

## 1. はじめに

港湾の施設の技術上の基準の改正に伴い、栈橋のレベル1地震動に対する耐震性能照査は部分係数法を用いることが標準的となる。部分係数法は簡易な方法であるものの、FORM (First-Order Reliability Method) <sup>1)</sup>などの正確な方法と比較すると誤差を含むものである。従って、本来は、より正確な方法で破壊確率を制御することが望ましい。しかしながら、栈橋の性能照査においてFORMを実施するためには、骨組み解析に信頼性指標の評価アルゴリズムを組み込む必要があることから、設計実務においてFORMを標準的な方法と位置づけることは困難である。FORMにおいては、設計点 (design point) を収束計算によって探索する必要があり、信頼性指標を求めるプロセスそのものが複雑である。FORM以外に信頼性指標を簡易に評価する方法として、1次近似2次モーメント法 (FOSM : First-Order Second-Moment Method) がある。FOSMにおいては、確率変数の1次と2次のモーメント (それぞれ、平均値と分散) のみを用いることにより信頼性指標を評価できるため、FORMと比較すると非常に簡便に信頼性指標を評価できるというメリットがある。ただし、対象としている性能関数が非線形な場合などには、信頼性指標の正確な評価という観点で問題を有している。

本研究では、栈橋のレベル1地震動に対する耐震性能照査を対象として、FORMを用いるのではなく、簡易な1次近似2次モーメント法 (FOSM) によって破壊確率を十分な精度で評価できることを示す。

次に、これをライフサイクルコストの検討に応用する。ライフサイクルコストの検討においては、破壊確率の評価を行うことが必須であるために、部分係数法の枠組みではこの評価を行うことができず、FORMなどを適用する必要があった。加えて、ライフサイクルコストを算出するためには数多くの条件について破壊確率を算出する必要があるために計算負荷の問題があった。FOSMによって簡易に破壊確率を評価できれば、ライフサイクルコストの検討を実務で行うことも十分に可能であり、性能設計がより柔軟に行えることとなり、そのメリットは非常に大きいといえる。

## 2. 信頼性指標

信頼性指標は、その値が大きいほど構造物の破壊確率が小さいことを示す指標である。信頼性指標と破壊確率  $p_f$  の間には、式(1)に示す関係がある。これを図化したものが図-1である。

$$p_f = \Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta) \quad (1)$$

ここに、 $\Phi$  : 標準正規確率分布関数である。

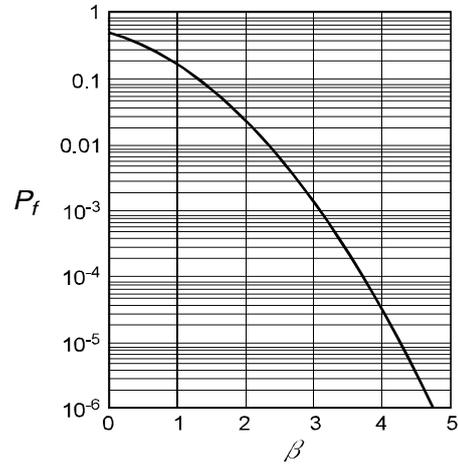


図-1 信頼性指標と破壊確率の関係

信頼性指標  $\beta$  の最初の定式化は Cornell<sup>2)</sup>によるもので、性能関数の1次と2次までのモーメント (それぞれ、平均値、分散) のみを用いることから1次近似2次モーメント法と呼ばれる。

いま性能関数  $Z$  を単純に耐力  $R$  と作用効果  $S$  の2変数より構成されると考える ( $Z=R-S$ )。信頼性指標は、式(2)により得られる。図-2は、これを図示したものである。

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (2)$$

ここに、 $\mu$  は平均値、 $\sigma$  は標準偏差を示す。

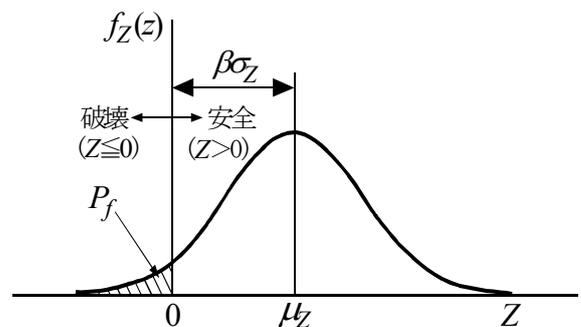


図-2 信頼性指標  $\beta$

上記は2変数の場合についての表現であり、より一般的な表現として、FOSMでは、性能関数  $g$  をその平均値まわりでテーラー展開し、式(3)に示すようにその1次項までを用いて性能関数の平均値と標準偏差を評価する。

いま性能関数が互いに独立な確率変数  $x_i$  ( $i=1, \dots, n$ ) により構成される時、平均値と標準偏差はそれぞれ式(4)、式(5)のように評価される。なお、変数間に相関がある場合は異なる表現となるため注意が必要である。

$$g(X) = g(\bar{X}) + \sum_{i=1}^n \left( \frac{\partial g}{\partial x_i} \right)_{\bar{X}} (x_i - \bar{x}_i) \quad (3)$$

$$\mu[g] = g(\bar{X}) \quad (4)$$

$$\sigma[g] = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left( \frac{\partial g}{\partial x_i} \right)_{\bar{X}}^2 \sigma_{x_i}^2} \quad (5)$$

ここに、 $\mu$ は平均、 $\sigma$ は標準偏差を示す。また、 $\bar{X}$ や $\bar{x}_i$ のように変数に付した記号 $\bar{\quad}$ はその確率変数の平均値を示す。信頼性指標は式(6)により得られる。

$$\beta = \frac{\mu(g)}{\sigma(g)} \quad (6)$$

FOSMによる信頼性指標は、確率変数が従う確率分布を考慮しないこと、性能関数の平均値における線形近似を用いており性能関数が非線形の場合等に無視し得ない誤差を生じる場合があることなどの欠点を有している。ただし、性能関数が線形の場合で、確率変数が互いに独立かつ正規分布または対数正規分布に従う場合には1次近似の範囲では誤差を生じないことに注意が必要である。

FOSMの欠点を克服すべく提案されたものが Hasofer and Lind<sup>3)</sup>による信頼性指標であり、確率変数が正規確率変数の場合に1次近似の範囲において正確な結果を与える。その後、Rackwitz and Fiessler<sup>1)</sup>は正規確率変数以外の場合に拡張する方法を示し、これが FORM (First-Order Reliability Method) と呼ばれる。

FORMにおいては、確率変数を互いに独立な標準正規確率変数に変換し、標準正規確率変数ベクトルにより構成される標準化空間において性能関数を評価する。次に、標準化空間における原点から限界状態局面(性能関数がゼロとなる局面)への最短距離を探索し、これを信頼性指標とする。

いま、Hasofer and Lind<sup>3)</sup>が扱ったように、確率変数が正規確率変数の場合で、相互に相関がない場合には、信頼性指標は式(7)によって定義される。

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\sum_i^n \left( \frac{\partial Z}{\partial X_i} \Big|_{X^*} \right) (\mu_{X_i} - X_i^*)}{\sqrt{\sum_i^n \left( \frac{\partial Z}{\partial X_i} \Big|_{X^*} \right)^2 \sigma_{X_i}^2}} \quad (7)$$

