

兵庫県南部地震による神戸港港湾幹線道路 P75 橋脚隅角部におけるき裂損傷の原因調査・検討

岡下 勝彦¹・大南 亮一²・道場 康二³・山本 晃久⁴・富松 実⁵・
丹治 康行⁶・三木千壽⁷

¹正会員 工修 (財)神戸港埠頭公社工務部 (〒651 兵庫県神戸市中央区浜辺通 5-1-14)
(元 神戸市港湾整備局 技術部)

²正会員 工博 川崎重工業(株) 明石技術研究所 (〒673 兵庫県明石市川崎町 1-1)

³工博 川崎重工業(株) 生産技術開発センター (〒650-91 兵庫県神戸市中央区東川崎町 3-1-1)

⁴正会員 工修 川崎重工業(株) 鉄構事業部 橋梁技術総括部 (〒675-01 兵庫県加古郡播磨町新島 8)

⁵工修 三菱重工業(株) 高砂研究所 (〒676 兵庫県高砂市荒井町新浜 2-1-1)

⁶工修 三菱重工業(株) 神戸造船所 鉄構部 (〒652 兵庫県神戸市兵庫区和田崎 1-1-1)

⁷正会員 工博 東京工業大学 工学部 (〒152 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

神戸港港湾幹線道路(ハーバーハイウェイ)の鋼製門型橋脚 P75 は、兵庫県南部地震により隅角部に大きなき裂の生じる被害を受けた。き裂の原因を究明するため、破面調査、材料特性試験および FEM 解析による地震時発生ひずみの推定を行った。破面調査の結果、隅肉溶接止端部を起点として進行したき裂のほとんどで脆性破面の様相が見られた。材料特性試験からは、き裂起点部近傍の部材が降伏ひずみを大幅に超える大きな予ひずみを受け、靱性が低下していることがわかった。また、FEM 解析により、当該部のひずみ、および、ひずみ速度とも非常に大きかったと推定された。以上の結果から、今回の損傷は、降伏ひずみを超える大きな予ひずみを受け靱性が低下した材料が、速いひずみ速度により脆性破壊したことが明かになった。

Key Words : Hyogoken-Nanbu Earthquake, columns of bridge piers, prestrain, strain rate, brittle fracture, elasto-plastic earthquake response analysis

1. まえがき

平成 7 年 1 月 17 日早朝に発生した兵庫県南部地震では、数多くの土木・建築構造物が甚大な被害を受けた^{1)~5)}。被害の内には、これまで我が国では経験したことのないものもあり、その原因を究明しておくことは、今後の耐震設計を考える上で非常に重要であると思われる。

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、その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、脆性破壊によると思われるき裂損傷が生じた。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ため、本橋脚の管理・監督官庁および施工者である筆者らは、大掛かりで詳細な原因究明にあたった。

震災後の耐震関連の研究は数多く行われているが、今回の被害の特徴である、非常に大きな地震力を受けた鋼構造物のき裂損傷に関する研究は少なく、主な研究として以下のものが挙げられる。まず、坂野・三上ら⁶⁾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、杉本・高橋⁷⁾および寺岡・島貫ら⁸⁾による研究がある。柱梁仕口部のき裂は、主に H 形鋼梁ウェブのスカル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⁹⁾は、延性破壊の防止により、その後が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から求めている。しかし、いずれの研究も準静的な観点からの検討が行われているが、破

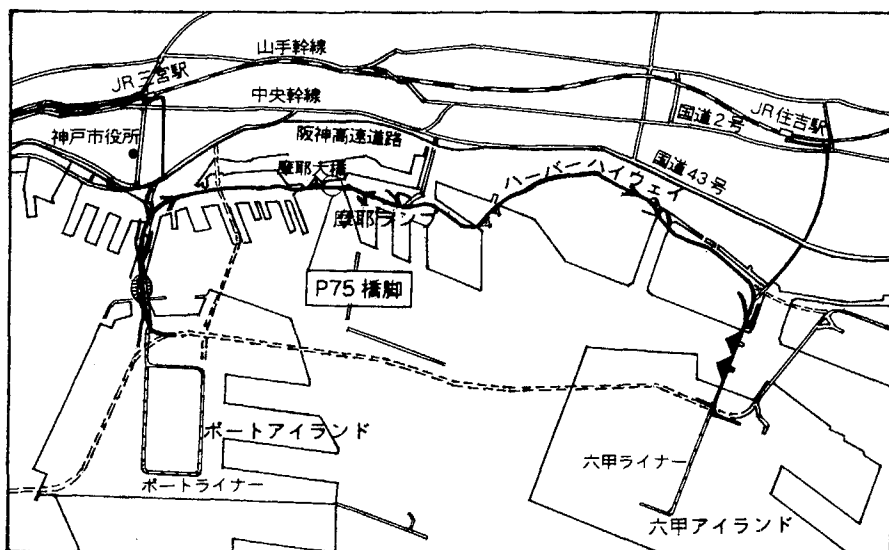


図-2.1 位置図

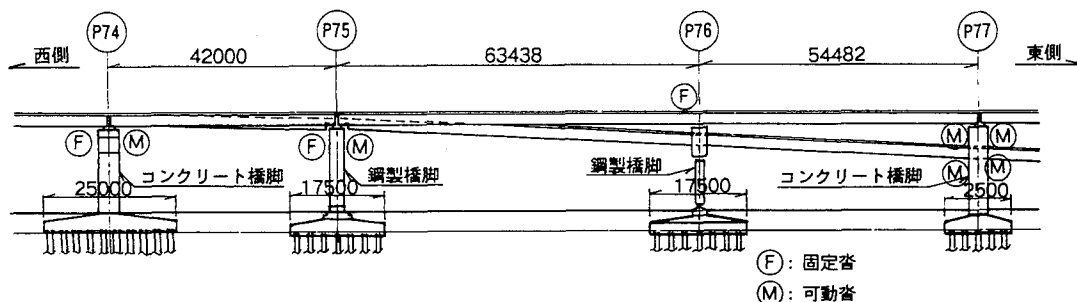


図-2.2 橋脚配置図

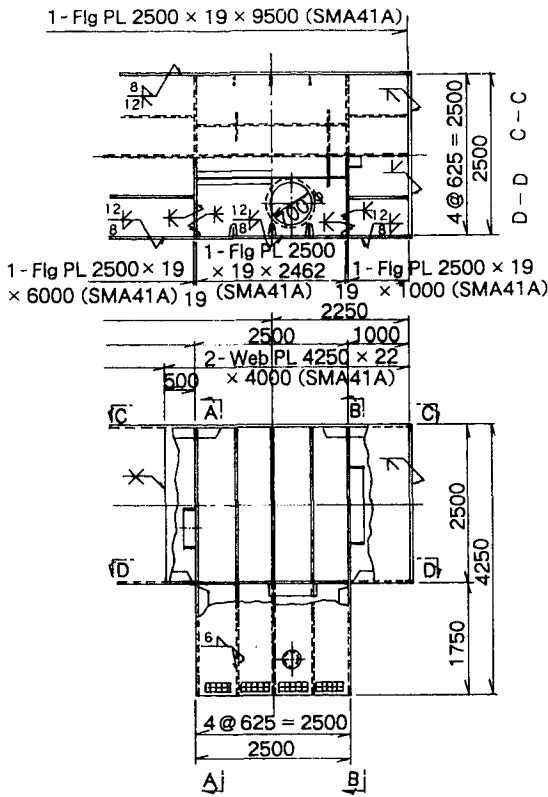
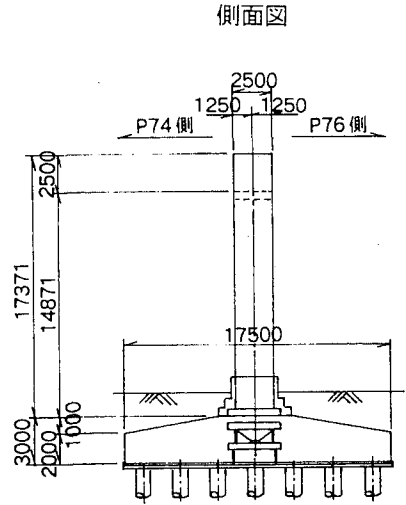
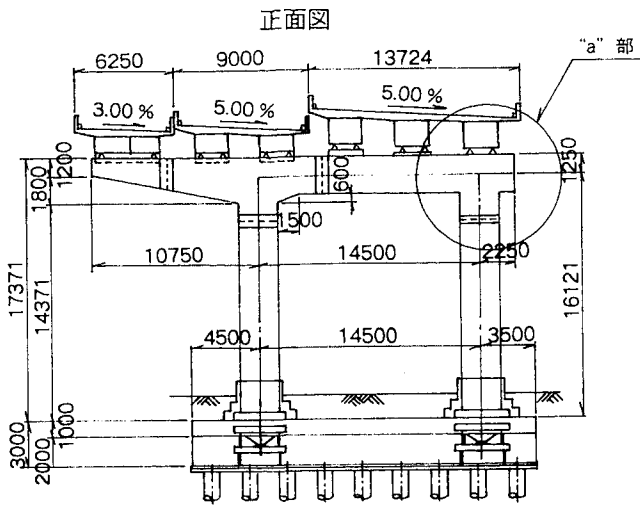
壊力学上、重要なパラメータである動的な影響については言及されていない。

本論文では、まず、破面調査により、き裂起点位置および破壊形態の調査を行い、材料試験により、当該部の静的な材料特性、動的な破壊靱性特性および地震時に生じたひずみ量（予ひずみ）の調査を行った。次に、隅角部北面フランジに生じた座屈による残留たわみ量から、FEM 解析により地震外力の大きさを推定し、その外力のもとでのき裂起点部におけるひずみ、および、ひずみ速度の値を解析により求めた。さらに、隣接橋梁を考慮した地震応答解析を行い、その影響を検討した。最後に、破面調査および材料試験結果と解析結果とを総合的に評価し、破損原因の検討を行い、さらに、そこで得た知見を検証試験により確認した。

