

2. LCC 検討対象構造物モデル

2.1 港湾構造物モデルの設定

2.1.1 LCC 検討対象の棧橋構造および腐食条件

本研究では、港湾構造物設計事例³⁾に示されている直杭式横棧橋構造物を検討対象とする。軟弱な地盤に大型の係船岸を建設する場合に採用される構造であり、大型船の係留と荷役用のクレーンを設置し、港湾設計基準により耐用年数は50年とする。デッキ部は、幅25m、奥行き20mの鉄筋コンクリートの梁と床版で構成され、下部工は、20本の直杭式鋼管を支柱とするラーメン構造である。Fig.1に対象とする棧橋の(a)上部工形状及び鋼管杭配置図と(b)標準断面図を示す。

鋼管杭の寸法および降伏強度をTable1に示す。上部工は、クレーン等の上載荷重を設定して設計しており、Pile1, 4には、Pile2, 3に比べて大きな荷重に耐えられるよう、強度を強くしている。本論では、鋼管材料は完全弾塑性体と仮定し、

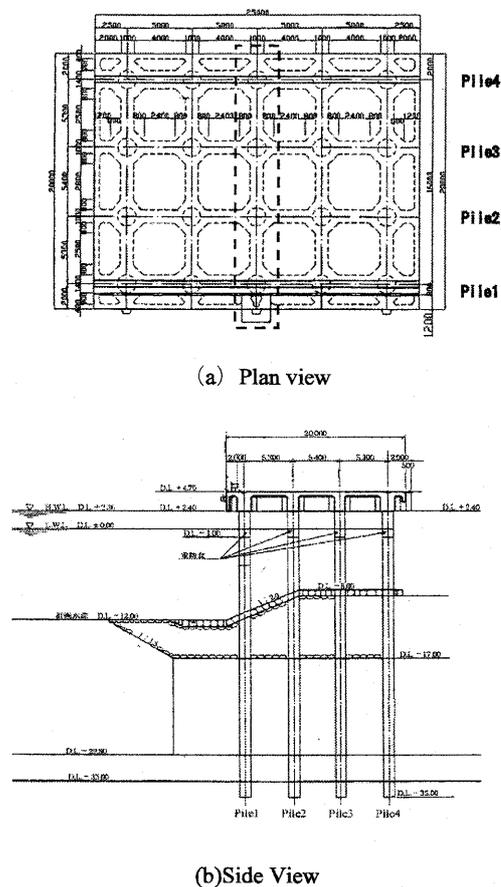


Fig.1 Pier Structure model

Table 1 Pile size and yield strength

Depth[m]	D[mm]	t[mm]	Pile1,4	Pile2,3
			σ_y [MPa]	
4.7~-1.0	1500	18	315	235
-1.0~-23.5	1500	16	315	235
-23.5~-35.0	1500	16	235	235

ヤング率、ポアソン比は全ての杭についてそれぞれ 210 [GPa], 0.3 とする。

鋼管の腐食形態は、海洋鋼管杭で典型的な比較的凹凸の少ない全面腐食状態を想定する⁴⁾。腐食速度は、飛沫帯、海中部、海底土中部に分けて評価する。3章の腐食材の強度検討では、各領域の腐食速度を、それぞれ 0.3, 0.2, 0.1 [mm/year] と仮定する。これらは、海洋構造物の設計で一般に使用される値である。一方、4章の LCC 評価では、実海域における腐食速度調査データの統計分析を基に確率量として取り扱う。

2.1.2 棧橋構造物の設置地盤耐力

棧橋を設置した箇所の海底地盤は、4層で構成され、それぞれの地盤強さを表す N 値および地盤反力係数と層厚及び深さの関係を Table.2 に示す。N 値および地盤反力係数については文献³⁾に詳しい。また、本棧橋モデルの鋼管杭による極限支持力は、押し抜きに対して 1.5×10^7 [N/本]、また引き抜きに対して 2.5×10^6 [N/本] となっている。

なお、Fig.1 に示す 5 列の平面ラーメン構造で構成される棧橋構造の、同図(a)に示す破線枠で囲んだ 1 ブロックについて LCC を算出する。

Table 2 Depth and Bearing Capacity factor (N Value) of Soil in geological layer at Pier

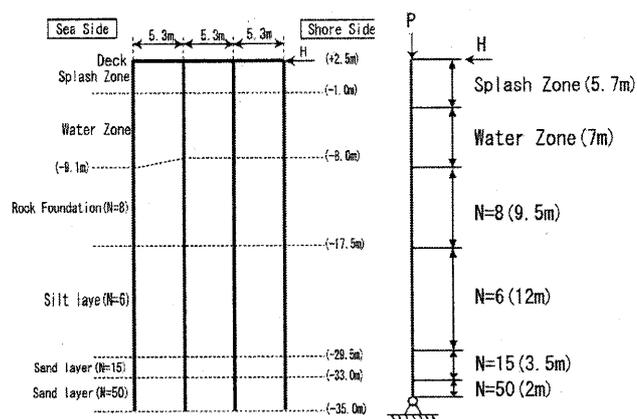
Depth[m]	Geological layer	N Value	Constant of Soil Spring [kN/m ³]
-8.0~-17.0	Rock Foundation	8	42041
-17.0~-29.5	Silt layer	6	31531
-29.5~-33.0	Sand layer	15	78827
-33.0~-35.0	Sand layer	50	262756

