

腐食鋼板の表面性状と残存耐荷力

ESTIMATION OF RESIDUAL STRENGTH AND SURFACE IRREGULARITY OF THE CORRODED STEEL PLATES

村中昭典*、 皆田 理**、 藤井 堅***

Akinori MURANAKA, Osamu MINATA and Katashi FUJII

*	広島工業大学	工学部建設工学科 (〒731-51 広島市佐伯区三宅 2-1-1)
**工博	広島工業大学教授	工学部建設工学科 (〒731-51 広島市佐伯区三宅 2-1-1)
***工博	広島大学助教授	工学部第四類 (〒739 東広島市鏡山 1-4-1)

Corrosion is one of the most deleterious causes in steel structures. It is necessary to establish rational criteria in order to predict accurate strength and remaining life of existing steel structures.

In order to estimate load-carrying capacity of corroded steel structural members, static tensile tests and fatigue tests for corroded steel plates were carried out. Corroded test specimens were cut out from the member of a ferry bridge in 15 years service and a crest spillway gate of a dam in 40 years service.

The main results were concluded as follows:

- (1) Actual stress of corroded steel plates can be estimated by subtracting 0.7σ from average corrosion penetration of corroded steel plates.
- (2) If the coefficient of variation of the corroded plate thickness is larger than 0.05, an elongation of the corroded steel plates will be less than 18 percent permitted on JIS.
- (3) On corroded steel plates, fatigue cracking started near the region of the deepest pitting corrosion whose coefficient of variation of plate thickness is maximum value in the load axis direction.
- (4) Kt depending on plate surface irregularity was analyzed based on Kf-Kt relations of smooth surface steel plates.

Key Words: corrosion, corroded steel plate, surface irregularity, static strength, fatigue

1. まえがき

ここ数十年間の解析技術や施工技術の発展は目覚ましいものがあり、また材料性能の向上もあいまって、昭和30年代の高度成長期から多くの橋梁が建設されてきた。しかし、一方で、橋梁は老朽化あるいは自動車の大形化、交通量の増大など高度経済成長による社会環境の変化にともなって様々な損傷事例が報告されるようになり、今日橋梁における維持管理が極めて重要な課題として認識されるようになった。構造物に損傷が発見されると、その損傷に対する適切な判断とその後の対処が要求されるが、これらの評価基準は現時点では十分に確立されているとは言えない。

鋼橋において、供用下における劣化要因の代表的なものとして挙げられる疲労損傷については、発生メカニズム、補修・補強法等が精力的に調査研究され、疲労設計

指針¹⁾なども整備された。しかしながら、鋼道路橋の架替え理由において、上部構造の損傷が原因とされた橋梁の約50%²⁾以上を占める腐食損傷については、残存強度を判定するための基礎資料は極めて少なく、したがって、施主の主観的な判断でその対処法が決められているのが現状といえよう。それは、構造物の設置場所、また、それらの部位で腐食環境条件が異なるため、腐食状態を正確に把握することが極めて複雑かつ難しいことに起因すると考えられる。

既往の研究^{3)~7)}は、鋼板の場合、腐食によって生じた鋼板表面不整による応力集中によって機械的性質、及び疲労強度が無腐食材のそれより低下することを示している。しかしながら、腐食鋼板の力学的挙動に対する表面不整の影響については未だ不明な点が多いように思われる。鋼構造物の健全度評価の観点からすれば、この点

を明確にしておくことは意義あることと考えられる。また、腐食鋼板の合理的応力評価法の確立は、鋼構造物の健全度を評価する基礎的資料となるものであるが、この点についても更に検討を加えておく必要があるように思われる。

本研究は長年供用された鋼構造物から採取した腐食鋼板の静的、並びに疲労試験の結果に基づき、表面形状と力学的性質との関係、応力評価法などについて検討を加え、鋼構造物の維持・管理法確立のための基礎資料を提供するものである。

2. 腐食鋼板の表面形状と静的引張強度

2. 1 試験片

試験片は15年間供用後撤去されたフェリー渡橋、及び40年間供用後撤去されたダム洪水吐ゲート（ラジアルゲート）より採取した。これらの鋼構造物の湿潤時間は他の陸上鋼構造物に比して相当長い。図-1に示すように、フェリー渡橋より採取した腐食鋼板は陸側第1横

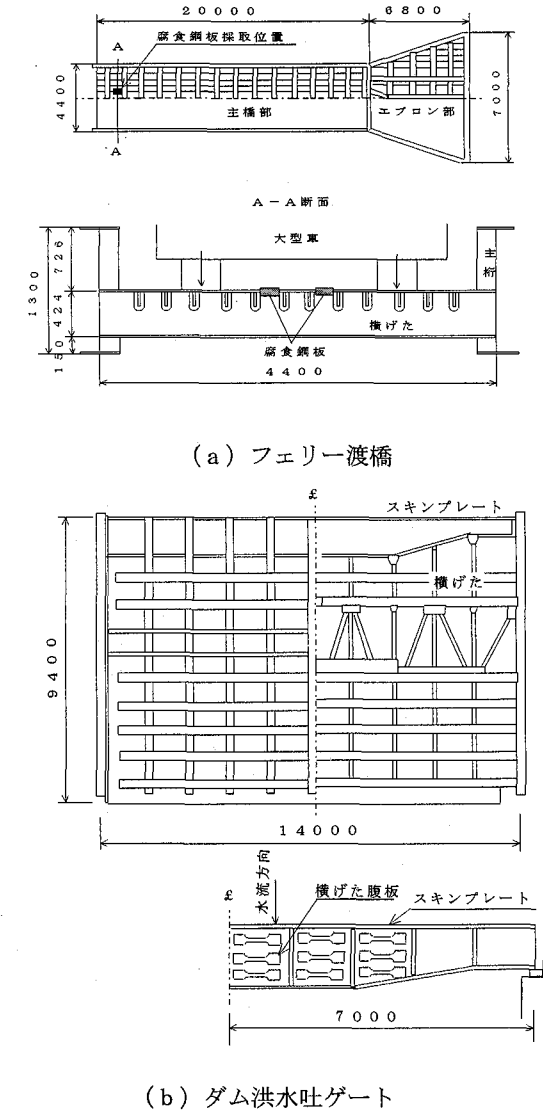


図-1 フェリー渡橋、ダム洪水吐ゲートの概略図と試験片採取位置

げた近傍における縦リブ間のデッキプレートとを橋軸直角方向に切り出した。また、洪水吐ゲートにおける腐食鋼板はスキンプレート、及び横げた腹板（ウェブプレート）を、いずれも水流直角方向に切り出した。