2. P75 橋脚の概要

P75 橋脚は、ハーバーハイウェイの摩耶大橋の東側に位置する鋼製橋脚であり、本線の他にオフランプ桁が配置された橋脚である。その位置を図-2.1 に示す。本橋脚は昭和 51 年に完成したもので、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、図-2.2 に示すように、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、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¹⁰⁾を適用しており、図-2.3 に示すように、その構造詳細は当時としては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 $t=19\text{mm}$ 、ウェブに $t=22\text{mm}$ を用いている。



"a"部詳細

A-A B-B

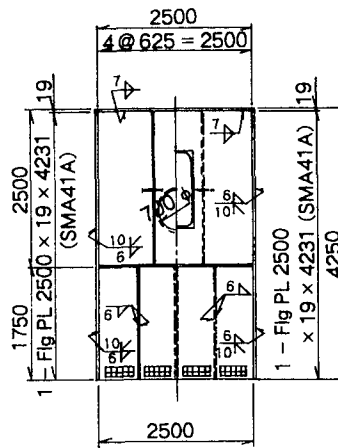


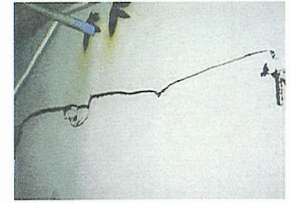
図-2.3 P75 橋脚隅角部構造一般図



(b) 東面ウェブ



(c) 北面フランジ (詳細調査時)



(d) 西面ウェブ

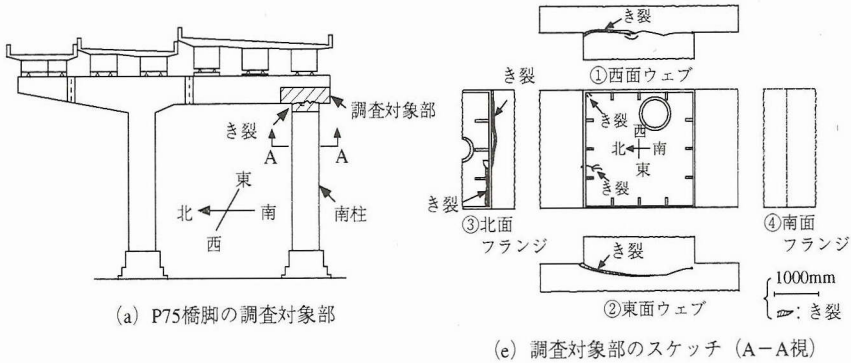


図-3.1 P75 橋脚南柱隅角部のき裂発生状況

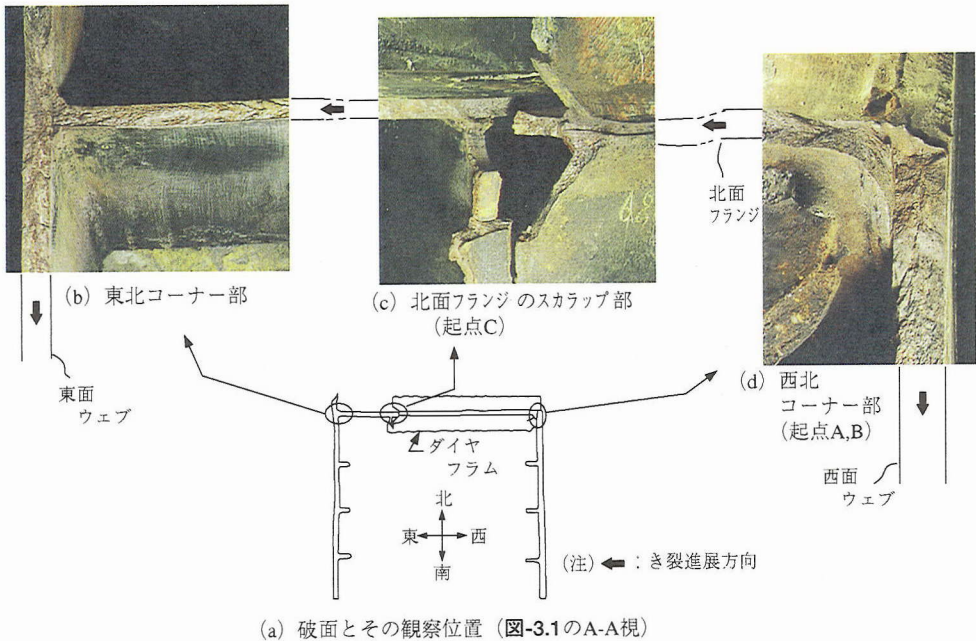


図-3.2 き裂開放後のマクロ破面状況

3. 隅角部の外観および破面調査

P75橋脚隅角部のき裂発生・進展状況と破壊起点部および破壊形態を確認するため、外観、破面および金属組織について調査した。

(1) 外観調査

P75橋脚のき裂発生状況を図-3.1に示す。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おり、それぞれの長さは約2.5mである。き裂の開口は西北隅角部および東北隅角部で大きく、き裂開口量は約30mmと約37mm

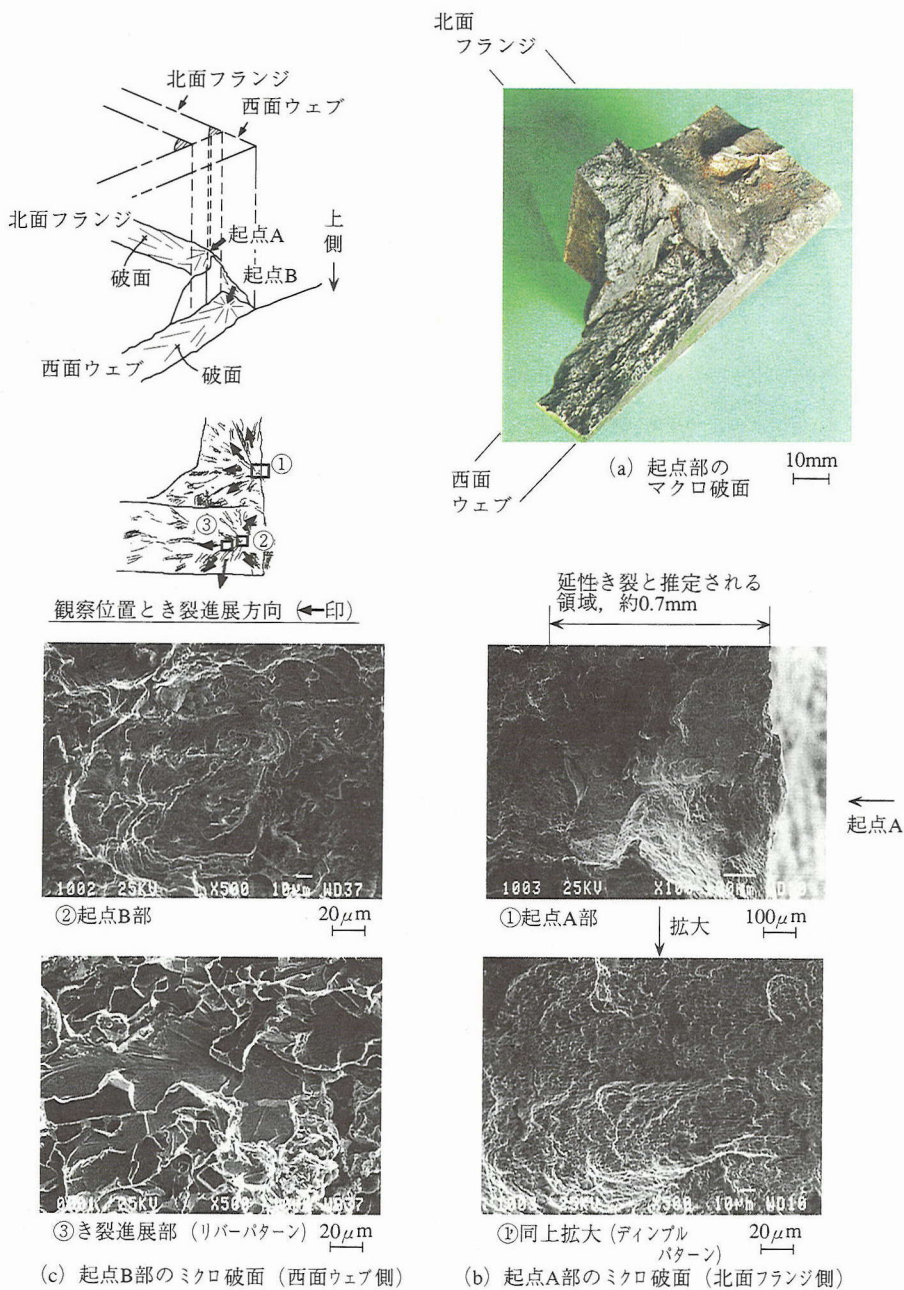


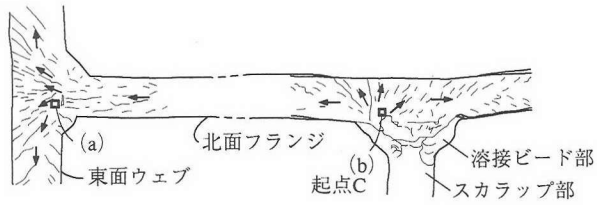
図-3.3 西北隅角部のき裂発起点のマクロ・マイクロ破面

である。また、北面フランジ（脚部）のき裂発生日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。なお、図-3.1中に調査対象部として示した橋脚隅角部を、切断して詳細に調査した。

