

始末端部に欠陥を有する突合せ溶接部の脆性的破壊に関する実験的研究
—放電加工による板厚貫通欠陥—

鋼構造柱梁接合部 溶接欠陥 脆性的破壊
板厚貫通欠陥 破面観察 破壊解析

正会員○ 服部 宏紀*1 正会員 石原 完爾*2
正会員 嶋 徹*3 正会員 森田 耕次*4

1 はじめに 米ノースリッジ地震、兵庫県南部地震を機に鋼構造建築物の柱梁接合部の脆性破壊に対する耐力評価方法の確立が急がれている。本研究では対象部位を出来る限り単純なモデルに置換し引張試験とFEM解析を行った。接合部の応力集中部位で生じている力学的挙動を詳細に知る事により、脆性破壊に対する最大耐力を推定する為の一つの方法を明らかにした。

2 実験計画

通しダイアフラム形式の柱梁接合部(図1-1)を一方単純引張負荷を受ける突合せ継手に単純化したモデルに対し引張試験を行う。試験体は溶接による塑性変形効果を抑えるために一枚の鋼板からダイアフラム・梁フランジの形状を切出し、応力勾配を反映させた傾斜を設けたものである(図1-2)。

接合部の溶接欠陥の入り易い部位に人工的に貫通欠陥を設けた。欠陥周辺部分の切出しにはガス溶断の熱脆化を避けるため放電加工を採用した(図1-3)。

試験鋼材の材料特性を表1に示す。実験のパラメータは鋼材の靱性値及び欠陥長である(表-2)。引張試験は試験体に液体窒素を噴霧しつつ0℃にて行った。引張試験によって破断最大荷重を測定後、破断断面のSEM観察により脆性破断を確認した。

3 実験結果

3.1 引張試験結果 表2から同一の靱性値に対しては欠陥長の長い方が短いものより破断荷重が低く、また同じ欠陥長に対しては靱性値の高いものの方が低いものより破断荷重が高いという傾向が明らかに確認できる。図2に荷重-伸びの関係を示す。高靱性材の方が破断に至る迄の塑性変形能力が圧倒的に大きく、また耐力上昇率も大きい。

3.2 破断面の観察 50倍写真から放電加工による切欠部の下に破断に至る亀裂開口直前のストレッチゾーンが伸びており、その下に延性亀裂を生じている様子が

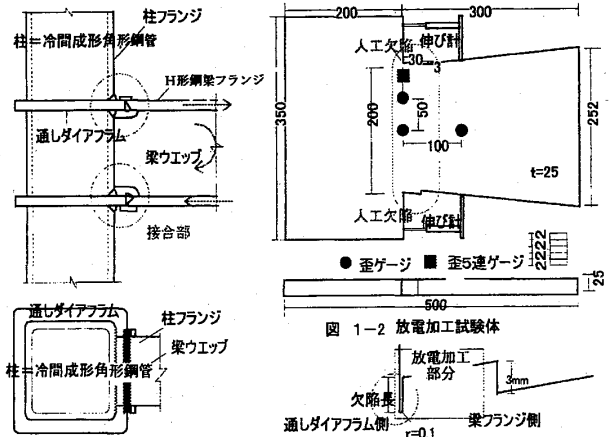


図1 通しダイアフラム形式柱梁接合部とそのモデル化

表1 試験鋼材の材料特性

靱性	試験温度	上降伏点	下降伏点	引張強さ	降伏比	破断伸び	
0℃シャルピー値	℃	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	%	%	
低	27J	19	328	327	582	56	25
高	150J	19	359	354	554	64	30.7

表2 引張試験結果

試験体(実験パラメータ)			実験結果		
No	設計欠陥長	鋼材靱性	破断荷重	破断応力	破断伸び
1	1mm	高(150J)	2653KN	527N/mm ²	9.9 (%)
2	3mm	高(150J)	2440	485	7.0
3	1mm	低(27J)	2155	428	2.4
4	3mm	低(27J)	2020	401	1.7

表3 破断面のデータ

試験体	欠陥長(放電加工長)	ストレッチゾーン長さ	延性亀裂面長さ
1	1.01 mm	0.37 mm	1.83 mm
2	2.96	0.21	1.27
3	0.95	0.34	0.33
4	2.99	0.26	1.02

