

5. 長大・特殊橋梁の被害の原因究明

5.1 はじめに

平成7年1月17日の早朝に起こった兵庫県南部地震によって、阪神地区の長大橋梁・特殊橋梁の多数のものが、多かれ少なかれ災害を被ったのも事実である。たとえば、当時、ケーブルの架設が進められていた明石海峡大橋も上下方向、橋軸方向、および橋軸直角方向に若干の移動（いずれも、1m未満）を起こしたし、また大阪地区の高速道路や市街道路内に建設され、現在、供用中の長大橋梁・特殊橋梁も支承などの幾多の災害を被った。

本章では、神戸地区の高速道路内に建設された長大・特殊橋のうちから、甚大な被害を受けた長大橋梁・特殊橋梁を抽出し、それらの被害の原因について究明し、今後の耐震設計のあり方を検討する上で役立つ資料を提供することとした。以下、それらの概要を示すと、下記のとおりである。

まず、長大橋梁の損傷として、①アーチ橋の座屈損傷、②鋼製ラーメン橋脚の横梁の座屈損傷、および③ニールセン・ローゼ橋のケーブル定着部の損傷をピック・アップし、それらが何故起こったのかを、動的な解析や静的な解析を通じて究明した。

つぎに、異種の橋梁が隣接して建設された特殊橋梁の地震による動的相互作用による損傷として、①長大アーチ橋に隣接する桁橋の落橋事故、②モノレール PC 軌道桁と駅舎との間における損傷に着目して、それらの原因を調べた。また、③随所に建設された鋼製橋脚と RC 橋梁との地震時の相互作用を動的な立場から解析し、この種の橋脚が損傷に至った原因を探った。

さらに、これまで経験したことがなく、今回の地震で初めて起こった鋼製橋脚の亀裂損傷例として、ラーメン隅角部の①脆性的な破壊と、②超低サイクル疲労亀裂、および③橋脚基部の破断を取り上げ、マクロ的、ならびにミクロ的な破面調査や、数々の実験、および解析を行って、それらの原因を調べた。

それらの詳細を、以下、本文で論及する。

5.2 大規模橋梁の損傷

5.2.1 アーチ橋の座屈損傷

(1) 非線形動的解析

a) 概説

兵庫県南部地震によりアーチ主構が支承より脱落し、そのためにアーチ主構が橋軸直角方向に移動し、上横繫ぎ材 6 本が、写真-5.2.1、および写真-5.2.2 に示すように、座屈変形した。このローゼ橋の被害状況を再現するため、主として支承、およびアーチ上横繫ぎ材の損傷を中心に、有限要素法による動的応答解析を行って、検討を加える¹⁾。その際、解析に用いる入力地震波としては、六甲アイランド橋の近くにある東神戸大橋で観測された地震波データを使用する。アーチ部材のうち座屈を起こした中央部分の上横繫ぎ材、ならびに支承や橋脚の非線形挙動を考慮した解析を行う。非線形の時刻歴応答解析を効率よく行うため、アーチ主構については、静的縮合を利用した近似的な扱いにより、自由度を大幅に低減した解析モデルを用いる。計算には、汎用有限要素法プログラム ANSYS を利用した。

b) 有限要素法モデル

非線形の時刻歴応答解析を行うに際し、アーチ主構を詳細にモデル化すると、膨大な解析時間が必要となる。そこで、本解析では、支承やアーチ主構の中央部分の上横繫ぎ材の非線形挙動に着目していることから、アーチ部分の自由度を大幅に縮小することにした。すなわち、後で示す解析において非線形挙動に注目するアーチ主構の中央部分の上横繫ぎ材を除いたアーチ主構を、線形のはり・柱要素に基づいてモデル化し、Guyan の静縮小を行った後、アーチ主構の中央部分の上横繫ぎ材を追加した（静縮小モデル）。そして、アーチ主構の中央部分の上横繫ぎ材については、弾塑性・有限変位挙動が考慮できるはり・柱要素を用いてモデル化した。また、材料の降伏点は、鋼種が SS400 であるので、 2400 kgf/cm^2 とみなした。アーチ主構と橋脚とを結合している支承は、並進 3 方向のすべてを十分に剛な線形バネでモデル化した。ただし、破断した支承については、アーチ主構が東側へ移動するよう仮定した支承破断時刻で支承をモデル化したバネ要素を無効にした。その直後、支点が、アーチ主構をジャッキアップするための架台の上に



写真-5.2.1 上横繫ぎ材6本の座屈状況
(ただし、 L_{12} の部材の座屈
状況は、よく見えない)

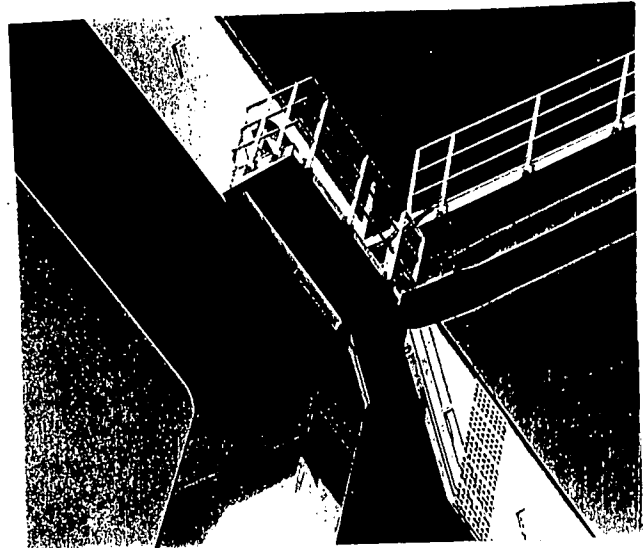


写真-5.2.2 上横繫ぎ材 L_{12} の座屈状況

乗り上げたことにより、あらたに橋脚と連結された効果を表すバネを導入した。この解析には、要素の birth and death 機能（特定の線形要素を指定した時刻で有効、あるいは無効にできる機能）を利用した。橋脚については、弾塑性・有限変位挙動を考慮できるはり・柱要素を用いてモデル化した。そして、材料の降伏点は、SM570材について 4600 kgf/cm^2 、また SM490Y材について 3600 kgf/cm^2 とみなした。非弾性の扱いは、bi-linear の移動硬化則を用い、降伏後の応力・ひずみの接線剛性を弾性係数の 0.01 とみなした。静縮小モデルの精度について検討するため、地震応答解析を行う前に、アーチ主構を含む全体系の詳細モデル（全体モデル）と、先に述べた静縮小モデルとのそれぞれの固有振動数を計算した。

図-5.2.1 には、全体モデルと静縮小モデルとを示す。また、図-5.2.2 には、アーチ主構の上横繫ぎ材と座屈した部材、および、それらの記号を示している。ここで、L は支材を、また D は斜材を意味する。静縮小モデルには、図-5.2.2 の支材 L_4 から L_{17} までと、斜材 D_3 から D_{20} までとを弾塑性・有限変位挙動を考慮できるはり・柱要素でモデル化した。

表-5.2.1 には、代表的な横繫ぎ材の道路橋示方書による終局圧縮応力度を示している²⁾。

c) 固有振動特性

図-5.2.3 には、全体モデルの代表的な振動モードを示す。静縮小モデルの固有振動数も求め、その結果を、表-5.2.2 に、全体モデルの解析結果とあわせて示している。表-5.2.2 によると、低次の 1 次から 7 次までの各モードとも、両モデルの固有振動数は、ほぼ一致していることがわかる。そこで、地震応答解析には、解析時間の効率化のために、静縮小モデルを使用することとした。

d) 地震応答解析

ここでは、水平 2 方向と上下方向との計 3 方向の地震波入力による非線形の時刻歴応答解析を行う。そして、実際に生じた損傷の中で特に南側の可動側の支承の破断と、それに伴うアーチ主構の橋軸直角方向（東側）への移動、およびアーチ主構中央部分の上横繫ぎ材の座屈損傷とに着目した検討を行う。この地震応答解析では、減衰を考慮することにした。減衰定数は、鋼、コンクリート、および地盤のそれぞれに

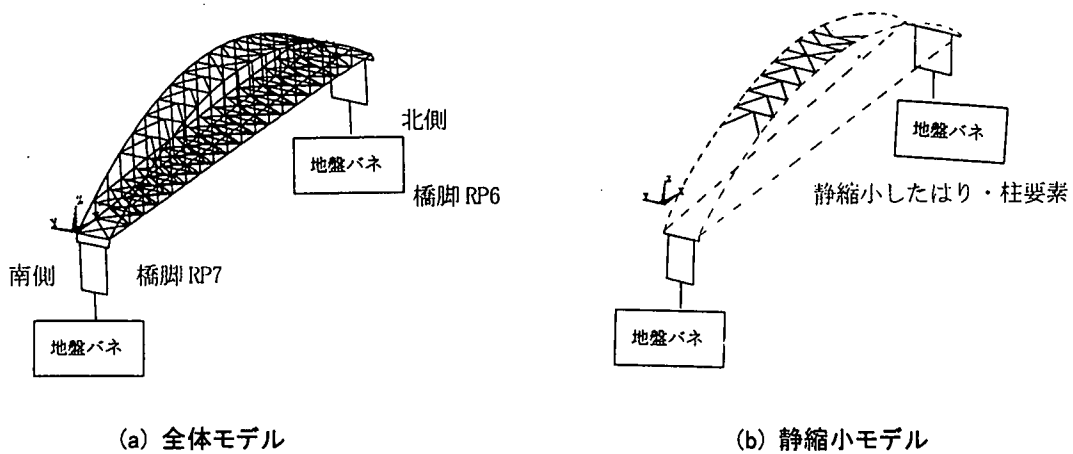


図-5.2.1 全体モデルと静縮小モデル

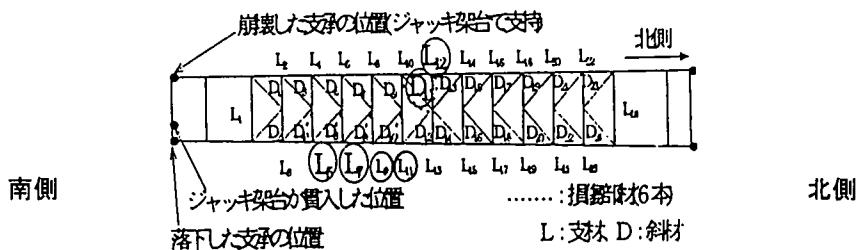


図-5.2.2 アーチ主構の上横繋ぎ材と座屈した部材

表-5.2.1 座屈損傷した横繋ぎ材の道路橋
示法書による終局圧縮応力度

上横繋ぎ材	断面積 (cm ²)	終局圧縮応力度 (kgf/cm ²)
L ₅	213.04	1,129
L ₇	213.04	1,095
L ₉	213.04	1,095
L ₁₁	213.04	1,005
D ₉	315.76	1,151
D ₁₁	315.76	1,137

表-5.2.2 固有振動数(Hz)の比較

全体モデル	静縮小モデル	モードの種類
0.420	0.531	アーチ面外 1 次
0.738	0.757	アーチ面外 2 次
0.982	0.964	アーチ面内 1 次
1.043	1.043	橋脚 RP7 橋軸方向 1 次
1.198	1.078	橋脚面外 1 次(同位相)
1.252	1.230	橋脚面外 1 次(逆位相)
1.265	1.271	橋脚 RP6 橋軸方向 1 次

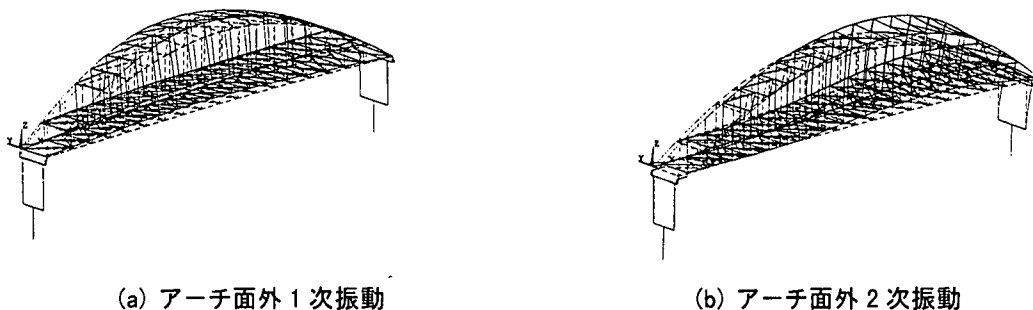


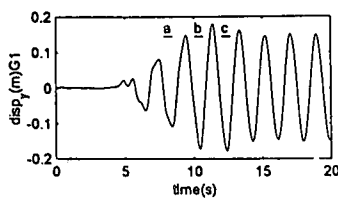
図-5.2.3 全体モデルの固有振動モード

ついて、0.03, 0.05、および0.2を用いた。地震によって本橋は、橋軸直角の東側方向にずれた。そのため、固有値解析において得た振動モードが、橋軸直角方向に振れている振動数 $f=0.531\text{Hz}$ を用いて各要素の減衰値を求め、それぞれ剛性に比例する Rayleigh 型の減衰として与えた。

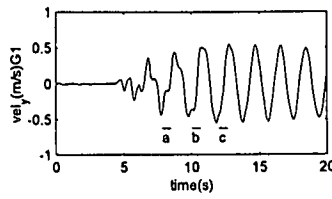
まず、支承が破断しないと仮定したときの 3 方向の地震波入力による時刻歴応答解析を行い、支承に生じる力や可動側支承部に生じる橋軸直角方向の変位、および速度がどの程度になるかを検討する。

つぎに、その結果より、支承が破断した時刻や支承の破断強度を推定し、支承の破断とそれに伴うアーチ主構の水平移動とを考慮した動的解析を行う。実橋では、可動側の支承が破断し、アーチ主構が橋軸直角方向の東側にずれた。そこで、アーチ主構の可動側の支承部における橋軸直角方向の変位と速度、および支承に作用する力を、最初に検討する。

可動側の支承位置の橋軸直角方向の変位と速度、および支承の橋軸直角方向のバネ力は、図-5.2.4～図-5.2.5 に示す応答を呈した。応答の最大値は、地震波入力後 8 秒から 13 秒の間で生じている。これらの応答は、8 秒以降、ほぼ周期 2 秒弱の 1 自由度の応答波形に近く、橋軸直角方向のアーチ面外 1 次の固有周期が卓越しているものと考えられる。これらの応答波形より、可動側における支承の破断と、それに伴うアーチ主構の橋軸直角方向東側への移動が生じた時刻とを推定する。



(a) 変位



(b) 速度

図-5.2.4 可動側で西側の支承位置における橋軸直角方向の変位と速度との応答

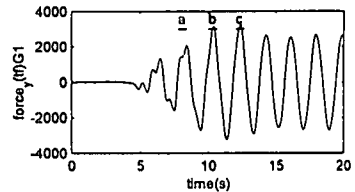


図-5.2.5 可動(RP7)側西側の支承の直角方向バネ力の応答

実橋では、南側の支承の破断後、アーチ主構が、その支承位置で東側に約 3m も移動している。このことから、支承の破断は、橋軸直角方向 (y 方向) の速度、および支承バネ力がかかなり大きい時刻に生じていると考えられる。しかも、東側へ移動するためには、 y 方向の西向きが正方向なので、アーチ主構に作用している y 方向の支承バネ力が正 (西向き) 方向で、また y 方向の速度が負である必要がある。

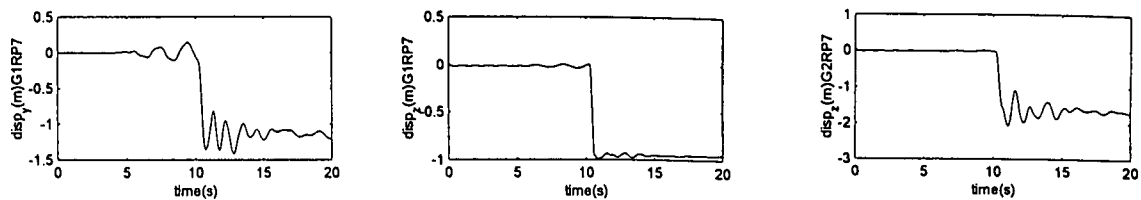
図-5.2.4、および図-5.2.5 によると、これらの条件を満足する時刻を選び出せば、7.8 秒から 8.4 秒の間 (図-5.2.4、および図-5.2.5 の a)、10 秒から 10.5 秒の間 (同図の b)、もしくは 12 秒から 12.4 秒の間 (同図の c) になる。支承の破断後、アーチ主構の南側の端部横桁がジャッキアップするための架台に乗り上げるまでには、西側で 0.9m、また東側で約 1.57m 落下している。初速度 0 で、自由落下運動する物体が、1.2m 落下するまでにかかる時間は、約 0.5 秒である。そこで、7.8 秒から 8.4 秒の間、10 秒から 10.5 秒の間、および 12 秒から 12.4 秒の間で何通りか支承の破断時刻を仮定し、その後 0.5 秒間に生じる南側支承位置のアーチ主構の橋軸直角方向、および鉛直方向変位を計算してみた。その結果から、支承の破断後、南西側の支承位置のアーチ主構の鉛直方向応答変位が約 -0.9m に達した時点の橋軸直角方向変位をみてみると、支承の破断時刻をほぼ 8 秒とした場合、その変位は、 $0.6\sim 0.7\text{m}$ になった。また、支承の破断時刻をほぼ 10 秒、あるいは 12 秒と仮定すれば、その変位は、約 1m になった。実際の地震被害状況によると、北側の橋脚 RP6 のねじれ変形によるアーチ主構南側の橋軸直角方向変位は、約 2.3m で、かなり大きい。より正確には、橋脚 RP6 の基礎が約 0.15 度回転していることを考慮した解析が必要になると思われる。しかし、ここでは、支承の破断時刻とアーチ主構南側の端部横桁がジャッキアップするための架台に乗り上げる時刻とを、それぞれ 10.26 秒、および 10.57 秒と想定し、以下の支承が破断した場合の解析を行うことにした。この時、支承の破断力は、 $2,146\text{tf}$ になる。これは、設計地震力 (震度 0.3) の約 2 倍に相当する。

以下では、南側 (可動側) の支承の破断時刻を 10.26 秒と仮定した場合の解析結果について述べる。

そのため、支承の破断後、南西側の支承位置におけるアーチ主構の鉛直方向応答変位が約-0.9mに達した時点で、それまで無効にしていたアーチ主構南西側の支承位置とジャッキアップ用の南西側架台位置の各節点を結合する線形のパネ要素を鉛直方向、および水平2方向のそれぞれについて有効とした。同時に、アーチ主構の端横桁の中間位置とジャッキアップ用の南東側架台位置との各節点を結合する線形のパネ要素を鉛直方向、および水平2方向のそれぞれについて有効とした。しかし、ジャッキアップ用の南東側架台は、アーチ主構の端横桁のダイアフラムがない場所に貫入している。すなわち、この位置での端横桁には、支持力がそれほどないと考えられる。したがって、南西側架台位置に導入したパネに比べ、このパネには、かなり小さい剛性を仮定した。

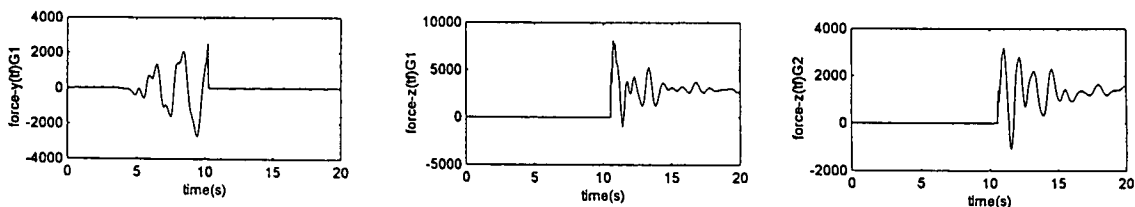
それらの結果として、南側の各支承位置における端横桁の変位応答波形を、図-5.2.6に示す。また、南側の破断した支承（西側）、および2つのジャッキアップ架台の支承パネ力の応答波形を、図-5.2.7に示す。図-5.2.6によると、支承の破断後、南西側の支承は、橋軸直角方向（東）に約1m、鉛直方向（下）に約0.9m変位していることがわかる。また、南東側支承は、鉛直方向（下）に約1.6m変位している。このように、橋軸直角方向の変位は、実際に生じた変位よりも小さい。しかし、鉛直変位は、ほぼ実際に生じた変位と一致している。支承の破断後、再びジャッキアップ用架台に支承が乗り上げ、支持された後の鉛直支持力は、東側でほぼ3,000tf、また西側でほぼ8,200tfになっている。当初の計算では、南東側では、ほとんど支持機能がないとみなして、かなり小さいパネ剛性を仮定した。ところが、南東側の鉛直変位が大きくなりすぎたため、ここに示した解析では、南東側の鉛直変位が実際に生じた変位に近くなるようなパネ剛性を用いた。実際には、南東側で、短横桁は、ラーメン橋脚の横梁に当たっていたと思われる。

橋脚 RP7、および RP6 の柱下端断面に生じる最大、および最小の軸方向応力度は、使用材料 SM570 の降伏点 $4,600\text{kgf/cm}^2$ に達している。このように、橋脚の下端断面では、局所的に塑性領域が生じる結果が得られた。しかし、軸方向力によって生じる断面内で均等な軸方向応力成分は、それほど大きくなく、水平地震力による2軸曲げモーメントによって生じる曲げ応力度の割合が大きい。したがって、塑性領域が生じるのは、橋脚の下端断面でも、軸方向力と2軸の曲げモーメントの組み合わせによる応力度が最も大きくなるコーナー部分に限られる。



(a)西側支承位置における橋軸直角方向の水平変位 (b)西側支承位置における鉛直変位 (c)東側支承位置における鉛直変位

図-5.2.6 南側の支承位置における端横桁の応答変位



(a)橋軸直角方向の反力(破断した西側支承) (b)鉛直方向の反力(西側架台) (c)鉛直方向の反力(東側架台)

図-5.2.7 南側の支承、およびジャッキアップ架台のパネ力の応答

アーチ主構の中央部分の上横繋ぎ材に生じる軸方向力による応力度の応答結果の一部を、図-5.2.8 に示す。材料の降伏点 $2,400\text{kgf/cm}^2$ で除して無次元表示している。大部分の上横繋ぎ材で、支承の破断直後に、軸方向力によって生じる応力度は、 $1,000\text{kg/cm}^2$ を超えている。このように、表-5.2.2 に示す道路橋示方書による柱としての圧縮強度を大きく超えている部材が多く、座屈損傷した支材 L_5, L_7, L_9 および L_{11} や、斜材 D_{11} では、圧縮側の応力が $2,000\text{kgf/cm}^2$ を超えており、実際に生じた座屈損傷とある程度の対応した結果が得られている。また、支承の破断後、西側の支材 (L_4, L_6, L_8 および L_{10}) では、大きな軸方向引張り側引張力が生じている。これに対し、座屈損傷が生じた東側の支材では、軸方向圧縮力が大きくなっている。一方、支材 L_{12} については、軸方向圧縮応力が小さく、これによつては、座屈に至らない。そこで、材端に生じる曲げモーメントについても検討してみた。その結果によると、支承の破断の直後に、アーチ側強軸まわりの曲げモーメントの最大値は、断面の全塑性モーメント 218.9tfm にほぼ達しており、この曲げモーメントによる圧縮応力によって、フランジが局部座屈した可能性が、高いことがわかった。

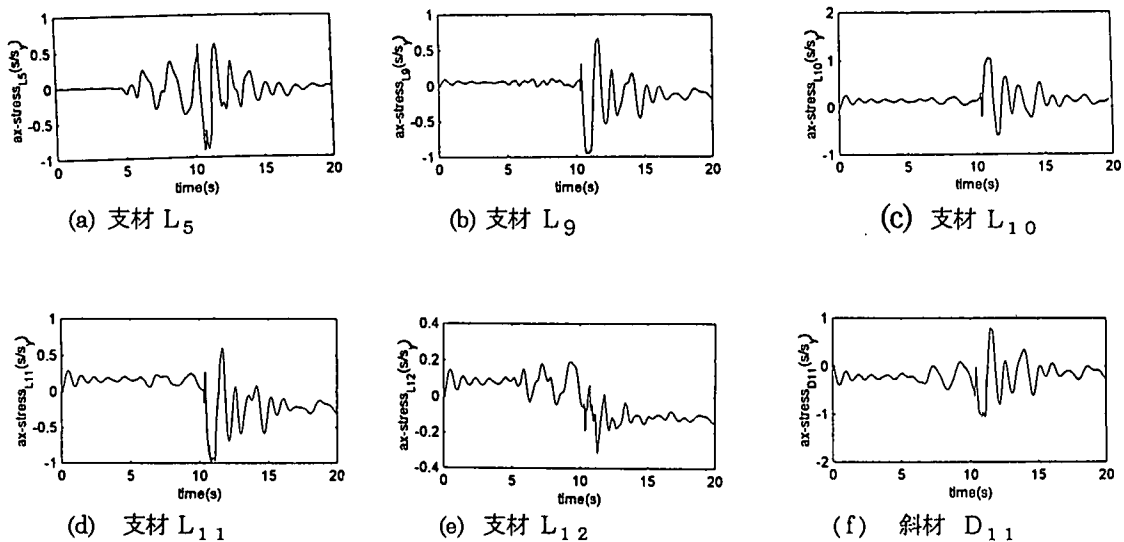


図-5.2.8 アーチ主構の中央部分の上横繋ぎ材の軸方向力により生じる応力度の応答

(2) 静的解析

a) 概説

兵庫県南部地震によって支承が崩壊し、図-5.2.2、写真-5.2.1、および写真-5.2.2 に示したように座屈損傷を起こしたアーチ橋の6本の上横繋ぎ材の損傷原因を調べるために、文献3)の研究においては、橋梁全体を骨組構造の有限要素の集合体でモデル化した弾塑性有限変位解析が行われた(解析プログラム EPASS⁴⁾)。その一環として、ここでは、損傷を起こした上横繋ぎ材のみを取り出し、それらを板構造の有限要素の集合体でモデル化した弾塑性有限変位解析を行い(解析プログラム USSP⁵⁾)、文献3)の検討結果の再評価、および、より定量的な検討を加える。

b) 解析モデル、および載荷荷重

i) 上横繋ぎ材の板要素としての解析モデル

図-5.2.2 には、対象橋梁の上横繋ぎ材の配置図、および座屈損傷位置を示した。ここでは、座屈損傷を起こした6本の上横繋ぎ材のうち、支材 L_5, L_7 、および L_{12} 、ならびに斜材 D_{11} の座屈損傷に着目して解析を行った。これらの部材の断面図を、図-5.2.9 に示す。これらの部材は、後述の図-5.2.12 に示すように、三角形板要素の有限要素の集合体でモデル化した。た

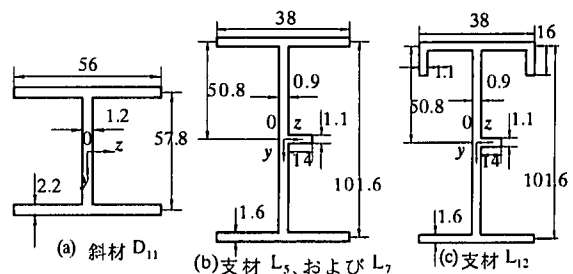


図-5.2.9 解析モデルの断面形状(寸法単位:cm)

だし、支材の水平補剛材は、弾塑性有限変位挙動が考慮できる梁・柱要素でモデル化している。

そして、これらの支材 L_5 、 L_7 、および斜材 D_{11} の解析モデルには、軸方向圧縮力のみを載荷した。また、支材 L_{12} の解析モデルには、水平軸まわりの純曲げモーメントを載荷した。

なお、対象とする上横繋ぎ材の鋼種が SS400 材であるため、解析モデルの降伏点には $\sigma_y = 2,400 \text{ kgf/cm}^2$ 、ヤング係数には $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ 、またポアソン比には $\mu = 0.3$ を用いた。

ii) 骨組構造の解析モデル³⁾

まず、上横繋ぎ材とアーチリブとは、弾塑性有限変位挙動が考慮できる箱形断面の梁・柱要素でモデル化した。また、支承は、剛体要素でモデル化した。なお、南西側の支承の設計水平震度は、0.3 である⁶⁾。この値に安全率 1.13 (=1.7/1.5) を乗じた水平震度 $k_h = 0.34$ に至ると、この支承が崩壊し、南東側の支承が海中に没するものと仮定した。ただし、崩壊に至った南西側の支承位置がジャッキ架台で支持されたために、この位置における支承条件は、崩壊後も不変とみなした³⁾。さらに、落下した南東側の支承に代り、ジャッキ架台が貫入した部分の端横桁腹板を、弾塑性バネ要素によってモデル化した。ただし、弾塑性有限変位解析は、このバネ要素がない 3 点支持のアーチ橋モデルとバネ要素を考慮した場合の 2 ケースについて取り扱った。なお、その他の部材は、すべて弾塑性有限変位挙動のみが考慮できる弾性梁・柱要素でモデル化した。このようにして作成した解析モデルを、図-5.2.10 に示す。

つぎに、死荷重 D は、各有限要素の両節点に振り分け、鉛直荷重として作用させた。また、地震荷重 E_q は、死荷重に水平震度 k_h を乗じた水平横荷重 $k_h D$ として作用させた。そして、 k_h を漸増させ、解析を行った。

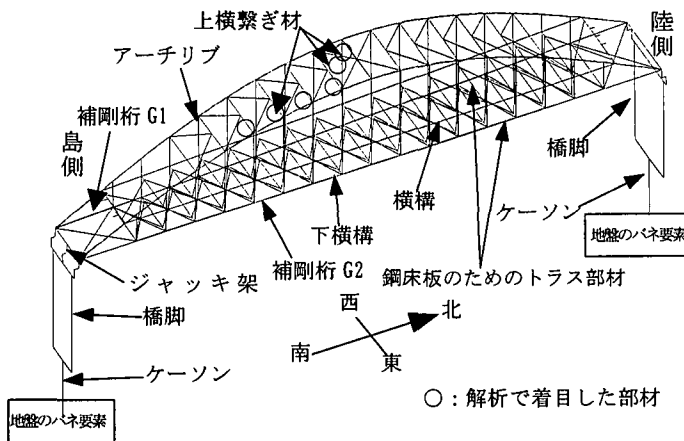


図-5.2.10 骨組構造の解析モデル

c) 解析結果

支材 L_5 、 L_7 、および斜材 D_{11} の解析結果を、図-5.2.11 に示す。この図において、縦軸は軸方向圧縮力 P を全塑性軸力 P_y で無次元化した値を、また横軸は軸方向平均圧縮変位 u を降伏変位 u_y で無次元化した値をとっている。これらの部材は、全塑性状態に至るまでに、柱としての座屈によって終局限界状態に達していることがわかる。

また、支材 L_7 の終局限界状態における変位状況と弾塑性領域とを、図-5.2.12 に示す。この座屈モードは、実際の被害状況とよく類似したものである。

さらに、以上の結果と、文献 3) の骨組構造モデルによる解析結果と比較したものを、図-5.2.13 に示す。

なお、5.2.1 (1) の動的解析において、支承の崩壊荷重は、設計地震力の約 2 倍、すなわち $k_h \approx 0.6$ 程度であるとしている。しかし、これらの部材の座屈損傷は、アーチ橋が 3 点支持になったことによって発生したものである。したがって、支承崩壊時の k_h を 0.34 から 0.6 としても、解析結果に大きな差異は、ないものと考えられる。

