

性能設計体系における土木構造物の 耐震設計事例集

平成 26 年 9 月

土木学会 地震工学委員会

耐震設計基準小委員会

性能照査事例作成 WG

土木学会・地震工学委員会耐震基準小委員会
性能照査事例作成WG 名簿

	氏名	所属
主査	長尾 毅	神戸大学都市安全研究センター
幹事	末富 岩雄	(株) エイト日本技術開発
委員	江尻 譲嗣	(株) 大林組
委員	大角 恒雄	独立行政法人 防災科学技術研究所
委員	大嶽 公康	日本上下水道設計 (株)
委員	曾根 照人	(株) ニュージェック
委員	廣瀬 彰則	(株) エイト日本技術開発
委員	渡辺 正仁	元 公益社団法人 日本水道協会

目次

1. はじめに.....	1
2. 入力地震動.....	3
2.1 性能設計における入力地震動の概要	3
2.2 想定地震に対する算定.....	3
2.3 地震危険度解析に基づく算定.....	14
2章参考文献.....	19
3.水道施設.....	20
3.1 対象施設の概要.....	20
3.2 要求性能.....	21
3.3 入力地震動.....	23
3.4 性能照査法.....	24
3.5 性能照査結果.....	25
3章 参考文献.....	30
4.港湾構造物.....	31
4.1 対象構造物の概要.....	31
4.2 要求性能及び性能規定.....	31
4.3 入力地震動.....	32
4.4 性能照査法.....	32
4.5 性能照査結果.....	32
4章参考文献.....	41
附属資料.....	42
国内における性能設計の状況について	42

1. はじめに

本報告書は、土木学会地震工学委員会・耐震基準小委員会に設置された設計事例集作成 WG における研究活動を取りまとめたものである。

土木構造物の設計体系として仕様規定型体系から性能規定型体系への移行が求められている状況の中で、現実には各種の土木構造物に対して国や関連法人が定めた設計規準類が存在し、設計実務の現場ではそれら規準類に従った設計が現在もなお行われているのが現状である。平成 13 年 3 月には規制改革推進 3 カ年計画が閣議決定され、「基準の内容が、技術革新に対して柔軟に対応できるように、仕様規定となっている基準については原則としてこれをすべて性能規定化するよう検討を行う」と位置付けられたにもかかわらず、画一的な方法が推奨ないしは要求される設計法として存在している。

構造物の設計とは、想定される作用に対して許容されるパフォーマンスを示す構造を設定することに他ならない。その意味において、設計法や係数などは、対象地点で建設される構造物に対して最適と考えられるものが選択されなければならない。設計の目的はあくまでも必要とされる性能を保有する構造物の断面諸元や仕様等を決定することであり、設計行為において用いられる具体的な設計法はその過程で取捨選択されるツールであるにもかかわらず、画一的な手法を採用することが目的の一つに位置付けられてしまうのが仕様規定型設計法である。

一方で、国際標準規格として ISO23469（構造物の設計の基本 一 地盤基礎構造物の設計に用いる地震作用一：(Bases for design of structures- Seismic actions for designing geotechnical works)があり、その趣旨に沿った設計事例集が英語版で作成されている。本報告書は、日本の技術者に馴染みがよいように、日本語版の設計事例集として作成されたものである。このため本報告書は、既往の設計基準類に従う設計事例ではなく、性能設計体系における設計事例として、設計者の判断により既存の基準類の方法にとらわれない手法で設計した事例の骨格を示すことを目的としている。従って、設計結果を示すことが目的ではなく、性能設計体系における要求性能や性能規定、さらには設計法の考え方を示すことに主眼を置いている。そして、その結果として、本報告書に記載された手法は既往の設計コードの枠にとどまるものではない。

本報告書の構成を以下に述べる。

2 章においては、設計入力地震動について述べている。既往の設計コードが既往最大の地震動や想定される最大級の地震動を参照して設計入力地震動を設定しているが、実際には地震動は構造物が建設されるサイトに固有の地震動が考えられるべきで、日本全国の地震動の最大級のものを全ての地点に適用することは決して合理的とはいえないであろう。2 章においてはサイト固有の地震動の設定法について述べられている。

3 章においては、水道施設を例として、基準類の枠にとらわれない性能の設定の考え方の例を示している。水道施設の耐震設計は「水道施設の技術的基準を定める省令」において、重要度別でレベル 1 地震動、レベル 2 地震動において確保すべき耐震性能が規定されている。しかし、非常に重要度が高い施設や復旧困難な施設の場合、レベル 2 地震動であっても損傷を許容しない性能が求められることが考えられる。また、重要度が低いランク B の施設は、レベル 2 地震動に対する耐震性能が規定されていないが、施設の崩壊が 2 次被害を発生させる恐れもあるため、最低限度の性能として崩壊しないことを確認する必要がある。これらの状況を考慮し、3 章では新たな性能を設定した配水池の設計例を検討し、標準的な性能の設計例と比較した。

4 章においては、港湾構造物の岸壁を例として、新しい性能の設定法を述べている。岸壁の設計においては、地震動に対して全国標準的な変形量許容値の標準値が港湾基準に示され、設

計者はそれに従って岸壁の設計を行っている。しかしながら、岸壁の変形量許容値は、本来、地震により岸壁が被災した時の損失（復旧費用や、岸壁閉鎖時の貨物の迂回費用等）に応じて設定されるべきであり、全国標準的な値を採用することが合理的とは言えない。港湾基準は性能設計体系に移行しており、変形量許容値は単なる標準値であって強制力はないものであるが、標準値以外の設定法は示されていないために結果として全国的に画一的な設計がなされている。4章では対象とする港湾における岸壁の整備状況や被災時の貨物迂回の条件などに応じて合理的に性能を設定する方法が述べられている。

巻末には付録として、WG 活動を行う過程でまとめられた各種構造物の設計体系に関する現況がまとめられているので適宜参照頂きたい。

以上が本報告書の構成であり、本来ならば、これ以外の構造物として橋梁や、LNG タンク等について事例を作成する予定であったが、残念ながら作成に至らずに WG 活動を終えることとなった。今後、本事例集の拡充を行う機会をうかがっていきたいと考えている。

2. 入力地震動

2.1 性能設計における入力地震動の概要

耐震設計基準に用いられる設計スペクトルは、過去の地震観測記録を参照しつつ、各種の計算結果等も踏まえ、総合的判断から規定されている。性能設計においても、その地震動に対して構造物への要求性能を規定することができるが、ここでは対象地震の地震環境も踏まえて経済性等を考慮した性能設計を行うという視点から、対象地点ごとに入力地震動を設定する手法について記す。

入力地震動の設定方法は、1)確定論的手法、2)確率論的手法、に大別される。1)の確定論的手法は、対象構造物の周辺の地震環境に基づき、最大規模の地震を想定するもので、シナリオ型地震として地震被害想定等でも用いられる手法である。応答スペクトルの距離減衰式を用いるものもあるが、最近では断層近傍での地震動の特性を表すことができる統計的グリーン関数法を用いることが多い。2)の確率論的手法は、1)では南海トラフの地震のように100～150年間隔で発生する地震と、活断層か否かも曖昧な断層（過去の活動時期が不明確で、地すべり等によるものである可能性がある、等）や活断層であっても「連動の可能性がある」というような稀な条件の地震を同等に扱うことは合理的でないことから、発生確率を考慮するものである。通常は、構造物の設計供用期間を再現期間とする地震危険度解析が用いられる。

4章で示すように、安全性の照査としては確定論（シナリオ型）、経済性の照査については確率論的手法で考えることが多い。2.2で1)の確定論的手法による算定、2.3で2)の地震危険度解析に基づく算定の事例を、低確率の扱いにも触れつつ示す。

2.2 想定地震に対する算定

想定地震に対する地震動予測手法としては、経験的手法と半経験的手法に大別される。他に理論的手法もあるが、構造物への入力地震動として要求される周期帯での予測は現状では困難である。経験的手法は、距離減衰式によるものである。半経験的手法には、経験的グリーン関数法と統計的グリーン関数法がある。経験的グリーン関数法も条件を整えば適用可能であるが、その判断も難しい面もあり、本事例集では統計的グリーン関数法について記す。

2.2.1 統計的グリーン関数法の概要

統計的グリーン関数法の計算手法については、多くの文献があるので、ここでは記さない。統計的グリーン関数法を設計で用いる際に課題となるのは、設定すべき震源断層パラメータが多く、かつその値によって大きく地震動が異なる点である。「強震動予測のレシピ」²⁾によって、標準的なスケールグ則に基づき、断層の大きさを規定すれば、自動的に多くのパラメータが決定される。それでも、強震動生成域の配置や破壊開始点（震源）のように、想定断層面内のどこに位置するかを予測することは困難なパラメータが残る。そのような課題への対処方法としては、以下のようなものがある。

1)工学的判断に基づき確定的に定める方法

ディレクティビティと強震動生成域との距離から厳しい条件を採用する。「港湾の施設の技術上の基準」³⁾は、この考え方で具体的に定めている。

2)パラメータのバラツキを考慮して確率的に考える方法

パラメータのバラツキを考慮する方法としては、モンテカルロ法が簡便でかつ様々な問題に

適用可能であることから、しばしば用いられる。一方で、計算精度を確保するためには、多くの試行回数が必要となる。したがって、計算負荷が大きい計算では、効率よく算出できる手法が必要となる。統計的グリーン関数法の場合、モンテカルロ法でも可能であるが、計算負荷は大きいので、計算効率を高めるニーズも高い。計算効率を高める方法として、重要サンプリングなどがあるが、ここではラテン方格法（LHS：Latin Hypercube Sampling）の例を示す。

3)野津の方法（SPGAモデルによる）⁴⁾

具体的な計算については、強震動予測のレンジと異なる点もあるが、90%非超過や50%非超過に該当する条件を近似計算に基づきPSI値を指標として行うことで、ランダムサンプリングよりも効率的に行う方法を示している。

2.2.2 断層パラメータを確定的に定める方法による算出例

地震被害想定等で行われているのは、1)で強震動生成域の配置や破壊開始点を変えるものである。その例を示す。

(1)対象地震と計算地点

活断層近傍の地点および近くに活断層がない地点で地震動を試算した。

考慮する震源断層は中央構造線断層帯讃岐山脈南縁－石鎚山脈北縁東部(M_j 8.4, M_w 7.6)とし、計算地点は以下とする(図-2.2.1参照)。

計算地点①(活断層近傍の地点) : K-NET池田 TKS012(徳島県三好市)

計算地点②(近くに活断層がない地点) : K-NET倉敷 OKY012(岡山県倉敷市)

(2)計算条件

中央構造線断層帯讃岐山脈南縁－石鎚山脈北縁東部の震源パラメータを表-2.2.1に、微視的断層モデルを図-2.2.2に示す⁵⁾。

計算地点①②におけるサイト増幅特性(地震基盤から工学的基盤まで)⁶⁾を図-2.2.3に示す。また、それぞれサイト位相特性として、瀬戸内海周辺域で発生した地震における観測記録を用いる。

(3)計算結果

計算地点①の工学的基盤での地震動を図-2.2.7に、計算地点②の工学的基盤での地震動を図-2.2.8に示す。計測震度は計算地点①で6.0、計算地点②で4.7となった。震源近傍の計算地点①では、振幅が大きく継続時間は短いのに対し、50km程度離れた計算地点②では振幅は小さくなるが継続時間は長くなっていることがわかる。このように、統計的グリーン関数法では、実際の地震で見られるような傾向を再現することができ、この事例では経験的サイト特性を用いていることで、より適切に表現できていると考えられる。

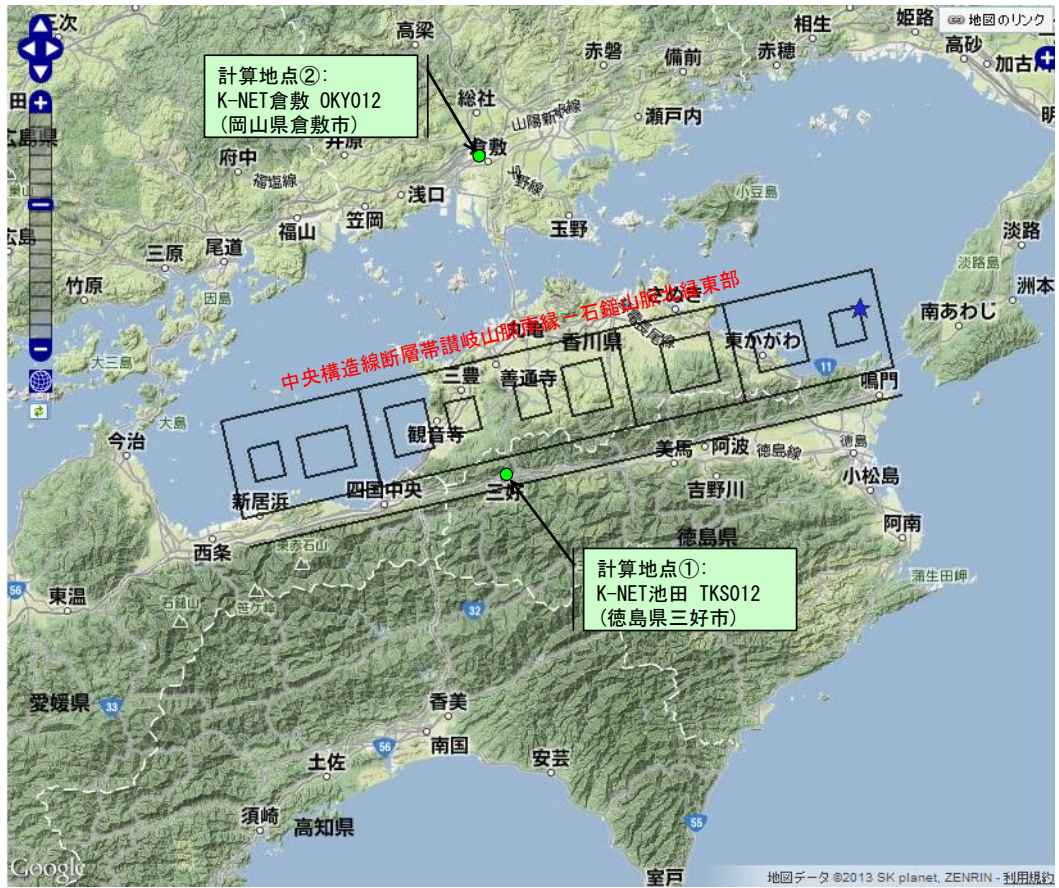


図-2.2.1 震源断層と地震動計算地点の位置関係
 (防災科学技術研究所「地震ハザードステーション J-SHIS」⁵⁾に加筆)

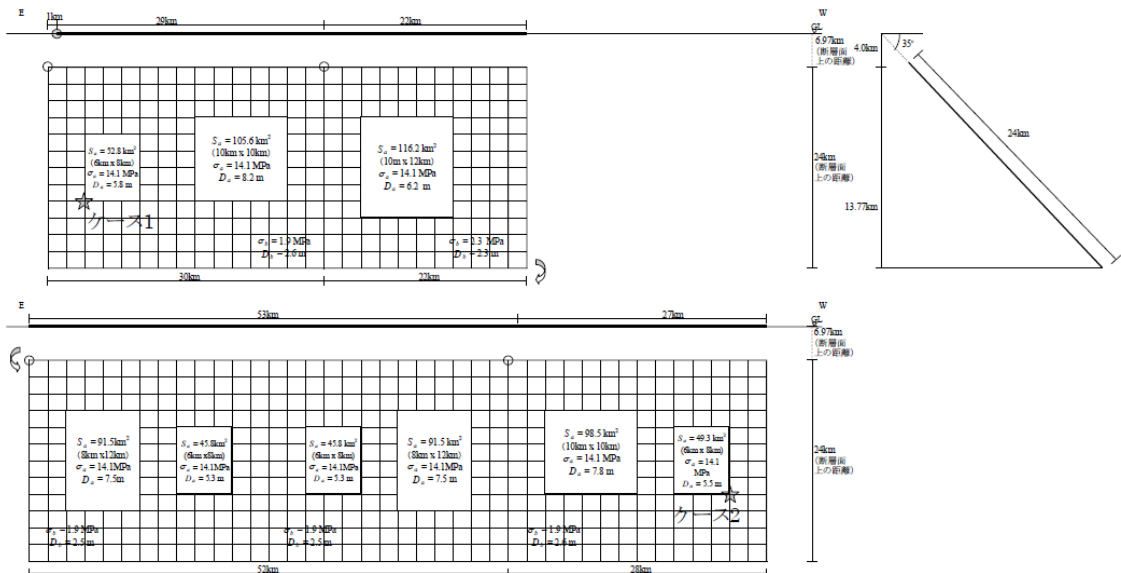


図-2.2.2 中央構造線断層帯讃岐山脈南縁－石鎚山脈北縁東部の微視的震源モデル
 (地震調査研究推進本部「全国地震動予測地図」⁵⁾より)

表-2.2.1 中央構造線断層帯讃岐山脈南縁―石鎚山脈北縁東部の震源パラメータ
(地震調査研究推進本部「全国地震動予測地図」⁵⁾より)

断層パラメータ	設定方法	想定 中央構造線断層帯讃岐山脈南縁―石鎚山脈北縁東部 地震 入倉・三宅 (2001) a = 0.6(Fujii and Matsu'ura (2000) & Sa=0.225)				
		鳴門・坂野・神田 区間	父尾・井口 区間	三野・善麗・池田 区間	寒川・石鎚 区間	
断層帯原点	長期評価による	北緯34° 10'				
		東経134° 39'				
活動区間長さ L		131 km				
単位区間長さ L		29 km	22 km	53 km	27 km	
断層幅 B'		24.4 km	24.4 km	24.4 km	24.4 km	
断層面積 S		3196.4 km ²				
断層モデル原点	地中の断層モデル原点位置	北緯34° 13' 8.4"	北緯34° 9' 28.9"	北緯34° 6' 48.1"	北緯34° 0' 28.1"	
		東経134° 36' 47.9"	東経134° 19' 45.4"	東経134° 5' 48.1"	東経133° 32' 50.3"	
断層モデル上端深さ	S波速度を参考に設定	4 km	4 km	4 km	4 km	
断層モデル長さ L _{seg_model}	ルールに従い設定	30 km	22 km	26 km	26 km	
断層モデル幅 B' _{seg_model}	ルールに従い設定	24 km	24 km	24 km	24 km	
断層モデル面積 S _{seg_model}	ルールに従い設定	720 km ²	528 km ²	624 km ²	624 km ²	
走向 θ _{seg}	長期評価の原点を結ぶ方向	N 257° E	N 257° E	N 257° E	N 257° E	
傾斜角 φ _{seg}	北傾斜30° -40°	35°	35°	35°	35°	
すべり角 γ _{seg}	右横ずれ(上下方向のずれを伴う)	180°	180°	180°	180°	
全断層モデル面積 S _{total}		3168 km ²				
全地震モーメント M _{total}	M _{total} は、Dが観測事実と整合するように調整	3.4E+20 Nm				
モーメントマグニチュード M ₀	M ₀ = (log M ₀ + 9.1) / 1.5	7.6				
気象庁マグニチュード M _{3/16}	M _{3/16} = (log M ₀ - 10.72) / 1.17	8.4				
静的応力降下量 Δσ	Fujii and Matsu'ura (2000)	3.1 MPa				
平均すべり量 D	D = M ₀ / (μ S _{total})	3.4 m				
剛性率 μ	μ = ρ β ²	3.12E+10 N/m ²				
密度 ρ	震源における密度	2700.0 kg/m ³				
S波速度 β	震源におけるS波速度	3.4 km/s				
破壊伝播速度 V _r	V _r = 0.72 · β (Geiler(1976)より)	2.4 km/s				
短周期レベル	d = 4 π r Δσ β ²	3.05E+19 N·m/s ²				

