

安全研究成果報告

外部事象に係る構造健全性関連研究

Research on Structural Integrity for External Event

川内英史 石田暢生 中村英孝 大橋守人
北村俊也 山崎宏晃 田岡英斗 寺垣俊男
森谷寛 日高慎士郎 千明一生 太田良巳
藤田雅俊 東喜三郎 鳥山拓也 藤原啓太
永井穰 土居博昭

Hidefumi KAWAUCHI, Nobuo ISHIDA, Hidetaka NAKAMURA, Morito OHASHI,
Toshiya KITAMURA, Hiroaki YAMAZAKI, Hideto TAOKA, Toshio TERAGAKI,
Hiroshi MORTANI, Shinjiro HIDAKA, Kazunori CHIGIRA, Yoshimi OTA,
Masatoshi FUJITA, Kisaburo AZUMA, Takuya TORIYAMA, Keita FUJIWARA,
Minoru NAGAI, and Hiroaki DOI

地震・津波研究部門

Division of Research for Earthquake and Tsunami

原子力規制庁
長官官房技術基盤グループ

Regulatory Standard and Research Department,
Secretariat of Nuclear Regulation Authority(S/NRA/R)

平成 30 年 11 月
November 2018

本報告は、原子力規制庁長官官房技術基盤グループが行った安全研究プロジェクトの活動内容・成果をとりまとめたものです。

なお、本報告の内容を規制基準、評価ガイド等として審査や検査に活用する場合には、別途原子力規制委員会の判断が行われることとなります。

本レポートの内容に関するご質問は、下記にお問い合わせください。

原子力規制庁 長官官房 技術基盤グループ 地震・津波研究部門
〒106-8450 東京都港区六本木 1-9-9 六本木ファーストビル
電 話：03-5114-2226
ファックス：03-5114-2236

外部事象に係る構造健全性関連研究

原子力規制庁 長官官房技術基盤グループ

地震・津波研究部門

川内英史 石田暢生 中村英孝 大橋守人
北村俊也 山崎宏晃 田岡英斗 寺垣俊男
森谷寛 日高慎士郎 千明一生 太田良巳
藤田雅俊 東喜三郎 鳥山拓也 藤原啓太
永井穰 土居博昭

要 旨

平成 25 年 7 月、新規制基準や関連する審査ガイドが施行され、発電用原子炉施設等に対する適合性審査が進められている。また、平成 25 年 12 月施行の「実用発電用原子炉の安全性向上評価に関する運用ガイド」では、新規制基準を適用したプラントの安全性向上を評価することを求めており、評価方法の一つに「外部事象に係る確率論的リスク評価（PRA）」が挙げられている。これらを踏まえ、地震・津波に関する設計評価及びリスク評価の精度向上の観点から、施設・設備の設計及びフラジリティに係る評価手法を精緻化する。さらに、新規制基準において、外部からの衝撃による損傷の防止が明記されたこと、及び「核燃料物質等の工場又は事業所の外における運搬に関する規則」において、特別の試験条件として、輸送容器の落下試験を実施した場合の要件が規定されている。そこで、地震・津波以外の外部事象に対しても、新たな技術的知見を収集し、衝突・衝撃に対する構造健全性評価手法に反映していく。

以上を踏まえ、平成 24 年度から平成 28 年度に渡り、以下の研究課題（(1)及び(2)）に取り組んだ。

なお、巻末の「主な執筆者一覧」に各研究課題の主な担当者を示す。

(1) 耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備（平成 24 年度～平成 28 年度）

①防潮堤の津波に対するフラジリティ評価

防潮堤の津波に対する設計評価及びフラジリティ評価手法の整備を目的として、防潮堤を模擬した試験体を用いた水理試験を行い、当該試験体に作用する津波波圧等のデータを取得した。津波荷重の設定に関して考慮する知見として国交省の暫定指針を対象に、津波波圧の経時変化の影響も含めたうえで適用範囲を確認するとともに、適用範囲を外れる場合の評価手法を明確にした。

②水密扉の津波に対するフラジリティ評価

水密扉の地震影響を含めた津波に対するフラジリティ評価手法の整備を目的として、片開きの水密扉を対象に、機能限界試験及び水密扉シール部の要素試験を行って、地震と津波の重畳事象を踏まえた漏水特性に係るデータを取得するとともに、シミュレーション解析を行って、水密扉の漏水量が急激に増大する水圧を模擬できる解析手法を考案した。

③設備の津波に対するフラジリティ評価

安全性向上評価の確認に資するため、津波 PRA の実施に係る留意事項をまとめるとともに、津波に対する防潮堤の影響を考慮した水密扉のフラジリティを試算し、防潮堤の設置による水密扉の損傷確率の傾向を把握した。

(2) 地震等の外部事象に関するフラジリティ評価手法の整備（平成 24 年度～平成 28 年度）

①地震による斜面及び周辺構造物のフラジリティ評価

設計を超える地震力を受けた場合の原子炉施設周辺斜面の崩壊に対する施設の安全性を評価するため、斜面崩壊に係る種々の試験とシミュレーション解析を実施した。得られた技術的知見を、地盤－建屋相互作用解析コード SANSSI に追加し、斜面のフラジリティ評価のツールを改良した。

②地震による設備のフラジリティ評価

経年劣化が既にある設備の地震 PRA に資するため、設計を超える地震力に対する亀裂進展評価手法を検討するとともに、経年劣化の有無によるフラジリティ評価の比較検討を実施し、亀裂による地震フラジリティへの影響を確認した。

また、耐震重要設備に関する耐震試験等の調査・分析を実施した。

③衝撃による構造物のフラジリティ評価

飛翔体衝突等に対する構造物及び機器に係る評価手法の妥当性判断に資するため、構造物の衝撃挙動に係る研究の全体計画を立案し、飛翔体等が鉄筋コンクリート板に衝突した際の局部損傷に係る試験及び解析を実施して既往評価手法の適用性を確認するとともに、構造物を伝播する衝撃挙動に係る試験に向けた検討を行った。また、衝撃荷重に対する機器の健全性評価に係る検討を実施するとともに、輸送容器のスラップダウン落下に係る試験に向けた検討を実施した。

④竜巻荷重による施設のフラジリティへの影響評価

「原子力発電所の竜巻影響評価ガイド」の竜巻荷重の算定では、竜巻渦の風速場として定常流れ場のランキン渦モデルを基本としている。ランキン渦モデル以外の定常渦モデルや非定常性が竜巻荷重に与える影響を把握するため、複数の渦モデルの風速場を分析し、作成した飛来物の飛散解析コードを用いた飛来速度の試計算によってランキン渦モデルとの違いを確認した。また、急激な気圧降下に関する実験によって竜巻の非定常な気圧変化に係る知見を得た。

Research on Structural Integrity for External Event

Hidefumi KAWAUCHI, Nobuo ISHIDA, Hidetaka NAKAMURA, Morito OHASHI,
Toshiya KITAMURA, Hiroaki YAMAZAKI, Hideto TAOKA, Toshio TERAGAKI,
Hiroshi MORITANI, Shinjiro HIDAKA, Kazunori CHIGIRA, Yoshimi OTA,
Masatoshi FUJITA, Kisaburo AZUMA, Takuya TORIYAMA, Keita FUJIWARA,
Minoru NAGAI, and Hiroaki DOI

Abstract

The new regulatory requirements and related guides were enacted in 2013, and the conformity review to the requirements for commercial power reactor facilities has been performed. According to “the operation guide for the periodic assessment of safety improvement of commercial power reactors (established in 2013)”, one of the evaluation methods described in the guide is the probabilistic risk assessment (PRA) with regard to external events. For the design assessment or risk assessment related to the external events, it is necessary to improve the fragility analysis methods for structures and components against earthquakes and tsunamis. Moreover, the new regulatory requirements require protecting the structures and components against an impact load, and “the NRA Ordinance on Off-Site Transportation of Nuclear Fuel Materials, etc.” specifies the requirements for particular conditions for drop impact testing. Hence, it is also important to enhance the technical knowledge for external events other than earthquakes and tsunamis, and to reflect the knowledge in structural integrity assessment against the external events.

For these reasons, the following research activities (1) and (2) have been carried out for fiscal years 2012 to 2016 (for information about authors of each research theme, see end of this report):

(1) Developing the method for seawall design and fragility analyses against tsunamis (Fiscal years 2012 to 2016)

1. Fragility analysis of seawalls against tsunamis

The data of wave pressure was obtained by hydraulic tests with a model seawall in order to develop the method for seawall design and fragility analyses against tsunamis. The scope of applicability of the methods described in the interim guideline of Ministry of Land, Infrastructure and Transport for evaluating the wave pressure was examined. Using the results, we developed the method which has a wide range of application.

2. Fragility evaluation on watertight door against tsunami

In order to develop the evaluation method of fragility of the watertight door against tsunamis including earthquake impact, the functional limit tests and component tests of the simplex watertight door were carried out. Using the results of the tests and related numerical simulations, we developed the method for evaluating the limiting conditions for water tightness of the door.

3. Fragility analysis of components against tsunamis

In order to confirm the submittals for the periodic assessment of safety improvement, we summarized the important points that should be kept in mind in conducting the tsunami PRAs. We also conducted the pilot study of the fragility evaluation for watertight doors, and investigated the failure probability of the watertight door and the influence of the seawall against tsunami.

(2) Development of evaluation method of fragility on external events (Fiscal years 2012 to 2016)

1. Fragility evaluation on slope collapse due to earthquake

The tests and simulations were carried out to acquire the knowledge on the safety of nuclear installations in case of collapse of slopes close to the installations subjected to beyond-design-basis earthquakes. Using the results, we improved the analysis software SANSSI for evaluating fragility of slopes.

2. Fragility evaluation of components subjected to earthquake loadings

For seismic PRA concerned with equipment that is already experiencing aging degradation, the method for crack growth evaluation by beyond-design-basis earthquakes was developed. This method was used to evaluate the fragility of intact and aging pipelines, and to discuss the influence of degradation on the seismic fragility.

In addition, we investigated the data of shaking table tests of safety-related components with regard to the seismic safety.

3. Fragility evaluation on structures under impact loads

In order to validate the method for assessing the impact loading from a flying object, etc. on structures and equipment, the overall research project for the impact behavior of structures was developed. The test and analysis were carried out related to damage which occurred in the sectional parts of reinforced concrete flat plate, induced by the impact from flying object, etc., to validate the existing method. Also, we developed a plan for vibration tests related to the impact propagation behavior of structure. In addition, issues on evaluation methods for structural integrity against impact-induced vibration were investigated and a plan for the slap-down testing of transport and storage casks was developed.

4. Evaluation of influence of tornado loads on fragility of facility

According to “the guide for the assessment of effects of tornadoes on commercial power reactors” , Rankine vortex model is used as a steady state model to obtain the wind field for evaluating the tornado-induced wind loads. In this study, the wind fields were evaluated based on several vortex models in order to understand the influence on the wind loads due to the difference in the models, such as steady-state vortex models other than the Rankine model, and unsteady-state models. We developed an analysis code for computing the velocity of flying objects, and carried out a pilot study to investigate the influence of the vortex models. Furthermore, some tests with regard to the sudden descent of barometric pressure were conducted to acquire the knowledge on pressure change in the unsteady-state flow.

目次

1.	序 論.....	1
2.	本 論.....	4
2.1	耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備	4
2.1.1	防潮堤の津波に対するフラジリティ評価.....	4
2.1.2	水密扉の津波に対するフラジリティ評価.....	23
2.1.3	設備の津波に対するフラジリティ評価.....	31
2.2	地震等の外部事象に関するフラジリティ評価手法の整備.....	34
2.2.1	地震による斜面及び周辺構造物のフラジリティ評価	34
2.2.2	地震による設備のフラジリティ評価.....	47
2.2.3	衝突による構造物のフラジリティ評価.....	55
2.2.4	竜巻荷重による施設のフラジリティへの影響評価.....	68
3.	結 論.....	73
3.1	成果の要点	73
3.2	目的の達成状況及び成果の活用等	75
	参考文献一覧.....	77
	「外部事象に係る構造健全性関連研究」の主な執筆者一覧.....	81

表目次

表 2.1.3-1 津波遡上解析に基づくフラジリティ評価条件.....	32
表 2.2.2-1 亀裂進展試験の試験条件一覧	49
表 2.2.3-1 実験条件	57

図目次

図 2.1.1-1	防潮堤に作用する津波波圧	4
図 2.1.1-2	国交省の暫定指針における設計波圧算定手法	5
図 2.1.1-3	水理試験設備の概要（通過波検定試験及び持続波圧試験）	7
図 2.1.1-4	堤体に設置した波圧計の位置（持続波圧試験）	8
図 2.1.1-5	作用波の種類（孤立波、正弦波、長周期波）及び形状の例	8
図 2.1.1-6	水理試験設備の概要（通過波検定試験及び段波波圧試験）	9
図 2.1.1-7	堤体に設置した波圧計及びひずみゲージの位置（ひずみ試験）	9
図 2.1.1-8	最大比エネルギー (E_{max}) 及び持続波最大浸水深 (η_{max_2nd}) の発生時刻の 関係（フルード数 (Fr) ≤ 1 における水理試験結果の一例）	10
図 2.1.1-9	最大比エネルギー (E_{max}) 及び持続波最大浸水深 (η_{max_2nd}) の発生時刻の 関係（フルード数 (Fr) > 1 における水理試験結果の一例）	11
図 2.1.1-10	堤体高さ及び最大持続波圧 (P_{max_2nd}) の関係（水路底面勾配 0、孤立 波：W02）	12
図 2.1.1-11	堤体高さ及び最大持続波圧 (P_{max_2nd}) の関係（水路底面勾配 0、孤立 波：W01）	12
図 2.1.1-12	浸水深及び最大段波波圧、最大持続波圧の関係	14
図 2.1.1-13	最大段波モーメント及び最大持続波モーメントの比較	15
図 2.1.1-14	最大段波ひずみ及び最大持続波ひずみの比較（水路底面勾配 0、1/20）	15
図 2.1.1-15	浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$) の時刻歴（孤立波）	16
図 2.1.1-16	フルード数 (Fr) 及び水深係数 (α) の関係（水理試験結果及び既往 研究評価式）	17
図 2.1.1-17	フルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) 並びに理論式及び回帰式の関係	19
図 2.1.1-18	フルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) の関係を用いた評価例 (+3 σ (対数標準偏差))	19
図 2.1.1-19	最大段波ひずみ及び水深係数 3 相当ひずみの比較	21
図 2.1.2-1	試験装置外観	24
図 2.1.2-2	漏水量測定結果	24
図 2.1.2-3	事前解析モデル	25
図 2.1.2-4	試験装置外観	26
図 2.1.2-5	試験体水平断面の枠内と枠外の区分	26
図 2.1.2-6	漏水量測定結果	27

図 2.1.2-7	試験装置とパッキンの状態の例	28
図 2.1.2-8	解析手法の概略	29
図 2.1.2-9	水密扉一扉枠全体構造解析モデル	29
図 2.1.2-10	パッキンの変形の算定例	30
図 2.1.2-11	流速分布の算定例	30
図 2.1.2-12	水圧一漏水量関係曲線（算定例）	30
図 2.1.3-1	防潮堤設置状態に応じた水密扉フラジリティ曲線の概要	32
図 2.1.3-2	追加機能の処理の流れ	33
図 2.2.1-1	試験に用いた計測装置	35
図 2.2.1-2	斜面模型と振動台試験結果	35
図 2.2.1-3	斜面模型と試験ケース	36
図 2.2.1-4	土塊の到達距離分布	37
図 2.2.1-5	到達距離データの整理	37
図 2.2.1-6	大型斜面模型と代表径 40cm の土塊模型	38
図 2.2.1-7	土塊模型の衝突荷重の時刻歴	39
図 2.2.1-8	衝突荷重と速度の関係	39
図 2.2.1-9	評価対象の斜面モデル	40
図 2.2.1-10	入力地震動	41
図 2.2.1-11	斜面のフラジリティ曲線	41
図 2.2.1-12	落下速度の検証解析	42
図 2.2.1-13	土塊の最終停止位置	42
図 2.2.1-14	構造物のモデル化	44
図 2.2.1-15	土塊のモデル化	44
図 2.2.1-16	衝突試験結果と構造物のフラジリティ曲線	44
図 2.2.1-17	フラジリティ曲線の比較	46
図 2.2.2-1	亀裂進展試験に用いた試験片形状	49
図 2.2.2-2	亀裂進展速度と応力拡大係数の関係	50
図 2.2.2-3	炭素鋼及びステンレス鋼配管の損傷（貫通又は破断）確率の評価例	51
図 2.2.2-4	CRACK-FEM の解析フロー図	52
図 2.2.2-5	解析モデル	52
図 2.2.2-6	荷重の繰り返し数と亀裂サイズの関係（CRACK-FEM の解析結果と疲労試験データの比較）	53
図 2.2.2-7	設備に係る耐力、応答の分布	54
図 2.2.2-8	耐震試験の調査分析及び整理された耐力一覧表（例）	54
図 2.2.3-1	小型飛翔体の概要	57

図 2.2.3-2 供試体の配筋と製作状況	58
図 2.2.3-3 供試体の損傷状況の一例	58
図 2.2.3-4 実験結果と既往評価式による評価結果との比較	58
図 2.2.3-5 解析モデルの概要	59
図 2.2.3-6 飛翔体の試験結果と解析結果の比較	60
図 2.2.3-7 供試体の反力履歴の比較	60
図 2.2.3-8 解析モデル	61
図 2.2.3-9 外壁及び床スラブの固有振動数	61
図 2.2.3-10 柔飛翔体の質量分布	62
図 2.2.3-11 衝撃荷重曲線	62
図 2.2.3-12 加速度応答コンター図	62
図 2.2.3-13 解析モデル	64
図 2.2.3-14 衝撃緩衝体の材料圧潰特性	64
図 2.2.3-15 蓋ボルトの評価位置	65
図 2.2.3-16 解析結果	66
図 2.2.3-17 蓋ボルトの応力評価結果	67
図 2.2.4-1 各渦モデルの風速分布	70
図 2.2.4-2 解析における飛来物の配置	71
図 2.2.4-3 各種パラメータの違いによる飛来物の最大水平速度の変化	71
図 2.2.4-4 建物模型内外圧の時刻歴の比較	72

1. 序 論

平成 25 年 7 月、新規制基準や関連する審査ガイドが施行され、発電用原子炉施設等に対する適合性審査が進められている。また、平成 25 年 12 月施行の「実用発電用原子炉の安全性向上評価に関する運用ガイド」^(参1)では、新規制基準を適用したプラントの安全性向上を評価することを求めており、評価方法の一つに「外部事象に係る確率論的リスク評価 (PRA)」(以下「リスク評価」という。)が挙げられている。これらを踏まえ、地震・津波に関する設計評価及びリスク評価の精度向上の観点から、施設・設備の設計及びフラジリティに係る評価手法を精緻化する。さらに、新規制基準において、外部からの衝撃による損傷の防止が明記されたこと、及び「核燃料物質等の工場又は事業所の外における運搬に関する規則」において、特別の試験条件として、輸送容器の落下試験を実施した場合の要件が規定されている。そこで、地震・津波以外の外部事象に対しても、新たな技術的知見を収集し、衝突・衝撃に対する構造健全性評価手法に反映していく。

以上を踏まえ、平成 24 年度から平成 28 年度に渡り、以下の研究課題 ((1) 及び(2)) に取り組んだ。

なお、巻末の「主な執筆者一覧」に各研究課題の主な担当者を示す。

(1) 耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備 (平成 24 年度～平成 28 年度)

①防潮堤の津波に対するフラジリティ評価

防潮堤の津波に対する設計評価及びフラジリティ評価手法の整備を目的として、防潮堤を模擬した試験体 (以下「堤体」という。)を用いた水理試験を行い、堤体に作用する段波波圧、持続波圧等のデータを取得し、津波による作用波圧の評価手法に係る検討を実施した。

持続波圧については、フルード数が 1 以下の範囲であれば、国交省の暫定指針^(参2)に示される水深係数 3 が適用可能であることを確認した。一方で、フルード数が 1 を超える場合は、水深係数が 3 を超え、国交省の暫定指針の適用範囲から外れる場合があることを確認した。この場合の評価方法として、通過波の最大比エネルギーの発生時刻に基づくフルード数と水深係数に基づく理論式が適用できることを確認した。さらに、評価式を策定し、評価手法に係る技術的知見を取りまとめた。

段波波圧については、概して持続波の影響よりも小さいことを確認した。また、防潮堤が海岸線近傍に設置されるとともに、防潮堤近傍で碎波が発生する等、複数の条件の重畳によっては、段波による影響が持続波による影響よりも大きくなる場合があるが、このような場合においても、段波浸水深に基づく国交省の暫定指針の水深係数 3 の考え方を適用できることを確認した。

以上の結果に基づき、津波による作用波圧の評価手法を取りまとめた。

②水密扉の津波に対するフラジリティ評価

水密扉の地震影響を含めた津波に対するフラジリティ評価手法の整備を目的として、片開きの水密扉を対象に、水密扉単体及び鉄筋コンクリート耐震壁に設置した水密扉の機能限界試験並びに水密扉のシール部のパッキンに着目した要素試験を行って、地震と津波の重畳事象を踏まえた漏水特性に係るデータを取得した。これらの試験結果に基づくシミュレーション解析を行って、水密扉からの漏水量が急激に増大する水圧を模擬できる解析手法を考案するとともに、その適用性を確認し、水密扉の浸水防止機能に係る評価手法としてまとめた。

③設備の津波に対するフラジリティ評価

安全性向上評価の確認に資するため、津波 PRA の実施に係る留意事項をまとめるとともに、津波に対する防潮堤の影響を考慮した水密扉のフラジリティを試算し、防潮堤の設置による水密扉の損傷確率の傾向を把握した。

(2) 地震等の外部事象に関するフラジリティ評価手法の整備（平成 24 年度～平成 28 年度）

①地震による斜面及び周辺建造物のフラジリティ評価

設計を超える地震力を受けた場合の原子炉施設周辺斜面の崩壊に対する施設の安全性を評価するため、斜面安定性に係る振動台試験、斜面崩壊後の土砂や岩塊の転動挙動に係る試験及び岩塊衝突に係る試験並びにこれらの試験に関するシミュレーション解析を実施した。

これらの試験データを基礎資料として、地震時の斜面崩壊に関し、斜面崩壊確率、崩壊土塊が原子炉施設・設備に衝突する確率及び崩壊土塊の衝突によりこれらの施設・設備が損傷する確率の主要な 3 つの事象に分類した評価手法としてまとめた。

②地震による設備のフラジリティ評価

経年劣化が既にある設備の地震 PRA に資するため、設計を超える地震力に対する亀裂進展評価手法を検討するとともに、経年劣化の有無によるフラジリティ評価の比較検討を実施し、亀裂による地震フラジリティへの影響を確認した。

また、耐震重要設備に関する耐震試験等の調査・分析を実施しフラジリティ評価に資する耐力を取りまとめた。

③衝撃による建造物のフラジリティ評価

飛翔体衝突等に対する建造物及び機器に係る評価手法の妥当性判断に資するため、建造物の衝撃挙動に係る研究の全体計画を立案し、飛翔体が鉄筋コンクリート板に衝突した際の局部損傷に係る試験及び解析を実施して既往評価手法の適用性を確認するとともに、建造物を伝播する衝撃挙動に係る試験に向けた技術的知見の調査及び予測解析を行った。また、衝撃荷重に対する機器の健全性評価に係る検討を実施した。

さらに、輸送容器のスラップダウン落下による二次衝撃に対する構造健全性評価手法の技術的知見を蓄積するため、輸送容器のスラップダウン落下に係る試験に向けた解析検討を実施した。

④竜巻荷重による施設のフラジリティへの影響評価

「原子力発電所の竜巻影響評価ガイド」の竜巻荷重の算定では、竜巻渦の風速場として定常流れ場のランキン渦モデルを基本としている。ランキン渦モデル以外の定常渦モデルや非定常性が竜巻荷重に与える影響を把握するため、複数の渦モデルの風速場を分析し、作成した飛来物の飛散解析コードを用いた飛来速度の試計算によってランキン渦モデルとの違いを確認した。また、急激な気圧降下に関する実験によって竜巻の非定常な気圧変化に係る知見を得た。

2. 本 論

2.1 耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備

2.1.1 防潮堤の津波に対するフラジリティ評価

(1) 背景

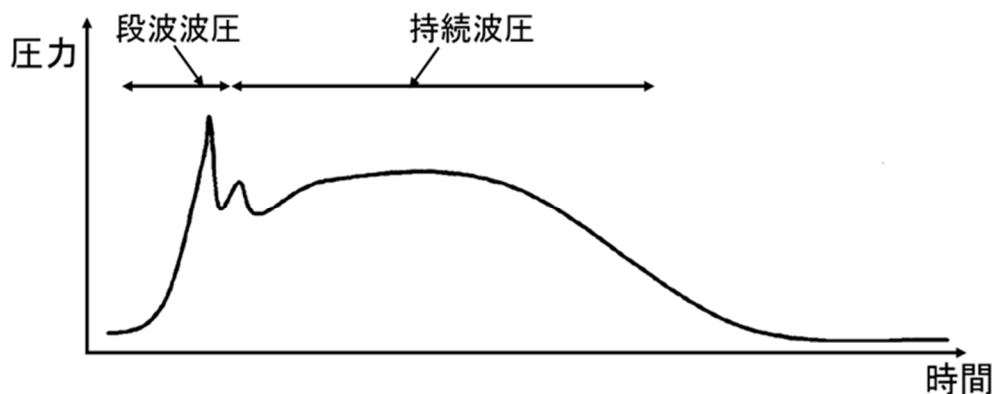
①新規制基準での取り扱い

防潮堤は、津波防護施設の一つであり、原子力発電所敷地内への津波の浸水を抑制する重要な構造物である。そのため、津波に対して防潮堤の防護機能が十分保持できるよう、津波の波圧特性を適切に把握し、防潮堤の津波に対する構造健全性を評価する必要がある。

平成 25 年 6 月に制定された「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド」では、津波防護施設の設計に当たって、「津波による荷重（波圧、衝撃力）の設定に関して、考慮する知見（例えば国交省の暫定指針^(参2)等）及びそれらの適用性」を確認することとしており、さらに、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」でも「施設に作用する津波波圧の経時変化（段波波圧、持続波圧）に留意」することが明示されている。

②津波波圧の経時変化

防潮堤に作用する津波波圧には図 2.1.1-1^(参3)に示すように、段波波圧と持続波圧がある。段波波圧は、最初に防潮堤に衝突する津波が与える短時間で大きく変化する波圧のことである。一方、持続波圧は、段波波圧の後の継続時間の長い波圧のことであり、防潮堤には長時間で一定の範囲の波圧が作用する。防潮堤の設計に当たっては、このような二種類の津波波圧を考慮する必要がある。



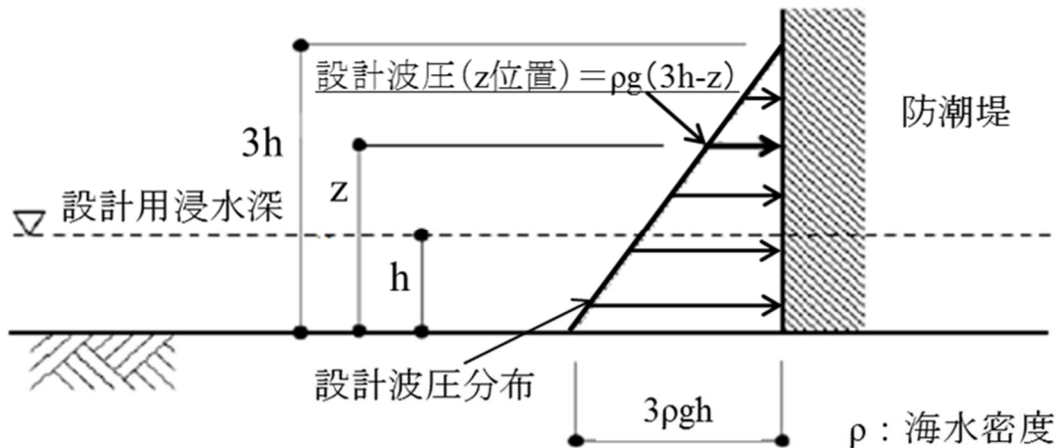
出典) 有川ほか (2007)^(参3)

図 2.1.1-1 防潮堤に作用する津波波圧

Fig. 2.1.1-1 Wave pressure acting on a seawall.

③防潮堤設計に係る設計波圧算定手法

国交省の暫定指針では、防潮堤に作用する設計波圧は図 2.1.1-2 に示すように、設計用浸水深を防潮堤が無い場合の設計津波の敷地内への遡上解析から求めた浸水深に基づき設定し、この設計用浸水深の3倍の高さに相当する静水圧（以下「水深係数3」という。）より求めることとしている。



出典) 国交省の暫定指針 (2011) ^(参2) 1.4 章の図 4-1 に対して一部加筆

図 2.1.1-2 国交省の暫定指針における設計波圧算定手法

Fig. 2.1.1-2 Evaluation methods for design pressure by the interim guideline.