一方、水平軸回りに純曲げモーメントのみを載荷した支材 L_{12} の終局曲げモーメントは、ほぼ断面の全塑性曲げモーメント M_p と一致した。ちなみに、支材 L_{12} に対しては、曲げモーメントに着目した骨組構造と

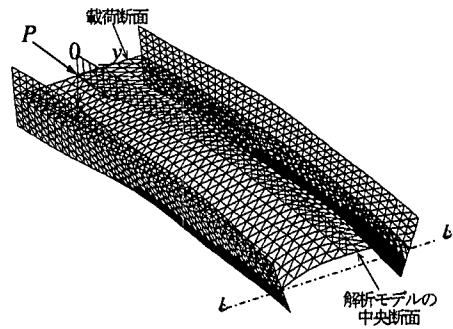
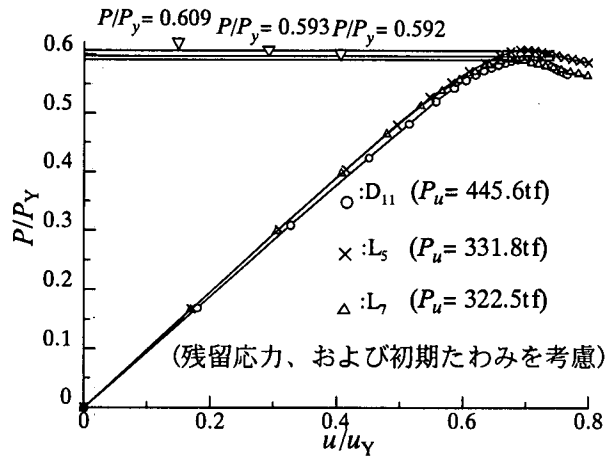
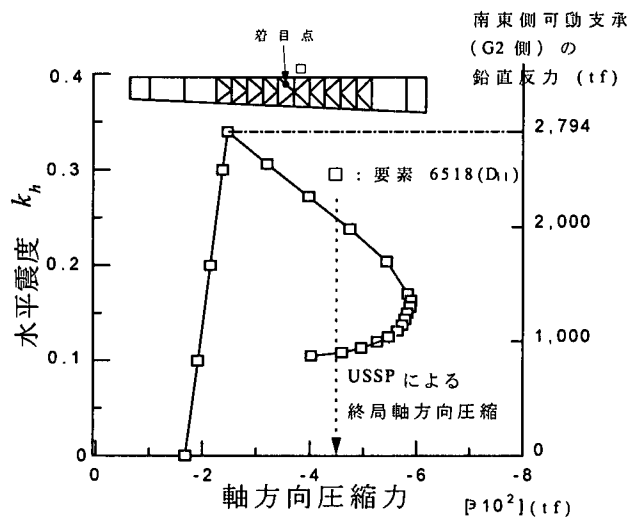
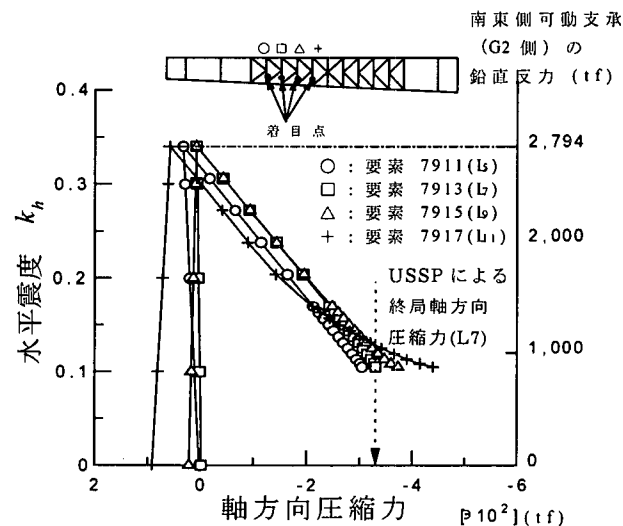


図-5.2.12 終局状態における支材L₇の変位状況、および塑性領域

図-5.2.11 軸方向圧縮力-軸方向変位曲線



(a)斜材 D₁₁



(b)支材 L₅、L₇、L₉、および L₁₁

図-5.2.13 水平震度と軸方向圧縮力との関係

(南東側の支承がなくなり、3点支持となったアーチ橋モデルを用いた解析結果)

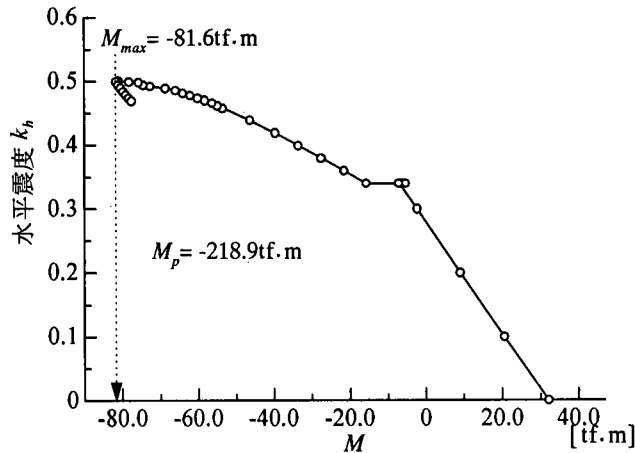


図-5.2.14 水平震度と部材 L_{12} に作用した曲げモーメントとの関係
(南東側の支承がなくなり、そこをバネ要素で支持したアーチ橋モデルを用いた解析結果)

しての弾塑性有限変位解析も行った。その結果を、図-5.2.14 に示す。さらに、支承が崩壊しないとした場合の弾塑性有限変位解析の結果も、図-5.2.15、および図-5.2.16 に示す。これらの図からわかるように、支承が崩壊しない場合には、北側の橋脚 RP6 側の上横繋ぎ材 L_{22} 、 L_{23} 、 D_{23} 、および D_{24} が座屈損傷することがわかる。なお、この場合の終局の水平震度は、 $k_{hu}=1.36$ である。

また、支承が崩壊しないとした場合の 5.2.1 (1) における動的解析結果である橋脚 RP7 の支承位置、およびアーチクラウンでの水平橋軸直角方向の応答加速度を、図-5.2.17 に示す。表-5.2.2 によると、この解析モデルの 1 次振動モードの固有振動周期 T は、1.88 秒 ($=1/0.531$) である。この固有振動周期 T と支承位置、およびアーチクラウンにおける最大加速度、それぞれ 309 ガル、および 1,660 ガルの値を、道路橋示方書・V 耐震設計編⁹⁾ に定められている標準加速度応答スペクトルと比較したものを、図-5.2.18 に示す。アーチ橋の重心における加速度は、これらの値の平均値であると仮定すれば、約 1,000 ガルなる。この値は、道路橋示方書・V 耐震設計編におけるⅢ種地震の加速度応答値約 1,100 ガルとほぼ一致していることがわかる。さらに、図-5.2.15、および図-5.2.16 の弾塑性有限変位解析の結果 ($k_{hu}=1.36$) より、1,000 ガル程度の加速度では、アーチ橋には、何ら損傷が発生しないことがわかる。

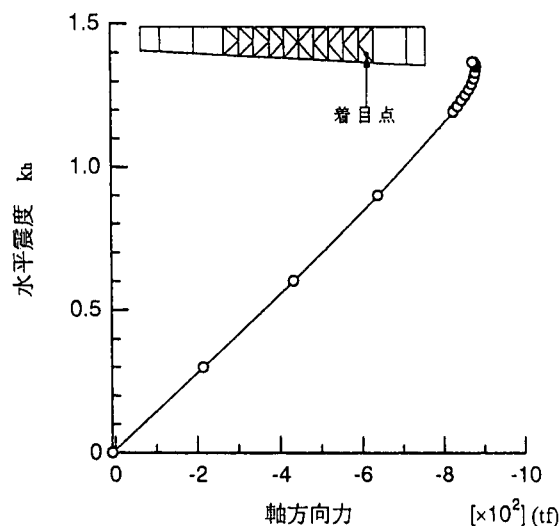


図-5.2.15 水平震度と上横繋ぎ材 D_{24} の中央の有限要素の軸方向力との関係
(支承が崩壊しない場合)

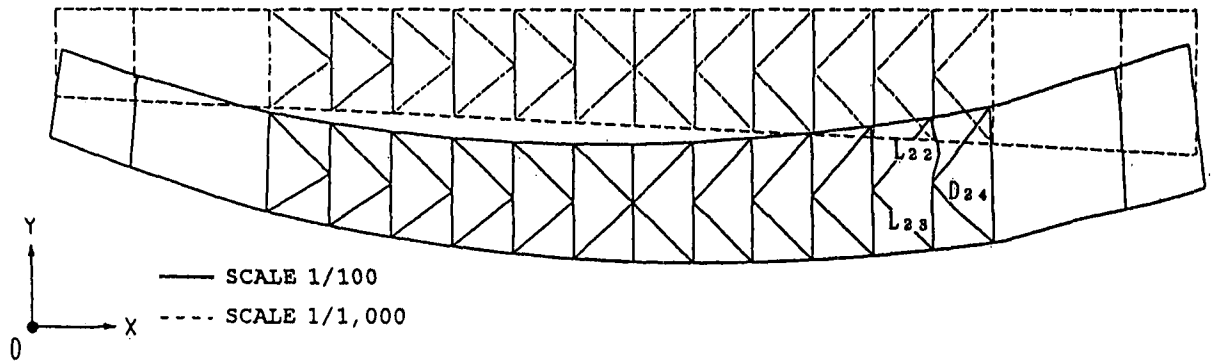
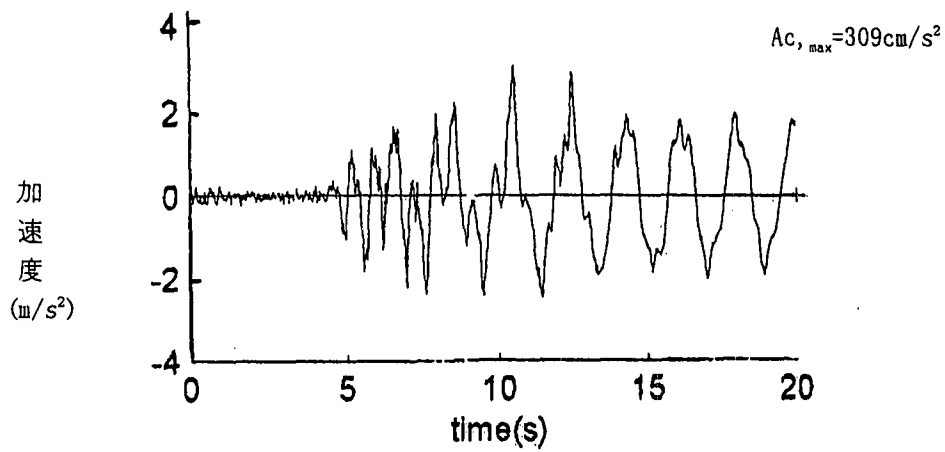
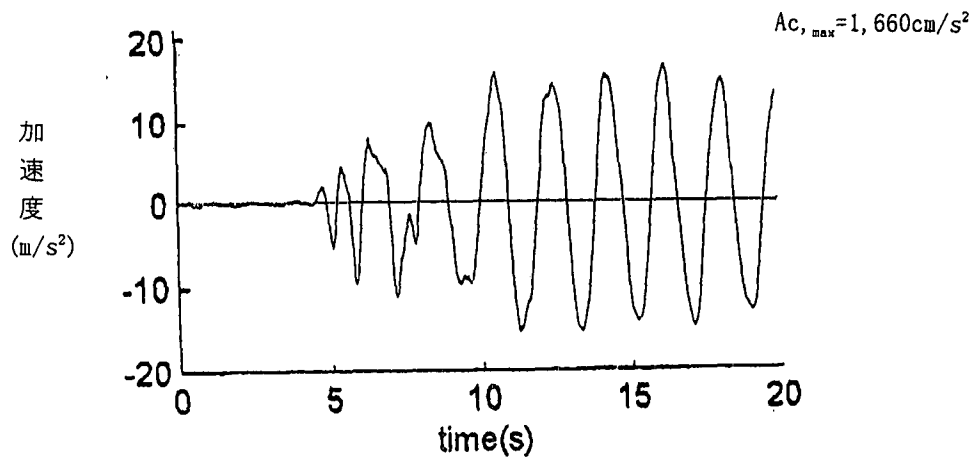


図-5.2.16 支承が崩壊しない場合の終局状態における変形モード ($k_{h_u} = 1.36$)



(a) 橋脚 RP7 の支承位置



(b) アーチクラウン

図-5.2.17 動的解析による水平橋軸直角方向の応答加速度

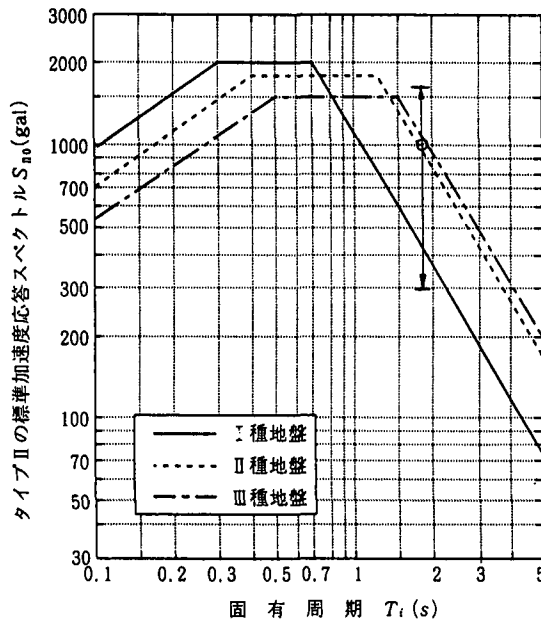


図-5.2.18 レベル2・タイプII地震の標準加速度応答スペクトル S_{II0} ⁸⁾

d) 解析結果の考察

- i) 斜材 D_{11} 、および支材 L_7 に対しては、本解析で求められた終局軸方向圧縮力と同等か、あるいは、それ以上の軸方向圧縮力が地震によって作用したことが明らかとなった。すなわち、これらの部材の座屈損傷は、支承の崩壊が起因して発生したものと考えられる。
- ii) 支材 L_9 、および L_{11} はともに支材 L_7 よりも長く、また、これらの支材の終局強度は支材 L_7 のそれよりも小さいと考えられる。ところが、これらの部材の作用軸方向圧縮力が支材 L_7 よりも大きいため、これらの部材も支材 L_7 と同じ理由で座屈損傷を起こしたことがわかる。また、支材 L_9 における作用軸方向圧縮力は、終局軸方向圧縮力よりも小さくなった。しかし、上記の支材 3 本が座屈損傷を起こしたため、支材 L_9 に負担がかかり、この支材も、座屈損傷を起こしたと考えられる。
- iii) 支材 L_{12} においては、全塑性曲げモーメントの4割程度の曲げモーメントしか作用しない。そのため、文献3)の解析結果を勘案しても、支材 L_{12} は、支承が崩壊したことに起因する軸方向圧縮力、および曲げモーメントによって、座屈損傷が発生しないことになる。この静的解析による結果は、5.2.1(1)の動的解析の結果と異なる。すなわち、支材 L_{12} の損傷は、静的な解析で説明できないことがわかる。したがって、この部材は、支承が崩壊した後のさらに大きな地震力の作用によって座屈損傷を起こしたものと考えられる。図-5.2.17に示したように、支承の崩壊後、アーチクラウンでは、支承付近に比して5倍以上の加速度で振動しており、このように大きな加速度によりアーチクラウンにある支材の上下フランジが局部座屈したものと考えられる。
- iv) 支承が崩壊しなければ、対象としたアーチ橋は、兵庫県南部地震によって、損傷を受けなかったと考えられる。

(3) まとめ

阪神・淡路大震災より、支承が破断し、アーチ主構が橋軸直角方向に移動して、アーチ主構の上横繋ぎ材の一部が座屈損傷したローゼ橋に関し、有限要素法による動的応答解析を行った。そして、被害状況を、どの程度再現できるかを検討した。

動的解析においては、応答解析を行う前に、アーチ主構の梁・柱モデルによる全体モデルと静縮小モデルとの両方について固有振動数を求め、比較・検討を行った。これら2つのモデルの固有振動数がほぼ一致することから、アーチ部分については、自由度を縮小した静縮小モデルを用いて、可動側支承の破断に

伴う、アーチ主構の横変位と、アーチ主構の上横繋ぎ材の座屈挙動とに着目した非線形の時刻歴応答解析を行った。

静的解析においては、まず損傷した部材の柱としての座屈について検討するため、橋脚も含めたアーチ橋全体を骨組構造としてモデル化した弾塑性有限変位解析を行った。つぎに、座屈損傷した部材の局部座屈強度について検討するため、これらの部材のみを取り出し板構造としてモデル化した弾塑性有限変位解析を行った。

その結果、設計地震力の2倍程度の水平力により可動側支承が破断し、可動支承側のアーチ主構の横変位と鉛直変位とにより主構全体がねじれ、それに伴って、座屈した6本の上横繋ぎ材のうち5本に柱としての終局強度を超える大きな軸方向圧縮力が生じること、また、大きな加速度によりアーチクラウンにある1本の支材(I型断面)に全塑性曲げモーメントにほぼ等しい水平軸回りの曲げモーメントが繰り返し作用し上下フランジが局部座屈することなど、実橋の被害状況をある程度再現できるという成果が得られた。

また、支承が崩壊しなければ、対象としたアーチ橋は、兵庫県南部地震によって、損傷を受けなかったと考えられる。

5.2.2 巨大地震による鋼製ラーメン橋脚横梁腹板のせん断座屈損傷のシミュレーション

(1) 概説

本研究では、兵庫県南部地震によって、写真-5.2.3に示すように、被害を受けた鋼製ラーメン橋脚の損傷のうちで、横梁の腹板におけるせん断座屈を取り上げ、その損傷原因について検討した。対象橋脚の設計条件を、表-5.2.1に示す。すなわち、この損傷が発生した実鋼製ラーメン橋脚を対象にして、以下の2つの解析モデルを作成する。

- ① ラーメン構造全体を骨組み構造要素の集合体でモデル化した解析モデル
- ② 横梁の着目区間のみを板要素の集合体でモデル化した解析モデル

そして、これらの2つの解析モデルを用いた弾塑性有限変位解析を実施することによって、着目する腹板パネルに発生したせん断座屈のメカニズムを、明らかにする⁹⁾。



写真-5.2.3 対象とした鋼製ラーメン橋脚の全景
(向こう側は著しく横移動した
六甲アイランド橋)

表-5.2.1 設計条件

形式	二層門型鋼製橋脚
部材断面	補剛箱形断面
上部構造形式	単純鋼床版箱桁
支承条件 (図-2.3参照)	北行(上路): 可動、固定 南行(下路): 可動、可動
設計震度 k_h	1) 上部構造 橋軸方向 : $k_h=0.3$ 橋軸直角方向 : $k_h=0.3$ 可動支承側の地震力は、道路橋示方書・耐震設計編にしたがって、支点反力に摩擦係数0.1を乗じた値とする。 2) 橋脚 脚自身に対して : $k_h=0.24$
主要鋼材	SS400, SM490Y, およびS10T

(2) 解析モデル

まず、図-5.2.15、および図-5.2.16に示す鋼製ラーメン橋脚を対象として、2つの解析モデルを作成した。すなわち、図-5.2.15には骨組構造の解析モデルを、また図-5.2.17には板構造の解析モデルを示す。

つぎに、図-5.2.15に示した骨組解析モデルを用い、プログラム EPASS⁴⁾によって、上部構造と橋脚との自重を作用させた状態で地震荷重 E_q のみを次式によって漸増した弾性微小変位解析、および終局境界状態通過後の領域に至るまでの弾塑性有限変位解析を、それぞれ行った。

$$E_q = \alpha E_{q0} \quad (5.2.1)$$

ここに、係数 α は、設計地震荷重 E_{q0} に対する倍率であり、以下、荷重パラメータと呼ぶ。

さらに、図-5.2.17に示す板構造の解析モデルに対してプログラム USSP⁵⁾を用い、弾塑性有限変位解析を行った。その際、図-5.2.16(a)に示したように、実際の横梁断面の上・下フランジでは、縦補剛材で囲まれる板パネルの数が6となる。そのため、補剛材間の板パネルに局部座屈が発生すると、面外変位の対称性が失われるために、対称性を利用して断面の二分の一を取り出すような解析は、不可能となる。そこで、図-5.2.17に示すように、縦補剛材を一本削除することによって、実際の断面を、板パネル数が5の等価な薄肉箱形断面に理想化した。ただし、このような理想化を行ったとき、元の箱断面としての断面二次モーメント、および断面積が保持されるように、欠損した断面積と等しい断面積を有する局部座屈が起こらない梁・柱要素を上・下フランジに設けている。使用した有限要素は、板パネルに対して1節点5自由度の3節点の三角形要素を、また補剛材に対して1節点3自由度の2節点の梁・柱要素とした。

また、載荷断面力は、図-5.2.10に示すように、載荷断面に剛板要素を用い、剛板要素上の独立節点に導入した。

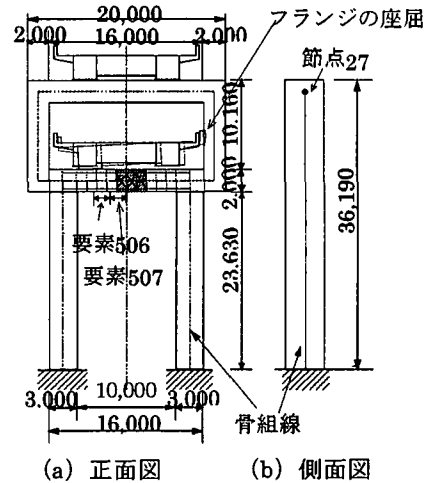


図-5.2.15 骨組構造としての解析モデル
(寸法単位：mm)

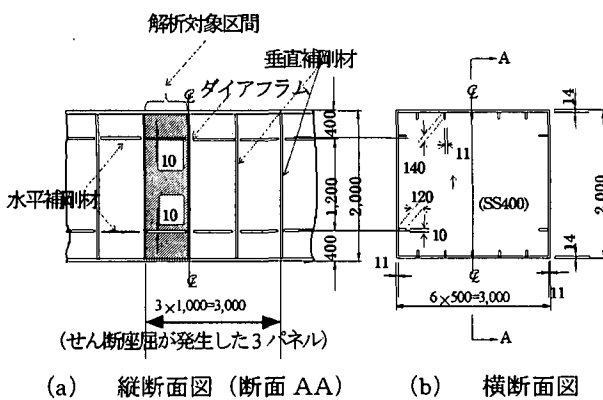


図-5.2.16 せん断座屈が発生した下横梁部の
縦・横断面図
(寸法単位：mm)

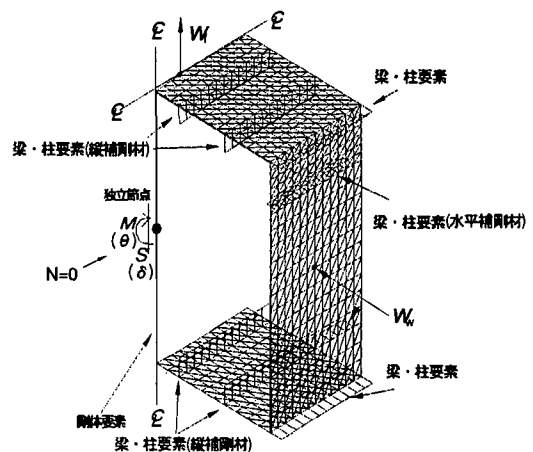


図-5.2.17 板構造としての解析モデル、
および要素分割状況

(3) 解析結果とその考察

上述の解析法より得られた解析結果を、以下に示す。

まず、図-5.2.18、および図-5.2.19には、それぞれ純せん断力を載荷した場合の荷重-たわみ曲線、および終局状態における変形図を示す。図-5.2.19によると、水平補剛材間の腹板パネルに著しいせん断座屈波形が発生していることがわかる。なお、この座屈波形は、実際に損傷した腹板の残留たわみとよく一致している。

つぎに、図-5.2.20には、作成した終局強度相関曲線を示す。ここで、 M_u 、および S_u は、それぞれの全塑性断面力 M_p 、および S_p で無次元化されている。そして、図中には、4次式で表された全塑性相関曲線、およびEPASSによって求められた着目断面の曲げモーメントとせん断力との変動相関経路も示されている。これらEPASSとUSSPとの解析結果を比較すると、 $\alpha = 1.85 \sim 2.0$ 程度の荷重状態で、対象橋脚の下横梁の中央部に、せん断座屈の発生が推察できる。

この値を、EPASSによる解析結果とともに、図-5.2.21に示す。この図によると、対象橋脚は、弾性応答加速度が550~600gal程度でせん断座屈する。その後、図中の点線で示すように、保有水平耐力が低下せず、面内剛性が失われて面内に著しく変位したものと推定できる。

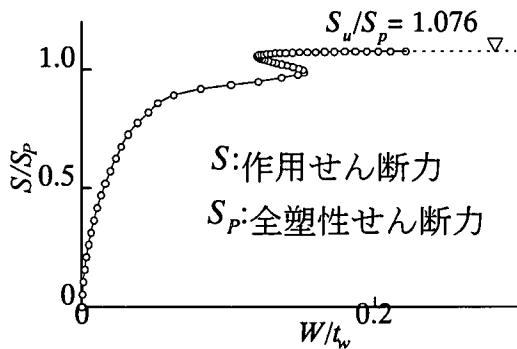


図-5.2.18 荷重-たわみ曲線（腹板の中央点）

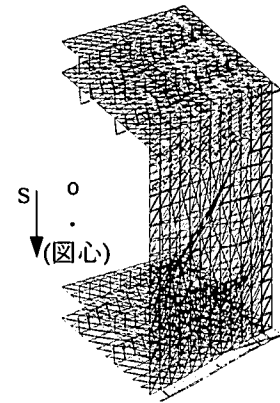


図-5.2.19 終局限界状態における変形図（純せん断力）

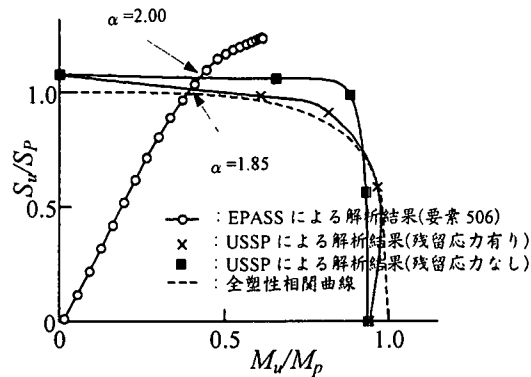


図-5.2.20 曲げモーメントとせん断力との終局強度相関曲線

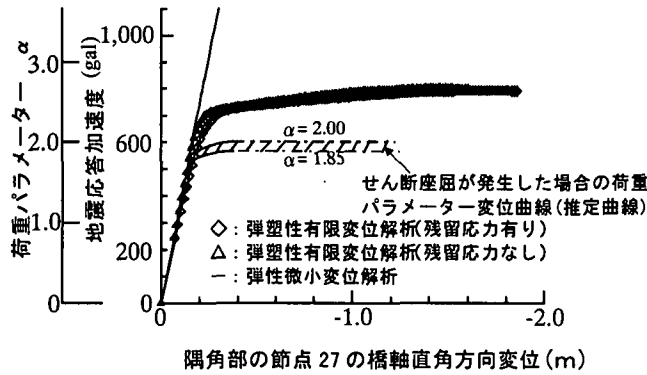


図-5.2.21 せん断座屈が発生したと推定される加速度と弾塑性有限変位解析結果との比較

(4) まとめ

本研究によって得られた成果をまとめると、以下のとおりである。

- i) 着目した下横梁の中央部においては、曲げモーメントがほとんど発生せず、せん断力が卓越していた。
- ii) 弾性応答加速度が 550～600gal 程度で下横梁の中央部の腹板がせん断座屈を起こすと、対象橋脚は、著しく水平横方向に変位し、それ以上の地震力が橋脚に作用しなくなる。そして、座屈を起こした腹板の斜張力場による著しい塑性変形によって、地震エネルギーが効率的に吸収され、この橋脚は、崩壊に至らなかったものと考えられる。
- iii) 兵庫県南部地震のような内陸直下型の地震に対し、今回の研究で対象としたような 2 層門型ラーメン橋脚の下横梁の腹板に、せん断座屈を発生させないように補強するか否か、あるいは現状どおりの設計をしておき、せん断座屈で地震エネルギーを吸収させるのがよいのかに関しては、今後、種々な面から検討を加え、設計方針を決める必要があると考えられる。

5.2.3 ニールセン・ローゼ橋ケーブル定着部の損傷

兵庫県、および大阪府地方には、大小あわせると多数のニールセン・ローゼ橋が建設されている。そのうち、地震で吊りケーブル（ハンガー・ケーブル）の一部が弛むという被害が、兵庫県内に位置する 2 橋で発生した。この種の損傷は、ニールセン・ローゼ橋であるが故に発生する可能性のある一つの特徴的な損傷と考えられる。そこで本節では、それらを略述し、考察を加える。

(1) 損傷の概要

まず、2 橋の損傷について簡単に紹介すると、以下のとおりである。

a) 神戸ハーバーハイウェイ・灘大橋¹⁰⁾

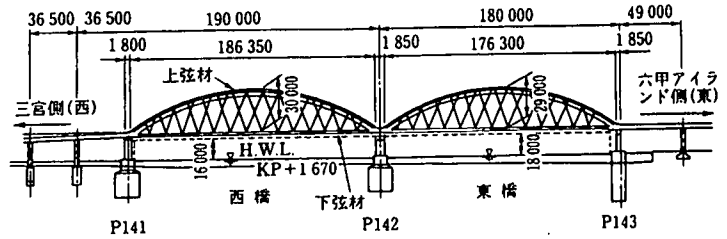
本橋は、図-5.2.22 に示すように、六甲アイランドとポートアイランドとを結ぶ港湾幹線道路（ハーバーハイウェイ）を構成するバスケットハンドル型のニールセン・ローゼ橋で、支間長 190m を有する西橋と支間長 180m を有する東橋との 2 橋から成りたっている。竣工年度は、1983 年であり、2 橋を連続させることで美観的にも特徴のある橋梁である。

本橋の床構造は鋼床版構造であり、箱断面の下弦材と一体化されている。そして幅員は 30.5m～18.0m と橋梁上で変化している。ハンガー・ケーブルの補剛桁への取付け間隔は 12m であり、その吊り角度は約 70 度である。ハンガーケーブルの上端はアーチリブに、また下端は下弦材から張り出された箱断面を有するブラケットに定着されている。ハンガー・ケーブルの材料は、直径 88mmφ、および 80mmφ とのロックドコイルロープである。ニールセン・ローゼ橋を支える橋脚は 1 本柱の鋼製 Y ラーメン橋脚であり、また基礎はニューマチックケーソンである。なお、建設当時の設計水平震度は、 $K_h=0.28$ が採用されている。

