

鋳鋼管橋脚柱頭部の脆性破壊事故に対する一検討

豊貞雅宏*，後藤浩二**，上田孝彦***，渡辺泰成****

*正会員 工博 九州大学大学院教授 工学研究科 建設システム工学専攻 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

**工博 九州大学大学院助教授 工学研究科 建設システム工学専攻 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

***工修 石川島播磨重工業 (研究当時，九州大学大学院 工学研究科) (〒135-8731 東京都江東区豊洲2-1-1)

****九州大学大学院 工学研究科 船舶海洋システム工学専攻 修士課程 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

阪神大震災における生田架道橋の遠心鋳造管製柱頭部の脆性破壊事故を，破壊靱性値の負荷速度依存性を考慮して，地表面に対して垂直方向の衝撃荷重が作用した場合と，水平方向の衝撃荷重が作用した場合の2者について解析した。前者の場合には，大震災で計測された地震波で脆性破壊を生じ，しかも降伏点レベルの荷重で生じることが明らかになると同時に，事故調査結果と非常によい一致を示した。一方，後者の水平方向の荷重が働く場合には，阪神大震災での計測値の5倍以上の数千galという大きな加速度が作用しないかぎり降伏点レベルでの破壊にいたらないことが判明した。また，遠心鋳造時の最終凝固層内に欠陥がなかったならば，40倍以上の耐変形能を有することが判り，脆性破壊は生じなかったと考えられる。したがって，生田架道橋の事故は遠心鋳造管の最終凝固層の欠陥に衝撃的上下地震動が作用した結果と考えられる。

Key Words : *Brittle fracture, Strain rate-temperature parameter, Cast steel bridge pier, Fracture toughness, Vertical impulsive seismic wave*

1. はじめに

兵庫県南部地震で生田架道橋に生じた遠心鋳鋼管柱頭部の脆性破壊は過去の地震では報告されたことのないタイプの事故であり，破断部材に対する詳細な調査¹⁾が行われた。その結果を要約すると，以下のようなものである。

- (1) 鋳鋼管の破壊は鋳鋼管内面側の最終凝固層が起点であり，破面の大半は脆性破面であった。
- (2) 材料試験の結果，鋳鋼管は当時の設計仕様(SCW410F相当)を満足していた。
- (3) 鋳鋼管の破壊は，西方可動支承が先行破壊した結果，西方ラーメン橋脚に耐力を大幅に上回るせん断力が衝撃的に作用したことにより発生したと想定される。
- (4) 塗料の剥離試験および破断面近傍の硬さ試験から鋼管柱の塑性化を推定したが，東西両鋳鋼管には塗料の剥離が認められず，また硬度変化がなかったことから破壊は降伏点レベルで生じたかと推定される。
- (5) 鋳鋼管内面の最終凝固層は引け巣，ガス孔，非金属介在物等の層であるが，落重試験の結果ではこの層の存在が悪影響を及ぼすというデータは出ていない。

すなわち，なぜ脆性破壊したのかが明確でなく，(3)の耐力を大幅に上回るせん断力が衝撃的に作用したという推定と，(4)の降伏応力レベルで生じたとの推定は相矛盾する。また(5)の最終凝固層の存在が脆性破壊に対して悪影響を与えるか否かは判断できないという報告は冶金学的な面のみからの検討結果であるが，引け巣やガス孔，非金属介在物等はそれ自体が欠陥であり，力

学的に脆性破壊に対して厳しくなっているはずである。

一方，阪神大震災では垂直方向に衝撃的地震動が作用したという報告²⁾もあり，生田架道橋の脆性破壊事故の主原因に関しても，地震力によって地面に対して垂直方向に急激な加速度が生じたために水平に存在していた欠陥を起点として脆性破壊を起こしたと考える説³⁾もある。また，水平方向の荷重によって破壊したと主張する研究においては，いわゆる“動的”効果による破壊靱性値の低下や降伏応力の上昇については全く考慮されていない。

本論文では，生田架道橋に衝撃的上下動が生じた場合と，前述の調査結果での水平力が衝撃的に働いた場合の2つをそれぞれ想定し，著者らが提案している破壊靱性値のひずみ速度依存性の定量的評価手法⁴⁾を適用して，脆性破壊事故解析を実施した。

2. 生田架道橋脆性破壊事故の概略

生田架道橋は全長50[m]，中央径間30[m]の3径間連続鋼桁を両端はRC橋脚，中央は鋳鋼管柱を用いた門型ラーメン橋脚で支持した鉄道用架道橋であり，測径間に比べ中央径間が長いので両端支点上に揚力が生じ，それを防止する目的でカウンターウエイトとしてコンクリートが鋼桁両端に充填されている。支承はRC橋脚の東方が固定，西方が可動，中央のラーメン橋脚がピン支承で構成されており，それぞれ4組で鋼桁を支えている。各部位の損傷に関しては，東方ラーメン橋脚には見られないが，西方ラーメン橋脚の梁との接合部付近で両方の鋳鋼管が破断している。破断位置は橋脚の梁と柱の接合部付近で，梁フランジから約400[mm]

程度離れた鋳鋼管の偏断面部であった。

遠心鋳鋼管は、遠心力を利用して湯を外側側に流し外側より凝固させて作成されるため、最終凝固層は内側になり、引け巣、ガス孔、非金属介在物等の欠陥が形成される。橋脚柱では常に圧縮荷重が作用することから、これらが強度に悪影響を及ぼさないとして、この層を内面切削することなく使用されたが、設計時には強度メンバーではないとの取り扱いがなされていた。