④津波波圧及び流体性状に関わるパラメータ

防潮堤に生じる津波波圧の程度を表す無次元数として水深係数 (α) があげられる。

水深係数 (α) は、津波によって防潮堤に作用する最大持続波圧 ($P_{\max,2nd}$) と設計用浸水深 (η) に相当する静水圧との比を表す無次元数であり、式 2.1.1-1 のように表される。

$$\text{水深係数} : \alpha = \frac{P_{\max,2nd}}{\rho g \eta} \quad (2.1.1-1)$$

また、流体性状を表す指標として、フルード数 (Fr) や比エネルギー (E) があげられる。フルード数 (Fr) は、流体の慣性力 (勢い) と重力の比を表す無次元数であり、防潮堤が無い場合の通過波の設計用浸水深 (η) 及び流速 (v) から、式 2.1.1-2 のように表される。

$$\text{フルード数} : Fr = \frac{v}{\sqrt{g\eta}} \quad (2.1.1-2)$$

比エネルギー (E) は、単位重量あたりの水を持つ全エネルギー (全水頭) であり、非粘性、定常、一次元流れを対象としたベルヌーイの定理を基にしたパラメータであり、式 2.1.1-3 のように表される。

$$\text{比エネルギー} : E = \frac{v^2}{2g} + \eta \quad (2.1.1-3)$$

(2) 目的

津波荷重の設定に関して考慮する知見として国交省の暫定指針を対象に、津波波圧の経時変化（段波波圧、持続波圧）の影響も含めたうえで適用範囲を確認するとともに、適用範囲を外れる場合の評価方法を明確にすることを目的に、平成24年度から平成28年度にかけて水理試験及び解析による検討を行った。

(3) 水理試験

①水理試験の概要

a. 通過波検定試験

水理試験では、流体性状を表す評価指標を把握するため、通過波検定試験を実施し、フルード数 (Fr) 及び比エネルギー (E) について評価した。通過波検定試験では、堤体が無い場合の通過波の浸水深 ($\eta(t)$) 及び流速 ($v(t)$) を計測した。

b. 持続波圧試験

堤体に作用する持続波圧を把握するため、持続波圧試験を実施した。持続波圧試験では、堤体の波圧測定点に作用する最大持続波圧 (P_{\max_2nd}) を計測した。最大持続波圧 (P_{\max_2nd}) に対し式 2.1.1-1 の関係から、水深係数 (α) を評価した。

c. 段波波圧試験

堤体に作用する段波波圧を把握するため、段波波圧試験を実施した。段波波圧試験では、堤体の波圧測定点に作用する最大段波波圧 (P_{\max_1st}) 及び比較のための最大持続波圧 (P_{\max_2nd}) を計測した。さらに、最大段波波圧 (P_{\max_1st}) 及び最大持続波圧 (P_{\max_2nd}) から最大段波モーメント (M_{\max_1st}) 及び最大持続波モーメント (M_{\max_2nd}) を算出するとともに、持続波圧及び段波波圧により堤体に生じる構造影響を把握するため、最大段波モーメント (M_{\max_1st}) が大きくなるケースについて、ひずみ試験を実施した。堤体壁面のひずみ測定点に生じる最大段波ひずみ (ϵ_{\max_1st}) 及び最大持続波ひずみ (ϵ_{\max_2nd}) を計測した。

②試験設備概要

a. 通過波及び持続波圧

持続波圧を対象とした通過波検定試験及び波圧試験を実施した。試験装置（実規模に対する縮尺：1/40）の概要^(参4)を図 2.1.1-3^(参4)に示す。図には、堤体位置、水路中の波高計及び流速計の設置位置を示している。水路は全長 47m、幅 0.8m である。堤体は高さ 0.8m、幅 0.79m、厚さ 0.01m のアルミ製の壁 1 体で構成し、堤体壁面に波圧計を設置した（図 2.1.1-4^(参4)）。

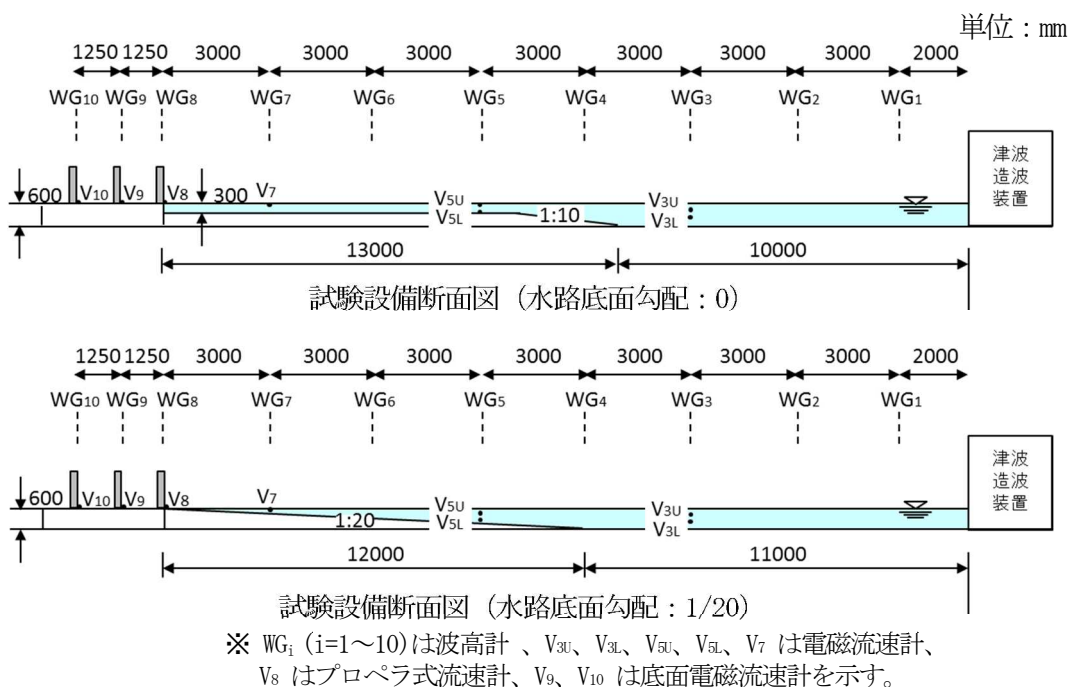
堤体位置は、実規模での汀線から防潮堤までの距離 0m、50m または 100m を模擬し、汀線位置、汀線から陸側へ 1.25m 及び 2.5m とした。水路底面勾配は 0 または 1/20 を試験パラメータとした。作用波の種類は孤立波、正弦波または長周期波とした (図 2.1.1-5 (参⁴)の(a)~(c)参照)。

b. 通過波及び段波波圧

段波波圧を対象とした、通過波検定試験、段波波圧試験及びひずみ試験を実施した。試験装置 (実規模に対する縮尺 : 1/40) の概要 (参⁵) を図 2.1.1-6 に示す。図には、堤体位置、水路中の波高計及び流速計の設置位置を示している。水路は長さ 105m、幅 0.78m である。堤体は、高さ 1.0m、幅 0.26m のコンクリート製の壁 3 体で構成し、堤体壁面に波圧計を設置した (図 2.1.1-7 (参⁶))。

段波波圧試験では、堤体位置は実規模での汀線から防潮堤までの距離 0m、50m または 100m を模擬し、汀線位置、汀線から陸側へ 1.25m または 2.5m とした。水路底面勾配は 0、1/10、1/20 または 1/40 を試験パラメータとした。作用波の種類は孤立波とした (図 2.1.1-5 の(a)参照)。

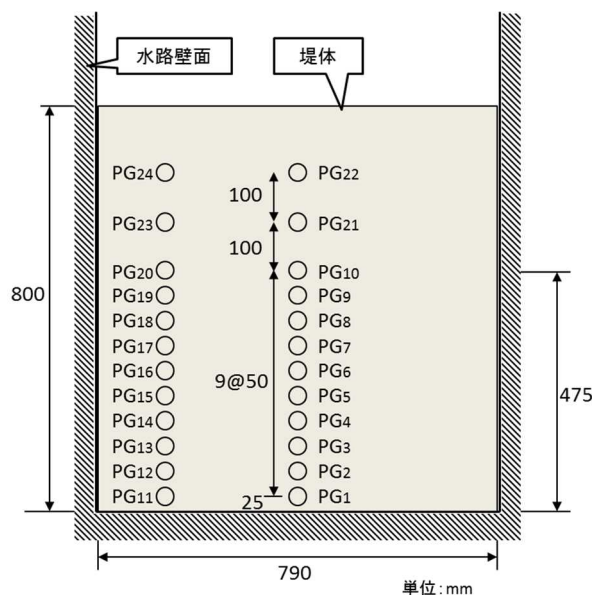
また、ひずみ試験では堤体は汀線位置に設置した。水路底面勾配は 0 または 1/20 を試験パラメータとした。作用波の種類は孤立波とした (図 2.1.1-5 の(a)参照)。



出典) 石田ほか (2016) (参⁴)

図 2.1.1-3 水理試験設備の概要 (通過波検定試験及び持続波圧試験)

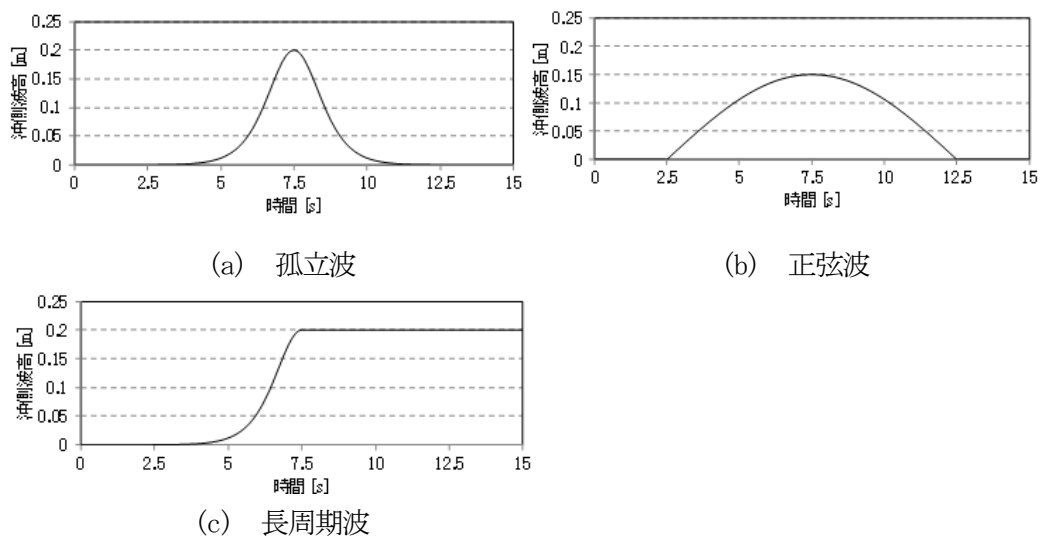
Fig. 2.1.1-3 Schematics of the hydraulic flume for run-up and continuous wave pressure tests



出典) 石田ほか (2016) (参4)

図 2.1.1-4 堤体に設置した波圧計の位置 (持続波圧試験)

Fig. 2.1.1-4 Positions of gauges on the seawall model for continuous wave pressure tests



出典) 石田ほか (2016) (参4)

図 2.1.1-5 作用波の種類 (孤立波、正弦波、長周期波) 及び形状の例

Fig. 2.1.1-5 Example of waveforms for flume tests: solitary waves, sine waves, and long period waves

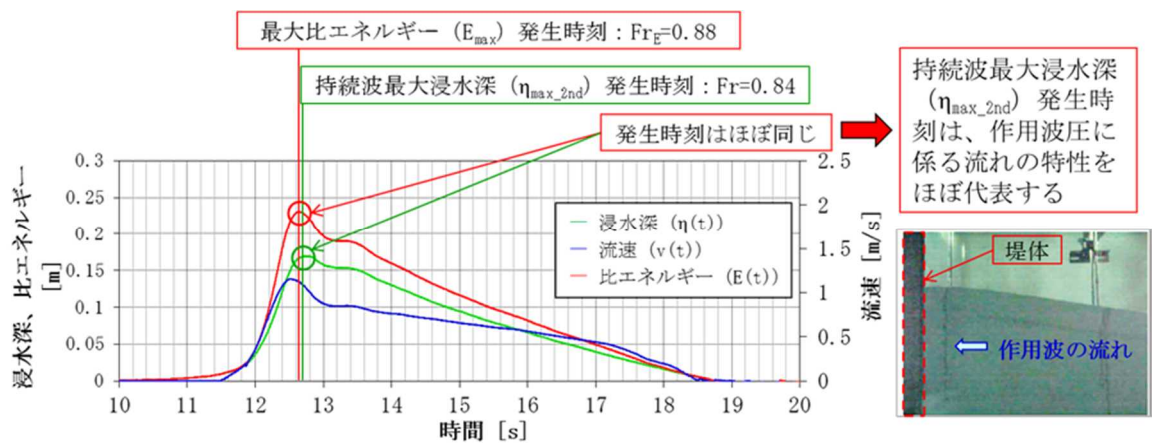
③ 試験結果及び結果の考察

a. 通過波及び持続波圧

通過波検定試験から得た各堤体位置における浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$)、比エネルギー ($E(t)$)、持続波最大浸水深 ($\eta_{\max,2nd}$) に基づくフルード数 (Fr) 及び最大比エネルギー (E_{\max}) 発生時刻に基づくフルード数 (Fr_E) の代表例^(参4)を図 2.1.1-8 及び図 2.1.1-9^(参4)に示す。

フルード数 (Fr) が1以下の場合は、持続波最大浸水深 ($\eta_{\max,2nd}$) と最大比エネルギー (E_{\max}) の発生時刻はほぼ同じだった (図 2.1.1-8)。両者の発生時刻はほぼ同じであることから、持続波最大浸水深 ($\eta_{\max,2nd}$) に基づくフルード数 (Fr) 及び水深係数 (α) 並びに最大比エネルギー (E_{\max}) 発生時刻に基づくフルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) のいずれも、作用波圧に係る流れの特性は比較的正確に把握できると考えられる。

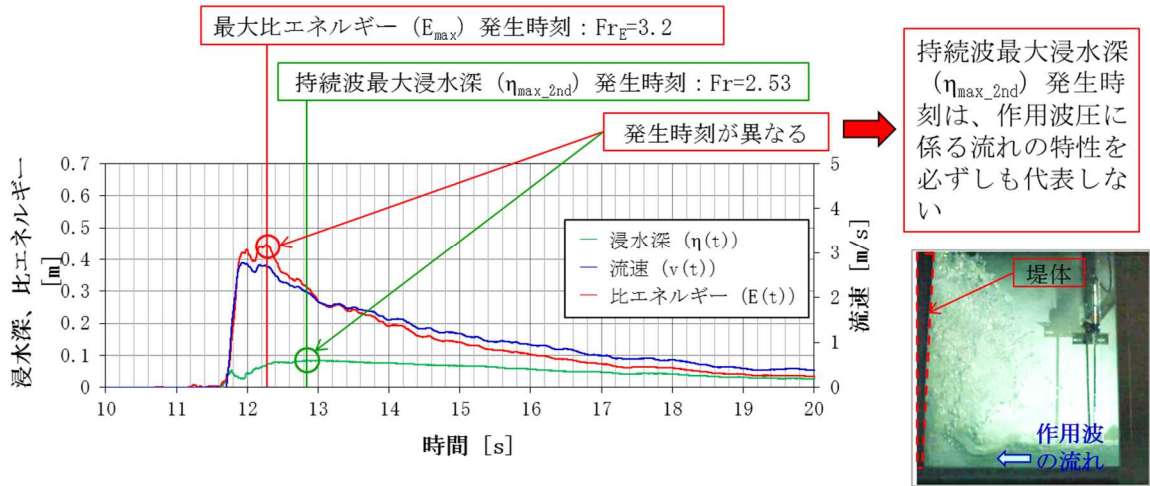
一方、フルード数 (Fr) が1を超える場合は、持続波最大浸水深 ($\eta_{\max,2nd}$) と最大比エネルギー (E_{\max}) の両者の発生時刻には乖離があった (図 2.1.1-9)。このため、持続波最大浸水深 ($\eta_{\max,2nd}$) 発生時刻は、作用波圧に係る流れの特性を必ずしも代表しないことが考えられ、他の指標として最大比エネルギー (E_{\max}) 発生時刻に着目した。



出典) 石田ほか (2016)^(参4)

図 2.1.1-8 最大比エネルギー (E_{\max}) 及び持続波最大浸水深 ($\eta_{\max,2nd}$) の発生時刻の関係 (フルード数 (Fr) ≤ 1 における水理試験結果の一例)

Fig. 2.1.1-8 Time of the maximum specific energy and inundation depth of a run-up wave (Typical test results for $Fr \leq 1$)



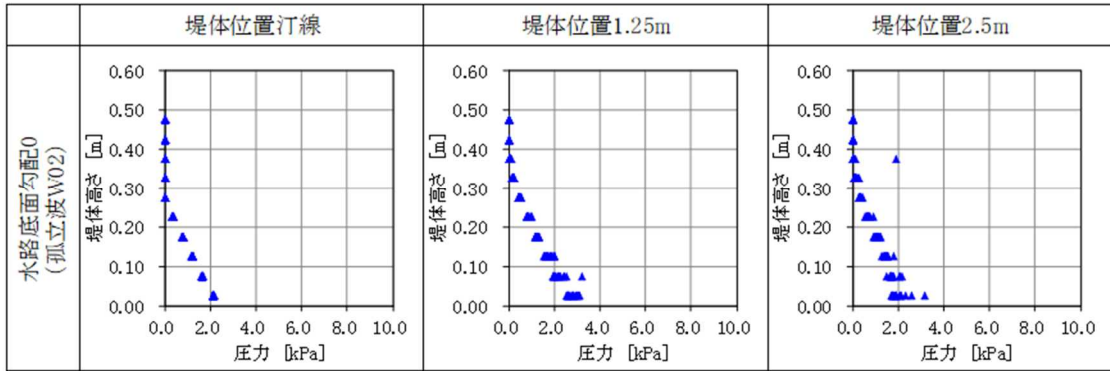
出典) 石田ほか (2016) (参4)

図 2.1.1-9 最大比エネルギー (E_{max}) 及び持続波最大浸水深 (η_{max_2nd}) の発生時刻の関係 (フルード数 (Fr) > 1 における水理試験結果の一例)

Fig. 2.1.1-9 Time of the maximum specific energy and inundation depth of a run-up wave (Typical test results for $Fr > 1$)

堤体に作用する最大持続波圧 (P_{max_2nd}) の値は、作用波の種類及び堤体位置により異なるが、いずれの水理試験ケースにおいてもほぼ静水圧分布となった。また、作用波及び水路底面勾配が同じ水理試験ケースでは、堤体位置汀線、1.25m 及び 2.5m での最大持続波圧 (P_{max_2nd}) 分布には、大きな差異はないことが分かった。水理試験ケースの代表例 (参4) を図 2.1.1-10 に示す。

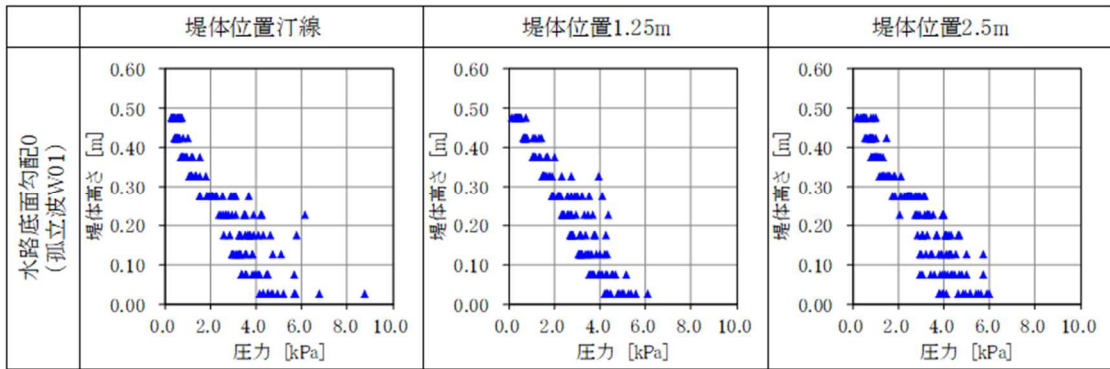
また、15 回の計測における最大持続波圧 (P_{max_2nd}) の分布は、他の水理試験ケースに比べ顕著なばらつきが認められたケースがあった。このケースでは、通過波検定試験で作用波の沖側波高が汀線付近で上昇し、周期が短くなる砕波直前の特徴的な状態が計測されており、砕波に伴う流れの不規則な乱れにより生じたものと考えられる。水理試験ケースの代表例 (参4) を図 2.1.1-11 に示す。



出典) 石田ほか (2016) (参4)

図 2.1.1-10 堤体高さ及び最大持続波圧 (P_{\max_2nd}) の関係
(水路底面勾配0、孤立波: W02)

Fig. 2.1.1-10 Relationships between seawall model height and maximum continuous wave pressure (solitary waves for the zero slope cases: W02)



出典) 石田ほか (2016) (参4)

図 2.1.1-11 堤体高さ及び最大持続波圧 (P_{\max_2nd}) の関係
(水路底面勾配0、孤立波: W01)

Fig. 2.1.1-11 Relationships between seawall model height and maximum continuous wave pressure (solitary waves for the zero slope cases: W01)

b. 通過波及び段波波圧

通過波検定試験の結果より、水路底面勾配0では作用波の沖側波高は汀線付近で上昇し、周期が短くなる砕波直前の状態が計測された (図 2.1.1-12 (参7))。これは、作用波が汀線よりやや沖側で短い周期の高い波高に成長したことに加え、汀線部が直立した護岸形状であるため、護岸部分での作用波の反射により先端部の波高が更に上昇したことによると考えられる。

水路底面勾配1/20では、作用波は汀線よりやや沖側で砕波が発生し、その後の遡上に伴い浸水深 ($\eta(t)$) は低下した (図 2.1.1-12)。さらに、汀線位置では短い周期の高い

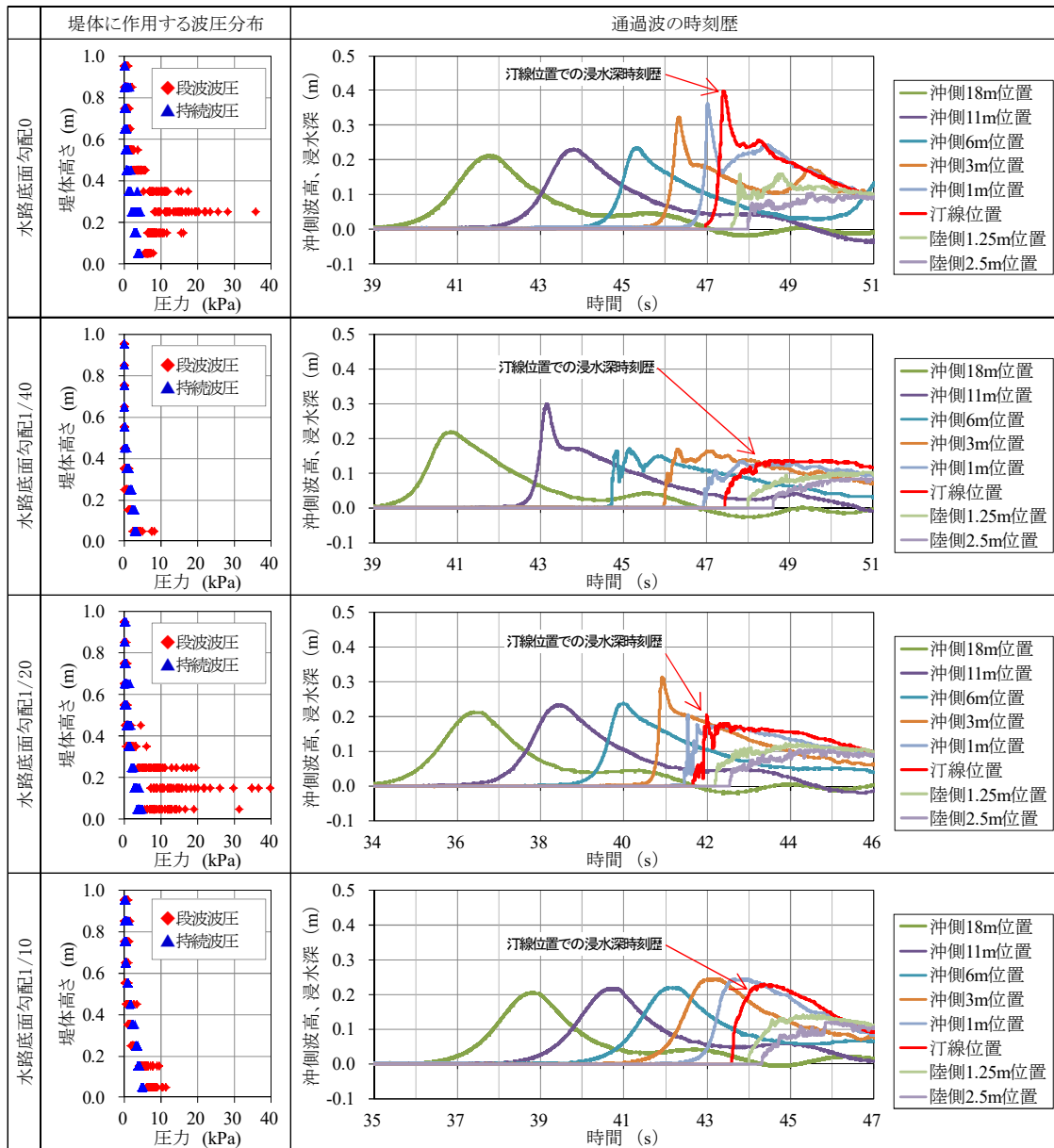
波高が計測されたが、水路底面勾配0のように顕著なものではなかった。これは、水深が徐々に浅くなるため、汀線に比較的近い沖側で砕波が発生したことによると考えられる。水路底面勾配1/40及び水路底面勾配1/10は、汀線位置での浸水深($\eta(t)$)では比較的なだらかな波形が計測された。

波圧試験では、大部分のケースで、最大段波波圧($P_{\max,1st}$)は最大持続波圧($P_{\max,2nd}$)よりも大きい傾向が認められた(図2.1.1-12)。一方、堤体基部に作用する曲げモーメントを最大段波波圧($P_{\max,1st}$)及び最大持続波圧($P_{\max,2nd}$)から算出したところ、水理試験12ケースのうち、最大段波モーメント($M_{\max,1st}$)の方が最大持続波モーメント($M_{\max,2nd}$)よりも大きかったのは2ケースのみ(水路底面勾配0で堤体位置汀線及び1.25m並びに水路底面勾配1/20で堤体位置汀線)であり、他のケースでは、段波による影響は持続波よりも小さいことが分かった(図2.1.1-13^(参8))。

上記2ケースを対象に、ひずみ試験を実施した。水路底面勾配0で堤体位置汀線の水理試験ケースでは、最大段波ひずみ($\epsilon_{\max,1st}$)が最大持続波ひずみ($\epsilon_{\max,2nd}$)よりも大きくなった(図2.1.1-14^(参8))。これは、堤体が汀線近傍に設置されるとともに、堤体近傍で砕波が発生する等、複数の条件が重畳したことにより、急峻な壁状となった作用波が堤体の中央部付近に衝突したため、砕波に伴う影響が顕著になったものと考えられる。

一方、水路底面勾配1/20で堤体位置汀線の水理試験ケースでは、最大段波ひずみ($\epsilon_{\max,1st}$)が最大持続波ひずみ($\epsilon_{\max,2nd}$)よりも小さくなった。これは、砕波が堤体位置よりもやや沖側で発生し、作用波は堤体基部付近の局所的な領域に時間的に分散して作用したことから、砕波に伴う影響が上記ケース程顕著でなかったことが考えられる。

これらより、段波による構造健全性に与える影響の評価に当たっては、作用波の砕波発生の有無及び発生位置を考慮する必要がある。

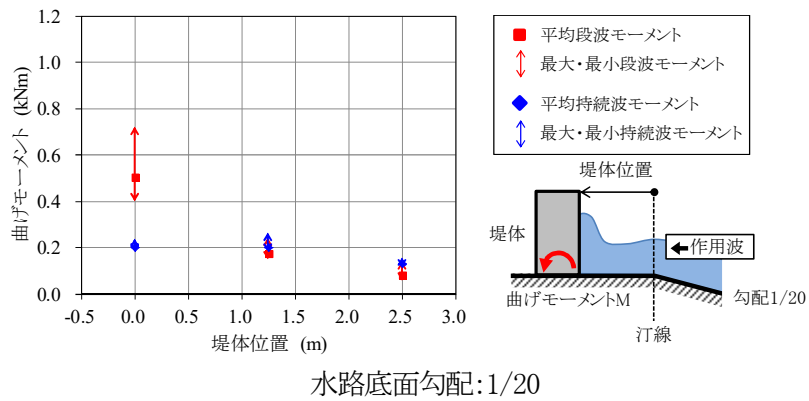
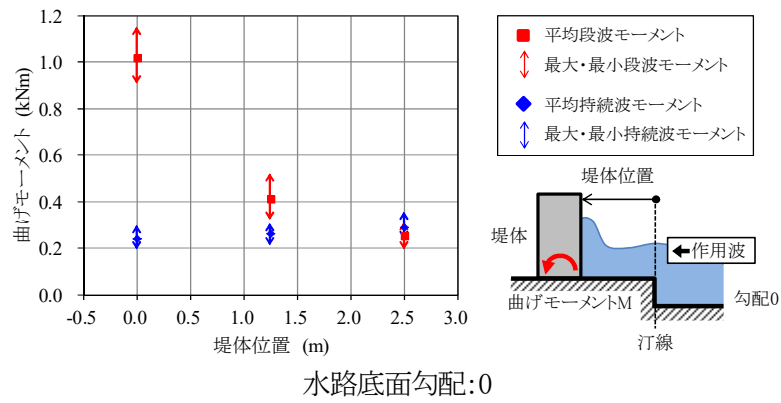


*: 堤体に作用する段波波圧及び持続波波圧それぞれの波圧分布は、堤体高さごとに45点(同一高さに3点×試験回数15回)の計測値をプロット

出典) 平成27年度第28回原子力規制委員会資料(2015) (参7)

図 2.1.1-12 浸水深及び最大段波波圧、最大持続波波圧の関係

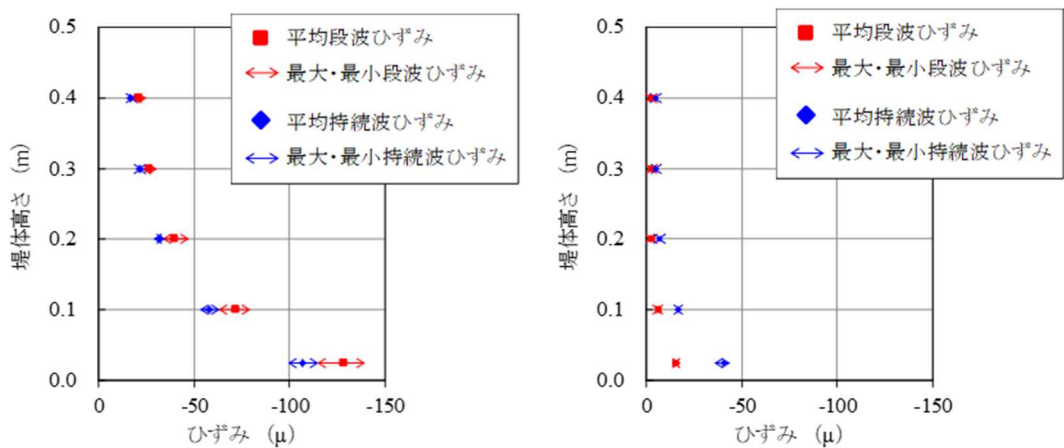
Fig. 2.1.1-12 Relationship among maximum bore pressure and maximum continuous pressure, run-up wave



出典) 石田ほか (2015) (参8)

図 2.1.1-13 最大段波モーメント及び最大持続波モーメントの比較

Fig. 2.1.1-13 Comparison between maximum bending moments due to bore pressure and continuous pressure



水路底面勾配:0、堤体位置:汀線

水路底面勾配:1/20、堤体位置:汀線

出典) 石田ほか (2015) (参8)

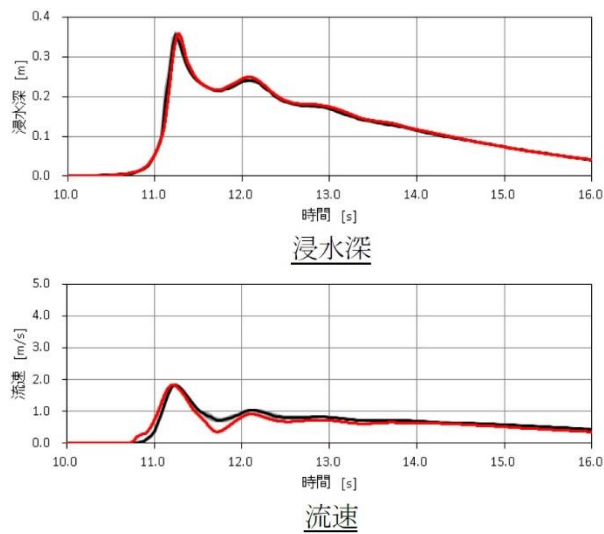
図 2.1.1-14 最大段波ひずみ及び最大持続波ひずみの比較 (水路底面勾配 0、1/20)

Fig. 2.1.1-14 Comparison between maximum strains due to bore pressure and continuous pressure where bed slope is zero, 1/20

(4) シミュレーション解析

通過波検定試験結果の浸水深及び流速の時刻歴について再現解析を実施し、モデル化手法とそのシミュレーション解析手法が妥当であることを示した。代表例^(参4)として図 2.1.1-15 に孤立波 W01 による通過波検定試験のシミュレーション解析結果と水理試験結果の浸水深及び流速の比較を示す。

また、段波波圧影響に係る通過波検定試験については、シミュレーション解析でも、碎波直前及び碎波発生後の状態を精度良く再現できた。したがって、解析を用いることで堤体近傍での碎波発生の有無及び碎波発生位置等の推定が可能と考えられる。



出典) 石田ほか (2016)^(参4)

図 2.1.1-15 浸水深 ($\eta(t)$)、流速 ($v(t)$) の時刻歴 (孤立波)

Fig. 2.1.1-15 Time histories of water depth η and velocity v at the seawall positions (solitary wave)

(5) 津波波圧評価手法の検討

① 持続波圧評価手法の検討

(3) ①の水理試験で得られた、フルード数 (Fr) と水深係数 (α) の関係を整理した結果及び既往研究における評価式を図 2.1.1-16^(参4)に示す。

水理試験結果では、フルード数 (Fr) が 1 以下の範囲では水深係数 (α) が 3 を超えるデータは得られなかった。一方、フルード数 (Fr) が 1 を超える領域では水深係数 (α) が 3 を超える場合があり、国交省の暫定指針の水深係数 3 の適用範囲から外れることを確認した。この結果は既往研究における評価式とも整合した (例えば Asakura^(参9)、池谷^(参10)、榊山^(参11)、加藤^(参12)、松富^(参13)、有川^(参14))。

また、フルード数 (Fr) が1を超える領域では、ほぼ同じフルード数 (Fr) でも作用波の種類や堤体位置等の違いにより水深係数 (α) は広範囲に分布し、フルード数 (Fr) 及び水深係数 (α) の関係が把握しにくくなった。