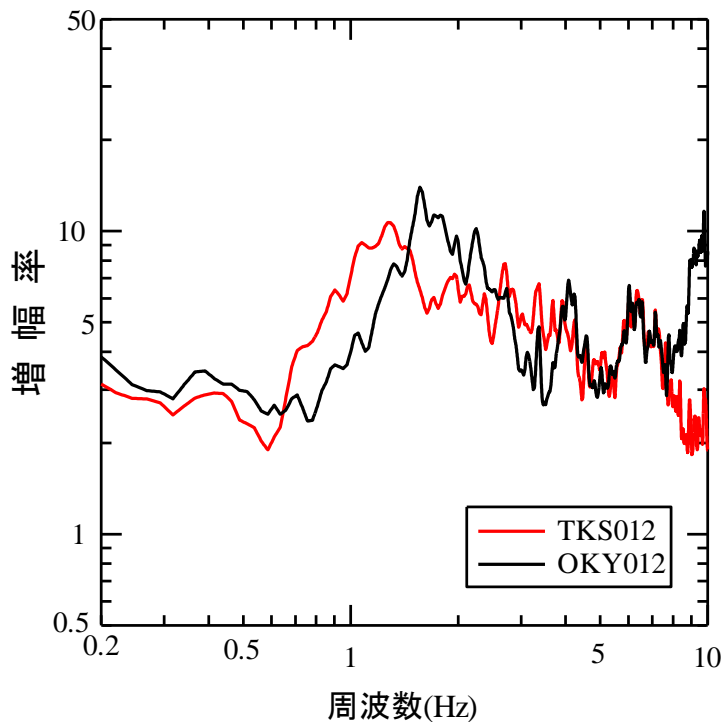
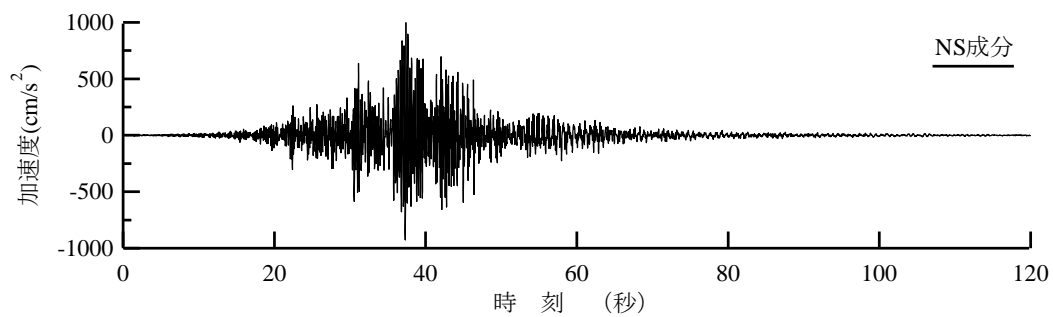
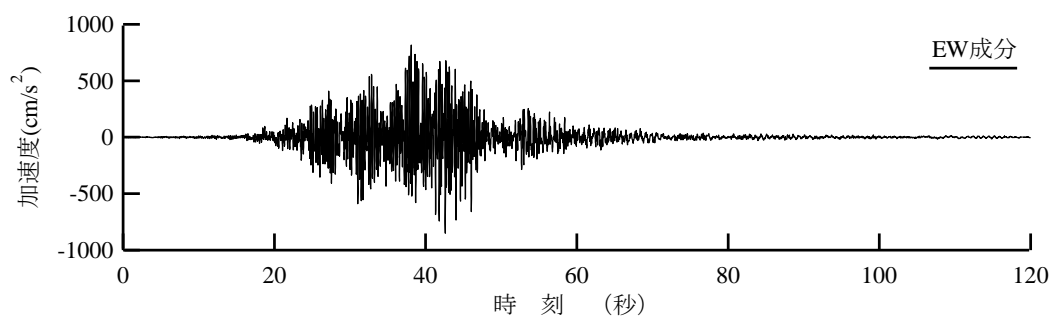
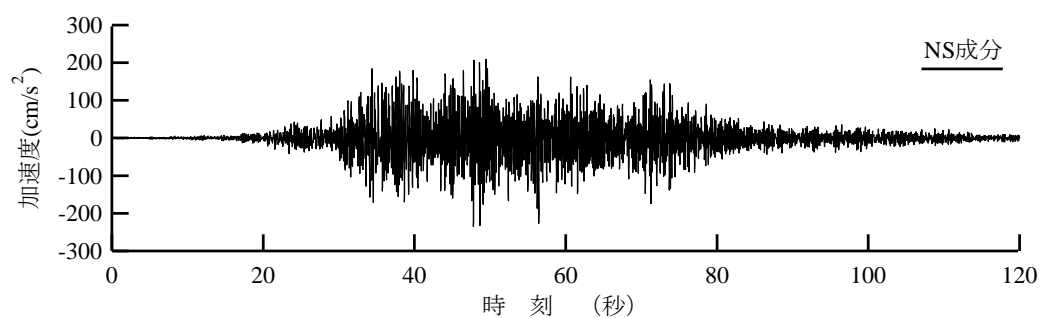
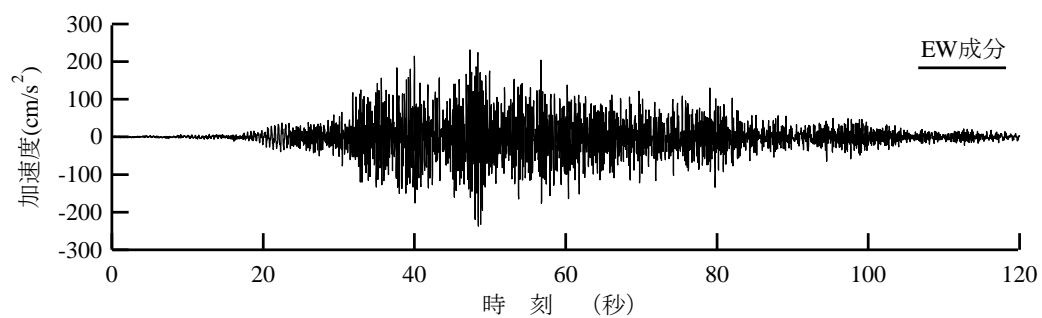


図-2.2.3 計算地点におけるサイト増幅特性 (地震基盤～工学的基盤)
(野津・長尾⁶⁾に基づく)



(a)計算地点① (KNET池田 : TKS012)



(b)計算地点② (KNET倉敷 : OKY012)

図-2.2.4 統計的グリーン関数法による予測波形

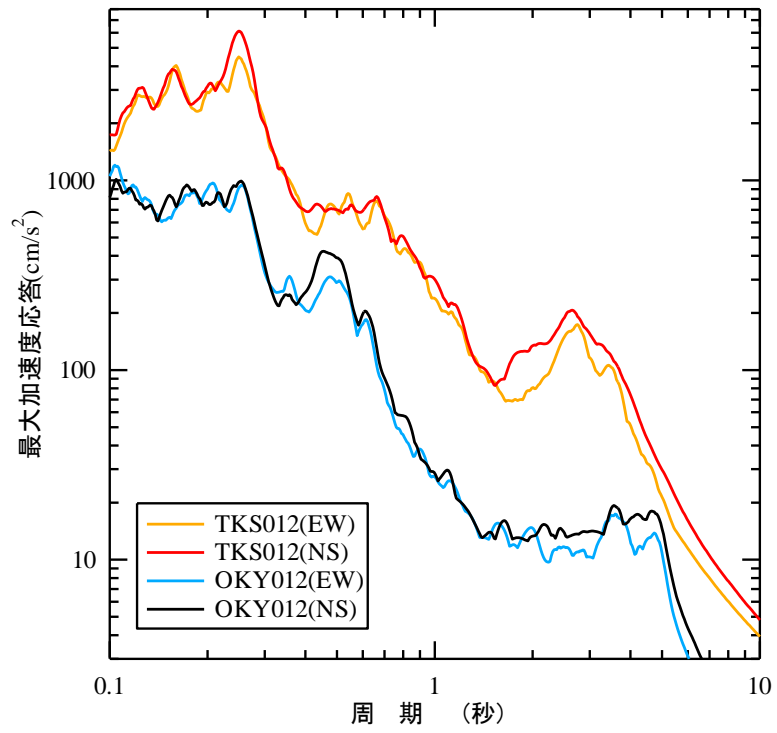


図-2.2.5 統計的グリーン関数法による予測地震動の加速度応答スペクトル (減衰5%)

2.2.3 断層パラメータを確率的に扱う方法による算出例

断層パラメータのバラツキを扱うためには、その統計的性質が必要となる。不確実さの要因には2種類あり、1つは現状の知識不足によって十分に現象をモデル化できていないために生じる不確実さで、もう1つは現象の不確実性として存在するランダムな不確実さである⁷⁸⁾。前者の影響で既往の知見におけるパラメータの“バラツキ”は、やや大きく評価されている可能性はあるが、断層パラメータの“バラツキ”を整理した例⁹⁾を参考に設定し、パラメータの変動とその考慮手法の特徴を簡単なモデルによる試算例で示す。

図-2.2.6に示すように M=7 程度の活断層直近の地震動予測を行うこととする。長さ 30km の横ずれ断層（傾斜角 90 度）から 3km のところに対象地点が位置する条件である。「強震動予測のレシピ」²⁾に基づき、表-2.2.2 のように微視的断層パラメータを設定する。

この中で、表-2.2.3 に示すパラメータについて、バラツキを考慮する。モンテカルロ法と LHS 法で行い、結果を比較する。図-2.2.7 に示すようにアスペリティの位置と破壊開始点の位置として、24 通り (=12×2) を考慮し、他の平均すべり量比、短周期レベル、破壊伝播速度については LHS 法では 24 段階で考慮する。

表-2.2.2 基本震源パラメータ

震源特性		設定値	備考	
巨視的震源特性	走向 θ	0.0 [deg]		
	傾斜 δ	90.0 [deg]		
	長さ L	30 [km]		
	幅 W	18 [km]	$W = (H_d - H_s) / \sin\theta$	
	上端深さ d	3 [km]		
	断層面積 S	540 [km ²]	$S = LW$	
	静的応力降下量 $\Delta\sigma$	3.15 [MPa]	Boatwrite (1988)	
	地震モーメント M_0	1.62E+19 [Nm]	Wells and Coppersmith (1994) $S = 4.24 \times 10^{-11} M_0^{1/2}$	
	モーメントマグニチュード M_w	6.7	Kanamori (1977) $\log M_0 = 1.5 M_w + 9.1$	
	S波速度 V_s	3.40 [km/s]		
	密度 ρ	2.70 [g/cm ³]		
	剛性率 μ	3.12E+10 [N/m ²]	$\mu = \rho V_s^2$	
	平均すべり量 D	0.96 [m]	$M_0 = \rho \cdot D \cdot S$	
断層全体の短周期レベル A	1.34E+19 [Nm/s ²]	壇ほか (2001) $A = 2.46 \times 10^{17} M_0^{1/3}$ (cgs単位系)		
微視的震源特性	アスペリティ	全アスペリティの面積 S_a	108 [km ²]	壇ほか (2001) [円形クラック]
	アスペリティ	全アスペリティの平均すべり量 D_a	1.92 [m]	Somerville et al. (1999) $D_a = D \times 2$
	アスペリティ	全アスペリティの地震モーメント M_{0a}	6.49E+18 [Nm]	$M_{0a} = \mu \cdot D_a \cdot S_a$
	アスペリティ	アスペリティの静的応力降下量 $\Delta\sigma_a$	15.74 [MPa]	Madariaga (1979) $\Delta\sigma_a = (S/S_a) \cdot \Delta\sigma$
	第1アスペリティ	アスペリティの面積 S_{a1}	72 [km ²]	石井ほか (2000) $S_1 : S_2 \approx 2 : 1$
		アスペリティの平均すべり量 D_{a1}	2.13 [m]	$D_{a1} = (\gamma_1 / \Sigma \gamma_i^3) \cdot D_a$
	第2アスペリティ	アスペリティの地震モーメント M_{0a1}	4.79E+18 [Nm]	$M_{0a1} = \mu \cdot D_{a1} \cdot S_{a1}$
		アスペリティの実効応力 σ_{a1}	15.74 [MPa]	$\sigma_{a1} = \Delta\sigma_a$
	第2アスペリティ	アスペリティの面積 S_{a2}	36 [km ²]	石井ほか (2000) $S_1 : S_2 \approx 2 : 1$
		アスペリティの平均すべり量 D_{a2}	1.51 [m]	$D_{a2} = (\gamma_2 / \Sigma \gamma_i^3) \cdot D_a$
	アスペリティ	アスペリティの地震モーメント M_{0a2}	1.69E+18 [Nm]	$M_{0a2} = \mu \cdot D_{a2} \cdot S_{a2}$
		アスペリティの実効応力 σ_{a2}	15.74 [MPa]	$\sigma_{a2} = \Delta\sigma_a$
背景領域	背景領域の面積 S_b	432 [km ²]	$S_b = S - S_a$	
	背景領域の平均すべり量 D_b	0.72 [m]	$M_{0b} = \mu \cdot D_b \cdot S_b$	
	背景領域の地震モーメント M_{0b}	9.73E+18 [Nm]	$M_{0b} = M_0 - M_{0a}$	
	背景領域の実効応力 σ_b	2.51 [MPa]	壇ほか (2002) $\sigma_b = (D_b / W_b) \cdot (\pi^{1/2} / D_a) \cdot r \cdot \Sigma \gamma_i^3 \cdot \sigma_a$	
その他の震源特性	破壊伝播速度 V_f	2.45 [km/s]	Geller (1976) $V_f = 0.72 \cdot V_s$	
	第1アスペリティのライズタイム t_{ra1}	0.82 [s]	近年の地震についての経験的グリーン関数法による	
	第2アスペリティのライズタイム t_{ra2}	0.61 [s]	震源モデルでの値に基づく	
	背景領域のライズタイム t_{rb}	1.84 [s]		
	高周波遮断周波数 f_{max}	6.0 [Hz]	鶴来ほか (1997)	

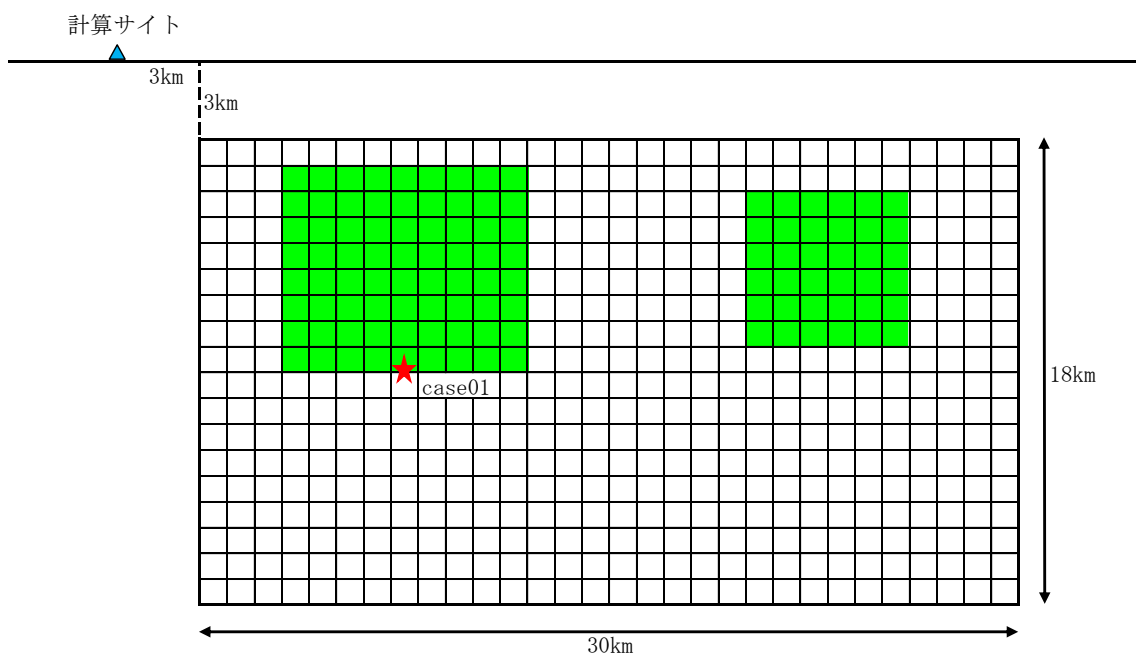


図-2.2.6 断層面と計算サイトの位置関係

(緑色で着色した領域はアスペリティ (強震動生成域)、★ : 破壊開始点)

表-2.2.3 本事例でバラツキを考慮する震源パラメータ

パラメータ	平均値	バラツキ
アスペリティの位置	活断層で発生する地震の場合、活断層の変位量の分布をもとに推定または仮定.	アスペリティが断層面上のどこにあるかは不特定であるので、大小2つのアスペリティの位置を入れ替えた場合を含め、図-2.2.7に示す12通りで考慮.
破壊開始点	アスペリティ下端とすることが多い.	アスペリティ中央下端とする. 大小どちらのアスペリティから始まるか、の2通りで考慮.
アスペリティ強度 (平均すべり量比)	$\frac{D_a}{D} = 2.0$ (石井ら ¹⁰⁾)	正規分布, 標準偏差0.6 (石井ら ¹⁰⁾)
アスペリティ強度 (短周期レベル)	$\log\left(\frac{A}{M_0^{1/3}}\right) = 17.391$ (壇ら ¹¹⁾)	正規分布, 標準偏差0.254
破壊伝播速度	$\frac{V_r}{V_s} = 0.72$ (Geller ¹²⁾)	正規分布, 標準偏差0.078 (宮腰ら ¹³⁾)

