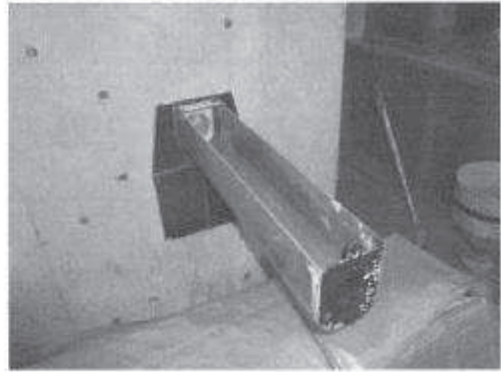


図4-10 グラウトの充てん性確認実験
 (建設技術審査証明報告書より抜粋) (3/10)



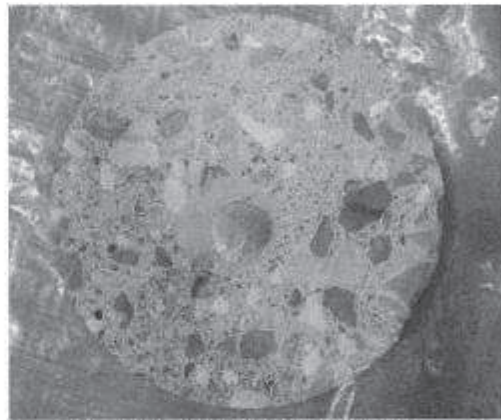
RC 部材への削孔



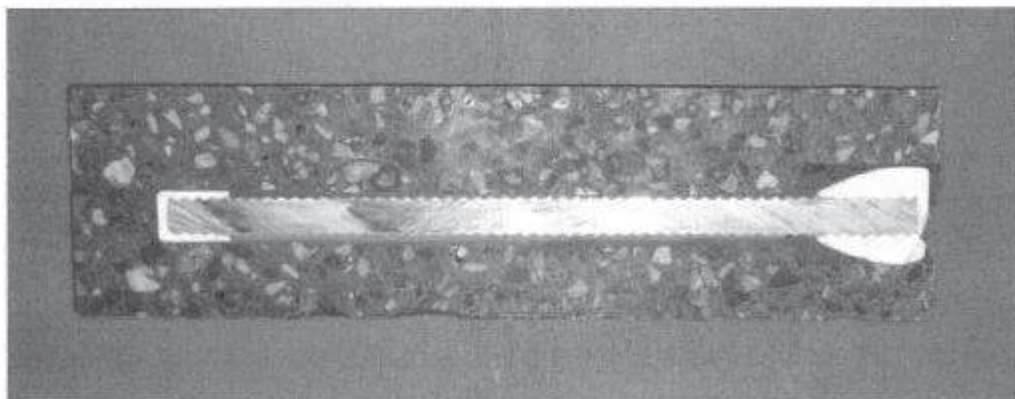
グラウト貯留槽の設置



「セラミックキャップバー (CCb)」の挿入



グラウトの注入状況 (鉄筋部)
「セラミックキャップバー (CCb)」挿入部を切断したもの



グラウトの注入状況 (全体)

「セラミックキャップバー (CCb)」の挿入部

写真Ⅱ-4.11 RC 部材によるグラウト充てん性確認実験 (横向き)

図 4-10 グラウトの充てん性確認実験
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (4/10)

ハンチ部の施工や、支障物が近傍にあるために、グラウト貯留槽が使用できない箇所は、表Ⅱ-1.4に示す可塑性グラウトを用いて作業を行うことにより、グラウト貯留槽を用いた時と同様の充てん性能を有していることをアクリル模型の施工試験で確認している。

グラウトポンプを用いて、掘削孔の先端からエアを追出すようにグラウトを充てんする。その後に「セラミックキャップバー (CCb)」をゆっくり挿入することにより、エア抜きホースを残置することなく、「セラミックキャップバー (CCb)」の挿入およびその周囲へのグラウトの充てんを行う。

グラウトは、セメントに所定の水を加えてハンドミキサーで練り混ぜ、その後に所定の可塑性剤を添加して再度練り混ぜて使用する。



アクリル模型試験体



「セラミックキャップバー (CCb)」の挿入



「セラミックキャップバー (CCb)」の設置

写真Ⅱ-4.12 アクリル模型による可塑性グラウト充てん性確認試験 (横向き)

表Ⅱ-1.4 可塑性グラウトの性能

水セメント比 (%)	添加率 (%)	テーブルフロー値 (mm)	ブリーディング率 (%)	膨脹収縮率 (%)	圧縮強度(N/mm ²)		
					3日	7日	28日
33.0~39.0	0.28%~0.32%	(静止) 105mm~120mm (15回打撃) 150mm~200mm	0.0	0.12%~0.18%	35.9	45.5	56.4

圧縮強度は現場封緘養生による結果である。

図4-10 グラウトの充てん性確認実験
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (5/10)

② 先充てん工法（下向き）

先充てん工法（下向き）の場合、削孔内にグラウトを充てんし、「セラミックキャップバー（CCb）」を上方から差し込むだけで配置を完了する。削孔内面は、グラウトを充てんする前に湿润状態にするか、あるいはドライアウト防止剤を散布し、グラウトが吸湿されないようにする。

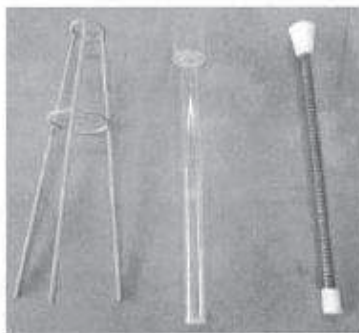
写真Ⅱ-4.8 に示すように、グラウトが表Ⅱ-1.2 に示すものであれば、「セラミックキャップバー（CCb）」の先端定着部までグラウトが充てんすることを、アクリル模型を用いた施工試験により確認した。

グラウトはプレミックス材料であり、施工現場では、所定量の水を加えてハンドミキサーで練り混ぜるだけで所定の性質のものが使用できる。

表Ⅱ-1.3 グラウトの性能

水セメント比 (%)	JA ロート流下時間 (秒)	ブリーディング率 (%)	膨張収縮率 (%)	圧縮強度(N/mm ²)			
				1日	3日	7日	28日
33.0~39.0	15~30	0.0	0.14~0.23	22.2	38.6	58.3	65.3

圧縮強度は現場封緘養生による結果である。



試験器具（アクリル管等）



グラウトの充てん



拡張部充てん

写真Ⅱ-4.8 グラウト充てん性確認実験（下向き）

図4-10 グラウトの充てん性確認実験
（建設技術審査証明報告書より抜粋）（6/10）

③ 先充てん工法（上向き）

先充てん工法（上向き）の場合、可塑性グラウトを削孔内にグラウトを充てんし、「セラミックキャップバー（CCb）」を下方から差込むだけで配置を完了する。

写真Ⅱ-4.14、写真Ⅱ-4.15 に示すように、可塑性グラウトであればグラウトで充てんされた削孔内に、「セラミックキャップバー（CCb）」を挿入でき、エア抜きホースを残置すること無く、「セラミックキャップバー（CCb）」の先端定着部までグラウトが充てんできることを、アクリル模型およびRC部材を用いた施工試験、専用エアメータを用いた上向き充てん試験により確認した。

グラウトは、セメントに所定の水を加えてハンドミキサーで練り混ぜ、その後に所定の可塑剤を添加して再度練り混ぜて使用できる。



グラウトの充てん



「セラミックキャップバー（CCb）」の設置



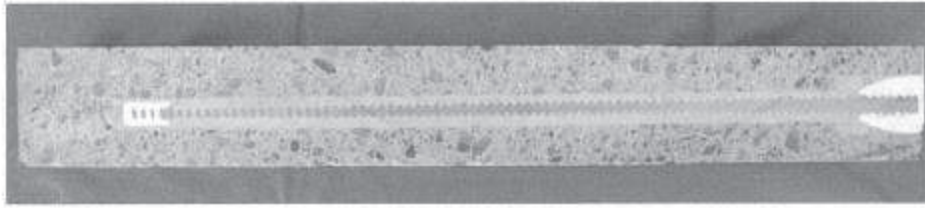
グラウトの充てん



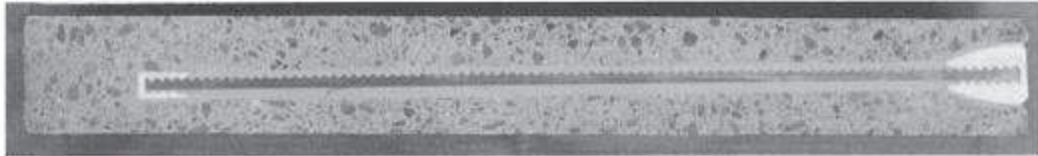
「セラミックキャップバー（CCb）」の挿入

写真Ⅱ-4.14 先充てん後挿入工法グラウト充てん性確認実験（上向き）（その1）

図4-10 グラウトの充てん性確認実験
（建設技術審査証明報告書より抜粋）（7/10）

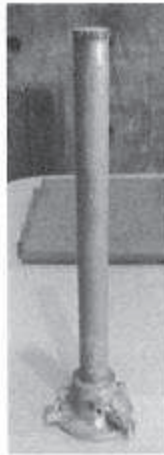


拡幅部通常コア



拡幅部親子ビット

グラウトの注入状況（全体）



CCb 工法仕様上向き空気量測定

写真Ⅱ-4.15 先充てん後挿入工法グラウト充てん性確認実験（上向き）（その2）

図4-10 グラウトの充てん性確認実験
（建設技術審査証明報告書より抜粋）（8/10）

④ 後充てん工法（上向き）

後充てん工法（上向き）の場合、写真Ⅱ-4.13に示すように、「セラミックキャップバー（CCb）」の先端定着部にエア抜きホースを設置した養生治具を用意し、「セラミックキャップバー（CCb）」を挿入した削孔口部分に設置する。

そして、高流動性のグラウトを下方から注入し、エア抜きホースから掘削孔内の空気を排出して充てんする。この時、あらかじめ配置した「セラミックキャップバー（CCb）」が削孔の中心部に配置されるように、差込側の定着体に対し、注入治具側にスペーサ等を設置し位置を調整する。削孔内面は、グラウトの注入前に湿潤状態にするか、あるいはドライアウト防止剤を散布し、グラウトが吸湿されないようにする。グラウトの充てん状況は、グラウト注入時におけるエア抜きホースからの空気の排出と、グラウトの流失を確認することによって把握する。そして、グラウトの注入圧を保ったまま、エア抜きホースを養生治具の位置まで引き抜き、その口を閉じる。

写真Ⅱ-4.13に示すように、上向き施工でも「セラミックキャップバー（CCb）」の先端までグラウトを充てんでき、エア抜きホースを残置することなく、「セラミックキャップバー（CCb）」設置できることを、アクリル模型を用いた施工試験により確認した。

グラウトはプレミックス材料であり、施工現場では、所定量の水を加えてハンドミキサーで練り混ぜるだけで所定の性質のものが使用できる。

図4-10 グラウトの充てん性確認実験
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (9/10)



写真Ⅱ-4.13 グラウト充てん性確認実験（上向き）

図 4-10 グラウトの充てん性確認実験
 (建設技術審査証明報告書より抜粋) (10/10)

4.6.1～4.6.4 に示すとおり、施工上の配慮により、せん断補強効果に大きな影響を及ぼすような施工精度の低下が生じる可能性は低いことが確認できる。

しかし、現時点では後施工による施工精度に対して、施工実績に基づく十分な統計がとれていないため、施工精度の低下による影響が生じる可能性を否定することはできない。

以上を踏まえて、適切な施工管理を実施してもなお発生しうる施工精度の低下への設計上の配慮として、耐震評価上の裕度（例えば照査値を 8 割程度に抑える）を持たせた設計を行うこととする。

4.7 ⑤施工実績・研究事例等の確認

CCb の施工実績及び後施工せん断補強に関する研究事例を踏まえ、CCb 工法及び施工への反映事項を確認する。

4.7.1 施工実績の整理

CCb の施工実績は、表 4-10 に示すように 2017 年 9 月 30 日までに、道路・地下街、浄化センター、浄水場、水門、排水機場、排水路、発電所・プラントなど、施工中案件を含め 174 件の工事に適用され、37.6 万本以上が施工されている。

表 4-10 Ccb の施工実績 (2017 年 9 月 30 日現在)

対象施設		施工件数
道路・地下街	道路橋他	
浄化センター	最終沈澱池、ポンプ室他	
浄水場	配水池他	
水門	防潮水門他	
排水機場	排水機場他	
排水路	地下排水路	
発電所・プラント	貯水池・水路他	
ダム	ダム	
空港	空港	
護岸	防潮堤他	
栈橋	栈橋	

施工中案件を含む 合計：174 件 376,000 本以上

CCb の施工実績を部材厚、鉄筋径及び使用環境ごとに整理する。部材厚ごとに整理した結果を表 4-11 に、鉄筋径ごとに整理した結果を表 4-12 に、使用環境（気中又は水中）ごとに整理した結果を表 4-13 に示す。なお、カウントする際は、1 件の工事のうち複数にまたがって該当する場合には、各項目でそれぞれカウントしている（例：同一工事内で D13、D16、D19 の鉄筋を用いている場合は D13、D16、D19 のすべてにカウント）。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 4-11 Ccb の施工実績（部材厚）（1/4）*

部材厚(mm)	件数
～500	78
501～1000	126
1001～1500	77
1501～2000	39
2001～3000	10
3001～	7

表 4-11 Ccb の施工実績（部材厚）*

（上記実績のうち横向き施工）（2/4）

部材厚(mm)	件数
～500	53
501～1000	87
1001～1500	47
1501～2000	17
2001～3000	5
3001～	2

表 4-11 Ccb の施工実績（部材厚）*

（上記実績のうち下向き施工）（3/4）

部材厚(mm)	件数
～500	35
501～1000	61
1001～1500	48
1501～2000	29
2001～3000	6
3001～	5

表 4-11 Ccb の施工実績（部材厚）*
（上記実績のうち上向き施工）（4/4）

部材厚(mm)	件数
～500	6
501～1000	22
1001～1500	14
1501～2000	0
2001～3000	0
3001～	0

注記*：ハッチング箇所は，女川 2 号機の屋外重要土木構造物等に採用している項目を示す。

表 4-12 Ccb の施工実績（鉄筋の種類）*

補強鉄筋の種類		件数
SD345	D13	42
	D16	71
	D19	82
	D22	80
	D25	61
	D29	30
	D32	33

注記*：ハッチング箇所は，女川 2 号機の屋外重要土木構造物等に採用している項目を示す。

表 4-13 Ccb の施工実績（使用環境）*

施工場所	件数
気中	12
水中	162

注記*：ハッチング箇所は，女川 2 号機の屋外重要土木構造物等に採用している項目を示す。

4.7.2 過去の地震の経験事例

CCbにより耐震補強を行った構造物は、過去に多くの地震を受けている(表4-14)。その中には、震度5強の地震を受けた事例もあり、CCb工法研究会に確認したところ、いずれの地点においても、現時点では被害・不具合が発生したという報告はない。

表4-14 震度4以上の地震を受けた構造物

--

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.7.3 レベル2地震動を対象とした設計事例

広島空港直下を通る用倉トンネルにおいて、レベル2地震動を対象として耐震補強に鉄筋差込工法（後施工せん断補強鉄筋工法 RMA 工法）を適用したせん断補強事例が報告されている*。本事例においては、広島空港が大都市拠点空港として空港輸送上重要な空港に位置づけられたため、耐震性能照査を行った結果、せん断耐力が不足していることが判明したことによる。用倉トンネルは現場打ちのアーチカルバートの上に20m弱の盛土をおこなった構造物である。構造形式等の詳細については、4.7.5④に記載する。

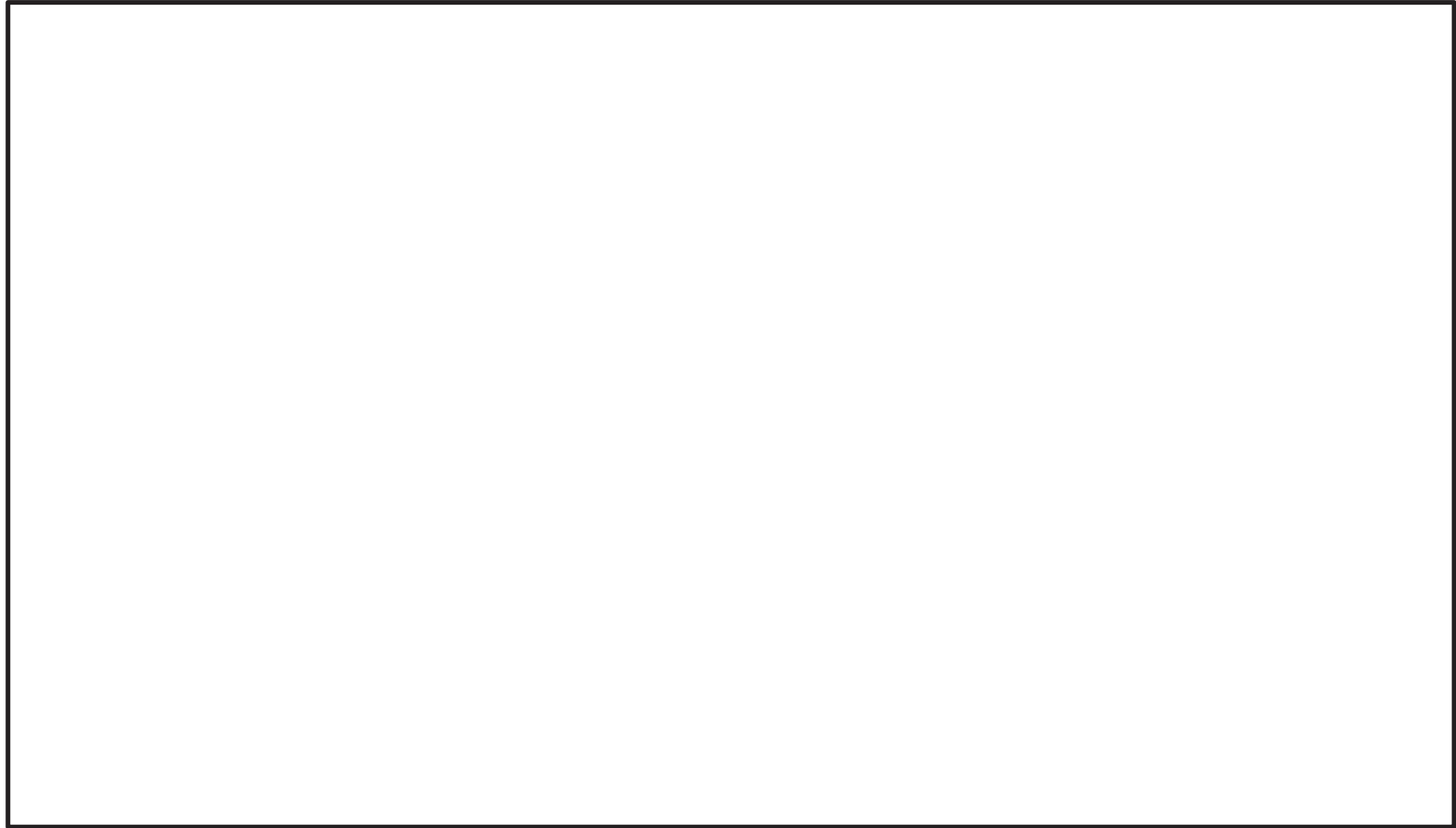
注記*：参考文献

後施工型せん断補強工法を活用した広島空港地下トンネル耐震補強工事について（岡崎大宜）

4.7.4 後施工せん断補強工法の比較

CCb 工法以外にも土木研究センターにおいては、類似する後施工せん断補強工法の建設技術審査証明が実施されている。後施工せん断補強工法の比較結果を、表4-15に示す。工法に差異はあるものの、コンクリート部分に付着を期待してせん断耐力の向上を期待する点は共通している。また、せん断耐力の算出方法については、工法により多少の差異は存在するものの、おおむねトラス理論を基にせん断耐力の算出を行っている。

表 4-15 後施工せん断補強工法の比較 (1/2)

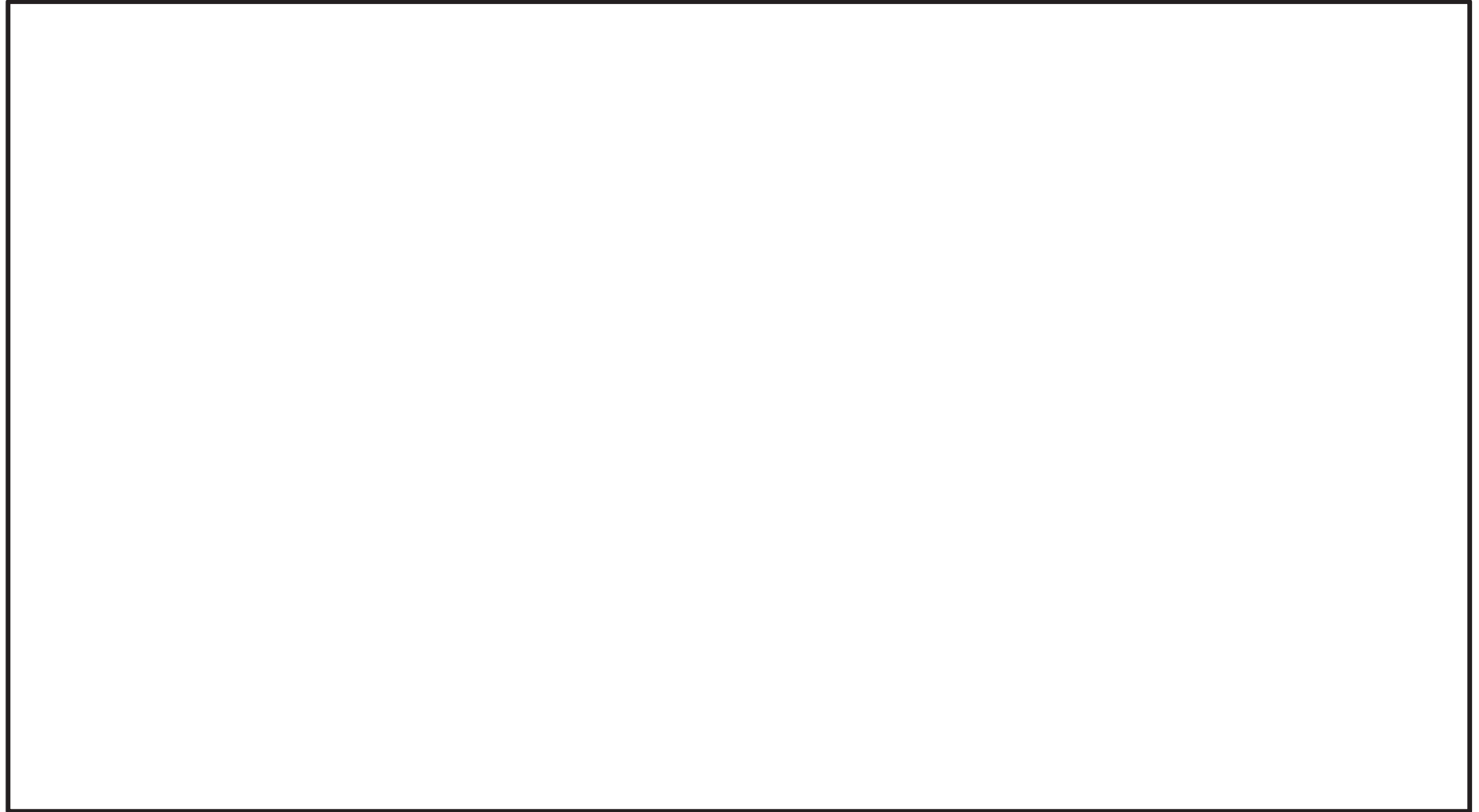


(参考) 6-107

注記* 土木研究センター建設技術審査証明関係資料に基づき作成

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 4-15 後施工せん断補強工法の比較 (2/2)



(参考) 6-108

注記* 土木研究センター建設技術審査証明関係資料に基づき作成

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.7.5 後施工せん断補強筋に関する研究事例

後施工せん断補強工法に関する研究事例や施工実績に関する文献から着目すべき事項を整理し、女川2号機におけるCCb工法への反映事項を確認する。

① コンクリート構造物の後施工せん断補強技術

◆ 文献の要旨

既存のコンクリート構造物の耐震補強技術のうち、カルバートや地下貯水槽の壁（地下壁構造）に用いられるせん断補強（後施工せん断補強）技術について述べられたものである。

◆ 着目すべき事項

- ・ 後施工せん断補強筋の定着性能の確認試験として、鉄筋の引抜き試験が例示されている。
- ・ 標準フックのせん断補強筋（先施工）が負担できるせん断力に対する後施工せん断補強筋が負担できるせん断力の割合である有効係数を用いて評価する手法が例示されている。
- ・ 後施工せん断補強効果の確認試験として、梁試験体の正負交番載荷試験が例示されている。
- ・ 「マルチプルナット」、「セラミックキャップバー (CCb)」、「Post-Head-bar (PHb)」の建設技術審査証明報告書を参考文献としている。

◆ 女川2号機におけるCCb工法への反映事項の確認

- ・ 後施工せん断補強技術が地下壁構造に対して効果的であることを確認した。
- ・ CCb工法の建設技術審査証明報告書には、本文献と同様の引抜き試験、梁試験体の正負交番載荷試験が実施され、それら試験結果に基づいた有効係数による評価手法が明記されていることを確認した。

② 耐震補強等に用いるあと施工型せん断補強技術（RMA 工法）

◆ 文献の要旨

既設の地中構造物を後施工によりせん断補強する工法として RMA 工法が報告されている。

◆ 着目すべき事項

- ・ 後施工せん断補強筋の性能確認実験として、引抜き試験による定着性能の確認、梁試験体の正負交番載荷によるせん断補強効果の確認を実施している。
- ・ 後施工せん断補強において、せん断補強筋の定着長を考慮した有効係数によるせん断補強効果の評価手法が示されている。なお、この評価手法は参考文献として示されている「アルカリ骨材反応対策小委員会報告書」（土木学会，2005）に準じている。
- ・ RMA 工法により補強が実施された構造物は、東日本大地震においても損傷がなかったことが報告されている。

◆ 女川 2 号機における CCb 工法への反映事項の確認

- ・ 本文献の工法（RMA 工法）と同様の性能確認試験を CCb 工法でも実施していることを確認した。
- ・ 本文献の工法（RMA 工法）と CCb 工法とでは、定着方法の差異により定着長が異なるが、有効係数の算出方法は同様であり、CCb 工法の建設技術審査証明報告書に示される有効係数の算出方法が一般的であることを確認した。
- ・ CCb により耐震補強を行った構造物において、現時点で地震による被害・不具合が発生していないことを確認した。

③ 論文 異形鉄筋の埋込みによるあと施工せん断補強効果に関するはりの載荷実験

◆ 文献の要旨

既存のボックスカルバート等の連続壁に異形鉄筋を埋込みせん断補強を行う方法に対し、その有効性を確認するために梁供試体を用いたせん断試験が行われている。

◆ 着目すべき事項

- ・ 後施工せん断補強した供試体のせん断耐力を実験で確認した結果、先施工として算出したせん断耐力（設計値）とほぼ同等のせん断耐力が得られている（実験値/設計値=0.93～1.12）。
- ・ 後施工によりせん断補強した供試体のせん断耐力は、先施工した供試体のせん断耐力と同等のせん断耐力を有している（後施工/先施工=0.85～1.07）。

◆ 女川2号機におけるCCb工法への反映事項の確認

- ・ 先施工のせん断補強に対するCCb工法の有効係数は、建設技術証明報告書に記載されている梁の交番載荷試験により妥当性が確認された有効係数としていることを確認した。

④ 後施工型のせん断補強工法を活用した広島空港地下トンネル耐震補強工事について

◆ 文献の要旨

広島空港の滑走路及び誘導路直下の地下構造物（用倉トンネル）が、レベル2地震動に対する耐震性能照査においてせん断耐力が不足していることが確認された。用倉トンネル(アーチカルバート)に対し耐震補強工法の選定・検討を実施し、RMA工法による後施工せん断補強が行われている。

◆ 着目すべき事項

- ・ 重要施設である空港滑走路及び誘導路直下の地下構造物（アーチカルバート）に対して、後施工型せん断補強工法（RMA工法）による耐震補強が実施されている。
- ・ アーチカルバートの補強には、増厚工法，後施工せん断補強工法（鉄筋差込工法），接着工法，巻立て工法の中から，施工後においても現況の内空断面を確保でき，坑内からの施工も可能である後施工せん断補強工法が選定されている。
 - ・ 補強対象のアーチカルバートの部材厚は1600mmである。

◆ 女川2号機におけるCCb工法への反映事項の確認

- ・ 地下構造物の補強工法として，後施工せん断補強工法が効果的であることを確認した。
- ・ 女川2号機原子炉機器冷却海水配管ダクト及び取水路（漸拡部）の部材厚（隔壁：1200mm）相当の構造物に対して後施工せん断補強工法の施工実績があることを確認した。

⑤ 地下駅舎 RC 壁のせん断力評価と耐震補強対策

◆ 文献の要旨

地中構造物の側壁隅角部を対象に載荷試験を行い，先施工せん断補強と後施工せん断補強との耐力比較及び後施工せん断補強筋の埋込長の違いによる耐力比較が行われている。

◆ 着目すべき事項

- ・ せん断補強筋のピッチ 300mm 以下の規定については，新設構造物を対象とした乾燥収縮等によるひび割れを防ぐためのものであることから考慮せず，有効高さの 1/2 としている。
- ・ 先端を 45 度にカットした後施工によるせん断補強の場合，先施工の設計耐力に対して最低でも 80% 程度のせん断耐力が実験で得られている。

◆ 女川 2 号機における Ccb 工法への反映事項の確認

- ・ 女川 2 号機において Ccb により耐震補強を行った構造物は建設後 20 年以上経過しており乾燥収縮は終了していることから，せん断補強筋のピッチ 300mm 以下の規定は除外した。
- ・ 先施工のせん断補強に対する Ccb 工法の有効係数は，建設技術審査証明報告書に記載される梁の交番載荷試験により妥当性が確認された有効係数としていることを確認した。

⑥ 論文 セン断補強筋の定着不良が RC はりのせん断耐力に及ぼす影響

◆ 文献の要旨

せん断補強筋の定着不良が RC はりのせん断抵抗機構に及ぼす影響を確認することを目的として、せん断補強筋の定着フック及び端部付近の付着を除去したはりを作製し、せん断耐力の低下と破壊モードを実験的に検証している。また、材料非線形解析における定着不良部のモデル化について検討されている。

◆ 着目すべき事項

- ・ セン断補強筋の定着不良部から鉄筋径の 10 倍程度を鉄筋無効区間として要素内鉄筋比をゼロとすれば、二次元ひび割れ解析でせん断耐力を概略評価することが可能であることが示されている。

◆ 女川 2 号機における Ccb 工法への反映事項の確認

- ・ 女川 2 号機における解析によるせん断補強効果の確認について（添付資料 2）において、Ccb のモデル化に本解析手法を参考とし、実験結果と整合する鉄筋径の 5 倍を後施工せん断補強筋の無効区間とし検討を実施した。

⑦ 地下道における PHb(ポストヘッドバー)工法の採用と積雪寒冷地の施工について

◆ 文献の要旨

既設地下道を耐震補強する目的で採用した PHb 工法の実施内容及び積雪寒冷地での施工方法が報告されている。

◆ 着目すべき事項

- ・ 充てん材の温度と強度の関係を把握するための試験施工が実施されており、充てん材料が 0℃以下の履歴を受けた場合、強度発現が低下することが確認されている。

◆ 女川 2 号機における Ccb 工法への反映事項の確認

- ・ Ccb 工法においては充てん材料が 0℃以下とならないように、施工上の管理基準(5℃以上)を設けて適切な施工管理を実施した。

⑧ せん断補強鉄筋埋込工法（あと施工）による東京湾第二航路海底トンネルの側壁補強

◆ 文献の要旨

東京都港湾局が後施工せん断補強工法における補強効果確認のために行った室内せん断実験の概要，その実験結果の設計への反映，実施工への適用及びその施工結果についての考察が報告されている。

◆ 着目すべき事項

- ・ 施工上予想される不具合を設計上考慮し，せん断耐力に対して低減係数 0.75 を乗じている。

◆ 女川 2 号機における CCb 工法への反映事項の確認

- ・ CCb 工法は第三者機関による審査証明が行われており，その中で施工の確実性についても審査対象となっていることから，本研究事例の低減係数をそのまま設計に適用する必要はない。なお，4.6 にて施工精度の向上に向けた方策を記載している。

⑨ セラミック定着型せん断補強鉄筋（CCb 工法）による既設地下コンクリート構造物の耐震補強

第 57 回 電力土木講習会テキスト 平成 27 年 2 月
一般社団法人 電力土木技術協会

◆ 文献の要旨

CCb 工法の設計法および施工法の概要と、電力分野での実績を含む施行実績が紹介されている。

◆ 着目すべき事項

- ・ CCb 工法の施工実績は、下水道処理場のポンプ棟、分水槽、重力濃縮槽、汚泥処理槽、ポンプ室及び放流渠等が多い。
- ・ CCb 工法の定着体は、アンカーやインサートにも広く用いられている高い耐食性を有する高純度アルミナ系セラミックス製であるため、塩害や硫酸などの影響を受ける厳しい環境（海水に接する発電所の取・放水路や腐食環境にある下水道施設）においても、耐久性を確保できる。

◆ 女川 2 号機における CCb 工法への反映事項の確認

- ・ CCb 工法が様々な施設で施工実績があることを確認した。
- ・ 塩害や硫酸などの影響を受ける厳しい環境下においても CCb 工法が使用されていることを確認した。

後施工せん断補強筋に関する施工実績及び各研究事例を踏まえて、設計及び施工へ反映している事項を以下に示す。

- 硫酸等の影響を受ける腐食環境下である浄化センター（下水道処理施設）での実績もあり、女川2号機で採用する環境よりも厳しい環境下での施工実績を確認した。
- 後施工せん断補強筋の性能確認実験として、定着性能の確認、梁試験体の正負交番載荷によるせん断補強効果の確認を実施しており、CCb工法においても同様の確認を行っている。
- 標準フックのせん断補強筋（先施工）が負担できるせん断力に対する、後施工せん断補強筋が負担できるせん断力の割合である有効係数を用いて評価する手法が例示されており、CCb工法においても同様の評価手法であることを確認した。

4.8 女川2号機におけるCCb工法の保守性と設計上の制限の整理

女川2号機において、CCbにより耐震補強を行うにあたっての保守性と設計上の制限について整理する。

4.8.1 CCb工法の保守性

設計においてCCbが負担するせん断耐力を算出する際に乗じる有効係数 β_{aw} (CCbのせん断耐力の補強効果を示す有効係数)は、建設技術審査証明報告書において、表4-16のとおり試験結果に対して保守的に小さい値を設定しており、せん断耐力を安全側に評価している。(詳細は、4.8.4に示す。)

表4-16 有効係数 β_{aw} の保守性

試験ケース	「セラミックキャップパー(CCb)」の仕様		実験での最大せん断耐力(kN)		算定式によるせん断耐力(kN) $V_{cal}=V_{cal}^*V_s$			「セラミックキャップパー(CCb)」が負担するせん断耐力(kN)		せん断補強鉄筋の有効率 β_{aw} (V_{ccb}/V_s)			有効率の設計値 β_{aw}
	定着体の組合せ	先端位置	V_{exp}	V_{exp}	V_{cal}	V_{cal}	V_s	V_{ccb}	V_{ccb}	せん断補強鉄筋の有効率 β_{aw} (V_{ccb}/V_s)			
										正側	負側	平均	
No.3-3	標準型	主鉄筋位置	563	499	542	253	289	310	246	1.07	0.85	0.96	0.89
No.3-4	標準型	主鉄筋の表面より5mm手前	515	570	543	254	289	261	316	0.90	1.09	1.00	0.83
No.3-5	標準型	主鉄筋の表面より5mm手前	531	509	543	254	289	277	255	0.96	0.88	0.92	
No.3-6	標準型	配力鉄筋の表面より5mm手前	497	526	543	254	289	243	272	0.84	0.94	0.89	0.78
No.4-1	両端先端型	主鉄筋の表面より5mm手前	532	520	525	235	290	297	285	1.02	0.98	1.00	0.82
No.4-2	両端先端型	主鉄筋の表面より5mm手前	520	535	526	236	290	284	299	0.98	1.07	1.01	0.82
No.4-3	両端先端型	配力鉄筋の表面より5mm手前	539	546	524	234	290	305	312	1.05	1.08	1.06	0.78
No.4-4	両端後端型	—	667	566	525	235	290	426	333	1.47	1.15	1.31	1.00

※1 下線は正負交番載荷で最初にせん断破壊したことを示す
 ※2 斜体はせん断破壊をしていない場合、その載荷方向での最大荷重を示す

4.8.2 女川2号機においてCCbにより耐震補強を行うにあたっての保守性

設計においてCCbが負担するせん断耐力は、棒部材式により算出されるせん断耐力よりもディープビーム式により算出されるせん断耐力の方が大きくなるが、保守的に棒部材式により算出されるせん断耐力により部材の照査を行うことで、本来必要と考えられるせん断補強筋量以上のせん断補強筋を配置している。

4.8.3 女川2号機においてCCbにより耐震補強を行うにあたっての設計上の制限

建設技術審査証明報告書の梁試験では、主鉄筋ひずみが2363 μ (SD490)まで達した状態でのひび割れ状況においてもせん断耐力を保持していることが確認されているが、女川2号機ではSD345の鉄筋を使用していることから、面内せん断力と面外力の合力による鉄筋のひずみが1725 μ 以下(応力が降伏強度以下)、もしくは面内せん断力に対して、コンクリートのみで抵抗可能な部材を対象におおむね弾性範囲となる状況下でCCb工法を使用する。

建設技術審査証明報告書の梁試験では層間変形角が1% (1/100)を超えている範囲までせん断耐力が保持されていることが確認されているが、かぶりコンクリートの剥落によってCCbの定着機能を阻害するおそれがある。そのため、かぶりコンクリートの剥落が発生する前の状態である圧縮縁コンクリートひずみ1.0%又は層間変形角1% (1/100)に、十分な余裕をもってCCb工法を使用する。なお、当使用制限は一般に上記に示す鉄筋のひず

みに対する制限により満足される。

CCb の施工において、施工精度の低下が生じる可能性は低いと完全に否定できるものではないこと等から、設計上の配慮として耐震評価上の裕度（せん断破壊に対する照査値を 0.8 程度に抑える）を持たせた設計を行う。

4.8.4 有効係数 β_{aw} の保守性

設計において CCb が負担するせん断耐力を算出する際に乗じる有効係数 β_{aw} の保守性を、設計式と実験結果及び数値解析実験結果の比較により確認する。保守性は、設計式から得られる有効係数 β_{aw} よりも実験値及び解析値から得られる。

β_{aw} の方が大きいことにより確認する。有効係数 β_{aw} は、せん断耐力評価式で算定するせん断補強筋が負担するせん断耐力 V_{sd} に対する CCb が負担するせん断耐力 V_{ccbd} の比として定義される。なお、実験値及び解析値の有効係数 β_{aw} は、設計式から得られるせん断補強筋が負担するせん断耐力 V_{sd} をベースに算出しており、実験及び解析の CCb が負担するせん断耐力 V_{ccbd} は、実験又は解析から得られたせん断耐力から設計式より算出したコンクリートが負担するせん断耐力 V_{cd} を減じて算出する。

検討ケースは、添付資料 2 に示す数値解析実験結果のうち、比較データ（実験結果と解析結果）が充実しているステップ①の材料非線形解析にて対象としている試験体 (No.3-3) とする。結果を表 4-17 に示す。

表 4-17 より、CCb が負担するせん断耐力 V_{ccbd} は、設計式、解析値、実験値の順に大きくなっており、設計式が保守的な評価になっていることが確認できる。よって、設計式、実験値及び解析値から得られる有効係数 β_{aw} の比較結果より、設計式から得られる β_{aw} よりも実験値及び解析値から得られる β_{aw} の方が大きく、設計式から得られる β_{aw} の保守性が確認された。

表 4-17 有効係数 β_{aw} の比較検討結果

試験ケース		せん断耐力 (kN) ^{*1}								有効係数 β_{aw} ^{*2}			
		設計式 (せん断耐力評価式)			実験値			解析値			⑧設計式	⑨実験値	⑩解析値
		① V_{cal}	② V_{cd}	③ V_{sd}, V_{ccbd}	④ V_{exp}	② V_{cd}	⑤ V_{ccbd}	⑥ V_{ana}	② V_{cd}	⑦ V_{ccbd}			
No.3-3	従来工法	542	253	289	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	CCb 工法	510		257	563	253	310	550	253	297	0.89	1.07	1.03

ここに,

V_{cal} : 設計式 (せん断耐力評価式) から得られるせん断耐力

V_{exp} : 実験から得られるせん断耐力

V_{cd} : コンクリートが負担するせん断耐力

V_{ana} : 解析から得られるせん断耐力

$V_{sd}(V_{ccbd})$: せん断補強筋 (CCb) が負担するせん断耐力

β_{aw} : CCb のせん断耐力の補強効果を示す有効係数 $\beta_{aw} = (1 - (l_y / 2S_{rb}))$

注記*1: 各せん断耐力の算出について

- ①・②・③: せん断耐力評価式 (棒部材式) より算出
- ④: 実験から得られたせん断耐力
- ⑤: 「実験から得られたせん断耐力」から「設計式により算出したコンクリートが負担するせん断耐力」を減じて算出 (⑤=④-②)
- ⑥: 解析から得られたせん断耐力
- ⑦: 「解析から得られたせん断耐力」から「設計式により算出したコンクリートが負担するせん断耐力」を減じて算出 (⑦=⑥-②)

注記*2: 有効係数 β_{aw} の算出について

- ⑧: 設計式より得られる有効係数 $(1 - (l_y / 2S_{rb}))$, l_y : CCb の定着長 (5D, D: 鉄筋径), S_{rb} : 補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔)
- ⑨・⑩: CCb を通常のせん断補強筋と見なした場合のせん断耐力負担分に対する有効係数
- ⑨: 「実験から得られた CCb が負担するせん断耐力」を「設計式から得られる通常のせん断補強筋が負担するせん断耐力」で除して算出 (⑨=⑤(V_{ccbd})/③(V_{sd}))
- ⑩: 「解析から得られた CCb が負担するせん断耐力」を「設計式から得られる通常のせん断補強筋が負担するせん断耐力」で除して算出 (⑩=⑦(V_{ccbd})/③(V_{sd}))

4.8.5 Ccb 工法によるせん断補強の設計検討フロー

4.8.1～4.8.4 に示す，女川 2 号機において Ccb により耐震補強を行うにあたっての保守性及び設計上の制限を考慮した設計検討フローを図 4-11 に示す。

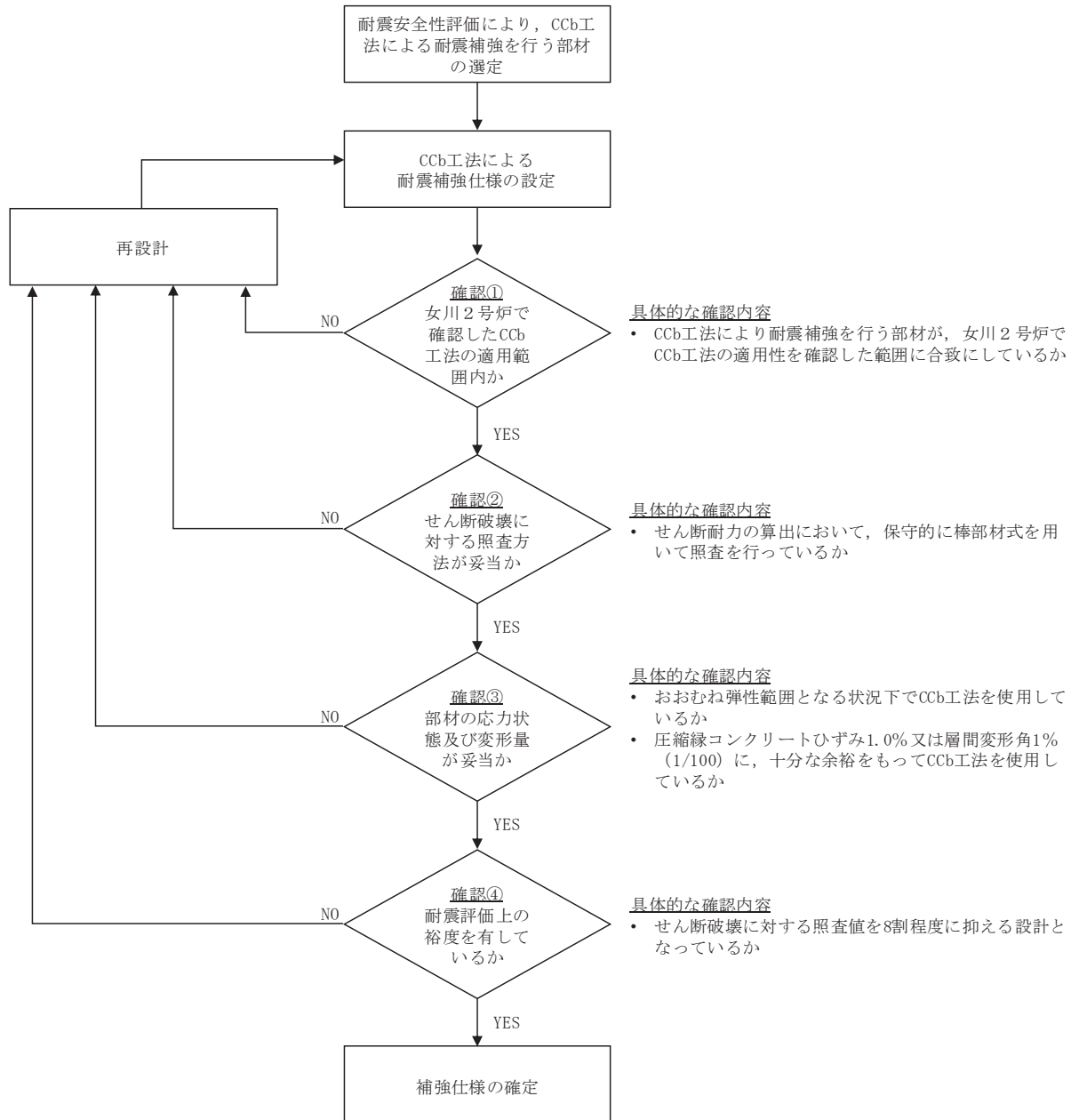


図 4-11 Ccb 工法によるせん断補強の設計検討フロー

5. 女川2号機におけるCCb工法の適用性確認のまとめ

女川2号機の取水路（漸拡部）、原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）、軽油タンク室、復水貯蔵タンク基礎、取水口、取水路（標準部）、海水ポンプ室、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）及び第3号機海水ポンプ室は、CCb工法による耐震補強の対象となっており、その適用性について以下のとおり確認した。

- ・ 建設技術審査証明報告書の実験を上回る部材厚においても、せん断ひび割れ抑制効果を確認できており、CCb工法が適用できることを確認した。
建設技術審査証明報告書の実験と実施工部材では部材諸元及び載荷方法（設計荷重）等が異なるが、女川2号機でCCbにより耐震補強を行った構造物の部材諸元においても、せん断ひび割れ抑制効果を確認できており、CCb工法が適用できることを確認した。
- ・ CCbにより耐震補強を行った構造物に発生する可能性があるひび割れ（曲げひび割れ、面内せん断力に伴う高角度の貫通ひび割れ及びディープビームに生じる45度を超える高角度の斜めひび割れ）が、CCbの定着体部やその周囲に生じても定着機能が保持され、所要のせん断補強効果が発揮できていることを確認した。
- ・ 女川2号機でCCbにより耐震補強を行った構造物にCCbのせん断補強効果に影響を与えるひび割れはなく、圧縮強度においても設計基準強度以上であったことから、既設コンクリートの状態がCCbのせん断補強効果を発揮できる状況にあることを確認した。
- ・ 建設技術審査証明報告書に記載の梁試験体ではディープビームを対象とした試験を実施していないが、ディープビームを対象とした模型実験を実施し、ディープビーム的な破壊となる部材に対しても、CCb工法が適用できることを確認した。
- ・ 女川2号機でCCbにより耐震補強を行った構造物には、面内荷重と面外荷重が同時に作用する部材があるが、数値解析を実施し、当該部材に対してもCCb工法が適用できることを確認した。
- ・ 女川2号機でCCbによる耐震補強の対象となる構造物には、既設部材へCCbによる耐震補強を行った後に増厚補強を行う部材があるが、当該部材に対してもCCb工法が適用できることを確認した。
- ・ 建設技術審査証明報告書の実験にて確認できている範囲を踏まえ、女川2号機にてCCb工法を適用するにあたっての保守性を設定すると共に、設計上の制限を設定し適用することとした。

建設技術審査証明書

建設技術審査証明書

建技審証第 0811 号

技術名称 後施工セラミック定着型せん断補強鉄筋
「セラミックキャップバー (CCb)」

(開発の趣旨)

両端に耐久性が高いセラミック定着体を設置したねじ鉄筋を用いることにより、補強材でもコンクリート表面に近くなる定着体の耐久性を確保しつつ、高い効率でせん断耐力、じん性の向上を図ることができる後施工セラミック定着型せん断補強鉄筋「セラミックキャップバー (CCb)」を提供する。

(開発の目標)

後施工セラミック定着型せん断補強鉄筋「セラミックキャップバー (CCb)」の開発目標を以下に示す。

- 定着性能**
規格降伏強度相当の定着力を確保するために必要な「セラミックキャップバー (CCb)」の先端型定着体の定着長が 5D (D: 鉄筋の直径) であること。後端型定着体については、定着体単体で規格降伏強度相当以上の定着力を確保すること。
- 配置後のせん断耐力**
「セラミックキャップバー (CCb)」によるせん断耐力の負担分を、通常の方法でせん断補強した部材のせん断補強鉄筋によるせん断耐力寄与分に、通用部材の主鉄筋の間隔および「セラミックキャップバー (CCb)」の各定着体を用いた場合の定着長から評価される有効率を乗じたものとして評価できること。
- 配置後のじん性**
「セラミックキャップバー (CCb)」で後施工補強した RC 部材において、先端型定着体が圧縮となる場合は、拘束効果を無視した終局変位の計算値より大きな変形性能が確保されること。また、後端型定着体が圧縮となる場合は、通常の方法でせん断補強した RC 壁と同等以上の変形性能が確保されること。
- 施工の確実性**
背面に地盤などがあり、片側からしか施工できない RC 部材に対して、補強後の側面孔内にエア抜き用ホースを残置せずにせん断補強できること。両側からの施工が可能な RC 部材に対し、片方のセラミック定着体をグラウト中で接合することで、両端に後端型定着体を設置する施工が確実に行えること。
- 施工の容易性**
狭い空間や複雑な部位において、大型機材を用いずに容易に施工でき、安定した品質を確保できること。
挿入する「セラミックキャップバー (CCb)」の長さを確保できないような狭い空間での施工においても、カブラーによる機械式継手を用いて、安定した品質の作業を容易に施工できること。

一般財団法人土木研究センターの建設技術審査証明事業実施要領に基づき、依頼のあった標記の技術について下記のとおり証明する。

平成 21 年 2 月 3 日		平成 22 年 5 月 17 日	内容変更
平成 24 年 2 月 6 日	内容変更	平成 25 年 3 月 18 日	内容変更
平成 25 年 9 月 30 日	内容変更	平成 26 年 2 月 3 日	更新
平成 26 年 8 月 25 日	内容変更		

建設技術審査証明事業実施機関

一般財団法人 土木研究センター

理事長 中村 亮

記

1. 審査証明の結果

上記の開発の趣旨、開発の目標に照らして審査した結果、「セラミックキャップバー (CCb)」は以下の性能を有することが確認された。

- 定着性能**
引抜き試験によれば、規格降伏強度相当の定着力を確保するために必要な「セラミックキャップバー (CCb)」の先端型定着体の定着長が 5D (D: 鉄筋の直径) であること、並びに、後端型定着体については、定着体単体で規格降伏強度相当以上の定着力を確保できることが確認された。
- 配置後のせん断耐力**
せん断破壊モードの梁試験体の正負交番繰返し静的加力試験によれば、「セラミックキャップバー (CCb)」によるせん断耐力の負担分は、通常の方法でせん断補強した部材のせん断補強鉄筋によるせん断耐力寄与分に、通用部材の主鉄筋の間隔、および「セラミックキャップバー (CCb)」の各定着体を用いた場合の定着長から評価される有効率を乗じたものとして評価できることが確認された。
- 配置後のじん性**
面折破壊モードの RC 壁試験体の正負交番繰返し静的加力試験によれば、「セラミックキャップバー (CCb)」で後施工補強した RC 部材において、先端型定着体が圧縮となる場合は、拘束効果を無視した終局変位の計算値より大きな変形性能が確保されること。また、後端型定着体が圧縮となる場合は、通常の方法でせん断補強した RC 壁と同等以上の変形性能が確保されることが確認された。
- 施工の確実性**
施工試験等によれば、背面に地盤などがあり、片側からしか施工できない RC 部材に対して、補強後の側面孔内にエア抜き用ホースを残置せずにせん断補強できることが確認された。
両側からの施工が可能な RC 部材に対し、片方のセラミック定着体をグラウト中で接合することで、両端に後端型定着体を設置する施工が確実に行えることが確認された。
- 施工の容易性**
典型的な補強工事のケーススタディの調査によれば、狭い空間や複雑な部位において、大型機材を用いずに容易に施工でき、安定した品質を確保できることが確認された。
挿入する「セラミックキャップバー (CCb)」の長さを確保できないような狭い空間での施工においても、カブラーによる機械式継手を用いて、安定した品質の作業を容易に施工できることが確認された。

2. 審査証明の前提

- 本事務証明は、依頼者からの試験データ等の資料を基に審査し、確認したものである。
- 「セラミックキャップバー (CCb)」は、所定の材料を用いて、適正な品質管理のもとで製造されるものとする。
- 「セラミックキャップバー (CCb)」は、適正な補強設計によって計画されるものとする。
- 「セラミックキャップバー (CCb)」は、適正な機材および施工手順によって設置されるものとする。
- 「セラミックキャップバー (CCb)」は、適正な管理のもとで施工されるものとする。

3. 審査証明の範囲

本事務証明は、主に地震時の応答変位量が限定される地中構造物であって、施工が片側からしか実施できない壁状の既設鉄筋コンクリート構造物に対し、鉄筋の両端側に先端型定着体を、差込筒に後端型定着体を設置した標準型、鉄筋の両端に先端型定着体を設置した両端先端型の「セラミックキャップバー (CCb)」により、後施工によるせん断補強の目的で用いる。

ただし、両側からの施工が可能な既設の構造物に対しては、変形性能の向上を目的としないうることを前提として、鉄筋の両端に後端型定着体を設置した両端後端型の「セラミックキャップバー (CCb)」を後施工によるせん断補強の目的で用いることができる。

4. 審査証明の詳細

建設技術審査証明書

平成 31 年 2 月 2 日

5. 審査証明の有効期限

6. 審査証明の依頼者

鹿島建設株式会社
所在地：東京都港区元赤坂 1-3-1

カジマ・リノバイト株式会社
所在地：東京都新宿区住吉町 1-20

女川 2 号機における部材諸元他の適用性の検討

1. せん断補強効果の確認

CCb による補強効果については、建設技術審査証明報告書の各種実験にて検証している。女川 2 号機において CCb により耐震補強を行った構造物（原子炉機器冷却海水配管ダクト、取水路（漸拡部）、軽油タンク室、復水貯蔵タンク基礎）の多くが、部材諸元（部材厚、せん断スパン比、主鉄筋比、コンクリート設計基準強度）や載荷方法が建設技術審査証明報告書に記載の実験と異なっているにもかかわらず、せん断ひび割れを抑制し、せん断補強効果を期待できるかを材料非線形解析により確認する。

材料非線形解析に用いる鉄筋コンクリートの構成則については種々あるが、ここでは、現在までに実務でも使用され、適用性と信頼性が確認されているコンクリート標準示方書 2017 において標準とされている以下の手法とする。

- ・ 鉄筋とコンクリートとの一体性を前提とする分散ひび割れモデルにてモデル化する。
- ・ 鉄筋との複合作用が支配的な鉄筋周辺のコンクリートについては、平均化構成則を用いる。
- ・ 鉄筋との複合作用が及ばない領域では、コンクリートの破壊力学の概念を導入する。

材料非線形解析に用いる解析コードは、上記の鉄筋コンクリートの構成則を有する解析コードの 1 つである「UC-win/WCOMD ver2.02」及び「WCOMD Studio ver1.00」とする。

1.1 検討方針

CCb を考慮した材料非線形解析により力学的挙動を確認し、女川 2 号機において CCb により耐震補強を行った構造物への CCb 工法の適用性をステップ①～③により確認する（図 2-1 参照）。

なお、従来工法である先施工のせん断補強筋を想定した材料非線形解析も比較ケースとして実施する。

1.1.1 ステップ①：CCb の解析上のモデル化方法の確認

材料非線形解析を実施するにあたり、CCb の解析上のモデル化方法を確認する。

CCb は従来工法（先施工）のせん断補強筋と異なり、セラミック定着体により定着していることから、CCb 工法は従来工法よりも定着性能が劣るものと仮定し、CCb のモデル化方法の妥当性を確認する。モデル化は、前川らによる「せん断補強筋の定着不良が RC はりのせん断耐力に及ぼす影響（コンクリート工学年次論文集 Vol. 26, No. 2, 2004）」（以下「前川ら」という。）を参考に、せん断補強筋が機能しない区間（無効区間：要素内鉄筋比をゼロとする区間）を設定することとしている。

モデル化方法の妥当性は、建設技術審査証明報告書のせん断耐力実験を対象に解析モデルを作成し、実験結果と解析結果のせん断耐力の比較により確認する。モデル化は、無効

区間の設定方法をパラメータに2パターンの検討を行い、実験への再現性が高い設定方法を用いてステップ②以降の検討を実施する。

1.1.2 ステップ②：建設技術審査証明報告書の実験よりも大きな部材厚に対する適用性の確認
女川2号機のCCbにより耐震補強を行った構造物のうち、最も部材厚の大きい軽油タンク室の底版（ $t=1,500\text{mm}$ ）を想定して材料非線形解析を行い、実験よりも大きな部材厚に対する適用性を確認する。適用性の確認は、ステップ①とステップ②の解析結果の比較により行う。

1.1.3 ステップ③：実施工部材の応答性状の確認

ステップ①・②にて適用性を確認の上、実施工部材として、構造物を棒部材でモデル化して地震応答解析及び構造照査を実施している構造物のうち部材厚が最大である取水路（漸拡部）隔壁を対象に材料非線形解析を行い、CCb工法の適用性を確認する。

また、取水路（漸拡部）隔壁に作用する主な荷重は頂版から受ける集中荷重と慣性力であり、地震時増分土圧等が作用する分布荷重系の荷重形態とは異なることから、部材に作用する荷重や破壊形態の違いに着目し、地震時増分土圧が作用する部材のうち部材厚が最大である軽油タンク室側壁についても材料非線形解析を行い、CCb工法の適用性を確認する。

適用性は、取水路（漸拡部）隔壁及び軽油タンク室側壁の部材諸元相当でも変形状況、ひび割れ状況及び鉄筋の降伏状況に対して、特異な状況とならないことを確認する。

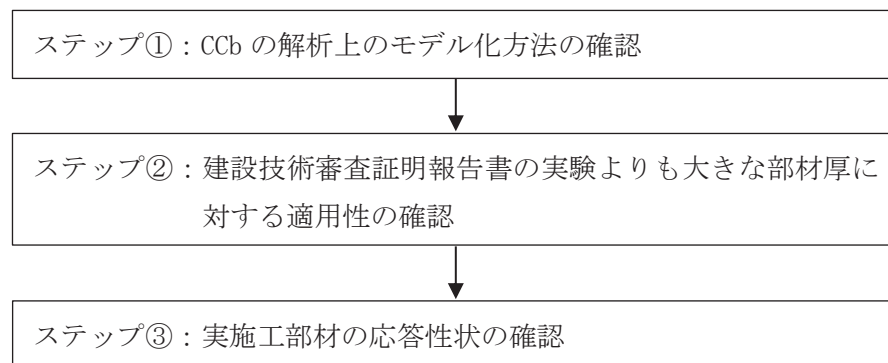


図2-1 女川2号機における部材諸元他の適用性確認フロー

2. ステップ①：CCbの解析上のモデル化方法

CCbの定着効果及び付着効果を考慮したモデル化方法の妥当性の確認を目的に、建設技術審査証明報告書の試験で用いた試験体をモデル化し、材料非線形解析を行う。

試験体は表2-1～表2-3のとおり、せん断補強筋径及び定着体の型が女川2号機の施工実績と合致する、シリーズ1（試験体No.1-3）とシリーズ3（試験体No.3-3：CCb先端位置が主筋の図心位置であり女川2号機と同じ条件）を選定する。

表2-1 試験体概要

試験体	断面寸法 b×h (mm)	せん断 スパン比	せん断 補強筋径	定着体の 組合せ
シリーズ1	825×685	2.78	D22	標準型*
シリーズ2	825×800	同上	D29	同上
シリーズ3	600×500	同上	D16	同上
シリーズ4	同上	同上	D16	両端先端型 両端後端型

■：女川2号炉で実績のある補強 □：材料非線形解析を実施

注記*：差込側に後端型、埋込側に先端側となる標準的なCCbの組合せ

表2-2 シリーズ1の試験体の種類と諸元
(建設技術審査証明報告書より抜粋)

	No.1-1	No.1-2	No.1-3
断面寸法 $b \times h$	825×685 mm		
せん断スパン長 a	1,640 mm		
せん断スパン比 a/d	2.78		
実験時の コンクリート圧縮強度 f_c	32N/mm ²	33N/mm ²	34 N/mm ²
帯鉄筋・補強鉄筋の 材質、および形状	—	SD345 D22 両端フック	SD345 D22 「セラミックキャ ップバー (CCb)」
せん断補強鉄筋比 ρ_w	0	—	0.39%
試験の目的	コンクリート負担分 V_c の評価	後施工せん断補強鉄筋による 有効率 β_{aw} の評価	

表2-3 シリーズ3の試験体の種類と諸元
(建設技術審査証明報告書より抜粋)

	No.3-1	No.3-2	No.3-3	No.3-4	No.3-5	No.3-6
断面寸法 $b \times h$	600×500 mm					
せん断スパン長 a	1,195 mm					
せん断スパン比 a/d	2.78					
実験時のコンクリート 圧縮強度 f_c [N/mm ²]	41.2	40.6	42.4	42.6	42.9	42.6
帯鉄筋・補強鉄筋の 種類、および形状	—	SD345 D16 両端フック	SD345 D16 セラミックキャ ップバー (CCb)			
せん断補強鉄筋比 ρ_w	0.33%					
セラミックキャ ップバー (CCb)の埋込み側先 端位置	—	—	主鉄筋の 図心	主鉄筋の表面 から5mm手前	配力鉄筋の 表面から 5mm手前	
定着体の組合せ	—	—	標準型			
試験の目的	試験体諸元の 妥当性検討		後施工せん断補強鉄筋による 有効率 β_{aw} の評価			

2.1 CCb の定着効果のモデル化

CCb のせん断補強効果を確認するための材料非線形解析による数値実験において、CCb 先端の領域では先施工より定着性能が劣る可能性があることから、せん断補強筋が機能しない（無効区間）ものとして CCb のモデル化を行う。せん断補強筋の無効区間の設定に関する考え方は、前川らの論文を参照しており、せん断補強筋の定着不良を有する部材のせん断耐力評価は、材料非線形解析を用いてせん断補強筋の無効区間を設けることで評価可能であることが示されている。

2.1.1 前川らの検討内容

前川らは、せん断補強筋の定着不良が RC はりのせん断耐力に及ぼす影響の確認を目的に、実験的検証に加え材料非線形解析による定着不良部のモデル化について検討している。せん断補強筋の定着不良を模擬するため、せん断補強筋端部近傍の定着を効かなくした梁に対する実験を行い、その実験の再現として、せん断補強筋の定着不良部を鉄筋無効区間として要素内鉄筋比をゼロとした材料非線形解析を行うことで、実験のせん断耐力を評価することが可能であることを示している。

2.1.2 モデル化方法

構造部材は、平面応力要素にてモデル化する。モデル化は、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（以下「土木学会マニュアル」という。）を参考に、鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化し、付着の影響が及ばない領域を無筋領域としてモデル化する。

CCb のモデル化は、CCb 先端の領域では定着が十分ではない可能性があるため、せん断補強筋が機能しない（無効区間）ものとして、せん断補強鉄筋比をゼロとしてモデル化する（図 2-2 参照）。検討は、表 2-4 に示すとおり、CCb 先端側の主筋領域（芯かぶりの 2 倍）の鉄筋比をゼロとする CCb1 と CCb 先端側の主筋軸心から必要定着長 $5D$ (D : 鉄筋径) の鉄筋比をゼロとする CCb2 の 2 パターン行う。2 パターンの結果から、CCb の再現性が高い条件を用いて、今後の検討を行うものとする。

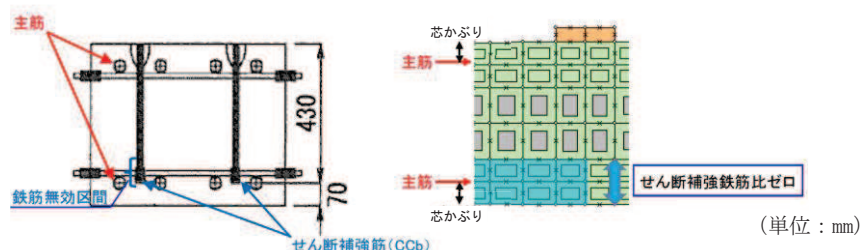


図 2-2 CCb のモデル化概念図

表 2-4 Ccb のモデル化方法

解析パターン	Ccbのモデル化方法
CCb1	<ul style="list-style-type: none"> • Ccb先端側の主筋領域（かぶりの2倍）の鉄筋比をゼロ • シリーズ1（試験体No.1-3）：無効区間 95mm×2=190mm • シリーズ3（試験体No.3-3）：無効区間 70mm×2=140mm
CCb2	<ul style="list-style-type: none"> • Ccb先端側の主筋軸心から必要定着長5D（D：鉄筋径）の鉄筋比をゼロ • シリーズ1（試験体No.1-3）：無効区間 95mm+5×22mm=205mm • シリーズ3（試験体No.3-3）：無効区間 70mm+5×16mm=150mm

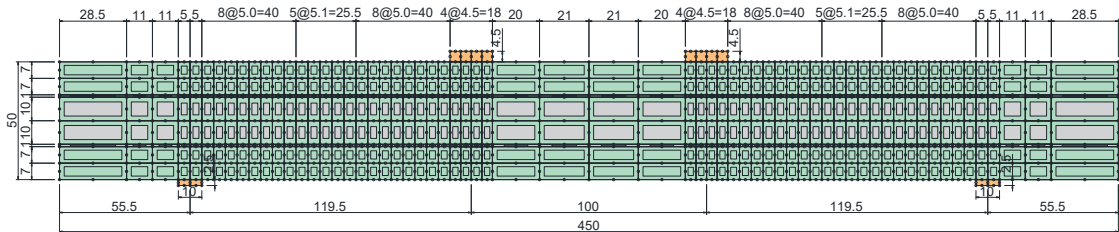
また、解析の入力データとなるコンクリートの材料特性及び鉄筋の材料特性を、表 2-5 及び表 2-6 に示す。これらの条件により設定した解析モデル図を図 2-3 に示す。

表 2-5 コンクリートの材料特性

項目	設定値	
	シリーズ 1	シリーズ 3
圧縮強度 f'_c	33.9 N/mm ²	42.4 N/mm ²
引張強度 f_t	2.41 N/mm ²	2.80 N/mm ²
ヤング係数 E_c	WCOMD で自動計算	

表 2-6 鉄筋の材料特性

項目	設定値	
	シリーズ 1	シリーズ 3
主鉄筋のヤング係数	200.0 kN/mm ²	196.4 kN/mm ²
Ccb 鉄筋・せん断補強鉄筋のヤング係数	192.7 kN/mm ²	197.5 kN/mm ²
主鉄筋の降伏強度	534.0 N/mm ²	515.9 N/mm ²
Ccb 鉄筋・せん断補強鉄筋の降伏強度	406.8 N/mm ²	388.9 N/mm ²



(単位：cm)

図 2-3 解析モデル図（試験体 No. 3-3 の例）

2.1.3 荷重条件

材料非線形解析にて考慮する荷重は、建設技術審査証明報告書の実験における載荷条件を模して、変位を作用位置に強制的に与える。また、鉄筋コンクリートの非線形特性を考慮するため、十分小さい値を漸増載荷する。耐力の評価を主目的とするため、単調載荷とするが、実験条件である交番載荷の影響についても確認することとする。

2.1.4 破壊判定基準

材料非線形解析における構造部材の破壊判定は、荷重が減少した場合とし、その直前の最大荷重をせん断耐力とする。

2.1.5 妥当性の確認

定着効果のモデル化の妥当性は、建設技術審査証明報告書の梁試験の結果から得られるせん断耐力と材料非線形解析より得られるせん断耐力を比較し、試験のせん断耐力を再現できているかにより確認を行う。

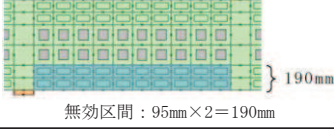
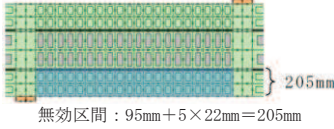
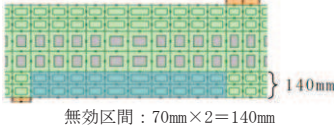
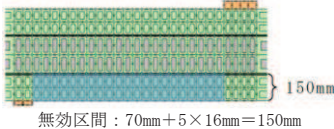
表 2-7 に各解析パターンの結果を示す。表 2-7 に示すとおり、シリーズ 1・3 共に実験から得られたせん断耐力に対して、CCb1 のせん断耐力が CCb2 のせん断耐力より大きいという傾向が確認された。

また、シリーズ 1 では CCb1 と CCb2 でせん断耐力の再現性（実験結果との解離）は同程度であり、シリーズ 3 では CCb2 が再現性が良く、両シリーズにおいて CCb2 のせん断耐力がやや保守的な評価となる。

これらより、材料非線形解析による CCb のモデル化を CCb2 の方法で行うことで、試験のせん断耐力を良好に再現できると共に、保守的評価が可能であることを確認された。

よって、CCb を材料非線形解析でモデル化する際は、CCb2（CCb 先端側の主筋軸心から必要定着長 $5D$ （ D ：鉄筋径）の鉄筋比をゼロ）の方法でモデル化することとする。

表 2-7 各解析パターンの確認結果

解析パターン		CCbのモデル化	実験のせん断耐力 (kN)	解析によるせん断耐力 (kN)	再現性
シリーズ1 No. 1-3試験体	CCb1	 無効区間：95mm×2=190mm	1050	1123 (<u>実験値の107%</u>)	△ (再現性は CCb2と同程度)
	CCb2	 無効区間：95mm+5×22mm=205mm		965 (<u>実験値の92%</u>)	△ (再現性は CCb1と同程度)
シリーズ3 No. 3-3試験体	CCb1	 無効区間：70mm×2=140mm	563	676 (<u>実験値の120%</u>)	× (再現性が 低い)
	CCb2	 無効区間：70mm+5×16mm=150mm		550 (<u>実験値の98%</u>)	○ (再現性が 高い)

2.1.6 解析パターン (CCb1・CCb2) の違いによるせん断耐力への影響確認

2.1.5 に示したとおり、CCb のモデル化は CCb2 の方法で行うことが妥当であることを確認しているが、解析パターンの違いによるせん断耐力への影響について、建設技術審査証明報告書の実験結果に着目し確認する。

また、CCb1 と比べ CCb2 は要素のアスペクト比の関係からメッシュ分割が細かくなっているため、メッシュサイズの違いによる解析結果への影響についても併せて確認する。

(1) 建設技術審査証明報告書の実験結果より確認

CCb の先端位置をパラメータとして影響検討を行った、シリーズ 3 の梁試験結果について整理する。シリーズ 3 の梁試験では、CCb の先端位置を「主鉄筋位置 (No.3-3)」、「主鉄筋の表面より 5mm 手前 (No.3-4・3-5)」、「配力鉄筋の表面より 5mm 手前 (No.3-6)」とした 3 ケースの検討を行い、せん断耐力を算出しており、各ケースのせん断耐力は表 2-8 に示すとおりとなる。

表 2-8 に示すとおり、CCb の先端位置が主鉄筋位置より離れるに従って、せん断耐力が低下していることがわかる。これは、前川らの論文に示されている傾向と同様であり、せん断補強筋が主鉄筋から離れるに従い、トラス機構の形成が弱まり、せん断耐力が低下したものであり、CCb1 と比較して無効区間が大きい CCb2 のせん断耐力が小さくなったと考えられる。

表 2-8 建設技術審査証明報告書の実験結果 (シリーズ 3)

項 目	試験体No. 3-3	試験体No. 3-4・3-5	試験体No. 3-6
CCbの先端位置			
せん断耐力 (kN)	563	515 (No. 3-4), 531 (No. 3-5)	497

(単位: mm)

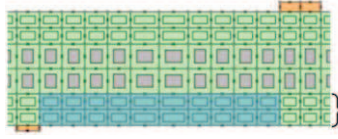
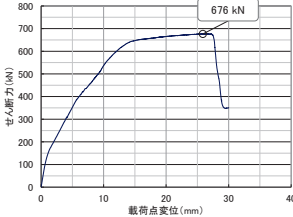
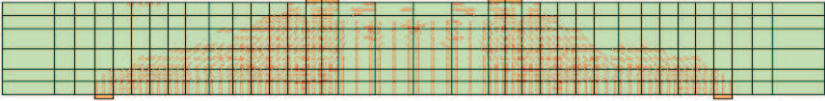
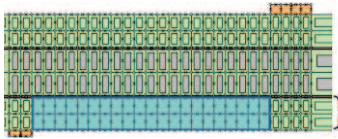
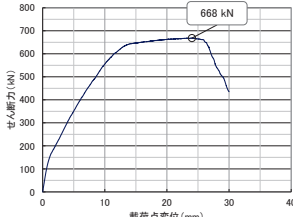
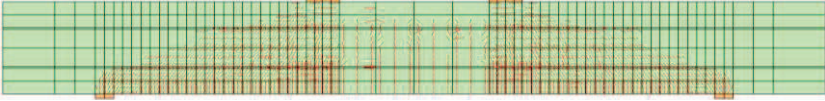
(2) メッシュサイズの影響について

CCb の解析上のモデル化方法を検討するにあたり、せん断補強筋の無効区間をパラメータとしているため、CCb1 と CCb2 ではメッシュ分割が異なる。メッシュ分割を行うにあたり、CCb2 では無効区間の設定において小さな要素が存在するため要素のアスペクト比の関係から CCb1 と比べてメッシュ分割が細かくなっていることから、メッシュサイズの違いが、せん断耐力等を与える影響について確認する。確認はシリーズ 3 の試験体を対象とし、CCb2 の解析モデルで CCb1 の無効区間 (必要定着長 $2C=140\text{mm}$ の鉄筋比をゼロ) を反映した材料非線形解析 (CCb1' とする) により行う。CCb1 及び CCb1' の材料非線形解析の結果を表 2-9 に示す。

表 2-9 に示すとおり、CCb1 と CCb1' のせん断耐力はほぼ同一となり、ひび割れ状況についても大きな差がないことを確認した。

よって、メッシュサイズの違いによるせん断耐力及びひび割れの発生状況への影響がないことを確認した。

表 2-9 CCb1 と CCb1' の材料非線形解析の結果

解析パターン		CCbのモデル化	解析によるせん断耐力	ひび割れ状況*
シリーズ3 No. 3-3試験体	CCb1	 <p>無効区間：70mm×2=140mm</p>	<p>676kN</p> 	
	CCb1'	 <p>無効区間：70mm×2=140mm</p>	<p>668kN (CCb1の99%)</p> 	

注記*：図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

2.1.7 従来工法とCCb工法の材料非線形解析の比較

従来工法（先施工）とCCb工法の材料非線形解析の比較を行う。シリーズ1及びシリーズ3の解析結果を表2-10及び表2-11に、シリーズ1及びシリーズ3の実験結果を図2-4及び図2-5に示す。

シリーズ1・3共に実験値（No. 1-3：1050kN，No. 3-3：563kN）に対して、従来工法はCCbの定着不良領域（無効区間）を設定していないことから、せん断耐力がCCbの実験値を上回っていることが確認できる。また、CCb工法のうちCCb2（無効区間C+5D）の方法では2.1.5に示したとおり、せん断耐力は実験をおおむね再現できていることがわかる。

次に、ひび割れ状況を従来工法とCCb工法で比較すると、CCb工法はひび割れの分散性が若干低下しているが、これは無効区間の設定方法について参考とした前川らの論文においても同様の傾向が確認できており、CCbの定着不良域（無効区間）を適切にモデル化できている。CCb工法のうちCCb1とCCb2のひび割れ状況を比較すると、CCb1の方がCCb2よりもひび割れの分散性が良く、せん断耐力も大きい値となるが、ひび割れ分散性の差異が軽微であることと、2.1.5にて示したとおり、せん断耐力を保守的に評価する観点からCCb2の方法でモデル化することが妥当である。

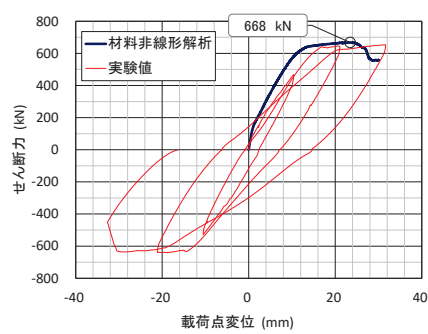
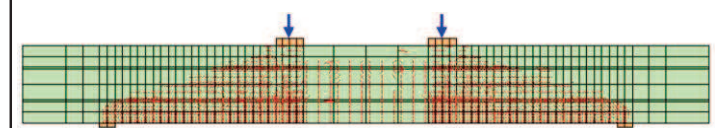
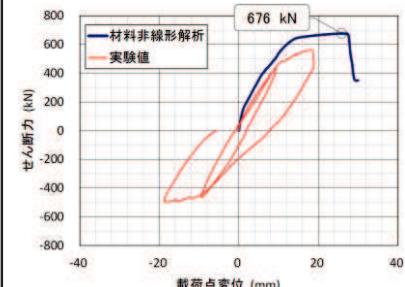
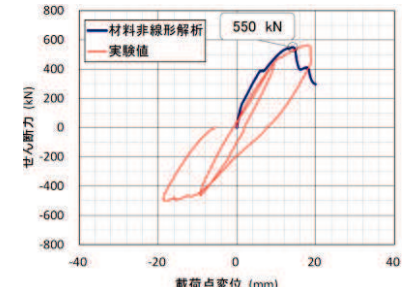
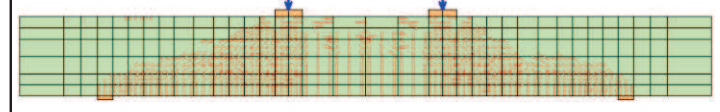
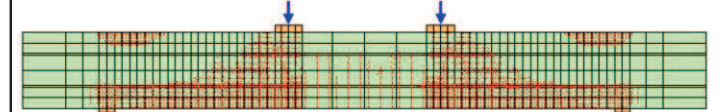
また、建設技術審査証明報告書の実験では交番载荷が行われていることから、参考としてシリーズ3の試験体（No. 3-3）に対して交番载荷を行った解析結果（CCbのモデル化はCCb2の方法）を図2-6に示す。図2-6に示すように、ひび割れ状況は部材全体にひび割れが分散しており、特異な状況は確認されなかった。なお、荷重の再現性は表2-10及び表2-11に示すように単調载荷により確認されており、せん断耐力は良好に再現されている。

表 2-10 従来工法と Ccb 工法の材料非線形解析結果 (シリーズ 1)

解析ケース		荷重-変位関係	ひび割れ状況*
シリーズ1	従来工法	<ul style="list-style-type: none"> 最大荷重：1202kN 	
	Ccb工法	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div> <p>【Ccb1：無効区間2C】</p> <ul style="list-style-type: none"> 最大荷重：1123kN (実験値の107%) 実験値：1050kN (試験体No. 1-3) </div> <div> <p>【Ccb2：無効区間C+5D】</p> <ul style="list-style-type: none"> 最大荷重：965kN (実験値の92%) 実験値：1050kN (試験体No. 1-3) </div> </div>	<div style="display: flex; flex-direction: column;"> <div> <p>【Ccb1：無効区間2C】</p> </div> <div> <p>【Ccb2：無効区間C+5D】</p> </div> </div>

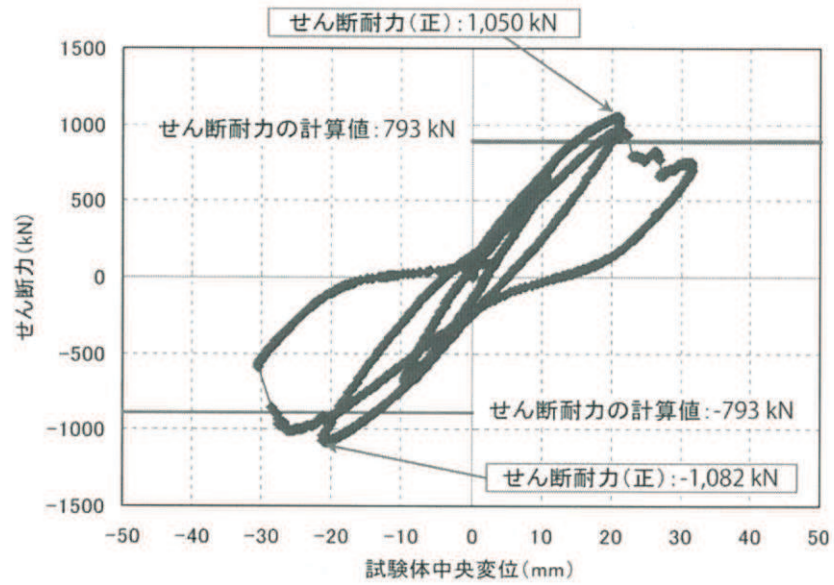
注記*：図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

表 2-11 従来工法と Ccb 工法の材料非線形解析結果 (シリーズ 3)

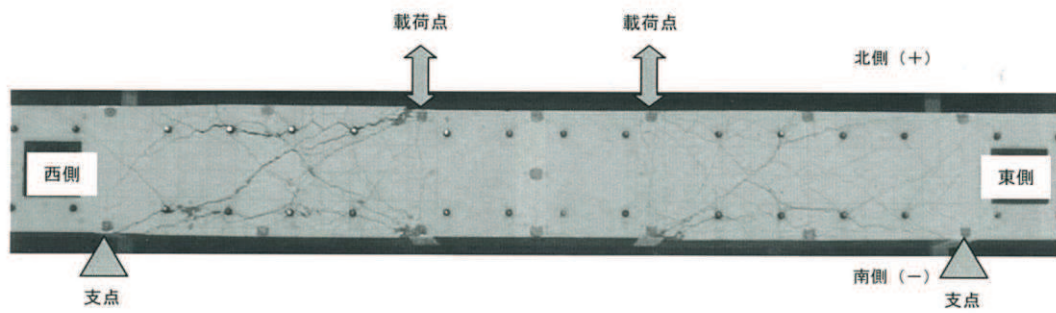
* 解析ケース		荷重-変位関係	ひび割れ状況*
シリーズ3	従来工法	<ul style="list-style-type: none"> 最大荷重：668kN 	
	Ccb 工法	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="width: 45%;"> <p>【CCb1：無効区間2C】</p> <ul style="list-style-type: none"> 最大荷重：676kN (実験値の120%) 実験値：563kN (試験体No. 3-3)  </div> <div style="width: 45%;"> <p>【CCb2：無効区間C+5D】</p> <ul style="list-style-type: none"> 最大荷重：550kN (実験値の98%) 実験値：563kN (試験体No. 3-3)  </div> </div>	<div style="display: flex; flex-direction: column; justify-content: space-around;"> <div> <p>【CCb1：無効区間2C】</p>  </div> <div> <p>【CCb2：無効区間C+5D】</p>  </div> </div>

注記*：図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

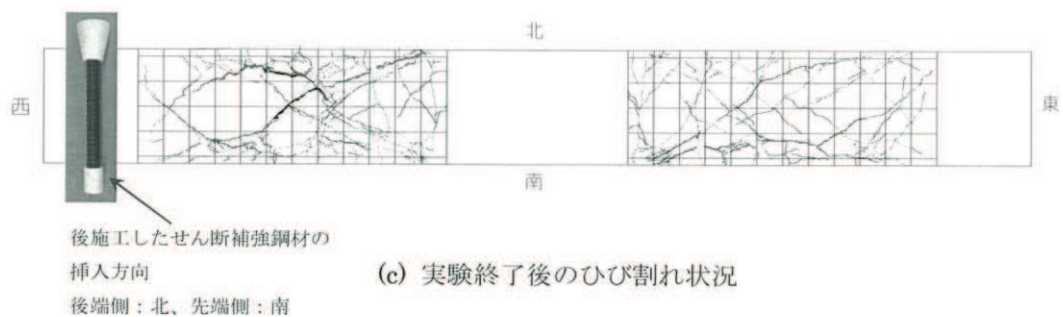
● No.1-3 試験体



(a) せん断力-変位関係



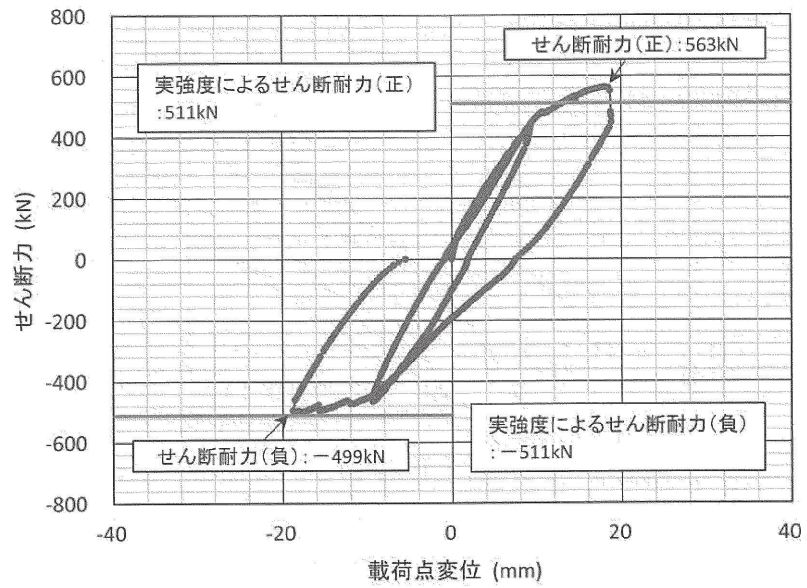
(b) 実験終了後の試験体の状況



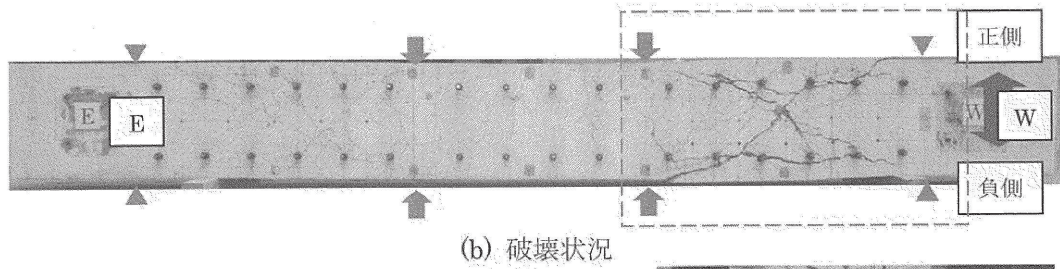
(c) 実験終了後のひび割れ状況

図 2-4 構造実験 (No. 1-3) の荷重 - 変位関係とひび割れ状況
(建設技術審査証明報告書より抜粋)

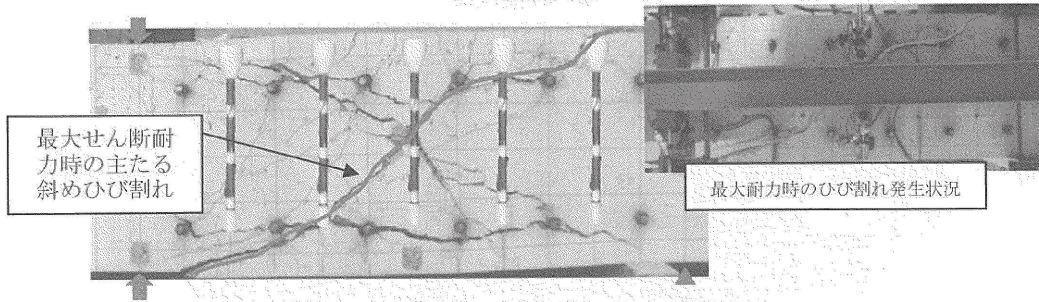
●No.3-3 試験体



(a) せん断力-変位関係



(b) 破壊状況



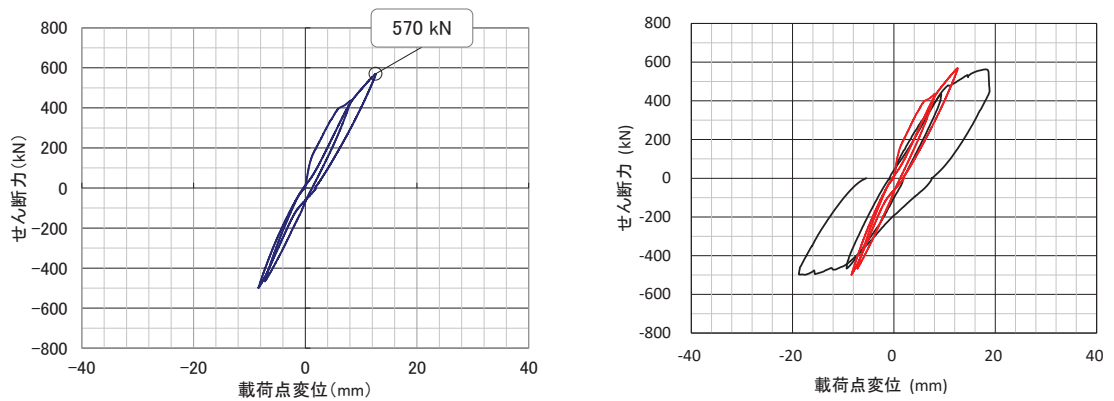
※CCbは合成により設置位置を明示

(c) 破壊状況 - 近景 (西側) -

図 2-5 構造実験 (No. 3-3) の荷重 - 変位関係とひび割れ状況
(建設技術審査証明報告書より抜粋)

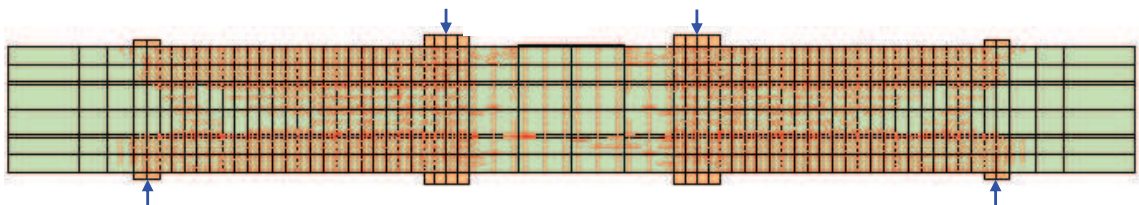
【参考】

- ・ 載荷方法：交番載荷
- ・ Ccb のモデル化：CCb2 の方法
- ・ 最大荷重：570kN（実験値の 101%）
- ・ 実験値：563kN（試験体 No. 3-3）



（赤：材料非線形解析 黒：実験値）

荷重 - 変位関係



ひび割れ状況*

図 2-6 試験体 No. 3-3（交番載荷）の荷重-変位関係とひび割れ状況【参考】

注記*：図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

2.2 Ccb の付着効果のモデル化

2.1 と同様に、CCb とコンクリート間の付着効果の妥当性の確認を行う。付着効果の妥当性の確認は、建設技術審査証明報告書の実験結果と実験を模擬した材料非線形解析の結果のひび割れ状況の比較により行うこととし、材料非線形解析における CCb のモデル化は再現性が良く保守的評価が可能な CCb2 の方法とする。

2.2.1 モデル化方法

CCb のせん断補強効果を確認するための材料非線形解析による数値実験において、CCb の付着が有効な領域は鉄筋コンクリート要素にて、CCb とコンクリートが完全付着であるものとしてモデル化しており、付着の影響が及ばない領域は無筋コンクリート領域としてモデル化している。また、セラミック定着体の強度はコンクリートより強いこと、かつ定着部の強度試験より、セラミック定着体とコンクリート間で破壊は生じないことから、鉄筋コンクリートの分散ひび割れモデルにおいて、ひび割れの影響は鉄筋コンクリート要素の剛性を低下させることにより考慮している。

2.2.2 妥当性の確認

付着効果のモデル化の妥当性の確認は、建設技術審査証明報告書のシリーズ 3（試験体 No.3-3）を例に交番載荷試験の結果と材料非線形解析による CCb の無効区間を考慮した試験の再現解析結果の比較により行う。試験体の概要図及び載荷方法を、それぞれ図 2-7 及び図 2-8 に示す。また、交番載荷試験と材料非線形解析の各載荷ステップにおけるひび割れ状況の比較結果を表 2-12 に示す。

表 2-12 に示すように、CCb とコンクリートが付着していると仮定した解析結果は、各載荷ステップで発生するひび割れ状況を良好に再現できていることが確認できる。

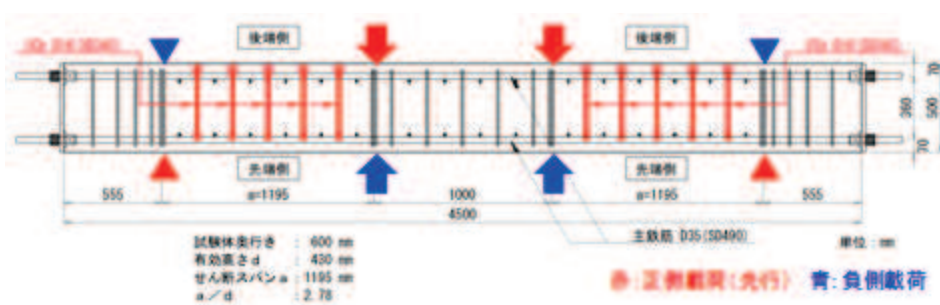
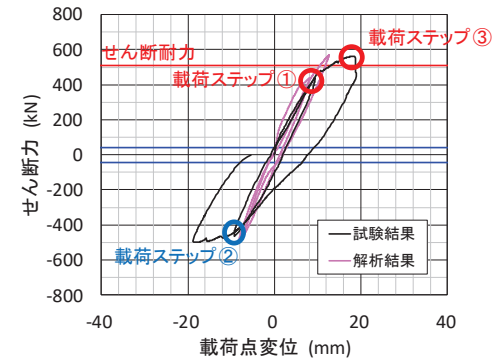
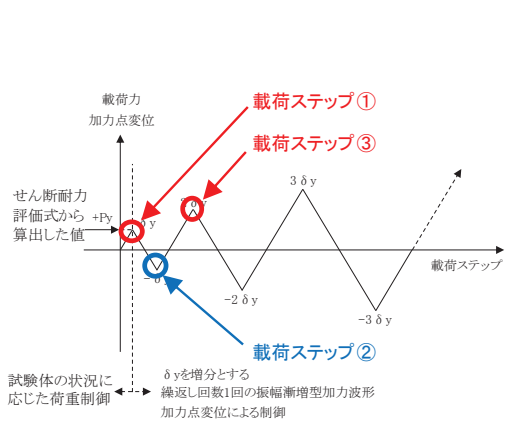


図 2-7 試験体概要



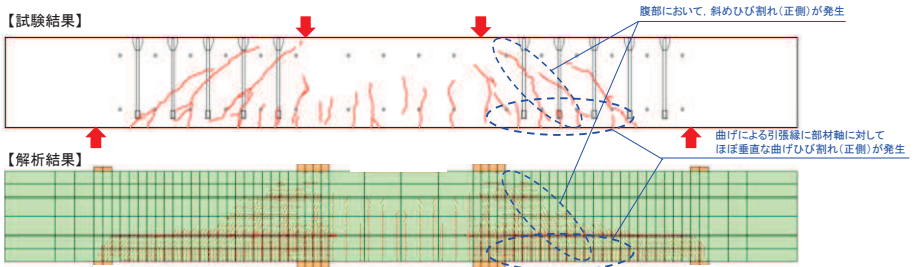
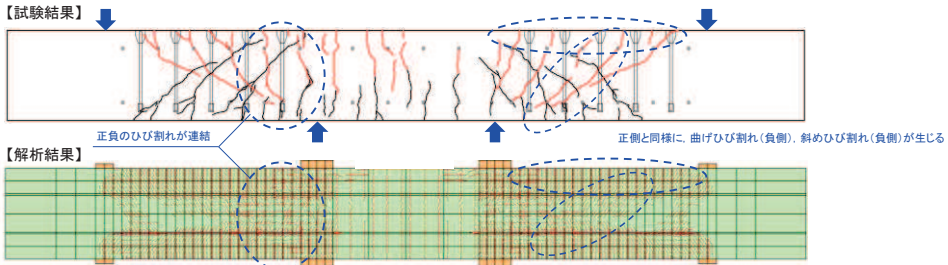
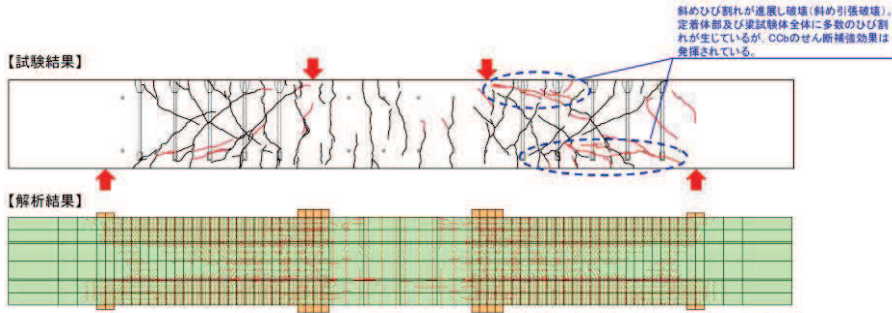
※：図中の赤線は以下の条件で算出した試験体のせん断耐力

- ・コンクリート強度：実強度
- ・補強筋の降伏強度：実強度
- ・有効係数 β_{aw} ：建設技術審査証明報告書に従う
- ・安全係数(材料係数, 部材係数)は全て1.0とした

※：図中の青線は支間中央における曲げひび割れ発生荷重を示す

図 2-8 載荷方法

表 2-12 各荷重ステップにおける試験結果（試験体 No. 3-3）と解析結果のひび割れ状況の比較

荷重方法	試験結果と解析結果の比較
<p>荷重 ステップ①</p>	 <p>※図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみがひび割れ発生ひずみに達したことを示す。</p>
<p>荷重 ステップ②</p>	 <p>※図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみがひび割れ発生ひずみに達したことを示す。</p>
<p>荷重 ステップ③</p>	 <p>※図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみがひび割れ発生ひずみに達したことを示す。</p>

2.2.3 Ccbの解析上のモデル化方法のまとめ

CCbの解析上のモデル化方法について、CCbの定着効果及び付着効果を材料非線形解析によるせん断耐力の再現や実験と解析のひび割れ状況の整合性の観点から確認を行った。

定着体部のモデル化範囲を変えた2パターンのモデル化方法について検討を行い、CCb2（CCb先端側主筋軸心から必要定着長 $5D$ （ D ：鉄筋径）の鉄筋比をゼロ）の方法によりモデル化を行うことで、実験のせん断耐力やひび割れ発生状況を良好に再現でき、もう一方のモデル化方法（CCb1：CCb先端側主筋領域（芯かぶりの2倍）の鉄筋比をゼロ）よりもせん断耐力をやや保守的に評価できることを確認できた。ここで採用した材料非線形解析では分散ひび割れモデルを用いており、CCbに発生したひび割れによる付着性能の低下を完全に模擬することはできないが、今回採用したモデル化により実験のせん断耐力やひび割れ状況を十分に再現できており、CCbの定着効果及び付着効果を間接的に表現し得ることが確認できた。

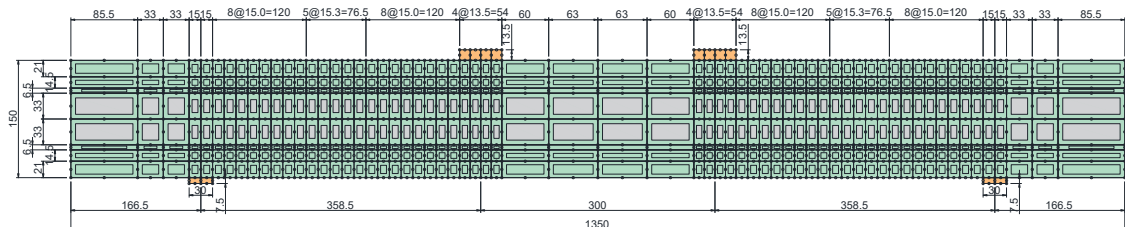
なお、今回採用した解析モデル・解析コードは、美浜3号機（PHb工法）の工事計画認可申請において適用性を確認した際のものと同様である。

3. ステップ②：大きな部材厚に対する適用性確認

3.1 モデル化について

建設技術審査証明報告書の実験よりも大きな部材厚に対する適用性の確認を目的に、女川 2 号機において Ccb 工法を適用した構造物のうち最も部材厚が大きい軽油タンク室底版（ $t = 1500\text{mm}$ ）を想定し、せん断スパン比（ a/d ）がステップ①と同等となるような部材寸法（ステップ①の躯体の相似形）の解析モデルにより材料非線形解析を行う。配筋は、主鉄筋及びせん断補強筋共に鉄筋比が一定となるように、2.1.2 に準じて設定する。

CCb のモデル化は、ステップ①で再現性の良い Ccb2 の方法とし、シリーズ 3（梁試験体 No.3-3）を例に従来工法と Ccb 工法の材料非線形解析の結果の比較を行う。なお、材料物性については、構造実験と同一とする。解析モデル図を図 2-9 に示す。



(単位：cm)

図 2-9 解析モデル図

3.2 荷重条件

2.1.3 に準じて設定する。

3.3 破壊判定基準

2.1.4 に準じて設定する。

3.4 検討ケース

検討ケースは、表 2-13 に示すとおり 3 ケース行う。従来工法によるせん断補強を想定したケースをケース② - A、CCb 工法によるせん断補強を想定したケースをケース② - B とし、参考ケースとして交番載荷としたケースをケース② - C とする。

表 2-13 検討ケース一覧

ケース	荷重載荷方法
② - A 従来工法	単調載荷
② - B Ccb 工法	単調載荷
② - C 同上	交番載荷【参考】

3.5 確認結果

各ケースの解析結果を図 2-10～図 2-12 に示す。併せて、ステップ①及び②のせん断耐力の一覧を、表 2-14 に示す。

表 2-14 の一覧より、せん断耐力の有効割合（従来工法に対する Ccb 工法のせん断耐力の比率）を比較するとステップ①（0.82）よりもステップ②（0.93）の方が大きいことが確認できる。これは、建設技術審査証明報告書のせん断耐力算出時における有効係数 β_{aw} （Ccb のせん断耐力の補強効果を示す有効係数）を算出する際の理論と同様の傾向であり、部材厚が大きい程、従来工法に対する Ccb 工法によるせん断耐力の有効割合は大きくなることが確認でき、Ccb 工法の特性を良く再現できている。

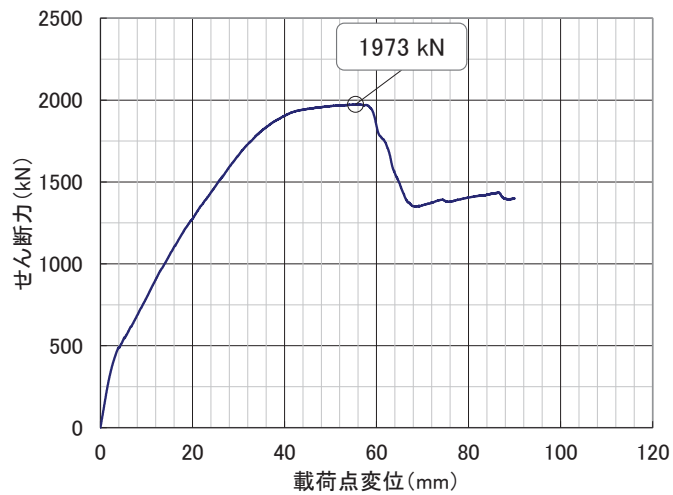
また、ひび割れ状況についても全体的にひび割れが分散しており、従来工法と顕著な差は見られなかった。ステップ②では、部材厚が大きくなることで Ccb 端部定着の影響が小さくなったと考えられる。参考に、ケース② - A 及びケース② - B の解析について、各損傷状況における変形状況、ひび割れ状況及び鉄筋降伏状況を表 2-15 及び表 2-16 に示す。表 2-15 及び表 2-16 に示すとおり、各損傷状況において、従来工法と Ccb 工法の間で Ccb によるせん断補強効果に影響を与えるような顕著な差は確認されなかった。

以上より、Ccb 工法によるせん断ひび割れ抑制効果についても従来工法と Ccb 工法で顕著な差は確認されず、実験よりも大きな部材厚に対する適用性を確認できた。

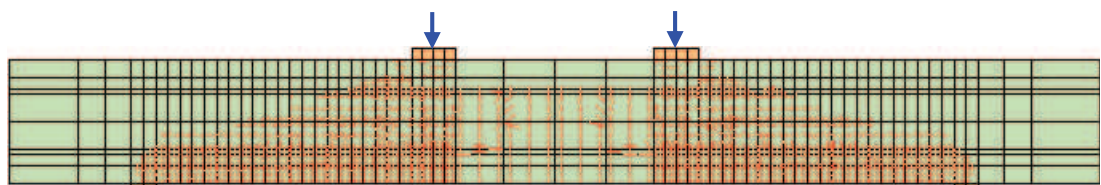
なお、参考ケースのケース② - C の交番载荷のケースにおけるせん断耐力は 1950kN であり、せん断耐力の有効割合は約 0.99 となった。ひび割れ状況についても、部材全体にひび割れが分散しており、特異な状況は確認されなかった。

【ケース② - A】

- ・ 載荷方法：単調載荷
- ・ 最大荷重：1973kN



荷重 - 変位関係



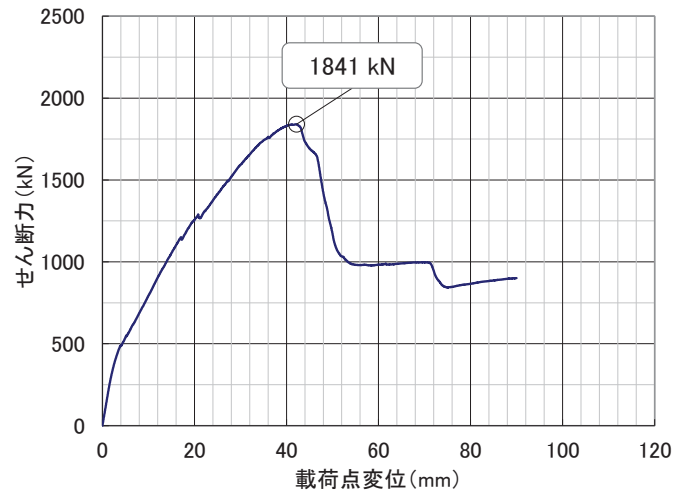
ひび割れ状況*

図 2-10 ケース② - A の荷重-変位関係とひび割れ状況

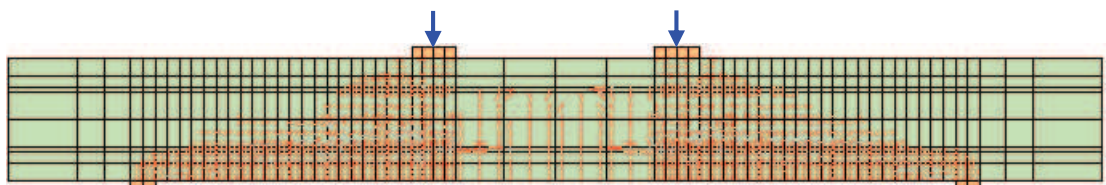
注記*：図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

【ケース② - B】

- ・ 載荷方法：単調載荷
- ・ 最大荷重：1841kN



荷重 - 変位関係



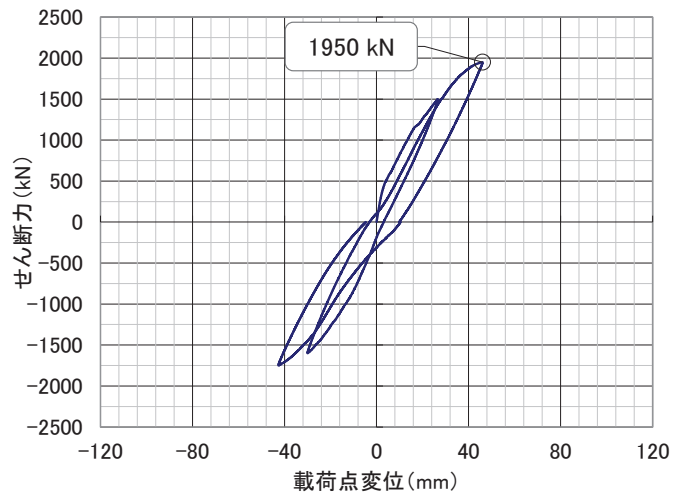
ひび割れ状況*

図 2-11 ケース② - B の荷重-変位関係とひび割れ状況

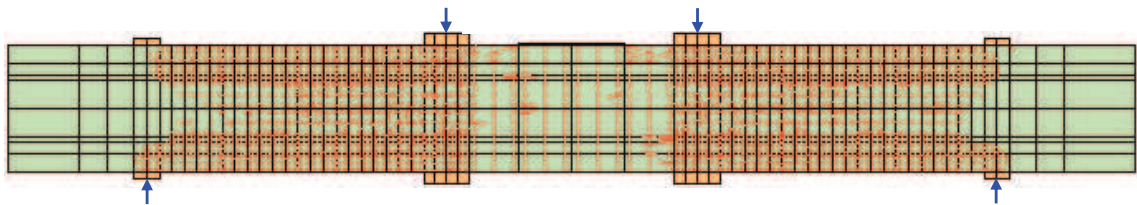
注記*：図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

【参考：ケース② - C】

- ・ 載荷方法：交番載荷
- ・ 最大荷重：1950kN



荷重 - 変位関係



ひび割れ状況*

図 2-12 ケース② - C の荷重-変位関係とひび割れ状況【参考】

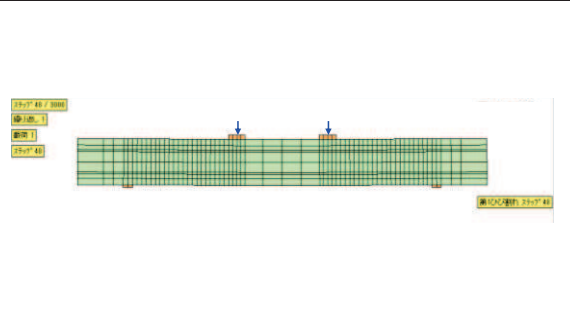
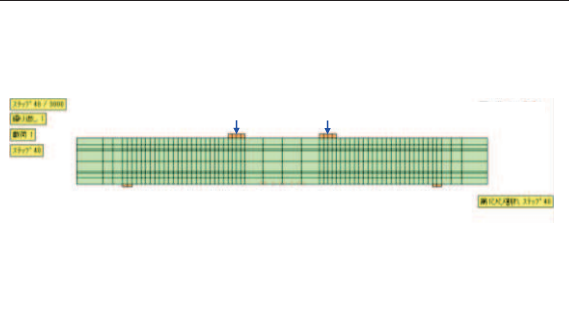
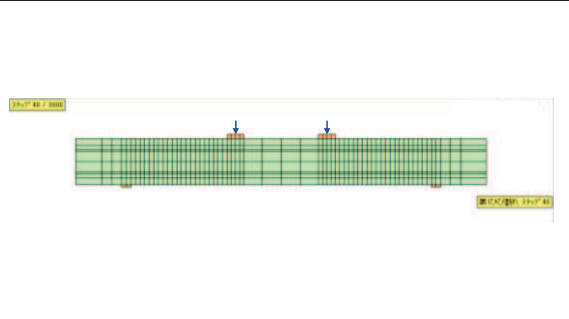
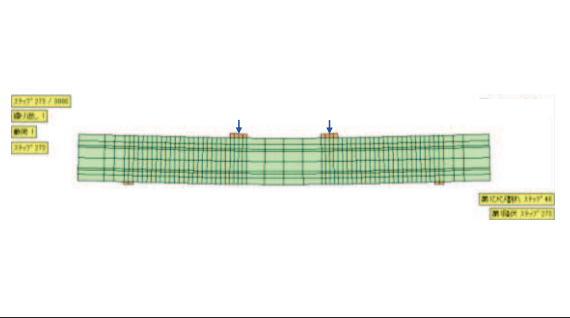
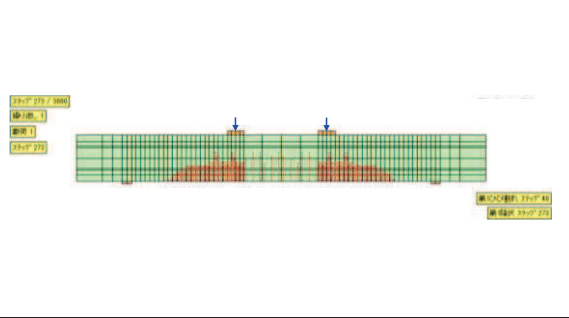
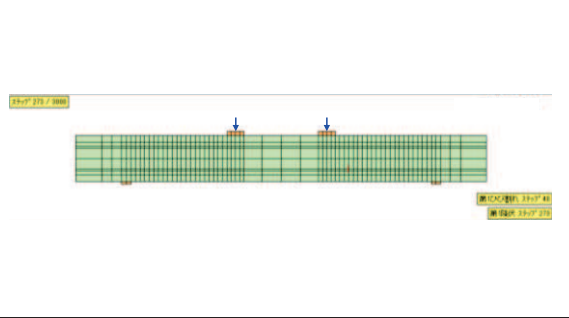
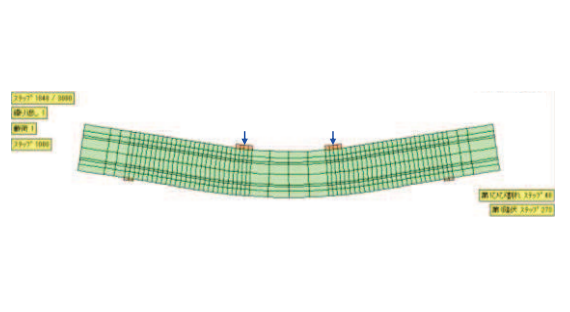
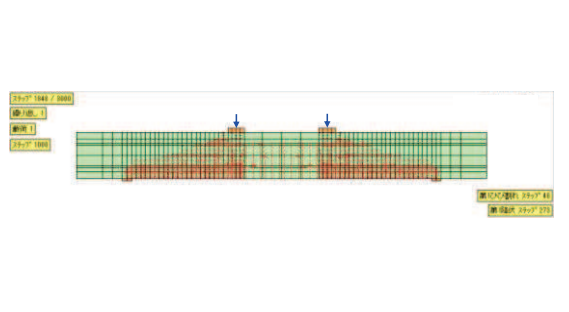
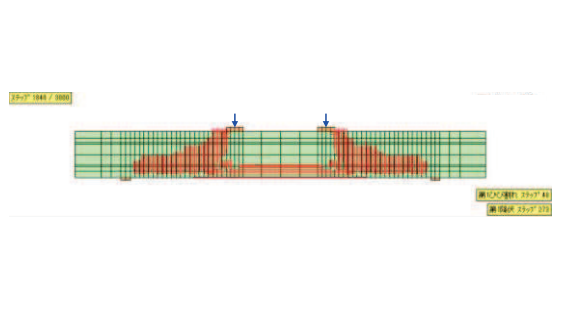
注記*：図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

表 2-14 各ケースのせん断耐力一覧

ケース		せん断耐力 (kN)	有効割合*
ステップ①	従来工法・単調載荷	668	—
	CCb 工法・単調載荷	550	0.82
ステップ① 【参考】	CCb 工法・交番載荷	570	0.85
ステップ②	従来工法・単調載荷 (ケース② - A)	1973	—
	CCb 工法・単調載荷 (ケース② - B)	1841	0.93
ステップ② 【参考】	CCb 工法・交番載荷 (ケース② - C)	1950	0.99

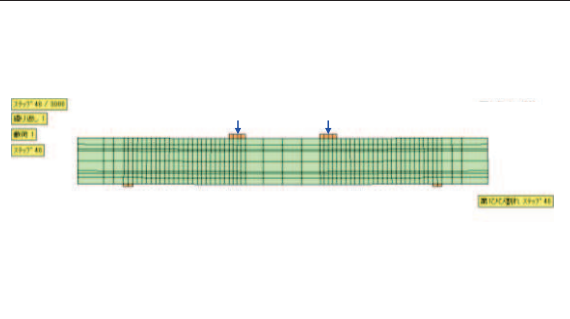
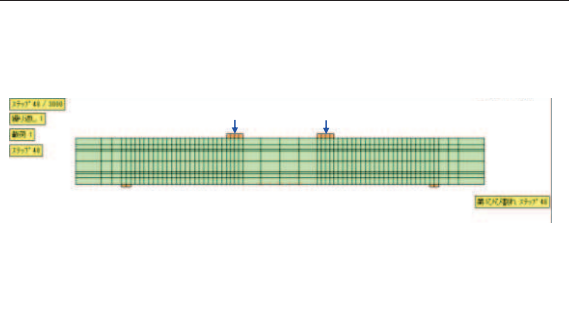
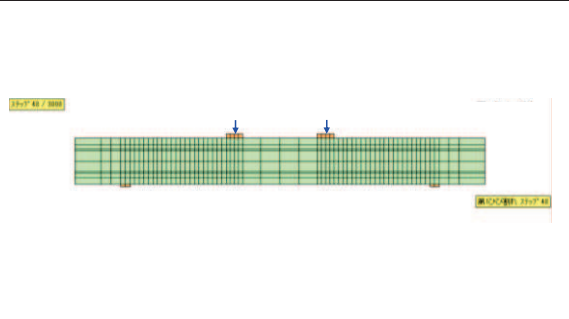
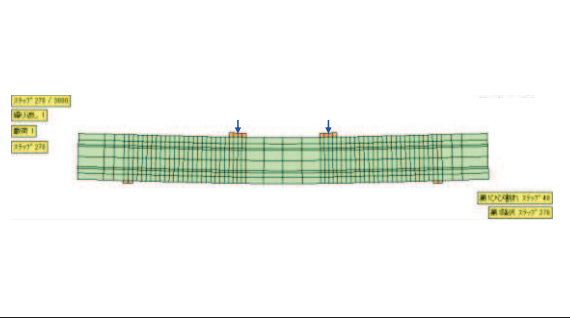
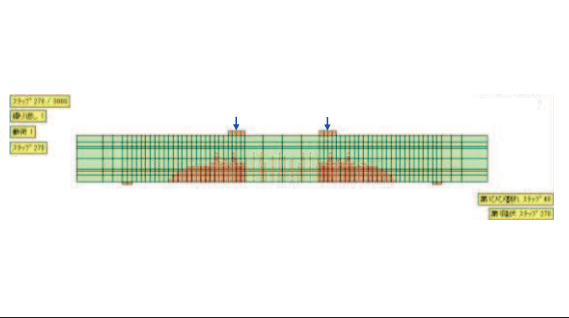
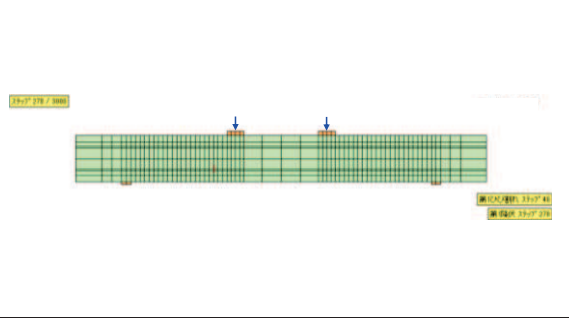
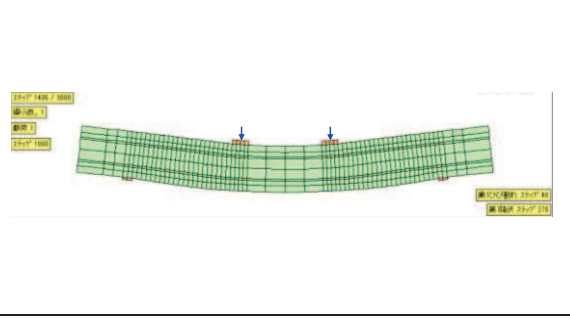
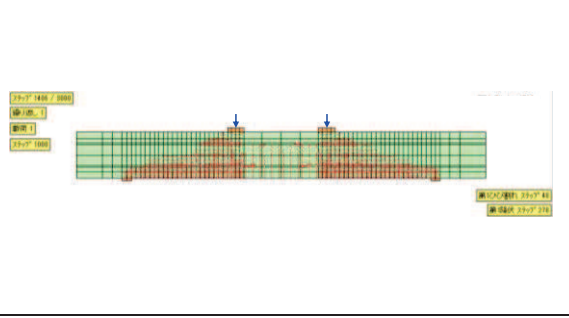
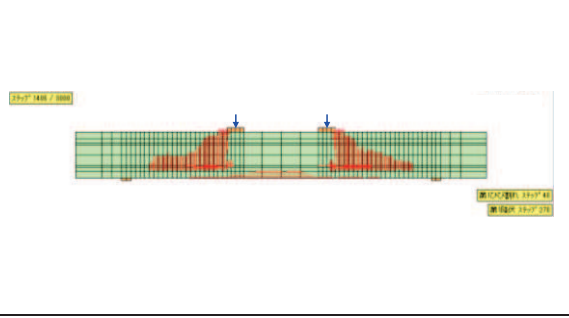
注記*：従来工法に対する CCb 工法のせん断耐力の比率

表 2-15 ケース② - A (従来工法) の解析結果

	変形状況 (変形倍率 10 倍)	ひび割れ状況*	鉄筋降伏状況
損傷状況 初期ひび割れ発生時の			
損傷状況 初期降伏時の			
損傷状況 終局荷重時の			

注記* : 図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

表 2-16 ケース② - B (CCb 工法) の解析結果

	変形状況 (変形倍率 10 倍)	ひび割れ状況*	鉄筋降伏状況
損傷状況 初期ひび割れ発生時の			
損傷状況 初期降伏時の			
損傷状況 終局荷重時の			

注記* : 図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

4. ステップ③：実施工部材の応答性状の確認

実施工部材に対する Ccb 工法の適用性を確認することを目的に、荷重形態及び破壊形態（せん断スパン比）の違いに着目して選定した部材に対する材料非線形解析を行う。荷重形態及び破壊形態は、建設技術審査証明報告書の梁試験がせん断破壊を対象としており、曲げ破壊先行とならないように主鉄筋比を大きく設定していることを踏まえ、Ccb のせん断補強効果に大きく影響を与える可能性があることから着目している。対象部材は、集中荷重及び分布荷重が作用する構造物のうち部材厚に着目し選定している。表 2-17 にステップ③における検討ケース概要を示す。

表 2-17 検討ケースの概要

検討ケース	対象部材	荷重形態	作用荷重	破壊形態
ケース③-1	取水路（漸拡部）隔壁	集中荷重系	構造物-地盤連成の二次元有限要素解析による地震応答解析（基準地震動Ss-D2）から得られる応答断面力を再現できる荷重。	棒部材的な破壊（斜め引張破壊）
ケース③-2-1	軽油タンク室側壁	分布荷重系	同上	ディープビーム的な破壊（せん断圧縮破壊）
ケース③-2-2	同上	同上	等分布荷重	棒部材的な破壊（斜め引張破壊）

4.1 ケース③ - 1（集中荷重系）の材料非線形解析

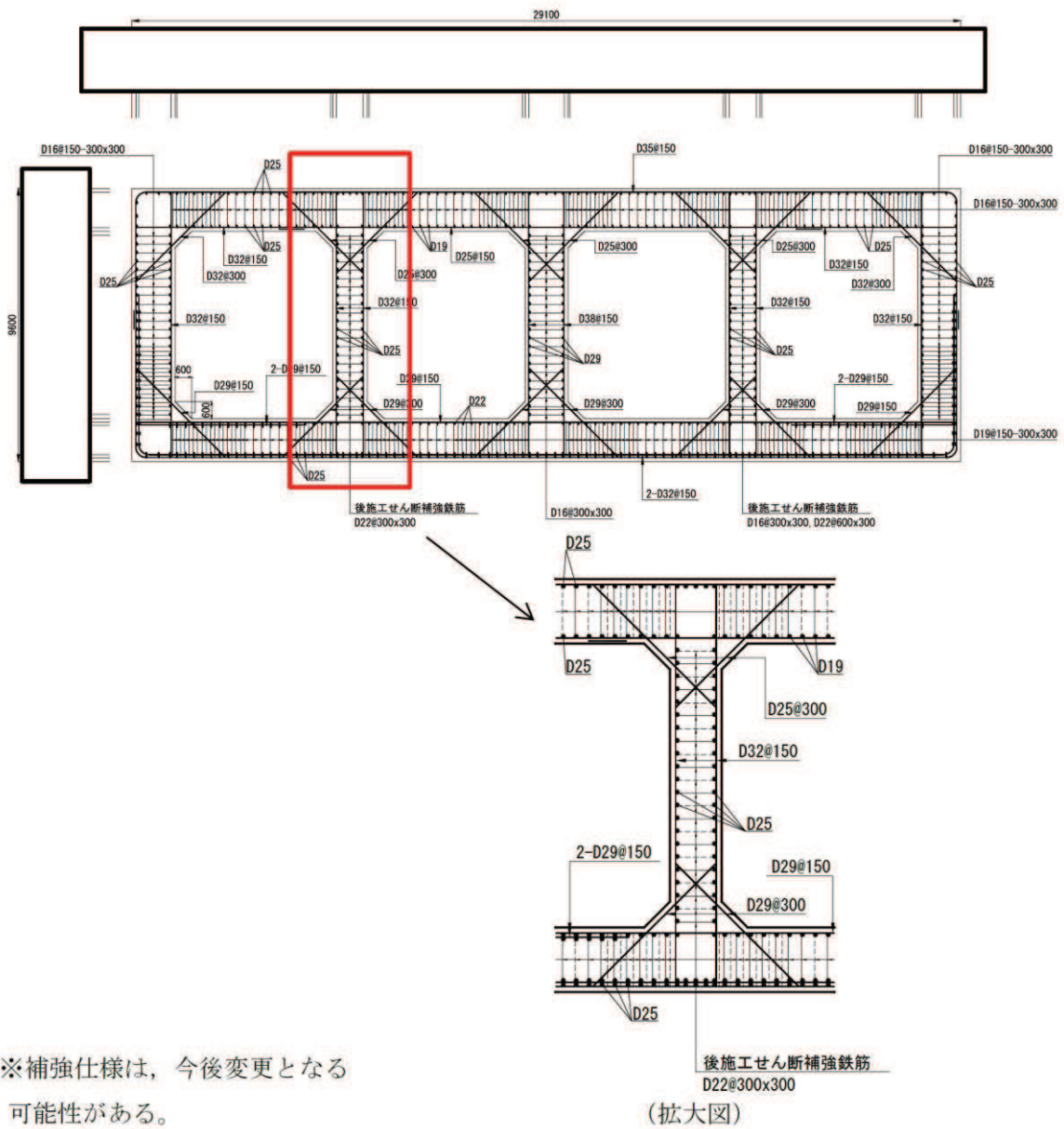
4.1.1 モデル化について

2.1.2 に準じて設定する。

対象とする部材は、多連ボックスカルバートの隔壁のように主な荷重が頂版から受ける集中荷重となる構造物のうち、部材厚が最大である取水路（漸拡部）隔壁とし、図 2-13 に示す左隔壁とする。

解析モデルは、主鉄筋位置や Ccb の鉄筋無効区間のモデル化を考慮して要素分割を検討する。奥行き方向の厚さは 100cm とし、梁部材の高さ方向の分割については図 2-14 に示すとおりとする。主鉄筋芯かぶりは 130mm であるので、 $260\text{mm} (= 130 + 130)$ を主鉄筋が配置される要素の高さとする。Ccb の無効区間は、主鉄筋芯かぶり + Ccb 定着長分 ($130 + 5D = 130 + 5 \times 22 = 240\text{mm}$) とする。主鉄筋が配置され、かつ Ccb が有効な区間は $20\text{mm} (= 260 - 240)$ とする。左側主鉄筋領域と右側主鉄筋領域の間の領域を 2 分割して、合計 5 分割としている。

梁部材の軸方向は、地震応答解析モデルでの梁要素の節点位置を考慮して分割を行うものとする。解析モデル図を図 2-15 に示す。



※補強仕様は、今後変更となる
可能性がある。

(拡大図)

(単位 : mm)

: 評価対象部材

図 2-13 評価対象部材

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

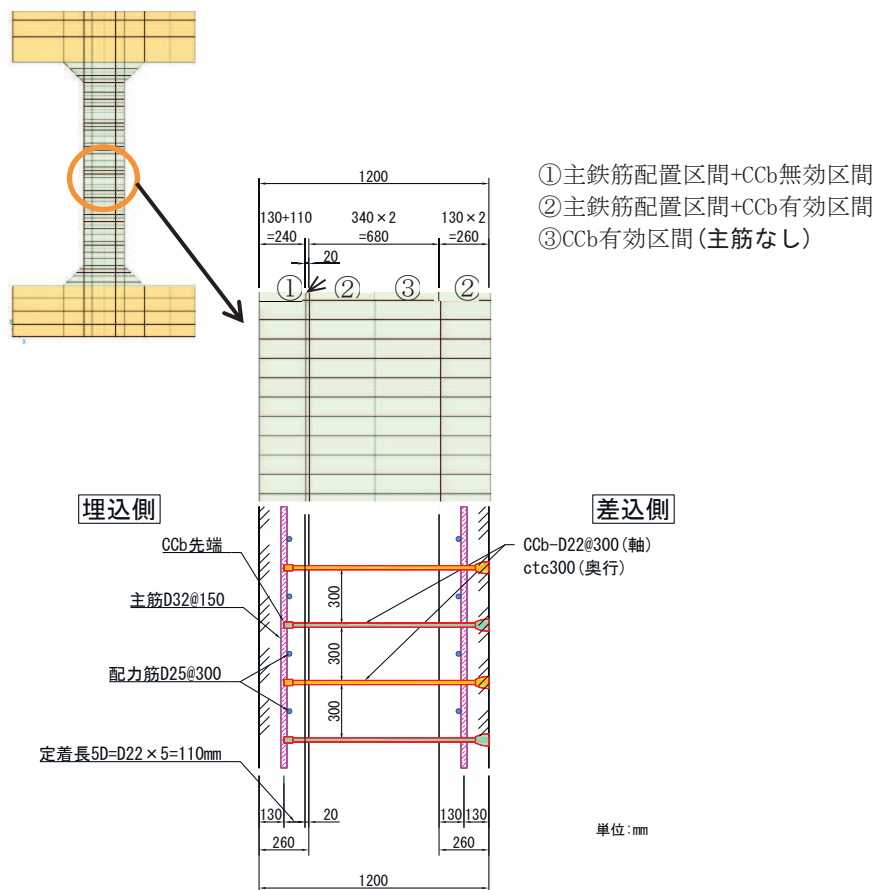


図 2-14 要素分割の考え方

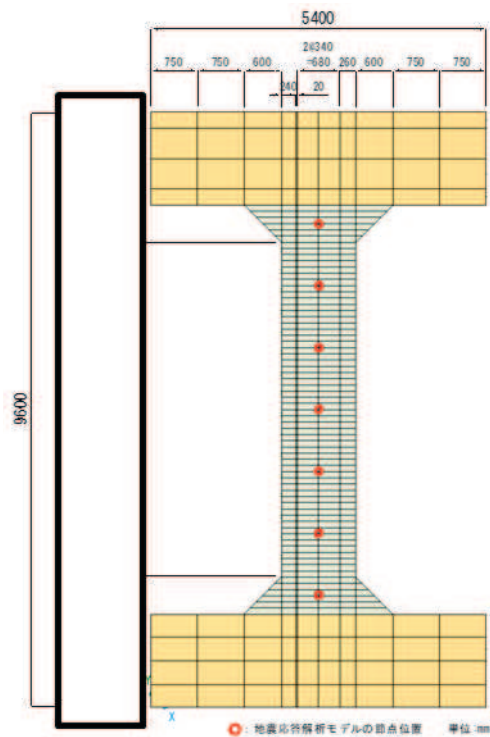


図 2-15 解析モデル図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

解析の入力データとなるコンクリートの材料特性及び鉄筋の材料特性を、表 2-18 及び表 2-19 に示す。

また、ステップ②の解析モデルとケース③ - 1 の解析モデルの違いを、表 2-20 に示す。表 2-20 に示すとおり、各項目において差異があり、これらが解析により応答性状及びせん断補強効果にどの程度影響するかを確認する。