3. 構造物の耐力評価

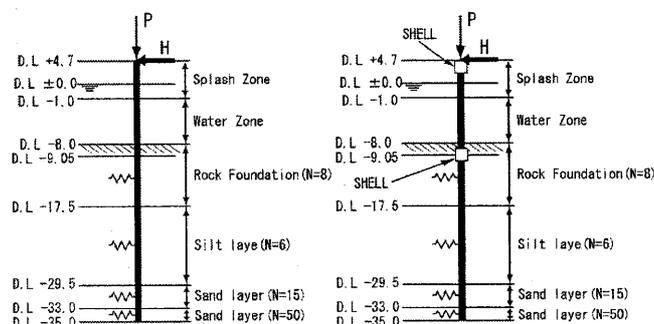
3.1 解析モデル

棧橋構造の崩壊解析は Fig.2(a)の平面骨組モデルと、それより杭 1 本のみ取り出した Fig.2(b)の単杭モデルのそれぞれについて実施する。単杭モデルでは、デッキおよびデッキ・杭結合部は充分剛と仮定し、杭は上端で回転を拘束する。平面骨組モデルの上部工は、梁要素でモデル化する。杭下端はピン支持とし、鉛直変位は拘束する。Fig.2 で N 値を表示する箇所には、それぞれ Table 2 に示すばね定数の地盤ばねを分布させる。荷重は、まず上載荷重 P を加えた後、水平荷重 H を負荷する。解析には汎用有限要素解析プログラム ABAQUS を用いる。

ところで、棧橋の設計基準では、鋼管杭の崩壊は、断面の降伏による塑性崩壊であるとされ、筒壁の局部座屈は考慮されていない。しかしながら、腐食による板厚の減少が大きい場合は、局部座屈の影響は無視できないと考えられる。そこで、杭部分には Fig.3(a)に示す梁要素のみのモデル化と、Fig.3(b)に示すように曲げモーメントが極大となる危険断面箇所をシェル要素で、その他の部位を梁要素でモデル化する梁・シェル混合モデルの二つのモデル化を適用する。梁・シェル混合モデルの梁要素とシェル要素の結合には ABAQUS



(a) Pier Structure model (b) Single pile model
Fig. 2 Model for FEM Analysis



(a) Beam model (b) Beam-shell model

Fig.3 Modeling of piles

の MPC オプションを使用する。具体的には、シェル領域端部の横断面は平面を保持し、梁要素の軸に常に直交する。この横断面内では、扁平化などの断面変形は許容するが、筒壁の面外変形は固定とする。シェル要素によるモデル化の範囲は、杭上端から 1.5m 下方までの飛沫帯部と梁モデルで得られる径間曲げモーメント極大箇所の近傍 1.5m の範囲とする。梁要素による要素分割数は、分布地盤ばね上の弾性梁としての挙動が正確に得られるよう、梁全長に渡り 40 分割する。シェル部分は、長さ方向に上記 1.5m の範囲を 50 等分割、円周方向に 150 等分割の 30mm メッシュとする。

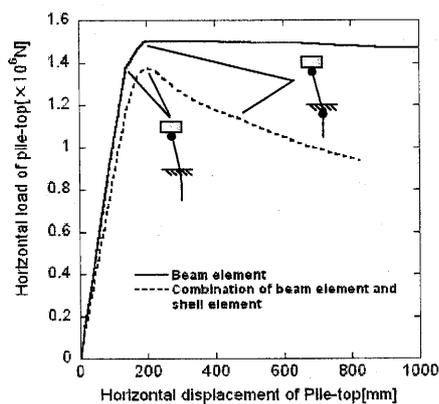
3.2 最終強度解析結果

3.2.1 単杭の最終強度解析

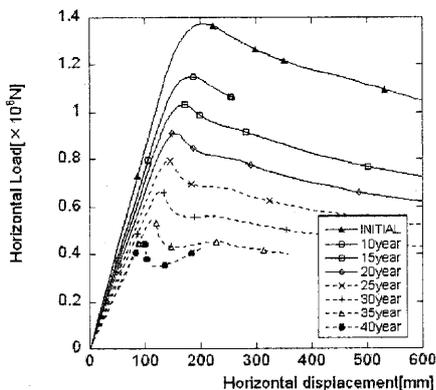
Fig.4(a)に、上載荷重 P を加えた後、杭頭水平変位を単調に増加させた時の、杭頭水平荷重 H と水平変位の関係を梁モデルと梁・シェル混合モデルで対比して示す。曲げモーメントは杭頭で最大となる。梁・シェル混合モデルでは、杭頭が降伏後、その曲げ圧縮側に Fig.5 に示すような筒壁の局部座屈が発生するとほぼ直後に耐荷力が低下し始める。水平変位の増加と共に地中部にも塑性ヒンジが形成するが、局部座屈による耐力低下を補うだけの余剰強度はなく、杭頭の局部座屈と共に杭全体としての最終強度に達する。Fig.4(a)に示すように最終強度は局部座屈を考慮しない梁モデルに比べてかなり低下している。このことは、鋼管杭の外径・板厚比が比較的大きいため ($D/t=83$)、腐食なしの状態でも、最終

強度に対する筒壁の局部座屈の影響を無視できないことを示している。

次に腐食による板厚減耗を仮定した杭の最終強度解析結果を Fig.4(b)に示す。ここでは梁・シェル混合モデルのみを使用した。既述のように、飛沫帯、海中中部、海底土中部における鋼材の腐食速度はそれぞれ 0.3, 0.2, 0.1 [mm/year]と仮定する。経過年数 0~40 年の解析結果を比較すると、腐食による板厚減少で、年数と共に最終強度が低下する。また、いずれのケースも、杭頭部の局部座屈発生とほぼ同時に最終強度に達することが判明した。