破面写真¹⁾を調査すると、かなり大きな引け巣と考えられる欠陥の存在が確認された。そして脆性破壊はこれらの欠陥を起点にして、管外面側に伝播していた。

3. 破壊靱性値のひずみ速度依存性

3.1 任意ひずみ速度下における破壊靱性値推定法

著者らは、動的条件下では(1)式で与えられる温度と等価な物理量である strain rate-temperature parameter (R 値)⁵⁾をパラメータとした、任意ひずみ速度下における破壊靱性値推定手法⁴⁾を提案している。本論文では同手法を適用して生田架道橋の脆性破壊事故解析を実施するので、この手法を簡潔に説明する。

(1)式で示される R 値は温度と等価な物理量であり、静的負荷条件下における降伏点 σ_Y の温度依存性は、動的条件下では温度を R 値で置き換えた(2)式により表現できる。

$$R = T \ln(10^8/\dot{\epsilon}) \quad (1)$$

$$\sigma_Y = B \exp(C/R) \quad (2)$$

T : 温度 [K], $\dot{\epsilon}$: ひずみ速度 [1/s], B, C : 材料定数

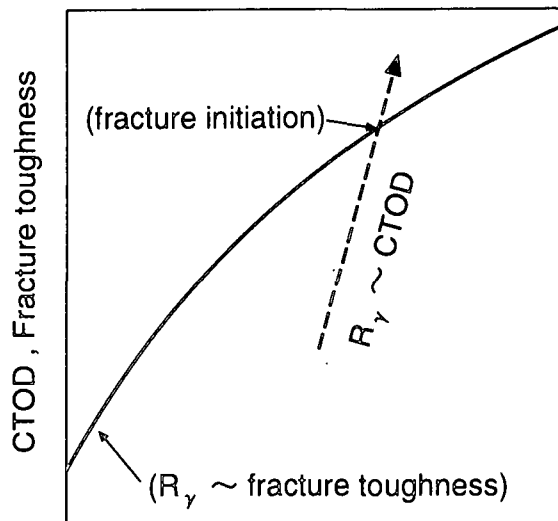
著者らは R 値が負荷に伴い変化する場合の応力~ひずみ関係の表示法を提案し、この構成関係を組み込んだ2次元熱弾塑性動的有限要素法を開発した⁶⁾。そして、き裂先端近傍のプロセスゾーンと呼ばれる破壊発生領域内では、 R 値がほぼ一様に分布(以降、この値を R_γ と記す)した状態で時々刻々変化し、この R_γ 値に対して固有の破壊靱性値が存在することを示した⁴⁾。

従って、破壊靱性試験結果から R_γ 値と破壊靱性値(限界 CTOD: δ_c)の関係(以下、 δ_c 値特性曲線と呼ぶ)を求め、解析対象である任意ひずみ速度下の時々刻々の破壊パラメータ(CTOD: δ)と R_γ 値の関係を求めれば、これと上記特性曲線の交点として任意ひずみ速度下における破壊靱性値ならびに脆性破壊強度が推定できる。この考えを模式的に示すと図-1のようになる。

(1) 破壊発生領域のひずみ速度

上述の手法の適用のためには、対象材料に対する破壊靱性試験結果から δ_c 値特性曲線を作成する必要がある。

生田架道橋の鋳造管を模擬して製作された遠心鋳造管より、1CTのCT試験片(試験片板厚50[mm])及び丸棒引張試験片が採取され、各種温度(20[°C], 0[°C], -20[°C], -40[°C], -60[°C])、各種荷重点変位速



Strain rate-temperature parameter: R_γ

図-1 任意ひずみ速度下における破壊靱性値の推定

度(0.01[mm/s], 1[mm/s], 100[mm/s])下において破壊靱性試験および引張試験が実施された⁷⁾。この実験結果をもとに、事故材の δ_c 値特性曲線を推定する。

ところで(1)式より、 R_γ 値の決定に当たっては破壊発生領域中の任意の一点のひずみ速度及び温度を与えることが必要である。参照位置としてプロセスゾーン先端を採用すれば、この位置におけるひずみ速度 $\dot{\epsilon}_Q$ は、負荷過程の J 積分値の時刻歴から決定できる⁴⁾が、破壊靱性試験における J 値の時刻歴は不明であり、破壊時の J 値のみが与えられている。

そこで破壊靱性試験中の荷重点変位速度は一定に保持されていたと仮定して J 値の時刻歴を与え、破壊発生時の参照位置におけるひずみ速度 $\dot{\epsilon}_Q$ を決定した。

(2) 塑性仕事による局部温度上昇

塑性変形のエネルギー(塑性仕事)の大半は熱に変換されることが知られており、著者ら⁸⁾は塑性仕事の約9割が熱に変換されることを明らかにした。この発熱は、静的載荷状態では塑性仕事の増加前に熱伝導により散逸してしまうが、高速負荷時には熱の散逸が不十分のため、き裂先端近傍のような大きな塑性仕事を与えられる領域では局部的な温度上昇(ΔT)が生じる。この ΔT は前述の熱弾塑性動的有限要素法に、変位(あるいは荷重)~時間関係を入力することで計算でき、サーモビューアーによる温度分布計測結果と良く一致することが示されている⁸⁾。

さらに、静的条件下のき裂先端近傍の応力/ひずみ場の解析結果、すなわち HRR 解^{9) 10)}を利用して時々刻々の塑性仕事分布を与え、これを発熱源とする2次元熱伝導方程式を解くことで、 ΔT が簡易的に推定できることを示した⁴⁾。ただし、負荷速度が速くなると、高靱性領域では ΔT が大きくなり、その影響で個々の場所

での降伏点が低下し、ために塑性域が拡大することで、 ΔT がさらに大きくなるという効果はこの簡易解析では与えられないので、 ΔT はある程度高速になると過小に評価される。以下では、この簡易解析で ΔT を与えた。

