数は $K_v=1.0 \times 10^5 \text{tf/m}$ 程度と推定されることなどより、以下の CASE1~CASE5 解析では P2 橋脚基部にその地盤バネ値を採用している。その他の外的支点位置は固定で評価した。

なお P2 橋脚上の可動シューは、鉛直方向と橋軸直角方向変位を固定とするが、橋軸方向には支承版支承のすべり摩擦を考慮し、 6tf/m の弾性バネでモデル化した。

表 4.1.3 地盤のバネ定数と解析結果

| バネ定数 K_v | 計算結果の概要 |
|-------------------------------|---|
| $1.0 \times 10^3 \text{tf/m}$ | バネで応答が吸収され、P2 橋脚柱の軸力変動が小さく、基部が浮かび上がらない。 |
| $1.0 \times 10^5 \text{tf/m}$ | P2 橋脚は数十センチ浮かび上がり、つり合い計算も収れんする。 |
| $1.0 \times 10^7 \text{tf/m}$ | P2 橋脚基部が浮かび上がった後のつり合い計算が収れんせず、解が発散する。 |

(2) 支点反力

各解析ケースの最大支点反力を表 4.1.4 に比較する。同表から A1、A2 橋台の橋軸方向反力や P1、P2 橋脚の鉛直方向反力が比較的大きくなるのは、CASE2、CASE4、CASE5 であり、いずれも橋軸直角方向地震波 EW が入力されているケースであることがわかる。

すなわち、橋軸方向反力に対しては、震度法レベルで通常考える橋軸方向地震 NS よりも、橋軸直角方向地震 EW の場合において、明らかに想定していない多大な値が発生していることがわかる。

表 4.1.4 最大支点反力応答値 (単位:tf)

| 解析着目 | 支点位置 | A1 | | P1 | P2 | | A2 | |
|--------|------|------|------|-----|-----|-----|-----|-----|
| | | G1 | G2 | | G1 | G2 | G1 | G2 |
| | NODE | 52 | 51 | 57 | 72 | 64 | 74 | 73 |
| CASE 1 | 橋軸 | 164 | 211 | 16 | 3 | 3 | 60 | 74 |
| | 橋直 | 11 | 22 | 11 | 7 | 6 | 7 | 8 |
| | 鉛直 | 19 | 25 | 75 | 15 | 23 | 7 | 7 |
| CASE 2 | 橋軸 | 1373 | 1415 | 14 | 11 | 14 | 917 | 912 |
| | 橋直 | 55 | 370 | 67 | 98 | 111 | 91 | 107 |
| | 鉛直 | 194 | 221 | 361 | 212 | 277 | 115 | 178 |
| CASE 3 | 橋軸 | 271 | 252 | 16 | 4 | 4 | 102 | 111 |
| | 橋直 | 26 | 45 | 24 | 15 | 20 | 15 | 17 |
| | 鉛直 | 48 | 49 | 258 | 64 | 108 | 42 | 43 |
| CASE 4 | 橋軸 | 1431 | 1415 | 15 | 12 | 16 | 890 | 907 |
| | 橋直 | 66 | 367 | 73 | 103 | 105 | 87 | 106 |
| | 鉛直 | 211 | 231 | 436 | 227 | 359 | 135 | 199 |
| CASE 5 | 橋軸 | 1451 | 1448 | 19 | 12 | 14 | 934 | 955 |
| | 橋直 | 56 | 383 | 65 | 96 | 109 | 90 | 109 |
| | 鉛直 | 192 | 211 | 239 | 195 | 272 | 174 | 195 |

(3) 変形形状

最大振幅が発生する時刻の変形形状を図 4.1.9 に示す。同図より、CASE2、CASE4 では、P1 の一本橋脚のところや P2 の門型橋脚のところでのねじれ振動の節とはなっておらず、橋軸直角方向地震の影響を受けやすいことが推察できる。

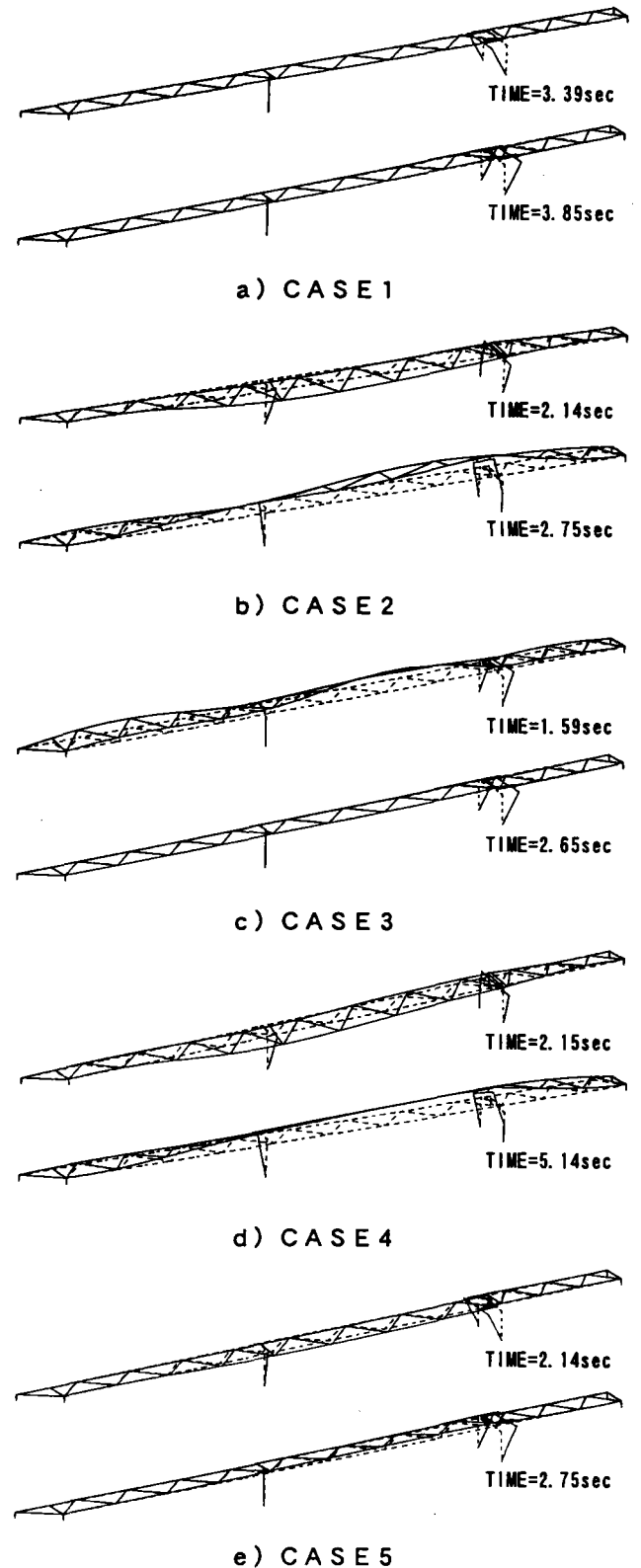


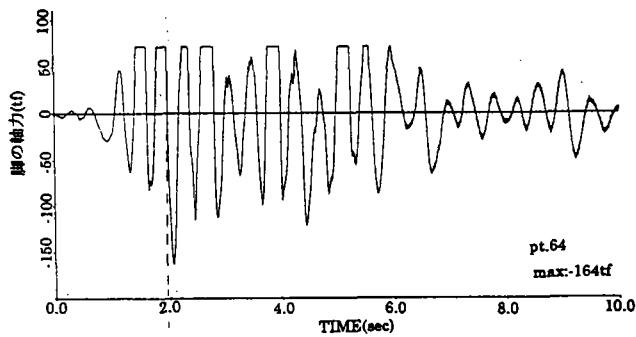
図 4.1.9 動解による変形形状

(4) 橋脚の軸力

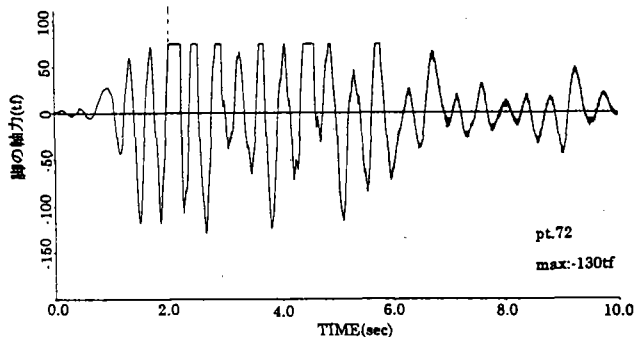
門型ラーメン構造の P2 橋脚の 2 本の支柱について、CASE2 地震波入力後のそれぞれの支柱軸力の経時変化を 図 4.1.10 に示す。同図中、pt. 64 は G1 側の支柱を示し、pt. 72 は G2 側の支柱を示す。また横軸は時刻を示し、縦軸は支柱の軸力を示している。

たとえば、約 2 sec の時、G2 支柱は約 70tf の引張り軸力を受けており、同時に G1 は最大 150tf の大きな圧縮軸力を受けていることがわかる。すなわち門型ラーメンの左右の支柱は相関があり、ほぼ 180° 逆位相となっており、引張りの軸力は死荷重内力である 70tf 以上を分担せず、フラットとなっていることがわかる。

また 図 4.1.11 は CASE1~CASE5 の G1 支柱の軸力の経時変化である。同図より橋軸直角方向 (EW) を成分としている地震波 CASE2, CASE4 および CASE5 は、類似した形状のグラフであり、70tf の引張り軸力が発生したときフラットになっていることがわかる。一方、EW の成分のない橋軸方向 (NS) 地震波 (CASE1, CASE3) の場合は軸力変化量も小さく、CASE3 で引張軸力が 2 回 70tf に達するのみである。

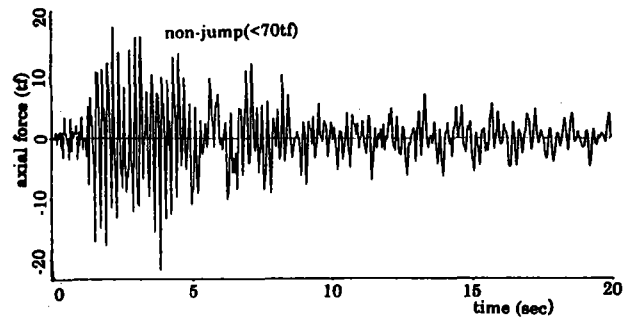


a) G1 側支柱 (pt. 64)

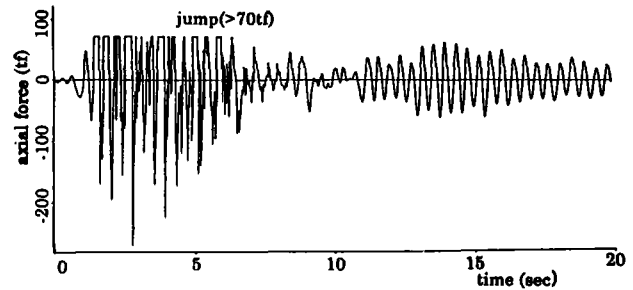


b) G2 側支柱 (pt. 72)

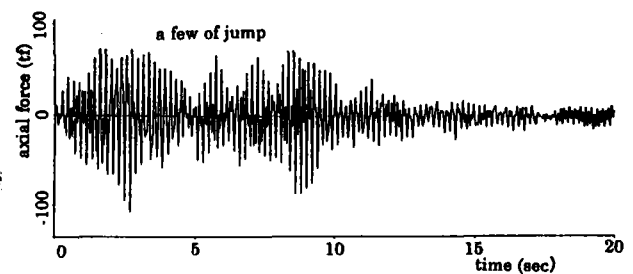
図 4.1.10 P2 橋脚の軸力 (左右の支柱比較)



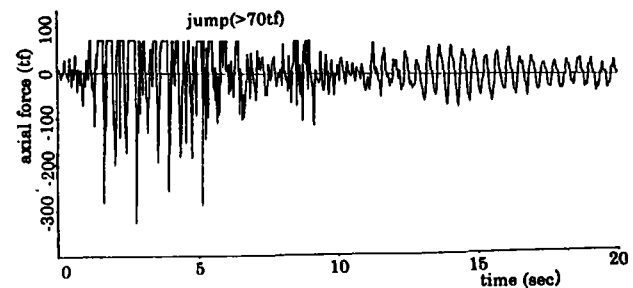
a) CASE 1



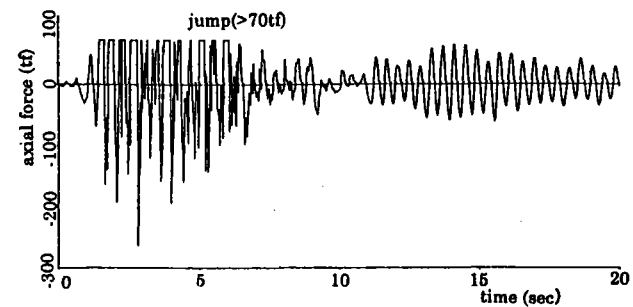
b) CASE 2



c) CASE 3



d) CASE 4



e) CASE 5

図 4.1.11 P2 橋脚の軸力 (各ケースの比較)