ここに、

$Z$  : 性能関数

$X^*$  : 確率変数  $X$  の破壊点における値

$\mu$  : 平均値

$\sigma$  : 標準偏差

信頼性指標の算出過程においては、式(8)により表される感度係数 $\alpha$ を算出する必要がある。感度係数 $\alpha$ は、性能関数の線形化近似における線形化近似係数である。

$$\alpha_{X_i} = \left( \frac{\partial Z}{\partial X_i} \Big|_{X^*} \right) \frac{\sigma_{X_i}}{\sigma_Z} = -\frac{X_i'}{\beta} \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (8)$$

ここに、

$$X_i' = \frac{X_i^* - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}} \quad (9)$$

### 3. 検討条件

#### 3.1 対象施設

検討対象として、図-3に示す直杭式横栈橋を検討モデルとして設定した。杭は横断面方向に4本用い、上部をRCコンクリート梁で結合した構造としている。

栈橋に用いる杭は4本とも同じ諸元とすることを前提として、表-1に示すケースを検討するものとした。骨組み解析における鋼管杭の  $M-\phi$  関係はバイリニアモデルとした。

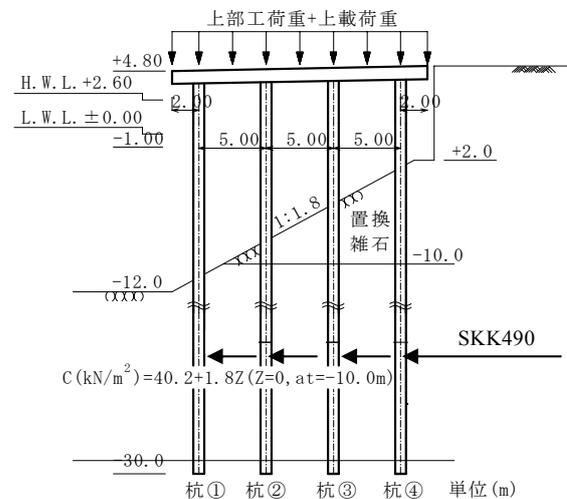


図-3 検討モデル断面図

表-1 検討ケース

	外径 (mm)	肉厚 (mm)	断面積 (cm <sup>2</sup> )	断面2次モーメント (cm <sup>4</sup> )	断面係数 (cm <sup>3</sup> )
1	700.0	9.0	195.4	1.17E+05	3,332
2	700.0	12.0	259.4	1.54E+05	4,386
3	700.0	14.0	301.7	1.78E+05	5,073
4	800.0	9.0	223.6	1.75E+05	4,373
5	800.0	12.0	297.1	2.31E+05	5,766
6	800.0	14.0	345.7	2.67E+05	6,676
7	812.8	12.0	301.9	2.42E+05	5,956
8	812.8	12.7	319.2	2.56E+05	6,287
9	900.0	12.0	334.8	3.30E+05	7,334
10	900.0	14.0	389.7	3.82E+05	8,499
11	1000.0	12.0	372.5	4.55E+05	9,091

3.2 耐震性能照査

本研究における耐震性能照査フローを図-4 に示す。まず、工学的基盤における地震動は、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>4)</sup>。地震動の再現期間は、50,75,100,150,200,500 年とした。図-5, 6 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。

工学的基盤の地震波形をもとに、1次元地震応答計算コード DYNEQ<sup>5)</sup>を用いて杭固定点（海底面下  $1/\beta_p$  の位置）の応答地震動を求める。ここで、 $\beta_p$  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。

$$\beta_p = 4 \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4EI}} \quad (10)$$

ここに、

- $\beta_p$  : 杭の特性値 (cm<sup>-1</sup>)
- $k_h$  : 水平地盤反力係数 (N/cm<sup>3</sup>)
- $D$  : 杭の直径 (cm)
- $EI$  : 杭の曲げ剛性 (N・cm<sup>2</sup>)

次に、栈橋の固有周期に対応した応答加速度最大値を求め、重力加速度で除すことにより震度を得る。栈橋の固有周期は、骨組み解析の結果をもとに 1.66(s) と算出された。なお、本研究ではライフサイクルコストの検討のために、杭の曲げ剛性として表-1 に示す 11 ケースを設定している。杭の曲げ剛性が変化すると、本来は固有周期が異なることとなる。本研究では、ある震度が作用する条件での破壊確率の評価精度を検討対象としているため、あえて固有周期は一律としている。

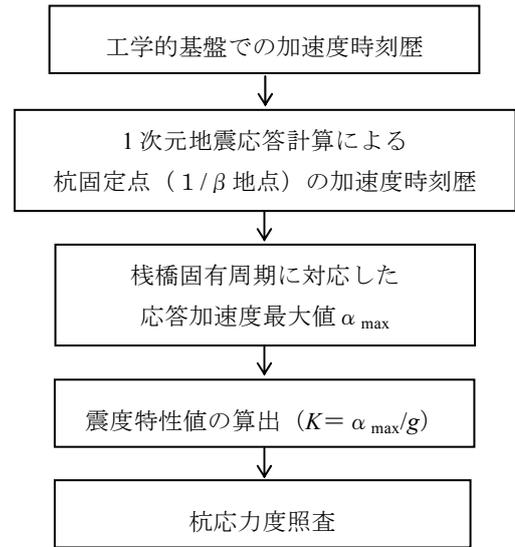
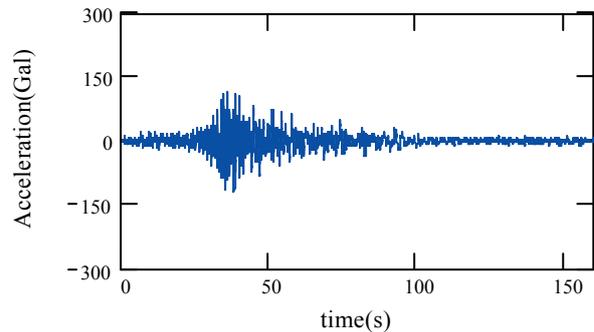