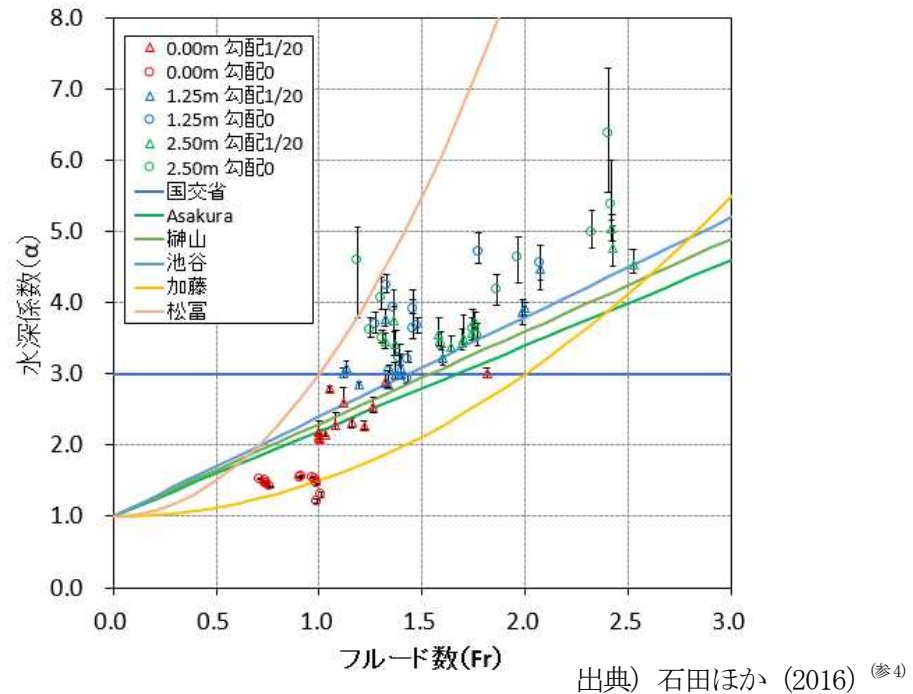


図 2.1.1-16 フルード数 (Fr) 及び水深係数 (α) の関係
(水理試験結果及び既往研究評価式)

Fig. 2.1.1-16 Relationships between the Froude number Fr and the water depth coefficient α (flume test and proposed expressions)

これより、国交省の暫定指針の水深係数3の適用範囲から外れる場合の評価方法を検討した。

フルード数 (Fr) は式 2.1.1-2 に示すように、浸水深 (η) と重力加速度の積の平方根とその発生時刻における流速 (v) の比によって表される。したがって、フルード数 (Fr) が1を超えるほど、流速成分の影響が大きくなることが分かる。

さらに、最大持続波圧 (P_{\max_2nd}) は作用波の有するエネルギーに関係すると考えられることから、作用波圧に係る流れの特性を正確に把握するには、浸水深 (η) 及び流速 (v) の両者を適切に勘案したエネルギー特性に係る指標が適切と考えた。通過波の最大比エネルギー (E_{\max}) に着目し、その発生時刻に基づき、フルード数 (Fr_E) と水深係数 (α_E) の関係を整理した (図 2.1.1-17 (参4))。さらに、理想的な一次元流れを前提としたバルヌーイの定理に基づき、フルード数 (Fr_E) と水深係数 (α_E) に係る理論式 (2.1.1-4) を導出した。

$$\text{理論式 : } \alpha_E = 0.50 Fr_E^2 + 1 \quad (2.1.1-4)$$

国交省の暫定指針におけるフルード数 (Fr) を用いた整理では、フルード数 (Fr) が 1 を超えると、ほぼ同じフルード数 (Fr) でも水深係数 (α) は広範囲に分布したことに
対して、フルード数 (Fr_E) に対する水深係数 (α_E) は狭い範囲の分布となった。また、
水理試験結果に対するフルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) の関係に係る回帰式を、理
論式(2.1.1-4)と同様に二次項と定数項 1 の二次関数 ($y=ax^2+1$) とし、水理試験結果の
最小二乗法により回帰式(2.1.1-5)を導出した。

$$\text{回帰式 : } \alpha_E = 0.49Fr_E^2 + 1 \quad (2.1.1-5)$$

この結果、理論式(2.1.1-4)と回帰式(2.1.1-5)はほぼ一致した。これより、本水理試験
結果の整理は、理論的に妥当であることが分かった。

なお、理論式(2.1.1-4)と水理試験結果では、フルード数 (Fr_E) が 1 を超え 4 程度まで
は比較的良く整合した一方で、フルード数 (Fr_E) が 4 を超える領域では、水深係数 (α_E)
が理論式(2.1.1-4)を下回った。これは、理論式(2.1.1-4)が理想的な定常の一次元流れ
で、かつ全ての流速成分は堤体作用波圧に変化し、その際の損失は無いとの仮定に基づい
ていることに対して、水理試験結果は、フルード数 (Fr_E) が 4 を超える領域では、流れの
非定常性及び多次元性や流速成分が波圧に変化する際の損失等に起因し理論式(2.1.1-4)を
下回ったものと推定される。

これより、水理試験結果からは、理論式(2.1.1-4)には適用範囲があり、フルード数
(Fr_E) 4 程度までと考えられる。

これらを踏まえ、理論式(2.1.1-4)に対して、水理試験結果のばらつきとして $+3\sigma$ (対数
標準偏差) を考慮した評価式(2.1.1-6)を導出した。

$$\text{評価式 : } \alpha_E = 1.90 \times (0.50Fr_E^2 + 1) \quad (2.1.1-6)$$

フルード数 (Fr) と水深係数 (α) による評価との整合を考慮し、以下の評価方法を用い
ることができると考えた (図 2.1.1-18^(参4))。

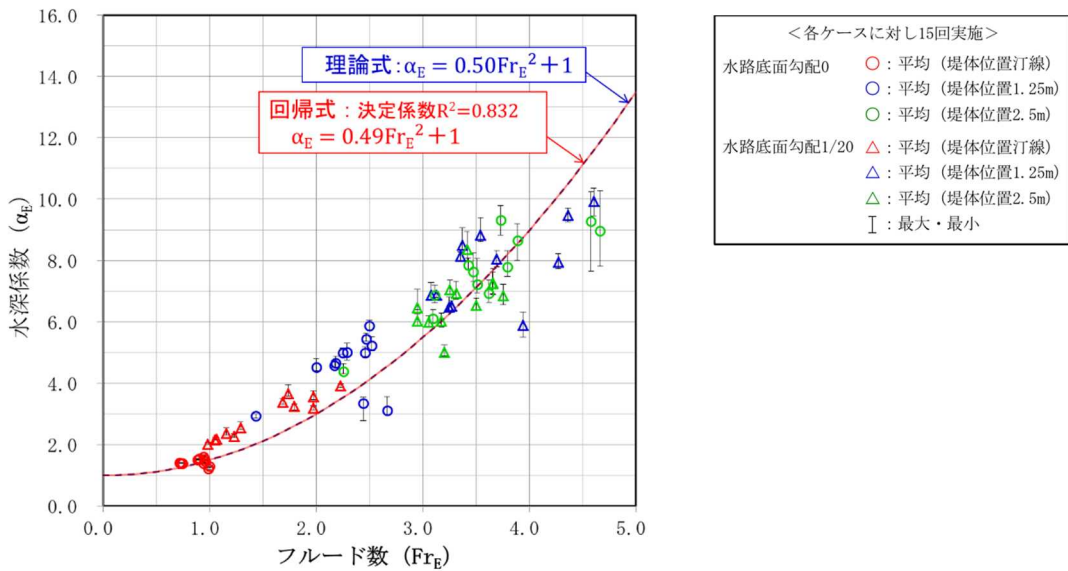
①フルード数 (Fr_E) が 1.1^{*1}以下の領域

- ・水深係数 (α_E) 3^{*2}を適用することが可能

*1 : フルード数 (Fr_E) 1.1 は水深係数 (α_E) 3 と評価式 (2.1.1-6) との交点より設
定した。

②フルード数 (Fr_E) が 1.1 から 4 までの領域

- ・評価式 (2.1.1-6) を適用することが可能



出典) 石田ほか、(2016) (参4)

図 2.1.1-17 フルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) 並びに理論式及び回帰式の関係
 Fig. 2.1.1-17 Theoretical and regression equations for predicting the water depth coefficient α_E from the Froude number Fr_E

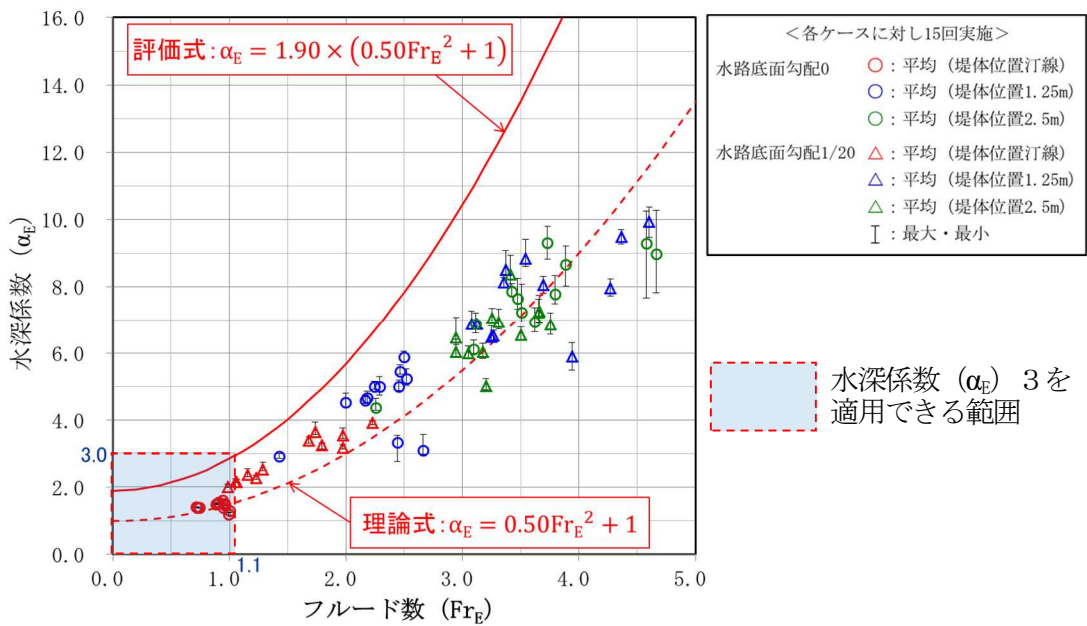


図 2.1.1-18 フルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) の関係を用いた評価例 (+3 σ (対数標準偏差))

Fig. 2.1.1-18 Evaluation examples for the water depth coefficient α_E with three standard deviations, assuming a lognormal distribution

②段波波圧評価手法の検討

前述 (3) ②の水理試験結果から、段波波圧は津波の砕波の有無によって大きく異なることを確認した。砕波発生の可能性や発生場所等は、津波波高、波形、周期、水深、海底の形状、海岸線の形状、陸域の形状等の複合要因に依存するため、砕波の発生条件等を一般的に規定することは困難であるが、津波通過波の波高、波形等を確認することによって、防潮堤近傍での砕波発生の有無等の推定が可能であると考えられる。このため、固有の海底地形等の異なる条件を踏まえた解析等を行い、防潮堤近傍での砕波発生の有無、砕波発生位置及び段波浸水深を確認することが重要である。

段波による構造影響の評価に当たっては、一般的に用いられている国交省の暫定指針に着目した。国交省の暫定指針では、適用範囲として段波及び持続波の区別はしていないことから、段波に対する構造健全性に係る評価に、国交省の暫定指針の水深係数3の考え方を適用した。

最大段波ひずみ (ϵ_{\max_1st}) が大きくなった水路底面勾配0で堤体位置汀線の水理試験ケースを対象に、国交省の暫定指針の水深係数3の考え方を適用し、水深係数3相当ひずみ ($\epsilon_{3\eta_{\max_1st}}$) を算出した。水深係数3相当ひずみ ($\epsilon_{3\eta_{\max_1st}}$) と最大段波ひずみ (ϵ_{\max_1st}) を比較した結果、水深係数3相当ひずみ ($\epsilon_{3\eta_{\max_1st}}$) の方が大きくなることを確認した(図 2.1.1-19^(参6))。なお、国交省の暫定指針における津波波圧算定式的设计用浸水深には、堤体が無い場合の段波波圧領域における深さの最大値である段波浸水深 (η_{\max_1st}) を用いた。さらに、水路底面勾配0及び1/20で堤体位置汀線のひずみ試験結果についても同様に、最大段波ひずみ (ϵ_{\max_1st}) は水深係数3相当ひずみ ($\epsilon_{3\eta_{\max_1st}}$) よりも小さいことを確認した。

以上より、段波が防潮堤の構造健全性に与える影響は、概して持続波による影響よりも小さいことを確認した。これは、段波波圧の値そのものは大きい、作用する領域は局所的であり、かつ、最大値が生じるタイミングも作用位置によって分散する特性を有することに関係している。ただし、防潮堤が海岸線近傍に設置されるとともに、防潮堤近傍で砕波が発生する等、複数の条件の重畳によっては、段波による影響が持続波による影響よりも大きくなる場合がある。

本研究では、これらの複数の条件の重畳によって段波による影響が持続波よりも大きくなる場合においても、段波浸水深 (η_{\max_1st}) を用いた国交省の暫定指針の水深係数3の考え方を適用できることを確認した。

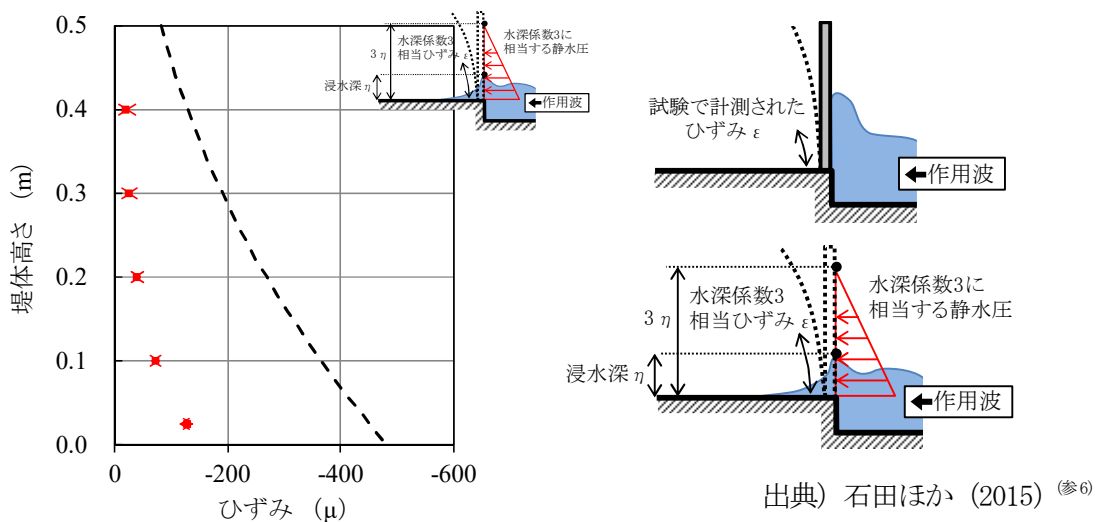


図 2.1.1-19 最大段波ひずみ及び水深係数 3 相当ひずみの比較

Fig. 2.1.1-19 Comparison between maximum bore pressure strain and equivalent strain based on the water depth coefficient ($\alpha=3$)

③津波波圧評価手法の検討のまとめ

津波荷重の設定に関して考慮する知見として国交省の暫定指針を対象に、津波波圧の経時変化（段波波圧、持続波圧）の影響も含めたうえで適用範囲を確認するとともに、適用範囲を外れる場合の評価方法を明確にした。

その結果、持続波圧については、フルード数 (Fr) が 1 以下の範囲であれば、国交省の暫定指針の水深係数 (α) 3 が適用可能であることを確認した。一方、フルード数

(Fr) が 1 を超える場合は、水深係数 (α) が 3 を超え、国交省の暫定指針の適用範囲から外れる場合があることを確認するとともに、この場合の評価方法として、通過波の最大比エネルギー (E_{max}) の発生時刻に基づくフルード数 (Fr_E) 及び水深係数 (α_E) に基づく評価式を策定した。段波波圧については、概して持続波圧による影響よりも小さいことを確認した。また、防潮堤が海岸線近傍に設置されるとともに、防潮堤近傍で砕波が発生する等、複数の条件の重畳によっては、段波による影響が持続波による影響よりも大きくなる場合があるが、このような場合においても、段波浸水深 (η_{max_1st}) に基づく国交省の暫定指針の水深係数 3 の考え方を適用できることを確認した。

なお、本研究の水理試験は、以下の事業により実施した。

旧独立行政法人原子力安全基盤機構の委託研究

- ・平成 24～25 年度 津波対策設備の耐力試験、委託先：国立研究開発法人港湾空港技術研究所

原子力規制庁の原子力施設等防災対策等委託費

- ・平成 26 年度 浸水防止設備の耐力試験、委託先：国立研究開発法人港湾空港技術研究所

- ・平成 27～28 年度 耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備に係る防潮堤水理試験
(障害物影響)、委託先：大成建設株式会社

2.1.2 水密扉の津波に対するフラジリティ評価

地震・津波に関するリスク評価の観点から、浸水防止設備である水密扉について、地震による影響を含めた津波に対するフラジリティ評価手法の整備が必要である。そこで、片開き水密扉を対象に、水理試験による浸水防止機能に係る試験データを取得し、浸水防止機能の評価に係る技術的知見を取りまとめた。

平成 25 年度から平成 26 年度は、片開き水密扉の地震と津波に対する浸水防止機能把握のための水理試験を実施した。水理試験は、地震と津波の重畳事象を想定した実機仕様の片開き水密扉を対象とした機能限界試験であり、水密扉に水圧及びせん断変形を同時に載荷して、水密扉からの漏水量等のデータを取得した。取得したデータは、せん断変形量・水頭圧と漏水量の関係に整理した。

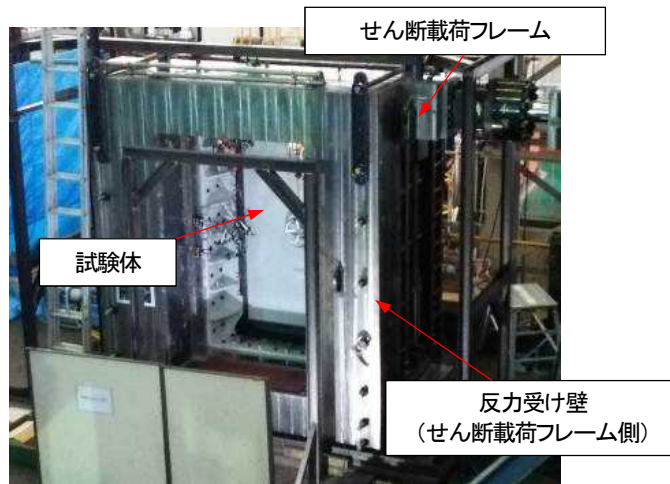
片開き水密扉の水理試験は、単体の水密扉の場合（以下「水密扉単体」という。）及び水密扉が鉄筋コンクリート耐震壁（以下「RC 壁」という。）に設置された場合（以下「RC 壁設置型水密扉」という。）の異なる 2 種類について実施した。水密扉単体の水理試験は水密扉からの漏水量を、RC 壁設置型水密扉の水理試験は水密扉が RC 壁に設置された状態で、水密扉からの漏水量に加え扉枠周囲及び壁面からの漏水量も計測した。

平成 27～28 年度は、水密扉の浸水防止機能に係る評価手法の整備として、水理試験結果に基づきシミュレーション解析を行って、水密扉からの漏水量が急激に増大する水圧（水圧－漏水量関係曲線上の折れ点）を模擬できる解析手法を検討した。

(1) 水密扉単体の水理試験

機能限界試験に用いる実機仕様の水密扉及び試験装置を設計・製作した。図 2.1.2-1 に試験装置の外観^(参15)を示す。水密扉は国内の水密扉メーカー3社の実機仕様の製品各1体ずつの計3体とした。水密扉の開口部は幅1.1m×高さ2.1m程度であり、設計条件として許容漏水量は水頭圧10mにおいて $0.02\text{m}^3/(\text{h}\cdot\text{m}^2)$ に設定した。機能限界試験では、試験体である水密扉の枠にせん断変形（ 0μ 、 $\pm 1000\mu$ 、 $\pm 2000\mu$ 、 $\pm 3000\mu$ 、 $\pm 4000\mu$ ）を載荷・保持した後、水圧装置に水頭圧（5m～30mで5m毎）をそれぞれ10分間載荷・保持し、水密扉と枠の間からの漏水量を測定した。

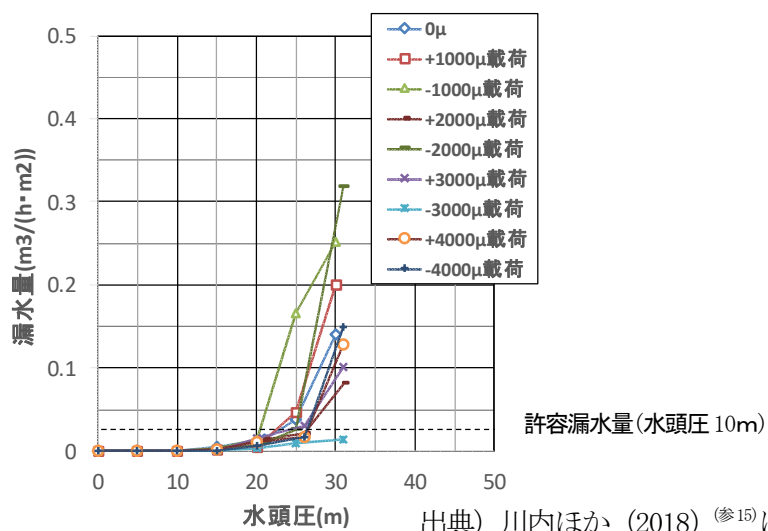
図 2.1.2-2に漏水量測定結果^(参15)の例を示す。この水密扉の場合、設計条件範囲内（水頭圧10m以下）では許容漏水量を超える漏水はなく、設計条件範囲を超える水頭圧10～20mで漏水が生じ、さらに、水頭圧25m程度を超えると漏水量が急増するという傾向が見られた。また、他社製水密扉においても設計条件範囲内では許容漏水量を超える漏水はなく、ほぼ同様の傾向を示すことを確認した。



出典) 川内ほか (2018) ^(参15)

図 2.1.2-1 試験装置外観

Fig. 2.1.2-1 Overview of test equipment



出典) 川内ほか (2018) ^(参15) に対して一部加筆

図 2.1.2-2 漏水量測定結果

Fig. 2.1.2-2 Test results of water leakage

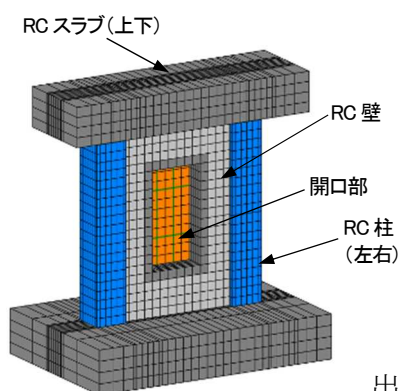
(2) RC壁設置型水密扉の水力試験

試験装置を製作するにあたり、せん断変形と水圧を同時に受けるRC壁・試験装置の挙動を把握するため事前解析を実施し、その解析で得られた知見を踏まえ、試験装置を設計・製作した。図 2.1.2-3に3次元解析で用いた事前解析モデル ^(参16) ^(参17) を示す。試験に使用した水密扉は国内の水密扉メーカー1社の実機仕様の製品1体とした。RC壁のサイズは高さ6.35m、幅5.5m、奥行き4m、開口部は1.25m×2.25mとした。図 2.1.2-4に試験装置外観 ^(参16) を示す。

機能限界試験では、荷重条件は水密扉単体の試験と同様で、試験体であるRC壁上部スラブにせん断変形 ($0\mu \sim \pm 4000\mu$) を載荷・保持した後、水圧装置に水頭圧 (5m~30mで5m毎) をそれぞれ10分間載荷・保持し、漏水量を測定した。漏水量は、図 2.1.2-5 (参¹⁸)に示す扉枠の内側 (以下「枠内」という。) から生じるものと、扉枠とRC壁面間の充填材 (グラウト) の境界面より外側 (以下「枠外」という。) から生じるものに分けて測定した。

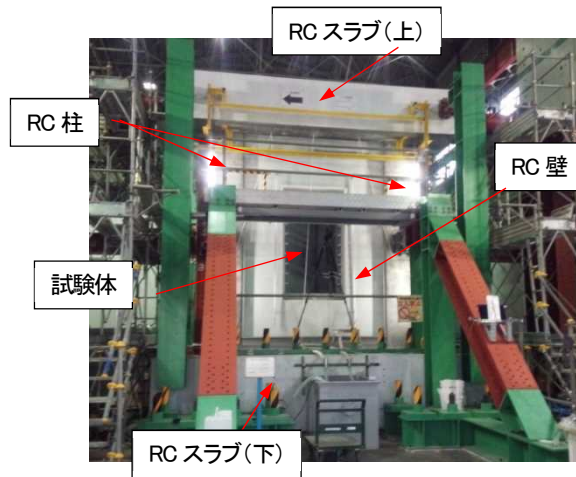
図 2.1.2-6にせん断変形を載荷・保持した状態における水密扉の枠内及び枠外の漏水量の測定結果の例 (参¹⁶) (参¹⁸)を示す。漏水量と水圧の関係については、枠内・枠外ともに相関性が見られた。枠内では、設計条件範囲内 (水頭圧10m以下) で許容漏水量を超える漏水はなく、設計条件を超える水頭圧が大きな領域 (水頭圧20m以上) で、ばらつきは見られるが漏水量が急激に増加した。枠外では、水圧に概ね比例して漏水量が増加した。枠外の漏水は、主としてRC壁から生じており、グラウト界面からの漏水は僅かであった。

漏水量とせん断変形量の関係については、枠内では明確な相関性は見られなかったが、枠外では相関性が見られた。また、枠外の漏水は、せん断変形を除荷するとほとんど生じなかった。これは、せん断変形の載荷時はRC壁に生じたひび割れから漏水し、せん断変形の除荷後はRC壁のひび割れが閉じたため漏水しなかったものと推察される。



出典) 穴吹ほか (2015) (参¹⁶) (参¹⁷)

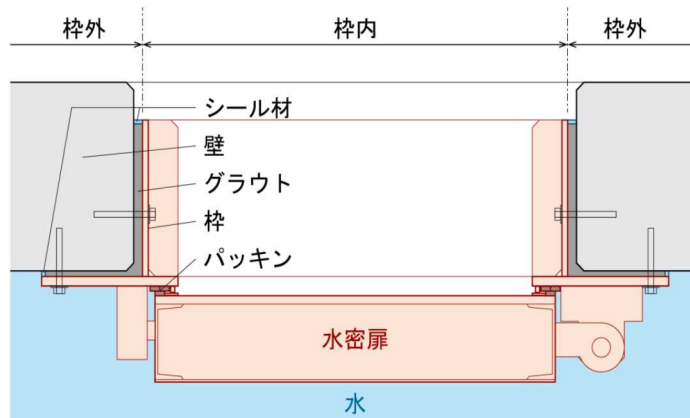
図 2.1.2-3 事前解析モデル
Fig. 2.1.2-3 Preliminary analysis model



出典) 株式会社大林組 (2015) (参16)

図 2.1.2-4 試験装置外観

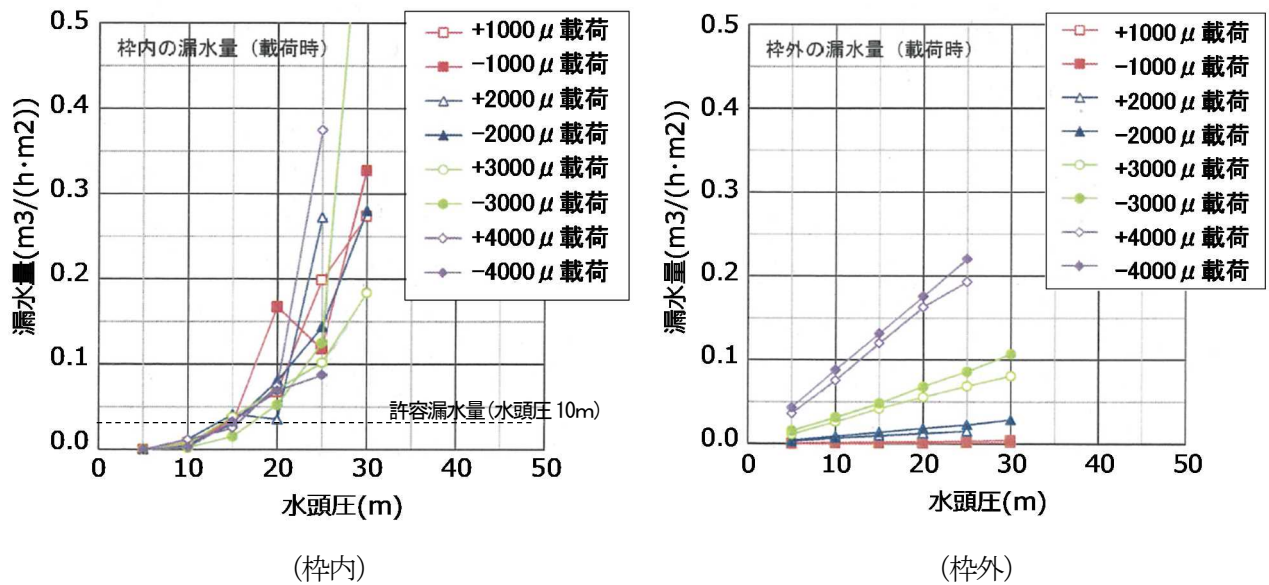
Fig. 2.1.2-4 Overview of test equipment



出典) 水越ほか (2015) (参18)

図 2.1.2-5 試験体水平断面の枠内と枠外の区分

Fig. 2.1.2-5 Compartment inside and outside of the flame



出典) 水越ほか (2015) (参16) (参18)

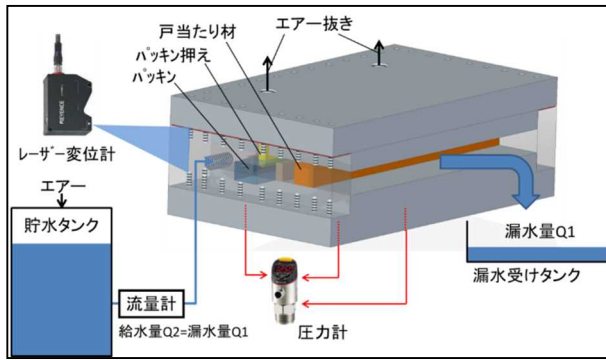
図 2.1.2-6 漏水量測定結果

Fig. 2.1.2-6 Test results of water leakage (inside / outside of the flame)

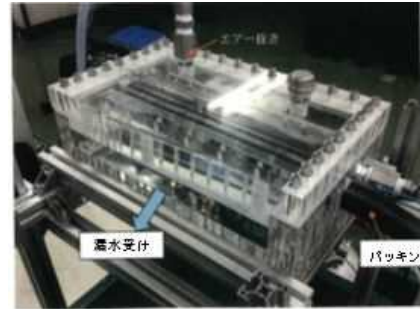
(3) 水密扉の漏水メカニズム確認のための要素試験

(1)、(2)の水理試験では、水圧が一定のレベルを超えると水密扉からの漏水が急激に増大することが確認された。なお、急激な漏水の増大の主な要因は、水密扉の止水要素であるゴム製のパッキンの水圧載荷時の振る舞いにあると推測した。そこで、水密扉の漏水メカニズム確認のため、水圧載荷時にパッキン状態を確認するための要素試験を実施した。

水密扉の漏水メカニズム確認のため、水密扉のシール部を模擬した試験体（長手方向30cm）に水圧を載荷した要素試験を実施した。試験装置は、水圧の載荷時の漏水を測定するとともに、パッキンの状態を観測できるものとした。その結果、一定の水圧を境界として、シール部からのパッキンのズレ、抜けが発生し、これにより漏水量が急激に増大することを確認した。図 2.1.2-7に試験装置の外観と、水圧によりパッキンのズレが発生し漏水が発生している状況を示す。