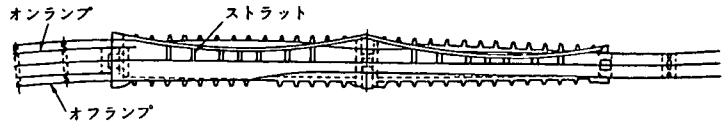
本橋は、地震の影響で、橋脚天端における支間長が西橋で約 50mm、また東橋で約 44mm ほど短くなっていることが報告されている。そして橋軸直角方向には、橋脚がすべて北側に傾斜し、橋脚天端位置で最大 33mm の移動が観

測・報告されている。

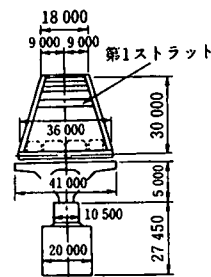
ハンガー・ケーブルが大きく弛んだのは、西橋の北側中央部付近の3本のハンガー・ケーブルである。そのうちの1本は大きく垂れ、他の2本には弛みが発生した。これら弛みの発生したケーブルの設計死荷重張力は、いずれも50tf程度である。損傷は桁側のハンガー取付け部で発生し、一時的に大きな張力が作用したことにより、定着桁のフランジと補剛材とに局部変形が発生した。この影響で座金の止めボルト、および固定金具が破損した。また、ハンガー・ケーブルが弛んだ際に座金はずれて脱落し、その結果、ハンガー・ケーブルが大きく垂れたり、あるいは弛んだものと考えられる。参考として桁側のケーブル定着構造を、図-5.2.23に示す。ケーブルに関しては、これ以外に引き込み用防護カバーの取付けボルトの破損やシール部分の破損が多数のケーブルで発生した。



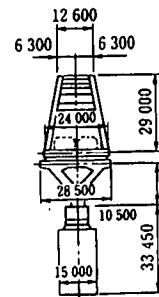
(a) 側面図



(b) 平面図

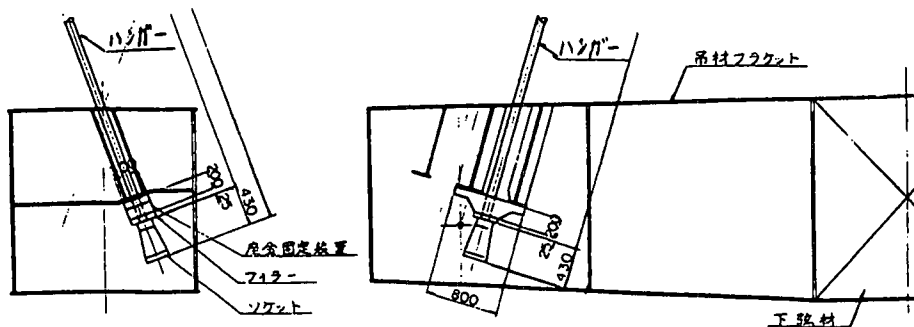


(c) P141 橋脚



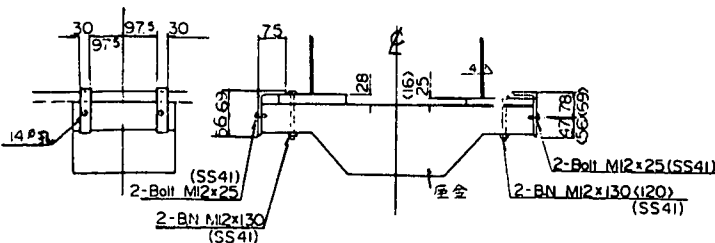
(d) P143 橋脚

図-5.2.22 灘大橋の一般図 (単位: mm)



(a) ブラケットへの取付け要領
(橋軸直角方向から矢視)

(b) ブラケットへの取付け要領
(橋軸方向から矢視)



(c) 定着金具

図-5.2.23 桁側におけるハンガー・ケーブルの定着構造 (単位: mm)

なお、地震後、弛みの発生していないハンガー・ケーブルについて、常時微動法で張力が計測された。その結果、張力は建設時と異なるものの許容値以内にあり、大きな異常はなかったことが報告されている。

b) 阪神高速道路5号湾岸線・西宮港大橋¹⁰⁾

本橋は、図-2.5.24 に示すように、甲子園浜と西宮浜との水路部に架かる支間長 252m のバスケットハンドル型のニールセン・ローゼ橋で、幅員も 50m と大きく大規模なニールセン・ローゼ橋である。竣功年度は、1994 年である。また、本橋は阪神高速道路5号湾岸道路に平行する北側の兵庫県湾岸側道も下弦材に取り付けたブラケットで支持している。床構造は鋼床版構造で、また下弦材、およびアーチリブはいずれも箱断面である。ハンガー・ケーブルの補剛桁への取付け間隔は 12m、また取付け角度は 70 度である。ハンガーケーブルの上端はアーチリブに定着されており、また下端は下弦材に直接的に定着されている。そのため、下弦材の断面は、菱形箱断面となっている。

ハンガー・ケーブル (合計 72 本) の種類は、平行線ケーブル(PWS)である。素線径はφ7mm で、素線数が 163 本、139 本、85 本、および 73 本の計 4 種類のケーブルが使用されている。本橋の橋脚はワーレン型の鋼製ラーメン橋脚であり、また基礎はケーソン基礎である。なお、建設当時の設計水平震度は、 $K_h=0.30$ が採用されている。

本橋は、地震によって山側の固定沓に脆性的な破壊が発生した。また、本橋が架かる水路の護岸が 1~2m ほど水路側に側方流動したため、それに伴い橋脚も水路側に移動した。移動量は西宮浜の橋脚天端で最大 5cm、また甲子園浜の橋脚天端で最大 9cm であったことが報告されている。この影響によって本橋に隣接する東側の単純桁は、落下した。そして、その結果、本橋の端部 (特に端横桁) は、軽微ではあるものの、損傷が発生した。

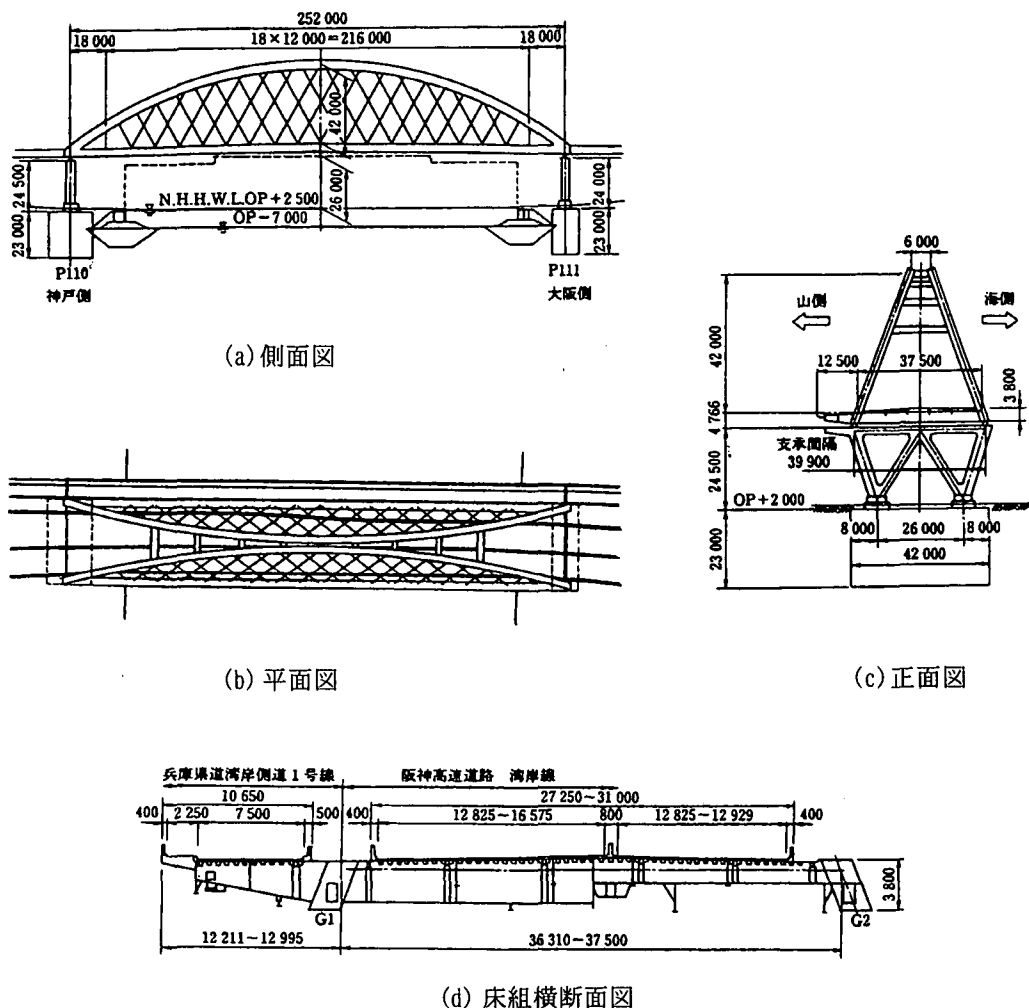


図-5.2.24 西宮港大橋の一般図 (単位 : mm)

ハンガー・ケーブルについては、ケーブルソケット部を補剛桁に取り付ける部分のシムプレートが溶接されないまま挿入されていたため、ケーブルシムのカバーの脱落により、シムプレートが地震時の補剛桁、およびケーブルの振動によって抜け落ち、1本のケーブルの張力が抜けて大きく弛んだ状態となった。また、シムプレートのずれは、多数のケーブル取付け部で発生した。

(2) 定着部の損傷に対する考察

ハンガー・ケーブルの弛みは、もちろんケーブル定着部の定着座金、あるいはシムプレートの外れ・脱落、および過大な張力発生に伴う定着部の直接的な破損に起因するものである。これらの部位に異常が発生しなければ、ハンガーケーブルは、一時的に張力が減少するとしても、最終的に垂れるという状態にまでは至らず、復元し得たものと考えられる。

一方、ハンガー・ケーブルの定着部が破損するか、あるいは定着座金が外れるほどの張力変動が発生した点については、定性的ではあるが、以下のような種々の要因が複合して発生したためであると推察される。

- i) 橋軸直角方向に地震力が作用すると、補剛桁とアーチリブとの橋軸直角方向相対変位により、図-5.2.25 に示すように、片側のハンガーケーブルの張力は増大し、逆に反対側の構面のハンガーケーブルの張力は減少する。
- ii) 橋軸方向の地震力が作用すると、補剛桁とアーチリブの鉛直方向相対変位により張力変動が発生する。とくに、ニールセン・ローゼ橋の橋軸方向の第1次固有振動波形は、図-5.2.26 に示すように、アーチリブを逆対称に変形させるモードである。この場合、アーチリブが下側に変位する部位に取り付くハンガー・ケーブルの張力は減少し、逆にアーチリブが上側に変位する部位に取り付くハンガーケーブルの張力は増大する。実際には、高次モードの連成効果もあるため、ほとんどのハンガー・ケーブルで、著しい張力変動が発生することになる。

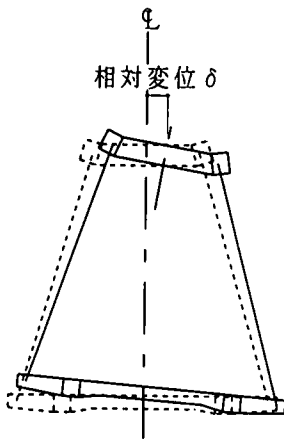


図-2.5.25 橋軸直角方向相対変位

..... : 元の状態
 ——— : 一次振動モードの変位状態

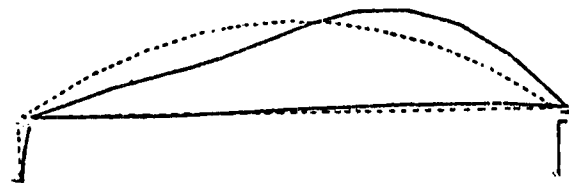


図-2.5.26 ニールセン・ローゼ橋の橋軸方向一次振動モード

- iii) 鉛直方向地震力が作用すると、下向き方向の加速度に対して重量の重い補剛桁の慣性力でハンガー・ケーブルの張力が増大し、逆に上向き方向の加速度に対してハンガー・ケーブルの張力が減少する。また、地震波の入射方向が上下方向であっても、橋軸方向の固有振動モードも励起・連成して、張力変動が発生することになる。
- iv) 以上、どの方向に地震力が作用しても、ハンガー・ケーブルの張力は、変動することになる。とくに、ニールセン橋では、全張力に占める死荷重の張力比率が斜張橋などの場合のそれらよりも小さいこと、および構造全体として比較的剛な構造であることなどから、地震力に対する張力変動も、相対的に厳しくなる傾向にある。もちろん、これらの挙動は、周辺地盤の固有周期と橋脚を含む上部構造との固有周期とが近接すればするほど、著しく助長されることにもなる。
- v) ローゼ桁を支持している橋脚の倒れによっても、反力のアンバランスに伴い張力が変動する。

上記以外に、今回の地震でハンガー・ケーブルに被害のあった2橋のニールセンローゼ橋では、橋梁を支持している橋脚が液状化などの理由で支間長がいずれも短くなる方向に移動した。このことは、可動支承の可能移動量の大きさ、移動制限装置破壊後の補剛桁と橋脚との摩擦力の大きさなどにもよるが、ローゼ桁が両サイドからあたか

も衝撃的に圧縮された可能性もあり得る。もちろん、この影響は小さいものと考えられるものの、ハンガー・ケーブルの張力変動を、何がしか助長した可能性もある。

いずれにしても、上記したような発生メカニズム、あるいは種々の要因が複合して、設計では考慮外の予期しない過大な張力変動が発生したものと推察される。その結果、一部のハンガー・ケーブルでは、張力が著しく減少して弛む、あるいは定着部から外れるなどの損傷が発生したものと推定される。

ニールセン・ローゼ橋における地震時の張力変動の大きさを把握するために、実橋をモデルとして張力変動量を試算してみた結果を、図-2.5.27 に示す。解析対象とした橋梁は、ここで報告した損傷橋梁ではないが、支間長が約 250m 程度の規模のニールセン・ローゼ橋である。図中には、橋軸直角方向に地震力が作用した場合と橋軸方向に地震力が作用した場合における各ケーブルの張力変動量を示している。また、図-2.5.28 には、本橋の代表的な弾性固有振動モードを示した。なお、計算では、地震力は新道路橋示方書のタイプII相当の地震（ただし、III種地盤）が来襲した場合を想定した。また張力変動量は、弾性固有振動解析結果からスペクトル解析で応答値を求めてみたものである。

本計算例からもわかるように、橋軸直角方向の地震力に対しては、支点付近、および支間中央付近のハンガー・ケーブルの張力変動は比較的小さいものの、1/4 点付近のハンガー・ケーブルでは、著しい張力変動が発生する。また、橋軸方向地震に対しては、支点付近のハンガー・ケーブルを除くケーブルで大きな張力変動が発生しており、かつ橋軸直角方向のそれらよりも大きな値となっている。

一方、死荷重による張力は、本橋の場合、高々 30tf~100tf 程度である。したがって、これらの張力変動の大きさがハンガー・ケーブルにとって、著しく厳しいということがわかる。もちろん、実橋では、橋脚や地盤の塑性化に伴い減衰が大きくなる。そのため、ここまで過大な張力変動は発生しないものの、張力が異常に小さくなるケーブルも出現する可能性は、十二分にあり得る。なお、損傷を被った橋梁では、諸状況を考慮すると、設計荷重の 2~3 倍の水平力が発生したものと推定される。

(3)まとめ

ニールセン・ローゼ橋では、数多くのハンガー・ケーブルで補剛桁を吊っているという構造上の特徴から、ハンガーケーブルの死荷重による張力が意外と小さく、活荷重による張力変動が大きいのが一般的である。とくに、支点近傍の短いハンガー・ケーブルでは、活荷重による張力変動でも弛むという可能性があるため、プレストレスで弛みを抑えているのが実情である。

ここで紹介した 2 つの損傷事例は、地震動の大きさによって、設計値以上の張力変動、すなわち設計値を超える最大張力と設計では考慮外の小さな張力状態が

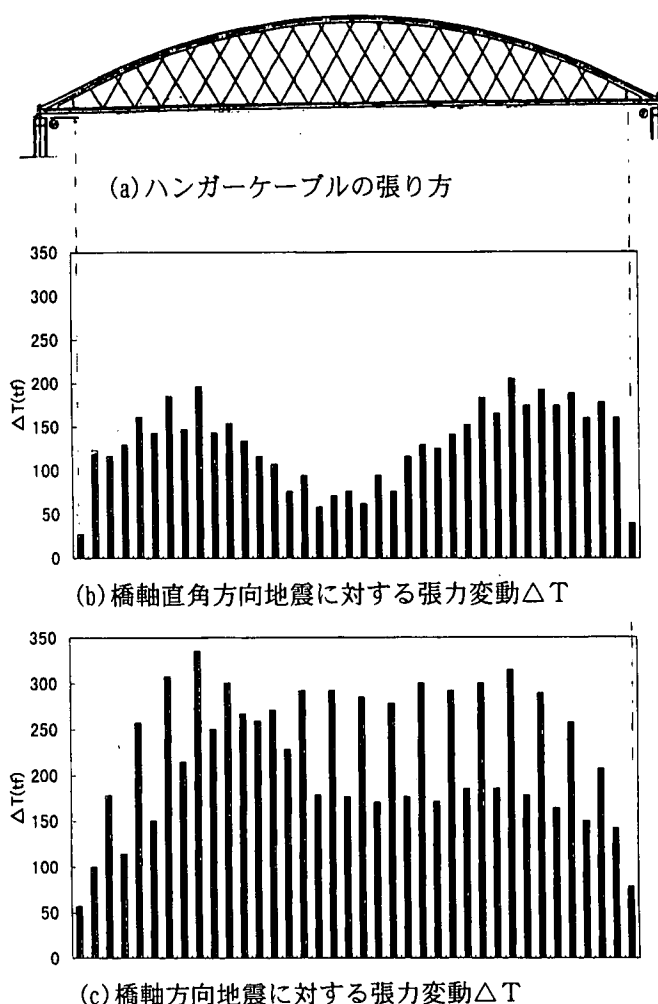


図-2.5.27 地震力によるハンガーケーブルの張力変動 ΔT

発生する可能性のあることを示している。したがって、直下型の大型地震が想定される地域に建設されるニールセン・ローゼ橋では、これらの諸点を十分に考慮する必要がある。

また、構造的には、ケーブル引き込み段階で挿入するシムプレートや定着用座金などは、万一の張力のゆるみに備えて、溶接、あるいはボルトなどで本体に強固に固定するなどの措置が必要である。同時に、径の大きなソケットを引き込まざるを得ないことから、定着部では、板曲げを期待した設計法も採用することが多い。しかしながら、応力集中箇所でもあるので、その強度設計には、適切なる余裕をとっておくなどの措置も場合によって必要となる。

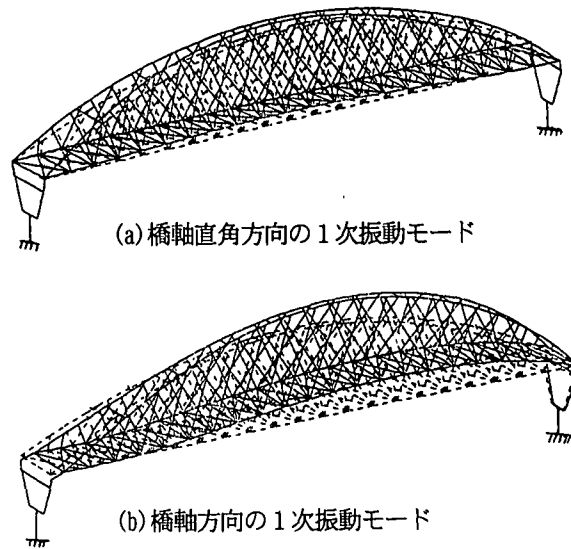


図-2.5.28 代表的な固有振動モード

5.3 異種隣接橋梁の動的相互作用による損傷

5.3.1 長大アーチ橋とアプローチ橋

長大アーチ橋と、そのアプローチ橋との地震時の動的相互作用を考える場合、規模の大きく異なる上部構造が、同一の下部構造に支持されていることに起因する問題がある。また、そのアーチ橋が埋め立て地に建設されている場合、基礎地盤の液状化や側方流動という問題も考えられる。ここでは、阪神・淡路大震災における長大アーチN橋の挙動を実例として、その地震被害¹⁰⁾の原因について考察を加える。ちなみに、N橋は、平成2年の道路橋示方書により、設計水平震度 $k_h=0.3$ として震度法で設計されている。構造諸元などの概要を、簡単に図-5.3.1と表-5.3.1とに示す。

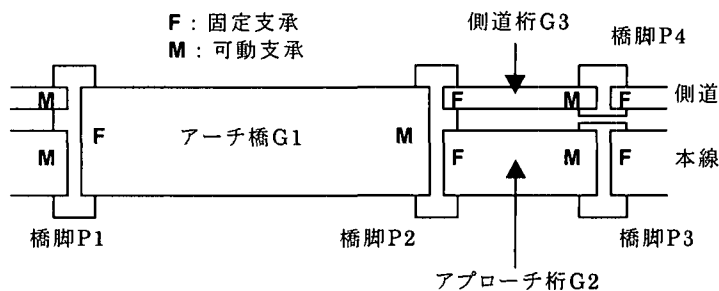


図-5.3.1 長大アーチ橋とアプローチ橋とが隣接する橋梁の例

表-5.3.1 長大アーチ橋とアプローチ橋の諸元

項目	桁			橋脚			
	G1	G2	G3	P1	P2	P3	P4
名称	ニールセン アーチ	合成桁桁橋	合成桁桁橋	鋼製トラス (W)	鋼製トラス (W)	鋼製2層 ラーメン	RC製T型
長さ/高さ	252 m	52 m	54 m	24.5 m	24.7 m	23.5 m	22.7 m
重量	11,393 tf	1,889 tf	882 tf	1,543 tf	1,135 tf	213 tf	901 tf
備考	本線+側道	本線	側道	本線+側道	本線+側道	本線	側道

まず、規模の大きく異なる上部構造を、同一の下部構造で支持することに起因する問題点について述べる。そのため、アーチ橋の可動支承とアプローチ橋の固定支承とを支持する橋脚に作用する慣性力についての、設計の考え方を検討する。アプローチ橋と側道の重量合計を W_1 、アプローチ橋と側道の可動支承における摩擦力を F_1 、また、アーチ橋の可動支承における摩擦力を F_2 とすると、アプローチ橋のみの影響を考えた

$$H_1 = k_h \times W_1 = 0.3 \times 2,771 = 831 \text{ (tf)}$$

よりも、アーチ橋の慣性力が摩擦により伝わることを考えた

$$H_2 = k_h \times W_1 - F_1 + F_2 = 0.3 \times 2,771 - 0.05 \times 2,771 / 2 + 0.05 \times 11,393 / 2 = 831 - 69 + 285 = 1,047 \text{ (tf)}$$

の方が大きくなる。すなわち、アーチ橋の影響を、摩擦分だけ考慮した設計になっている。しかし、これは、可動支承が移動制限を受けない範囲で成り立つ仮定である。移動制限により可動支承の動きが止まった場合には、たとえ震度 0.3 であっても桁の両端が固定支承で支持されることになるため、摩擦力の 285tf ではなく、 $0.3 \times 11,393 / 2 = 1,709\text{tf}$ の荷重が作用する。これが、上記 H_1 あるいは $H_1 - F_1$ に加わることを考えれば、設計荷重の 2 倍以上の慣性力が作用し兼ねないことになる。耐震連結装置が作用した場合も、同様である。応答変位が大きくなる場合には、注意を要することがわかる。

次に、単純桁が連続する場合、道路橋示方書では、設計振動単位として、橋脚とその橋脚上の固定支承で連結された桁とを考慮する。しかし、長大橋の可動支承とアプローチ橋の固定支承とが支持されている橋脚は、1 自由度系としての振動よりも、アーチ橋とアプローチ橋とが連成した振動をすることも考えられ、設計で仮定された振動単位で振動しないことも十分に考えられる。

以上のことを、地震応答解析を行って問題点を検討することにする。

また、長大アーチ橋が、埋立地と埋立地との間を渡っている場合、その橋脚は、地盤の側方流動によって海側へ押し出されるような力を受ける。このときの地盤の地震時挙動を詳細に考慮することは困難である。しかし、地盤バネに非対称線形の復元力モデルを用いることにより、方向依存性を簡易に考慮することができる。

(1) モデル化

解析に当たって、長大アーチ橋である N 橋とそのアプローチ橋との構造諸元をもとに、図-5.3.2 に示すモデル化を行った。N 橋は、本線の横に側道があり、アーチ橋部分では本線と同じ橋脚に支えられている。ところが、アプローチ部では、別々の橋脚によって支えられている。そこで、このモデルでは、桁と橋脚とを梁部材とし、支承と耐震連結装置、および地盤をバネで表している。そして、図示の 2 次元モデルを用い、橋軸方向の地震時挙動について解析を行った。

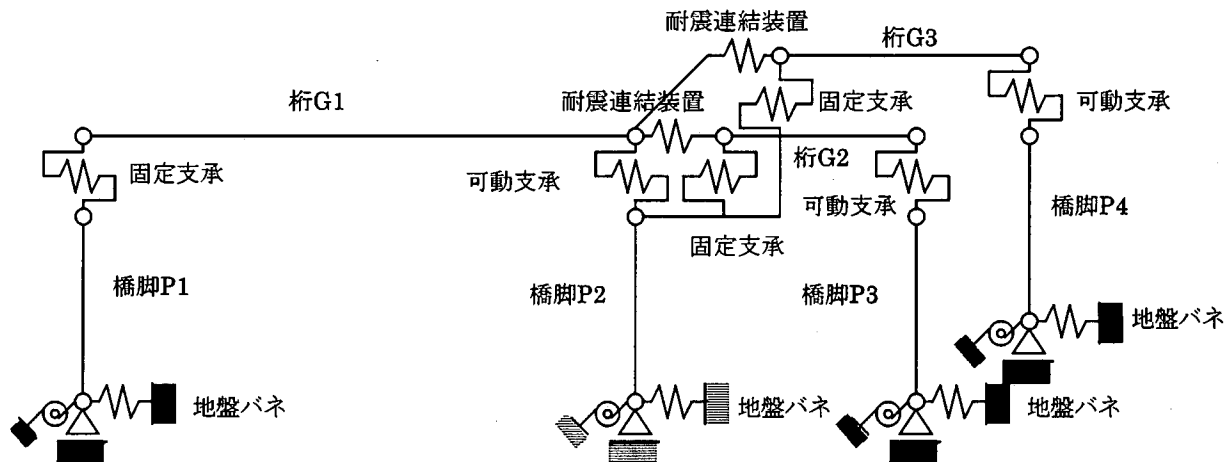


図-5.3.2 解析モデル

橋脚よりも、地盤や支承部分の非線形性の方が卓越すると考えられるため、橋脚と梁とは線形部材とした。固定支承には剛性の高いバネを用い、また可動支承には摩擦と移動制限装置の存在を考慮できる図-5.3.3 に示すバネ¹¹⁾を用いた。耐震連結装置、および桁同士の衝突を表すバネとしては、マルチリニア型**のバネを用い、線形領域に剛性の高い領域を付け加えて表現した。簡単のために、可動支承の移動制限装置、耐震連結装置、および桁同士の衝突は、すべて15cmで作動すると仮定した。**

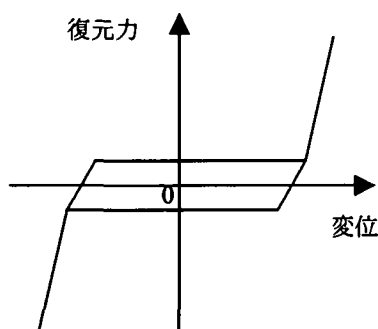


図-5.3.3 可動支承の復元力モデル¹¹⁾

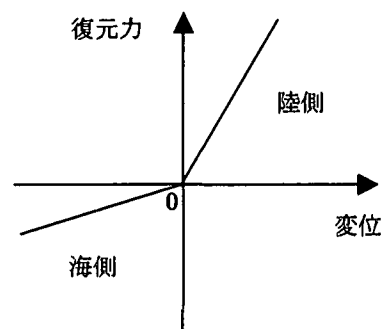


図-5.3.4 方向依存性を考慮した地盤バネ

以上の条件で、地盤を線形と考慮して解析するケース1と、地盤の方向依存性を考慮して解析するケース2との、2通りの計算を行った。特に今、ケース2における地盤バネは、剛性の方向依存性を考慮して図-5.3.4 に示す非対称線形バネを用いた。バネの剛性の方向による相違としては、元となる確実なデータはないため、海方向への剛性を、陸方向への剛性の1/2としてシミュレーションを行った。また、入力地震波としては、1995年兵庫県南部地震時の東神戸大橋近傍地盤における観測記録を用いた。

(2) ケース1の応答解析

まず、アーチ橋桁端部と橋脚天端との相対変位を、図-5.3.5 に示す。この図によると、支承が動き始めた後、数秒間は、可能移動量内で揺れている。その後、移動制限量として設定した15cmに達し、アーチ橋は、7回ほど移動制限装置に衝突している。

次に、固定支承に作用する荷重について検討する。長大アーチ橋の固定支承に対する荷重の時刻歴を、図-5.3.6(a)、アプローチ橋の固定支承を図-5.3.6(b)、またアプローチ橋と平行してかかる側道の固定支承を図-5.3.6(c)に示す。固定支承の耐力を、設計水平震度(0.3)×上部構造重量×安全率(1.5)と仮定して計算すると、長大アーチ橋では5,000tf、アプローチ橋では850tf、また側道では400tfと推定される。図-5.3.6(a)の長大アーチ橋の固定支承では、最大応答値がほぼ耐力と等しいことになる。ちなみに、モデルとしたN橋では、アーチ橋固定支承に割れが生じている。また、アプローチ橋と側道の固定支承の最大応答値は、はるかに耐力よりも大きいことが推定される。図-5.3.6(b)も(c)も、応答が衝撃的な波形になっており、衝撃的に大きな荷重が加わった場合、必ず破壊するとは断定できないものの、まったく安全であるとも言えない。モデルとしたN橋では、アプローチ橋の固定支承が破壊して、アプローチ橋の落橋をまねいている。側道は、落橋せずに残った。ところが、このシミュレーションでは、側道の固定支承も破壊する可能性があったことになる。

さらに、耐震連結装置にかかる荷重の時刻歴応答波形を、図-5.3.7 に示す。すなわち、図-5.3.7(a)は長大アーチ橋とアプローチ橋とを結ぶ耐震連結装置に対するもの、また図-5.3.7(b)は長大アーチ橋と側道とを結ぶ耐震連結装置に対するものである。耐震連結装置の破断荷重は、引張応力(50kgf/mm²)×断面積×本数で計算され、長大アーチ橋とアプローチ橋とを結ぶ装置で2070tf、また側道とを結ぶ装置で1,035tfだと推定される。図-5.3.7では、どちらも最大応答値は破断荷重を超えているが、瞬間的なものである。