採取した鋼板の塗装（3層）は塗装剥離剤を用いて除去した。また、錆層が厚い鋼板は、10%塩酸水溶液に数日間浸漬後、ワイヤーブラシでそれを除去した。なお、フェリー渡橋に用いられているデッキプレートの通路側、洪水吐ゲート横桁ウェブプレートの下面、スキンプレートの下流側は腐食していない。従って、本研究で用いた腐食鋼板は片面のみ腐食した状態にある。

2. 2 腐食鋼板の表面形状

(1) 腐食現象の統計的性質

表面形状の測定は後述する静的引張試験片に対して実施した。すなわち、図-2に示すように フェリー渡橋より

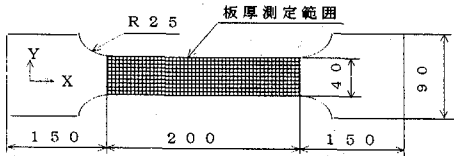
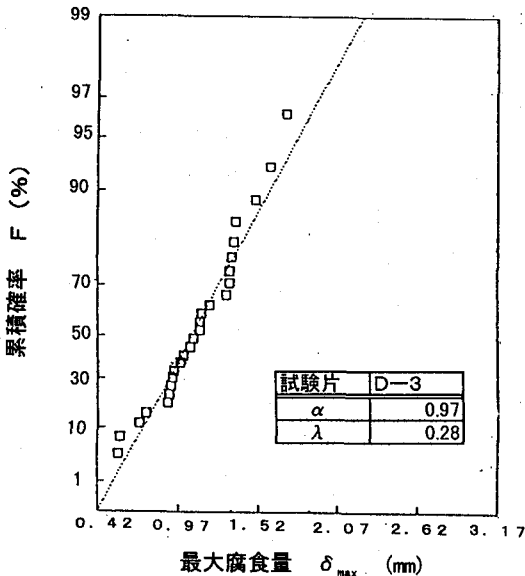


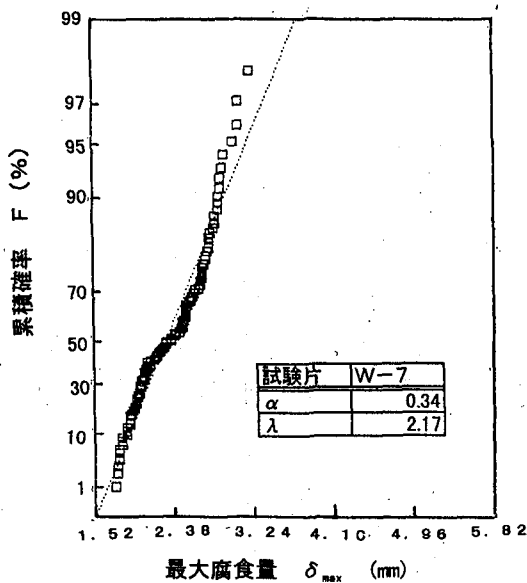
図-2 試験片の形状、寸法および板厚測定箇所

採取した試験片では4mm 間隔で引いた9本の横測線（荷重軸方向）と51本の縦測線（荷重軸直角方向）との交点、計459点の板厚を、また、同様に洪水吐ゲートより採取した試験片については2mm 間隔で引いた横測線19本、縦測線101本の交点、計1919点の板厚をマイクロメータで測定した。

図-3、(a)、(b)はデッキプレート、及びウェブプレートの試験片における縦測線の最大腐食量を Gumbel 確率紙にプロットして例示したものである。ここで、最大腐



(a) デッキプレート



(b) ウェブプレート

図-3 腐食鋼板の最大腐食深さ分布

食量は無腐食鋼板の平均板厚より腐食鋼板の縦測線の最小板厚を差し引いたものである。無腐食鋼板の平均板厚はデッキプレート、ウェブプレート、及びスキンプレートでそれぞれ、11.98mm、10.01mm、及び12.01mmであった。

図-3、(a)、(b)に代表されるようにデッキプレート、及びウェブプレートの腐食データは Gumbel 確率紙上で比較的良好な直線関係を示している。これより、本研究で用いた両鋼板の腐食状態は最大値の2重指数分布に適合するものと推定される。この腐食状態は全面腐食に凹凸の激しい局部腐食が混在したものとなっている。なお、腐食鋼板の尺度パラメータ α 、及び位置パラメータ λ はそれぞれ0.28~1.18、及び0.88~6.18の範囲に分布している。一方、スキンプレートの腐食状態は最大値の2重指数分布からはかなりずれたものとなる。そこで、同鋼

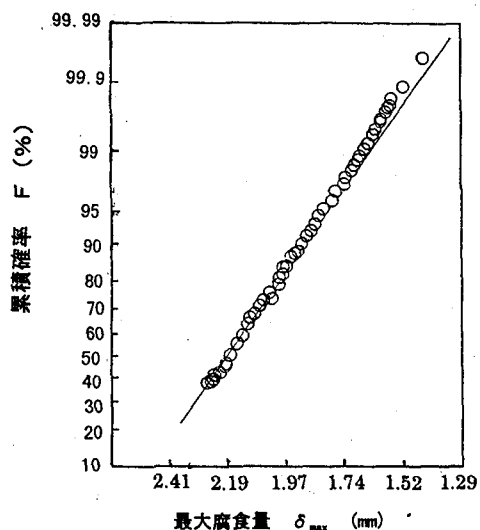


図-4 腐食鋼板の最大腐食深さ分布 (スキンプレート)