(a) 試験装置の概略



(b) 試験装置の外観



(c) 水圧载荷時のパッキンの変形例

図 2.1.2-7 試験装置とパッキンの状態の例

Fig. 2.1.2-7 Test equipment and example of observation of packing

(4) 水密扉のフラジリティ評価手法

これらの試験を踏まえて、平成27年度から平成28年度に、以下の三段階の解析評価からなる水密扉単体の浸水防止機能に係る評価方法を検討した（図 2.1.2-8）。第一段階は、せん断変形と水圧を同時に受けた水密扉を対象に、扉及び扉枠に生じる変形を三次元構造解析により算定する（図 2.1.2-9^(参15)）。第二段階は、水密扉－扉枠の変形及び水圧によるシール部（水密扉と扉枠の接合部）のパッキンの変形及び変形により生じる隙間の形状を三次元構造解析により算定する（図 2.1.2-10^(参15)）。さらに、生じた隙間部の流速分布を二次元流体解析により求める（図 2.1.2-11）。第三段階は、隙間部の流速分布を基に、水密扉全面の漏水量を算出し、水圧－漏水量関係に整理する。その結果から、水密扉からの漏水量が急激に増大する水圧－漏水量関係上の折れ点の存在の有無を確認することにより、この折れ点における水圧を水密扉のフラジリティ評価における機能喪失点として評価する。

検討した評価手法を用いて、水密扉単体の水理試験に対するシミュレーション解析を実施し、試験結果とシミュレーション解析結果を比較した。シミュレーション解析結果は、試験における水密扉からの漏水量が急激に増大する水圧の傾向（水圧－漏水量関係曲線上の折れ点）を再現した（図 2.1.2-12^(参15)）。

要素試験及びシミュレーション解析の結果より、検討した評価手法は片開き水密扉が浸水防止機能を喪失する水圧の評価に適用できることを確認した。

なお、本研究の RC 壁設置型水密扉の水理試験は、原子力施設等防災対策等委託費（平成 26 年度 浸水防止設備の耐力試験（水密扉基礎試験 2）、委託先：株式会社大林組）事業により実施した。

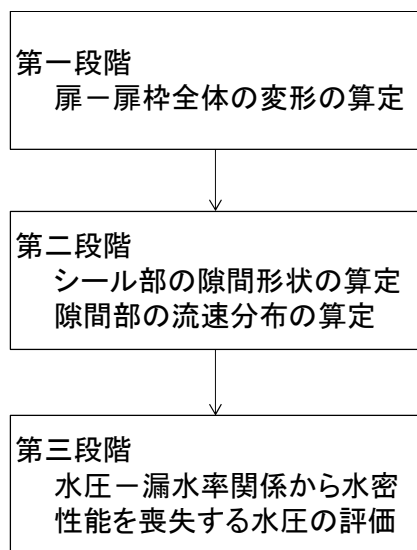
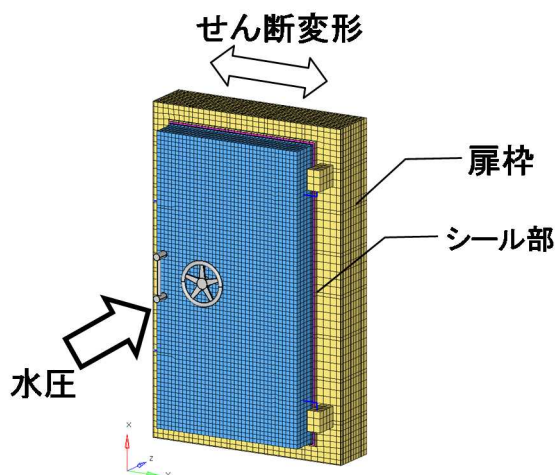


図 2.1.2-8 解析手法の概略

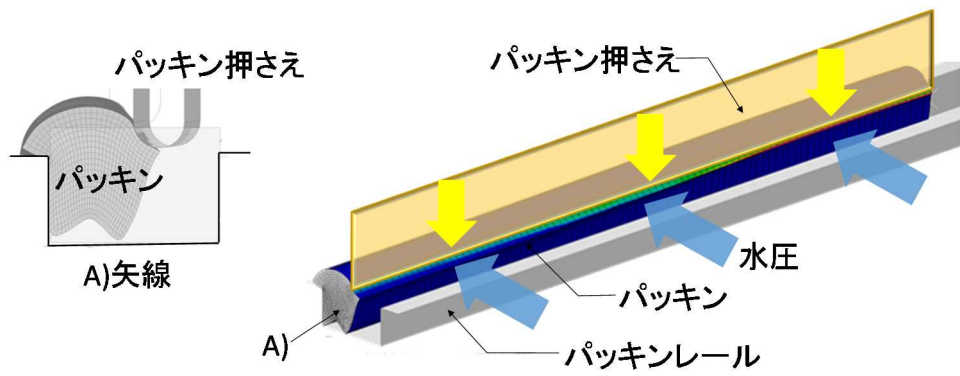
Fig. 2.1.2-8 Outline of the analysis method



出典) 川内ほか (2018) (参15)

図 2.1.2-9 水密扉－扉枠全体構造解析モデル

Fig. 2.1.2-9 Whole structure analysis model



出典) 川内ほか (2018) (参15)

図 2.1.2-10 パッキンの変形の算定例

Fig. 2.1.2-10 Example of calculation of deformation of packing

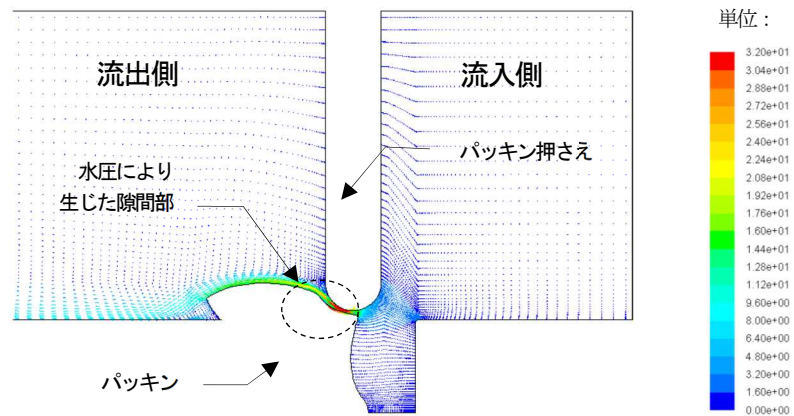
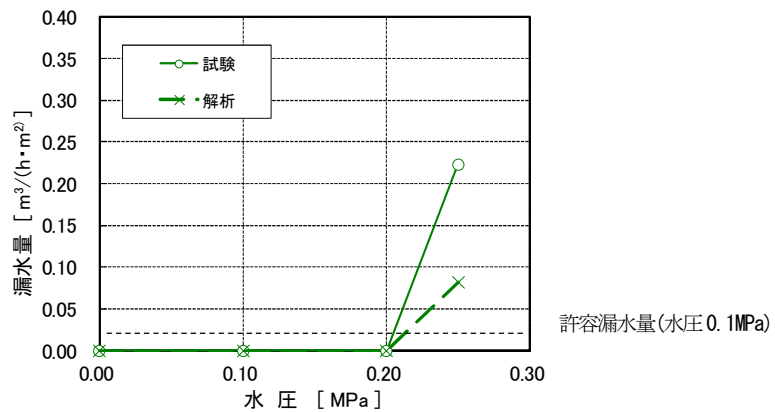


図 2.1.2-11 流速分布の算定例

Fig. 2.1.2-11 Example of calculation of flow velocity distribution



出典) 川内ほか (2018) (参15) に対して一部加筆

図 2.1.2-12 水圧—漏水量関係曲線 (算定例)

Fig. 2.1.2-12 Example of calculation of water pressure-leakage

2.1.3 設備の津波に対するフラジリティ評価

(1) 防潮堤の有無を考慮した水密扉のフラジリティ評価

安全性向上評価運用ガイド（平成25年12月18日施行）^(参1)では、事業者は、原則として5年ごとに、国内外の最新の知見を反映した手法でプラント個別のPRAを実施し届け出ることが義務付けられている。原子力規制委員会は、事業者のPRAについて評価手法及びその技術的根拠を確認することとしている。このため、安全性向上評価の確認に資することを目的に、津波PRAの実施に係る留意事項として以下の①～⑧の項目について整理した。

- ①海水の浸水ルート抽出
- ②評価対象物の選定
- ③損傷モード及び損傷部位の選定
- ④損傷評価の指標の選定
- ⑤現実的耐力の評価
- ⑥現実的応答の評価
- ⑦経年変化の影響評価
- ⑧フラジリティ評価

津波PRAの実施項目に基づき、津波防護施設である防潮堤の有無により、敷地内の建屋前面に設置された水密扉への影響を把握するため、防潮堤を設置する場合及び設置しない場合の津波遡上解析結果に基づき、水密扉のフラジリティ曲線を試算した。津波遡上解析に基づくフラジリティ評価の条件を表2.1.3-1に、フラジリティ曲線の試算例^(参15)を図2.1.3-1に示す。

両ケースの比較から、防潮堤を設置する場合の津波遡上による敷地内の浸水深は、防潮堤を設置しない場合に比べ低くなることから、防潮堤の設置は、水密扉の損傷確率の低減に寄与することを確認した。

表 2.1.3-1 津波遡上解析に基づくフラジリティ評価条件

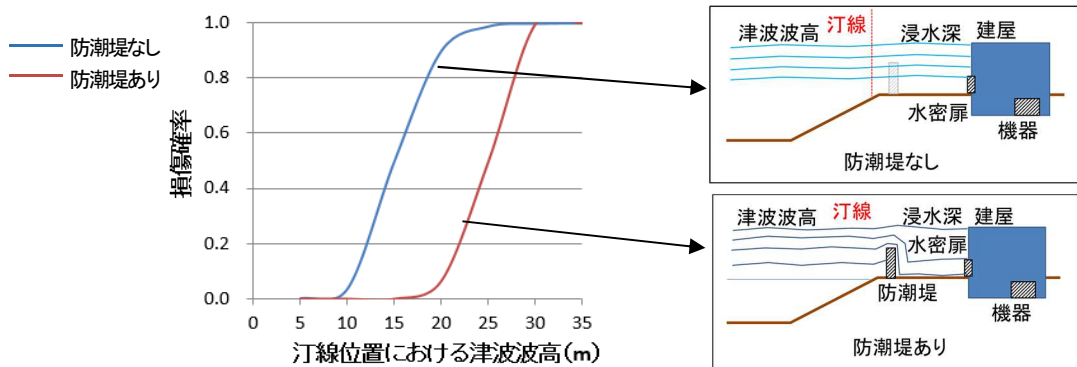
Table 2.1.3-1 Tsunami fragility evaluation condition based on tsunami inundation analysis

項目		解析条件
防潮堤の高さ ^{※1}		10m
水密扉の高さ ^{※1}		5m
汀線位置における津波波高 ^{※3}		5m, 10m, 15m, 20m, 25m, 30m
水密扉の耐力	限界水位 ^{※1} (中央値)	15m ^{※2}
	不確かさ (対数標準偏差)	0.1
水密扉位置での浸水深の不確かさ (対数標準偏差)		0.2

※1：海抜0m基準

※2：水密扉高さの3倍の浸水深で損傷すると仮定

※3：防潮堤を設置しない場合の津波波高



出典) 川内ほか (2018) (参15) に対して一部加筆

図 2.1.3-1 防潮堤設置状態に応じた水密扉フラジリティ曲線の概要

Fig. 2.1.3-1 Overview of tsunami fragility curves for watertight door corresponding to installation state of seawall

(2) 耐震・耐津波裕度評価コードの整備

設計を超える津波が遡上する場合の建屋内への浸水を評価するため、津波による建屋内の浸水深さを簡易に計算する方法を検討し、耐震・耐津波裕度評価コード SANMARG の算定機能として追加した。追加機能は、建屋区画、水密扉の設置位置、水密扉の水密性能、フラジリティ特性を入力として、建屋外壁に設置された水密扉を起点とした流路をネットワーク化し、水密扉の状態を考慮して建屋内部の各区画への流入量から区画毎の浸水深さを算定するものである。追加機能の処理の流れについて、図 2.1.3-2 に示す。追加機能については、既存の3次元流体解析コード CADMAS による浸水解析結果と比較することにより、区画の浸水深さを推定できることを検証した。

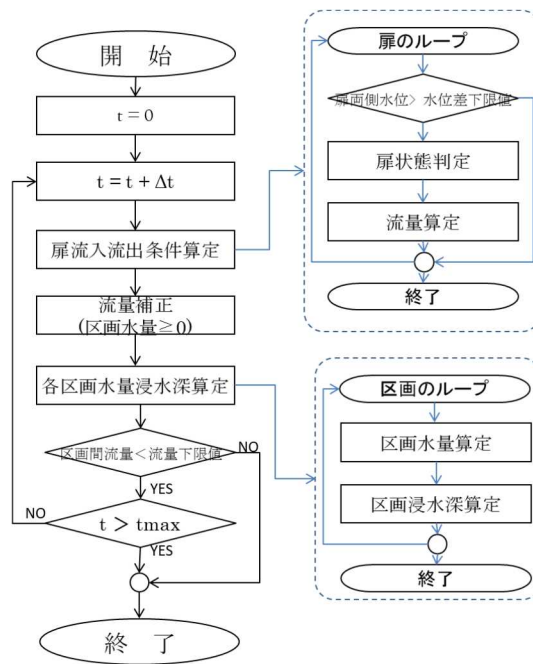


図 2.1.3-2 追加機能の処理の流れ

Fig. 2.1.3-2 Flow of process of additional functions

2.2 地震等の外部事象に関するフラジリティ評価手法の整備

2.2.1 地震による斜面及び周辺構造物のフラジリティ評価

施設・設備のフラジリティ評価を行う上で、起回事象の一つとして斜面崩壊が考えられる。そこで、設計を超える地震力を受けた場合の原子炉施設周辺斜面の崩壊に対する施設・設備の安全性評価のため、平成27年度までに、地震時の斜面応答に係る振動台試験とともに、崩壊土塊の落下・転動に係る試験及び構造物への衝突に係る試験を実施し、フラジリティ評価に必要となる崩壊モード及び土塊の速度や衝突時の荷重等のデータを取得した。平成27年度以降は、これらの試験データを用いて、主に斜面崩壊後の土塊の移動及び衝突に関する施設・設備の構造健全性評価手法の精度向上を図った。その結果を踏まえ、地震時の斜面崩壊事象を特徴付ける以下の3つの状態に分類した上で、斜面及びその周辺構造物のフラジリティ評価に係る技術的知見を取りまとめた。

- ①地震による斜面崩壊前の地盤の不安定化状態（以下「安定限界」という。）
- ②斜面崩壊後の崩壊土塊の移動状態（以下「到達限界」という。）
- ③崩壊土塊の衝突による施設・設備の損傷状態（以下「損傷限界」という。）

ここで、①については地震起因の斜面崩壊、②については崩壊土塊の施設・設備への到達、③については建屋等の施設・設備の損傷を評価対象としている。

(1) 地震時の斜面崩壊に係る試験データの取得と整理

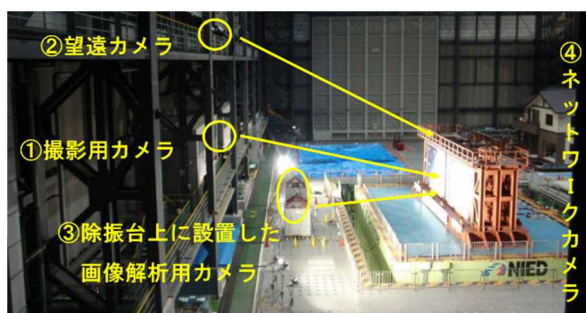
①地震時の斜面応答に係る振動台試験

地震時の斜面の崩壊モードや地盤の損傷状態等を判断する際、その基礎資料となるデータの取得を目的として、種々の斜面模型に対する振動台試験を実施した。振動台試験では、加振ステップごとに斜面が崩壊に至るまでの情報を取得し、斜面模型形状、材料物性（要素試験）、表層・弱層における代表標点の変位履歴及び加速度履歴、さらに各試験における画像情報に関するデータを整理した。

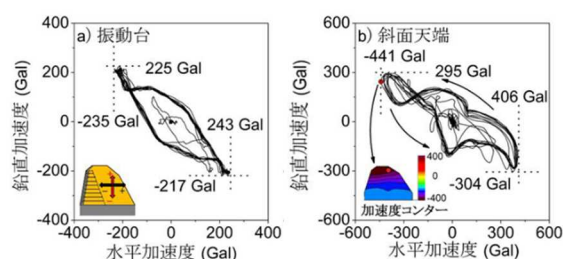
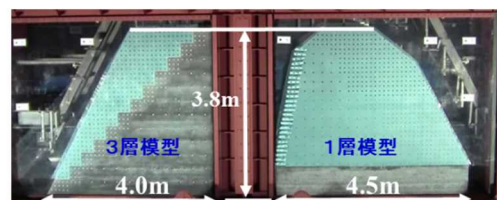
試験の一例として、地層構成の異なる斜面模型を用いた大型振動台試験について示す。試験の目的は、水平及び鉛直動同時入力加振による鉛直動の影響評価、小型及び中型模型に対する増幅特性の確認、斜面内部にすべり面を限定しない場合の崩壊挙動の把握である。試験装置と主な計測機器の概要^(参¹⁹)を図2.2.1-1に示す。撮影装置は、加振前後に模型正面から撮影するためのカメラの他に、斜面のクラックの発生を観察する望遠カメラ、除振台上に設置した画像解析用カメラ、土槽内に設置したネットワークカメラ等、4つのグループに分類される。

加振は、5Hz10波の正弦波及び2007年新潟県中越沖地震の観測波を用いて、最大加速度を徐々に増大させる形式で全22ステップの振動台試験を行った。ここで正弦波は、位相角の影響が増幅特性に与える影響について検討するため、水平・鉛直単独加振に加えて、水平動と鉛直動の位相角を変化させながら水平・鉛直同時加振を行った。試験結果の一例^(参¹⁹)として、図2.2.1-2に示すとおり、a)振動台とb)斜面天端の応答加速度についてオービ

ットとしてまとめた。その結果、位相角 180 度の応答倍率が最も高く、鉛直動による増幅効果を確認した。試験データの詳細については、国立研究開発法人防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センターにおける、実大三次元震動破壊実験施設（E-ディフェンス）を使用した公開試験データ^(参20)を参照されたい。



- (a) 変位計 : 39 個
- (b) 加速度計 : 149 個
- (c) レーザー変位計 : 44 個



出典) 中村ほか (2012)^(参19)

図 2.2.1-1 試験に用いた計測装置

図 2.2.1-2 斜面模型と振動台試験結果

Fig. 2.2.1-1 Measuring device used for testing

Fig. 2.2.1-2 Slope model and shaking table test results

②崩壊土塊の落下・転動に係る試験

斜面高さや勾配及び土塊形状等の不確実さが、土塊の到達距離及びその分布にどのように影響するかを把握するため、崩壊土塊の落下・転動に係る試験を実施した。

図 2.2.1-3 に試験に用いた斜面模型^(参21)を示す。斜面模型は、41 度又は 60 度の二種類の勾配からなる。試料として、径 20-30mm 及び径 40-80mm の二種類の大きさの石灰岩を各 100 個用い、これらを単体または群状態で落下させる試験を実施した。試験の一例として、同図に示す条件で単体土塊それぞれ 200 回程度の落下試験を実施し、土塊の転動による斜面方向到達距離 x (以下「 x 方向距離」という。) と斜面直角方向到達距離 z (以下「 z 方向距離」という。) を計測した。

さらに、3 台の高速度カメラによる撮影と標点フレームによる空間キャリブレーションから、転動土塊の三次元位置座標を算出しデータを整理した。

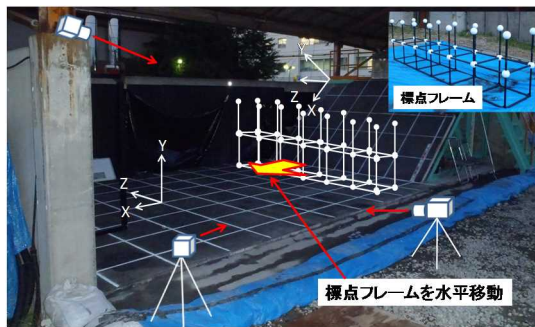
ここでは、落下位置を一定とした場合のケース 1, 4, 5 の結果^(参21)について述べる。図 2.2.1-4 に、落下位置が 2m で斜面勾配とサイズが異なる上記の各ケースの土塊の到達距離分布を示す。土塊サイズの異なるケース 1, 4 の x 方向距離を比較すると、土塊サイズが大きいほど斜面との接触回数が少なくエネルギー損失が少ないため、遠方まで到達する傾向

がある（ケース4）。斜面勾配が急なケース5は、斜面勾配が緩やかなケース4に比べるとx方向成分の速度が小さく、斜面先で土塊が跳ね返る際の摩擦の影響が大きいと考えられるため、到達距離は小さい（ケース5）。z方向距離については、各ケースとも最大到達距離及びばらつきに有意な差が見られない。

次に、土塊の分布状況について正規確率紙を用いてデータを整理した一例を示す。図2.2.1-5^(参21)はx方向距離及びz方向距離の確率分布の諸量を示しており、図の縦軸はx方向及びz方向の崩壊土塊の到達距離、横軸は標準化変数である。

ここで標準化変数とは、各土塊の到達位置の座標値に関して小さい順に並べた時、ある座標値以下となる累積確率から逆算しデータを整理したものである。図中の回帰式の切片は到達距離の平均値を、傾きは標準偏差を表す。プロットされた試験データが直線に近いほど、正規分布に従っていることを意味している。

両方向とも、結果はほぼ直線になっており、おおむねx方向距離は対数正規分布、z方向距離については正規分布していることが分かる。群状態の試験結果についても同様の結果が得られ、今回の試験条件のもとでは、到達距離の確率分布をモデル化することが可能であることが示唆された。



ケース	斜面勾配 (度)	土塊サイズ (mm)	落下位置 (m)
1	41	20-30	2
2	41	40-80	0.5
3	41	40-80	1
4	41	40-80	2
5	60	40-80	2

出典) 千明ほか、(2016)^(参21)

図 2.2.1-3 斜面模型と試験ケース

Fig. 2.2.1-3 Slope model and test case

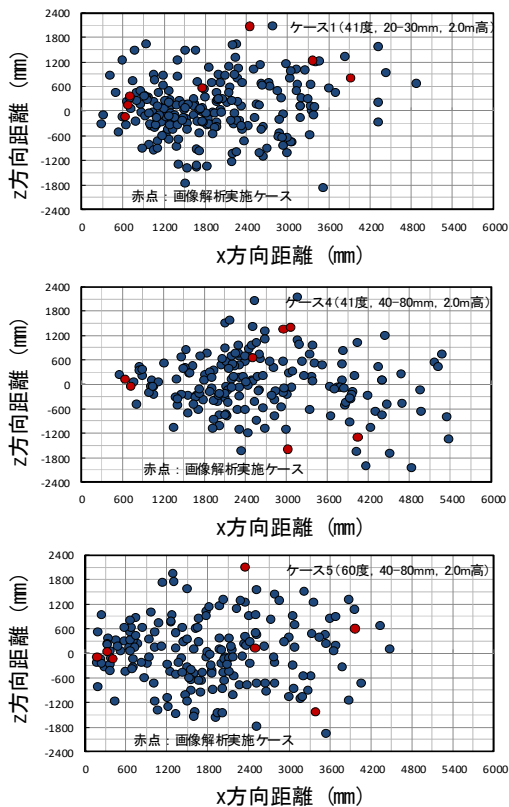
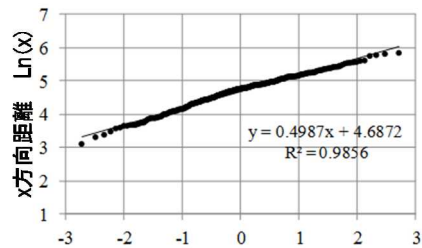
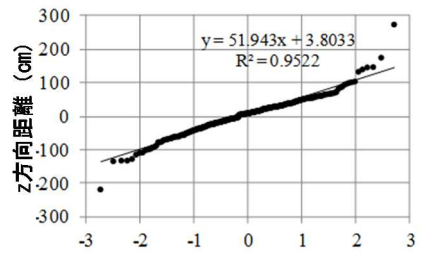


図 2.2.1-4 土塊の到達距離分布
Fig. 2.2.1-4 Distribution of soil mass



標準化変数 z
※ 縦軸の x の単位は cm であり、
その対数 (Ln) で整理した

(a) x方向の確率分布の整理



(b) z方向の確率分布の整理

出典) 千明ほか (2016) (参21)

図 2.2.1-5 到達距離データの整理
Fig. 2.2.1-5 Arranging data of arrival distance

③ 構造物への衝突に係る試験

崩壊土塊の衝突荷重の評価手法の整備を目的として、図 2.2.2-6 に示す反力壁とレーザー変位計を設置した大型斜面模型^(参22)を構築し、異なる形状と大きさを有する土塊模型を用いた衝突試験を実施し、衝突荷重及び衝突速度等の不確実さに影響する基礎データを取得した。

大型斜面模型の反力壁前面には、土塊の衝突荷重計測のため、受け面 $0.5\text{m} \times 0.5\text{m}$ 、荷重容量 1.0MN の荷重計を設置した。ここで荷重計は、反力壁に対して直交方向 (図 2.2.1-6 の x 方向であり、以下「衝突方向」という。) に加え、衝突直交方向 (図 2.2.1-6 の y 方向) と上下方向の三成分に対して計測可能なものを使用した。

土塊模型は、球状、塊状及び板状のものを、各形状に対して代表径 20cm 、 40cm の二種類の大きさで繊維を混合した高強度グラウト材で製作した。また、画像解析で衝突直前の速度を計測できるように、模型に直径 50mm の標点を複数点描写した。

衝突直前の土塊の速度は、高解像度・高速度カメラ (サンプリング周波数: 150Hz) を用い、粒子追跡法: Particle Tracking Velocimetry (PTV) で求めた標点の軌跡から算定した。

図 2.2.2-7 に土塊模型の衝突荷重の時刻歴^(参22)の一例を示す。全体的に衝突方向荷重のピーク値に対して他方向荷重のピーク値は小さくなった。試験で得られた衝突荷重データを統計的に取りまとめたところ、衝突直交方向の荷重は衝突方向荷重に対し 0.13 倍、上下方向の荷重は衝突方向荷重に対し 0.20 倍であった。

図 2.2.1-8 に各衝突方向に対する土塊の衝突荷重と衝突速度の関係を整理した結果^(参22)を示す。ここで、図中の凡例に示したアングルとは、斜面の起伏の影響を考慮するために設けた鋼製の障害物のことである。図より衝突方向以外は、アングルの有無に係わらず相関性が認められない。これらの結果より、衝突方向以外はばらつきが大きく、荷重は少なからず生じるものの、その値は衝突方向に比べると小さいことが分かった。

地震起因の斜面崩壊を考えた場合、安全上重要な原子力施設に与える影響を評価する上で、評価対象となる地震動の大きさや発生頻度のみならず、地震力を受ける斜面の形状やその内部の地盤状況、さらには斜面崩壊後の土塊の挙動及び構造物に衝突した際の荷重など、非常に多くの不確実さを含んでいる。

このような不確実さの判断根拠となる基礎資料を取得することを目的として、上記の斜面崩壊に係る試験を実施し、種々のデータを取得した。

ここで得られた試験データ等を基にして、次節では斜面のフラジリティ評価手法について検討し、斜面崩壊確率、崩壊土塊が原子炉施設・設備に衝突する確率及び崩壊土塊の衝突によりこれらの施設・設備が損傷する確率を求める。

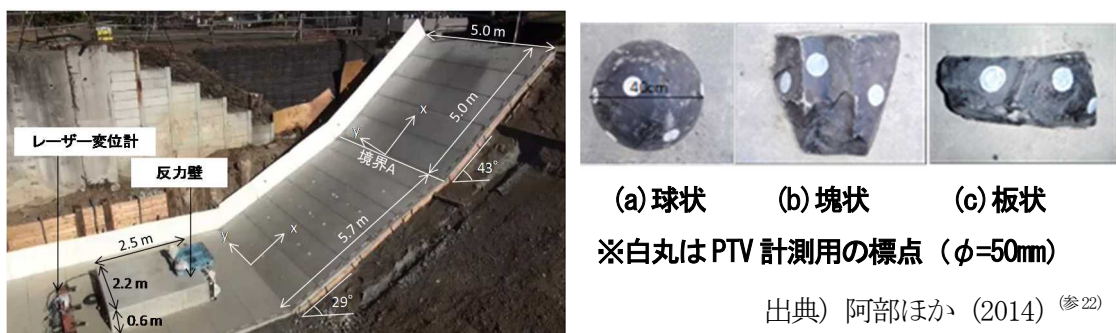


図 2.2.1-6 大型斜面模型と代表径 40cm の土塊模型

Fig. 2.2.1-6 A large slope model and soil models(Representative diameter $\phi=40\text{cm}$)

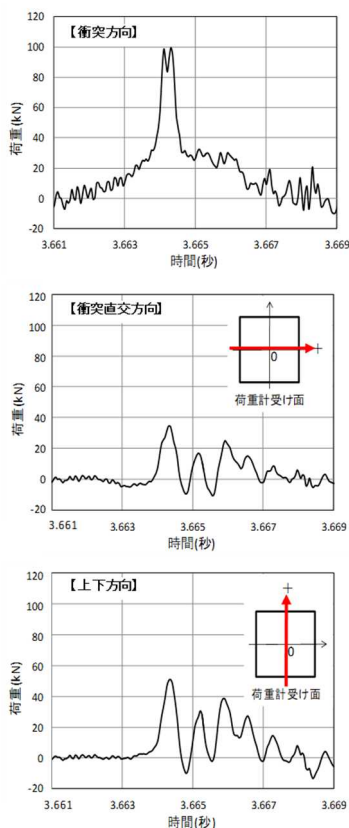
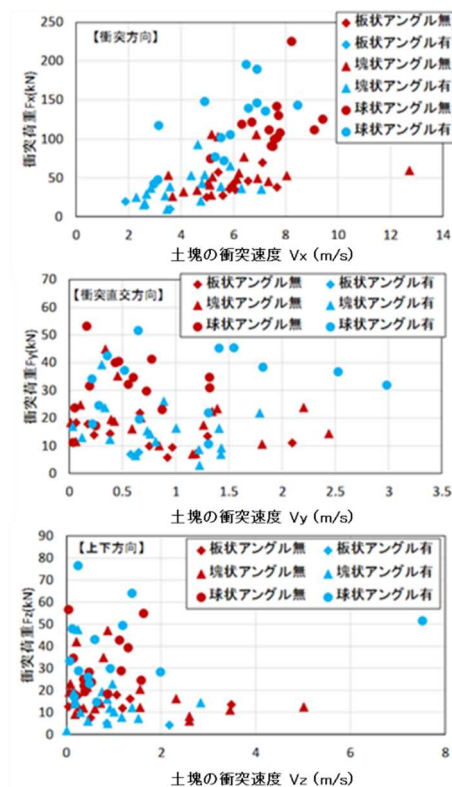


図 2.2.1-7 土塊模型の衝突荷重の時刻歴
Fig. 2.2.1-7 Impact force time history of soil model



出典) 阿部ほか (2014) (参22)

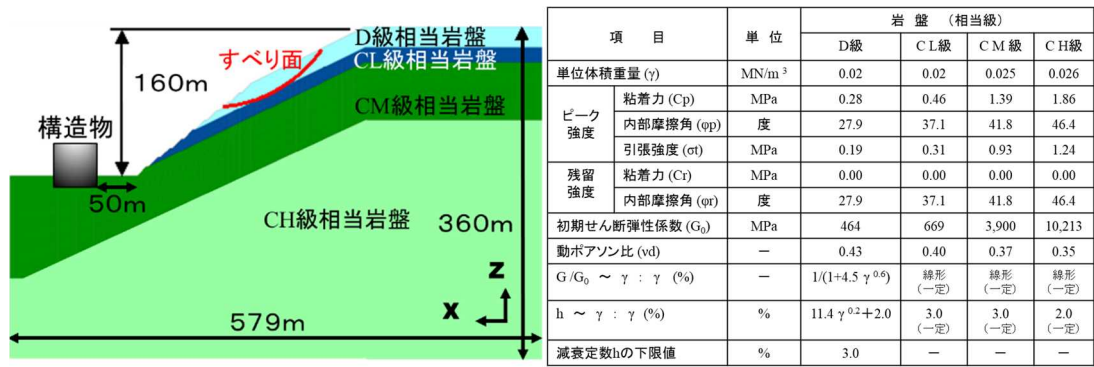
図 2.2.1-8 衝突荷重と速度の関係
Fig. 2.2.1-8 Relationship between load and velocity