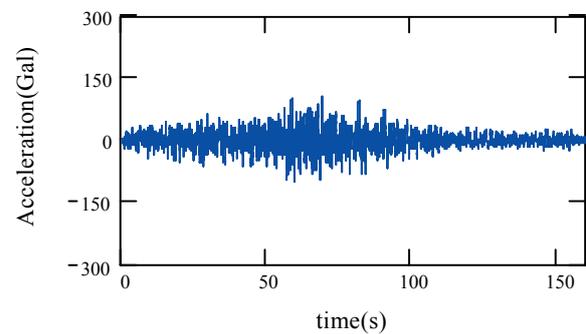
図-4 耐震性能照査フロー

以上の方法で図-4 に示すフローに従い、各再現期間の地震動に対する照査用震度を求めると表-2 のとおりとなる。

検討に用いた地震動は、地震カタログデータ、活断層データおよび断層モデルデータの3つの地震データを用



(a) 再現期間 50 年



(b) 再現期間 75 年

図-5 工学的基盤における地震波形

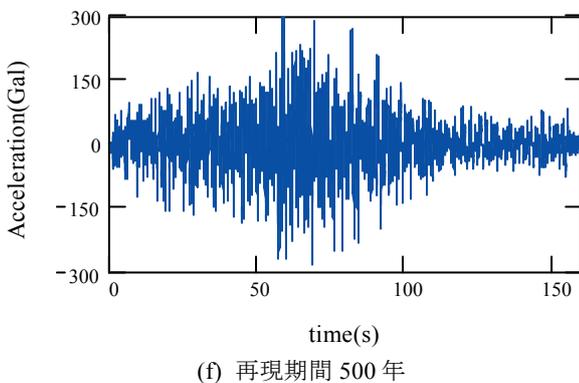
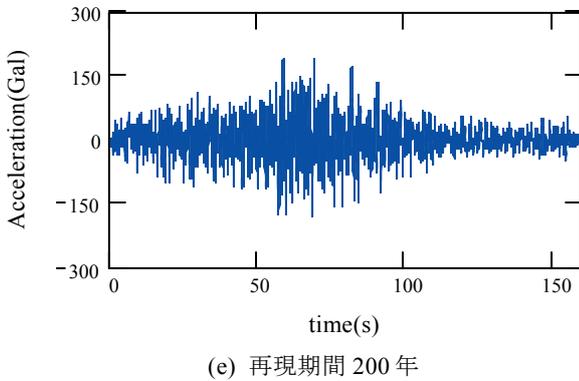
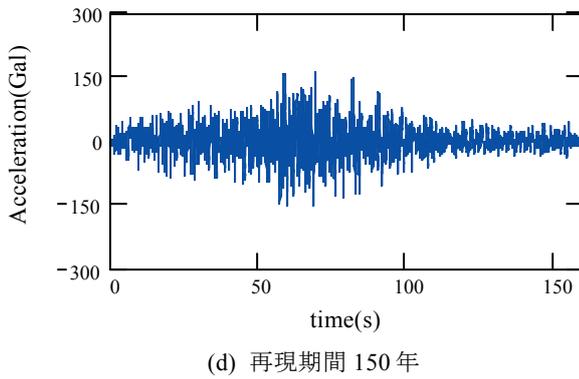
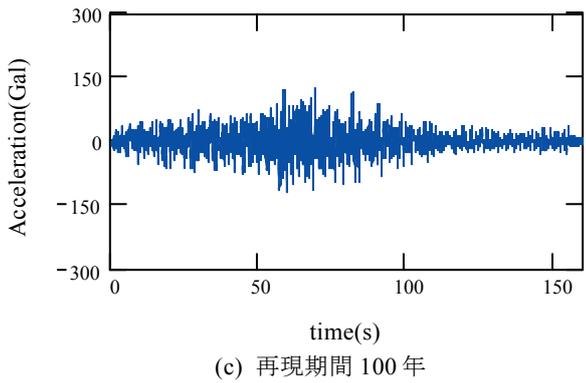


図-5 工学的基盤における地震波形（続き）

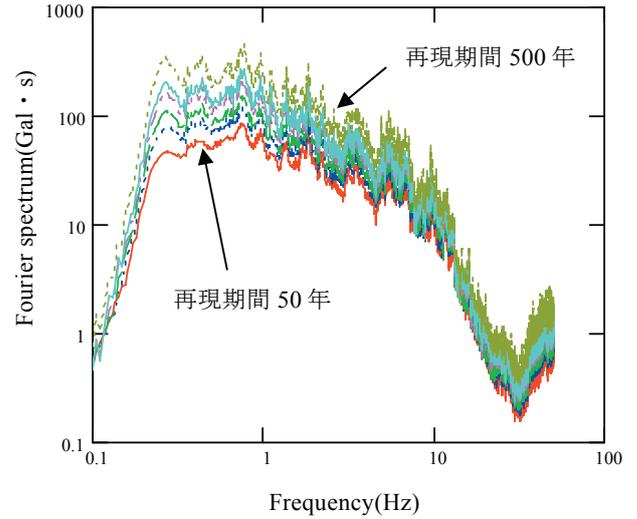


図-6 フーリエスペクトル

表-2 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	121.4	189.8	161.1	0.164
75	106.2	165.7	153.4	0.157
100	126.3	193.4	198.0	0.202
150	160.9	215.0	291.6	0.298
200	189.6	255.8	276.1	0.282
500	301.0	361.8	559.2	0.571

いて算出したものである。そのため、各再現期間の地震動で貢献度が最も高い地震データが異なり、今回の検討では、再現期間 50 年の地震動は地震カタログが優勢で、再現期間 75 年以上の地震動は断層モデルデータが優勢となった。表-2 で再現期間 50 年の地震動と再現期間 75 年の地震動の入力加速度最大値が逆転するのはこのためである。

#### 4. 信頼性指標の評価

##### 4.1 信頼性指標の評価方法

性能照査は、各再現期間の地震動に対して各杭の縁部降伏に関する限界状態を対象に行う。

$$g = \sigma_y - \sigma_d(k_h, K, F) \geq 0 \quad (11)$$

ここに、

$\sigma_y$  : 鋼管杭の降伏強度

$k_h$  : 水平地盤反力係数

- K：作用震度
- 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

FORMによる信頼性指標の評価は、骨組解析により求めた断面力をもとにして算出した。従って、震度が大きく、応答が弾性限界を越えても、バイリニアの  $M-\phi$  関係から得られる断面力を用いて信頼性解析を行っている。

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、作用震度、腐食量で表-3に示す統計量と分布形を設定した。これらの確率変数は、長尾ら<sup>6)</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表-2に示した震度である。

表-3 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
作用震度	—	20%	対数正規
腐食量	—	88%	対数正規

まず腐食量の扱いについて検討する。長尾ら<sup>7)</sup>は、既存の電気防食が施されていない栈橋を対象に信頼性解析を実施している。これは、港湾基準の規定の変遷により、過去には電気防食を施さないで腐食量分の肉厚を見込む設計が行われていたためであり、腐食量の変動係数は非常に大きいためであるが、現在は電気防食を行うとともに、レベル1地震動の作用に対して生じる断面力が最も大きくなると想定される杭頭部分にはライニングを施すことが標準的であり、今後建設される栈橋の杭頭モーメントに関しては腐食量の確率変動が及ぼす影響は小さいものと考えられる。

この点を確認するために、腐食量を確率変数とした場合と確定値とした場合について、FORMによる信頼性指標を比較した。腐食量については、電気防食を施していない既設の栈橋を対象に建設後の20年経過時点で調査された腐食データ<sup>7)</sup>を用いて設定し、これをもとに電気防食の防食

効率90%を考慮して設定した。腐食量としては栈橋法線直角方向に杭毎に違う平均腐食量となっており、海側の杭が最も平均腐食量大きい。腐食量を確率変数とする場合は、1列目の深度-1.0m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。

以上の条件に従い、杭の応力度照査を骨組解析をもとに行った。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。

図-7に、作用震度0.157, 0.202の条件で、腐食量を確率変数とした場合と確定値とした場合の信頼性指標の比較を示す。両者にはほとんど差がないことが分かる。腐食量の感度係数は0.002と非常に小さな値を示している。このことから、以降の検討では、腐食量は確定的に与えた検討を行った。ただし、平均腐食量は上記の文献<sup>7)</sup>のデータを用いている。

