

原子力発電所 屋外重要土木構造物の 耐震性能照査指針・ マニュアル・照査例 2018

平成30年10月

原子力発電所 屋外重要土木構造物の 耐震性能照査指針・ マニュアル・照査例 2018

平成30年10月

巻頭言

原子力土木委員会は、土木技術者の倫理規定（平成 11 年 5 月 7 日制定，平成 26 年 5 月 9 日改定）に則り，原子力施設と，それが影響する地域・関係者を俯瞰して，原子力に関わる土木技術の深化および総合化に努め，社会の福利とその持続的発展に貢献することを目的として活動してまいりました。そしてこれまでに，主に以下のような関連技術の成果報告書を学会員ならびに社会に広く提供してきてまいりました。

断層の活動性に関する評価技術

- ・原子力発電所の活断層系評価技術 2004 年 3 月
- ・原子力発電所の耐震設計における最近の検討事例にみる活断層調査・評価技術 2012 年 8 月

地盤の地震時安定性に関する評価技術

- ・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 2009 年 2 月

屋外重要土木構造物の耐震性・健全性に関する評価技術

- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針 2002 年 5 月
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針 2005 年 6 月改訂
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の構造健全性評価に関するガイドライン 2008 年 7 月
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の構造健全性評価に関するガイドライン 2012 年 10 月改訂

原子力発電所の津波の評価に関する技術

- ・原子力発電所の津波評価技術 2002 年 2 月
- ・確率論的津波ハザード解析の方法 2011 年 9 月

高レベル放射性廃棄物処分にに関する技術

- ・概要調査地区選定時に考慮すべき地質環境に関する基本的考え方 2001 年 8 月
- ・高レベル放射性廃棄物地層処分技術の現状とさらなる信頼性向上に向けて 2004 年 6 月
- ・精密調査地区選定段階における地質環境調査と評価の基本的考え方 2006 年 1 月

2011 年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震・津波での福島第一発電所の事故は，倫理規定にあります「社会および自然との深遠な関わり」を今まで以上に強く認識し，その活動の透明性・公開性をさらに明確にしていくことを私たちに迫ることになりました。この議論を受け 2012 年からは，課題の研究を行うそれまでの「部会」を「小委員会」に名称変更して，小委員会委員長を中心としたより活発な調査・研究活動を促すとともに，小委員会委員長の委員会委員兼務により委員会としての活動の一体化と情報の共有を図ってきました。現在，原子力土木委員会では，国際規格研究小委員会，断層活動性評価の高度化小委員会，地盤安定性評価小委員会，地中構造物の耐震性能照査高度化小委員会，津波評価小委員会の 5 つの研究小委員会が活動を進めています。これに伴って，2016 年からは，委員会の成果報告書を「原子力土木シリーズ」として刊行することとし，以下を提供してまいりました。

- ・＜原子力土木シリーズ 1＞原子力発電所の津波評価技術 2016 2016 年 9 月
- ・＜原子力土木シリーズ 2＞地盤安定解析高度化小委員会研究報告書 2018 年 7 月

本書はこのシリーズの 3 作目にあたり，地中構造物の耐震性能照査高度化小委員会の活動成果をとりまとめたものです。地中構造物の耐震性能照査高度化小委員会（委員長：前川宏一横浜国立大学教授）は，受託研究「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査手法の体系化に関する研究」において，原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震に関する課題を扱い，地盤と構造物の連成解析に三

次元地震応答解析の枠組みを導入し、変形指標を用いた限界値の設定方法を盛り込むなど、地中構造物の耐震性評価手法に係わる最新の知見を体系的に整理し、指針として反映しました。

本書が、原子力発電所屋外重要土木構造物を始めとする地中構造物の耐震性評価技術の発展に、そして原子力発電所の安全性向上、さらには社会の安全・安心に寄与することを期待しています。

最後に、本研究に終始熱心に取り組んでいただいた前川委員長を始め、小委員会委員ならびに関係各位に、深甚なる敬意を表し、感謝申し上げる次第です。

2018 年 10 月 23 日

土木学会 原子力土木委員会

委員長 小長井一男

小委員会委員長挨拶

地中構造物の耐震性能照査高度化小委員会では、2015年度～2017年度までの委託研究「屋外重要土木構造物の耐震性能照査手法の体系化に関する研究」において、鉄筋コンクリート製(RC)地中構造物である屋外重要土木構造物を対象として、耐震性能照査手法の高度化に関する調査研究活動を行った。本書は、この成果を2005年6月に原子力土木委員会から刊行された「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」に追加する形で、改訂版として刊行したものである。

本書の内容に関する研究は、1987年までに遡る。ここで、その履歴・内容を記載し、本書の位置付けを明らかにしておきたい。

1987年4月から1991年9月まで、限界状態設計部会（主査：岡村甫東京大学教授（当時））が設置され、活動の成果として「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル」が、1992年9月に刊行された。このマニュアルでは、安全性照査に限界状態設計法を採り入れるとともに、対象とする構造物の要求性能を明確にし、その安全性を確保するための確認方法を提示するという、いわゆる性能照査の考え方をいち早く採り入れている。また、地中構造物の地震応答解析に地盤と構造物の連成解析を適用すること、分布荷重を受ける鉄筋コンクリート部材の合理的なせん断耐力評価方法を採用したことなど、技術的に斬新な内容を含んだものとなっている。

1997年10月から2001年9月まで、耐震性能評価部会（主査：岡村甫東京大学教授（当時））が設置され、活動の成果として「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針」が、2002年5月に刊行された。

この耐震性能照査指針では、非常に大きな地震に対しては構造物の塑性変形により安全性を確保することを基本とし、上記マニュアルに導入された性能照査の考え方をより明確に提示し、その体系を整備している。また、地中構造物の地震時挙動を評価する方法として、地盤と構造物の連成を考慮した動的非線形時刻歴解析を標準的な方法とした。これを裏付ける世界最大規模の振動台とせん断土槽を使用した実験の成果の分析と、数値解析手法の妥当性の検証が行われた。

2002年10月から2005年3月まで、耐震性能評価部会（主査：丸山久一長岡技術科学大学副学長（当時））が設置され、活動の成果として「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針」が、2005年6月に刊行された。この耐震性能照査指針は、2002年5月に発刊された耐震性能照査指針の改訂版として刊行されたものである。この耐震性能照査指針では、地盤と構造物の連成応答解析において適用される全応力に基づいた地盤モデルの適用範囲を明確にし、数値解析における上下動の動的な取り扱いについても触れるとともに、せん断破壊に対する照査において部材係数を構造物の変形角に依存する評価式で算定する方法などを掲示した。

2005年10月から2008年3月まで、構造健全性評価部会（主査：宮川豊章京都大学教授（当時））において、経年化した鉄筋コンクリート製屋外重要土木構造物の健全性を評価する方法について調査研究活動が行われ、活動の成果として、「原子力発電所屋外重要土木構造物の構造健全性評価に関するガイドライン」が2008年7月に刊行された。また、2008年12月から2011年3月まで、地震により損傷を生じた鉄筋コンクリート製屋外重要土木構造物の健全性を評価する方法について調査研究活動が行われ、この成果を追加して、「原子力発電所屋外重要土木構造物の構造健全性評価に関するガイドライン」の拡充が2012年10月に行われた。

本書は、2015年7月から2018年4月まで行った「地中構造物の耐震性能照査高度化小委員会」の

活動成果をとりまとめて、2005 年 6 月に刊行した耐震性能照査指針に示された解析・照査手法の高度化を図ったものである。具体的な内容は、以下の通りである。

(1) 地盤・構造物連成系の三次元地震応答解析

RC 地中ボックスカルバート構造物を対象とした地盤・構造物連成系三次元非線形地震応答解析の適用性検討を行い、屋外重要土木構造物の耐震性能照査に三次元地震応答解析手法の枠組みを導入した。

(2) 変形指標を用いた性能照査

三次元 RC ボックスカルバート試験体の静的実験およびその解析などを実施し、材料非線形解析を用いた場合に合理的なせん断照査が可能となる変形照査指標(部材厚分)とその限界値を提案した。

(3) 構造物全体系の挙動に基づく照査

プッシュオーバー解析に基づいて、曲げ破壊・せん断破壊を包含した限界値を設定することにより、構造物全体系の耐震性能に着目した合理的な照査手法を提示した。

これに加えて、構造物の地震損傷による機器・配管の支持性能への影響に関する確認事項や耐久性性能照査におけるひび割れの補修部や断面修復部の考慮方法なども記載している。また、部材非線形解析など全般にわたって、近年得られた知見を反映するとともに、最新のコンクリート標準示方書や原子力発電所耐震設計技術規程等との整合をとるように更新した。

以上、本書は、技術的に進んだ最新の RC 構造物の耐震解析技術を盛り込んだ内容に改訂できたものとする。当然ながら、屋外重要土木構造物ばかりでなく、一般の地中構造物の耐震安全性照査にも適用は可能である。

最後に、ご多用のところ、本書の内容審議において熱心にご議論いただいた委員各位、電力における本研究の推進担当者、関連する実験・解析を担当された各位に、感謝の意を表する次第である。

2018 年 10 月 23 日

地中構造物の耐震性能照査手法高度化小委員会

委員長 前川 宏一

土木学会 原子力土木委員会

(五十音順, 2018 年 9 月時点)

委員長	小長井 一男	(特非)国際斜面災害研究機構 研究部
顧問	丸山 久一	長岡技術科学大学(名誉教授)
副委員長	蛭沢 勝三	(一財)電力中央研究所 原子力リスク研究センター
副委員長	中村 晋	日本大学 工学部土木工学科
幹事長	松村 卓郎	(一財)電力中央研究所 地球工学研究所
幹事	河村 精一	中部電力(株) 原子力土建部
幹事	両角 浩典	関西電力(株) 土木建築室
幹事	吉井 匠	(一財)電力中央研究所 環境科学研究所
委員兼幹事	河井 正	東北大学 大学院工学研究科 土木工学専攻
委員兼幹事	庄司 学	筑波大学 システム情報系
委員兼幹事	谷 和夫	東京海洋大学 学術研究院 海洋資源エネルギー学部門
委員兼幹事	松本 悟	東京電力HD(株) 原子力設備管理部
委員兼幹事	渡辺 和明	大成建設(株) 原子力本部 先端解析技術部
委員	秋山 充良	早稲田大学 創造理工学部 社会環境工学科
委員	磯部 雅彦	高知工科大学
委員	江尻 譲嗣	(株)大林組 技術本部技術研究所
委員	越村 俊一	東北大学 災害科学国際研究所
委員	大島 雅浩	応用地質(株) エネルギー事業部
委員	大野 裕記	四国電力(株) 土木建築部
委員	小倉 和巳	関西電力(株) 土木建築室
委員	金折 裕司	元山口大学 大学院理工学研究科
委員	北川 陽一	日本原子力発電(株) 開発計画室
委員	京谷 孝史	東北大学 大学院工学研究科 土木工学専攻
委員	佐藤 慎司	東京大学 大学院工学系研究科社会基盤学専攻
委員	関本 恒浩	五洋建設(株)
委員	高田 毅士	東京大学大学院 工学系研究科 建築学専攻
委員	高橋 一憲	日本原燃(株) 再処理事業部 土木建築部
委員	高橋 智幸	関西大学 社会安全学部
委員	高原 秀夫	鹿島建設(株) 土木設計本部 原子力土木設計部
委員	武村 雅之	名古屋大学 減災連携研究センター
委員	田中 康德	九州電力(株) テクニカルソリューション統括本部
委員	佃 榮吉	(国研)産業技術総合研究所
委員	土 宏之	清水建設(株) 土木技術本部
委員	仲村 治朗	中部電力(株) 原子力本部 原子力土建部
委員	奈良 由美子	放送大学 教養学部/大学院文化科学研究科
委員	羽鳥 明満	東北電力(株) 発電・販売カンパニー 土木建築部

委 員	伴 一彦	電源開発(株) 原子力技術部
委 員	藤田 久之	北陸電力(株) 土木部
委 員	藤本 滋	神奈川大学 工学部 機械工学科
委 員	藤原 広行	(国研)防災科学技術研究所 社会防災システム研究部門
委 員	前川 宏一	横浜国立大学 大学院都市イノベーション研究院
委 員	三島 徹也	前田建設工業(株) 技術研究所
委 員	藪 正樹	北海道電力(株) 土木部
委 員	山田 恭平	中国電力(株) 電源事業本部
委 員	吉田 郁政	東京都市大学 工学部 都市工学科
委 員	吉村 実義	(株)ダイヤコンサルタント ジオエンジニアリング事業本部
委 員	米山 望	京都大学 防災研究所 流域災害研究センター
オブザーバー	上田 圭一	(一財)電力中央研究所 地球工学研究所 地圏科学領域
オブザーバー	小早川 博亮	(一財)電力中央研究所 地球工学研究所 地震工学領域
オブザーバー	松尾 豊史	(一財)電力中央研究所 地球工学研究所 構造工学領域
オブザーバー	松山 昌史	(一財)電力中央研究所 原子力リスク研究センター

土木学会 原子力土木委員会 地中構造物の耐震性能照査高度化委員会

(五十音順, 2018 年 4 月時点)

委員長	前川 宏一	横浜国立大学 大学院都市イノベーション研究院
顧問	金津 努	(一財)電力中央研究所
顧問	丸山 久一	長岡技術科学大学(名誉教授)
顧問	宮川 豊章	京都大学 学際融合教育研究推進センター
委員	大熊 信之	九州電力(株) 技術本部原子力グループ
委員	大友 敬三	(一財)電力中央研究所
委員	金子 岳夫	東京電力HD(株) 原子力設備管理部
委員	河井 正	東北大学 大学院工学研究科 土木工学専攻
委員	川村 佳則	東京ガス(株) エネルギー生産部 生産エンジニアリングG
委員	島 弘	高知工科大学 工学部 社会システム工学科
委員	下村 匠	長岡技術科学大学大学院 工学研究科 環境社会基盤工学専攻
委員	永井 秀樹	(株)大林組 土木本部 生産技術本部設計第2部
委員	中村 光	名古屋大学大学院 工学研究科 土木工学専攻
委員	福浦 尚之	(株)コムスエンジニアリング
委員	辨野 裕	東北電力(株) 発電・販売カンパニー 土木建築部(火力原子力土木)
委員	牧 剛史	埼玉大学 大学院 理工学研究科 環境科学・社会基盤部門
委員	三島 徹也	前田建設工業(株) 技術研究所
委員	山本 貴士	京都大学 大学院工学研究科 社会基盤工学専攻
委員	和仁 雅明	中部電力(株) 原子力本部 原子力土建部 設計管理グループ
幹事長	松村 卓郎	(一財)電力中央研究所 地球工学研究所
副幹事長	松尾 豊史	(一財)電力中央研究所 地球工学研究所 構造工学領域
副幹事長	両角 浩典	関西電力(株) 土木建築室 技術グループ
幹事	遠藤 大輔	中部電力(株) 原子力本部 原子力土建部 設計管理グループ
幹事	小川 健太郎	東京電力HD(株) 原子力設備管理部 土木耐震グループ
幹事	小澤 和弘	関西電力(株) 土木建築室 技術グループ
幹事	島端 嗣浩	(一財)電力中央研究所 地球工学研究所 構造工学領域
幹事	永田 聖二	(一財)電力中央研究所 地球工学研究所 構造工学領域
幹事	松井 淳	(一財)電力中央研究所 地球工学研究所 構造工学領域
幹事	宮川 義範	(一財)電力中央研究所 地球工学研究所 構造工学領域
常時参加者	遠藤 史	鹿島建設(株) 土木設計本部 構造設計部 原子力耐震グループ
常時参加者	大塚 拓	(一財)電力中央研究所 地球工学研究所 構造工学領域
常時参加者	岡本 和久	日本原燃(株) 再処理事業部 土木建築部
常時参加者	柴山 淳	(一財)電力中央研究所 地球工学研究所 構造工学領域
常時参加者	高橋 利昌	四国電力(株) 土木建築部 地盤耐震グループ
常時参加者	中村 洋一	電源開発(株) 原子力技術部 原子力土木室
常時参加者	新美 勝之	清水建設(株) 土木技術本部エネルギー設計部

常時参加者	星 秀樹	北海道電力(株) 土木部 地盤耐震グループ
常時参加者	増田 崇治	日本原子力発電(株) 開発計画室
常時参加者	松本 敏克	(株)ニュージェック 技術開発グループ
常時参加者	松本 優平	関西電力(株) 原子力事業本部 土木建築技術グループ
常時参加者	宮岸 和信	北陸電力(株) 土木部 耐震土木技術チーム
常時参加者	山谷 敦	東電設計(株) 土木本部 耐震技術部
常時参加者	吉次 真一	中国電力(株) 電源事業本部 (耐震設計土木)
常時参加者	渡辺 和明	大成建設(株) 原子力本部 先端解析技術部
途中退任	審 浩年	関西電力(株)
途中退任	安藤 明宏	関西電力(株)
途中退任	入谷 剛	日本原子力発電(株)
途中退任	氏家 禎男	北海道電力(株)
途中退任	大宮 宏之	東北電力(株)
途中退任	河原 和文	中国電力(株)
途中退任	五月女 敦	電源開発(株)
途中退任	櫻庭 孝一	日本原燃(株)
途中退任	末広 俊夫	東京電力HD(株)
途中退任	中村 大史	関西電力(株)
途中退任	広兼 修治	中国電力(株)
途中退任	松崎 伸一	四国電力(株)

原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針

【全体目次】

<指針>

第1章 総 則	1
第2章 屋外重要土木構造物の性能設定	8
第3章 材 料	18
第4章 地震の影響および環境作用	23
第5章 解析手法	28
第6章 照 査	32

<マニュアル>

第1章 照査の基本事項	37
第2章 部材非線形解析を用いた耐震性能照査	67
第3章 材料非線形解析を用いた耐震性能照査	115
第4章 プッシュオーバー解析を用いた耐震性能照査	147
第5章 耐久性能照査	159
第6章 通常運用時の性能照査	177

<照査例>

◆2018 年版照査例

I 二次元材料非線形の地震応答解析を用いた照査例	181
II 三次元材料非線形の地震応答解析を用いた照査例	205
III 三次元材料非線形のプッシュオーバー解析を用いた耐震性能照査例	233
IV 耐久性能照査の照査例	251

◆2005 年版照査例 [DVD に掲載]

I 部材非線形の地震応答解析を用いた照査例	1
II 材料非線形の地震応答解析を用いた照査例	41
III 動的な鉛直地震力を考慮した照査例	67
IV 耐久性能照査の照査例	91

<技術資料> [別冊]

I 鉄筋コンクリート製地中構造物の地震被害事例および再現解析	1
II 構造物の地震時損傷を考慮したアンカーの耐力に関する実験的検討	33
III 部材非線形解析を用いた耐震性能照査におけるせん断耐力式についての考察	45
IV 三次元鉄筋コンクリート製地中構造物の地震時挙動に関する実験的検討およびその解析	93
V 地盤－構造物連成系の三次元非線形地震応答解析	102
VI 三次元形状を有する地中構造物の静的載荷実験とその解析	188

VII	コンクリート中の鉄筋の引張限界	212
VIII	材料非線形解析を用いた照査に係る諸検討	223
IX	既設発電所の材料物性の収集・整理	244
X	補修または修復されたコンクリートの遮塩性能の評価	251
XI	塩害進展期の腐食進行評価	263

原子力発電所屋外重要土木構造物の 耐震性能照査指針

原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針[2018 年版]

【目 次】

第1章 総 則	1
1.1 適用の範囲	1
1.2 用語の解説	6
第2章 屋外重要土木構造物の性能設定	8
2.1 一般	8
2.2 屋外重要土木構造物の要求性能	10
2.3 屋外重要土木構造物の目標性能	10
2.4 耐震性能	11
2.5 耐久性能	14
2.6 性能照査の手順	14
第3章 材 料	18
3.1 一般	18
3.2 各材料の材料特性	18
第4章 地震の影響および環境作用	23
4.1 一般	23
4.2 耐震性能照査で考慮する地震の影響	24
4.3 耐久性能照査で考慮する環境作用	26
第5章 解析手法	28
5.1 一般	28
5.2 耐震性能照査における応答値の評価に用いる解析手法	29
5.3 耐久性能照査における設計値の評価に用いる解析手法	31
第6章 照 査	32
6.1 一般	32
6.2 安全係数	32
6.3 耐震性能照査	34
6.4 耐久性能照査	36

第1章 総 則

1.1 適用の範囲

- (1) 本指針は、原子力発電所屋外重要土木構造物および同等の耐震安全性が要求される鉄筋コンクリート構造物に対する地震時の性能照査に適用する。
- (2) 本指針で取り扱う原子力発電所屋外重要土木構造物とは、以下のものをいう。
 - ①耐震重要度分類におけるSクラスの機器・配管系の間接支持機能が求められる鉄筋コンクリート構造物
 - ②非常時における海水の通水機能(以下「非常時の通水機能」という)が求められる鉄筋コンクリート構造物

【解 説】

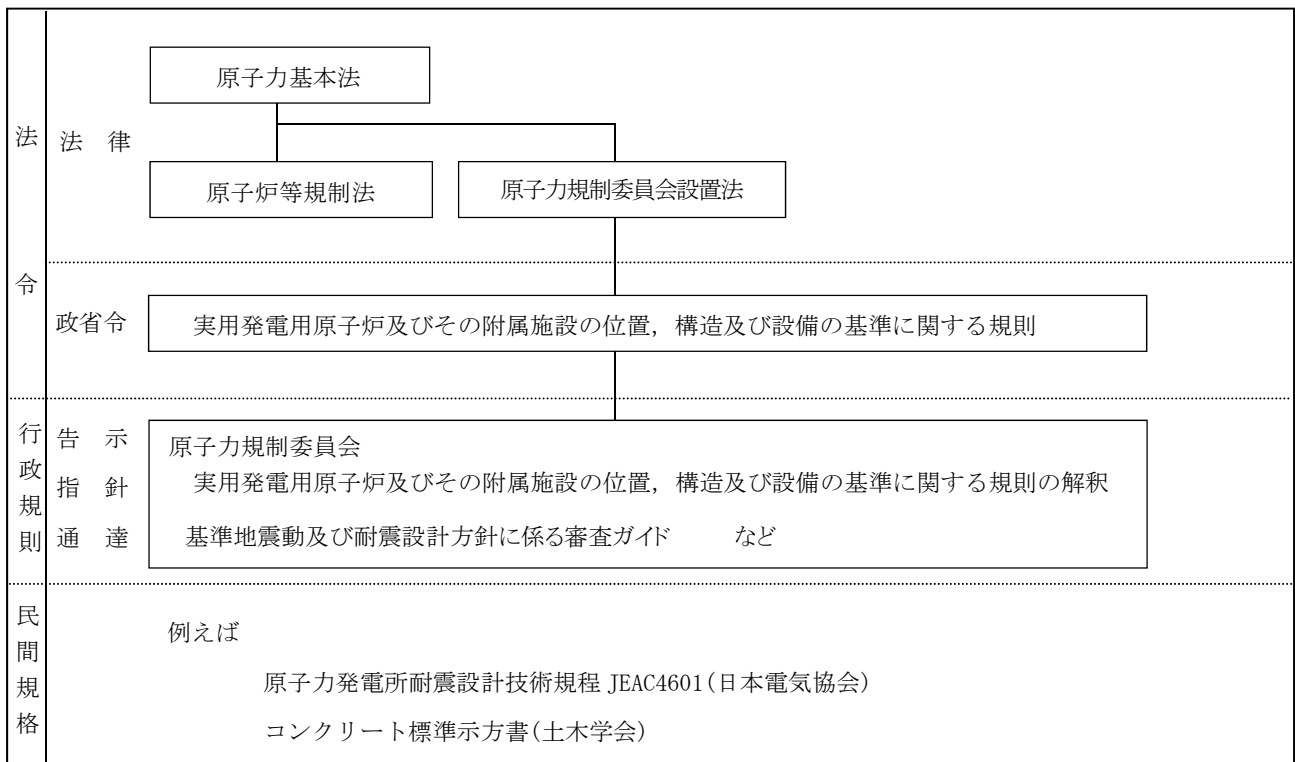
(1)について

本指針は、原子力発電所屋外重要土木構造物(以下「屋外重要土木構造物」という)を対象として、耐震性能照査の基本を示したものである。屋外重要土木構造物は線状構造物あるいは箱型構造物であることが多く、これらの構造形式では、長手方向・奥行方向のせん断剛性が大きく、地震時にはせん断剛性が小さい弱軸方向の応答が支配的となることから、一般には構造物の横断面方向が耐震性能照査の対象となる。このため、指針全般で二次元地震応答解析の適用を念頭においた記載としている。構造物長手方向の耐震性能照査については、必要に応じて別途行うものとする。一方で、二次元解析に基づく耐震性能照査が工学的に合理的ではないと判断される場合には、三次元地震応答解析を選択する。また、屋外重要土木構造物と同等の耐震安全性が要求される類似の鉄筋コンクリート構造物(津波防護施設や再処理施設など)は、屋外重要土木構造物に準じた設計が行われるため、本指針を適用してもよい。なお、屋外重要土木構造物の支持地盤の安定性は、必要に応じて別途検討するものとし、マスコンクリートとして取り扱う場合の基礎構造物(ディーゼル発電用燃料タンク基礎、排気筒基礎および燃料取替用水タンク基礎等)は、剛体の安定性が主要な検討項目であることから、本指針では対象外とする。また、本指針は、基本的に新設構造物の設計時点の性能照査を対象としたものであるが、経年劣化の影響が顕著でなければ既設構造物にも適用されることを踏まえて、コンクリートの材料係数や補修など既設特有の配慮事項については適宜補足することとした。

耐震性能照査の方法には、本指針に示す方法の他にも「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル(土木学会 原子力土木委員会 1992年9月)」(以下、「旧マニュアル」という)などの既往の解析手法や実験による方法が考えられる。既往の解析手法は、十分に実績があり、信頼性があること、実験による方法は、個別の設計条件に対して構造物の実状に即した挙動を把握可能であることを前提として、屋外重要土木構造物に要求される性能の照査に対して、これらの方法を用いることも可能である。

わが国では、原子力安全を確保するために必要な規制体系が整備されている。このうち、原子力発電所屋外重要土木構造物の設計に関連する法令と行政規則の体系を解説図 1.1-1 に示す。また、民間規格(学協会の指針類)の位置づけを同図中に示す。ここで、法令と行政規則は原子力安全に必要な遵守すべき規定を定

めたものである。一方、民間規格はこれら規定に関する充足性の判断基準・確認方法として活用されるものである。



解説図 1.1-1 屋外重要土木構造物に関する規制体系と民間規格

屋外重要土木構造物の耐震性能照査にあたっては、本指針の他に下記の指針・規定などを遵守（解説図 1.1-1 における法令、行政規則など）、参考、準用（他の民間規準規格など）するものとする。

- ・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：2013 年 6 月 28 日原子力規制委員会（以下、「設置許可基準規則」という）
- ・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：2013 年 6 月 19 日原子力規制委員会決定（以下、「設置許可基準規則解釈」という）
- ・基準地震動及び耐震設計方針に係る審査ガイド：原子力規制委員会，2013 年 6 月 19 日（以下、「耐震設計方針審査ガイド」という）
- ・耐震設計に係る工事認可審査ガイド：原子力規制委員会，2013 年 6 月 19 日（以下、「工認審査ガイド」という）
- ・原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2015：日本電気協会，2016 年（以下、「JEAC4601-2015」という）
- ・建築工事標準仕様書 JASS5N・同解説（原子力発電所施設における鉄筋コンクリート工事）：日本建築学会，2013 年
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-2015：日本電気協会，2015 年（以下、「JEAG4601-2015」という）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 JEAG4601・補 1984：日本電気協会，1984 年（以下、「JEAG4601-1984・補-1984」という）

- ・原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法 報告書：土木学会原子力土木委員会，1985 年 8 月（以下，「土木学会地盤安定性評価手法報告書」という）
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル：土木学会原子力土木委員会 1992 年 9 月（以下，「旧マニュアル」という）
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針，マニュアル，照査例，技術資料：土木学会原子力土木委員会 2005 年 6 月（以下，「2005 年版指針，マニュアル，照査例，技術資料」という）
- ・2002 年制定コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕：土木学会（以下，「示方書〔構造性能照査編〕」という）
- ・2017 年制定コンクリート標準示方書〔耐震設計基本原則編〕：土木学会（以下，「示方書〔耐震設計基本原則編〕」という）
- ・2018 年制定コンクリート標準示方書〔維持管理設計編〕：土木学会（以下，「示方書〔維持管理設計編〕」という）
- ・2017 年制定コンクリート標準示方書〔施工編〕：土木学会（以下，「示方書〔施工編〕」という）
- ・2007, 2012, 2017 年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕：土木学会（以下，「示方書〔設計編〕」という）
- ・2017 年制定コンクリート標準示方書〔規準編〕：土木学会（以下，「示方書〔規準編〕」という）
- ・2007, 2012, 2017 年制定 コンクリート標準示方書 改訂資料：土木学会（以下，「示方書〔改訂資料〕」という）
- ・LNG 地下タンク躯体の構造性能照査指針：土木学会エネルギー委員会，コンクリートライブラリー98，1999 年 10 月（以下，「LNG 地下タンク指針」という）
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の構造健全性評価に関するガイドライン：土木学会原子力土木委員会，2012 年 10 月（以下，「構造健全性ガイドライン」という）

これらの指針・規定などは適宜改訂されるため，基本的にはその最新版の内容を遵守，参考・準用することとするが，その内容を十分吟味・理解した上で利用する必要がある。

(2)について

原子力発電所の耐震安全性を合理的に担保するため，原子力発電所施設は，**解説表 1.1-1**に示すように耐震設計上の重要度分類が行われている（「第 2 章 耐震重要度分類」（JEAC4601-2015）より引用）。ただし，屋外重要土木構造物は，原子力発電所施設の耐震安全性（**解説表 1.1-2**，「第 2 章 耐震重要度分類」（JEAC4601-2015）より引用）に直接的に関与しないため，通常，耐震重要度分類の対象になっていない。しかし，設備区分（**解説表 1.1-3**，「第 2 章 耐震重要度分類」（JEAC4601-2015）より引用）としては，耐震安全性を直接的に担保する主要設備，補助設備などを間接的に支持するなど（主要設備，補助設備を直接支持する構造物（直接支持構造物という）を支持する間接支持構造物の位置づけ），耐震安全性を担保する系統の一部を構成する構造物であるため，機能上は主要機器，補助機器と同等の耐震安全性を設定し，それを担保している。主要設備，補助設備および直接支持構造物は，S クラス，B クラスおよび C クラスに分類され，屋外重要土木構造物は，これらの設備に対応する分類を行っている。

このようなことを踏まえて，本指針で取り扱う屋外重要土木構造物は，以下の 2 種類の鉄筋コンクリート構造物を対象とした。

- ① S クラスの機器・配管系の間接支持機能が求められる鉄筋コンクリート構造物

② 非常時の通水機能が求められる鉄筋コンクリート構造物

例えば、本指針で取り扱う屋外重要土木構造物としては、**解説表 1.1-4** に示すように、原子炉補機冷却系設備(非常用取水設備)では、海水の通水機能が求められる取水口、取水路ならびに S クラスの機器・配管系の間接支持機能が求められる海水管ダクト、両方の機能が求められる取水ピットなどがある。代表的な屋外重要土木構造物の例として、原子力発電所施設配置の例を**解説図 1.1-2** に示す。

解説表 1.1-1 耐震重要度分類の定義

S クラス	自ら放射性物質を内蔵しているか又は内蔵している施設に直接関係しており、その機能喪失により放射性物質を外部に放散する可能性のあるもの、及びこれらの事態を防止するために必要なもの、並びにこれらの事故発生の際に外部に放散される放射性物質による影響を低減させるために必要なものであって、その影響の大きいもの
B クラス	上記において、影響が比較的小さいもの
C クラス	S クラス、B クラス以外であって、一般産業施設の同等の安全性を保持すればよいもの

解説表 1.1-2 機能上の分類

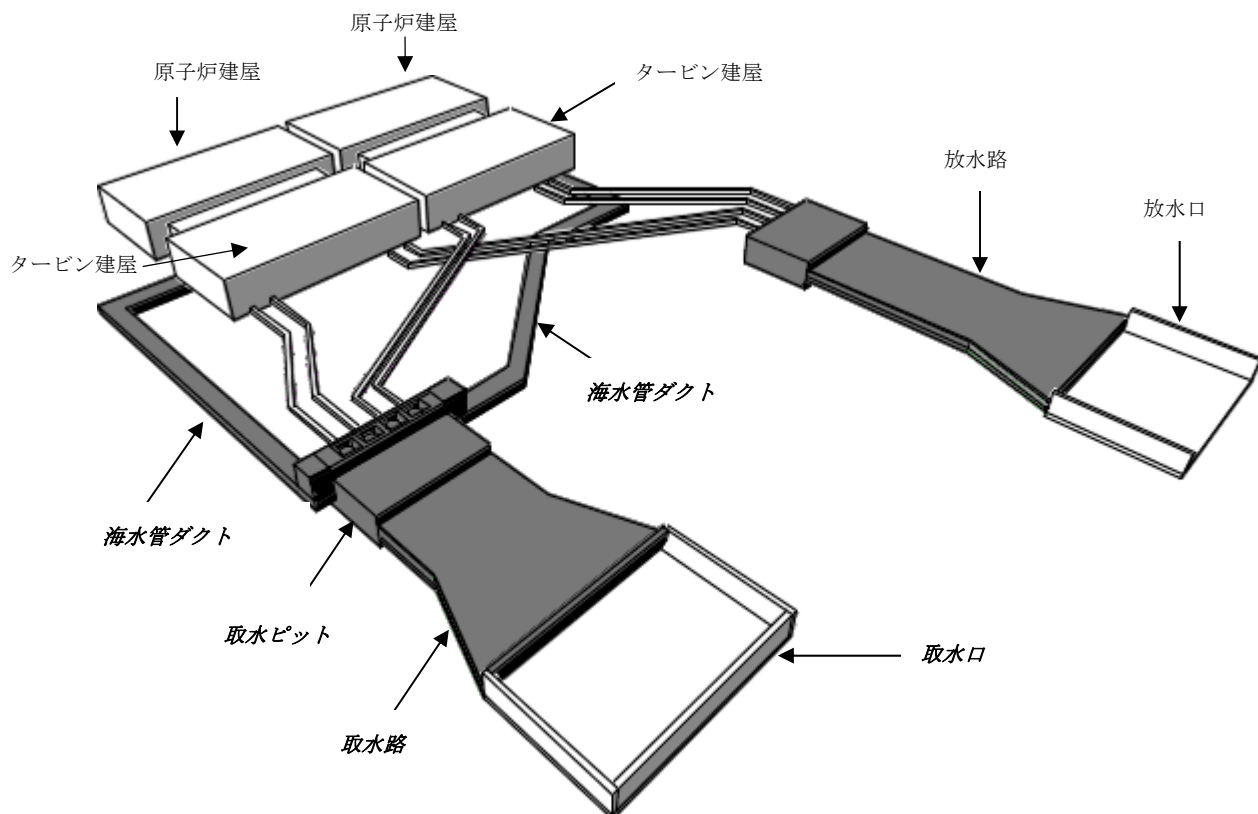
S クラス	(i) 「原子炉冷却材圧力バウンダリ」(「軽水炉についての安全設計に関する審査指針について」に記載されている定義と同じ。)を構成する機器・配管系 (ii) 使用済燃料を貯蔵するための設備 (iii) 原子炉の緊急停止のために急激に負の反応度を付加するための施設、及び原子炉の停止状態を維持するための施設 (iv) 原子炉停止後、炉心から崩壊熱を除去するための施設 (v) 原子炉冷却材圧力バウンダリ破損事故の際に圧力障壁となり 放射性物質の拡散を直接防ぐための施設 (vi) 放射性物質の放出を伴うような事故の際にその外部放散を抑制するための設備で上記 (v) 以外の施設
B クラス	(i) 原子炉冷却材圧力バウンダリに直接接続されていて、1 次冷却材を内蔵しているか又は内蔵しうる施設 (ii) 放射性廃棄物を内蔵している施設。ただし内蔵量が少ないか又は貯蔵方式により、その破損によって公衆に与える放射線の影響が周辺監視区域外における年間の許容被曝線量に比べ十分小さいものは除く (iii) 放射性廃棄物以外の放射性物質に関連した施設で、その破損により公衆及び従業員に過大な放射線被ばくを与える可能性のある施設 (iv) 使用済燃料を冷却するための施設 (v) 放射性物質の放出を伴うような場合にその外部放散を抑制するための施設で、S クラスに属さない設備
C クラス	上記 S クラス、B クラスに属さない施設

解説表 1.1-3 設備区分

主 要 設 備	施設に課せられる機能に直接的に関連する設備
補 助 設 備	施設に課せられる機能に間接的に関連し、その補助的役割を持つ設備
直接支持構造物	主要設備、補助設備に直接取り付けられる支持構造物、又はこれら設備の荷重を直接的に受ける支持構造物
間接支持構造物	直接支持構造物から伝達される荷重を受ける鉄筋コンクリート及び鉄骨等の支持構造物(建物・構築物)
波及的影響を考慮すべき設備	耐震クラス下位の分類に属するもののうち、その破損によって上位の分類に属するものに波及的影響を及ぼすおそれのある設備

解説表 1.1-4 原子力発電所の主な屋外重要土木構造物に係わる設備系統およびその機能

設備系統およびその機能		主な屋外重要土木構造物およびその機能	
S ク ラ ス	○原子炉補機冷却系設備 (PWR・BWR 共通設備) 非常時に、原子炉の崩壊熱(余熱)を除去するとともに、非常用機器の冷却に必要な冷却水の熱量を十分に除去する。	通 水 機 能	○取水口、取水路 非常時に、必要水量を確保する。 ○取水ピット(スクリーン室など) 非常時に、必要水量を確保する。
	○非常用電源設備 (PWR・BWR 共通設備) 外部電源系の喪失時に、原子炉を安全に停止するために必要な電源を供給するとともに、工学的安全設備を作動させるための電源を供給する。	間 接 支 持 機 能	○取水ピット(ポンプ室) 非常時に、機器(ポンプなど)を安全に保持する。 ○海水管ダクト 非常時に、海水管を安全に保持する。
	○安全注入系・補助給水系設備 (PWR 設備) 安全注入系は非常時にホウ酸水を炉心に注入する等により、また補助給水系は蒸気発生器 2 次系側へ給水する等により崩壊熱(余熱)を除去する。		○ディーゼル発電用燃料タンク基礎 非常時に、ディーゼル発電用油タンクを安全に保持する。 ○ディーゼル発電用燃料配管ダクト 非常時に、ディーゼル発電用油配管を安全に保持する。
	○非常用ガス処理系設備 (BWR 設備) 非常時に、原子炉建屋内に発生する気体放射性廃棄物を、原子炉建屋内の負圧を保ちながら安全に処理する。		○燃料取替用水タンク基礎、復水タンク基礎 非常時に、崩壊熱を除去するためのホウ酸水等を確保するため、各タンクを安全に保持する。 ○燃料取替用水配管ダクト、復水配管ダクト 非常時に、各配管を安全に保持する。 ○非常用ガス処理系配管ダクト 非常時に、非常用ガス処理系配管からの漏気を防ぐために、配管を安全に保持する。 ○排気筒基礎 非常時に、制限高度以下からの漏気を防ぐために、排気筒を安全に保持する。



解説図 1.1-2 原子力発電所施設配置の例 (PWR ツインユニット) (屋外重要土木構造物：斜体太字)

1.2 用語の定義

本指針で用いる用語を以下のように定義する。

- ・屋外重要土木構造物

耐震重要度分類 S クラスの機器・配管系の間接支持機能が求められる土木構造物ならびに非常時における海水の通水機能が求められる土木構造物の総称をいう。

- ・基準地震動 S_s

原子力発電所敷地周辺の地質・地盤構造並びに地震活動性等の地震学及び地震工学的見地から施設の供用期間中に施設に大きな影響を与えるおそれがあると想定することが適切なものとして策定する地震動をいう。

- ・解放基盤表面

基盤面上の表層や構造物が無いものとして仮想的に想定する自由表面であって、著しい高低差がなく、ほぼ水平で相当な広がりを持って想定される基盤の表面をいう。ここでいう「基盤」とは、概ねせん断波速度が $V_s = 0.7 \text{ km/s}$ 以上の値を有する硬質地盤であって、著しい風化を受けていないものをいう。基準地震動 S_s は、この解放基盤表面における地震動として策定する。

- ・要求性能

構造物の重要度、用途、設置される周辺環境および運用条件を考慮した上で、構造物の所有者および社会通念から求められる性能。一般的・社会的に理解しやすい表現としたもの。

- ・目標性能

工学的観点から要求性能を解釈したもの。要求性能を満足するために考慮すべき因子を、不足なく含んだ表現としたもの。

- ・耐震性能

地震時ならびに地震後における構造物の耐震性に係わる目標性能。

- ・耐久性能

設計耐用期間終了時における構造物の耐久性に係わる目標性能。

- ・性能照査

対象構造物が目標性能を有することを確認する行為。

- ・危機耐性

一般に、構造物の性能照査段階で想定していなかった事象が生じても、構造系全体系の脆性的破壊を回避でき、社会等に及ぼす影響が危機的な状況に至る可能性を十分に小さくできること。屋外重要土木構造物では、終局限界状態を超過したとしても、その影響が直ちに上位の系統に波及することなく、原子炉の冷却機能が喪失される状況に至らないことに対応する。

- ・照査項目

照査を実施する項目。実際に照査が可能な項目として各目標性能を書き下したもの。

- ・応答値

照査項目に対応して、荷重による構造物の応答を表す値。

- ・限界値

照査項目に対応して、目標性能を満足することを確認するための値。

- ・設計耐用期間

設計時において、構造物または部材が、その目的を十分果たさなければならないと想定した期間。

- ・部材非線形解析

有限要素解析において、鉄筋コンクリート部分を線材要素として分割し、この要素の特性に鉄筋コンクリートはり部材の曲げモーメントー曲率関係を用いる解析手法。

- ・材料非線形解析

有限要素解析において、コンクリート部分の要素にはコンクリートの応力ーひずみ関係に関する材料特性を、鉄筋コンクリート部分の要素には、ひび割れ効果を考慮した応力ーひずみ関係に関する材料特性を用いる解析手法。

- ・プッシュオーバー解析

部材または構造物が終局に達するまで荷重または変位を漸増载荷する解析。一般には単調载荷のみで行われることが多いが、正負交番载荷を行うことも含む。

- ・層間変形角

構造物の上下端間の水平相対変位を構造物高さ(軸線間距離)で除した値。

第2章 屋外重要土木構造物の性能設定

2.1 一般

屋外重要土木構造物の地震時における性能照査にあたっては、対象とする構造物について、要求性能および目標性能を設定する。

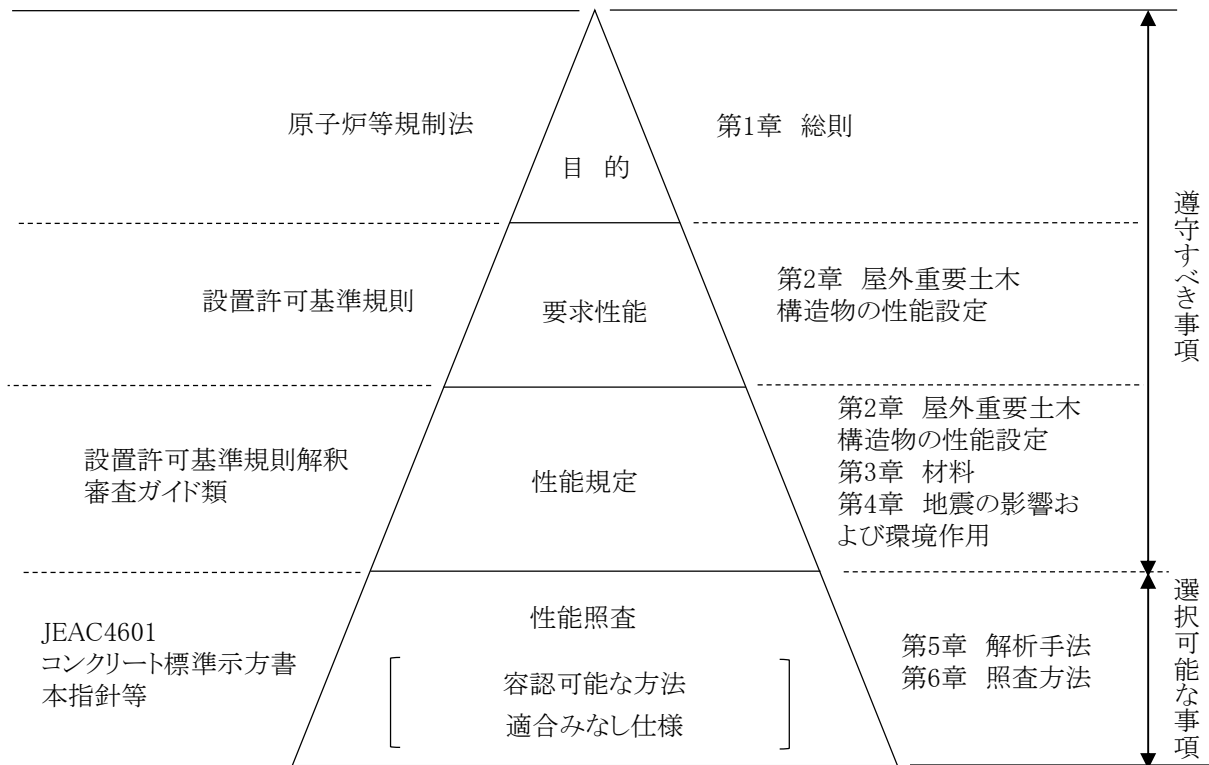
【解説】

本指針における地震時の性能照査では、主として耐震性能照査について記載する。また、耐震性能が設計耐用期間にわたって確保されることを必要条件として照査するために、耐震性能照査に加えて、耐久性能照査も併せて行うことを基本とする。なお、通常運用時の性能照査については、地震時の性能照査には含まれないが、本指針中には前提条件として示した上で、照査方法をマニュアル第6章に記載する。

性能規定型設計とは、必要とされる性能を明確にして規定した上で、十分な信頼性をもって性能が担保されることを前提として、その実現方策が原則的に自由に選択可能な設計法であり、新材料・新技術の採用を促進することが意図されている。

一般に、性能規定型設計の概念は、例えば土木構造物共通示方書【性能・作用編】を参考にすると、解説図2.1-1に示すような階層化された構造・体系で表現される。すなわち、第一階層では、構造物等に「目的」とそれに適合する機能を明示する。次に、第二階層では、機能を満足させるのに必要な「要求性能」を決め、これに基づき、第三階層では、工学的に適切な手法でかつ照査可能な内容により性能を規定する（「性能規定」）。なお、「性能規定」とは本指針で定義した「目標性能」と同義である。そして、第四階層で「要求性能」が遵守されることを検証（「性能照査」）する。「性能照査」は基本的には限界状態設計法が採用される。ここで第一階層・第二階層・第三階層が遵守すべき事項に相当し、第四階層の「性能照査」では、あらかじめ適用性が確認された手法（容認可能な方法、あるいは適合みなし仕様）を用いる限りは、設計者の裁量により「性能照査」の検証方法を自由に選択できる事項、にそれぞれ対応する。

性能規定型設計の考え方に基けば、屋外重要土木構造物の耐震性能照査に関わる規制文書・規格基準類等についても、その役割・性質に応じて階層構造に対応させることができる。本指針の各章についても、階層構造に対応した記載としている。このうち、性能照査に関わる第5章と第6章の解析・照査方法については、適用可能な実施方法の具体例としてマニュアル編に掲載している。



解説図 2.1-1 性能規定型設計の階層構造

本指針における性能表現は以下のとおりとしている。『要求性能』は、内容の周知を意図するため、設定する性能の内容が一般的・社会的に理解しやすいように表現する。『目標性能』は、工学的観点から要求性能を解釈したものであり、要求性能を満足するために考慮すべき因子を不足なく含んだ表現とする。目標性能は、想定する荷重作用と、それに対して許容しうる構造物の限界状態を組み合わせで設定する。各目標性能は、照査の実行可能性を考慮して一つまたは複数の『照査項目』に書き下し、実際の照査は項目毎に行う。これら性能表現の定義と具体例を解説表 2.1-1 に示す。要求性能、目標性能については本章で、照査項目の詳細については「第6章 照査」で記す。

解説表 2.1-1 性能表現

性能種別	定義	具体例
要求性能	社会的に求められる構造物の性能。性能の周知を意図して表現される。	ポンプの揚水機能(取水ピットの場合)や海水管の通水機能(海水管ダクトの場合)等を損なわない。
目標性能	要求性能に対して工学的な目標となる性能。想定する荷重作用と、構造物の許容しうる限界状態にて記述される。	基準地震動 S_e に対して、 ① 構造物が崩壊しない ② 機器・配管の機能維持のための制約条件を満足
照査項目	照査を実施する項目。実際に照査が可能な項目として各目標性能を書き下したものの。	曲げ破壊しない、せん断破壊しない、など

2.2 屋外重要土木構造物の要求性能

屋外重要土木構造物の要求性能は、その用途、目的および重要性を勘案して、Sクラスの機器配管系の間接支持機能が求められる場合および非常時の通水機能が求められる場合に区分し、次のように設定する。

- ①間接支持機能が求められる屋外重要土木構造物：機器・配管の各機能を維持するように支持する。
- ②非常時の通水機能が求められる屋外重要土木構造物：冷却用海水を取水・通水する機能を維持する。

【解 説】

設置許可基準規則においては、発電用原子炉施設のうち、耐震設計上特に重要なものは、その供用期間中に当該発電用原子炉施設に大きな影響を及ぼすおそれがある地震作用に対して、その安全機能に大きな影響を及ぼすおそれがないものでなければならない、とされている。これに従い、本指針で対象とする屋外重要土木構造物に対しても、地震時における所要の性能を確保することを最上位の要求性能としている。

原子力発電所の地震時安全性を確保するためには、非常時における放射性物質の環境中への放出を抑制することが必須である。これを達成するため、原子力発電所は非常時においても、①原子炉を「止める」機能、②原子炉を「冷やす」機能、③放射能を「閉じ込める」機能、等の機能が発揮されなければならない。このうち、②原子炉を「冷やす」機能については、原子炉補機冷却系設備がその役割を担っている。屋外重要土木構造物は原子炉補機冷却系設備を構成する耐震安全上重要な機器・配管系の間接支持機能、もしくは非常時の通水機能が求められる土木構造物であり、その要求性能は構造物自体の機能とは別に、支持する施設もしくは波及的影響を受ける設備の有する安全機能との関連で設定される。

屋外重要土木構造物は、たとえ同一の系統(例えば、非常用取水設備)に属する構造物であっても、取水口や取水路のように非常時の通水機能が求められる構造物と、取水ピットや海水管ダクトのように間接支持機能が求められる構造物とでは、要求される性能が異なる。したがって、当該設備の機器・配管の間接支持機能／通水機能という区分により要求性能を設定することとした。

間接支持機能が求められる構造物の場合は、当該設備の各機能を損なわないことを要求性能とした。非常時の通水機能が求められる構造物としては、非常用取水設備に属する取水口、取水路等の海からポンプ室に至る区間の設備が該当する。これらの構造物は、その内部を直接、冷却用の海水が流れる構造となっている。非常用取水設備の機能の観点からみれば、海水ポンプや海水管などの機器・配管と同等の要求性能を規定すべきであると考え、冷却用海水を取水・通水する機能を損なわないことを要求性能とした。

2.3 屋外重要土木構造物の目標性能

屋外重要土木構造物の目標性能は、耐震性能と耐久性能として設定する。

【解 説】

屋外重要土木構造物は、設計耐用期間を通じて当該設備やその系統の機能／性能を維持することが求められている。ここでは、保証すべき性能として、耐震性能および耐久性能を設定することとした。耐震性能は、地震時に作用する荷重に対して屋外重要土木構造物に十分な安全性が確保されるように、また、耐久性能は、設計耐用期間を通じて所要の耐震性能が確保されるように、目標性能を設定する。

なお、設計耐用期間とは、構造物の要求性能を保証する期間のことで、社会的要因や経済的要因等に基づいて事業者が決定するものとした。

2.4 耐震性能

- (1) 屋外重要土木構造物の耐震性能の照査では、基準地震動 S_s を考慮する。
- (2) 屋外重要土木構造物の目標性能は、以下のように設定する。
 - ①機器・配管系の間接支持機能が求められる屋外重要土木構造物：基準地震動 S_s に対して崩壊せず、機器・配管の機能維持のための与条件を満足する。
 - ②非常時の通水機能が求められる屋外重要土木構造物：基準地震動 S_s に対して崩壊しない。

【解 説】

(1)について

「JEAC4601-2015」によれば、屋外重要土木構造物は、主に『間接支持構造物』に分類されており、考慮すべき地震動は、屋外重要土木構造物の破損により影響が波及するおそれのある『主要設備』、『補助設備』、および『直接支持構造物』において設定するものと同一の地震動とした。

なお、基準地震動については、「設置許可基準規則解釈」の規定に準拠することとした。

(2)について

対象としている屋外重要土木構造物が属する系統は、大別すると、①原子炉補機冷却系設備、②非常用電源設備、③安全注入系・補助給水系設備および④非常用ガス処理系設備の4種類である(解説表 1.1-4 参照)。

「JEAC4601-2015 第2章 耐震重要度分類」で規定された耐震重要度では、①～④の系統はSクラスに分類される。また、屋外重要土木構造物の要求性能は、間接支持機能、非常時の通水機能に区分して設定されており、これらを勘案して、屋外重要土木構造物の目標性能は、要求される機能別に設定することとした。各種構造物の要求性能と、それから展開される目標性能を解説表 2.4-1 に示す。

Sクラスの機器・配管系の間接支持機能が求められる屋外重要土木構造物については、基準地震動 S_s に対して、機器・配管の機能維持を確認することとした。屋外重要土木構造物としては、機器・配管の設置空間等を確保することが必要であり、その基本的な性能は耐荷性能である。通常、耐荷性能は、構造物が崩壊しないことによりその性能を担保することが可能である。したがって、Sクラスの機器・配管系の間接支持機能が求められる屋外重要土木構造物については、基準地震動 S_s に対して、構造物が崩壊しないことを目標性能とした。また、機器側から機器・配管の機能維持に関する制約条件が提示された場合には、併せて照査することとした。

非常時の通水機能が求められる屋外重要土木構造物については、その系統がSクラスに属しており、系統の機能維持のために基準地震動 S_s に対して、取水性や通水性を確保することが必要であり、その基本的な性能は耐荷性能といえる。したがって、非常時の通水機能が求められる屋外重要土木構造物についても、基準地震動 S_s に対して、構造物が崩壊しないことを目標性能とした。

なお、東日本大震災を契機として、設計用地震動を超える地震作用によっても構造物が壊滅的な被害に繋がらないような危機耐性を確保することの重要性が土木分野で認識され始めている。屋外重要土木構造物の場合でも、原子力発電所の地震リスク管理の一環として、照査で対象とする限界状態を超過して仮に構造物

が崩壊したとしても、その影響が上位の系統に波及して原子炉の冷却機能が喪失される状況に陥らないように配慮することが望ましい。現状では、危機耐性を考慮した発電所施設（施設およびその環境）を構築する考え方が確立されていないが、耐震構造計画で危機耐性について配慮することは可能である。また、プッシュオーバー解析等により構造物の破壊限界を知り脆性破壊を避けること、あるいはアクシデントマネジメント時に屋外重要土木構造物の被害が復旧活動の支障とならないよう配慮すること等により危機耐性について検討することができる。すなわち、個々の施設や構造物の崩壊挙動およびその波及効果を理解し、緊急手段を含めて総合的に危機耐性を高めることについて認識しておく必要がある。

解説表 2.4-1 原子力発電所の地震時の要求性能から展開される屋外重要土木構造物に必要な性能

原子力発電所の地震時の性能		機器・配管系の性能		屋外重要土木構造物の性能	
地震時における原子力発電所の安全確保		土木構造物と関連の深い S クラス機器設備		S クラスの機器・配管系の間接支持機能が求められる屋外重要土木構造物	
地震時における原子力発電所の安全確保	「止める」、「冷やす」、「閉じ込める」の機能を果たす機器、建物などが地震の影響を受けることなく正常に機能する。	①非常用電源設備 外部電源系の喪失時に、原子炉を安全に停止するために必要な電源を供給するとともに、工学的安全設備を作動させるための電源を供給する。 (PWR, BWR 共通設備)	機器・配管の要求性能 地震時にも ・ポンプの取水性確保 ・配管の通水性確保 ・液体貯蔵タンク機能確保 ・配管の通気性確保 ・排気筒の機能確保 ↓ 機器・配管の目標性能 ・基準地震動 S_s に対して ・通常運転時、運転時の異常な過渡変化時及び事故時に生じるそれぞれの荷重と基準地震動による地震力を組み合わせた荷重条件に対して、その施設に要求される機能を保持すること。 ・上記により求まる荷重により塑性ひずみが生じる場合であっても、その量が微小なレベルに留まればひび割れ限界に十分な余裕を有し、その施設に要求される機能に影響を及ぼすことがないこと。 ・動的機能については、基準地震動 S_s による応答に対して、その設備に要求される機能を保持すること。具体的には、実証試験等により確認されている機能維持加速度等を許容限界とすること。	機器・配管を安全に支持 (支持機能の確保) 機器・配管の各機能を損なわない (参考) 屋外重要土木構造物とは、耐震安全上重要な機器・配管系における海水の通水機能を求められる土木構造物である。間接支持構造物及び波及的影響を考慮すべき施設は、それ自体の機能とは別に、支持される施設もしくは波及的影響を受けるおそれのある設備の有する安全機能との関連で耐震設計上の要求事項が定められる。 (JEC4601-2015))	基準地震動 S_s に対して ①構造物が崩壊しない ②機器・配管の機能維持のために屋外重要土木構造物に求められる条件を満足する (機器側との調整) ↓ ①層間変形角、せん断耐力などによる照査
	耐震設計上の重要度分類 S クラス ・地震により発生する可能性のある事象に対して、原子炉を停止し、炉心を冷却するために必要な機能を持つ施設 ・当該施設に直接関係しておりその機能喪失により放射性物質を外部に拡散する可能性のある施設 ・これらの施設の機能喪失により事故に至った場合の影響を緩和し、環境への放射線による影響を軽減するために必要となる施設	「冷やす」 ②原子炉補機冷却系設備 非常時に、原子炉前凝熱(余熱)を除去するとともに、非常用機器の冷却に必要な冷却水の熱量を十分に除去する。 (PWR, BWR 共通設備) 「閉じ込める」 ③非常用ガス処理系設備 非常時に、原子炉建屋内に発生する気体放射性廃棄物を、原子炉建屋内の負圧を保ちながら安全に処理する。 (BWR 設備)	・取水ピット (PWR, BWR 共通設備) ・軽油配管ダクト (PWR, BWR 共通設備) ・海水管ダクト (PWR, BWR 共通設備) ・非常用ガス処理系配管ダクト (BWR 設備) ※タンク類、排気筒の基礎(ベースコンクリート)に関しては本指針では取り扱わない	非常時の通水機能が求められる屋外重要土木構造物 ・取水路、取水ピット (PWR, BWR 共通設備) 所要の海水を通水する (通水断面の確保)	基準地震動 S_s に対して ①構造物が崩壊しない ↓ ①層間変形角、せん断耐力などによる照査

2.5 耐久性能

- (1) 屋外重要土木構造物の耐久性能の照査では、次の3種類の環境作用を考慮することを基本とする。
- ①コンクリートの中性化
 - ②塩化物イオンの侵入
 - ③凍結融解作用
- (2) 屋外重要土木構造物の耐久性能は、設計耐用期間において、環境作用による材料劣化が耐震性能に影響しないこととする。

【解 説】

(1)について

大気に接する屋外重要土木構造物では、空気中に二酸化炭素が存在するため、コンクリートの中性化を考慮することとする。屋外重要土木構造物は、海水あるいは海水を含む地盤に接する場合があります。また、飛来塩分に曝される場合もあるため、塩化物イオンの侵入を考慮することとする。また、寒冷地などでは、温度変化による凍結融解作用を受ける場合があるため、これを考慮することとする。

(2)について

コンクリートが中性化する、あるいはコンクリート中に塩化物イオンが侵入すると、鉄筋腐食、その進展によるコンクリートのひび割れの発生、鉄筋断面積の減少などの材料劣化が生じる。また、凍結融解作用により、コンクリートの品質低下などの材料劣化が生じる。これらの材料劣化は、進行程度により耐震性能に影響を与える場合があるため、設計耐用期間において、これらの材料劣化の進行が、耐震性能に影響しない程度であることを目標性能とする。

2.6 性能照査の手順

地震時の性能照査は、対象構造物の要求性能、設計条件を考慮して性能設定を行う。次に、材料特性および地震の影響と環境作用を踏まえて、解析手法および照査手法を選定する。その上で、機器・配管系の間接支持機能が求められる場合および非常時の通水機能が求められる場合に分けて、耐震性能照査および耐久性能照査を実施する。

【解 説】

機器・配管系の間接支持機能が求められる場合および非常時の通水機能を求められる場合における屋外重要土木構造物の性能照査フローを解説図 2.6-1 および解説図 2.6-2 にそれぞれ示した。本指針の範囲は、図中に示しているように、『調査・基本検討』および『地盤の安定性検討』が別途実施されていることを前提として、それ以降の段階とした。

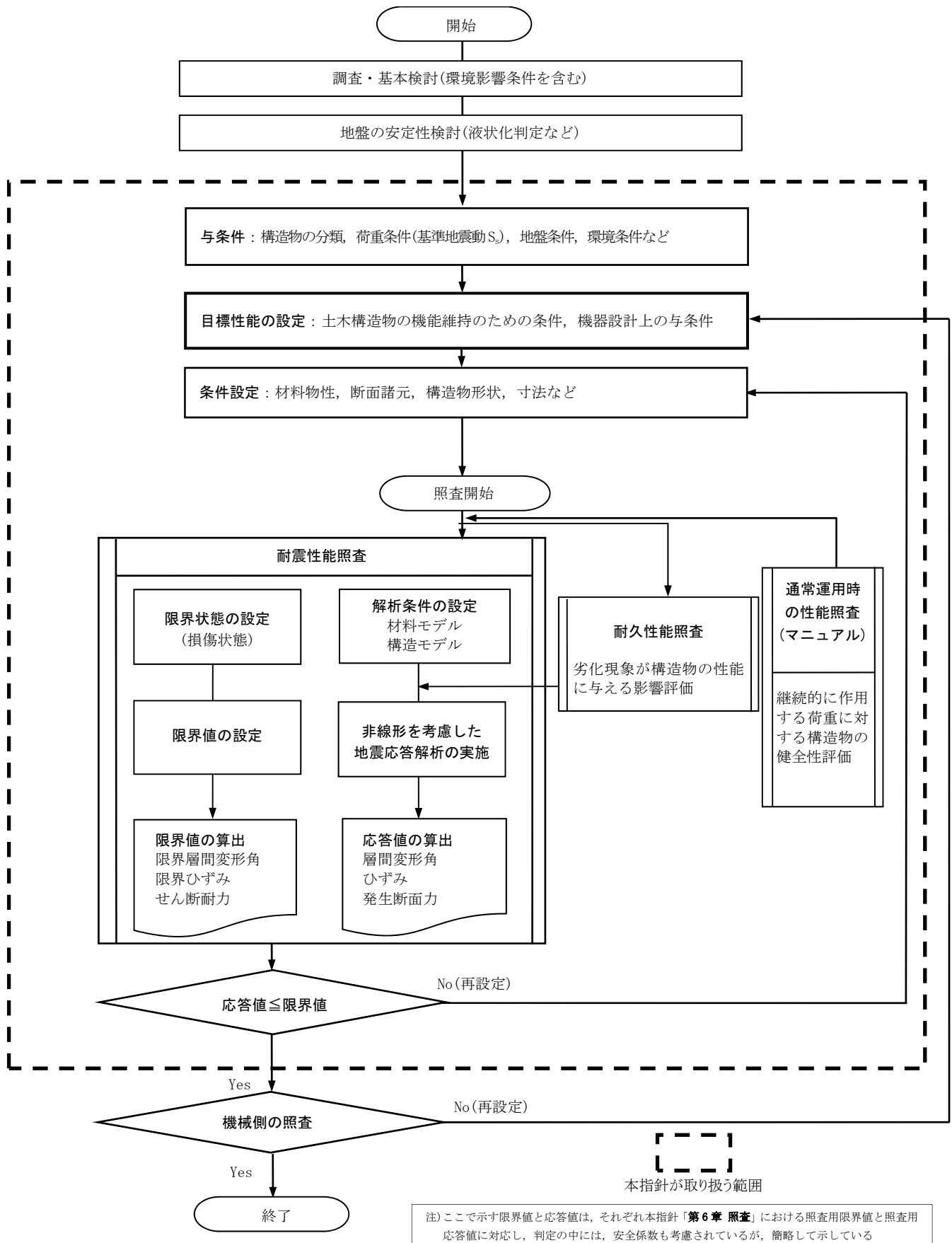
S クラスの機器・配管系の間接支持機能が求められる屋外重要土木構造物の照査では、解説図 2.6-1 に示すフローのように、想定される荷重条件に対して機器・配管の機能を維持することが主たる目的であるため、機器・配管の機能維持のために屋外重要土木構造物に求められる制約条件を与条件とした。また、直接的に機器・配管の機能維持を照査できない事項については、屋外重要土木構造物の照査フローの外側において機器・配管の健全性を照査する確認行為が行われるものとした。具体的には、間接支持機能が求められる屋外重要土木構造物の床応答による機器・配管の耐震安全性の確認である。その結果によっては、屋外重要土木

構造物の設定条件を変更するようにした。これにより機器・配管まで含めた照査フローは完結する。設計の合理性を追求することから言えば、機器・配管と屋外重要土木構造物とを連成させた構造系としての照査が望ましいが、現状では技術的に困難なため、本指針では機器・配管と屋外重要土木構造物の境界を明確にした上で、屋外重要土木構造物の性能照査過程の合理化を図ることとした。例えば、構造物部材において、地震時に損傷した部位に機器・配管が設置されている場合、その損傷が機器・配管に与える影響について、必要に応じて確認することとした。

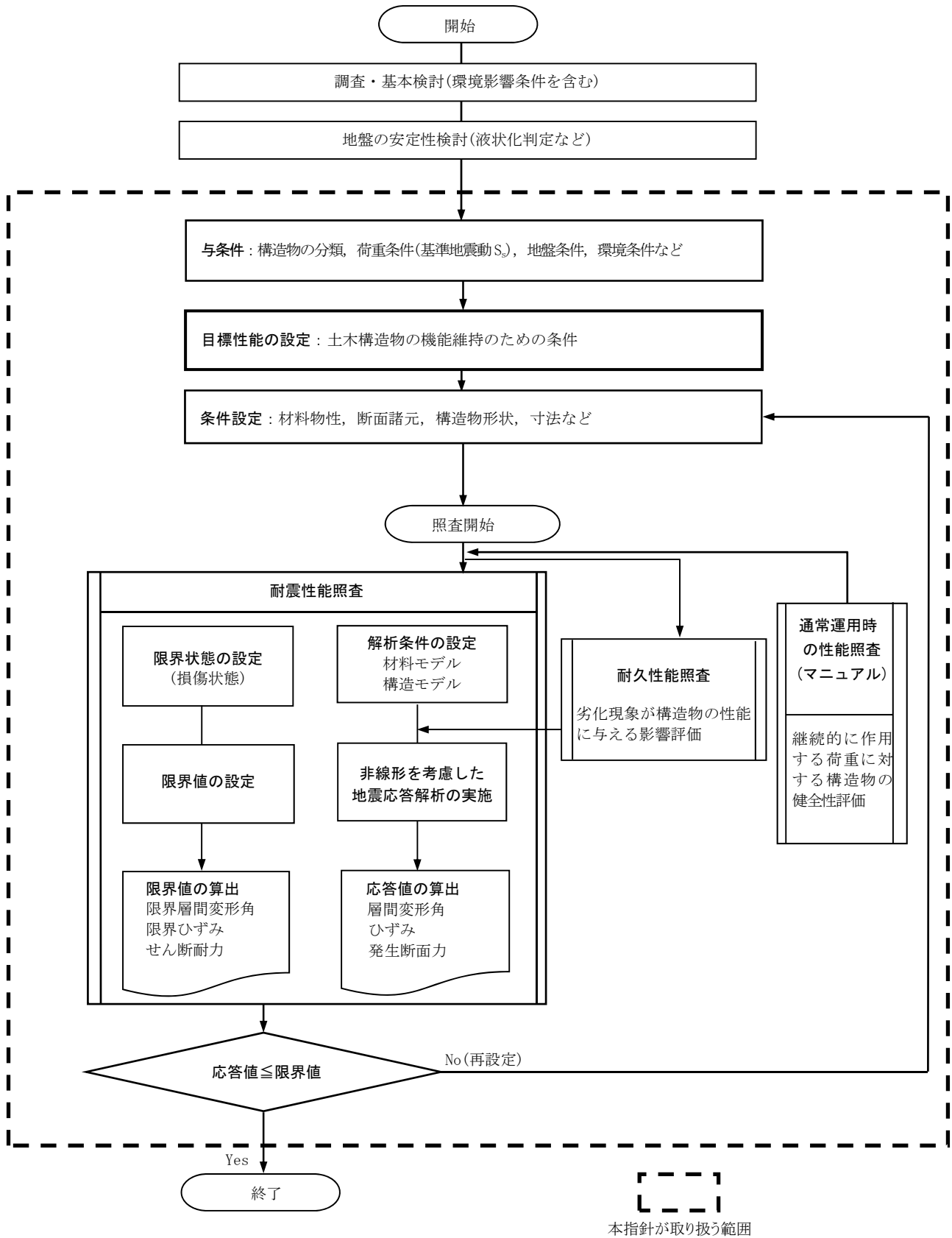
一方、非常時の通水機能が求められる屋外重要土木構造物の照査は、その構造物の用途、目的に対応した照査を行うこととなり、照査フローは屋外重要土木構造物のみで完結する。

また、塩化物イオンの侵入、コンクリートの中性化および凍結融解作用等に起因する経年劣化により、屋外重要土木構造物の耐震性能が低下することが想定される。本来は、設計耐用年数経過後の経年劣化状態を推定し、この状態を考慮した地震応答解析を実施して耐震性能照査を行うことが理想であるが、現状の解析技術ではそのレベルに達していない。したがって、ここでは耐震性能と耐久性能を別個に照査し、合わせて耐震性能を担保することとした。すなわち、耐久性能照査において『構造物の耐震性能に影響しない経年劣化状態』を照査用限界として設定し、これを確認することで耐震性能照査における構造物の条件（物性、鉄筋とコンクリートの付着性状、剛性など）を竣工直後と同じ状態に仮定してもよいこととした。

なお、本指針は地震時の性能照査に用いるものと限定して記載しているが、本来は通常運用時（地震時以外で、常時荷重が作用している状態）においても、屋外重要土木構造物は冷却用海水の通水性能を確保する必要がある。継続的に作用する通常運用時の荷重により、耐震性能照査時に想定している材料性能（コンクリートのひずみ能力など）を保証する必要があること、また、通常運用時の設計の合理性を確保する必要があることから、通常運用時の性能照査についてはマニュアル「**第6章**」に掲載している。



解説図 2.6-1 性能照査フロー(間接支持機能が求められる場合)



注)ここで示す限界値と応答値は、それぞれ本指針「第6章 照査」における照査用限界値と照査用応答値に対応し、判定の中には、安全係数も考慮されているが、簡略して示している。

解説図 2. 6-2 性能照査フロー(非常時の通水機能が求められる場合)

第3章 材 料

3.1 一 般

材料特性は、限界値の算定、応答値の算定などの適用目的を考慮して、特性値および解析用材料モデルの特性として設定する。

【解 説】

屋外重要土木構造物の耐震性能照査において、作用・荷重の評価(土圧、自重など)、限界値の評価および応答値を解析するために、地盤材料、コンクリートおよび鉄筋の材料特性を必要とする。ここでいう材料特性とは、強度や初期剛性といった特性値、および材料モデル(構成則)を指す。材料モデルとは、部材非線形解析で用いられる鉄筋コンクリート部材の曲げモーメントー曲率関係や、材料非線形解析で用いられる応力ーひずみ関係(圧縮場、引張場、せん断場等)のことである。多くの場合、材料モデルは、特性値をモデル内の一情報として含んでいる。限界値評価には特性値があれば十分な場合が多いが、応答解析には材料モデルが不可欠である。これら材料特性は、評価式や解析手法に配慮して設定しなければならない。特性値は、そのばらつきに配慮し、構造物に与える影響が厳しくなるように設定する。また、解析用材料モデルの特性については、「第5章 解析手法」において記載する。

なお、既設構造物を対象とする場合には、設計時点とは異なり、施工済みであるため、適正な施工管理がなされていることを確認した上で、材料特性に実測値の影響を適切に考慮することも可能である。

3.2 各材料の材料特性

- (1) コンクリートの物性の特性値は、実際に用いる材料および配合のコンクリートを試験して得られるデータに基づいて定めることを基本とする。
- (2) 鉄筋の物性の特性値は、実際に用いる鉄筋を試験して得られるデータに基づいて定めることを基本とする。
- (3) 地盤の物性の特性値は、当該地点における原位置試験、および当該地点の材料を用いた室内試験で得られるデータに基づいて定めることを基本とする。

【解 説】

(1)について

配合条件(強度、スランプなど)に基づいて配合設計されるコンクリートは、その使用材料による物性値のばらつきは比較的小さい。しかし、製造時の骨材の状態、ミキサーの練りまぜ状況によって品質にばらつきを生じる。したがって、実際の使用材料および配合を用いてコンクリートの試験を行い、そのデータに基づいて特性値を定めることを基本とする。コンクリートの圧縮強度の特性値は、当該配合のコンクリートの試験値が特性値を下回る確率が5%以下となるように設定することを基本とする。

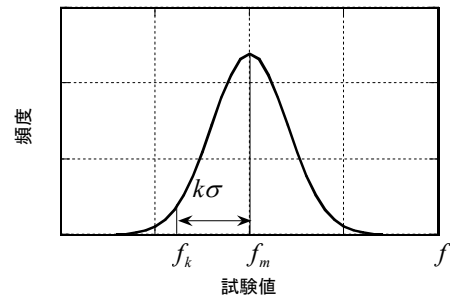
コンクリートの材料特性は、圧縮強度、引張強度、付着強度、ヤング係数、ポアソン比、応力ーひずみ関

係等によって表される。また、対象構造物の環境条件に応じて、熱特性、乾燥収縮、クリープ等を考慮する。乾燥収縮、クリープなど、時間経過に伴う変化量が要求される特性を除く材料特性は、一般に、材齢 28 日の試験結果に基づいて定める。ただし、主要な荷重が構造物に作用する時期および施工計画(材料、配合、施工方法等)に応じて、材料特性を決定する適切な材齢を 28 日以外で設定してもよい。

コンクリートの強度に関する特性値は、一般に、式(3.2-1)により算定される。これは、コンクリートの製造におけるばらつきを考慮して、当該配合のコンクリートの試験値がその値を下回る確率が一定の確率以下となるようにするというものである。

$$f_k = f_m - k\sigma = f_m(1 - k\delta) \quad (3.2-1)$$

ここに、 f_k : 特性値
 f_m : 試験値の平均値
 σ : 試験値の標準偏差
 δ : 試験値の変動係数
 k : 係数



解説図 3.2-1 特性値の考え方

コンクリートの物性の各特性値の設定は、基本的に示方書[設計編]に従うものとする。以下に、示方書[設計編]における各特性の主な記載事項を示す。

a. 圧縮強度

コンクリートの圧縮強度の特性値は、当該配合のコンクリートの試験値が特性値を下回る確率が 5%以下となるように設定することを基本とする。

圧縮強度の特性値を定める試験は、JIS A 1108「コンクリートの圧縮強度試験方法」にしたがって実施する。供試体は、JIS A 1132「コンクリート強度試験用供試体の作り方」により作製する。ただし、JIS A 5308「レディーミクストコンクリート」に適合する場合には、購入者が指定する呼び強度を特性値としてよい。

なお、既設構造物のコンクリート強度の特性値を確認するために、コンクリートコアを用いて圧縮強度を測定する場合は、JIS A 1107「コンクリートからのコアの採取方法及び圧縮強度試験方法」に従って実施する。既設構造物の照査における実測値の活用については、特性値あるいは安全係数として考慮する方法が「構造健全性ガイドライン」や「JEAC 4601-2015」などに示されているが、安全係数として考慮するための条件や方法についてはマニュアル第2章および第3章に記載されている。

b. 引張強度

コンクリートの引張強度の特性値は、適切な試験に基づいて定めるか、もしくは式(3.2-2)によって求める。試験は、JIS A 1113「コンクリートの割裂引張強度試験方法」に従って実施する。

$$f_{tk} = 0.23 f_{ck}^{2/3} \quad (3.2-2)$$

ここに、 f_{tk} : コンクリートの引張強度
 f_{ck}' : コンクリートの設計基準強度

c. 付着強度

コンクリートの付着強度の特性値は、適切な試験に基づいて定めるか、もしくは、JIS G 3112「鉄筋コン

クリート用棒鋼」の規定を満足する異形鉄筋については、式(3.2-3)によって求めてよい。

$$f_{bok} = 0.28 f_{ck}'^{2/3} \quad (3.2-3)$$

ただし、 $f_{bok} \leq 4.2 [\text{N/mm}^2]$

ここに、 f_{bok} : コンクリートの付着強度

d. 曲げひび割れ強度

コンクリートの曲げひび割れ強度は、式(3.2-4)によって求めてよい。

$$f_{bck} = k_{ob} k_{lb} f_{tk} \quad (3.2-4)$$

$$\text{ここに、} k_{ob} = 1 + \frac{1}{0.85 + 4.5(h/l_{ch})} \quad (3.2-5)$$

$$k_{lb} = \frac{0.55}{\sqrt[4]{h}} \quad (\geq 0.4) \quad (3.2-6)$$

k_{ob} : コンクリートの引張軟化特性に起因する引張強度と曲げ強度の関係を表す係数

k_{lb} : 乾燥、水和熱など、その他の原因によるひび割れ強度の低下を表す係数

h : 部材の高さ(m)

l_{ch} : 特性長さ(m) ($= G_F E_c / f_{tk}^2$, E_c : ヤング係数, G_F : 破壊エネルギー, f_{tk} : 引張強度の特性値). ただし、この場合の破壊エネルギーおよびヤング係数は、以下の「f.」「g.」に従って定めるものとする。

e. 応力-ひずみ関係

応力-ひずみ関係については、多くの提案がなされているが、その特徴や適用範囲を踏まえた上で用いるのがよい。構造物の大変形に関する検討を行う場合は、軟化域まで精度良く表現できる応力-ひずみ関係を用いることが望ましい。帯鉄筋やせん断補強筋等で囲まれたコンクリートにおいては、それらの鉄筋による拘束効果により、圧縮強度および終局ひずみが大きくなることが知られている。それらの値が実験等で適切に得られている場合には、その結果を用いてもよい。除荷曲線と再載荷曲線から成る履歴曲線は、既往の研究もしくは実験に基づいた適切なモデルを選定する。

二軸および三軸応力状態の下では、コンクリートの応力-ひずみ関係が一軸応力状態のものとは相当に異なるので、必要に応じてその影響を考慮するものとする。また、後述の材料非線形モデルにはこうした多軸状態に対応した応力-ひずみ関係が考慮されていなければならない。

なお、地震応答解析に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係は、マニュアル第3章「3.2 材料非線形解析を用いた応答値の算出」において記述する。

f. 引張軟化特性

コンクリートの破壊エネルギー G_F は、一般の普通コンクリートに対して、式(3.2-7)により求めてよい。

$$G_F = 10(d_{max})^{1/3} \cdot f_{ck}'^{1/3} \quad (3.2-7)$$

ここに、 d_{max} : 粗骨材の最大寸法(mm)

f_{ck}' : 圧縮強度の特性値(設計基準強度)(N/mm²)

g. ヤング係数

コンクリートのヤング係数は、適切な試験に基づいて定めるものとする。試験は JIS A 1149「コンクリー

トの静弾性係数試験法」に従って実施する。また、示方書[設計編]に定められる圧縮強度との関係表(解説表 3.2-1)に示されるヤング係数を適用してもよい。

解説表 3.2-1 普通コンクリートのヤング係数

f'_{ck} (N/mm ²)	18	24	30	40	50	60	70	80
E_c (kN/mm ²)	22	25	28	31	33	35	37	38

h. ポアソン比

コンクリートが弾性範囲にある時のポアソン比は、一般に 0.2 としてよい。

(2)について

製造工程がしっかり管理された鉄筋であっても品質にばらつきがあるのが一般であり、JIS 規格に適合した鉄筋も含めて、試験により材料特性を求めることを基本とする。

鉄筋の材料特性は、引張・圧縮・せん断に関する各降伏強度、引張強度、応力-ひずみ関係によって表される。また、対象構造物の環境条件に応じて熱特性を考慮する。鉄筋の材料特性に関しても、示方書[設計編]に記述される内容に準拠するものとする。以下に、その主な事項を記述する。

a. 引張降伏強度および引張強度

鉄筋の引張降伏強度および引張強度の特性値は、それぞれの強度試験結果に基づいて定めるものとする。鉄筋の引張試験は、JIS Z 2241「金属材料引張試験方法」により実施する。

JIS 規格に適合するものは、一般に、特性値を JIS 規格の下限值としてよい。また、鉄筋の断面積は、公称断面積としてよい。

b. 圧縮降伏強度

鉄筋の圧縮降伏強度の特性値は、引張降伏強度の特性値に等しいものとしてよい。

c. 応力-ひずみ関係

鉄筋の応力-ひずみ関係は、用途に応じて適切な形を仮定するものとする。骨格曲線としては、引張降伏点を折れ点とする完全弾塑性型、第二勾配を引張降伏点と引張強度点で結んだバイリニア型モデルなどが提案されている。コンクリート中にある鉄筋のひずみと応力は様でなく、ひび割れ位置で大きくなってその他の位置で小さくなることから、近年、平均応力-平均ひずみの関係として定式化している研究例がある。ひび割れが分散するような領域を対象とする場合は、こうしたモデルを用いることによって解析精度が向上する。除荷曲線と再載荷曲線から成る履歴曲線は、既往の研究もしくは実験に基づいた適切なモデルを選定するのがよい。

d. ヤング係数

鉄筋のヤング係数は、引張降伏強度を求める試験において応力-ひずみ関係を計測し、この結果に基づいて定めることが基本である。JIS 規格に適合するものは、一般に 200kN/mm² としてよい。また、ポアソン比は、一般に 0.3 としてよい。

(3)について

一般に、地盤は地点毎に異なり、同一地点であってもその生成過程から不均質なものであるため、地点ごとに固有の特性(物性値とそのばらつき)を持っている。したがって、特性値は、当該地点における原位置試験、および当該地点の材料を用いた室内試験によって得られたデータに基づいて定めることを基本とする。

ただし、解析手法の適用性、作用荷重の評価精度、限界値の評価精度等を勘案し、照査に明らかな合理性が認められる場合には、他の指針・規準類に記載される既往の実績値、ならびに過去の調査・試験データを適用してよい。

地盤の材料特性を把握するための原位置試験、室内試験は、「土木学会地盤安定性評価手法報告書」（第 3 編 地盤調査・試験法や「JEAG 4601-2015」に準拠し、具体的な実施においては、地盤工学会基準(JGS)または日本工業規格(JIS)など、広く認知された基準類に従うものとする。

第4章 地震の影響および環境作用

4.1 一般

- (1) 屋外重要土木構造物の耐震性能照査における地震の影響評価には、当該地点のサイト特性、構造物の要求性能を、耐久性能照査における環境作用の設定には、当該地点の環境条件をそれぞれ考慮する。
- (2) 荷重の組合せを設定する際には、考慮する個々の荷重の性質・特徴、それらが同時に作用する確率および限界状態に与える影響度合を考慮する。

【解説】

(1)について

ここでいう地震の影響とは、基準地震動の作用による屋外重要土木構造物の応答挙動をいう。基準地震動は、「設置許可基準規則解釈」にしたがって策定され、耐震性能照査における与条件として、別途設定されているものとする。「2.4 耐震性能」で示したように屋外重要土木構造物の要求性能に基づき、耐震性能照査を行うための荷重としての基準地震動が設定される。

また、耐久性能照査に用いる環境作用は、立地地点の自然環境条件を考慮して設定する。環境作用については、中性化、塩害(塩化物イオンの侵入、鉄筋腐食の進展)および凍害(凍結融解作用)を対象とし、地域の環境事情に応じてこれらを考慮する。具体的な劣化作用の程度は、現地調査結果に基づいて設定する必要がある。

(2)について

本指針では、照査条件に対応させて、**解説表 4.1-1** に示す荷重の組合せを標準として考慮する。

解説表 4.1-1 本指針における設計荷重の組合せ

耐震性能照査	永久荷重＋地震の影響（変動荷重は考慮しない）
耐久性能照査	永久荷重＋変動荷重
通常運用時の照査	永久荷重＋変動荷重

地震の影響以外の一般的な荷重は、設計耐用期間に作用する個々の荷重のばらつき、荷重の組合せおよび照査対象とする限界状態を考慮した上で、構造物の限界状態に対して厳しい条件となるように、これらの特性値を設定しなければならない。

地震の影響、通常運用時の荷重(永久荷重＋変動荷重)および環境作用など、照査で考慮する荷重を抽出し、想定される照査の条件に対応させてその組合せを設定する。それぞれの組合せに応じて、各荷重の特性値を評価し、荷重係数を乗じた上でそれらを総合して設計荷重を設定する。対象とする荷重の種類と算定方法の概要を**解説表 4.1-2** に示す。具体的な特性値は、設計図書や示方書〔設計編〕などに基づいて設定してもよい。ただし、実際の数値が明確なものはその値を用いるものとする。

解説表 4.1-2 荷重の種類と算定方法の概要

種 別		荷 重	算定方法の概要
永 久 荷 重	常時 考慮 荷重	躯体自重	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の単位重量を乗じて算定する。
		機器・配管荷重	機器設計等から与えられる荷重(機器・配管荷重の重量に基づいて算定する。)
		土被り荷重	構造物天端上の地盤の重量に基づいて算定する。
		永久上載荷重	地盤表層より上部に恒常的に置かれる物の重量に基づいて算定する。
	静止土圧		断面力全体に対して静止土圧が寄与する方向(符合の正負)ならびにばらつきの程度を考慮して定める。具体的には、静止土圧係数の上限値と下限値を採ること、ならびに適切な荷重係数を定める。
	外水圧		地下水に対応した静水圧とする。
		内水圧	取水路、取水ピットのように構造物内部に作用する静水圧とする。
変動荷重		変動上載荷重	構造物上を移行する自動車などの活荷重とする。
		雪荷重	積雪深さ、雪の単位重量および勾配を考慮して算定する。
		温度荷重	温度荷重が主要な荷重でない場合は、温度応力算定時の構造物の剛性を全断面剛性の 50% として算定してもよい。
地震の影響 ^{*1}		水平地震動	時刻歴波形として本指針とは別に設定する。本指針では与条件としての扱いである。
		鉛直地震動	時刻歴波形を考慮する場合には、水平地震動と同じように与条件として扱う。鉛直震度として考慮する場合は、敷地の解放基盤表面で定められた基準地震動の水平最大加速度振幅の 1/2 とする方法などがある。
		動水圧	地震応答解析において適切なモデル化を行って評価する。
*1) 本指針では、構造解析として時刻歴地震応答解析を行うことを標準としている。その他の方法による構造解析を行う場合には、地震の影響は、以下のように扱う。			
地震時土圧増分	動的解析法により動土圧を求めることを基本とするが、実績があれば他の方法を使用してもよい。		
地震時慣性力	水平方向の影響は、動的解析法による水平震度の解析結果に質量を乗じて算出する。鉛直方向の影響は、鉛直震度として基準地震動の水平最大加速度振幅の 1/2 を考慮する。		
地震時動水圧	ウェスタガード式等により算定する。		

4.2 耐震性能照査で考慮する地震の影響

- (1) 地震の影響は、基準地震動を用いた地盤—構造物連成系の時刻歴地震応答解析により評価する。
- (2) 地震応答解析においては、永久荷重と地震の影響との組み合わせを考慮する。

【解 説】

(1)について

耐震性能照査で考慮する地震の影響は、敷地の解放基盤表面で設定された基準地震動を入力条件とし、地盤—構造物連成系の時刻歴地震応答解析に基づいて評価する。本指針「第5章 解析手法」で示すように、屋外重要土木構造物の地震時の挙動は、地盤と構造物の連成を考慮できる非線形時刻歴地震応答解析を用いて評価することを標準としている。

基準地震動については、「設置許可基準規則解釈」の規定に準拠して、水平二方向及び鉛直方向の地震力による応答値の組み合わせについて、適切にその影響を考慮する。

屋外重要土木構造物が受ける地震の作用は、一般に、水平方向の地震動が支配的である。地震動は水平の任意の方向に作用するが、取水ピットや海水管ダクトでは、長手方向の剛性や耐荷力が大きく、水流と直角の横断面方向の地震応答が支配的となるため、通常は二次元でモデル化を行い、その方向での面内加振として時刻歴地震応答解析を行う。一方で、構造物横断面方向の地震応答が支配的でない場合や構造物の応答挙動を厳密に評価する場合などには、必要に応じて、構造物長手方向または三次元モデルにおいて地震の影響を適切に考慮して耐震性能照査を行う。三次元モデルを用いた地震応答解析では、水平二方向入力が基本となるが、地震動の卓越方向が明確な場合は一方向入力としてもよい。ただし、地震動が一方向入力であって

も構造物形状によっては多軸応答を示すことがあることに留意する必要がある。

なお、照査に用いる地震動の水平成分および鉛直成分が、いずれも時刻歴波形で与えられる場合には、これらを同時入力することにより地震応答解析を実施することを基本とする。鉛直方向地震動(上下方向)の影響については、「設置許可基準規則解釈」にしたがって考慮する。鉛直地震動の影響を鉛直震度として静的に考慮する場合には、上向きと下向きの2種類を想定する。

(2)について

一般的に荷重は、永久荷重、変動荷重および地震の影響に分類される。永久荷重とは、変動することが極めてまれか、変動幅が平均値に比較して無視できる程度に小さい持続的に作用する荷重のことで、躯体自重、機器・配管荷重、土被り荷重、永久上載荷重、静止土圧、外水圧および内水圧がそれにあたる。水圧は、海水面の干満の変化により変動するが、それぞれの水位状態が持続的に保持されるため、ここでは、永久荷重に分類する。変動荷重とは、変動が頻繁にあるいは連続的に起こり、平均値に比して変動幅が無視できない荷重であり、温度荷重、雪荷重および車両の通行などに起因する変動上載荷重がこれにあたる。ただし、寒冷地で発生頻度が高い場合には、雪荷重を永久荷重として考慮する。

耐震性能照査では、永久荷重を初期荷重として対象構造物に作用させ、その状態で地震が作用する状態を考慮する。この場合には、構造物の応答が非線形領域に達することがあり、それぞれの作用による応力、ひずみを重ね合わせることができない。このため、永久荷重による構造物の応力、ひずみの初期状態を算定し、さらに基準地震動を用いた時刻歴地震応答解析を行うことで、永久荷重と地震の影響との組合せを考慮する。なお、地震と変動荷重が同時に作用する可能性はごく小さいと考えられるため、耐震性能照査では変動荷重を設計荷重として考慮しない。

影響の大きい荷重作用として、永久荷重としての静止土圧および地震の影響である動土圧をはじめとする地盤から構造物が受ける作用がある。これらは、地盤特性を考慮して計算するか、あるいは適切な地盤特性を地震応答解析の入力条件として設定する必要がある。

一般に、原地盤の種別、不均一性および埋戻し地盤の施工時における締固め程度により、地盤特性は大きく変化する。ここで言う地盤特性とは、静止土圧係数、せん断波速度、応力-ひずみ関係、履歴モデルのパラメータ等の総称である。また、地盤の試験方法によっても、地盤特性はばらつく。そのため、全体の変形量および発生断面力(せん断力、曲げモーメント、軸力)などの構造物の応答に対して、構造物に与える影響が厳しくなるように想定して地盤の特性値を定めることが肝要である。一般に、地盤の試験結果の平均値(統計的な処理をした中央値と同値)は特性値とは一致しない。地盤特性の設定の段階で、照査項目(変形、せん断力)に対して安全側の設定(構造物に与える影響が厳しくなる方向への変動の見積もり)がなされている場合は、1種類の地盤特性を考慮すればよい。特性値の設定段階で、その物性が構造物に与える影響が厳しくならない場合は、試験結果の平均値や既往の研究成果などを参考にして、複数の地盤特性を設定することが望ましい。

また、構造物に内水が存在する場合には、地震の影響として動水圧を考慮する。地震応答解析においては、内水を付加質量としてモデル化する方法、あるいは流体要素としてモデル化する方法により動水圧を考慮する。方法の詳細は、本マニュアル第2章「2.2 部材非線形解析を用いた応答値の算出」に示す。

4.3 耐久性能照査で考慮する環境作用

- (1) コンクリートの中性化、塩化物イオンの侵入、凍結融解性能など、材料劣化に関わる環境作用は、現地調査結果に基づいて定めることを基本とする
- (2) 耐久性能照査と通常運用時の性能照査では、永久荷重と変動荷重を考慮する。

【解 説】

(1)について

照査対象の構造物が設置される環境を考慮し照査で考慮すべき環境作用を設定する。我が国における屋外重要土木構造物が設置される環境を想定して、一般には、コンクリートの中性化、塩化物イオンの侵入および凍結融解作用を環境作用として考慮することとした。ただし、環境の条件により必ずしもこれらのすべてを環境作用として考慮する必要はない。

コンクリートの中性化については、中性化深さを算定するのに必要な条件（湿潤条件など）を定める。中性化は一般的にどこでも認められる経年劣化現象であるため、環境作用として考慮する。

塩化物イオンの侵入については、コンクリート表面から内部への塩分の拡散を評価するために必要な外気温、湿度、乾湿繰り返し条件、海岸からの距離などを、現地調査結果に基づいて定める。我が国の原子力発電所は、海岸に建設されるため、環境作用として塩化物イオンの侵入を考慮する。

凍結融解作用については、現地の気象条件（外気温など）を調査し、凍結日数および凍結融解回数を定める。凍結作用の生じない環境では、これを考慮する必要はない。

なお、耐久性能照査、特に塩化物イオンの侵入に関する照査においては、前提条件として、発生するひび割れ幅の算定が必要であり、ひび割れ幅算定に必要な荷重作用を設定する必要がある。

(2)について

個々の変動荷重が単独で作用する場合に加え、温度荷重と変動上載荷重が同時に作用する場合も考慮する。その他の組合せ、すなわち温度荷重と雪荷重、雪荷重と変動上載荷重およびそれらの荷重全ての組合せは考慮しない。これは、雪荷重と温度荷重、変動上載荷重と雪荷重の組合せでは、それぞれ二つの荷重が同時に作用する確率はきわめて低いと判断されるためである。

耐久性能照査では、まず、ひび割れに関する照査を行わなければならない。これは、ひび割れの有無、ひび割れ幅の照査結果を、塩害に対する照査における塩化物イオンの拡散係数の設定に反映させる必要があるためである。また、ひび割れが許容値以下であれば、中性化の照査ではひび割れを無視することができる。

通常運用時の性能照査は、鉄筋およびコンクリートの応力度照査であり、大変形時の照査を対象とする耐震性能照査に比べ、剛性が大きい状態を想定している。したがって、温度荷重を考慮する必要がある。

解説表 4.3-1 に、耐久性能照査および通常運用時の性能照査における荷重の組合せを示す。

a. 変動荷重を単独に考慮する場合

変動上載荷重、雪荷重および温度荷重について、主要な荷重でない場合は通常用いられている方法により算出した荷重の 1/2 を特性値としてもよい（旧マニュアル参照）。

b. 温度荷重と変動上載荷重を組み合わせる場合

これらの荷重が同時に作用する確率が低いことを考慮して、a. で示している単独で作用した場合に用いた荷重値をさらに低減させる。低減係数については、一般に 0.7 を用いてもよい。この場合、各荷重の特性値の

算定法は以下のとおりである。

- ① 変動上載荷重： $9.8\text{kN/m}^2 \times 0.5 \times 0.7 = 3.43\text{kN/m}^2$ を荷重の特性値とする。
- ② 温度荷重：(計算された温度荷重) $\times 0.5 \times 0.7$ を荷重の特性値とする。

解説表 4.3-1 耐久性能照査時および通常運用時の性能照査における荷重の組合せ

変動荷重		
変動上載荷重	雪荷重	温度荷重
○		
	○	
		○
○		○

第5章 解析手法

5.1 一般

- (1) 屋外重要土木構造物の耐震性能照査および耐久性能照査における応答値の評価には、信頼性と精度があらかじめ検証された解析手法を選定する。
- (2) 耐震性能照査における応答値の評価に用いる解析手法は、地盤と構造物の照査条件、地盤と構造物の応答挙動の非線形性および照査の対象とする限界状態に応じて適切に選択する。

【解 説】

(1)について

耐震性能照査および耐久性能照査において本指針で標準とする解析手法を、「5.2 耐震性能照査における応答値の評価に用いる解析手法」および「5.3 耐久性能照査における設計値の評価に用いる解析手法」にそれぞれ記載する。通常運用時の性能照査における応答値の評価に用いる解析手法については、本マニュアル第6章にて記載する。

(2)について

耐震性能照査に用いる解析手法は、地盤や構造物などの照査条件に応じて、工学的に合理的な解析次元を選択する必要がある。屋外重要土木構造物の耐震性能照査は、一般に地震時水平力に対するせん断剛性が相対的に小さい横断面方向が対象となるため、二次元解析が基本となる。一方で、構造物横断面方向の地震応答が支配的でない場合や構造物の応答挙動を厳密に評価する場合などには、三次元解析を選択することが有効である。地震動の作用方向や地盤と構造物設置条件等を考慮した解析次元選択の考え方については、マニュアル第1章に記述した。

屋外重要土木構造物の耐震性能を合理的に照査するためには、地震時および地震後の構造物の応答挙動(変形性状、応力状態)を適切に把握することが必要となる。このためには、構造物の挙動を正確に評価できる解析手法を採用することが重要である。解析手法の適用性については、信頼性の高い実験結果に対して解析結果を比較する等して、解析精度および適用範囲をあらかじめ確認しておくものとする。なお、既に適用性が確認されている場合にはこの手続きを省略してよい。

地震応答解析において用いられる解析手法は、地盤および構造物の動的挙動の非線形性の程度に応じて線形解析、等価線形解析および非線形解析に大別され、照査の対象となる限界状態に応じて適宜選択される。一般に、厳密な解析手法を用いることにより、簡便な解析手法よりも合理的な照査が可能となることから、本指針では非線形時刻歴地震応答解析を標準としている。しかし、比較的簡便な解析手法は関係資料が豊富にあり、既往の実績も十分に得られている場合が多いことから、これを適用して照査を実施することを否定するものではない。各解析手法では、解析される出力値の種類、解析精度、適用範囲等が異なることから、設定される照査項目に応じて解析手法を選択する必要がある。解説表 5.1-1 には、耐震性能の区分とその内容、およびそれぞれの区分に対応できる解析手法の分類と照査項目の例を示す。一般に、高度な解析手法は、

簡便な解析手法の適用領域を包含する。

応答値の評価に際しては、対象構造物およびその周辺地盤を厳密にモデル化し、その信頼性と精度が十分に検証された解析手法を選択することが重要である。一般に、解析対象をより厳密にモデル化することで応答挙動をより正確に把握でき、信頼性のある照査を行うことができる。その結果、構造設計を一層、合理化することができる。したがって、地盤、構造物、これらの境界部を、構造形式や周辺地盤の特性に応じて、解析の精度や合理性を考慮しながら、モデル化することが重要である。また、本指針「第2章 屋外重要土木構造物の性能設定」で設定した目標性能と、適用する解析用材料モデルの特徴や適用範囲には十分配慮しなければならない。

解説表 5.1-1 耐震性能と解析手法との対応関係

目標性能		選択される標準的な解析手法				
区分	限界状態					
1	構造物の構成部材が降伏に至らない	線形解析	等価線形解析	部材線形解析	材料線形解析	簡易 (計算負荷小)
2	構造物が最大耐力に至らない					
3	構造物が崩壊しない					詳細 (計算負荷大)

5.2 耐震性能照査における応答値の評価に用いる解析手法

- (1) 耐震性能照査における応答値の評価には、地盤－構造物連成系の時刻歴地震応答解析を用いることを標準とする。
- (2) 解析に用いる材料モデルは、地盤および構造物の非線形性が考慮できるものとする。

【解 説】

(1)について

屋外重要土木構造物は地中構造物であるので、地震時の応答挙動は、一般に、地盤の応答挙動に大きく影響される。したがって、構造物の応答値の評価には、地盤、構造物の材料特性および地盤と構造物の境界部の挙動特性を考慮できる地盤－構造物連成系の解析手法を用いることが必要である。また、構造物の変形性能による耐震安全性の確保を照査の基本思想としているので、地震時の構造物の応答挙動は非線形領域に達する場合がある。地震動により入力されたエネルギーが構造物に吸収される過程や、非線形領域における応

答変形の分布を適切に評価するために、逐次時間積分の時刻歴地震応答解析を適用することを標準とする。

ただし、静的な地震作用が設定可能な場合には、応答値算出のために静的解析法を用いてもよい。本マニュアル第4章には、「プッシュオーバー解析を用いた耐震性能照査」について記載した。

(2)について

材料モデルで区分した解析手法の分類を解説表 5.2-2 に示す。本指針では、非線形解析を適用することを標準としている。線形解析は、比較のために掲載した。

解説表 5.2-1 地盤－構造物連成系の地震応答解析手法の分類

解析手法の区分 項目		地震応答解析			
		線形解析		非線形解析	
材料 モデル	地盤	等価線形 ひずみ振幅に依存した剛性、 減衰を考慮		全応力あるいは有効応力に基づく非線形モデル	
	構造物	初期剛性	等価剛性 (剛性低下)	部材非線形モデル	材料非線形モデル
解析により 求められる応答値		応力	曲げモーメント 軸力	曲げモーメント、軸力 曲率、層間変位	曲げモーメント、軸力 圧縮縁コンクリートひずみ、曲率、 層間変位
			せん断力	せん断力	せん断力 せん断ひずみ

 : 本指針で標準とする解析手法

地盤、構造物の材料モデルの設定、および地盤と構造物の境界部における挙動特性のモデル化に際しては、以下の点に留意する必要がある。

(i) 地盤要素の材料モデル

地盤要素においては、照査に用いる基準地震動から想定される地盤のひずみレベルを適切に評価できる材料モデルを適用することが重要である。また、地盤中に地下水面がある場合には、この影響を考慮しなければならない。

(ii) 構造物要素の材料モデル

地震時には、構造物の塑性変形挙動により地震動のエネルギーを吸収し、安全性を確保することが設計の基本条件となっているので、構造物要素については、永久荷重と地震動の組合せによって生じる鉄筋コンクリートのひび割れや、鉄筋の降伏を適切に評価できる材料モデルを適用することが重要である。

(iii) 地盤と構造物の境界要素の材料モデル

照査に用いる基準地震動の性質、地盤および構造物のせん断剛性の大小関係等により、地盤と構造物の境界ではすべりや剥離等の複雑な現象が生じ、これが構造物全体の応答挙動に影響を及ぼすことが知られている。したがって、地盤と構造物の境界要素は、必要に応じてこれらの現象を表現できるモデルを適用することが重要である。

5.3 耐久性能照査における設計値の評価に用いる解析手法

耐久性能照査における設計値の評価では、環境作用による劣化機構を考慮できる予測手法を用いる。

【解 説】

耐久性能照査においては、コンクリートの中性化、塩化物イオンの侵入、凍結融解作用等の環境作用によるコンクリートの劣化現象を表現できる予測手法を用い、それぞれの設計値を評価しなければならない。

中性化に関しては、コンクリートの品質および環境条件を考慮できる中性化深さの予測式を用いる。一般には、 $\sqrt{t}$ 則が用いられる。降雨などによる中性化の低減を考慮する場合には、水分浸透の予測式を用いる。

塩化物イオンの侵入に関しては、塩化物イオンの侵入を拡散現象として扱い、塩化物イオン濃度を予測する。塩化物イオンの侵入では、一次元場の拡散現象の解として導出された評価式を用いることを基本とする。また、『鉄筋腐食によるひび割れが発生しない状態』を限界状態とする場合には、鉄筋位置の塩化物イオン濃度の変化を考慮して、鉄筋の経年腐食量を予測し、これに伴うひび割れの発生の有無を確認する。鉄筋の経年腐食量およびそれに伴うひび割れの発生の評価は、現状では精度よく評価できる方法が得られていないため、既往の実測データに基づいた経験則などに拠らなければならない。これらの評価方法については、マニュアル第5章に示す。

凍結融解作用に関しては、実際の環境条件、配合条件等に基づいて、コンクリートの凍結融解作用による経年劣化を評価する方法が得られていない。したがって、同一配合のコンクリート試験体を用いた実験室における材料実験(JIS A 1148(A 法)「コンクリートの凍結融解試験法(水中凍結融解試験方法)」)により、コンクリートの品質の低下を相対動弾性係数などの適切な指標を用いて評価する。

これらの予測手法は、コンクリートに生じているひび割れ幅によって、その適用性が制約される。したがって、個々の現象の評価に先だって、永久荷重および変動荷重によるひび割れ幅の予測を行い、上記方法が適用範囲であることを確認しておく必要がある。