(2) フラジリティ評価手法の整備

斜面崩壊に関するフラジリティ評価として、図 2.2.1-9 の斜面モデル (参23) を対象に、①安定限界、②到達限界、③損傷限界に対する手法の概要について示す。

斜面モデルは、既往の斜面安定性に係る検討 (参24) で用いられたものを参照し、斜面下部の勾配は約 45 度、上部の勾配は約 30 度、高さは 160m とした。③損傷限界に対する評価のため、既往モデルに対して斜面法尻から 50m の位置に鉄筋コンクリート造 (Reinforced Concrete : 以下「RC 造」という。) の構造物を想定した。

斜面を構成する岩盤は、4 種類の地層から成り (図中の D 級、CL 級、CM 級、CH 級相当岩盤)、D 級相当岩盤にはせん断弾性係数 G 及び減衰定数 h にせん断ひずみ γ の依存性を考慮した。本検討では、斜面の勾配や高さ等の幾何学的条件は一定とし、これらの地層の地盤物性値の不確かさに着目した検討を行った。



出典) 学校法人日本大学 (2017) (参²³) に対して一部加筆

図 2.2.1-9 評価対象の斜面モデル

Fig. 2.2.1-9 Slope model

①安定限界に関する検討

本検討では、地震力を受けることにより斜面を構成する地盤が不安定になり、斜面が滑落を始めようとする直前の状態を安定限界と定義し、その判定にすべり安全率を用いている。力学的には、斜面のすべり面上の滑動力と抵抗力がつり合い、両者の比で表されるすべり安全率が 1.0 となる場合が限界状態であり、その時の入力地震動の振幅レベルをここでは「限界加速度」と称する。

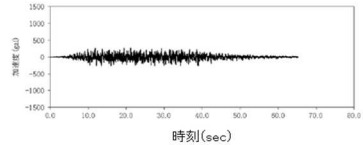
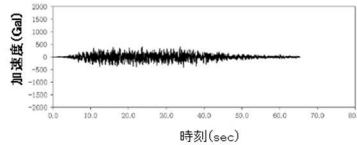
安定限界に対するフラジリティとして、まず地震応答解析により斜面崩壊が始まると考えられる最小の地震動強さ、すなわち限界加速度で不安定になるすべり面を評価対象として抽出した。その結果、水平動約 430Gal、鉛直動約 270Gal で図 2.2.1-9 に示すすべり面が得られた。

次に入力地震動を 100Gal 刻みで変化させて基盤最大加速度 : Peak Ground Acceleration (以下「PGA」という。) と不安定なすべり面上の斜面の崩壊確率との関係を求めた。ここで、地震応答解析は大別して、運動方程式を周波数領域で解く方法と、時間領域で解く方法に分類されるが、本検討では地盤の非線形性を簡便に取り入れることのできる、前者による等価線形化解析を採用した。地盤物性値のばらつきは、図 2.2.1-9 に示した強度定数の中央値±対数標準偏差の値を用いた。その際、変動係数 δ は全ての地盤物性値に対して 0.4 とした。

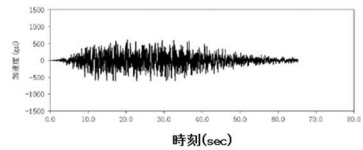
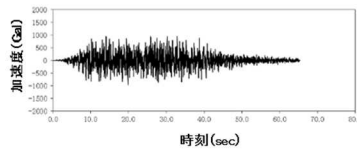
入力地震動は、応答スペクトル距離減衰式によって求めた周期ごとの地震動ハザード曲線を用いて、任意の年超過確率に対する応答スペクトル値を連ねてプロットした一様ハザードスペクトルから策定した (参²⁵)。策定した一様ハザード模擬地震波 (年超過頻度 1.0×10^{-4} 及び年超過頻度 1.0×10^{-5}) (参²³) を図 2.2.1-10 に示す。

以上の条件に対する斜面の安定限界のフラジリティ評価の結果 (参²³) を図 2.2.1-11 に示す。感度分析の結果、斜面の耐力に係る地盤の強度 (粘着力、内部摩擦角) の感度が高く、応答に係る初期せん断弾性係数の感度が低いことが分かった。

一様ハザード年超過頻度
(1.0×10^{-4})



一様ハザード年超過頻度
(1.0×10^{-5})



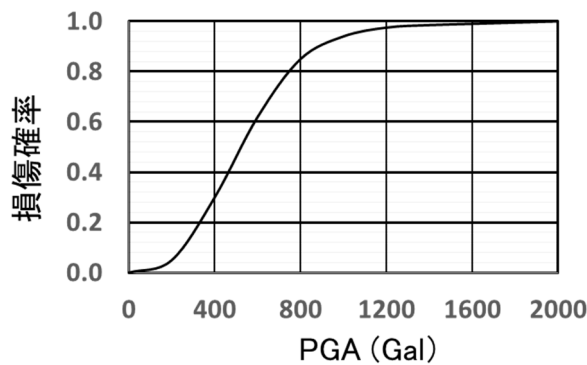
(a) 水平成分

(b) 鉛直成分

出典) 学校法人日本大学 (2017) (参23)

図 2.2.1-10 入力地震動

Fig. 2.2.1-10 Input ground motion



※ PGAは入力地震動の水平成分

出典) 学校法人日本大学 (2017) (参23) に対して一部加筆

図 2.2.1-11 斜面のフラジリティ曲線

Fig. 2.2.1-11 Fragility curve of the slope

②到達限界に関する検討

到達限界に関する基本的な考え方として、本検討では1個の土塊が評価対象地点に到達し構造物に衝突する際の、速度 v とその超過確率 $p_1(v)$ の関係を「到達ハザード」と定義する。崩壊土塊が n 個の場合は式(2.2.1-1)となる。ここで、到達確率は、評価基準点で速度がゼロとなった場合なので、確率 $P_n(0)$ に相当する。

$$p_n(v) = 1 - (1 - p_1(v))^n \quad (2.2.1-1)$$

ここで、

v : 土塊の速度

n : 土塊の落下個数

$p_1(v)$: 1個の土塊の速度が基準点で v を超過する確率

$p_n(v)$: n 個の土塊の速度が基準点で v を超過する確率

上記の考え方に従って、崩壊土塊が全て滑落するという条件のもとで、対象構造物が設置された地点における土塊の衝突速度と衝突確率との関係性を評価した。ここで評価指標は、後続の③損傷限界の評価も勘案し、対象位置での土塊の速度とした。崩壊土塊の落下解析では、崩壊土塊と地面の衝突現象を反発係数と凹凸度を用いて表現し、斜面や土塊の形状等の不確かさを考慮した手法を用いた。

その際、既往の研究によると、図 2.2.1-12 の(a)に示す複数の斜面を対象とした落下土塊の観測結果から、土塊の落下速度と落下距離の間に非線形性が認められ、かつ落下速度が約 30m/s 以上は理論値から乖離するという現象が見られる。

そのため、位置エネルギーが運動エネルギーに変換されるという保存則に従った本手法に対して、土塊の落下速度の上限値を考慮した検証解析^(参23)を行い、観測結果と概ね一致することを確認した(図 2.2.1-12 (b))。本手法を用いた土塊の最終停止位置の一例^(参23)を図 2.2.1-13 に示す。

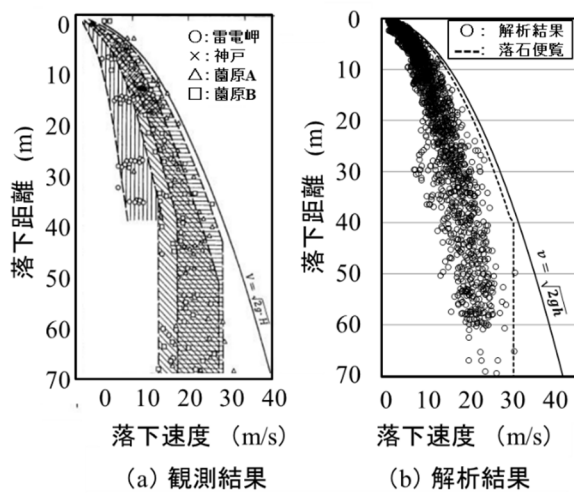


図 2.2.1-12 落下速度の検証解析

Fig. 2.2.1-12 Verification analysis of fall velocity

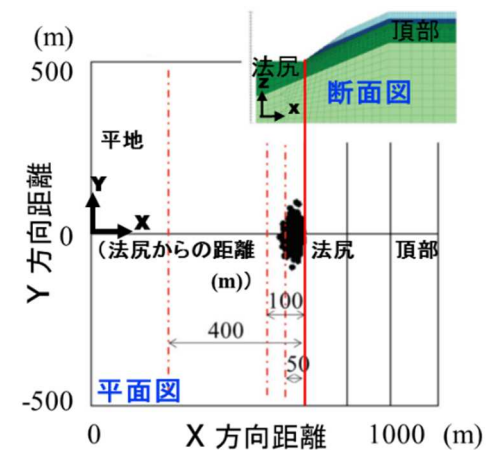


図 2.2.1-13 土塊の最終停止位置

出典) 学校法人日本大学 (2017)^(参23) に対して一部加筆

Fig. 2.2.1-13 The ultimate arrival position

③損傷限界に関する検討

損傷限界に対するフラジリティは、RC 造の構造物のモデル壁を評価対象として、衝突土塊の運動量とモデル壁の損傷確率との関係を求めた。ここで損傷モードは、RC 造のモデル壁に土塊の集中荷重が加わり、荷重周辺の狭い範囲が円すい状に抜け落ちる局所的な破壊現象を対象とした、押し抜きせん断破壊(以下「せん断破壊」という。)と、モデル壁に曲げモーメントが作用したときに、引張り側の鉄筋が降伏に達して、部材が破壊する「曲げ破壊」を対象とした。せん断破壊の評価に対しては、土木学会の鉄筋コンクリート標準示

方書の押し抜きせん断耐力式^(参26)を、曲げ破壊については、後述する弾塑性応答解析手法を用いた。

本検討では、確率論的な影響評価として、衝突作用(土塊の衝突荷重と速度)に不確実さを考慮したモンテカルロシミュレーション解析を実施している。そのため、構造物のモデル化においては、1回の試行計算に多大な時間を要する三次元動的FEM解析等の詳細解析手法は用いず、図 2.2.1-14^(参23)の(a)示すように構造物を1質点系でモデル化した、簡易な評価手法を採用した。

ここで、図 2.2.1-14(a)に示す構造物の剛性を表すばね K_E は、図 2.2.1-14(b)に示すとおり4辺固定のRC造のモデル壁に対するヤング係数 E 、断面2次モーメント I 、短辺 l_x 及び長辺 l_y の長さから求め、抵抗力 R_m については単位幅当たりの鉄筋量 a_t と降伏強度 f_t 、モデル壁の応力中心間距離 j 、短辺及び長辺の長さから求めた。弾性限界変位を y_{el} とすると、変形量と抵抗力は図 2.2.1-14(c)のとおりバイリニアの関係になる。

また、衝突土塊^(参23)は図 2.2.1-15に示すように、崩壊土塊の落下・転動に係る試験及び構造物への衝突に係る試験に用いた試料の粒径分布を参照し、直径1, 2, 4, 8mの土塊を等体積で混合した状態を仮定してモデル化した。各土塊群の個数は次式で表される。

$$n(r_i) = V_i / \frac{4}{3} \pi r_i^3 \quad (2.2.1-2)$$

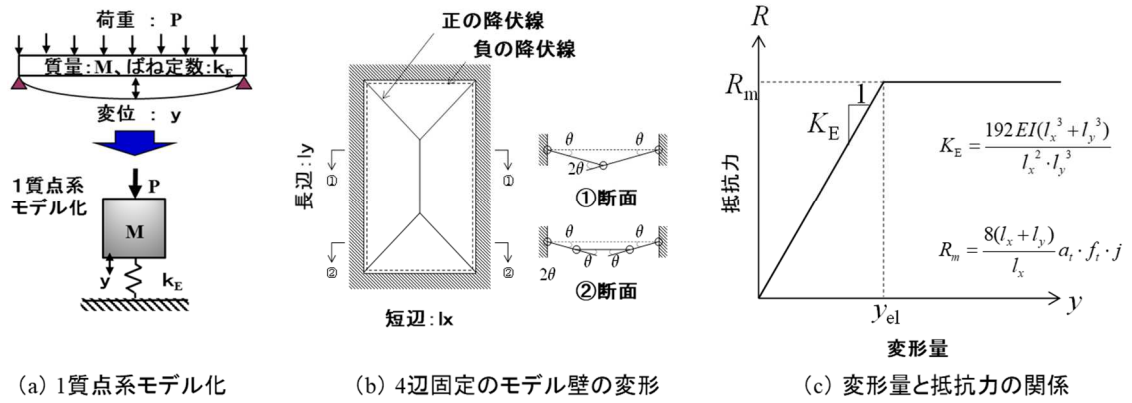
ここで、

- $n(r_i)$: 半径 r_i の土塊の個数
- r_i : 種類 i の土塊の半径 (m)
- i : 土塊の種類 (本検討では、半径0.5, 1, 2, 4mの4種類)
- V_i : 半径 r_i の土塊の崩壊体積 (m^3)

土塊の全崩壊体積 V について、図 2.2.1-9に示す二次元斜面モデルのすべり面を用いて説明を加える。本検討では、当該すべり面を円弧の一部とする球の体積を対象としており、同図に対する奥行き方向を考慮した三次元的な崩壊領域の体積は全体で約13万 m^3 となる。これを4種類の混合土塊の全体積とした。

RC造の構造物及び斜面の崩壊土塊を以上のようにモデル化してモンテカルロシミュレーション解析を実施する際、衝突作用には土塊の運動量を外力の指標として用いてモデル壁の損傷確率を算定した。

衝突試験結果から運動量と力積及び衝突荷重の関係が図 2.2.1-16(a)のとおり得られており、衝突作用のばらつきには、その変動係数 δ を用いた($\delta=0.289$ 及び 0.473)。上記の要領で実施したモンテカルロシミュレーション解析の結果、図 2.2.1-16(b)に示す fragility 曲線^(参23)のとおり、せん断破壊が曲げ破壊よりも支配的な破壊モードとなった。



出典) 学校法人日本大学 (2017) (参23)

図 2.2.1-14 構造物のモデル化

Fig. 2.2.1-14 Structure modelling

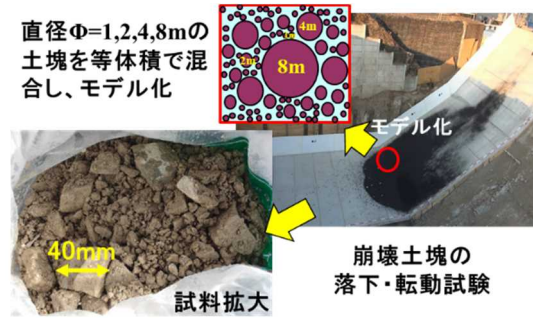
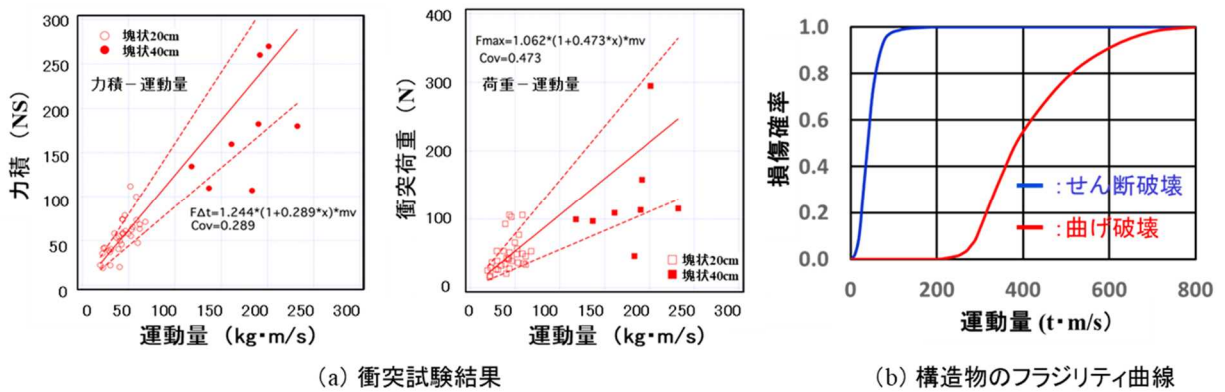


図 2.2.1-15 土塊のモデル化

Fig. 2.2.1-15 Soil modelling



出典) 学校法人日本大学 (2017) (参23) に対して一部加筆

図 2.2.1-16 衝突試験結果と構造物の fragility 曲線

Fig. 2.2.1-16 Impact test result and fragility curves of structure

④フラジリティ評価指標の統一

本検討では、斜面崩壊の現象の捉えやすさから、①安定限界は「PGA」、②到達限界は土塊の「速度」、③損傷限界は土塊衝突時の「運動量」をフラジリティの評価指標の基本としている。一方、地震動強さが大きくなるにしたがって、斜面の崩壊体積も多くなることを振動台試験及び斜面の地震応答解析により確認している。そこでこの関係に着目し、上記3つの状態のフラジリティ評価指標を斜面の崩壊体積により関連付け、PGAで統一してある地点にある構造物の損傷確率を比較した。その結果、対象構造物が斜面の法尻から50mの位置に設置され、モデル壁の厚さが1mという今回の検討条件のもとでは、図2.2.1-17^{参23)}に示すとおり複数の土塊が評価対象となる構造物の位置に到達したため、①安定限界と②到達限界のフラジリティは同じとなり、①安定限界と③損傷限界のフラジリティは2～3桁異なることが分かった。

本研究では、斜面崩壊に係るフラジリティ評価について検討し、これまで未整備であった到達限界、損傷限界の評価を含め、地震に起因した斜面崩壊確率、崩壊土塊が原子炉施設・設備に衝突する確率及び崩壊土塊の衝突によりこれらの施設・設備が損傷する確率を算定することができた。さらに、ここで得られた技術的知見を、地盤-建屋相互作用解析コードSANSSIの損傷確率算定機能として追加した。

斜面崩壊を考える時、もともとの斜面内部の構造や地盤条件が不明瞭であるため、今後の課題として不連続面や地下水の状態に関する情報を得るための調査が重要と考えられる。前者については岩盤中の亀裂の長さ、幅、間隔、異方性等を、後者については地盤の透水性や貯留能力、含水状態により変化する強度特性等を系統立てて調査する必要がある。

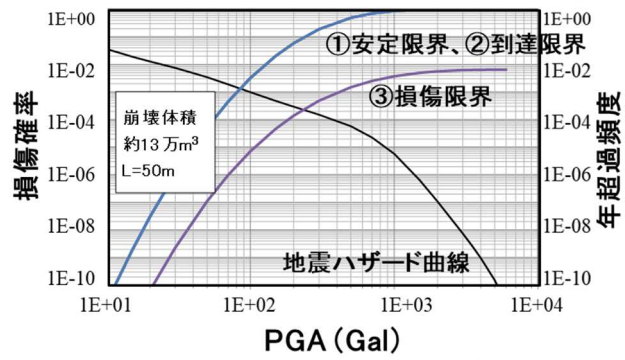
なお、本研究の地震時の斜面崩壊に係る試験は、以下の事業により実施した。

旧独立行政法人原子力安全基盤機構の委託研究

- ・平成24～25年度 斜面の安定性評価における損傷判断基準に関する検討（試験）、委託先：公益財団法人鉄道総合技術研究所

原子力規制庁の原子力施設等防災対策等委託費

- ・平成26～27年度 斜面の安定性に係るリスク評価手法に関する岩塊転動試験、委託先：公益財団法人鉄道総合技術研究所
- ・平成26～28年度 斜面崩壊に伴う原子力施設への影響評価手法の整備、委託先：学校法人日本大学



※ PGAは入力地震動の水平成分

出典) 学校法人日本大学^(参23)に対して一部加筆

図 2.2.1-17 フラジリティ曲線の比較

Fig. 2.2.1-17 Comparison of fragility curves

2.2.2 地震による設備のフラジリティ評価

(1) 地震荷重を考慮した経年評価技術の整備

「実用発電用原子炉の安全性向上評価に関する運用ガイド」^(参1)の参考資料1によれば、確率論的リスク評価 (PRA) 実施手法の一例として、地震等の外部事象 PRA のフラジリティ評価において、「経年劣化が既にある設備の現実的耐力評価においては、減肉及び亀裂進展等の経年劣化モードを考慮する」ことが示されている。地震 PRA においては、設計を超える地震動の発生を考慮しなければならない。しかし、亀裂に対して設計を超えるような強い繰り返し荷重が作用する場合、既往評価式よりも亀裂進展速度が大きくなる可能性が指摘されている^(参27)。

亀裂を有する機器・配管系の現実的耐力は、応力のみならず亀裂サイズにも依存することから、設計を超える地震荷重を受ける場合の亀裂進展及び破壊挙動を把握する必要がある。そこで本研究では、亀裂評価に係る試験及び解析を実施し、設計を超える地震荷重を受ける経年機器・配管系のフラジリティ評価に必要な知見を蓄積する。

① 設計を超える地震時の亀裂進展評価

一般に、地震のような繰り返し荷重による疲労亀裂進展量は、荷重レベルや亀裂サイズが小規模降伏条件を満たす程度に小さい条件では、亀裂先端の応力拡大係数 K

($K = F \cdot \sigma \sqrt{\pi a}$ 。ここで F は形状係数、 σ は負荷応力、 a は亀裂長さ) を用いて評価することができる。例えば、米国機械学会規格 (ASME Code Section XI)^(参28)等の規格では、圧力容器鋼等に用いられるフェライト鋼の疲労亀裂進展則は、圧縮を含む繰り返し荷重 (交番荷重) の場合、応力拡大係数の最大値 K_{max} に基づいて定義されている。しかし、荷重レベルや亀裂サイズが大きい場合、亀裂先端が大規模に降伏する可能性があるため、応力拡大係数 K では亀裂進展量を単純には評価できない。実際に米国原子力規制委員会 (NRC) は、荷重レベルが大きい交番荷重の場合には、応力拡大係数の最大値 K_{max} による評価は亀裂進展量を過小評価する可能性があることを指摘している^(参27)。そのため、設計を超える地震荷重を受ける亀裂に対して、既往の亀裂進展評価式を適用する場合は、その適用性を十分に検証する必要がある。

そこで、本研究では、圧力容器鋼等に用いられるフェライト鋼 (JIS SQV2A 低合金鋼) を対象として、設計を超える地震荷重を想定した亀裂進展試験を実施した^(参29)。亀裂先端が大規模に降伏する場合の亀裂の開閉挙動に着目し、亀裂閉口挙動を考慮した有効応力拡大係数範囲 ΔK_{eff} を用いて、亀裂進展特性を評価した。

はじめに材料の丸棒引張試験を行い、流動応力 σ_f (降伏応力と引張強さの平均値) が 300°C で 465 MPa であることを確認した。亀裂進展試験に用いた試験片の形状を図 2.2.2-1^(参29)に示す。亀裂進展試験は、幅 25mm の平板の中央貫通切欠き部に、約 1mm の予亀裂を導入して実施した。亀裂進展試験の試験条件^(参29)を表 2.2.2-1に示す。亀裂進展試験は大気下で、試験片温度が 300°C の条件で実施した。試験片の加熱には高周波誘導加熱を用い、試験片温度は試験片側面に取り付けた熱電対で計測した。亀裂面に対し

垂直方向に引張・圧縮荷重（最大応力と最小応力の比 R が-1）の繰り返し荷重を負荷して亀裂を進展させ、光学顕微鏡を用いて亀裂進展量を測定した。

亀裂面に負荷する最大応力 σ_{max} 、及び亀裂閉口時の応力 σ_{cl} の測定値を用いて、応力拡大係数の最大値 K_{max} ($K_{max} = F \cdot \sigma_{max} \sqrt{\pi a}$) 及び有効応力拡大係数範囲 ΔK_{eff}

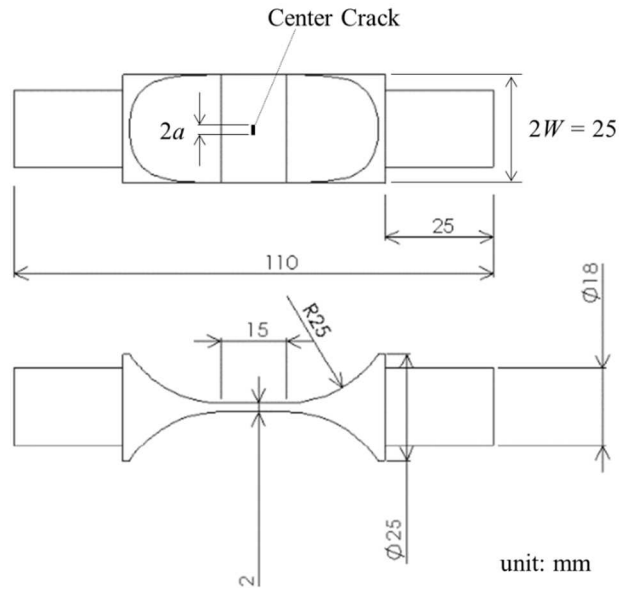
($\Delta K_{eff} = F \cdot (\sigma_{max} - \sigma_{cl}) \sqrt{\pi a}$) を求めた。亀裂閉口時の応力 σ_{cl} の測定値は ASTM 規格 E647 (参³⁰) で規定されている compliance offset 法に従って決定した。

既往の評価式 (参³⁰) に基づき、応力拡大係数の最大値 K_{max} と試験で測定された亀裂進展速度の関係を整理した結果を図 2.2.2-2(a) に示す。負荷応力が小さい場合 ($\Delta \sigma = 233$ MPa) には、試験結果 (図(a)の白丸) と既往評価式による予測値 (図(a)の直線) が良く一致した。しかし、負荷応力が大きい場合には、試験結果 (図(a)の各点) は、既往評価式による予測値よりも高い亀裂進展速度を示した。これは負荷応力が大きい場合には、亀裂先端が大規模に降伏するため、応力拡大係数の最大値 K_{max} では亀裂進展速度を求められないことを示している。

これらの負荷応力が大きい条件について、荷重除荷時に亀裂が閉口する応力 σ_{cl} を調べたところ、負荷応力が大きくなるにつれ、亀裂閉口時の応力 σ_{cl} が小さくなることが確認された。亀裂が閉口している状態では亀裂は進展しないと考えられることから、このような亀裂閉口時の応力 σ_{cl} の変化は、亀裂進展速度に影響すると考えられる。

そこで、亀裂閉口時の応力 σ_{cl} の測定値を用いて、応力拡大係数の最大値 K_{max} の代わりに有効応力拡大係数範囲 ΔK_{eff} を計算し、図 2.2.2-2(a) をプロットし直した結果 (参²⁹) を図 2.2.2-2(b) に示す。有効応力拡大係数範囲 ΔK_{eff} で整理した場合、負荷応力が大きい場合 ($\Delta \sigma = 512$ MPa) においても、観測された亀裂進展速度が既往評価式による予測値と良く一致した。これにより、設計を超える地震荷重のような引張・圧縮を含む繰り返し荷重においても、亀裂閉口の効果を適切に取り入れた有効応力拡大係数範囲 ΔK_{eff} を用いることで、一定の範囲まで亀裂進展速度を精度良く予測できることが明らかになった。本知見は、設計を超える地震動を受ける構造物の亀裂進展評価における技術的知見として活用することが期待される。

なお、本研究の設計を超える地震荷重を想定した亀裂進展試験は、原子力施設等防災対策等委託費（平成 26～28 年度 安全性向上評価に向けた経年変化を考慮した配管の耐震性評価手法の高度化に係る調査・研究、委託先：学校法人新潟工科大学）事業により実施した。



出典) Azuma, K., et al. (2018) (参29)

図 2.2.2-1 亀裂進展試験に用いた試験片形状

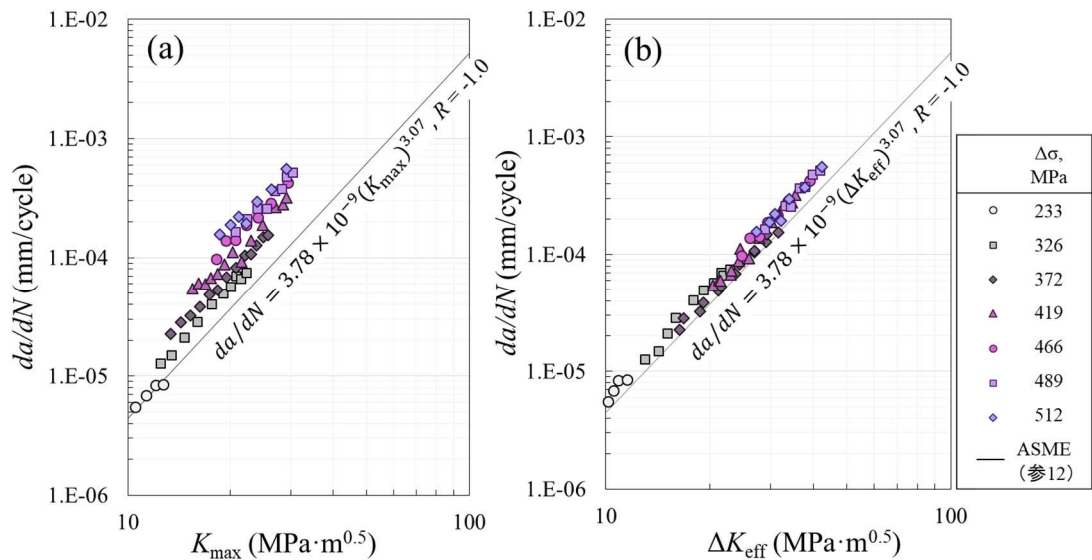
Fig. 2.2.2-1 Specimen for crack growth tests

表 2.2.2-1 亀裂進展試験の試験条件一覧

Table 2.2.2-1 Test conditions for crack growth

出典) Azuma, K., et al. (2018) (参29)

試験温度	応力比 $R = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$	最大負荷応力 (MPa) σ_{\max}	応力範囲 (MPa) $\Delta \sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$
300°C	-1.0	116 (0.25 σ_f)	233 (0.50 σ_f)
300°C	-1.0	163 (0.35 σ_f)	326 (0.70 σ_f)
300°C	-1.0	186 (0.40 σ_f)	372 (0.80 σ_f)
300°C	-1.0	210 (0.45 σ_f)	419 (0.90 σ_f)
300°C	-1.0	233 (0.50 σ_f)	466 (1.00 σ_f)
300°C	-1.0	244 (0.52 σ_f)	489 (1.05 σ_f)
300°C	-1.0	256 (0.55 σ_f)	512 (1.10 σ_f)



(a) K_{max} による評価

(b) ΔK_{eff} による評価 (参29)

出典) Azuma, K., et al. (2018) (参29)

図 2.2.2-2 亀裂進展速度と応力拡大係数の関係

Fig. 2.2.2-2 Relationship between the crack growth rate and the range of the effective stress intensity factor

② 亀裂を有する配管のフラジリティ評価手法の整備

経年機器・配管系が設計を超える地震荷重を受ける場合、進展した亀裂によって機器・配管系の現実的耐力が変化する可能性がある。しかし、地震PRAにおいて、亀裂の有無が機器・配管系のフラジリティに及ぼす影響は明らかではない。そこで本研究では、配管のフラジリティ評価において、経年劣化の影響を検討するため、設計を超える地震時の亀裂進展評価手法を整備し(参31)、経年配管のフラジリティ評価を行った。

