

## 1.はじめに

我が国の社会資本施設は、高度経済成長期を経て、これまでかなりの量がストックされてきた。しかしながら、これから成熟した安定成長時代を迎える中、これまでのような社会資本施設に対する投資を期待することは難しく、できる限り低い負担で新たな施設整備や既存施設の維持を行っていくことが重要である。このためには、整備費や補修費のみに着目するのではなく、将来の施設の性能低下を予測し、維持管理活動を考慮したライフサイクルマネジメントの検討が必要である。

港湾施設においては、これまでライフサイクルマネジメントが必ずしも十分に検討されてきたわけではない。それは、港湾施設は、供用期間中、船舶の大型化等に対応するため岸壁水深を増深して更新、改良することが多く、その時期を正確に予測することが困難であったことによる。しかしながら、施設は供用期間中のいつの時点においても要求される性能を満足していなければならず、経年的な劣化に伴い施設の要求性能が確保できない状態になれば補修または施設の更新など何らかの対策を講じなければいけない。現在、港湾施設においてもこのような補修や更新を必要とする施設が少なくなく、今後もこのような施設が増加していくものと考えられる。

港湾構造物の中で、特に補修が必要なものに港湾鋼構造物がある。港湾鋼構造物は、陸上鋼構造物に比べ、海水に接し、潮位や波しぶきを受ける苛酷な環境下にあるため、腐食に対する適切な策を講じなければいけない。鋼材の防食法として、電気防食工法、塗覆装工法、腐食しろ工法があるが、平成11年に改定された「港湾の施設の技術上の基準・同解説」（以下、港湾基準と呼ぶ）では、腐食環境条件下によっては集中腐食等の著しい腐食が生じる恐れがあるため、原則的に腐食しろ工法は認めず、電気防食工法と塗覆装工法により、鋼材の腐食対策を行うことを標準としている<sup>1)</sup>。しかしながら、平成元年発刊以前の旧港湾基準では、鋼材の防食法に、集中腐食等の著しい腐食が生じる恐れがない場合に限り、腐食しろ工法が認められていた。したがって、旧港湾基準を準用して腐食しろ工法を適用した港湾鋼構造物もあるが、その中には、集中腐食等の著しい腐食が生じ、施設の性能低下が問題となっているものも少なくない。現在、鋼材の防食には、電気防食工法が標準化されているため、腐食速度は小さく、将来の腐食量も確定的な値として捉えることに問題はない。しかしながら、従前のように腐食しろ工法のみで適用しているような場合は、腐食速度が大きく、かつ周辺環境など種々の不確定要因に影響さ

れ、その変動幅も大きくなるため、腐食量はばらつきを持った確率変数として捉えることが重要である。したがって、将来の腐食量を確定的な値として捉えるのではなく、ばらつきを持った確率変数として捉えることが重要である。

以上から、荷重や材料特性等の不確定要因を確率変数として捉える信頼性設計法を用いれば、腐食量を確率変数として、将来の鋼構造物の健全性を破壊確率を用いて定量的に評価することが可能である。そこで、本研究では、鋼管杭の腐食が進行した既存の直杭式横棧橋の下部工を対象に、地震動が作用する条件下の経年的な施設の健全性を破壊確率を用いて評価した。また、一般的な補修工法を数種類適用し、工法の違いによる経年的な施設の健全性についても評価した。さらに、後述する期待費用を算出し、これを指標とする最適な補修戦略について検討を行った。

ライフサイクルマネジメントの研究には、土木分野の中では橋梁を対象にした事例が多い。既往研究の例としては、例えば、杉本ら<sup>2)</sup>、貝戸ら<sup>3)</sup>、中原ら<sup>4)</sup>の研究がある。杉本らは、将来的な予算シナリオの推移に注目し、予算シナリオと橋梁群の健全度の経年的な関係を示すとともに、投資する予算シナリオの最適化を図った。貝戸らは、橋梁の健全度の進展にマルコフ連鎖モデルを用いて、年平均費用の概念に基づき最適補修戦略を求めた。また、中原らは、橋梁の維持補修戦略の最適化問題に、補修方法・補修間隔を遺伝子情報とした遺伝的アルゴリズムを適用し、維持補修戦略の最適化を検討した。しかしながら、これらの研究は、構造物の健全度を力学的に評価したものではない。被害リスクを定量的に評価する手法として信頼性理論による破壊確率を用いる方法が挙げられる。このような観点からの研究として、例えば、高圧ガスパイプラインを対象にした小池<sup>5)</sup>の研究がある。これは、信頼性手法を用いて漏洩事故による被害リスクを定量的に評価するとともに、リスク転嫁コストまで考慮したマネジメント手法を用いて維持管理戦略の最適化を検討したものである。ただし、荷重の作用は確定的な検討となっている。しかしながら、実構造物における被害リスクを考える場合は、供用期間中に発生する様々な再現期間の地震動等の荷重が作用した場合の経年的な構造物の性能を評価しておく必要がある。港湾分野では、直杭式横棧橋を対象に経年後の劣化度合いを発生応力度と許容応力度の比で評価し、ライフサイクルコストを検討した松渕ら<sup>6)</sup>の研究がある。しかしながら、被害リスクという観点からは検討の余地がある。したがって、次期港湾基準の性能設計体系への移行も踏まえると、破壊

確率を考慮した確率論的な経済評価手法の検討が必要である。

ライフサイクルマネジメントの検討で指標とするライフサイクルコストは、通常、建設費、維持管理費、解体撤去に要する供用期間中の全ての費用の総額を指す。例えば、前述の松渕らの研究では、建設費、鋼管杭と上部工の補修費と再補修費、車止め・防舷材の取替え費用などをライフサイクルコストとして計上している。しかしながら、一般的に港湾構造物のライフサイクルコストの約8~9割を建設費が占め<sup>6)</sup>、維持管理費は、建設費と比較して非常に僅かである。また、設計供用期間が過ぎると撤去されるものでもないため、ライフサイクルコストを構成する主要な因子は、建設費と破壊時費用と考えることができる。したがって、本研究では既存施設を対象に補修費と破壊時費からなる期待費用を指標として補修戦略の最適化を検討した。

## 2. 信頼性評価

### 2. 1 検討条件

栈橋は、土留め護岸前面に複数の杭を打設し、その上部を杭と上部工で結合した構造である。地盤が軟弱で重力式、矢板式が成立しないような場合または係船岸前面の水深が浅かったり、既設護岸の前面に新たに係船岸を設けたりする場合に採用されることが多い。栈橋の荷重変位関係は一般に図-1のようになり、①1つの杭の杭頭降伏、②全杭頭降伏、③1つの杭の地中部降伏、④全杭頭および地中部塑性化という順序で破壊が進行する。

ここで、①が使用性に関する限界状態、③が修復性に関する限界状態、④が安全性に関する限界状態と定義できる<sup>7)</sup>。

なお、③を修復性に関する限界状態とするのは、地中部の修復が極めて困難であることによる。

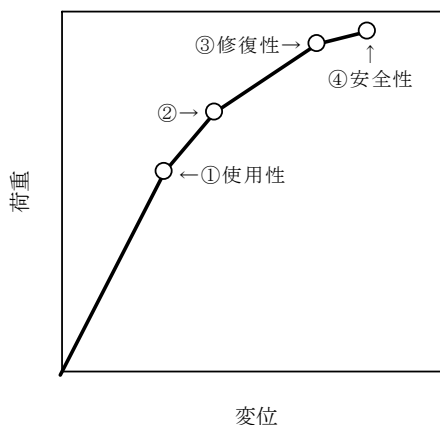


図-1 荷重-変位関係の例

### (1) 対象施設

本研究で対象とした施設は、図-2に示す既存の直杭式横栈橋である。供用開始から30年以上が経過しており、鋼管杭の腐食が問題となっている。原設計断面は、照査用震度0.20で設計されたもので、鋼管杭の諸元は、必要肉厚に腐食による減厚を見込んだ余裕代を付加していた。しかしながら、20年経過時点で行われた鋼管杭の腐食量調査で集中腐食による残存肉厚の減少が確認された。腐食の主な原因は、接岸・離岸時の船舶のスクリューによる酸素供給量の増加および錆層の連続剥離と考えられる。そのため、本施設は20年経過時点で、全杭の深度-1.0m以浅にペトロラタムライニングを施している。しかしながら、本研究では、未補修の施設の性能を基準とし、補修後の施設の性能変化を予測・評価するという観点から、ペトロラタムライニングが施工される前の栈橋の性能を基に、経年後の栈橋の性能変化を検討するものとした。

また、20年経過時点では鋼管杭の腐食量調査による腐食量データが揃っていないため、この資料を基に経年後の腐食量の設定を行う。

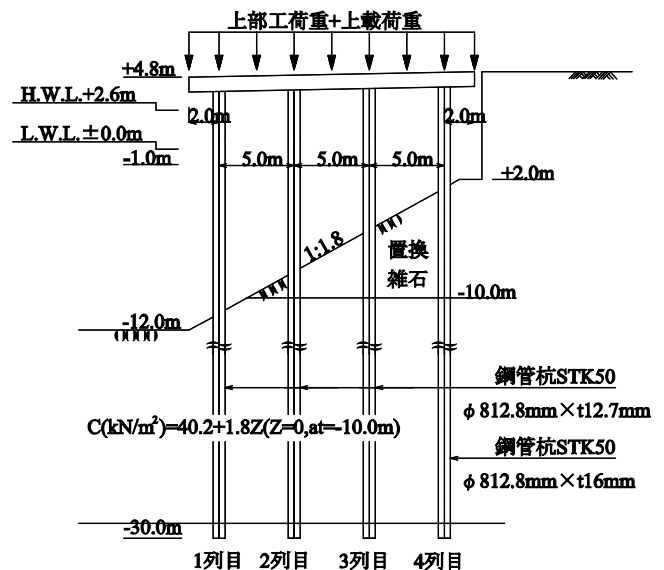


図-2 検討対象断面

### (2) 耐震性能照査

本研究における耐震性能照査フローを図-3に示す。地震動は、震源特性・伝播経路特性・サイト増幅特性を考慮した工学的基盤における時刻歴波形として与えた<sup>8)</sup>。本研究では、供用期間中に発生しうる全ての地震動を考慮する観点から、再現期間50,75,100,150,200,500年の地震動を用いた。図-4, 5に工学的基盤における各再現期間の入力地震動の時刻歴波形およびフーリエスペクトルを示す。栈橋の