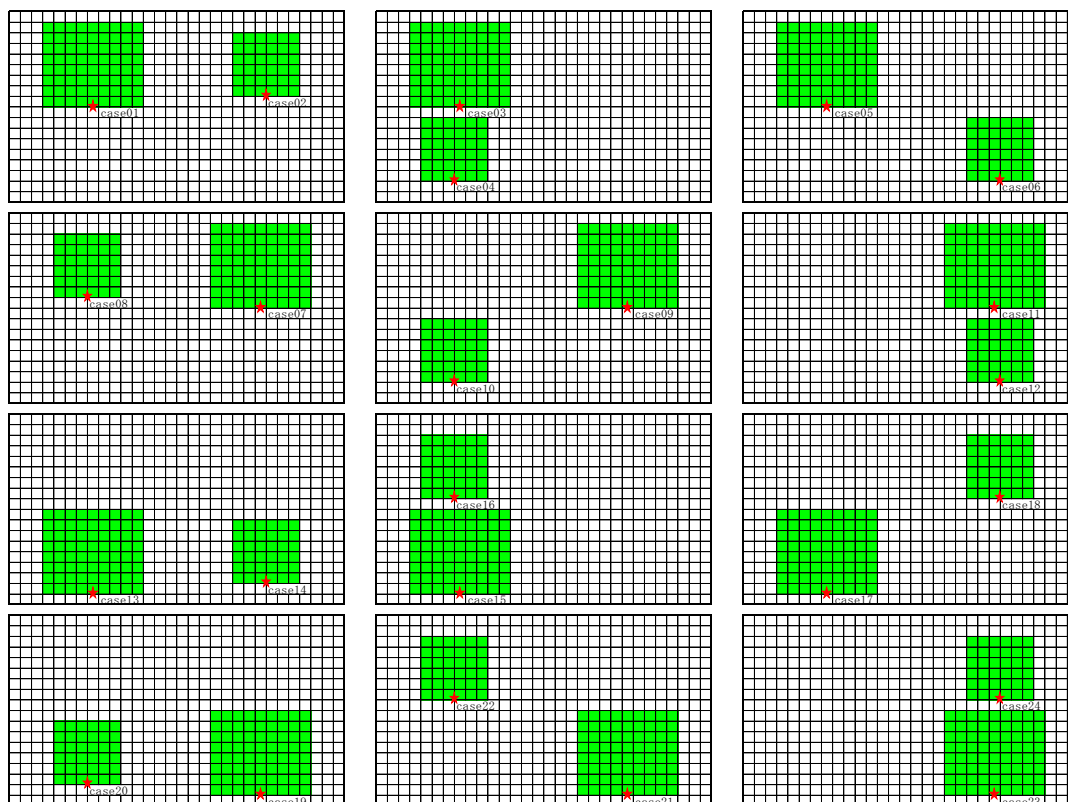


図-2.2.7 アスペリティ・破壊開始点の配置24通り

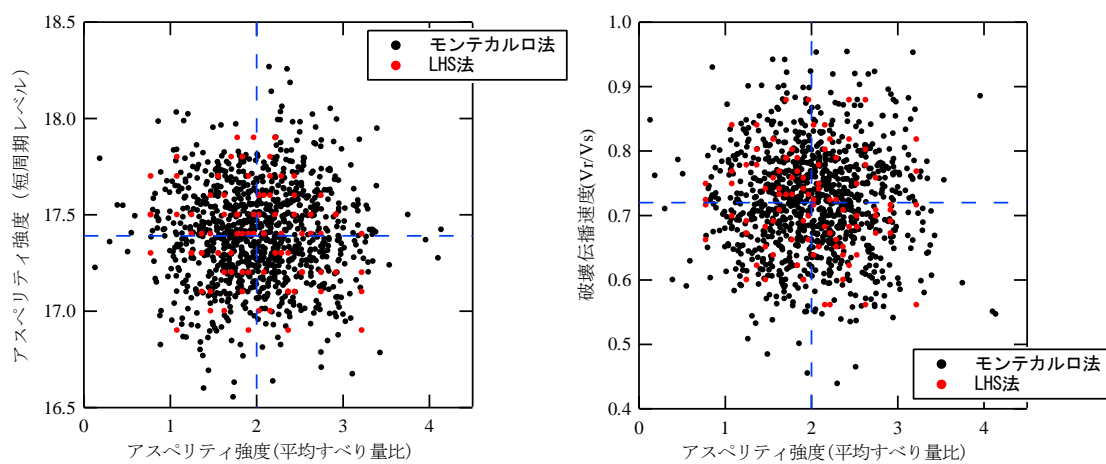


図-2.2.8 設定した断層パラメータのバラツキ
(青い破線は平均値)

モンテカルロ法で1,008回の試行, LHS法で96ケース (=24×4) の計算を行う. それぞれのパラメータの分布を図-2.2.8に示す. モンテカルロ法の試行回数の方が多いので, 低確率の値となるケースが見られる. ただし, その時はもう一方のパラメータの値は平均値に近く, 2つとも確率が低いケース (図の対角方向) の値はモンテカルロ法とLHS法で大差はなく, LHS法の効率の良さを確認できる.

統計的グリーン関数法により得られた加速度応答スペクトル (減衰5%) をそれぞれ図-2.2.9に示す. 両者とも大きなバラツキを有しており, それぞれ中央値 (破線) と90%非超過 (実線) を示す.

それぞれによる90%非超過の値の比較を図-2.2.10に示す. 合わせて, 通常用いられる図-2.2.6, 表-2.2.2の条件で, 計算した際の値も同図に黒い実線で示す. モンテカルロ法とLHS法を比較すると, 中央値, 90%非超過とも同程度の値となっているので, 90%程度の非超過確率であればLHS法で効率よく計算できることがわかる. ただし, モンテカルロ法の方が滑らかな形状となっているのは, やはりLHS法では回数が少ないために偏りは若干生じることを表していると考えられる. なお, 設計地震動を策定する上での標準的な設定では, アスペリティ, 破壊開始点を対象点に対し厳しく置いているので, 90%非超過よりは小さいものの, 中央値よりは明らかに大きいことがわかる.

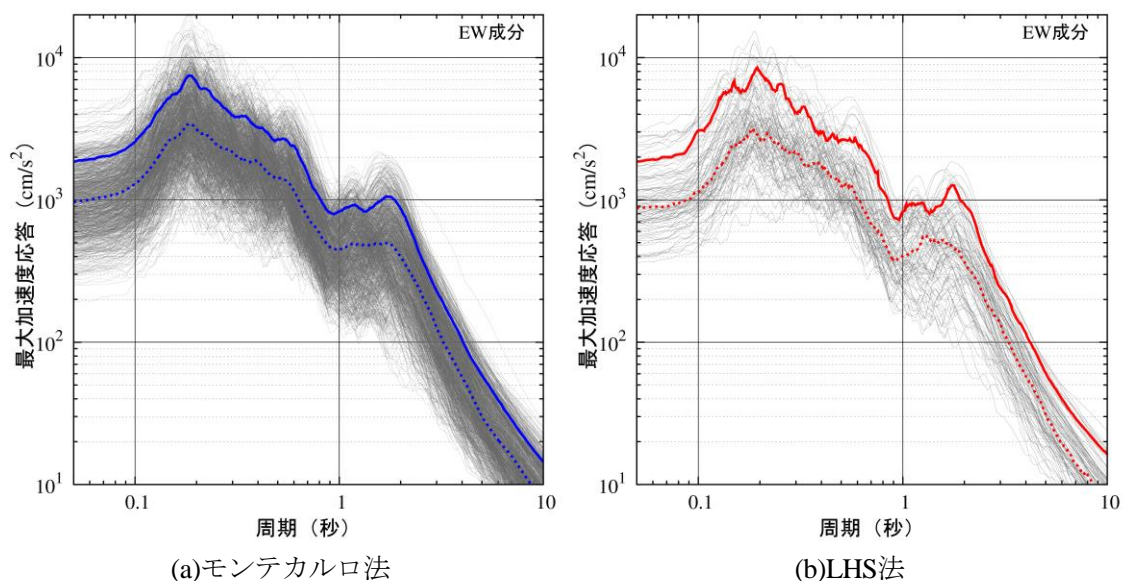


図-2.2.9 断層パラメータのバラツキを考慮して算定した加速度応答スペクトル (減衰5%)

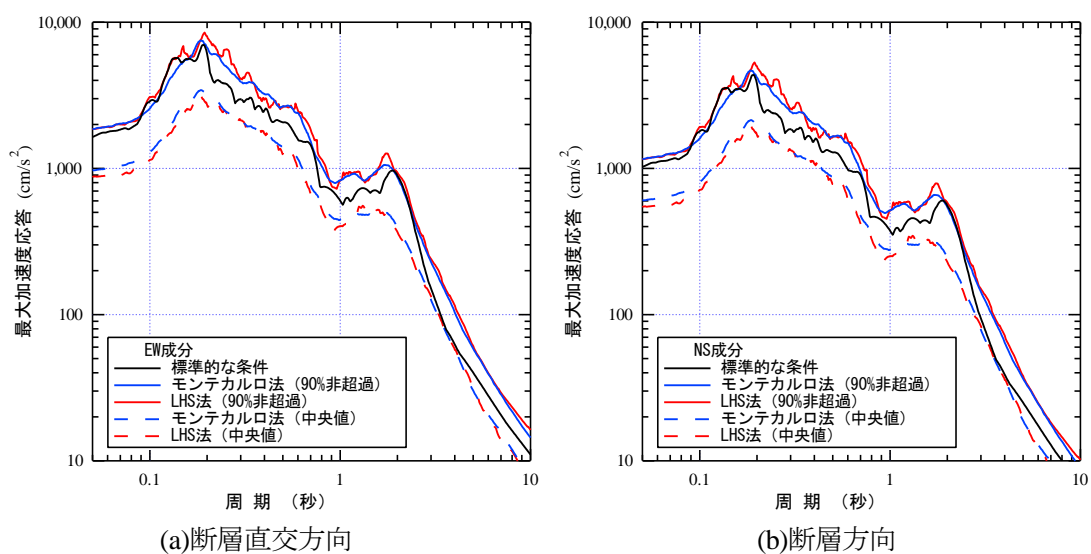


図-2.2.10 加速度応答スペクトル (減衰5%) の比較

2.3 地震危険度解析に基づく算定

2.3.1 地震危険度解析の概要

わが国では多くのインフラ施設の老朽化が進み、長寿命化のための点検・補修が重要となっている。そのような社会情勢から、ライフサイクルコストを最小化するという考え方で性能照査が必要となり、そのためには設計供用期間内に考えられる最大地震動を確率的に評価した地震動が必要となる。そのための地震危険度解析は、数十年前から用いられてきている。ここでは、東日本大震災を含め最新の知見を踏まえている地震調査推進研究本部の地震動予測地図の考え方に基づく試算例を示す。

地震危険度解析は、地点における地震動強さとそれを特定の期間内に超える確率の関係（ハザードカーブ）を算定するものである。図-2.3.1に評価フロー¹⁴⁾を示す。

地震活動のモデル化に際しては、震源断層を特定できる地震と、震源断層を予め特定しにくい地震とに大別される。

震源断層を特定できる地震は、下記の3つに分類され、いずれも規模は固有地震として、過去の地震規模や断層長さから確定的に扱う¹⁴⁾。

- a) 主要 98 断層帯で発生する地震
- b) 海溝型地震
- c) その他の活断層での地震

地震の規模、震源位置・形状が固有である地震について、図-2.3.2に震源の分布図を示す。

南海トラフの地震（南海地震、東南海地震、想定東海地震）、十勝沖、根室沖の地震については、複数の震源域が連動する場合と個別に発生する場合があるので、防災科学技術研究所(2012)による連動確率を用いている。

震源断層を予め特定しにくい地震は、それ以外にプレート間やプレート内部で起こる地震や活断層が特定されていない場所での地震などである。この場合、地震規模はグーテンベルグ・リヒターの関係に基づき、地震域毎の b 値から確率的に与える。

すべての確率を足し合わせることで、ハザードカーブを得るものである。

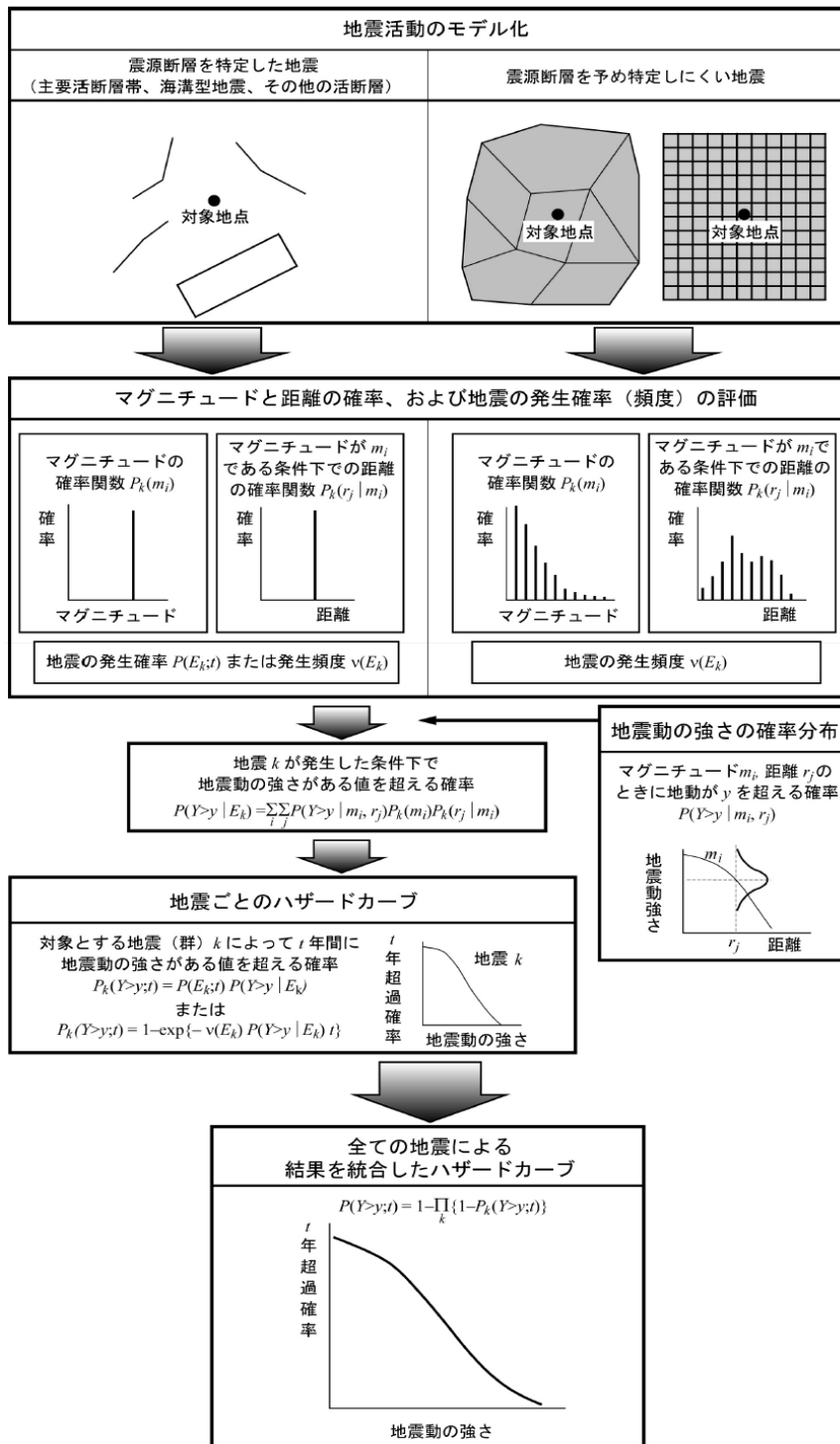


図-2.3.1 地震ハザード評価のフロー（地震調査研究推進本部¹⁴⁾より）

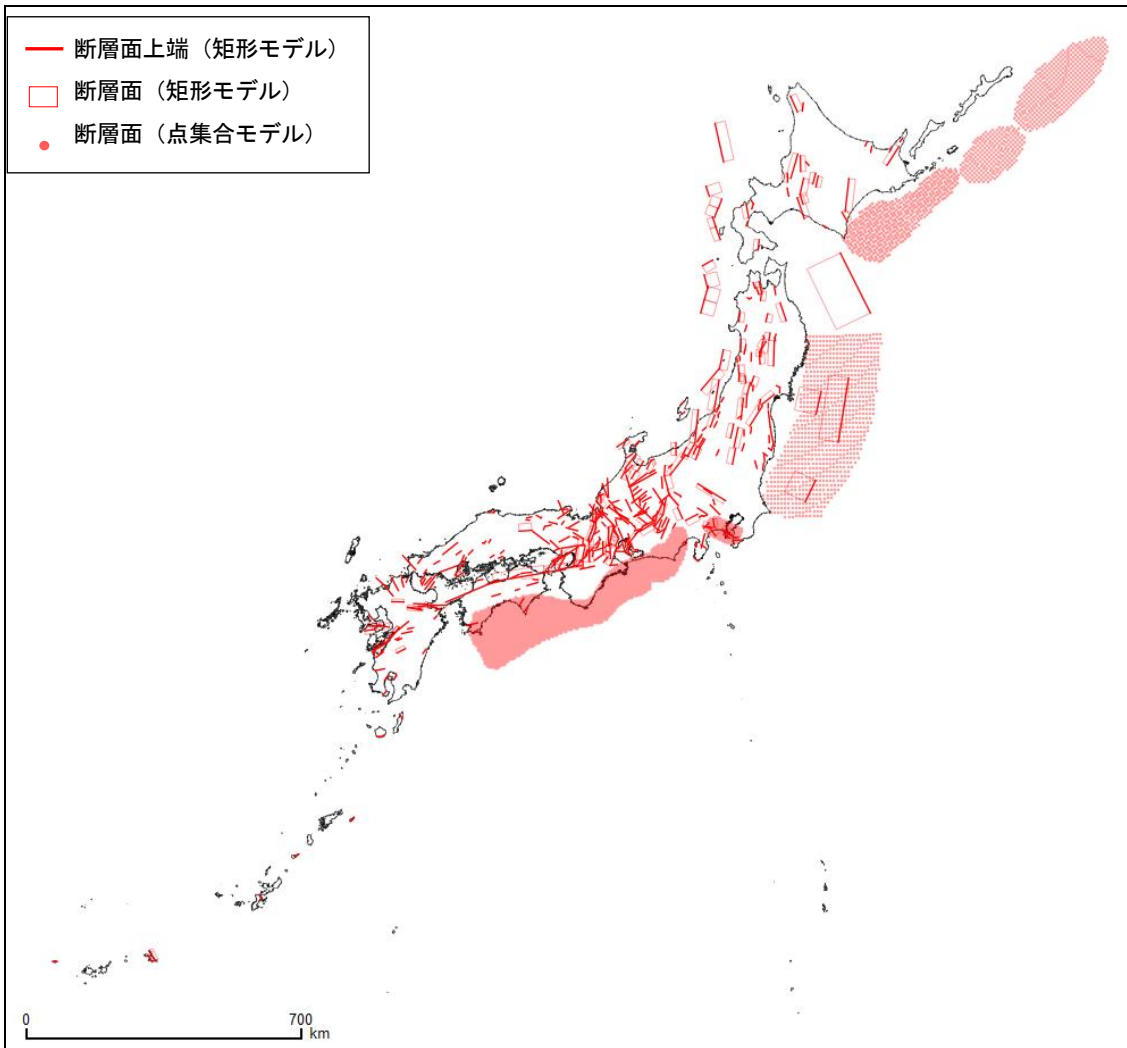


図-2.3.2 震源断層を特定した地震（固有地震モデル）の地表投影面分布

2.3.2 ハザードマップ

ここでは、距離減衰式として、片岡ら (2006)¹⁵⁾の震源深さをパラメータとする加速度応答スペクトル（減衰 5%）式のうち、工学的基盤の値を用いる。周期 0.5 秒と 1.0 秒について、50 年超過確率 39%（平均再現期間約 100 年）と 5%（平均再現期間約 1000 年）のハザードマップの試算結果を図-2.3.3, 4 に示す。南海トラフの地震が規模が大きく、発生間隔も 100～150 年と活発であるので、太平洋で大きな地震動が予測される。また、低確率では、糸魚川—静岡構造線断層帯に沿っての地震動も大きくなっている。