表 2-18 コンクリートの材料特性

項目	設定値
設計基準強度 f_{ck}	20.5 N/mm ²
引張強度 f_t	1.72 N/mm ²
ヤング係数 E_c	解析プログラム内で自動計算

表 2-19 鉄筋の材料特性

項目	設定値
主鉄筋及びせん断補強鉄筋のヤング係数	200 kN/mm ²
主鉄筋の降伏強度	3450 N/mm ²
CCb 鉄筋の降伏強度	345 N/mm ²

表 2-20 解析モデルの違い

項目	ステップ②	ケース③ - 1
部材厚	1500 mm	1200 mm
せん断スパン比	2.78	6.17
主鉄筋比	1.28 %	0.44 %
コンクリート強度	42.4 N/mm ²	20.5 N/mm ²
載荷方法	強制変位 (集中荷重系)	断面力に基づく節点 力 (集中荷重系)

4.1.2 荷重条件

荷重は、構造物 - 地盤連成の二次元有限要素解析による地震応答解析から得られる応答断面力を用いる。具体的には、取水路（漸拡部）をモデル化した地震応答解析から得られる断面力分布（曲げモーメント、軸力、せん断力）を再現できる荷重を材料非線形解析モデルに作用させる。図 2-16 に示す断面力分布より、材料非線形解析に作用させる荷重が地震応答解析の応答断面力を良好に再現できていることがわかる。

材料非線形解析では、鉄筋コンクリートの非線形特性を考慮するため、荷重を 1/100 にしたものを漸増载荷する。

荷重ケースについては、CCb を考慮したせん断耐力評価式による照査値が最も厳しくなる S s - D 2 を対象とする。取水路（漸拡部）の S s - D 2 のせん断耐力評価式による照査結果を、表 2-21 に示す。

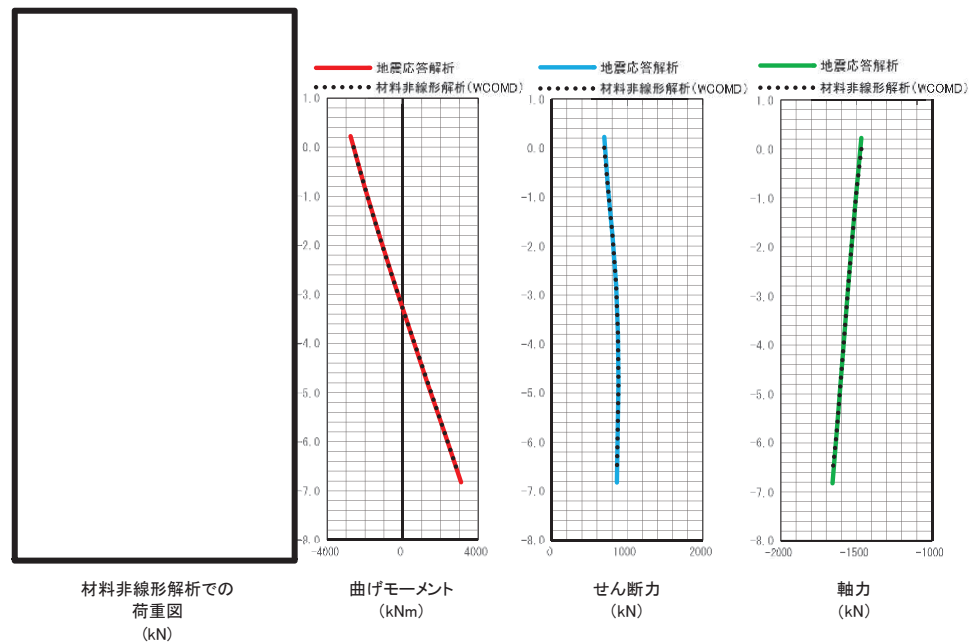


図 2-16 荷重図及び断面力分布

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 2-21 取水路（漸拡部）の照査結果（暫定値）

基準地震動	左隔壁の照査値*
S s - D 1	-
S s - D 2	0.61
S s - D 3	-
S s - F 1	-
S s - F 2	-
S s - F 3	-
S s - N 1	-

注記*：照査値＝照査用せん断力／せん断耐力

ここで、

$$\text{照査用せん断力} = \text{発生せん断力} \times \text{構造解析係数}$$

4.1.3 破壊判定基準

ケース③ - 1の破壊判定基準は、荷重－変位関係において変位が急増した場合とし、その直前の荷重をせん断耐力とする。

4.1.4 解析結果及び従来工法と Ccb 工法の比較

従来工法によるせん断補強を想定したケースをケース③ - 1 - Aとし、Ccb 工法によるせん断補強を想定したケースをケース③ - 1 - Bとする。解析ケースを表 2-22 に示す。

各ケースのせん断耐力及びせん断耐力の有効割合の比較結果を表 2-23 に、初期ひび割れ発生時及び地震時荷重時の各損傷状況を表 2-24 及び表 2-25 に示す。

せん断耐力は、表 2-23 に示すとおり Ccb 工法のせん断耐力の有効割合が約 88%となり、従来工法よりもせん断耐力は小さくなっている。これは Ccb の定着機能を考慮したせん断補強筋の無効区間による影響であり、部材厚が大きい程、せん断耐力の有効割合が大きくなるというステップ①・②と整合する結果が得られた。

また、表 2-24 及び表 2-25 に示すとおり、初期ひび割れ発生時及び地震時荷重時において、変形状況、ひび割れ状況及び鉄筋降伏状況は、従来工法と Ccb 工法の間で顕著な差は確認されず、おおむね整合的な結果となった。

以上より、従来工法と Ccb 工法の間で Ccb 工法がせん断補強効果に影響を与えるような特異な状況は確認されず、実施工部材のうち集中荷重系となる荷重形態の部材に対する Ccb 工法の適用性を確認できた。

参考に終局荷重時の状況を表 2-26 に示す。ひび割れ状況から従来工法及び Ccb 工法共に隔壁中央部付近において、ひび割れが繋がることで破壊しており、従来工法と Ccb 工法で破壊状況に顕著な差は見られなかった。なお、従来工法と Ccb 工法でひび割れが繋がる位置が異なるのは、Ccb 工法の鉄筋無効区間による影響である。


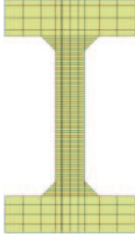
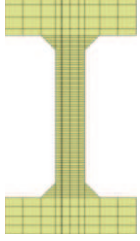

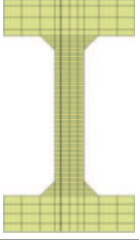
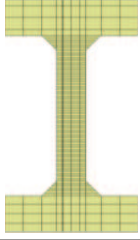
表 2-22 ケース一覧

ケース	地震動	せん断補強筋設置方法
③ - 1 - A	S s - D 2	従来工法 (先施工)
③ - 1 - B	S s - D 2	CCb 工法 (後施工)

表 2-23 せん断耐力の比較



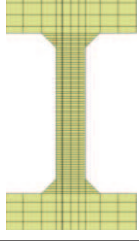

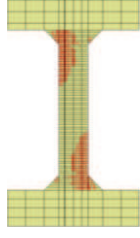
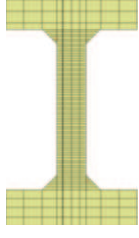
ケース	せん断耐力 (kN)	従来工法と CCb 工法の せん断耐力の比率
従来工法 (③ - 1 - A)	1678	-
CCb 工法 (③ - 1 - B)	1488	0.88

表 2-24 初期ひび割れ発生時の損傷状況

ケース	変形状況	ひび割れ状況*	鉄筋降伏状況
従来工法 (ケース③-1-A)	 変形倍率 100倍		
CCb工法 (ケース③-1-B)	 変形倍率 100倍		

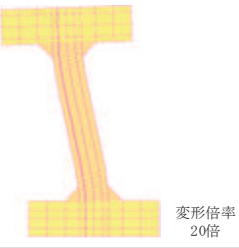
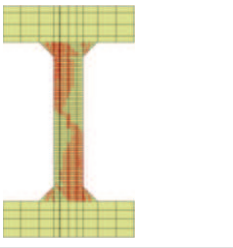
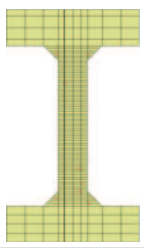
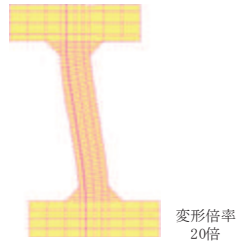
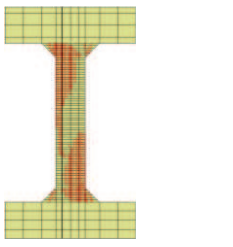
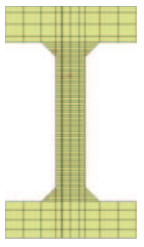
注記* : 図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

表 2-25 地震時荷重時の損傷状況

ケース	変形状況	ひび割れ状況*	鉄筋降伏状況
従来工法 (ケース③-1-A)	 変形倍率 50倍		
CCb工法 (ケース③-1-B)	 変形倍率 50倍		

注記* : 図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

表 2-26 終局荷重時の損傷状況【参考】

ケース	変形状況	ひび割れ状況*	鉄筋降伏状況
従来工法 (ケース③-1-A)			
CCb工法 (ケース③-1-B)			

注記* : 図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

4.2 ケース③ - 2（分布荷重系）の材料非線形解析

ケース③ - 2では、荷重形態に着目し、以下に示す2ケース（ケース③ - 2 - 1，ケース③ - 2 - 2）の材料非線形解析を行う。

- ・ ケース③ - 2 - 1：二次元有限要素解析による地震応答解析から得られる応答断面力分布を再現できる荷重を作用させる。
- ・ ケース③ - 2 - 2：等分布荷重を作用させる。

ケース③ - 2 - 2は、ケース③ - 2 - 1の解析を実施した結果、等価せん断スパンを考慮した場合のせん断スパン比が小さく、破壊形態がディープビーム的な破壊（せん断圧縮破壊）となり、せん断補強工法の差異が確認できなかったことから、破壊形態が棒部材的な破壊（斜め引張破壊）となるように荷重形態を変更したものである。

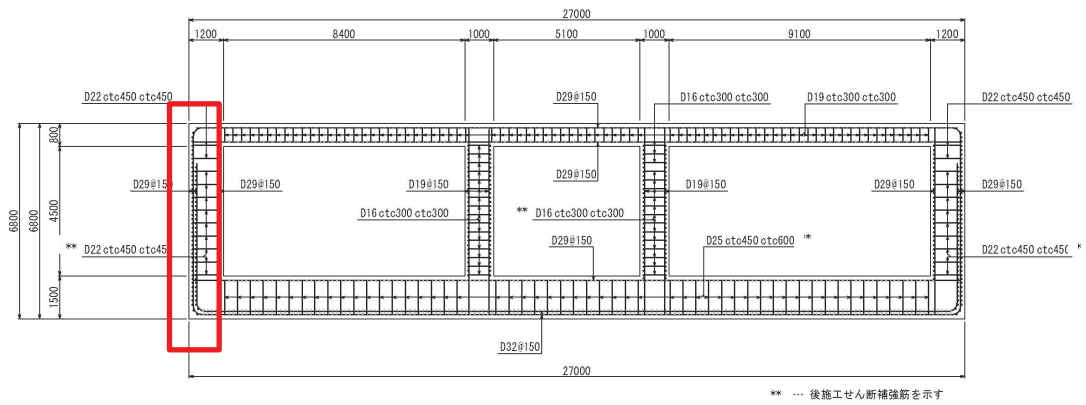
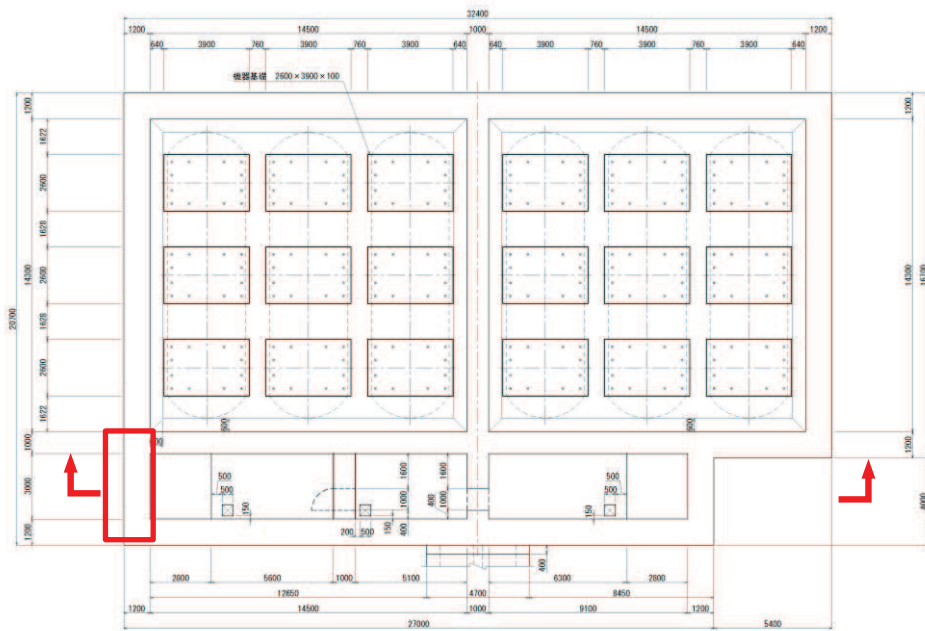
4.2.1 モデル化について

2.1.2に準じて設定する。

対象とする部材は、ボックスカルバートの側壁のように、主な荷重が地震時増分土圧等の分布荷重となる構造物のうち、部材厚が最大である軽油タンク室の側壁とし、図 2-17に示す壁とする。

解析モデルは、主鉄筋位置やCCbの鉄筋無効区間のモデル化を考慮して要素分割を検討する。奥行き方向の厚さは100cmとし、梁部材の高さ方向の分割については、図 2-18に示すとおりとする。主鉄筋芯かぶりは、埋込側（先端側）200mm（1段目150mm+2段目250mmの中心）、差込側（後端側）150mmであるので、埋込側（先端側）400mm（200+200）、差込側（後端側）300mm（150+150）が、主鉄筋が配置される要素の高さとなる。CCbの無効区間は、部材外側主鉄筋芯かぶり+CCb 定着長分（ $200+5D=200+5\times 22=310\text{mm}$ ）とする。主鉄筋が配置され、かつCCbが有効な区間は90mm（ $400-310$ ）とする。

梁部材の軸方向は、地震応答解析モデルでの梁要素の節点位置を考慮して分割を行うものとする。解析モデル図を図 2-19に示す。



(単位：mm)

: 評価対象部材

図 2-17 評価対象部材

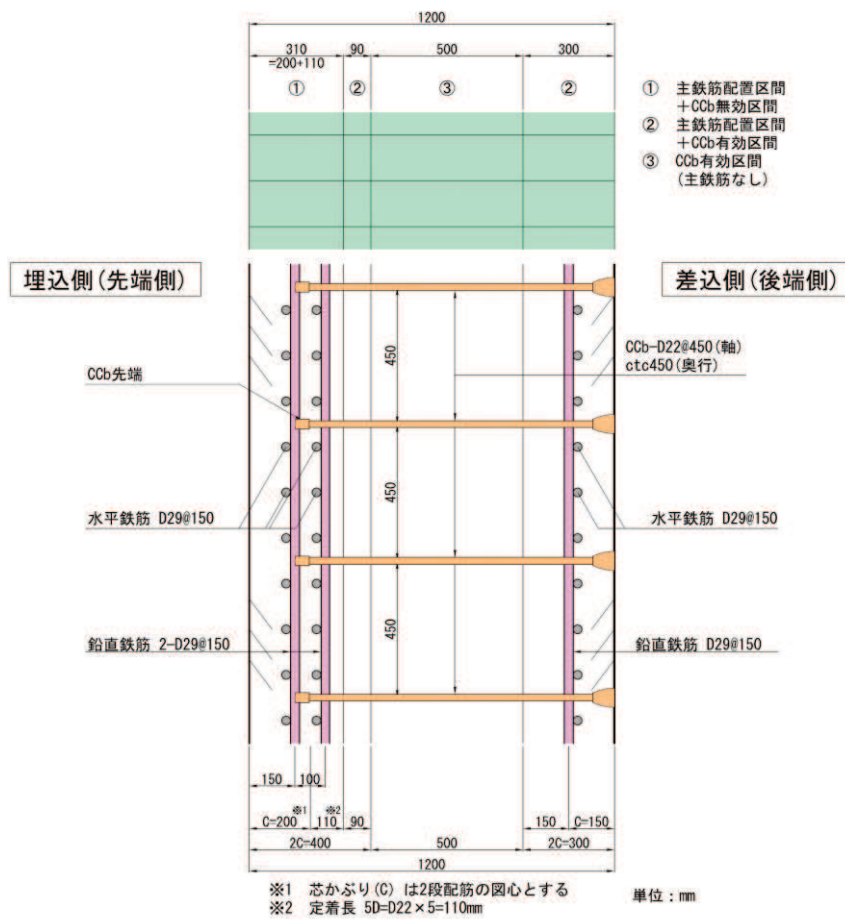


図 2-18 要素分割の考え方

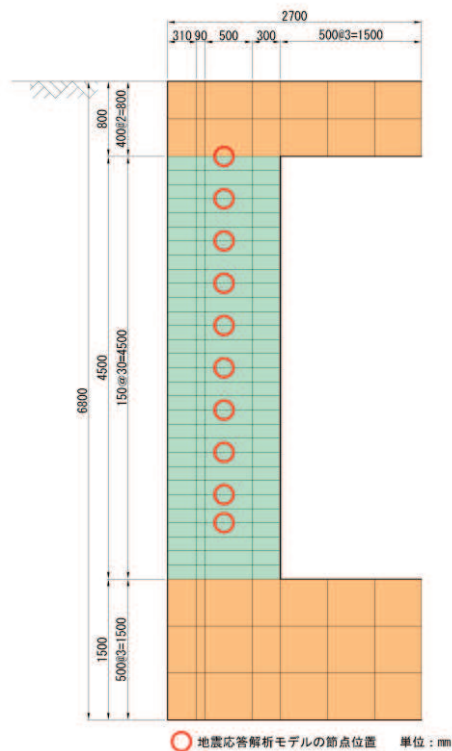


図 2-19 解析モデル図

解析の入力データとなるコンクリートの材料特性及び鉄筋の材料特性を表 2-27 及び表 2-28 に示す。

また、ステップ②の解析モデル及びケース③ - 1 とケース③ - 2 の解析モデルの違いを、表 2-29 に示す。表 2-29 に示すとおり、各項目において差異があり、これらが解析により応答性状及びせん断補強効果にどの程度影響するか確認する。

表 2-27 コンクリートの材料特性

項目	設定値
設計基準強度 f'_{ck}	20.5 N/mm ²
引張強度 f_t	1.72 N/mm ²
ヤング係数 E_c	解析プログラム内で自動計算

表 2-28 鉄筋の材料特性

項目	設定値
主鉄筋及びせん断補強鉄筋のヤング係数	200 kN/mm ²
主鉄筋の降伏強度	3450 N/mm ²
CCb の降伏強度	345 N/mm ²

表 2-29 解析モデルの違い

項目	ステップ②	ケース③ - 1	ケース③ - 2
部材厚	1500mm	1200mm	1200mm
せん断スパン比	2.78	6.17	4.50
主鉄筋比	1.28%	0.44%	0.71%
コンクリート強度	42.4 N/mm ²	20.5 N/mm ²	20.5 N/mm ²
載荷方法	強制変位 (集中荷重系)	断面力に基づく 節点力 (集中荷重系)	断面力に基づく 節点力 (分布荷重系)

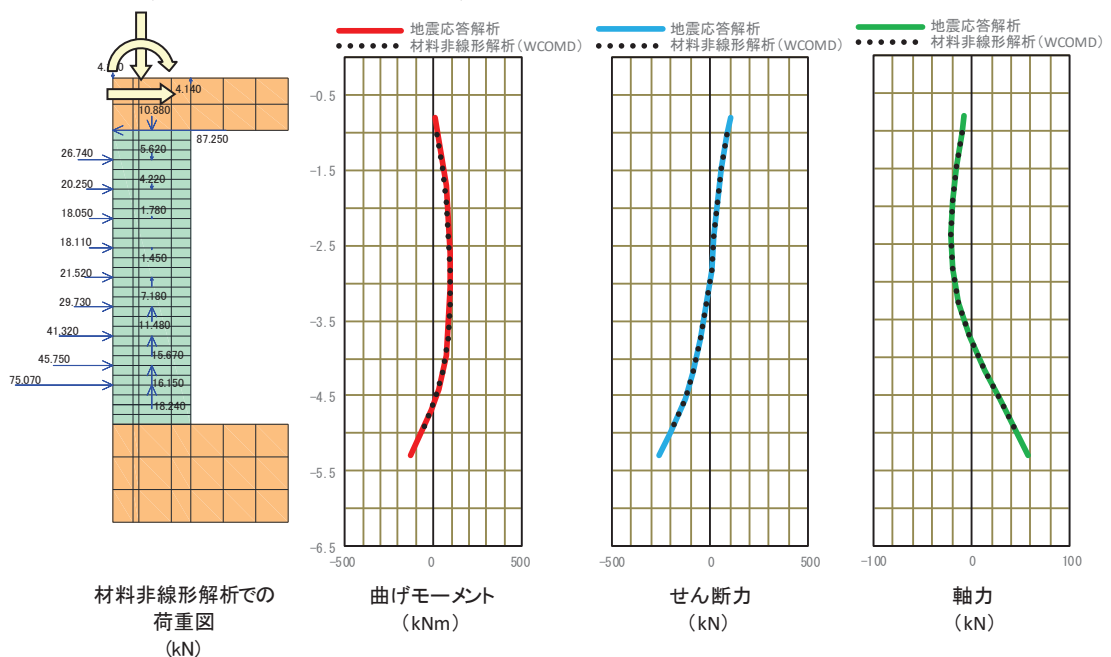
4.2.2 荷重条件

(1) ケース③ - 2 - 1の荷重条件

荷重は、構造物 - 地盤連成の二次元有限要素解析による地震応答解析から得られる断面力を用いる。具体的には、軽油タンク室をモデル化した地震応答解析から得られる断面力分布（曲げモーメント、軸力、せん断力）を再現できる荷重を材料非線形解析モデルに作用させる。図 2-20 に示す断面力分布より、材料非線形解析に作用させる荷重が地震応答解析の応答断面力を良好に再現できていることがわかる。

材料非線形解析では、鉄筋コンクリートの非線形特性を考慮するため、荷重を 1/100 にしたものを漸増载荷する。

なお、荷重ケースについては、取水路（漸拡部）と同様に S_s-D2 を対象とする。



(2) ケース③ - 2 - 2の荷重条件

破壊形態が斜め引張破壊となるように、等分布荷重を材料非線形解析モデルの各節点に作用させるものとする。載荷図を図 2-21 に示す。

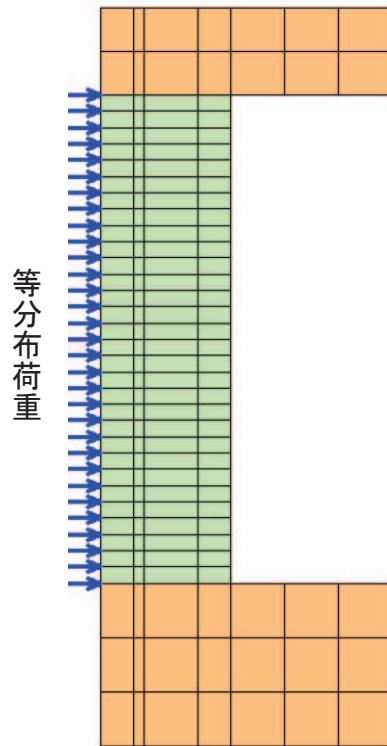


図 2-21 載荷図

4.2.3 破壊判定基準

4.1.3 に準じて設定する。

4.2.4 解析結果

(1) ケース③ - 2 - 1 の解析結果及び従来工法と Ccb 工法の比較

従来工法によるせん断補強を想定したケースをケース③ - 2 - 1 - Aとし、Ccb 工法によるせん断補強を想定したケースをケース③ - 2 - 1 - Bとする。解析ケースを表 2-30 に示す。

各ケースのせん断耐力及びせん断耐力の有効割合の比較結果を表 2-31 に、初期ひび割れ発生時及び地震時荷重時の各損傷状況を表 2-32 及び表 2-33 に示す。

せん断耐力は、表 2-31 に示すとおり Ccb 工法のせん断耐力の有効割合が約 99%となった。これは、図 2-22 に示すとおり、等価せん断スパンを考慮したせん断スパン比 ($a/d=0.66$) が小さく、破壊形態がディープビーム的な破壊* (せん断圧縮破壊) であるため、せん断耐力はコンクリートの圧縮強度の影響が支配的であり、従来工法と Ccb 工法の差異である定着部部の影響が現れなかったためである。

また、表 2-32 及び表 2-33 に示すとおり、初期ひび割れ発生時及び地震時荷重時において、変形状況、ひび割れ状況及び鉄筋降伏状況は、従来工法と Ccb 工法の間で顕著な差は確認されず、おおむね整合的な結果となった。

以上より、従来工法と Ccb 工法の間で Ccb 工法がせん断補強効果に影響を与えるような特異な状況は確認されず、数値解析実験上は実施工部材のうち分布荷重が作用し破壊形態がディープビーム的な破壊となる部材に対する Ccb 工法の適用性を確認できた。

参考に終局荷重時の状況を表 2-34 に示す。ひび割れ状況と鉄筋降伏状況から、ひび割れが部材の広範囲に渡って発生しているのに対し、せん断補強筋の降伏は局所的であり、ディープビーム的な破壊形態 (せん断圧縮破壊) となっていることがわかる。

注記* : ディープビーム的な破壊は、図 2-23 に示すように、支点と載荷点を結ぶ直線付近に斜めひび割れが発生し、ウェブコンクリートの圧縮破壊により生じる。

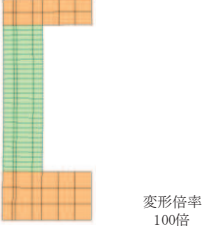


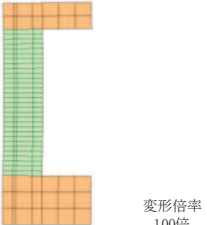


表 2-30 ケース一覧

ケース	地震動	せん断補強筋設置方法
③ - 2 - 1 - A	S s - D 2	従来工法 (先施工)
③ - 2 - 1 - B	S s - D 2	CCb 工法 (後施工)

表 2-31 せん断耐力の比較

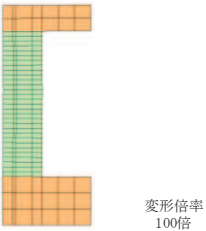


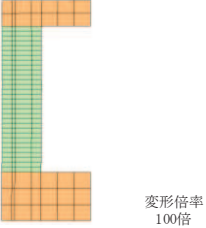


ケース	せん断耐力 (kN)	従来工法と CCb 工法のせん断耐力の比率
従来工法 (③ - 2 - 1 - A)	2635	—
CCb 工法 (③ - 2 - 1 - B)	2610	0.99

表 2-32 初期ひび割れ発生時の損傷状況

ケース	変形状況	ひび割れ状況*	鉄筋降伏状況
従来工法 (ケース③-2-1-A)	 変形倍率 100倍		
CCb工法 (ケース③-2-1-B)	 変形倍率 100倍		

注記* : 図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

表 2-33 地震時荷重時の損傷状況

ケース	変形状況	ひび割れ状況*	鉄筋降伏状況
従来工法 (ケース③-2-1-A)	 変形倍率 100倍		
CCb工法 (ケース③-2-1-B)	 変形倍率 100倍		

注記* : 図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

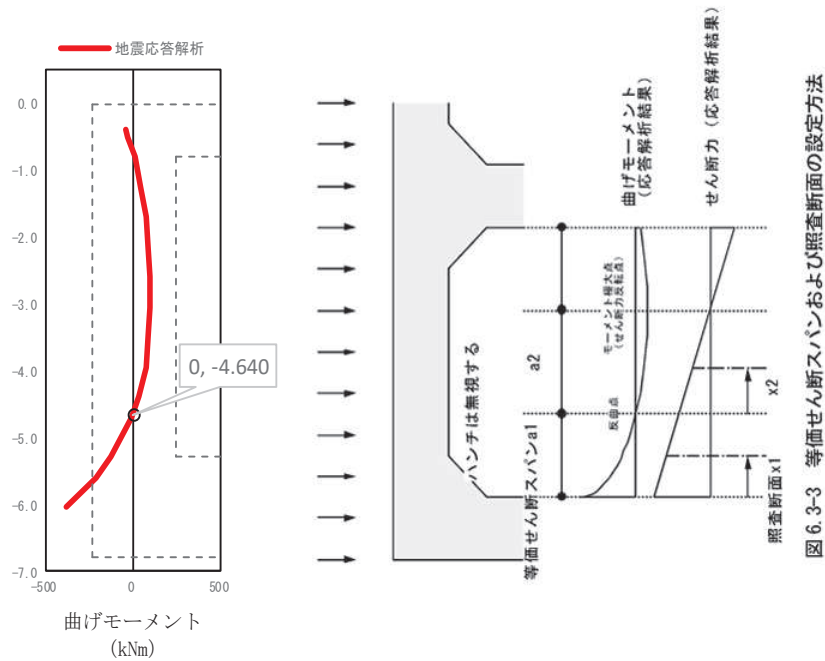








図 6.3-3 等価せん断スパンおよび照査断面の設定方法

- 等価せん断スパン a1
底版天端 : GL-5.300m
曲げモーメントの反曲点 : GL=-4.640m
 $a1 = 5.300 - 4.640 = 0.660\text{m}$
- 部材の有効高 $d = 1.200\text{m} - 0.200\text{m} = 1.000\text{m}$
- 等価せん断スパンを考慮した場合のせん断スパン比 a/d
 $a/d = 0.660 / 1.000 = 0.66$

図 2-22 等価せん断スパンを考慮した場合のせん断スパン比
(土木学会マニュアル準拠)

表 2-34 終局荷重時の損傷状況【参考】

ケース	変形状況	ひび割れ状況*	鉄筋降伏状況
従来工法 (ケース③-2-1-A)	 変形倍率 20倍		
CCb工法 (ケース③-2-1-B)	 変形倍率 20倍		

注記* : 図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

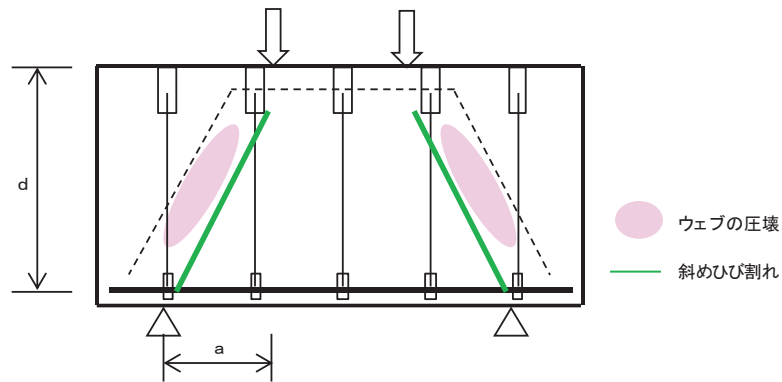


図 2-23 ディープビーム型の破壊形態

(2) ケース③ - 2 - 2の解析結果及び従来工法とCCb工法の比較

従来工法によるせん断補強を想定したケースをケース③ - 2 - 2 - Aとし、CCb工法によるせん断補強を想定したケースをケース③ - 2 - 2 - Bとする。解析ケースを表 2-35 に示す。

各ケースのせん断耐力及びせん断耐力の有効割合の比較結果を表 2-36 に、ケース③ - 1（取水路（漸拡部））の結果と併せて示す。初期ひび割れ発生時の各損傷状況を表 2-37 に示す。

せん断耐力については、表 2-36 に示すとおり CCb 工法のせん断耐力の有効割合が約 91% となった。これは、取水路（漸拡部）隔壁（ケース③ - 1）と同等の比率となっており、分布荷重が作用する場合であっても、集中荷重が作用する場合と同様のせん断補強効果が得られることが確認された。取水路（漸拡部）隔壁（ケース③ - 1）の結果の比較から、荷重形態の違いによる従来工法と CCb 工法の間で CCb 工法がせん断補強効果に影響を与えるような特異な状況は確認されなかった。

また、表 2-37 に示すとおり、初期ひび割れ発生時において、変形状況、ひび割れ状況及び鉄筋降伏状況は、従来工法と CCb 工法の間で顕著な差は確認されず、おおむね整合的な結果となった。

以上より、実施工部材のうち分布荷重が作用し破壊形態が棒部材的な破壊（斜め引張破壊）となる部材に対する CCb 工法の適用性を確認できた。

参考に終局荷重時の状況を表 2-38 に示す。ひび割れ状況と鉄筋降伏状況から、ひび割れ及びせん断補強筋の降伏が広範囲に渡っており、ケース③ - 2 - 1 のディープビーム的な破壊形態とは異なる棒部材的な破壊（斜め引張破壊）となる破壊形態となっていることが確認できる。

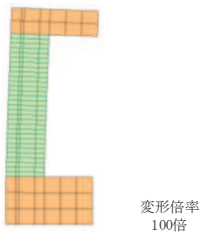
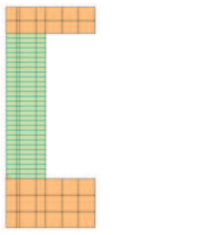
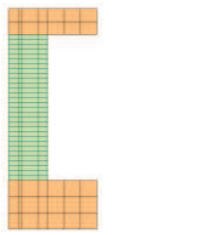
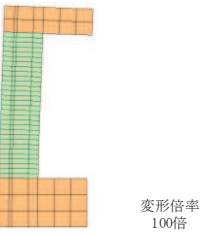
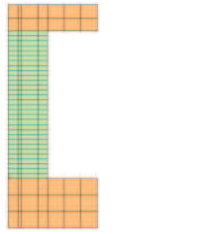
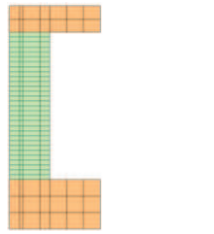
表 2-35 ケース一覧

ケース		せん断補強鉄筋設置方法
③ - 2 - 2 - A	等分布荷重	従来工法（先施工）
③ - 2 - 2 - B		CCb 工法（後施工）

表 2-36 せん断耐力結果一覧

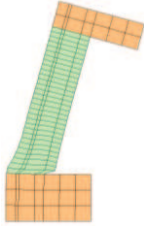


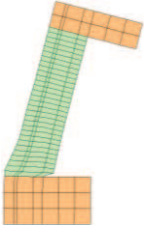


ケース		せん断耐力 (kN)	従来工法と Ccb 工法の せん断耐力の比率
軽油 タンク室	従来工法 (③ - 2 - 2 - A)	2449	-
	Ccb 工法 (③ - 2 - 2 - B)	2232	0.91
取水路 (漸拡部)	従来工法 (③ - 1 - A)	1678	-
	Ccb 工法 (③ - 1 - B)	1488	0.88

表 2-37 初期ひび割れ発生時の損傷状況

ケース	変形状況	ひび割れ状況*	鉄筋降伏状況
従来工法 (ケース③-2-2-A)			
Ccb工法 (ケース③-2-2-B)			

注記* : 図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

表 2-38 終局荷重時の損傷状況【参考】

ケース	変形状況	ひび割れ状況*	鉄筋降伏状況
従来工法 (ケース③-2-2-A)	 変形倍率 20倍		
Ccb工法 (ケース③-2-2-B)	 変形倍率 20倍		

注記* : 図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

5. まとめ

女川2号機においてCCb工法を適用した構造物と建設技術審査証明報告書に記載の各種実験条件（部材諸元（部材厚，せん断スパン比，主鉄筋比）及び載荷方法等）と異なっても，CCb工法によるせん断ひび割れ抑制効果が期待できることを材料非線形解析を用いた数値実験により確認した。検討ステップ①～③により，CCb工法の適用性を確認した内容は以下のとおりである。

- ・ 建設技術審査証明報告書の実験を上回る部材厚においても，せん断ひび割れ抑制効果を確認できており，CCb工法が適用できることを確認した。【ステップ①，②により確認】
- ・ 建設技術審査証明報告書の実験と実施工部材では部材諸元及び載荷方法（設計荷重）等が異なるが，女川2号機でCCbにより耐震補強を行っている構造物の部材諸元においても，せん断ひび割れ抑制効果を確認できており，CCb工法が適用できることを確認した。【ステップ③により確認】
- ・ 建設技術審査証明報告書に記載の梁試験体ではディープビームを対象とした試験を実施していないが，ディープビーム的な破壊となる部材に対しても，CCb工法が適用できることを確認した。【ステップ③により確認】
なお，ディープビームとなる部材に発生する高角度なひび割れが生じた際の定着性能及び女川2号機にてディープビームとなる部材へのせん断耐力評価上における保守性については，添付資料3及び添付資料5にて別途確認する。

女川 2 号機におけるひび割れに対する定着機能保持の検討

1. はじめに

先施工されたせん断補強筋は主鉄筋又は配力筋にフックを掛けて定着しているが、CCb はせん断補強筋端部の定着体とコンクリートにより定着している。そのため、せん断補強筋としての機能を発揮するためには定着体部の定着機能が保持されている必要があり、定着体部にひび割れが生じると、定着体部の定着機能を阻害するおそれがある。

よって、女川 2 号機において CCb により耐震補強を行った構造物に発生する可能性があるひび割れ（曲げひび割れ、面内せん断力に伴う高角度の貫通ひび割れ及びディープビームに生じる 45 度を超える高角度の斜めひび割れ）が、CCb の定着体部に生じても定着機能が保持され、所要のせん断補強効果を発揮できていることを確認する。併せて、女川 2 号機における CCb 工法の適用範囲を設定する。

せん断補強効果の確認及び CCb 工法の適用範囲の設定においては、建設技術審査証明報告書に記載の梁試験結果を参考に行う。

2. CCb の定着機構

CCb 工法における後施工せん断補強筋の効果は、先施工されたせん断補強筋と同様に、コンクリート標準示方書をはじめとする規準類に示されるトラス理論により評価される。

CCb と先施工のせん断補強筋の差異は、せん断補強筋端部の定着機構であり、先施工されたせん断補強筋が主鉄筋または配力筋にフックを掛けて定着していることに対して、CCb はセラミック定着体とコンクリート間の支圧と、セラミック定着体及びせん断補強筋とコンクリート間の附着により定着している（図 3-1 参照）。

また、斜めひび割れ位置でせん断補強筋が設計で期待する降伏強度に相当する引張力に抵抗するために、CCb 工法の定着体部では、せん断補強筋の降伏強度に相当する引張力に対する定着強度を確保していることを建設技術審査証明報告書にて確認している。

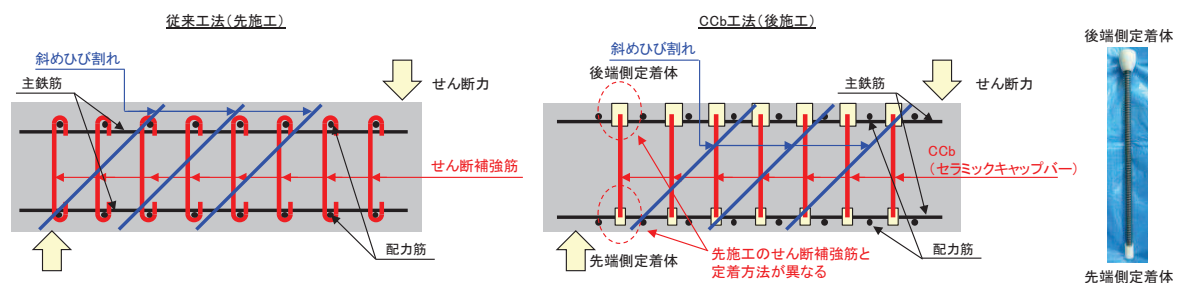


図 3-1 従来工法と CCb 工法の差異

3. 定着機能に影響を与える可能性のあるひび割れ状況下での定着機能の保持

CCb 工法を適用しせん断耐力を向上させることにより、部材はせん断破壊先行型の形態から曲げ破壊先行型の形態に移行する。曲げ破壊先行型の形態に移行することにより、曲げひび割れが生じた状態でも CCb の定着機能が保持されている必要がある。同様に、面内せん断力を受ける壁（側壁、底版）に発生する面内せん断力によるひび割れやディープビームに発生する斜めひび割れが生じた状態においても CCb の定着機能が保持されている必要がある。

表 3-1 のとおり、曲げひび割れ及び面内せん断力によるひび割れが、CCb の定着体部付近において CCb とほぼ平行な高角度に発生することや、せん断スパン比が小さいディープビーム ($a/d \leq 1.0$) では、斜めひび割れの角度が 45 度を超え、CCb の定着体部付近に高角度なひび割れが発生することが予想されることから、その状況下においても所要のせん断補強効果を保持していることを確認する。

なお、曲げひび割れ、面内せん断力によるひび割れ及びディープビームへのひび割れが発生した状況下において、定着体部以外は先施工と CCb 工法で差異はない。

CCb のせん断補強効果は、建設技術審査証明報告書の梁試験体の正負交番載荷試験により確認していることから、試験時のひび割れ状況を整理し、部材（特に定着体部）のひび割れが CCb の定着機能に与える影響を確認するとともに、女川 2 号機における CCb 工法の適用範囲について検討する。

表 3-1 ひび割れの特徴

曲げひび割れの特徴	
	<ul style="list-style-type: none"> • 曲げによる引張縁に部材軸方向に対してほぼ垂直に発生する。 • ひび割れの幅，分布は引張鉄筋（軸方向鉄筋）により制御される。 • CCb の定着体部付近に高角度で生じるため，定着機能に影響を与える可能性がある。
面内せん断力によるひび割れの特徴	
	<ul style="list-style-type: none"> • 面内せん断力により部材軸方向に対して平面的に 45 度の方向に発生する。 • 部材断面を貫通するひび割れである。 • ひび割れの幅，分布は軸方向鉄筋及び配力筋（上縁・下縁）により制御される。 • CCb の定着体部付近を含む断面全体に高角度で生じるため，定着機能に影響を与える可能性がある。
ディープビームに発生するひび割れの特徴	
	<ul style="list-style-type: none"> • せん断スパン比が小さいディープビーム ($a/d \leq 1.0$) では，角度が 45 度を超える斜めひび割れが発生する。 • CCb の定着体部付近を含む断面全体に 45 度を超える高角度で生じるため，定着機能に影響を与える可能性がある。

4. Ccb のせん断補強効果の確認

4.1 確認方法

ひび割れ状況下における Ccb のせん断補強効果の確認は、建設技術審査証明報告書の梁試験体による交番載荷試験におけるひび割れ状況とせん断耐力を対比することにより行う。試験の概要は以下のとおりである（図 3-2 及び図 3-3 参照）。

- ・ 女川 2 号機で Ccb を施工した条件と同じ、Ccb の先端位置が主鉄筋の図心位置となる試験体（No. 3-3）を対象とする。
- ・ 対象とする試験ではせん断耐力を確認するため、曲げ降伏させないように主鉄筋には高強度の鉄筋を使用している。
- ・ 正負交番載荷により、Ccb によるせん断補強効果を確認した試験である。
- ・ 正負交番載荷は、先端側定着体側に曲げひび割れが生じる載荷方向を正側としている。

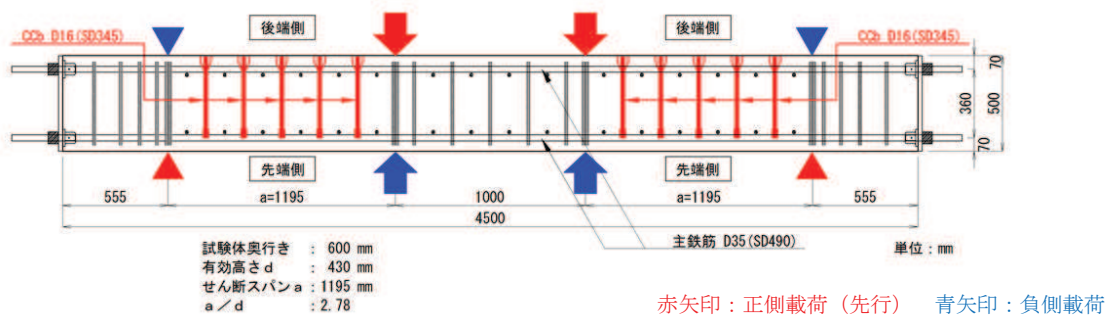


図 3-2 試験体概要図

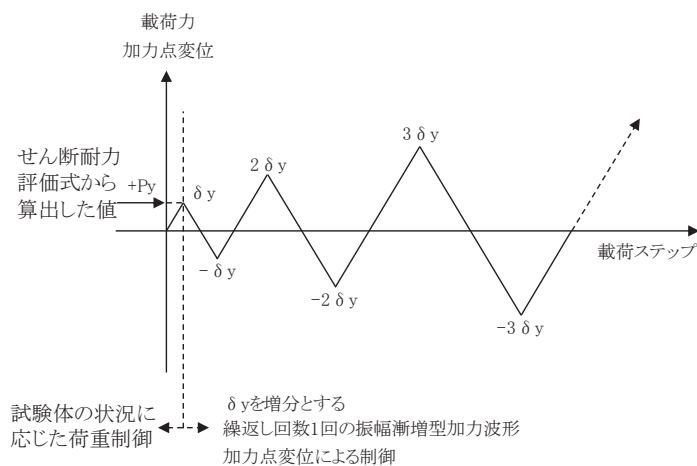


図 3-3 試験体への載荷方法

せん断補強効果の確認は、定着体部（先端・後端）に曲げによる垂直に近い高角度のひび割れが生じた状態においても、試験体が建設技術審査証明報告書に従い算出した有効係数（ β_{aw} ）を考慮したせん断耐力を有していることを確認する。

さらに、試験体のひび割れ状況を整理するとともに、Ccb によるせん断補強筋の定着機能はひび割れによらず保持されていると仮定した再現解析（添付資料 2 「2. ステップ①: Ccb の解析上

のモデル化方法]の結果を参考に、試験体に生じたひび割れ性状と解析によるひび割れ性状の比較を行い、定着体部の定着機能を確認する。

4.2 確認結果

表 3-2～表 3-4 に各載荷ステップにおける試験結果と解析結果のひび割れ状況の比較を、表 3-5 に載荷ステップ③（試験最大荷重時（試験体のせん断破壊時））におけるひび割れと各ひび割れ状況（曲げひび割れ、面内せん断力によるひび割れ及びディープビームによるひび割れ）との比較結果を示す。

表 3-2～表 3-4 に示すとおり、試験結果と Ccb の無効区間を 5D とした解析結果は整合的であり、解析結果は試験結果のひび割れ状況を良好に再現している。また、Ccb とコンクリートが付着しているとした解析結果が実験結果を良好に再現されていることを踏まえると、試験体に載荷された最大荷重（試験体のせん断破壊時）の範囲では、Ccb とコンクリートの付着は保持されていると考えられる。

また、表 3-5 に示すとおり、試験結果と各ひび割れ状況の比較から、女川 2 号機において Ccb により耐震補強を行った構造物に発生する可能性があるひび割れが、定着体部やその周囲に生じても定着機能が保持され、所要のせん断補強効果を発揮できていることを確認した。

表 3-2 荷重ステップ①におけるひび割れ状況

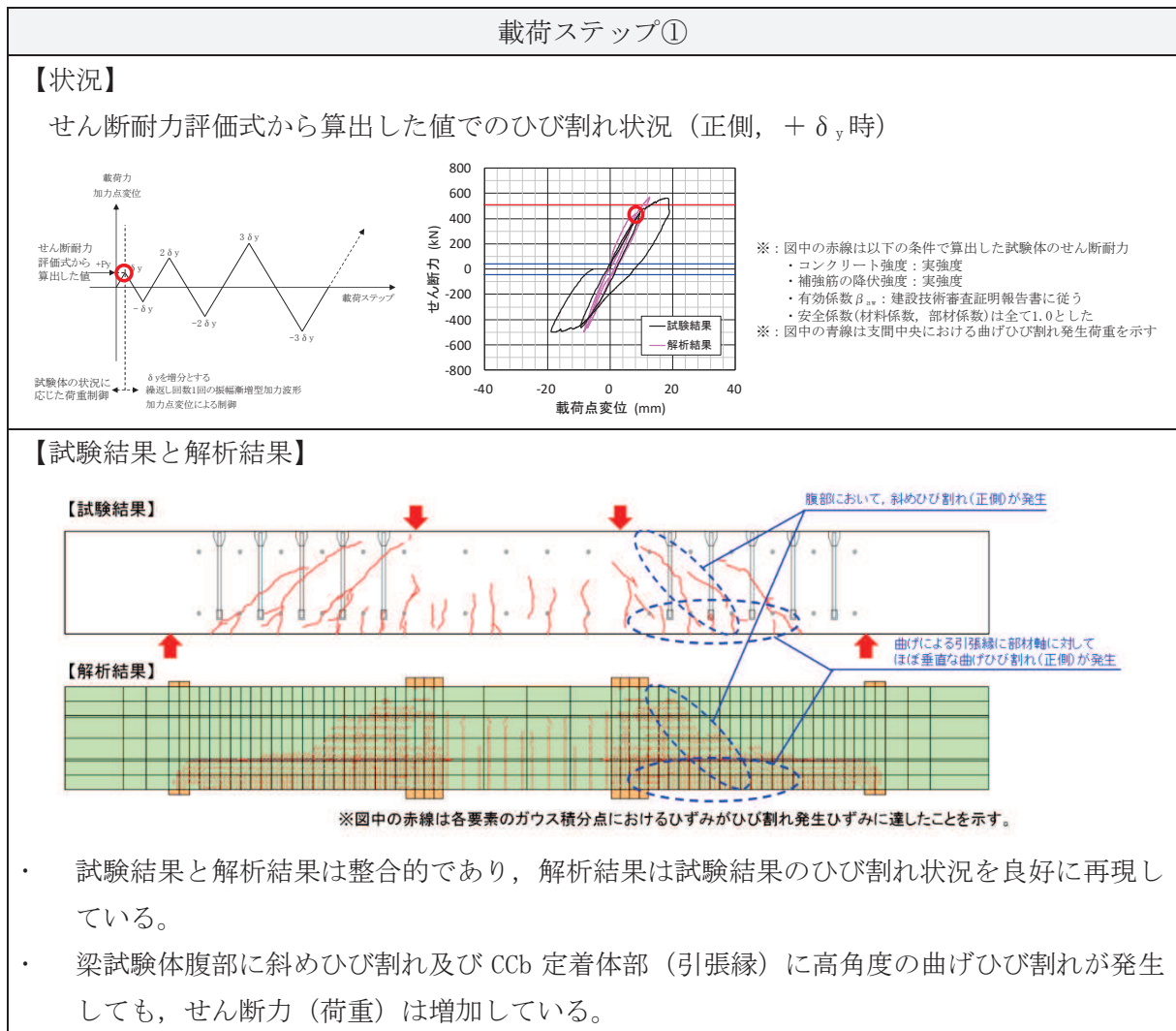


表 3-3 載荷ステップ②におけるひび割れ状況

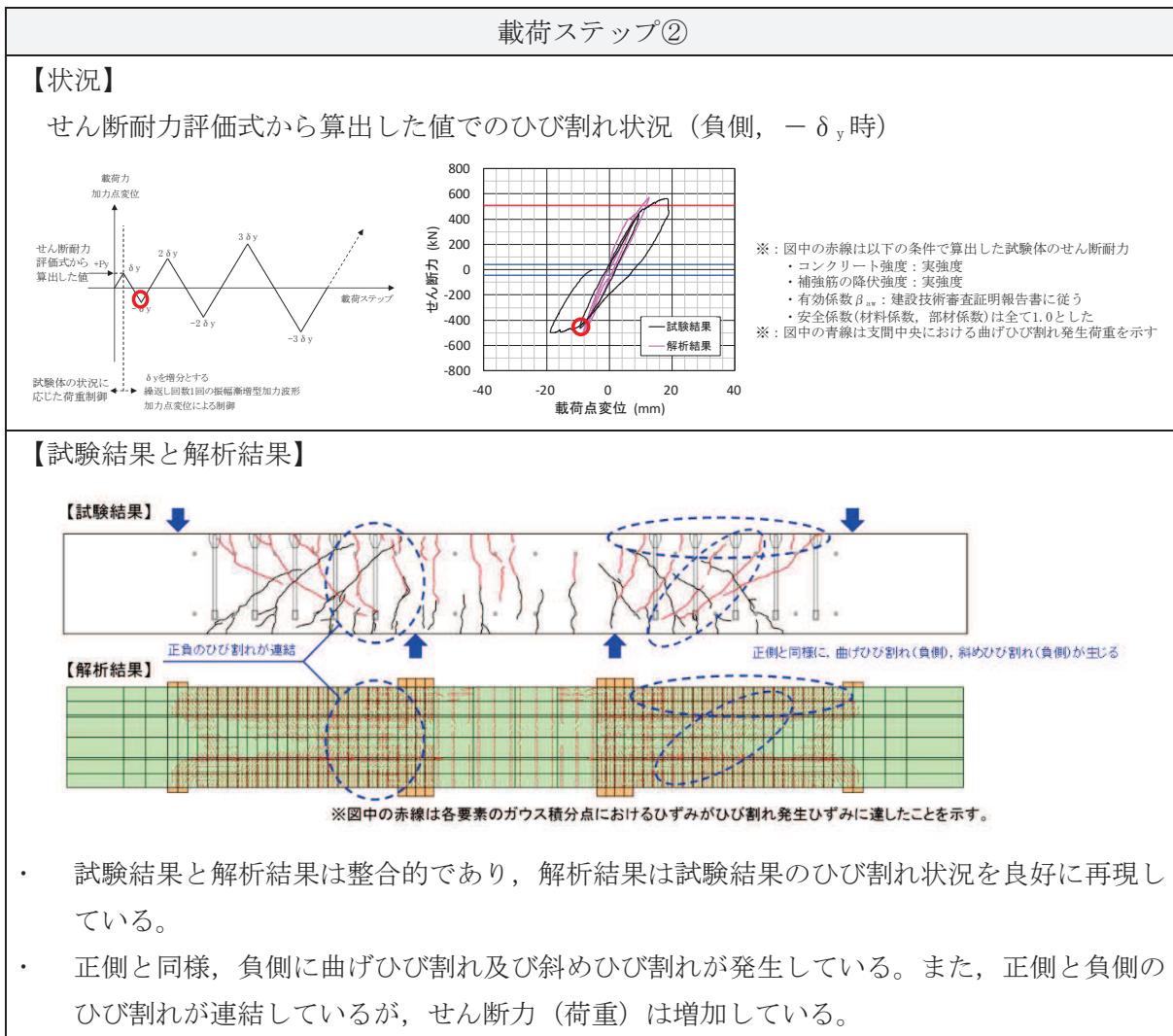


表 3-4 載荷ステップ③におけるひび割れ状況

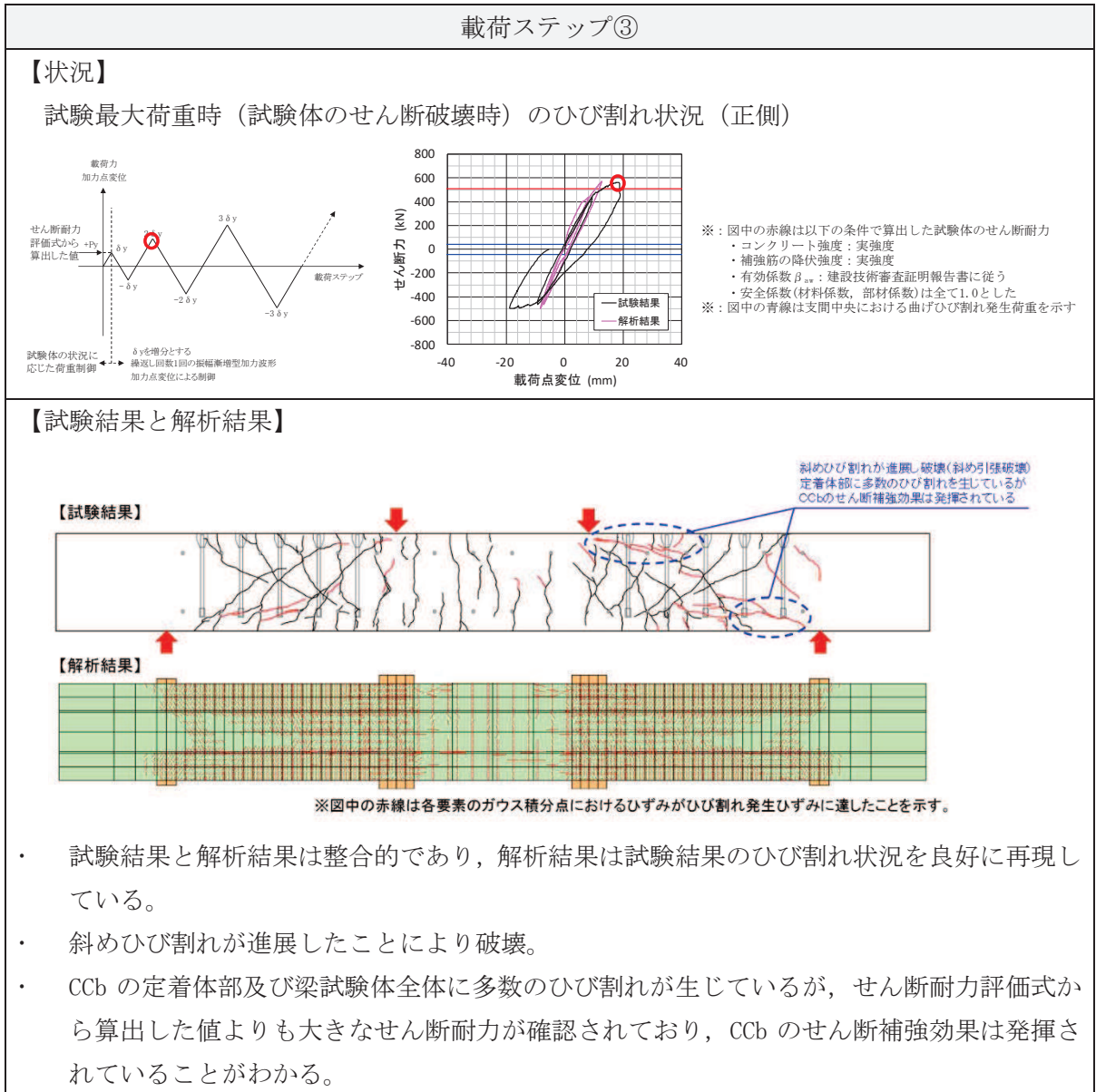
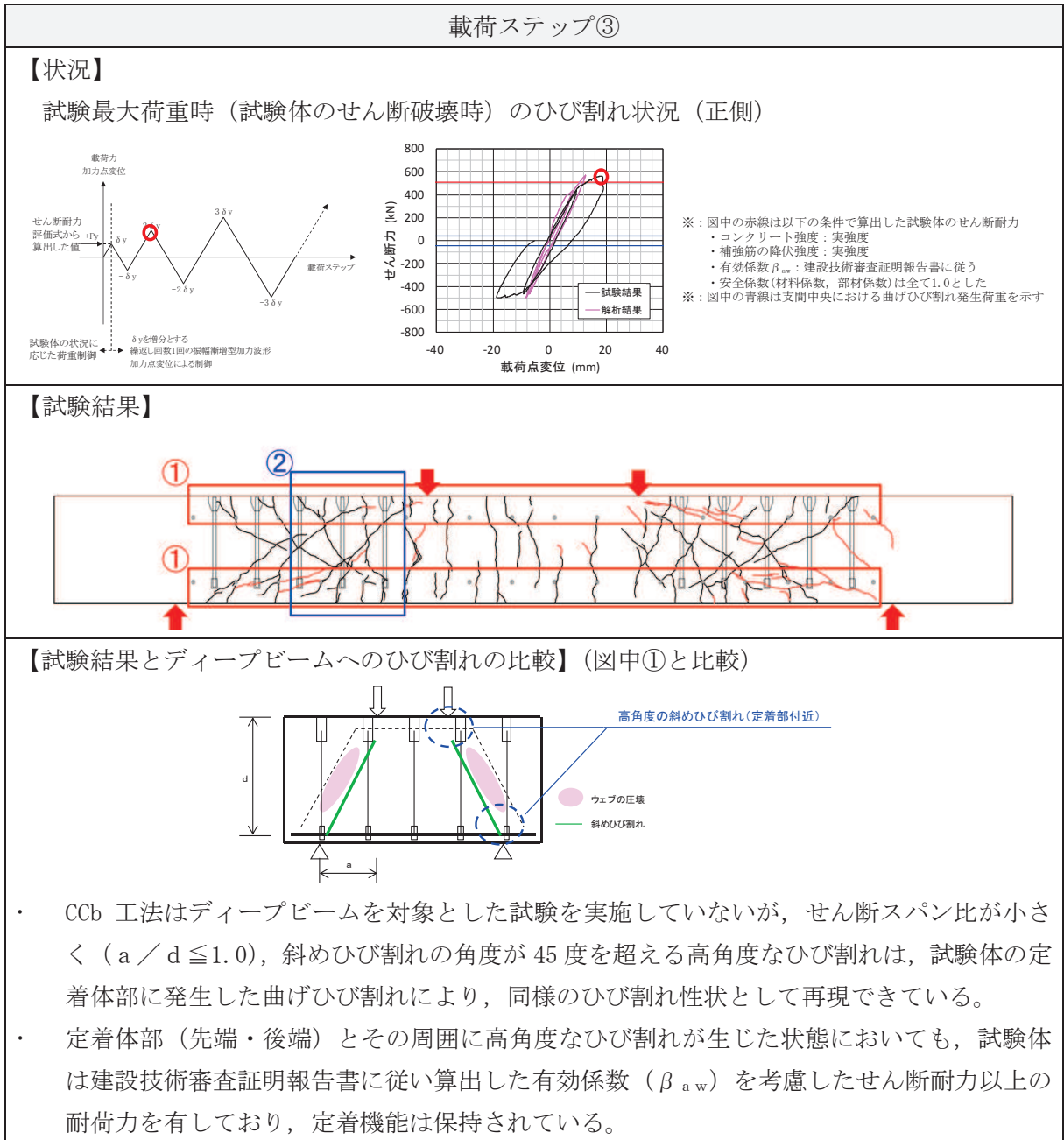


表 3-5 荷重ステップ③におけるひび割れ状況の比較 (1/2)

荷重ステップ③	
<p>【状況】</p> <p>試験最大荷重時（試験体のせん断破壊時）のひび割れ状況（正側）</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>せん断耐力評価式から +F_y 算出した値</p> <p>試験体の状況に応じた荷重制御</p> <p>delta yを増分とする繰返し回数1回の振幅漸増型加力波形 加力点変位による制御</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>せん断耐力 (kN)</p> <p>荷重点変位 (mm)</p> <p>— 試験結果 — 解析結果</p> </div> <div style="font-size: small;"> <p>※：図中の赤線は以下の条件で算出した試験体のせん断耐力</p> <ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート強度：実強度 ・補強筋の降伏強度：実強度 ・有効係数 β_{aw}：建設技術審査証明報告書に従う ・安全係数（材料係数，部材係数）は全て1.0とした <p>※：図中の青線は支間中央における曲げひび割れ発生荷重を示す</p> </div> </div>	
<p>【試験結果】</p>	
<p>【試験結果と曲げひび割れの比較】（図中①との比較）</p> <p>部材軸方向</p> <p>面外せん断力</p> <p>曲げひび割れ</p> <p>面外せん断力によるひび割れ</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 定着体部（先端・後端）とその周囲に高角度な曲げひび割れが生じた状態においても，試験体は建設技術審査証明報告書に従い算出した有効係数（β_{aw}）を考慮したせん断耐力以上の耐荷力を有しており，定着機能は保持されている。 	
<p>【試験結果と面内せん断力によるひび割れの比較】（図中②との比較）</p> <p>面内せん断力</p> <p>部材軸方向</p> <p>45°</p> <p>面外せん断力</p> <p>曲げひび割れ</p> <p>面外せん断力によるひび割れ</p> <p>面内せん断力によるひび割れ</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 面内せん断力により発生する貫通ひび割れは，正負交番荷重試験の正側の曲げひび割れと負側の曲げひび割れが連結したことにより，同様のひび割れ性状として再現できている。 ・ また，曲げひび割れ同様，定着体部（先端・後端）とその周囲に高角度なひび割れが生じた状態においても，試験体は建設技術審査証明報告書に従い算出した有効係数（β_{aw}）を考慮したせん断耐力以上の耐荷力を有しており，定着機能は保持されている。 	

表 3-5 荷重ステップ③におけるひび割れ状況の比較 (2/2)



4.3 梁試験体の鉄筋ひずみの整理

梁試験体のせん断破壊時における主鉄筋のひずみを確認し、女川2号機においてCCb工法を適用するにあたっての適用範囲を設定する。

前述のとおり建設技術審査証明報告書の梁試験体は、せん断耐力を確認するための試験であることから、曲げ降伏させないよう主鉄筋に高強度の鉄筋を使用しており、せん断破壊時における主鉄筋のひずみは、表3-6に示すとおり降伏ひずみ未満の 2363μ まで確認されている。

よって、主鉄筋にSD345を用いている女川2号機においてCCbにより耐震補強を行った構造物については、応答値として主鉄筋のひずみが降伏ひずみ(1725μ)未満または応力が降伏強度(345N/mm^2)未満であることを確認する。

表3-6 梁試験体に生じた鉄筋ひずみ

項 目		備 考
鉄筋ひずみ	$2363\mu^*$	降伏ひずみ： 2450μ (SD490)

注記*：コンクリートの引張応力を無視し、縦ひずみは断面の中立軸からの距離に比例するものとして算出した。

5. Ccb の梁試験体のひび割れ状況下での定着機能についてのまとめ

建設技術審査証明報告書の梁試験結果及び試験を再現した材料非線形解析による数値解析結果から、Ccb は定着体部やその周囲にひび割れが発生した状態においても、定着機能が保持されており、せん断補強効果が発揮されることが確認できた。建設技術審査証明報告書の梁試験の内容を踏まえ、女川2号機におけるCcb工法の適用範囲を以下のとおりとする。

- ・ 高角度の曲げひび割れ、面内せん断力に伴う高角度の貫通ひび割れ及びせん断スパン比が小さい ($a/d \leq 1.0$) ディープビームに生じる45度を超える高角度なひび割れが発生する可能性のある部材に対してもCcb工法の適用を可能とする。
- ・ ただし、曲げ降伏後のひび割れ幅が大きく進展したときのように定着部のひび割れ幅が大きい場合、Ccbの定着性能を含めた所要のせん断補強効果が発揮できることは確認できていない。また、建設技術審査証明報告書に記載の梁試験にて発生している鉄筋ひずみ以内でせん断補強効果を確認していることを踏まえ、曲げによる主鉄筋の応力が降伏強度以下である範囲においてのみ、せん断補強としてCcb工法の適用を可能とする。
- ・ 同様に面内せん断力と面外力（曲げ、せん断等）の両方に対して耐震要素として期待する壁（側壁、底版）に対しては、面内せん断力と面外力の合力による鉄筋の応力が降伏強度以下である範囲、もしくは面内せん断力に対して、コンクリートのみで抵抗可能な部材においてCcb工法の適用を可能とする。

女川 2 号機におけるコンクリートの健全性の検討

1. はじめに

女川原子力発電所は、東北地方太平洋沖地震（2011 年 3 月 11 日）及び宮城県沖の地震（2011 年 4 月 7 日）により、建設時の基準地震動を一部周期帯で超過する地震動を経験していることを踏まえ、CCb を適用した部材のコンクリートにおいて CCb のせん断補強効果を阻害するひび割れがなく、構造物が健全であることを確認する。

また、CCb の施工箇所地震起因以外によるひび割れとして、乾燥収縮によるひび割れやコンクリートの劣化によるひび割れ（アルカリ骨材反応、凍結融解作用、中性化、塩害）等についても抽出し、CCb のせん断補強効果を阻害するひび割れがないことを確認する。

なお、健全性はコンクリートのひび割れ状況及び圧縮強度試験結果より判断する。

2. ひび割れ状況の確認

ひび割れ状況を地震起因によるひび割れと地震起因以外によるひび割れに着目し確認を行う。ひび割れの確認結果を、表 4-1 に示す。

2.1 地震起因によるひび割れの確認

表 4-1 に示すとおり、東北地方太平洋沖地震（2011 年 3 月 11 日）及び宮城県沖の地震（2011 年 4 月 7 日）以降に実施しているひび割れ調査（平成 23 年度に実施）により、地震の影響を否定できないひび割れについて、耐震性能に影響するひび割れ（評価基準値：ひび割れ幅 1.0mm ※）がないことを確認している。

※：Guidelines for Nuclear Plant Response to an Earthquake (EPRI NP-6695) に示すひび割れ幅約 1.5mm を参考に安全側に 1.0mm として設定している。

2.2 地震起因以外によるひび割れの確認

CCb の施工箇所に生じている地震起因以外によるひび割れは表 4-1 のとおりであり、これらは主に温度応力に伴う外部拘束によるひび割れであることから、構造物の耐力に影響を与えるものではない。

また、表 4-1 及び図 4-1 に示すとおり、ひび割れ幅は大多数が 0.2mm 程度であり一部 0.5mm 程度のひび割れが存在する箇所があるが、部材の一部に集中しているものではなく、数 m に 1 本程度の頻度であり、社内基準に基づき補修することとしている。補修は、エポキシ樹脂の注入等を行うことで、更なる劣化（鉄筋腐食等）が起こることを防止しており、今後ひび割れが CCb の付着性能低下に影響を与えることはない。

よって、地震起因以外によるひび割れにおいては、CCb のせん断補強効果に影響を与えるひび割れではないことを確認できた。

なお、これらのひび割れについては、ただちに部材の耐力や CCb の付着性能に影響を与えるものではないことから、継続監視のもと計画的に補修を実施していく。

表 4-1 ひび割れ確認結果

CCbを適用した構造物	地震の影響を否定できないひび割れの幅[mm]	地震起因以外によるひび割れの幅[mm]
取水路（漸拡部）	耐震性能に影響するひび割れなし	0.2~0.5 (確認時期：H29. 6, H29. 8)
原子炉機器冷却海水配管ダクト	同上	ひび割れなし (確認時期：H30. 1)
軽油タンク室	同上	0.1~0.4 (確認時期：H30. 2)
復水貯蔵タンク基礎	同上	0.2~0.4 (確認時期：H30. 1)

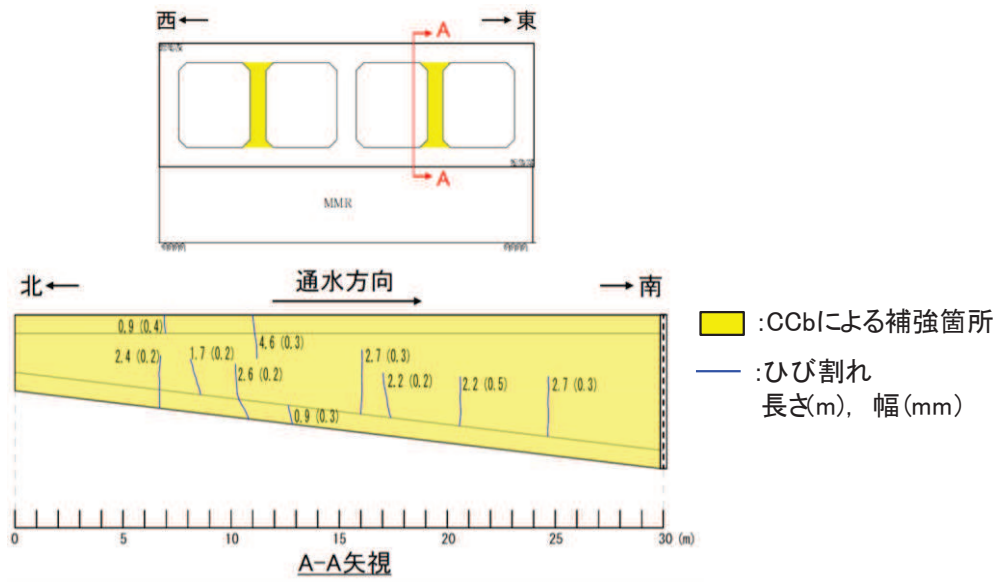


図 4-1 CCb による補強箇所とひび割れ位置の関係
(取水路(漸拡部)の例)

3. コンクリートの圧縮強度試験結果の確認

表 4-2 に Ccb により耐震補強を行った構造物からコンクリートコアを採取し実施した圧縮強度試験の結果を示す。

圧縮強度の最低値は、すべての構造物において設計基準強度 (20.5N/mm²) 以上であることを確認している。

表 4-2 圧縮強度試験結果

CCbを適用した構造物	設計基準強度 [N/mm ²]	圧縮強度 (最低値) [N/mm ²]
取水路 (漸拡部)	20.5	45.4 (確認時期: H23.9)
原子炉機器冷却海水配管ダクト		36.3 (確認時期: H30.2)
軽油タンク室		43.0 (確認時期: H30.2)
復水貯蔵タンク基礎		32.4 (確認時期: H30.2)

4. CCb を適用した部材のコンクリートの健全性確認のまとめ

コンクリートのひび割れ状況より、CCb により耐震補強を行った構造物に CCb のせん断補強効果に影響を与えるひび割れがないことを確認した。

また、構造物から採取したコンクリートコアの圧縮強度が、設計基準強度 (20.5N/mm²) 以上であり、CCb のせん断補強効果に悪影響を及ぼす状態にないことを確認した。

以上より、女川 2 号機の CCb により耐震補強を行った構造物の既設コンクリートの状態が、CCb のせん断補強効果を発揮できる状況にあることを確認できた。

ディープビーム的な破壊に対する Ccb 工法の適用性の検討

1. はじめに

CCb 工法は建設技術審査証明報告書において、梁試験体による正負交番載荷試験により性能確認を行っており、その試験体は棒部材 ($a/d^*=2.78$) を対象としており、ディープビームを対象とした実験は行われていない。

一般に、ディープビーム的な破壊形態が想定される場合のせん断耐力は、棒部材的な破壊形態が想定される場合のせん断耐力よりも大きい。

これらのことから、女川 2 号機において Ccb によりせん断補強を行う部材については、棒部材式によるせん断耐力により照査を行うとともに、照査値は 0.8 程度を目標として Ccb によるせん断補強鉄筋量を算定することにより安全側の配慮をしている。

ここでは、一般的なトラス理論に基づくせん断補強筋の役割や、建設技術審査証明報告書における実験を考察することにより、ディープビーム的な破壊形態に対する Ccb 工法の適用性について検討した。

更に、ディープビームを対象とした模型実験を実施し、女川 2 号機的设计で用いる棒部材式による照査により保守性が確保されることを確認した。

注記* : a/d : せん断スパン比

a : せん断スパン

d : 部材の有効高さ

2. ディープビーム的な破壊に対する Ccb 工法の適用性

ディープビーム的な破壊に対する Ccb 工法の適用性は、「応力の負担機構」、「設計における保守性」及び「ひび割れの影響」の観点に着目し適用性を確認する。

2.1 各破壊形態におけるコンクリート及びせん断補強筋の応力の負担機構

せん断破壊は、せん断スパン比 (a/d) により、斜めひび割れが発生する角度が変わることによって「棒部材式で想定する破壊形態」と「ディープビーム式で想定する破壊形態」に分けられる。表 5-1 に各破壊形態における応力の負担機構を示す。

ここに、部材のせん断耐力 V_{yd} は、せん断補強筋によるせん断耐力 V_{sd} とコンクリート負担分のせん断耐力 V_{cd} の和で表現される (式 (1))。

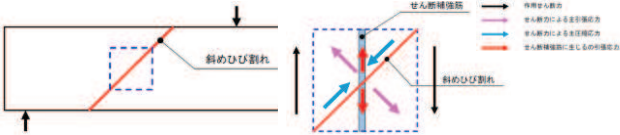
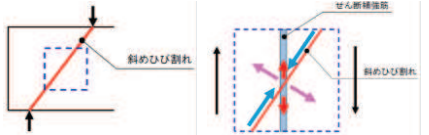

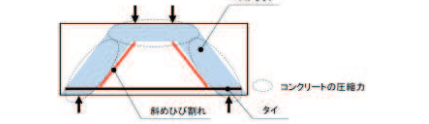
$$V_{yd} = V_{sd} + V_{cd} \quad \dots\dots\dots \text{式 (1)}$$

表 5-1 に示すとおり、せん断補強筋は、棒部材式で想定する破壊形態、ディープビーム式で想定する破壊形態のいずれもひび割れ面と直交する方向に作用する引張応力に対して抵抗することによりせん断力を負担する (V_{sd}) のものであり、ひび割れ角度によりその効果に差はあるが、せん断力の負担機構は変わらない。

また、コンクリートは、棒部材式で想定する破壊形態の場合は、ひび割れ発生面の骨材のかみ合い作用 V_a 、主鉄筋のダウエル作用 V_d 、圧縮部のせん断力 V_{cz} によりせん断力を負担する。ディープビーム式で想定する破壊形態の場合は、形成されるタイドストラット部 (またはタイ

ドアーチ部) のコンクリートの圧縮力 V_{cd} によりせん断力を負担する。

表 5-1 各破壊形態における応力の負担機構

	応力状態	
	棒部材式で想定する破壊形態 (a/d が大きい場合)	ディープビーム式で想定する破壊形態 (a/d が小さい場合)
せん断補強筋が負担するせん断耐力 (V_{sd})		
コンクリートが負担するせん断耐力 (V_{cd})		

2.2 設計における保守性

ここまで述べたように、ディープビーム式におけるコンクリート分のせん断耐力は主に圧縮によりせん断力に抵抗するものであり、棒部材式におけるコンクリート分のせん断力負担分(せん断耐力)よりも大きいことから、せん断スパン比 (a/d) の範囲によって破壊形態とせん断耐力は図 5-1 のように分けられ、ディープビーム型の破壊形態が想定される a/d の範囲 ($a/d \leq 2$) において棒部材式により評価を行うことは安全側の評価となる。

また、表 5-2 に示す添付資料 2 にて実施した、ディープビーム型の破壊形態となる部材のせん断耐力評価においても、棒部材式よりもディープビーム式のせん断耐力が大きく、棒部材式によりせん断耐力を評価することが安全側の設計であることが確認でき、材料非線形解析の結果も棒部材式よりも大きなせん断耐力となることが確認できる。

女川 2 号機において CCb によりせん断補強を行う部材の設計に当たっては、 a/d がディープビーム式で想定する破壊形態の範囲であっても棒部材式により評価を行うとともに、設計上の配慮として照査値を 0.8 程度とする方針であり、更に裕度が大きいものと考えられる。

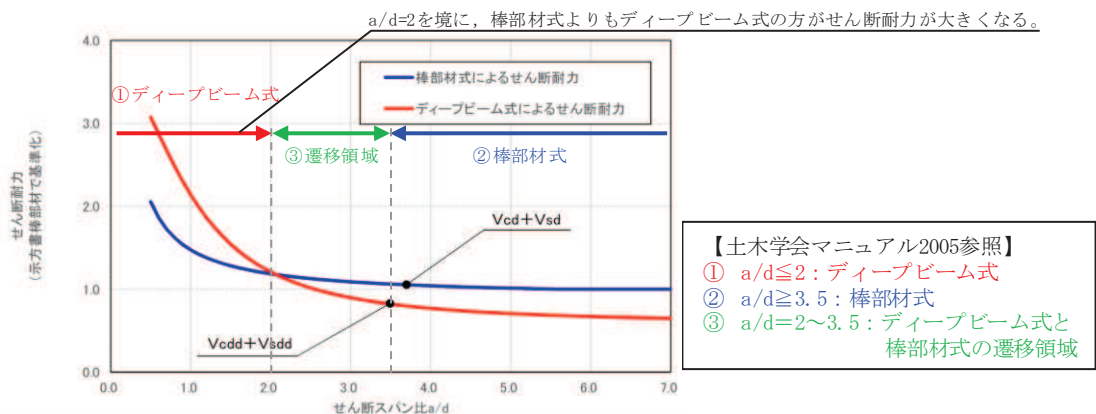


図 5-1 せん断スパン比とせん断耐力の関係

表 5-2 セン断耐力の比較例（軽油タンク室）

ケース		せん断耐力（kN）		
軽油 タンク室	③ - 2 - 1 - B (CCb工法)	せん断耐 力評価式	棒部材式	775
			ディープビーム式	2407
		材料非線形解析		2610

2.3 ディープビーム的な破壊により発生するひび割れの影響

ディープビーム的な破壊形態のせん断力によるひび割れ角度は、棒部材的な破壊形態において想定するひび割れ角度（45 度）より大きくなる場合がある。この高角度のひび割れにより、CCb の定着性能に影響を与える可能性があるが、添付資料 3 に示すとおり建設技術審査証明報告書の梁試験から高角度のひび割れが発生している状態においても所要のせん断補強効果が確認できている。

2.1～2.3 に示したとおり、女川 2 号機において CCb を用いる部材については棒部材式を用いてせん断力に対する評価を行うことに加え、照査値を 0.8 程度に抑える設計上の配慮を行うこと及びディープビーム的な破壊形態において発生する可能性のある高角度のひび割れについても実験により CCb の補強効果が発揮されることが確認されていることから、ディープビーム的な破壊形態が想定される部材への適用性は問題ないと考えられる。

3. ディープビーム的な破壊形態に対する Ccb のせん断補強効果の確認実験

ディープビーム的な破壊が発生する可能性のある部材への Ccb 工法の適用性は、2.2 及び 2.3 に示すとおり問題ないと考えられるが、ディープビーム ($a/d=1.00$ 及び 1.44) を対象とした模型実験を実施し、ディープビームにおいても Ccb 工法によりせん断補強効果が発揮され、棒部材式*で算定されるせん断耐力よりも大きなせん断耐力が得られることを確認する。

注記*：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（土木学会 2005 年）（以下「土木学会マニュアル 2005」という。）

4. 模型実験

4.1 検討ケース

ディープビームとなる部材への Ccb 工法の適用性を確認するため、実験はディープビームの設計式の算定を行った実験諸元*等を参照し、せん断スパン比 (a/d) を 1.44、せん断補強鉄筋比 (p_w) を 0.20% とするケースを基本ケース (CASE1) とした。

また、せん断スパン比 (a/d) を変更したケース (CASE2)、せん断補強鉄筋比 (p_w) を変更したケース (CASE3)、せん断補強鉄筋の種類 (先施工) を変更したケース (CASE4) 及びせん断補強鉄筋を配置しないケース (CASE5) を実施した。実験ケースの概要及び検討の目的を表 5-3 に示す。

注記* : 2012 年制定コンクリート標準示方書改訂資料 基本原則編・設計編・施工編 コンクリートライブラリー138号 (土木学会, 2013年)

表 5-3 実験ケースの概要及び検討の目的

	ケースの概要	せん断補強鉄筋の種類	せん断スパン比 (a/d)	せん断補強鉄筋比 (p _w)	検討目的
CASE1	基本ケース	CCb	1.44	0.20	CCb によりせん断補強を行った構造物のうちディープビームとなる部材の適用性を確認
CASE2	せん断スパン比 (a/d) の違い	CCb	<u>1.00</u>	0.20	CASE1 (a/d=1.44) との比較により, せん断スパン比の違いによる CCb のせん断補強効果を確認
CASE3	せん断補強鉄筋比 (p _w) の違い	CCb	1.44	<u>0.55</u>	CASE1 (p _w =0.20%) との比較により, せん断補強鉄筋比の違いによる CCb のせん断補強効果を確認
CASE4	せん断補強鉄筋の種類の違い	先施工 (<u>両端フック</u>)	1.44	0.20	CASE1 との比較により, CCb 工法と先施工 (両端フック) との差異を確認
CASE5	せん断補強鉄筋の有無	<u>なし</u>	1.44	0.20	CASE1 との比較により, CCb によるせん断補強効果を確認

注記：下線は、CASE1（基本ケース）との違いを示す。

4.2 実験概要

各実験ケースの試験体諸元を表 5-4 に、試験体の一例（CASE 1 : No. 1 試験体）を図 5-2 に示す。載荷実験は図 5-3 に示す 5000kN 圧縮試験機を用いて実施した。載荷は、終局まで漸増載荷を実施し、試験体のひび割れ状況を観察した。

表 5-4 試験体諸元

諸元		CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5	
試験体	幅	mm	550				
	高さ	mm	880				
	かぶり	mm	80				
	有効高さ	mm	800				
	せん断スパン比		1.44	1.00	1.44	1.44	1.44
主鉄筋	鉄筋径	mm	D32				
	規格降伏強度	N/mm ²	980				
	本数	本	3				
	鉄筋比	%	0.54				
せん断補強鉄筋	種類	—	CCb	CCb	CCb	先施工 (両端フック)	なし
	鉄筋径	mm	D13	D13	D19	D13	—
	規格降伏強度	N/mm ²	345				—
	間隔	mm	230	230	190	230	—
	本数	本	2				—
	鉄筋比	%	0.20	0.20	0.55	0.20	—
コンクリートの設計基準強度		N/mm ²	24				

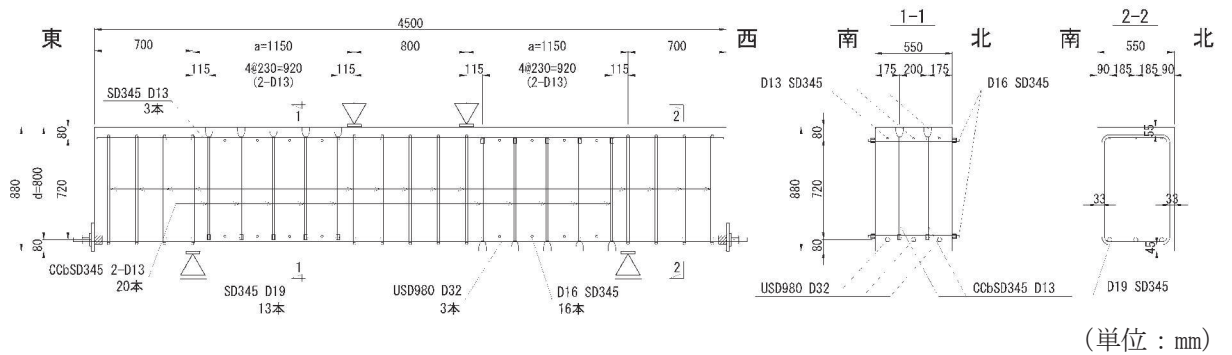


図 5-2 試験体概要 (CASE1 : No. 1 試験体)

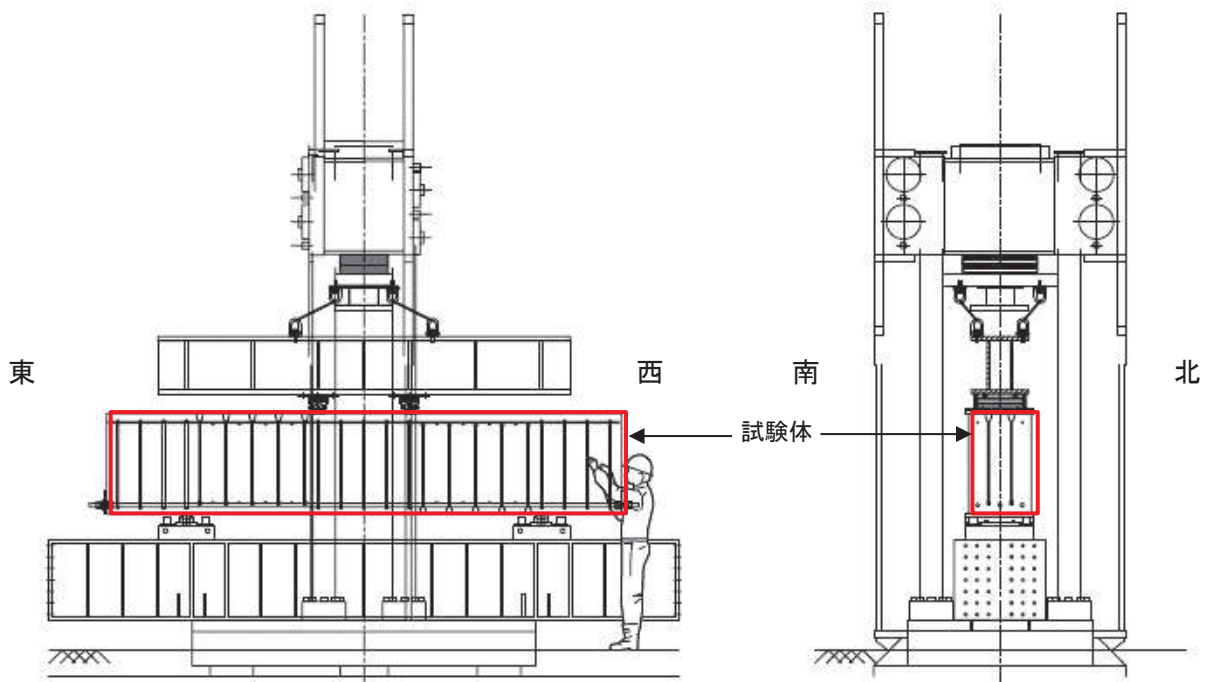


図 5-3 載荷装置概要〔左：正面図（北面），右：側面図（東面）〕

4.3 実験結果

実験終了時のひび割れ発生状況の一例として CASE1（北面）の場合を図 5-4 に示す。

また、各ケースの荷重-変位との関係及び実験終了時のひび割れ状況（スケッチ図）を図 5-5～図 5-9 に示すとともに、各ケースの破壊性状及びせん断スパン比（ a/d ），せん断補強鉄筋比（ p_w ），せん断補強鉄筋の種類，せん断補強鉄筋の有無による影響を以下に示す。

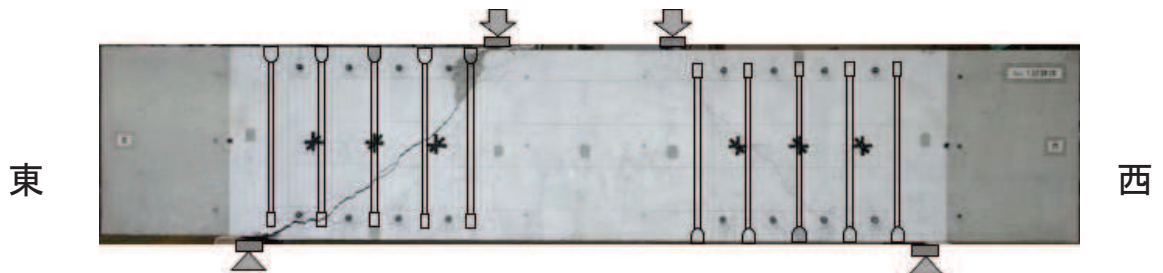
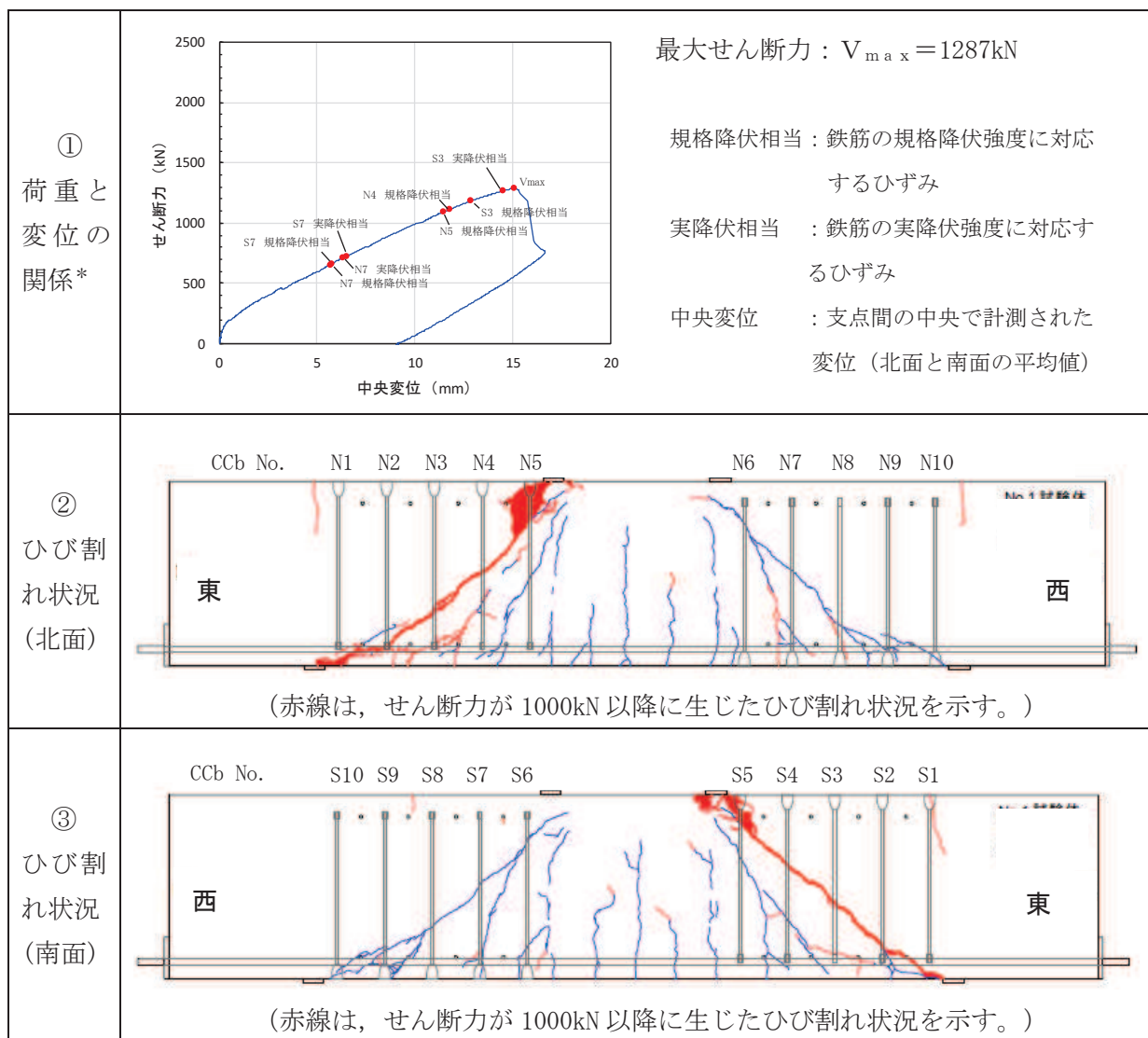


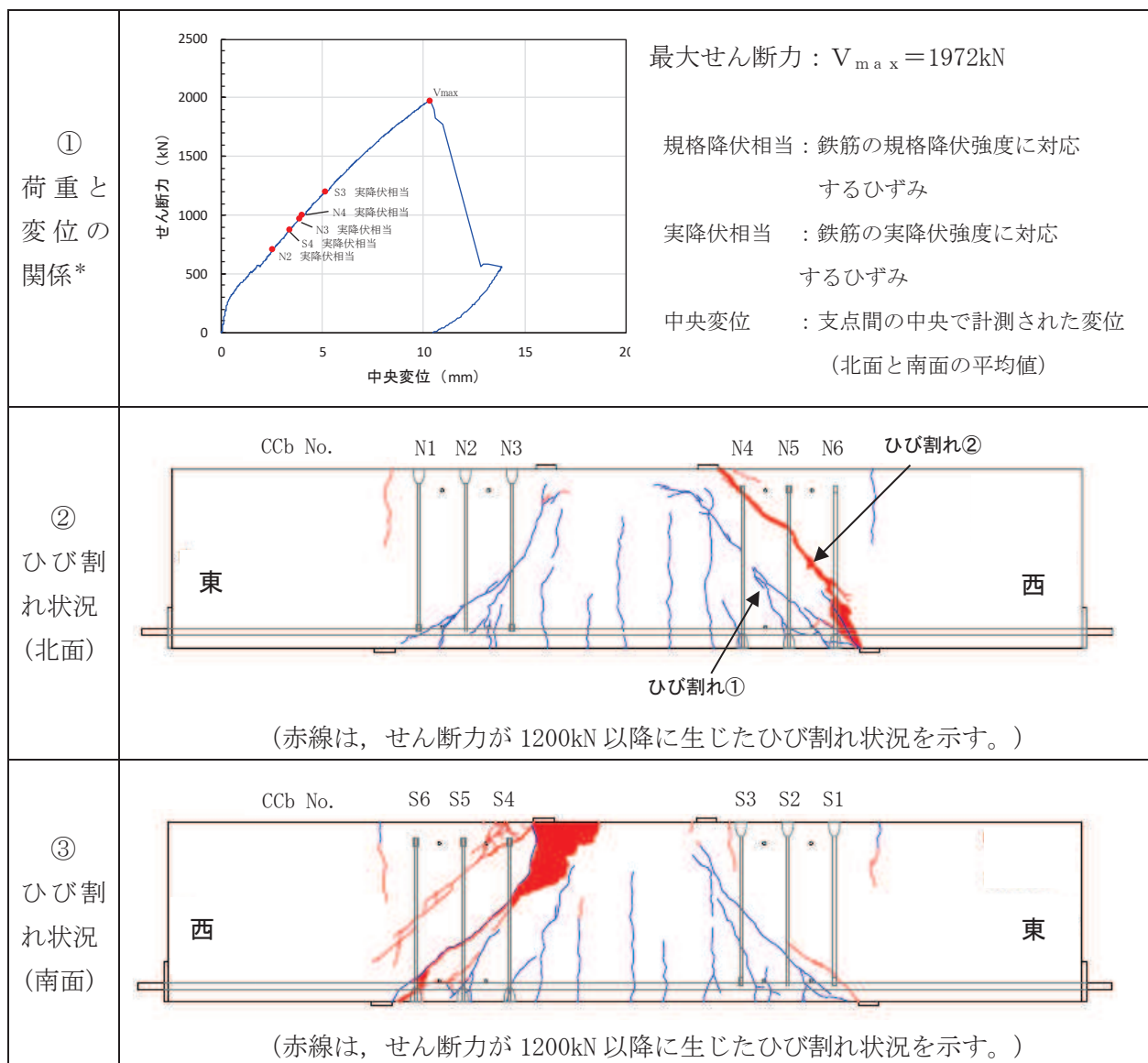
図 5-4 実験終了時のひび割れ発生状況（CASE1：北面）

（写真中の CCb は、ひび割れ発生位置と比較するため試験体側面に図示したもの）



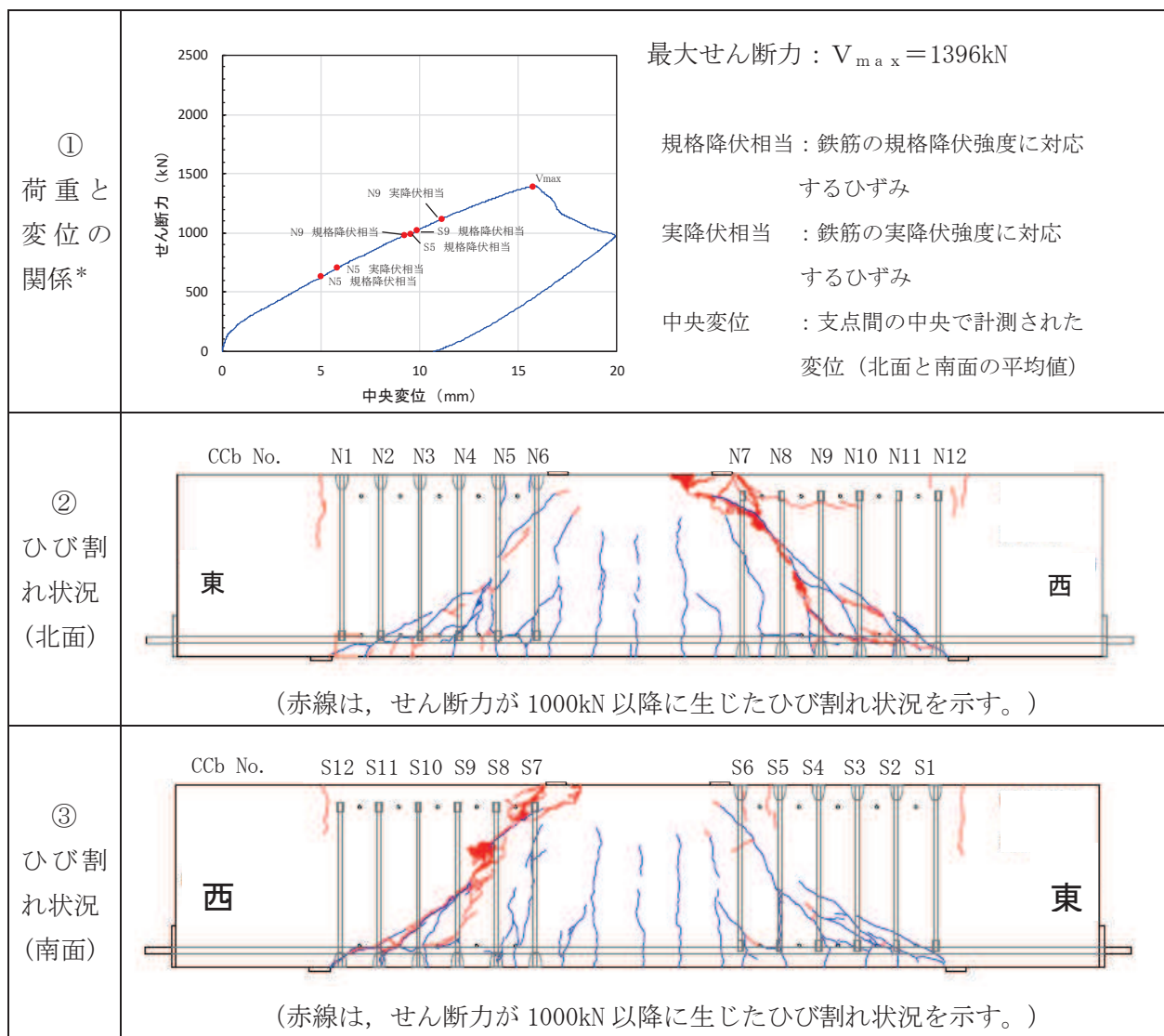
注記*：グラフ中の記号及び番号（N7，S3 等）は、ひび割れ状況（②・③）に示す北面及び南面それぞれの Ccb の No. を表す。

図 5-5 CASE1 (Ccb, $a/d = 1.44$, $p_w = 0.20\%$)
(荷重-変位の関係及び実験終了時のひび割れ状況)



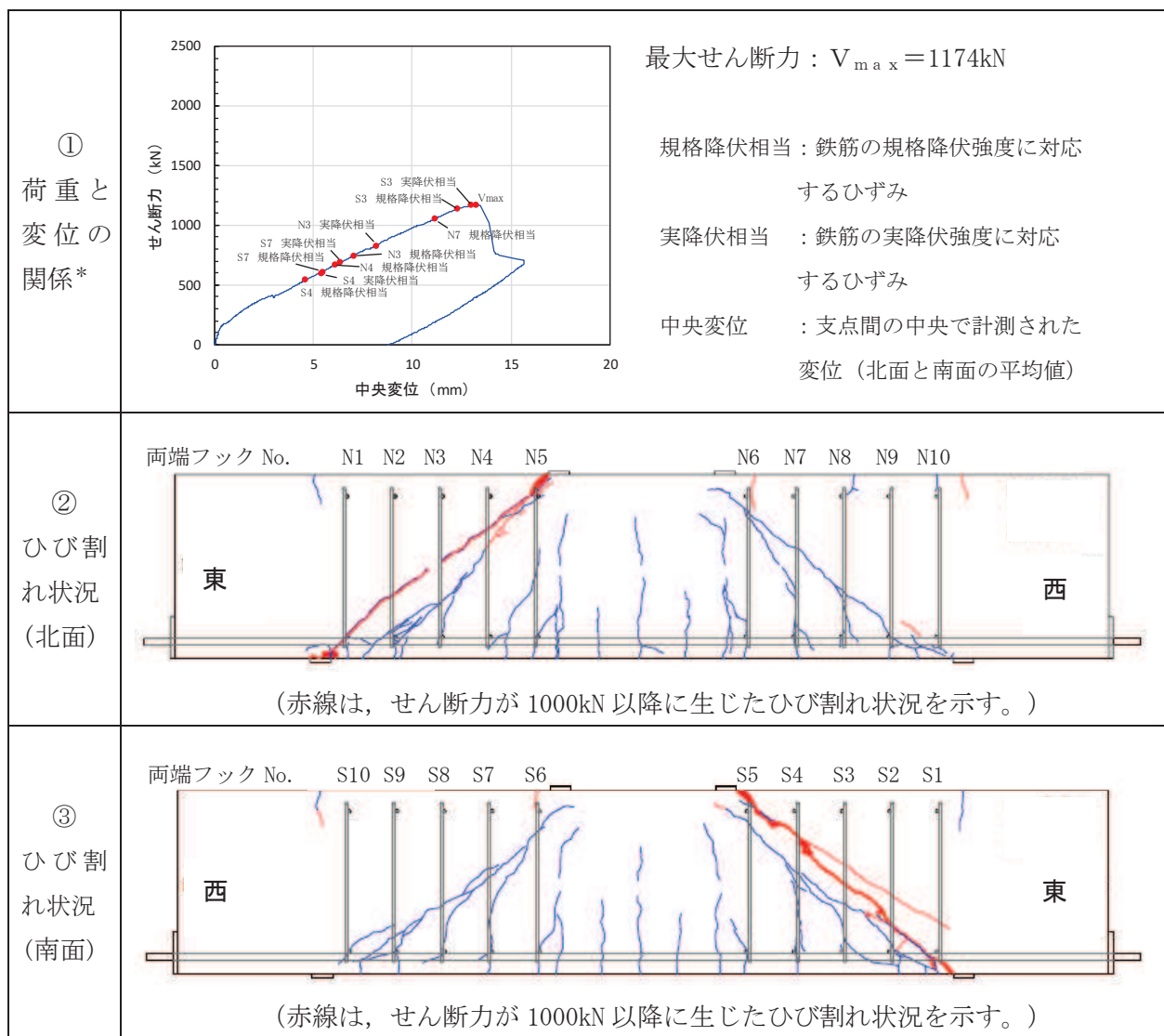
注記*：グラフ中の記号及び番号（N2，S3 等）は、ひび割れ状況（②・③）に示す北面及び南面それぞれの Cb の No. を表す。

図 5-6 CASE2 (Cb, $a/d = 1.00$, $p_w = 0.20\%$)
(荷重-変位の関係及び実験終了時のひび割れ状況)



注記*：グラフ中の記号及び番号（N5，S9 等）は、ひび割れ状況（②・③）に示す北面及び南面それぞれの Ccb の No. を表す。

図 5-7 CASE3 (Ccb, $a/d = 1.44$, $p_w = 0.55\%$)
(荷重-変位の関係及び実験終了時のひび割れ状況)



注記*：グラフ中の記号及び番号（N7，S4等）は、ひび割れ状況（②・③）に示す北面及び南面それぞれのせん断補強筋（先施工（両端フック））のNo.を表す。

図 5-8 CASE4（先施工（両端フック）， $a/d = 1.44$ ， $p_w = 0.20\%$ ）
（荷重－変位の関係及び実験終了時のひび割れ状況）

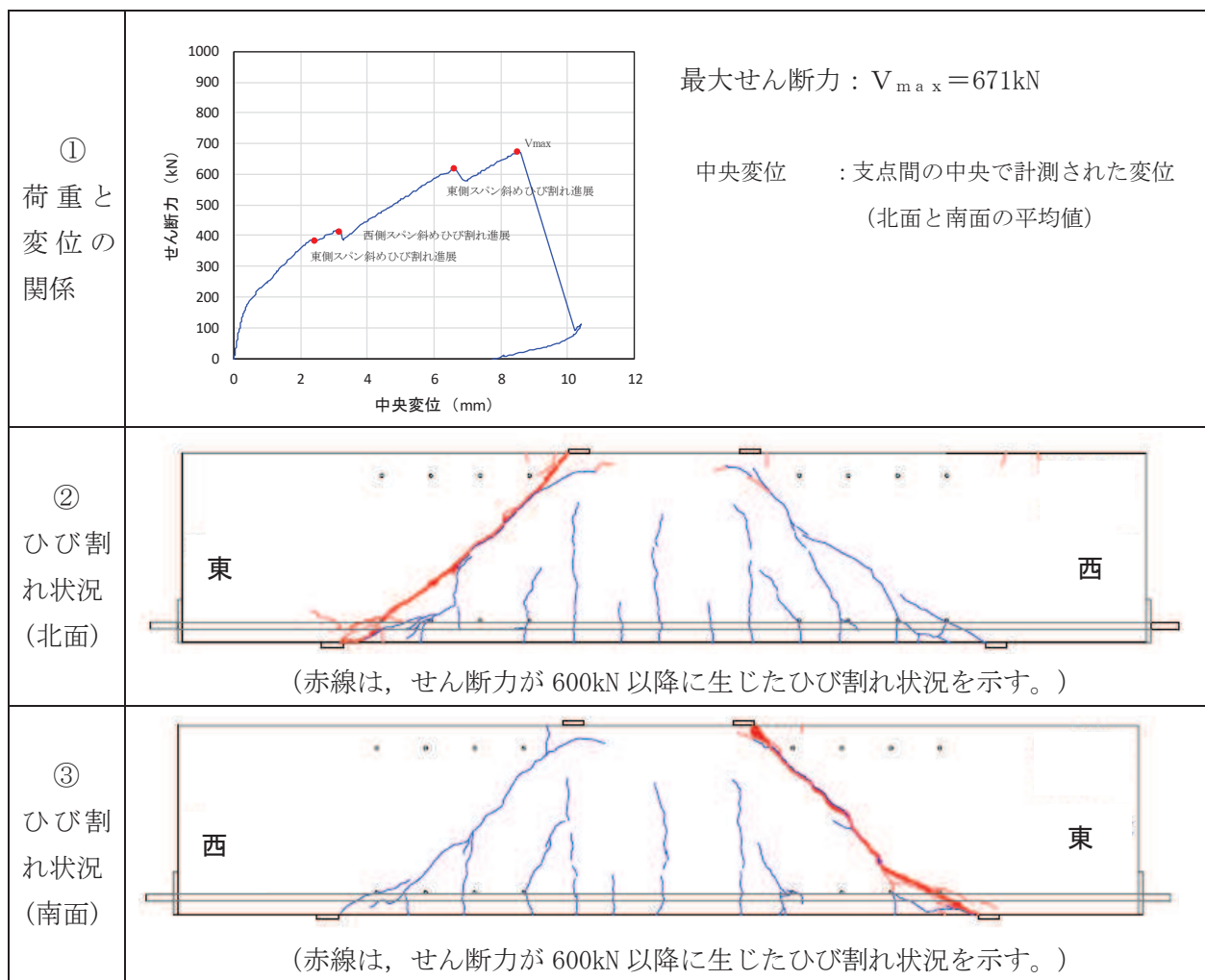


図 5-9 CASE5 (せん断補強鉄筋なし, $a/d = 1.44$)
(荷重-変位の関係及び実験終了時のひび割れ状況)

(1) 基本ケース (CASE1)

CASE1 については、東側スパンに斜めひび割れが進展し、その後安定してせん断力が上昇し、最大せん断力 1287kN で東側スパンの斜めひび割れが載荷点端部に向かって進展し、急激に耐力が低下した。また、載荷点近傍には、コンクリートの圧壊も確認された。両せん断スパンのいずれの Ccb のひずみも、荷重の増加とともに規格降伏相当のひずみ（鉄筋の規格強度に対応するひずみ）に達しており、Ccb がせん断力を負担し補強効果を発揮している。

なお、ディープビームに発生する斜めひび割れは、一般に、載荷点と支点を結ぶ圧縮ストラットの下方に発生するが、実験で発生した斜めひび割れの位置からも、ディープビームの破壊機構が生じていることが推察される。

(2) せん断スパン比 (a/d) の影響 (CASE2)

CASE2 は CASE1 よりもせん断スパン比が小さいケースである (CASE1 : $a/d = 1.44$, CASE2 : $a/d = 1.00$)。CASE2 において西側スパンのひび割れの進展 (北面) は、図 5-6 のひび割れ①が主たる斜めひび割れとして進展し、最大せん断力 1972kN に達した後、ひび割れ②が急激に進展することで耐力が低下した。また、南面に着目すれば、西側スパンの載荷点近傍でコンクリートの圧壊が確認された。両せん断スパンの載荷点近傍に配置した Ccb は、いずれも実降伏相当のひずみ（鉄筋の実降伏強度に対応するひずみ）に達しており、Ccb がせん断力を負担し補強効果を発揮している。

なお、CASE2 はせん断スパン比が小さいため、CASE1 と比較して、コンクリートの圧縮応力が卓越していると考えられ、実験でも、西側せん断スパンの載荷点近傍ではコンクリートの圧壊が確認されており、圧壊により終局を迎えている。

(3) せん断補強鉄筋比 (p_w) の影響 (CASE3)

CASE3 は CASE1 よりもせん断補強鉄筋比 (p_w) が大きいケースである (CASE1 : $p_w = 0.20\%$, CASE3 : $p_w = 0.55\%$)。CASE3 については、安定してせん断力が上昇したが、最大せん断力 1396kN に達し、西側スパンの載荷点近傍でコンクリートが圧壊し、耐力が低下した。せん断力が 600kN を超えた段階から Ccb は、荷重の増加とともに規格降伏相当のひずみ、実降伏相当のひずみに順次達しており、Ccb がせん断力を負担し補強効果を発揮している。

なお、せん断補強鉄筋が多く配置されたことによりコンクリートの局所的な破壊が抑制され、CASE2 と同様に、コンクリートの圧壊が終局の主要因となり、西側せん断スパンの載荷点近傍の圧壊により終局を迎えている。

(4) せん断補強鉄筋の種類の影響 (CASE4)

CASE1 は CCb を用いているのに対し、CASE4 は先施工 (両端フック) のせん断補強鉄筋を配置したケースである。

CASE4 については、東側スパンに斜めひび割れが進展し、その後安定してせん断力が上昇し、最大せん断力 1174kN で東側スパンの斜めひび割れが載荷点端部に向かって進展することで耐力が低下した。また、載荷点近傍には、コンクリートの圧壊も確認された。CASE1 と CASE4 では、斜めひび割れ発生の荷重レベルや、ひび割れ発生状況に大きな違いは見られなかった。また、最大荷重を比較すれば、ほぼ同程度の補強効果が得られており、せん断挙動に大きな違いは見られなかった。

(5) せん断補強鉄筋の有無の影響 (CASE5)

CASE1 はせん断補強鉄筋 (CCb) を用いているのに対し、CASE5 はせん断補強鉄筋を配置しないケースである。

CASE5 については、せん断力が 400kN 前後で斜めひび割れの発生により荷重が一時低下した。その後、安定してせん断力が上昇したが、せん断力が約 600kN で斜めひび割れが更に進展することで再び荷重が低下し、最大せん断力 671kN に達した後、ひび割れが載荷点端部に向かって進展することにより耐力が低下した。

CASE5 に対して、CASE1 の最大荷重は約 1.9 倍となっており、せん断補強鉄筋による補強効果が確認できる。

また、せん断補強鉄筋を配置したケース (CASE1~CASE3 は CCb, CASE4 は両端フック) は、斜めひび割れが発生した後も、せん断力が安定して上昇しており、せん断補強鉄筋がせん断力を負担して補強効果を発揮しているのに対し、CASE5 は、斜めひび割れが進展するたびに荷重低下が起きている。

以上、CASE1~CASE4 については、いずれの試験体も斜めひび割れの発生後もせん断力の上昇が確認され、載荷点近傍においてディープビーム的な破壊形態であるコンクリートの圧壊により耐力の低下が確認された。また、斜めひび割れの発生位置は圧縮ストラットの下方で卓越していた。

5. 土木学会マニュアル 2005 のせん断耐力式との比較

せん断破壊の形態として、棒部材の場合は斜め引張破壊(せん断力の卓越する箇所に発生する、斜め引張りに伴う斜めひび割れの進展により破壊する形態)を示すのに対し、ディープビームとなる部材の場合はせん断圧縮破壊(支点と載荷点を結ぶ直線付近に斜めひび割れが発生し、コンクリートが圧縮破壊する破壊形態)を示す。

せん断圧縮破壊(ディープビーム的な破壊形態)が想定される場合のせん断耐力は、斜め引張破壊(棒部材的な破壊形態)が想定される場合のせん断耐力より、一般に大きいことから、女川2号機において、CCbによりせん断補強を行う部材に関しては、安全側への配慮として、せん断スパン比(a/d)がディープビーム式で想定する破壊形態の範囲内でも棒部材式により照査を行うこととしている。

ここでは、ディープビームにおけるCCbのせん断補強効果を確認するため、土木学会マニュアル2005のせん断耐力評価式(棒部材式)に基づくせん断耐力と本実験による最大荷重の比較を行った。また、実験結果とせん断耐力評価式(ディープビーム式)との比較を行い、CCbを用いた場合のディープビーム式による評価の可能性について検討した。

表5-5にCCbを用いてせん断補強を行った場合の実験ケース(CASE1~CASE3)によるせん断耐力とせん断耐力評価式との比較を示す。なお、せん断耐力評価式については、安全係数を見込んだせん断耐力についても併せて示す。いずれのケースについても、実験値は棒部材式に基づく耐力値を上回る結果となった。また、ディープビーム式との比較については、せん断スパン比やせん断補強鉄筋比の違いにより裕度に差があるものの、実験値はディープビーム式に基づく耐力値と同等かそれ以上の結果となった。

表 5-5 土木学会マニュアル 2005 のせん断耐力評価式と実験結果の比較

No	ケースの概要	せん断 スパン比 (a / d)	せん断補 強鉄筋比 (p _w)	せん断耐力 (kN)		
				実験	せん断耐力評価式*1, 2	
					棒部材式*3	ディープ ビーム式*3
CASE1	基本ケース	1.44	0.20	1287	744 (1.73)	1051 (1.22)
					583 (2.21)	777 (1.66)
CASE2	せん断スパン比 (a / d) の違い	1.00	0.20	1972	857 (2.30)	1461 (1.35)
					663 (2.97)	1053 (1.87)
CASE3	せん断補強鉄筋比 (p _w) の違い	1.44	0.55	1396	1226 (1.14)	1433 (0.97)
					1021 (1.37)	1122 (1.24)

注記*1：土木学会マニュアル 2005 による評価式

*2：上段：安全係数を $\gamma_c=1.0$, $\gamma_s=1.0$, $\gamma_{bc}=1.0$, $\gamma_{bs}=1.0$ として算出

下段：安全係数を $\gamma_c=1.3$, $\gamma_s=1.0$, $\gamma_{bc}=1.3$, $\gamma_{bs}=1.1$ として算出

ここに、 γ_c ：材料係数（コンクリート）

γ_s ：材料係数（鉄筋）

γ_{bc} ：部材係数（コンクリート）

γ_{bs} ：部材係数（鉄筋）

*3：各ケースの括弧内の数値は、せん断耐力評価式によるせん断耐力に対する実験値の比率を示す。

6. ディープビームにおける Ccb 工法の適用性

本実験により、ディープビームについても Ccb により十分なせん断補強効果が得られることが確認できた。

また、実験値から得られたせん断耐力は、棒部材式で算定されるせん断耐力を上回り、せん断スパン比 (a/d) がディープビーム式で想定する破壊形態の範囲内でも、棒部材式を用いることの保守性を確認することができた。

面内荷重と面外荷重が作用する部材へのCCb工法の適用性の検討

1. はじめに

女川2号機においてCCbによりせん断補強を行った部材には、面内荷重と面外荷重が同時に作用する部材があることから、荷重が同時に作用する場合でもCCbのせん断補強効果が損なわれないことを確認する。三次元ソリッド要素で面部材をモデル化し、面外荷重として等分布荷重を作用させた場合のCCbの状態が、更に面内せん断変形を作用させた時においても変化が生じず、面内荷重はCCbには影響のないことを数値解析により確認した。

2. 面内荷重と面外荷重が作用する部材へのCCb工法の適用性

面内荷重と面外荷重が作用する部材へのCCb工法の適用性については、「設計の考え方」及び「ひび割れの影響」の観点に着目し適用性を確認する。

2.1 面内荷重及び面外荷重に対する設計の考え方

女川2号機においてCCbを適用する構造物のうち面内荷重と面外荷重を同時に受ける部材の設計に当たっては、面内荷重は主筋及びコンクリートで負担し、面外荷重は主筋、せん断補強筋及びコンクリートで負担する設計としている。そのため、部材に面内荷重と面外荷重が同時に作用してもCCbは面内荷重を負担させない設計としていることから、CCbへの影響はなく負担する荷重の観点からは適用性に問題はない（図6-1、図6-2及び表6-1参照）。

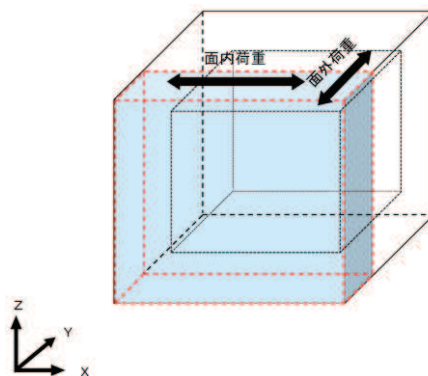


図6-1 三次元モデルへ作用する荷重の概念図

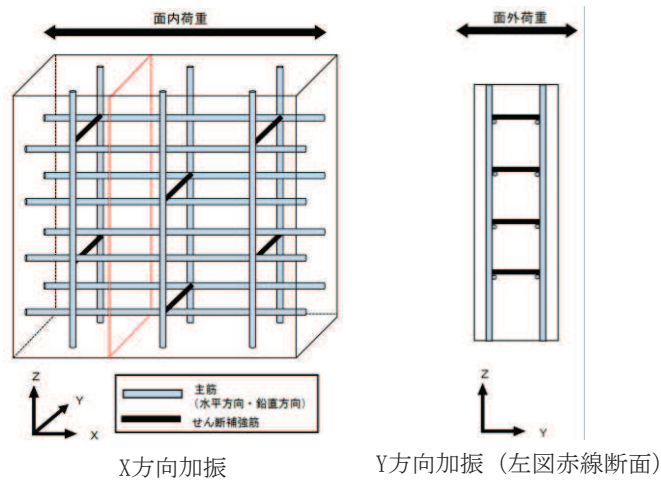


図 6-2 X 方向・Y 方向の壁部材の概要配筋状況

表 6-1 面内荷重・面外荷重に対する設計の考え方

	面内荷重 (X方向加振)	面外荷重 (Y方向加振)
主筋*	○	○
せん断補強筋	×	○

○：荷重を負担する

×：荷重を負担しない

注記*：主筋は降伏ひずみ以下の範囲で使用する。

2.2 面内荷重により発生するひび割れの影響

面内荷重が作用することにより、部材を貫通するひび割れ（面内せん断力によるひび割れ）が発生する可能性があるが、女川 2 号機においては CCb を採用する面部材については、面内せん断ひずみを $2,000 \mu$ 以下とすることや、主筋のひずみが降伏ひずみ以下で用いることなどの使用制限を設けることとしており、ひび割れの発生が限定的な範囲で発生することとしている。

なお、面内せん断力によるひび割れにより、CCb の定着性能に影響を与える可能性があるが、添付資料 3 に示すとおり建設技術審査証明報告書の梁試験より、同等のひび割れ状態においてもせん断補強効果を確認していることから、CCb 工法の適用性に問題はない。

3. 面内荷重と面外荷重が作用する部材への Ccb 工法の適用性に関する数値解析による検討

面内荷重と面外荷重が作用する部材への Ccb 工法の適用性は、2.1 及び 2.2 より Ccb への悪影響はなく問題ないと考えられるが、面内荷重と面外荷重が作用する面部材を対象とした数値解析（三次元静的材料非線形解析（解析コード：COM3））により、Ccb への影響を確認する。

4. 検討概要

検討対象とする面部材は、箱形構造物において、面外荷重として地震時土圧が作用する側壁のうち、CCbのみ（先施工せん断補強筋がない）でせん断補強を行う軽油タンク室の側壁とした。

軽油タンク室の平面図及び断面図（検討対象部材）を図 6-3 に、モデル概念図を図 6-4 に示す。対象とする面部材は、幅 3m、高さ 4.5m、厚さ 1.2m であり、D22 の CCb が施工されている壁部材である。

本検討は、等分布の面外荷重が作用している面部材に対し、面内荷重を作用させた場合に、CCb に生じる軸ひずみや、面内せん断ひび割れの影響を確認することにより行う。

また、先施工のケースについても同様の数値解析を実施し、CCb 工法との比較を行う。

5. 解析モデル及び荷重条件

5.1 解析モデル

解析対象部材の断面図（配筋モデル概要図）を図6-5に、解析モデル図を図6-6に示す。厚さ方向（X方向）のモデル化は、主鉄筋位置やCCbの鉄筋無効区間のモデル化を考慮して要素分割を行った。具体的には、CCb後端側（内面側）の主鉄筋の芯かぶりは150mmであり、芯かぶりの2倍の300mmを主鉄筋が配置される要素高さとした。CCb先端側（外面側）の主鉄筋は、1段目が芯かぶり150mm、2段目が芯かぶり250mmの2段配筋となっており、図心位置かぶり $[200\text{mm} = (150\text{mm} + 250\text{mm}) / 2]$ の2倍の400mmを主鉄筋が配置される要素高さとした。このうち、CCb先端側の無効区間は、主鉄筋かぶり（200mm）とCCb必要定着長（ $5D = 5 \times 22\text{mm} = 110\text{mm}$ ）の合計（310mm）として設定した。

以上のとおり、厚さ方向（X方向）に対しては、外面側から内面側に向かい、「①主鉄筋配置区間+CCb無効区間」、「②主鉄筋配置区間+CCb有効区間」、「③主鉄筋なし+CCb有効区間」、「②主鉄筋配置区間+CCb有効区間」の合計4分割とした。

幅方向（Y方向）のモデル化は、面内荷重を載荷させる際に部材全体に面内せん断変形が作用し、均一に斜め45度のひび割れを発生させることを目的に部材を幅方向に延長している。幅方向のモデル長として、軽油タンク室の水平方向の最大支間長である14.5mを採用した。

先施工のせん断補強鉄筋に対するモデル化は、厚さ方向に対して、せん断補強筋の設置区間全体を有効としてモデル化する以外は、CCbと同様である。

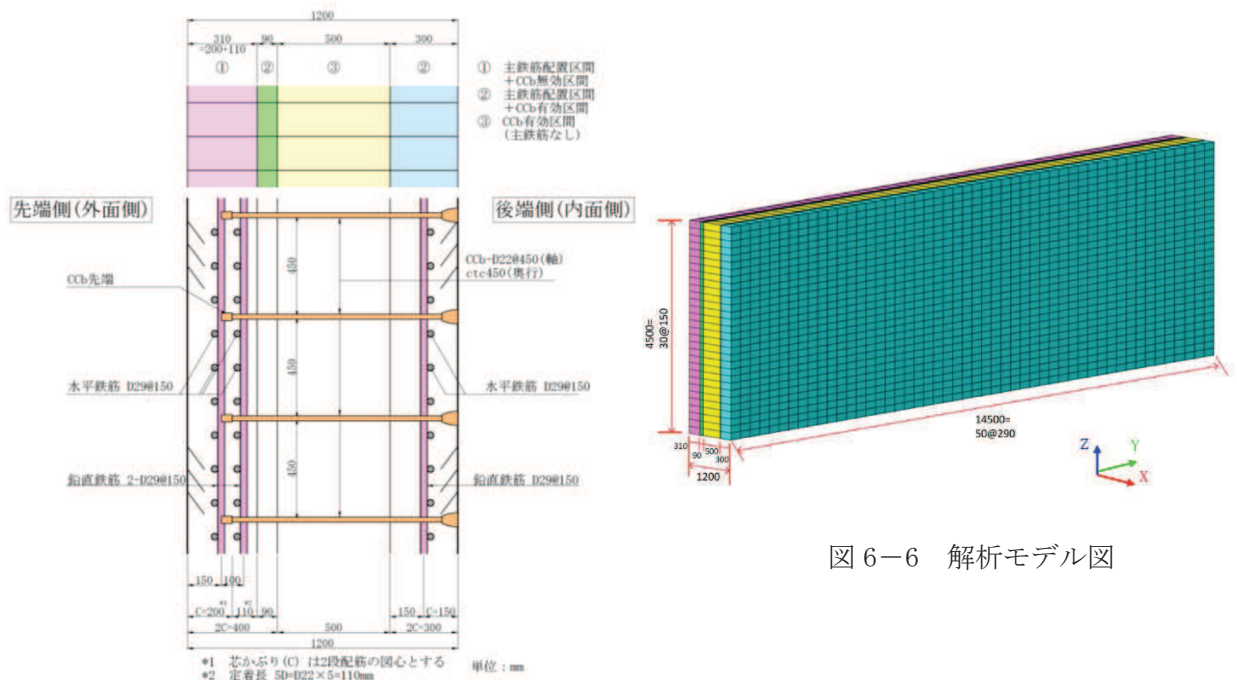


図6-5 配筋モデル概要図

図6-6 解析モデル図

5.2 荷重条件

面外荷重と面内荷重が部材に同時に作用した状況を想定するため、まず、面外荷重のみを作用させた状態を再現し (STEP1)、次に面外荷重載荷の最終ステップの応力及びひずみの状態を引継ぎ、面内荷重を漸増載荷する (STEP2)。面外荷重及び面内荷重の作用方法並びに境界条件を示した概念図を図 6-7 に示す。

面外荷重作用時は、境界条件を底面固定、その他をフリーとした片持ち梁としてモデル化し、外面側から等分布荷重を作用させる。面外荷重は部材が破壊する前かつ面外荷重の効果が表れるように、ピーク時相当荷重*の 0.8 程度に相当する荷重とした。

面内荷重 (面内せん断力) 作用時は、境界条件を 1 点ヒンジ、短辺を水平ローラー支持及び長辺を鉛直ローラー支持とし、解析モデル 4 辺に強制変位を与え、モデル全体に一樣なせん断変形を作用させた。作用させる変形は、女川の CCb 補強部材で見込まれている設計応答値 (500 μ 程度) に十分な余裕を見込んだ値として 750 μ まで作用させた。

注記*：荷重漸増解析 (荷重制御) による P- δ 関係から、変位が急増するときの荷重

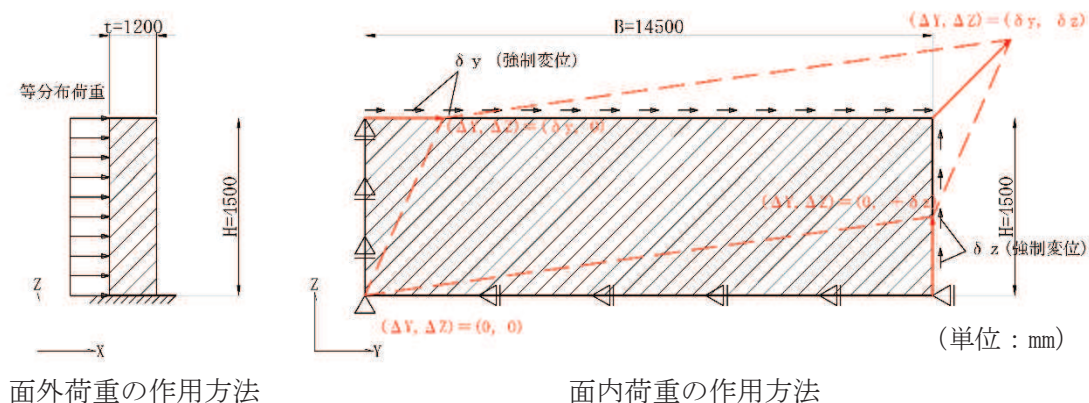


図 6-7 面外荷重及び面内荷重の作用概念図

6. 解析結果

各荷重状態におけるせん断補強鉄筋の応答を確認するため、せん断補強鉄筋の軸方向のひずみ (ϵ_x) を確認する。

せん断補強鉄筋の軸方向のひずみは、面外荷重に対するせん断補強としての効果が顕著に表れる位置に着目し整理する。着目位置として、モデル高さ方向 (Z 方向) は面外せん断力の照査位置である解析モデル下端から部材厚の 1/2 (600mm) の位置とし、厚さ方向 (X 方向) については、面外荷重による斜めひび割れを生じる断面中央位置とした。なお、幅方向 (Y 方向) は解析モデル中央とする。着目要素を図 6-8 に示す。