3.2 破壊靱性値と R_{γ} 値の関係の導出

以上の検討結果より、CT試験片の参照位置におけるひずみ速度 $\dot{\epsilon}_Q$ と温度 T を(1)式に代入して R_{γ} 値を決定した。なお、局部温度上昇が生じていた場合は、試験雰囲気温度 T と ΔT の和($T + \Delta T$)を温度として(1)式に代入して R_{γ} 値を決定した。

なお、採取された試験片の板厚(50[mm])と事故材の製品管厚(40[mm]、余肉率16%)は異なっている。破壊靱性値は板厚効果を有することが知られているので、河野¹¹⁾が与えている板厚効果の換算式を用いて事故材の管厚に対応する δ_c 値に換算した。

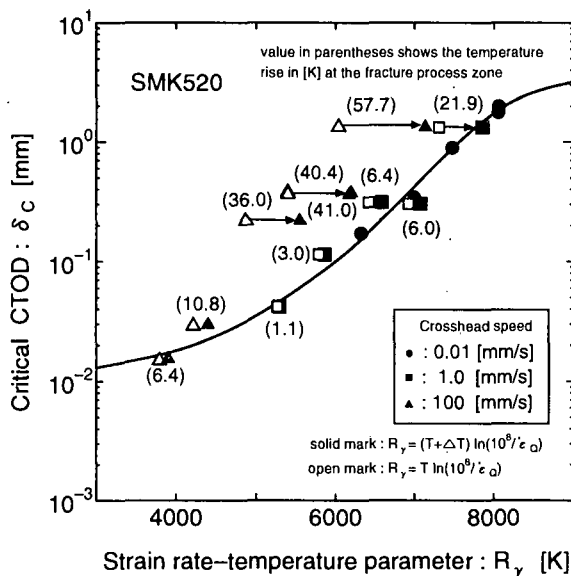


図-2 生田架道橋遠心铸造模擬管の δ_c 値特性曲線

図-2は前述の破壊靱性試験結果から、以上の手順に従って求めた δ_c 値特性曲線である。図中には、局部温度上昇を無視した場合の結果を中空印で、塑性仕事によるプロセスゾーン先端位置の温度上昇推定結果を括弧内に示している。同図より局部温度上昇を無視すると、 R_{γ} 値と δ_c 値の間には一義的な関係が認められないが、局部温度上昇を考慮することで R_{γ} 値と δ_c 値の間に一義的な関係がほぼ成立することがわかる。荷重点変位速度100[mm/s]、試験雰囲気温度20[°C]の場合は、破壊時に57.7[°C]もの局部温度上昇が生じた(実際には前節(2)で述べたように、さらに高温になっているはずである)と推定されることから、材料固有の関係である R_{γ} 値と δ_c 値の関係を与える際には、塑性仕事による局部温度上昇の影響を考慮することが必要不可欠であることがわかる。これらの事から、鋳鋼管の材料において

も破壊靱性値は R_{γ} 値の一義的関数となっていると考えてよからう。図中には、上記のことも考慮して遠心鋳鋼管の δ_c 値特性曲線を実線で示している。

4. CTOD設計曲線

鋳鋼管の破壊は鋳鋼管内面側の最終凝固層が起点であり、引け巣、ガス孔等の表面き裂状欠陥が多数存在していた。表面き裂状欠陥に対する破壊パラメータ(CTOD)の評価式として、(3)式で与えられるCTOD設計曲線が日本溶接協会規格WES2805¹²⁾として与えられている。

$$\delta = \begin{cases} \epsilon_Y \bar{a} (\pi/2) (\bar{\epsilon}/\epsilon_Y)^2 & (\bar{\epsilon}/\epsilon_Y \leq 1.0) \\ \epsilon_Y \bar{a} (\pi/8) [9(\bar{\epsilon}/\epsilon_Y) - 5] & (\bar{\epsilon}/\epsilon_Y > 1.0) \end{cases} \quad (3)$$

ここで

- $\bar{\epsilon}$: 無き裂状態で作用するき裂垂直方向のき裂位置における平均作用ひずみ
- \bar{a} : き裂特性寸法(後述)
- ϵ_Y : 降伏ひずみ

このCTOD設計曲線においては、表面き裂状欠陥を半だ円き裂に置き換え、この半だ円き裂の前縁に沿う応力拡大係数(K値)の最大値と等しいK値を与える板厚貫通き裂のき裂半長 \bar{a} をき裂特性寸法と定義し、この板厚貫通き裂に対してCTODを与えるという手法が採用されている。

著者らは、公称ひずみ速度に対応する降伏ひずみを ϵ_Y とすることで、衝撃荷重下でも(3)式が適用できることを示した³⁾。

詳細破面写真を調査してWES2805の手法に従い、脆性破壊の起点となったと推定される欠陥寸法を調査した結果、破壊の起点となった部位の鋳鋼管厚は46.4[mm]であり、その位置に存在した欠陥の最大き裂半長は37.1[mm]、深さ18.8[mm]であった。これをき裂特性寸法に換算すると18.3[mm]である。

5. 衝撃的上下地震動による脆性破壊の可能性

ここでは上下地震動が作用したとして、鋳鋼管の脆性破壊事故解析を行い、その可能性に関して検討する。

そこで、以下に示す3ケースの欠陥を想定し、鋳鋼管に衝撃的上下動が作用し、最初の突上げ直後の突下げ力が一定のひずみ速度として作用すると仮定して、上述のCTOD設計曲線を利用して負荷過程中的CTODと R_{γ} 値関係の時刻歴を与えた。

1. き裂半長37.1[mm]、深さ18.8[mm]の欠陥がそのまま存在する場合。なお、管厚は46.4[mm]であり、これは設計管厚として取り扱っていない最終凝固層(6.4[mm])を含んだ管厚である。