(a) Comparison between FEM models



(b) FEM analysis of corroded piles

Fig.4 Load-displacement curve

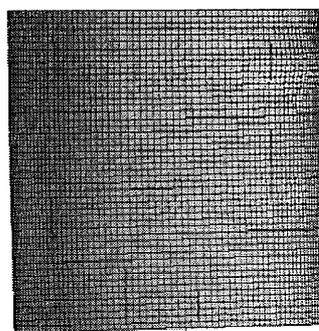


Fig.5 Local buckling deformation of tubular wall at ultimate strength

3.2.2 棧橋構造の最終強度解析

次に Fig.2(a) の棧橋構造のすべての鋼管杭を梁・シェル混合モデルでモデル化して全体構造の pushover 解析³⁾を行った。Fig.6 に水平荷重と水平変位の関係を示す。

4つの杭は、上載荷重、断面寸法、有効杭長は個々に異なるが、水平荷重の作用下では、ほぼ同じ水平変位の時点で、各杭の杭頭に局部座屈を生じて最終強度に達し、同時に構造全体としての最終強度に達した。Fig.6 の最終強度 4.59×10^6 N は、各単杭の最終強度の合計値 4.61×10^6 N とほぼ一致している。最終強度時点では、地中部の降伏はわずかであるが、その後水平変位の増加と共に地中部にも降伏が広がり、次いで局部座屈が発生して耐力がさらに低下する。Fig.6 において水平変位 400mm 付近の耐力低下は地中部の降伏、また 600mm 付近の耐力低下は地中部の局部座屈の発生によるものである。一方、最終強度時の鋼管杭先端の圧縮軸力は最大 3.5×10^6 [N]、最小 1.7×10^6 [N] で、引き抜き力の発生はなく、また 2.1.2 項の地盤耐力で設定した極限圧縮支持力より小さい。すなわち、鋼管杭の沈下・引き抜きは生じない。

これらの結果から、対象棧橋構造物は、鋼管杭の崩壊によって全体崩壊に至ること、また各鋼管杭は杭頭に降伏および局部座屈が生じた時点で最終強度に達すること、さらに全体構造の最終強度は各鋼管杭の最終強度の和で近似的に推定できることが判明した。そこで以下では、杭の最終強度の推定に必要な圧縮と曲げの組み合わせ荷重を受ける鋼管断面の最終強度の定式化について述べる。

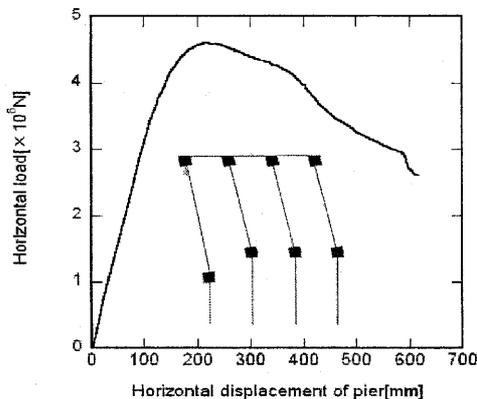


Fig. 6 Relationship between Horizontal Load and Horizontal displacement of pier

3.2.3 腐食鋼管の最終強度の定式化

著者らは、比較的凹凸の少ない全面腐食を有する鋼管の最終強度は、圧縮強度および曲げ強度とも平均板厚を仮定した鋼管の強度から推定できることを示している⁴⁾。そこで、まず外径・板厚比 D/t を系統的に変化させた一様鋼管モデルについて、圧縮と曲げの組み合わせ荷重に対する FEM 最終強度解析を実施する。その結果を基に最終強度の簡易算式を導く。ただし、FEM 解析では現実の鋼管強度に対する不確定因子(溶接初期不整等)を完全に考慮することは不可能である。そこで、FEM 解析結果と既存実験結果の比較より、強度推定値の不確定性を別途定量化し、後出の信頼性解析のための強度モデルに供する。

FEM 解析は、対象とする棧橋杭と同じ断面寸法・物性値

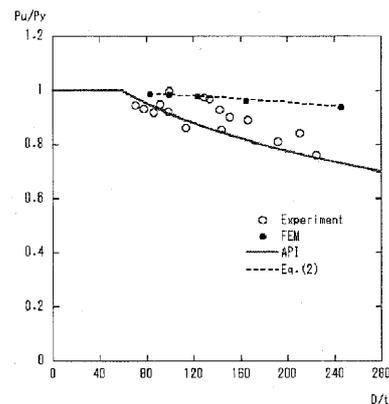
を持つ長さ $L=3000$ mm の鋼管について、板厚を順次減じて実施する。圧縮および曲げ強度解析の詳細は、文献 4) に述べられている。いずれの荷重条件も、初期たわみ w は、鋼管中央部で最大値 $D/500$ となる式(1)で与える。

$$w = \frac{D}{1000} \sin 2\theta + \frac{D}{2000} \left(\sin \frac{\pi x}{L} - \sin \frac{3\pi x}{L} \right) \quad (1)$$

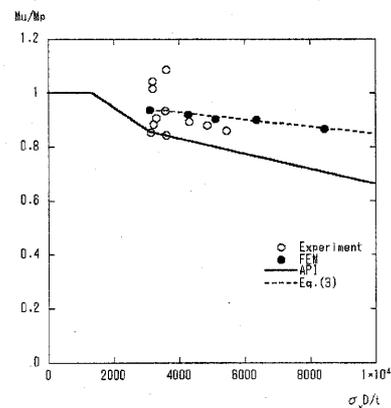
解析結果を API 曲線⁵⁾上にプロットした結果を Fig.7 に示す。Fig.7(a)の圧縮最終強度は外径・板厚比 D/t に対して、また同図(b)の曲げ最終強度は D/t に降伏応力 σ_y を乗じた値に対してプロットしている。FEM 解析結果は、実験結果に比べて全般に高めであり、特に圧縮強度が顕著である。これは解析では溶接残留応力や部材端条件などが十分に再現されていないためである。API 強度曲線は実験結果の下限にほぼ相当することが分かる。FEM 解析結果を基に、圧縮最終強度 P_u および曲げ最終強度 M_u をそれぞれ式(2)および式(3)のように近似する。

$$\frac{P_u}{P_y} = 1.015 - 0.000320 \frac{D}{t} \quad (2)$$

$$\frac{M_u}{M_p} = 0.978 - 0.000679 \frac{D}{t} \quad (3)$$



(a) Compression



(b) Bending

Fig.7 Comparison of ultimate strength of tubular members among FEM, model test and API strength curves