(5) 支点移動量

P2 橋脚基部のピボットシューの移動量は、前述のとおり死荷重による脚の軸力 70tf が抜けたとき、鉛直方向上向きに浮かび上がっている。図 4. 1. 12 に鉛直方向変位と橋脚軸力の履歴曲線を示す。同図より、CASE2, CASE4 および CASE5 の地震波では 37mm~47mm の鉛直変位が生じていることがわかる。すなわち、橋軸直角方向 (E W) 地震波によって、門型ラーメン橋脚基部が 40mm 程度浮き上がることがこれらの解析から説明できる。

(6) 被害と解析結果の照合

これらの被害状況と関連している各部の最大変位や断面力等を比較整理すると、表 4. 1. 5 に示すとおりである。同表中、備考欄は当該部分の降伏点や破断強度の設計計算値を意味している。

(a) A1 桁端部の下フランジ、腹板の座屈

表 4. 1. 5 より、A1 橋台桁端部の軸力は、橋軸方向 (N S) 地震で水平シュー (落橋防止装置) の連結部破断強度の 3 倍程度で、橋軸直角方向 (E W) 地震の場合の 20 倍程度以上あることがわかる。このことから、斜角のきつい A1 桁端部では橋軸方向より直角方向地震の影響を大きく受けることがわかる。また桁端部の座屈等の破壊は、その様子から 500mm 程度橋軸直角方向に移動した影響によることは明らかであり、水平シューも曲げられて破壊している。したがって、この部分の損傷の主たる原因は、橋軸方向地震よりも直角方向の地震の影響であるといえる。

(b) A1 桁端部の横ずれ (500mm)

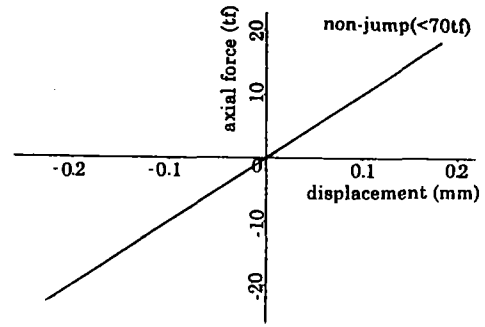
A1 桁端部の鉛直シューの橋軸直角方向ストッパーが破壊しており、これについては後述の支点反力と支承耐力のところ考察する。いずれにしても橋軸直角方向ストッパーが損傷し、移動可能な鋭角側に 500mm の桁ずれが生じ、(a) 項の桁端部の下フランジや腹板まで変形させたものと考えられる。

(c) P1 一本橋脚の傾斜 (53mm)

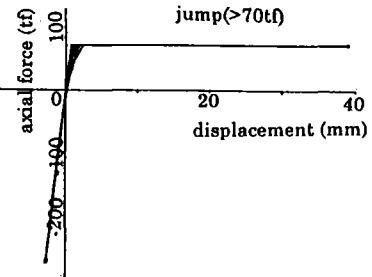
P1 の一本橋脚柱頭部での橋軸直角方向変位の解析値は、橋軸方向地震ではほとんど発生しないが、橋軸直角方向地震では約 100mm 発生し、A1 桁端部や P2 橋脚基部のピボットシューからの逸脱の影響も受け変形が残留したものと考えられる。

(d) P2 橋脚横梁と主桁間の上下シューの分離

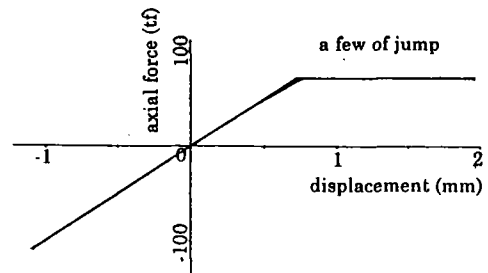
P2 門型橋脚横梁と主桁間の固定シューに生じた鉛直方向反力は、橋軸方向地震よりも橋軸直角方向地震の影響が大きいものの、上下振動との組合せでかなり大きな応答値となることから、上下方向地震の影響も受けていることがわかる。また上下シューが分離し隙間が生じた理



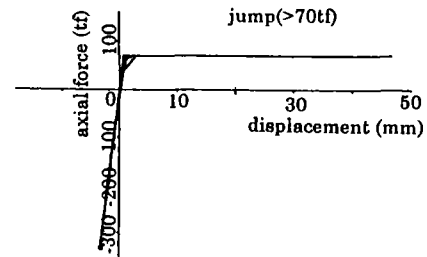
a) CASE 1



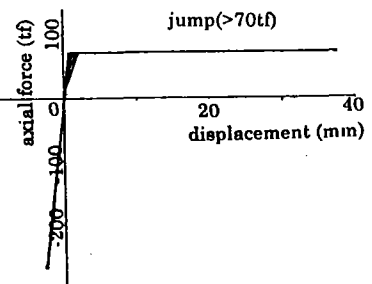
b) CASE 2



c) CASE 3



d) CASE 4



e) CASE 5

図 4. 1. 12 P2 橋脚の軸力と鉛直変位の関係

由は、橋軸直角方向地震と上下方向地震の振動により、固定シューのピンチプレートが破断して上下シューが分離したことで、P2 橋脚基部のピボットシューからの逸脱により、橋脚高さに変動が生じたことが主たる原因と考えられる。

(e) P2 橋脚基部のピボットシューの逸脱

P2 橋脚基部のピボットシューは、橋軸直角方向地震において左右の脚が交互に大きく浮き上がる解析結果となった。特に上下振動との組合せである CASE4 において

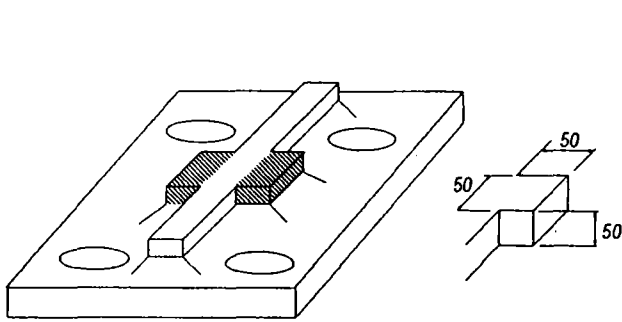
は、面外の水平反力も浮き上がった瞬間で 100tf 程度発生しており、リングのセットボルトの破断強度が 24tf 程度しかないことなどからも浮き上がってピボットから逸脱することが十分考えられる。

(7) 支点反力と支承耐力

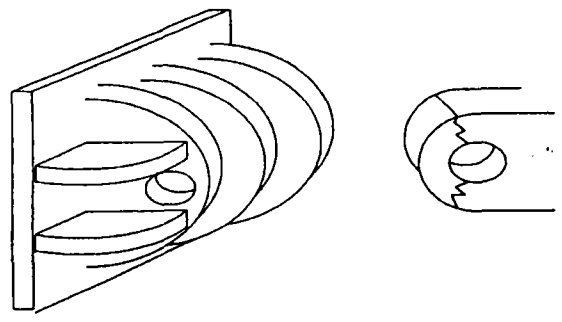
主要支点の支承の耐力は、図 4. 1. 13 に示すような部位におけるものである。解析結果から得られた支点反力とこれらの部位での支承耐力を比較すると表 4. 1. 6 に示すとおりである。

表 4. 1. 5 特徴的被害と解析結果の比較

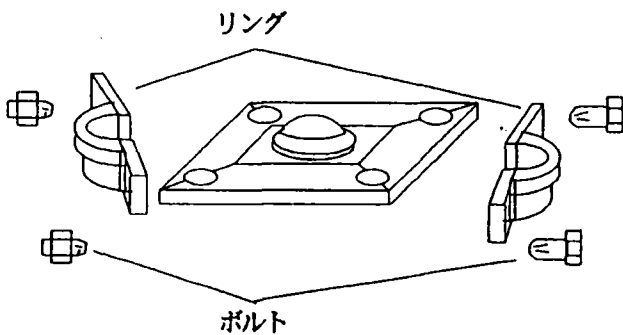
| 損傷箇所 | 反力・断面力 | 解析結果 | | | | | 備考 | |
|---------------------|----------------|--------|-------|-------|-------|-------|-----------|------------|
| | | CASE1 | CASE2 | CASE3 | CASE4 | CASE5 | | |
| | | NS | EW | NS+UD | EW+UD | NS+EW | | |
| ①A1桁端下フランジ、腹版の座屈 | 桁軸力 tf | 196 | 1315 | 237 | 1380 | 1398 | 39tf (降伏) | |
| | 桁曲げモーメント tfm | 211 | 1465 | 270 | 1466 | 1495 | 66tf (破断) | |
| ②A1桁端の横ずれ (最大500mm) | 橋直反力 tf | 【鈍角】 | 22 | 370 | 45 | 367 | 383 | 139tf (降伏) |
| | | 【鋭角】 | 11 | 55 | 26 | 66 | 56 | 235tf (破断) |
| ③P1一本橋脚の傾斜(53mm) | 桁橋軸直角変位 mm | 2 | 96 | 4 | 98 | 97 | --- | |
| | 隅角部面外曲げ tfm | 63 | 390 | 142 | 430 | 376 | --- | |
| ④P2橋脚の塗膜の剥離 | 隅角部面外曲げ pt. 60 | 31 | 541 | 96 | 514 | 533 | --- | |
| | pt. 68 | 31 | 479 | 72 | 505 | 469 | --- | |
| ⑤P2橋脚 上脊と下脊の分離 | 脊鉛直力 tf | er. 62 | 21 | 231 | 103 | 306 | 227 | --- |
| | er. 65 | 15 | 171 | 63 | 185 | 154 | --- | |
| ⑥P2橋脚 ピボット脊の逸脱 | 最大変位 mm | pt. 64 | 0.2 | 39 | 2 | 47 | 37 | --- |
| | | pt. 72 | 0.2 | 34 | 6 | 35 | 34 | --- |
| | 面外水平力 tf | pt. 64 | 6 | 111 | 20 | 105 | 109 | 14tf (降伏) |
| | | pt. 72 | 7 | 98 | 15 | 103 | 96 | 24tf (破断) |



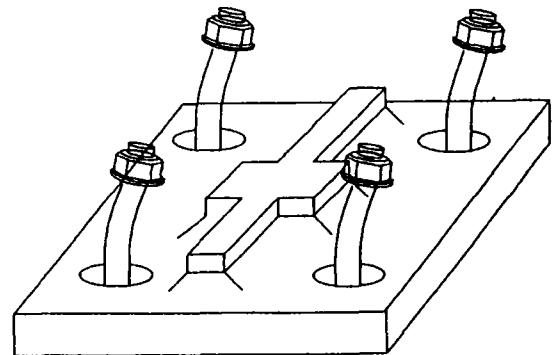
a) A1 橋台鉛直直脊ストッパー



b) A1 橋台水平脊連結板



c) P2 橋脚基部ピボット脊リング



d) A2 橋台固定脊アンカーボルト

図 4. 1. 13 支承耐力の計算箇所

表 4.1.6 支点反力と支承耐力

| 支承位置 | 解析結果 | | | | | | 支承耐力 tf | |
|---------------------|------------|--------|-------|-------|-------|-------|------------|------------|
| | 反力方向 | CASE1 | CASE2 | CASE3 | CASE4 | CASE5 | | |
| | | NS | EW | NS+UD | EW+UD | NS+EW | | |
| (a) A1橋台 鉛直沓の破損 | 橋直反力 tf | [鈍角] | 22 | 370 | 45 | 367 | 383 | 139tf (降伏) |
| | | [鋭角] | 11 | 55 | 26 | 66 | 56 | 235tf (破断) |
| (b) A1橋台 水平沓の破損 | 橋軸反力 tf | [鈍角] | 211 | 1415 | 252 | 1415 | 1448 | 39tf (降伏) |
| | | [鋭角] | 164 | 1373 | 271 | 1431 | 1451 | 66tf (破断) |
| (c) A2橋台 アンカーボルトの抜け | 沓鉛直力 tf | er. 78 | 7 | 178 | 43 | 199 | 195 | 56tf (抜け) |
| | | er. 79 | 7 | 115 | 42 | 135 | 174 | |

(a) A1 橋台鉛直シュウの破損

A1 橋台の鉛直シュウは、鉛直反力を受けるとともに橋軸直角方向のストッパーとしての機能がある。A1 桁端部の鉛直シュウの橋軸直角方向ストッパーは、G1 桁の鈍角側が橋軸直角方向地震で破断強度の 1.6 倍に達していることがわかる。桁端部の G1 側鉛直シュウのストッパーが破壊した。また斜角のきつい本橋のような場合、桁端部における橋軸直角方向の反力は、鋭角側と鈍角側で著しく相違することに留意する必要がある。