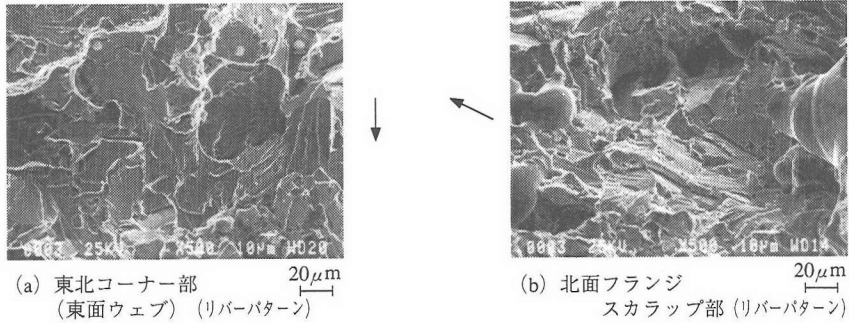
(2) マクロ・マイクロ破面調査

き裂を開放して観察したマクロ破面を図-3.2に示す。マクロ破面にはシェブロンパターンが明瞭に認

められることから、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、前述のき裂発生日態・き裂開口量、後述のマイ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-5.10参照）から応力集中部であること等を考察して、破壊の主起点は西北隅角部と推測される。この主起点部から、西面ウェーブは南側へ、北



観察位置とき裂進展方向 (←印)



(a) 東北コーナ部
(東面ウェブ) (リバーパターン)

(b) 北面フランジ
スカラップ部 (リバーパターン)

図-3.4 東・北コーナ部, 北面フランジスカラップ部のマイクロ破面

面フランジは東側へとき裂が進展している。なお、北面フランジのき裂はダイヤフラムより下側で発生・進展していたものが、橋脚幅の約3/4の箇所ダイヤフラムより上側に移行している(図-3.1参照)。この箇所は北面フランジのスカラップ部であり、当箇所(起点C)が副起点となって更に東側へき裂が進展した後、き裂は東面ウェブに進展して、主として南側に進展した様相を呈している。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。

西北隅角部のき裂発生起点のマクロ・マイクロ破面を図-3.3に示す。起点は北面フランジと西面ウェブの2箇所に認められる。北面フランジき裂の起点Aは隅肉溶接止端部の応力集中部であり、かつ北面フランジを開先加工後に西面ウェブに溶接した箇所の溶接金属と母材の境界部である。また、西面ウェブの起点Bは母材部である。

破面には錆が生じており不明瞭であったが、錆取りによって局部的にマイクロ破面が観察できた。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(図-3.3①参照)、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vron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が、これはマイクロ破面のリバーパターン(図-3.3③参照)の方向からも確認できた。

北面フランジのスカラップ部起点Cのマイクロ破面を図-3.4に示す。起点Cはスカラップの廻し溶接部

であり、き裂は主として東側へ、一部西側へ進展しており、き裂進展域にはリバーパターン(図-3.4(b)参照)が認められる。

東北コーナー部のマイクロ破面も図-3.4に示す。マクロ破面(図-3.2)のシェvronパターンの方向およびマイクロ破面のリバーパターン(図-3.4(a)参照)の方向から、き裂は北面フランジから東面ウェブへ進展しており、当箇所は起点ではないことが確認できた。

(3) 断面マクロ・マイクロ組織調査

北面フランジ主起点近傍の断面マクロ・マイクロ組織を図-3.5に示す。主起点近傍として、起点から17mm離れた位置を観察したもので、破断位置は隅肉溶接止端部である。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。マイ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り、破断部の外面側には塑性変形が、破面中央部は錆の発生が認められる。また、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・マイクロ組織観察にも欠陥は認められなかった。

4. 材料試験

P75橋脚の材料である溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材, JIS G3114 SMA400の材質, 引張特性, 破壊

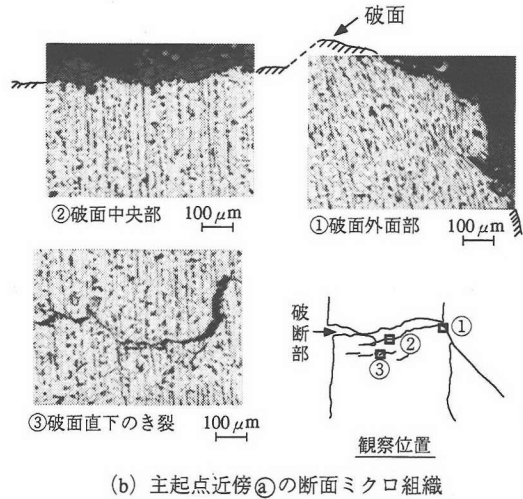
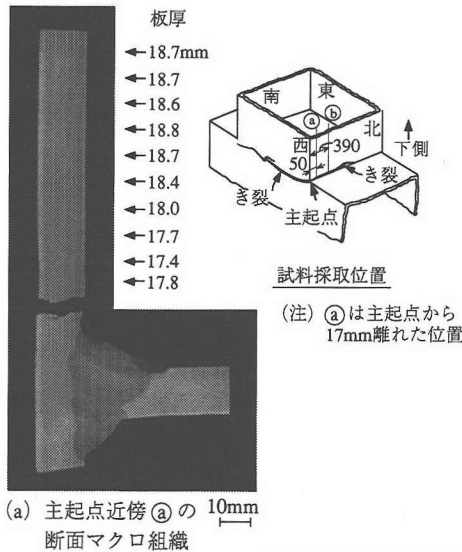


図-3.5 北面フランジ主起点近傍の断面マクロ・マイクロ組織

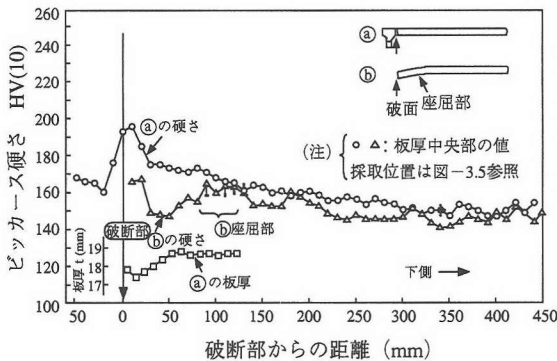


図-4.1 北面フランジの硬さ分布と板厚変化

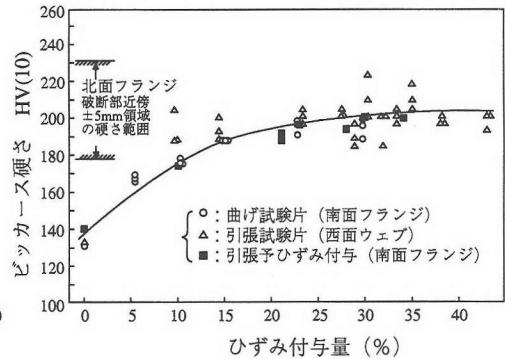


図-4.2 硬さとひずみ付与量の関係

靱性等を調査するため、材料試験を実施した。試験片は基本的には、地震の際に過大荷重を受けていないと考えられる南柱の南面フランジまたは南面フランジ近くの西面ウェブから採取した。

(1) 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年度版)の規格範囲内にあり、異常は認められなかった。

(2) 硬さ試験

北面フランジについて西北隅角部から、それぞれ約50mm (サンプル(a): 西北隅角部の北面フランジ部の破壊起点部から約17mm離れた位置)と約390mm離れた試料 (サンプル(b))のピッカース硬さ分布を図-4.1に示す。

サンプル(a)では、破断面から約300mm以内の領域において、破断面に近づくとともに硬さが上昇している。破断面の極く近傍での硬さはHV180~230であり、破断面から450mm程度離れた位置での硬さ (HV約150)と比べるとHV30~80高い。なお地震の際に過大な荷重を受けていないと考えられる南面フランジから採取したサンプルの硬さ (HV約130, 図-4.2参照)と比べると、破断部近傍の硬さが少なくともHV50は上昇していることが分かる。図-4.1には、図-3.5でも示したサンプル(a)の板厚分布も示すが、破断部近傍においては板厚の減少が認められ、硬さ上昇と対応している。

また、サンプル(b)においても硬さの上昇が認められた。しかし、その上昇量はサンプル(a)より小さい。このサンプル(b)は、3-(1)で述べた座屈が最大となるような位置から採取したものであるが、座屈部においても硬さが多少上昇していることが認められる。

図-4. 2は、予ひずみを付与した試験片および引張試験後の試験片を用いて測定したピッカース硬さとひずみ付与量の関係を示す。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。

(3) 引張試験

引張試験片は、JIS Z2201準4号（ゲージ長：35mmまたは40mm）を使用し、橋脚の西面ウェブおよび南面フランジの母材部から試験片の長手方向が橋脚の鉛直方向となるように採取した。また、前述の硬さ試験結果から、破断部の近傍では予ひずみを受けていると推測されたので、予ひずみを付与した試験片も準備した。予ひずみレベルは、硬さ試験結果を考慮に入れ、10%、20%および30%を目標とし、いずれも1軸引張により準静的に予ひずみ（繰り返し無し）を与えた。

引張速度（ひずみ速度）は準静的（約0.001/sec）のほかに、地震時に想定される動的負荷を考慮にいれ、0.2/secと2/secの条件も採用した。試験は、いずれも兵庫県南部地震発生時の大気温度に近い0℃で実施した。

引張試験結果を、図-4. 3に示す。予ひずみを付与していない材料の引張特性は、0℃の値であるが、いずれも当時のJIS G3114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、異常は認められない。ひずみ速度が速くなると降伏点または0.2%耐力が上昇、引張強さは若干の増加、伸びは減少するが、降伏点ほど大きな変化は認められない。

また、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が、その上昇量は降伏点または0.2%耐力ほど大きくなく、降伏比（降伏点/引張強さ）は1に近い値となる。

(4) シャルピー衝撃試験

シャルピー衝撃試験片はJIS Z2202 4号を用い、西面ウェブ、南面および北面フランジから試験片の長手方向が橋脚の鉛直方向となるように採取した。南面フランジからは、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、10%、20%および30%を目標とした。北面フランジの母材では、健全部、座屈部および破断部近傍から試験片を採取