板の腐食データを正規確率紙にプロットしたものを図-4に示す。同図より、スキンプレートの腐食状態は正規分布に適合するようである。水没部では水面からの水深が深くなるにつれて酸素の供給、生物付着なども少なくなるので腐食速度は小さく、また比較的平坦な全面腐食を呈するものと推定される。伊藤ら⁸⁾は港湾鋼構造物の腐食量を調査し、腐食量約1mm程度までは全面腐食、それ以上の腐食になると孔食を有する不均一腐食に進展することを報告している。

(2) 腐食速度

表-1に表面形状測定を実施した試験片33体の異なる採取箇所の平均腐食速度を示した(詳細は表-3参照)。腐食速度は静的引張試験によって破壊した断面の平均腐食量を供用年数で除したものである。

表-1 平均腐食速度

試験片の種類		平均腐食速度 (mm/year)
フェリー渡橋	デッキプレート	0.195
洪水	スキンプレート	0.059
吐ゲート	ウェブプレート	0.098

同表に見られるように、海岸部施設の腐食速度は、淡水の影響を受ける水門施設のそれに比して約2~3倍程度早いことが分かる。鋼構造物の腐食速度はそれらの設置環境における多様な腐食因子の影響を受けて変動する。加えて腐食環境下では、鋼部材に応力が作用すると腐食電位は負方向に移向し、付加応力が大きいほどその値は大きくなる。⁹⁾この事實は、同一環境下であっても付加応力の大きさが、鋼材の腐食速度に影響を及ぼすことを示唆している。海岸地帯で大気暴露した耐候性鋼の腐食速度に及ぼす付加応力の影響について調査した結果によると、大気暴露1年後では、付加応力が $0.6\sigma_y$ 以上

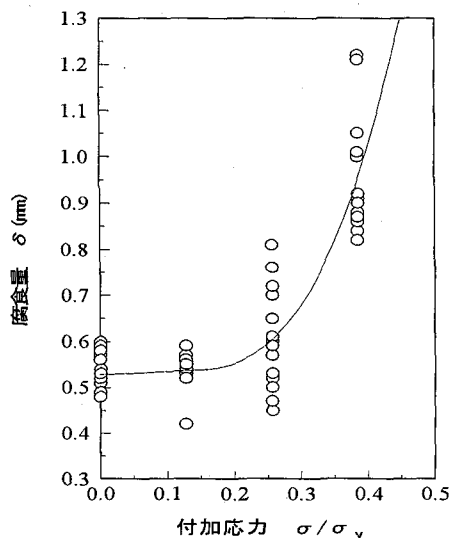


図-5 腐食量と付加応力との関係

になると応力の影響を受けて腐食速度が加速されることを示している¹⁰⁾。図-5は普通鋼(SM490A)に対する付加応力と腐食量との関係を促進腐食試験によって得たものである。腐食試験は、管内温度約30℃のもとで、所定の曲げ変形を与えたサンドブラスト処理鋼板に塩化ナトリウム5%、酢酸3%の水溶液を20分間噴霧、120分間停止の腐食サイクルを1440時間継続して実施した。図に見られるように、腐食量の平均値は、付加応力が約0.15 σ_y 以下では応力の依存性は認められないが、それ以上になると応力依存性は顕著に現れ、腐食量、並びにそのばらつきは急激に大きくなる。表-1においてことに渡橋デッキプレート¹¹⁾の腐食が、海岸地域で測定された無応力状態での大気暴露試験結果(平均腐食速度0.04mm/year)¹¹⁾に比して約5倍程度加速されるのは、同構造物が輪荷重の通行による、過酷な繰返し応力状態下におかれていることが一要因と考えられる。

2. 3 腐食鋼板の静的引張強度

(1) 有効板厚

腐食鋼板の静的試験に先立ち、腐食材の両面を平滑仕上げしたJIS1号試験片の静的引張試験を実施した。その結果を表-2に示す。

表-2 平滑鋼板の機械的性質

試験片の種類		降伏点 (MPa)	引張強度 (MPa)	伸び (%)
フェリー渡橋	デッキプレート	253.2	397.2	30.2
洪水	スキンプレート	283.4	429.0	26.6
吐ゲート	ウェブプレート	273.4	393.5	31.4

これより、本研究で用いた鋼板(洪水吐ゲート)の鋼種は40キロ鋼に相当するものと推定される。なお、フェリー渡橋の鋼種はSS400である。

表-3は腐食鋼板の板厚測定結果および静的引張試験結果を示す。表中で平均板厚、最小板厚、変動係数、及び腐食速度は破断部における値が記入してある。また、有効板厚 t_e は次式によって求めた⁶⁾。

$$t_e = \frac{P_y}{B \cdot \sigma_y} \quad , \quad A_e = t_e \cdot B \tag{1}$$

ここで、 P_y 、 σ_y 、 B 、及び A_e はそれぞれ腐食鋼板の降伏荷重、両面平滑材の降伏点、板幅、及び有効板厚より算出した有効断面積である。図-6は有効板厚と板厚変動係数(V)との関係を示したものである。同図より有効板厚は鋼板表面の凹凸状態を示す板厚変動係数(V)の増大とともに減少する傾向が認められる。