各解析ステップにおけるせん断補強鉄筋の軸方向 (X 方向) のひずみの進展状況を図 6-9 に示す。

面外荷重作用時の初期段階では、せん断補強鉄筋の軸方向ひずみに変化が見られないが、面外

荷重の増加に伴い斜めひび割れが生じ、斜めひび割れ発生後はコンクリートの引張軟化開始を起点に面外荷重の増加とともに単調増加しており、せん断補強鉄筋が面外荷重に対してせん断補強効果を発揮していることが確認できる。

面外荷重の載荷完了時点（面外荷重最終ステップ）では、ひずみレベルは 570μ 程度で、降伏ひずみ (1725μ (SD345)) 以下であり、せん断補強鉄筋の降伏には至っていない状態である。

面外荷重載荷による、斜めひび割れ発生時、コンクリートの引張軟化開始時及び載荷完了時点（面外荷重最終ステップ）でのひび割れ図を図 6-10 に示す。図 6-10 のとおり、面外荷重が作用する外面側では曲げひび割れが生じ、断面中央位置では斜めひび割れが生じており、面外荷重の増加と共に、ひび割れの進展が確認できる。なお、斜めひび割れ発生時及びコンクリートの引張軟化開始時は、図 6-11 に示すコンクリートの応力-ひずみ関係の設計引張強度（図中の (a)）及び引張軟化開始点（図中の (b)）に該当する。

その後、面外荷重載荷の最終ステップの応力及びひずみの状態を引継ぎ、面内荷重を漸増載荷させる。図 6-9 に示すように、面内荷重を最終ステップとなる面内せん断ひずみ 750μ 程度まで作用させても、せん断補強鉄筋の軸方向ひずみは、多少の減少傾向が確認されるものの、ほぼ一定となり、面内荷重の増加は、せん断補強鉄筋の軸方向ひずみに影響を与えず、せん断補強鉄筋が面内荷重を負担しないことを確認した。なお、面内荷重載荷時に確認されたせん断補強鉄筋の軸方向ひずみの減少は、面外荷重に加えて面内荷重を載荷させることにより、主ひずみの方向が変化し、面外せん断ひび割れが閉じる方向に面内荷重が作用したためである。面内荷重作用時における、面内せん断ひび割れ発生に相当するひずみ (130μ 程度) 及び面内荷重最終ステップ (750μ) の面内せん断ひずみ分布を図 6-12 に示す。せん断ひずみに一部濃淡はあるが、おおむね部材全体に一樣に面内荷重が作用していることが確認できる。

先施工の場合にも、CCb 工法とほぼ同じ結果であることを確認している。

また、せん断補強鉄筋の軸方向ひずみの抽出位置の差異の影響として、図 6-13 に示すように、幅方向 (Y 方向) を 4 分割する位置、同様に高さ方向 (Z 方向) を 4 分割する位置の軸方向ひずみを抽出し確認を行った。図 6-13 に示すとおり、モデル上部の抽出位置においては作用する面外荷重が小さいことから軸方向ひずみの増加は確認されず、その後、面内荷重を載荷させても、軸方向ひずみの増加は見られず、せん断補強鉄筋が面内荷重を負担しないことを確認した。モデル下部の幅方向 (Y 方向) の差異で抽出した位置においては、せん断補強鉄筋の軸方向ひずみは、ほぼ一定となり、面内荷重の増加は、せん断補強鉄筋の軸方向ひずみに影響を与えず、せん断補強鉄筋が面内荷重を負担しないことを確認した。

以上より、面外荷重と面内荷重が作用する部材については、面内せん断ひずみが 750μ までの範囲内において CCb 工法を適用できることを確認した。

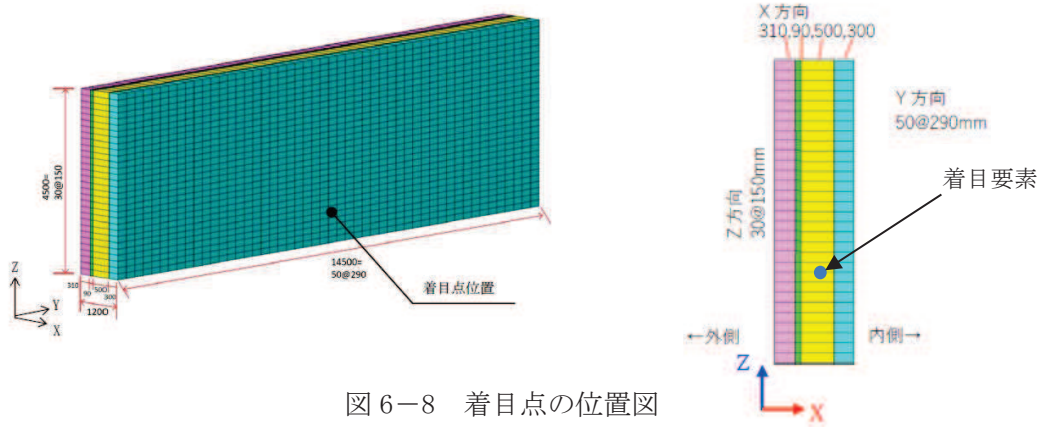


図 6-8 着目点の位置図

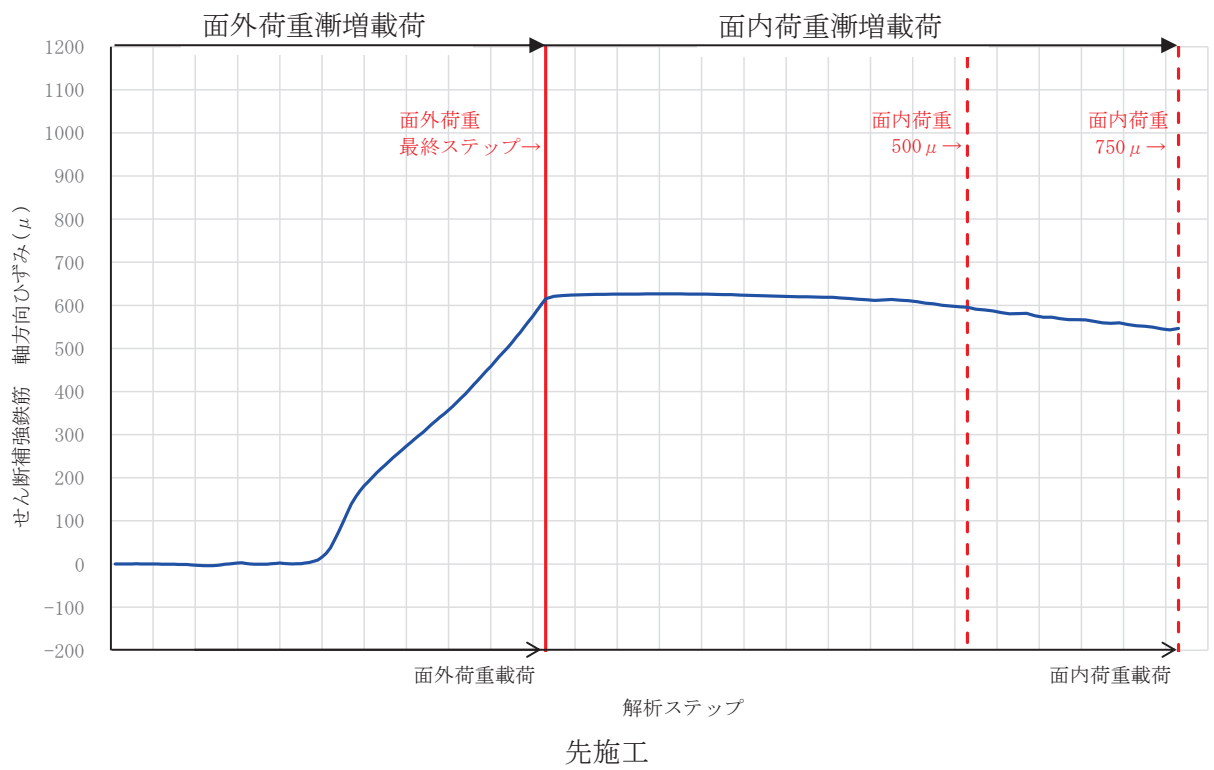
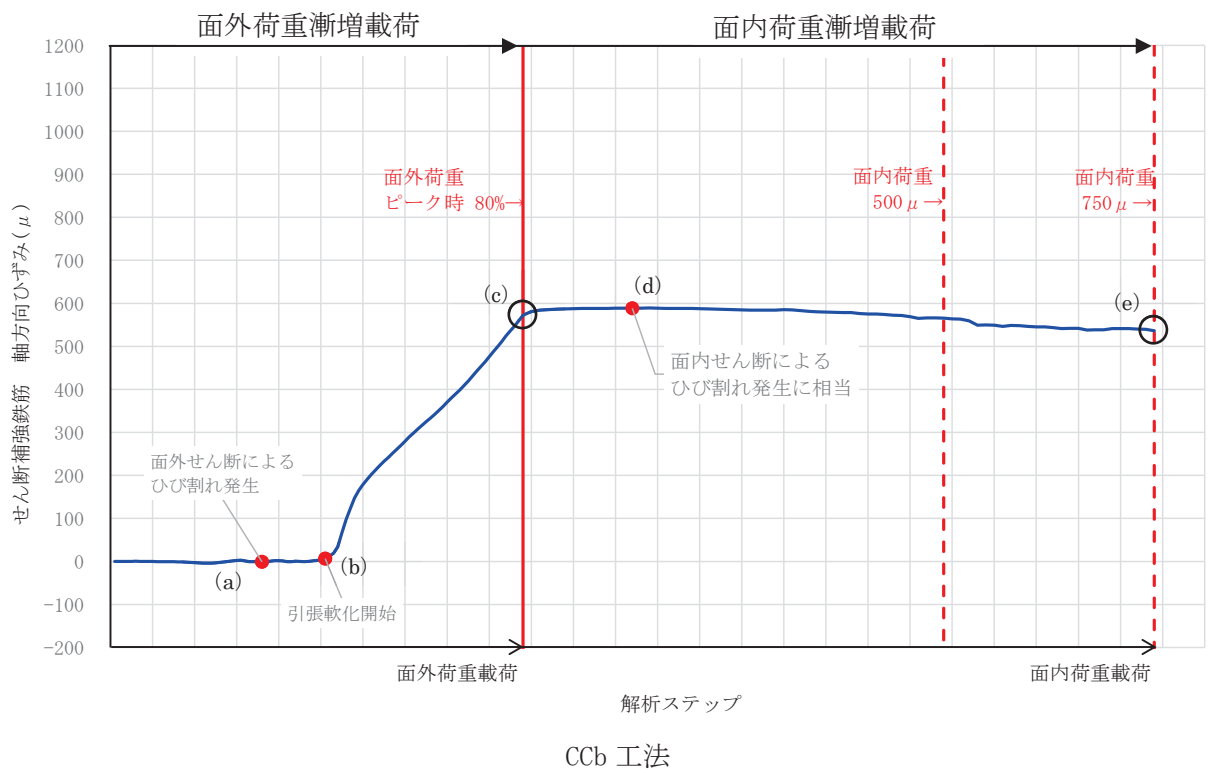
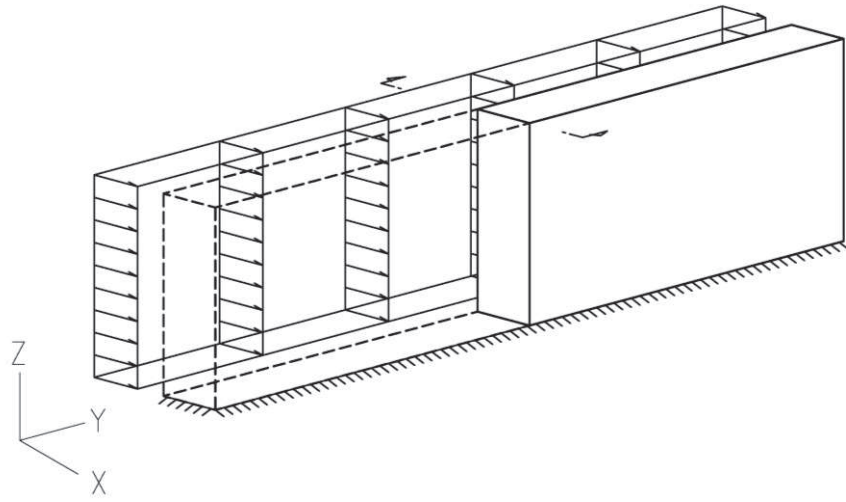
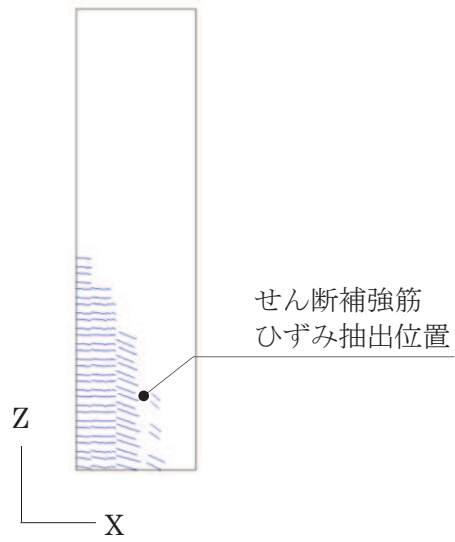


図 6-9 せん断補強鉄筋の軸方向ひずみ

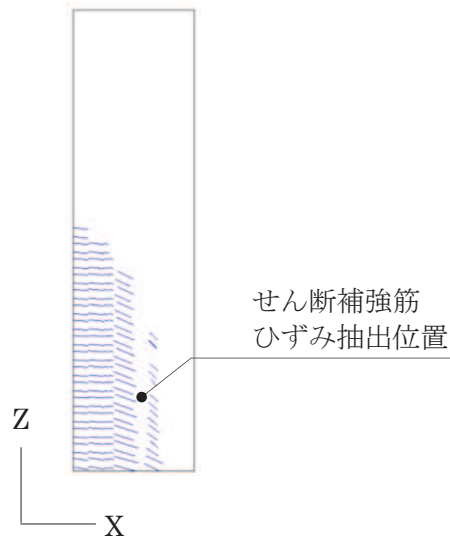


ひび割れ状況の確認断面位置

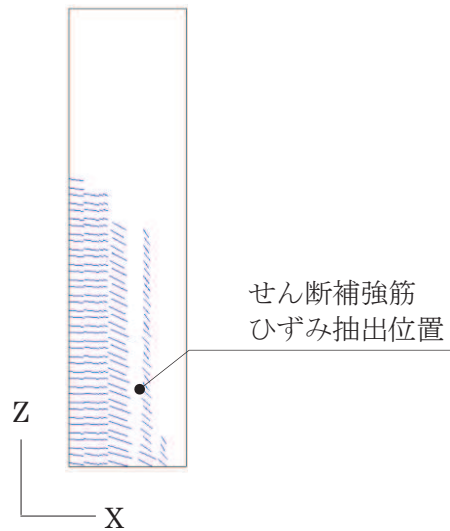


(a) ひび割れ状況 (面外せん断によるひび割れ発生時)

図 6-10 (1) 確認断面位置とひび割れ状況



(b) ひび割れ状況（コンクリートの引張軟化開始時）



(c) ひび割れ状況（面外荷重最終ステップ時）

図 6-10 (2) 確認断面位置とひび割れ状況

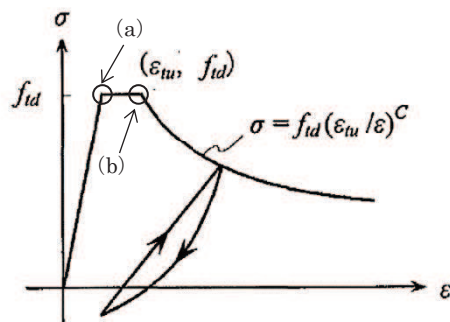
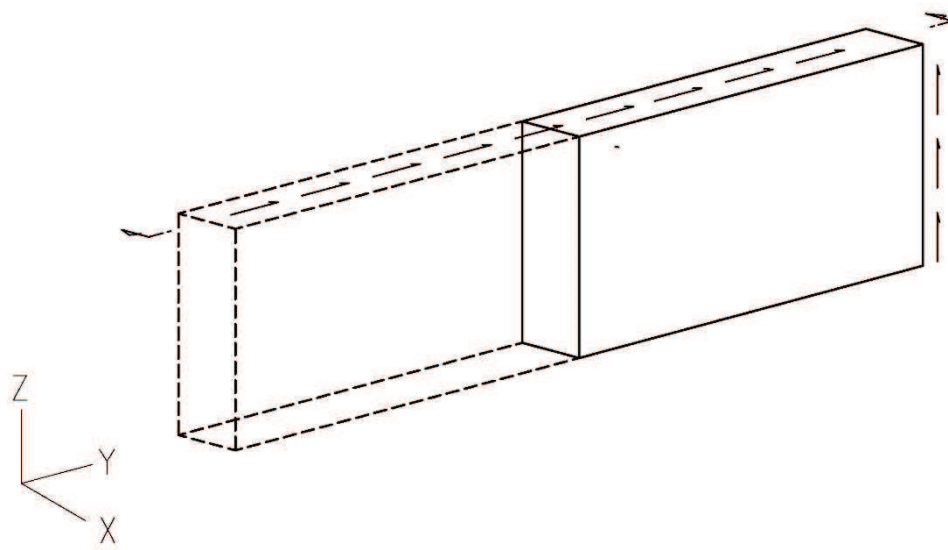
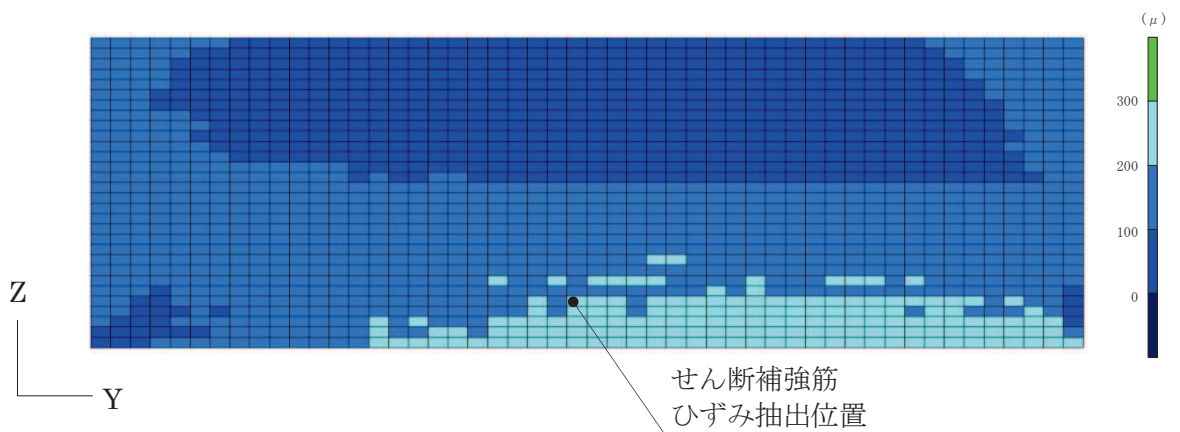


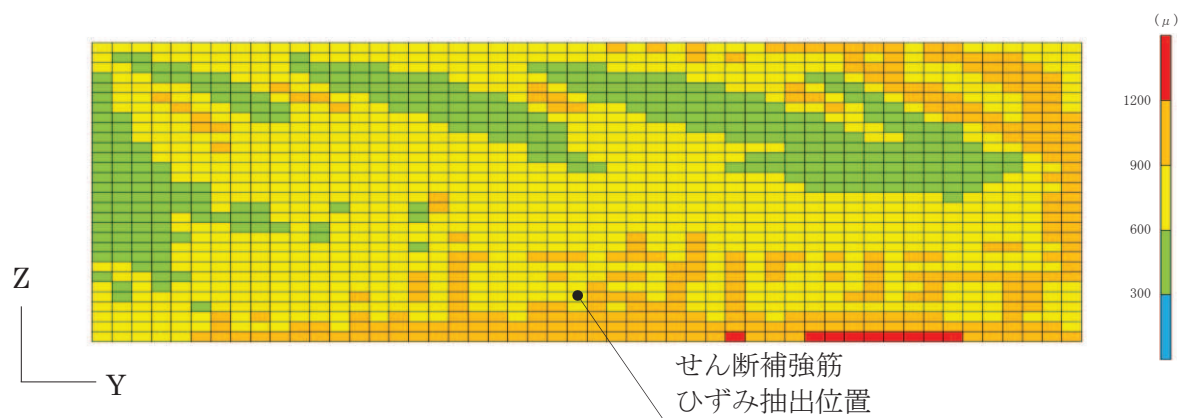
図 6-11 引張応力下における鉄筋とコンクリートの付着効果を考慮した応力-ひずみ関係
（コンクリート標準示方書[設計編]（土木学会 2017 年制定）に一部加筆）



面内せん断ひずみの確認断面位置

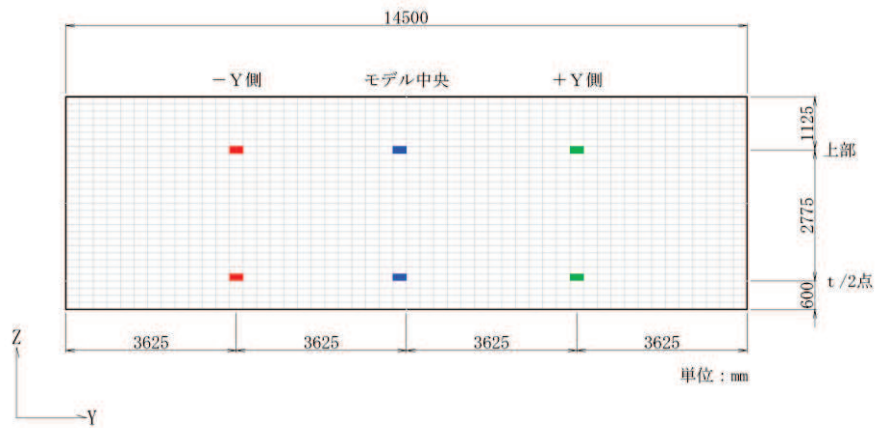


(d) 面内せん断ひずみ分布 (面内せん断によるひび割れ発生に相当)

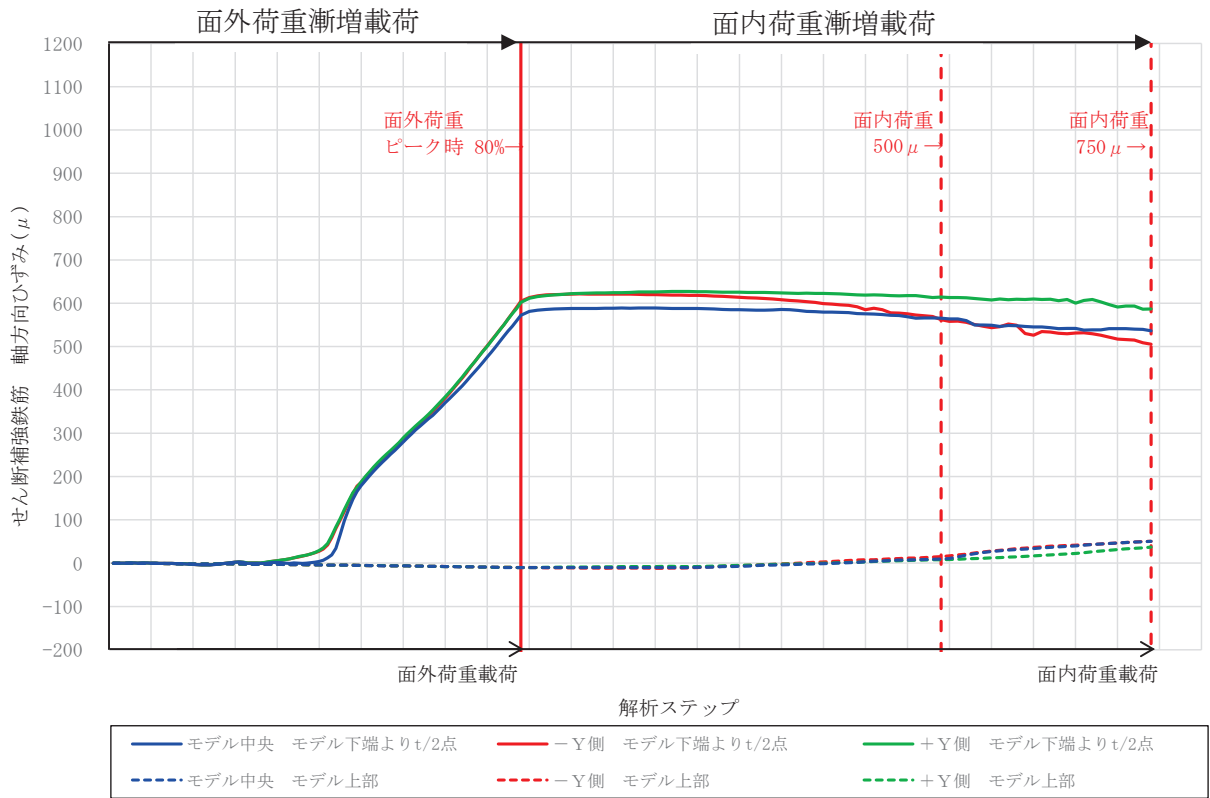


(e) 面内せん断ひずみ分布 (面内荷重最終ステップ)

図 6-12 確認断面位置と面内せん断ひずみ分布



軸方向ひずみの抽出位置



せん断補強鉄筋の軸方向ひずみ (CCb 工法)

図 6-13 せん断補強鉄筋の軸方向ひずみの抽出位置による差異の確認 (CCb 工法)

7. 面内荷重載荷後のせん断耐力への影響確認

面内荷重を載荷させた後に面外荷重を漸増載荷させることによる、CCbのせん断補強効果（せん断耐力）への影響について確認を行う。確認は、面外荷重を漸増載荷させたケース（ケース1）と面内荷重載荷後に面外荷重を載荷するケース（ケース2）のせん断耐力の比較により行う。

面内荷重載荷後に面外荷重を載荷するケース（ケース2）の解析は、「5. 解析モデル及び荷重条件」及び「6. 解析結果」に示す条件と同様とし、面内せん断ひずみが 750μ となるまで面内荷重を載荷し、その後、面内荷重の最終ステップの応力及びひずみの状態を引継ぎ、面外荷重を漸増載荷させ、せん断耐力の確認を行った。

せん断耐力の算定結果を表7-1に、せん断力-変位関係を図7-1に示す。せん断耐力は、せん断力-変位関係において変位が急増した際の直前のせん断力としている。

表7-1に示すように、ケース1及びケース2でせん断耐力は同等であり、面内荷重を載荷させた後に面外荷重を載荷させてもCCbのせん断補強効果に影響を与えないことを確認した。

表7-1 せん断耐力の算定結果 (CCb)

解析ケース		せん断耐力 (kN/m)
ケース1	面外荷重漸増載荷	2084
ケース2	面内荷重載荷 (750μ) → 面外荷重漸増載荷	2306

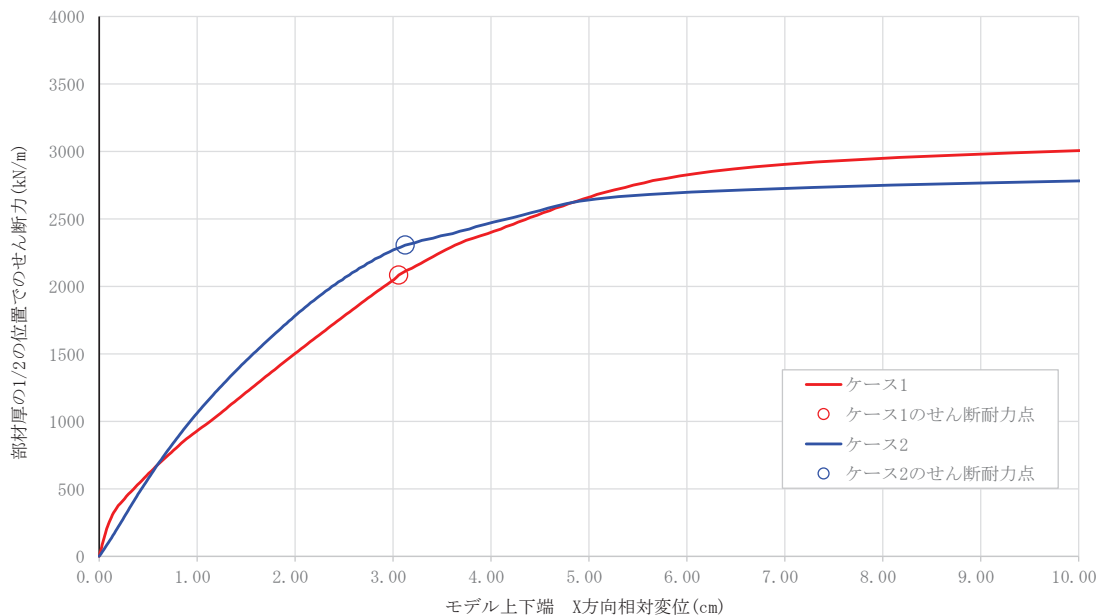


図7-1 せん断耐力の算定（せん断力-変位関係 (CCb)）

8. 面内荷重及び面外荷重が同時に作用する部材への Ccb 工法の適用性

三次元静的材料非線形解析により、面外荷重と面内荷重が同時に作用する部材への Ccb 工法の適用性の確認として、面外荷重のみを作用させた状態を再現し、次に面外荷重載荷の最終ステップの応力及びひずみの状態を引継ぎ、面内荷重を漸増載荷させ Ccb に生じる軸方向ひずみ等を確認した。その結果、面外荷重載荷後に面内荷重を面内せん断ひずみ 750μ 程度まで作用させても、せん断補強鉄筋の軸方向ひずみは、ほぼ一定となり、面内荷重の増加は、せん断補強鉄筋の軸方向ひずみに影響を与えず、せん断補強鉄筋が面内荷重を負担しないこと及び面内荷重が作用しても Ccb により十分なせん断補強効果が得られることを確認した。

また、面内荷重載荷後に面外荷重を漸増載荷させることによる Ccb へのせん断補強効果の確認として、面内荷重を作用させず面外荷重を漸増載荷させたケースとの比較を行った。その結果、せん断耐力が同等であり、面内せん断ひずみが 750μ となる面内荷重を載荷させた後に面外荷重を載荷させても、Ccb のせん断補強効果に影響を与えないことを確認した。

Ccb 工法と先施工のせん断補強鉄筋のひずみ挙動は、Ccb 工法と先施工で同様であり、面外荷重と面内荷重が同時に作用する部材への Ccb 工法の適用性が確認できた。

以上より、面外荷重と面内荷重が作用する部材については、面内せん断ひずみが 750μ までの範囲内において Ccb 工法を使用する。

なお、Ccb を適用した部材のせん断破壊に対する評価では、棒部材式で算出するせん断耐力に対する照査値を 0.8 程度に抑える設計としていることから、今回の数値解析で作用させた面外荷重は、実構造物に作用する荷重と比較して保守的な荷重設定となっている。

詳細設計を踏まえ Ccb 補強を行う構造物に対する Ccb 工法の適用性の検討

1. はじめに

女川 2 号機における Ccb 補強の対象構造物のうち、取水路（漸拡部）、原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）、軽油タンク室及び復水貯蔵タンク基礎については、本文「4. 女川 2 号機における Ccb 工法の適用性の確認」において適用性を確認している。

本資料では、詳細設計を踏まえ Ccb 補強の対象となる取水口、取水路（標準部）、海水ポンプ室、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）及び第 3 号機海水ポンプ室の Ccb 工法の適用性について確認する。

本文「4. 女川 2 号機における Ccb 工法の適用性の確認」に示す内容の確認に加え、詳細設計を踏まえ設置変更許可審査時の内容を補足する項目である「増厚補強を行った部材への適用性（資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価参照）」についても確認を行い、詳細設計により対象となった構造物に対する Ccb 工法の適用性を確認した。

2. 詳細設計により対象となった構造物に対する Ccb 工法の適用性

詳細設計により対象となった構造物に対する Ccb 工法の適用性は、本文「4. 女川 2 号機における Ccb 工法の適用性の確認」に示すフローに倣い、本文「4.3 ①適用性確認項目の抽出」に示す各項目が適用範囲にあり、Ccb によるせん断補強効果が発揮できることを確認する。表 7-1 に適用性確認項目と確認結果を示す。

表 7-1(1) 詳細設計により対象となった構造物に対する適用性

適用性確認項目	確認結果
<p>I. 使用目的 建設技術審査証明報告書に明記されている目的に該当しているか。</p>	<p>適用性あり (建設技術審査証明報告書より確認)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 本文「4.4 ②建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認 (1) I. 使用目的」に同じ。
<p>II. 構造形式 建設技術審査証明報告書で想定している構造形式に該当しているか。</p>	<p>適用性あり (建設技術審査証明報告書より確認)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 本文「4.4 ②建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認 (2) II. 構造形式」に同じ。
<p>III. 構造細目 建設技術審査証明報告書で規定している構造細目に該当しているか。</p>	<p>適用性あり (建設技術審査証明報告書より確認)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 本文「4.4 ②建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認 (3) III. 構造細目」に同じ。

表 7-1(2) 詳細設計により対象となった構造物に対する適用性

適用性確認項目	確認結果
<p>IV. 部材諸元</p> <p>建設技術審査証明報告書の実験で適用性が確認された部材あるいは実績のある部材厚か。せん断スパン比, 主鉄筋比, コンクリート設計基準強度について, 建設技術審査証明報告書の実験で適用性が確認された範囲内であるか, 又は範囲内でなくともせん断補強効果が期待できるか。</p>	<p>適用性あり (数値解析により確認)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 本文「4.5.2 せん断補強効果の確認 (1) 部材諸元, (2) 載荷方法, (3) せん断ひび割れ抑制効果の確認」に同じ。 ・ 「添付資料 2」で, 建設技術審査証明報告書の実験条件と異なっても, せん断補強効果が発揮されることを数値解析により確認している。 ・ 表 7-2 に建設技術審査証明報告書及び建設技術審査証明報告書の実験から確認される適用範囲, 表 7-3 に対象構造物の部材諸元等を示す。 ・ 表 7-3 のとおり, 詳細設計により対象となった構造物のうち部材厚の最大値は海水ポンプ室側壁の $t=4700\text{mm}$ となるが, 部材厚が大きくなるほど, せん断耐力算出時における有効係数 β_{aw} (CCb のせん断耐力の補強効果を示す有効係数) が大きくなり, 先施工 (従来工法) との差異がなくなることから, 部材厚が大きくなることによる影響はない。 ・ せん断スパン比が小さいことによる影響としてディープビームとなる部材への適用性については, 「添付資料 5」にて確認している。 ・ 以上より, 詳細設計により対象となった構造物に対する適用性を確認できた。

表 7-1(3) 詳細設計により対象となった構造物に対する適用性

適用性確認項目	確認結果
<p>V. 載荷方法</p> <p>建設技術審査証明報告書の実験適用性が確認された範囲内であること, 又は範囲内でなくともせん断補強効果が期待できるか。</p>	<p>適用性あり</p> <p>(数値解析により確認)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 本文「4.5.2 せん断補強効果の確認 (1) 部材諸元, (2) 載荷方法, (3) せん断ひび割れ抑制効果の確認」に同じ。 ・ 「添付資料 2」で, 建設技術審査証明報告書の実験条件と異なっても, せん断補強効果が発揮されることを数値解析により確認している。 ・ 載荷方法として「集中荷重系」と「分布荷重系」の双方の適用性を確認済みであり, 表 7-3 に示す載荷パターンを網羅している。 ・ 以上より, 詳細設計により対象となった構造物に対する適用性を確認できた。
<p>VI. 使用材料 (せん断補強筋)</p> <p>建設技術審査証明報告書で規定されている材料か。せん断補強筋は, JIS G 3112 に準拠した熱間圧延異形棒鋼ネジテツコン(東京鐵鋼株式会社製)で, 鉄筋の種類は SD295A, SD295B, SD345 とし, 呼び名は D32, D29, D25, D22, D19, D16, D13 とする。</p>	<p>適用性あり</p> <p>(建設技術審査証明報告書より確認)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 本文「4.4 ②建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認 (5) VI~VIII. 使用材料 (せん断補強, セラミック製定着体, 充てん材)」に同じ。
<p>VII. 使用材料 (セラミック製定着体)</p> <p>建設技術審査証明報告書で規定されている材料か。</p>	
<p>VIII. 使用材料 (充てん材)</p> <p>建設技術審査証明報告書で規定されている材料か。</p>	
<p>IX. せん断補強鉄筋の定着長</p> <p>建設技術審査証明報告書で設定している定着長を考慮して設計しているか。</p>	<p>適用性あり</p> <p>(建設技術審査証明報告書より確認)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 本文「4.4 ②建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認 (6) IX. せん断補強筋の定着長」に同じ。

表 7-1(4) 詳細設計により対象となった構造物に対する適用性

適用性確認項目	確認結果
<p>X. せん断ひび割れ抑制効果の確認</p> <p>建設技術審査証明報告書の実験にて確認していない諸元において、せん断ひび割れ抑制効果を確認できるか。</p>	<p>適用性あり</p> <p>(数値解析により確認)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 本文「4.5.2 せん断補強効果の確認 (1) 部材諸元, (2) 載荷方法, (3) せん断ひび割れ抑制効果の確認」に同じ。 ・ 「添付資料 2」で、建設技術審査証明報告書の実験条件と異なっても、せん断ひび割れ抑制効果が発揮されることを数値解析により確認している。 ・ 以上より、詳細設計により対象となった構造物に対する適用性を確認できた。
<p>X I. ひび割れに対する定着機能の保持</p> <p>CCb 工法は、従来工法 (先施工) とせん断補強筋の定着機構が異なることから、せん断補強筋としての機能を発揮するために、定着体部にひび割れが生じても、定着機能が保持されているか。</p>	<p>適用性あり</p> <p>(建設技術審査証明報告書の実験により確認)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 本文「4.5.2 せん断補強効果の確認 (4) ひび割れに対する定着機能の保持」に同じ。 ・ 「添付資料 3」で、CCb により耐震補強を行った構造物に発生する可能性があるひび割れが生じても、定着機能が保持されることを確認している。 ・ 詳細設計により対象となった構造物においても、発生するひび割れ形態に差異がないものと考えられるため影響はない。 ・ 以上より、詳細設計により対象となった構造物に対する適用性を確認できた。

表 7-1(5) 詳細設計により対象となった構造物に対する適用性

適用性確認項目	確認結果
<p>X II. 変形量</p> <p>変形に伴うかぶりコンクリート部の剥落によって、CCb の定着体部の定着機能を阻害するおそれがあることから、建設技術審査証明報告書の実験の変形量を超えていないか。</p>	<p>適用性あり</p> <p>(建設技術審査証明報告書より確認)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 本文「4.4 ②建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認 (9) X II. 変形量」に同じ。
<p>X III. 使用環境</p> <p>建設技術審査証明報告書で想定している使用環境において使用しているか。</p> <p>また、女川 2 号機では海水環境下にて使用していることから、海水環境下相当での実績があるか。</p>	<p>適用性あり</p> <p>(建設技術審査証明報告書より確認)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 本文「4.4 ②建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認 (10) X III. 使用環境」に同じ。
<p>X IV. CCb を適用した部材のコンクリートの健全性</p> <p>CCb を適用した部材のコンクリートに CCb のせん断補強効果を阻害するひび割れがなく、構造物が健全であるか。</p>	<p>適用性あり</p> <p>(部材の健全性を目視により確認)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 本文「4.5.2 せん断補強効果の確認 (5) CCb を適用した部材のコンクリートの健全性」に同じ。 ・ 「添付資料 4」に示す構造物と同様に、詳細設計により対象となった構造物についても、ひび割れ状況及び圧縮強度試験結果を確認し、既設コンクリートの状態が CCb のせん断補強効果を発揮できる状況にあることを確認している。 ・ 以上より、詳細設計により対象となった構造物に対する適用性を確認できた。

表 7-1(6) 詳細設計により対象となった構造物に対する適用性

適用性確認項目	確認結果
<p>X V. PHb 工法（美浜 3 号機）との差異 PHb 工法及び美浜 3 号機での適用実績と比較を行い，抽出された差異が建設技術審査証明報告書で規定された適用範囲に収まっているか。</p>	<p>適用性あり (建設技術審査証明報告書の実験, 追加の模型実験及び数値解析により確認)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 本文「4.5.2 セン断補強効果の確認 (6) PHb 工法（美浜 3 号機）との差異」に同じ。 ・ 「添付資料 5」で，ディーブビームにおいても Ccb 工法によりセン断補強効果が発揮され，棒部材式で算定されるセン断耐力を上回るセン断耐力が得られることを確認している。 ・ 「添付資料 6」で，面内荷重と面外荷重が同時に作用する部材においても Ccb により十分なセン断補強効果が得られていることを確認している。 ・ 詳細設計により対象となった構造物においてもディーブビームとなる部材及び面内荷重と面外荷重が同時に作用する部材があるが，「添付資料 5」及び「添付資料 6」で確認していることから適用性を確認できた。
<p>X VI. 増厚補強部への適用性 建設技術審査証明報告書で規定又は建設技術審査証明報告書の実験で適用性が確認された範囲内であるか, 又は範囲内でなくともセン断補強効果が期待できるか。</p>	<p>適用性あり (数値解析により確認)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 本文「4.5.2 セン断補強効果の確認 (7) 増厚補強部への適用性」に同じ。 ・ 詳細設計を踏まえ適用性の確認を補足する項目である。 ・ 「資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」で，既設部材に Ccb を施工した部材へ増厚補強を行う場合でも新設した増厚部材と一体となってセン断耐力が得られることを確認し，詳細設計により対象となった構造物に対する適用性を確認できた。

表 7-2 建設技術審査証明報告書及び建設技術審査証明報告書の実験から確認される適用範囲

	III. 構造細目		IV. 部材諸元					V. 載荷方法
	せん断補強鉄筋比(%)	最大配置間隔(mm)	部材厚(mm)	せん断スパン比	CCbの鉄筋径	CCbの鉄筋種別	主鉄筋比(%)	荷重形態
建設技術審査証明報告書で規定されている適用範囲	せん断補強鉄筋比 ≥0.15%以上	最大配置間隔 ≤部材の有効高さの1/2	—	—	D13~D32	SD345	—	—
建設技術審査証明報告書の 実験から確認した範囲	—	—	500~800	2.78 (棒部材的な破壊)	—	—	1.05~1.48	集中荷重

表 7-3(1) 対象構造物の部材諸元等

構造物名称	部 材	III. 構造細目		IV. 部材諸元				V. 載荷方法	
		せん断補強鉄筋比(%)	最大配置間隔(mm) 有効高さ(mm)	部材厚(mm)	せん断スパン比*1,2	CCbの鉄筋径	CCbの鉄筋種別	主鉄筋比(%)	荷重形態
取水口	頂版	0.221~0.563	300	1,000	1.15~12.03	D16	SD345	0.220~0.388	分布荷重
			870			D19			
						D22 D25			
	底版	0.441~0.714	600	1,500~3,200	1.39~7.64	D22		0.208~0.247	分布荷重
			1,370~3,070			D29			
	側壁	0.375~0.714	450	1,200~1,500	2.80~7.30	D25		0.241~0.316	分布荷重
			1,070~1,370			D29			
	導流壁	0.375~0.714	300~450	1,000~1,200	2.80~9.35	D19		0.241~0.495	集中荷重
			870~1,070			D22 D29			
	妻壁	0.430	300 1,370	1,500	2.92~3.65	D22		0.247	分布荷重

:フロー②(建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認)より確認できた範囲
 :フロー③(せん断補強効果の確認)より確認する範囲

注記*1: せん断スパン比 a/d (a: 支間長, d: 有効高さ)

*2: せん断スパン比 (a/d) が3.5以上(土木学会マニュアル2005参照)かつ荷重形態が集中荷重の場合は棒部材と判断して「フロー②より確認できる範囲」とし、 a/d が3.5以上であっても荷重形態が分布荷重の場合は等価せん断スパン比を考慮すると、ディープビーム的なせん断スパン比となる可能性があることから「フロー③より確認する範囲」として整理している。

表 7-3(2) 対象構造物の部材諸元等

構造物名称	部 材	III. 構造細目		IV. 部材諸元				V. 載荷方法	
		せん断補強鉄筋比(%)	最大配置間隔(mm) 有効高さ(mm)	部材厚(mm)	せん断スパン比*1,2	CCbの鉄筋径	CCbの鉄筋種別	主鉄筋比(%)	荷重形態
取水路 (標準部)	頂版	1.126	300	1,000	5.75	D25	SD345	0.492	分布荷重
			870						
	底版	0.860	300	1,500	3.79	D22		0.649	分布荷重
			1,320						
	隔壁	0.563	300	1,000	3.45	D25		0.492	集中荷重
			870						
海水ポンプ室	底版	0.430~1.126	600	2,000~3,500	0.83~35.59	D16	SD345	0.054~1.288	分布荷重
			1,770~3,270			D22			
						D25			
						D32			
	側壁	0.430~1.765	600	2,000~4,700	1.86~35.59	D22	SD345	0.075~1.288	分布荷重
						D25			
						D29			
						D32			
	隔壁	0.441~1.765	600	1,000~2,000	1.02~37.01	D25	SD345	0.242~1.197	集中荷重
						D29			
						D29			
						D32			

(参考) 6-添 7-9

:フロー②(建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認)より確認できた範囲
 :フロー③(せん断補強効果の確認)より確認する範囲

注記*1: せん断スパン比 a/d (a: 支間長, d: 有効高さ)

*2: せん断スパン比 a/d が3.5以上(土木学会マニュアル2005参照)かつ荷重形態が集中荷重の場合は棒部材と判断して「フロー②より確認できる範囲」とし、 a/d が3.5以上であっても荷重形態が分布荷重の場合は等価せん断スパン比を考慮すると、ディープビーム的なせん断スパン比となる可能性があることから「フロー③より確認する範囲」として整理している。

表 7-3(3) 対象構造物の部材諸元等

構造物名称	部 材	III. 構造細目		IV. 部材諸元				V. 載荷方法	
		せん断補強鉄筋比(%)	最大配置間隔(mm) 有効高さ(mm)	部材厚 (mm)	せん断 スパン比*1,2	CCbの 鉄筋径	CCbの 鉄筋種別	主鉄筋比 (%)	荷重形態
海水ポンプ室	妻壁	0.441~1.765	600	1,500	3.54~22.44	D22	SD345	0.075~0.834	分布荷重
			-----			D25			
			1,270			D29			
			-----			D32			
	導流壁	0.430~1.428	600	1,500	3.54~49.61	D22		0.102~1.795	集中荷重
			-----			D25			
			1,270			D29			
			-----			D32			
	中床版	0.430~1.765	300~600	1,000~1,500	2.13~17.32	D22		0.075~1.974	集中荷重
-----			D25						
770~1,270			D29						
-----			D32						
原子炉機器冷却 海水配管ダクト (鉛直部)	側壁	0.221	150	700	4.14	D16	0.329	分布荷重	
			-----						580
	隔壁	0.318	300	800	3.24	D19	0.245	分布荷重	
			-----						680

: フロー②(建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認)より確認できた範囲
 : フロー③(せん断補強効果の確認)より確認する範囲

注記*1: せん断スパン比 a/d (a : 支間長, d : 有効高さ)

*2: せん断スパン比(a/d)が3.5以上(土木学会マニュアル2005参照)かつ荷重形態が集中荷重の場合は棒部材と判断して「フロー②より確認できる範囲」とし、 a/d が3.5以上であっても荷重形態が分布荷重の場合は等価せん断スパン比を考慮すると、ディープビーム的なせん断スパン比となる可能性があることから「フロー③より確認する範囲」として整理している。

表 7-3(4) 対象構造物の部材諸元等

構造物名称	部 材	III. 構造細目		IV. 部材諸元					V. 載荷方法
		せん断補強鉄筋比(%)	最大配置間隔(mm) 有効高さ(mm)	部材厚(mm)	せん断スパン比*1,2	CCbの鉄筋径	CCbの鉄筋種別	主鉄筋比(%)	荷重形態
第3号機 海水ポンプ室	底版	0.662~1.324	400	3,000	1.30~14.80	D25	SD345	0.073~0.860	分布荷重
			-----			D29			
			2,770			D32			
	側壁	0.422~1.324	400	1,800~3,000	2.27~14.80	D25		0.091~0.779	分布荷重
			-----			D29			
			1,570~2,770			D32			
	隔壁	0.441~0.882	600	1,200~2,000	4.14~29.38	D32		0.203~1.219	集中荷重

	970~1,770								
	妻壁	0.441~3.530	600	1,500~2,000	2.83~16.10	D25		0.177~0.850	分布荷重
			-----			D29			
			1,270~1,770			D32			
	導流壁	0.422~2.647	400	1,500~3,300	2.15~32.28	D25		0.113~1.130	集中荷重
			-----			D29			
			1,270~3,070			D32			
	中床版	0.422~2.647	400	1,500	2.83~20.55	D25		0.078~1.795	集中荷重
			-----			D29			
			1,270			D32			

:フロー②(建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認)より確認できた範囲
 :フロー③(せん断補強効果の確認)より確認する範囲

注記*1: せん断スパン比 a/d (a: 支間長, d: 有効高さ)

*2: せん断スパン比(a/d)が3.5以上(土木学会マニュアル2005参照)かつ荷重形態が集中荷重の場合は棒部材と判断して「フロー②より確認できる範囲」とし、 a/d が3.5以上であっても荷重形態が分布荷重の場合は等価せん断スパン比を考慮すると、ディープビーム的なせん断スパン比となる可能性があることから「フロー③より確認する範囲」として整理している。

3. まとめ

詳細設計を踏まえ CCb 補強の対象となる取水口，取水路（標準部），海水ポンプ室，原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）及び第 3 号機海水ポンプ室について CCb 工法の適用性について確認を行った。

各適用性確認項目について，建設技術審査証明報告書の適用範囲内であること又は適用範囲から確認できなかった項目がある場合は，数値解析，模型実験等により適用性があることを確認し，詳細設計により対象となった構造物に対しても適用性があることを確認できた。

また，詳細設計を踏まえ適用性の確認を補足する項目である「増厚補強部への適用性」についても，「資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」により適用性を確認することができた。

以上より，詳細設計により対象となった構造物に対する CCb 工法の適用性を確認することができた。

参考資料 7 地中構造物への鉛直地震動の位相が与える影響

1. 概要

屋外重要土木構造物等は、開削したうえで建設し、その後、盛土により埋戻しを行っている。そのため、海水ポンプ室、第3号機海水ポンプ室及び復水貯蔵タンク基礎の一部が地上に露出しているものの、多くが地表面以下に設置された地中構造物となっている。これらの鉛直地震動位相反転の影響について検討を行う。

鉛直地震動が地中構造物の応答に及ぼす影響については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針<技術資料>（土木学会，2005）」にて検討が実施されており、以下にその内容について取りまとめる。

2. 検討方法

屋外重要土木構造物のような地中の構造物の応答に対する鉛直地震動の影響の程度を把握するため、複数の地盤条件を対象に、地盤一構造物連成系モデルを用いた時刻歴地震応答解析を実施する。

解析では、水平成層の場合（ケース1）、側方が両側とも傾斜した地盤中に埋設された場合（ケース2）、側方が片側のみ傾斜した地盤中に埋設された場合（ケース3）について検討する。

なお、構造物が設置される基礎地盤は、 $V_s=700\text{m/s}$ の一様岩盤である。

a. 解析モデル

地盤要素は、4 節点平面ひずみ要素を用い、側方及び底面の境界には粘性要素を設ける。構造物要素には、2 節点はり要素を用いる。地盤一構造物間には、ジョイント要素を設け、構造物の剥離、すべりを評価する。図 2-1～図 2-3 に解析モデルを示す。

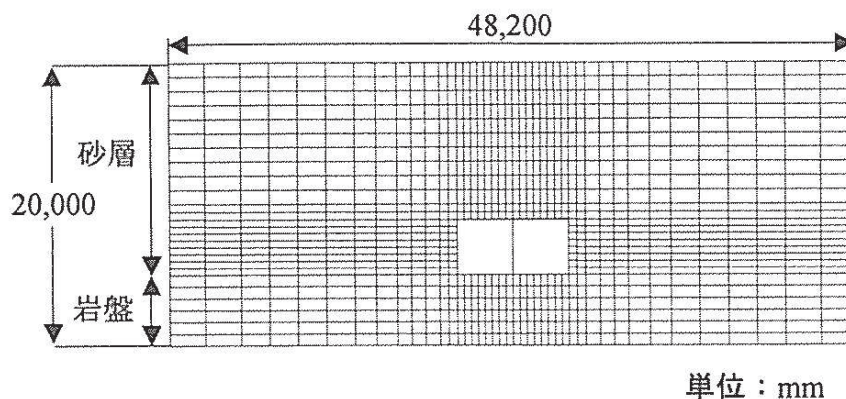


図 2-1 ケース 1 の解析モデル

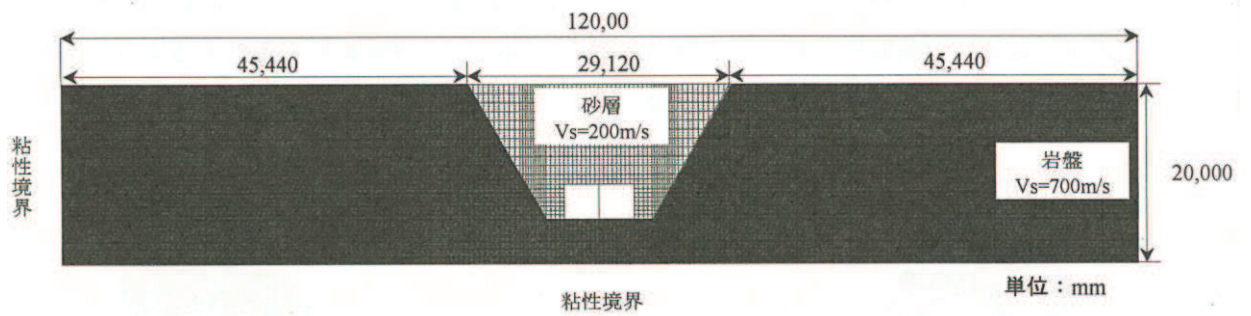


図 2-2 ケース 2 の解析モデル

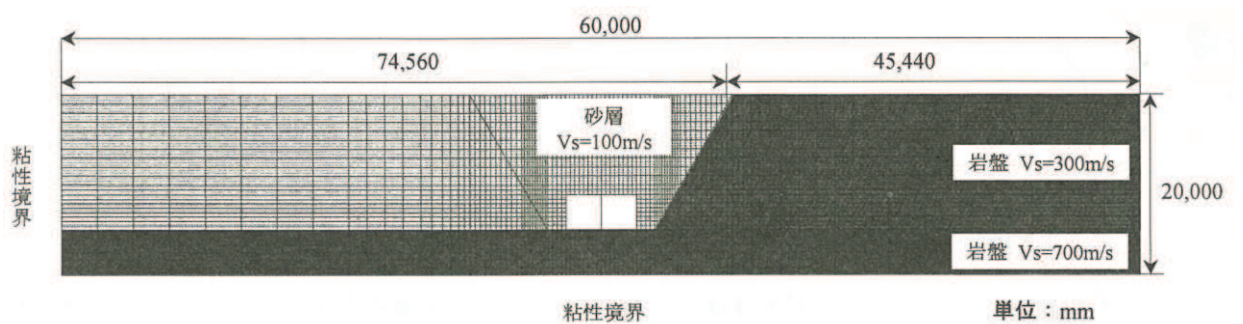


図 2-3 ケース 3 の解析モデル

- b. 地盤のモデル化
R-0 モデルにより，動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性を考慮する。
- c. 構造物のモデル化
軸力変動型トリリニアモデルにより，RC 部材の曲げに関する非線形特性を考慮する。
- d. 入力地震動
水平・鉛直地震動ともに，1995 年兵庫県南部地震における神戸大学での観測記録を用いる。

3. 検討結果

各ケースによる解析結果を表 3-1 に示す。

同表における各断面力図は、横軸に水平地震動のみ加振した場合の断面力を、縦軸に、水平・鉛直同時加振の場合の断面力で整理している。

各ケース、鉛直地震動により、発生軸力に若干の影響が認められるものの、曲げ及びせん断に支配的な断面力である、曲げモーメント、せん断力は、鉛直地震動による影響が小さい。

図 3-1 に、コンクリート標準示方書におけるせん断耐力式のうち、軸力の影響を評する項である β_n についてケース 3 の解析結果を整理したものを示す。

同図より、水平地震動のみの場合と、水平・鉛直同時加振の場合の β_n は、ほぼ整合しており、鉛直地震動の影響は小さいことが示された結果と言える。

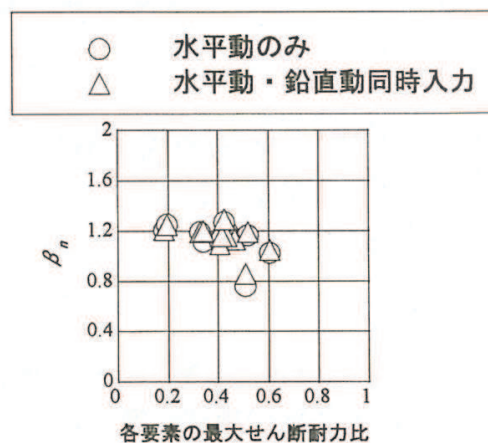


図 3-1 せん断耐力に及ぼす軸力変動の影響

表 3-1 地震応答解析結果一覧表

	断面力		
	曲げモーメント	せん断力	軸力
ケース1			
ケース2			
ケース3			

4. まとめ

鉛直地震動が地中構造物の応答に及ぼす影響について、既往の文献を基に検討を実施した。その結果、基礎地盤の速度構造が一様である場合、屋外重要土木構造物のような、地中に埋設された RC 構造物は、鉛直地震動の影響をほぼ受けないことが確認された。

女川原子力発電所の基礎地盤の速度構造は、おおむね水平成層であることが確認されていることから、屋外重要土木構造物の耐震安全性評価では、鉛直地震動は耐震性に顕著な影響を及ぼさないものと判断されることから、鉛直地震動については、位相の反転を考慮しない。

参考資料 9 解析手法の選定（④全応力解析）の補足確認結果

1. はじめに

屋外重要土木構造物のうち、海水ポンプ室、取水路（漸拡部）、取水路（標準部、断面④及び⑤）及びガスタービン発電設備軽油タンク室（東西方向）は、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について 4.3 解析手法選定の方針」に示す解析手法の選定フローにより、④全応力解析に分類されている。

しかし、各構造物と地盤改良の間や解析断面の周辺領域に地下水位以下の盛土や旧表土が分布していることから、これらの地盤の液状化の可能性等を確認するため有効応力解析を行い、全応力解析による耐震評価で問題無いことと、液状化による浮上りの評価が不要であることを確認した。

以下に構造物毎に検討内容を示す。

2. 海水ポンプ室及び取水路（漸拡部）に対する確認

海水ポンプ室と取水路（漸拡部）は相互に接続して設置されており、周囲の改良地盤や盛土・旧表土の分布等の地質状況も類似しているため、両構造物に対する確認をまとめて行う。

海水ポンプ室及び取水路（漸拡部）の評価対象位置図を図 2-1 に、地質断面図を図 2-2 及び図 2-3 にそれぞれ示す。両構造物とも、躯体と改良地盤の間には地下水位以深の盛土が分布していることから、この盛土の液状化の可能性を確認する。また、両断面とも隣接する防潮堤の東側には、O.P. 3.5m 盤の地下水位以深の盛土・旧表土が分布していることから、盛土・旧表土の液状化による構造物への影響を確認する。

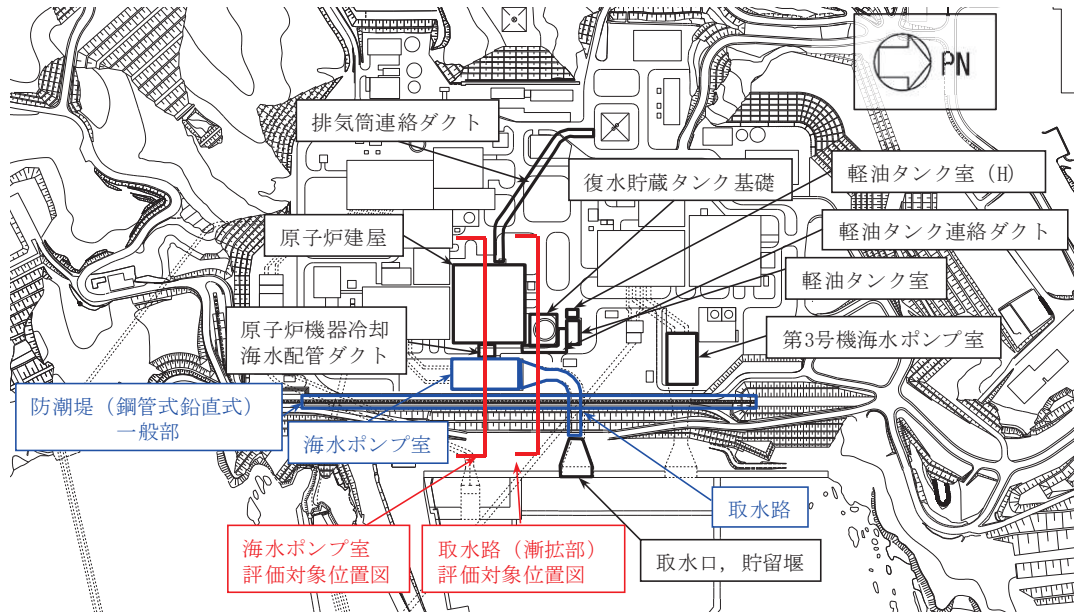


図 2-1 海水ポンプ室及び取水路（漸拡部）評価対象位置図

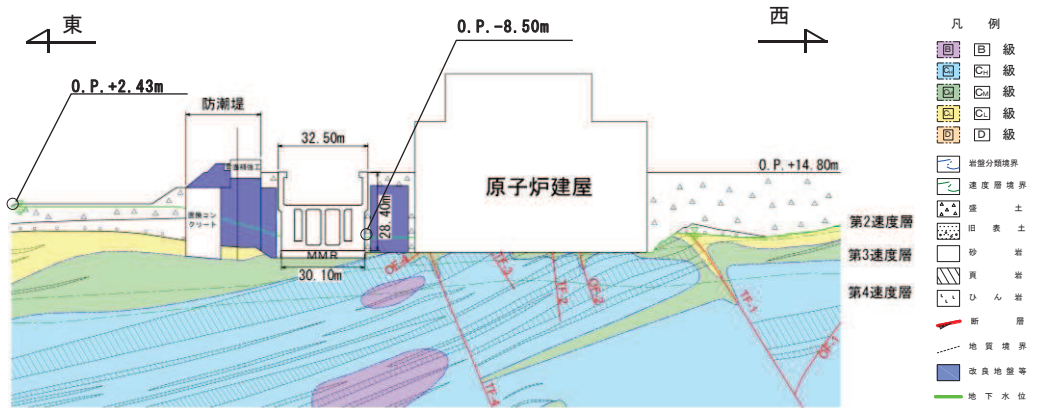


図 2-2 海水ポンプ室地質断面図（東西（補機ポンプエリア））

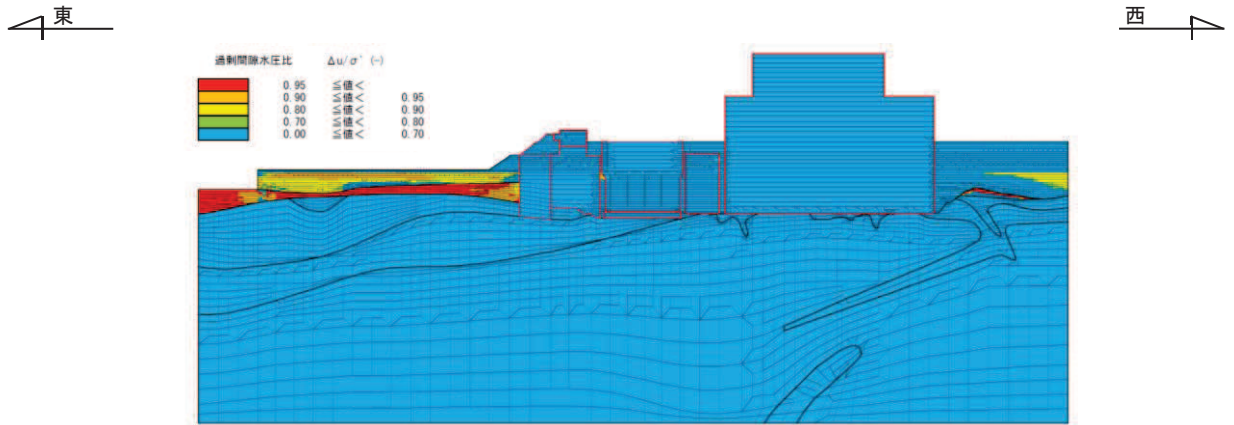


图 2-4(1) 最大過剩間隙水圧比分布 (S_s-D 1 (++))

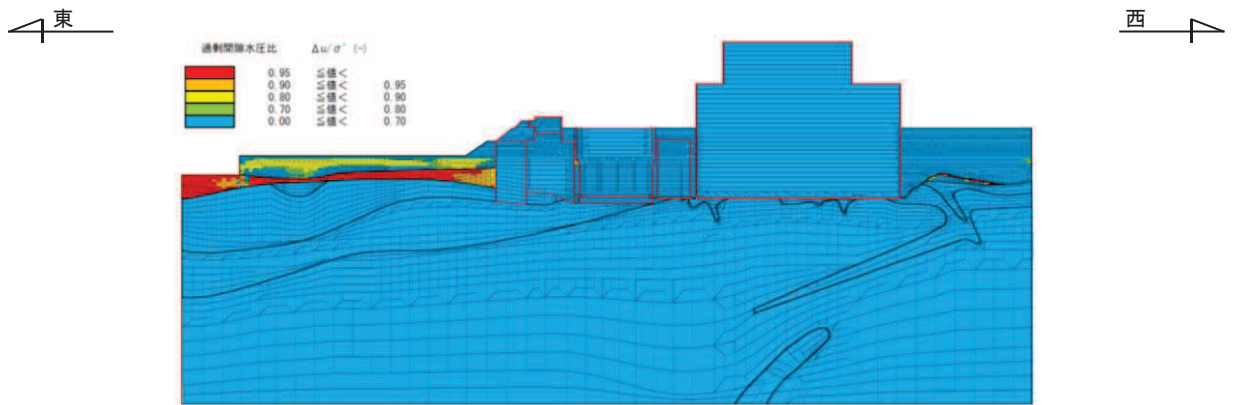


图 2-4(2) 最大過剩間隙水圧比分布 (S_s-D 2 (++))

2.2 0.P.3.5m 盤の盛土・旧表土による影響の確認

影響の確認は、防潮堤を対象として実施した全応力解析と有効応力解析による地盤のせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比等に着目し比較する。解析断面は、液状化強度比が比較的小さい旧表土が厚く分布する図 2-5 の断面②とする。断面②の解析モデルを図 2-6 に示す。入力地震動は、防潮堤の耐震評価が厳しくなる S_s-D2 (—) とする。

全応力解析及び有効応力解析によるせん断ひずみ分布を、図 2-7(1)と図 2-7(2)に示す。解析の結果、0.P.3.5m 盤の旧表土は液状化しているものの、防潮堤西側（陸側）における両解析のせん断ひずみの分布は類似しており、ひずみレベルも両解析ともに 2% 以下であることから、0.P.3.5m の液状化の影響は、両構造物の分布する 0.P.14.8m 盤の地盤に影響を及ぼさないと判断した。

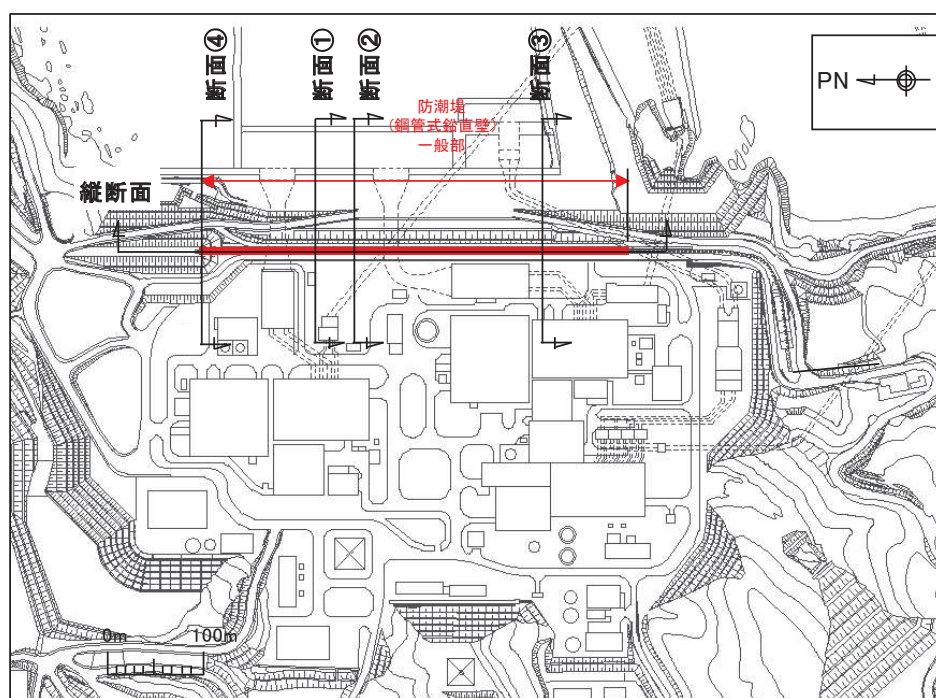


図 2-5 防潮堤の解析断面位置図（断面②）

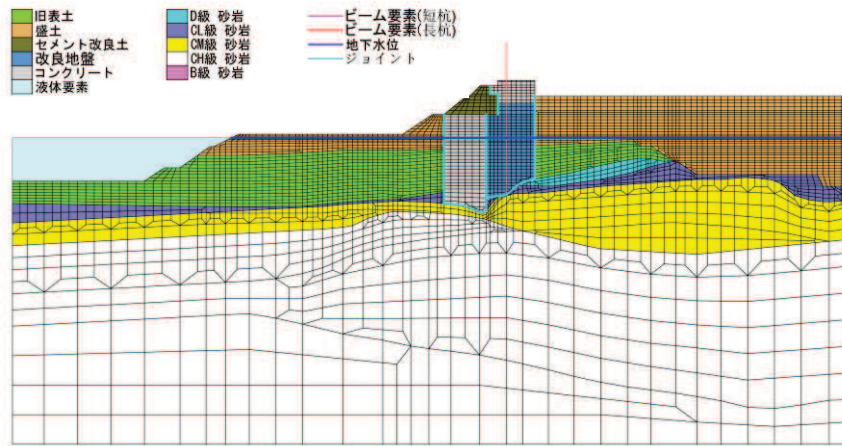
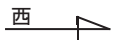


図 2-6 断面②の解析モデル

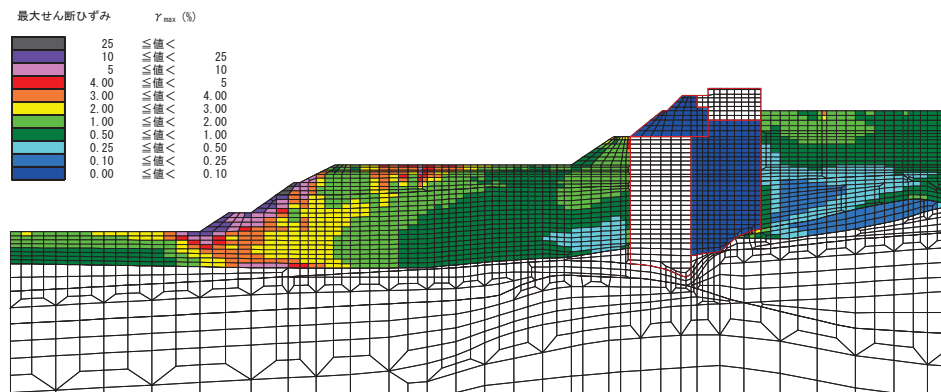


図 2-7(1) 全応力解析 (断面②) の最大せん断ひずみ分布

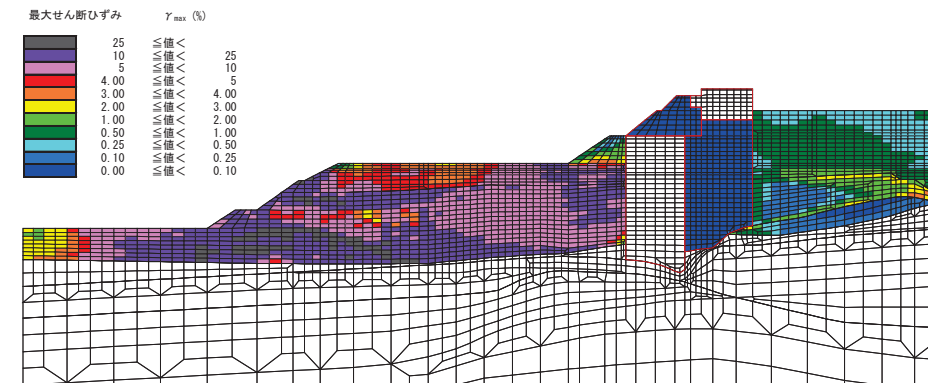


図 2-7(2) 有効応力解析 (断面②) の最大せん断ひずみ分布

3. 取水路（標準部、断面④及び断面⑤）に対する確認

取水路（標準部、断面④及び断面⑤）の平面図を図3-1に、地質断面図を図3-2及び図3-3にそれぞれ示す。両断面とも、躯体の側面及び頂部に地下水位以深の盛土が分布している。この盛土については、断面④では躯体と防潮堤の置換コンクリートに挟まれ、断面⑤では躯体と防潮堤の改良地盤に挟まれ、変形を拘束されていることから、せん断変形を受けて過剰間隙水圧が蓄積する可能性は小さいと考えられる。したがって、両断面とも躯体近傍の盛土の液状化の影響やそれに起因する浮上りの影響は無いと判断した。

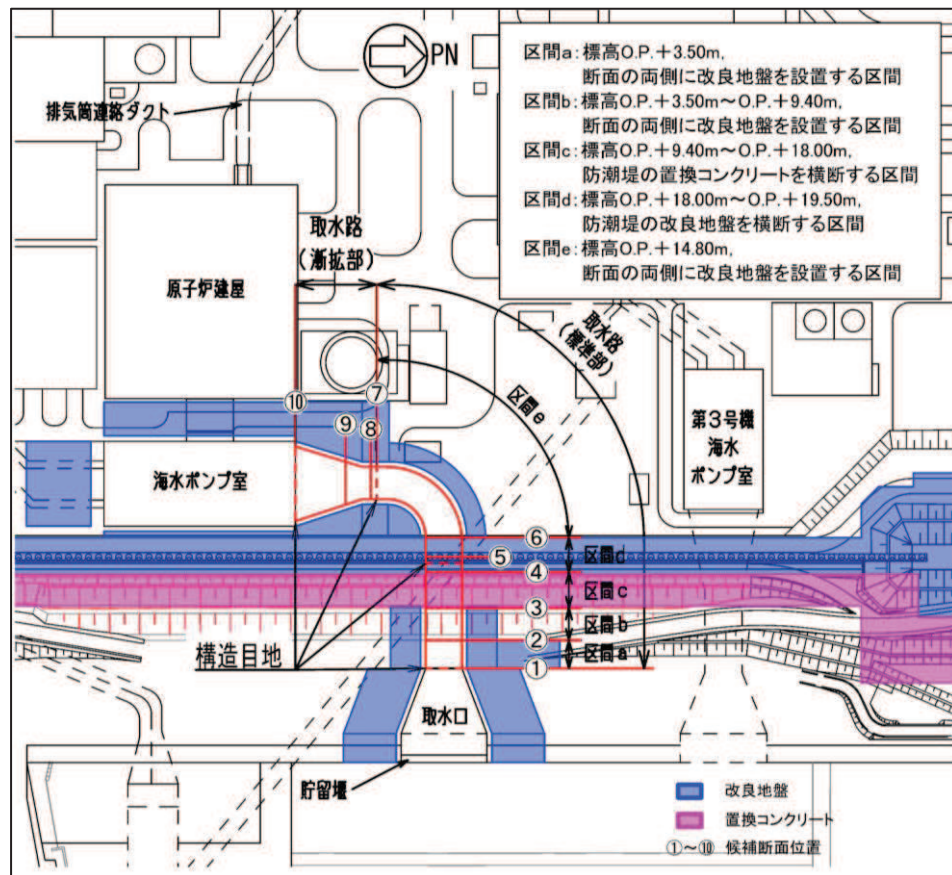


図3-1 取水路（標準部、断面④及び⑤）平面図

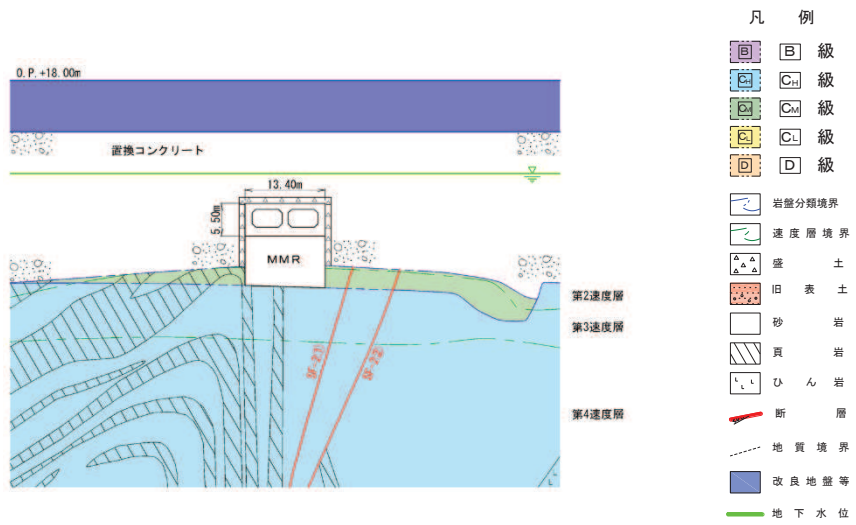


図 3-2 取水路（標準部）地質断面図（断面④：直線部）

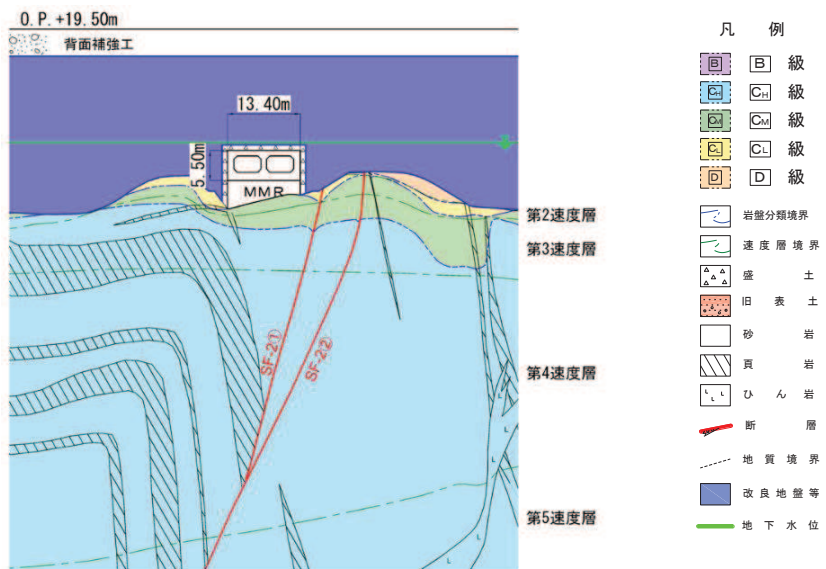


図 3-3 取水路（標準部）地質断面図（断面⑤：曲線部）

4. ガスタービン発電設備軽油タンク室（東西方向）に対する確認

ガスタービン発電設備軽油タンク室（東西方向）の平面図を図 4-1 に、地質断面図を図 4-2 に示す。躯体の東側には電気品建屋が隣接するが、電気品建屋との間の地盤は、地下水位以深の盛土が分布していることから、この盛土の液状化の可能性を確認する。

確認は、基準地震動 S_s を用いた一次元有効応力解析により盛土の過剰間隙水圧比に着目して実施する。解析ケースは、有効応力解析の基本ケースであるケース⑥に加え、地盤のばらつきを考慮したケース⑦及び⑧とする。地盤のばらつきを考慮した検討の対象とする盛土は、ガスタービン発電設備軽油タンク室と電気品建屋に挟まれ、変形を拘束されているが、一次元有効応力解析により、隣接構造物が無い水平成層地盤を想定することにより保守的に評価を行った。

一次元有効応力解析に用いる土層モデルを図 4-3 に、解析結果として最大過剰間隙水圧比分布を図 4-4 に示す。解析の結果、盛土の過剰間隙水圧比は 0.95 以下となっていることから、液状化の影響及び浮上りの可能性はないと判断した。

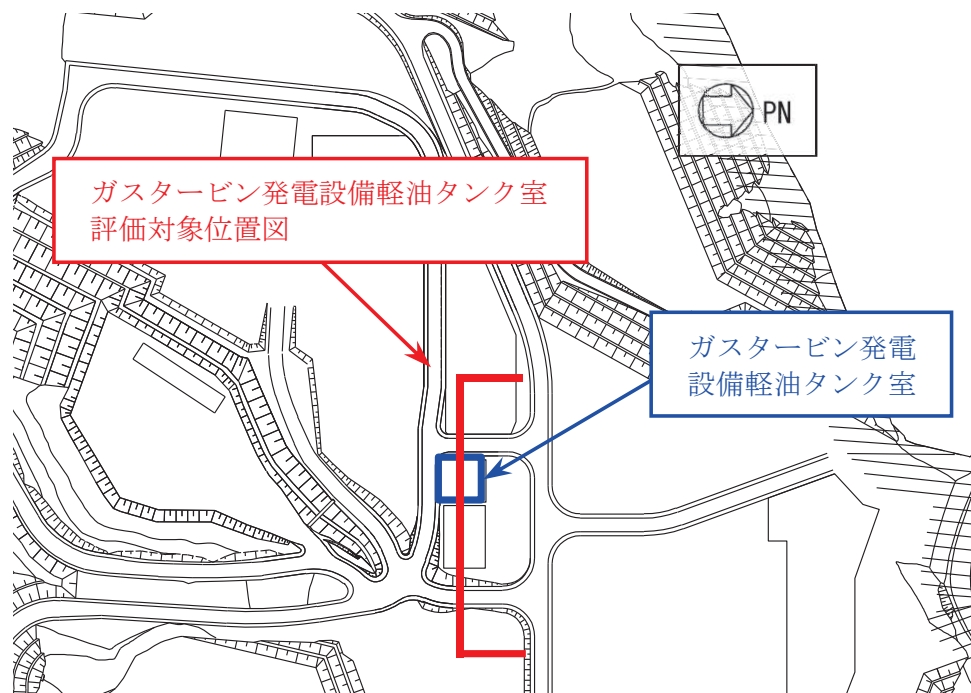


図 4-1 ガスタービン発電設備軽油タンク室平面図

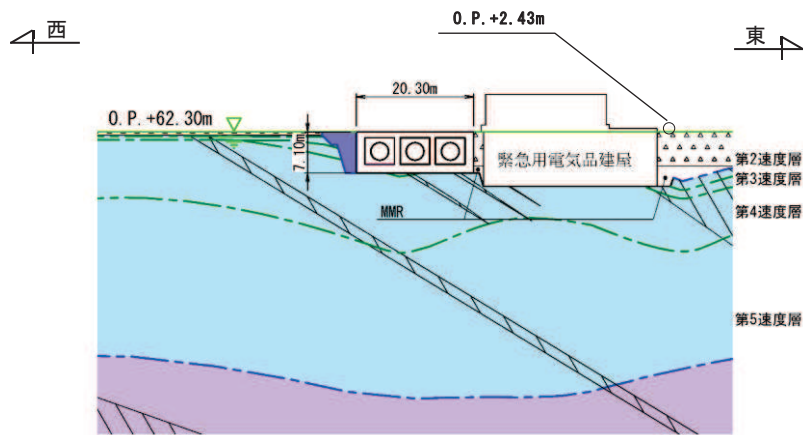


図 4-2 ガスタービン発電設備軽油タンク室評価対象地質断面図 (東西方向)

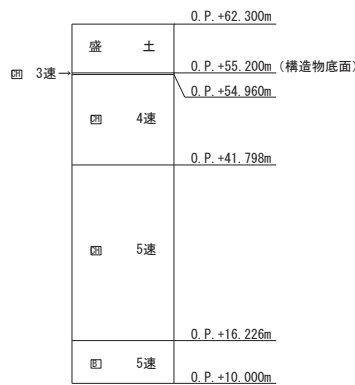


図 4-3 ガスタービン発電設備軽油タンク室 一次元解析モデル

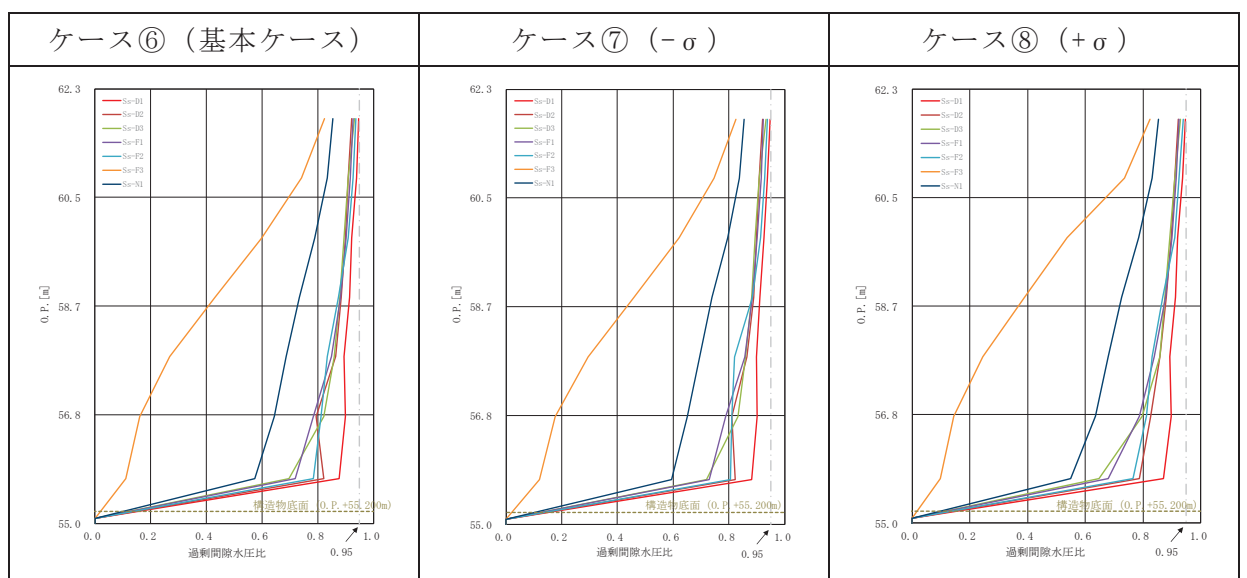


図 4-4 最大過剰間隙水圧比分布

(参考) 9-10

4. まとめ

全応力解析により耐震評価を実施する海水ポンプ室，取水路（漸拡部），取水路（標準部，断面④及び断面⑤），及びガスタービン発電設備軽油タンク室（東西方向）について，躯体の近傍に局所的に分布する盛土の液状化可能性について検討し，いずれの構造物の盛土も液状化は発生せず，液状化の影響及びそれに起因する浮上りの影響は無いと判断した。

具体的には，海水ポンプ室及び取水路（漸拡部）については，二次元有効応力解析により盛土の過剰間隙水圧比は 0.95 以下であることを確認した。取水路（標準部，断面④及び断面⑤）については，周囲を置換えコンクリート又は改良地盤で囲われており，盛土の変形が拘束されていることから定性的に液状化の影響及び浮上りの可能性はないと判断した。ガスタービン発電設備軽油タンク（東西方向）については，一次元有効応力解析により盛土の過剰間隙水圧比は 0.95 以下であることを確認した。

海水ポンプ室及び取水路（漸拡部）については，隣接する防潮堤の東側に分布する盛土・旧表土の液状化による影響の確認として，防潮堤の陸側に発生する地盤のせん断ひずみについて，二次元全応力解析と二次元有効応力解析による比較を行い，両者が同等であり，ひずみレベルも 2%以下と小さいことから全応力解析を選定することの妥当性を確認した。

以上の確認により，解析手法の選定で④全応力解析と選定された断面には，盛土や旧表土が分布するものの全応力解析を選定することの妥当性が確認された。

参考資料 10 追加解析ケースの選定方法の詳細について

1. 概要

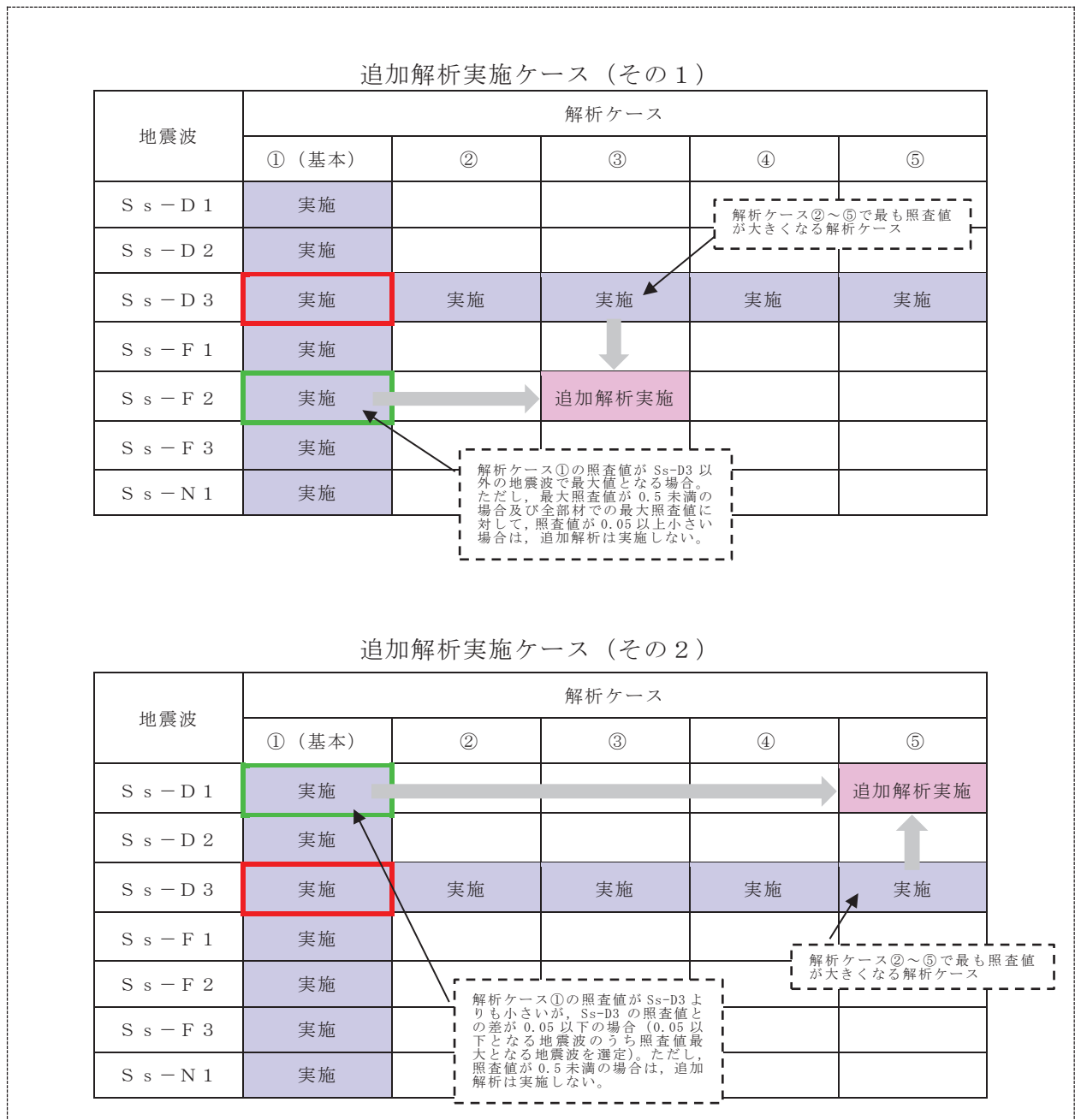
「9. 屋外重要土木構造物の耐震評価における追加解析ケースの選定について」に示すとおり、曲げ軸力、せん断力及び支持力の照査において、照査地が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

本項では、追加解析ケースの選定方法の詳細を示す。

2. 選定方法

耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対して実施する解析ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力、せん断力及び支持力の照査において照査値が 0.5 以上となる全ての照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、解析ケース②～⑤の追加解析を実施する。

曲げ軸力、せん断力及び支持力の全ての照査について、図 2-1 の概念図に示すとおり、上記解析ケースの結果を踏まえ、さらに照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。



資料3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価

目 次

1. 評価方法
2. 評価条件
 - 2.1 評価対象断面の選定
 - 2.2 使用材料及び材料の物性値
 - 2.3 地盤物性値
 - 2.4 評価構造物諸元
 - 2.5 地下水位
 - 2.6 耐震評価フロー
 - 2.7 適用規格
3. 地震応答解析
 - 3.1 地震応答解析手法
 - 3.2 地震応答解析モデルの設定
 - 3.3 地震応答解析の解析ケース
4. 評価内容
 - 4.1 入力地震動の設定
 - 4.2 許容限界の設定
5. 評価結果
 - 5.1 地震応答解析結果
 - 5.2 解析ケースと照査値
 - 5.3 層間変形角時刻歴波形（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）
 - 5.4 断面力分布（せん断破壊に対する照査）
 - 5.5 最大せん断ひずみ分布
 - 5.6 構造部材の健全性に対する評価結果
 - 5.7 基礎地盤の支持性能に対する評価結果
 - 5.8 機器・配管系への鉄筋コンクリート部材の初期剛性低下の影響（ケース⑤）
6. まとめ

参考資料

- 参考資料 1 解析手法の選定..... 資料 3-（参考） 1-1

参考資料 1 解析手法の選定

1. はじめに

排気筒連絡ダクト（土砂部）は、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.3 解析手法の選定」における解析手法の選定フローに基づき、二次元の全応力解析及び有効応力解析の比較検討を行い、保守的な解析手法を選定する構造物となる。

本資料では土砂部を対象に比較検討を行い、全応力解析が保守的手法として選定した結果を説明するものである。比較検討の結果、構造物の耐震性にとってクリティカルとなるせん断照査値は、全応力解析の方が厳しくなったことから、全応力解析を保守的な解析手法として選定した。

2. 解析手法選定の方針

解析手法の選定では、断面選定による候補断面から代表断面を選定し、基準地震動 S_s 7 波に対する全応力解析と有効応力解析を行い、断面力及び照査値を比較する。候補断面の位置を図 2-1 に示す。

候補断面として断面①、断面②及び断面③をそれぞれ図 2-2、図 2-3 及び図 2-4 に示す。解析手法の選定に用いる代表断面は、候補断面のうち液状化の影響が大きい断面を代表とする。女川原子力発電所の盛土・旧表土の液状化特性について、盛土に比べ、旧表土の方が液状化抵抗が小さい。また、液状化検討対象への土被りが大きいほど、液状化の影響が少なくなる（「参考資料 1 0. P. 14. 8m 盤に分布する盛土・旧表土の液状化特性」参照）ことを考慮し、解析手法の選定に用いる断面は、周辺に旧表土が分布しており、旧表土への土被りが小さい、断面③を代表とする。



図 2-1 排気筒連絡ダクト縦断図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

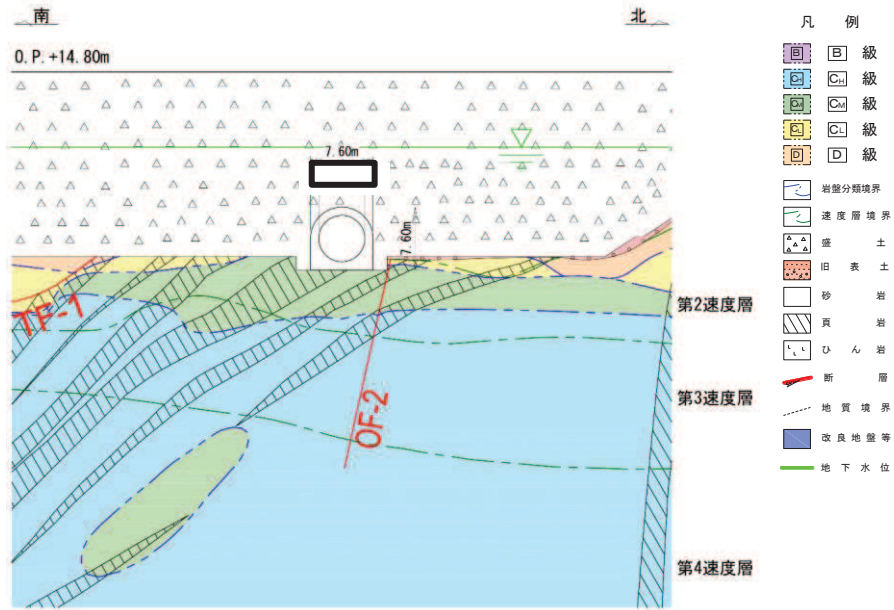


図 2-2 排気筒連絡ダクト断面図 (断面①)

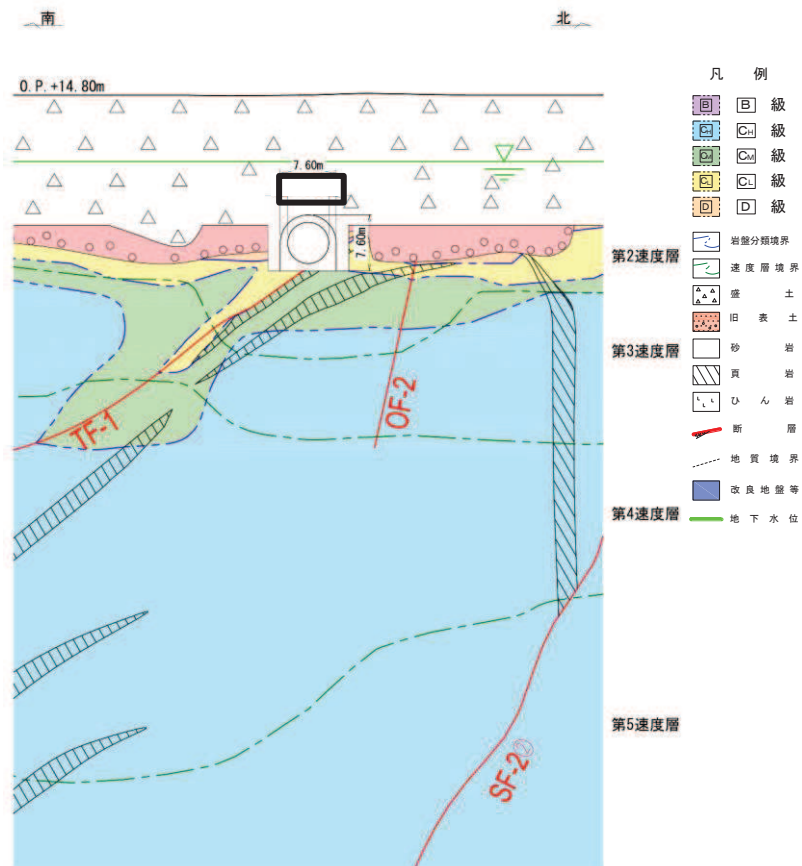


図 2-3 排気筒連絡ダクト断面図 (断面②)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

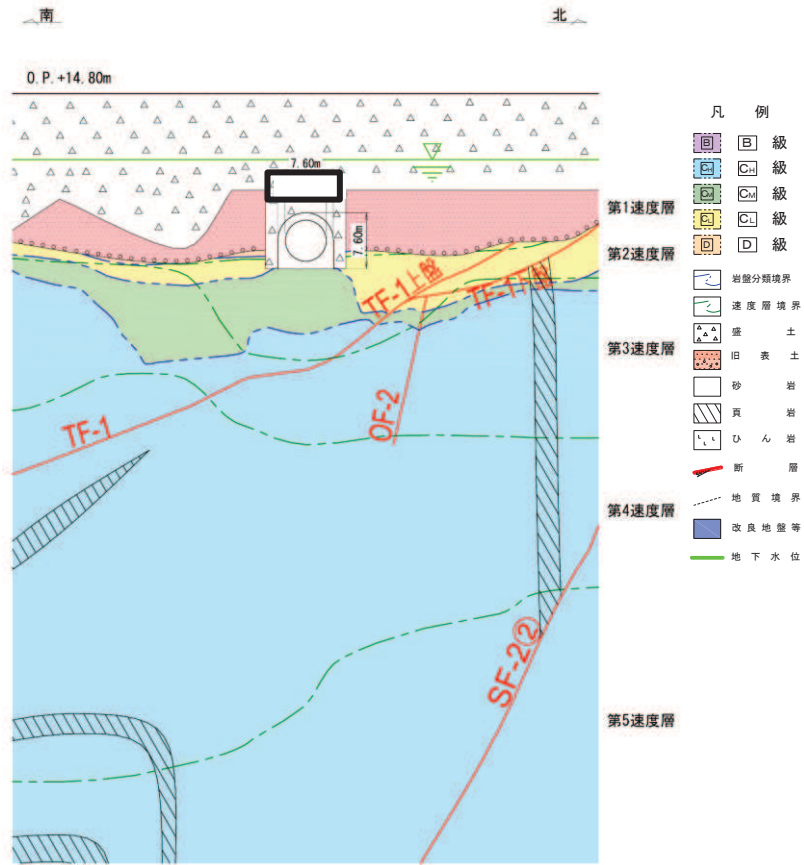


図 2-4 排気筒連絡ダクト断面図 (断面③)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

3. 二次元地震応答解析

排気筒連絡ダクト（断面③）の解析モデル図を図3-1に示す。

二次元地震応答解析は、基準地震動 S_s （7波）に対して実施した。

曲げ・軸力系の破壊に対しては、層間変形角に着目し照査を行った。また、せん断破壊に対しては、各部材（アーチ・左側壁・右側壁・底版）の最大せん断力が発生する時刻における照査を行った。

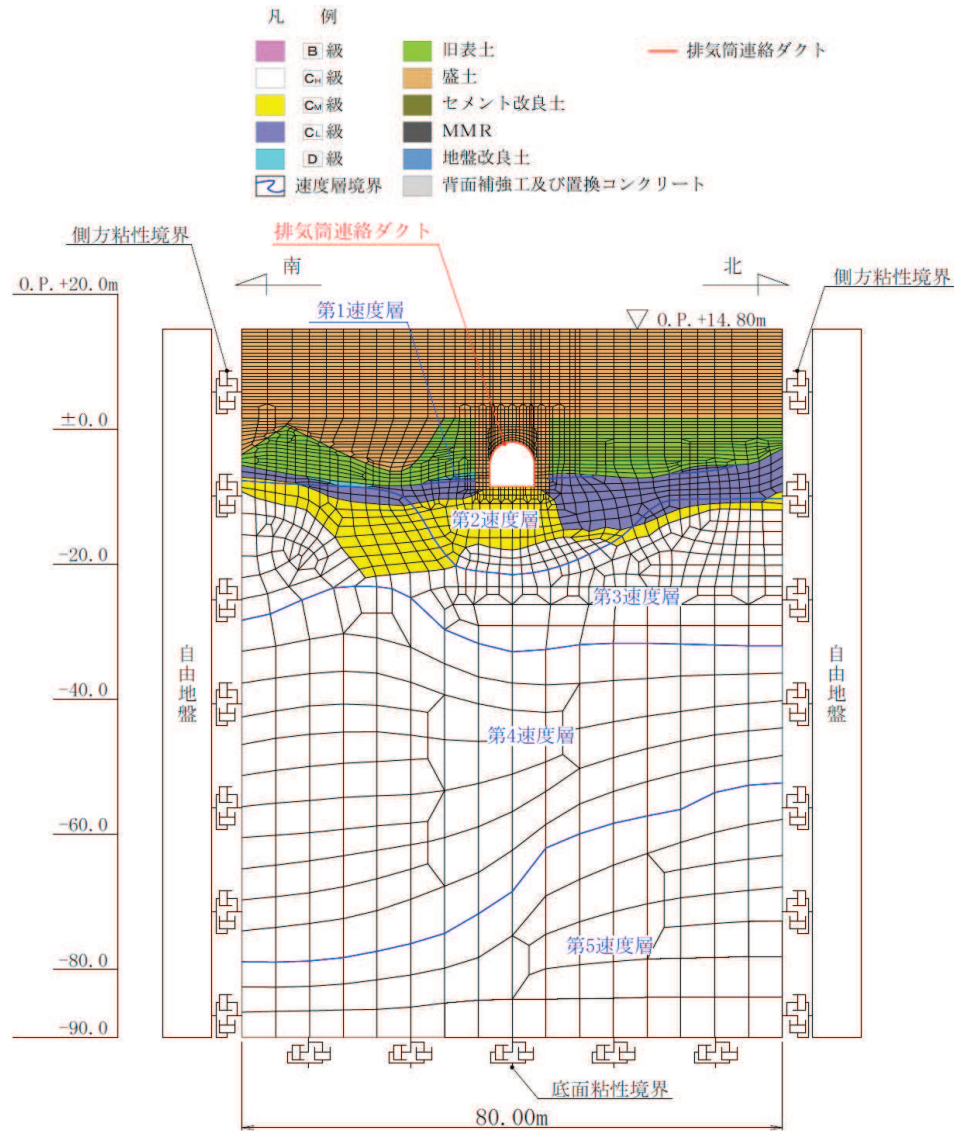


図3-1 排気筒連絡ダクト（断面③）解析モデル図

3.1 断面力の比較

図 3.1-1～図 3.1-7 に基準地震動 S_s 毎の断面力図（曲げモーメント，せん断力，軸力）を示す。なお，断面力図は，せん断破壊に対して部材ごとに照査時刻が異なることから，せん断力が全部材で最も厳しくなった時刻を示した。

基準地震動 S_s 毎に断面力を比較すると， S_s-D1 に対する曲げモーメントを除く，曲げモーメント，せん断力及び軸力の全てで全応力解析が大きい値を示す結果となっている。

また，耐震評価に支配的な要因である土圧（「参考資料 2 地中構造物の耐震性に支配的な要因の検討」参照）について，基準地震動 S_s 毎に表 3.1-1 に示す。表 3.1-1 に示す通り，基準地震動 S_s （7 波）全てにおいて全応力解析が大きいことにより，部材に発生する断面力も同様の傾向を示していると考えられる。

参考までに，各断面における基準地震動 S_s 毎の過剰間隙水圧比分布を図 3.1-8～図 3.1-14 に示す。

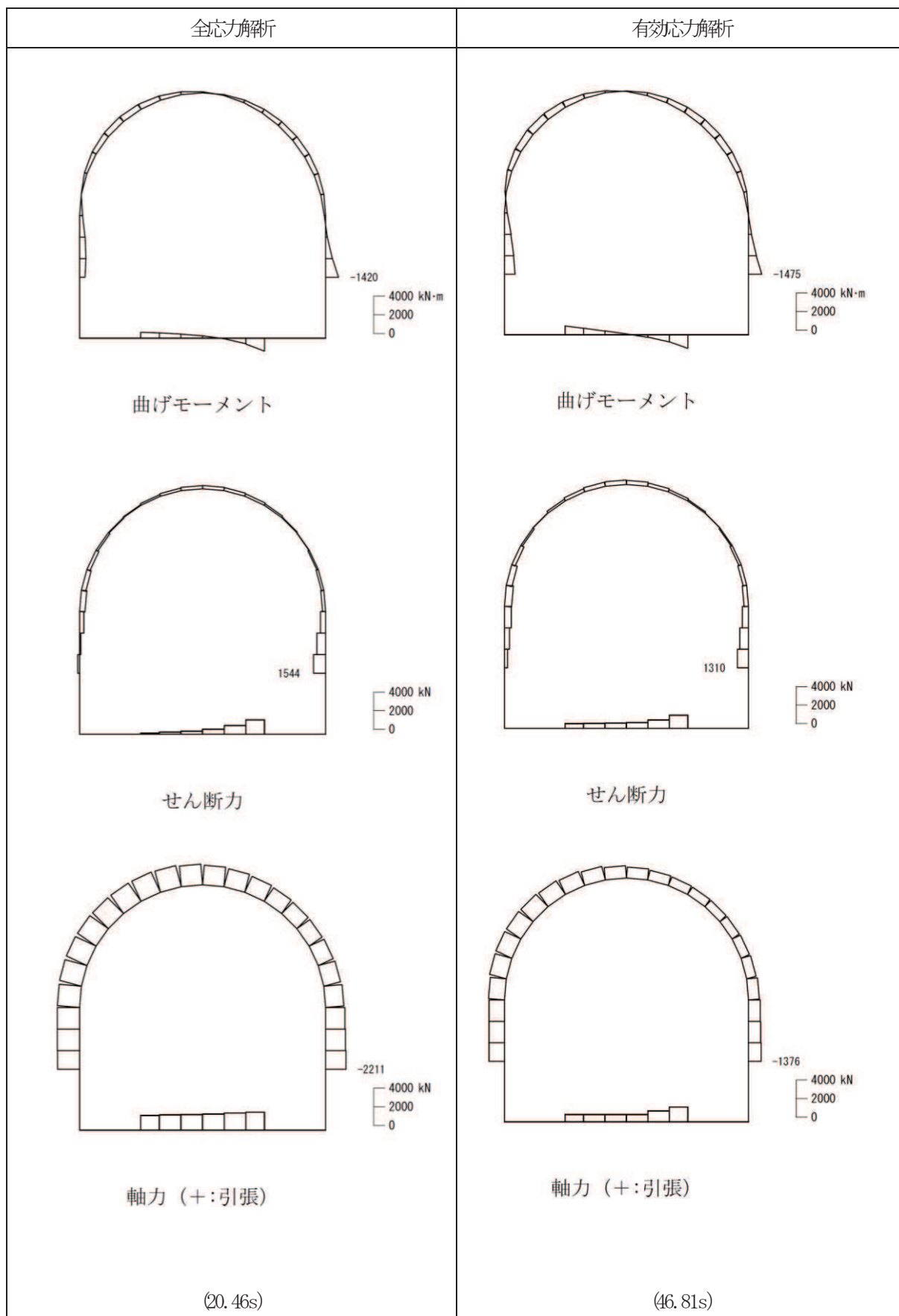


図 3.1-1 断面力図 (S s - D 1)

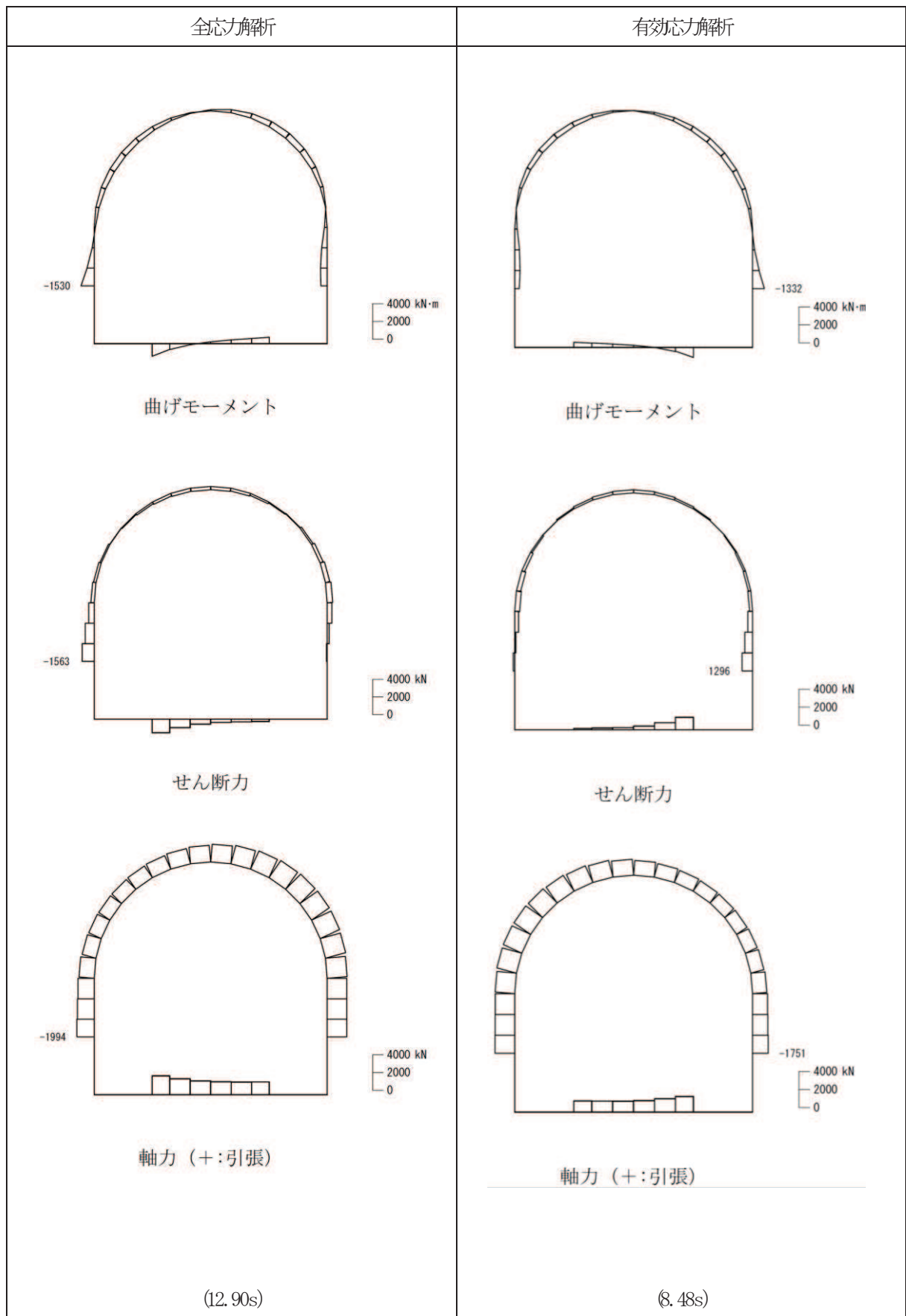


図 3.1-2 断面力図 (S_s-D2)

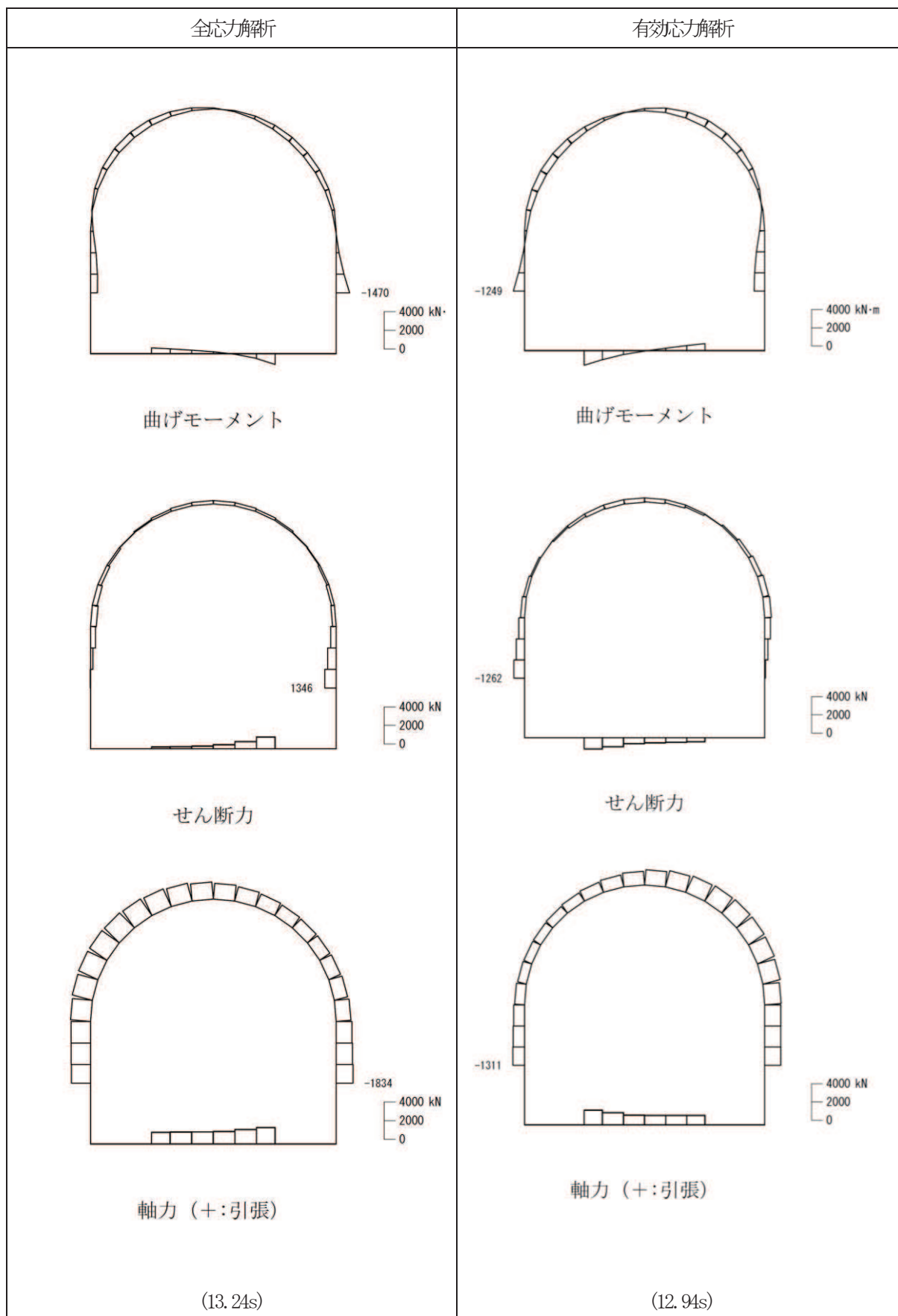


図 3.1-3 断面力図 (S s - D 3)

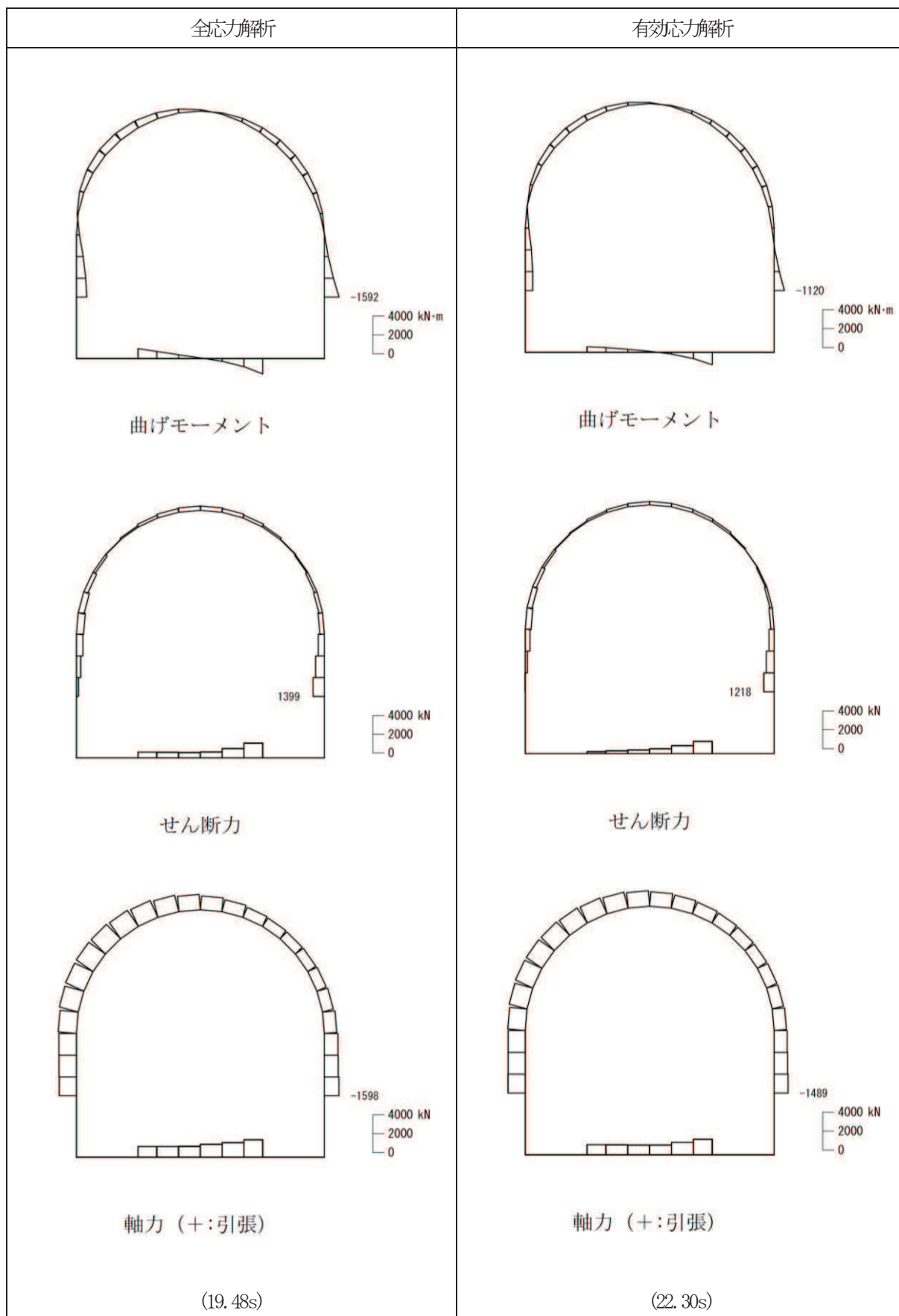


図 3.1-4 断面力図 (S s - F 1)

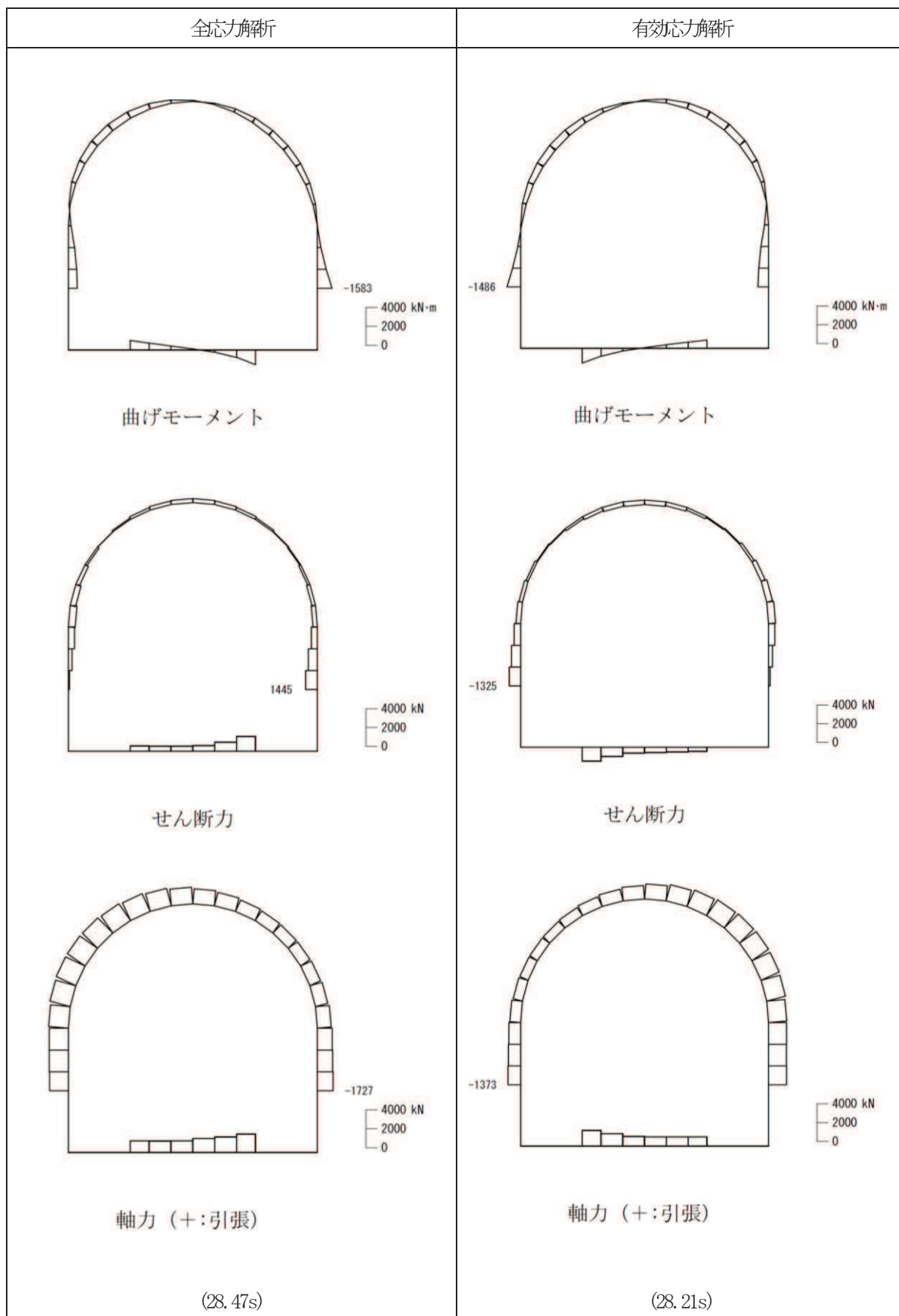


図 3.1-5 断面力図 (S s - F 2)

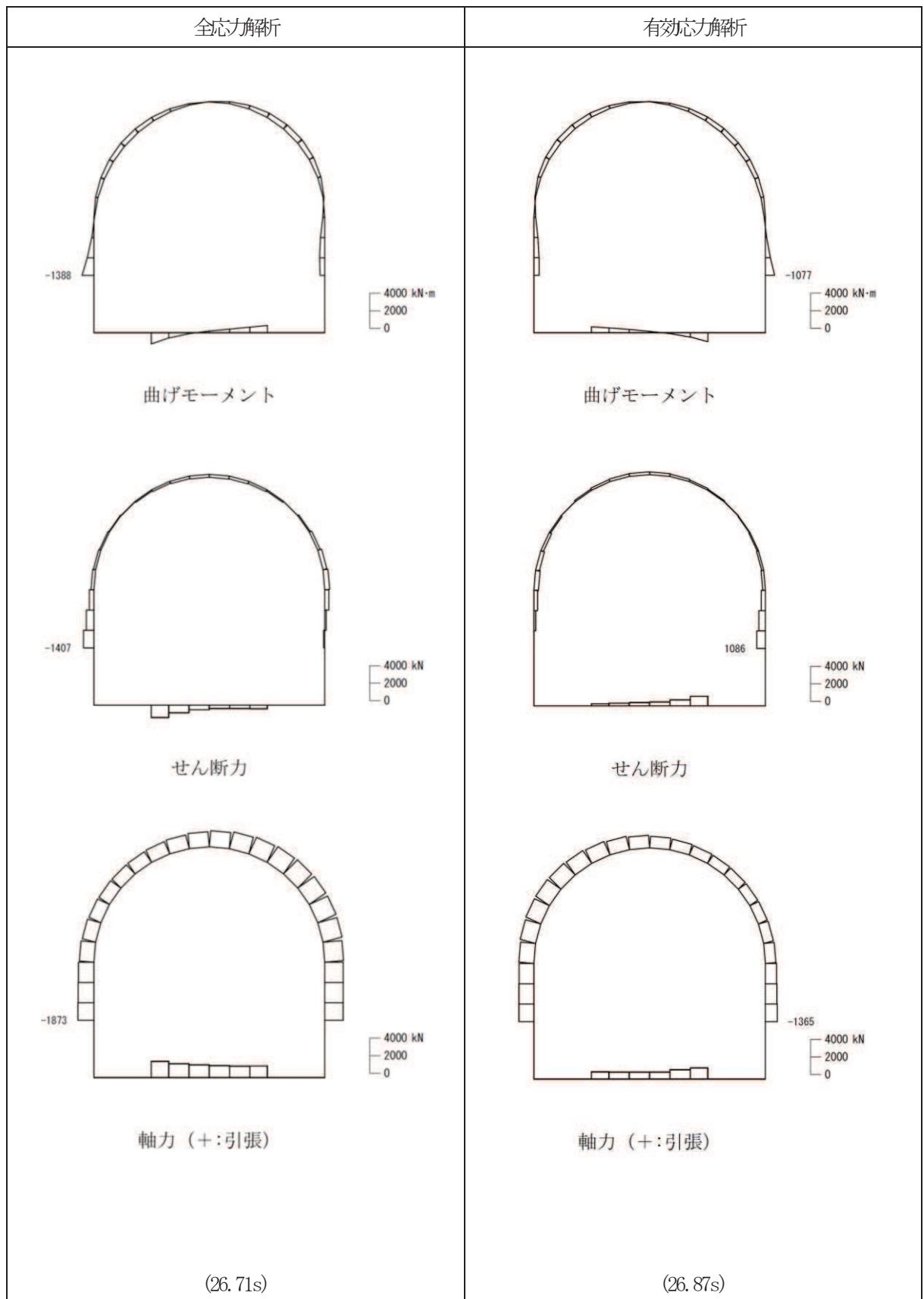


図 3.1-6 断面力図 (S s - F 3)