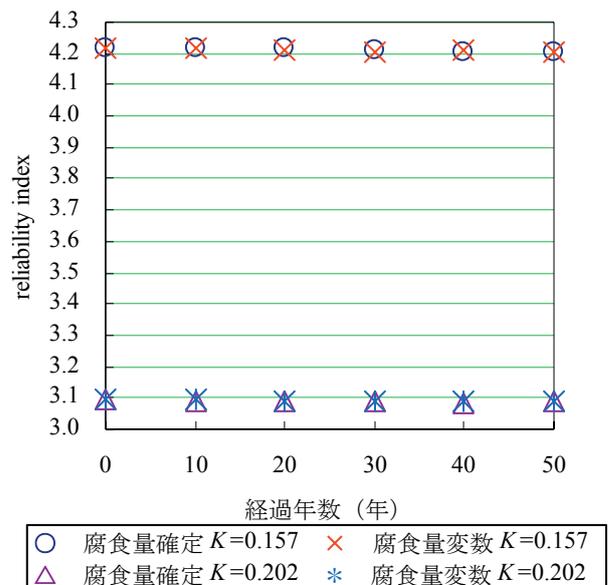


図-7 腐食量の確率変動が信頼性指標に及ぼす影響

FORMによる信頼性指標を各ケースについて示すと表-4の通りとなった。震度  $K=0.164, 0.202, 0.282$  の場合を例にして、断面係数に対する信頼性指標の関係を示すと図-8のようになる。断面係数の増加に伴って信頼性指標は増加するが、両者は線形の関係にはないことが分かる。

次に、信頼性指標の簡易照査法について検討する。まず、骨組解析にFORMのアルゴリズムを組み込むのではなく、確定的な骨組解析の結果をもとに性能関数を陽な形式で表現し、その性能関数に基づいてFORMにより信頼性指標を評価することを試みる。これは、設計実

表-4 FORMによる信頼性指標

	FORMによる信頼性指標					
	K=0.164	K=0.157	K=0.202	K=0.298	K=0.282	K=0.571
case 1	1.230	1.425	0.270	-1.490	-1.237	-4.496
case 2	2.466	2.717	1.527	-0.250	0.011	-3.235
case 3	3.100	3.295	2.168	0.403	0.656	-2.581
case 4	2.373	2.566	1.437	-0.328	-0.073	-3.318
case 5	3.588	3.781	2.657	0.899	1.161	-2.076
case 6	4.215	4.405	3.292	1.541	1.790	-1.436
case 7	3.683	3.873	2.754	1.000	1.253	-1.976
case 8	4.018	4.207	3.088	1.337	1.587	-1.622
case 9	4.554	4.740	3.634	1.887	2.138	-1.073
case 10	5.174	5.358	4.256	2.520	2.773	-0.431
case 11	5.403	5.554	4.458	2.761	3.005	-0.185

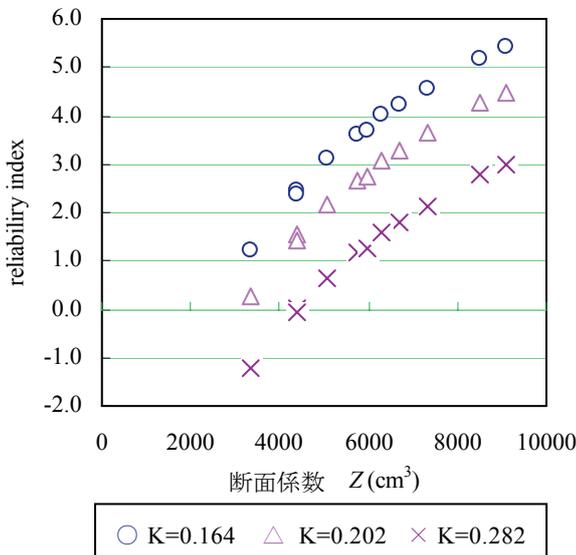


図-8 断面係数に対する信頼性指標の関係

務の現場を考える時に、骨組み解析のプログラムを有しているものの、そこにFORMのアルゴリズムを組み込むことが困難な状況を考慮し、骨組み解析とFORMによる信頼性指標の評価を個別に行うことを想定している。

性能関数の式(11)について、腐食量は無視すると、確率変数として作用震度と水平地盤反力係数の2つを用いて杭の応力度を陽な形式で表現できればよいことになる。

まず作用震度について検討する。図-9に、断面係数が表-1のcase10断面の条件における作用震度と断面力の関係を示す。ここで、全ての変数は平均値の確定値扱いとしている。弾性範囲内では、両者はほぼ比例関係にあることが分かる。この他の断面係数の条件についても同様の結果を得た。従って、杭の応力度は、作用震度については一次式の関係で表現できるといえる。

次に、作用震度を0.2の条件として、水平地盤反力係

数と断面力係数の関係を図-10に示す。ここで、水平軸は水平地盤反力係数の平均値に対する値であり、1.0が平均値、1.755が平均値+標準偏差の場合に対応する。なお、断面力係数とは、この値に震度を乗じることにより断面力となる値を示している。水平地盤反力係数に対する断面力係数の関係は強い非線形性を示すことがわかる。このため、両者の関係を2次関数で近似する。近似曲線は図-10に併せて示すとおり、骨組み解析の結果とよく一致している。以上により、性能関数は式(12)に示す通りとなる。各定数の値は表-5に示すとおりである。

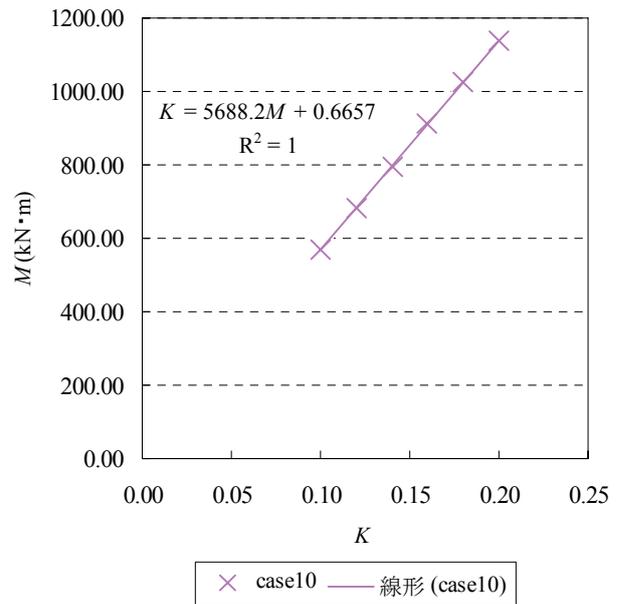


図-9 作用震度と断面力の関係

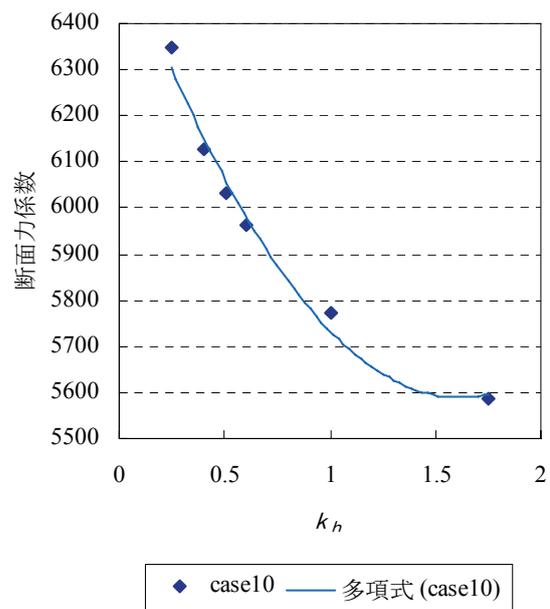


図-10 水平地盤反力係数と断面力係数の関係

$$g = \sigma_y - K(Ak_h^2 + Bk_h + C) \frac{1000}{Z} - \sigma_N \quad (12)$$

ここに、

$\sigma_y$  : 鋼管杭の降伏強度

$k_h$  : 水平地盤反力係数

$K$  : 作用震度

$Z$  : 杭の断面係数

$A, B, C$  : 定数

$\sigma_N$  : 軸力による杭の応力度

表-5 各定数の値

Case No.	A	B	C
1	309.5	-998.0	5912.0
2	327.7	-1059.0	6074.0
3	337.8	-1092.0	6165.0
4	327.1	-1057.0	6096.0
5	346.8	-1122.0	6276.0
6	357.8	-1158.0	6377.0
7	348.6	-1128.0	6296.0
8	354.4	-1147.0	6349.0
9	365.5	-1184.0	6472.0
10	377.3	-1223.0	6580.0
11	384.0	-1245.0	6656.0

