

港湾構造物の新しい耐震設計

Outline of New Seismic Design for Port and Harbour Facilities

山本 修司 (やまもと しゅうじ)
運輸省港湾技術研究所設計基準研究室長

上部 達生 (うわべ たつお)
運輸省港湾技術研究所構造部長

1. はじめに

本年4月、「港湾の施設の技術上の基準」の解釈・運用を定めた港湾局長通達（いわゆる技術基準）が廃止され、内容を全面的に改正した技術上の基準の細目が新たに告示された。

港湾構造物の耐震設計に関しては、設計震度の設定法、液状化の予測・判定法および栈橋の耐震設計法が変更された。また、特に高い耐震性が要求される「耐震強化施設」については、レベル2地震動による構造物の変形を照査することを規定した。

2. 港湾構造物の耐震設計

2.1 港湾構造物の耐震性能の設定

港湾構造物は、その重要度に応じた耐震性を確保しなければならない。すなわち、すべての港湾構造物はレベル1地震動（再現期間75年の地震動）に対して健全性を損なわないものとする。さらに、耐震強化施設は再現期間が数100年以上のプレート内地震あるいは陸地近傍で発生する大規模なプレート境界地震による地震動に対して所期の機能を保持しなければならない。

2.2 設計震度の算定

大規模な橋梁や沈埋トンネル等固有振動周期が長い構造物を除いて、港湾構造物は従来どおりの震度法により設計し、その設計震度（以下、本稿では水平方向の震度）は次式で算定する。

$$\text{設計震度} = \text{地域別震度} \times \text{地盤種別係数} \times \text{重要度係数} \dots\dots\dots (1)$$

(1) 新しい地域別震度と再現期間75年の基盤加速度期待値を表一に示す。地域別震度については、まず基本となる地震動の推定式（距離減衰式）の見直しを行った。その際、震源域近傍の最大基盤加速度を1995年兵庫県南部地震の各地の観測記録より設定した値である534 Galとし、港湾地域強震観測網（平成10年10月現在60港、強震計94台）で得られた過去の強震観測記録約6000本を統計処理して、距離減衰式を求めた。

$$\log_{10} A_{\text{smac}} = 0.53M - \log_{10} (X + 0.0062 \cdot 10^{0.53M}) - 0.00169X + 0.524 \dots\dots\dots (2)$$

ここに、

A_{smac} : SMAC型強震計の最大基盤加速度 (Gal)

M : マグニチュード

X : 断層面距離 (km)

表一 地域区分別の地域別震度、再現期間75年の基盤加速度期待値

地域区分	地域別震度	再現期間75年 基盤加速度期待値 (Gal)
A	0.15	350
B	0.13	250
C	0.12	200
D	0.11	150
E	0.08	100

表二 地盤種別係数

地盤種別	第一種地盤	第二種地盤	第三種地盤
係数	0.8	1.0	1.2

(2) 地域別震度の設定にあたっては、重力式岸壁と矢板式岸壁の地震被災事例を解析して得られた地盤（地表面）最大加速度 α と作用震度 k_h の関係式を用いた。

$$k_h = \alpha/g \quad \alpha \leq 200 \text{ Gal}$$

$$k_h = 1/3(\alpha/g)^{1/3} \quad \alpha > 200 \text{ Gal} \dots\dots\dots (3)$$

式(3)は被災した施設に作用したと想定される地盤（地表面）最大加速度に対する作用震度のほぼ上限値を示すものである。なお、従来一般の港湾構造物が、作用震度と地盤（地表面）最大加速度との平均的な関係を用いて設計されていることを考慮して、その換算係数を0.59とした（例えば、地域別震度を定める一般的な地盤である第二種地盤の地盤種別係数が1.0、比較的強固な地盤である第一種地盤の地盤種別係数が0.8であるので、A地区の一般的な地盤の地表面の最大加速度は350/0.8=438 Galとなる。したがって、A地区の地域別震度は0.59×1/3×(438/980)^{1/3}=0.15となる）。