ここで、 $P_y = \sigma_y \pi D t$, $M_p = \sigma_y D^2 t$ は、それぞれ全断面塑性軸力および全断面塑性モーメントであり、降伏応力 σ_y と断面寸法の関数である。

3.2.4 強度モデルの不確定性

今、Fig.7における実験結果のばらつきを考慮するため、圧縮強度、曲げ強度のそれぞれについて実験結果の強度 R と式(2), (3)による推定値 F の関係を次式で表す。

$$R = X_m F \tag{4}$$

X_m は、いわゆるモデリングパラメータであり、実験結果とFEM 結果の比を表す。 R , F および X_m の平均値と変動係数(標準偏差/平均値)間の関係は、式(4)を Taylor 級数展開の1次項までで近似し、かつ F と X_m が統計的に独立であると仮定すると、次式で与えられる。

$$\bar{R} = \bar{X}_m \bar{F} \tag{5}$$

$$\left(\frac{\sigma_R}{\bar{R}}\right)^2 = \left(\frac{\sigma_{X_m}}{\bar{X}_m}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_F}{\bar{F}}\right)^2 \tag{6}$$

ここで、バーは平均値を、 σ は標準偏差を表す。実験結果 R の変動係数と推定値 F の降伏応力に関する変動係数から、 X_m の平均値および標準偏差を求めることができる。Fig. 7より得られたこれらの値は、圧縮強度について平均値=0.946, 変動係数=8.0%、曲げ強度について平均値=0.999, 変動係数=8.6%である。なお、上記計算では、降伏応力のバイアス(平均値/公称値)を12%, また変動係数を5.8%と仮定している⁶⁾。

圧縮・曲げの組み合わせ荷重下の鋼管断面の最終強度相関関係は、API 強度相関曲線⁹⁾の考え方を適用して、式(7)の全断面塑性相関曲線の形を仮定する。また X_m は、圧縮強度および曲げ強度のそれぞれについて求めた X_m の統計値を荷重比に応じて線形補間する。

$$\frac{M}{M_u} = \cos\left(\frac{\pi P}{2 P_u}\right) \tag{7}$$

3.2.5 実海域における腐食速度の統計的評価

実海域における鋼材の腐食量のバラつきを評価するため、(独)港湾空港技術研究所から報告された全国各地の港湾鋼管構造物の経年腐食調査データを集計編集し、Fig.8 に示す使用年数と腐食量の関係を整理した⁷⁻¹¹⁾。このデータから、比較的調査データ数の多い5, 8.5, 15, 20年における腐食量を統計処理し、各経過年数における腐食量の平均と分散を求めて、バラつき量を評価した。Fig.9 の点は、各経過年数における腐食量の平均値と分散を示す。これより、平均腐食速度は、0.18[mm/year]で、経過年数 y 年時の分散 $0.0039y^2 - 0.0164y$ [(mm/year)²]のバラつきを持つ板厚を設定し、それぞれの経年劣化時の最終強度に与える影響を評価する。

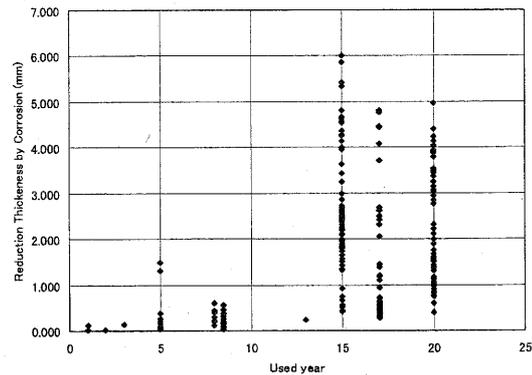
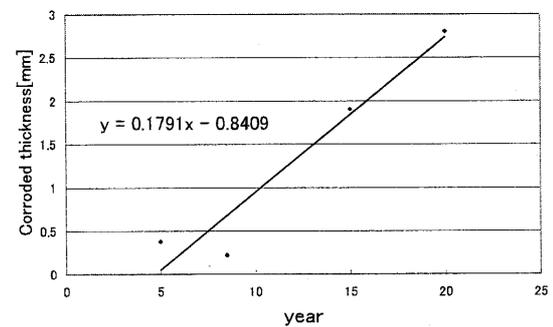
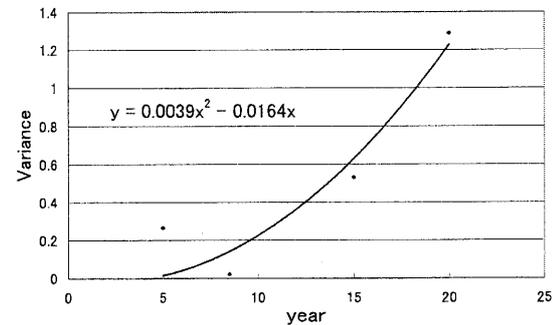