なお、「構造健全性ガイドライン」によれば、“屋外重要土木構造物の維持管理では、変状が顕在化する以前から点検を行い、構造物の性能低下を予測(進行性を考慮)しながら、常に要求性能を満足するよう適切な対策を講じるものとする”とされている。このため、これに対応可能な予測手法を用いることが基本となる。また、既設構造物の評価において、補修や修復等が想定される領域に上記の予測手法を適用する場合には、補修材や断面修復材の効果は、被着体であるコンクリートの品質や施工時の状況によって変動する可能性があることから、実態を確認した上で影響を適切に考慮する必要がある。

第6章 照 査

6.1 一 般

- (1) 屋外重要土木構造物の地震作用に対する照査では、耐震性能照査に加えて、耐久性能照査も併せて行うことを基本とする。
- (2) 照査は、適切な照査項目を設定し、所要の安全係数を用いて、照査用応答値が照査用限界値に到達しないことを確認することによって行う。照査項目とその限界値は、応答値算出に用いる解析手法および目標性能に応じてこれを設定する。

【解 説】

(1)について

構造物に求められている所要の性能が設計耐用期間にわたり保持されることを確認する必要がある。耐震性能照査の詳細を「6.3 耐震性能照査」に記した後、耐久性能照査について「6.4 耐久性能照査」にて詳細を記載する。なお、通常運用時の性能照査については、本マニュアル第6章にて記載する。

(2)について

耐震性能照査の基本的な考え方は、「示方書〔設計編〕」に準拠する。基本的な考え方および安全係数の詳細は次の「6.2 安全係数」において記す。応答値算出に用いる解析手法に関しては、指針「第5章 解析手法」およびマニュアルを、目標性能（限界状態）については、指針「第2章 屋外重要土木構造物の性能設定」を参照する。

6.2 安全係数

- (1) 耐震性能照査における安全係数は、構造物係数、材料係数、作用係数、構造解析係数、部材係数の5つを考慮することを基本とする。
- (2) 安全係数は、応答値や限界値の評価手法ならびに照査項目に応じて適切な値を設定する。

【解 説】

(1)について

耐震性能照査の基本的考え方を式で表すと式(6.2-1)のようになる。

$$\gamma_i \cdot S_d / R_d \leq 1.0 \quad (6.2-1)$$

ここに、 S_d ：照査用応答値 $S_d = S(\gamma_f, \gamma_m) \cdot \gamma_a$

R_d ：照査用限界値 $R_d = R(\gamma_m) / \gamma_b$

S ：応答値の特性値

R ：限界値の特性値

γ_i : 構造物係数
 γ_m : 材料係数
 γ_f : 作用係数
 γ_a : 構造解析係数
 γ_b : 部材係数

安全係数についての基本的な考え方は、次のとおりである。

構造物係数：構造物の重要度，限界状態に達したときの社会的影響等を考慮して定めるものとする．屋外重要土木構造物の重要度は非常に高いので，一般には 1.0 以上とするのがよい．

材料係数：材料特性の望ましくない方向への変動，供試体と構造物中との差異，限界状態に及ぼす影響，経時変化等を考慮して定めるものとする．

作用係数：作用(荷重)の望ましくない方向への変動，作用の算定方法の不確実性，設計耐用期間中の作用の変化，作用特性が限界状態に及ぼす影響，環境作用の変動を考慮して定めるものとする．

構造解析係数：応答値算定手法の精度や，実物と解析モデルとの差異ほか応答値算定に関わる不確実性を考慮して定めるものとする．

部材係数：部材耐力の計算上の不確実性，部材寸法のばらつきの影響，部材の重要度，すなわち対象とする部材がある限界状態に達したときに，構造物全体に与える影響等を考慮して定めるものとする．

なお，安全係数の乗除は，望ましくない方向への変動を担保するためのものであり，耐力・応力または変形・ひずみなどの照査項目に応じて適宜判断する必要がある．

(2)について

安全係数は，耐震性能照査および耐久性能照査，通常運用時の性能照査においてそれぞれで定める必要がある．耐久性能照査および通常運用時の性能照査においては，安全係数の構成，および設計値の呼び名（応答値とは称さない）が異なる場合があるが，考え方はこれに準じる．標準的な数値は，マニュアルに記述している．

なお，既設構造物の照査では，適切に施工管理されていることが確認された場合には，特性値を設計基準強度とし，材料係数を設計時点から低減してもよい．

耐久性能照査の安全係数は，中性化や塩化物イオンの侵入による鉄筋腐食の発生，鉄筋腐食に起因するひびわれの発生および凍結融解作用による品質劣化を照査項目とするため，耐震性能照査とは別に設定する必要がある．考慮する安全係数は，材料係数，耐久性に関する設計式（応答値の評価）の精度を考慮する安全係数，および構造物係数で，さらに，中性化速度係数や塩化物イオンの拡散係数の予測値に関する精度を考慮する安全係数がある．これらの耐久性能照査に用いる安全係数を定める際には，コンクリートの施工性に関する事項，それぞれの方法の評価精度および構造物の重要度を勘案する必要がある．

材料非線形解析から算出されるひずみなどを用いて照査を行う場合には，応答値の算出に材料の非線形特性が反映されるため，応答値側にも材料係数や部材係数で考慮されている要因が影響する．一方で，限界値側でも，構造解析係数で考慮されている構造解析の不確実性に係る要因が影響する．これらのことから，材料非線形解析法を用いた耐震性能照査における安全係数は，照査項目およびその限界値に応じて，前述した安全係数の主旨を考慮して適切に設定するものとする．

6.3 耐震性能照査

- (1) 基準地震動 S_s に対して、屋外重要土木構造物が「構造物が崩壊しない」ことを確認するための照査項目とその限界値は、応答値算出に用いる解析手法に応じて適切に設定する。
- (2) 横断面方向の耐震性能照査では、一般に以下の照査項目と限界値を用いるものとする。
 - ・ 曲げ：コンクリートの剥離が生じる時点の圧縮縁コンクリートひずみ、もしくはそれに対応する変形量（限界曲率、限界層間変形角など）
 - ・ せん断：せん断耐力
- (3) 材料非線形解析を用いる場合には、材料の損傷を示す応力・ひずみや詳細な変位情報などに基づく指標を照査項目としてもよい。
- (4) 機器・配管系の間接支持機能が求められる構造物では、機器・配管の機能維持を確認するために、他の照査項目や限界値が与えられる場合には、合わせてそれによる照査を行う。

【解 説】

(1)について

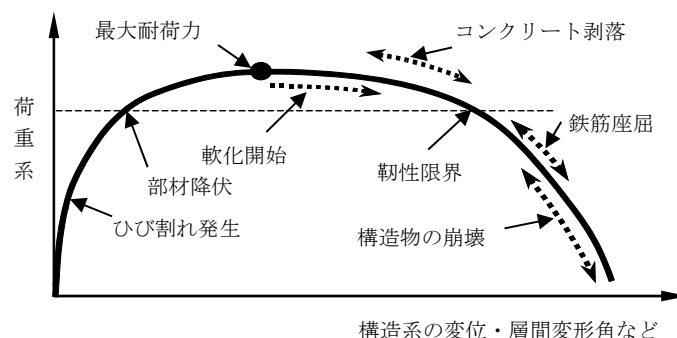
部材がせん断破壊しない曲げ降伏型の二次元ラーメン構造の荷重－変形関係の模式図を解説図 6.3-1 に示す。部材非線形モデルで評価できる範囲と理解しやすい表現を勘案し、図中におけるかぶりコンクリートの剥落の領域を、曲げに関する限界状態とした。これまでの実験研究や被害事例などによれば、かぶりコンクリートが剥落していなければ、鉄筋コンクリート構造の延性的な特性が保持され、急激な軟化現象が生じていない。また、鉄筋の圧縮座屈も生じることなく、倒壊などの致命的な被害を回避することができる。コンクリート標準示方書〔設計編〕では、構造物の保有すべき耐震性能として以下の3つが定義されている。

耐震性能 1：地震時に機能を保持し、地震後にも機能が健全で補修しないで使用が可能である。

耐震性能 2：地震後に機能が短期間で回復でき、補強を必要としない。

耐震性能 3：地震によって構造物全体が崩壊しない。

一般には、耐震性能 1 の状態は鉄筋降伏未満で弾性範囲内に相当し、耐震性能 2 の状態に至らなければ、耐震性への影響はないものと判断して、通常の維持管理ルールにて、傾向監視や補修などの対応が行われる。本指針「第 2 章 屋外重要土木構造物の性能設定」に記載した「構造物が崩壊しない」という耐震性能は概ね耐震性能 3 に相当するものである。



解説図 6.3-1 鉄筋コンクリート構造の曲げ系の破壊過程に関する模式図

一般的に、部材全体または部位・断面レベルでの曲げ破壊およびせん断破壊に対する照査項目を設定して、部材の破壊に対する照査が行われることが多い。また、有限要素解析から出力される応力・ひずみ等に基づいて局所的な材料の損傷に対する照査も行われている。一方で、プッシュオーバー解析を用いて、構造物全体としての水平方向荷重や変位等に関する限界値を算出して、構造物の全体挙動に対する照査を行うことも可能である。構造物の全体挙動は、マクロ的に評価するため、部材レベルの曲げ・せん断破壊等の区別はなくなる。

(2) について

屋外重要土木構造物では、「構造全体系が崩壊しない」という耐震性能に対して、床版が崩落しない、および側壁・隔壁が倒壊しないことを目標とした。これは、塑性状態から崩壊への移行(以下、「メカニズムへの移行」という)や部材断面のせん断破壊を防ぐことによって満足される。横断面方向の耐震性能照査では、曲げ系の破壊に対して、メカニズムへの移行に対応する変形量を、せん断破壊に対してせん断耐力を限界値としてよい。

曲げ破壊に対する照査指標としては、圧縮縁コンクリートひずみの他に、層間変形角や曲率が考えられる。層間変形角とは、層を構成する上下の水平部材間における相対変位を同部材間距離で除したものである。層変形のモードを呈する単純なボックスラーメン構造物は、層間変形角で照査するのが簡便である。一方、構造物の形状が複雑であったり、土圧による部材中央の押し込みが顕著であったりする場合は、曲率、圧縮縁コンクリートひずみを選択するのがよい。ただし、これら局部的変形量を指標とする場合でも、層間変形角等のマクロな変形指標を通じて、構造物全体の変形レベルを確認しておくことが望ましい。

一方、せん断破壊は、破壊現象の発生後、部材の耐荷力が急激に低下することが特徴である。特に、側壁や隔壁における面外方向のせん断破壊は、曲げ・軸力における延性的な破壊に比較して非常に脆性的であり、静定部材では回避すべき破壊形式である。側壁や隔壁のせん断破壊が、必ずしもすぐに構造物内空の喪失につながるものではないが、部材非線形モデルでは、せん断破壊後までの状態を予測することができないため、構造物のすべての部材に対してせん断破壊しないことを限界状態とする。

(3) について

材料非線形モデルは、部材非線形モデルよりも詳細に損傷過程を追跡可能であり、部材、構造物の形状が複雑なケースや三次元問題への拡張性を有するという利点もある。研究や実務での使用実績が蓄積され、信頼性が向上してきたことを踏まえ、照査項目の設定に関しての選択肢を広げた。ただし、材料非線形モデルは、コンクリートと鉄筋、およびその境界に係る多岐に渡る構成則の集合体であり、その構成要素には多様性がある。このため、材料非線形モデルの適用範囲に留意して、照査項目の選択および限界値の設定をする必要がある。

なお、耐震性能照査の照査項目が耐久性能照査の限界状態に依存する場合、限界値の設定時にこれを考慮することが必要である。

今後の研究の進展により、合理的かつ実験による検証を経て信頼性の確保された限界値算定方法が開発された場合には、それを適用することができる。

(4) について

機器・配管系の間接支持機能が求められる構造物に対しては、『機器・配管の機能維持のために、機器側との調整を通して設けられる構造的制約条件を満たす(機器の稼動を維持する、配管を潰さないなど)』ことも必要となる。

S クラスの機器・配管系の間接支持機能が求められる屋外重要土木構造物の場合には、これら機器・配管の機能維持を担保するために、『構造物が崩壊しない』状態より損傷の小さい状態に限界状態を設定したり、別の照査項目が必要となる場合が想定される。この場合、例えば、ポンプの機能維持を保証するための床応答加速度や、ポンプが貫通する床間の層間変位、配管の接続部の相対変位などが照査指標となる。また、S クラスの機器・配管系の間接支持機能が求められる構造物に対して、構造物の地震時損傷による機器・配管の支持性能への影響についても、必要に応じて確認する。

6.4 耐久性能照査

次の3項目を、耐久性能の照査項目および限界値とする。

- (1) コンクリートの中性化に対する照査では、中性化が鉄筋の腐食に影響を与えないことを照査項目とし、中性化深さがかぶり以下であることを限界値とする。
- (2) 塩化物イオンの侵入に対する照査では、鉄筋腐食に起因するコンクリートのひび割れの有無を照査項目として、ひび割れが発生する鉄筋の腐食量を限界値とする。
- (3) 凍結融解作用に対する照査では、凍結融解抵抗性が確保されていることを照査項目とし、所要の耐久性指数を限界値とする。

【解 説】

一般に、劣化の進行は不可逆的であるため、設計耐用期間終了時が最も劣化が著しい状態であると考えられる。耐震性能は、この時点の劣化状態を考慮した上での性能として照査すべきものである。しかし、経年劣化を考慮した上で地震応答解析を行うことは現状でも難しいため、設計耐用期間終了時点の劣化状況が耐震性能に影響しない範囲であることを確認することにより、耐震性能の時間的な変化は考慮しなくてもよいこととした(本指針「2.5 耐久性能」参照)。

耐震性能に影響しない劣化状況とは、鉄筋腐食に起因するひび割れが発生していない状態、およびコンクリートが所要の品質を保持している状態として、照査項目およびその限界値を設定している。本指針では、耐久性能を満足するために、以下の3項目を照査対象とする。

コンクリートの中性化や塩化物イオンの侵入により鉄筋の腐食が進むと、コンクリートにひび割れが発生し、さらに劣化が進行すると剥離が生じる。しかし、このひび割れが発生する直前では、鉄筋の腐食量はそれほど大きくなく、鉄筋コンクリートの力学的挙動はあまり変化しないことが知られている。

一般に、屋外重要土木構造物が設置される臨海環境では、塩化物イオンの侵入速度がコンクリートの中性化進行速度に比較して著しく速いため、中性化よりも塩化物イオンの侵入による鉄筋腐食が支配的な劣化機構となる場合が多い。そこで、塩化物イオンの侵入による鉄筋腐食を主たる劣化機構と考え、塩化物イオンによる鉄筋腐食によりひび割れが発生しないことを照査用の限界値とする。また、中性化が塩化物イオンの侵入による鉄筋腐食の進行に影響を与えないように、中性化深さがかぶり以下になることも照査することとする。降雨などにより中性化の進行が抑制されることを考慮する場合は鉄筋腐食深さが限界値を超えないことを照査する。

凍結融解作用については、一般にコンクリートの品質を相対動弾性係数等で照査する。

これらの照査項目の限界値およびその算定法は、マニュアル「第5章 耐久性能照査」に示す。

原子力発電所屋外重要土木構造物の 耐震性能照査マニュアル

原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査マニュアル[2018 年版]

【目 次】

第 1 章 照査の基本事項	37
1.1 基本的な考え方	37
1.1.1 マニュアルの位置づけ	37
1.1.2 第 1 章の構成	37
1.2 応答値算出に用いる解析手法と耐震性能照査	38
1.2.1 解析手法の要件	38
1.2.2 耐震性能照査における応答値算定の手順	41
1.2.3 照査指標の選定	42
1.3 解析に用いる地盤のモデル化	46
1.3.1 モデル化の基本方針	46
1.3.2 有効応力モデル	47
1.3.3 全応力モデル	52
1.4 機器・配管の機能維持に関する確認事項	65
1.4.1 基本的な機能に関わる確認	65
1.4.2 間接支持機能に関わる確認	65
第 2 章 部材非線形解析を用いた耐震性能照査	67
2.1 基本的な考え方	67
2.2 部材非線形解析を用いた応答値の算出	67
2.2.1 モデルの種類と特徴	67
2.2.2 解析モデルの作成	68
2.2.3 地震応答解析実施時における留意点	88
2.2.4 解析結果評価時の留意点	92
2.3 耐震性能照査	94
2.3.1 安全係数	96
2.3.2 耐震性能照査 1ー曲げ系の破壊に対する照査	99
2.3.3 耐震性能照査 2ーせん断破壊に対する照査	103
2.3.4 三次元解析手法を用いた耐震性能照査の留意点	111
第 3 章 材料非線形解析を用いた耐震性能照査	115
3.1 基本的な考え方	115
3.2 材料非線形解析を用いた応答値の算出	117
3.2.1 解析手法の種類と特徴	117
3.2.2 解析モデルの作成	121
3.2.3 地震応答解析実施時における留意点	125
3.2.4 解析結果評価時の留意点	126
3.3 耐震性能照査	129

3.3.1 安全係数	129
3.3.2 部材の損傷に基づく照査	131
3.3.3 材料の損傷に基づく照査	141
3.3.4 その他	144
第4章 プッシュオーバー解析を用いた耐震性能照査	147
4.1 基本的な考え方	147
4.2 静的地震力の設定と応答値の算出	149
4.2.1 静的地震力の作用方法	149
4.2.2 応答値算出時における留意点	150
4.3 耐震性能照査	151
4.3.1 プッシュオーバー解析	151
4.3.2 構造物全体系の挙動に基づく照査	153
第5章 耐久性能照査	159
5.1 基本的な考え方	159
5.2 ひび割れに対する照査	159
5.3 中性化と水の浸透に伴う鋼材腐食に対する照査	160
5.4 塩害に対する照査	162
5.4.1 鉄筋に腐食が発生しないことを限界状態とする場合	162
5.4.2 鉄筋腐食に起因するひび割れ発生を限界状態とする場合	166
5.5 凍害に対する照査	174
第6章 通常運用時の性能照査	177
6.1 基本的な考え方	177
6.2 通常運用時の解析手法	178
6.3 通常運用時の照査	178
6.3.1 一般	178
6.3.2 安全係数	179
6.3.3 照査項目とその限界値	179

第1章 照査の基本事項

1.1 基本的な考え方

1.1.1 マニュアルの位置づけ

性能規定化とは、技術基準として必要な性能のみを規定し、これを実現するための具体的な手段や方法等については、多様なものを認めることである。すなわち、性能規定化を行うためには、達成すべき性能が明確に示されること、これを実現する手段や方法が民間規格として存在すること等の一定の条件を満たすことが必要である。

今回改訂する「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針（以下、本指針）」は、技術基準体系のうち民間規格としての性格を有するものであり、達成すべき性能を実現する手段や方法として構造解析手法ならびに照査項目に関する基本方針を示した。性能規定型設計では、照査方法については多様なものを認めているが、手法の適用性が確認されている必要がある。このようなことから、原子力土木委員会・地中構造物の耐震性能照査高度化小委員会の調査研究活動や関連研究成果に基づいて、現状の技術において最も合理的と考えられる手法や根拠等を本マニュアルで提示しておくこととした。さらに、調査研究活動や関連研究成果の詳細については別冊の技術資料で参照できるように配慮した。これらにより、実務における屋外重要土木構造物の耐震性能照査が円滑化されることを意図している。

一般に「マニュアル」とは「手順書」を意味し、そこに書かれた手順に従えば、実務者が間違いなく作業を完了することができるというものである。これに対して、本マニュアルは単なる「マニュアル」に止まらず、目標とする限界状態に応じて、実務者が合理的で最適な地震応答解析手法や照査指標等を容易に選択できるよう、最近の関連指針類、調査研究事例、設計事例等に基づいて適切な解説を加えている。なお、本指針では、耐震性能と耐久性能を個別に照査して設計耐用期間中の耐震性能を担保することとしていることから、本マニュアルにおいても、耐久性能照査に必要な事項を含むこととした。また、通常運用時の設計の合理性を確保する必要から通常運用時の照査についても掲載した。

1.1.2 第1章の構成

第1章は、本指針の「第5章 解析手法」における耐震性能照査に関わる部分について、解析手法の理論的背景や実務での適用方法等に関する技術事項を記載しており、地震時の間接支持機能や通水機能が要求される鉄筋コンクリート製地中構造物の耐震性能照査に必要とされる共通事項を扱っている。これを踏まえ、本マニュアルにおける第2章～第4章では、代表的な地震応答解析手法（部材非線形解析、材料非線形解析、プッシュオーバー解析）を用いた耐震性能照査の手順等が第1章の記載事項を前提として詳述される。

以下、「1.2」では、特に、地震応答解析における解析モデルの次元や照査指標等の選択について解説している。「1.3」では、地盤材料の非線形モデルについて、モデルの理論背景から土質試験結果に基づくパラメータ設定までを含めて説明を加えている。「1.4」では、構造部材が地震時損傷した場合の機器・配管の支持機能への影響を確認する方法を提示している。

1.2 耐震性能照査における応答値の評価に用いる解析手法

1.2.1 解析手法の要件

耐震性能照査においては、以下の要件を満たす解析手法を用いることを標準とする。

(1) 地盤－構造物連成系の時刻歴地震応答解析

地震応答解析に用いられる解析手法は、地盤および構造物の動的挙動の非線形性の程度に応じて線形解析、等価線形解析および非線形解析に大別され、照査の対象となる限界状態に応じて適宜選択される。一般に、厳密な解析手法を用いることにより、簡便な解析手法よりも合理的な照査が可能となることから、本指針では非線形時刻歴地震応答解析を標準としている。しかし、比較的簡便な解析手法は関係資料が豊富にあり、既往の実績も十分に得られている場合が多いことから、これを適用して照査を実施することを否定するものではない。各解析手法では、解析される出力値の種類、解析精度、適用範囲等が異なることから、設定される照査項目に応じて解析手法を選択する必要がある。表 1.2-1 には、耐震性能の区分とその内容、およびそれぞれの区分に対応できる解析手法の分類と照査項目の例を示す。一般に、高度な解析手法は、簡便な解析手法の適用領域を包含する。

表 1.2-1 耐震性能と地震応答解析手法との対応

目標性能		選択される標準的な解析手法と耐震性能の照査に用いる物理量	
区分	限界状態		
1	構造物の構成部材が降伏に至らない	手法①：線形解析	・鉄筋およびコンクリートの最大応力 ・最大せん断応力
		手法②：等価線形解析	・鉄筋およびコンクリートの最大応力 ・最大せん断応力 ・最大せん断力 ・最大曲げモーメント
2	構造物が最大耐力に至らない	手法③：部材非線形の解析	・最大曲げモーメント ・最大曲率 ・最大変位 ・最大層間変形角 ・最大せん断力
3	構造物が崩壊しない	手法④：材料非線形の解析	・最大変位 ・最大層間変形角 ・最大ひずみ ・最大せん断力

時刻歴地震応答解析を実施するにあたっては、地盤および構造物それぞれのモデル化を行う上で、以下の事項について留意することが肝要である。

- ①時刻歴地震応答解析開始時点での地盤および構造物の応力状態を定めるために、初期応力解析を行う。
- ②時刻歴地震応答解析においては、応答結果に大きく影響を与える条件の設定に、特に注意を払うことが必要である。このうち、地盤の境界条件については、波動の伝播、エネルギー吸収能を適切に考慮したものでなければならない。
- ③周辺地盤の有限要素分割については、時刻歴地震応答解析に用いる入力加速度波形の特徴と、地盤および構造物の変形モードを考慮して行うことが重要である。

- ④地中構造物の地震応答挙動は、地盤の応答挙動に支配されるため、地盤および構造物のモデル化を適切に行うためには、あらかじめ自由地盤の時刻歴地震応答解析を行い、地盤のせん断ひずみの最大値に関する深度分布を把握しておくことよい。

(2) 地盤の非線形性を考慮するモデルの適用

地盤の非線形性を考慮するモデルとしては、比較的小さなひずみ範囲を対象とし、主に周波数領域の計算に用いられる等価線形モデル、大規模なひずみ領域の応力-ひずみ関係の非線形性を考慮し、時間領域での逐次非線形解析に用いられる全応力モデル、有効応力モデルなどがある。全応力モデルと有効応力モデルの相異は、後者が地盤のダイレイタンス特性に起因する間隙水圧の変動を考慮できる点である。一般に、考慮できるひずみの範囲が広がるほどパラメータの数や計算時間が増大するため、地盤のひずみレベルや地下水面の位置などを考慮し適切なモデルを選択する必要がある。特に、飽和地盤を対象として鉛直地震動を動的に入力する場合には、地震のような比較的短時間の現象では土粒子骨格からの水の排水がほとんど生じないため、飽和地盤の体積弾性係数は水のそれよりも小さくならないことが想定される。したがって、地盤の体積弾性係数が地震中に一定となる解析モデルを用いることを基本とする。ただし、地中構造物に与える鉛直地震動の影響がほとんど無いと考えられる場合には、ポアソン比一定の解析モデルを用いても良い。

(3) 構造物のモデル化

地中構造物をモデル化する際には、地中構造物の特徴(土圧に起因する分布荷重を受けること)や、地盤要素の設定条件との整合性に配慮することが必要である。

鉄筋コンクリート部材の非線形モデルとして、線材モデルや有限要素モデルがある。これらについては、構造物に予想される応答挙動のレベルを考慮して、適宜選択することが肝要である。はり・柱部材は、線材要素としてモデル化する。鉄筋コンクリート部材としての非線形性を考慮する比較的簡便なモデルであるため、一般に計算時間は比較的短い。しかし、パラメータの僅かな設定の差異が構造物全体の応答挙動に大きく影響を及ぼすことがあるため、その設定には注意を要する。

一方、有限要素モデルは、現在では多数のモデルが提案されており、一般に、線材要素でモデル化した場合と比べより正確な解析が可能となる。しかし、提案されたモデルの全てが地中構造物の時刻歴地震応答解析に適した構成則であるとは限らないため、その精度と適用範囲が検証されたモデルを用いなければならない。

また、有限要素解析の出力情報は膨大であるため、不適切な離散化や境界条件の設定による解析結果への悪影響を見落とす危険性が高い。このため、耐震性能照査に用いる指標のみならず、その他の物理量についても精査し、時刻歴地震応答解析結果の妥当性を確認することが重要である。

表 1.2-2 には、部材非線形解析および材料非線形解析に用いられる要素を分類したものを示した。詳細については、本マニュアル「第2章 部材非線形解析を用いた耐震性能照査」および「第3章 材料非線形解析を用いた耐震性能照査」で述べるが、各モデルの特徴と構造物の目標性能(限界状態)とを勘案して選択することが重要である。

(4) 境界のモデル化

有限要素法を用いて地盤－構造物連成系の時刻歴地震応答解析を行う場合には、仮想境界を設けて地盤がある有限の領域で区切る必要がある。しかし、これによって構造物の振動、あるいは地盤の不規則な構造によって生ずる散乱波のエネルギーは、その系の中で閉じこめられてしまうことになるため、人為的に導入した仮想境界で波動エネルギーを吸収する工夫が必要となる。その際に用いられる境界としては、粘性境界、エネルギー伝達境界、混合境界、境界要素法との結合手法などが存在する¹⁾。解析を行う際には、対象とする問題の性質とそれぞれの境界条件の特徴に留意して、境界条件を設定する。

エネルギー伝達境界、境界要素法との結合手法は、いずれも周波数領域の解析を基本とするため、時間領域で地震応答解析を実施する場合は、粘性境界や混合境界を用いるのが一般的である。粘性境界は、地盤密度および地盤境界部における変位速度と、S波またはP波速度を乗じて求めた応力を仮想境界上に与えるもので、その取り扱いは容易であり、混合境界のように自由度の増加はない反面、境界に対する散乱波の入射角度によっては、境界におけるエネルギー吸収能が他の手法より劣ることもある。混合境界は、固定境界と自由境界、速度一定境界とひずみ一定境界の組み合わせのように、異なる境界条件から求まる解を重ね合わせる手法であり、粘性境界と比較してエネルギー吸収能は良いものの、有限要素網を全域または部分的に二重化するため、自由度が増大するという短所がある。

いずれの境界処理方法を用いた場合でも、その性能は解析領域内で発生する散乱波の吸収によって評価され、解析対象領域外の地形・地盤条件による影響も含めた解析境界上の応答を評価するものではない。したがって、地震波の特性や地盤のS波、P波速度、剛性の非線形化の程度などによって、解析範囲の妥当性を評価するか、地盤領域の広さを変えて計算を行い、設計の対象となる構造物の加速度や変位などの応答値が、解析領域を変えた場合でも、設計上問題のない程度の変化に留まることなどを確認することが望ましい。

なお、要素長に関しては、一般には、対象とする主要な波長との対応および構造物の変形モードを考慮して適切な長さを選択する。その場合、1波長当たり6～8節点以上が目安となる。

表 1.2-2 解析モデルの分類

解析手法		部材非線形モデル		材料非線形モデル	
モデル化		骨組		有限要素	
解析次元		一次元		二次元	三次元
構成則		$M-\phi$ 、 $M-\theta$ など	応力ひずみ関係		
要素		はり要素	ファイバー要素	平面要素	立体要素
ガウス積分		$M-\phi$ 、 $M-\theta$ など	$M-\phi$ に変換	応力-ひずみ	
特徴	汎用性	狭い ← → 広い			
	解析時間	短い ← → 長い			

1.2.2 耐震性能照査における応答値算定の手順

(1) 時刻歴地震応答解析の実施手順

耐震性能照査における応答値算定の手順を図 1.2-1 に示す。解析時に留意する項目も併せて示した。

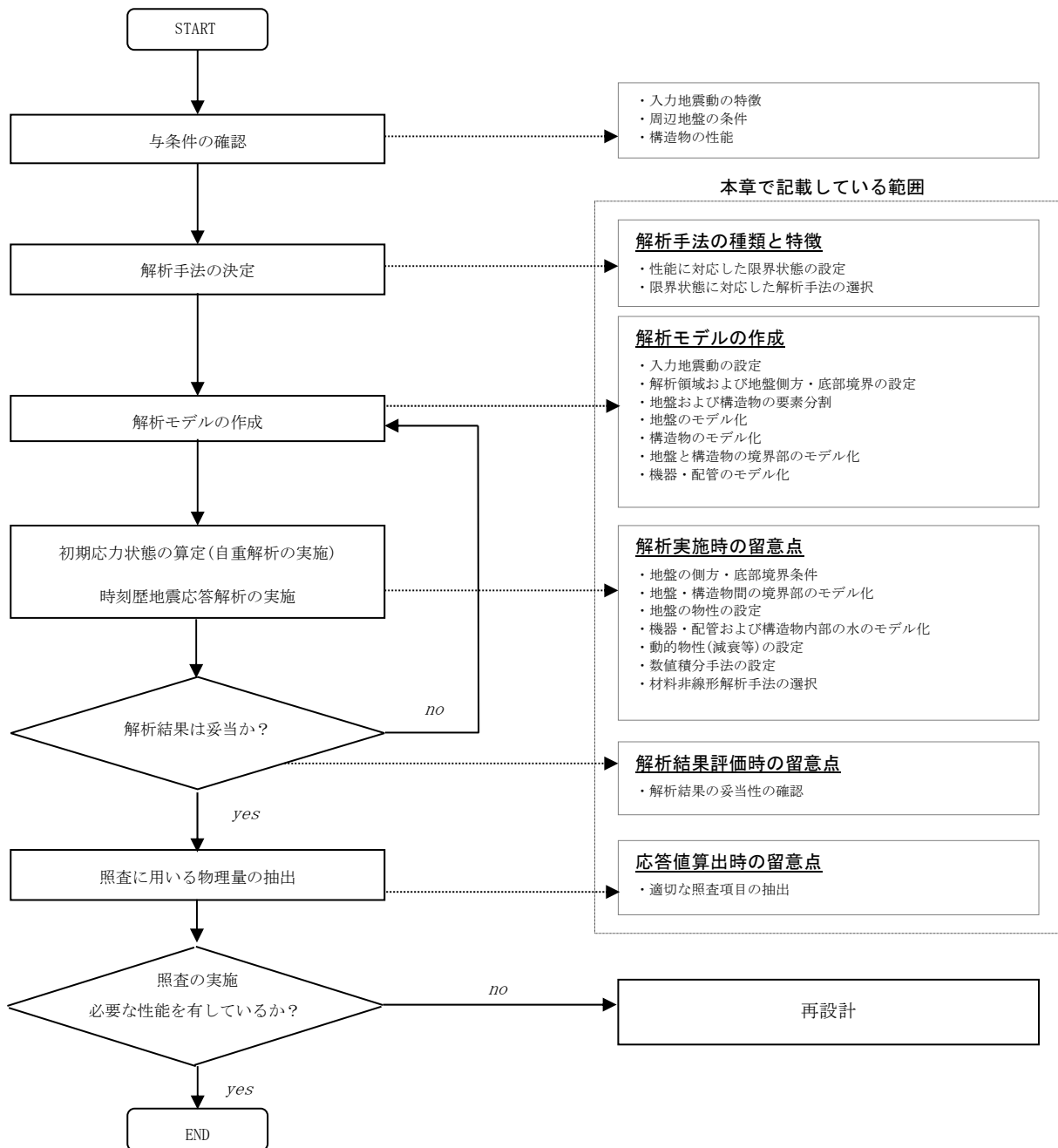


図 1.2-1 地盤-構造物連成系の時刻歴地震応答解析による応答値算出の手順

(2) 解析手法における解析次元の選択

耐震性能照査に用いる解析手法は、図 1.2-1 に示した手順において、前述の「1.2.1 解析手法の要件」に基づいて、耐震性能に対応した限界状態が設定され、その限界状態に対する解析精度が保証される解析手法を決定する。解析手法の決定後、解析モデルの作成段階で、対象とする地盤条件、構造条件、地震作用条件を勘案して必要に応じて二次元または三次元の解析次元についても適切に選択することができる。

本マニュアルでは、①構造のモデル化、②作用・応答のモデル化、③実務面での照査条件などに基づいて、工学的に合理的な解析次元を選定することを基本とする。なお、三次元解析を選択する場合には地盤と構造物の三次元的挙動を適切に評価可能な材料構成則を適用する必要がある。

①では、主として構造条件や地盤条件に対して、対象構造物の変形性状や破壊モードを二次元で適切にモデル化可能かどうかなどといった点を踏まえて判断する。例えば、対象とする構造物が三次元形状であり、二次元解析によるモデル化が適さないなど二次元解析が不合理と判断される場合、および二次元構造であっても地盤条件や境界条件が三次元の場合などには、三次元解析を選択する必要がある。

②では、地震作用・荷重条件を二次元でモデル化可能か、または二次元断面方向の応答が支配的か、などを踏まえて判断する。例えば、地震動の水平二方向入力の影響が大きく、三次元応答の影響が無視できない場合などには、三次元解析を選択する必要がある。

③では、三次元解析の優位性や照査対象となる地震動レベル、解析に要する負荷（計算時間・費用）、事前の照査結果等を総合的に勘案して判断する。例えば、従来、海水管ダクトや取水ピット等について余裕を見込んで二次元解析により照査していたものの照査用地震動レベルが高くなった場合を想定してみよう。海水管ダクトのような線状構造物では、横断面の地震応答に支配されるので、三次元解析の採用は必ずしも得策とはならない。この場合には、別途、二次元プッシュオーバー解析によって横断面の全体構造系を対象とした照査を選択するのもよい。取水ピットのような箱型構造物では、実務では妻壁等の三次元効果を考慮した擬似二次元解析が採用される場合もある。これにより耐震性能照査を満足できれば、三次元解析を選択する必要はない。一方、耐震性能照査を満足しない場合、解析に要する負荷を許容できるのであれば、三次元解析の選択が有効である。すなわち、妻壁や側壁等の三次元構造を適切にモデル化して、より実現に近い地震応答を再現することで、合理的な照査が可能である。

1.2.3 照査指標の選定

(1) 照査指標の種別

現状の耐震解析技術において、耐震性能照査で適用できる照査指標を表 1.2-3 に示す。この表では、左列から順に、局所から全体系、すなわち、ミクロからマクロに向かう照査項目を整理した。実務では、同表の「部材全体」または「断面・部位」レベルでの曲げ破壊およびせん断破壊に対する照査項目を設定して、部材破壊に対する照査が行われることが多い。また、材料非線形有限要素解析の応答値である応力・ひずみ等に基づいて「局所（材料）」損傷に対する照査も実施される。なお、「構造全体系」としての水平方向荷重や変位等に関する照査項目を設定することも可能である。この場合には、材料非線形モデルを用いた静的解析法（プッシュオーバー解析）が応答値や限界値の算出に有効となる。なお、「構造全体系」では、部材レベルの曲げ破壊・せん断破壊の破壊モードを区別しない。

一般には、ミクロ側の照査用限界値を保守的に設定することでマクロ側の照査は満足される。すなわち、「局所（材料）」において許容応力度を照査項目に設定すれば、部材レベルの照査は満たされる。また、「断面・部位」の照査項目で部材耐力を曲げ耐力、せん断耐力で照査していれば、おのずと構造物全体系の照査も満足できる。一方で、「局所（材料）」の照査指標において、局所的な材料損傷を大きく許容する場合は、マクロ側の「部材全体」または「構造全体系」での照査などで抑制する必要がある。また、「構造全体系の照査を行う場合は、一部の部材や局所的な材料損傷をある程度許容することが可能である。

表 1.2-3 適用可能な照査指標

照査区分	局所(材料)	断面・部位	部材全体	構造全体系
主な 照査指標	・応力，ひずみ（圧縮，引張，せん断） ・正規化累加ひずみエネルギー，偏差ひずみ第2不変量など	・断面力（曲げ，せん断，軸力） ・曲率，回転角，部材厚増分など	・変形角（曲げ：層間変形角など） ・部材変位（せん断：沈下など）	・全体荷重（水平方向・鉛直方向） ・全体変位，変形角
特徴	ミクロ ← → マクロ			

(2) 解析手法と照査指標の組み合わせ

本指針では，耐震性能照査の応答算出に用いる構造解析は，屋外重要土木構造物の非線形挙動を考慮可能な部材非線形解析と材料非線形解析を基本としている．また，地盤と構造物の地震時の応答挙動を適切に評価するために，地盤－構造物連成系の地震応答解析を用いることを標準としている．ただし，静的な地震作用が設定可能な場合には，応答値算出のために静的解析法（プッシュオーバー解析）を適用してもよいものとしており，本マニュアル第4章では，プッシュオーバー解析による構造物全体系の挙動照査を扱っている．応答解析手法の適用範囲は，それに採用されている地盤や構造物部材または材料の非線形モデルの特性に依存する．一方，照査項目（応力・ひずみ，断面力，変形角など）および照査方法（耐力照査または変形照査）に応じた解析精度が要求される．このため，応答解析手法や想定する限界状態および照査項目などに応じて，適切な照査指標を選定する必要がある．

表 1.2-4 は，応答解析の区分（部材非線形解析と材料非線形解析）に沿って推奨あるいは標準とされる照査項目・指標を示したものである．ここで，本指針で対象とする屋外重要土木構造物の耐震性能照査では，せん断破壊（面外）の照査の影響が大きい場合が多い．このことを踏まえ，同表では，主としてせん断照査指標に着目して，照査指標を①せん断耐力（示方書式），②せん断耐力（等価スパン a/d 考慮），③せん断耐力（材料非線形解析），④偏差ひずみ第2不変量 (1000μ)，⑤部材厚増分 (5mm 又はせん断補強筋の破断)，⑥構造物全体系の挙動（概ね最大耐荷力の範囲），に区分した．これらを参考にして，適切な解析手法と照査指標の組み合わせを選定するとよい．ただし，照査項目はせん断照査だけではなく，照査手法は応答挙動の解析精度や照査指標の適用範囲なども勘案して選択する必要がある．なお，一般に高度な解析手法は簡便な解析手法の適用範囲を包含するため，材料非線形解析を用いてせん断耐力照査を行うことも可能である．

部材非線形解析は，部材としての非線形特性が規定されたマクロモデルを適用しているため，断面力や部材変形の照査との適用性が良い．また，曲げは非線形性を考慮しているものの，せん断は線形であるため，部材非線形解析では，曲げは変形照査としつつも，せん断は耐力照査が基本となる．このようなことから，部材非線形解析に対応した指標は①～③に大別できる．指標①は保守的で簡便な照査が可能であり，横断面に対する照査に多く用いられる．指標①はこれまでの実績が豊富で実務にも適用しやすい．指標②は，応答値算出時に等価スパン a/d を算出する必要があるものの，分布荷重に対する適用性が良く，指標①よりも合理的な耐力照査が可能である．指標③では，部材非線形解析に基づいて静的地震力を設定し，合理的な部材のせん断耐力を評価するために，限界値の設定にせん断の非線形特性を考慮可能な材料非線形解析を適用している．ただし，照査結果は材料非線形解析の精度によって異なるため，それを考慮した安全係数が必要となる．

材料非線形解析では，材料の構成則モデルを適用しており，曲げとせん断ともに非線形性を考慮している

ため、曲げ・せん断照査ともに、部材・構造物の変形や材料の損傷に対する照査が可能である。ただし、材料構成則や解析者の影響および要素寸法依存性などにより、解析結果のばらつきが部材非線形解析よりも相対的に大きい傾向にある。材料非線形解析の特徴を生かした指標として、④～⑥が挙げられる。指標④では、材料の損傷に対する指標を用いるため、一般に適用範囲が広く、局所的な損傷を含めて評価可能であり、三次元解析モデルとの親和性が良い。指標④においては、要素寸法依存性を低減するために、一般に、損傷指標に平均化処理が行われる。しかしながら、通常は平均化領域が固定となるため、構造寸法や部材厚が大きい場合などは、保守的に評価する傾向が否めない。指標⑤は、部材のせん断照査を合理化するため、せん断耐力以降の挙動までに踏み込んだ照査指標である。また、曲げ、せん断ともに部材の変形指標であるため、局所的損傷の影響を受けにくく、指標④に比べて、応答値算出時に要素寸法の影響を受けにくい。指標⑥は、曲げ破壊・せん断破壊を包含した構造物全体の挙動に関する限界値を設定可能とした照査に位置づけられる。指標⑥を設定すれば、照査対象とする限界状態を超過した場合の状態や裕度などを把握するためにも活用することができる。プッシュオーバー解析を用いて指標⑥に基づく照査を実施する場合、地震作用時における静的地震力を用いて、応答値の算出も可能である。ただし、静的地震力を安全側に設定する必要があるため、応答値が保守的に評価されることに留意する必要がある。さらに、地震時応答が複雑な場合には適用が難しく、適用範囲は荷重漸増時における構造物の変形モードが概ね同等な範囲などに限定される。

表 1.2-4 で示した照査指標①～⑥の適用性は次のようになる。指標①～③は、部材の最大耐力力に至らない範囲において、一般に①→②→③の順に合理的な評価が可能となる。一方、簡便性に関しては、③→②→①の順になることは言うまでもない。指標④については指標①～③と同様に、概ね部材の最大耐力までが適用範囲である。これに対して、指標⑤は、概ね部材が最大耐力力を超過した後降伏荷重まで低下しない範囲で適用される。指標⑥は、部材としては最大耐力力を超過し、降伏荷重まで低下する可能性はあるものの、構造物全体としての最大耐力力に至らない範囲に適用される。これらの特徴を踏まえれば、一般には、④→⑤→⑥の順にせん断照査における合理的な限界状態の設定が可能となると言える。

いずれにせよ、応答解析手法と照査指標の選定に際しては、解析・照査手法の簡便性・保守性や適用範囲、および応答挙動の解析精度、照査可能な限界状態などを総合的に勘案する必要がある。一般に高度な解析手法を採用することにより、簡便な手法で得られる応答量に加えて、実現象に近い部材変形や局所損傷状況を評価できるものの、解析に伴う計算負荷や費用などが増大する傾向にある。このため、より簡便な指標手法で照査可能であれば、必ずしも高度な指標を指向する必要はない。

表 1.2-4 本マニュアルで対象とする応答解析と主な照査指標

応答解析		照査項目・指標			
区分	適用範囲・特徴	区分	曲げ系破壊	せん断系破壊	適用性
- 部材非線形：曲げの非線形性を考慮、せん断は線形 - 地盤・構造物連成解析：地震作用および地震時挙動を概ね適切に評価可能	- 部材としての非線形特性が規定された範囲で適用 - 断面力や部材変形の照査との適用性が良い - 一般には横断面に対する照査に多く用いられる。	指標①	層間変形角 曲率 圧縮縁ひずみ	せん断耐力 (示方書式)	- これまでの実績が豊富で実務に適用し易い - 保守的で簡便な耐力照査
		指標②	層間変形角 曲率 圧縮縁ひずみ	せん断耐力 (a/d 考慮)	- 応答値算出時に等価スパンを算出する必要があるが、分布荷重に対する適用性が良い - せん断耐力式より合理的な耐力照査
		指標③	層間変形角 曲率 圧縮縁ひずみ	せん断耐力 (材料非線形解析)	- 荷重漸増時における部材の変形モードが概ね同等な範囲 - せん断耐力照査は材料非線形解析の精度によって異なる - 合理的な部材のせん断耐力照査（非線形性考慮）
- 材料非線形：曲げとせん断の非線形性を考慮 - 地盤・構造物連成解析：地震作用および地震時挙動を概ね適切に評価可能 - プッシュオーバー解析を適用する場合は、静的地震力を安全側に設定し、応答値を保守的に評価する必要がある。	- 材料の構成則として規定された範囲で適用 - 局所的な損傷や収束が過大ではない範囲 - 局所的な材料損傷も評価可能 - 構成則や解析者の影響、要素依存性などが相対的に大きい - 三次元解析に対する適用性が良い	指標④	正規化累加ひずみ エネルギー (1500 μ)	偏差ひずみ第2不変量 (1000 μ)	- 部材の曲げ破壊およびせん断破壊を保守的に照査可能 - 材料の損傷指標のため、一般に適用範囲が広い - 構造寸法が大きい場合などに、保守的に評価する傾向がある
		指標⑤	層間変形角 (面外、面内)	部材厚増分 (5mm, またはせん断補強筋の破断)	- 部材の変形照査（非線形考慮） - 部材のせん断破壊に合理的な変形照査を適用 - 曲げ、せん断ともに部材の変形照査のため、局所的な損傷や要素寸法の影響を受けにくい
		指標⑥	部材の損傷状況(終局ひずみ)の確認 構造物全体系の挙動(概ね最大耐力の範囲)		- 曲げ破壊・せん断破壊を包含して最も合理的な限界値を設定可能 - 荷重漸増時における構造物の変形モードが概ね同等な範囲 - 限界状態を超過した後の挙動も把握することが可能

1.3 解析に用いる地盤のモデル化

1.3.1 モデル化の基本方針

地盤の非線形性をモデル化する手法は種々存在するが、いずれのモデルにおいても、対象とするひずみレベルを考慮した適切なパラメータを設定しなければならない。すなわち、予め実施した自由地盤の地震応答解析結果や、想定する限界状態に相応しいひずみレベルなどを総合的に考慮した設定が必要となる。地盤と同調して変形する地中構造物の場合は、少なくとも想定される限界状態や応答値に相当する層間変形角と同程度以上のひずみレベルにおいて、適切なモデル化精度を確保していなければならない。

パラメータの設定は、現地試験および室内試験の結果に基づいて行うことを原則とする。応答解析に適用される地盤の物性値には、主に以下のものが JEAG4601-2015 で示されており、対象とする地盤の特性に応じ、適切な試験を実施することにより求める。

①単位体積重量、②静的せん断強さ、③静弾性係数、④静ポアソン比、⑤動的せん断強さ、⑥動弾性係数、⑦動ポアソン比、⑧減衰定数

地盤の材料特性を把握するための原位置試験、ならびに室内試験は、「JEAG 4601-2015」などに準拠し、具体的な実施においては、地盤工学会基準(JGS)または日本工業規格(JIS)など、広く認知された基準類に従うものとする。

当該地盤の剛性、剛性の拘束圧依存性・ひずみ依存性などを設定するため、原位置からサンプリングした試料または埋戻し材料などを用いた動的変形試験、原位置での地盤のせん断波速度の計測などが必要となる。

動的変形試験によらず、地盤のせん断波速度に関する現地試験から地盤剛性のひずみ依存性に関するパラメータを設定した場合など、間接的にパラメータを設定した場合は、それを補完するために、他の基準・指針に示される値との比較、そのパラメータ値のばらつきが地震応答解析結果に及ぼす影響を把握するための感度分析のいずれか、またはその両方を実施しておくことが望ましい。

地盤剛性のひずみ依存性に関しては、各ひずみレベルの地盤剛性を微小ひずみレベルの地盤剛性で正規化し、その剛性比とひずみとの関係によって表現されることも多い。原位置での地盤のせん断波速度(V_s)と地盤密度(ρ)から式(1.3-1)を用いて微小ひずみレベルの地盤剛性が得られていれば、それを剛性比とひずみとの関係に代入することで、各ひずみレベルにおける地盤剛性を推定することができる。

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad (1.3-1)$$

ただし、このような方法で剛性のひずみ依存性を設定した場合は、特に大きなひずみレベルにおいて、ひずみと剛性の積として得られる応力が破壊応力を超えている可能性もあり、得られた応力とひずみの関係が適切であることを別途確認しておく必要がある。

地盤の非線形性をモデル化する手法としては、例えば、下記の2種類が挙げられる。

- ・等価線形モデル
- ・履歴モデル

等価線形モデルは、剛性と粘性を考慮した粘弾性体において、発生するひずみレベルに応じた等価な剛性係数と粘性減衰係数を設定したものであり、ひずみが比較的小さい場合は、等価線形化法による解析で比較的精度の良い解を得ることができる。しかし、解析手法そのものは線形の系を解くものであり、本指針では、地震応答解析には非線形解析を用いることを標準としているため、詳細については「旧マニュアル」などを

参照されたい。

履歴モデルは、時間領域での逐次積分法に用いられる。その場合、時々刻々変化する地盤の物性を適切に表現する構成関係が必要となるが、地盤の場合、ひずみの大きさに依存した剛性の非線形性に加えて、拘束圧に依存した剛性の非線形性も生じるため、非常に複雑な挙動になる。特に、地盤はせん断によって体積変化を生じる（ダイレイタンス）ため、地盤条件によっては地震中に大きな拘束圧変動を伴うことがある。すなわち、飽和地盤における液状化現象がこれにあたる。飽和地盤では、地震波によってせん断変形が生じると、ダイレイタンスにより体積変化を生じようとするが、間隙水の存在により、土・水混合体の体積はほとんど変化しないため、実際には体積変化を生じず、それに対応した過剰間隙水圧が発生することになる。

したがって、履歴モデルによって地盤をモデル化する場合、ひずみの大きさや拘束圧に依存した剛性（せん断応力-せん断ひずみ関係）のモデル化のみならず、ダイレイタンスに関するモデル化が必要となる。これらの条件を備えたモデル化の方法が、いわゆる有効応力モデルである。それに対して、ひずみの大きさに依存した剛性の非線形性は考慮するものの、ダイレイタンスによる体積ひずみの発生は考慮せず、地震中の拘束圧の変化を地盤剛性に反映させないモデル化の方法が、いわゆる全応力モデルとなる。

地盤の変形メカニズムを考慮した場合、地盤のモデル化の方法としてより高度であるのは有効応力モデルであり、地中構造物の地震時挙動を評価する場合は有効応力解析を用いるのが良い。しかし、その一方で、複雑なメカニズムを考慮している分、必要とされるパラメータの数も多く、必ずしも個々のパラメータと解析結果の関係が直感的に把握できないため、解析の実施にあたっては、高度な地盤工学的知識が求められるだけでなく、使用するコードに関する深い知識と経験が必要となる。逆に、全応力解析では、地盤の変形メカニズムを全て考慮できているわけではないが、少なくともひずみに依存した剛性についてはモデル化されており、飽和地盤を対象とした場合でも、あらかじめ過剰間隙水圧の蓄積による有効拘束圧の低下を見込んだ動的変形特性を使用することで、条件によっては有効応力解析に劣らぬ精度で地盤のせん断変形量を予測することができる（技術資料 I X-2005）。

そのため本マニュアルでは、下記のいずれかの条件に該当する地盤であれば、実用的には全応力解析で地中構造物の地震時挙動を評価できるものとする。

- ・地下水面より上の地盤であり、飽和していないこと。
- ・地下水面より下の地盤であり、飽和しているが、相対密度が比較的大きく側方流動や急激なひずみの増大を生じない地盤であること。

なお、飽和地盤・乾燥地盤によらず、地形的な条件（不整形地盤や埋め戻し土が著しく非対称な地盤）などによって、地震中のせん断変形よりも、主に残留変形による影響が卓越する場合には、仮に上記に該当する地盤であっても、残留変形の影響を考慮できる適切なモデルを使用しなければならない。

1.3.2 有効応力モデル

(1) モデル化の概要

地盤は、せん断によって体積変化（ダイレイタンス）を生じる。そのため、水で飽和された地盤で地震中に排水が拘束されると、せん断による体積変化量に見合うだけの過剰間隙水圧を発生する。発生するひずみが大きくなると、過剰間隙水圧による平均有効応力の変動が大きくなり、拘束圧に依存する地盤物性は大きく変化するため、それによる非線形な挙動が特に顕著となる。したがって、対象とする地盤において、地下水面が高い位置にあり地盤が飽和状態である場合は、地震応答解析で対象とするひずみレベルに応じてそ

れを考慮する必要がある。

ダイレイタンスの発生と拘束圧の変化を、土骨格の体積弾性係数を介して結びつけるモデルが、いわゆる有効応力モデルである。有効応力モデルでは、応力の偏差成分の変化により塑性体積ひずみ（ダイレイタンス）が生じるが、その一方で、仮に完全非排水条件であるものとすれば、その際の土・水混合体全体の体積変化は、土粒子や水そのものの体積変化に相当する非常に小さな値となる。そのため、ダイレイタンスに相当する体積ひずみと相殺する何らかの体積ひずみ発生機構が必要となり、等方応力の変化による体積ひずみがこれに相当する。すなわち、膨張または圧縮を生じるように偏差応力が変化した場合、非排水条件により体積変化が拘束されていると、圧縮または膨張を生じるように等方応力（平均有効応力）が変化することになる。

有効応力モデルでは、少なくとも応力の偏差成分（せん断応力）とひずみの偏差成分（せん断ひずみ）との対応関係を示す式ならびに応力の偏差成分（せん断応力）と体積ひずみとの対応関係を示す式を用いて地盤の特性をモデル化する。しかし地盤の特性は、密度、粒度、拘束圧、応力状態、履歴（せん断、圧密）、排水条件など、様々な要因により非常に複雑な挙動を示すため、それぞれの関係式については、着目する現象に応じて種々のものが提案されており、実務で汎用的・統一的にあらゆる地盤工学的問題に適用できるモデルというものは存在しない。また、適切にパラメータの設定がなされれば全応力モデルよりも合理的な結果を得られるものの、一般にパラメータの設定は容易ではなく、高度な地盤工学的知識の元に要素試験結果のシミュレーションなどによって試行錯誤で設定する必要がある。飽和地盤の特性および使用しているモデルの特性を理解した上で、対象としている問題のメカニズムがそれらによって再現できるか判断する必要がある。

そのため、ここでは飽和地盤の特性ならびに模型実験において観察された飽和地盤に埋設された構造物の挙動に関する特徴を挙げるにとどめ、具体的な有効応力モデルの事例には言及しない。有効応力モデルを用いる場合には、必要に応じてそれらの現象の再現性を確認した上で屋外重要土木構造物の耐震性能照査に用いるものとする。なお、いくつかの有効応力モデルを用いて、飽和地盤に埋設された地中構造物の遠心力載荷模型実験をシミュレーションした事例を、技術資料 **V III-2005** に示しておく。

(2) 飽和地盤の特性

通常小さなひずみ領域、または排水条件と見なせる場合は、比較的大ひずみ領域も含めて、繰返し同じ荷重が作用する元でのせん断応力-せん断ひずみ関係は、繰返しに伴い履歴ループが小さくなる傾向にある。それに対して、非排水条件の場合は、せん断ひずみが 1×10^{-4} の後半からそれ以降にかけて、過剰間隙水圧が蓄積し繰返しごとに平均有効応力が低下するため、繰返しに伴い履歴ループが拡大する傾向にある。すなわち、せん断応力の振幅が一定のままであっても、地盤剛性の低下によって発生するひずみは増大することになる。また、応力径路が変相線（土がせん断により圧縮する状態と膨張する状態との境界）と交わるようになると、せん断応力-せん断ひずみ関係のループ形状も紡錘型から逆 S 字型へと変化するため、紡錘型の履歴ループではモデルと実際の現象との間の乖離が著しくなる。このような飽和地盤の特性をまとめると、図 1.3-1 のような対応関係となる。

ただし、見かけ上せん断応力-せん断ひずみ関係は大きく異なっているが、それは拘束圧の変動によるものであり、一定の拘束圧の下で紡錘型となるせん断応力-せん断ひずみ関係に、地震中の拘束圧変化を逐次反映させてやることで、逆 S 字型のせん断応力-せん断ひずみ関係が表現できる。例えば、逆 S 字型のせん

断応力－せん断ひずみ関係において、ひずみの増大とともに接線剛性が増大する区間が現れるが、これはせん断ひずみの増大によって地盤が本質的なひずみ硬化を示すためではなく、通常のG－ γ 曲線のようにひずみ軟化は示すのであるが、それ以上に拘束圧の増大に伴う硬化の影響が大きくなるため、見かけ上せん断ひずみが大きくなるほどせん断剛性も大きくなっているのである。

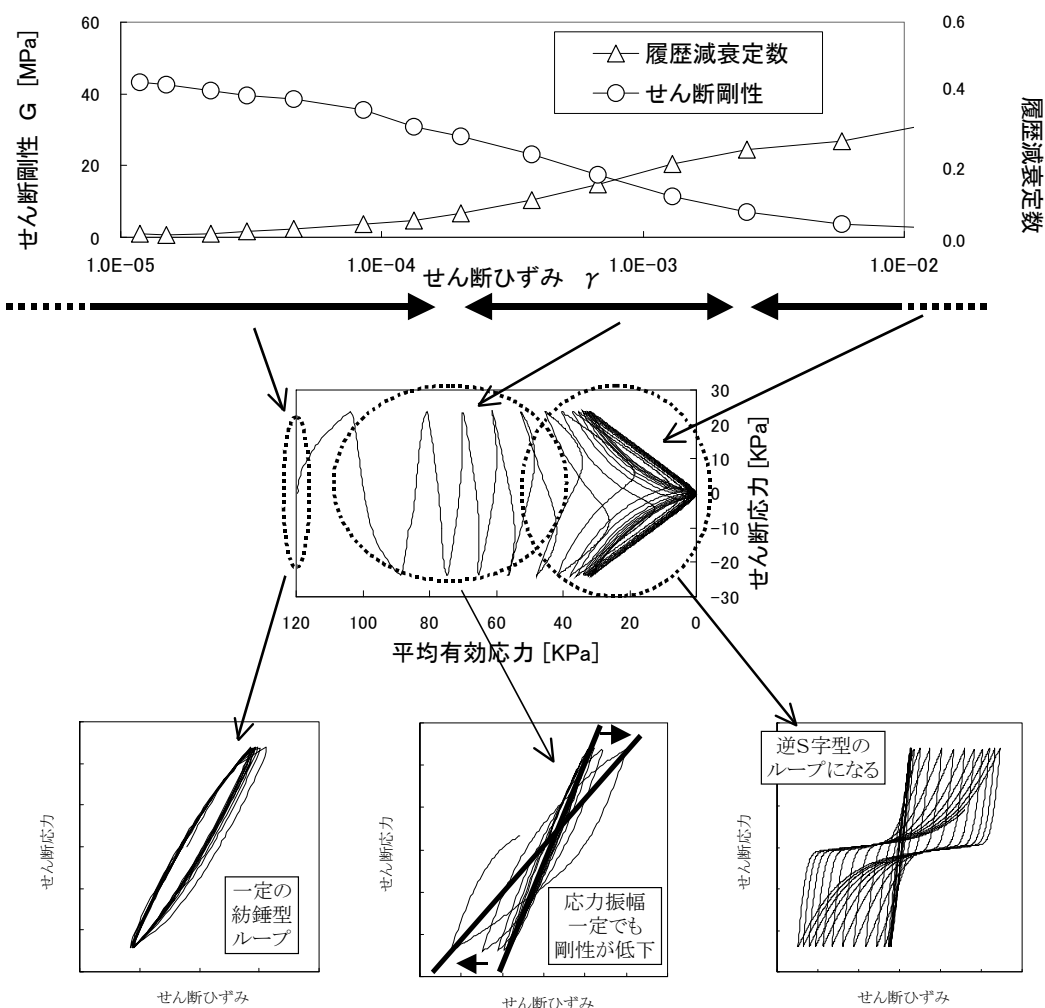


図 1.3-1 平均有効応力(拘束圧)の変化が地盤の応力－ひずみ関係に与える影響

(3) 飽和地盤に埋設された地中構造物の挙動

ここでは、飽和地盤に埋設された地中構造物の挙動について、注意すべき事項を示す。

a. 水平土圧の増大

飽和地盤では、地震中のせん断によって過剰間隙水圧が蓄積し、地盤条件によっては液状化が生じる。液状化が生じた場合は、少なくとも瞬間的には地盤は土粒子の接触が外れた液体と同様な状態となるため、その時地盤内の応力は等方応力状態となる。一方、常時の地盤は、一般に静止土圧係数(K_0)が 1.0 より小さい状態で存在するため、地盤内の水平応力は鉛直応力よりも小さく異なる値となっており、地中構造物に作用する土圧も鉛直土被り圧より小さいことが一般的である。したがって、地震動によって飽和地盤がせん断された場合、地盤条件による程度の差はあるものの、静止土圧係数(K_0)は 1.0 に近づく傾向にあり、一般に地中構造物に作用する水平土圧は増大する。図 1.3-2 は、模型実験において、側壁に作用する水平土圧が増大

した例を示している。

このような水平土圧の増大は、地中構造物の地盤と接触する鉛直部材の局所的な安定性にも影響を与えるため適切に考慮する必要がある。

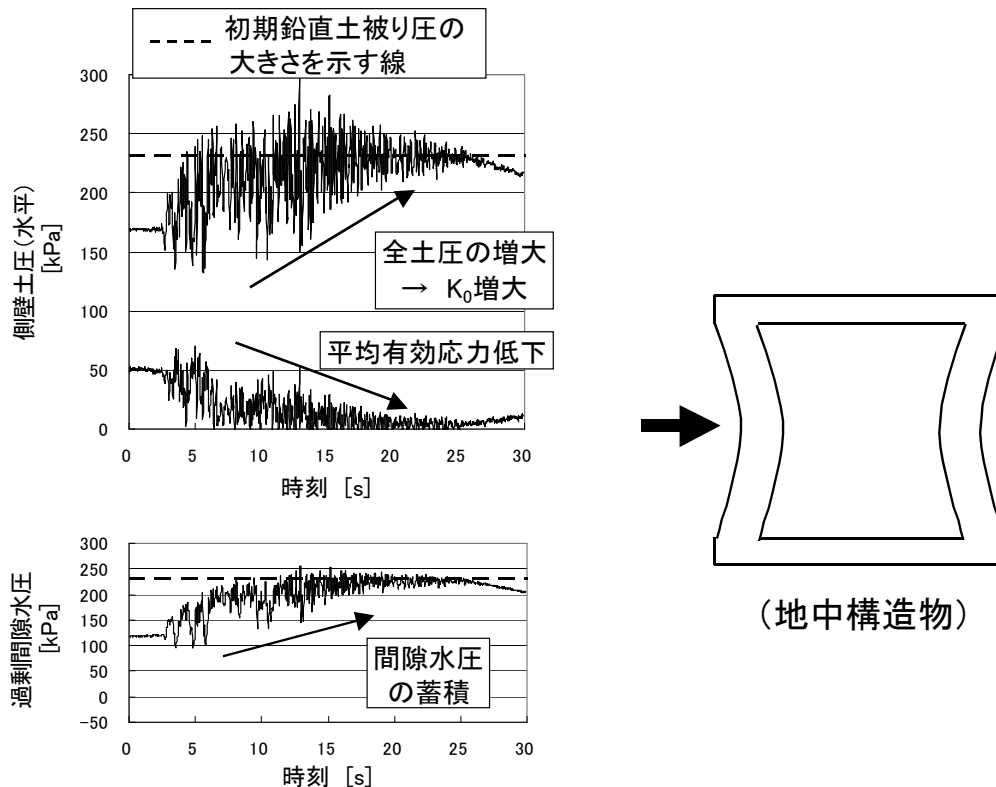


図 1.3-2 過剰間隙水圧の蓄積による側壁水平土圧の増大

b. 地中構造物に作用する荷重分担率の変化

地中構造物の変形は、主に頂版に作用するせん断力、側壁に作用する土圧合力および躯体慣性力によって生じ、これらの力は地震中に地盤の拘束圧および地盤と構造物の相互作用によって変化する。地盤のせん断強度は一般に拘束圧に比例するため、飽和地盤において過剰間隙水圧によって地盤の拘束圧が変動した場合、それに応じて地盤のせん断強度も変化する。したがって、頂版に作用する地盤のせん断力の大きさは、地盤と構造物の相対変位や地盤変形の大きさのみならず、拘束圧に依存した地盤のせん断強度から決まる上限値の影響も受けることになる。具体的には、過剰間隙水圧が蓄積し拘束圧が低下する場合は頂版せん断力は低下する。図 1.3-3 には、遠心力载荷模型実験（技術資料 V II-2005）において、過剰間隙水圧の蓄積により頂版に作用するせん断力が低下した例を示す。この事例においては、頂版のせん断力が低下すると、側壁に作用する土圧の影響は、構造物のせん断変形を抑制する側から変形させる方向に変化している。したがって、頂版のせん断力と側壁の土圧は、構造物のせん断変形に関して、互いにその影響を相殺するように変化している。このような荷重分担率の変化は、必ずしも地中構造物のせん断変形に大きな影響を与えないため、必要に応じて適宜影響を評価すれば良い。なお、土被りが非常に浅い場合（技術資料 V I-2005）、非常に地盤が密である場合、締まった礫地盤の場合など、正のダイレイタンスが大きくなる場合は、逆に初期拘束圧よりも地震中の拘束圧が大きくなり、初期鉛直土被り圧で計算される地盤のせん断強度以上にせん断力が作用する場合もある。

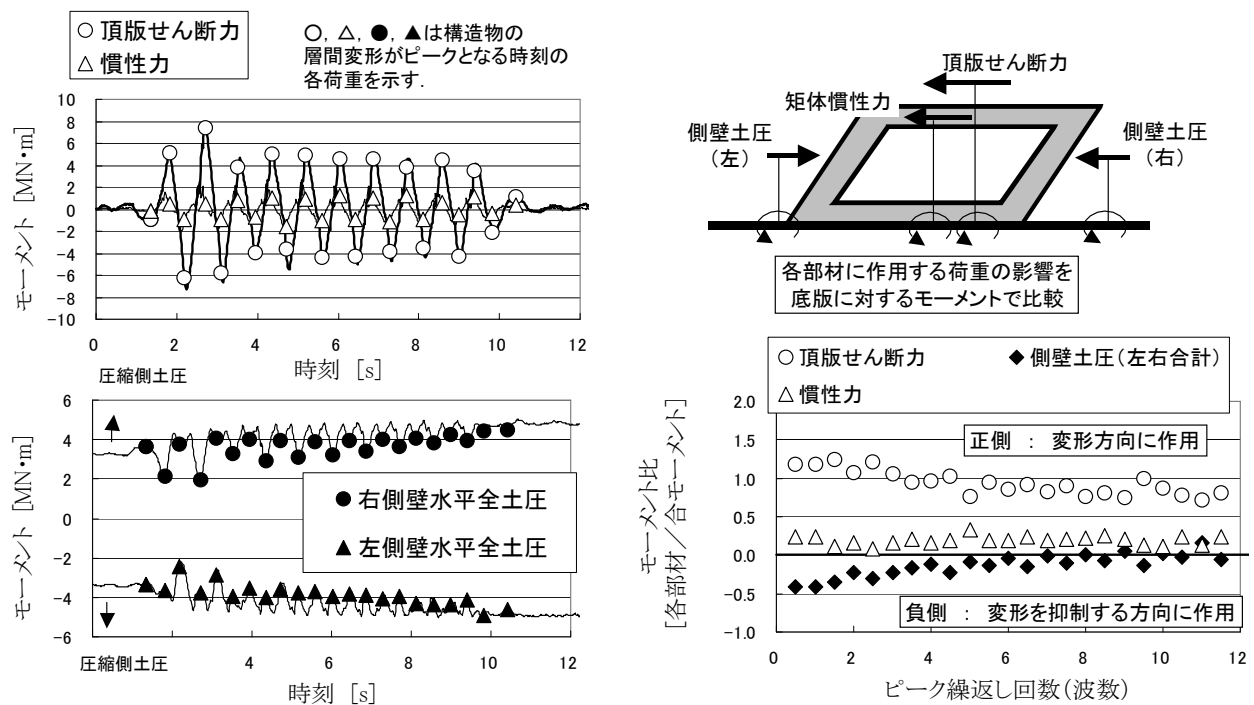


図 1.3-3 震動中に構造物に作用する荷重の分担率が変化した例

c. 構造物／地盤の変形比率に与える影響

一般に、地盤変形が同じであれば、剛性の大きな地盤に埋設された構造物の方が、剛性の小さな地盤に埋設された構造物よりも大きなせん断変形を生じる。したがって、一般の地盤で過剰間隙水圧が蓄積し、地盤剛性が低下した場合、構造物の変形は過剰間隙水圧が蓄積しない場合よりも小さなものとなる。図 1.3-4 は、そのような例として、遠心力载荷模型実験（技術資料ⅤⅡ-2005）において、飽和地盤または乾燥地盤に RC 構造物を埋設し、同様な手順で加振実験を行った際の地盤と構造物の変形量を示している。この事例では、飽和地盤に埋設したケースの方が、地盤変位が大きいにも拘わらず、構造物の層間変形量は乾燥地盤に埋設された場合の方が大きくなっている。飽和地盤に埋設された場合、地盤変形に対する構造物変形の割合は 0.5 程度であったのに対し、乾燥地盤の場合は約 1.0 であり、概ね地盤変形と同程度に構造物変形が生じていたことになる。

一般に、飽和地盤で過剰間隙水圧が蓄積して地盤の剛性が低下すると、地震時の地盤変位は大きくなる傾向にあるが、その一方でこの事例が示すように、同じ地盤変形であれば地盤剛性が大きな地盤中に埋設された構造物の変形量の方が大きくなるため、有効応力解析を用いて地中構造物の変形量を予測する場合、必ずしもより過剰間隙水圧が蓄積しやすい方が安全側の結果を与えるとは限らず、過剰間隙水圧の低下に伴う地盤変形量の増大と地盤剛性の低下のバランスによって安全側の評価にも危険側の評価にもつながることに留意が必要である。

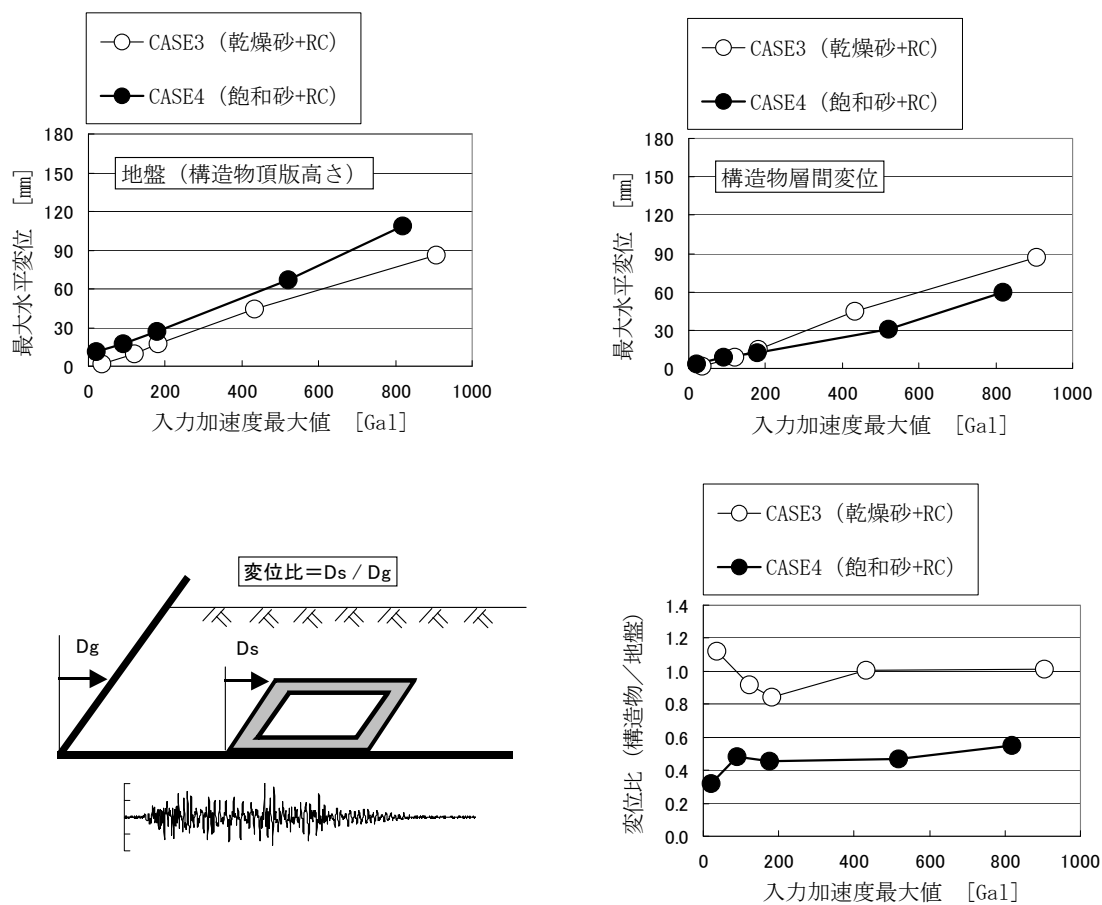


図 1.3-4 飽和砂地盤中の構造物と乾燥砂地盤中の構造物の変形量の比較

1.3.3 全応力モデル

(1) モデル化の概要

全応力モデルでは、地盤のせん断応力～せん断ひずみ関係を、双曲線または指数関数などの数理モデルで表現するものである。地盤の強度・変形特性は初期、震動中を問わず、拘束圧依存性の影響を受けるが、全応力モデルにおいては、初期の地盤物性設定時に拘束圧依存性を考慮することはあっても、震動中の拘束圧の変動による地盤物性の変化は考慮しない。また一般に、解析において得られる体積ひずみは等方応力の変化に対して線形であり、せん断による体積変化、すなわちダイレイタンスは考慮できない。

(2) 全応力モデルの基本構成

全応力モデルの主な構成要素は、a. 骨格曲線、b. 履歴曲線、c. 履歴法則であり、以下に、骨格曲線を表す代表的なモデルとして、双曲線型の Hardin-Drnevich (以下、H-D) モデル²⁾、指数関数型の Ramberg-Osgood (以下、R-O) モデル³⁾を例に解説する。

a. 骨格曲線

骨格曲線は、処女載荷時の地盤の応力～ひずみ関係を規定するものであり、それぞれの式表現を下記に示す。

H-D モデルの骨格曲線：

$$\sigma = \frac{\mu_t \varepsilon}{1 + \left| \frac{\varepsilon}{\varepsilon_r} \right|} \quad (1.3-2)$$

R-0 モデルの骨格曲線：

$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} = \frac{\sigma}{\sigma_y} \left[1 + \alpha \left| \frac{\sigma}{\sigma_y} \right|^{r-1} \right] \quad (1.3-3)$$

σ : 応力

ε : ひずみ

μ_t : ひずみが微小なときのせん断定数

ε_r : 規準ひずみ

σ_y : 降伏応力

ε_y : 降伏ひずみ

α : 非線形程度を表すパラメータ

r : 非線形程度を表すパラメータ

これらの式を、特にせん断応力(τ)－せん断ひずみ(γ)関係に適用するものとして、初期せん断剛性(G_0)と規準ひずみ(γ_r)、または初期せん断剛性(G_0)と破壊応力(τ_f)を用いて書き換えると次のように表すことができる。

H-D モデルの骨格曲線：

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_r} \right|} \quad \text{または} \quad \tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \left| \frac{G_0 \gamma}{\tau_f} \right|} \quad (1.3-4)$$

R-0 モデルの骨格曲線：

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} \left[1 + \alpha \left| \frac{\tau}{G_0 \gamma_r} \right|^\beta \right] \quad \text{または} \quad \gamma = \frac{\tau}{G_0} \left[1 + \alpha \left| \frac{\tau}{\tau_f} \right|^\beta \right] \quad (1.3-5)$$

ここに, γ	: せん断ひずみ
γ_r	: 規準ひずみ
τ	: せん断応力
τ_f	: 破壊応力
G_0	: 初期せん断剛性
α	: 非線形程度を表すパラメータ
β	: 非線形程度を表すパラメータ

H-D モデルでは, せん断ひずみ(γ)を無限大にした場合のせん断応力(τ)が, $G_0 \cdot \gamma_r$ または破壊応力(τ_f)に収束するため, $G_0 \cdot \gamma_r$ または τ_f によってせん断応力の上限を定義することが可能となる. 一方, R-0 モデルでは, せん断ひずみ(γ)を無限大とした場合のせん断応力の上限がないため, 破壊応力(τ_f)は地盤がそれ以上の抵抗力を発揮しないという意味での破壊応力を示すものではなく便宜的なものである. また, 式(1.3-5)の左式は, $\tau_f = G_0 \cdot \gamma_r$ と置いて右式を書き換えただけのものである. なお, R-0 モデルにおいて原モデル指数部の($r-1$)は β に置き換えた.

両モデルとも観察された地盤の応力-ひずみ関係の非線形性を表現するための実用的な数学モデルであり, 目的に応じて種々のパラメータ設定方法が考案されている. 例えば大崎ら⁴⁾によると, R-0 モデルのパラメータに下記のような意味づけを行い, 土質試験の結果から直接的に設定されるパラメータと, 応力-ひずみ関係の全体的なフィッティングに用いるパラメータとを明確に区別している.

$$\gamma = \frac{S_u}{G_0} S \left(1 + \alpha |S|^\beta \right) \quad (1.3-6)$$

ここに, γ	: せん断ひずみ
γ_f	: 単純せん断試験から求めた破壊時のひずみ
γ_r	: 規準ひずみ($= S_u / G_0$)
G_0	: 初期せん断剛性
S	: 規準化せん断応力($= \tau / S_u$)
S_u	: 単純せん断試験から求めたせん断強度
α	: $\alpha = \frac{\gamma_f}{\gamma_r} - 1$
β	: $G, h - \gamma$ 関係をフィッティングするパラメータ

この方法に従い各パラメータをフィッティングした場合, 応力-ひずみ関係は点(γ_f, S_u)を必ず通る. この方法以外にも, 式(1.3-7)を用いて, 割線せん断剛性(G)が初期せん断剛性(G_0)の半分となる際のせん断ひずみ($\gamma_{0.5}$)を用いた設定も可能であり⁵⁾, $G = G_0/2$ となる付近でのフィッティング精度が期待できる.

$$\alpha = \left(\frac{2}{\gamma_{0.5} G_0} \right)^\beta \quad (1.3-7)$$

ここに、 β : $G, h-\gamma$ 関係をフィッティングするパラメータ

G_0 : 初期せん断剛性

$\gamma_{0.5}$: 初期せん断剛性(G_0)の半分となる際のせん断ひずみ

これらの数学モデルには長所と短所があり、H-D モデルを使用する場合、破壊時の応力の大きさを明確に規定できること、パラメータが少ないことなどが長所となるが、試験により得られた破壊応力をそのままパラメータとして使用すると、比較的小さなひずみ領域では、モデルの骨格曲線は試験で得られた骨格曲線よりも急激にせん断応力が増大する傾向があること、大ひずみ域で履歴減衰定数(h)が大きくなりすぎることなどの短所もある。一方、R-0 モデルは、H-D モデルよりもパラメータの数は多くなるが、それでも比較的小さいパラメータの数で、H-D モデルよりも高精度に地盤の応力-ひずみ関係をモデル化できることが長所である。しかし、破壊時の応力の大きさが規定できないため、ひずみの増大につれて応力が無制限に大きくなるなどの短所を有する。

図 1.3-5 には、初期せん断剛性(G_0)と破壊応力(τ_f)を用いてフィッティングした例を示すが、H-D モデルにおいて、破壊時のせん断応力を厳密に定義しようとした場合、H-D モデル 1 のようにせん断ひずみの小さい領域で急激に応力が増大することになる。なお、R-0 モデル、H-D モデル 2 とともに、パラメータに破壊応力や初期剛性などの物理的な意味づけをせず、特定のひずみレベルの範囲のみを対象としてフィッティングした場合は、より高精度な近似が可能となる。

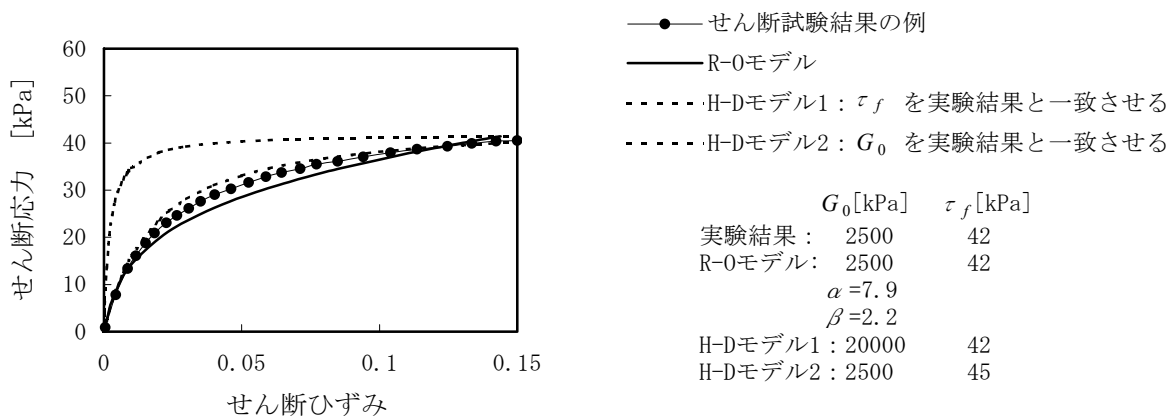


図 1.3-5 R-0 モデル、H-D モデルの例

b. 履歴曲線

履歴曲線は、地盤の応力-ひずみ関係における除荷・再載荷過程に用いられる曲線である。H-D モデルではもともと関数形による履歴曲線は提案されていないが、通常は、R-0 モデルなどの他のモデルと同様に Masing 則⁶⁾を適用した履歴曲線を使用することが多い。そこで、Masing 則を適用した場合の H-D モデル、R-0 モデルの履歴曲線を示す。

Masing 則では、下記の①、②の仮定を用いる

①除荷点と再載荷点での接線剛性($G = d_\tau/d_\gamma$)は、初期せん断剛性(G_0)と等しい。

②履歴曲線は、骨格曲線を応力軸・ひずみ軸の両方に対して n 倍したものである。

(一般に $n = 2$ とする)

初期せん断剛性および破壊応力で表現した H-D モデル式(1.3-4)、R-0 モデル式(1.3-5)を例に用いると、骨格曲線式の τ 、 γ の代わりに、それぞれ $(\tau - \tau_R)/2$ 、 $(\gamma - \gamma_R)/2$ [τ_R 、 γ_R は反転時の τ 、 γ を表す] を代

入して、履歴曲線が次のように表される。

H-D モデルの履歴曲線：

$$\tau = \tau_R + \frac{G_0(\gamma - \gamma_R)}{1 + \left| \frac{G_0(\gamma - \gamma_R)}{2\tau_f} \right|} \quad (1.3-8)$$

R-0 モデルの履歴曲線：

$$\gamma = \gamma_R + \frac{\tau - \tau_R}{G_0} \left[1 + \alpha \left| \frac{\tau - \tau_R}{2\tau_f} \right|^\beta \right] \quad (1.3-9)$$

ここに、 γ_R ：反転時のせん断ひずみ
 τ_R ：反転時のせん断応力

ここで Masing 則の n は 2 としている (図 1.3-6 参照)。また、履歴曲線を定義することで図 1.3-7 に示すように、履歴曲線の面積で表される損失エネルギーと系に蓄えられる弾性エネルギーとの比より、下記のように履歴減衰定数(h)を定義することができる。

H-D モデルの履歴減衰：

$$h = \frac{2}{\pi} \left[\frac{1+X}{1-X} + \frac{2X}{(1-X)^2} \ln X \right] \quad X = \frac{G}{G_0} \quad G = \frac{\tau_R}{\gamma_R} \quad (1.3-10)$$

R-0 モデルの履歴減衰：

$$h = \frac{2}{\pi} \frac{\beta}{\beta+2} \left(1 - \frac{G}{G_0} \right) \quad (1.3-11)$$

ここに、 h ：減衰定数

ここで、せん断ひずみ(γ)が無限大となる場合、すなわち、割線せん断剛性(G)が零となる場合を考える

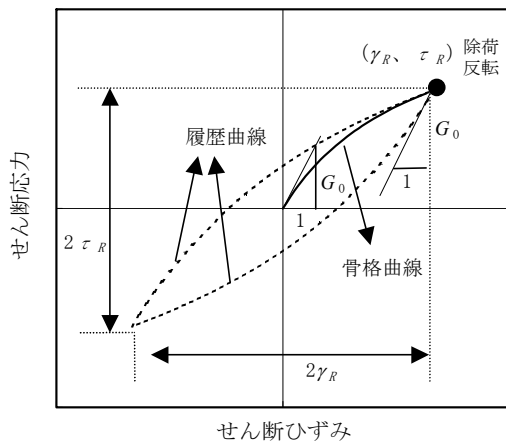


図 1.3-6 骨格曲線と履歴曲線との関係

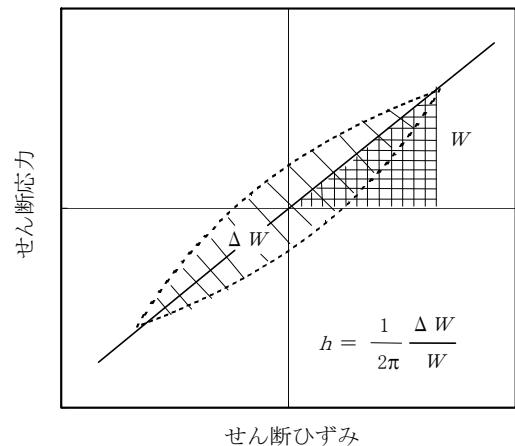


図 1.3-7 履歴減衰係数の定義

と，H-D モデルの場合は $h = 2/\pi$ に収束し定数となるが，R-0 モデルの場合は，

$$h = \frac{2}{\pi} \frac{\beta}{\beta + 2} \quad (1.3-12)$$

となるため，逆に実験結果の最大履歴減衰定数 (h_{max}) から，

$$\beta = \frac{2\pi h_{max}}{2 - \pi h_{max}} \quad (1.3-13)$$

のように β を設定することも可能である。

c. 履歴法則

地震時の地盤の挙動を予測する場合，その不規則に反転する応力-ひずみ関係を追跡する法則が必要となる。すなわち，骨格曲線と履歴曲線，履歴曲線と履歴曲線の相互の乗り移り法則が必要となる。図 1.3-8 を参照すれば，

- ① 最初は骨格曲線を通る (A→B)。
- ② 最初に反転する点 B から履歴曲線に移る (図 1.3-8 (a) での B→C)。
- ③ 履歴曲線上で反転したら，反転の点 C の座標を履歴曲線の式に代入して得られる式に従う (図 1.3-8 (a) での C→D)。D→E，E→F，F→G は，同様な履歴曲線上の反転を示す。
- ④ 例えば，仮に C から反転してそのまま B に向かってゆくとき，B に到達した時点で，骨格曲線に戻る (図 1.3-8 (b) での C→B→H)。この仮定がないと，C→B→I のように，履歴曲線は骨格曲線からずれていってしまう。
- ⑤ ④の規定を，より一般的に言えば，図 1.3-8 (b)，図 1.3-8 (c) を参照して，2 つ前の反転の点 (例えば C から B へ向かう線上にあれば B，G から F へ向かう線上にあれば F がこれに相当する) を越えれば，

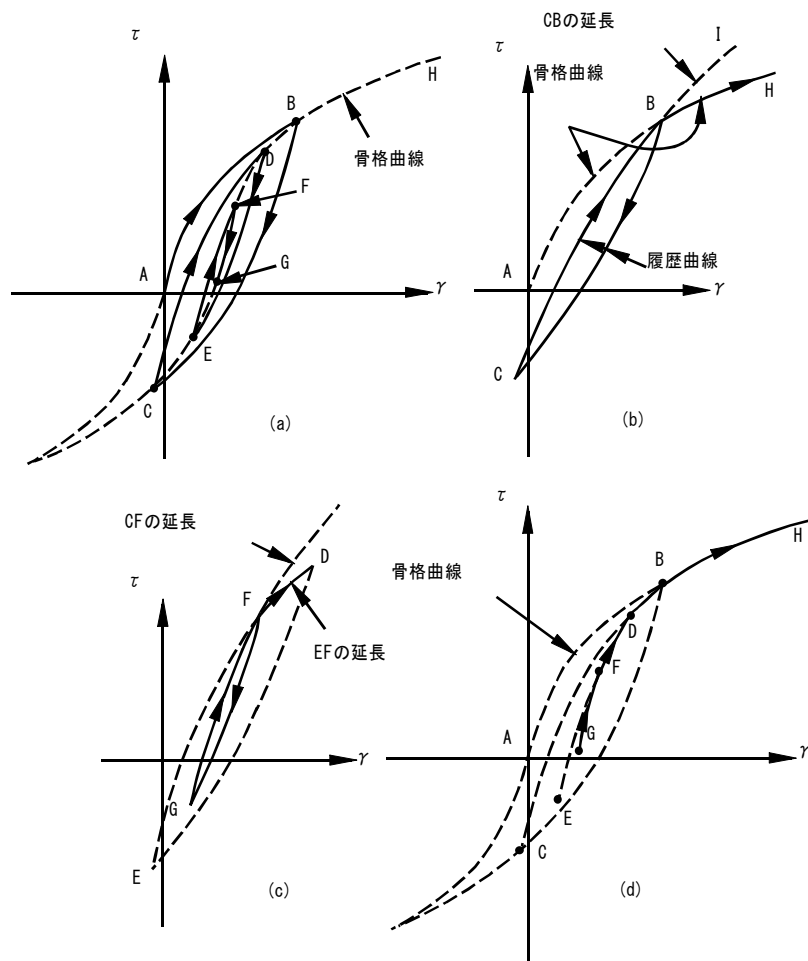


図 1.3-8 骨格曲線，履歴曲線の乗り移り法則

越える前の履歴曲線(CB または GF)の延長上からはずれて，元の骨格曲線(ABH)または履歴曲線(EFD)に戻る．このことは，図 1.3-8(d)に示すように， $F \rightarrow D \rightarrow B$ についても同様に当てはまる．

などが，一般に用いられる履歴法則である⁵⁾．

(3) 物性試験のフィッティング精度を向上する方法

履歴モデルの基本構成に従い地盤の非線形な変形特性をモデル化した場合，せん断剛性(G)と履歴減衰(h)のひずみ依存性を，すべてのひずみレベルにおいて同時に満足することは一般に不可能である．その原因は，ひずみレベルによらず履歴曲線が骨格曲線の n 倍となるように仮定しているためである．実際の動的変形試験の結果では，図 1.3-9 に示すように，各ひずみ振幅レベルでせん断応力(τ)－せん断ひずみ(γ)関係が異なるのが普通であり，全てのひずみ振幅レベルにおいて履歴曲線が骨格曲線の n 倍であるという関係は成立しない．図 1.3-9 では，各ひずみ振幅レベルのせん断応力(τ)－せん断ひずみ(γ)関係を，反転時のせん断ひずみ(γ_R)およびせん断応力(τ_R)が零となるように移動して比較したものであり， n 倍に固定した Masing 則が成立するのであれば，履歴曲線は同一の曲線となるが，実際の実験結果にはそのような関係は認められない．そこで，室内試験で得られたせん断剛性(G)－せん断ひずみ(γ)関係，履歴減衰(h)－せん断

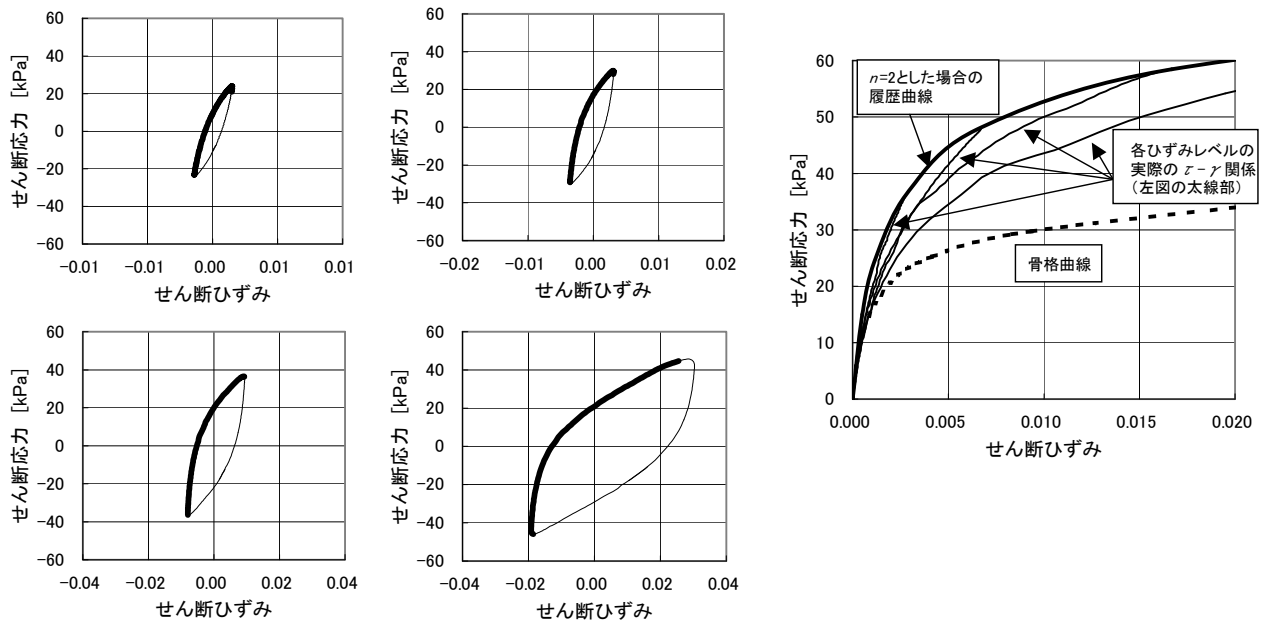


図 1.3-9 動的変形試験におけるせん断応力－せん断ひずみ関係と履歴曲線

ひずみ(γ)関係を直接使用して、室内試験で結果が得られたすべてのひずみレベルにおいて、忠実にせん断応力(τ)－せん断ひずみ(γ)関係を再現するモデルも提案されている^{7) ~12)}。

これらのモデルは、各ひずみレベルの履歴曲線に対して仮定の骨格曲線を考える⁷⁾、瞬間変形係数というパラメータを用いて骨格曲線と履歴曲線との対応関係を調整する⁸⁾という概念上の差および実際に操作するパラメータは異なるものの、処女載荷時の応力－ひずみ関係と繰返し載荷時の応力－ひずみ関係との間に Masing 則のような一意的な関係を与えず、ひずみレベルに応じて実験結果を直接反映させた両者の関係を設定するという点は共通である。R-0 モデルを例として、その着眼点を具体的に示すと下記のようにまとめられる。

上記に示した R-0 モデルでは、繰返し載荷時の閉じたループを表現し履歴減衰を定義するためには、履歴曲線は対称な反転点(γ_R , τ_R), ($-\gamma_R$, $-\tau_R$)を通る必要がある。すなわち、(γ_R , τ_R)で折り返した履歴曲線、

$$\gamma = \gamma_R + \frac{\tau - \tau_R}{G_0} \left[1 + \alpha \left| \frac{\tau - \tau_R}{n \tau_f} \right|^\beta \right] \quad (1.3-14)$$

は対称点($-\gamma_R$, $-\tau_R$)を通る必要があるため、これを式(1.3-14)に代入して整理した、

$$\frac{1}{G} = \frac{\gamma_R}{\tau_R} = \frac{1}{G_0} \left[1 + \alpha \left| \frac{\tau - 2\tau_R}{n \tau_f} \right|^\beta \right] \quad (1.3-15)$$

を満たす必要があり、その結果下記の履歴減衰に関する関係が導かれる。

$$h = \frac{2}{\pi} \frac{\beta}{\beta + 2} \left(1 - \frac{G}{G_0} \right) \quad (1.3-16)$$

ここで、せん断剛性と履歴減衰のひずみ依存性を同時に満足するためには、両者に現れるパラメータが異なることに注意して各パラメータを順に設定すればよい。すなわち、まず式(1.3-16)を満足するためには、 β または初期せん断剛性(G_0)のいずれか一方を実験結果から定め、残りの一方を式(1.3-16)を逆に解いた下記のいずれかの式により求める。ここで実験結果を用いる G および h については、それぞれ G_{exp} 、 h_{exp} として示している。

$$\beta = \frac{2\pi h_{exp} G_0}{(2 - \pi h_{exp}) G_0 - 2G_{exp}} \quad (1.3-17)$$

$$G_0 = \frac{2\beta G_{exp}}{2\beta - \pi(\beta + 2)h_{exp}} \quad (1.3-18)$$

次に、 α 、 n 、 τ_f などのパラメータは式(1.3-16)に現れないので、これらのパラメータを用いて実験結果のせん断応力(τ)－せん断剛性(G)関係を満足するように式(1.3-15)をフィッティングすればよい。

このようなパラメータの設定を各ひずみレベルで行った場合、室内実験での種々の応力レベルにおける一定応力振幅繰返し载荷試験の結果については、ほぼ完全に再現することが可能となる。しかしながら、地震応答解析のような不規則な波形の場合、反転時のひずみレベルが反転毎に異なり、ひずみレベルに応じて調整した履歴曲線では閉じたループとならないため、履歴法則の④項に規定するような乗り移り法則は、応力またはひずみの一方が2つ前の反転点と同じ値になった場合とするなど、図1.3-10に示すような対処が必要となる。また、物性試験においては、一つの供試体を用いた段階载荷を実施し、各载荷段階で11回の繰返し载荷を行い、一般的にはそのうち10サイクル目の応力－ひずみ関係から骨格曲線を定めるが、各载荷段階の载荷履歴が後続の载荷段階へ与える影響や、各载荷段階における9回の繰返し载荷による履歴のため、このようにして求められた骨格曲線は、図1.3-11に示すように、単調载荷試験のせん断応力(τ)－せん断ひずみ(γ)関係や他の繰返し回数のせん断応力(τ)－せん断ひずみ(γ)関係とは異なる。すなわち、物性試験結果として提示されているせん断剛性(G)、履歴減衰(h)－せん断ひずみ(γ)関係(一般に各载荷段階の10サイクル目のみ提示)を忠実に再現する骨格曲線や履歴曲線を用いたとしても、それだけでは、必ずしも得られる地震応答解析結果の高精度化と直接結びつくものではない。物性試験結果と実際の応力－ひずみ関係との対応を考慮すると、対象としたひずみレベルのみ必要な精度で満足するように設定した通常のR-0モデルでも、十分な精度の地震応答解析結果が得られる場合もある。したがって、地震応答解析に必要とされる精度に合わせて、プログラミングやパラメータ設定の容易さも考慮した上で適切な履歴モデルを選択すればよい。

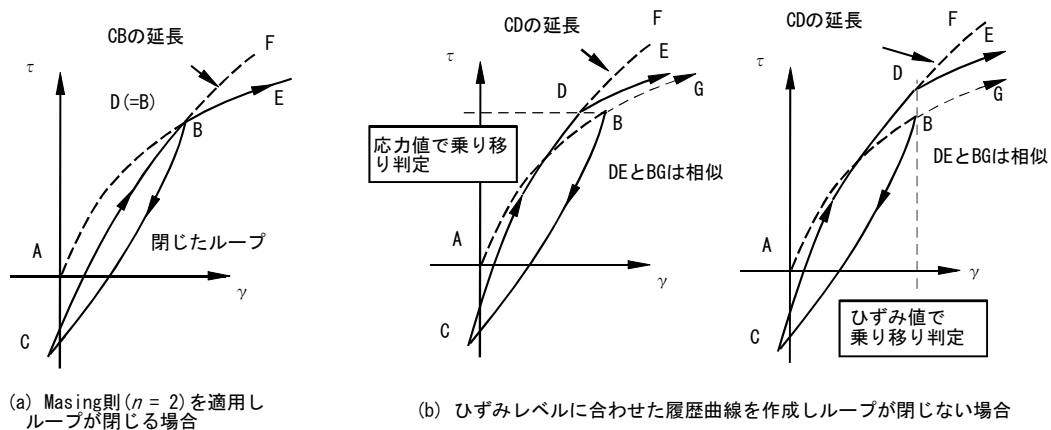


図 1.3-10 履歴曲線と履歴法則(乗り移り)の関係

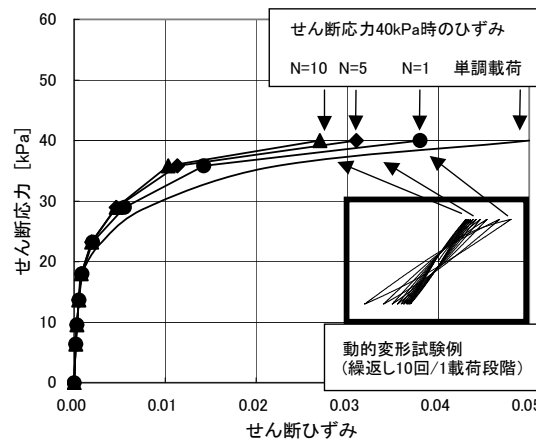


図 1.3-11 動的変形試験による骨格曲線と単調載荷試験結果の関係

(4) 地盤物性の拘束圧依存性

全応力モデルで用いられる物理的な意味を持つパラメータ、もしくはパラメータを設定するための実験定数としては、初期せん断剛性(G_0)、破壊応力(τ_f)、規準ひずみ(γ_r)、最大履歴減衰定数(h_{max})などがある。これらの値は、いずれも地盤の拘束状態に依存するため、パラメータの設定に際しては、モデル化手法の特徴を理解して、初期応力状態およびパラメータの拘束圧依存性も適切に考慮する必要がある。特に、せん断剛性(G)の拘束圧依存性については、

$$G = A \sigma_{m0}'^B \quad (1.3-19)$$

ここに、 σ_{m0}' ：初期平均有効応力

A ：実験定数

B ：実験定数

の形式で評価することが一般的であるが、べき乗数 B はひずみの小さなレベルにおいて、 $B=0.4\sim 0.5$ であるのに対し、せん断ひずみが 1×10^{-4} 程度以上になると、その値は増大する傾向にあり、破壊付近では $B\approx 1.0$ となる。地盤のせん断剛性 (G) のひずみ依存性を表す場合、せん断剛性 (G)－せん断ひずみ (γ) 関係を微小ひずみ時のせん断剛性 (G_0) で正規化した $G/G_0 - \gamma$ 関係によって表し、初期応力状態に応じて拘束圧依存性を考慮した初期せん断剛性 (G_0) を、この $G/G_0 - \gamma$ 関係に代入して、せん断剛性 (G)－せん断ひずみ (γ) 関係の拘束圧依存性を考慮することもあり、その場合、すべてのひずみレベルにおいて、一定のべき乗数 B を使用していることになるため、地震応答解析で対象とするひずみレベルによっては無視し得ない誤差を生じることになる。したがって、必要とするひずみレベルにおけるモデル化の精度を向上するためには、その領域での拘束圧依存性を適切に評価する必要がある。

(5) 鉛直動を動的に入力する場合の注意点

鉛直動は主に P 波（圧縮波あるいは疎密波）として地盤内を伝播することになるが、一般に P 波速度は材料のせん断剛性と体積弾性係数に依存する。したがって、鉛直動入力 of 動的応答解析を行う場合には、せん断剛性と体積弾性係数を適切に評価した解析を行わなければ正確な応答を求めることにならない。特に、飽和地盤のように、土の骨格が間隙水で満たされている材料を対象とする場合には、間隙水の力学的物性が鉛直動の伝播に直接的に影響を及ぼすことが想定されるため、解析に際しては注意が必要である。

全応力解析のように、土を一相系の材料として扱う一般の動的解析では、せん断剛性あるいはヤング係数とポアソン比を入力条件として与え、解析中はそれらを下記の式で扱うことが多い。

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (1.3-20)$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} = \frac{2(1+\nu)G}{3(1-2\nu)} \quad (1.3-21)$$

さらに、特別な取り扱いを行わない限り一相系の解析では水の存在が考慮されないため、P 波速度は次式のように取り扱われることになる。

$$V_p = \sqrt{\frac{1}{\rho} \left(K + \frac{4}{3} G \right)} \quad (1.3-22)$$

したがって、地盤剛性のひずみ依存性を考慮しせん断剛性をひずみの増大に伴って低下させる場合、式 (1.3-21) において仮にポアソン比を一定とすると、体積弾性係数ならびに P 波速度は、いずれもせん断剛性の低下に伴い無制限に低下することになる。図 1.3-12 には、そのような体積弾性係数ならびに P 波速度の変化を示している。この図と式 (1.3-21) から明らかなように、体積弾性係数はせん断剛性と同様に低下している。しかし、実際の飽和地盤を想定した場合、地震のような比較的短時間の現象では、排水が制限され、土・水混合体の体積弾性係数は、少なくとも水の体積弾性係数を下回らないことが想定されるため、図 1.3-13