(3) 地盤種別係数は、表二に示すとおりである。従来と変更はない。

(4) 重要度係数を表三に示す。重要度係数に関する主な変更点は以下のとおりである。

- 構造物の重要度種別が「特定」に分類される性格として、従来の①～③に④を追加した。これは、阪神・淡路大震災における港湾構造物の被災が経済・社会活動へ大きな影響を与えたことを考慮したものである。

- 従来、「特定」および「A級」以外の小規模な構造物で容易に復旧が可能なC級構造物の重要度係数は0.5と規定していた。しかし、実際にこの重要度係数が使用された設計事例は見受けられない。また、同一用途の岸壁が複数ある港湾では、港湾としての機能が保持される限

表—3 重要度係数

構造物の種別	構造物の性格	重要度係数
特定	A級構造物の性格のうち①～④の程度が著しいもの	1.5
A級	①構造物が震害を受けた場合、多くの人命・財産の損失を与えるおそれのあるもの ②震災復興に重要な役割を果たすもの ③有害物または危険物を取り扱う構造物で、震害を受けた場合に人命または財産に重大な損失を与えるおそれのあるもの ④構造物が震害を受けた場合、経済・社会活動に重大な影響を及ぼすもの ⑤構造物が震害を受けた場合、復旧にかなりの困難が予想されるもの	1.2
B級	特定、A級およびC級以外のもの	1.0
C級	特定およびA級以外の構造物で、震害を受けた場合にも、経済・社会活動への影響が軽微なもの、または容易に復旧が可能なことが予想されるもの	0.8

りにおいて、異なる耐震性能の岸壁が存在してもよいと考えられる。例えば、-7.5 m 岸壁が3バースあって、そのうち2バースが重要度係数1.0以上で設計されるならば残りの1バースは多少耐震性能を落として重要度係数0.8で設計しても差し支えないのではないかとする考えもある。以上の観点からC級構造物の重要度係数を0.5から0.8に変更した。

なお、重要度係数と再現期間の関係については、地震動の最大加速度と再現期間が両対数軸上で線形の関係にあると仮定すると、重要度係数が1.0であるB級構造物を基準にして、「特定」、「A級」および「C級」の構造物の設計震度はおおむね150, 100, 50年の再現期間の地震動に相当する。

3. 耐震強化施設の設計

3.1 レベル2地震動の設定

設計に用いる地震は、原則として地域防災計画で定められた想定地震とする。対象施設と想定地震の位置関係等から考えて別途検討することが望ましい場合には、文献調査等により、地震発生の記録が残っている大規模な地震あるいは対象施設の周辺にあって地震発生の記録が残っていない確実度Iの活断層および要注意活断層を検討の対象とする。地震規模は想定地震のマグニチュードとするが、地震の規模が定まっていない活断層のマグニチュードは次式で推定してもよい。

$$\text{Log}_{10} L = 0.6M - 2.9 \dots\dots\dots (4)$$

ここに、

L：地表地震断層の長さ (km)

M：マグニチュード

式(4)の適用が困難な場合には、兵庫県南部地震に準じて、マグニチュードを7.2としてもよい。

設定した地震が直下の大地震であるかどうかは図-1を用いて判定する。なお、対象施設の設置位置における最大基盤加速度は式(2)を用いて算定する。

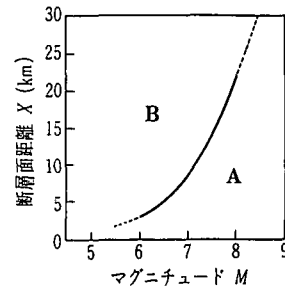


図-1 直下の大地震発生の有無を判定するための活断層の分類 (領域Aに属する活断層で発生する地震は直下の大地震とみなす)

3.2 設計震度の算定

式(2)で与えられる最大基盤加速度から対象施設の地盤条件を用いて地震応答計算 (例えばSHAKE等) を行い、式(3)により設計震度を算定する。地震応答計算に用いる地震波形は図-1の分類に応じて、