表-3に示す有効板厚は試験結果に基づき式(1)によって得られたものである。しかしながら、実構造物に同様の試験を実施することは不可能である。従って、実

表-3 腐食鋼板の静的引張試験結果、及び破断面板厚諸量

試験片	降伏荷重 P_y (kN)	引張荷重 P_B (kN)	降伏比 P_y/P_B	伸び δ (%)	平均板厚 t_{ave} (mm)	最小板厚 t_{min} (mm)	変動係数 V	有効板厚 t_e (mm)	腐食速度 α (mm/year)
D-1	112.7	179.5	0.62786	27.5	10.94	10.76	0.009	10.65	0.071
D-2	80.6	129.7	0.62143	14.0	7.45	6.32	0.080	7.74	0.304
D-3	103.7	154.9	0.66946	20.5	8.57	7.74	0.049	9.68	0.229
D-4	105.6	180.7	0.58439	17.0	10.01	8.74	0.074	9.58	0.133
D-5	90.6	150.8	0.6008	11.5	8.46	6.71	0.121	8.71	0.237
平均値	98.6	153.1	0.621	18.1	9.09	8.05	0.069	9.27	0.195
W-1	101.5	156.8	0.64732	16.25	9.15	8.09	0.082	9.28	0.071
W-2	98.3	159.5	0.6163	20.75	9.40	8.80	0.043	8.99	0.055
W-3	92.6	145.6	0.63699	15.25	8.63	7.76	0.099	8.46	0.094
W-4	99.0	158.3	0.62539	18.5	9.11	8.47	0.048	9.05	0.072
W-5	104.6	167.8	0.62336	21.25	9.61	8.76	0.044	9.55	0.059
W-6	90.7	144.5	0.62768	13.5	8.08	7.07	0.094	8.29	0.088
W-7	90.3	148.2	0.60881	13.5	8.33	6.69	0.120	8.25	0.091
W-8	75.8	129.3	0.58623	13.5	7.28	6.03	0.085	6.93	0.118
W-9	75.9	127.5	0.59529	12.5	7.48	6.27	0.080	6.94	0.113
W-10	75.2	125.8	0.59777	12.0	7.09	6.34	0.083	6.87	0.122
W-11	80.9	130.5	0.620	10.5	7.48	5.99	0.129	7.39	0.133
W-12	71.8	114.9	0.62488	8.5	7.15	5.79	0.173	6.56	0.121
W-13	72.8	109.4	0.66545	12.5	7.10	5.45	0.105	6.65	0.122
W-14	70.6	109.8	0.64299	12.5	7.18	5.91	0.142	6.45	0.120
平均値	85.7	137.7	0.623	14.4	8.08	6.96	0.080	7.83	0.098
S-1	83.4	123.0	0.67806	20.3	7.18	6.45	0.061	7.36	0.071
S-2	81.3	130.5	0.62299	15.25	7.49	6.57	0.057	7.17	0.083
S-3	85.1	134.9	0.63084	22.75	7.75	7.03	0.053	7.51	0.057
S-4	86.3	129.5	0.66641	18.25	8.03	7.15	0.089	7.62	0.050
S-5	85.6	128.9	0.66408	14.25	7.91	7.43	0.043	7.55	0.053
S-6	83.4	130.0	0.64154	15.75	7.77	6.77	0.083	7.36	0.056
S-7	94.6	148.0	0.63919	15.0	7.63	6.72	0.050	8.35	0.080
S-8	92.1	145.1	0.63473	15.25	7.72	7.20	0.054	8.13	0.057
S-9	90.7	138.8	0.65346	14.3	7.23	5.67	0.128	8.10	0.070
S-10	83.8	128.8	0.65082	17.25	7.90	7.29	0.025	7.40	0.053
S-11	82.8	129.0	0.64186	19.3	7.70	7.26	0.036	7.31	0.058
S-12	88.6	138.8	0.63833	17.25	7.63	7.02	0.046	7.82	0.080
S-13	88.0	139.8	0.62947	16.75	7.62	6.91	0.057	7.77	0.080
S-14	86.5	138.3	0.62545	18.5	7.51	7.14	0.050	7.64	0.083
平均値	86.6	134.5	0.644	17.2	7.65	6.90	0.056	7.65	0.058