の方が実際の地盤に近いものと思われる。兵庫県南部地震の際の観測記録をシミュレーションした事例¹³⁾では、体積弾性係数一定として計算した結果の方が観測記録と整合しており、飽和地盤を全応力モデルによってモデル化し、鉛直動を動的に入力して地中構造物の耐震性を検証する場合には、解析中の体積弾性係数を一定とすることを基本とする。

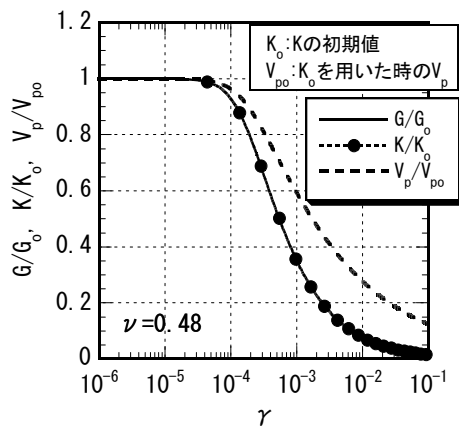


図 1.3-12 ポアソン比一定の場合⁹⁾

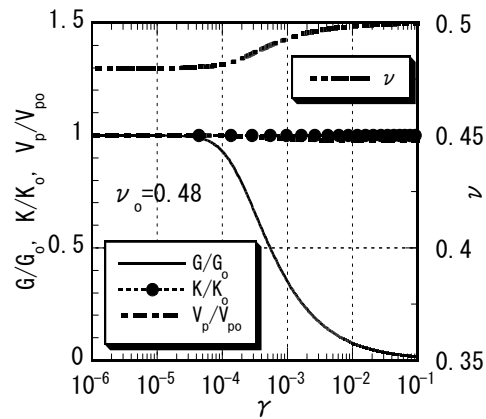


図 1.3-13 体積弾性係数一定の場合⁹⁾

(6) 側壁に作用する土圧に関する注意点

飽和地盤では、過剰間隙水圧の蓄積に伴い、流体的な等方応力状態に近づいていくため、それに伴って静止土圧係数 (K_0 値) は 1.0 に近づく。飽和地盤に関する遠心模型実験では、乾燥地盤に埋設された場合には生じない構造物内壁の中間部分のひび割れが発生していた(技術資料 **V II-2005**)。

全応力モデルでは、一般に塑性体積ひずみの蓄積を考慮できないため、地震中の土圧静的成分の変動は考慮できない。そのため飽和地盤において、応答解析結果が、一般に過剰間隙水圧の蓄積が顕著となるせん断ひずみレベル以上であれば、土圧に関する検討を別途実施するのがよい。ただし、構造物全体系の変形に関しては、頂版に作用する荷重と側壁に作用する荷重の比率の影響は小さく、FEM 解析を実施した時点でその評価がなされているため、周囲の地盤と接する側壁部材についてのみ検討すればよい。

側壁に作用する土圧の目安は、(変化後の K_0 値で求めた静止土圧) + (FEM 解析で得られた土圧の動的変動分) とする。その際の K_0 値は瞬間的に有効応力が 0 となる可能性を考慮し、1.0 を基本とするが、模型実験や有効応力解析、またはその他の方法により初期 K_0 値と 1.0 の間で推定が可能であれば、その値を使用してもよいものとする。このような側壁に作用する土圧の増分は、得られた K_0 値を用いて、全深度に一樣に与えることを基本とするが、過剰間隙水圧の蓄積は深度に対して必ずしも一樣ではないため、深度ごとに K_0 が得られる場合は、土圧の増分も深度ごとに設定すればよい。

上記で計算された土圧と全応力解析によって得られる土圧との相違は、主に静的成分だけであるため、あらかじめ K_0 値の変化量を設定できる場合には、FEM 解析実行時に使用する初期応力として考慮してもよい。ただし、これはあくまでも地震中の過剰間隙水圧の蓄積により生じる現象を想定して使用するものであり、地盤物性の設定における初期拘束圧などには反映させない。また、側壁部材の降伏状況を考慮した適切な梁モデルに土圧を与え、それによって得られる断面力を、FEM 解析において構造物の変形が最大となる時刻の

当該部材の断面力に加算する方法を用いても良い。

なお、飽和地盤に埋設された地中構造物に関する遠心模型実験では、構造物が相対的に剛で、頂版上方の地盤と大きな相対変位を生じる場合に、特に、側壁上部に初期鉛直土被り圧の 1.4 倍程度の水平土圧が作用していた。また、土圧の最大値と変形の最大値は必ずしも同時に発生しない結果が得られていた。したがって、より詳細な検討を実施し、側壁土圧と変形の最大値発生時刻が同時とならないこと、全深度一様に土圧の静的成分が増大しないことを確認できる場合は、その結果に従って土圧の影響を考慮することは妥当である。

1.4 機器・配管の機能維持に関わる確認事項

1.4.1 基本的な機能に関わる確認

Sクラスの機器・配管系の機能維持が求められる構造物に対しては、『機器・配管の機能維持のために、機器側との調整を通して設けられる構造的制約条件を満たす（機器の稼動を維持する、配管を潰さないなど）』ことも必要となる。この場合、例えば、ポンプの機能維持を保証するための床応答加速度や、ポンプが貫通する床間の層間変位、配管の接続部の相対変位などを確認し、機器側と調整する。

1.4.2 間接支持機能に関わる確認

Sクラスの機器・配管系の間接支持機能が求められる構造物の耐震性能照査において、部材降伏以上の損傷が認められた場合、構造物の地震時損傷による機器・配管の支持性能への影響についても、必要に応じて検討する。具体的には、以下のいずれかを確認するとよい（技術資料Ⅱを参照）。

- ①機器・配管のアンカー定着部の損傷が部材降伏以内となっていることを確認する（照査例Ⅰを参照）。
 - ②アンカー定着部の損傷が部材降伏を超えると照査の過程で認められた場合には、既往研究の調査、あるいは実験や解析などを適宜行って、支持性能が確保されることを確認する。
- 支持性能が確保されないと判断された場合には、必要に応じて適切な対策を実施する。

【参考文献】

- 1) 土木学会：動的解析と耐震設計，技報堂，1989. 6.
- 2) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P.: Shear Modulus and Damping in Soils, Design Equations and Curves, Proc. ASCE, Vol. 98, SM. 7, pp. 667-692, 1972
- 3) Jennings, P. C.: Periodic Response of a General Yielding Structure, Proc. ASCE, Vol. 90, EM2, pp. 131-166, 1964
- 4) 大崎順彦, 原昭夫, 清田芳治: 地盤振動解析のための土の動力学モデルの提案と解析例, 第 5 回日本地震工学シンポジウム, pp. 697-704, Nov. 1978
- 5) 足立紀尚, 龍岡文夫: 土木学会編 新体系土木工学 18 土の力学(Ⅲ)－圧密・せん断・動的解析－, pp. 252, 技報堂
- 6) Pyke, R.: Nonlinear soil models for irregular cyclic loadings, Jour. of the GE Div., Proc. of ASCE, Vol. 105, No. GT6, pp. 715-726, Jun. 1979
- 7) K. Ishihara, N. Yoshida & S. Tsujino: Modelling of stress-strain relations of soils in cyclic loading, 5th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, pp. 373-380, Apr. 1985
- 8) 熊崎幾太郎, 上田稔: 全応力履歴モデルによるポートアイランドのまさ土地盤の非線形地震要素シミュレーション, 第 34 回地盤工学研究発表会講演概要集, pp. 1957-1958, 1999
- 9) Tatsuoka, F. and Shibuya, S.: Deformation characteristics of soils: design equations and laboratory tests, 生産技術研究所報告, 東京大学, 第 37 巻, 第 1 号, pp. 1-136, 1992
- 10) 室野剛隆: 強震時の非線形動的相互作用を考慮した杭基礎の耐震設計法に関する研究, 鉄道総研報告, 特別第 32 号, 1990
- 11) 室野剛隆, 野上雄太: S 字型の履歴曲線の形状を考慮した土の応力～ひずみ関係, 第 12 回日本地震工学シンポジウム, pp. 494-497, 2006
- 12) 室野剛隆ら: GHE-S モデルによる土の動的非線形挙動の評価方法, 鉄道総研報告, Vol. 25, No. 9, 2011. 9.
- 13) 金谷守, 石川博之, 金戸俊道: 等価線形解析を用いた地盤の上下動応答に関する一考察, 第 11 回日本地震工学シンポジウム CD-ROM 論文集, 2002

第2章 部材非線形解析を用いた耐震性能照査

2.1 基本的な考え方

部材非線形解析は、はり・柱で構成される構造物を、はり要素などの線材要素等でモデル化し¹⁾、部材としての非線形特性（ $M-\phi$ 曲線、 $M-\theta$ 曲線等）を与えて構造物挙動を解析する手法である。線材要素を用いるので従来からの実務設計における構造解析手法とも親和的であることから、実務的な手法と位置付けられている。実務においては二次元解析の場面で多用されている。豊富な適用実績を有する一面、線材要素は梁理論を基本に構成されており、梁理論が適用可能な挙動を対象とすることとなる。

構造が立体的であり平面的なモデル化が適用できない場合、妻壁等の面内せん断の影響を合理的に考慮したい場合などには三次元解析が有効である。部材非線形解析を用いた三次元解析では、シェル要素などの面要素等により構造物のモデル化が可能である。しかし、部材の多方向挙動に伴う非線形特性、三次元部材としての照査方法等の課題が残されている。

最近、ファイバー要素や積層シェル要素等の要素が適用される機会も多くなっている¹⁾。多方向挙動の解析には比較的容易に適用が可能という利点がある。これらの要素は部材非線形解析に採用される線材要素やシェル要素の範疇として扱えるから、ファイバー要素や積層シェル要素等を用いた非線形解析を利用する場合は、適宜、本章を参考に耐震性能照査を実施してよい。また、これらの要素類については、応力-ひずみ曲線を入力項目とするため、材料非線形解析に区分されることもある。解析精度は選定する材料構成則に依存するため、適切な材料構成則を選定する必要がある。なお、材料構成則の詳細については、「第3章 材料非線形解析を用いた耐震性能照査」を参考にされたい。

2.2 部材非線形解析を用いた応答値の算出

2.2.1 モデルの種類と特徴

部材非線形解析は、一般に、鉄筋コンクリートはり部材の非線形性を部材レベルで考慮した比較的簡便なモデルであり、大別して以下の線材モデルに分類される。

(1) 材端ばねモデル

材端ばねモデルは、はり・柱部材の部材軸に沿った塑性変形を部材両端における弾塑性ばねで表現するものである（図 2.2-1 参照）。つまり、部材のひび割れを含んだ曲げに関する全ての塑性変形が、その端部の曲げモーメントの値によって表現される。このため、損傷が材端部近傍にほぼ限定される場合には、一般にその適用性が良いが、部材中央部における損傷を評価するためには、モデル作成等に工夫が必要である。しかし、このモデルは、任意の履歴モデルと組み合わせることが可能であること、材端部特有の現象（鉄筋の伸び出し等）を考慮しやすいこと等の利点も多いことから、骨組解析に多く用いられている。

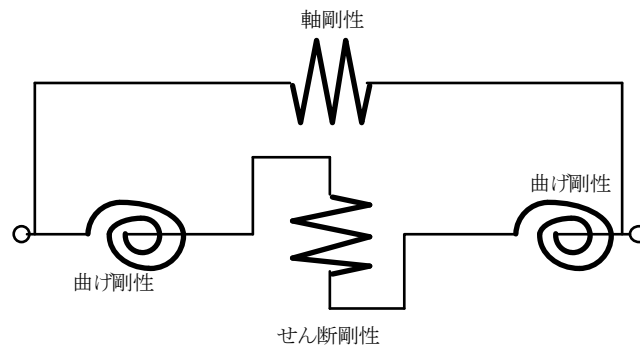


図 2.2-1 材端ばねモデルの概念図

(2) 材軸直交分割モデル

(1)の材端ばねモデルをより精密にしたモデルであり、部材を部材軸方向に適当な長さで分割し、要素毎に非線形ばねを設定し、その非線形性を表したものである。一般に骨組構造物は、部材端部において、その塑性変形が先行して生じるため、材端バネモデルで十分な場合が多い。しかし、地中構造物は、①地震時には地盤を介して複数の種類の荷重を受けること、②損傷が進行するにしたがって、部材の損傷は中央部にまで及ぶことがあること等から、一般に材軸直交分割モデルを適用することが望ましい。材軸直交分割モデルにおいても任意の履歴モデルと組み合わせることが可能である。

2.2.2 解析モデルの作成

(1) 構造物のモデル化

線材モデルを用いて鉄筋コンクリート構造物をモデル化する場合、以下の事項に配慮することが必要である。

a. 部材の軸線の設定

線材モデルでは、部材の断面厚さ方向の大きさが直接には考慮されていない。梁理論は部材断面の図心を基準に理論が構成されている。平面保持の仮定でひずみ分布が規定されており、断面情報は断面積や断面 2 次モーメント等の諸元に集約されているため、厳密には部材断面の図心位置でのモデル化が基本である。ところで、地中構造物の場合、その部材表面は地盤に接しているため、部材を線材モデルに置換する際、幾何学的処理を伴う。このため、解析モデルの作成時に、まず部材厚さのどの位置に線材モデルを設定するかを定める必要がある。

岩盤上に設置されるボックスラーメン構造では、底版部材の軸線の定め方にいくつかの考え方がある。具体的な設定例を図 2.2-2 および表 2.2-1 に示す。最も標準的なモデル化は設定例 1 である。これは示方書[設計編]¹⁾にしたがい、図心の位置に一致させて軸線を設定するものである。底版と接する岩盤部が、 $1/2D_2$ (D_2 : 底版部材の部材厚さ) だけ盛り上がったモデルである。設定例 2 は底版－岩盤間の境界部(底版下端)で軸線を設定するモデルであり、内空空間が実際よりもやや広くモデル化される。設定例 3 は、底版の図心の位置が底版・岩盤間と同じレベルになるように設定したもので、底版が $1/2D_2$ だけ岩盤中にあるものの、軸線の位置が岩盤の上面に一致するようにモデル化されていることが特徴である。一般には、いずれの設定によっても地震応答解析に与える影響は小さいが、示方書[設計編]の規定に則った設定例 1 によるモデル化を標準と

するのがよい。ただし、ハンチが特に大きい場合には、軸線を折れ線とし、断面変化も考慮しなければならない。シェル要素などの面要素の場合でも同様な扱いをすることとなる。

表 2.2-1 軸線の設定例の特徴

設定例	特徴		
	底版の軸線設定位置	モデル上の土被り厚さ	底版部のモデル化の特徴
1	底版の図心位置	$H+1/2D_1$	構造物の配置は実際と変わらないが、底版と接する範囲の岩盤上面が $1/2D_2$ だけ上がる。
2	底版の下面部	$H+1/2D_1$	他のモデル化と比べると内空空間が $1/2D_2$ だけ大きくモデル化される。
3	底版の図心位置	$H+1/2D_1+1/2D_2$	底版の図心位置が岩盤上面と一致するように、構造物全体を $1/2D_2$ だけ下げる。

H_1 : 頂版の部材厚さ, H_2 : 底版の部材厚さ, L : 土被り厚

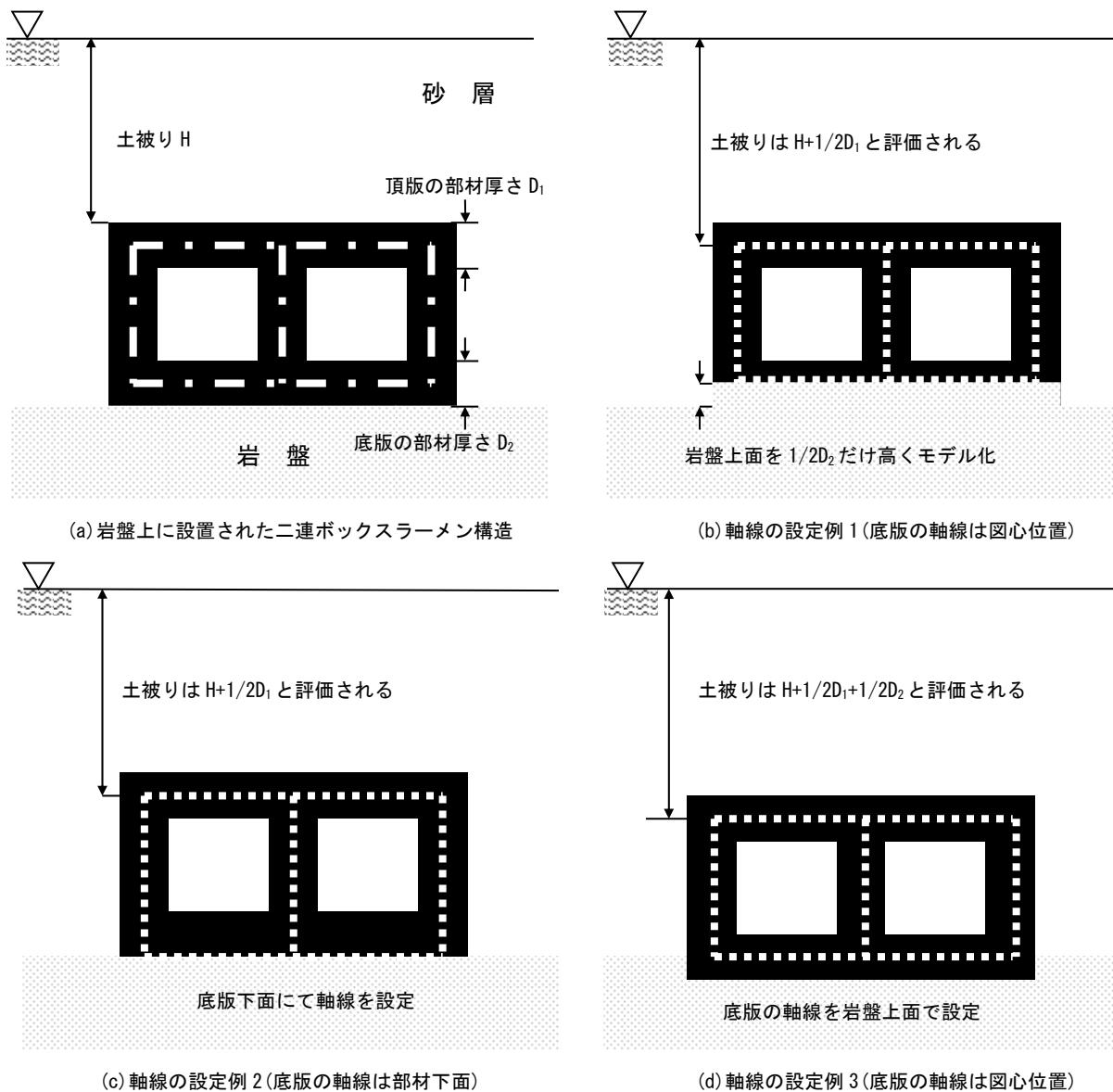


図 2.2-2 軸線の設定例

b. 剛域の設定

屋外重要土木構造物の耐震性能照査においては、地盤および構造物の有限要素解析モデルを作成するが、地盤の適切な分割寸法と構造物の適切な分割寸法が異なることが多い。地盤の要素分割と構造物の要素分割を摺り合わせる必要から、構造物とその周辺地盤の要素分割が複雑化する傾向にある。特に、構造物の隅角部周辺は剛域の存在により要素分割が細分化する傾向があり、実務的にはこの部分の要素分割に工夫を要する場合が多い。これに対して、本マニュアルにおいては、剛域の設定については、1) コンクリート標準示方書[設計編：標準]²⁾等に基本的には準拠すること、2) 微小寸法の要素の使用を避けるために、適宜、剛域を無視して良いこと、3) 類似構造物での適用事例を踏まえた実用的な設定方法も適用できること、とした。なお、1) と 2) については 2005 年版マニュアルを踏襲している。

(a) 示方書[設計編：標準]²⁾に準拠する場合

一般に以下の①～③の方法で定めるものとする(図 2.2-3 参照)。なお、いずれの方法においても、剛域のモデル化では、一般に鉄筋コンクリートはり部材の 100 倍から 1000 倍程度の断面二次モーメントを有する弾性要素とする。

- ① ハンチがない場合には、部材端から部材厚さの 1/4 入った断面より内部を剛域とする。
- ② 部材がその軸線に対して 30° 以上傾斜するハンチを持つ場合には、部材厚さから 1.5 倍となる断面より内部を剛域とする。ただし、ハンチの傾斜が 60° 以上の場合には、ハンチの起点から部材厚さの 1/4 入った断面から内部を剛域とする。
- ③ 左右のハンチの差によって、①および②により定めた点が 2 点以上となる場合には、剛域が大きくなる点を選ぶ。

具体的な剛域の設定例を、図 2.2-4 に示す。ここでは、部材が 45° の傾斜を有するハンチを持つので、部材の高さの 1.5 倍の高さとなる断面から節点側が剛域となる。

(b) 剛域を無視する場合

剛域部の要素分割が他の一般部に比較して細かくなり過ぎる傾向にあること等を勘案し、剛域を適宜無視してよいとするものである。一般に、地盤－構造物連成系でモデル化する場合には、地盤の地震応答特性が支配的であるために剛域の設定の有無が構造物の地震応答挙動に与える影響が小さい。また、剛域を設定しないと構造物全体のせん断剛性が相対的に小さくなり、その結果、実際よりも変形が進んだ応答値を与えるため、変形による性能照査の体系では安全側の結果を与える。しかも、構造物の部材寸法に占める剛域長の割合は、通常 1/10 以下である。剛域を考慮しないモデルによって解析を行う場合には、図 2.2-5(b)のように曲げモーメントをシフトして、その値を部材端部の断面の検討に用いる断面力の値として用いてよい。せん断力についてはシフト操作は行われなことが多い³⁾。このような鉄筋コンクリート製地中構造物の地震応答特性を考慮することにより、適宜判断するのがよい。

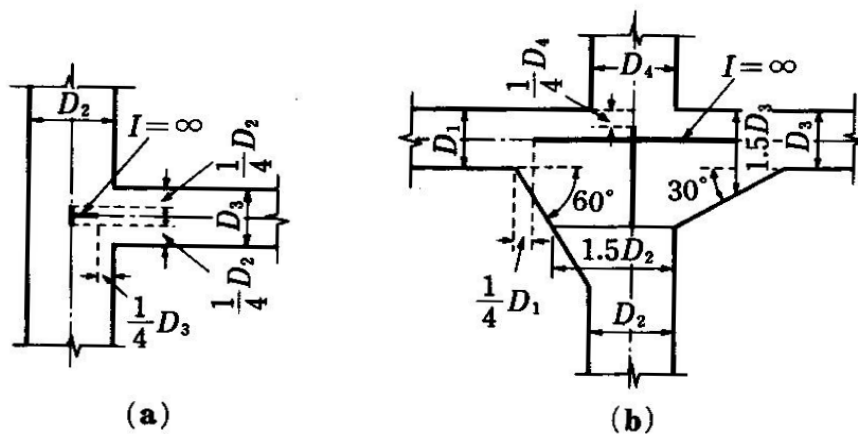


図 2.2-3 コンクリート標準示方書に基づく剛域の設定例²⁾

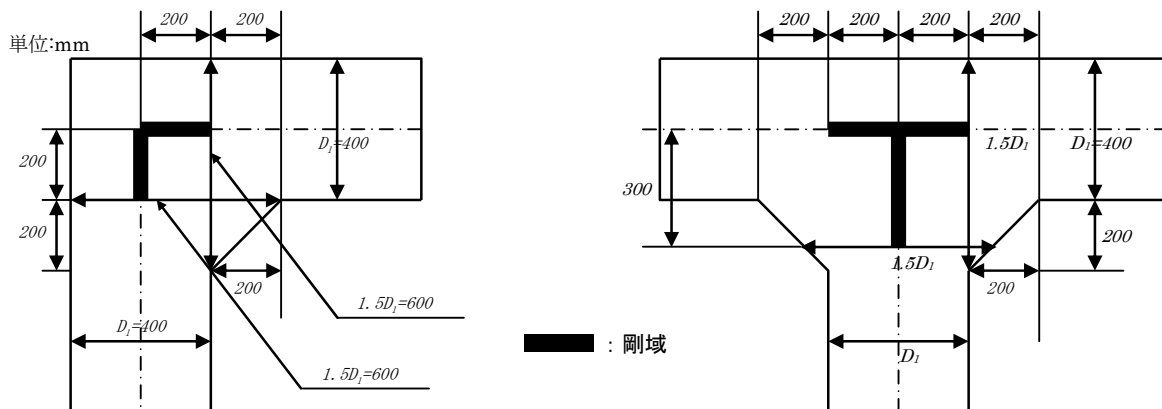


図 2.2-4 コンクリート標準示方書に基づく具体的な剛域の設定の例

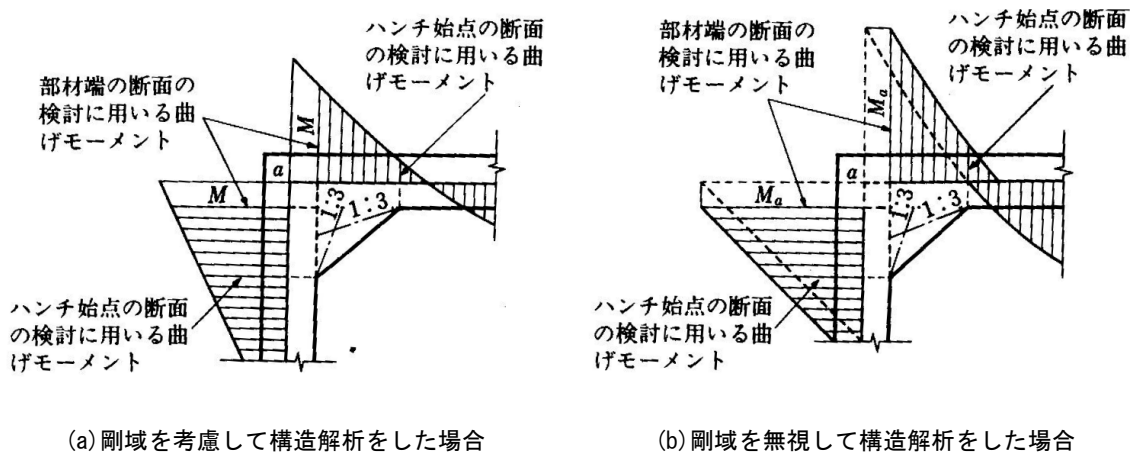


図 2.2-5 部材端の断面の照査に用いる曲げモーメントの評価位置²⁾

(c) 類似の構造物の解析事例に基づく実用的な設定

類似の構造物の解析事例では、はり・柱前面までを剛域とする⁴⁾、ハンチ始点までを剛域とする⁵⁾、等の設定事例も見受けられる。その一方で、屋外重要土木構造物では、一般的な地中構造物に比べて部材厚が大

きく、隅角部のハンチ高は部材厚に比べると相対的に小さくなる傾向にある。そこで、本マニュアルでは、以下のように剛域を設定して良いこととした。

- ① 示方書に示される従来からの剛域設定で剛域長がはり・柱前面よりも内部にある場合には、はり・柱前面までを剛域長とする。
- ② ハンチの影響により示方書の剛域設定で剛域長がはり・柱前面よりも大きくなる場合には、示方書の剛域設定とする。もしくは、はり・柱前面までを剛域長とするとともに、ハンチ長に相当する要素を設けてハンチ基部の断面において断面諸定数を設定する。

上記①については、 45° ハンチでハンチ高が部材厚の $1/2$ の場合は剛域長がはり・柱前面までとなる。同程度のハンチ高の場合には①の剛域設定でよい。それよりも小さいハンチでは、断面力を安全側に評価する傾向にある。②についてはハンチが比較的大きい場合であり、ハンチ長に相当する要素が極端に小さくなることはない。また、はり・柱前面までを剛域とする設定は、「**2.3.3**(3)分布荷重を受ける部材のせん断耐力評価法」における等価せん断スパン a/d の起点をはり・柱前面とすることと概念的に整合するものである。

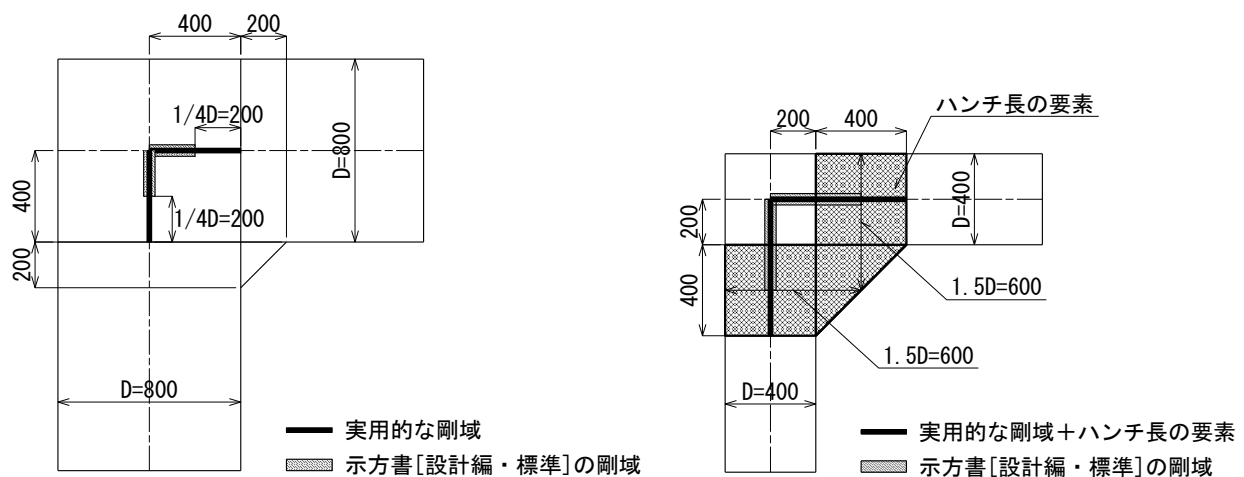


図 2.2-6 実用的な剛域の設定例

なお、三次元解析では、剛域の設定方法が明確ではないとされている⁶⁾。たとえば、シェル要素では部材厚を基準として規定することが多く、方向別には断面積・断面 2 次モーメント等の断面性能が定義できない場合が多い。シェル要素で多面体構造などのモデルを作成する場合には、剛域のみでフレームのような構造体を形成してしまうことがある。この場合、慣用的な剛性の設定に準じて、通常の部材剛性に対して一律 100～1000 倍の大きな剛性を付与すると、フレームのような構造体だけで多くの荷重成分を受け持ち本来の構造躯体の特性を表現できない場合がある。それを回避するためには、剛域を設定しない⁶⁾、剛域の一律剛性を調整する、面外曲げの方向に対応して方向別に剛域の剛性を設定できるように工夫する、等の方法が考えられる。これら三次元解析における剛域の設定方法の詳細については今後の課題である。

c. はり部材のせん断変形

一般に、部材の曲げ変形のみを考慮するが、部材厚さ D と部材長さ L の比 D/L が 0.3 以上となる場合には、

はり部材を Timoshenko はりで定義するなどして、せん断変形についても考慮することが必要である。

d. 要素分割の原則

地中構造物を構成する部材は、はり・柱部材として設計されるため、線材モデルを用いて部材をモデル化する場合には、はり要素を用いることが一般的である。はりの曲げ変形は、通常 4 階の微分方程式で記述されることから、はり要素に適用される変位関数には、3 次以上の高次関数を用いることが望ましい。

地中構造物では、地盤と接する部材に分布荷重が作用することから、構成する部材を線材モデル(材軸直交分割モデル)とするため、部材を適切な長さの要素に分割してモデル化する必要がある。図 2.2-7 に示した曲げ破壊およびせん断破壊した鉄筋コンクリートボックスカルバート構造の部材の例から分かるように、曲げ破壊やせん断破壊の領域が、部材の断面厚さまたは有効高さの約 1.0 倍程度の範囲であることが知られている^{7),8)}。したがって、線材モデルの要素分割は、断面厚さまたは有効高さの 1.0 倍程度とするのがよい。

要素分割を過度に細かくすることは、数値解析上はより多くの情報量を得ることができるものの、解析結果が力学的に意味を持たなかったり、計算時間が長くなるなどの問題点が多い。しかし、一方で、地盤や機器・配管のモデル化との兼ね合いや、形状が複雑な部位においては要素分割を細かくせざるを得ない場合もある。このような場合には、軸線方向に部材の断面厚さまたは有効高さの 1.0 倍程度の範囲で、複数の要素での地震応答解析結果を平均的に評価するとよい。

一方、要素分割を過度に粗くすると、地震応答挙動を適切に評価できなくなって解析精度の低下を招くため、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの約 2.0 倍よりは大きくしてはならない。

なお、有限要素に選択される変位関数や要素分割が解析結果に及ぼす影響の詳細については、文献 9 を参考にするとよい。

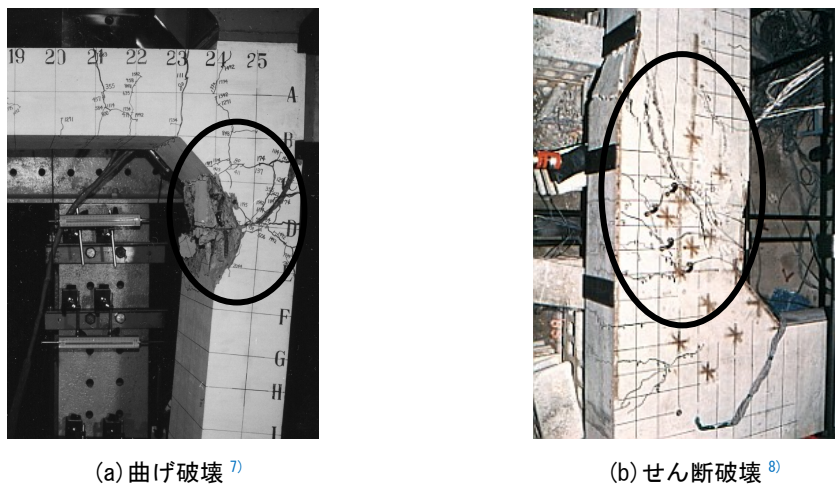


図 2.2-7 鉄筋コンクリート製ラーメン構造の破壊の例

(2) 鉄筋コンクリートはり部材の非線形性のモデル化

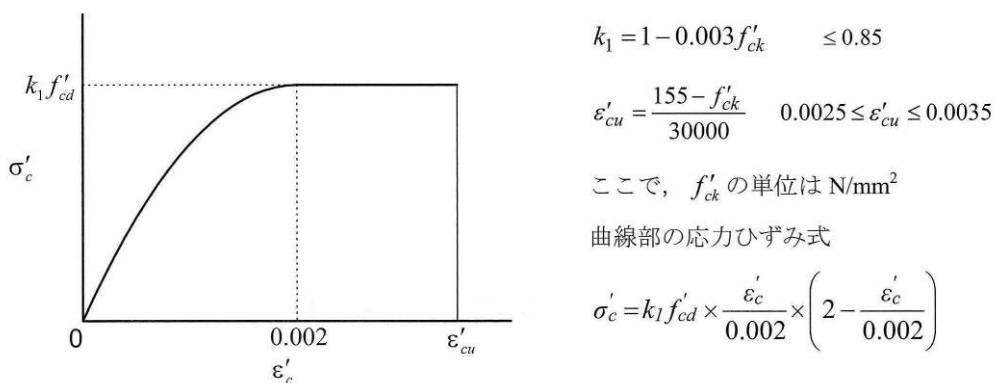
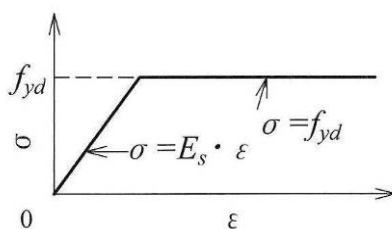
ここでは、主として二次元はり要素の非線形特性について記述する。なお、ファイバー要素や積層シェル要素の非線形性については、「第 3 章 材料非線形解析を用いた耐震性能照査」を参考にされたい。

a. 部材の断面解析時の仮定

鉄筋コンクリートはり部材の復元力特性および履歴特性をモデル化する場合には、コンクリートのひび割れおよび軸方向鉄筋の降伏以降の非線形性を適切に評価できるものを用いる。また、モデル化にあたっては、部材断面あるいは部材の単位幅について、示方書[設計編：標準]²⁾に準拠し、以下の仮定に基づいて計算を行う。

- ① 維ひずみは、断面の中立軸からの距離に比例するものとする（平面保持の仮定）。
- ② コンクリートの引張応力は、ひび割れ発生以降は考慮しない。
- ③ コンクリートの応力－ひずみ曲線は、図 2.2-8 に示すものを用いてよい。
- ④ 鋼材の応力－ひずみ曲線は、図 2.2-9 に示すものを用いてよい。

鉄筋コンクリートはり部材の非線形性を線材モデルを用いてモデル化する場合には、せん断破壊に対する照査を別途適切な方法で行うことを前提に、部材断面の曲げモーメントと曲率、または回転角の関係等で表すことが一般的である。ここで回転角とは、部材の非線形性を部材端部にて集約した材端ばねの回転角を示す。この場合、材料モデルとして、非線形履歴モデルを用いて部材の復元力特性を求める方法によるか、既往の研究成果に基づいた復元力および履歴モデルを適用することとなる。

図 2.2-8 コンクリートの応力－ひずみ曲線²⁾

鉄筋および構造用鋼材の応力－ひずみ曲線

図 2.2-9 鋼材のモデル化された応力－ひずみ曲線²⁾

b. 鉄筋コンクリートはり部材の復元力特性について

実務においてよく用いられる復元力特性モデルの例を、図 2.2-10 および表 2.2-2 に示す。数値計算上の簡便さを考慮して、各モデルは複数の線分にて特性が評価されている。この種のモデルでは、線分の勾配が変化する点(以下、特性点という)によって、その非線形性が定まることから、その値については慎重に設定しなければならない。また、部材の曲げ終局状態の照査を变形で行う場合、部材の復元力特性における荷重(曲げモーメント)および変形(曲率)のいずれもが、十分な精度で評価される必要があることから、鉄筋コンクリートはり部材の曲げ挙動の特徴を捉えた特性点を定義する必要がある。しかし、定義する特性点が増加すれば、解析実施時の作業の煩雑さと共に計算時間の増大にも繋がる。よって、実務的には予備的な解析結果等から想定される部材の変形と軸力の程度を勘案し、設定すべき特性点を適切に選択することが合理的である。鉄筋コンクリートはり部材の曲げ挙動における特徴的な現象としては、以下の3つが挙げられる。

- ① 曲げひび割れの発生
- ② 断面の降伏
- ③ 断面の終局(圧縮縁においてコンクリートのひずみが 3500×10^{-6} に達する)

したがって、これら①～③の現象の発生を特性点としたトリリニアモデルが標準的である(図 2.2-10(c) 参照)。トリリニアモデルと比較して簡便なモデルである完全弾塑性モデル(図 2.2-10(a) 参照)やバイリニアモデル(図 2.2-10(b) 参照)では、断面降伏以前の曲げ剛性をやや過小に評価することになるため、その取り扱いには注意を要する。

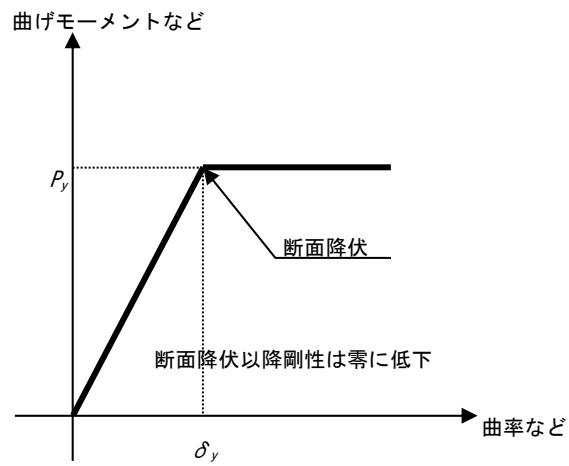
一方、テトラリニアモデル(図 2.2-10(d) 参照)は、圧縮縁のコンクリートが破壊した以降の曲げ剛性の低下をも考慮したもので、第3特性点以降のひずみ軟化領域をもモデル化し、曲げ剛性が負値で評価した最も厳密な復元力特性モデルであり、以下のような特徴が挙げられる。

- ① 曲げ剛性が負値である場合の数値計算は可能ではあるが、構造形式によっては解析が発散してしまうことがある。
- ② 第2～第3特性点間の曲げ剛性(断面降伏～断面終局間の剛性)および第3特性点以降の曲げ剛性(断面終局後の剛性)は、それぞれ初期剛性の $1/1000$ 倍程度、 $-1/1000$ 倍程度であり、事実上曲げ剛性は零と見なすことができることができる。

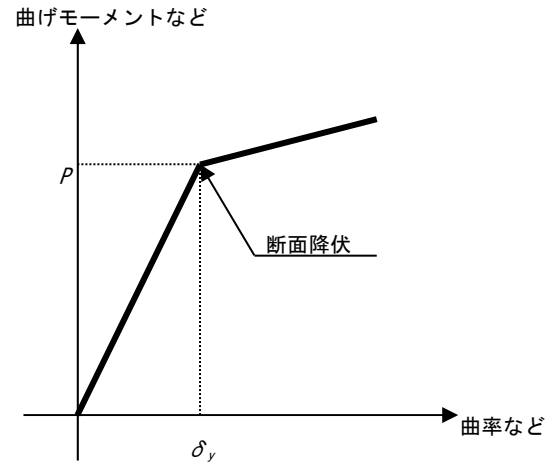
したがって、終局以降の曲げ挙動を考慮した照査が行われるのであれば、実務的にはトリリニアモデルを用いてモデル化するのがよい。

特性点の中で最も重要な点は、断面降伏点である。これは、断面が降伏することによりその部材のせん断耐力が低下すること、降伏後にその断面が安定した塑性領域にあるかどうかの確認(たとえば、 $M-\phi$ 曲線、 $M-\theta$ 曲線等の履歴が安定しているかどうかの確認)が必要となるからである。

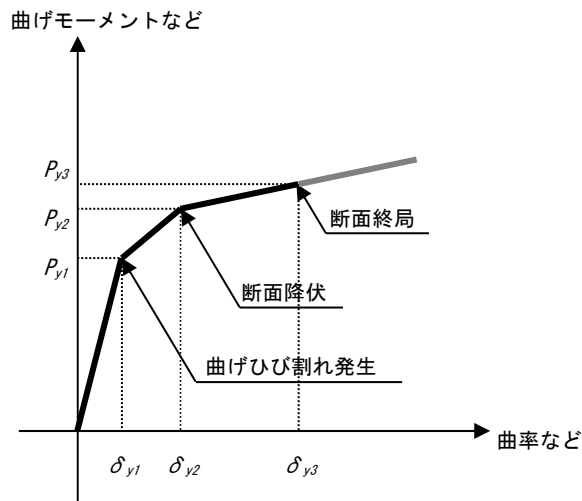
図 2.2-11 に作用軸力の値が比較的小さい鉄筋コンクリートはり部材の曲げ挙動に、トリリニアモデルを適用した場合の特徴を示す。第1～第2特性点間の挙動を線形補間しているが、これは特性点の値を算出するために行うはりの断面計算において、曲げひび割れ発生後はコンクリートの引張応力の作用を無視する影響を模擬的に表現するものである。実際には、曲げひび割れ発生後も鉄筋とコンクリートとの付着作用により、ひび割れ間ではコンクリートは引張力に対し依然として有効に作用する(引張硬化:テンションスティッフニング)。しかし、ここでは計算時の煩雑さを避けるためにこの影響を考慮していない。これにより、トリリニアモデルによって表された復元力特性は、実現象と比べると曲げひび割れ発生以降の曲げ剛性をわずかに小



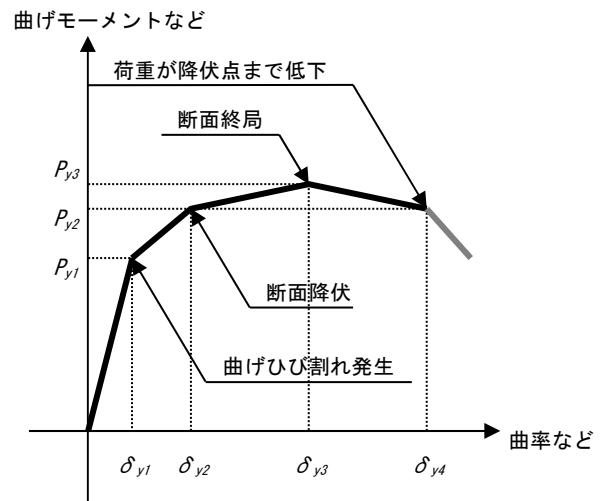
(a) 完全弾塑性モデル



(b) バイリニアモデル



(c) トリリニアモデル

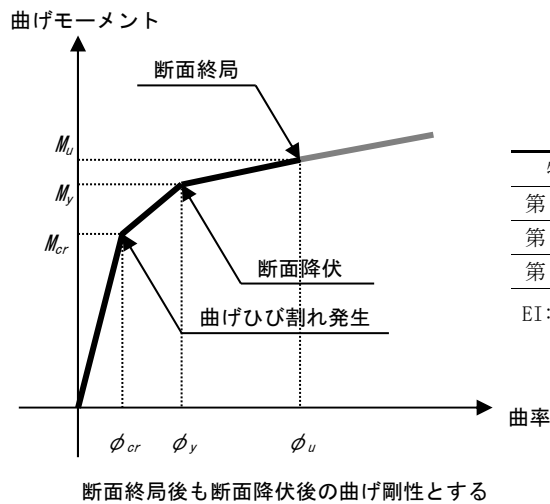


(d) テトラリニアモデル

図 2.2-10 復元力モデルの例

表 2.2-2 各種復元力モデルにおける特性点の特徴

モデル	各特性点の特徴				備考
	第1特性点	第2特性点	第3特性点	第4特性点	
完全弾塑性	断面降伏	—	—	—	断面降伏以降は剛性は零に低下
バイリニア	断面降伏	—	—	—	断面降伏以降は剛性が低下(非零)
トリリニア	曲げひび割れ発生	断面降伏	断面終局	—	
テトラリニア	曲げひび割れ発生	断面降伏	断面終局	荷重が降伏点に低下	第3特性点以降の剛性は負値



各特性点の特徴

特性点	発生する損傷	以降の曲げ剛性の残存率
第1特性点	曲げひび割れ発生	0.15EI～0.25EI 程度
第2特性点	軸方向鉄筋の降伏	0.001EI 程度
第3特性点	圧縮縁でのコンクリートの破壊	同上

EI: 部材の初期曲げ剛性

図 2.2-11 鉄筋コンクリートはり部材にトリリニアモデルを適用した場合の特徴

さく評価することになる。しかし、部材の曲げ破壊についての安全性を変形によって照査する体系下では、これは常に安全側の結果を与える。また、引張鉄筋比が非常に小さい場合(0.2%未満)には、曲げひび割れ発生後の接線剛性が負値になる場合があるため、この場合には十分な注意が必要である。

この種の復元力モデルでは、その適用範囲に十分留意しなければならない。特に復元力特性モデルで破壊則が定義されていない場合には、その応答値を十分吟味し、モデルの適用範囲内であることを確認した上で照査を行わなければならない。

c. 鉄筋コンクリートはり部材の復元力モデル上の特性点の算出について

トリリニアモデルのような複数の線分から成る復元力モデルを具体的に設定するためには、一般に軸力と曲げを受けるはりの断面計算から断面力や曲率の値を求め、各特性点の値を定めることになる。この時、曲げモーメントー軸力比を逐次変動させて各特性点に対する曲げ軸力相互作用図を作成することになる。図 2.2-12 に、断面終局に対する曲げ軸力相互作用図の概念図を示す。曲げ軸力相互作用図を特徴づける点(純曲げ、つり合い破壊等)の特性や算出方法については表 2.2-3 に示す。この表は、曲げひび割れ発生、断面降伏、断面終局の各限界状態に対して、曲げモーメントー軸力比に応じたひずみ分布を規定した事例である。特に断面終局については、断面終局の定義などによっても、曲げ軸力相互作用図の形状が異なる場合もある。なお、曲げモーメントー軸力比は偏心距離 ($e=M/N$) とも呼ばれる。

図 2.2-13 に、軸力と曲げ耐力および終局時の曲率との関係の例を示す¹¹⁾。鉄筋コンクリートの特性が発揮されるのは、純曲げ(軸力零)から釣合破壊の間の範囲であることも踏まえ、部材設計の段階で、鉄筋コンクリートが持つ変形性能(靱性)が十分確保されていることを確認した後、地震応答解析を行うことが重要である。

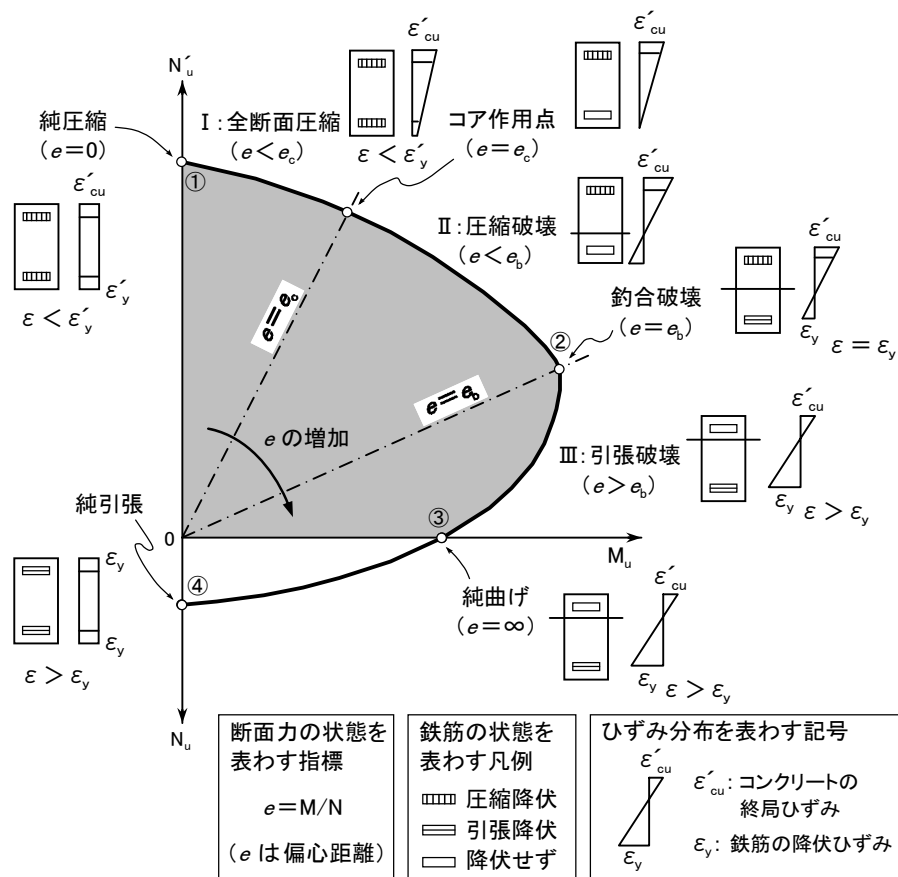


図 2.2-12 終局状態における曲げ軸力相互作用図 (文献 10 に加筆・修正)

表 2.2-3 曲げ軸力相互作用図を特徴づける点の意味

状態	曲げひび割れ発生	断面降伏	断面終局	備考
① 純圧縮	—	コンクリートの応力が圧縮強度に達する。 鉄筋が圧縮降伏する。	コンクリートのひずみが終局ひずみに達する。 鉄筋の圧縮降伏が進んだ状態。	
② 釣合破壊	—	圧縮縁のコンクリートの応力が圧縮強度に達する。 引張鉄筋が降伏する。	圧縮縁のコンクリートのひずみが終局ひずみに達する。 引張鉄筋が降伏する。	左記の条件から中立軸位置が算出される。
③ 純曲げ	引張縁でのコンクリートの応力が引張強度または曲げ引張強度に達する。	引張鉄筋が降伏する。	圧縮縁のコンクリートのひずみが終局ひずみに達する。 引張鉄筋の降伏が進んだ状態。	軸力零の条件から中立軸位置が算出される。
④ 純引張	コンクリートの応力が引張強度または曲げ引張強度に達する。	鉄筋が引張降伏する。	鉄筋の引張降伏が進んだ状態。	

※断面終局における状態①～④は図 2.2-12 と対応する

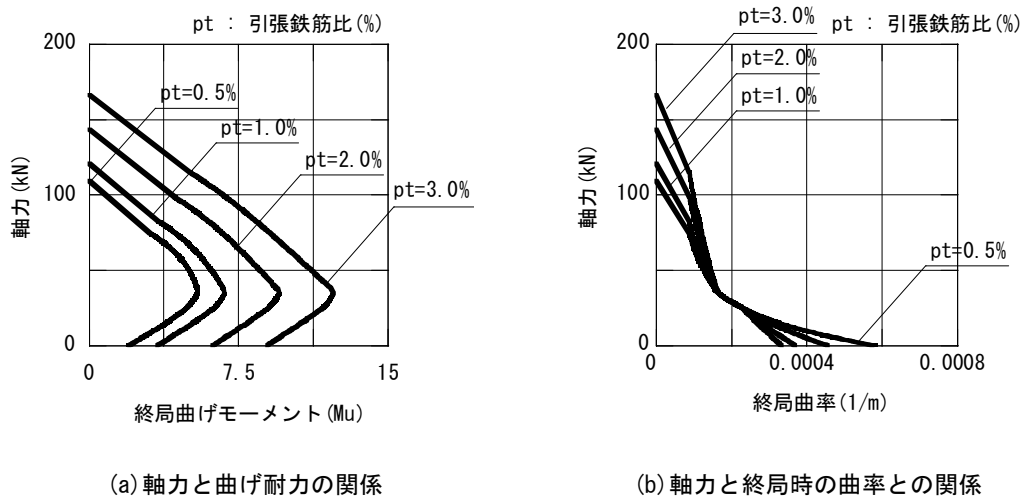


図 2.2-13 軸力と曲げ耐力・終局時の曲率との関係(断面厚:40cm, 断面幅:100cm の対称断面の場合)

d. 初期曲げ軸力比の設定について

(a) 初期曲げ軸力比の設定のための予備解析

c. で示したように鉄筋コンクリートはり部材は、断面諸元とともに軸力の大小により曲げ耐力や変形状が変動する(図 2.2-13 参照)。したがって、復元力モデル上の特性点の値を定める場合、それらの影響を十分に考慮しなければならない。また、使用する解析コードによっては、地震応答解析を開始する時点における初期軸力または初期曲げ軸力比を設定する必要がある場合がある。この場合には、予備的な線形解析の結果等を参照し、構造物がどのような挙動をするかを概略的に把握しておき、それに基づき、初期軸力または初期曲げ軸力比を定める必要がある。ここで、最も重要なのは、構造物の挙動を概略的に把握する方法である。

トリリニアモデルを構成する場合の、初期軸力または初期曲げ軸力比を設定する方法のいくつかの例を表 2.2-4 にまとめた。

表 2.2-4 初期軸力または初期曲げ軸力比を設定するための方法の例

手法		設定の概要	備考
非線形解析を複数回実施		- 非線形解析を実施し、設定値と応答値がほぼ同じ値になるまで収束計算的に繰り返す。 1 回目の非線形解析時のひび割れ発生後の曲げ剛性は初期剛性の 1/5 程度、断面降伏後の曲げ剛性は初期剛性の 1/1000 程度に設定するのがよい。 - 上記非線形解析は、通常は 2 回繰り返せば、各部材の曲げ軸力比の設定値と応答値はほぼ一致する。	厳密な手法であるが、作業が繁雑である。
等価線形解析の結果を参照	フレーム解析	各種荷重を集中荷重および分布荷重で評価したフレーム解析の結果を参照する。	実務的な手法である。
	連成系の時刻歴解析	- 地盤および構造物を等価剛性で評価した連成系の時刻歴解析を実施し、その結果を参照する。 - 地盤については、等価剛性を用いる代わりに、より精密な非線形モデル(例えば、R-O モデル)を用いてもよい。	
初期状態を参照		土被り厚さが大きい場合に適用できる。	条件によって適用できる。
その他		地盤条件等から軸力が作用していない場合には、軸力を零と見なす。	条件によって適用できる。

(b) 要素のグループ化

部材の数が多い構造物(取水ピット等)の場合には、(a)で述べた初期軸力または初期曲げ軸力比の設定のための作業は煩雑となってしまう。したがって、断面諸元が同一で、かつ作用軸力レベルがほぼ同等とみなせる要素については、曲げ軸力比はほぼ同一であるとみなし、これらの要素群を1つのグループにまとめ、グループ単位で初期軸力または初期曲げ軸力比を設定のための作業を行うとよい(図 2.2-14 参照)。

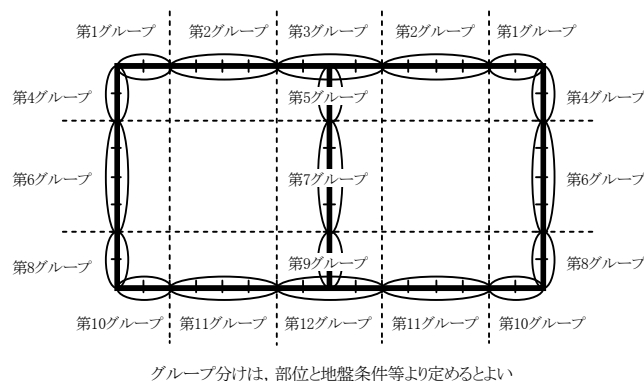


図 2.2-14 初期曲げ軸力比の設定のためのグループ化の例

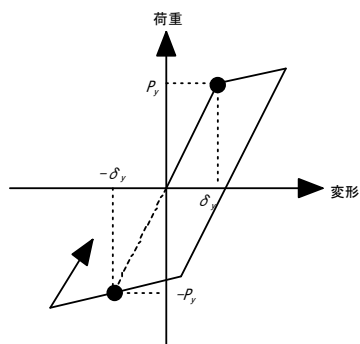
e. 鉄筋コンクリートはり部材の履歴特性について

鉄筋コンクリートはり部材の履歴特性は複雑であり、断面降伏後は除荷剛性が低下していくこと、復元力の符号が反転した後は過去に経験した最大変位近傍を指向すること、また、軸力やせん断の影響も受けることが知られている。これらの性状を部材の材料特性と断面諸元から定める一般的な非線形線材モデルは、現状では提案されてはいないが、多数の構造実験の結果を元に定めた有用な履歴則が提案されている。

代表的な履歴モデルの例を図 2.2-15 および表 2.2-5 に示す(対応する復元力モデルも併せて図に示している)。バイリニアモデルや R-0 モデルは、鋼構造物の正負交番の繰り返し荷重に対する復元力および履歴特性のモデル化に用いられたものを鉄筋コンクリートはり部材に対して適用されてきたものである。Degrading Stiffness モデル(Clough の剛性低下モデルなど)は、初期剛性または降伏点剛性の係数倍により、簡便に除荷剛性等を規定している。Continually Degrading Stiffness モデル(武田モデルなど)は、多数の構造実験を元に履歴特性をより詳細に規定したもので、部材の履歴特性をよく再現することが知られている。特に塑性変形が進むことが予想される場合には、この種の履歴則の適用性が高い。

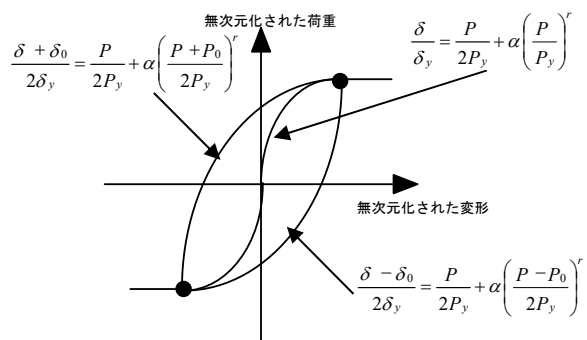
f. 三次元要素の部材の非線形特性について

部材非線形解析における三次元的な非線形特性 ($M-\phi$ 曲線, $M-\theta$ 曲線等) は、現状、二次元的な非線形特性を多方向に組み合わせる等の便宜的な手段に依存せざるを得ない状況である。一方、ファイバー要素や積層シェル要素等はその限りではなく、多方向挙動の解析には比較的容易に適用が可能である。さらに、適切な材料構成則を選定すれば解析精度も確保される。材料構成則の詳細については、「第3章 材料非線形解析を用いた耐震性能照査」を参考にされたい。

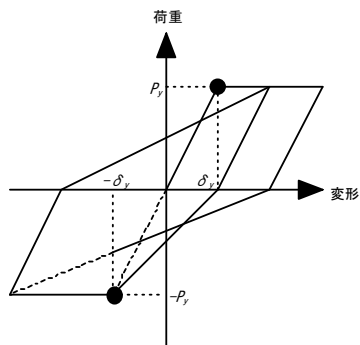


- ・特性点は通常降伏点で規定される。
- ・除荷剛性および再載荷剛性は初期剛性と規定される。

(a) バイリニアモデル

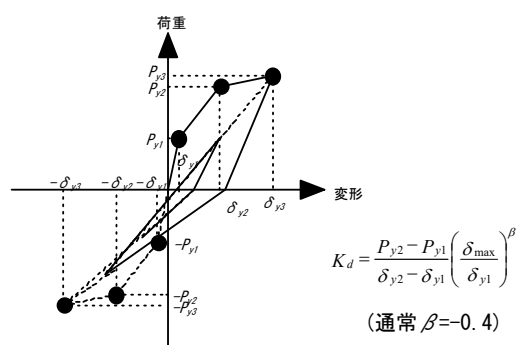


(b) Ramberg-Osgood モデル



(c) Degrading Stiffness モデルの

例



除荷剛性は除荷剛性係数βで規定される

(d) Continually Degrading Stiffness モデル

の例

図 2.2-15 履歴モデルの例

表 2.2-5 各種履歴モデルの特徴

モデルの種類	復元力特性	履歴特性	備考
バイリニアモデル	・主に降伏点を特性点とし、弾性および降伏後の剛性の二つの直線でモデル化	・除荷剛性は初期剛性とする。 ・繰り返しの影響による強度や剛性の低下は考慮しない。	
R-O モデル ¹²⁾	・指数関数にてモデル化	・Massing 則で規定。 ・繰り返しの影響による強度や剛性の低下は考慮しない。	
Degrading Stiffness モデル	・降伏点を特性点としたバイリニアモデル ・降伏点および断面終局点を特性点としたトリリニアモデル	・初期剛性または降伏点剛性の係数倍で除荷剛性等を簡便に規定(原点指向, 最大点指向等)	・Clough モデル ¹³⁾ , 武藤モデル ¹⁴⁾ , 深田モデル ¹⁵⁾ 等
Continually Degrading Stiffness モデル	・降伏点および断面終局点を特性点としたトリリニアモデル	・除荷剛性係数にて除荷剛性を設定 ・除荷および再載荷途中での履歴ルールについても規定	・武田モデル ¹⁶⁾ が最も一般的。軸力依存型もあり(江戸モデル ¹⁷⁾)。

(3) 隅角部近傍における軸方向鉄筋の伸び出し

フーチングやラーメン隅角部近傍のように、部材厚さの異なる部材間の接合部では、断面剛性の急変により軸方向鉄筋の伸び出しが観察され、構造物全体の変形挙動に影響を及ぼす場合があるため、この影響を適切に考慮する必要がある。隅角部における鉄筋の伸び出しについては、既に多数の研究実績があることから、これらの内から適宜選択してモデル化時に考慮すればよい。ここでは、部材を線材モデルにてモデル化の例とその影響の程度を示す。

岡村・前川¹⁸⁾は、鉄筋の伸び出しに伴う鉄筋とコンクリート間の相対変位(すべり量)と鉄筋のひずみについて、以下のような関係式を導いている。

$$s = \varepsilon_s (2 + 3500\varepsilon_s) \quad (2.2-1)$$

$$s = \frac{Slip}{D} \left(\frac{f'_c}{20} \right)^{2/3} \quad (2.2-2)$$

ここに、 ε_s : 鉄筋のひずみ

D : 鉄筋径

f'_c : コンクリートの一軸圧縮強度

$Slip$: 鉄筋の伸び出し量

s : 基準化した伸び出し量

これから、 s を消去し、 $Slip$ について解くことにより、伸び出し量($Slip$)と鉄筋ひずみ(ε_s)との関係式が得られる。

$$Slip = \varepsilon_s (2 + 3500\varepsilon_s) \left(\frac{f'_c}{20} \right)^{-2/3} D \quad (2.2-3)$$

ここでは、図 2.2-16(b)に示すように伸び出しに伴う曲率の値を次式のように仮定する。

$$\phi_s = \frac{\theta_s}{L} = \frac{Slip}{dL} \quad (2.2-4)$$

ここに、 ϕ_s : 伸び出しに伴う曲率

θ_s : 伸び出しに伴う回転角

L : 要素長さ

d : 軸方向鉄筋間距離

式(2.2-4)から、伸び出し量に相当する部材の曲率値が算出される。式(2.2-3)は、曲げひび割れ発生後、断面降伏に至るまでの荷重レベルの範囲における伸び出し量を表すものであるから、例えば、復元力特性をトリリニアモデルで表した場合には、図 2.2-16(a)に示すように、トリリニアモデルを修正することにより、伸び出しの影響を考慮することができる。なお、ここで示す伸び出しのモデル化では、履歴や軸力の変動の

影響は考慮されていない。したがって、これらの影響が大きい場合には別途考慮する必要がある。

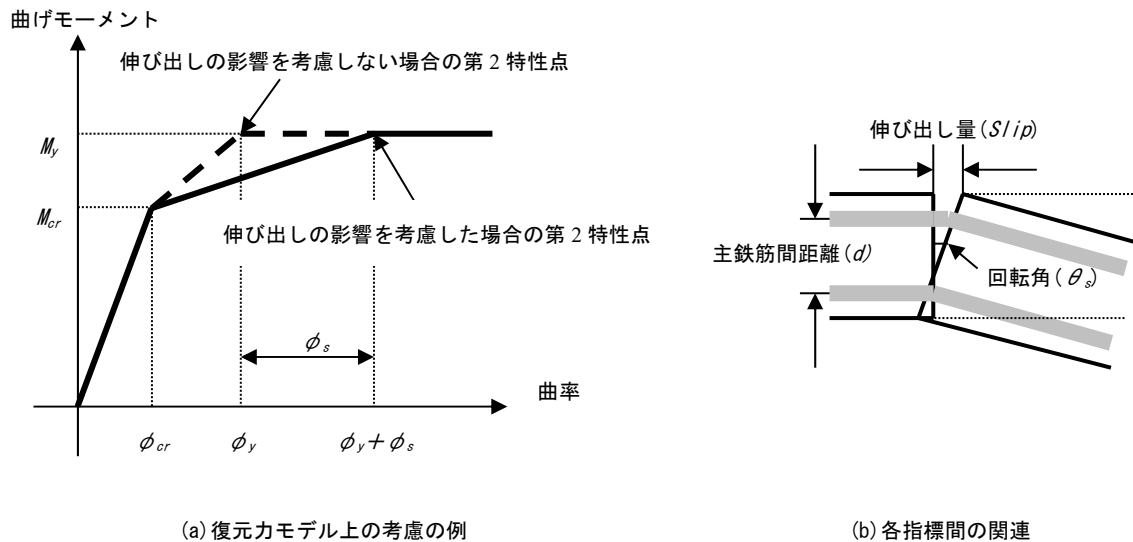


図 2.2-16 隅角部近傍における鉄筋の伸び出しのモデル化の例

上記の簡便式を用い、部材レベルにおける伸び出しが全体の変形に及ぼす影響の程度を調査した結果を図 2.2-17 に示す。これは、表 2.2-6 に示すような条件の下で、トリリニアモデルにおける 2 つの特性点(降伏、終局)において、伸び出しによる隅角部近傍における変形(曲率)の増加率と部材厚さの関係を示したものである。終局時の曲率の増加率の算定には、式(2.2-1)の代わりに、式(2.2-5)を用いて同様に算出している。これより、部材厚さが 40cm 未満の場合にはその影響が大きいものの、40cm を超えると増加率が急激に減少し、ほぼ 1.1 倍に収斂していることが分かる。これから部材厚さが大きくなるに従って軸方向鉄筋の伸び出しの影響は相対的に小さくなるため、構造物の変形挙動に与える影響は少なくなり無視できるようになることが分かる。しかし、部材厚さが大きくなると、変位量は必ずしも小さくはならないため、例えば、機器や配管が地震時に必要とする空間が確保されるかどうかについて確認しておく必要がある。

$$s = s_y + 0.047(f_u - f_y)(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) \quad (2.2-5)$$

$$s_y = \varepsilon_y(2 + 3500\varepsilon_y) \quad (2.2-6)$$

ここに、 f_u : 鉄筋の引張強度

f_y : 鉄筋の降伏点強度

ε_{sh} : 鉄筋のひずみ硬化開始時のひずみ

ε_y : 鉄筋の降伏点におけるひずみ

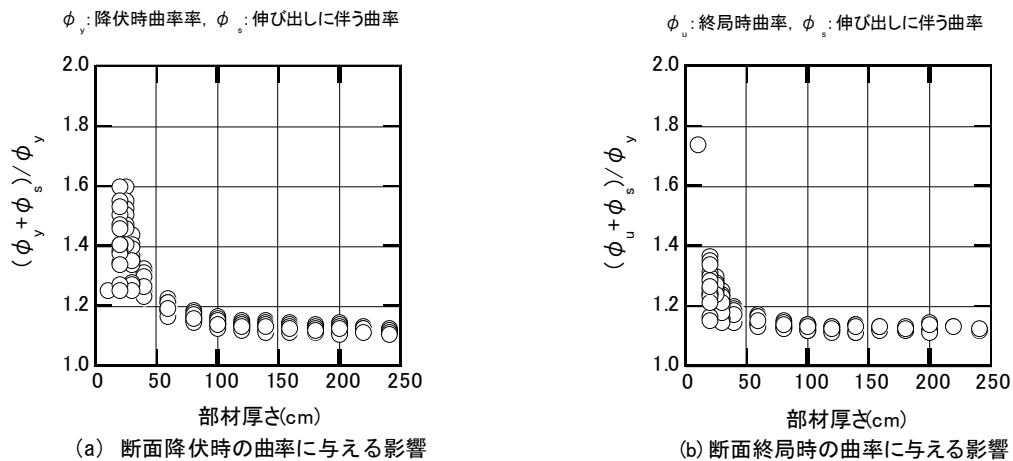


図 2.2-17 鉄筋の伸び出しと部材厚との関係

表 2.2-6 鉄筋の伸び出しの影響を調査した解析の主な条件

	諸特性	設定値
材料特性	コンクリートの圧縮強度	23.5N/mm ²
	使用した鉄筋の種類	引張鉄筋比に合わせて, D6 から D51 の中から適宜選択
部材特性	部材厚さ (cm)	10cm から 240cm の範囲
	引張鉄筋比	0.2%, 0.5%, 0.7%, 1.2%程度
荷重条件		軸力零(純曲げ)

(4) 地盤一構造物間の境界部のモデル化^{19), 20)}

地中構造物は、地盤を介して様々な荷重を受けることが大きな特徴である。地震時ではこれは特に重要であり、どの荷重が構造物の変形に卓越して寄与しているかに留意することが、合理的な解析モデルの作成にあたって重要である。図 2.2-18 および表 2.2-7 に、地震時に地中構造物が受ける主要な荷重を作用系および反作用系に分けて示した。土被りがある場合には、上載土中に発生した応答加速度が転化して頂版に作用するせん断力が、構造物の地震時における主たる変形要因であり、構造物中に発生する慣性力や側壁に作用する動土圧は、その影響の程度は相対的に小さい。また、側壁に作用する動土圧の分布形状については、構造物の損傷の程度や地震動の規模によって変化する。図 2.2-18(b)には構造物が塑性に至る前の典型的な動土圧の分布例を示している。一般に構造物の塑性化が進行して地盤が大きく変形する場合、側壁に作用する動土圧を正確に評価するためには、地盤のモデル化時に、その体積変化(ダイレイタンス)を考慮することが必要となる。しかし、一般に側壁に作用する動土圧が構造物の変形に及ぼす影響は非常に小さいことから、必ずしも地盤のダイレイタンスを考慮して地盤のモデル化を行う必要はない場合が多い(技術資料VI-2005 参照)。

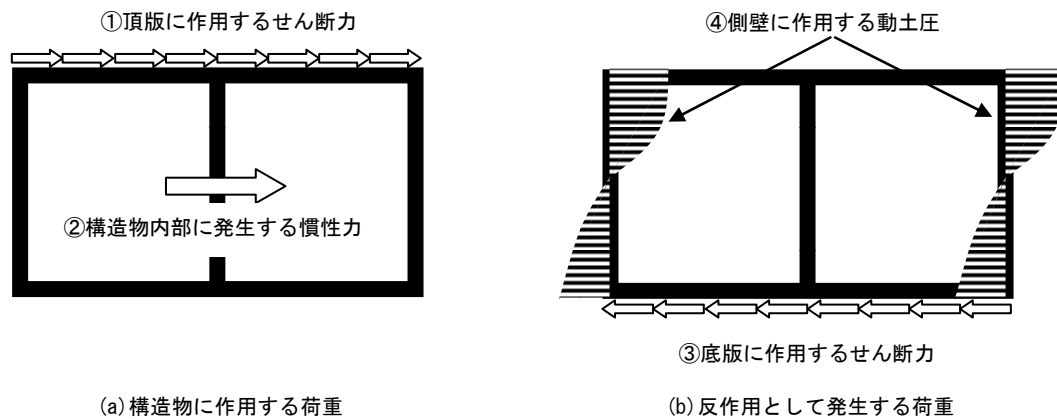


図 2.2-18 地震時に地中構造物に作用する主な荷重とその特徴

表 2.2-7 各種荷重の特徴

荷重の種類			特徴
作用系	①	頂版に作用するせん断応力	上載土中の応答加速度が頂版へのせん断応力に転化したものである。
	②	構造物内に発生する慣性力	一定以上の上載土がある場合の地中構造物の支配的な変形要因である。
反作用系	③	側壁に作用する動土圧	建屋構造物などの地上構造物のように支配的な変形要因ではない。
	④	底版に作用するせん断力	慣性力と同様、支配的な変形要因ではない。
			構造物が塑性した場合には、地盤のモデル化時にそのダイレイタンスーを考慮しないと正確に評価できない。
			主たる反作用成分である。

したがって、地盤－構造物間の境界部のモデル化は、まず地盤と頂版間の境界条件のモデル化に注意を払うことが重要となる。地盤－構造物間では、照査に用いる地震動の種類、地盤および構造物のせん断剛性の大小関係等により、境界面において剥離・すべり等の複雑な現象が生じることがあり、構造物全体の応答に影響を及ぼすことが知られている。一般に、これらの現象を構造物等のモデル化時に考慮せず、境界部での剥離・すべりを考慮しない場合(地盤－構造物間を固着条件とする場合)、部材表面に作用するせん断応力を過大に評価する傾向にある。よって、地震時の構造物の挙動をより正確に把握するためには、剥離・すべりを考慮することが重要となる。これらを実評価する簡便なモデルとしてジョイント要素がある。これは、2つの材料間の接触面において法線方向および接線方向の非線形ばねを設置し、その剥離・すべりを評価するものである(図 2.2-19 参照)。

a. 剥離について

ジョイント要素中の直応力が、あらかじめ定めた引張限界応力値を越えた場合、その要素は引張応力を伝達しないノーテンション要素となる(剥離の発生)。圧縮応力については、剥離を起こした後も伝達される。なお、引張限界応力値としては零またはコンクリートの引張強度が用いられることが多い。

b. すべりについて

すべりの開始を Mohr-Coulomb の摩擦則で定めた式(2.2-7)により表現するモデルが最もよく用いられてい

る．破壊せん断応力の算定に必要なパラメータ c (粘着力)， ϕ (摩擦角)については，例えば他基準類²¹⁾や成書類²²⁾を参照して定めるとよい．

$$\tau_f = c - \sigma \tan \phi \quad (2.2-7)$$

ここに， τ_f : 破壊せん断応力

σ : ジョイント要素中の直応力

c : 粘着力

ϕ : 摩擦角

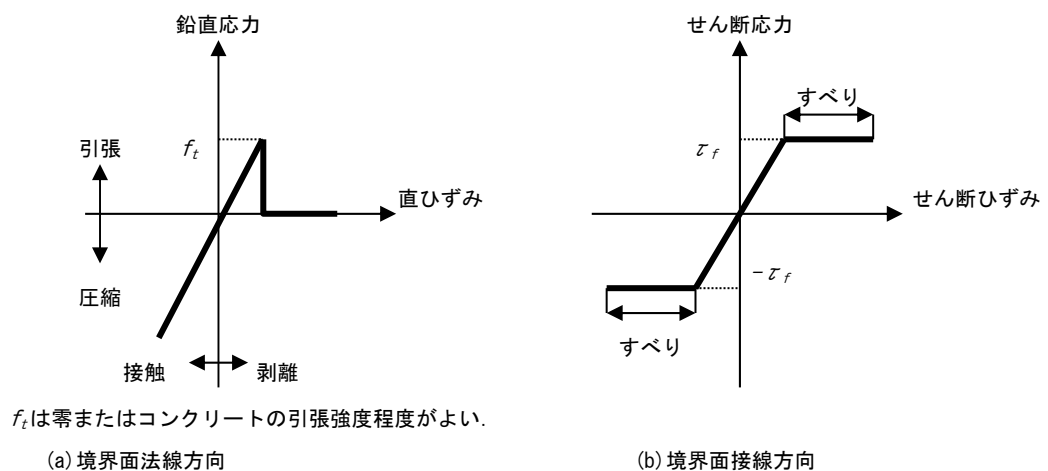


図 2.2-19 ジョイント要素の概念図

ジョイント要素を用いる場合には，式(2.2-7)中のパラメータ c ， ϕ の他に接触面における剛性(2種のばね定数の値)を定める必要がある．これについては，ジョイント要素自身が実際には生じ得ないような過大な変形を起こさず，かつ数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に周囲の材料の剛性よりもかなり大きい値を設定しておけばよく，例えば既往の文献に示された手法^{23), 24), 25)}がある．

なお，ジョイント要素は，節点を地盤要素と共有することや隅角部近傍における応力変動の影響を強く受けることから，その取り扱いには十分注意することが肝要である．

(5) 機器・配管のモデル化

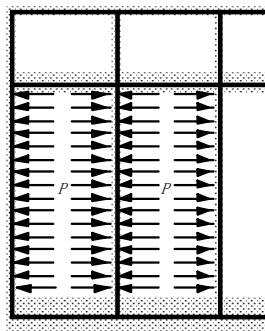
機器・配管を支持する構造物の場合には，地震応答解析に用いるモデルを作成する際に，機器・配管についても適切にモデル化することが重要である．本来は，機器・配管と鉄筋コンクリート構造を連成させた構造系としてモデル化することが望ましい．しかし，現状では，構造物の塑性変形が機器・配管に及ぼす影響については未解明な部分が多いため，それらが設置されている位置における地震時の応答特性(床応答スペクトル等)を求め，別途安全性を照査することとしている(本指針「2.6 性能照査の手順」参照)．したがって，機器・配管については，それらの質量に相当する質点を設定するようなモデル化を行うのがよい．

(6) 構造物内の水のモデル化

取水ピットのように、構造物内に相当量の水がある場合、地震時にそれらの慣性力が構造物の挙動に影響を及ぼす場合がある。したがって、これらを適切にモデル化する必要がある。構造物内の水のモデル化としては、付加質量によるモデル化と流体要素でモデル化する方法がある(図 2.2-20 参照)^{26), 27)}。

付加質量によるモデル化を行う場合は、水平震度に対応する加速度によって発生する動水圧を慣性力として計算し、部材に分布荷重として作用するものとする。実際の解析時には、部材の質量密度に動水圧に相当する質量密度を付加する付加質量としてモデル化されることが多い(図 2.2-20(a) 参照)。

流体要素でモデル化する場合には、渦なしの非粘性流体において、流体の変位が微小であると仮定してその運動方程式を解き、水の動水圧を算出していくものである。図 2.2-20(b)に示すように、水が満たされている領域を流体要素で定義することにより、要素毎に逐次動水圧が算出される。

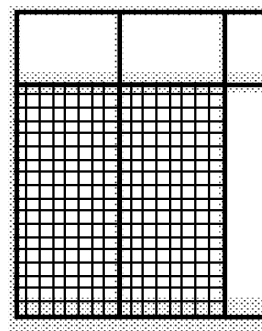


水平地震時の動水圧を分布荷重でモデル化

(a) 付加質量でモデル化する場合

$$P = \frac{1}{2} K_H \gamma_w B$$

P : 動水圧
 K_H : 水平震度
 γ_w : 水の単位体積重量
 B : 構造物の奥行長さ



流体に関する運動方程式により定式化された有限要素でモデル化

(b) 流体要素でモデル化する場合

$$P = -\rho_w \frac{\partial \phi}{\partial t}$$

P : 動水圧
 ρ_w : 水の質量密度
 ϕ : 水の変位ポテンシャル

図 2.2-20 構造物内の水のモデル化の例

2.2.3 地震応答解析実施時における留意点

(1) 運動方程式の求解について

時刻歴地震応答解析を実施する際には、部材の力学特性を表す剛性マトリックスの他に、質量マトリックス $[M]$ および減衰係数マトリックス $[C]$ の構成が必要となる。

a. 質量マトリックス

質量マトリックスには、一般に集中質量マトリックス(lumped-mass matrix)および整合質量マトリックス(consistent-mass matrix)がある。集中質量マトリックスは、部材の質量を要素の中央または端部(節点)に、質量を集中して配置するものである。作成される質量マトリックスは、対角成分のみが零でない対角マトリックスとなるため、効率的な数値解析が可能となる。一方、整合質量マトリックスは、部材に連続して質量が分布するように、要素剛性マトリックスを構成する際に用いる変位関数を用いて質量マトリックスを作成したものである。このため、対角成分以外も一般に零でない値を有するため、集中質量マトリックスと比較すると相対的に数値演算は煩雑となる。整合質量マトリックスを用いた場合における優位な点は、特に高次の固有振動数に対する解析精度が優れていることにある。しかし、地中構造物の地震応答解析においては、比較的低次の振動数成分が問題となるため、質量マトリックスとしては、一般に集中質量マトリックスを用いてよい。

b. 減衰係数マトリックス

減衰の考慮の方法には様々な手法があるが、解析時の効率(例えば、モード減衰に等価な全体減衰係数は一般に全ての要素が零でない)、地盤および構造物にかなりの程度の材料非線形性が想定されることから、Rayleigh 減衰による評価が実務的である。

Rayleigh 減衰は、運動方程式における減衰係数が、質量マトリックスおよび剛性マトリックスの線形結合で減衰が与えられるものと考えて、式(2.2-8)で表される。

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (2.2-8)$$

ここに、 $[C]$: 減衰係数マトリックス

$[M]$: 質量マトリックス

$[K]$: 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α 、 β は、以下のような手順でその値が算出される。式(2.2-8)は、減衰係数マトリックスについての直交性を仮定したことに他ならない。これから、以下のような式が得られる。

$$h_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \quad (2.2-9)$$

ここに、 h_i : 第 i 次モードの減衰定数

ω_i : 第 i 次モードの固有円振動数

次に 1 次と 2 次の減衰定数 h_1 , h_2 を与える. すなわち, 式(2.2-9)において, $i=1$ および 2 の場合の式を連立させて解くと, 係数 α および β は以下のように求まる.

$$\alpha = \frac{2\omega_1\omega_2(h_1\omega_2 - h_2\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (2.2-10)$$

$$\beta = \frac{2(h_2\omega_2 - h_1\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (2.2-11)$$

Rayleigh 減衰の設定にあたっては, 事前に連成系モデルの固有値解析の結果に基づいて定めるとよい. 具体的には, 水平方向および鉛直方向の固有振動モード等に着目し, それらの特徴を踏まえて, モード減衰定数を定めることが好ましい.

また, 式(2.2-8)中の剛性マトリックス $[K]$ には, 初期時の剛性マトリックスと, 塑性化が進行するに従って更新されていく接線剛性マトリックスの二通りの設定が考えられる. 初期剛性マトリックスを用いた場合には, 地盤および構造物の塑性化が進行する変形領域では, 減衰が適切に評価されないことがある. 一方, 接線剛性マトリックスを用いた場合には, 減衰係数マトリックスに関する直交性が成立しなくなる. このため, 特に剛性マトリックスの選択には注意が必要である.

なお, 実在する構造物の減衰特性に関する詳しい調査の結果によれば, 解析の対象とすべき振動数が 1Hz 前後にある場合には, 式(2.2-8)の第 1 項と第 2 項の寄与はほぼ同程度であり, 3Hz 以上になると, 第 2 項だけを考えた $\alpha=0$ (剛性比例型) と近似してよいことが知られている²⁸⁾.

(2) 自重解析実施時

地震応答解析の実施に先立ち, 地盤および構造物の初期応力状態を算出しておく必要がある(自重解析の実施の必要性). 本来は構造物の施工過程(地盤の掘削→構造物の設置→地盤の埋戻し)に忠実に対応させた解析を実施することが望ましい. しかし, ①解析用のメッシュを逐次対応させて変化させながら計算を進めることができる解析コードは現状では少ないこと, ②作業が非常に煩雑になる場合が多いこと等から, 時刻歴地震応答解析のために用いる解析モデル中の境界条件や材料の物性値を適切に変更させることによって同等な解析を実施することがよく行われている. これについては, 用いられる解析コードによって使用できる要素が異なること等から, 一般的な手法が確立されてはいないのが現状である. 以下に, 標準的な解析手順の一例を示す.

a. 解析モデルの境界条件の設定

表 2.2-8 に自重解析実施時の解析モデル中の境界条件の設定例を示した(比較のために, 時刻歴地震応答解析時の境界条件についても表 2.2-9 に示した).

自重解析時における地盤と構造物間の境界条件は, 境界部近傍において実際には生じないような過大な応力が発生するのを避けることを意図しているものである. 具体的には, ①当該節点を二重節点にして節点間のせん断方向の自由度を解放する, ②地盤と構造物間の剥離・すべりを考慮するジョイント要素を設定している場合には, せん断方向の剛性を零に近い値を設定する等の方法がある.

表 2.2-8 自重解析実施時の各種境界の設定例

(a) 地盤の仮想境界			(b) 地盤－構造物間境界		
部位	境界条件 (拘束条件)		部位	境界条件 (拘束条件)	
地盤側方部	水平方向	拘束	地盤－底版間境界部	直方向	拘束あるいは すべり・剥離を考慮した ジョイント要素
	鉛直方向	非拘束 (自由)		せん断方向	非拘束 (自由) あるいは すべり・剥離を考慮したジ ョイント要素 (剛性 $\neq 0$)
地盤下方部	水平方向	拘束	地盤－側壁間境界部	直方向	拘束あるいは すべり・剥離を考慮した ジョイント要素
	鉛直方向	拘束		せん断方向	非拘束 (自由) あるいは すべり・剥離を考慮したジ ョイント要素 (剛性 $\neq 0$)

表 2.2-9 時刻歴地震応答解析実施時の各種境界の設定例

(a) 地盤の仮想境界		(b) 地盤－構造物間境界	
部位	境界条件	部位	境界条件
地盤側方部	粘性境界	地盤－底版間境界部	拘束あるいは すべり・剥離を考慮したジョイント要素
地盤下方部	粘性境界	地盤－側壁間境界部	拘束あるいは すべり・剥離を考慮したジョイント要素

b. 載荷の手順

重力加速度を各節点に作用させる。ここで 1G もの加速度を一度に与えると、数値解析上不具合が生じることがあるので、10 ステップ程度に分割して作用させるとよい。

c. 時刻歴地震応答解析への引継ぎにおける留意事項

自重解析により、地盤－構造物連成系の応力、ひずみ、断面力、変形等が解析される。このような物理量は常時の状態量として扱われる。通常、断面力については時刻歴地震応答解析の初期値として引継がれる。地盤の応力、ひずみ等については、地盤状況により対応が異なる。たとえば、著しい不整形地盤においては、地盤の応力、ひずみ分布が複雑となり地震時の挙動に影響を及ぼす可能性がある。このような場合、地盤の応力、ひずみ等についても時刻歴地震応答解析に適切に引継ぐ必要が生ずる。これらの初期状態の設定方法は各種解析コードにより異なるので、解析コードの仕様や特徴を踏まえ適切に設定する必要がある。なお、自重解析と時刻歴地震応答解析で地盤－構造物間の境界条件（拘束条件）の変更を伴うような場合には、境界部における常時の応力、ひずみ状態が損なわれないように注意する必要がある。

(3) 時刻歴地震応答解析実施時

a. 運動方程式の数値解法

モデル化が全て完了し、自重解析によって初期応力状態が把握された後に、時刻歴地震応答解析を実施す

る。時刻歴地震応答解析は、解析モデルに対する運動方程式を数値積分によって節点変位、節点速度および節点加速度を算出する。数値積分には用途に応じて様々な手法がある。運動方程式の求解時に用いられる代表的な直接積分手法を表 2.2-10 にまとめた。この中で、地盤および構造物の材料非線形を考慮した時刻歴地震応答解析には陰解法が適しており、その中で Newmark の β 法 ($\beta=1/4$) がよく用いられる。また、数値積分を実施する際の積分時間間隔については、b. で述べるような非線形解析について反復解法(例：修正 Newton-Raphson 法)を用いるのであれば、数値積分の時間間隔を 1/500 秒程度を目安にして解析を行うとよい。しかし、反復解法を用いることによって演算が複雑になり、動的解析が収束しなくなる場合がある。この場合には、反復解法を用いずに時間間隔を 1/2000～1/3000 秒程度に細かく分割して数値積分を行う方法もある。ただし、この場合には、各時間ステップにおける不平衡力が過度に生じていないことや、時間の経過と共にその値が蓄積していないことを必ず確認しなければならない。

表 2.2-10 運動方程式の求解に用いられる数値積分法の例

解法	解析の安定性	解析の精度	主な手法	備考
陽解法	安定性に乏しい	比較的よい	中央差分法	安定性に乏しく、積分時間間隔に注意を要する。
陰解法	安定性に優れる	比較的低い	Newmark の β 法	$\beta \geq 1/4$ であれば常に安定性は保証される。
				$\beta=1/6$ の場合には線形加速度法に一致する。
				$\beta=1/4$ の場合には平均加速度法に一致する。
				$\beta=0$ の場合には衝撃加速度法に一致する。
				$\gamma=1/2$ で少なくとも 2 次の精度は保証される。
			Wilson の θ 法	$\theta=1$ で Newmark の β 法に一致する。
			線形加速度法	減衰を正しく評価しないと解が発散しやすい。
			平均加速度法	最もよく用いられている。

b. 非線形解析の数値解法

地盤および構造物の非線形解析を行うためには、塑性の進行に応じて逐次剛性行列を更新しながら解析を進めることになる。このために、Newton-Raphson 法、初期応力法、初期ひずみ法等の多くの数値解法が既に提案されている。これらは、全ての非線形有限要素解析に適用できるわけではないため、非線形解析と数値解法のそれぞれの特徴を勘案し、適切な解法を選択することが重要である。

鉄筋コンクリート構造物の非線形解析のためによく用いられてきた手法とその概要を表 2.2-11^{26), 27)} にまとめた。この中で、修正 Newton-Raphson 法が一般に最もよく用いられている。

表 2.2-11 非線形解析によく用いられる解法の例

名称	特徴		
	収束計算に用いる剛性行列	収束性	演算上の合理性
Newton-Raphson 法	各収束ステップ毎に接線剛性行列を作成する。	よい	煩雑
修正 Newton-Raphson 法	第 1 ステップ時の接線剛性行列を 2 ステップ以降も使用する。	よくない	よい
擬似 Newton-Raphson 法	割線剛性等を使用する。	モデルによって様々	

2.2.4 解析結果評価時の留意点

(1) 解析結果の妥当性の確認

時刻歴地震応答解析が終了した後、照査に必要な物理量を抽出する前に、解析が正常に完了していることを確認する必要がある。表 2.2-12 に、解析から得られる主な物理量の種類とその妥当性の確認の要点についてまとめた。これを参考にして、各物理量が妥当な結果を示していることを確認するとよい。

さらに、地盤および構造物の挙動を調べ、応答結果がそれぞれのモデルの適用範囲内にあることを確認しなければならない。特に、破壊則を定義していないモデルを用いた場合には、この確認作業は重要である。これは、破壊則を定義していないモデルを用いた場合、数値解析として正常に演算がなされていても、物理的に意味を持たない応答結果を示している場合があるからであり、注意が必要である。

また、不整形な地盤条件下の場合には、構造物の応答が複雑となることがあることから、周辺地盤の応答も含めて、十分に結果を吟味することが重要である。

表 2.2-12 地震応答解析結果を確認する際の目安

ステップ	確認の概要	物理量
1	自由地盤の応答は妥当か？	自由地盤の加速度，速度，変位
2	構造物の層間変位の応答は，同じ高さレベルの自由地盤の応答に対応しているか？	構造物の層間変位
3	構造物周辺の地盤の応答は妥当か？	構造物周辺の地盤の応力，ひずみ
4	構造物の部材の応答は妥当か？	構造物部材の断面力，曲率

(2) 応答値の算出

表 2.2-13 に、部材非線形モデルを用いる場合の構造物の地震応答挙動の解析精度を示す。これらを参考にして、照査項目を抽出するとよい。特に、線材モデルでは、一般にせん断に関する非線形性に対しては、未解明な現象が残されていることから、降伏した断面でのせん断力の評価については注意しなければならない。

表 2.2-13 部材非線形解析における応答値の精度の一覧

出力項目			解析精度 ¹⁾
層間変位，層間変形角			◎
部材の断面力	曲げモーメント	曲げひび割れ発生以前(全断面有効時)	◎
		曲げひび割れ発生後，断面降伏まで(RC 状態時)	◎
		断面降伏以降	○
	軸力		◎
	せん断力	部材降伏前	◎
		部材降伏後 ²⁾	○
部材の変形	曲率，回転角		◎

1) 表中の凡例は以下のような意味を持つ。

◎：解析精度は良い，○：解析精度はややよい，×：解析精度は良くない

2) 部材降伏後のせん断力については，曲げモーメントの勾配から算出した値が表に示した解析精度を有する。剛性行列から算出された値についての精度は良くない場合があるので，その取り扱いには注意を要する。

以下に、特に重要な応答値である部材の断面力についての留意事項を示す。

a. 曲げモーメント

要素の端部の値(要素端の曲げモーメント)ではなく、これらを平均した値(要素中央部の曲げモーメント)を代表値として用いるのがよい。これは、材端ばね要素や非線形はり要素は、要素の損傷の程度を平均的に評価すること、曲率と評価位置を同一にさせるためである。また、部材が終局状態に達しているかどうかの確認は、曲げモーメントではなく、曲率によって行うことがよい。これは、断面降伏後は曲げ剛性(第 2-3 特性点間の勾配)がほぼ零にまで低下し、終局に至るまでに曲げモーメントが 5%程度しか増加しないため、その解析精度が降伏前よりもやや低下しているためである。

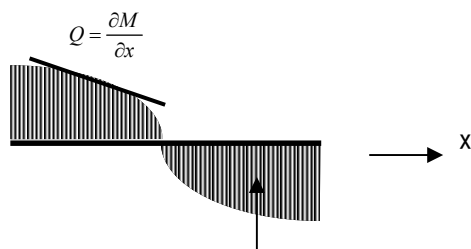
b. セン断力

部材厚さ D と部材長さ L の比 D/L が 0.3 以上となる場合には、曲げに伴うせん断変形の影響を考慮するが、この場合においてもせん断力の値は剛性行列から算出される値ではなく、部材の曲げモーメントの分布の勾配を求め、それをせん断力として用いる方がよい場合がある。これは、鉄筋コンクリートはり部材の断面降伏後のせん断剛性やせん断耐力への影響については、未解明な部分が残されていることによる(図 2.2-21 参照)。

c. 軸力

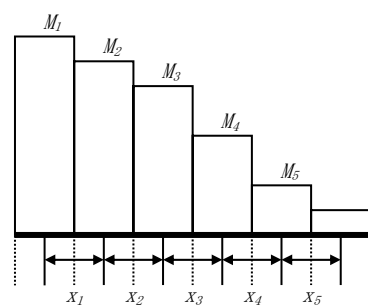
鉄筋コンクリートはり部材の特性から見て、軸力が引張として作用している場合には、その要素の挙動に注意が必要である。これは、引張軸力下では、せん断耐力が急激に低下するため等であり、引張軸力の大きさの程度やその継続時間について、十分に検討しなければならない。また、軸力の変動が大きい場合(目安として軸力比が 0.1 以上の場合)には、応答値のみならず、限界値への影響も含めて、その影響の程度を十分に確認しておくことが重要である。

曲げモーメントの勾配としてせん断力を算出



ある部材に作用する曲げモーメント分布

(a) せん断力の求め方



$$Q_1 = \frac{M_1 - M_2}{x_1}, Q_2 = \frac{M_2 - M_3}{x_2}, Q_3 = \frac{M_3 - M_4}{x_3}, \dots$$

(b) 線材要素の場合の算定例

図 2.2-21 曲げモーメント分布の勾配としてのせん断力

2.3 耐震性能照査

2005年版マニュアルは、地中構造物横断面を対象とした耐震性能照査を前提としており、二次元地震応答解析に基づく耐震性能照査である。すなわち、地盤－構造物連成系のせん断変形とそれによって生ずる部材の面外曲げ変形、面外せん断変形を照査対象としている。本マニュアルにおいても、横断面に対する耐震性能照査は、2005年版マニュアルの内容を踏襲するものとした。また、三次元解析を用いる場合の耐震性能照査については、留意事項を示すこととした。なお、ファイバー要素や積層シェル要素等は、材料非線形解析に区分される場合もあるが、はり要素やシェル要素と同様にひずみ分布を規定して定式化されているため、材料構成則にせん断破壊等の破壊基準が考慮されていない場合もある。このような場合にはせん断耐力等の限界値を用いた評価が必要であり、適宜、以下の記述を参考に耐震性能照査を実施する。

部材非線形解析を用いた場合の実務的な耐震性能照査についての手順の例を図 2.3-1 に示す。この図に示すとおり、曲げ系の破壊とせん断破壊の両破壊モードの限界状態に対して照査する。本節では、図 2.3-1 に示した手順のうち照査、特に限界値の設定について述べる。なお、照査に先立って、「損傷状況の確認」を実施することが重要である。部材の降伏状況や、構造系として安定した挙動を示していることを変形、断面力や応力度等の履歴により確認しておく。

以下、安全係数、曲げ系の破壊に対する照査方法、せん断破壊に対する照査方法、について記述する。

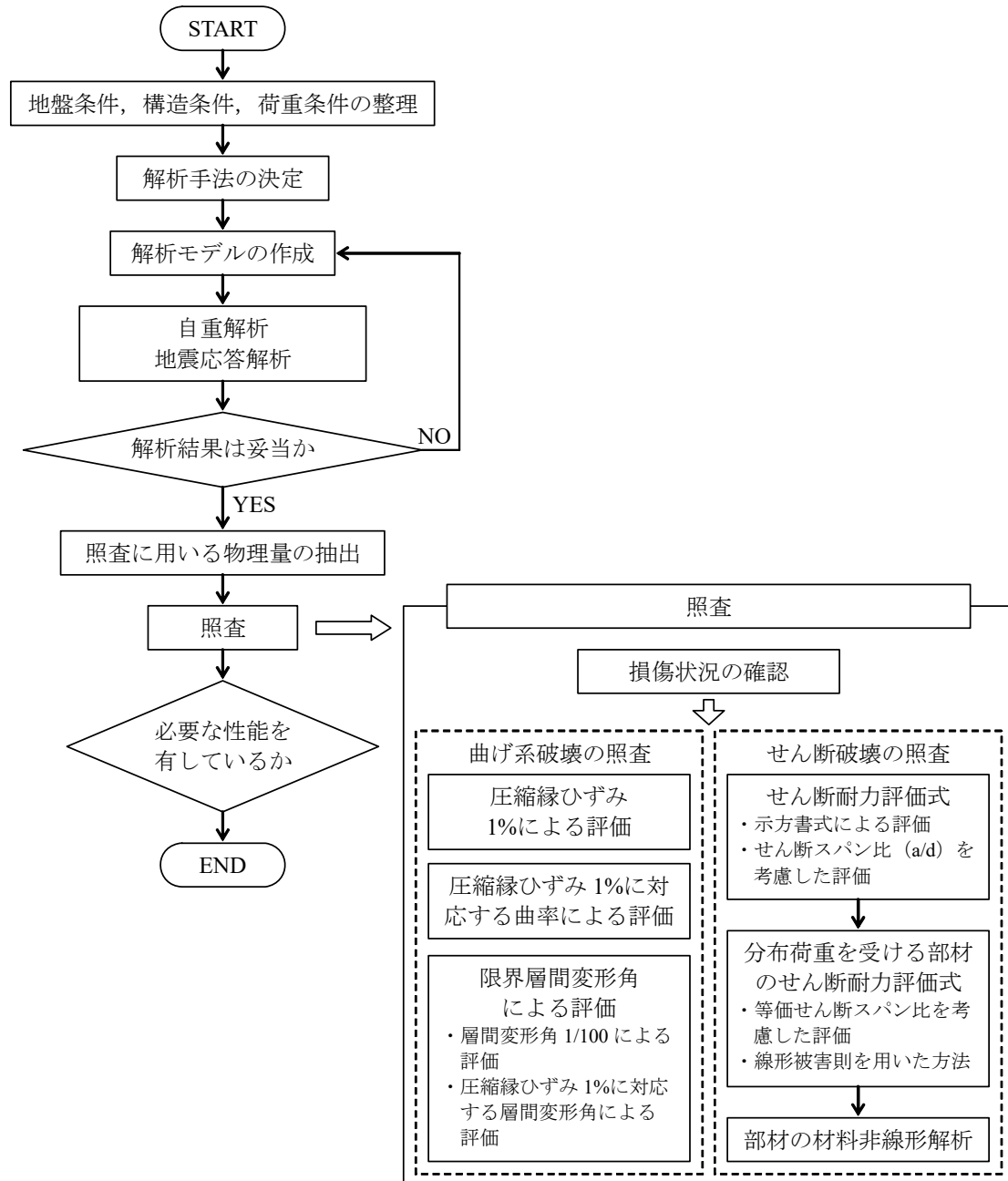


図 2.3-1 実務的な耐震性能照査についての手順の例

2.3.1 安全係数

(1) 安全係数の設定方針

本指針に沿い、以下の5つの安全係数を考慮する。

- ・材料係数：耐力評価に用いる材料の設計用値の評価
- ・部材係数：設計断面耐力の評価
- ・荷重係数：設計荷重の評価
- ・構造解析係数：断面力の評価
- ・構造物係数：構造物の総合的な安全性評価

標準とする安全係数を、表 2.3-1 に示す。これらは、以下に述べる本マニュアル特有の考え方を踏まえて設定した。

① 地盤と構造物の非線形性を考慮した連成系の時刻歴地震応答解析を標準的に適用することとしているため、材料係数は応答値の計算にも設定する必要がある。

② 地震時の地盤の影響については、解析手法との関係から、従来、荷重係数としての取り扱いをしてきたが、地盤の非線形特性をモデル化した解析手法の適用により、材料係数として扱うことが必要である。

なお、既設構造物の照査では、屋外重要土木構造物のコンクリートの圧縮強度は、一般に、適切な施工管理がなされている場合、実測値が設計基準強度を下回ることはない(技術資料Ⅸ)。このことから、実測値に異常がないことを確認すれば、特性値を設計基準強度とし、コンクリートの材料係数を低減してもよい。実測値とは、竣工検査、特別点検、高経年化評価等において、実際に用いられている材料を試験して得られた

表 2.3-1 耐震性能照査における標準的な安全係数

安全係数		曲げ照査（変形）		せん断照査（断面力）	
		応答値算定	限界値算定	応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート	1.0	1.0	1.0	1.3
	鉄筋	1.0	1.0	1.0	1.0
	地盤	1.0	－	1.0	－
部材係数		－	1.0	－	下別表による
荷重係数		1.0	－	1.0	－
構造解析係数		1.2～*1	－	1.05～*1	－
構造物係数		1.0		1.0	

$\gamma_b = \gamma_{b1} \times \gamma_{b2}$	せん断耐力式	分布荷重評価法	材料非線形解析
評価手法の精度 γ_{b1}	コンクリート寄与分に対して 1.3 せん断補強筋寄与分に対して 1.1	コンクリート寄与分に対して 1.3 せん断補強筋寄与分に対して 1.1	本マニュアル 3.3.2(3)b. の記述に従って算定
曲げせん断破壊防止のための裕度 γ_{b2}	1.0～1.5 (本マニュアル 2.3.1(3)b. の記述による)		

*1) 地盤・構造物連成系モデルを用いて非線形時刻歴応答解析を用いる場合の値である。地震応答解析に線形解析や等価線形解析を用いて断面力や応力度による照査を実施する場合には 1.0 としてよい。詳細は「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル」(1992.9, 土木学会)に示されている。