(b) A1 橋台水平シュウの破損

A1 橋台の水平シュウは、前項(6) (a) の橋軸方向の主桁軸力とほぼ一致し、橋軸直角方向地震で連結板の破断強度の 20 倍以上の力が発生していることがわかる。この作用力は鋭角側および鈍角側ほぼ同程度である。また上記(a)項に示したとおり鉛直シュウが損傷したことにより、水平シュウも直角方向に曲げられ、水平シュウのアンカーボルトまで引き抜ける(切断される)ような損傷が生じているものと考えられる。

したがって、A1 の鉛直シュウと P2 橋脚上の支承が損傷したことにより、A1-P2 間の 2 径間連続桁は動きが容易となり、P1 橋脚基部がピボットによるヒンジ結合であることなどからも、落橋を免れただけよかったと考えるべきであろう。

(c) A2 橋台支承アンカーボルトの引抜け

A2 橋台の固定シュウの鉛直反力は、橋軸直角方向地震でアンカーボルト引抜け耐力の 3 倍以上の力が発生しており、G1 桁と G2 桁の反力が逆位相で生じることから、橋全体のねじれ振動に対して十分な節とは成り得ず、アンカーボルトが引抜けて桁端部が浮き上がったことが想像される。すなわち、図 4.1.9 に示した変形形状図からも、単純桁の一方の支点である P2 橋脚が、十分な節とはなっておらず、アンカーボルトが引抜けたときから単純桁は剛体的に運動したものと推察できる。

4.1.4 構造上の問題点

(1) 構造上の問題点整理

上述の通り、一部に非線形要素を用いた時刻歴の動的応答解析により、本橋の損傷のメカニズムがほぼ究明できたものといえるが、本橋の構造的な問題点を改めて整理すると、以下の通りである。

- ・ A1 橋台で 36° のきつい斜角を有する構造である。
- ・ P1 橋脚は基部がピボットの一本柱形式である。
- ・ P2 門型橋脚の基部はピボットシュウ形式である。
- ・ P2 橋脚上に 2 径間連続桁と単純桁が掛け違い構造になっている。

以上、構造的な問題点として挙げたが、厳しい交差条件を満足させ、建設当時想定していた外力に対して、構造を単純化し設計計算を明瞭にする現れであり、計算機の発達していない時代という状況の中で、最良の考え方を選択されていることは推察できる。

(2) 比較解析モデル

いま、本橋に橋軸直角方向地震が作用する場合、動的応答を減少させるためには、支承耐力を強固なものにすることのみでは難しいものがある。計算機が発達した近年においては、中間橋脚基部のヒンジ構造であるピボットシュウを固定アンカー形式に変更するなど、不静定次数を高め、面外振動やねじれ振動に対する動的応答を低く押さえることが効果的であると考えられる。

たとえば、その効果を確認するため、表 4.1.7 に示すように、さらに 2 つのモデルを想定して CASE2, CASE4 の橋軸直角方向地震波を入力し、比較してみることにした。

(3) 比較解析結果

CASE2, 4 の地震作用時について、CASE2', 4' および CASE2'', 4'' を計算し、主要点の反力を比較した。その結果を表 4.1.8 に示す。

表 4.1.8 から、CASE2', 4' では、A2 橋台支点の反力が約 1/5 に低減しするものの、A1 橋台支点部の橋軸方向水平

表 4.1.7 比較解析モデル

| 解析ケース | P1 橋脚基部 | P2 橋脚基部 | 備考 |
|------------------|---------|---------|-------|
| CASE2, CASE4 | ピン支承 | ピン支承 | 非線形要素 |
| CASE2', CASE4' | ピン支承 | 完全拘束 | |
| CASE2'', CASE4'' | 完全拘束 | 完全拘束 | |

- ・ CASE2, CASE4 : 現状の基本モデル
- ・ CASE2', CASE4' は、CASE2, CASE4 に対して P2 橋脚基部を完全拘束（固定）とし、橋脚剛性を見直したモデル
- ・ CASE2'', CASE4'' は、CASE2', CASE4' の変更モデルからさらに、P1 橋脚基部を固定とし、剛性を見直したモデル

反力は約 1.4 倍に増加し、全体のバランスは崩れている。

一方、CASE2'', 4'' では、A1 橋台支点部の橋軸方向水平反力は CASE2, 4 に比して約 1 割減少している。また P1 橋脚反力は若干増加するものの、A2 橋台支点の反力も、CASE2', 4' より 3～4 割反力が減少しており、その効果が現れている。

ただし、P1 の一本足橋脚を固定にすると、A1 と P1 が固定となり、温度変化に対して好ましくない構造であることに注意しなければならない。

表 4.1.8 最大支点反力応答値 (単位:tf)

| 解析着目 | 支点位置 | A1 | | P1 | P2 | | A2 | |
|----------|------|------|------|-----|-----|-----|-----|-----|
| | | G1 | G2 | | G1 | G2 | G1 | G2 |
| NODE | | 52 | 51 | 57 | 72 | 64 | 74 | 73 |
| CASE 2 | 橋軸 | 1373 | 1415 | 14 | 11 | 14 | 917 | 912 |
| | 橋直 | 55 | 370 | 67 | 98 | 111 | 91 | 107 |
| | 鉛直 | 194 | 221 | 361 | 212 | 277 | 115 | 178 |
| CASE 2' | 橋軸 | 1846 | 1836 | 12 | 66 | 66 | 186 | 185 |
| | 橋直 | 49 | 502 | 54 | 225 | 228 | 22 | 26 |
| | 鉛直 | 232 | 247 | 101 | 151 | 177 | 21 | 22 |
| CASE 2'' | 橋軸 | 1231 | 1223 | 34 | 42 | 42 | 135 | 135 |
| | 橋直 | 87 | 292 | 204 | 157 | 170 | 22 | 25 |
| | 鉛直 | 207 | 182 | 163 | 129 | 154 | 18 | 18 |
| CASE 4 | 橋軸 | 1431 | 1415 | 15 | 12 | 16 | 890 | 907 |
| | 橋直 | 66 | 367 | 73 | 103 | 105 | 87 | 106 |
| | 鉛直 | 211 | 231 | 436 | 227 | 359 | 135 | 199 |
| CASE 4' | 橋軸 | 1871 | 1897 | 14 | 67 | 66 | 179 | 204 |
| | 橋直 | 55 | 501 | 56 | 237 | 237 | 23 | 26 |
| | 鉛直 | 243 | 249 | 242 | 178 | 200 | 49 | 33 |
| CASE 4'' | 橋軸 | 1244 | 1252 | 36 | 42 | 42 | 133 | 131 |
| | 橋直 | 88 | 286 | 189 | 153 | 171 | 22 | 25 |
| | 鉛直 | 226 | 170 | 306 | 156 | 181 | 45 | 34 |

(4) 橋システムのあり方

今後の橋システムはどのようにあるべきかは、意見が様々あると思われるが、本橋を例にとりて考えると以下の構造に見直すことが望ましいものと考えられる。

- 1) 斜橋を直橋にする。
- 2) 掛け違い構造をなくし、連続桁形式とする。
- 3) 門型橋脚基部は固定の剛構造にする。
- 4) 一本柱構造の橋脚は 2 本柱構造にする。
- 5) 主桁と橋脚は剛結とし、立体ラーメン形式とする。
- 6) 強固な移動制限装置、落橋防止装置を設置する。
- 7) 免震支承あるいは反力分散支承を設置する。

(その支承タイプと橋梁全体への効果については、別途検討が必要である。)

ここに、記載した事項は交差条件やその他設計上の制約条件により採用しがたいものもあると思われる。橋システムを考える上で重要な事項は、これらの諸条件を満足させる中で、設計技術者が最良の構造を考え表現することであり、そのとき、予期せぬ方向の地震動によって、想定していない多大な力が作用することがあり、そのことを念頭において設計する必要があるということであろう。

参考文献

- 4.1.1) (社) 土木学会、阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告、土木構造物の被害—橋梁—、1996.12
- 4.1.2) 中村, 上半, 井上：1995 年兵庫県南部地震の地震動記録波形と分析(II)、JR 地震情報 No. 23d, (財) 鉄道総研ユレダス開発推進部、1996.3
- 4.1.3) 波形は JR 警報地震計(鷹取駅, FD シリアル番号 RJ-001)による。

4.2 神戸高速鉄道の例

4.2.1 概要

(1) 対象橋梁の構造

本節で被害例としてとりあげた生田架道橋は、図 4.2.1 に示すような橋長 50.6m (支間割 10m+30m+10m) の鋼 3 径間連続桁を、両端は RC 橋脚、中間は鋼管柱門型ラーメン橋脚で支持する神戸高速鉄道の架道橋であり、1967 年に架橋されている。鋼桁の側径間には、アンバランスな径間割により生じるアップリフトを防止するため、カウンターウェイトとしてコンクリートが充填されている。支承の種類は、西方の P1 橋脚が可動で東方の P4 橋脚が固定、中間の鋼管柱橋脚はピン支承 (ヒンジ支承) であり、柱下端にはピボット支承が設けられている。

(2) 対象橋梁の被害状況

橋梁の被害状況を図 4.2.1 に示す。

(a) 支承の損傷

支承の損傷状況を写真 4.2.1 及び写真 4.2.2 に示す。RC 橋脚では、可動支承は橋軸直角方向ずれ止めの破断またはサイドブロックの固定ボルトが破断しているのに対し、固定支承はアンカーボルトの伸びやナットの緩みが見られるものの、支承自体の損傷は少なかった。

鋼管柱門型ラーメン橋脚では、支承と横梁との固定ボルトが破断し浮き上がりのあるものも見られるが、ピン支承自体の損傷は少なく、また鋼管柱下端のピボット支承は、仕上げコンクリートが剥離しているが、支承自体には損傷は見られなかった。

(b) 鋼管柱門型ラーメン橋脚の損傷

鋼管柱の損傷状況を写真 4.2.3 に示す。西方の P2 橋脚は、横梁と鋼管柱との接合部近傍で両側の鋼管柱が破断しているのに対し、東方の P3 橋脚は脚天端位置で約 20 cm 北方に変位しているものの、損傷は少なかった。

(c) RC 橋脚の損傷

RC 橋脚の損傷状況を写真 4.2.4 に示す。西方の P1 橋脚 (可動支承破断) は損傷は少ないが、鋼桁の衝突により架線用支柱基礎コンクリートが割裂した。一方、東方の P4 橋脚は沓座コンクリートの割裂が著しく、コンクリートが剥離し鉄筋が露出していた。

(d) 鋼桁の損傷

鋼桁は東方の P4 橋脚 (固定) を中心に回転し、西方桁端で北方に約 1 m 移動したが、下フランジに衝突による変形や支承取付部に変形が見られるものの、損傷は少

なかった。

(3) 検討内容

鋼管柱門型ラーメン橋脚が破断した原因を推定するために、以下の検討を行った。

(a) 支承の耐力照査

鋼管柱破断の引き金となったと推定される可動支承の耐力、及び支承に損傷が少なかった鋼管柱のピン支承取付部の耐力の照査を行った。

(b) FEM 弾塑性解析

鋼管柱門型ラーメン橋脚を対象に FEM 弾塑性解析を行い、保有水平耐力と層間変位の関係についての検討を行った。

(c) 動的解析

立体骨組モデルにより全橋を対象として、観測波を用いて時刻歴応答解析を行い、可動支承の破断及び鋼管柱破断のプロセスの検討を行った。

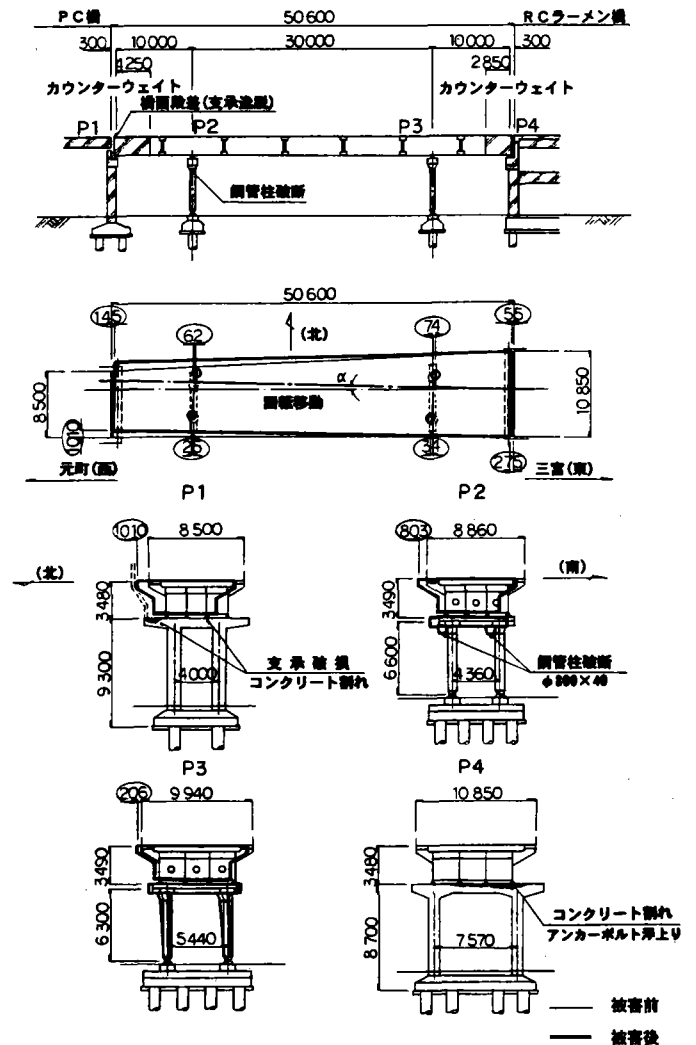
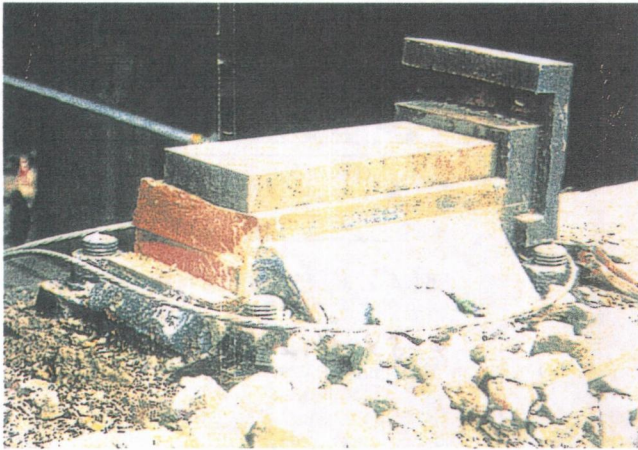