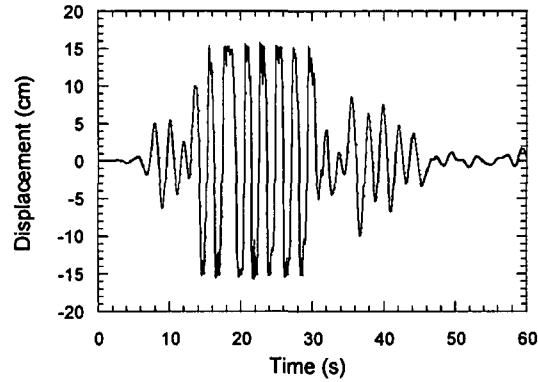
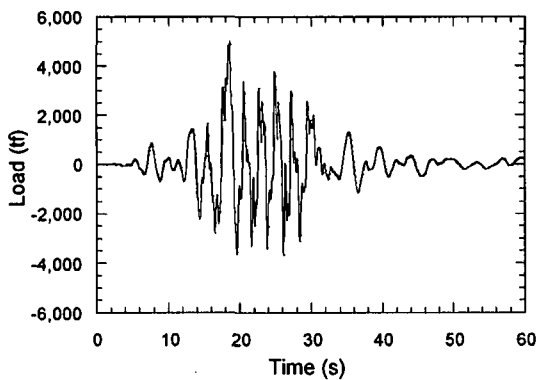


図-5.3.5 アーチ橋桁端部と橋脚天端との相対変位

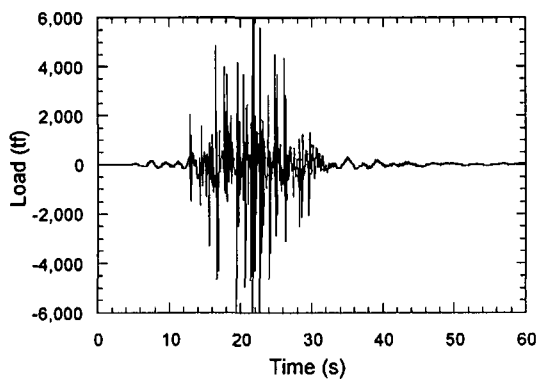
(3) ケース 2 の応答解析

地盤の方向依存性を考えた場合の結果として、まずアーチ橋可動支承側と橋脚天端との相対変位を図-5.3.8 に示す。地盤を線形とみなした場合の図-5.3.5 と比較すれば、応答が非対称になっているのがわかる。アーチ橋が海を渡るものとし、海側へ地盤が揺れやすいことを考慮したことにより、一方向への変形が大きくなる傾向にある。

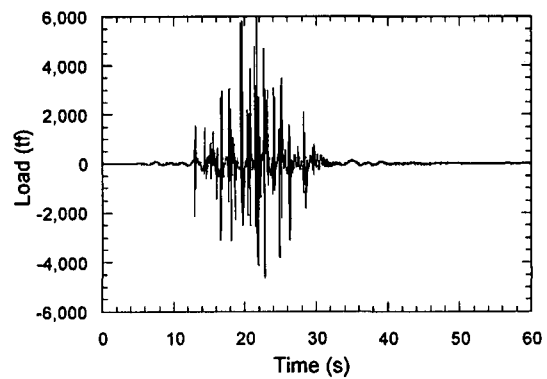
次に、固定支承に作用する荷重として、図-5.3.9 には、長大アーチ橋固定支承に作用する荷重を示す。この図によると、一方向には最大 5,000tf、また反対方向には最大 12,000tf と大きな荷重が作用しており、破壊に至る可能性が大きいと考えられる。



(a) アーチ橋固定支承に作用する荷重

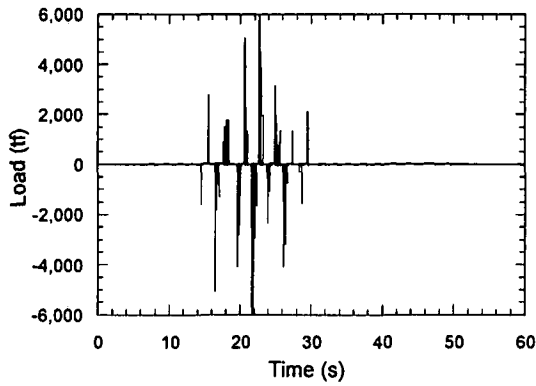


(b) アプローチ橋固定支承に作用する荷重

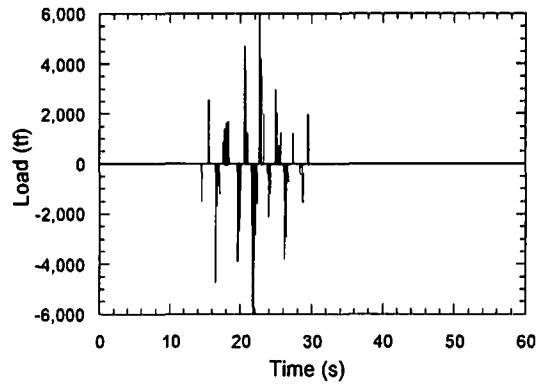


(c) 側道固定支承に作用する荷重

図-5.3.6 固定支承に作用する荷重の時刻歴応答波形



(a) アーチ橋とアプローチ橋との連結部



(b) アーチ橋と側道との連結部

図-5.3.7 耐震連結装置に作用する荷重の時刻歴応答波形

そして、図-5.3.10 は、アプローチ橋固定支承に作用する荷重の時刻歴応答波形であり、衝撃的なパルスを除いても、耐力よりも大きな荷重が作用しており、破壊する可能性は大である。

耐震連結装置に作用する荷重も、図-5.3.11 に示すように、破断荷重を超える大きな値を示しており、しかも単なる衝撃波形ではなく、ある程度の時間継続して大きな荷重が作用している。この図は長大アーチ橋とアプローチ桁とを結ぶ装置に対するものであるが、側道とを結ぶ装置に対しても、ほぼ同様の波形が得られた。マイナス側の大きな圧縮荷重は、桁同士の衝突を表している。しかし、衝突で大きな荷重が作用する前に、プラス側の引張力で、耐震連結装置は切断している可能性が高い。

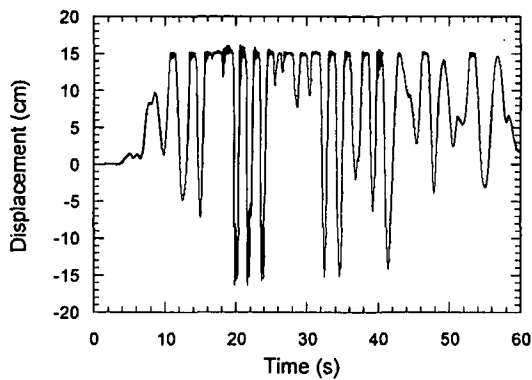


図-5.3.8 アーチ橋桁端部と橋脚天端との相対変位

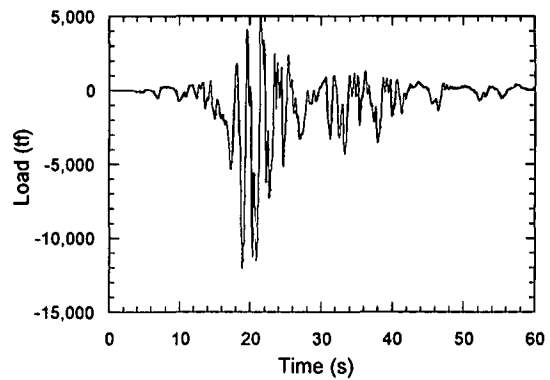


図-5.3.9 アーチ橋固定支承に作用する荷重

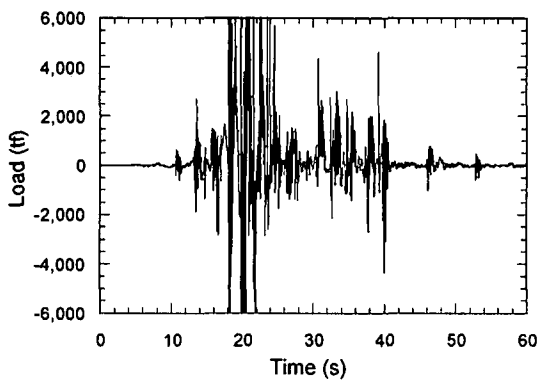


図-5.3.10 アプローチ橋固定支承に作用する荷重

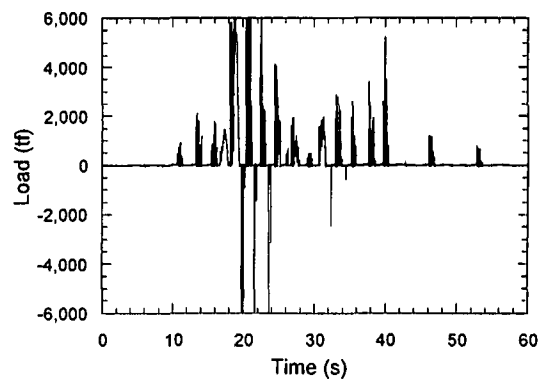


図-5.3.11 耐震連結装置に作用する荷重

(4) 支承破壊の考慮

以上をまとめると、主に長大アーチ橋可動支承の移動制限によって、固定支承や耐震連結装置には、大きな荷重が作用し、破壊に至る可能性が高いことがわかった。また、地盤バネの剛性に対して、方向依存性を考慮すると、作用する荷重が非対称で、しかもそれが大きくなる可能性を示した。

最後に、本節を終えるに当たり、解析モデルを作成する際に参考としたN橋の地震被害状況を考慮し、アプローチ橋の固定支承が破壊し、逆に可動支承が桁にささって固定化された場合、破壊した固定支承側でどの程度の変位が生じるのか、シミュレーションを行った。

図-5.3.12には、アプローチ橋の破壊した固定支承側の桁端部と、橋脚天端との相対変位波形を示す。マイナス側には桁同士の衝突を考慮しているため、ある程度の応答変位に押さえられている。しかし、プラス側にはその制限がなく、110cmに達する相対変位が得られている。図中の16秒付近でマイナス側へ一度大きく揺れ、桁同士が接触している。図-5.3.10を見れば、このあたりでアプローチ橋の固定支承が破壊する可能性がある。その後、18~19秒にかけて大きくプラス側（桁同士が離れる方向）へ変位する。桁かかり長は110cmであるため、これだけの相対変位が発生すれば、落橋に至る可能性を有することがわかる。

アプローチ橋の落橋に至るメカニズムとしては、①地盤の側方流動によって橋脚の変位応答が大きくなり、②アーチ橋可動支承の移動制限や耐震連結装置の作動によって、多大な荷重がアプローチ橋固定支承に作用して破壊が生じ、③耐震連結装置も破断し、④アプローチ橋可動支承が桁にささって固定条件となり、また⑤大きな相対変位が破壊した固定支承部に生じて落橋に至る、という仮定が考えられる。

ただし、このシミュレーションでは、アプローチ橋と平行してかかっている側道も落橋する可能性がある。実際に落橋にいたらなかった要因としては、①地盤の側方流動が、N橋可動支承側（東側）橋脚近傍で北東から南西へ向かう方向にあり、側道よりもアプローチ橋の橋脚間がのびる形で変形が生じた可能性があること、また②2つの橋のうち、先にどちらかの橋が破壊すれば、大きなエネルギー解放があって、もう一方の橋は破壊を免れやすいこと、等が考えられる。今後、より詳細な3次元地震応答解析による検討も、必要であろう。

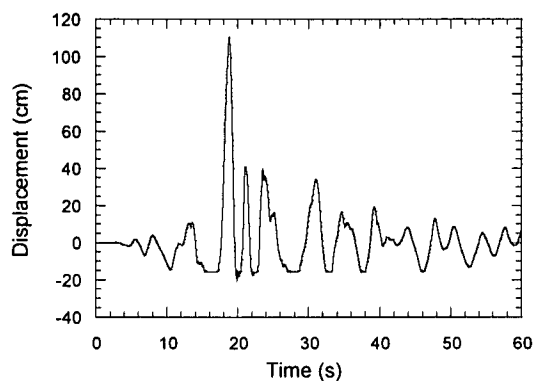


図-5.3.12 桁端部と橋脚天端との相対変位波形

(5) まとめ

本節では、長大アーチ橋とそのアプローチ橋との地震時相互作用について、数値シミュレーションによって検討を加えた。ここで取り扱った構造系は決して特殊なものではなく、連続高架橋ではよく見られるケースである。今後、隣接構造物の影響を十分に考慮した、合理的な設計手法の確立が求められよう。

5.3.2 大阪モノレールPC軌道桁支承部品の損傷

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震は、多くの社会基盤施設に被害を与えた。大阪高速鉄道（大阪モノレール）においても、PC軌道桁の鋳鋼製支承部品のせん断破壊などの被害が見られた。破損した支承部品は、ダボと称されているPC軌道桁の位置調整のために支柱頂部の天板と下柵の間に設けられた

せん断キーで、170mm×170mm×55mm の基盤と 90mm×100mm×95mm の突起部との境界で脆性破壊が生じた。

本節は被災後直ちに編成された原因究明のための調査チームによって行われた支承部品の材料試験、実体破壊試験およびダボ部の局部応力解析と隣接橋梁間の地震時動的相互作用による衝撃力解析との結果を報告する。

なお、大阪モノレールでは被災個所の復旧のために支承部品の極端な応力集中を図るように、ダボの形改良が行われた。この形状改良品についても、実体破壊試験と局部応力解析とが行われたので、ここで併せて報告する。

(1) 被害の概要

大阪高速鉄道（大阪モノレール）は、図 5.3.13 に示す柴原－南茨木間が震災当時の営業区間で、柴原－大阪空港間、南茨木－門真間、および万博公園－阪大病院前間で延伸工事が展開されていた。

大阪モノレールは、跨座型で、一般部は図-5.3.14 に示す支間長 22m の P C 桁が用いられている。阪神・淡路大震災においては、支承部品の損傷が生じた。破壊した支承部品は、ダボと称されているせん断キーで、図-5.3.15 に示すように、橋脚に埋込まれたアンカーケースの天板に溶接接合されたダボに下沓をはめ込み、ダボと下沓との隙間にくさびを打ち込んで軌道桁の位置調整を行う構造となっている。さらに、安全を期すために、下沓は、4本の鋼棒でアンカーケースに定着されている。

営業区間には、このような支承が約 800 個使用されている。このうち、4 個所でダボ基盤上の突起部が、脆性的なせん断破壊を生じた。割れは、ダボの基盤と突起部の外力の作用方向の境界線から発生して、基盤をえぐるような伝播経路であった。図-5.3.16 には破面を示す。この割れが発生した部分には、わずかに延性亀裂の徴候が観られ、広い範囲にわたって脆性的な破面を呈している。ダボが破壊した支承では、下沓を止めているアンカーボルトに負担がかかり塑性曲げ変形が生じた。しかし橋脚を含め、その他の部位には軽微な損傷も発生していない。なお、震災後約 800 個所の支承に対して超音波探査が行われ、破損した 4 個所以外の 5 個所で内部亀裂が、発生していることが判明した。損傷発生個所は、駅舎など固有振動数の異なる構造と隣接した P C 桁の支承に被害が集中している。

(2) 支承部品の材料試験および実体破壊試験

a) 材料試験、および実体破壊試験の項目

ダボの破損原因を究明するために、各種の材料試験、および大阪高速鉄道が保有していた予備品、ならびに形状改良品を用いた実体破壊試験が計画された。そして、使用材料が規格に適合しているか否か、破損の原因となった負荷の種類、およびダボの耐力の究明を目的とした研究が行われている。それらの試験の項目を、表-5.3.2 に掲げる。

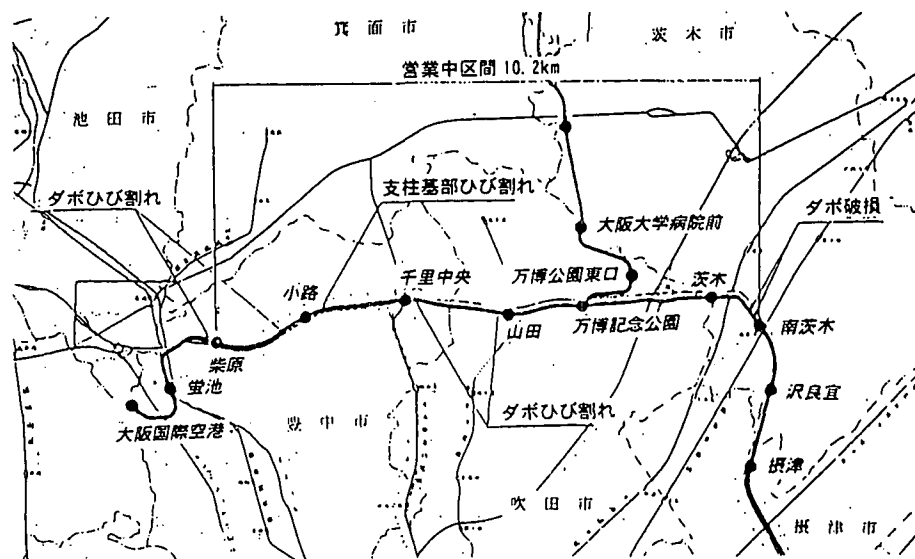


図-5.3.13 モノレール被害個所の位置

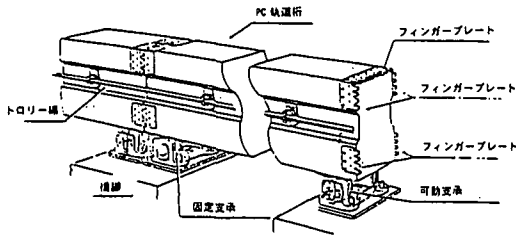


図-5.3.14 PC軌道桁

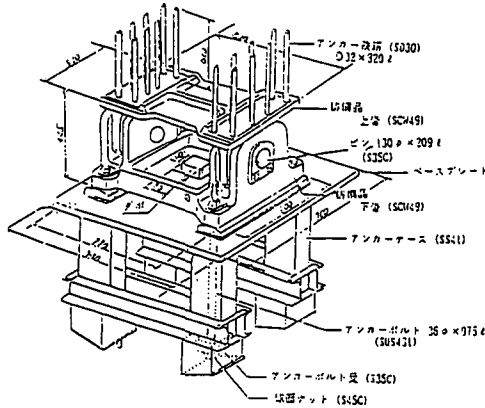
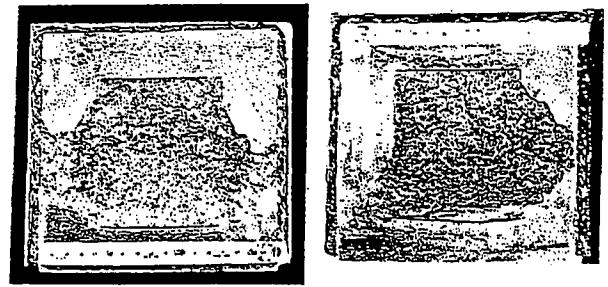
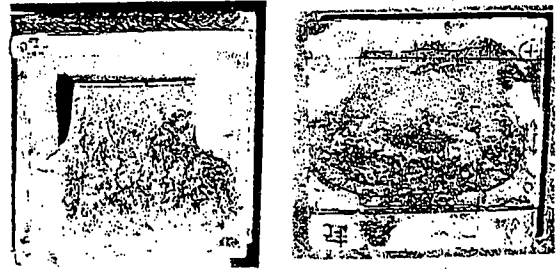


図-5.3.15 PC軌道桁の支承構造



a. 現行形状品 MZ 2 No.1

b. 現行形状品 MZ 2 No.2



c. 形状改良品

d. 現地破損品

図-5.3.16 破面の状況

表-5.3.2 材料試験、および実体破壊試験の項目

試験項目	基礎試験片	実体破壊試験片		現地破損品	備考
		現行形状品	形状改良品		
1)化学成分分析	○	○	○	○	
2)機械的性質試験	○	○	○	○	JIS4号試験片
3)衝撃試験および 破断面SEM観察	○	○	○	○	JIS4号試験片
4)光学顕微鏡組織	○	○	-	-	
5)静的破壊靱性試験	○	-	-	-	ITCT試験片
6)動的破壊靱性試験	○	-	-	-	ITCT試験片
7)実体破壊試験および	-	○	○	-	
8)破壊破面SEM観察	-	○	○	○	

表-5.3.4 化学成分の分析結果

供試体	種類	試験採取位置	化学成分 (wt%)										
			C	Si	Mn	P	S	Ni	Cr	Mo	Cu	V	Ceq
形状改良品	破損側 MZ1	0.20*	0.46	1.36	0.017	0.014	0.02	0.01	0.01	0.02	0.002	0.453	
	非破損側 MZ4	0.19	0.52	1.25	0.018	0.013	0.02	0.02	0.02	0.01	0.002	0.430	
現行形状品	破損側 MZ2	0.23*	0.52	1.28	0.022	0.012	0.02	0.03	0.01	0.02	0.002	0.474	
	非破損側 MZ5	0.20	0.43	1.12	0.018	0.012	0.02	0.02	<0.01	0.01	0.002	0.412	
現地破損品	- MZ3	0.21*	0.53	1.14	0.029	0.038	0.04	0.08	0.01	0.14	0.004	0.442	
	基礎試験材 MO1	0.23*	0.51	1.30	0.020	0.013	0.02	0.03	0.01	0.02	0.004	0.477	
SCW450規格(Δ)			0.22	0.80	1.50	0.040	0.040	0.50	0.50	-	-	0.430	

(wt%)

表-5.3.5 引張試験結果

供試体		試験片 外形 (mm)	断面積 A (mm ²)	0.2%耐力 (kgf/mm ²)	引張強さ (kgf/mm ²)	伸び (%)	絞り (%)
種類	試験採取位置						
形状改良品	破損側 MZ1	14.00	154.0	30.1	52.9	33.8	54.0
	非破損側 MZ4	14.00	154.0	28.0	51.7	28.0	43.8
現行形状品	破損側 MZ2	14.00	154.0	32.9	53.5	23.0	22.8
	非破損側 MZ5	14.00	154.0	29.3	52.3	36.0	59.6
現地破損品	南茨木側 MZ3	14.00	154.0	30.5	55.2	29.6	39.4
	千里側 MZ6	14.00	154.0	33.3	55.2	30.4	44.8
基礎試験材 MO1		14.02	154.3	27.4	57.1	29.6	56.9
MO1		14.02	154.3	26.9	56.4	31.2	57.9
SCW450規格(Δ)				28.0	49.0	20.0	

表-5.3.6 衝撃試験結果

供試体	種類	試験採取位置	吸収エネルギー				返性破面率
			実測値		平均値		
形状改良品	破損側 MZ1		2.3	2.6	1.4	2.1	0
	非破損側 MZ4		2.1	1.0	2.2	2.3	0
現行形状品	破損側 MZ2		1.6	1.0	2.1*	1.6	0
	非破損側 MZ5		8.0	5.7	6.8*	6.8	33
現地破損品	南茨木側 MZ3		2.6	2.6*	2.3	2.5	5
	千里側 MZ6		2.1	2.6	3.2	2.6	4
基礎試験材 MO1			4.0	1.5	-	2.8	0.1
SCW450規格(Δ)						2.8	

*:破面SEM観測試験片

b) 材料試験結果

i) 化学成分分析

試験に用いた供試体の化学成分のばらつきを知るために、基礎試験材のほかに、実体破壊試験品の破損、および非破損側、ならびに現地破損品についての化学成分分析が行われた。その結果が表-5.3.3に掲げられている。いずれの試験片についても、C量が規格値の上限に近いところにあること以外は、材料(SCW480)の規格範囲¹²⁾にあった。

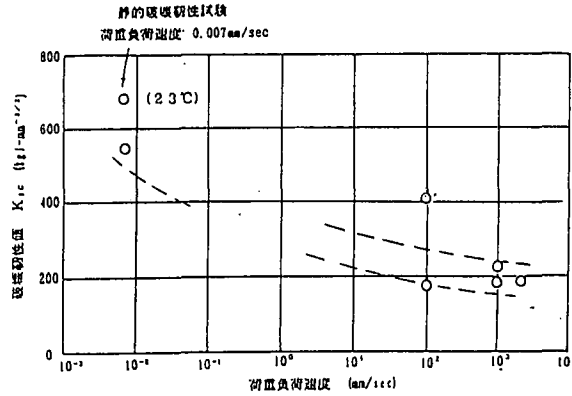


図-5.3.17 破壊靱性値と載荷速度の関係 (試験温度 0°C)

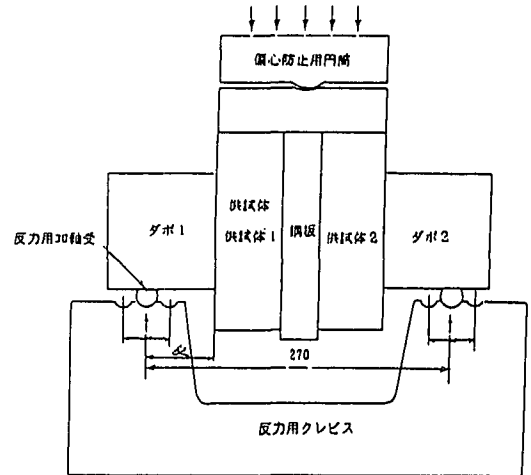


図-5.3.18 実体せん断破壊試験方法

ii) 機械的性質

供試体の基盤部より採取した JIS 4 号試験片を用いて、引張試験が行われた。それらの結果、表-5.3.4 に示すように、いずれの試験片も引張強度、降伏応力および伸びは規格値を満足していた。

iii) 衝撃試験と破面 SEM 観察

供試体の基盤部より採取した JIS 4 号試験片を用いて、シャルピー衝撃試験が行われた。その結果、表-5.3.5 に示すように、吸収エネルギーは大幅にばらついており、1.6~6.8kgf・m(SCW480 の規格値 ≥ 2.8 kgf・m) の範囲内にあった。

SEM の観察によると、各試験片とも、局部的にデインブルが認められる。しかし、大部分は、リバーパターンの認められる粒内脆性破壊であった。

iv) 静的、および動的破壊靱性試験¹³⁾

損傷を受けた支承部品のダボ付け根の亀裂は脆性破壊であることが破面の観察から明らかにされている。この脆性破壊について、定量的に強度評価を行うために、破壊靱性値 K_{Ic} に対する温度、および荷重速度の影響が調査された。

その結果、図-5.3.17 に示すように、静的試験に比較して動的試験では破壊靱性値が低下し、その比率は 0.32~0.74 となった。試験材の 0°C における動的破靱性値は、静的破壊靱性値の 1/3 程度に低下する。

v) 実体破壊試験

図-5.3.18 に示すように、3 点曲げ試験により実体せん断破壊試験が行われた。供試体は、ダボの実体 2 個を組み合わせたもので、現行形状品と形状改良品とが 2 体ずつ用意された。

現行形状品の 0°C におけるせん断破壊荷重は 110~125tf であった。そして塑性変形後、脆性破壊した。ダボの付け根の面積で割って換算したせん断応力は 12.2~13.9kgf/mm² となり、引張り強さの平均値 52.3 kgf/mm² より求めたせん断破壊応力 $\tau_B = \sigma_B / \sqrt{3} = 30.2$ kgf/mm² よりも低いことが分かった。

形状改良品の 0°C におけるせん断破壊強度は 225tf で、形状改良によって現行形状品に比べて 2 倍の強度となった。それでも、破面は脆性破壊の様相を呈し、せん断応力に換算すると 25 kgf/mm² となり、静的引張り強さから推定されるせん断破壊強度よりも低い値となった。

形状改良品の 23°C におけるせん断破壊荷重は 290tf で、延性破壊した。これを、せん断応力に換算すると 32.2 kgf/mm² となり、せん断破壊強度とほぼ対応している。

vi) 破壊破面の SEM 観察

実体せん断破壊試験の妥当性を確認するために、実体破壊供試体と現地破損品との破損状況、および破面の観察が行われた。

両者の破損状況は、ほぼ同一であり、またダボ付け根の亀裂の起点より基盤部への亀裂進展の角度もほぼ同一である。いずれも亀裂進展過程の破面形態は、ほとんど全てがリバーパターンの認められる脆性破壊である。ただし、亀裂起点部に現われている延性破壊領域には、若干の差異が認められた。

(3) ダボの応力分布

a) 解析方法

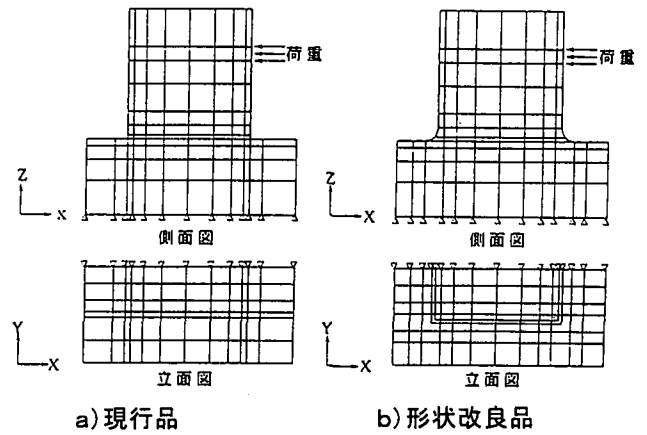
実体せん断破壊実験で形状改良品の強度が現行形状品の2倍となった理由は、基盤と突起部の付け根の応力集中の緩和によるものと考えられる。そこで有限要素解析により応力分布が調べられた。

数値解析には形状改良品の境界辺あるいは面が曲線や曲面であることを考慮して、20 節点アイソパラトメリック立体要素¹⁴⁾が用いられた。ダボの降伏領域の拡りを知るために、鋼材の応力-ひずみ関係は、完全弾塑性と仮定された。

解析モデルは、図-5.3.19 に示すように現行形状品と形状改良品との2種類とした。ここで、現行形状品はダボ付け根部が切り立ったものであり、形状改良品は断面変化部に曲率半径 $R=10$ を有するものである。

荷重の載荷方法は荷重制御とし、幅 10mm の帯状分布荷重として解析モデル最上端より 33mm の位置に載荷した。

解析モデルの対称性より、図-5.3.18 の実体破壊実験供試体の4分の1が解析の対象とされた。底面は全変位自由度を拘束、また中央断面は載荷方向に垂直な変位を拘束した。図-5.3.19 に要素分割を示す。



a) 現行品 b) 形状改良品

図-5.3.19 解析モデルの要素分割

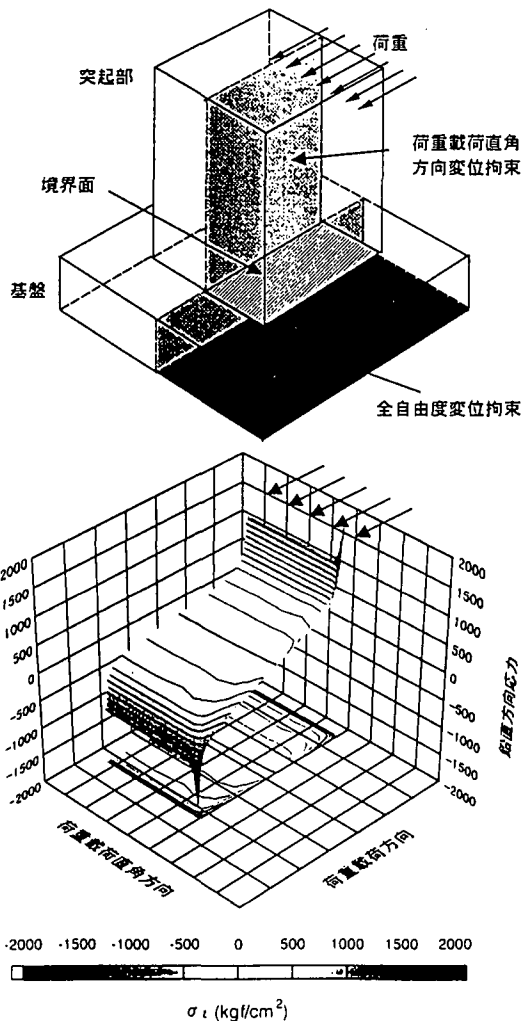


図-5.3.20 断面変化部の鉛直方向垂直応力分布
(現行形状品、載荷荷重 20tf)