データを指す。実測値には、少なくとも実構造物から採取したコアによるものを含む必要がある。必要に応じて、上記以外で実構造物から採取したコアや、実構造物の施工時に同時に設置されたコンクリートブロックのコア、あるいはその他の方法により取得した実測値を確認してもよい。実構造物への影響を考慮すると、実構造物からのコア採取数はできる限り少ない方が望ましい。なお、取得した実測値が全て設計基準強度を上回っていれば、一般に、強度等の材料特性のばらつきを考慮して特性値を設定しており、異常がないといえる。

(2) 耐震性能照査に用いる安全係数(その1) ー変形による照査ー

曲げ系の破壊を変形により照査する場合の安全係数は、以下の考えにより定めた。

a. 材料係数

材料係数を考慮する必要がある項目は、応答解析におけるコンクリート、鉄筋、地盤の材料特性、限界値評価におけるコンクリート、鉄筋の材料特性である。

コンクリート強度の特性値は、製造において、その値を下回る強度が発現する確率が5%以内となるように設定する。また、鉄筋の機械的性質の特性値に関しても、日本工業規格(JIS)の規格範囲の下限值を設定してよいとしている。このように、双方とも特性値の段階で実強度に対して小さい値を設定している。

コンクリートの圧縮強度(あるいはヤング係数)が小さくなれば、構造物の応答変位は大きくなると考えられる。また、限界値として「2.3.2(3)」で示す評価式を適用する場合、コンクリートの圧縮強度を小さくするほど軸力比(軸圧縮応力度/圧縮強度比)が大きくなり、安全側の評価となる。したがって、応答値、限界値ともに1.0を標準とした。

鉄筋降伏強度を小さく設定したとき、構造物の応答変位は少なくとも小さくならないと考えられる。また、「2.3.2(3)」の評価式では、鉄筋の降伏強度を小さくするほど、限界層間変形角も小さくなる。したがって、鉄筋についても1.0を標準とした。

地盤ー構造物連成系の応答解析を行う場合、地盤材料モデルの特性が照査結果に大きく影響する。その一方で、地盤物性は、不均質さや試験方法により、広く分布し大きくばらつくのが通常である。これらを踏まえた上で、構造物の応答値に与える影響が厳しくなるように地盤物性の特性値を設定することが必要である。この方針に沿った適切な検討を経た上で地盤物性の特性値が設定される場合には、材料係数を1.0としてよい。

b. 部材係数

部材係数は、圧縮縁コンクリートひずみの限界値と「2.3.2(3)」の評価式による限界層間変形角に適用する。双方ともに安全側に配慮して設定を行っていることから、部材係数は1.0を標準とした。

c. 荷重係数と荷重の組合せ

本指針第4章において、個々の荷重のばらつきを事前に評価し、構造物の応答を安全側に評価できる物性を荷重の特性値として設定することになっている。基本的に、地震の影響以外の荷重(永久荷重と変動荷重)の評価精度は、かなり高いものと考えることができるし、地震の影響については、入力地震動そのものが最近の研究成果に基づいて合理性をもって設定される。よって、荷重係数は1.0を用いることを標準とした。

d. 構造解析係数

地盤ー構造物連成系の応答解析手法の妥当性は、大型振動台実験を行い、その実験結果に基づいて検証さ

れている(技術資料**X-2005**, **X I-2005**, **IV-2005** 参照)。しかし、限られた条件での実験であること、地盤パラメータの設定が応答解析結果に及ぼす影響(技術資料**VII-2005** 参照)などを考え併せて、構造解析係数は1.2以上を標準とした。ただし、地盤モデルの高精度化を図ることにより、構造解析係数を小さくすることも可能である。

構造解析係数に影響を与える要因には以下が考えられる。

- ・地盤物性の拘束圧依存性
- ・地盤剛性－ひずみ($G-\gamma$)関係 [履歴減衰－ひずみ($h-\gamma$)関係]のモデル化精度
- ・地盤と構造物の境界部の特性
- ・構造物の非線形性のモデル化精度(要素分割、鉄筋コンクリートの無筋領域の評価、乾燥収縮の影響、ひび割れの方向性の影響など)

e. 構造物係数

原子力発電所屋外重要土木構造物の機能上の重要度は非常に高い。したがって、構造物係数を1.0より大きくするのが一般的な考え方である。しかし、発電用原子炉施設における耐震性能照査に用いる基準地震動は、地点毎にサイト特性を考慮して設定され、また、屋外重要土木構造物は、機器の重要度分類に対応して入力地震動が選定される。したがって、構造物係数によりさらに構造物の重要性を考慮する必要はなく、耐震性能照査における構造物係数は1.0を標準とした。

(3) 耐震性能照査に用いる安全係数(その2) —断面力による照査—

せん断破壊を断面力により照査する場合の安全係数は以下の考えにより定めた。荷重係数と構造物係数に関しては、前項と共通である。なお、本マニュアルでは扱っていないものの、曲げ系および軸力系の破壊を断面力によって照査することを妨げるものではない。その場合の安全係数は、示方書[設計編]に準拠する。

a. 材料係数

応答値算定時に適用する材料係数は、コンクリートと鉄筋の物性値が断面力の算定精度に与える影響は小さいこと、材料物性の特性値の設定において照査における応答値算定が安全側となるように配慮が行われることを踏まえて1.0を標準とした。

限界値算定時に適用する材料係数は、示方書[設計編]に準拠して、コンクリートに対して1.3、鉄筋に対して1.0を標準とした。

b. 部材係数

せん断の照査に用いる部材係数は以下の構成とする。

$$\gamma_b = \gamma_{b1} \times \gamma_{b2} \quad (2.3-1)$$

- ・せん断耐力評価手法の精度に関する成分 γ_{b1}
- ・繰返し作用を受けても曲げせん断破壊しないことを保証するための裕度分 γ_{b2}

せん断耐力評価式、もしくはそれを援用した手法に基づいてせん断耐力を求める場合、 γ_{b1} は、示方書[設計編]に準拠して、コンクリート寄与分に対して1.3、鉄筋寄与分に対して1.1を標準とする。材料非線形解析を用いてせん断耐力を求める場合、「3.3.2(3)b.せん断耐力評価に材料非線形解析を用いる方法」の記述に沿ってこれを定める。

γ_{b2} は以下の式によって定める。

$$\gamma_{b2} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.01) \\ (100R + 2)/3 & (0.01 < R \leq 0.025) \\ 1.5 & (R > 0.025) \end{cases} \quad (2.3-2)$$

ここで、 R ：応答層間変形角（応答解析の結果から得られる着目層の層間変形角）

水平部材については、上下の層の応答層間変形角の大きい方を R として用いる。なお、 R が 0.01 を越える場合であっても、応答解析の結果降伏していない部材に対しては $\gamma_{b2} = 1.0$ とする。また、式の内容から分かるように、曲げ変形の限界値を層間変形角 1/100 に設定している場合は $\gamma_{b2} = 1.0$ である。

応答解析に用いる主筋の降伏強度を規格値で設定した場合、実際にはそれよりも大きな降伏強度が発揮される分だけ曲げ耐力が高くなり、結果的にせん断破壊が先行する可能性がある。しかし、この問題に関しては、コンクリートに材料係数を設けてせん断耐力側も十分安全側に評価していること、地中ラーメン特有の裕度（不静定構造物ゆえに生じる応力再配分や地盤の存在による崩壊抑制効果）があることなどの点を総合的に考慮して、部材係数には考慮しないこととした。

c. 構造解析係数

耐震性能照査で標準的に用いる部材非線形モデル、材料非線形モデルを適用した時刻歴地震応答解析手法では、変形に関する応答値の評価精度に比較して、断面力に関する応答値の評価精度は高いと考えられることから、変形照査の場合より低減させて 1.05 以上を標準とした。

2.3.2 耐震性能照査 1—曲げ系の破壊に対する照査

曲げ系の破壊に対して耐力照査を行う場合や、一般的な屋外重要土木構造物で想定される範囲を超える高軸力部材に対して軸力照査を行う場合は、示方書〔設計編：標準〕に準拠する。

機器・配管の機能維持のために要求される照査項目については、機器・配管の設置条件に依存するため、本マニュアルでは記述しない。

本マニュアルでは計算による照査を取り扱うが、実験に基づいて実証的に照査することを妨げるものではない。

(1) 一般

応答変形と限界変形の比に構造物係数を乗じた数値が、1.0 を下回ることを確認をもって曲げ系の破壊に対する照査とする。

限界状態は、部材断面の圧縮縁コンクリートひずみが 1.0% (10000×10^{-6}) に至った状態とする。横断面に対する耐震性能照査においては、これに対応する限界値として、以下に示す 4 通りの中から選択することができる。

a. 圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%

材料非線形解析（ファイバーモデルを含む）によって応答を求める場合、ひずみを直接出力することが可能なので、上記を直接限界値とすることができる。

b. 圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% に対応する曲率

部材非線形解析によって応答を求める場合、圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%に対応する曲率を断面計算等によって算定し、それを限界値とすることができる。応答解析の結果、材端でなく部材の中間部で降伏が発生した場合は、当該箇所を曲率で照査することを基本とする。

c. 圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%に対応する層間変形角

部材非線形解析によって応答を求める場合、圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%に対応する層間変形角を「2.3.2(3)」に示す式によって算定し、それを限界値とすることができる。ただし、「2.3.2(3)」に示す式の適用条件を満たさない場合は b. もしくは d. の選択肢を取る。

d. 層間変形角 1/100

部材非線形解析、材料非線形解析を問わず、応答層間変形角が 1/100 以下であれば、上記の基準を保証したものとみなす。

(2) ひずみの限界値の根拠と妥当性

かぶりコンクリート剥落の必要条件は、『コンクリートの応力度が零に近い』ことと考えられる。材料試験で得られる応力-ひずみ関係から判るように、コンクリートの圧縮ひずみが 1.0% (10000×10^{-6}) 時のコンクリートの圧縮応力度は、圧縮強度のレベルにもよるが、概ね $2 \sim 7 \text{ N/mm}^2$ 程度残留している状態である (図 2.3-2 参照)。剛性試験機などを用いた既往の実験結果からも、同等の結果が得られている。よって、圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% (10000×10^{-6}) は、かぶりコンクリートの剥落に対して若干の裕度を含んだ妥当な設定であると判断できる。

示方書〔設計編：標準〕では、終局限界の一つとして、最大耐荷力を経過し、部材降伏時点の耐荷力まで性能が低下した時点の規定している。実験や材料非線形解析の結果から、かぶりコンクリートの剥落時点あるいは圧縮縁コンクリートひずみが 1.0% (10000×10^{-6}) となる時点は、全体系の荷重-変形関係との対応を見ると、この終局限界より前の段階(変形が小さい範囲)であることが確認されている (技術資料 XVI-2005 参照)。

図 2.3-2 は、コンクリートの圧縮試験結果と材料非線形解析コードの 1 つにおいて用いられているコンクリートの応力-ひずみ関係を示している。このように、近年の材料非線形解析コードは、コンクリートの圧縮ひずみ 1.0% (10000×10^{-6}) に至るまでの材料挙動をほぼ正確に表すことができる。

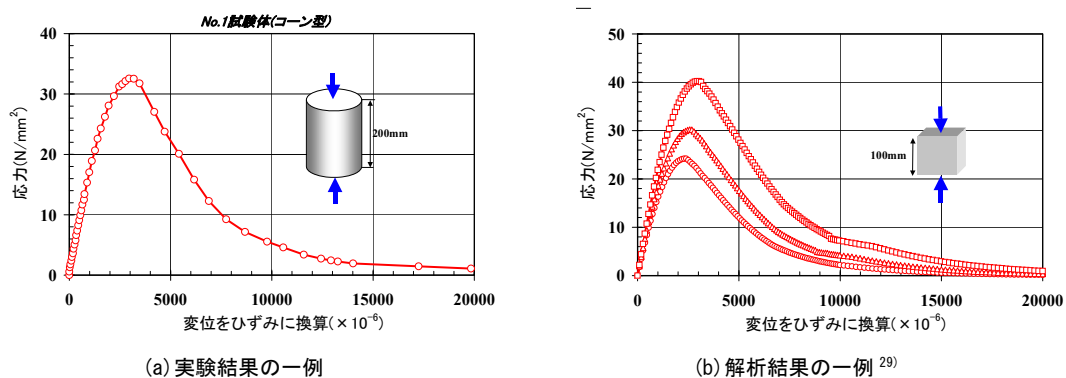


図 2.3-2 コンクリートの圧縮ひずみが 1.0% (10000×10^{-6}) 時点における残留応力度

(3) 限界層間変形角の評価式³⁰⁾

本マニュアルでは、照査の主対象がボックスラーメン構造であることを勘案して、層間変形角を照査指標としてよいこととした。これにより、地盤のひずみとの比較が容易になり、地中構造物の地震時挙動を理解しやすくなる。本項では、構造形状および断面諸元から限界層間変形角を評価する方法を示す。

- ① 応答解析の結果から、部材の降伏状況を確認する。
- ② 着目層を構成する部材（水平、鉛直とも）の中で降伏に至っているものに対して、それぞれ下式によって限界変形角を算出する。

$$R_u = R_{ug} + \frac{0.1 - \sigma_0 / f'_{cd}}{0.1} (R_{u0} - R_{ug}) \quad (2.3-3)$$

$$R_{u0} = K \left(0.026 + 0.003 \frac{f_{yd}}{200} \right) \quad (2.3-4)$$

$$R_{ug} = K \left(0.010 + 0.002 \frac{f_{yd}}{200} \right) \quad (2.3-5)$$

$$K = 0.84 D^{-0.22} \left(0.2 + 0.1 \frac{h}{D} \right) \frac{h}{H} \quad (2.3-6)$$

ここで、 R_u : 限界層間変形角

R_{u0} : 軸力比 0 の場合の限界層間変形角

R_{ug} : 軸力比 0.1 の場合の限界層間変形角

σ_0 : 鉛直部材に作用する軸圧縮応力度[N/mm²]

f'_{cd} : コンクリート圧縮強度の設計用値[N/mm²]

f_{yd} : 主筋降伏強度の設計用値[N/mm²]

D : 部材厚[m]

h : 内法長さ[m]

H : 心々長さ[m]

- ③ 部材ごとに得られた数値の最小のものを着目層の限界層間変形角とする。

上式は、両端固定柱部材について、内空高さ・部材厚・鉄筋降伏強度・引張鉄筋比・コンクリートの圧縮強度・軸力比（軸圧縮応力度／コンクリート圧縮強度比）をパラメータとした断面計算ベースの変形解析を行い、圧縮縁コンクリートひずみが 1.0%に達した時の変形角と各種パラメータとの相関を統計的に分析して定式化したものである。図 2.3-3 に層間変形角の定義を示す。層間変位を無次元化するために用いる高さとしては、構造物の内法長さ(h)ではなく、上下の水平部材の心々長さ（軸線間距離 H ）を用いる。評価式の適用範囲は、以下のとおりである。

$$0 \leq \sigma_0 / f'_{cd} \leq 0.1 \quad : \text{軸力比}$$

$$20 \leq f'_{cd} \leq 50 \quad : \text{コンクリートの圧縮強度の設計用値[N/mm}^2\text{]}$$

$$0.20 \leq p_t \leq 2.5 \quad : \text{引張鉄筋比[\%]}$$

- $200 \leq f_{yd} \leq 500$: 鉄筋降伏強度の設計用値 $[\text{N}/\text{mm}^2]$
 $0.1 \leq D \leq 3$: 部材厚 $[\text{m}]$
 $3 \leq h/D \leq 15$: 内法長さ/部材厚

引張鉄筋比が 0.20% 未満の場合でも、曲げひび割れが発生する時点における鉄筋応力度が、降伏強度に至っていないことを確認した上であれば用いてよい。

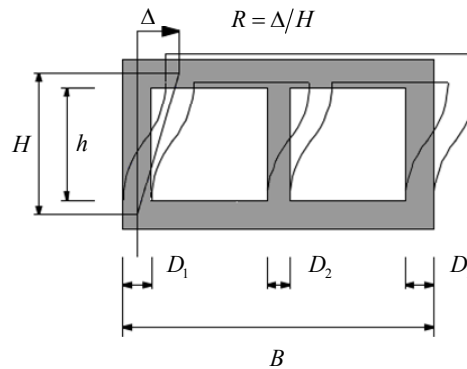


図 2.3-3 層間変形角の定義

(4) 限界層間変形角 1/100 の根拠と妥当性

本マニュアルでは、詳細な検討を省略することのできる限界層間変形角として、1/100 を規定した。これは、既往のボックスラーメン構造に対する水平加力実験結果(図 2.3-4 参照)、材料非線形解析によるパラメータスタディ(図 2.3-5 参照)、および 2.3.2(3)の評価式による計算結果(図 2.3-6 参照)に基づいて、かぶりコンクリートの剥落時における層間変形角の値を整理し、さらに、日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説(1997)」における評価結果を考え合わせた結果、本指針で対象としている屋外重要土木構造物の諸元であれば 1/100 は安全側の値であると判断し、設定したものである。ボックスラーメン構造のモデルケースを作成して 2.3.2(3)の評価式を適用し、層間変形角 1/100 と対比した結果を図 2.3-6 に示した。ほぼ全てのケースで限界層間変形角が 1/100 を上回っており、層間変形角 1/100 は、かぶりコンクリートのひずみが 1.0% の下限に相当するものであることが分かる。

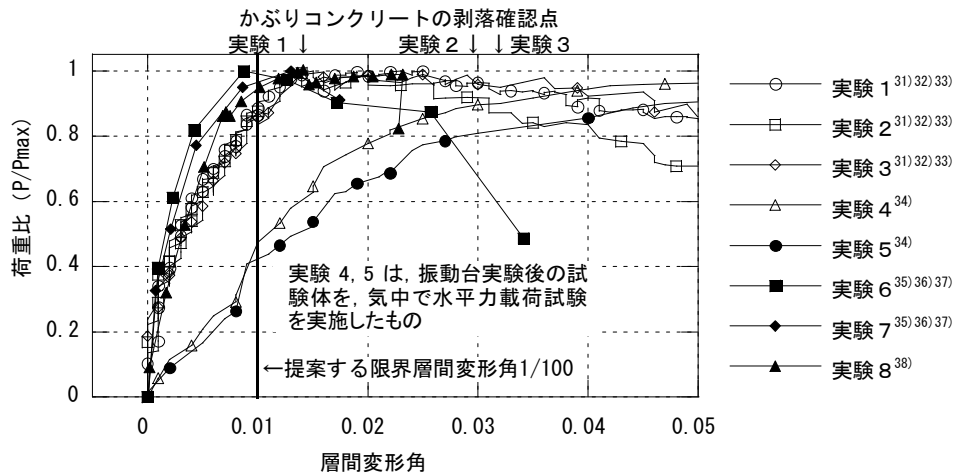


図 2.3-4 鉄筋コンクリート製ラーメン構造の破壊実験結果の例

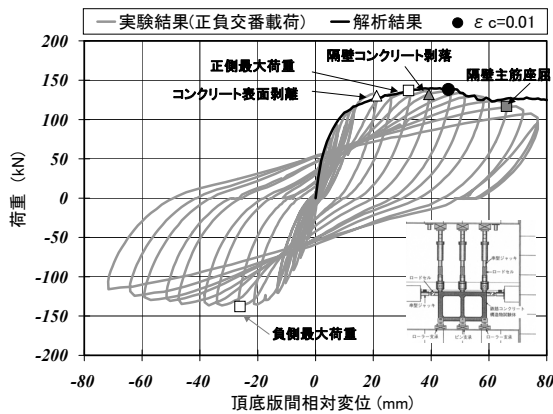
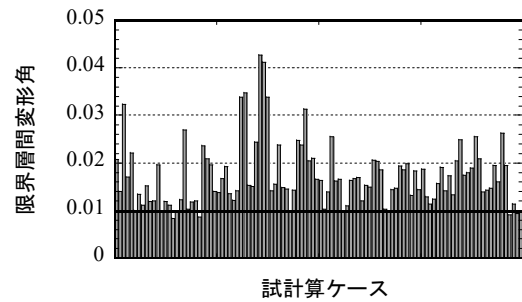
図 2.3-5 RC ラーメン構造の変形特性と数値シミュレーション³⁹⁾ 結果

図 2.3-6 モデルケースの限界変形角

2.3.3 耐震性能照査 2-せん断破壊に対する照査

(1) 一般

応答せん断力とせん断耐力の比に構造物係数を乗じた数値が、1.0 を下回ることを確認をもってせん断破壊に対する照査とする。せん断耐力は、以下の 3 つの選択肢のいずれかを用いて評価する。

- ① せん断耐力評価式
- ② 分布荷重を受ける部材のせん断耐力評価法

分布荷重を受ける部材については、せん断耐力評価式を応用して、より合理的な評価を行うことができる。本マニュアルでは、「等価せん断スパン比を用いた方法」と「線形被害則を用いた方法」の 2 方法を示す。

③ 材料非線形解析を用いる方法

ここでの材料非線形解析とは、せん断耐力を求めるために用いる解析法を指し、応答解析で用いる解析とは区別している。部材が複雑な形状を有するなどの場合、これを選択できる。詳細な評価方法については、「3.3.2(3)b. せん断耐力評価に材料非線形解析を用いる方法」を参照する。

一般に、①→②→③の順で、より合理的な結果が得られる反面、計算労力は増大する。これらは、適宜選択して照査を効率的に進めることができる。①で全部材の照査を行った後、照査を満足しないと判定される部材だけを取り出して②や③で再照査を行うという考え方がとれる。ただし、②の中の「等価せん断スパン比を用いた方法」と「線形被害則を用いた方法」を同一構造物の異なる部材に対して使い分けることはできない。

照査に用いるせん断力は、部材非線形解析で応答を求める場合、算出されるせん断力そのものを用いることを基本とする。ただし、解析手法、解析における変形の程度、構造物の部位によっては、曲げモーメントを応答から換算した方が、合理的な場合がある。材料非線形解析で応答を求める場合は、応力度の応答値を積分するなどしてせん断力を算出する。なお、具体的な照査断面位置は各手法の中で記述する。

ここに記載するせん断耐力評価法は、せん断破壊の判定が無い部材非線形モデル等で応答解析を行った場合を想定している。せん断破壊の判定基準を持つような材料非線形モデルによる応答解析を行えば、せん断破壊も含めて応答解析の中で終局状態の判定結果を得ることができる。

(2) せん断耐力評価式

腹部コンクリートの斜め圧縮破壊耐力とせん断耐力（斜め圧縮破壊耐力もせん断耐力の一種であるが、ここではそれを除いたものを狭義のせん断耐力と称する）の2つの基準をクリアしなければならない。照査断面は、せん断応力度（応答せん断力を断面積で除したもの）が最大となる断面とする。ただし、支承前面から $D/2$ (D ：断面高さ)の区間は対象から除外してよい。

a. 腹部コンクリートの斜め圧縮破壊耐力

腹部コンクリートの斜め圧縮破壊耐力 V_{wcd} は、式(2.3-7)によって求めてよい。この評価式の詳細は、示方書[設計編：標準]を参照する。

$$V_{wcd} = f_{wcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (2.3-7)$$

$$f_{wcd} = 1.25 \sqrt{f'_{cd}} \quad \text{ただし, } f_{wcd} \leq 9.8 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (2.3-8)$$

ここに、 f'_{cd} ：コンクリートの設計圧縮強度([N/mm²])（特性値を材料係数で除したもの）

b_w ：部材の有効幅

d ：部材の有効高さ

γ_b ：部材係数（表 2.3-1 参照、コンクリート寄与分用の値）

b. 棒部材式とディープビーム式

せん断耐力は、棒部材式(2.3-9)とディープビーム式(2.3-12)の大きい方として算出する。これを以降では「せん断耐力の基本式」と称する。

(a) 棒部材式

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} \quad (2.3-9)$$

ただし、 $p_w \cdot f_{wyd} / f'_{cd} \leq 0.1$ とするのがよい。

ここに、 V_{cd} ：コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sd} : セン断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc} \quad (2.3-10)$$

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}} \quad \text{ただし, } f_{vcd} > 0.72 \text{ [N/mm}^2\text{]} \text{ となる場合は } f_{vcd} = 0.72 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d \text{ [m]}) \quad \text{ただし, } \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v} \quad \text{ただし, } \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_n = 1 + 2M_0 / M_{ud} \quad (N'_d \geq 0) \quad \text{ただし, } \beta_n > 2.0 \text{ となる場合は } \beta_n = 2.0$$

$$= 1 + 4M_0 / M_{ud} \quad (N'_d < 0) \quad \text{ただし, } \beta_n < 0 \text{ となる場合は } \beta_n = 0$$

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \quad \text{ただし, } \beta_a < 1.0 \text{ となる場合は } \beta_a = 1.0$$

($a/d = 5.6$ で $\beta_a = 1.0$ となって示方書棒部材式に一致)

$$p_v = A_s / (b_w \cdot d) : \text{引張鉄筋比}$$

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

N'_d : 設計軸圧縮力

M_{ud} : 軸方向力を考慮しない純曲げ耐力

(ただし, $M_d > M_{ud} / 2$ となる場合は, $M_{ud} = 2M_d$ として安全側に近似してもよい.)

M_d : 設計曲げモーメント

$M_0 = N'_d \cdot D / 6$: M_d に対する引張縁において, 軸方向力によって発生する応力度を打消すのに必要なモーメント (デコンプレッションモーメント)

D : 断面高さ

a : 後述の 2.3.3(2)c. で定めるスパン

γ_{bc} : 部材係数 (表 2.3-1 参照, コンクリート寄与分用の値)

$$V_{sd} = \{A_w f_{wyd} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s\} z / \gamma_{bs} \quad (2.3-11)$$

A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積

f_{wyd} : セン断補強鉄筋の降伏強度で,

$25 f'_{cd} \text{ N/mm}^2$ と 800 N/mm^2 以下のいずれか小さい値を上限とする.

(特性値を材料係数で除したもの)

α : セン断補強鉄筋と部材軸のなす角度

s : セン断補強鉄筋の配置間隔

z : 圧縮応力度の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で, 一般に $d/1.15$ としてよい.

γ_{bs} : 部材係数 (表 2.3-1 参照, セン断補強筋寄与分用の値)

なお, ここでは 2007 年, 2012 年, 2017 年における示方書式の改訂を踏まえて, 本マニュアルの棒部材式についても見直しを行った. 具体的には, ①高強度鉄筋のせん断補強筋への適用, ②せん断補強鉄筋の大量配置, に対する制限である.

上記①については, きわめて高強度のせん断補強筋を用いる場合, セン断破壊時の斜めひび割れ幅が過大

になり、ひび割れ面における骨材のかみ合いや引張鉄筋のほぞ作用等によって伝達されるせん断力が低下することがあるので、示方書と同様にせん断補強筋の降伏強度に制限を設けた。

また②については、せん断補強筋が受け持つせん断耐力が大きくなると、せん断補強筋が十分に降伏する前に、圧縮側コンクリートのせん断圧縮破壊でせん断耐力が支配されるようになり、せん断耐力を過大に評価することが懸念される。示方書〔設計編〕（2012 年制定）ではせん断補強筋が受け持つせん断耐力に上限を設けることで、過度なせん断補強筋の配置を抑制するように配慮されている。その目安としては $p_w \cdot f_{wyd} / f'_{cd} \leq 0.1$ という条件が付与されている。本マニュアルでも同様にこの条件を付与した。これを超えてせん断補強筋を配置する場合や f'_{cd} が 50N/mm^2 以上のコンクリートを用いる場合は、材料非線形解析や実験的検討などによってその効果を検証し、せん断耐力を算定するのがよい。

(b) ディープビーム式

$$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd} \quad (2.3-12)$$

ここに、 V_{cdd} : コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sdd} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc} \quad (2.3-13)$$

$$f_{dd} = 0.19 \sqrt{f'_{cd}}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d [\text{m}]) \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_a = \frac{5}{1 + (a/d)^2}$$

γ_{bc} : 部材係数（表 2.3-1 参照，コンクリート寄与分用の値）

$$V_{sdd} = \phi \cdot V_{sd} \quad (2.3-14)$$

$$\phi = -0.17 + 0.3a/d + 0.33/p_{wb} \quad \text{ただし、} 0 \leq \phi \leq 1$$

V_{sd} : (2.3-11) 式による

p_{wb} : せん断補強鉄筋比[%]

ディープビーム式について、より合理的な評価を実施する場合には、2007 年または 2012 年以降制定の示方書〔設計編：標準〕の設計せん断圧縮破壊耐力を参照して、軸方向力の効果およびせん断補強鉄筋の効果を見込んで評価してもよい。ただし、せん断補強筋比が 0.3% 以上の場合には、2007 年または 2012 年以降制定の示方書〔設計編：標準〕の設計せん断圧縮破壊耐力を用いることを基本とする。

上記については、せん断補強筋比の小さい領域での余裕、実務における使用実績等を考慮して 2005 年版マニュアルのディープビーム式を踏襲することとした。このディープビーム式は、示方書〔構造性能照査編〕（2002 年制定）に準拠しており、スターラップのせん断補強効果をトラス理論で算定して低減係数を乗じる方法を採用している。ただしこの式は、ディープビームのせん断破壊形態との整合性、 a/d の非常に小さな領域での耐力評価、引張鉄筋比の小さい領域（ $p_w < 1\%$ ）での引張鉄筋比の影響の考慮等の課題があった。

2007 年以降の示方書式ではこれらの課題に対して改善が行われていることから、より合理的な評価を実施する場合には、2007 年版以降の示方書[設計編：標準]の設計せん断圧縮破壊耐力を参照して、せん断耐力を算定して良いこととした。ただし、せん断補強筋比が 0.3%を超える領域では、2005 年版マニュアルのディープビーム式では過大となる傾向が見受けられたため、2007 年以降制定の示方書の設計せん断圧縮破壊耐力を用いることを基本とした（詳細は技術資料Ⅲを参照のこと）。

棒部材式(2.3-9)およびディープビーム式(2.3-12)それぞれによるせん断耐力の大小と破壊形態モードの関係について、以下に解説する。ディープビーム式によるせん断耐力が大きい場合は、「棒部材式で算定されたせん断耐力に達した時点で斜めひびわれが発生するが、その時点ではアーチ効果によって破壊には至らず、ディープビーム式で算定されたせん断耐力に達した時点で終局状態に至る」破壊モードであることを意味している。棒部材式によるせん断耐力が大きい場合は、「棒部材式で算定されたせん断耐力に達した時点で、斜めひびわれ発生により破壊に至る」破壊モードである。一般的な目安としては、せん断スパンを有効高さで除した a/d が 2 以下であれば、ディープビーム式で耐力が定まり、 a/d が 3.5 以上であれば、棒部材式でせん断耐力が定まると考えられる。しかし、 a/d が 2~3.5 の場合は両式の遷移領域であるので、両者を比較することが必要である(図 2.3-7 参照)。なお、この傾向はせん断耐力式のコンクリート負担分の傾向であり、せん断補強筋量が多量になる傾向が異なることに留意する必要がある(技術資料Ⅲを参照)。

β_n を算定するために設計軸圧縮力 N_d や設計曲げモーメント M_d といった応答解析の結果が必要となる。これらは、照査に用いるせん断力応答と同じ時刻断面の値を用いてよい。

β_d 、引張鉄筋比、部材断面積の算定に用いる有効部材厚は、照査断面における値とする。

β_a は耐力の割増項であるので必要がなければ考慮しなくてもよい。考慮する場合、 a/d の設定は、次の 2.3.3(2)c. に従う。

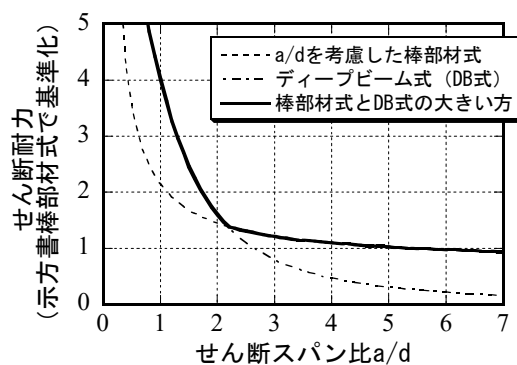


図 2.3-7 せん断耐力式（コンクリート負担分）の比

c. せん断スパン比 a/d の取り方 (図 2.3-8 参照)

(a) ハンチが無い場合

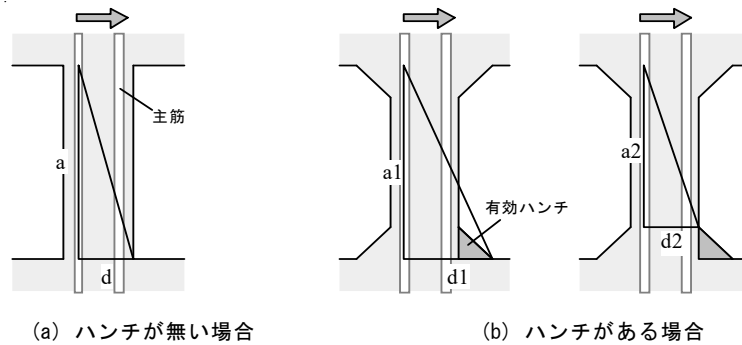
部材の内法長さを a とし、有効部材厚を d とする。

(b) ハンチがある場合

ハンチの効果を以下の要領で考慮することができる。

① 荷重を受ける側にあり、なおかつ曲げ圧縮を受けているハンチを有効とする。

- ② 部材の内法長さを a_1 とし、引張鉄筋位置から、直交部材前面とハンチの交点までの距離を d_1 とする。
- ③ 部材の一端から、部材主要部とハンチの交点までの距離を a_2 とし、部材主要部の有効部材厚を d_2 とする。
- ④ a_1/d_1 と a_2/d_2 の大きい方を a/d として採用する。

図 2.3-8 セン断スパン比 a/d の取り方

(3) 分布荷重を受ける部材のせん断耐力評価法

本項では、前項のせん断耐力評価式を応用した、分布荷重部材のせん断耐力評価法を2種類記す。ここでいう分布荷重とは、主に土圧のような構造物外面からの作用を想定している。中床版、隔壁などにおいても、慣性力が存在するため、断面力は必ずしも一定にならないが、これらは集中荷重部材として扱うことを基本とする。腹部コンクリートの斜め圧縮破壊耐力に対する照査は、2.3.3(2)a.と同様に行うものとする。

a. 等価せん断スパン比を用いた方法

このせん断耐力の算定法では、応答解析の結果得られた断面力分布を基に耐力を算定する。また、本手法は、既往の実験結果⁴⁰⁾に基づいて、安全側の結果を与えるように簡略化したものを用いている。

(a) 等価せん断スパンの設定

時刻歴地震応答解析の結果、得られる断面力分布に基づいて、支承前面あるいははり・柱前面から最大曲げモーメントが発生する位置(あるいはせん断力が零となる点)までを、照査対象の区間と考える(図 2.3-9 参照)。この区間において、等価せん断スパンを以下のように設定する。

- ① 区間内に曲げモーメントの反曲点(曲げモーメントが零)が存在する場合は、以下の2種類の等価せん断スパンを設定する。
 - ・第1等価せん断スパン(a_1)：支承前面あるいははり・柱前面から反曲点までの距離
 - ・第2等価せん断スパン(a_2)：反曲点から最大曲げモーメント点までの距離
- ② 区間内に曲げモーメントの反曲点(曲げモーメントが零)が無い場合は、以下のように等価せん断スパンを設定する。
 - ・等価せん断スパン(a)：支承前面あるいははり・柱前面から最大曲げモーメント点までの距離

このようなせん断スパンを設定したのは、反曲点を境界にした2つのせん断スパンで独立したせん断ひびわれが、進行し破壊に至るという実験結果に基づいている。せん断スパンの設定の起点として、支承の中央

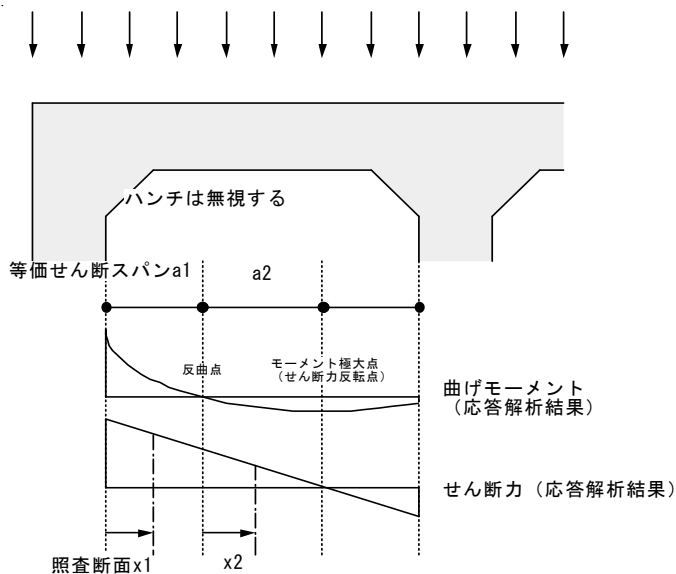


図 2.3-9 等価せん断スパンおよび照査断面の設定方法

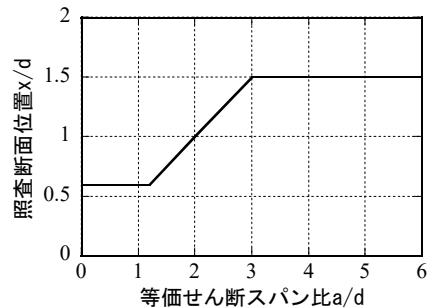


図 2.3-10 照査断面の設定

あるいははり・柱の中央ではなく前面としている。示方書〔設計編：標準〕では、計算上のせん断スパンを「荷重作用点から支承前面までの距離」と定義している。ボックスラーメン構造では支承は存在しないが、照査の対象となる部材に接合される部材の前面と定義した。支承幅および柱・はりの断面厚さあるいはハンチの効果により、見かけ上せん断スパンが小さくなり、耐力が上昇することが考えられるが、ここでは安全側の仮定として、これらの影響は考慮しないこととした。

(b) 各スパンのせん断耐力の算定

それぞれの区間内のせん断スパンにおいて、せん断耐力は、2.3.3(2)b. で記したせん断耐力の基本式により求める。ただし、直接支点等で支持されておらず、間接支持の区間(図 2.3-9 のスパン a_2)においては、棒部材式のみを適用し、ディープビーム式は適用しないものとする。

(c) 照査断面の設定

照査用のせん断力は、地震応答解析の結果に基づき、等価せん断スパンの中央部の値を用いる。とくに第 1 等価せん断スパン(a_1)の場合には、以下の 2 条件を満足しなくてはならない(図 2.3-10 参照)。

- ① 支承前面あるいははり・柱前面から $D/2$ 以上はなすこと
- ② 支承前面あるいははり・柱前面から $1.5d$ 以下とすること

屋外重要土木構造物では、等分布荷重あるいは多点荷重が主要な荷重となるため、等価せん断スパン内でせん断力(応答値)が変化する。そのため、どの位置のせん断力を照査するかが問題となる。せん断スパンが小さい場合は、スパン内の平均的な作用せん断力によってせん断破壊の確認が良好に行えることが実験によって確認されたことを受けて、せん断スパンの中央を照査の断面とした。付帯条件における上限値の $1.5d$ については、せん断スパン比(a/d)が 3 以上の場合でも、破壊断面は $1.5d$ 以上離れないとする実験結果に基づいて設定したものである。また、下限値については、一般の棒部材のせん断耐力の算定において、支承あるいははり・柱の前面から $D/2$ (D : 断面高さ)の距離の断面を照査断面としていることと整合性を持たせた。

せん断スパンの設定に関して、等分布荷重のみの場合、若干ではあるが支点付近のせん断耐力が不合理に

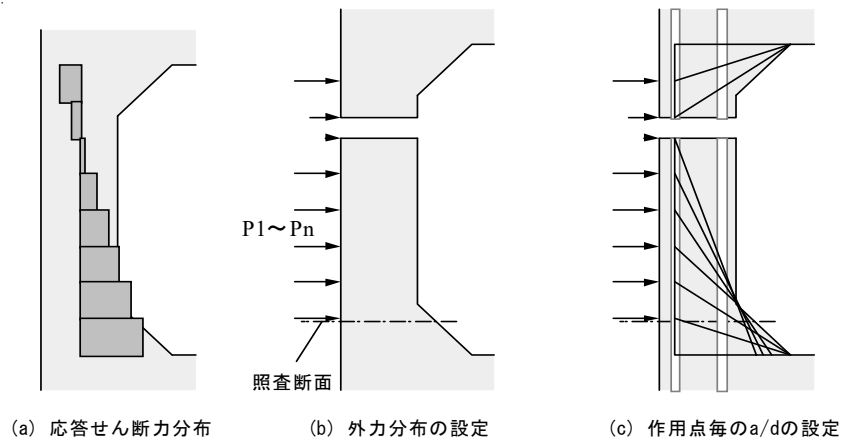


図 2.3-11 線形被害則を用いたせん断耐力評価法

なるが、検討断面をこのように定めることによって、分布荷重の影響を間接的に考慮することができるようになる。

なお、第2等価せん断スパン(a_2)の場合には、「支承前面あるいははり・柱前面」を「曲げモーメント反曲点」と、適宜読替えることとする。

b. 線形被害則を用いた方法

このせん断耐力評価法では、応答解析の結果得られた断面力分布を基に耐力を算定する(図 2.3-11 参照)。

(a) 部材の分割

応答せん断力分布を見て、部材中にせん断力の反転する点がある場合は、その点で領域分割する。照査は双方の領域に対して行う。

(b) 荷重分布の設定

応答せん断力分布から、それと同じ状況を再現できる荷重分布を求める。部材非線形解析で応答を求めると、節点位置で階段状にせん断力が変化する。この変化分を着目節点位置に作用する荷重とすればよい。(a)の操作による分割点における変化分は両側の領域に配分する。

(c) 照査断面の設定

照査断面は、せん断応力度(応答せん断力を断面積で除した値)が最大となる断面とする。

(d) 線形被害則の適用

個々の作用 P_j (応答値側の安全係数を含む) に対するせん断耐力 V_j (限界値側の安全係数を含む) を評価し、作用力とせん断耐力の比の総和に構造物係数を乗じた値が 1.0 以内であることの確認を行う。

$$\gamma_i \cdot \sum_j \frac{P_j}{V_j} \leq 1.0 \quad (2.3-15)$$

せん断耐力は、2.3.3(2)b. で記したせん断耐力の基本式により求める。各作用に対して、作用点ー支承前面間の距離を a 、有効部材厚を d として a/d を設定することを基本とする。ただし、2.3.3(2)c. と同じ要領でハンチを考慮することができる。照査断面よりも支点よりにある作用点の影響は考慮しなくてよい。なお、線形被害則を用いたこの手法は、部材外面からの作用を想定しているのに対し、断面力の中には作用点が部

材外面でない慣性力の成分も含まれている。しかし、これらの部材においては土圧が支配的であると考え、すべて外面から作用しているものとして扱う。

(4) 材料非線形解析を用いる方法

せん断耐力評価式や分布荷重を受ける部材のせん断耐力評価法より、さらに合理的な評価方法として材料非線形解析を用いてせん断耐力を評価する方法がある。とくに複雑な形状を有する部材や複雑な分布荷重を受ける部材などに有効と考えられる。詳細な評価方法については、「**3.3.2(3)b. せん断耐力評価に材料非線形解析を用いる方法**」を参照する。

また、さらに合理的な照査法としては、部材のせん断耐力評価に材料非線形解析を用いる方法に加えて、構造物全体に材料非線形モデルを適用して、地震応答解析および耐震性能照査を行うことも可能である。この場合には、「**第3章 材料非線形解析を用いた耐震性能照査**」および「**第4章 プッシュオーバー解析を用いた耐震性能照査**」を適宜参照する。

2.3.4 三次元解析手法を用いた耐震性能照査の留意点

三次元解析を用いた照査の場合は、概して立体的な構造系を対象とする場合が多い。したがって、曲げ系の破壊、せん断破壊ともに、対象とする構造系に応じた典型的な地震時挙動を考慮して照査項目を選定する必要がある。表 2.3-2 に三次元解析を用いた耐震性能照査における照査項目と限界値の例を整理した。基本的に限界値については、本マニュアルや示方書[設計編]などで推奨されている指標を参照している。

曲げ系の破壊の照査の場合には、二次元解析の耐震性能照査における代表的照査指標である層間変形角であっても、解析対象の構造系の限界状態を適切に表現する指標になり得ない場合も想定される。このような場合には、層間変形角以外にも、応力度、ひずみ、曲率等、局所的な損傷も評価可能な指標を適切に選定する必要がある。一方で、構造物の挙動として弾性範囲内であるかどうかを確認する場面も多い。示方書[設計編：標準]では、構造物が弾性範囲内にとどまる状態か否かの判断として、せん断破壊しないことを前提に鉄筋が降伏しないことを要件に挙げている。鉄筋が降伏していなければ、一般には、コンクリートの応力度はその圧縮強度には達していないが、鉄筋量が多い場合や高強度鉄筋を用いた場合等ではコンクリートの圧縮強度を限界値とする必要がある。ここで弾性範囲とは、材料的な線形範囲を意図するものではない。荷重作用を受けて構造部材にひびわれが発生しても、荷重作用がなくなれば鉄筋の影響によりひびわれが閉口して元の状態に戻るという構造部材の力学的な弾性挙動を示す範囲を意図している。表 2.3-2 にはこれに対応するひずみについても整理した。曲率や断面耐力についても上記の応力度やひずみと等価な限界値であれば用いることができる。なお、局所的に材料損傷が弾性範囲を超える場合を許容したとしても、構造部材として「概ね弾性範囲内」に留まりえる⁴⁾。局所的な材料損傷の確認を行う場合は、「**3.3.3 材料の損傷に基づく照査**」や「**4.3.2 照査**」等を参照のこと。

せん断破壊の照査の場合には、箱型構造物や円筒型構造物等を構成する面部材が、面外せん断力あるいは面内せん断力を受ける場合については、示方書[設計編：標準]に準拠して照査してもよい。面部材が面外せん断力を受ける場合には、棒部材に準じて面外せん断力に対する照査をする。面部材が面内せん断力を受ける場合には、直交2方向に配筋された面部材の設計耐力を用いて照査してよい。面内せん断に対しても適切な非線形性が考慮されている場合には、面内の応答に対してひずみや変形による照査も可能である。詳細に

については「第3章 材料非線形解析を用いた耐震性能照査」を適宜参照する。なお、上述したように構造物が弾性挙動であれば許容応力度による評価も可能である。また、面部材が面外せん断と面内せん断の強い作用を同時に受ける場合には、示方書[設計編：標準]に準拠して二軸せん断力が作用する場合の耐力照査をしてもよい。

表 2.3-2 三次元解析を用いた耐震性能照査における照査項目と限界値の例

破壊形態		照査項目の例	限界値の例	備考
曲げ系破壊		応力度	- 鉄筋降伏強度 - コンクリート設計圧縮強度 - もしくは - 許容応力度	弾性範囲内の評価に適用 示方書[設計編・標準] 5 編 7.2 および 3 編 2.4.2 参照, 示方書[構造性能照査編] (2002 年制定) 付録 I 参照
		ひずみ	- 鉄筋降伏強度に相当するひずみ - コンクリートの設計圧縮強度に対応するひずみ (2000μ) - コンクリートの圧縮縁ひずみ 1.0%	弾性範囲内の評価に適用 示方書[設計編・標準] 5 編 7.2 および 3 編 2.4.2 参照 本マニュアル 2.3.2 参照
		曲率	コンクリートの圧縮縁ひずみ 1.0% に対応する曲率	本マニュアル 2.3.2 参照
		断面力 (曲げモーメント, 軸力)	設計断面耐力 (終局耐力)	示方書[設計編・標準] 3 編 2.4.2 参照
		層間変形角	- 限界層間変形角 1/100 - コンクリートの圧縮縁ひずみ 1.0% に対応する層間変形角	構造物の特徴的な挙動を表す指標が層間変形となる場合に適用可能. 本マニュアル 2.3.2 参照
せん断破壊	面外せん断の照査	応力度	許容応力度	示方書[構造性能照査編] (2002 年制定) 付録 I 参照
		面外せん断力	設計せん断耐力 (棒部材式, ディープリューム式)	本マニュアル 2.3.3 参照
	面内せん断の照査	応力度	許容応力度	示方書[構造性能照査編] (2002 年制定) 付録 I 参照
		面内せん断力	面内力を受ける面部材の設計耐力	示方書[設計編・標準] 3 編 2.4.3.4 参照

【参考文献】

- 1) 土木学会：2017年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕，2018.3
- 2) 土木学会：2017年制定コンクリート標準示方書〔設計編：標準〕，2018.3
- 3) 土木学会：コンクリート・ライブラリー・第46号 無筋および鉄筋コンクリート標準示方書（昭和55年版） 改訂資料，1980.4
- 4) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，計算設計例 開削トンネル，2001.3
- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書〔設計編：付属資料〕 2編：構造解析事例，2018.3
- 6) 土木学会：トンネルライブラリー第27号 シールド工用立坑の設計，2015.1
- 7) 武田智吉，石川博之，足立正信：鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの非線形挙動の定量的評価，電力土木，No.279，pp.72-76，1999.1
- 8) 遠藤達巳，青柳征夫，松村卓郎：鉄筋コンクリート製地中構造物の限界状態に用いるせん断耐力評価法，電力中央研究所報告，U91052，1992.3
- 9) 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の設計にFEM解析を適用するためのガイドライン，1989.3
- 10) 吉川弘道：鉄筋コンクリートの解析と設計，丸善株式会社，pp.108-112，1995.5
- 11) Ghosh S. K. and Cohn M. Z.：Computer Analysis of Reinforced Concrete Sections under Combined Bending and Compression, IABSE Publications, 34-I, 1974.
- 12) Jennings, P. C.：Periodic response of a general yielding structures, Proc. ASCE, EM Div., Vol.90, 1964.4
- 13) Clough, R. W. and S. B. Jhonson：Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements, 第2回日本地震工学シンポジウム講演集，pp.227-232，1966.10
- 14) 武藤 清ら：鉄筋コンクリート造原子炉建屋の地震時挙動に関する構造実験とその解析(その1)，(その2)，日本建築学会論文報告集，No.271，1978.9
- 15) 深田泰夫：鉄筋コンクリート造建物の復元力特性に関する研究(その1)，日本建築学会関東支部第40回学術研究発表会，1969.
- 16) Takeda, T., M. A. Sozen and N. N. Nielsen：Reinforced concrete response to simulated earthquakes, 第3回日本地震工学シンポジウム講演集，pp.357-364，1970.11
- 17) 江戸宏彰，武田寿一，表佑太郎：3層1スパン鉄筋コンクリート骨組の動的破壊実験(その2. 実験結果の検討)，日本建築学会関東支部 第44回研究報告集，pp.45-48，1973.
- 18) 岡村 甫，前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形構成則，技報堂，1991.5
- 19) 川本眺万，林 正夫：地盤工学における有限要素解析 土質力学と岩盤力学へのアプローチ，培風館，1978.4
- 20) 土木学会：動的解析と耐震設計，〔第2巻〕動的解析の方法，pp.117-120，技報堂出版，1989.7
- 21) 日本道路協会：道路橋示方書（I 共通編・IV下部構造編）・同解説，1996.12
- 22) 土木学会：動的解析と耐震設計，〔第2巻〕動的解析の方法，pp.123-125，技報堂出版，1989.7
- 23) Miura F.：Studies on the nonlinear seismic response of soil-structure interaction systems, Thesis for Doctor of Engineering of Kyoto University, 1983.
- 24) 沿岸開発技術研究センター：港湾構造物設計事例集(上)，2007.4
- 25) 松本敏克，坂田 勉，八木 悟，森 聡，澤田純男：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12，pp.1061-1070，2009.8
- 26) 鷲津久一郎：有限要素法ハンドブック I，培風館，1981.9
- 27) 鷲津久一郎：有限要素法ハンドブック II，培風館，1983.1

- 28) 土岐憲三：構造物の耐震解析，pp. 134-137, 新体系土木工学 11, 技報堂出版, 1981. 4
- 29) 岡村 甫, 前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂, 1991. 5
- 30) 宮川義範, 松本敏克, 金津努: RC ボックスカルバート構造の変形性能評価法に関する提案, 電力中央研究所研究報告 U00015, 2001. 11
- 31) 武田智吉, 石川博之, 足立正信: 鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの非線形挙動の定量的評価, 電力土木, No. 279, pp. 72-76, 1999. 1
- 32) 本田国保, 足立正信, 石川博之, 長谷川俊昭: 水平載荷によるボックスカルバートの変形性能の実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 21, No. 3, pp. 1261~1266, 1999. 7
- 33) 石川博之, 末広俊夫, 金津努, 遠藤達巳, 松本敏克: 鉄筋コンクリート製地中構造物の変形性状と損傷状態に関わる実験的考察, 第 26 回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 885-888, 2001. 8
- 34) 宮川義範, 松尾豊史, 末広俊夫, 松本恭明: ボックスカルバートの水平載荷試験とその解析, コンクリート工学年次論文集, Vol. 22, No. 3, pp. 241-246, 2000. 7
- 35) 仲村治朗, 橘泰久, 平松住雄: 既設地中構造物を用いた耐震実験: 電力土木, No. 288, pp. 54-58, 2000. 7
- 36) 平松住雄, 橘泰久, 秋山伸一, 荒添正棋: 実際に使用されてきた地中構造物を用いた地震時耐力・変形性能照査に関する載荷実験, 第 1 回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災向上に関するシンポジウム論文集, pp. 175-178, 2000
- 37) 橘泰久, 佐藤誠, 秋山伸一, 荒添正棋: 実際に使用されてきた地中構造物の地震時耐力・変形性能に関する研究-その 1 載荷実験に基づく非線形挙動の検討-, 第 26 回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 889-892, 2001. 8
- 38) 遠藤達巳, 坂上明, 竹内幹雄, 岩楯敏広: 耐震性向上構造形式を取り入れたボックスカルバートの載荷実験, 第 24 回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 805-808, 1997. 7
- 39) 石川博之, 武田智吉, 金津努, 遠藤達巳: 鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの限界変形性能に関する研究 -その 1- 静的載荷実験とその数値シミュレーション, 第 56 回土木学会年次学術講演会講演概要集, V-357, pp. 714-715, 2001. 10
- 40) 遠藤達巳, 青柳征夫, 松村卓郎: 鉄筋コンクリート製地中構造物の限界状態設計に用いるせん断耐力評価法, 電力中央研究所報告 U91052, 1992. 3
- 41) 日本電気協会原子力規格委員会: 原子力発電所耐震設計技術規定 (JEAC4601-2015), 2015. 5

第3章 材料非線形解析を用いた耐震性能照査

3.1 基本的な考え方

本章では、材料非線形解析を用いた応答値の算出および耐震性能照査（照査項目・限界値・安全係数）に関する具体的な方法を示す。「3.2 材料非線形解析を用いた応答値の算出」では、材料非線形性を考慮した平面要素またはソリッド要素を用いた地盤・構造物連成地震応答解析による応答値算出時における解析手法の種類と特徴、解析モデルの作成、地震応答解析実施および解析結果評価時の留意点について記載した。「3.3 耐震性能照査」では、耐震性能照査における安全係数および部材の損傷に基づく照査、材料の損傷に基づく照査などについて記述した。

材料非線形解析に基づく照査方法には複数の種類があるが、原則として適用性が検証された照査方法を適用可能とする。2005年版マニュアルで記載されていた方法（図3.1-1のA列）や示方書[設計編]¹⁾の方法（B列）を使用することも可能である。「3.3 耐震性能照査」では、これらに加える形で、面部材で構成された三次元構造物の載荷実験と解析（技術資料VI）を踏まえた照査方法を示した（C列）。また、土圧等の荷重を想定した静的地震力を設定して、構造物単体のプッシュオーバー解析に基づいて構造物全体系の挙動に対する照査を行う場合（D列）については、「第4章 プッシュオーバー解析を用いた耐震性能照査」に記載した。

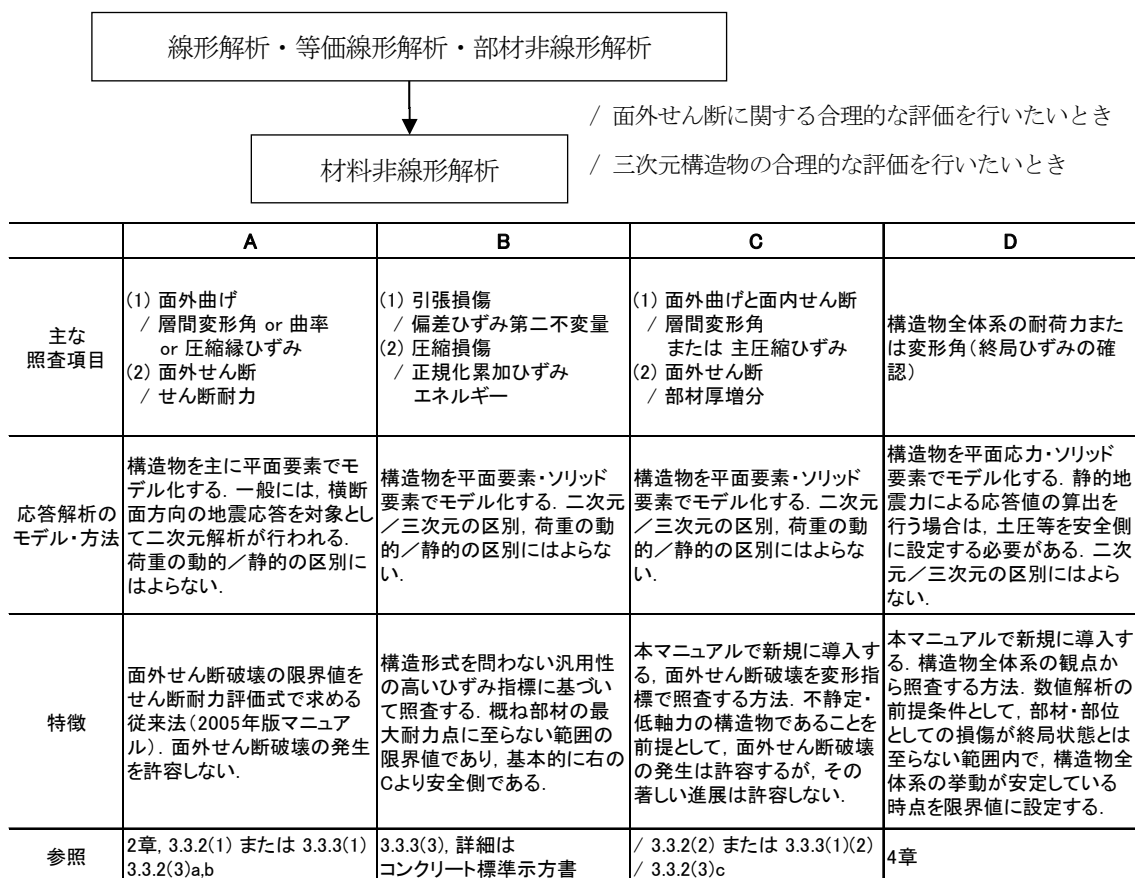


図 3.1-1 材料非線形解析を用いた場合の照査方法の例

ファイバー要素や積層シェル要素など、部材非線形と材料非線形の中間的性格を有するモデルの場合、材料特性については本章を参照できるが、照査については、「**第2章 部材非線形解析を用いた耐震性能照査**」も適宜参照されたい。

本章の耐震性能照査では、屋外重要土木構造物が「崩壊しない」ことを確認するための照査項目とその限界値を示している。解析可能な範囲は応答値算出に用いる解析手法に依存する一方で、解析精度は照査手法（照査項目、耐力照査または変形照査）によっても異なるため、適切な安全係数を設定する必要がある。

材料非線形解析は各部分の損傷を表現できる詳細な解析手法であり、部材非線形解析を行う場合に比して照査で対象とする部位を柔軟に設定できる。ただし、照査対象部位の設定基準を一般的に記述するのは困難であるため、構造的観点以外も総合的に勘案して適切に判断するものとする。

3.2 材料非線形解析を用いた応答値の算出

3.2.1 解析手法の種類と特徴

(1) 構成則の種類と特徴

鉄筋コンクリートの材料非線形解析を実施するにあたっては、コンクリートの物性、鉄筋の機械的性質および鉄筋とコンクリートの付着特性を考慮し、適切にモデル化しなければならない。

表 3.2-1 に材料非線形解析に用いる構成則の種類と特徴を整理した^{2)~11)}。また、図 3.2-1～図 3.2-7 にはこれらの代表例を図示した。材料非線形モデルには様々な種類の構成則があるので、解析の目的と対象に応じて、最も適切なモデルを選択することが重要である。

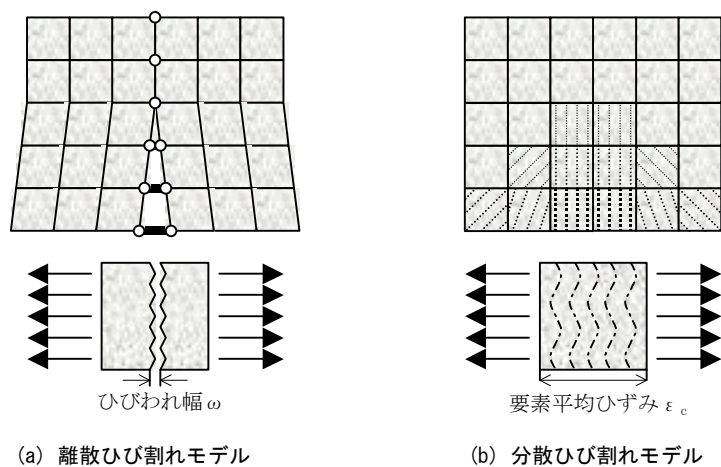


図 3.2-1 コンクリートひび割れのモデル化

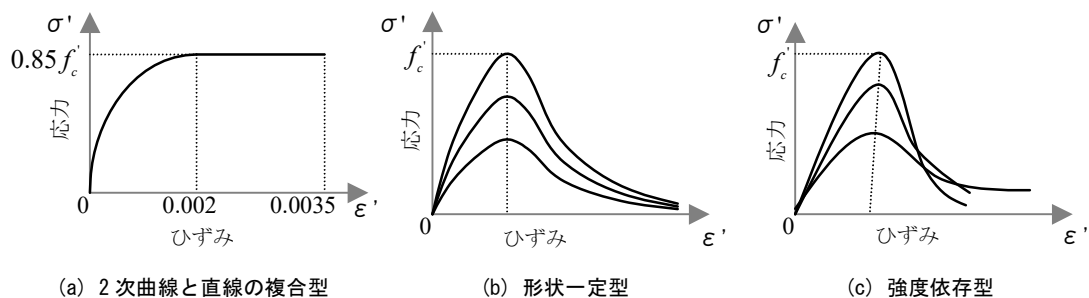


図 3.2-2 圧縮応力下のコンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化⁶⁾

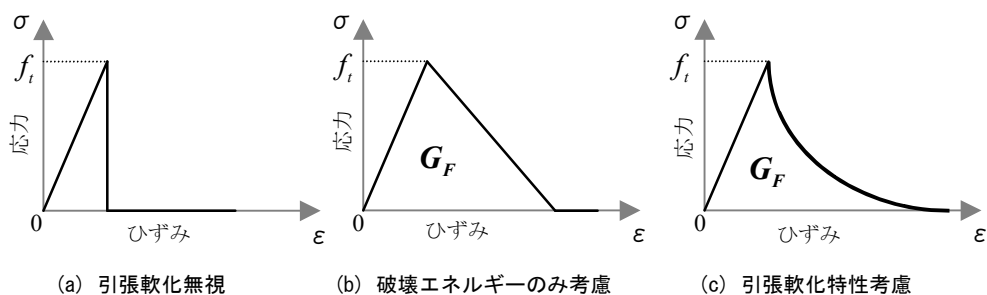


図 3.2-3 引張応力下のコンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化⁷⁾

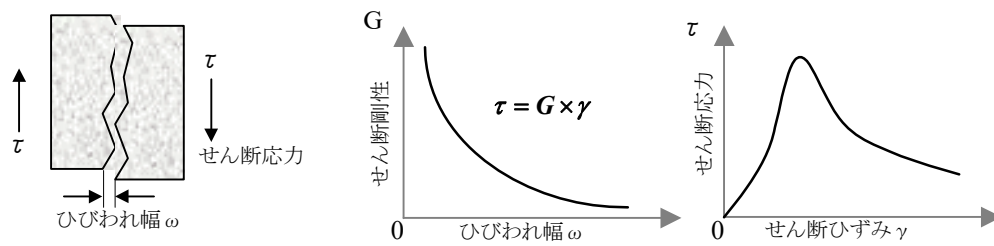


図 3.2-4 せん断応力下のコンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化例¹⁰⁾

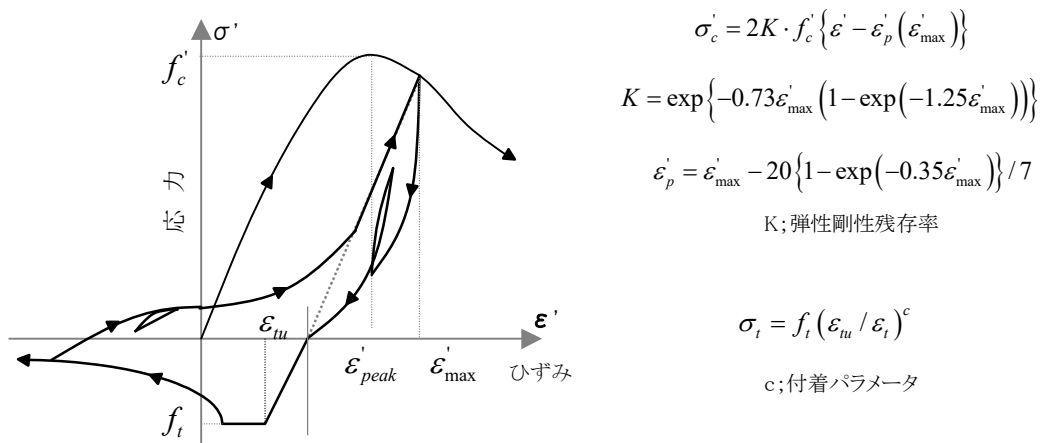


図 3.2-5 引張－圧縮間の履歴特性モデル化例¹⁰⁾

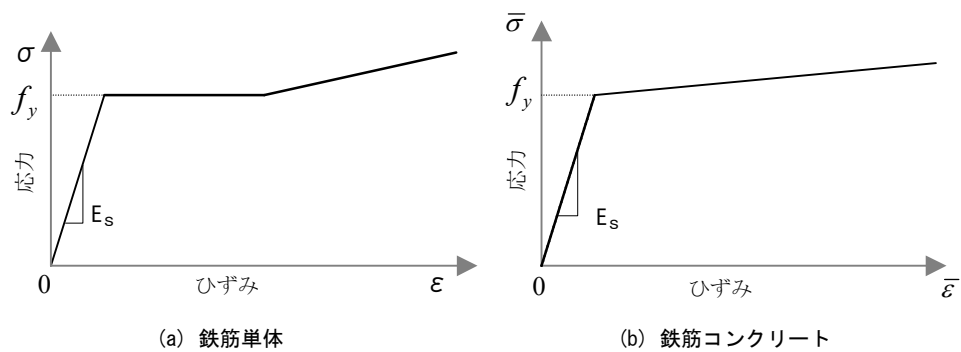


図 3.2-6 鉄筋の応力ひずみ曲線のモデル化¹⁰⁾

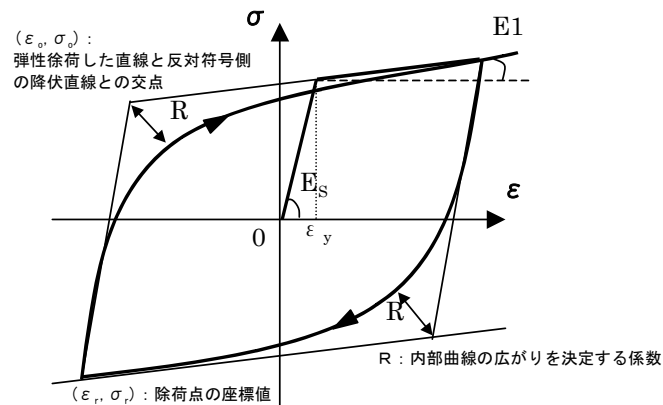


図3.2-7 交番荷重下の鉄筋のモデル化 (Menegotto-Pintoモデル)

表 3.2-1 構成則の種類と特徴

構成要素	特性	分類	特徴
コンクリート	ひび割れ	①離散ひび割れモデル	個々のひび割れを直接モデル化する(図 3.2-1(a) 参照)。ひび割れ開口幅、進展長さ(深さ)等を直接評価できる反面、ひび割れ位置が事前に把握できている必要がある。局所的に卓越するような大きなひび割れを対象とする場合や、ひび割れ自体を直接評価する必要がある場合に用いられる。
		②分散ひび割れモデル	ひび割れ面とその法線方向を主軸とする直交異方性材料としてひび割れをモデル化する(図 3.2-1(b) 参照)。要素剛性は、分散するひび割れ周辺の領域の平均的な剛性として評価される。個々のひび割れ位置や開口幅等は評価できないものの、事前にひび割れ位置を把握する必要がなく、大きな構造系全体の挙動を解析する場合に適している。主応力方向の変化に応じてひび割れ面の回転を許容するかどうかで、回転ひび割れモデルと固定ひび割れモデルに分かれる。
	応力-ひずみ	①圧縮応力下	簡易なものには、完全弾塑性型や 2 次曲線と直線との複合型等がある。現象に忠実な連続曲線型には、コンクリートの強度レベルによらず形状を一定とするモデルや、強度レベルに応じて形状を変化させるモデル等が提案されている。(図 3.2-2 参照)。
		②引張応力下	簡便性を重視して引張軟化特性を無視したモデル、実用性と収束性を重視して破壊エネルギー G_F と関連付けて軟化勾配を直線で近似したモデル、精度を重視して曲線や多直線でコンクリートの引張軟化特性を詳細に再現したモデル等がある(図 3.2-3 参照)。
		③せん断応力下	解析上では、平面保持を仮定して、せん断変形を無視する場合も多い。せん断変形を考慮する場合は、ひび割れたコンクリートのせん断剛性に対してせん断低減係数を用いて低減させるモデルや、ひび割れ幅の増加によるせん断剛性の低下およびせん断軟化を考慮したモデル(図 3.2-4 参照)等がある。なお、回転ひび割れモデルでは、主応力方向の回転に伴って、ひび割れ方向も回転するので、せん断応力下のモデル化は必要ない。
鉄筋	その他	④各モデル間の相互作用(①～③間の整合性)	一般に、地震力を受ける鉄筋コンクリート部材は、応力状態が複雑に変化するため、各モデルは整合性を持つている必要がある。すなわち、載荷・除荷・再載荷においても連続的につなぎ合わされた履歴ループを描けるモデルである(図 3.2-5 参照)。
		①鉄筋単体のモデル	複合応力下での強度は破壊基準に応じて修正するモデルや複数のひび割れ本数を考慮したモデルなど 通常、鉄筋コンクリートには表面にリブ、ふしといった突起をもつ異形鉄筋が用いられる。その応力ひずみ曲線の一例を図に示した(図 3.2-6(a) 参照)。
	応力-ひずみ	②コンクリート中の鉄筋のモデル	鉄筋コンクリート中における鉄筋のモデル化としては、鉄筋単体の特性とコンクリートとの付着作用による影響とを考慮して、パイリニア型の数値解析モデルが用いられている場合が多い(図 3.2-6(b) 参照)。
		③繰り返し、履歴モデルなど	鋼材に降伏点を越えて塑性変形域で正負交番軸方向荷重を与えると、バウジンカー効果によって、塑性変形履歴のない場合の降伏点よりもかなり低い応力から応力ひずみ曲線が非線形となる。(図 3.2-7 参照)。
鉄筋とコンクリートの相互作用	付着特性	①コンクリートと鉄筋の界面のモデル	鉄筋コンクリートの構成則は、コンクリートと鉄筋、そして、鉄筋とコンクリート界面での構成則を組み合わせて表わすことができる。このモデル化方法は、特に鉄筋の配置状態などを詳細に設定したい場合に適している。
		②鉄筋コンクリートとしてのモデル化	鉄筋とコンクリートの界面の付着特性をデモンストラティブ特性として鉄筋コンクリート要素中に取り込んで、鉄筋コンクリートの構成則を直接与えたモデル。このモデル化方法は、壁などのように、鉄筋が比較的均一に分散して配置された部分に適している。
	その他		鉄筋の座屈やジベル効果などを考慮したモデルなど

ひび割れから離れるほど鉄筋の応力は小さくなるからである。この結果、ひび割れ部においてまず鉄筋が降伏する。このモデル化方法は、壁などのように、鉄筋が比較的均一に分散して配置された部分に適している。通常の鉄筋コンクリート構造物では、断面内の鉄筋配置により付着効果の影響が及ぶ領域には限界があるので、モデル化や物性の設定などには注意する必要がある(図 3.2-12 参照)。

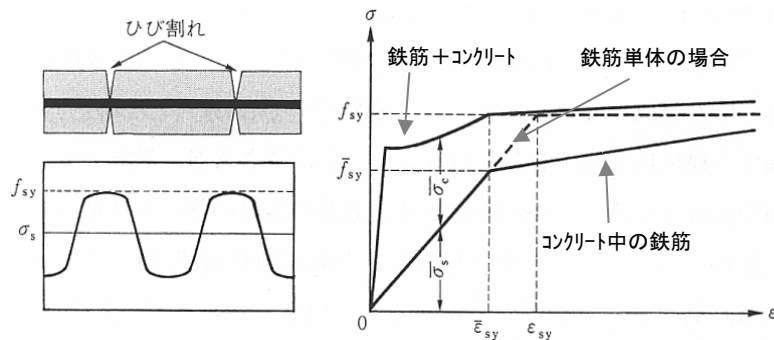


図 3.2-11 鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力-平均ひずみ関係^{10), 11)}

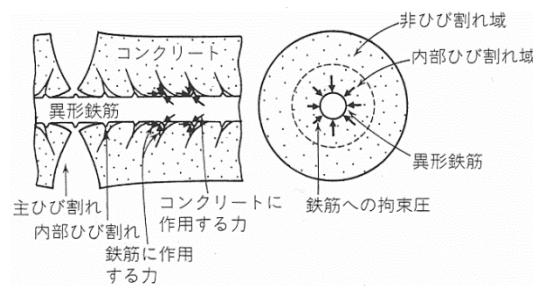


図 3.2-12 コンクリートの付着効果の影響領域¹²⁾

3.2.2 解析モデルの作成

(1) 解析用入力物性

解析用入力物性については、指針「第3章 材料」に記述したが、用いる解析手法固有の入力データが必要な場合は、適切な方法によって設定する必要がある。

a. 地盤物性

地盤物性については、「1.3 解析に用いる地盤のモデル化」に記載した。

b. コンクリート

コンクリート材料の特性値は、指針「第3章 材料」に記載した。

一般に、コンクリートの圧縮強度と引張強度は、それぞれ圧縮強度試験結果および、割裂引張強度試験結果から求めた特性値を用いてよい。

ただし、コンクリートの圧縮強度は摩擦による端面拘束の影響を受けた結果の値であるので、解析に用いる場合には、試験結果を 90%程度に低減させると良好な解析結果を得ることができる¹³⁾。また、割裂引張強度については、解析対象の構造物に生じる乾燥収縮の程度に対応させ、部材厚が小さい場合や既設構造物の照査に用いる場合には、試験結果を 40%~60%程度に低減することにより解析精度が向上することが知られている³⁷⁾。

c. 鉄筋

鉄筋の強度特性値、ヤング係数、応力-ひずみ関係は、指針「第3章 材料」に記載した。

(2) 要素の選択方法と要素分割

a. 要素分割時の留意点

要素は、解析対象の形状と解析精度を考慮し、用いる要素の特性と予想される応力勾配に応じて、適切な大きさと形状に分割する。

一般に、二次元解析の場合、四角形要素は三角形要素よりも少ない自由度で同等の精度が得られ、メッシュの方向性による影響が少ない。しかし、三角形要素はさまざまな形状に適応性があるため、四角形要素だけでは分割出来ない部分には三角形要素を用いてよい。一般に、要素内の変位分布を仮定する変位関数は、二次関数の方が一次関数よりも少ない要素数で曲線形状を表現できるので、二次の変位関数を仮定する要素を使用するのがよい。

要素の形状は、著しく扁平にならないように注意しなければならない。四角形要素の縦横比は基本的には1:1が望ましい、応力の流れがほぼ一様となる場合でも、縦横比で1:5程度を限度とすることが望ましい¹⁴⁾。ただし、高次要素で適用性が確認されている場合はこの限りではない。

応力が集中する領域の要素分割は細かく、そうでない場合は大きめに設定してもよい。ただし、応力が集中する領域でも要素分割を極度に細かくする必要はない。鉄筋コンクリート部材では、局所的な応力集中が生じれば応力の再分配が行われ、応力は平準化されるからである。

一般的に非線形解析では、要素を細かくするほど厳密な解が得られるが、計算時間は長くなる。しかし、分散ひび割れモデルを用いた解析の場合は、細かい要素分割をするほど厳密な解が得られるとは限らない。モデル化に当たっては、使用する要素モデルの適用範囲を把握した上で、適切な要素寸法でモデル化することが基本であり、評価内容が妥当であることを確認しながら、要素寸法依存性に関する影響を適切に考慮することが望ましい。例えば、無筋要素に対して破壊エネルギーの概念^{例えば 7), 15)}を導入することで、要素寸法依存性を軽減する上において有効であることが示されている^{例えば 7), 16)}。また、分散ひび割れモデルは、ひとつの要素に何本かのひび割れを含んだ有限の領域を連続体と仮定しており、発生するひび割れ間隔よりも細かな要素は、解析上の仮定の範囲を超えてしまう。分散ひび割れモデルを用いた解析では、要素数を細かくするよりも高い精度の内挿関数を有する要素を用いることが望ましい。

b. 鉄筋コンクリート要素を用いた場合の要素分割時の留意点

鉄筋コンクリート要素を用いる場合には、鉄筋位置と無筋領域を適切に考慮して要素分割しなければならない。複鉄筋配置されたはり・柱部材の場合は、鉄筋位置を明確にするために、鉄筋を含む要素と含まない要素あわせて部材厚方向に3分割以上の要素分割とすることが望ましい。鉄筋を含む要素は、鉄筋を中心とするかぶり厚さの2倍とするのが一般的である。無筋領域については、要素形状が極端に扁平にならないように適宜分割数を増加させる。なお、鉄筋の付着有効領域の評価式¹²⁾を以下に示す。図 3.2-13 には部材断面の要素分割例を示した。

$$l_{max} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} D_b \sqrt{\frac{f_y}{f_t}} \quad (3.2-2)$$

ここに、 l_{max} : 鉄筋一本当たりの付着有効面積を正方形で考えた場合の一辺の長さ

D_b : 鉄筋の直径

f_y : 鉄筋の降伏強度

f_t : コンクリートの引張強度

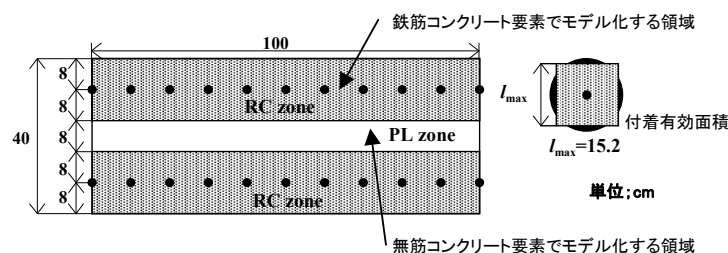


図 3.2-13 鉄筋付着有効領域と無筋領域の分割の例

c. 要素分割の影響

鉄筋コンクリート要素の部材厚方向の分割が計算結果に与える影響を検討した例を、図 3.2-14 に示す。これは、実規模のボックスラーメン構造(高さ 4.3m, 幅 8.2m, 部材厚 40cm)を底面固定条件で、頂版に水平加力した状態を解析したものである。鉄筋コンクリート要素は層厚方向に1層, 3層, 5層とした。1層分割の場合は、要素内に鉄筋が均一に分散しているという仮定になるが、3層, 5層分割の場合は、鉄筋位置を明確に指定しているので、鉄筋降伏後の鉄筋の引張硬化特性が解に反映されやすく、鉄筋コンクリートとしての挙動が適切に表現できているものと考えられる。要素数を3層以上にした場合については、層間変形角 1/100 以上の塑性変形域に関しても、全体変形については大きな差異は認められなかった。

一般に、鉄筋の効果が及ばない無筋領域が存在する場合には、3層以上にモデル化することが望ましい。無筋領域が存在しない場合は、2層分割または1層分割でよい。ただし、次数の低い要素を用いる場合には、その解析精度を確認した上で検討を進めるのがよい。

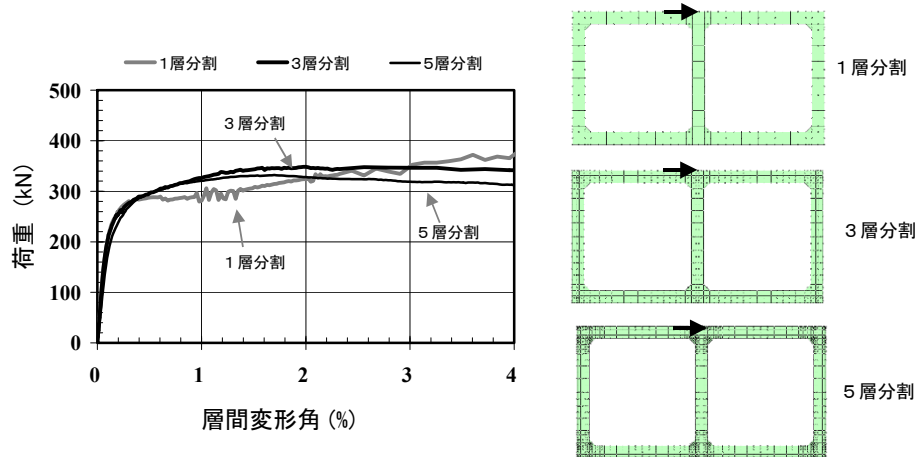


図 3.2-14 要素分割に対する検討(2連ボックスラーメン構造)

(3) 隅角部近傍における軸方向鉄筋の伸び出し

鉄筋コンクリートのはり・柱部材において、部材厚さの異なる部材の接合部では、鉄筋の伸び出し、接合面でのずれおよびめり込みといった局所的に不連続な変形が生じる。これらの局所的変形は、必要に応じて適切に考慮するのがよい。これらの局所的変形を取り扱うためには、離散ひび割れモデルに基づく接合要素が採用される。接合要素は、厚さが零で長さのみを持つ要素であり、接合面における引張力と引張変位、圧縮力と圧縮変位およびせん断力とせん断変位との関係を表現するものである^{10), 11)}。

鉄筋の伸び出しを考慮した接合要素が構造物の変形に与える影響を調べるために、部材厚 100mm の砂地盤に埋設したボックスラーメン構造試験体を用いた大型振動台実験（技術資料Ⅱ-2005 参照）を対象として、実験結果と解析結果の比較を行った（図 3.2-15 参照）。その結果、応答変位や鉄筋降伏変位を精度良く評価するためには、鉄筋の伸び出しを考慮する必要があることが示された。ただし、図 3.2-16 に示すように、鉄筋の伸び出しの影響は変位が大きくなるに従って小さくなること、および部材厚が大きくなるほど減少するので、部材厚が 40cm 以上で、鉄筋降伏以降の領域を対象とする場合には実務上考慮する必要がないと考えられる。

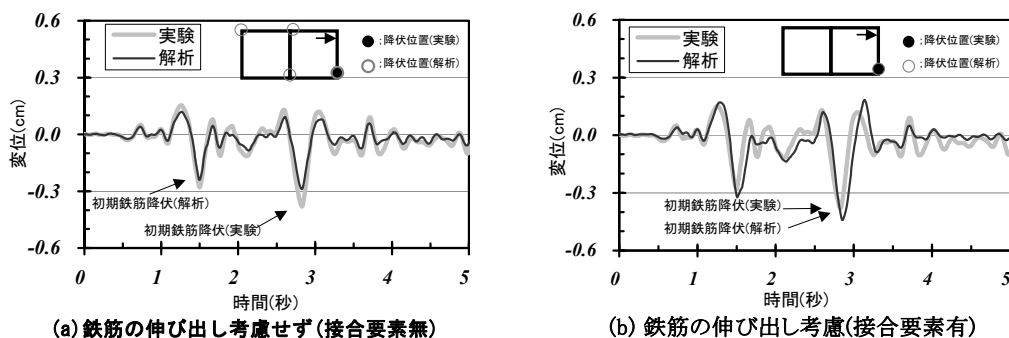


図 3.2-15 鉄筋の伸び出しの影響評価(大型振動台実験)

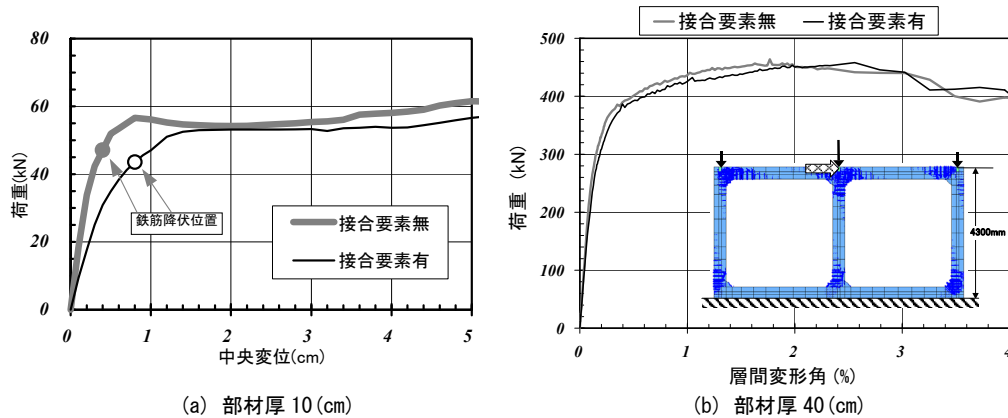


図 5.4-16 部材厚が鉄筋の伸び出しに与える影響(2 連ボックスラーメン構造)

(4) 地盤-構造物の境界部のモデル化

地盤と構造物の境界部の取り扱いについては、「2.2 部材非線形解析を用いた応答値の算出」に記載した。

(5) 機器・配管のモデル化

機器・配管のモデル化については、「2.2 部材非線形解析を用いた応答値の算出」に記載した。

(6) 構造物内の水のモデル化

構造物内の水のモデル化については、「2.2 部材非線形解析を用いた応答値の算出」に記載した。

3.2.3 地震応答解析実施時における留意点

(1) 自重解析

自重解析は、時刻歴地震応答解析において、対象構造物およびその周辺地盤の初期状態を求めるために実施するものである。特に、有効応力解析では拘束圧依存性を考慮した解析であることから、地盤の初期状態を適切に考慮する必要がある。初期応力状態を求めるためには、本来、構造物の施工過程(地盤の掘削→構造物の設置→地盤の埋戻し)を忠実に模擬した解析を実施する必要があるが、従来、地中構造物の耐震解析では構造物の完成状態をモデル化して一度に自重解析を行い、初期応力状態を求めることが一般的である。この際、地震応答解析ための解析モデルを用い境界条件や材料物性値(地盤のポアソン比など)を適切に変更することによって、解析を実施することができる。

自重解析で用いられる地盤の側方境界条件は、水平方向を拘束し、鉛直方向を非拘束とする。底面境界条件は固定としてもよい。水平方向を拘束するのは地盤の側方へのはらみだしを防ぐためである。また、構造物の埋設位置が深い場合は、地盤-構造物の間の境界で過大なせん断応力が発生しないように、配慮する必要がある。地盤と構造物間の境界条件については、「2.2 部材非線形解析を用いた応答値の算出」を参照されたい。

(2) 地震応答解析

a. 地盤の境界条件

自重解析と地震応答解析で境界条件が変化するため、プログラムのリスタート機能の内容によっては一貫して解析できない場合がある。この場合、地盤の解析領域を大きくとるなどして、自重解析の実施方法が地

震応答解析の結果に影響を及ぼさないようにしなければならない。底面固定境界を用いる場合は、重複反射理論を用いて引き戻した地震動(入射波+反射波)を入力することとする。底面粘性境界を用いる場合は、地震動(入射波×2)を入力する。

b. 数値積分法

地震応答解析において用いる時間刻みの間隔は、応答値の解析精度と解の安定性を考慮して、用いる時間積分法と反復収束計算法に応じて設定しなければならない。

時間積分法は、Newmark β 法、Wilson θ 法、線形加速度法などが一般的である¹⁷⁾。Newmark β 法を用いる場合、収束安定性の点からは $\gamma=0.5$ 、 $\beta=0.25$ (平均加速度法に一致)がよい。また、高周波ノイズを除去する目的からは、 $\gamma=0.7$ 、 $\beta=0.36$ を用いてもよい。 γ 、 β などの値は、時間の離散化を行う際の差分近似の重み係数であるので標準値からずらす場合は、良く吟味する必要がある。

なお、解の安定性を得るのに必要な時間刻みは、Newton-Raphson法のような反復収束解法を用いるのであれば、一般に1/1000～1/20秒程度の間である。解析時間は入力地震動のステップ数に比例するので、極端に時間刻みを細かくする必要はないが、時間刻みを粗くしすぎると解析精度は落ちる。解の妥当性は、時間刻みを変えて(例えば1/200秒と1/100秒)、評価する応答解析結果(照査を行う応力、変位、加速度など)の相違が数%以内であることを確認するのがよい。

c. 減衰について

解析で考慮される減衰は、基本的に履歴減衰と粘性減衰である¹⁸⁾。非線形解析では、履歴減衰は構成モデルによって自動的に考慮される。粘性減衰については、質量比例型、剛性比例型、Rayleigh型の比例減衰が用いられることが多い。なお、粘性減衰は、線形解析と非線形解析ではその意味合いが異なる。線形解析における粘性減衰には、材料のひび割れ発生による内部減衰、支承部等のエネルギー損失による構造減衰、地盤などへのエネルギー逸散減衰などが全て含まれる。一方、非線形解析では、ひび割れによる減衰は構成則がもつ履歴減衰によって考慮され、地盤へのエネルギー逸散減衰も地盤-構造物連成解析では自動的に考慮されることになる。

非線形解析では解の収束性の向上を図ることを目的として粘性減衰が用いられることがある。収束の不十分な時間ステップが一か所でもあれば、スパイク状の高周波成分が出ることがあるが、適切な粘性減衰を仮定すれば除去できる。しかし、剛性が逐次変化していく非線形解析では粘性減衰の物理的意味が不明確であり、一般にその影響は小さいことから減衰の機構は全て材料の履歴減衰に依存すると考え、材料非線形モデルを用いた地盤-構造物連成非線形地震応答解析では、粘性減衰については考慮しないことを基本とした¹⁹⁾。収束が不十分なために発生する高周波成分は、高周波フィルターをかけて除去することも可能であるが、敢えて粘性減衰で処理する場合は、応答変位に影響を及ぼさない程度の小さい値とするべきである(粘性減衰で処理する場合については、「2.2.3 地震応答解析実施における留意点」を参照)。

3.2.4 解析結果評価時の留意点

(1) 解析結果の妥当性の確認

地震応答解析が終了した後、解析が正常に完了していることを確認する必要がある。抽出された応答値の妥当性を確認する際の目安を表3.2-2に示した。これを参考にして、各物理量が妥当な結果を示していることを確認するとよい。さらに、地盤および構造物の挙動を調べ、応答結果がそれぞれのモデルの適用範囲内にあることを確認しなければならない。数値解析として正常に演算がなされていても、物理的に意味を持た

ない応答結果を示している場合があり、注意が必要である。

解析結果に何らかの問題がある場合は、まずは、入力物性、境界条件、収束条件(収束判定値、収束回数など)などの入力データを見直す必要がある。入力データに問題がない場合には、本マニュアル「3.2.2 解析モデルの作成」および「3.2.3 地震応答解析実施時における留意点」を参考に、入力データの設定方針について再度検討する必要がある。

なお、要素に関わる問題点として、アワーグラスモードやロッキングなどと言われるものがある¹⁷⁾。通常、複雑なモデルではこのような現象が起こっているのを見つけることは非常に難しいので、出力値や変形図をよく確認しなければならない。万一、異常がある場合は、要素の種類や要素分割等を再考する必要がある。

(2) 応答値の算出

表 3.2-3 に材料非線形解析における構造物の応答値の解析精度一覧を示した²⁰⁾。応答値算出時には、これらを参考にして、適切な照査項目を抽出するとよい。

照査に用いるコンクリートひずみ値については、部材厚さの平均として評価することとする。部材端部における圧縮縁コンクリートひずみは、図 3.2-17 に示すように、節点変位間の相対変位として算出するのがよい。ガウス点におけるひずみを用いる場合は、適用性を十分に確認の上使用することとする。

示方書[設計編]では、解析結果評価時におけるひずみの局所化の程度をコントロールする方法として、応答値を平均化する手法が、その手法を用いた場合の限界値と併せて提案されている。ただし、寸法が大きい部材に適用する場合においては、平均化することの効果を確認しながら検討することが望ましい。

構造物に材料非線形モデルを用いて解析する場合、部材に発生する断面力は、一次量として、出力されないため、着目する断面に並ぶ要素のガウス点における応力度または等価節点力を積分して断面力を計算する。なお、断面力は要素ごとの平均として計算してよい。

表 3.2-2 解析結果の妥当性を確認する際の目安

区分け	応答値		確認の要点
地盤	変位	変位時刻歴波形、全体変形、最大変位分布など	局所的に不自然な変形をしていないか？
	加速度	加速度時刻歴波形、最大加速度、最大加速度分布など	発生加速度は入力加速度と比較して妥当な値か？ 過大な加速度が発生している場合は、それは、瞬間的で、かつ局所的なものか？
	応力・ひずみ	地盤の τ - γ 関係 最大せん断ひずみ 主応力・主ひずみ	地盤の τ - γ 関係は適切な履歴を描いているか？ 局所的に過大なせん断ひずみは発生していないか？
地盤と構造物の相互作用	応力・ひずみ	動土圧・せん断ひずみ	構造物周辺部で過大な土圧やせん断ひずみが発生していないか？
	変位	相対すべり変位	相対すべり変位は発生しているか？ 発生している場合は妥当な値か？
構造物	変位	変位時刻歴波形、全体変形、層間変形など	局所的に不自然な変形をしていないか？ 構造物変位は、地盤変位と比べて妥当か？
	加速度	加速度時刻歴波形、最大加速度など	発生加速度は入力加速度と比較して妥当な値か？ 過大な加速度が発生している場合は、それは、瞬間的で、かつ局所的なものか？
	力、応力	断面力、応力(主応力)	局所的に過大な値は発生していないか？
	ひずみ	圧縮ひずみ、引張ひずみ、せん断ひずみ(主ひずみ)	局所的に過大な値は発生していないか？
	ひび割れ	ひび割れの大きさ ひび割れパターン	ひび割れパターンは変形性状と比較して妥当か？ ひび割れの大きさは局所的に大きくなっていないか？
	鉄筋降伏	鉄筋降伏 および部位	鉄筋降伏する部位や順番は変形性状と比較して妥当か？

表 3. 2-3 材料非線形解析における応答値の精度一覧

出力項目		解析精度*1
断面力	軸力	○
	曲げモーメント	○
	せん断力	○
	ねじりモーメント	○
変位	最大変位	○
	残留変位	△
	時刻歴波形	○
加速度	最大加速度	○
	時刻歴波形	○
応力・ひずみ	コンクリート	○
	鉄筋	○
ひび割れ	ひび割れ発生の判定	◎
	ひび割れ幅	△
	ひび割れ方向	◎
	ひび割れ性状	○
曲率・回転角		△
破壊モード		○
荷重-変位関係（部材および構造全体系）		○

*1 ◎：精度は非常に良い，○：精度は良い，△：精度はあまり良くない，×：精度が悪い又は出力出来ない

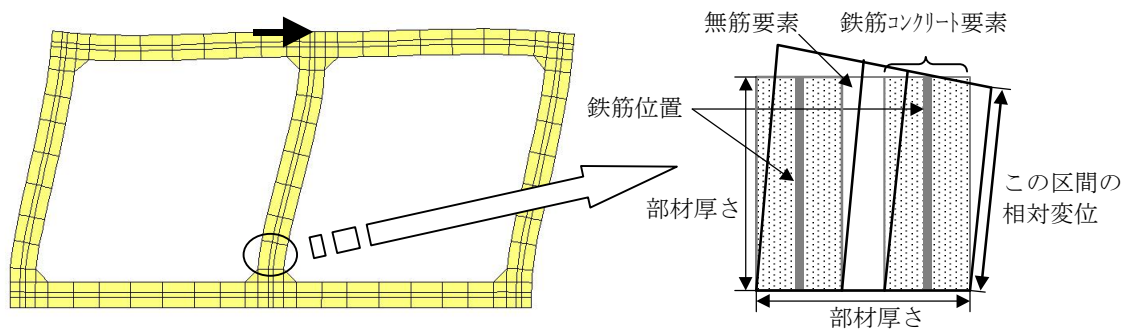


図 3. 2-17 照査に用いるひずみ値の算出方法

3.3 耐震性能照査

3.3.1 安全係数

(1) 一般的な事項

材料非線形解析を用いる場合においても、5つの安全係数（構造物係数、材料係数、作用係数、構造解析係数、部材係数）の主旨を考慮して適切に設定する。示方書[設計編：標準]の「10 編 非線形有限要素解析による性能照査」¹⁾では、「非線形有限要素解析を用いた照査では、解析結果の精度に関する安全係数を設定する。応答値および限界値がともに非線形有限要素解析から求まる場合には、それぞれ応答値に対する解析係数と限界値に対する解析係数により考慮する。安全側に考慮された限界値が別途定められている場合には、限界値に対する解析係数を1.0としてよい。」(図3.3-1)とされている。これらを踏まえて、材料非線形解析を用いた耐震性能照査を行う場合、本マニュアルでは、応答値に係る不確実性は応答値側で応答値係数(構造解析係数)において考慮するとともに、限界値に係る不確実性は限界値側で限界値係数(部材係数)として考慮することを基本とする。一方で、材料非線形解析により得られたひずみ等に基づいて照査を行う場合には、限界値に係る不確実性は限界値を安全側に設定することで考慮してもよいものとする。

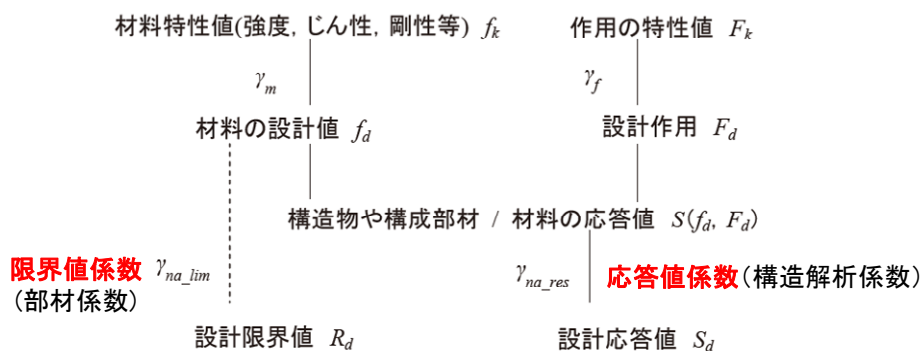


図3.3-1 非線形解析を用いる場合の安全係数¹⁾

2005年版マニュアルに記載されていた照査を行う場合、安全係数は、「第2章 部材非線形解析を用いた耐震性能照査」の「2.3.1 安全係数」を参照する。また、プッシュオーバー解析に基づいて構造物全体系の挙動に対する照査を行う場合の安全係数については、「第4章 プッシュオーバー解析を用いた耐震性能照査」に記載する。

なお、示方書[設計編](2017年度制定)における「材料係数は、強度等の材料特性のばらつきを考慮して、特性値を設定することを前提として1.0としてもよい。これは、強度等ばらつきによって照査指標の応答値が不利になるように材料の特性値を設定することを意味しており、必要により複数の材料特性の状態を設定して照査を行わなければならない」との記載などを踏まえて、既設構造物において、強度等の材料特性のばらつきを考慮して特性値が設定されていることを実測値により確認した場合、材料非線形解析により得られたひずみ等に基づいた照査では、材料係数を1.0としてもよいものとする。確認方法については、「2.3.1(1) 安全係数の設定方針」を参照する。

(2) 面外せん断破壊を变形指標で照査する場合の安全係数の構成

表3.3-1に、面外せん断破壊を变形指標で照査する場合の安全係数を示す。従来、安全係数の重要な部分は、せん断破壊が望ましくない破壊モードである点と、せん断耐力が境界条件の影響を受けやすく、実験的にばらつきやすい点とを踏まえ、面外せん断耐力の評価値を低減するために適用されてきた。材料非線形解析では、そのせん断

耐力を評価する過程が応答解析プログラム内に含まれる（図 3.3-2）。よって、面外せん断耐力の評価に係る安全しるの確保（具体的には、コンクリートの強度に関する材料係数の適用とキャリブレーションによるモデルの調整）は、解析の入力データを設定する段階で行う。また、変形指標で表された応答値は、1.2 以上の係数で割り増す。これは 2005 年版マニュアルの構造解析係数に相当し、主として地盤や地盤と構造物の境界に関する不確実性に配慮するためのものである。

表 3.3-1 C 列（図 3.1-1）の照査を行う場合の安全係数の構成

安全係数		応答解析入力値	応答値（変形指標）算定	限界値（変形指標）算定
材料係数	コンクリートの強度	$\div 1.3^{※1}$	-	-
	鉄筋の強度	$\div 1.0$	-	-
	地盤の強度	$\div 1.0$	-	-
応答値係数		キャリブレーション（3.3.2(3)d）によってモデルを調整	（層間変形角、主圧縮ひずみ、部材厚増分） $\times 1.2 \sim$	-
限界値係数		-	-	$\div 1.0$
作用係数		$\times 1.0$	-	-
構造物係数		-	$\times 1.0$	$\div 1.0$

※1 既設構造物の場合は本文の記述による

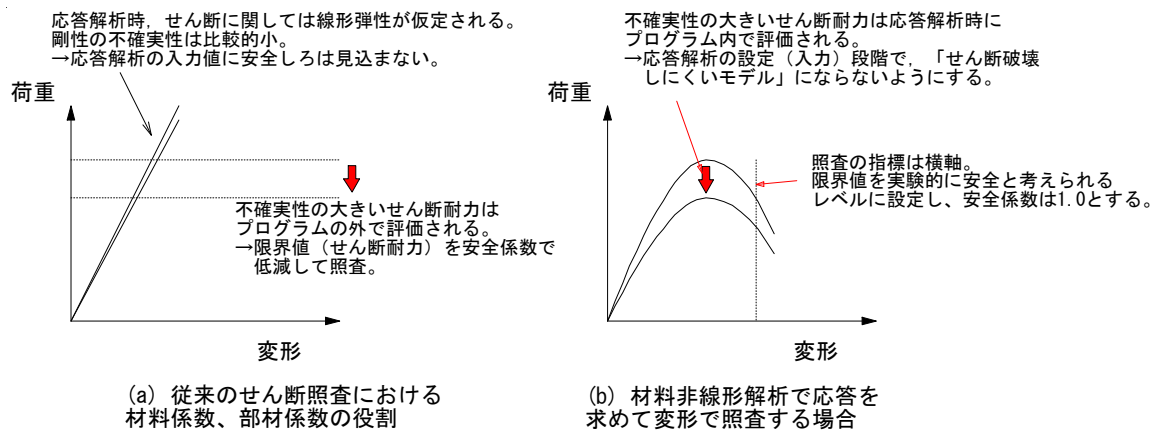


図 3.3-2 コンクリートの材料強度の不確実性および解析精度の影響箇所

- ・材料係数 γ_m : 示方書〔設計編〕¹⁾に準拠して、コンクリートに対して 1.3、鉄筋に対して 1.0 を標準とした。ただし、既設構造物の場合、先の「3.3.1(1)」の記述による。
地盤物性は、不均質さや試験方法により、大きくばらつくのが通常である。これらを踏まえた上で、構造物の応答値に与える影響が厳しくなるように地盤物性の特性値を設定することが必要である。この方針に沿った適切な検討を経た上で地盤物性の特性値が設定される場合には、地盤の材料係数を 1.0 とする。
- ・限界値係数 γ_{na_lim} : 適用範囲内であることが確認されている限りにおいて安全と考えられる限界値を設定するため、1.0 とする。
- ・応答値係数 γ_{na_res} : 解析プログラムが耐力（特にせん断耐力）を過大評価する可能性に配慮した安全しるを設ける。その設定方法の一つとして、本マニュアルでは、後述の「3.3.2(3)d」にキャリブレーションモデルを用意している。これらを利用して、面外せん断耐力を過大評価しないように

解析モデルを調整する。

地盤パラメータの設定（拘束圧依存性、地盤剛性－ひずみ（ $G-\gamma$ ）関係や履歴減衰－ひずみ（ $h-\gamma$ ）関係のモデル化精度、地盤と構造物の境界部の特性）が応答解析結果に及ぼす影響（技術資料Ⅶ-2005）などを考え合わせて、応答値に 1.2 以上の係数を乗じる。

- ・作用係数 γ_f : 地震の影響以外の荷重（永久荷重と変動荷重）の評価精度は高いと考えられること、地震の影響については入力地震動が最新の研究成果に基づいて合理性をもって設定されることを踏まえ、1.0 とする。
- ・構造物係数 γ_i : 構造物係数は、構造物の重要性に鑑みて、所有者の意図に基づいて定める係数であり、所有者の判断で 1.0 以上の数値を設定するのが基本である。原子力施設の場合、別途重要度分類がなされ、それに基づいて入力地震動の選定が行われているので、ここでは 1.0 を標準とする。