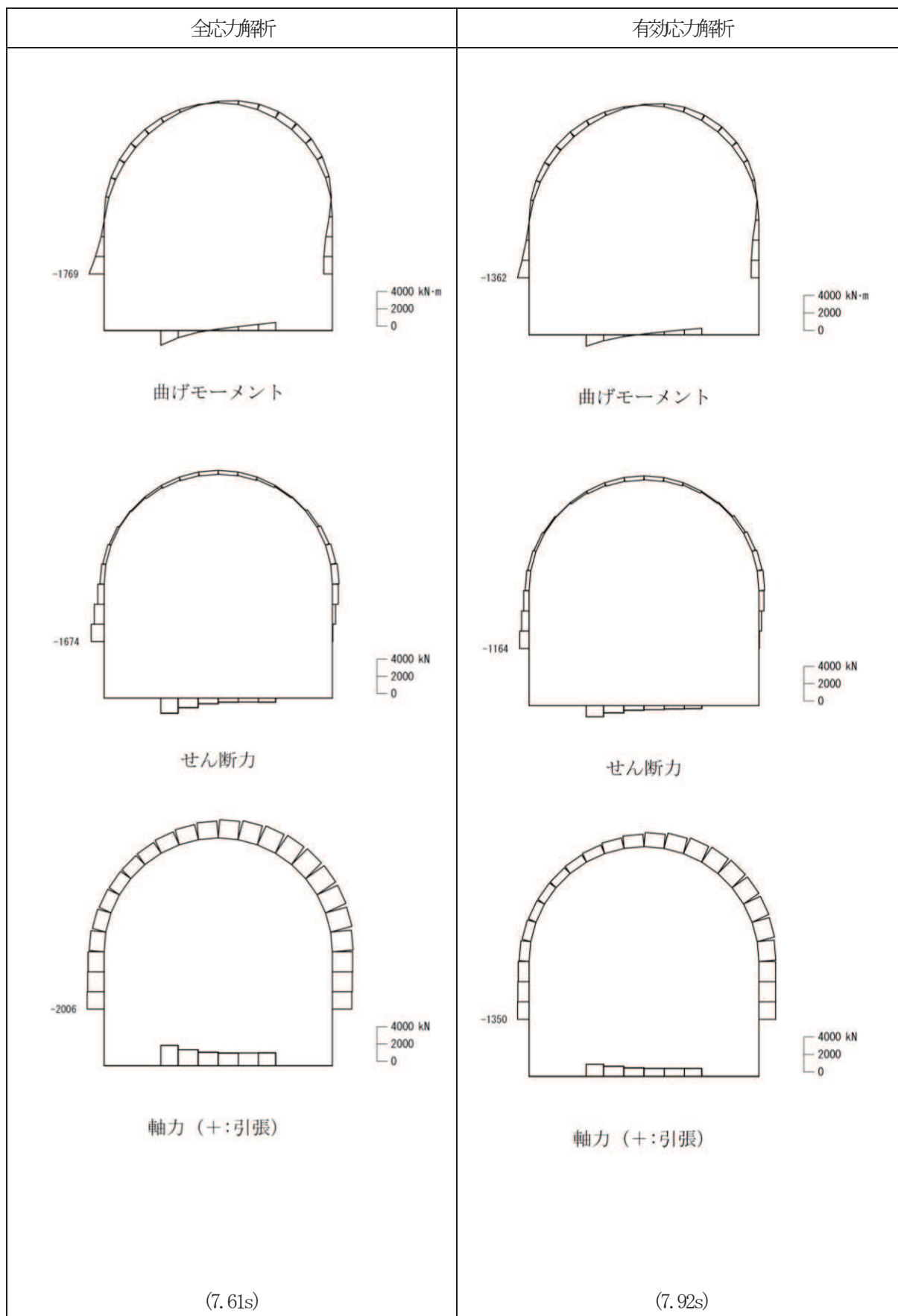
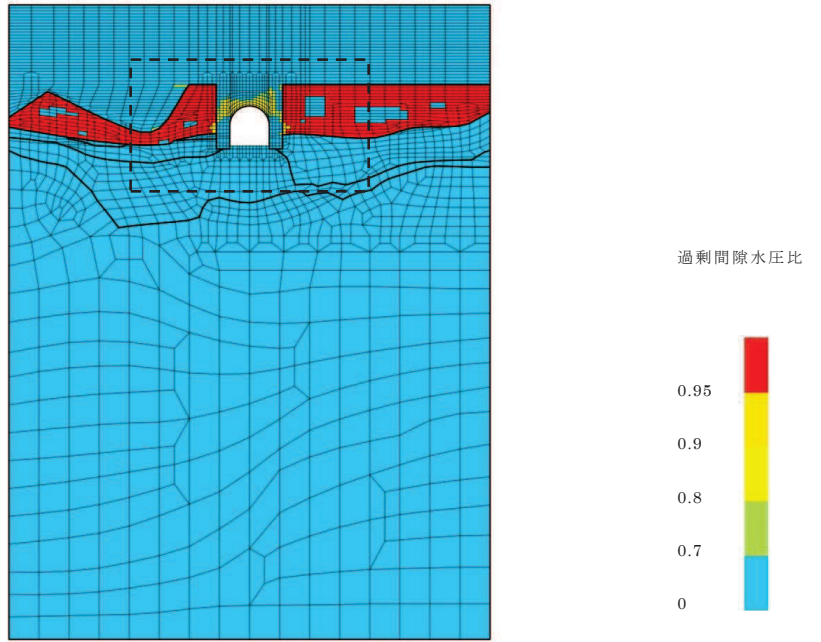


図 3.1-7 断面力図 (S s - N 1)

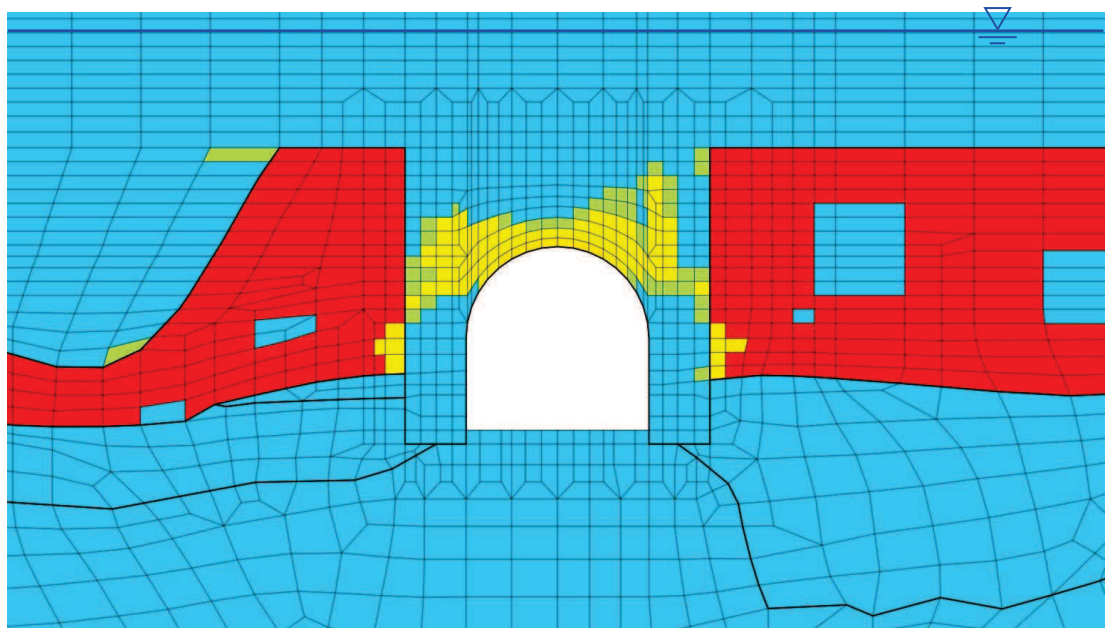
表 3.1-1 構造物に作用する土圧（基準地震動 S_s（7 波））

基準地震動	土圧 (kN)	
	全応力解析	有効応力解析
S _s -D 1	3060	2493
S _s -D 2	3015	2484
S _s -D 3	2821	2487
S _s -F 1	2705	2356
S _s -F 2	2709	2570
S _s -F 3	2672	2081
S _s -N 1	<u>3289</u>	2318

網掛：全応力解析と有効応力解析を比較して大きい方の値，また下線は土圧の最大値

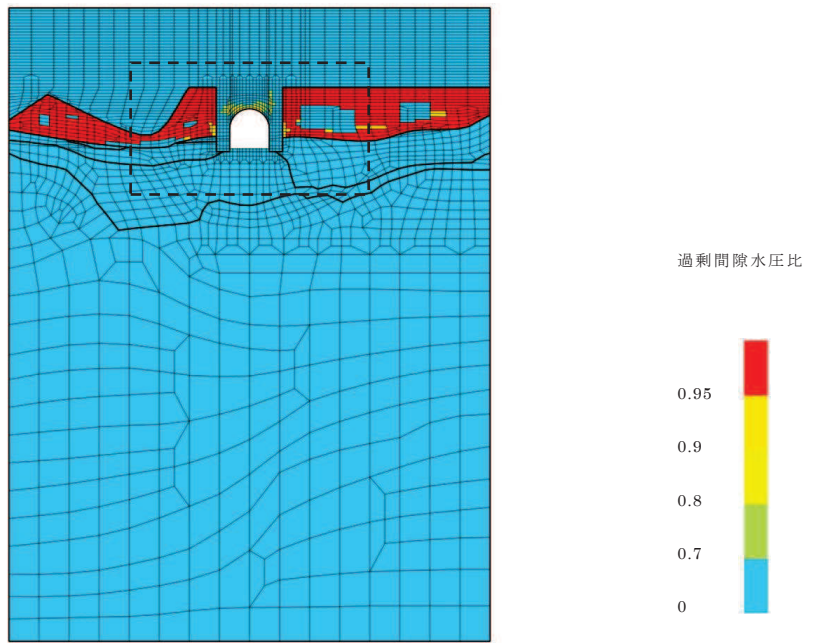


(a) 全体図

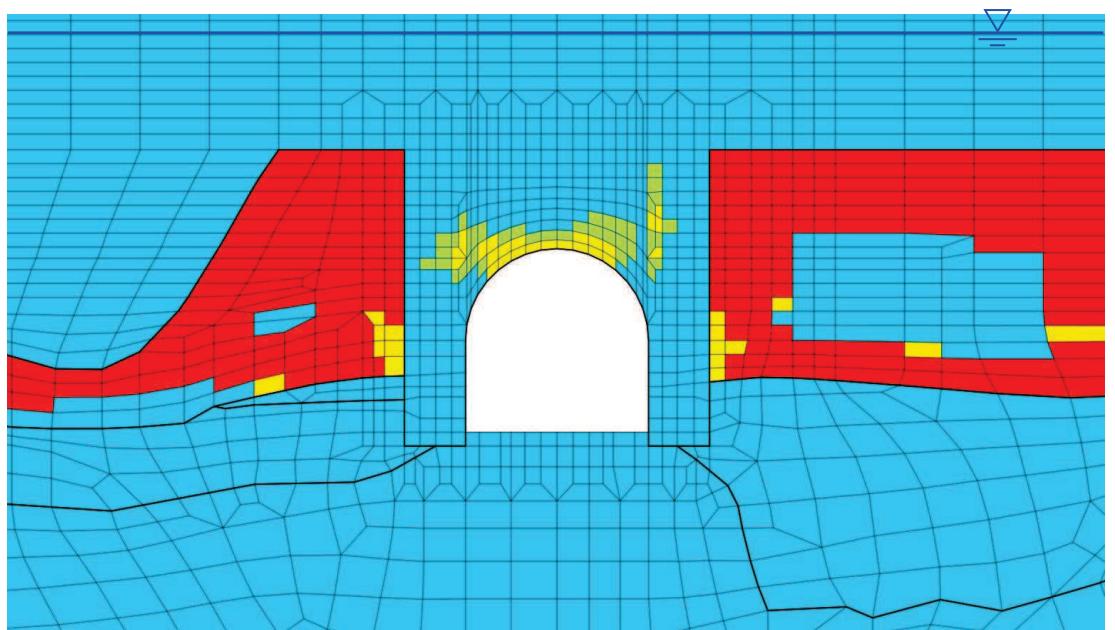


(b) 構造物周辺拡大図

図 3.1-8 過剰間隙水圧比分布 (S s - D 1)

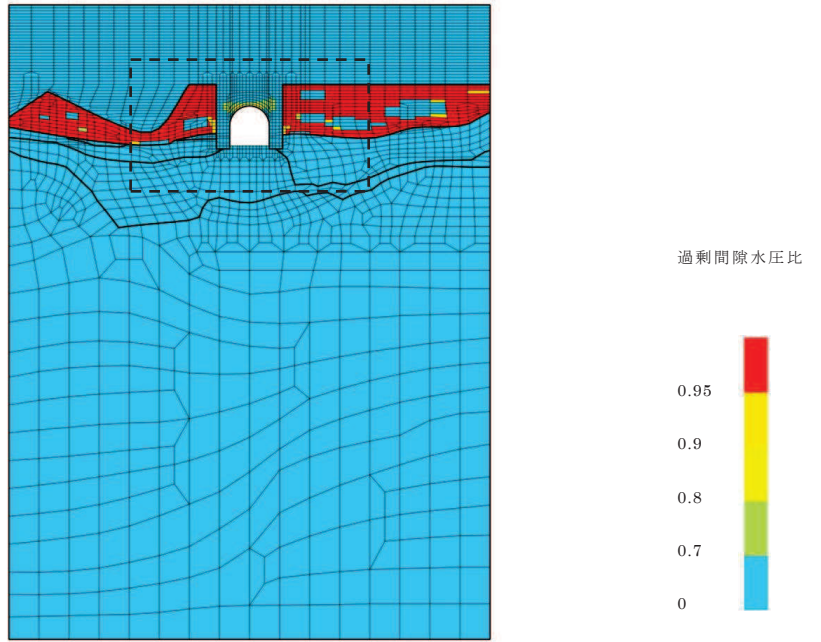


(a) 全体図

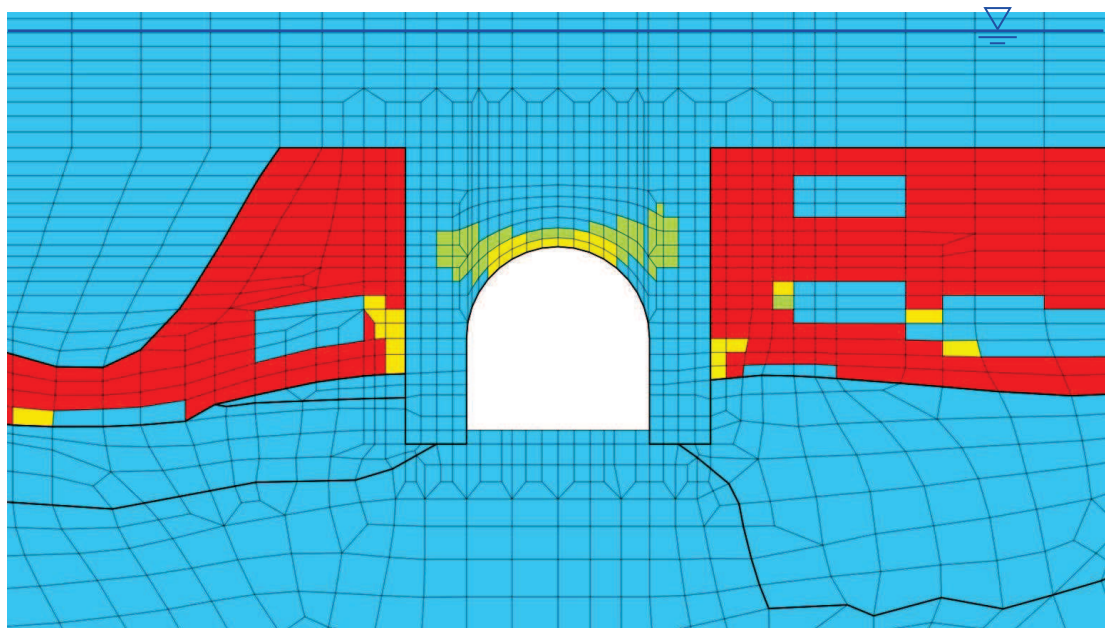


(b) 構造物周辺拡大図

図 3.1-9 過剩間隙水圧比分布 (S s - D 2)

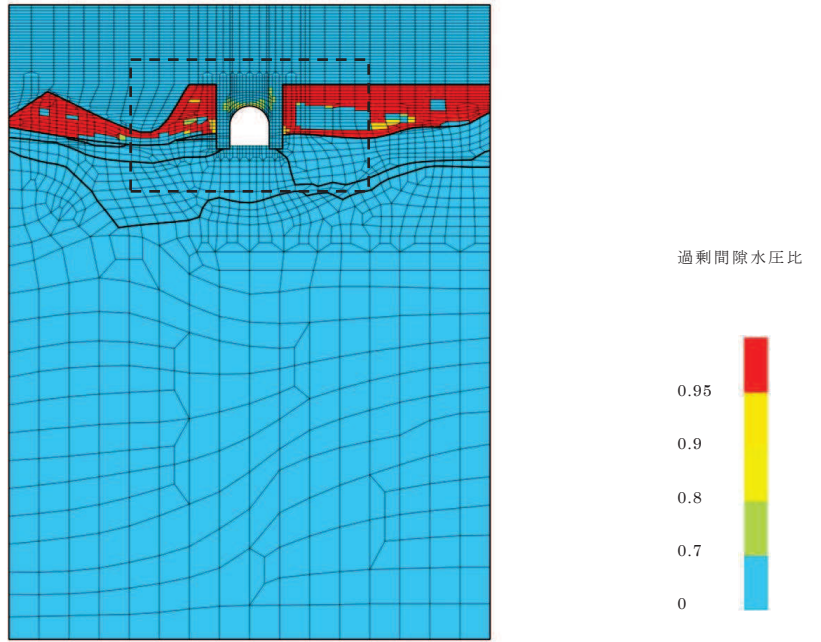


(a) 全体図

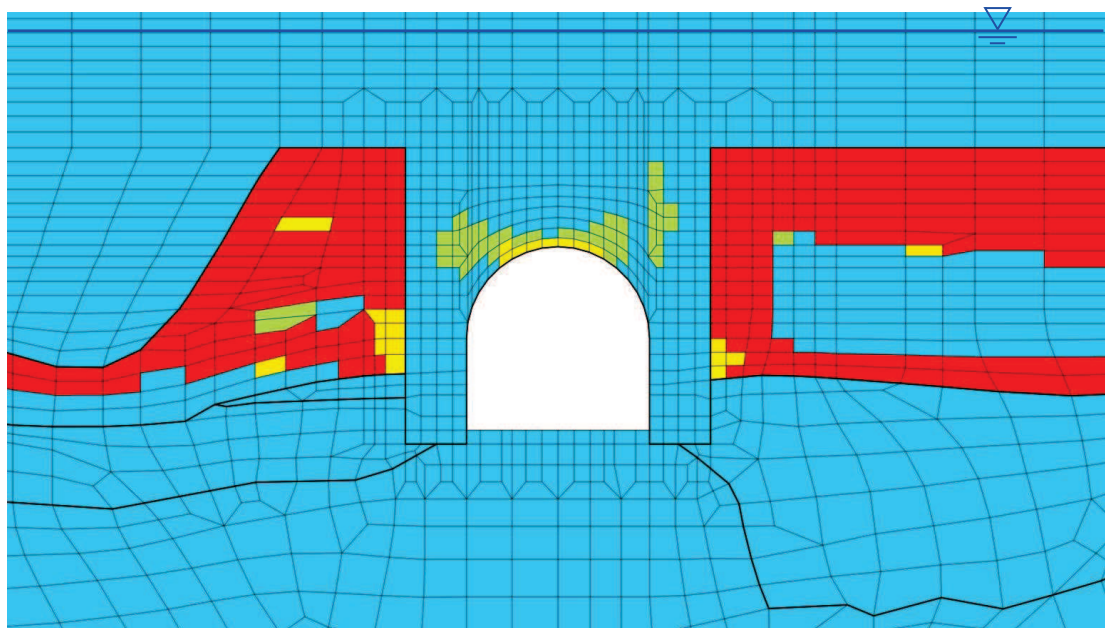


(b) 構造物周辺拡大図

図 3.1-10 過剩間隙水圧比分布 (S_s-D3)

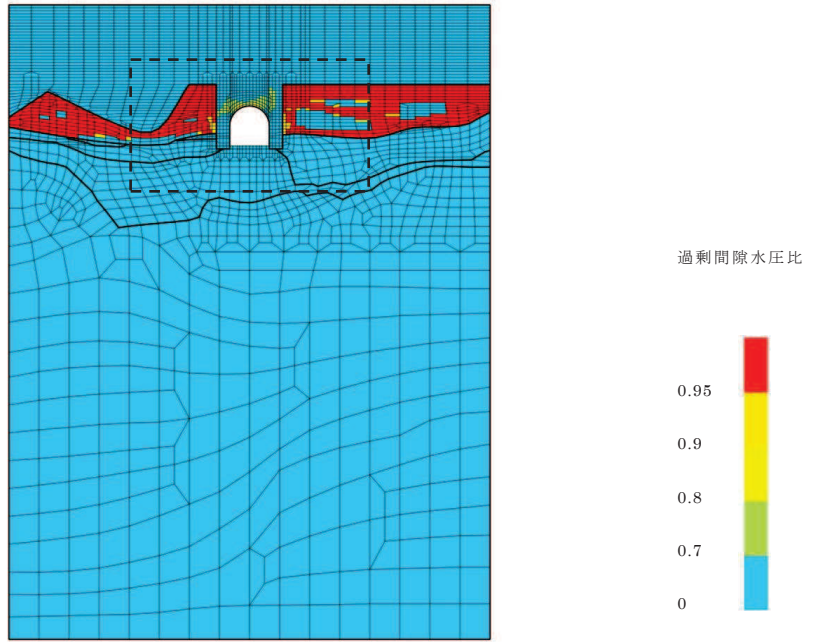


(a) 全体図

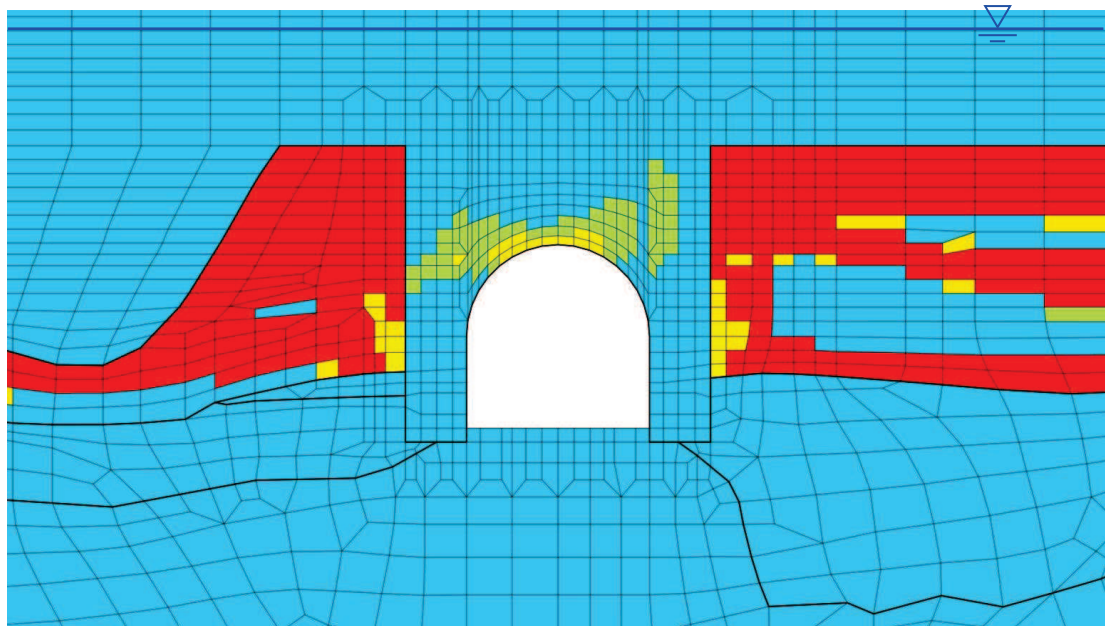


(b) 構造物周辺拡大図

図 3.1-11 過剩間隙水圧比分布 (S_s - F 1)

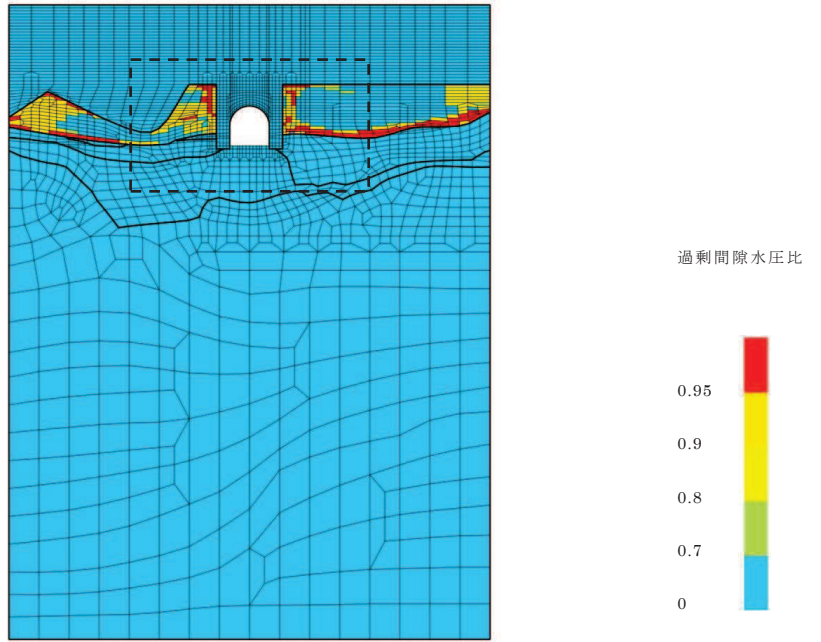


(a) 全体図

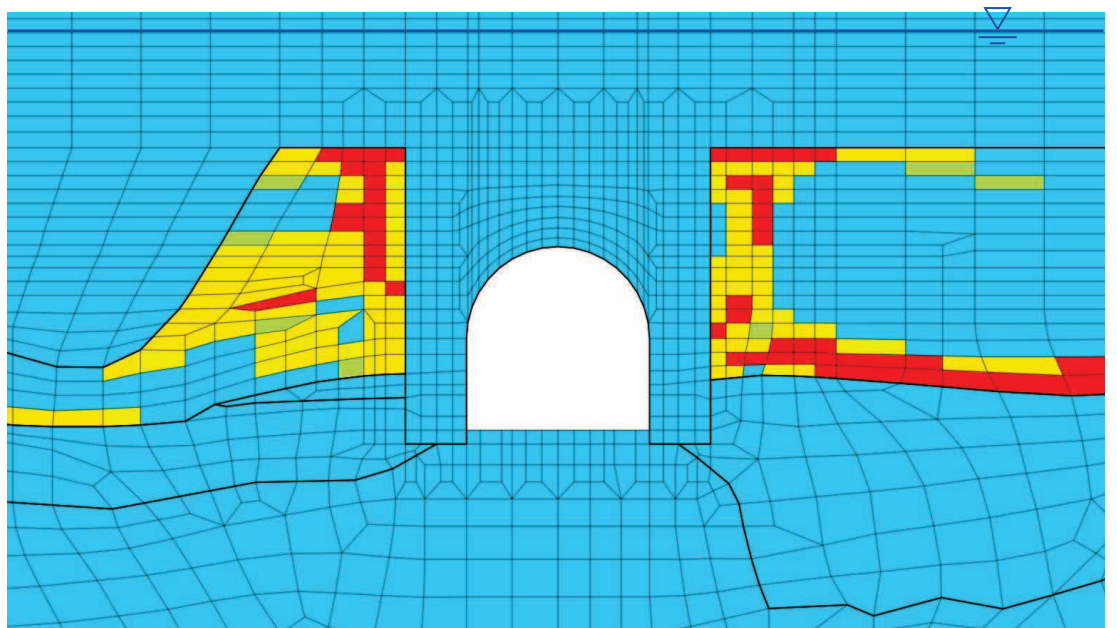


(b) 構造物周辺拡大図

図 3.1-12 過剩間隙水圧比分布 (S_s - F 2)

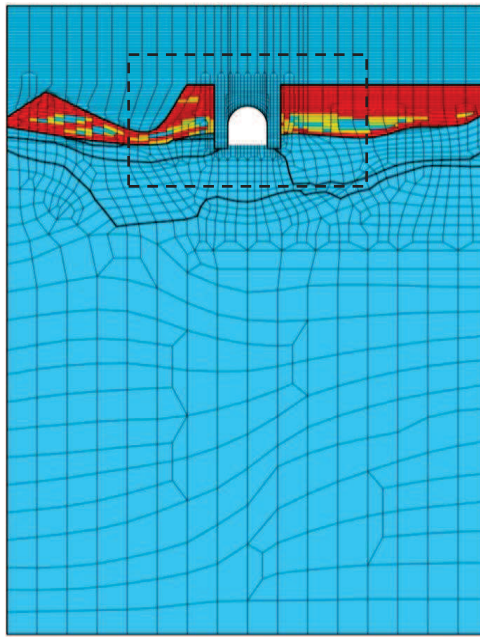


(a) 全体図

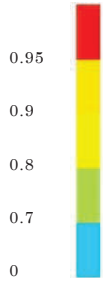


(b) 構造物周辺拡大図

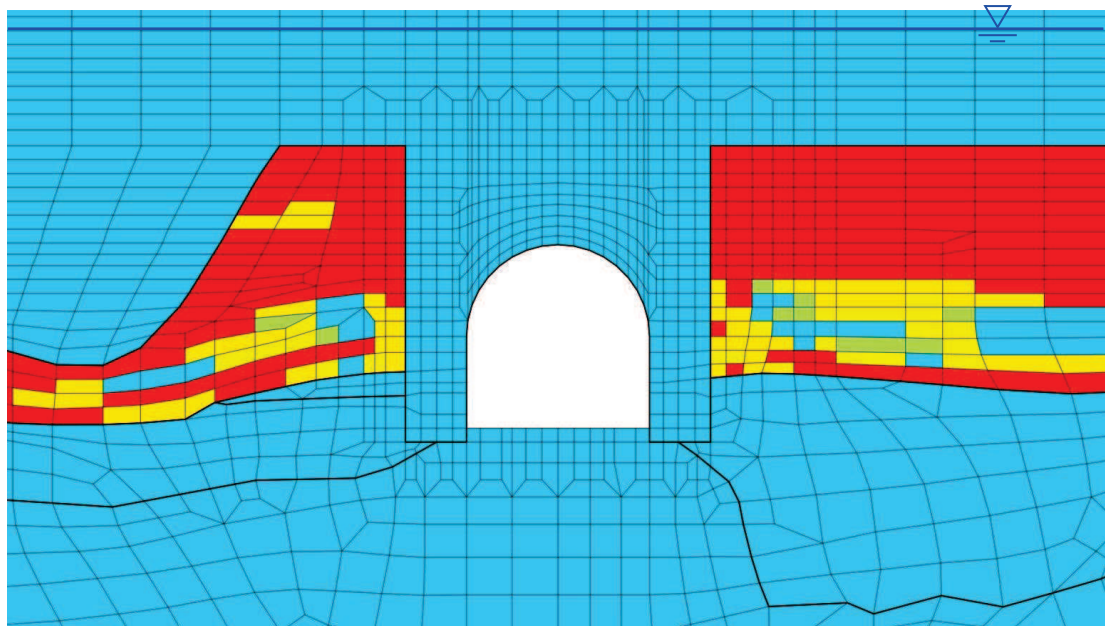
図 3.1-13 過剩間隙水圧比分布 (S_s-F3)



過剩間隙水圧比



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 3.1-14 過剩間隙水圧比分布 (S_s-N1)

3.2 照査値の比較

曲げ・軸力系の破壊に対する照査については、全応力解析で最大照査値を示し、概ね有効応力解析と同程度であるが、いずれの手法でも十分な裕度がある結果となった。せん断破壊に対する照査については、有効応力解析と比較して全応力解析の方が厳しい結果となった。

曲げ・軸力系の破壊に対しては、層間変形角に着目した照査結果を表 3.2-1 に、せん断破壊に対しては、最大せん断力が発生する時刻における照査結果を表 3.2-2 に示す。せん断破壊に対する照査はせん断耐力式による算定としており、1.0 を超える照査値となっている。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査については、全応力解析で最大照査値を示し、概ね有効応力解析と同程度であるが、いずれの手法でも十分な裕度がある結果となった。せん断破壊に対する照査については、有効応力解析と比較して全応力解析の方が厳しい結果となった。

このことは、3.1 で示した、有効応力解析と比較して全応力解析の方が部材に発生する断面力が多いことと整合的である。

表 3.2-1 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果 (最大値による比較)

全応力解析	有効応力解析
0.13 (6.9mm) (S _s -D2)	0.12 (6.5mm) (S _s -D1)

網掛：全応力解析と有効応力解析を比較して大きい方の値

() 内：構造物上端と下端の層間変位

$$\text{照査値} : \gamma_i \times R_d / R_{ud}$$

(γ_i : 安全係数 1.0, R_d : 層間変形角, R_{ud} : 限界値 0.01)

表 3.2-1 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果 (基準地震動 S_s (7 波))

	全応力解析	有効応力解析
S _s -D1	0.11 (5.6mm)	0.12 (6.5mm)
S _s -D2	0.13 (6.9mm)	0.09 (4.7mm)
S _s -D3	0.08 (4.2mm)	0.11 (6.0mm)
S _s -F1	0.12 (6.1mm)	0.08 (4.3mm)
S _s -F2	0.11 (5.7mm)	0.12 (6.2mm)
S _s -F3	0.06 (3.1mm)	0.05 (2.5mm)
S _s -N1	0.11 (5.8mm)	0.09 (4.9mm)

網掛：全応力解析，有効応力解析のそれぞれにおける最大値

() 内：構造物上端と下端の層間変位

表 3.2-2 (1) せん断破壊に対する照査結果* (最大値による比較)

全応力解析				有効応力解析			
アーチ	左側壁	右側壁	底板	アーチ	左側壁	右側壁	底板
0.76 ⁸	1.63	1.47	1.29	0.76 ⁵	1.31	1.30	1.06
(S _s -D2)	(S _s -N1)	(S _s -D1)	(S _s -N1)	(S _s -D1)	(S _s -F2)	(S _s -D1)	(S _s -D2)

注記* : 「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 (土木学会, 2005年)」に基づくせん断耐力式により算定

上段 : 最大応答値, 下段 : 最大応答値を示す地震動

網掛 : 部材ごとに全応力解析と有効応力解析を比較して大きい方の値

表 3.2-2 (2) せん断破壊に対する照査結果* (基準地震動 S_s (7波))

	全応力解析				有効応力解析			
	アーチ	左側壁	右側壁	底板	アーチ	左側壁	右側壁	底板
S _s -D1	0.73	1.41	<u>1.47</u>	1.21	0.76 ⁵	1.24	1.30	1.01
S _s -D2	<u>0.76⁸</u>	1.51	1.27	1.14	0.64	1.18	1.25	1.06
S _s -D3	0.60	1.20	1.31	0.99	0.72	1.24	1.10	0.98
S _s -F1	0.73	1.23	1.38	1.10	0.64	1.16	1.18	0.90
S _s -F2	0.69	1.26	1.41	1.13	0.75	1.31	1.19	1.04
S _s -F3	0.54	1.36	1.00	1.03	0.49	0.97	1.05	0.84
S _s -N1	0.74	<u>1.63</u>	1.08	<u>1.29</u>	0.65	1.15	0.95	0.90

注記* : 「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 (土木学会, 2005年)」に基づくせん断耐力式により算定。1.0を上回る照査値となる部材に対しては今後材料非線形解析による方法等により安全性を確認する。

網掛 : 部材ごとに全応力解析と有効応力解析を比較して大きい方の値, また下線は各部材の最大値

4. まとめ

全応力解析と有効応力解析を比較した結果，屋外重要土木構造物の耐震評価に支配的な要因である土圧，構造物に発生する断面力及び照査結果のいずれも全応力解析が大きい，または，厳しい値となった。女川 2 号の屋外重要土木構造物の耐震性は曲げ・軸力系の破壊に対しては大きな裕度を有している反面，せん断に対しては耐力式で求めるせん断耐力を上回り，材料非線形解析で詳細な評価が必要となることから，保守的な解析手法としてはせん断照査に厳しくなる全応力解析を選定する。以上より，断面①，断面②及び断面③においては全応力解析を用いて評価する。

資料9 海水ポンプ室の耐震安全性評価

目次

1	評価方法	1
2	評価条件	1
2.1	適用規格	1
2.2	耐震評価フロー	4
2.3	補強計画の概要	6
2.4	地震時荷重算出断面の選定	9
2.5	使用材料及び材料の物性値	16
2.6	地盤物性値	16
2.7	評価構造物諸元及び要求機能の考え方	17
2.7.1	評価構造物諸元	17
2.7.2	海水ポンプ室の要求機能の考え方	19
2.8	地下水位	23
3	地震応答解析	25
3.1	地震応答解析手法	25
3.2	地震応答解析モデルの設定	28
3.2.1	解析モデル領域	28
3.2.2	境界条件	30
3.2.3	構造物のモデル化	37
3.2.4	隣接構造物のモデル化	44
3.2.5	地盤及びマンメイドロック (MMR) のモデル化	47
3.2.6	ジョイント要素の設定	47
3.3	減衰定数	54
3.4	荷重の組合せ	69
3.4.1	機器・配管荷重	70
3.4.2	竜巻防護ネット荷重	71
3.4.3	原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 荷重	72
3.4.4	外水圧	74
3.4.5	内水圧	76
3.4.6	積載荷重	78
3.4.7	動水圧	81
3.5	耐震安全性評価における解析ケース	83
3.6	機器・配管系に対する応答加速度抽出のための解析ケース	89
4	三次元構造解析	92
4.1	解析手法	92
4.2	解析モデルの設定	93
4.2.1	構造物のモデル化	93
4.2.2	地盤ばね要素	96

4.2.3	材料の非線形特性	97
4.3	照査時刻の選定	102
4.4	入力荷重	105
4.4.1	常時荷重（躯体自重，土圧・外水圧，内水圧，積載荷重及び機器・配管荷重）	108
4.4.2	慣性力（機器・配管系）	111
4.4.3	慣性力（躯体）	113
4.4.4	慣性力（竜巻防護ネット反力）	114
4.4.5	慣性力（原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部））	118
4.4.6	内水圧・動水圧	120
4.4.7	土圧・水圧及び周面せん断力	122
5	評価内容	123
5.1	入力地震動の設定	123
5.2	許容限界の設定	181
5.2.1	通水機能	181
5.2.2	貯水機能	184
5.2.3	止水機能	186
5.2.4	支持機能	186
6.	評価結果	187
6.1	地震応答解析結果	187
6.1.1	解析ケースと照査値	187
6.1.2	各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果	210
6.1.3	作用荷重分布図	237
6.1.4	最大せん断ひずみ	243
6.2	三次元構造解析結果	250
6.2.1	構造部材のひずみ分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	250
6.2.2	構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）	262
6.3	構造部材の健全性に対する評価結果	275
6.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	275
6.3.2	せん断破壊に対する評価結果	334
6.3.3	壁部材の面内せん断に対する評価結果	364
6.3.4	水平2方向載荷による評価結果	384
6.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	387
6.4.1	基礎地盤（狐崎部層）	387
6.4.2	MMR（既設）	391
7.	まとめ	399

参考資料

- 参考資料 1 主筋ひずみの平均化について..... 資料 9- (参考) 1-1
- 参考資料 2 止水機能が要求される部材に対する漏水量評価について..... 資料 9- (参考) 2-1
- 参考資料 3 増厚部における既設部材と補強部材の一体化設計..... 資料 9- (参考) 3-1
- 参考資料 4 静的地震力に対する耐震評価..... 資料 9- (参考) 4-1
- 参考資料 5 解析手法の選定について..... 資料 9- (参考) 5-1
- 参考資料 6 照査時刻の選定について..... 資料 9- (参考) 6-1

1 評価方法

海水ポンプ室は、耐震重要施設及び常設重大事故等対処設備である原子炉補機冷却海水ポンプ等を間接支持する支持機能、非常時における海水の通水機能及び貯水機能、浸水防止のための止水機能が要求される。

海水ポンプ室については、基準地震動 S_s による耐震評価として、構造部材の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施する。

構造部材の健全性評価については、鉄筋及びコンクリートのひずみ、せん断力、壁部材の面内せん断変形に伴う面内せん断ひずみが要求機能に応じた許容限界を下回ること、及び構造部材の発生応力が許容限界を下回ることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ること及び人工岩盤（以下「MMR」という。）がせん断破壊しないことを確認する。

2 評価条件

2.1 適用規格

海水ポンプ室の耐震評価に当たっては、コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会 2002 年制定）（以下「コンクリート標準示方書」という。）、原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を適用するが、鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊の許容限界の一部については、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（2005 年 6 月 土木学会 原子力土木委員会）（以下「土木学会マニュアル」という。）を適用する。

増厚補強部のせん断破壊に対する許容限界については、トンネル標準示方書[開削工法編]・同解説（土木学会 2016 年制定）を適用する。

また、三次元静的材料非線形解析（以下「三次元構造解析」という。）に用いる材料定数については、コンクリート標準示方書[設計編]（土木学会 2017 年制定）（以下「コンクリート標準示方書 2017」という。）を適用する。

表 2-1 に適用する規格、基準類を示す。

表 2-1 (1) 適用する規格, 基準類 (1/2)

項目	適用する規格, 基準類	備考
使用材料及び材料定数	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会 2002年制定) 	<ul style="list-style-type: none"> ・鉄筋の材料諸元(γ, E, ν) ・コンクリートの材料諸元(γ, E, ν)
	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書[設計編](土木学会 2017年制定) 	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリートの材料定数(三次元構造解析に用いる材料定数)
荷重及び荷重の組合せ	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会 2002年制定) 	<ul style="list-style-type: none"> ・永久荷重, 偶発荷重等の適切な組合せを検討
許容限界	<ul style="list-style-type: none"> ・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(2005年6月 土木学会 原子力土木委員会) 	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げ・軸力系の破壊に対する照査において, 圧縮縁コンクリートひずみが1.0%(10000μ)を下回ることを確認* ・せん断破壊に対する照査において, 発生せん断力がせん断耐力を下回ることを確認*
	<ul style="list-style-type: none"> ・トンネル標準示方書[開削工法編](土木学会 2016年制定) 	<ul style="list-style-type: none"> ・増厚補強部における既設部材と補強部材のせん断耐力の鉄筋負担分の合成式
	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会 2002年制定) 	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げ・軸力系の破壊に対する照査において, 発生ひずみが部材降伏に相当する限界ひずみ(コンクリート圧縮ひずみ2000μ, 主筋ひずみ1725μ)以下であることを確認*
	<ul style="list-style-type: none"> ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987(社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) 	<ul style="list-style-type: none"> ・せん断破壊に対する照査において, 面内せん断ひずみが2/1000(2000μ)に至らないことを確認*

注記* : 妥当な安全余裕を考慮する。

表 2-1 (2) 適用する規格, 基準類 (2/2)

項 目	適用する規格, 基準類	備考
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

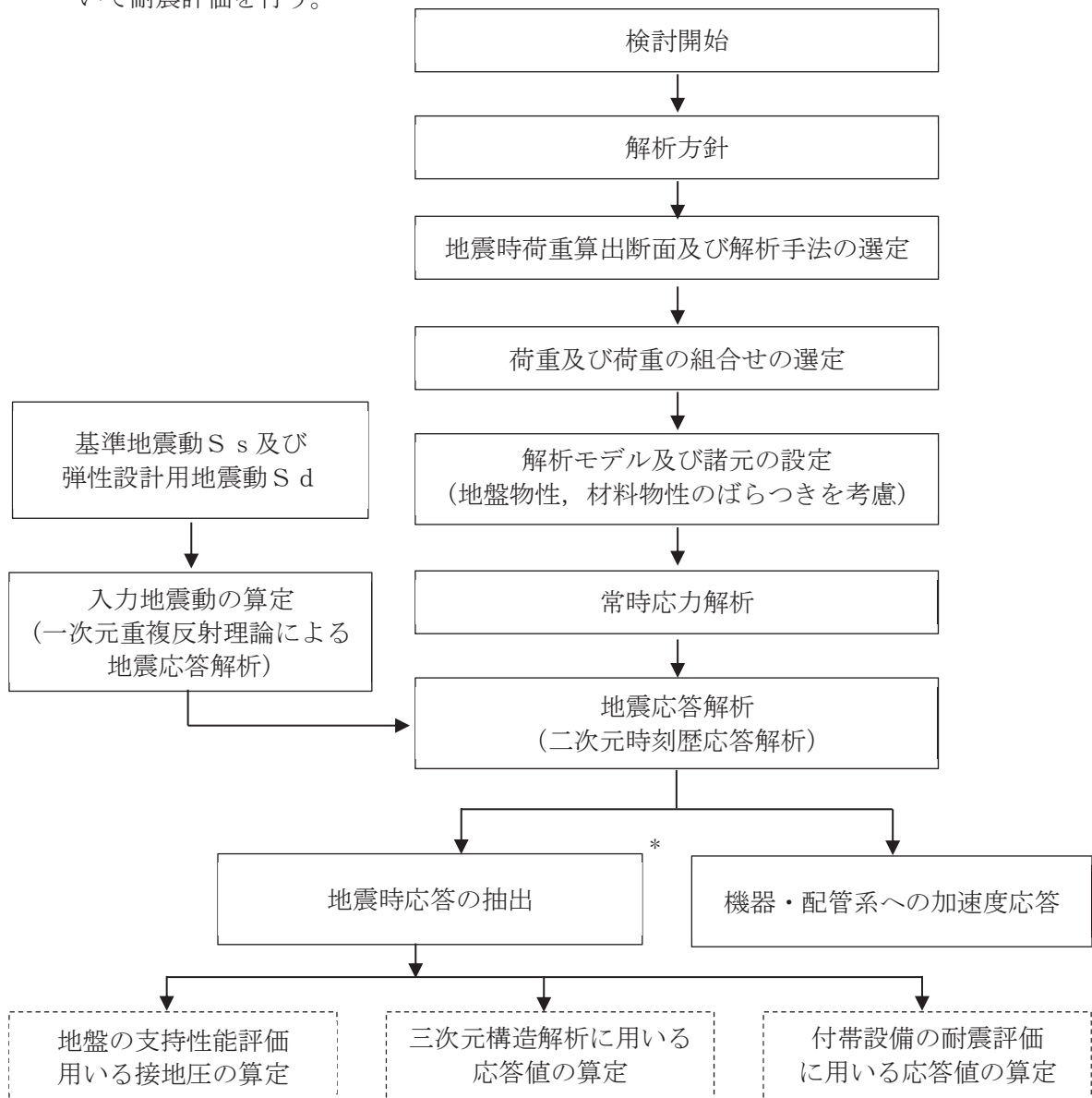
2.2 耐震評価フロー

海水ポンプ室の地震応答解析フロー及び耐震評価フローを図 2-1 及び図 2-2 に示す。

海水ポンプ室は、加振方向に平行に配置される壁や隔壁を有する箱形構造物であることから、三次元非線形ソリッド要素による三次元構造解析による耐震評価を実施する。三次元構造解析に当たっては、二次元有限要素法を用いた地震応答解析により地震時荷重を算定し、その荷重を三次元構造解析モデルに作用させて耐震評価を実施する。よって、地震応答解析により抽出する応答値は、三次元構造解析モデルに作用させる地震時土圧、慣性力及び基礎地盤に発生する接地圧である。

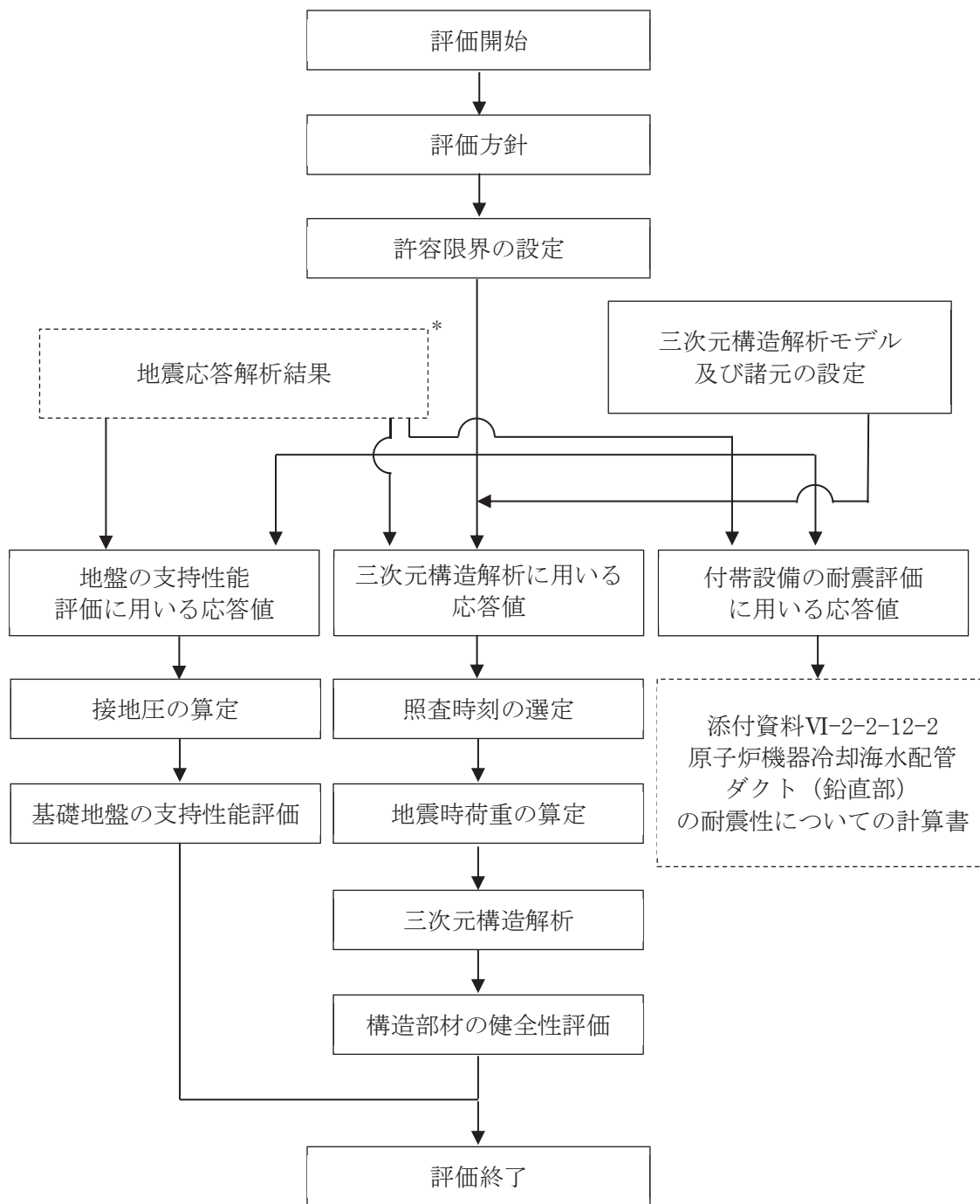
また、機器・配管系が耐震性に関する技術基準へ適合することを確認するために用いる応答値の抽出を行う。

海水ポンプ室の基礎地盤の支持性能については、地震応答解析により得られた応答値を用いて耐震評価を行う。



注記* : 耐震評価に用いる応答値を算定する。

図 2-1 海水ポンプ室の地震応答計算フロー



注記*：地震応答解析より算定した値を用いる。

図 2-2 海水ポンプ室の耐震評価フロー

2.3 補強計画の概要

基準地震動 S_s の増大により、海水ポンプ室の耐震性を確保するために耐震補強を実施する。耐震補強の概要図を図 2-3 に、補強計画図を図 2-4～図 2-9 に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する補強として、水路部における側壁及び底版の増厚，気中部における隔壁の追加，気中部における側壁及び妻壁への補強梁の追加を実施する。

せん断破壊に対する補強として、後施工せん断補強工法によるせん断補強を実施する。

竜巻防護ネットの支持部として、スクリーンエリア及び補機ポンプエリア間の隔壁にコーベルを設置する。支持部は、隔壁の一部として、三次元モデルに反映し、評価を行う。

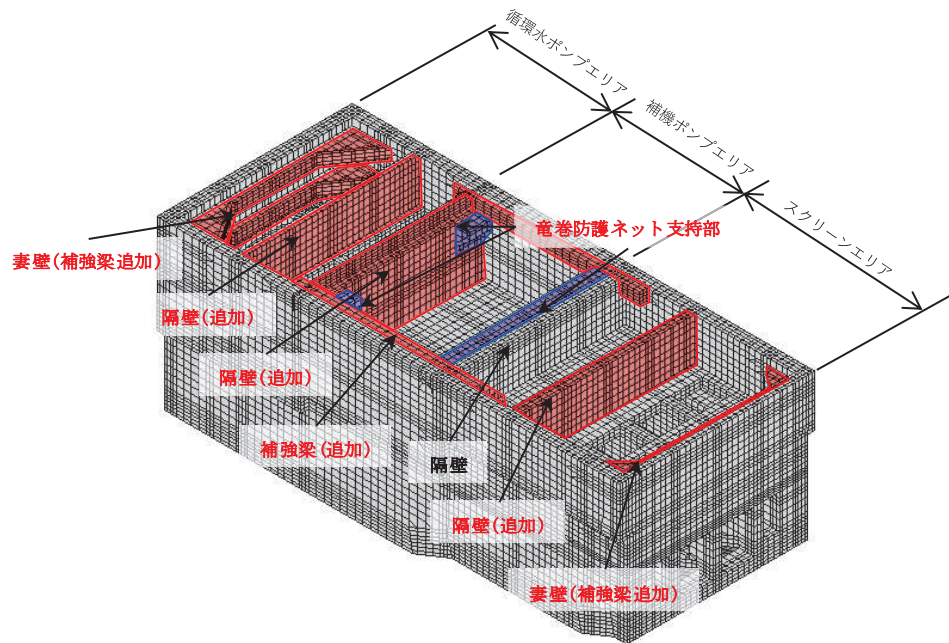


図 2-3 耐震補強の概要図

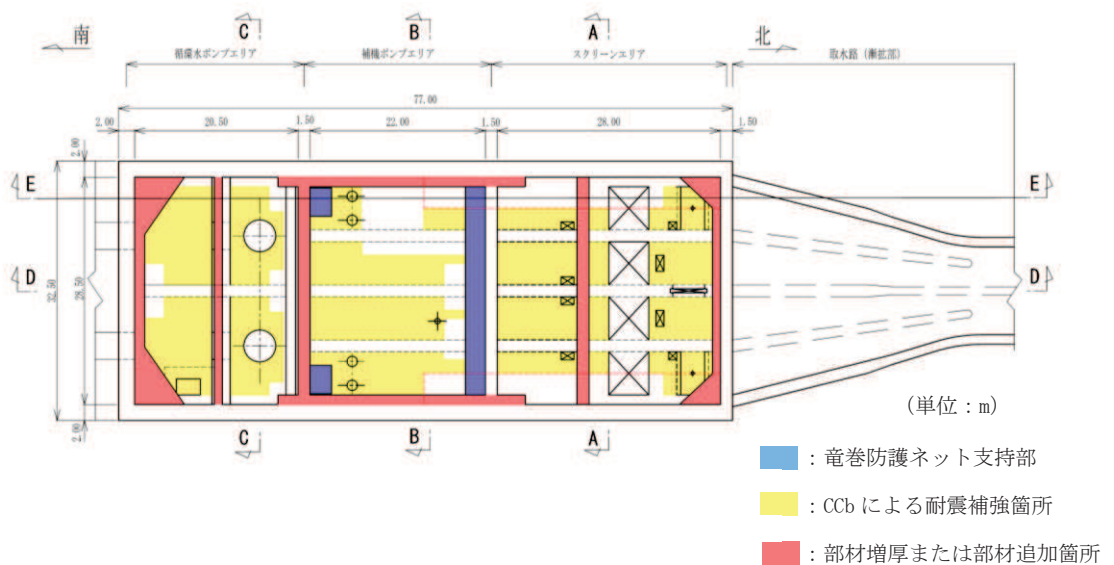


図 2-4 補強計画図 (平面図)

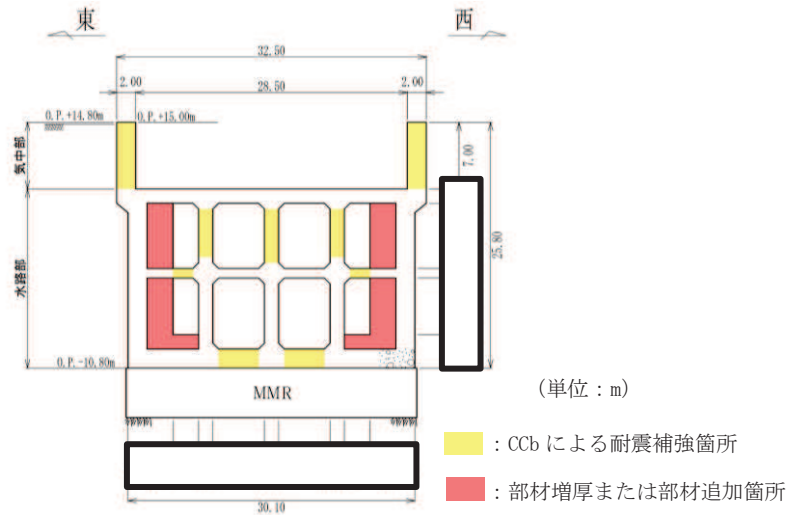


図 2-5 補強計画図 (A-A 断面, 東西)

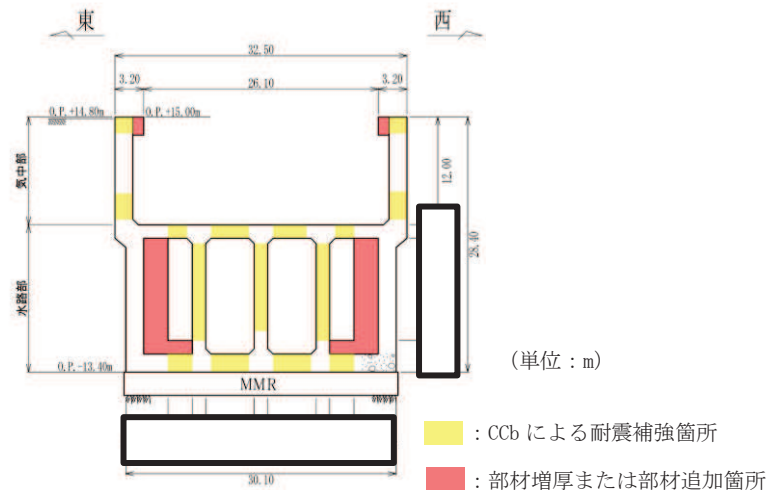


図 2-6 補強計画図 (B-B 断面, 東西)

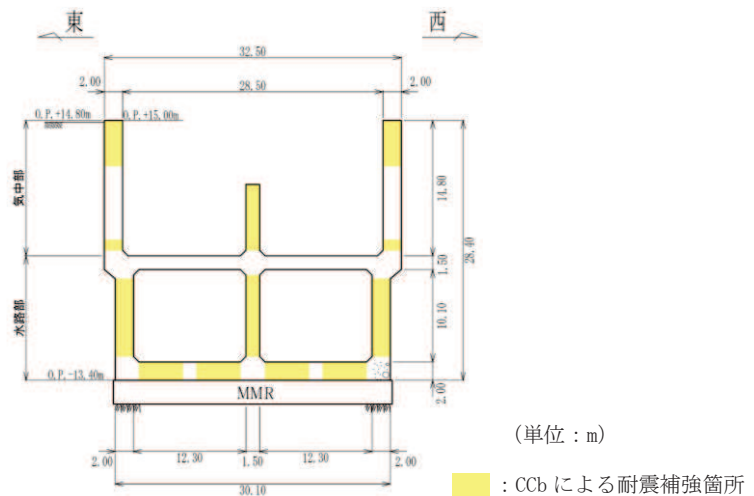


図 2-7 補強計画図 (C-C 断面, 東西)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

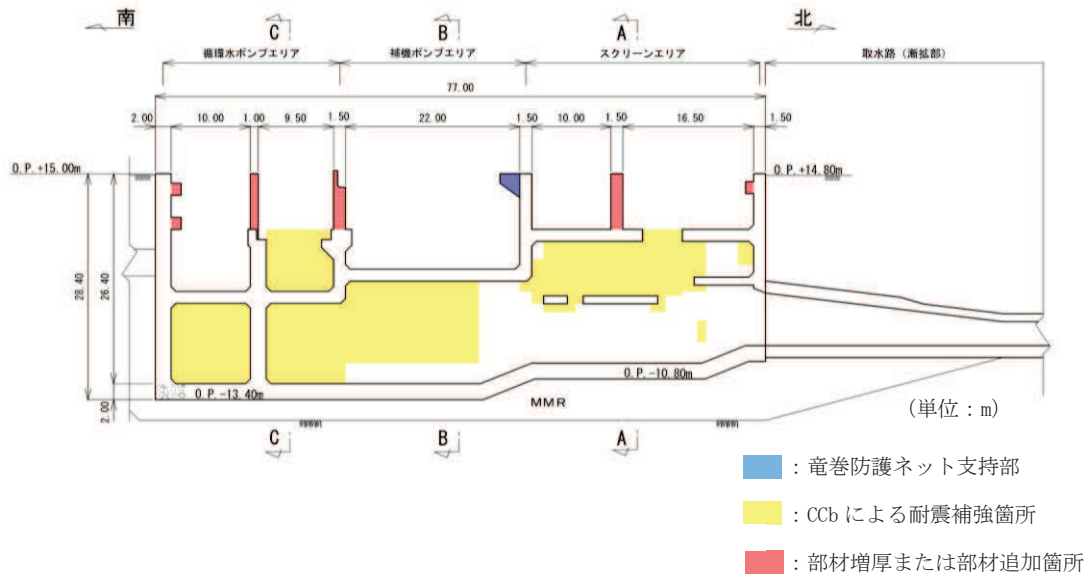


図 2-8 補強計画図 (D-D 断面, 南北)

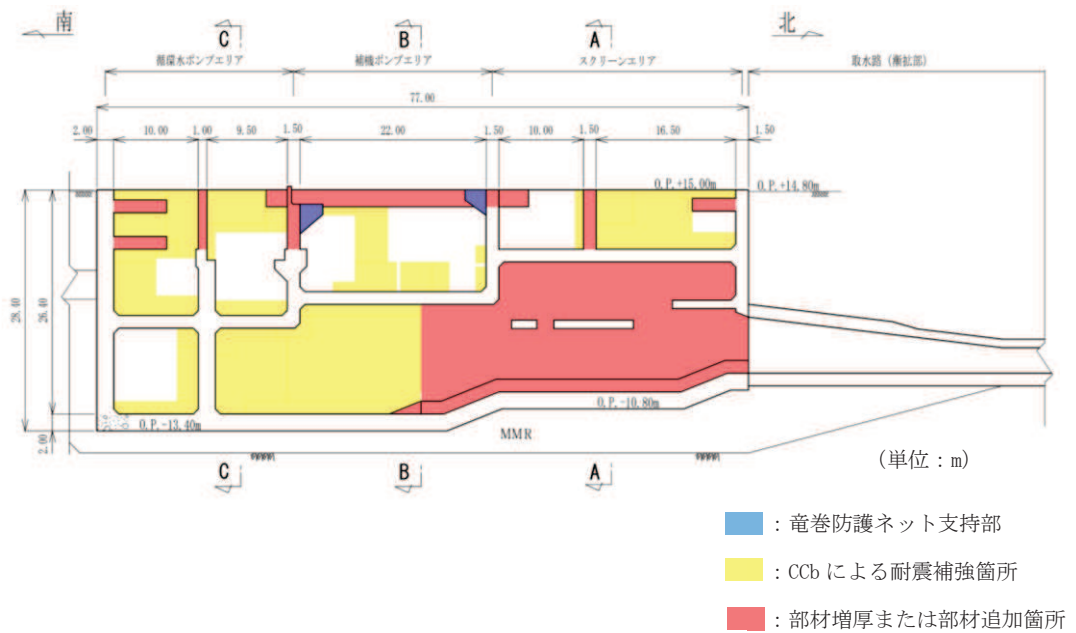


図 2-9 補強計画図 (E-E 断面, 南北)

2.4 地震時荷重算出断面の選定

海水ポンプ室の平面図を図 2-10 に、断面図を図 2-11～図 2-15 に、概略配筋図を図 2-16～図 2-19 に示す。

海水ポンプ室は、地下 2 階構造となっており、上部はスクリーンエリア、補機ポンプエリア、循環水ポンプエリアの 3 エリアに分かれている。下部は水路となっており、スクリーンエリア及び補機ポンプエリアの下部は四連のボックスカルバート構造、循環水ポンプエリアの下部は二連のボックスカルバート構造となっている。また、上部は各エリアが隔壁により仕切られ、各エリアによって開口部の存在や中床版の設置レベルが異なる等、複雑な構造となっている。

海水ポンプ室は、加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁等の面部材を耐震部材として考慮する箱形構造物である。

地震時荷重算出断面は、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.10 海水ポンプ室」で記載したとおり、東西方向では各エリアにおける剛性の違いが地震時荷重及び床応答に及ぼす影響を考慮し、スクリーンエリア (A-A 断面)、補機ポンプエリア (B-B 断面) 及び循環水ポンプエリア (C-C 断面) の各エリアにおいて構造モデルを作用して地震時応答解析に反映するが、周辺状況は、各エリアで差異がないことから、補機ポンプエリアの中心を通る地質断面を地盤モデルとして、地震時荷重算出断面とする。

また、南北方向については、構造的特徴や周辺状況を踏まえ、構造物中心を通る断面 (D-D 断面) を地震時荷重算出断面とする。

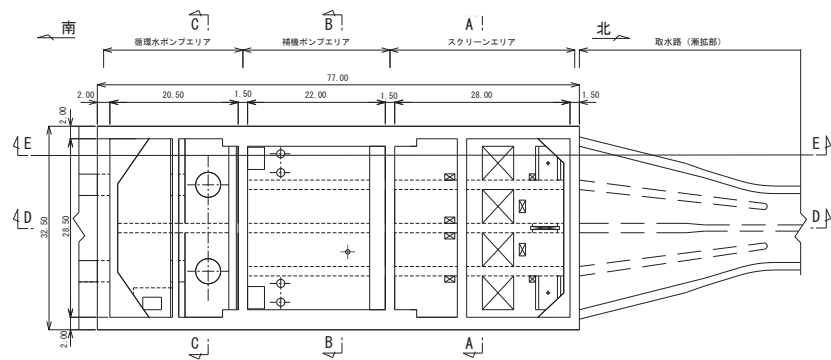


図 2-10 海水ポンプ室平面図 (単位：m)

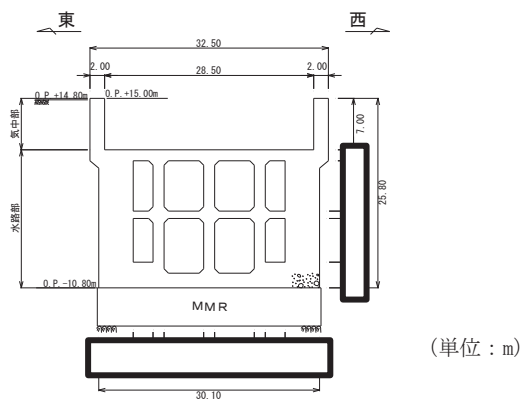


図 2-11 海水ポンプ室断面図 (A-A 断面, 東西)

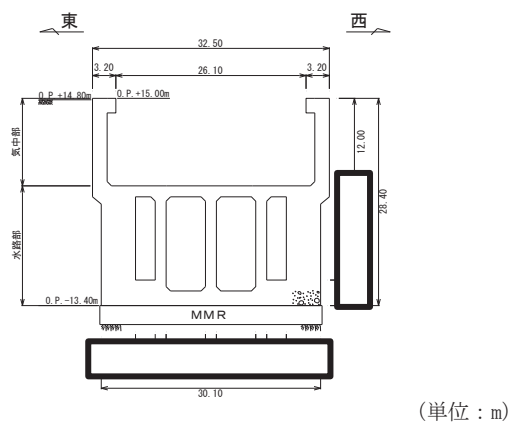


図 2-12 海水ポンプ室断面図 (B-B 断面, 東西)

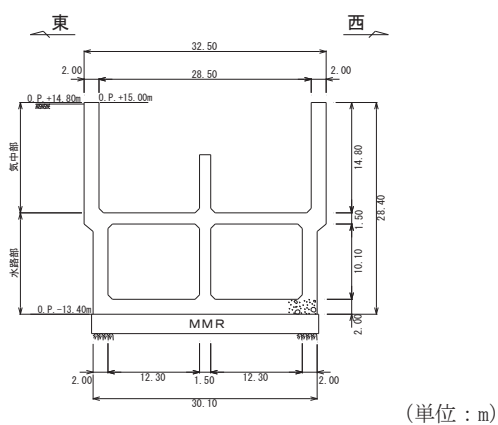


図 2-13 海水ポンプ室断面図 (C-C 断面, 東西)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

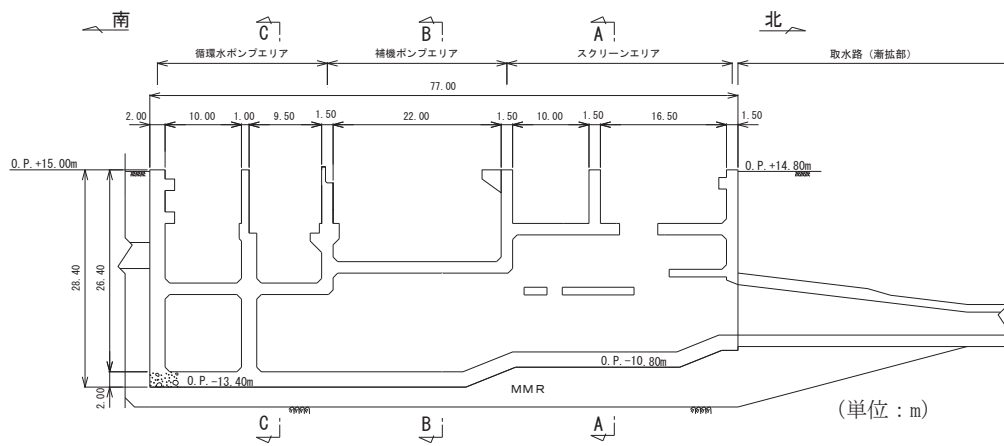


図 2-14 海水ポンプ室断面図 (D-D 断面, 南北)

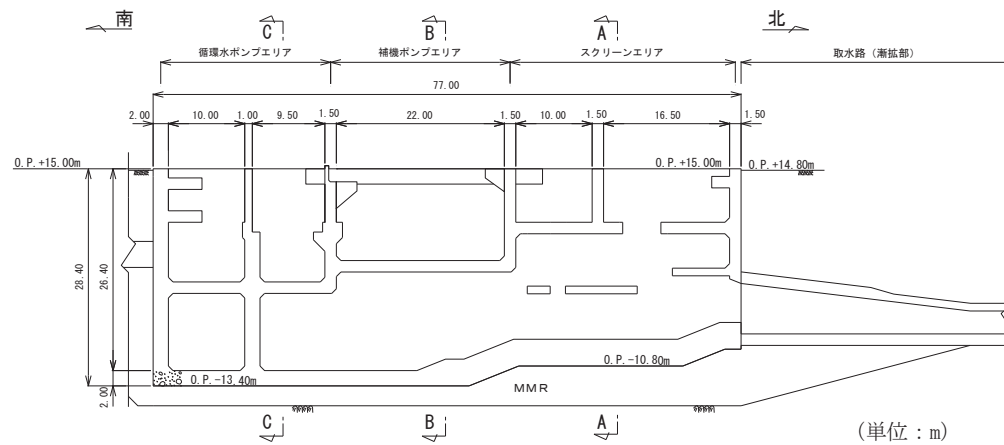


図 2-15 海水ポンプ室断面図 (E-E 断面, 南北)

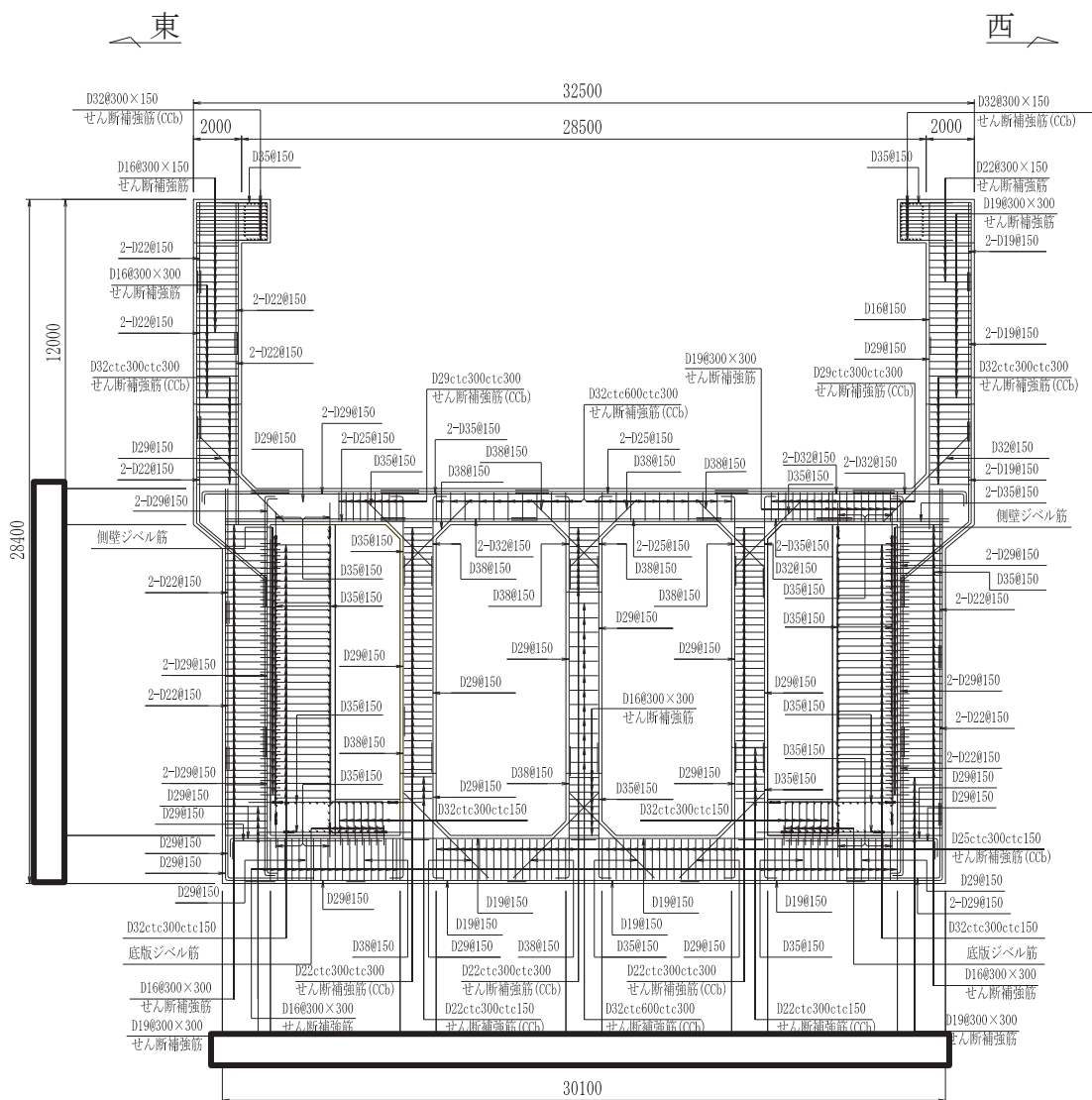
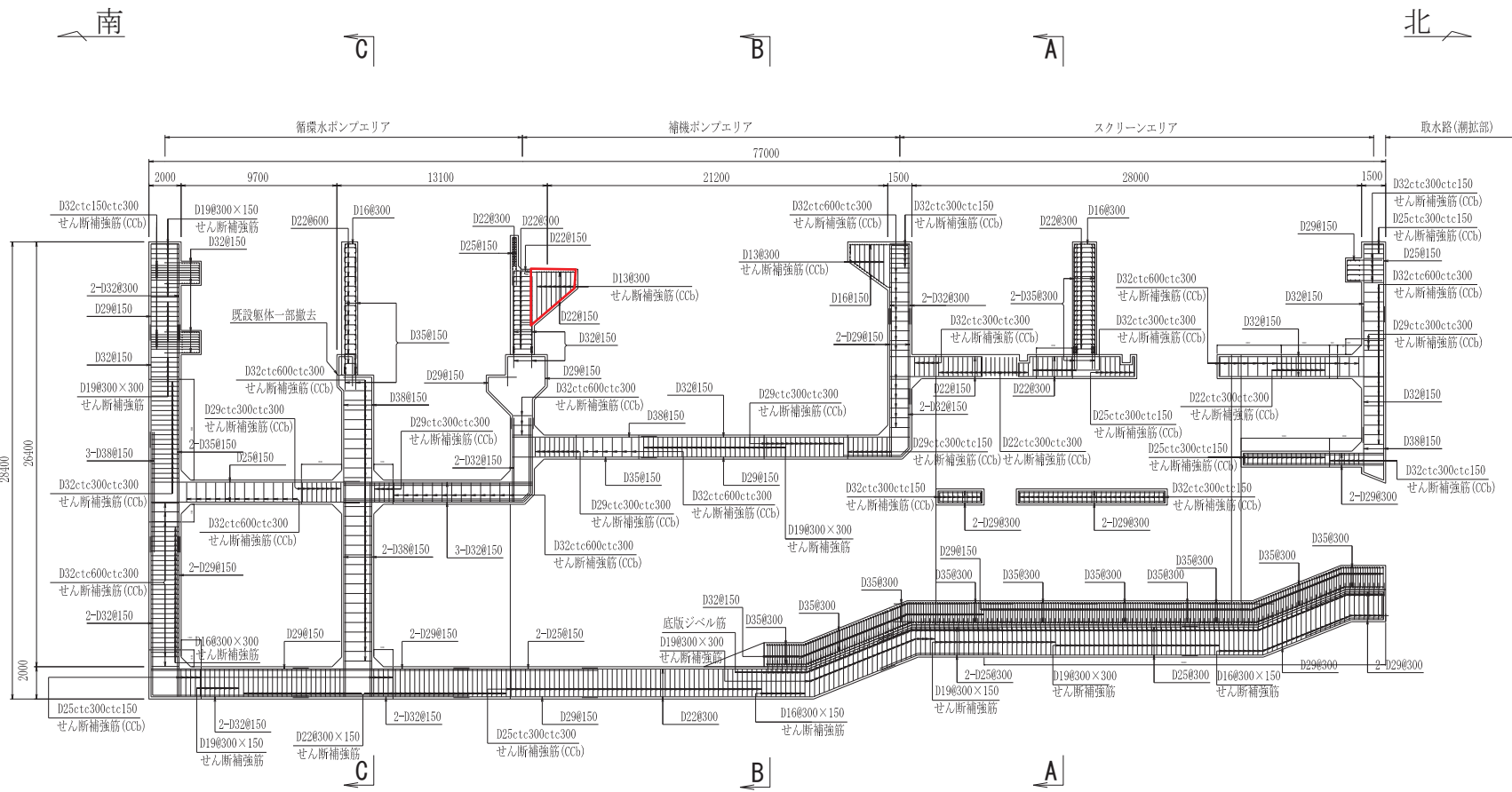


図 2-17 海水ポンプ室概略配筋図 (B-B 断面, 東西)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



□ : 投影による記載箇所

図 2-19 海水ポンプ室概略配筋図 (D-D 断面, 南北)

2.5 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2-2 に、材料の物性値を表 2-3 に示す。

表 2-2 使用材料

材料	仕様
コンクリート (N/mm ²)	設計基準強度 20.5 (既設部材, 補強部材 (気中部) * ¹)
	設計基準強度 30.0* ² (補強部材 (水路部) * ¹)
鉄筋	SD345

注記*1: 補強部材の位置は、図 2-3~図 2-9 に示す。

*2: 耐震評価上は、20.5N/mm² で評価を実施している。なお、既設部材と補強部材の強度の違いによる影響は、「参考資料 3 増厚部と既設コンクリートの一体化について」に示す。

表 2-3 材料の物性値

材料	項目		材料諸元	備考
鉄筋 コンクリート	単位体積重量 (kN/m ³)		24.0	
コンクリート	ヤング係数 (N/mm ²)	実強度* ¹	3.03×10 ⁴	解析ケース* ² ④
		設計基準強度	設計基準強度 2.33×10 ⁴ (既設部材, 補強部材 (気中部)) 設計基準強度 2.80×10 ⁴ (補強部材 (水路部))	解析ケース* ² ①, ②, ③
	ポアソン比		0.2	

注記*1: 補強部材については、a. 「既設構造物のコア採取による圧縮強度試験」と、b. 「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「参考資料 5 新設する構造部のコンクリートの圧縮強度の設定」に基づき設定した圧縮強度のうち、強度が大きい a. を使用する。

*2: 解析ケースは表 3-12 及び表 3-13 に示す。

2.6 地盤物性値

地盤については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

2.7 評価構造物諸元及び要求機能の考え方

2.7.1 評価構造物諸元

海水ポンプ室の評価部材の位置を図 2-20 に、諸元を表 2-4 に示す。

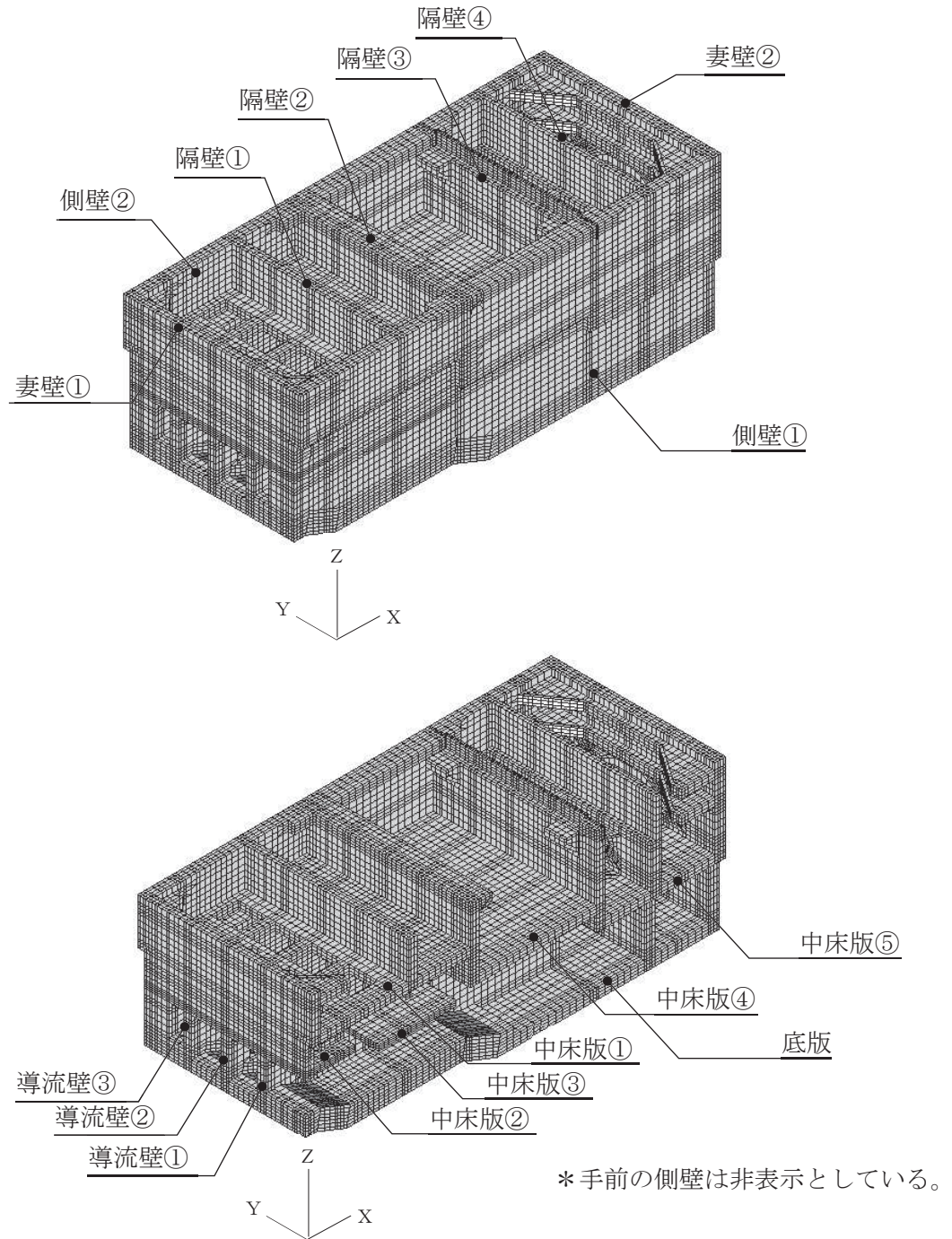


図 2-20 評価部材の位置

表 2-4 海水ポンプ室の評価部材と諸元

部 材	断 面	仕 様*1, *2	材 料		要求機能
		部材厚 (mm)	コンクリート f'_{ck} (N/mm ²)	鉄 筋	
底版	A-A 断面	2000 (既設部材)	20.5 (既設部材)	SD345	通水機能 貯水機能
		3500 (補強部材)	30.0 (補強部材) *3		
	B-B 断面	2000 (既設部材)	20.5 (既設部材)		
		3500 (補強部材)	30.0 (補強部材) *3		
	C-C 断面	2000	20.5		
側壁	A-A 断面	2000 (既設部材)	20.5 (既設部材)	SD345	通水機能 貯水機能 止水機能 支持機能
		4700 (補強部材)	30.0 (補強部材) *3		
	B-B 断面	2000 (既設部材)	20.5 (既設部材)		
		4700 (補強部材)	30.0 (補強部材) *3		
	C-C 断面	2000	20.5		
隔壁	D-D 断面	1500 (隔壁①) 1500 (隔壁②) 500~1500 (隔壁③) 1000~1500 (隔壁④)	20.5		止水機能 支持機能
妻壁	D-D 断面	1500 (妻壁①) 2000 (妻壁②)	20.5		止水機能 支持機能
導流壁	A-A 断面	1500	20.5		通水機能
	B-B 断面	1500	20.5		
	C-C 断面	1500	20.5		
中床版	A-A 断面	1500 (中床版①)	20.5	SD345	通水機能 止水機能 支持機能
		1000 (中床版②, 中床版③)			
	B-B 断面	1500 (中床版④)			
	C-C 断面	1500 (中床版⑤)	20.5		

注記*1：補強部材の位置は、図 2-3～図 2-9 に示す。

*2：部材名称は図 2-20 に示す。

*3：耐震評価上は、20.5N/mm²として評価を実施している。

2.7.2 海水ポンプ室の要求機能の考え方

「2.6.1 評価構造物諸元」の表 2-4 に示した海水ポンプ室の要求機能について、その考え方を以下に記載する。

a. 通水機能

海水ポンプ室の通水断面を構成する各部材について、通水機能を要求するものとする。図 2-21 に通水機能が要求される部材の範囲を示す。

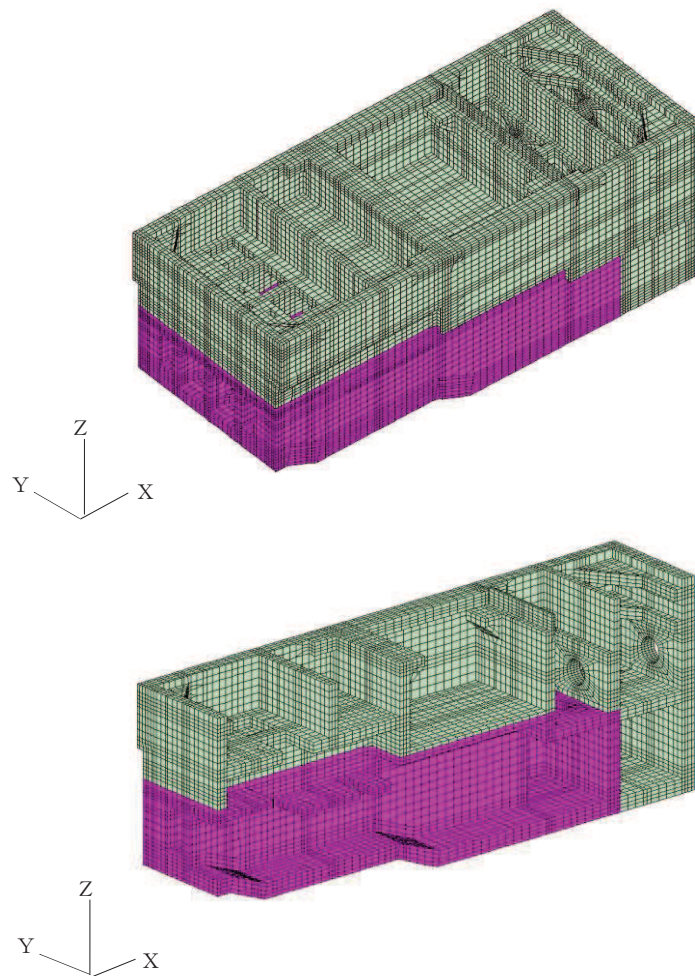


図 2-21 通水機能が要求される部材の範囲

b. 貯水機能

海水ポンプ室における貯水機能は、津波時の引き波を想定した要求機能であるため、貯留堰天端標高（O.P. -5.30m）以下の側壁、隔壁及び底版を対象とする。

図 2-22 に貯水機能が要求される部材の範囲を示す。

引き波の継続時間の詳細は、添付資料「VI-1-1-2-2 津波への配慮に関する説明書」に示す。

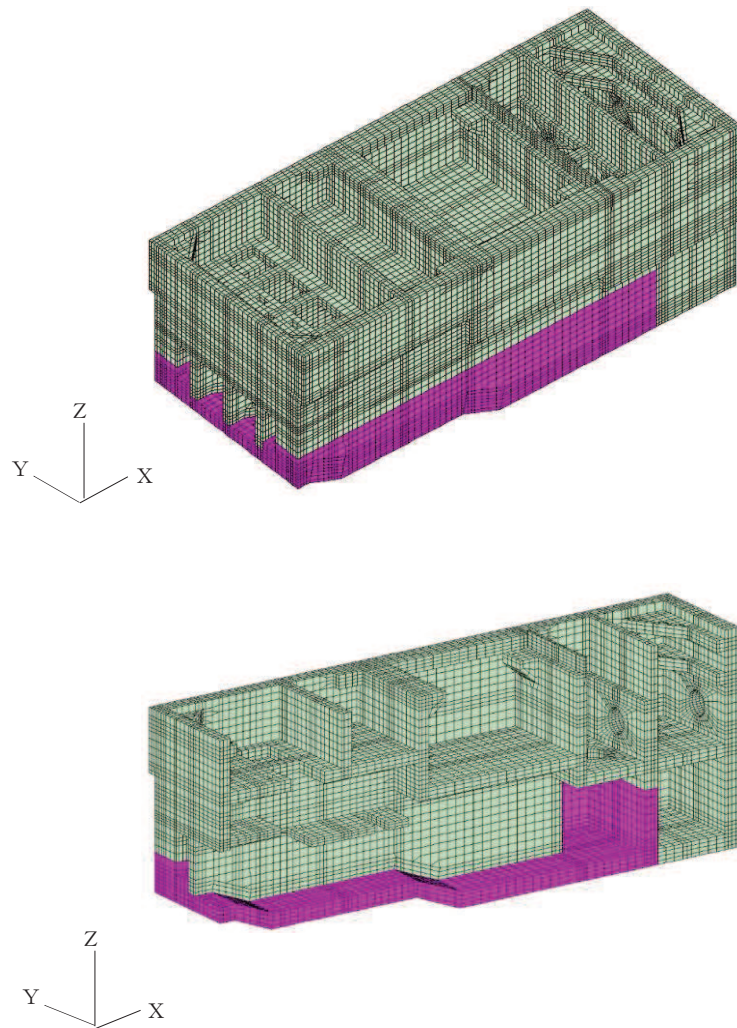


図 2-22 貯水機能が要求される部材の範囲

c. 止水機能

止水機能は、津波の押し波時における外郭防護、屋外タンク損傷時における内郭防護及び循環水単一破損時における内部溢水に対し、部材からの漏水によりSクラスの機器及び配管等の安全機能を損なうことがないように要求される機能である。

図2-23に止水機能が要求される部材の範囲を示す。

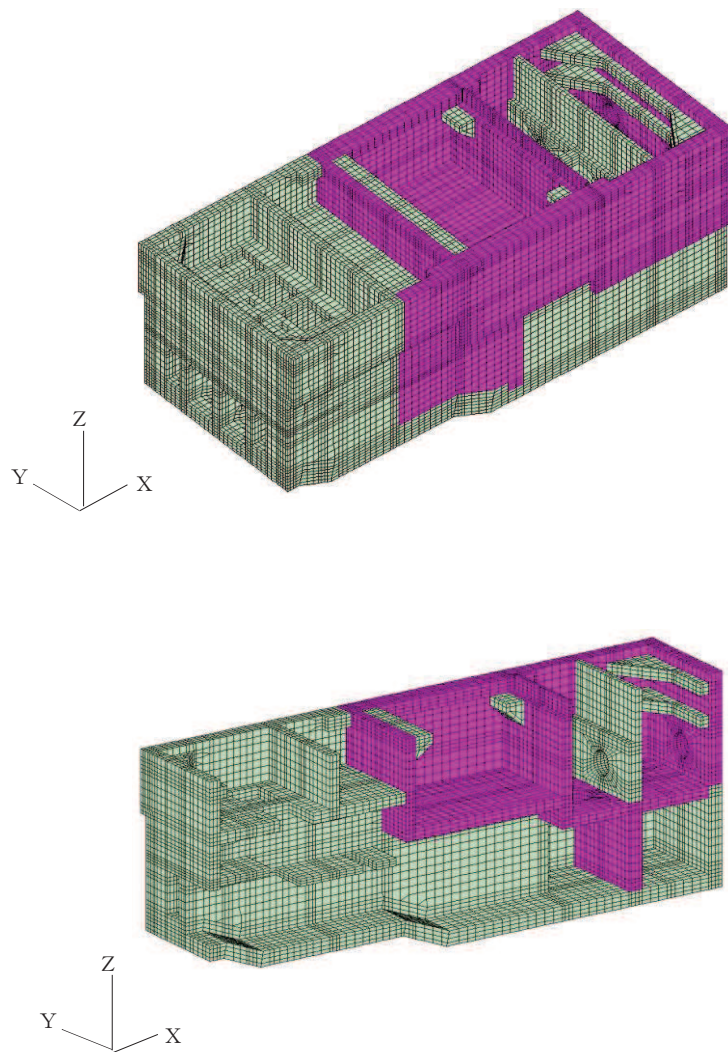


図2-23 止水機能が要求される部材の範囲

d. 支持機能

耐震重要施設及び常設重大事故等対処設備である原子炉補機冷却海水ポンプ等を間接支持する部材を図 2-24 に示す。

支持機能における曲げに対する許容限界は、構造物全体で終局状態に対する限界ひずみを下回ることに加え、アンカー定着部周辺においては、部材降伏に対する限界ひずみを下回ることを確認する。図 2-24 にはアンカー定着部周辺の部材降伏に対する評価範囲を示す。

竜巻防護ネットの支持部については、三次元モデルに反映し、支持機能を損なわないことを確認する。

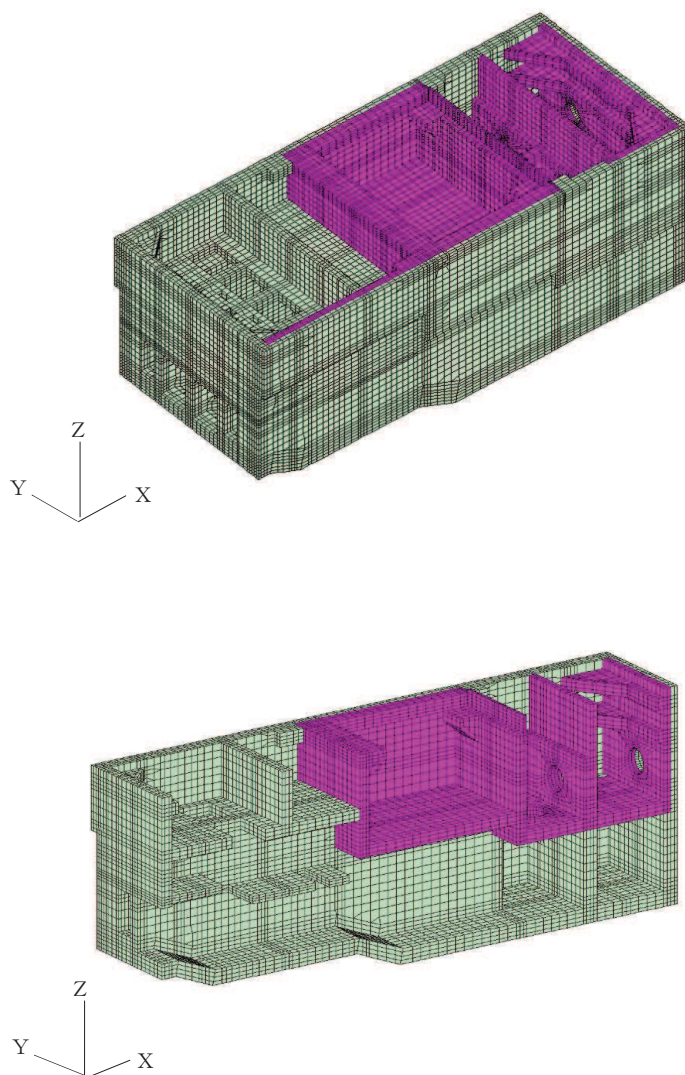


図 2-24 支持機能が要求される部材の範囲

2.8 地下水位

設計用地下水位は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計用地下水位の一覧を表 2-5 に、設計用地下水位を図 2-25～図 2-28 に示す。

表 2-5 設計用地下水位の一覧

施設名称	地震時荷重算出断面	設計用地下水位
海水ポンプ室	A-A 断面, 東西方向 (スクリーンエリア)	O. P. -8.50m～O. P. +2.43m
	B-B 断面, 東西方向 (補機ポンプエリア)	
	C-C 断面, 東西方向 (循環水ポンプエリア)	
	D-D 断面, 南北方向	O. P. -8.50m～O. P. +14.00m

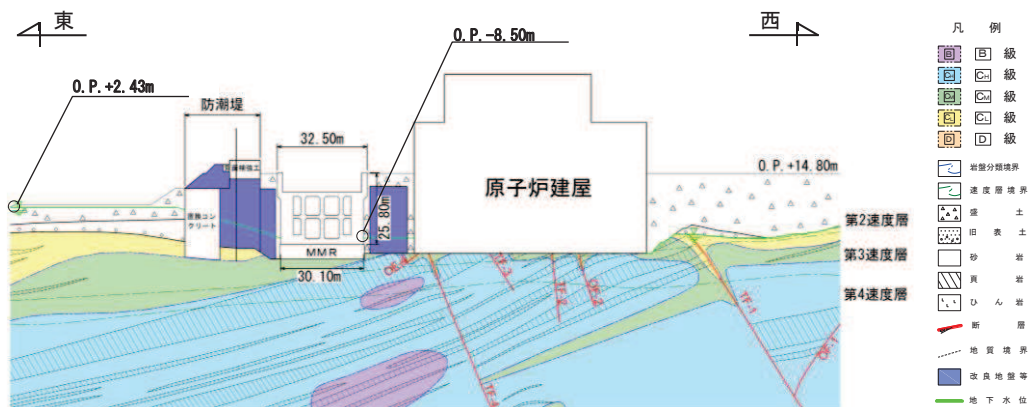


図 2-25 設計用地下水位 (A-A 断面, 東西 (スクリーンエリア))

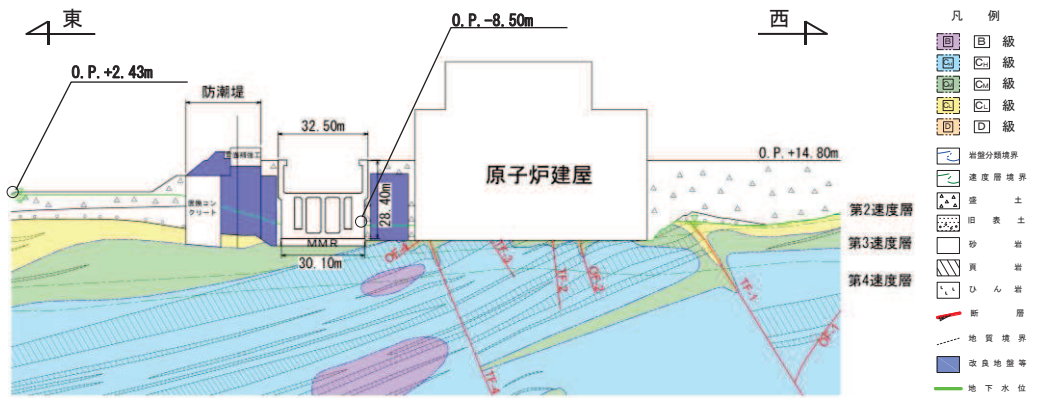


図 2-26 設計用地下水位東西方向 (B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア))

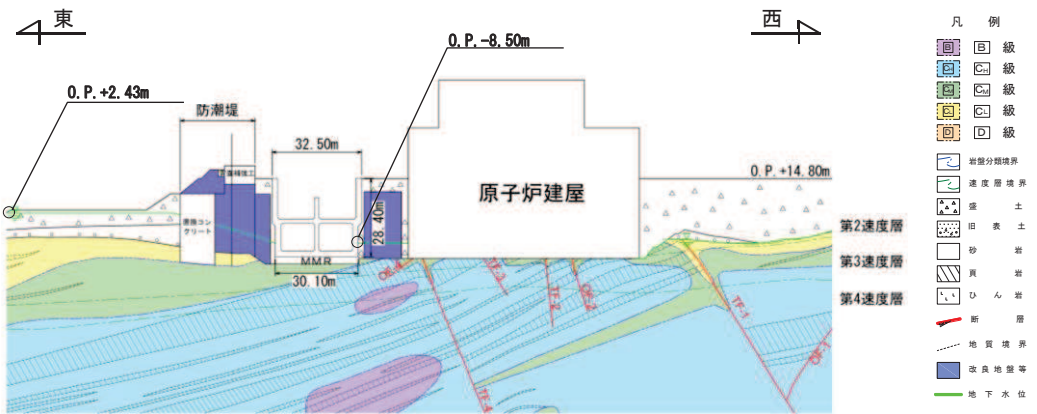


図 2-27 設計用地下水位東西方向 (C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))

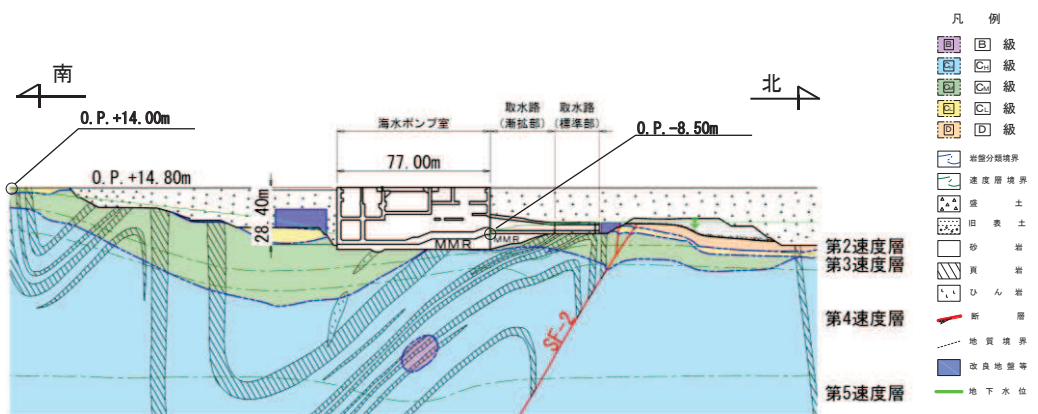


図 2-28 設計用地下水位 (D-D 断面, 南北)

3 地震応答解析

3.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととし、解析手法については、図 3-1 に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。海水ポンプの東西方向は、地下水位が盛土内に分布するものの、構造物周辺に安定した形状の改良地盤や原子炉建屋及び防潮堤といった隣接構造物があるため周辺地盤の液化化等の影響を緩和していることから解析手法は、全応力解析とする。南北方向は、北側は取水路（漸拡部）が接続しており、地下水位は取水路漸拡部天端より低く、南側には改良地盤が設置され、改良地盤より南側の水位はおおむね岩盤上面に沿った分布であり、液化化等の影響がないことから、全応力解析とする。なお、解析手法の妥当性については、「参考資料 5 解析手法の選定について」に示す。

構造部材については、中床版、底版及び地震時荷重算出断面に垂直な壁部材を線形はり要素、断面に平行な壁部材は平面応力要素とし、構造物の奥行方向の長さ各部材の奥行方向の長さの比率や三次元構造解析モデルとの変位を整合させるためのヤング係数の調整を行い、三次元構造モデルと等価な剛性となるようモデル化する。

地盤については、平面ひずみ要素でモデル化することとし、岩盤（D級岩盤以外）は線形でモデル化する。盛土、旧表土、改良地盤及びD級岩盤については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようマルチスプリングモデルを用いることとし、ばね特性は双曲線モデル（修正 GHE モデル）を用いて非線形性を考慮する。

地震応答解析については、解析コード「Soil Plus Dynamic 2015 Build3」を使用する。

地震応答解析手法の選定フローを図 3-2 に示す。

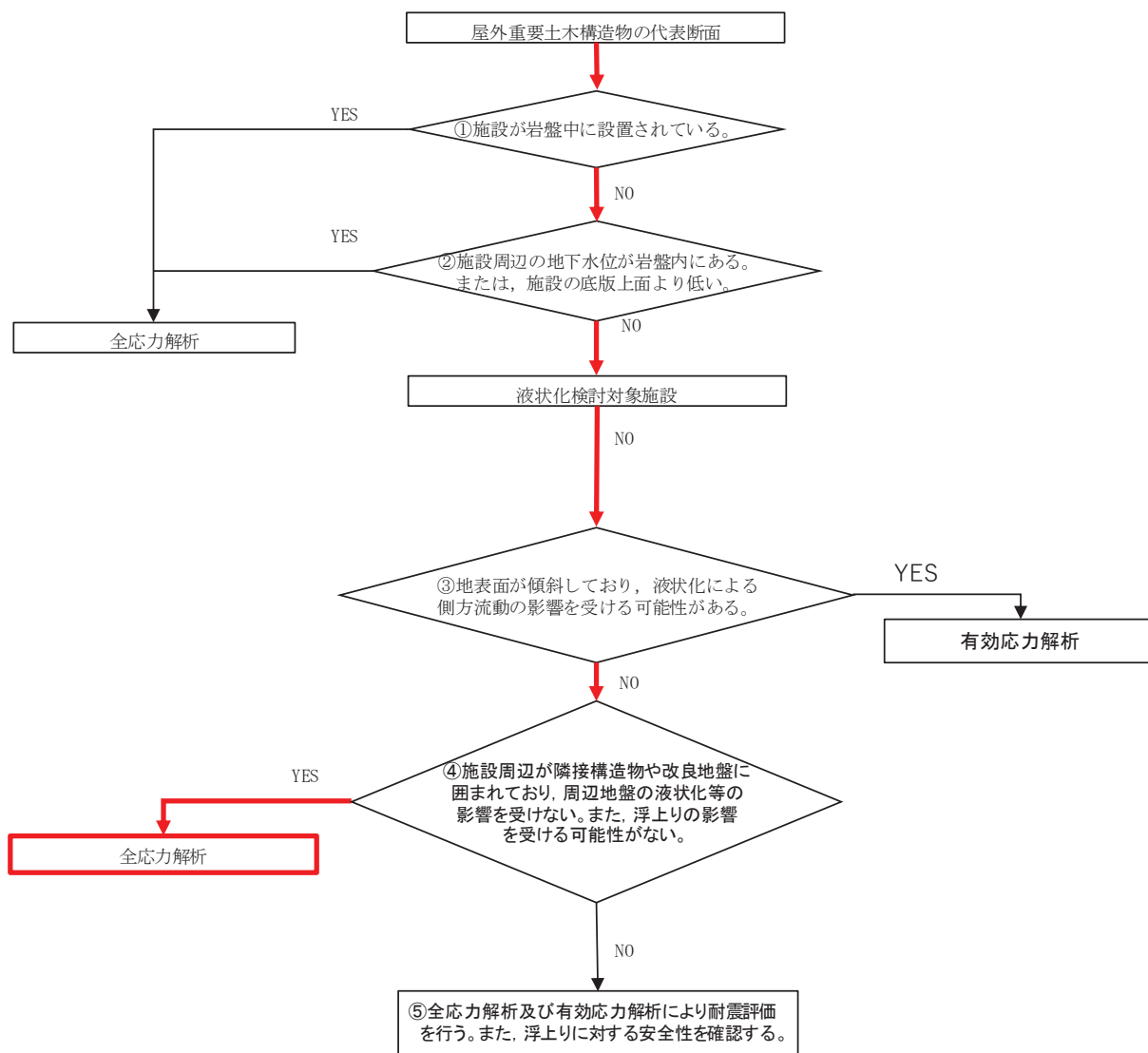


図 3-1 解析手法の選定フロー

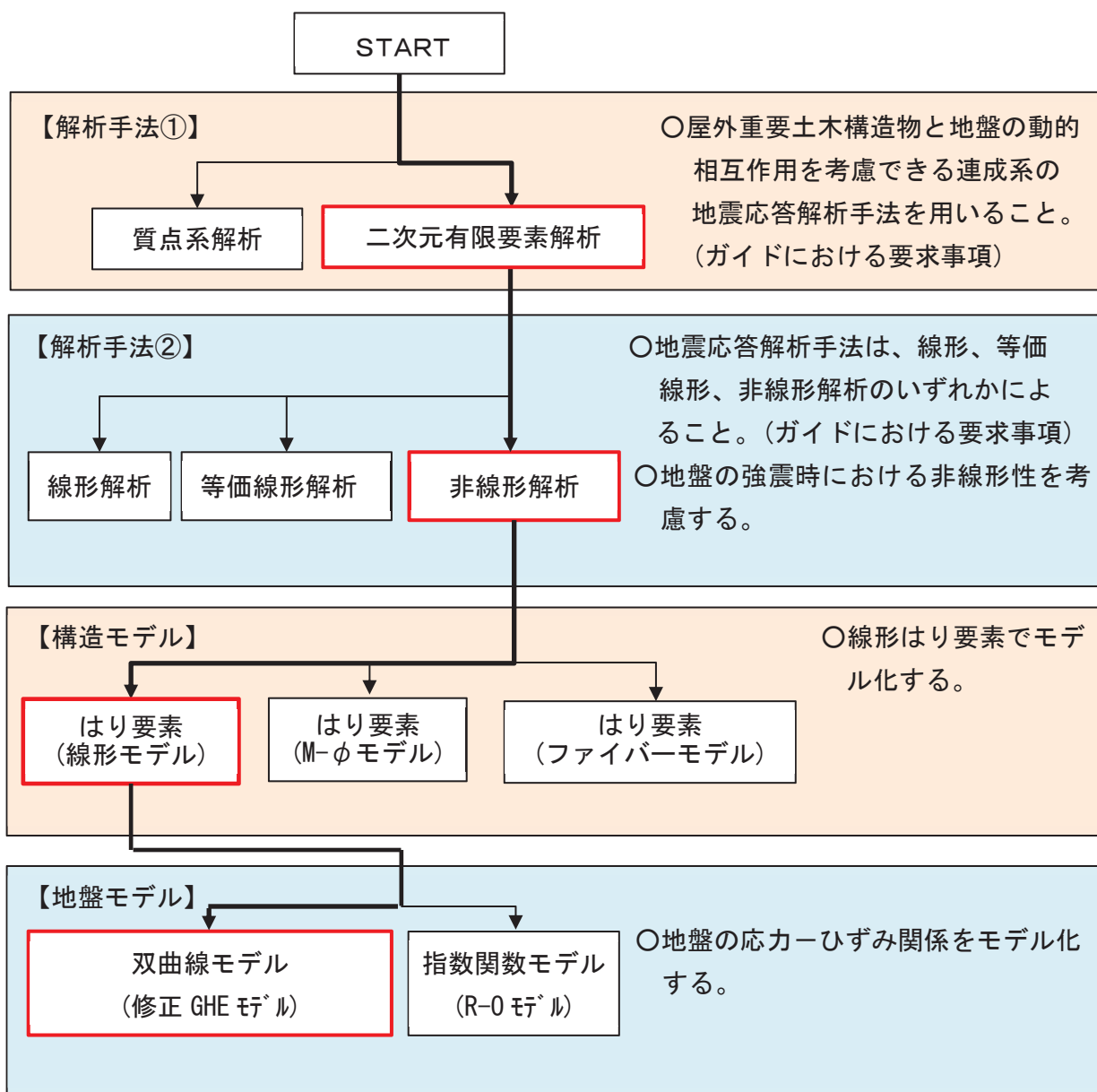


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

3.2 地震応答解析モデルの設定

3.2.1 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 3-3 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍程度以上、モデル高さを構造物基礎幅の 2 倍程度以上を目安とする。

なお、解析モデルの境界条件は、側面および底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1m 程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、土木学会マニュアルに従い、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度まで細分割して設定する。

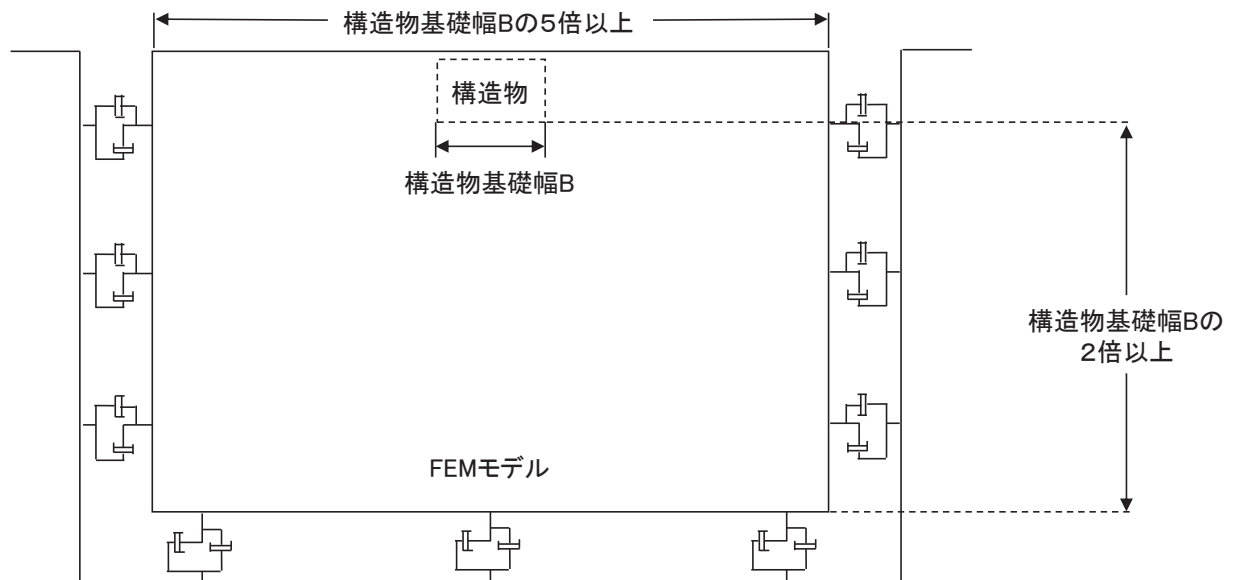


図 3-3 モデル化範囲の考え方

二次元全応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。二次元全応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3-4に示す。

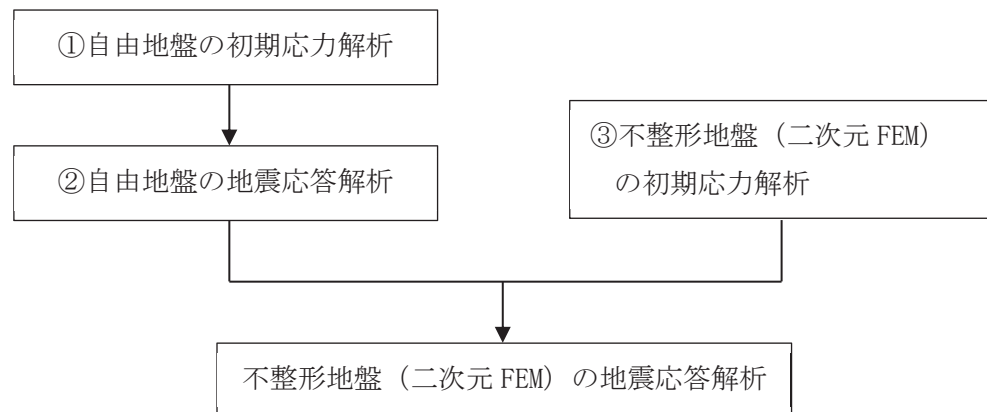


図3-4 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（二次元 FEM）の地震応答解析までのフロー

3.2.2 境界条件

(1) 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図3-5に示す。

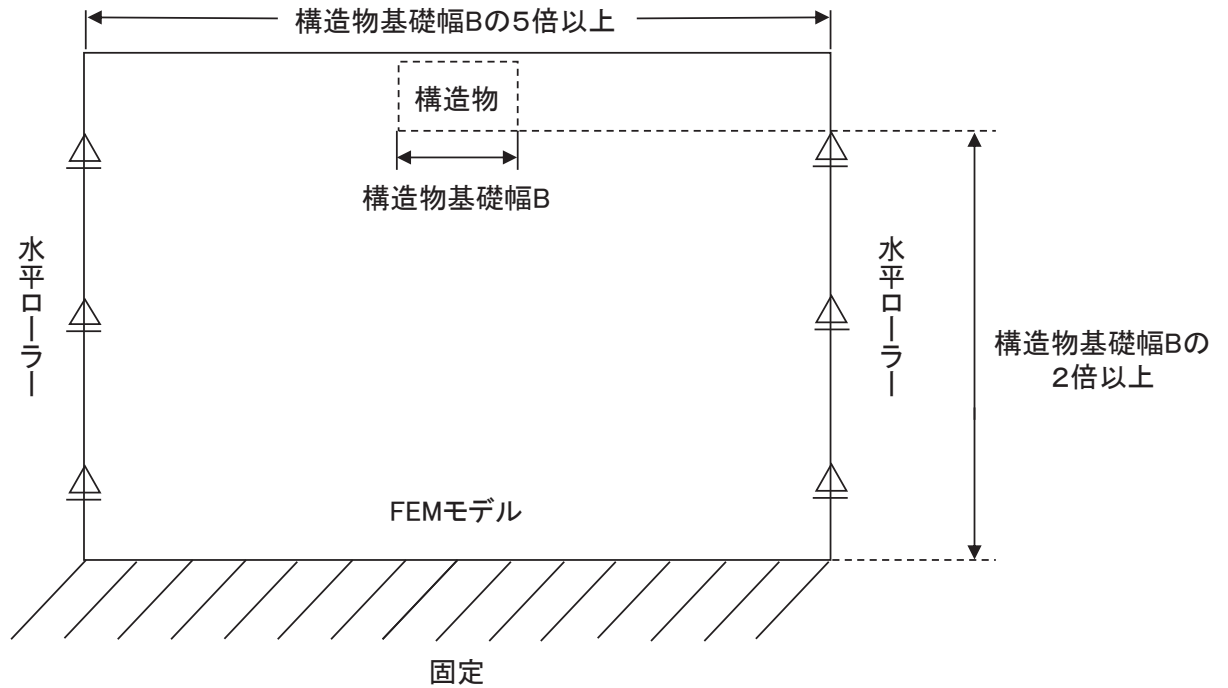


図3-5 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図3-6に示す。

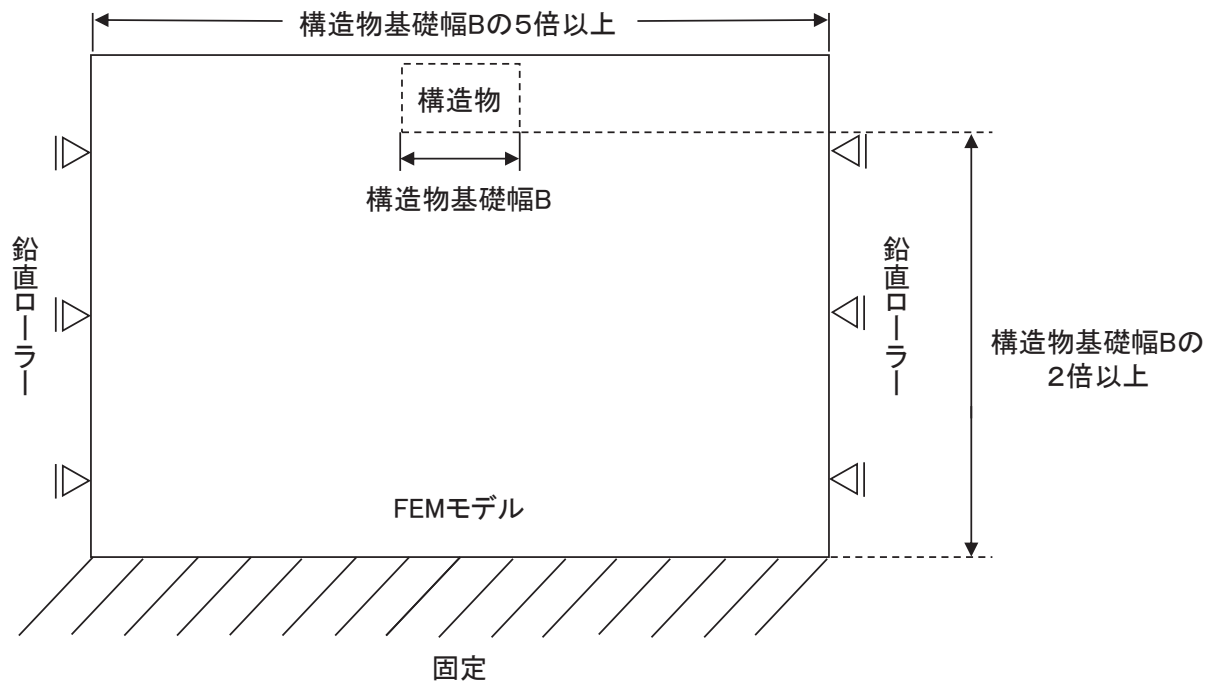
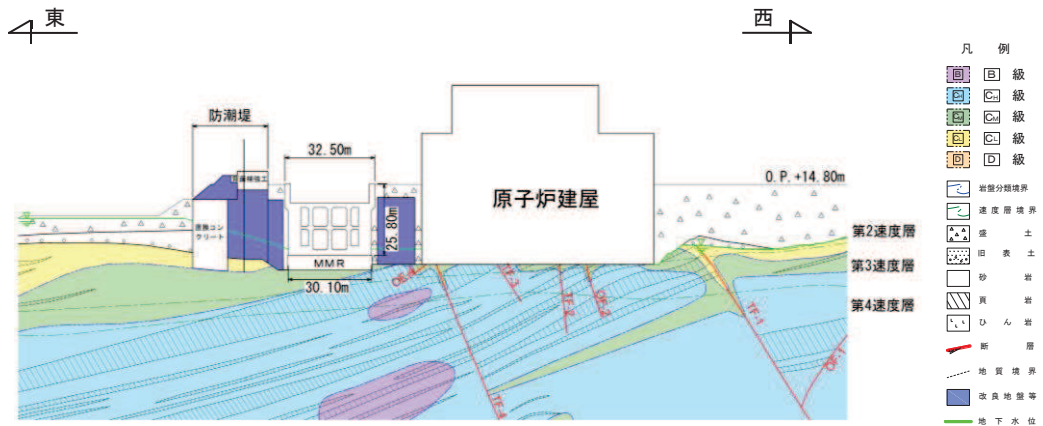


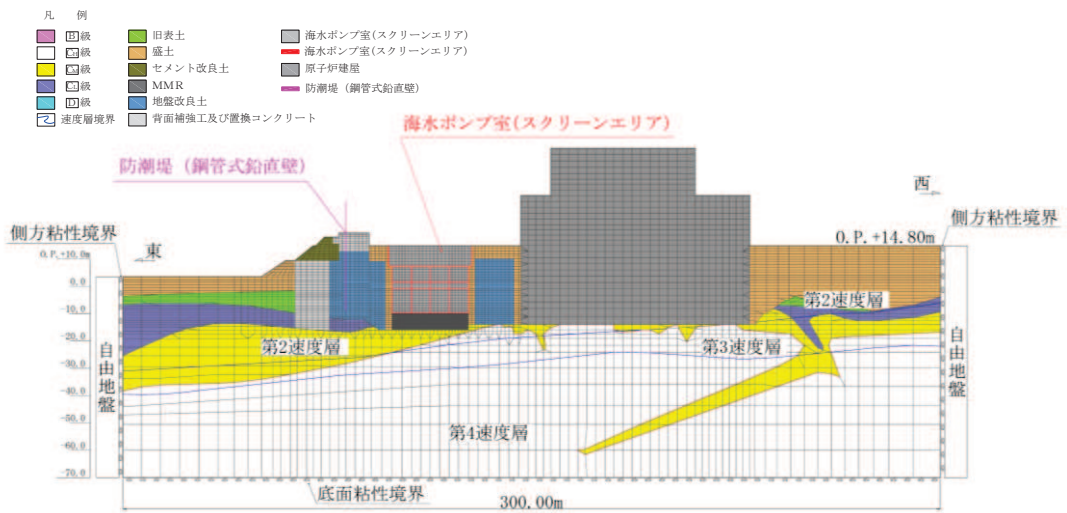
図3-6 初期応力解析における境界条件の概念図

(3) 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。海水ポンプ室の地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデルを図 3-7～図 3-10 に示す。

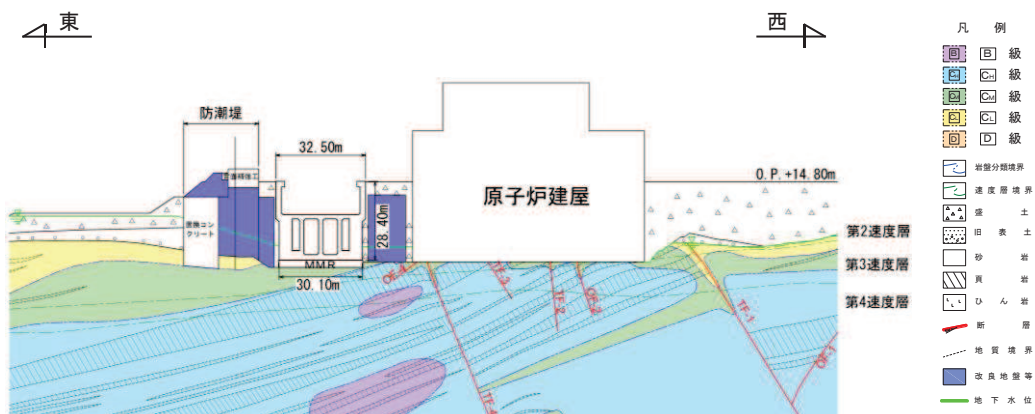


(a) 地震時荷重算出用地質断面図

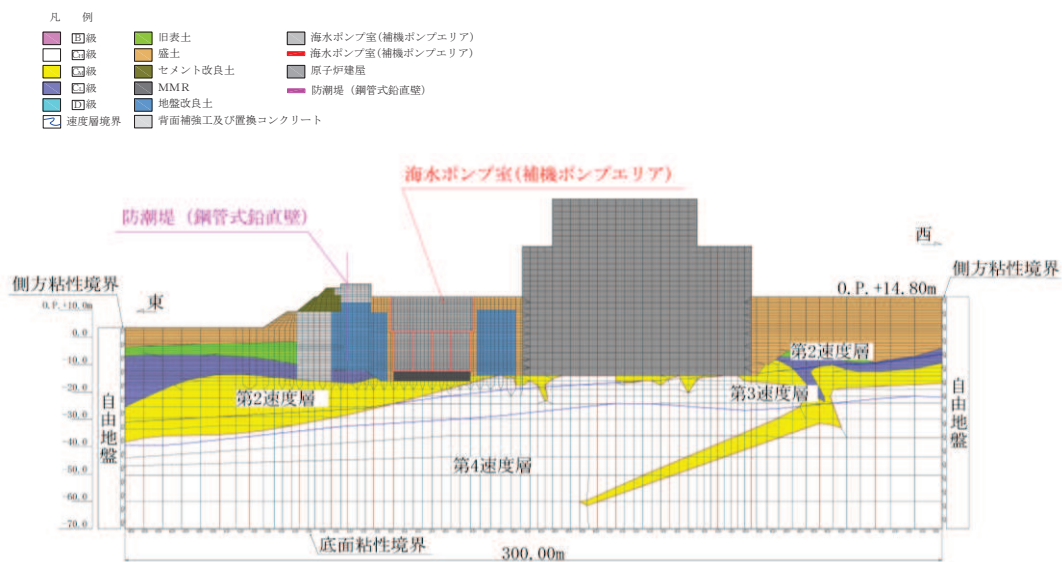


(b) 地震応答解析モデル図

図 3-7 海水ポンプ室の地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図
(A-A 断面, 東西 (スクリーンエリア))

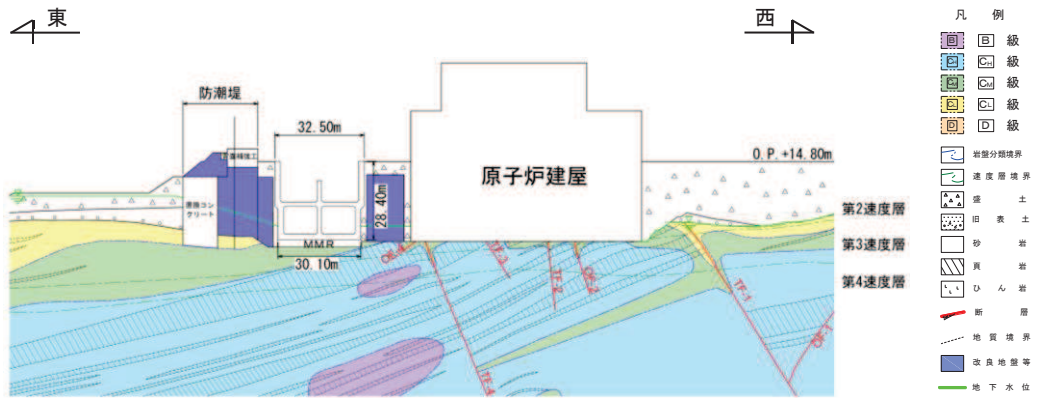


(a) 地震時荷重算出用地質断面図

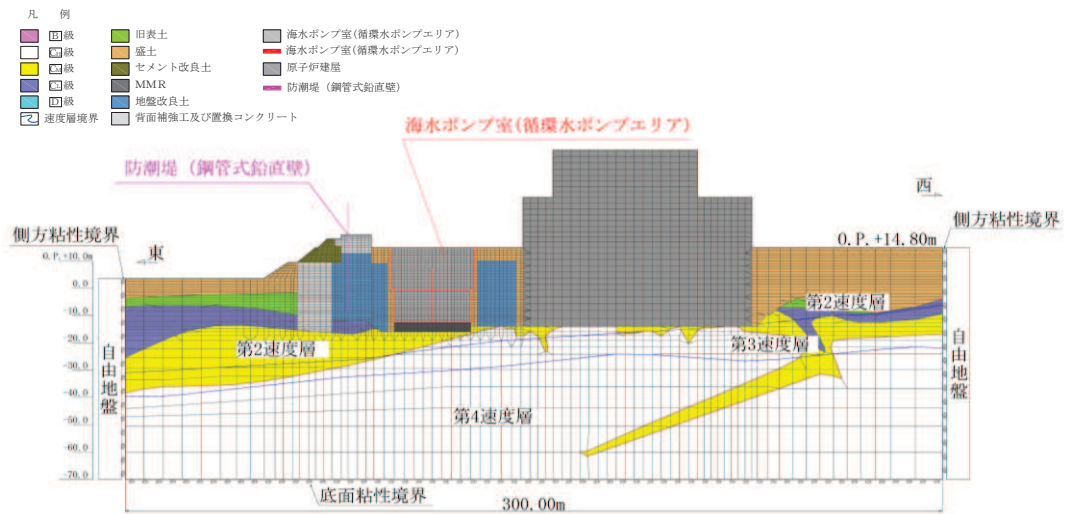


(b) 地震応答解析モデル図

図 3-8 海水ポンプ室の地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図
(B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア))