2. 上述の欠陥を内面に残したまま内面切削をして設計管厚の40[mm]とした場合(き裂特性寸法は14[mm]である)。
3. 補修溶接後、内面切削をして完全に欠陥がなくなった場合。なおこの場合には、工学的には無欠陥の溶接止端部から脆性破壊が生じる場合に対応する、固有欠陥寸法0.2[mm]¹³⁾を与えて解析を実施した。塑性仕事による局部温度上昇は破壊靱性値を回復させる方向に作用するので、負荷過程中的 R_p 値の時刻歴を与える際にはこれを無視し、温度としては阪神大震災時の外気温度である4[°C]を適用した。そして3.1及び4.で述べた手法に従い、脆性破壊発生時の作用ひずみと作用ひずみ速度の関係を求めた。

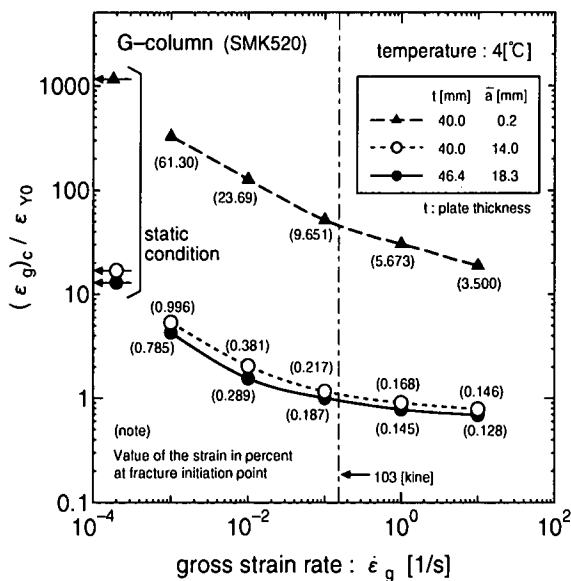


図-3 上下地震動を仮定した場合の脆性破壊発生ひずみの推定結果

解析結果を図-3に示す。横軸は鋳鋼管に作用する公称ひずみ速度であり、縦軸は脆性破壊時の公称ひずみ $(\epsilon_g)_c$ を室温静的条件下における降伏ひずみ ϵ_{Y0} で無次元化した値を示している。同図中には橋脚高さが5950[mm]として、阪神大震災で計測された上下方向地震波の最大変位速度103[kine]に対応するひずみ速度を一点鎖線で示している。このような衝撃的上下動は、震源で発生した短周期の地震動が減衰せずに表層地盤に入射し構造物内部で反射、干渉などを繰り返す縦振動による軸方向力をもたらす¹⁴⁾と考えられる。最初に“ドンと突き上げられるような揺れ”を感じた後に激しい横揺れを感じたという証言²⁾からも衝動的上下動が存在したと考えられ、103[kine]以上の上下方向変位速度が鋳鋼管に作用した可能性もある。鋳鋼管内面には想定した表面欠陥だけでなく多数の欠陥が存在しており、き裂の干渉効果は無視したここでの等価欠陥寸法を使用した解析は危険側の評価を与えることになる。

図-3に実線と黒丸印で示すように、実際に存在し

た欠陥からの脆性破壊時の作用ひずみは最大変位速度103[kine]の場合、降伏点よりわずかに低いレベルの破壊であったと推定される。これは、降伏点レベルの破壊であるという調査結果とよく一致しており、生田架道橋の脆性破壊事故は上下動により生じたと考えても説明できることがわかる。また、RC橋脚部を模擬した試験片に衝撃突き上げを与えることで生じた水平ひび割れと、阪神大震災でのRC橋脚の水平輪切りの酷似性、並びにRC杭の水平輪切りひび割れ、さらには垂直な鉄筋切断部に曲げ変形が認められないなどのことから、阪神大震災での垂直部材の破壊をもたらしたうちの一部は衝撃的上下動であるとの石川ら¹⁴⁾の主張が、本解析結果からも裏付けられたと言えよう。

図-3中には、鋳造欠陥を残したまま最終凝固層を切削した場合に対する脆性破壊発生時のひずみも点線と白丸印で示している。最終凝固層に相当する6.4[mm]を内面切削したとしてもかなり大きな欠陥が残ったままになり、改善効果はほとんど発揮されない。

一方、完全に内面の欠陥を補修した後、設計管厚40.0[mm]に内面切削で仕上げ、無欠陥にした場合の解析結果は図-3中に破線と黒三角印で示しており、欠陥を残した場合に比べると約40倍の変形能が期待できる。

すなわち、圧縮荷重下で使用されるため、少々の欠陥の存在は強度に影響を及ぼさないと考えがちであるが、衝撃的荷重が負荷される場合には、その耐荷能力が大きく減少することが理解できる。

6. 水平地震動による脆性破壊の可能性

ここでは水平地震動を作用させた脆性破壊事故解析を実施し、水平動による脆性破壊発生の可能性を検討した。

6.1 破断部作用ひずみの推定

解析対象は西方ラーメン橋脚であり、鋳鋼管破壊発生部位でのひずみ状態を推定するため、橋脚端部に水平力を与えた静的弾塑性FEM解析を実施した。FEMモデルは鋳鋼管の柱頭部における管厚変化を考慮して管厚を階段状に分布させたシェル要素により作成した。また柱脚ピン支承のモデル化は、鋳鋼管中心軸の最下層の接点を回転自由とした。なお、柱材の降伏応力は素材試験の結果 $(\sigma_{Y0} = 258[\text{MPa}])$ 、梁材は公称値 $(\sigma_{Y0} = 235[\text{MPa}])$ を用い、2nd modulusを $E/100$ (E :ヤング率)と設定した。