Fig.8 Corroded reduction thickness in Splash and Tidal Zone on Used period



(a) Relation of Corroded thickness and used period



(b) Variance at used year

Fig. 9 Corrosion velocity and variance observed at Piers and harbors on used period

4. Life Cycle Cost (LCC)の算定

4.1 LCC の定義と算定方針

LCC とは、構造物の供用期間に渡って必要なコストの総和である。一般的なLCCの内訳としては、開発コスト、設計・製作・架設等の建設コスト、供用中の運用・維持・補修コストと供用後の廃棄・リサイクルコストなどが上げられるが、本論文では、LCC (C_T) の第一の定義として、設計・建設に要する費用である初期コスト (C_I)、維持管理・保守・補修に要するコスト (C_M) の和を考える。すなわち、

$$C_T = C_I + C_M \tag{8}$$

C_M は、供用年数と補修間隔に依存する時間依存の項である。一方、次式のように破壊に伴う補修費の期待値(破壊リスク, C_F)を式(8)のLCCに加算し、このLCC(C_T^*)の最小化条件等に基づいて、維持管理計画や補修・点検間隔を最適化する考え方が⁹⁾ある。

$$C_T^* = C_I + C_M + C_F = C_T + C_F \quad (9)$$

$$C_F = \sum_{i=1}^n \bar{n}_{fi} \times C_{fi} + \bar{n}_{Tf} \times C_{Tf} \quad (10)$$

ここで、 n は部材数、 \bar{n}_{fi} は供用期間中の部材*i*の期待破損回数、また C_{fi} は部材*i*の補修費である。また \bar{n}_{Tf} は供用期間中の全体構造の期待破損回数、また C_{Tf} は全体構造の破損コストである。部材の破壊と構造破壊は独立事象ではないが、構造破壊に至らずとも部材破壊が生じた段階で一般に復旧費が発生する。そこで破壊リスクは、部材破壊と構造破壊のそれぞれについて求め、その総和を期待総リスクと定義する。式(9)をLCC(C_T^*)の第二の定義として、LCCに占める破壊リスク(C_F)の大きさを調べる。

ところで、3章で述べたように、本研究で対象とする栈橋構造および荷重条件では、すべての杭はその杭頭がほぼ同時に降伏および局部座屈し、それによって直ちに全体崩壊に至る。そこで対象構造については、式(10)第1項目の部材単独の破壊リスクは考慮せず、第2項目の構造リスクのみを考慮する。すなわち、

$$C_F = \bar{n}_{Tf} \times C_{Tf} \quad (11)$$

期待破損回数 \bar{n}_{Tf} は、供用期間および経年劣化に依存するので C_M と同様時間依存の項である。その詳細は4.3で述べる。

以下に、本研究におけるLCC算定の前提条件をまとめる。

- (1) 建設時の初期防食コストは、初期コスト C_I に算入する。
- (2) 維持管理コスト C_M は、防食計画によって供用開始後一定期間経過時に施工される飛沫帯への重防食と海中部への電気防食に要する費用の総和とする。
- (3) 防食なしの検討ケースでは、腐食速度に応じて板厚が減少する。結果として断面強度が当初強度よりも所定の割合だけ減少した場合は、補修を行い、その費用は維持管理コスト C_M に組み入れる。
- (4) 全体崩壊に伴う破損コスト C_{Tf} は、撤去、廃棄にかかるコストを見込んで、初期コスト C_I の5割増しの費用とする。
- (5) 破損コスト C_{Tf} は、建設時に支出されるものではなく、利率とインフレ率の差、および破損が発生するまでの期

間を考慮して補正する必要があるが、ここではそれについては考慮しない。

4.2 維持管理コスト(C_M)

栈橋に発生する腐食により鋼管杭の板厚が減少し、構造強度が低下する。4.1で述べたように、過度の腐食に対しては、破壊を未然に防ぐため部材を交換して補修することとする。ここでは、杭の全断面塑性モーメント M_p が健全時の初期降伏強度レベルに低下した状態を想定して、初期の80%に低下すると干満帯および飛沫帯にあたる杭上端部を取り替える。その補修費 C_B は、取替え作業費と材料費との和で、813千円/本とする。

Table 3に、本研究で考慮する防食・メンテナンス計画を示す。海中部は電気防食とし、飛沫帯にはCASE1~CASE5の5ケースを考える。各ケースは現存の港湾栈橋やオフショア海洋ジャケット鋼構造物に採用されている防食工法であり、それぞれ以下の特徴を持つ¹²⁾。

CASE1は安価で耐用年数が短い塗装、CASE2,3は高価であるが重防食で長期耐用の有機ライニング工法、CASE4は施工に特殊な技術が必要であるが超長期耐用が可能な耐食金属ライニング工法、そしてCASE5は古い栈橋で適用された無防食ケースである。

メンテナンス要領は、防食工法がLCCに与える影響を調べるため、構造物の耐用期間中、劣化防食工を補修して防食効果を確保し、鋼構造物の腐食を防止する場合(CASE2,4)と、腐食がLCCに与える影響についても調査するため、一定期間防食を保った後、防食工の補修を停止して無防食期間も考慮する場合(CASE1,3)とする。なお、Fig.10は供用期間50年の場合を示しており、100年の場合には防食期間を2倍に延長する。例えばCASE1では40年防食後Freeとする。

以上の他に、すべてのメンテナンス・ケースについて、年次点検代として220千円/年、また5年ごとの詳細点検代として1,080千円/5年を考慮する。

4.3 破壊リスク(C_F)