3.3.2 部材の損傷に基づく照査

(1) 層間変形角による面外曲げ破壊の照査

二次元モデルの面外曲げに関しては、層間変形角 1/100、限界層間変形角評価式に基づく層間変形角を限界値として照査してもよい。詳細は、「第 2 章 部材非線形解析を用いた耐震性能照査」の「2.3.2 耐震性能照査 1-曲げ系の破壊に対する照査」を参照する。

(2) 層間変形角による面外曲げ破壊と面内せん断破壊の照査

本項と「3.3.3(2) 主圧縮ひずみによる面外曲げ破壊と面内せん断破壊の照査」とは、基本的にはどちらか一方を適用すればよい。

面部材の面外層間変形角の限界値を 1/100、面内層間変形角の限界値を 4/1000 とする。

2005 年版マニュアルより、材端以外に主筋の降伏が認められないかぎりにおいて、層間変形角 1/100 を面外曲げ破壊に関する限界値とすることができる。

面部材の面内せん断破壊に関するマクロな指標は、耐震壁の研究が盛んな建築分野で整備が進んでいる。稲田²¹⁾は、円筒、箱型、I 型などの平面を有する構造物の複数の実験結果を整理して、建屋のための非線形梁要素モデルを提案している。曲げモーメント－曲率関係と、せん断応力－平均せん断ひずみ関係がそれぞれモデル化されており、後者のせん断強度維持限界として平均せん断ひずみ 0.4%という値が示されている。JEAG²²⁾はこのモデルを採用し、せん断破壊が先行しやすいことに言及した上で、安全係数 2 を確保してせん断ばねの平均せん断ひずみに 0.2%という限界値を設定している。ソリッドモデルの解析では、梁モデルと異なり、変形を曲げとせん断に成分分離する過程が含まれないので、分離されない全変位に基づく層間変形角（平均せん断ひずみ）の限界値を 4/1000 とした。

水平二方向変形を強いられた面部材の変形性能に関する研究はまだ事例が限られているが、Miyagawa²³⁾の実験結果を踏まえ、面外方向の限界変位と面内方向のそれとを直線で結んだ線を限界とする。図 3.3-3 を用い、その 1 層目側壁を例にとると、頂部（W23、E23）の水平変位が図の菱形領域内に収まっていればよいこととなる。

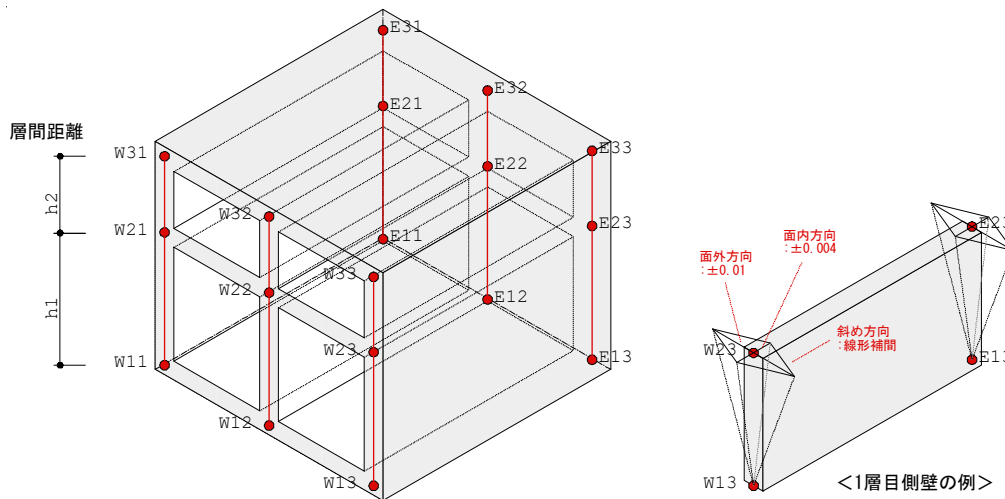


図 3.3-3 層間変形角の照査

(3) 面外せん断破壊の照査

a. せん断耐力による照査

せん断力応答とせん断耐力評価式の組合せによる 2005 年版マニュアルに記載されていた方法も適用可能とする。材料非線形モデルの応答解析結果からせん断力を求める場合は、せん断応力を積分する方法を用いる。詳細については、「第 2 章 部材非線形解析を用いた耐震性能照査」の「2.3.3 耐震性能照査 2-せん断破壊に対する照査」を参照する。

b. せん断耐力の評価に材料非線形解析を用いる方法

部材非線形解析を通してせん断力応答を求めた場合（第 2 章）、部材のせん断耐力を、部材だけを取り出した材料非線形モデルの静的解析によって求めることができる。この方法は、特に形状や荷重分布が複雑な部材に対して有効と考えられる。その手順は以下の通りである。

(a) 限界値係数（部材係数） γ_{bl} の設定

後述する「3.3.2(3)d.」の内容に沿って限界値係数（部材係数） γ_{bl} を定める。

(b) 材端変位や荷重分布の抽出

集中荷重部材か分布荷重部材かを判別する。部材の中央部に土圧、水圧、積載荷重などが作用しておらず、入力加速度が極端に大きくない部材は集中荷重部材とみなすことができる。集中荷重部材の場合、応答解析の結果から、材端における曲げモーメントと部材代表箇所の軸力とを抽出する。

分布荷重部材の場合、応答解析で得られた断面力分布に基づいて、それと同じ状況を再現できる荷重分布 $\mathbf{p}_0$ （ベクトル）を算出する。部材非線形解析で応答を求めると、節点位置で階段状にせん断力が変化する。この変化分を着目節点位置に作用する荷重とすればよい。軸力は、要素ごとに設定する方が忠実ではあるが、部材代表箇所の値を一様に加えてもよい。

(c) 材料非線形モデルの作成

照査部位を図 3.3-4 のような両端に張出し部を設けた形で切り出し、解析モデルを作成する。一方の張出し部は固定し、他方の張出し部を介して材端力を与える。張出し部は、材端を直接境界とすることによる不要な拘束を防ぐこと等を目的とした部分であり、照査対象ではない。よって、その寸法と内部の物性に関しては、隅角部や直交部材の特徴を著しく変えない範囲で柔軟に設定してよい。部材本体の材料物性に関して、コンクリート圧縮強度に

は材料係数を適用する。せん断耐力を得るため、主筋の降伏強度を十分大きく取って曲げ耐力を高めておく（このとき、せん断補強筋の降伏強度を上げないよう注意する）。引張鉄筋比を変化させると、せん断耐力も変化してしまうので、基本的には降伏強度を大きく設定する。

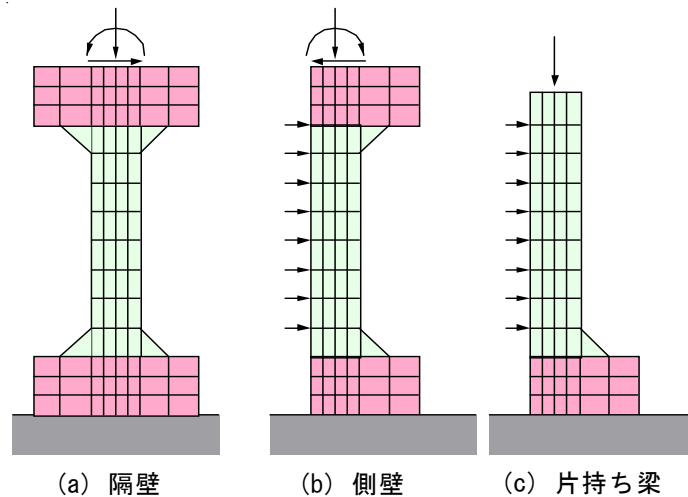


図 3.3-4 部材の材料非線形モデルの例

(d) 解析の実行

集中荷重部材の場合は、変位制御の計算を行うことによって最大荷重が陽に得られる。材端の曲げモーメント、軸力は初期条件として与えるか、もしくは最大荷重（せん断耐力）に達する前に徐々に与える。その後最大荷重が得られるまで材軸直交方向に強制変位を加える。

分布荷重部材の場合は、荷重制御で外力分布形状に従った比例荷重を与えるか、もしくは、比例載荷を変位制御で実行できる環境が整備されていればそれを用いる。材端の曲げモーメント、軸力は初期条件として与えるか、もしくは他の分布荷重と同時に比例載荷する。

(e) 照査

変位制御の場合は、得られた最大荷重を着目部材のせん断耐力とし、その後はせん断耐力評価式を用いた場合と同様、部材係数で低減して応答解析で得られたせん断力と比較する。

荷重分布 $\mathbf{P}_0$ を抽出した場合の照査は式(3.3-1)で表され、式(3.3-2)のように整理できる。

$$\gamma_i \cdot \frac{\gamma_a \cdot \mathbf{P}_0}{\mathbf{P}_u / (\gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2})} \leq 1.0 \quad (3.3-1)$$

$$\mathbf{P}_u \geq \mathbf{P} = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_i \cdot \gamma_a \cdot \mathbf{P}_0 \quad (3.3-2)$$

ここで、 $\mathbf{P}_u$ ：限界時の荷重分布

すなわち、 $\mathbf{P}_0$ に諸々の安全係数を乗じた $\mathbf{P}$ を非線形解析の入力条件とし、当該部分が破壊しないかを調べればよい。荷重制御の場合は、軟化が表現されず、せん断耐力が陽な形では得られないので、入力荷重値と固定端反力の対応具合、プログラムに整備されている収束指標、ステップ毎の変位増分の拡大状況、可視化環境が整っている場

合は変形状況、部材厚増分などを参照して、せん断耐力に相当する値を判断する。なお、解析結果の最大荷重値とせん断耐力評価式との比較を行うとともに、荷重漸増時における部材の変形状況が荷重倍率1倍時の変形状況と概ね同等であることを確認するものとする。この結果が大きく異なる場合には、荷重条件（漸増させる荷重成分を水平方向だけに限定するなど）や解析条件（境界条件や材料物性など）を再検討するとともに、荷重倍率1倍時の変形状況と概ね同等な範囲に最大荷重値を安全側に設定する必要がある。

基本的には、二次元の部材非線形モデルで地震応答解析を行った場合を想定した方法であるが、二次元または三次元の材料非線形モデルで地震応答解析を行った場合でも、部材単位の性能を確認するために援用できる。

c. 部材厚増分による照査

(a) 適用条件

本項の照査は、実構造物の諸元、過去の載荷実験で考慮されてきた軸力比（軸圧縮応力／コンクリート圧縮強度比）、技術資料Ⅵの実験結果（ケースU1に対するU2の性能低下）とを勘案し、初期状態（常時のみ荷重が作用している状態）における部材の平均的な軸力比が0.1以下で、局部的に見ても0.2以下であることを必要条件とする。

本項の照査は、部材耐力はやや低下している可能性があるものの（不静定）構造物全体としての水平耐力がおおよそ維持されている状態を限界としている。開水路側壁のような片持ち梁（静定構造物）では、部材耐力の低下が構造物全体としての水平耐力の低下に直結するので、せん断耐力照査などのより保守的な方法を選択するのがよい。

部材厚増分は、図3.3-5に示すように、部材軸に対して対称な箇所の節点変位から算出する。照査位置は、倍率を上げた変形図の観察等に基づいてそれが最も大きな箇所を解析者が抽出する。

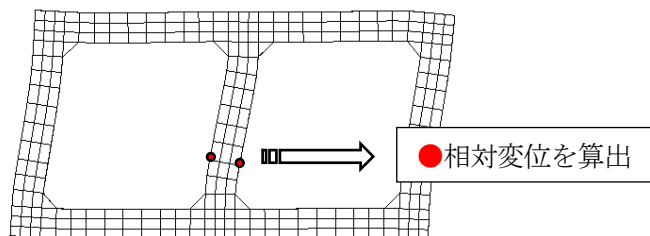


図3.3-5 照査に用いる部材厚増分の算出方法

(b) 部材厚増分の限界値

部材厚増分を次式による値以下とする。

$$\Delta D_{lim} = \max \{5, 2.5 p_w D\} \quad (3.3-3)$$

ここで、 ΔD_{lim} ：部材厚増分の限界値[mm]

p_w ：せん断補強筋比

D ：部材厚[mm]

部材厚増分（部材の厚さ方向の膨張量）は、斜めひび割れ（正負に振動する場合はX字ひび割れ）や付着割裂ひび割れの開きが主成分であり、おおよそそれらの開きの合計に対応する。曲げひび割れの開きは検知せず、せん断ひび割れの開きを検知するので、面外せん断破壊の判定指標として有効である。ここでは、斜めひび割れの発生自

体は許容しつつ、構造物全体としての水平耐力の低下が小さいと考えられるレベルに限界値を設定することとした。
(c)各項の設定について

第1項(5mm)は、面外せん断補強筋の無い部材に着目している。既往の厚さ400mmと800mm、軸力比 $-0.05 \sim 0.05$ の部材実験のシリーズによれば、厚さ方向に5mmの膨張があるときの部材軸直交方向耐力の残留率は、60%~95%である²⁴⁾。また、厚さ200mm~250mmの1連1層構造物を対象とした技術資料VIの載荷実験では、構造物としての水平耐力が低下する前の段階で、すでに部分的に5mm以上の膨張が確認されている。遅ら²⁵⁾は、ひび割れ幅の評価を得意とするRBSM(剛体・ばねモデル)による梁の解析の結果として、4~6mm程度の最大せん断応力時斜めひび割れを示している。これらの研究結果から、5mmという膨張量は、部材単体で見れば水平耐力が低下しているものの、1層1連ラーメン程度の不静定性を有する構造物では、水平耐力の低下が十分小さい状態に対応すると判断した。

ここで、図3.3-6のように、厚さ D の部材に1本の斜めひび割れが発生し、その幅が増大することによってせん断破壊が進行する状況を考える。部材厚増分 ΔD は、ひび割れ面に直交する成分 ΔD_t と平行する成分 ΔD_p とから成っている。このとき、ひび割れ面に直交する方向の引張に対する残存抵抗は、厚さ D によらず ΔD_t によって決まる。一方、ひび割れ面に沿った滑りに対する残存抵抗は、 ΔD_p のほか、骨材の寸法にも依存する。部材厚 D と骨材寸法には相関があると推察されるので、間接的には D にも依存していることになる。しかしながら、滑り抵抗も D に比例してまで大きくなるという確証は現時点では得られていない。以上のことから、実験室スケールを超える厚さの部材においても部材厚増分 ΔD を限界と考えるのが安全側である。実際、Collins et al.²⁶⁾は、せん断補強筋の無い厚さ4mの極大部材のせん断破壊実験を行った結果、耐力低下直後のせん断ひび割れの幅は3~4mm程度であったと述べている。

長さの次元を有する指標を用いることで、ひずみのように、「同じ値でも参照長さによって表される状態が異なる」といった問題が回避され、状態のイメージを共有しやすくなっている(写真3.3-1)。また、変位は、ひずみと違って実測可能であるため、実構造物の点検結果と相互比較しやすいという利点もある。

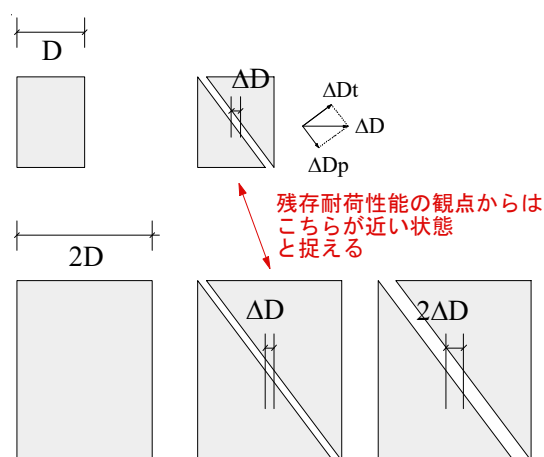


図3.3-6 斜めひび割れと壁厚の関係

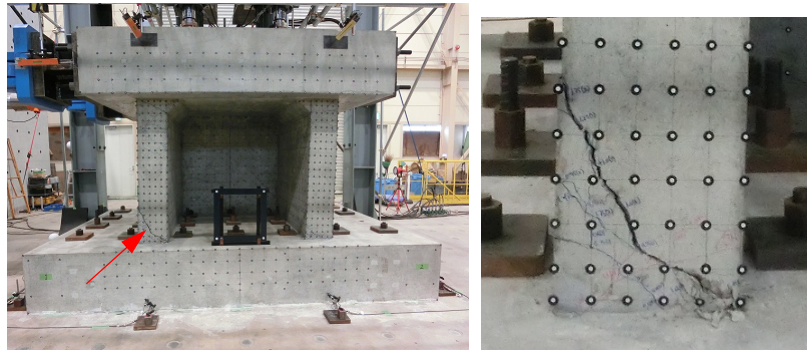


写真 3.3-1 厚さ方向の膨張 5mm の状態の例（壁厚 250mm）

一方、第 2 項は、面外せん断補強筋を有する部材に着目している。せん断ひび割れ位置において、面外せん断補強筋が引張強度点に達するときの伸び変位を想定した内容である。詳細な導出の過程については技術資料Ⅶに記した。

d. 解析結果の精度および解析者依存性を考慮するためのキャリブレーション

材料非線形解析プログラムにも複数の種類があり、構成則によって解析精度も異なる。また、同じプログラムを用いたとしても、要素の種類やサイズ、要素分割、材料物性の設定、入力増分の大きさなど、多岐の項目に関して解析者間の差が生じる。これらの影響を考慮するため、本マニュアルでは、表 3.3-2 に示すキャリブレーション用のモデルを用意している。鉄筋コンクリート部材の破壊モードとして最も不確実性が高いと考えられる面外せん断に重点を置いたケース構成としている。キャリブレーションの結果は以下の要領で照査に反映させることができる。

〈Ca11〉（解析によるせん断耐力）／（表に記載したモデルせん断耐力）比ができるだけ 1.0 に近づく解析条件を探索する。この工程を通じて、実際の対象を解析する際のモデルの調整方針を決定する。解析上のせん断耐力を低減する具体的な方法は解析者に委ねられるが、例えば、コンクリートの圧縮強度または引張強度を低減する、コンクリートの破壊エネルギーを低減する（軟化勾配を急峻にする）、要素サイズを小さくする、高次要素を用いるなどが挙げられる。

〈Ca12〉（解析によるせん断耐力）／（モデルせん断耐力）比の最大値をもって安全係数とし、それを照査の過程で考慮する。式(3.3-2)で見たように、基本的には（応答値係数または限界値係数の意味合いで）荷重を割り増す。

〈Ca11〉の考え方のみによった場合、全ケースを 1.0 未満にする設定を見出しがたい、材料係数を含めるとコンクリートの強度が過度に小さくなる、などの問題が生じうるので、例えば、（解析によるせん断耐力）／（モデルせん断耐力）比が 1.3 未満になる設定を見出した後、荷重を 1.3 倍に割り増すなど、〈Ca11〉と〈Ca12〉を併用・総合して適正な安全しろを確保する。なお、（解析によるせん断耐力）／（モデルせん断耐力）比が極端に大きい場合は、材料非線形解析プログラムとしての妥当性に疑問が生じるので、プログラムの選定から再検討する。

2005 年版マニュアルでは 17 のモデルケースを設定していたが、ケース数が過多であり厳選すべきとの意見もあったことから、着目因子が重複しているケース、（解析によるせん断耐力）／（モデルせん断耐力）比が大きくなりすぎて、結果に及ぼす影響が小さいと考えられるケースを中心とした削減案を作成し、ケース数を表 3.3-2 に示す 12 とした。2005 年度版の 17 ケースを用いることは相対的に安全側である。

キャリブレーションモデル用のコンクリートの弾性係数および引張強度、鉄筋の弾性係数は、指針「第 3 章 材料」を参照して適切な値を設定する。集中荷重部材のせん断耐力評価に用いる場合は No. 1～8 の 8 体を変位制御で計算する。分布荷重部材のせん断耐力評価に用いる場合は 12 体すべてを、照査に用いるのと同じ制御項目で計算

する。結局、集中荷重部材（変位制御, No. 1～8）、分布荷重部材（荷重制御, No. 1～12）、分布荷重部材（変位制御, No. 1～12）で別個の部材係数が設定されうる。

No. 1～8 は、集中荷重を受ける単純梁である（図 3.3-7 参照）。この形式に関しては、せん断耐力評価式（「第 2 章 部材非線形解析を用いた耐震性能照査」。ただし、部材係数は除く）を用いて十分な精度の評価が可能と判断し、それをモデルのせん断耐力とした。これら 8 ケースによる主な確認点は、式で考慮されている範疇の基本因子の影響が適切に表現されるかどうかである。このため、No. 1 を基本として、せん断耐力評価式を構成する主要パラメータを変動させた 7 ケースを設けた。スパン 0.5m（せん断スパン比 2.0）以下のケース（No. 1, 2, 4, 5, 6, 8）は、せん断ひび割れ発生後もアーチを形成して荷重が維持されるモードとなる。荷重－変形関係上では、せん断ひび割れ発生時点で一度、顕著な剛性変化が観察されるが、その後も荷重が上昇すると予想される。他のケース（No. 2, 7）は、せん断ひび割れ発生と同時に破壊に至るモードとなる。荷重－変位関係上では、せん断ひび割れ発生時点が荷重のピークに対応すると予想される。こうした破壊モードが表現できていることも確認するとよい。せん断補強筋を有する No. 8 について、せん断耐力の解析値は、せん断補強筋降伏時点でなく、荷重最大時点で評価する。

No. 9～12 は、分布荷重を受ける梁の実験例である（図 3.3-8, 図 3.3-9 参照）^{27), 28)}。モーメント分布、せん断補強筋の影響を把握できるケースを文献から選定した。これらについては、図 3.3-10 を参照してひび割れの対応状況なども確認するとよい。

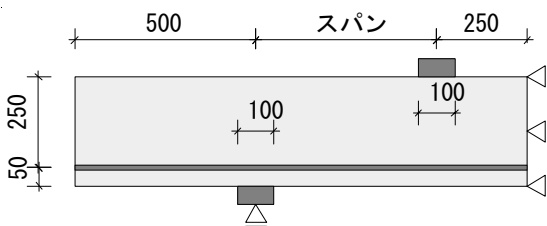
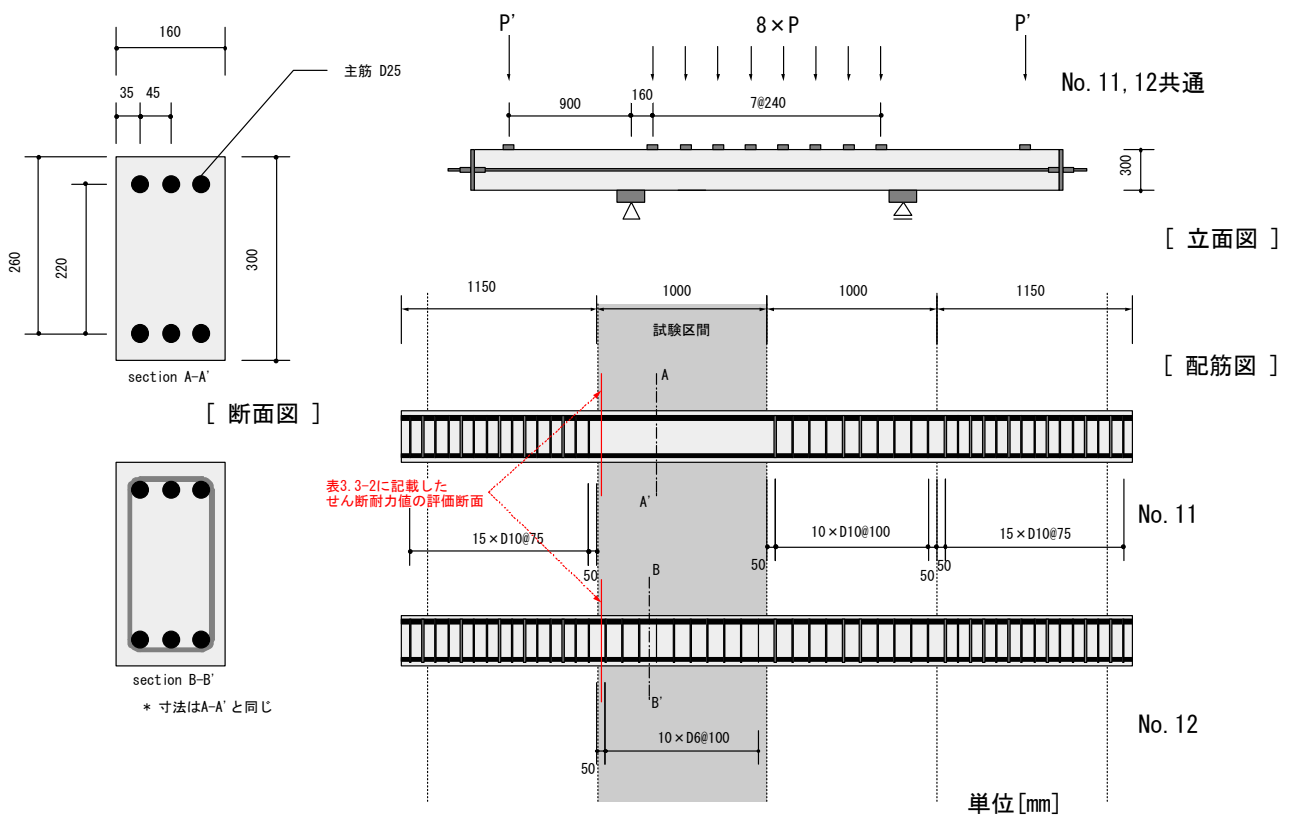
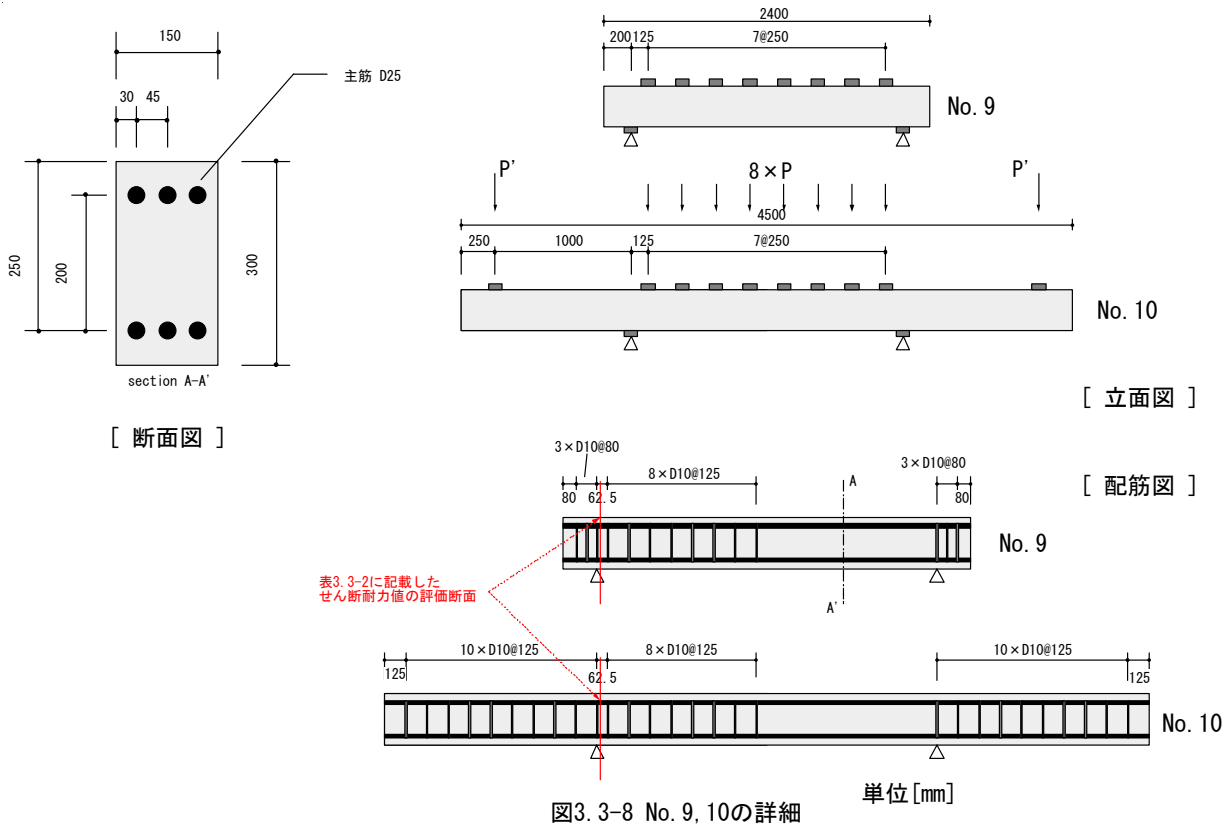


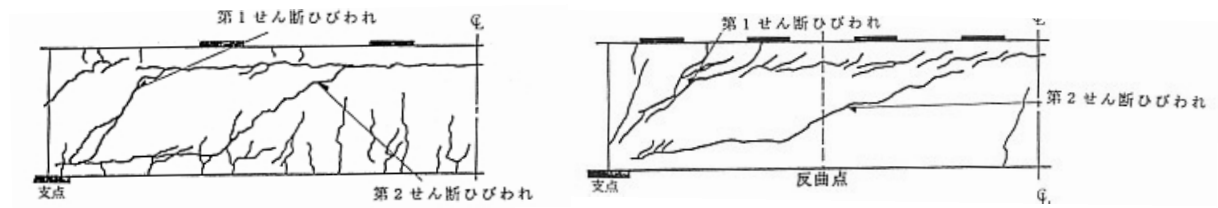
図 3.3-7 集中荷重を受ける単純梁のモデル

表3.3-2 キャリブレーションモデル一覧

	Case No.	スパン[m]	部材幅[m]	部材厚[m]	有効部材厚 [m]	コンクリー ト圧縮強度 [N/mm ²]	主筋降伏強 度 [N/mm ²]	引張鉄筋比	軸力比	せん断補強 筋比	せん断補強 筋降伏強度 [N/mm ²]	せん断耐力 [kN]	着目点	
集 中 荷 重 部 材	1	0.50	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.030	0	0	0	475	No. 1～8の基本ケース	
	2	0.25	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.030	0	0	0	1187	a/dの効果	
	3	1.00	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.030	0	0	0	324		
	4	0.50	1.00	0.30	0.25	36.0	350	0.030	0	0	0	581	コンクリート圧縮強度の効果	
	5	0.50	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.010	0	0	0	329	引張鉄筋比の効果	
	6	2.50	1.00	1.50	1.25	24.0	350	0.030	0	0	0	1587	寸法効果	
	7	1.00	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.030	0.1	0	0	350	軸力の効果	
	8	0.50	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.030	0	0.005	350	855	せん断補強の効果	
	Case No.	スパン[m]	部材幅[m]	部材厚[m]	有効部材厚 [m]	コンクリー ト圧縮強度 [N/mm ²]	主筋降伏強 度 [N/mm ²]	引張鉄筋比	軸力比	せん断補強 筋比	せん断補強 筋降伏強度 [N/mm ²]	P / P (各立 面図参照)	せん断耐力 (支点位置) [kN]※	着目点
分 布 荷 重 部 材	9	1.00	0.15	0.30	0.25	32.3	363	0.041	0	0	0	0	165	No. 10との比較用ケース
	10	1.00	0.15	0.30	0.25	33.6	363	0.041	0	0	0	1.5	188	モーメント分布の効果
	11	1.00	0.16	0.30	0.26	33.7	511	0.035	0.1	0	0	1.5	273	No. 12との比較用ケース
	12	1.00	0.16	0.30	0.26	35.0	511	0.035	0.1	0.038	332	1.5	356	分布荷重下でのせん断補強効果

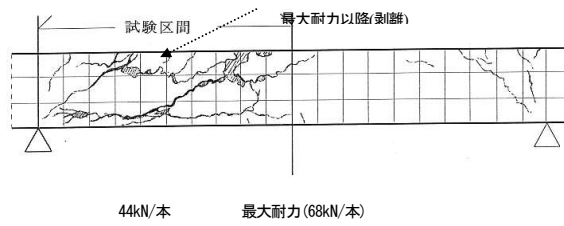
※位置に関して図3.3-9、図3.3-10参照。荷重の合計ではないので注意する。



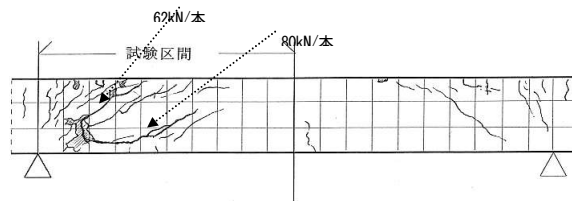


No. 9

No. 10



No. 11



No. 12

図 3.3-10 ひび割れ図

3.3.3 材料の損傷に基づく照査

(1) 面外曲げ圧縮ひずみによる面外曲げ破壊の照査

二次元モデルの面外曲げに関しては、曲げ圧縮縁 1D (D は部材厚) 区間の平均圧縮ひずみ 1%を限界値として照査してよい。詳細は、「第2章 部材非線形解析を用いた耐震性能照査」の「2.3.2 耐震性能照査1-曲げ系の破壊に対する照査」を参照する。

(2) 主圧縮ひずみによる面外曲げ破壊と面内せん断破壊の照査

参照領域の主圧縮ひずみを次式による値以下とする。

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{c0} + \frac{2G_{fc}}{l_r f'_{ck}} - \frac{f'_{ck}}{E_{c0}} \quad (3.3-4)$$

$$G_{fc} = 8.8\sqrt{f'_{ck}} [N/mm] \quad (3.3-5)$$

ここで、 ε_{cu} ：参照領域（通常は要素）の主圧縮ひずみの限界値。 ε_{c0} を下限とする。

ε_{c0} ：一軸圧縮を受けるコンクリートが圧縮強度を発現する時点の圧縮ひずみ

l_r ：参照長さ（要素を参照する場合は要素代表長さ）で、求め方は解説による。[mm]

f'_{ck} ：コンクリートの圧縮強度の特性値[N/mm²]

E_{c0} ：コンクリートのヤング係数[N/mm²]

G_{fc} ：コンクリートの圧縮破壊エネルギー[N/mm]

a. 概要

ここでは、最小主ひずみの正負を反転させた指標を主圧縮ひずみと称している。主に面内せん断破壊を対象としているが、本項によって面外曲げの照査を兼ねてもよい。基本的には、「3.3.2(2) 層間変形角による面外曲げ破壊と面内せん断破壊の照査」とどちらか一方を適用すればよいものとする。

一般に、材料の応力-ひずみ関係における軟化領域は寸法に依存し、傾向として、大きくなるほど軟化勾配が急激になることが知られている。よって、軟化領域に判定の基準を設定する場合、参照している長さに対で示す必要がある。特に三次元モデルにおいて、面部材の面内の要素寸法は大きくなりがちと予想されることから、参照長さを因子に含む限界値とした。なお、主ひずみベクトル図などの確認に基づいて、着目すべき破壊モードを面外曲げに特定できる箇所は「3.3.3(1)」によることができる。

部材の各辺を数分割～十数分割する通常の要素分割の場合、参照領域、参照長さは、それぞれ要素、要素代表長さを指すものとする。部材の幅や厚さといった構造寸法に対する要素寸法の比が著しく小さい場合、妥当性に十分な注意を払った上で複数要素にまたがる参照領域を設定することができる。この場合の参照長さとは、その参照領域の代表長さを指す。

式の背景を、コンクリートの一軸圧縮時の応力-ひずみ関係に基づいて解説する。圧縮強度発現後の軟化が直線的であるという仮定の基で、式(3.3-5)の Nakamura and Higai¹⁵⁾による圧縮破壊エネルギーを考慮した応力-ひずみ関係を図化すると図3.3-11の点線のようなになる。図の点線群の横軸切片（圧縮応力がゼロまで低下する点）を式で示したのが式(3.3-4)、それによって導かれる参照領域代表長さ-主圧縮ひずみ限界値関係の一例を図化したのが図3.3-12となっている。

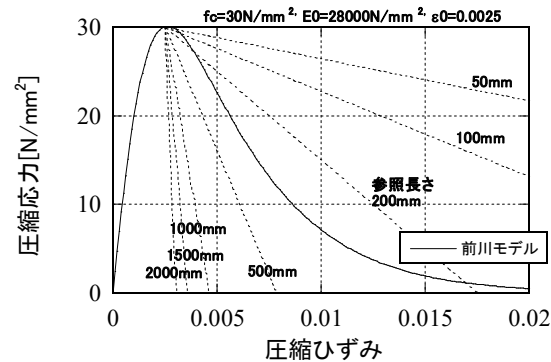
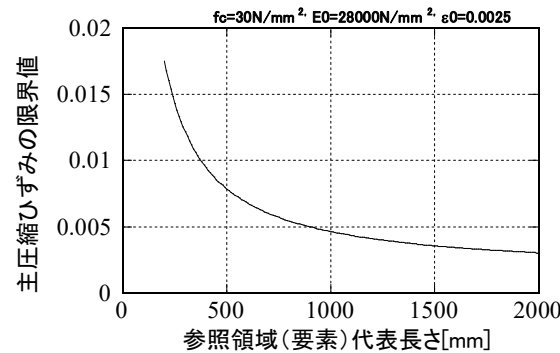
図 3.3-11 前川モデルの圧縮側構成則^{10), 11)}とNakamura and Higai¹⁵⁾の圧縮破壊エネルギーを考慮した軟化線

図 3.3-12 参照領域（要素）代表長さと限界ひずみの関係

b. 要素代表長さの求め方

ソリッド要素（もしくは立体の参照領域）の代表長さ l_r には幾つかの求め方がある^{16), 31)}（図 3.3-13 参照）。

- 〈L1〉 要素中心を通り、主圧縮方向に延びる直線は、2点で要素境界と交わるので、その2点間の距離を l_r とする。
- 〈L2〉 要素を構成する節点間距離の中の最大値を l_r とする。直方体要素の場合、 $l_r = \sqrt{l_{rx}^2 + l_{ry}^2 + l_{rz}^2}$
- 〈L3〉 要素体積の1/3乗を l_r とする。

屋外重要土木構造物の要素分割を想定するとき、厚さ方向の要素辺長が小さく、配力筋方向の要素辺長が大きくなりやすいと予想される。こうした方向による要素長の違いを考慮できるようにするためには〈L1〉が望ましい。ただし、主圧縮方向が既知となる応答解析の後に要素毎に限界ひずみを求めることになるのでポスト処理環境を整備する必要がある（技術資料Ⅷ）。迅速に安全側の判定を行う場合は、〈L2〉が有効と考えられる。構造物を構成する要素中の最大の要素代表長さを求めておけば、応答解析前に限界値が定まり、照査も機械的に実行できる。反面、限界値は相応に小さくなる。〈L2〉で照査した後、基準を超過した部分だけ〈L1〉で再照査する方法もありうる。要素が扁平にならないよう配慮されたモデルの場合は〈L3〉でもよい。

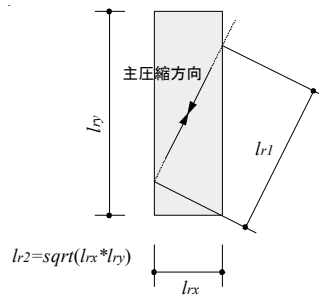
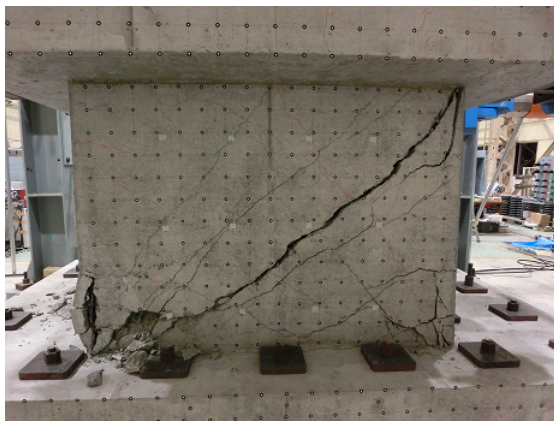
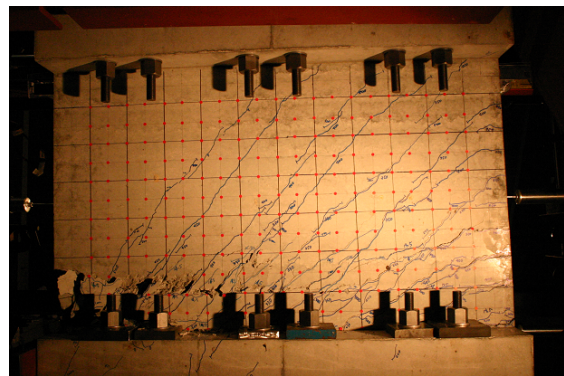


図 3.3-13 要素代表長さの取り方（簡単のため二次元でイメージを示す）



(a) 対角ひび割れがずれるモード



(b) 圧壊領域が下辺に沿って進展するモード

写真 3.3-2 面内せん断破壊の様相

c. 面内せん断破壊のモード

面内せん断破壊の進展は、おおよそ写真 3.3-2 のどちらかの様相を呈する。(a)は鉄筋が比較的少ない場合に発生しやすく、対角方向の斜めひび割れに沿ったずれが顕著になる。(b)は鉄筋が比較的多い場合に発生しやすく、圧壊領域が下辺に沿って拡大する。2つのモードは、左下の面内曲げ圧縮領域におけるコンクリートの圧壊が、壁単体としての水平耐力低下の契機になっている点で共通する。主圧縮ひずみに着目すれば、左下領域の圧壊を検知できることは実験的に確認されている（技術資料VI）。

(3) 正規化累加ひずみエネルギー、偏差ひずみ第二不変量

斉藤ら³⁰⁾、土屋ら³¹⁾は、解析モデルや損傷モードによらない汎用性の高い損傷指標の導出を目的とした研究を行い、引張側の指標として偏差ひずみ第二不変量 $\sqrt{J_2}$ 、圧縮側の指標として正規化累加ひずみエネルギー W_n （コンクリート強度で正規化されるためひずみと同じく無次元）を用いることを提案した。この指標は、示方書[設計編]¹⁾にも取り入れられている。解析によるひずみの局所化に配慮し、半径 150mm の円形または球形領域で平均化した値としての $\sqrt{J_2}$ に 0.1%、 W_n に対して 0.15%という限界値を設定している。概ね部材の最大耐力点に対応した限界値とされており、示方書[設計編]の耐震性能 2 に相当すると考えられる。RC 柱部材の水平耐荷性状と軸力保持という観点（示方書[設計編]の耐震性能 3）では、上記の基準をかぶりコンクリート部を除外して、コアコンクリート部に限定してもよい³²⁾。

示方書[設計編]（2017 年制定）では、「断面の大きい部材の解析において、要素寸法が増大する場合には、平均化

領域を適切に設定する必要がある。」とされている。構造寸法(部材厚等)が大きい場合、妥当性を確認した上で、平均化領域または限界値を適切に設定することも可能である。

なお、本指標を照査に用いる場合には、「3.3.1(1)」に示した安全係数の主旨を適切に考慮しなければならない。具体的な事例としては、2017年度制定コンクリート標準示方書改訂資料³³⁾の「4.7.2 有限要素モデルによるボックスカルバートの照査例」に解析者係数(限界値係数、応答値係数)に関する考え方が示されているので、参照することが出来る。

3.3.4 その他

(1) 接合部およびハンチについて

接合部を剛域と捉える部材非線形解析と異なり、材料非線形モデルでは必然的に接合部もモデル化され、そこが先行して破壊に至る可能性がある。面部材で構成される構造物には、図3.3-14に示すように、鉛直部材と水平部材の接合部と、鉛直部材同士の接合部がある。このうち、鉛直部材と水平部材の接合部のせん断破壊は、部材のせん断破壊と同様、水平荷重に対する抵抗を損なうモードであることから、面外せん断破壊(部材厚増分)の照査対象に含める。一方、鉛直部材同士の接合部の損傷は、一体化がもたらす補剛効果等の減少は想定されるものの、接合部を除く部分が基準を満たしているかぎり個々の部材としての性能は確保されていると考えられるので、照査対象から除くことができる。ただし、機能等の構造性能以外の側面から接合部の損傷を許容できない場合は別とする。

ハンチだけが損傷して部材本体が損傷していない状態は構造体として成立していると考えられるので、ハンチは照査対象から除くことができる。

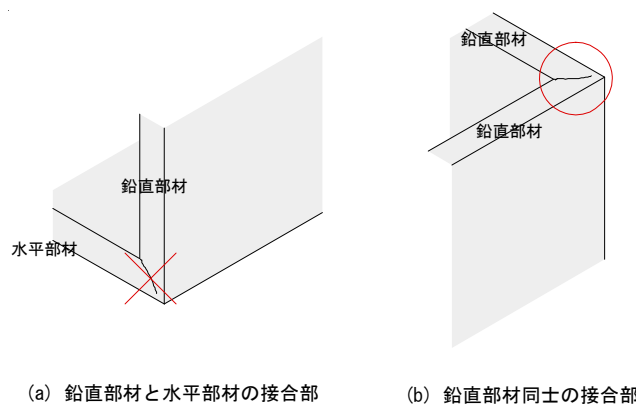


図 3.3-14 接合部について

(2) 棒部材の照査

対象構造物は、面部材で構成されている場合が多いが、スクリーン室などでは棒部材(梁)とみなした方が適切な部材も存在する。棒部材の場合は、部材軸に直交する二方向に対して、面外せん断破壊に対する照査(部材厚増分による照査)を行う。

(3) 鉄筋の引張および圧縮限界

鉄筋コンクリートの材料損傷としては、鉄筋の破断や座屈も考えられる。部分の損傷を許容して従来よりも大きな変形領域に着目する場合や、三次元問題一般を考えると、これらにも或る程度配慮が必要である。解析プログ

ラムの中で考慮されていない場合は、鉄筋の破断に対しては引張ひずみ、座屈に対しては圧縮ひずみの制限などを設定して、安全側に評価する。その際、引張側に関しては技術資料Ⅶ、圧縮側に関しては示方書[設計編]を参照することができる。

【参考文献】

- 1) 土木学会：2017 年制定 コンクリート標準示方書[設計編]，2018.3
- 2) ASCE Committee on Conc. And Mason. Struc., A state of the art report on finite element analysis of RC, ASCE, 1981
- 3) Finite element analysis of reinforced structures II : American Society of Civil Engineers, 1991
- 4) RC 構造の有限要素解析に関するコロキウム論文集：日本コンクリート工学協会， 1984
- 5) 構成モデル小委員会(301)成果報告書：土木学会・コンクリート委員会，コンクリート技術シリーズ 21，1997.7
- 6) 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料：日本建築学会，1987.9
- 7) 破壊力学の応用研究委員会報告書：日本コンクリート工学協会，1993.10.
- 8) 地盤・基礎構造物の耐震設計：地盤工学会，地盤工学・実務シリーズ 13，2001.1.
- 9) 遠藤達巳，青柳征夫，遠藤孝夫：鉄筋コンクリートの非線形解析に用いるひびわれの最適モデルに関する解析的研究，電力中央研究所報告，U88006，1988.10
- 10) 岡村 甫，前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形構成則，技報堂，1991.5
- 11) Maekawa, K., Okamura, H. and Pimanmas, A.: Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, SPON PRESS, 2003.
- 12) An, X., Maekawa, K. and Okamura, H. : Numerical Simulation of Size Effect in Shear Strength of RC Beams, JSCE, No.564/V-35, pp.297-316, 1997.5.
- 13) 上迫田和人，前川宏一，岡村甫：コンクリートの一軸圧縮強度，第4回コンクリート工学年次講演会論文集，1982.
- 14) 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の設計にFEM解析を適用するためのガイドライン，1989.3
- 15) Nakamura, H. and Higai, T. : Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Proceedings of Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Loads , JCI, Vol.2, pp.259-272, October 25-29, 1999.
- 16) 山谷敦，中村光，檜貝勇：回転ひび割れモデルによる RC 梁のせん断挙動解析，土木学会論文集 No620/V-43, pp.187-199, 1995.5
- 17) 土木構造物の耐震設計ガイドライン(案)―耐震基準作成のための手引き―：土木学会・地震工学委員会，耐震基準小委員会活動報告書，2001.11.
- 18) 土木学会：動的解析と耐震設計，[第2巻] 動的解析の方法，pp.117-120，技報堂出版，1989.7
- 19) 阪神淡路大震災の被害分析に基づくコンクリート構造物の耐震性能照査手法の検証：土木学会，コンクリート技術シリーズ 36，2000
- 20) LNG 地下タンク躯体の構造性能照査指針：土木学会・エネルギー土木委員会，コンクリート技術シリーズ 98，1999.12
- 21) 稲田泰夫：原子炉建屋立体耐震壁の復元力特性に関する研究（その 1） $\tau - \gamma$ 関係スケルトンカーブの検討，日本建築学会構造系論文報告集，第 371 号，pp.61-71，1987.1
- 22) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術規定 JEAG4601-2015，2017.3
- 23) Miyagawa, Y.: Bi-directional Loading Test of Reinforced Concrete Walls Used in Box Culverts, *Transactions, SMIRT 19*, Paper # H07/5, Toronto, 2007.8
- 24) 宮川義範，永田聖二，松村卓郎：せん断補強筋の無い鉄筋コンクリート部材の横膨張と残留耐力の関係，土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造)，Vol.70, No.4, pp.402-416，2014.12
- 25) 遅舜元，中村光，山本佳士，三浦泰人：せん断補強筋が RC はりのせん断耐力の寸法効果に及ぼす影響評価，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.40, No.2, pp.619-624，2018.

- 26) Michael P. Collins, M. P., Bentz, E. C., Quach, P. T. and Proestos, G. T.: The Challenge of Predicting the Shear Strength of Very Thick Slabs, Concrete International, pp.29-37, 2015. 11
- 27) 遠藤達巳, 青柳征夫, 松村卓郎: 鉄筋コンクリート製地中構造物の限界状態に用いるせん断耐力評価法, 電力中央研究所研究報告 U91052, 1992. 3
- 28) 宮川義範: 分布荷重を受ける RC 部材のせん断耐力評価に関する実験的研究, 電力中央研究所研究報告 U02052, 2003. 4
- 29) 山谷敦, 中村光, 足立正信, 檜貝勇: 破壊エネルギーを考慮した有限要素解析における要素形状の検討, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 19, No. 2, pp. 57-62, 1997.
- 30) 斉藤成彦, 土屋智史, 牧剛史, 渡邊忠朋: 非線形有限要素解析による RC はり部材の損傷指標, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol. 67, No. 2, pp. 166-180, 2011. 4
- 31) 土屋智史, 牧剛史, 斉藤成彦, 渡邊忠朋, 前川宏一: 非線形有限要素解析による RC 面部材の損傷指標と耐力評価, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol. 68, No. 3, pp. 209-224, 2012. 9
- 32) 牧 剛史, 土屋智史, 斉藤成彦, 渡邊忠朋: 構成材料の損傷に基づく RC 柱の耐荷・変形機構の数値解析的評価, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol. 71, No. 1, 2015.
- 33) 土木学会: 2017 年制定コンクリート標準示方書改訂資料 設計編・施工編, 2018. 3

第4章 プッシュオーバー解析を用いた耐震性能照査

4.1 基本的な考え方

鉄筋コンクリート製地中構造物の耐震性能照査は、地盤-構造物連成系の二次元地震応答解析により横断面方向に対して部材の破壊に対する照査が行われるのが一般的である。一方で、構造解析技術の向上に伴い構造物全体系が保有する性能を直接的に照査することも試みられている。構造全体系の性能を把握する方法としてプッシュオーバー解析法が挙げられる。この手法は、例えば、図 4.1-1 に示す地震力に相当する水平荷重を単調に漸増载荷することにより、図 4.1-2 に示すような構造物の損傷過程から最大耐荷力ならびに構造物の終局までを把握する目的で実施される。この場合、構造物モデルに材料破壊を直接考慮できる解析手法を適用すれば、曲げ破壊やせん断破壊にとらわれることなく、構造物の破壊形態や想定する荷重に対する耐荷性能を実挙動に近い状況で評価することが可能である。さらに、構造物の損傷過程から終局状態までに対応する限界状態をプッシュオーバー解析に基づいて適切に設定することで、限界値に対応する照査用応答値との比較から、構造物全体系の耐震性能に着目した合理的な照査が可能となる。

本マニュアルで想定するプッシュオーバー解析の耐震性能照査への主な適用事例は、図 4.1-3 に示す方法が挙げられる。方法 1 は、地盤と構造物の相互作用を適切に考慮した動的解析から応答値を算出し、その上で、プッシュオーバー解析に基づいて算出した限界値との比較を行うものである。一方で、方法 2 で示すように、静的解析は地震力の作用方法がプッシュオーバー解析と対応していることから、応答値算定に静的耐震解析を採用すれば、プッシュオーバー解析の過程において照査用応答値と照査用限界値を連続的に設定できると考えられる。ただし、いずれの方法においても、構造物の地震応答を適切に評価できる荷重作用と構造物の損傷ならびに崩壊挙動が対応することを充分に確認しておく必要がある。また、プッシュオーバー解析の適用にあたっては、構造物が地震時に複雑な挙動を示す場合には、地盤-構造物連成系の動的解析に基づいて耐震性能照査を行うことが基本である。

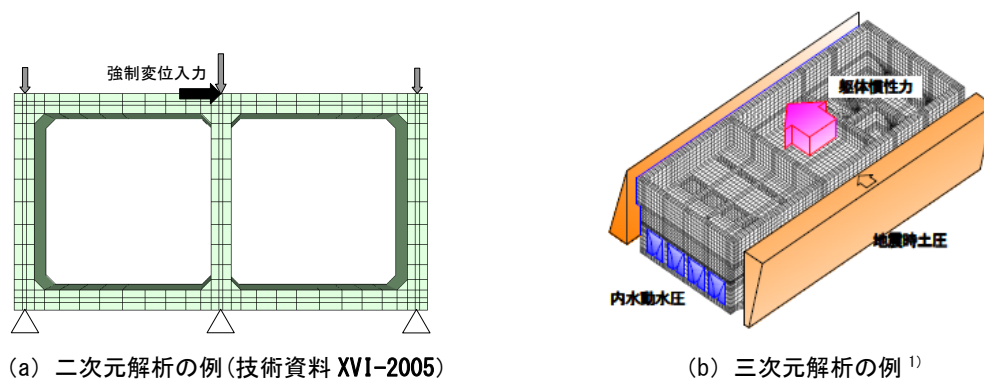


図 4.1-1 プッシュオーバー解析事例

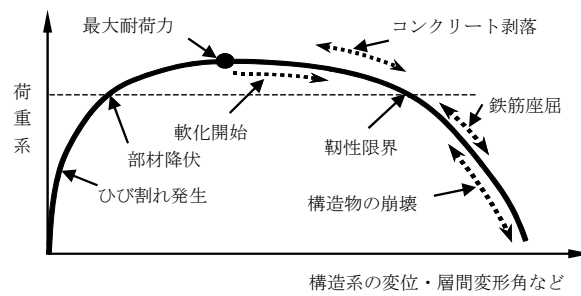


図 4.1-2 鉄筋コンクリート構造物の曲げ系の破壊過程に関する模式図（指針より再掲）

本章では、静的地震力を設定した上で、プッシュオーバー解析により構造物全体系の損傷破壊過程に基づいて限界値を算定し、構造物全体系の挙動に関する耐震性能照査を行う方法について記述した。耐震性能照査に用いる応答値算定には、動的または静的による耐震解析が適用可能であることを踏まえて、以降の「4.2 静的地震力の設定と応答値の算出」では、一般的な静的地震力の設定方法と応答値を算出するまでの事項を記載する。そして、「4.3 耐震性能照査」では、プッシュオーバー解析に基づいて耐震性能照査を行う場合の留意事項と照査手順を記述する。

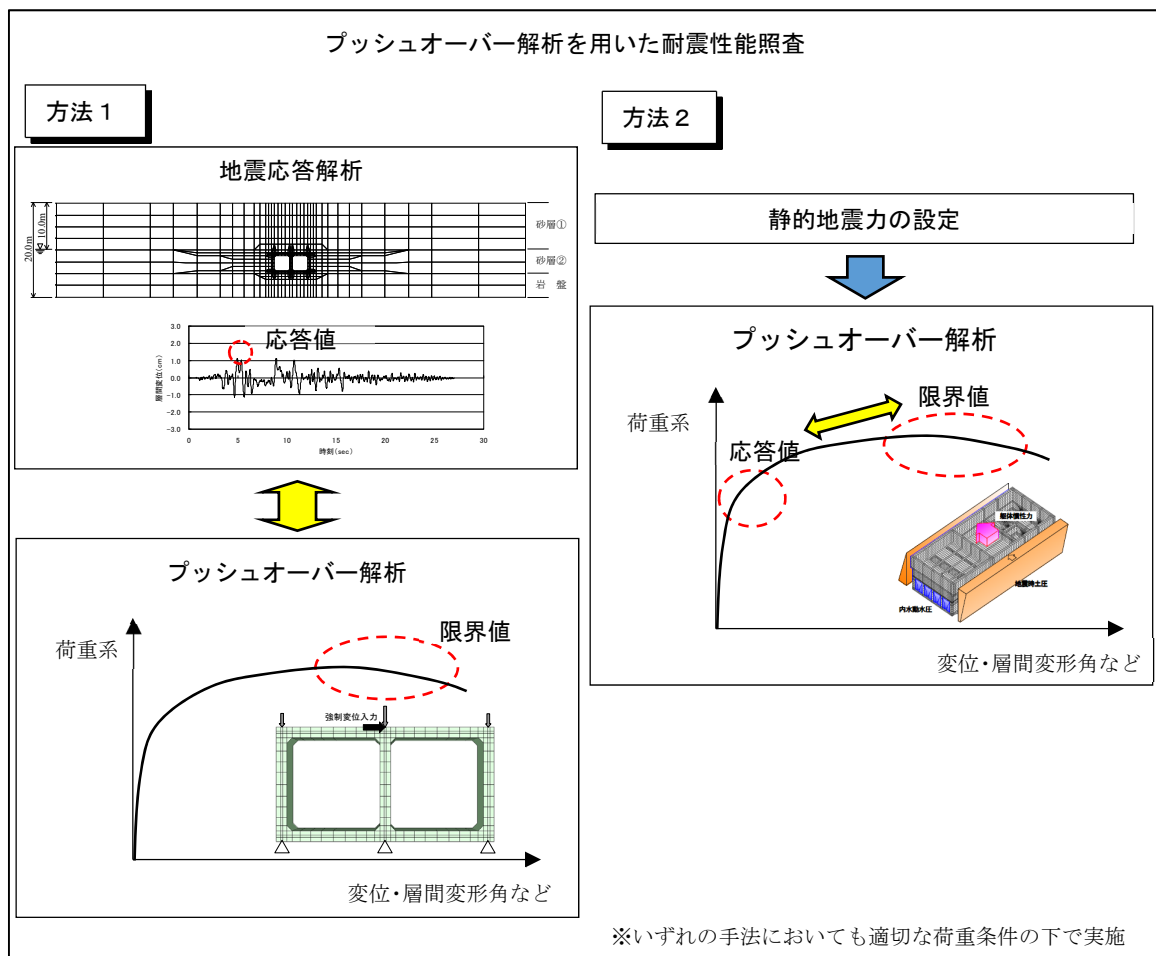


図 4.1-3 プッシュオーバー解析に基づく耐震性能照査方法例

4.2 静的地震力の設定と応答値の算出

4.2.1 静的地震力の作用方法

(1) 静的解析手法の種類と特徴

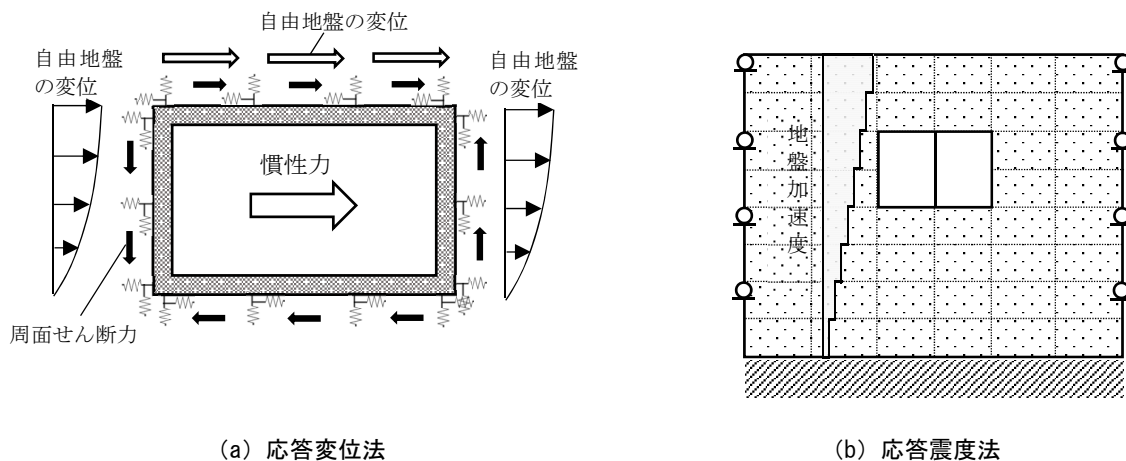
地中構造物の静的耐震解析手法として、表 4.2-1 にならびに図 4.2-1 に示すように応答変位法，応答震度法，静的有限要素解析等が挙げられる．いずれの解析手法においても，構造物に作用させる荷重条件は，加速度分布に基づく慣性力，そして，構造物に作用する直土圧や周面せん断力などの地震時土圧等の影響を適切に考慮して設定することが求められる．ただし，静的な地震力は，地震応答解析結果と同等もしくは安全側となるように設定することが基本となる．このような条件を満たしさえすれば，地震荷重を抽出する目的で行う解析は，たとえば，静的有限要素解析においては，構造物剛性を想定する損傷状態に対応して剛性低下させた等価線形物性等により簡略化してもよい．

表 4.2-1 に示す方法は，「2.2 部材非線形解析を用いた応答値の算出」または「3.2 材料非線形解析を用いた応答値の算出」等を参照しながら適切に行うことで，いずれも地震時応答を算出できる方法である．一方，プッシュオーバー解析における地震作用に地盤の影響を考慮する場合には，地盤材料の塑性化（4.3.1(2)）に関わる留意点がある．このようなことから，解析作業に煩雑さが伴うものの，地盤材料の塑性化の影響を回避しやすい静的有限要素解析の適用性が高い場合がある．

なお，「照査例Ⅲ」においては静的有限要素解析を適用した場合の耐震性能照査例を示している．この照査例が示すように，応答値ならびに限界値の一貫としたプッシュオーバー解析には動的解析での検討と同等または保守的な検討手法を用いることが肝要である．

表 4.2-1 地中 RC 構造物の耐震検討に用いられる静的解析手法例 ²⁾ ～⁵⁾

		応答変位法	応答震度法	静的有限要素解析（動的解析から地震荷重を抽出）
地震荷重	地震時土圧	構造物の周面せん断力 地盤変位と地盤バネ	不要	動土圧
	慣性力	加速度応答分布	加速度応答分布	加速度分布
地震時土圧，加速度分布の算定方法		一次元地盤モデルによる地震応答解析	一次元地盤モデルによる地震応答解析	構造物を等価物性でモデル化した地盤-構造物連成系の動的二次元解析 等
地盤のモデル化		地盤バネ	有限要素	必要に応じて地盤をモデル化
備考		・ 主に水平成層地盤条件のような単純な条件で適用性が良い	・ 地盤をモデル化するため，解析規模が若干大きい． ・ 地盤-構造物間の相互作用を直接考慮 ・ 地震時土圧を最も簡易に作用できる． ・ 地盤を等価線形剛性とすれば，荷重を作用し続けることは可能	・ 地層構成の不均一性を概ね考慮した荷重条件 ・ 地盤-構造物間の相互作用を含む荷重条件を設定可能 ・ 水平成層のような条件であれば，動的解析によるのが早い． ・ 構造物の三次元解析モデルへの拡張が可能．

図 4.2-1 静的地震力による耐震検討方法例⁶⁾

(2) 解析モデルの作成

解析モデルの作成においては、評価すべき内容を適切に検討することが可能なモデルを選択する。構造物のモデル化にフレームモデルや有限要素を用いる場合、また、地盤のモデル化にバネ要素や有限要素を用いる場合においては、「1.3 解析に用いる地盤のモデル化」および「2.2 部材非線形解析を用いた応答値の算出」の「2.2.2 解析モデルの作成」または「3.2 材料非線形解析を用いた応答値の算出」の「3.2.2 解析モデルの作成」を参照する。

地盤をバネでモデル化する場合の物性については、例えば、文献 7)～8) 等に基づいた方法や、静的 FEM において単位強制変位を与える方法²⁾などの手法が考えられるが、地盤バネの評価が難しい場合は有限要素でモデル化することが望ましい。

4.2.2 応答値算出時における留意点

耐震性能照査に用いる応答値算定には、動的または静的による耐震解析が適用可能である。動的解析手法を適用する場合は、「2.2 部材非線形解析を用いた応答値の算出」または「3.2 材料非線形解析を用いた応答値の算出」を参照して設定する。また、地震時の挙動を評価できる静的解析手法から応答値を設定することも可能である。静的解析手法による応答解析実施時および解析結果評価時の留意点は、「4.3.1 プッシュオーバー解析」の「(1) 载荷方法」「(3) 解析結果の評価」と重複するため、そちらの内容を参照されたい。

4.3 耐震性能照査

4.3.1 プッシュオーバー解析

(1) 載荷方法

プッシュオーバー解析における載荷方法としては、例えば、表 4.2-1 で示す耐震解析モデルのいずれかを採用して、地震荷重を単調または繰返しによって漸増させる方法が一般的である。なお、地震時応答と変形モードや損傷破壊状況が対応することや、構造物の耐荷力・変形性能を概ね安全側に評価できること等が確認されていれば、図 4.1-1 (a) で示すような簡易な載荷条件で検討できる場合もある。

単調載荷によるプッシュオーバー解析結果に基づいて照査を行う場合には、繰返し載荷の影響を適切に考慮しなければならない。一般に、構造物が概ね弾性範囲であれば、繰返し荷重の影響は小さい。一方で、鉄筋コンクリート部材では、最大荷重までは繰返し履歴が耐荷力に与える影響は小さいものの、繰返し作用を受けることによって最大荷重後の変形性能が低下することが報告されており、また、層間変形角 1/100 以降では繰返し作用の影響により RC 部材のせん断耐力が低下するという報告もされている（例えば 9)～13)）。

なお、構造物形状が非対称といった条件のように、繰返し荷重による検討であっても、荷重の載荷方向や手順によって構造物の損傷モードが異なることが想定される場合においては、載荷方向の影響を適切に検討する必要がある¹⁴⁾。

(2) 地盤挙動の評価

地盤をバネ要素や FEM でモデル化する応答変位法や応答震度法に基づいた場合の留意点として、耐震解析によっては地盤要素が構造物の変形を抑制する条件になることで、荷重の載荷方向と構造物の地震時変形が対応しない場合もあることが想定される。また、地盤物性の設定次第では、地盤の塑性化が進展することで、構造物の終局限界状態と対応する荷重を正しく伝達できない場合もあるため、地盤モデルを含む適用範囲を確認した上で検討を行うことが望ましい。

一方、静的有限要素解析は、構造物の地震時挙動と荷重漸増後の破壊モードとが対応した検討条件としやすいものの、応答震度法のように構造物周辺の地盤を直接モデル化する手法とは異なり、構造物や地盤が塑性化に伴って剛性が変化することや、地盤の拘束圧の変動、また、地盤-構造物間の相互作用の影響等の観点から、地震時荷重を漸増し続けることの妥当性に関する課題もある。

ここで、技術資料 V で示す解析条件における動的三次元非線形解析結果において、構造物の水平層間変位と側壁に作用する地震時土圧の推移を確認したところ、地盤の非線形性が大きくなるにつれ地震時土圧の増加傾向は小さくなっており、地震時土圧分布は当技術資料における条件での結果ではあるものの、応答レベルに応じてある程度の相似性が認められた。一方で、地震応答時における荷重条件を漸増載荷させた場合の土圧形状や構造物の状態は、地盤-構造物連成系において入力地震動を増大させた場合と必ずしも厳密に対応する訳ではない。しかしながら、地震応答時における静的地震力を安全側に設定すれば、地震時土圧が地盤強度で上限値になるため、構造物の変形モードや損傷状況が地震応答時と大きく変わらない範囲では、構造物全体系の耐荷力や変形性能については概ね安全側に評価可能であると考えられる。

(3) 解析結果の評価

本マニュアル「2.2 部材非線形解析を用いた応答値の算出」の「2.2.4 解析結果評価時の留意点」または「3.2 材料非線形解析を用いた応答値の算出」の「3.2.4 解析結果評価時の留意点」に記載した内容を参照

することができる。ただし、これらの内容は地盤応答や地盤-構造物の動的相互作用の評価を含む内容となっているため、ここでは、構造物に着目した解析結果の妥当性評価時の目安を表 4.3-1 に示した。

特に、解析結果の評価においては、漸増荷重ステップごとの変位増分や収束性、そして、応力・ひずみの状態などから総合的に構造物の状態を判断する必要がある。局所的に大きな数値が発生していても全体応答にはほとんど影響しない場合もあるので、解析結果を総合的に分析して、工学的に妥当な範囲内であるかを判断しながら適切に評価を行う。

表 4.3-1 解析結果の妥当性を確認する際の目安

区分け	応答値		確認の要点
構造物	荷重, 変位	荷重, 全体変形, 層間変形など	荷重-変位関係が妥当な挙動を示しているか？ 局所的に不自然な変形をしていないか？ 構造物変位は、地盤変位と比べて妥当か？
	加速度	最大加速度など	発生加速度は入力加速度と比較して妥当な値か？
	断面力	軸力, せん断力, 曲げ	局所的に過大な値は発生していないか？
	応力・ひずみ	圧縮, 引張, せん断 主応力・主ひずみ	局所的に過大な値は発生していないか？
	ひび割れ	ひび割れの大きさ ひび割れパターン	ひび割れパターンは変形性状と比較して妥当か？ ひび割れの大きさは局所的に大きくなっていないか？
	鉄筋降伏	鉄筋降伏 および部位	鉄筋降伏する部位や順番は変形性状と比較して妥当か？

4.3.2 構造物全体系の挙動に基づく照査

(1) 照査手順

照査用応答値、照査用限界値ともにプッシュオーバー解析から算出する場合の照査手順を図 4.3-1 に示した。部材の終局限界状態に対する照査では、曲げ系の破壊に対する照査とせん断破壊に対する照査を行うことが一般的であるが、ここでは、損傷状況の確認と構造物全体系の挙動に対する照査の手順について説明する。ボックスカルバート構造物のような不静定構造物においては、構成部材の一部で損傷・破壊が生じたとしても、荷重が再分配され、構造物全体系の耐荷性能に及ぼす影響は小さくなるため、一般に、構造物全体系の挙動に対する照査は、部材の破壊に対する照査よりも合理的な照査が可能である。

照査用応答値は、「4.2 静的地震力の設定と応答値の算出」に基づいた解析結果から設定してもよい。また、「2.2 部材非線形解析を用いた応答値の算出」または「3.2 材料非線形解析を用いた応答値の算出」等に準ずる解析から設定してもよい。照査用限界値は、「4.3.1(3)解析結果の評価」に示す解析結果が妥当な範囲において、構造物の損傷状況や構造物全体系の挙動に基づいて適切に設定する。

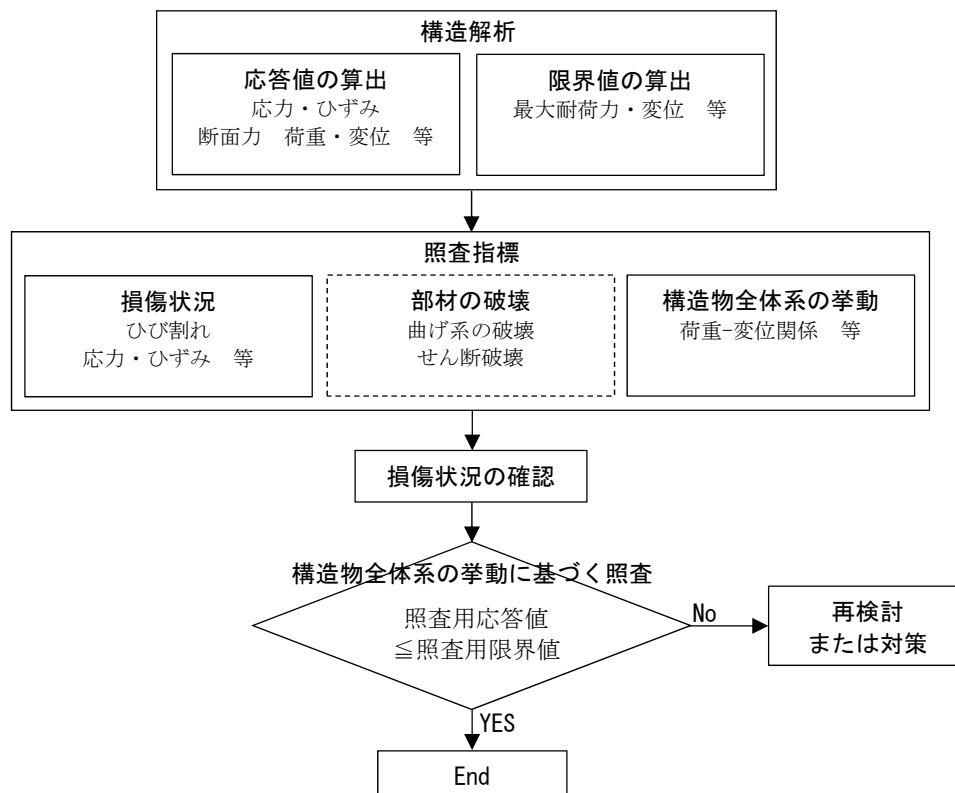


図 4.3-1 プッシュオーバー解析に基づく照査手順

なお、一般として、部材・構造物の最大耐力までの照査であれば、断面力や耐荷力を指標とした耐力照査および変位や変形角を指標とした変形照査の両方が適用可能である。ただし、図 4.3-2 に示すように、概ね弾性範囲に留まることを照査するような場合や、非線形性が小さい部材・構造物を照査する場合は、あえて変形照査を行う意義は小さい。一方で、非線形性が大きい部材・構造物を対象とし、特に最大耐力以降の軟化域において限界状態を設定する場合には、耐力照査よりも変形照査を行う方が合理的な評価を行うことが可能である。

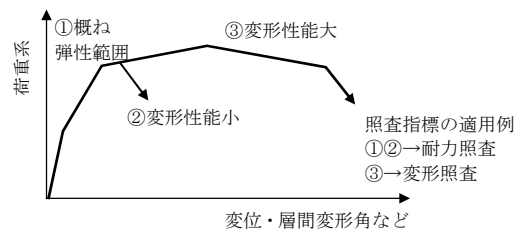


図 4.3-2 構造物全体系の挙動と照査指標の適用例

(2) 損傷状況の確認

a. 一般

構造物の損傷状況について、ひび割れ発生状況や要素ひずみまたは変位などに基づき、構造物の損傷・破壊過程を把握するとともに、局所的な材料損傷および部位・部材の損傷を確認する。

構造物全体系の挙動に対する照査を行う場合における損傷状況の確認は、構造物の水平耐荷力などの耐荷特性に及ぼす影響が大きい過大な損傷を防止するという観点とともに、数値解析による照査の前提条件として、解析結果の妥当性や数値解析の適用範囲内であることなどを確認することを目的として行うものである。その際には、本マニュアル第3章に示した材料の損傷指標または部材の損傷指標を用いることもできる。一般には、地震荷重作用時および構造物全体系での限界状態設定時点を対象とする。

b. 終局ひずみ

岡村ら¹⁵⁾は、多くの鉄筋コンクリート面部材の実験結果に基づいて、引張破壊基準として引張ひずみ 5%、圧縮破壊基準としてピーク応力に対応するひずみ、せん断破壊基準としてひび割れ面におけるせん断ひずみ 1.0%を採用していた。その後、Shawky and Maekawa¹⁶⁾は、多くの実験結果の観察に基づいて、要素レベルの限界値として、ひび割れ直交方向の引張ひずみに対して 3%、ひび割れ平行方向の圧縮ひずみに対して 1%、ひび割れ面のずれ方向のせん断ひずみに対して $\pm 2\%$ という値を設けた。これらを踏まえつつ、本マニュアルでは、実用性および汎用性、保守性を考慮して、主圧縮ひずみ 1%、主引張ひずみ 3%、最大せん断ひずみ（軸差ひずみ）2%を用いて損傷状況の確認を行っても良いものとする。上記のひずみは、材料の損傷という観点で見れば塑性域、軟化域に至るものであるため、鉄筋コンクリート部材の最大耐荷力時点を越えた状態に至っている可能性があることに留意する必要がある。その一方で、終局ひずみを超える要素が局所的なものであれば、要素の損傷・破壊が部材・構造物全体の荷重や変形に及ぼす影響も小さくなる傾向がある。

終局ひずみを用いた損傷状況の確認では、まずは、材料損傷の種別や発生状況から部位・部材としての変形・破壊状況を把握する。具体的には、曲げ破壊モードであれば、部材端部やかぶりコンクリート部などにおける圧縮損傷や引張損傷が増大する。せん断破壊モードであれば、部材端以外のコアコンクリート部などにおけるせん断損傷が大きくなる。また、隅角部、変断面や分布荷重を受ける部材などでは、局所的に大きな損傷が生じる場合もある。次に、材料の損傷領域が部材・構造物全体の構造寸法（幅、高さ、奥行き）に対して限定的であることを確認する。構造物全体系の水平耐荷力が保持されていることを前提条件とすれば、局所的な材料損傷は許容可能である。ただし、終局ひずみを超える領域が限定的ではなく部材全体に及ぶ場合には、数値解析による照査であることを踏まえて、損傷程度が大きい部材の破壊に基づいて限界値を設定することを基本とする。

なお、本指標を照査に用いる場合には、マニュアル第3章「3.3.1」に示した安全係数の主旨を適切に考慮

しなければならない。

(3) 構造物全体系の限界値に対する照査

a. 安全係数

プッシュオーバー解析を用いた構造物全体系の挙動に対する照査を行う場合の標準的な安全係数を表 4.3.2 に示す。この安全係数は、マニュアル第 2 章に示された表 2.3-1 に基づいて設定した。表 2.3-1 では、せん断破壊に対してはせん断耐力を指標とした照査、曲げ系の破壊に対しては変位や層間変形角などの変形を指標とした照査に適用する安全係数が示されている。

本章で示す構造物全体系の挙動に対する照査では、部材としての曲げ破壊とせん断破壊を包含した限界値となるため、耐力照査（全体荷重）においても保守的な数値となるよう採用した上で、変形照査（全体変形角）ではこれに加えて変位に対する解析精度を考慮することを基本とした。

・材料係数

強度等の材料特性のばらつきの影響については、構造物全体系では、部材としての曲げ破壊とせん断破壊を包含した限界値となるため、安全側にせん断照査（断面力）に用いる材料係数を用いることとした。

材料強度の特性値から望ましくない変動方向は必ずしも明確とはならないため、必要により、複数の材料特性の状態を設定して照査を行わなければならない。ただし、実用的には、材料係数として考慮される強度等の材料特性のばらつきの影響は、限界値係数を適切に割り増すことで考慮してもよい。

なお、既設構造物において、強度等の材料特性のばらつきを考慮して特性値が設定されていることを実測値により確認した場合には、材料係数を 1.0 としてもよい。確認方法については、マニュアル第 3 章の「3.3.1 安全係数(1)一般的な事項」を参照する。

・応答値係数(構造解析係数)

応答値に係る不確実性としては構造解析係数として考慮されている要因を考慮するものとする。耐力照査では、静的地震力を安全側に設定することを前提とすれば、応答値係数を 1.0 としてもよい。地盤-構造物連成系地震応答解析を用いて応答値を算出する場合は、地盤挙動の評価精度を勘案して 1.05～とする。変形照査の場合には、地盤の挙動を含む変位に対する解析精度を考慮して、曲げ照査（変形）に用いられている構造解析係数 1.2～とする。

・限界値係数(部材係数)

限界値に係る不確実性は、部材係数として考慮されている解析手法の精度と繰返しによる影響を考慮するものとする。限界状態に及ぼす影響や破壊性状を踏まえて、限界値係数の標準値としては、せん断破壊のコンクリート寄与分として考慮されている部材係数分を用いることとした。ただし、適用する解析手法の精度がこの範囲に収まることを別途確認することを基本とする。また、マニュアル第 3 章「3.3.2(3)d.」に基づいた検討から限界値係数を設定してもよい。

なお、材料係数として考慮される強度等の材料特性のばらつきの影響分を限界値係数で割り増す場合は、1.1 を標準とする。これは、せん断耐力のコンクリート分担分に対する変動割合を踏まえて、コンクリートの一般的な材料係数 1.3 の三乗根をとったものである。構成部材の曲げ破壊が卓越する構造物の変形照査ではこれよりも低減可能であり、全部材が曲げ破壊モードの場合は 1.0 としてもよい。必要により、照査が不利となる変動方向を考慮した複数の材料特性の状態を設定して、解析的に算出することも可能である。

・繰返し作用の影響

繰返し作用については、前述の「4.3.1(1)」より、一般に構造物の最大耐力までに収まっており、変形角が1/100未満であれば、耐荷力に与える影響は小さいと考えられる。このことから、耐荷力を指標とした照査を行う場合には、局所的な損傷状況が顕著とならないことを前提として、構造物の全体変形角が1/100以下であれば、単調載荷の検討であっても繰返し作用の影響に対する限界値係数を1.0としてもよいものとした。一方で、変形を指標とした場合には、変位に対する解析精度の不確実性を考慮して、応答解析結果に対する安全係数と同様に、限界値係数(部材係数)を1.2以上割増すものとする。また、構造物の全体変形角が1/100を超える場合には、繰返し作用の影響が大きい最大耐荷力後および大変形域の挙動を安全係数として考慮することが難しいことから、例えば、正負交番漸増載荷するなど繰返し作用の影響を適切に考慮した解析を行うことを基本とする。繰返し作用の影響を直接考慮した解析結果を用いるのであれば、限界値係数の割増しは不要とした。

・作用係数、構造物係数

マニュアル第2章「2.3.1(1)」に準拠した設定とする。

表 4.3-2 構造物全体系の照査における標準的な安全係数

安全係数		応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート	1.0	1.3※3
	鉄筋	1.0	1.0
	地盤	1.0	—
限界値係数 (部材係数) $\gamma_b = \gamma_{b1} \times \gamma_{b2}$	解析結果の精度など γ_{b1}	—	1.3※4
	繰返し作用の影響に対する割増し γ_{b2}	—	1.2～※1※5
作用係数		1.0	—
応答値係数 (構造解析係数)		1.2～※1※2	—
構造物係数		1.0	

※1 断面力や耐荷力による照査では、静的地震力を安全側に設定することを前提として、1.0としてよい。

※2 地盤-構造物連成系地震応答解析を用いて断面力や耐荷力による照査を行う場合は1.05～とする。

※3 限界値係数を割り増すことで考慮してもよい。限界値係数を割り増す場合は1.1を標準値とする。既設構造物において、強度等の材料特性のばらつきを考慮して特性値が設定されていることを実測値により確認した場合には、材料係数を1.0としてもよい。

※4 標準的な数値。適用する解析手法の精度がこの範囲に収まることを別途確認することを基本とする。マニュアル第3章3.3.2(3)d.に基づいてもよい。

※5 構造物の変形角が1%を超える場合には、繰返し作用の影響は載荷履歴において適切に考慮することを基本とする。

b. 照査用限界値の設定

構造物全体系の挙動に基づく照査には、構造物全体系の耐荷力または変位・変形角を用いた照査を実施することを基本とする。

断面力や耐荷力を指標とした照査では、構造物全体系が保有する水平耐力を適用することを基本とする。水平耐力の算定には、構造物底面反力または全鉛直部材のせん断力の総和等から算出してもよい。変位や変形角を指標とした照査では、層間変位が最も大きい断面位置、または、その構造物全体系における挙動の安定性に関わる部位に着目する等の、構造物の挙動として代表される水平層間変位または変形角を用いることを基本とする。

プッシュオーバー解析を用いた耐震性能照査においては、以下のように設定した屋外重要土木構造物の限界状態に基づいて、照査用項目とその限界値を設定することが可能である(図4.3-3)。

(a) 構造物全体系の挙動が概ね弾性範囲

示方書〔設計編〕¹⁷⁾における耐震性能1(地震時に機能を保持し、地震後にも機能が健全で補修しないで使用が可能である)に相当する。不静定構造物であるRCボックスカルバートでは、荷重が再分配され、部材が順次降伏していく損傷過程となる。なお、「概ね弾性範囲」とは、必ずしも厳密な弾性限界ではなく、局部的に弾性範囲を超える場合を容認しつつ、構造物全体系として概ね弾性限界に留まることを意味している¹⁸⁾。

(b) 構造物全体系が概ね最大耐荷力を維持

示方書〔設計編〕における耐震性能2(地震後に機能が短期間で回復でき、補強を必要としない)に相当する。不静定構造物であるRCボックスカルバートでは、荷重が再分配されるため、数か所の部材が最大耐荷力を超えて終局に達した時点でも、構造物全体系としては最大耐荷力に達していない場合も想定される。一般に、構造物全体系が概ね最大耐荷力までの範囲であれば、局所的な損傷は顕著ではなく、鉛直支持能力も保持しており、構造物全体系の挙動は安定しているものと判断してもよい。最大耐荷力以降では、構造物の水平方向変位の増加に伴って、コンクリートの材料損傷が顕著となり、鉛直方向変位が沈下する傾向にある。

(c) 構造物全体系が崩壊しない

指針「第2章 屋外重要土木構造物の性能設定」に記載された「構造物が崩壊しない」という耐震性能に該当し、示方書〔設計編〕における耐震性能3(地震によって構造物全体系が崩壊しない)に相当するものである。不静定構造物であるRCボックスカルバートでは、荷重が再分配されるため、数か所の部材においてかぶりコンクリートの剥落や圧縮鉄筋の座屈などが生じた場合(図中のD点)でも、構造物全体系としては、崩壊しない範囲に収まっていることも想定される。

なお、本指針では、屋外重要土木構造物の限界状態は「構造物が崩壊しない」ことに設定しているため、上記の(b)～(c)に対して照査することが主たる対象になるが、限界状態の設定によっては、(a)の段階に対して照査することも可能である。

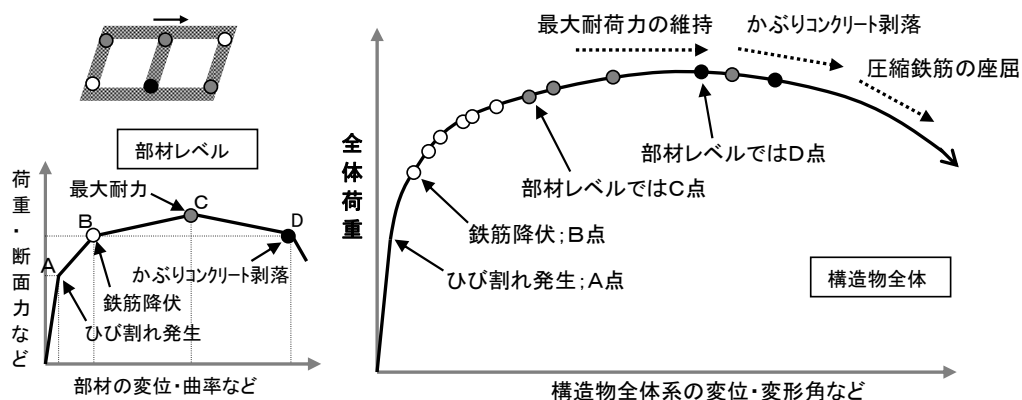


図 4.3-3 部材と構造物全体系の損傷状態の対応関係に関する概念図

【参考文献】

- 1)伊藤悟郎，坂本克洋：東北地方太平洋沖地震に対する女川原子力発電所海水ポンプ室の健全性評価，土木学会第 68 回学術講演会，2013
- 2)社団法人 土木学会：原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法 報告書 第 6 編 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価 例示設計編，1985
- 3)（社）日本道路協会：駐車場設計・施工指針，1992
- 4)（財）鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，2012
- 5)九州大学出版会：地中・基礎構造の耐震設計[改訂増強版]，2006
- 6)土木学会：トンネル標準示方書[共通編]・同解説/「開削工法編」・同解説，2016
- 7)社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，2017
- 8)（財）鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物，2012
- 9)太田実：繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究，土木学会論文報告集第 292 号，1979
- 10)宮川ら：鉄筋コンクリート製ボックスカルバートのせん断照査における繰返し荷重を考慮した安全係数の検討，電力中央研究所報告，U91052，2007
- 11)白子将則，吉川弘道：RC 柱部材のせん断劣化と変形性能評価に関する研究，土木学会論文集 No. 802/V-69，1-14，2005
- 12)中村光，古橋宏紀，山本佳士，三浦泰人：曲げ降伏後に繰返し荷重を受ける RC 部材のせん断耐力低下挙動，土木学会論文集 E2，Vol. 71，No. 1，48-57，2015
- 13)Priestley, M. J. N, Seible, F. and Calvi, GM: Seismic Design and Retrofit of Bridges, A Wiley-interscience Publication, 1996
- 14)津野究ら：異高型複断面トンネルの横断方向地震時挙動に関する実験的検討，土木学会論文集 F1(トンネル工学)，Vol.72，No.3，2016
- 15)岡村甫，前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂出版，1991
- 16)Asharf SHAWKY, Koichi MAEKAWA：NONLINEAR RESPONSE OF UNDERGROUND RC STRUCTURE UNDER SHEAR, J. Materials, Conc. Struct., Pavements., JSCE, No. 538/V-31, 195-206, 1996
- 17)土木学会：2017 年制定 コンクリート標準示方書[設計編]，2018
- 18)日本電気協会原子力規格委員会：原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2015，2017

第5章 耐久性能照査

5.1 基本的な考え方

耐久性能照査では、環境作用による経年劣化指標の設計値が照査用の限界値を超えないことを確認することによって照査を行う。

$$\gamma_i \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad (5.1-1)$$

ただし、凍害に対する照査では $\gamma_i \frac{R_d}{S_d} \leq 1.0$ を適用する。

ここに、 S_d ：中性化と水の浸透による鋼材腐食深さ、中性化深さ、鋼材位置における塩化物イオン量、鋼材腐食量、腐食膨張により生じるコンクリートの引張応力、相対動弾性係数の設計値、コンクリートのスケーリング量の設計値

R_d ：照査用限界値

γ_i ：構造物係数

式(5.1-1)は、耐震性能照査に用いる式と基本的に同じである。しかし、取り入れている安全係数が耐震性能照査とは若干異なる。中性化と水の浸透による鋼材腐食深さ、中性化深さ、鋼材位置における塩化物イオン量、鋼材腐食量、腐食膨張により生じるコンクリートの引張応力、相対動弾性係数、コンクリートのスケーリング量の設計値等の設計値のばらつきを考慮する安全係数、材料物性の予測値の精度を考慮する安全係数および構造物係数を取り入れた。前2つの安全係数は、耐震性能照査の安全係数と比較すると、構造解析係数および材料修正係数に相当する。荷重係数、部材係数に相当する安全係数は採用されていない。これは、環境作用が荷重と同じようには明確な形で構造物に作用する要因として算定されないこと、「5.3 中性化に対する照査」以降に示すように、環境作用に伴うコンクリートの経年劣化指標を評価する式において、環境作用としての影響程度の相違が、条件を区分して係数(中性化における環境作用の程度を表す係数、表面塩化物イオン濃度における海岸からの距離など)として考慮されているためである。また、照査用限界値の評価のばらつきを考慮する部材係数に相当する安全係数についても、限界値が腐食発生限界深さ(中性化)、腐食発生限界塩化物イオン濃度(塩害)および相対動弾性係数の最小値など、裕度をもって数値設定されるため、安全係数として採り入れていない。詳細は、示方書[施工編]を参照されたい。

5.2 ひび割れに対する照査

耐久性能照査では、通常運用時の作用荷重に対して中性化、塩害および凍害に大きな影響を与えるひび割れに関する照査を行った後、これらの劣化作用に対する照査を行う。ただし、これらの環境作用のどれかが、あるいは全部が生じないと判断される構造物の設置環境下では、その環境作用による耐久性能の照査は行う必要はない。照査は、曲げひび割れおよびせん断ひび割れに対して行う。ひび割れの状況(ひび割れ無し、許容ひび割れ幅以内)に応

じて、環境作用に伴う経年劣化の評価に反映されるように評価式が考慮されている。作用・荷重は本マニュアル「第4章 地震の影響および環境作用」に示した、ひび割れ幅の評価は、示方書[設計編]に示される方法に従って実施する。

5.3 中性化と水の浸透に伴う鋼材腐食に対する照査

中性化と水の浸透に伴う鋼材腐食に対する照査は、鋼材腐食深さが設計耐用期間中に鋼材腐食深さの限界値に達しないことを確認することを、鋼材腐食に対する照査の原則とする。中性化と水の浸透に伴う鋼材腐食に対する照査を中性化深さを用いて行う場合には、中性化深さが設計耐用期間中に鋼材腐食発生限界深さに達しないことを確認することで、鋼材腐食に対する照査としてよい。

(1) 鋼材腐食深さが設計耐用期間中に鋼材腐食深さの限界値に達しないことを確認する場合

a. 設計値(S_d)の算定

一般に、式(5.3-1)により中性化と水の浸透による鋼材腐食深さを算定してよい。

$$S_d = \gamma_w \cdot S_{dy} \cdot t \quad (5.3-1)$$

ここに、 γ_w : 鋼材腐食深さの設計値 S_d のばらつきを考慮した安全係数。

t : 中性化と水の浸透に伴う鋼材腐食に対する設計耐用期間(年)。

一般に、設計耐用期間 100 年を上限とする。

S_{dy} : 1 年あたりの鋼材腐食深さの設計値(mm/年)。一般に、式(5.3-2)で求めてよい。

$$S_{dy} = 1.9 \cdot 10^{-4} \cdot \exp(-0.068 \cdot (c - \Delta c_e)^2 / q_d^2) \quad (5.3-2)$$

ここに、 Δc_e : かぶりの施工誤差(mm)。一般に、柱および橋脚で 15mm、はりで 10mm、スラブで 5mm としてよい。

$$q_d = \gamma_c \cdot q_k \quad (5.3-3)$$

q_d : コンクリートの水分浸透速度係数の設計値(mm/√年)

γ_c : コンクリートの材料係数。一般に 1.3 としてよい。

q_k : コンクリートの水分浸透速度係数の特性値(mm/√年)

b. コンクリートの水分浸透速度係数の設定

コンクリートの水分浸透速度係数の特性値 q_k は、実験あるいは既往のデータに基づき、コンクリートの水結合材比および結合材の種類から推定される予測値 q_p を用いて設定してよい。コンクリートの水分浸透速度係数の予測値 q_p を実験により求める場合には、実際の施工をなるべく模擬した材料、配合および養生方法を用いてコンクリート試験体を作製した上で水を作用させ、その浸透深さの時間変化を測定し、水分浸透速度を算出するのがよい。水分浸透深さの測定は、コンクリートを割裂して水分浸透深さを目視等で判定する方法や、コンクリート試験体に水分変化を検知するセンサを埋設して測定する方法等がある。なお、コンクリートの水分浸透速度係数は、コンクリートの材齢や乾燥状態の影響を強く受ける。例えば、試験開始材齢が短いと、コンクリートが水を多く含むため

に見かけ上コンクリートの水分浸透速度係数が小さくなる可能性がある。また、長時間の封緘養生を行った場合等では、材齢初期ではコンクリートの水分浸透速度が小さくなるものの、経年により養生効果の差異が少なくなる可能性がある。したがって、実験を行う際には、これらの点に留意した上で、コンクリートの水分浸透速度係数の予測値 q_p を求めることが重要である。

コンクリートに使用する結合材が、普通ポルトランドセメント、高炉セメント B 種、フライアッシュセメント B 種である場合には、コンクリートの水分浸透速度係数の予測値 q_p (mm/√時間) を実験により求めるのに代えて、式(5.3-5)によりコンクリートの水結合材比から予測してもよい。

$$q_p = 31.25 \cdot (W/C)^2 \quad (0.40 \leq W/C \leq 0.60) \quad (5.3-5)$$

ここに、 W/C : 水結合材比であり、水結合材比 40%, 50%, 60% のコンクリートに対する実験から得られたものである。

式(5.3-5)は、既往の実験結果をもとに、示方書〔施工編〕で定めた標準的な養生に相当する養生が行われた場合を前提として定めたものである。なお、コンクリートの水分浸透速度係数はセメントや混和材、骨材等の使用材料の種類と量およびその品質、打込みや締固めおよび養生の条件等により変化すると考えられるので、必要によりこれらの影響を考慮して予測するのがよい。

c. 限界値の算定

鋼材腐食深さの限界値(S_{lim})は構造物の重要性や維持管理区分等を考慮して適切に設定する必要がある。一般的な構造物の場合は、式(5.3-6)より、鋼材腐食深さの限界値を算定してよい。

$$S_{lim} = 3.81 \times 10^{-4} \cdot c(\text{mm}) \quad (5.3-6)$$

ただし、 $c > 35 \text{ mm}$ の場合は $S_{lim} = 1.33 \times 10^{-2}$ とする。

ここに、 c : かぶり (mm)

(2) 中性化深さが設計耐用期間中に鋼材腐食発生限界深さに達しないことを確認する場合

a. 中性化深さの設計値($S_d = y_d$)の算定

中性化深さの設計値(ここでは、 y_d)は、中性化速度係数を用いて式(5.3-7)により算定する。

$$y_d = \gamma_{cb} \cdot \alpha_d \sqrt{t} \quad (5.3-7)$$

ここに、 α_d : 中性化速度係数の設計値(= $\alpha_k \cdot \beta_e \cdot \gamma_c$: mm/√年)

α_k : 中性化 : 速度係数の特性値 (mm/√年)

α_p : コンクリートの中性化速度係数の予測値 (mm/√年), 一般に、式で求めてよい。

$\alpha_p = a + b \cdot W/B$ a, b : セメント(結合材)の種類に応じて、実績から定まる係数

W/B : 有効水結合材比

t : 中性化に対する設計耐用年数(年)。一般に、式(5.3-6)で評価する中性化深さに対しては、設計耐用年数 100 年を上限とする。

β_e : 一般に, 1.6 としてよい.

γ_{cb} : 中性化深さの設計値(y_d)のばらつきを考慮した安全係数で, 一般に 1.15 としてよい. ただし, 高流動コンクリートを用いる場合には, 1.1 としてよい.

γ_c : コンクリートの材料係数. 一般に, 1.0 としてよい. ただし, 上面の部位に関しては 1.3 とするのがよい. なお, 構造物中のコンクリートと標準養生供試体の間で品質に差が生じない場合は, 全ての部位において 1.0 としてよい.

普通ポルトランドセメントあるいは中庸熱ポルトランドセメントを用いた場合, 式(5.3-8)により予測値 α_p を求めてもよい.

$$\alpha_p = -3.57 + 9.0 \cdot W/B \text{ (mm/}\sqrt{\text{年}}\text{)} \quad (5.3-8)$$

ここに, W/B : 有効水結合材比 $[= W/(C_p + k \cdot A_d)]$

W : 単位体積あたりの水の質量

B : 単位体積あたりの有効結合材の質量

C_p : 単位体積あたりのポルトランドセメントの質量

A_d : 単位体積あたりの混和材の質量

k : 混和材の種類により定まる定数 フライアッシュの場合, $k=0$

高炉スラグ微粉末の場合, $k=0.7$

b. 照査用限界値($R_d = y_{lim}$)の設定

中性化の照査のための限界値(ここでは, y_{lim})は, 式(5.3-9)により算定する.

$$y_{lim} = c_d - c_k \quad (5.3-9)$$

ここに, c_d : 耐久性に関する照査に用いるかぶりの設計値(mm). 施工誤差を考慮して, 式(5.3-10)で求めることとする.

$$c_d = c - \Delta c_e \quad (5.3-10)$$

c : かぶり (mm)

Δc_e : かぶりの施工誤差(mm). 一般に, 柱および橋脚で 15mm, はりで 10mm, スラブで 5mm としてよい.

c_k : 中性化残り (mm). 一般に, 通常環境下では 10mm, 塩分環境下では 10~25mm としてよい.

5.4 塩害に対する照査

5.4.1 鉄筋に腐食が発生しないことを限界状態とする場合

(1) 鉄筋位置における塩化物イオン濃度($S_d = C_d$)の算定

塩化物イオンの侵入に伴う鋼材腐食に対する照査は, 鋼材位置における塩化物イオン濃度の設計値 C_d の鋼材腐食発生限界濃度 C_{lim} に対する比に構造解析係数 γ_i を乗じた値が, 1.0 以下であることを確かめることにより行うことを原則とする.

$$\gamma_i \frac{C_d}{C_{limd}} \leq 1.0 \quad (5.4-1)$$

ここに、 γ_i ：一般に 1.0～1.1 としよ。よい。

C_{lim} ：耐久設計で設定する鋼材腐食発生限界濃度 (kg/m³)。類似の構造物の実測結果や試験結果を参考の定めてよ。それらによらない場合、次式を用いて定めてよ。ただし、 W/C の範囲は、0.30～0.55 とする。なお、凍結融解作用を受ける場合には、これらの値よりも小さな値とするのがよ。

(普通ポルトランドセメントを用いた場合)

$$C_{lim} = -3.0 \left(\frac{W}{C} \right) + 3.4 \quad (5.4-2)$$

(高炉セメント B 種相当、フライアッシュセメント B 種相当を用いた場合)

$$C_{lim} = -2.6 \left(\frac{W}{C} \right) + 3.1 \quad (5.4-3)$$

(低熱ポルトランドセメント、早強ポルトランドセメントを用いた場合)

$$C_{lim} = -2.2 \left(\frac{W}{C} \right) + 2.6 \quad (5.4-4)$$

(シリカフェームを用いた場合)

$$C_{lim} = 1.20 \quad (5.4-5)$$

C_d ：鋼材位置における塩化物イオン濃度の設計値。一般に次式により求めてよ。

$$C_d = \gamma_{cl} \cdot C_0 \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \cdot c_d}{2 \sqrt{D_d \cdot t}} \right) \right\} + C_i \quad (5.4-6)$$

ここに、 C_0 ：コンクリート表面における想定塩化物イオン濃度 (kg/m³)。一般に、表 5.4-1 で求めてよ。

c_d ：耐久性に関する照査に用いるかぶりの設計値 (mm)。施工誤差をあらかじめ考慮して、次式に示す値を用いてよ。

$$c_d = c - \Delta c_e \quad (5.4-7)$$

c ：かぶり (mm)

Δc_e ：施工誤差 (mm)。一般に、柱および橋脚で 15mm、はりで 10mm、スラブで 5mm としよ。

t ：塩化物イオンの侵入に対する設計耐用年数 (年)。一般に、式 (5.4.1-6) で評価する鉄筋位置における塩化物イオン濃度に対しては、設計耐用年数 100 年を上限とする。

γ_{cl} ：鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計値 C_d のばらつきを考慮した安全係数で、一般に 1.3 としよ。ただし、高流動コンクリートを用いる場合には、1.1 としよ。

D_d ：塩化物イオンに対する設計拡散係数 (cm²/年)。一般に、次式により算定してよ。

$$D_d = \gamma_c \cdot D_i + \lambda \cdot \left(\frac{w}{l} \right) \cdot D_0 \quad (5.4-8)$$

ここに、 γ_c ：コンクリートの材料係数。一般に 1.0 としよ。ただし、部材の上面の部位に関しては 1.3 とするのよ。なお、構造物中のコンクリートと標準養生供試体の間で品質に差が生じない場合は、全ての部位において 1.0 としよ。

D_k : コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値 ($\text{cm}^2/\text{年}$)

λ : ひび割れの存在が拡散係数に及ぼす影響を表す係数. 一般に 1.5 としてよい.

D_0 : コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数 ($\text{cm}^2/\text{年}$)

一般に, $400 \text{ cm}^2/\text{年}$ としてよい.

w/l : ひび割れ幅とひび割れ間隔の比. 一般に次式で求めてよい.

$$\frac{w}{l} = \left(\frac{\sigma_{se}}{E_s} \left(\text{または} \frac{\sigma_{pc}}{E_p} \right) + \varepsilon'_{csd} \right) \quad (5.4-9)$$

ここに, σ_{se} , σ_{pc} , ε'_{csd} は, 示方書[設計編: 標準]4 編に準じ, ひび割れ幅の設計応答値の算定に用いた値を用いる.

なお, $erf(s)$ は, 誤差関数であり, $erf(s) = \frac{2}{\pi^{1/2}} \int_0^s e^{-\eta^2} d\eta$ で表される.

C_i : 初期塩化物イオン濃度 (kg/m^3). 一般に, $0.3 \text{ kg}/\text{m}^3$ としてよい.

所要の耐久性能が満足されない場合には, エポキシ樹脂塗装鉄筋などのような耐食性が高い補強材や防錆処置を施した補強材の使用, 鋼材腐食を抑制するためのコンクリート表面被覆, あるいは腐食の発生を防止するための電気化学的手法などを用いて, 耐震性能照査の前提となる耐久性能を確保することが必要である. この場合には, 示方書[維持管理編]に基づき, 維持管理計画を考慮した上で, それらの効果を適切な方法により評価しなければならない.