ここで、軸力による応力度は、本来震度や水平地盤反力係数に依存する。しかしながら、直杭式栈橋においては杭の応力度に対する軸力の影響度は少ないことから、簡易照査法としてはこれを確定値として扱うこととする。なお軸力による応力度についても、全ての変数が平均値のときの値をもとに評価することとした。

式(12)に基づいて信頼性指標を評価した。信頼性指標は、性能関数が非線形であることを考慮し、FORMと併せてSORM (Second Order Reliability Method)による信頼性指標<sup>8)</sup>も算出した。

各信頼性指標を表-6に、骨組み解析に組み込んだFORMによる信頼性指標( $\beta_{FORM1}$ )と、性能関数を陽な形式で表現して評価した信頼性指標( $\beta_{FORM2}$ )の比較を図-11に示す。表より、 $\beta_{FORM2}$ とSORMによる信頼性指標( $\beta_{SORM}$ )は比較的近い値をとり、かつ両者は $\beta_{FORM1}$ と比較すると概ねよく一致しているといえる。

従って、骨組み解析と信頼性解析を分離し、性能関数を陽な形式で表現してFORMを適用することによって、信頼性指標を精度よく評価できるといえる。

表-6 各信頼性指標

(a) FORMによる信頼性指標 ( $\beta_{FORM2}$ )

	FORMによる信頼性指標					
	K=0.164	K=0.157	K=0.202	K=0.298	K=0.282	K=0.571
case 1	1.221	1.415	0.291	-1.457	-1.146	-4.436
case 2	2.464	2.658	1.536	-0.205	0.043	-3.158
case 3	3.107	3.300	2.180	0.441	0.688	-2.500
case 4	2.374	2.567	1.447	-0.292	-0.044	-3.243
case 5	3.597	3.790	2.673	0.938	1.185	-1.990
case 6	4.231	4.423	3.309	1.576	1.823	-1.345
case 7	3.734	3.926	2.810	1.076	1.323	-1.851
case 8	3.957	4.150	3.035	1.301	1.548	-1.622
case 9	4.576	4.767	3.657	1.928	2.174	-0.987
case 10	5.203	5.394	4.288	2.562	2.808	-0.348
case 11	5.439	5.629	4.527	2.805	3.050	-0.101

(b) SORMによる信頼性指標

	SORMによる信頼性指標					
	K=0.164	K=0.157	K=0.202	K=0.298	K=0.282	K=0.571
case 1	1.230	1.425	0.289	-1.506	-1.183	-4.540
case 2	2.480	2.673	1.549	-0.216	0.037	-3.254
case 3	3.123	3.317	2.196	0.444	0.695	-2.584
case 4	2.388	2.582	1.459	-0.305	-0.052	-3.399
case 5	3.613	3.806	2.690	0.948	1.198	-2.061
case 6	4.247	4.438	3.327	1.592	1.840	-1.395
case 7	3.750	3.942	2.828	1.088	1.336	-1.918
case 8	3.973	4.165	3.052	1.315	1.564	-1.682
case 9	4.591	4.781	3.674	1.946	2.193	-1.023
case 10	5.217	5.406	4.304	2.582	2.827	-0.362
case 11	5.452	5.641	4.543	2.825	3.070	-0.107

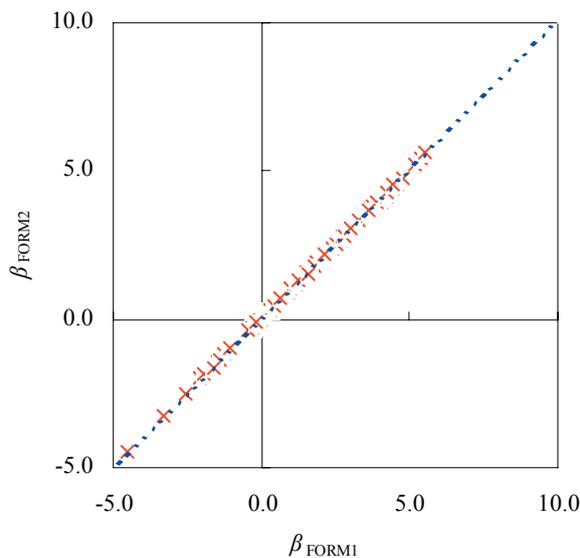


図-11  $\beta_{FORM1}$  と  $\beta_{FORM2}$  の比較

#### 4.2 FOSM による信頼性指標の評価

次に、より簡易な FOSM の適用を検討する。FOSM による信頼性指標の検討方法は以下の通りである。まず、表-3 に示したように、確率変数の従う確率分布が正規分布と対数正規分布の 2 種類あるために、FOSM における扱いを検討する必要がある。FOSM によって信頼性指標を評価する場合、全ての確率変数が同じ確率分布に従うとみなすと扱いが簡単になる。ここで、鋼材の降伏強度については、変動係数が 8% と小さな値であるため、正規分布としての扱いと対数正規分布としての扱いに大きな差が生じないことが想定される。図-12 に、耐力（鋼材降伏強度）、作用効果（杭応力度で、式(11)右辺第二項）のそれぞれについて、正規分布、対数正規分布とした場合の確率密度関数の違いを示す。作用効果については、震度 0.2、断面係数 5073cm<sup>3</sup> 程度の場合の例である。

図-12 より、耐力については正規分布と対数正規分布の差は小さく、作用効果については正規分布と対数正規分布では分布がかなり異なることが分かる。従って、本研究では、FOSM における信頼性指標の評価について、全ての確率変数を対数正規分布として扱うこととする。

次に信頼性指標の評価方法について議論する。FOSM による信頼性指標は、式(2)により得られることは既に述べたとおりである。FOSM による信頼性指標の特徴は、確率分布を不問にして簡易に信頼性指標を評価する点にあるといえる。ここで、上述のとおり、確率分布が全て互いに独立な正規分布等に従い、かつ性能関数が線形の場合には、FOSM による信頼性指標は誤差を有さない。ただし、本研究で扱うように、確率変数が対数正規分布に従うときには、その算出方法を改めて確認しておくことが必要である。