図 4.2.1 対象橋梁の構造及び被害状況

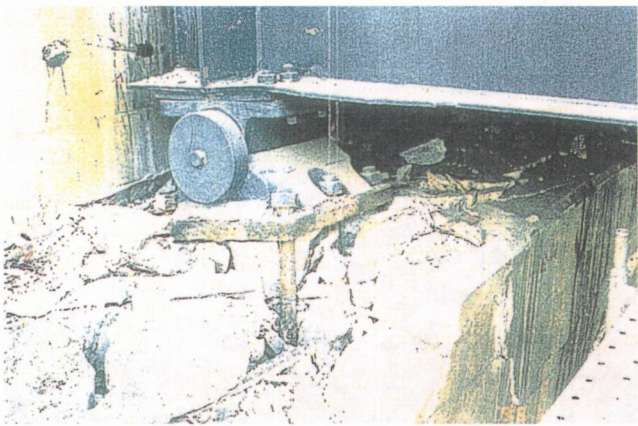


a) 橋軸直角方向ずれ止め破断



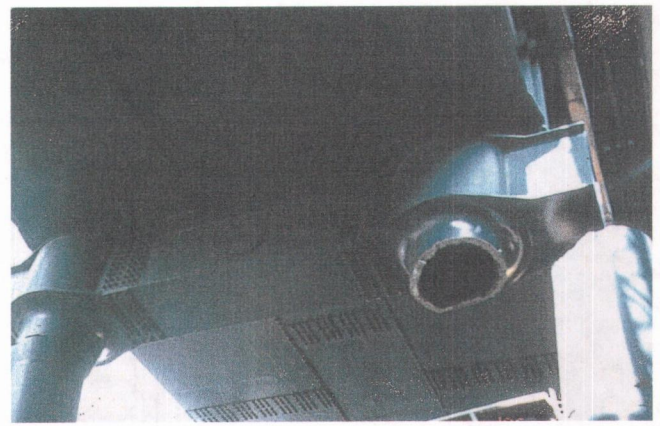
b) サイドブロックの固定ボルト破断

写真 4.2.1 西方可動支承の損傷状況



アンカーボルトの緩み

写真 4.2.2 東方固定支承の損傷状況



鋼管柱破断

写真 4.2.3 鋼管柱ラーメン橋脚の損傷状況



a) 架線用基礎コンクリートの割裂（可動）



b) 固定支承沓座コンクリートの割裂・剥離

写真 4.2.4 RC橋脚の損傷状況

4.2.2 支承の耐力

(1) 可動支承の耐力

可動支承は図 4.2.2 に示す A-A 断面で破断している。A-A 断面は断面寸法上最も断面性能が小さく、かつコーナー部で応力集中も受ける部位であることから、A-A 断面に対して耐力の検討を行った。可動支承の耐力を表 4.2.1 に示す。

表 4.2.1 可動支承の耐力表

| | A-A 断面 / 1 杓 |
|-------------------|--------------|
| 降伏水平耐力 $P_y(tf)$ | 31.5 |
| 全塑性水平耐力 $P_p(tf)$ | 47.0 |
| 破断水平耐力 $P_u(tf)$ | 93.9 |

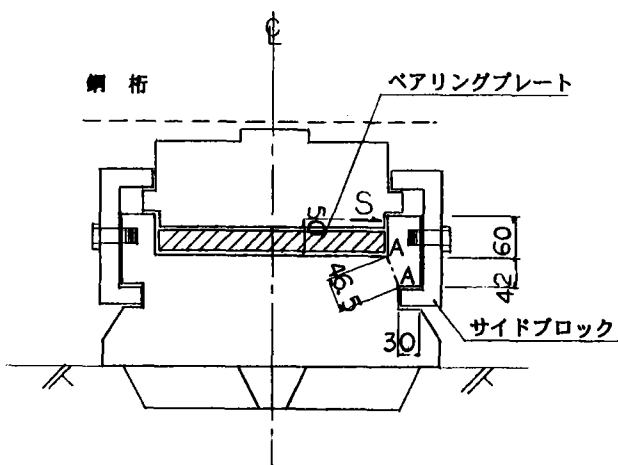


図 4.2.2 可動支承構造図

(2) ピン支承取付部のせん断耐力

ピン支承は図 4.2.3 に示すように、ラーメン横梁に取り付けられており、セットボルトの破断による浮き上がりも一部に見られたので、ホゾ部とセットボルトについてせん断耐力の検討を行った。支承取付部のせん断耐力を表 4.2.2 に示す。

表 4.2.2 ピン支承取付部のせん断耐力表

| | ホゾ部 / 4 杓 | セットボルト / 4 杓 |
|-------------------|-----------|--------------|
| 降伏せん断耐力 $S_y(tf)$ | 417.2 | 108.8 |
| 破断せん断耐力 $S_p(tf)$ | 834.4 | 185.8 |

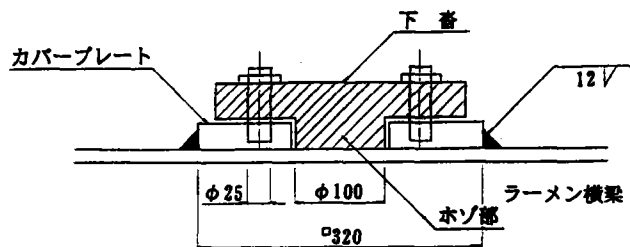


図 4.2.3 ピン支承取付図

4.2.3 FEM弾塑性解析

FEM弾塑性解析により、P3 鋼管柱門型ラーメン橋脚の応力状態、保有水平耐力及び層間変位の検討を行った。

(1) 解析条件

(a) 解析手法

幾何学的非線形を考慮した 3 次元弾塑性解析

(b) 部材要素

8 節点ソリッド 1 次要素

(c) 特性値

$E_1 = 2100 \text{ tf/cm}^2$ (初期ヤング係数)

$E_2 = 21 \text{ tf/cm}^2$ (2 次ヤング係数)

ポアソン比 0.3

$\sigma_y = 2.64 \text{ tf/cm}^2$ (素材試験値)

(2) 解析結果

解析の結果得られた、荷重-水平変位図及び応力分布図を図 4.2.4、図 4.2.5 にそれぞれ示す。この結果から、鋼管柱の保有水平耐力は $P_{max} = 215 \text{ tf}$ 、その時の層間変位は $\delta = 20.9 \text{ cm}$ であり、ラーメン横梁の塑性化が進んでいることがわかった。一方、現地の測定結果から P3 橋脚は約 20 cm の層間変位を受けているが、ラーメン横梁には塗料の剥離もなく目視による塑性化は認められなかった。これは、ラーメン横梁とピン支承により結合されている鋼桁の剛性が影響し、横梁の実質剛性が大きくなり鋼管柱のみが変形したものと推測される。

そこで、横梁の剛性を 2 倍にして解析を行った。解析の結果得られた、荷重-水平変位図、層間変位 20 cm 時の応力分布図及び最大荷重時の応力分布図を、図 4.2.6~図 4.2.8 にそれぞれ示す。

この結果から、鋼管柱変位 20 cm 時の水平荷重は $P = 228 \text{ tf}$ で最大水平荷重 (保有水平耐力) $P_{max} = 239 \text{ tf}$ にほぼ等しく、西方の P2 橋脚の破断位置に相当する部位は塑性化していることがわかった。

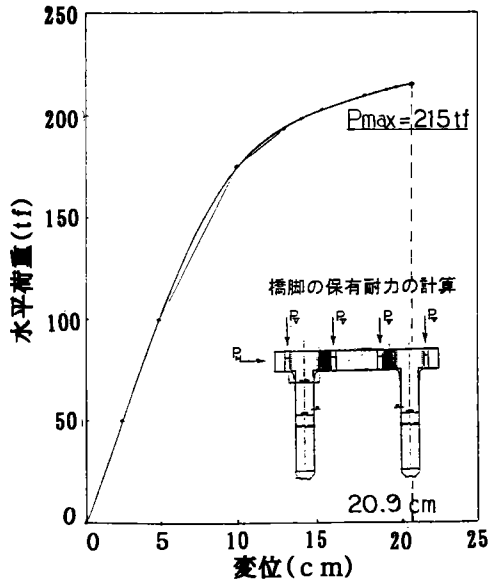


図 4.2.4 荷重-水平変位図

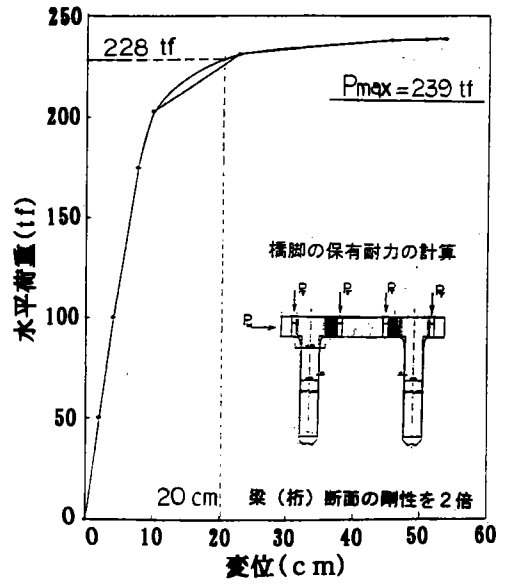


図 4.2.6 荷重-水平変位図

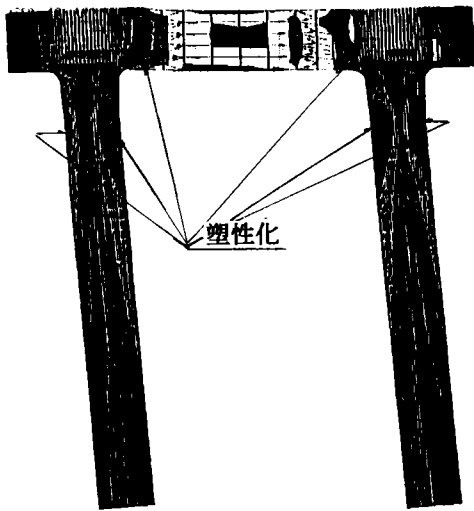


図 4.2.5 応力分布図

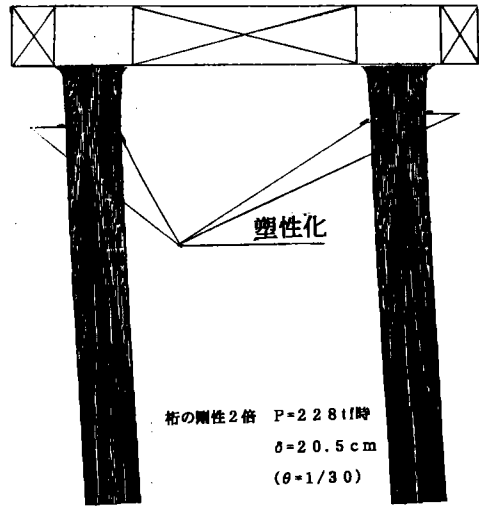


図 4.2.7 応力分布図 (層間変位 20 cm時)