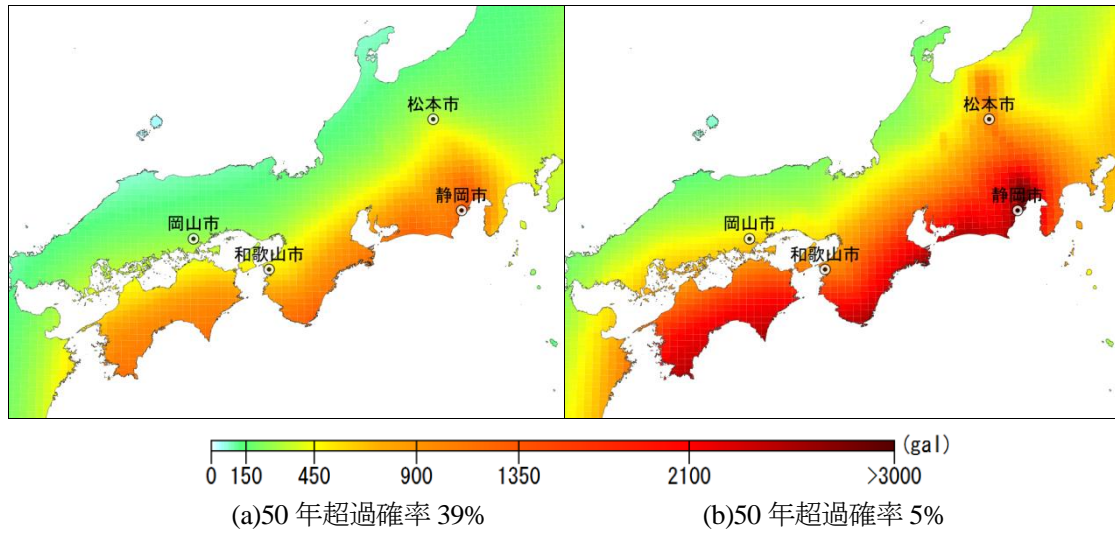


図-2.3.3 最大加速度応答（周期0.5秒）

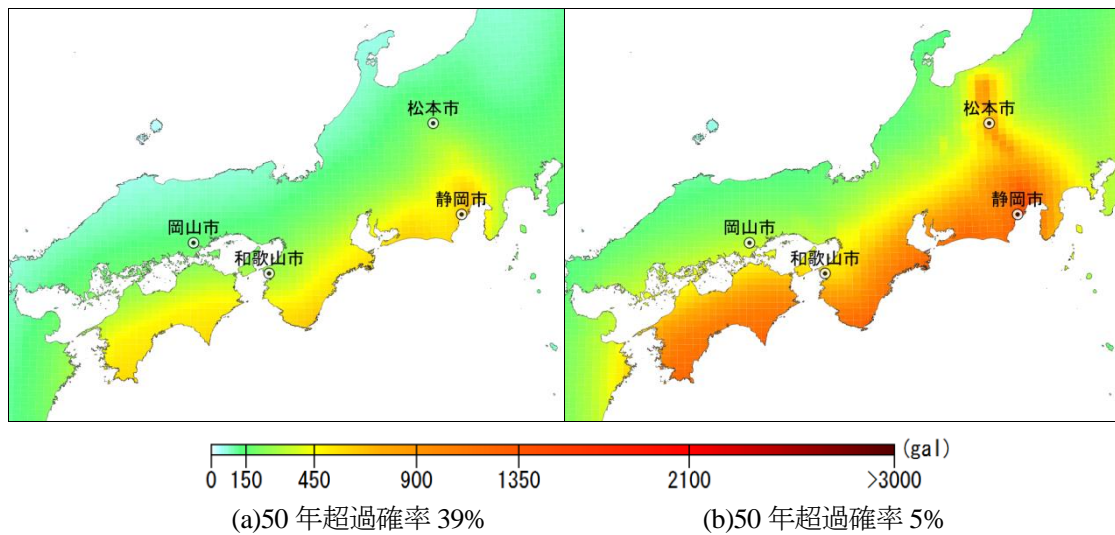
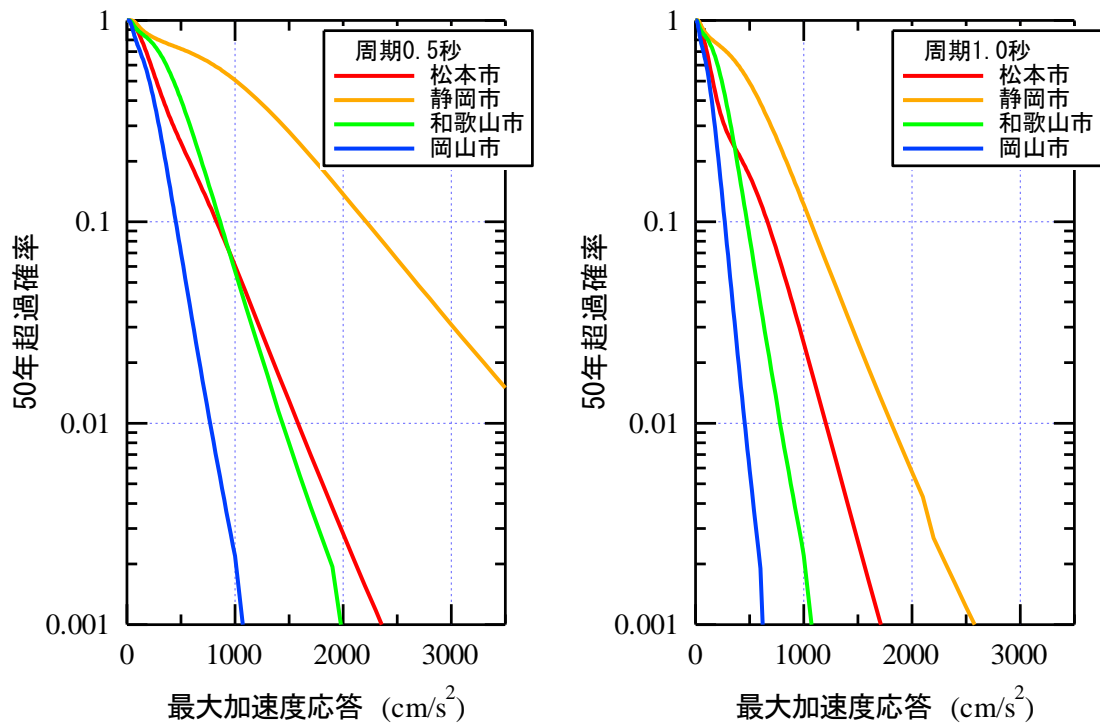


図-2.3.4 最大加速度応答（周期1.0秒）

2.3.3 ハザードカーブ

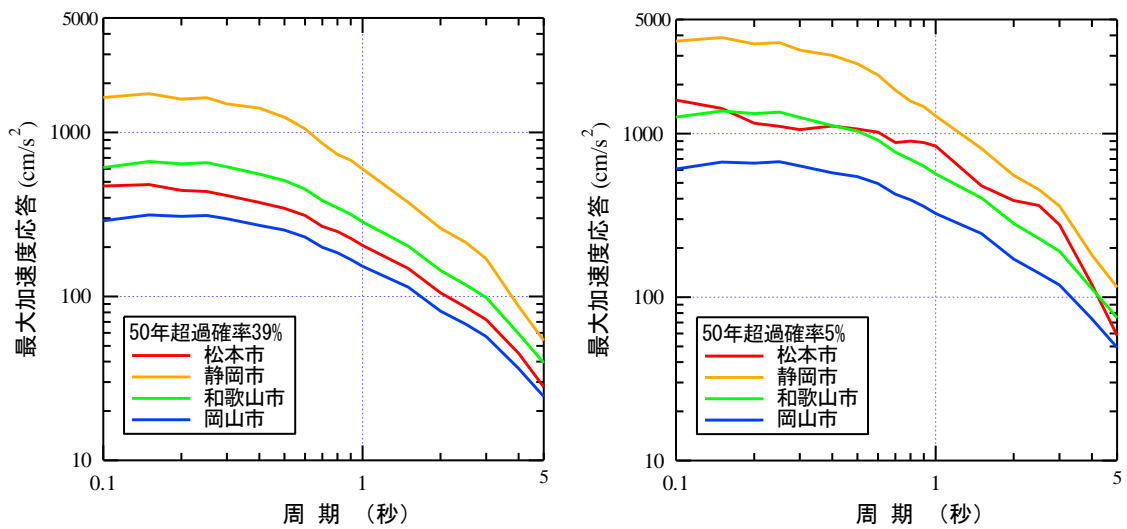
図-2.3.3に示した4サイトについて、周期0.5秒と1.0秒におけるハザードカーブを図-2.3.5に示す。静岡市は南海トラフの震源域の例、松本市は代表的活断層である糸魚川—静岡構造線断層帯に近い例、和歌山市は南海トラフにも活断層にも比較的近い例、岡山市は近くに主要活断層がない例、である。想定される地震の規模・活動度により、同じ超過確率でも地震動は大きく異なることがわかる。



(a)周期 0.5 秒 (b)周期 1.0 秒
 図-2.3.5 各地点におけるハザードカーブの比較

2.3.4 ハザードスペクトル

50年超過確率39%（平均再現期間約100年）と5%（平均再現期間約1000年）のハザードスペクトルを図-2.3.6に示す。活断層での地震は発生確率は低いものの近ければ大きな地震動となるので、超過確率5%と低確率の条件では活断層が近い松本市での地震動が相対的に大きくなることわかる。



(a) 50年超過確率39%（再現期間100年） (b) 50年超過確率5%（再現期間1000年）

図-2.3.6 各地点におけるハザードスペクトルの比較

2 章参考文献

- 1) Boore, D.M.: Stochastic simulation of high-frequency ground motions based on seismological models of the radiated spectra, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol.73, No.6, pp.1865-1894, 1983.
- 2) 地震調査研究推進本部: 震源断層を特定した地震の強震動予測手法(「レシピ」), http://www.jishin.go.jp/main/kyoshindo/08apr_kego/recipe.pdf, 2008.
- 3) 国土交通省港湾局監修, 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2007.
- 4) 野津: 南海トラフの地震 (Mw9.0) を対象とした SPGA モデルによる強震動評価事例, 土木学会論文集 A1, Vol.69, No.4, I_872-I_888, 2013.
- 5) 防災科学技術研究所: 地震ハザードステーション, <http://www.j-shis.bosai.go.jp/>
- 6) 野津厚, 長尾毅: スペクトルインバージョンに基づく全国の港湾等の強震観測地点におけるサイト増幅特性, 港湾空港技術研究所 資料, No.1112, 2005.
- 7) (独)原子力安全基盤機構: 断層モデルの高度化に関する検討, JNES/SAE07-063, 07 解部報-0063, 2007.
- 8) 翠川三郎, 大竹雄: 地震動強さの距離減衰式にみられるバラツキに関する基礎的分析, 日本地震工学会論文集, 第3巻, 第1号, pp.59-70, 2003.
- 9) 山田雅行, 先名重樹, 藤原広行: 強震動予測レシピに基づく予測結果のバラツキ評価の検討～震源パラメータのバラツキについて～, 日本地震工学会論文集, 第7巻, 第1号, pp.43-60, 2007.
- 10) 石井 透, 佐藤俊明: 強震動評価のための不均質断層モデルの主破壊領域の面積とモーメントの関係, 日本地震学会 2000 年秋季大会予稿集, B09, 2000.
- 11) 壇一男, 渡辺基史, 佐藤俊明, 石井透: 断層の非一様すべり破壊モデルから算定される短周期レベルと半経験的波形合成法による強震動予測のための震源断層のモデル化, 日本建築学会構造系論文集, 545, pp.51-62, 2001.
- 12) Geller, R.J.: Scaling relations for earthquake source parameters and magnitudes, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 66, pp.1501-1523, 1976.
- 13) 宮腰研, A. Petukhin: 内陸地震の震源インバージョン結果に基づいた破壊伝播速度の不均質性に関する検討, 地球惑星科学関連学会 2005 年合同大会, CD-ROM, 2005.
- 14) 防災科学技術研究所: 東日本大震災を踏まえた地震ハザード評価の改良に向けた検討, 2012
- 15) 片岡正次郎, 佐藤智美, 松本俊輔, 日下部毅明: 短周期レベルをパラメータとした地震動強さの距離減衰式, 土木学会論文集 A, Vol. 62, No. 4, pp. 740-757, 2006.

3. 水道施設

3.1 対象施設の概要

本章では水道施設の代表的な施設である配水池を対象とし、基準類の枠を超えた性能の設定例を示す。配水池は浄水貯留施設であり、配水量の時間変動を調整する機能、停電等の非常時にも一定時間の水量・水圧を確保する機能、地震時における給水拠点・応急給水を確保する機能を有している。

対象とする配水池は、図-3.1.1 に示すような地上式の鉄筋コンクリート造である。

【施設概要】

- ・ 容量 $V=1,500\text{m}^3 \times 2$ 池
- ・ 鉄筋コンクリート造, 半地下式
- ・ 一日最大給水量 $Q=V \div (12 \text{ 時間} / 24 \text{ 時間}) = 6,000\text{m}^3 / \text{日}$
- ・ 給水人口 $= Q \div \text{一人一日使用水量}$
 $= 6,000\text{m}^3 / \text{日} \div (0.4\text{m}^3 / \text{人} \cdot \text{日})$
 $= 15,000 \text{ 人}$

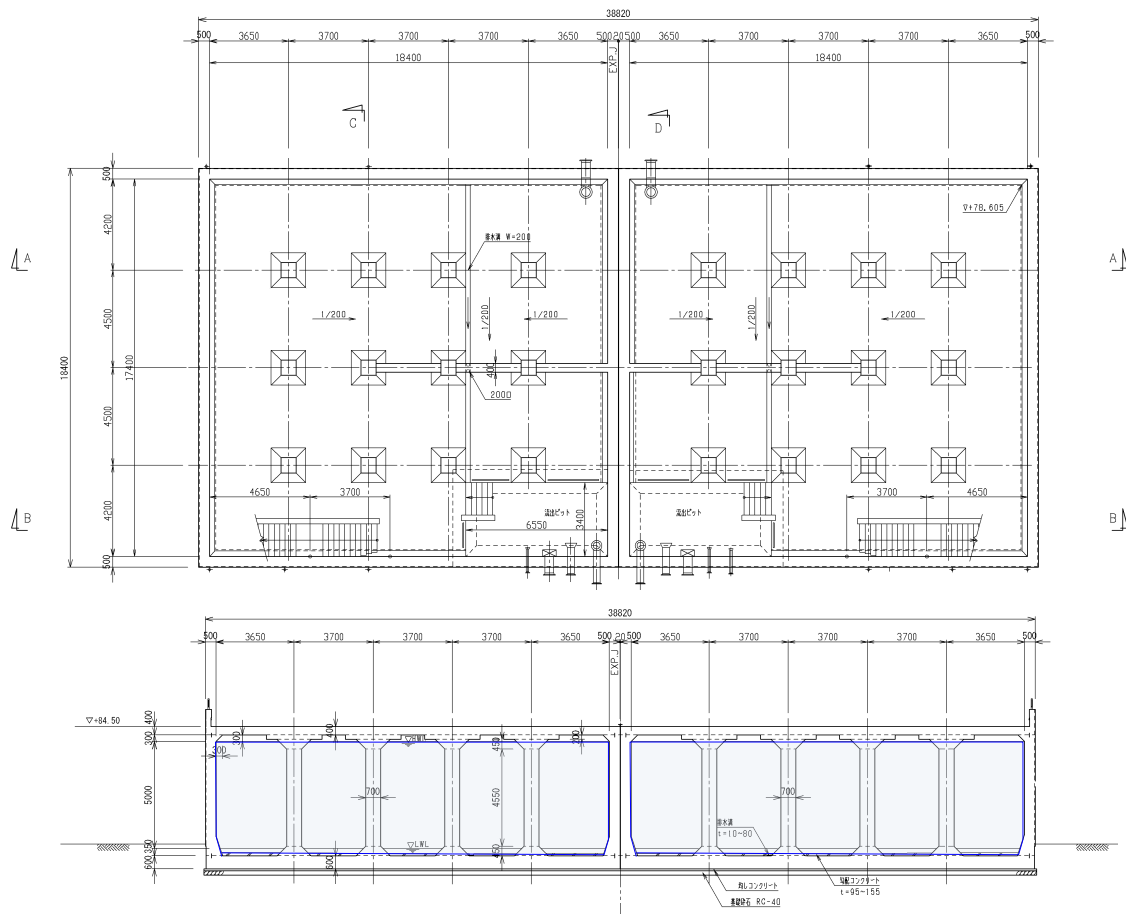


図-3.1.1 対象施設の平面図, 断面図

3.2 要求性能

3.2.1 水道施設耐震工法指針・解説¹⁾

配水池等の水道施設の耐震設計指針には、水道施設耐震工法指針・解説（以下、水道耐震指針）があり、水道施設に対する要求性能が規定されている。

(1) 要求性能

水道施設は、重要度のランクと設計地震動のレベルに応じて、以下のように耐震設計を行う。

- ①ランク A1 の水道施設は、レベル 1 地震動に対しては耐震性能 1 を、また、レベル 2 地震動に対しては耐震性能 2 を確保するように設計するものとする。
- ②ランク A2 の水道施設は、レベル 1 地震動に対しては耐震性能 1 を、また、レベル 2 地震動に対しては耐震性能 3 を確保するように設計するものとする。
- ③ランク B の水道施設は、レベル 1 地震動に対して原則として耐震性能 2 を確保するように設計するものとする。

