

兵庫県南部地震により鑄鋼管ラーメン橋脚に 生じた脆性破壊の原因調査

栄藤 修¹・三原孝夫²・三木千壽³

¹正会員 (株)クボタ 素形材技術部 (〒103 東京都中央区日本橋室町三丁目 1-3)

²(株)クボタ 鑄鋼製造部 (〒573 枚方市中宮大池一丁目 1-1)

³正会員 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (〒152 東京都目黒区大岡山二丁目 12-1)

兵庫県南部地震により鉄道用高架橋である生田架道橋が落橋は免れたものの柱の破断を含む大きな損傷を受けた。1967年に架設された生田架道橋は、全長50mの3径間連続桁を両端はRC橋脚、中央は遠心力鑄鋼管柱を用いた門型ラーメン橋脚で支持する構造であり、地震により鋼桁が西方端で北に1m移動し、西方の可動支承と橋脚が破断、東方は固定支承と橋脚は無事であったが支承基礎部のRC橋脚が破断した。

本報告は動的応答解析、静的弾塑性解析、破面観察、材料試験等から損傷の原因、メカニズムの究明調査を行ったものである。

Key Words : Hyougoken-nanbu earthquake, bridge pier, centrifugally cast steel pipes, brittle fracture, ductility

1. はじめに

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震により、鉄道用高架橋である生田架道橋ラーメン橋脚の柱頭母材部で脆性破壊と思われる損傷が発生した(写真-1)。柱は溶接構造用遠心力鑄鋼管(以下鑄鋼管と略称する)である。この鑄鋼管は烈震(震度6)、激震(震度7)により多大の被害をうけた芦屋、灘、神戸地区で多くの土木・建築構造物にも採用されている。これら地区での鑄鋼管採用物件において柱脚、梁フランジ、溶接部において損傷(表-1)が幾つか認められたが、生田架道橋を除けば柱本体に脆性的損傷を受けた報告はない。

生田架道橋で発生した脆性破壊は鑄鋼管として初めての経験であり、その発生要因、メカニズムの究明は今後の鋼構造物の耐震設計にとって重要であると考え調査を実施した。

今回実施した調査項目は以下に示す通りである。

- ①地震応答解析：立体骨組みモデルによる時刻歴応答解析により架道橋の各部位への作用力の推定。
- ②静的弾塑性解析：架道橋ラーメン橋脚の耐力計算、最終的に北側に約20cmの強制変形を受けた状態で停止した三宮側(東方)ラーメン橋脚の応力度の推定。
- ③破面観察：外観検査、電子顕微鏡による破面、破壊形式の調査。
- ④材料試験：材質調査、引張による材料の基本特性調査

表-1 架道橋ラーメン橋脚以外の損傷事例

損傷部	件数	損傷内容
柱脚	3	柱脚部で柱母材が局部座屈
		柱・ベースプレート溶接部での破断
		柱脚アンカーボルトの破損
溶接部	2	柱・梁溶接部での破断(溶け込み不良)
		柱・柱現場溶接部での破断
梁	1	スカラップ底でのフランジの脆性的破断
塗料	2	柱頭部で母材の塑性化による塗料の剥離

と衝撃試験、CTOD試験、落重試験による靱性調査。

⑤硬さ測定、塗料剥離試験：地震時に鑄鋼管に発生したひずみ量の推定。

2. 架道橋の構造概要

生田架道橋は図-1に示すように全長50m、中央径間30mの3径間連続鋼桁を、両端はRC橋脚、中央は鑄鋼管柱を用いた門型ラーメン橋脚で支持する鉄道用架道橋であり、1967年に架設されている。側径間に比べ中央径間が長い為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。

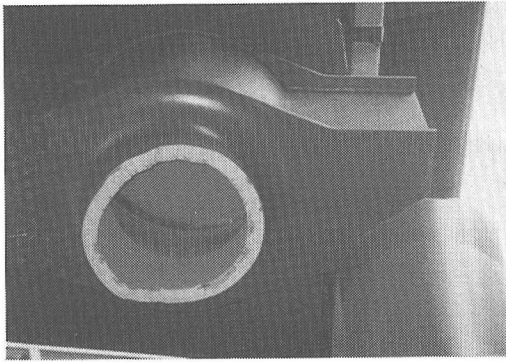
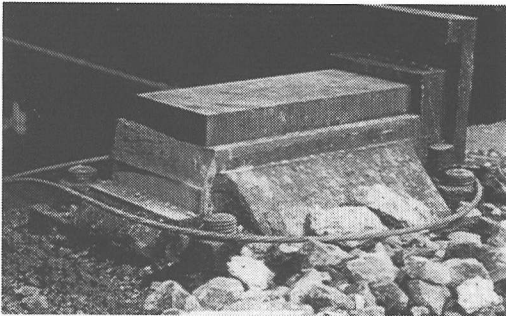
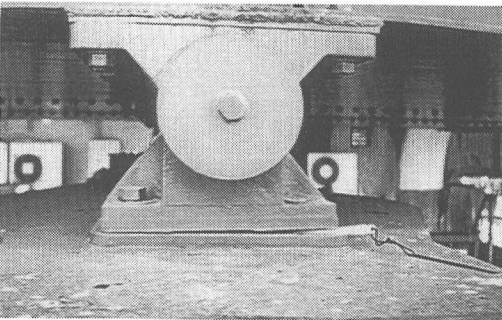