D:デッキプレート、W:ウェブプレート、S:スキンプレート

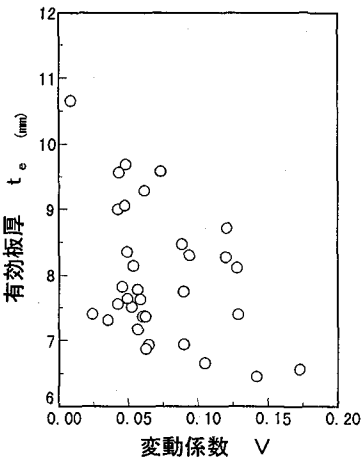


図-6 有効板厚と変動係数の関係

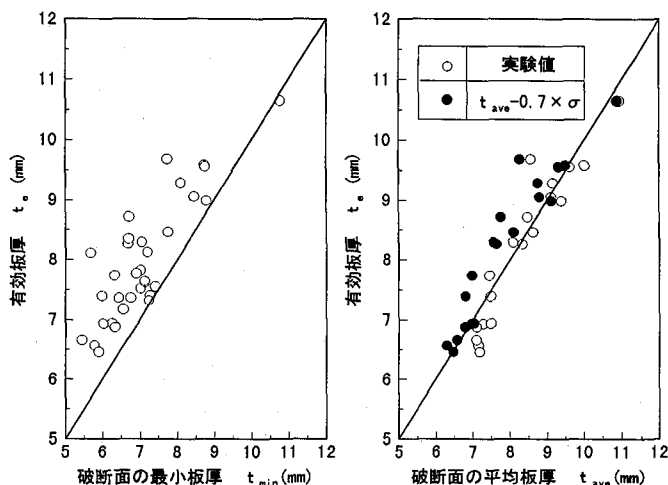


図-7 有効板厚と最小板厚との関係

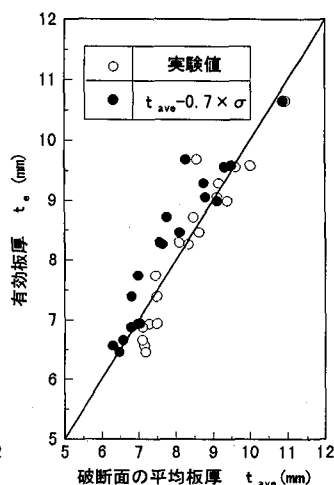


図-8 有効板厚と平均板厚との関係

務的には板厚を実測し、その結果から有効板厚を推定することが要求される。図-7、及び8は式(1)によって得られた有効板厚と破断面最小板厚、及び破断面平均板厚との関係をデッキプレート、及びウェブプレートについて示したものである。図-7より、最小板厚と有効板厚の間にはある程度の相関性は認められるが、そのばらつきは大きく、また、最小板厚で作用応力を算定した場合、過度に安全側の評価となることを示している。これに対して、図-8における平均板厚と有効板厚の間には腐食量の大小にかかわらず比較的良好な相関性を有している。従って、有効板厚は平均板厚で評価する方が適当と考えられる。この場合、作用応力算定板厚として $t_{avg} = 0.7 \times \sigma$ (t_{avg} : 荷重軸直角方向の平均板厚、 σ : 荷重軸直角方向の板厚標準偏差) 程度の板厚を考えれば安全側の評価となろう。この結果は、腐食鋼板の圧縮試験結果においてもほぼ同様の結果が得られている¹²⁾。なお、実構造物における板厚測定には従来から行われているマイクロメータ、超音波厚さ計等に加え、近年、レーザ変位測定による板厚測定システム¹³⁾なども開発されつつあるが、実構造物腐食部材の板厚測定については今後さらに簡易的、かつ精度の高い測定技術の開発が必要と考えられる。

(2) 静的強度特性

図-9は試験片の表面形状、静的破壊位置、及び荷重軸方向(X軸)における板厚変動の一例を示したものである。図に示すように、鋼板表面の凹凸が激しく、また平均板厚の小さい試験片では荷重軸直角方向に破壊せず斜め方向に破壊を生ずる傾向が見られた。鋼板表面の凹凸が小さく、また平均板厚の大きい試験片では荷重軸直角方向に破断する。静的破壊位置は、ほぼ最大腐食位置で生じ、破壊位置の平均断面積(荷重軸直角方向断面における平均板厚×試験片の幅)は他の平均断面積に比し

て最小となる。従って、本試験で用いたような試験片の場合には板厚測定結果に基づいて静的破壊位置が予測し得る。

図-10は破断面の変動係数と降伏点、及び引張強さとの関係を示したものである。図中、両面平滑材のデータは板厚変動係数=0として記入してある。ここで、破断面が複数の縦測線を横断している試験片の場合にはそれらの変動係数の最大値を使用した。

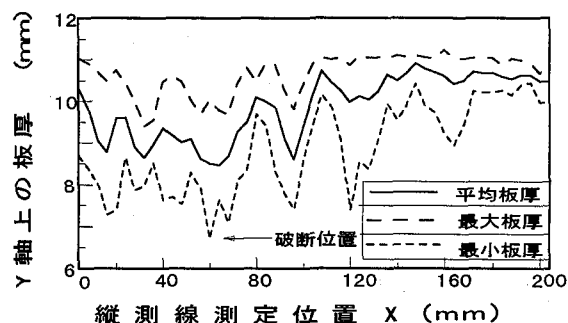
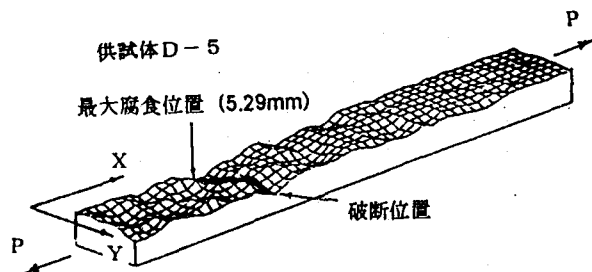


図-9 腐食鋼板の表面形状と破断位置

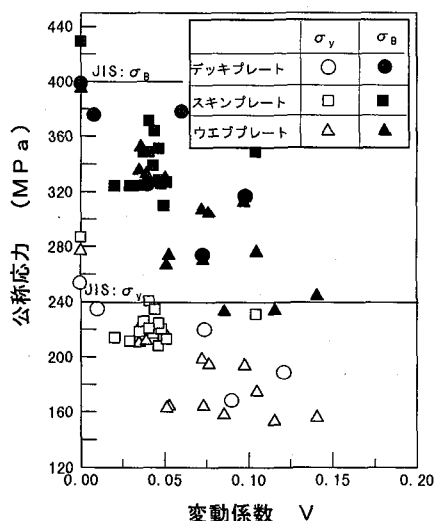


図-10 静的強度と変動係数との関係

図-10からわかるように洪水吐ゲートとフェリー渡橋より採取した腐食試験片の降伏点、及び引張強さは表-2に示す平滑材の強度を下回り、同時にJIS保証強度¹⁴⁾をも下回る。その強度低下傾向は変動係数の上昇に伴って大きくなる。これは、全面腐食による平均板厚の減少と変動係数の上昇、すなわち、鋼板表面の凹凸状態が激しくなることによって生じる鋼板表面の局部的応

力集中の増大とに起因するものと考えられる。

図-1 1は伸び(標点間距離 200mm)と変動係数との関係を示したものである。ここで用いた板厚変動係数は標点間距離内の全測点に対する値を用いた。図に示すように腐食鋼板の伸びは板厚変動係数が約5%以上になるとJIS規格¹⁴⁾(伸び $\geq 18\%$)を大きく下回る。この事実は鋼構造物の終局限界状態を考えるうえで腐食の進行が無視できないことを示す。そこで、腐食鋼板の

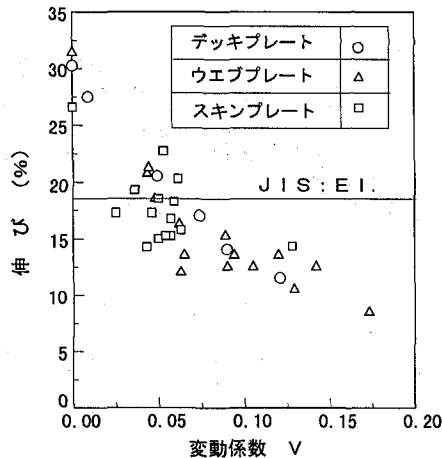


図-1 1 伸びと変動係数との関係

最大荷重時での標点間の伸び(δ)と両面平滑材の降伏荷重時での標点間の伸び(δ_y)との比 δ/δ_y を塑性変形能力と定義し、変動係数との関係を図示したものが図-1 2である。