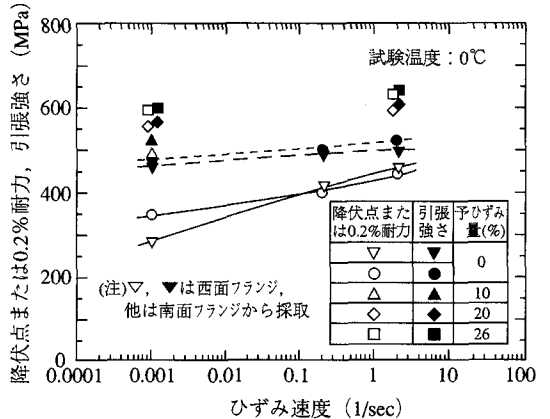
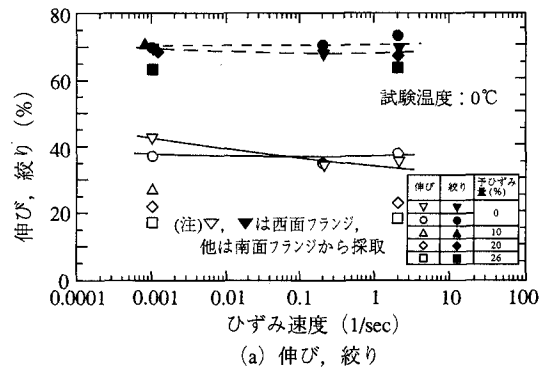


図-4.3 引張試験結果

した。

試験温度は、西面ウェブと南面フランジの試験片では、0℃を含め温度を変えてシャルピー遷移温度曲線を求めた。これに対して、北面フランジの試験片は0℃で試験を実施した。

西面ウェブと南面フランジのシャルピー遷移温度曲線を図-4. 4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、特に異常は認められない。次に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し、特に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。

北面フランジの0℃での試験結果を図-4. 5に示す。健全部の吸収エネルギーは、西面ウェブと南面フランジよりも高い値を示している。これに対して破断部近傍および座屈部から採取した試験片の吸収エネルギーは健全部のそれより低い値で、予ひずみ材と同様の傾向となっている。

(5) 破壊靱性試験

試験には、コンパクト試験片（0.8TCT, 18, 17

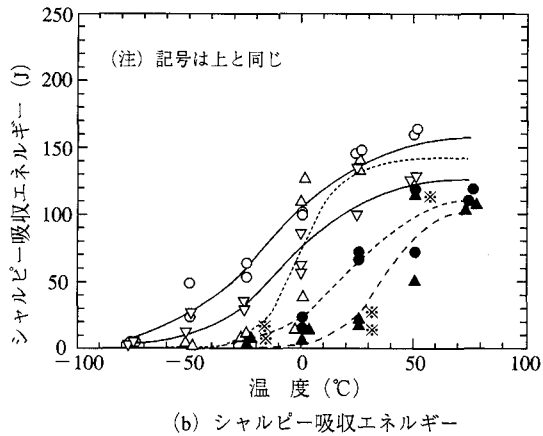
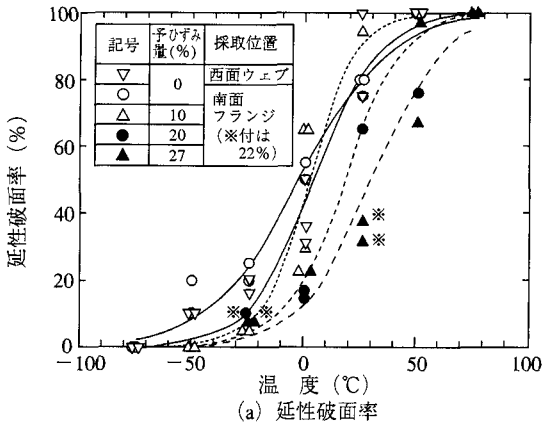


図-4.4 シャルピー衝撃試験結果

および16mm厚)を使用し、引張方向が橋脚の鉛直方向と一致するように南面フランジから採取した。さらに、予ひずみを付与した試験片についても準備した。これらは、引張荷重によって予ひずみを付与した後、切断し加工した。各試験片は、室温にて疲労予き裂を付与した。

破壊靱性試験は、-75℃から0℃の範囲でひずみ速度を変え、ASTM E399-90 ANNEX 7¹¹⁾(急速荷重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荷重を考慮に入れ、準静的($10^{-3}/\text{sec}$)、0.2/secおよび8/secの条件で実施した。ひずみ速度に対応する試験速度は、金田らの取り扱い¹²⁾を参考に設定した。すなわち、コンパクト試験片のき裂先端曲率半径の2倍の長さを有効ゲージ長さとして仮定し、その部分の変化をき裂先端開口変位CTOD (δ) の変化で表した。

$$\varepsilon = \delta / 2\rho \quad (4.1)$$

$$d\varepsilon/dt = d(\delta / 2\rho) / dt = (d\delta/dt) / (2\rho) \quad (4.2)$$

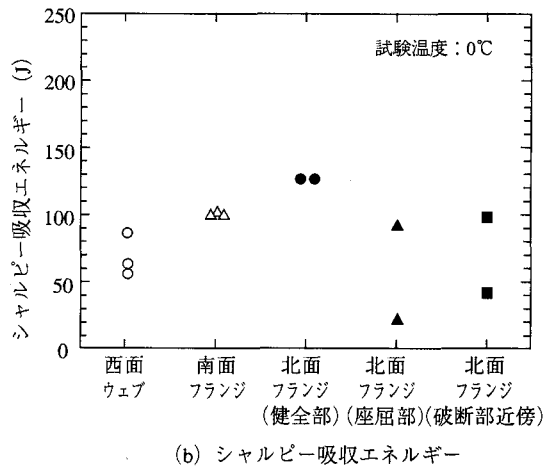
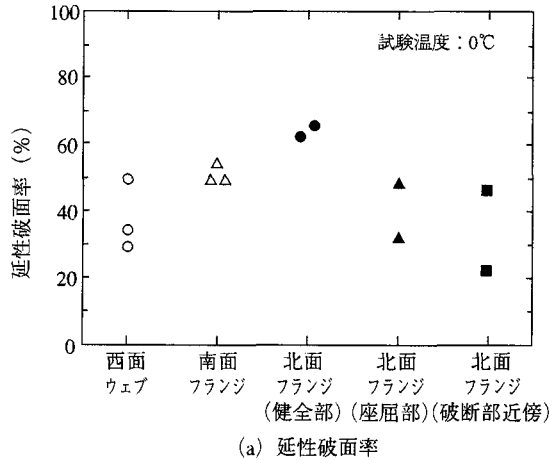


図-4.5 シャルピー衝撃試験結果の比較

ここで、 ε はひずみ、 t は時間である。なお、 ρ は実際のき裂先端の曲率半径ではなく、破壊靱性が先端半径に依存しなくなるときの最大の ρ であり、結晶粒度に依存する。Schwalbeは低炭素鋼の場合、結晶粒径を D とすると、次の値としている¹³⁾。

$$\begin{aligned} \rho &= 3D && : D < 87\mu\text{m} \\ \rho &= 300\mu\text{m} && : D > 87\mu\text{m} \end{aligned} \quad (4.3)$$

なおSMA 400の場合、前述3-(3)のマイクロ組織観察から、 D は約 $50\mu\text{m}$ であった。また式(4.2)の $d\delta/dt$ は、後述の式(4.4)の δ 算出式の第2項を用いた。試験速度は、ひずみ速度が $10^{-3}/\text{sec}$ 、0.2/secおよび8/secの場合、それぞれ $0.01\text{mm}/\text{sec}$ 、 $0.25\text{mm}/\text{sec}$ 、 $10\text{mm}/\text{sec}$ である。なお、この試験速度は、 dK/dt では、それぞれ概略、 $2\text{MPa}\sqrt{\text{m}}/\text{sec}$ 、 $50\text{MPa}\sqrt{\text{m}}/\text{sec}$ 、 $2000\text{MPa}\sqrt{\text{m}}/\text{sec}$ となる。同様に $d\delta/dt$ はそれぞれ概略、 $3 \times 10^{-3}\text{mm}/\text{sec}$ 、 $2 \times 10^{-2}\text{mm}/\text{sec}$ および $3\text{mm}/\text{sec}$ となる。

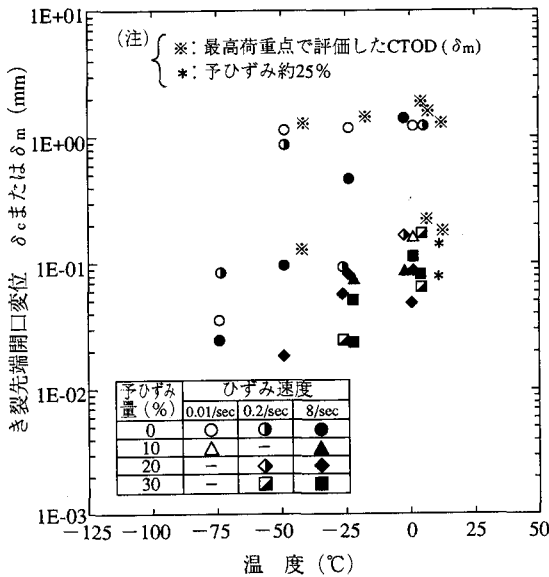


図-4.6 き裂先端開口変位 δ_c または δ_m の温度依存性 (南面フランジ)

破壊靱性試験での測定項目は、CTOD (δ) とし、英国規格 BS 7448 Part 1 (1991)¹⁴⁾ に準拠して、次式に従って算出した。

$$\delta = K^2 (1 - \nu^2) / 2 \sigma_y E + 0.46 (W - a) V_p / (0.46W + 0.54a) \quad (4.4)$$

ここで、Kは応力拡大係数値、 ν はポアソン比、 σ_y は降伏点、Eはヤング率、Wは試験片幅、aはき裂長さ、 V_p は荷重点変位の塑性成分である。

南面フランジ母材について脆性破壊発生開始に対する限界CTOD、 δ_c の温度依存性を図-4.6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°C 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においても 0°C では延性き裂が成長し、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、非常に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°C においても脆性不安定破壊が生じ、特にひずみ速度が8/secと速い場合には、 δ_c 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分かった。