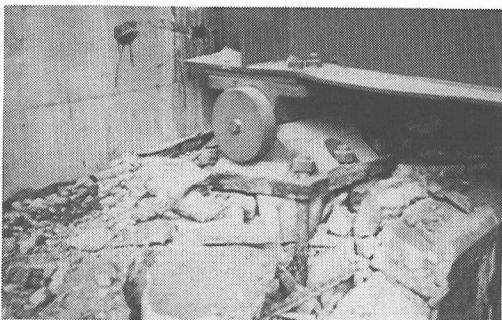
写真-1 鋳鋼管の破断状況



可動支承



ピン支承



固定支承

写真-2 各支承の破損状況

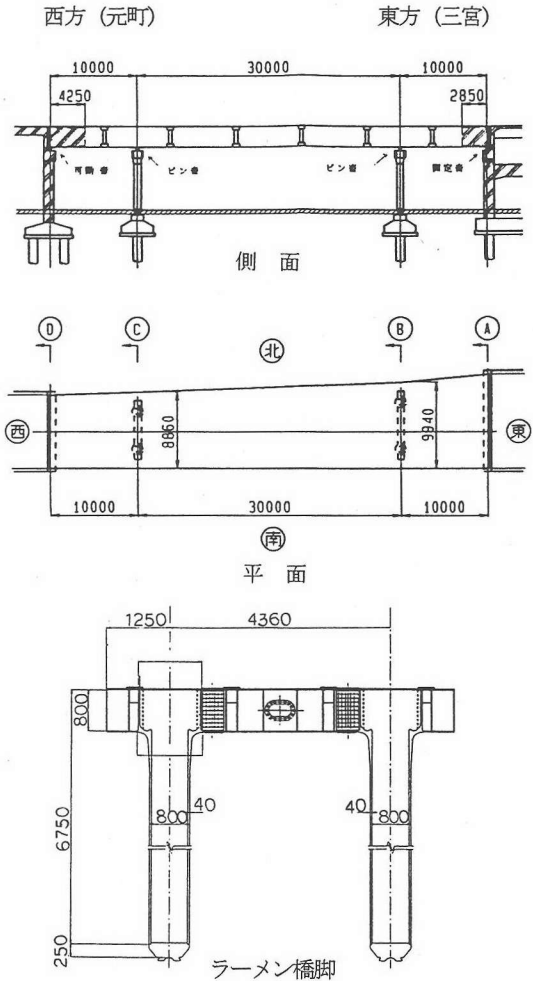


図-1 架道橋構造概要

3. 架道橋の損傷状況

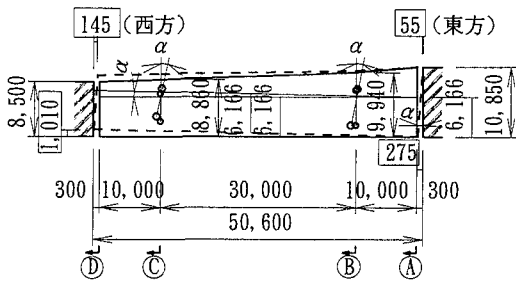
(1) 各部位の損傷

a) 鋳鋼管柱

東方ラーメン橋脚には損傷はないが、西方ラーメン橋脚には梁との接合部近傍で両方の鋳鋼管が破断している。破断位置は柱頭変断面部のほぼ中央で梁フランジ面から外径(800mm)の約1/2離れた位置である。後に示すが破断位置は最も応力の大きな場所である。

b) 支承

支承の状況を写真-2に示す。西方可動支承は橋脚直角方向のずれ止め部およびサイドブロックが北側(山側)に折損しているのに対し、東方固定支承はRC橋脚の破壊が顕著であったが支承自体の損傷は特に認められなかった。また、ラーメン橋脚上のピン支承も固定ボルトが折損し浮き上がりが生じたものもあったが、支承自



□内数値：鋼桁移動量（平面）

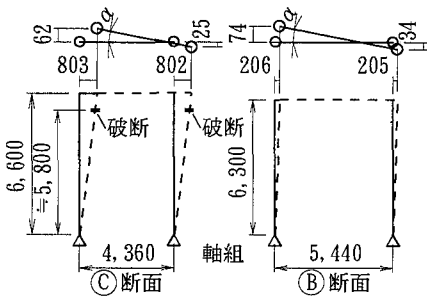


図-2 震災後の鋼桁移動量の実測変位

体の損傷は特に認められなかった。

(2) 架道橋の残留変位

震災後の鋼桁の実測変位を図-2に示す。鋼桁は東方を中心にして西方が回転し、その回転は西方 RC 橋脚との接触によって停止したと考えられる。鋼桁西端の変位は約 1m で、その変位から損傷がなかった東方ラーメン橋脚の柱頭変位は約 20cm、層間変形角は柱脚がピン支承であることを考慮すると 1/60 となり柱・梁接合部近辺はかなり塑性化が進んでいると想定される。