(2) 耐震性能

耐震性能は以下の 3 つが規定されている。耐震性能と限界状態の概念図を図-3.2.1 に示す。

耐震性能 1：地震によって健全な機能を損なわない性能

耐震性能 2：地震によって生じる損傷が軽微であって、地震後に必要とする修復が軽微なものにとどまり、機能に重大な影響を及ぼさない性能

耐震性能 3：地震によって生じる損傷が軽微であって、地震後に修復を必要とするが、機能に重大な影響を及ぼさない性能

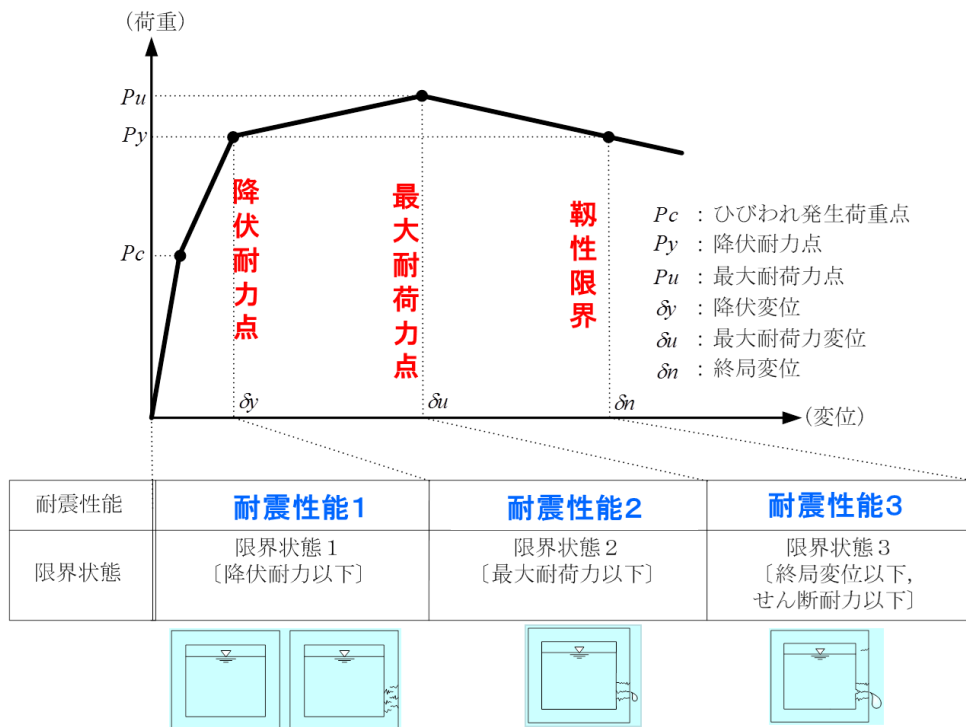


図-3.2.1 耐震性能の概念図

3.2.2 本事例集における要求性能

(1) 追加する要求性能

本事例集においては、水道耐震指針で規定する要求性能に、重要度ランク S と耐震性能 4 を追加する。

1) 耐震性能 4 の追加

耐震性能 1：地震によって健全な機能を損なわない性能

耐震性能 2：地震によって生じる損傷が軽微であって、地震後に必要とする修復が軽微なものにとどまり、機能に重大な影響を及ぼさない性能

耐震性能 3：地震によって生じる損傷が軽微であって、地震後に修復を必要とするが、機能に重大な影響を及ぼさない性能

耐震性能 4：地震によって、構造物全体系が崩壊しない性能

2) 重要度の追加と要求性能の変更

最重要の水道施設として「ランク S」の重要度を追加する。ランク S の水道施設は、レベル 2 地震動に対して耐震性能 1 を確保する。

水道耐震指針では、ランク B の水道施設のレベル 2 地震動に対する要求性能を定義されていないが、地震後に構造物の崩壊により 2 次災害が発生を防止するために、本事例集では耐震性能 4 を確保することを追加する。

①ランク S の水道施設は、地震後に修復が困難な施設や、地震後の損傷が軽微であっても水道施設全体に与える影響が大きい施設とする。ランク S の水道施設は、レベル 1 地震動およびレベル 2 地震動に対しては耐震性能 1 を確保するように設計するものとする。

②ランク A1 の水道施設は、レベル 1 地震動に対しては耐震性能 1 を、また、レベル 2 地震動に対しては耐震性能 2 を確保するように設計するものとする。

③ランク A2 の水道施設は、レベル 1 地震動に対しては耐震性能 1 を、また、レベル 2 地震動に対しては耐震性能 3 を確保するように設計するものとする。

④ランク B の水道施設は、レベル 1 地震動に対して原則として耐震性能 2 を、また、レベル 2 地震動に対しては耐震性能 4 を確保するように設計するものとする。

表-3.2.1 施設重要度別の保持すべき耐震性能（レベル 2 地震動）

重要度の区分	耐震性能 1	耐震性能 2	耐震性能 3	耐震性能 4
ランク S の水道施設	◎			
ランク A1 の水道施設	—	○	—	
ランク A2 の水道施設	—	—	○	
ランク B の水道施設	—	—	—	◎

◎：本事例集で追加する耐震性能

(2) 耐震性能 4 で要求する性能

耐震性能 4 で要求する耐震性能は、コンクリート標準示方書²⁾で定義される耐震性能 3 であり、「地震によって構造物全体系が崩壊しない」とされている。ここでは、鉛直部材がせん断破

壊せず、地震後に構造物が自立していれば、耐震性能4を満足するものとする。

また、耐震性に関する照査では、コンクリート標準示方書に次のような規定があるため、面部材(側壁、底版、頂版)のせん断照査を省略する。

コンクリート示方書（設計編：標準） 5編 耐震性に関する照査 (p.282)

7章 耐震性の照査

7.4.2 照査 (p.282)

(2)面部材において、面内せん断力が卓越する構造形式を対象とする場合には、耐震性能3について面外せん断力に対する照査を省略してよい。

【解説】地下タンクのように、主たるせん断抵抗機構が構成要素の面内せん断抵抗機構による場合には、局部的に面外せん断力が発生しても、面外せん断力が発生する部位は一般に主たるせん断抵抗機構を担う部位と一致しない。このような場合には面外せん断機構は安定しているので、照査は省略してよい。

※耐震性能3：地震によって構造物全体系が崩壊しない

3.3 入力地震動

3.3.1 水道耐震指針の規定

水道耐震指針においては、設計地震動は、「レベル1地震動及びレベル2地震動は、原則として、建設地点周辺の地震活動度、震源特性、震源から建設地点までの地震動の伝播・増幅特性等を考慮し、適切に設定する。」と規定されている。

(1) レベル1地震動

水道耐震指針では、従来の方法によりレベル1地震動を設定する場合と、経済性照査を用いてレベル1地震動を設定する場合の二つの手法を考慮されている。

経済性照査とは、水道施設の新設や既存施設の耐震化に要する費用と地震による被害額のトータルコストの視点から経済性・合理性を考慮した耐震化レベルを設定しようとする手法である。

経済性照査では、この手法を用いて設計された施設の総便益の増分に対して、設計・調査に要する費用が小さくなれば、実施する意義があるものと判断されることとなる。地震危険度が高い地域で、重要度が高く、大規模な施設については、建設投資額が多額であり、さらに地震被害による被害額やそれを回避した場合の便益も大きくなると想定される。

(2) レベル2地震動

レベル2地震動とは、水道施設の耐震設計に用いる入力地震動であり、「当該施設の設置地点において発生するものと想定される地震動のうち、最大規模の強さを有するもの」と定義されている³⁾。

水道耐震指針では、レベル2地震動の設定として、次の4つの方法が示されている。

- ・ 方法1：震源断層を想定した地震動評価を行い、当該地点での地震動を使用する。
- ・ 方法2：地域防災計画等の想定地震動を使用する。
- ・ 方法3：当該地点と同様な地盤条件（地盤種別）の地表面における強震記録の中で、震度6強～震度7の記録を用いる。
- ・ 方法4 兵庫県南部地震の観測記録を基に設定された設計震度、設計応答スペクトル

3.3.2 本事例集での入力地震動

本事例集の入力地震動は、レベル2地震動のみを対象として例示する。

レベル2地震動の設定方法は、「方法1」を採用し、2章で示される設計入力地震動を用いる。なお、入力地震動は工学的基盤面における地震動であるため、各解析モデルにおける入力地震動は次のように設定する。

①震度法（2次元フレームモデル）

一次元地盤応答解析により地表面の応答を求め、最大加速度から設計水平震度を設定する。

②動的解析法（2次元FEMモデル）

解析モデルの工学的基盤相当の地層に入力地震動を入力する。

3.4 性能照査法

3.4.1 検討ケース

本事例集には、表-3.4.1に示す3つの検討ケースで性能照査を行う。

表-3.4.1 性能照査方法の検討ケース

検討ケース	重要度	耐震性能（L2）	限界状態	照査方法	備考
ケース1	ランクS	耐震性能2	最大耐荷点以下	震度法 (2次元フレーム)	標準的な性能
ケース1'	ランクA1	耐震性能2	最大耐荷点以下	動的解析法 (2次元FEM)	標準的な性能
ケース2	ランクA1	耐震性能1	降伏点以下	動的解析法 (2次元FEM)	ほぼ無損傷
ケース3	ランクB	耐震性能4	柱・梁部材：せん断破壊しない	動的解析法 (2次元FEM)	構造物全体系が崩壊しない

3.4.2 ケース1（水道耐震指針に準拠、震度法）

水道耐震指針（総論 p.45）において、池状構造物の耐震計算法は次のように記述されている。

- ・ 耐震性能の照査は、地震動の作用を適切に考慮した耐震計算法によるものとする。
- ・ 今後の水道施設の耐震技術の大局的な方向性を考慮し、本指針では基本的に動的解析法を用いた設計によることを目指すものとする。しかしながら、動的解析を用いた水道施設の耐震設計が設計実務者の間で幅広く使われるまでには、なお、技術の蓄積を要すると考えられる。
- ・ これらを踏まえて、当面の間は、比較的単純な構造物では静的解析による設計ができるものとし、固有周期が比較的長い構造物や形状が複雑な構造物、あるいは詳細な耐震検討が要求される重要度の高い構造物の場合などには可能な限り動的解析を用いた設計を行うものとする。

本事例集の対象施設は一般的な配水池であり、比較的単純な構造物であるので、設計では静的解析を用いられることが多い。したがって、ケース1では、静的解析（震度法）を用いる。重要度はランクA1の水道施設とし、レベル2地震動に対して耐震性能2を確保する。

3.4.3 ケース 1' (水道耐震指針に準拠, 動的解析)

ケース 1 と同じで, レベル 2 地震動に対して耐震性能 2 を確保する. 照査方法は, 地盤・構造物連成モデル(2次元 FEM)の動的非線形解析を用いる.

3.4.4 ケース 2 (耐震性能 1 を確保, 動的解析法)

水道耐震指針では, レベル 2 地震動に対して耐震性能 2 を確保することが標準 (重要度: ランク A1) であるが, 本検討ケースでは耐震性能 1 を確保する.

照査方法は, 地盤・構造物連成モデル(2次元 FEM)の動的非線形解析を用いる.

3.4.5 ケース 3 (耐震性能 4 を確保, 動的解析法)

水道耐震指針において重要度の低いランク B の施設は, レベル 2 地震動に対する耐震性能が規定されていない. ここでは, 耐震性能 4 を確保するものとして, 照査を行う.

耐震性能 4 の要求性能は, 「地震によって構造物全体系が崩壊しない」であり, ここでは, 鉛直部材がせん断破壊せず, 地震後に構造物が自立できることを照査する.

照査方法は, 地盤・構造物連成モデル(2次元 FEM)の動的非線形解析を用いる.

3.5 性能照査結果

3.5.1 ケース 1 (耐震性能 2, 震度法)

(1) 設計断面

ケース 1 (耐震性能 2, 震度法) の設計断面と配筋条件を図-3.5.1, 表-3.5.1 に示す. 水道施設の新設では, 標準的な設計である.

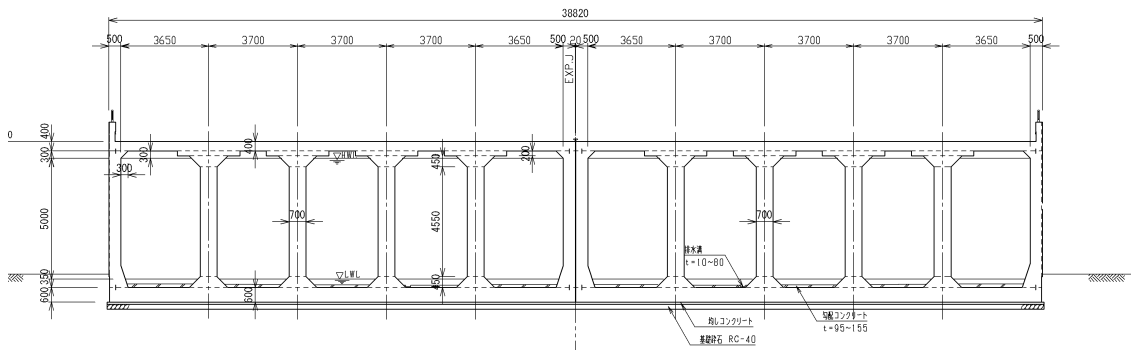
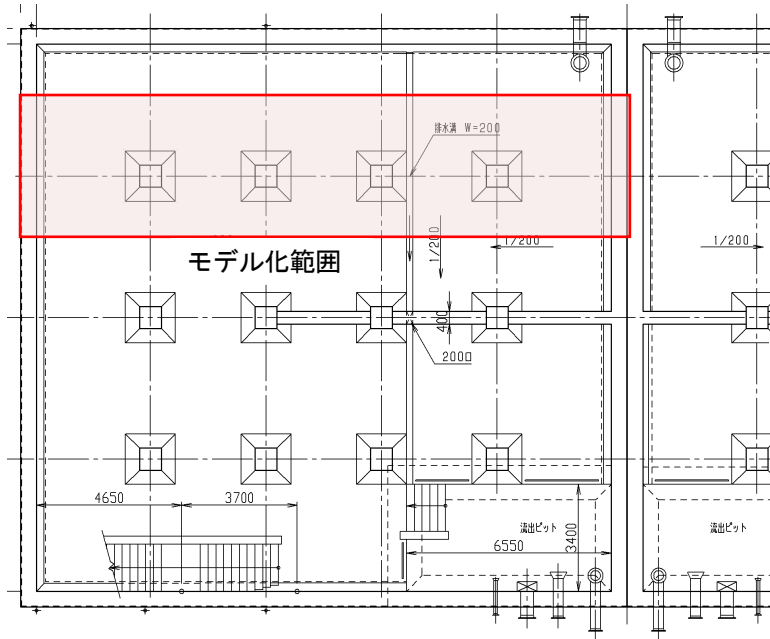


図-3.5.1 ケース 1 の設計断面

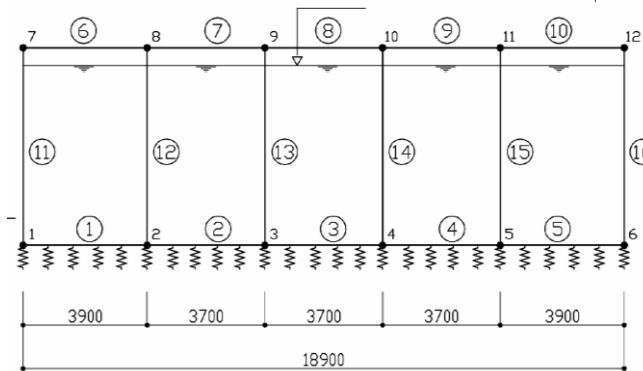
表-3.5.1 各部材の断面と配筋 (ケース 1)

	断面	主鉄筋	せん断補強鉄筋
底板	t=600mm	上面 D22@200 下面 D25@200	D13@400×400
頂版端部	t=400mm	上面 D22@200 下面 D22@100	D13@400×400
頂版中央部	t=400mm	上面 D22@200 下面 D22@200	D13@400×400
側壁	t=500mm	内側 D22@200 外側 D22@100	D13@400×400
柱	700mm×700mm	20-D29	D16@100

(2) 解析モデル



※左右対称の構造のため、片側の構造物のみをモデル化



No.	部材	部材番号	断面積 A(m ²)	断面 2 次モーメント I(m ⁴)
1	底版	①~⑤	2.610	0.078300000
2	頂版	⑥~⑩	1.740	0.023200000
3	壁	⑪,⑬	2.175	0.045312500
4	柱	⑫~⑮	0.490	0.020008333

図-3.5.2 解析モデル図

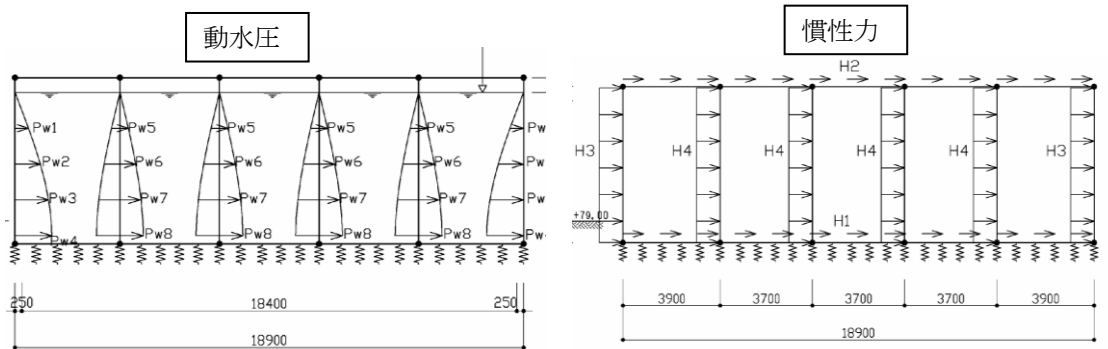


図-3.5.3 荷重図

(3) 照査結果

表-3.5.2 照査結果（曲げモーメント）

部材名	位置	発生曲げモーメント	曲げ耐力	照査	判定
		Md(kN・m)	Mud(kN・m)	$\gamma_i \cdot Md/Mud$	
底版	上面	1,191.1	1,491.5	0.80	OK
	下面	1,650.5	1,910.5	0.86	OK
頂板	上面	809.4	912.0	0.89	OK
	下面	1,351.8	1,677.4	0.81	OK
側壁	内側	940.7	1,200.6	0.78	OK
	外側	1,690.6	2,258.1	0.75	OK
中柱	—	870.6	1,019.1	0.85	OK

表-3.5.3 照査結果（せん断力）

部材名	位置	発生せん断力	せん断耐力	照査	判定
		Vd(kN)	Vyd(kN)	$\gamma_i \cdot Vd/Vyd$	
底版	—	1,050.0	1,227.3	0.86	OK
頂板	—	737.5	893.2	0.83	OK
側壁	—	904.6	1,184.5	0.76	OK
中柱	—	696.6	895.6	0.78	OK

3.5.2 ケース1'（耐震性能2，動的解析法）

(1) 設計断面

ケース1'（耐震性能2，動的解析法）の設計断面と配筋条件を図-3.5.4，表-3.5.4に示す。ケース1と同様な耐震性能であるが，地盤・構造物連成系の2次元FEMモデルを用いた動的非線形解析を適用することで，ケース1に比べて部材断面が小さくなっている。