- ① Aの場合：ポートアイランド基盤波等
- ② Bの場合：プレート内地震ではポートアイランド基盤波等、プレート境界地震では八戸波、大船渡波等

とする。

式(3)で算定した設計震度が0.25より小さい場合で、設計対象地震が直下の大地震の場合には、設計震度を0.25とする。これは、兵庫県南部地震の際に、設計震度0.25で設計された施設の損傷が軽微であったことを考慮したものである。また、直下の大地震の特性についてはまだ不明な点があるため、耐震強化施設は少なくとも設計震度0.25の地震力に耐える耐震性能を保持することを目標とした。

設計対象地震が直下の大地震でない場合には、式(1)と式(3)で算定した値を比較し、総合的に判断して設計震度を決定する。

3.3 断面設計および変形等の照査

重力式構造物の場合、震度法による設計によってレベル1およびレベル2地震動に対する設計目標がおおむね達成されることが確認されているが、以下の観点についてはさらに十分検討する必要があるため、レベル2地震動に対する構造物の変形等を照査する。

- ① 震度法による設計では安全率と変形量の関係が明確でない。
- ② 岸壁が機能を保持していることを確認するためには、岸壁本体と背後埋立地盤の変形を一体として評価する必要がある。
- ③ レベル2地震動に対する液状化対策の効果を確認する必要がある。

変形照査は、地震時の地盤の変形・強度特性を考慮できる十分信頼性における数値計算 (有効応力解析法を用いたFLIP等) または模型振動実験によって行うこととする。変形照査では、次式による補正最大基盤加速度 A_{cor} および補正後の波形を用いる。

$$A_{cor} = 0.55M - \log_{10} (X + 0.005 \cdot 10^{0.55M}) - 0.00122X + 0.502 \dots\dots\dots (5)$$

4. 見かけの震度と動水圧

4.1 見かけの震度

岸壁に作用する地震時の土圧は物部・岡部の土圧式を用いる。その際、水中部の土に作用する震度は、簡便であることから従来は次式で算定してきた。

$$k' = \frac{\gamma}{\gamma - 10} k \dots\dots\dots (6)$$

ここに、

k' : 水中における見かけの震度

γ : 水で飽和した土の空気中における単位体積重量 (kN/m³)

k : 空気中における震度

しかし、式(6)は土圧を求めようとする土層より上の土の土被り圧および上載荷重の影響を考慮したものではない。そのため、それらの影響を考慮した式(7)を用いることとした。

$$k' = \frac{2(\sum \gamma_i h_i + \sum \gamma h_j + w) + \gamma h}{2\{\sum \gamma_i h_i + \sum (\gamma - 10) h_j + w\} + (\gamma - 10) h} k \dots\dots\dots (7)$$

ここに、

h_i : 残留水位より上の土の層の厚さ (m)

h_j : 土圧を求める層より上の残留水位以下の土の厚さ (m)

h : 土圧を求める層の厚さ (m)

γ_i : 土の潤潤単位体積重量 (kN/m³)

γ : 水で飽和した土の空気中における単位体積重量 (kN/m³)

w : 単位面積あたりの載荷重量 (kN/m²)

式(7)において、 $h = \infty$ の場合、または $h_i = 0$ かつ $w = 0$ の場合には、式(7)は式(6)に一致する。なお、従来の式(6)では、見かけの震度は空中の震度のほぼ2倍になるが、式(7)ではそれほど大きくならない。 $\sum h_i$ と $\sum h_j$ の比が0.2~0.6の範囲では、上載荷重の大きさにもよるが k'/k がおおむね1.6~1.2となる。

4.2 動水圧

岸壁の設計において、これまで動水圧を考慮した例はほとんどない。また、過去の地震被害調査の結果でも動水圧を考慮していないことが被害の主要因と考えられる事例も見あたらない。このことは、従来の設計法が経験に基づいて改良され、総合的な結果として妥当な構造断面を与えるように組み立てられているためと考えられる。動水圧を考慮しなくてもほぼ妥当な構造物が設計されるということは、その影響が小さいか、あるいは摩擦抵抗力、土圧、支持力などの設計の部分で、動水圧を無視していることの影響をカバーしている可能性がある。今回の改正で動水圧の影響を考慮することにした理由は以下のとおりである。