4. 動的応答解析と各部位の耐力

各部位への作用力と各部位の耐力との関係を調べる目的で、架道橋全体の動的応答解析、ラーメン橋脚の静的弾塑性解析および各支承部の耐力計算を行った。

(1) 架道橋の時刻歴応答解析

a) 解析条件

解析は線形解析とし、モデルは図-3に示す立体骨組みモデル、地震波は神戸海洋気象台実測波（NS-818gal、EW-617gal、UD-332gal）を用い減衰常数は 0.02 とした。なお、上部構造の重量は各節点に面積配分した。

b) 解析結果

解析は架道橋の損傷に最も影響したと想定されるモード（南北に変位、固有周期 0.42sec）について行った。破

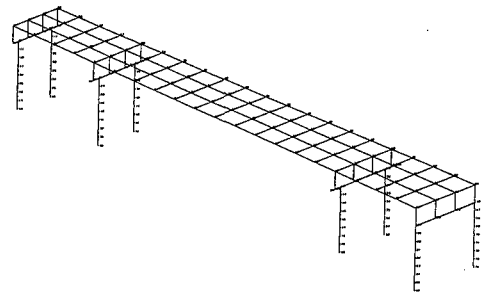


図-3 解析立体骨組みモデル

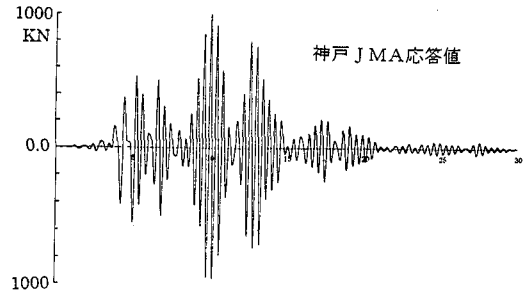


図-4 応答結果（破損柱の柱頭せん断力）

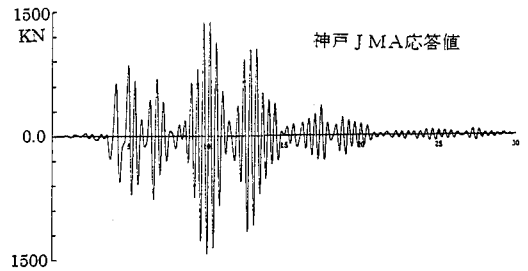


図-5 応答結果（可動支承部のせん断力）

断した鑄鋼管柱頭部の応答結果を図-4に、山側に折損した可動支承部の応答結果を図-5に示す。何れも水平力の時刻歴応答結果で、西方ラーメン橋脚の最大応答水平力は 1960kN、西方可動支承の一基当たりの最大応答水平力は 1450kN、一方、東方ラーメン橋脚の最大応答水平力は 2352 kN、架道橋全体の総水平力は 15680kN で架道橋死荷重の 2 倍、また、西方ラーメン橋脚柱頭の最大応答変位は 8 cm であった。

(2) ラーメン橋脚の静的弾塑性解析

解析はラーメン橋脚の終局耐力と強制変位を受けた東方ラーメン橋脚の応力状況を調べる目的で支承支持部に一定軸力を加え水平力を荷重増分して行った。モデルは箱断面梁はシェル要素で、鑄鋼管柱は柱頭部がテーパ状の変断面となっているためソリッド要素で作成した。なお、柱脚ピン支承のモデル化は鑄鋼管中心軸の最下層

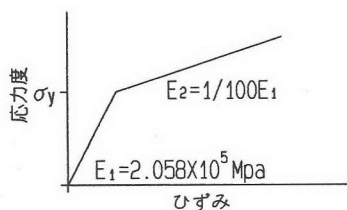


図-6 解析に用いた材料特性

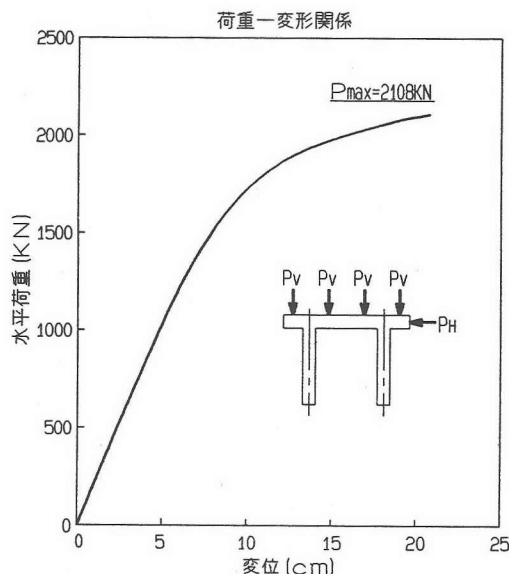


図-7 解析結果 (荷重変形関係)

の節点を回転自由とした。また、箱形断面梁の補強プレートは支承支持部以外はモデル化されていない。材料特性を図-6に示すが、柱材の降伏強度は素材試験結果 ($\sigma_y = 258 \text{ N/mm}^2$) を、梁材 (SM41B) は公称値 ($\sigma_y = 235 \text{ N/mm}^2$) を用いた。解析結果を図-7 (荷重-変形関係)、図-8 (最終ステップ時の相当応力) に示すが、最終ステップ時の水平荷重は約 2100 kN、柱頭変位は約 21 cm である。また、図-8より接合部近辺の梁材と鑄鋼管変断面部の広い範囲で塑性化が進んでいることが分かる。損傷がなかった東方ラーメン橋脚の強制変位が約 20 cm であることから、図-8の相当応力が東方ラーメン橋脚の応力状態に相当していることになる。従って、強制変位を受けた東方ラーメン橋脚鑄鋼管は柱頭変断面部の広い範囲で塑性化していると想定できる。

一方、先の線形動的応答解析では、ラーメン橋脚柱頭の最大変位が西方で 8 cm、最大応答水平力が西方で 1960 kN、東方では 2352 kN である。これら解析結果と東方ラーメン橋脚に損傷が認められないことから可動支承の折損がなければラーメン橋脚には柱が破断に到るような水平力は作用しなかったと考えられる。