外部から塩化物イオンの影響を受ける環境の場合には, 構造物のかぶりを粗骨材の最大寸法の $3/2$ 倍以上とするものとする. 外部から塩化物イオンの影響を受けない環境の場合には, 練混ぜ時にコンクリート中に含まれる塩化物イオンの総量が $0.30 \text{ kg}/\text{m}^3$ 以下であれば, 塩化物イオンによって構造物の所要の性能は失われずとしてよい. ただし, 応力腐食が生じやすい PC 鋼材を用いる場合などでは, この値を更に小さくするのがよい.

コンクリートの塩化物イオン拡散係数の特性値 D_k は, 次のいずれかの方法で求めるものとする.

(i) 水セメント比と見掛けの拡散係数との関係式

コンクリートの使用材料, 配合より見掛けの拡散係数を予測する式が, コンクリート標準示方書[設計編]に提示されている. 室内実験や自然暴露実験などの結果が無い場合には, 既往のデータに基づく以下の予測式を用いてよい. ただし, 水セメント比 0.30 以上, 0.55 以下とする. 早強ポルトランドセメントについては, 実験により以下のような式を求めるとよい.

(a) 普通ポルトランドセメントを使用する場合

$$\log D_k = 3.0(W/C) - 1.8 (0.30 \leq W/C \leq 0.55) \quad (5.4-10)$$

(b) 低熱ポルトランドセメントを使用する場合

$$\log D_k = 3.5(W/C) - 1.8 (0.30 \leq W/C \leq 0.55) \quad (5.4-11)$$

(c) 高炉セメント B 種相当, シリカフェームを使用する場合

$$\log D_k = 3.2(W/C) - 2.4 (0.30 \leq W/C \leq 0.55) \quad (5.4-12)$$

(d) フライアッシュセメント B 種相当を使用する場合

$$\log D_k = 3.0(W/C) - 1.9 (0.30 \leq W/C \leq 0.55) \quad (5.4-13)$$

(ii) 電気泳動法や浸せき法を用いた室内実験または自然暴露実験

室内実験によって拡散係数を求める場合は、コンクリート標準示方書[規準編]に提示されている「電気泳動法によるコンクリート中の塩化物イオンの実効拡散係数試験方法(案)(JSCE-G572-2012)」, 「浸せきによるコンクリート中の見掛けの拡散係数試験方法(案)(JSCE-G571-2012)」に準拠するとよい。電気泳動による方法から求まる拡散係数は、コンクリート標準示方書[設計編]で示す見掛けの拡散係数ではなく、コンクリートの細孔溶液中における塩化物イオンの移動し易さを表す実効拡散係数であるため、そのまま照査に用いることはできない。このことから、見掛けの拡散係数への変換が必要となる。試験を行わずに変換する場合には、以下の式を用いてよい。ただし、水セメント比 0.30 以上、0.50 以下とする。早強ポルトランドセメントについては、実験により換算係数 $k_1 \cdot k_2$ と水セメント比の関係を求めるとよい。

$$D_{ae} = k_1 \cdot k_2 \cdot D_e \quad (5.4-14)$$

ここに、 D_{ae} : 電気泳動による実効拡散係数から換算した見掛けの拡散係数 (cm²/年)

D_e : 電気泳動試験による実効拡散係数 (cm²/年)

k_1 : コンクリート表面におけるコンクリート側、陰極側溶液それぞれの塩化物イオン濃度のつり合いにかかわる係数

k_2 : セメント水和物中への塩化物イオンの固定化現象にかかわる係数

(a) 普通ポルトランドセメントを使用する場合

$$k_1 \cdot k_2 = 0.21 \exp \{1.8 (W / C)\} (0.30 \leq W / C \leq 0.55) \quad (5.4-15)$$

(b) 低熱ポルトランドセメントを使用する場合

$$k_1 \cdot k_2 = 0.15 \exp \{3.1 (W / C)\} (0.30 \leq W / C \leq 0.55) \quad (5.4-16)$$

(c) 高炉セメント B 種相当、シリカフュームを使用する場合

$$k_1 \cdot k_2 = 0.14 \exp \{1.6 (W / C)\} (0.30 \leq W / C \leq 0.55) \quad (5.4-17)$$

(d) フライアッシュセメント B 種相当を使用する場合

$$k_1 \cdot k_2 = 0.37 \exp \{1.1 (W / C)\} (0.30 \leq W / C \leq 0.55) \quad (5.4-18)$$

ひび割れ部は、一般にひび割れ幅が小さいため、その影響による塩化物イオン侵入の不均一性が小さい。このことから、周囲のコンクリートと含めて平均化して考慮することにより、塩化物イオンの侵入を鋼材軸方向への均一な現象とみなすことにより、通常の部位と同様な手順で照査を行っても、工学上不都合は生じないと考えられる。浸せきによる方法は、濃度 10% の塩水中にコンクリート供試体を所定期間浸せきさせ、その後、供試体内部の塩分濃度分布に対して Fick の拡散則を適用し、回帰分析によって拡散係数を直接算出する。照査に用いる見掛けの拡散係数を直接測定できるものの、浸せき期間は、数ヵ月から 1 年を超える場合もある。

(iii) 実構造物調査

実験室レベルでの塩化物イオン拡散係数試験方法とは別に、構造物中のコンクリートにおける塩化物イオン濃度分布を測定する方法もある。その場合には、示方書[規準編]に提示されている「実構造物におけるコンクリート中の全塩化物イオン分布の測定方法(案)(JSCE-G573-2012)」に準拠するとよい。

なお、構造物の供用開始前の段階においても、コンクリート打設直後の収縮等によるひび割れの発生が想定され

る場合がある。この場合、ひび割れの補修を適宜行うことが望ましく、被着体の性質や供用環境に応じた適切なひび割れ補修材等を用いることが重要である。一般に補修材等とコンクリート間の界面の性能(接着性能)に影響を与える因子には、吸水・吸湿、クリープ、疲労などが挙げられる。屋外重要土木構造物は、常時海水または地下水の影響を受けることから、特に吸水・吸湿による影響に留意することが重要である。遮塩性能の評価にあたっては、上述の浸せきによる方法、電気泳動法による方法、および実構造物調査を適宜準用するとよい。

塩害に対する照査で用いるコンクリート表面塩化物イオン濃度 C_0 は、対象地域の飛来塩分量に応じて設定するものとする。過去の類似の構造物の実績や実測データによらない場合、コンクリートの表面塩化物イオン濃度は、構造物の立地する地域区分と海岸からの距離に応じて、コンクリート標準示方書[設計編]に提示されている次表により求めてよい。

表 5.4-1 コンクリート表面塩化物イオン濃度 C_0

		飛沫帯	海岸からの距離(km)				
			汀線付近	0.1	0.25	0.5	1.0
飛来塩分が多い地域	北海道, 東北, 北陸, 沖縄	13.0	9.0	4.5	3.0	2.0	1.5
飛来塩分が少ない地域	関東, 東海, 近畿, 中国, 四国, 九州		4.5	2.5	2.0	1.5	1.0

また、対象構造物が建設された地点近傍において、飛来塩分捕集箱(土研式タンク法)やドライガーゼ法(JIS Z 2382)などを用いて測定された信頼性の高い飛来塩分データが利用可能な場合、以下の式を用いてコンクリート表面塩化物イオン濃度 C_0 を求めてもよい。

$$C_0 = -0.0016 \times C_{ab}^2 + C_{ab} + 1.7(C_{ab} \leq 30.0) \quad (5.4-19)$$

ここに、 C_0 : コンクリート表面塩化物イオン濃度 (kg/m³)

C_{ab} : 飛来塩分量(mdd, mg/dm²/day)

5.4.2 鉄筋腐食に起因するひび割れ発生を限界状態とする場合

耐久性能照査において、鉄筋の腐食は許容し、腐食に起因するひび割れ発生を限界状態とする場合、環境条件、および構造物条件(断面諸元、物性等)を考慮して、鉄筋の経年腐食量および腐食膨張に起因するコンクリートの引張応力を計算し、かぶりコンクリートにひび割れが発生するか否かを確認しなければならない。このためには、鉄筋腐食の経年進行量、ひび割れが発生する直前の限界腐食量を評価する必要がある。現在、腐食の経年進行予測式、ひび割れ発生限界腐食量の予測式ともに、様々な式が提案されているが、提案者によって大きく値が異なっている。

そこで本マニュアルでは、腐食進行予測に関する既往の提案式の中から屋外重要土木構造物が置かれている環境条件を考慮に入れている予測式を示した。さらに、これらの予測式から各式の基となる実験条件に応じた腐食進行予測式の選定方法を示した。一方でひび割れ発生限界腐食量に関しては、実験、解析方法によるばらつきが大きく、適切な式を提示するのは困難である。本マニュアルでは代表的な式として、土木学会コンクリート委員会腐食防食小委員会で提示された予測式¹⁾²⁾を用いてひび割れ発生限界腐食量を求めることとしている。なお、実績のあ

る腐食進行予測式および腐食発生限界腐食量の予測式がある場合には、その予測式を用いてもよい。

照査手順の概略を図 5.4-1 に示す。まず、設計値評価を行う。腐食速度は、塩化物イオン濃度に依存するので、鉄筋位置(かぶり)の塩化物イオン濃度の経年変化を設計耐用期間終了時点まで計算する。次に、塩化物イオン濃度に対応する腐食速度の経年変化を計算する。腐食量は腐食速度の時間積分値として表されるので、図 5.4-1 に示すように、腐食速度と時間軸に囲まれた面積を計算し、設計耐用期間終了時の腐食量を求める。

次に、限界値評価を行う。構造物の断面諸元等を用いて、提案式からひび割れ発生限界腐食量を計算する。このように求めた設計値、限界値により照査を行う方法を方法 1、方法 2 として以下に示す。方法 1 は腐食進行予測式、ひび割れ発生限界腐食量ともに提案されている一連の文献³⁾⁴⁾に基づいており、設計値、限界値ともに文献に基づく式で行うこととした。一方、方法 2 は様々な文献から腐食進行予測式、ひび割れ発生限界腐食量を選定した方法である。また、腐食量の評価値から求まるひび割れ直交方向の平均応力を設計値とし、コンクリートの引張強度を限界値とする方法もある。このように求めた設計値、限界値により照査を行う方法を方法 3 として、合わせて以下に示す。

これらの方法について、環境条件、材料、施工、構造条件などの適用範囲を既設構造物の調査データ、既往の情報等に基づいて十分検討し、実際に支障なく使用されている実績があるかなどを調査した上で、適切な方法を選択して耐久性能照査を行うこととする。適切な方法の選択が困難な場合にはすべての方法で耐久性能照査を行う方がよい。

(1) 方法 1³⁾⁴⁾

a. 設計耐用期間終了時の腐食量($S_d = Q_{ld}$)の算定

まず、鉄筋位置の塩化物イオン濃度の経年変化を式(5.4-8)～式(5.4-19)により算出する。

$$Cl_m = \gamma_{cl} \cdot C_0 \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \cdot c}{2\sqrt{D_d \cdot t_n}} \right) \right\} + C_i \quad (5.4-20)$$

$\operatorname{erf}(s)$ は、誤差関数であり、 $\operatorname{erf}(s) = \frac{2}{\pi^{1/2}} \int_0^s e^{-\eta^2} d\eta$ で表される。

ここに、 C_0 : コンクリート表面における塩化物イオン濃度(kg/m^3)。一般に、表 5.4-1 で求めてよい。

c : かぶりの期待値(mm)。一般に、設計かぶりとしてよい。

D_d : 塩化物イオンに対する拡散係数の設計値($\text{cm}^2/\text{年}$)で、式(5.4-8)により評価する。

γ_{cl} : 鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計値 C_d のばらつきを考慮した安全係数で、一般に 1.3 としてよい。

t_n : 供用開始からの経過年数(年)で、 t_n は、式(5.4-21)により求められる。

Cl_m : 経過年数 t_n 年における鉄筋位置の塩化物イオン濃度(kg/m^3)

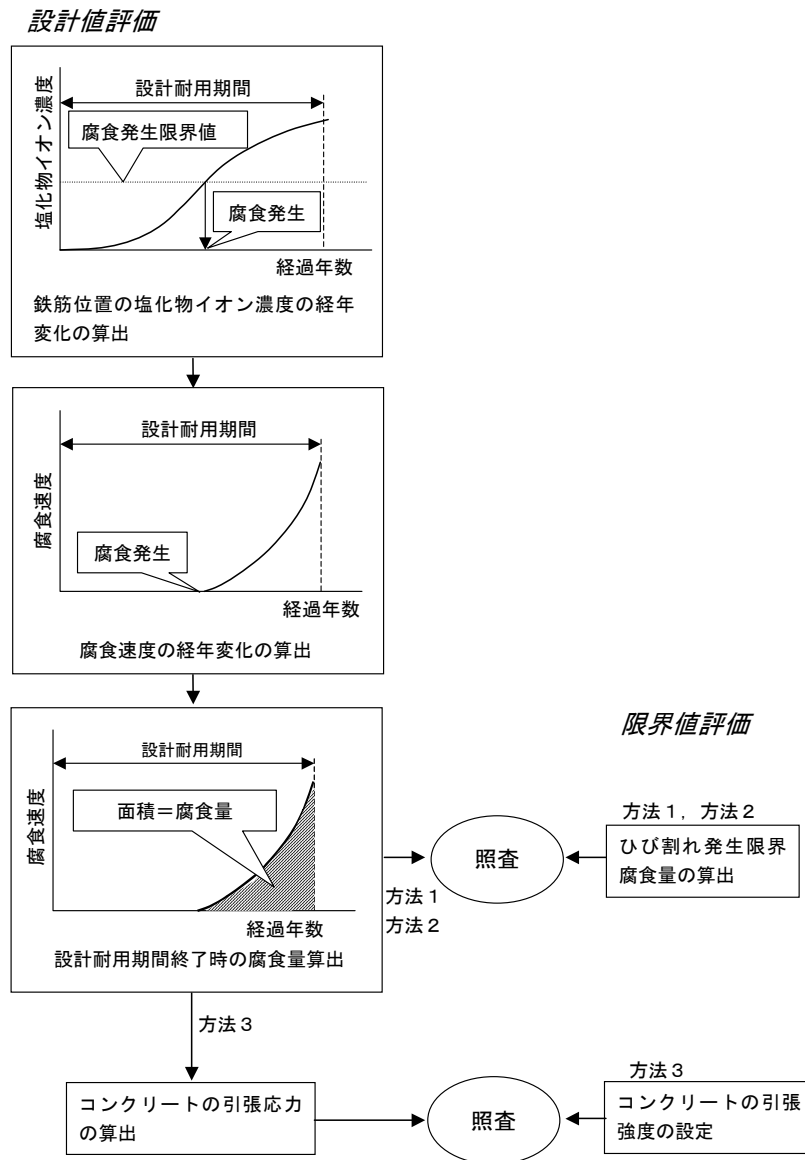


図 5.4-1 鉄筋腐食によるひび割れ発生を限界状態とする場合の塩害に対する照査手順の概要

$$t_n = n \cdot \Delta t \quad (n = 0, 1, 2, \dots, N) \quad (5.4-21)$$

$$N = \frac{t}{\Delta t}$$

ここに、 Δt : 時間刻み(年)で、一般に 1 年としてよい。

t : 設計耐用年数(年)

次に、経過年数毎の腐食速度 V_{1tm} を式(5.4-22)～式(5.4-25)により算出する。ただし、鉄筋位置の塩化物イオン濃度が腐食発生限界塩化物イオン濃度未満の場合には、腐食速度はゼロとする。

$$V_{1tm} = V_{11tm} \times \frac{V_{12m}}{V_{12m}'} \quad (5.4-22)$$

$$V_{11m} = \frac{d}{10 \cdot c^2} \left(-0.51 - 6.81 \cdot Cl_m + 44.97 \cdot (W/C)^2 + 60.84 \cdot Cl_m \cdot (W/C)^2 \right) \quad (5.4-23)$$

$$V_{12m} = \frac{1}{10} (2.59 - 0.05 \cdot T - 6.89 \cdot H - 22.87 \cdot O - 0.89 \cdot Cl_m + 0.14 \cdot T \cdot H + 0.51 \cdot T \cdot O \\ + 0.01 \cdot T \cdot Cl_m + 60.81 \cdot H \cdot O + 3.01 \cdot H \cdot Cl_m + 6.55 \cdot O \cdot Cl_m) \quad (5.4-24)$$

$$V_{12m}' = \frac{1}{10} (0.56528 + 1.2808 \cdot Cl_m) \quad (5.4-25)$$

ここに、 V_{1m} : 経過年数 t_n 年における腐食速度 (mg/cm²/年)

V_{11m} : 温度 15℃, 湿度 69%, 酸素濃度 20% における腐食速度 (mg/cm²/年)

V_{12m} : ペーストコーティング鉄筋の腐食速度 (mg/cm²/年)

V_{12m}' : 温度 15℃, 湿度 69%, 酸素濃度 20% におけるペーストコーティング鉄筋の腐食速度 (mg/cm²/年)

d : 鉄筋径 (mm)

c : かぶり (mm)

Cl_m : 経過年数 t_n 年における鉄筋位置の塩化物イオン濃度 (kg/m³)

W/C : 水セメント比 (%/100)

T : 温度 (℃)

H : 湿度に関する項 [$H = (RH - 45)/100$]

RH : 相対湿度 (%)

O : 酸素濃度 (%/100). 一般に, 気中で 0.20, 水中で 0.0062 (20℃), 0.0046 (40℃) である.

続いて, 経過年数毎の腐食速度 V_{1m} の設計耐用期間における時間積分値を計算し, 腐食量の評価値とする. 腐食量の評価値は, 式 (5.4-26) に示す台形公式により求めてよい.

$$Q_{1E} = \frac{1}{2} \sum_{n=0}^{N-1} \{ (V_{1m} + V_{1t(n+1)}) \cdot \Delta t \} \quad (5.4-26)$$

ここに, Q_{1E} : 設計耐用期間終了時における鉄筋腐食量の評価値 (mg/cm²)

設計耐用期間終了時における鉄筋腐食量の設計値は, 式 (5.4-27) により求める.

$$Q_{1d} = \gamma_q \cdot Q_{1E} \quad (5.4-27)$$

ここに, Q_{1d} : 設計耐用期間終了時における腐食量の設計値 (mg/cm²)

γ_q : 腐食量の設計値のばらつきを考慮した安全係数で, 一般に, 1.3 としてよい.

b. ひび割れ発生限界腐食量 ($R_d = Q_{1cr}$) の算定

ひび割れ発生限界腐食量は式 (5.4-28) により算出する. なお, ひび割れ発生を限界状態とすることで, 鉄筋腐食

が耐震性能に影響を与えないことに対して十分な安全裕度を有しているため、限界値に対する安全係数の設定の必要はない。

$$Q_{1cr} = 0.0602 \left(1 + \frac{2c}{d} \right)^{0.85} d \quad (5.4-28)$$

ここに、 Q_{1cr} : ひび割れ発生時の腐食量 (mg/cm²)

c : かぶり (mm)

d : 鉄筋径 (mm)

(2) 方法 2¹⁾²⁾⁵⁾⁶⁾⁷⁾⁸⁾⁹⁾

a. 設計耐用期間終了時の腐食量 ($S_d = Q_{ld}$) の算定

まず、方法 1 と同様に鉄筋位置の塩化物イオン濃度の経年変化を式(5.4-8)～式(5.4-20)により算出し、経過年数毎の腐食速度 V_{2xtm} ($x=1, 2, 3$) を式(5.4-29)～式(5.4-36)、式(5.3-16)、すなわち $V_{21tm}, V_{22tm}, V_{23tm}$ から表 5.4-2 に示す腐食進行予測式選定表を用いて選定した式により算出する。ただし、鉄筋位置の塩化物イオン濃度が、腐食発生限界塩化物イオン濃度未満の場合には、腐食速度はゼロとする。また、式(5.4-35)～式(5.4-36)により腐食速度 V_{23tm} を求める場合には時間刻み Δt は 1 日 (1/365 年) とする。

$$V_{21tm} = C_D(D) \cdot \left\{ 0.27 \cdot (R_0 \cdot C_T(T) \cdot C_C(C))^{1.38} \right\} \quad (5.4-29)$$

$$C_D(D) = 0.1129 \times 10^{-8} \times D_5 \quad (5.4-30)$$

$$W/C = 0.5 \times \left(\frac{D_5}{1.0 \times 10^{-8}} \right)^{0.15} \quad (5.4-31)$$

$$C_T(T) = \exp \left\{ -2.593 \cdot \left(1000 \cdot \frac{1}{K} \right) + 8.695 \right\} \quad (5.4-32)$$

$$C_C(C) = 1.93 \cdot \sqrt{1 - \frac{(Cl_m - 12.0)^2}{(12.0 - C_{cr})^2}} \quad (5.4-33)$$

ここに、 V_{21tm} : 鉄筋の腐食速度 (mg/cm²/年)

R_0 : 基準となる腐食速度 (=21.38 mg/cm²/年)

$C_D(D)$: コンクリートの品質による影響関数

$C_T(T)$: コンクリート温度による影響関数

$C_C(C)$: かぶり位置での Cl 濃度による影響関数

D_5 : 経過年数 5 年での見かけの拡散係数 (cm²/s)。本マニュアルでは、式(5.4-31)を用いて、水セメント比 (W/C) から求める。

W/C : 水セメント比 (%/100)

K : 絶対温度 (=T+273.15)

T : 摂氏温度 (°C)

Cl_m : かぶり位置でのCl濃度 (kg/m³)
 C_{cr} : 腐食発生限界塩化物イオン濃度 (kg/m³).

$$V_{22tn} = \frac{0.78}{\sqrt{c}} (7.70 \cdot Cl_m + 0.503 \cdot W / C - 40.6) \quad (5.4-34)$$

ここに, V_{22tn} : 経過年数 t_n 年における腐食速度 (mg/cm²/年)
 Cl_m : 経過年数 t_n 年における鉄筋位置の塩化物イオン濃度 (kg/m³)
 W/C : 水セメント比 (%)
 c : かぶり (mm)

$$\begin{aligned} \log V_{23tn} &= 33.1 \cdot R_{RC} + Y + 7.50 & (R_{RC} \leq 0.04) \\ \log V_{23tn} &= 33.1 \cdot 0.04 + Y + 7.50 & (R_{RC} \geq 0.04) \\ Y &= 0.457 \cdot Cl_m - 9.79 & (Cl_m \leq 6.89) \\ Y &= -6.64 & (Cl_m \geq 6.89) \end{aligned} \quad (5.4-35)$$

$$\begin{aligned} \log(R_{RC})_{c,H} &= A + B_{c,H} \cdot \sqrt{t_r} \\ B_{c,H} &= -0.07744 + 0.00018 \cdot c + 0.00037 \cdot H \end{aligned} \quad (5.4-36)$$

ここに, V_{23tn} : 経過年数年における腐食速度 (mg/cm²/年)
 R_{RC} : コンクリート抵抗の逆数 (1/Ω) で, 降雨日に最大となり, 降雨日からの経過日数に応じて経時的に減少するよう式 (5.3-18) で求められる.
 Y : コンクリート抵抗の逆数がゼロの時の腐食速度の対数値
 Cl_m : 経過年数年における鉄筋位置の塩化物イオン濃度 (kg/m³)
 $(R_{RC})_{c,H}$: かぶり c および相対湿度 H におけるコンクリート抵抗の逆数 (1/Ω)
 t_r : 降雨日からの経過日数 (日) で, 0 から (降雨間隔-1) までの数を繰り返す.
例えば降雨間隔を 10 (日間) とすると, 供用開始からの経過日数 0, 1, ..., 9, 10, 11, 12, ... に対応する t_r は, 0, 1, ..., 9, 0, 1, 2, ... となる.
 A : 実験定数 (= -1.216)
 $B_{c,H}$: かぶり c および相対湿度 H における定数
 c : かぶり (mm)
 H : 相対湿度 (%)

次に, 表 5.4-2 の選定表に従い, 水セメント比と塩化物イオン濃度によって腐食進行予測式 V_{2xtn} ($x=1, 2, 3$) を選定する. ただし, $50(\%) \leq W/C$ (水セメント比) の場合, 経年により $3.4(\text{kg/m}^3) \leq Cl$ (塩化物イオン濃度) となる際に, 腐食進行予測式は V_{22tn} から V_{23tn} へと移行する.

表 5.4-2 腐食進行予測式の選定表

条件		提案式
水セメント比 (%)	塩化物イオン濃度 (kg/m³)	
W/C<50	—	V _{21tn}
50≤W/C	Cl<3.4	V _{22tn}
	3.4≤Cl	V _{23tn}

続いて、経過年数毎の腐食速度 V_{2xm} ($x=1, 2, 3$) について、設計耐用期間における時間積分値を計算し、腐食量の評価値 Q_{2x} を求める。腐食量の評価値は、方法 1 と同様に、式 (5.4-26) により求める。

腐食量の評価値 Q_{2x} にばらつきを考慮した安全係数 γ_q ($=1.3$) を乗じて、設計耐用期間終了時における鉄筋腐食量の設計値 Q_{2d} とする。

b. ひび割れ発生限界腐食量 ($R_d = Q_{2cr}$) の算定

ひび割れ発生限界腐食量は式 (5.3-19) あるいは式 (5.3-20) により算出する。

一般部鉄筋(床板形状構造物)の場合

$$Q_{2cr} = -0.4325 \phi(\phi - 19.10) + 65.01 \alpha^{-1.217} + 420.5 A^{-0.5702} + 5.349 X_2 - 33.57 \quad (5.4-37)$$

隅角部鉄筋(梁・柱状構造物)の場合

$$Q_{2cr} = 10 \cdot (c/d) \quad (5.4-38)$$

ここに、 Q_{2cr} : 腐食ひび割れ発生時の鉄筋腐食量 (mg/cm²)

ϕ : クリープ係数(一般に、0.4～0.6)

α : 体積膨張率(通常は 3.2)

A : 腐食角度(° , 通常は 360°)

X_1 : 形状関数 1, $\min$ (かぶり/鉄筋径, 鉄筋純間隔/2/鉄筋径/1.75)

X_2 : 形状関数 2, $\min$ (かぶり/鉄筋径, 鉄筋純間隔/2/鉄筋径)

ただし、一般部鉄筋(床板形状構造物)の場合で、鉄筋間隔が十分に確保されている配筋状態であり、形状関数 X_1 に(かぶり/鉄筋径)の値が選択された場合には、式 (5.4-39) により求めてもよい。

$$r_0 = 0.01 \cdot \gamma_{q1} \frac{Q'_{3E}}{\rho_s}$$

$$dV_d - 1 = P \left[\frac{1}{E_{\text{corr}}} + \frac{(r_1 + r_0)^2}{E_c r_0 \{r_2^2 - (r_1 + r_0)^2\}} \left\{ (1 - \nu_c)(1 - 2\nu_s)(r_1 + r_0) + \frac{(1 + \nu_c)r_2^2}{r_1 + r_0} \right\} + \frac{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)r_1}{E_s r_0} \right] \quad (5.4-39)$$

ここに、 c : かぶり (mm)

d : 鉄筋径 (mm)

(3) 方法 3¹⁰⁾a. 設計耐用期間終了時の腐食量($S_d = Q_{id}$)の算定

まず、方法 2a. と同じ方法で、設計耐用期間終了時における鉄筋腐食量の評価値 Q_{2E} を求め、コンクリートの引張応力の算出に用いる評価値 Q_{3E}' とする。次に、式(5.4-40)および式(5.4-41)により腐食膨張圧 P を求め、式(5.4-42)によりひび割れ直交方向応力の平均値を算出する。

$$r_0 = 0.01 \cdot \gamma_{q1} \frac{Q_{3E}'}{\rho_s} \quad (5.4-40)$$

$$dV_d - 1 = P \left[\frac{1}{E_{corr}} + \frac{(r_1 + r_0)^2}{E_c r_0 \{r_2^2 - (r_1 + r_0)^2\}} \left\{ (1 - \nu_c)(1 - 2\nu_s)(r_1 + r_0) + \frac{(1 + \nu_c)r_2^2}{r_1 + r_0} \right\} + \frac{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)r_1}{E_s r_0} \right] \quad (5.4-41)$$

ここに、 r_0 : 錆層の幅(mm)

γ_{q1} : 腐食量評価のばらつきを考慮する安全係数で、一般に、1.3 としてよい。

Q_{3E}' : 鉄筋の腐食量の評価値(mg/cm²)

ρ_s : 鉄の密度(7.85g/cm³)

dV_d : 錆の体積膨張率の設計値(= $\gamma_{q2} dV$)

dV : 錆の体積膨張率の特性値(電食試験結果から求めた値で、一般に=1.3)

γ_{q2} : 錆の体積膨張率のばらつきを考慮する安全係数で、一般に、1.3 としてよい。

P : 腐食膨張圧(N/mm²)

E_s : 鉄筋の弾性係数(N/mm²)

E_c : コンクリートの弾性係数(N/mm²)

E_{corr} : 錆の弾性係数(N/mm²)で、一般に、245N/mm²としてよい。

ν_s : 鉄のポアソン比(=0.3)

ν_c : コンクリートのポアソン比(=0.2)

r_1 : 鉄筋の半径(mm)

r_2 : 円筒の半径($(r_2 - r_1)$ がかぶりに相当 : mm)

$$\sigma_t' = \frac{P \cdot r_1}{r_2 - r_1} \quad (5.4-42)$$

ここに、 σ_t' : ひび割れ直交方向平均応力の評価値(N/mm²)

式(5.3-43)により、ひび割れ直交方向平均応力の設計値を算出する。

$$\sigma_{id}' = \gamma_\sigma \sigma_t' \quad (5.4-43)$$

ここに、 σ_t' : ひび割れ直交方向平均応力の設計値(N/mm²)

γ_σ : ひび割れ直交方向平均応力の設計値のばらつきを考慮した安全係数で、一般に、1.0 としてよい。

b. ひび割れ発生限界腐食量($R_d = Q_{lcr}$)の算定

コンクリートの引張強度の設計用値(f_{tk}/γ_c)を照査用の限界値とする。

5.5 凍害に対する照査

凍結融解作用に対する性能照査では、これまで説明した塩化物イオン濃度の評価式や中性化深さの評価式で考慮されている構造物や部材断面の諸元を使用せず、コンクリート材料としての品質の確認でコンクリート構造物の要求性能を照査する。これは、凍結融解はコンクリートの材料劣化を引き起こす現象で、凍結融解によって生じたコンクリートの性能劣化が、構造物や構造部材としての性能にどの程度影響するか明確になっていないことによる。ただし、照査には、これまでに実績のある方法が用いられており、信頼性は高いものと考えられる。

なお、一般の構造物の場合で凍結融解試験における相対動弾性係数の特性値が90%以上の場合や、凍結防止剤や海水などによる塩化物の影響を受ける場合に水セメント比が45%以下で空気量が6%以上である場合には、凍害に対する照査を行わなくてよい。また、過去に建設された構造物と同様な環境条件に建設される構造物の場合、過去の実績から十分な耐凍害性を有することが明らかであれば、この照査を省略してよい。

(1) 内部損傷に対する照査

a. 相対動弾性係数の設計値($S_d = E_d$)の算定

凍結融解作用によりコンクリートの性能が劣化する状況を、相対動弾性係数で評価する。コンクリートの相対動弾性係数の設計値(E_d)を求める凍結融解試験は、JIS A 1148(A法)「コンクリートの凍結融解試験法(水中凍結融解試験方法)」による。実際の凍結融解作用条件がJIS A 1148(A法)において設定している条件よりも厳しい場合や設計耐用期間を特に長く設定する場合には、凍結融解繰返しサイクル、凍結融解温度および1サイクルの所要時間を実際の条件に応じて厳しく定めるのがよい。

$$E_d = E_k / \gamma_c \quad (5.5-1)$$

ここに、 E_d : 凍結融解試験における相対動弾性係数の設計値($= E_k / \gamma_c$)

E_k : 凍結融解試験における相対動弾性係数の特性値($= E_p / \gamma_p$)。一般のコンクリート材料を選定し、空気量が4~7%の普通コンクリートの場合には、コンクリートの凍結融解試験における相対動弾性係数の特性値は表 5.5-1 に示した値を用いてよい。

E_p : 凍結融解試験におけるコンクリートの相対動弾性係数の予測値(%)。一般に、JIS A 1148(A法)「コンクリートの凍結融解試験法(水中凍結融解試験方法)」で求める。

γ_c : コンクリートの材料係数。一般に1.0としてよい。ただし、上面の部位に関しては1.3とするのがよい。なお、構造物中のコンクリートと標準養生供試体の間で品質に差が生じない場合は、全ての部位において1.0としてよい。

γ_p : E_p の精度に関する安全係数。一般に、1.0~1.3としてよい。JIS A 1148(A法)「コンクリートの凍結融解試験法(水中凍結融解試験方法)」によってコンクリートの相対動弾性係数を求める場合には、一般に1.0としてよい。

b. 照査用限界値 ($R_d = E_{min}$)

凍害に関する性能を満足するための相対動弾性係数の最小限界値 (E_{min}) は、一般に、表 5.5-2 に示す値を用いてよい。

表 5.5-1 コンクリートの凍結融解試験における相対動弾性係数とそれを満足するための水セメント比 (%)

	水セメント比 (%)			
	65	60	55	45
凍結融解試験における相対動弾性係数 (%)	60	70	85	90

表に示す水セメント比の間の凍結融解試験における相対動弾性係数の値は直線補間して求めてよい。
水セメント比が 45% 以下の場合の凍結融解試験における相対動弾性係数の値は 90% とする。

表 5.5-2 凍害の照査における相対動弾性係数値の最小限界値, E_{min} (%)

断面 気象条件 構造物の露出状態	気象作用が激しい場合または凍結融解がしばしば繰り返される場合		気象作用が激しくない場合、氷点下の気温となることがまれな場合	
	薄い場合 ^{*2}	一般の場合	薄い場合 ^{*2}	一般の場合
(1) 連続してあるいはしばしば水で飽和される場合 ^{*1}	85	70	85	60
(2) 普通の露出状態にあり、(1) に属さない場合	70	60	70	60

*1) 水路、水槽、橋台、橋脚、擁壁、トンネル覆工等で水面に近く水で飽和される部分および、これらの構造物の他、桁、床版等で水面から離れてはいるが融雪、流水、水しぶき等のため、水で飽和される部分など。

*2) 断面の厚さが 20cm 程以下の構造物の部分など。

(2) 表面損傷(スケーリング)に対する照査

表面損傷(スケーリング)に対する照査は、構造物表面のコンクリートが劣化を受けた場合に関して、コンクリートのスケーリング量の設計値 d_d とその限界値 d_{lim} の比に構造物係数 γ_i を乗じた値が、1.0 以下であることを確かめることにより行うことを原則とする。

$$\gamma_i \frac{d_d}{d_{lim}} \leq 1.0 \quad (5.5-2)$$

ここに、 γ_i : 一般に 1.0~1.1 としよ。

d_{lim} : コンクリートのスケーリング量の限界値 (g/m²)

d_d : コンクリートのスケーリング量の設計値 (g/m²)

スケーリングのような表面損傷に対しては、凍結融解作用に伴うスケーリングによるコンクリートの質量減少量であるスケーリング量を指標とし、一面凍結融解試験による供試体表面の変状をもとに定めたスケーリング量の限界値に至らないことを照査する。凍結融解作用によるコンクリートのスケーリング量を求めるための、コンクリートの一面凍結融解試験の方法は、現状では JIS に規定されていないが、例えば、コンクリートのスケーリングを対象とした試験方法である、RILEM CDF 法、ASTM C 672 法などを利用することでスケーリング量を求めることができる。また、けい酸塩系表面含浸材を適用したコンクリートのスケーリング抵抗性試験を対象とした「けい酸塩系表面含浸材の試験方法(案)(JSCE-K 572-2012)」がある。ただし、JSCE-K 572-2012 の「6.10 スケーリングに対する抵抗性試験」は、けい酸塩系表面含浸材に期待されるスケーリング抵抗性の改善を確認するための試験方法として導入されたもので、国内でも比較的実績の多い RILEM CDF 法の要素を大きく取り入れた試験方法であるが、

通常のコンクリートへの適用には検討が必要である。なお、JSCE-K 572-2012 の凍結融解サイクルは、試験槽内の温度を ± 0.5 融の範囲で管理し、 20°C から -20°C の凍結工程を4 時間(10°C/hr の凍結速度)、 -20°C の温度保持を3 時間、 -20°C から 20°C の融解工程を4 時間(10°C/hr の融解速度)、 20°C の温度保持を1 時間、計12 時間を1 サイクルとするもので、試験開始前の吸水工程を含めてRILEM CDF 法と同一である。このため、RILEM CDF 法に準拠した市販の試験装置が利用可能である。一方、上記のサイクルを実現できれば汎用的なプレファブ型環境試験装置でも試験が可能である。さらに、JIS A 1148「コンクリートの凍結融解試験法」に規定されている試験装置を利用した方法も検討されている。試験終了時の凍結融解サイクル数は、RILEM CDF 法が28 サイクルであるのに対し、JSCE-K 572-2012 は60 サイクルである。試験体は、 $100\times 100\times 100\text{mm}$ のモルタルあるいはコンクリートで、試験液には、RILEM CDF 法、JSCE-K 572-2012 いずれも凍結防止剤の影響等を考慮した濃度3%の塩化ナトリウム水溶液を利用することとなっている。JSCE-K 572-2012 では、スケーリング片の質量を、凍結融解6 サイクルごとに測定し、単位試験面積あたりの量に換算した値をスケーリング量として用いる。適切な一面凍結融解試験をもとに、種々の配合で作製された試験体の一面凍結融解試験終了後のスケーリングによる表面損傷の状況とスケーリング量の関係をデータとして蓄積し、これを参考に対象の部材に必要とされるスケーリング量の限界値を定めることができる。

なお、供用期間中に構造物の美観を損なわず初期の健全性を保持するような高い耐久性能を要求する場合には、表面損傷(スケーリング)による質量減少や凍結融解試験における供試体の相対動弾性係数の低下がないことが必要である。場合によっては、スケーリングを生じさせない、あるいは凍結融解試験におけるコンクリートの相対動弾性係数の値を95%以上にするなど、適切に設定するのがよい。

【参考文献】

- 1) Yokozeki, Okada, Motohashi, Tsutsumi: A Rational Model to Predict the Service Life of RC Structures in Marine Environment, Forth CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, 1997.8.
- 2) 土木学会：コンクリート技術シリーズ40 鉄筋腐食・防食および補修に関する研究の現状と今後の動向(その2)ーコンクリート委員会腐食防食小委員会(2期目)報告ー, 2000.11
- 3) 森永 繁：鉄筋の腐食速度に基づいた鉄筋コンクリート建築物の寿命予測に関する研究, 東京大学学位請求論文, 1986.11
- 4) 森永 繁, 入野一男, 太田達見, 土本凱士：腐食による鉄筋コンクリート構造物の寿命予測, コンクリート工学論文集第1 巻第1 号, pp.177-189, 1990.1
- 5) 鳥取誠一：鉄筋腐食に関する暴露試験等に基づいたコンクリート構造物の劣化予測, 京都大学学位論文, 2002.2
- 6) 松村卓郎, 金津 努, 西内達雄：海岸近くの大気中に位置するコンクリート構造物の鉄筋腐食進行評価手法, 土木学会論文集, No.634/V-45, pp.303-314, 1999.11
- 7) 横田 優, 中川裕之, 松島 学：暴露試験結果に基づいた外的塩害を受けるコンクリート構造物の鉄筋腐食進行予測法の提案, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム論文報告集, 第6 巻, pp.67-74, 2006.10.
- 8) 横田 優：外的塩害を受けるRC 構造物の進展期における鉄筋腐食進行予測方法の提案, 材料劣化が生じるコンクリート構造物の維持管理優先度研究小委員会(342 委員会)委員会報告書およびシンポジウム講演概要集, pp.367-374, 2012.7.
- 9) 松田耕作, 横田優, 中川裕之, 松島学：暴露試験結果に基づいた外部塩害を受けるコンクリート構造物の鉄筋腐食進行予測法の提案, 土木学会論文集, Vol.70, No.3, pp.289-300, 2014.11
- 10) 西内達雄, 金津 努, 石田博彰, 松村卓郎：塩害劣化を受ける鉄筋コンクリートの力学的基本特性ーひび割れ発生機構および付着性状ー, 電力中央研究所報告 U92060, 1993.4

第6章 通常運用時の性能評価

6.1 基本的な考え方

(1) 適用の範囲

耐震性能照査指針では、屋外重要土木構造物の地震時における性能照査について示した。これは、屋外重要土木構造物の一部が、地震時に正常に機能することが要求される機器・配管系を支持し、その機能を間接的に担保する重要な役割を担っていることによる。しかし、地震時の要求性能を満足するには、通常運用時にも所定の状態にあることが必要である。本章は、このような要求に対応するために、屋外重要土木構造物の通常運用時の性能照査に適用する。また、本章を適用することにより、通常運用時における設計の合理性を確保することができる。

(2) 通常運用時の照査の位置づけ

耐震性能照査指針と本章をあわせて、屋外重要土木構造物の安全性を照査する。屋外重要土木構造物は、設計耐用期間中にわたり、機器・配管の各機能を維持するように支持することや、冷却用海水を取水・通水する機能を維持することが要求されている。耐震性能照査指針は地震時における安全性を確認するために用い、本章は通常運用時における健全性を確認するために用いるものである。耐震性能照査指針とあわせて用いることにより、屋外重要土木構造物の健全性が保証される。

(3) 通常運用時の要求性能

屋外重要土木構造物の各部材が健全な状態にあることを、通常運用時における要求性能とする。耐震性能照査指針では、地震時の屋外重要土木構造物の限界状態として、構造部材の塑性域における変形を設定している。当然ながら、この限界状態は無条件に許容されるものではなく、設計耐用期間のほとんどを占める通常運用時における屋外重要土木構造物の状態に依存する。したがって、通常運用時の状態は、地震時における限界状態を確保できるような健全な状態でなければならない。

(4) 通常運用時の目標性能

屋外重要土木構造物の各部材

が、過度な応力状態にないことを目標性能とする。すなわち、地震時における構造部材の限界状態を確保できるように、通常運用時の健全な状態を担保する必要がある。したがって通常運用時には、コンクリート、鉄筋のそれぞれについて応力度が過度な値でないことを目標性能とする。

コンクリートの場合には、通常運用時の高圧縮応力状態が継続すると、クリープによりコンクリートの圧縮ひずみ能力が、無載荷の場合に比較して小さくなることが考えられる。また、高圧縮応力状態では、部材の変形性能が小さくなることが確認されている。

鉄筋の場合には、少なくとも弾性範囲内にあることが必要である。耐震性能の限界状態からすると、鉄筋には十分な伸び能力があり、通常運用時に鉄筋が弾性範囲内にある必要はないが、耐久性に影響するひび割れ幅の抑制、鉄筋コンクリート構造設計の合理性等の観点から、弾性範囲における応力状態を目標性能とする。

6.2 通常運用時の解析方法

(1) 材料

各材料の材料特性は以下の通りに定めることを基本とする。

- ①コンクリートの物性の特性値は、実際に用いる材料および配合のコンクリートを試験して得られるデータに基づいて定めることを基本とする。
- ②鉄筋の物性の特性値は、実際に用いる鉄筋を試験して得られるデータに基づいて定めることを基本とする。
- ③地盤の物性の特性値は、当該地点における原位置試験、および当該地点の材料を用いた室内試験で得られるデータに基づいて定めることを基本とする。

なお、解析用材料モデルについては、本指針「第5章 解析手法」を参照する。

(2) 作用・荷重

屋外重要土木構造物の通常運用時における性能照査では、永久荷重と変動荷重を考慮する。通常運用時に考慮する作用・荷重は、表 6.2-1 の通りである。

表 6.2-1 通常運用時の性能照査に考慮する作用・荷重

種 類	内 容
永久荷重	躯体自重、機器・配管荷重、土被り荷重、永久上載荷重、静止土圧、外水圧、内水圧
変動荷重	温度荷重、変動上載荷重、雪荷重(場合によっては永久荷重)

また、作用・荷重の組合せには次の点に留意する。

- ・内水圧は、水が存在する場合と存在しない場合を考慮する。
- ・静止土圧の評価では、構造物に土圧が有利に働く場合は静止土圧係数の下限値を、不利に作用する場合には、静止土圧係数の上限値を採用する。
- ・変動荷重は、全く作用しない場合、個々の荷重が単独で作用する場合、温度荷重と変動上載荷重が同時に作用する場合を考慮する。

これらの作用・荷重については、本指針「第4章 地震の影響および環境作用」を参照する。

(3) 解析手法

屋外重要土木構造物の通常運用時の性能照査では、コンクリートおよび鉄筋に過度な応力度が生じていないことを確認する。したがって、作用断面力を計算する解析では、線形解析を適用してよい。この際、部材剛性は全断面剛性を用いてよい。ただし、温度応力を算定する場合には、部材剛性を全断面剛性の50%として計算してよい。

6.3 通常運用時の照査

6.3.1 一般

屋外重要土木構造物の通常運用時の性能照査は、耐震性能照査指針に示した方法と同様に、照査用応答値が所要の安全性をもって照査用限界値に到達しないことを確認することによって行う。

6.3.2 安全係数

安全係数は以下の通りに設定する。

①安全係数は、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数、構造物係数の5つを考慮する。

②安全係数は、応答値と限界値それぞれに対して、適切なものを選択し、それらの値を設定する。

また、安全係数についての基本的な考え方は示方書[設計編]等に、各安全係数の定義は本マニュアル第2章「2.3.1 安全係数」に記されている。なお、通常運用時の性能照査に用いる安全係数の標準的な値としては、表6.3-1に示すように全て1.0を用いてよいものとする。これは、通常運用時に保証する状態が『コンクリート、鉄筋ともに過度な応力状態にないこと』であることから、応答値および限界値の算定において、安全係数を1.0としてもほぼ正確な値を算定できることによる。

表 6.3-1 通常運用時の性能照査における標準的な安全係数

照査項目			通常運用時の性能照査 ^{a)}	
			応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート		1.0	1.0
	鉄 筋		1.0	1.0
	地 盤		1.0	—
部材係数	曲げ	曲げ卓越	1.0	1.0
	軸力	軸力卓越	1.0	1.0
	せん断	コンクリート	1.0	1.0
荷重係数			1.0	—
構造解析係数			1.0	—
構造物係数			1.0	

6.3.3 照査項目とその限界値

通常運用時における性能照査では、屋外重要土木構造物が健全な状態であることを表現する。その方法として、表6.3-2に示すように、鉄筋の応力度およびせん断ひび割れの有無により、照査項目とその限界値を設定する。ここで、屋外重要土木構造物が健全な状態とは、外観的にはひび割れは発生しているものの、その幅は大きくなく、作用荷重が除荷されれば変形やひび割れ幅がほとんど残留することのない状態と考えることができる。また、通常運用時の性能照査を行うことの意味は、設計耐用年数経過後も、耐震性能照査で設定している限界状態を担保することである。これらの条件を満足させるには、コンクリートおよび鉄筋の応力度を照査項目とし、その値を許容値以下に抑えることが必要である。

示方書[設計編]によれば、コンクリートのクリープによるヤング係数への影響、鉄筋に沿ったひび割れの発生等に配慮して、コンクリートの圧縮応力度の許容値を圧縮強度の特性値の40%以下としている。

鉄筋の引張応力度については、示方書[設計編]に示されるように、引張応力度が弾性限界を超えると、構造解析、応力度の計算における仮定が成立しなくなること等の不都合が生じるので、引張応力度の許容値を降伏強度以内の値としている。

せん断ひび割れの発生については、せん断を受ける部材のせん断力がコンクリートのせん断耐力の60%より小さいことを確認することとする。

以上、照査の詳細は、示方書[設計編]を参照する。

表 6.3-2 通常運用時の照査項目とその限界値

照査項目	限 界 値
曲げ圧縮	コンクリート圧縮応力の許容値
曲げ引張	鉄筋の引張応力の許容値
せん断	せん断ひび割れ耐力

原子力発電所屋外重要土木構造物の 耐震性能照査例

原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査例[2018 年版]

【目 次】

I 二次元材料非線形の地震応答解析を用いた照査例

1. 構造物の耐震性能	181
2. 照査条件	182
3. 解析方法	185
4. 解析結果	190
5. 照査	196
6. 機器・配管の間接支持機能に関する確認	204

II 三次元材料非線形の地震応答解析を用いた照査例

1. はじめに	205
2. 性能設定	206
3. 照査条件	207
4. 解析方法	212
5. 解析結果	214
6. 照査	220
6.1 損傷状況の確認	221
6.2 部材の損傷に基づく照査	222
6.3 構造物全体系の挙動に基づく照査	229

III 三次元材料非線形のプッシュオーバー解析を用いた耐震性能照査例

1. はじめに	233
2. 性能設定	234
3. 照査条件	235
4. 動的二次元解析による荷重条件設定	240
4.1 解析方法	240
4.2 解析結果	243
5. 静的三次元解析を用いたプッシュオーバー解析	245
5.1 解析方法	245
5.2 解析結果	246
6. 照査	247
6.1 損傷状況の確認	247
6.2 構造物全体系の挙動に基づく照査	249

IV 耐久性能照査の照査例

1. 照査条件	251
2. 中性化と水の浸透に伴う鋼材腐食に対する照査	251
2.1 鋼材腐食深さが鋼材腐食深さの限界値に達しないことを確認する場合	251
2.2 中性化深さが鋼材腐食発生限界深さに達しないことを確認する場合	252
3. 塩害に対する照査	254
3.1 鉄筋に腐食が発生しないことを限界状態とする場合	254

3.2 鉄筋腐食によるひび割れが発生しないことを限界状態とする場合	256
4. 凍害に対する照査	261
4.1 内部損傷に対する照査	261
4.2 表面損傷（スケーリング）に対する照査	262

I. 二次元材料非線形の地震応答解析を用いた照査例

海水管ダクトを対象構造物として、「屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」に従って、耐震性能照査の方法を例示する。構造条件、地盤条件、入力条件等に関して整理した上で、地盤－構造物連成系の材料非線形地震応答解析を行い、構造物の変形に着目した照査を実施した。なお、耐久性能に関しては、設計耐用期間において、環境作用による材料劣化が耐震性能に影響を及ぼさないことが、別途確認されているものとし、ここでは、耐震性能のみに着目した照査を行った。モデル化の方法および評価方法は、指針・同マニュアルで推奨される方法であるが、他に実績、信頼のある方法や安全側の設定、評価を行う場合は、ここに示す限りではない。また、実務での使用に配慮して、マニュアル編の関連箇所を（⇒ マニュアル 1.4 参照）のように文中に示した。

本指針では、基本的に海水管の機能維持のために機器側から要求される構造物側の性能条件は設定されていないので、『構造物が崩壊しない』ことを、海水管ダクトに許容される限界状態とし、構造物の照査例を以下の 1.～5. に示す。海水管の機能維持については、構造物側の照査結果を受けて、機器側で照査されることになるが、海水管ダクトの海水管を支持する性能については、ダクトそのものの損傷状態に依存しうするため、参考のため、6. にて間接支持機能に関する確認方法について例示する。

1. 構造物の耐震性能

海水管ダクトは、原子炉補機冷却系に属する設備である海水管を支持する間接支持構造物である。原子炉補機冷却系設備は、非常時における原子力発電所の安全確保のための諸機能のうち、特に、原子炉を「冷やす」機能を有している。また、この原子炉補機冷却系は耐震重要度分類において As クラスに位置づけられている。間接支持構造物の役割と耐震重要度のかかわりを整理すると、海水管ダクトは、設計用限界地震時においても、海水管の機能が維持できるようにこれら設備を支持することが求められている。

海水管ダクトの耐震性能照査にあたって、「屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」に示された屋外重要土木構造物の性能をもとに、対象構造物に求められる具体的な性能を整理した。それを表 1-1 に示す。

表 1-1 地震時に求められる海水管ダクトの性能

海水管の機能		設計用基準地震時においても、海水の通水性を確保する。
海水管ダクトの性能	要求性能	設計用基準地震時においても、海水管の通水機能を維持するように安全に支持する。
	目標性能 (耐震性能)	基準地震動 S_s に対して、以下の条件を満足する。 ① 構造物が崩壊しない。 ② 海水管の機能維持のために海水管ダクトに求められる条件を満足する。 ^(注)
備 考		(注) 本検討においては、海水管の機能維持のための付帯条件は考えていない。

本検討においては、海水管の機能維持のための付帯条件を考慮せず、『構造物が崩壊しない』ことが、海水管ダクトの許容される限界状態となる。したがって、海水管ダクトの目標性能（耐震性能）は次のよう

に示される.

『基準地震動 S_s に対して，構造物が崩壊しない.』

以下、海水管ダクトについてのこの目標性能（耐震性能）に関する照査を実施する。

2. 照査条件

(1) 一般条件

- ・ 構造形式 2 連ボックスカルバートの鉄筋コンクリート構造物
- ・ 構造寸法 幅 8.4m×高さ 4.5m, 内寸寸法は 3.3m×3.3m
- ・ 支持条件 岩盤に直接支持

(2) 形状寸法

a. 構造図

照査対象とする海水管ダクトの構造図を図 2-1 に示す。

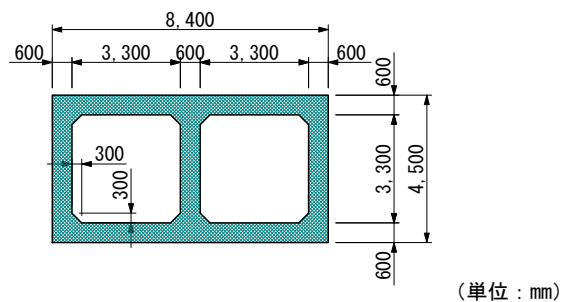


図 2-1 海水管ダクトの構造図

b. 部材断面

部材断面および断面諸元を図 2-2 に示す.

断面	部材厚 H (cm)	主筋配筋	主鉄筋量 A _s (cm ²)	補強筋配筋	補強筋量 A _w (cm ²)
①	60	D19@150	19.1	D16@150 Ss=200	13.3
②	60	D19@150	19.1	D16@150 Ss=200	13.3
③	60	D19@150	19.1	D16@150 Ss=200	13.3
④	60	D19@150	19.1	D16@150 Ss=200	13.3

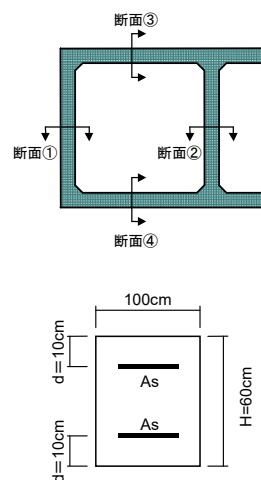


図 2-2 部材断面および断面諸元

c. 使用材料

材料の特性値を表 2-1 に示す。

表 2-1 材料の特性値

材料	仕様	項目	
コンクリート※1)	—	圧縮強度の特性値 f'_{ck}	24 N/mm ²
		ヤング係数の特性値 E_c	25 kN/mm ²
鉄筋※2)	SD345	引張降伏強度の特性値 f_{yk}	345 N/mm ²
		圧縮降伏強度の特性値 f'_{yk}	345 N/mm ²
		ヤング係数の特性値 E_s	200 kN/mm ²

※1) JIS A5308 に適合するレディミクストコンクリート

※2) JIS G3112 に適合する鉄筋コンクリート用棒鋼

(3) 自然・地質条件

a. 地質条件

海水管ダクト周辺の地質条件を図 2-3 に示す。地表面 (E.L.+10.0m) から E.L.-5.0m までは砂層であり、これより以深は岩盤である。海水管ダクトはこの岩盤に直接支持されている。

b. 地下水条件

砂層には地下水が存在し、地下水面は E.L.±0.0m にある。

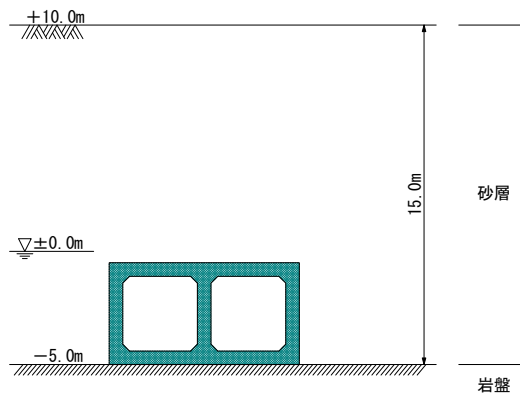


図 2-3 海水管ダクト周辺の地質条件

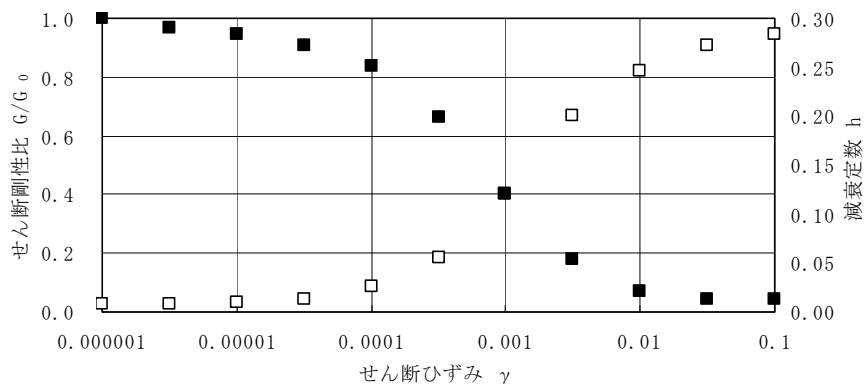
c. 地盤物性

地盤の初期物性値を図 2-4 に、砂層の $G/G_0-\gamma$ 、 $h-\gamma$ 関係を図 2-5 に示す（出典：「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル」平成 4 年 9 月 土木学会 原子力土木委員会）。この地盤は仮想的なモデル地盤であり、せん断波速度が深度にかかわらず一定としている^{注1)}。

注 1) 現実の自然地盤（とくに表層地盤）では、深度に応じた拘束圧の変化に伴い、その影響によりせん断波速度も変化する。この速度分布をモデル化の方が適切と考えられる（⇒1.3.3(4)参照）。

	単位体積重量 γ (kN/m^3)	ポアソン比 ν	S波速度 V_s (m/sec)	せん断弾性 定数の初期値 G_0 (kN/m^2)	減衰定数 の初期値 h_0 (%)
+10.0m 砂層①	18.0	0.40	300	165,000	2.0
$\nabla \pm 0.0\text{m}$ 砂層②	20.0	0.48	300	184,000	2.0
- 5.0m 岩盤	20.0	0.33	700	1,000,000	2.0
-10.0m					

図 2-4 地盤の初期物性値

図 2-5 砂層の $G/G_0 - \gamma$, $h - \gamma$ 関係

(4) 荷重条件

a. 照査用地震動

水平地震動の加速度時刻歴を図 2-6 に示す。

鉛直地震動は、水平地震動の最大加速度の 1/2 に相当する震度を静的に作用させる。(⇒指針 4.2 参照)

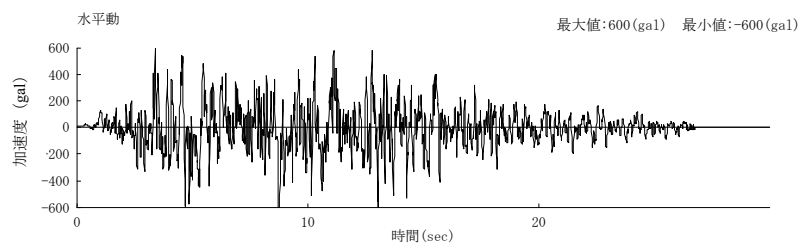


図 2-6 基準地震動の加速度時刻歴波

b. 機器荷重

底版に、配管荷重として 10kN/m を考慮する。

3. 解析方法

(1) 解析モデル

解析は、構造物の材料非線形性を考慮した地盤－構造物連成系の二次元地震応答解析を用いた。

構造物および地盤を平面ひずみ要素でモデル化した。使用要素は、コンクリートのひびわれの進展や塑性化等の現象の複雑さと解析精度を勘案して、8 節点アイソパラメトリック要素とし、2 次の形状関数を用いた（⇒3.2.2(2)a. 参照）。モデルの側方は混合境界、底面は固定境界としてモデル化した（⇒1.2.1(4) 参照）。

解析モデルを図 3-1 に示す。

地盤の要素分割については、構造物周辺は密に分割し、側方は側方境界の影響が構造物に及ばないように領域を十分に広くとり、また、高次の形状関数を有する要素を用いていることを勘案して多少粗めの分割とした。ただし、側方境界周辺の要素分割についても、鉛直方向に対して、中間節点を含めた節点間隔が対象とする地震波の最短波長の 1/5 以下となるようにし、水平方向にはそれに対して過度に扁平とならないように分割した（⇒3.2.2(2)a. 参照）。

構造物の要素分割については、主筋位置に配慮した。すなわち、主筋を含む要素については、主筋が要素図心を通るように要素の配置および分割を行った（⇒3.2.2(2)b. 参照）。また、塑性ヒンジ長や解析後のひずみ評価法を勘案して、隅角部直近の部材軸方向の要素長は部材厚と一致させた（⇒3.2.4(2) 参照）。

自重解析時には、地盤と構造物の質量差および剛性差により、地盤および構造物の境界面に過大なせん断応力が発生する傾向にありその影響を除去する必要があること、地震応答解析時には境界面においてすべり・剥離挙動が生じる可能性があることを勘案して、構造物の全周にわたってジョイント要素を設けることとした（⇒3.2.2(4) 参照）。

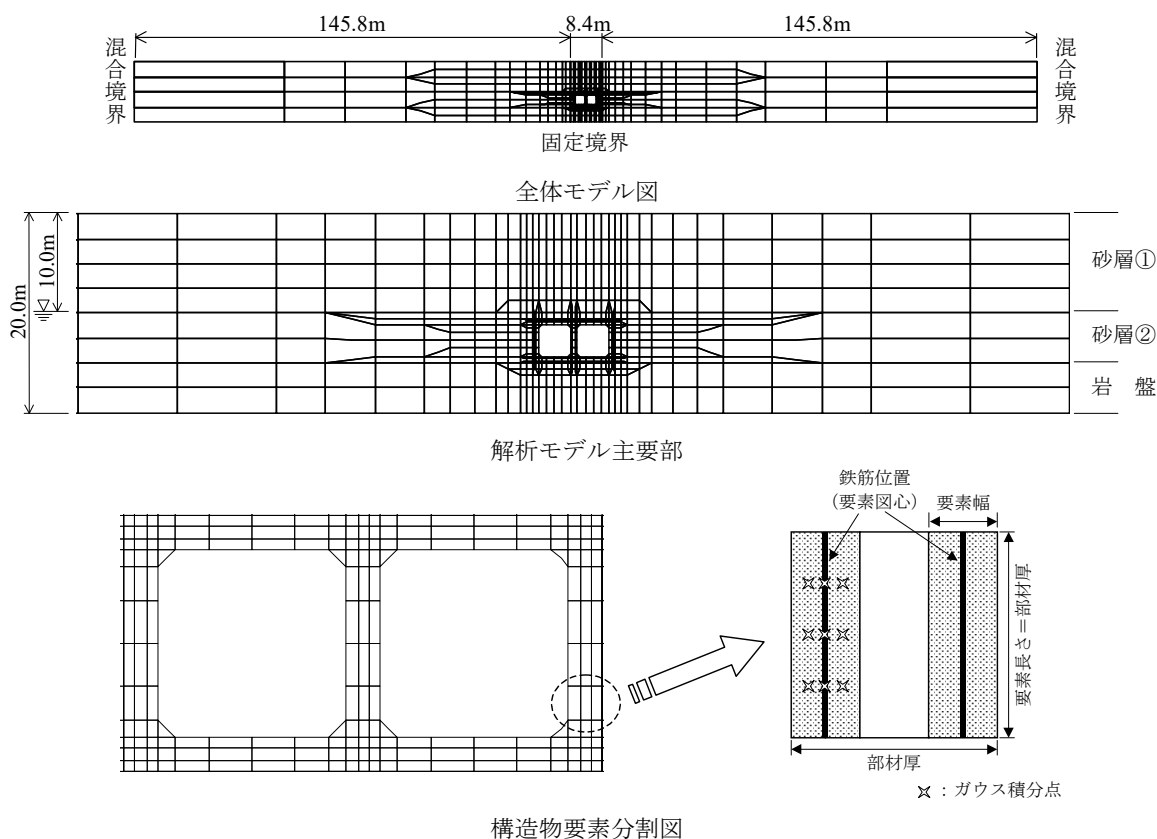


図 3-1 動的解析に用いる解析モデル（地盤－構造物連成系）

(2) 地盤材料の非線形モデル

地震応答解析に用いる地盤物性は、照査例Ⅱ-2005 と同様な手順で非線形特性を検討した。

解析に用いる地盤の初期物性値は、図 2-4 に示すものである。また、非線形特性としては、図 2-5 に示すひずみ依存特性を用いた。その数学モデルは、全応力履歴モデルである Ramberg-Osgood モデル（以降 R-O モデル、図 3-2 参照）を用いることとし、想定される地盤のひずみレベルに応じて必要なパラメータ（ α 、 β ）を設定した（⇒1.3.1 参照）。

地盤のひずみレベルの想定には、一次元重複反射理論による等価線形解析を実施した。岩盤上面を解放基盤表面とし、基準地震動を入力した。その結果を図 3-3 に示す。砂層地盤の最深部において、最大のせん断ひずみが発生しており、 3.5×10^{-3} 程度であった。

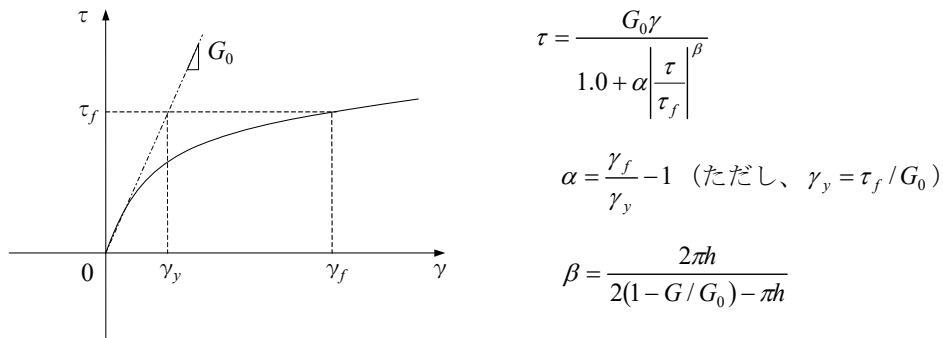


図 3-2 R-O モデルの概要

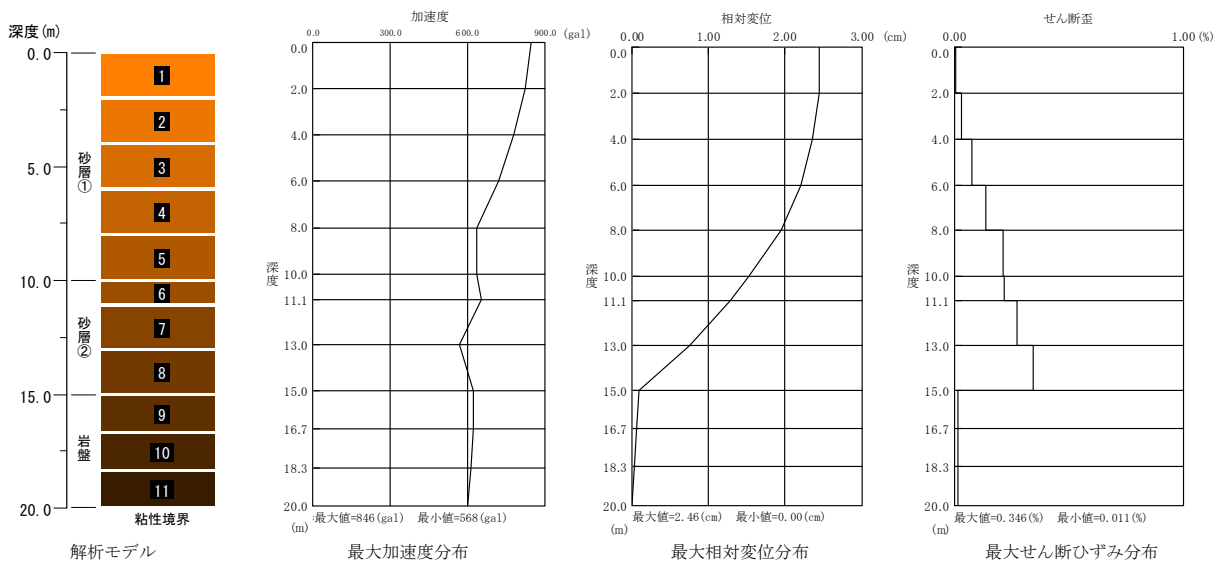
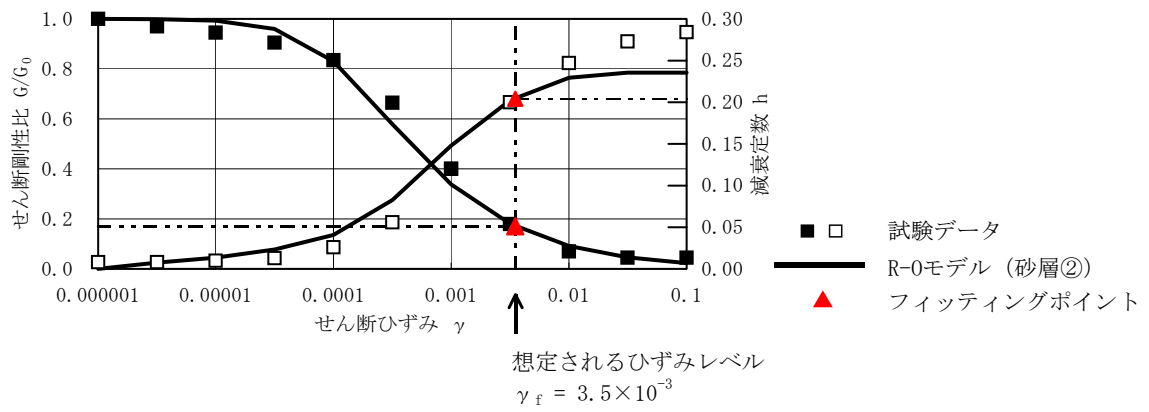
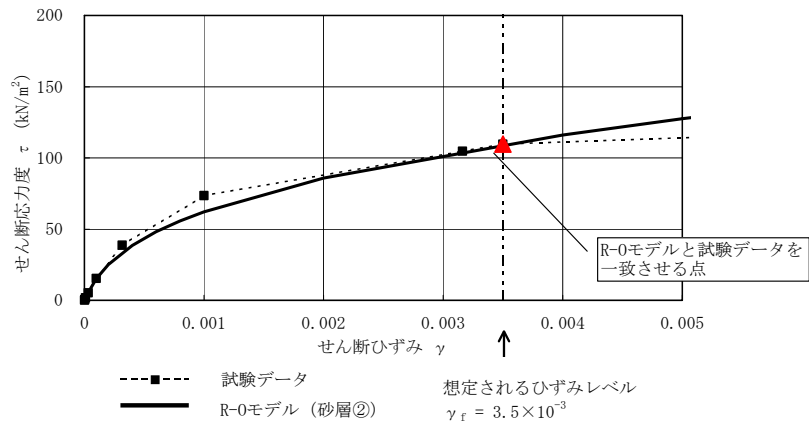


図 3-3 一次元重複反射理論による等価線形解析結果



(a) $G/G_0 - \gamma$, $h - \gamma$ 関係



(b) $\tau - \gamma$ 関係

図 3-4 試験データと R-0 モデルとの比較

表 3-1 R-0 モデルのパラメータ

地質区分	フィッティングポイント			パラメータ		
	γ_f	G/G_0	h	γ_y	α	β
砂層① (地下水面より上)	2.1×10^{-3}	0.27	0.17	5.42×10^{-4}	2.87	1.22
砂層② (地下水面より下)	3.5×10^{-3}	0.17	0.20	5.96×10^{-4}	4.87	1.27

そこで、図 3-4(a)に示すように、想定されるひずみレベル γ_f において、R-0 曲線と $G/G_0 - \gamma$ データとが一致するようにパラメータ α を設定し、R-0 曲線と $h - \gamma$ データとが一致するようにパラメータ β を設定することとした^{注 5)}。なお、先のようにパラメータ α を設定することは、図 3-4(b)に示すように、想定したひずみレベル γ_f において、 $\tau - \gamma$ データと R-0 曲線が一致することを意味している。このように、想定される地盤のひずみレベルに応じて R-0 モデルを設定することにより、非線形特性が概ね表現できることがわかる。非線形パラメータの詳細を表 3-1 に示す。

(3) 構造物の物性値ならびに鉄筋コンクリートの材料非線形モデル

構造物の断面諸元および初期物性値を表 3-2 に示す。なお、機器荷重の影響については、底版に対する付加質量としてモデル化したため、その単位体積重量を割り増している。

表 3-2 構造物の断面諸元と初期物性値

断面 番号	部材厚 H (cm)	かぶり d (cm)	ポアソン比 ν	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	コンクリートの 圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	コンクリートの 引張強度 f_t (N/mm ²)
1	60	10	0.167	24	24	1.91
2	60	10	0.167	24	24	1.91
3	60	10	0.167	24	24	1.91
4	60	10	0.167	34.1 ^{*)}	24	1.91

*) 底版については機器荷重に相当する分布荷重を付加質量として与えた

使用要素は鉄筋コンクリート要素とした (⇒3.2.1(2)b. 参照)。

コンクリートの応力-ひずみ曲線は、図 3-5 のものを用いた。圧縮側の応力-ひずみ曲線を図 3-5(a)に示す。ただし、圧縮強度 f'_c に対応するピークひずみ ε_{peak} は下式により定義する。

$$\varepsilon_{peak} = 140\sqrt{f'_c \left(\text{kgf/cm}^2 \right)} \times 10^{-6} = 447.2\sqrt{f'_c \left(\text{N/mm}^2 \right)} \times 10^{-6} \quad (3-1)$$

ここに、 ε_{peak} : ピークひずみ

f'_c : コンクリートの圧縮強度

引張側の応力-ひずみ曲線を、図 3-5(b)に示す。ただし、引張硬化係数 c は 0.4 とした。

$$\sigma_t = f_t (\varepsilon_{tu} / \varepsilon_t)^c$$

ここに、 σ_t : コンクリートの平均引張応力度 (N/mm²)

f_t : コンクリートの引張強度 (N/mm²)

ε_{tu} : ひび割れ発生時のひずみ

ε_t : コンクリートの平均引張ひずみ

c : 引張硬化係数

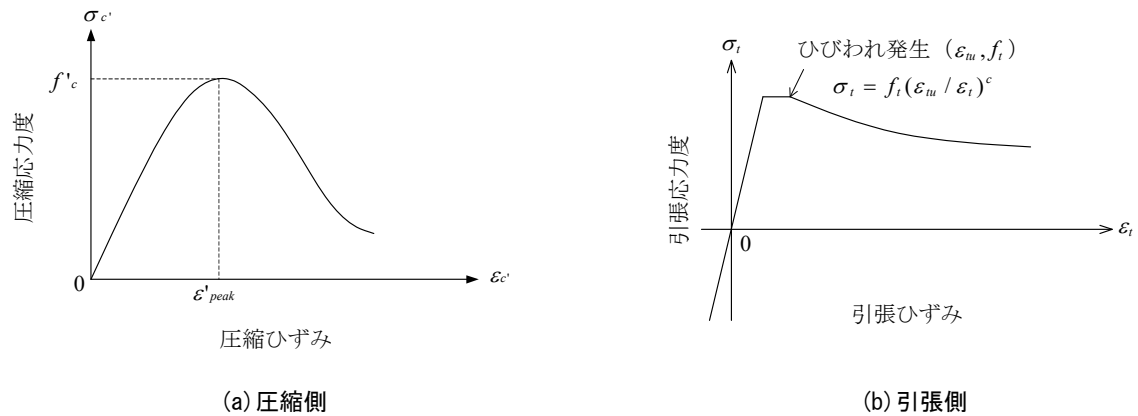


図 3-5 コンクリートの応力-ひずみ関係

なお、発生時のひび割れひずみ ε_u は、コンクリートの引張強度 f_t 、ピークひずみ ε_{peak} 、コンクリートの圧縮強度 f'_c から、次式により計算した。

$$\varepsilon_u = 2f_t / E_c = f_t \varepsilon_{peak} / f'_c \left(= 102.9 f'_c^{1/6} \times 10^{-6} \right) \quad (3-2)$$

ここに、
 ε_u : ひび割れ発生時のひずみ
 f_t : コンクリートの引張強度 (N/mm²)
 f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
 ε_{peak} : 圧縮ピークひずみ
 E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

また、鉄筋の応力-ひずみ曲線はバイリニア型とした。

(4) 数値解析条件

数値解析条件は、解析ツールに依存することが多いが、本検討においては以下の通りとした。

a. 入力条件

地盤-構造物連成系の二次元モデルの底面境界が固定境界であることを考慮して、(2)で実施した一次元重複反射理論による等価線形解析における解析モデル下面 (G. L-20.0m) での上昇波 (E) および下降波 (F) のうち、(E+F) を抽出して二次元モデルの底面固定境界に入力した。

b. 積分手法

Newmark β 法 ($\beta=0.36$, $\gamma=0.70$) を用いた (⇒3.2.3(2)b. 参照)。

c. 非線形収束計算手法

Newton-Raphson 法を用いた (⇒3.2.3(2)b. 参照)。

d. 減衰条件

履歴減衰のほかには減衰を考慮しないこととした (⇒3.2.3(2)c. 参照)。

4. 解析結果

(1) 地盤－構造物連成系の応答

図 4-1～図 4-3 には構造物の各床版部および地表面の応答加速度の時刻歴を示す。この系においては、どの位置もほぼ同位相の応答加速度波形を示していることがわかる。また、岩着している底版に比べ、地表面応答加速度は砂層地盤の剛性低下の影響により高周波成分が減少しているのが認められる。図 4-4 には地表面の応答変位を示している。図 4-5 には構造物の層間の相対変位の時刻歴を示しており、その大きさは最大で 1.2cm 程度であることがわかる。

図 4-6 は、砂層地盤の構造物近傍の代表位置における応力－ひずみ履歴を示す。砂層地盤最深部の最大せん断ひずみは 3.9×10^{-3} 程度であり、先の等価線形解析結果に比して若干大きめの値となっている。

表 4-1 に主要な応答解析結果の最大値を示す。

表 4-1 最大応答値

項目	最大応答値
地表面中央位置の最大応答加速度(Gal)	697
頂版中央位置の最大応答加速度(Gal)	640
底版中央位置の最大応答加速度(Gal)	710
地表面の応答変位(cm)	3.12
頂版－底版間の層間変位(cm)	1.15
構造物周辺地盤の最大せん断ひずみ	3.9×10^{-3}
構造物周辺地盤の最大せん断応力(kN/m ²)	113

(2) 構造物の変形挙動

図 4-7 に構造物の変形量と断面力の最大値分布を示す。鉛直部材上下端部や底版端部付近に大きな断面力が発生していることがわかる。図 4-8 に構造物の層間変形が最大となる時刻における変形図と断面力図を示す。ラーメン変形に伴う断面力分布となっている。また、この時刻における側壁上下端部や底版端部付近の断面力はほぼ最大値に一致することがわかる。

図 4-9 に側壁下部と隔壁下部の断面力の時刻歴を示す。この図の断面力の出力位置は、ハンチ部ではなく、せん断力の照査位置に近いハンチ前面の要素としている。土圧の影響を受ける側壁とその影響を受けない隔壁では、断面力履歴に違いが見られる。初期状態において、隔壁は曲げモーメントとせん断力がゼロである。側壁は、せん断力については、自重および鉛直地震力の作用による土圧の影響でそれに見合う断面力が作用している。曲げモーメントについてはゼロに近い値であるが、これは、初期状態における曲げモーメントの反曲点に検討位置が近接していたためである。また、地震時には、曲げモーメントとせん断力は両部材とも正負交番の状況にあるが、軸力については埋設位置が深いことにより初期軸力の影響が大きく、常に圧縮の状態となっている。すなわち、地震時の軸力変動量は初期軸力に比して相対的に小さくなっている。ただし、変動量の大きさは隔壁よりも側壁の方が大きく、これは動土圧の影響によるものと考えられる。

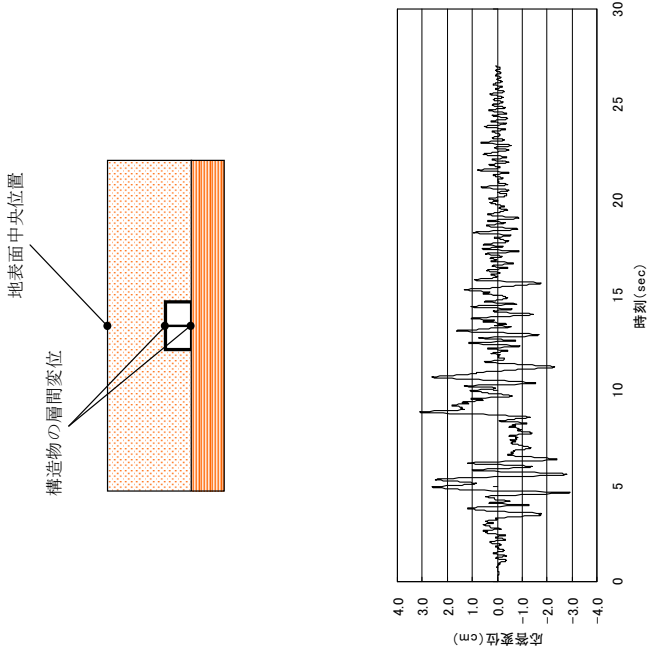


図 4-1 地表面中央位置の応答加速度時刻歴

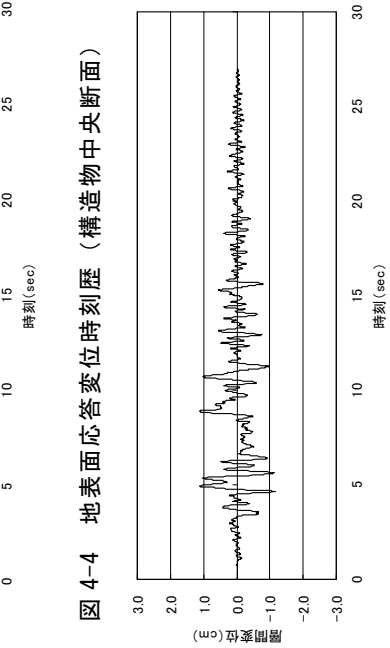


図 4-2 頂版中央位置の応答加速度時刻歴



図 4-3 底版中央位置の応答加速度時刻歴

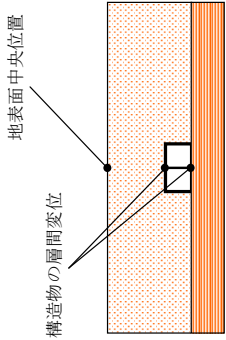


図 4-4 地表面応答変位時刻歴（構造物中央断面）

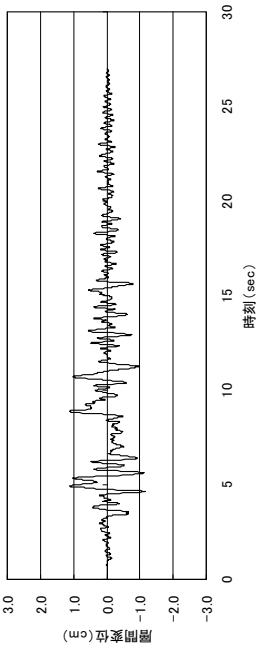


図 4-5 構造物の層間変位時刻歴

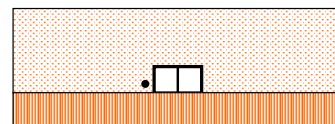
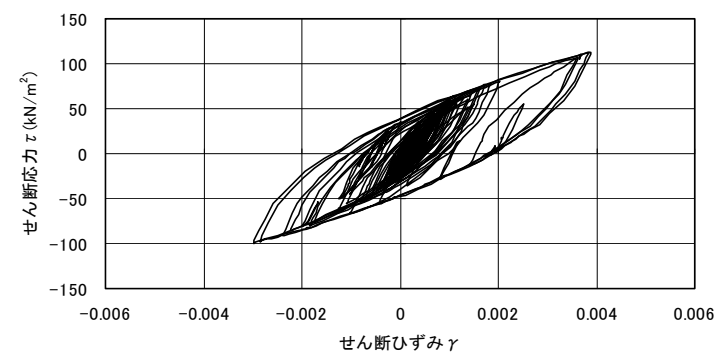
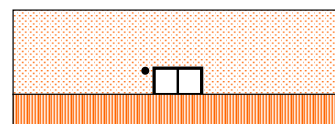
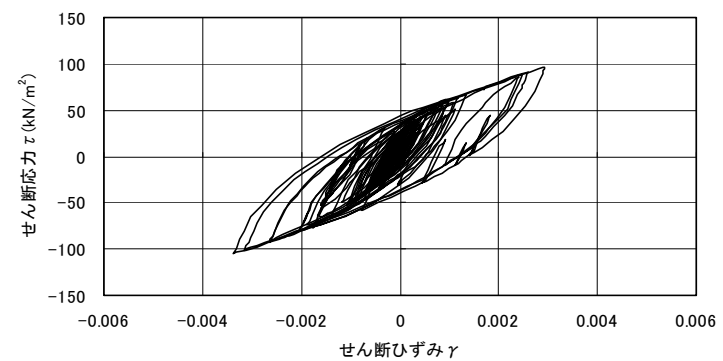
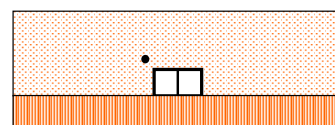
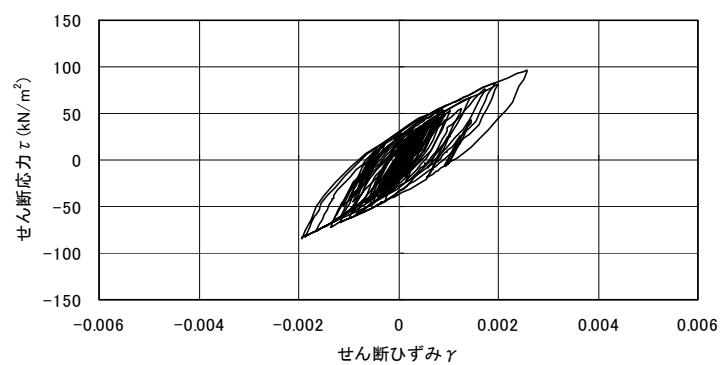
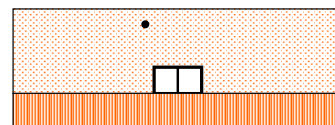
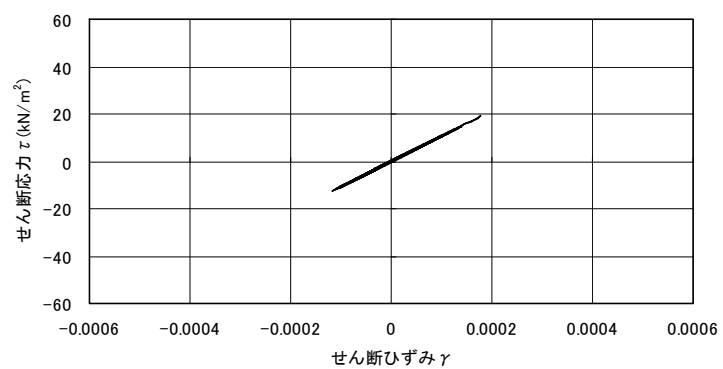


図 4-6 構造物周辺地盤の $\tau - \gamma$ 履歴

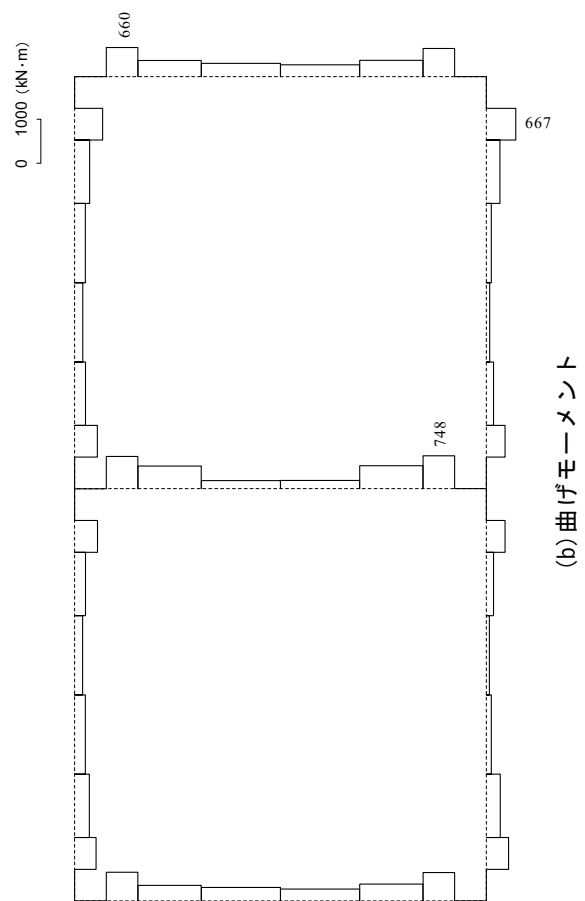
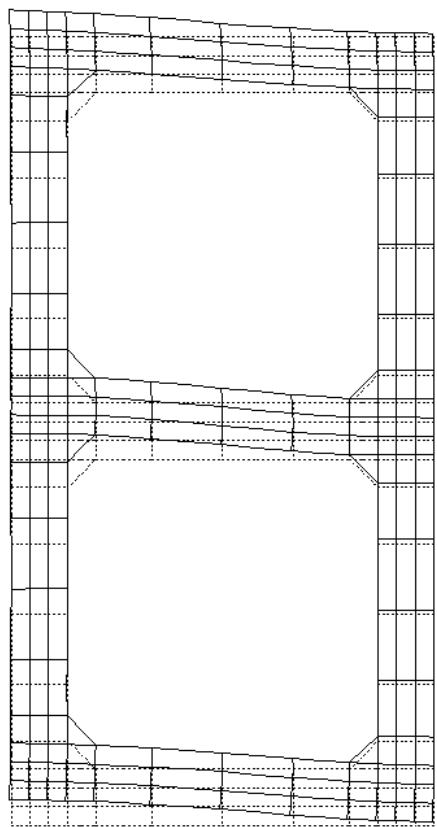
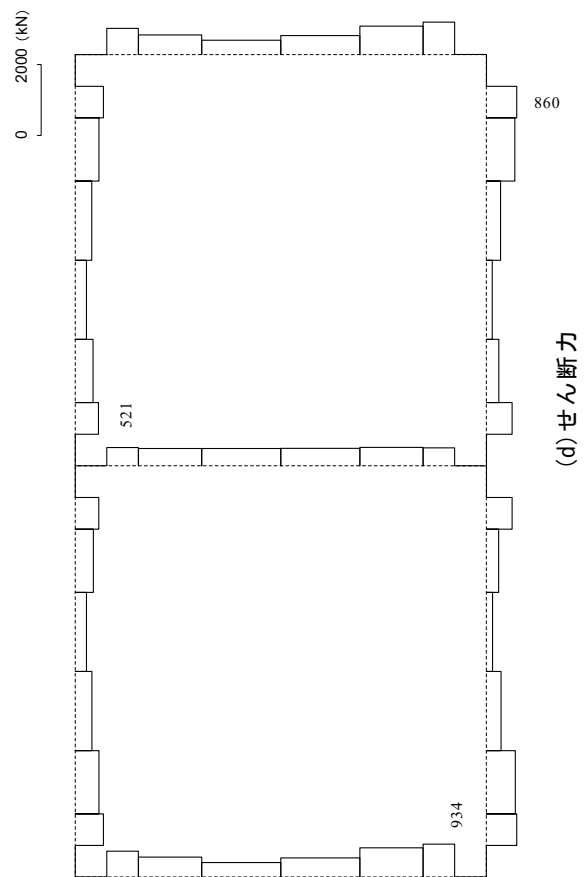
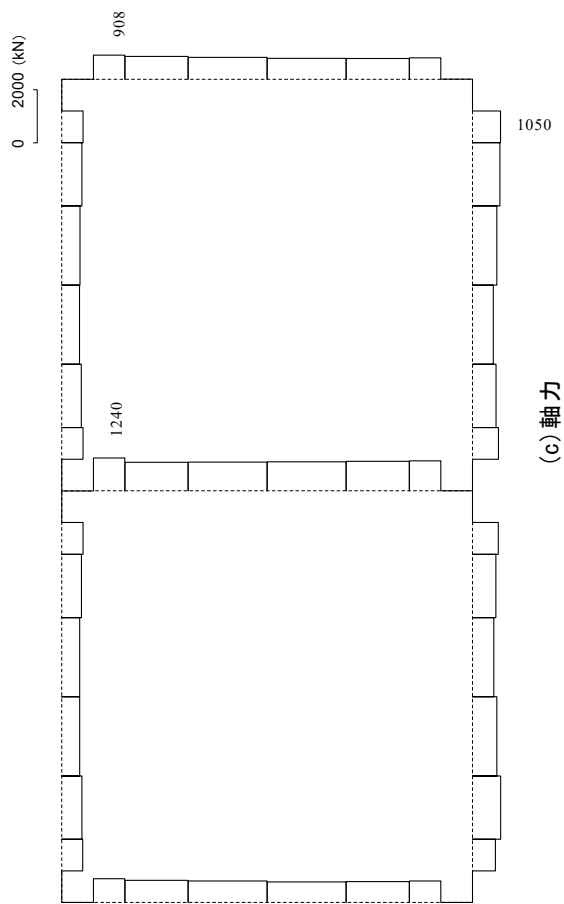
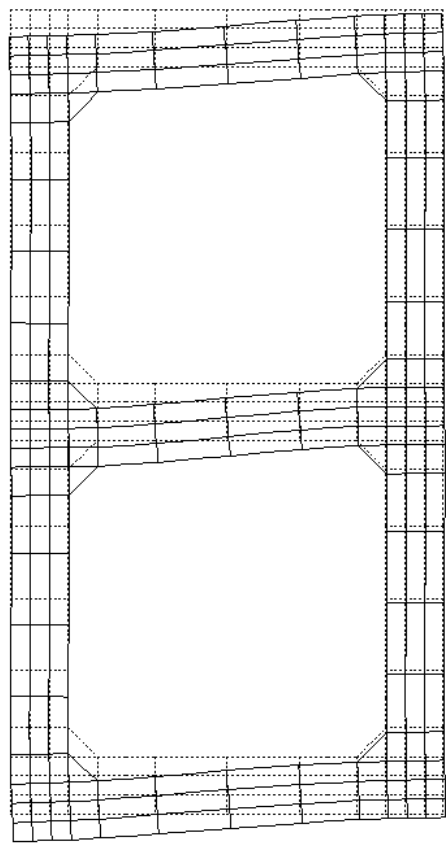
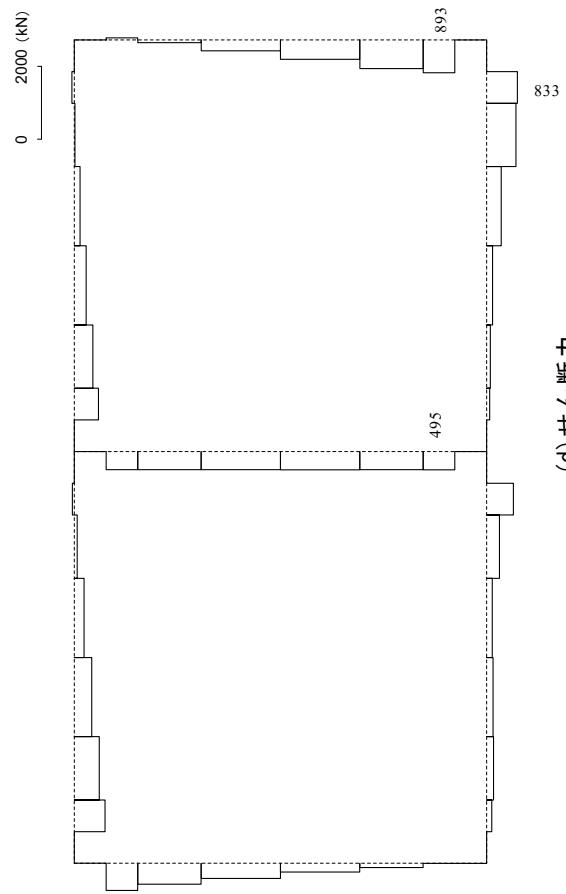
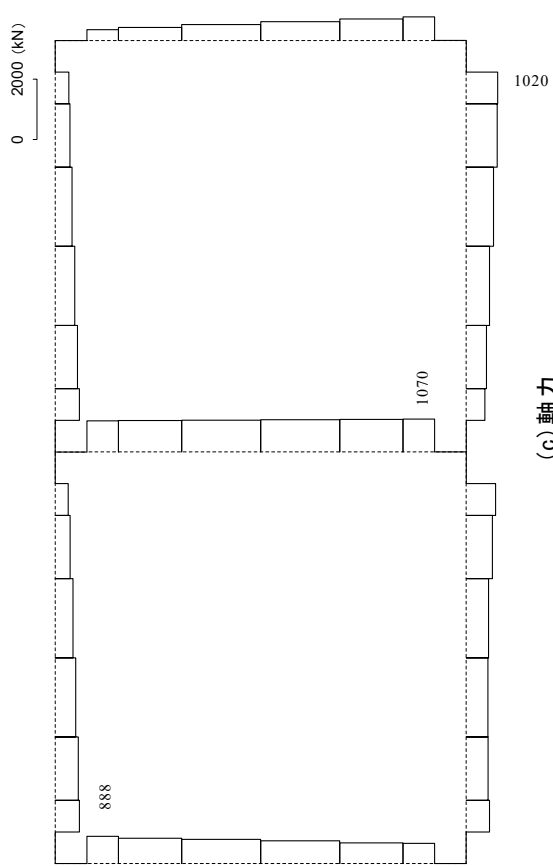


図 4-7 最大断面力図



(a) 変形図

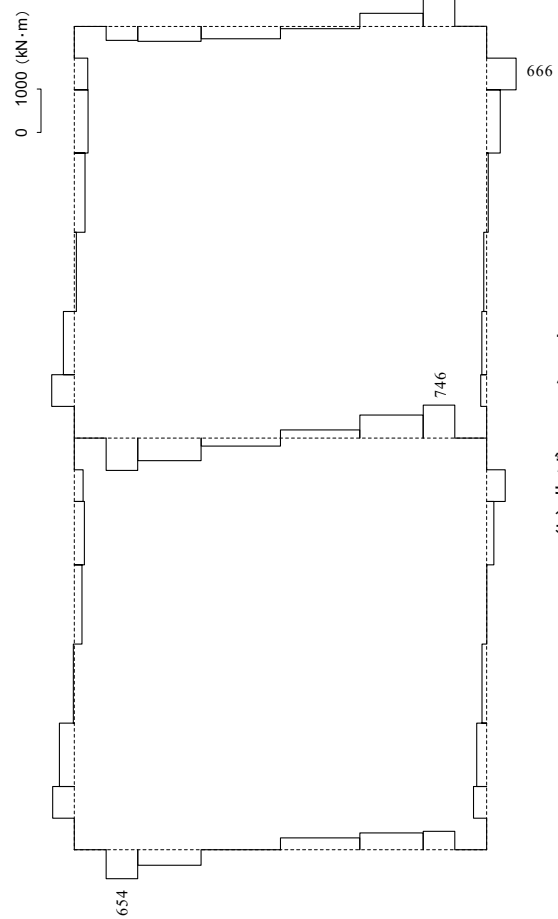


図 4-8 構造物最大変形時の断面力図 (発生時刻 4.64sec)

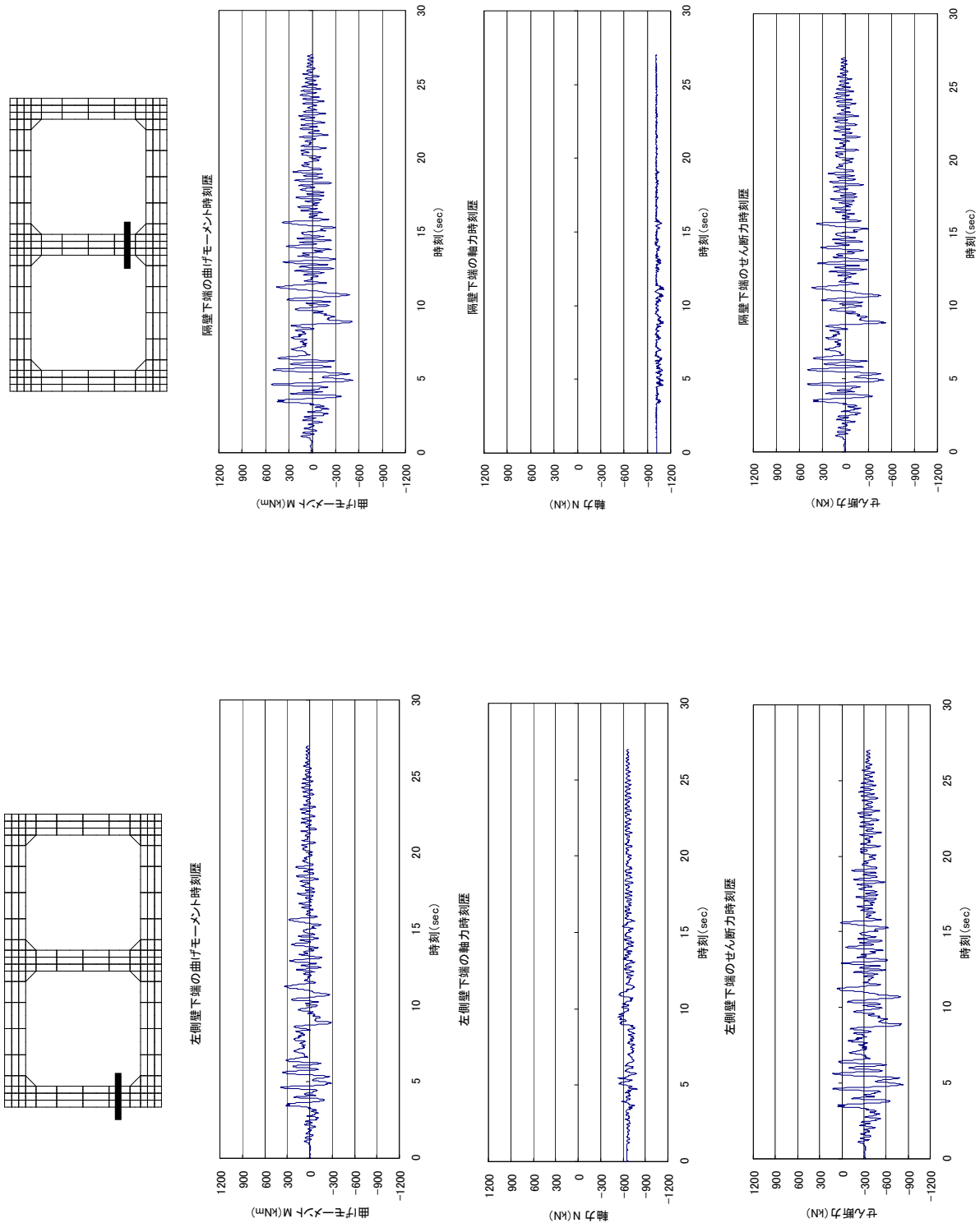


図 4-9 左側壁下端および隔壁下端の断面力時刻歴

5. 照査

構造物の各部位の損傷状況を把握し、損傷の進んでいる箇所に対して圧縮ひずみに関する照査を行った。また、せん断破壊を回避するためにせん断力の照査を行った。本指針では、圧縮ひずみによる照査のような断面性能の照査では、構造系全体の履歴挙動の安定性をあわせて確認する必要があるとしている（⇒指針 6.3 参照）。そこで、本検討においても、構造系全体の変形挙動に関わる指標（層間変形角、荷重－変位曲線等）にもとづき、挙動の安定性を確認することとした。なお、安全係数は表 5-1 に示す値を用いた（⇒3.3.1(1) 参照）。

表 5-1 耐震性能照査における安全係数

安全係数			変形による照査		断面力による照査	
			応答値算定	限界値算定	応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート		1.0	1.0	1.0	1.3
	鉄筋		1.0	1.0	1.0	1.0
	地盤		1.0	—	1.0	—
部材係数	せん断	コンクリート	—	—	—	$1.3 \times \gamma_{b2}^{*1}$
		鉄筋	—	—	—	$1.1 \times \gamma_{b2}^{*1}$
		材料非線形解析				$\gamma_{b1} \times \gamma_{b2}^{*2}$
	変形		—	1.0	—	—
	荷重係数		1.0	—	1.0	—
構造解析係数		1.2～ ^{*3}	—	1.05～ ^{*3}	—	
構造物係数		1.0		1.0		

*1) 詳細はマニュアル 2.3.1(3)による。

*2) 材料非線形解析を用いてせん断耐力を評価する場合、マニュアル 3.3.2. (3)b. の記述にしたがって部材係数を設定する。

*3) 地盤－構造物連成非線形時刻歴応答解析を用いる場合の値。断面力による照査を「旧マニュアル」における標準解析手法を用いて実施する場合には 1.0 としてよい。