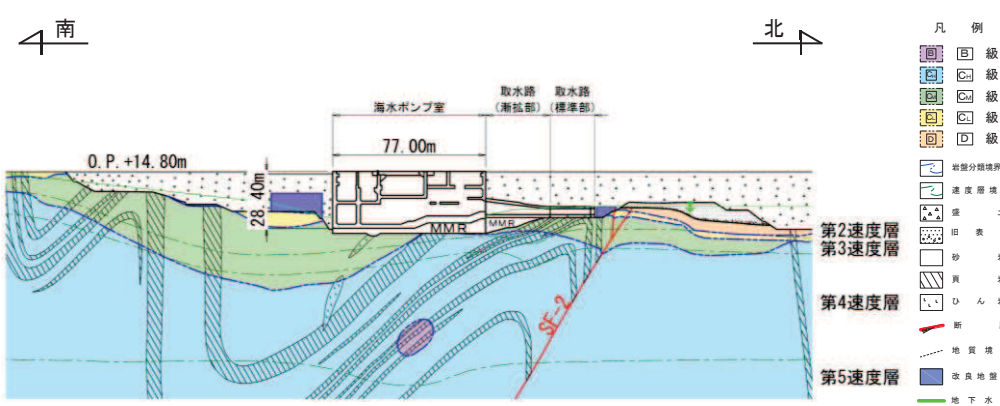


(a) 地震時荷重算出用地質断面図

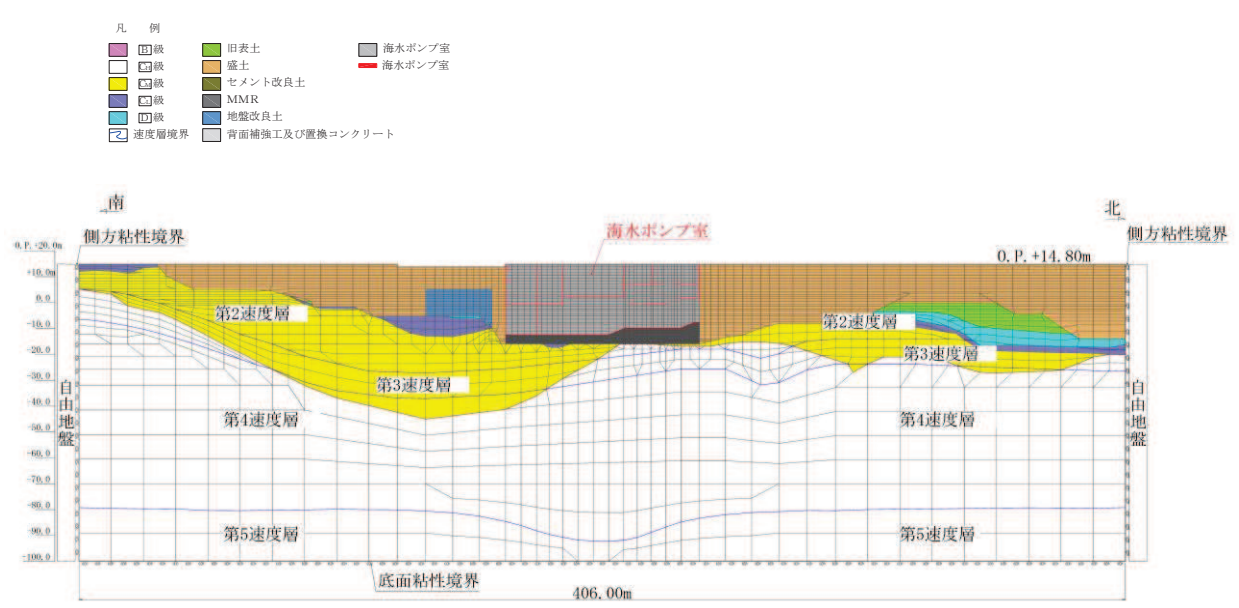


(b) 地震応答解析モデル図

図 3-9 海水ポンプ室の地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図
(C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))



(a) 地震時荷重算出用地質断面図



(b) 地震応答解析モデル図

図 3-10 海水ポンプ室の地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図 (D-D 断面, 南北)

3.2.3 構造物のモデル化

(1) 東西方向

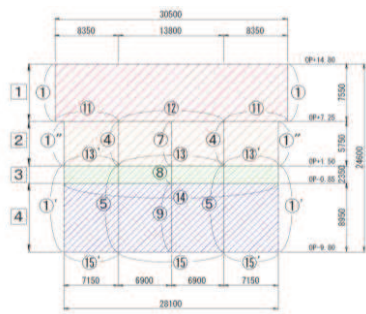
海水ポンプ室の東西方向は、構造的特徴や周辺地質状況を踏まえ、妻壁や隔壁の配置が異なることによる剛性差を考慮して、スクリーンエリア（A-A 断面）、補機ポンプエリア（B-B 断面）及び循環水ポンプエリア（C-C 断面）を通る断面とし、エリアごとに等価剛性モデルを作成する。等価剛性モデルについて、側壁、底版、中床版のような加振に対して面外変形で抵抗する部材は、線形はり要素にてモデル化し、隔壁、妻壁のような加振に対して面内変形で抵抗する部材は、平面応力要素にてモデル化する。地震応答解析モデルは、三次元構造解析モデルの土圧等算定用のため、側壁及び底版の増厚箇所については、躯体の外形にあったモデルとする必要があることから、既設部材中心位置に線形はり要素でモデル化する。なお、剛性は、増厚部を含めた剛性とする。

等価剛性の設定は以下の 2 つの手順に基づき行う。

手順 1 として、エリア奥行長さに対する、部材の奥行長さの比率から補正係数 α を線形はり要素および平面応力要素それぞれに設定する。

手順 2 として、線形の三次元モデルに水平荷重として単位荷重（約 100kN/m²）を作用させ、構造物の奥行方向の平均的な水平変位を算定する。さらに、補正係数 α を設定した二次元モデルに同じ単位荷重を作用させ、剛性変化部における両側壁の平均変位を算定し、三次元モデルの水平変位と等しくなるように補正係数 β を算定する。各エリアの等価剛性モデル概念図を図 3-11 に、各エリアにおける三次元モデルとの水平変位の比較位置を図 3-12 に示す。コンクリートの弾性係数 E_c に補正係数 α 、 β を乗じ、等価剛性モデルの弾性係数（剛性）を設定する。剛性の調整方法を図 3-13 に、剛性調整結果を図 3-14 に、補正係数の計算結果を表 3-1 及び表 3-2 に示す。また、補正係数 β は平面応力要素に対してのみ設定する。なお、単位荷重を載荷させる三次元モデル及び二次元モデルの底面の境界条件は、構造物の変位に着目するため固定境界としている。

等価剛性モデルは、地震時荷重を保守的に評価するよう線形モデルとする。



スクリーンエリア

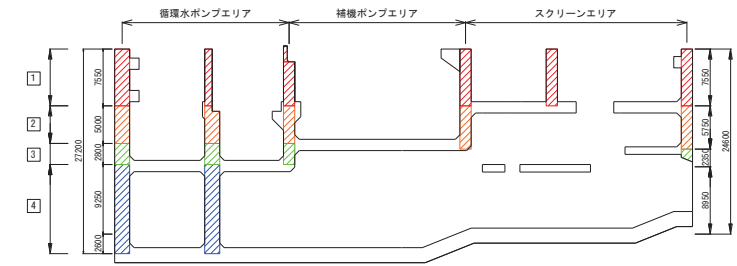
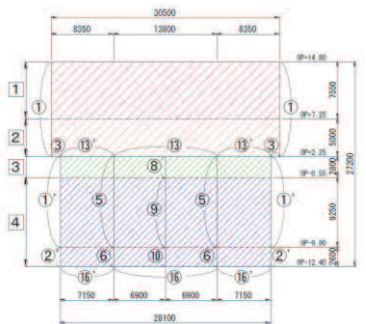


図 3-11 (1) 各エリアの等価剛性モデル (1/3)



補機ポンプエリア

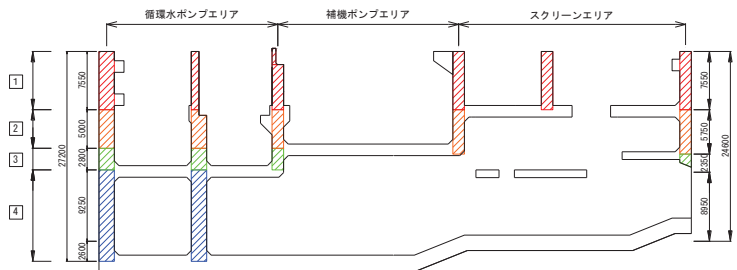
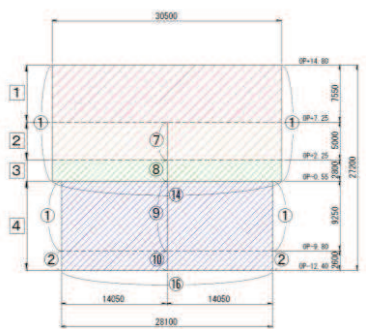


図 3-11 (2) 各エリアの等価剛性モデル (2/3)



循環水ポンプエリア

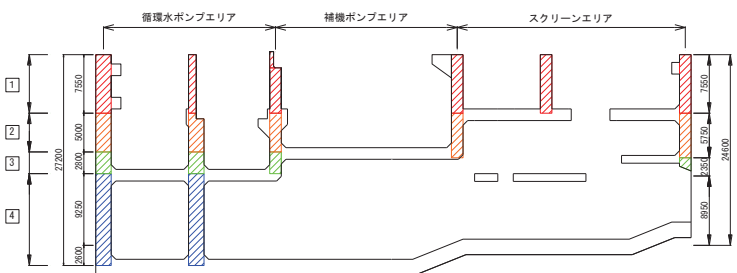
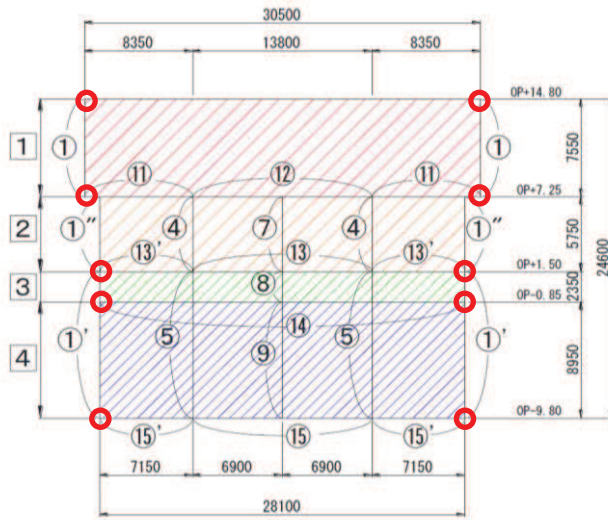
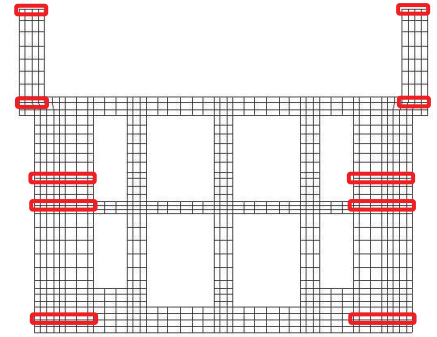


図 3-11 (3) 各エリアの等価剛性モデル (3/3)



等価剛性モデル



三次元モデル

□ : 変位置着目位置

図 3-12 等価剛性モデルと三次元モデルの変位比較概念図

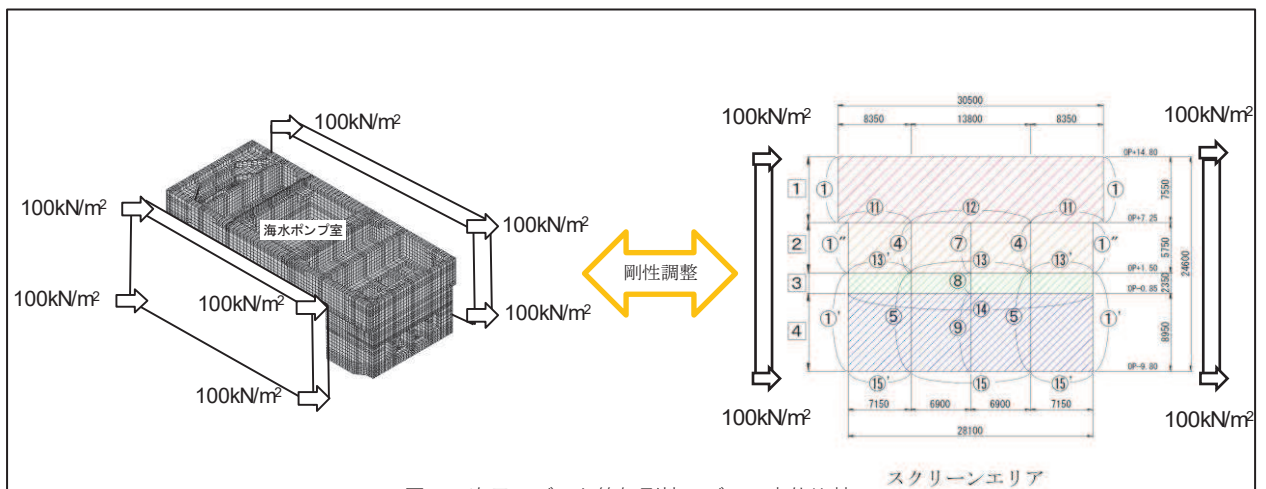


図 三次元モデルと等価剛性モデルの変位比較

剛性の調整方法

剛性の調整は、以下の式によるものとする。なお、三次元モデルにおける変位は、各エリアの奥行方向の平均変位を用いる。

$$E = E_c \times \alpha \times \beta$$

E : 等価剛性モデルの弾性係数

E_c : コンクリートの弾性係数

α : 海水ポンプ室の奥行き長さに対する部材の奥行き長さの比率 = L_e/L

L_e : 部材の奥行き長さ

L : 海水ポンプ室の奥行き長さ

β : 変位を合わせるための弾性係数の補正係数

図 3-13 剛性の調整方法

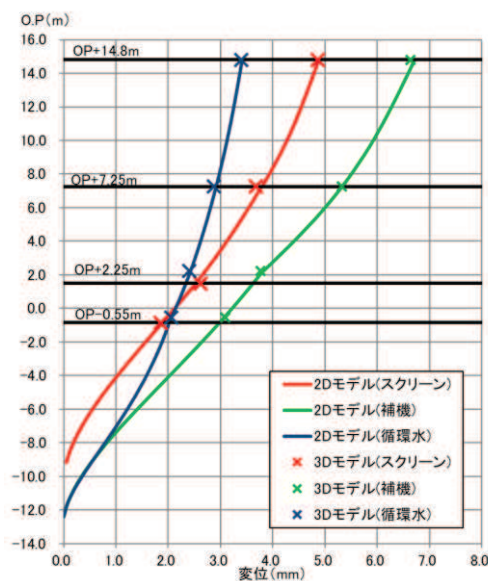


図 3-14 剛性調整結果

表 3-1(1) 補正係数の計算結果 (はり要素) (スクリーンエリア)

要素番号*	α
①	1.00
①'	1.00
①''	1.00
④	1.00
⑤	1.00
⑦	0.85
⑧	0.85
⑨	0.85
⑪	0.83
⑫	0.83
⑬	0.33
⑬'	0.33
⑭	0.42
⑮	1.00
⑮'	1.00

注記* : 要素番号は図 3-11 の要素番号に対応

表 3-1(2) 補正係数の計算結果 (はり要素) (補機ポンプエリア)

要素番号*	α
①	1.00
①'	1.00
②'	1.00
③	1.00
⑤	1.00
⑥	1.00
⑧	1.00
⑨	1.00
⑩	1.00
⑬	0.87
⑬'	0.94
⑯	1.00
⑯'	1.00

注記* : 要素番号は図 3-11 の要素番号に対応

表 3-1(3) 補正係数の計算結果 (はり要素) (循環水ポンプエリア)

要素番号*	α
①	1.00
②	1.00
⑦	0.46
⑧	0.46
⑨	1.00
⑩	1.00
⑭	0.82
⑯	1.00

注記* : 要素番号は図 3-11 の要素番号に対応

表 3-2(1) 補正係数の計算結果 (平面応力要素) (スクリーンエリア)

要素番号* ¹	α	β
1	0.15	0.35
2	0.10	0.48
3	0.02	0.01
4	0.02* ²	0.80

注記*1 : 要素番号は図 3-11 の要素番号に対応

*2 : 4 は開口部だが、変位調整のため、3 と同様の値としている。

表 3-2(2) 補正係数の計算結果 (平面応力要素) (補機ポンプエリア)

要素番号* ¹	α	β
1	0.12	0.28
2	0.13	0.28
3	0.06	0.90
4	0.06* ²	0.48

注記*1 : 要素番号は図 3-11 の要素番号に対応

*2 : 4 は開口部だが、変位調整のため、3 と同様の値としている。

表 3-2(3) 補正係数の計算結果 (平面応力要素) (循環水ポンプエリア)

要素番号*	α	β
1	0.19	0.58
2	0.22	0.60
3	0.25	0.60
4	0.18	0.49

注記* : 要素番号は図 3-11 の要素番号に対応

(2) 南北方向

海水ポンプ室の南北方向の D-D 断面は、底版、隔壁、妻壁、中床版のような加振に対して面外変形で抵抗する部材は、線形はり要素にてモデル化し、側壁のような加振に対して面内変形で抵抗する部材は、平面応力要素にてモデル化する。

D-D 断面は、土圧を直接受ける妻壁と各エリアに配置される隔壁が上方向で拘束されず、地震時に一体として挙動しないことからエリア奥行長さに対する、部材奥行長さの比率から求める補正係数 α のみ設定する。

3.2.4 隣接構造物のモデル化

東西方向において隣接構造物となる原子炉建屋及び防潮堤は、海水ポンプ室との間が地盤改良されており、隣接構造物の地震応答が剛性の大きい改良地盤を介して海水ポンプ室に伝達することが考えられるため、原子炉建屋及び防潮堤をモデル化する。以下に、それぞれの構造物のモデル化方針を示す。なお、縦断方向北側には取水路が隣接するが、土圧を大きく評価するために、取水路は、盛土にてモデル化する。

(1) 原子炉建屋

原子炉建屋のモデル化は、「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術〈技術資料〉」に基づき、質点系建屋モデルから建屋各層の水平剛性 K_H 、鉛直剛性 K_V 及び曲げ剛性 K_θ を用いて、せん断剛性 G 、ポアソン比 ν 、ばね定数 k_s を求め等価な有限要素モデルを作成する。原子炉建屋のモデル化概要について図 3-15 に示す。女川 2 号機における原子炉建屋の耐震評価は、多軸モデルにて評価しているため、有限要素モデル作成に当たっては、多軸モデルから単軸モデルに変換し、有限要素モデルを作成する。原子炉建屋のモデル化の概念図を図 3-16 に示す。

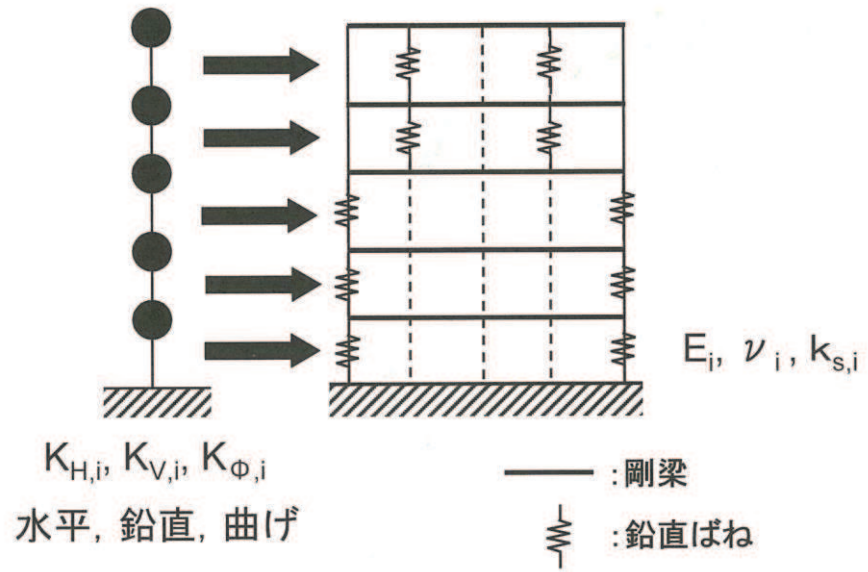
a. 単軸モデルの作成

原子炉建屋の単軸モデルの作成概念図を図 3-17 に示す。単軸モデルにおいて、質点を多軸モデルの各床レベルに設け、その間を曲げせん断棒でつなぎ、多質点系建屋モデルと振動的に等価な単軸モデル（水平、鉛直）を作成する。設定された単軸モデル（水平、鉛直）について、固有値解析を実施し、多軸モデル（水平、鉛直）の固有値解析結果と比較して、1 次の固有モード及び固有周期が同等となるよう単軸モデルのせん断断面積及び断面 2 次モーメントを補正する。

b. 有限要素モデルの作成

原子炉建屋の有限要素モデルは建屋形状に合わせて要素分割を行う。これを単軸モデルと振動的に等価にするために、有限要素モデルの各部の剛性及び質量を図 3-15 の (4.3.1) ～ (4.3.8) の関係式を用いて、単軸モデルと一致させる。重量については、単軸モデルと同様に各フロアの質点重量でモデル軸心位置に考慮する。

作成したモデル諸元を図 3-18 に、多質点系モデルと有限要素モデルの固有値（1 次モード）の比較を表 3-3 示す。



$$K_{H,i} = \frac{G_i A_{H,i}}{\ell_i} \dots\dots\dots (4.3.1)$$

$$K_{V,i} = \frac{E_i A_{V,i}}{\ell_i} \dots\dots\dots (4.3.2)$$

$$K_{\phi,i} = E_i I_i \dots\dots\dots (4.3.3)$$

$$\tilde{G}_i = \left(\frac{A_{H,i}}{a_i} \right) G_i \dots\dots\dots (4.3.4)$$

$$K_{V,i} = \frac{2a_i \tilde{G}_i (1 - \tilde{\nu}_i)}{b_i (1 - 2\tilde{\nu}_i)} + 2k_{sp,i} \dots\dots\dots (4.3.5)$$

$$K_{\phi,i} = \frac{a_i^3 \tilde{G}_i (1 - \tilde{\nu}_i)}{6 (1 - 2\tilde{\nu}_i)} + \frac{b_i d_i^2}{2} k_{sp,i} \dots\dots\dots (4.3.6)$$

$$\tilde{\nu}_i = \frac{1}{2} \frac{12K_{\phi,i} - 3b_i \cdot d_i^2 K_{V,i} - 2(a_i^3 - 3a_i \cdot d_i^2) \tilde{G}_i}{12K_{\phi,i} - 3b_i \cdot d_i^2 K_{V,i} - (a_i^3 - 3a_i \cdot d_i^2) \tilde{G}_i} \dots\dots\dots (4.3.7)$$

$$k_{sp,i} = \frac{1}{2} \frac{K_{V,i} \cdot a_i^2 \cdot b_i - 12K_{\phi,i}}{(a_i^2 - 3d_i^2) b_i} \dots\dots\dots (4.3.8)$$

図 3-15 原子炉建屋のモデル化概要
 (原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>
 (土木学会 原子力土木委員会 2009年2月))

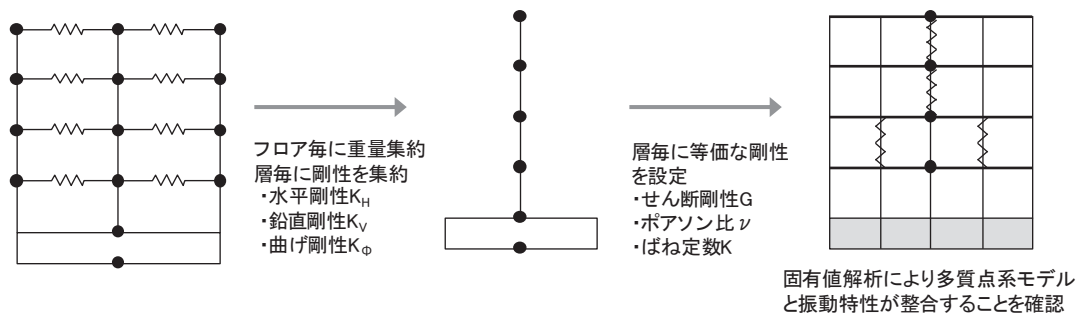


図 3-16 原子炉建屋のモデル化概念図

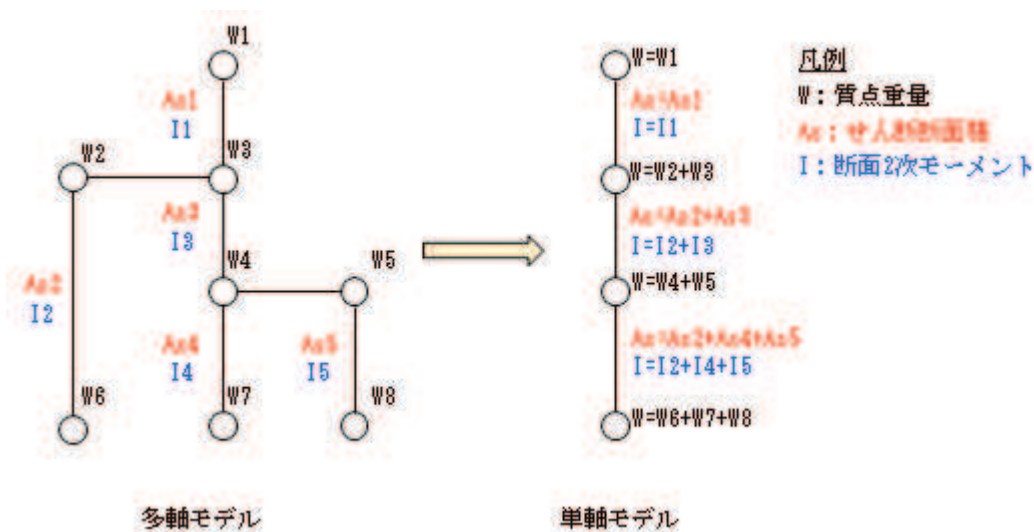


図 3-17 原子炉建屋単軸モデルの作成概要図

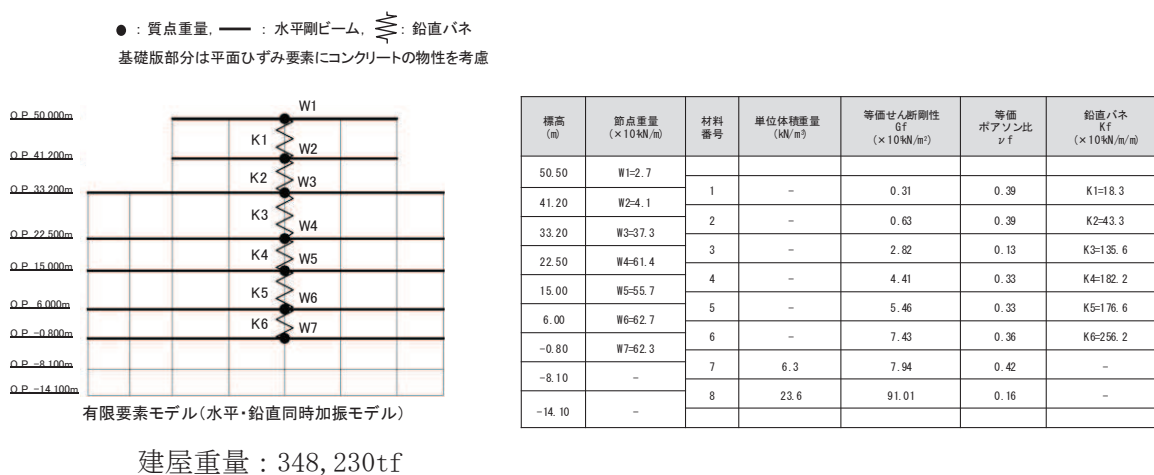


図 3-18 原子炉建屋のモデル諸元

表 3-3 固有周期比較表

	固有周期 (1次モード) (s)
多質点系モデル	0.21 (水平) 0.076 (鉛直)
有限要素モデル	0.21 (水平) 0.076 (鉛直)

(2) 防潮堤 (鋼管式鉛直壁)

防潮堤 (鋼管式鉛直壁) は、添付書類「VI-2-10-2-2-1 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) の耐震性について」に基づき、鋼管杭は、線形はり要素 (ビーム要素) でモデル化する。

3.2.5 地盤及びマンメイドロック (MMR) のモデル化

D₁級を除く岩盤及び MMR は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、盛土、旧表土、改良地盤及び D₂級岩盤は、地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。

3.2.6 ジョイント要素の設定

地震時の「MMR と構造物」、「盛土及び岩盤と MMR」、「盛土及び岩盤と改良地盤」及び「盛土と構造物」との接合面における剥離及びすべりを考慮するため、これらの接合面にジョイント要素を設定する。

ジョイント要素は、地盤と構造物の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造物の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3-4 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、表 3-5 のとおり設定する。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、 σ' : 面直圧
 τ_f : せん断強度
 c : 粘着力
 ϕ : 内部摩擦角

表 3-4 周辺地盤との境界に用いる強度特性（狐崎部層）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土*1	0.10	33.9
盛土*2	0.06	30.0
C_M 級*3	0.49	47.0
人工岩盤 (MMR)	3.10	40.0

注記*1：地下水位以浅

*2：地下水位以深

*3：砂岩

表 3-5 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土・旧表土－改良地盤	盛土・旧表土の c	盛土・旧表土の ϕ
盛土・旧表土－MMR	盛土・旧表土の c	盛土・旧表土の ϕ
盛土・旧表土－構造物	盛土・旧表土 c	盛土・旧表土の ϕ
改良地盤－岩盤 (D 級, C_L 級, C_M 級)	岩盤の c	岩盤の ϕ
改良地盤－岩盤 (C_H 級)	改良地盤の c	改良地盤の ϕ
改良地盤－セメント改良土	セメント改良土の c	セメント改良土の ϕ
岩盤－構造物	岩盤の c	岩盤の ϕ
岩盤－MMR	岩盤の c	岩盤の ϕ
構造物－MMR	MMR の c	MMR の ϕ
背面補強工－盛土・旧表土	盛土・旧表土 c	盛土・旧表土 ϕ
背面補強工－セメント改良土	セメント改良土の c	セメント改良土の ϕ
置換コンクリート－盛土・旧表土	盛土・旧表土の c	盛土・旧表土の ϕ
置換コンクリート－岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
置換コンクリート－改良地盤	改良地盤の c	改良地盤の ϕ

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分な値とし、松本らの方法（松本ら：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 pp10610070，2009）に従い，表 3-6 のとおり設定する。

ジョイント要素の力学特性を図 3-19 に，ジョイント要素の配置を図 3-20～図 3-23 に示す。

表 3-6 ジョイント要素のばね定数

地盤	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
盛土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤	1.0×10^7	1.0×10^7

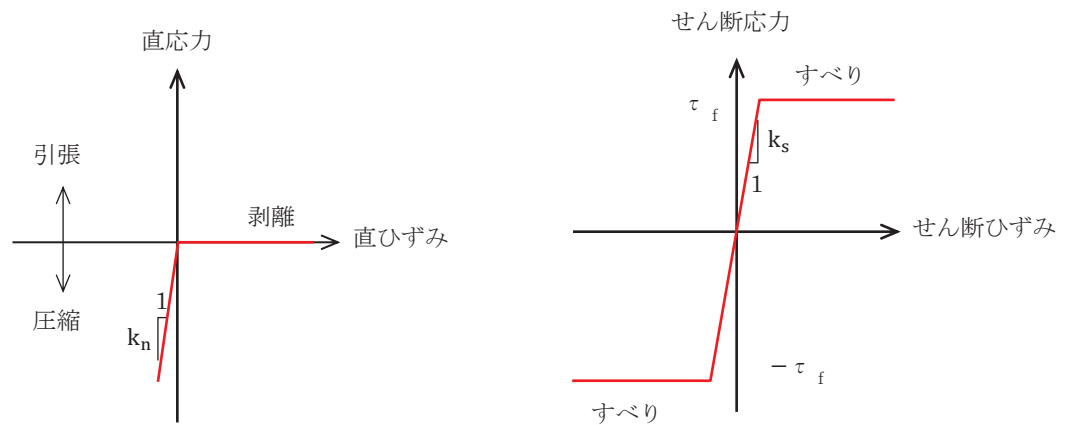


図 3-19 ジョイント要素の力学特性

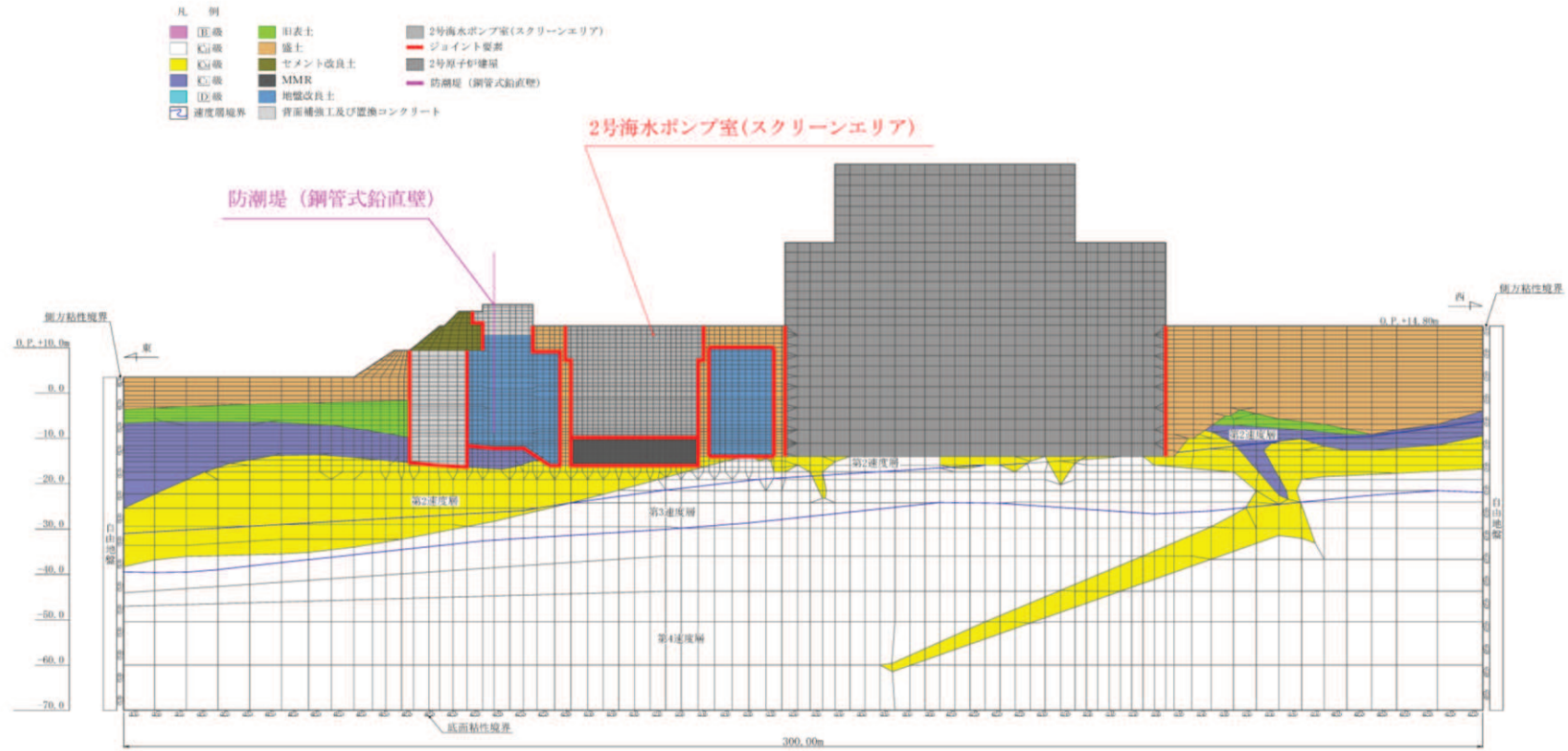


図 3-20 海水ポンプ室 (A-A 断面, 東西 (スクリーンエリア)) のジョイント要素の配置

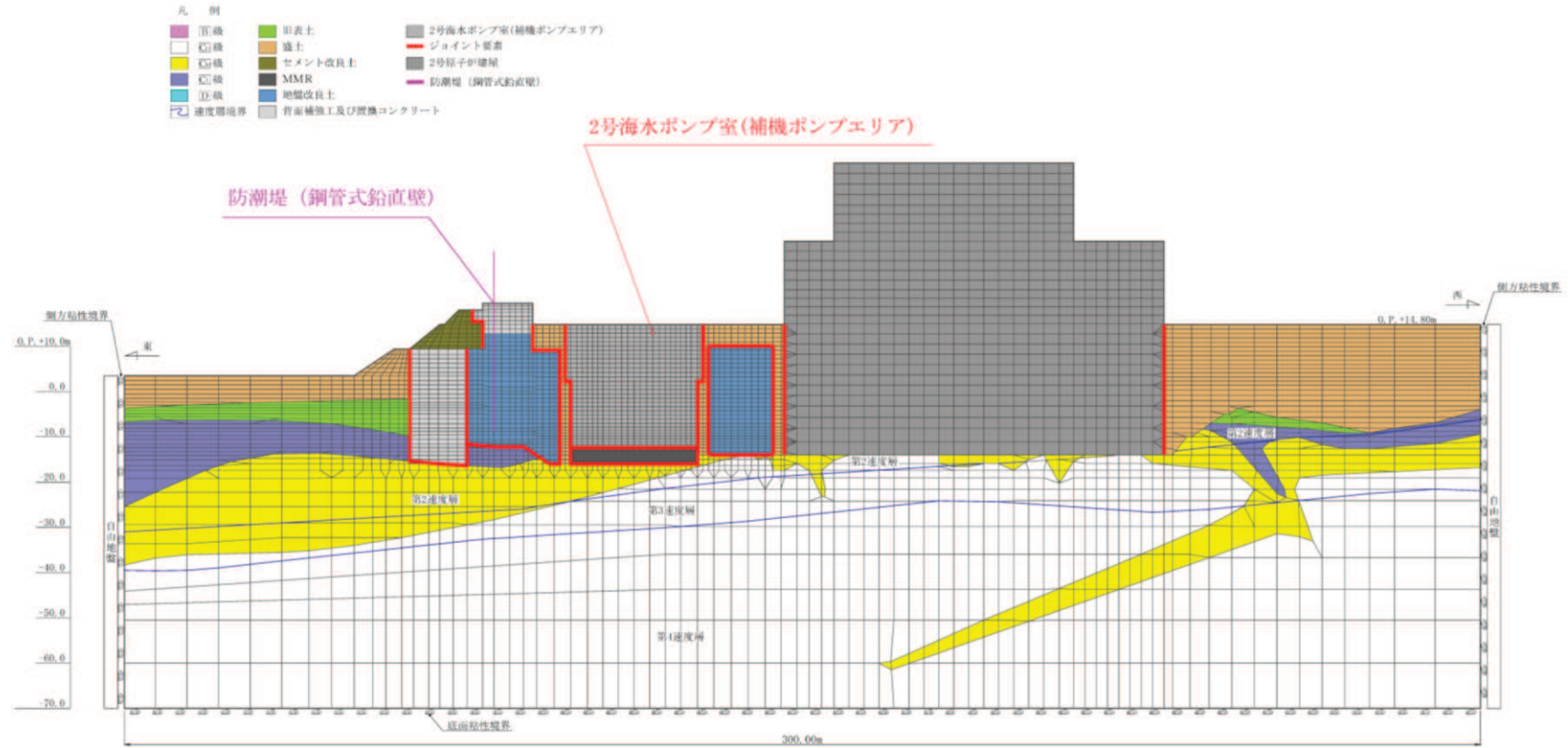


図 3-21 海水ポンプ室 (B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア)) のジョイント要素の配置

3.3 減衰定数

減衰定数は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「9. 地震応答解析における構造物の減衰定数」に従い、構造部材の減衰定数は、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。なお、構造部材を線形でモデル化する場合は、Rayleigh 減衰のみを設定する。Rayleigh 減衰の設定フローを図 3-24 に示す。

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k]$$

[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

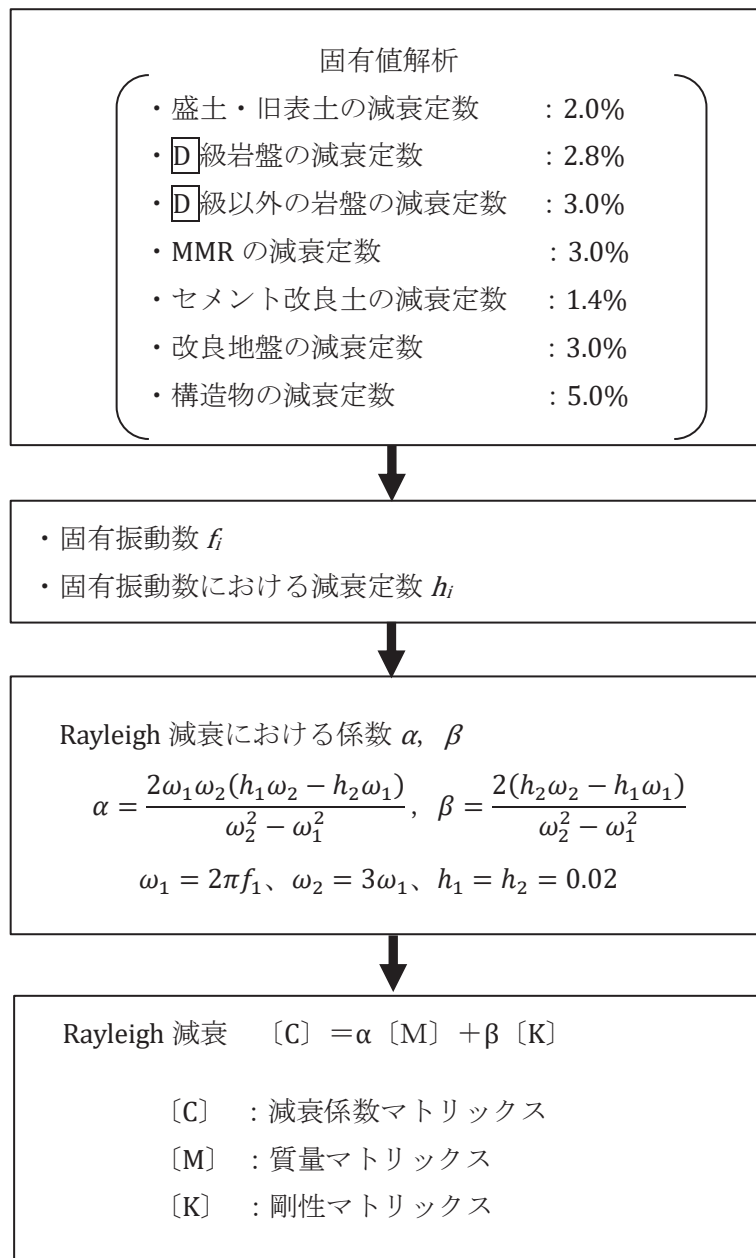


図 3-24 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定にあたっては、低次のモードの変形が支配的となる地中埋設構造物に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮して、1 次及び 2 次モードの固有振動数において、過大な減衰とならないよう定めている。

1 次固有振動数 (f_1) は、地震応答解析の解析モデルの固有値解析結果から算定する。2 次固有振動数 (f_2) は、図 3-24 に示すとおり、水平成層地盤の 2 次固有振動数が 1 次固有振動数の 3 倍であることから、固有値解析から算定した 1 次固有振動数 (f_1) の 3 倍とする。

固有値解析結果の一覧を表 3-7 に、固有値解析におけるモード図を図 3-25～図 3-28 に、係数 α , β を表 3-8 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-29～図 3-30 に示す。

表 3-7(1) 固有値解析結果 スクリーンエリア (A-A 断面, 東西)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	β_x	β_y	
1	2.928	7	0	60.56	-4.84	1 次として採用
2	3.934	16	0	-94.33	-7.46	—
3	4.187	6	0	-58.21	-2.37	—
4	4.718	2	0	-33.81	4.21	—
5	5.165	4	0	48.69	0.37	—
6	5.837	2	0	-36.10	0.81	—
7	5.976	0	0	-6.13	0.67	—
8	6.401	0	0	-15.30	4.02	—
9	6.577	5	0	52.96	1.02	—
10	6.772	1	1	18.20	-17.27	—

表 3-7(2) 固有値解析結果 補機ポンプエリア (B-B 断面, 東西)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T _x	T _y	β_x	β_y	
1	2.928	7	0	60.36	-4.82	1次として採用
2	3.934	15	0	-92.29	-7.33	—
3	4.182	6	0	-58.70	-2.76	—
4	4.721	2	0	-33.46	4.15	—
5	5.124	4	0	49.00	-0.02	—
6	5.841	2	0	-34.64	0.92	—
7	5.976	0	0	-5.88	0.68	—
8	6.401	0	0	-14.65	4.03	—
9	6.578	6	0	56.25	0.69	—
10	6.765	1	1	17.12	-16.52	—

表 3-7(3) 固有値解析結果 循環水ポンプエリア (C-C 断面, 東西)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T _x	T _y	β_x	β_y	
1	2.929	6	0	59.65	-4.85	1次として採用
2	3.954	13	0	-85.73	-7.31	—
3	4.218	7	0	-62.17	-3.36	—
4	4.736	2	0	-33.89	3.81	—
5	5.238	5	0	52.50	0.80	—
6	5.912	4	0	-46.03	0.15	—
7	5.976	0	0	-7.55	0.67	—
8	6.401	0	0	-15.20	4.00	—
9	6.604	6	0	58.87	0.64	—
10	6.776	0	1	12.82	-17.51	—

表 3-7(4) 固有値解析結果 縦断 (D-D 断面, 南北)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T _x	T _y	β_x	β_y	
1	2.214	10	0	3371.00	-266.49	1次として採用
2	2.361	5	0	2354.50	122.91	—
3	2.809	0	0	547.54	-63.08	—
4	3.117	2	0	-1536.30	-151.93	—
5	3.411	1	0	-925.87	139.52	—
6	3.734	1	0	-744.99	-189.94	—
7	4.047	1	0	985.34	-155.41	—
8	4.303	1	0	-944.64	-223.53	—
9	4.527	1	0	991.35	-140.49	—
10	4.724	1	0	-1234.60	-180.24	—

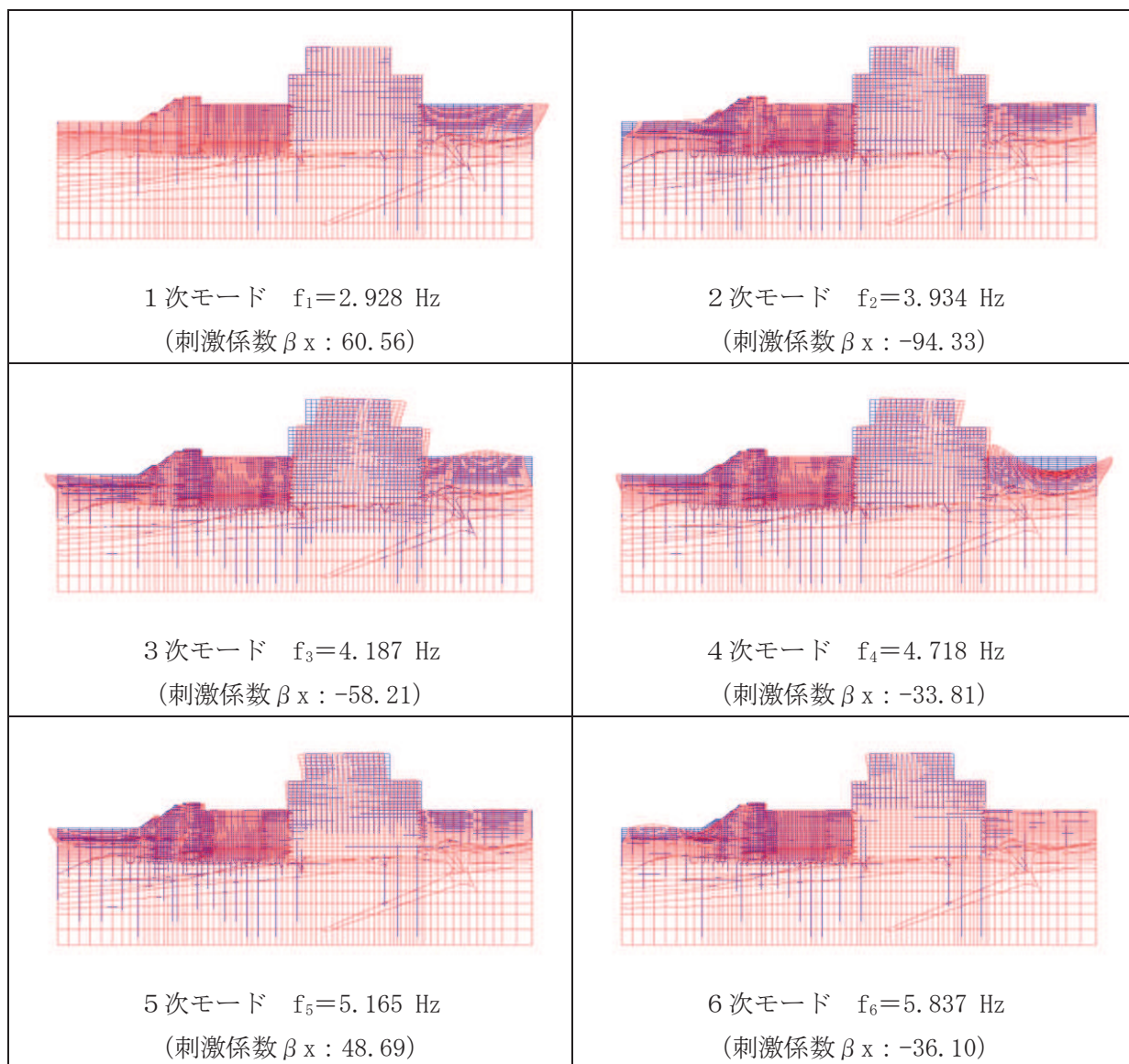


図 3-25 (1) 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面, 東西 (スクリーンエリア)) (1/2)

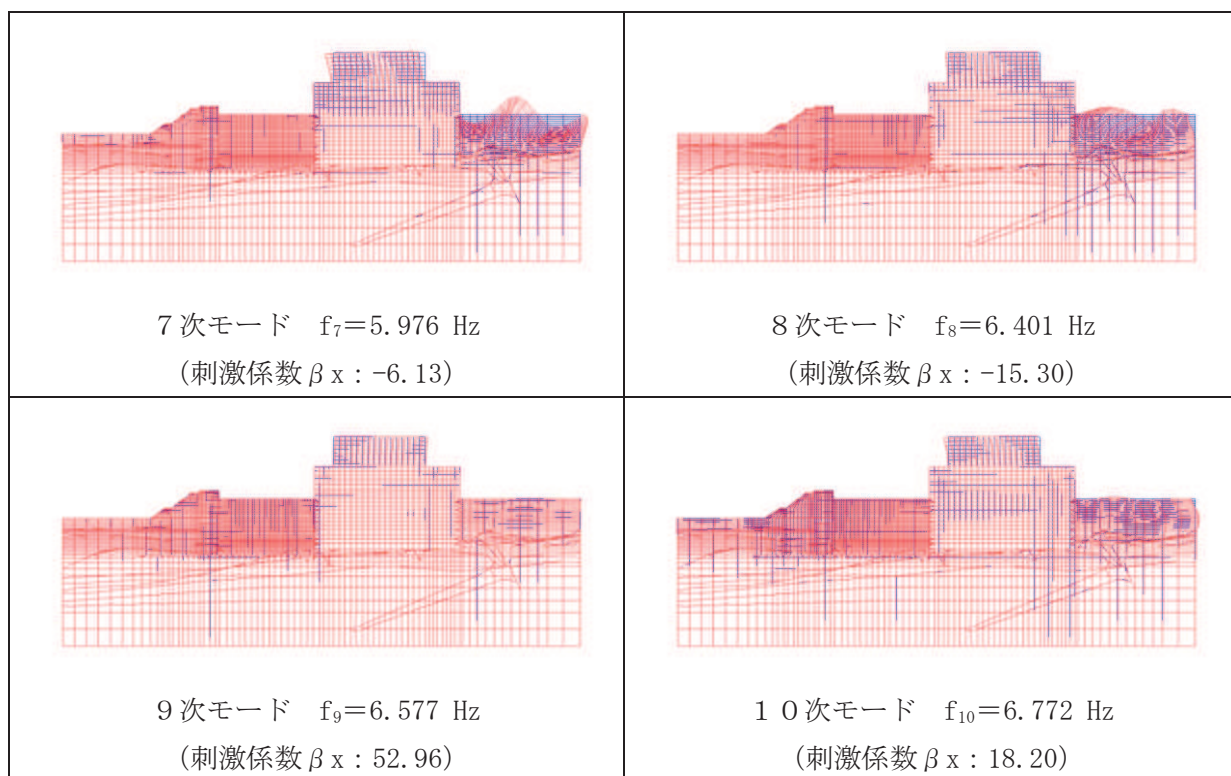


図 3-25 (2) 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面, 東西 (スクリーンエリア)) (2/2)

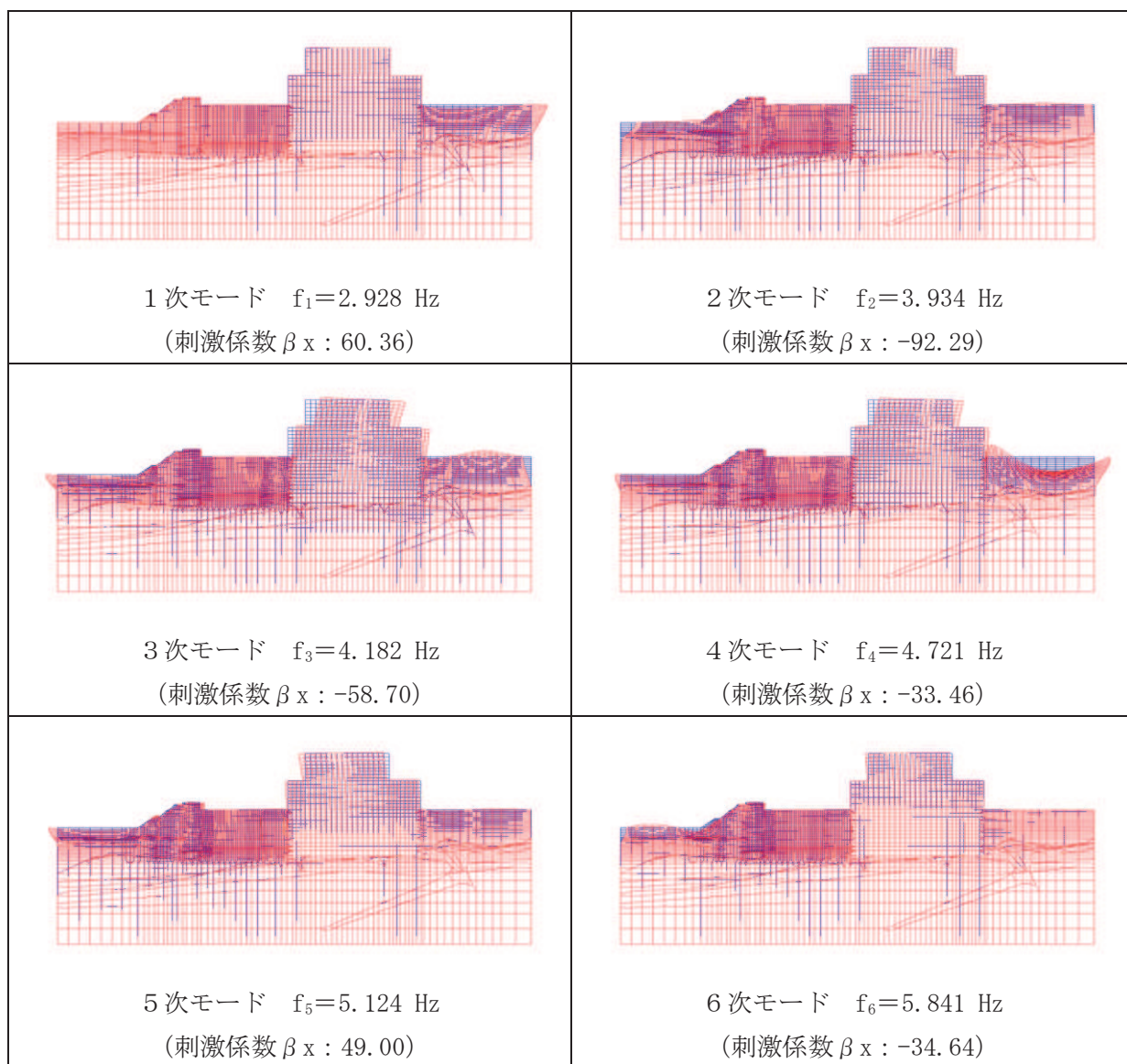


図 3-26 (1) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア)) (1/2)

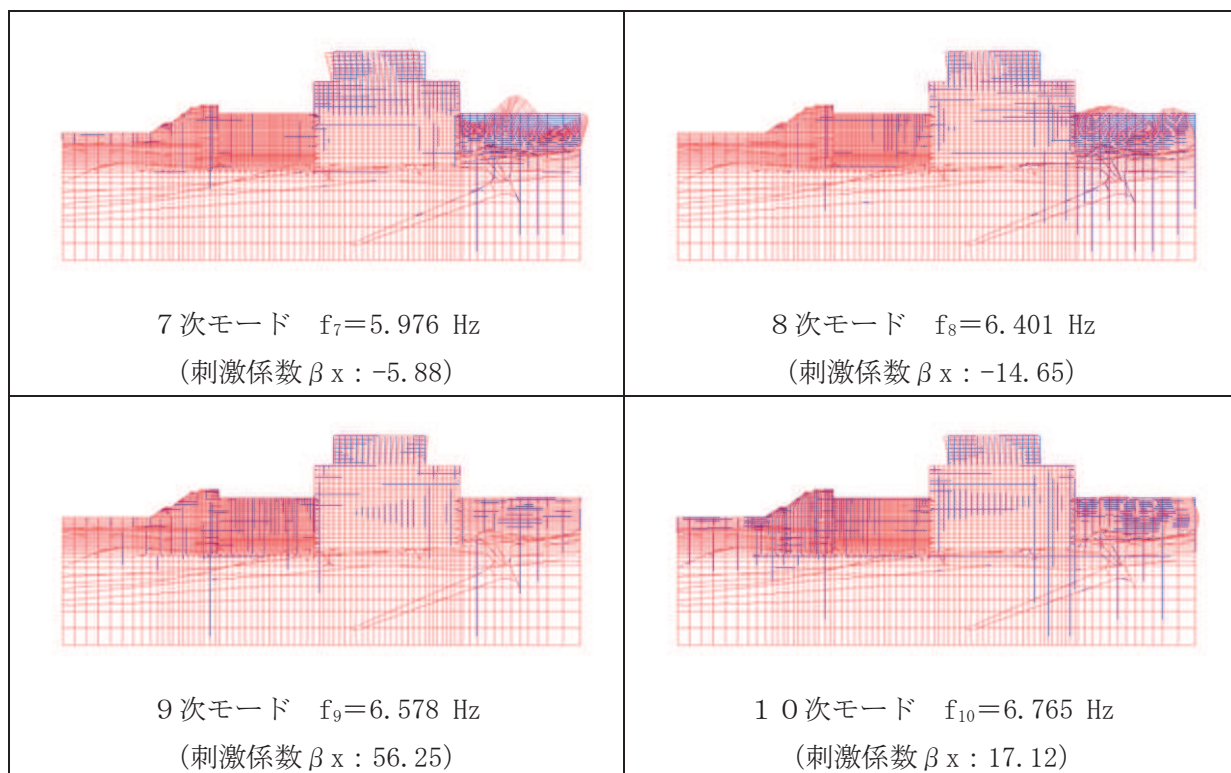


図 3-26 (2) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア)) (2/2)

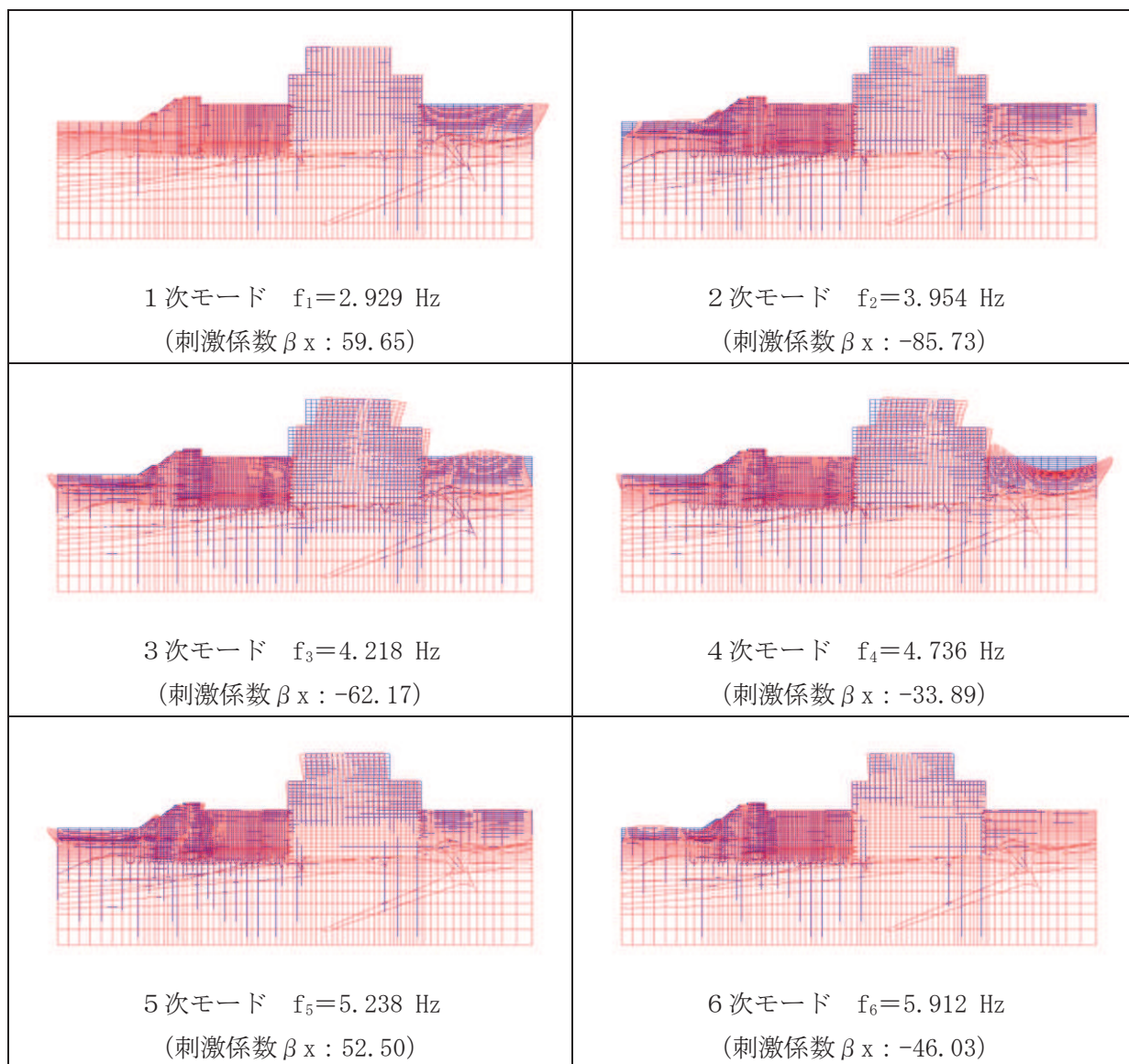


図 3-27 (1) 固有値解析結果 (モード図) (C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア)) (1/2)

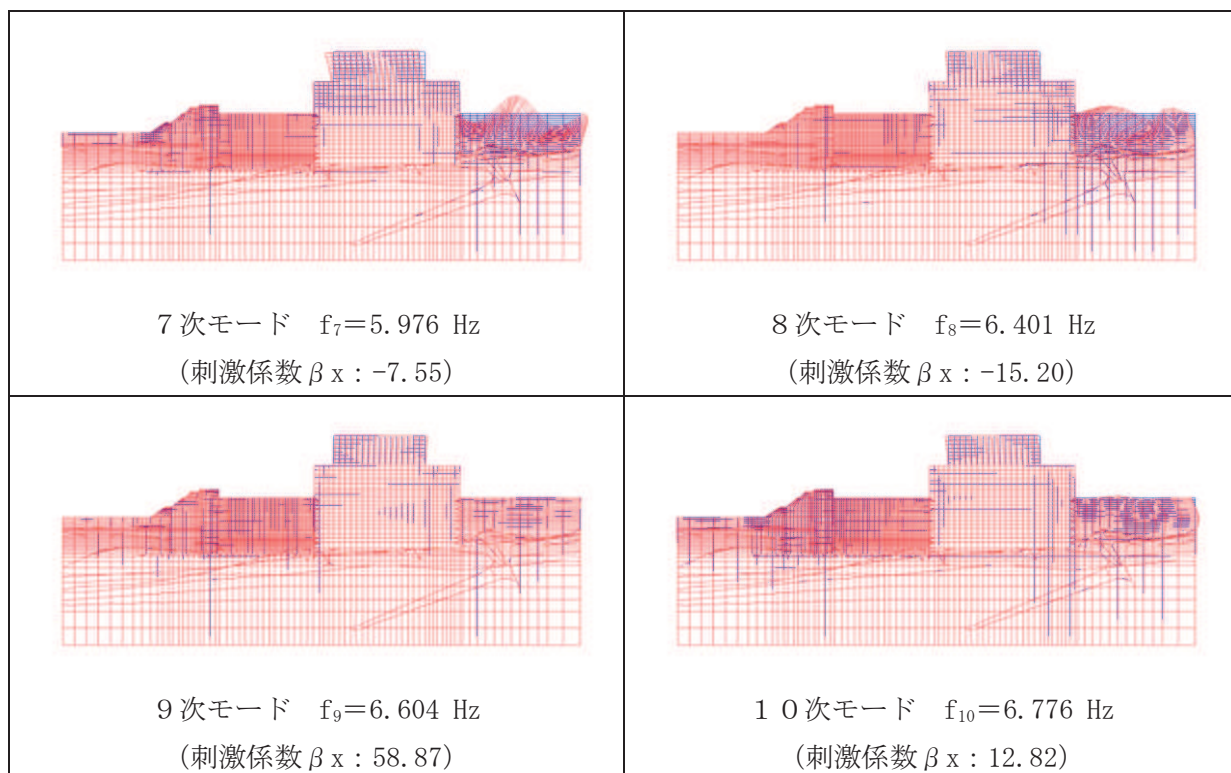


図 3-27 (2) 固有値解析結果 (モード図) (C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア)) (2/2)

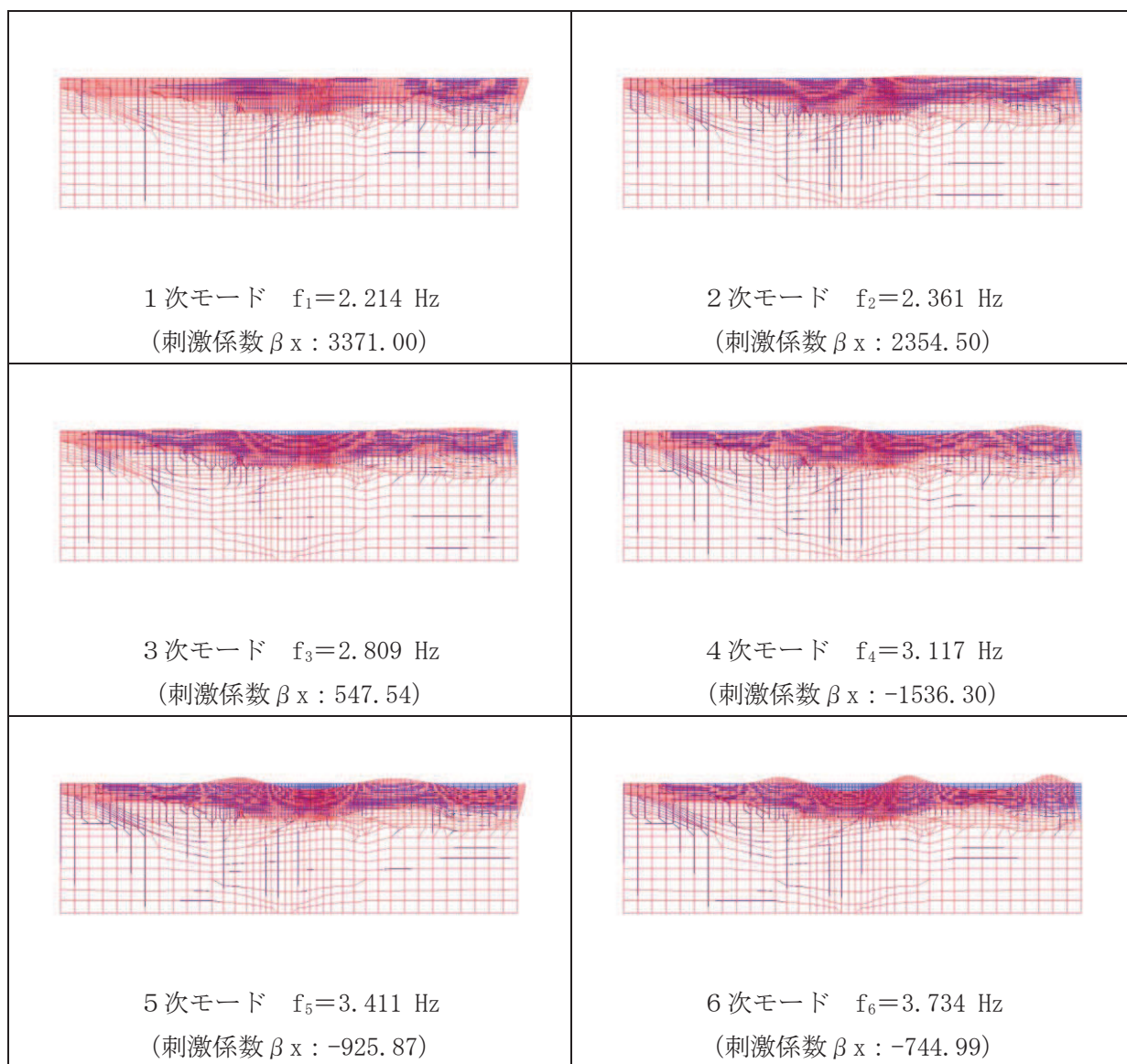


図 3-28 (1) 固有値解析結果 (モード図) (D-D 断面, 南北) (1/2)

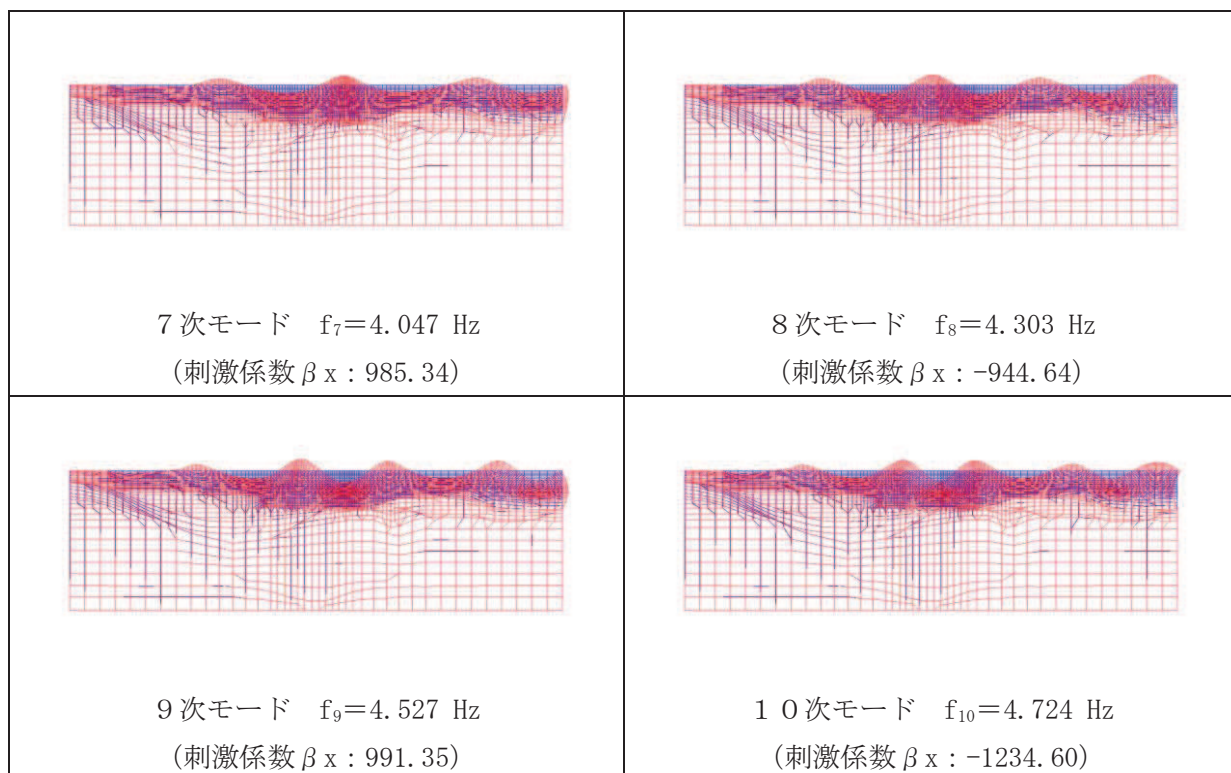


図 3-28 (2) 固有値解析結果 (モード図) (D-D 断面, 南北) (2/2)

表 3-8 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

地震時荷重算出断面	α	β
(A-A 断面, 東西) スクリーンエリア	5.519×10^{-1}	5.440×10^{-4}
(B-B 断面, 東西) 補機ポンプエリア	5.519×10^{-1}	5.440×10^{-4}
(C-C 断面, 東西) 循環水ポンプエリア	5.521×10^{-1}	5.430×10^{-4}
(D-D 断面, 南北)	4.174×10^{-1}	7.190×10^{-4}

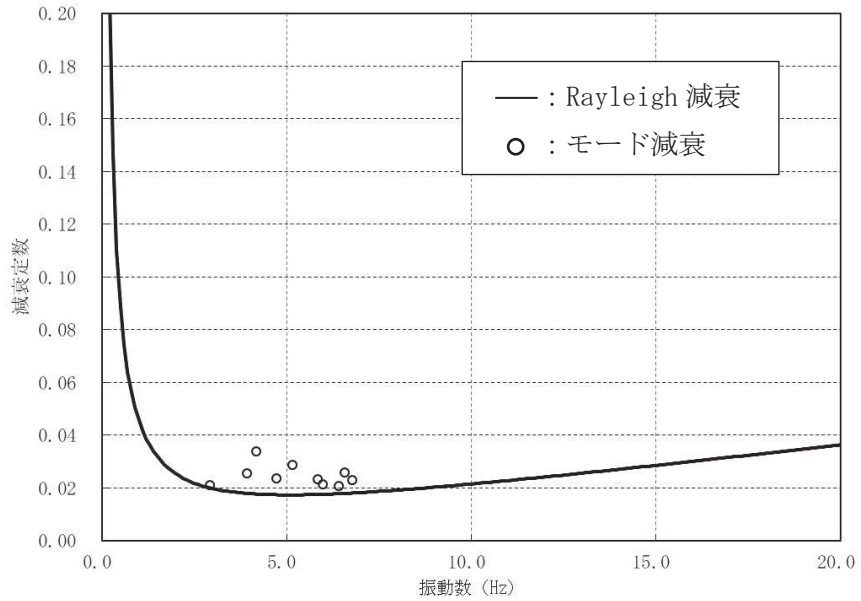


図 3-29 設定した Rayleigh 減衰 (A-A 断面, 東西 (スクリーンエリア))

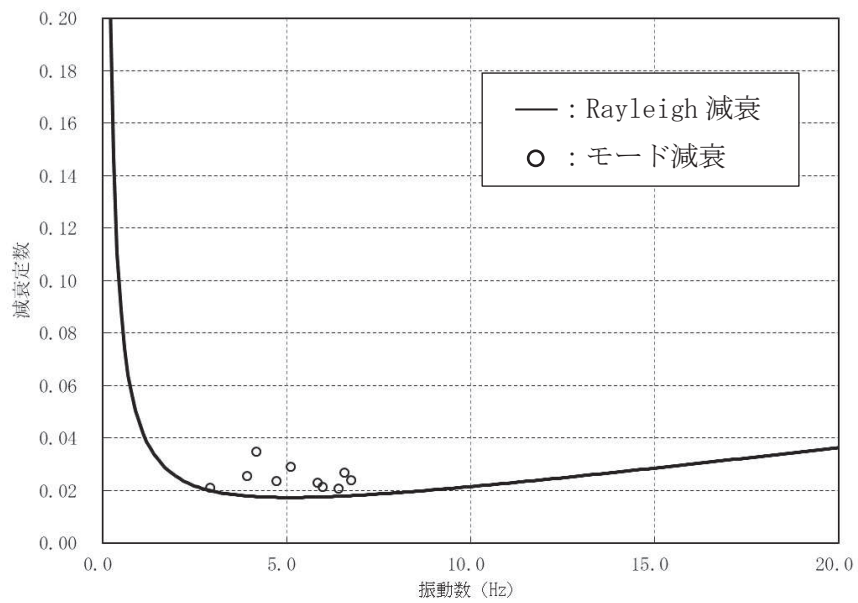


図 3-30 設定した Rayleigh 減衰 (B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア))

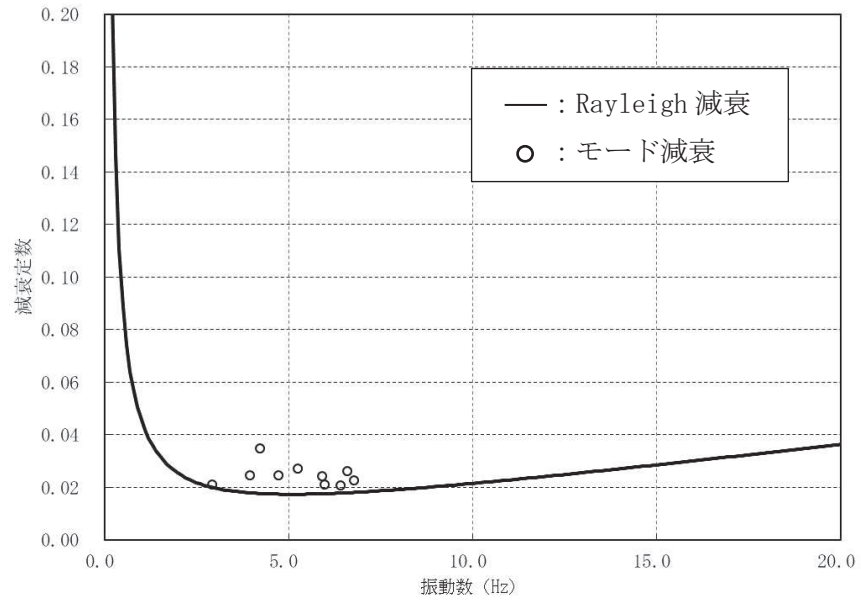


図 3-31 設定した Rayleigh 減衰 (C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))

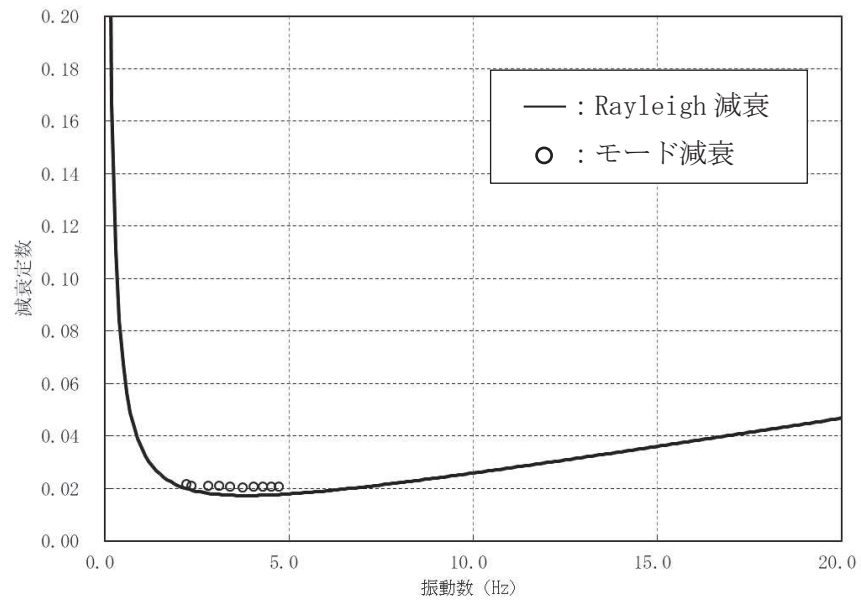


図 3-32 設定した Rayleigh 減衰 (D-D 断面, 南北)

3.4 荷重の組合せ

耐震評価にて考慮する荷重は、通常運転時に荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせて設定する。地震荷重には、地震時土圧及び動水圧の反力による荷重が含まれるものとする。

なお、海水ポンプ室の運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における荷重条件は変わらないため、評価は設計基準対象施設の評価結果に包括されることから、設計基準対象施設の評価結果を用いた重大事故等対処施設の評価を行う。

荷重の組合せを表 3-9 に示す。

表 3-9 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要	
永久荷重 (常時荷重)	固定荷重	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密度を乗じて設定する
		機器・配管荷重	○	・機器・配管系の重量に基づいて設定する。
		竜巻防護ネット荷重	○	・竜巻防護ネットの重量に基づいて設定する。
		原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）荷重	○	・原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の躯体重量に基づいて設定する。
		土被り荷重	—	・土被りがないことから考慮しない。
		永久上載荷重	—	・地盤表面に恒常的に置かれる設備等はないことから考慮しない。
		静止土圧	○	・常時応力解析により設定する。
		外水圧	○	・地下水位に応じた静水圧として考慮する。 ・地下水の密度を考慮する。
		内水圧	○	・朔望平均満潮位（O. P. +2.43m）に応じた静水圧を設定する。
		積載荷重	○	・躯体に考慮する。
偶発荷重（地震荷重）	水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振を考慮する。	
	鉛直地震動	○		
	動水圧	○	・地下水位および地震動に応じた動水圧を考慮する。	

3.4.1 機器・配管荷重

地震時に海水ポンプ室に作用する機器・配管等の荷重図を図3-33に、荷重を考慮する主な機器の一覧を表3-10に示す。機器・配管等の荷重は、解析モデルの各質点に与えることで考慮する。

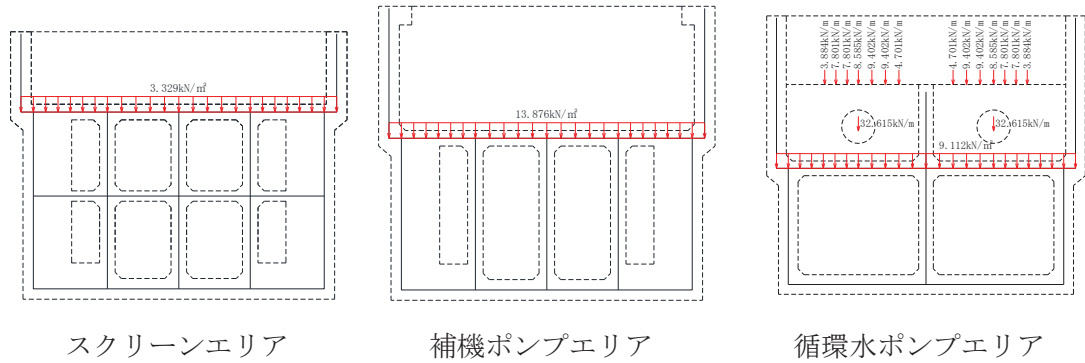


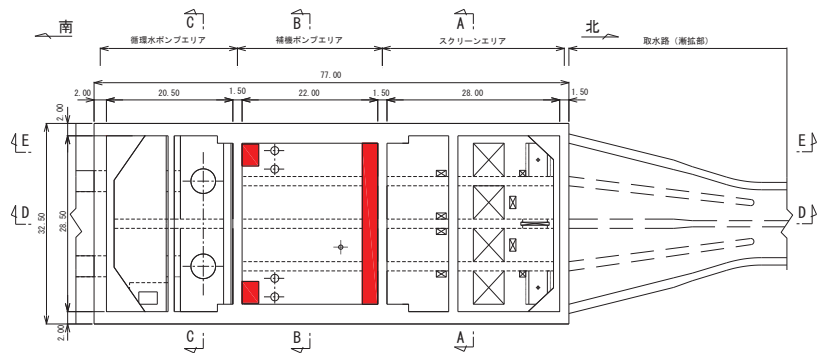
図3-33 機器・配管系の荷重図

表3-10 荷重を考慮する機器・配管等

部位	主な考慮する機器・配管等
中床版 (スクリーンエリア)	バケット型スクリーン：686kN/基 洗浄ポンプ：44.1kN/基
中床版 (補機ポンプエリア)	原子炉補機冷却海水ポンプ：227.5kN/基 高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ：58.6kN/基
中床版 (循環水ポンプエリア)	循環水ポンプ（モーター、架台等含む）：2579.3kN/基

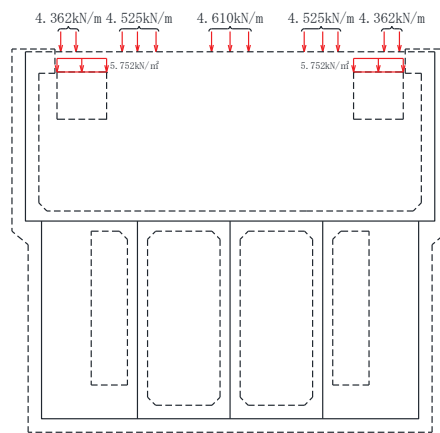
3.4.2 竜巻防護ネット荷重

補機ポンプエリア上部に設置されている竜巻防護ネットの自重を荷重として考慮する。荷重は、各支持点の荷重を支持点間の分担距離に応じた分布荷重として作用させる。竜巻防護ネットの位置図を図3-34に、荷重図を図3-35に示す。竜巻防護ネット荷重は、基本設計を基にした荷重を考慮しているが、詳細設計における荷重に対し10%程度保守的な荷重となっている。



■ : 竜巻防護ネット位置

図3-34 竜巻防護ネット位置図



補機ポンプエリア

竜巻防護ネット 荷重	荷重(kN)
基本設計段階	3792
詳細設計段階	3456

図3-35 竜巻防護ネット荷重図

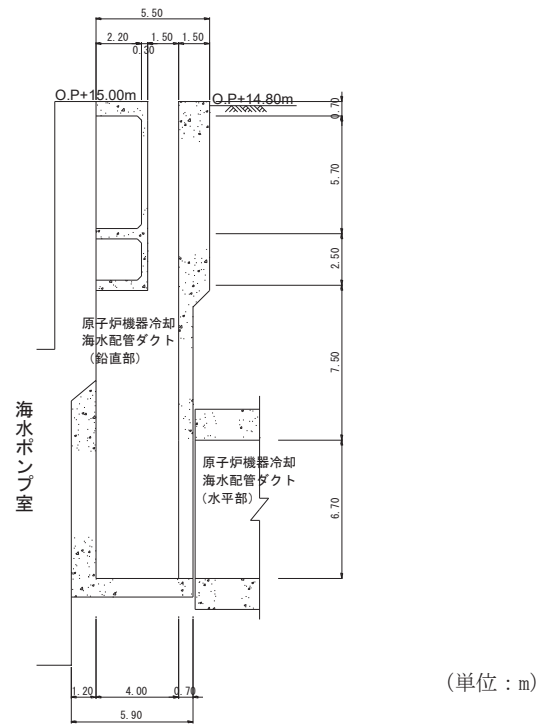


図 3-37 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 縦断面 (A-A 断面)

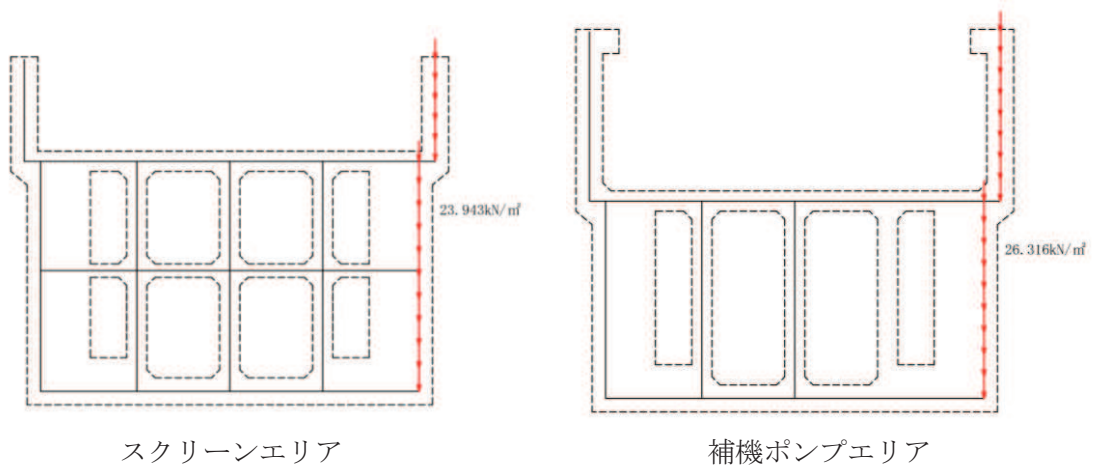


図 3-38 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 荷重図

3.4.4 外水圧

外水圧は、地下水位に応じた静水圧を設定する。地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき O.P. -8.50m に設定する。

設定の際は、地下水の密度として、 $1.00\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

外水圧図を図 3-39～図 3-40 に示す。

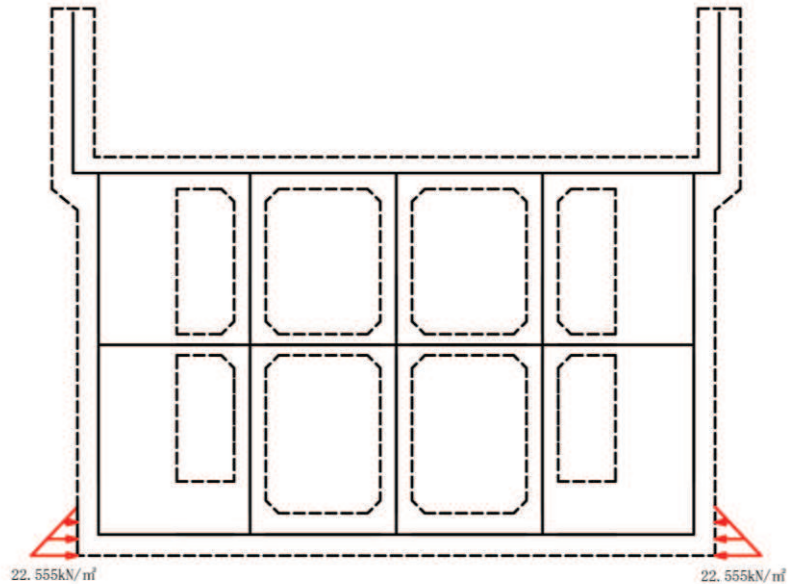


図 3-39 外水圧図 (A-A 断面, 東西 (スクリーンエリア))

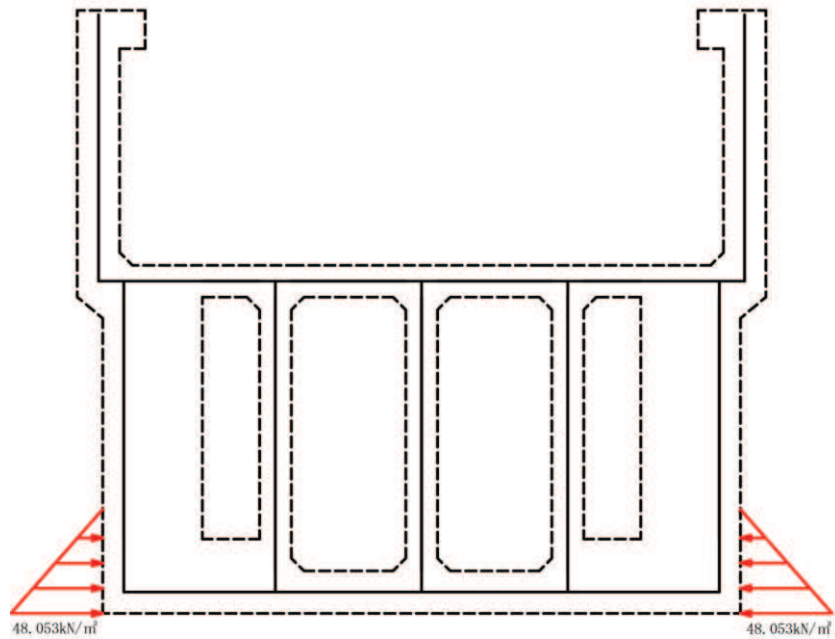


図 3-40 外水圧図 (B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア))

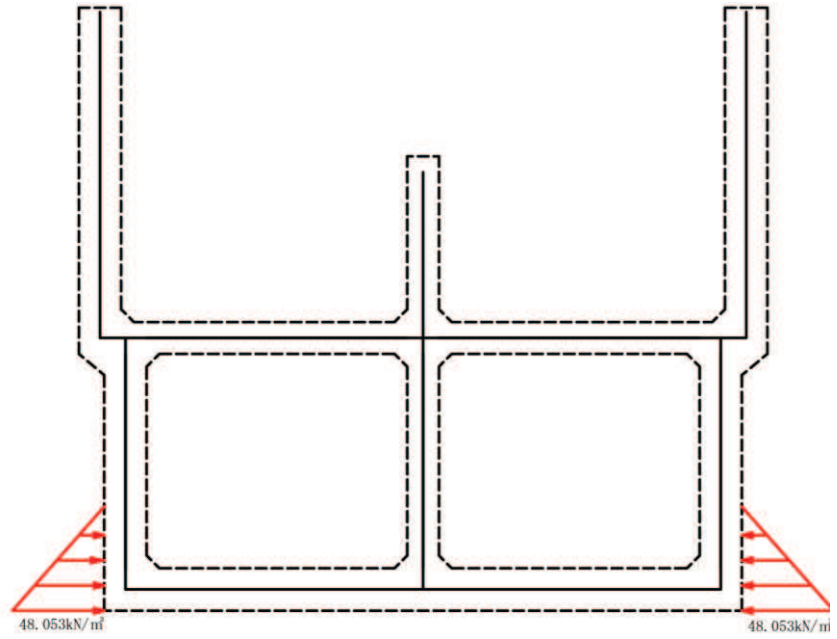


図 3-41 外水圧図 (C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))

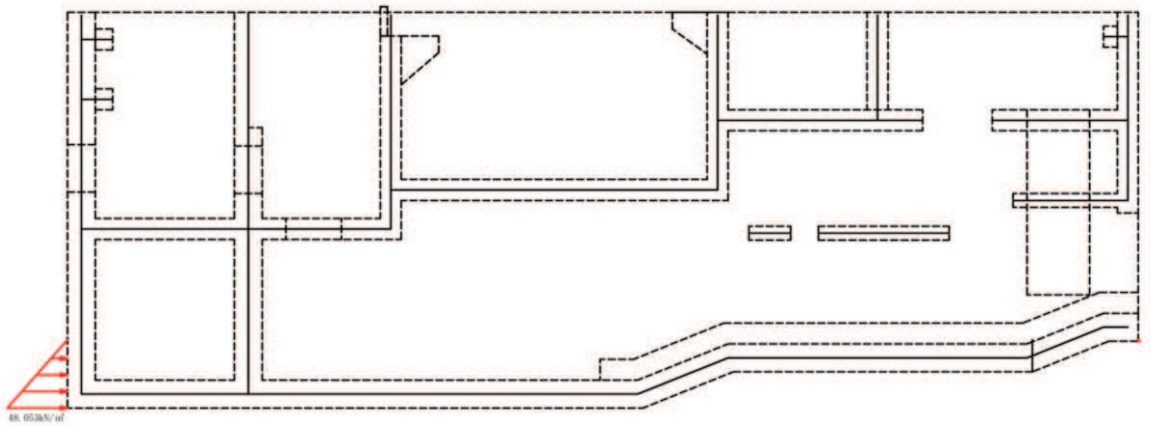


図 3-42 外水圧図 (D-D 断面, 南北)

3.4.5 内水圧

海水ポンプ室の内部には、遡望平均満潮位 O.P. +2.43m を静水面とした静水圧を内水圧として設定する。設定の際は、海水の密度として、 $1.03\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

内水圧図を図 3-43～図 3-46 に示す。

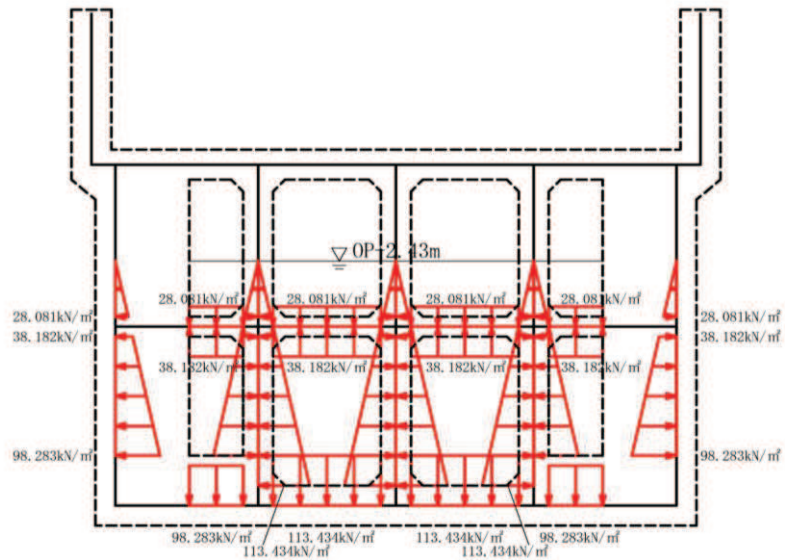


図 3-43 内水圧図 (A-A 断面, 東西 (スクリーンエリア))

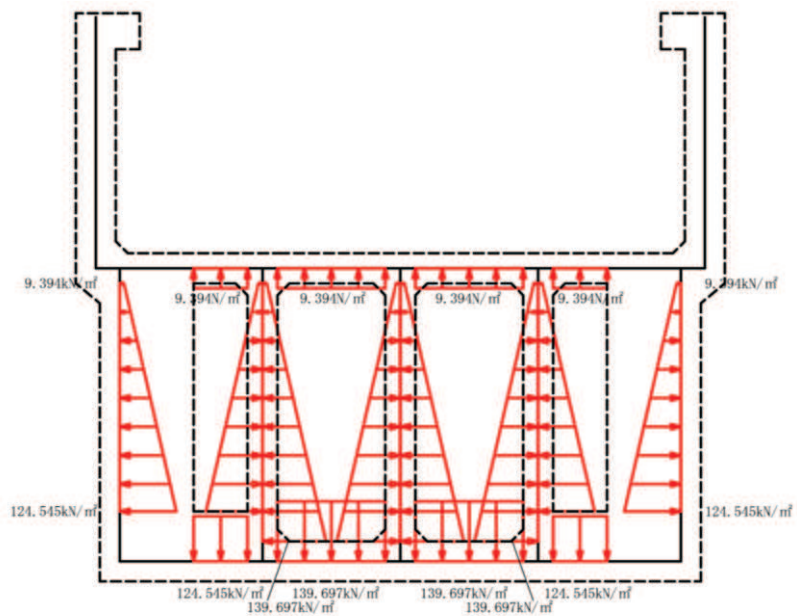


図 3-44 内水圧図 (B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア))

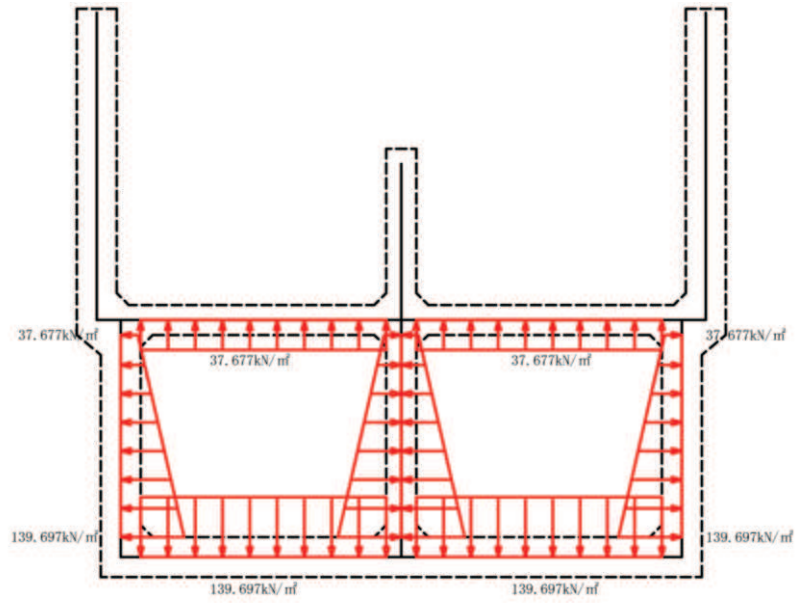


図 3-45 内水圧図 (C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))

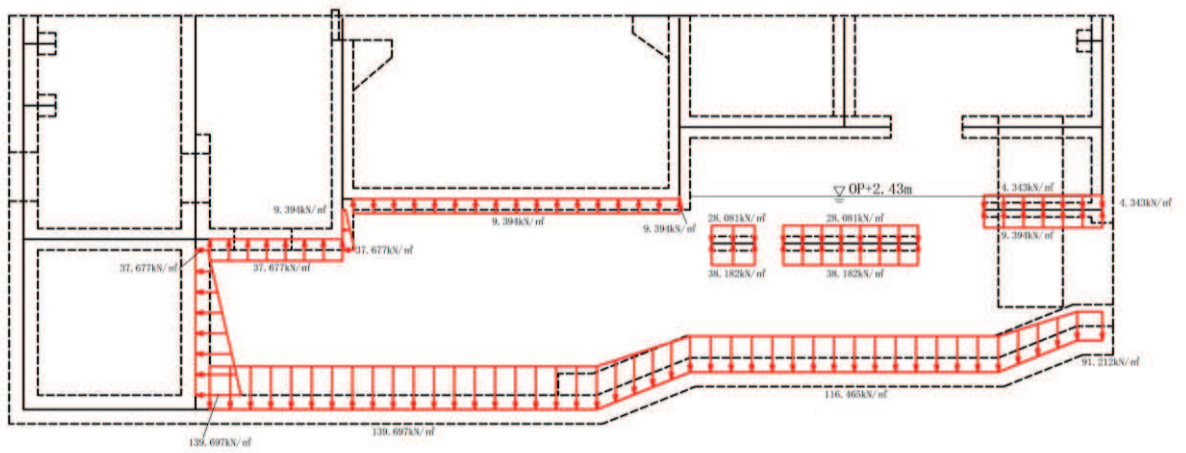


図 3-46 内水圧図 (D-D 断面, 南北)

3.4.6 積載荷重

海水ポンプ室に作用する積載荷重図を図3-47～図3-50に示す。

地震時に海水ポンプ室に作用する積載荷重は、積雪荷重以外は想定されないが、保守的な配慮として中床版、妻壁、隔壁及び側壁に 4.9kN/m^2 を考慮する。具体的には、積載荷重は中床版、妻壁及び側壁に考慮するが、隔壁については、中床板のはり要素に載荷することで考慮する。なお、積雪荷重は、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第86条第2項により、積雪量 1cm ごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮し、 0.301kN/m^2 としている。

中床版への積載荷重は、開口面積分を抜いた、単位奥行幅(1m)あたりの付加重量として考慮する。

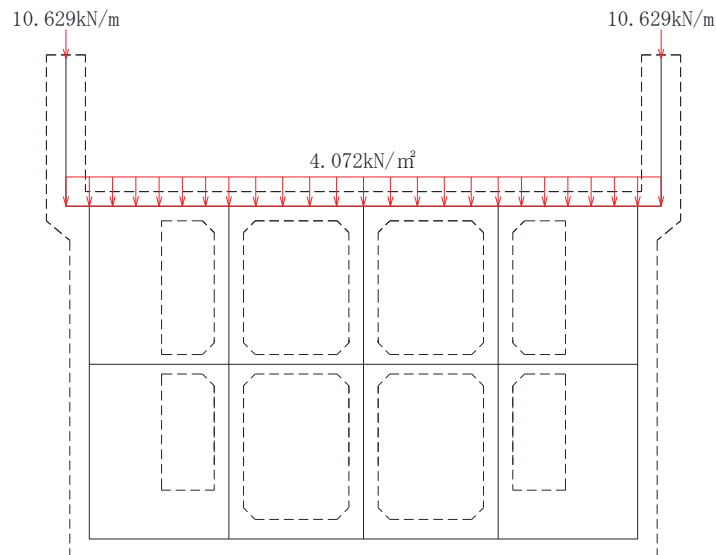


図3-47 積載荷重図 (A-A断面, 東西 (スクリーンエリア))

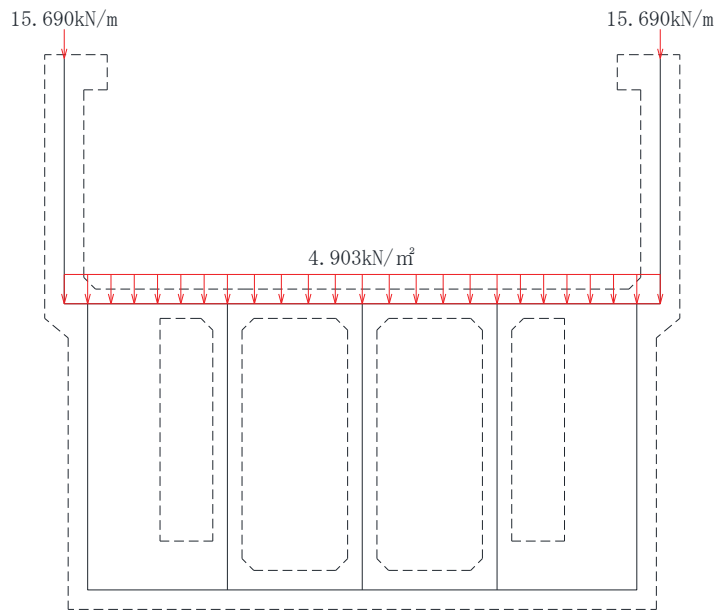


図 3-48 積載荷重図 (B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア))

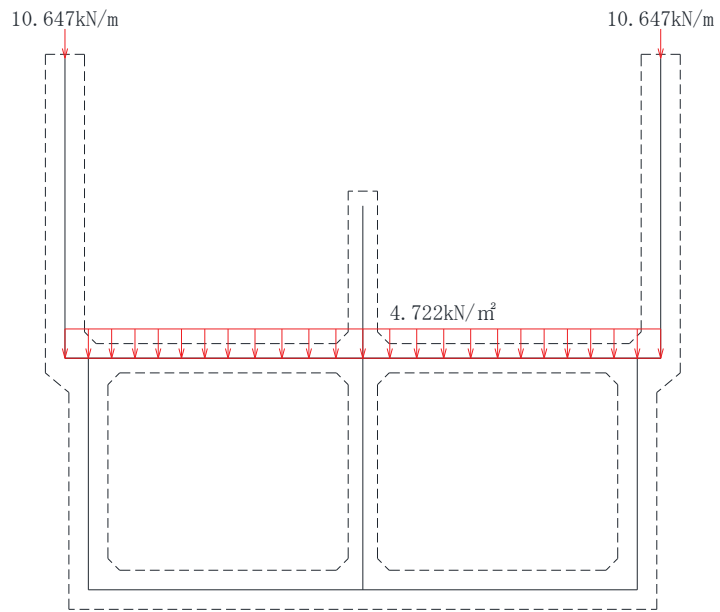


図 3-49 積載荷重図 (C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))

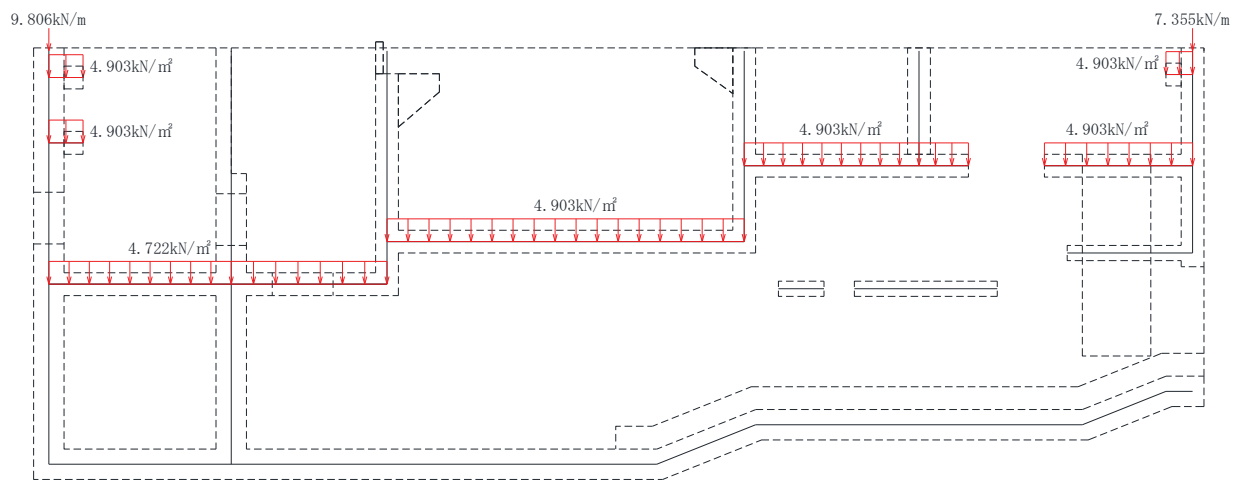


图 3—50 積載荷重図 (D-D 断面, 南北)

3.4.7 動水圧

動水圧は、自由水面の無い閉水路部分については固定水として算出し、自由水面のある開水路部分については Westergaard 式から算定する。

(1) 自由水面のない場合

a. 水平方向の動水圧

固定水として扱い、次式で算定する。水平方向動水圧の概要図を図 3-51 に示す。

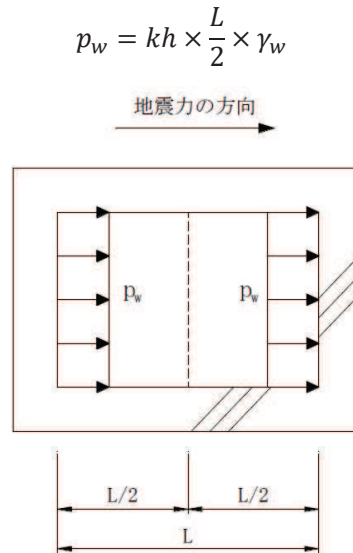


図 3-51 水平方向の動水圧分布図（自由水面なし）

b. 鉛直方向の動水圧

固定水として扱い、次式で算定する。鉛直方向動水圧の概要図を図 3-52 に示す。

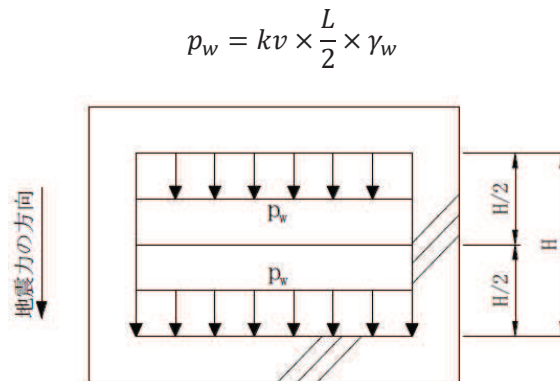


図 3-52 鉛直方向の動水圧分布図（自由水面なし）

(2) 自由水面のある場合

a. 水平方向の動水圧

固定水として扱い、次式で算定する。水平方向動水圧の概要図を図3-53に示す。

$$p_w = \frac{7}{8} \times c \times \gamma_w \times \sqrt{(h \times y)} \times kh$$

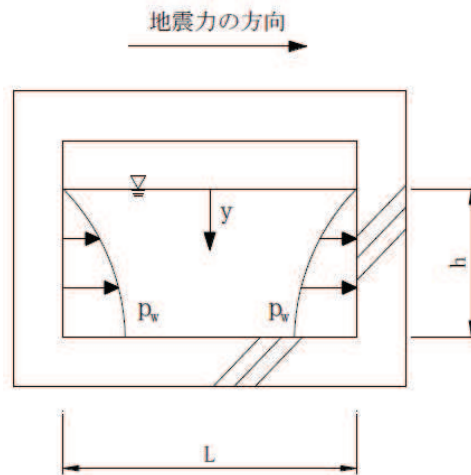


図3-53 水平方向の動水圧分布図（自由水面あり）

b. 鉛直方向の動水圧

固定水として扱い、次式で算定する。鉛直方向動水圧の概要図を図3-54に示す。

$$p_w = kv \times \gamma_w \times h$$

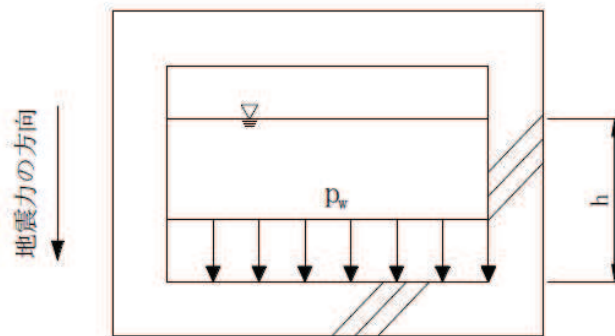


図3-54 鉛直方向の動水圧分布図（自由水面あり）

3.5 耐震安全性評価における解析ケース

(1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

海水ポンプ室は、構造物の大部分が地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物であり、構造物の耐震性に支配的な損傷モードは地盤のせん断変形を伴う構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊となる。そのため、ばらつきを考慮する物性値は、評価対象構造物周辺に主として盛土、旧表土、D級岩盤、セメント改良土及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布し、これらの地盤が地震時に構造物への応答に大きく影響を与えると判断される場合は、これらの物性のばらつきについて影響を確認する。地盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし、平均値を基本ケース(表3-13に示すケース①)とした場合に加えて、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差(σ)のケース(表3-13に示すケース②、③)について確認を行う。

地盤のばらつきの設定方法の詳細は、「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示す。

(2) 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

材料物性のばらつきについては、剛性を定義するコンクリートのヤング係数が、コンクリートの設計基準強度に対応して定まることを踏まえ、コンクリートの設計基準強度を基本ケースとし、ヤング係数をコンクリートの実強度に対応して定めたケースについて確認を行う(表3-13に示すケース④)。

屋外重要土木構造物等の耐震性に支配的な要因である土圧は、構造物と周囲の地盤の剛性差により生じることから、構造物の剛性が低下し、地盤との剛性差が小さくなることは、耐震裕度が向上することとなる。したがって、屋外重要土木構造物等のコンクリートは設計基準強度に対応する剛性を基本とし、ばらつきの考慮としては、土圧が大きく評価されるようコンクリートの実強度に対応する剛性について確認を行う。なお、屋外重要土木構造物等は、屋外かつ湿潤した地盤に接して地中に埋設されていることから、建物と異なり乾燥する環境にはなく、点検においても乾燥収縮による有害なひび割れは確認されておらず、コンクリートの剛性低下は顕在化していない。

一方、機器・配管系の耐震評価においては、建物・構築物で考慮しているコンクリートの初期剛性低下を考慮したケースについて影響を確認する(表3-13に示すケース⑤)。

海水ポンプ室における実強度は、構造物ごとのコア抜き強度 f'_{ck} の平均値とし、ヤング係数は実強度の平均値からコンクリート標準示方書2017に基づき算出する。海水ポンプ室の実強度およびヤング係数を表3-11及び表3-12に示す。

また、耐震安全性評価における解析ケースの一覧を表3-13に示す。

表 3-11 海水ポンプ室の実強度およびヤング係数

実強度*	ヤング係数
37.6N/mm ²	30.3kN/mm ²

注記*：海水ポンプ室のコア採取による圧縮強度試験結果を表 3-12 に示す。

表 3-12 海水ポンプ室のコア採取による圧縮強度試験結果

採取位置	供試体数 (本)	実強度 (N/mm ²)		ヤング係数 (kN/mm ²)	
		最大	最小	最大	最小
妻壁①*	13	34.5	29.8	32.3	30.0
妻壁②*		38.4	27.4	27.4	22.6
隔壁①*		40.4	36.8	33.5	31.3
隔壁②*		52.6	52.6	35.4	35.4
側壁*		51.6	37.3	35.7	31.2

注記*：採取位置の名称は図 2-13 に示す。

表 3-13 耐震安全性評価における解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E ₀ ：ヤング係数)	地盤物性	
		盛土, 旧表土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G ₀ ：初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G _d ：動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1σ	平均値
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度* ¹	平均値	平均値
ケース⑤	初期剛性低下考慮* ²	平均値	平均値

注記*¹：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験に基づき表 3-11 に示すとおりとする。

*²：機器・配管系の耐震安全性評価に適用する。屋外重要土木構造物と壁厚が同程度である原子炉建屋における初期剛性低下結果に基づき、剛性を 0.75 倍することにより初期剛性低下を考慮する。

(3) 耐震安全性評価における解析ケースの組合せ

海水ポンプ室の耐震安全性評価においては、基準地震動 S_s （7波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた全14波を用いてケース①（基本ケース）を実施する。

上記のケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が0.5以上となる全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動*を用いて、図3-55に示すケース②～④を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、さらに照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

耐震安全性評価に対する解析ケースの組合せを表3-14に示す。また、追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図3-56に示す。

注記*：各要求機能（支持機能、通水機能、貯水機能、止水機能）により許容限界は異なるが、各照査項目に対する許容限界のうち、余裕が最も小さくなる地震動を選定する。

(4) 従方向荷重の選定

海水ポンプ室は、弱軸方向が明確であることから、弱軸方向を評価対象として耐震評価を行って、加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁は主たる荷重としては面内の荷重に抵抗しているが、従方向（強軸方向）の地震力に対しては、面外荷重の影響を受けることになる。よって、海水ポンプ室は弱軸方向の耐震評価に加えて加振方向に平行に配置された壁部材への影響を確認するため、従方向の荷重を作用させる。評価用地震動及び時刻は、基準地震動 S_s （7波）、水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）及びばらつきケースの中で最も照査値が厳しい地震動、時刻に対し実施する。弱軸方向に直交する断面の地震時荷重は、基準地震動による弱軸方向での地震時荷重算出時刻と同時刻の荷重を、位相を変えた地震動にて算出して用いる。 S_s-N1 は観測波に基づいており地震動の方向に偏りがあり、基準地震動 S_s と直交する地震動が基準地震動 S_s に比べ小さいことから、 S_s-N1 が選定された場合は、2番目に照査値が厳しい地震動においても水平2方向評価を実施する。

表 3-14 海水ポンプ室の耐震安全性評価における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ	平均値
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度 ^{*2}
地震動 (位相)	S _s -D1	++ ^{*1}	○	基準地震動 S _s (7 波) に水平動の位相反転を考慮した地震動 (7 波) を加えた全 14 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が 0.5 以上となる照査項目に対して、最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②~④を実施する。 すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②~④を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、さらに照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。	
		-+ ^{*1}	○		
	S _s -D2	++ ^{*1}	○		
		-+ ^{*1}	○		
	S _s -D3	++ ^{*1}	○		
		-+ ^{*1}	○		
	S _s -F1	++ ^{*1}	○		
		-+ ^{*1}	○		
	S _s -F2	++ ^{*1}	○		
		-+ ^{*1}	○		
	S _s -F3	++ ^{*1}	○		
		-+ ^{*1}	○		
	S _s -N1	++ ^{*1}	○		
		-+ ^{*1}	○		

注記*1：耐震評価にあたっては、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 (土木学会 原子力土木委員会, 2005 年 6 月) (以下「土木学会マニュアル」という。) に従い、水平方向の位相反転を考慮する。地震動の位相について、++の左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

*2：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。なお、新設構造物については、文献を参照し推定した圧縮強度とする。

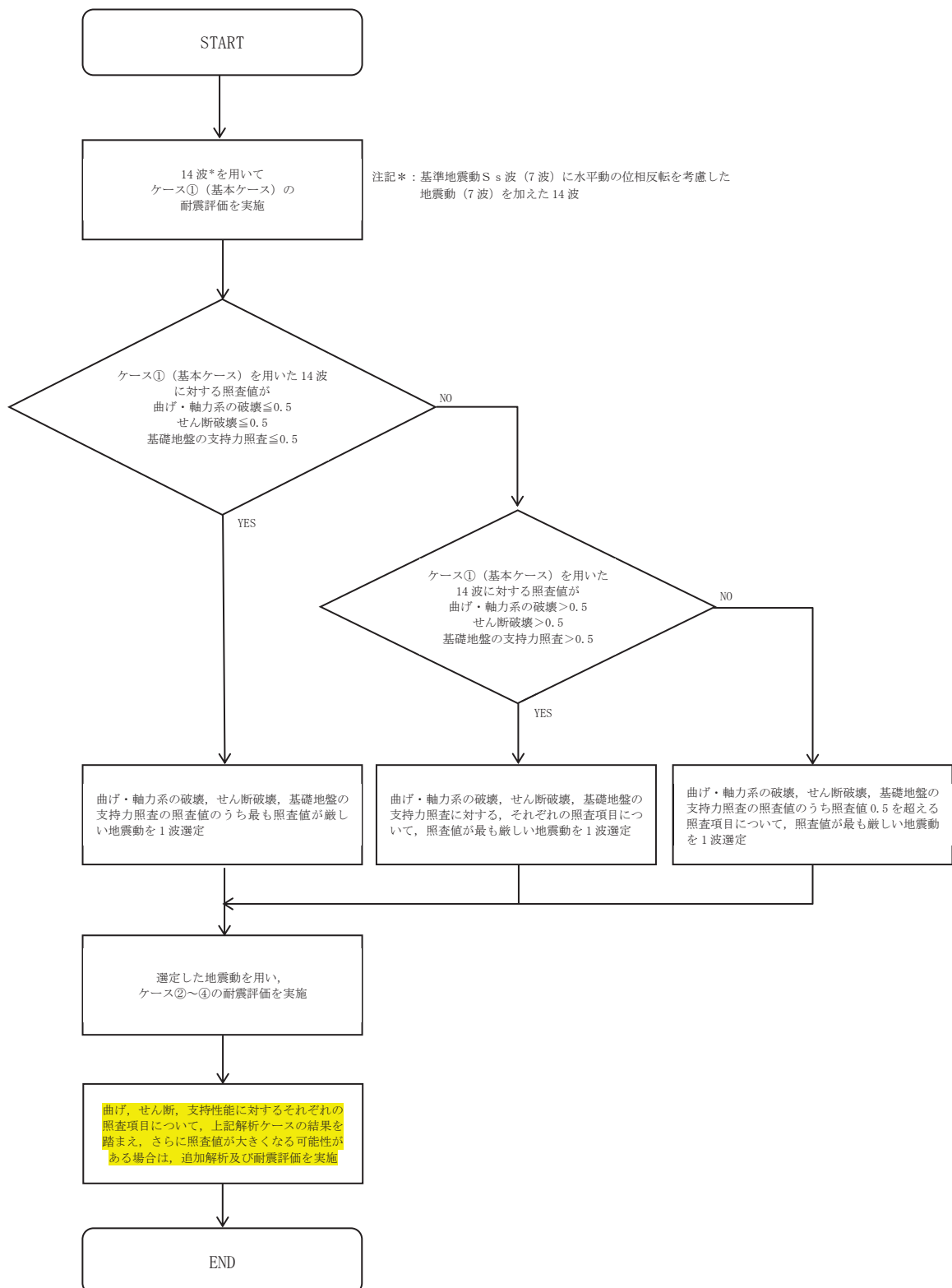


図 3-56 追加解析を実施する地震動の選定フロー

3.6 機器・配管系に対する応答加速度抽出のための解析ケース

海水ポンプ室に支持される機器・配管系の耐震安全性評価に適用する床応答への保守的な配慮として、基準地震動 S_s (7波) 及び弾性設計用地震動 S_d を用いて、ケース①に加え、図 3-55 に示すケース②～④の解析を実施する。

なお、基準地震動 S_s (7波) についてはケース⑤の影響を確認する。

また、女川原子力発電所の基礎地盤の速度構造はおおむね水平成層であることから、設計用床応答曲線を用いる機器・配管系の評価においては、水平動の位相反転を考慮した地震動の影響は少ないと考えるが、水平動の位相反転を考慮したケースについても影響を確認する。

機器・配管系に対する応答加速度及び応答変位抽出の基本ケースであるケース①に対して、最も地盤が固い条件となるケース②及び最も地盤が軟らかいケース③、最も材料特性が固い条件のケース④を実施することで地盤剛性等のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

応答変位については、最も地盤が軟らかいケース③を含んでいることから、変位を保守的に見込むことができる。

機器・配管系の応答加速度及び応答変位抽出のための解析ケースを表 3-15 に示す。

表 3-15 (1) 機器・配管系の応答加速度及び応答変位抽出のための解析ケース
(基準地震動 S s)

解析ケース*		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑤	
		基本 ケース	地盤物性の ばらつき (+1σ)を 考慮した解 析ケース	地盤物性の ばらつき (-1σ)を 考慮した解 析ケース	材料物性 (コンクリ ート)に実 強度を考慮 した解析ケ ース	材料物性 (コ ンクリート) に初期剛性低 下を考慮した 解析ケース	
地盤物性		平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値	平均値	
材料物性		設計基準 強度	設計基準 強度	設計基準 強度	実強度に 基づく圧縮 強度*2	初期剛性 低下考慮	
地震 位相	S s-D1	++ [※]	○	○	○	○	△
		+ [※]	△	-	-	-	-
	S s-D2	++ [※]	○	○	○	○	△
		+ [※]	△	-	-	-	-
	S s-D3	++ [※]	○	○	○	○	△
		+ [※]	△	-	-	-	-
	S s-F1	++ [※]	○	○	○	○	△
		+ [※]	△	-	-	-	-
	S s-F2	++ [※]	○	○	○	○	△
		+ [※]	△	-	-	-	-
	S s-F3	++ [※]	○	○	○	○	△
		+ [※]	△	-	-	-	-
	S s-N1	++ [※]	○	○	○	○	△
		+ [※]	△	-	-	-	-

注記*1：地震動の位相について，++の左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「-」は位相を反転させたケースを示す。

*2：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。なお，新設構造物については，文献を参照し推定した圧縮強度とする。

*3：○は設計に用いる解析ケースを示し，△は影響検討ケースを示す。

表 3-15 (2) 機器・配管系の耐震安全性評価に適用する解析ケース
(弾性設計用地震動 S d)

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
			基本 ケース	地盤物性のば らつき (+1 σ)を考 慮した解析ケ ース	地盤物性のば らつき (- 1 σ)を考慮し た解析ケース	材料物性 (コンク リート)に実強度 を考慮した解析ケ ース
地盤物性			平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ	平均値
材料物性			設計基準 強度	設計基準 強度	設計基準 強度	実強度に 基づく圧縮強度*2
地震動 (位相)	Sd-D 1	++*1	○	○	○	○
	Sd-D 2	++*1	○	○	○	○
	Sd-D 3	++*1	○	○	○	○
	Sd-F 1	++*1	○	○	○	○
	Sd-F 2	++*1	○	○	○	○
	Sd-F 3	++*1	○	○	○	○
	Sd-N 1	++*1	○	○	○	○

注記*1：地震動の位相について，++の左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「-」は位相を反転させたケースを示す。

*2：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。なお，新設構造物については，文献を参照し推定した圧縮強度とする。

4 三次元構造解析

4.1 解析手法

海水ポンプ室は、加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁を有する箱形構造物であることから、構造部材の応答値は、三次元構造解析により耐震評価を行う。

海水ポンプ室に要求される機能は、耐震重要施設及び常設重大事故等対処設備を支持する機能（間接支持機能）、非常時における海水の通水機能及び貯水機能、浸水防止のための止水機能が要求されることから、構造部材（鉄筋コンクリート）は、ひび割れ状態を評価できる非線形ソリッド要素を用いる。

海水ポンプ室に作用する荷重は、二次元の地震応答解析において構造物の評価に支配的な荷重が作用する時刻を選定し、当該時刻における地震時応答から設定する。三次元構造解析には、解析コード「COM3 Ver. 9.15」を用いる。

本解析コードは、前川モデルに基づく非線形性を考慮しており、前川モデルは新規制基準適合性審査において使用実績のある解析コード「WCOMD」に適用されている構成則であり、コンクリート標準示方書 2017 にも規定されている。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

4.2 解析モデルの設定

4.2.1 構造物のモデル化

材料の非線形特性を考慮した非線形ソリッド要素でモデル化する。モデル概念図を図4-1に、各部材の要素座標系を図4-2に示す。なお、開口部については、部材厚以上の開口をモデル化することとし、除塵機開口、循環水ポンプ開口及びスクリーンエリア及び循環水ポンプエリアに設置されるピットの開口をモデル化する。