固有周期は、仮想地表面下  $1/\beta$  の位置を仮想固定点とするラーメン構造としての水平方向ばね定数と栈橋自重および地震時上乗荷重等の総和により計算できる<sup>1)</sup>。  $\beta$  は杭の剛性や地盤反力係数によって求まる値で、次式で定義される。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4EI}} \quad (1)$$

ここに、

$\beta$  : 杭の特性値 ( $\text{cm}^{-1}$ )

$k_h$  : 水平地盤反力係数 ( $\text{N}/\text{cm}^3$ )

$D$  : 杭の直径 (cm)

$EI$  : 杭の曲げ剛性 ( $\text{N} \cdot \text{cm}^2$ )

以上の方法で算出した栈橋の固有周期は 1.24(s)である。なお、一次元地震応答計算にはdyneq<sup>9)</sup>を使用した。これらの条件で図-3 に示すフローに従い、照査用震度を求めると表-1 のとおりとなる。

従前の設計震度は、地域別震度・地盤種別係数・重要度係数の積で求められていた。ここで、地域別震度は全国を5ブロックに分けて設定した値で、構造物が建設されるサイト特有のものではない。また、重要度係数は、構造物の重要度に応じて設定された値で、安全性余裕が見込まれている。それに対して、本研究では、震度は前述のように震源特性・伝播経路特性・サイト増幅特性を考慮した方法で求めた再現期間 75 年の信頼度 50%に対する地震動に対し

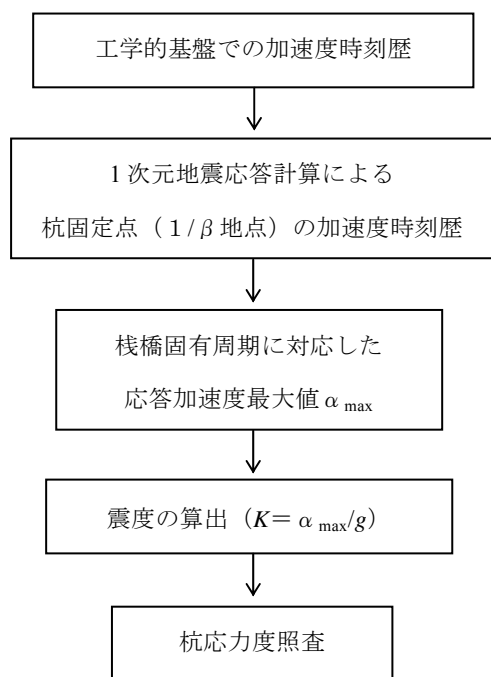
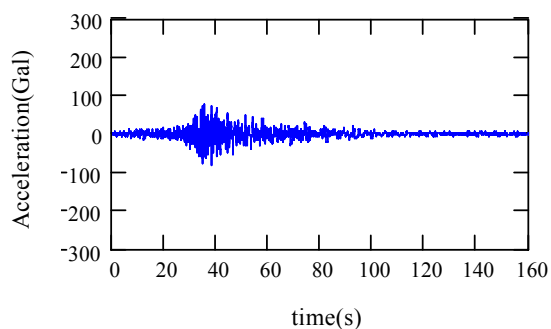
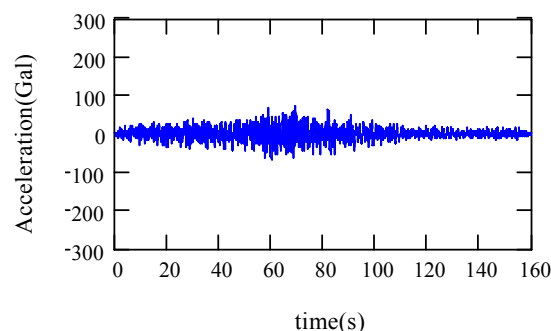


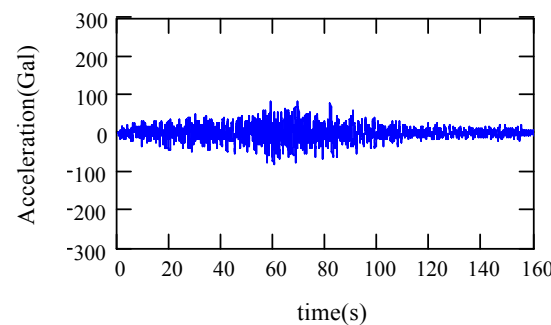
図-3 耐震性能照査フロー



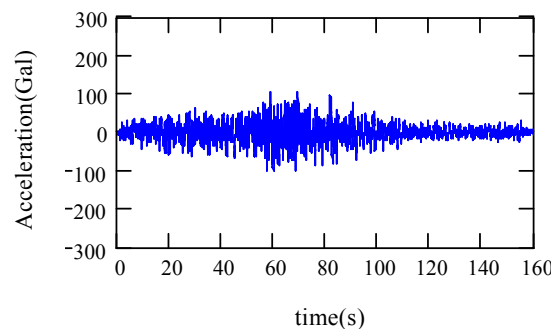
(a) 工学的基盤における地震波形  
(再現期間 50 年)



(b) 工学的基盤における地震波形  
(再現期間 75 年)

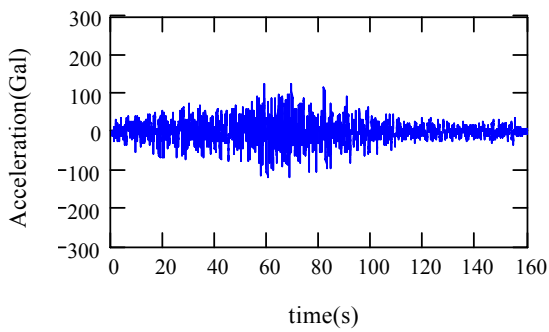


(c) 工学的基盤における地震波形  
(再現期間 100 年)

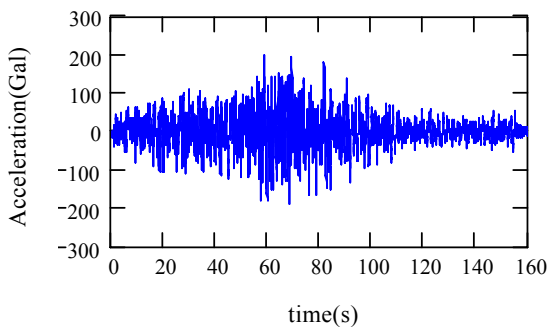


(d) 工学的基盤における地震波形  
(再現期間 150 年)

図-4 地震波形



(e) 工学的基盤における地震波形  
(再現期間 200 年)



(f) 工学的基盤における地震波形  
(再現期間 500 年)

図-4 地震波形

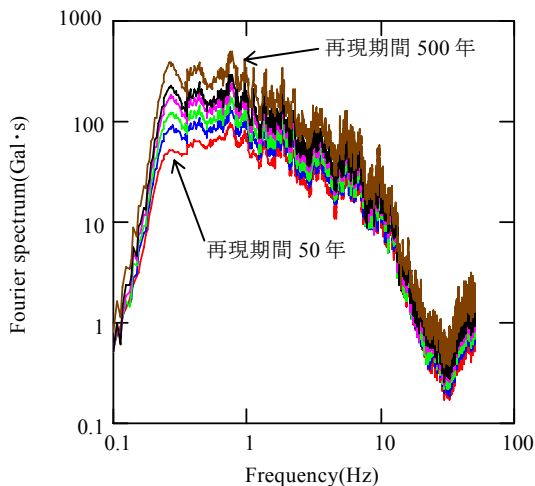


図-5 フーリエスペクトル

て算出したものである。したがって、従前の方法による原設計の設計震度と本研究で算出した震度は異なる値となる。そこで、仮に、再現期間 75 年の地震動に対する震度が原設計の設計震度になった場合についても検討を行い、破壊確率および期待費用に与える影響について示した。

表-1 照査用震度

地震動の再現期間(年)	入力加速度最大値(Gal)	1/β地点の応答加速度最大値(Gal)	栈橋上部工の応答加速度最大値(Gal)	照査用震度
50	80.9	131.1	120.3	0.123
75	70.8	110.2	133.1	0.136
100	84.2	133.5	168.3	0.172
150	107.2	165.5	224.9	0.229
200	126.4	191.1	272.3	0.278
500	200.6	260.6	414.3	0.423

### (3) 信頼性解析

性能照査は、各再現期間の地震動に対して使用性に関する限界状態と修復性に関する限界状態を想定して行う。使用性・修復性ともに(2)式に示す限界状態関数で照査する。ここで、修復性における栈橋の性能を把握しておくことは、栈橋の構造ロバスト性(地震動の作用により局所的な破壊が生じたとしても直ちに致命傷には至らない)確保の観点からも重要であると考えられる。

$$g = f_y - \sigma_d(k_h, K, F) \geq 0 \quad (2)$$

ここに、

$f_y$ : 鋼管杭の降伏強度

$k_h$ : 水平地盤反力係数

$K$ : 照査用震度

$F$ : 腐食量

$\sigma_d$ : 鋼管杭に発生する応力度 ( $\sigma_d = N/A \pm M/Z$ )

$N$ : 杭の軸方向力

$A$ : 杭の断面積

$M$ : 杭の曲げモーメント

$Z$ : 杭の断面係数

信頼性解析に用いた確率変数は、鋼材降伏強度、水平地盤反力係数、震度、腐食量で表-2に示す統計量と分布形を設定した。鋼材降伏強度、水平地盤反力係数、震度の確率変数は、長尾ら<sup>7)</sup>の研究を参考に設定した。震度の平均値は、各再現期間の地震動を用いて算出した震度である。腐食量の確率変数は、対象施設の20年経過時点で調査された腐食データを用いて、後述の方法で設定した。

腐食量調査では、1測点あたり4箇所の肉厚測定を行っており、その平均値をその測点の残存肉厚とし、残存肉厚と初期肉厚との相違に基づき、平均腐食速度を次式のとおりに定義する。

表-2 信頼性解析に用いた確率変数

確率変数	平均値	変動係数	分布形
鋼材降伏強度 (SKK490)	377 (N/mm <sup>2</sup> )	8%	正規
水平地盤反力係数	2000N (kN/m <sup>3</sup> )	75.5%	対数正規
震度	—	20%	対数正規
腐食量	—	88%	対数正規

$$\begin{aligned}
 \text{平均腐食速度}(mm/y) &= \frac{\text{腐食量}(mm)}{\text{腐食期間}(y)} \\
 &= \frac{\text{初期肉厚}(mm) - \text{残存肉厚}(mm)}{\text{腐食期間}(y)} \quad (3)
 \end{aligned}$$