次に南面フランジ母材について、 0°C における δ_c のひずみ速度依存性を、図-4.7に示す。脆性不安定破壊を起こした予ひずみ付与の試験片では、ひずみ速度が速くなると靱性が低下する傾向がある。

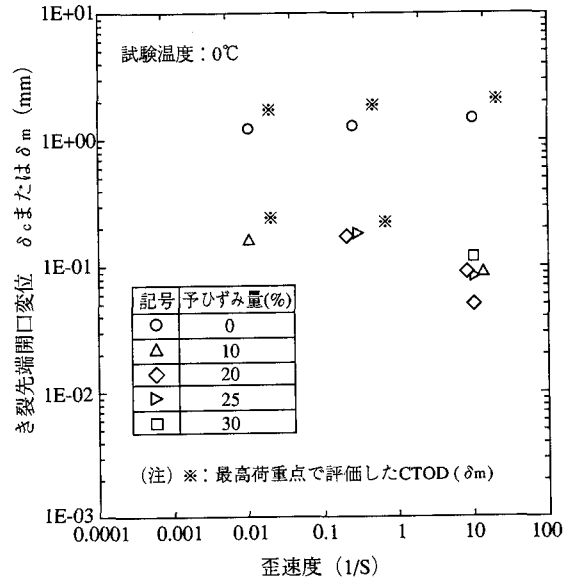


図-4.7 き裂先端開口変位 δ_c または δ_m のひずみ速度依存性 (南面フランジ)

5. 解析による検討

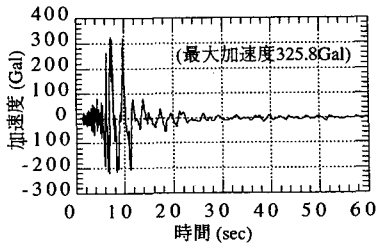
(1) 解析的アプローチの概要

P75 橋脚の破面調査からは、き裂破面のほとんどが脆性破壊の様相を呈していることが明らかになった。これらの破損原因を究明するためには、き裂発生起点近傍で生じたひずみ、および、ひずみ速度の推定が必要となる。ここでは、解析的手法により、これらを推定することにした。

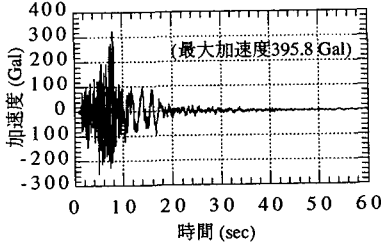
解析は、計算機的能力および計算効率を考慮し、3次元骨組モデルによる橋桁および橋脚を含めた全体構造の地震応答解析と、この応答解析結果を外力とした、シェル要素を用いた詳細な隅角部の部分モデルによる静的局部解析との2段階に分けて実施することにした。

実際のき裂発生起点部は、図-3.3に示したように、複数の板部材が交差する溶接止端部であるが、シェル要素を用いたモデルでは、板厚および溶接形状の影響が考慮されないため、解析結果は構造による応力集中のみが評価されたものと考えられる。橋脚立地点で実際に生じた地震波の再現、および地盤のモデル化には不確定要素が多く、解析には不可避の誤差が含まれることを考慮すれば、シェル要素による解析精度で十分であると判断した。

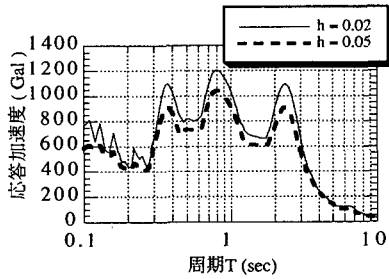
なお、応答解析では、地理的に比較的近く、地盤条件もほぼ同じ(第3種地盤)と考えられる、東神戸大橋で観測された地震波形を入力波として使用した。図-5.1(a)、(b)に使用した地震波の加速度波形を、



(a) 南北方向加速度



(b) 上下方向加速度



(c) 南北方向応答スペクトル

図-5.1 東神戸大橋で記録された地震波と応答スペクトル

また、南北方向の応答スペクトルを図-5.1(c)示す。

(2) 解析手法

a) 骨組モデルによる弾塑性地震応答解析

橋脚全体の骨組モデルによる弾塑性地震応答解析は、汎用解析プログラム ABAQUS を使用した。

解析モデルはできるだけ容易にパラメトリック計算ができるよう、基本的には P75 橋脚単体をモデル化した（以下、単体骨組モデルと呼ぶ）。ただし、橋脚上の橋桁の動的な影響が考慮できるように、橋脚両側の橋桁の 1/2 スパン（スパン中央で対称条件を満足）もモデルの範囲に含めた。また、地盤についても弾性バネに置換してモデル化した。弾塑性解析に必要な鋼材の応力-ひずみ関係は、後述のシェルモデルと同様に、橋脚から切り出した引張試験片から得られたものを与えた。図-5.2 に単体骨組モデルを示す。なお、同図には後述する振動モードも併記している。

入力地震波は、橋脚のき裂の発生状況から、橋軸

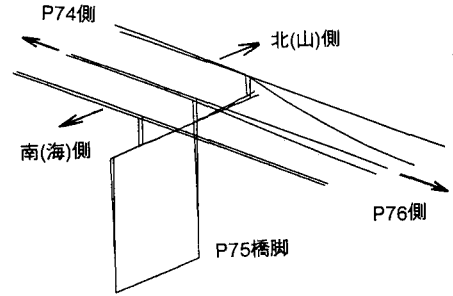


図-5.2 単体骨組モデル、および、橋軸直角方向の最低次振動モード（5次； $T=0.71$ 秒）

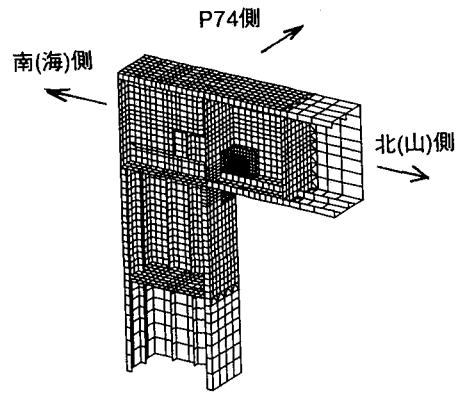


図-5.3 南柱隅角部のシェル要素モデル（静的解析）

直角方向（南北方向）の振動が支配的であったと判断できることから、橋軸直角方向と一致する東神戸大橋の南北方向の加速度を使用した。また、P75 橋脚立地点での実際に生じた地震波の加速度レベルはわからないため、最大加速度がそれぞれ 500Gal、800Gal および 1,000Gal となる 3 種類の波形を設定し、フーチング位置での地震波として解析した。なお、単体骨組モデルによる解析では、局部座屈の影響は考慮されないが、後述する局部シェルモデルで、外力（強制変位）を与えるモデル端部がなるべく局部座屈位置から遠ざかるように配慮した。

b) 局部シェルモデルによる弾塑性有限変位解析

図-5.3 に、隅角部の静的局部解析に用いたシェルモデルを示す。構造および荷重の対称性を考慮し、構造の 1/2 をモデル化した。解析には、汎用解析プログラム MARC を使用し、シェル要素による弾塑性有限変位解析機能を用いた。

外力は、まず、単体骨組モデルの応答解析結果か

表-5.1 橋脚の固有周期

モード 次数	単体モデル		3径間モデル	
	周期 (秒)	振動 方向	周期 (秒)	振動 方向
1	1.25	橋軸	1.41	橋軸
2	1.09	桁上下	1.04	桁上下
3	0.91	桁上下	0.91	桁上下
4	0.98	桁上下	0.86	桁上下
5	0.71	橋軸 直角	0.75	橋軸 直角
6	0.71	橋軸	0.74	橋軸
7	0.55	橋軸	0.70	橋軸
8	0.52	橋軸	0.66	橋軸
9	0.52	橋軸	0.64	橋軸
10	0.50	橋軸	0.58	橋軸

注1：単体、3径間モデルとも第5次が橋軸直角方向の最低次固有モード

注2：モード種類の桁上下、橋軸、橋軸直角は、主要な振動モードを示す。

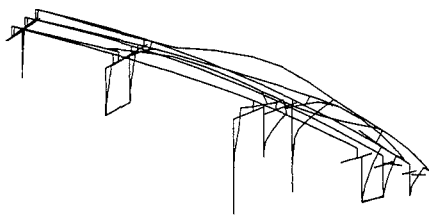
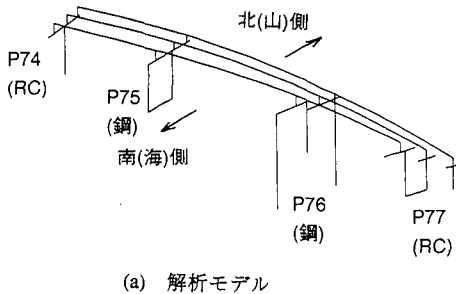
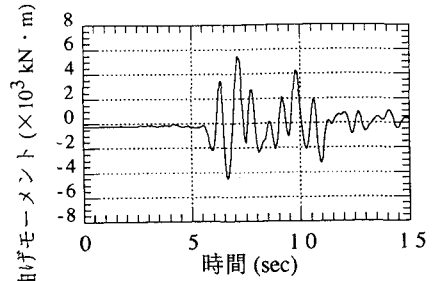
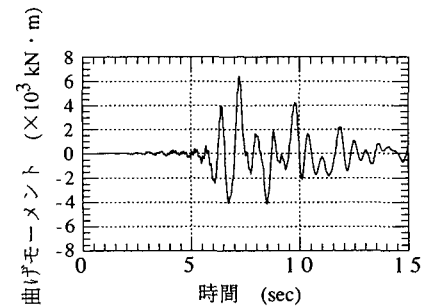