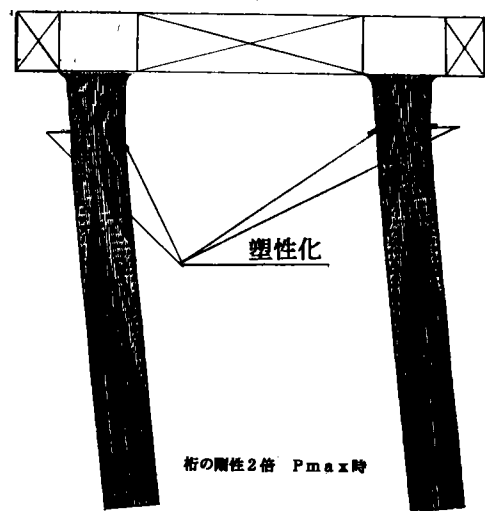


図 4.2.8 応力分布図 (Pmax時)

4.2.4 動的解析

動的解析により、橋梁の地震時挙動を検討し、可動支承の破断及び門型ラーメン橋脚の鋼管柱破断のプロセスを推定した。

(1) 解析条件

(a) 解析手法

モード法による線形解析

(b) 入力地震波

神戸海洋気象台観測波 (図 4.2.9)^{4.2.1)}

NS-818 gal, EW-617 gal

UD-332 gal 同時入力

(c) 減衰定数

$h=0.02$

(d) 解析ケース

case 1 : 可動支承が健全な状態

case 2 : 可動支承が破壊しフリーの状態

(2) 解析モデル

解析モデルを図 4.2.10 に示す。

可動支承の橋軸直角方向の拘束条件として、下査の破断耐力相当のせん断バネ K_s を考慮した。

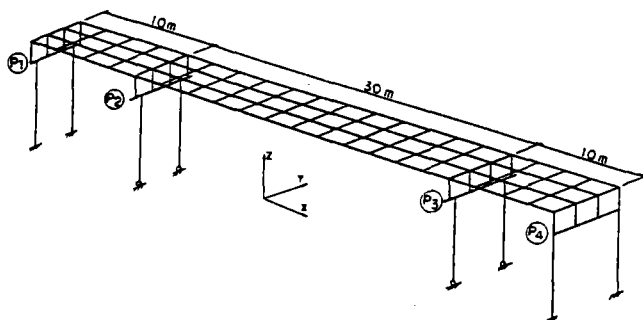
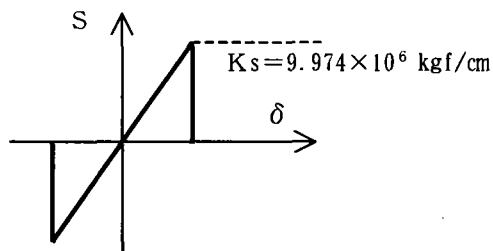


図 4.2.10 解析モデル図

$$K_s = S / \delta = 93.9 \times 10^3 / 9.417 \times 10^{-3}$$

$$= 9.974 \times 10^6 \text{ kgf/cm}$$

$$\delta = S \cdot h^3 / 3 \cdot E \cdot I = 9.417 \times 10^{-3} \text{ cm}$$

ここに、 S : 下査の破断水平耐力 = 93.9 t

b, h : 直角方向ずれ止め幅, 高さ

$$I : b \cdot h^3 / 12 = 19 \times 5^3 / 12 = 197.9 \text{ cm}^4$$

$$E : 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$$

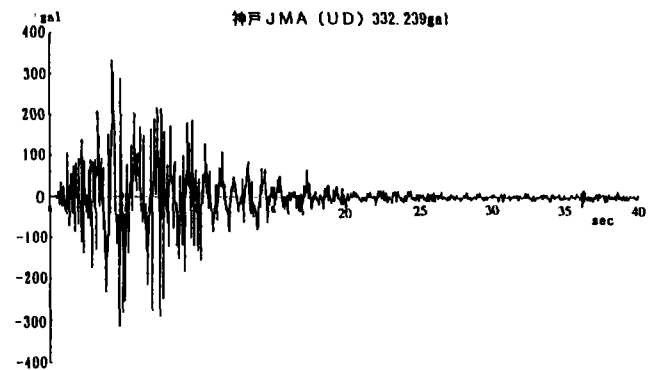
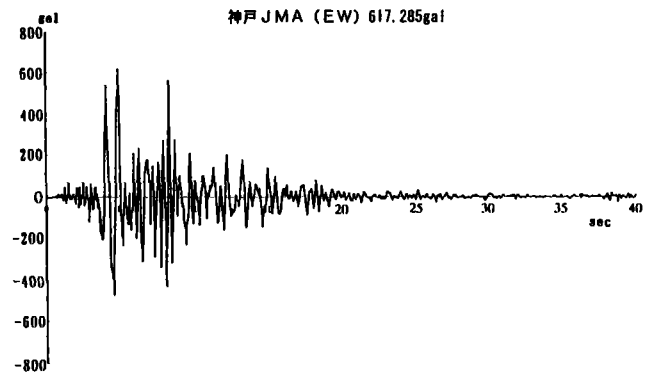
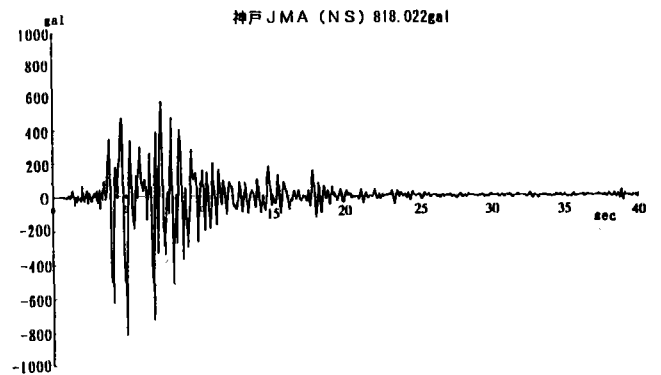


図 4.2.9 神戸海洋気象台観測波

(3) 固有周期解析結果

西方のP1橋脚の支点条件として、可動支承が健全な状態と破壊してフリーになる状態について、固有値解析を行った結果を図4.2.11、図4.2.12にそれぞれ示す。

モード図は、累積有効質量比が90%以上となる5次モードまでをピックアップしている。

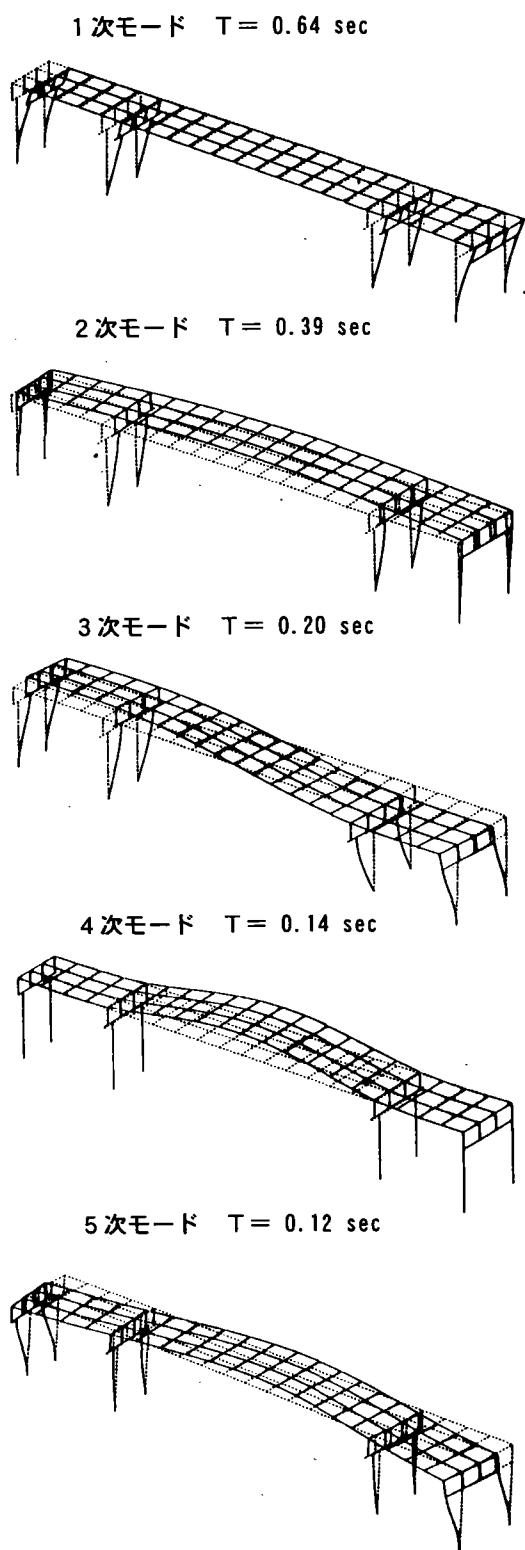


図 4.2.11 可動支承健全状態モード図

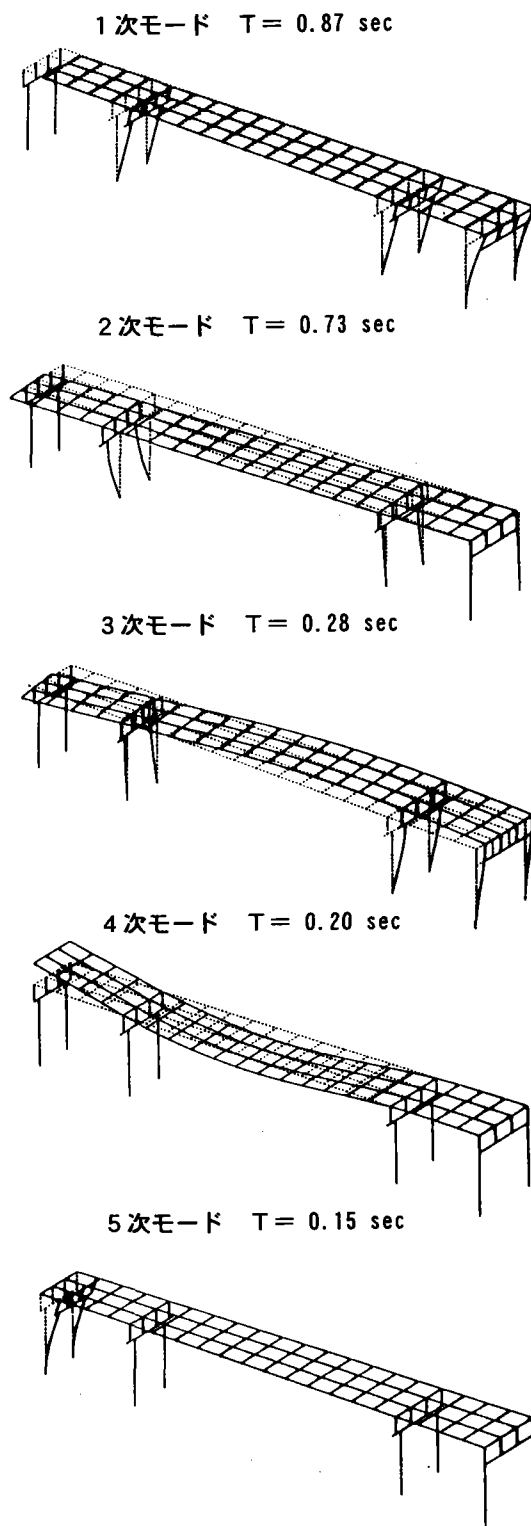


図 4.2.12 可動支承破壊状態モード図

(4) 動的解析結果

(a) 可動支承の破断

P 1 橋脚の可動支承反力を図 4.2.13 に示す。各支承には時刻 $T=4.08\sim 4.09$ 秒に下査の破断耐力 $P_u=93.9\text{tf}$ 相当の水平力が作用し、破断に至ったものと推測される。