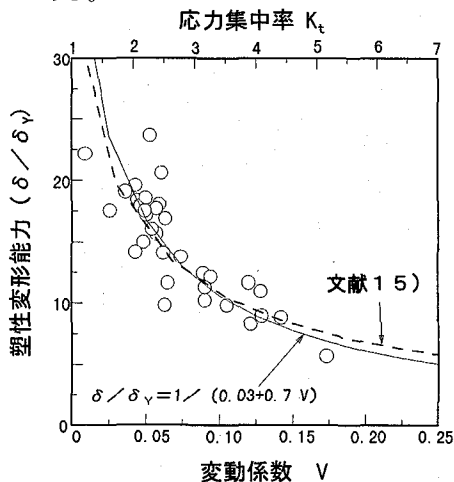


図-1 2 塑性変形能力と変動係数の関係

図中破線は森脇ら¹⁵⁾によって求められた両側 notch を有する鋼板(SM400)の応力集中率と塑性変形能力との関係を外挿併記したものである。図に見られるように腐食鋼板の塑性変形能力は鋼板の表面形状を表す板厚変動係数の上昇に伴って低下する。これは、鋼板の表面形状不整が大きくなると局部的にひずみ集中を生じた孔食部でくびれを起し破壊に至るためである。また、塑性変形能力の変動係数に対する低下傾向は両側 notch を有

する平滑鋼板の塑性変形能力と応力集中率との関係に類似したものとなる。この事実より、腐食鋼板の板厚変動係数は鋼板表面の見かけ上の応力集中率とみなすことができる。塑性変形能力 δ/δ_y と変動係数Vとの関係は次式によって近似し得る。

$$\frac{\delta}{\delta_y} = \frac{1}{(0.03 + 0.7V)} \quad (2)$$

腐食鋼板の変形能力について岡ら⁷⁾は、腐食孔を模擬した半球状の人工孔食を有する鋼板の引張試験結果より、孔食鋼板の変形能(伸び)は、静的破壊位置における孔食の体積分率の上昇に伴って双曲線的に低下することを報告した。この結果は、本研究結果と類似するものであるが、本研究で目的としている供用下における腐食部材の耐荷性能の評価という観点から見た場合、腐食部材の孔食体積分率より鋼板表面の変動係数を用いる方がより実用的であるように思われる。

3. 腐食鋼板の表面性状と疲労強度

3. 1 試験片および試験要領

図-1 3に疲労試験に供した試験片の形状・寸法を示す。

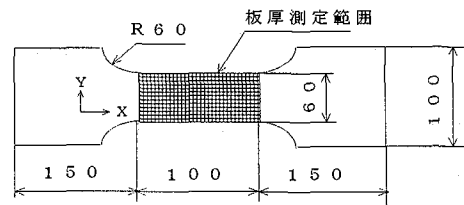


図-1 3 試験片の形状・寸法

試験片はフェリー渡橋における陸側第一横桁近傍のデッキプレートより橋軸直角方法に採取した(図-1 参照)。疲労試験に先立ち、これらの試験片も静的引張試験の場合と同様の処理を行い、錆を除去し、4mmピッチで引いた14本の横測線(荷重軸方向)と26本の縦測線(荷重軸直角方向)との交点計364点の板厚をマイクロメータで測定した。疲労試験は繰返し速度10Hzとする完全片振り引張試験で実施した。疲労試験用試験片(14体)の平均板厚は7.26mm~11.36mmの範囲に分布している。

3. 2 疲労試験結果、及び考察

図-1 4は疲労試験に用いた腐食鋼板の表面形状、並びに疲労亀裂発生位置を例示したものである。疲労亀裂は静的引張試験の場合とは異なり、最大腐食位置あるいは最小断面で必ずしも生じず、荷重軸方向における表面形状変化の激しい領域で生じる傾向にある。

図-1 5はこの傾向を明確にするために横測線上14カ所における荷重軸方向(X軸)の板厚変動係数と疲労亀裂発生位置を示したものである。同図より、疲労亀裂は周辺の変動係数より高い測線上で発生していることがわかる。

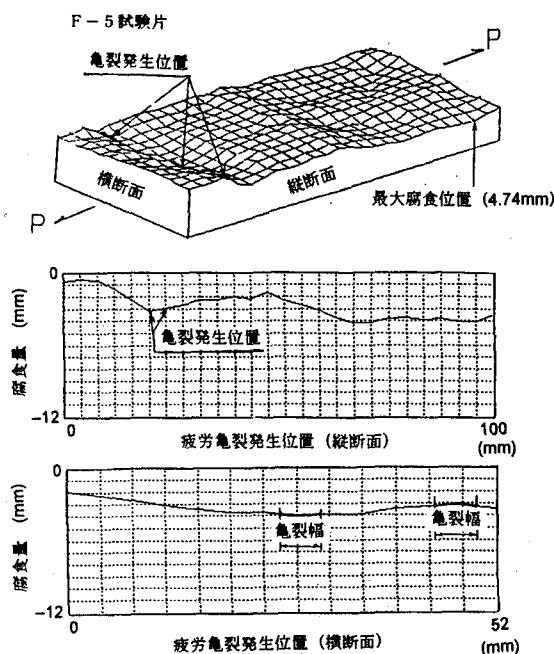


図-14 表面形状と疲労亀裂発生位置

この事実は、鋼板表面孔食部の応力集中の高い位置が疲労亀裂発生の起点となることを示すものである。また、図-14に示すように同一鋼板面内に複数の亀裂が発生した場合、変動係数の高い位置で発生した亀裂が優先的に進展し、他の亀裂はある程度進展した後停止する。