図-4の上図は弾塑性解析で得られた柱頭変位-荷重関係を示している。図中のb点で脆性破壊発生断面(対象断面)で降伏が生じるが、柱頭部の付け根ではこれより前に降伏している。図では対象断面で降伏が開始する時の荷重 (P_{Yi}) と変位 (u_{Yi}) でそれぞれ無次元化している。本論文では柱頭部変位のピーク値が脆性破壊発生

に及ぼす影響を調査するため(後述), 参考文献¹⁾中の図-7に示された以上の柱頭変位まで弾塑性解析を行ったが, 参考文献に示されている計算範囲内では両者はよく一致していた。従って, 今回実施したFEM解析により得られた欠陥存在箇所のひずみ分布は妥当な値であると考えられる。

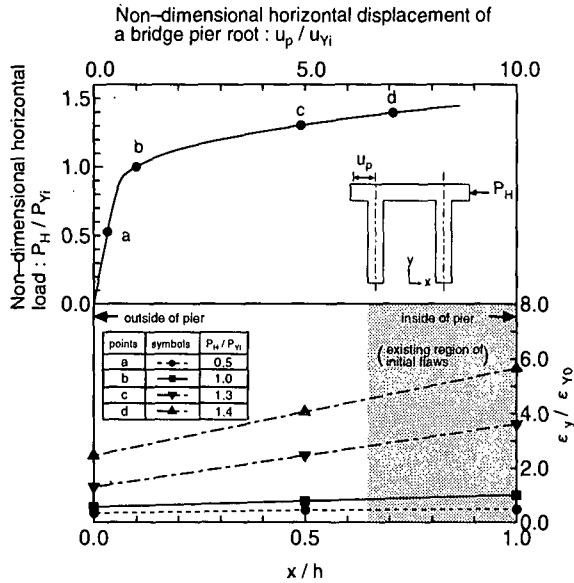


図-4 弾塑性FEM解析結果

図-4の下図には上図中に点で示した負荷の各段階における, 西方橋脚の脆性破壊発生部位における管厚内の軸方向ひずみ分布を示している。横軸は管外面からの距離 x を管厚 h で無次元化した値であり, 縦軸はき裂面垂直方向ひずみ ϵ_y を室温静的条件での降伏ひずみ ϵ_{Y0} で除した値を表している。図-4下図から分かるように, 欠陥垂直方向ひずみの管厚内分布は弾性状態のみでなく, 全断面降伏後も直線分布と見なせる。

6.2 作用ひずみ速度の推定

一般的に地震入力は数十秒間継続されるが, 大振幅波が定常的に入力されることはなく, 建造物に多大な損傷を与えるような波は何度も生じない。そこで, 地震時の大振幅初波によって生じた引張応力が部材を破断させる場合を想定し, 地震力による水平方向の変位を(4)式で表される単一パルス波と設定する。

$$u(t) = u_p \sin(\pi t/t_p) \quad (4)$$

ただし

$u(t)$: 変位時刻歴, u_p : パルス最大変位
 t_p : パルス継続時間, t : 時刻

(4)式の u に, 静的弾塑性FEM解析で得られた支承支持部の変位を代入し, パルス継続時間 t_p を与えることで, 変位の時刻歴が決定でき, FEM解析により得られた作用ひずみの時刻歴も決定できる。従って, この作

用ひずみの時刻歴を時間微分することで作用ひずみ速度が与えられる。

6.3 水平力による脆性破壊発生の可能性に関する検討

3.で与えた δ_c 値特性曲線をもとに水平動による脆性破壊発生の可能性を検討する。また, 負荷過程中的 R_T 値とCTODの関係は, 作用ひずみ, 作用ひずみ速度の時刻歴が与えられるので, 3., 5.での議論と同様にして決定した。ここでも負荷過程中的の塑性仕事による局部温度上昇は無視した。欠陥は, 4.と同様のき裂半長37.1[mm], 深さ18.8[mm]の半だ円状欠陥を与えた。

なお(4)式中のパルス継続時間として, 神戸海洋気象台で兵庫県南部地震時に観測された水平方向地震波の最大加速度818.2[gal]が発生した場合のパルス波の継続時間が $t_p \approx 0.34$ [s]であったことから, $t_p = 0.3$ [s]と与えて解析を実施した。このパルス継続時間は, 実際の鋼管柱頭部における横揺れの半周期とは異なると考えられるが, 生田架道橋は橋脚上部に線路を敷設するための鋼桁を有し, 比較的上部に重量物が集中した構造になっている。つまり, 共振を起ささない限り, 柱頭部の横揺れ周期は地面の横揺れ周期に比べて長いと考えられるため, $t_p = 0.3$ [s]を採用することは安全側の設定と言えよう。

(1) 柱頭部変位のピーク値の影響

柱頭部水平方向変位のピーク値 u_p は不明であるが, 脆性破壊の発生は u_p に依存することが考えられる。そこで, $u_p = 25$ [cm], 50[cm], 75[cm], 100[cm], 125[cm]の5ケースを想定した解析を実施した。