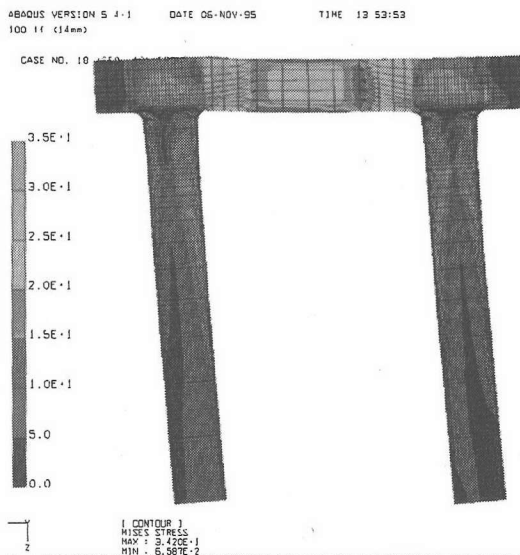


図-8 解析結果 (最終ステップ時の相当応力コンター図)

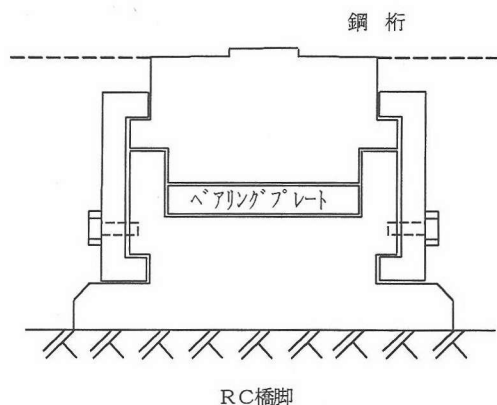


図-9 西方可動支承の構造概要 (断面図)

(3) 西方可動支承の耐力

西方可動支承の概要を図-9に、折損部の詳細寸法を図-10に示す。写真-2より可動支承の折損は図-10のA-A部の破断によるものである。破断は鋼桁側支承から下部支承上方に水平力が作用したことによる曲げ破壊と考え、A-A部の破断曲げ耐力より破断水平力を求めた。但し、支承部 (SC46) の引張強度は実測値がないため公称値 ($\sigma_u = 450 \text{ N/mm}^2$) を用いた。

$$M_u = Z_p \times \sigma_u = 4603 \text{ kN-cm}$$

$$S_u = M_u / L = 921 \text{ kN}$$

M_u : A-A部破断曲げ耐力

S_u : 可動支承破断水平耐力

先の動的応答解析結果より可動支承に作用する最大水平力は 1450 kN で破断水平耐力 921 kN を大きく越えていることから可動支承の破断が裏付けられる。

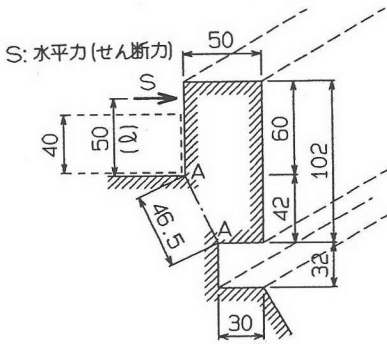


図-10 可動支承折損部の詳細図

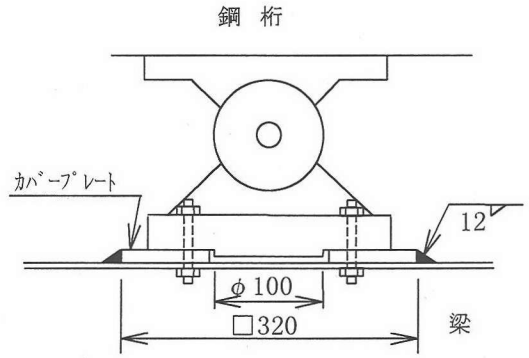


図-11 ピン支承支持部の構造概要



北側破面

写真-3 破断鑄鋼管の破面状況

(4) ピン支承支持部のせん断耐力

先に述べたようにラーメン橋脚上のピン支承は一部でボルトの破断と浮き上がりが生じたがほぼ健全な状態であった。耐力計算はその健全性を確認する目的で実施した。ピン支承の支持部の概要を図-11に示すが、支持部は梁フランジ上のカバープレート部がホゾ構造となっている。計算は支承ホゾ部のせん断耐力 Q_{uh} 、カバープレート隅肉溶接部のせん断耐力 Q_{us} 、アンカーボルトのせん断耐力 Q_{ub} について行った。計算結果を以下に示すが、材料強度は実測値がないため公称値を用いた。各部の材料仕様は、ピン支承がSC46 ($\sigma_u = 450 \text{ N/mm}^2$)、カバープレートがSM41B ($\sigma_u = 400 \text{ N/mm}^2$)、溶接強度はプレートと同強度とした)、アンカーボルトがSS41 ($\sigma_u = 400 \text{ N/mm}^2$)である。