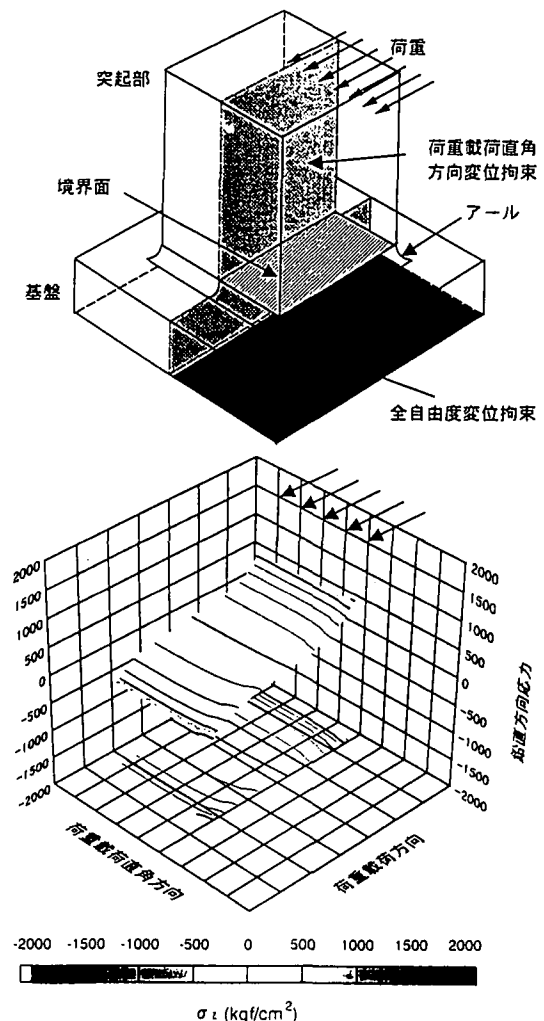


図-5.3.21 断面変化部の鉛直方向垂直応力分布
(形状改良品、載荷荷重 20tf)

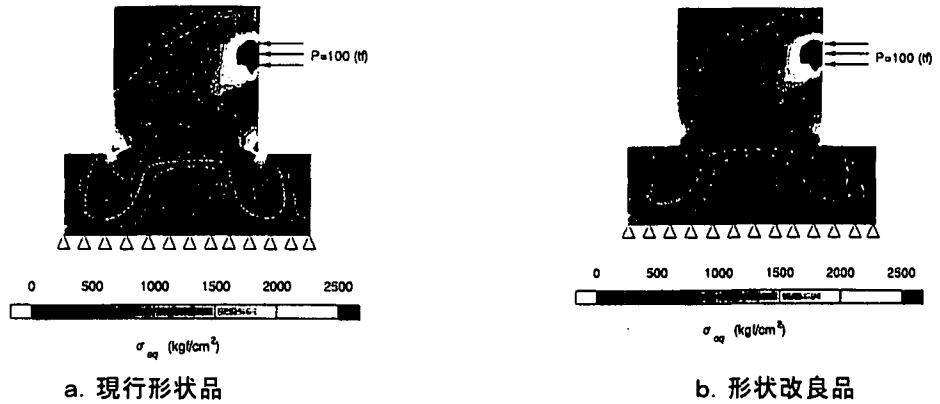
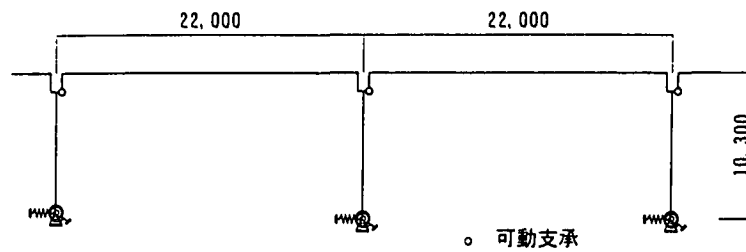
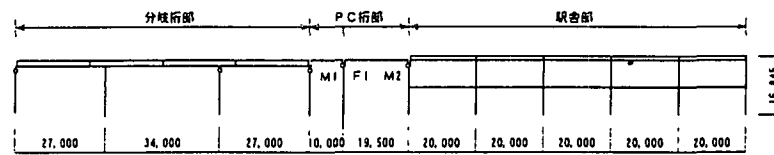


図-5. 3.22 せん断キ一内の相当応力分布



(a) 一般部解析モデル図



(b) 駅部解析モデル図

図-5. 3.23 解析対象構造モデル

b) 解析結果

載荷荷重 20tf (弾性範囲) における断面変化部の垂直応力 σ_z (kgf/cm²) の分布を図-5.3.20 (現行形状品) および図-5.3.21 (現行改良品) に示されている。応力分布の明瞭な相違は現行形状品のダボ付け根角部に顕著な応力集中が生じているのに対し、形状改良品では角部に曲率を付けることによって応力集中が相当緩和されている点に見られる。

この集中した応力と設計で用いているダボを片持ばりとしたときの曲げ応力との比を応力集中係数として評価すると、現行形状品では、この値が 9.97 となる。これに対して、形状改良品では 3.94 と 40% 程度に減少している。図-5.3.22 に実体破壊試験での現行形状品の破壊荷重時における降伏領域の広がりを示す。この図より、現行形状品では、基盤と突起部との境界に局部的に降伏が生じている。これに対して形状改良品の基盤の突起部との近傍は、この荷重レベルでは弾性のままである。

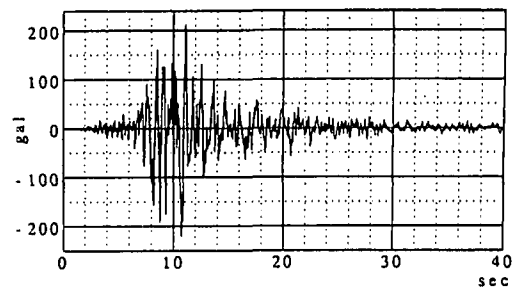


図-5.3.24 兵庫県南部地震JR新大阪観測波形 (NS 成分 最大加速度 220gal)

(4) 隣接橋梁の地震時動的相互作用のシミュレーション

a) 概要

前述のように、ダボの脆性破壊に関して、材料試験、実体せん断破壊試験および応力解析の結果をまとめると、以下の通りである。

- i) ダボに用いられた鋳鋼は、温度0℃で破壊靱性値が常温より低下する。
- ii) 静的実体破壊試験でも、現行形状品は、引張強度から推定される破壊強度の1/2以下で、脆性的破壊を生ずる。

iii) 現行形状品のダボ付け根に顕著な応力集中が存在し、これが脆性破壊のきっかけとなる可能性がある。一方、55 tのPC軌道桁の重量から判断すると、地震応答加速度程度では、破壊を生じさせるような力がダボに作用したと考えられない。PC軌道桁の可動支承の遊間は、±30mmと一般橋梁に比べて小さい。このことから、地震時に隣接する桁同士、あるいは駅舎と隣接PC軌道桁の相対変位が±30mmを超えて、上沓がストッパーに衝突することによる衝撃力が、数値シミュレーションによって明らかにされた。

b) 解析法と構造モデル

今回の地震によって、PC軌道桁の支承部品（ダボ）に損傷が発生した。しかし、PC軌道桁本体、RC橋脚、および駅舎の鋼製ラーメン等関連する構造部材にひび割れや降伏などが発生していないことから、これらの構造部材は弾性は要素で表現してみた。なお、PC軌道桁は、上下線2本が並列している。これを1本の桁に置き換えて、軌道軸方向の鉛直平面内の骨組構造モデルとした。

解析対象としては、異なった地盤条件を有する支間長22mの単純支持PC軌道桁2連（PC軌道桁一般部）、および駅舎と分岐桁とに挟まれた支間長10m、ならびに19.5mの単純支持PC軌道桁（駅舎隣接部）とした。この解析モデルを図-5.3.23に示す。PC軌道桁一般部のモデルについては表-5.3.7に示す地盤ばね剛性を考慮した。さらに、兵庫県南部地震発生当時の気温を考慮して、可動支点の上沓と下沓の相対位置を常温における中立位置より4.4mmずらしている。

c) 動的応答解析と衝突現象の取扱い

衝突現象を含む時刻歴応答解析は積分時間間隔が極めて短い。そこで、解析を効率良く実行するために、動的陽解法¹⁵⁾を採用した。衝突現象の発生が予想される2つの節点の距離が零になった瞬間から接触状態に入ったとみなし、相対変位を打ち消すように、2節点に逆向きに接触反力を作用させる¹⁶⁾。接触状態に入ると、各時間ステップ毎に相対変位を調べ離反の発生を検知すると接触反力を零とみなす。

衝突が発生するまでの積分時間間隔は 10^{-2} sで十分な精度で解析が実行されるが、衝突状態では、衝撃波の伝播を追跡するために、積分時間間隔を十分小さくとして 10^{-6} sとしている¹⁷⁾。

d) 入力地震波

入力地震波としては、大阪モノレールに可能な限り近い観測点の記録を捜し、図-5.3.24に示すJR新大

表-5.3.7 地盤ばね剛性

第1層N値	10	5
$K_H(\text{tf/m})$	33,000	18,000
$K_M(\text{tfm/rad})$	730,000	630,000

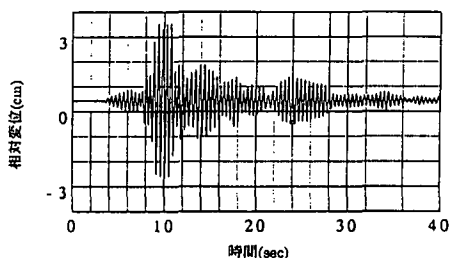


図-5.3.25 PC軌道桁一般部 P601 橋脚上可動支承における上沓と下沓の軌道方向相対変位 (衝突無視)

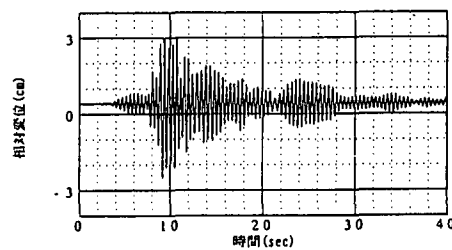


図-5.3.26 PC軌道桁一般部 P601 橋脚上可動支承における上沓と下沓の軌道方向相対変位 (衝突考慮)

阪駅の観測記録を使用することとした。ただし、最大加速度が 220gal と大阪モノレール現地の最大加速度よりやや小さいため、PC 軌道桁一般部では最大加速度を 400gal に、また駅舎隣接部では 300gal に増幅して使用した。

e) PC 軌道桁一般部における相互作用

PC 軌道桁の軌道軸方向振動周期は、主として上部構造重量と地盤変形を含む橋脚の変形とに係っている。解析モデルの基本固有振動数は左側径間が 2.35Hz、右側径間が 2.20Hz と地盤バネ剛性の相違によって固有振動数に 7%弱の差異がある。

まず、可動支点における上沓とストッパー、および桁端同士の間隔を無視した解析により、衝突が生ずると予想される節点間の相対変位を求め、衝突の可能性を判定した。すると、図-5.3.25 に示すように、橋脚番号 P601 上の可動支承における上沓と下沓との相対変位は、遊間 30mm を超えている。そこで、つぎに可動支承における衝突を考慮した解析を行ったところ、図-5.3.26 に示すように、2 回の衝突が発生した。そのときの衝撃力は図-5.3.27 に示すように、最大で 140tf (1 本の軌道桁当たり 70tf) となり静的破壊荷重より小さい値であった。

f) 駅舎隣接部における相互作用

駅舎隣接部の構造モデルは、10mの短い PC 軌道桁を含む分岐桁部と 19.5m の PC 桁部、および駅舎部とに分けられる。これら構造系の軌道軸方向の基本固有振動数は、それぞれ 2.20Hz、1.75Hz、および 3.20Hz である。

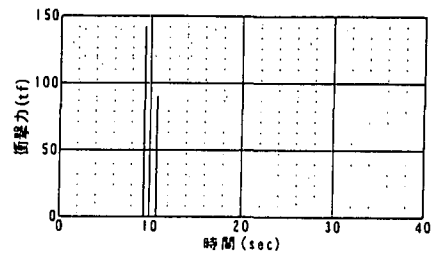


図-5.3.27 PC 軌道桁一般部における衝撃力

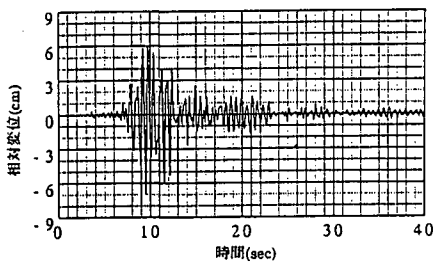


図-5.3.28 駅舎隣接部の可動支承 M1 における上沓と下沓の軌道軸方向相対変位(衝突無視)

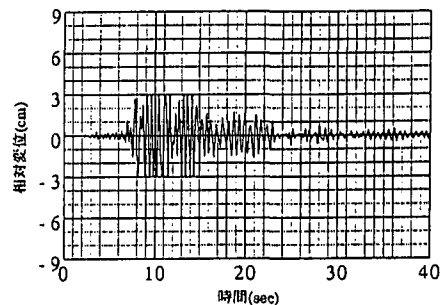
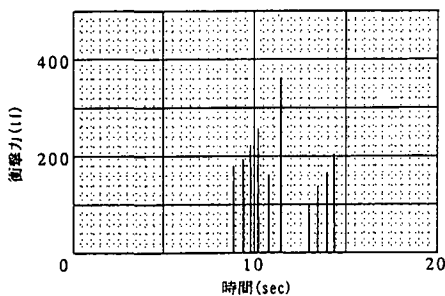
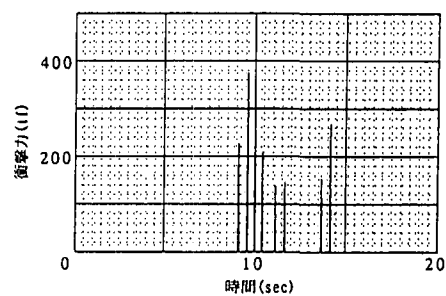


図-5.3.29 駅舎隣接部の可動支承 M1 における上沓と下沓の軌道軸方向相対変位(衝突考慮)



(a) 可動支承 M₁ 分岐桁サイドのストッパーとの衝突



(b) 可動支承 M₁ 駅舎サイドのストッパーとの衝突

図-5.3.30 駅舎隣接部可動支承 M1 における衝撃力

そこで、P618、およびS P 619 上の可動支承M-1、およびM-2における衝突現象に注目して解析を行った。

まず、可動支承における衝突を無視した解析では、可動支承における上沓と下沓の相対変位は、図-5.3.28 に示すように遊間 30mmを遥かに超える値となった。そこで、2つの可動支承における衝突を考慮して解析を行ったところ、図-5.3.29 に示すように可動支承M-1 で 18 回、M-2 で 7 回の衝突が発生した。つぎに、衝突時に可動支承M-1 において発生する衝撃力は、図-5.3.30 に示すように、最大で 380tf (1本の軌道桁当たり 190tf) にも達する大きな値であった。

(5) まとめ

以上、兵庫県南部地震において損傷した大阪モノレール PC 軌道桁の鋳鋼製支承部品の原因究明のために行われた各種試験および解析について述べた。鋳鋼製支承部品ダボの破壊要因をまとめると、以下の通りである。

- i) ダボの材料の破壊靱性値は、気温 0 °C で遷移領域にあり、脆性破壊に対して敏感な材料である。
- ii) ダボの基盤と突起部の境界は、3 次元的な応力の急変部に当たり、水平力の作用によって顕著な応力集中現象を呈する。
- iii) 軌道軸方向の基本振動周期が異なる異種構造間においては、可動支点における上沓と下沓とに取り付けられたストッパーとの衝突により激しい衝撃力が作用する。
- iv) これら 3つの要因の複合により、ダボに脆性破壊が発生したものと考えられる。

以上の調査検討の結果を踏まえて、破壊したダボは、現行形状品に比べて応力集中が著しく緩和できる形状改良品に取り替えられた。しかし、形状改良品を用いても、将来、大阪モノレール路線により近い活断層を震源とする巨大直下型地震が発生した場合、異種隣接構造間における衝突時の衝撃力による支承部品の損傷が不可避である。可動支承や桁の遊間を現行の値より大きくすることは、乗り心地に関する軌道としての制約により不可能である。そこで、衝撃力を緩和する緩衝材の開発と適用とが、是非とも必要である。

5.3.3 鋼製橋脚と隣接RC橋脚との地震時相互作用

都市部における高速道路の高架橋は、地盤条件や用地の制限、あるいは設計条件によって、種々な形式の橋脚が用いられている。異種橋梁が隣接している箇所では、その地震時挙動の相違によって、相互作用の問題が生じることが指摘されていた。渡辺・亀田・南荘ら¹⁸⁾は、異種橋梁が隣接することによって、単独で解析した場合と比較して、固有周期や、最大断面力の発生位置が変化する可能性があることを示した。そして、1995年1月17日の兵庫県南部地震(阪神・淡路大震災)では、隣接橋梁の影響を受けたと考えられる被害が、実際に観察され、この事実が確認された。

ところで、この種の橋梁の耐震設計に当たっては、振動単位が考慮され、その単位ごとに地震時挙動を考慮して設計される^{8),19)}。しかし、平成2年発行の道路橋示方書までは、基本設計の後に構造細目として、耐震連結装置など落橋防止構造が検討されていた。そのため、別の振動単位と考えられて設計された隣接橋脚も、桁間が連結されることによって、相互作用を及ぼすことも考えられる。また、可動支承として設計した支承が、大地震時に摩擦や機器の破壊によって固定条件となることもある。このような設計条件と異なる支承条件や、桁間連結装置の影響、あるいは隣接桁の衝突等が発生する可能性があることは、過去の地震時において応答を実橋で観測した例からも報告されている²⁰⁾。

複数の橋脚が連動すると、個々の橋脚における地盤条件の相違や、個々の橋脚に入力される地震波動の相違によって、設計で考慮していたものと異なった挙動をしやすい。阪神・淡路大震災後の研究では、剛性の異なる橋脚間の応答特性の相違について検討されており^{21),22)}、高架橋を全体系で解析することの重要性も指摘されている²³⁾。

阪神・淡路大震災では、鋼製橋脚の地震被害に関する特徴的な事柄として、隣接するRC橋脚の影響があったのではないかと考えられる被害が見受けられた。数本だけ鋼製橋脚がRC橋脚に挟まれている場合、鋼製橋脚の中では、RC橋脚と隣接した鋼製橋脚の被害が目立った。たとえば、RC橋脚が基部で曲げ破壊を受け、支承が破壊して桁が橋脚上に落ちたある地点では、そのRC橋脚と隣接した鋼製橋脚に局部座屈が生じた。また、RC橋脚が連続する地域から鋼製橋脚が連続する地域へと変化する地点では、RC橋

脚と隣接した鋼製橋脚のみに、マンホール部付近での局部座屈が発生した例もあった²⁴⁾。

このような例から、鋼製橋脚の地震時挙動には、隣接するRC橋脚の影響が無視し得ない場合があるものと考えられる。そこで本節では、同条件による試設計をもとに、隣接する橋脚の特性の相違によって、相互作用にどのような影響が出るのかを、数値シミュレーションによって検討する²⁷⁾。

(1) 解析モデルと入力地震動

ここでは、阪神・淡路大震災以前に設計された一柱式T型RC橋脚、および一柱式T型鋼製橋脚で支持された高架橋について検討した。

まず、平成2年度の道路橋示方書V耐震設計編¹⁹⁾に、地震時水平保有耐力の照査例として記載されているRC橋脚を、RC橋脚の解析モデルとして選んだ。この橋脚と同じ条件(表-5.3.8)で鋼製橋脚を試設計し、鋼製橋脚の断面と荷重-変位関係を計算した。ただし、鋼製橋脚に対しても、平成2年度の道路橋示方書によって設計し、コンクリートは充填しないものとした。また、降伏点までの弾性領域のみを考えている。RC橋脚と鋼製橋脚との荷重-変位曲線を、図-5.3.31に示す。この図によると、RC橋脚に比べ、鋼製橋脚の剛性は低く、柔らかいことがわかる。

つぎに、同じ荷重で設計される場合、鋼製橋脚とRC橋脚とが、混在することは考えにくい。RC橋脚で建設が困難な箇所や、交差点部のようにスパンが長くなって荷重が大きくなる箇所で断面を他の橋脚とそろえる場合などでは、鋼製橋脚が用いられることが多いと考えられる。そのため、ここでは、同条件で考えられた図-5.3.31の関係をもとに、鋼製橋脚の荷重-変位関係の骨格曲線を変えた9ケースについて検討した。固有周期の及ぼす影響を検討するために、鋼製橋脚の初期剛性を変化させたケース(これをTシリーズと表記する)と、耐力の及ぼす影響を検討するために、鋼製橋脚の終局耐力を変化させたケース(これをSシリーズと表記する)の2通り考えた。Tシリーズとしては鋼製橋脚の固有周期が0.5~1.0秒になるように初期剛性を変化させた6ケース、またSシリーズとしてはRC橋脚よりも終局耐力が大きいケース、および等しいケースの2ケースを考え、RC橋脚よりも終局耐力が小さいケース0との比較を

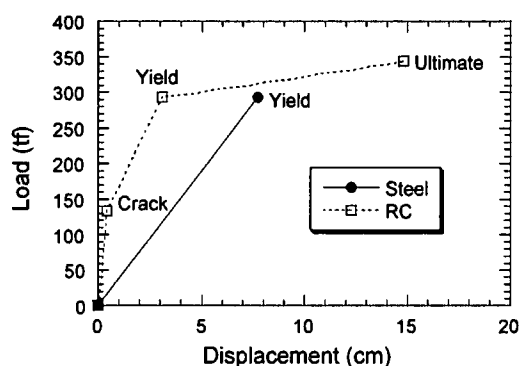


表-5.3.8 仮定した橋脚の概要

死荷重反力	$R_d=364\text{tf}$
上部構造重量	$W_U=990\text{tf}$
RC橋脚躯体重量	$W_{PR}=347\text{tf}$
鋼製橋脚躯体重量	$W_{PS}=50\text{tf}$
設計水平震度	$k_h=0.2$
	$c_2=1.0, c_G=0.8, c_f=1.0$
橋脚高	10m
上部構造重量作用高	12m
T字部張り出し長さ	11.2m

図-5.3.31 同条件で試設計された橋脚の変位-荷重関係

表-5.3.9 解析ケース

シリーズ	ケース番号	備考	シリーズ	ケース番号	備考
基本ケース	0	図-1より設定			
固有周期を変化 (Tシリーズ)	T-1	固有周期 0.5 秒	耐力を変化 (Sシリーズ)	S-1	RCと同耐力
	T-2	固有周期 0.6 秒		S-2	RCより高耐力
	T-3	固有周期 0.7 秒			
	T-4	固有周期 0.8 秒			
	T-5	固有周期 0.9 秒			
	T-6	固有周期 1.0 秒			

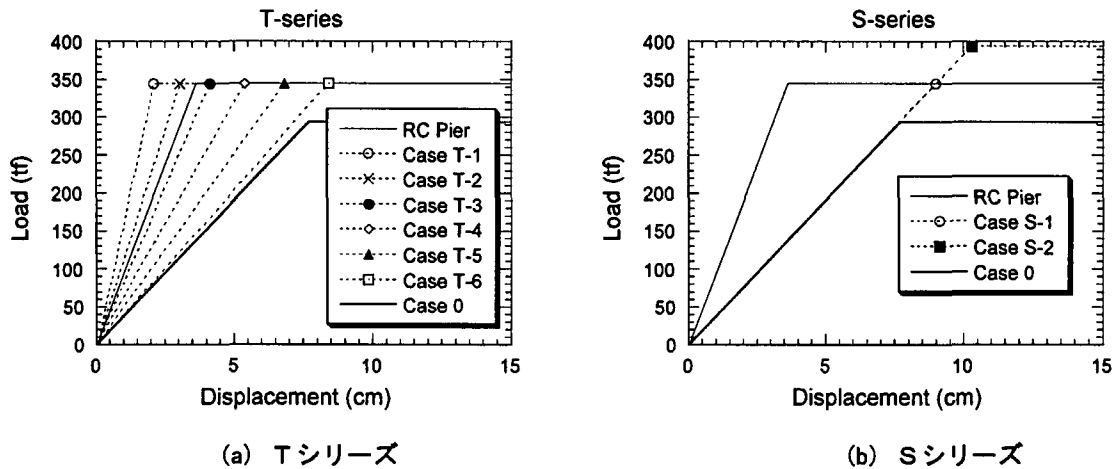


図-5.3.32 解析ケース別の骨格曲線

考えた。表-5.3.9には各ケースの説明を、また図-5.3.32には各ケースで仮定した骨格曲線を示す。

RC橋脚に対しては、平成8年道路橋示方書⁹⁾の手法によって、降伏時剛性を初期剛性とし、終局耐力までその直線を延長して新たに降伏点と仮定した完全弾塑性の骨格曲線を設定した。履歴復元力特性は、Clough型の剛性劣化型モデルによってモデル化した。

鋼製橋脚に対しては、基本ケース（ケース0）として、図-5.3.31の鋼製橋脚の降伏点を用い、降伏点以降の第2剛性を0として完全弾塑性の骨格曲線を設定した。鋼製橋脚の履歴復元力特性は、すべてのケースに対してバイリニア型のモデルを用いた。Tシリーズのケースでは、終局耐力をRC橋脚と等しくし、所定の初期固有周期が得られるように初期剛性を変化させた。Sシリーズのケースでは、基本のケース0と初期剛性を等しくし、終局耐力をRC橋脚と等しくしたケースS-1と、ケース0とケースS-1との耐力差だけRC橋脚よりも終局耐力を大きくしたケースS-2とを考えた。

連続高架橋を解析する場合、どれだけの区間を対象とするかが、重要な問題である。ここでは、基本的な特性を把握することを目的として、その最小単位である2本の橋脚と1本の桁からなるシステムを考えた。これらの橋脚は、耐震連結装置、または連続桁の使用によって、完全に連結されている最悪の状態を設定した。支承部も、すべて固定されているものと仮定した。これは、大地震時に設計時と異なる動きをした場合を想定して、解析を行うものである。図-5.3.33のように、2本の橋脚を水平方向に動く非線形バネで表し、桁は、線形梁部材でモデル化して質量1と質量2とを結んだ。そして、水平方向の地震応答のみを考え、2自由度系として解析した。ここで、減衰定数は、RC橋脚に対しては $h=0.05$ 、また、鋼製橋脚に対しては $h=0.02$ を与えた。入力地震動としては、1995年兵庫県南部地震における神戸海洋気象台記録のNS成分を用いた。

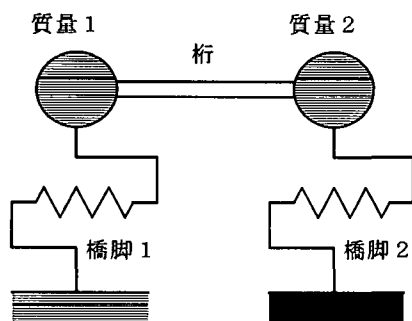


図-5.3.33 解析モデル

(2) 隣接異種橋脚の地震時相互作用

a) 同条件で試設計された橋脚を考えた場合（ケース0）

図-5.3.33のモデルの橋脚1がRC橋脚、橋脚2が鋼製橋脚の場合と、どちらもRC橋脚あるいは鋼製

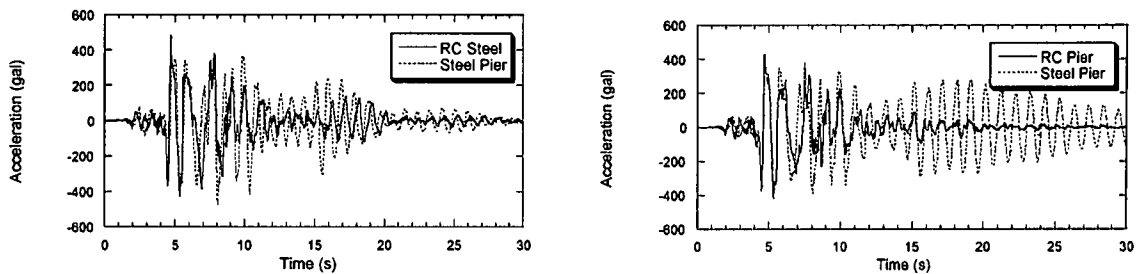
橋脚の場合との3通りに対して、地震応答解析を行った。図-5.3.34には加速度応答波形を、図-5.3.35には変位応答波形を、また図-5.3.36には履歴エネルギー吸収量の時刻歴波形を示す。それぞれの図において、(a)が異種橋脚の組み合わせに対する結果、また(b)が同種の橋脚の組み合わせに対する結果である。同種の橋脚を組み合わせた場合の応答は、この場合、各橋脚が単独で振動する場合と同じであり、設計で想定している応答を示すものと考えられる。

図中で、それぞれ実線がRC橋脚、点線が鋼製橋脚の応答を表している。このケースでは、鋼製橋脚同士が連結された場合よりも、RC橋脚と連結された場合の方が、加速度応答は大きくなる。これに対し、変位応答は、最大値も、残留変位も小さくなる。また、履歴エネルギー吸収量は、4%ほどわずかに小さくなる。逆に、RC橋脚は、鋼製橋脚と連結されることによって、大きな応答を示すことになる。隣接RC橋脚によって鋼製橋脚の応答に悪影響が現れる場合もあり²⁰⁾、設定する条件によって、どちらが不利になるかは、一概に言えないものと考えられる。

また、これには、履歴復元力特性の骨格曲線として、どちらの橋脚にも完全弾塑性型を仮定し、しかも終局限界状態を設定しなかった影響も大きい。図-5.3.31に示したRC橋脚の荷重-変位曲線をみれば、終局変位が15cm程度であり、ここでの最大応答変位は、終局変位を超えている。図-5.3.31におけるRC橋脚の終局限界状態は、かぶりコンクリートの圧壊であり、この後コアコンクリートの破壊、あるいは引張り鉄筋の破断へと進んで行く。大変形時の耐力の低下や破壊を考慮すれば、鋼製橋脚の終局変位がRC橋脚よりも大きくなると、RC橋脚と連結される場合の方が、最大応答値は大きくなることも予想される。

このケース0では、RC橋脚同士が接続された場合には1次固有周期0.7秒、そして鋼製橋脚同士の場合1.0秒、またRC橋脚と鋼製橋脚とが接続された場合0.9秒になる。鋼製橋脚にとっては、隣接するRC橋脚と連結されることによって、単独、あるいは鋼製橋脚同士が連結される場合よりも固有周期が短くなる。短周期になることによって、より大きな加速度応答を示し、変位応答は、小さくなったものと考えられる。