図-6 に対象施設の供用開始から 20 年経過時点の各杭列の平均腐食速度の深度方向分布を示す。ここに示す平均腐食速度は、本研究で断面設定を行ったスパンで測定されたものである。また、図中の凡例は、海側から数えた杭列数を表している（以下、杭列名は海側から数えた列数をいう）。また、図中には、港湾基準<sup>1)</sup>に示されている腐食環境ごとの鋼材の腐食速度の標準的な範囲の上限値と下限値を示している。この標準値は、H.W.L.以上で 0.3mm/y、H.W.L.～L.W.L.-1.0m で 0.1～0.3mm/y、海中中部で 0.1～0.2mm/y、海底土中部で 0.03mm/y である。これらの値と比較すると、対象スパンの平均腐食速度は、0.0m 以浅および -1.0m 以深で小さく、-1.0m 付近で大きいことが分かる。

杭の応力度照査は、骨組解析で求めた断面力を基に行った。骨組解析では、経年後の腐食を考慮できるように各杭の深度方向に 2.0m 程度の間隔で節点を設け、各節点間の部材ごとに腐食量を考慮した杭の断面積、断面係数等を設定できるようにモデル化した。経年後の腐食量は、式(3)で求まる平均腐食速度から推測した値を各部材ごとに設定した。また、信頼性解析では腐食が最も激しい箇所の腐食量が信頼性解析に与える影響が大きいものと考えられるため、その箇所の腐食量を確率変数として設定し、それ以外の箇所は、腐食量を確定値として与えた。具体的には、図-6 に示したように 1 列目の深度 -1.0m における平均腐食速度が大きく、信頼性解析ではこの箇所の腐食量を確率変数として設定することとした。図-7 に 1 列目の深度 -1.0m における腐食量の頻度分布を示す。このデータは、全調査スパンにおける 1 列目の深度 -1.0m のデータで、データ数は 60 個である。これより、1 列目の深度 -1.0m の腐食量の

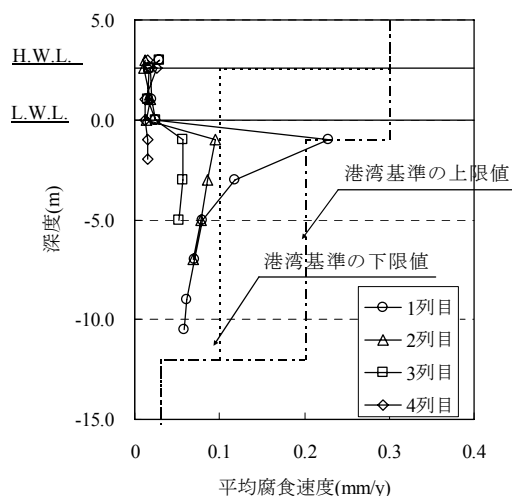


図-6 平均腐食速度の深度分布

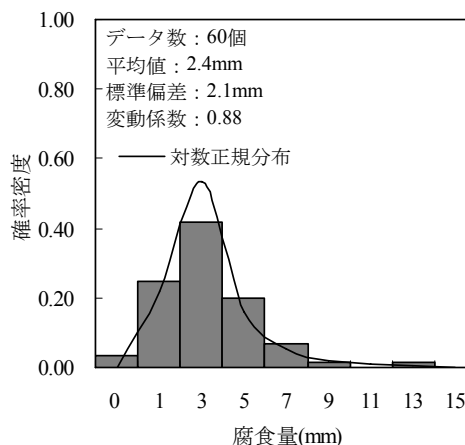


図-7 1 列目の深度 -1.00m における腐食量の頻度分布

確率変数は、平均腐食速度から推測した経年後の腐食量を平均値と設定し、変動係数は 88% とした。なお、分布形は、腐食量は正值しかとらないため対数正規分布とした。

信頼性解析は、骨組解析により求めた断面力をもとに一次信頼性理論 (FORM : First Order Reliability Method)<sup>10)</sup> を用いて実施した。

FORM に基づき算出される信頼性指標  $\beta$  は、破壊点 ( $g=0$ ,  $g$  : 限界状態関数) から限界状態関数の平均値がどの程度離れているかを示す尺度であり安全性余裕の目安である。限界状態関数  $g$  が正規確率変数であれば、信頼性指標  $\beta$  と破壊確率  $P_f$  は次のような関係にある。したがって、信頼性指標が大きいほど、破壊確率は小さくなる。

$$P_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (4)$$

ここに、

$\Phi(\bullet)$  : 標準正規確率分布関数

(4) 生起確率の計算方法

地震動の作用により破壊が生起する確率を補修工適用時点から 30 年間検討した。生起確率の算出方法を以下に示す。

いま、 $t$ 年後に対象とする地震動 $i$ が作用した場合に破壊する確率を  $P_{fi}$  とおくと、 $t$ 年後に地震動の作用により、はじめて破壊する確率 $P_f(t)$ は次のように定義できる。

$$P_f(t) = \sum_{i=1}^m P_{fi}(t) \quad (5)$$

$$P_{fi}(t) = \begin{cases} q_i \cdot P_{fi} & t = 1 \\ q_i \cdot P_{fi} \cdot E_i & t \geq 2 \end{cases} \quad (6)$$

$$E_i = \left[ \prod_{j=1}^{t-1} \{1 - q_i \cdot P_{fi}\} \right] \quad (7)$$

ここに、

$P_{fi}(t)$  : 地震動の作用により  $t$  年後にはじめて破壊する確率

$m$  : 対象とする地震動のランク数 (6)

再現期間 50,75,100,150,200,500 年の地震動を対象

$q_i$  : 対象とする地震動 $i$ の年平均発生確率 (=1/ $r_i$ -1/ $r_{i+1}$ )

$r$ は、対象とする地震動の再現期間 (年)

$E_i$  :  $t-1$  年後までに対象とする地震動 $i$ により破壊しない確率

$t$  : 経過年数 (年)

したがって、検討期間中に地震動の作用により破壊が生起する確率 $P_T$ は、毎年のはじめて破壊する確率を検討期間分総和して、次式のとおり求めることができる。以下、断りのない限り、この確率を破壊確率という。

$$P_T = \sum_{t=1}^T P_f(t) \quad (8)$$

ここに、

$P_T$  : 検討期間中に地震動の作用により破壊が生起する確率

$T$  : 検討期間 (年)

(5) 検討ケース

検討ケースを表-3 に示す。case1 は、未補修の場合で、現状の腐食速度で経年的に腐食が進行するケースである。補修を行うケースは、工法、補修対象杭、鋼板厚、補修下端を考慮して設定を行った。補修工法は、現在一般的に用いられている鋼板溶接工法、塗覆装工法、電気防食工法を組み合わせ設定した。補修対象杭は、全杭対象にした場合 (case2\_1,2\_2,3\_1,3\_2,3\_3,6) と 3 列目または 2, 3 列目を対象にした場合 (case4\_1,4\_2,5\_1,5\_2) を設定した。ここで、2, 3 列目を対象とした理由は、図-2 に示したとお

表-3 補修工の検討ケース

検討ケース	補修工	鋼板溶接と塗覆装下端 (m)	対象杭		腐食速度	
			鋼板溶接と塗覆装	電気防食	塗覆部	それ以外
case1	未補修	—	—	—	現状	
case2_1	鋼板溶接(t=0mm)+塗覆装	-1.0	全杭	—	0	現状
case2_2	鋼板溶接(t=10mm)+塗覆装	-1.0	全杭	—	0	現状
case3_1	鋼板溶接(t=0mm)+塗覆装+電気防食	-1.0	全杭	全杭	0	現状の 1/10
case3_2	鋼板溶接(t=5mm)+塗覆装+電気防食	-1.0	全杭	全杭	0	現状の 1/10
case3_3	鋼板溶接(t=10mm)+塗覆装+電気防食	-1.0	全杭	全杭	0	現状の 1/10
case4_1	鋼板溶接(t=5mm)+塗覆装+電気防食	-1.0	3 列目	全杭	0	現状の 1/10
case4_2	鋼板溶接(t=10mm)+塗覆装+電気防食	-1.0	3 列目	全杭	0	現状の 1/10
case5_1	鋼板溶接(t=5mm)+塗覆装+電気防食	-1.0	2,3 列目	全杭	0	現状の 1/10
case5_2	鋼板溶接(t=10mm)+塗覆装+電気防食	-1.0	2,3 列目	全杭	0	現状の 1/10
case6	鋼板溶接(t=10mm)+塗覆装+電気防食	—	全杭	全杭	0	現状の 1/10
	塗覆装範囲(±0.0~-1.0m まで)					

り,原設計では4列目の杭剛性が他列の杭剛性よりも高く,補修時点で3列目の杭応力度が最も厳しかったためである.補修厚は,補修時点の腐食が最も激しい箇所の腐食量が5mm程度であることを考慮して,5mmの場合と,その2倍の10mmの場合を設定した.鋼板溶接および塗覆装の補修下端は,腐食速度から判断すると深度-1.0mまたは深度-2.0mが適当と考えられるが,本検討に先立って補修下端深度を-2.0mとした場合について検討した結果,電気防食工法を適用すると,防食効率90%で腐食速度が現状の1/10となるため経年的な腐食量が小さく,補修下端深度を-1.0mとした場合の破壊確率とほぼ同程度の値となった.したがって,本研究では,補修下端深度は,深度-1.0mに設定し検討することとした.また,腐食速度が早く,経年的な腐食が最も激しい深度±0.0m~1.0mの範囲のみ対象に鋼板溶接と塗覆装を行う場合を考え case6とした.なお,case2\_1,3\_1の補修鋼板厚は,t=0mmと設定しているため,実際は鋼板溶接を行わないケースである.

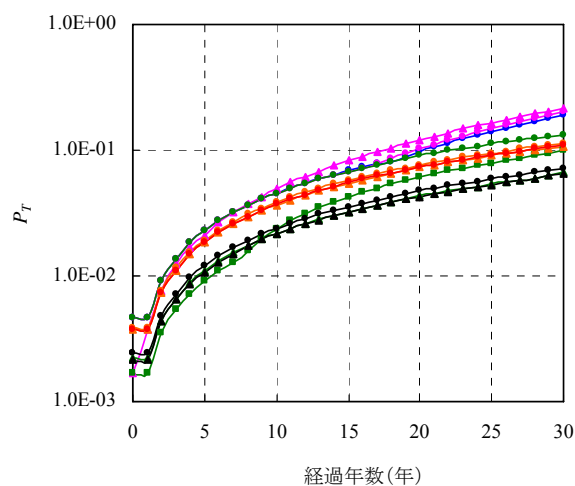
## 2. 2 信頼性評価

図-8 に使用性に関する限界状態を想定した場合の経過年数と破壊確率の関係を,図-9 に修復性に関する限界状態を想定した場合の経過年数と破壊確率の関係を示す.長尾ら<sup>7)</sup>は,レベル1地震動に対する栈橋の信頼性解析を行い,修復性に関する限界状態の信頼性指標は,使用性に関する限界状態の値に比べ2.0~2.7程度大きいことを示している.本結果でも,修復性に関する限界状態の破壊確率は,使用性に関する限界状態の値と比べ,小さくなっており,使用性から修復性に至るまでの間には大きな安全性余裕があることが分かる.これより,本研究では使用性に関する限界状態に着目して,以下の考察を行うこととする.