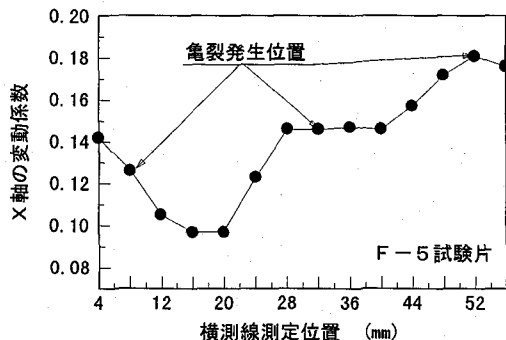


図-15 板厚変動係数と疲労亀裂発生位置

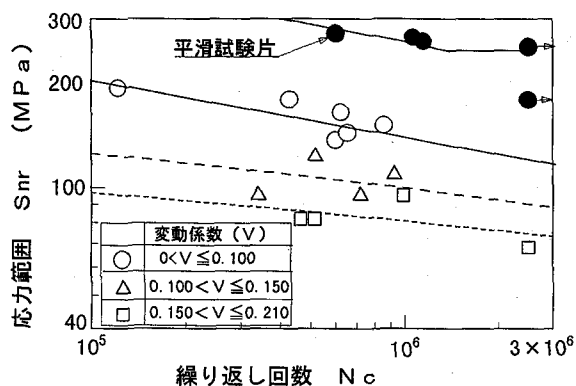


図-16 $S_{nr}-N_c$ 関係

図-16は公称板厚(12mm)を用いて算定した作用応力 S_{nr} と疲労亀裂が最大5mm進展したときの繰返し回数 N_c との関係を各試験片の亀裂発生位置における横測線の変動係数領域ごとに分類して示したものである。図より、同一環境下に置かれた鋼板であっても腐食状態は異なり、疲労寿命には大きなばらつきを有する。しかしながら、変動係数領域ごとに分類した疲労データは比較的良好な直線関係を有している。 $0 < V \leq 0.10$ 、 $0.10 < V \leq 0.15$ 、及び $0.15 < V \leq 0.21$ での 2×10^6 回疲労強度は平滑材の疲労強度($=250 \text{ MPa}$)に対してそれぞれ約48%、63%、及び70%程度低下する。この低下は、腐食による平均板厚減少と表面不整に起因する応力集中とによるものである。

そこで、腐食によって生じた表面不整が疲労寿命に及ぼす影響を見るため、縦軸に各試験片の平均板厚より算定した応力範囲 S_{nr} をとって図-16を再整理したものが図-17である。図より、変動係数領域 $0 < V \leq 0.10$ 、

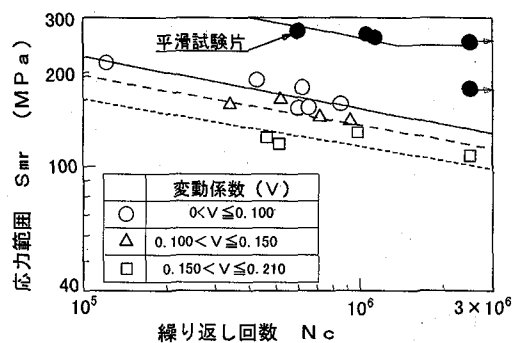


図-17 $S_{nr}-N_c$ 関係

$0.10 < V \leq 0.150$ 、及び $0.150 < V \leq 0.210$ の 2×10^6 回疲労強度は平滑材の疲労強度に対してそれぞれ約46%、51%、及び58%程度低下する。この結果より、腐食による鋼板表面の凹凸が疲労寿命に対して極めて高い切欠き感受性を有していることがわかる。なお、 $0.150 < V \leq 0.210$ における 2×10^6 回疲労強度はJSSC指針で規定している強度等級Dに対応する。

一般に切欠きが存在すると応力集中のため疲労強度は低下する。この低下の程度は次式に示す疲労強度減少係数 K_f によって表される。

$$K_f = \frac{\text{切欠きがない場合の} N_i \text{ における疲労強度}}{\text{切欠きがある場合の} N_i \text{ における疲労強度}} \quad (3)$$

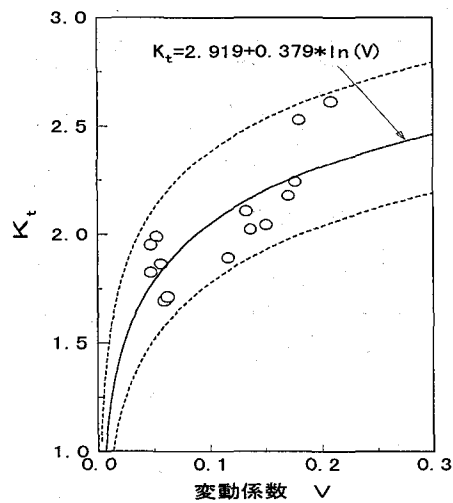
N_i は任意の繰返し回数である。図-17に示す変動係数領域に対して 2×10^6 回における K_f は、それぞれ1.84、2.06、及び2.40となる。また、切欠きの鋭さは切欠きによる理論弾性応力集中係数(形状係数) K_t によって表される。破断寿命 N_f を基準とした場合、 K_t の小さい範囲では $K_t \approx K_f$ 、 K_t が大きくなると K_f は K_t にあまり依存しなくなり、疲労強度は一定値に漸近する。¹⁶⁾しかし、飯田ら¹⁶⁾はこの概念が、破断寿命 N_f

に対して正しく、肉眼亀裂発生寿命 N_c レベルでは正しくないことを明らかにし、一連の試験研究に基づいて K_t — K_f 関係として次式を提案した。

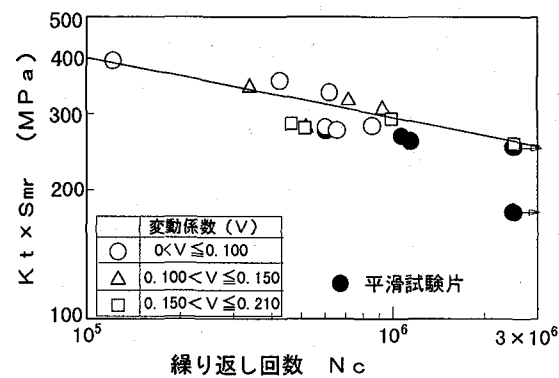
$$K_f = 1 + (K_t - 1) / \{ 1 + mE(S_{mr})^{(1-n)/n} \} \tag{4}$$