式(11)の破壊リスクにおいて、供用期間中の全体破壊の期待発生回数 \bar{n}_{Tf} は、次のように求められる。

今、震度 k_n 以上(再現期間 T_{Rn})の地震の年間発生確率を $v_{Rn}(=1/T_{Rn})$ 、震度 k_m 以上(再現期間 T_{Rm})の地震の年間発生確率を $v_{Rm}(=1/T_{Rm})$ とすると、震度 $k_l=(k_n+k_m)/2$ の地震の年間発生確率 v_l は次式で与えられる。ただし $k_n > k_m$ としている。

$$v_l = v_{Rn} - v_{Rm} \quad (12)$$

震度 k_l の地震による構造破壊確率を p_{Tf} とおくと、震度

Table 3 Maintenance plan

		[year]					初期費用 [千円/㎡]	補修費用 [千円/㎡回]
		0	10	20	30	40		
CASE1	飛沫帯	→ 珪矽樹脂塗装 → 珪矽樹脂塗装 → 無防食 →					8.40	12.40
	海中部	→ 電気防食10年耐用 → 電気防食10年耐用 → 電気防食10年耐用 → 電気防食10年耐用 → 電気防食10年耐用 →					2.65	2.70
CASE2	飛沫帯	→ 超厚膜型有機ライニング → 水中施工型有機ライニング →					14.20	67.40
	海中部	→ 電気防食30年耐用 → 電気防食20年耐用 →					6.30	4.55
CASE3	飛沫帯	→ FRPペトリウムライニング → FRPペトリウムライニング → 無防食 →					61.40	61.40
	海中部	→ 電気防食10年耐用 → 電気防食10年耐用 → 電気防食10年耐用 → 電気防食10年耐用 → 電気防食10年耐用 →					2.65	2.70
CASE4	飛沫帯	→ 珪矽樹脂ライニング →					140.00	—
	海中部	→ 電気防食30年耐用 → 電気防食20年耐用 →					6.30	4.55
CASE5	飛沫帯	→ 無防食 →					—	—
	海中部	→ 電気防食10年耐用 → 電気防食10年耐用 → 電気防食10年耐用 → 電気防食10年耐用 → 電気防食10年耐用 →					2.65	2.70

範囲 k_l ($l=1\sim N$)の地震による年間期待破損回数は次式となる。

$$\bar{n}_{FT}^a = \sum_{l=1}^N p_{FT}^a \nu_l \quad (13)$$

添え字 a は、年間期待値を表す。

経年劣化がなく年間期待破損回数 \bar{n}_{FT}^a が、毎年同じ場合は、 \bar{n}_{FT}^a に供用年数 T_D を乗じて供用期間中の期待破損回数 \bar{n}_{FT} が、次のように求められる。

$$\bar{n}_{FT} = \bar{n}_{FT}^a T_D \quad (14)$$

一方、経年劣化が生じる場合は、年間破壊確率が経過年数と共に変化するので、供用期間 T_D 中の各年の年間期待破損回数の累積値として \bar{n}_{FT} を次のように求める。

$$\bar{n}_{FT} = \sum \bar{n}_{FT}^a \quad (15)$$

式(15)を適用して式(11)の破壊リスクを算出する。

次に、構造破壊確率 p_{FT} の計算法を述べる。対象構造の全体崩壊は、すべての杭の杭頭部が局部座屈を生じて最終強度に達した時点で生じる。腐食条件がすべての杭で同じとすると、各杭の強度の相関は強いと考えられる。また、地震荷重は、各杭に弾性剛性の比に応じて配分されるので荷重間の相関も強い。そこで、完全相関の並列システムを仮定して、震度 k_l の地震による構造破壊確率 p_{FT} を次式の上界値で近似する。

$$p_{FT} = \text{Min}[p_{FT}] \quad (i=1\sim 4) \quad (16)$$

ここで、 p_{FT} ($i=1\sim 4$) は、4本の杭のそれぞれについて独立に求めた部材破壊確率である。 p_{FT} 算出のための破損関数は次式で与えられる。

$$Z = M_R - M_S \leq 0 \quad (17)$$

M_R は、式(7)に上載荷重 \bar{P} を代入して得られる曲げ最終強度にモデリングパラメータ X_m を乗じた次式で与えられる。

$$M_R = X_m M_u \cos\left(\frac{\pi \bar{P}}{2 P_u}\right) \quad (18)$$

一方、 M_S には、次の杭頭曲げモーメント算式³⁾を適用する。

$$M_S = \frac{1+\beta h_s}{2\beta} \cdot W k_h \quad (19)$$

ここで、 W は構造重量、 k_h は震度である。 h_s は、各杭の海底面より杭上端までの突出長である。 β は杭の特性値であり、杭の曲げ剛性 EI 、杭径 D 、水平地盤反力係数 k_s を用いて次式で与えられる。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_s D}{4EI}} \quad (20)$$

震度 k_h と基盤加速度 α (Gal) には、次式を適用する³⁾。

$$k_h = 0.197 \left(\frac{\alpha}{g}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (\alpha \geq 200 \text{Gal}) \quad (21)$$

さらに基盤加速度 α (Gal) と再現期間 T_R (年) の関係は、地域区分 A (東京地域) の関係を用いると次式となる³⁾。

$$T_R = 10^{-1.959} \times \alpha^{1.9} \quad (22)$$

基盤加速度 α の標準偏差が与えられると式(21)より、震度 k_h の標準偏差が、また式(19)より M_S の標準偏差が求められる。日本建築センターの模擬地震波時系列¹³⁾によると、レベル1クラスの水平地震加速度 α の変動係数は 0.6~0.7 である。本研究では 0.7 を使用する。式(22)は、対象とする震度の年間発生確率の算定(式(12))に使用する。