$$Q_{uh} = \pi r^2 \tau_u$$

$$= \pi \cdot 5^2 \cdot 45 / \sqrt{3} = 2040 \text{ kN}$$

$$Q_{us} = 3492 \text{ kN}$$

$$Q_{ub} = 607 \text{ kN}$$

$$Q_{uh} + Q_{ub} = 2647 \text{ kN}$$

以上より、支承部のせん断耐力は動的解析による支承部に作用する水平力 490kN を大きく上回っており支承部に大きな損傷がなかったことが裏付けられる。

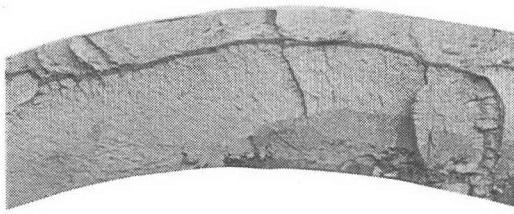
5. 材料面からの検討

(1) 破断状況

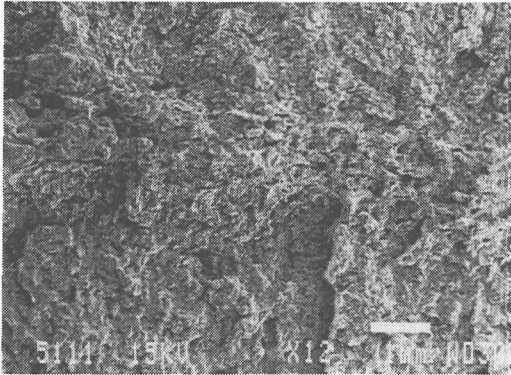
破面状況を写真-3に示す。破面の全領域が条痕を伴った粗い破面で、外周部の一部に塑性変形が認められるが大半が脆性破壊の様相を呈している。亀裂の起点は鑄鋼管の内周側に認められその起点には遠心鑄造時に形成されたと思われる最終凝固層のマイクロキャビティーが存在している。条痕の形態および破面から亀裂の伝播方向を判断すると、ほとんどの亀裂が内周側から外周側に向かって進展している。

(2) 走査型電子顕微鏡によるマイクロ破面観察

破断面の調査は西方の南側(海側)の鑄鋼管から切り出し走査型電子顕微鏡(SEM)を用いて破面観察を行



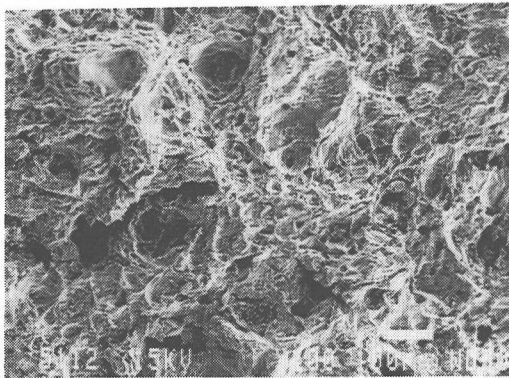
SEM 観察位置
(□印領域)



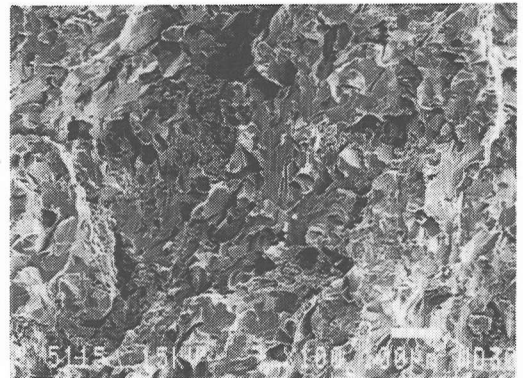
1) IV 領域 × 12



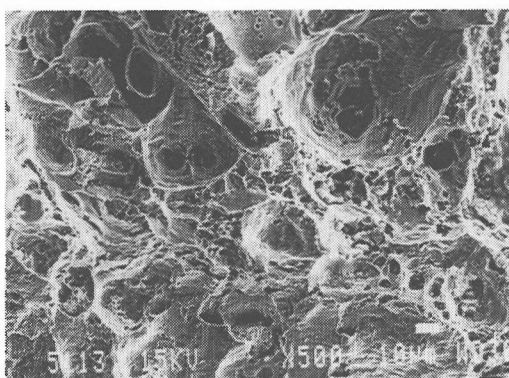
○ V 領域 × 12



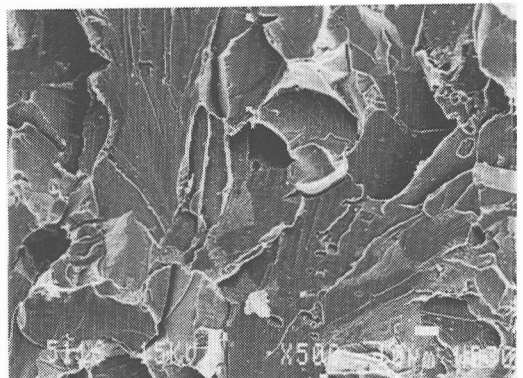
m) 1) の一部拡大 × 100



p) ○ の一部拡大 × 100



n) m) の一部拡大 × 500



q) p) の一部拡大 × 500

写真-4 北側破面のSEM観察結果

表-2 破断した鋳鋼管の化学成分 (単位 %)

成分記号	外 面		参 考 SM400B	参 考 SCW410CF
	外表面下 10mm	中央 外表面下 10mm		
C	0.14	0.16	0.20	0.22
Si	0.36	0.37	0.35	0.80
Mn	1.00	1.03	0.60-1.40	1.50
P	0.013	0.015	0.035	0.040
S	0.013	0.016	0.035	0.040
Ceq	0.32	0.35	0.44	0.40

表-3 常温引張試験結果 (南側鋳鋼管)