ここで、 S_{mr} は同一寿命における平滑材の時間強度（公称応力範囲）、 m と n は平滑材の $\epsilon = (\sigma/E) + (\sigma)^{1/n}$ における定数である。文献16)によれば、本試験結果から得られた K_t の上限値（ $K_t=2.40$ ）程度では N_f 、及び N_c 基準で K_t と K_f とはほぼ同等といえる。従って、ここでは、 K_t — K_f 関係を N_c 基準に準じて以下に検討を加える。

図－18は上記3領域に分類した変動係数 V に対して最小二乗法によって求めた S_{mr} — N_c 曲線を各領域におけるすべての実験点に適用し、それぞれの実験点に対応す



図－18 V と K_t との関係



図－19 $K_t \times S_{mr}$ — N_c 関係

る 2×10^6 回疲労強度から K_t を求め、 V と K_t との関係を示したものである。図中の破線は K_t 曲線の $K_t \pm \sigma$ （ σ ：標準偏差）を示す。なお、式(4)における m 、及び n は別途実施した繰返し応力—ひずみ試験より、それぞれ $m=1.54 \times 10^{-13}$ 、及び $n=0.173$ を用いた。

図－19は図－17に示した個々の S_{mr} — N_c 関係を図－18に示す K_t — V 関係で補正して描いた S — N 関係である。これは、腐食によって表面形状不整を生じた鋼板面の局部応力を基準とした S — N 曲線とも言い得るものである。図に示すように各腐食鋼板の疲労データはほぼ一本の S — N 曲線廻りに分布しているといえよう。腐食鋼板の疲労寿命は鋼板表面の凹凸状態、すなわち、板厚変動係数を求めることによって、図－19より推定可能となる。

4. あとがき

本研究では腐食鋼板の表面形状、並びに力学性状を明らかにするために、供用下で腐食した鋼板の表面形状測定、静的試験、及び疲労試験を実施した。本研究の範囲で得られた主な結論を挙げると次のようである。

- (1) 海水、並びに淡水の影響を受けて腐食した鋼板の腐食性状は、Gumbel分布に従う。ただし、常時淡水中に置かれた鋼板の腐食は正規分布に適合した。
- (2) 静的引張試験結果より、腐食鋼板の降伏点、引張強さ、及び伸びは板厚変動係数の上昇と伴に低下する。
- (3) 鋼板の塑性変形能力 δ / δ_y は腐食によって低下する。腐食鋼板の塑性変形能力 δ / δ_y は板厚変動係数 V を用いて、次式により算定することができる。

$$\delta / \delta_y = 1 / (0.03 + 0.7V)$$
- (4) 応力評価に対する有効板厚は（平均板厚— $0.7 \times \sigma$ ）として算定すれば安全側の評価が可能となる。
- (5) 腐食鋼板の疲労亀裂の発生は荷重軸方向（横測線）の板厚変動係数の高い領域で発生する。また、複数の亀裂が発生した場合、板厚変動係数の高い位置で発生した亀裂が優先的に進展する。
- (6) 腐食鋼板の S — N 関係は鋼板面の板厚変動係数 V から推定した K_t を用い、応力範囲 $S = K_t \times S_{mr}$ として算定すれば腐食状態にかかわらずほぼ1本の S — N 関係で整理し得る。

参考文献

- 1) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説、1993。
- 2) 建設省土木研究所：設橋梁の耐久性評価・向上技術に関する調査研究、土木研究所資料第2420号、昭和61年11月。
- 3) 国広哲男、井上啓一、福田孝男：耐候性鋼材の大気暴露調査、土木研究所資料、No.729、1972。
- 4) 阿部英彦、稲葉紀昭、江口保平：腐食鋼板の疲労強度、国鉄構造物設計資料、No.34、pp.4～6、1973。
- 5) 小川一義、猿木勝司、浅野高司、鈴木憲一：塩水腐食した熱間圧延鋼板の疲労強度低下要因の検討、材

- 料、Vol.34,No.385,pp.1215~1216, 1985.
- 6) 松本勝、白井義朗、中村幾雄、白石成人：腐食鋼板の有効板厚評価法の一提案、橋梁と基礎、Vol.23,No.12,pp.19~25, 1989.
 - 7) 岡 実、北田博重、渡辺富雄：腐食材の静的強度に関する実験的考察、日本造船学会論文集、第167号、pp.229~236、1990.
 - 8) 伊藤 勲、佐藤 栄次、村田 朋美：極値解析による港湾鋼構造物の腐食量の推定、腐食防食討論会予稿集、pp.113~116、1981.
 - 9) 日本材料学会：疲労設計便覧、pp.241~243、1995.
 - 10) 阪神高速道路公団：防錆橋梁追跡調査報告書、1984.
 - 11) 日本鋼構造協会：公共構造物の信頼性評価—構造物の信頼性評価技術開発特別委員会報告一、pp.42~50、1985.
 - 12) K.Fujii,M.Satoh,O.Minata,H.Ohmura,A.Muranka : A Proposal on Effective Thickness for Evaluation of Buckling Strength of Corroded Steel Plate、Proceeding of the Fifth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction,Vol.3,pp.2105~2110, 1995.
 - 13) 生賀裕志、池田 誠、松岡 敬、東森 充：腐食を受けた構造用鋼材の表面形状認識システムおよび有効板厚評価、土木学会第52回年次学術講演会、VI-274、pp.548~549、平成9年9月.
 - 14) 日本工業規格、JIS G 3101、1976.
 - 15) 森脇良一、林 健治：切欠き材の塑性変形能力について、鋼構造論文集、第2巻、第8号、pp.1~12、1995.
 - 16) 飯田 國広、高 充宝：ヒステリシスエネルギーに基づいた疲労強度減少係数の一考察、日本造船学会論文集、第134号、pp.341~350、1973.

(1997年9月26日受付)