図-5.4 3径間骨組モデル

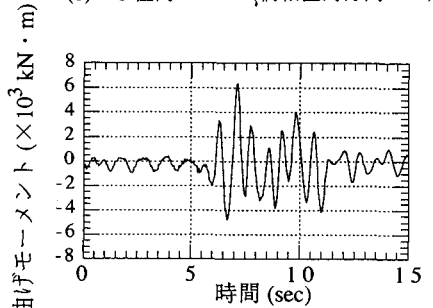
ら、局部解析を行うべき時間範囲を設定し、つぎに、設定した時間における単体骨組モデルの応答変位量をシェルモデルの柱およびはりの縁端部に強制変位として静的に与えた。なお、ここでは非線形解析となるので、増分変位法により所定の変位を与えた。



(a) 単体モデル (橋軸直角方向のみ)



(b) 3径間モデル (橋軸直角方向のみ)



(c) 3径間モデル (橋軸直角+上下方向)

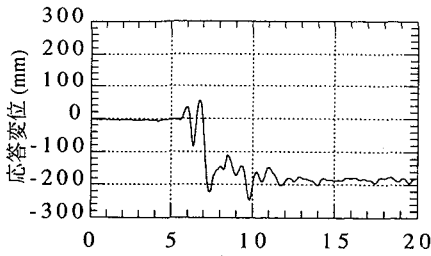
図-5.5 隅角部橋脚回りの曲げモーメントの時刻歴応答結果 (500Gal)

(3) 解析結果

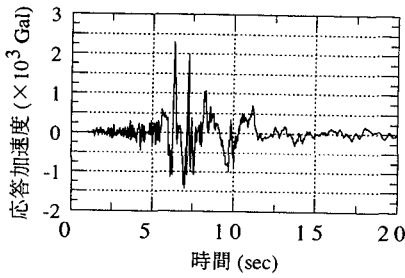
a) 振動特性、および単体骨組モデルによる解析手法の検証

単体骨組モデルによる、固有値解析から得られた固有周期を表-5.1に示す。同表には主振動成分の方向も併記した。入力地震波の応答スペクトルは、図-5.1(c)に示した通り、卓越周期が0.4秒、0.8秒および2.5秒付近に見られるので、地震時の橋脚の振動は、橋軸直角方向の最低次の固有モード(図-5.2の5次のモード; T=0.7秒)が支配的に現れると考えられる。

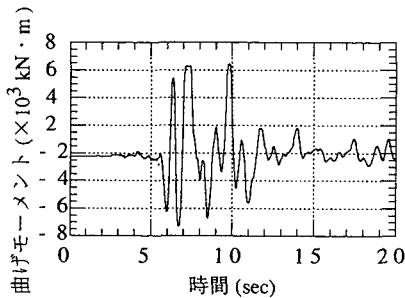
単体骨組モデルのモデル化の範囲が妥当であるかどうかを確認するため、P75橋脚の応答に影響する範囲として、隣接するP74、P76およびP77の橋脚までを考慮した3径間骨組モデル(図-5.4(a)参照)を作成した。3径間骨組モデルによる固有値解析結果



(a) 応答変位



(b) 応答加速度



(c) 曲げモーメント

図-5.6 隅角部の各種応答解析結果
(単体モデル; 1000Gal)

を表-5.1に、橋軸直角方向の最低次の固有モードを図-5.4(b)に示す。応答に支配的な橋軸直角方向の最低次の固有周期および固有モードが、単体および3径間骨組モデルで良く一致することが確認できた。さらに、両モデルのそれぞれで弾性範囲(最大入力加速度; 500Gal)での応答解析を行った結果を比較して図-5.5(a), (b)に示す。これらの図は着目している隅角部における曲げモーメントの時刻歴応答を示したものであるが、同図の6秒~10秒の主振動範囲で両者がほとんど一致することから、単体骨組モデルにより地震応答の評価ができると判断した。

次に、上下方向地震の影響を調べるため、図-5.5(a)に示した橋軸直角方向の地震波のみを作用させた場合と比較して、橋軸直角方向に加え上下方向の地震波を同時に作用させた場合の弾性範囲での曲げモーメントの応答解析結果(最大入力加速度; 橋軸直角方向は500Gal, 上下方向は608Gal)でいずれ

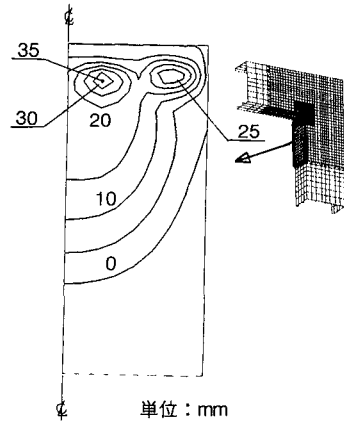


図-5.7 北面フランジの座屈による残留たわみの解析結果

の方向も実地震波の約1.5倍)を図-5.5(c)に示す。両者の応答結果にはほとんど差異のないことがわかる。この結果から、以後の解析では、上下方向の地震波を考慮しないことにした。

b)地震加速度レベルの設定

き裂発生起点部近傍で生じたひずみ、および、ひずみ速度を推定するためには、まず、地震加速度レベルを設定する必要がある。ここでは、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。以下に、その結果を示す。

まず、単体骨組モデルを用い、最大入力加速度が500Gal, 800Gal および 1,000Gal とした場合について弾塑性時刻歴応答解析を行った。ここでは、一例として、図-5.6に1,000Galの場合についての南柱隅角部における変位、加速度および曲げモーメントに関する応答結果を示す。1,000Galの入力加速度に対して応答加速度が約2,300Galとなり、応答倍率が約2.3倍となった。

次に、5.(2)に示した解析手法に従い、各加速度レベルに対する単体骨組モデルの応答結果を用い、シェルモデルによる弾塑性有限変位解析により、北面フランジにおける座屈による変形を求めた。図-5.7に1,000Galの入力加速度に対する北面フランジの変形状態を示す。図-5.8は、図-5.6に示した曲げモーメントの応答解析結果の時間軸を拡大して示したものであるが、シェルモデルでは、同図に示した、①→②→③→④の順序に曲げモーメントの応答に対応した境界上の変位を静的荷荷した。

図-5.7に示したように、解析により、実際に生じた縦リブ間での座屈変形とほぼ同じ座屈変形が再現できた。また、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

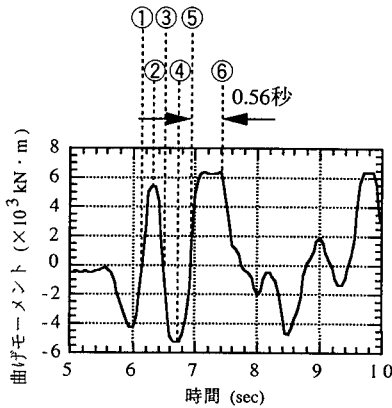


図-5.8 骨組モデルの曲げモーメントの応答結果に基づくシェルモデルによる静解析の荷重順序

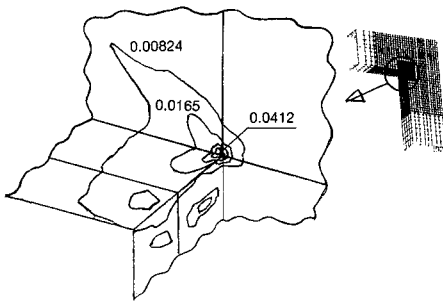
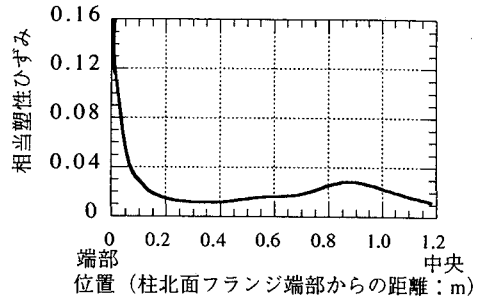


図-5.9 柱北面ウェブの最大引張荷重作用時における相当塑性ひずみ分布(図-5.8の⑥に対応)

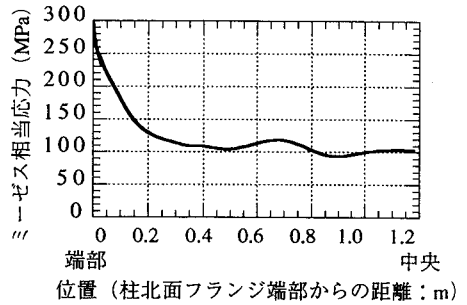
目の値となった。しかし、図-5.8に示したように、解析した時刻以降(約8.5秒)にも④と同程度の大きな圧縮荷重が作用していることを考慮すると、解析によるたわみ量はさらに増大すると考えられるので、地震発生当時の地震加速度を約1,000Galと設定した。なお、本地震加速度の推定値は、弾性応答を超える大きな地震時での隣接橋脚の影響が考慮されていない場合の値であり、隣接橋脚の影響を考慮するためには、結果的に、後述する修正が必要となった。

c) 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の入力加速度に対する応答結果を用い、シェルモデルにより求めた隅角部における最大の引張荷重作用時の相当塑性ひずみ分布を図-5.9に示す。また、き裂起点部(図-3.3参照)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-5.10(a)に示す。最大の相当塑性ひずみは、き裂起点部に生じ、その値は、約0.16以上と推定された。なお、シェルモデルの解析では、図-5.8の単体骨組モデルの応答解析結果を用い、①→②→③→④→⑤→⑥の順序で荷重した。



(a) 塑性ひずみ分布



(b) ミーゼス相当応力分布

図-5.10 き裂起点部近傍の相当塑性ひずみ、および弾性応力分布

前章で示したように、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以上であり、解析から得られた値が約0.16以上で、両者はオーダー的に一致することが確認できた。解析では、板厚および溶接形状の影響が考慮されていないため、実際より低目に評価されていると考えられる。いずれにしても、き裂起点部では、非常に大きな塑性変形(予ひずみ)を受けていたことになる。