確率変数が対数正規分布に従う場合の FOSM による信頼性指標  $\beta_{FOSM}$  の評価方法として、既往の研究等により示されている方法は、式(13)を用いるものが多い。

$$\beta_{FOSM} = \frac{\ln\left(\frac{\mu_R}{\mu_S}\right)}{\sqrt{\zeta_R^2 + \zeta_S^2}} \quad (13)$$

$$\zeta_x^2 = \ln\left(1 + \frac{\sigma_x^2}{\mu_x^2}\right)$$

ここに、

$R$ : 耐力

$S$ : 作用効果

$\zeta$ : 対数標準偏差

$\mu$ : 平均値

$\sigma$ : 標準偏差

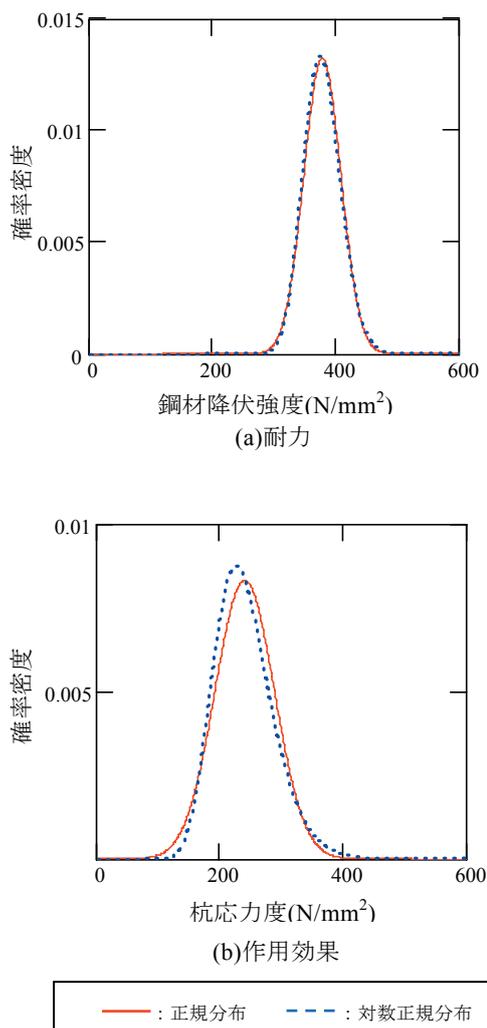


図-12 確率密度関数の比較

ここで、式(13)の右辺分子は、性能関数  $R-S$  の対数平均と理解することができるが、対数平均  $\lambda$  は、式(14)により得られる。従って、式(13)は、本来、変動係数が小さい場合に、信頼性指標を近似的に求める式であり、本来は、式(15)によって信頼性指標を評価するべきであるといえる。

$$\lambda_x = \ln \mu_x - \frac{1}{2} \zeta_x^2 \quad (14)$$

$$\beta = \frac{\lambda_R - \lambda_S}{\sqrt{\zeta_R^2 + \zeta_S^2}} \quad (15)$$

式(13)による信頼性指標を  $\beta_{FOSM1}$ 、式(15)による信頼性指標を  $\beta_{FOSM2}$  として、簡単な性能関数を用いて信頼性指標を相互比較する。比較対照として、FORM による信頼性指標を併せて評価するとともに、crude MCS (Monte Carlo Simulation) によって破壊確率を評価し、破壊確率から評価した信頼性指標についても検討する。MCS の試行回数は  $10^6$  回である。結果を表-7 に示す。表中、LN(x,y) は平均 x, 標準偏差 y の対数正規分布に従うことを示す。FORM による信頼性指標, MCS による信頼性指標, 式(15) による信頼性指標はよく一致している。これに対して式(13)による信頼性指標は、変動係数が小さい場合を除いては誤差が大きいことが分かる。従って、本研究で扱うような確率変数の変動係数が大きい場合には、式(13)を用いることは適切ではないことがわかる。

次に、非線形な性能関数の場合について、式(13)の FOSM による信頼性指標の精度について確認する。ここでは、性能関数が非線形であることを考慮して、FORM, MCS と併せて、SORM (Second Order Reliability Method) による信頼性指標<sup>8)</sup>も算出した。結果を表-8 に示す。性能関数が非線形であるものの、FOSM による信頼性指標は概ねよい精度があるといえる。

ここで、作用効果 S については、震度、水平地盤反力係数の 2 変数の影響を考慮する必要があることから、作用効果の確率変動を考慮した標準偏差を式(5)を用いて求め、そのうえで式(13)により信頼性指標を評価した。また、水平地盤反力係数に関しては非線形性が強いことから、ここでは平均による応答と、平均値±標準偏差による応答をもとに、式(16)をもとに性能関数の標準偏差を求めている。すなわち、平均値を中心に、平均値±標

準偏差の片側ずつの 2 直線近似を行い、重み付けする方法<sup>9)</sup>を用いた。

$$\frac{\partial g}{\partial k_h} = \frac{1}{2} \sqrt{(g(k_h^-) - g(k_h^\mu))^2 + (g(k_h^\mu) - g(k_h^+))^2} \quad (16)$$

ここに、 $g(k_h)$  は水平地盤反力係数が  $k_h$  に添えられた記号 +,  $\mu$ , - についてそれぞれ平均+標準偏差, 平均, 平均-標準偏差における性能関数の値を示す。FOSM による信頼性指標を表-9 に示す。

表-9 FOSM による信頼性指標

	FOSMによる信頼性指標					
	K=0.164	K=0.157	K=0.202	K=0.298	K=0.282	K=0.571
case 1	1.148	1.320	0.310	-1.303	-1.071	-4.107
case 2	2.302	2.474	1.465	-0.147	0.085	-2.946
case 3	2.909	3.082	2.073	0.462	0.694	-2.336
case 4	2.192	2.362	1.368	-0.225	0.005	-3.005
case 5	3.344	3.513	2.520	0.928	1.157	-1.849
case 6	3.952	4.121	3.128	1.536	1.766	-1.240
case 7	3.470	3.639	2.647	1.057	1.287	-1.717
case 8	3.684	3.853	2.861	1.272	1.501	-1.501
case 9	4.248	4.415	3.436	1.861	2.089	-0.895
case 10	4.858	5.025	4.045	2.470	2.698	-0.285
case 11	5.050	5.215	4.248	2.690	2.915	-0.047

骨組み解析に FORM 評価アルゴリズムを組み込んで得られた信頼性指標 (以下、簡単に FORM による信頼性指標と呼ぶ) と、FOSM による信頼性指標を比較した結

表-7 信頼性指標の相互比較

Case No.	性能関数	R	S	$\beta_{FORM}$	$\beta_{MCS}$	$\beta_{FOSM1}$	$\beta_{FOSM2}$
1	g=R-S	LN(1.2,0.096)	LN(1.0,0.1)	1.441	1.439	1.427	1.441
2			LN(1.0,0.2)	0.931	0.931	0.854	0.931
3			LN(1.0,0.3)	0.730	0.733	0.599	0.730
4			LN(1.0,0.4)	0.644	0.645	0.463	0.644
5			LN(1.0,0.5)	0.607	0.606	0.381	0.607
6			LN(1.0,0.6)	0.594	0.591	0.325	0.594

表-8 非線形な性能関数の場合の信頼性指標の比較

Case No.	性能関数	R	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	$\beta_{FORM}$	$\beta_{SORM}$	$\beta_{MCS}$	$\beta_{FOSM2}$
7	g=R-S <sub>1</sub> S <sub>2</sub>	LN(1.2,0.096)	LN(1.0,0.2)	LN(1.0,0.1)	0.864	0.865	0.864	0.867
8				LN(1.0,0.2)	0.750	0.750	0.749	0.754
9				LN(1.0,0.3)	0.666	0.667	0.667	0.670
10				LN(1.0,0.4)	0.620	0.621	0.620	0.622
11				LN(1.0,0.5)	0.599	0.600	0.601	0.600
12				LN(1.0,0.6)	0.593	0.594	0.592	0.593