破損確率 p_{FT} の計算には、FOSM法を適用する。 p_{FT} は次式で与えられ、 Φ_x は標準正規分布を示す。

$$p_{FT} = P_{rob}[Z = M_R - M_S] = \Phi\left(-\frac{\mu_Z}{\sigma_Z}\right) \quad (23)$$

ここで、 μ_Z は Z の平均値、また σ_Z は標準偏差であり、それぞれ次の式で求められる。

$$\mu_Z = \bar{M}_R - \bar{M}_S \quad (24)$$

$$\begin{aligned} \sigma_Z^2 = & \left(\frac{\partial M_R}{\partial \sigma_y}\right)^2 \cdot \text{Var}(\sigma_y) + \left(\frac{\partial M_R}{\partial t}\right)^2 \cdot \text{Var}(t) \\ & + \left(\frac{\partial M_R}{\partial X_m}\right)^2 \cdot \text{Var}(X_m) + \left(\frac{\partial M_S}{\partial \alpha}\right)^2 \cdot \text{Var}(\alpha) \end{aligned} \quad (25)$$

Var は分散を表す。式(25)に示すように、確率変数として降伏応力 σ_y 、板厚 t 、モデリングパラメータ X_m および地震加速度 α を考慮する。強度変数の統計量は、3.2.4 および 3.2.5 に述べた通りである。

4.4 LCCの算定結果と考察

Table 3 の防食グレード・メンテナンスケース別に LCC を計算し、経過年数に対してその時点までの総期待コストをプロットした結果を、供用期間 100 年の場合について Fig.10 に示す。また Table 4, 5 に供用期間が 50 年と 100 年の場合について LCC とその内訳を数値で示す。各コストは、初期建設コストを 100 とした場合の相対値で示している。

Table 3, 4 より、供用期間 50 年ではチタンクラーッド・ライニングを使用する CASE4 の LCC が最も高いが、供用期間 100 年では、CASE2,3 の LCC が CASE4 を上回っている。これは、短期で改廃する仮設構造物や海底石油掘削用ジャケット等の場合は、普通塗装で点検・メンテナンスを続ける方が有利であるが、100 年単位の長期の使用が期待される港湾構造物やメガフロート係留等の公共インフラ施設の場合には、

チタンカバーといった高品質防食の使用が相対的に有利であることを示している。

無防食期間を有する CASE1 および CASE5 は 50 年供用、100 年供用のいずれの場合も他の CASE に比べ LCC は小さい。しかし長期になるほど CASE4 との相対差は小さくなっており、補修費の増大により LCC が増大することが分かる。腐食速度が早いほどその傾向が強まる。

CASE2 と CASE3 は、防食工の補修コストが他に比べて大きく、特に塗装耐用年数の短い CASE3 が、全般に LCC が大きくなっている。

Fig.10 において、階段状に増加するコストは部材および防食工の補修によるものであるが、毎年定期的増加するコストの内訳は、定期点検代と地震による破壊リスクである。このうち、破壊リスクは Table 4, 5 に示すように総コストに比べ非常に小さい。これは、Fig.11 に示すように、対象構造の破壊確率が大きくなる震度 0.4 レベルの地震は、発生確率自体が小さいため、両者の積である期待破損回数が小さくなるためである。比較のため、腐食による強度低下を補う補修を、曲げ強度が初期の 60% に低下するまで遅延させた場合について LCC を算出した結果を Table 6 に示す。Table 5 よりも破壊リスクは増加するが、総コストに占める割合は依然として小さい。

以上のように破壊リスクが小さいため、LCC の違いは結果として防食グレード・メンテナンスケースの違いのみに依存する結果になった。この結果は、防食グレードが高い場合や腐食速度が比較的小さい環境下であれば、破壊確率そのものは低レベルに保たれるため、LCC の観点からは防食グレードや防食の劣化の評価が破壊リスクよりも相対的に重要となることを示唆している。

ただし、本研究では下部工の鋼管杭を対象に LCC を検討したが、実構造物への適用を前提とする場合、鋼構造のみならずコンクリートで構成される上部工についても、その劣化の影響を考慮して LCC を検討する必要がある。上部工にひび割れ等の劣化が生じると、振動変位の増大により地震荷重が増加し、破壊リスクの増加につながる²⁾。今後、上下部一体とした構造物としてのシステムに対象範囲を広げ、総合的な LCC 評価を行うことが必要である。

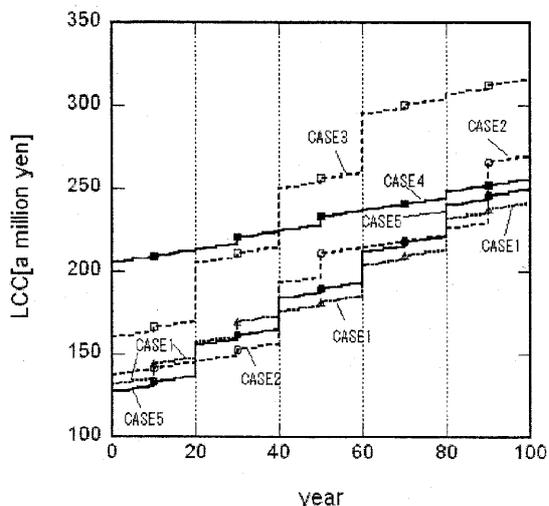


Fig.10 Calculation of LCC (100-year service life)

Table 4 LCC for 50 service year

CASE	$C_T=C_I+C_M$			$C_T^*=C_T+C_F$	
	C_I	C_M	C_T	C_F	C_T^*
1	103.5	38.8	142.4	0.02	142.4
2	108.1	45.6	153.7	0.01	153.7
3	125.9	46.7	172.6	0.01	172.6
4	161.3	17.2	178.3	0.01	178.3
5	100.0	46.3	146.3	0.02	146.4