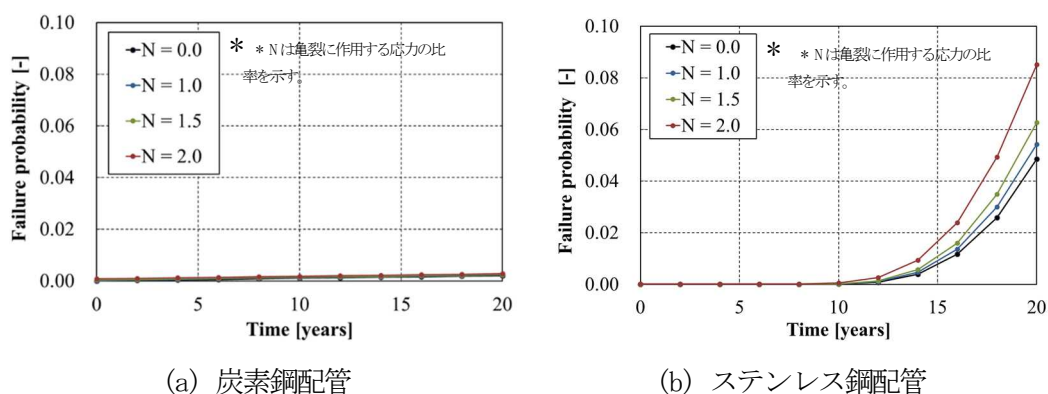
はじめに、炭素鋼、ステンレス鋼、及びNi合金溶接部を対象に、平板試験片の亀裂進展試験を行った。地震荷重による亀裂進展を模擬するため、一定振幅荷重と併せて、引張又は圧縮荷重が卓越した波形で亀裂を進展させた。続いて、FEM解析によって試験条件を模擬し、亀裂先端に生じる塑性域寸法等のパラメータを求めた。解析によって求めたパラメータに基づき、設計を超える地震時の亀裂進展量を予測する評価に係る技術的知見として蓄積した。

本亀裂進展評価手法に基づき、国立研究開発法人日本原子力研究開発機構が開発した確率論的破壊力学解析コードPASCALのうち、配管を対象とした解析コードPASCAL-SP(参32)の地震時亀裂進展評価機能を改良した。改良したコードを用いて、炭素鋼及びオーステナイト系ステンレス鋼配管について、経年劣化事象の有無による配管の損傷確率の変化を計算した。配管の経年劣化事象として、炭素鋼には疲労亀裂を、ステンレス鋼には疲労亀裂と応力腐食割れを想定した。新品配管と経年配管の損傷確率を比較したとこ

る、疲労亀裂進展は炭素鋼配管の地震フラジリティにほとんど影響しない一方で、応力腐食割れはステンレス鋼配管の地震フラジリティに影響しうることが確認された（図 2.2.3-3^(参33)）。

なお、本評価では実機で想定される検査や緩和策等の効果を考慮していない点に留意する必要がある。また、1次応力による塑性崩壊を想定して損傷確率を算出しており、疲労やラチェット変形等のその他の損傷モードに起因する損傷確率は考慮していない。今後、経年劣化事象のフラジリティへの影響を正確に評価するためには、実機の配管系を模擬した上で、損傷モードまで考慮した詳細な評価が必要である。

なお、本研究は、原子力施設等防災対策等委託費（平成 26～28 年度 高経年化を考慮した機器・構造物の耐震安全評価手法の高度化、委託先：国立研究法人日本原子力研究開発機構）事業により実施した。



出典) Azuma, K., et al. (2017)^(参33)

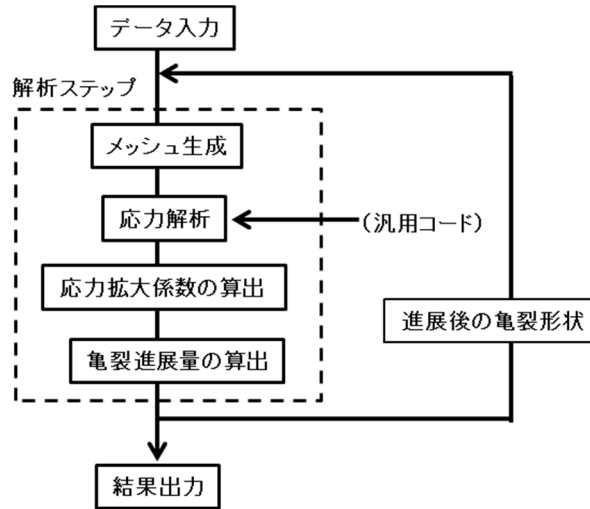
図 2.2.2-3 炭素鋼及びステンレス鋼配管の損傷（貫通又は破断）確率の評価例
Fig. 2.2.2-3 Probability of rupture or penetration for carbon and stainless steel pipes

③ 亀裂進展解析コード CRACK-FEM の整備

原子力機器・配管系の亀裂の発生に伴う事故トラブル時の原因究明や応力拡大係数の算出等に用いるため、経年劣化による亀裂を起点とした地震や運転荷重の負荷による応力腐食割れや疲労による亀裂進展を評価するコード CRACK-FEM を整備した^(参34)。本コードは、解析ステップ毎に自動生成した有限要素メッシュを汎用有限要素法応力解析コードで解析することにより複雑形状部位に想定した亀裂の応力拡大係数を計算し、その結果から亀裂進展挙動を模擬する。図 2.2.2-4 に CRACK-FEM の解析フロー図^(参34)を示す。

整備した CRACK-FEM は、応力拡大係数の理論値や外部コードによる円筒内面亀裂の進展解析結果との比較により解析精度を確認した。また、CRACK-FEM の有効性確認のため、進展により複雑な形状となる 2 つの半楕円表面亀裂の疲労亀裂進展試験を CRACK-FEM により模擬した解析を行った。解析結果が試験データ（文献値）と良く一致することから、CRACK-FEM の有効性を確認した。以下に、その解析の一例^(参34)を示す。図

2.2.2-5 は解析モデルの形状寸法及び荷重（曲げ応力 249.09 MPa）・境界条件を示す。図 2.2.2-6 は荷重繰り返し数の増加と亀裂サイズの変化との関係を示す。亀裂サイズ及び亀裂合体時の荷重繰り返し数について、CRACK-FEM による解析結果（破線と実線）は、試験データ（△、○、□）と良く一致している。

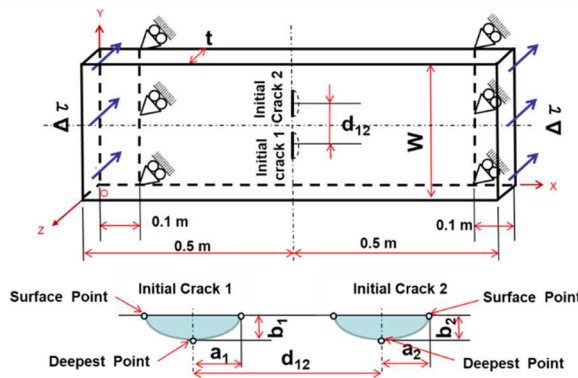


出典) Doi, H., et al. (2016) (参34)

図 2.2.2-4 CRACK-FEM の解析フロー図

Fig. 2.2.2-4 Flow chart of CRACK-FEM

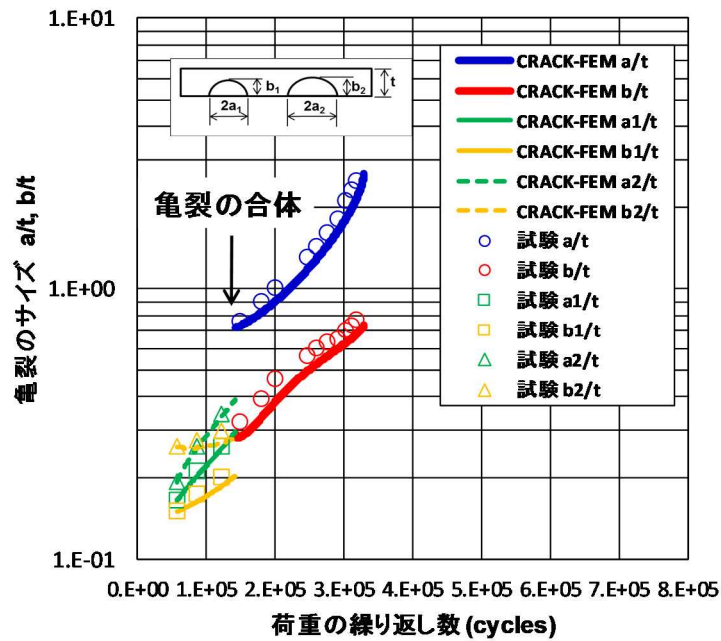
外形寸法		初期亀裂寸法				亀裂間距離 d_{12}/t
厚さ t (m)	幅 W/t	Crack1		Crack2		
		深さ b_1/t	深さ/長さ b_1/a_1	深さ b_2/t	深さ/長さ b_2/a_2	
0.0397	6.3	0.15	0.91	0.26	1.34	0.76



出典) Doi, H., et al. (2016) (参34)

図 2.2.2-5 解析モデル

Fig. 2.2.2-5 Analysis model



出典) Doi, H., et al. (2016) (参³⁴)

図 2.2.2-6 荷重の繰り返し数と亀裂サイズの関係
(CRACK-FEM の解析結果と疲労試験データの比較)

Fig. 2.2.2-6 Relation between load cycles and crack size
(Comparison between CRACK-FEM results and fatigue test data)

(2) 耐震重要設備のフラジリティ評価に資する耐力の調査・分析

新規制基準では、耐震重要設備が基準地震動による地震力に対して安全機能が損なわれるおそれがないことが求められている。さらに、「実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則の解釈第39条（地震による損傷の防止）」にて、「特定重大事故等対処施設」に「基準地震動による地震力に対してその重大事故等に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないもの」を適用する場合、基準地震動に対する設計基準上の許容限界は設計基準と同じものを適用するが、設計基準における措置とは性質の異なる対策（多様性）を講じること等により、基準地震動を一定程度超える地震動に対して頑健性を高めることと明記されている。また、安全性向上評価においては、確率論的リスク評価(PRA)や安全裕度評価により設計上の想定を超える範囲も含めた評価を行う必要がある。上記を踏まえ、耐震重要設備の耐力に係る知見を拡充させることが重要となる。

耐震重要設備は、原子炉格納容器、配管本体等の静的設備とポンプ、弁等の動的設備に分類され、それらの耐力は図 2.2.2-7 に示されるような分布で表される。耐震重要設備の耐力を評価するにあたっては、設備ごとの機能喪失メカニズムや損傷指標に留意し、最新の知見を踏まえて評価手法等の整理を行う必要がある。このように、耐力を明

確にすることにより、耐震重要設備のフラジリティ評価を精緻にすることが可能となり、防護対策の有効性をより精度良く評価することに資することとなる。

平成28年度の作業では、耐震重要設備に対して、図2.2.2-8に示すように旧独立行政法人原子力安全基盤機構（JNES）及び旧財団法人原子力発電技術機構（NUPEC）で実施した機器耐力試験等^{(参35) (参36) (参37)}に基づいて各評価部位及び損傷モードの機能喪失メカニズム等を調査・分析することでフラジリティ評価に資する耐力を取りまとめた^(参15)。

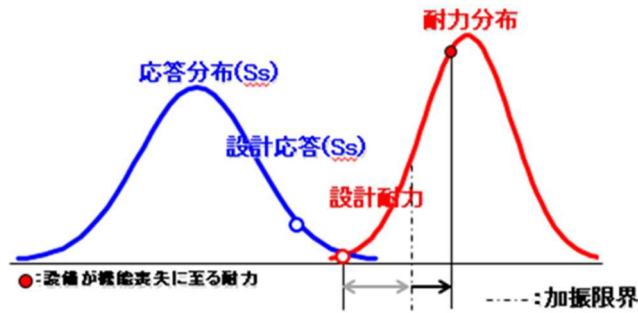
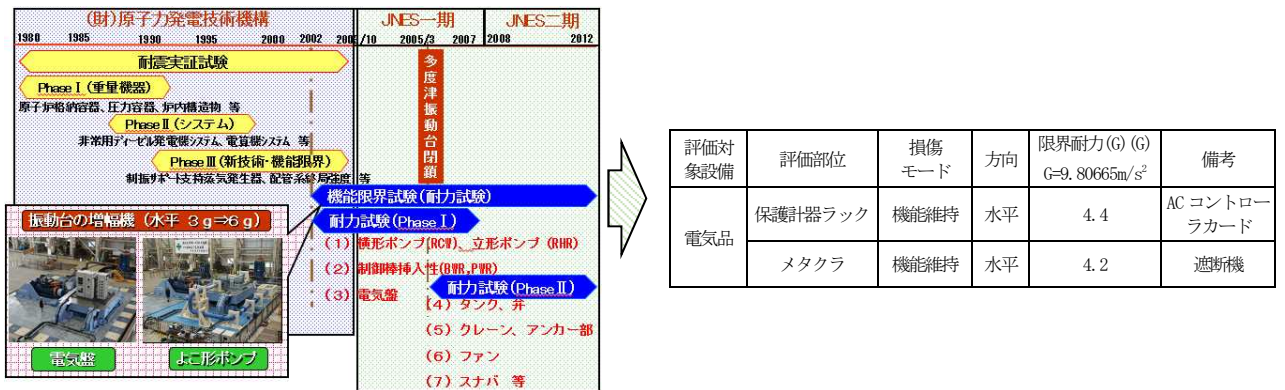


図 2.2.2-7 設備に係る耐力、応答の分布

Fig. 2.2.2-7 Distribution of capacity and response on equipment capacity

旧 JNES 及び旧 NUPEC で実施した耐震試験の経緯



出典) 川内ほか (2018)^(参15) に対して一部加筆

図 2.2.2-8 耐震試験の調査分析及び整理された耐力一覧表 (例)

Fig. 2.2.2-8 Research on the seismic tests and an example of the list of important equipment capacity

2.2.3 衝突による構造物のフラジリティ評価

(1) 飛翔体衝突に対する構造物及び機器の評価

原子力規制委員会において平成25年6月制定の「原子力発電所の竜巻影響評価ガイド」や平成26年9月制定の「実用発電用原子炉に係る航空機衝突影響評価に関する審査ガイド」等では、衝突による構造物の影響評価を行うことを要求している。これを受け、本研究では、構造物の局部破壊に関する評価、構造物の衝撃伝播に関する評価及び衝撃荷重に対する機器の評価を実施し、評価手法の妥当性を判断するための技術的知見を蓄積した。

① 構造物の局部破壊に関する評価

本研究では、構造物の外壁を模擬した直立した鉄筋コンクリート板（以下「供試体」という。）に鋼製の飛翔体を垂直に衝突させる試験を実施し、供試体の衝突に伴う破壊性状を検討した。実験条件^(参38)^(参39)を表2.2.3-1に示す。試験パラメータは、飛翔体の剛性（剛・柔）、直径（0.03m、0.105m）及び衝突速度、供試体の板厚である。図2.2.3-1に飛翔体の一例として小径飛翔体の概要^(参40)を示す。飛翔体は剛及び柔の二種類の円筒形とした。剛飛翔体は衝突で飛翔体に変形しないこととし、柔飛翔体は衝突で飛翔体自体が変形するように前方部に空洞を有する構造であり、空洞部が衝突により蛇腹状に座屈する構造である。また、衝突速度は50～200m/sの範囲とした。図2.2.3-2に供試体の配筋と製作の状況の一例^(参38)を示す。

計測項目は、供試体内の鉄筋のひずみ、裏面側の加速度、反力並びに試験後の表面破壊及び裏面剥離の寸法であり、併せて高速カメラを用いて衝突時の時刻歴挙動を観察した。供試体の板厚、衝突速度等の条件を変えた衝突試験を実施し、供試体の破壊性状に係る多くのデータや、衝突に伴う供試体の鉄筋ひずみ、反力等の各種データを取得した。

図2.2.3-3に供試体の損傷状況の一例として、衝突面の損傷及び裏面剥離の様子^(参40)を示す。裏面剥離が生じたケースでは、衝突面の損傷は軽微であるが、裏面側に大きな剥離が生じている。供試体の損傷状況は、衝突速度及び供試体の板厚に応じて、衝突面の損傷、貫入、裏面剥離、貫通と進展する。

供試体の損傷状況を整理し、その結果と、飛翔体が衝突する際の構造物の損傷状況の評価式による評価結果を比較した一例^(参39)^(参41)を図2.2.3-4に示す。図2.2.3-4は、直径0.105mの飛翔体の衝突実験の結果である。既往の評価式として、貫通限界板厚評価にDegen式^(参42)を、裏面剥離限界板厚評価にChang式^(参43)を用いた。Degen式及びChang式を下記に示す。

貫通限界板厚 (e) 評価、Degen 式

$$\begin{aligned} \frac{e}{d} &= 2.2 \left(\frac{x}{d}\right) - 0.3 \left(\frac{x}{d}\right)^2 && \text{for } \frac{x}{d} \leq 1.52 \text{ or } \frac{e}{d} \leq 2.65 \\ \frac{e}{d} &= 0.69 + 1.29 \left(\frac{x}{d}\right) && \text{for } 1.52 < \frac{x}{d} \leq 13.4 \text{ or } 2.65 < \frac{e}{d} \leq 18 \end{aligned} \quad (2.2.3-1)$$

ここで、

$$\begin{aligned} \left(\frac{x}{d}\right) &= 2G^{0.5} && \text{for } \frac{x}{d} \leq 2 \\ \left(\frac{x}{d}\right) &= G + 1 && \text{for } \frac{x}{d} > 2 \\ G &= 3.8 \times 10^{-5} \frac{NM}{d\sqrt{f_c}} \left(\frac{v}{d}\right)^{1.8} \end{aligned}$$

裏面剥離限界板厚 (h_s) 評価、Chang 式

$$\frac{h_s}{d} = 1.84 \left(\frac{u}{v}\right)^{0.13} \frac{(Mv^2)^{0.4}}{d^{1.2} f_c^{0.4}} \quad (2.2.3-2)$$

ここで、 x : 貫入量(m)、 d : 飛翔体直径(m)、 v : 飛翔体の衝突速度(m/s)、 M : 飛翔体質量(kg)、 N : 飛翔体先端形状係数 0.72、 f_c : コンクリート圧縮強度(N/mm²)、 u : 基準速度61 m/sである。

本実験に対して、Degen 式及び Chang 式を適用した場合、剛飛翔体の衝突実験では、実験結果と評価結果に良い相関が見られた。既往の評価式は、一般的に剛飛翔体が構造物に垂直に衝突する事を前提としている。そのため、衝突により飛翔体自体が変形する柔飛翔体の衝突による損傷評価では、既往の評価式に柔性係数を乗じて評価することがある。本実験で実施した大径飛翔体の局損傷評価においては、貫通限界板厚評価に対して柔性係数 0.65 を、裏面剥離限界板厚評価に対して柔性係数 0.6 を適用することにより、剛飛翔体の評価結果を柔飛翔体の評価に適用することができた。また、同様に小径飛翔体に対しても柔性係数が適用できることが確認された^(参40)。

また、実験より得られた計測データを基に実験の再現解析を実施し、解析手法の妥当性を確認した。解析結果の一例として、衝突速度 141m/s、直径 0.105m 柔飛翔体が、板厚 0.15m の供試体に衝突する際の実験ケースの再現解析結果を示す。なお、解析には米国 LSTC 社製動的陽解法 FEM ソフトウェア LS-DYNA を用いて行った。

図 2.2.3-5 に解析モデル^(参39)を示す。図 2.2.3-6 及び図 2.2.3-7 に実験結果と解析結果の比較の一例^(参15)として、柔飛翔体の変形状況及び反力履歴の比較をそれぞれ示す。柔飛翔体の変形状況及び反力履歴については、概ね再現することができた。

今回の試験では、ロードセルを供試体の裏面隅角部 4 点に設置し、飛翔体の進行方向を正として反力を計測した。図 2.2.3-7 において試験結果の反力データがマイナスとなる理由の 1 つとして、飛翔体が供試体の中央に衝突した際、隅角部は曲げ変形により負側へわずかながら撓むことが考えられる。その後、飛翔体の進行とともに反力は正方向

へ反転し、供試体が振動し反力が変化する。このような挙動は、いくつかの試験ケースで計測している。

なお、本研究の鉄筋コンクリート板への飛翔体衝突試験は、原子力施設等防災対策等委託費（平成 27～28 年度 衝突に伴う構造物の局部破壊に関する基礎的研究、委託先：パシフィックコンサルタンツ株式会社）事業により実施した。

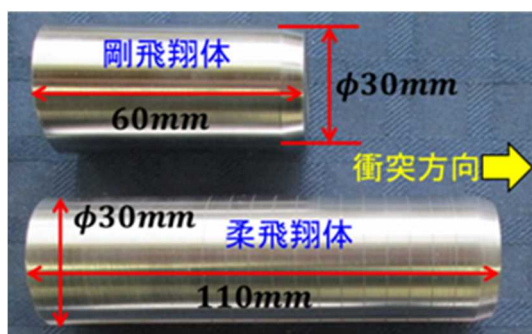
表 2.2.3-1 実験条件

Table 2.2.3-1 Experimental conditions

出典) パシフィックコンサルタンツ株式会社 (2016) (参38)

及びパシフィックコンサルタンツ株式会社 (2017) (参39)

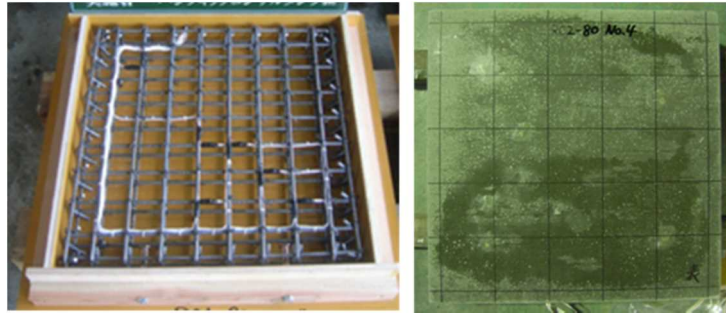
	小径飛翔体	大径飛翔体
飛翔体直径 (m)	0.03	0.105
飛翔体質量 (kg)	0.33	6.5
衝突速度 (m/s)	約 50 ~ 200	約 50 ~ 160
飛翔体先端形状	平坦	
飛翔体剛性	剛, 柔	
コンクリート圧縮強度 (MPa)	20 ~ 30	
コンクリート板厚 (m)	0.06, 0.08, 0.10	0.10, 0.15, 0.20
コンクリート板寸法 (m)	0.55 × 0.55	1.20 × 1.20
鉄筋比	2%以下	



出典) 太田ほか (2018) (参40)

図 2.2.3-1 小型飛翔体の概要

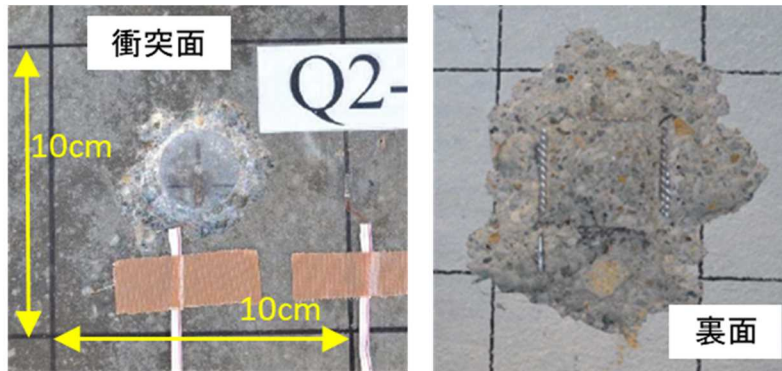
Fig. 2.2.3-1 Outline of small missile



出典) パシフィックコンサルタンツ株式会社 (2016) (参38)

図 2.2.3-2 供試体の配筋と製作状況

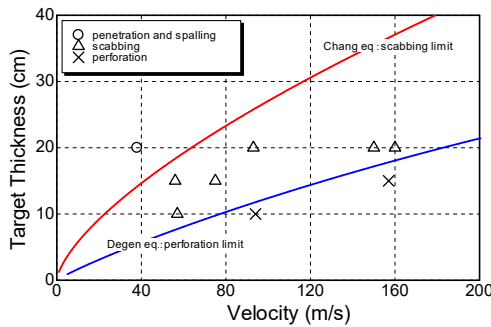
Fig. 2.2.3-2 Layout of reinforcement and specimen



出典) 太田ほか (2018) (参40)

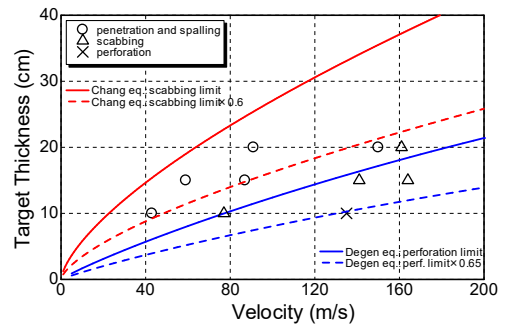
図 2.2.3-3 供試体の損傷状況の一例

Fig. 2.2.3-3 Damage status of RC panels



出典) 太田ほか (2017) (参41)

(a) 剛飛翔体



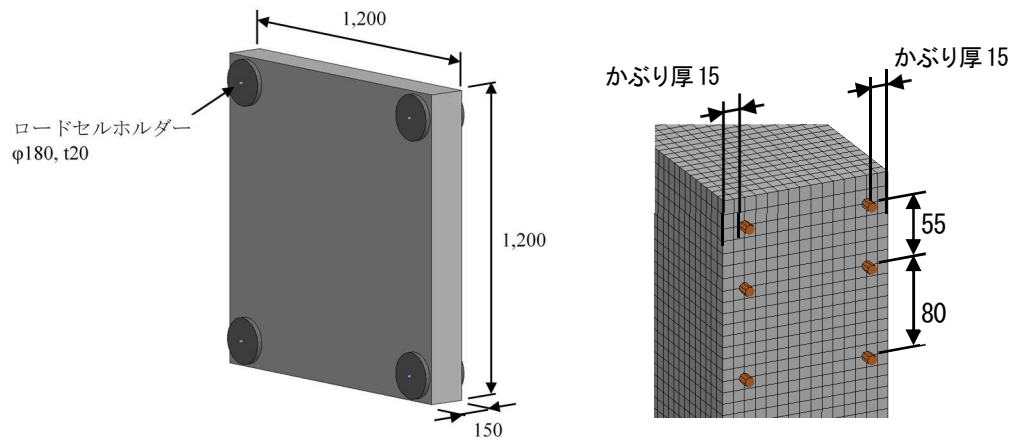
出典) パシフィックコンサルタンツ株式会社

(2017) (参39) を基に作図

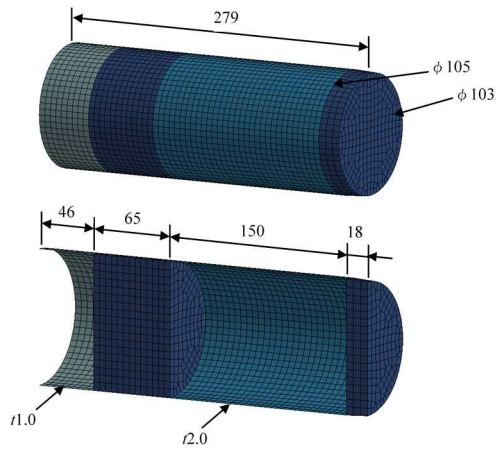
(b) 柔飛翔体

図 2.2.3-4 実験結果と既往評価式による評価結果との比較

Fig. 2.2.3-4 Relation of experimental result and evaluation result



(a) 供試体解析モデル (寸法 : mm)

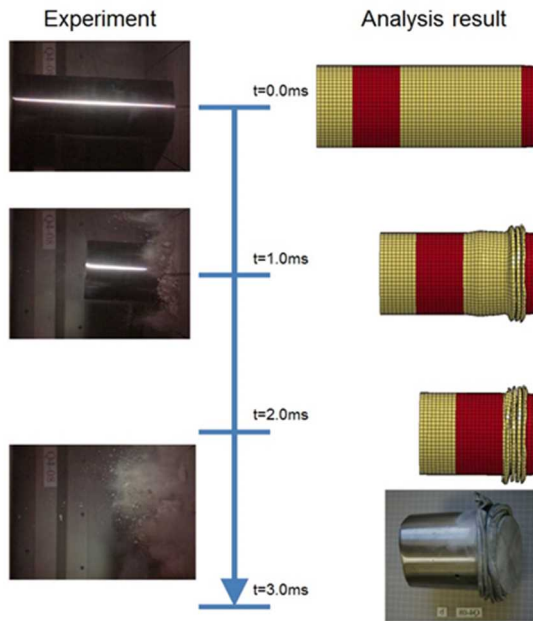


(b) 柔飛翔体解析モデル (寸法 : mm)

出典) 原子力規制庁 (2016) (参³⁹)

図 2.2.3-5 解析モデルの概要

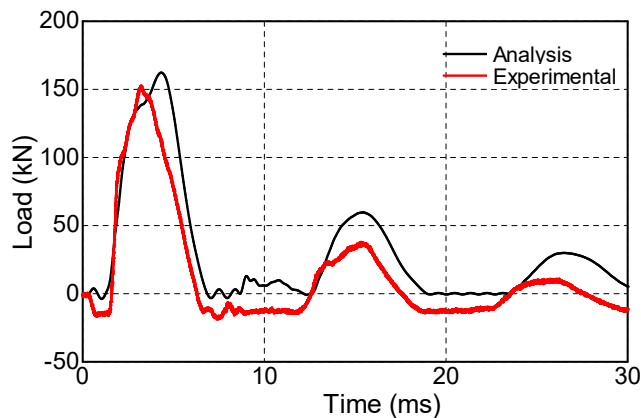
Fig. 2.2.3-5 Outline of analysis model



出典) 川内ほか (2018) (参15)

図 2.2.3-6 飛翔体の試験結果と解析結果の比較

Fig. 2.2.3-6 Comparison between experiment and analysis result



出典) 川内ほか (2018) (参15)

図 2.2.3-7 供試体の反力履歴の比較

Fig. 2.2.3-7 Comparison of the reaction force of the RC panel

②構造物の衝撃伝播に関する評価

本研究では、構造物に飛翔体が衝突した際に構造物内を伝播する衝撃挙動について実験的及び解析的検討を実施するに当たり、上述の①で得られた知見をもとに、技術的知見の調査及び予測解析を実施した。なお、実際の実験については、平成30年度以降に実施する予定である。

試験体は、平面100m四方、高さ80m規模の約1/25縮尺の鉄筋コンクリート構造物を想定した。試験に際しては、高速度カメラ等により衝撃挙動を計測し、その挙動の再現

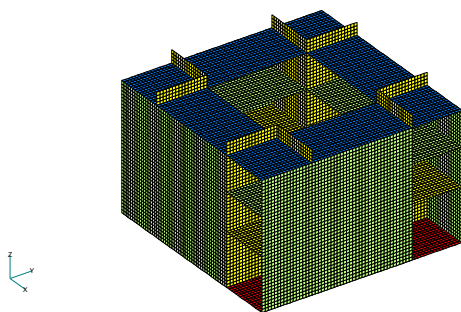
解析を実施することにより、衝撃挙動の伝播解析手法の確認及び衝撃伝播解析に係る知見拡充を図る。

予測解析では、図 2.2.3-8 に示す 1/25 縮尺モデル^(参15)を用いて衝突の際の衝撃伝播解析を実施し、試験の際にどの程度の加速度応答が計測されるか検討した。図 2.2.3-9 に解析モデルの外壁及び床スラブの固有振動数^(参44)を示す。一般的な建屋の床スラブ固有振動数は 20Hz～40Hz 程度であることから、スケール則を考慮し、解析モデルの床スラブ振動数が 100Hz～1000Hz となるよう、部材の版厚やスパンを設定した^(参44)。

次に入力した衝突荷重の一例を示す。図 2.2.3-10 及び図 2.2.3-11 に柔飛翔体の質量分布及び衝撃荷重曲線をそれぞれ示す^(参45)。衝撃荷重曲線は図 2.2.3-10 に示す質量分布を基に Riera の方法^(参46)により算定した。

図 2.2.3-12 に、図 2.2.3-8 に示す解析モデルの 2 階～3 階間の壁に図 2.2.3-11 に示す衝撃荷重曲線を作用させた際の加速度応答の解析結果を示す。図 2.2.3-12 より分かる様に衝撃波の伝播状況^(参15)が確認できた。