図-5中の黒三角印は脆性破壊発生時の柱頭部への作用荷重 P_c と, 与えられたパルス変位のピーク値 u_p の関係を示している。また, 欠陥想定位置における管厚内のひずみ分布を調査し, 初期降伏時の荷重 P_{Yi} を白丸, 全断面降伏時の荷重 P_{Yg} を白四角で示している。ここで, P_c , P_{Yi} 並びに P_{Yg} の決定に当たっては, 負荷過程中的のひずみ速度変化の影響を考慮して, 各計算ステップにおける降伏ひずみを(2)式を用いて算定し直している。すなわち, ひずみ速度の降伏, 破壊靱性値に及ぼす影響を考慮した解析を行ったことになる。また, u_p 時の変位速度は0となるが, 個々の位置のひずみ速度は0とは必ずしもならず, それに対応して応力~ひずみ線図が場所によって異なり同時に, u_p 時には変位加速度が最大となるのでこれによる荷重も作用する。したがって, u_p 時の荷重は図-4の解析結果から与えることはできないが, 参考のため図-5中には静的に u_p が作用する場合の荷重を図-4より示している。さらに, 静的に負荷された場合の初期降伏荷重, 全面降伏荷重も合わせて参考のために示している。

同図中括弧内に示した数値は, それぞれの現象(初期降伏, 破壊, 全断面降伏)が生じた際のひずみ速度(単位[1/s])である。

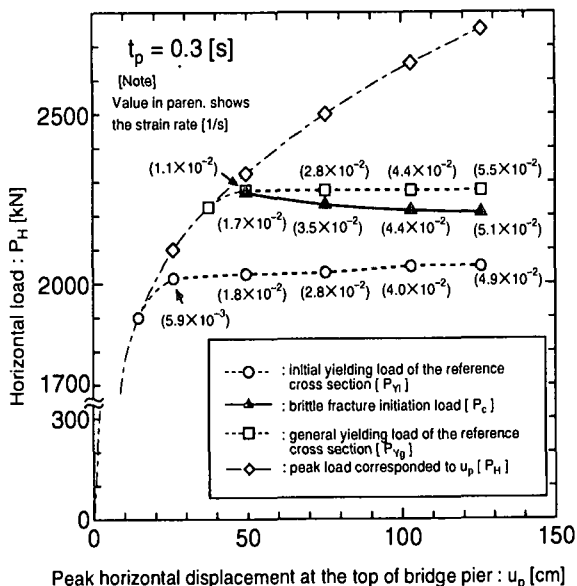


図-5 水平地震動を仮定した場合の脆性破壊発生荷重の推定結果 ($t_p=0.3[s]$)

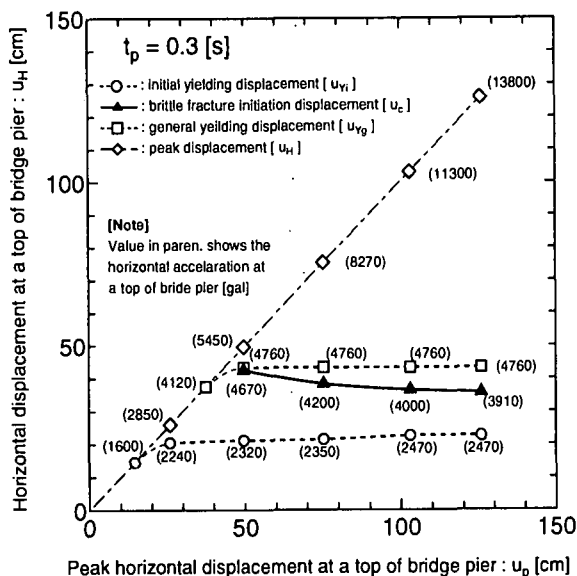


図-6 水平地震動を仮定した場合の脆性破壊発生時柱頭変位の推定結果 ($t_p=0.3[s]$)

脆性破壊発生荷重 P_c に着目すると、 u_p の増加に伴い減少していることがわかる。これは、括弧内に示したひずみ速度が u_p の増加に伴い増加していることから、破壊靱性値がひずみ速度の増加に伴い減少していることと対応している。また u_p が約 40[cm] 以下の場合、ピーク荷重が作用した場合でも脆性破壊が生じないことも分かる。

初期降伏荷重 P_{Yi} 及び全断面降伏荷重 P_{Yg} は u_p の増加に伴い増加しているが、これはひずみ速度の増加に伴い降伏点が増加するためである。

図-5 からわかるように、脆性破壊は初期降伏と全断面降伏の間で生じており、破面調査結果から推定された降伏点レベルでの破壊という結果とは矛盾しない。

従って図-5 を見る限り、水平動が与えられた場合でも脆性破壊が発生する可能性があると言えよう。

そこで、破壊時の柱頭部水平方向変位並びに破壊時水平揺れの加速度を調査した。図-6 は与えられたパルス変位のピーク値 u_p に対する破壊時の柱頭変位 u_c を示している。また図-5 の場合と同様に、初期降伏時の柱頭変位 u_{Yi} を白丸、全断面降伏時の柱頭変位 u_{Yg} を白四角、ピーク変位 u_H も白菱形で示している。さらに図-6 中の括弧内にはそれぞれの現象(初期降伏、破壊、全断面降伏)が生じた際の柱頭部に入力された加速度(単位[gal])を示している。図-6 を見ると分かるように、当然の結果であるが u_c 、 u_{Yi} 、 u_{Yg} の値は荷重の場合と同様な傾向を有していることが分かる。

ところで脆性破壊発生時の入力加速度の値を見ると、 $u_p=125[cm]$ の柱頭変位を与えた場合でも、3910[gal] という大きな値であった。逆に言えば、水平動により脆性破壊を発生させようとすれば 3910[gal] という加速度が入力されなければ脆性破壊は生じないということである。神戸海洋気象台で兵庫県南部地震時に観測された水平方向地震波の最大加速度は 818.2[gal] であり、上記の値の約 1/5 である。また、 u_p が 125[cm] 以下であれば、水平動による脆性破壊の発生のためにはさらに大きな加速度の入力が必要となる。橋脚の他の部材が先行破壊した場合を想定すると、先行破壊により構造物全体の剛性が低下するため、同じ変位が生じたとしても西方橋脚に作用する荷重は減少することから、破断面に作用するひずみも小さくなり、脆性破壊は生じにくくなると考えられる。