### (1) 杭応力度

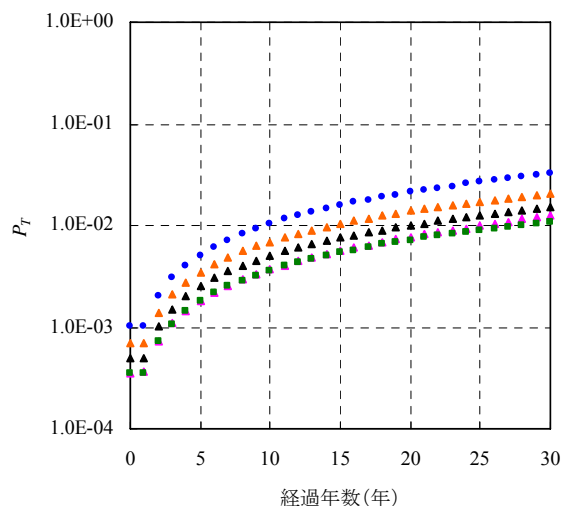
まず,各確率変数のばらつきを考慮しない確定値とした場合の骨組解析結果から考察を行う.図-10,11に補修後5年経過時点および30年経過時点の再現期間75年の地震動が作用した場合の杭に発生する応力度の軸方向分布を示す.検討ケースは,case1,2\_2,3\_3,4\_2,5\_2,6である.

補修後5年経過時点の各ケースの杭応力度について考察する.case1では,3列目の杭頭の応力度が最も大きい.通常,栈橋は斜面上に建設されるため,杭自由長の短い4列目の分担水平力が大きく,杭の剛性が同じであれば4列目の杭頭応力度が最も厳しくなるが,前述したように原設計で4列目のみ杭の剛性を高くしていたため,次に分担水平



(使用性)

図-8 経過年数と破壊確率の関係



(修復性)

図-9 経過年数と破壊確率の関係

力の大きい3列目の杭頭応力度が最も厳しくなったものと考えられる.鋼板溶接を行ったケースでは,補修部の応力度は低減されているが,補修部下端の応力度は,未補修のcase1と比べ大きくなる.これは,杭頭部の剛性を高くすることで,各杭列の水平力の分担率が変わり,補修前に杭の剛性が低かった杭列の分担水平力が大きくなるためである.例えば,case2\_2では図-12に示すとおり1列目から3列目の杭頭に生じる曲げモーメントがcase1に比べ大き

くなっている。

次に、補修後 30 年経過時点の各ケースの杭応力度について考察する。case1, case2\_2 では、他のケースに比べ、1 列目の深度-1.0m の節点の応力度が非常に大きくなる。これは、杭に生じる曲げモーメントが 5 年経過時点とそれほど変わらないのに対し、1 列目の深度-1.0m の箇所は、腐食の進行が早く、補修後 30 年経過時点では剛性が大きく低下するためである。一方、case2\_2 と同様に全杭頭に鋼板溶接を行った case3\_3 は、電気防食を適用しているため腐食の進行が遅く、1 列目の深度-1.0m の節点の杭の応力度も case2\_2 ほど大きくはならない。また、2,3 列目のみ鋼板溶接を行った case4\_2, 5\_2 は、1 列目の深度-1.0m の節点の応力度はそれほど大きくならない。これは、杭の剛性を高くした 2,3 列目の杭の分担水平力が大きくなり、1 列目の杭の分担水平力が減少するためと考えられる。したがって、群杭中で相対的に杭の剛性を高くする杭列を設ければ、他列の杭の弱点部に杭応力が集中することを避けることができるものと考えられる。

## (2) 破壊確率

(1) の考察をもとに、補修工法と破壊確率の関係について考察する。最も破壊確率が小さいケースは、case5\_2 である。case5\_2 と同様に杭列を選定して鋼板溶接を行ったケースは、いずれも破壊確率は比較的小さくなった。これは、上述のとおり、群杭中で相対的に杭の剛性を高くした杭列を設けたため、弱点部の 1 列目の深度-1.0m の節点に杭応力が集中するのを避けることができたことによるものと考えられる。また、これらのケースでは、鋼板溶接厚を厚くした方が破壊確率は小さくなっている。一方、全杭補修したケースでは、鋼板溶接厚を厚くした方が破壊確率は大きくなる。これは、全杭対象に鋼板溶接を行う場合、杭の剛性を高くするほど、補修前に剛性が低かった杭列の分担する水平力が増加するためである。さらに、case2\_2 の場合、上述のとおり杭応力度が最大となる 1 列目の深度-1.0m の節点の剛性低下著しいため、未補修の case1 よりも 30 年経過後の破壊確率が大きくなったものと考えられる。

## (3) $\beta$ 最小点について

5 年経過後および 30 年経過後における信頼性指標が最小となる節点を表-4 および図-13 に示す。なお、表-4 中の記号は、図-13 に示す節点を示したものである。各ケース、各地震動ごとに信頼性指標が最小となる節点は異なり、また経年的にもその節点に変化していることが分かる。ここで、作用する地震動によって信頼性指標が最小となる節点

が異なるのは、水平力の大きさによって各節点に生じる断面力の軸方向分布が変化するためと考えられる。また、補修後 30 年経過時点を見ると、全杭頭に鋼板溶接を行った case2\_2, 3\_2, 3\_3 は、腐食の進行が早く最も剛性低下が大きい 1 列目の深度-1.0m の節点で信頼性指標が算出されているが、2,3 列目のみ鋼板溶接を行った case4\_1, 4\_2, 5\_1, 5\_2 は、1 列目の深度-1.0m の節点で信頼性指標は算出されていない。これは、上記の考察と調和的である。

## (4) 地震動と破壊確率の関係

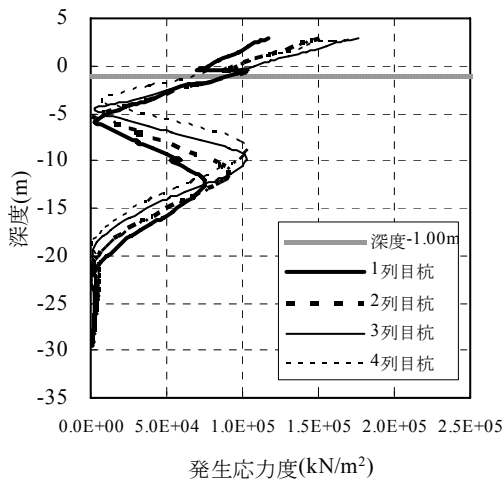
各再現期間の地震動と破壊確率の関係について、前述の経年的な破壊確率の増加割合が大きい case1 と、経年的な破壊確率の増加割合が小さい case5\_2 を選択し考察する。図-14 に各再現期間の地震動と破壊確率の関係を示す。なお、ここで示す破壊確率は、 $t$ 年後に対象とする地震動が作用した場合に破壊する確率を表しており、前述の  $P_{ft}$  にあたる。

再現期間 75 年の地震動に対する経過年数 0 年の破壊確率は、未補修の case1 では  $2.5 \times 10^{-3}$  であるが、case5\_2 では  $2.2 \times 10^{-5}$  と破壊確率は非常に小さい。また、図より、case1 は、15 年経過以降、再現期間 50, 75, 100 年の地震動に対する破壊確率が急激に大きくなる。一方、case5\_2 の破壊確率は、ほとんど変化していない。このような破壊確率の経年変化の違いは、信頼性指標が算出される節点によるものと考えられる。表-4 に示したように case1 は、検討初期は 3 列目の杭頭で信頼性指標が算出されるが、経年後にはその節点が変わり、腐食の進行が早い 1 列目の深度-1.0m の節点で算出される。したがって、信頼性指標が算出される節点が腐食量を確定値とした節点から確率変数とした節点へ移行したこと、さらに移行先の節点が腐食の進行が早く、腐食量が大きいことにより、急激に破壊確率が大きくなったものと考えられる。また、case5\_2 も経年的に信頼性指標が算出される節点は移行するが、腐食量が小さい節点間の移行であるため、破壊確率もほとんど変化しなかったものと考えられる。

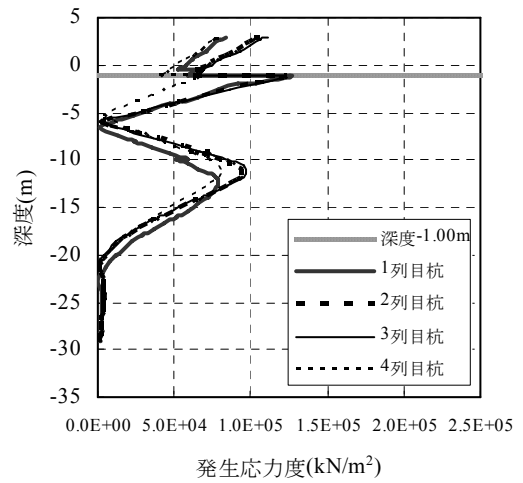
## (5) 地震動と感度係数の関係

図-15 に、(4) で考察した case1 および case5\_2 の 30 年経過時点における各再現期間の地震動と感度係数の関係を示す。感度係数は、耐力に対しては負値、作用に対しては正値となり、それらの自乗和は 1 となる。また、感度係数の絶対値が 1 に近い確率変数ほど、信頼性指標に及ぼす影響が大きいことを意味する。case1 では、再現期間 50, 75, 100, 150 年の地震動が作用した場合の腐食量の感度係数が大きくなっており、腐食量の確率変数が信頼性指標