N o	降伏点 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	伸 び %	絞 り %
1	257	448	31.9	60.9
2	254	448	30.0	64.2
3	261	450	30.3	52.5
4	256	450	30.0	58.5
5	263	454	28.6	61.4
平均	258	450	30.2	59.5
SM400B	≥235	400-500	≥22	-
SCW410CF	≥235	≥410	≥21	-

表-4 シャルピー衝撃試験結果 (0°C)

N o	吸収 エネルギー	参 考 SM400B	参 考 SCW410CF
	J		
1	52.0	-	-
2	40.6	-	-
3	50.0	-	-
平均	47.5	≥27	≥27

った(写真-4)。ほとんど擬破壊面の様相を呈しており、脆性破壊すなわち衝撃的な応力が負荷されたことにより今回の破断が進行したことがわかる。また、亀裂伝搬の一部と管外周の最終破断領域(シャールリップ)には延性破壊したことを示すディンプルパターンが認められる。

(3) 材料の基本特性

製作当時(1966年)は、この鋳鋼管に対応する JIS 規格がない状態であったが、現在の規格にてらせば JIS G5201 溶接構造用遠心力鋳鋼管の SCW410-CF または溶接構造用圧延鋼材 JIS G5106 SM400B 相当である。破断した鋳鋼管の化学成分を表-2に、引張試験結果を表-3に、シャルピー衝撃試験結果を表-4、図-12に示す。いずれも SCW410-CF および SM400B の規格を満足していた。しかしながら、シャルピー衝撃試験の遷移温度は 10°C と高い値を示している。

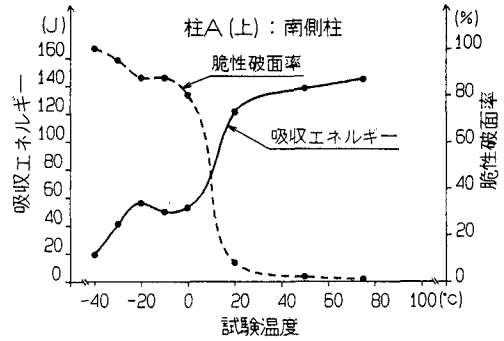
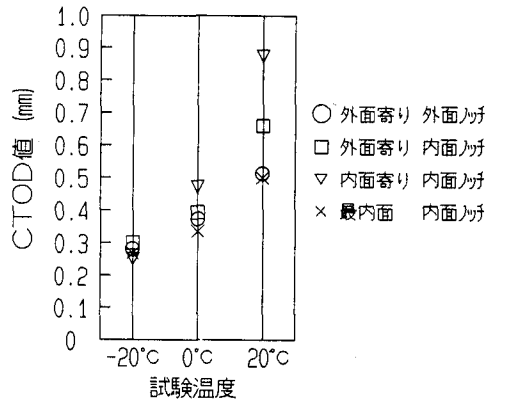
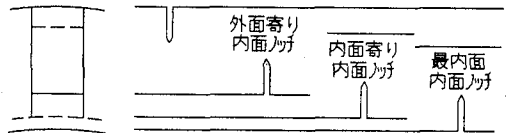


図-12 シャルピー衝撃試験結果



外面寄り 試験片サイズ: 20W×40h×200
外面寄り



結果は3点の平均を表示

図-13 CTOD 試験結果

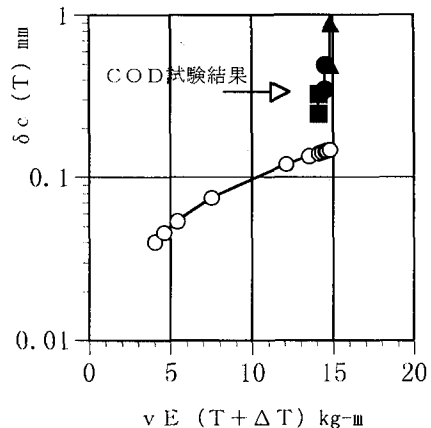
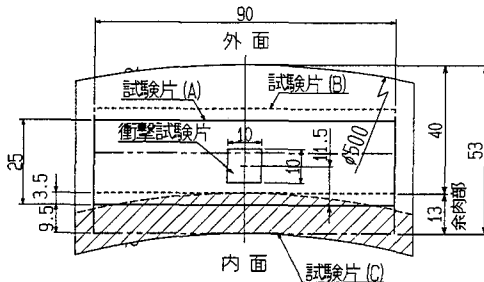


図-14 CTOD 試験結果と WES2805 δc 推定式との比較

表—5 負荷速度を変えた引張試験結果

試験片形状：φ7.0×45 GL=35mm

材料	負荷速度 (mm/sec)	下降伏点 (N/mm ²)	上降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	絞り (%)	降伏比 (%)
SM520MCP	0.05	357	369	511	34	79	72
	7.5	407	430	540	31	79	80
SCW490CF	0.05	332	351	515	29	54	68
	7.5	374	394	532	26	65	74
SCW410CF	0.05	318	324	500	34	56	65
	7.5	357	384	524	26	53	73
SM520B	0.05	312	-	540	30	69	58
	7.5	395	414	558	25	68	74



図—15 落重試験の試験片形状とその採取位置

表—6 NRL型落重試験結果

試験温度	試験片の種類		
	A試験片	B試験片	C試験片
-10			
-20			
-25	○	○	○
-30	○ ○ ○	○ ○ ○	●
-35	● ●	● ○	● ●
-40			●