水道施設では，重要度の高い施設や大規模施設に適用されることが多い設計条件である。

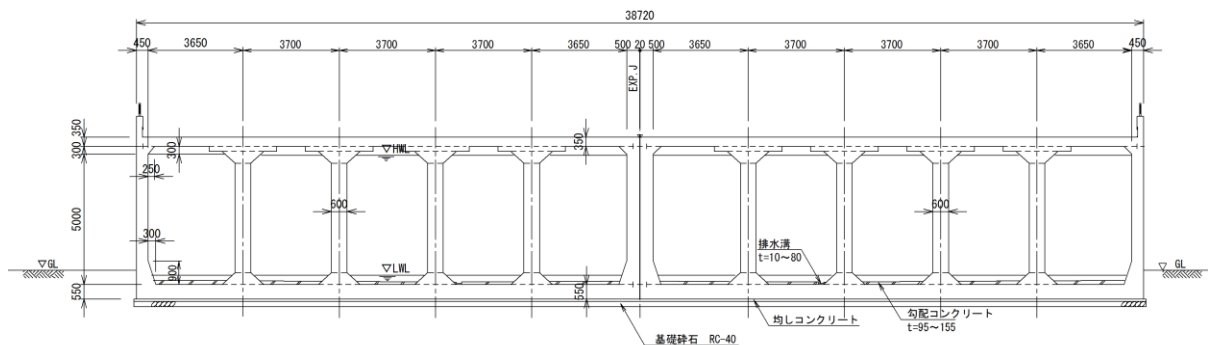


図-3.5.4 ケース1'の設計断面

表-3.5.4 各部材の断面と配筋（ケース1'）

	断面	主鉄筋	せん断補強鉄筋
底板	t=550mm	上面 D22@200 下面 D22@200	D13@400×400
頂版端部	t=350mm	上面 D22@200 下面 D22@100	D13@400×400
頂版中央部	t=350mm	上面 D22@200 下面 D22@200	D13@400×400
側壁	t=450mm	内側 D22@200 外側 D19@100	D16@400×400
柱	600mm×600mm	20-D29	D16@100

(2) 解析モデル

ケース1'の解析モデル図を図-3.5.5に示す。なお、ケース2、ケース3についても、ケース1'と同様な解析モデルを適用している。

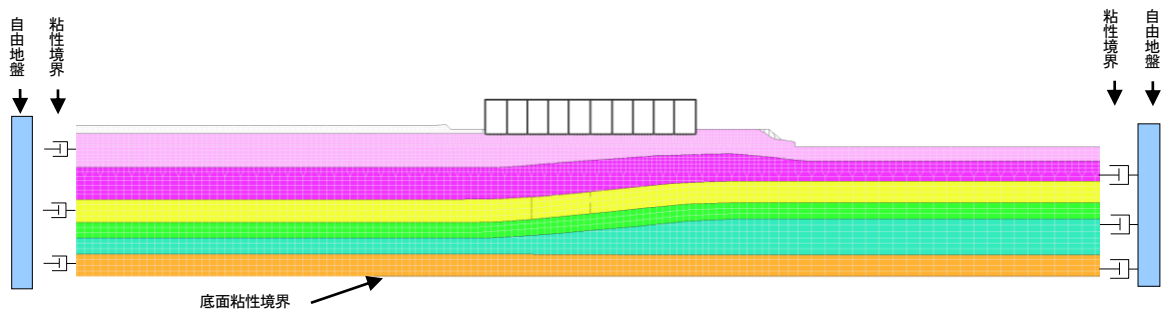


図-3.5.5 解析モデル図

(3) 照査結果

表-3.5.5 照査結果（曲げモーメント）

部材名	符号	発生曲率 ϕ_d (1/m)	発生時刻 (sec)	限界曲率			照査 $\gamma_i \cdot S_d / R_d$			判定	
				ひび割れ ϕ_{cd}	降伏 ϕ_{yd}	最大耐力 ϕ_{ud}	発生曲率/限界曲率				
							ひび割れ	降伏	最大耐力		状態判定
底板	-	-5.05E-02	6.004	-2.38E-04	-5.04E-03	-6.52E-02	211.93	10.01	0.77	降伏	OK
	+	4.11E-02	5.296	2.39E-04	4.72E-03	6.52E-02	172.16	8.73	0.63	降伏	OK
頂板	-	-3.53E-02	5.282	-3.55E-04	-9.66E-03	-5.31E-02	99.43	3.65	0.66	降伏	OK
	+	4.30E-02	8.614	3.53E-04	1.05E-02	5.31E-02	121.98	4.09	0.81	降伏	OK
側壁	-	-2.02E-02	8.602	-3.23E-04	-6.77E-03	-3.81E-02	62.43	2.98	0.53	降伏	OK
	+	2.92E-02	5.266	3.19E-04	7.13E-03	4.14E-02	91.65	4.10	0.71	降伏	OK
中柱	-	-1.54E-02	8.614	-2.48E-04	-5.18E-03	-1.86E-02	62.11	2.97	0.83	降伏	OK
	+	1.37E-02	5.278	2.48E-04	5.18E-03	1.86E-02	55.39	2.65	0.74	降伏	OK

表-3.5.6 照査結果（せん断力）

部材名	せん断力	せん断耐力	照査	判定
	Vd(kN)	Vyd(kN)	$\gamma_i \cdot Vd/Vyd$	
底版	846.5	1,115.1	0.76	OK
頂板	701.9	812.9	0.86	OK
側壁	989.5	1,132.2	0.87	OK
中柱	615.3	757.1	0.81	OK

3.5.3 ケース2（耐震性能1，動的解析法）

ケース2（耐震性能1，動的解析法）の設計断面を図-3.5.6に示す。レベル2地震動に対して耐震性能1を確保するため、ケース1に比べて部材断面が大きくなっている。

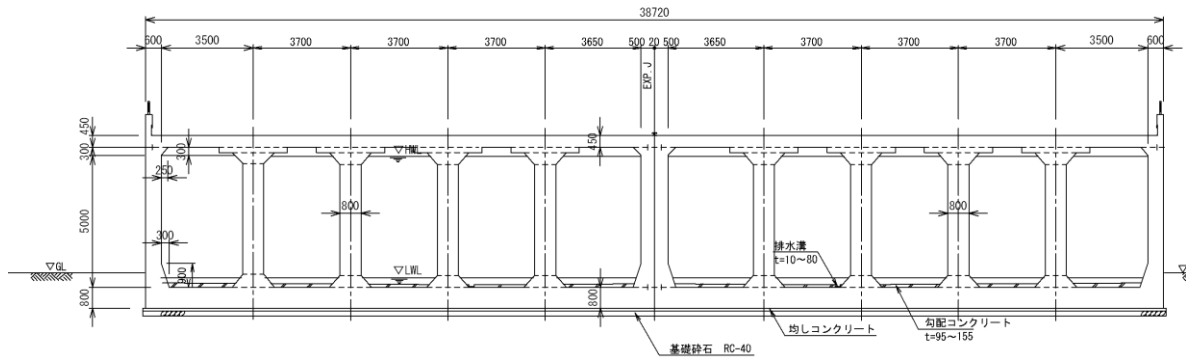


図-3.5.6 ケース2の設計断面

3.5.4 ケース3（耐震性能4，動的解析法）

ケース4（耐震性能4，動的解析法）の設計断面を図-3.5.7に示す。検討ケースの中で最も小さい断面となっている。

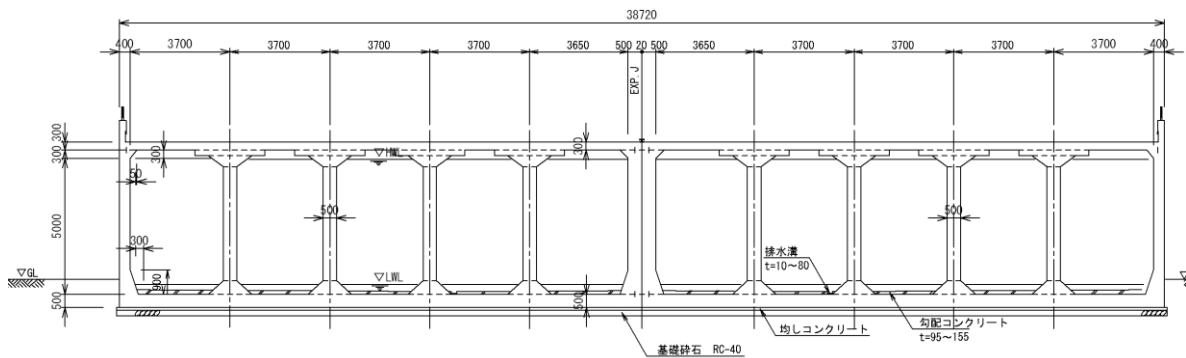


図-3.5.7 ケース3の設計断面

3.5.5 照査結果のまとめ

表-3.5.7に各ケースの照査結果を示す。設計断面は最大で1.5倍程度の差があるが、一般的な設計のケース1の工事費に対して91~109%となり、工事費に有意な差が発生しない。新設工事の場合、足場工、支保工、型枠工の占める割合が大きく、躯体のコンクリート工及び鉄筋工の数量の差は、全体工事に与える影響が少ないためである。ただし、既設の場合には、耐震性能の設定や照査方法によって、耐震補強工事の内容が大幅に変わるため、要求性能の設定が重要となる。

水道耐震指針では、重要度がランクBの水道施設におけるレベル2地震動の耐震性能は規定されていないため、レベル2地震動の照査が省略されている。ランクBの水道施設は、施設の機能が喪失されても他施設によるバックアップが可能であるような重要度が低い施設である。しかし、施設が崩壊した場合には、2次災害が発生する恐れもあるため、ランクBの水道施設に対してもレベル2地震動の照査を実施し、耐震性能4を確保する必要があると考えられる。

表-3.5.7 照査結果一覧（新設の場合）

	ケース1	ケース1'	ケース2	ケース3
重要度	ランクA1	ランクA1	ランクS	ランクB
照査方法	震度法	動的解析法	動的解析法	動的解析法
レベル2地震動 耐震性能	耐震性能2	耐震性能2	耐震性能1	耐震性能4
設計断面	柱 700×700 側壁 500mm 底板 700mm 頂版 400mm	柱 600×600 側壁 450mm 底板 550mm 頂版 300mm	柱 800×800 側壁 600mm 底板 800mm 頂版 450mm	柱 500×500 側壁 400mm 底板 500mm 頂版 300mm
工事費 (躯体のみ)	192,000 千円 (100%)	186,000 千円 (97%)	210,000 千円 (109%)	174,000 千円 (91%)

3章 参考文献

- 1)日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説 総論，2009
- 2)土木学会：2012年制定 コンクリート示方書[設計編]，2013
- 3)厚生労働省：水道施設の技術的基準を定める省令，平成21年3月6日，省令第26号

4. 港湾構造物

4.1 対象構造物の概要

本章では港湾構造物の主要な施設である係留施設（岸壁）を対象とする。岸壁には様々な構造形式があり、本稿では重力式岸壁を対象とする。重力式岸壁は、**図-4.1.1**に示すように、捨石マウンド上に鉄筋コンクリート製のケーソン等を設置するものである。背後には土圧軽減などのために裏込石が施工される。

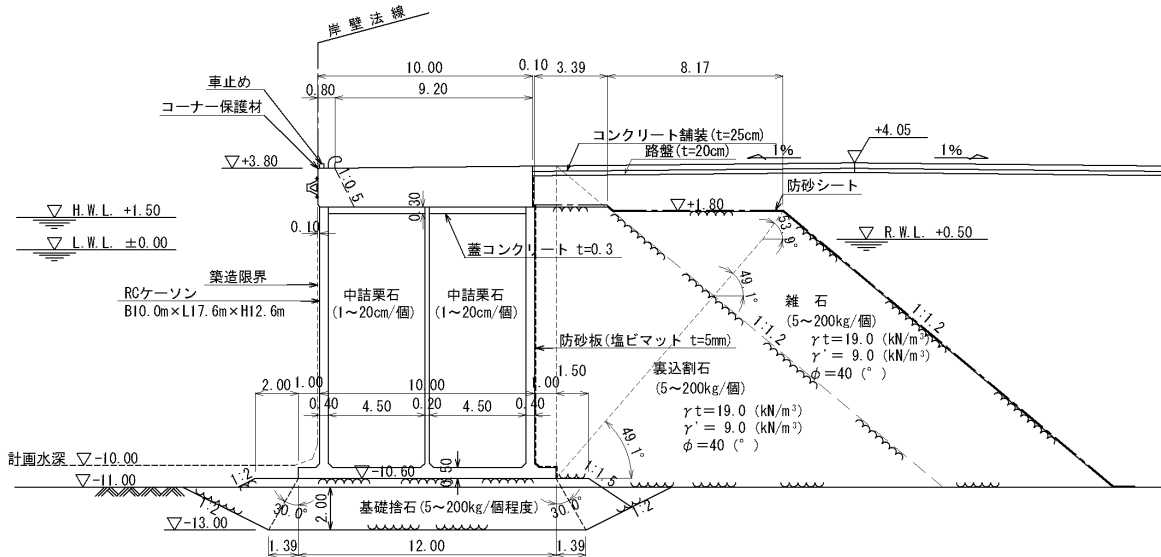


図-4.1.1 重力式岸壁の断面図

4.2 要求性能及び性能規定

岸壁などの港湾構造物の設計基準として、港湾の施設の技術上の基準¹⁾がある（以下、港湾基準と称する）。港湾基準においてはレベル1及びレベル2の2段階の地震動を対象にした性能照査を行うこととしている。

レベル1地震動に対する重力式岸壁の標準的な性能照査方法としては、地震動作用後の残留変形量が岸壁の使用性を満足する範囲であることが求められる。港湾基準は性能設計体系を導入しているためこの変形量許容値は設計者の判断により設定してよいこととされているが、実際の設計実務では変形量許容値は港湾基準における標準値10cmが採用されている。これは、標準値以外の許容値を設定する場合、設計者がその値を設定したことの合理性を説明する説明責任が生じるものの、現状では標準値以外の値を設定することが困難であるためである。なお標準値10cmは過去の設計基準による平均的な値として設定されたものである。

レベル2地震動に対する重力式岸壁の標準的な性能照査方法としては、耐震強化岸壁等に限って性能照査が行われ、岸壁の使用目的に応じて1m以上の適切な値などが限界値となる。本事例集では、レベル1地震動に対して、港湾基準における標準値以外の性能を検討する。具体的には、変形量許容値の変化に伴う地震被災時の直接被害及び経済被害を考慮し、港湾全体の埠頭の整備状況等を踏まえて、各種費用と港湾の総資産により定義される目的関数が最小となる変形量許容値とすることを要求性能とする。

4.3 入力地震動

港湾基準の標準的な入力地震動は、レベル1地震動及びレベル2地震動のそれぞれについて、震源特性・伝播経路特性・深層地盤による増幅特性を考慮した時刻歴波形として設定する。レベル1地震動については、再現期間75年の一様ハザードスペクトルに基づく確率的地震動とし、レベル2地震動については震源断層モデルに基づくシナリオ地震動として設定される。本事例集の地震動は、レベル1・レベル2地震動といった区分は行わず、対象構造物が受けることが想定される全ての地震動を考慮する。地震動評価において考慮する特性は港湾基準と同等とする。基本的な考え方は2.3地震危険度解析に基づく算定に示された方法で算出したものである。

4.4 性能照査法

港湾基準の標準的な性能照査法は、レベル1地震動に対しては、変形量を指標とした照査用震度を設定して震度法により照査を行う。この方法は、静的な震度法によりながらも2次元有限要素解析と同等の変形量が得られるよう地震動の周波数特性や継続時間の影響などを考慮して照査用震度を求めるものである。変形量は過去の基準により設計された断面が有する平均的な変形量を評価した値が用いられる。レベル2地震動に対しては、2次元有効応力解析が標準的な照査法である。

本事例集で適用する照査法は、基本的には港湾基準と同様である。ただし、レベル1地震動については、目標値（限界値）を港湾基準の標準値とするのではなく、想定する期間内の公共事業投資総額一定の条件の元で、既存岸壁の耐震補強なども候補として目標値を選定する問題となることから、最適化アルゴリズムにより目標値を評価する。

4.5 性能照査結果

レベル1地震動に対する目標値は、照査用震度で表現することとし、港湾基準の標準値を考慮して算定した照査用震度と最適化アルゴリズムを用いて算定した照査用震度算定結果を以下に示す。

4.5.1 港湾基準

重力式岸壁の照査用震度の特性値は、式(4.5.1)より算定する。

$$k_{hk} = 1.78 \left(\frac{D_a}{D_r} \right)^{-0.55} \cdot \frac{\alpha_c}{g} + 0.04 \quad (4.5.1)$$

ここに、 k_{hk} :照査用震度の特性値

D_a :変形量許容値(cm)

D_r :基準変形量(=10cm)

α_c :地震動の周波数特性や継続時間の影響を考慮した補正加速度最大値(cm/s²)

g :重力加速度(980 cm/s²)

D_a の標準値として10cmが港湾基準に記載されている。本事例集では、 $D_a=10$ としてS港S地点の重力式岸壁に対して照査用震度を算定した結果を以下に示す。

$$k_{hk} = 1.78 \left(\frac{10}{10} \right)^{-0.55} \cdot \frac{90.2}{980} + 0.04 = 0.20$$

4.5.2 最適化アルゴリズム

最適化アルゴリズムでは、目的関数が最小となる耐震性能（照査用震度）を設定した。目的関数は各種費用の総和を港湾の総資産（検討期間完了時の各岸壁の初期建設費用の総額）で除したものととして式(4.5.2)で定義した。単に費用の総和を目的関数とすると、岸壁の新設を行う場合の効用がうまく表現できないために港湾の総資産で除することとした。目的関数は、港全体を対象としているため、ある着目1施設の結果だけで大小が決定されないことに留意が必要である。

$$Z = \frac{C_i + C_c + C_r + C_d}{V_a} \quad (4.5.2)$$

ここに、Z:目的関数

C_i :初期建設費用

C_c :耐震補強費用

C_r :50年間の迂回費用総額

C_d :50年間の復旧費用総額

V_a :50年目の港湾の総資産

本事例集では、検討期間は50年間とするが、最後の施策の効果を含めた最適解を判断するために、施策は40年間で終了するものとして、残りの10年間は迂回費用と復旧費用の影響を考慮する期間とした。

以下に各費用、最適化アルゴリズム及び算定結果について記載する。

(1) 初期建設費用

初期建設費用は構造形式、地盤種別、計画水深、照査用震度を考慮して算定した。

(2) 耐震改良費用

耐震改良費用は改良前の照査用震度と照査用震度の増強を考慮して算定した。

(3) 復旧費用

復旧費用は照査用震度、壁高、法線出入量最大値（岸壁の変形量）を考慮して算定した。一例として重力式の算定式²⁾を式(4.5.3)に示す。また、岸壁の期待変形量について以下に示す。

$$C_d = 0.938 \times 10^{-6} \cdot k_h^{-2.141} \cdot H^{2.493} \cdot D_{x_{\max}}^{1.682} \quad (4.5.3)$$

ここに、 C_d :復旧費用(千円/m)

k_h :照査用震度

H :壁高(m)

$D_{x_{\max}}$:法線出入量最大値(mm)

a) 岸壁の期待変形量の評価

変形量は本来、2次元地震応答計算などにより評価すべきものであるが、本事例集で対象とするのは港湾全体の埠頭に関する様々な再現期間の地震動に対する変形量の評価であるため、2次元地震応答計算の適用は現実的ではない。ただし、加速度最大値のみから変形量を簡便に評価することは精度の面から問題が大きい。このため、重力式及び矢板式³⁾、栈橋⁴⁾の各構造形式について地盤の1次元地震応答計算結果をもとに変形量の評価する方法を適用した。具体的