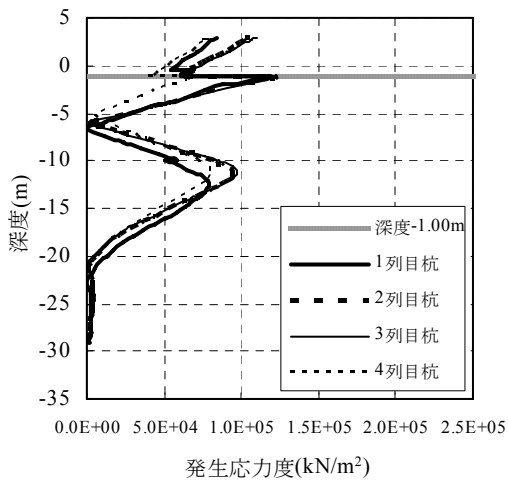




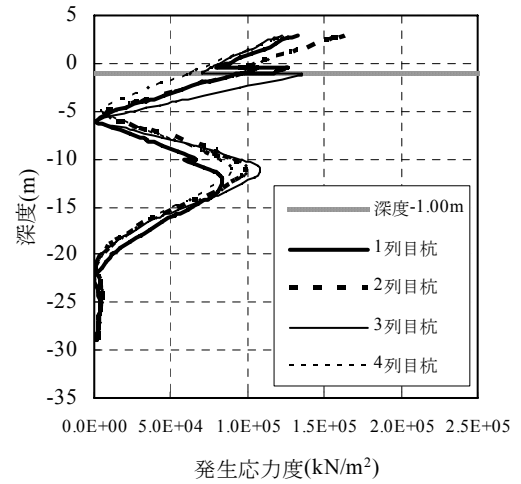
(a) case1



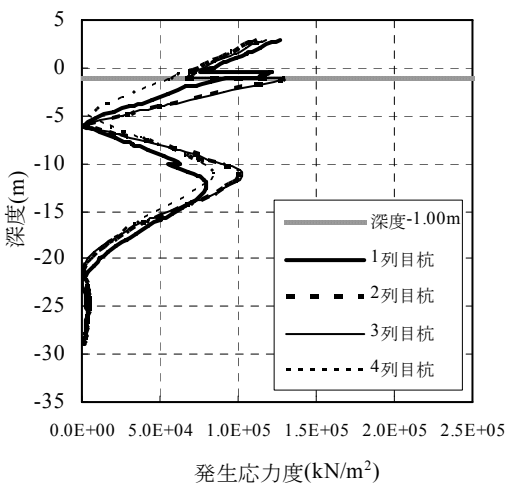
(b) case2\_2



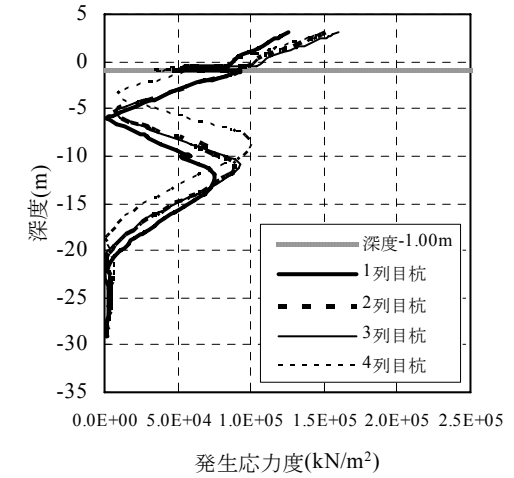
(c) case3\_3



(d) case4\_2

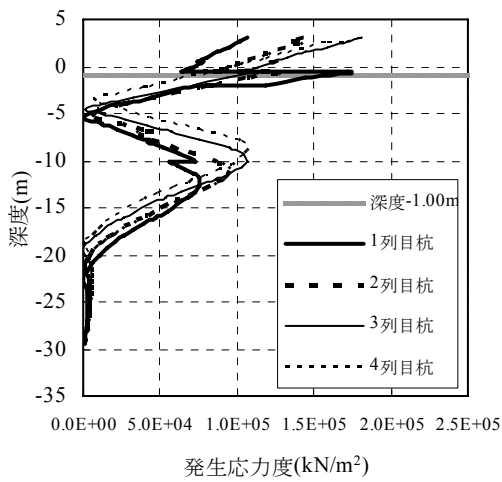


(e) case5\_2

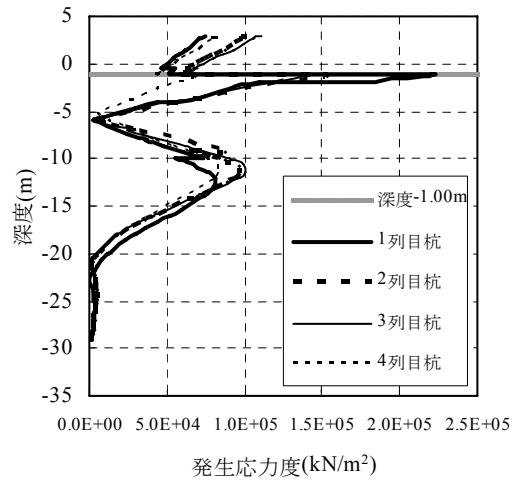


(f) case6

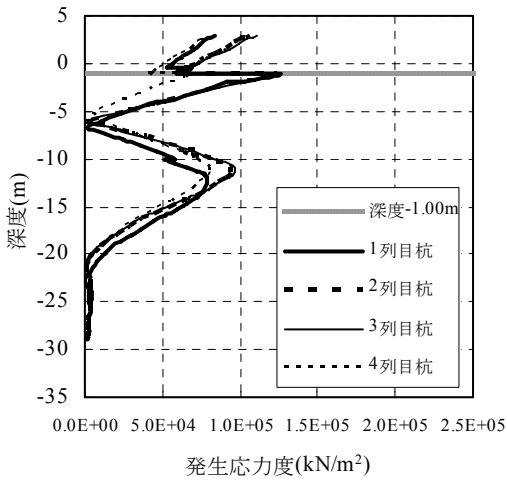
図-10 5年経過後における杭応力度



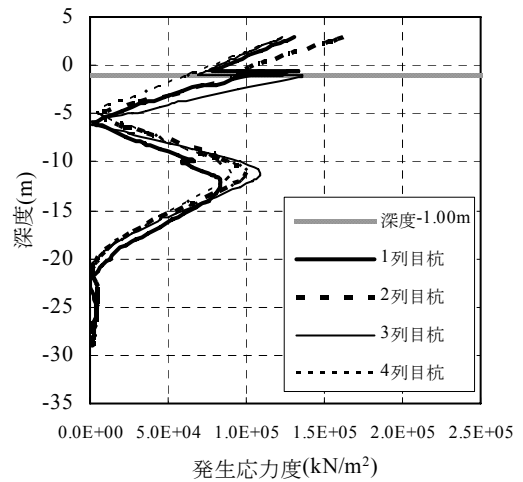
(a) case1



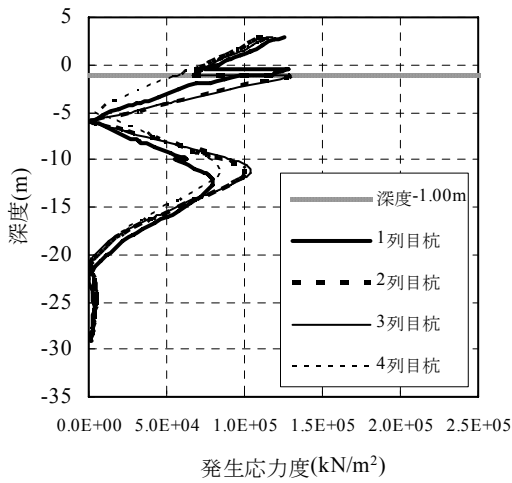
(b) case2\_2



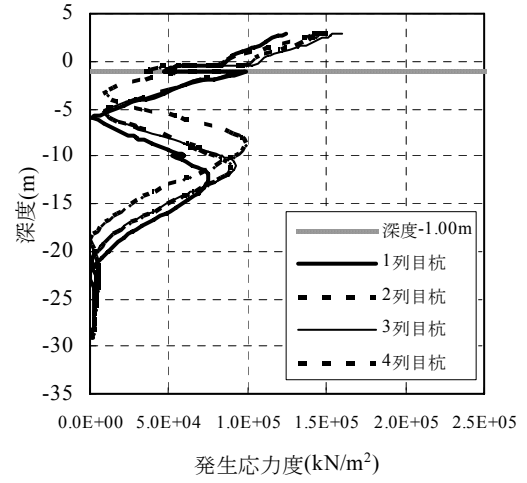
(c) case3\_3



(d) case4\_2



(e) case5\_2



(f) case6

図-11 30年経過後における杭応力度

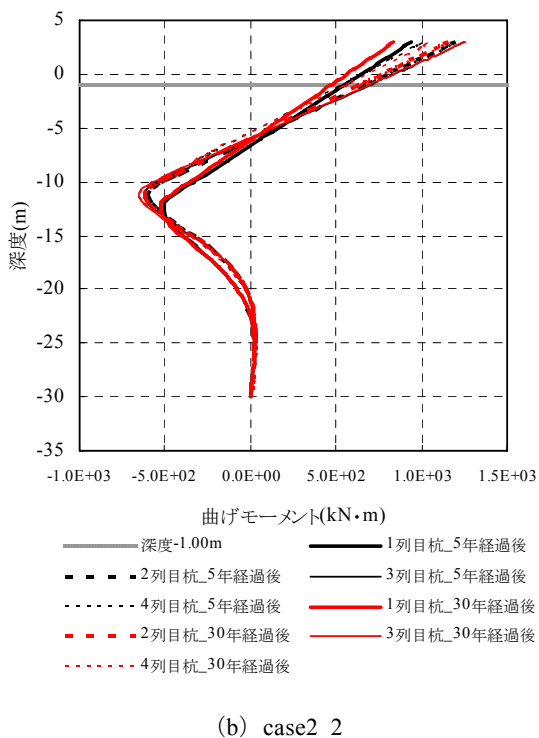
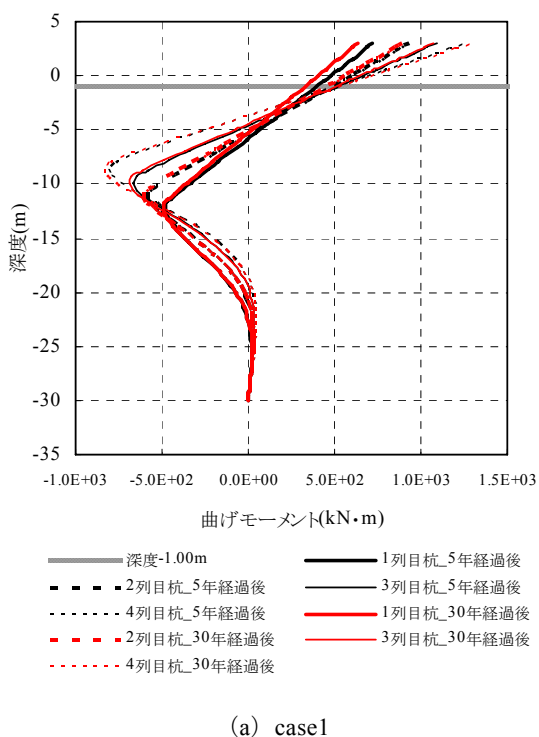