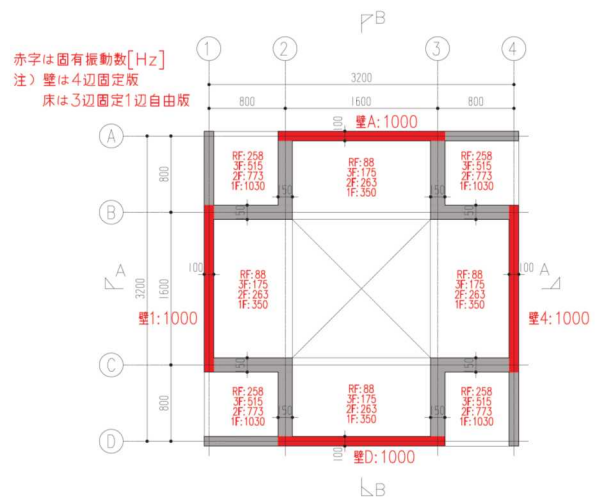
なお、本研究は、原子力施設等防災対策等委託費（平成 28 年度 大型飛翔体衝突実験に係る動向調査、委託先：鹿島建設株式会社）事業により実施した。



出典) 川内ほか (2018)^(参15)

図 2.2.3-8 解析モデル

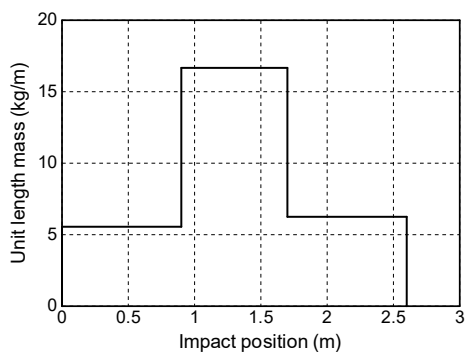
Fig. 2.2.3-8 Analysis model



出典) 太田ほか (2018)^(参44)

図 2.2.3-9 外壁及び床スラブの固有振動数

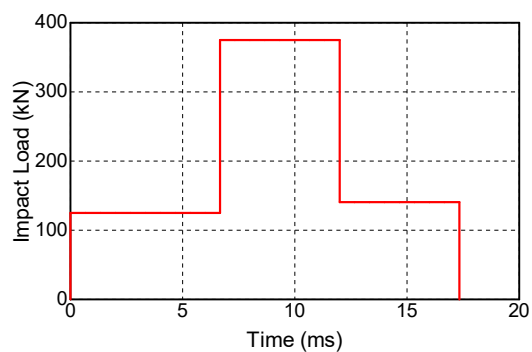
Fig. 2.2.3-9 Assumable natural frequency of the outer walls and floor slab



出典) 山田ほか (2018) (参45)

図 2.2.3-10 柔飛翔体の質量分布

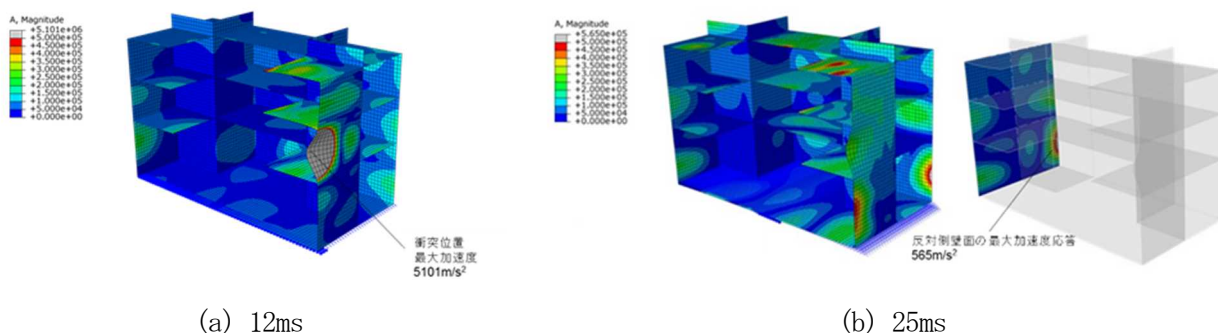
Fig. 2.2.3-10 Mass distribution of the soft missile



出典) 山田ほか (2018) (参45)

図 2.2.3-11 衝撃荷重曲線

Fig. 2.2.3-11 Impact load



(a) 12ms

(b) 25ms

出典) 川内ほか (2018) (参15)

図 2.2.3-12 加速度応答コンター図

Fig. 2.2.3-12 Acceleration response contour

③ 衝撃荷重に対する機器耐力の評価

実用発電用原子炉に係る航空機衝突影響評価に関する審査ガイドでは、航空機衝突時設備の機能評価として、衝撃荷重による振動により必要な機能を喪失しないことを評価するとしている。

そのため、原子力発電施設等に対する飛翔体衝突時の安全上重要な機器に係る耐力評価手法の整備について検討し、a 文献調査、b 衝撃荷重に対する機器の応答解析評価及び耐力評価手法の調査及び検討、c 機器の衝撃耐力試験方法の検討等を実施し、その結果のまとめを行った。

a 文献調査

原子力発電施設等に対する飛翔体衝突時における機器の機能維持を検討する上で有用と思われる論文等を対象として文献調査を実施した。重要度が高い文献について文献抄録を作成し、機器に対する衝撃荷重入力の検討及び衝撃耐力試験方法の検討に用いた。

b 衝撃荷重に対する機器の応答解析評価及び耐力評価手法の調査及び検討

国外の原子力発電施設等に対する飛翔体衝突時の衝撃荷重に対する機器の応答解析評価及び耐力評価手法を調査、整理した。

c 機器の衝撃耐力試験方法の検討

原子力発電施設等に対する飛翔体衝突時の安全上重要な機器を選定し、それらに対する衝撃耐力試験方法を検討した。

飛翔体衝突時の安全上重要な機器を静的機器、動的機器及び電気品に分類し、動的機器と電気品について衝撃耐力試験を実施することとした。衝撃耐力試験は試験対象機器の規模により、小型・軽量の機器については全体加振試験を、大型の機器については部分加振試験を行うことで衝撃耐力を評価出来ることを明らかにした。

(2) 輸送容器の衝撃に関する評価

様々な構造の輸送物に関して、最大損傷をもたらす落下試験条件を明らかにし、輸送容器の設計に係る審査に資することを目的に、スラップダウン落下試験における二次衝撃の知見を整備することが必要である。IAEA 安全ガイド No. SSG-26^(参47)の702.2章ではアスペクト比が5より大きな輸送物は、スラップダウン落下試験における二次衝撃が大きくなることが言及されている。一方最近の研究^(参48)^(参49)では、アスペクト比が3より小さなものでも、二次衝撃が一次衝撃の2倍を超えることが明示されている。

そこで、アスペクト比が3よりも小さな輸送物のスラップダウン落下の二次衝撃により最大損傷を与える影響因子として、落下姿勢角度を抽出し、その効果を検討した。

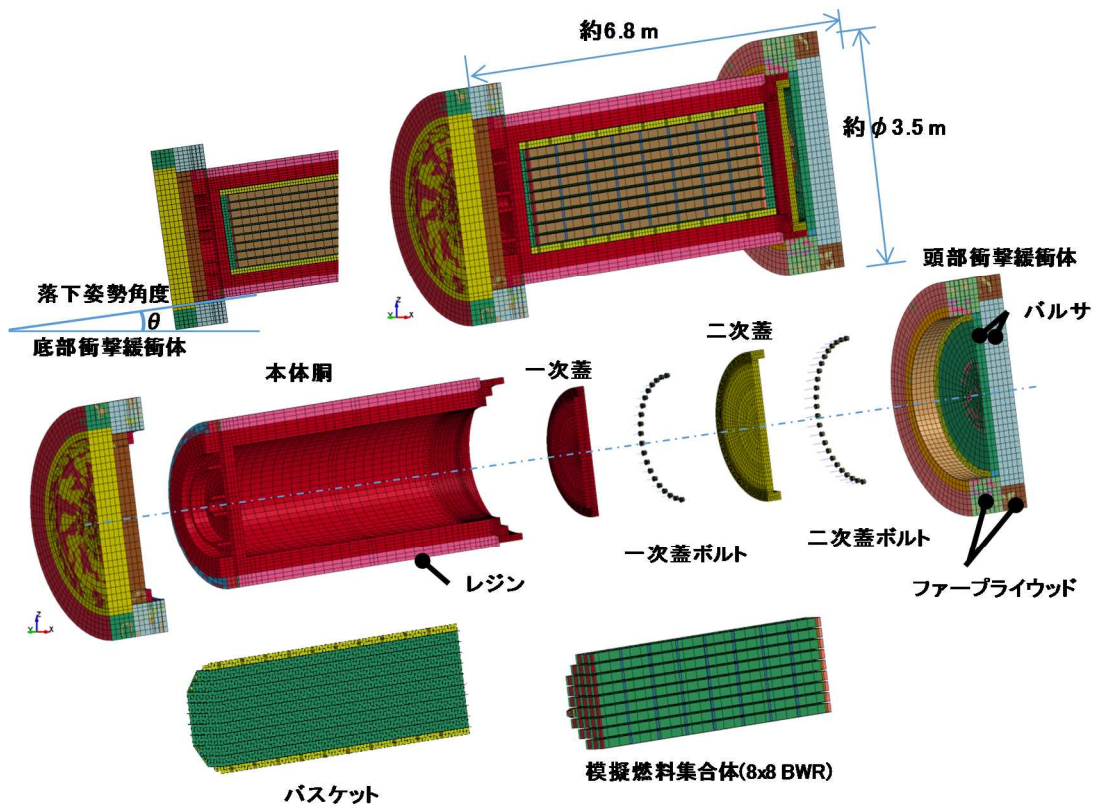
①解析条件

解析モデル^(参50)を図 2.2.3-13 に示す。本体胴の長さが約 5.5m で、直径は約 2.5m である。バスケットと燃料集合体間のギャップは 7mm である。緩衝体取付けボルトはモデル化していない。節点の総数は、約 170,000 である。LS-DYNA Ver. 7.1.1 を用いて動的解析を実施した。衝撃緩衝体の中に配置された木材の圧潰特性^(参50)を図 2.2.3-14 に示す。

拘束条件として、周方向 1/2 解析モデルの対称面を拘束した。落下高さ 9m を考慮して、剛体床への落下方向に初期速度 13.3m/s を解析モデルに与えた。また、重力加速度 1G も与えている。減衰率は 2%としている。全ての蓋ボルトは、頭部は SOLID 要素で、軸部は BEAM 要素でモデリングした。軸部は頭部に対して、垂直になるように拘束してある。初期締め付け応力は、熱応力によって軸部に与えた。

これらの条件で、落下姿勢角度を水平状態となる 0° から 28° まで、2° 間隔で動的解析を実施した。

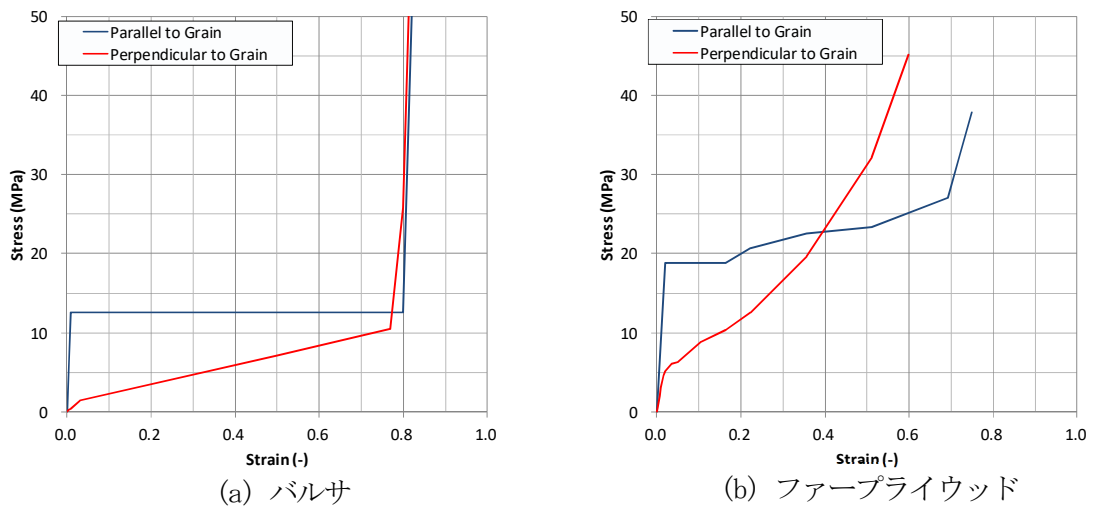
評価部位は、一次蓋と二次蓋に用いられている M42 蓋ボルトで剛体床に最も近く、二次衝撃の影響を受けやすいものを対象とした。軸力と曲げモーメントの時刻歴に基づいて、各時刻における平均膜応力と曲げ応力を加算し、合計応力の最大値を算出する。図 2.2.3-15 に評価位置を示す。



出典) Takeshi YOKOYAMA, et al. (2004) (参50)

図 2.2.3-13 解析モデル

Fig. 2.2.3-13 Analysis model



出典) Takeshi YOKOYAMA, et al. (2004) (参50)

図 2.2.3-14 衝撃緩衝体の材料圧潰特性

Fig. 2.2.3-14 Stress-strain curves of the types of wood in the shock absorber

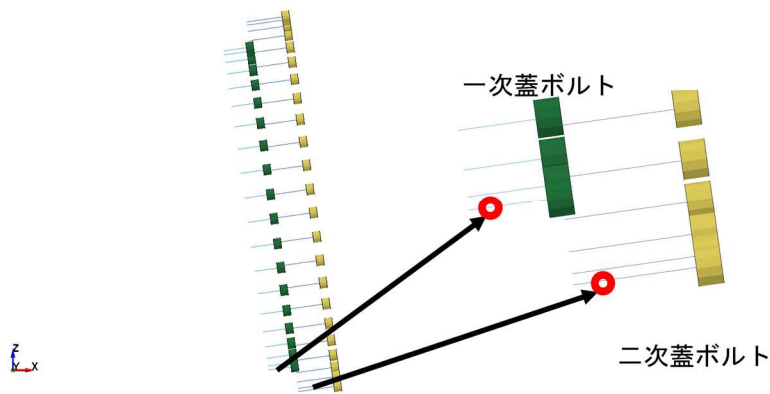


図 2.2.3-15 蓋ボルトの評価位置

Fig. 2.2.3-15 Evaluation positions of the lid bolts

②解析結果

図 2.2.3-16 に軸力と曲げモーメントの時刻歴の結果^(参15)を示す。

二次蓋ボルトの挙動は、二次蓋と本体胴の初期半径方向隙間 0.5mm を二次蓋が衝撃により移動し、それに追従する様に落下方向にボルトに軸力と下側への曲げが加わる。それが終了すると、今度は、衝撃面からの荷重伝達により、本体胴が上側に押され始めて曲げが生じる。180° 方向に出来た都合約 1.0mm の隙間を二次蓋が移動し、それに追従するように蓋ボルトに軸力と上側への曲げが生じる。

一次蓋ボルトの挙動は、衝撃面から離れているので、二次蓋ボルトよりは影響が低いですが、やはり、下側への蓋の移動に伴い、ボルトに軸力と下側への曲げが生じる。

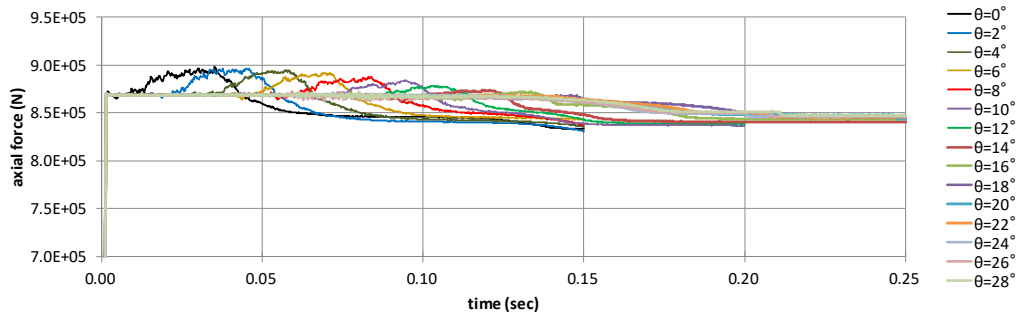
応力評価結果を図 2.2.3-17 に示す。一次蓋ボルトで最も厳しいものは 0° のケースのものであった。ボルト材の降伏応力は、890MPa であるので、降伏する可能性は低い結果となった。

また、二次蓋ボルトで最も厳しいものは 8° のケースのもので、降伏応力を超えているために、降伏する可能性が高い結果となった。

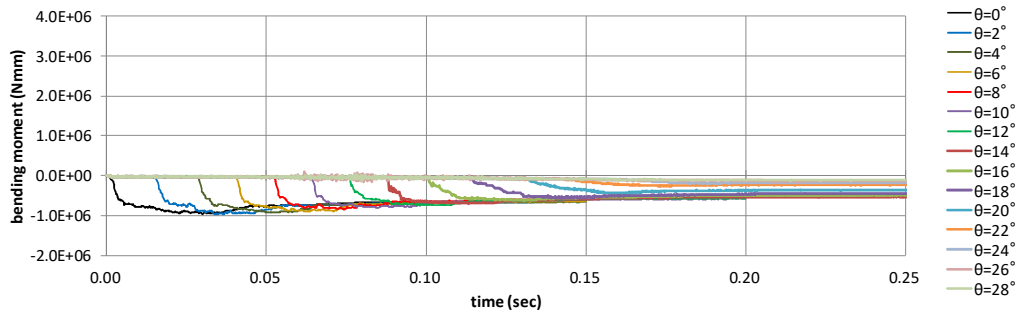
③結論

輸送物のスラップダウン落下の二次衝撃に係る評価において、一次蓋ボルトに最大損傷を与える落下姿勢角度は 0° であった。また、二次蓋ボルトに最大損傷を与える落下姿勢角度は 8° であった。これらから、輸送物の最大損傷を評価するためには、落下姿勢角度の影響を考慮することが必要である。

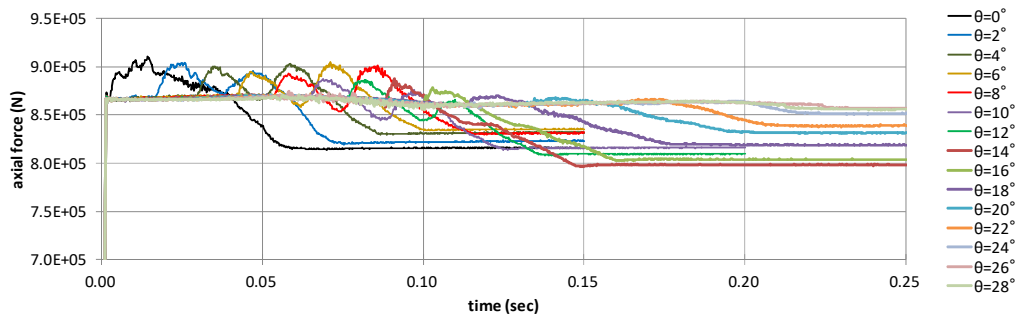
これらの結果を踏まえて、平成 29 年度よりスラップダウン落下試験を複数年間に渡り実施し、試験データの取得を通して、解析・評価に係る技術的知見を蓄積する予定である。



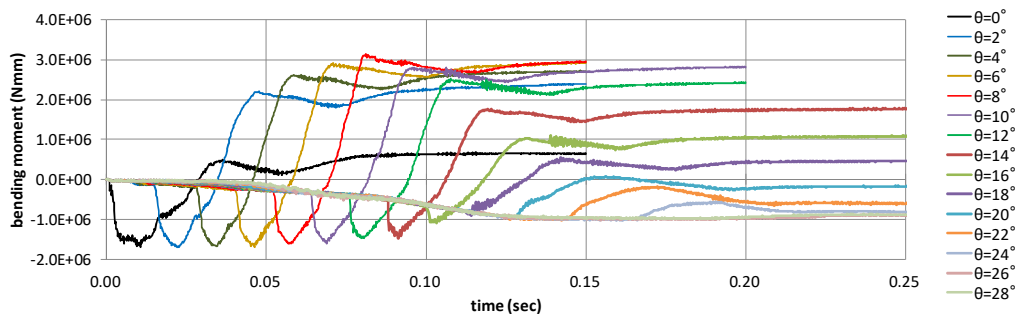
(a) 解析結果(一次蓋ボルト 0° 軸力)



(b) 解析結果(一次蓋ボルト 0° 曲げモーメント)



(c) 解析結果(二次蓋ボルト 0° 軸力)

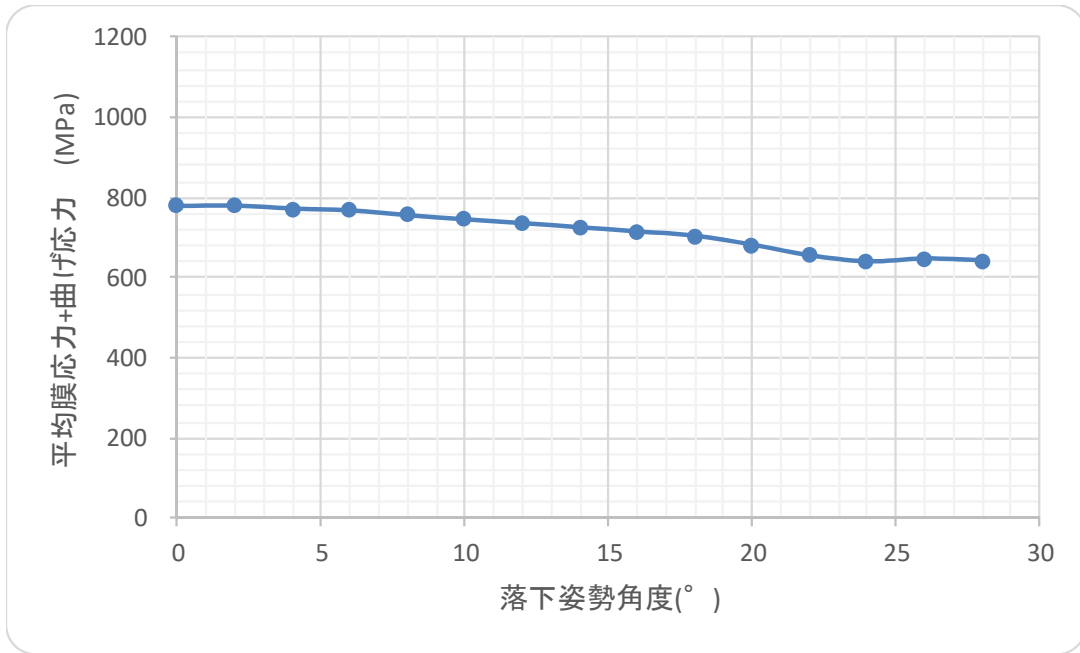


(d) 解析結果(二次蓋ボルト 0° 曲げモーメント)

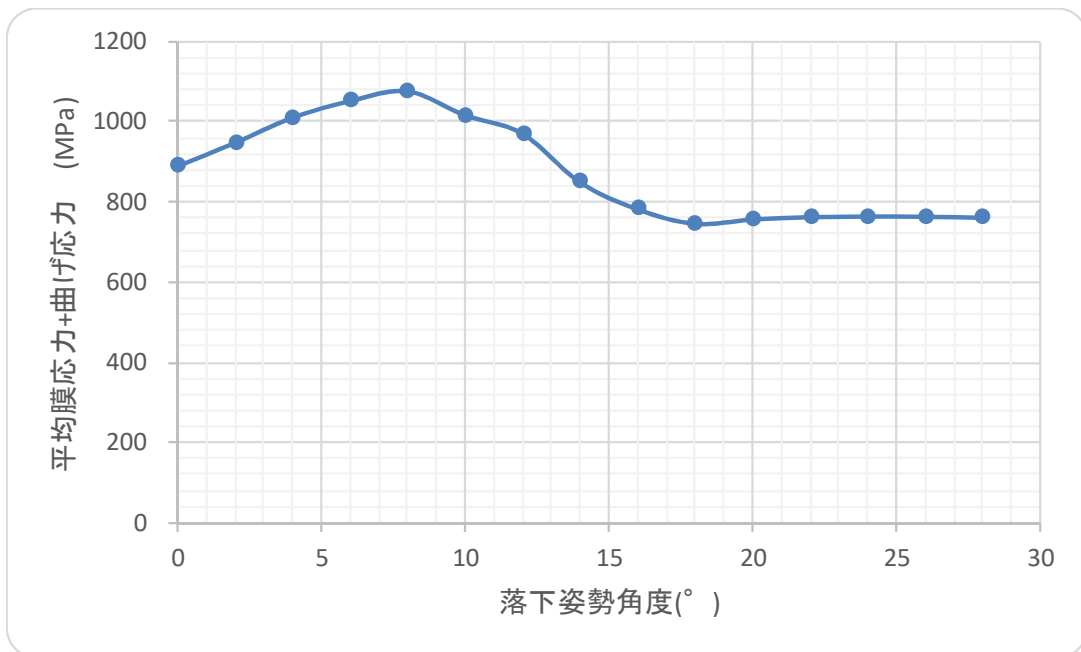
出典) 川内ほか (2018) (参15)

図 2.2.3-16 解析結果

Fig. 2.2.3-16 Analysis results



(a) 一次蓋ボルトの応力評価結果



(b) 二次蓋ボルトの応力評価結果

図 2.2.3-17 蓋ボルトの応力評価結果

Fig. 2.2.3-17 Result of stress evaluation of the lid bolt

2.2.4 竜巻荷重による施設のフラジリティへの影響評価

「原子力発電所の竜巻影響評価ガイド」^(参52)の竜巻荷重（風圧力、気圧差、飛来物の衝撃荷重）の算定では、竜巻渦の風速場として定常流れ場のランキン渦モデルを基本としている。本研究では、ランキン渦モデル以外の定常渦モデルや非定常性が竜巻荷重に与える影響を把握することを目的とし、(1) 渦モデルの気流性状に関する分析、(2) 飛来物の最大速度に関する検討、(3) 急激な気圧降下に関する検討、(4) 竜巻荷重に係る解析コードの整備を実施した。それらの成果を以下に示す。

(1) 渦モデルの気流性状に関する分析

渦の風速場が異なれば、飛来物の飛来速度が変化するため、飛散解析の既往研究で用いられた定常流れ場（ランキン渦モデルとフジタモデル）及び非定常乱流場を対象に気流性状を分析した。ランキン渦モデルは、高さ方向によって風速及び気圧が変化しない2次元の渦である。飛来物の計算には風速の3成分が必要であるため、鉛直方向の風速を与えた Simiu and Cordes (1976)^(参53)の代数式を用いて3次元の風速場を生成した。フジタモデルは、Fujita (1978)^(参54)によって竜巻の映像記録等に基づいて考案された渦モデルであり、渦の半径方向に3つの領域（内部コア、外部コア、最外領域）を持つ3次元の渦である。風速場は、Fujita (1978)^(参54)の代数式を用いて生成した。非定常乱流場は、Maruyama (2011)^(参55)の手法に基づき、室内竜巻発生装置を数値的にモデル化し、Large Eddy Simulation (LES) の数値計算によって風速場を生成した。

図 2.2.4-1 に、渦の特性値である最大接線風速 U_{max} 等を同一として生成した各渦の風速場を示す。LES で生成される渦は代表して2セル型を用いることとし、定常渦モデルとの比較には、風速を平均化した平均風速場を用いた。図 2.2.4-1 より、定常流の高さ方向の風速分布に関して、ランキン渦モデルは高さにかかわらず一定であるが、フジタモデルでは地表面近くで高さ方向に変化するとともに外部コア内でのみ上昇風速が発生し、ランキン渦モデルに比べて全体的に風速がやや低い^(参56)。LES (2セル型) の高さ方向の風速分布に関しては、渦中心では平均風速はほぼ 0 m/s となり、中心から離れたところで上昇風速が存在するが、ランキン渦モデルよりは小さくなることが分かった。ただし、LES の場合、平均風速は小さいが瞬間値としては大きな風速となるため、下記 (2) において、飛来物評価に与える影響を確認した。

(2) 飛来物の最大速度に関する検討

飛来物の最大速度は、渦の風速場や特性値の違い、飛来物の形状・重さ、飛来物の初期配置高さ等の飛来条件の違いによって変化する。ここでは、上記 (1) で検討した各風速場における飛散解析を実施し、定常と非定常の風速場の違いに加え、飛来物の条件を変化させた場合の飛来物の最大速度（水平）に与える影響を検討した。また、渦に対する相対的な位置の影響を考慮するため、図 2.2.4-2 に示すように飛来物を最大接線風速半径の3倍

の範囲に多数配置して解析を実施した。LES の風速場は時間変化することを踏まえ、飛来物を同一の地点から複数回（100 回）飛来させた^(参56)。図 2.2.4-3 に、竜巻の移動速度 V_{tr} 、最大接線風速半径 R_{max} 、飛来物の初期配置高さ H 、飛来物の空力パラメータ $C_D A/m$ （物体の浮き上がりやすさの指標）を変化させた場合の飛来物の対地最大水平速度 V_{max} を渦の最大接線風速 U_{max} との比率で示す^(参56)。各種の変化に関わらず、LES による飛来物の対地最大水平速度が定常流れ場に比べて全体的にやや大きな値を示した。これは、風速の時空間変動が考慮された LES では、高風速域内で放出された飛来物が上昇し、滞空時間が長くなることで、飛来物の速度が速くなったと考えられる。なお、LES における風速場の設定に際しては、観測記録や実験結果等を確認して非現実な風速場を生成しないように注意する必要がある。一方、フジタモデルについては、飛来物の初期配置高さに対する速度以外は、ランキン渦モデルと同様な値を示した。フジタモデルは渦の特性上、地上付近の風速が小さく設定されることを考慮して飛来物の初期配置高さが非保守的にならないよう留意する必要がある。

(3) 急激な気圧降下に関する検討

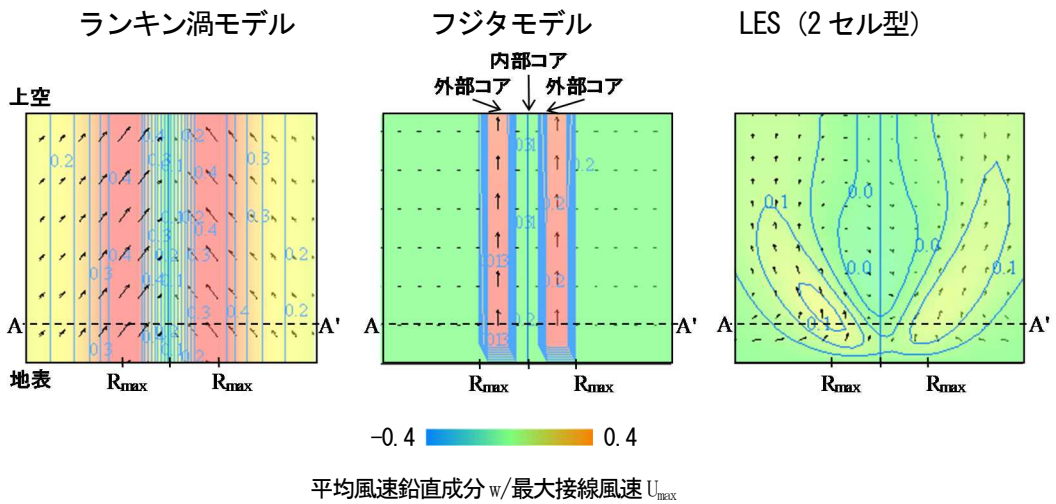
竜巻の様な非定常な気圧変化が生じる場合、密閉度の高い建物ほど、外部の急激な圧力降下に建物内の気圧変化は追従できず、建物内外に大きな圧力差が発生すると考えられる。無風下で急激な気圧降下のみを建物模型に作用させる実験システムを用いて、急激な気圧降下のみを作用させ、建物模型の内部に伝達する気圧変化と模型内外の気圧差を検討した。建物模型外圧の最大降下量が 480Pa 程度（目標風速 $U_t = 8\text{m/s}$ 、立ち上がり時間 $t_r = 0.2\text{s}$ ）になるように実験を行った。実験結果から、建物内圧は開口率（開口面積 $[\text{mm}^2]$ /模型容積 $[\times 10^{-3}\text{m}^3]$ ）に依存して変動すること（図 2.2.4-4 の①）、開口面積や容積が異なっても開口率が等しければ同様の内圧変動すること（図 2.2.4-4 の②）が確認され^(参56)、気圧差が作用する施設の選定に活用することが期待される。