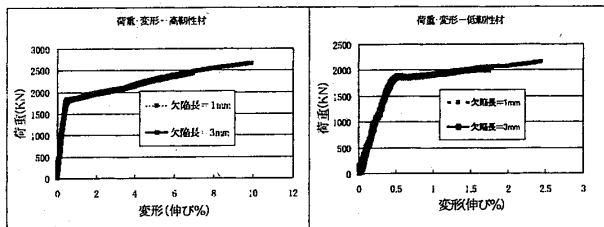


図2 荷重-伸びの関係

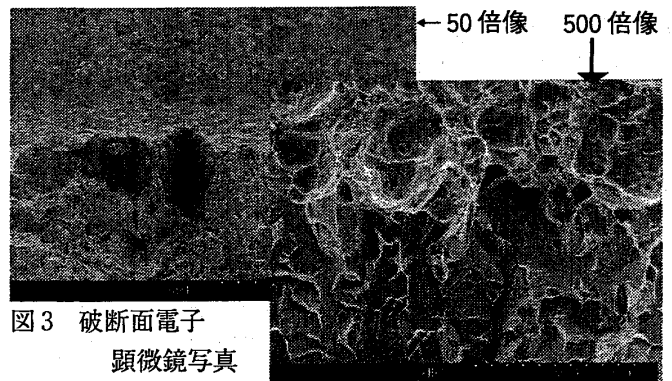


図3 破断面電子顕微鏡写真

Experimental Studies on Brittle Fracture in Welded Butt Joints with Defects at Welding End

HATTORI Hironori, ISHIHARA Kanji
SHIMA Tohru, MORITA Koji

認められる。500倍像写真では延性破面の特徴であるディンプルパターンの下に脆性破面の特徴であるリバーパターンが認められ、最終的に脆性破断している事が確認できる(図3)。破断面各寸法の実測値を表3に示す。

4 結果の解析

4.1 歪分布 FEM解析のためのモデルを図4に示す。このモデルによって計算した危険断面上の歪の分布を実験結果と共に図5に示す。実験結果は図1-2の各ゲージ位置で測定したものである。ここで7本の曲線はそれぞれ異なる変形量に対応している。実験、計算結果共に同一の変形量に対して周辺に行くほど歪が増大している。

4.2 最大耐力の実験値とその解析

最大耐力の評価値として下記の理論的最大値との比 P_{max}/P_u を用いた。

$$P_u = W \cdot t \cdot e \sigma_u \dots \dots \dots (1)$$

$$W = 200 \text{ mm (危険断面幅)} \quad t = 25 \text{ mm (厚さ)}$$

$$e \sigma_u = (\text{引張強さの推定値}) \text{ N/mm}^2$$

ここに $e \sigma_u = 592.9 \text{ N/mm}^2$ (低靱性)、 565.2 N/mm^2 (高靱性) で素材試験温度と引張試験温度の差を補正したもの。次に最大耐力と欠陥サイズ、靱性値との関係を考察する。先ずCTOD試験並びにシャルピー吸収エネルギー値より求めた限界CTOD値を塑性拘束係数で補正し、(2)式によって構造要素でのCTOD値へ変換する。ここで $\beta = 0.4$ (高靱性)、 0.6 (低靱性)

$$\delta_c (\text{構造}) = \frac{\delta_c (\text{シャルピー吸収エネルギー})}{\beta (\text{塑性拘束補正})} \dots \dots \dots (2)$$

さて塑性変形を含む破壊力学の分野で次のような関係式が成り立つことが知られている。

$$\frac{\delta_c}{\bar{a} \varepsilon_Y} = \begin{cases} \frac{\pi}{2} \left(\frac{e_{local}}{\varepsilon_Y} \right)^2 & (e_{local} < \varepsilon_Y) \\ \frac{\pi}{8} \left(9 \frac{e_{local}}{\varepsilon_Y} - 5 \right) & (e_{local} \geq \varepsilon_Y) \end{cases} \dots \dots \dots (3)$$

e_{local} : 局所歪, δ_c : 限界CTOD値(構造)

\bar{a} : 応力拡大で係数補正した欠陥寸法 $= 1.122^2 \cdot a$

a : 欠陥長さ, ε_Y : 鋼材の降伏歪

ここでFEM解析において図7のように定義した局所歪を亀裂想定位置近傍の節点位置での歪の加重平均として算出する。(2)、(3)式を用いて荷重-局所歪の関係を得る(図6)。各局所歪に対応するこの荷重値は亀裂近傍で亀裂開口変位をもたらす荷重として破断耐力の推定値を与えると考えてよい。これをまとめて図8に示す。