図-12 杭に生じる曲げモーメント

に及ぼす影響度合いが大きいことが分かる。

また、case5\_2 では、腐食量の感度係数が小さく、腐食量の確率変数が信頼性指標に及ぼす影響が小さいことが分かる。

表-4 信頼性指標  $\beta$  の最小点

経過年数(年)	case	地震動の再現期間(年)					
		50	75	100	150	200	500
5	1	f	f	f	f	f	f
	2_1	f	f	f	f	f	f
	2_2	c	c	c	c	c	g
	3_1	f	f	f	f	f	f
	3_2	f	f	f	f	f	f
	3_3	g	g	g	g	g	g
	4_1	d	d	d	d	d	d
	4_2	d	d	d	d	d	d
	5_1	b	b	b	f	f	f
	5_2	b	e	e	e	e	e
30	1	c	c	c	c	f	f
	2_1	c	c	c	c	c	f
	2_2	c	c	c	c	c	c
	3_1	f	f	f	f	f	f
	3_2	c	c	c	f	f	f
	3_3	c	c	c	c	c	g
	4_1	d	d	d	d	d	d
	4_2	d	d	d	d	d	d
	5_1	b	b	b	b	b	b
	5_2	b	b	b	b	b	b
6	f	f	f	f	f	f	

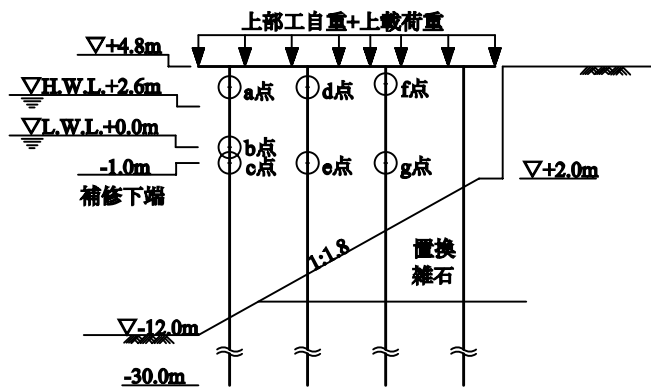


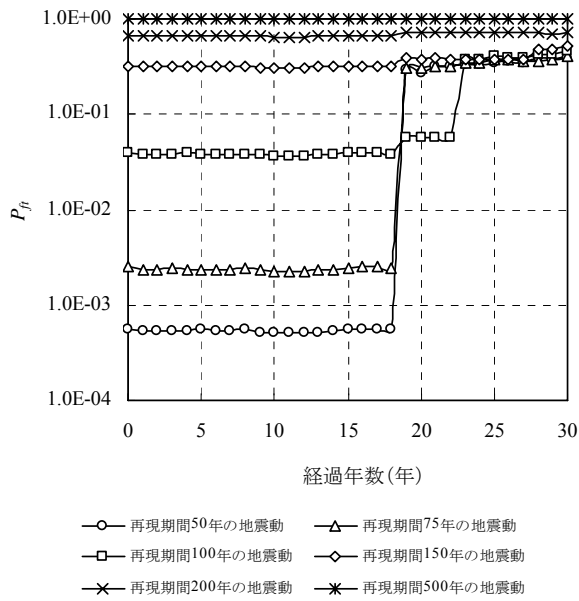
図-13 信頼性指標  $\beta$  の最小点

(6) 腐食量のばらつきと破壊確率の関係

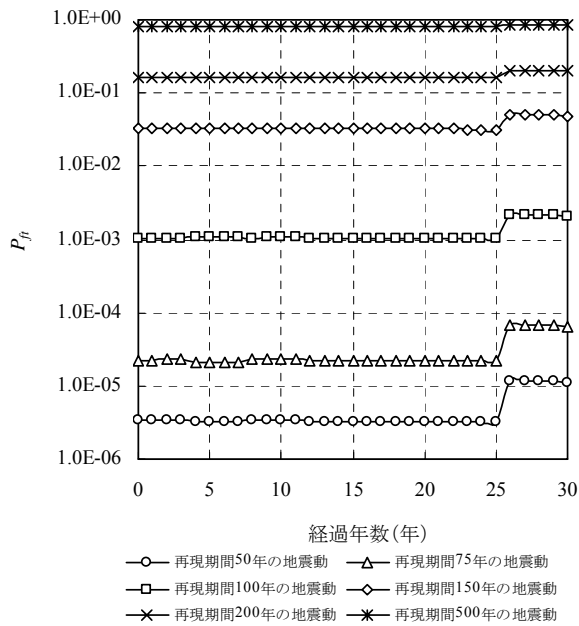
腐食量のばらつきが破壊確率に与える影響を調べるため、以下の2通りの方法で信頼性解析を実施した。

- ① 全ての箇所の腐食量を確定値とした場合
- ② 腐食量の変動係数は変えずに、腐食量の小さい1列目の深度-3.0mの箇所の腐食量を確率変数とした場合

検討は、経年後に、腐食量を確率変数とした1列目の深度-1.0mの節点で信頼性指標が算出された case1, case2\_2 について行った。図-16 に経過年数と破壊確率の関係を示



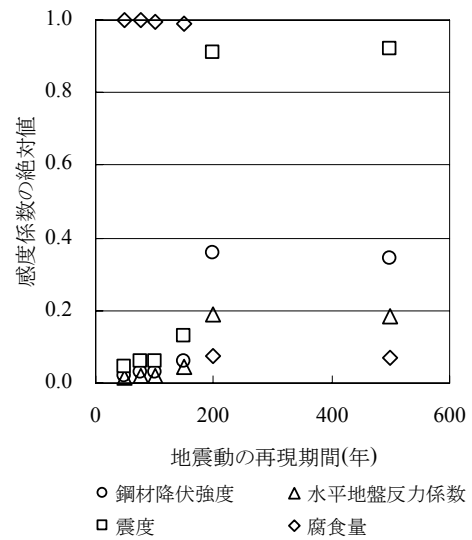
(a) case1



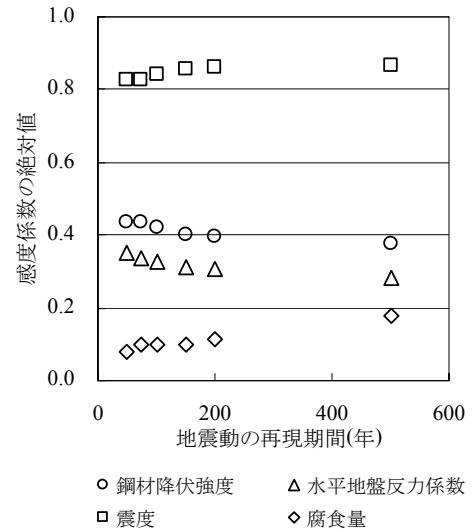
(b) case5\_2

図-14 地震動と破壊確率の関係

す。両ケースとも、①と②の場合の破壊確率は、ほぼ同じ結果となる。これは、信頼性指標が算出される節点の腐食量がいずれも確定値であるためと考えられる。また、前述の腐食量が大きい箇所を腐食量の確率変数とした場合の破壊確率と比較すると、検討初期では case2\_2 の破壊確率が小さくなり、後期では case1, case2\_2 とともに破壊確率が大きくなる事が分かる。これは、解析で鋼管杭の肉厚を初期肉厚から経年後の腐食量を差し引いた厚さでモデル



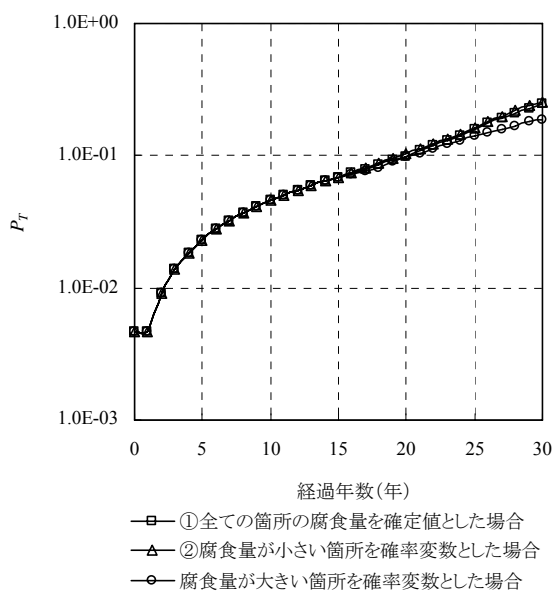
(a) case1



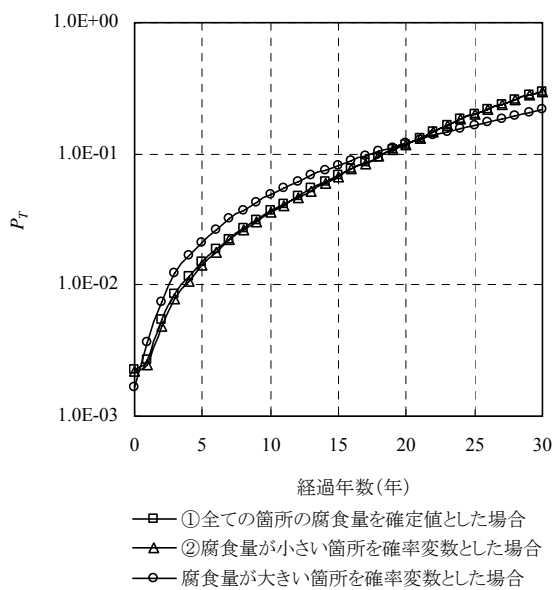
(b) case5\_2

図-15 地震動と感度係数の関係

化したため、腐食量を確率変数とした場合、その変動係数の大きさが影響したものと考えられる。図-17 に、1 列目の深度-1.0m の箇所の腐食量を確率変数とした場合の杭の残存肉厚が、腐食量を確定値とした場合の残存肉厚を超過する確率を示す。図より、検討初期は、杭の残存肉厚の超過確率は小さいが、年数が経つにつれて杭の残存肉厚の超過確率が大きくなっていくことが分かる。つまり、腐食量を確率変数とした場合の方が経年的に杭の残存肉厚を大きく見積もる傾向になる。したがって、1 列目の深度-1.0m の節点で信頼性指標が算出される場合、検討初期では、腐食量を確率変数として扱った方が破壊確率は大きくなるが、検討後期では逆に腐食量を確定値として扱った方が破壊確率は大きくなったものと考えられる。よって、腐食量