(1) 損傷状況の確認

構造物の損傷状況を図 5-1 に示す。(a)は損傷の程度を部材軸方向の引張の維ひずみ分布で表している。3×3 のガウス点を有する有限要素に対して、それらガウス点の維ひずみの最大値をもって要素毎に色分けしている。剛域に相当する部分は、部材軸方向の維ひずみを明確に定義することができないので、結果を出力していない。剛域以外の空白部分は引張ひずみが生じていないことを示している。隔壁の上下端部で引張ひずみが 2.0×10^{-3} を超えており、この場所で鉄筋降伏が生じているものと考えられる。(b)は部材軸方向の圧縮の維ひずみに応じて区分したものである。本検討では、圧縮縁の維ひずみが 2.0×10^{-3} に満たず、損傷の程度があまり大きくないことを表している。(c)はひび割れの状況を示している。解析モデルはハンチ筋を考慮していないのでハンチ部にもひび割れが進展しやすくなっている。基本的には、隔壁の上下端部にひび割れが最も発達しており、側壁の上下端部および水平部材の左右端部にもひび割れが生じている。図(a)との対応も良好である。

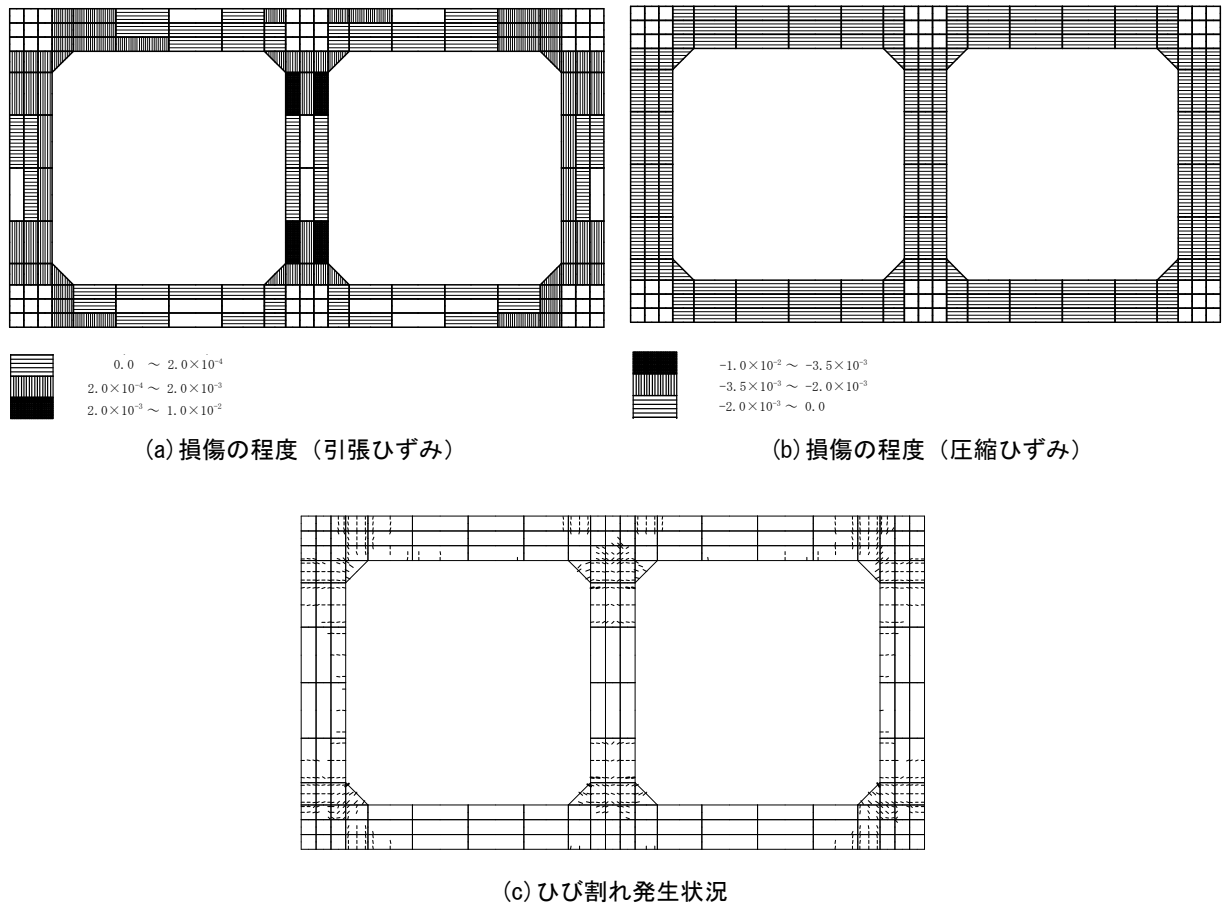


図 5-1 構造物の損傷状況

(2) 曲げ系の破壊の照査

損傷が進んでいる箇所に対して、被りコンクリートの圧縮ひずみに関する照査を行った。損傷が最も大きい箇所は隔壁下端部であり、この箇所での被りコンクリートの維ひずみの時刻歴を図 5-2 に示す。この維ひずみは、ガウス点の維ひずみを直接出力したものではなく、図 5-3 に示すように、ハンチ近傍の有限要素の圧縮縁に位置する 2 節点間（＝部材厚に相当する長さ）の平均ひずみであり、2 節点間の部材軸方向の相対変位を要素長で除したものである。圧縮ひずみの照査にはこの維ひずみを用いることが適当とされている。変形に関する構造解析係数 $\gamma_a = 1.20$ を考慮しても、圧縮の維ひずみは、かぶりコンクリートが剥落しないための限界ひずみ 1.0% (10000×10^{-6}) に対しては十分に余裕があることが確認された。

図 5-4 は、同隔壁下端部の応力－ひずみ関係を示している。この値は、 3×3 のガウス点のうち有限要素の最外縁に位置する 3 つのガウス点の値を平均したものである。維ひずみは、図 5-2 のひずみと厳密には一致するものではないが、塑性化した部位の被りコンクリートの平均的な量を表していると考えられる。引張ひずみの最大値は 1.8×10^{-3} 程度、圧縮ひずみの最大値は 0.7×10^{-3} で程度であり、図 5-2 の維ひずみの最大値・最小値との整合もよいことがわかる。

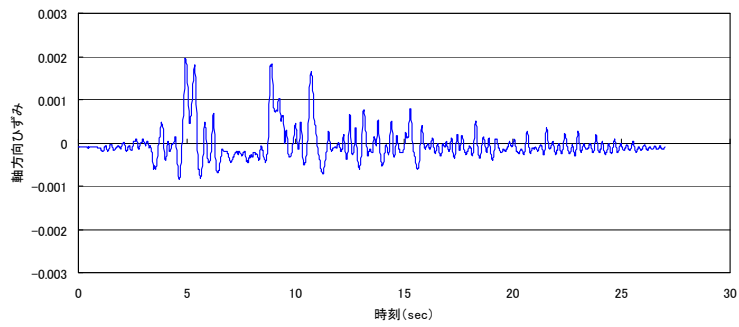


図 5-2 隔壁下端部での軸方向ひずみの時刻歴波形

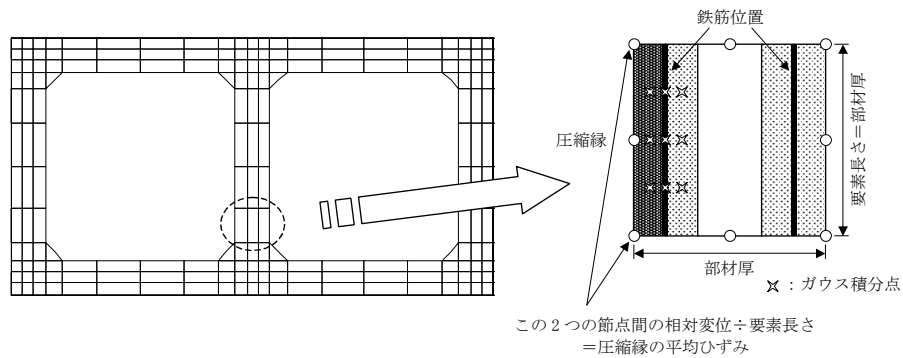


図 5-3 部材軸方向の平均ひずみの考え方

表 5-2 圧縮ひずみによる変形照査結果

圧縮縁の最大ひずみ ε	8.5×10^{-4}
構造解析係数 γ_a	1.20
照査用の圧縮ひずみ ε_d ($= \gamma_a \cdot \varepsilon$)	1.0×10^{-3}
限界ひずみ ε_r	1.0×10^{-2}
構造物係数 γ_i	1.00
$\gamma_i \cdot \varepsilon_d / \varepsilon_r$	0.10
安全性の判定	OK

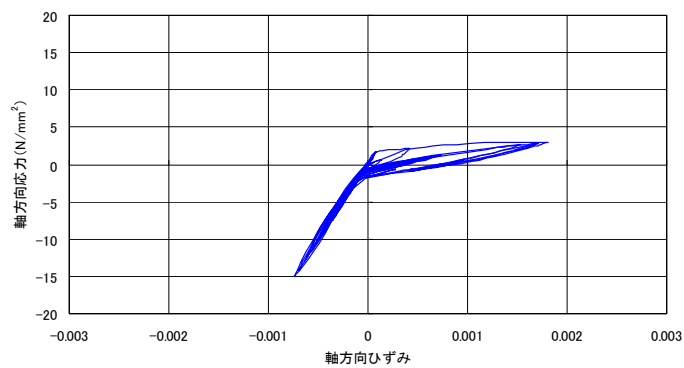


図 5-4 隔壁下端部での軸方向応力-ひずみ関係

次に、構造物が崩壊していないことを確認するために、構造系全体の変形挙動を検討した。図 5-5 は構造物の頂底版間の層間変位を構造物高さで除した層間変形角の時刻歴を示している。最大値は 0.0029 である。限界層間変形角 1/100 を安全評価の目安とすると、たとえ、最大層間変形角に構造解析係数 $\gamma_a = 1.20$ を乗じたとしても、限界層間変形角には十分に余裕がある状態である (⇒2.3.2(4) 参照)。

$$\gamma_i \cdot R_d / R_u \leq 1.0 \quad (5-1)$$

ここに、 γ_i : 構造物係数 (=1.00)

R_d : 照査用の層間変形角 ($=\gamma_a \cdot R$)

γ_a : 構造解析係数 (=1.20)

R : 応答計算による最大層間変形角 ($=\Delta/H$)

Δ : 最大層間変位 (m)

H : 心々長さ (m)

R_u : 限界層間変形角

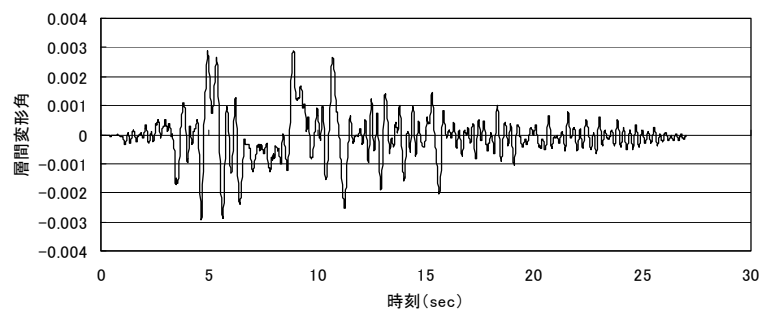


図 5-5 構造物隔壁の層間変形角の時刻歴

表 5-3 層間変形角による変形挙動の確認

最大層間変位 Δ (cm)	1.15
層間高さ H (m)	3.9
最大層間変形角 R	0.0029
構造解析係数 γ_a	1.20
照査用の層間変形角 $R_d (= \gamma_a \cdot R)$	0.0035
限界層間変形角 R_u	0.01
構造物係数 γ_i	1.00
$\gamma_i \cdot R_d / R_u$	0.35
安全性の判定	OK

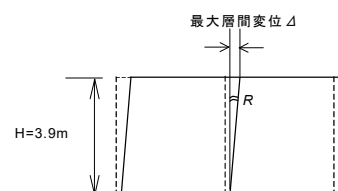


図 5-6 には、構造系全体の荷重－変位の履歴を示す。変位量としては先の頂底版間の層間変位をとり、荷重としては、各鉛直部材下端部のせん断力の総和を用いた。この図は、構造系全体に作用する水平方向の荷重に対する耐荷力特性を示すものと考えられる。この荷重－変位履歴の包絡形状は紡錘形を呈しており、構造物は耐荷力を失うことなく安定的に挙動していることがわかる。

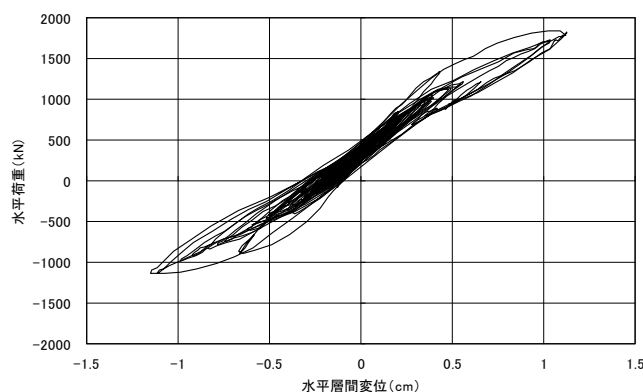


図 5-6 荷重－層間変位関係

図 5-7 は、隔壁の鉛直変形量の時刻歴を示している。この変形量は隔壁の上下端間の部材軸方向の相対変位量である。この指標は、鉛直部材の倒壊に伴う大変形を確認することができるものと考えられる。正が鉛直部材の引張変形を表している。初期状態から圧縮側にシフトしているのは、自重および静的な鉛直地震力の影響である。圧縮側でバランスした状態から引張側に多少変位するものの、バランスの状態から圧縮側にはほとんど変形していない。これは、鉛直部材は倒壊しておらず、頂版が崩壊するようなことも生じていないことを示していると考えられる。また、隔壁の長さ 3.9m（内寸法）に対して、0.1cm 程度の相対変位量であるため、十分に微小変形の範囲内であることが確認できる。

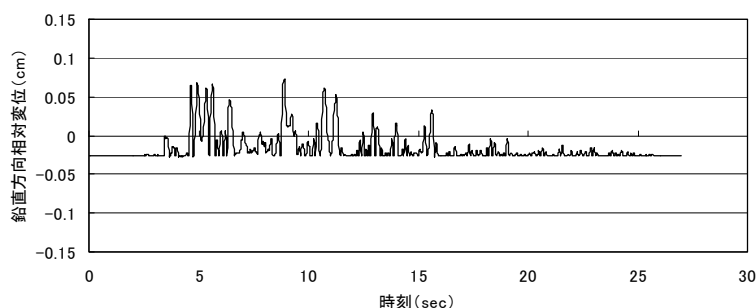


図 5-7 構造物隔壁の鉛直方向相対変位時刻歴

(2) せん断破壊の照査

せん断破壊を防止するために、全部材に対して下式によりせん断耐力の照査を行う。

$$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0 \quad (5-2)$$

ここに、 γ_i : 構造物係数 (=1.00)
 V_d : 部材の設計せん断力 ($=\gamma_a \cdot V$)
 γ_a : 構造解析係数 (=1.05)
 V : 応答計算によるせん断力値
 V_{yd} : 部材各断面の設計せん断耐力

設計せん断耐力 V_{yd} は，示方書式とした．表 5-4 にせん断耐力の照査結果を示す．

照査の結果，構造物の全部材でせん断破壊しないことが確認された．

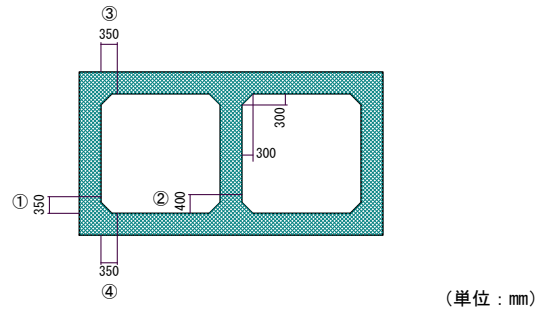


図 5-* せん断に対する照査位置

以上より，構造系全体の変形挙動が安定していることを確認するとともに，曲げ系の破壊，せん断破壊のいずれの破壊も生じないことを確認した．したがって，海水管ダクトの耐震性能が満足されることを確認するに至った．

表 5-4(1) 海水管ダクトのせん断力に関する照査
(示方書式による耐力評価、正側最大せん断力発生時)

			側壁	隔壁	頂版	底版
			①	②	③	④
断面諸元	部材の腹部の幅	b_w (cm)	100	100	100	100
	断面の高さ	D (cm)	60	60	60	60
	部材の有効高さ	d (cm)	50	50	50	50
	かぶり	c (cm)	10	10	10	10
	引張側鋼材の断面積	A_s (cm ²)	19.10	19.10	19.10	19.10
	引張鉄筋比	p_v (%)	0.38	0.38	0.38	0.38
	せん断補強筋の断面積	A_w (cm ²)	13.30	13.30	13.30	13.30
	せん断補強筋比	p_w (%)	0.67	0.67	0.67	0.67
	補強鉄筋と部材軸とのなす角度	α_s (deg)	90	90	90	90
	せん断補強鉄筋の配置間隔	s_s (cm)	20	20	20	20
材料強度	コンクリート設計基準強度	f'_{ck} (N/mm ²)	24	24	24	24
	コンクリート材料係数	γ_c	1.30	1.30	1.30	1.30
	コンクリート設計圧縮強度	f'_{cd} (N/mm ²)	18	18	18	18
	鋼材の引張降伏強度の特性値	f_{ky} (N/mm ²)	345	345	345	345
	鋼材の材料係数	γ_s	1.00	1.00	1.00	1.00
	せん断補強鉄筋の設計降伏強度	f_{vyd} (N/mm ²)	345	345	345	345
設計断面力	構造解析係数	γ_a	1.05	1.05	1.05	1.05
	設計曲げモーメント	M_d (kN・m)	493	655	518	436
	設計軸方向圧縮力	N'_d (kN)	788	1137	795	720
	設計せん断力	V_d (kN)	912	520	785	401
	せん断スパン比	a/d	5.6	5.6	5.6	5.6
せん断耐力 (棒部材)	斜め引張破壊モードにおいてコンクリートが分担するせん断耐力	f_{vcd} (N/mm ²)	0.53	0.53	0.53	0.53
		β_d	1.19	1.19	1.19	1.19
		β_p	0.73	0.73	0.73	0.73
		β_n	1.16	1.17	1.15	1.17
		β_a	1.00	1.00	1.00	1.00
		γ_{b1}	1.30	1.30	1.30	1.30
		γ_{b2}	1.00	1.00	1.00	1.00
		γ_{bc}	1.30	1.30	1.30	1.30
	せん断補強鋼材により受持たれるせん断耐力	V_{cd} (kN)	203	206	202	204
		z (cm)	43.5	43.5	43.5	43.5
		γ_{b1}	1.10	1.10	1.10	1.10
		γ_{b2}	1.00	1.00	1.00	1.00
		γ_{bs}	1.10	1.10	1.10	1.10
		V_{sd} (kN)	907	907	907	907
		設計せん断耐力	V_{yd} (kN)	1110	1113	1109
照査	構造物係数	γ_i	1.00	1.00	1.00	1.00
	照査値	$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd}$	0.82	0.47	0.71	0.36
	安全性の判定		OK	OK	OK	OK
備考			R < 0.01	R < 0.01	R < 0.01	R < 0.01

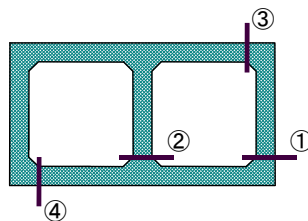
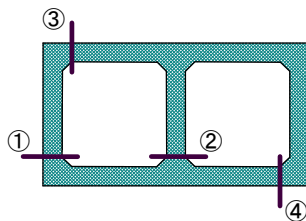


表 5-4(2) 海水管ダクトのせん断力に関する照査
(示方書式による耐力評価、負側最大せん断力発生時)

			側壁	隔壁	頂版	底版	
			①	②	③	④	
断面諸元	部材の腹部の幅	b _w (cm)	100	100	100	100	
	断面の高さ	D (cm)	60	60	60	60	
	部材の有効高さ	d (cm)	50	50	50	50	
	かぶり	c (cm)	10	10	10	10	
	引張側鋼材の断面積	A _s (cm ²)	19.10	19.10	19.10	19.10	
	引張鉄筋比	p _v (%)	0.38	0.38	0.38	0.38	
	せん断補強筋の断面積	A _w (cm ²)	13.30	13.30	13.30	13.30	
	せん断補強筋比	p _w (%)	0.67	0.67	0.67	0.67	
	補強鉄筋と部材軸とのなす角度	α _s (deg)	90	90	90	90	
	せん断補強鉄筋の配置間隔	s _s (cm)	20	20	20	20	
材料強度	コンクリート設計基準強度	f' _{ck} (N/mm ²)	24	24	24	24	
	コンクリート材料係数	γ _c	1.30	1.30	1.30	1.30	
	コンクリート設計圧縮強度	f' _{cd} (N/mm ²)	18	18	18	18	
	鋼材の引張降伏強度の特性値	f _{ky} (N/mm ²)	345	345	345	345	
	鋼材の材料係数	γ _s	1.00	1.00	1.00	1.00	
	せん断補強鉄筋の設計降伏強度	f _{wyd} (N/mm ²)	345	345	345	345	
設計断面力	構造解析係数	γ _a	1.05	1.05	1.05	1.05	
	設計曲げモーメント	M _d (kN・m)	-481	-610	-439	-374	
	設計軸方向圧縮力	N' _d (kN)	793	1136	481	1005	
	設計せん断力	V _d (kN)	-932	-513	-353	-810	
	せん断スパン比	a / d	5.6	5.6	5.6	5.6	
せん断耐力 (棒部材)	斜め引張破壊モードにおいてコンクリートが分担するせん断耐力	f _{vcd} (N/mm ²)	0.53	0.53	0.53	0.53	
		β _d	1.19	1.19	1.19	1.19	
		β _p	0.73	0.73	0.73	0.73	
		β _n	1.16	1.19	1.11	1.27	
		β _a	1.00	1.00	1.00	1.00	
		γ _{b1}	1.30	1.30	1.30	1.30	
		γ _{b2}	1.00	1.00	1.00	1.00	
		γ _{bc}	1.30	1.30	1.30	1.30	
	せん断補強鋼材により受持たれるせん断耐力	V _{cd} (kN)	204	208	195	223	
		z (cm)	43.5	43.5	43.5	43.5	
		γ _{b1}	1.10	1.10	1.10	1.10	
		γ _{b2}	1.00	1.00	1.00	1.00	
		γ _{bs}	1.10	1.10	1.10	1.10	
		V _{sd} (kN)	907	907	907	907	
		設計せん断耐力	V _{yd} (kN)	1111	1115	1101	1129
		照査	構造物係数	γ _i	1.00	1.00	1.00
	照査値		γ _i ・V _d / V _{yd}	0.84	0.46	0.32	0.72
安全性の判定			OK	OK	OK	OK	
備考			R < 0.01	R < 0.01	R < 0.01	R < 0.01	



6. 機器・配管の間接支持機能に関する確認

ここで、マニュアル編 1.4 では、S クラスの機器・配管系の間接支持機能が求められる構造物の照査で部材降伏以上の損傷が認められた場合、構造物の地震時損傷による機器・配管の支持性能への影響についても、以下のいずれかの検討を行うとしている。

①機器・配管のアンカー定着部の損傷が部材降伏以内になっていることを確認する。

②アンカー定着部の損傷が部材降伏を超えると照査の過程で認められた場合には、既往研究の調査、あるいは実験や解析などを適宜行って、支持性能が確保されることを確認する。

本検討では、5 章（図 5-1）で示したように、構造物隔壁の一部（上部と下部）で、部材降伏以上の損傷が認められている。そこで、図 6-1 に示すように、海水管サポートの設置位置を把握した上で、サポート基部（アンカー定着部）付近の損傷を検討する。図 6-1 によると、サポート基部付近の損傷は部材降伏以内になっているので、支持性能に関する健全性が確認できたことになる。

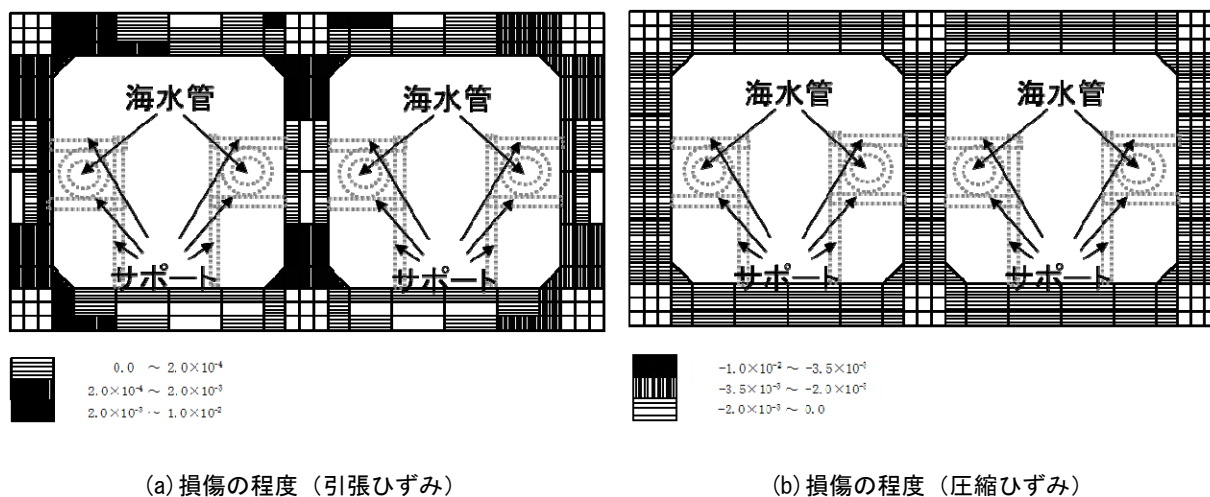


図 6-1 構造物の損傷状況

Ⅱ．三次元材料非線形の地震応答解析を用いた照査例

1. はじめに

本照査例では、水平二方向入力に対して、材料非線形性を考慮した三次元ソリッド要素を用いた地震応答解析に基づく耐震性能照査例を示す。水平二方向入力に対する構造物の三次元応答や、三次元形状を有する構造物の地震応答を精度に良く把握したい場合等、三次元効果を含めてより実挙動に近い評価を行うことで合理的に照査したい場合などには、三次元地震応答解析が有効となる。

対象構造物は、「照査例Ⅱ-2005」での構造条件を基本に考え、二連の横断面を有する RC 製ボックスカルバートが線状に延長して、水平方向に直角な屈曲部を有する構造形状・線形を有する条件とした。なお、こうした線状構造物は、長手方向の剛性や耐荷力が非常に高く、横断面方向の地震応答が支配的となるため、通常は、直線部を代表断面として抽出して、二次元でモデル化して照査を行うことが一般的である。また、屈曲部では、局所的なひずみが生じやすい傾向にあるものの、一般に、耐荷性能上問題となるものではなく、二次元横断面よりも地震時の変形が小さくなると想定される（技術資料Ⅴ）。

構造解析には、地盤ならびに構造物の材料非線形性を考慮した地盤-構造物連成系の三次元地震応答解析を採用する。この解析では、構造物長手方向に対して空間的広がりを持つモデルを作成するため、各構造部位に対して、三次元形状の影響等が含まれた応答結果に基づく照査が可能である。

耐震性能照査の手順は図 1-1 に示すとおりである。以下、この手順に沿い、2 章では性能設定、3 章では照査条件を整理した。4 章の解析方法では、解析モデルおよび解析入力物性などを示した。5 章では、初期応力状態を考慮するために自重解析を実施した後の地震応答解析結果を示し、解析結果の妥当性を確認した。6 章では照査に用いる解析結果を抽出して、必要な性能を有しているかを照査した。

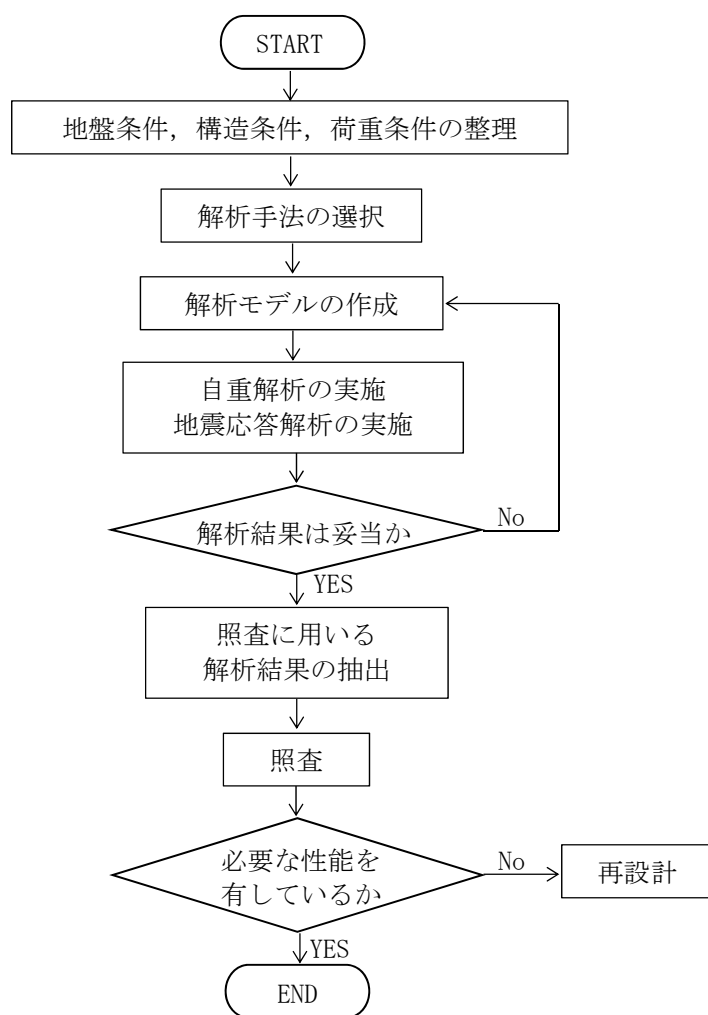


図 1-1 地盤-構造物連成系の地震応答解析に基づく耐震性能照査の手順

2. 性能設定

海水管ダクトは、原子炉補機冷却系に属する設備である海水管を支持する間接支持構造物である。原子炉補機冷却系設備は、非常時における原子力発電所の安全確保のための諸機能のうち、特に、原子炉を「冷やす」機能を有している。また、この原子炉補機冷却系は耐震重要度分類において S クラスに位置づけられている。間接支持構造物の役割と耐震重要度のかかわりを整理すると、海水管ダクトは、設計用基準地震時においても、海水管の機能が維持できるようにこれら設備を支持することが求められている。

海水管ダクトの耐震性能照査にあたって、「屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル 2018」に示された屋外重要土木構造物の性能をもとに、対象構造物に求められる具体的な性能を表 2-1 のように整理した。本検討においては、海水管の機能維持のための付帯条件を考慮せず、『構造物が崩壊しない』ことが、海水管ダクトの終局限界状態となる。したがって、海水管ダクトの目標性能（耐震性能）は次のように示される。

『基準地震動 S_s に対して、構造物が崩壊しない。』

以下、海水管ダクトについてのこの目標性能（耐震性能）に関する照査を実施する。

表 2-1 地震時に求められる海水管ダクトの性能

海水管の機能		設計用基準地震時においても、海水の通水性を確保する。
海水管ダクトの性能	要求性能	設計用基準地震時においても、海水管の通水機能を維持するように安全に支持する。
	目標性能 (耐震性能)	基準地震動 S_s に対して、以下の条件を満足する。 ① 構造物が崩壊しない。 ② 海水管の機能維持のために海水管ダクトに求められる条件を満足する。 ^(注)
備 考		(注) 本検討においては、海水管の機能維持のための付帯条件は考えていない。

3. 照査条件

照査条件は、「照査例Ⅱ-2005」を基本とし、三次元構造形状として水平方向に直角な屈曲部を有する条件を付加した。

(1) 一般条件

- ・ 構造形式 二連ボックスカルバートの鉄筋コンクリート構造物
(水平方向に) 直角の屈曲部を有する
施工ブロックごとに耐震ジョイントを設置
(交差部から 5m, 直線部では 15m 間隔とした.)
- ・ 構造寸法 幅 8.4m×高さ 4.5m, 内空寸法は 3.3m×3.3m
- ・ 支持条件 岩盤に直接支持

(2) 形状寸法

a. 構造図

対象とする海水管ダクトの構造図を図 3-1 に示す。屈曲部の平面図を図 3-2 に示す。

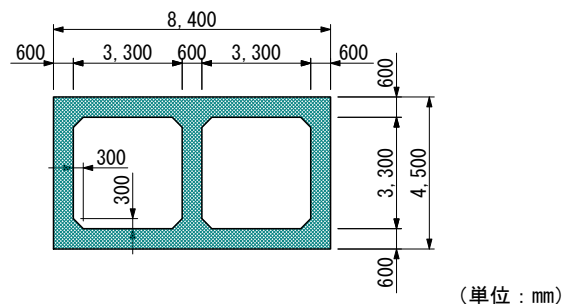


図 3-1 海水管ダクトの構造図（断面図）

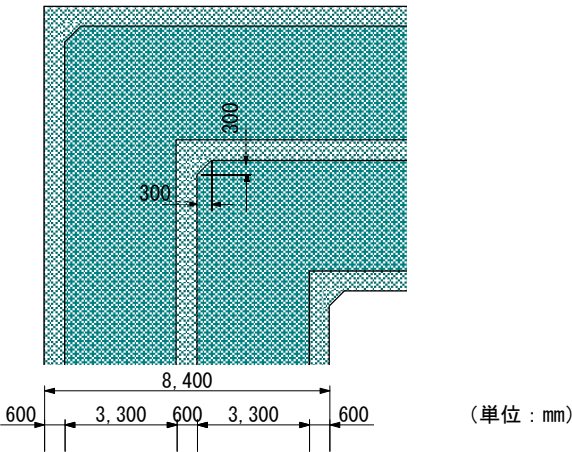


図 3-2 海水管ダクト屈曲部平面図

b. 部材断面

部材断面および断面諸元を図 3-3 に示す。配力鉄筋量を図 3-4 に示す。屈曲部の配筋は、直線部横断面の配筋を基本とし、屈曲部頂底版の配筋については直線部横断面の主筋が交差するように配筋した。

断面	部材厚 D (cm)	主筋配筋	主鉄筋量 A_s (cm ²)	補強筋配筋	補強筋量 A_w (cm ²)
断面 1	60	D19@150	19.1	D16@150 Ss=200	13.3
断面 2	60	D19@150	19.1	D16@150 Ss=200	13.3
断面 3	60	D19@150	19.1	D16@150 Ss=200	13.3
断面 4	60	D19@150	19.1	D16@150 Ss=200	13.3

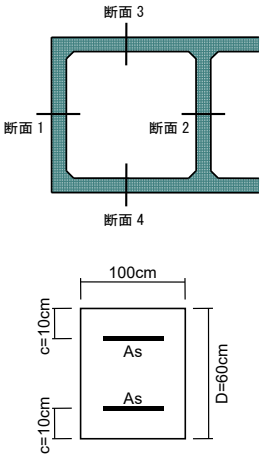


図 3-3 部材断面および断面諸元

断面	部材厚 D (cm)	配力鉄筋	配力鉄筋量 A_d (cm ²)
断面 1	60	D16@300	6.62
断面 2	60	D16@300	6.62
断面 3	60	D16@300	6.62
断面 4	60	D16@300	6.62

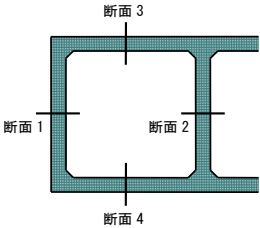


図 3-4 配力鉄筋量

c. 使用材料

材料の特性値を表 3-1 に示す。

表 3-1 材料の特性値

材料	仕様	項目	
コンクリート※1)	—	圧縮強度の特性値 f'_{ck}	24 N/mm ²
		ヤング係数の特性値 E_c	25 kN/mm ²
鉄筋※2)	SD345	引張降伏強度の特性値 f_{yk}	345 N/mm ²
		圧縮降伏強度の特性値 f'_{yk}	345 N/mm ²
		ヤング係数の特性値 E_s	200 kN/mm ²

※1) JIS A5308 に適合するレディミクストコンクリート

※2) JIS G3112 に適合する鉄筋コンクリート用棒鋼

(3) 自然・地質条件

a. 地質条件

海水管ダクト周辺の地質条件を図 3-5 に示す。地表面（標高+10.0m）から標高-5.0m までは砂層であり、これより以深は岩盤である。海水管ダクトはこの岩盤に直接支持されている。

b. 地下水条件

砂層には地下水が存在し、地下水面は標高±0.0m にある。

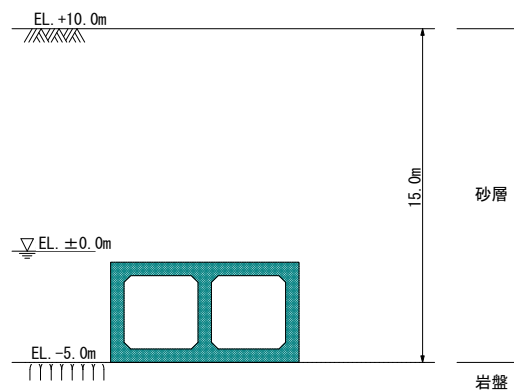


図 3-5 海水管ダクト周辺の地質条件

c. 地盤物性

地盤の初期物性値を図 3-6 に示す。この地盤は仮想的なモデル地盤であり、せん断波速度が深度にかかわらず一定としている。砂層の $G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 関係を図 3-7 に示す。岩盤は線形弾性体としてモデル化する。

	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	S波速度 V_s (m/sec)	せん断弾性 定数の初期値 G_0 (kN/m ²)	減衰定数 の初期値 h_0 (%)
+10.0m 砂層①	18.0	0.40	300	165,000	2.0
± 0.0m 砂層②	20.0	0.48	300	184,000	2.0
- 5.0m 岩盤	20.0	0.33	700	1,000,000	2.0
-10.0m					

図 3-6 地盤の初期物性値

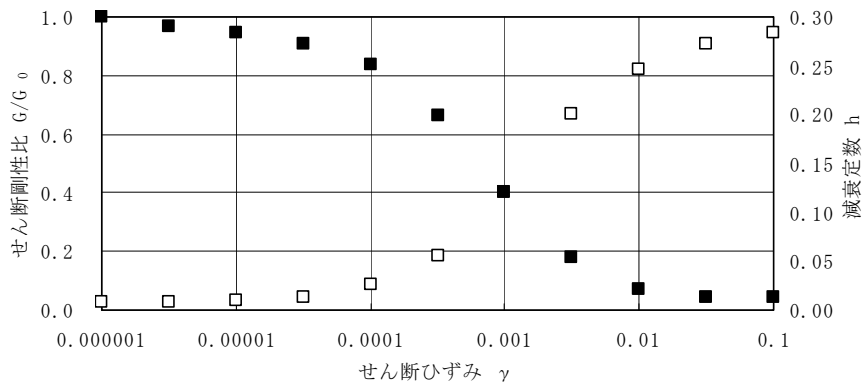


図 3-7 砂層の $G/G_0 - \gamma$, $h - \gamma$ 関係

(4) 荷重条件

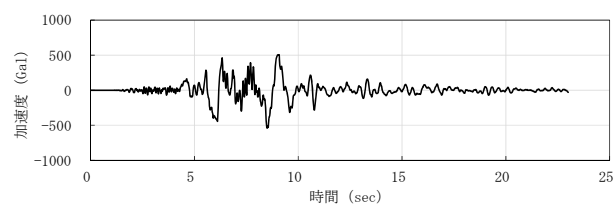
a. 検討用地震動

検討用地震動の加速度時刻歴を図 3-8 に示す。本地震動は、兵庫県南部地震・神戸大学観測波を本照査例用に加速度調整を行ったものであり、解放基盤表面上で 2E (E: 上昇波) として定義された基準地震動として扱うこととした。

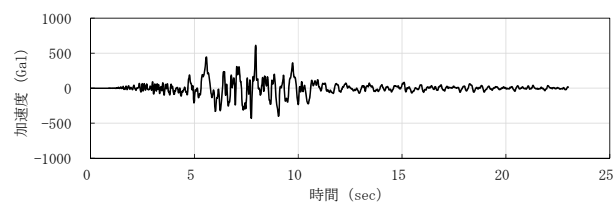
b. 機器荷重

底版に、配管荷重として 10kN/m を考慮する。

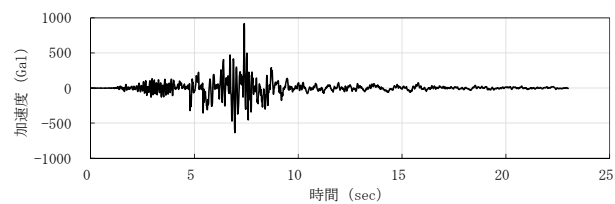
照査例Ⅱ



NS 方向



EW 方向



UD 方向

図 3-8 検討用地震動の加速度時刻歴

4. 解析方法

(1) 解析モデル

解析モデルを図 4-1 に示す。海水管ダクトおよび地盤はソリッド要素でモデル化した。海水管ダクト～地盤間は、接合要素によってすべり・剥離を考慮した。図 4-1 中の①は、耐震ジョイントをモデル化した位置を示している。構造物の部材厚方向の分割は三分割とした。ダクト長手方向の分割について、屈曲部近傍は部材厚と同程度の分割とし、屈曲部から離れるにつれその間隔を広くした。

境界条件について、自重解析では側方鉛直ローラーとし、動的解析では、構造物寸法に対して十分に広い領域を確保することにより、側方フリーの境界条件で検討することとした。この場合、解析モデルの平面領域は、200m×200m である。モデル下端は自重解析時ならびに動的解析時においても固定とした。

入力地震動について、地盤－構造物連成系の三次元モデルの底面境界が固定境界であることを考慮して、図 3-8 で示した検討用地震動を一次元重複反射理論に基づく等価線形解析によって解析モデル下面（G. L. - 20.0m）まで引き戻し、上昇波（E）および下降波（F）（E+F）を抽出して二次元モデルの底面固定境界に入力した。

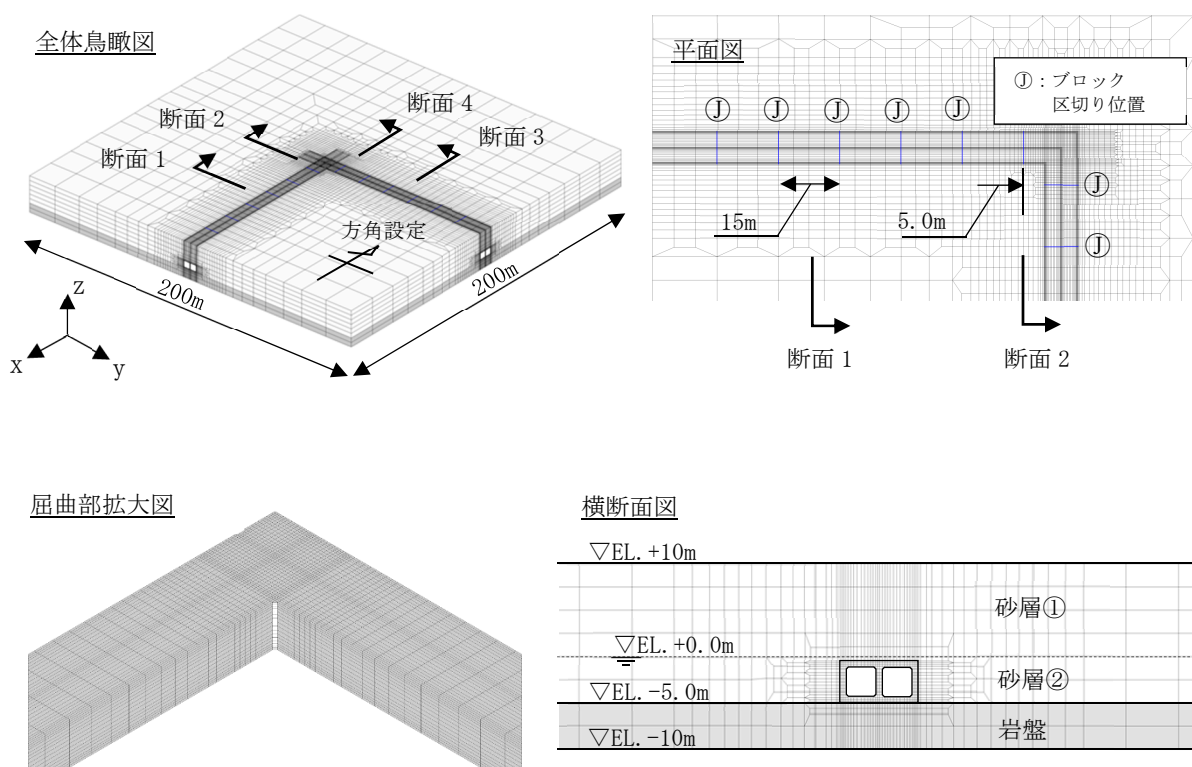


図 4-1 解析モデル

(2) 地盤材料の非線形モデル

地盤構成則は、R-0 モデルによる骨格曲線と、Masing 則による履歴特性によってせん断成分の非線形特性を考慮した。

解析に用いる地盤の初期物性値は、図 3-6 に示すものである。また、非線形特性としては、図 3-7 に示すひずみ依存特性を用いた。非線形特性について、想定される地盤のひずみレベルに応じて必要なパラメータ (α , β) を設定する必要がある。

想定される地盤のひずみレベルは、図 3-8 に示す地震動を岩盤上面を解放基盤として入力した、一次元重複反射理論による等価線形解析を行うことで算定した。その解析結果を用いて設定した非線形特性のパラメータの詳細を表 4-1 に示す。

表 4-1 R-0 モデルのパラメータ

地質区分	一次元地震応答解析結果			パラメータ		
	γ_f	G/G_0	h	γ_y	α	β
砂層① (地下水面より上)	2.7×10^{-3}	0.20	0.19	1.0×10^{-3}	8.69	1.62
砂層② (地下水面より下)	6.4×10^{-3}	0.10	0.23	5.46×10^{-4}	5.71	1.36

(3) 構造物諸元ならびに材料の非線形モデル

構造物の断面諸元および初期物性値を表 4-2 に示す。なお、機器荷重の影響については、底版に対する付加質量としてモデル化したため、その単位体積重量を割り増している。

鉄筋コンクリートの構成則を適用するにあたり、使用要素は、アクティブクラック法に基づく非直交多方向固定/分散ひび割れモデルによる鉄筋コンクリート要素とした。これは、任意の載荷経路依存性を考慮した、ひび割れを内在する有限体積に適用される鉄筋コンクリート要素の平面材料構成則を三次元に拡張したものである。

表 4-2 構造物の断面諸元と初期物性値

断面 番号	部材厚 D (cm)	かぶり c (cm)	ポアソン比 ν	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	コンクリートの 圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	コンクリートの 引張強度 f'_t (N/mm ²)
1	60	10	0.167	24	24	1.91
2	60	10	0.167	24	24	1.91
3	60	10	0.167	24	24	1.91
4	60	10	0.167	34.1 ^{*)}	24	1.91

*) 底版については機器荷重に相当する分布荷重を付加質量として与えた

(4) 耐震ジョイント

耐震ジョイントは、剥離・すべりを考慮できる接合要素でモデル化する。圧縮側は構造物の接触を考慮し、引張側は剥離を考慮したモデルとした。せん断方向の剛性は、解析が安定する範囲で微小な値とした。

(5) その他の解析条件

a. 積分手法

Newmark β 法 ($\beta=0.36$, $\gamma=0.70$) を用いた.

b. 非線形収束計算手法

Newton-Raphson 法を用いた.

c. 減衰

履歴減衰として考慮している.

5. 解析結果

解析結果を図 5-1～図 5-11 に示す.

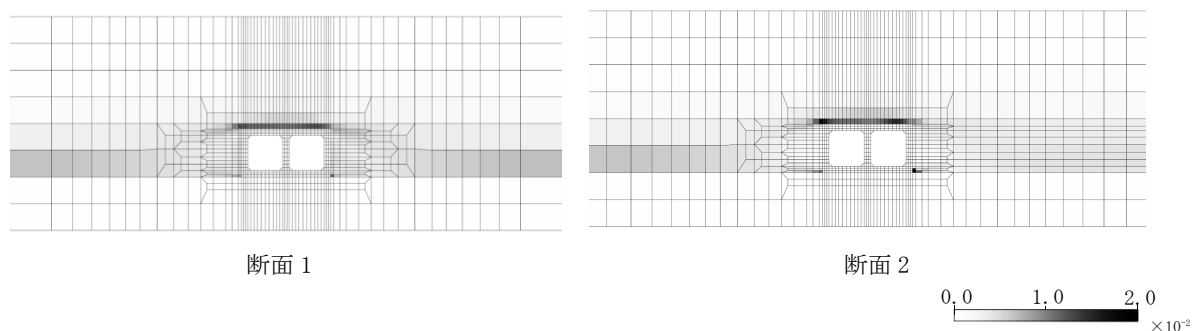
図 5-1, 図 5-2 には, 図 4-1 に示す断面位置において, 構造物横断面のせん断ひずみおよびせん断応力分布 (最大値分布) を示している. 各方向の分布図をそれぞれ比較すると, NS 方向 (XZ 断面); 断面 3 と断面 4 の方が EW 方向 (YZ 断面); 断面 1 と断面 2 よりも発生せん断ひずみ・せん断応力が大きいことが分かる.

図 5-3 には, 地盤応答を示した位置での構造物横断面方向の頂底板間水平層間変位を示した. 地盤応答の分布図から確認できる傾向と同様に, 同図からも NS 方向 (XZ 断面) の応答が大きいことが分かる. 屈曲部に近い断面 2 および断面 4 の変位は, 屈曲部から離れた直線部の変位よりも小さくなっており, これは, 屈曲部においては各部材の面内剛性により変形が拘束されたためと考えられる.

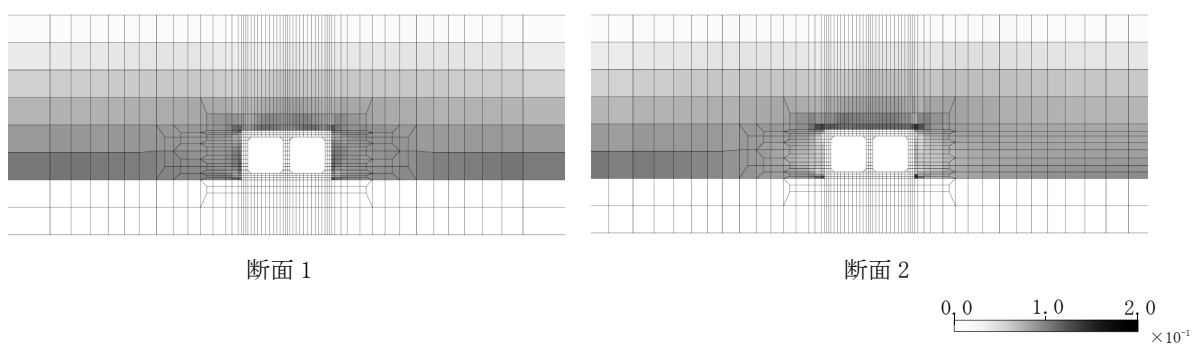
図 5-4, 図 5-5 には, NS 方向での変位が各方向で最大となる時刻 (8.70 秒, 9.24 秒) の変形図および主ひずみ分布図を示した. 屈曲部においては隅角部でひずみ集中領域が確認される結果であった.

図 5-6, 図 5-7 には, 各線状方向における構造物横断面の水平層間変位が最大となる時刻 (それぞれ 8.10 秒, 9.24 秒) での横断面変形および主ひずみ分布図を示した. 構造物のひずみの発生状況は横断面変位の大きさに対応しており, 主に構造物のせん断変形に伴った部材端部でひずみが生じていることが確認できる.

図 5-8～図 5-11 には, 図 5-6, 図 5-7 で示した図と同じ時刻における断面力図を示した. 各横断面方向の断面力図をそれぞれ比較すると, 構造物の水平層間変位が大きい NS 方向 (XZ 断面); 断面 3 と断面 4 の方が EW 方向 (YZ 断面); 断面 1 と断面 2 よりも大きいことが確認できる.

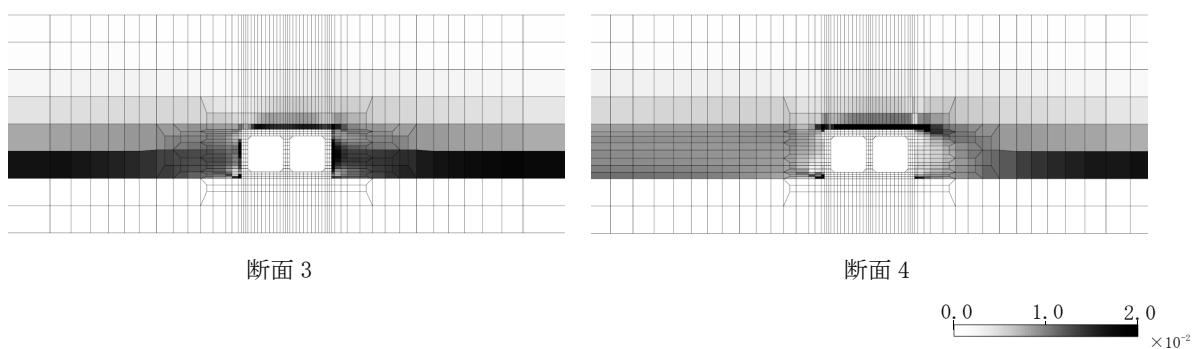


(a) せん断ひずみ

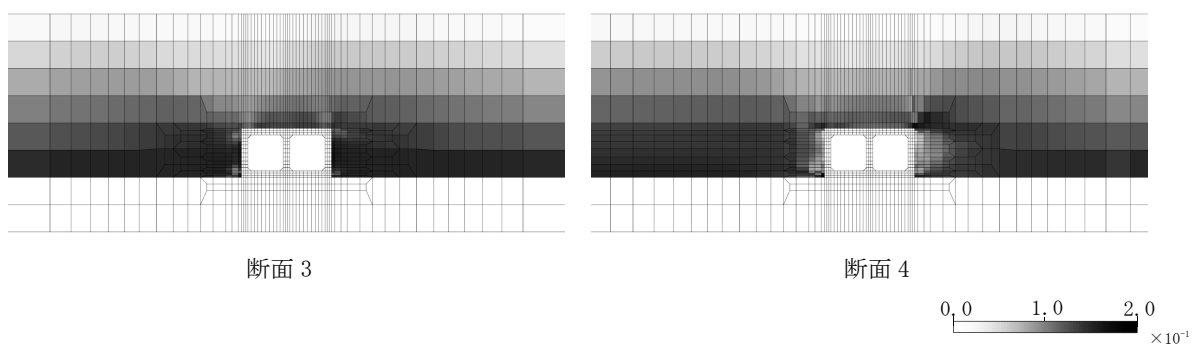


(b) せん断応力 (単位 : N/mm^2)

図 5-1 地盤応答 (最大値分布) (YZ 断面)



(a) せん断ひずみ



(b) せん断応力 (単位 : N/mm^2)

図 5-2 地盤応答 (最大値分布) (XZ 断面)

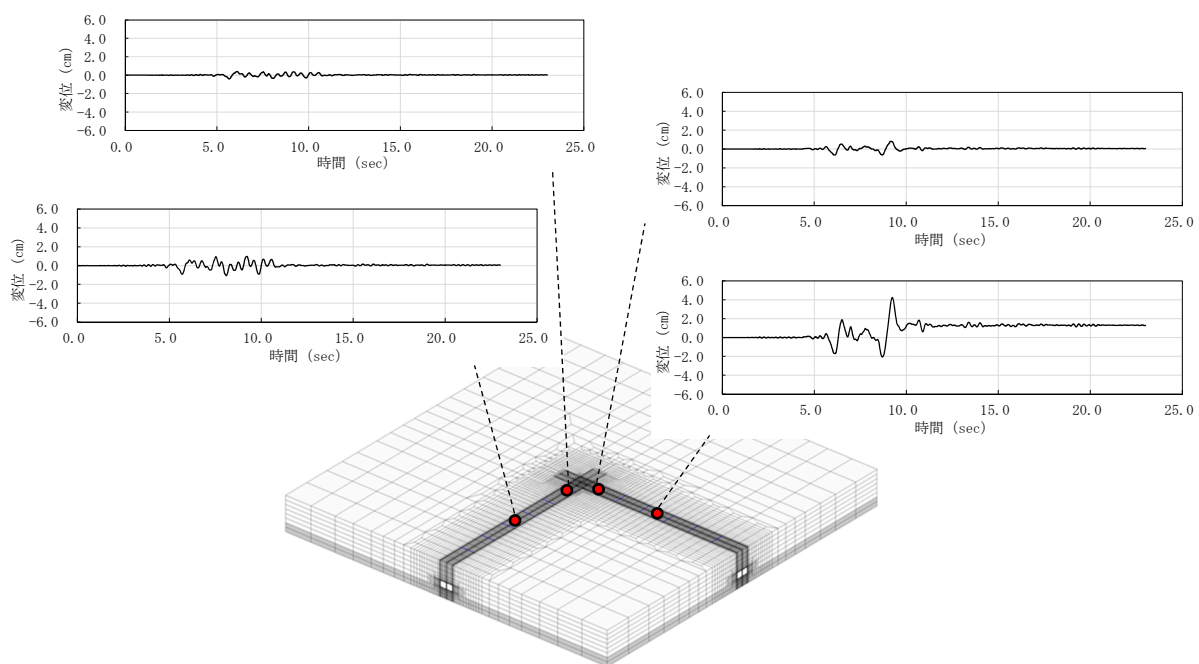


図 5-3 水平層間変位時刻歴

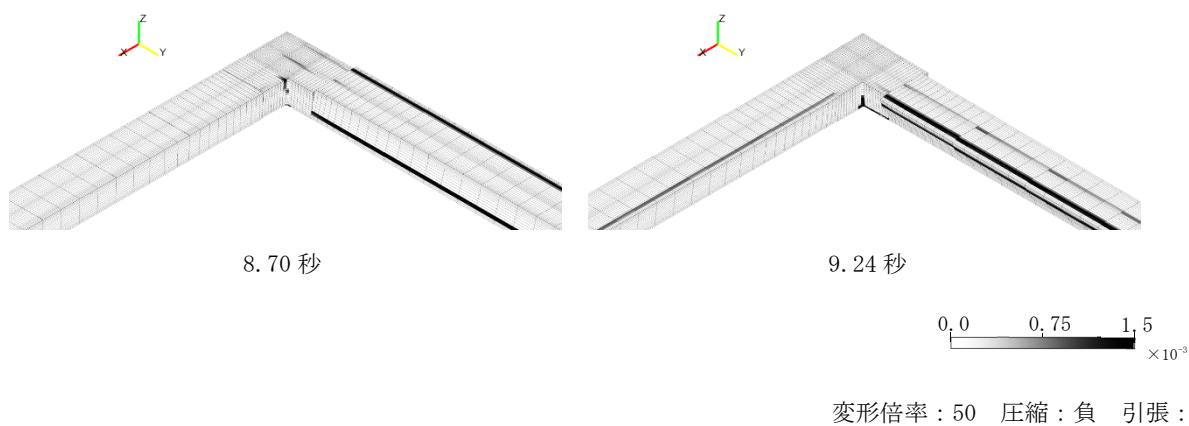


図 5-4 最大主ひずみ分布図

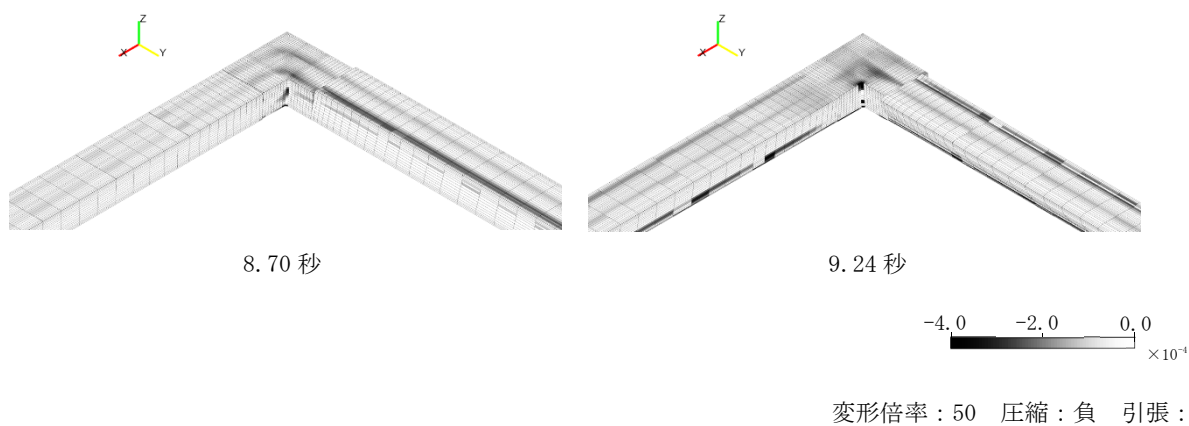
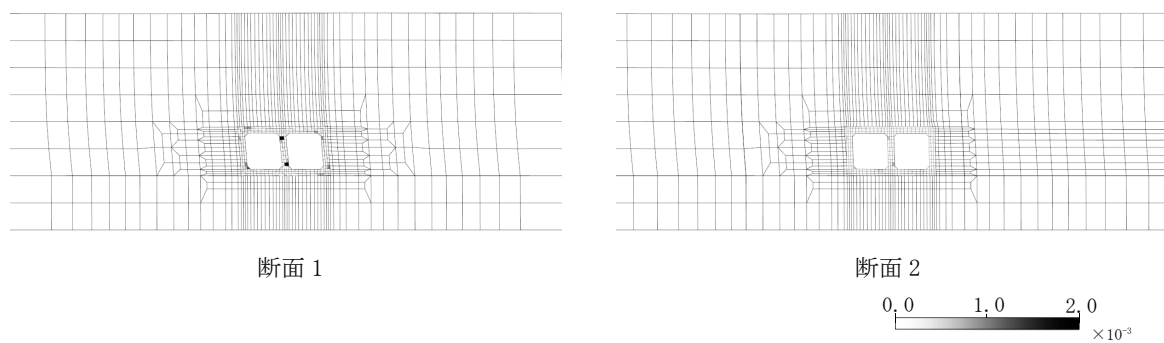
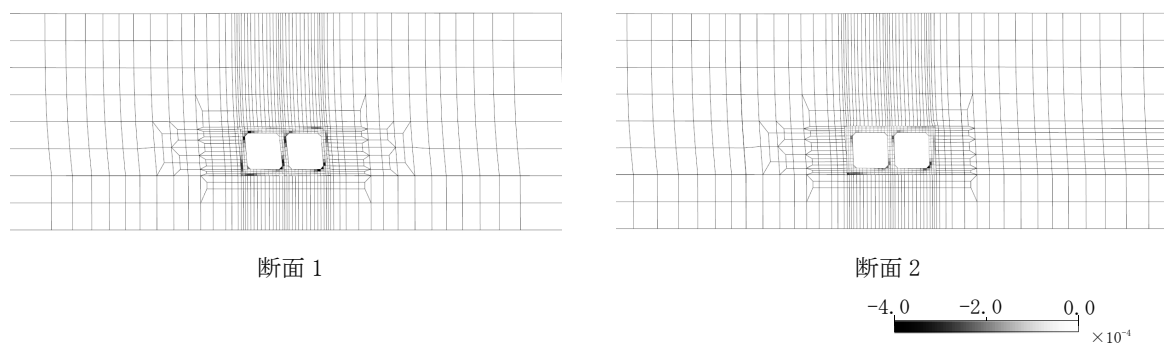


図 5-5 最小主ひずみ分布図



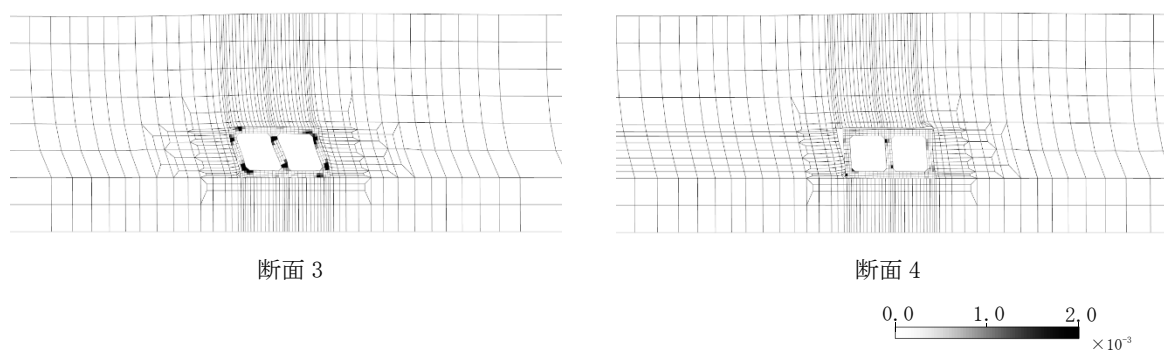
(a) 最大主ひずみ分布図



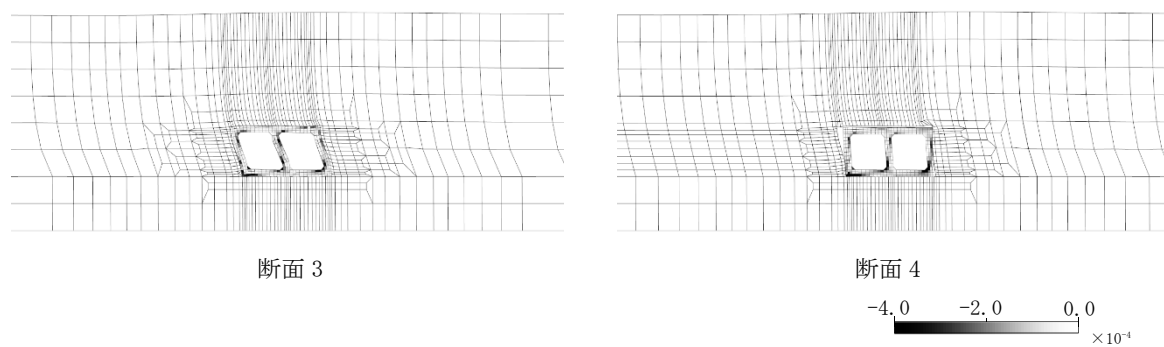
(b) 最小主ひずみ分布図

変形倍率：25 圧縮：負 引張：正

図 5-6 構造物横断面（8.10 秒）（YZ 断面）



(a) 最大主ひずみ分布図



(b) 最小主ひずみ分布図

変形倍率：25 圧縮：負 引張：正

図 5-7 構造物横断面（9.24 秒）（XZ 断面）

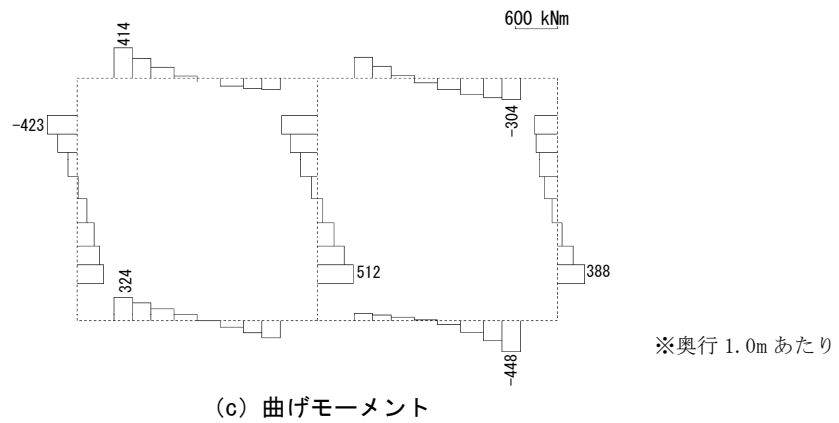
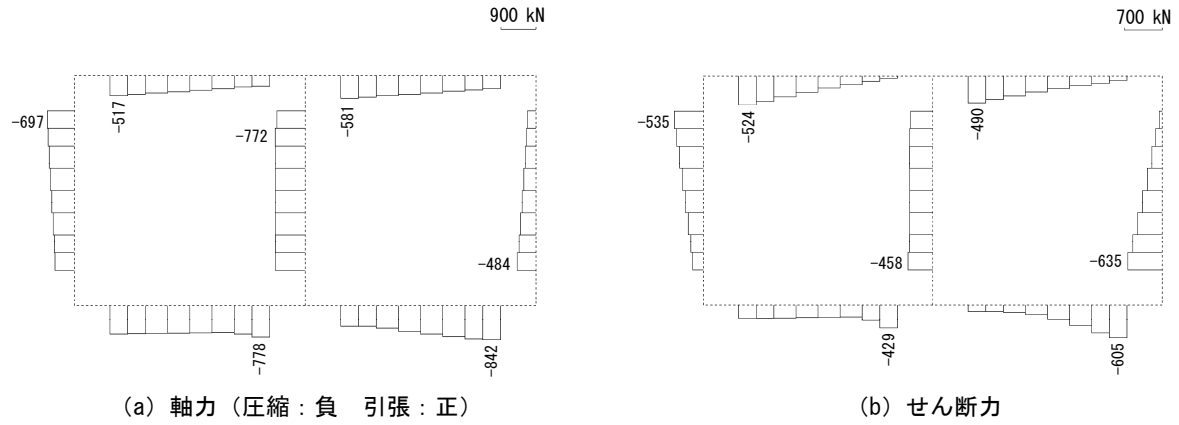


図 5-8 断面力図 (8.10 秒) (断面 1)

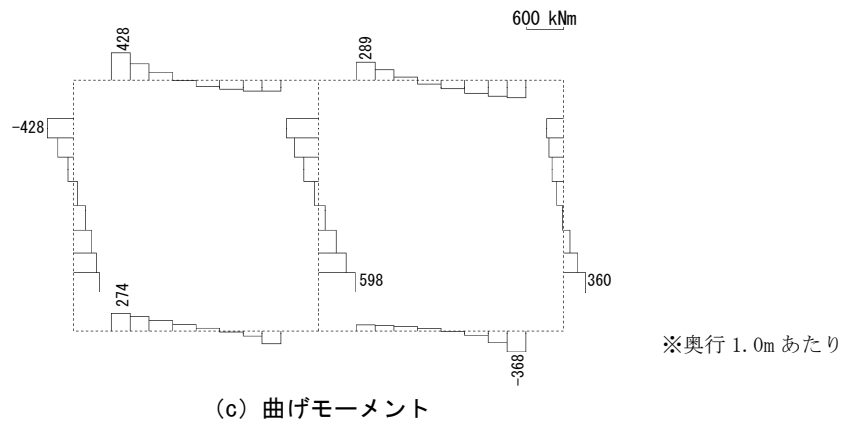
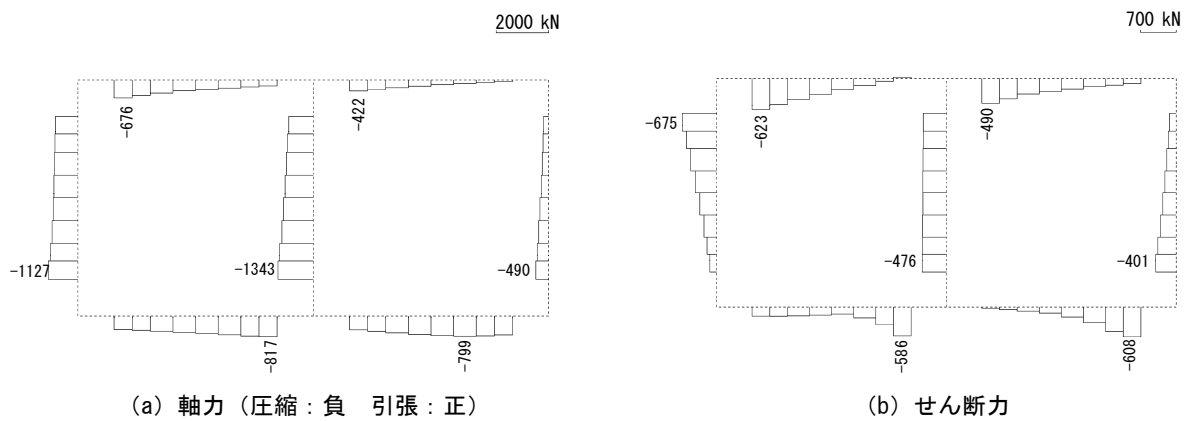


図 5-9 断面力図 (8.10 秒) (断面 2)

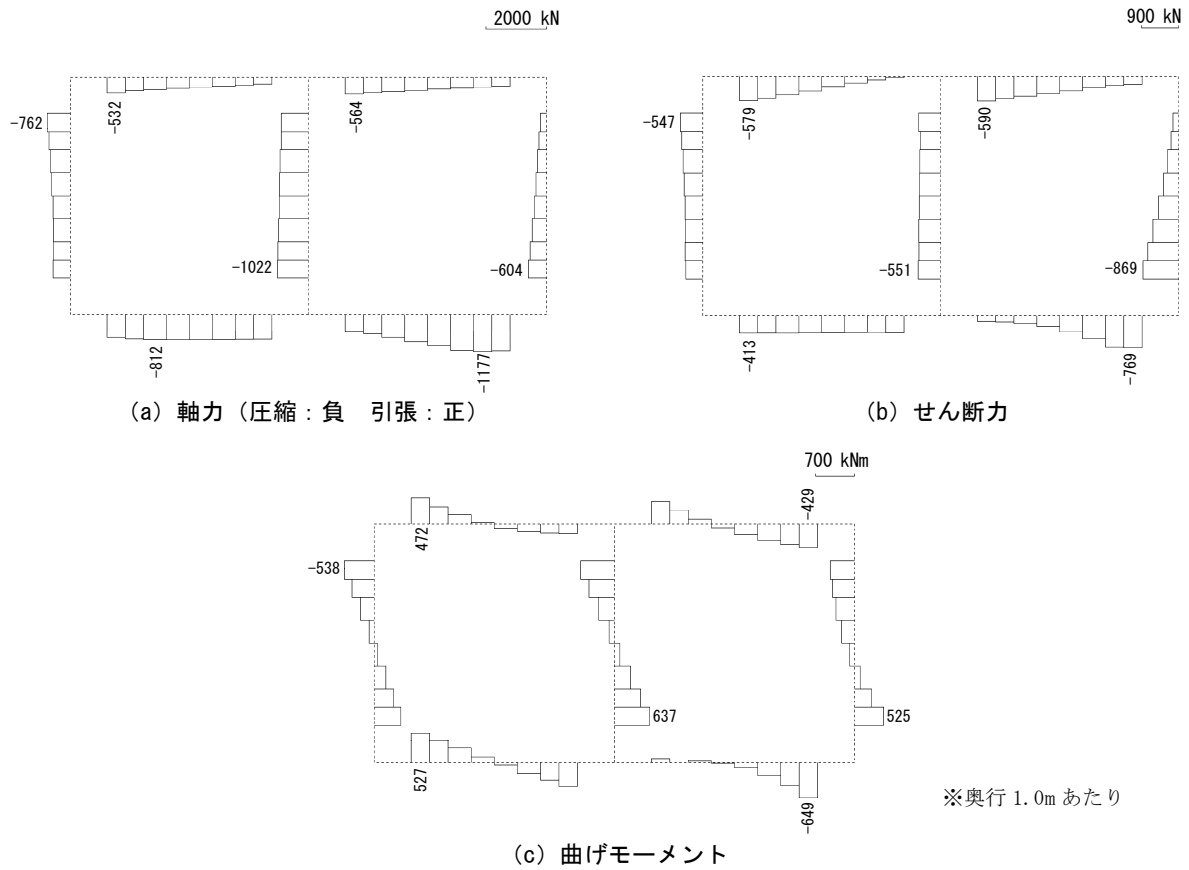


図 5-10 断面力図 (9.24 秒) (断面 3)

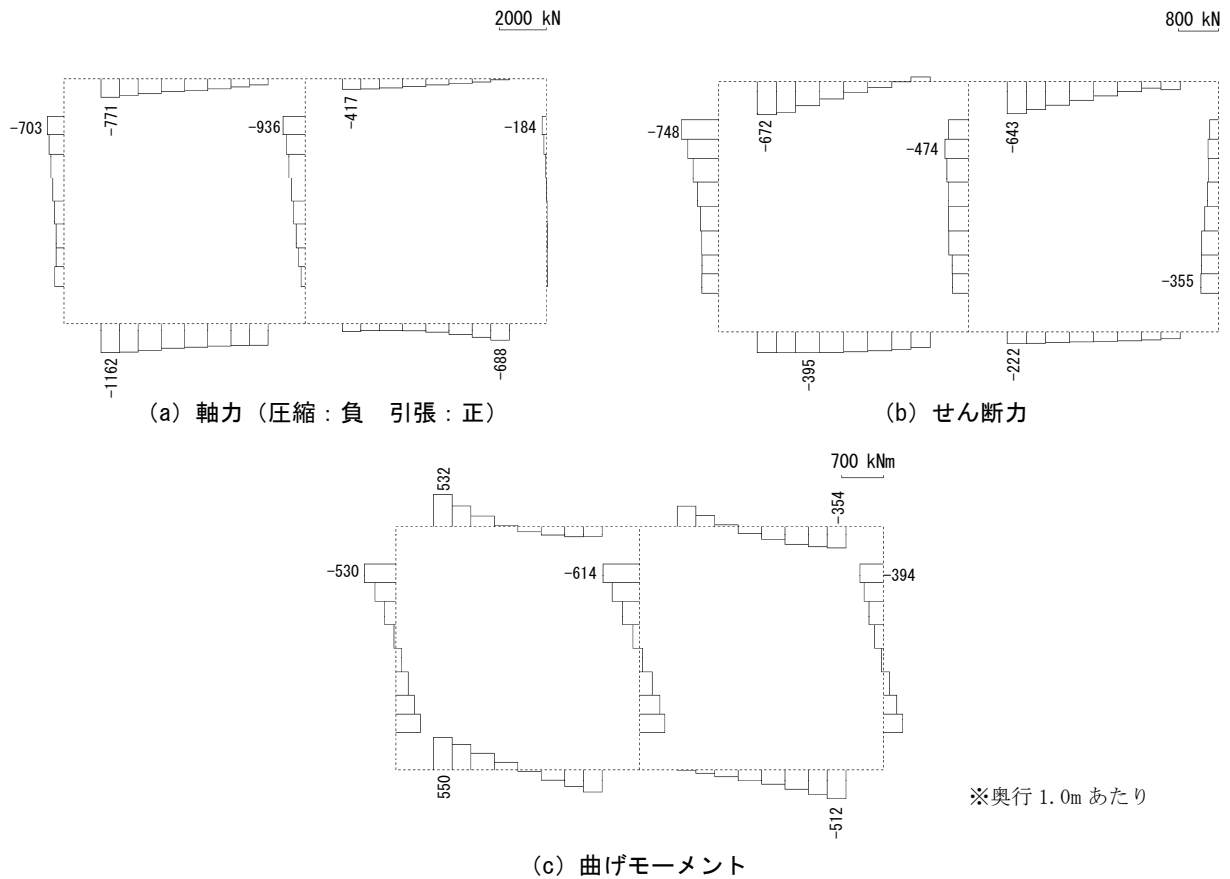


図 5-11 断面力図 (9.24 秒) (断面 4)

6. 照査

地盤-構造物連成系三次元地震応答解析により、各構造部位に関する地震応答解析結果が得られた。これらの応答値ならびに複数の照査指標を用いた限界値により、対象とする海水管ダクトの目標性能「構造物が崩壊しない」が満足されるものかを照査する。まず、横断面方向の変形が顕著であった断面 3 に位置する直線部を代表構造部位として選定した照査結果を示す。次に、三次元構造形状を特徴づける部位である屈曲部に対する照査についても例示する。

材料非線形解析を用いた場合の照査方法を図 6-1 に示す。以下、図 6-1 に沿い、まず、6.1 では、直線部および屈曲部に対して損傷状況を確認し、次に、6.2 では、部材の損傷に基づき照査する。直線部には、2005 年版マニュアルから示されている「面外曲げ破壊に対する照査」と「面外せん断破壊に対する照査」（図 6-1 照査指標 A）を、屈曲部には、2018 年版マニュアルで導入された「面外曲げおよび面内せん断破壊に対する照査」と「面外せん断破壊に対する照査」（図 6-1 照査指標 C）を、それぞれ適用した照査結果を例示する。さらに、6.3 では、代表構造部位である直線部に対しては、構造物全体系の挙動に基づく照査（図 6-1 照査指標 D）を示す。なお、照査指標 D は、照査指標 C と同様に 2018 年版マニュアルで導入された照査指標である。

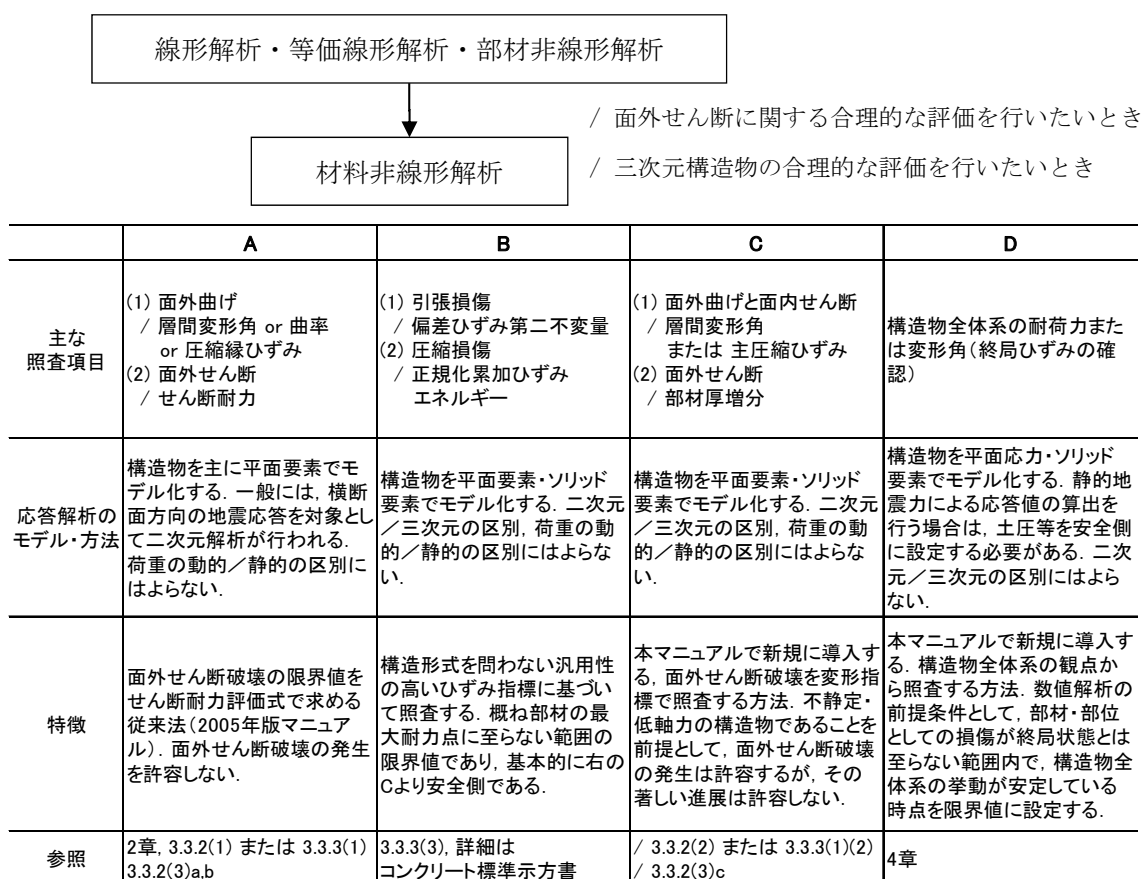


図 6-1 材料非線形解析を用いた場合の照査方法の例（マニュアル第 3 章より再掲）

6.1 損傷状況の確認

損傷状況の確認結果を図 6-2 に示す。図 6-2 (a) には、直線部における横断面（断面 3）の損傷図を示しており、部材軸方向の引張ひずみおよび圧縮ひずみを示している。引張ひずみを確認すると 2.0×10^{-3} を超えるひずみが確認され、鉄筋が降伏していることが確認できる。ただし、部材端部以外では鉄筋降伏が生じていなかった。圧縮ひずみを確認すると、 -2.0×10^{-3} にも満たない結果となっている。

屈曲部の損傷状況について、本照査例では、図 6-2 (b) に示した主ひずみおよび最大せん断ひずみ（ここでは、軸差ひずみ）の最大値分布で確認することとした。局所的に鉄筋降伏に相当するひずみの発生が認められる。このひずみの発生状況からは、構造物全体系の挙動に対する影響は小さいと判断される。

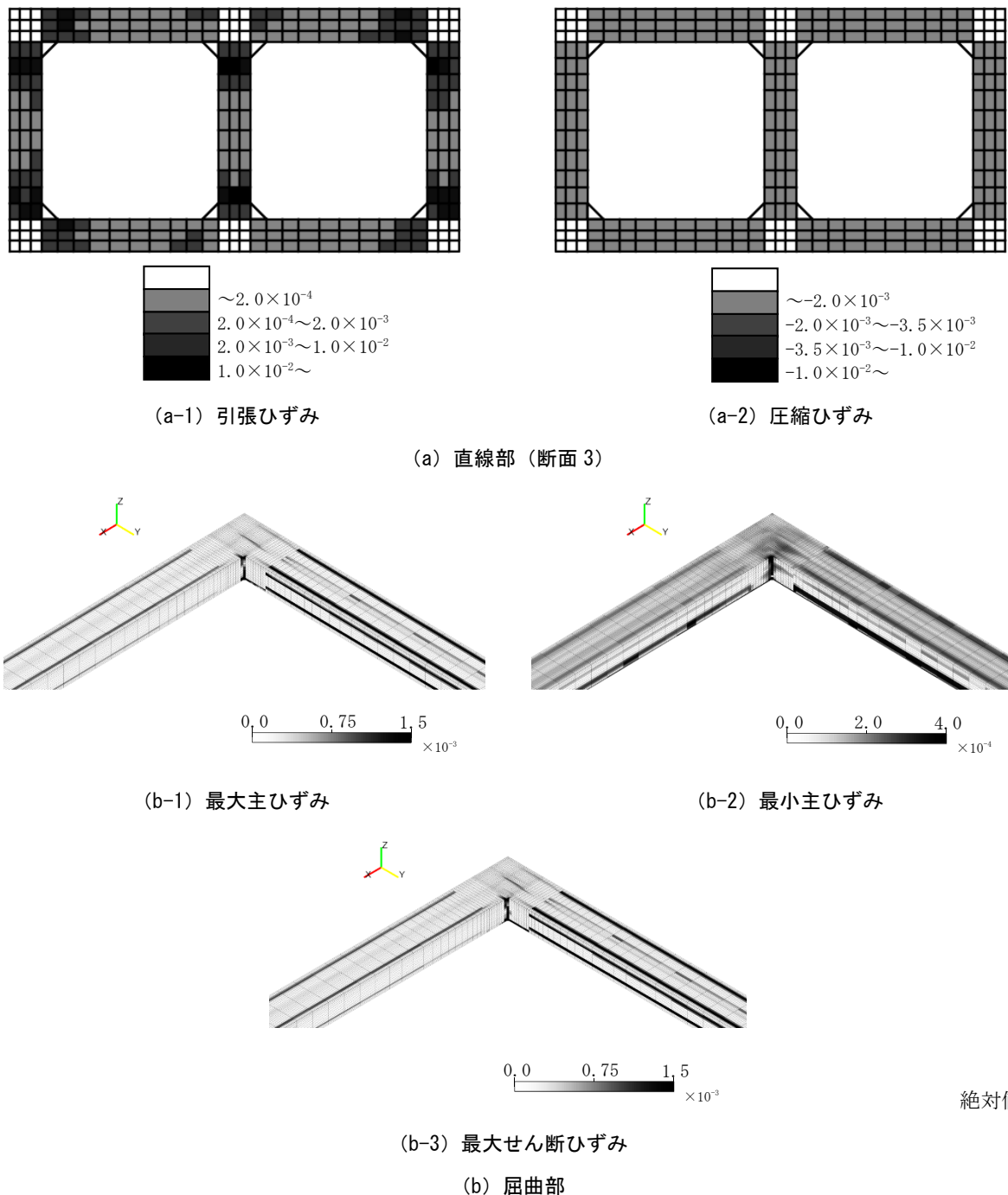


図 6-2 損傷状況の確認

6.2 部材の損傷に基づく照査

(1) 直線部に対する照査

a. 面外曲げ破壊の照査

曲げ系の破壊に対する照査結果を表 6-1 に示す。層間変形角を用いた照査と曲げ圧縮縁のひずみによる照査を適用した。層間変形角による照査では、応答値は限界層間変形角を超過する。一方、曲げ圧縮縁のひずみを適用した照査によれば、応答値は限界ひずみ値に達することなく、必要性能を確保できるといえる。

表 6-1 曲げ系の破壊に対する照査結果

(a-1) 層間変形角による照査

		直線部
照査用応答値	最大層間変形角 R	0.0103
	構造解析係数 γ_a	1.20
	照査用の層間変形角 $R_d (= \gamma_a \cdot R)$	0.0124
照査用限界値	照査用の限界層間変形角 R_{ud}	0.01
照査	構造物係数 γ_i	1.00
	照査値 $\gamma_i \cdot R_d / R_{ud}$	1.24
	安全性の判定	NG

(a-2) 曲げ圧縮縁ひずみによる照査

		直線部
照査用応答値	圧縮縁の最大ひずみ ε	0.00191
	構造解析係数 γ_a	1.20
	照査用の圧縮ひずみ $\varepsilon_d (= \gamma_a \cdot \varepsilon)$	0.00229
照査用限界値	限界ひずみ ε_r	0.01
照査	構造物係数 γ_i	1.00
	照査値 $\gamma_i \cdot \varepsilon_d / \varepsilon_r$	0.23
	安全性の判定	OK

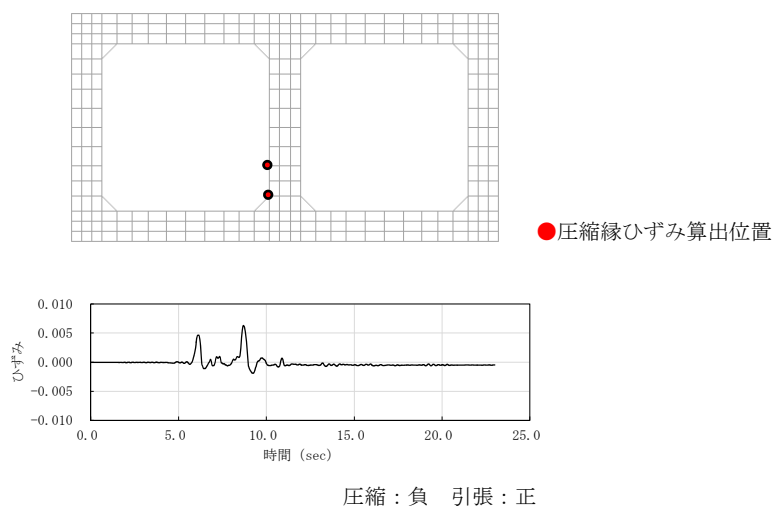


図 6-3 曲げ圧縮縁ひずみ照査位置

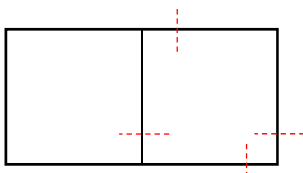
b. 面外せん断破壊の照査

せん断破壊に対する照査結果を表 6-2 に示す。ここでは、層間変形角最大時刻の応答値を用い、等価せん断スパン比を考慮した耐力式によるせん断耐力を用いた照査を適用した。層間変位最大時刻での発生せん断力は、照査用限界値としてのせん断耐力の約 60%~80%となっており、全ての照査断面においてせん断破壊が回避されることを確認した。

表 6-2 せん断耐力式を用いた照査

			隔壁	側壁	頂版	底版
断面諸元	部材幅	B (cm)	100	100	100	100
	部材高さ	H (cm)	60	60	60	60
	かぶり	c (cm)	10	10	10	10
	有効高さ	d (cm)	50	50	50	50
	引張鉄筋量	As (cm ²)	19.1	19.1	19.1	19.1
	引張鉄筋比	ρ_v (%)	0.38	0.38	0.38	0.38
	せん断補強筋量	Aw (cm ²)	13.3	13.3	13.3	13.3
	せん断補強筋間隔	s (cm)	20	20	20	20
	せん断補強筋比	ρ_w (%)	0.67	0.67	0.67	0.67
材料強度	コンクリート設計基準強度	f_{ck} (N/mm ²)	24.0	24.0	24.0	24.0
	コンクリート材料係数	γ_c	1.30	1.30	1.30	1.30
	コンクリート設計圧縮強度	f_{cd} (N/mm ²)	18.5	18.5	18.5	18.5
	鉄筋降伏強度(せん断)	f_{sk} (N/mm ²)	345	345	345	345
	鉄筋降伏強度(主筋)	f_{mk} (N/mm ²)	345	345	345	345
	鉄筋材料係数	γ_s	1.0	1.0	1.0	1.0
	鉄筋の設計降伏強度	f_{sd} (N/mm ²)	345	345	345	345
設計断面力	構造解析係数	γ_a	1.05	1.05	1.05	1.05
	純曲げモーメント	Mud (kN・m)	520	520	520	520
	設計軸力	N'd (kN)	1022	542	528	1135
	設計せん断力	Vd (kN)	551	752	534	552
設計せん断耐力	せん断スパン	a/d	7.20	2.55	2.55	4.05
	コンクリートが分担するせん断耐力	β_d	1.19	1.19	1.19	1.19
		β_p	0.73	0.73	0.73	0.73
		β_n	1.39	1.21	1.20	1.44
		β_a	1.00	1.30	1.30	1.10
		f_{vcd} (N/mm ²)	0.53	0.53	0.53	0.53
		γ_{bc}	1.31	1.31	1.31	1.31
		Vcd (kN)	242	273	271	273
	せん断補強鉄筋により受け持たれるせん断耐力	z (cm)	43.5	43.5	43.5	43.5
		γ_{bs}	1.11	1.11	1.11	1.11
		Vsd (kN)	722	722	722	722
	せん断耐力(棒部材式)	Vyd (kN)	964	995	994	996
照査	構造物係数	γ_i	1.0	1.0	1.0	1.0
	照査用せん断力	Vd (kN)	579	790	561	580
	照査用せん断耐力	Vyd (kN)	964	995	994	996
	照査判定値	$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd}$	0.60	0.79	0.56	0.58
	安全性の判定		OK	OK	OK	OK

※横断面変形最大時刻での照査結果（棒部材式 等価せん断スパン比を用いた方法）



照査断面位置

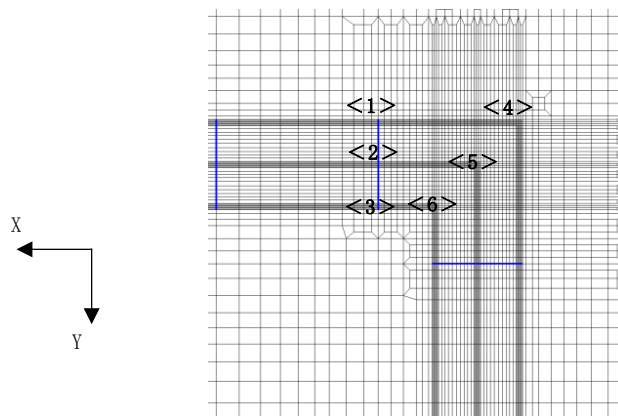
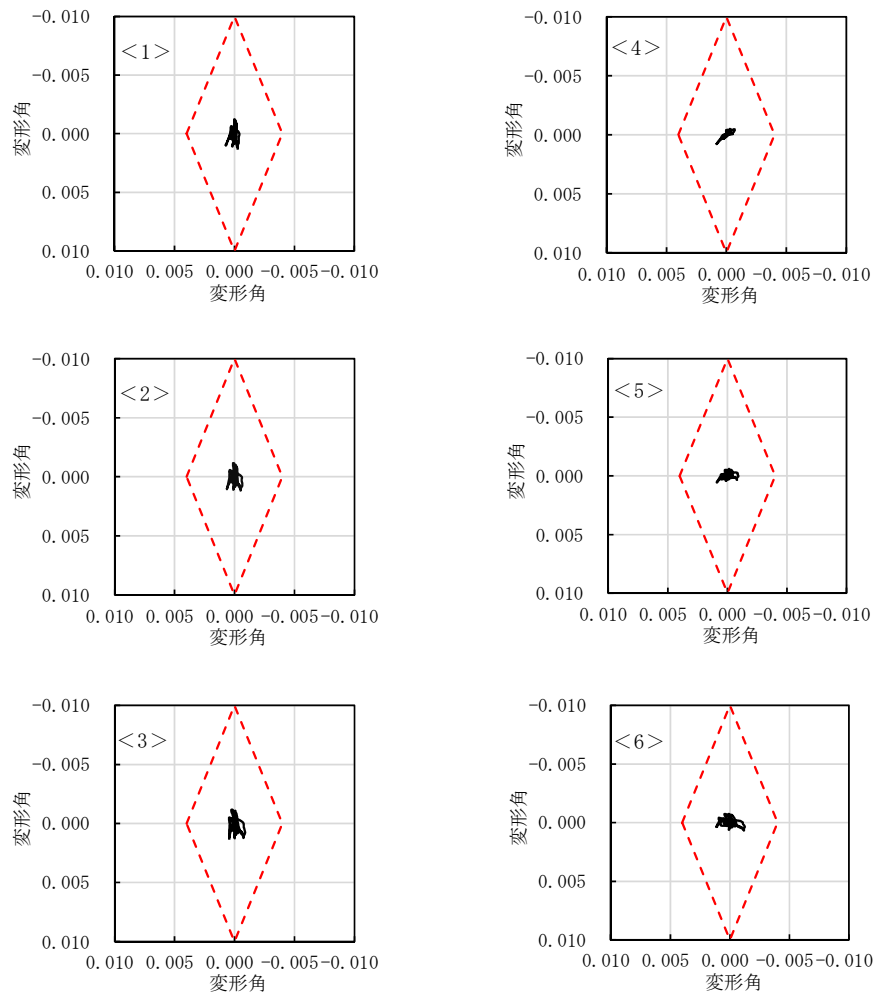
(2) 屈曲部に対する照査

a. 面外曲げおよび面内せん断破壊の照査

面外曲げおよび面内せん断破壊に対する照査として、面外曲げについては、照査部位の構造物横断面に着目した場合の層間変形角を、面内せん断破壊に対しては、同じく照査部材を構成する面部材としての層間変形角をそれぞれ照査指標とした。各部材位置での層間変形角の履歴を図 6-4 に示す。いずれの部位においても、マニュアル第 3 章に示されている照査用限界値（図 6-4 中に示した破線）の範囲で履歴を描いていることを確認した。構造物面外方向および面内方向それぞれに対して照査を行った結果を表 6-3 に示した。

表 6-3 に示すように、層間変形角を指標とした場合には、面外曲げおよび面内せん断破壊に関する照査を満足する結果であった。これに加えて、主圧縮ひずみを照査指標に適用して照査した結果を表 6-4 に示す。

主圧縮ひずみを照査指標とする場合は、限界値に対して有限要素非線形解析で生じる要素寸法の影響を適切に考慮する必要がある。ここでは、マニュアル第 3 章で示されているいくつかの要素寸法の考慮方法のうち、最も安全側の評価となる「〈L2〉要素を構成する節点間距離の中の最大値」を採用した。照査用限界値は、応答値を抽出する要素寸法の影響も受ける。これに対応するために、屈曲部の中で最も大きい要素寸法で補正することとした。補正に用いた寸法は $(\sqrt{20^2 \times 37.5^2 \times 58.8^2}) \div 72.6$ cm であり、この寸法を用いて算出される照査用限界値は 5.91×10^{-3} となる。これを用いることで、屈曲部においては、いずれの発生要素ひずみを照査用応答値に適用したとしても安全側の評価となりえる。応答値に対しては、照査対象となる範囲でのひずみ応答値の最大値を採用すると 8.12×10^{-4} であり、表 6-4 に示すように、応答値係数 $\gamma_a = 1.2$ を考慮した照査用応答値は照査用限界値に達しておらず、主圧縮ひずみを照査指標とした場合においても、地震時に必要とされる性能が確保される結果となった。

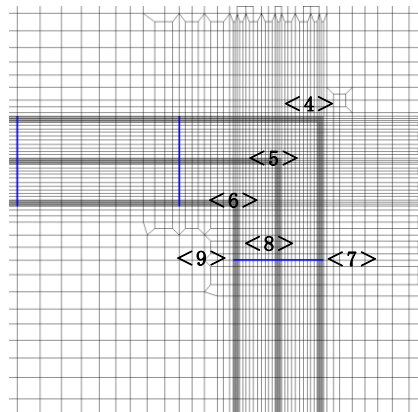
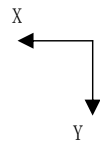
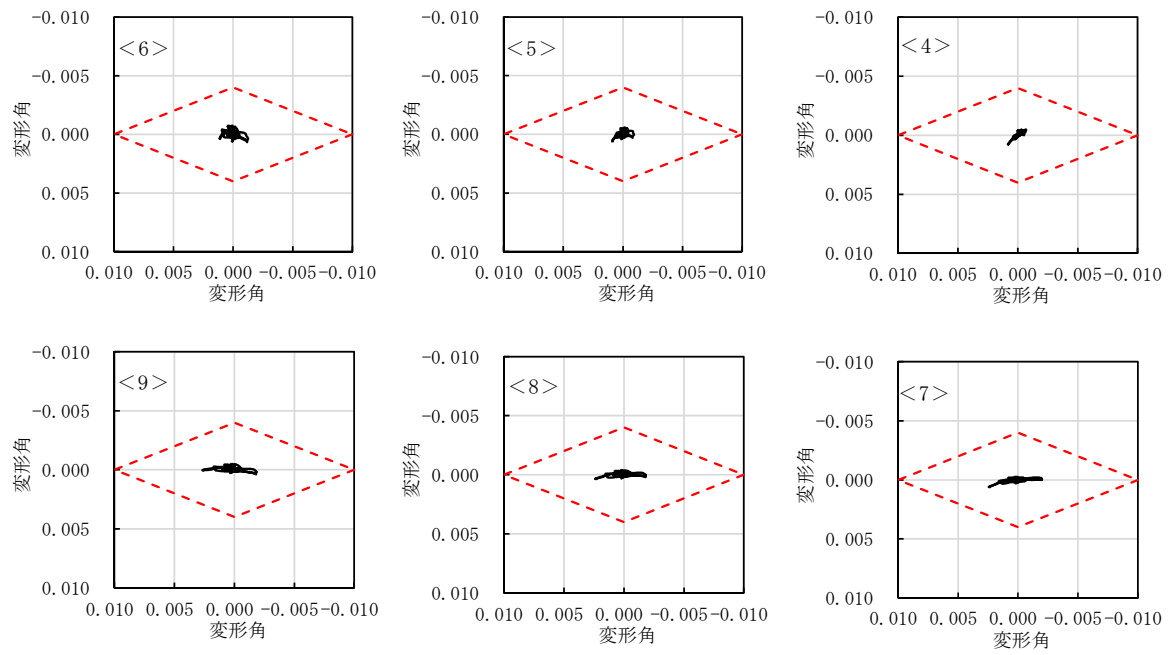


応答値係数 $\gamma_a = 1.2$ を考慮

縦軸：面外方向の層間変形角

横軸：面内方向の層間変形角

図 6-4 層間変形角履歴（屈曲部）（1/2）



応答値係数 $\gamma_a = 1.2$ を考慮

縦軸：面内方向の層間変形角

横軸：面外方向の層間変形角

図 6-4 層間変形角履歴（屈曲部）（2/2）

表 6-3 面外曲げおよび面内せん断破壊に対する照査結果（層間変形角による照査）

(a) 面外曲げ		
		屈曲部 (<9>)
照査用応答値	最大層間変形角 R	0.00223
	応答値係数 γ_a	1.20
	照査用の層間変形角 $R_d (= \gamma_a \cdot R)$	0.00268
照査用限界値	照査用の限界層間変形角 R_{ud}	0.01
照査	構造物係数 γ_i	1.00
	照査値 $\gamma_i \cdot R_d / R_{ud}$	0.27
	安全性の判定	OK

(b) 面内せん断		
		屈曲部 (<6>)
照査用応答値	最大層間変形角 R	0.00104
	応答値係数 γ_a	1.20
	照査用の層間変形角 $R_d (= \gamma_a \cdot R)$	0.00125
照査用限界値	照査用の限界層間変形角 R_{ud}	0.004
照査	構造物係数 γ_i	1.00
	照査値 $\gamma_i \cdot R_d / R_{ud}$	0.31
	安全性の判定	OK