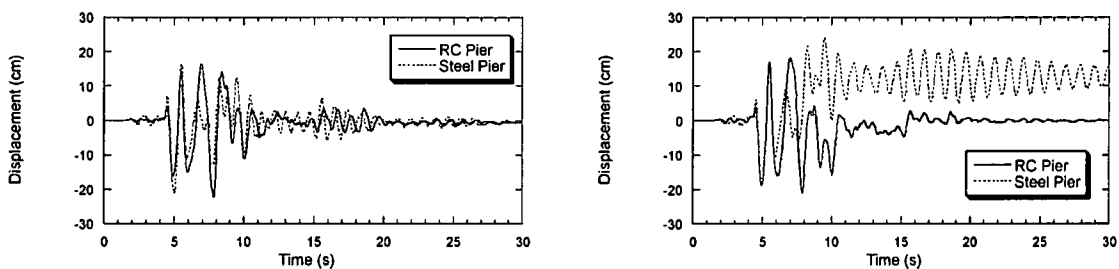
そこで、つづいて鋼製橋脚の固有周期を変化させて、その影響を検討することを目的に、表-5.3.9のTシリーズのシミュレーションを行った。



(a) 異種橋脚の組み合わせ

(b) 同種橋脚の組み合わせ

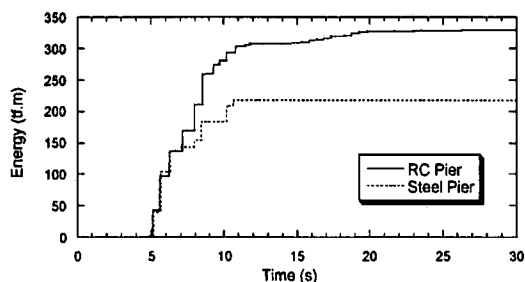
図-5.3.34 加速度応答波形 (ケース0)



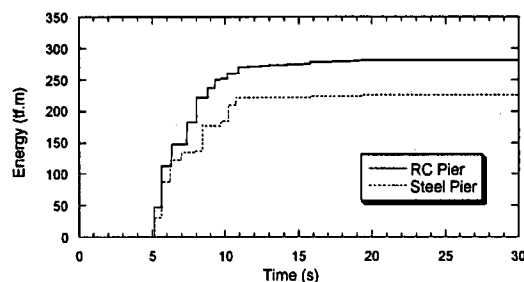
(a) 異種橋脚の組み合わせ

(b) 同種橋脚の組み合わせ

図-5.3.35 変位応答波形 (ケース0)



(a) 異種橋脚の組み合わせ



(b) 同種橋脚の組み合わせ

図-5.3.36 履歴エネルギー吸収量（ケース0）

b) 固有周期の相違が相互作用に与える影響（Tシリーズ）

ここでは、鋼製橋脚の固有周期を0.5秒から1.0秒まで変化させるため、橋脚重量をそのままにし、初期剛性を変化させて、T-1～T-6までのケースについて検討した。いずれのケースも、RC橋脚の特性は、ケース0と同じとした。また、RC橋脚と鋼製橋脚との耐力の相違が及ぼす影響が現れないように、耐力は、RC橋脚と等しくなるよう仮定した。鋼製橋脚は、一般にRC橋脚よりも柔らかい構造になっているが、コンクリートを充填しない場合には躯体重量が軽く、そのため固有周期は必ずしも長いと言えない。

応答結果をまとめて、図-5.3.37～図-5.3.39に示す。図-5.3.37が最大加速度応答値、図-5.3.38が最大変位応答値、図-5.3.39が履歴エネルギー吸収量のグラフである。それぞれの図では、異種橋脚と連結した場合のRC橋脚、鋼製橋脚、またRC橋脚のみの場合と鋼製橋脚との場合をプロットしている。いずれのケースも、RC橋脚の条件を同じにしているため、RC橋脚のみの場合の応答値は、同じである。これらの図によると、ケース3はどちらの橋脚もほぼ同じ固有周期を持っており、ケース1と2は鋼製橋脚の方が短周期、またケース4～6は鋼製橋脚の方が長周期になっている。

鋼製橋脚同士が連結された場合、最大応答値は、500 gal程度である。これがRC橋脚と連結されることによって、2次振動モードの影響で加速度応答値は、大きくなる。とくに、短周期のケースほど応答値が大きくなり、ケースT-1では、それが約30%増大する。RC橋脚の加速度応答値は、連結されてもそれほど変化しない。しかし、多少は、大きくなる傾向がある。

変位応答に対しては、鋼製橋脚の周期が長くなるほど、RC橋脚と連結された場合の応答値が大きくなる。RC橋脚より0.2秒以上固有周期が長くなると、明確な差異が現れる。RC橋脚は、いずれのケースも応答が大きくなる。振動モードの変化による影響が、大きいと考えられる。また、地震波の卓越周期も影響していると考えられ、定量的な評価には、他の地震波を用いた解析も必要であろう。

履歴エネルギー吸収量の結果は、変位応答と類似した傾向にある。しかし、鋼製橋脚の履歴エネルギー吸収量は、RC橋脚と連結されることによって、いずれのケースでも小さくなっている。パイリニア型と剛性劣化(Clough)型との差異²⁶⁾が、現れている。

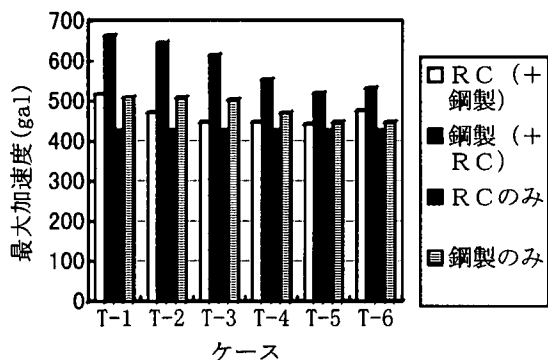


図-5.3.37 最大加速度応答（Tシリーズ）

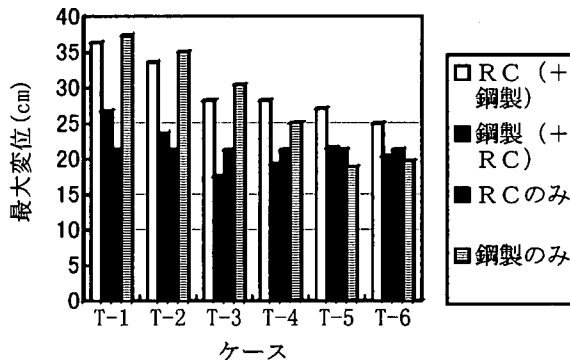


図-5.3.38 最大変位応答（Tシリーズ）

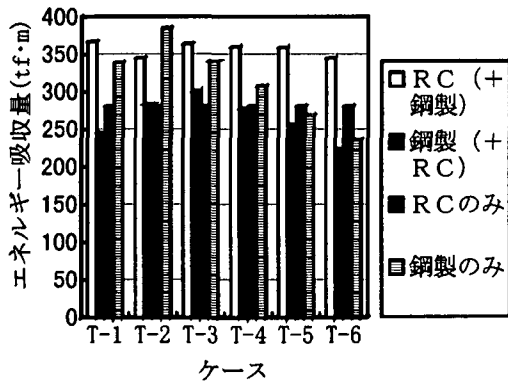


図-5.3.39 履歴エネルギー吸収量 (Tシリーズ)

表-5.3.10 応答解析結果 (Sシリーズ)

ケース			最大 加速度 (gal)	最大 変位 (cm)	エネルギー 吸収量 (tf·m)
0	異種橋 脚連結	RC	483	22.2	329
		鋼製	471	21.2	217
	同種橋 脚連結	RC	428	21.3	281
		鋼製	399	24.0	226
S -1	異種橋 脚連結	RC	483	24.3	343
		鋼製	544	19.2	212
	同種橋 脚連結	RC	428	21.3	281
		鋼製	448	21.5	225
S -2	異種橋 脚連結	RC	483	25.3	364
		鋼製	619	21.1	205
	同種橋 脚連結	RC	428	21.3	281
		鋼製	496	24.1	222

c) 終局耐力の違いが相互作用に与える影響 (Sシリーズ)

ケース0の場合、鋼製橋脚の終局耐力が、RC橋脚よりも50tf低い。そこで、ケースS-1としては、鋼製橋脚の終局耐力をRC橋脚と同じ値に設定した。また、ケースS-2としては、鋼製橋脚の方がRC橋脚よりも50tf高い終局耐力を持つよう設定した。それらの結果を、表-5.3.10に示す。

この表によると、ケースS-1とS-2とは、傾向としてケース0の場合と同じである。50tfという値は、終局耐力の約15%に相当する。この程度の差異は、あまり応答に影響しないと言える。解析対象モデルによっては²⁵⁾、鋼製橋脚とRC橋脚との耐力差が2倍程度あった。どの程度の差異があれば、著しい影響が現れるのかを明確にすることも、今後の課題である。

(3) 終局時における隣接橋脚の影響を考慮した設計

阪神・淡路大震災における道路橋の被災を考慮した平成8年度の道路橋示方書⁹⁾では、支承が破壊しないような設計を行うよう規定された。支承が破壊しなければ、適切な耐震連結装置を用いて設計振動単位が変化しないよう配慮することにより、地震時における隣接橋脚の相互作用は、小さくなるものと考えられる。

また、コンクリートを充填した鋼製橋脚が増えると、RC橋脚と動的特性が似通ってくる。図-5.3.40には、復旧仕様に基づいて試設計されたRC橋脚と鋼製橋脚の変位-復元力特性の例を示す。復旧仕様に例示されていたRC橋脚の設計条件をもとに、同じ条件で鋼製橋脚を試設計して求めたものである。表-5.3.11には、仮定した橋脚の条件などの概要を示す。

表-5.3.11 仮定した橋脚の概要 (復旧仕様)

死荷重反力	$R_d=1,000\text{tf}$
上部構造重量	$W_U=1,000\text{tf}$
RC橋脚躯体重量	$W_{PR}=930\text{tf}$
鋼製橋脚躯体重量 (含: 充填コンクリート)	$W_{PS}=240\text{tf}$
設計水平震度	$k_h=0.24$ $c_z=1.0, c_G=1.0, c_f=1.0$
橋脚高	15m
上部構造重量作用高	17m
T字部張り出し長さ	20m

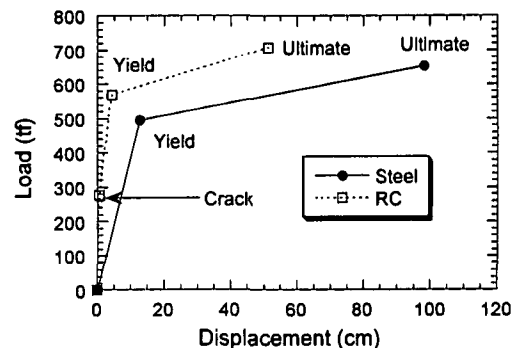


図-5.3.40 復旧仕様に基づいた橋脚の変位-復元力特性の例

コンクリートを充填しているため躯体重量が重くなり、図-5.3.31 の例では、RC橋脚の 1/7 程度であった鋼製橋脚が、図-5.3.40 の例によると、1/4 程度になっている。剛性の差異も少なくなっており、固有周期も近づく傾向にあると考えられる。したがって、相互作用の影響は、古い橋脚よりも少なくなることが予想される。

しかしながら、将来、支承が絶対破壊しないとは言えず、またコンクリートを充填しない鋼製橋脚も存在する。終局的な地震時における隣接橋脚の相互作用には、ある程度設計の段階において考慮することが望ましい。

高架橋のように連続したシステムのどの部分を取り出して考えるのかという問題もあるが、まずは、隣接する 2 本の橋脚を考えることから始めるのが、实际的であろう。支承が完全固定の状態を考え、図-5.3.41 に示すように、隣接橋脚が許容変位を示したとき、その変形に対して当該橋脚がもつか否かを照査するか、あるいは連結された系を振動単位として、動的応答の照査を行う、といった照査方法を確立することも、必要ではないかと考える。

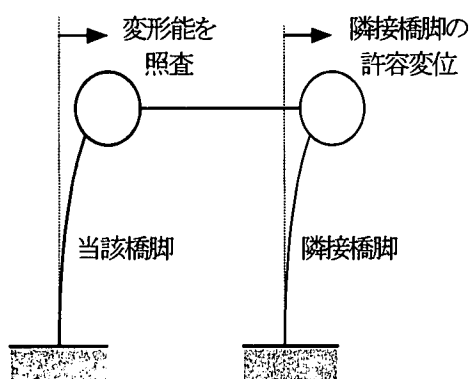


図-5.3.41 相互作用を考慮した変形能照査法

(4) 鋼製橋脚とRC橋脚が混在する高架橋の地震時応答性状に関する検討²⁸⁾

ここまでは、1本の鋼製橋脚と、1本のRC橋脚の地震時相互作用について検討してきた。最後に、多くの鋼製橋脚とRC橋脚とが混在する高架橋を扱った例について、簡単に述べておく。バネ-質点系により高架橋をモデル化し、固有振動解析、および弾塑性応答解析を行った。その結果、鋼製橋脚とRC橋脚の隣接部付近において橋脚単独の応答結果と大きな差異を生じ、橋脚本数、異種橋脚の組み合わせや、橋脚、桁、支承などの構造要素の履歴性状の相違などによって、高架橋の応答性状は著しく異なり、耐震設計に注意する必要があることが明らかになった。とくに、橋軸直角方向の応答に対しても、橋脚相互の地震相互の地震分担を考え、設計を行う必要があることがわかった。

(5) まとめ

本節では、支承が破壊して隣接する橋脚が桁で連結された場合を想定して、鋼製橋脚の地震応答における隣接RC橋脚の影響を、数値シミュレーションによって評価した。得られた主な結果は、以下の通りである。

- i) 隣接橋脚と連結された場合の振動モードを求めれば、連結による隣接橋脚の相互作用の傾向を把握することができる。
- ii) 連結によって系の固有周期が変化し、地震応答が連結前と異なることがある。地震動の卓越周期との兼ね合いもあるが、一般的には、周期が長い方の橋脚の加速度応答が増し、変位応答が小さくなる。連結による履歴エネルギー吸収量の変化には、仮定する履歴復元力モデルの差異が与える影響も大きい。連結される橋脚の固有周期が 0.2 秒以上異なると、連結された場合の影響が大きい。
- iii) 終局耐力の差が 15% 程度であれば、その影響は、少なかった。
- iv) 鋼製橋脚とRC橋脚は、履歴性状、固有周期、および応答変位などの応答性状は、一般に異なる。隣接部付近において鋼製橋脚の最大応答変位はその単独橋脚の応答よりも低減し、またRC橋脚の最大応答変位は逆に増大した。

- v) 高架橋の規模、すなわち橋脚本数によって発生する振動モードは、著しく異なる。このことから、耐震設計においては、適切な路線長を考慮して高架橋システムを把握、安全性を検討する必要がある。
- vi) 桁の剛性をあげることにより、異種橋脚隣接付近の応答変位に対する影響は低減し、広範囲の橋脚に影響が及ぶ。実際の被害が隣接付近で見られることを考慮すると、桁の剛性は小さいと考えられる。したがって、設計時には、桁の剛性、すなわち支承条件に関しても慎重に決定する必要がある。
- vii) 応答解析に用いる復元力モデルやモデル化によって、高架橋の応答性状は異なる。したがって、高架橋の耐震性の照査を行う際、これらのモデル化に対しては、十分な検討を加える必要がある。
- viii) 隣接橋脚の影響を考慮した設計手法、および異種橋脚が混在する場合の設計法の確立が、不可欠である。

5.4 鋼製橋脚のき裂損傷

5.4.1 ラーメン隅角部の脆性破壊

神戸港港湾幹線道路（ハーバーハイウェイ）の P75 鋼製門型橋脚において、今回の地震により、南柱隅角部の東面と西面ウェブおよび北面フランジの3面には、脆性破壊によると思われるき裂損傷が発生した。このようなき裂損傷は、これまでにほとんど例を見ないものである。

今回の震災に関連した鋼構造物のき裂損傷に関する主な研究としては、まず坂野・三上²⁹⁾による橋脚基部の溶接継手部を対象とした低サイクル疲労の観点からの研究がある。つぎに、鉄骨造建物の柱梁仕口部フランジに生じたき裂を対象とした研究には、杉本・高橋³⁰⁾、および寺岡・島貫³¹⁾による研究がある。この柱梁仕口部のき裂は、主に H 形鋼梁ウェブのスカロップ底隅肉溶接止端部とフランジ裏当金の隅肉溶接止端部とが重なる応力集中部を起点としたもので、延性破壊から脆性破壊に転化したことが報告されている。さらに、桑村・山本³²⁾は、延性破壊の防止により、その後生じる脆性破壊が防止できるといった観点から、延性破壊の生じる条件を実験と解析とから求めている。

ここでは、P75 橋脚に関する原因究明のために実施された検討結果を示す。

(1) P75 橋脚の概要

本橋脚は、昭和 51 年に完成し、建設後約 20 年が経過している。本橋脚の立地条件としては、隣接橋脚にコンクリート橋脚、および鋼製橋脚が配置され、P74 側に単純合成箱桁、また P76 側に 2 径間連続非合成箱桁が配置されている。

なお、本橋脚隅角部の設計は、従来から行われている shear lag を考慮した設計法³³⁾を適用している。そして、その構造詳細は、当時として一般的なものである。また、使用材料は、溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材、SMA41A（建設当時では、SMA41A であるが、以下では SMA400 と称する。）であり、フランジに $t=19\text{mm}$ 、またウェブに $t=22\text{mm}$ を用いている。橋脚の正面図を、図-5.4.1 に示す。

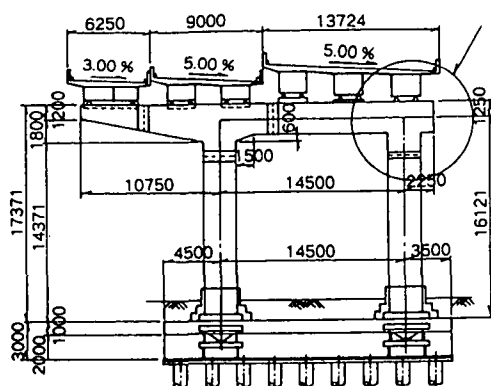


図-5.4.1 P75 橋脚正面図



図-5.4.2 き裂発生状況（東面ウェブ）

(2) 隅角部の外観および破面調査

a) 外観調査、およびマクロ・ミクロ破面調査

P75橋脚のき裂発生状況を、図-5.4.2に示す。このき裂は、南柱隅角部の北面フランジ、西面ウェブおよび東面ウェブのほぼ全幅に生じている。そして、それぞれの長さは、約2.5mである。また、北面フランジ（脚部）のき裂発生部近傍には座屈変形が認められ、その最大残留たわみ量は約44mmである。き裂起点部近傍のスケッチを、図-5.4.3に示す。

き裂のマクロ破面には、シェブロンパターンが明瞭に認められ、橋脚隅角部の破壊形態は主として脆性破壊と考えられる。このシェブロンパターンの方向、き裂発生形態・き裂開口量、後述のミクロ破面形態、および局部シェルモデルを用いた弾塑性有限変位解析による隅角部の相当塑性ひずみ・弾性応力分布（図-5.4.8参照）から、破壊の主起点は、西北隅角部と推測される。さらに、この主起点部から、西面ウェブ

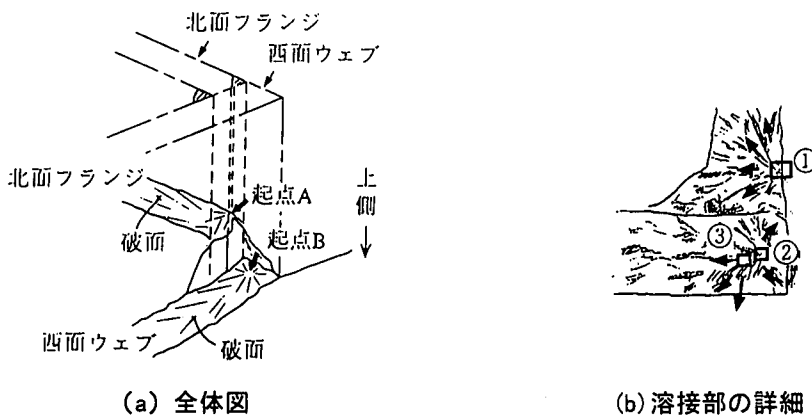


図-5.4.3 き裂起点部近傍のスケッチ

は南側へ、また北面フランジは東側へとき裂が進展している。なお、いずれの箇所にも溶接欠陥および疲労き裂等は認められない。

ミクロ破面観察からは、北面フランジの起点Aには板厚（19mm）方向に約0.7mm深さのディンプルパターン、すなわち延性き裂が認められる。ただし、幅方向の延性き裂寸法は、不明確である。西面ウェブ側の起点Bは、シェブロンパターンの方向から、コーナー部から板厚（22mm）の約1/2内側に入った箇所と見られた。これは、またミクロ破面のリバーパターンの方向からも確認できた。

b) 断面マクロ・ミクロ組織調査

主起点近傍の断面マクロ組織から、破断部近傍には、板厚19mmに対して最大約1.3mmの板厚減少（絞り変形）が認められる。ミクロ組織は、フェライト+パーライト組織で、SMA400として通常の組織である。破断部の外面側には、塑性変形が、また破面中央部には錆の発生が認められる。そして、破面直下の派生き裂をみると、脆性破壊特有のへき開き裂と考えられる微細で直線的なき裂形態である。なお、断面マクロ・ミクロ組織観察にも、欠陥は、認められなかった。

(3) 材料試験

a) 化学成分：西面ウェブ、北面、および南面フランジ母材部の化学成分は当時のJIS G3114（1973年版）の規格範囲内にあり、異常は認められなかった。

b) 硬さ試験：北面フランジ部の破壊起点部近傍のビッカース硬さ分布を図-5.4.4に示す。破断部の極く近傍での硬さは、HV180～230であり、破断部から450mm程度離れた位置での硬さ（HV約150）と比べるとHV30～80高い。なお、過大な荷重を受けていない南面フランジの硬さ（HV約130）と比べると、破断部近傍の硬さが、少なくともHV50ほど上昇していることがわかる。

図-5.4.5は、予ひずみを付与した試験片を用いて測定したビッカース硬さとひずみ付与量との関係を示す。ひずみ付与量が増加するとともに、硬さが上昇する傾向があり、北面フランジ破断部近傍における硬さ上昇は、少なくとも20%以上のひずみ量に対応している。

c) 引張試験：まず、予ひずみを付与していない材料の引張特性は、0℃の値で、いずれも当時のJIS G3114

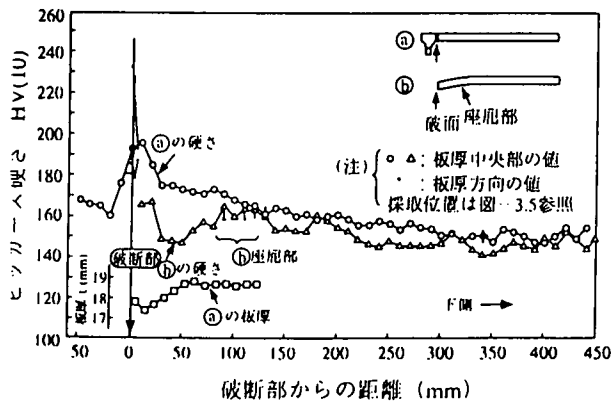


図-5.4.4 き裂起点部近傍の硬さ分布

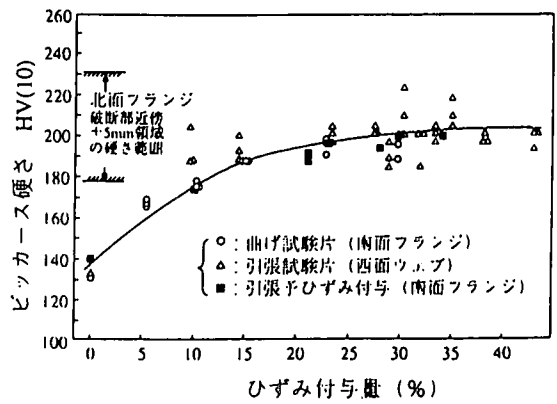


図-5.4.5 硬さとひずみ付与量との関係

規格範囲内（降伏点または0.2%耐力：235MPa以上、引張強さ：400～510MPa、伸び：22%以上、いずれも室温での値）にあり、異常が認められない。

つぎに、予ひずみ（10%、20%、および30%）を付与した材料の引張特性は、予ひずみ量の増加とともに、降伏点、または0.2%耐力が明らかに上昇し、同様に伸びの低下も明らかに認められる。引張強さも、予ひずみ量とともに上昇する。しかし、その上昇量は降伏点、または0.2%耐力ほど小さくなく、また降伏比（降伏点/引張強さ）は1に近い値となる。

d) シャルピー衝撃試験：予ひずみの影響を調べるため、3種類の予ひずみ量を付与した試験片を準備した。予ひずみのレベルは、引張試験片と同様に、10%、20%、および30%を目標とした。

シャルピー遷移温度曲線を、図-5.4.6に示す。予ひずみ無し材では、0℃で50J以上の吸収エネルギーを示しており、20年以上前に製造されたSMA400の衝撃特性として、特に異常が認められない。予ひずみを付与した南面フランジ母材は、予ひずみ量が増加すると、吸収エネルギーは低下する。とくに、20%以上の予ひずみを付与した材料の0℃における吸収エネルギーは、10J程度の非常に低い値となる。

e) 破壊靱性試験：破壊靱性試験は、予ひずみを付与した試験片についても準備し、-75℃から 0℃の範囲でひずみ速度を変え、ASTM E399-90 ANNEX 7³⁴⁾（急速負荷での平面ひずみの破壊靱性に対する特別な要求）に準拠した方法で実施した。ひずみ速度は、地震時に想定される動的負荷を考慮に入れ、準静的（10⁻²/s）、0.2/s、および8/sの条件で実施した。

南面フランジ母材の δ_c の温度依存性を、図-5.4.7に示す。予ひずみを付与していない南面フランジ母材では、準静的な試験の場合、-50℃においても延性き裂が成長している。ひずみ速度が速い場合

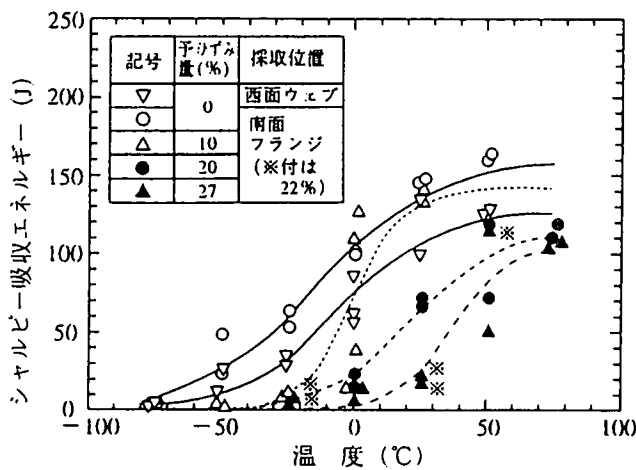


図-5.4.6 シャルピー遷移温度曲線

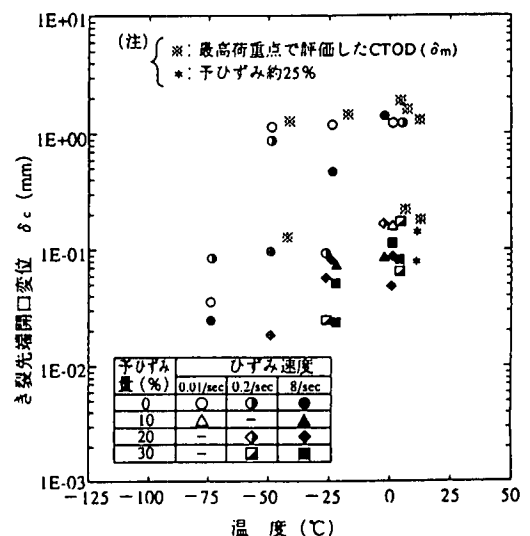


図-5.4.7 δ_c の温度依存性

においても、0℃では延性き裂が成長し、また脆性不安定破壊の発生は起こらなかった。このため、最高荷重点より δ (δ m) を求めたが、著しく高い値を示している。これに対して、予ひずみを10%以上付与した試験片では、0℃においても脆性不安定破壊が生じた。とくに、ひずみ速度が8/sと速い場合には、 δ が予ひずみ量やひずみ速度に応じて0.05mm程度にまで低下することがわかった。

(4) 解析による検討

a) 解析的アプローチの概要

解析は、3次元骨組モデル(単体骨組モデル、および3径間骨組モデル)による全体構造の地震応答解析と、この応答解析結果を外力とした、シェル要素を用いた詳細な隅角部の部分モデルによる静的局部解析との2段階に分けて実施した。なお、応答解析では、東神戸大橋で観測された地震波形を入力波として使用した。

b) 解析結果

i) 振動特性

単体骨組モデルによる固有値解析から得られた橋軸直角方向の最低次固有周期は、約0.7~0.75秒であった。これに対して、入力地震波の卓越周期は、0.4秒、0.8秒、および2.5秒付近に見られる。

ii) 地震加速度レベルの設定

南柱北面フランジに生じた座屈による残留たわみに着目し、解析上で再現した残留たわみ量と実際の残留たわみ量(最大約44mm)とが一致するように、加速度レベルを、設定した。

1,000Galの入力加速度の解析により、実際に生じた縦リブ間における座屈変形とは、ほぼ同じ座屈変形が再現できた。解析による最大たわみ量は、約35mmとなり、実際の残留たわみ量約44mmに比較し小さな値となった。ところが、実際は、解析時刻後も同程度の繰返し荷重が作用しているので、さらに解析を続ければ、たわみ量もさらに大きくなることを考慮し、地震発生当時の地震加速度を、約1,000Galと設定した。

iii) き裂発生起点部におけるひずみ、および、ひずみ速度

単体骨組モデルの1,000Galの地震波を入力データとし、応答結果を、シェルモデルにより求めた、き裂起点部を原点としたフランジ幅方向の相当塑性ひずみ分布を、図-5.4.8に示す。最大の相当塑性ひず

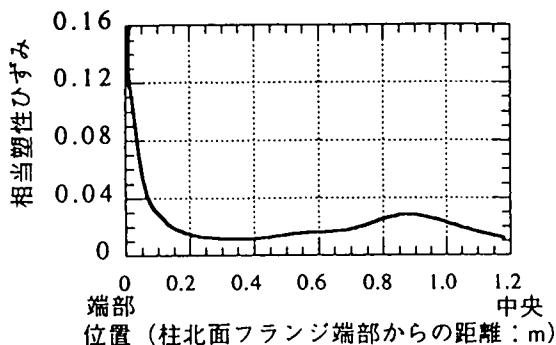
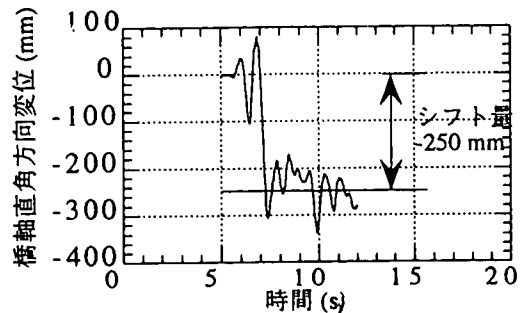
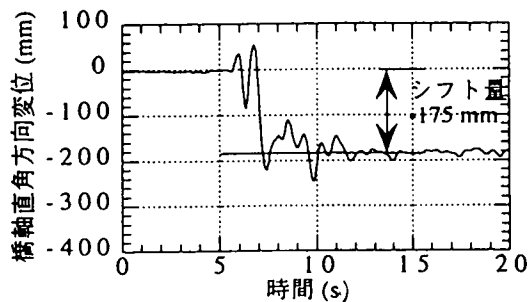