落重重量：50Kg 落下高さ：1.91m
○：割れず ●：割れ

(4) 材料の靱性

CTOD 試験結果を図—13に示す。限界 CTOD 値は平均で0°Cでは0.4mm、-20°Cでは0.3mmと問題のないレベルであった。また、この結果は衝撃値に比べ限界 CTOD 値が高く、圧延鋼材でまとめられているシャルピー衝撃値と CTOD 値の WES2805 の相関式に乗らず(図—14)、 鋳鋼管が衝撃値で判断する以上に破壊靱性値が高いことを示している。これは遠鋳管と圧延材との製法の違いからくる金属組織的特性と考えられるが、その解明は今後の研究課題としたい。

(5) ひずみ速度の影響

鋳鋼管 (SCW410CF：生田破損材料, SCW490CF) と圧延材 (SM520B, 520TMCP) の4種類の鋼材より試験片を採取し、負荷速度を変えて引張試験を実施した。負荷速度は 0.05mm/sec (通常引張試験速度) と 7.5mm/sec とした。その試験結果を表—5に示す。試験数が少ないので正確なことは言えないが鋳鋼管、圧延材ともに負荷速度が 7.5mm/sec になると通常試験速度に比べ降伏点で10%以上、引張強さで5%以上高くなり、伸びは10%以上低下している。また、鋼種による差はあまりなかった。

(6) 最終凝固層の材料特性

鋳鋼管は製法上外面側から凝固が進行するため最内面には最終凝固に伴う不純物が集まる。従って、製品肉厚

はスペックを保証しない部分 (余肉) を考慮し、設計厚より厚く製作されている。そこで、余肉部の存在が部材としてマイナス要因となるかどうかを調べる目的で、NRL(Naval Research Laboratory)落重試験を実施した。落重試験は脆性破壊の試験法として米国海軍技術研究所で確立されたものであり、原子炉用圧力容器には我が国でもこの試験が採用されている。試験は、破断鋳鋼管について ASTM E 208 に準拠して NRL 型落重衝撃試験機を用いて行った。試験片を図—15に示すが、内面側を加工した試験片 A (内面 9.5mm 加工)、B (内面 13mm 加工) と規定余肉付試験片 C の3種類を採取した。サイズは何れも 25t×90×360mm で溶接ビードは破壊源となる内面側に施工した。なお、素材試験結果は降伏点 301N/mm²、引張強度 463N/mm²、伸び 32.7%、0°Cシャルピー衝撃値 111J である。これら素材試験結果と先の試験結果 (表—2~4) においてシャルピー衝撃値にかなりの違いが生じているが、これは試験片を橋脚の直管部より採取したため一連の素材試験とは素管が異なったからである。落重試験の結果を表—6に示すが、それぞれの NDT 温度は試験片 A が-35°C、試験片 B は-35°C、試験片 C は-30°Cで試験片 A、B と試験片 C では顕著な有意差は認められなかった。また、試験数が少ないので正確なことは言えないが鋳鋼管においてもシャルピー値と NDT 温度は相関関係にある。

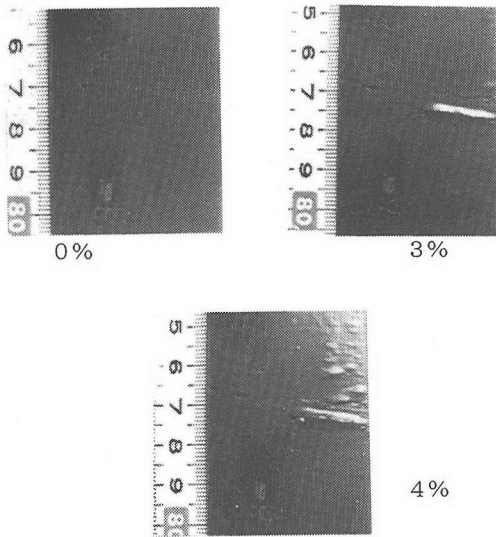


写真-5 塗料剥離試験結果 (圧縮試験)

(7) 破断鑄鋼管のひずみ量の推定

破断した鑄鋼管より試験片を採取し圧縮と引張による塗料の剥離試験を実施した。塗料は圧縮に対しては2~3%ひずみで球状の浮き上がり(写真-5)が認められたが、引張に対してはひずみが10%を越えても亀裂、剥離等の変状は生じなかった。生田架道橋の東西の両鑄鋼管とも塗料に変状が観察されなかったことから本鑄鋼管は3%以上の圧縮ひずみは受けていないと言える。更に、破断面近傍の硬さ試験を実施した。試験結果を図-16に示すが、破面近辺での硬度上昇は認められなかった。図中、試験片-2のグラフを省略しているが測定硬さは153~160であった。以上より、本鑄鋼管は部分的には延性破面が認められるが、大半の断面が塑性域にいたらず降伏応力レベルで破断したと考えられる。

6. ラーメン橋脚の破壊メカニズムの推定

以上の調査結果より、ラーメン橋脚の破壊メカニズムは以下の様に推定できる。

- ①三宮近辺の地盤条件を加味すると地震動による架道橋に加わった総水平力は設計水平力($K=0.2$)を大幅に上回っていたと推定される。
- ②架道橋両端のRC橋脚は剛性比で中央のラーメン橋脚の約6倍と剛性が大きいため総水平力の約75%がRC橋脚に加わった。
- ③その水平力は西方可動支承の破断耐力を大幅に越えていた。
- ④一方、中央ラーメン橋脚に加わった水平力は鑄鋼管の破断を招くような大きさではなかった。
- ⑤しかし、西方可動支承の破断により構造系が変化し西