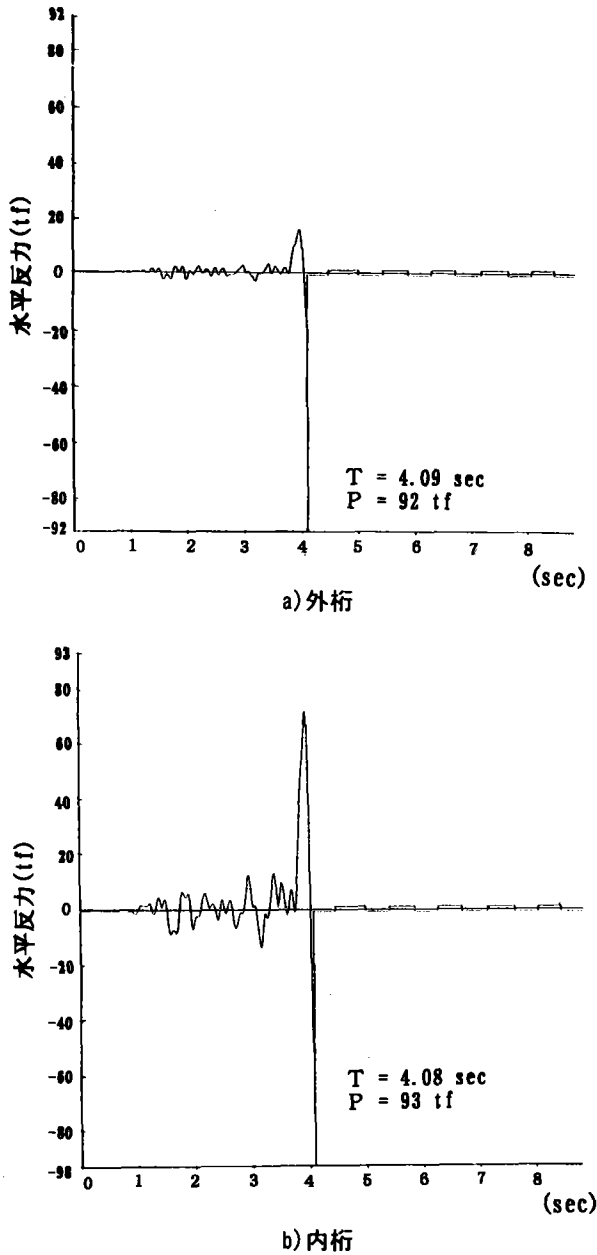


図 4.2.13 可動支承反力

(b) P 2 門型ラーメン橋脚の鋼管柱の破断

鋼管柱が破断した部位のせん断力及び、応答変位を図 4.2.14、図 4.2.15 にそれぞれ示す。

FEM弾塑性解析の結果から、鋼管柱の保有水平耐力は $P_u=215\text{tf}$ 、その時の層間変位は $\delta u=20.9\text{cm}$ である。一方動的解析の結果では、西方の P 2 橋脚には時刻 $T=4.2$ 秒付近で保有水平耐力を越える水平力が作用している。

即ち、可動支承が破断後、直ちに鋼管柱が破断したものと推測される。ただし、同時刻付近における橋脚の層間変位は 15cm 程度であり、FEM弾塑性解析結果から得られる層間変位 $\delta u=20.9\text{cm}$ までには至らない結果となっている。

一方、東方の P 3 橋脚では時刻 $T=4.2$ 秒付近の水平力が 200tf 程度であり、P 2 橋脚の方が先に保有水平耐力を越える水平力が作用している結果となっており、実際の被災状況と合っている結果が得られた。また、ピン支承部にはセットボルトの破断耐力 185.8tf 以上の水平力が作用しており、セットボルトが破断した状況とも合っている。

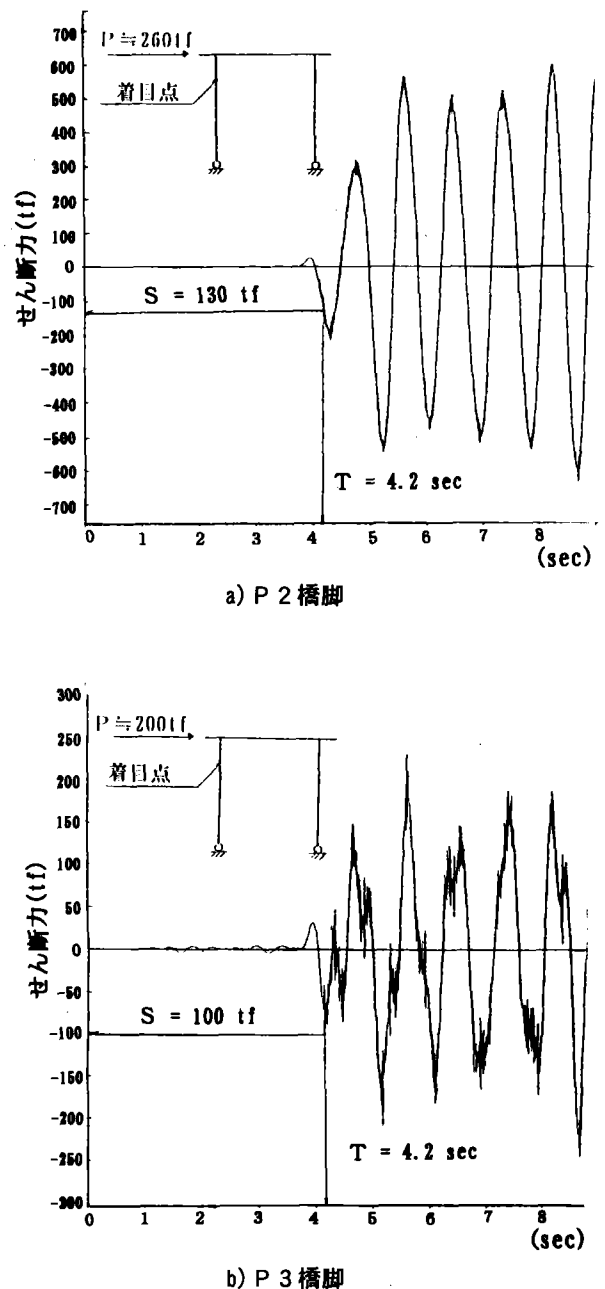


図 4.2.14 せん断力

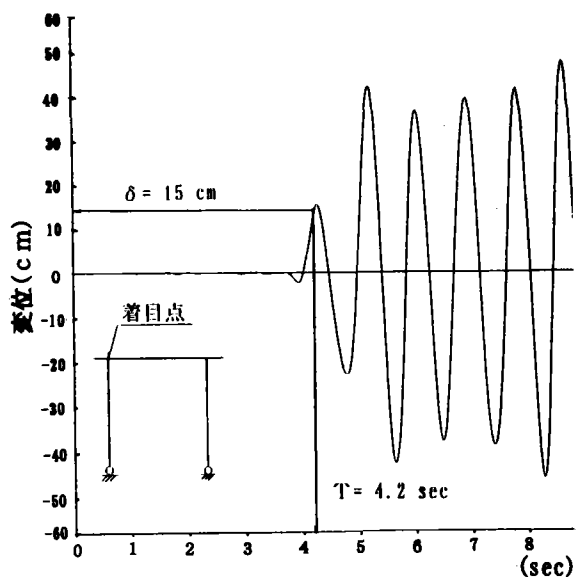


図 4.2.15 応答変位図

4.2.5 まとめ

生田架道橋の地震時挙動は、解析モデル等について精査すべきところも残されているが、これまでのFEM弾塑性解析及び動的解析により、概ね以下のように説明がつけられる。

被害状況と解析結果から、架道橋の地震時挙動は、まず西方の可動支承が破壊し、鋼桁が東方の固定端を中心に回転変形を起こし、この回転変形の中に西方のP2門型ラーメン橋脚に作用した衝撃的な大きな水平力と変位により、鋳鋼管柱が脆性的破壊に至った過程が推定される。

一方、東方のP3鋼管柱ラーメン橋脚は西方に比べ変位が少なかったため、層間変位角約1/30 ($\delta = 20$ cm)の変形によって鋼桁の回転エネルギーを吸収し、破断には至らなかったものと推定される。そして、鋼桁は西方のP1橋脚上の架線用支柱基礎に衝突したことにより回転エネルギーが吸収され、それ以上の移動が抑えられて落橋という最悪の事態を免れたものと思われる。

なお、鋳鋼管柱に発生した脆性破壊に関する研究論文が土木学会論文集^{4.2.2)}に報告されているので、参照されたい。

参考文献

- 4.2.1) 気象庁：平成7年(1995年)兵庫県南部地震の気象庁87年型電磁式強震計波形データ
- 4.2.2) 土木学会論文集 N0591(1998.4)兵庫県南部地震により鋳鋼管ラーメン橋脚に生じた脆性破壊の原因調査

第5章 今後の橋システムのあり方

5. 1 橋システムとは

従来の橋梁の耐震設計は基礎系、橋脚系、上部工系と分けて、パートごとにそれぞれの基準を満足することにより行われている。しかも、地震荷重は基礎から橋脚へさらに上部工へと伝わり動的に作用するのに、基礎あるいは橋脚の設計は上部工の死荷重や活荷重反力を静的に下部工に作用するという手法で照査されている。(図5.1.1参照)

これに対して「橋システム」とは各要素(基礎系、橋脚系、上部工系)をバラバラに考えるのではなく、橋梁全体としてとらえ、大地震に対して各要素に対して損傷を合理的に配分し、橋梁全体として耐震性能を確保する^{5.1.1)}という考え方である。

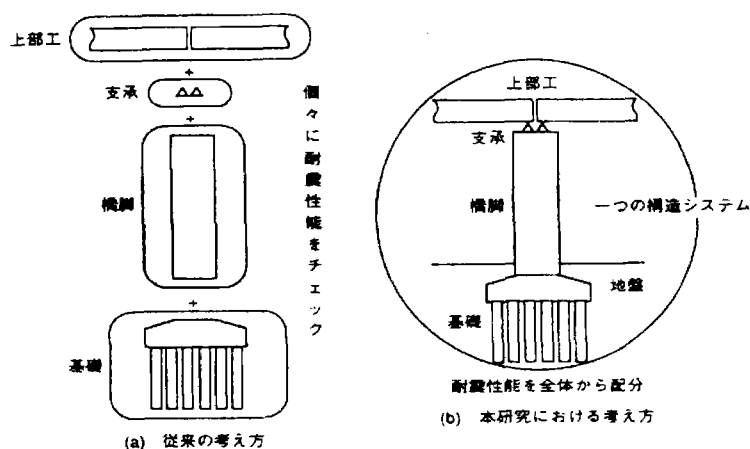


図 5.1.1 橋システムの概念図

5. 2 橋システムを考慮した既設橋梁の耐震対策

これまでのワーキングでの活動成果から鉄道橋における鋼構造物の耐震補強対策を行う必要のある部材等は以下の箇所と考えられる。

- ① 支承部 (特に鋳鉄シュー)
- ② 門型ラーメン橋脚 (在来線をまたぐ跨線橋など)
- ③ ポスト形式の橋脚 (道路をまたぐ架道橋など)
- ④ 斜角構造を有する橋梁

5.2.1 支承部

支承部の耐震補強を検討する上で重要なことは、支承部の役割を明確に把握することである。まず、支承部の耐震設計の現状は、水平震度 0.2 という値を基本に設計されており、今回の阪神淡路大地震の際にはこの値より遙かに大きな水平震度に相当する地震力が支承部に動的に作用したことが示され、既設構造物の支承部の耐力では今回のような巨大地震に対しては対応できないことが解ってきた。

「橋システム」を考慮する場合に必要なことは、支承部の性能が橋梁全体に与える影響の度合いを十分に把握することである。その上で補強の必要性並びに補強の程度を決める必要がある。そのためには、支承部の性能を変化させたパラメータ解析を行い、支承部の補強を行う場合でも、どの程度まで補強すれば「橋システム」として有効に機能するか整理する必要がある。

鋼鉄道橋に多いシューの材質は鋳鉄シュー (以下FCシューという) であるが、このシューは宮城沖地震の際にも靱性が少ないことが指摘され、今回のシューの被災割合も鋳鋼シュー (以下BPシューという) より高い傾向を示している。

そこで、このFCシューの対策をどのように行うかが大きな問題となると思われるが、FCシューを使用している支承部については、別途移動制限装置を設ける必要があると考えられる。

いずれにしろ、支承部の耐力をどこまで上げたらよいかは「橋システム」を考慮して決めることが重要である。

5.2.2 門型ラーメン橋脚

門型ラーメン橋脚の問題は第2阪神国道架道橋の実際の被害状況と第4章の逆解析から得られた結果によると、橋脚の跳ね上げ現象が生じることである。この現象は設

計水平震度 0.2 のみを考慮すればよいとする従来の設計からは考えられない現象であるが、1 Gあるいは2 Gレベルの地震を考える際には考慮しなければならないと考えられる。

門型橋脚のシューは大半がピボット構造となっているため、鉛直方向の固定が十分でないために、大きな水平方向外力が作用する場合には、モーメントの釣り合いから、容易に跳ね上げ現象が生じるものと推測される。

従って、門型橋脚の耐震対策はこの跳ね上げ現象対策が大きな問題となり、ピボットシューの鉛直方向の固定をどうするかがポイントとなると思われる。もちろん、ピボットシューの鉛直方向を固定することにより、従来のものと構造系が変わり、今度は桁本体のシューへの影響が強くなることも考えられ、「橋システム」を考慮して検討することが重要である。

5.2.3 ポスト形式の橋脚

ポスト形式の橋脚(写真 5.2.1)は大都市圏を中心に道路上を跨ぐ架道橋に多く採用されている構造形式である。これらの多くは昭和初期に建設されており、桁は主にバックルプレート形式となっている。