5 まとめ

(1) 形状と構成を単純化した接合部モデルの引張試験により脆性破断モードを確認し、靱性値が高い程また欠陥長が短い程、破断耐力が高いという結果を得た。

(2) 同時に行ったFEM解析の結果から破断耐力と靱性値

欠陥長とに対し前記(1)と同様の結果を得た。

(追記) この研究は千葉大学工学部デザイン工学科森田研究室とAW検定協議会研究評価委員会(WG3)との共同研究として実施され、川鉄テクノロジー(株)の協力を受けた。(参考文献) 嶋徹、濱田弘行、西川耕二、鈴木真一、石原完爾、原田幸博、鄭聖眠、森田耕次、『始末端部に欠陥を有する突合せ溶接部の脆性的破壊に関する実験的研究』鋼構造論文集 第10巻第38号(2003年6月) p p 17-29

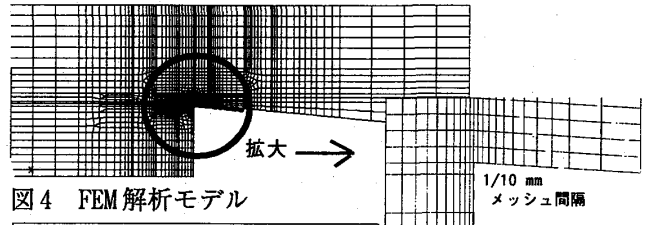


図4 FEM解析モデル

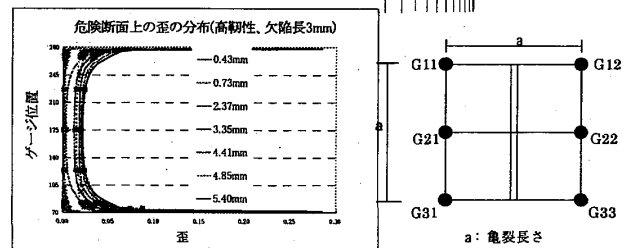


図5 危険断面上の歪分布

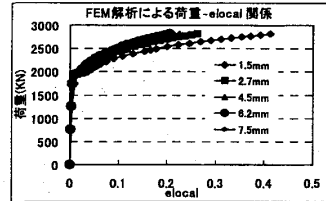


図6 荷重-局所歪の関係

欠陥近傍のFEM節点

$$e_{local} = \frac{e_{G1} + 2e_{G2} + e_{G3}}{4}$$

$$e_{Gi} = \frac{e_{Gi1} + e_{Gi2}}{2}, (i = 1, 2, 3)$$

図7 欠陥近傍での局所歪の計算方法

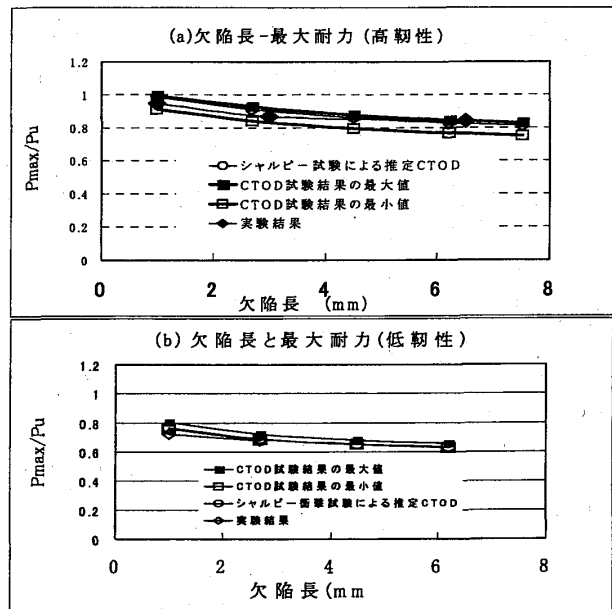


図8 最大耐力と欠陥サイズ

*1 千葉大学大学院自然科学研究科建築専攻
*2 大手町ファーストスクエア
*3 戸田建設建築工技術部
*4 千葉大学工学部デザイン工学科建築系

Graduate Student, Chiba University Architecture Structural Design
Otemachi First Square Inc.
Architectural Engineering Dept. Toda Corp.
Prof. Dept. Design And Architecture, Faculty Of Engineering, Chiba Univ.