(a) case1



(b) case2\_2

図-16 腐食量のばらつきと破壊確率の関係

のばらつきが大きい場合や腐食速度が早い場合には、腐食量の設定方法に十分注意が必要である。

図-18 にcase1 およびcse2\_2 の各再現期間の地震動と破壊確率 $P_f$ の関係を示す。図中の凡例は、枝番1としたものが、①の場合で、枝番2としたものが②の場合である。また、case2\_2 については、腐食量が大きい箇所を腐食量の確率変数とした場合の結果も示す。case1 は、前述の図-14 の結果と比較すると、腐食量を確率変数とする節点の信頼性指標が算出される経過年数 15 年程度以降、各再現期間

の地震動に対する破壊確率は、腐食量が大きい箇所を腐食量の確率変数とした場合よりも大きくなっていることが分かる。また、case2\_2 の各再現期間の地震動に対する破壊確率は、腐食量が大きい箇所を腐食量の確率変数とした場合に比べて、検討初期は小さくなっているが、年数が増につれて大きくなっていることが分かる。

(7) 震度

前述したように、震度の設定方法の違いにより本研究と原設計の震度は異なる。そこで、仮に、震度に安全性の余

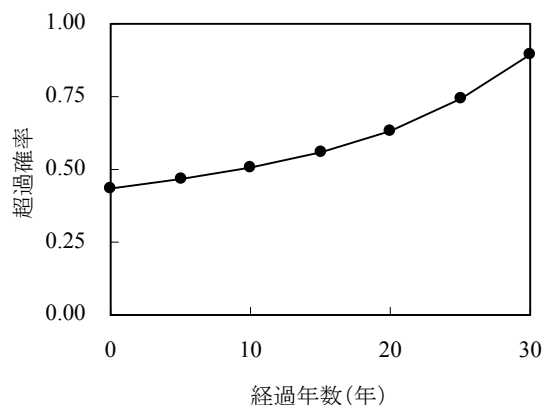
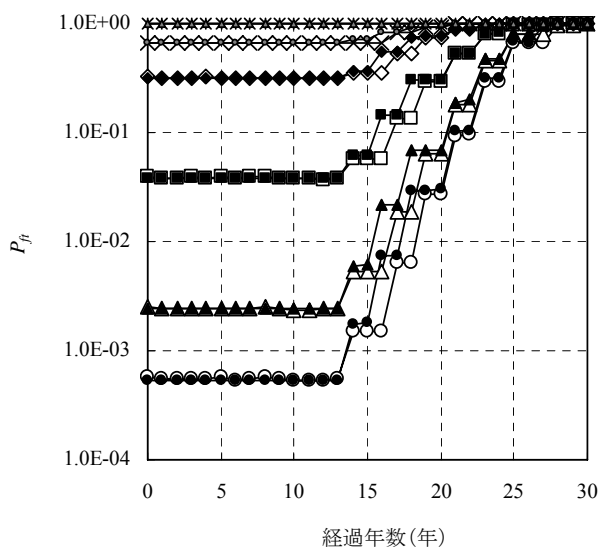
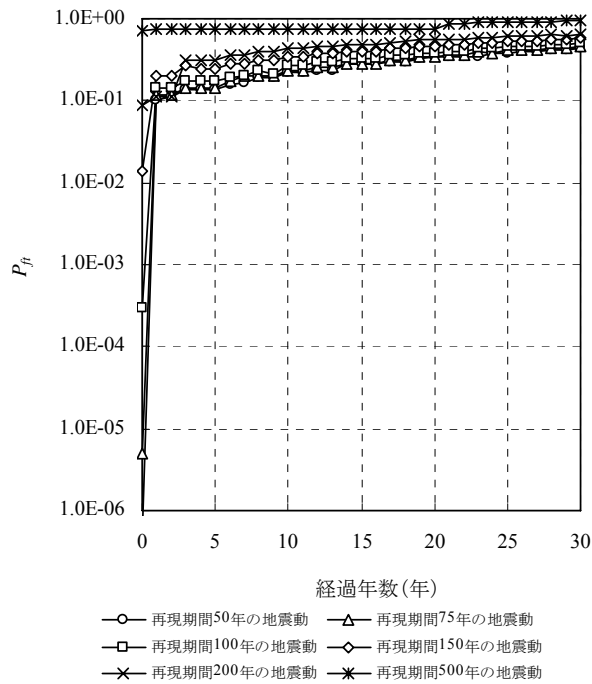


図-17 杭の残存肉厚の超過確率



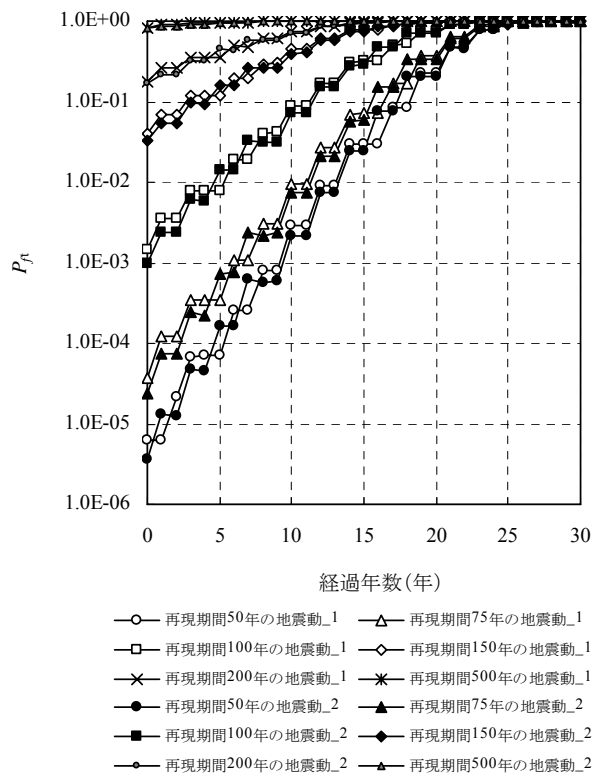
(a) case1

図-18 地震動と破壊確率の関係



(腐食量が大きい箇所を確率変数とした場合)

(b)case2\_2



(c)case2\_2

図-18 地震動と破壊確率の関係

裕がなく、再現期間 75 年の地震動に対する震度が原設計の設計震度と同じになった場合の破壊確率および期待費用に与える影響を検討した。ここでは、破壊確率の検討について示し、期待費用については後述する。補正は、再現期間 75 年の地震動に対する震度が原設計の設計震度と同じ 0.20 となるよう補正し、その他の再現期間の地震動に対する震度も同程度だけ大きくなるよう補正した。表-5 に補正後の震度を示す。

検討は、未補修の case1 と、経年的な破壊確率が小さかった case4\_2, 5\_2 について行った。図-19 に経過年数と破壊確率の関係を示す。いずれのケースも補正後の震度が大きくなるため破壊確率が大きくなるが、各ケースの経年後の破壊確率の大小関係は、震度補正前と補正後で変わらないことが分かる。

表-5 震度の補正

地震動の 再現期間 (年)	震度	
	補正前	補正後
50	0.123	0.173
75	0.136	0.200
100	0.172	0.228
150	0.229	0.283
200	0.278	0.338
500	0.423	0.488

### 3. 期待費用の検討

#### 3.1 期待費用の算出方法

補修戦略等を検討するうえでは、地震時リスクをコスト化する必要がある。本研究では、 $T$  年間の費用を補修費と破壊時費用からなる期待費用と定義し、次式で算出する。

$$C_T = C_R + P_T \times C_S \quad (9)$$

ここに、

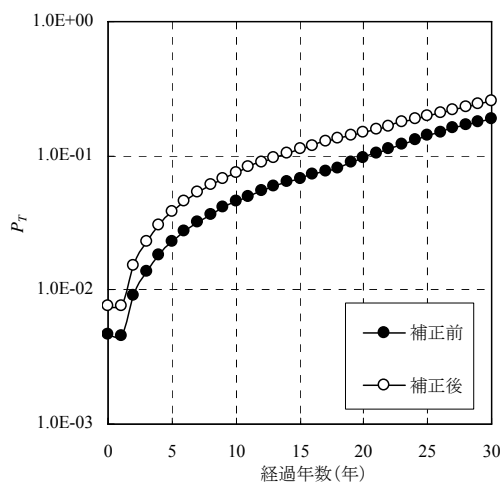
$C_T$  :  $T$  年間の期待費用

$C_R$  : 補修費

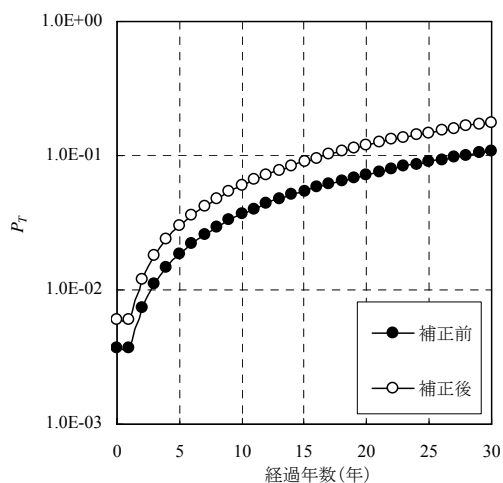
$P_T$  :  $T$  年間の破壊確率

$C_S$  : 破壊時費用

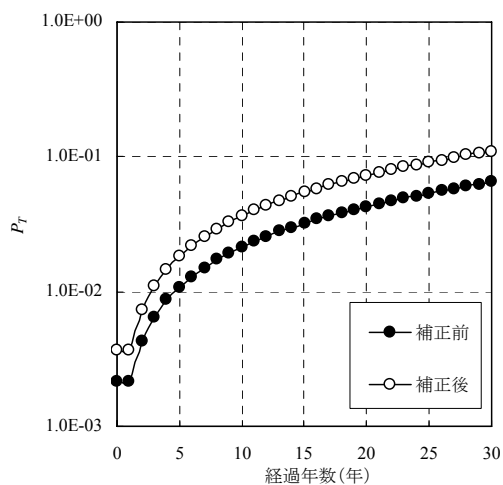
ここで、破壊時費用は、復旧費用と経済損失を考慮する。経済損失とは、施設が破壊した場合に、当該施設を利用できないことによる間接的な被害費用を指す。通常、経済損失は、迂回輸送や輸送取り止めによってもたらされる貨物の荷主や運送業者の損失、施設利用料金の不回収による港