には 1 次元有効応力地震応答解析を実施し、重力式について式(4.5.4)、矢板式について式(4.5.5)より変形量を予測した。栈橋の変形量は土留めの変形量とほぼ同じであることが示されており⁴⁾、土留めの形式(重力式、矢板式)を考慮して式(4.5.4)、式(4.5.5)より変形量を予測した。

$$D_{est} = 10^{-0.469} \cdot k_{hk}^{-0.581} \cdot \left(\frac{\alpha_f}{g}\right)^{0.708} \cdot P^{1.610} \cdot (1 + h_{liq1}/h_{liqR})^{0.470} \cdot (1 + h_{liq2}/h_{liqR})^{0.421} \cdot (1 + P_{ex1})^{0.753} \cdot (1 + P_{ex2})^{1.161} \cdot (\delta_{s1}/\delta_{sR})^{0.281} \cdot (\delta_{s2}/\delta_{sR})^{0.541} \quad (4.5.4)$$

$$D_{est} = 10^{-0.204} \cdot k_{hk}^{-0.497} \cdot \left(\frac{\alpha_f}{g}\right)^{0.762} \cdot P^{1.684} \cdot (1 + h_{liq1}/h_{liqR})^{0.202} \cdot (1 + h_{liq2}/h_{liqR})^{0.121} \cdot (1 + P_{ex1})^{1.930} \cdot (1 + P_{ex2})^{0.037} \cdot (\delta_{s1}/\delta_{sR})^{0.128} \cdot (\delta_{s2}/\delta_{sR})^{0.433} \quad (4.5.5)$$

ここに、 D_{est} :推定変形量(m)

k_{hk} :照査用震度の特性値

α_f :フィルター処理後の加速度最大値(cm/s²)

g :重力加速度(980 cm/s²)

h_{liqi} :液状化の発生を考慮する土層厚(m) ; (i=1;埋土,i=2;原地盤)

H_{liqR} :基準液状化土層厚(=5.0m)

P_{exi} :過剰間隙水圧比の平均値(加重平均) ; (i=1;埋土,i=2;原地盤)

δ_{si} :1次元地震応答解析から得られるせん断変形量(m) (i=1;埋土,i=2;原地盤)

$\delta_s = \sum (h_i \times \gamma_{xy})$

h_i :要素高さ(m)

γ_{xy} :1次元地震応答解析から得られる各要素の最大せん断ひずみ

δ_{sR} :基準せん断変形量(=0.05m)

なお、フィルター処理後の加速度最大値(α_f)は、地震動の周波数特性や表層地盤の特性を考慮して加速度最大値が岸壁の変形に対応するようなフィルター⁵⁾を施した後の加速度最大値であり、地盤が軟弱であるほど α_f は大きくなる。

式(4.5.4)、式(4.5.5)を用いて、S港S地区の変形量を算定した例を図-4.5.2に示す。なお、照査用震度は0.20とした。年超過確率と変形量の関係は、対数正規分布で上手くフィッティングできたため、対数正規分布を用いて岸壁1年間あたりの変形量期待値を求めた。

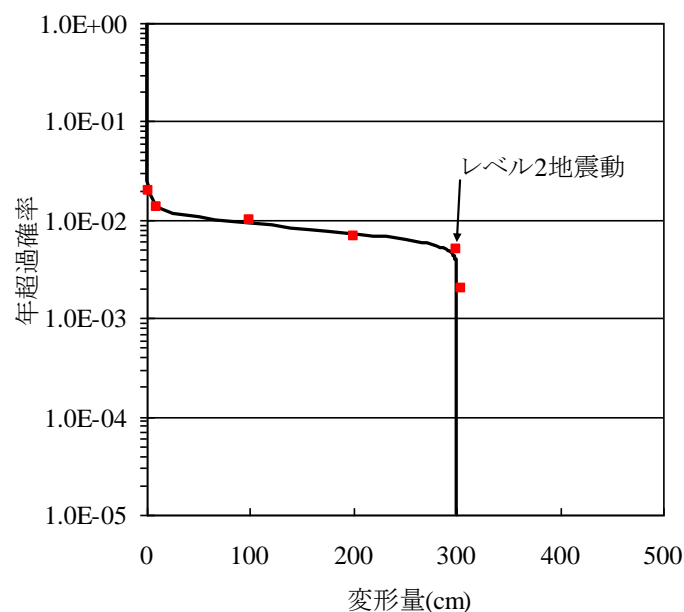


図-4.5.2 年超過確率と変形量

(4) 迂回費用

岸壁の被災時には、当該施設が利用できないことによる経済損失が発生する。経済損失には、迂回輸送や輸送取りやめなどに起因する貨物の荷主や運送業者の被害、料金収入の遺失などの港湾管理者の被害、あるいはこれらの被害が地域経済全体に波及する二次的な被害などが含まれる。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、交通活動に直接もたらされる便益のみを計測すれば十分であること⁶⁾、②港湾管理者の被害は、社会全体でみればキャンセルアウトされる可能性があること⁶⁾、③被災による貨物需要の変化は予測が難しいこと、などの理由により、本事例集では迂回輸送による経済損失のみを考慮することとする。迂回費用は被災前・被災後の輸送コストの差より図-4.5.3に示すフローにより算定した。復旧期間の推定と輸送費用の算定方法について以下に示す。

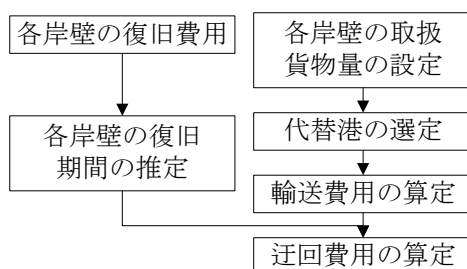


図-4.5.3 迂回費用の算定フロー

a) 復旧期間の推定

復旧期間は、各岸壁の構造形式毎に復旧費用より算定した。一例として重力式の算定式²⁾を式(4.5.6)に示す。

$$rp = 1.544 \cdot L^{0.506} \cdot Cr^{0.326} \quad (4.5.6)$$

ここに、 rp :復旧期間(日)

L :岸壁延長(m)

C_r :復旧費用(千円/m)

b) 取扱貨物量の設定

取扱貨物量として、現状から 50 年後までの値を以下のように設定した。まず、10 年後の取扱量を製造品出荷額と港湾取扱貨物量の相関によるマクロ推計により算定する。次に、昨今の我が国の経済状況を鑑みて現在から 10 年後までの取扱量の増加量と 10 年後から 50 年後の取扱量の増加量が等しいと仮定して、10 年後以降の取扱量を設定した。

c) 代替港の選定

代替港は、対象港湾から最も近傍の港湾を 3 港程度抽出した。各港湾の取扱量は、便宜的に陸上距離の反比例比率（最も近い港湾により多くの貨物が流動する）で配分した。また、代替港の選定においては、対象とするレベル 2 地震動が海溝型地震のように広範囲で被害が発生するような場合は、当初考えていた代替港が被災して利用できなくなる可能性がある。代替港の選定にはこの条件も考慮した。

d) 迂回費用の算定

被災した岸壁では、従来の貨物を取扱うことが不可能となるため、荷主は他の施設(代替港)を利用することとなる。輸送費用は、①当該港湾を利用した場合の荷主から相手港までの輸送費用と、②代替港を利用した場合の荷主から相手港までの輸送費用の差として算定した⁷⁾。最終的に岸壁の 1 年間の迂回費用は、岸壁の 1 年間の変形量の期待値に対して求めた復旧期間に輸送費用を乗じることで求めた。

(5) 最適化アルゴリズム

施設の建設・補強シナリオ（整備計画）の最適化問題は、施策の最適な組み合わせ及びその実施順序を求めるといって、一種の順列最適化問題である。その目的関数と制約条件はシミュレーションを含む複雑な非線形の計算が必要となる。非線形の解曲面を持つ順列最適化問題を効率的かつ厳密に解く一般的な方法はなく、最適解を導き出すためには、考えうるすべての施策の組み合わせ及びその実施順序について、総当りで目的関数の値及び制約条件を満足しているかどうかを調べ、その中から目的関数値を最小にする解を見出さなければならない。しかし、対象とする施策のメニューが多いと、計算量が膨大になり、厳密な最適解を得ることは事実上不可能になる。このため、本事例集では、遺伝的アルゴリズム(Genetic Algorithms, 以下 GA と記載)⁸⁾を用いて最適解の探索を行った。

GA の一般的な計算手順は次のとおりである。

- ①最初の世代の個体を複数個発生させる。
- ②最初の世代の各個体の適応度（目的関数の逆数）を計算する。
- ③現世代の中から次世代の親となる個体を選択し、これに交叉や突然変異などの遺伝的操作を施すことによって、次世代の個体を生成する。この親となる個体の選択にあたっては、適合度が大きい個体が優先されるようにする。次世代の個体が、現世代と同数個生成されるまでこの処理を繰り返す。

- ④新しく生成された世代の各個体の適応度を計算する。
- ⑤手順③，④を繰り返す，目標となる適応度の個体を得られた段階で終了する。

a) GA の適用方法

岸壁の新設，耐震補強等の港湾の整備計画の最適化問題に対して GA を適用するにあたり，各個体は施策の実施順序の情報をコーディングしたものとした。具体的には，既存岸壁の耐震補強における照査用震度増加分と新設岸壁の照査用震度を 0.01 刻みで設定することで施策総数を設定した。なお，岸壁の耐震性能水準を上げるための方法としては，照査用震度を増加させるだけではなく，地盤改良を行うことも有力な方法である。ただし，地盤改良は工法が多岐にわたり，かつ改良後の岸壁の地震時の変形量を簡易に評価する方法が確立されていないため，本事例集では地盤改良による耐震性能の変化は検討対象外とした。

照査用震度の範囲は現実的な範囲として 0.05～0.27 とした。例えば，照査用震度 0.10 で設計された岸壁が n バースあり，新設の岸壁を m バース考慮する場合は，施策総数は $17n+23m$ となる。全部で N 個の施策メニューを考慮する場合，一様乱数を N 個発生させて対応する施策を N 個選び，これを順に並べることで施策の実施順序を表すこととする。このように施策メニューを設定した場合，同じバースに対する施策が複数現れる可能性があるが，その場合は重複する施策のうち実施順序が後ろのものを無視することで重複を解消した。さらに投資可能工費を考慮して施策メニューの何番目まで実施可能かを判定した。以上のようにして個体を発生させる。本事例集では，一世代の個体数は 1000 とした。

目的関数の値は，選択する施策の内容とその順序により変化するが，施策の選択が及ぼす影響が大きく，施策の順序の影響は比較的小さいと考えられる。このため本事例集では，まず 1 段目の GA (以下，GA1)として施策の選択を行い，最適と判断された施策の組み合わせを対象に，その順序の最適解を 2 段目の GA (以下，GA2) で判定することとした。

選択処理 (次世代の親となる個体を選ぶ処理) はルーレット選択を使用した。ルーレット選択は，図-4.5.4 に示すように適合度 (目的関数の逆数) に応じて選択幅の異なるルーレットを作成してランダムに次世代に残す個体を選択する手法である。また，本事例集において交叉率は 0.8，突然変異の比率は 0.05 とした。

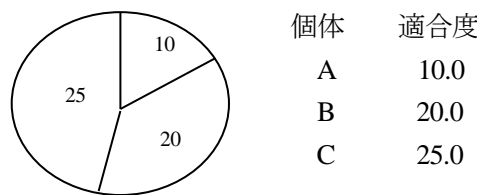


図-4.5.4 ルーレット選択の概要

(6) 算定結果

S 港で 3 施設の新設岸壁(照査用震度 0.05～0.27 から選択)を構築し，残った予算で耐震補強を行う整備計画に関して，最適化アルゴリズム (GA) を用いて最適化計算を行った。GA の結果，S 港 S 地区の最適な照査用震度は 0.27 となった。なお公共事業投資額は 50 年間で 300 億円とした。港湾基準の標準値を用いて算定した照査用震度は 0.20 であり，50 年間の港の総資産，復旧費用，迂回費用の経過状況の比較を図-4.5.6 に示す。S 地区の岸壁は，S 港のうち 3 番目に新設岸壁を構築する計画で実施しており，10 年後事業を実施する。そのため，図-4.5.6 に示す

10年以降の値(港の総資産, 復旧費用, 迂回費用)に違いが生じている。照査用震度が大きい(耐震性能が高い)最適化計算の方が, 港の総資産の値が大きく, 復旧費用, 迂回費用は小さい値となっている。なお, 目的関数は以下に示す値である。

目的関数=0.898(最適化アルゴリズム)
 =0.902(港湾基準)

適合度(目的関数の逆数)の収斂状況を図-4.5.5に示す。事業実施の選択のGA1では, 1000世代付近で適合度が最もよい個体が得られており, 本事例集で設定した世代数の上限値である3000世代までその個体の適合度を上回る個体は出現しなかった。事業実施の順序のGA2では3世代付近で適合度最大値が急激に増加し, 200世代付近で適合度が最もよい個体が得られており, 本事例集で設定した世代数の上限値である500世代までその個体の適合度を上回る個体は出現しなかった。なお, GA2は順序だけの探求であるため, 実施する世代数の上限値をGA1よりも少ない500と設定した。なお, GA1とGA2で適合度の値が大きく異なるのは, GA1では施策の選択のみを考慮しており事業の順序は考慮せずに1年目で全ての施策を実行する仮定で適合度計算を行っているためである。

照査用震度 0.20 及び照査用震度 0.27 で設計した重力式岸壁の標準断面図を図-4.5.7, 図-4.5.8に示す。図-4.5.8に示す照査用震度 0.27 のケーソン幅は20mとなってしまう, ケーソンを設置する際に施工性が良くない。そのため, 照査用震度が大きい場合は, ケーソン背後からの土圧を低減させる地盤改良を併用するのが一般的である。照査用震度 0.27 の条件でケーソン背後に軽量混合処理土を施した断面を図-4.5.9に示す。

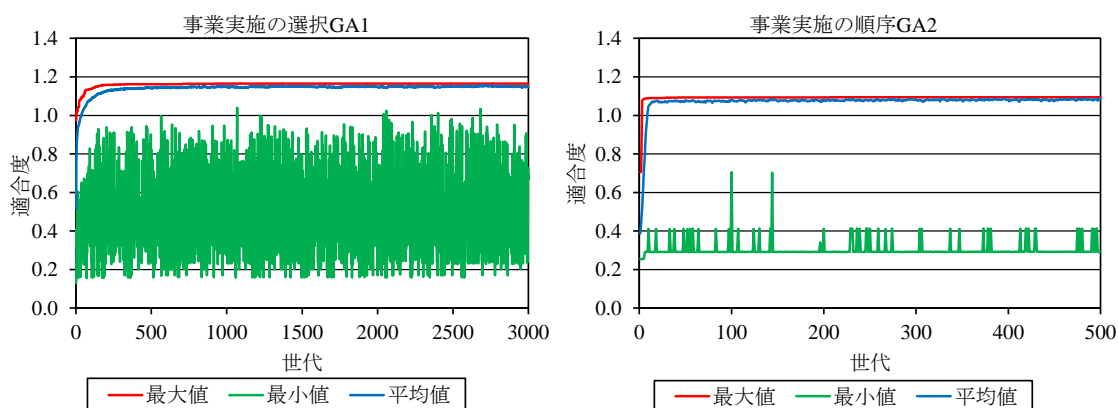


図-4.5.5 目的関数の収斂状況

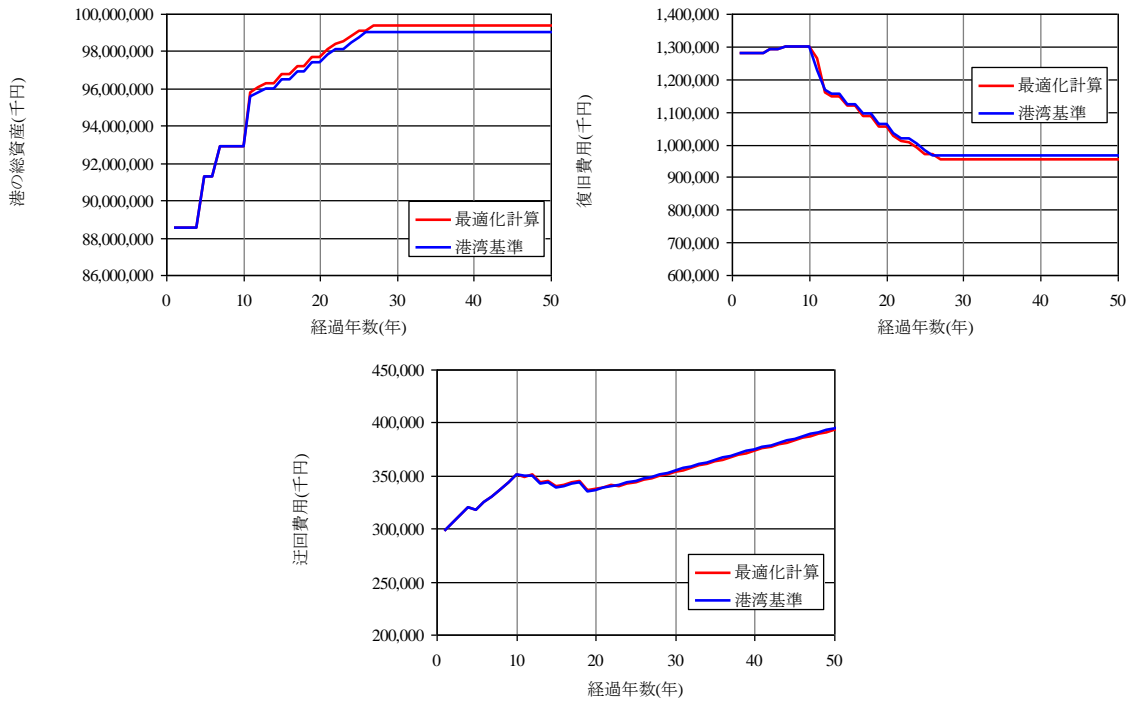


図-4.5.6 費用の経過状況(S港)

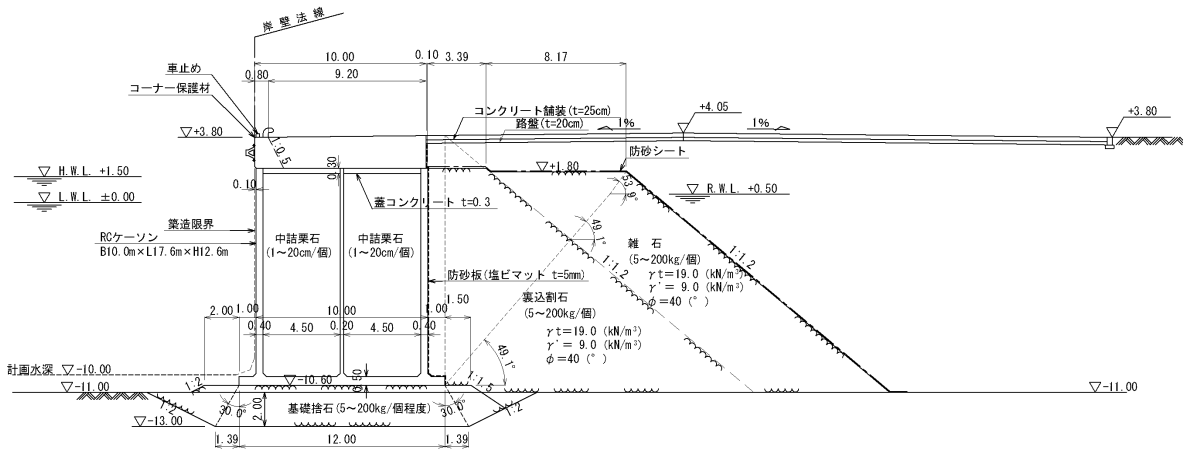


図-4.5.7 標準断面図(照査用震度 0.20)