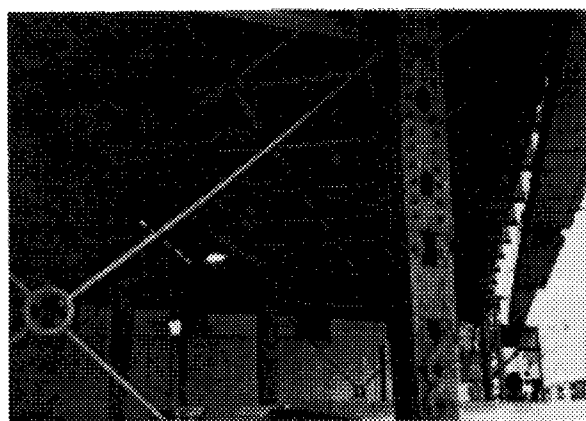


写真 5.2.1 ポスト形式の鋼製橋脚の例

この形式の橋脚の問題は橋脚自体の横方向剛性がなく、桁を連続化することにより対処しているが、連続化方法が不適切あるいは所定の横剛性が確保されていないと、表 1.1.1 に示す橋梁記号G橋のように橋脚が横方向に倒れる場合がある。G橋の場合はホーム高さ変更によりトップヘビーとなっていたホーム桁がG橋に衝突し、連続化のためのリベットを破断して橋脚が横方向に倒れたものである。もちろん、ホーム桁の衝突がなければ倒れる事はなかったかもしれないが、このような危険個所であることは間違いがないといえる。

このような橋脚の耐震対策として橋脚にブレーシング
従って、橋脚上の桁については耐震桁連結を行い、橋

を設けることを考えているが、このことにより今度は逆に前項で述べた橋脚の跳ね上げ現象が危惧される。従って、この対策を実施するに当たっては、特に斜角構造となつて複雑な構造の場合には、立体モデルを作成し、動的解析を行つて動的挙動を確認する必要があると考えられる。

5.2.4 斜角構造を有する橋梁

斜角構造の橋梁は直桁に比較して、同じ水平力が作用した場合でも水平力と直角方向や、鉛直方向外力が大きく作用することが、第2章ならびに第3章の結果からわかった。また、今回の被害調査の結果からも、被害の大きい橋梁のほとんどは斜角構造であった(表 1.1.1)。

従って、斜角構造の桁に対しては耐震対策を優先的に実施することが急務であると考えられる。

この場合の耐震対策工法は桁連結と桁座拡幅が有効と思われる。実際の被害例として、表 1.1.1 のA橋とBおよびC橋があげられる。すなわち、A橋は桁連結工がなかった場合で(写真 5.2.2)、桁が1 m近く橋軸直角方向にずれて、あわや落橋の危険があった。一方BおよびC橋はA橋とほぼ同じスパンの桁であるが、桁連結工があったために、シューのサイドブロックは破損しているものの、シューからの逸脱はしなかった例である(写真 5.2.3)。このことから、桁連結工は耐震対策として大変有効に機能する事がわかった。



写真 5.2.2 桁連結板のない桁の損傷例

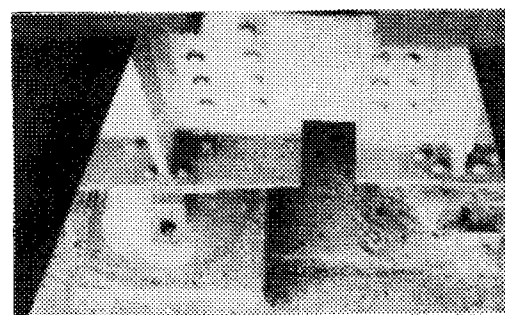


写真 5.2.3 桁連結板のある桁の損傷例

台上の桁に対しては桁座拡幅と横方向の移動制限装置を

設置する必要があると思われる。

を行い全体の挙動を確認することが必要である。

この場合についても、標準的な構造について動的解析

5.3 今後の橋梁設計のあり方

今後の橋梁の耐震設計で重要なのは、「橋システム」をよく理解し、実際に起こりうる挙動を把握した上で設計を行うことであると考えられる。また、今回の兵庫県南部地震規模あるいは関東大地震規模の巨大地震に対して、全て壊れないように構造物を作るとは容易なかもしれないが、予算を考えると全く現実的ではない。そこで、ある程度の大きな地震に対しては損傷を許容する設計（以下許容損傷設計と言う）が現実的と思われる、実際に今度の新しい鉄道橋の耐震設計標準はそのようなものとなる。

ここで、シューのヒューズ論というものが地震直後にあったが、その例を考えてみる。

写真 5.3.1 に示す例はスパン 5 m 程度の短いスパンの板桁であるが、片方のアバットが傾斜し、桁を押し固定シュー側で、通常ならシューが壊れているところであるが、桁本体の下フランジと腹板が座屈した例である。

もちろん、シューのヒューズ論は橋脚の損傷のように大きなものに対して論じていたが、この例はシューが弱ければシューが壊れるのは当然であり、シューを強くすれば、他が壊れることを示す良い例であると思われる。

つまり、シューに限らず地震で壊れた箇所だけを強くすれば他が損傷を受けると言うことをよく理解して設計する必要があり、そのことが「橋システム」を考慮した設計ではないかと思われる。

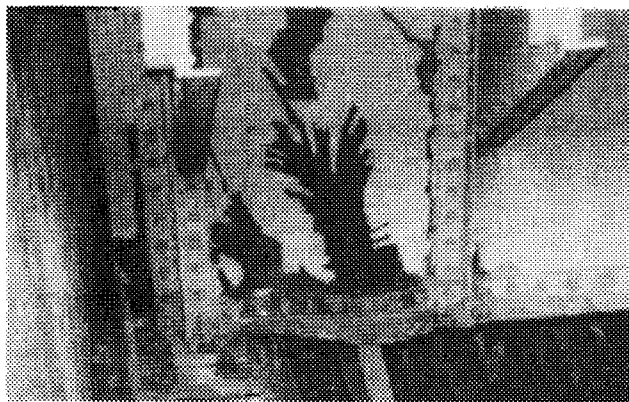


写真 5.3.1 桁本体が損傷した例

5.3.1 支承部の設計

これまでも述べてきたように支承部の設計で重要なことは、支承部の性能が橋システムに与える影響を十分に把握するという点である。そのためには、シューの材料ごとの限界状態を知る必要がある。また、シューの構造の違いや外力の速度の違いによる限界状態も一定程度は把握する必要があると思われる。

一方エネルギー吸収型の免震シューや反力分散シューと言われるシューを採用することにより、耐震性に優れた橋システムができあがると思われる。鉄道橋の場合軌道があり検討すべき事項も多いが、かなり有効な材料であるといえる。

これからの設計は許容損傷設計に成らざるを得ないが、シューの場合も同様で、その場合例えばシューのサイドブロックが破損したら、すぐに取り替えるような設計を最初から考慮するとよいと思われる。

また、このような設計においては支承部の機能である、支承本体、移動制限装置及び落橋防止装置をそれぞれ分

離して考えた方が理解しやすいと思われる。すなわち、地震レベルを段階的に変えた時に、それに対応してそれぞれの装置の損傷レベルを想定できるからである。

5.3.2 門型ラーメン橋脚の設計

門型ラーメン橋脚の場合、橋脚自体に大きな問題は特にないが、用いるシューを工夫する必要があると思われる。すなわち、門型ラーメン橋脚の場合、4.1章での解析の結果から明らかになった、橋脚の跳ね上げ現象が生じるおそれがあり、それを防ぐには、ピボットシューの鉛直方向の固定度を増す必要があると思われる。もちろん、そのことが他に与える影響を考慮に入れることは必要である。

また、設計ではこれまで水平震度 0.2G で行っていた安定の照査を 1G あるいは 2G で行う必要があると思われる。いずれにしても、跳ね上げ現象はもとの下シューに戻ればよいが、何らかの理由でシューから外れたり、最悪は橋梁の転倒の危険もあるので、十分にそのことを理解し

て設計を行う必要がある。

5.3.3 斜角構造の橋梁

斜角構造の橋梁は直桁よりも被災割合は高く、そのことはパラメータ解析でも確認できた。従って、斜角構造の場合は直桁よりも外力を割りまして考える必要があるが、可能な限り直桁に変更するというのも一つの考え方である。

すなわち、河川や道路のの交差が直角であることは少なく、その場合はスパンを数m伸ばせば良いのではない

かと思われる。そのことによって、材料費は増えるが、耐震性に優れた構造物ができあがり、よりメリットがあると思われる。

また、通常のメンテナンスを考えたときでも、活荷重比率の高い鉄道橋においては斜角構造が原因の損傷は意外と多くその面でもメリットは大きいと考えられる。

どうしても斜角構造としなければならない場合は、外力を割りまして設計すると言うことと、十分な耐震対策を設計当初から検討することが大事である。さらに、構造が複雑な場合には動的解析を行い、挙動を確認することも必要と思われる。

5.4 橋システムのあり方

今後の橋システムのあり方を考えると、それぞれの立場により、異なってくると思われる。例えば、利用者にとって望ましい橋システムとは、大地震でも列車走行性に問題がなく、地震後も列車が止まることがなく運行されることが望ましい姿であろう。また、事業者にとっては、構造物が多少壊れても利用者の命が守れて、復旧が早くできるのが望ましい橋システムではないかと思われる。

これらのことを全て満足した橋が理想的な橋システムかという点も必ずしもそうとは限らないと思われる。例えば、大地震に対しても列車走行性を確保するような構造物を作るとなると、とてつもないような工事費となり、当然利用料金も数倍は高くなると思われ、利用者もそれでも良いという人は少ないと考えられる。

従って、理想的な橋システムとはできるだけ安く建設できて、大地震に対しても多少一部が壊れても、人命は確保でき、出来るだけ安く、早く復旧ができることではないかと考えられる。

そこで、鉄道橋における橋システムのあり方を主にコスト面から考えられる項目は以下のような点である。

- ① 耐震設計レベルに応じた建設コスト
- ② 地震後の損傷対策工事
- ③ 不通期間の営業収入減
- ④ 鉄道の不通による社会的損失

これらの項目がバランスのとれるように、またこれらの項目のトータルコストが最小になるように考えようとするのが「橋システム」としての考え方である。

そのためには、許容損傷設計が必要になるが、どのレベルの地震に対してどの程度の損傷を許すかといった限界値を明確に示す必要がある。この点において、鋼構造物は大きな問題となる座屈現象を確実に、定量的に評価し切れていない面があり、今後の大きな課題と思われる。

また、損傷を許すと言うことを利用者にも理解してもらうことも大事なことではないかと思われる。

いずれにしろ、このような橋システムを実現するには今回の被害状況をよく調査し、これまでの概念を取り除いて徹底的に原因を追及する必要がある。その一例として当ワーキングでは、逆解析を行いその結果、斜角構造より直桁構造とし、出来るだけ単純な構造が耐震性においても優れていることが、4.1及び4.2章において確認された。

もちろん、斜角構造を全てさけて通ることは出来ないもので、斜角構造を用いる場合は外力を割りまして考える必要があるが、今回以外のいろいろな構造に対しても検討する必要があるが、その割り増し量の一例を提案できた。

【参考文献】

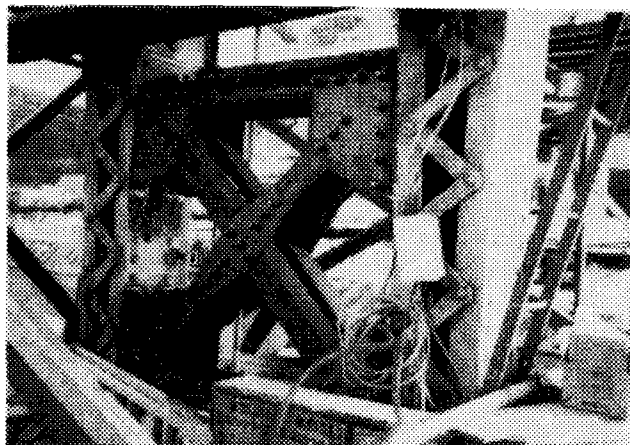
- 5.1.1) 藤野陽三, 庄司学, 阿部雅人: 高架橋システムの最適損傷配分評価に関する試み, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集 1996年1月

あとがき

最初に取り組んだ被害マップの作成においては、他の分科会と異って、JRの都市部において鋼橋が使用されているのは騒音などの問題から道路上をわたる架道橋等にかぎられ、鋼橋が連続的に使用されていないことから、十分なマップの作成が出来なかった。従って、対象となる橋梁が散在しており、構造形式も橋梁によって異なっていることから、被害を受けた橋梁と被害を受けなかった橋梁の特徴などをマップ上から把握することが出来なかった。

今改めて災害時の状況を思い浮かべると、これまで見たことのない無残な惨状からはとても数年で復旧は出来るのかと疑問に思われたが、JR線はわずか3ヶ月で復旧し、現在では都市施設も本当に大地震が起きたのかと思えるように回復している。

そのために復旧対策工法が今後のことを十分考慮して行ったものばかりではなかったように思える。その例が、三宮駅近くでポスト形式の橋脚が傾斜する被害を受けた橋梁があったが、その時は特に橋軸直角方向にも自由に動くことができる構造（橋脚の両端がヒンジ）が悪いので橋脚にブレースを設ける必要があると思い、写真のような剛なブレースを設けてしまった。今考えてみると、そのことにより第2阪神国道架道橋の例のように今度は橋脚の跳ね上げ現象が危惧されるが、当時としては復旧させることが最優先であり、十分に検討する時間がなかったのである。