(a) case1



(b) case4\_2



(c) case5\_2

図-19 破壊確率と経過年数の関係

湾管理者の損出あるいはこれらの被害が地域経済全体に及ぼす二次的な被害などをいう。しかしながら、①市場の完全競争状態を仮定すれば、交通施設整備の効果は、交通活動の直接的な便益のみを計測すれば十分であること<sup>11)</sup>、②港湾管理者の損出は、社会全体からみればキャンセルアウトされる可能性があること<sup>12)</sup>、③破壊による貨物需要の動向は予測が困難であること、などの理由から破壊による経済損失は当該施設を利用できないことによる迂回輸送の経済損失のみを考慮することとする<sup>13)</sup>。迂回輸送による経済損失の算出には、地震動の作用のない条件下（以下、永続状態と呼ぶ）の破壊に対してコンテナ貨物の流動に着目して経済損失を求めた尾崎ら<sup>13)</sup>の研究を参考とした。これは、本研究の場合、当該施設のみが老朽化し不健全な状態にあるので、地震動が作用すれば、永続状態の破壊と同様に他の健全な施設は破壊せず当該施設単独の破壊と考えることができるためである。

復旧費用は、平均的な破壊状況と復旧作業を考慮して算出した。復旧費用には、上部工・杭の撤去、杭打設、上部工復旧を想定して算出した直接工事費に、その40%の間接経費を見込んでいる。

図-20に補修費と破壊時費用の関係を示す。各ケースの補修費は破壊時費用の1~3%程度である。ここで、破壊時費用の内訳は、経済損失が全体の7割程度、復旧費用が3割程度である。また、鋼板の材料費は、補修費に占める割合が小さく、鋼板厚を厚くしても補修費の増加にはあまり影響していない。

### 3. 2 検討結果

図-21に、経過年数と期待費用の関係を示す。図-21は、使用性に関する限界状態を想定した場合の結果である。な

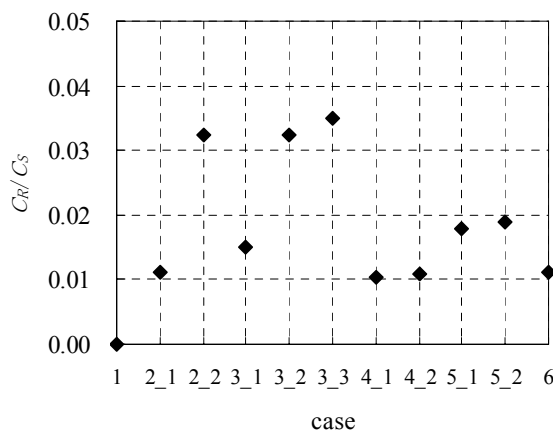


図-20 補修費と破壊時費用の関係

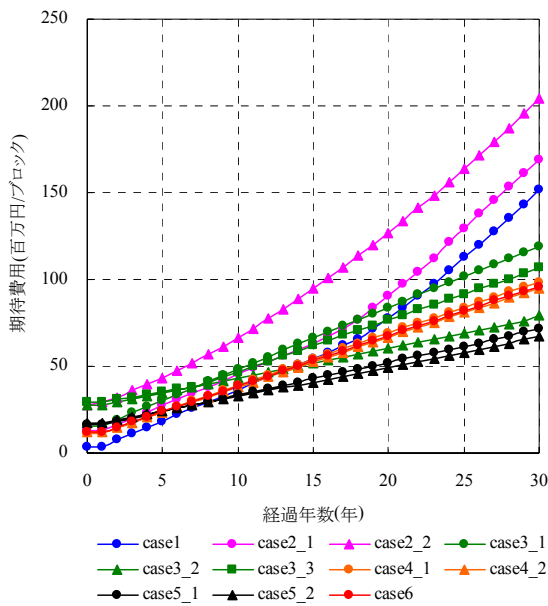
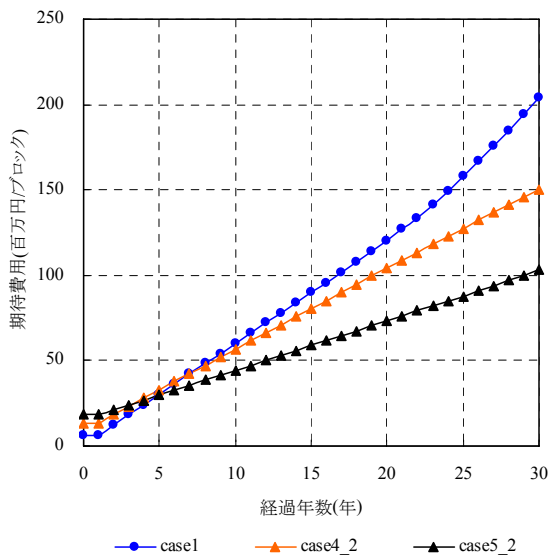


図-21 期待費用と経過年数の関係



(震度補正後)

図-22 期待費用と経過年数の関係

お、費用は栈橋 1 ブロック当りの値である。また、将来的に発生する費用は、社会的割引率を考慮して現在の費用に換算することが一般的であるが、社会的割引率を考慮すると将来的な費用が減価されるため、本研究では、各ケースの費用差を明確にすることを目的に、社会的割引率は考慮していない。ただし、社会的割引率を考慮した場合でも各ケースの期待費用の順序は変わらない。

各ケースとも経年的に期待費用は増加する。case1 およ

び case2\_1, 2\_2 は、時間の経過とともに大きく期待費用が増加する。また、case5\_2 の期待費用の増加率が最も小さく、最も効果的な補修案であるといえる。ここで、case5\_2 は、2,3 列目杭のみ鋼板溶接を行い、杭の剛性を高くしたケースである。したがって、case5\_2 の条件で補修することが最も合理的ではあるが、予算の制約上、初期に大きな投資ができず段階的に補修を行っていくような場合は、次のような補修戦略を考えることができる。case1 を除くと、経過年数 5 年まで最も期待費用が安価な case4\_2 と、それ以降最も安価な case5\_2 を組合せたシナリオである。つまり、まず case4\_2 の条件で 3 列目杭のみ補修し、5 年経過後 case5\_2 の条件となるよう 2 列目杭の補修を行う戦略である。これは、case5\_2 の条件で破壊確率が最大となる箇所の条件が変わらないためである。このように、期待費用の経年的な変化を事前に把握できれば、最も合理的な補修戦略を決定することができる。

また、2.2 (7) で述べた震度を補正した場合の結果について図-22 に示す。図-21 の結果と比べ、各ケースとも破壊確率が大きくなるため期待費用は増加するが、各ケースの期待費用の大小関係は変わらず、case5\_2 が最安価なケースであるということには変わりはない。

#### 4. まとめ

本研究では、既存の直杭式横栈橋を対象に、信頼性理論を用いて地震時の破壊確率および期待費用について検討を行った。今後、老朽化した施設の増加に伴い、低負担で効果的な補修戦略の検討が重要となってくるものと考えられ、信頼性理論による破壊確率を用いた場合の検討手法の一例を示すことができた。また、本研究は、新設構造物のライフサイクルマネジメントを検討する際にも有用であると考えられる。

本研究で得た主要な結論は、以下のとおりである。

##### 1) 補修方法と破壊確率の関係

既存の直杭式横栈橋を対象に、工法、補修対象杭、補修鋼板厚が異なるケースの経過年数と破壊確率の関係を示した。

- ・全杭頭部に鋼板溶接を行い、杭の剛性を高くすると、補修部下端の杭応力度が厳しくなり、破壊確率が大きくなる場合があることが分かった。
- ・鋼板溶接と塗覆装を行う杭列を選定すれば、他列の杭の弱点部に杭応力が集中することを避けることができ、破壊確率を小さくできることが分かった。



以上のように、工法、補修対象杭、補修鋼板厚などをパラメータとして検討すれば、経済的な補修設計を行うことが可能である。

## 2) 補修戦略

補修方法ごとに補修費と破壊時費用からなる期待費用の経年変化を求めた。そして、信頼性理論を用いれば、定量的に補修戦略を決定できることが分かった。

(2006年2月15日受付)

## 謝辞：

本研究を進めるにあたり、港湾施設研究室の方々に貴重なご意見を数多く頂きました。さらに、清水建設㈱ 藤田宗久博士にも終始適切なお助言を頂きました。ここに、深く感謝の意を表します。

## 参考文献：

- 1) 運輸省港湾局監修，日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1999
- 2) 杉本博之，安部淳一，赤泊和幸，渡邊忠朋：公共投資の経年的シナリオに対する橋梁の健全度推移に関する研究，土木学会論文集，No.780/I-70，pp.199-209，2005
- 3) 貝戸清之，保田敬一，小林潔司，大和田慶：平均費用法に基づいた橋梁部材の最適補修戦略，土木学会論文集，No.801/I-73，pp.83-96，2005
- 4) 中原耕一郎，古田均，亀田学広，高橋裕治：遺伝的アルゴリズムを用いた最適維持管理計画の策定，土木学会年次学術講演会，V-082，pp.163-164，2003
- 5) 小池武：リスクマネジメント手法によるパイプラインの維持管理戦略について，土木学会論文集，No.794/I-72，pp.189-202，2005
- 6) 松淵知，横田弘：係留施設のライフサイクルコスト発生と維持管理意思決定支援システムの構築に関する基礎的研究，港湾技術研究所報告，Vol38，No.2，1999
- 7) 長尾毅，菊池喜昭，藤田宗久，鈴木誠，佐貫哲朗：栈橋式係船岸のレベル1地震動に対する信頼性設計法，構造工学論文集，vol.52A，pp.201-208，2006
- 8) 長尾毅，山田雅行，野津厚：フーリエ振幅と群遅延時間に着目した確率論的地震ハザード解析，土木学会論文集，No.801，I-73，pp.141-158，2005
- 9) 吉田望，末富岩雄：DYNEQ：等価線形法に基づく水平成層地盤の地震応答解析プログラム，佐藤工業（株）技術研究所報，1996
- 10) Rackwitz, R. and Fiessler, B. : Structural Reliability under Combined Random Load Sequences, *Computers & Structures*, Vol. 9, pp.489-494, 1978
- 11) 森杉壽芳：社会資本整備の便益評価，勁草書房，1997
- 12) 港湾投資の社会経済効果に関する調査委員会編：港湾投資の評価に関するガイドライン，港湾空間高度化センター，1999
- 13) 尾崎竜三，長尾毅，柴崎隆一：経済損失を考慮した期待総費用最小化に基づく港湾構造物の常時のレベル1信頼性設計法，国土技術政策総合研究所資料，No.217，2005