(4) 竜巻荷重に係る解析コードの整備

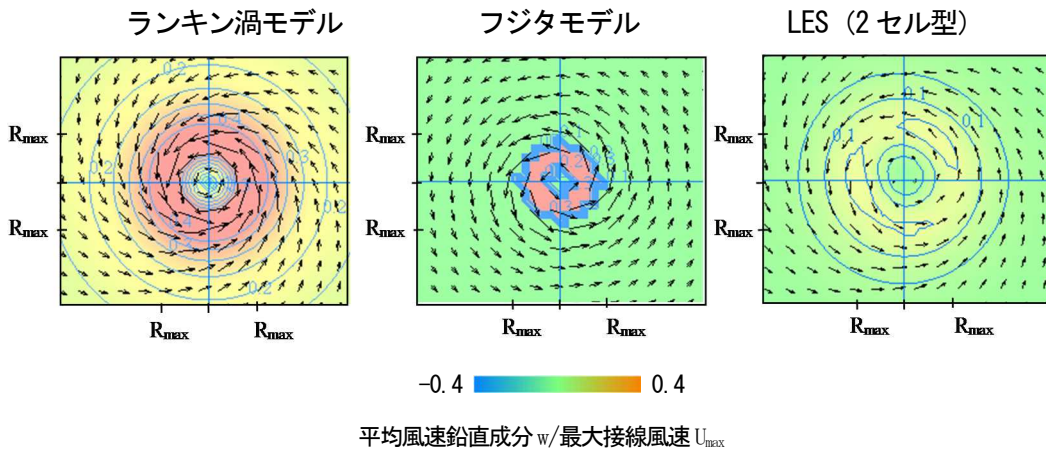
竜巻荷重評価の解析手法を整備する一環として、竜巻飛来物の飛散解析コード及び竜巻の確率論的最大風速ハザード解析コードを作成した^(参56)。飛散解析コードでは、上記

(2) で検討したランキン渦モデル、フジタモデル及び LES の風速場を用いた飛来物の飛散解析を実施し、飛来物の最大水平速度や最大飛散距離等の試計算ができるようになった。確率論的最大風速ハザード解析コードでは、竜巻の風速（藤田スケール）、被害幅、被害長さ等のパラメータを用いて、竜巻最大風速のハザード曲線（竜巻最大風速の年超過確率）の試計算ができるようになった。今後、両コードの検証と妥当性確認を進める。

なお、本研究は、原子力施設等防災対策等委託費（平成 27～28 年度 実用発電用原子炉施設の竜巻による影響評価の手順の整備、委託先：学校法人東京工芸大学）事業により実施した。



①渦中心を通る鉛直面内の平均風速鉛直成分 w の分布
(矢印は風速ベクトル、コンターは平均風速鉛直成分 w を表す。)



②水平面内(①の A-A'面) の平均風速鉛直成分 w の分布
(矢印は風速ベクトル、コンターは平均風速鉛直成分 w を表す。)

出典) 東京工芸大学 (2017) (参56) に対して一部加筆

図 2.2.4-1 各渦モデルの風速分布

Fig. 2.2.4-1 Wind velocity distribution of each vortex model

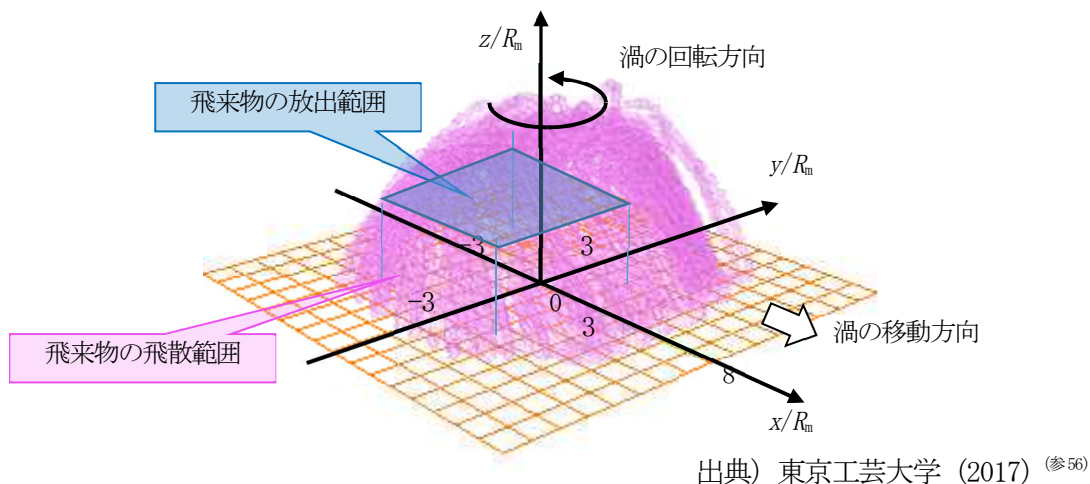
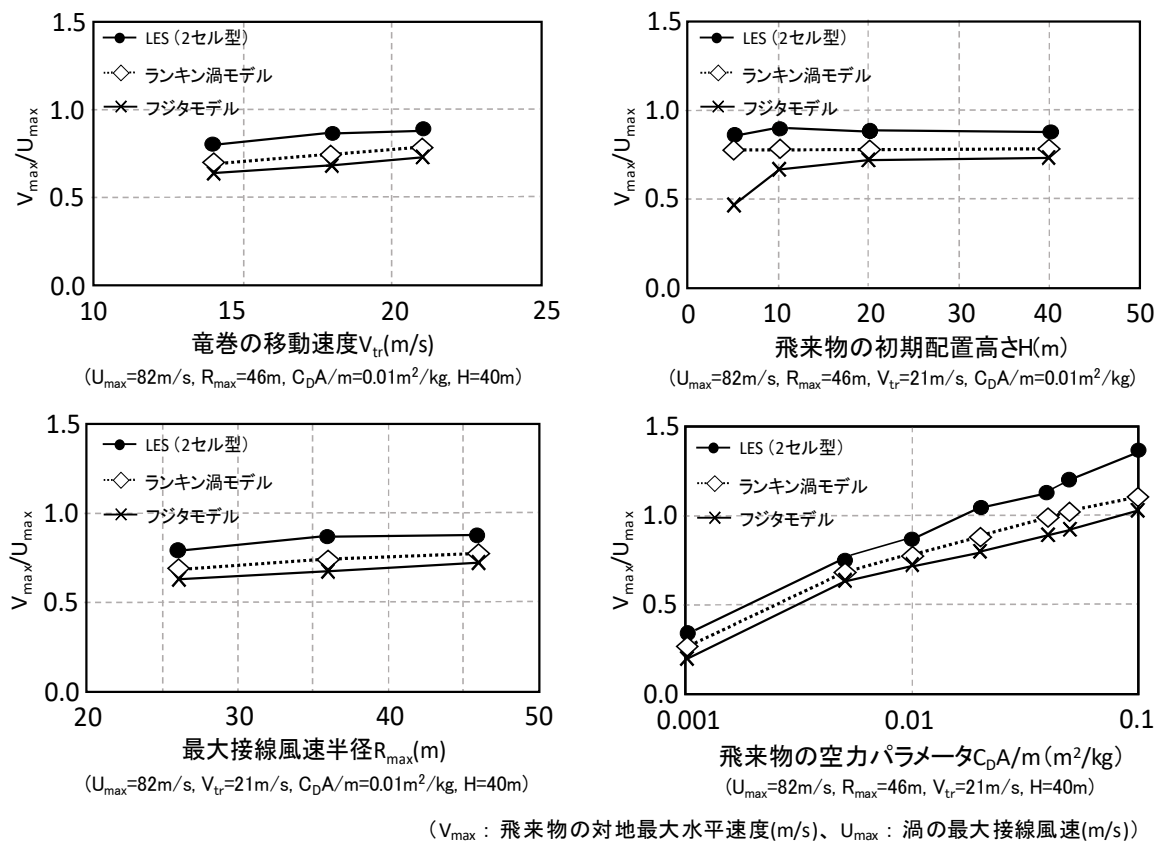


図 2.2.4-2 解析における飛来物の配置

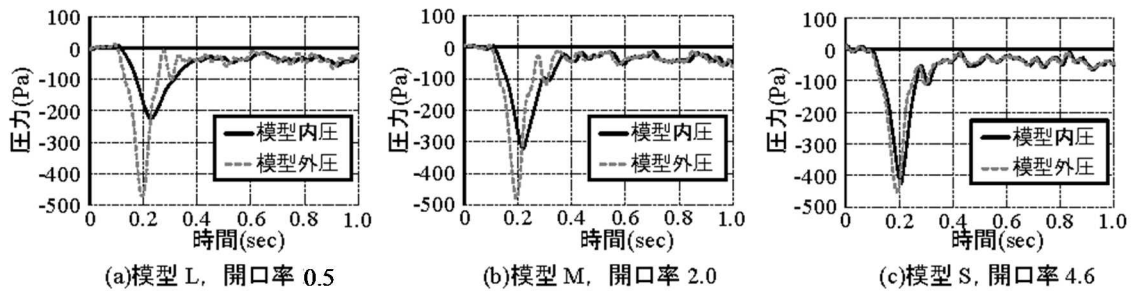
Fig. 2.2.4-2 Extent of flying debris released



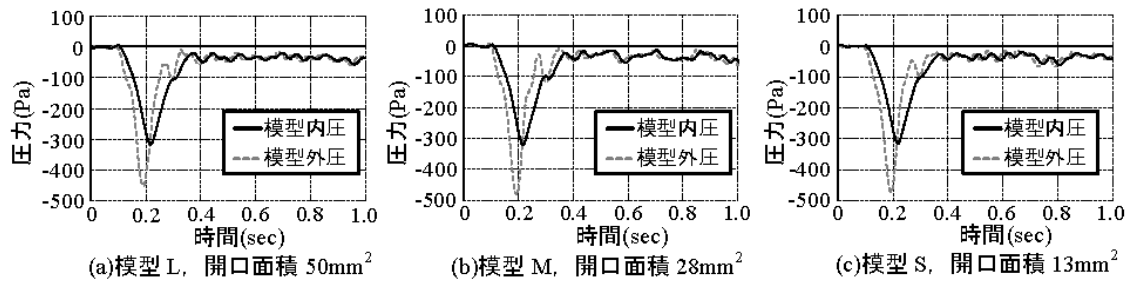
出典) 東京工芸大学 (2017) (参56) に対して一部加筆

図 2.2.4-3 各種パラメータの違いによる飛来物の最大水平速度の変化

Fig. 2.2.4-3 Sensitivity analysis of maximum horizontal speed of the flying debris to various input parameters



①開口面積を 28mm^2 (開口直径 6mm) で固定して建物模型容積を変化させたときの建物模型内外圧の時刻歴の比較 ($U_t = 8\text{m/s}$, $t_r = 0.2\text{s}$)



②開口率 2.0 で固定して開口面積と建物模型容積を変化させたときの建物模型内外圧の時刻歴変化の比較 ($U_t = 8\text{m/s}$, $t_r = 0.2\text{s}$)

出典) 東京工芸大学 (2017) (参56)

図 2.2.4-4 建物模型内外圧の時刻歴の比較

Fig. 2.2.4-4 Comparison of time history of internal and external pressure of building model

3. 結論

3.1 成果の要点

地震・津波に関する設計評価及びリスク評価の精度向上の観点から、施設・設備の設計及びフラジリティに係る評価手法を精緻化するとともに、地震・津波以外の外部事象に対しても、新たな技術的知見を収集し、衝突・衝撃に対する構造健全性評価手法に反映するための研究を実施した。各研究実施項目において、以下の成果を得た。

(1) 耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備

①防潮堤の津波に対するフラジリティ評価

津波荷重の設定に関して考慮する知見として国交省の暫定指針を対象に、津波波圧の経時変化（段波波圧、持続波圧）の影響も含めたうえで適用範囲を確認するとともに、適用範囲を外れる場合の評価方法を明確にした。

持続波圧については、フルード数が1以下の範囲であれば、国交省の暫定指針に示される水深係数3が適用可能であることを確認した。一方で、フルード数が1を超える場合は、水深係数が3を超え、国交省の暫定指針の適用範囲から外れる場合があることを確認した。この場合の評価方法として、通過波の最大比エネルギーの発生時刻に基づくフルード数と水深係数に基づく理論式が適用できることを確認した。さらに、評価式を策定し、評価手法に係る技術的知見を取りまとめた。

段波波圧については、防潮堤の構造健全性に与える影響は、概して持続波による影響よりも小さいことを確認した。また、防潮堤が海岸線近傍に設置されるとともに、防潮堤近傍で砕波が発生する等、複数の条件の重畳によっては、段波による影響が持続波による影響よりも大きくなる場合があるが、このような場合においても、段波浸水深に基づく国交省の暫定指針の水深係数3の考え方を適用できることを確認した。

これらの結果を原子力規制委員会に報告^(参8)するとともに、津波波圧評価に関する三編のNRA技術報告^(参4)^(参5)^(参6)として公開した。

②水密扉の津波に対するフラジリティ評価

水密扉単体及びRC壁に設置した水密扉を対象に、地震時を想定したせん断変形及び津波波圧を想定した水頭圧を載荷した機能限界試験を実施し、水密扉に作用する水頭圧が設計条件範囲を超える領域において、水密扉の漏水量が急激に増加する傾向にあることを把握した。また、水密扉のシール部のパッキンに着目した要素試験を行って、地震と津波の重畳事象を踏まえた漏水特性に係るデータを取得した。これらの試験結果に基づくシミュレーション解析を行って、水密扉からの漏水量が急激に増大する水圧を模擬できる解析手法を考案するとともに、その適用性を確認し、水密扉の浸水防止機能に係る評価手法としてまとめた。

③設備の津波に対するフラジリティ評価

本研究で整理した津波 PRA の実施に係る留意事項に基づき、津波に対する損傷に係る指標や耐力評価等の検討を行ってフラジリティ評価部分を整理するとともに、当該評価の効果を確認するため、津波遡上解析に基づく水密扉のフラジリティ曲線を試算し、防潮堤の設置により水密扉の損傷確率は低減する傾向となることを把握した。

また、水密扉の設置位置やフラジリティ特性に基づいて、津波遡上時の建屋内の各区画への浸水深さを簡易に計算する手法を検討し、耐震・耐津波裕度評価コード SANMARG の算定機能として追加した。

(2) 地震等の外部事象に関するフラジリティ評価手法の整備

①地震による斜面及び周辺構造物のフラジリティ評価

設計を超える地震力を受けた場合の原子炉施設周辺斜面の崩壊に対する施設の安全性評価のため、地震時の斜面応答に係る振動台試験とともに、崩壊土塊の落下・転動に係る試験及び構造物への衝突に係る試験を実施し、フラジリティ評価に必要となる斜面の崩壊モード及び崩壊土塊の速度や衝突時の荷重等のデータを取得した。

これらの試験データを用いて、地震時の斜面崩壊を主要な 3 つの事象（①安定限界、②到達限界、③損傷限界）に分類したうえで、斜面崩壊に係る施設・設備の構造健全性評価手法について検討した。これら一連の事象に対して、斜面崩壊確率、崩壊土塊が原子炉施設・設備に衝突する確率及び崩壊土塊の衝突によりこれらの施設・設備が損傷する確率を、評価指標を基盤最大加速度に統一して算定できるようにした。

また、ここで得られた技術的知見を、地盤-建屋相互作用解析コード SANSSI に斜面の損傷確率の算定機能として追加し、斜面のフラジリティ評価のツールを改良した。

②地震による設備のフラジリティ評価

圧力容器等に用いられるフェライト鋼を対象として、設計を超える地震荷重を想定した亀裂進展試験を実施し、引張・圧縮を含む繰返し荷重においても、有効応力拡大係数範囲 ΔK_{eff} を用いることで、一定の範囲までは亀裂進展速度を精度良く予測できることを確認した。また、炭素鋼、ステンレス鋼及び Ni 合金溶接部を対象とした亀裂進展試験及び FEM 解析に基づいて、確率論的破壊力学解析コード PASCAL-SP の地震時亀裂進展評価機能を改良し、疲労亀裂進展よりも応力腐食割れが地震フラジリティに影響することを確認した。亀裂が複雑形状部位に発生する場合には、応力腐食割れや疲労による亀裂進展挙動をより詳細に評価する必要があることを踏まえ、複雑形状部位の亀裂の応力拡大係数を計算し、その結果から亀裂進展挙動を模擬するコード CRACK-FEM を改良した。

また、耐震重要設備に対して、旧 JNES 及び旧 NUPEC で実施した耐震試験等を調査・分析し、フラジリティ評価に資する耐力を取りまとめた。

③衝撃による構造物のフラジリティ評価

構造物の外壁を模擬した鉄筋コンクリート板に鋼製飛翔体が垂直衝突する試験を実施し、既往の評価式として、貫通限界板厚評価に Degen 式を、裏面剥離限界板厚評価に Chang 式を適用する場合、剛飛翔体の実験結果と良い相関が見られることを確認するとともに、柔飛翔体の実験結果より、剛飛翔体の結果に対して柔性係数を適用できるとの知見を得た。ここでの実験データを基に柔飛翔体の変形状況や反力の履歴等の再現解析を行い、解析手法の妥当性を確認した。これらの知見を踏まえて、想定する縮小試験体を伝播する衝撃挙動の予測解析を行い、試験体の寸法や応答加速度等の計測レベルに係る検討を実施した。

また、衝撃荷重に対する機器の評価手法に係る調査及び検討を実施し、小型・軽量な機器は全体加振試験を、大型の機器については、部分加振試験を行うことで衝撃耐力を評価できる見通しを得た。

さらに、輸送容器のスラップダウン落下の二次衝撃に係る評価において、輸送容器の落下姿勢角度をパラメータとした解析を行い、落下姿勢角度により輸送容器に最大損傷を与える部位が異なることを確認した。ここでの知見を今後予定しているスラップダウン落下試験計画に反映していく。

④竜巻荷重による施設のフラジリティへの影響評価

渦モデルの気流性状に関する分析を行い、定常流の高さ方向の風速分布に関して、ランキン渦モデルは高さにかかわらず一定であるが、フジタモデルでは高さ方向に変化し、ランキン渦モデルより全体的に風速がやや低くなることを確認した。飛来物の最大速度に関する検討においては、各種のパラメータに関わらず、LES による飛来物の対地最大水平速度が定常流れ場に比べて全体的にやや大きな値を示したが、フジタモデルについては、飛来物の放出高さに対する速度以外は、ランキン渦モデルと同様な値を示すことを確認した。急激な気圧降下に関する検討では、実験結果から、建物内圧は開口率に依存して変動すること、開口面積や容積が異なっても開口率が等しければ同様の内圧変動をすとの知見を得た。竜巻荷重に係る飛散解析コード及び確率論的最大風速ハザード解析コードを作成し、飛来物の飛来速度と竜巻最大風速のハザード曲線の試算ができるようになった。

3.2 目的の達成状況及び成果の活用等

(1) 耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備

防潮堤に作用する津波波力評価手法について取りまとめた NRA 技術報告^(参4)^(参5)の内容が、新規基準に基づく既設原子力発電所の適合性審査において事業者の説明資料に引用され、議論に用いられた。

また、防潮堤に作用する津波波力評価手法について取りまとめた3編のNRA技術報告の内容を踏まえ、審査等に活用する技術資料類として津波波圧の評価手法に関する取りまとめを行う予定であり、今後の適合性審査において活用が期待される。

水密扉の津波に対する浸水防止機能に係る評価手法の検討を行い、津波に対するフラジリティの標準的な手法を整備し、得られた知見について論文を公表すること等により将来的な安全性の向上に係る評価に資する。

(2) 地震等の外部事象に関するフラジリティ評価手法の整備

地震による斜面崩壊に伴う土塊が施設や設備に及ぼす影響を評価する上で重要な、不確かさの判断材料となる試験データとともに、崩壊土塊や構造物のモデル化に関する考え方を計算コードに取り入れることで、解析コードの精度向上が期待される。

また、構造物の衝撃に係る評価手法に関しては、衝突や衝撃挙動に係る実験及び解析結果の整理・分析を行い、その結果から得られた成果について論文として公表する予定であり、今後の適合性審査において活用が期待される。

竜巻荷重による施設フラジリティへの影響評価に係る成果をNRA技術報告として取りまとめる予定であり、今後の適合性審査において活用が期待される。

参考文献一覧

- (参1) 原子力規制委員会：実用発電用原子炉の安全性向上評価に関する運用ガイド、2017年3月改定。
- (参2) 国土交通省、東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針、2011年11月17日。
- (参3) 有川太郎、津波力について、日本地震工学会誌 No.6、2007年7月。
- (参4) 石田暢生・森谷 寛・東喜三郎・鳥山拓也・中村英孝、防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数について、NTEC-2016-4001、2016年12月。
- (参5) 石田暢生・森谷 寛・中村英孝・飯島 亨・川内英史、防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数の適用範囲について、NTEC-2014-4001、2014年12月。
- (参6) 石田暢生・森谷 寛・中村英孝・飯島 亨・川内英史、防潮堤に作用する津波段波の影響について、NTEC-2015-4001、2015年10月。
- (参7) 平成27年度第28回原子力規制委員会、防潮堤に作用する津波段波に関する安全研究について、2015年9月9日。
- (参8) 平成28年度第42回原子力規制委員会、防潮堤に作用する津波波圧評価に関する安全研究について、2016年11月9日。
- (参9) Ryouzuke ASAKURA, The tsunami wave force acting on land structures, Coastal Engineering, ASCE, pp. 1191-1202, 2002.
- (参10) 池谷毅、陸上構造物に作用する津波持続波圧に関する水理学的考察、土木学会論文集B2 (海岸工学)、Vol69、No2、pp. I_816-I_820、2013年。
- (参11) 榊山勉、陸上遡上津波の伝播と構造物に作用する津波波圧に関する研究、土木学会論文集B2 (海岸工学)、Vol68、No2、pp. I_771-I_775、2012年。
- (参12) 加藤史訓、建築物等による津波のせき上げの評価方法、土木学会論文集B2 (海岸工学)、Vol68、No2、pp. I_331-I_335、2012年。
- (参13) 松富英夫、開口部を有する鉄筋コンクリート造建物に働く津波流体力に関する基礎実験、土木学会論文集B2 (海岸工学)、Vol69、No2、pp. I_326-I_330、2013年。
- (参14) 有川太郎、水理模型実験による防潮壁に作用する孤立波の波圧特性に関する検討、土木学会論文集B2 (海岸工学)、Vol71、No2、pp. I_889-I_894、2015年。
- (参15) 川内英史・石田暢生・中村英孝・北村俊也・山崎宏晃・田岡英斗・寺垣俊男・森谷寛・日高慎士郎・千明一生・太田良巳・藤田雅俊・東喜三郎・鳥山拓也・藤原啓太・永井穰、外部事象に係る構造健全性関連研究、安全研究に係る事後評価結果 別紙3-20 平成28年度 事後評価調査票、2018年1月31日。
- (参16) 株式会社大林組：平成26年度原子力規制庁委託成果報告書 浸水防止設備の耐力試験 (水密扉基礎試験2)、2015年。

- (参17) 穴吹 拓也他、せん断力を受ける RC 造耐震壁に設置した水密扉の水密性能試験 (その3 三次元有限要素解析)、日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東) pp.1106-1107、2015 年9月。
- (参18) 水越 一晃他、せん断力を受ける RC 造耐震壁に設置した水密扉の水密性能試験 (その2 試験の結果及び考察)、日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東) pp.1103-1104、2015 年9月。
- (参19) 中村英孝、篠田昌弘、河井正、中村晋、E-Defense で実施した大型斜面模型の振動台実験、地盤工学会誌 Vol.60 No.3 Ser.No.650, pp.28-29、2012年。
- (参20) 「平成23年度原子力プラント斜面における振動実験」、
http://www.bosai.go.jp/hyogo/asebi/dataopen_1.html、2014年5月8日。
- (参21) 千明一生、中村英孝、中村晋、原子力施設周辺斜面のリスク評価に係る検討 ー 転動岩塊の速度と到達距離の関係ー、土木学会第71回年次学術講演会、2016年。
- (参22) 阿部慶太、中島進、渡辺健治、中村英孝、中村晋ら、大型斜面による岩塊転動と土砂流動の挙動および衝撃荷重特性に関する検討 ー岩塊、土砂の転動、流動衝撃試験の概要ー、第59回地盤工学シンポジウム 創立65周年記念大会、2014年。
- (参23) 学校法人日本大学：平成28年度原子力規制庁委託成果報告書 斜面崩壊に伴う原子力施設への影響評価手法の整備、2017年。
- (参24) 原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>、土木学会、2009年。
- (参25) 原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準、日本原子力学会、2015年。
- (参26) 鉄筋コンクリート標準示方書 (設計編)、土木学会、2012年。
- (参27) American Society of Mechanical Engineers (ASME) Codes and New and Revised ASME Code Cases; Final Rule, 76 Federal Register 119 (21 June 2011), p. 36240.
- (参28) ASME, ASME B&PV Code Section XI, “Rules for Inservice Inspection of Nuclear Power Plant Components,” American Society of Mechanical Engineers, NY., 2017.
- (参29) Azuma, K., Yamazaki, Y., “Fatigue crack growth in low alloy steels under tension-compression loading in air,” PVP2018-84467, Proceedings of the ASME 2018 Pressure Vessels and Piping Conference, Prague, Czech Republic, 2018.
- (参30) ASTM E647-13E1, “Standard Test Method for Measurement of Fatigue Crack Growth Rates,” ASTM International, West Conshohocken, PA., 2013.
- (参31) Yamaguchi, Y., Katsuyama, J., Li, Y., “Crack growth prediction for cracked dissimilar metal weld joint in pipe under large seismic cyclic

- loading,” PVP2018- 85022, Proceedings of the ASME 2018 Pressure Vessels and Piping Conference, Prague, Czech Republic, 2018.
- (参32) 伊藤 裕人、加藤 大輔、小坂部 和也、西川 弘之、鬼沢 邦雄、原子炉配管溶接部に対する確率論的破壊力学解析コード PASCAL-SP の使用手引き、JAEA-Data/Code 2009-025、2010 年.
- (参33) Azuma, K., Yamaguchi, Y., Katsuyama, J., Li, Y., “Application of probabilistic fracture mechanics to seismic fragility analysis of piping systems,” Proceedings of the 2nd International Seminar on Probabilistic Methodologies for Nuclear Applications, Ottawa, Canada, 2017.
- (参34) Doi, H., Azuma, K., “Simulation on propagation and coalescence of fatigue crack by automatic three-dimensional finite element crack propagation system,” PVP2016-63151, Proceedings of the ASME 2016 Pressure Vessels and Piping Conference, Vancouver, Canada, 2016.
- (参35) 独立行政法人原子力安全基盤機構、原子力発電施設耐震信頼性実証に関する報告書機器耐力その 1 (横形ポンプ、電気品)、04 基構報-0003、2004 年 7 月.
- (参36) 独立行政法人原子力安全基盤機構、原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査機器耐力その 3 (総合評価) に係る報告書、06 基構報-0003、2006 年 8 月.
- (参37) 財団法人原子力発電技術機構、一般財団法人発電設備技術検査協会、原子力発電施設信頼性実証試験の現状、1993 年.
- (参38) パシフィックコンサルタンツ株式会社：平成 27 年度原子力規制庁委託成果報告書衝突に伴う構造物の局部破壊に関する基礎的研究、2016 年.
- (参39) パシフィックコンサルタンツ株式会社：平成 28 年度原子力規制庁委託成果報告書衝突に伴う構造物の局部破壊に関する基礎的研究、2017 年.
- (参40) 太田良巳、鈴木哲夫、高橋千明、蔡飛：柔飛翔体の鉄筋コンクリート板への衝突実験における柔性係数に関する一考察、土木学会全国大会第 73 回年次学術講演会、I-233、2018 年.
- (参41) 太田良巳：原子力規制庁第 2 回研究報告会、飛翔体衝突を受ける構造物の衝撃挙動に関する研究について、2017 年.
- (参42) Peter P. Degen : “Perforation of reinforced concrete slabs by rigid missiles” Journal of structural division, Vol.106, pp.1623-1642, July 1980.
- (参43) Wen S. Chang : “Impact of solid missile on concrete barriers,” Journal of structural division, Vol.107, pp.257-271, February 1981.
- (参44) 太田良巳、山田和彦、澤田祥平、岡安隆史、金子貴司、日向大樹、石木健士朗、相馬和貴、鈴木哲夫：飛翔体衝突による構造物内の衝撃波伝播に関する基礎的研

- 究(その1:全体計画概要)、日本建築学会2018年度大会(東北)、学術講演梗概集、pp.229-230(20115)、2018年。
- (参45) 山田和彦、相馬和貴、岡安隆史、澤田祥平、太田良巳:飛翔体衝突による構造物内の衝撃波伝播に関する基礎的研究(その2:柔飛翔体の製作・試射)、日本建築学会2018年度大会(東北)、学術講演梗概集、pp.231-232(20116)、2018年。
- (参46) J. D. Riera:“On the stress analysis of structures subjected to aircraft impact forces,” Nuclear Engineering and Design, Vol.8(4), pp.415-426, 1968.
- (参47) IAEA Safety Standards, “Advisory Material for the IAEA Regulations for the Safe Transport of Radioactive Material (2012 Edition)”, Specific Safety Guide No. SSG-26, 2014.
- (参48) Thomas Quercetti, et al., “Comparison of Experimental Results from Drop Testing of a Spent Fuel Package Design Using a Full-scale Prototype Model and a Reduced-scale Model”, 15th International Symposium on the Packaging and Transportation of Radioactive Materials (PATRAM), 2007.
- (参49) Tadashi Kimura, et al., “EVALUATION ON STRUCTURAL INTEGRITY OF “MSF” TRANSPORT AND STORAGE CASK BASED ON RESULTS OF DROP TEST”, 15th International Symposium on the Packaging and Transportation of Radioactive Materials (PATRAM), 2007.
- (参50) Takeshi YOKOYAMA, et al., “Integrity Assessment of Dual-Purpose Metal CASK after Long Term Interim Storage Seal Performance under Transport Conditions”, 14th International Symposium on the Packaging and Transportation of Radioactive Materials (PATRAM), # 076, 2004.
- (参51) 独立行政法人原子力安全基盤機構,”平成15年度 金属キャスク貯蔵技術確証試験報告書”, 2004年6月。
- (参52) 原子力規制委員会:原子力発電所の竜巻影響評価ガイド、2013年6月。
- (参53) E. Simiu and M. Cordes: Tornado-Borne Missile Speeds, NBSIR 76-1050, United States Nuclear Regulatory Commission, 1976.
- (参54) Fujita, T.T., Workbook of Tornadoes and high Winds for Engineering Applications, U.Chicago, 1978.
- (参55) Maruyama T.: Simulation of flying debris using a numerically generated tornado-like vortex, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. Vol.99(4), pp.249-256, April 2011.
- (参56) 学校法人東京工芸大学:平成28年度原子力規制庁委託報告書 実用発電用原子炉施設の竜巻による影響評価の手順の整備、2017年。

「外部事象に係る構造健全性関連研究」の主な執筆者一覧

原子力規制庁 長官官房 技術基盤グループ

地震・津波研究部門

川内 英史 首席技術研究調査官（取りまとめ）
中村 英孝 上席技術研究調査官（(2)①、(2)③）
大橋 守人 上席技術研究調査官（(2)③）
石田 暢生 統括技術研究調査官（(1)①、(1)②）
北村 俊也 主任技術研究調査官（(2)③）
山崎 宏晃 主任技術研究調査官（(2)①）
田岡 英斗 技術研究調査官（(1)②、(1)③）
寺垣 俊男 技術研究調査官（(1)③）
森谷 寛 技術研究調査官（(1)①）
日高 慎士郎 技術研究調査官（(2)②）
千明 一生 技術研究調査官（(2)①）
太田 良巳 技術研究調査官（(2)③）
藤田 雅俊 技術研究調査官（(2)④）
東 喜三郎 技術研究調査官（(1)①、(2)②）
鳥山 拓也 技術研究調査官（(1)①、(2)②）
藤原 啓太 技術研究調査官（(1)①、(1)③）
永井 穰 技術研究調査官（(2)③）
土居 博昭 技術参与（(2)②）

括弧は、要旨及び序論の研究課題のうち主に執筆した番号を示す。