図-5.4.8 フランジ幅方向の相当塑性ひずみの分布



(a) 3径間モデル



(b) 単体モデル

図-5.4.9 3径間と単体モデルとの応答変位の比較

みはき裂起点部に生じ、その値は約 0.16 以上と推定された。前項で示したように、材料の硬さ試験から推定したき裂起点部近傍における発生ひずみが少なくとも 0.2 以上あり、解析から得られた値が約 0.16 以上あるので、両者は、オーダー的に一致することが確認できた。

また、ひずみ速度は、増分ひずみと増分時間との比から、約 0.1/s~0.15/s と推定された。

iv) 隣接橋脚の影響

P75 橋脚に隣接する P74、および P77 橋脚はコンクリート橋脚で、また P76 橋脚は鋼製である。震災後の調査では、P74、および P77 橋脚基部の一部に損傷が見られた。この事実から、コンクリート橋脚の損傷が P75 橋脚の損傷に影響を及ぼしたか否かを確認するため、3 径間モデルを用いて、弾塑性を考慮した地震応答解析を、行った。

図-5.4.9 には、1,000Gal の地震入力に対する単体モデル、および 3 径間モデルの南柱隅角部の橋軸直角方向における応答変位を示す。両者の応答波形は、ほぼ同じである。しかし、約 7.5 秒後に見られる塑性化によって生じる変位の平均値のシフト量が、異なっている。このシフト量の差異は、隣接コンクリート橋脚の塑性化の影響と考えられる。また同図によると、3 径間モデルのシフト量(約 250mm)は、単体モデル(約 175mm)の約 1.4 倍になることがわかる。

この変位のシフト量比を用い、地震外力(加速度)比を求める一つの方法として、地震応答に関する変位一定則、あるいはエネルギー一定則を適用すると、変位一定則の場合には、地震外力比が変位のシフト量比に比例し、またエネルギー一定則の場合には変位のシフト量比の平方根にほぼ比例することになる。したがって、地震発生当時の地震加速度として推定した単体モデルによる 1,000Gal の値は、約 700Gal ($\approx 1,000/1.4$) ~ 約 850Gal ($\approx 1,000/\sqrt{1.4}$) 程度の加速度レベルであったと推定される。

(5) 破壊力学的検討

a) 脆性破壊の評価

損傷部材から採取した試験片による各種材料試験結果、および応力解析結果を用い、脆性き裂発生条件について破壊力学的検討を、行った。ここでは、局部的に降伏ひずみをはるかに超える過大ひずみが生じているために、弾塑性破壊力学パラメータとして CTOD を用いて評価を行うこととした。具体的には、WES2805-rev. 3 案³⁵⁾ に準じた破壊評価手法を用いた。

検討の結果、脆性破壊の発生条件は、0.12mm 以上の二次元き裂寸法で脆性破壊が発生することになる。これより、表面欠陥寸法を計算すると、深さ数 mm 以下程度の微小な欠陥に相当することが、確認された。

b) 考察

通常みられる脆性破壊現象は、降伏応力以下の低応力・低ひずみで生じ、かつ溶接欠陥やスカラップ等の応力集中源を起点としたき裂発生が一般的である。今回、脆性き裂発生時の欠陥寸法が小さく評価されたのは、降伏ひずみレベルをはるかに超える塑性ひずみが観察されたためであり、また予ひずみや高いひずみ速度による破壊靱性の低下が原因となったためである。それらの諸点より、今回の損傷事例は、発生応力、あるいは応力集中源においても、通常の脆性破壊発生現象を逸脱している。

このような推定を裏付けるためには、予ひずみや高いひずみ速度により破壊靱性が低下し、その上、降伏ひずみレベルをはるかに超える塑性ひずみが重畳した場合に限って、最終的に脆性破壊が発生する場合があることを、実験的に確認する必要がある。

一般に、脆性破壊再現試験は、深い切欠きを有する破壊靱性試験片を用いて、多軸応力状態の下で行われている。一方、今回の損傷事例では、このような深い切欠きに相当するような欠陥が存在しないのに、脆性破壊を生じている。そこで、図-5.4.10 に示すように、通常切欠きに比べて応力集中の小さいレベルの切欠きを導入した丸棒引張試験片を作成し、脆性破壊再現試験を、実施した。供試材料は、損傷部近くの北面フランジ母材に 0.1 の予ひずみを付与したものをを用た。そして、導入した切欠きの応力集中係数 K_t は、1.5、2.6、および 3.9 の 3 種類とした。

実験結果から得られた脆性破面率とひずみ速度との関係を、図-5.4.11 に示す。両図から、 K_t が 1.5 と小さい(切欠き半径 5.0mm)場合は、高ひずみ速度条件でも脆性破面を呈していない。ところが、 K_t が大きくなる。あるいは高ひずみ速度になるのに伴って、脆性破面率の増加が、みられる。

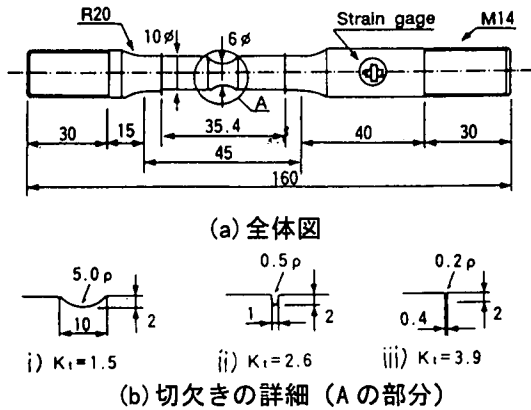


図-5.4.10 円周切欠き付丸棒引張試験片

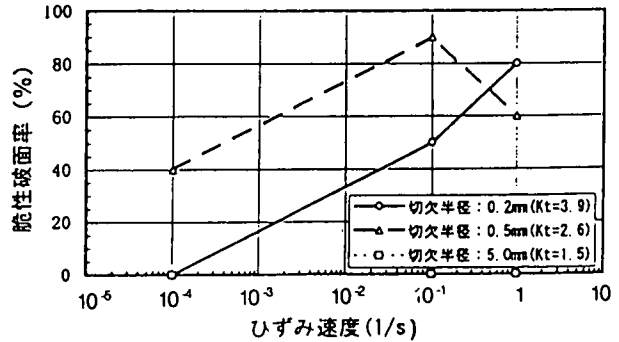


図-5.4.11 脆性破面率とひずみ速度との関係 (予ひずみ; 0.1)

ところで、 K_t が3以下程度の応力集中率のレベルは、通常の溶接止端部、あるいはき裂を含む欠陥に比較し、著しく大きいとはいえない。このことから、十分に大きい予ひずみ(0.1以上)を受けた材料は、大きなき裂の存在がなくとも、高ひずみ速度条件下で脆性破壊を起こし得ることが判明した。ただし、この場合でも、降伏ひずみを大きく超えるレベルのひずみを発生していることに留意すべきである。

したがって、本実験結果から今回の損傷事例において、このような大ひずみが生じなければ、脆性破壊は、発生しなかった可能性が示唆される。

(6) まとめ

以上の調査結果、および考察結果から、本損傷部の脆性き裂発生原因についてまとめると、以下の通りである。

- i) ハーバーハイウェイ P75 橋脚の隅角部に発生したき裂は、外観、および破面調査から、脆性破壊によって生じたことが判明した。
- ii) 弾塑性有限変位解析の結果から、当該損傷き裂の起点となった隅角部には、降伏ひずみレベルをはるかに超える塑性ひずみが生じたことが推定される。これは、兵庫県南部地震が予想をはるかに超える大きな地震であったことを示す。
- iii) P75 橋脚は、今回のような弾性応答を超える大きな地震時には、隣接橋脚・橋梁の影響で、影響を考慮しない場合の1.4~ $\sqrt{1.4}$ 倍の地震力を受けたと推定される。
- iv) 地震振動による降伏ひずみを超える予ひずみ履歴を受けた痕跡が見られ、これと高いひずみ速度、および0℃程度の低温環境下での影響を受けて、著しく破壊靱性が、低下した。
- v) 以上の原因による過大ひずみの発生、および破壊靱性の低下によって、脆性破壊が生じた。
- vi) 十分に大きい予ひずみを受けた材料は、欠陥がなくとも高ひずみ速度条件下で、脆性破壊を起こし得ることが実験的研究で再現できた。

5.4.2 ラーメン隅角部の低サイクル疲労亀裂

1995年1月の兵庫県南部地震により、鋼製門形ラーメン橋脚の隅角部には、写真-5.4.1に示すように、脆性的な破壊が生じた^{36)~39)}。亀裂の発生位置は、柱の角溶接と、柱と梁のフランジ間のすみ肉溶接との交差部である。そのすぐそばのウェブの切欠きコーナー部は、曲率半径Rを付けていない構造であり、厳しいひずみ集中が生じたことが推測される⁴⁰⁾。

同じ橋脚の健全部から採取した塗膜付試験片の載荷実験によると、亀裂発生位置付近の柱フランジの相当広い範囲で、数%以上の圧縮、および引張の塑性ひずみを交番して受けたことが推定されている⁴¹⁾。さらに、隅角部の全体的な形状変化によるひずみ集中と前述のウェブコーナー部の切欠きによる局部的なひずみ集中を考慮すれば、亀裂発生位置の隅角部コーナー部では、10%オーダーの過大な塑性ひずみの交番を受けた可能性が考えられる。

一方、今回の地震では、写真-5.4.2 に示すように、隅角部のコーナーに R を有するディテールからもいくつか亀裂が発見されているが^{37)~39)}、それらの長さは高々 10cm 程度でいずれも柱と梁のフランジ間の溶接部内に留まっており、フランジの破断までには至っていない。

既報 42) では、ウェブコーナー部に R をもつ試験体を用いて、鋼製橋脚隅角部の基本的な低サイクル疲労挙動について検討した。ここでは、ウェブの切欠きコーナー部の R に注目し、R が有る無しとの 2 種類の試験体を用いて数回以下の荷重の繰返しで破壊が生じるような繰返し載荷実験、および 3 次元弾塑性 FEM 解析を行い、鋼製橋脚隅角部の超低サイクル疲労破壊挙動について検討した⁴³⁾。

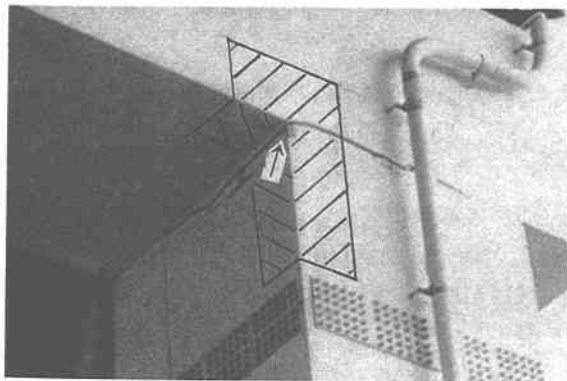


写真-5.4.1 破壊した鋼製橋脚隅角部³⁶⁾
(↑印は、亀裂発生位置を示す.)

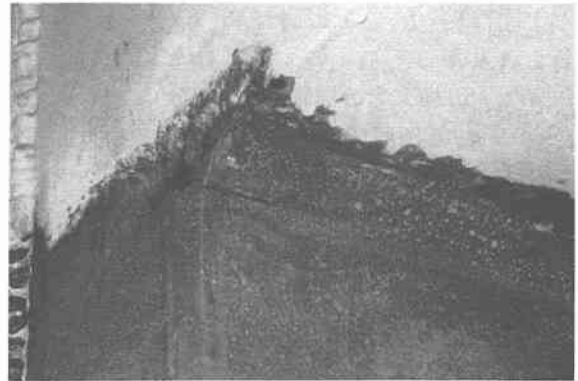


写真-5.4.2 亀裂が発見された鋼製橋脚隅角部

(1) 実験方法

a) 試験体

試験体の基本的な形状は、文献 42) と同様である。すなわち、図-5.4.12 に示すように、長手方向を柱としてフランジを貫通させ、それに梁のフランジを突き当てることによって、隅角部コーナーの角継手部付近(写真-5.4.1 のハッチング部分)を、モデル化している。なお、試験体は十字形であるが、特に十字継手部を想定したものではなく、隅角部が開閉するような変形モードを再現するために载荷の便宜上、上下左右対称形とした。本実験では、ウェブの切欠きコーナー部の曲率半径 R を 0mm および 20mm とし、試験機能力を考慮して柱部分の断面寸法を決定した。既報 40) および 42) により、R が大きくなると、亀裂発生位置が柱梁両フランジ間のすみ肉溶接止端からウェブの R 部に移動し、疲労寿命が長くなるということが判明していることから、すみ肉溶接が隠れる程度の R の最小値として R=20mm を設定した。鋼材は、実物と同様に耐候性鋼 SMA400AW を使用、板厚についても試験機容量からの制約はあるものの実物大(板厚 19mm)のディテールを再現できる程度の 12mm を確保した。

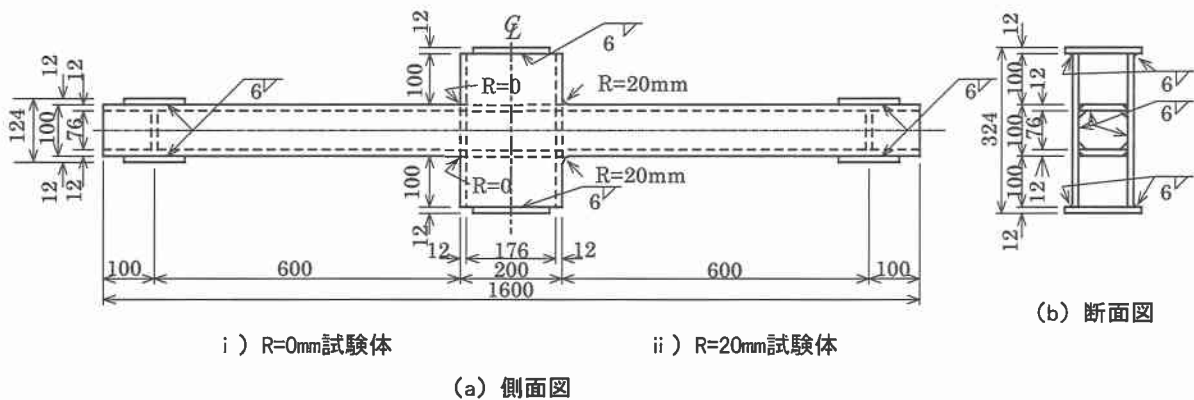


図-5.4.12 鋼製橋脚隅角部試験体(寸法の単位: mm)

b) 荷重方法

荷重方法は、試験体の両端支持、スパン中央荷重による 3 点曲げとした。試験体に作用する鉛直方向の荷重は、実際の構造物に作用する水平荷重を想定したものである。なお、実物の橋脚には、死荷重分の静的な鉛直方向の荷重が作用している。しかし、鋼材の低サイクル疲労強度に関しては、ひずみの変動範囲とその繰返し回数が支配的であり、予ひずみや平均ひずみなどの影響を無視できることが確認されていることから⁴⁴⁾、死荷重に相当する静的な荷重（平均荷重）を負荷していない。

荷重条件は、 $R=0\text{mm}$ の試験体に対して荷重点の変位 $\delta = \pm 50\text{mm}$ ($\pm 6.7\delta_y$) と $\pm 80\text{mm}$ ($\pm 10.7\delta_y$) の 2 種類を設定し、また $R=20\text{mm}$ 試験体に対して $\delta = \pm 80\text{mm}$ のみで荷重実験を行った。ここで、 δ_y は、隅角部を固定端とする断面一定の片持ちばりを仮定し、固定端のフランジが降伏点に達するときの変位を意味する。

荷重実験には、荷重容量 $\pm 400\text{kN}$ 、および 100mm の電気油圧式疲労試験機を使用した。また、亀裂発生が予想されるすみ肉溶接止端から長手方向に 10mm だけ離れた位置のウェブ端面上 8 カ所には、塑性ひずみゲージ（ゲージ長 2mm ）を貼付し、荷重中のひずみ変化を測定した。

(2) 実験結果

a) 荷重-変位関係

図-5.4.13 には、 $R=0\text{mm}$ 、および $R=20\text{mm}$ の試験体について、荷重 P と荷重点の変位 δ との関係を示す。ここで、 P_y は、 δ_y に対応する荷重である。各試験体とも 1 サイクル目から 2 サイクル目にかけて、文献 42) および 29) と同様に、繰返し硬化現象が明瞭に認められる。 $R=0\text{mm}$ 試験体は 3 サイクル目、また $R=20\text{mm}$ のものは 5 サイクル目の荷重中に耐荷力が急激に低下している。これら最終サイクルの直前まで、各試験体とも $P-\delta$ 曲線は、全く安定している。また、両試験体の $P-\delta$ 曲線を比較すると、最終サイクル以外では両者がほとんど重なっており、全体的な変形挙動に対してこの程度の R の違いによる影響はほとんどないことがわかる。なお、 $R=0$ 試験体の 3 サイクル目の荷重の低下は、他の 2 体に比べて全く前兆がない突発的で、脆性的な破壊が生じたことを示唆している。

b) 破壊挙動

写真-5.4.3 には $R=20\text{mm}$ 、また写真-5.4.4 には $R=0\text{mm}$ 試験体に対し、それぞれ $\delta = \pm 80\text{mm}$ のときの亀裂発生進展状況を示す。試験体表面には、浸透探傷用の白色の現像剤が散布してある。これらの写真によると、 $R=20\text{mm}$ 試験体では 2 サイクル目、また $R=0\text{mm}$ 試験体では 1 サイクル目の荷重中に柱のウェブとフランジを接合するレ型溶接と、柱と梁のフランジ同士を接合するすみ肉溶接との交差部のレ型溶接側の止端部から長さ $2\text{mm} \sim 11\text{mm}$ の亀裂が生じている。そして、亀裂は、荷重回数とともに成長している。すなわち、 $R=20\text{mm}$ 試験体では 5 サイクル目、また $R=0\text{mm}$ 試験体では 3 サイクル目の荷重中にフランジが破断している。

写真-5.4.5 と写真-5.4.6 には、 $\delta = \pm 80\text{mm}$ の $R=20\text{mm}$ 試験体、および $R=0\text{mm}$ 試験体の破断面を示す。両方ともレ型溶接とすみ肉溶接の交差部表面から亀裂が板厚方向に半楕円形状に進展し、フランジの板厚半分程度に進展したところから、最終破断に至った様子がわかる。 $R=20\text{mm}$ の方の最終破断面は、シアリップが見られる典型的な延性破面である。一方、 $R=0\text{mm}$ 試験体の最終破断面には、

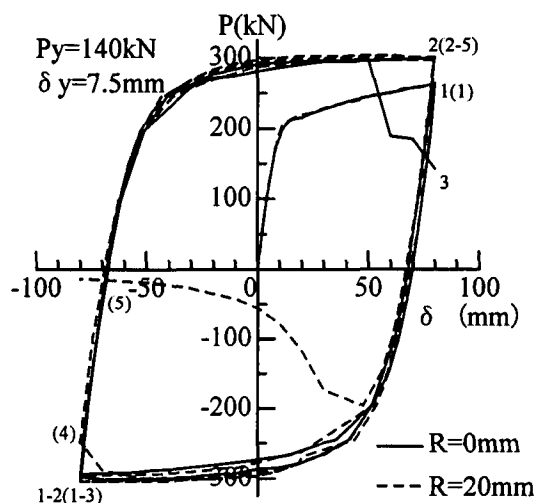
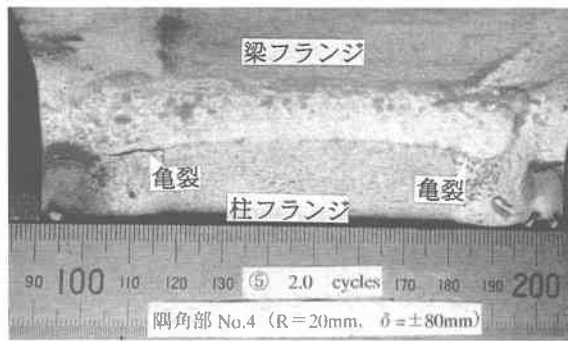
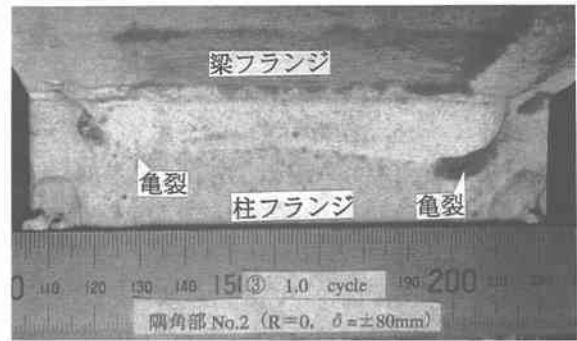


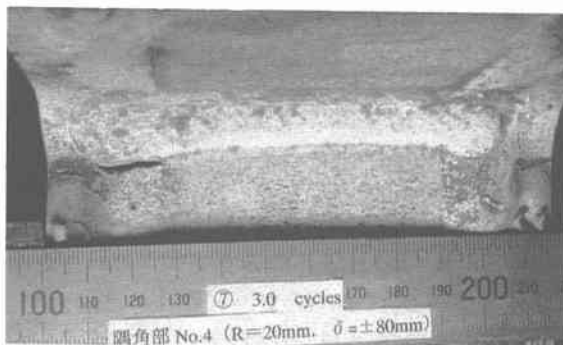
図-5.4.13 $R=0\text{mm}$ 、および 20mm の試験体 ($\delta = \pm 80\text{mm}$) の荷重 (P) と荷重点の変位 (δ) との関係 (ループチップ付近の数字は、サイクル数で、() 付きは $R=20\text{mm}$ 試験体の場合を示す.)



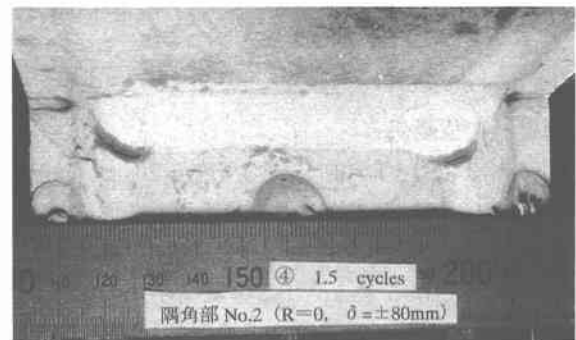
(a) N=2.0cycles



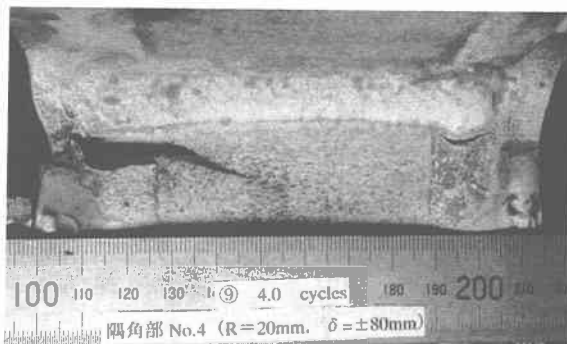
(a) N=1.0cycle



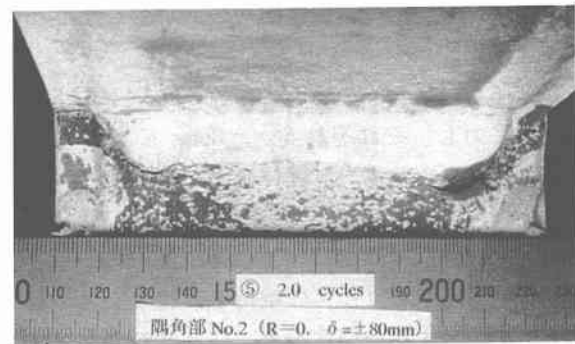
(b) N=3.0cycles



(b) N=1.5cycles



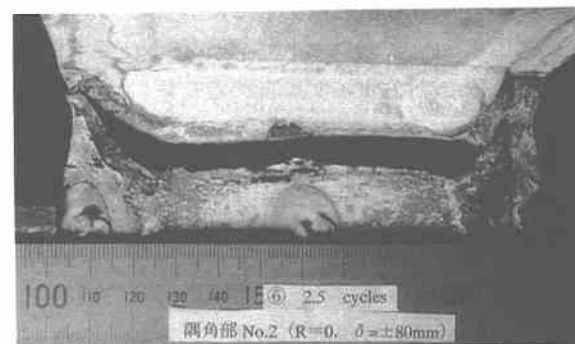
(c) N=4.0cycles



(c) N=2.0cycles



(d) N=5.0cycles



(d) N=2.5cycles

写真-5.4.3 亀裂発生進展状況
(R=20mm 試験体, $\delta = \pm 80\text{mm}$)

写真-5.4.4 亀裂発生進展状況
(R=0mm 試験体, $\delta = \pm 80\text{mm}$)



写真-5. 4. 5 破断面 (R=20mm 試験体, $\delta = \pm 80\text{mm}$)



写真-5. 4. 6 破断面 (R=0mm 試験体, $\delta = \pm 80\text{mm}$)



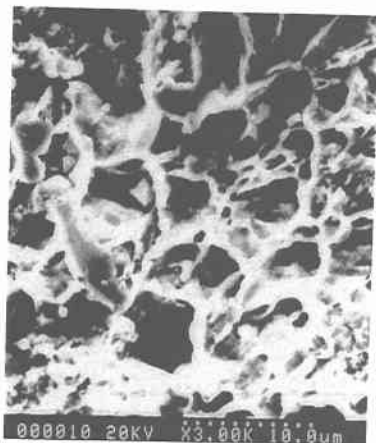
(b)



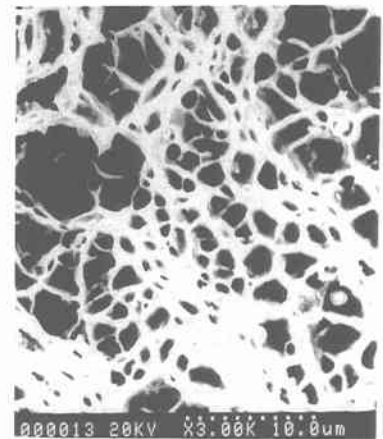
(e) 亀裂発生位置付近の破面



(d)



(a)



(c)

写真-5. 4. 7 SEMによる破面の観察 (R=0mm 試験体, $\delta = \pm 80\text{mm}$)

シェブロンパターンが認められ、脆性的な破面状況を呈している。なお、試験時の実験室内温度は、5°Cであった。

写真-5.4.7 には、写真-5.4.6 の破面の対面の破面を用いて SEM 観察した結果を示す。この写真から、亀裂発生位置に近い(a)の破面には、ディンプルが見られ、延性破面であることがわかる。(a)から少し内部に入った(b)ではディンプルがつぶれたような模様がみられ、さらに板厚内部の(c)では再び(a)と同様なディンプルがみられる。表面で観察された亀裂の長さなどから、(b)は、2 サイクル目の繰返し载荷中の引張荷重で生じた亀裂面が次の圧縮载荷中に閉口した領域であると考えられる。一方、(c)は、3 サイクル目の引張载荷で新たな亀裂面として形成され、そのまま亀裂が不安定成長を起しフランジの破断に至ったものと推測される。(c)の前方の(d)では、脆性破面の特徴であるリバーパターンが認められる。

c) 疲労寿命

図-5.4.14 には、ひずみゲージによって測定されたひずみ範囲の最大値 $\Delta \epsilon_{max}$ と N_d および N_f との関係を示す。この図より、 $\Delta \epsilon_{max}$ は、10~15%程度で $R=0mm$ と $R=20mm$ とを比べると、 $\Delta \epsilon_{max}$ が大きい $R=20mm$ の方が、 $\Delta \epsilon_{max}$ の小さい $R=0mm$ よりも長寿命となっている。ひずみゲージが貼付された溶接止端から 10mm 離れたウェブ端面上の位置は、 $R=0mm$ ではウェブの切欠きから約 20mm 離れているのに対し、 $R=20mm$ ではちょうど R の始まる位置となっており、 R の影響を強く受ける。したがって、ゲージ位置のひずみが大きいからといって、必ずしも亀裂発生位置のひずみも大きいとは限らない。このように、亀裂発生位置のひずみをひずみゲージによって精度良く測定することは、容易なことではない。

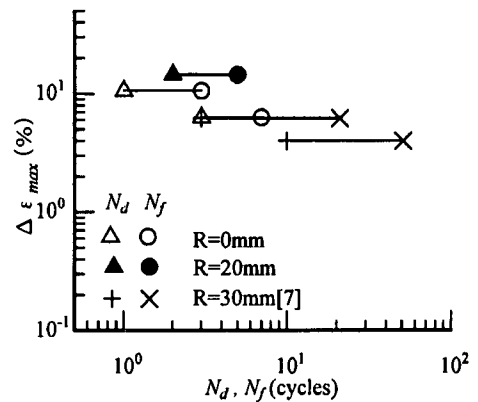


図-5.4.14 実測ひずみ範囲の最大値と疲労寿命との関係

(3) 亀裂発生位置のひずみ範囲と寿命との関係

a) 亀裂発生位置のひずみ範囲の推定

有限の寸法を有するひずみゲージを用い、複雑な形状の溶接継手部の局部的なひずみを測定することは、事実上不可能である。そこで、ここでは、3次元弾塑性 FEM 解析によって、亀裂発生位置であるすみ肉溶接止端の局部的なひずみ変化を推定する。解析の方法は文献 29) と同様である。

図-5.4.15 と図-5.4.16 とには、解析によって得られた長手方向ひずみ範囲のフランジ長手方向の分布と幅方向の分布とを実測値とともに示す。 $R=0mm$ 、および $R=20mm$ の両ケースとも、解析値は実測値とよく一致しており、本解析結果がある程度信頼のおけるものであることが確認できる。 $R=0mm$ の場合には、図-5.4.15 に示すように亀裂発生位置である柱と梁のフランジ同士を接合するすみ肉溶接止端に近づくのに伴って、急激にひずみが増大する。ところが、 $R=20mm$ の場合には、図-5.4.16 に示すようにウェブの R 開始部分にひずみが集中するために、図-5.4.15 に示すように、すみ肉溶接止端でのひずみ集中は緩やかなものとなる。