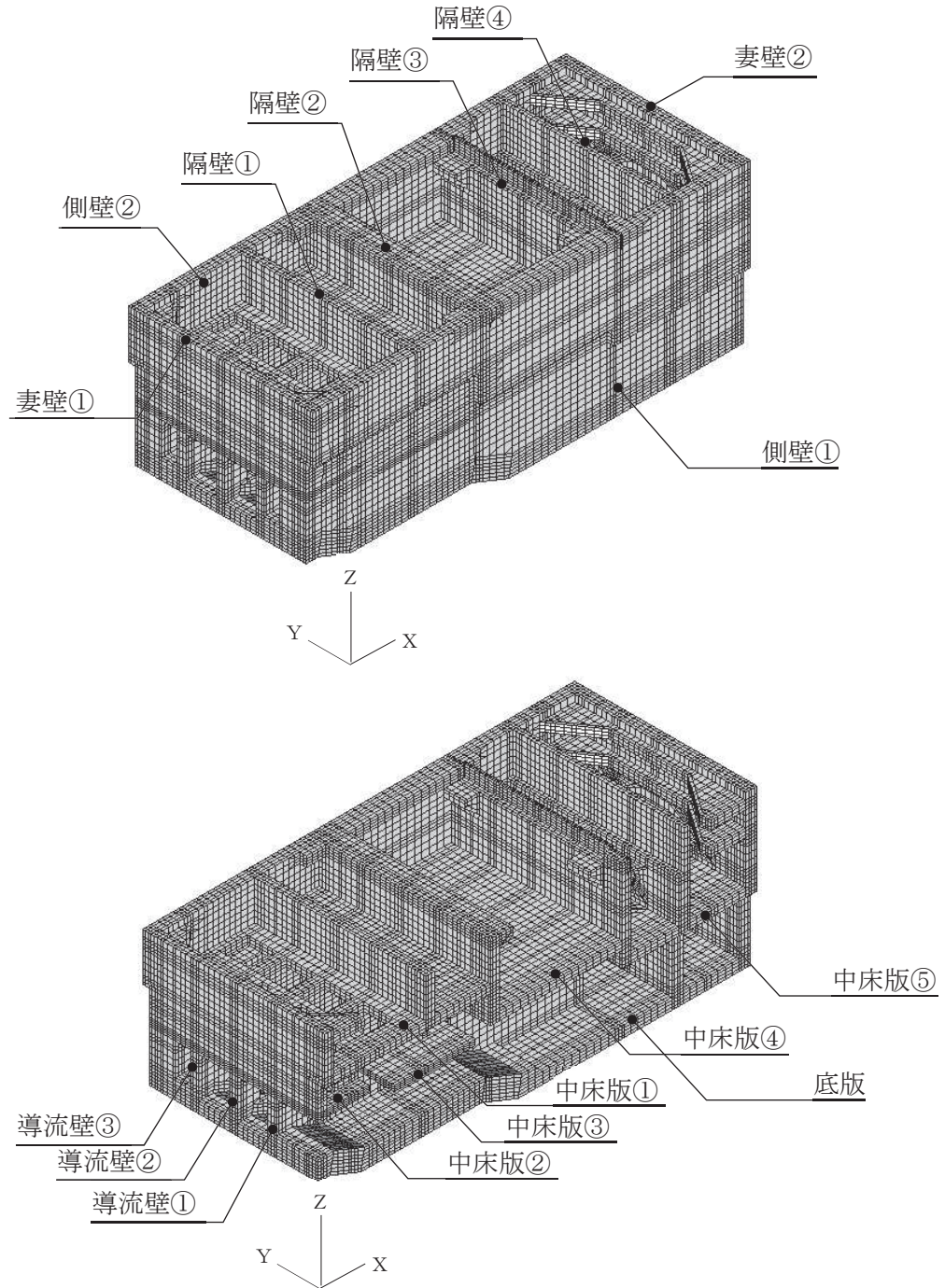
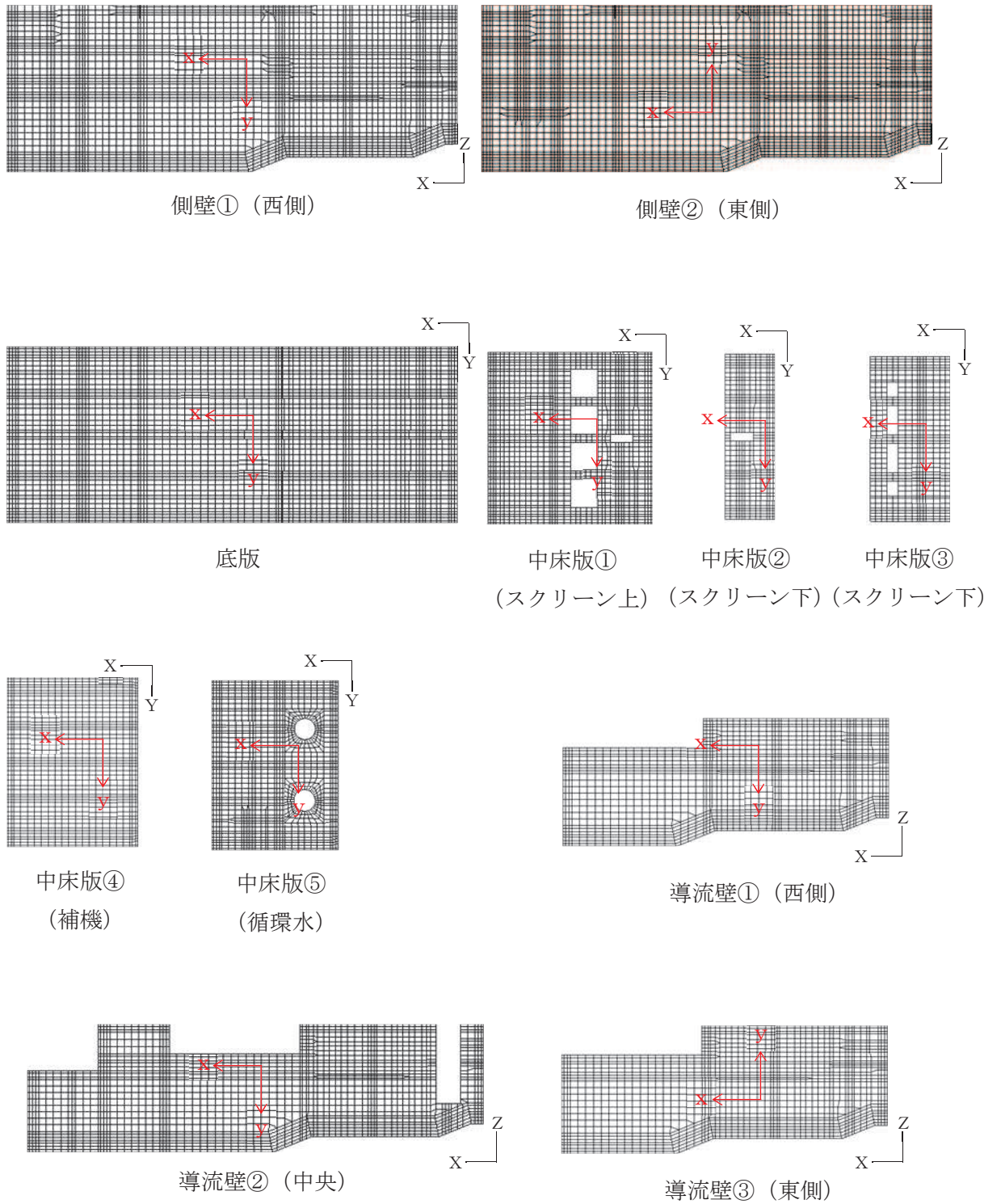
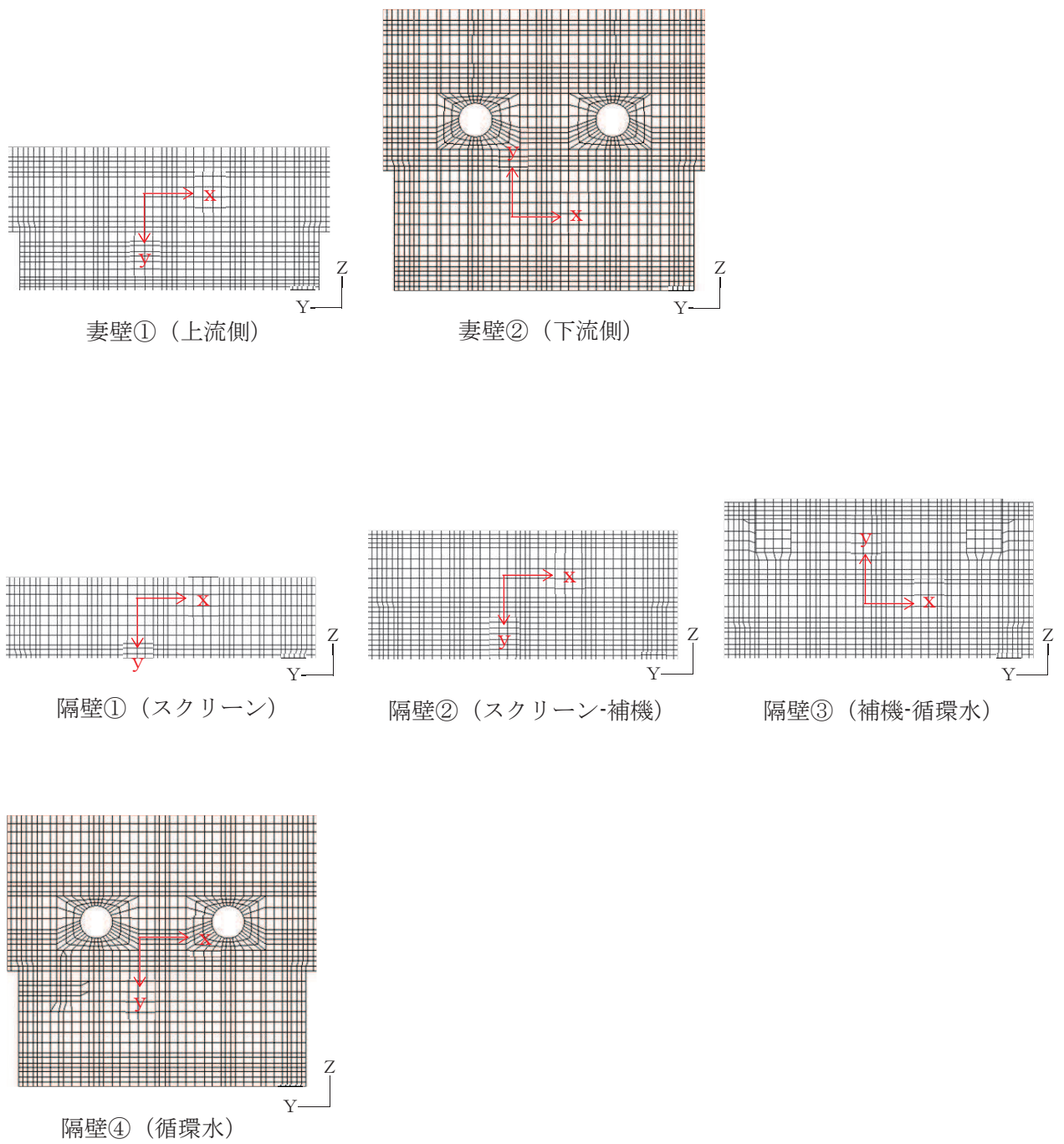


図4-1 三次元構造解析モデルの概念図



黒：全体座標系を示す
 赤：要素座標系を示す

図 4-2 各部材の要素座標系 (1/2)



黒：全体座標系を示す

赤：要素座標系を示す

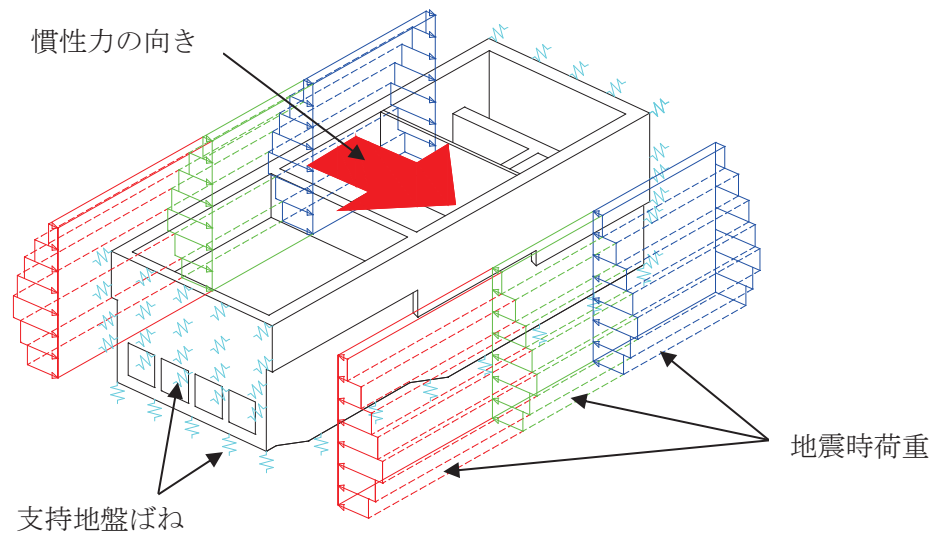
図 4-2 各部材の要素座標系 (2/2)

4.2.2 地盤ばね要素

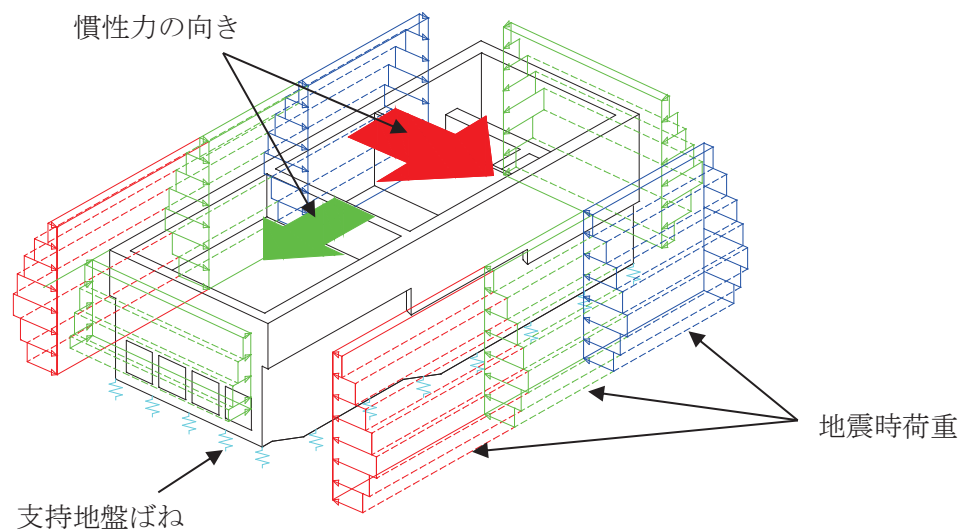
地盤ばねは、常時解析においては「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」に基づき設定する。

地震時解析においては、支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミタンス理論」に基づき設定する。側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、妻壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。地盤ばねの設定イメージ図を図4-3に示す。

1方向载荷時には、载荷方向と直交する壁に地盤ばねを設定する。



(1 方向载荷)



(2 方向载荷)

図4-3 地盤ばねの設定イメージ

4.2.3 材料の非線形特性

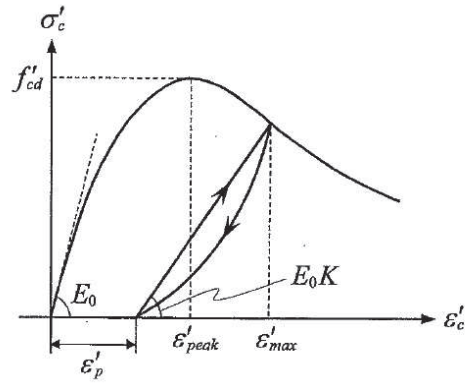
(1) コンクリート

a. 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図 4-4 に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。

圧縮応力下の応力-ひずみの骨格曲線は，最大応力点までの硬化域と，最大応力点を越えた軟化域で表され，残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を考慮している。

また，ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については，図 4-5 に示す，低減係数を破壊パラメータに乗じることで，ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



$$\sigma'_c = E_0 K (\varepsilon'_c - \varepsilon'_p) \geq 0$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\varepsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \left(1 - \exp \left(-1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right) \right\}$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - 2.86 \cdot \varepsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left(-0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right\}$$

$$f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$$

ここに,

- ε'_{peak} : 圧縮強度に対応するひずみ (一般に, 0.002 としてもよい)
- ε'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値
- ε'_p : 塑性ひずみ
- K : 弾性剛性残存率

図 4-4 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性
(コンクリート標準示方書 [設計編] (土木学会 2017 年制定) より引用)

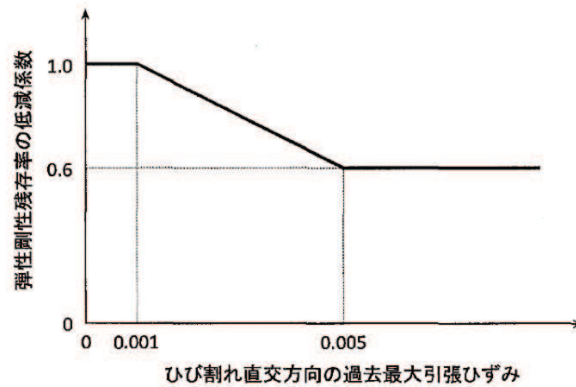


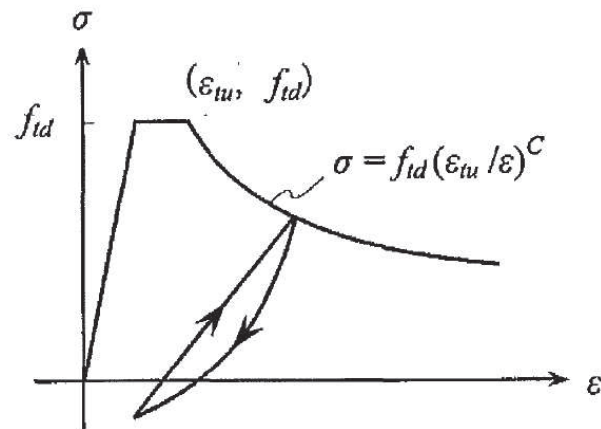
図 4-5 弾性剛性残存率の低減係数

(コンクリート標準示方書〔設計編〕(土木学会 2017年制定)より引用)

b. 引張応力下における応力-ひずみ関係

引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、図 4-6 に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

引張力を受ける無筋コンクリート要素では、引張軟化挙動は、破壊エネルギー(G_f)によって定義する。引張軟化挙動の考慮に当たっては、図 4-7 に示すひび割れ発生後の軟化曲線とひび割れ発生点からの除荷曲線とで囲まれる面積が G_f / L_e (要素寸法) に一致するように、軟化特性を表す係数 C を用いる。



- f_{td} : 設計引張強度
- ϵ_{tu} : 引張軟化開始ひずみ
- c : 引張軟化特性を表す係数

図 4-6 引張対応力下における鉄筋とコンクリートの付着効果を考慮した応力-ひずみ関係

(コンクリート標準示方書〔設計編〕(土木学会 2017年制定)より引用)

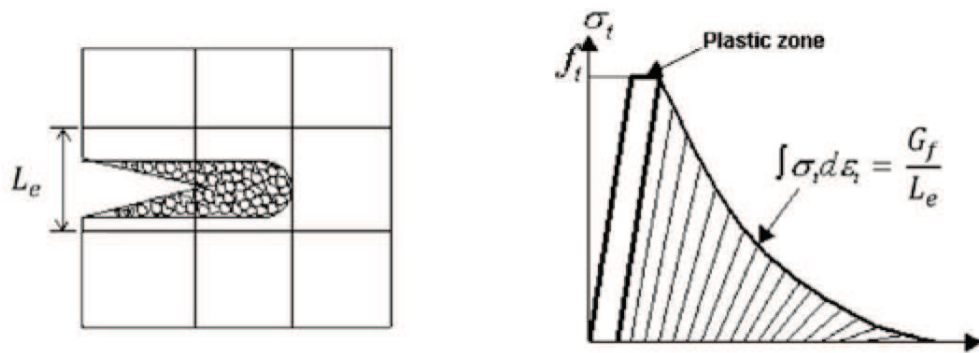
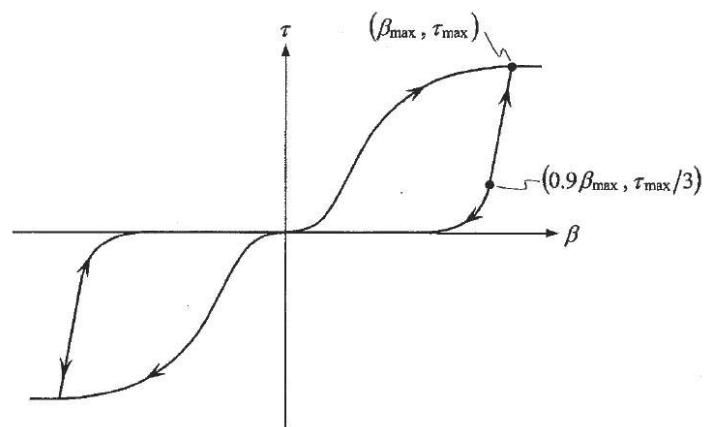


図 4-7 応力—ひずみ曲線と破壊エネルギー G_f の関係

c. ひび割れ面でのせん断伝達関係

コンクリートのひび割れ発生後にひび割れ角度を固定する固定ひび割れモデルでは、ひび割れ面のずれによるせん断応力伝達特性を考慮する必要がある。

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は、斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため、図 4-8 に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比をパラメータとし、コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。



β : ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比 (γ / ε)

τ : ひび割れ面でのせん断応力

τ_{max} : 除荷開始時せん断応力

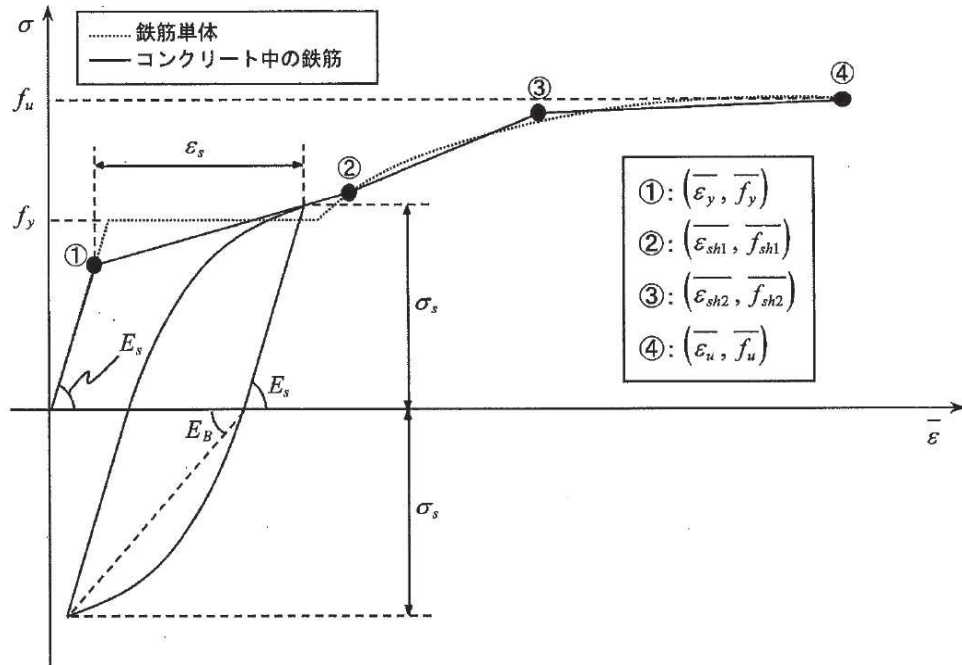
β_{max} : 除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

図 4-8 ひび割れ面でのせん断伝達モデル

(コンクリート標準示方書 [設計編] (土木学会 2017 年制定) より引用)

d. 鉄筋の非線形特性

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力-ひずみ関係と異なり、図4-9に示すひずみ硬化特性を考慮する。



- f_y : 鉄筋単体の降伏強度 (N/mm²)
- f_u : 鉄筋単体の引張強度 (N/mm²)
- E_s : 鉄筋単体のヤング率 (N/mm²)
- ϵ_y : 鉄筋単体の降伏ひずみ
- ϵ_{sh} : 鉄筋単体のひずみ硬化開始ひずみ
- p : 鉄筋比
- f_1 : コンクリートの引張強度 (N/mm²)

図4-9 ひずみ硬化域までモデル化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係

(コンクリート標準示方書 [設計編] (土木学会 2017年制定) より引用)

e. 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

コンクリートと鉄筋の界面の付着特性をテンションステイフィング効果 (引張特性が硬化する現象) として、鉄筋コンクリート要素の中に取り込むことにより、鉄筋コンクリートの構成則を直接与える。

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は、以下の式で表される。

$$\bar{\sigma}_{RC} = \frac{A_S}{A_{RC}} \bar{\sigma}_S + \frac{A_C}{A_{RC}} \bar{\sigma}_C$$

ここに、 $\bar{\sigma}_S$ 、 $\bar{\sigma}_C$: それぞれ鉄筋とコンクリートの平均応力

A_S 、 A_C : それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積、 $A_{RC} = A_S + A_C$

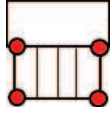
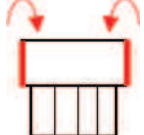


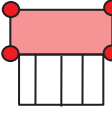
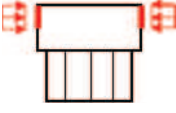
4.3 照査時刻の選定

構造部材の健全性評価において、照査時刻は構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から複数選定する。表 4-1 に照査時刻の選定の考え方を示す。


各エリアにおける荷重抽出時刻の組み合わせについて、同時刻の荷重を用いて、構造部材の健全性評価を行う。なお、各エリアの選定時刻の差がほぼ同時刻（前後 0.1 秒以内）の場合については、各エリアで選定された時刻の荷重分布を確認し、分布形状が大きく変わらないことを確認した上で、各エリアの荷重を組み合わせることにより、各時刻に対する個別評価を代表させることとする。荷重抽出時刻の組み合わせ方を、下部カルバート部の曲げ・軸力系の破壊に対する荷重抽出時刻を例に図 4-10 に示す。

スクリーンエリアの時刻 t_1 、補機ポンプエリアの時刻 t_2 及び循環水ポンプエリアの時刻 t_3 の差が前後 0.1 秒以内である場合は、スクリーンエリアには t_1 の荷重を、補機ポンプエリアには t_2 の荷重を、循環水ポンプエリアには t_3 の荷重をそれぞれ載荷させ評価を行う。

表 4-1 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		下部構造（水路）における 頂底板間の層間変位が 最大となる時刻
時刻 2, 3	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		上部構造における 各側壁の転倒曲げモーメントが最大となる時刻
時刻 4	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		総水平荷重が 最大となる時刻
時刻 5, 6	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		上部構造における 各側壁の水平荷重が 最大となる時刻
時刻 7	せん断破壊 (面内)	壁 (面内)		面部材の層間変位が 最大となる時刻
時刻 8, 9	曲げ・軸力系の破壊 及び せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		上部構造における 各側壁の上部荷重が 最大となる時刻

着目部位	荷重抽出時刻		
	スクリーン エリア	補機ポンプ エリア	循環水ポンプ エリア
下部カルバート部 (曲げ・軸力系の破壊)	t_1	※ 1	※ 1
	※ 2	t_2	※ 2
	※ 3	※ 3	t_3


 t_1 , t_2 及び t_3 がほぼ同時刻の場合, 組み合わせて代表させる。

着目部位	荷重抽出時刻		
	スクリーン エリア	補機ポンプ エリア	循環水ポンプ エリア
下部カルバート部 (曲げ・軸力系の破壊)	t_1	t_2	t_3

- ※ 1 : スクリーンエリアと同時刻
- ※ 2 : 補機ポンプエリアと同時刻
- ※ 3 : 循環水ポンプエリアと同時刻

図 4-10 荷重抽出時刻の組み合わせ

4.4 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は「4.3 照査時刻の選定」にて選定した照査時刻に対し、地震応答解析から同時刻における水平荷重及び鉛直荷重の応答値を抽出し、算定する。入力荷重の一覧を表4-2に、各入力荷重の算定フローを図4-11に示す。また、地震応答解析から算出される荷重を三次元モデルへ載荷するまでのフローを図4-12に示す。常時荷重は、表3-9に示す荷重を考慮する。

表4-2 入力荷重一覧

入力荷重		地震応答解析から抽出する応答値	載荷位置
慣性力	機器・配管の慣性力	応答加速度	設置位置
	竜巻防護ネットの反力	応答加速度	設置位置
	原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の反力	応答加速度	設置位置
	躯体の慣性力	応答加速度	躯体全体
内水圧・動水圧		応答加速度*	作用位置
土圧・水圧		土圧・水圧	作用位置
周面せん断力		土圧・水圧	作用位置

注記*：動水圧は、地震応答解析から抽出した応答加速度に基づき算定する。

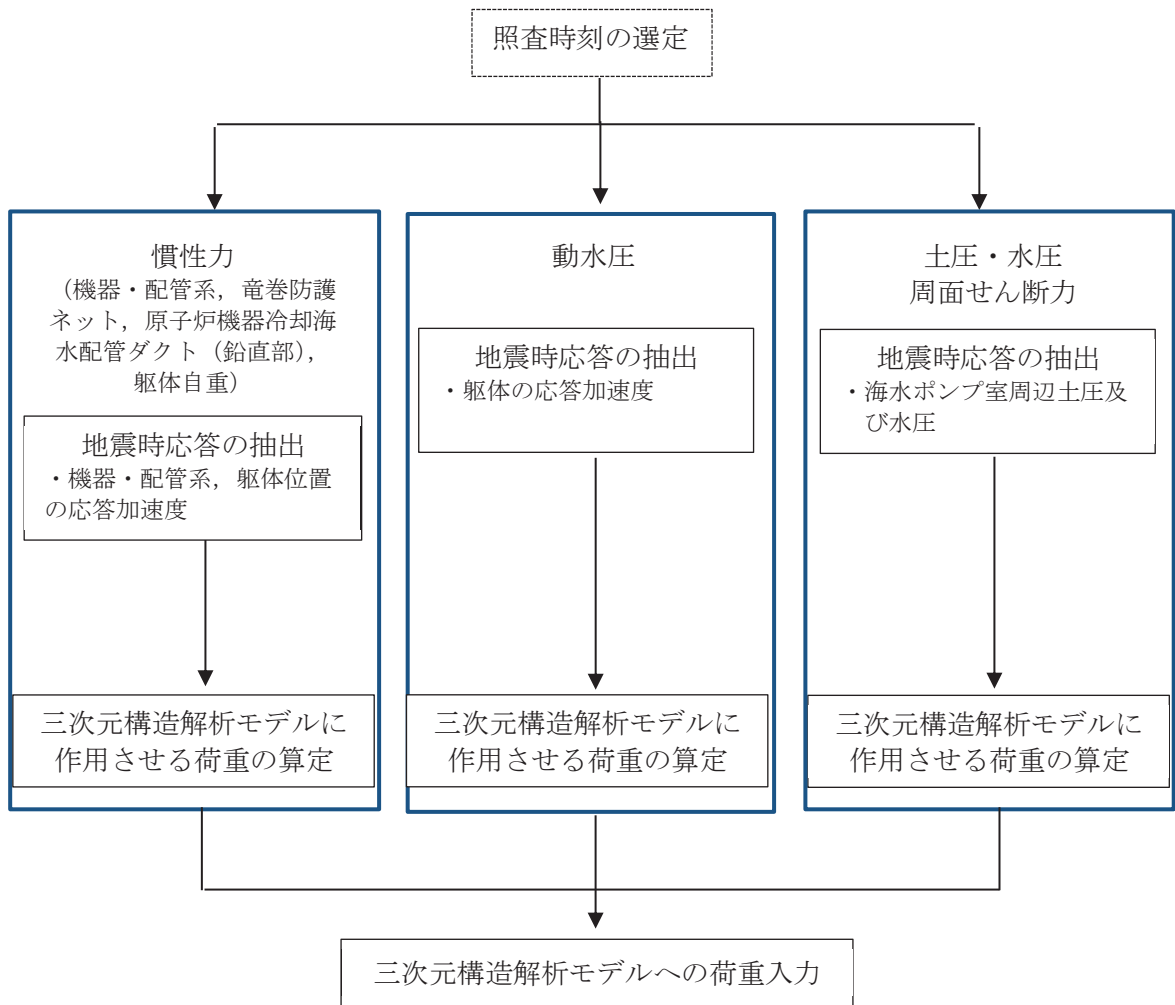


図4-11 各入力荷重の算定フロー

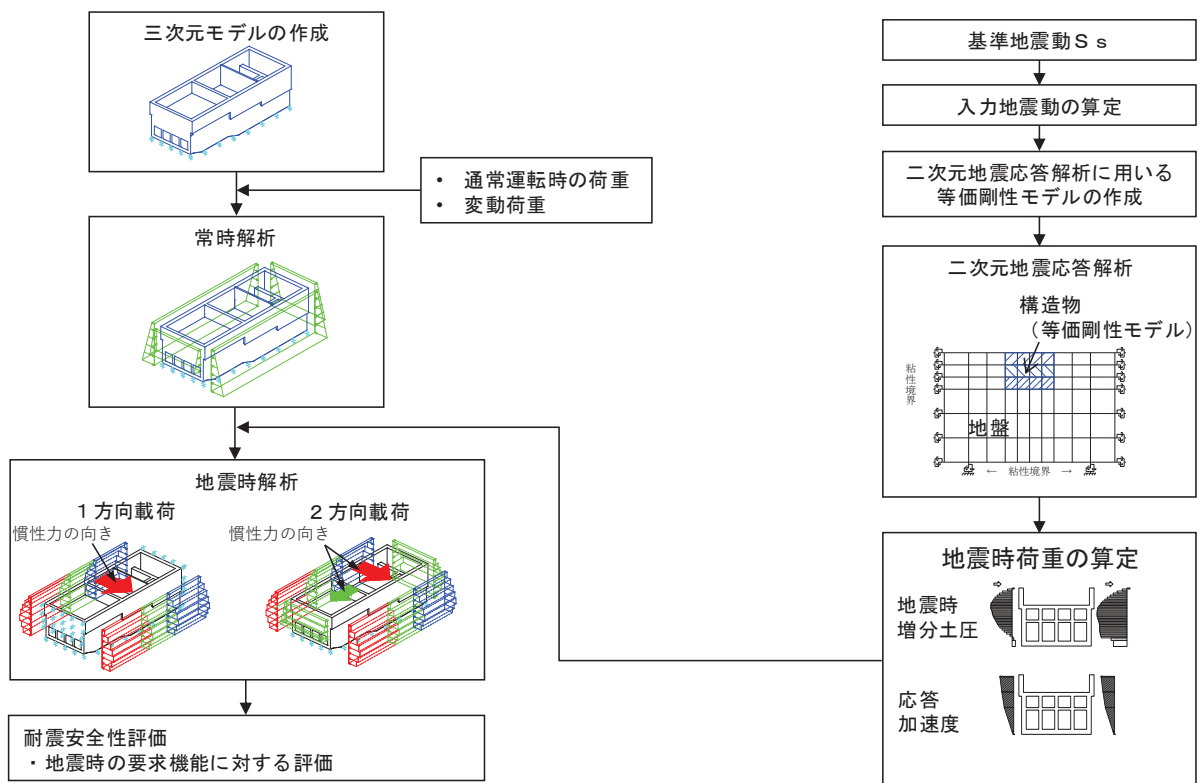


図 4-12 地震時荷重を三次元モデルへ載荷するまでのフロー図

4.4.1 常時荷重（躯体自重，土圧・外水圧，内水圧，積載荷重及び機器・配管荷重）

(1) 躯体自重

躯体の体積に鉄筋コンクリートの密度を乗じて設定する。

(2) 土圧及び外水圧

地震応答解析の常時解析から求まる土圧及び水圧を躯体側面に作用させる。土圧及び外水圧の荷重概念図を図4-13に示す。なお，各エリアから算出した土圧及び外水圧は，各エリアの奥行方向に一様に荷重する。

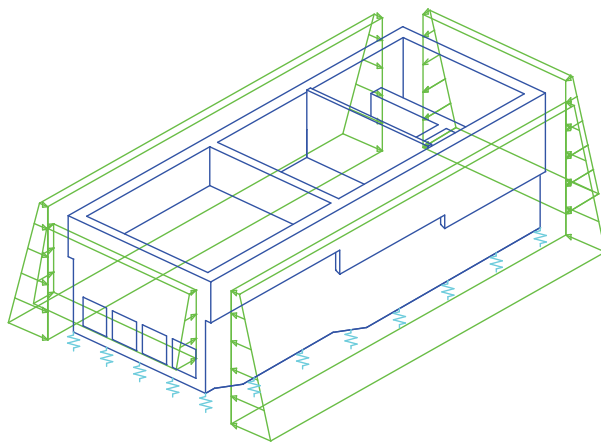


図4-13 土圧及び外水圧の荷重概念図

(3) 内水圧

海水ポンプ室の内部には，朔望平均満潮位（O. P. +2.43m）を静水面とした内水圧として設定する。設定の際は，海水の密度として， $1.03\text{kg}/\text{cm}^3$ を考慮する。内水圧の概念図を図4-14及び図4-15に示す。

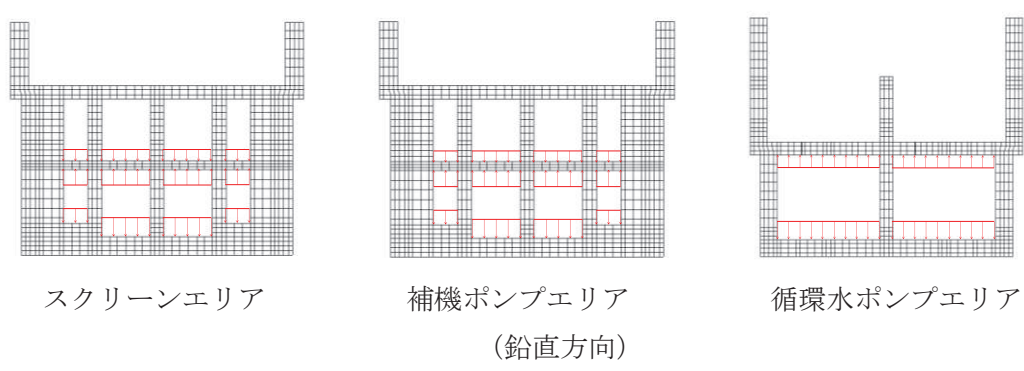
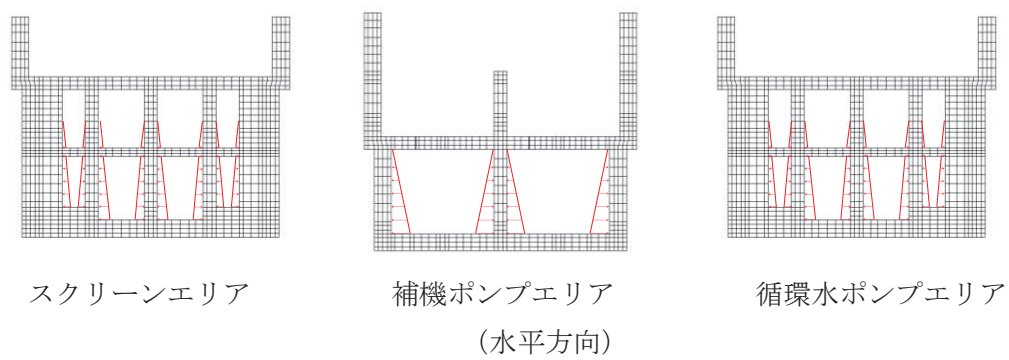


図 4-14 内水圧の概念図 (東西方向)

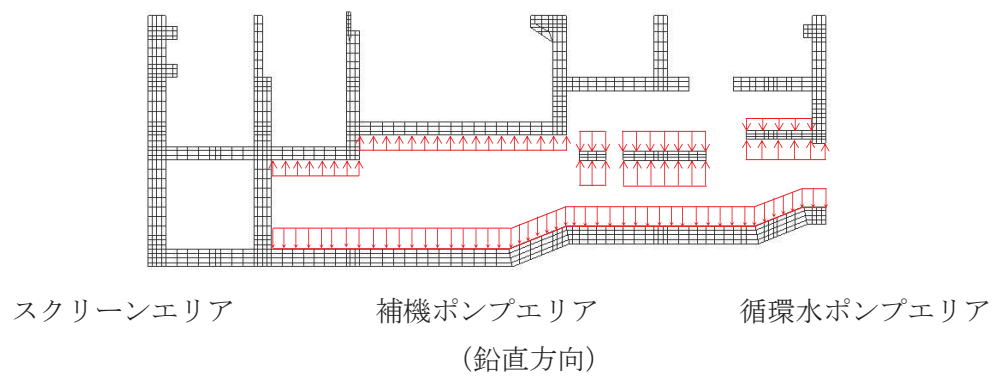
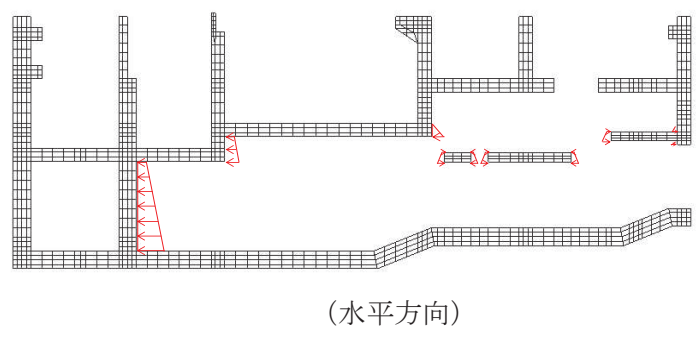


図 4-15 内水圧の概念図 (南北方向)

(4) 機器・配管荷重

機器・配管系の重量に基づいて設定する。機器・配管荷重図を図 4-16 に示す。

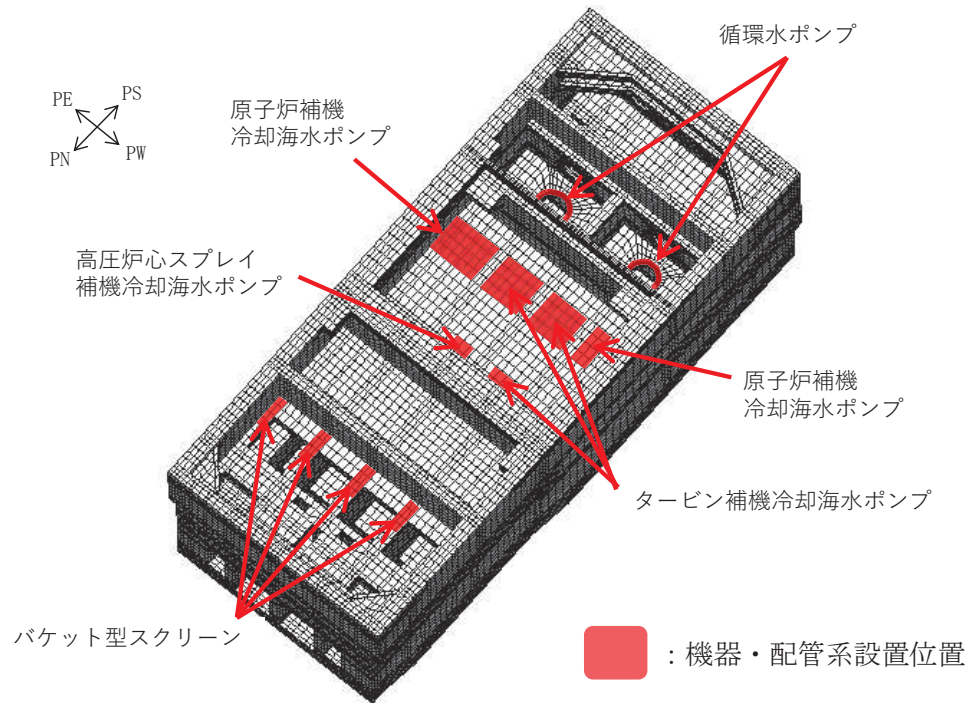


図 4-16 機器・配管荷重図

4.4.2 慣性力（機器・配管系）

地震応答解析モデルにおける機器・配管系が設置されている各節点，照査時刻における応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置を図4-17に，応答加速度の抽出概念図を図4-18に示す。

水平方向（NS方向及びEW方向）及び鉛直方向の加速度の抽出位置は，機器・配管系が設置される節点とする。

算定した慣性力は，図4-19に示すとおり，海水ポンプ室の三次元構造解析モデルに入力する。

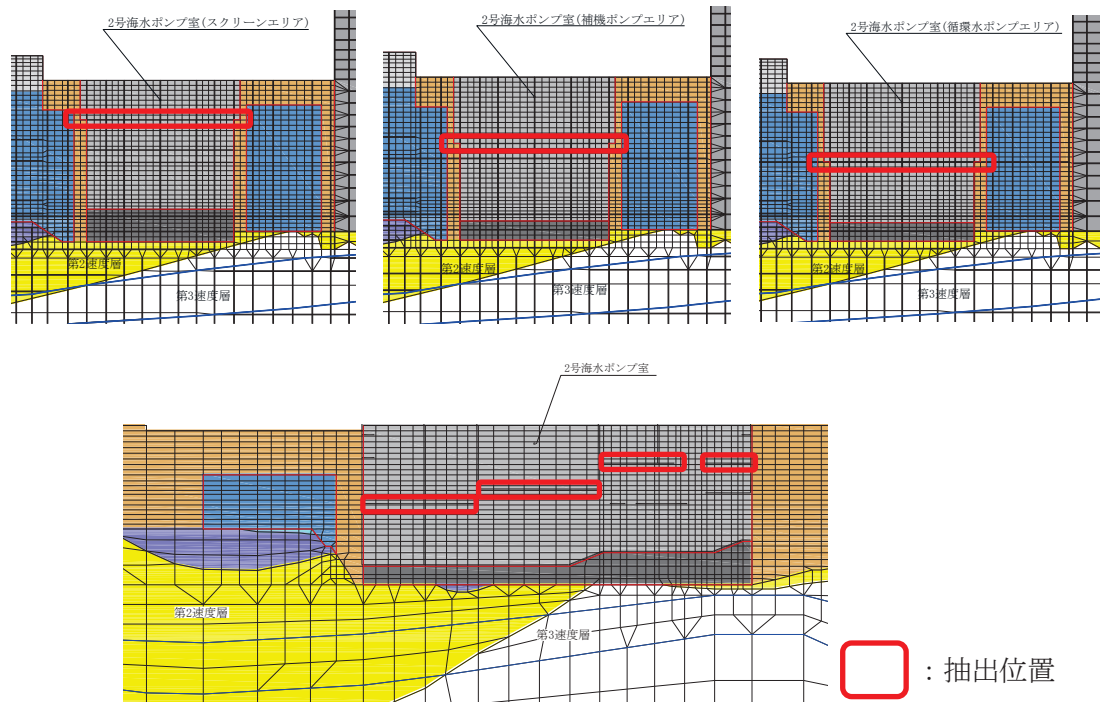


図4-17 応答加速度の抽出位置

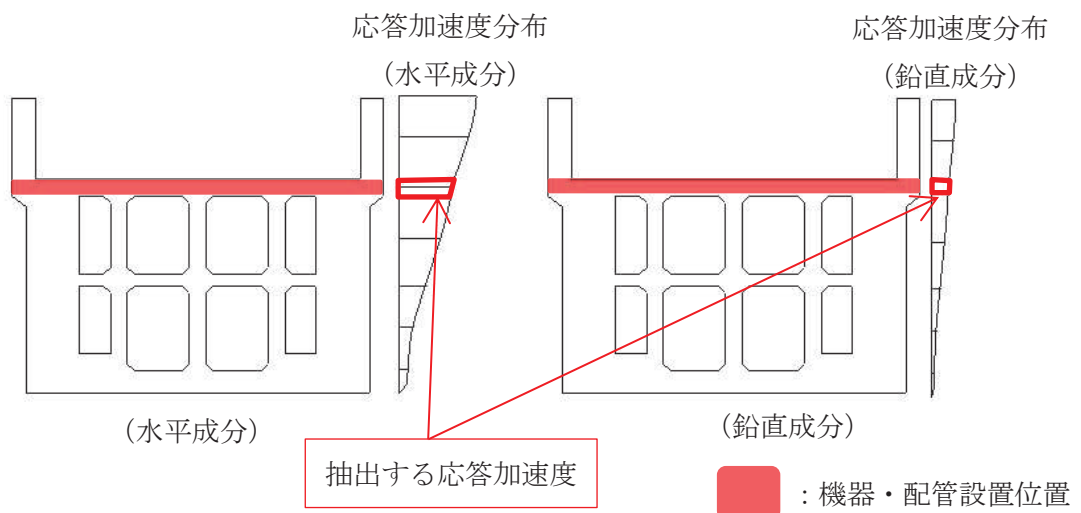


図4-18 応答加速度の抽出概念図

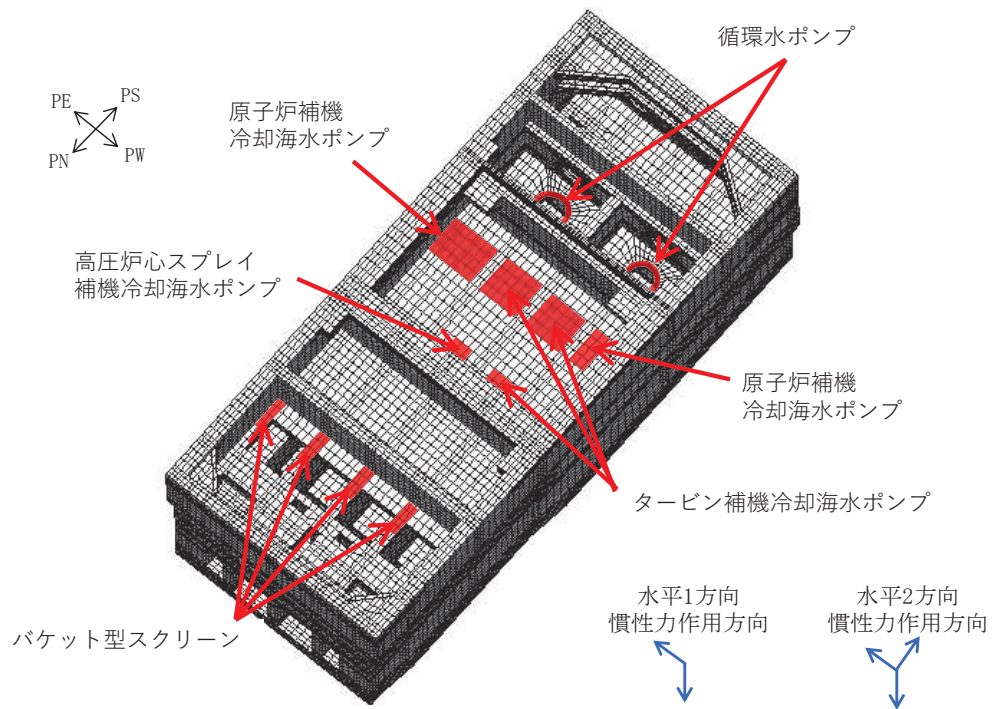


図 4-19 三次元構造解析モデルに入力する慣性力（機器・配管系及び躯体）の概念図

4.4.3 慣性力（躯体）

躯体の慣性力は、地震応答解析モデルにおける鉄筋コンクリート部材の各節点の、照査時刻における応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置を図4-20に示す。

水平方向（NS方向及びEW方向）及び鉛直方向の加速度の抽出位置は、各断面の鉄筋コンクリート部材及び妻壁の位置に当たる全節点とする。

算定した慣性力は、図4-21に示すとおり、海水ポンプ室の三次元構造解析モデルに入力する。

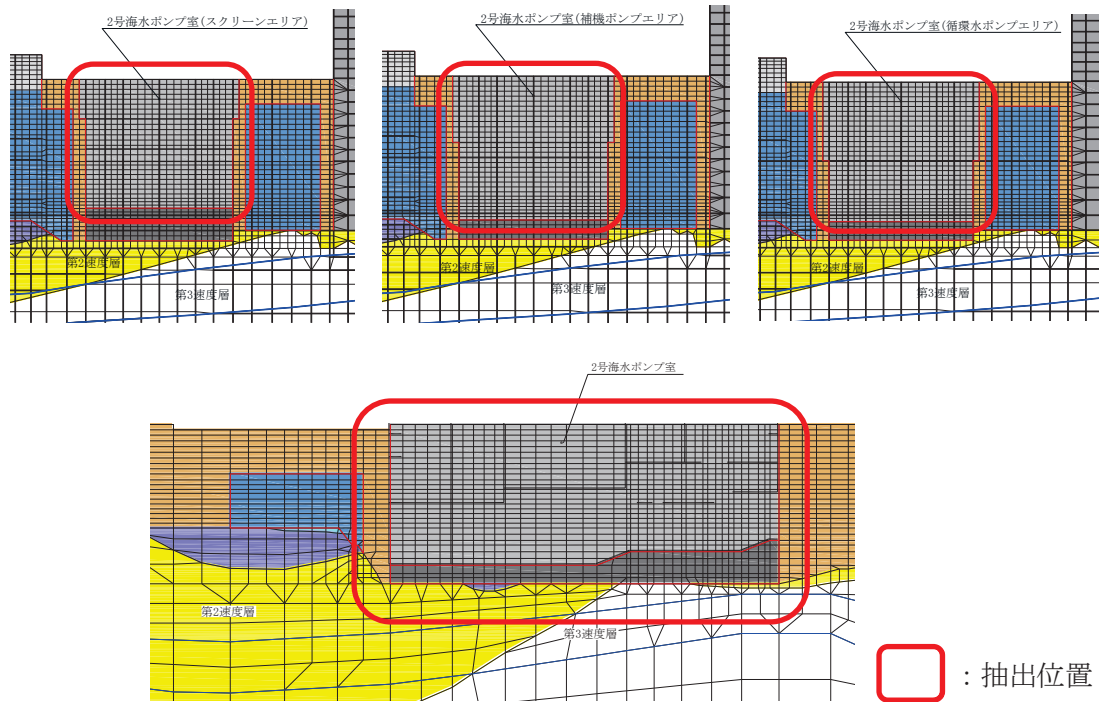


図4-20 応答加速度の抽出位置

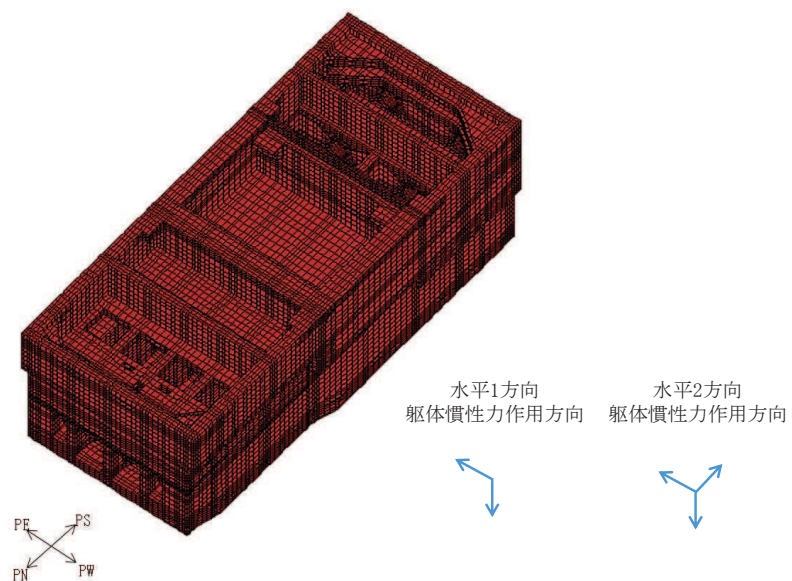


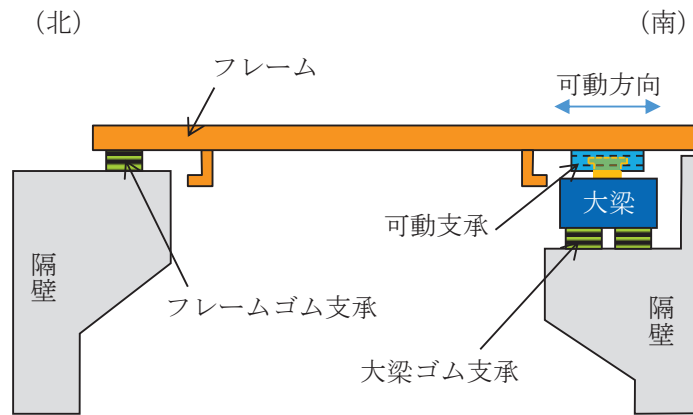
図4-21 三次元構造解析モデルに入力する慣性力（躯体）の概念図

4.4.4 慣性力（竜巻防護ネット反力）

竜巻防護ネットの反力は、地震応答解析モデルにおける竜巻防護ネット設置位置における各節点の応答加速度から算定する。竜巻防護ネットの構造概念図を図4-22に、ゴム支承及び可動支承概略図を図4-23に、応答加速度の抽出位置を図4-24に、応答加速度の抽出概念図を図4-25に示す。

水平方向（NS方向及びEW方向）及び鉛直方向の加速度の抽出位置は、竜巻防護ネットが設置される節点とする。

算定した反力は、図4-26に示すとおり、海水ポンプ室の三次元構造解析モデルに入力する。



支持方式模式図 (A-A矢視)

図 4-22 竜巻防護ネットの構造 (イメージ)

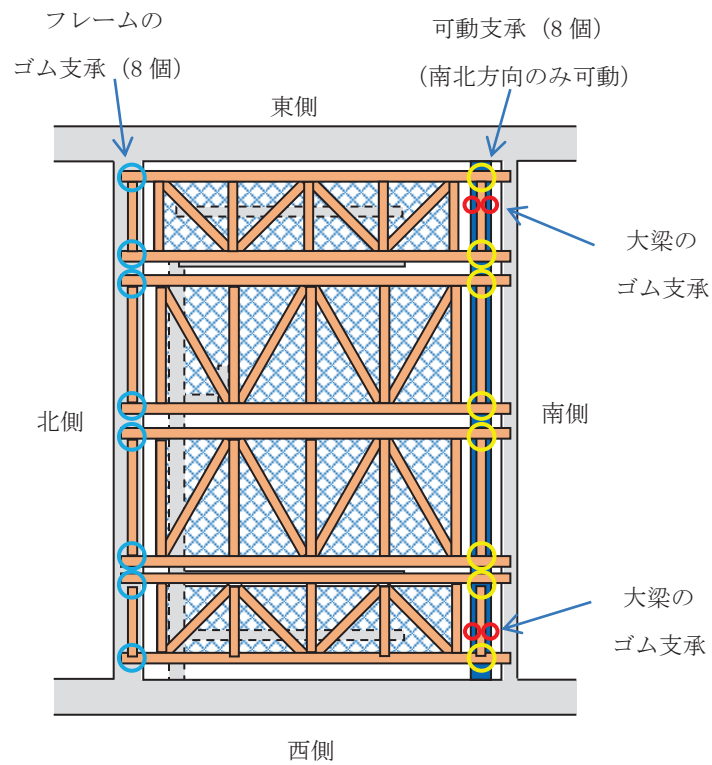


図 4-23 ゴム支承及び可動支承概略図

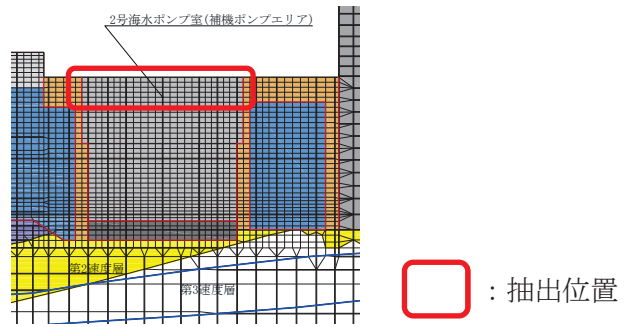


図 4-24 応答加速度の抽出位置

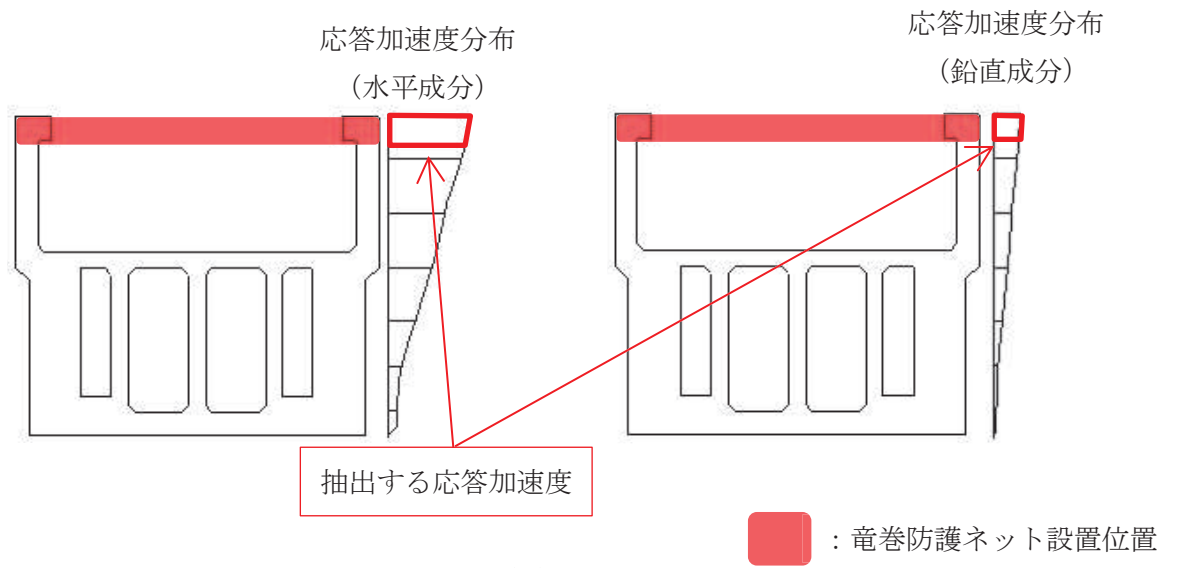


図 4-25 応答加速度の抽出概念図

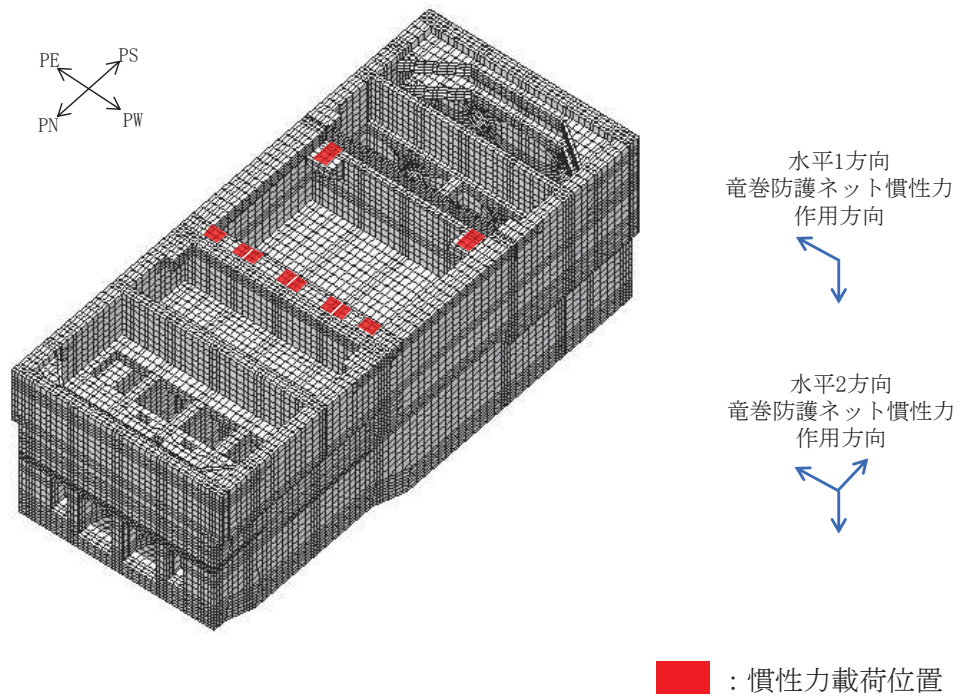


図 4-26 三次元構造解析モデルに入力する慣性力（竜巻防護ネット反力）の概念図

4.4.5 慣性力（原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部））

海水ポンプ室の西側の側壁には原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）が懸架されている。原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の反力は、地震応答解析モデルにおける原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）が海水ポンプ室に接続している位置における各節点の応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置を図4-27に、応答加速度の抽出概念図を図4-28に示す。

水平方向（NS方向及びEW方向）及び鉛直方向の加速度の抽出位置は、海水ポンプ室に接続している位置での各節点とする。

算定した反力は、図4-29に示すとおり、海水ポンプ室の三次元構造解析モデルに入力する。

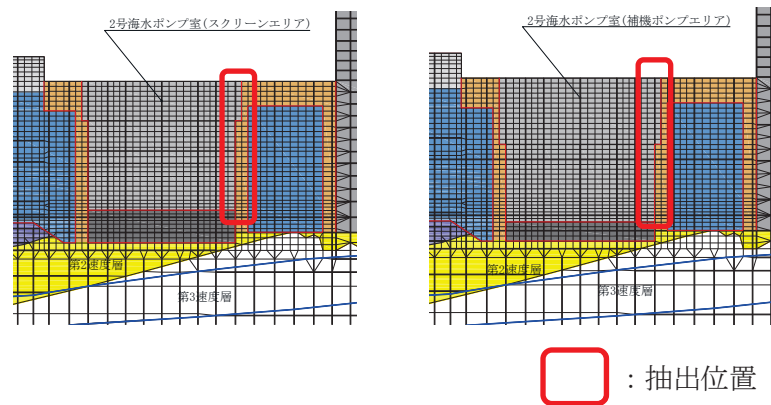


図4-27 応答加速度の抽出位置

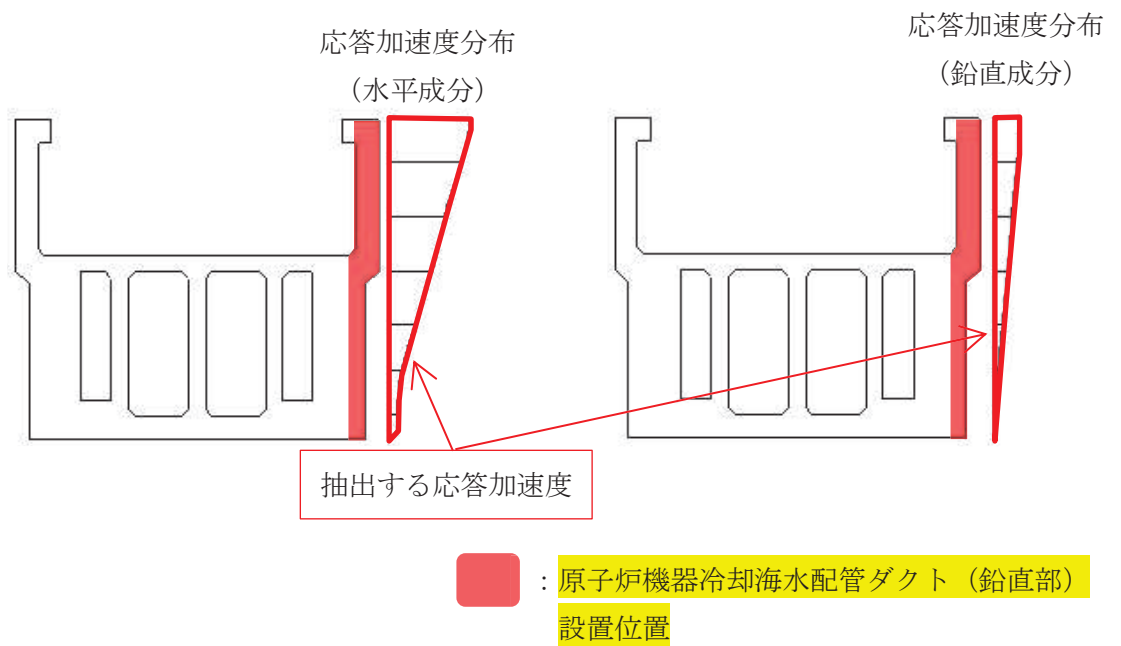


図 4-28 応答加速度の抽出概念図

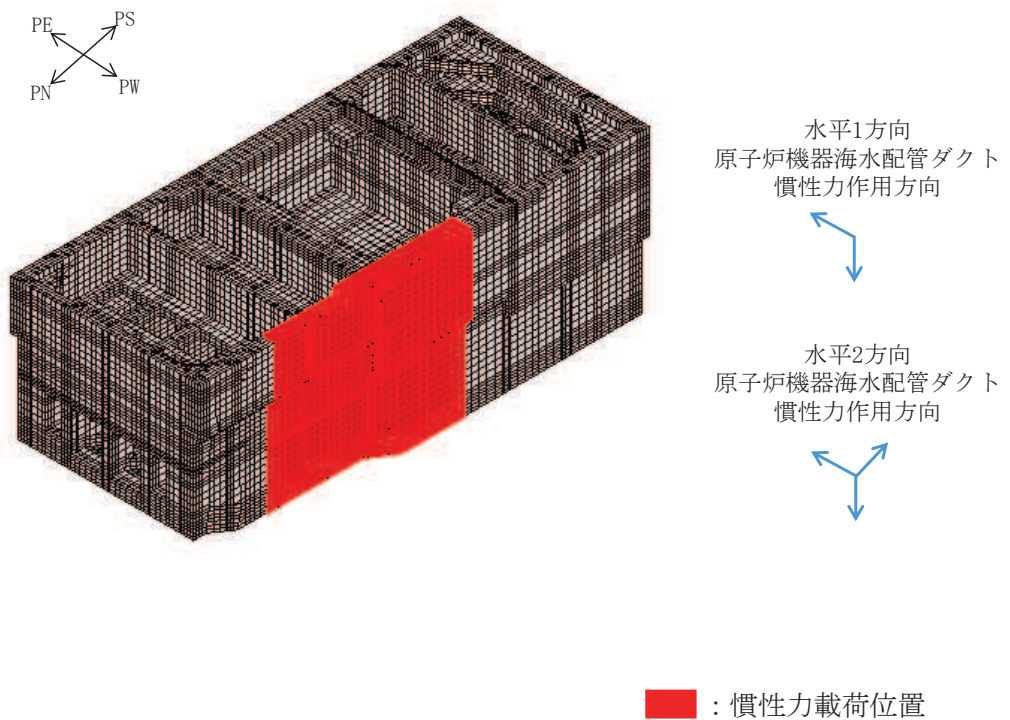


図 4-29 三次元構造解析モデルに入力する慣性力
(原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部)) の概念図

4.4.6 内水圧・動水圧

海水ポンプ室の内部には、朔望平均満潮位（O. P. +2.43m）を静水面水位とした内水圧として設定する。設定の際は、海水の密度として、 $1.03\text{kg}/\text{cm}^3$ を考慮する。

動水圧については、「3.4.7 動水圧」の考え方にに基づき、自由水面の無い閉水路と自由水面のある開水路に分けて荷重を作用させる。「3. 地震応答解析」より得られた側壁及び導流壁における各節点の加速度を用いて動水圧を算定する。なお、算定した動水圧は図4-30及び図4-31の概略図に示すとおり、海水ポンプ室の三次元構造解析モデルに入力する。

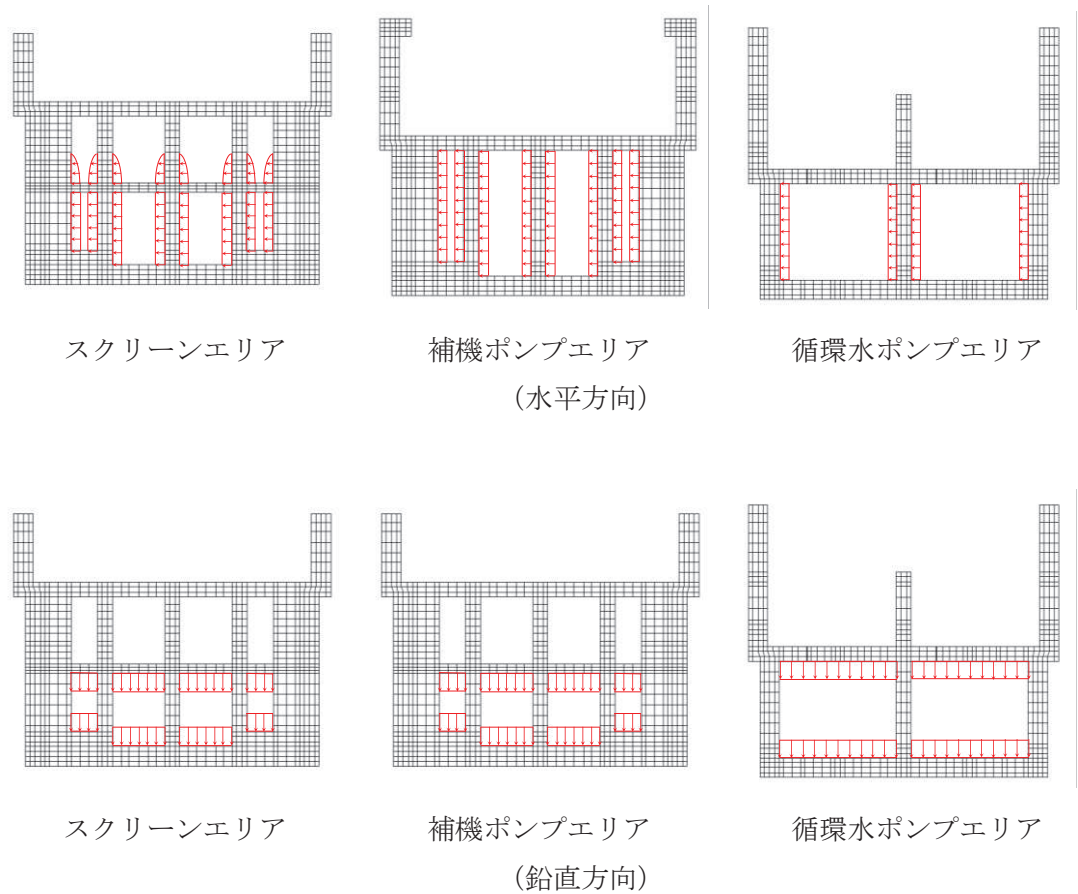
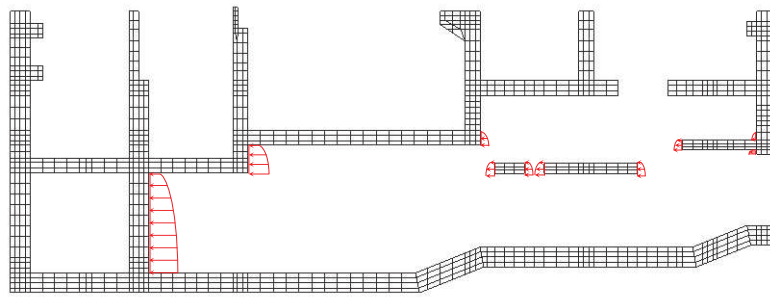
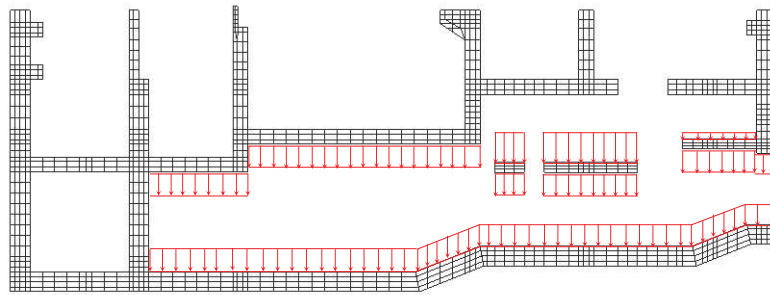


図4-30 動水圧の概念図（東西方向）



(水平方向)



(鉛直方向)

図 4-31 動水圧の概念図 (南北方向)

4.4.7 土圧・水圧及び周面せん断力

躯体側面に作用する土圧・水圧及び周面せん断力は、地震応答解析モデルにおいて各部位に接するジョイント要素の、照査時刻における要素応力から算定する。土圧・水圧及び周面せん断力の抽出位置を図4-32に示す。また、算定した土圧・水圧及び周面せん断力は、図4-33に示すとおり、海水ポンプ室の三次元構造解析モデルに入力する。

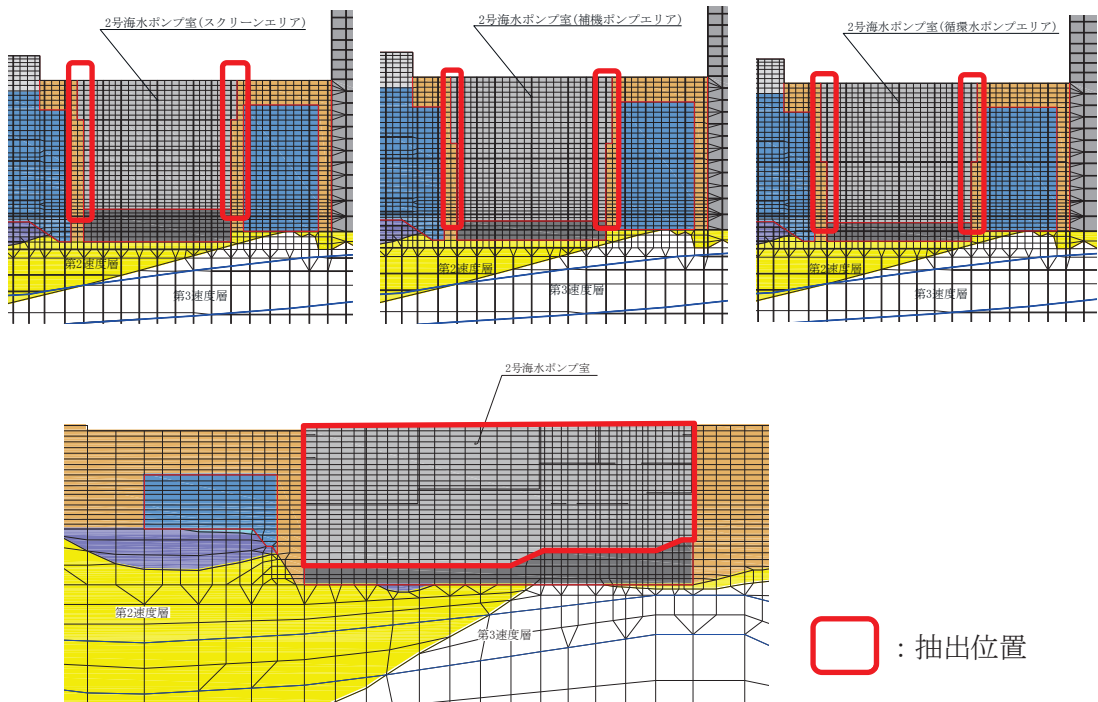


図4-32 土圧・水圧及び周面せん断力の抽出位置

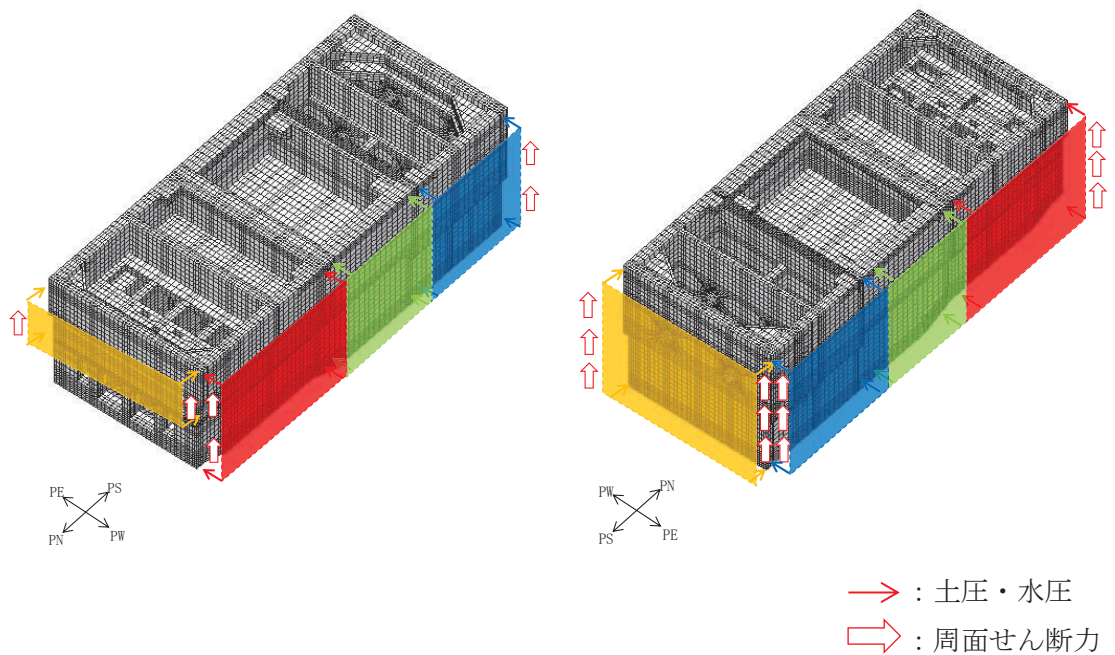


図4-33 土圧・水圧及び周面せん断力の概念図

5 評価内容

5.1 入力地震動の設定

入力地震動は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図5-1に入力地震動算定の概念図を、図5-2～図5-29に東西方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル、図5-30～図5-57に南北方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「Ark Quake Ver. 3.10」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

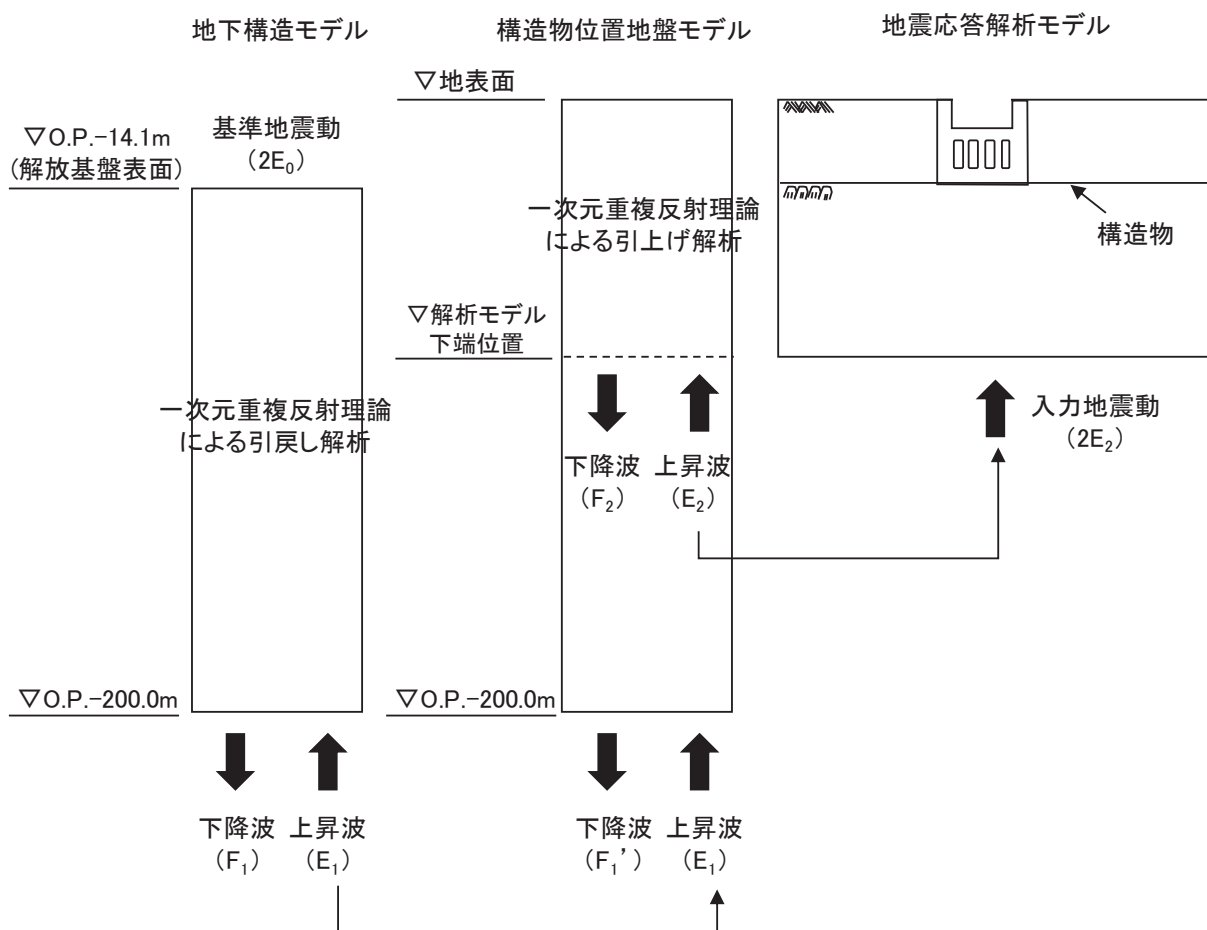


図5-1 (1) 入力地震動算定の概念図 (基準地震動 S_s)

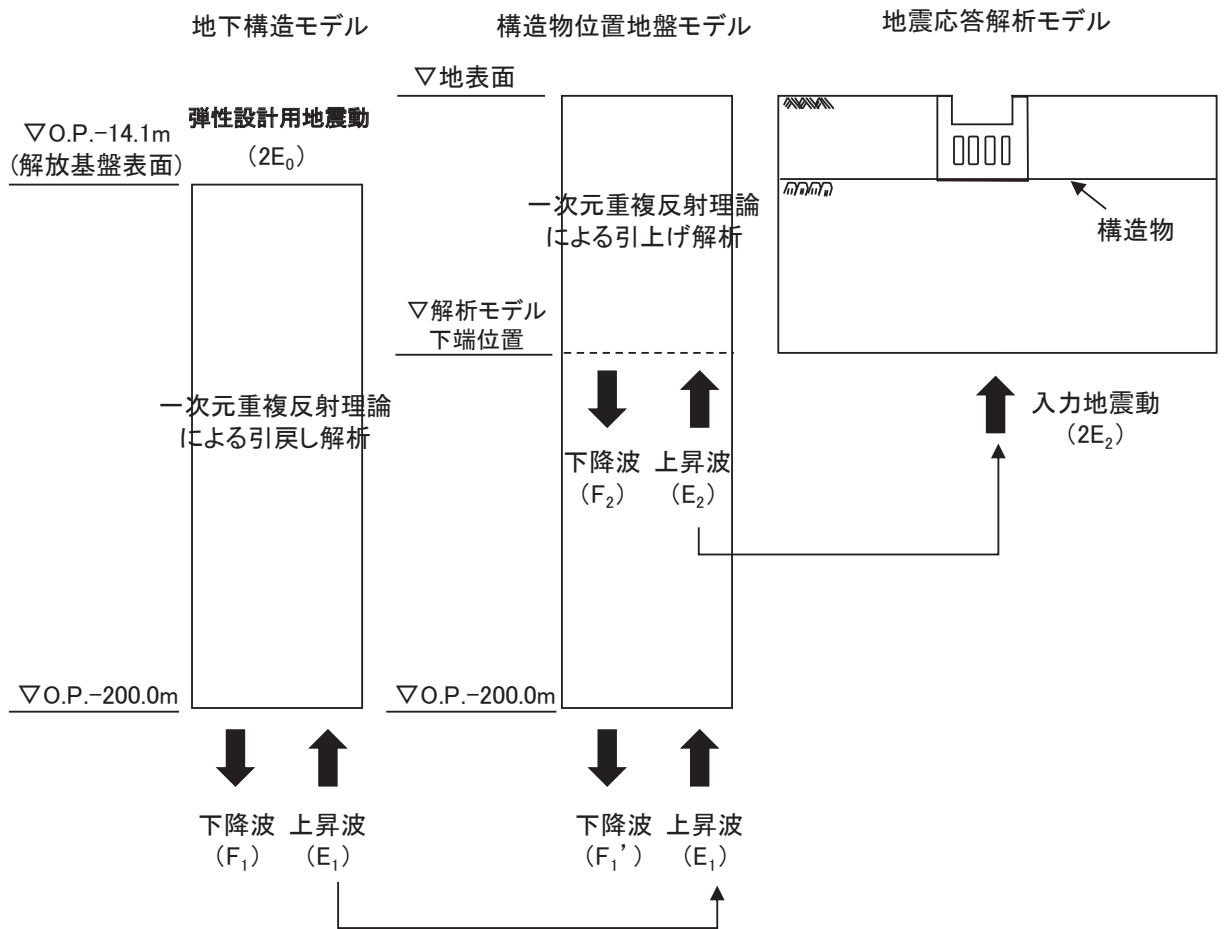
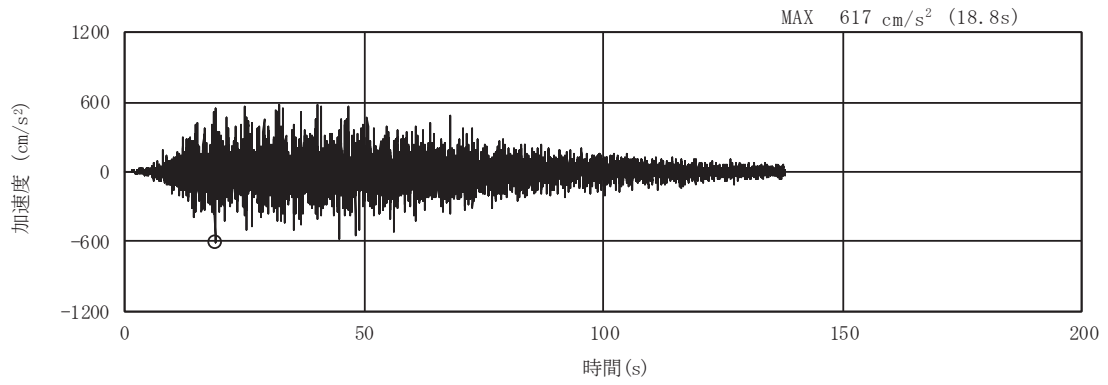
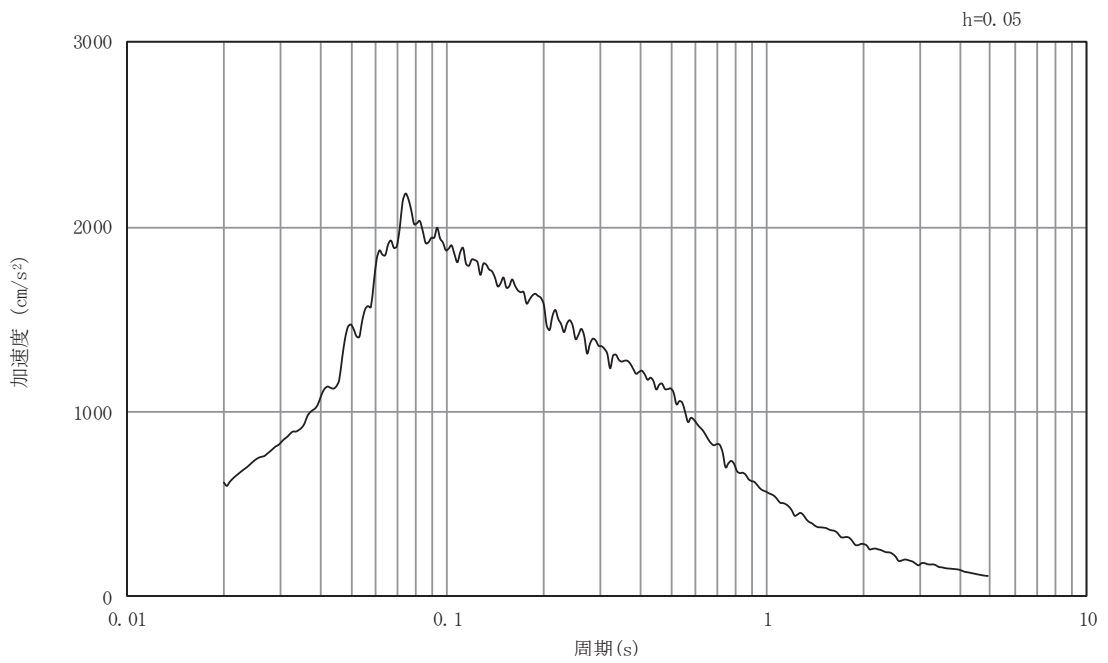


図5-1 (2) 入力地震動算定の概念図 (弾性設計用地震動 S d)

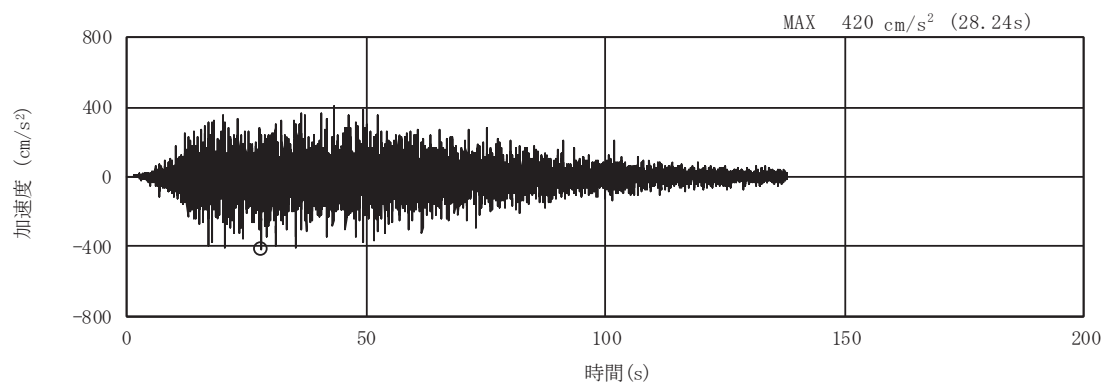


(a) 加速度時刻歴波形

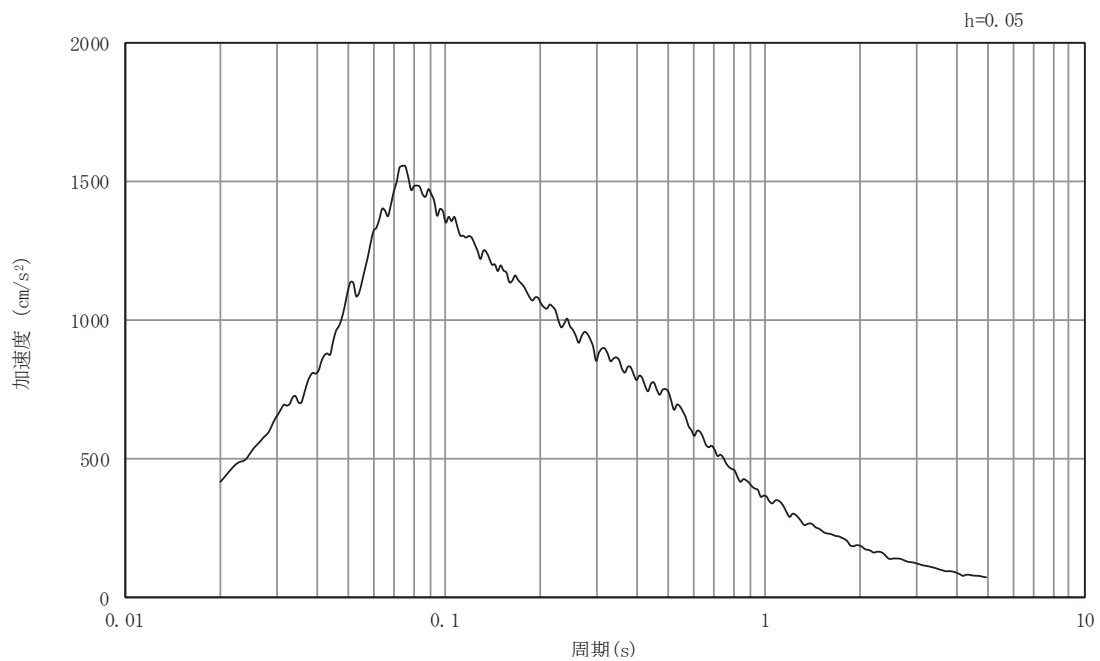


(b) 加速度応答スペクトル

図5-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 水平成分: S s - D 1)

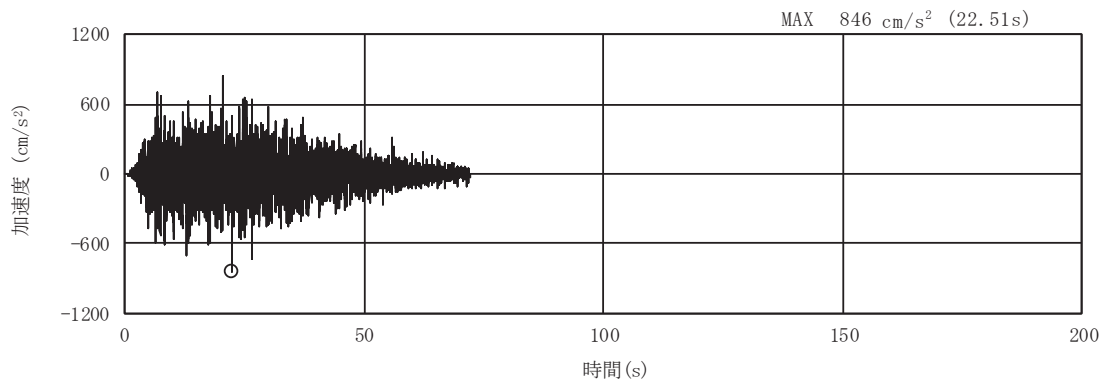


(a) 加速度時刻歴波形

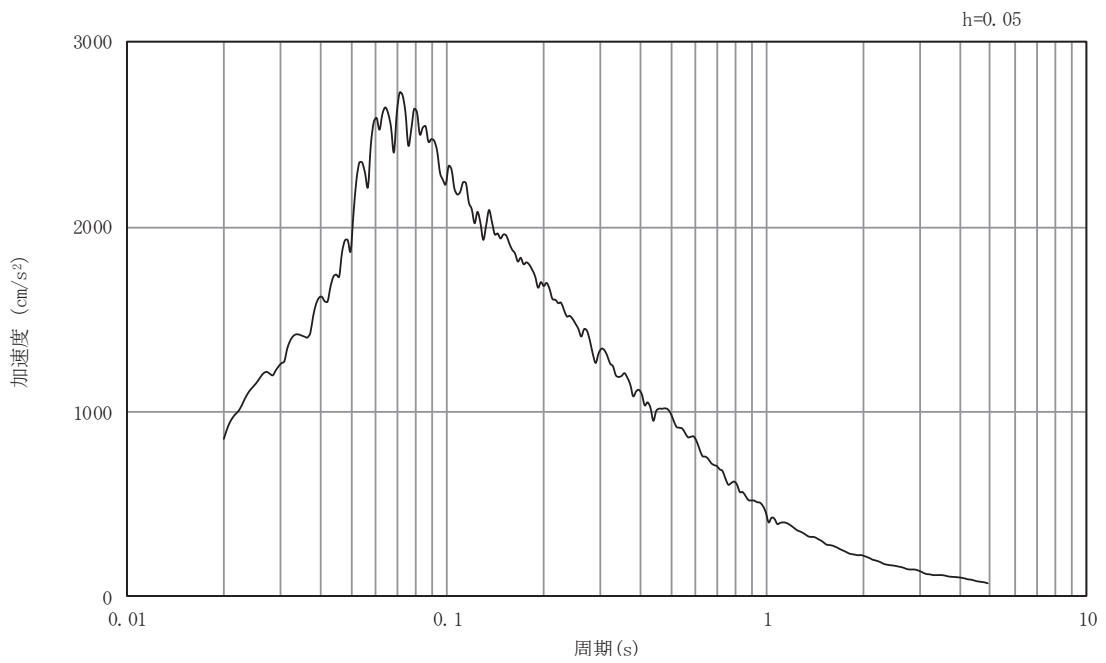


(b) 加速度応答スペクトル

図5-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 鉛直成分: S s - D 1)

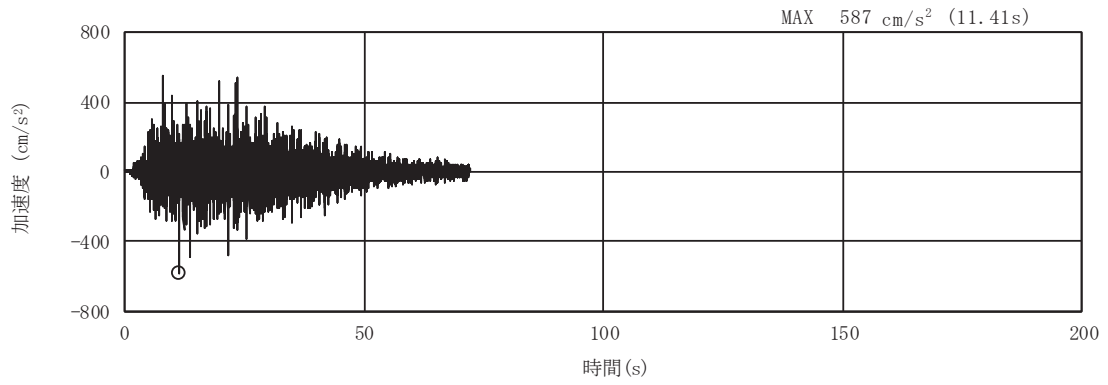


(a) 加速度時刻歴波形

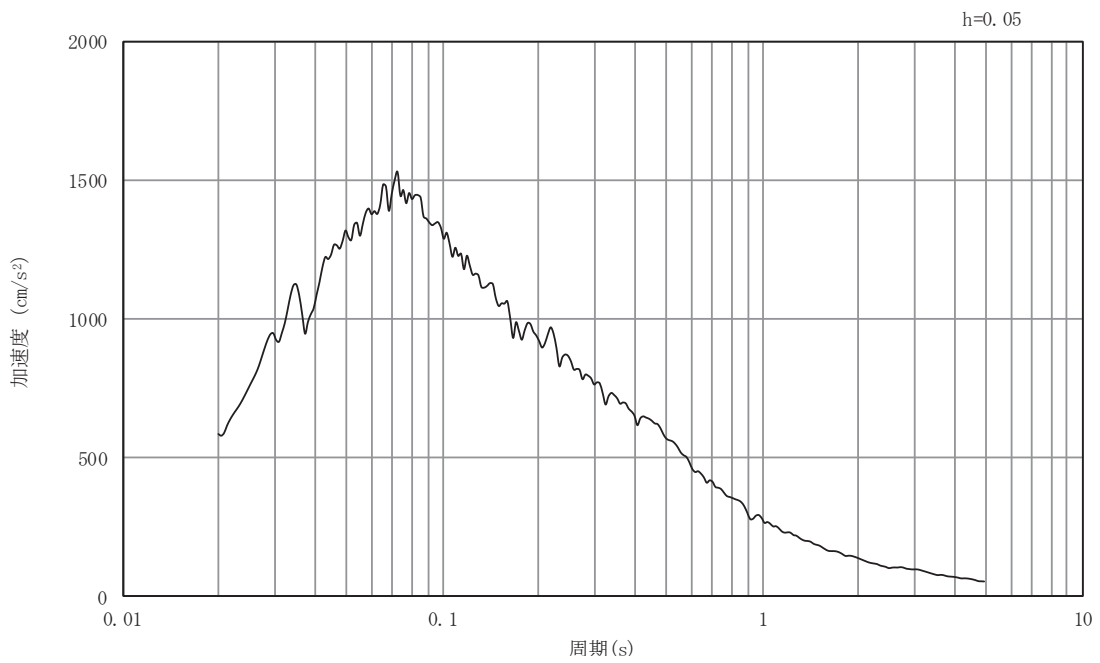


(b) 加速度応答スペクトル

図5-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 水平成分: S s - D 2)

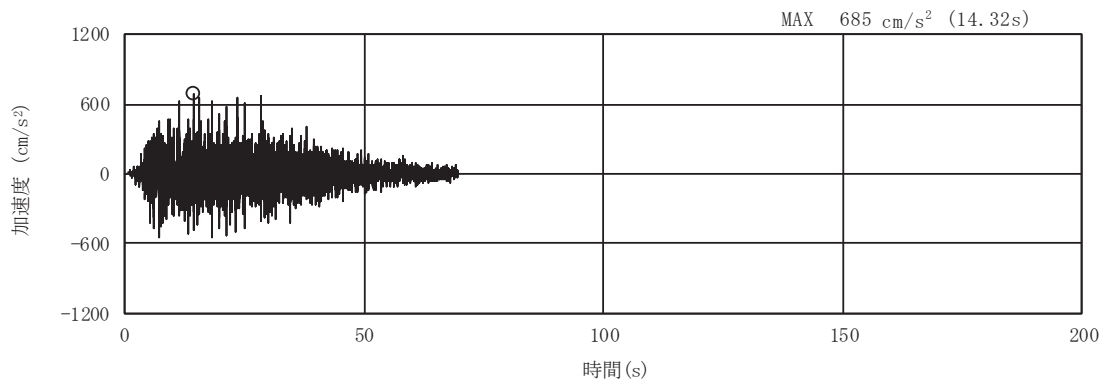


(a) 加速度時刻歴波形

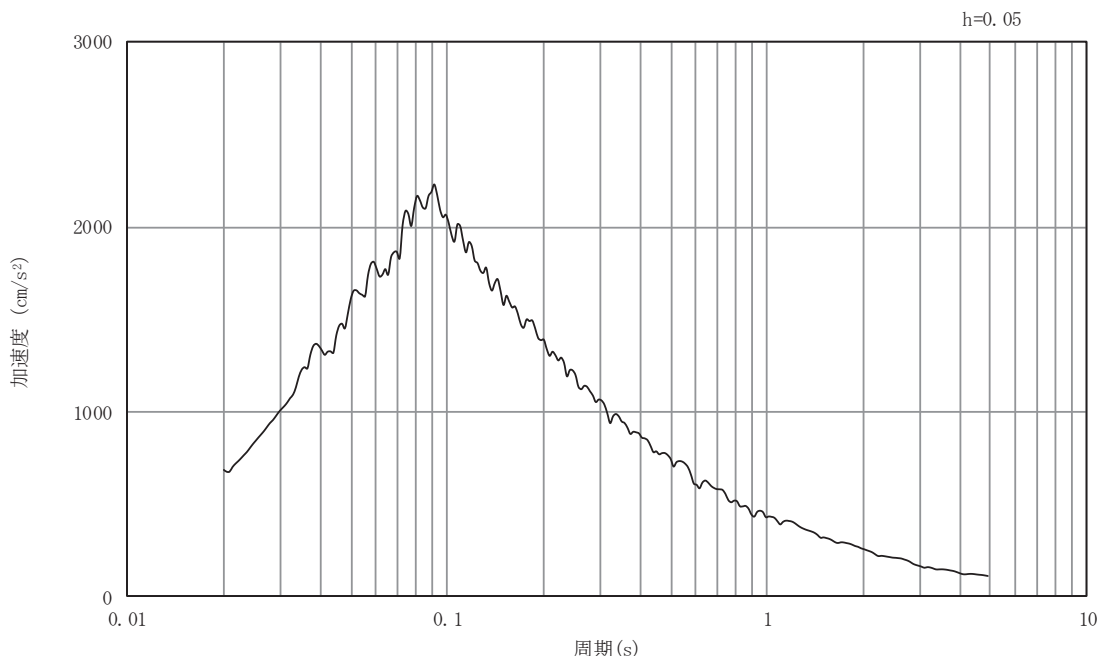


(b) 加速度応答スペクトル

図5-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 鉛直成分: S s - D 2)

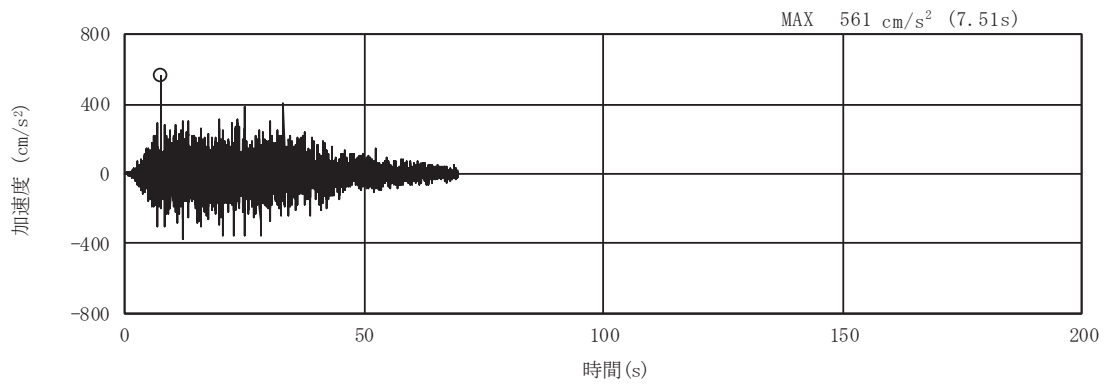


(a) 加速度時刻歴波形

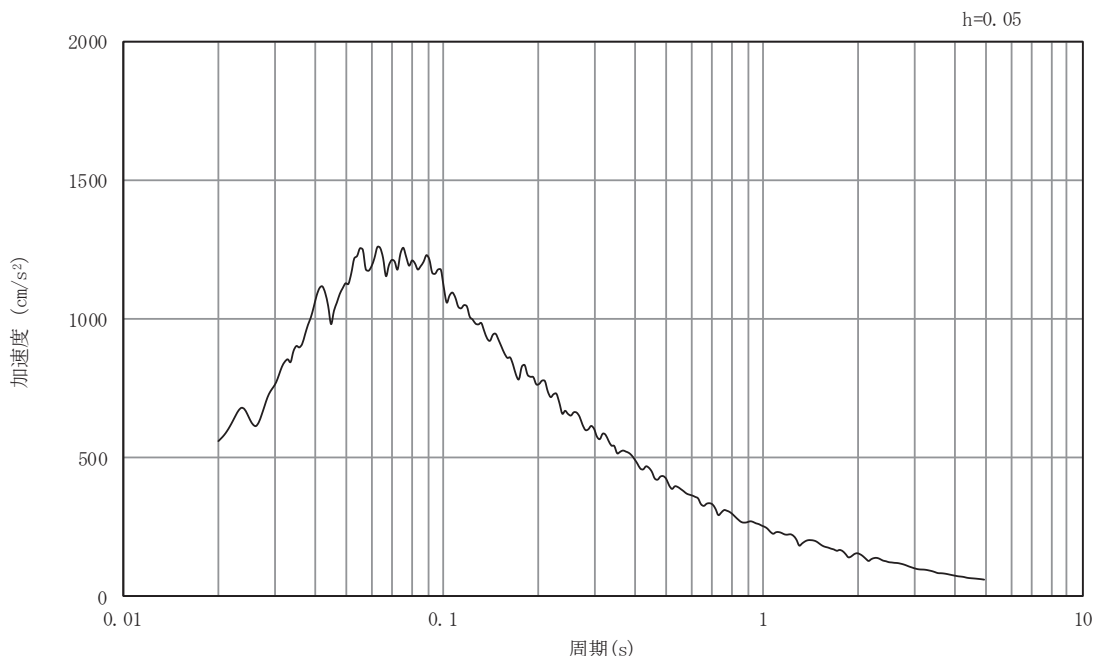


(b) 加速度応答スペクトル

図5-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 水平成分: S s - D 3)

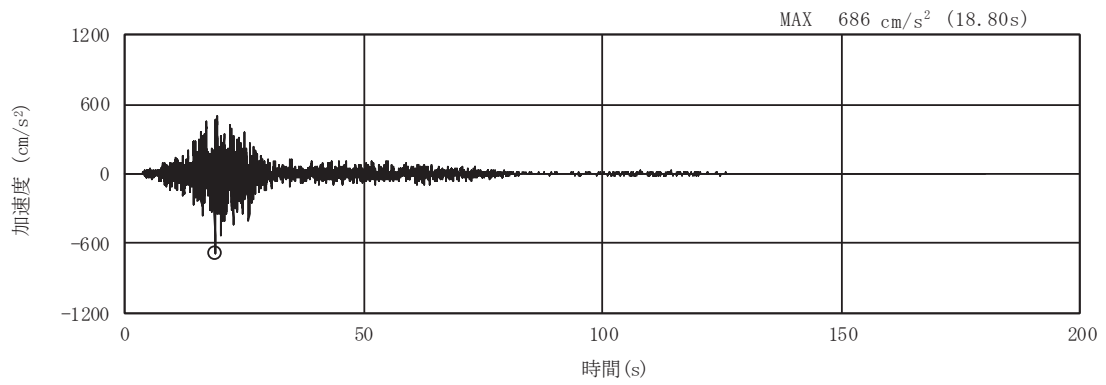


(a) 加速度時刻歴波形

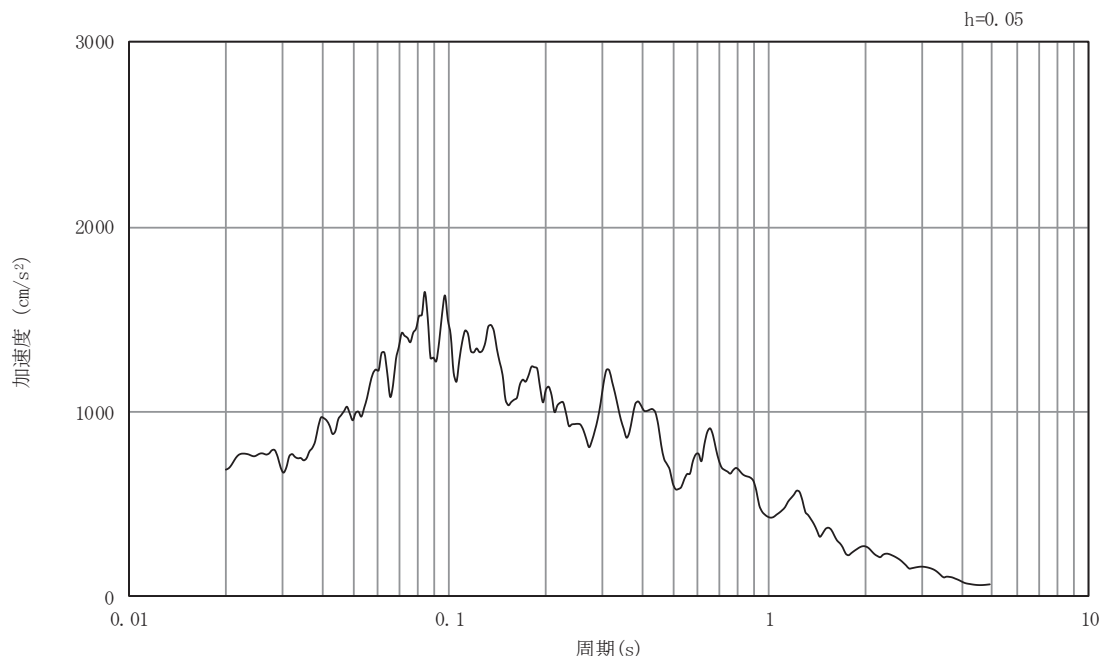


(b) 加速度応答スペクトル

図5-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 鉛直成分: S s - D 3)

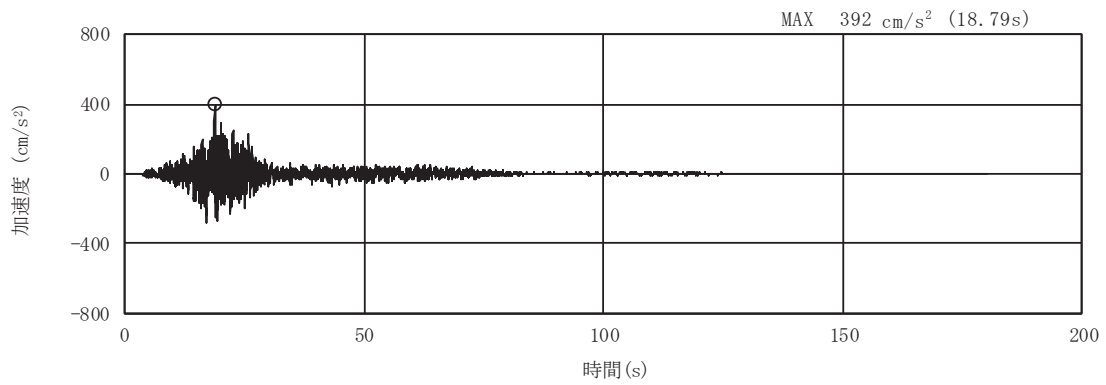


(a) 加速度時刻歴波形

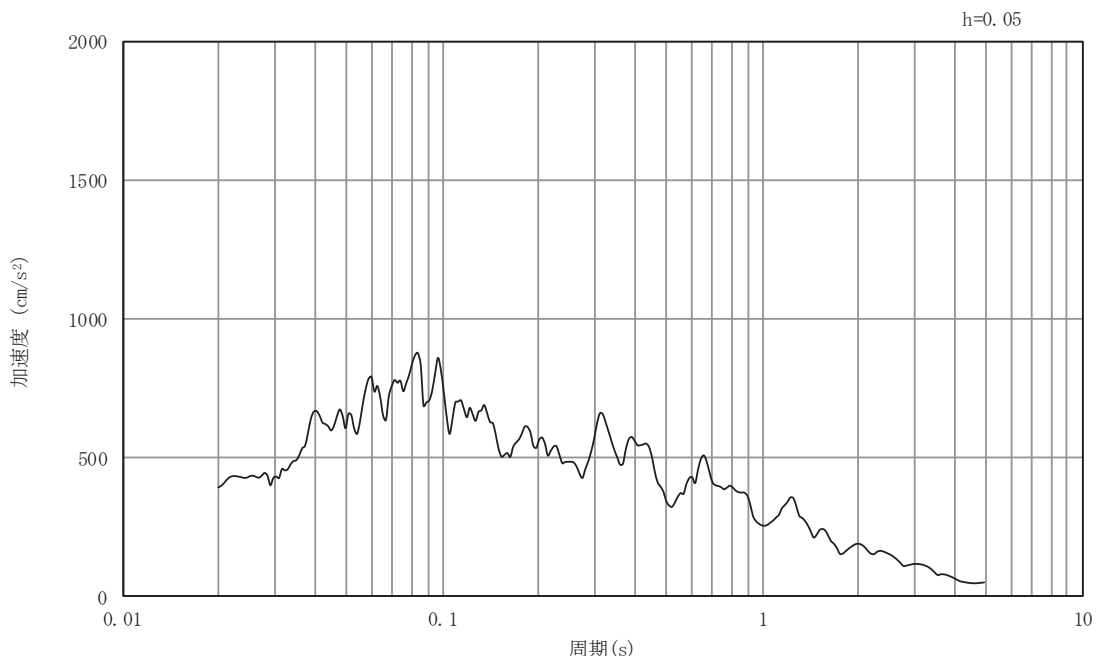


(b) 加速度応答スペクトル

図5-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 水平成分: S s - F 1)

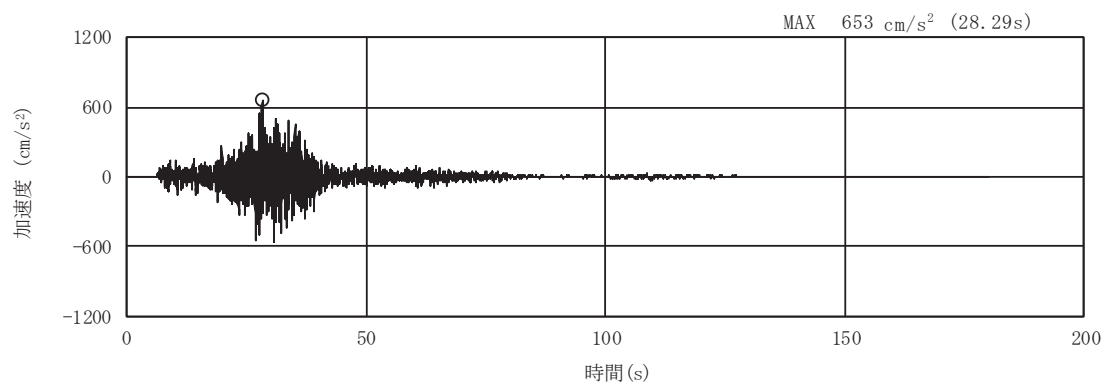


(a) 加速度時刻歴波形

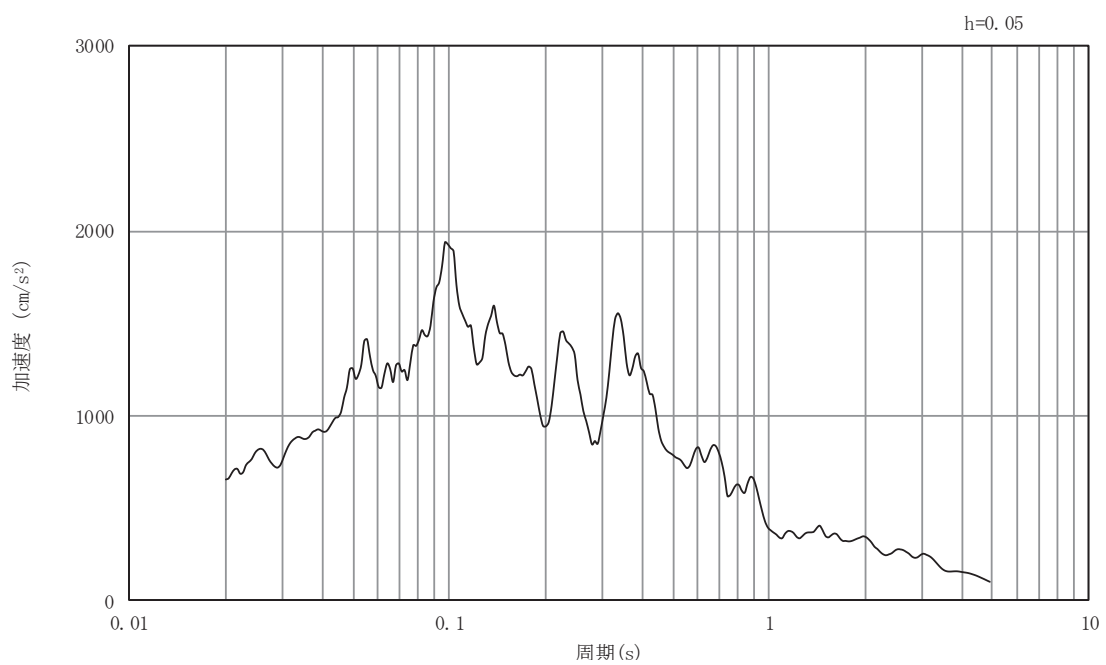


(b) 加速度応答スペクトル

図5-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 鉛直成分: S s - F 1)

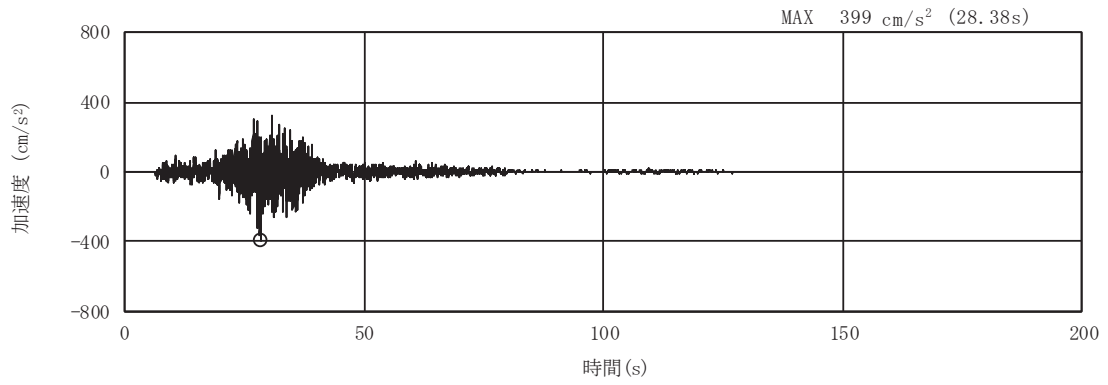


(a) 加速度時刻歴波形

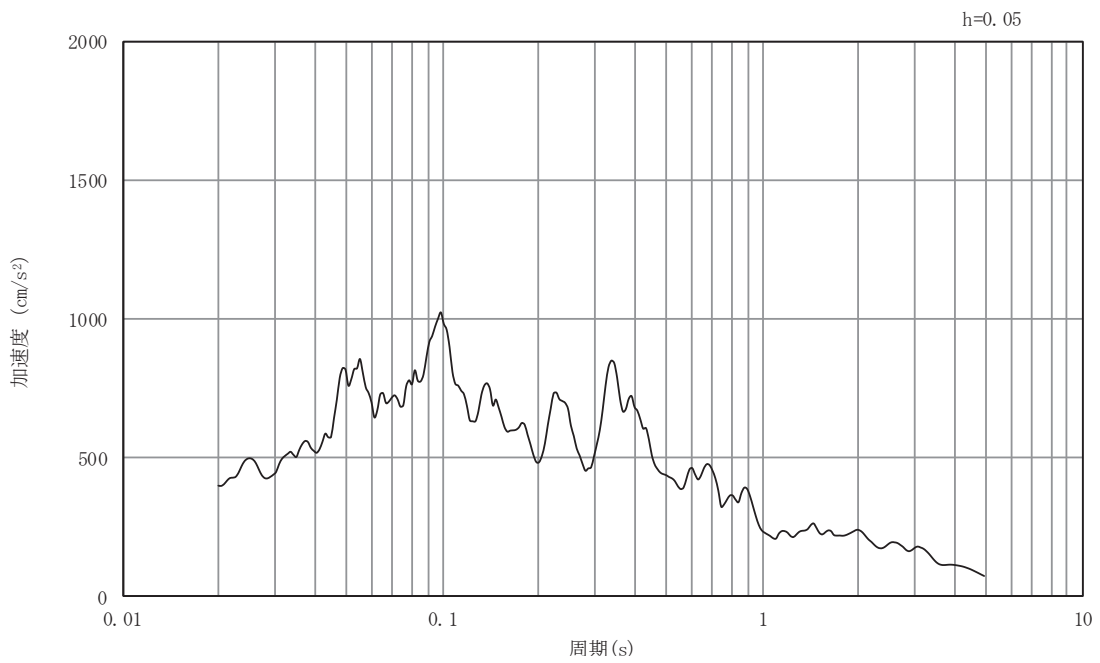


(b) 加速度応答スペクトル

図5-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 水平成分: S s - F 2)

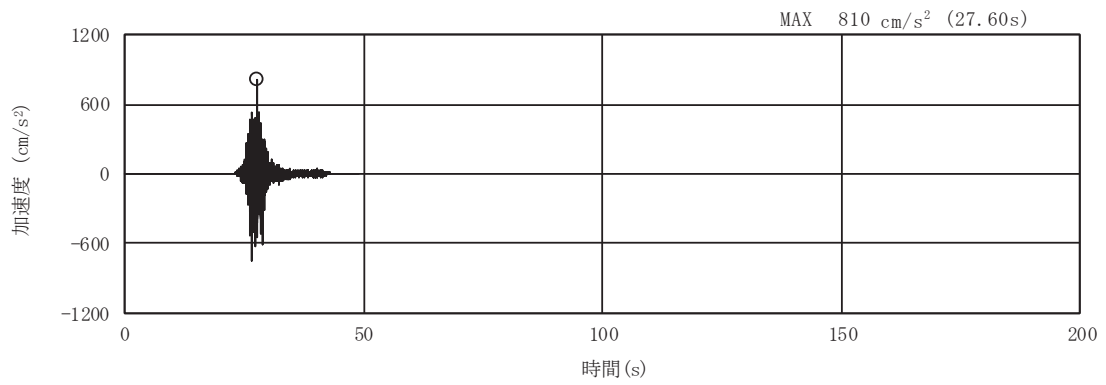


(a) 加速度時刻歴波形

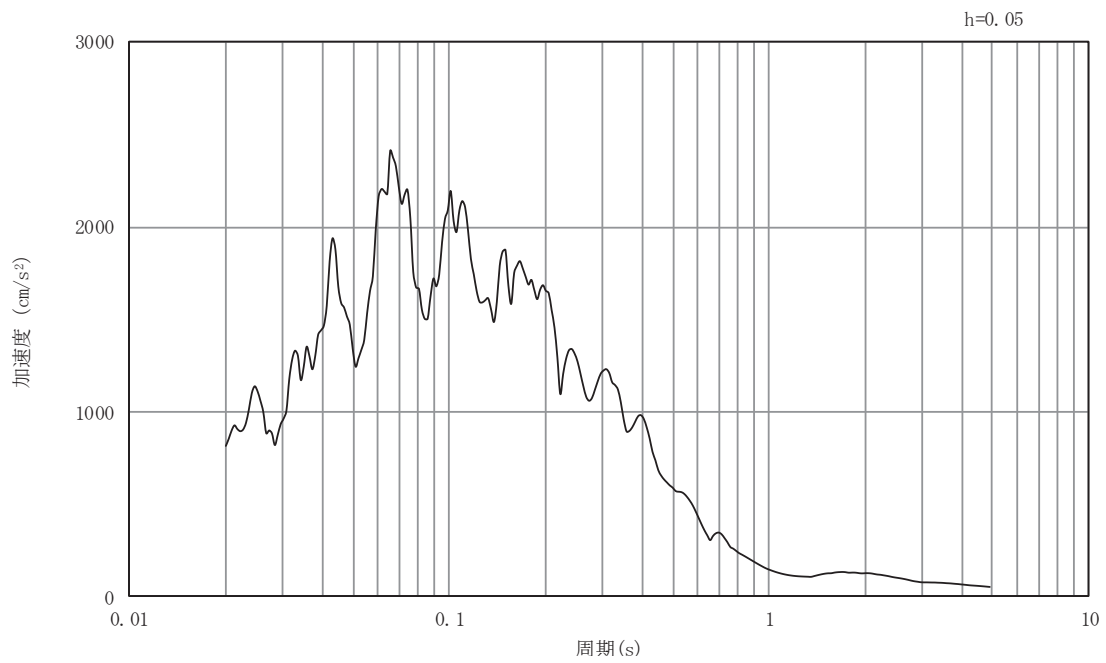


(b) 加速度応答スペクトル

図5-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 鉛直成分: S s - F 2)

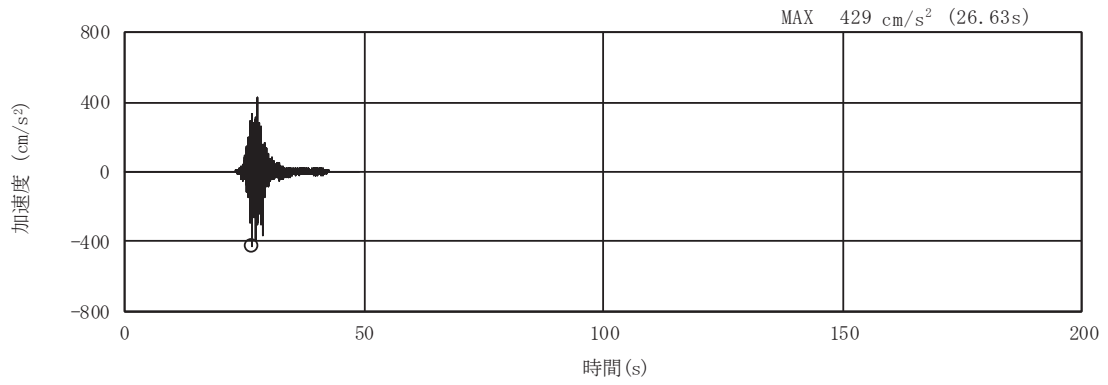


(a) 加速度時刻歴波形

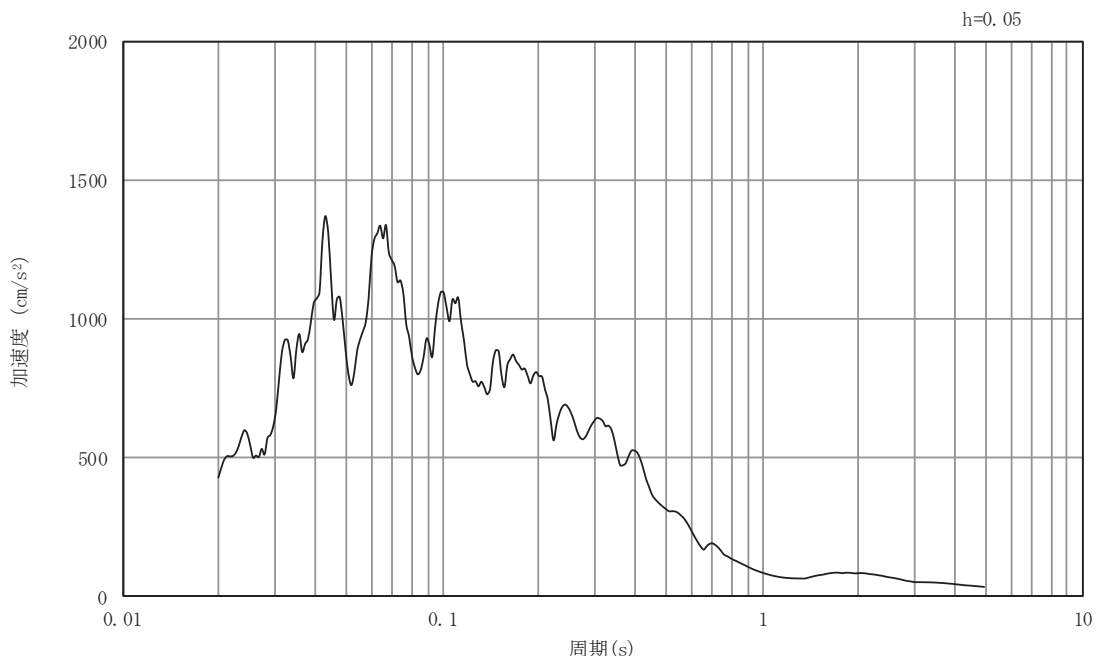


(b) 加速度応答スペクトル

図5-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 水平成分: S s - F 3)

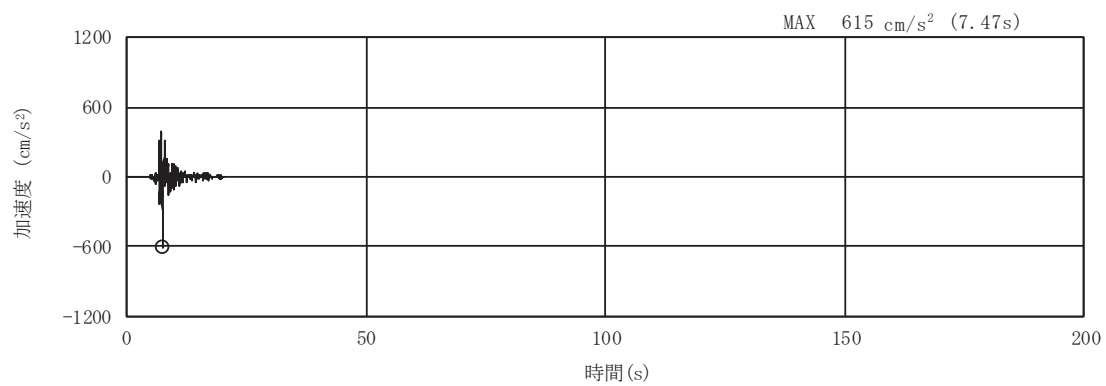


(a) 加速度時刻歴波形

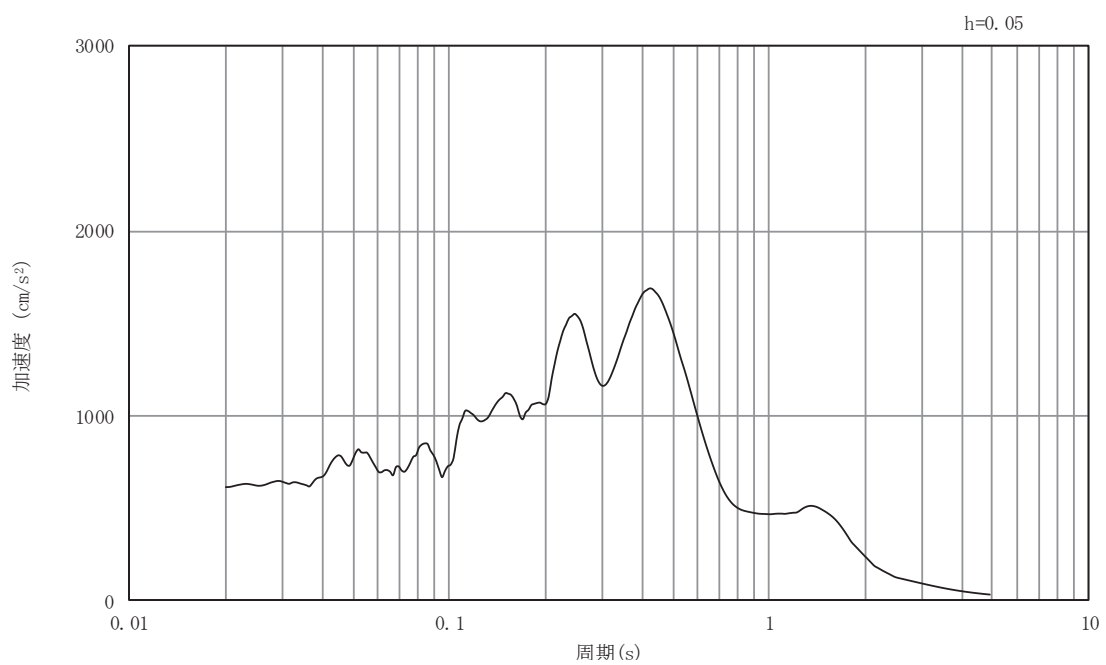


(b) 加速度応答スペクトル

図5-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 鉛直成分: S s - F 3)