り設定した栈橋杭の規格を示す。図-16には表-11に示した各ケースの断面をFORMおよびFOSMの双方で比較した結果を示す。ここで部分係数法の結果をFORMにより評価した結果を部分係数法、部分係数法の結果をFOSMにより評価した結果をFOSMとして図示しており、FOSMによりレベル2設計を行ったわけではないことに注意が必要である。

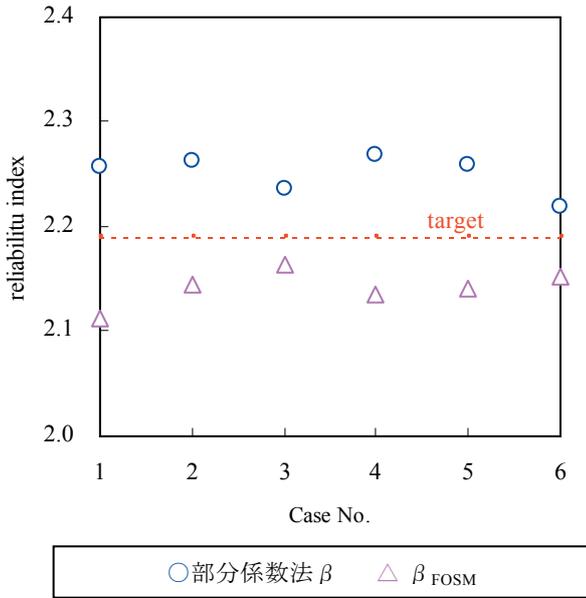


図-16 各手法による信頼性指標の比較

いまFORMの結果を正しいとすると、図-16より次のことがいえる。まず、部分係数法は2.19がターゲットの状態、2.22-2.26の範囲の信頼性指標の結果を与えることから、0.03-0.08程度安全側の結果を与えるといえる。これに対して、FOSMにおいては、2.22-2.26の範囲の信頼性指標を有する断面について、2.11-2.16の範囲と評価するため、安全側の評価をすることになる。ただし、誤差は0.07-0.15であり、その差は部分係数法よりも大きい。従って、標準的な目標信頼性指標を対象とする場合には部分係数法の適用で十分であるといえる。しかしながら、目標信頼性指標を標準値以外の値に設定しようとする場合には部分係数法は精度が落ちることが想定されるほか、後述するようなライフサイクルコストの評価を行う場合には部分係数法の適用は不可能である。

## 5. ライフサイクルコストの評価への適用

### 5.1 ライフサイクルコスト算出方法

ライフサイクルコストの算出においては、地震動の作用により破壊が生起する確率を検討開始時点から必要な年

数にわたり評価する必要がある。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 $P_{fi}(t)$ 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 $P_{fi}$ は次のように定義できる。

$$P_f(t) = \sum_{i=1}^m P_{fi}(t) \quad (17)$$

$$P_{fi}(t) = \begin{cases} q_i \cdot P_{fii} & t=1 \\ q_i \cdot P_{fii} \cdot E_i & t \geq 2 \end{cases} \quad (18)$$

$$E_i = \left[ \prod_{j=1}^{t-1} \{1 - q_i \cdot P_{fii}\} \right] \quad (19)$$

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/ $r_{i+1}$ ), ただし再現期間500年の地震動に対しては1/500)

$r$ 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、この破壊確率を $T$ 年間の破壊確率と定義する。

$$P_T = \sum_{t=1}^T P_f(t) \quad (20)$$

ここに、

$P_T$ :  $T$ 年間の破壊確率

$T$ : 検討期間(年)

ライフサイクルコストの算出においては、建設費、維持管理費、廃棄に要する費用などの施設の設計供用期間中に発生するすべての費用を見積もる必要がある。しかしながら、港湾構造物における維持管理費は初期建設費と比較して非常に僅かである。また、設計供用期間を過ぎれば撤去されるものでもないため、建設費と被災時の費用が総費用を構成する主要な因子であると考えてよい。港湾構造物は通常設計供用期間内に被災が生じた場合は直ちに原型復

旧される。このため、本研究では設計供用期間（50年）中に発生する費用をライフサイクルコストと定義し、複数の被災可能性を考慮する。ライフサイクルコストの期待値は式(21)により表現される。

$$ELC = C_i + \sum_{j=1}^m \frac{E_{fj}}{T} C_f R \quad (21)$$

$$R = \sum_{k=1}^T \frac{1}{(1+i)^{k-1}} \quad (22)$$

ここに、

$ELC$  : ライフサイクルコストの期待値

$C_i$  : 初期建設費

$m$  : 対象とする荷重ランク数

$T$  : 設計供用期間（50年）

$E_{fj}$  : 対象とする荷重による期待被災回数

$C_f$  : 破壊時損失費

$i$  : 社会的割引率

被災時の費用は、直接被害費用（物理的な復旧に要する費用）に加えて、社会経済面における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湾管理者の損失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>8)</sup>、2)港湾管理者の損失は、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>9)</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>10)</sup>。迂回輸送による経済損失の算出には、コンテナ貨物の流動に着目して経済損失を求めた長尾ら<sup>10)</sup>の研究を参考として設定した。また、本研究では災害復旧の現状の考え方に基づいて復旧費用を算出した。すなわち、被災後は原型復旧するとの考えのもと、上部工・杭の撤去、杭打設、上部工復旧を想定して、平均的な復旧作業を考慮して費用を算出した。このため、補修方法の違いによる被災モードの変化が復旧費用に及ぼす影響は考慮していない。

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。

将来発生する復旧費用は社会的割引率を用いて現在の

費用に換算する。本研究では土木事業における一般値として4%を用いるが、社会的割引率を考慮しない場合についても検討を行っている。なお、インフレは経済評価においては考慮しないのが原則であるため、対象外とする。表-12に断面ケースごとの初期建設および被災時費用を示す。

表-12 コスト一覧表

case	初期建設費	被災時費用Cf (百万円)			
	Ci (百万円)	復旧費	経済損失	合計	社会的割引考慮
1	121.8	173.6	591.0	764.6	107.6
2	127.4	179.2	591.0	770.2	108.4
3	130.2	182.0	591.0	773.0	108.8
4	135.8	187.6	591.0	778.6	109.6
5	141.4	193.2	591.0	784.2	110.3
6	145.6	196.0	591.0	787.0	110.7
7	141.4	193.2	591.0	784.2	110.3
8	142.8	194.6	591.0	785.6	110.5
9	156.8	207.2	591.0	798.2	112.3
10	161.0	211.4	591.0	802.4	112.9
11	172.2	238.0	591.0	829.0	116.7

期待被災回数は長尾<sup>11)</sup>による。荷重作用はポアソン過程に従うと仮定すると、同じ強度を持つ荷重が複数回作用する場合、構造物が破壊する事象は各荷重作用時で独立であると仮定する方法と、完全相関であると仮定する方法の2通りの方法があり、期待被災回数はそれぞれ式(23)および式(24)により得られるが、両者は一致する。

$$E_{fj} = \sum_{n=1}^{\infty} n \frac{(qtP_f)^n}{n!} \exp(-qtP_f) = qtP_f \quad (23)$$

$$E_{fj} = P_f \sum_{n=1}^{\infty} n \frac{(qt)^n}{n!} \exp(-qt) = qtP_f \quad (24)$$