表 6-4 面外曲げおよび面内せん断破壊に対する照査結果（主圧縮ひずみによる照査）

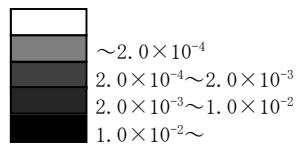
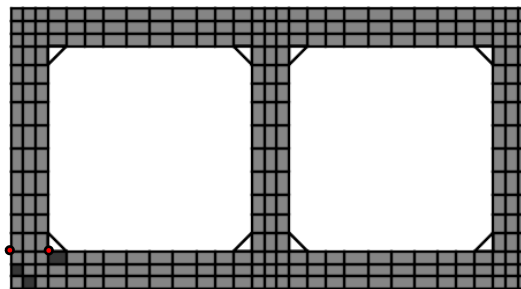
		屈曲部
照査用応答値	最大圧縮ひずみ ε	8.12×10^{-4}
	応答値係数 γ_a	1.20
	照査用の圧縮ひずみ $\varepsilon_d (= \gamma_a \cdot \varepsilon)$	9.74×10^{-4}
照査用限界値	限界ひずみ ε_r	5.91×10^{-3}
照査	構造物係数 γ_i	1.00
	照査値 $\gamma_i \cdot \varepsilon_d / \varepsilon_r$	0.16
	安全性の判定	OK

b. 面外せん断破壊の照査

面外せん断破壊に対して部材厚増分を照査指標に適用した場合の照査結果を表 6-5 に示す。照査対象位置については、図 6-5 に示す断面 4 の部材厚方向ひずみ分布図、ならびに倍率拡大した変形図等から判断し、最大部材厚増分が生じている断面を照査対象とした。照査用限界値については、本対象部材のせん断補強筋鉄筋は D16@150 (Ss=200) で配筋されていることから、マニュアル第 3 章に基づいて算出される照査基準値は 9.98mm となる。なお、本照査例では、既設構造物におけるコンクリート強度の実測値が設計基準強度を上回っていることが確認されているとして、コンクリートの材料係数は 1.0 とした。また、「マニュアル 3.3.2 (3) d.」における<Cal1>の計算値が 1.0 以下であったものとして照査を行った。この結果、表 6-5 より、照査用応答値は照査用限界値に達しておらず、せん断破壊には至らない。

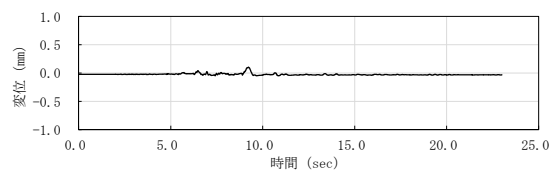
表 6-5 部材厚増分による照査結果

		屈曲部
照査用応答値	部材厚増分 ΔD	0.104 mm
	応答値係数 γ_a	1.20
	照査用の部材厚増分 $\Delta D_d (= \gamma_a \cdot \Delta D)$	0.125 mm
照査用限界値	限界値 ΔD_{lim}	9.98 mm
	構造物係数 γ_i	1.00
照査	照査値 $\gamma_i \cdot \Delta D_d / \Delta D_{lim}$	0.013
	安全性の判定	OK



● 部材厚増分算出位置

(a) 部材厚方向ひずみ分布 (断面 4)



(b) 照査対象とした位置の部材厚増分時刻歴

図 6-5 部材厚増分による照査位置

6.3 構造物全体系の挙動に基づく照査

(1) 照査方針

構造物全体系の照査を適用するにあたっては、限界値の設定手段に、評価式、実験、数値解析（プッシュオーバー解析）があり、この照査例では数値解析を選択した。

照査対象とする構造部位は、「5. 解析結果」および「6.1 損傷状況の確認」を踏まえ、層間変形角が最大となる断面 3 に位置する直線部を対象とした。応答値については、地盤-構造物連成系の地震応答解析を流用する。限界値については、構造物全体系の挙動に対する限界状態を荷重-変位の関係で把握できるプッシュオーバー解析に基づいて算出することとした。安全係数については、マニュアル「4.3.2(3)a.」に基づいて考慮することとした。

(2) プッシュオーバー解析による限界状態の設定

a. 解析条件

プッシュオーバー解析に用いた構造解析モデルを図 6-6 に示す。解析については、まず、5 章までに示した地震応答解析における常時に対応する荷重を载荷した。次に、頂版位置に水平方向の強制変位を与えて交番载荷した。载荷方法は、「照査例Ⅳ-2012」（健全性評価ガイドライン）を参考とし、载荷ステップを図 6-7 に示した。

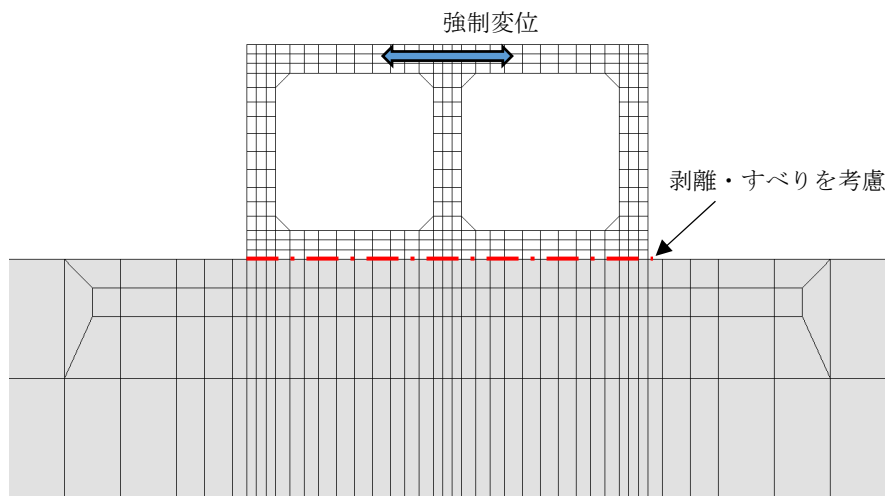


図 6-6 プッシュオーバー解析モデル

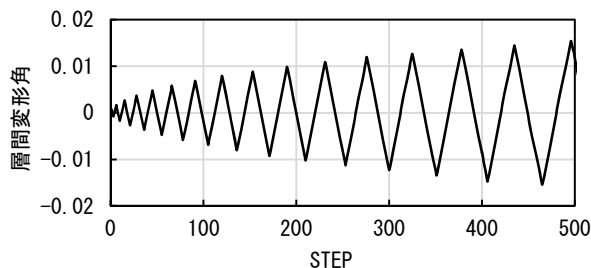


図 6-7 载荷 STEP

b. 解析結果および損傷状況の確認

水平荷重と層間変形角の関係を図 6-8 に示す。なお、解析過程において全ての隅角部において鉄筋が順次降伏していることを確認しており、層間変形角 -1.5% 時(層間変位:約 -6.0cm)において荷重が最大となった。最大荷重以降、繰返し作用によって荷重が徐々に低下するものの、荷重が急激に低下することなく、層間変形角 3% までの間において最大荷重(約 1600kN)の 8 割以上(約 1280kN)を保持していた。

図 6-9、図 6-10 に示した主ひずみ分布および変形図より、構造物部材に発生した主ひずみは、構造物横断面のせん断変形に起因したひずみ分布となっており、層間変形角 $\pm 1.0\%$ および $\pm 2.5\%$ の状態においても全部材で部材中央のひずみは成長せず、部材端部における引張ひずみ、圧縮ひずみが卓越している。これらより、せん断破壊が生じることなく、曲げ破壊モードとなることが確認された。

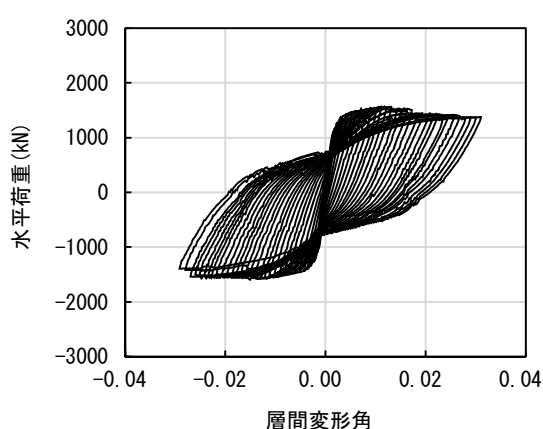
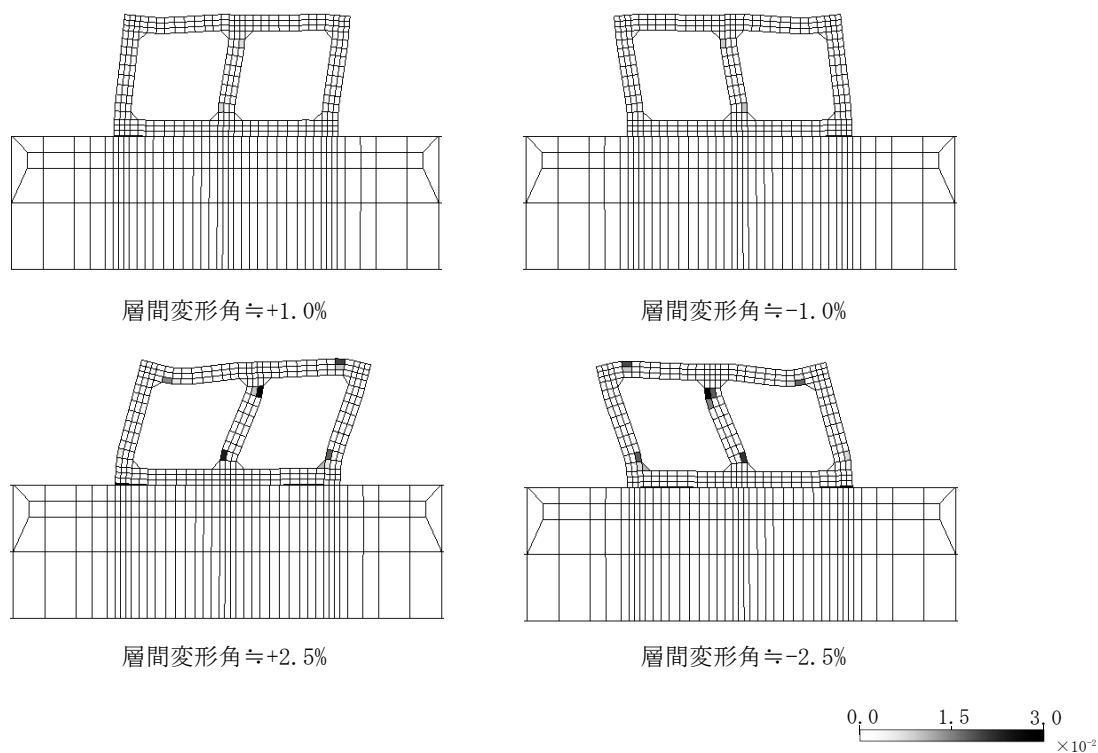


図 6-8 水平荷重-水平層間変形角関係



変形倍率: 10 倍 圧縮: 負 引張: 正

図 6-9 最大主ひずみ分布および変形図

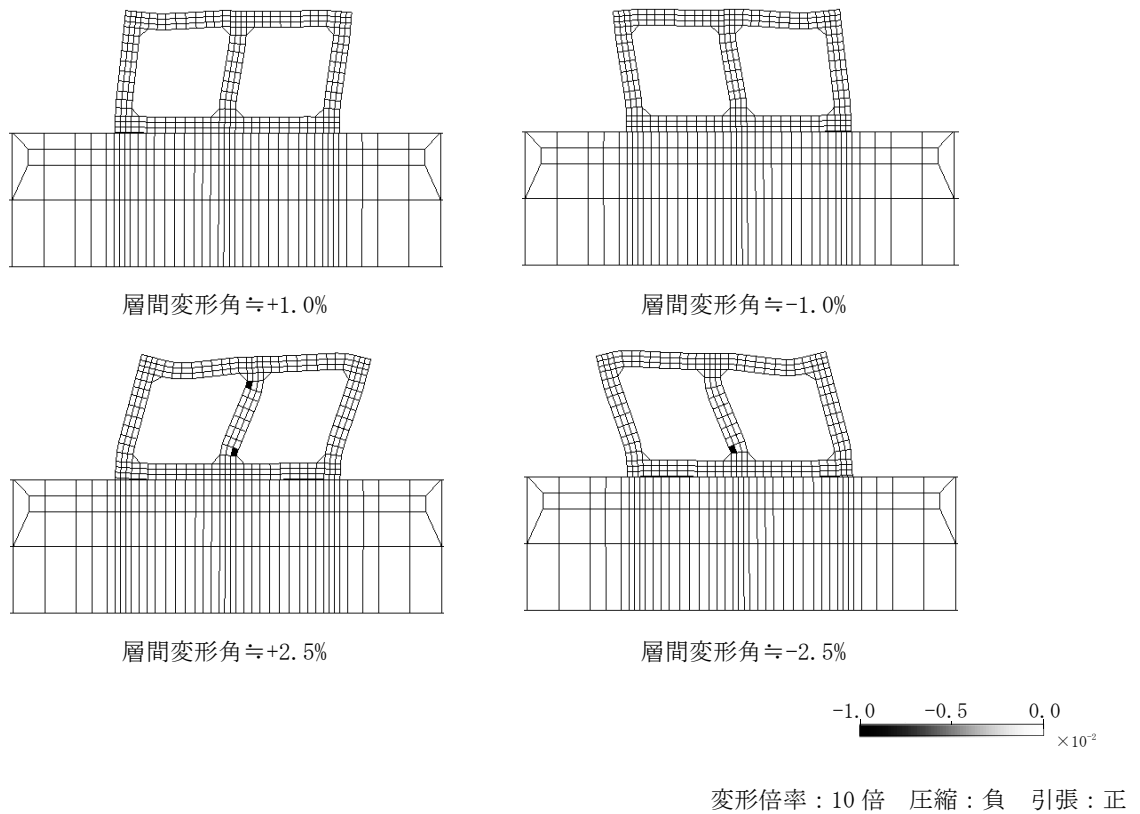


図 6-10 最小主ひずみ分布および変形図

c. 限界値の算出

本照査例では、構造物全体系の挙動に関して、構造物横断面の層間変形角を照査指標として限界値を設定した。図 6-8～図 6-10 に示した結果から、最大荷重に対応する層間変形角は-1.5%時であり、最大荷重以降も安定した挙動を示していることから、構造物を構成する全部材が曲げ破壊モードを示すことが確認されている。本照査例では、「構造物が崩壊しない」という限界状態に対しては安全側の扱いとなるものの、部材の曲げ圧縮縁ひずみと関連づけて限界層間変形角を設定することとした。すなわち、図 6-11 (b) に示すように、ここで行った構造解析の結果において、最も早く部材の曲げ圧縮縁ひずみが-1.0%に達した時点の層間変形角を限界値として扱う。これによると、構造物の限界層間変形角は 2.12%となる。

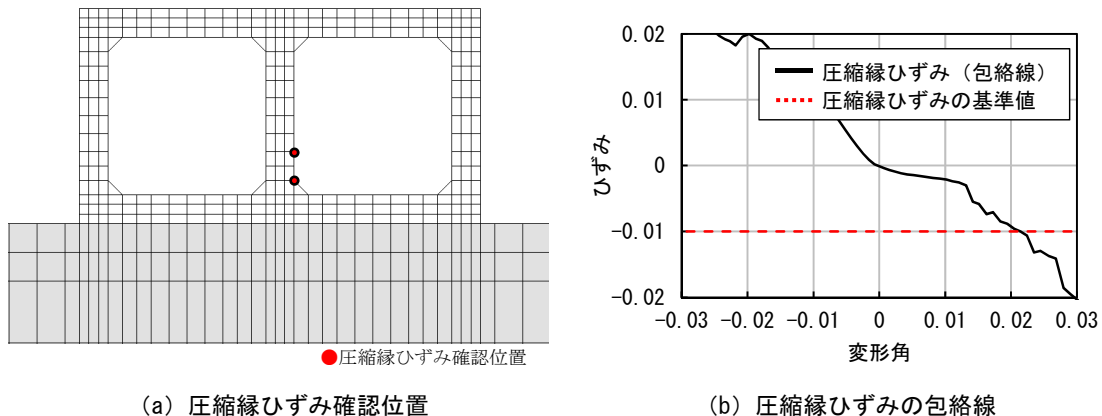


図 6-11 曲げ圧縮縁ひずみ

(3) 構造物全体系の限界値に対する照査

照査結果を表 6-6 に示す。

応答値に対しては、非線形地震応答解析の応答値に係る不確実性として応答値係数 $\gamma_a=1.2$ を適用した。

限界値に対しては、限界層間変形角に対して限界値係数(部材係数)を考慮することとし、それについては、限界値算定手法の精度などに関する限界値係数として 1.3 を用いることとした。なお、このような構造解析手法に関わる限界値係数 1.3 を適用するにあたっては、解析結果の評価精度が、マニュアル「3.3.2 (3) d.」の方法等により、限界値係数 1.3 の範囲内となることが別途検証されている必要がある。なお、繰返し作用の影響については、載荷履歴として解析上で考慮されているため、限界値係数の割増しは考慮しない。また、材料強度のばらつきの影響については、既設構造物におけるコンクリート強度の実測値が設計基準強度を上回っていることが確認されているとして、材料係数は 1.0 とした。これらの安全係数を考慮した照査結果から、照査用応答値は照査用限界値に達しておらず、構造物全体系として必要とされる性能が確保されていることを確認した。

表 6-6 構造物全体系の挙動に対する変形照査結果

		直線部
照査用応答値	最大層間変形角 R	0.0103
	応答値係数 γ_a	1.2
	照査用の層間変形角 $R_d (= \gamma_a \cdot R)$	0.0124
照査用限界値	限界層間変形角 R_u	0.0212
	解析手法の精度などに関する限界値係数 γ_{b1}	1.3
	材料強度のばらつきに関する γ_{b1} の割増し	1.0
	繰返し作用に対する割増し γ_{b2}	1.0
	照査用の限界層間変形角 $R_{ud} (= R_u / \gamma_{b1} / \gamma_{b2})$	0.0163
	構造物係数 γ_i	1.0
照査	照査値 ($\gamma_i R_d / R_{ud}$)	0.76
	安全性の判定	OK

Ⅲ. 三次元材料非線形のプッシュオーバー解析 を用いた耐震性能照査例

1. はじめに

屋外重要土木構造物の耐震性能照査は、地盤・構造物連成系の二次元地震応答解析を用いて横断面に対して部材の破壊に関する照査が行われることが多い。一般的には、屋外重要土木構造物は線状構造物あるいは箱型構造物であり、弱軸方向の応答が支配的となることから、代表断面を二次元解析により検討すれば、地震時発生断面力や変位を保守的に評価可能である。一方で、基準地震動の見直しや水平二方向入力による耐震性検討が要求されていることから、屋外重要土木構造物の耐震安全性をより合理的に評価するためには、三次元解析を実施することも必要となってきた。

本照査例では、奥行き方向に妻壁構造を有する取水ピットを対象とし、三次元材料非線形解析による耐震性能照査法の一つの事例として、三次元ソリッド要素を用いた静的三次元解析によるプッシュオーバー解析を用いた耐震性能照査を示す。

解析手順を図 1-1 に示す。同図の右側のフローは静的三次元解析を行うフローを示しており、同図の左側には、取水ピットに作用する荷重条件を算定するための地盤-構造物連成系二次元地震応答解析のフローを示している。この手順に従い取水ピットの耐震性能照査を行うこととした。

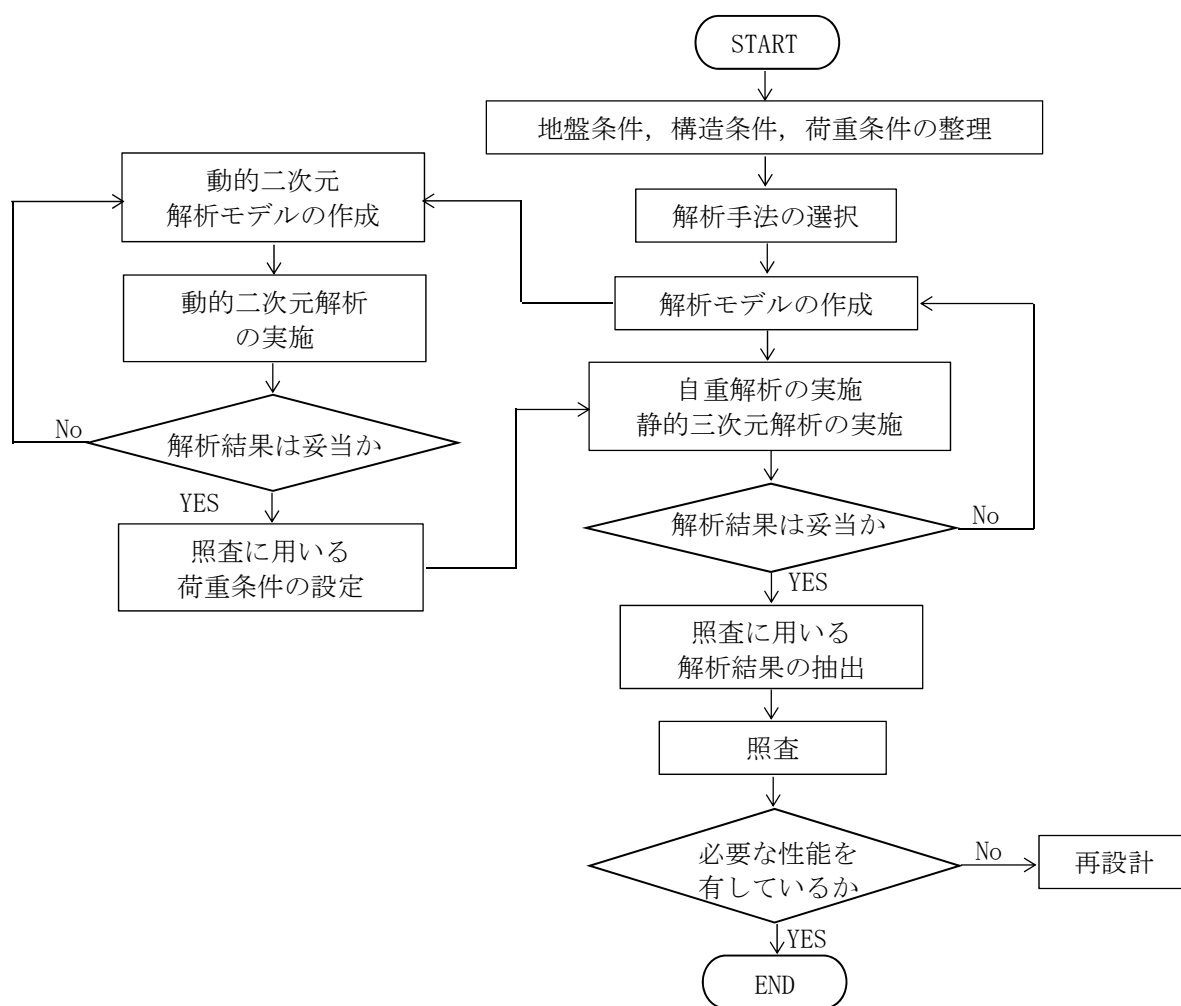


図 1-1 解析手順

2. 性能設定

取水ピットは、原子炉補機冷却系に属する設備である海水ポンプやそれに接続される海水管を支持する間接支持構造物である。ピット自体も躯体内部を流れる海水を整流して通水する通水および取水機能を有している。原子炉補機冷却系設備は、非常時における原子力発電所の安全確保のための諸機能のうち、特に、原子炉を「冷やす」機能を有している。また、この原子炉補機冷却系は耐震重要度分類において S クラスに位置づけられている。間接支持構造物の役割と耐震重要度の関わりを整理すると、取水ピットは、設計用基準地震動作用時においても、海水ポンプや海水管の機能維持と通水機能が求められていることになる。

取水ピットの耐震性能照査にあたって、「屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針(2018)」に示された屋外重要土木構造物の性能をもとに、工学的観点から、対象構造物に求められる具体的な性能を整理した。それを表 2-1 に示す。

本検討においては、海水ポンプや海水管の機能維持のための付帯条件を考慮せず、『構造物が崩壊しない』ことが、取水ピットの許容される限界状態となる。したがって、取水ピットの目標性能（耐震性能）は次のように示される。

『基準地震動 S_s に対して、構造物が崩壊しない。』

以下、取水ピットについてのこの目標性能（耐震性能）に関する照査を実施する。

表 2-1 地震時に求められている取水ピットの性能

海水ポンプおよび海水管の機能		設計用基準地震時においても、海水の取水性や通水性を確保する。
取水ピットの性能	要求性能	設計用基準地震時においても、海水ポンプの揚水機能や海水管の通水機能を維持するように安全に支持し、ピット自体の取水機能も損なわない。
	目標性能 (耐震性能)	基準地震動 S_s に対して、以下の条件を満足する。 ① 構造物が崩壊しない。 ② 海水ポンプや海水管の機能維持のために取水ピットに求められる条件を満足する。 ^(注)
備 考		(注) 本検討においては、海水ポンプや海水管の機能維持のための付帯条件は考えていない。

3. 照査条件

照査条件は、「照査例Ⅰ-2005」および「照査例Ⅷ-2012」（健全性評価ガイドライン）を参考とした。

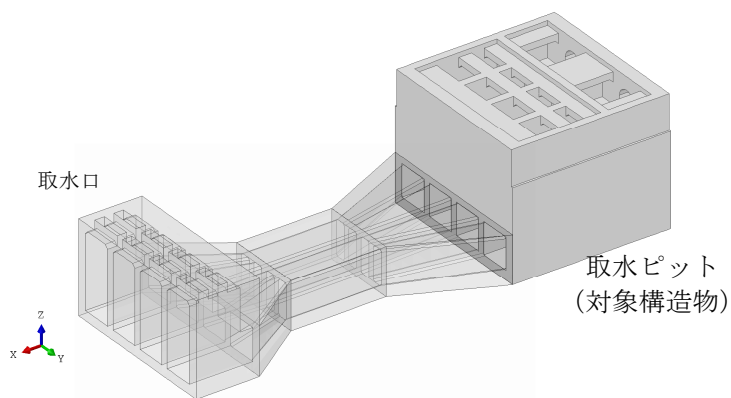
(1) 一般条件

- ・ 構造形式 妻壁構造を有するボックス形式の鉄筋コンクリート構造物
- ・ 構造寸法 幅 26.0m×奥行 25.0m×高さ 20.0m
- ・ 支持条件 岩盤に直接支持

(2) 形状寸法

a. 構造図

対象とする取水ピットの構造図を図 3-1 に示す。



(a) 取水口～取水ピット全体鳥瞰図

図 3-1 取水ピットの構造図 (1/2)

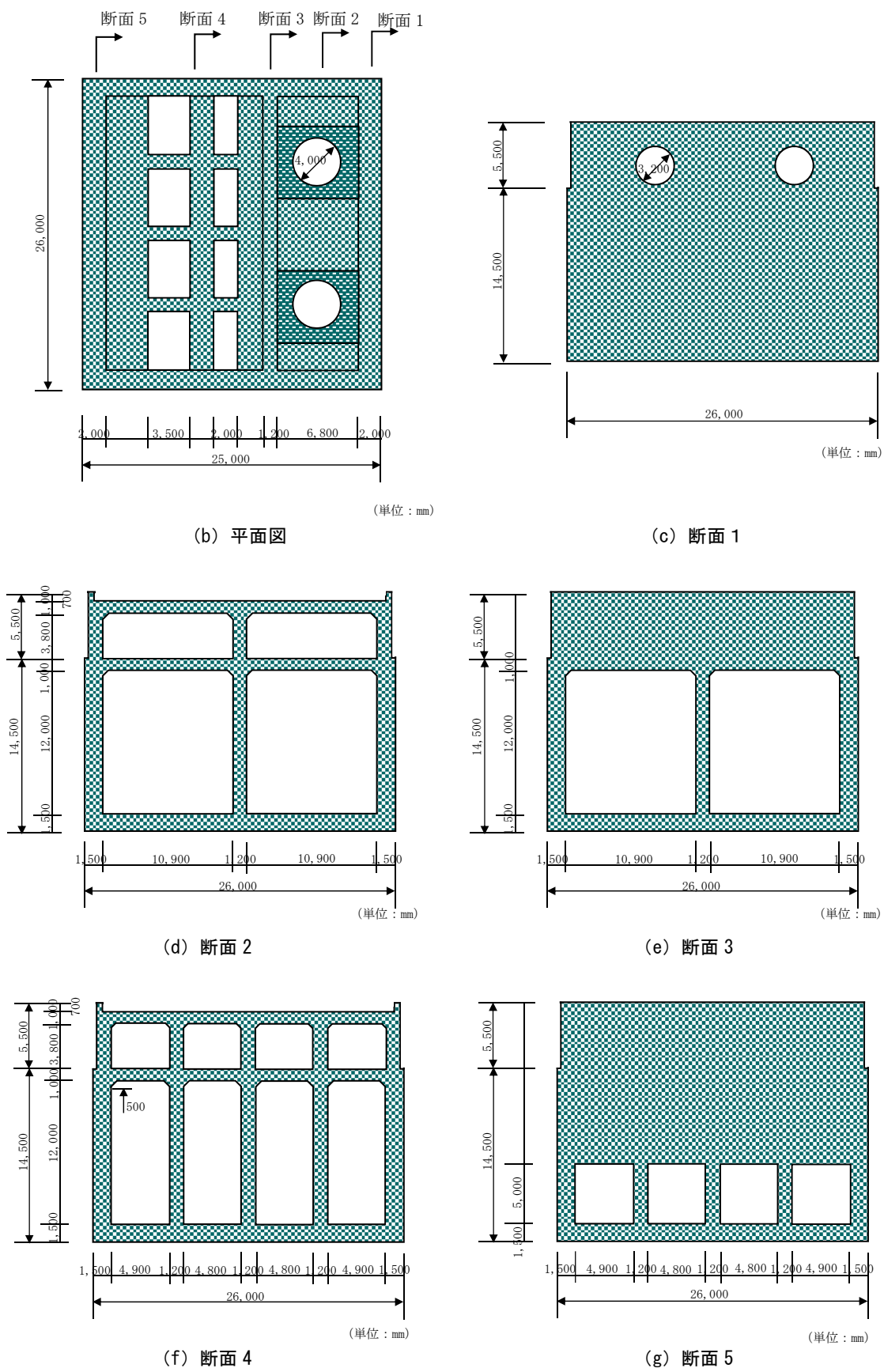


図 3-1 取水ピットの構造図 (2/2)

b. 部材断面

部材断面および断面諸元を図 3-2 に示す。配力鉄筋量を図 3-3 に示す。妻壁構造部の配筋は、水平および鉛直方向ともに D25@100 とした。

断 面	部材厚 D (cm)	主筋配筋	主鉄筋量 A_s (cm ²)	補強筋配筋	補強筋量 A_w (cm ²)
断面 1	120	D19@100	28.65	D16@500 Ss=200	3.97
断面 2	150	D19@100	28.65	D16@500 Ss=200	3.97
断面 3	150	D25@100	50.67	D25@500 Ss=200	10.13
断面 4	120	D19@100	28.65	D16@500 Ss=200	3.97
断面 5	120	D22@100	38.71	D16@500 Ss=200	3.97
断面 6	120	D25@100	50.67	D16@500 Ss=200	3.97
断面 7	100	D19@100	28.65	D16@500 Ss=200	3.97
断面 8	100	D16@100	19.86	D16@500 Ss=200	3.97
断面 9	150	D29@100	64.24	D25@500 Ss=200	10.13

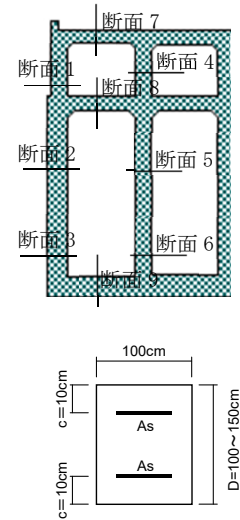


図 3-2 部材断面および断面諸元

断 面	部材厚 D (cm)	配力鉄筋	配力鉄筋量 A_d (cm ²)
断面 1	120	D16@200	9.93
断面 2	150	D16@200	9.93
断面 3	150	D19@200	14.33
断面 4	120	D16@200	9.93
断面 5	120	D16@200	9.93
断面 6	120	D19@200	14.33
断面 7	100	D16@200	9.93
断面 8	100	D13@200	6.34
断面 9	150	D22@200	19.36

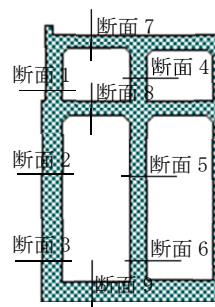


図 3-3 配力鉄筋量

c. 使用材料

材料の特性値を表 3-1 に示す。

表 3-1 材料の特性値

材料	仕様	項目	
コンクリート※1)	—	圧縮強度の特性値 f'_{ck}	24 N/mm ²
		ヤング係数の特性値 E_c	25 kN/mm ²
鉄筋※2)	SD345	引張降伏強度の特性値 f_{yk}	345 N/mm ²
		圧縮降伏強度の特性値 f'_{yk}	345 N/mm ²
		ヤング係数の特性値 E_s	200 kN/mm ²

※1) JIS A5308 に適合するレディミクストコンクリート

※2) JIS G3112 に適合する鉄筋コンクリート用棒鋼

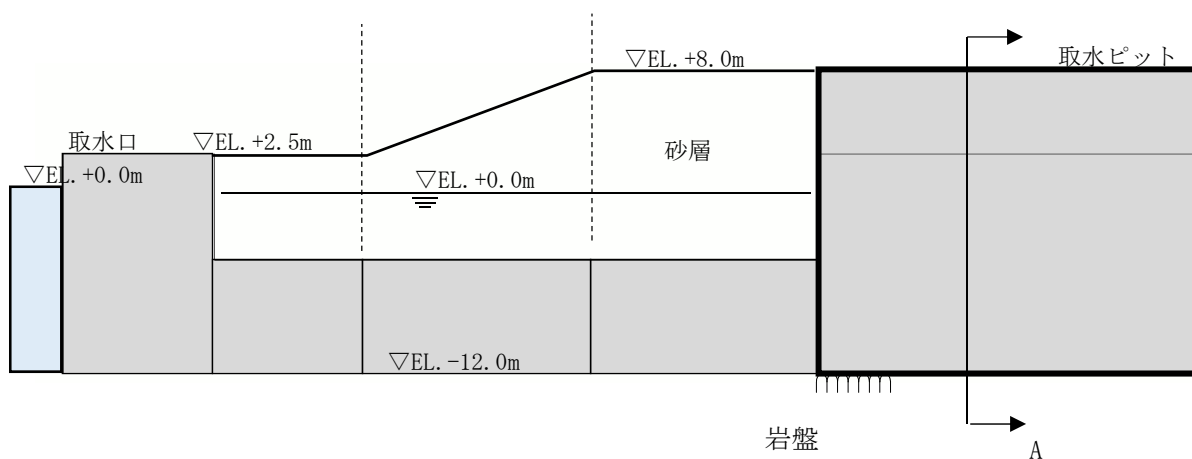
(3) 自然・地質条件

a. 地質条件

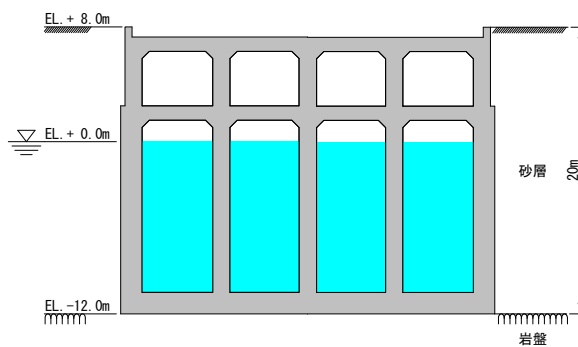
取水ピット周辺の地質条件を図 3-4 に示す。地表面（標高+8.0m）から標高-12.0m までは砂層であり、これより以深は岩盤である。取水ピットはこの岩盤に直接支持されている。

b. 地下水条件

砂層には地下水が存在し、地下水面は標高±0.0m にある。



(a) 取水口～取水ピット縦断面図



(b) 取水ピット断面図（上図 A 断面位置）

図 3-4 取水ピット周辺の地質条件

c. 地盤物性

地盤の初期物性値を図 3-5 に示す。この地盤は仮想的なモデル地盤であり、せん断波速度が深度にかかわらず一定としている。砂層の $G/G_0 \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ 関係を図 3-6 に示す。岩盤は線形弾性体としてモデル化する。

	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	S 波速度 V_s (m/sec)	せん断弾性 定数の初期値 G_0 (kN/m ²)	減衰定数 の初期値 h_0 (%)
+ 8.0m 砂層①	18.0	0.40	300	165,000	2.0
± 0.0m 砂層②	20.0	0.48	300	184,000	2.0
- 12.0m 岩 盤	20.0	0.33	700	1,000,000	2.0
- 32.0m					

図 3-5 地盤の初期物性値

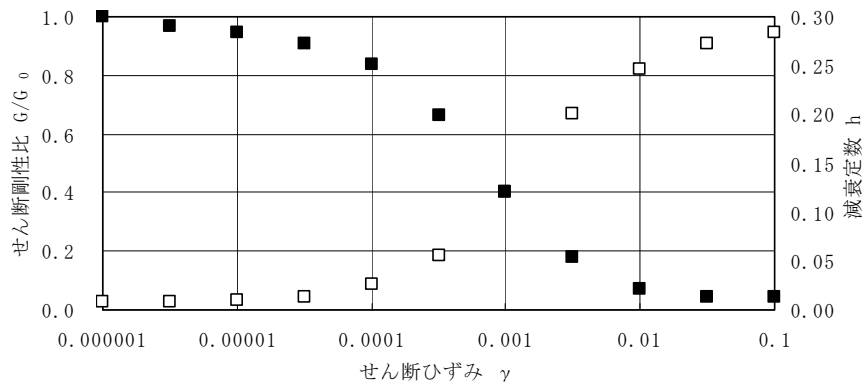


図 3-6 砂層の $G/G_0 - \gamma$ 、 $h - \gamma$ 関係

(4) 荷重条件

a. 検討用地震動

検討用地震動の加速度時刻歴を図 3-7 に示す。本地震動は、「物理探査・室内試験に基づく 2004 年留萌支庁南部の地震による K-NET 港町観測点 (HKD020) の基盤地震動とサイト特性評価」(電力中央研究所報告 N13007) に示されたものであり、解放基盤表面上で 2E (E: 上昇波) として定義された基準地震動として扱うこととした。

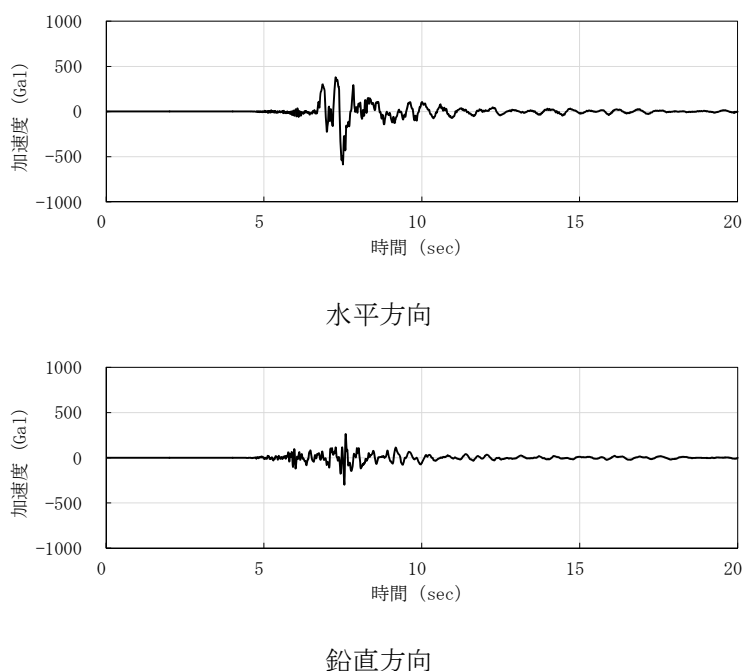


図 3-7 検討用地震動の加速度時刻歴

b. 機器荷重

機器荷重として 10kN/m を考慮することとした。

4. 動的二次元解析による荷重条件設定

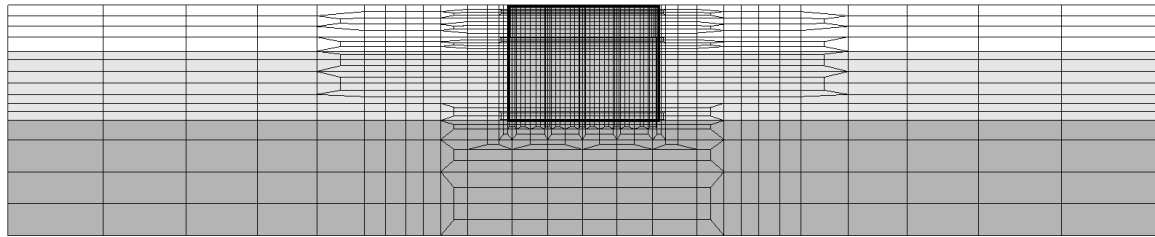
4.1 解析方法

(1) 解析モデル

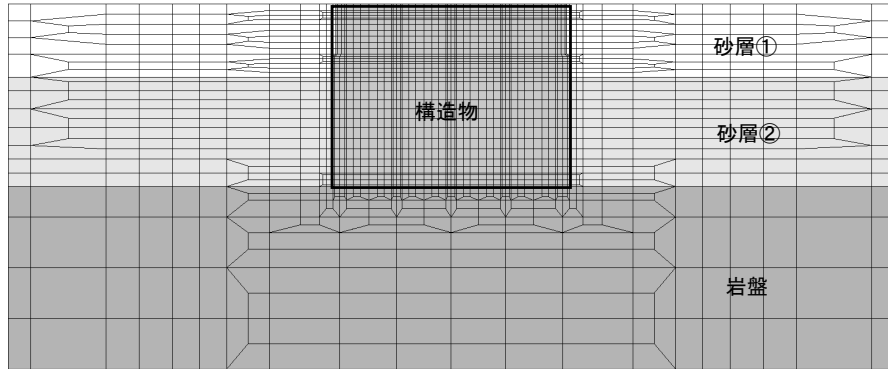
解析モデルを図 4-1 に示す。取水ピットおよび地盤はソリッド要素 (1 次要素) でモデル化した。ここで、取水ピットのモデル化には、三次元形状効果を等価な二次元解析物性としてモデル化した。取水ピット～地盤間は、接合要素によってすべり・剥離を考慮した。

境界条件について、自重解析では側方鉛直ローラーとし、動的解析では、構造物寸法に対して十分に広い領域を確保することにより、側方フリーの境界条件で検討することとした。この場合、解析領域は 200m である。モデル下端は自重解析時ならびに動的解析時においても固定とした。

入力地震動について、地盤－構造物連成系の三次元モデルの底面境界が固定境界であることを考慮して、図 3-7 で示した検討用地震動を一次元重複反射理論に基づく等価線形解析によって解析モデル下面 (G. L. - 40.0m) まで引き戻し、上昇波 (E) および下降波 (F) (E+F) を抽出して二次元モデルの底面固定境界に入力した。



全体



構造物拡大図

図 4-1 解析モデル

(2) 地盤材料の非線形モデル

地盤構成則は、R-0 モデルによる骨格曲線と、Masing 則による履歴特性によってせん断成分の非線形特性を考慮した。

解析に用いる地盤の初期物性値は、図 3-5 に示すものである。また、非線形特性としては、図 3-6 に示すひずみ依存特性を用いた。非線形特性について、想定される地盤のひずみレベルに応じて必要なパラメータ (α , β) を設定する必要がある。

地盤のひずみレベルの想定には、図 3-7 に示す地震動を解放基盤（岩盤上面）に入力した一次元重複反射理論による等価線形解析を行うことで算定した。その解析結果を用いて設定した非線形特性のパラメータの詳細を表 4-1 に示す。

表 4-1 R-0 モデルのパラメータ

地質区分	一次元地震応答解析結果			パラメータ		
	γ_f	G/G_0	h	γ_y	α	β
砂層① (地下水面より上)	1.1×10^{-3}	0.37	0.13	1.0×10^{-3}	8.69	1.62
砂層② (地下水面より下)	7.1×10^{-3}	0.09	0.23	5.46×10^{-4}	5.71	1.36

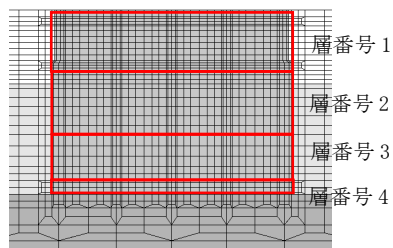
(3) 構造物の解析物性値

構造物の物性値は、三次元形状を有する剛性や質量を等価な二次元物性に置き換える。構造物の剛性は、

静的三次元解析モデルの側方に単位矩形分布荷重を作用させ、各層の層間変形と水平力から等価せん断剛性を設定した。その剛性の算定にあたっては、静的耐震解析で用いる荷重条件が安全側となるように初期の線形剛性とした。単位体積重量は、各層ごとの総重量が等価となるように算定した。

表 4-2 構造物の解析物性値

層 番号	ポアソン比 ν	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	等価せん断剛性 G_{eq} (N/mm ²)
1	0.20	12.6	1310
2	0.20	12.3	557
3	0.20	22.8	513
4	0.20	24.0	10400



(4) その他の解析条件

a. 積分手法

Newmark β 法 ($\beta=0.36$, $\gamma=0.70$) を用いた。

b. 非線形収束計算手法

Newton-Raphson 法を用いた。

c. 減衰

履歴減衰を考慮する。

4.2 解析結果

地盤応答を図 4-2 に、水平層間変位時刻歴を図 4-3 に示す。本照査では、構造物の変形を最大とする時刻に基づいて荷重条件を設定することとした。

構造物変形最大時刻での土圧分布を図 4-4 に示す。また、その時刻における構造物での加速度分布を図 4-5 に示す。これらの分布形状に基づいて静的三次元解析を実施する。

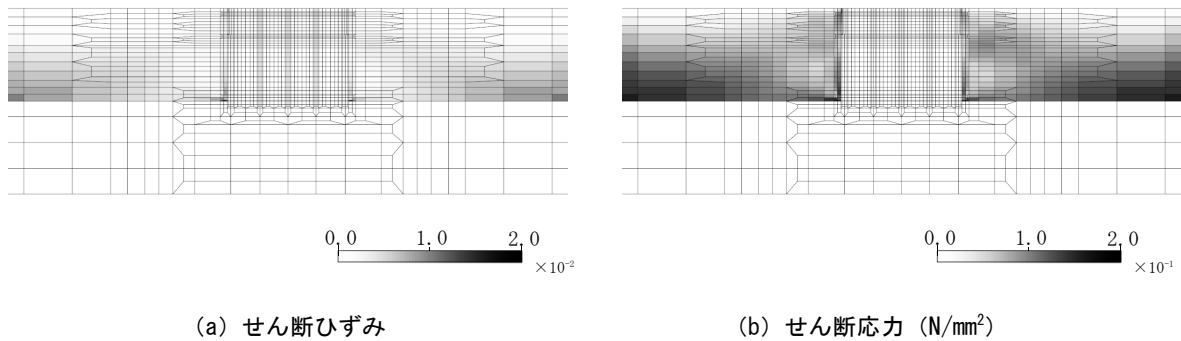


図 4-2 地盤応答（最大値分布）

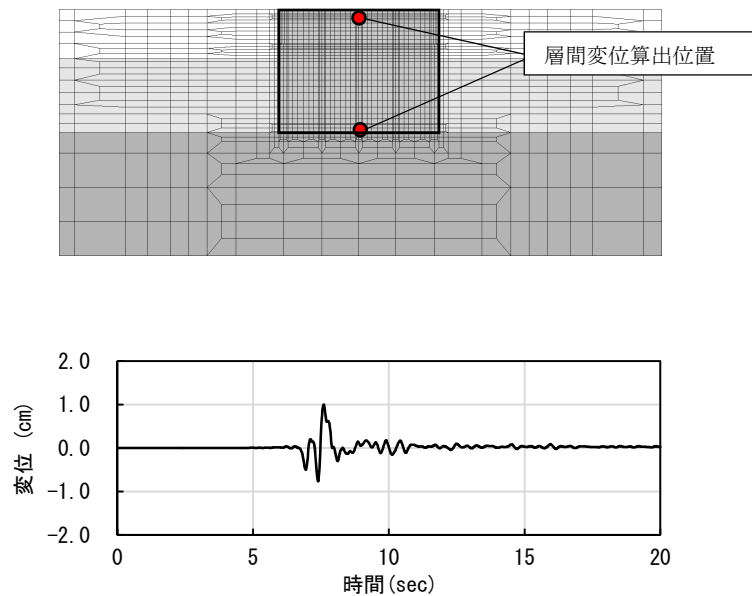


図 4-3 構造物の水平層間変位時刻歴

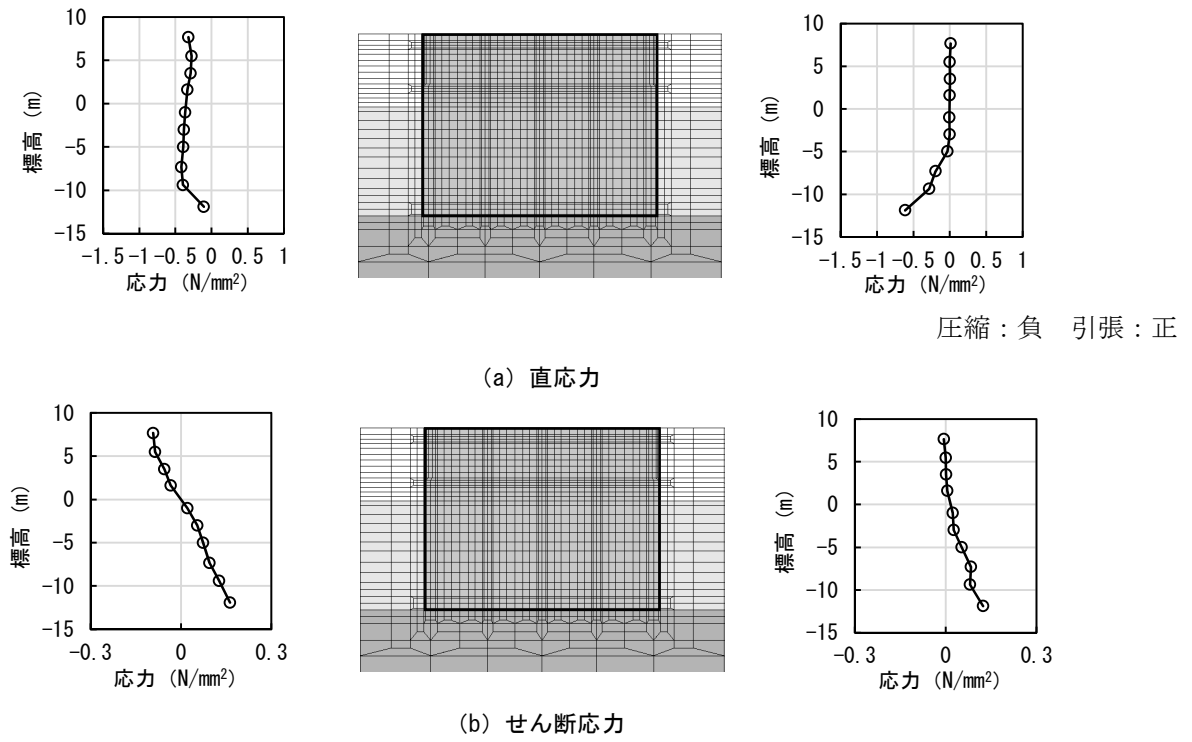


図 4-4 土圧分布

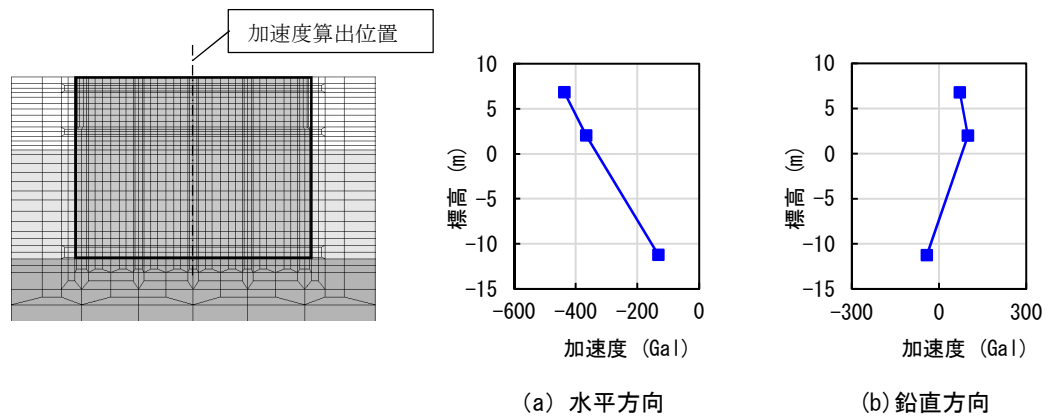


図 4-5 加速度分布

5. 静的三次元解析を用いたプッシュオーバー解析

5.1 解析方法

(1) 解析モデル

解析モデルを図 5-1 に示す。使用要素は、ソリッド要素を用いた。構造物の底面には岩盤をソリッド要素でモデル化しており、構造物-地盤間は剥離・すべりを考慮することができる接合要素でモデル化した。

解析は、常時解析を行なった後に、荷重制御によりプッシュオーバー解析を行った。地震時荷重には、4 章で算定した土圧分布および加速度分布に基づいて設定した。躯体等の慣性力は、図 4-5 に示す加速度分布を等価な高さ方向で一様な分布とした静的震度を作用させることで考慮し、地震時増分土圧分布は図 5-2 に示す奥行方向に一様な分布とした。なお、構造物の損傷は、妻壁前面の開口部側で顕著に発生すると想定されるため、一様な分布で安全側に評価できると判断した。また、荷重分布を静的に漸増させた解析を行うにあたり、剥離側の土圧は引張荷重が作用しないように配慮して解析を行った。

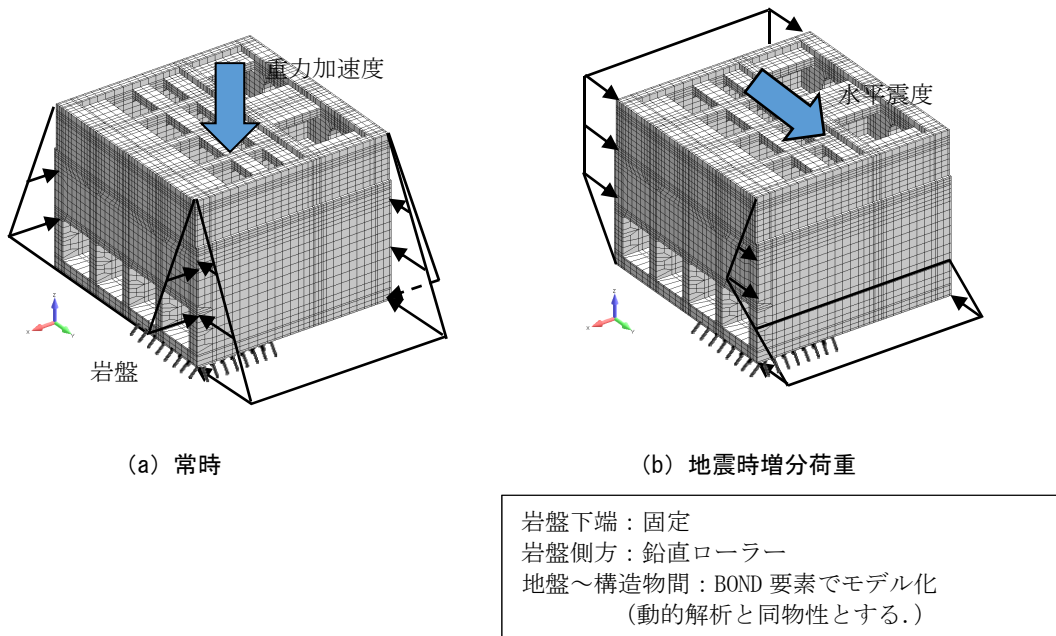


図 5-1 静的三次元解析モデル

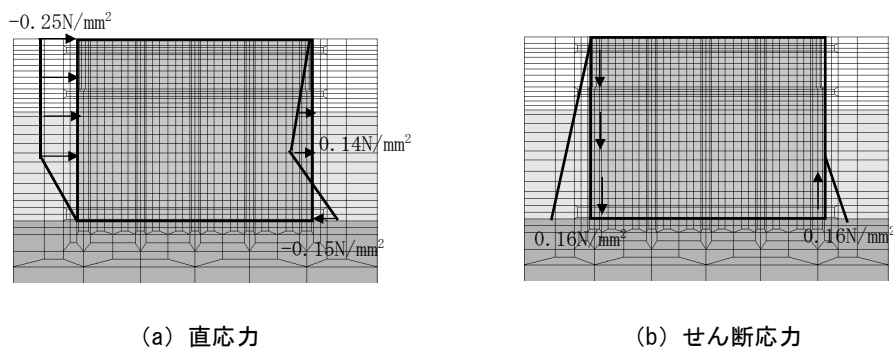


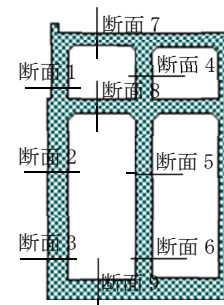
図 5-2 土圧による地震荷重増分モデル

(2) 構造物諸元ならびに材料の非線形モデル

構造物の断面諸元および初期物性値を表 5-1 に示す。使用要素は、アクティブクラック法に基づく非直交多方向固定/分散ひび割れモデルによる鉄筋コンクリート要素とした。これは、任意の荷重経路依存性を考慮した、ひび割れを内在する有限体積に適用される鉄筋コンクリート要素の平面材料構成則を三次元に拡張したものである。

表 5-1 構造物の断面諸元と初期物性値

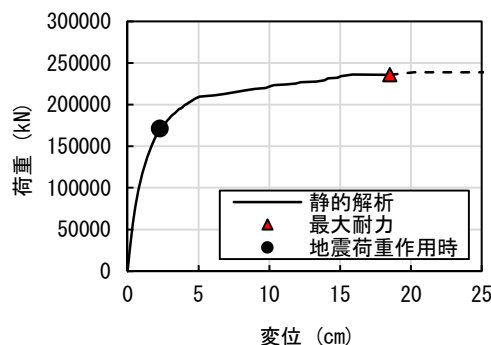
断面 番号	初期弾性 係数 $E_0(\text{kN/mm}^2)$	ポアソン比 ν	等価単位 体積重量 $\gamma (\text{kN/m}^3)$	初期減衰 定数 h_0	断面積 $A(\text{m}^2)$	断面 2 次 モーメント $I(\text{m}^4)$
断面 1	25	0.2	24.0	0.05	1.20	0.144
断面 2	25	0.2	24.0	0.05	1.50	0.281
断面 3	25	0.2	24.0	0.05	1.50	0.281
断面 4	25	0.2	24.0	0.05	1.20	0.144
断面 5	25	0.2	24.0	0.05	1.20	0.144
断面 6	25	0.2	24.0	0.05	1.20	0.144
断面 7	25	0.2	24.0	0.05	1.00	0.083
断面 8	25	0.2	24.0	0.05	1.00	0.083
断面 9	25	0.2	24.0	0.05	1.50	0.281



5.2 解析結果

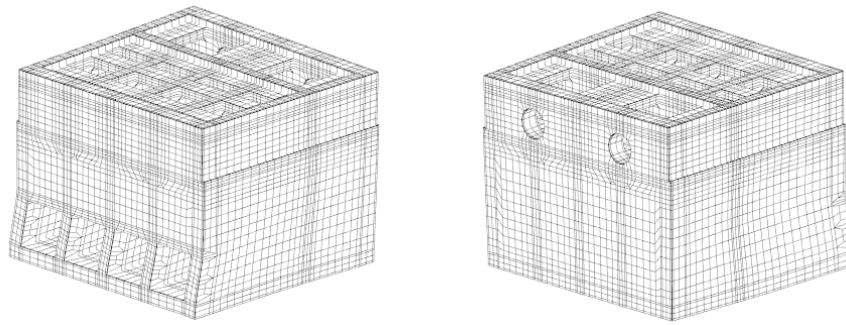
最も変位が大きい断面 5 の位置での頂底版間水平層間変位（以降、水平層間変位）を用いた構造物全体系の荷重と変位の関係を図 5-3 に示す。本検討では、荷重制御による解析であることから、構造物全体系に作用する水平荷重が約 $2.36 \times 10^5 \text{kN}$ から水平層間変位の増分が大きくなり、その後、収束判定条件（残差 1.0% 以内）も満足しなくなった。変位制御の場合では最大荷重以降の評価も可能であるが、図中▲で示した時点の本照査に採用した荷重条件に対する構造物の最大耐力と評価することとした。なお、この収束判定条件については本照査例での数値であり、適用性が確認出来ればこの限りではない。

地震荷重作用時および最大耐力時の変形図を図 5-4 に示す。同図より、地震荷重作用時と最大耐力時の変形モードは概ね対応していることが確認できる。

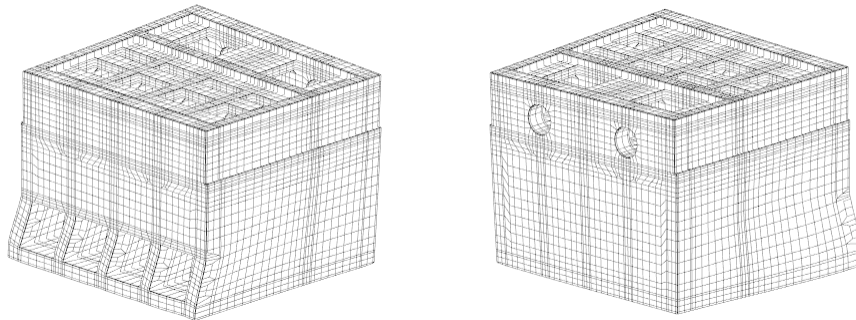


※変位算出断面：断面 5

図 5-3 荷重-変位関係



(a) 地震荷重作用時（変形倍率：50 倍）



(b) 最大耐力時（変形倍率：10 倍）

図 5-4 変形図

6. 照査

6.1 損傷状況の確認

材料損傷に基づく指標（終局ひずみ）を用いて、地震荷重作用時および最大耐力時における損傷状況の確認を行った。マニュアル第 4 章の記載を踏まえて、ひずみの応答値には、要素の平均ひずみ（最大主ひずみ，最小主ひずみ，最大せん断ひずみ（軸差ひずみ））を用いた。

図 6-1 には地震荷重作用時における主ひずみ分布図を示しており，主に妻壁前面にある鉛直部材の領域においてひずみが生じている。また，地震荷重作用時における要素ひずみの最大値を表 6-1 に示す。同表の値は，終局ひずみ（引張ひずみ 3.0%，圧縮ひずみ-1.0%，せん断ひずみ±2.0%）と比べて小さく，過度な局所的な損傷とはなっておらず，構造物全体系の挙動に対する影響は小さいものと考えられる。

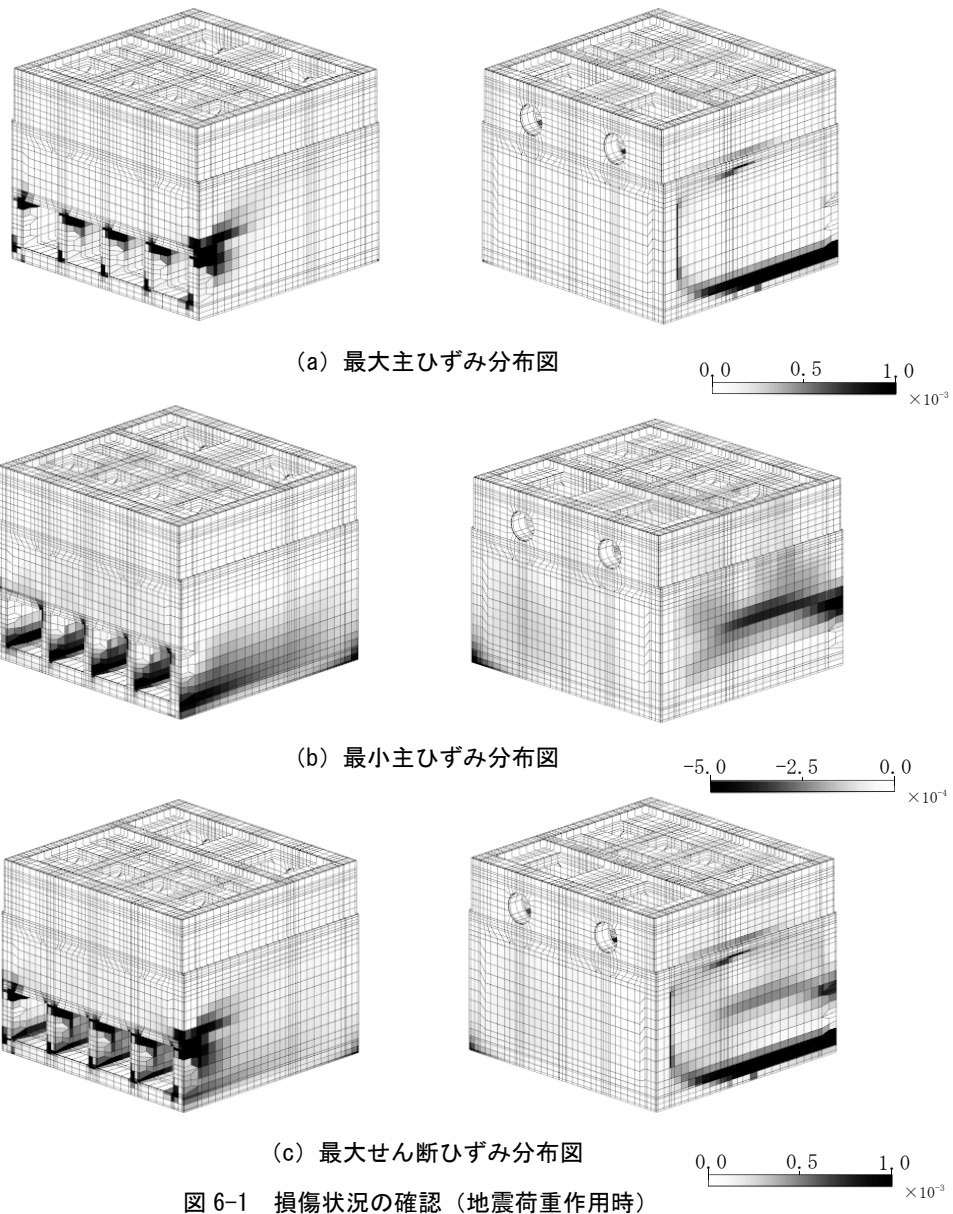


表 6-1 地震荷重作用時の最大ひずみ値

	要素平均
最大引張ひずみ	3.52×10^{-3}
最小圧縮ひずみ	-1.27×10^{-3}
最大せん断ひずみ	3.81×10^{-3}

次に、構造物全体系の最大耐力時における損傷状況を図 6-2 に示す。同図は、終局ひずみを超える要素を表示したものである。最大主ひずみについては、主に妻壁前面部にある鉛直部材端部や側壁下端部において、終局ひずみを超える要素が確認される。このひずみ発生状況はかぶりコンクリート部の方が大きい傾向にあり、曲げひび割れの増大に起因した引張損傷であると判断される。最大せん断ひずみについては、終局ひずみを超える要素の領域が最大主ひずみと概ね類似しており、部材端以外のコアコンクリート部では終局ひずみを超える要素は認められない。すなわち、せん断破壊によるせん断損傷ではなく、曲げひび割れの増大に起因した引張損傷であると判断される。最小主ひずみについては、妻壁前面における部材下端のかぶりコン

クリート部において、終局ひずみを超える要素が発生している。このひずみ発生状況は、曲げ変形によって生じた圧縮損傷と判断される。これらより、材料の損傷としては終局ひずみを超える損傷は確認されたものの、損傷領域は構造寸法に対して限定的であり、部材・部位の損傷としても終局に至る過大な損傷ではないものと判断される。

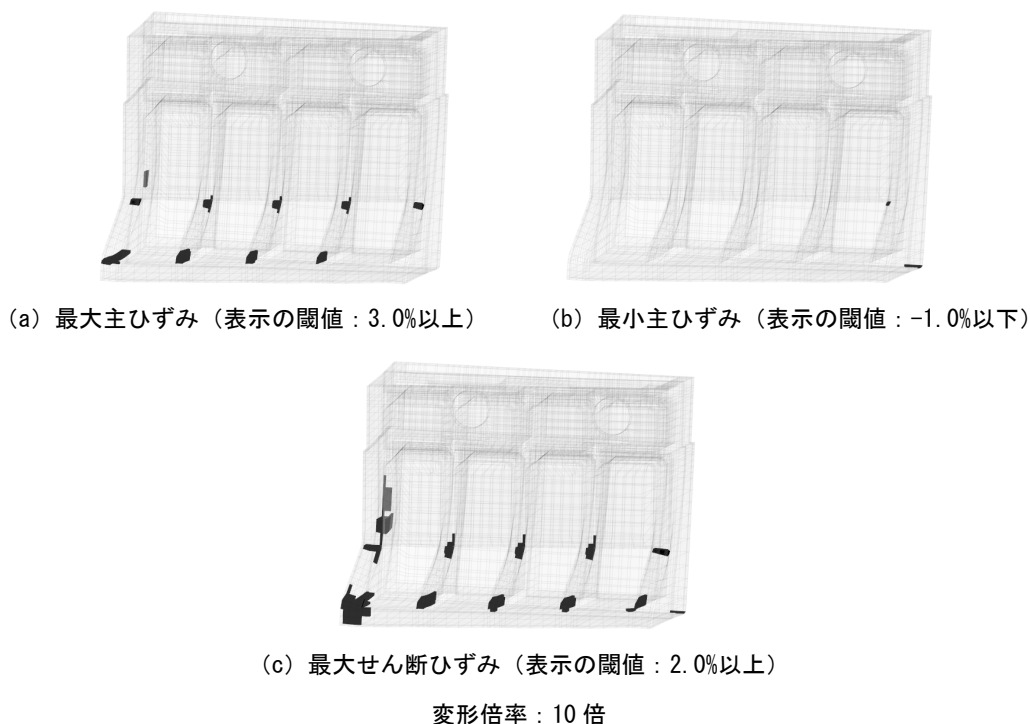


図 6-2 損傷状況の確認（最大耐力時）

6.2 構造物全体系の挙動に基づく照査

本照査例では、構造物全体系の挙動に対する照査として、構造物の全体変形角を用いた変形照査を行うこととした。本照査例で扱う全体変形角は、図 5-3 に示す変位を頂底版間高さで除した値とした。対象とした構造物では各断面位置で水平層間変位の大きさが異なることから、本照査例では、最も水平層間変位が大きく、また、局所損傷が顕著であった断面位置（断面 5）、そして、図 6-3 に示す各横断面位置における地震荷重用作用時の変位を基準とした履歴から、照査値（照査用応答値/照査用限界値）が最も大きくなる断面位置（断面 4）での全体変形角を適用した。

照査用応答値は、応答解析で得られた地震荷重用作用時の全体変形角に対して、変位に対する解析精度を考慮して、応答値に係る不確実性は応答値係数として 1.2 を乗じた。

照査用限界値は、本照査で採用することとした限界変形角を限界値係数（部材係数）で除した。限界値係数については、解析手法の精度等ならびに繰返しの影響を考慮する。解析手法の精度等に関しては限界値係数 1.3 を用いることとした。なお、適用する解析手法の評価精度が限界値係数の設定範囲内に収まることが別途検証されている必要がある。次に、材料強度のばらつきの影響を考慮して、限界値係数を 1.1 倍とすることとした。また、繰返しの影響に関しては、単調載荷による検討であることから、構造物の最大荷重までに収まっていること、全体変形角も 1/100 以下であることを踏まえ、限界全体変形角に対して、変位に対する解析精度を考慮して、応答値同様に 1.2 の割増しを行うこととした。

プッシュオーバー解析に基づいて、構造物全体系の挙動に対する照査結果を表 6-2 に示す。照査用応答値は照査用限界値に対して約 30%の状態であり、検討地震時に対して構造物全体系として考えた必要性能を保有していることを確認した。

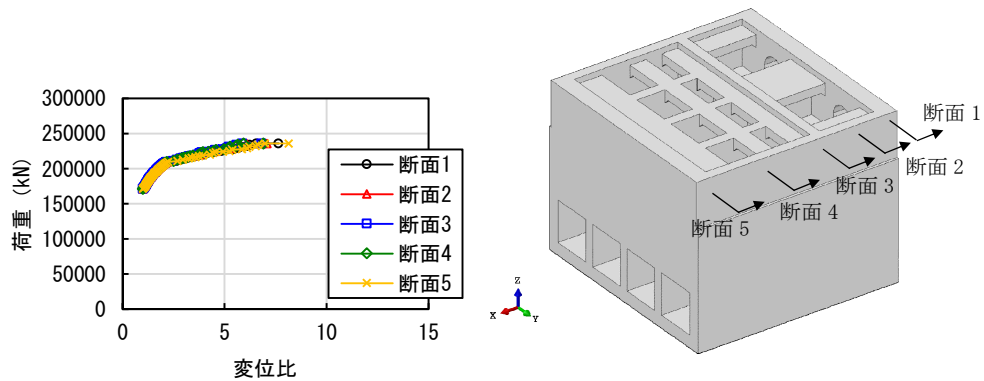


図 6-3 地震荷重作用時で正規化した各断面位置での変位

表 6-2 構造物全体系の挙動に対する照査結果

		断面 4	断面 5
照査用応答値	最大層間変形角 R	0.116×10^{-2}	0.126×10^{-2}
	応答値係数 γ_a	1.2	1.2
	照査用の層間変形角 $R_d (= \gamma_a \cdot R)$	0.139×10^{-2}	0.151×10^{-2}
照査用限界値	限界層間変形角 R_u	0.804×10^{-2}	1.02×10^{-2}
	解析結果の精度などに関する限界値係数 γ_{b1}	1.3	1.3
	材料強度のばらつきに関する γ_{b1} の割り増し	1.1	1.1
	繰返し作用に対する割り増し γ_{b2}	1.2	1.2
	照査用の限界層間変形角 $R_{ud} (= R_u / \gamma_{b1} / \gamma_{b2})$	0.469×10^{-2}	0.594×10^{-2}
	構造物係数 γ_i	1.0	1.0
照査	照査値 ($\gamma_i R_d / R_{ud}$)	0.30	0.25
	安全性の判定	OK	OK

Ⅳ 耐久性能照査の照査例

1. 照査条件

照査条件を表 1-1 のように仮定する．なお，ひび割れに対する照査で，示方書[設計編]の許容ひび割れ幅 ($w=0.005c=0.005\times 100=0.5\text{mm}$) 以内であることを確認したことを前提とする．

表 1-1 照査条件一覧

分 類	項 目	条 件	
配合条件	セメントの種類	フライアッシュセメント B 種	
	単位体積あたりの水の質量(W)	180kg/m ³	
	単位体積あたりのセメントの質量(C) (ポルトランドセメント+フライアッシュセメント)	400kg/m ³	
	フライアッシュ混合率(Fa/C)	0.15	
	水セメント比(W/C)	0.450	
設計条件	設計耐用年数(t)	40 年	
断面諸元および ひび割れの条件	かぶり(c)	100mm	
	かぶりの施工誤差(Δc_e)	5mm(スラブを想定)	
	鉄筋径	16mm	
	圧縮強度の特性値(設計基準強度 f_{ck})	40N/mm ²	
	引張強度(f_{tk})	4.0N/mm ²	
	断面厚さ	一般的	
	ひび割れ幅(w)	0.05mm	
	鉄筋位置のコンクリート応力度が零の 状態からの鉄筋応力度の増加量 (σ_{se})	150N/mm ²	
環境条件	環境条件 (塩害)	海岸からの距離	飛沫帯
		環境区分	特に厳しい腐食性環境
		温度	20℃
		相対湿度	95%
		酸素濃度	20%(気中)
	環境条件 (中性化)		乾燥しにくい環境
	環境条件 (凍害)		凍結融解がしばしば繰り返される
	構造物の露出条件 (凍害)		しばしば水で飽和される

2. 中性化と水の浸透に伴う鋼材腐食に対する照査

2.1 鋼材腐食深さが鋼材腐食深さの限界値に達しないことを確認する場合

(1) 中性化と水の浸透による鋼材腐食深さの評価

中性化と水の浸透による鋼材腐食深さの設計値をマニュアル式(5.3-1)により算定する．

まず，コンクリートの水分浸透速度係数の予測値 q_p (mm/ $\sqrt{\text{時間(hr)}}$) をマニュアル式(5.3-5)により計算する．水セメント比 ($W/C=0.450$) を代入すると式(2.1-1)のようになる．なお，3. で示すひび割れの補修は行われていない．

$$q_p = 31.25 \cdot 0.450^2 = 6.33 \quad (2.1-1)$$

次に，コンクリートの水分浸透速度係数の予測値 q_p を特性値 q_k とし，マニュアル式(5.3-3)によりコンクリ

ートの水分浸透速度係数の設計値を計算する．コンクリートの材料係数（ $\gamma_c = 1.3$ ）を代入すると式(2.1-2)のようになる．

$$q_d = \gamma_c \cdot q_k = \gamma_c \cdot q_p = 1.3 \cdot 6.33 = 8.23 \quad (2.1-2)$$

さらに，1年あたりの鋼材腐食深さの設計値をマニュアル式(5.3-2)により計算する．式(2.1-2)で計算されたコンクリートの水分浸透速度係数の設計値，かぶり（ $c = 100(\text{mm})$ ），かぶりの施工誤差（ $\Delta c_e = 5(\text{mm})$ ）を代入すると式(2.1-3)のようになる．

$$\begin{aligned} s_{dy} &= 1.9 \cdot 10^{-4} \cdot \exp(-0.068 \cdot (c - \Delta c_e)^2 / q_d^2) = 1.9 \cdot 10^{-4} \cdot \exp(-0.068 \cdot (100 - 5)^2 / 8.23^2) \\ &= 2.19 \cdot 10^{-8} (\text{mm/年}) \end{aligned} \quad (2.1-3)$$

以上により，中性化と水の浸透による鋼材腐食深さの設計値をマニュアル式(5.3-1)により計算する．式(2.1-3)で計算された1年あたりの鋼材腐食深さの設計値，鋼材腐食深さの設計値のばらつきを考慮した安全係数（ $\gamma_w = 1.15$ ），中性化と水の浸透に伴う鋼材腐食に対する設計耐用期間（ $t = 40$ （年））を代入すると式(2.1-4)のようになる．

$$s_d = \gamma_w \cdot s_{dy} \cdot t = 1.15 \cdot 2.19 \cdot 10^{-8} \cdot 40 = 1.01 \cdot 10^{-6} \quad (2.1-4)$$

(2) 照査用限界値の設定

鋼材腐食深さの限界値については，かぶりが $c > 35(\text{mm})$ であるため $s_{\text{lim}} = 1.33 \times 10^{-2}(\text{mm})$ となる．

(3) 照査

マニュアルの式(5.1-1)により照査を行う．構造物係数を $\gamma_i = 1.1$ とすると，式(2.1-5)のようになり，設計値が限界値を超えないことが確認された．

$$\gamma_i \frac{s_d}{s_{\text{lim}}} = 1.1 \times \frac{1.01 \cdot 10^{-6}}{1.33 \cdot 10^{-2}} = 0.000083 \leq 1.0 \quad (2.1-5)$$

2.2 中性化深さが鋼材腐食発生限界深さに達しないことを確認する場合

(1) 中性化深さの評価

まず，中性化速度係数の予測値（ α_p ）を式(2.2-1）（マニュアル式(5.3-8)）により計算する．なお，3.で示すひび割れの補修は行われていない．

$$\alpha_p = -3.57 + 9.0 \cdot W/B (\text{mm/年}) \quad (2.2-1)$$

ここに， W/B ：有効水結合材比 $[=W/(C_p + k \cdot A_d)]$

W ：単位体積あたりの水の質量

B	: 単位体積あたりの有効結合材の質量	
C_p	: 単位体積あたりのポルトランドセメントの質量	
A_d	: 単位体積あたりの混和材の質量	
k	: 混和材の種類により定まる定数	フライアッシュの場合, $k=0$ 高炉スラグ微粉末の場合, $k=0.7$

先に、有効水結合材比を求める.

$$A_d = 400 \times 0.15 = 60 \text{ (kg/m}^3\text{)} \quad (2.2-2)$$

$$C_n = 400 - 60 = 340 \text{ (kg/m}^3\text{)} \quad (2.2-3)$$

$$W / B = 180 / (340 + 0 \times 60) = 0.529 \quad (2.2-4)$$

よって、中性化速度係数の予測値は次の通りとなる.

$$\alpha_p = -3.57 + 9.0 \times 0.529 = 1.19 \text{ (mm}/\sqrt{\text{年}}) \quad (2.2-5)$$

中性化速度係数の特性値(α_k)は、予測値 (α_n) に 1.1 を乗じて算出する¹⁾.

$$\alpha_k = \gamma_p \cdot \alpha_k = 1.1 \times 1.19 = 1.31 \text{ (mm}/\sqrt{\text{年}}\text{)} \quad (2.2-6)$$

$\beta_e = 1.6$ とし，コンクリートの材料係数を一般の $\gamma_c = 1.0$ とすると，中性化速度係数の設計値は次のようになる．

$$\alpha_d = \alpha_k \cdot \beta_e \cdot \gamma_c = 1.31 \times 1.6 \times 1.0 = 2.10 \text{ (mm}/\sqrt{\text{年}}) \quad (2.2-7)$$

中性化深さの設計値(y_d)は, $\gamma_{cb}=1.15$ とすると次のように計算される.

$$y_d = \gamma_{ch} \cdot \alpha_d \cdot \sqrt{t} = 1.15 \times 2.10 \times \sqrt{40} = 15.29(\text{mm}) \quad (2.2-8)$$

(2) 照査用限界値の設定

中性化深さの照査用限界値 (y_{lim}) は、式(2.2-9) (マニュアル式(5.3-9))により算定する。マニュアル式(5.3-10)に、かぶり ($c=100(\text{mm})$)、かぶりの施工誤差 ($\Delta c_e=5(\text{mm})$)、塩分環境下であることから中性化残りを $c_e=25(\text{mm})$ とすると、照査用限界値は次のようになる。

$$y_{\text{lim}} = c_d - c_k = c - \Delta c_e - c_k = 100 - 5 - 25 = 70(\text{mm}) \quad (2.2-9)$$

(3) 中性化に対する照査

マニュアルの式(5.1-1)により照査を行う。構造物係数を $\gamma_i = 1.1$ とすると、次式のようになり、設計値が

限界値を超えないことが確認された。

$$\gamma_i \cdot \frac{y_d}{y_{\lim}} = 1.1 \times \frac{15.29}{70} = 0.24 \leq 1.0 \quad (2.2-10)$$

3. 塩害に対する照査

3.1 鉄筋に腐食が発生しないことを限界状態とする場合

(1) ひび割れが補修されている場合

a. 鉄筋位置における塩化物イオン濃度の評価

まず，マニュアルに記載されたフライアッシュセメント B 種相当を使用する場合の予測式(5.4-13)により，拡散係数の特性値(D_k)を計算する。

$$\log D_k = 3.0 \cdot (W/C) - 1.9 \quad (3.1-1)$$

$$= 3.0 \times 0.45 - 1.9$$

$$= -0.55$$

$$D_k = 0.282 \text{ (cm}^2\text{/年)} \quad (3.1-2)$$

次に，ひび割れ幅とひび割れ間隔の比(w/l)をマニュアル式(5.4-9)により計算するが，ひび割れ補修材による遮塩性能が別途確かめられている場合，次式の値は 0 となる。

$$\frac{w}{l} = \left(\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon_{csd}' \right) = 0 \quad (3.1-3)$$

拡散係数の設計値(D_d)はマニュアル式(5.4-8)により求める。コンクリートの材料係数を $\gamma_c = 1.0$ とし，ひび割れの影響を表す定数はマニュアルに従い $D_0 = 400 \text{ cm}^2\text{/年}$ とする。ひび割れの存在が拡散係数に及ぼす影響を表す係数は，一般的な $\lambda = 1.5$ とする。

$$D_d = \gamma_c D_k + \lambda \cdot \left(\frac{w}{l} \right) \cdot D_0 \quad (3.1-4)$$

$$= 1.0 \times 0.282 + 1.5 \times 0 \times 400$$

$$= 0.282 \text{ (cm}^2\text{/年)}$$

かぶりの設計値(c_d)はマニュアル式(5.4-7)により求める。

$$c_d = c - \Delta c_e = 100 - 5 = 95 \text{ (mm)} \quad (3.1-5)$$

鉄筋位置における塩化物イオン濃度(C_d)は，マニュアル式(5.3-5)により，以下のように算定される。鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計値 C_d のばらつきを考慮した安全係数は $\gamma_{cl} = 1.3$ ，コンクリート表面における想定塩化物イオン濃度は，マニュアル表 5.4-1 の飛沫帯の値 $C_0 = 13.0 \text{ kg/m}^3$ を用いる。

$$C_d = \gamma_{cl} \cdot C_0 \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \cdot c_d}{2\sqrt{D_d \cdot t}} \right) \right\} + C_i \quad (3.1-6)$$

$\operatorname{erf}(s)$ は、誤差関数であり、 $\operatorname{erf}(s) = \frac{2}{\pi^{1/2}} \int_0^s e^{-\eta^2} d\eta$ で表される。

$$\begin{aligned} C_d &= 1.3 \times 13.0 \times \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \times 95}{2 \times \sqrt{0.282 \times 40}} \right) \right\} + 0.3 \\ &= 1.07 \quad (\text{kg/m}^3) \end{aligned} \quad (3.1-7)$$

b. 照査用限界値の設定

照査用限界値である鉄筋腐食発生限界塩化物イオン濃度(C_{lim})は、マニュアルに記載されたフライアッシュセメント B 種相当を用いた場合の式(5.4-3)を用いて算出する。

$$\begin{aligned} C_{lim} &= -2.6 \cdot \left(\frac{W}{C} \right) + 3.1 \\ &= -2.6 \times 0.45 + 3.1 \\ &= 1.93 \quad (\text{kg/m}^3) \end{aligned} \quad (3.1-8)$$

c. 照査

マニュアル式(5.3-1)により照査を行う。構造物係数を $\gamma_i = 1.1$ とすると次式のようになり、設計値が限界値を超えないことが確認され、照査に合格する。

$$\gamma_i \cdot \frac{C_d}{C_{lim}} = 1.1 \times \frac{1.07}{1.93} = 0.61 < 1.0 \quad (3.1-9)$$

(2) ひび割れが補修されていない場合

a. 鉄筋位置における塩化物イオン濃度の評価

許容ひび割れを補修しない場合には、式(3.1-3)～式(3.1-6)を用いて以下のように求められる。式(3.1-3)において、鉄筋のヤング係数は $E_s = 200 \text{ (kN/mm}^2\text{)}$ 、コンクリートの収縮およびクリープ等によるひび割れ幅増加を考慮するための係数は、一般的な $\varepsilon'_{csd} = 150 \times 10^{-6}$ とする。

$$\frac{w}{l} = \left(\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{csd} \right) \quad (3.1-10)$$

$$= \left(\frac{150}{200000} + 0.000150 \right)$$

$$= 0.000900$$

$$D_d = \gamma_c D_k + \lambda \cdot \left(\frac{w}{l} \right) \cdot D_0 \quad (3.1-11)$$

$$= 1.0 \times 0.282 + 1.5 \times 0.000900 \times 400 \\ = 0.822$$

$$C_d = 1.3 \times 13.0 \times \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \times 95}{2 \times \sqrt{0.822 \times 40}} \right) \right\} + 0.3 \quad (3.1-12) \\ = 4.38 \text{ (kg/m}^3\text{)}$$

b. 照査

マニュアル式(5.3-1)により照査を行う。「3.1.1(2)」より $C_{\text{lim}} = 1.93 \text{ (kg/m}^3\text{)}$ を照査用限界値，構造物係数を $\gamma_i = 1.1$ とすると次式のようになり，設計値が限界値を超えているため，次のステップとして，進展期における照査を実施する。

$$\gamma_i \cdot \frac{C_d}{C_{\text{lim}}} = 1.1 \times \frac{4.38}{1.93} = 2.50 > 1.0 \quad (3.1-13)$$

3.2 鉄筋腐食によるひび割れが発生しないことを限界状態とする場合

(1) 経過年数毎の鉄筋位置での塩化物イオン濃度の算出

鉄筋位置の塩化物イオン濃度の経年変化をマニュアル式(5.4-6)～式(5.4-20)により算出する。拡散係数の設計値(D_d)の算出は，前述の「3.1 鉄筋に腐食が発生しないことを限界状態とする場合」と全く同じである(式(3.1-1)～式(3.1-4)参照)。「3.1(2)」における拡散係数の設計値($D_d = 0.822 \text{ (cm}^2\text{/年)}$)，設計かぶり($c_d = 95 \text{ (mm)}$)，コンクリート表面における想定塩化物イオン濃度(マニュアル表 5.4-1 の飛沫帯の値 $C_0 = 13.0 \text{ kg/m}^3$)，鉄筋位置における塩化物イオン濃度の評価値 Cl_m のばらつきを考慮した安全係数($\gamma_{cl} = 1.3$)をマニュアル式(5.4-20)に代入すると，式(3.2-1)のようになり，鉄筋位置における塩化物イオン濃度の評価値 Cl_m は，経過年数 t_n の関数として表される。

$$Cl_m = 1.3 \times 13.0 \times \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \times 95}{2 \times \sqrt{0.822 \times t_n}} \right) \right\} + 0.3 \quad (3.2-1)$$

式(3.2-1)により，時間刻み(Δt)を1年として，経過年数0年から40年までの鉄筋位置の塩化物イオン濃度の評価値を計算すると図 3.2-1 のようになる。

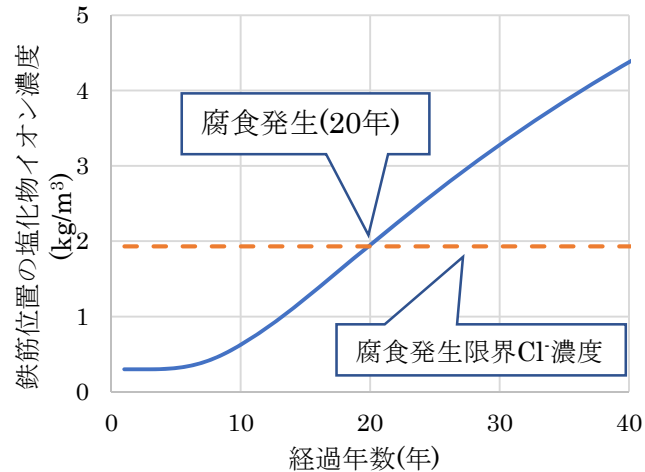


図 3.2-1 鉄筋位置の塩化物イオン濃度の経年変化算出結果(時間刻み 1 年)

(2) 方法 1 による照査

a. 設計耐用期間終了時の腐食量の算出

経過年数毎の腐食速度 V_{1tn} をマニュアル式(5.4-22)～式(5.4-25)により計算する。鉄筋径 ($d=16\text{mm}$)，設計かぶり ($c=95\text{mm}$)，水セメント比 ($W/C=0.450$)，湿度に関する項 ($H=(95-45)/100=0.50$)，酸素濃度 ($O=0.20$)，温度 ($T=20^\circ\text{C}$) を代入すると式(3.2-2)～式(3.2-5)のようになり，経過年数毎の腐食速度 V_{1tn} は鉄筋位置の塩化物イオン濃度の関数となる。

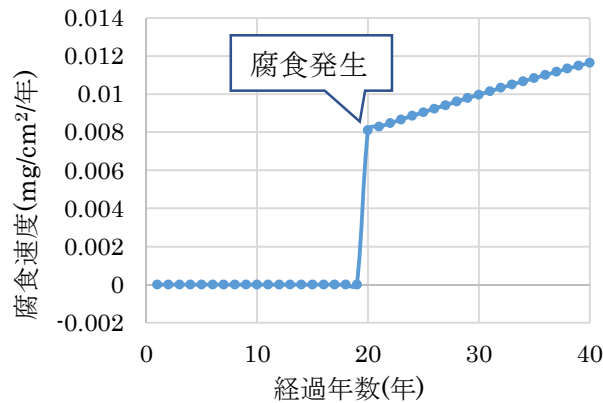
$$V_{1m} = V_{11m} \times \frac{V_{12m}}{V_{12m}} \quad (3.2-2)$$

$$V_{11m} = \frac{16}{10 \times 95^2} \left(-0.51 - 6.81 \cdot Cl_m + 44.97 \cdot (0.450)^2 + 60.84 \cdot Cl_m \cdot (0.450)^2 \right) \quad (3.2-3)$$

$$V_{12m} = \frac{1}{10} (2.59 - 0.05 \times 20 - 6.89 \times 0.50 - 22.87 \times 0.20 - 0.89 \times Cl_m + 0.14 \times 20 \times 0.50 + 0.51 \times 20 \times 0.20 \\ + 0.01 \times 20 \times Cl_m + 60.81 \times 0.50 \times 0.20 + 3.01 \times 0.50 \times Cl_m + 6.55 \times 0.20 \times Cl_m) \quad (3.2-4)$$

$$V_{12t}' = \frac{1}{10} (0.56528 + 1.2808 \cdot Cl_m) \quad (3.2-5)$$

経過年数毎に鉄筋位置の塩化物イオン濃度 Cl_m (図 3.2-1 の値) を代入し，塩化物イオン濃度が腐食発生限界塩化物イオン濃度 ($C_{cr}=1.93(\text{kg/m}^3)$) 未満の期間の腐食速度をゼロとすると，経過年数毎の腐食速度は図 3.2-2 のように算出される。

図 3.2-2 腐食速度 V_i の経年変化の算出結果

続いて、経過年数毎の腐食速度 V_{im} の設計耐用期間における時間積分値を計算し、腐食量の評価値とする。腐食量の評価値 Q_E は、マニュアル式(5.4-26)に示す台形公式により求める。時間刻み ($\Delta t=1$ 年), $N=t/\Delta t=40$ 年/1 年=40 より、式(3.2-6)のようになる。

$$Q_E = \frac{1}{2} \sum_{n=0}^{39} \{ (V_{1m} + V_{1r(n+1)}) \times 1 \} \quad (3.2-6)$$

$$= \frac{1}{2} \{ (V_{1r0} + V_{1r1}) + (V_{1r1} + V_{1r2}) + \cdots + (V_{1r39} + V_{1r40}) \}$$

式(3.2-6)に図 3.2-2 の結果を代入すると、式(3.2-7)のように腐食量の評価値 Q_E が得られる。設計耐用期間終了時における腐食量の設計値 Q_{ld} は、マニュアル式(5.4-27)により、式(3.2-8)のように求められる。

$$Q_E = 0.203 \text{ (mg/cm}^2\text{)} \quad (3.2-7)$$

$$Q_{ld} = \gamma_q \cdot Q_E = 1.3 \times 0.203 = 0.264 \text{ (mg/cm}^2\text{)} \quad (3.2-8)$$

b. ひび割れ発生限界腐食量の算出

ひび割れ発生限界腐食量はマニュアル式(5.4-28)に、かぶり ($c=95\text{mm}$), 鉄筋径 ($d=16\text{mm}$) を代入して、式(3.2-9)のように求められる。

$$Q_{lcr} = 0.0602 \cdot \left(1 + \frac{2 \times 95}{16} \right)^{0.85} \cdot 16 \quad (3.2-9)$$

$$= 8.453 \text{ (mg/cm}^2\text{)}$$

c. 照査

マニュアル式(5.1-1)により照査を行う。構造物係数を $\gamma_i = 1.1$ とすると式(3.2-10)の通りとなり、設計値が限界値を超えないことが確認された。

$$\gamma_i \cdot \frac{Q_{ld}}{Q_{cr}} = 1.1 \times \frac{0.264}{8.453} = 0.0344 \leq 1.0 \quad (3.2-10)$$

(3) 方法 2 による照査

a. 設計耐用期間終了時の腐食量の算出

設計耐用期間終了時の腐食量算出に用いる腐食速度予測式をマニュアル表 5.4-1 から選定する。W/C(水セメント比)=45(%) (<50(%)) であるため、 V_{2l} (横田らの式)を選定する。次に、経過年数毎の腐食速度 V_{2lm} をマニュアル式(5.4-29)～式(5.4-33)により計算する。水セメント比($W/C=45(\%)$)、温度($K=273.15+20$)、腐食発生限界塩化物イオン濃度($C_{cr}=1.93(\text{kg/m}^3)$)を代入すると式(3.2-11)～式(3.2-15)のようになり、経過年数毎の腐食速度 V_{2lm} は鉄筋位置の塩化物イオン濃度の関数となる。

$$V_{2lm} = C_D(D) \cdot \left\{ 0.27 \cdot (21.38 \cdot C_T(T) \cdot C_C(C))^{1.38} \right\} \quad (3.2-11)$$

$$(0.45) = 0.5 \times (D_s / 10^{-8})^{0.15} \Leftrightarrow D_s = 4.954 \times 10^{-9} \quad (3.2-12)$$

$$C_D(D) = 0.1129 \times 10^8 \times (4.954 \times 10^{-9}) \quad (3.2-13)$$

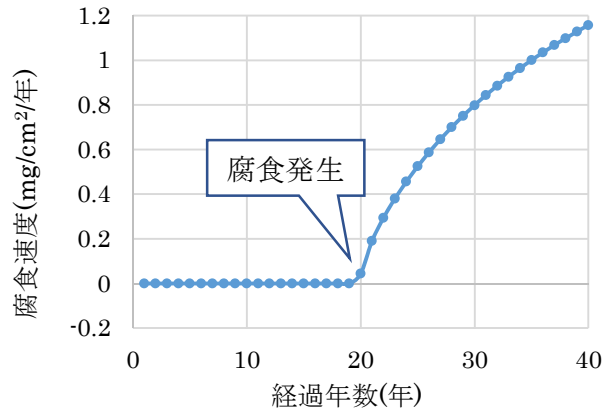
$$= 0.0559$$

$$C_T(T) = \left\{ -2.593 \cdot \left(1000 \cdot \frac{1}{(273.15 + 20)} \right) + 8.695 \right\} \quad (3.2-14)$$

$$= 0.860$$

$$C_C(C) = 1.93 \cdot \sqrt{1 - \frac{(Cl_m - 12.0)^2}{(12.0 - (1.93))^2}} \quad (3.2-15)$$

経過年数毎に鉄筋位置の塩化物イオン濃度 Cl_m (図 3.2-1 の値)を代入し、塩化物イオン濃度が腐食発生限界塩化物イオン濃度($C_{cr}=1.93(\text{kg/m}^3)$)未満の期間の腐食速度をゼロとすると、経過年数毎の腐食速度は図 3.2-3 のように算出される。

図 3.2-3 腐食速度 V_{2t} の経年変化の算出結果

続いて、経過年数毎の腐食速度 V_{2tm} の設計耐用期間における時間積分値を計算し、腐食量の評価値とする。腐食量の評価値 Q_{2E} および腐食量の設計値 Q_{2d} は方法 1 の場合と同様にして求める。結果として式(3.2-16)、式(3.2-17)のように求められる。

$$Q_{2E} = 14.909 (\text{mg/cm}^2) \quad (3.2-16)$$

$$Q_{2d} = \gamma_q \cdot Q_{2E} = 1.3 \times 14.909 = 19.38 (\text{mg/cm}^2) \quad (3.2-17)$$

b. ひび割れ発生限界腐食量の算出

ひび割れ発生限界腐食量はマニュアル式(5.3-18)に、かぶり ($c_d=95\text{mm}$)、鉄筋径 ($d=16\text{mm}$) を代入して、式(3.2-18)のように求められる。

$$Q_{2cr} = 10 \cdot \frac{c_d}{d} = 10 \cdot \frac{95}{16} = 59.38 (\text{mg/cm}^2) \quad (3.2-18)$$

c. 照査

マニュアル式(5.1-1)により照査を行う。構造物係数を $\gamma_i = 1.1$ とすると式(3.2-19)の通りとなり、設計値が限界値を超えないことが確認された。

$$\gamma_i \cdot \frac{Q_{2d}}{Q_{2cr}} = 1.1 \times \frac{19.38}{59.38} = 0.359 \leq 1.0 \quad (3.2-19)$$

(4) 方法 3 による照査

a. 設計耐用期間終了時の腐食膨張によるコンクリートの引張応力の算出

まず、方法 2①により鉄筋腐食量の評価値 Q_{3E} を求める。次に、マニュアル式(5.4-40)～(5.4-43)により、ひび割れ直交方向平均応力の設計値を算出する。結果として式(3.2-20)～式(3.2-23)のように求められる。

$$r_0 = 0.01 \cdot \gamma_{ql} \frac{Q'_{3E}}{\rho_s} = 0.01 \times 1.3 \times \frac{14.91}{7.85} = 0.0247 \text{ (mm)} \quad (3.2-20)$$

$$1.3 \times 1.3 - 1 = P \left[\frac{1}{245} + \frac{(8 + 0.0247)^2}{31000 \times 0.0247 \{103^2 - (8 + 0.0247)^2\}} \left\{ (1 - 0.2)(1 - 2 \times 0.3)(8 + 0.0247) + \frac{(1 + 0.2) \times 103^2}{(8 + 0.0247)} \right\} + \frac{(1 + 0.3)(1 - 2 \times 0.3) \times 8}{200000 \times 0.0247} \right] \quad (3.2-21)$$

$$P = 39.23 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma'_t = \frac{39.23 \times 8}{95} = 3.303 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (3.2-22)$$

$$\sigma'_{td} = 1.0 \cdot 3.303 = 3.303 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (3.2-23)$$

ここで、コンクリートの弾性係数は、指針解説表 3.2-1 により算出する。

$$E_c = (3.1 + \frac{f'_c - 40}{50}) \times 10^4 = 31000 \left(f'_c = 40 \text{ N/mm}^2 \right) \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (3.2-24)$$

b. 照査

マニュアルの式(5.1-1)により照査を行う。構造物係数を $\gamma_i = 1.1$ とすると、引張強度 $f_{tk} = 4.0$ (N/mm²)であることから式(3.2-25)の通りとなり、設計値が限界値を超えないことが確認された。

$$\gamma_i \cdot \frac{\sigma_{td}}{f_{tk}} = 1.1 \times \frac{3.303}{4.0} = 0.908 \leq 1.0 \quad (3.2-25)$$

4. 凍害に対する照査

4.1 内部損傷に対する照査

(1) 相対弾性係数の設計値の算定

マニュアル式(6.5-29)により相対動弾性係数の設計値(E_d)を算定する。コンクリートの凍結融解試験 JIS A 1148(A 法)によって得られたコンクリートの相対動弾性係数の予測値 $E_p = 90$ (%)とする。 E_p の精度に関する安全係数は、JIS A 1148(A 法)を用いたので、 $\gamma_p = 1.0$ とし、コンクリートの材料係数は、一般の $\gamma_c = 1.0$ を用いることにする。なお、3. で示すひび割れの補修は行われていない。

$$E_k = E_p / \gamma_p = 90 / 1.0 = 90 \quad (4.1-1)$$

$$E_d = E_k / \gamma_c = 90 / 1.0 = 90 \quad (4.1-2)$$

(2) 照査用限界値の設定

照査用限界値である相対動弾性係数の最小限界値(E_{min})をマニュアルの表 6.5-2 に従い、設定する。凍結融解がしばしば繰り返される気象条件における一般の断面で、しばしば水で飽和される場合は $E_{min} = 70$ (%)である。

$$E_{min} = 70 \text{ (%) } \quad (4.1-3)$$

(3) 照査

マニュアル式(5.1-1)の凍害の式により照査を行う．構造物係数を $\gamma_i = 1.1$ とすると，次式のようになり，満足していることが確認された．

$$\gamma_i \cdot \frac{E_{\min}}{E_d} = 1.1 \times \frac{70}{90} = 0.85 \leq 1.0 \quad (4.1-4)$$

4.2 表面損傷（スケーリング）に対する照査

(1) コンクリートのスケーリング量の設計値

RILEM CDF 法によって得られたスケーリング量の予測値を元にスケーリング量の設計値が $600(\text{g/m}^2)$ と求められたとする．なお，3. で示すひび割れの補修は行われていない．

$$d_d = 600 (\text{g/m}^2) \quad (4.2-1)$$

(2) コンクリートのスケーリング量の限界値

一般に，RILEM CDF 法によるスケーリング量が $1500(\text{g/m}^2)$ 以下である場合にスケーリング抵抗性が高いと判定される²⁾．

$$d_{\lim} = 1500 (\text{g/m}^2) \quad (4.2-2)$$

(3) 照査

マニュアルの式(5.1-1)の凍害の式により照査を行う．構造物係数を $\gamma_i = 1.1$ とすると，次式のようになり，満足していることが確認された．

$$\gamma_i \cdot \frac{d_d}{d_{\lim}} = 1.1 \times \frac{600}{1500} = 0.44 \leq 1.0 \quad (4.2-3)$$

【参考文献】

- 1) 土木学会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針<照査例>，p. 92，2005. 6
- 2) Jochen Stark, Bernd Wichit（訳：太田利隆，下林清一，佐伯昇）：コンクリートの耐久性第2版，社団法人セメント協会，pp. 200-202，2003. 8

ご注意 当該出版物の内容を複写したり他の出版物へ転載するような場合は、
必ず土木学会の許可を得て下さい。

原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル・照査例（2018年版） 原子力土木シリーズ3

平成 30 年 10 月 23 日 初版印刷・発行

編 集 者 〒160-0004 東京都新宿区四谷一丁目(外濠公園内) 土木学会原子力委員会

委 員 長 小長井 一 男

発 行 者 〒160-0004 東京都新宿区四谷一丁目(外濠公園内)

公益社団法人 土木学会 専務理事 塚 田 幸 広

発 行 所 公益社団法人 土 木 学 会

〒160-0004 東京都新宿区四谷一丁目(外濠公園内)

電話 03-3355-3441 番(代表) Fax 03-5379-0125