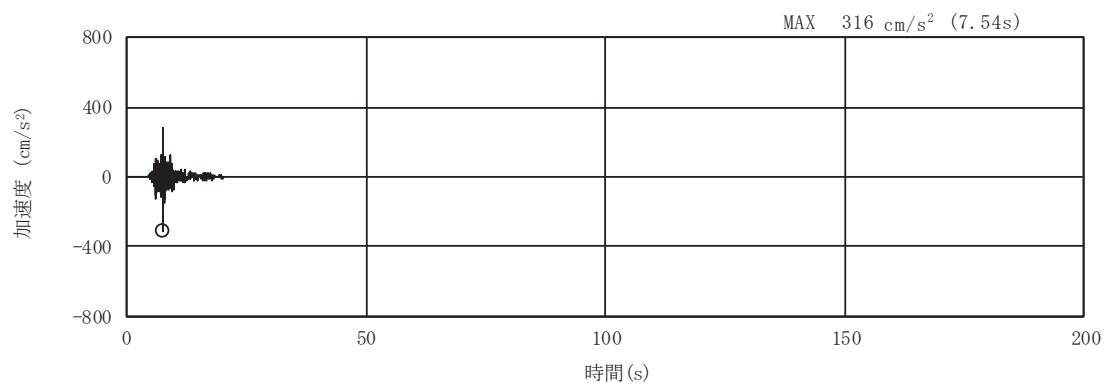


(a) 加速度時刻歴波形

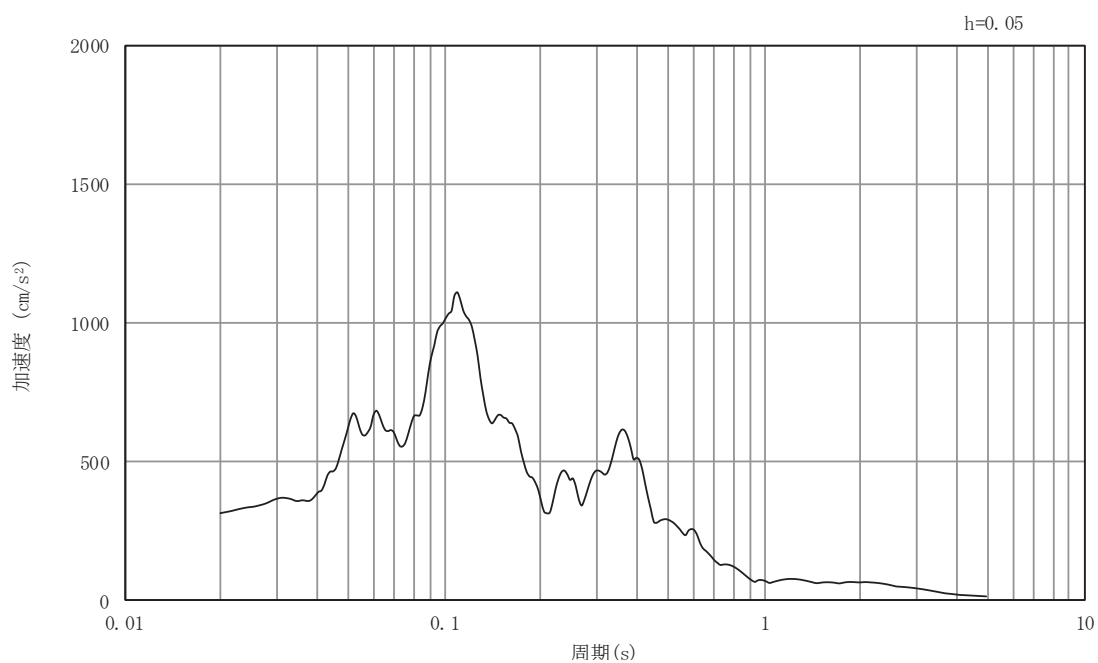


(b) 加速度応答スペクトル

図5-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 水平成分: S s - N 1)

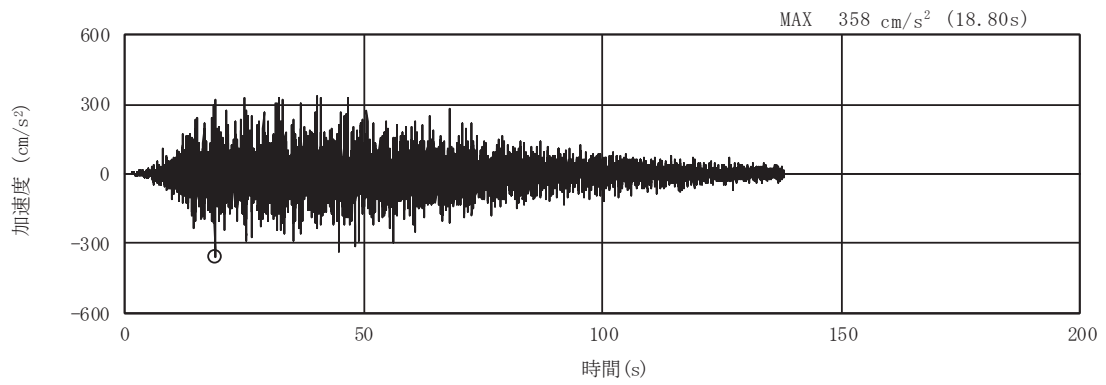


(a) 加速度時刻歴波形

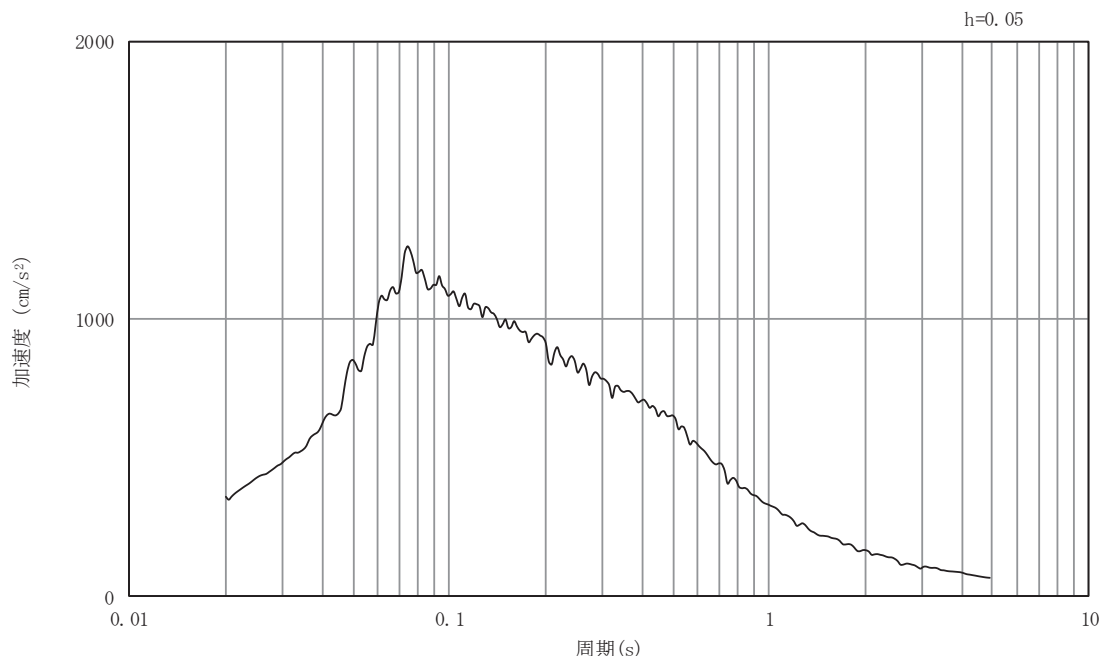


(b) 加速度応答スペクトル

図5-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 鉛直成分: S s - N 1)

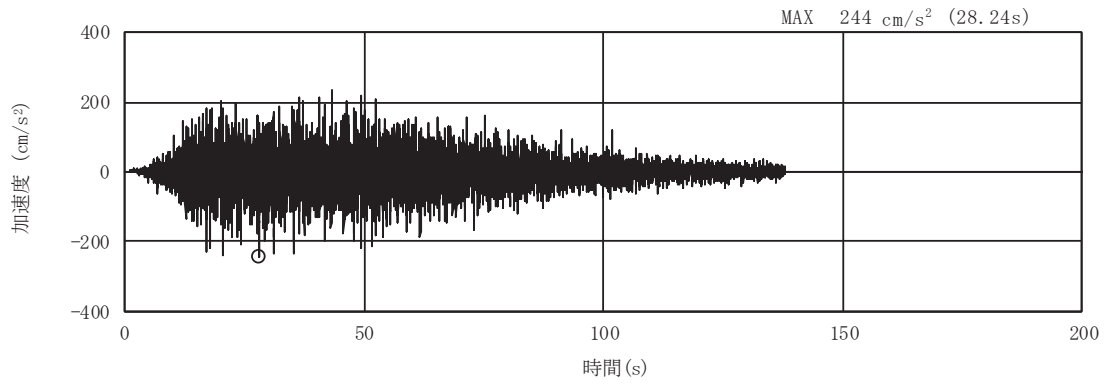


(a) 加速度時刻歴波形

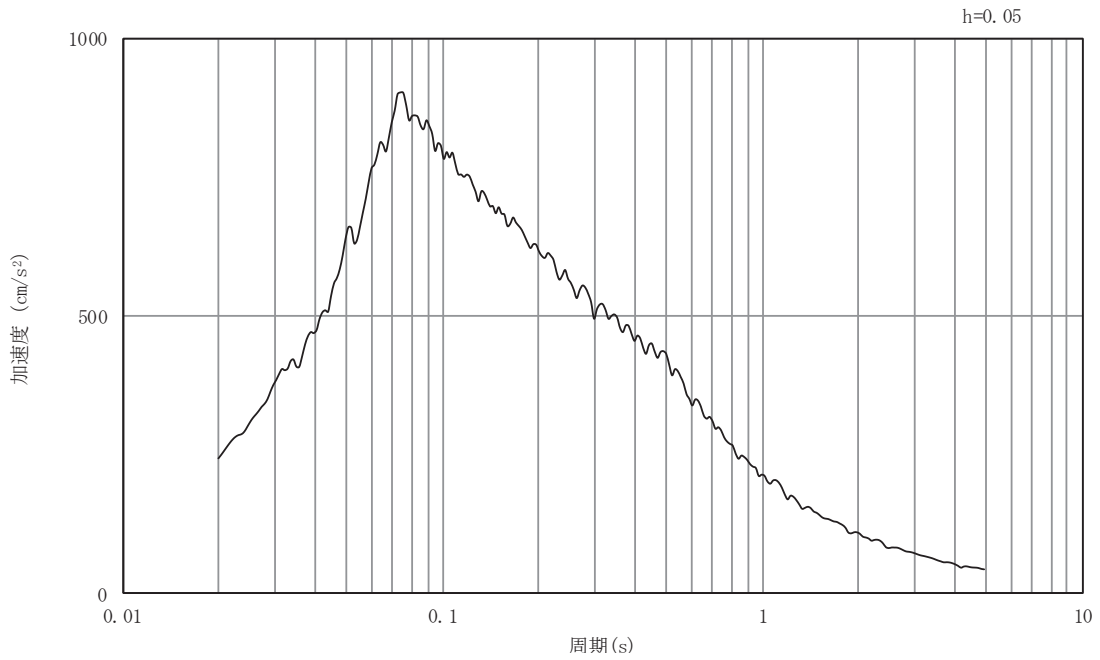


(b) 加速度応答スペクトル

図5-16 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 水平成分: S d - D 1)

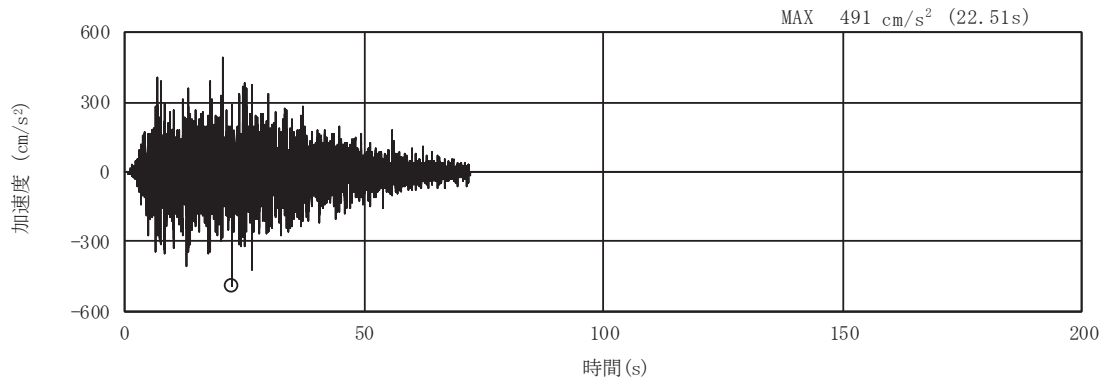


(a) 加速度時刻歴波形

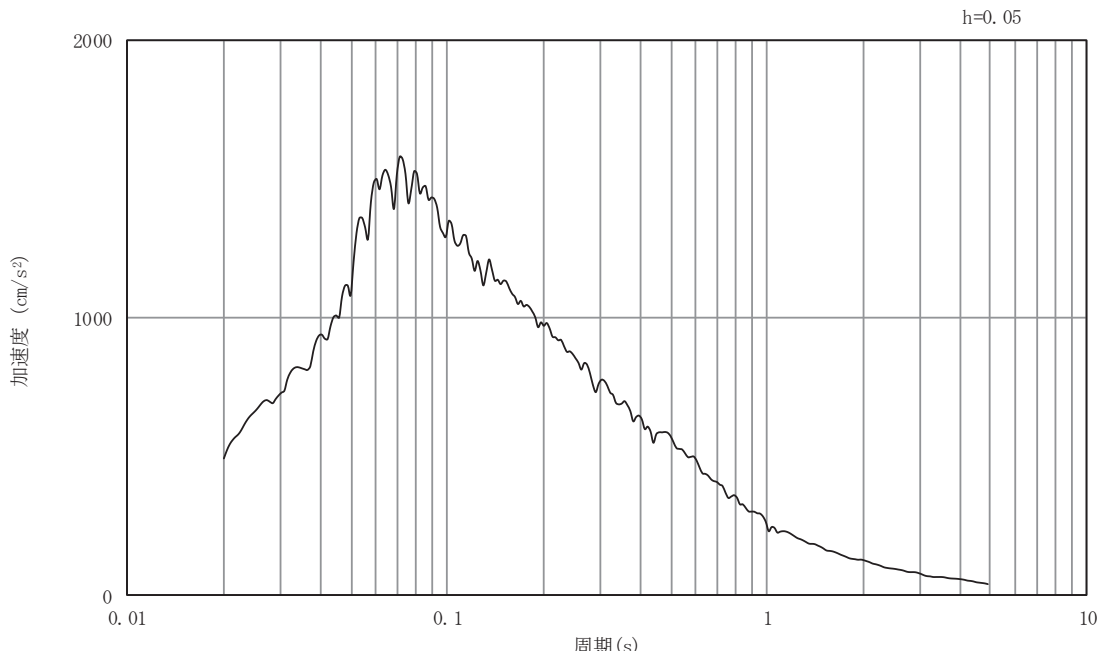


(b) 加速度応答スペクトル

図5-17 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 鉛直成分: S d - D 1)

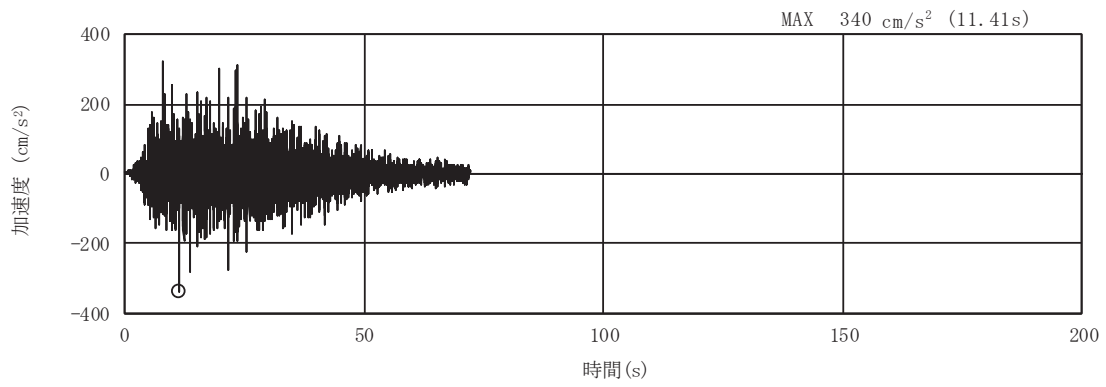


(a) 加速度時刻歴波形

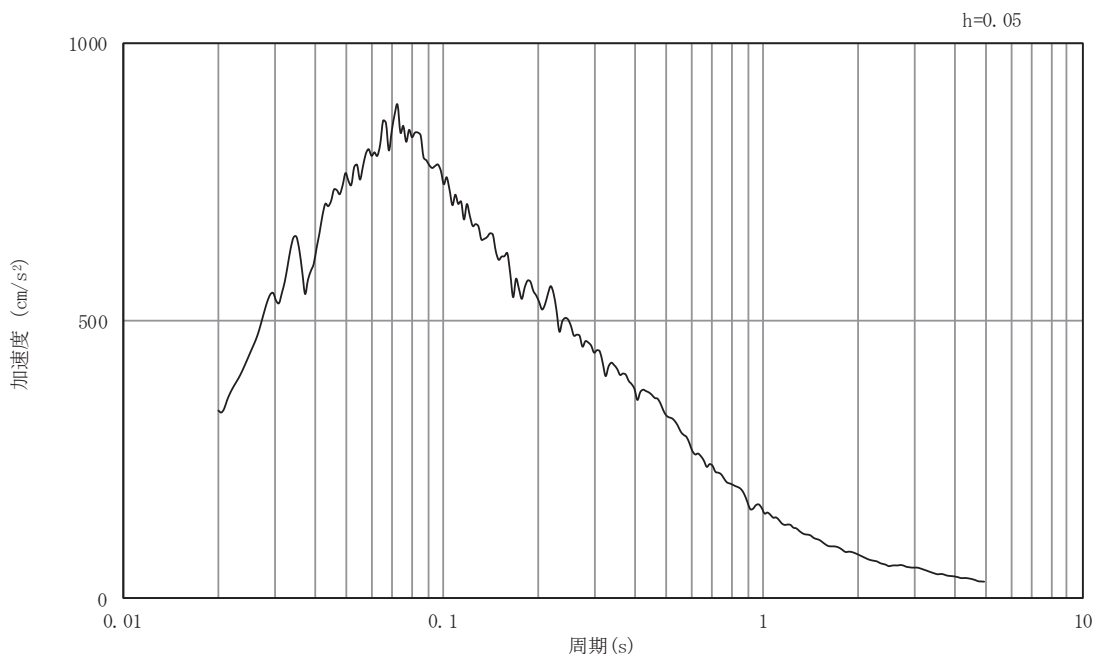


(b) 加速度応答スペクトル

図5-18 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 水平成分: S d - D 2)

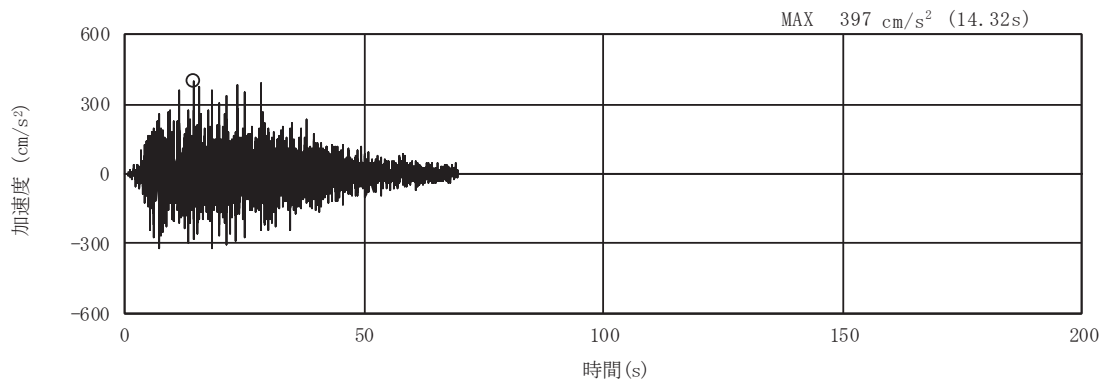


(a) 加速度時刻歴波形

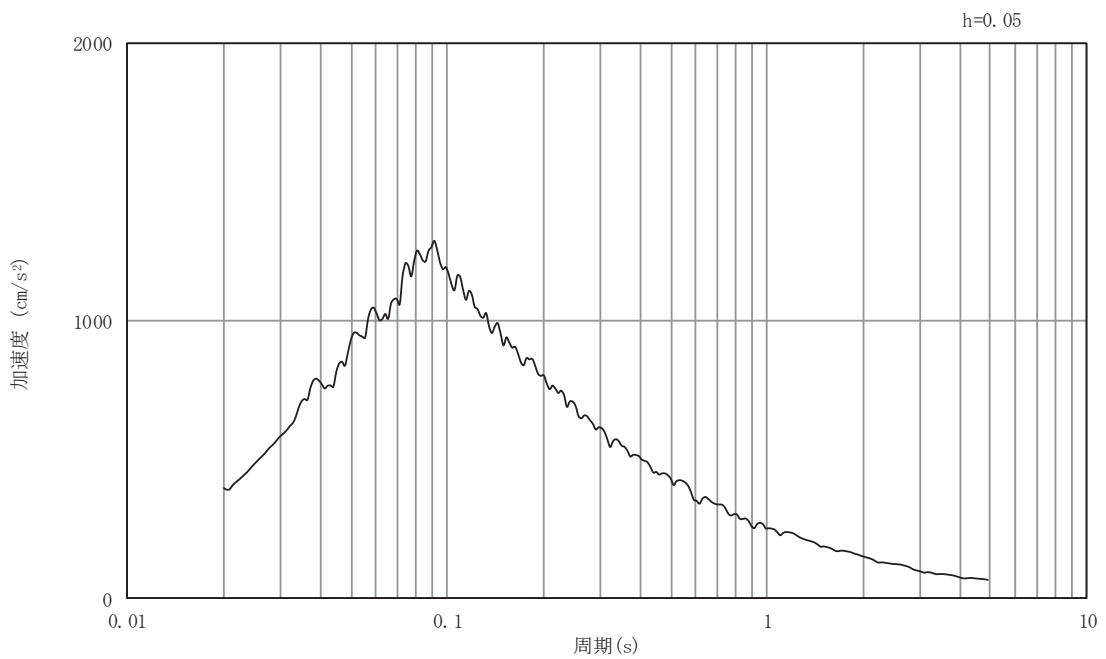


(b) 加速度応答スペクトル

図5-19 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 鉛直成分: S d - D 2)

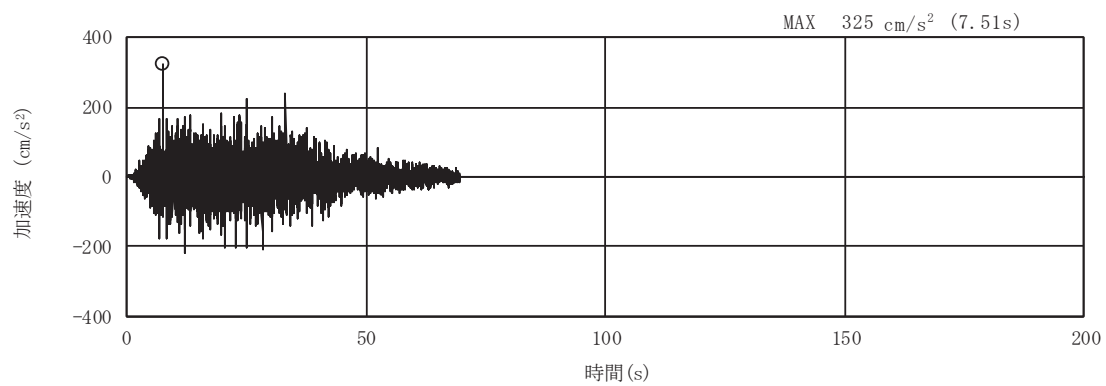


(a) 加速度時刻歴波形

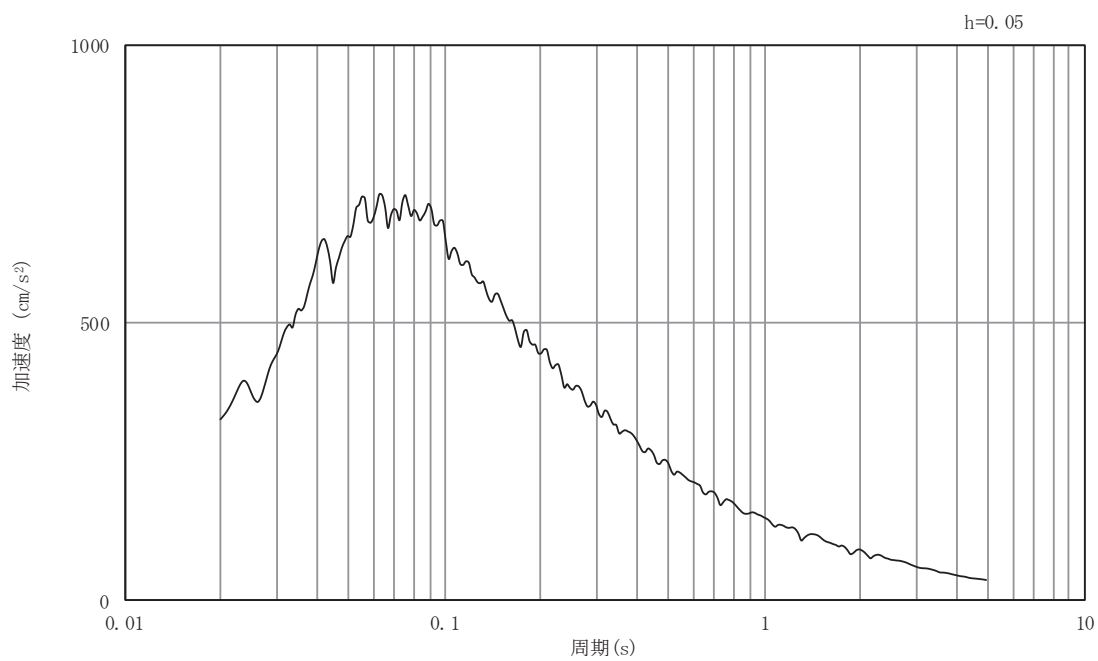


(b) 加速度応答スペクトル

図5-20 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 水平成分: S d - D 3)

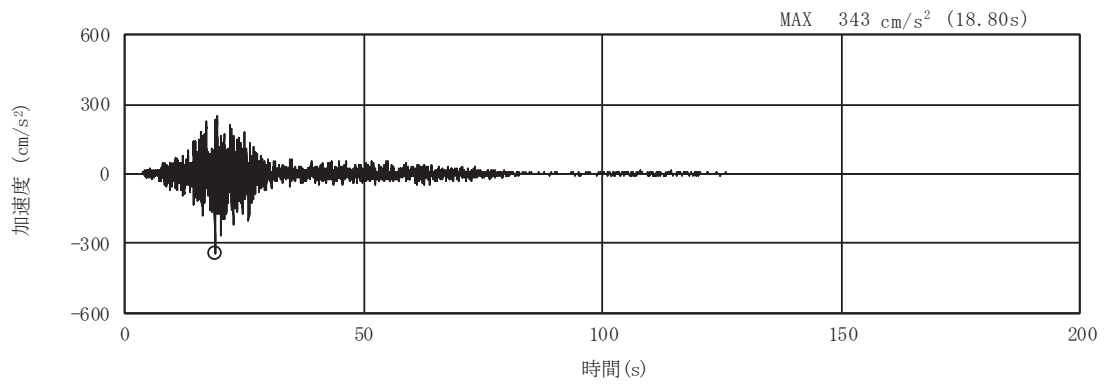


(a) 加速度時刻歴波形

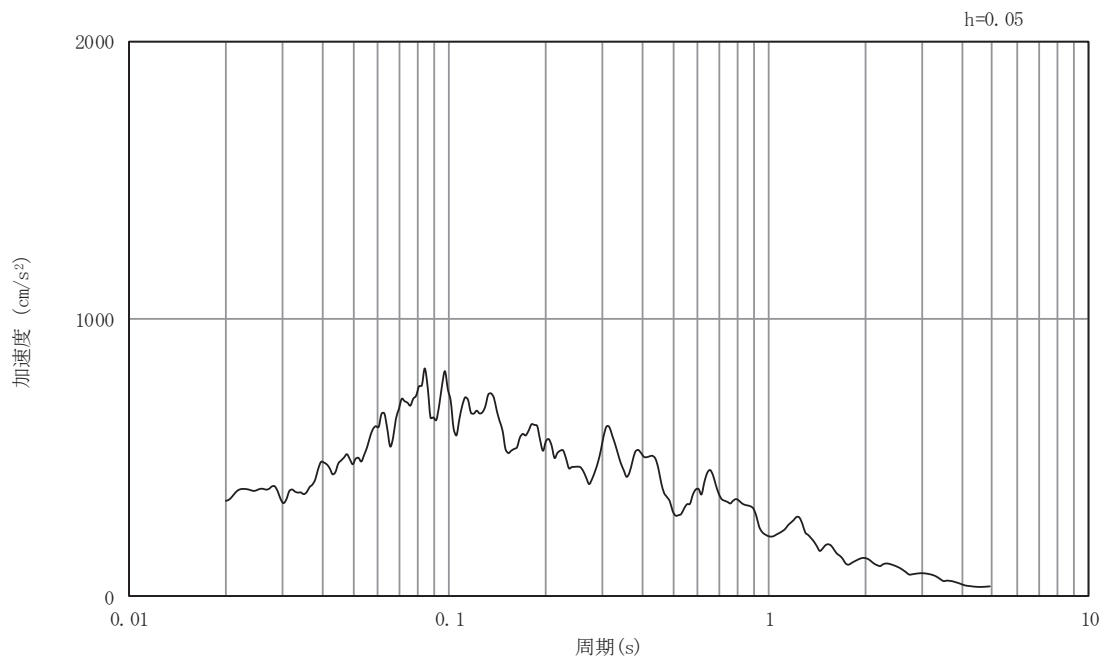


(b) 加速度応答スペクトル

図5-21 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 鉛直成分: S d - D 3)

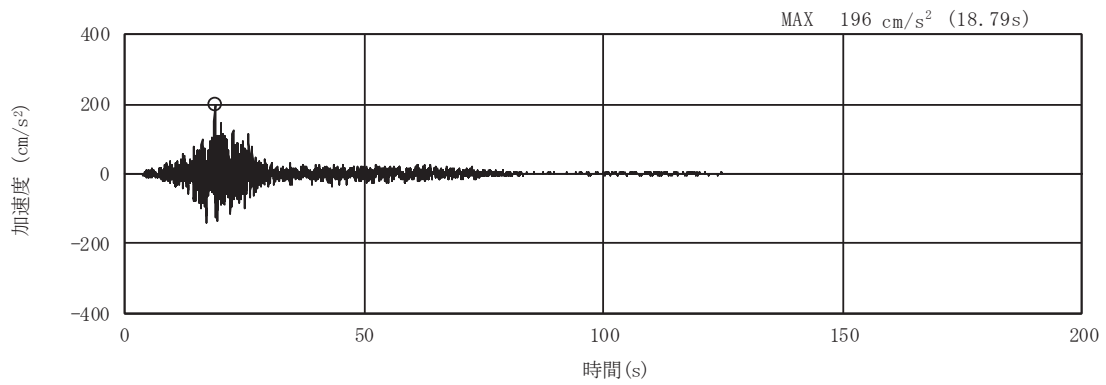


(a) 加速度時刻歴波形

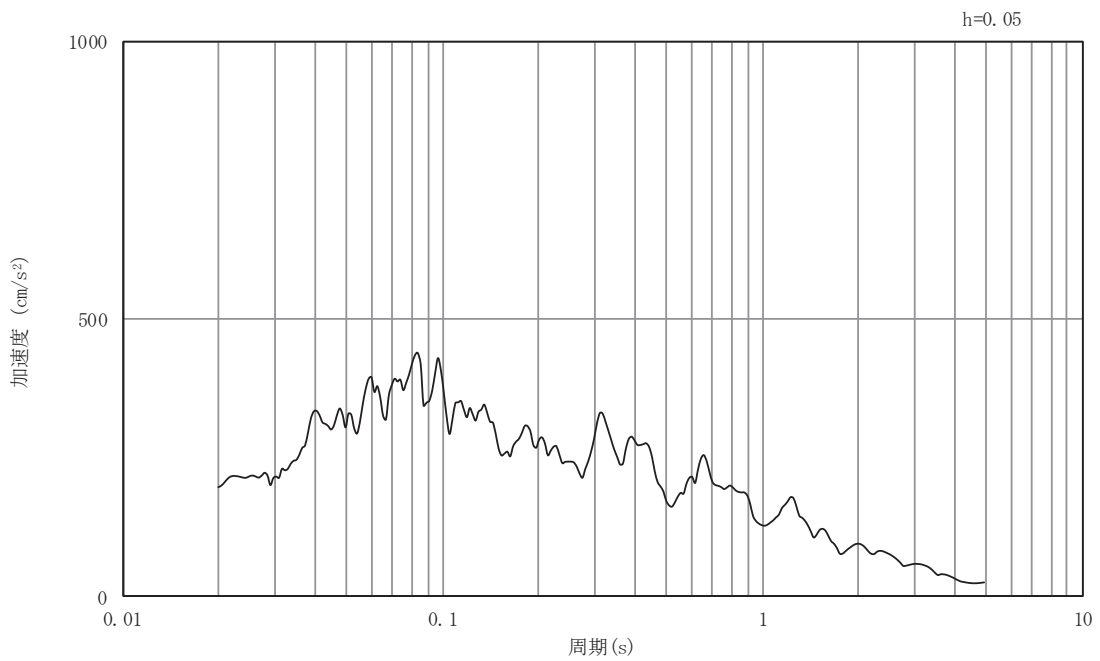


(b) 加速度応答スペクトル

図5-22 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 水平成分: S d - F 1)

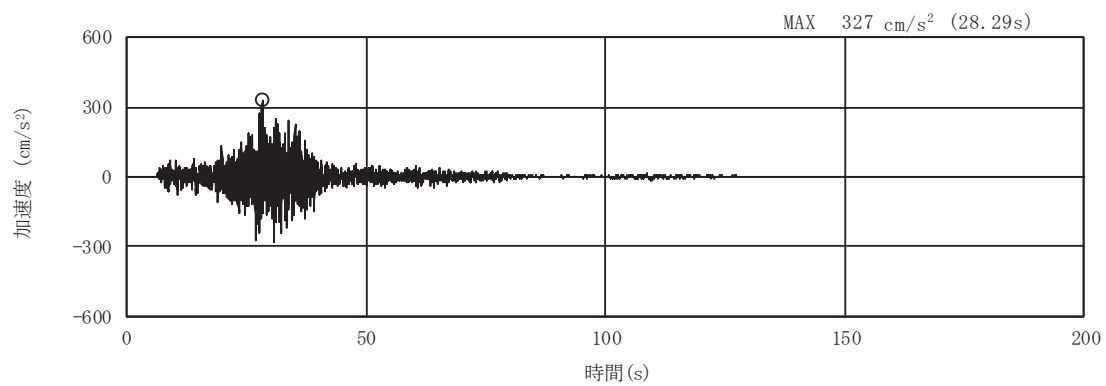


(a) 加速度時刻歴波形

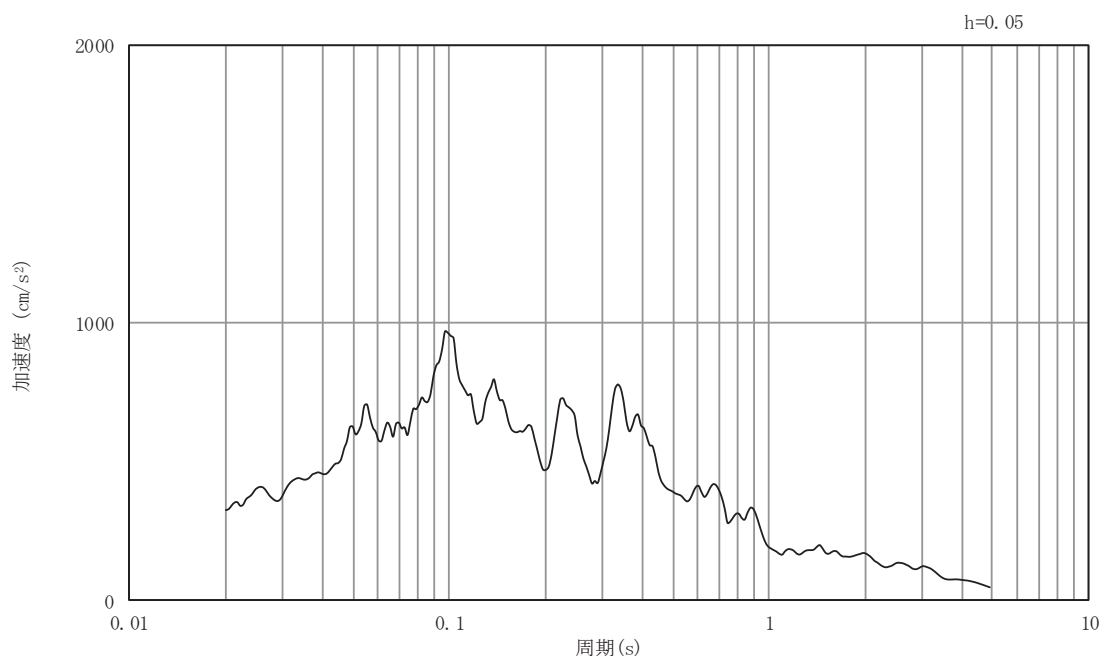


(b) 加速度応答スペクトル

図5-23 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 鉛直成分: S d - F 1)

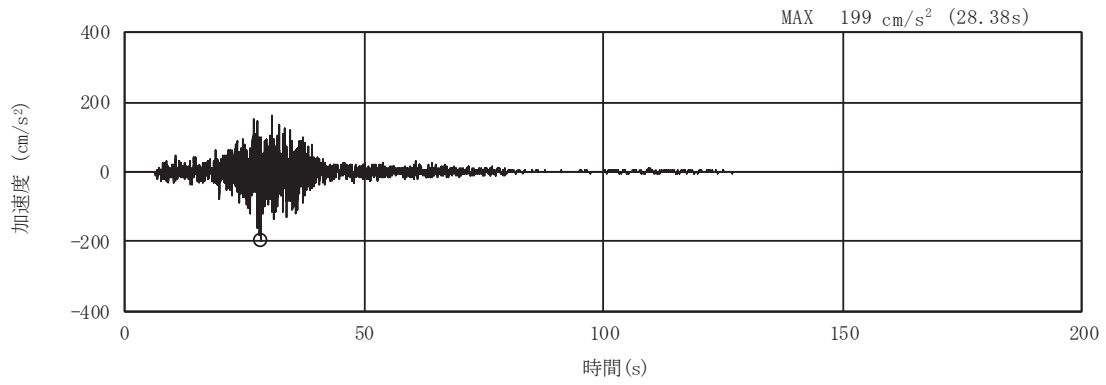


(a) 加速度時刻歴波形

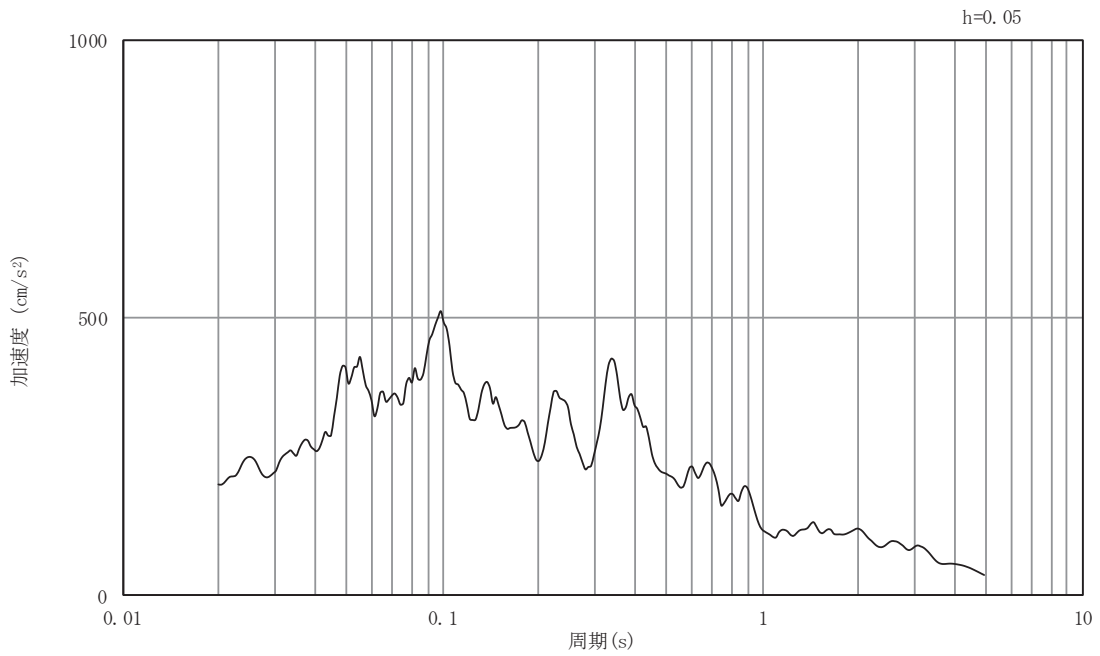


(b) 加速度応答スペクトル

図5-24 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 水平成分: S d - F 2)

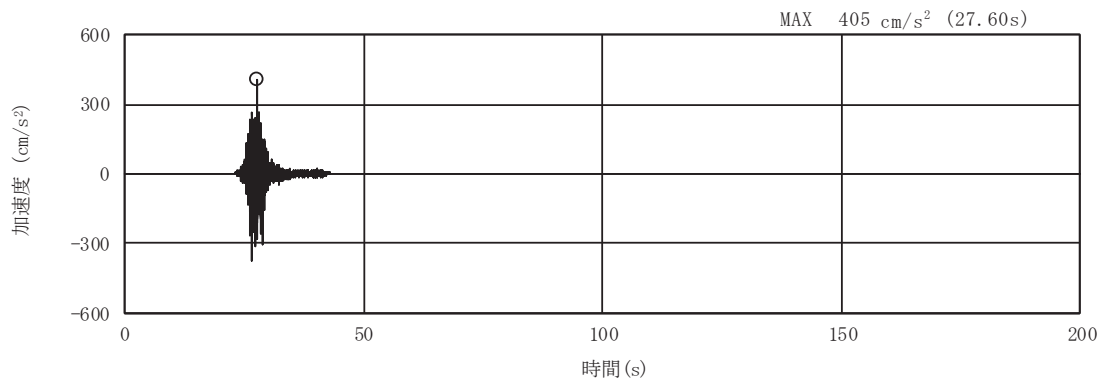


(a) 加速度時刻歴波形

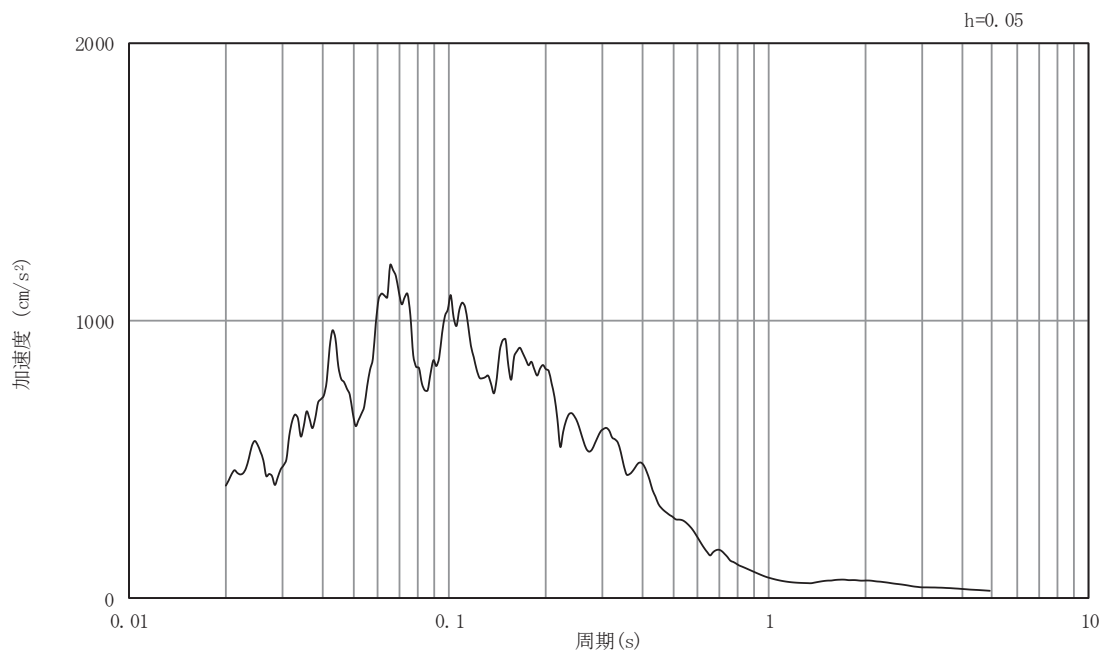


(b) 加速度応答スペクトル

図5-25 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 鉛直成分: S d - F 2)

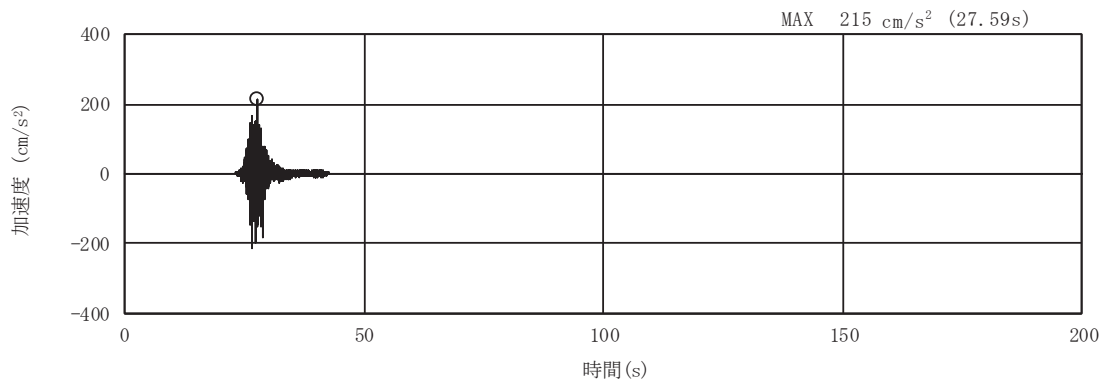


(a) 加速度時刻歴波形

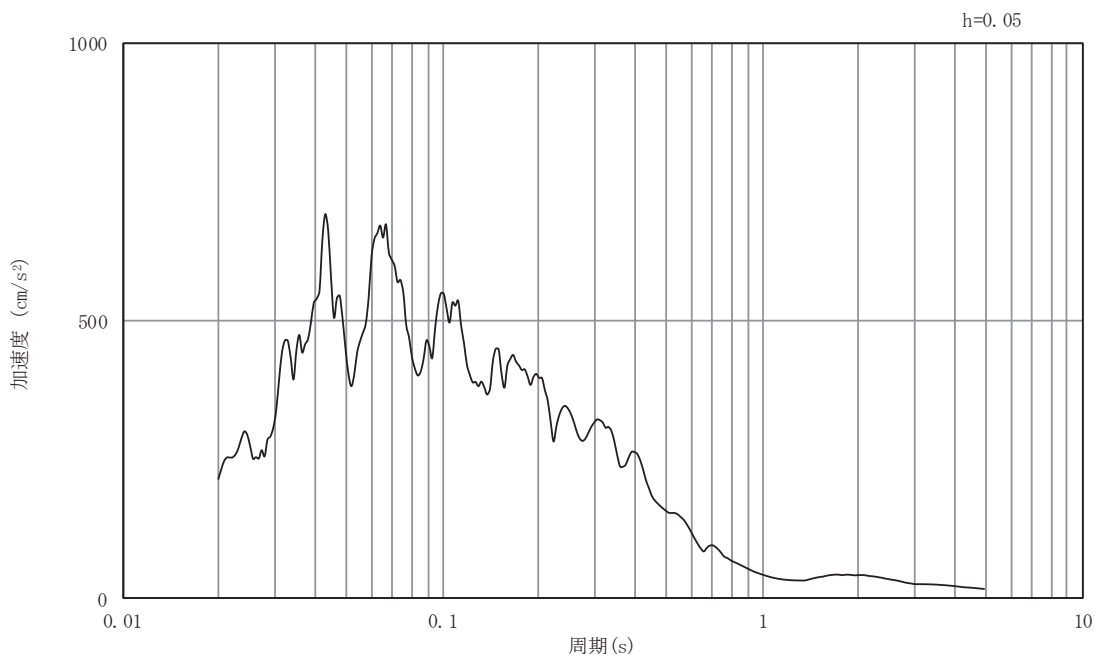


(b) 加速度応答スペクトル

図5-26 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 水平成分: S d - F 3)

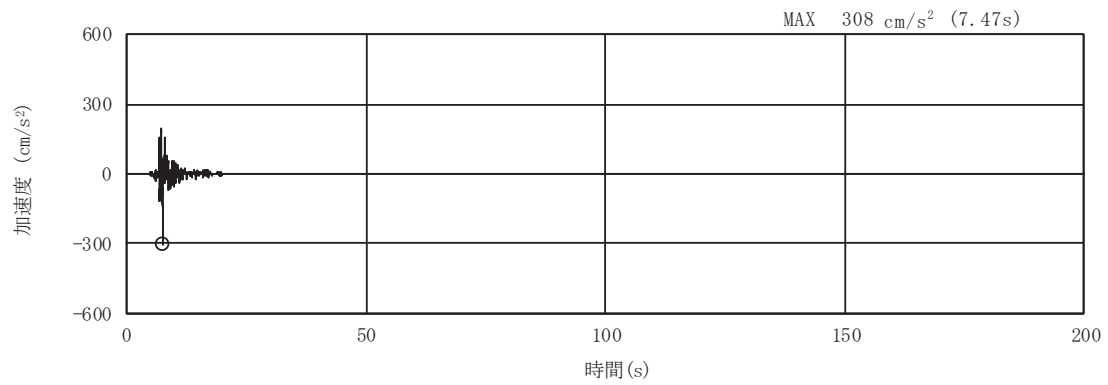


(a) 加速度時刻歴波形

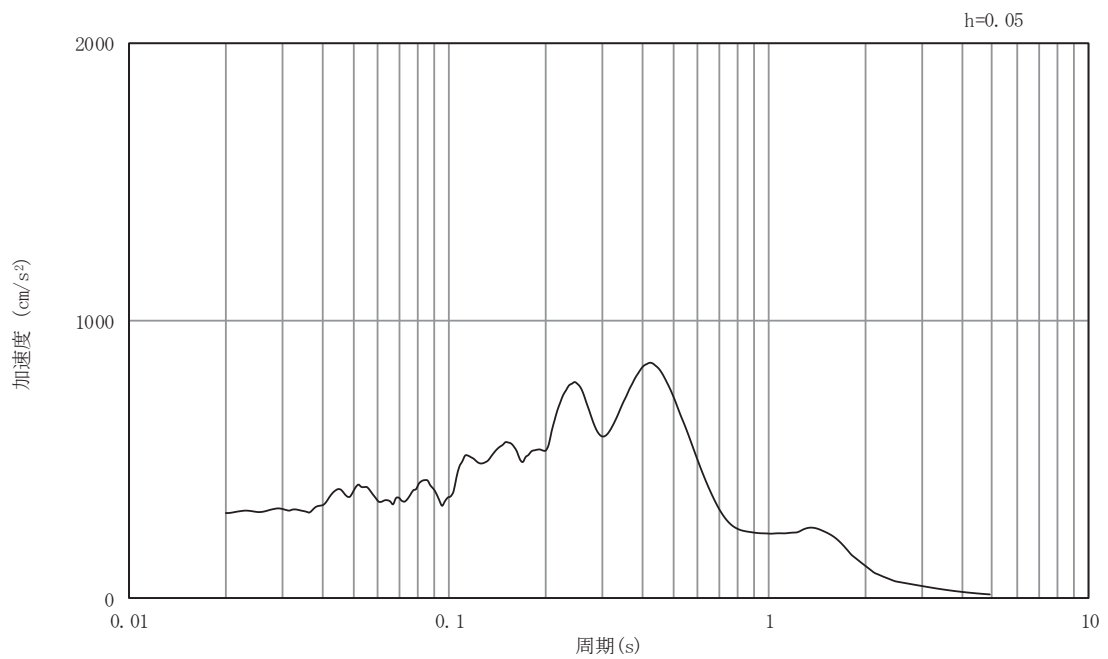


(b) 加速度応答スペクトル

図5-27 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 鉛直成分: S d - F 3)

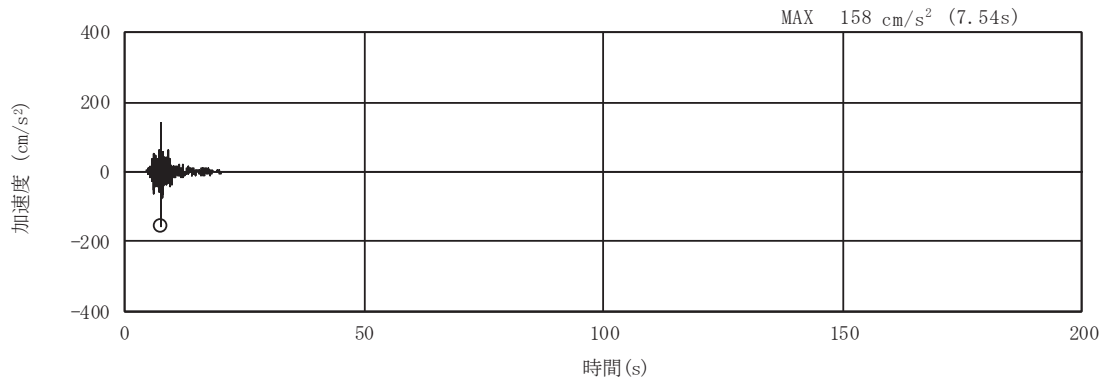


(a) 加速度時刻歴波形

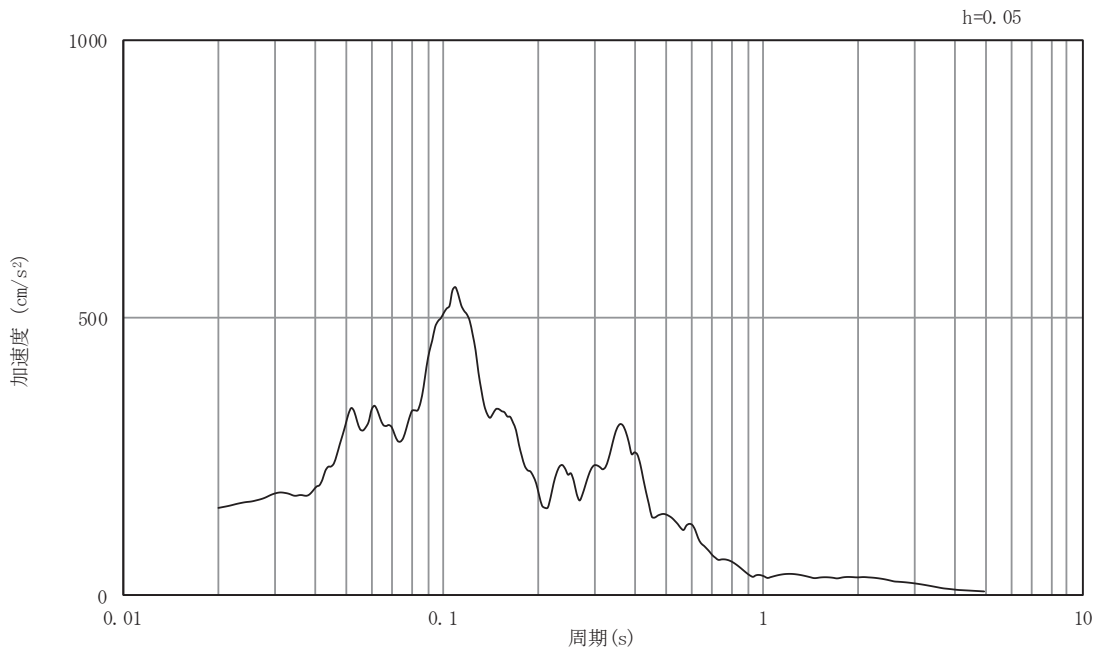


(b) 加速度応答スペクトル

図5-28 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 水平成分: S d - N 1)

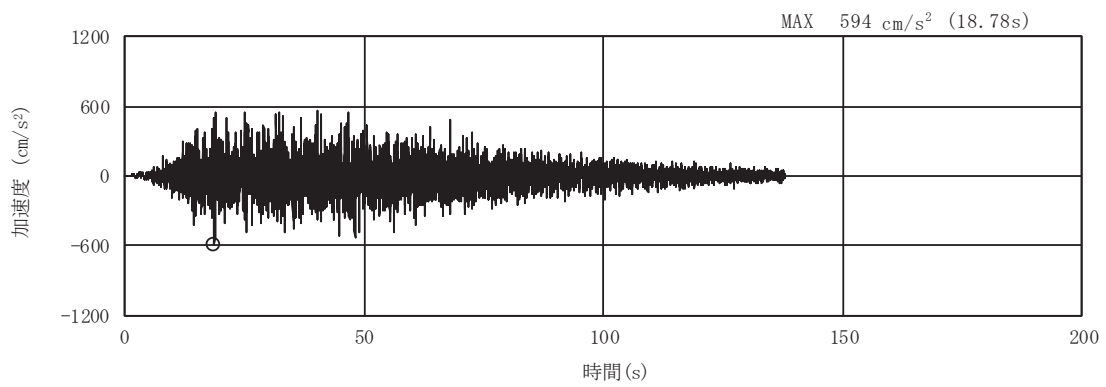


(a) 加速度時刻歴波形

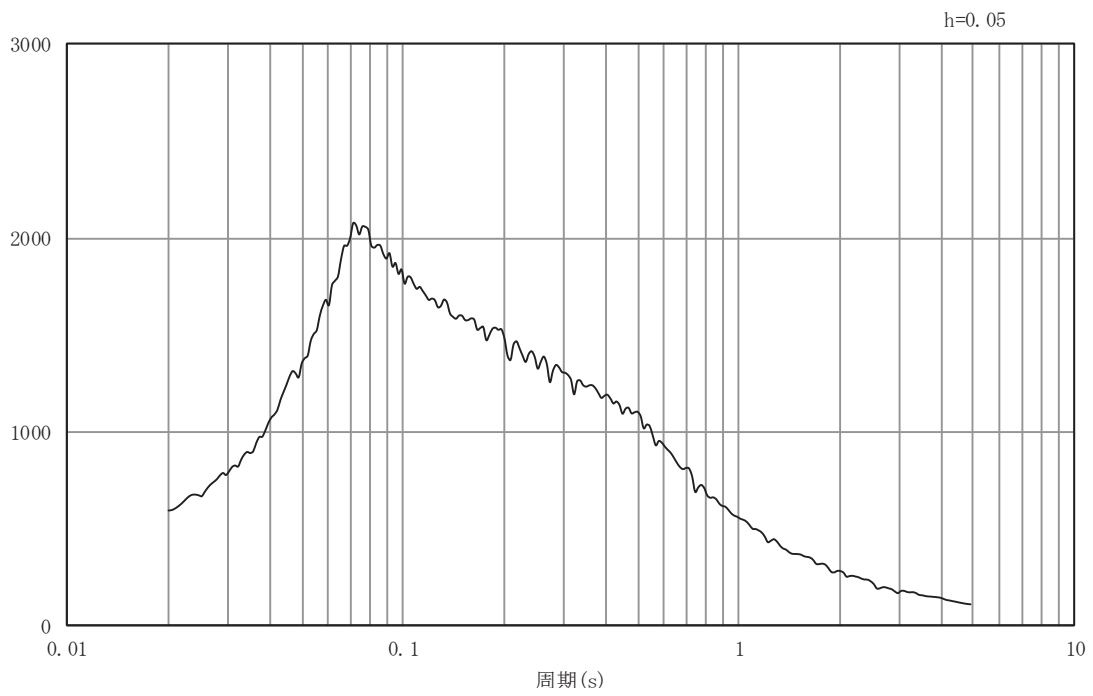


(b) 加速度応答スペクトル

図5-29 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 鉛直成分: S d - N 1)

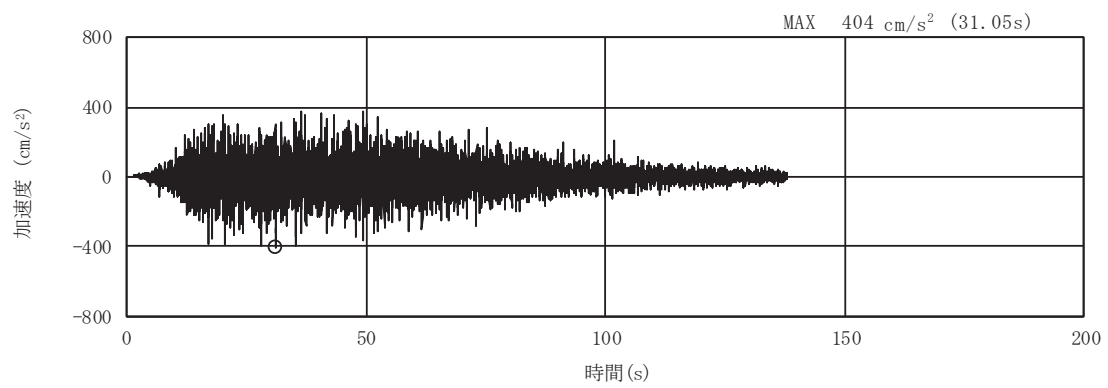


(a) 加速度時刻歴波形

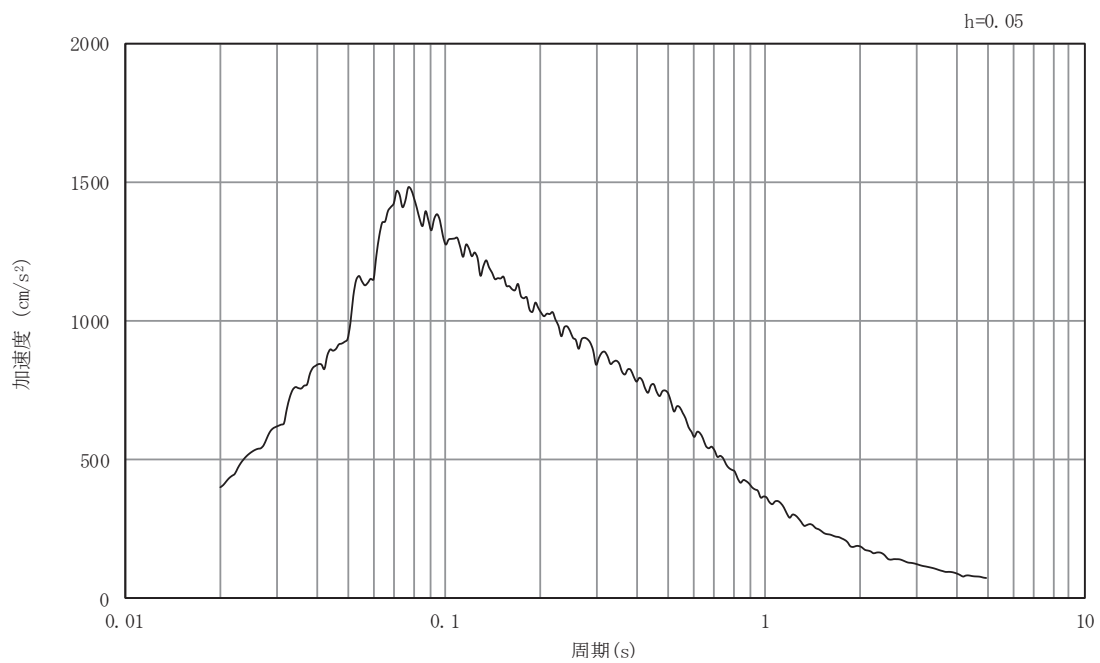


(b) 加速度応答スペクトル

図5-30 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 水平成分: S s - D 1)

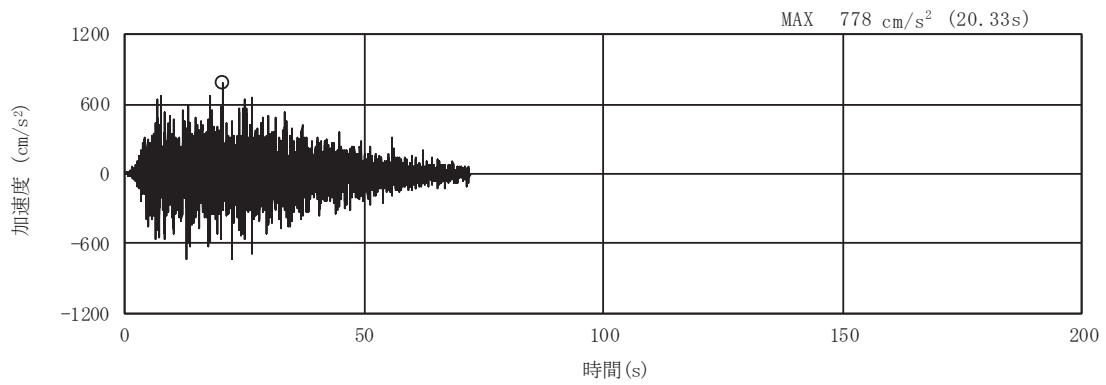


(a) 加速度時刻歴波形

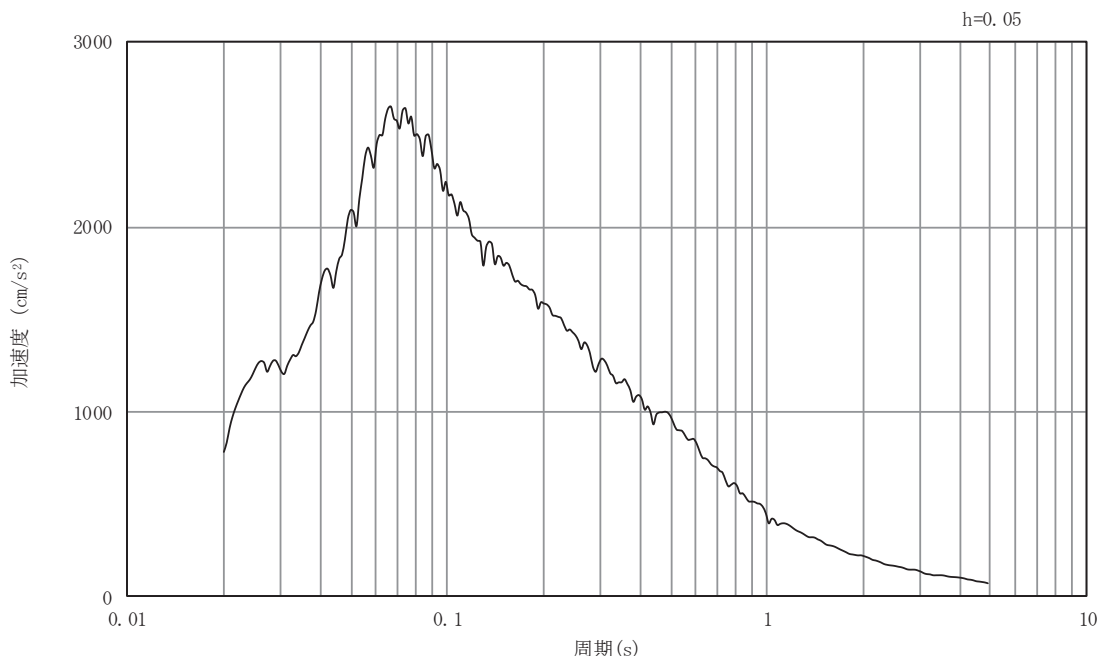


(b) 加速度応答スペクトル

図5-31 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 鉛直成分: S s - D 1)

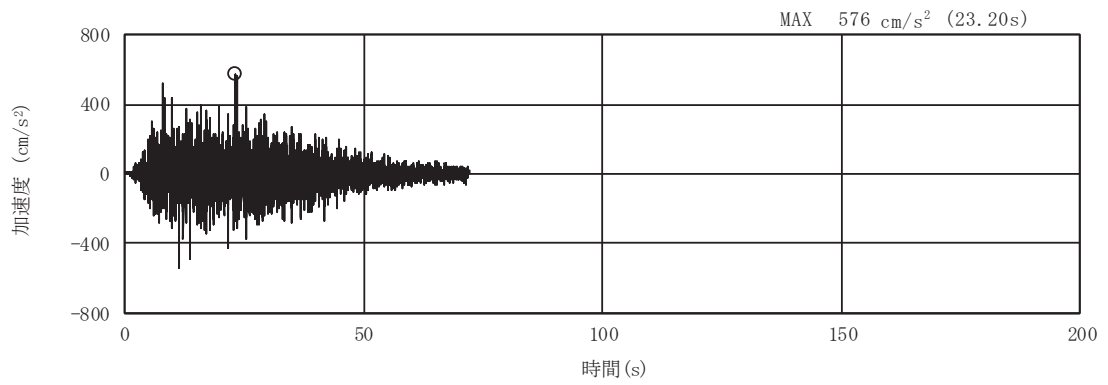


(a) 加速度時刻歴波形

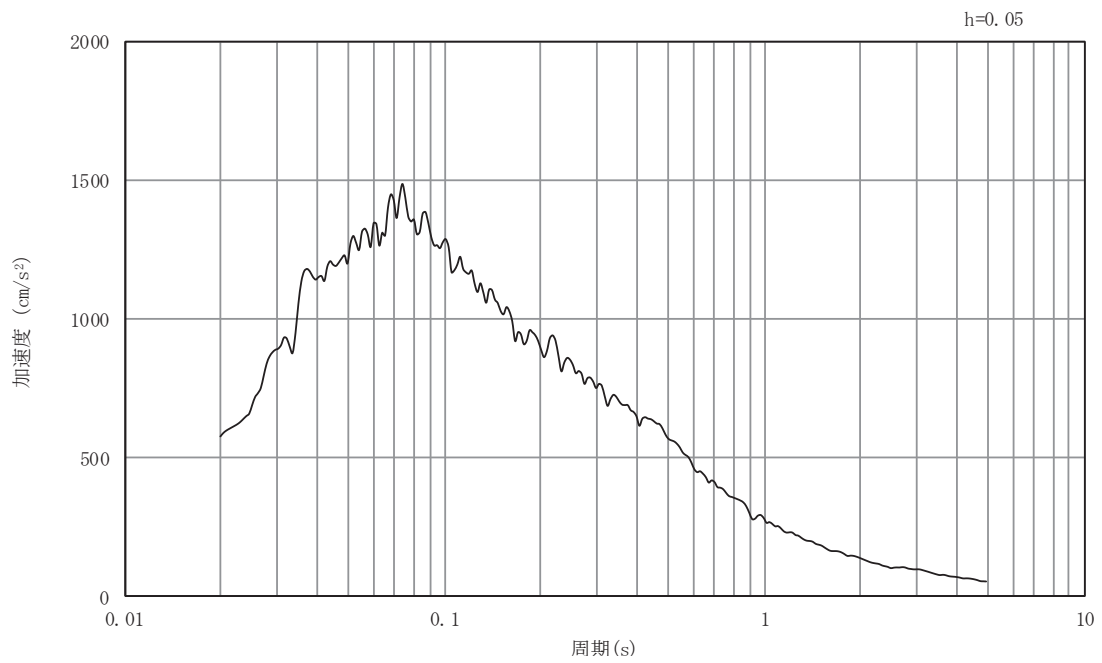


(b) 加速度応答スペクトル

図5-32 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 水平成分: S s - D 2)

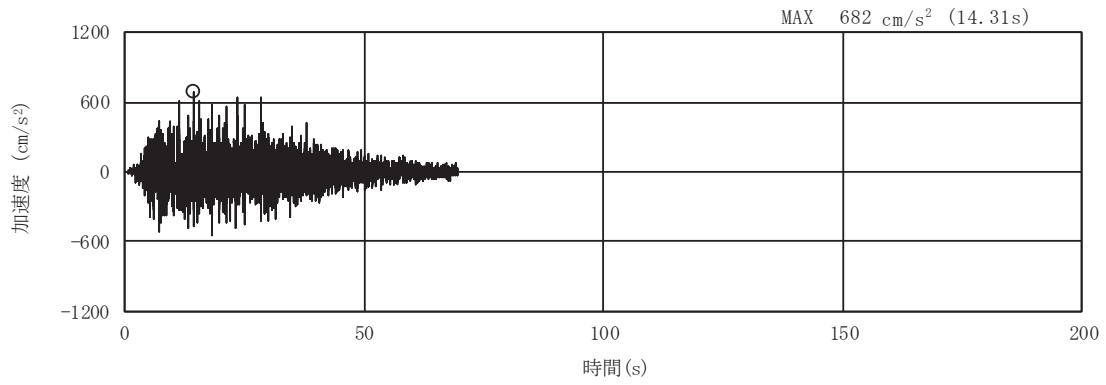


(a) 加速度時刻歴波形

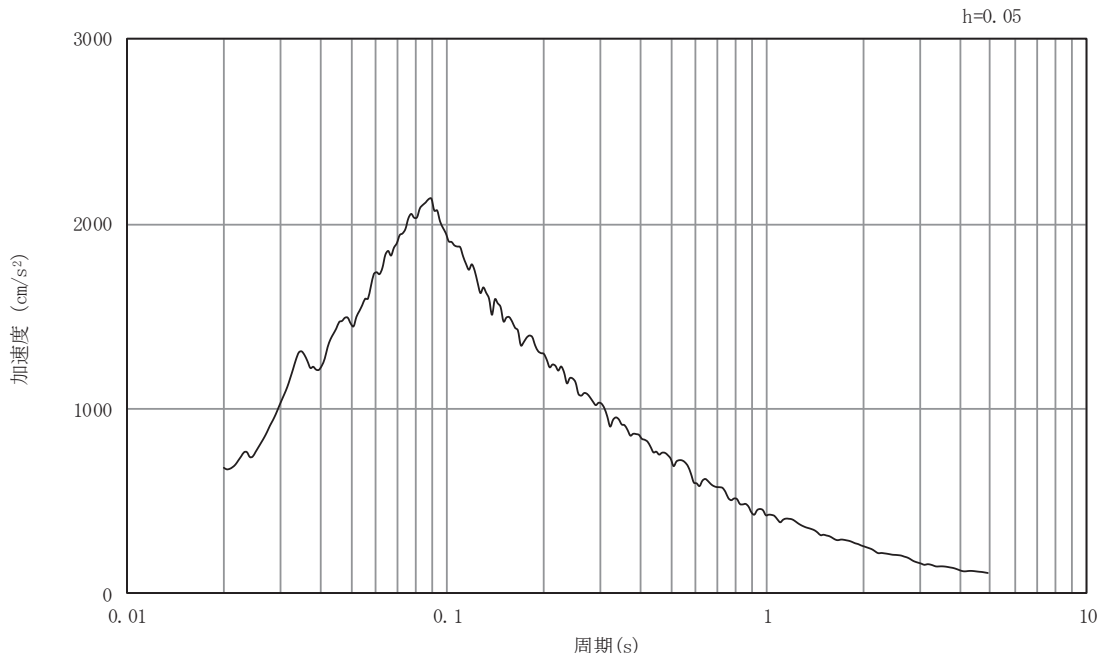


(b) 加速度応答スペクトル

図5-33 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 鉛直成分: S s - D 2)

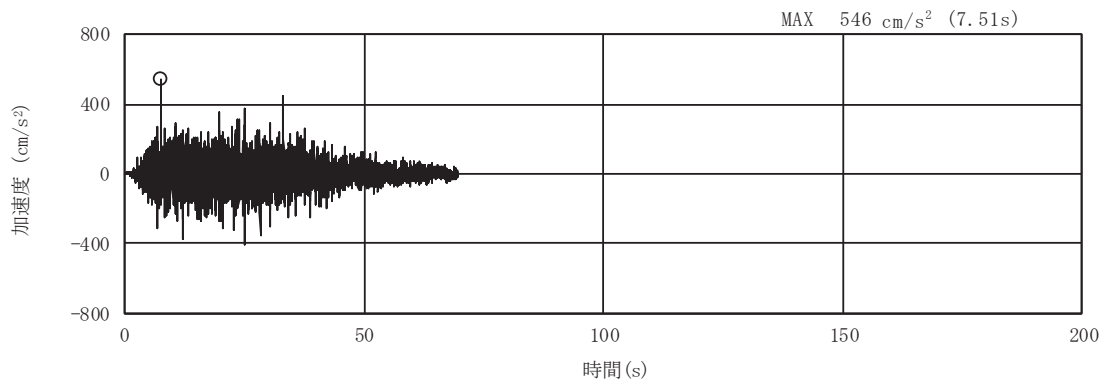


(a) 加速度時刻歴波形

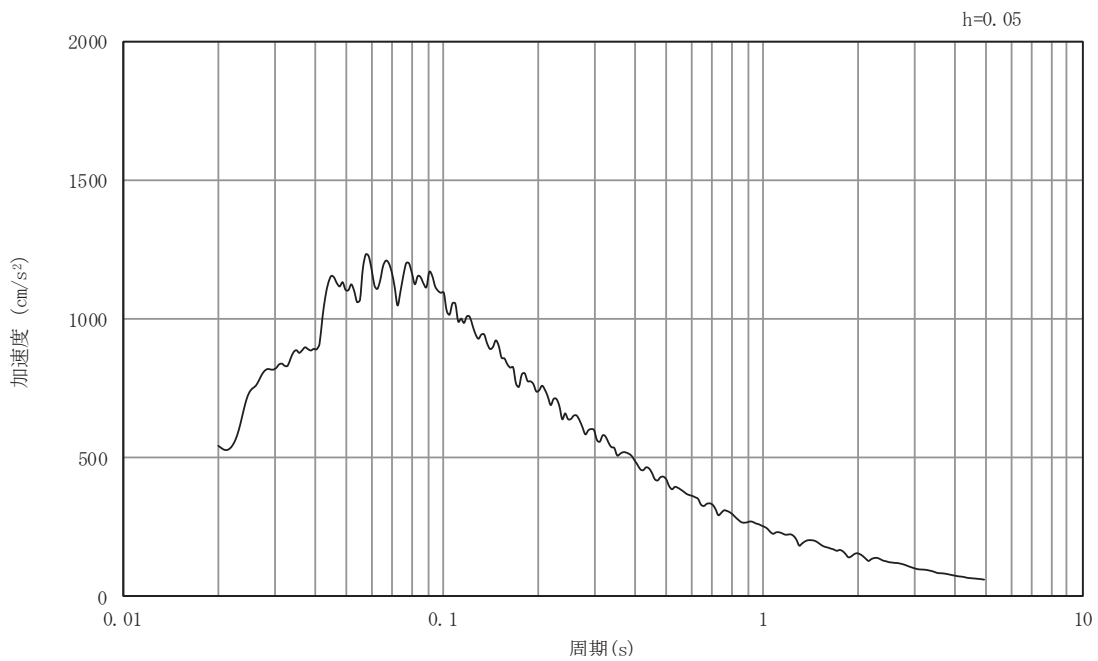


(b) 加速度応答スペクトル

図5-34 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 水平成分: S s - D 3)

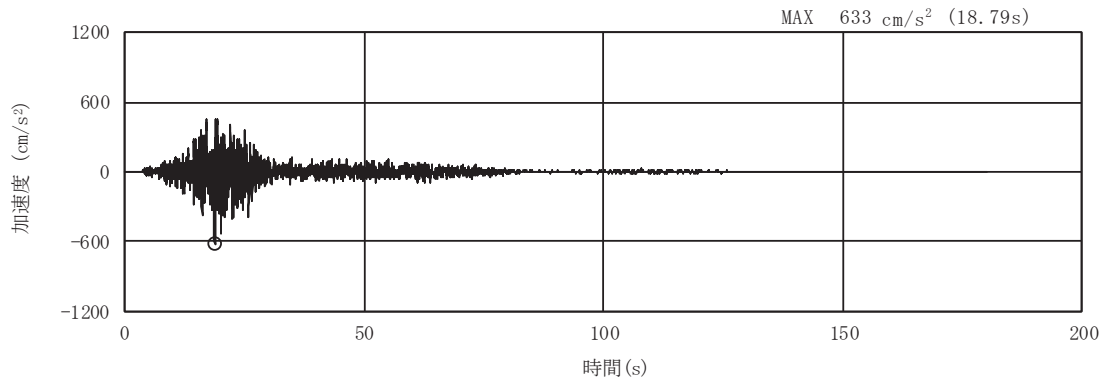


(a) 加速度時刻歴波形

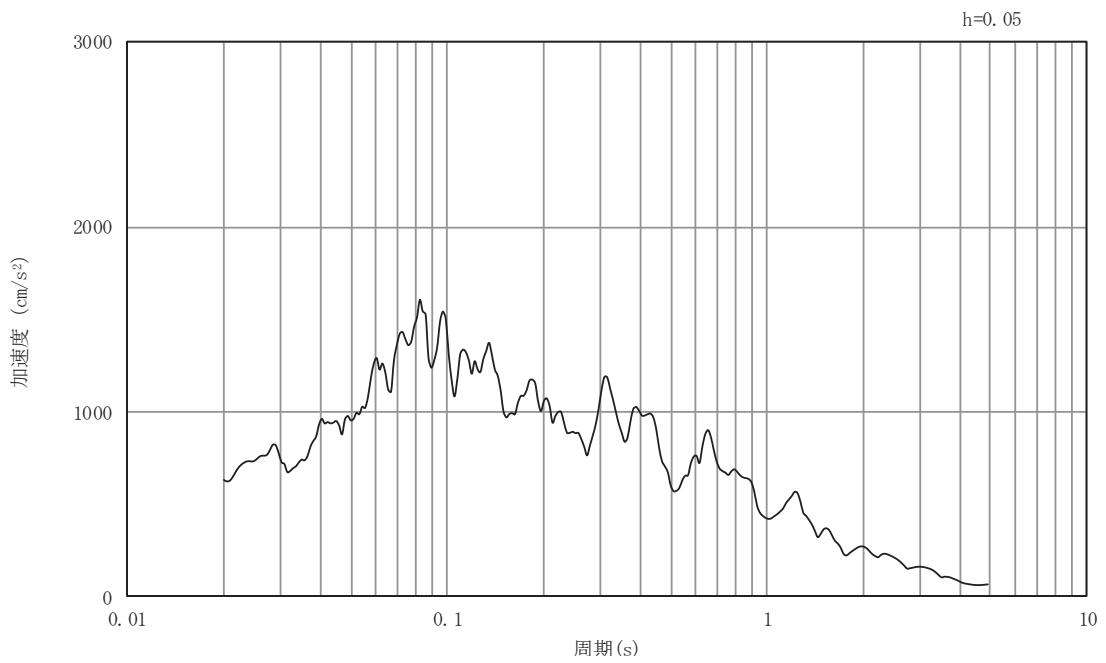


(b) 加速度応答スペクトル

図5-35 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 鉛直成分: S s - D 3)

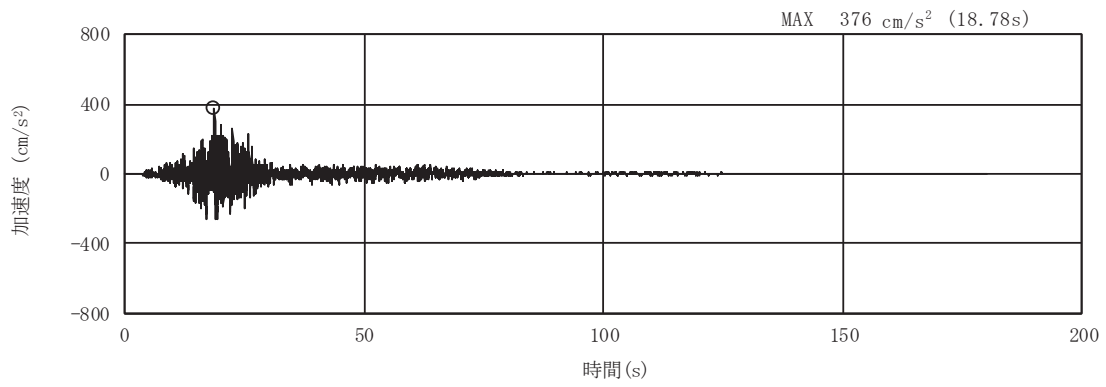


(a) 加速度時刻歴波形

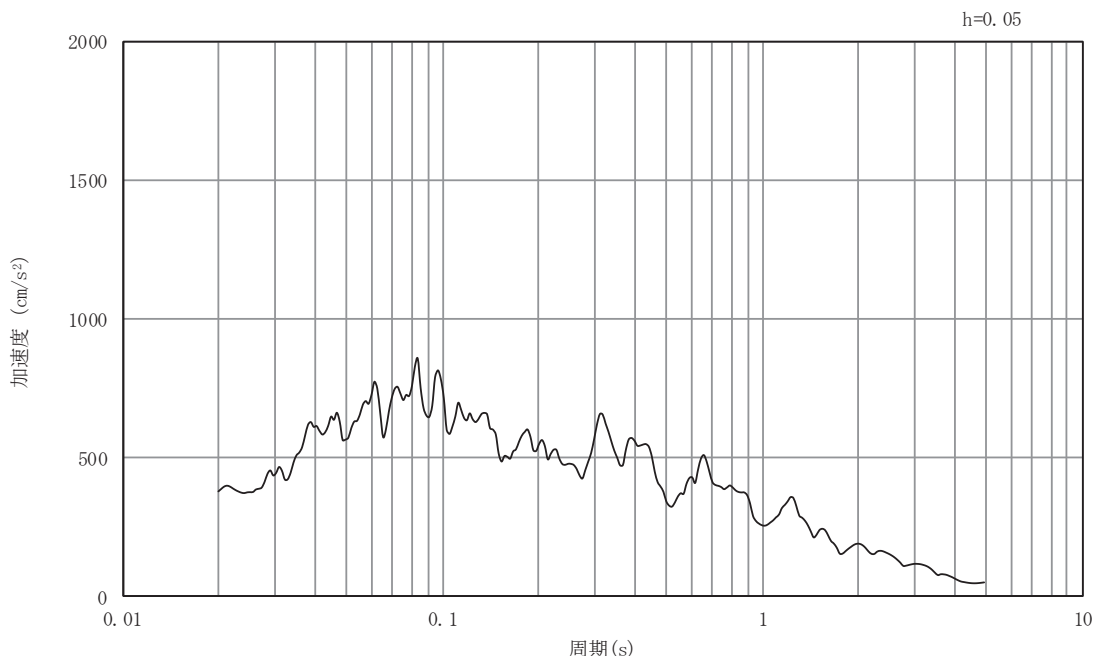


(b) 加速度応答スペクトル

図5-36 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 水平成分: S s - F 1)

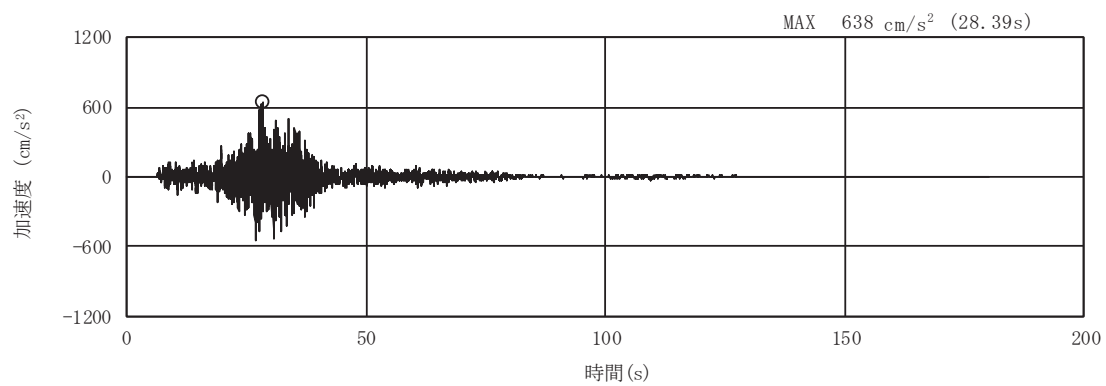


(a) 加速度時刻歴波形

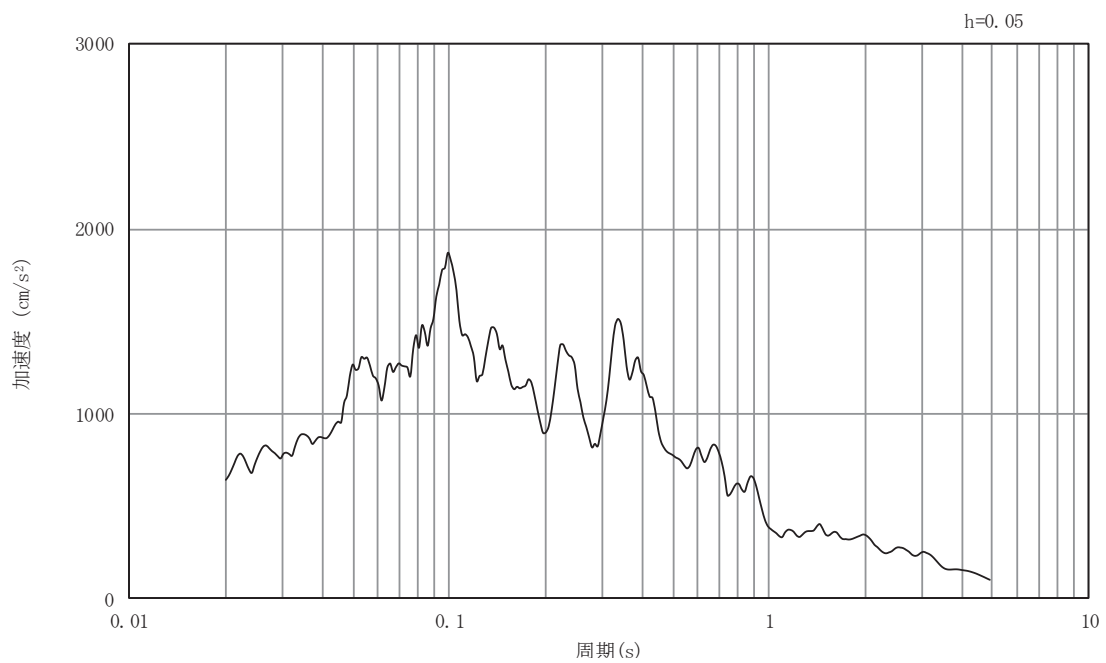


(b) 加速度応答スペクトル

図5-37 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 鉛直成分: S s - F 1)

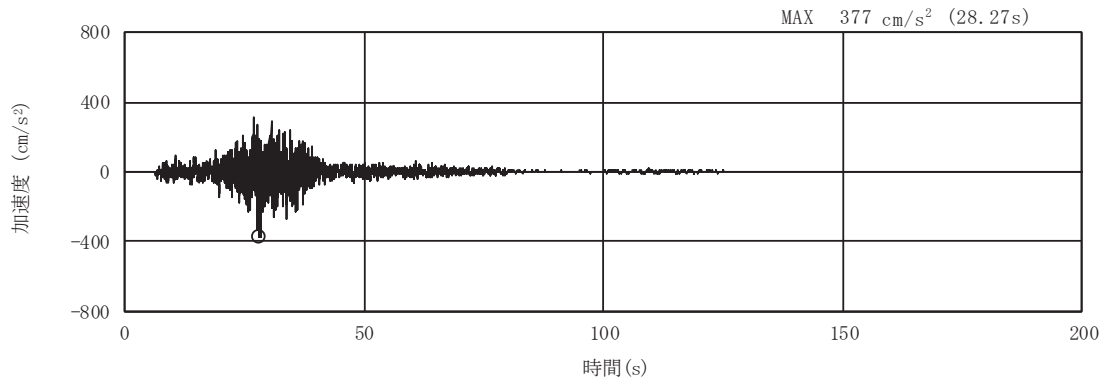


(a) 加速度時刻歴波形

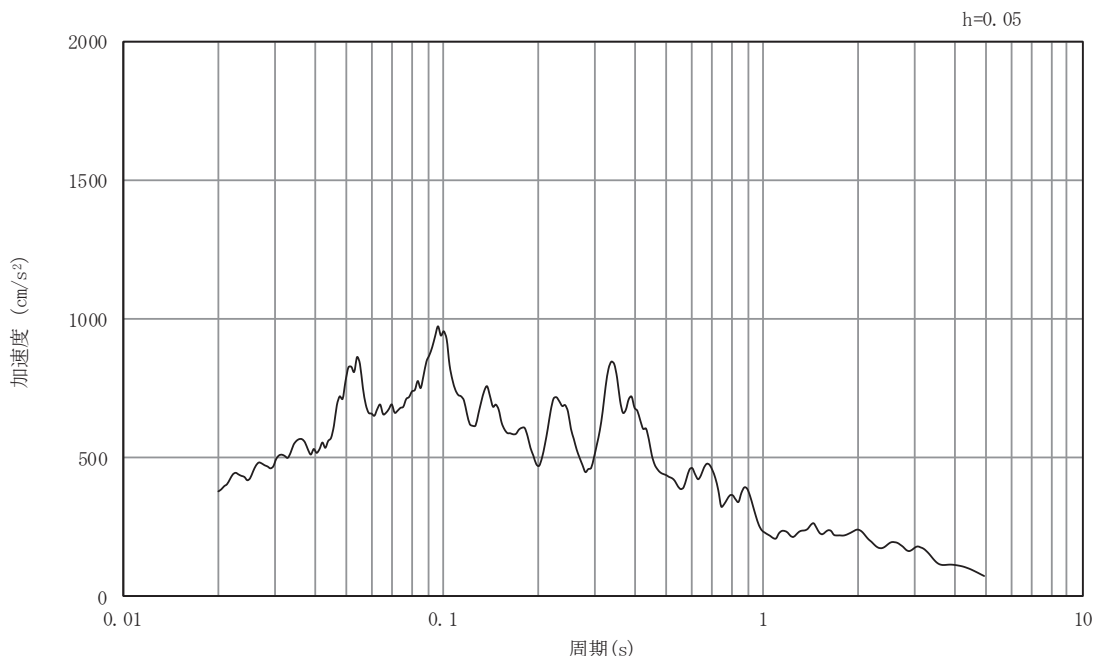


(b) 加速度応答スペクトル

図5-38 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 水平成分: S s - F 2)

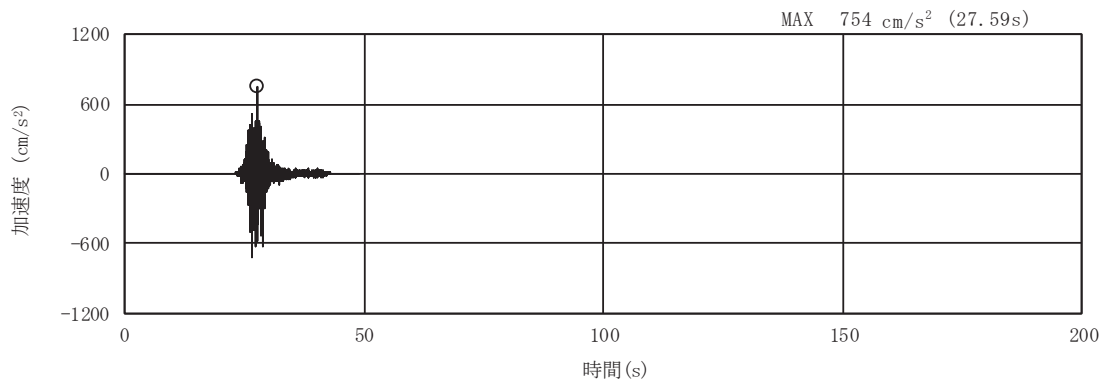


(a) 加速度時刻歴波形

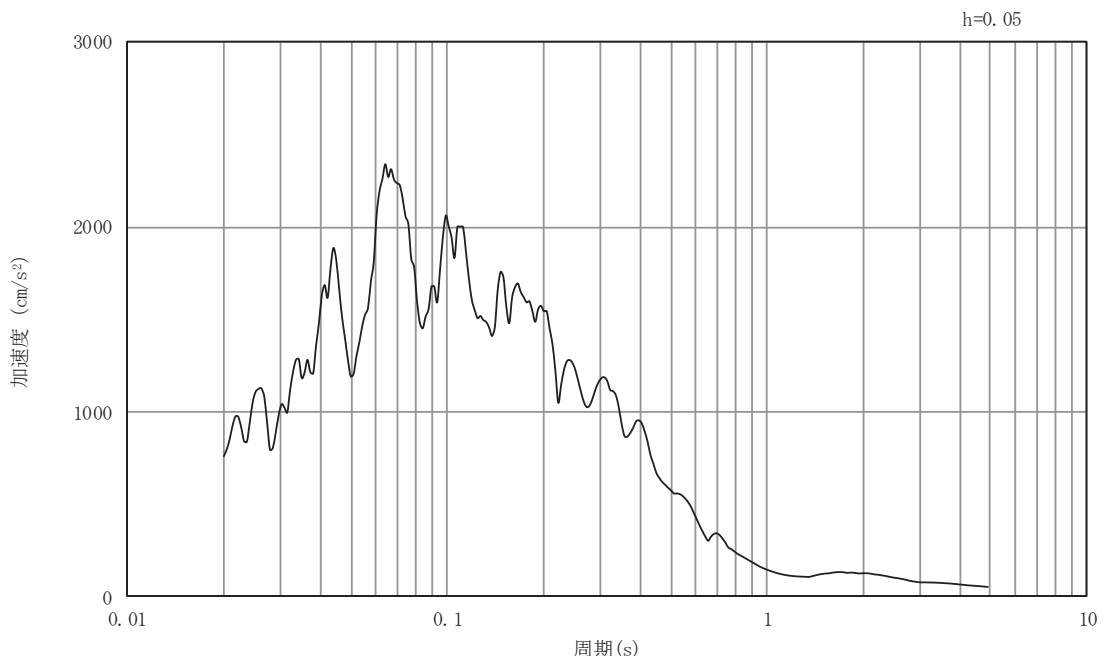


(b) 加速度応答スペクトル

図5-39 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 鉛直成分: S s - F 2)

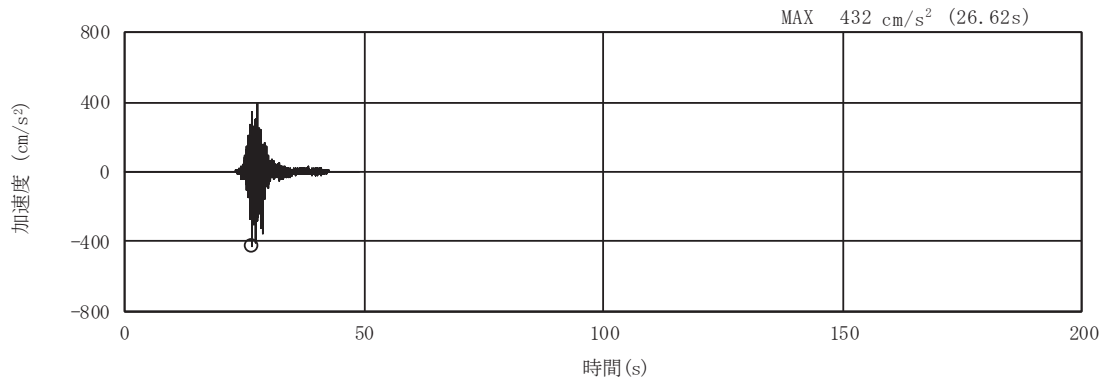


(a) 加速度時刻歴波形

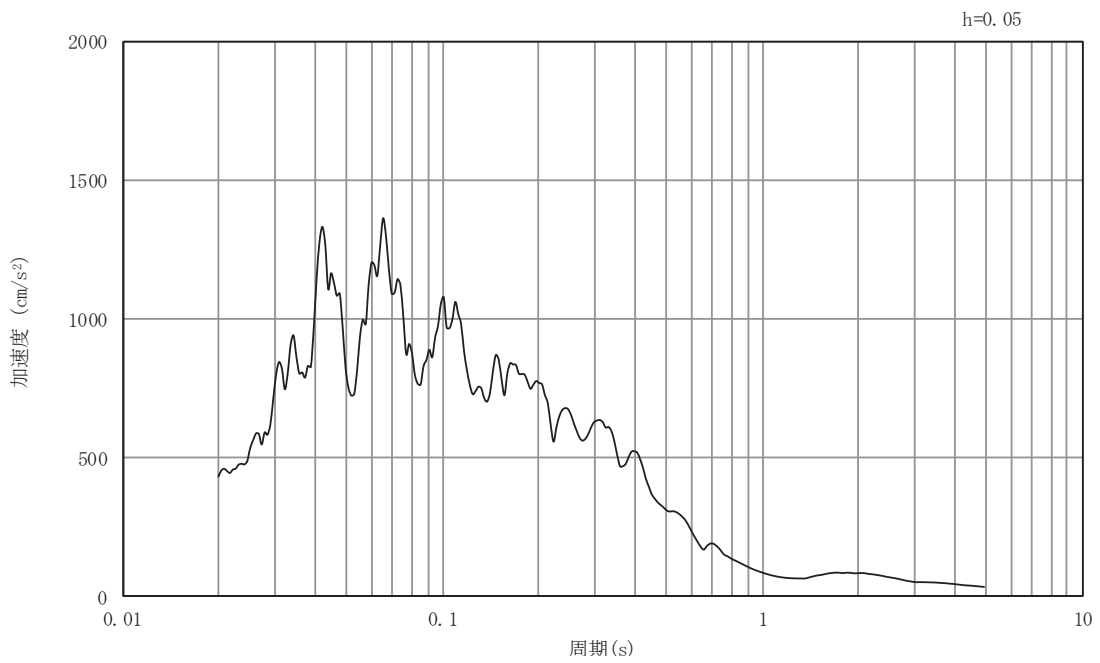


(b) 加速度応答スペクトル

図5-40 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 水平成分: S s - F 3)

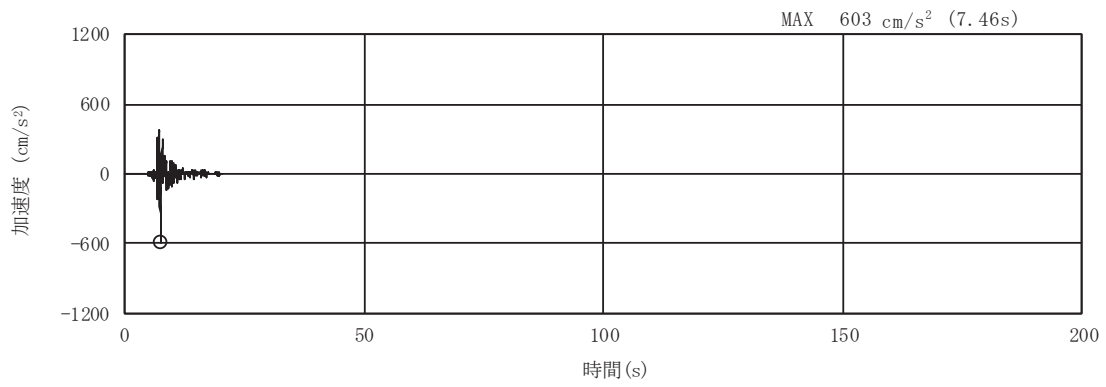


(a) 加速度時刻歴波形

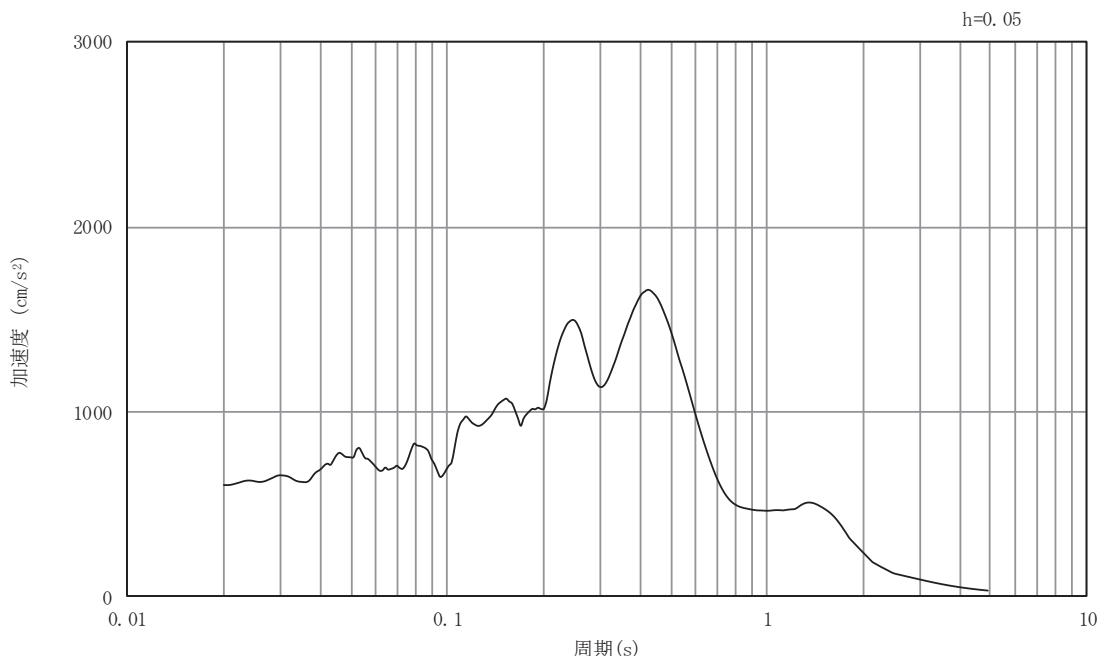


(b) 加速度応答スペクトル

図5-41 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 鉛直成分: S s - F 3)

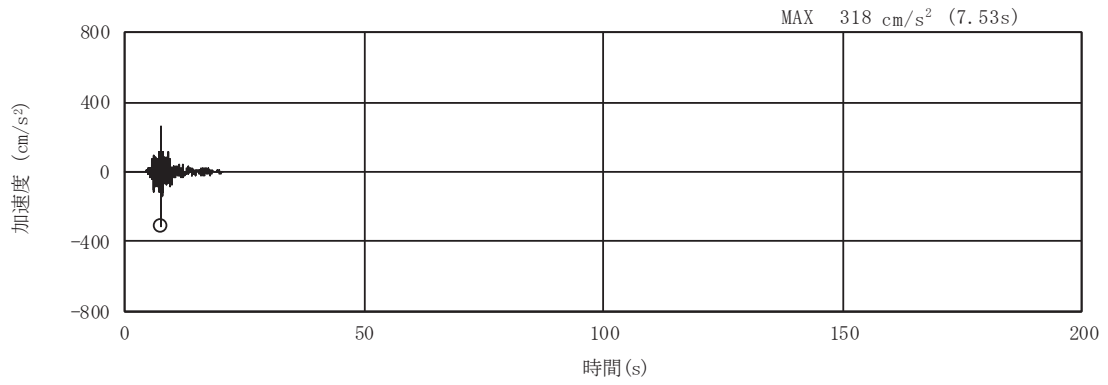


(a) 加速度時刻歴波形

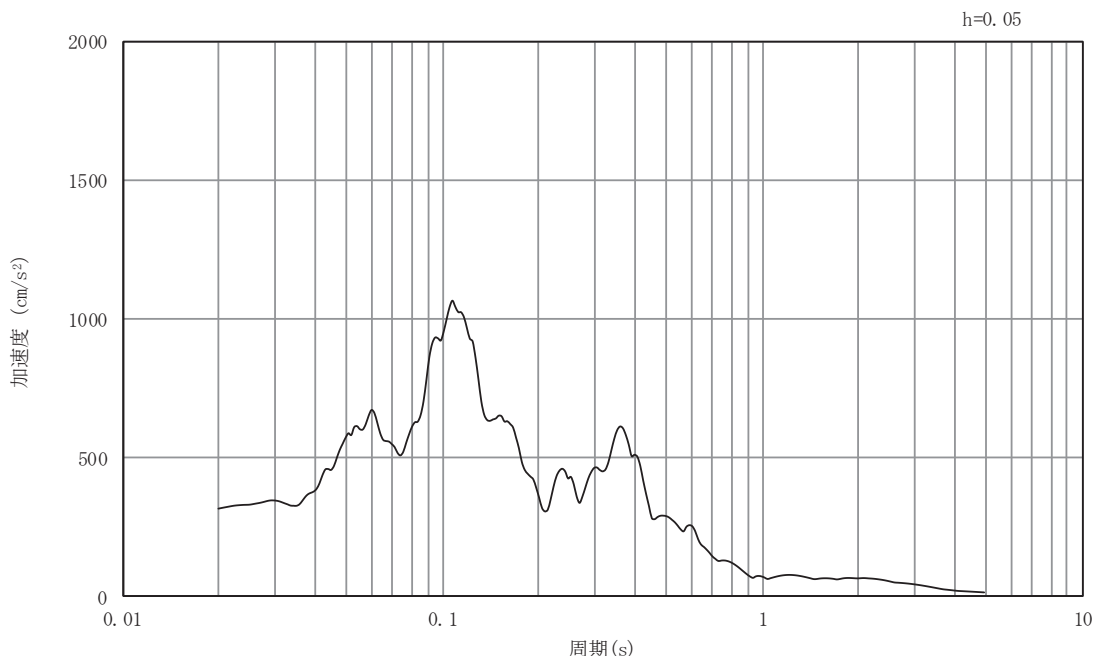


(b) 加速度応答スペクトル

図5-42 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 水平成分: S s - N 1)

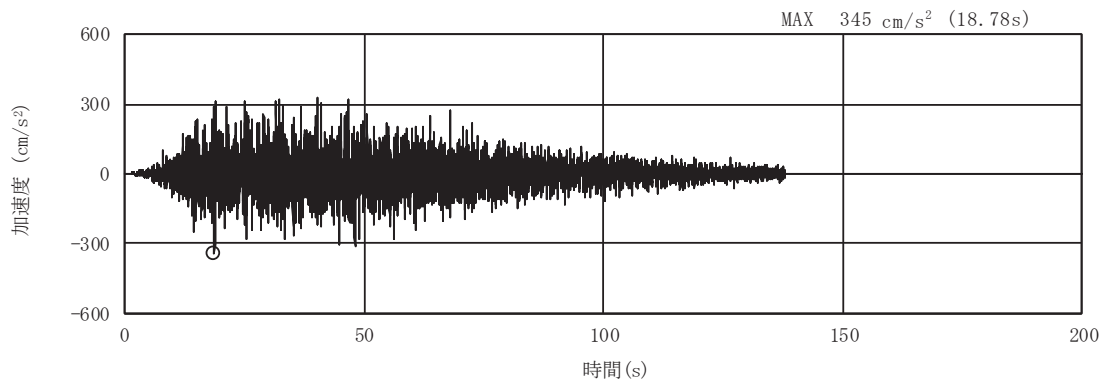


(a) 加速度時刻歴波形

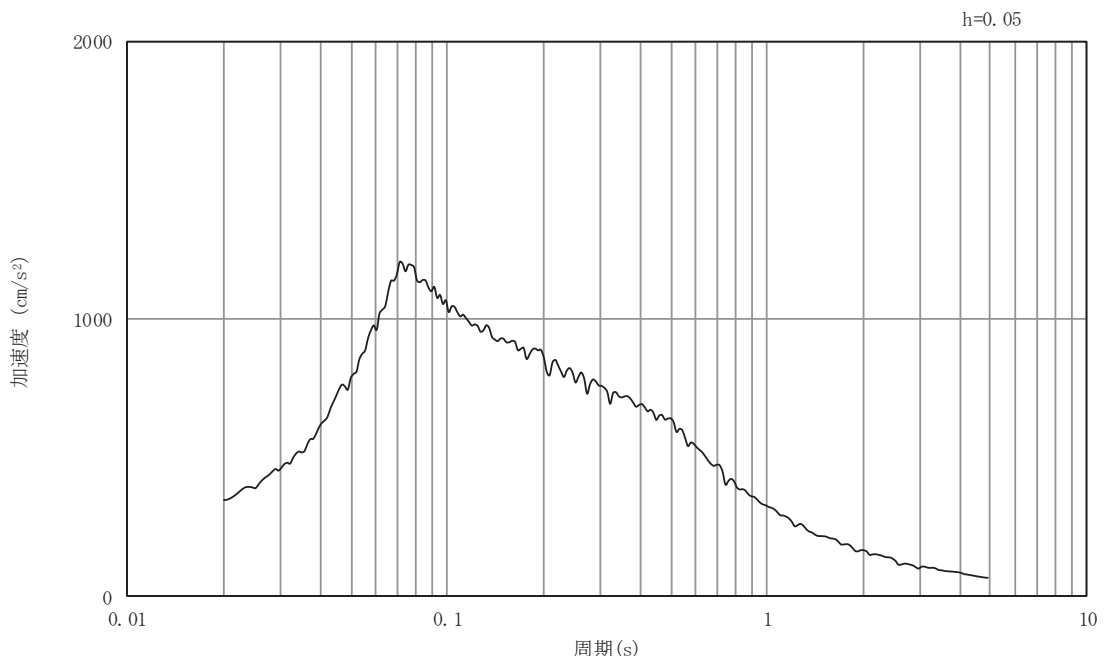


(b) 加速度応答スペクトル

図5-43 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 鉛直成分: S s - N 1)

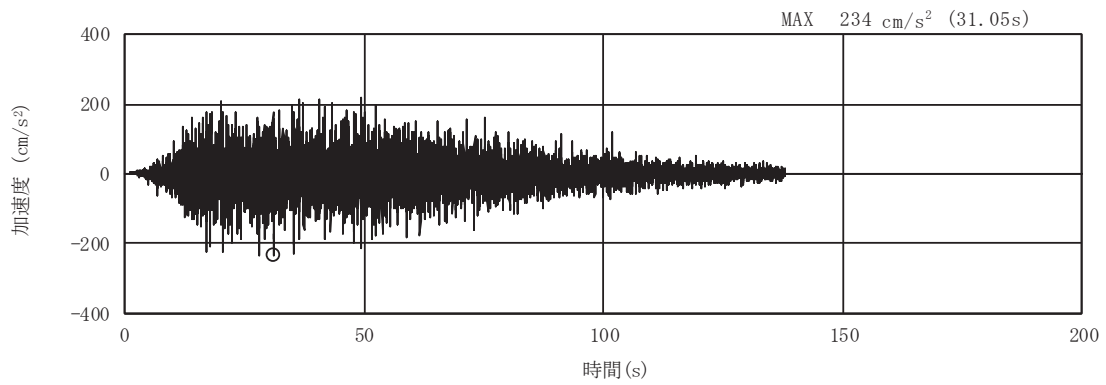


(a) 加速度時刻歴波形

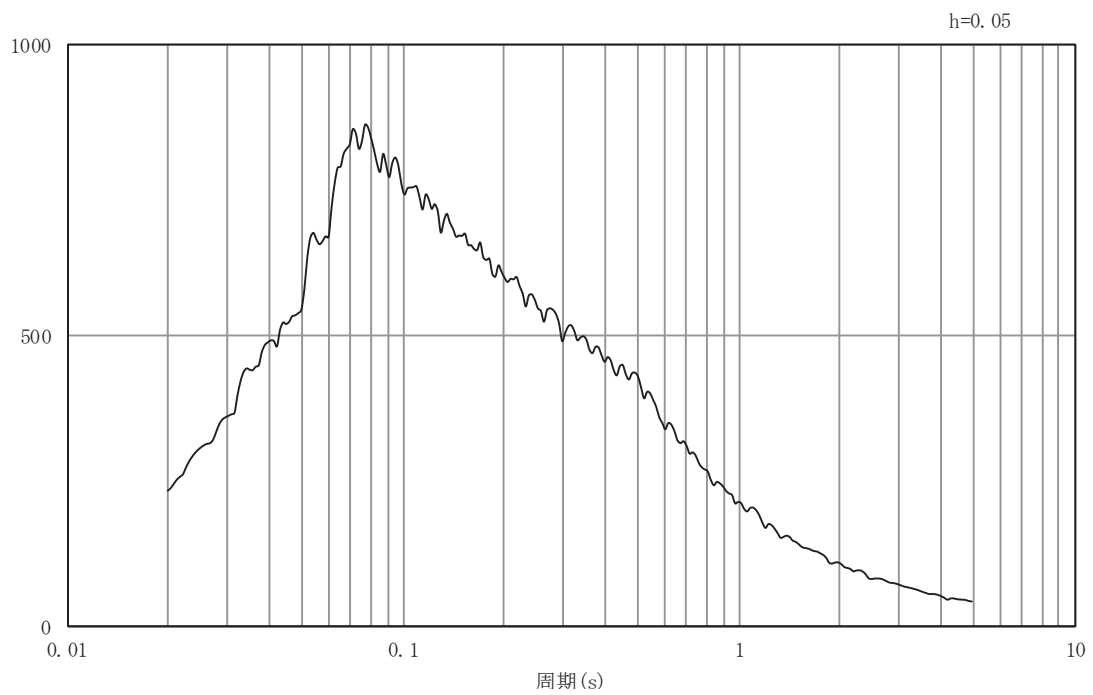


(b) 加速度応答スペクトル

図5-44 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 水平成分: S d - D 1)

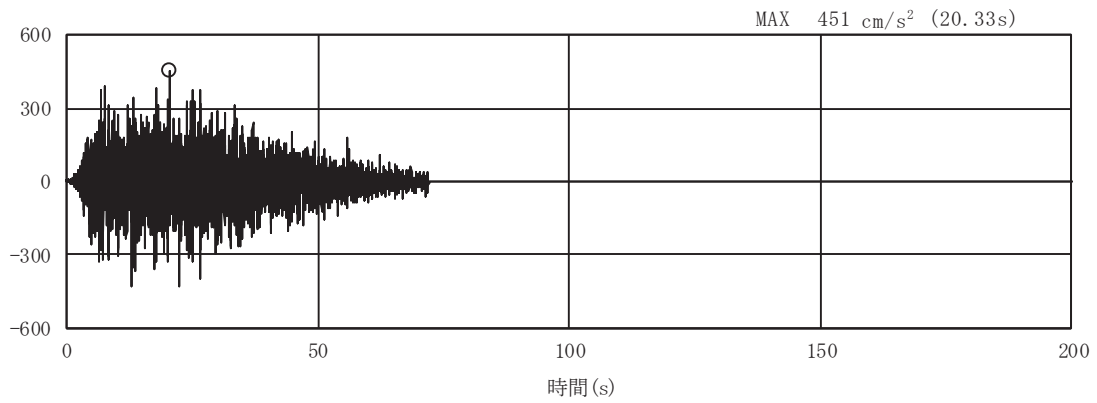


(a) 加速度時刻歴波形

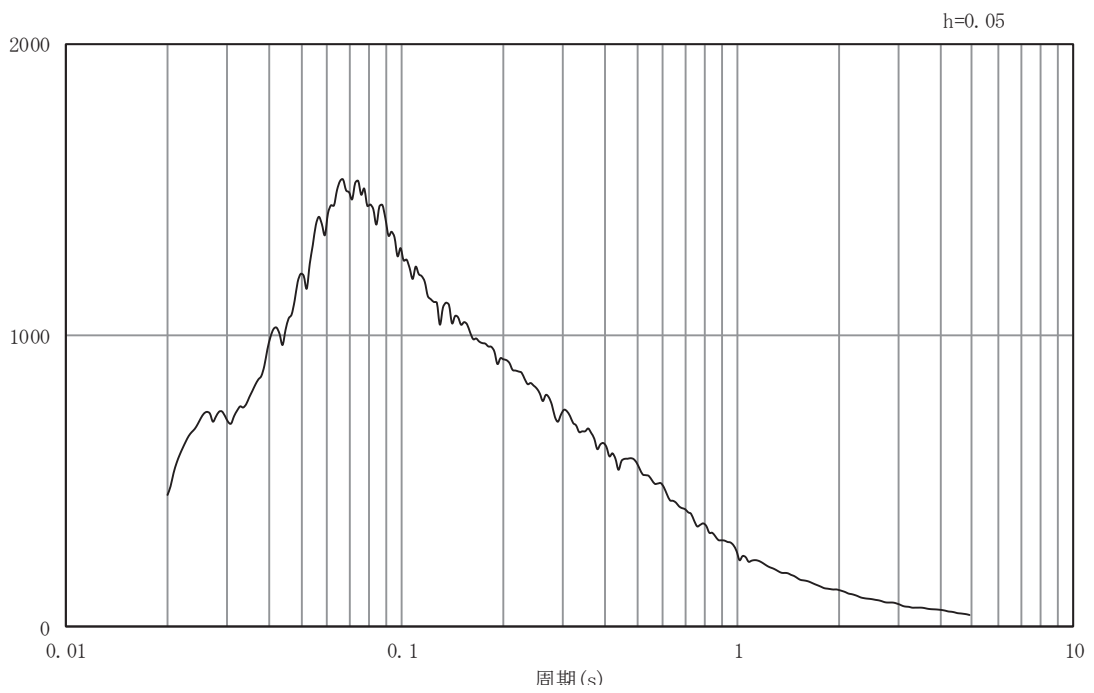


(b) 加速度応答スペクトル

図5-45 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 鉛直成分: S d - D 1)

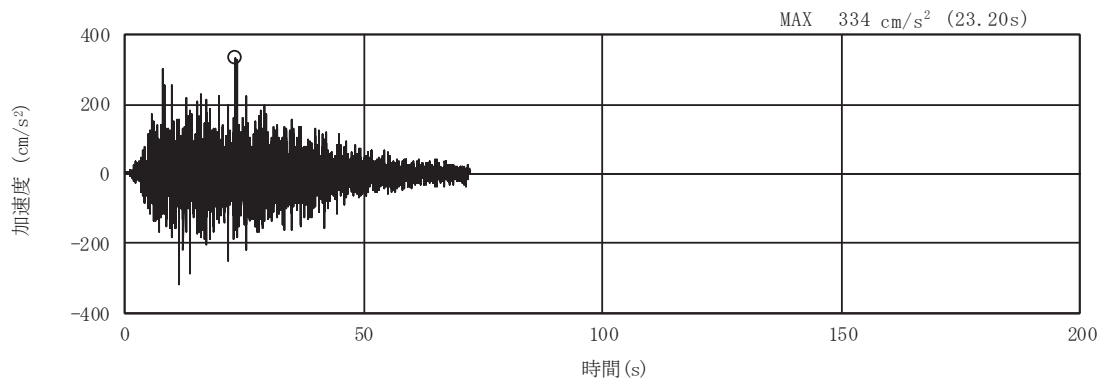


(a) 加速度時刻歴波形

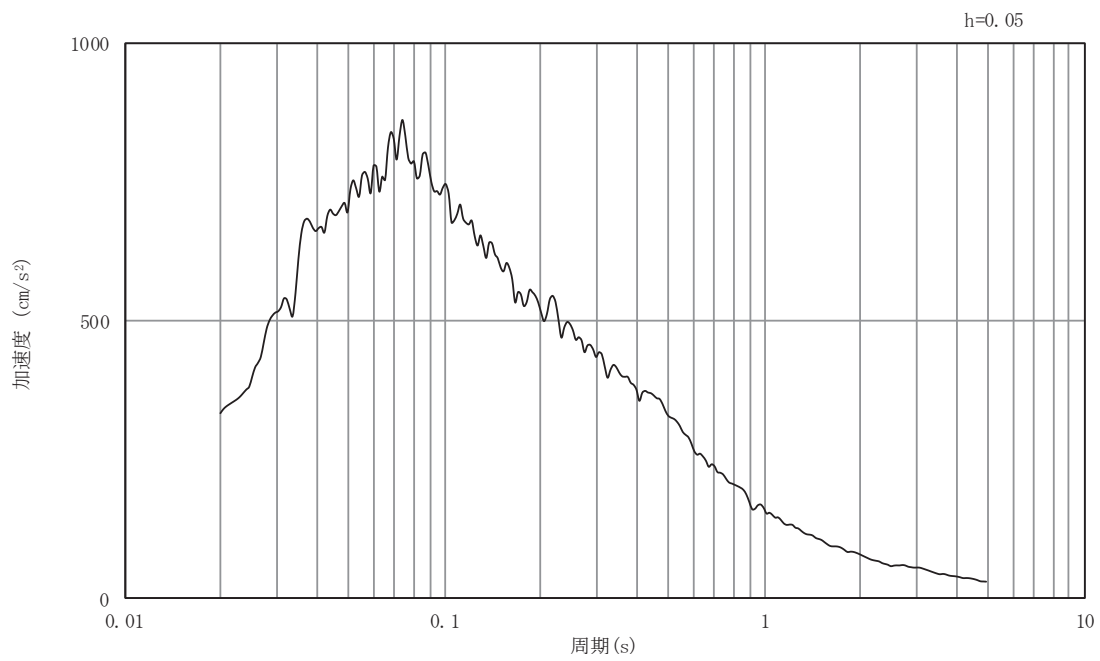


(b) 加速度応答スペクトル

図5-46 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 水平成分: S d - D 2)

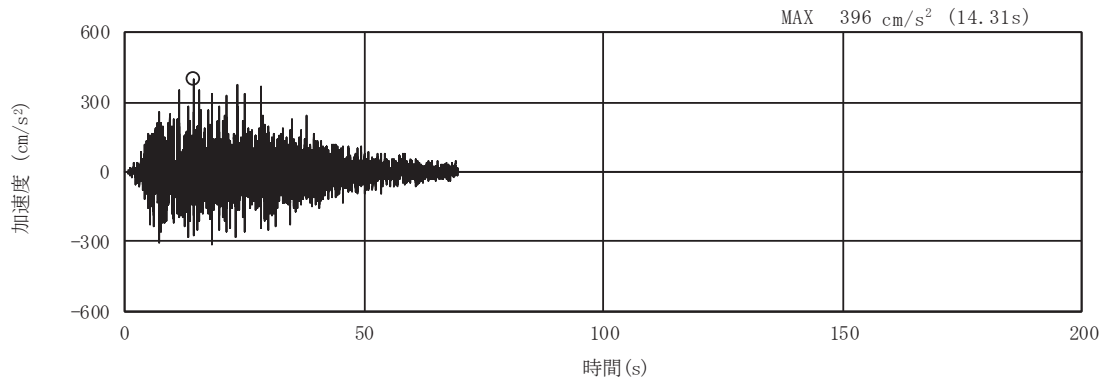


(a) 加速度時刻歴波形

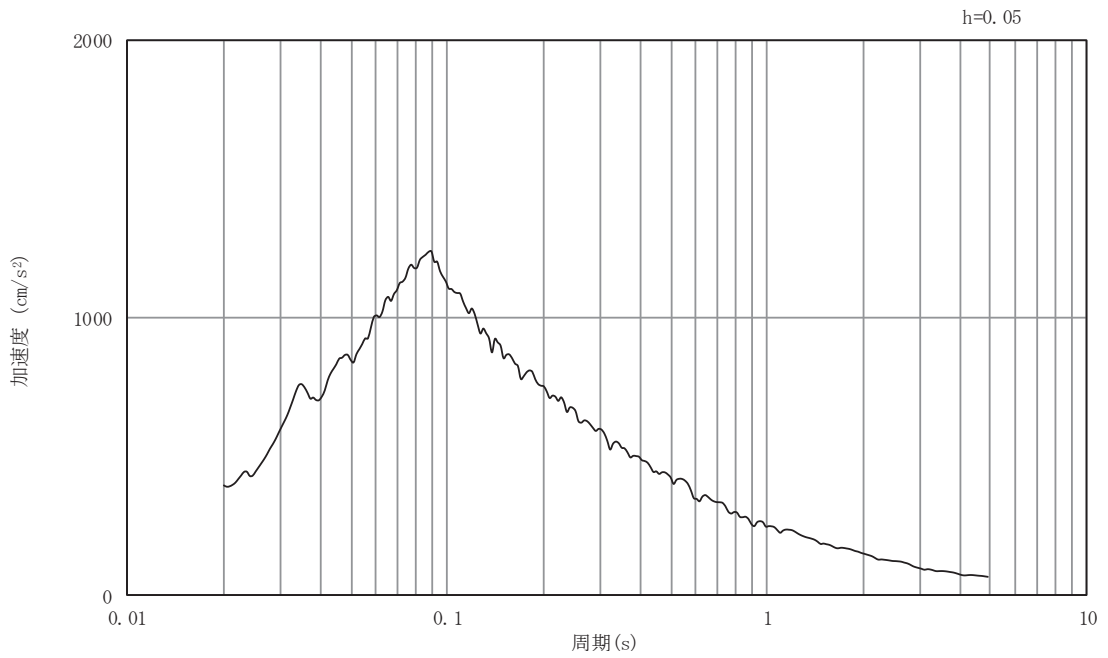


(b) 加速度応答スペクトル

図5-47 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 鉛直成分: S d - D 2)

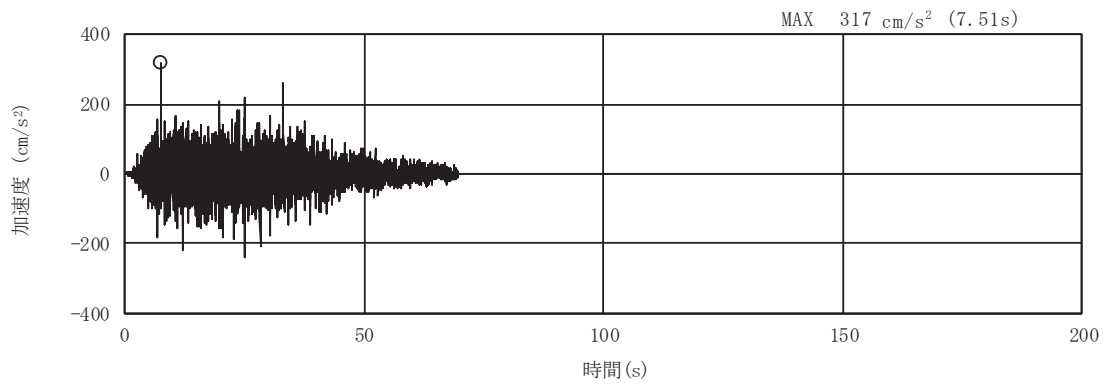


(a) 加速度時刻歴波形

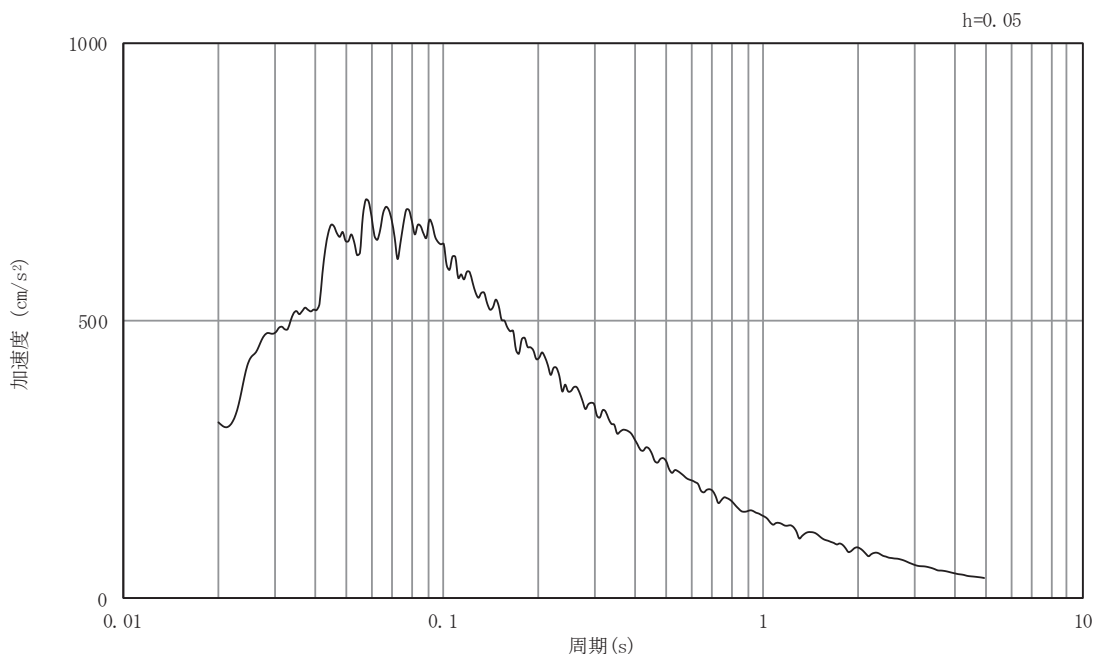


(b) 加速度応答スペクトル

図5-48 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 水平成分: S d - D 3)