ここに、

$P_f$  : 対象とする荷重の作用による破壊確率

$q$  : 対象とする荷重の年平均発生率 (=1/r)

$r$  : 対象とする荷重の再現期間

$t$  : 耐用期間 (年)

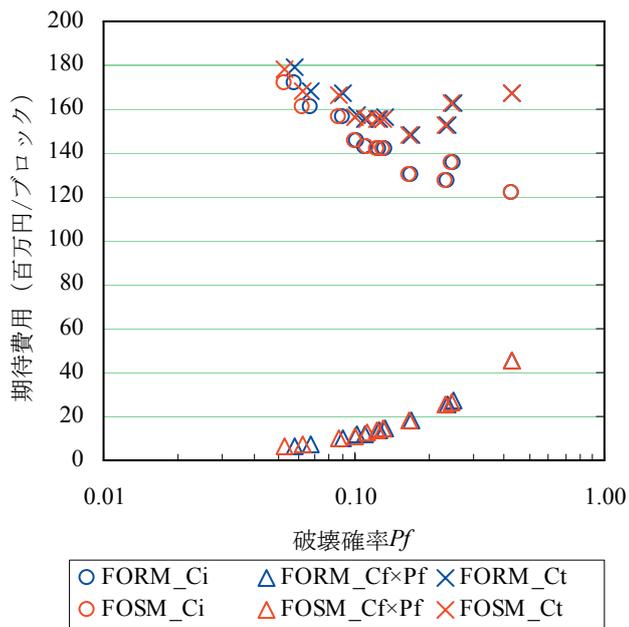
$n$  : 対象とする荷重の発生回数

## 5.2 検討結果

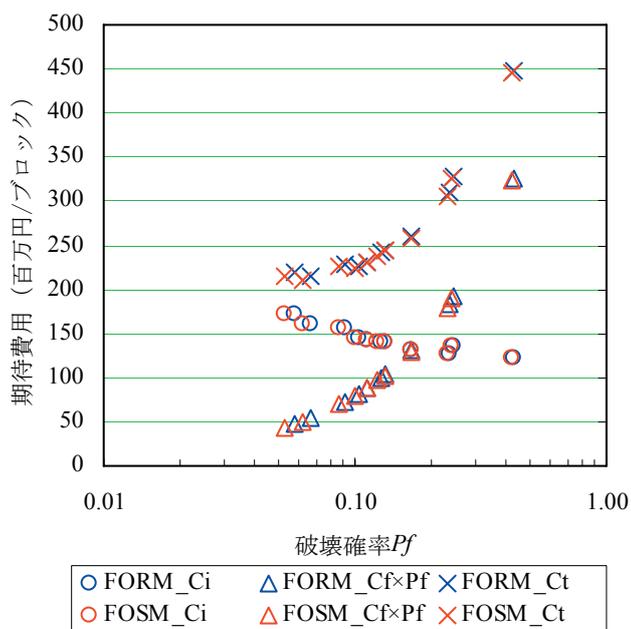
FORMおよびFOSMにより得られた信頼性指標を基に破壊確率を求め、各々の手法で評価されるライフサイクルコスト最小化のケースを比較する。

図-17(a)は、各手法による期待費用を示したのであるが、どちらの手法についても同様な傾向となるカーブを

描き、ともにライフサイクルコスト最小化ケースが一致し、case3 (φ700t14) が最小化断面となった。なお、社会的割引率を考慮しない場合についても図-17(b)に示すが、こちらも同様にライフサイクルコスト最小化ケースが一致し、この条件の場合 case10 (φ900t14) が最小化断面となった。したがって、ライフサイクルコスト最小化を評価する場合についても、FOSMによる破壊確率からの評価が十分なものであると言える。



(a) 社会的割引率を考慮したケース



(b) 社会的割引率を考慮しないケース

図-17 LCC 最小化点の比較

## 6. まとめ

港湾の施設の技術上の基準の改正に伴い、栈橋のレベル1地震動に対する耐震性能照査は部分係数法を用いることが標準的となる。部分係数法は簡易な方法であるものの、破壊確率の正確な制御という観点では若干の誤差を含むものである。破壊確率の評価という観点ではFORMによる解析を実施する必要があるが、設計実務においてFORMを標準的に実施するように位置づけることは現時点では困難である。本研究では、信頼性指標を簡易に評価する方法として、FOSMを用いて、栈橋のレベル1地震動に対する耐震性能照査を対象とした問題については、破壊確率を十分な精度で評価できることを示した。なお、FOSMによる破壊確率は、作用に対する応答が非線形となる領域（降伏領域）については精度が悪いが、通常信頼性評価において問題となるのは破壊確率として小さな値を取る領域であるため、実務への適用において大きな問題ではないと考えられる。

さらに、FOSMをライフサイクルコストの検討に応用し、FOSMによって得られるライフサイクルコストは十分な精度を有していることを確認した。ライフサイクルコスト最小化の目標安全性水準の設定を行うことにより、建設コスト縮減の効果が期待できるが、本研究による成果を用いることにより、設計実務においても比較的容易にライフサイクルコストに基づいた設計を行うことが可能になると期待される。

(2007年2月14日受付)

### 謝辞：

本研究の遂行にあたり、国土技術政策総合研究所・前交流研究員、佐藤秀政氏より助言を得ました。ここに記して感謝します。

### 参考文献：

- 1) Rackwitz, R. and Fiessler, B. : Structural Reliability under Combined Random Load Sequences, *Computers & Structures*, Vol. 9, pp.489-494, 1978
- 2) Cornell, C. A. : A probability based structural code, *Journal of the American Concrete Institute*, 66(12), pp.974-985, 1969
- 3) Hasofer, A. M. and Lind, N. C. : Exact and Invariant Second Moment Code Format, *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol.100, No.EM1, pp.111-121,1974
- 4) 長尾 毅, 山田雅行, 野津 厚 : フーリエ振幅と郡遅延

- 時間に着目した確率論的ハザード解析, 土木学会論文集,  
No.801, I -73, pp.141-158, 2005
- 5) 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
- 6) 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
- 7) 長尾 毅, 佐藤秀政, 宮島正悟: 破壊確率を考慮した  
既存栈橋の補修方法選択法に関する一考察, 応用力学  
論文集, Vol.9, pp.1051-1060, 2006
- 8) Breitung, K.: Asymptotic approximations for multinormal  
integrals, J. Engineering Mechanics, ASCE, 110 (3),  
pp.357-366, 1984
- 9) 大鳥靖樹, 村上通章, 石川博之, 武田智吉: 土構造物  
の地震時信頼性評価システムの構築, JCOSSAR2003  
論文集, pp.691-694, 2003
- 10) 森杉壽芳: 社会資本整備の便益評価, 勁草書房, 1997
- 11) 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
- 12) 長尾 毅, 柴崎隆一, 尾崎竜三: 経済損失を考慮した  
期待総費用最小化のための常時のレベル1信頼性設計  
法, 構造工学論文集, Vol.51A, pp.389-400, 2005
- 13) 長尾 毅: 破壊確率を考慮した防波堤の期待総費用  
最小化に関する研究, 第4回構造物の安全性・信頼性  
に関する国内シンポジウム(JCOSSAR2000)論文集,  
pp.441-448, 2000