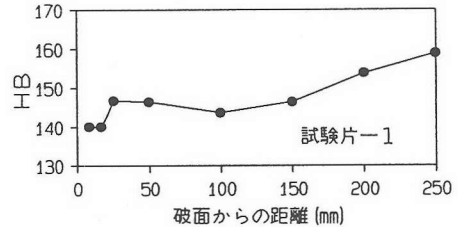
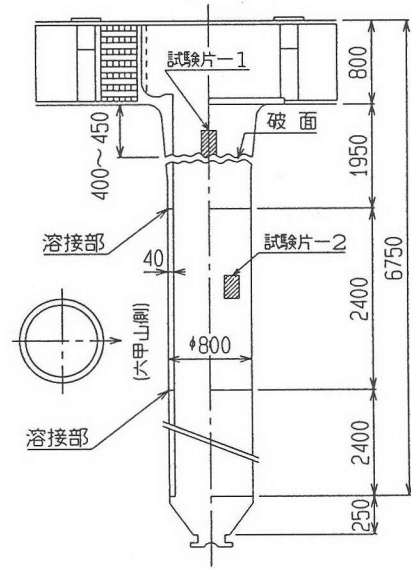


図-16 硬さ試験結果

方ラーメン橋脚に破断耐力を大幅に越える水平力が衝撃的に加わった。ちなみに、西方可動支承が破壊した条件での最大応答水平力は西方ラーメン橋脚で9807kN、東方ラーメン橋脚で2864kNと先の応答解析結果のそれぞれ5倍、1.2倍であった。

⑥その結果、強度、靱性とも当時の設計仕様は満足していたが鑄鋼管が脆性破断した。

⑦脆性破壊の要因には、ひずみ速度、温度、材料の靱性値、内面最終凝固層のマイクロキャビティが考えられる。

7. まとめ

生田架道橋の橋脚に使用された遠心力鑄鋼管の破壊をきっかけとして、架道橋の損傷要因、鑄鋼管の脆性破壊の要因を明確にすべく調査を行った。それらの結果を要約すると、

- (1) 架道橋の主な損傷箇所は西方可動支承、西方ラーメン橋脚、東方固定支承の基礎コンクリートであった。
- (2) 動的応答解析、静的弾塑性解析、各部位の耐力計算結果と東方ラーメン橋脚に損傷が観察されなかったことから生田架道橋鑄鋼管の破壊は、西方可動支承が先行

破壊した結果、西方ラーメン橋脚に破断耐力を越える水平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。

(3) 鋳鋼管の破壊は破面観察、塗料の剥離試験および硬さ試験結果から降伏応力レベルで発生したと推定される。また、破壊の起点は鋳鋼管内面側の最終凝固層であり破面は一部を除いては脆性破面であった。

(4) 損傷材料の素材試験、CTOD 試験、落重試験の結果、①本製品は当時の設計仕様 (SCW410 相当) を満足していた。②0°Cでの限界 CTOD 値が0.3mm 以上と破壊靱性値も問題のないレベルであった。③内面側の最終凝固層は引け巣、ガス孔、非金属介在物等の多孔質の層となっているがこの層の存在が悪影響を及ぼすというデータは出なかった。

(5) 脆性破壊の要因には外的要因 (動的負荷、温度) と内的要因 (材料の破壊靱性値、内面最終凝固層のマイクロキャビティ) があり今回の破壊はこれら要因の相乗作用として生じたものと考えられる。しかし、どの様な条件が重なるとこの様な脆性破壊が発生するのかは従来の方法では説明できない。従って、定量的な解明は今後の課題としたい。

謝辞：本調査研究にあたり資料提供を頂くと共に発表に
対しご理解を賜りました神戸高速鉄道株式会社、また、
本調査研究に対し終始ご指導を頂いた財団法人鉄道総合
技術研究所、日本鉄道建設公団、それに資料提供を頂い
た川崎重工業株式会社の関係各位に対し厚くお礼申し上
げます。

参考文献

- 1) 庄俊明：阪神・淡路大震災による生田架道橋の災害報告、
阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集、pp. 313-324、
1996. 1.
- 2) WES2805：溶接継手の脆性破壊発生に対する欠陥の評価
法、財団法人 日本溶接協会 1980.
- 3) ASTM：Standard Test Method for Conducting Drop-
Weight Test to Determine Nil-Ductility Transition
Temperature of Ferric Steels E 208-95.

(1997. 5. 8 受付)

AN INVESTIGATION ON BRITTLE FRACTURE OF HIGH BRIDGE PIER BY HYOUGOKEN-NANBU EARTHQUAKE

Osamu ETOU, Takao MIHARA and Chitoshi MIKI

During 1995 Hyougoken-nanbu earthquake, IKUTA Bridge for railway were severely damaged and centrifugal cast steel bridge piers, cast steel shoes and reinforced concrete rigid frames were fractured. The bridge which was built in 1967, is constructed with 2 steel rigid frames and 2 reinforced concrete rigid frames with a steel girder of 50m span.

In order to make clear the fracture mechanism, dynamic response analysis, static elastic-plastic analysis, and material test were carried out. As a result, the fracture of steel bridge pier was brittle fracture due to high speed strain. The results of Analysis and tests are reported in this paper.