いま昭和初期に建設されたポスト形式の橋梁を動的解析すると、ポスト形式の橋脚の構造を十分に考慮した設計がされており、地震時の荷重はすべて橋梁の端部のシューで受け持つようにし、シューの材質も铸铁ではなく、鋼を使用し耐力に余裕を持たせて大きな地震に対しても安全なように作られているようである。従って、ブレースを設けた写真の橋梁については動的解析を行って検討する必要があると考えられる。このような事例はほかにもあると思われ、今後発生が予想される大地震の際の教訓としてまとめておき、二度と同じ間違いを繰り返さないようにすることが我々の果たすべき重要な役割であると痛感させられる。

今回の地震は朝の5時46分と鉄道が本格的に活動をはじめる前であったため、幸い橋梁の崩壊が原因となる列車事故は起きなかった。しかし、社会生活も活動前であったため、地震時の状況を動画で記録したものがなかったのは残念に思われる。今回の地震で構造物がどのように挙動したかがわかれば今後の耐震設計に大きく影響を与えたものと思われる。また、今回の分科会活動でも被害を受けた橋梁がどのように挙動したかがわかれば、もっと多くの提言が出来たと考えられる。ただし、そのような記録があるということは社会活動がすでに始まっていたということにもなり、もっと多くの尊い人命が失われたと考えられ、そのようなことは望むべきことではない。

そこで我々は、解析などで被害状況を推定するしかなく、第2阪神国道架道橋の事例について時刻歴応答解析を実施し、被害の発生メカニズムを推定し、望ましい橋システムの有り方を追求したが、被害状況と解析結果はほぼ一致しており、このようなモデル化により他橋梁の被害原因の推定や耐震性評価を検討する際の参考になるのではと考えている。

今回は鉄道橋についてまとめたものであるが、地震時の挙動は道路橋も鉄道橋も変わりはなく、これらの成果の趣旨は道路橋においても当てはめることが可能であると考えられる。特に斜角構造の問題は道路橋においても今後検討すべき問題ではないかと思われる。

最後に、終始協力を頂いた(財)鉄道総合技術研究所、解析を快く引き受けてくれた㈱C R C 総研、現地調査に協力頂いた川崎重工㈱の関係各位に対し厚くお礼申し上げます。

付属資料 震災マップ

[調査対象の鋼橋]

- ・ JR在来線
- ・ JR新幹線
- ・ 阪神電鉄
- ・ ポートライナー
- ・ 六甲ライナー
- ・ JH（名神道）

平成7年7月

鋼橋技術研究会
阪神・淡路大震災被害調査研究部会
第4分科会（鉄道橋）

損傷度の判定区分

| 定義 損傷度 | 損 傷 度 の 定 義 | | |
|-----------|--|---|---|
| | 下 部 工 (橋脚) | 支 承 | 上 部 工 (橋桁) |
| 赤 As | 倒壊, 崩壊または大きな損傷 | — | 落 橋 |
| ピンク A | 亀裂, 座屈, 鉄筋の破断 | セットボルトやアンカーボルトの破断, ソールプレートの破断, 沓座コンクリートの破壊 | 鋼桁: 下フランジの破断, ウェブの大きな局部座屈 コンクリート桁: 大きな剝離, 脱落 |
| 黄 B | 部分的な鋼材の座屈や変形, 鉄筋の一部の破断やはらみ出し, 部分的なコンクリートの剝離や亀裂 | ピンの切断, 上沓ストッパーの破断, ローラーやアンカーボルトの抜出し, 移動制限装置の破断, 沓座モルタルの破壊 | 鋼桁: 下フランジの変形, ウェブの局部座屈 コンクリート桁: 剝離や大きなひび割れ |
| 水色 C | 局部的かつ軽微な鋼材の座屈や変形, ひび割れの発生, 局部的なかぶりコンクリートの剝離や亀裂 | 上沓や下沓の変形, セットボルトのゆるみ, 移動制限装置の変形または亀裂, 沓座コンクリートや沓座モルタルの破壊 | 鋼桁: 局部的または小規模の変形や座屈 コンクリート桁: ひび割れ |
| 緑 D | 損傷なしまたは耐荷力に影響のない軽微な損傷 | 損傷なしまたは耐荷力に影響のない軽微な損傷 | 損傷なしまたは耐荷力に影響のない軽微な損傷 |



J R 在来線

- ・桁の移動
- ・下フランジの変形
- ・水平シュー取り付け板の破断
- ・門型鋼製脚ピットシューからの逸脱
- ・アンカボルトの引抜き(300mm)

・橋脚のたおれ
・支点部下フランジの変形

・下フランジ、腹板の座屈



私鉄(阪神電鉄)



震災マップ(4-A4)

ポートライナー (その1)



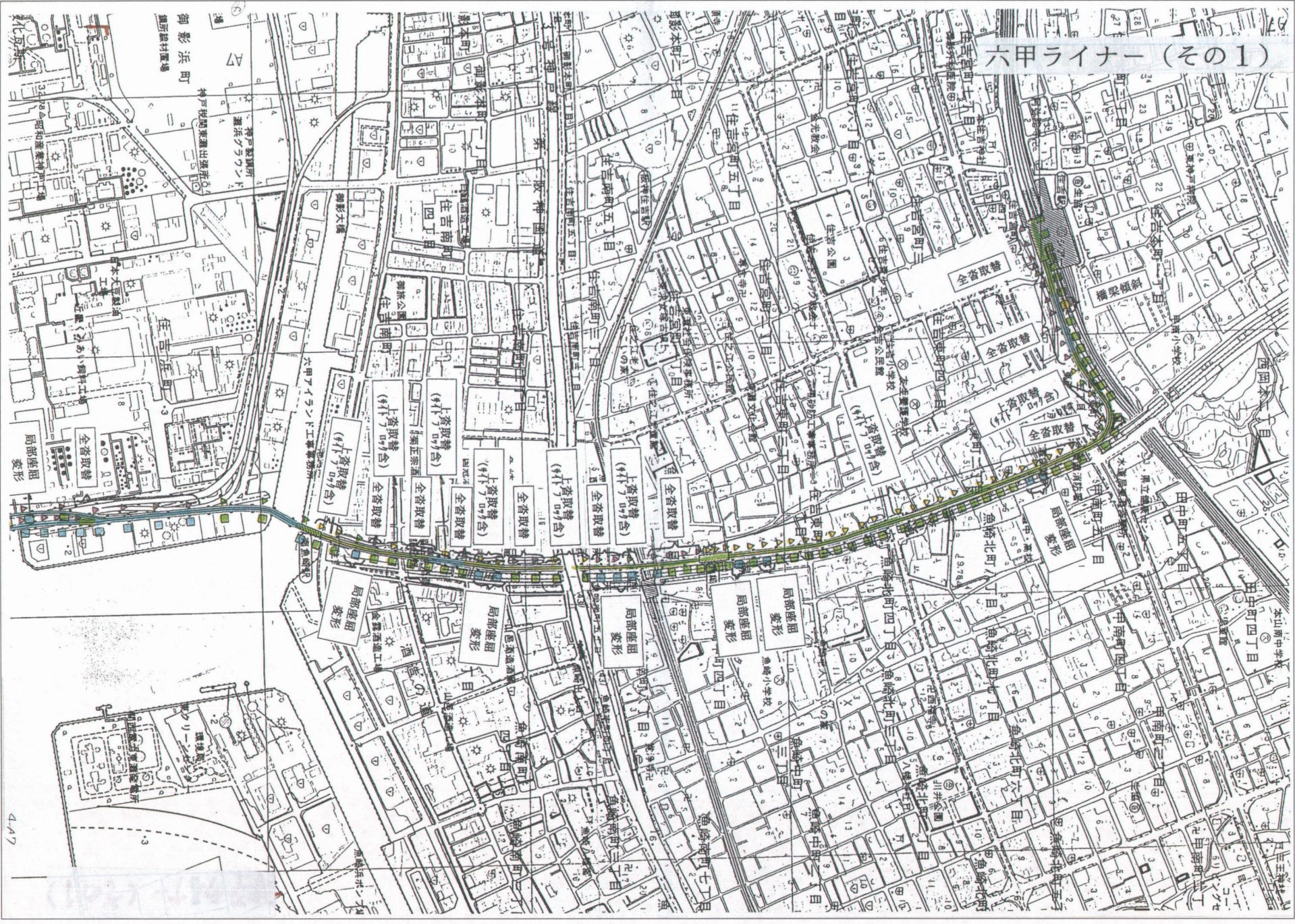
第4 W / G 震災マップ
 JR (新幹線、在来線)
 私鉄 (阪神電鉄)
 新交通 (ポートライナー、六甲ライナー)
 JH

ポータルライナー (その2)



震災マップ (4-A6)

六甲ライナー (その1)



震災マップ (4-A7)

4-A7

六甲ライナー (その2)

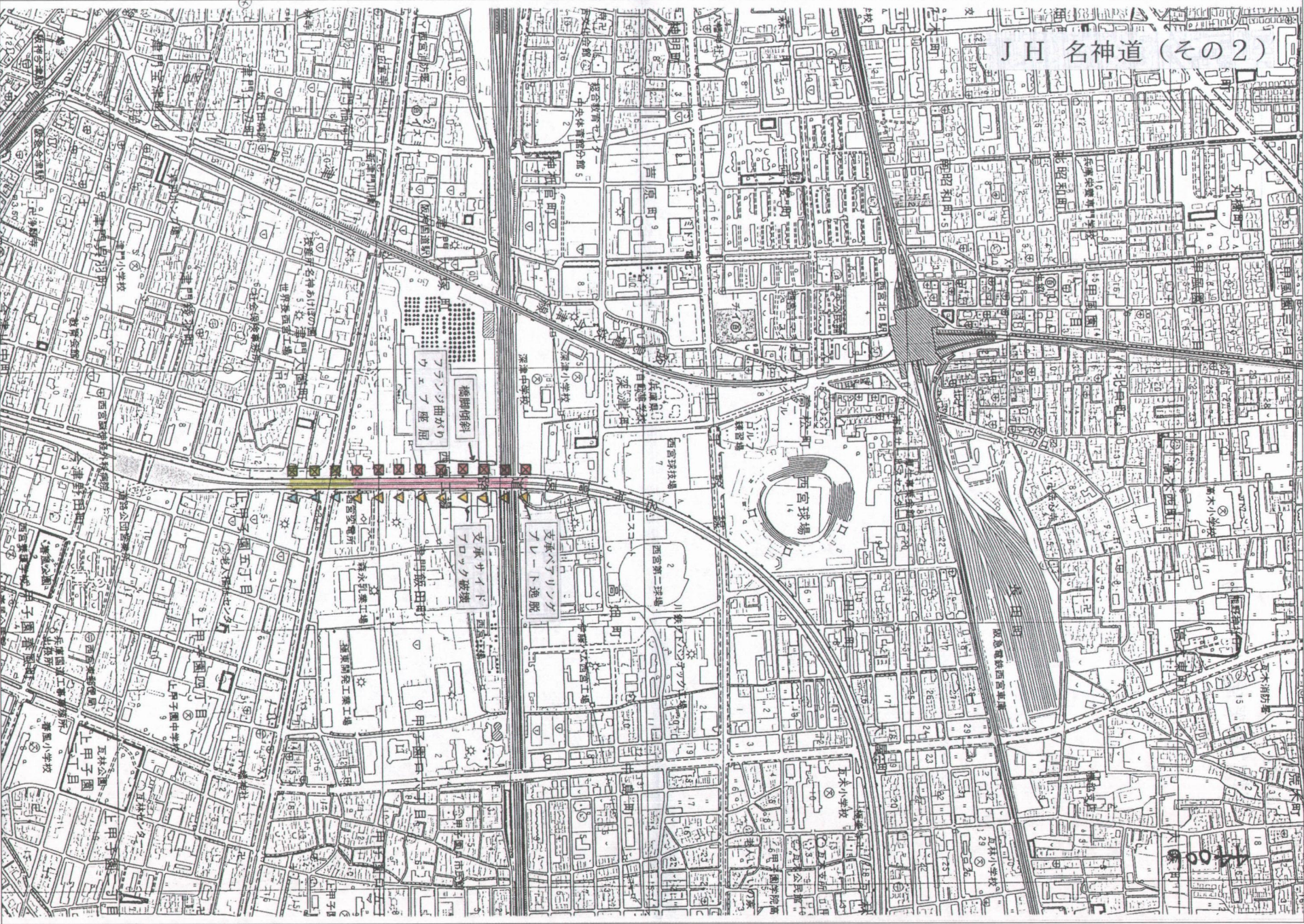


神戸市 東灘

JH 名神道 (その1)



JH 名神道 (その2)



JH 名神道 (その3)



至大阪

震災マップ (4A11)