- ① 物理的な観点からは、重力式岸壁の前面に動水圧が作用すると考えられること。
- ② 前項の式(7)により算定される地震時土圧が従来より若干小さくなるため、これまで動水圧の影響を

補償していたものが失われてしまう可能性があること。

- ③ 近い将来、設計法が安全係数を用いた限界状態設計法に移行しそうな動向を考慮すると、物理的に明らかな外力はできるだけ分解することが望ましいと考えられること。

なお、動水圧 P_{dw} は Westergaard (ウェスターガード) の提案による次式により算定する。

$$P_{dw} = \pm 7/8 k \gamma_w \sqrt{Hy} \dots\dots\dots (8)$$

ここに、

k : 設計震度

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

H : 構造物の設置水深 (m)

y : 水面から動水圧を求める点までの深さ (m)

4.3 液状化の予測・判定

粒度と N 値を用いて行う判定法において以下の事項が変更された。

① 図-2 は等価加速度が 200~300 Gal 程度の地震の液状化事例を基に作成されたものであった。しかし兵庫県南部地震では、等価加速度が 500 Gal 程度の場合に、「液状化しない」と予測できる等価 N 値 20 以上の地盤が液状化したため、等価 N 値の最大値を 20 から 25 に引き上げた。

② 従来、粘土や礫を含む砂の液状化の判定・予測は図-2 と異なるチャート(省略)を使用してきた。しかし、北海道南西沖地震ではかなりの細粒分を含む砂が液状化し、また兵庫県南部地震では礫を含むま土が液状化したため、そのチャートを廃止した。

③ 礫分を含む砂については、透水係数が 3 cm/s 以上ある場合、液状化しないと判断してよい。

④ 細粒分を多く含む砂については等価 N 値 N_{65} の補正を行う。すなわち、細粒分含有率 F_c を用いて式(9)により補正後の等価 N 値を求めるほか、塑性指数 I_p を用いて式(10)により等価 N 値の増加分 ΔN を求める。

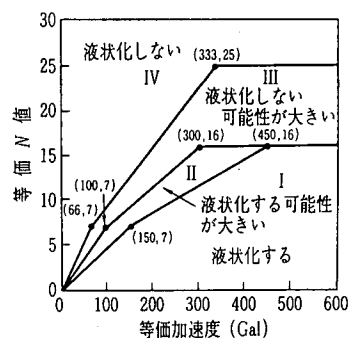


図-2 等価 N 値と等価加速度による判定の区分

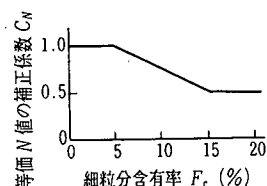


図-3 細粒分含有率に応じた等価 N 値の補正係数

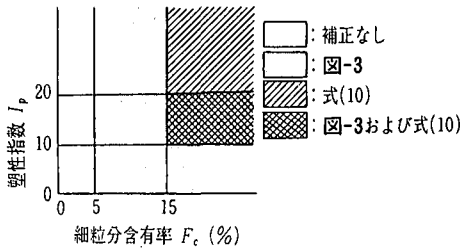


図-4 N値の補正方法と細粒分含有率および塑性指数の関係

補正後の等価N値 = N_{65}/C_N (9)

$\Delta N = 8 + 0.4(I_p - 10)$ (10)

ここに、

C_N : 補正係数 (図-3 参照)

式(9)、(10)の具体的な適用は図-4のとおりである。

5. 栈橋の耐震設計

栈橋の耐震設計において、その設計震度は重力式構造物に準じて式(1)で算定されてきた。また、これまでに栈橋本体が地震によって顕著な被害を受けた事例は見受けられない(兵庫県南部地震の際に初めて栈橋が大きく被災したが、この被災は栈橋背後の土留め護岸が海側へ変位して栈橋を押し出したものであり、従来の設計法が想定しているような、栈橋上部工に作用する地震力による破壊形態ではなかった)。