次に、最大ひずみ発生時のひずみ速度は図-5.8の⑤→⑥間で生じるものとし、この間で生じた塑性ひずみ $d\varepsilon^p$ (⑥における塑性ひずみ-⑤における塑性ひずみ)を⑤→⑥間の時間 dt ($=0.56\text{sec}$)で割ることにより、平均的なひずみ速度を求めた。すなわち、

$$d\varepsilon^p/dt = (0.16 - 0.09)/0.56 = 0.125/\text{sec} \quad (5.1)$$

となり、ひずみ速度は約0.1/sec~0.15/secと推定された。

参考のため、弾性範囲内(鋼材の降伏点; $\sigma_y = 294\text{MPa}$)における、き裂起点部を原点とするミーゼスの相当応力分布を図-5.10(b)に示す。き裂起点部

は、一般部の平均応力に対し、約 2.8 倍程度の構造による応力集中が見られた。

d) 隣接橋脚の影響

図-5.4 に示したように、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、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どうかを確認するため、図-5.4 に示した 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。

弾塑性解析に際して、コンクリート橋脚については、主鉄筋はバイリニアな応力-ひずみ関係を持つ等価な鋼製の板材（降伏点；309MPa）に置き換えた部材とし、コンクリートは引張強度を有しない圧縮側の応力-ひずみ関係のみを持つ部材としてモデル化した。

図-5.11 は、地震加速度レベル 1,000Gal に対する、P74 および P77 橋脚基部の鉄筋における応力の時刻歴応答結果を示したものである。いずれのコンクリート橋脚も P75 橋脚と同じように、初期揺れ時（6.5 ～ 7.5 秒）に鉄筋が降伏していることが判明した。

図-5.12 に、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が、約 7.5 秒後に見られる、塑性化により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。同図から、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。

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、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。従って、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。

6. 脆性き裂発生条件の破壊力学的検討

(1) 脆性破壊評価法と評価の前提条件

ここでは、損傷部材から採取した試験片による各種材料試験および応力解析結果を用いて、脆性き裂

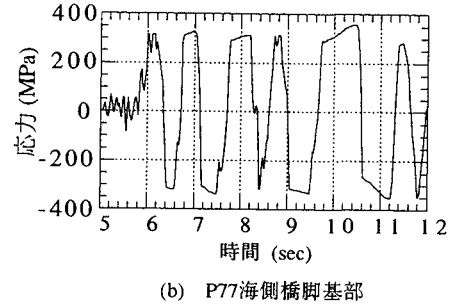
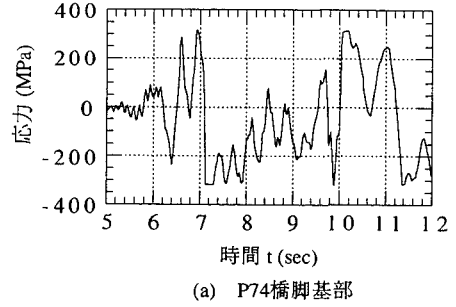


図-5.11 隣接するコンクリート製橋脚基部の鉄筋の応答応力

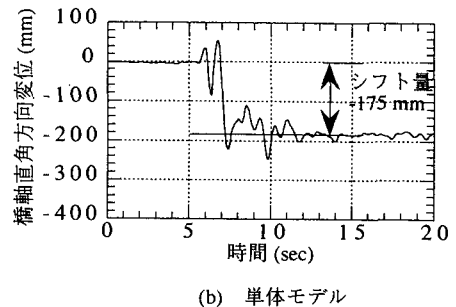
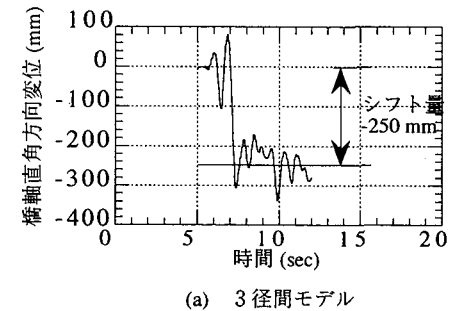


図-5.12 3 径間モデルと単体モデルとの隅角部応答変位の比較

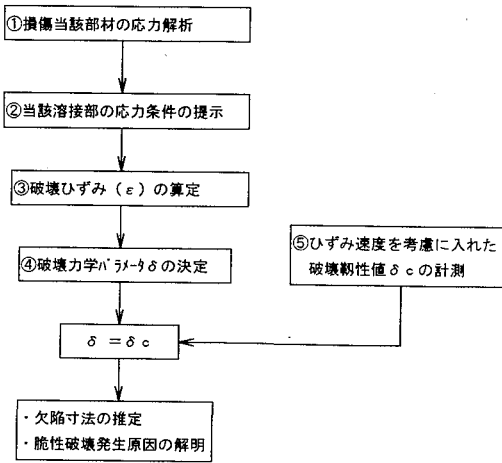


図-6.1 破壊力学的アプローチによる評価手順

発生条件について検討を行う。評価は、破壊力学を基盤とした脆性破壊評価手法に基づく。また、評価結果に対する考察と合わせて、脆性き裂発生原因の推定を行う。

a) 脆性破壊評価のための方法と手順

破壊力学的アプローチに基づく評価手順をフローチャートにして、図-6.1に示す。破壊靱性試験のみならず別途実施した構造解析結果を勘案して、評価を行う。また、本件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、具体的にはWES2805-rev.3案¹⁵⁾に準じた破壊評価手法を用いるものとする。したがって、脆性破壊発生指標（破壊パラメータ） δ と破壊靱性値 δ_c の比較において、脆性破壊発生時に必要な欠陥寸法に関する検討を行う。

b) 検討対象と応力条件

破面調査から得られた結果から、最初に脆性き裂が発生した箇所として、北西隅角部の溶接止端部近傍母材が最も有力である。そこで、ここでは当該部に生じた評価ひずみとして、構造解析結果から得られたフランジ長手方向に発生する最大ひずみを用いる。

c) 疲労き裂進展の可能性について

破面調査からは、(高サイクル)疲労き裂に類するき裂進展の痕跡は発見できなかった。したがって、ここでは初期欠陥あるいはスクラップ等の応力集中源からのき裂進展はないと判断した。

d) 破壊靱性値の想定

400MPa級鋼のような低強度鋼では、破壊靱性に及ぼすひずみ速度や予ひずみの影響が大きい¹⁶⁾ことが知られている。そこで、先に得られている当該部に生じるひずみ速度0.10~0.15/secおよび予ひずみ0.15~0.20を前提に、図-4.7で得られている破壊靱性試験結果から損傷部での限界破壊靱性値 δ_c 値を0.05mmと想定した。なお、想定したひずみ速度と予ひずみレベルは、構造解析や材料試験から得られたデータから推定した。

e) 想定温度

想定する温度は、すべて0℃とする。

(2) 脆性破壊評価結果

破壊力学パラメータとしてCTODを用いた脆性き裂発生条件の評価結果について以下に示す。

a) 境界力によるひずみ (ϵ_1)

評価ひずみは、局部シェルモデルによる弾塑性有限変位解析結果(図-5.10参照)から得られた相当塑性ひずみを、ここではフランジ長手方向に発生する最大ひずみ0.16として用いる。

b) 溶接残留応力によるひずみ (ϵ_2)

溶接残留応力によるひずみ ϵ_2 は、鋼板の降伏点 σ_Y に対する比で次式のように定義する。

$$\epsilon_2 = \alpha_r \cdot \sigma_Y / E \quad (6.1)$$

ここで、Eは縦弾性率で、 α_r はき裂の種類および溶接線とき裂との位置関係で与えられる係数であるが、当該部においてき裂形状は特定できないので、文献15)で定める最大値0.6を用いることにする。

c) 継手形状不整によるひずみ (ϵ_3)

弾塑性有限要素解析においては、局部的な溶接止端形状等は考慮されていない。WES2805-rev.3案では、このような継手形状不整によるひずみ集中の程度を便宜上、以下のように与える。すなわち、ひずみ集中係数をKeとすれば、ひずみ集中によるひずみ増分 ϵ_3 は次のように定義される。

$$\epsilon_3 = (Ke - 1) \epsilon_1 \quad (6.2)$$

ここでは、安全側評価の観点から、過大余盛りの場合を想定して、Keを1.5とする。

さらに、き裂に作用するひずみ ϵ は、次式で与えられる。

$$\epsilon = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 \quad (6.3)$$

以上、評価に用いるひずみ ϵ は、0.24と計算される。

d) 破壊パラメータ δ の算出と欠陥特性寸法の算出
き裂特性寸法 \bar{a} およびき裂に作用するひずみ ϵ を用いて、次式の力学算定式¹⁵⁾から破壊パラメータ δ を求める。ここで、き裂特性寸法 \bar{a} とは板厚を貫通

する二次元き裂長さの半長を意味する。

$$\delta = \varepsilon_{\gamma} \cdot \bar{a} \cdot (\pi/2) \cdot (\varepsilon/\varepsilon_{\gamma})^2, \quad \varepsilon/\varepsilon_{\gamma} \leq 1 \quad (6.4)$$

$$\delta = \varepsilon_{\gamma} \cdot \bar{a} \cdot (\pi/8) \cdot [9 \cdot (\varepsilon/\varepsilon_{\gamma}) - 5], \quad \varepsilon/\varepsilon_{\gamma} \geq 1 \quad (6.5)$$

ここで ε_{γ} は降伏応力/縦弾性係数で定義される。

脆性破壊発生条件は、 $\delta \geq \delta_c (=0.05\text{mm})$ で与えられるので、式(6.5)から \bar{a} は 0.06mm 以上の寸法で脆性破壊が発生することになる。なお、式(6.5)がこのような大ひずみにおいても成立すると的前提において、板厚 19mm の場合のき裂特性寸法 \bar{a} が 0.06mm となる場合の(等価な応力拡大係数を有する)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。

(3) 破壊力学的評価結果に対する考察

局部シェルモデルによる弾塑性有限変位解析で得られた応力、ひずみ条件および破壊靱性試験に基づく破壊力学的評価の結果、通常範囲程度の寸法(数 mm~数十 mm 以上)をもつ溶接欠陥に類する応力集中源が存在しなくても、脆性破壊が生じる可能性があることが判明した。しかし、通常みられる脆性破壊現象とは、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。その点で今回の損傷事例は、発生応力においても、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。