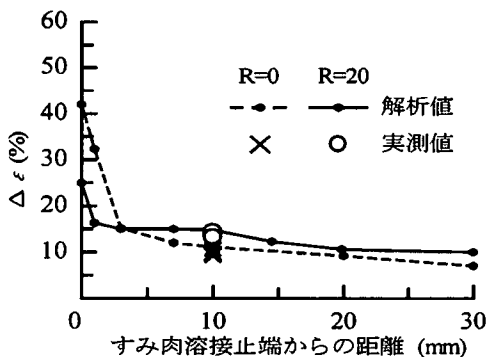


図-5.4.15 長手方向ひずみ範囲のフランジ長手方向の分布

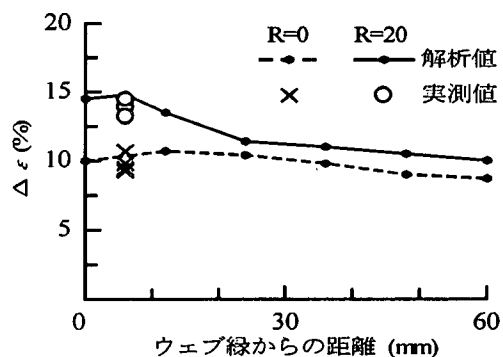


図-5.4.16 長手方向ひずみ範囲のフランジ幅方向の分布

b) 局部ひずみによる寿命評価

図-5.4.17 には、本解析で得られた亀裂発生位置の塑性ひずみ範囲 $\Delta \varepsilon_p$ と亀裂発生寿命 N_d との関係を示す。図中の斜めの直線と◇印は、それぞれ素材の低サイクル疲労寿命曲線、および引張試験結果⁴⁴⁾である。この図と(3).a)とで述べたように、亀裂発生位置の柱と梁のフランジ同士のすみ肉溶接止端では、 $R=0\text{mm}$ の方がひずみ集中が著しく、 $\Delta \varepsilon_p$ も大きく、その分だけ短寿命となっていることがわかる。

$R=0\text{mm}$ 、および $R=20\text{mm}$ 試験体の $\Delta \varepsilon_p$ と N_d との関係は、素材の引張試験結果と低サイクル疲労試験結果⁴⁴⁾とを結ぶ線上にほぼ乗ってきている。したがって、素材の引張試験結果と低サイクル疲労試験結果から判断すると、鋼製橋脚の隅角部の超低サイクル疲労強度、および寿命は、この図より推定できることが示された。

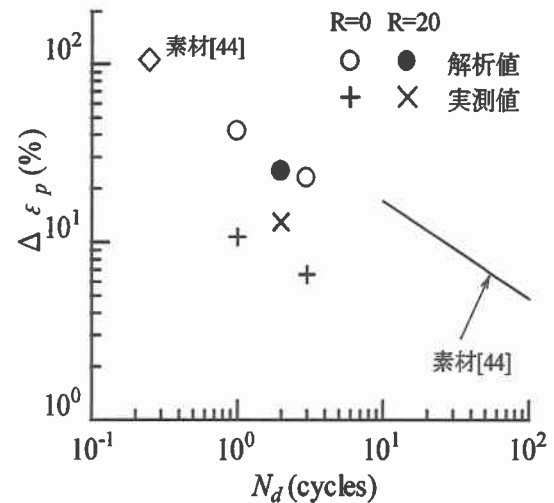


図-5.4.17 亀裂発生位置の塑性ひずみ範囲と亀裂発生寿命との関係

(4) まとめ

兵庫県南部地震によって、隅角部に脆性的な破壊を生じた鋼製橋脚のウェブコーナー部に曲率半径 R がなかったことに注目し、ウェブコーナー部の R が有り無し の 2 種類の鋼製橋脚隅角部試験体を用い、超低サイクル疲労実験と 3 次元弾塑性解析とを行った。これらより得られた主な結果は、以下のとおりである。

- i) 亀裂の発生位置は、 $R=0\text{mm}$ 、および $R=20\text{mm}$ 両試験体とも、実際の損傷事例と同様に、柱のウェブとフランジを接合するレ型溶接と、柱と梁のフランジ同士を接合するすみ肉溶接との交差部のレ型溶接側の止端部である。
 - ii) $\delta/\delta_y \cong \pm 10$ 程度の繰返し荷重を受ける場合、 $R=20\text{mm}$ 試験体では 2 サイクル目、また $R=0\text{mm}$ 試験体では 1 サイクル目の载荷中に長さ $2\text{mm} \sim 11\text{mm}$ の亀裂が生じた。そして、 $R=20\text{mm}$ 試験体では 5 サイクル目、また $R=0\text{mm}$ 試験体では 3 サイクル目の载荷中にフランジが一気に破断した。
 - iii) $R=0\text{mm}$ 試験体の疲労寿命は、 $R=20\text{mm}$ 試験体の約 $1/2$ に低下した。これは、 $R=0\text{mm}$ の場合、 $R=20\text{mm}$ に比べて亀裂発生位置である柱と梁のフランジ同士を接合するすみ肉溶接止端部のひずみ集中が著しいことに起因するものである。
- iii) 鋼製橋脚隅角部の超低サイクル疲労強度、および寿命は、鋼素材の引張試験結果と低サイクル疲労試験結果から、推定できることが示された。

5.4.3 橋脚基部の破断

1995 年 1 月の兵庫県南部地震によって、鋼製橋脚柱基部の箱形断面が、半周以上にわたって破断するという事例が発見された^{37),38)}。写真 5.4.8 に示すように、この亀裂は、柱とベースプレートとの間に取り付けられた三角形のリブの上端部を連ねるように生じている。このような亀裂は、今回の地震で初めて確認されたものであり、どのような力で、どこからどのように生じたか、その発生メカニズムについて明らかにする必要がある。

既報²⁹⁾では、地震荷重が繰返し荷重である点に着目し、三角リブのない一般的な鋼製橋脚基部を対象として、10 回程度以下の繰返し回数で破壊が生じ



写真-5.4.8 鋼製橋脚基部の三角リブ上端部に生じた亀裂(溶接補修され矩形リブで補強されている)

るような超低サイクル領域の疲労挙動が検討された。ここでは、三角リブを取り付けた鋼製橋脚基部試験体を用いて文献 29)と同様な繰返し载荷実験と弾塑性 FEM 解析とを行い、三角リブ上端部の超低サイクル疲労挙動について検討した 45)。

(1) 実験方法

試験体は、図-5.4.18 に示すとおり、リブ無しの鋼製橋脚基部試験体²⁹⁾に三角リブを取り付けたものである。リブの付いている場合と無い場合とで。試験断面(リブ付き：三角リブ先端部、リブ無し：ベースプレート貫通部)と支点との距離が、同じになるように試験体の支持位置を決定した。载荷条件は、リブ無し試験体²⁹⁾と同様、载荷点の変位 $\delta = \pm 50\text{mm}$ ($\equiv \pm 8\delta_y$) と $\pm 75\text{mm}$ ($\equiv \pm 12\delta_y$) との 2 ケースである。なお、 δ_y は鋼材(SM490A)の降伏点(410Mpa)を用い、三角リブを無視した一定断面のはりとして求めた降伏時の変位(=6.5mm)である。

载荷実験には、载荷容量 $\pm 400\text{kN}$ 、および $\pm 100\text{mm}$ の電気油圧式疲労試験機を使用した。なお、亀裂発生が予想される三角リブ先端部の回し溶接止端から長手方向に 10mm だけ離れた位置 8 カ所に塑性ひずみゲージ(ゲージ長 2mm)を貼付し、ひずみ変化を測定した。

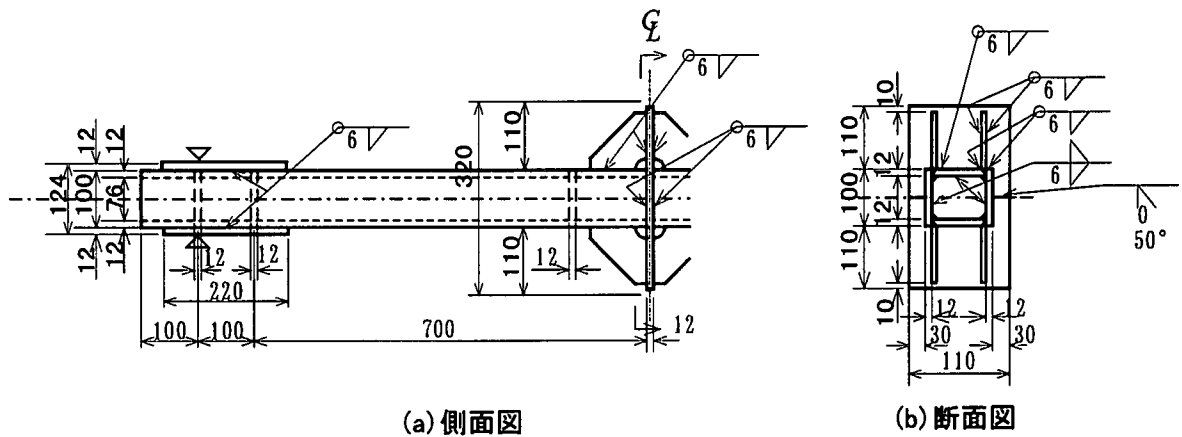


図-5.4.18 三角リブ付き鋼製橋脚基部試験体(寸法の単位: mm)

(2) 実験結果

a) 荷重-変位関係

载荷点の変位 $\delta = \pm 75\text{mm}$ のリブ付きとリブ無し²⁹⁾の各試験体に対する降伏荷重 P_y で無次元化した荷重(P/P_y)と δ との関係を示す。図-5.4.19 に示す。 P_y は δ_y と同様に、一様断面柱と仮定し、それぞれの鋼材の降伏点から求めた降伏荷重である(リブ付き 137kN、リブ無し 143kN)。両試験体とも、1 回目から 2 回目にかけて、文献 29)と同じ繰返し硬化現象が明瞭に認められる。リブ付きは 3 回目、またリブ無しは 5 回目で荷重が急激に低下している。しかし、それに至るまでそれぞれの曲線がほとんど一致していることから、基部の全体的な荷重変形挙動に関しては、三角リブ先端部とベースプレート貫通部とで相違がないことがわかる。

b) 破壊挙動

写真-5.4.9 には、三角リブ付き試験体 PBR75($\delta = \pm 75\text{mm}$)の破壊状況を示す。1 回目の载荷中に、三角リブ先端のまわし溶接部から長さ 13~21mm の亀裂が、発生した。载荷回数とともに止端部の亀裂が進展し、3 回目の载荷中に、亀裂がリブ先端部を連ねるようにして進展し、フランジが破断している。

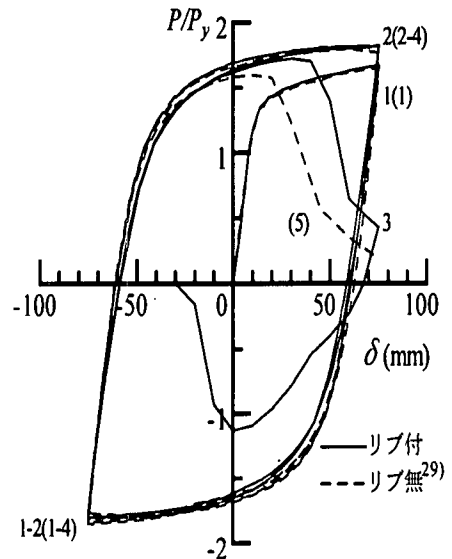
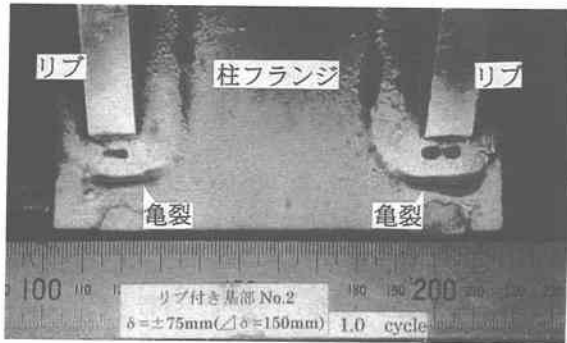
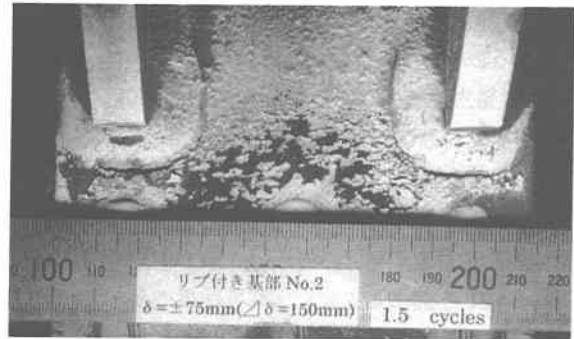


図-5.4.19 $\delta = \pm 75\text{mm}$ (試験体 PB75, および PBR75)の荷重(P)と载荷点の変位(δ)との関係(ループチップ付近の数字は、サイクル数で、()付きは $R=20\text{mm}$ 試験体の場合を示す。)



(a) N=1.0cycle



(b) N=1.5cycles



(c) N=2.0cycles



(d) N=2.5cycles

写真-5.4.9 亀裂の発生進展状況 (試験体 PBR75)

写真-5.4.10 には、試験体の破断面を示す。それぞれのリブ先端部のすみ肉溶接止端表面から発生した亀裂が板厚方向に進展し、亀裂深さがある程度まで達したときに、それらの亀裂が急激に合体し、フランジを破断させている様子がわかる。

c) 疲労寿命

亀裂発生位置である三角リブ先端のまわり溶接止端部から長手方向に 10mm 離れた位置に貼付したひずみゲージにより測定したひずみ範囲の最大値 $\Delta \varepsilon_{\max}$ と亀裂発生寿命 N_d 、および破断寿命 N_f との関係を図-5.4.20 に示す。図中の▲と●とは、リブ無し試験体の結果²⁹⁾である。リブ付き試験体の寿命は、リブ無しに比べておよそ半分に減少している。この図の縦軸の $\Delta \varepsilon_{\max}$ は、亀裂発生位置である

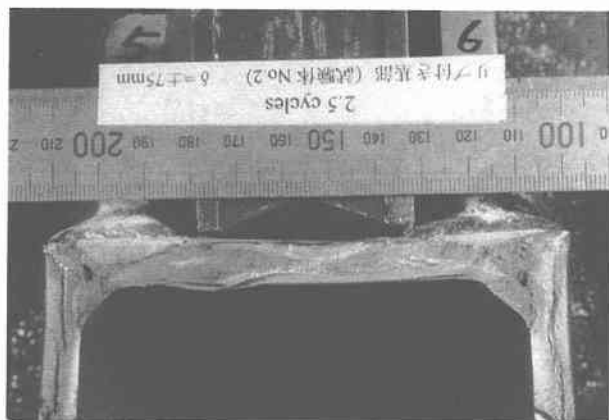


写真-5.4.10 破断面(試験体 PBR75)

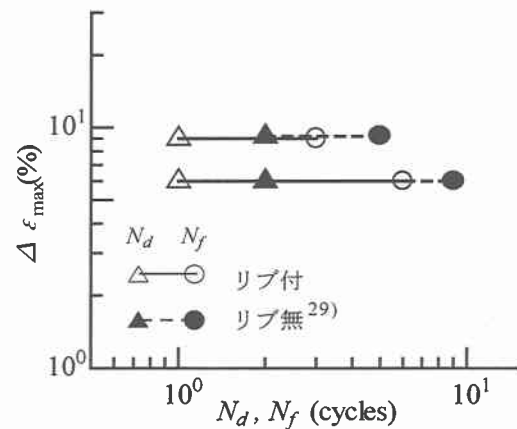


図-5.4.20 実測ひずみ範囲と疲労寿命との関係

すみ肉溶接止端から 10mm 離れた点の値である。この位置の $\Delta \epsilon$ は、リップ付き、およびリップ無しで、たまたま同程度である。しかし、亀裂発生位置であるすみ肉溶接止端でも、両者は同じと限らない。また、リップによるさらなるひずみ集中も予想される。

(3) 亀裂発生位置のひずみ範囲と寿命の関係

a) 亀裂発生位置のひずみ範囲の推定

ある程度の大きさを持つひずみゲージを用いて表面が平らでないすみ肉溶接止端の局部的なひずみを測定することは不可能と考え、ここでは弾塑性 FEM 解析により亀裂発生位置であるすみ肉溶接止端の局部的なひずみ変化を推定する。解析の方法は文献 29) と同様である。

図-5.4.21 と図-5.4.22 には、解析結果の長手方向ひずみのフランジ長手方向の分布と幅方向の分布とを実測値、およびリップ無しの解析結果とともに示す。リップ付きの解析値は、実測値とよく一致しており、本解析結果がある程度信頼のおけるものであることが確認できる。一方、リップ無しの解析値は、リップ付きの実測値とよく一致しており、ゲージ位置でのひずみがたまたま同程度であることがよくわかる。止端部に近づくのに伴って、リップ付きの方がひずみが大きくなり、ひずみ集中が著しい。

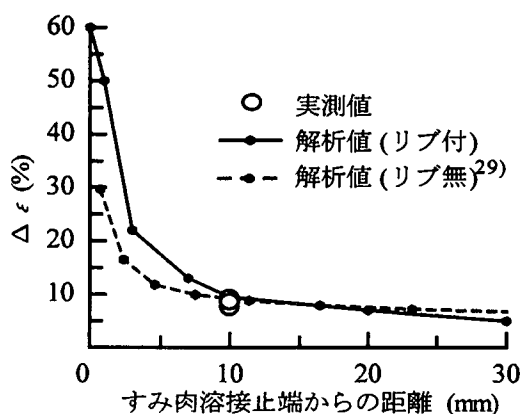


図-5.4.21 試験体 PBR75 の長手方向ひずみ範囲のフランジ長手方向の分布

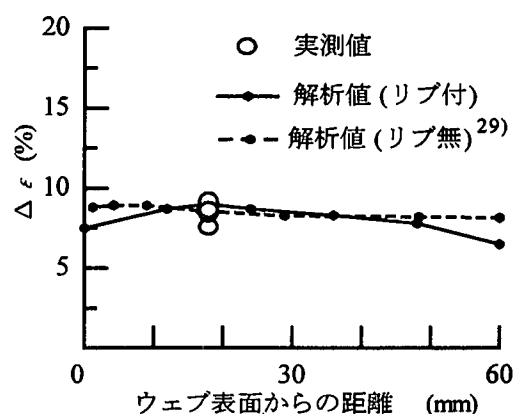


図-5.4.22 試験体 PBR75 の長手方向ひずみ範囲のフランジ幅方向の分布

b) 局部ひずみによる寿命評価

図-5.4.23 には、解析より得られた亀裂発生位置の塑性ひずみ範囲 $\Delta \epsilon_p$ と亀裂発生寿命 N_d との回数を示す。図中の斜めの直線と◇印は、それぞれ素材の低サイクル疲労寿命曲線、および引張試験結果⁴⁴⁾に相当する。今回得られたリップ付き試験体の結果は、リップ無しのものと同様に、両者を結ぶ直線上にはほぼ分布している。したがって、リップ付き試験体の寿命の低下は、亀裂発生位置であるリップ先端回し溶接止端部の局部的な著しいひずみ集中によるものであること、および亀裂発生位置の局部的なひずみ範囲と亀裂発生寿命の関係が素材の低サイクル疲労試験結果と引張試験結果とから推定できることが示された。

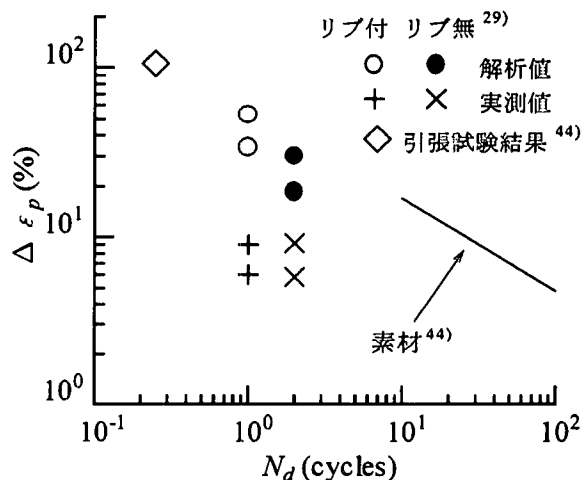


図-5.4.23 亀裂発生位置の塑性ひずみ範囲と亀裂発生寿命との関係

(4) まとめ

三角リップを取り付けた鋼製橋脚基部試験体を用いて繰返し载荷実験と弾塑性 FEM 解析を行い、三角リップ上端部の超低サイクル疲労挙動について検討した。得られた主な結論は、以下のとおりである。

i) 载荷振幅が降伏変位の 8~12 倍程度のとき、1 回の载荷で三角リップ先端の回し溶接止端部に長さ 1~2cm 程

度の亀裂が生じる。それらの亀裂は、載荷回数とともに成長し、2～5 回程度の繰返し載荷で、互いの亀裂が合体するような形で急激にフランジを破断に至らせしめる。

- ii) リブ付き基部試験体の超低サイクル疲労寿命は、リブ無し試験体の半分程度に低下する。これは、三角リブによってリブ先端の回し溶接止端部に生じる著しいひずみ集中が起因している。
- iii) 亀裂発生位置の局所的な塑性ひずみ範囲と亀裂発生寿命との関係は、鋼素材の低サイクル疲労試験結果と引張試験結果とから推定することができる。

5.5 おわりに

本章では、兵庫県南部地震で甚大な被害を受けた長大橋梁、および特殊橋梁を抽出して、それらの損傷を起こさないためには、どのような対策を講ずるべきであるかを各節で個別に論及した。それらを要約すると、下記のとおりである。

まず、長大橋のうち、ローゼ橋のアーチ主構・上横繫ぎ材の座屈損傷は、動的解析や静的解析によって、損傷が再現できることがわかった。そして、その原因としては、設計地震力の2倍程度の水平力によって、1つの支承が破断して、全体が3支点支持の状態になり、それに起因した主構全体のねじりに伴って、座屈を起こしたことがわかった。そして、鋼製ラーメン橋脚の横梁の腹板におけるせん断座屈損傷は、550～600gal で起こることが明らかにできた。また、地震時にラーメン橋脚のどの部材のどの部分をヒューズとすべきかは、今後、慎重に検討すべきであることを示した。今後は、ラーメン橋の全体座屈とその構成部材の局部座屈との連成挙動を捉える必要がある。一方、ニールセン・ローゼ橋のケーブルの定着部の損傷と弛みが、何故起こったかについても論及し、今後の設計に際して留意すべき諸点を指摘した。

つぎに、長大橋梁と中小橋梁とが隣接したり、またモノレール PC 軌道桁と駅舎とが隣接したりしている場合、あるいは鋼製橋脚と PC 橋脚とが隣接している場合、すなわち異種の橋梁が隣接している場合の動的相互作用による損傷事例を解析によって解明した。そのうち、長大アーチ橋とそのアプローチ橋との落橋事故については、適切な2次元振動解析モデルを設定して、種々な解析を試みた。その際、地盤のモデル化については、今後検討すべき数々の課題も残されているものの、支承の破壊、耐震連結装置の破断、可動支承の固定化、および、それに伴う著しい水平変位の発生によって、落橋に至るというメカニズムが明らかにされた。また、モノレール PC 軌道桁の破損は、駅舎や橋梁への固定法として採用しているホゾの構造や支承の弾性支承化などの改善によって、今後、効果的に防止できることを示した。また、鋼製橋脚と RC 橋脚とが隣接する場合の地震時相互作用を多角的な面より検討した結果、今後、耐震設計を行う場合、検討すべき諸点が多々あることを、指摘した。

さらに、今回の兵庫県南部地震で初めて問題視されるようになった鋼製橋脚ラーメン隅角部の亀裂に対しては、使用鋼材のマクロ的、およびミクロ的な破面調査を行ったり、また解析的な検討を行った結果、いずれも脆性的な破壊によるものであることが判明した。そして、ラーメン隅角部に超低サイクル疲労亀裂の発生挙動が、実験的な研究で明らかにされた。また、橋脚基部の破断についても、実験や FEM 解析が行われ、超低サイクル疲労に起因することが示された。なお、これらについては、研究が始められたばかりであり、今後、研究を、鋭意、続行する必要があることも、指摘した。

参考文献

- 1) 頭井 洋・北田俊行・中井 博・加賀泰一：兵庫県南部地震によるローゼ橋の被害原因の動的応答解析による検討、鋼構造論文集、日本鋼構造協会、(投稿中)
- 2) 川重・石播・トピー・名村建設工事共同企業体、(財)災害科学研究所：六甲アイランド橋応急復旧工事における横繫ぎ材の損傷解析、報告書、1995年11月
- 3) 中井 博・北田俊行・興地正浩・石崎 浩：大地震により損傷を受けたアーチ橋の損傷原因のシミュレーション解析、土木学会関西支部年次学術講演会概要集、pp. I-16-1～I-16-2、1996年5月。
- 4) 北田俊行・大南亮一・丹生光則・田中克弘：ケーブルを用いた鋼橋の耐荷力解析用の汎用プログラム開発、構造工学における数値解析法シンポジウム論文集、Vol. 13、日本鋼構造協会、pp. 89～94、1989年

7月.

- 5) USSP 研究会 : USSP、ユーザーズ・マニュアル、理論編、Ver. 3.0、日本構研情報(株)、1996年10月.
- 6) 中井 博・北田俊行・池田仲裕・加賀泰一 : 巨大地震によるアーチ橋上横繫ぎ材の座屈損傷解析、土木学会関西支部年次学術講演会概要集、pp. I-75-1~I-75-2、1997年5月.
- 7) 川重・石播・トピー・名村建設工事共同企業体 : 六甲アイランド橋上部構造工事設計計算書、1993年2月.
- 8) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説、V耐震設計編、1996年12月
- 9) 中井 博・北田俊行・西岡敬治・狩野正人・迫田治行・森 昭紀 : 巨大地震による鋼製ラーメン橋脚腹板のせん断座屈損傷のシミュレーション、鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集、土木学会構造工学委員会、pp. 223~230、1997年5月
- 10) 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、土木建造物の被害、橋梁、1996年12月.
- 11) 中島章典・大嶽敦郎・安波博道 : 上部構造の支承条件を考慮した高架橋の大地震時挙動に関する研究、鋼構造年次論文報告集、第4巻、pp. 9~16、1996年11月
- 12) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説、丸善、1996.
- 13) 金沢武・越賀房夫 : 破壊靱性試験、培風館、1977.
- 14) Zienkiewicz, O. C. : The Finite Element Method, 3rd Edition, McGraw-Hill, 1977.
- 15) Nakamura, E. : Dynamic Explicit Finite Element Analysis, Osaka Institute of Technology, 1996.
- 16) 川島一彦 : 動的解析における衝突のモデル化に関する一考察、土木学会論文報告集、No. 308、1981.
- 17) 林卓夫・田中吉之助 : 衝撃工学、日刊工業新聞社、1988.
- 18) 渡部泰介・亀田弘行・南荘淳 : 異種橋梁間の動的相互作用に注目した都市高速道路橋の地震応答、土木学会第49回年次学術講演概要集、第1部、pp. 1694~1695、平成6年9月.
- 19) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説、V耐震設計編、1990年2月.
- 20) Malhotra, P. K., Huang, M. J. and A. F. Shakal: Seismic Interaction at Separation Joints of an Instrumented Concrete Bridge, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 24, pp. 1055~1067, 1995.
- 21) 中島章典・山崎正治・深山大介 : 兵庫県南部地震による高架橋橋脚の損傷についての一考察、第23回地震工学研究発表会、pp. 249~252、1995年7月.
- 22) 金子蒼・勝川藤太 : 高架橋の橋軸直角方向の地震力分担に関する一考察、阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集、pp. 325~331、1996年1月.
- 23) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会 : 兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書、1995年12月.
- 24) 土木学会 : 阪神大震災震災調査緊急報告会資料、1995年2月.
- 25) 馬場正成・伊津野和行 : 鋼製橋脚の被害に及ぼす隣接RC橋脚の影響に関する考察、阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集、pp. 591~598、1996年1月.
- 26) 山田善一・家村浩和・伊津野和行・藤澤悟 : 履歴復元力モデルの差異がRC建造物の耐震安全性評価に及ぼす影響、建造物の安全性および信頼性 (JCOSSAR'91 論文集)、Vol. 2, pp. 121~128、1991年11月.
- 27) 伊津野和行・中村公信 : 鋼製橋脚と隣接RC橋脚との地震時相互作用に関する研究、鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集、土木学会、pp. 287-294、1997年5月.
- 28) 渡邊英一・杉浦邦征・永田和寿・北沢正彦・堀江佳平 : 鋼製橋脚・RC橋脚が混在する高架橋の地震時応答性状に関する研究、鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集、土木学会、pp. 295-300、1997年5月.
- 29) 坂野昌弘・三上市蔵・村山 弘・三住泰久 : 鋼製橋脚基部の超低サイクル疲労破壊挙動、JSSC 鋼構造論文集、第2巻第8号、pp. 73~82、1995年12月.

- 30) 杉本浩一、高橋秦彦：阪神・淡路大震災で破断した柱梁仕口部近傍と破面の調査-き裂発生の検証と材質変化の分析-、JSSC 鋼構造論文集、第 3 巻第 10 号、pp. 1~6、1996 年 6 月。
- 31) 寺岡 勝、島貫広志、森田耕次、薦野和彦、岡田忠義：1995 年兵庫県南部地震による 9 階建鉄骨造建物の被害調査と検討、JSSC 鋼構造論文集、第 3 巻第 11 号、pp. 21~34、1996 年 9 月。
- 32) 桑村 仁、山本恵市：三軸応力状態における構造用鋼材の延性き裂発生条件、日本建築学会構造系論文集、第 477 号、pp. 129~135、1995 年 11 月。
- 33) 奥村敏恵、石沢成夫：薄板構造ラーメン隅角部の応力計算について、土木学会論文集、第 153 号、pp. 1~18、1968 年 5 月。
- 34) ASTM E399-90: Standard Test Method for Plane-Strain Fracture Toughness of Metallic Materials
- 35) 日本溶接協会：溶接構造物の脆性破壊強度評価方法 -WR-3 委員会報告書-、1994 年
- 36) 渡邊英一、前川義男、杉浦邦征、北根安雄：鋼橋の被害と耐震性、土木学会誌、Vol. 80、pp. 54-62、1995.
- 37) 三木千寿：土木構造物の被害、第 3 回鋼構造シンポジウム・パネルディスカッション講演資料、日本鋼構造協会、pp. 21-30、1995.
- 38) Miki, C: Damage to Civil Structures in Great Hanshin Earthquake, Proceedings of the International Conference on Welded Structures in Particular Welded Bridges, Budapest, Hungary, pp. 247-259, 1996.
- 39) 北沢正彦：阪神高速道路の復旧と鋼の威力、JSSC, No. 24, pp. 1-7, 1997.
- 40) 坂野昌弘、三上市藏、三住泰之、大東勝浩：鋼製橋脚隅角部の耐震補強法と改良構造の提案、平成 8 年度土木学会関西支部年次学術講演会、I-132, 1996.
- 41) 坂野昌弘、岡下勝彦、服部孝弘、沼田環、三上市藏：鋼製橋脚から採取した塗膜付試験片の塑性域交番載荷実験、鋼構造年次論文報告集、第 5 巻、pp. 215-222, 1997.
- 42) 坂野昌弘、三上市藏、鷹羽新二：鋼製橋脚隅角部の低サイクル疲労挙動、土木学会論文集、No. 563/I-39, pp. 49-60, 1997.
- 43) 坂野昌弘、岸上信彦、小野剛史、三上市藏：鋼製ラーメン橋脚柱梁接合部の超低サイクル疲労破壊挙動、鋼構造論文集、第 4 巻、第 16 号、pp. 17-26, 1997.
- 44) 西村俊夫、三木千寿：構造用鋼材のひずみ制御低サイクル疲れ特性、土木学会論文報告集、第 279 号、pp. 29-44, 1978.
- 45) 坂野昌弘、岸上信彦、小野剛史、森川友記、三上市藏：三角リブ付き鋼製橋脚基部の超低サイクル疲労挙動、構造工学論文集、Vol. 44A (掲載予定)