以上の結果より、水平動を主原因として脆性破壊が発生したことを説明することは、極めて困難であると言えよう。

(2) 入力パルス継続時間の影響

(1) では入力パルス継続時間 t_p を 0.3[s] として解析を実施し、その結論として、水平動を主原因とする脆性破壊発生の可能性は極めて低いことを示した。しかしながら、この t_p の設定により、負荷過程中的ひずみ速度は変化するため、 t_p の値の解析結果に対する影響を調査する必要がある。ここでは $t_p=0.03[s]$ 、3.0[s] と設定して、(1) と同様な解析を実施した。

図-7 は $t_p=0.03[s]$ の場合の脆性破壊発生時の柱頭部への作用荷重 P_c を、与えられたピーク変位 u_p の関数として示したものである。図-5 と同様に初期降伏荷重 P_{Yi} 、全断面降伏荷重 P_{Yg} 及びピーク荷重 P_H も示している。なお、図中の記号及び括弧内の数値は図-5 と同様の意味である。作用荷重 P_c 、初期降伏荷重 P_{Yi} 、全断面降伏荷重 P_{Yg} と、図-5 ($t_p=0.3[s]$) と同様の傾向を示している。なお、ひずみ速度の値は t_p の値が 1 オーダ小さいことに対応して、1 オーダ上昇し、そのため、脆性破壊は図-5 の場合よりも小さな荷重で生じると推定されているが、降伏点レベルでの破壊ということに

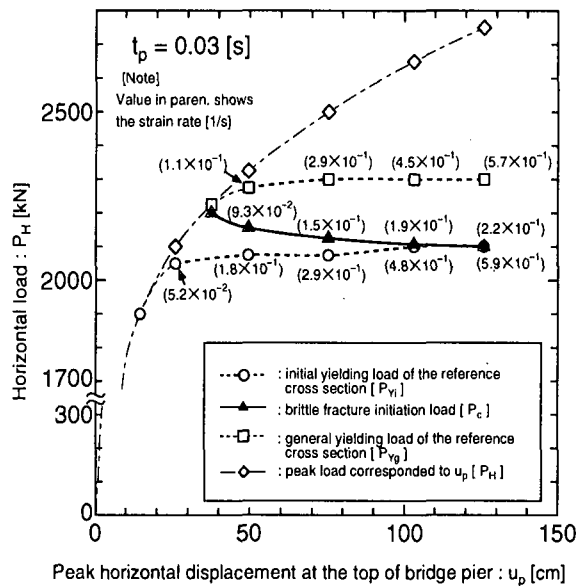


図-7 水平地震動を仮定した場合の脆性破壊発生荷重の推定結果
($t_p=0.03[s]$)

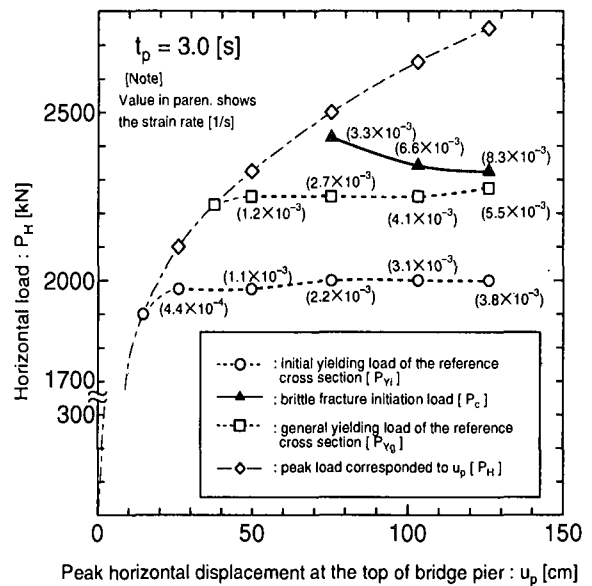


図-8 水平地震動を仮定した場合の脆性破壊発生荷重の推定結果
($t_p=3.0[s]$)

は変わりはない。

そこで、 $t_p=0.03[s]$ の場合における破壊発生時の水平方向加速度 α_c を調査した。その結果を表-1に示す。同表には破壊時の荷重 P_c 、柱頭変位 u_c も同時に示している。表-1からわかるように、最も小さな加速度でも

表-1 水平地震動を仮定した場合の脆性破壊発生時の加速度推定結果 ($t_p=0.03[s]$)

u_p [cm]	P_c [kN]	u_c [cm]	α_c [gal]
49.69	2156	30.69	3.370×10^5
75.41	2125	27.98	3.070×10^5
103.1	2107	26.59	2.910×10^5
125.9	2100	26.03	2.850×10^5

2.850×10^5 [gal]という、現実の地震では生じ得ないと考えられる加速度が生じない限り脆性破壊は発生しないという結果が得られた。従って、 $t_p=0.03[s]$ のパルス水平動による脆性破壊の可能性は極めて低いと結論づけられよう。

図-8は $t_p=3.0[s]$ の場合の脆性破壊発生時の柱頭部への作用荷重 P_c 、初期降伏荷重 P_{Yi} 、全断面降伏荷重 P_{Yg} 及びピーク荷重 P_H を与えられたピーク変位 u_p の関数として示したものである。

作用荷重 P_c 、初期降伏荷重 P_{Yi} 、全断面降伏荷重 P_{Yg} とも、 u_p の値に対する変化の傾向は、図-5 ($t_p=0.3[s]$)、図-7 ($t_p=0.03[s]$)と同様である。ひずみ速度の値も図-5、図-7の結果と比べると t_p の値のオーダーに対応した値となっている。