この原因として、今回の損傷事例では際立った応力集中源が他に見あらず、著しく低い破壊靱性を有する部材もなく、かなり大きな塑性ひずみ状態まで、橋脚構造として耐荷せざるを得なかったためと考えられる。

このような推定を検証するためには、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う。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せずとも、脆性破壊を生じている。そこで、図-6.2 に示すように、通常の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て脆性破壊再現実験を実施した。供試材料は、損傷部近くの北面

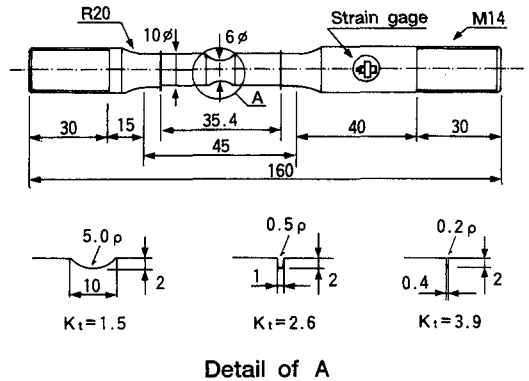


図-6.2 円周切欠き付き丸棒引張試験片

フランジ母材に 0.1, 1 回予ひずみを付与したものをを用い、導入した切欠きの応力集中係数 K_t は、1.5, 2.6, 3.9 の 3 種類とした。

実験結果から得られた試験片の破面写真を図-6.3 に示し、0.2%耐力と脆性破面率(試験片の破面の全面積に対する脆性破面の面積の百分率)とひずみ速度の関係を図-6.4 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が、 K_t が大きくなるにつれて、あるいは高ひずみ速度になるにつれて、脆性破面率の増加がみられることがわかる。いずれにしても、 K_t が 3 以下程度のレベルでは、通常の溶接止端部において K_t が著しく大きいとはいえない。したがって、十分大きい予ひずみ(0.1 以上)を受けた材料は、大きなき裂の存在がなくても、高ひずみ速度条件下では脆性破壊を起こす場合があることが判明した。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生じ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。

7. 結論

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。

- 1) 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り生じたことが判明した。
- 2) 弾塑性有限変位解析の結果から、当該損傷き裂

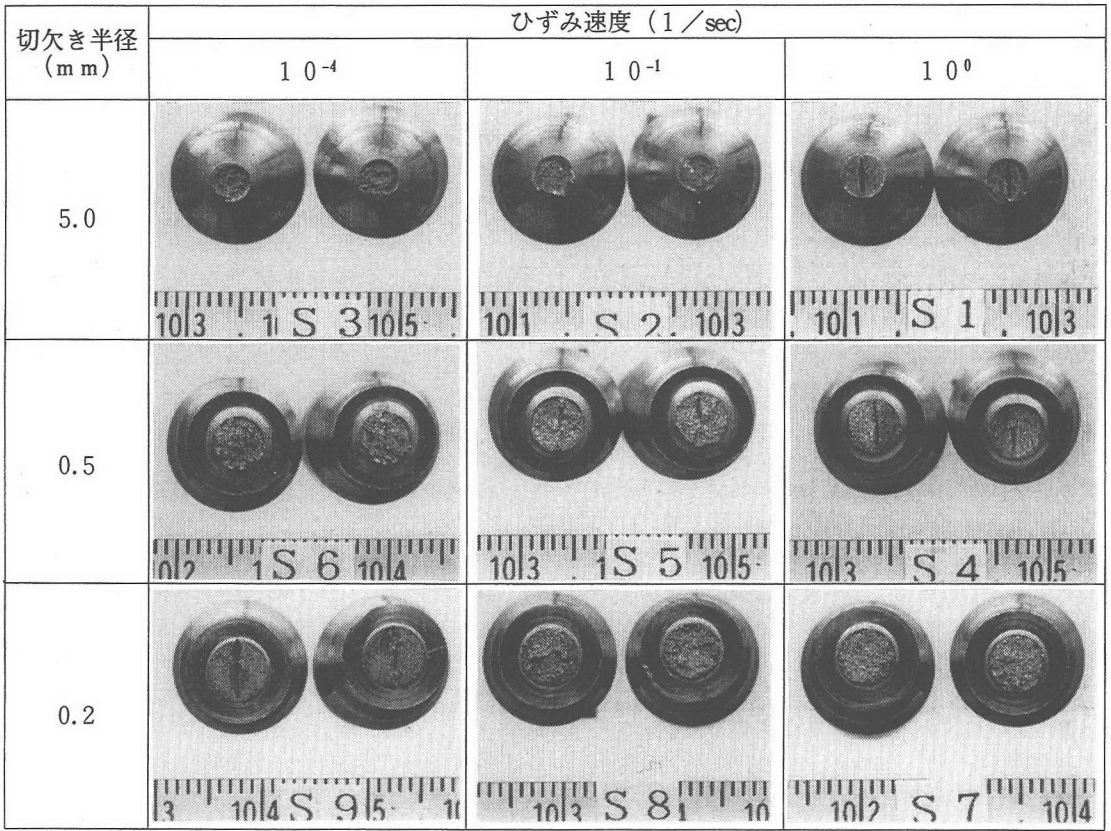
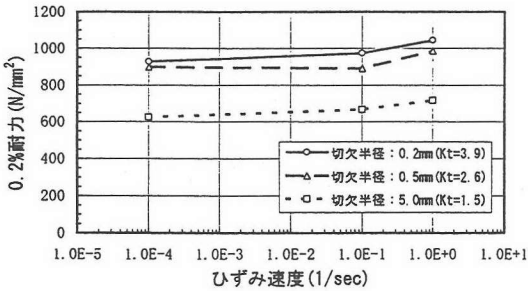
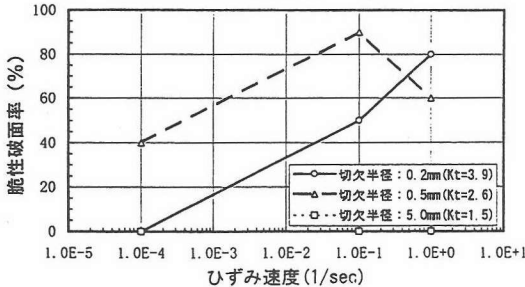


図-6.3 切欠き付き丸棒引張試験後の破面写真



(a) 0.2%耐力



(b) 脆性破面率

図-6.4 予ひずみ材を用いた高ひずみ速度条件下での脆破壊再現実験結果

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。

- 3) P75 橋脚単体モデルとP75 橋脚に関するP74, P76, P77 の隣接橋脚を考慮した3 径間モデルとによる弾塑性地震応答解析結果では、3 径間モデルのP74, P77 橋脚基部でも塑性化が生じ、単体モデルに比較し、3 径間モデルのほうが隅角部の応答変位で約1.4 倍大きくなった。したがって、P75 橋脚は、隣接橋脚の影響で、 $1.4 \sim \sqrt{1.4}$ 倍の地震力を受けたと推定される。
- 4) 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あり、これと高いひずみ速度および0℃程度の低温環境下の影響を受けて、著しく破壊靱性が低下した。
- 5) 以上の原因による過大ひずみの発生、破壊靱性の低下によって脆性破壊が生じた。
- 6) 十分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は、脆性破壊を起こす場合があることが実験的に再現できた。

本調査・検討を行うにあたり、貴重な助言を頂いた関西大学坂野助教授には厚くお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 土木学会：土木学会阪神大震災震災調査・第二次報告会資料，1995年4月。
- 2) 土木学会：阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，1996年1月
- 3) 土木学会関西支部：阪神・淡路大震災調査研究委員・中間報告講演集，平成8年度報告会テキスト，1996年9月。
- 4) 日本建築学会：1995年兵庫県南部地震被害調査報告，1995年3月。
- 5) 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会：鉄骨造建物被害調査報告書，1995年5月。
- 6) 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。
- 7) 杉本浩一，高橋泰彦：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-き裂発生を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。
- 8) 寺岡 勝，島貫広志，森田耕次，藤野和彦，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。

- 9) 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。
- 10) 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。
- 11) ASTM E399-90: "Standard Test Method for Plane-Strain Fracture Toughness of Metallic Materials"
- 12) 金田重裕，新村 豊，渡辺佐千雄，町田 進：日本造船学会論文集，第154号，pp. 434，1983年。
- 13) Schwalbe, K. H : *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 9, pp. 795, 1977.
- 14) BS7448: "Fracture mechanics toughness test Part 1. Method for determination of K_{Ic} , Critical CTOD and critical J values of metallic materials", 1991.
- 15) 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)
- 16) 日本溶接協会：鉄鋼部会APD委員会，繰返し大変形を受ける建築鉄骨溶接接合部の強度と破壊靱性（中間報告書Ⅲ），1996年。

(1997. 5. 1 受付)

INVESTIGATION OF THE BRITTLE FRACTURE AT THE CORNER OF P75 RIGID-FRAME PIER IN KOBE HARBOR HIGHWAY DURING THE HYOGOKEN-NANBU EARTHQUAKE

Katsuhiko OKASHITA, Ryoichi OHMINAMI, Kouji MICHIBA
Akihisa YAMAMOTO, Minoru TOMIMATSU, Yasuyuki TANJI
and Chitoshi MIKI

P75 steel rigid-frame pier in Kobe Harbor Highway was done damages proceeding large cracks to the corner under the Hyogoken-Nanbu Earthquake. This paper presents the consequences of observation of the fracture appearance, examination of the material property and calculation of the strain occurred under this earthquake. According to observation of the fracture appearance, the brittle appearance is recognized on the cracks proceeding from the toe of fillet weld. According to examination of the material property, it is found the toughness of the base metal and the deposited metal around the initiation of crack is deteriorated by the prestrain exceeding the yield strain. According to calculation of the strain using finite element analysis, it is presumed that the strain and the strain velocity on the corner are very high. From these results, it is concluded that the brittle fracture is occurred by the deterioration of the toughness of the base metal and the deposited metal, and the high strain velocity.