このようなことから、従来の方法による栈橋の耐震設計法は十分な安全性を有していると推察されるが、地震時の動的応答特性が異なる構造様式である重力式岸壁等の設計手法を準用することには問題が残されていた。

5.1 設計手順

船舶衝撃力等の地震力以外の外力に対して設定された基本断面について耐震性能照査を行う。

5.2 耐震性能の照査

耐震性能の照査は非線形動的解析、弾塑性解析および簡便法を用いることができる。ここでは簡便法について紹介する。

(1) 標準照査震度

レベル1地震動については、対象とする栈橋設置位置の地域区分(表-1)、地盤の固有周期 T_g および栈橋の固有周期 T_s に応じて標準照査震度が設定される。

$$T_g = 4 \sum_{i=1}^m \frac{H_i}{V_{si}} \dots\dots\dots (11)$$

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \sum_{i=1}^n K_i}} \dots\dots\dots (12)$$

ここに、

H_i : 地盤 i の層厚 (m)

V_{si} : 地盤 i 層のせん断波速度 (m/s)

W : 栈橋の自重および地震時の上載荷重 (kN)

g : 重力加速度 (m/s²)

K_i : 杭の横方向ばね定数 (kN/m)

m : 地盤の層数

n : 杭の本数

表-4 レベル1に対する許容塑性率の標準値

重要度	許容塑性率 (μ_a)
特定	1.0
A 級	1.3
B 級	1.6
C 級	2.3

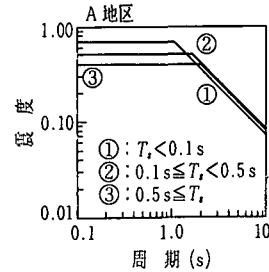


図-5 栈橋のレベル1地震動に対する標準照査震度

図-5にA地区の標準照査震度を示す。

なお、レベル2地震動の照査震度は3.1で述べた方法で地震応答計算を行い、栈橋の杭の仮想固定点における加速度応答スペクトルから求める。

(2) 保有耐力の照査

保有耐力の照査は、栈橋を杭-ラーメンモデルと仮定し、コンクリート上部工および地盤の非線形性を考慮した弾塑性解析あるいは簡便法により行う。ここでは、簡便法について紹介する。保有耐力の照査の基本式を式(13)に示す。

$$R_a \geq K_h W \dots\dots\dots (13)$$

ここに、

R_a : 栈橋の地震時保有耐力 (kN)

K_h : 標準照査震度 (図-5 等参照)

W : 栈橋の自重および地震時の上載荷重 (kN)

栈橋の地震時保有耐力 R_a は次式により求める。

$$R_a = \sqrt{2\mu_a - 1 + \theta(\mu_a - 1)^2} P_y \dots\dots\dots (14)$$

ここに、

μ_a : 許容塑性率。レベル1地震動に対する許容塑性率は表-4のとおり。レベル2地震動に対する許容塑性率は次式で求める。

$$\mu_a = 1.25 + 62.5(t/D) \leq 2.5 \dots\dots\dots (15)$$

t : 鋼管杭の肉厚 (mm)

D : 鋼管杭の径 (mm)

θ : 荷重-水平変位関係における二次勾配と一次勾配の比。表-4の許容塑性率を設定する場合には、 $\theta = 0$ とする。

P_y : 弾性限度に対応する水平力 (kN)

$$P_y = 0.82 P_{uall} \dots\dots\dots (16)$$

$$P_{uall} = \sum_{i=1}^n \frac{2M_{pi}}{(l_i + 1/\beta_i)} \dots\dots\dots (17)$$

P_{uall} は栈橋の全杭における杭頭と仮想固定点の曲げモーメントが全塑性モーメント M_{pi} に達するときの水平荷重である。 P_y を P_{uall} の82%としたのは、標準的な諸元の栈橋におけるパラメーター解析の結果に基づいている。(原稿受理 1998.12.22)