ここでも $t_p=0.03[s]$ の時と同様に破壊発生時の水平方向加速度 α_c を調査した。その結果を表-2に示す。表-2に示された程度の加速度は阪神大震災のような大規模

な地震でなくても生じる可能性の高い値である。

ところが、図-5、図-7とは明らかに異なり、 P_c が P_{Yg} 以上の値となっている。これは全断面降伏後の破壊を意味しており、降伏点レベルでの破壊発生という調査結果とは矛盾している。

表-2 水平地震動を仮定した場合の脆性破壊発生時の加速度推定結果 ($t_p=3.0[s]$)

u_p [cm]	P_c [kN]	u_c [cm]	α_c [gal]
75.41	2425	63.71	69.90
103.1	2342	51.92	56.90
125.9	2325	49.69	54.50

以上のようにパルス継続周期を系統的に変化させた解析を行い、水平動による脆性破壊発生の可能性を調査したが、水平動を主原因とする生田架道橋の脆性破壊を説明することは、極めて困難である。

7. 結論

生田架道橋の鋳鋼管柱頭部の脆性破壊に関して、破壊靱性値のひずみ速度依存性の定量的評価手法を適用した事故解析を実施した。得られた結果を要約すると以下のようになる。

1. 水平方向地震波により、鋳鋼管が降伏荷重レベルの荷重で脆性破壊するためには、数千gal以上の高速地震波の入力が必要であり、実際には水平方向荷重が原因で脆性破壊は生じなかったと考えられる。
2. 衝撃的上下動で脆性破壊した場合、計測された変位速度下でも降伏点レベルの荷重で脆性破壊が生

じることが明らかとなった。これは損傷調査結果と良く対応している。

- 3) 鋳鋼管内面の最終凝固層に生じている欠陥を除去することより、耐脆性破壊性能は大幅に向上する。

参考文献

- 1) 柴藤修, 三原孝夫, 三木千壽: 兵庫県南部地震により鋳鋼管ラーメン橋脚に生じた脆性破壊の原因調査, 土木学会論文集, No.591, 1-43, pp.263 - pp.272, 1998
- 2) 当麻庄司, 河村廣: 兵庫県南部地震の衝撃に対する被災者の意識調査, 第4回建造物の衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集, pp.189 - pp.194, 1998
- 3) 豊貞雅宏, 後藤浩二: CTOD設計曲線の衝撃問題への拡張, 日本造船学会論文集, Vol.182, pp.697 - pp.704, 1997
- 4) M.Toyosada, K.Gotoh: Preliminary Analysis of Brittle Fracture in the Lower Flange of Buildings Occurred at Hanshin Earthquake, Memoirs of the Faculty of Engineering Kyushu University, Vol.56, No.4, pp.273-pp.292, 1996
- 5) P.E.Bennet, G.M.Sinclair: Parameter Representation of Low-Temperature Yield Behavior of Body-Centered Cubic Transition Metals, ASME paper 65-MET-11, 1965
- 6) 河野俊一, 後藤浩二, 豊貞雅宏: ひずみ速度を考慮した熱弾塑性有限要素法, 日本造船学会論文集, Vol.169, pp.383-pp.389, 1991
- 7) (株)クボタ 鋳鋼製造部技術第二課: Gコラムの破壊靱性値, 1996, (私信)
- 8) 豊貞雅宏, 後藤浩二, 相良憲伺: 高速負荷速度下におけるき裂先端近傍の局部温度上昇について, 日本造船学会論文集, Vol.170, pp.651-pp.663, 1991
- 9) J.W.Hutchinson: Singular Behavior at the End of a Tensile Crack in a Hardening Material, J. Mech. Phys. Solids, Vol.16, pp.13-pp.31, 1968
- 10) J.R.Rice, G.E.Rosengren: Plane Strain Deformation Near a Crack Tip in a Power law Hardening Material, J. Mech. Phys. Solids, Vol.16, pp.1-pp.12, 1968
- 11) 河野俊一: 構造用鋼の大規模降伏下における脆性破壊靱性に及ぼす板厚効果に関する研究, 広島大学学位論文, pp.62, 1984
- 12) 日本溶接協会: WES2805 溶接継手の脆性破壊発生及び疲労き裂進展に対する欠陥の評価方法 改定案, 1994
- 13) 森田鴻司, 梶本勝也, 村井充介, 岩田光正: 鋳造欠陥の疲労強度評価 -丸味を有するマクロ単独欠陥-, 日本造船学会論文集, Vol.167, pp.245-pp.252, 1990
- 14) 別府万寿博, 香月智, 石川信隆, 宮本文穂: 衝撃突き上げ装置によるRC橋脚模型の輪切り状ひび割れに関する実験的研究, 土木学会論文集, No.577/1-41, pp.165-pp.180, 1997

(1998年8月17日受付)

FAILURE ANALYSES OF BRITTLE FRACTURE FOR THE CENTRIFUGAL CASTING PIER OCCURRED AT GREAT HANSHIN EARTHQUAKE

Masahiro TOYOSADA, Koji GOTOH, Takahiko UEDA
and Yasunari WATANABE

Failure analyses of the brittle fracture for the centrifugal casting rigid - frame pier occurred at Great Hanshin Earthquake were carried out with considering the strain rate effect on fracture toughness. It is supposed that the brittle fracture initiated from shrinkage cracks on inner surface of the cylindrical pier. Two kinds of impulsive seismic waves are considered respectively for the loading factor of the accident, horizontal wave and vertical wave. It is concluded that the load with an extraordinary larger acceleration than the measured seismic wave was needed if the brittle fracture was occurred under horizontal seismic loading. On the contrary, it is analyzed that vertical seismic wave with almost the same loading rate as the measured displacement rate can give rise to the brittle fracture.