Table 5 LCC for 100 service year

CASE	$C_T=C_I+C_M$			$C_T^*=C_T+C_F$	
	C_I	C_M	C_T	C_F	C_T^*
1	103.5	85.3	188.8	0.04	188.8
2	108.1	102.9	211.1	0.02	211.1
3	125.9	121.7	247.6	0.02	247.6
4	161.1	38.9	200.1	0.02	200.1
5	100.0	95.1	195.1	0.05	195.1

Table 6 LCC for 100 service year

(Piles are replaced when their bending strength is reduced to 60% of initial value due to corrosion)

CASE	$C_T=C_I+C_M$			$C_T^*=C_T+C_F$	
	C_I	C_M	C_T	C_F	C_T^*
1	103.5	72.5	176.1	0.10	176.2
2	108.1	102.9	211.1	0.02	211.1
3	125.9	121.7	247.6	0.03	247.6
4	161.1	38.9	200.1	0.02	200.1
5	100.0	66.4	166.4	0.17	166.6

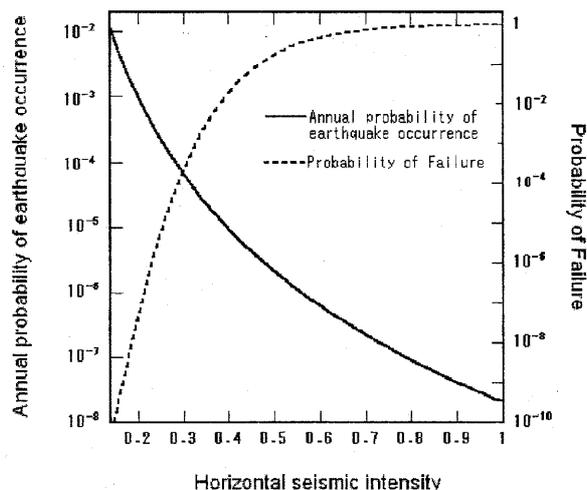


Fig.11 Annual probability of occurrence of earthquake with specified intensity and probability of failure of Piers under the earthquake

5. 結 言

本研究では、一般の岸壁に用いられる鋼管杭式栈橋構造物を検討対象として、腐食による板厚の減少を考慮した栈橋杭の最終強度評価を行うと共に、LCC を定量的に算出した。LCC の算出においてはいくつかの、実機に施工される範囲の防食ケースを考慮し、LCC の比較・検討を行った。その結果以下の知見を得た。

- (1) 栈橋杭の強度評価には、杭断面の全断面降伏強度が用いられてきたが、局部座屈を考慮した場合、栈橋杭の最終強度は有意に低下する。水平地震荷重の作用下では、杭頭に降伏および局部座屈が生じた時点で構造全体としての崩壊に直ちに至る危険がある。
- (2) 現在の設計基準に基づく港湾栈橋においては、いずれの防食ケースにおいても、地震による水平荷重に対しては構造崩壊確率が非常に小さいため、破壊リスクが LCC に与える影響は小さい。
- (3) 検討した防食ケースでは、50 年供用、100 年供用のいずれの場合も安価な普通塗装による防食工法での LCC が最も低い結果となる。ただし、供用年数が長くなるほどチタンクラッド防食のような長期耐用防食工法が相対的に有利になる。

なお、本研究では防食工の寿命期間を確定値としたが、今後はこれらの確率論的議論が必要である。また、海洋鋼構造物によくある局部集中腐食で、孔が開き大きな断面欠損がある形態での部材の最終強度への影響も今後検討する必要がある。

参 考 文 献

- 1) 岸光男、室津義定、田口賢士：海洋プラットフォームの期待総費用最小化設計，日本造船学会論文集，第 157 号，pp.449～458，1985.
- 2) 横田弘，山内浩，加藤絵万，岩波光保：既設栈橋のライフサイクルシナリオに関する検討，港湾空港技術研究所資料，No.1114，2005.
- 3) (財) 沿岸開発技術研究センター：港湾構造物設計事例集（上巻）第 1 編 係留施設，1999
- 4) 山根信，田中王治，松田漠，藤久保昌彦，柳原大輔，岩尾直樹：海洋環境下の腐食鋼管部材の耐力評価について，日本船舶海洋工学会論文集，第 3 号，2006（印刷中）。
- 5) API：Recommended Practice 2A-WSD Twenty-First Edition，2000
- 6) 新日本製鐵社内調査資料，2002.
- 7) 善一章、阿部正美：港湾鋼構造物の腐食調査（第 1 報），下関港における腐食調査，港湾技術研究所資料，No.49，pp.1～136，1968.
- 8) 善一章、阿部正美：港湾鋼構造物の腐食調査（第 2 報），須磨船積栈橋，博多港における腐食調査，港湾技術研究所資料，No.84，pp.1～87，1969.
- 9) 善一章、阿部正美：港湾鋼構造物の腐食調査（第 8 報），須磨船積栈橋における腐食調査，港湾技術研究所資料，No.139，pp.1～58，1972.
- 10) 善一章、阿部正美：直江津港西埠頭における腐食調査，

港湾技術研究所資料，No.289，pp.9～13，1978

- 11) 阿部正美、横井聡之、大即信明、山本邦夫：.港湾鋼構造物の腐食調査（横浜港、神戸港），港湾技術研究所資料，No.601，pp.1～91，1987.
- 12) (財) 沿岸開発技術研究センター：港湾鋼構造物防食・補修マニュアル(改訂版)，pp.1～371，1997.
- 13) (財) 日本建築センター：模擬波データ，
<http://www.bcj.or.jp/download/wave.html> .