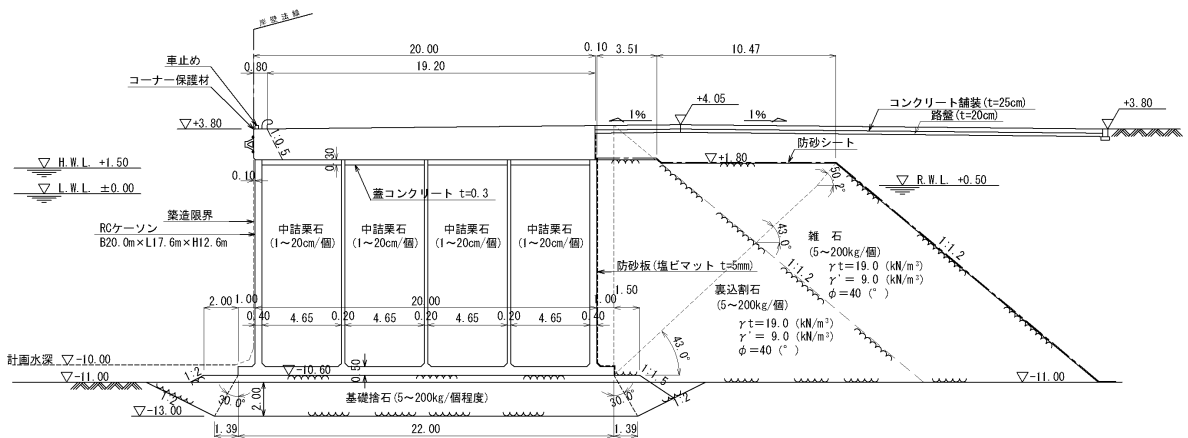


図-4.5.8 標準断面図(照査用震度 0.27)

表-4.5.1 照査用震度

ケース	照査用震度	レベル2 地震動の再現期間(年)
ケース 1	0.27	200
ケース 2	0.27	500
ケース 3	0.20	1500
港湾基準	0.20	—

4 章参考文献

- 1) 国土交通省港湾局監修,日本港湾協会:港湾の施設の技術上の基準・同解説,2007.
- 2) 長尾 毅,尾崎竜三:岸壁の地震時の変形と被害の相関に関する統計的分析,海洋開発論文集,第24巻,pp.213-218,2008.
- 3) 安田将人,長尾 毅:液状化を考慮した岸壁残留変形量の簡易評価法の提案,海洋開発論文集,第25巻,pp.915-920,2009.
- 4) 長尾 毅,田川辰也,西村大司,木全啓介,日置幸司,曾根照人,楠 謙吾:沿岸構造物のチャート式耐震診断システムを用いた栈橋式構造の耐震診断手法の提案,第64回年次学術講演会講演概要集,II-97,2009.
- 5) 長尾 毅,岩田直樹:重力式及び矢板式岸壁のレベル1地震動に対する耐震性能照査用震度の設定方法,構造工学論文集 Vol.53A,pp.339-350,2007.
- 6) 森杉壽芳:社会資本整備の便益評価,勁草書房,1997.
- 7) 港湾事業評価手法に関する研究委員会編:港湾投資の評価に関するガイドライン2011,みなと総合研究財団,2011.
- 8) 例えば,古川正志,川上敬,渡辺美知子,木下正博,山本雅人,鈴木育男:メタヒューリスティクスとナチュラルコンピューティング,コロナ社,2012.

附属資料

国内における性能設計の状況について

- 附表 1 道路分野における性能設計
- 附表 2 鉄道分野における性能設計
- 附表 3 ダム分野における性能設計
- 附表 4 港湾分野における性能設計
- 附表 5 水道分野における性能設計
- 附表 6 高圧ガス分野における性能設計

附表 1 道路分野における性能設計

分野	道路
性能照査で用いられる規準類	「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」
規準類の位置づけ, 強制力	「道路法」のもとに, 国土交通省令である「道路構造令」が技術的基準として定められている. 道路構造令は複雑多岐に渡るため, 詳細な技術的基準として, 社団法人日本道路協会から「道路橋示方書・同解説 I~V」が出版され, 通達で強制力のある基準として位置づけられている.
標準的な性能目標(レベル毎)	耐震性能 1: 地震によって橋としての健全性を損なわない性能 耐震性能 2: 地震による損傷が限定的なものに留まり, 橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能 耐震性能 3: 地震による損傷が橋として致命的とならない性能 レベル 1 地震動では耐震性能 1, レベル 2 地震動では重要度 A 種の橋は耐震性能 3, 重要度 B 種 (特に重要度が高い) の橋は耐震性能 2 が求められる.
標準的以外の性能目標の設定の余地, 実例	別途定めることは困難と思われる.
標準的な入力地震動	レベル 1・レベル 2 地震動とも標準加速度応答スペクトルが設定されている. レベル 2 地震動には, 海洋性のタイプ I と内陸直下型のタイプ II がある.
標準的以外の入力地震動の設定の余地, 実例	平成 24 年の改定前は, 建設地点周辺の地震環境等を考慮した設計地震動を設定することも規定していたが, 改定により規定から外れたので, 現在はその余地はない.
標準的な性能照査法 (レベル毎の方法)	地震時の挙動が複雑ではない橋に対しては静的照査法, 地震時の挙動が複雑な橋に対しては動的照査法を適用する. 静的照査法では, レベル 1 地震動に対しては震度法により, レベル 2 地震動に対しては地震時保有水平耐力法による.
標準的以外の性能照査法の設定の余地, 実例 (レベル別)	動的解析手法については, 静的解析との比較や実験等との対比など検証を条件として, 他の照査法を採用することは可能である.

附表 2 鉄道分野における性能設計

分野	鉄道
性能照査で用いられる規準類	「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計」をベースに、コンクリート構造物、土構造物、基礎構造物、抗土圧構造物、シールドトンネル、開削トンネル等の各編で構造種別毎の詳細な応答算定法や照査法が規定されている。
規準類の位置づけ, 強制力	国土交通省令第 151 号「鉄道に関する技術上の基準を定める省令」の解釈基準・解説の位置づけで、「鉄道構造物等設計標準・同解説」が存在するが、強制力のない通達となっている。鉄道事業者は、「鉄道構造物等設計標準・同解説」を実施基準とする旨を、国土交通省に届け出ることになっており、個別事業者が独自に実施基準を策定することは現実的には無理なので、実質的には「鉄道構造物等設計標準・同解説」だけが実施基準である。
標準的な性能目標(レベル毎)	耐震性能Ⅰ(L1)：地震後にも補修せずに機能を保持でき、かつ過大な変位を生じない。 耐震性能Ⅱ(L2)：地震後に補修を必要とするが、早期に機能が回復出来る。 耐震性能Ⅲ(L2)：地震によって構造物全体系が崩壊しない。
標準的以外の性能目標の設定の余地, 実例	実質的に唯一の実施基準であるため、個別事業者が厳密な検討をした上でも標準的以外の性能目標（特に標準よりも低い性能水準）を別途定めることは困難と思われる。
標準的な入力地震動	レベル 1・レベル 2 ともに標準設計スペクトルが設定されている。レベル 2 地震動は、レベル 2 標準設計スペクトルの海溝型スペクトルⅠと距離補正した内陸型スペクトルⅡの内、大きい地震動を設定する。情報が有り断層解析が可能な場合は、この断層解析によるスペクトルⅢを上記の中の選択肢の 1 つとして含める。
標準的以外の入力地震動の設定の余地, 実例	設計の照査として動的応答解析が原則であることから断層解析によるスペクトルⅢ相当の入力地震動による設計の照査が実施される場合でも、スペクトルⅠからⅢのうちの最大の地震動を入力地震動として選択しなければならないことから、スペクトルⅢが対象地点での最大地震動でない限り設計には使用されないと思われる。
標準的な性能照査法(レベル毎の方法)	地盤・構造物の応答値の算定は、動的解析法を原則とする。 ただし構造物の種類によっては、静的解析法によることができる。
標準的以外の性能照査法の設定の余地, 実例(レベル別)	現状では最も合理的な動的解析法を原則としているためそれ以上の性能照査法が採用されることは無いものと思われる。

附表3 ダム分野における性能設計

分野	ダム
性能照査で用いられる規準類	「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）」 ただし、実際は改訂案で運用されているが、それはまだ公開されていない。 改訂案の要点は、論文として公開されている。
規準類の位置づけ、強制力	河川法のもとに、国土交通省令である「河川管理施設等構造令」が技術的基準として定められている。指針・基準類は、構造物毎に定められ、ダムについては、「改訂ダム設計基準（社日本大ダム会議 昭和46年）」がある。「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）」は、「河川管理施設等構造令」が震度法によるものであることから、ダムの安全性照査のためにレベル2地震動を対象に定められている。指針（案）には照査の大きな流れが示され、具体的な手法は国総研資料に参考資料として示されている（手法・計算条件を詳細に記した強制力のある基準はない）。
標準的な性能目標（レベル毎）	レベル2地震動に対してのみ規定。 ①貯水機能が維持されること 制御できない貯水の流出が生じない ②生じた損傷が修復可能なこと 適用可能な技術でかつ妥当な経費および期間の範囲で継続使用可能な範囲にとどまること
標準的以外の性能目標の設定の余地、実例	性能目標は定性的なものである。指針（案）が「試行」の位置づけである。標準的以外の設定の例はないと思われる。
標準的な入力地震動	ダムサイト毎に活断層資料等に基づき想定地震を設定し、入力地震動を策定する。ダムの距離減衰式により、応答スペクトルを算定する。係数は、国総研HPよりダウンロード可となっている。過去にダムサイトで観測された地震波形を原種波形として、応答スペクトルに適合させて入力地震動とする。
標準的以外の入力地震動の設定の余地、実例	経験的手法を基本としつつも、半経験的手法や理論的手法によって地震動が推定できる場合には、それらの推定結果も含め総合的に判断して適切な地震動を設定する。経験的及び統計的グリーン関数法による設定事例が国総研資料に示されており、実例もある。
標準的な性能照査法（レベル毎の方法）	ダム本体については、2次元有限要素法による地震応答解析を行い、損傷が局所的なものにとどまるか否かにより、貯水機能が維持されるか否かを判断する。土構造物となるフィルダムでは、等価線形解析と円弧すべり解析の組み合わせで行う。他に、主ゲートや門柱なども関連構造物として照査の対象となる。
標準的以外の性能照査法の設定の余地、実例（レベル別）	標準的以外の照査法を採用することは可能であるが、実務では事例がないと考えられる。

附表4 港湾分野における性能設計

分野	港湾
性能照査で用いられる規準類	港湾の施設の技術上の基準 市販の図書として「港湾の施設の技術上の基準・同解説」
規準類の位置づけ, 強制力	港湾の施設の技術上の基準は大臣告示であり, 強制力がある。 ただし, 同基準には性能照査の詳細規定は無く, 要求性能・性能規定のみが位置づけられている。 港湾の施設の技術上の基準・同解説には, 強制力の無い標準的な照査法が述べられている。
標準的な性能目標(レベル毎)	①レベル1地震動に対しては, 構造部材を弾性範囲内に収めるとともに, 岸壁の変形量を許容値以下にすることを性能目標とする。許容変形量は構造形式別に標準値が定められている。レベル1地震動に対しては液状化を許容しないことが標準である。 ②レベル2地震動に対しては, 構造部材の応答の許容値が構造形式毎に定められている。外部安定に対しては, 変形量許容値は1m程度以上の適切な値とし, 設計者の判断で定める。
標準的以外の性能目標の設定の余地, 実例	①レベル1地震動に対しては, 構造部材の安全性, 岸壁の変形量許容値を設計者の判断で決定することは可能である。ただし実務では標準値以外の値が採用された事例は無いと考えられる。 ②レベル2地震動に対する性能照査法についても, 構造部材の安全性に関しては標準値以外の値は採用可能であるが実務では採用されていない。ただし変形量に関しては設計者の判断としているため, 港湾毎の事情を踏まえて港湾毎に様々な値が採用されている。
標準的な入力地震動	レベル1・レベル2ともに, 震源特性・伝播経路特性・サイト増幅特性を踏まえた時刻歴波形として港湾毎に設計者が設定することが基本である。 ただし, レベル1地震動は国総研 HP より標準的な波形がダウンロード可となっている。
標準的以外の入力地震動の設定の余地, 実例	レベル1地震動については国総研 HP に掲載の波形が実務ではほぼ用いられている。この波形は, 強震記録・微動記録の新規取得状況などを踏まえて, 随時更新されている。 レベル2地震動については上記の通り, 設計者が設定することとなっている。基本的な手法などは統一されている。
標準的な性能照査法(レベル毎の方法)	①レベル1地震動に対しては震度法が標準である。まず地盤の地震応答計算により地表面の地震応答を求め, 地震動の周波数特性や継続時間の影響を考慮した補正加速度最大値と岸壁の許容変形量より震度が算出される。この震度を用いて安定計算を行う。液状化に対する検討は別途行われる。 ②レベル2地震動に対しては, 2次元有限要素法による地震応答計算を行

	い、構造物の応答が許容値以下かどうかを照査する.
標準的以外の性能照査法の設定の余地, 実例 (レベル別)	<p>①レベル1地震動に対しては, 標準的な方法以外の方法を採用することは可能であるが, 実務では事例が無いと考えられる.</p> <p>②レベル2地震動に対する性能照査法についても, 標準的な方法以外の方法を採用することは可能であるが, 実務では事例が無いと考えられる.</p>

附表5 水道分野における性能設計

分野	水道
性能照査で用いられる規準類	厚生労働省：水道施設の技術的基準を定める省令 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説
規準類の位置づけ, 強制力	水道施設の技術的基準を定める省令は厚生労働省令であり, 法的強制力がある。(水質基準と同等レベル) 水道施設耐震工法指針・解説は, 厚生労働省令との整合を図った記述としているが, 法的強制力はない。ただし, 実務的には「設計基準」と同等の扱いとなっている。
標準的な性能目標(レベル毎)	厚生労働省令に定められており, 法的強制力がある。 ①レベル1地震動に対しては, 地震によって健全な機能を損なわないこと。 ②レベル2地震動に対しては, 生ずる損傷が軽微であって, 機能に重大な影響を及ぼさないこと。 水道施設耐震工法指針・解説ではレベル1地震動の標準的な目標性能を耐震性能1としており, RC構造の構造部材は弾性範囲内に収めるとしている。 レベル2地震動の標準的な目標性能を耐震性能2としており, RCの構造部材を最大耐荷力以内に収めるとしている。
標準的以外の性能目標の設定の余地, 実例	①レベル1地震動に対し, ランクB(非重要施設)では, 耐震性能2を目標性能とする。 ②レベル2地震動に対し, ランクA2(重要施設であるが, 代替性があり, 2次災害の恐れがない)については, 耐震性能3を採用できる。 耐震性能3では, RCの構造部材に発生する応答値を終局曲率以内に収める。
標準的な入力地震動	①レベル1地震動及びレベル2地震動は, 原則として, 建設地点周辺の地震活動度, 震源特性, 震源から建設地点までの地震動の伝播・増幅特性等を考慮し, 適切に設定する。 ②レベル1は, 設計応答スペクトルを用いることが標準(地域係数を考慮)。 ③レベル2は, 設定方法が4つ示されている。方法4として標準的な設計応答スペクトル(兵庫県南部地震相当)が示されている。
標準的以外の入力地震動の設定の余地, 実例	①レベル1地震動については, 経済性照査により設定することが可能。 ②レベル2地震動については, 設計者が設定することとなっており, 独自に設定が可能。ただし実施例は少ない。
標準的な性能照査法(レベル毎の方法)	①レベル1地震動, レベル2地震動に対し, 標準的な照査方法は明記していないが, 「動的解析を目指す」という表現となっている。 ②実務では, レベル1・レベル2地震動ともに, 静的解析(震度法, 応答変位法)が主体(おそらく, 全体の70%程度)。特に, 中小規模の施設では, ほぼ静的解析を適用している。
標準的以外の性能照	①大規模施設では, 動的解析の適用事例が多い(L1,L2ともに)。

査法の設定の余地, 実例 (レベル別)	②レベル1地震動において, 経済性照査を適用できるが, 実例は少ない. ③レベル2地震動において, 耐震性能3を設定することが可能であるが, 適用事例は少ない.
---------------------	---

附表6 高圧ガス分野における性能設計

分野	高圧ガス
性能照査で用いられる規準類	「製造設備等耐震設計指針」, 「高圧ガス導管耐震設計指針」, 「LNG 地上式貯槽指針」, 「LNG 地下式貯槽指針」
規準類の位置づけ, 強制力	上位に高圧ガス保安法が有り, 高圧ガス保安協会の「高圧ガス設備等耐震設計基準」が経済産業省から見なし基準として告示される。これを受けて, 主に LNG,LPG のガス事業者が経済産業省の委託により, それらに特化したより安全性の高い民間指針として策定するものである。
標準的な性能目標(レベル毎)	レベル1 地震動: 修復可能な軽微な損傷にとどめ機能継続 レベル2 地震動: 人命損失回避の観点から構造物の倒壊・崩壊やガス漏洩させない
標準的以外の性能目標の設定の余地, 実例	高圧ガス保安法に性能目標が設定されているため, 独自の性能目標を定める例は少ない。ただし, 高圧ガス保安法を満足した上で, より安全側の性能目標を設定することは認められており, レベル2 地震動に対して数日の点検で継続運転可能な性能目標を事業者が定めた事例は数例有る。
標準的な入力地震動	レベル1・レベル2ともに標準設計スペクトルが設定されている。レベル2 地震動は, 対象地点の地盤構造, 地体構造等を考慮して, 断層解析により設定することを原則としている。しかし, 現状では, それらの情報が十分に得られない地域があるため, その時は, 1995 年兵庫県南部地震の観測記録を用いた地盤応答解析から設定したレベル2 標準設計スペクトルを用いて良いこととなっている。
標準的以外の入力地震動の設定の余地, 実例	LNG 地上式貯槽や地下式貯槽等の特に重要な構造物については, 地震応答解析による設計の照査が義務付けられている。
標準的な性能照査法(レベル毎の方法)	レベル1: 許容応力度設計法 レベル2: エネルギー法をベースとした塑性設計法 ただし, 重要構造物については, 地震応答解析による設計の照査を義務付けている場合がある。
標準的以外の性能照査法の設定の余地, 実例(レベル別)	レベル2 に対しては, 特に重要で複雑な大規模構造物については, 地震応答解析により設計の照査を行うことが事業者判断で行うことも可能。