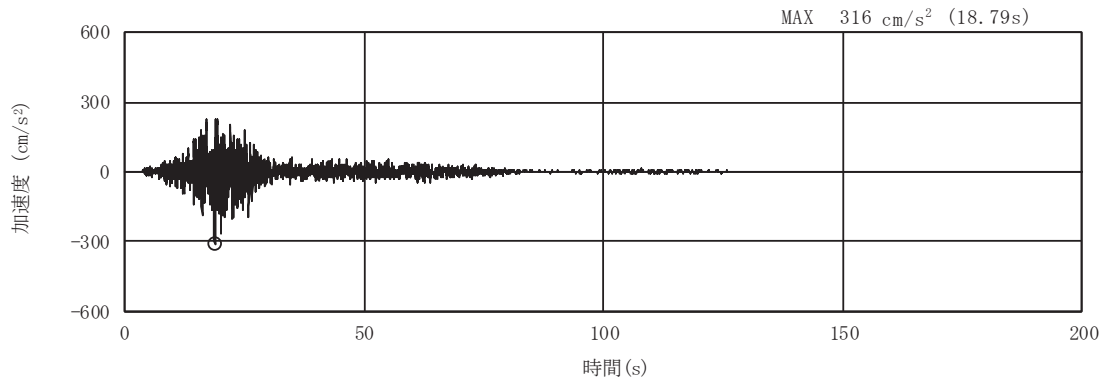


(a) 加速度時刻歴波形

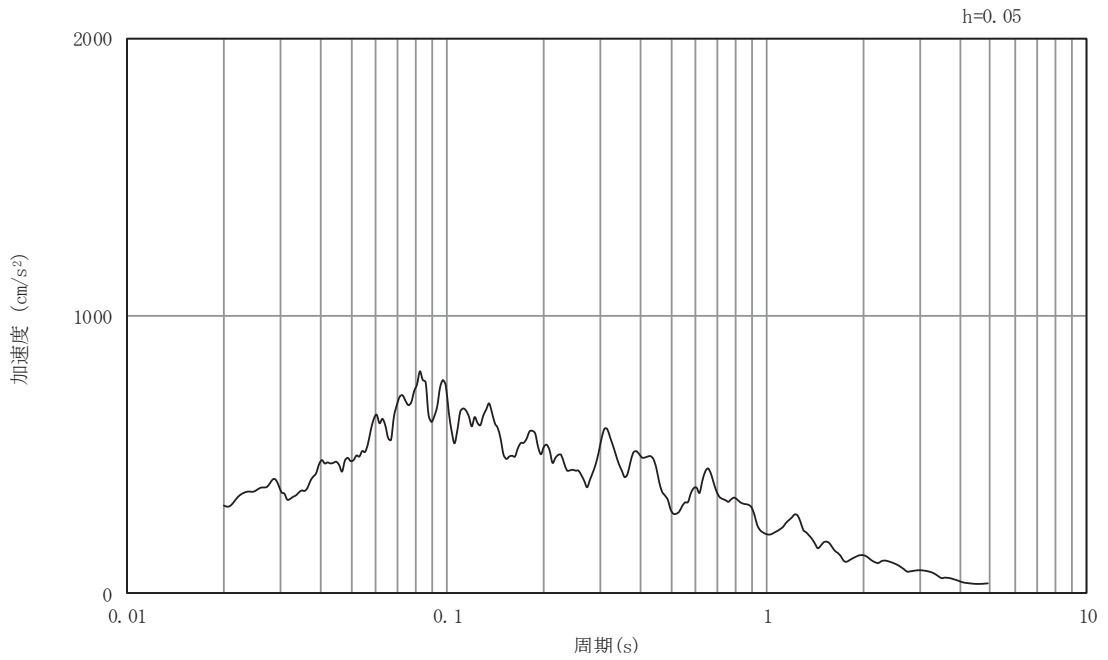


(b) 加速度応答スペクトル

図5-49 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 鉛直成分: S d - D 3)

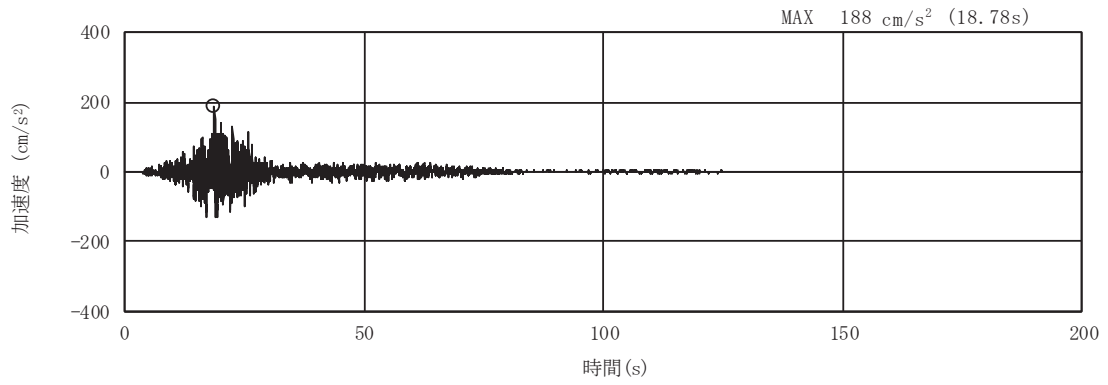


(a) 加速度時刻歴波形

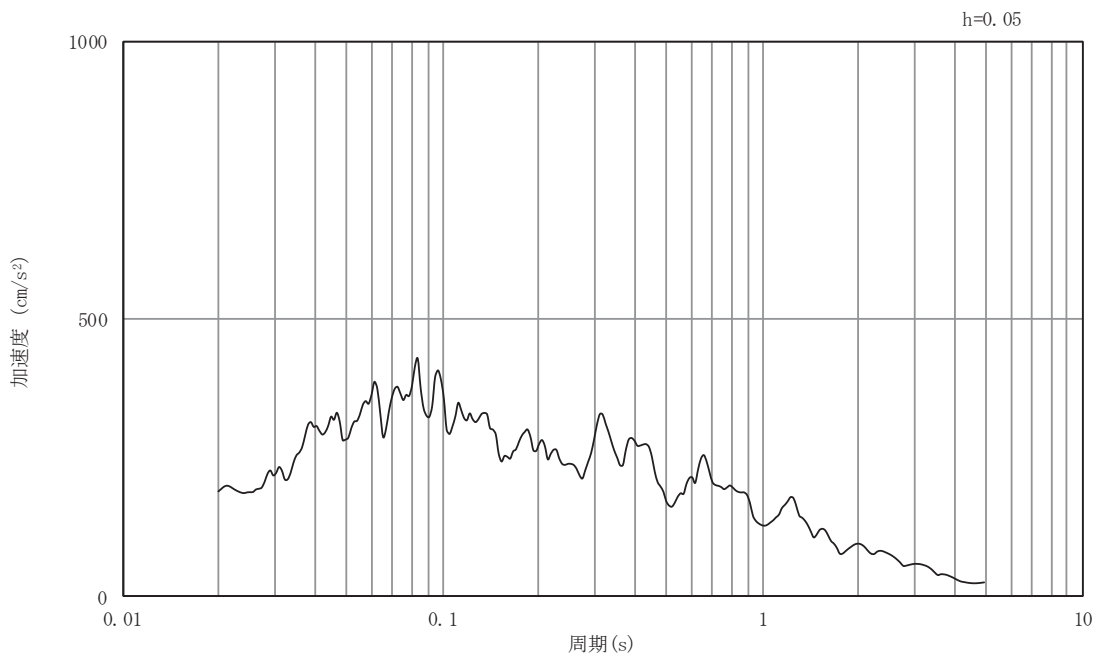


(b) 加速度応答スペクトル

図5-50 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 水平成分: S d - F 1)

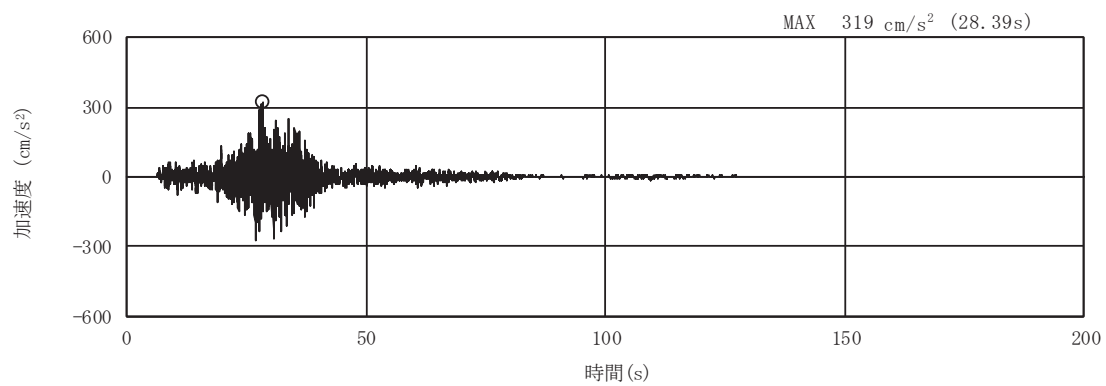


(a) 加速度時刻歴波形

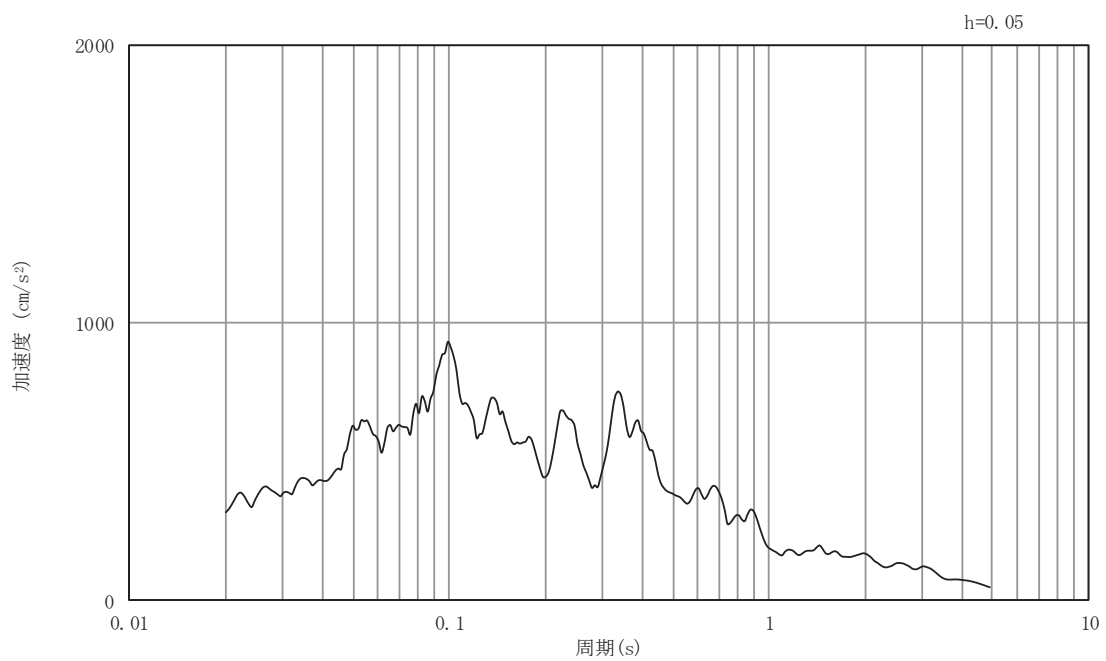


(b) 加速度応答スペクトル

図5-51 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 鉛直成分: S d - F 1)

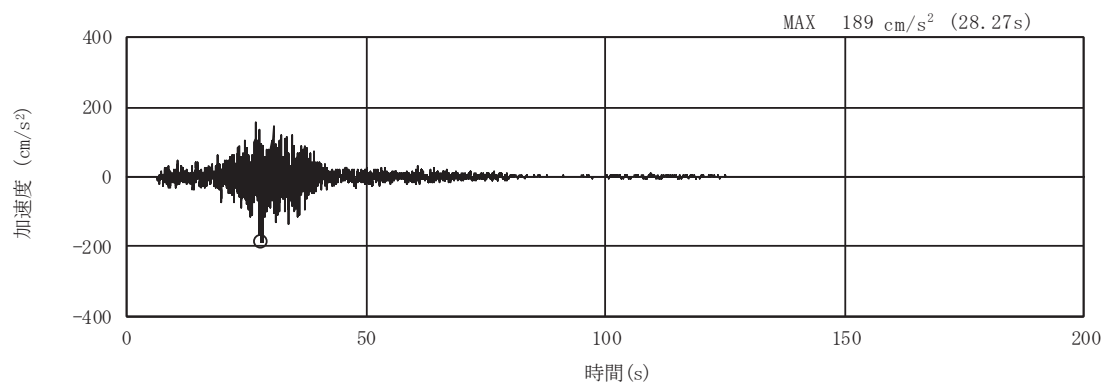


(a) 加速度時刻歴波形

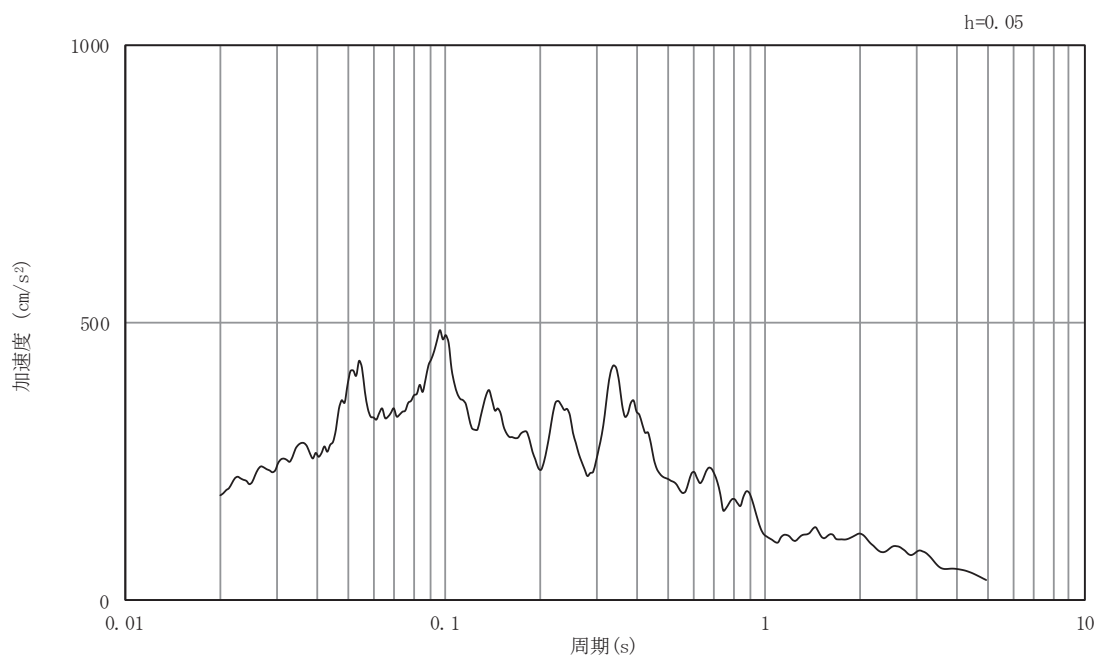


(b) 加速度応答スペクトル

図5-52 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 水平成分: S d - F 2)

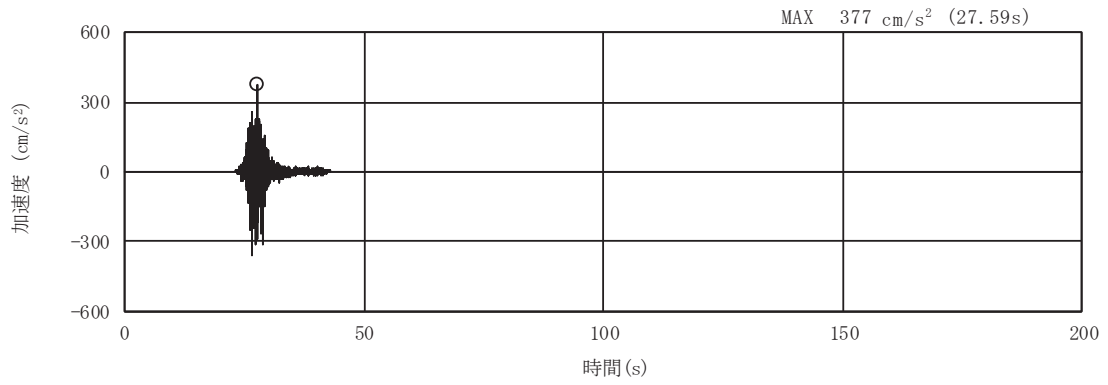


(a) 加速度時刻歴波形

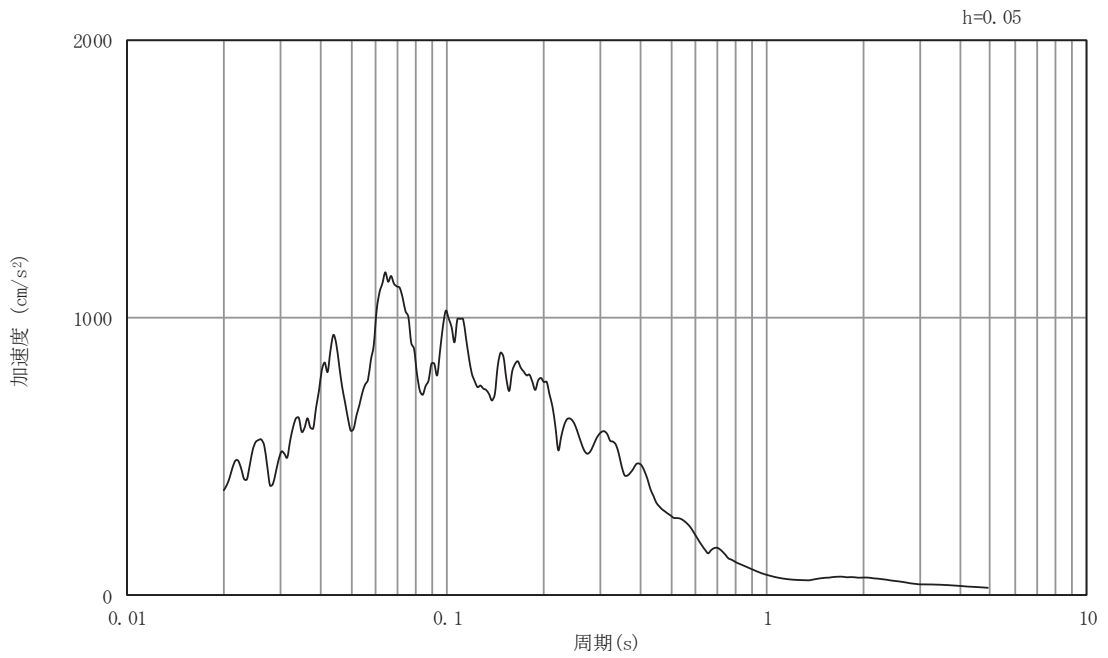


(b) 加速度応答スペクトル

図5-53 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 鉛直成分: S d - F 2)

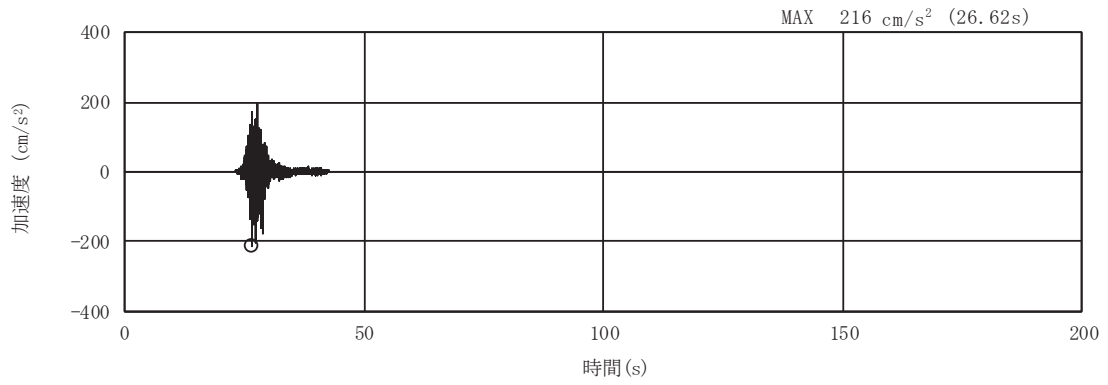


(a) 加速度時刻歴波形

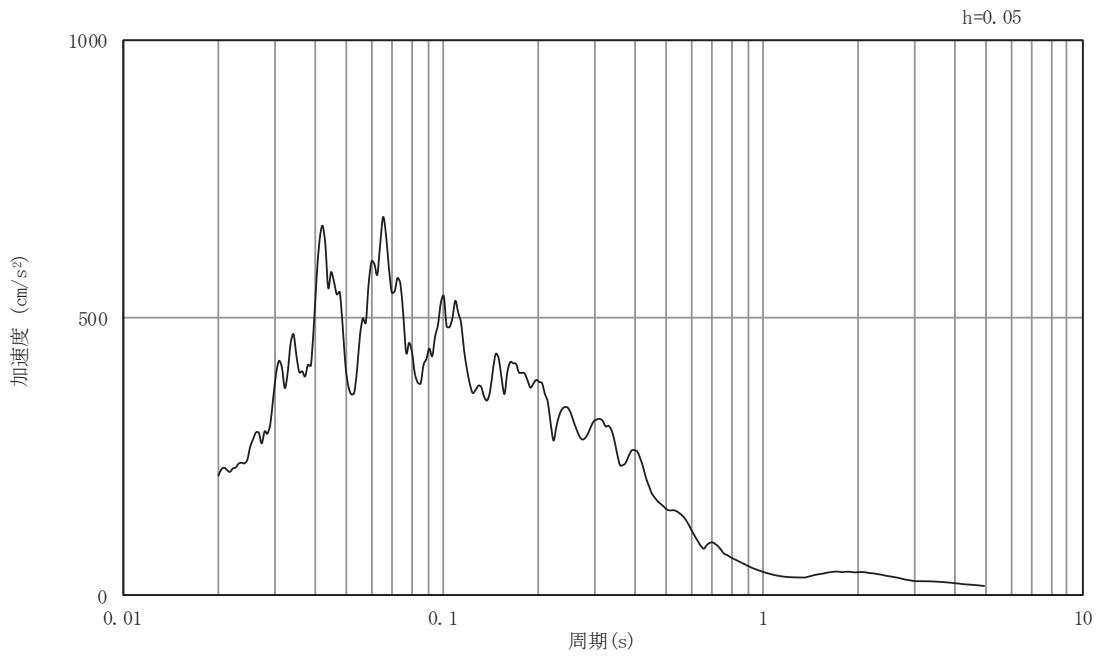


(b) 加速度応答スペクトル

図5-54 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 水平成分: S d - F 3)

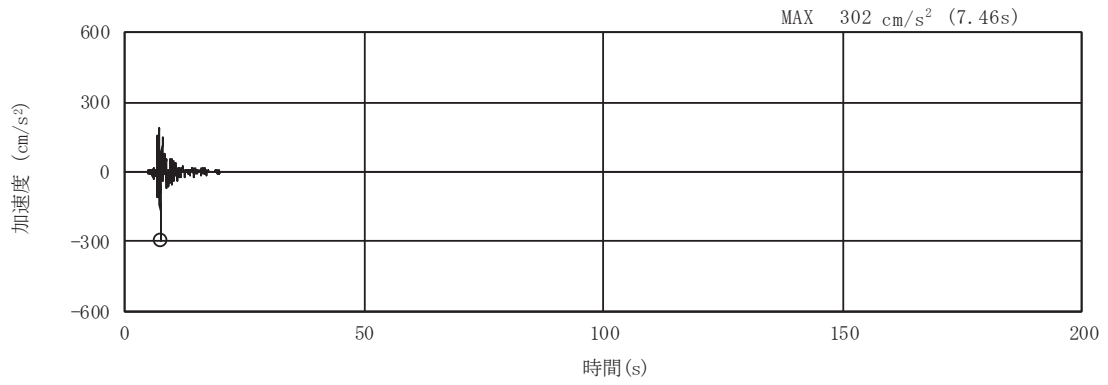


(a) 加速度時刻歴波形

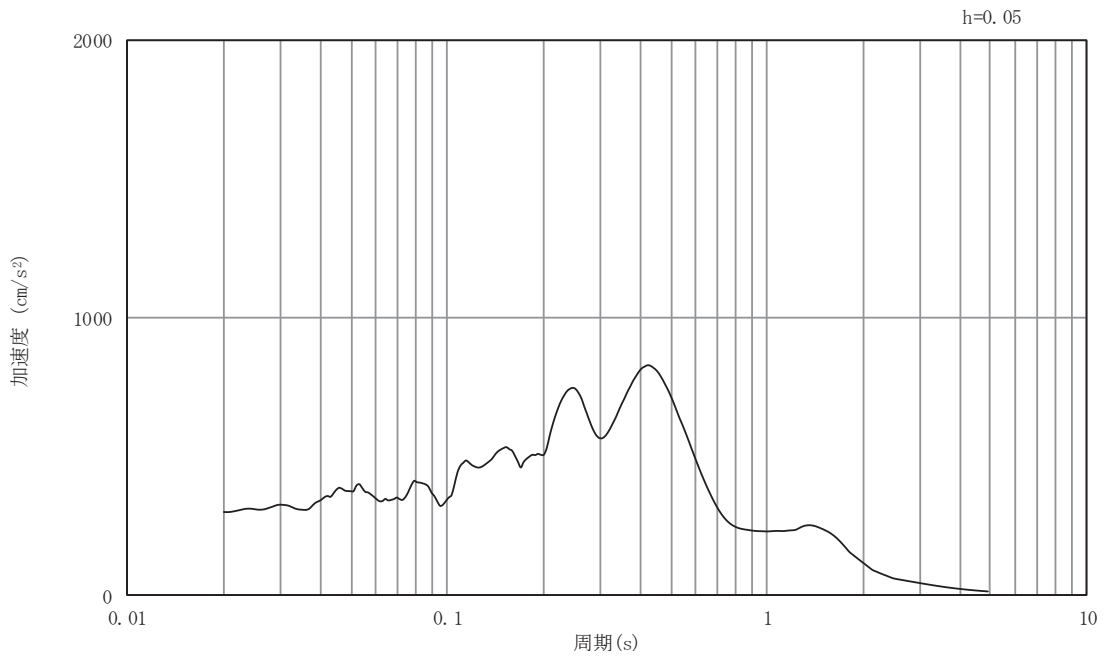


(b) 加速度応答スペクトル

図5-55 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 鉛直成分: S d - F 3)

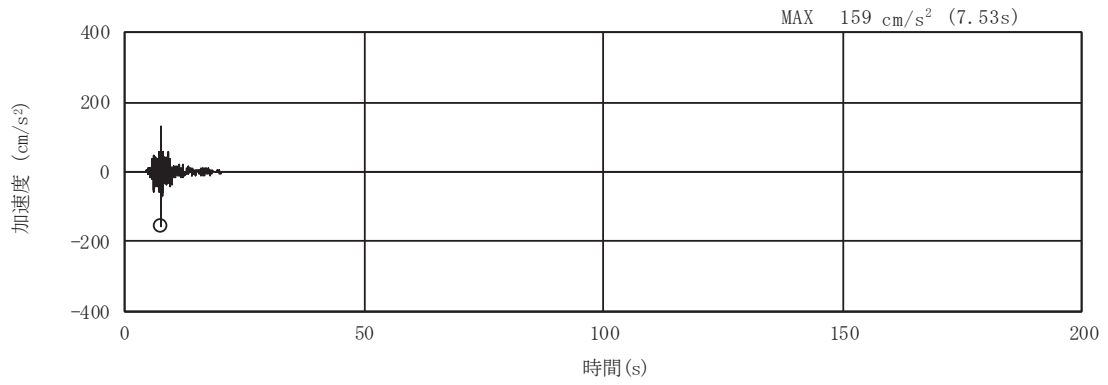


(a) 加速度時刻歴波形

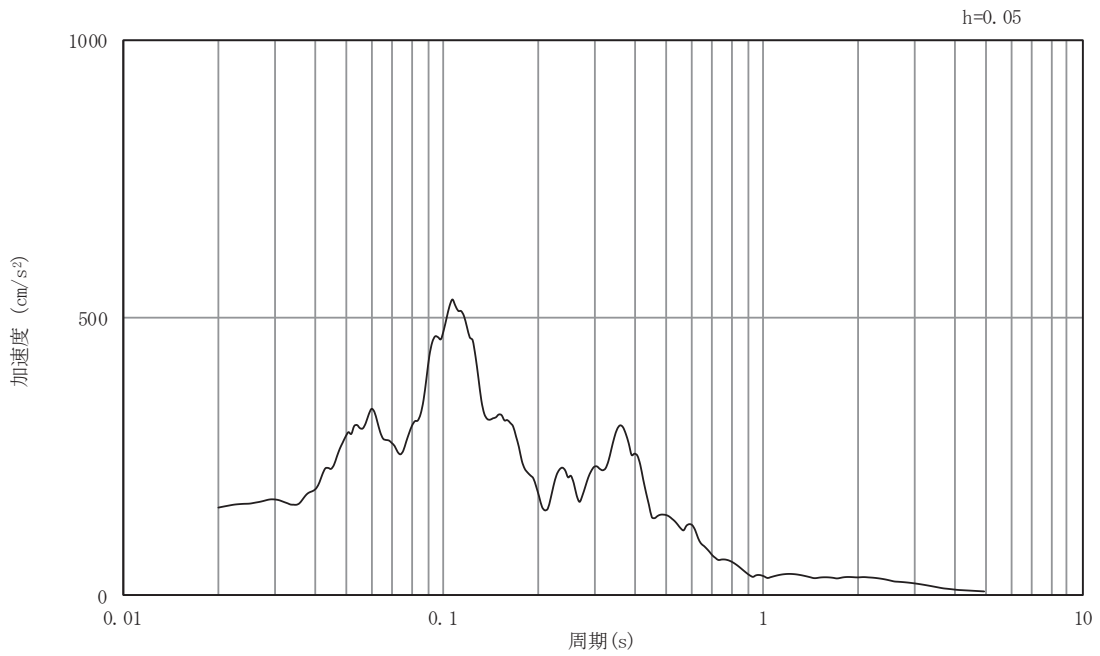


(b) 加速度応答スペクトル

図5-56 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 水平成分: S d - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図5-57 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 鉛直成分: S d - N 1)

5.2 許容限界の設定

5.2.1 通水機能

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、土木学会マニュアルに基づき、限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%）を許容限界とし、照査用ひずみが限界ひずみを下回ることを確認する。

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査に用いるコンクリートの照査用ひずみは、三次元構造解析により得られた圧縮縁コンクリートひずみに安全係数（構造解析係数）1.2 を乗じることにより、曲げ・軸力系の破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_R} < 1.0$$

ここで、

γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)

ε_R : 限界ひずみ

ε_d : 照査用ひずみ ($\varepsilon_d = \gamma_a \cdot \varepsilon$)

γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)

ε : 圧縮縁の発生ひずみ

(2) せん断破壊に対する許容限界

鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に対する照査は、土木学会マニュアルに基づき、棒部材式で求まるせん断耐力を許容限界とし、照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認する。

鉄筋コンクリート部材のせん断照査に用いる照査用せん断力は、三次元構造解析により得られた発生せん断力に安全係数（構造解析係数）1.05 を乗じることにより、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{V_d}{V_{y d}} < 1.0$$

ここで、

γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)

$V_{y d}$: せん断耐力

V_d : 照査用せん断力 ($V_d = \gamma_a \cdot V$)

γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.05$)

V : 発生せん断力

$$V_{y d} = V_{c d} + V_{s d}$$

ここで,

$V_{c d}$: コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{s d}$: せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{c d} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{v c d} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{b c}$$

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

$$f_{v c d} = 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

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

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

$$\beta_n = 1 + \frac{M_0}{M_d} \left(N'_d \geq 0 \right) \quad \text{ただし, } \beta_n > 2.0 \text{ となる場合は } \beta_n = 2.0$$

$$= 1 + 2M_0 / M_d \quad \left(N'_d < 0 \right) \quad \text{ただし, } \beta_n < 0 \text{ となる場合は } \beta_n = 0$$

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

$f'_{c d}$: コンクリート圧縮強度の設計用値(N/mm²)で設計基準強度 $f'_{c k}$ を

材料係数 ($\gamma_{m c} (=1.3)$) で除したもの

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

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

N'_d : 設計軸圧縮力

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を打ち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/d : せん断スパン比

γ_{bc} : 部材係数 (=1.3)

$$V_{sd} = \left\{ A_w f_{wyd} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s \right\} z / \gamma_{bs}$$

ここで、

A_w : 区間 s におけるせん断補強筋の総断面積

f_{wyd} : せん断補強筋の降伏強度を材料係数 γ_{ms} (1.0) で除したもので、

400N/mm²以下とする。ただし、コンクリートの圧縮強度の特性値 f'_{ck} が60N/mm²以上の時は、800N/mm²以下とする。

α : せん断補強筋と部材軸のなす角度

s : せん断補強筋の配置間隔

z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で、 $d/1.15$ とする。

γ_{bs} : 部材係数 (=1.1)

(3) 壁部材の面内せん断に対する許容限界

壁部材の面内せん断に対する許容限界は、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (日本電気協会) に基づき、面内せん断ひずみ 2000 μ (2/1000) を許容限界とし、照査用面内せん断ひずみが限界せん断ひずみを下回ることを確認する。

J E A G 4 6 0 1 -1987 (日本電気協会) において、限界せん断ひずみ 2000 μ (2/1000) は、耐震壁の終局耐力に相当する面内せん断ひずみ 4000 μ (4/1000) に余裕を見込んだ許容限界として規定されている。

壁部材の面内せん断照査に用いる照査用面内せん断ひずみは、三次元構造解析により得られた面内せん断ひずみに安全係数 (構造解析係数) 1.2 を乗じることにより、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{\gamma_d}{\gamma_R} < 1.0$$

ここで、

γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)

$$\gamma_d = \gamma_a \cdot \gamma$$

γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)

γ : 発生する面内せん断ひずみ

γ_R : せん断ひずみ度に関する許容限界の目安値

$$\gamma_R = \gamma_u / 2.0$$

γ_u : 終局せん断ひずみ度で 4.0×10^{-3}

5.2.2 貯水機能

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、部材降伏に相当するひずみ（主筋ひずみ 1725μ ，コンクリート圧縮ひずみ 2000μ ）を許容限界とし、照査用ひずみが限界ひずみを下回ることを確認する。

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査に用いるコンクリート及び鉄筋の照査用ひずみは、三次元構造解析により得られた発生ひずみに安全係数（構造解析係数）1.2 を乗じることにより、曲げ・軸力系の破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_R} < 1.0$$

ここで、

γ_i : 構造部材係数 ($\gamma_i = 1.0$)

ε_R : 限界ひずみ

ε_d : 照査用ひずみ ($\varepsilon_d = \gamma_a \cdot \varepsilon$)

γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)

ε : 発生ひずみ

(2) せん断破壊に対する許容限界

「5.2.1(2) せん断破壊に対する許容限界」と同様の評価を実施する。

(3) 壁部材の面内せん断に対する許容限界

壁部材の面内せん断に対する許容限界は、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987（日本電気協会）に基づき、図 5-60 に示す J E A G 4 6 0 1 - 1987 に規定されているスケルトンカーブの第一折点 (γ_1) を下回ることを許容限界とする。

第1折点 (γ_1) の評価式は、壁板の面内せん断実験における中央斜めひび割れ発生時の平均せん断応力度に対応するよう定められていることから、せん断変形が第1折点 (γ_1) を下回る場合、水密性に影響のあるせん断ひび割れは生じないと考えられる。

なお、第1折点 (γ_1) を超過する場合においては、漏水量を算定し、安全機能を損なうおそれがないことを評価する。

漏水量の算定については、「参考資料 2 止水機能が要求される部材に対する漏水量評価について」に示す。

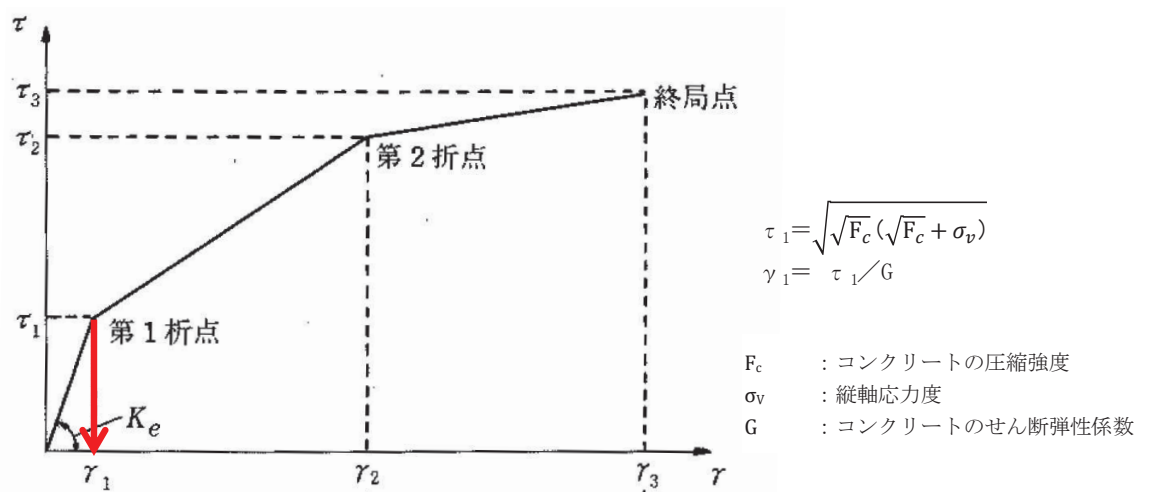


図 5-60 耐震壁のトリリニア・スケルトンカーブ (τ - γ 関係) と評価式

5.2.3 止水機能

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

「5.2.2(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界」と同様の評価を実施する。

(2) せん断破壊に対する許容限界

「5.2.1(2) せん断破壊に対する許容限界」と同様の評価を実施する。

(3) 壁部材の面内せん断に対する許容限界

「5.2.2(3) 壁部材の面内せん断に対する許容限界」と同様の評価を実施する。

5.2.4 支持機能

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、土木学会マニュアルに基づき、限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%）を許容限界とし、照査用ひずみが限界ひずみを下回ることを確認する。

また、アンカー定着部周辺においては、断面降伏に至らない部材状態を想定していることから、鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、部材降伏に相当するひずみ（主筋ひずみ 1725μ 、コンクリート圧縮ひずみ 2000μ ）を許容限界とし、照査用ひずみが限界ひずみを下回ることを確認する。

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査に用いる圧縮縁コンクリートひずみ及びコンクリート及び鉄筋の照査用ひずみは、三次元構造解析により得られた発生ひずみに安全係数（構造解析係数）1.2 を乗じることにより、曲げ・軸力系の破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_R} < 1.0$$

ここで、

γ_i : 構造部材係数 ($\gamma_i = 1.0$)

ε_R : 限界ひずみ

ε_d : 照査用ひずみ ($\varepsilon_d = \gamma_a \cdot \varepsilon$)

γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)

ε : 発生ひずみ

(2) せん断破壊に対する許容限界

「5.2.1(2) せん断破壊に対する許容限界」と同様の評価を実施する。

(3) 壁部材の面内せん断に対する許容限界

「5.2.1(3) 壁部材の面内せん断に対する許容限界」と同様の評価を実施する。

6. 評価結果

6.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として、「各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果」、「作用荷重分布図」及び「最大せん断ひずみ」を記載する。

6.1.1 解析ケースと照査値

耐震評価においては、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「10. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における追加解析ケースの選定」に基づき、すべての基準地震動 S_s に対して実施するケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において、照査値が0.5以上となるすべての照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いて、ケース②～④を実施する。

また、上記解析ケースの結果を踏まえ、さらに照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリートの圧縮縁ひずみ）

表6-1に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 6-1(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（底版）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.05			
	-+	0.06			
S s - D 2	++	0.06			
	-+	0.05			
S s - D 3	++	0.05			
	-+	0.05			
S s - F 1	++	0.04			
	-+	0.03			
S s - F 2	++	0.05			
	-+	0.05			
S s - F 3	++	0.04			
	-+	0.05			
S s - N 1	++	0.09	0.08	0.09	0.06
	-+	0.06			

注記*：追加解析ケースによる照査値は，別途示す。

表 6-1(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（中床板）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.05			
	-+	0.07			
S s - D 2	++	0.07			
	-+	0.07			
S s - D 3	++	0.05			
	-+	0.05			
S s - F 1	++	0.04			
	-+	0.03			
S s - F 2	++	0.06			
	-+	0.06			
S s - F 3	++	0.05			
	-+	0.06			
S s - N 1	++	0.12	0.11	0.13	0.09
	-+	0.08			

注記*：追加解析ケースによる照査値は，別途示す。

表 6-1(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（側壁）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.08			
	-+	0.09			
S _s -D2	++	0.08			
	-+	0.08			
S _s -D3	++	0.06			
	-+	0.07			
S _s -F1	++	0.06			
	-+	0.05			
S _s -F2	++	0.07			
	-+	0.06			
S _s -F3	++	0.07			
	-+	0.07			
S _s -N1	++	0.10	0.11	0.10	0.08
	-+	0.06			

注記*：追加解析ケースによる照査値は，別途示す。

表 6-1(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値 (隔壁)

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D 1	++	0.18			
	-+	0.21			
S _s -D 2	++	0.20			
	-+	0.20			
S _s -D 3	++	0.14			
	-+	0.15			
S _s -F 1	++	0.12			
	-+	0.11			
S _s -F 2	++	0.15			
	-+	0.13			
S _s -F 3	++	0.16			
	-+	0.16			
S _s -N 1	++	0.26	0.27	0.27	0.19
	-+	0.13			

注記* : 追加解析ケースによる照査値は, 別途示す。

表 6-1(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（導流壁）

地震動		解析ケース			
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.06			
	-+	0.07			
S s - D 2	++	0.07			
	-+	0.06			
S s - D 3	++	0.05			
	-+	0.05			
S s - F 1	++	0.05			
	-+	0.04			
S s - F 2	++	0.06			
	-+	0.06			
S s - F 3	++	0.05			
	-+	0.06			
S s - N 1	++	0.11	0.11	0.12	0.08
	-+	0.08			

注記*：追加解析ケースによる照査値は，別途示す。

表 6-1(6) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値 (妻壁)

地震動		解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*			
		①	②	③	④		
S s - D 1	++	0.05					
	-+	0.06					
S s - D 2	++	0.05					
	-+	0.06					
S s - D 3	++	0.04					
	-+	0.05					
S s - F 1	++	0.04					
	-+	0.04					
S s - F 2	++	0.05					
	-+	0.05					
S s - F 3	++	0.04					
	-+	0.05					
S s - N 1	++	0.08	0.07	0.08	0.06		
	-+	0.06					

注記* : 追加解析ケースによる照査値は, 別途示す。

- (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査 (コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみ)
表 6-2 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 6-2(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値 (底版)

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*1			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.23			
	-+	0.56			
S s - D 2	++	0.49			
	-+	0.20			
S s - D 3	++	0.24			
	-+	0.31			
S s - F 1	++	0.15			
	-+	0.13			
S s - F 2	++	0.37			
	-+	0.37			
S s - F 3	++	0.17			
	-+	0.42			
S s - N 1	++	0.64*2	0.97	0.77*2	0.92
	-+	0.51			

注記*1：追加解析ケースによる照査値は、別途示す。

*2：要素平均化後の値を示す。

表 6-2(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（中床板）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.38			
	-+	0.51			
S s - D 2	++	0.51			
	-+	0.36			
S s - D 3	++	0.27			
	-+	0.36			
S s - F 1	++	0.30			
	-+	0.24			
S s - F 2	++	0.45			
	-+	0.42			
S s - F 3	++	0.32			
	-+	0.41			
S s - N 1	++	0.66	0.64	0.70	0.59
	-+	0.50			

注記*：追加解析ケースによる照査値は，別途示す。

表 6-2(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（側壁）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.36			
	-+	0.49			
S s - D 2	++	0.58			
	-+	0.49			
S s - D 3	++	0.29			
	-+	0.31			
S s - F 1	++	0.26			
	-+	0.21			
S s - F 2	++	0.42			
	-+	0.43			
S s - F 3	++	0.45			
	-+	0.41			
S s - N 1	++	0.80	0.87	0.85	0.49
	-+	0.25			

注記*：追加解析ケースによる照査値は，別途示す。

表 6-2(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値 (隔壁)

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D 1	++	0.63			
	-+	0.70			
S _s -D 2	++	0.68			
	-+	0.68			
S _s -D 3	++	0.47			
	-+	0.48			
S _s -F 1	++	0.39			
	-+	0.36			
S _s -F 2	++	0.49			
	-+	0.43			
S _s -F 3	++	0.54			
	-+	0.53			
S _s -N 1	++	0.85	0.85	0.85	0.65
	-+	0.79			

注記* : 追加解析ケースによる照査値は, 別途示す。

表 6-2(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（導流壁）

地震動		解析ケース			
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.05			
	-+	0.07			
S s - D 2	++	0.06			
	-+	0.06			
S s - D 3	++	0.04			
	-+	0.05			
S s - F 1	++	0.05			
	-+	0.04			
S s - F 2	++	0.05			
	-+	0.06			
S s - F 3	++	0.05			
	-+	0.06			
S s - N 1	++	0.12	0.11	0.12	0.07
	-+	0.07			

注記*：追加解析ケースによる照査値は，別途示す。

表 6-2(6) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値 (妻壁)

地震動		解析ケース			
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.08			
	-+	0.09			
S s - D 2	++	0.10			
	-+	0.09			
S s - D 3	++	0.08			
	-+	0.08			
S s - F 1	++	0.07			
	-+	0.08			
S s - F 2	++	0.08			
	-+	0.08			
S s - F 3	++	0.10			
	-+	0.10			
S s - N 1	++	0.08	0.08	0.09	0.07
	-+	0.09			

注記* : 追加解析ケースによる照査値は, 別途示す。

(3) せん断破壊に対する照査

表 6-3 にせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 6-3(1) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (底版)

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.63			
	-+	0.61			
S _s -D2	++	0.65			
	-+	0.61			
S _s -D3	++	0.56			
	-+	0.53			
S _s -F1	++	0.54			
	-+	0.55			
S _s -F2	++	0.59			
	-+	0.65			
S _s -F3	++	0.59			
	-+	0.67			
S _s -N1	++	0.78	0.75	0.81	0.88
	-+	0.68			

注記* : 追加解析ケースによる照査値は, 別途示す。

表 6-3(2) せん断破壊に対する解析ケースと照査値（中床板）

地震動		せん断破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.69			
	-+	0.66			
S _s -D2	++	0.70			
	-+	0.65			
S _s -D3	++	0.59			
	-+	0.62			
S _s -F1	++	0.58			
	-+	0.54			
S _s -F2	++	0.61			
	-+	0.64			
S _s -F3	++	0.62			
	-+	0.72			
S _s -N1	++	0.82	0.76	0.90	0.87
	-+	0.62			

注記*：追加解析ケースによる照査値は、別途示す。

表 6-3(3) せん断破壊に対する解析ケースと照査値（側壁）

地震動		せん断破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.65			
	-+	0.70			
S _s -D2	++	0.69			
	-+	0.75			
S _s -D3	++	0.59			
	-+	0.60			
S _s -F1	++	0.52			
	-+	0.55			
S _s -F2	++	0.59			
	-+	0.57			
S _s -F3	++	0.68			
	-+	0.64			
S _s -N1	++	0.80	0.83	0.81	0.85
	-+	0.71			

注記*：追加解析ケースによる照査値は、別途示す。

表 6-3(4) せん断破壊に対する解析ケースと照査値（隔壁）

地震動		解析ケース		せん断破壊に対する照査*			
		①	②	③	④		
S s - D 1	++	0.67					
	-+	0.58					
S s - D 2	++	0.64					
	-+	0.68					
S s - D 3	++	0.63					
	-+	0.62					
S s - F 1	++	0.63					
	-+	0.60					
S s - F 2	++	0.64					
	-+	0.68					
S s - F 3	++	0.67					
	-+	0.65					
S s - N 1	++	0.78	0.83	0.88	0.76		
	-+	0.66					

注記*：追加解析ケースによる照査値は、別途示す。

表 6-3(5) せん断破壊に対する解析ケースと照査値（導流壁）

地震動		せん断破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.62			
	-+	0.61			
S s - D 2	++	0.62			
	-+	0.72			
S s - D 3	++	0.53			
	-+	0.57			
S s - F 1	++	0.47			
	-+	0.45			
S s - F 2	++	0.59			
	-+	0.58			
S s - F 3	++	0.56			
	-+	0.60			
S s - N 1	++	0.82	0.81	0.89	0.89
	-+	0.73			

注記*：追加解析ケースによる照査値は、別途示す。

表 6-3(6) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (妻壁)

地震動		せん断破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D 1	++	0.51			
	-+	0.63			
S _s -D 2	++	0.55			
	-+	0.59			
S _s -D 3	++	0.45			
	-+	0.49			
S _s -F 1	++	0.44			
	-+	0.44			
S _s -F 2	++	0.47			
	-+	0.50			
S _s -F 3	++	0.47			
	-+	0.53			
S _s -N 1	++	0.74	0.73	0.75	0.88
	-+	0.53			

注記* : 追加解析ケースによる照査値は, 別途示す。

(4) 壁部材の面内せん断に対する照査

表 6-4 に壁部材の面内せん断に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 6-4(1) 壁部材の面内せん断に対する解析ケースと照査値 (隔壁)

地震動		解析ケース		面内せん断に対する照査*			
		①	②	③	④		
S s - D 1	++	0.13					
	-+	0.14					
S s - D 2	++	0.13					
	-+	0.17					
S s - D 3	++	0.11					
	-+	0.10					
S s - F 1	++	0.08					
	-+	0.08					
S s - F 2	++	0.11					
	-+	0.10					
S s - F 3	++	0.10					
	-+	0.11					
S s - N 1	++	0.23	0.22	0.26	0.16		
	-+	0.17					

注記* : 追加解析ケースによる照査値は, 別途示す。

表 6-4(2) 壁部材の面内せん断に対する解析ケースと照査値（妻壁）

地震動 \ 解析ケース		面内せん断に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D 1	++	0.07			
	-+	0.09			
S _s -D 2	++	0.09			
	-+	0.09			
S _s -D 3	++	0.06			
	-+	0.07			
S _s -F 1	++	0.05			
	-+	0.04			
S _s -F 2	++	0.07			
	-+	0.06			
S _s -F 3	++	0.06			
	-+	0.08			
S _s -N 1	++	0.16	0.15	0.19	0.11
	-+	0.09			

注記*：追加解析ケースによる照査値は、別途示す。

(5) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 6-5 に基礎地盤の支持性能に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 6-5(1) 基礎地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値
(基礎地盤 (狐崎部層) の接地圧)

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.25			
	-+	0.22			
S _s -D2	++	0.25			
	-+	0.28			
S _s -D3	++	0.23			
	-+	0.21			
S _s -F1	++	0.18			
	-+	0.18			
S _s -F2	++	0.20			
	-+	0.24			
S _s -F3	++	0.22			
	-+	0.21			
S _s -N1	++	0.28	0.25	0.29	0.28
	-+	0.28			

注記* : 追加解析ケースによる照査値は, 別途示す。

表 6-5(2) 基礎地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値
(MMR (既設) の接地圧)

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D 1	++	0.27			
	-+	0.24			
S _s -D 2	++	0.24			
	-+	0.28			
S _s -D 3	++	0.25			
	-+	0.22			
S _s -F 1	++	0.21			
	-+	0.20			
S _s -F 2	++	0.24			
	-+	0.23			
S _s -F 3	++	0.23			
	-+	0.24			
S _s -N 1	++	0.22	0.22	0.23	0.22
	-+	0.27			

注記* : 追加解析ケースによる照査値は、別途示す。

6.1.2 各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果

(1) 下部構造（水路）における頂底板間の層間変位が最大となる時刻（時刻1）

地震応答解析結果のうち、下部構造（水路）における頂底板間の最大層間変位の算定結果を表6-6に示す。

表6-6(1) 頂底板間の最大層間変位の算定結果（スクリーンエリア着目）

解析 ケース	地震動		最大層間変位(mm)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	8.69	32.29	32.28	32.27
		-+	-9.78	25.22	25.21	25.21
	S s - D 2	++	-9.11	25.26	25.25	25.23
		-+	10.65	13.53	13.52	13.51
	S s - D 3	++	-6.82	29.71	29.71	29.70
		-+	-7.92	20.93	20.93	20.91
	S s - F 1	++	-6.26	22.69	22.68	22.67
		-+	5.90	22.68	22.67	22.67
	S s - F 2	++	-8.64	27.85	27.85	27.83
		-+	-8.54	31.30	31.29	31.28
	S s - F 3	++	7.95	26.83	26.83	26.81
		-+	-8.10	26.86	26.82	26.81
	S s - N 1	++	-12.61	7.53	7.52	7.50
		-+	10.93	7.52	7.52	7.51
②	S s - N 1	++	-11.96	7.53	7.51	7.50
③	S s - N 1	++	-13.51	7.53	7.53	7.51
④	S s - N 1	++	-10.58	7.53	7.51	7.50

表 6-6(2) 頂底板間の最大層間変位の算定結果 (補機ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大層間変位 (mm)	時刻 (s)			
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア	
①	S s - D 1	++	6.29	32.29	32.28	32.27	
		-+	-7.23	25.22	25.21	25.21	
	S s - D 2	++	-7.05	25.26	25.25	25.23	
		-+	7.27	13.53	13.52	13.51	
	S s - D 3	++	-5.71	29.71	29.71	29.70	
		-+	-5.78	15.57	15.58	15.57	
	S s - F 1	++	-4.69	22.43	22.42	22.41	
		-+	4.34	22.68	22.67	22.67	
	S s - F 2	++	-6.26	27.85	27.85	27.83	
		-+	-6.63	31.30	31.29	31.28	
	S s - F 3	++	6.18	26.83	26.83	26.81	
		-+	-6.52	26.86	26.82	26.81	
	S s - N 1	++	-10.14	7.53	7.52	7.50	
		-+	8.21	7.52	7.52	7.51	
	②	S s - N 1	++	-9.37	7.53	7.51	7.50
	③	S s - N 1	++	-10.59	7.53	7.53	7.51
④	S s - N 1	++	-8.31	7.53	7.51	7.50	

表 6-6(3) 頂底板間の最大層間変位の算定結果 (循環水ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大層間変位 (mm)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	2.91	45.41	45.41	45.39
		-+	-3.19	25.22	25.21	25.21
	S s - D 2	++	-3.26	25.26	25.25	25.23
		-+	3.52	13.53	13.52	13.51
	S s - D 3	++	-2.69	29.71	29.71	29.70
		-+	-2.64	15.57	15.58	15.57
	S s - F 1	++	-2.32	22.43	22.42	22.41
		-+	2.19	22.43	22.43	22.41
	S s - F 2	++	-3.00	27.85	27.85	27.83
		-+	-2.76	28.47	28.46	28.46
	S s - F 3	++	3.20	26.83	26.83	26.81
		-+	-2.88	26.86	26.82	26.81
	S s - N 1	++	-3.99	7.53	7.52	7.50
		-+	3.83	7.52	7.52	7.51
②	S s - N 1	++	-3.69	7.53	7.51	7.50
③	S s - N 1	++	-4.09	7.53	7.53	7.51
④	S s - N 1	++	-3.10	7.53	7.51	7.50

- (2) 上部構造における右側壁の転倒曲げモーメントが最大となる時刻（時刻2）
地震応答解析結果のうち，上部構造における右側壁の最大転倒モーメントの算定結果を表6-7に示す。

表6-7(1) 右側壁の最大転倒モーメントの算定結果（スクリーンエリア着目）

解析 ケース	地震動		最大転倒モーメント (kN・m)	時刻 (s)			
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア	
①	S s - D 1	++	6849	40.41	40.42	40.42	
		-+	7487	45.52	45.52	45.50	
	S s - D 2	++	8520	13.66	13.65	13.64	
		-+	9182	13.53	13.54	13.51	
	S s - D 3	++	6345	14.44	14.43	14.43	
		-+	7651	21.04	21.04	21.02	
	S s - F 1	++	4757	21.18	21.18	21.17	
		-+	4996	19.57	19.57	19.57	
	S s - F 2	++	5609	32.05	32.05	32.04	
		-+	5443	28.56	28.56	28.55	
	S s - F 3	++	6330	27.70	27.70	27.70	
		-+	8700	27.78	27.78	27.77	
	S s - N 1	++	7093	7.91	7.91	7.87	
		-+	5963	7.53	7.61	7.60	
	②	S s - N 1	++	6324	7.90	7.89	7.88
	③	S s - N 1	++	6843	7.92	7.91	7.88
④	S s - N 1	++	6633	7.90	7.90	7.86	

表 6-7(2) 右側壁の最大転倒モーメントの算定結果 (補機ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大転倒モーメント (kN・m)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	17153	40.41	40.42	40.42
		-+	18123	45.03	45.03	45.02
	S s - D 2	++	17610	6.88	6.88	6.87
		-+	21571	13.53	13.54	13.51
	S s - D 3	++	16143	14.44	14.43	14.43
		-+	15460	21.04	21.04	21.02
	S s - F 1	++	12700	19.50	19.49	19.48
		-+	12658	18.89	18.89	18.89
	S s - F 2	++	13834	28.39	28.40	28.40
		-+	13610	31.41	31.42	31.38
	S s - F 3	++	15137	27.70	27.70	27.70
		-+	16673	27.78	27.78	27.77
	S s - N 1	++	15521	7.91	7.91	7.87
		-+	17972	7.53	7.61	7.60
②	S s - N 1	++	14212	7.90	7.89	7.88
③	S s - N 1	++	13248	7.92	7.91	7.88
④	S s - N 1	++	12595	7.90	7.90	7.86

表 6-7(3) 右側壁の最大転倒モーメントの算定結果 (循環水ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大転倒モーメント (kN・m)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	24113	40.41	40.42	40.42
		-+	29600	25.88	25.89	25.87
	S s - D 2	++	37076	13.66	13.65	13.64
		-+	26989	13.53	13.54	13.51
	S s - D 3	++	24159	14.44	14.43	14.43
		-+	24901	6.30	6.31	6.29
	S s - F 1	++	21881	19.50	19.49	19.48
		-+	23515	19.57	19.57	19.57
	S s - F 2	++	22097	25.69	25.70	25.68
		-+	21374	26.90	26.90	26.90
	S s - F 3	++	28456	28.72	28.72	28.71
		-+	31633	28.62	28.61	28.61
	S s - N 1	++	20021	7.31	7.34	7.32
		-+	23810	7.53	7.61	7.60
②	S s - N 1	++	20327	7.31	7.32	7.32
③	S s - N 1	++	22087	7.92	7.91	7.88
④	S s - N 1	++	21877	7.31	7.33	7.33

- (3) 上部構造における左側壁の転倒曲げモーメントが最大となる時刻（時刻3）
地震応答解析結果のうち，上部構造における左側壁の最大転倒モーメントの算定結果を表6-8に示す。

表6-8(1) 左側壁の最大転倒モーメントの算定結果（スクリーンエリア着目）

解析 ケース	地震動		最大転倒モーメント (kN・m)	時刻 (s)			
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア	
①	S s - D 1	++	-9349	18.74	18.74	18.73	
		-+	-10569	32.30	32.30	32.29	
	S s - D 2	++	-10676	8.47	8.47	8.46	
		-+	-8916	20.44	20.45	20.43	
	S s - D 3	++	-7565	29.74	29.73	29.73	
		-+	-8329	20.95	20.96	20.94	
	S s - F 1	++	-6300	22.71	22.70	22.69	
		-+	-6041	22.59	22.59	22.58	
	S s - F 2	++	-7403	27.89	27.89	27.88	
		-+	-6942	31.33	31.36	31.36	
	S s - F 3	++	-9219	27.02	27.02	27.01	
		-+	-9201	26.85	26.85	26.83	
	S s - N 1	++	-12474	7.52	7.57	7.51	
		-+	-6221	7.75	7.75	7.73	
	②	S s - N 1	++	-12532	7.52	7.56	7.50
	③	S s - N 1	++	-11661	7.53	7.56	7.51
④	S s - N 1	++	-12841	7.52	7.52	7.51	

表 6-8(2) 左側壁の最大転倒モーメントの算定結果 (補機ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大転倒モーメント (kN・m)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	-19222	18.74	18.74	18.73
		-+	-22892	32.30	32.30	32.29
	S s - D 2	++	-22642	25.26	25.26	25.32
		-+	-19295	20.44	20.45	20.43
	S s - D 3	++	-15432	29.74	29.73	29.73
		-+	-18496	15.59	15.59	15.59
	S s - F 1	++	-15494	22.42	22.45	22.46
		-+	-14566	22.59	22.59	22.58
	S s - F 2	++	-17726	28.16	28.16	28.13
		-+	-18353	28.48	28.47	28.47
	S s - F 3	++	-18745	26.73	26.72	26.71
		-+	-18978	26.85	26.85	26.83
	S s - N 1	++	-26879	7.52	7.57	7.51
		-+	-14054	7.42	7.38	7.41
②	S s - N 1	++	-28339	7.52	7.56	7.50
③	S s - N 1	++	-27373	7.53	7.56	7.51
④	S s - N 1	++	-27913	7.52	7.52	7.51

表 6-8(3) 左側壁の最大転倒モーメントの算定結果 (循環水ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大転倒モーメント (kN・m)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	-23962	45.59	45.59	45.58
		-+	-25953	32.30	32.30	32.29
	S s - D 2	++	-26868	25.26	25.26	25.32
		-+	-24086	8.32	8.31	8.30
	S s - D 3	++	-24529	15.50	15.50	15.50
		-+	-24504	29.60	29.59	29.58
	S s - F 1	++	-21942	22.42	22.45	22.46
		-+	-20981	23.08	23.06	23.06
	S s - F 2	++	-21231	31.48	31.48	31.47
		-+	-23478	27.77	27.76	27.76
	S s - F 3	++	-25766	26.73	26.72	26.71
		-+	-27920	26.85	26.85	26.83
	S s - N 1	++	-35317	7.52	7.57	7.51
		-+	-21389	7.42	7.38	7.41
②	S s - N 1	++	-34056	7.52	7.56	7.50
③	S s - N 1	++	-35026	7.53	7.56	7.51
④	S s - N 1	++	-33847	7.52	7.52	7.51

(4) 総水平荷重が最大となる時刻（時刻 4）

地震応答解析結果のうち，最大総水平荷重の算定結果を表 6-9 に示す。

表 6-9(1) 最大総水平荷重の算定結果（スクリーンエリア着目）

解析 ケース	地震動		最大水平荷重(kN)	時刻 (s)			
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア	
①	S s - D 1	++	8318	46.97	46.97	46.97	
		-+	9433	32.26	32.26	32.28	
	S s - D 2	++	10483	25.27	25.27	25.23	
		-+	9958	25.42	25.42	25.42	
	S s - D 3	++	7862	29.70	29.70	29.70	
		-+	8197	15.59	15.59	15.57	
	S s - F 1	++	7247	22.41	22.41	22.41	
		-+	6160	15.58	15.58	15.58	
	S s - F 2	++	8003	27.86	27.86	27.83	
		-+	9430	28.45	28.44	28.45	
	S s - F 3	++	-8024	26.82	26.83	26.81	
		-+	9224	26.81	26.82	26.81	
	S s - N 1	++	12291	7.51	7.51	7.51	
		-+	-10808	7.51	7.51	7.49	
	②	S s - N 1	++	12010	7.51	7.51	7.49
	③	S s - N 1	++	12582	7.52	7.53	7.50
④	S s - N 1	++	12360	7.51	7.51	7.49	

表 6-9(2) 最大総水平荷重の算定結果 (補機ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大水平荷重(kN)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	8240	46.97	46.97	46.97
		-+	9305	32.26	32.26	32.28
	S s - D 2	++	10545	25.27	25.27	25.23
		-+	9990	25.42	25.42	25.42
	S s - D 3	++	7584	29.70	29.70	29.70
		-+	8014	15.59	15.59	15.57
	S s - F 1	++	7219	22.41	22.41	22.41
		-+	6113	14.61	14.62	14.60
	S s - F 2	++	8035	27.86	27.86	27.83
		-+	9325	28.45	28.44	28.45
	S s - F 3	++	-7839	26.82	26.83	26.81
		-+	9220	26.81	26.82	26.81
	S s - N 1	++	12576	7.51	7.51	7.51
		-+	-10419	7.51	7.51	7.49
②	S s - N 1	++	11846	7.51	7.51	7.49
③	S s - N 1	++	12829	7.52	7.53	7.50
④	S s - N 1	++	12696	7.51	7.51	7.49

表 6-9(3) 最大総水平荷重の算定結果 (循環水ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大水平荷重(kN)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	-8338	29.12	29.12	29.11
		-+	8776	45.40	45.40	45.38
	S s - D 2	++	9143	14.04	14.04	14.03
		-+	-9655	25.22	25.28	25.22
	S s - D 3	++	7463	29.70	29.70	29.70
		-+	7667	20.93	20.93	20.92
	S s - F 1	++	7247	22.41	22.41	22.41
		-+	6443	15.58	15.58	15.58
	S s - F 2	++	7763	27.86	27.86	27.83
		-+	7987	31.28	31.28	31.27
	S s - F 3	++	-8988	26.82	26.83	26.81
		-+	8784	26.81	26.82	26.81
	S s - N 1	++	10495	7.51	7.51	7.51
		-+	-9951	7.51	7.51	7.49
②	S s - N 1	++	10039	7.51	7.51	7.49
③	S s - N 1	++	11013	7.52	7.53	7.50
④	S s - N 1	++	10756	7.51	7.51	7.49

(5) 上部構造における右側壁の水平荷重が最大となる時刻（時刻 5）

地震応答解析結果のうち，上部構造における右側壁の最大水平荷重の算定結果を表 6-10 に示す。

表 6-10(1) 上部構造における右側壁の最大水平荷重の算定結果
(スクリーンエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大水平荷重(kN)	時刻 (s)			
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア	
①	S s - D 1	++	-1980	18.74	18.74	18.73	
		-+	-2640	32.30	32.30	32.29	
	S s - D 2	++	-2220	25.26	25.31	25.32	
		-+	-1878	20.44	20.48	20.43	
	S s - D 3	++	-1754	21.09	21.09	21.07	
		-+	-2132	20.96	20.96	20.94	
	S s - F 1	++	-1550	22.70	22.70	22.69	
		-+	-1459	22.59	22.59	22.57	
	S s - F 2	++	-1931	27.89	27.89	27.87	
		-+	-2015	27.77	27.76	27.76	
	S s - F 3	++	-1851	26.72	26.71	26.71	
		-+	-2277	26.84	26.85	26.83	
	S s - N 1	++	-3220	7.53	7.57	7.51	
		-+	-1651	7.39	7.39	7.41	
	②	S s - N 1	++	-3083	7.53	7.56	7.50
	③	S s - N 1	++	-3078	7.54	7.57	7.62
④	S s - N 1	++	-3358	7.52	7.56	7.51	

表 6-10(2) 上部構造における右側壁の最大水平荷重の算定結果
(補機ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大水平荷重(kN)	時刻 (s)			
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア	
①	S s - D 1	++	-2729	35.30	35.30	35.30	
		-+	-3359	45.44	45.44	45.46	
	S s - D 2	++	-3525	25.26	25.31	25.32	
		-+	-2639	35.09	35.08	35.10	
	S s - D 3	++	-2533	15.50	15.49	15.50	
		-+	-2611	15.60	15.59	15.61	
	S s - F 1	++	-2483	23.16	23.17	23.16	
		-+	-2450	23.07	23.06	23.06	
	S s - F 2	++	-2323	27.89	27.89	27.87	
		-+	-2741	28.48	28.47	28.46	
	S s - F 3	++	-2452	28.89	28.89	28.88	
		-+	-3033	27.70	27.69	27.69	
	S s - N 1	++	-4779	7.53	7.57	7.51	
		-+	-2462	7.61	7.62	7.62	
	②	S s - N 1	++	-4985	7.53	7.56	7.50
	③	S s - N 1	++	-4614	7.54	7.57	7.62
④	S s - N 1	++	-4622	7.52	7.56	7.51	

表 6-10(3) 上部構造における右側壁の最大水平荷重の算定結果
(循環水ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大水平荷重(kN)	時刻 (s)			
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア	
①	S s - D 1	++	-2645	25.41	25.41	25.39	
		-+	-3235	45.44	45.44	45.46	
	S s - D 2	++	-2885	16.07	16.07	16.07	
		-+	-3000	8.31	8.31	8.30	
	S s - D 3	++	-3010	15.50	15.49	15.50	
		-+	-2916	29.60	29.59	29.58	
	S s - F 1	++	-2779	18.96	18.96	18.96	
		-+	-3128	23.07	23.06	23.06	
	S s - F 2	++	-2579	28.16	28.11	28.11	
		-+	-3174	28.03	28.03	28.02	
	S s - F 3	++	-2954	28.89	28.89	28.88	
		-+	-2860	26.84	26.85	26.83	
	S s - N 1	++	-3528	7.53	7.57	7.51	
		-+	-2557	7.39	7.39	7.41	
	②	S s - N 1	++	-3403	7.53	7.56	7.50
	③	S s - N 1	++	-3760	7.54	7.57	7.62
④	S s - N 1	++	-3436	7.52	7.56	7.51	

- (6) 上部構造における左側壁の水平荷重が最大となる時刻（時刻6）
地震応答解析結果のうち，上部構造における左側壁の最大水平荷重の算定結果を表6-11に示す。

表6-11(1) 上部構造における左側壁の最大水平荷重の算定結果
(スクリーンエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大水平荷重(kN)	時刻 (s)			
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア	
①	S s - D 1	++	1555	40.41	40.43	40.42	
		-+	1677	45.03	45.03	45.02	
	S s - D 2	++	1968	6.88	6.88	6.88	
		-+	2137	13.53	13.55	13.56	
	S s - D 3	++	1464	14.44	14.44	14.43	
		-+	1641	21.03	21.04	21.02	
	S s - F 1	++	1279	21.18	21.18	21.17	
		-+	1496	23.06	23.06	23.06	
	S s - F 2	++	1426	25.69	25.70	25.69	
		-+	1232	26.90	26.91	26.90	
	S s - F 3	++	1695	28.72	28.72	28.71	
		-+	1955	27.78	27.78	27.77	
	S s - N 1	++	1486	7.91	7.91	7.87	
		-+	2128	7.60	7.61	7.60	
	②	S s - N 1	++	1321	7.90	7.89	7.87
	③	S s - N 1	++	1464	7.92	7.93	7.88
	④	S s - N 1	++	1406	7.90	7.90	7.86

表 6-11(2) 上部構造における左側壁の最大水平荷重の算定結果
(補機ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大水平荷重(kN)	時刻 (s)			
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア	
①	S s - D 1	++	2641	25.24	25.24	25.22	
		-+	2984	45.03	45.03	45.02	
	S s - D 2	++	2934	35.03	35.03	35.01	
		-+	2930	13.53	13.55	13.56	
	S s - D 3	++	2419	21.14	21.14	21.12	
		-+	2699	15.42	15.42	15.41	
	S s - F 1	++	2414	23.00	22.99	22.98	
		-+	2517	23.06	23.06	23.06	
	S s - F 2	++	2485	25.69	25.70	25.69	
		-+	2500	26.90	26.91	26.90	
	S s - F 3	++	2593	28.53	28.53	28.52	
		-+	2848	28.62	28.61	28.61	
	S s - N 1	++	2235	7.68	7.61	7.59	
		-+	3815	7.60	7.61	7.60	
	②	S s - N 1	++	2190	7.67	7.57	7.55
	③	S s - N 1	++	2330	7.64	7.61	7.61
④	S s - N 1	++	2330	7.33	7.34	7.32	

表 6-11(3) 上部構造における左側壁の最大水平荷重の算定結果
(循環水ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大水平荷重(kN)	時刻 (s)			
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア	
①	S s - D 1	++	3247	40.41	40.43	40.42	
		-+	3702	45.03	45.03	45.02	
	S s - D 2	++	4319	13.66	13.65	13.64	
		-+	3413	24.69	24.69	24.68	
	S s - D 3	++	3147	6.41	6.41	6.41	
		-+	3533	6.30	6.31	6.30	
	S s - F 1	++	3071	19.51	19.49	19.48	
		-+	3341	23.06	23.06	23.06	
	S s - F 2	++	3221	25.69	25.70	25.69	
		-+	3141	26.90	26.91	26.90	
	S s - F 3	++	3953	28.72	28.72	28.71	
		-+	4196	28.62	28.61	28.61	
	S s - N 1	++	3013	7.33	7.35	7.32	
		-+	3285	7.60	7.61	7.60	
	②	S s - N 1	++	2980	7.31	7.33	7.32
	③	S s - N 1	++	3074	7.38	7.37	7.35
④	S s - N 1	++	3382	7.33	7.34	7.32	

(7) 面部材の層間変位が最大となる時刻 (時刻 7)

地震応答解析結果のうち, 面部材の最大層間変位の算定結果を表 6-12 に示す。

表 6-12(1) 面部材の最大層間変位の算定結果 (スクリーンエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大層間変位 (mm)	時刻 (s)			
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア	
①	S s - D 1	++	2.42	32.30	32.27	32.29	
		-+	-2.73	32.31	32.31	32.29	
	S s - D 2	++	2.65	20.43	20.44	20.35	
		-+	3.44	13.53	13.53	13.51	
	S s - D 3	++	2.37	15.56	15.56	15.56	
		-+	2.25	21.03	21.04	21.01	
	S s - F 1	++	-1.68	22.71	22.71	22.69	
		-+	1.71	18.89	18.89	18.88	
	S s - F 2	++	2.04	31.30	31.31	31.29	
		-+	1.86	31.42	31.42	31.40	
	S s - F 3	++	-2.42	26.73	26.73	26.72	
		-+	2.37	26.73	26.73	26.72	
	S s - N 1	++	-3.11	7.53	7.53	7.51	
		-+	2.34	7.52	7.49	7.50	
	②	S s - N 1	++	-3.27	7.52	7.53	7.50
	③	S s - N 1	++	-3.11	7.53	7.55	7.52
④	S s - N 1	++	-2.57	7.52	7.53	7.51	

表 6-12(2) 面部材の最大層間変位の算定結果 (補機ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大層間変位 (mm)	時刻 (s)			
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア	
①	S s - D 1	++	5.76	18.56	18.57	18.55	
		-+	-5.69	32.31	32.31	32.29	
	S s - D 2	++	5.97	23.98	23.99	23.98	
		-+	8.18	13.53	13.53	13.51	
	S s - D 3	++	5.57	15.56	15.56	15.56	
		-+	4.92	21.03	21.04	21.01	
	S s - F 1	++	3.63	19.50	19.49	19.47	
		-+	4.14	20.13	20.14	20.13	
	S s - F 2	++	5.20	28.48	28.49	28.47	
		-+	5.11	31.42	31.42	31.40	
	S s - F 3	++	5.38	27.69	27.70	27.70	
		-+	-5.46	26.85	26.86	26.84	
	S s - N 1	++	-6.11	7.53	7.53	7.51	
		-+	4.89	7.52	7.49	7.50	
	②	S s - N 1	++	-6.20	7.52	7.53	7.50
	③	S s - N 1	++	-6.13	7.53	7.55	7.52
④	S s - N 1	++	-5.06	7.52	7.53	7.51	

表 6-12(3) 面部材の最大層間変位の算定結果 (循環水ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大層間変位 (mm)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	-1.70	18.75	18.74	18.73
		-+	-1.97	32.31	32.31	32.29
	S s - D 2	++	1.95	13.66	13.66	13.64
		-+	2.31	13.53	13.53	13.51
	S s - D 3	++	1.63	15.56	15.56	15.56
		-+	1.51	21.03	21.04	21.01
	S s - F 1	++	-1.21	22.71	22.71	22.69
		-+	1.14	20.13	20.14	20.13
	S s - F 2	++	1.38	34.01	34.01	33.99
		-+	1.64	27.86	27.85	27.84
	S s - F 3	++	-1.51	26.73	26.73	26.72
		-+	1.66	27.78	27.78	27.76
	S s - N 1	++	-2.29	7.53	7.53	7.51
		-+	1.66	7.52	7.49	7.50
②	S s - N 1	++	-2.24	7.52	7.53	7.50
③	S s - N 1	++	-2.02	7.53	7.55	7.52
④	S s - N 1	++	-1.73	7.52	7.53	7.51

(8) 上部構造における右側壁の上部荷重が最大となる時刻（時刻 8）

地震応答解析結果のうち，上部構造における右側壁の最大上部荷重の算定結果を表 6-13 に示す。

表 6-13(1) 上部構造における右側壁の最大上部荷重の算定結果
(スクリーンエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大上側水平荷重 (kN)	時刻 (s)			
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア	
①	S s - D 1	++	-1573	18.74	18.74	18.73	
		-+	-1609	32.30	32.30	32.29	
	S s - D 2	++	-1795	8.47	8.47	8.46	
		-+	-1590	20.44	20.45	20.43	
	S s - D 3	++	-1270	29.74	29.73	29.73	
		-+	-1294	30.16	30.15	30.15	
	S s - F 1	++	-1002	22.71	22.70	22.69	
		-+	-1003	22.59	22.59	22.57	
	S s - F 2	++	-1166	31.48	31.47	31.47	
		-+	-1045	28.48	28.47	28.47	
	S s - F 3	++	-1543	27.02	27.02	27.01	
		-+	-1360	26.85	26.85	26.83	
	S s - N 1	++	-1894	7.52	7.56	7.51	
		-+	-1094	7.75	7.75	7.73	
	②	S s - N 1	++	-1940	7.51	7.56	7.50
	③	S s - N 1	++	-1711	7.53	7.56	7.51
④	S s - N 1	++	-1873	7.52	7.52	7.51	

表 6-13(1) 上部構造における右側壁の最大上部荷重の算定結果
(補機ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大上側水平荷重 (kN)	時刻 (s)			
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア	
①	S s - D 1	++	-1809	18.74	18.74	18.73	
		-+	-2049	32.30	32.30	32.29	
	S s - D 2	++	-2029	25.26	25.26	25.32	
		-+	-1779	20.44	20.45	20.43	
	S s - D 3	++	-1424	29.74	29.73	29.73	
		-+	-1869	15.59	15.59	15.59	
	S s - F 1	++	-1481	22.71	22.70	22.69	
		-+	-1243	22.59	22.59	22.57	
	S s - F 2	++	-1678	28.16	28.16	28.14	
		-+	-1773	28.48	28.47	28.47	
	S s - F 3	++	-1864	26.73	26.72	26.71	
		-+	-1826	26.85	26.85	26.83	
	S s - N 1	++	-2419	7.52	7.56	7.51	
		-+	-1427	7.42	7.38	7.41	
	②	S s - N 1	++	-2620	7.51	7.56	7.50
	③	S s - N 1	++	-2477	7.53	7.56	7.51
④	S s - N 1	++	-2616	7.52	7.52	7.51	

表 6-13(3) 上部構造における右側壁の最大上部荷重の算定結果
(循環水ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大上側水平荷重 (kN)	時刻 (s)			
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア	
①	S s - D 1	++	-1501	18.74	18.74	18.73	
		-+	-1663	32.30	32.30	32.29	
	S s - D 2	++	-1850	25.26	25.26	25.32	
		-+	-1616	20.44	20.45	20.43	
	S s - D 3	++	-1385	15.50	15.50	15.49	
		-+	-1492	20.95	20.96	20.94	
	S s - F 1	++	-1396	22.42	22.45	22.45	
		-+	-1076	25.43	25.42	25.43	
	S s - F 2	++	-1254	28.16	28.16	28.14	
		-+	-1408	31.32	31.36	31.36	
	S s - F 3	++	-1706	26.73	26.72	26.71	
		-+	-1871	26.85	26.85	26.83	
	S s - N 1	++	-2349	7.52	7.56	7.51	
		-+	-1416	7.42	7.38	7.41	
	②	S s - N 1	++	-2252	7.51	7.56	7.50
	③	S s - N 1	++	-2373	7.53	7.56	7.51
④	S s - N 1	++	-2181	7.52	7.52	7.51	

(9) 上部構造における左側壁の上部荷重が最大となる時刻（時刻 9）

地震応答解析結果のうち、上部構造における左側壁の最大上部荷重の算定結果を表 6-14 に示す。

表 6-14(1) 上部構造における左側壁の最大上部荷重の算定結果
(スクリーンエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大上側水平荷重 (kN)	時刻 (s)			
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア	
①	S s - D 1	++	1126	40.41	40.42	40.42	
		-+	1235	45.52	45.52	45.50	
	S s - D 2	++	1385	13.66	13.65	13.64	
		-+	1456	13.53	13.54	13.51	
	S s - D 3	++	1007	14.43	14.43	14.43	
		-+	1259	21.04	21.04	21.02	
	S s - F 1	++	746	22.77	22.77	22.76	
		-+	775	19.57	19.57	19.57	
	S s - F 2	++	931	32.05	32.05	32.04	
		-+	901	28.56	28.57	28.55	
	S s - F 3	++	993	27.70	27.71	27.70	
		-+	1403	27.78	27.78	27.77	
	S s - N 1	++	1171	7.91	7.91	7.86	
		-+	914	7.53	7.53	7.60	
	②	S s - N 1	++	1044	7.90	7.89	7.89
	③	S s - N 1	++	1120	7.92	7.91	7.88
④	S s - N 1	++	1097	7.90	7.90	7.90	

表 6-14(2) 上部構造における左側壁の最大上部荷重の算定結果
(補機ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大上側水平荷重 (kN)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	1467	40.41	40.42	40.42
		-+	1642	45.52	45.52	45.50
	S s - D 2	++	1779	13.66	13.65	13.64
		-+	1964	13.53	13.54	13.51
	S s - D 3	++	1677	14.43	14.43	14.43
		-+	1438	21.04	21.04	21.02
	S s - F 1	++	1086	19.50	19.50	19.47
		-+	1145	20.14	20.14	20.14
	S s - F 2	++	1244	28.39	28.40	28.40
		-+	1308	31.41	31.42	31.38
	S s - F 3	++	1570	27.70	27.71	27.70
		-+	1651	27.78	27.78	27.77
	S s - N 1	++	1526	7.91	7.91	7.86
		-+	1308	7.53	7.53	7.60
②	S s - N 1	++	1363	7.90	7.89	7.89
③	S s - N 1	++	1326	7.92	7.91	7.88
④	S s - N 1	++	1232	7.90	7.90	7.90

表 6-14(3) 上部構造における左側壁の最大上部荷重の算定結果
(循環水ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大上側水平荷重 (kN)	時刻 (s)			
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア	
①	S s - D 1	++	1321	49.19	49.19	49.18	
		-+	1961	25.88	25.89	25.87	
	S s - D 2	++	2348	13.66	13.65	13.64	
		-+	1797	13.53	13.54	13.51	
	S s - D 3	++	1463	14.43	14.43	14.43	
		-+	1725	21.04	21.04	21.02	
	S s - F 1	++	1326	21.17	21.18	21.17	
		-+	1413	19.57	19.57	19.57	
	S s - F 2	++	1288	32.05	32.05	32.04	
		-+	1215	31.41	31.42	31.38	
	S s - F 3	++	1657	28.71	28.72	28.70	
		-+	2141	27.78	27.78	27.77	
	S s - N 1	++	1093	7.31	7.34	7.31	
		-+	1307	7.53	7.53	7.60	
	②	S s - N 1	++	1047	7.30	7.32	7.32
	③	S s - N 1	++	1350	7.92	7.91	7.88
④	S s - N 1	++	1132	7.31	7.33	7.33	

6.1.3 作用荷重分布図

曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査のうち、照査値が最大となるせん断破壊に対する照査時における作用荷重分布図を図6-1～図6-6に示す。

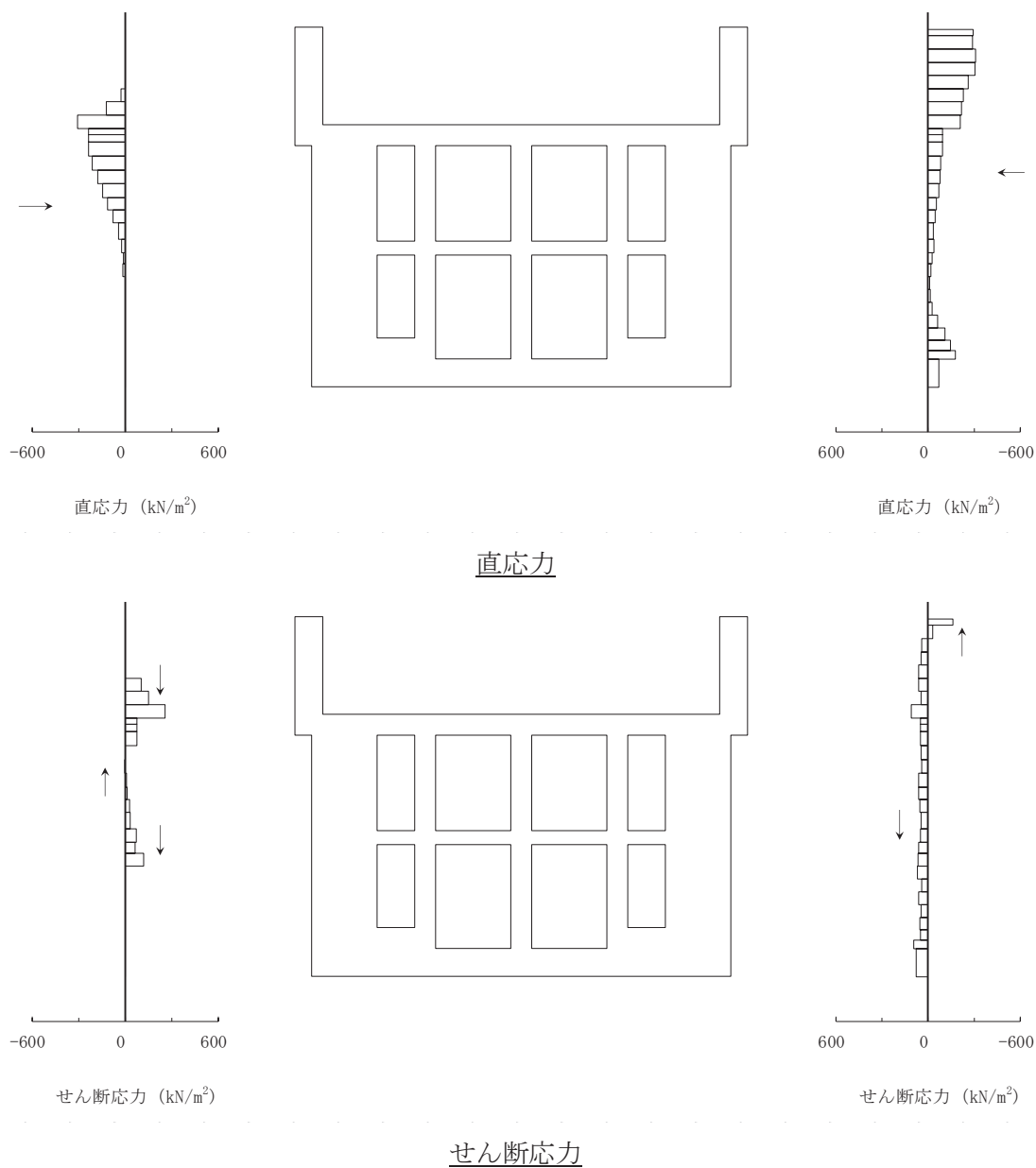


図6-1 作用荷重分布図（直応力及びせん断応力）

（解析ケース③， $S_s - N1$ （++），A-A断面，東西（スクリーンエリア））

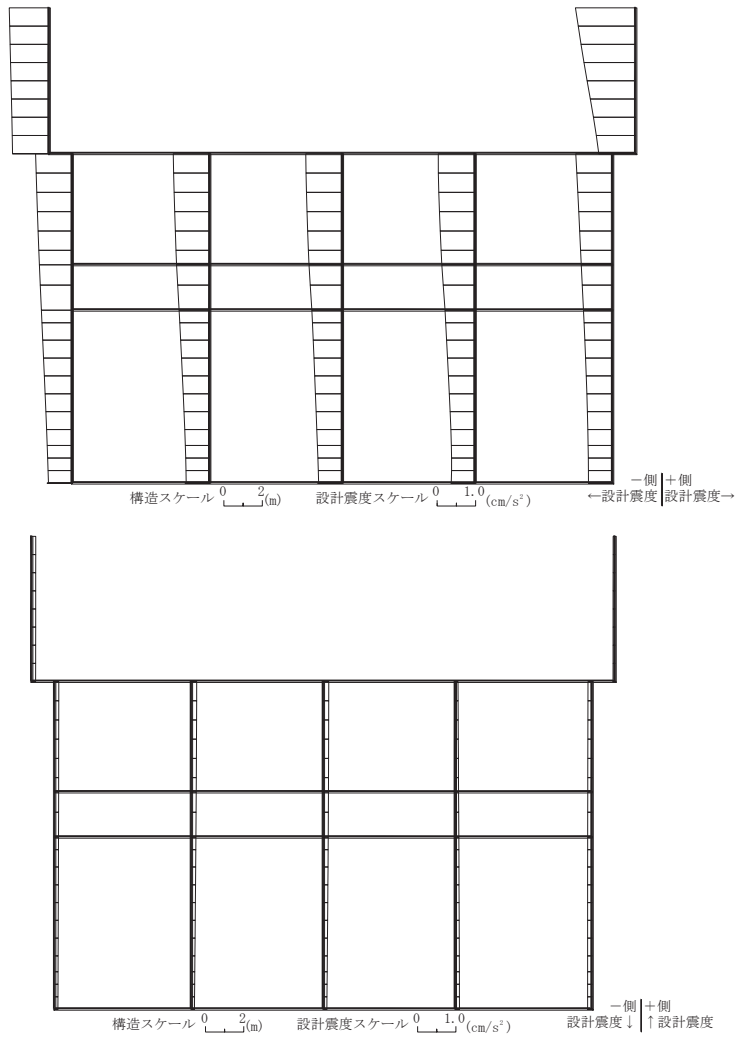
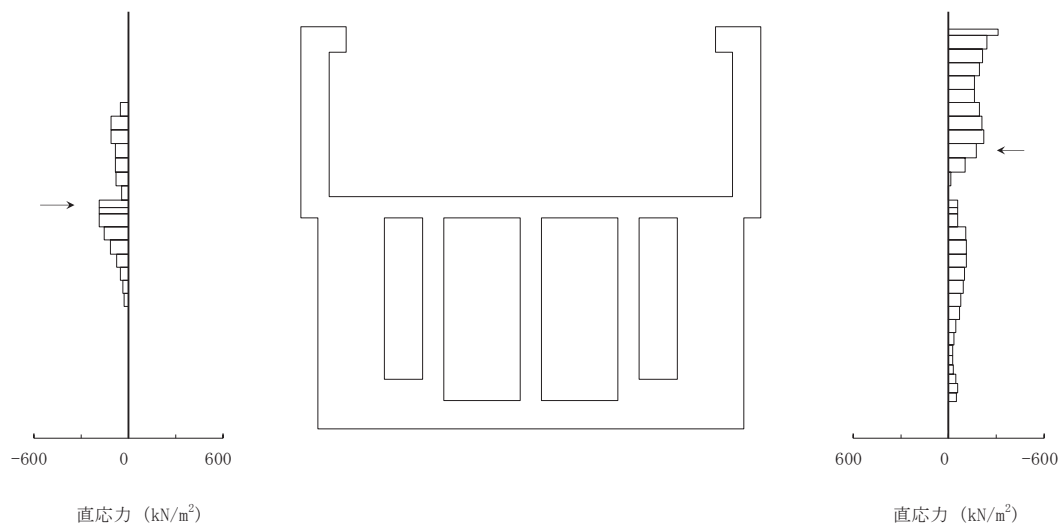
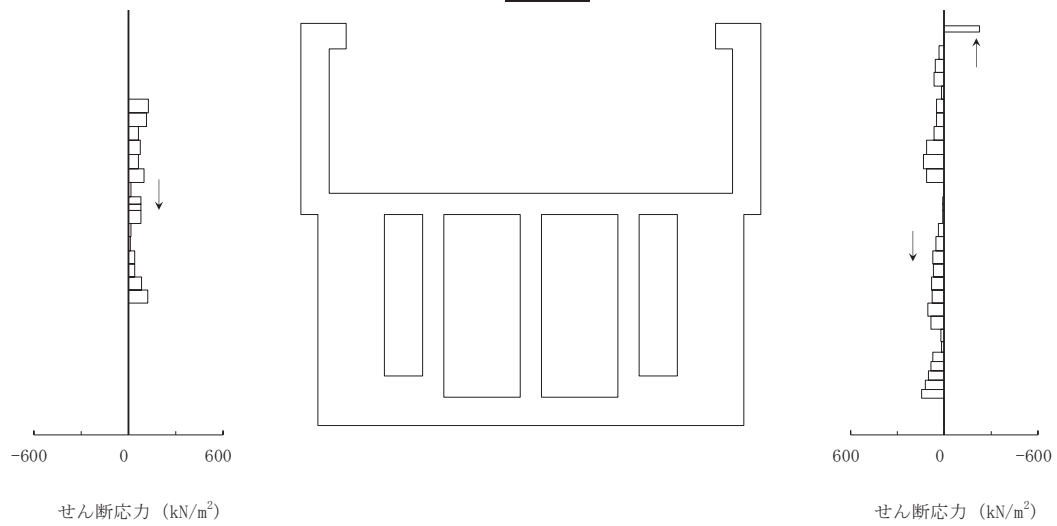


図 6-2 作用荷重分布図（設計震度分布）
 （解析ケース③，S s - N 1（++），A-A 断面，東西（スクリーンエリア））



直応力



せん断応力

図 6-3 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (解析ケース③, S_s-N1 (++) , A-A 断面, 東西 (補機ポンプエリア))

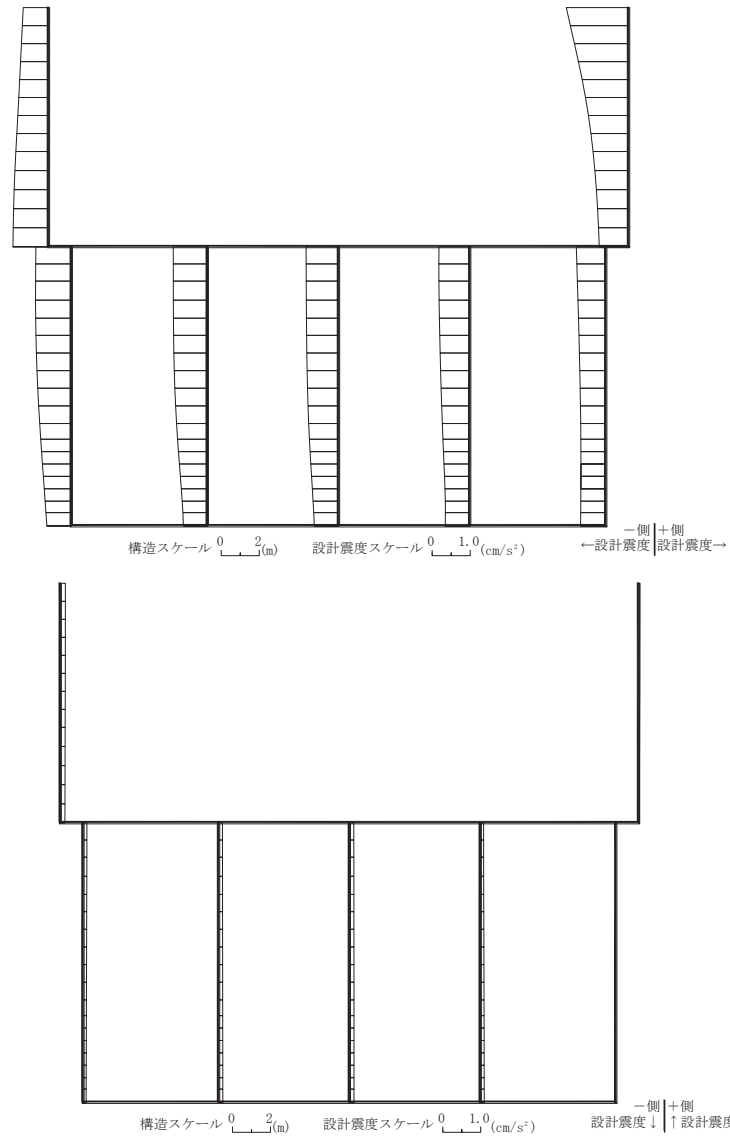
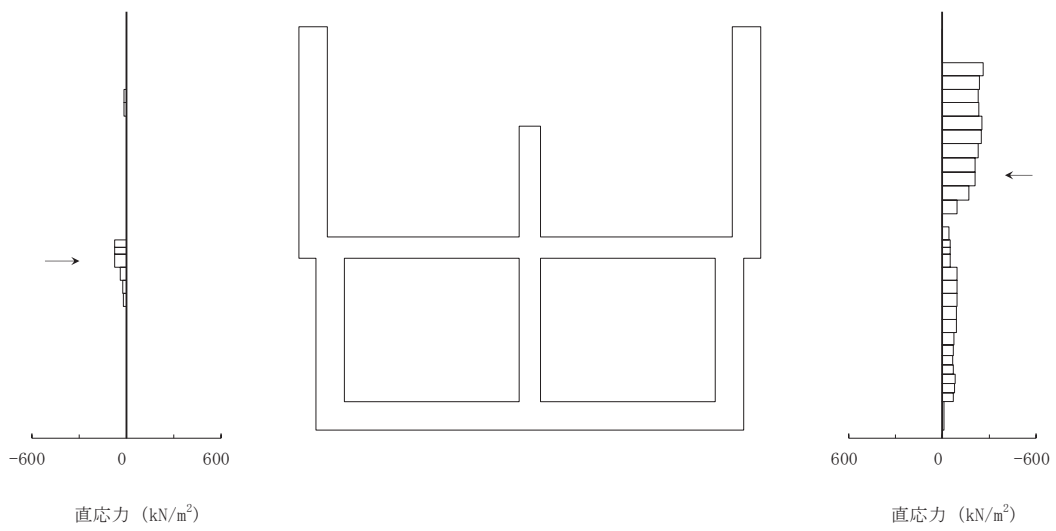
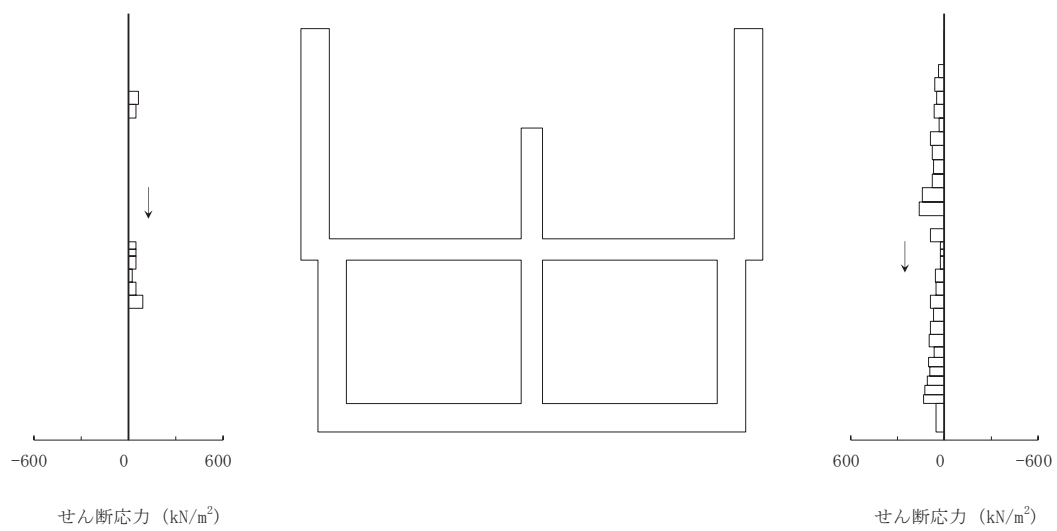


図 6-4 作用荷重分布図 (設計震度分布)

(解析ケース③, S s - N 1 (++) , A-A 断面, 東西 (補機ポンプエリア))



直応力



せん断応力

図 6-5 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (解析ケース③, S s - N 1 (++) , A-A 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))

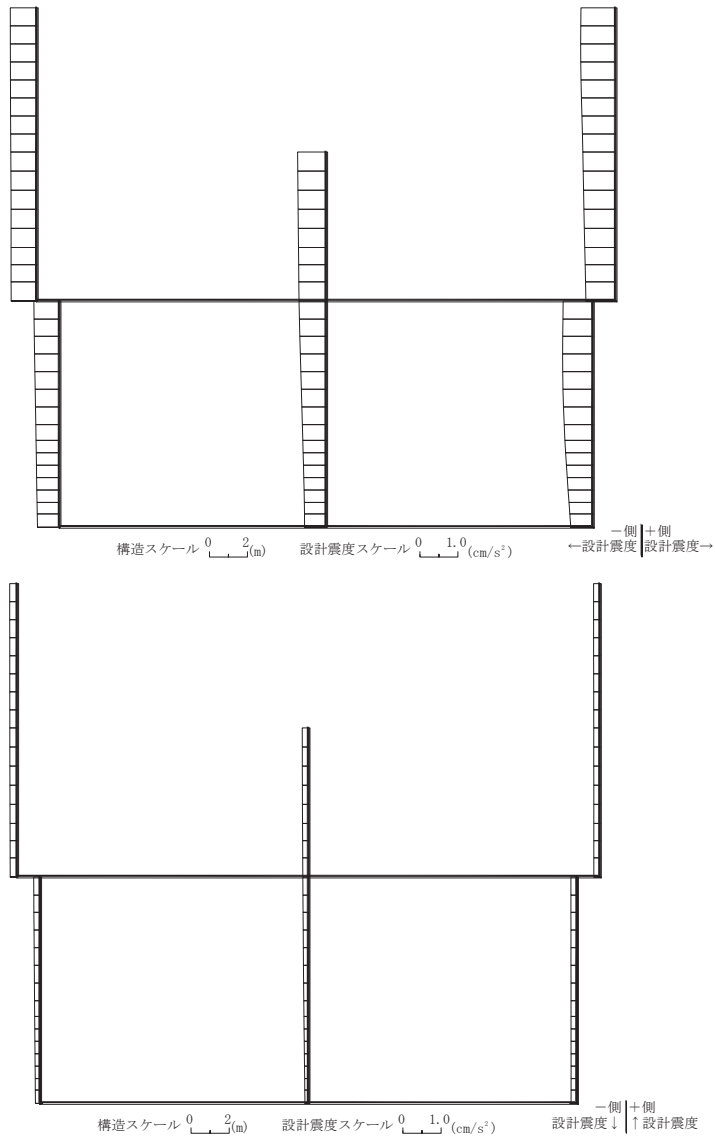


図 6-6 作用荷重分布図 (設計震度分布)
 (解析ケース③, S_s-N1 (++) , A-A 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))

6.1.4 最大せん断ひずみ

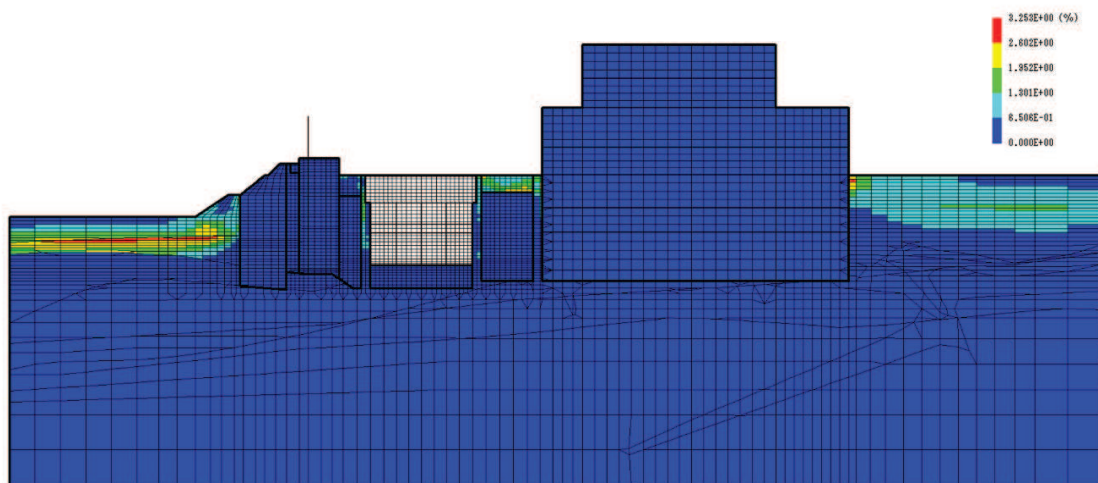
曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値を示す解析ケースについて地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 6-15 に示す。最大せん断ひずみ分布図を図 6-7～図 6-12 に示す。

表 6-15 最大照査値を示す解析ケース一覧

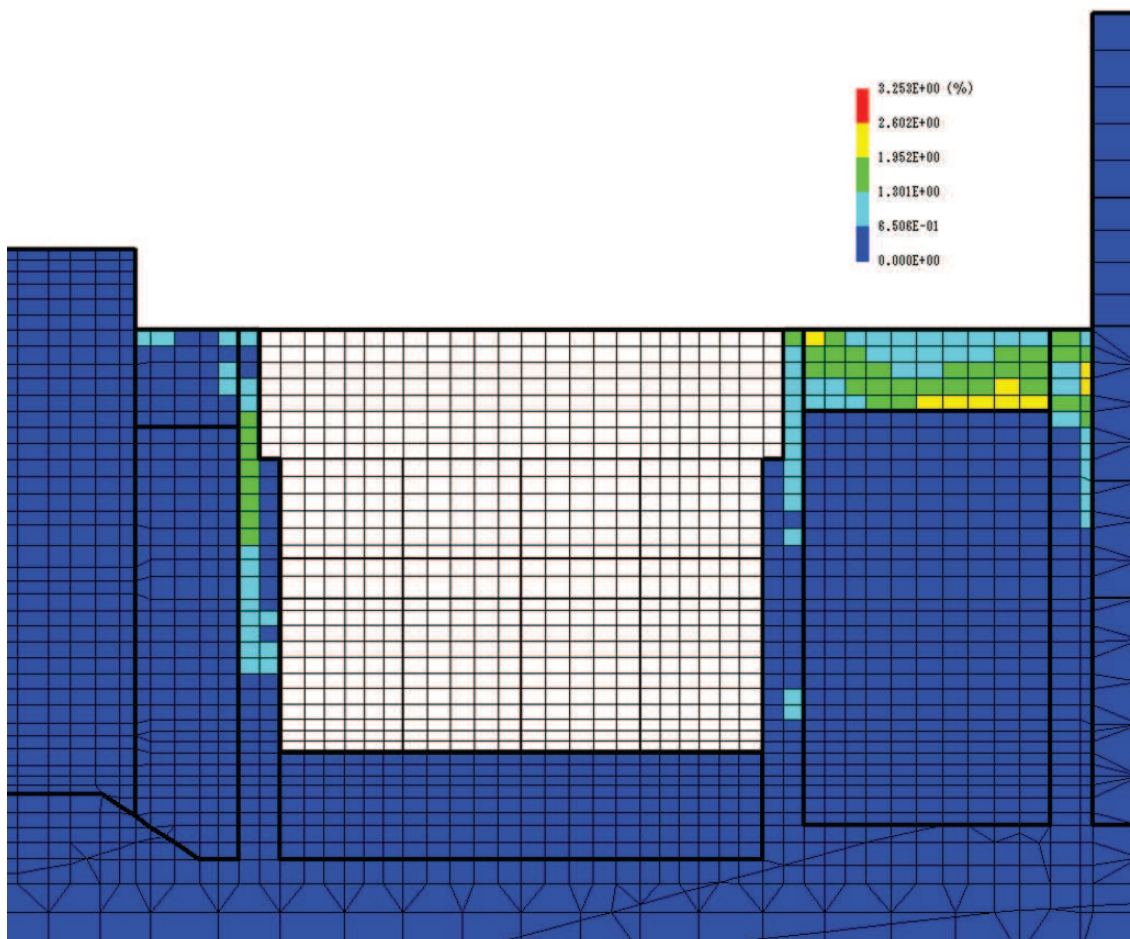
評価項目	
曲げ・軸力系の破壊	せん断破壊
ケース③	ケース③
S s - N 1 (++) (東西方向加振)	S s - N 1 (++) (東西方向加振)

注：耐震評価における解析ケース一覧

	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性	平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ	平均値
材料物性	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度

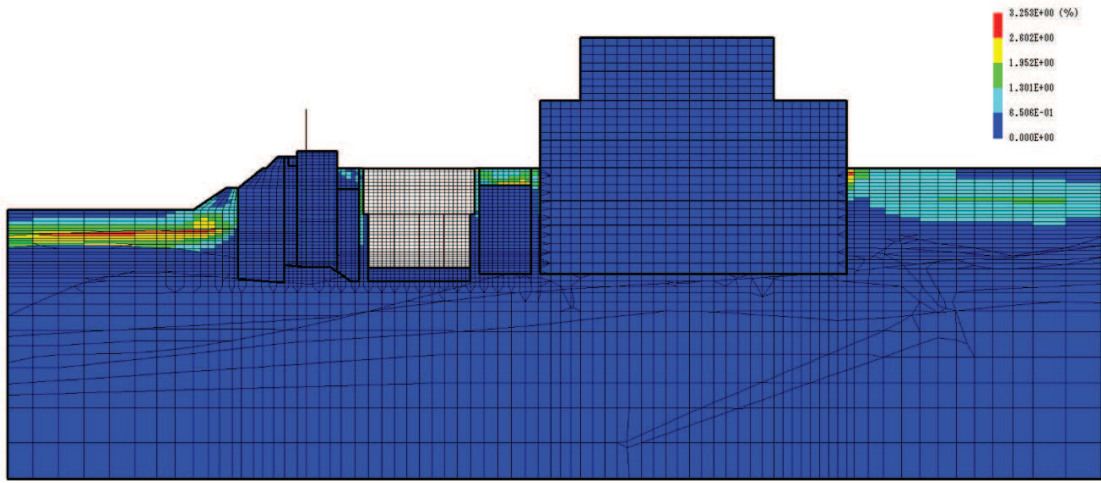


(a) 全体図

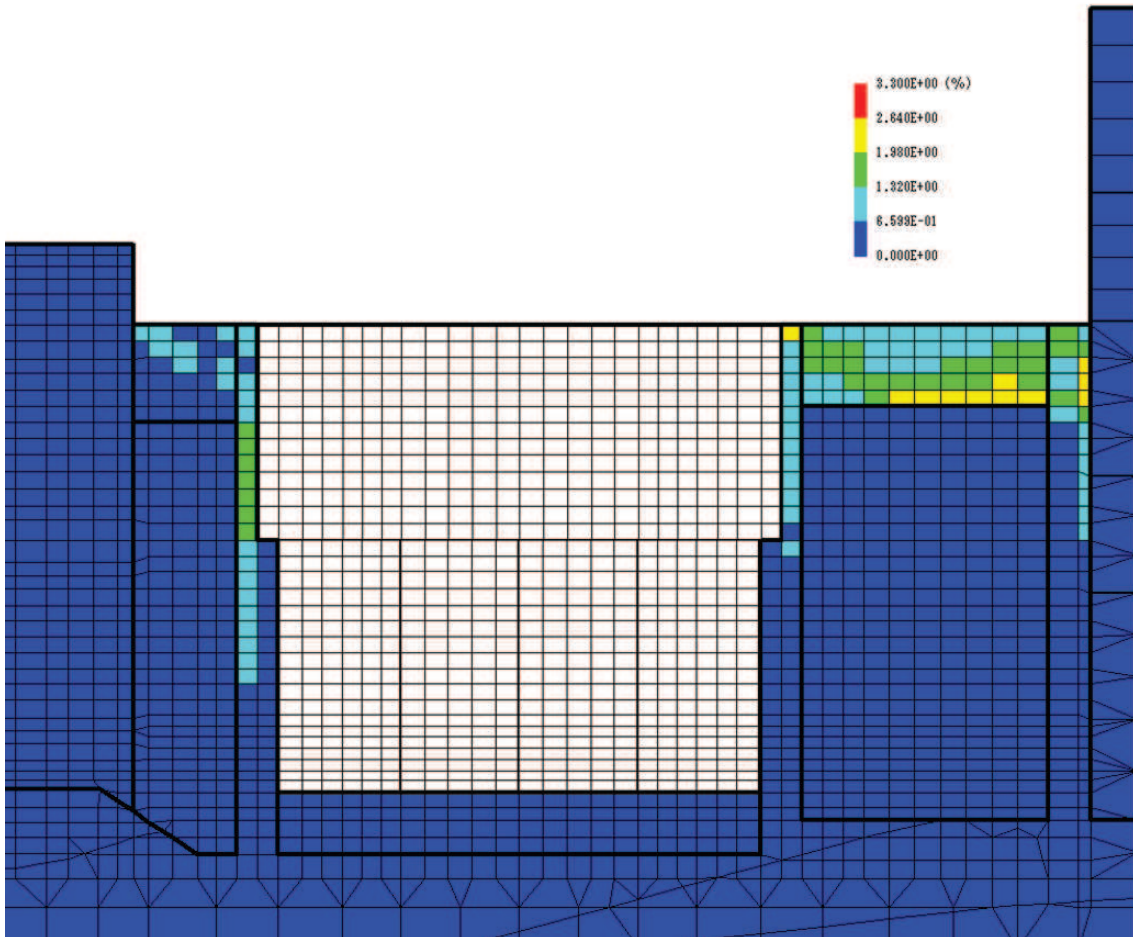


(b) 構造物周辺拡大図

図 6-7 スクリーンエリアの最大せん断ひずみ分布 (曲げ・軸力系の破壊)
(解析ケース③, 地震動 S s - N 1 (++))

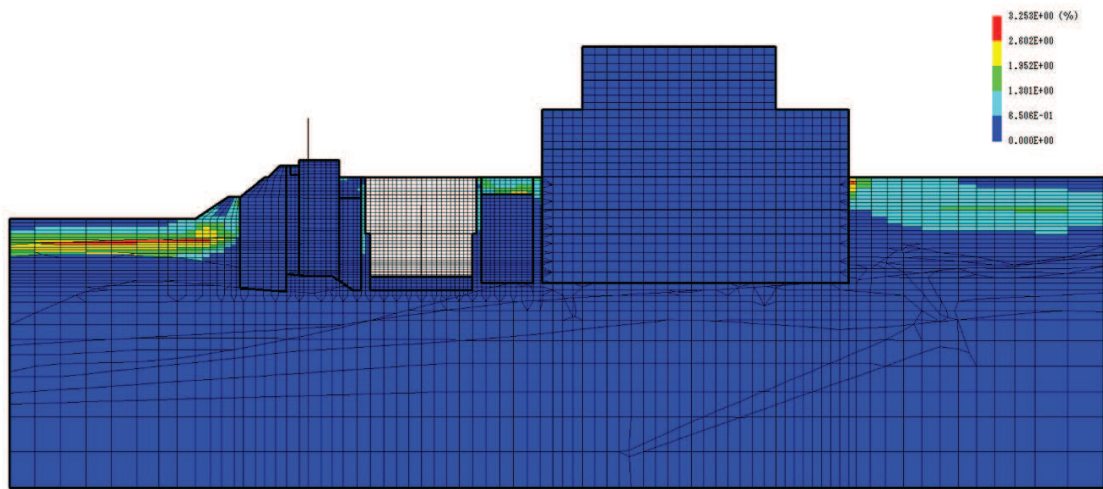


(a) 全体図

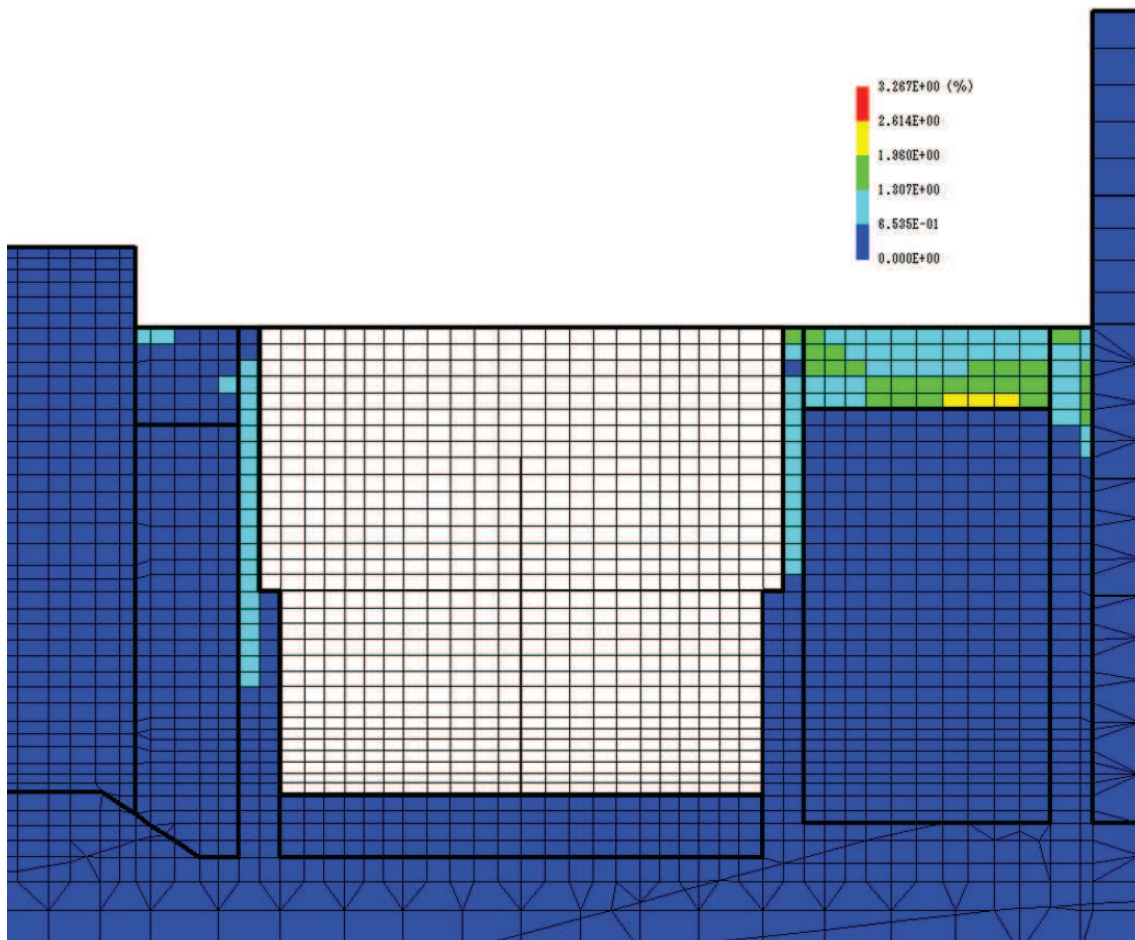


(b) 構造物周辺拡大図

図 6-8 補機ポンプエリアの最大せん断ひずみ分布 (曲げ・軸力系の破壊)
(解析ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++))

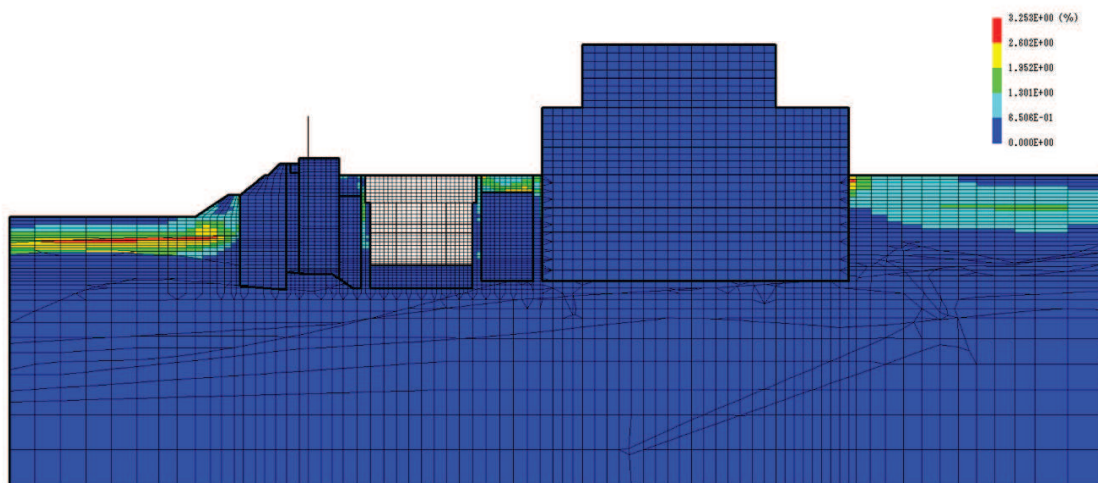


(a) 全体図

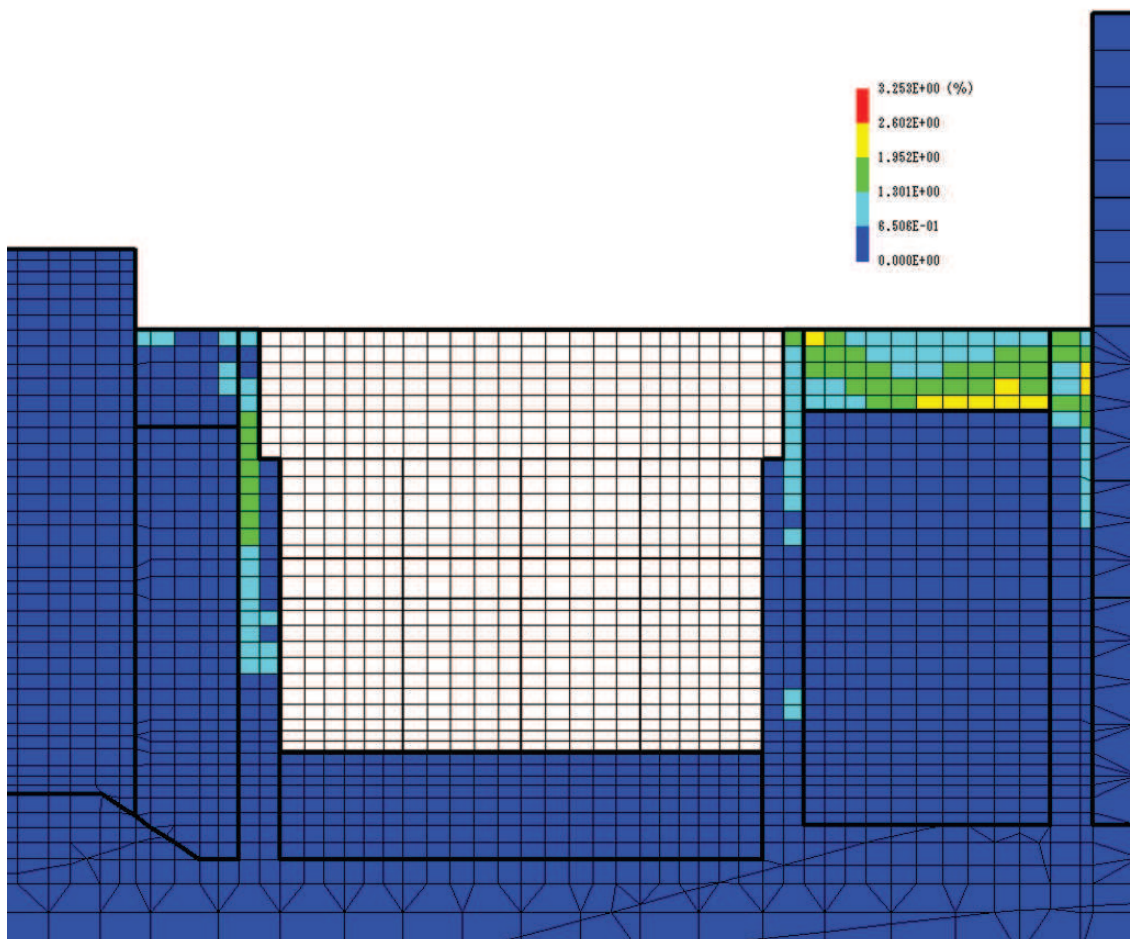


(b) 構造物周辺拡大図

図 6-9 循環水ポンプエリアの最大せん断ひずみ分布 (曲げ・軸力系の破壊)
(解析ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++))

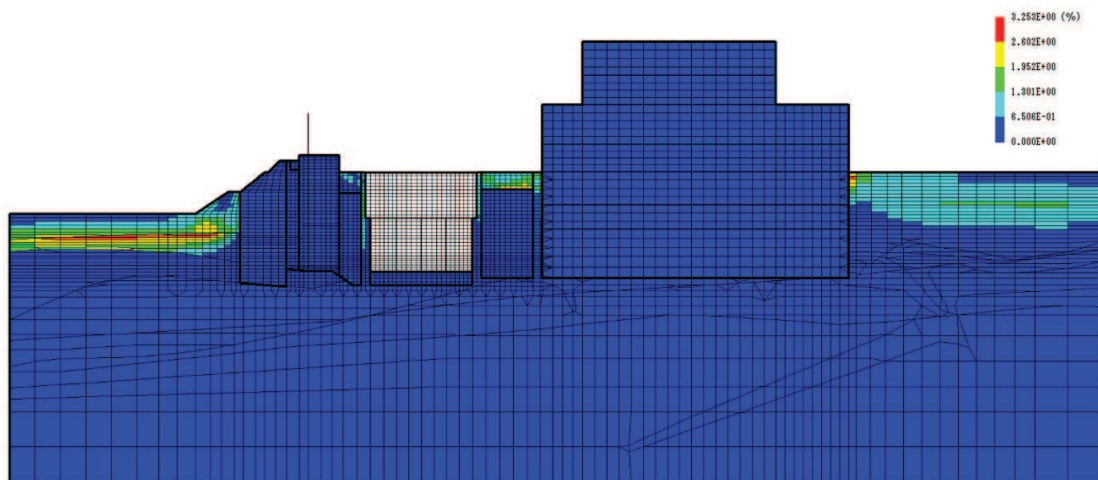


(a) 全体図

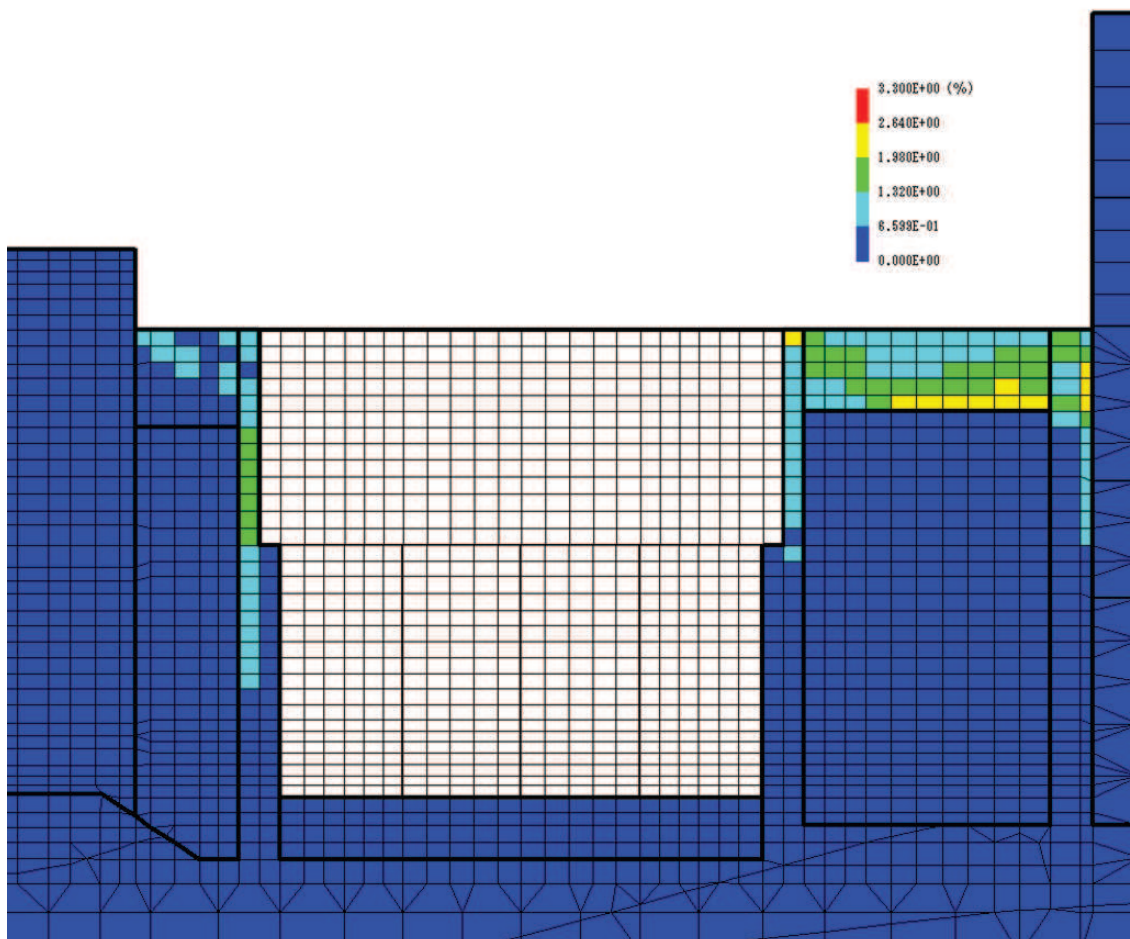


(b) 構造物周辺拡大図

図6-10 スクリーンエリアの最大せん断ひずみ分布 (せん断破壊)
(解析ケース③, 地震動S_s-N1 (++))

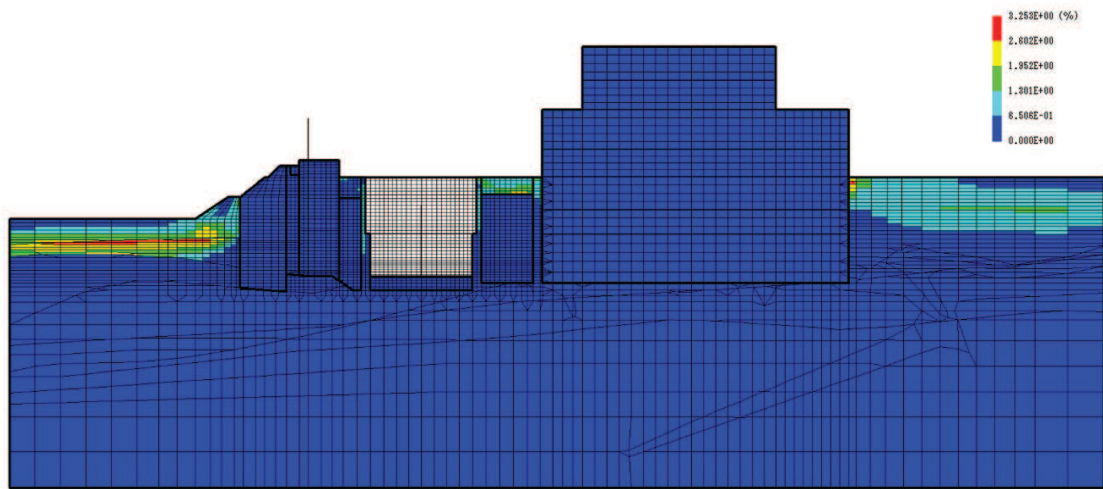


(a) 全体図

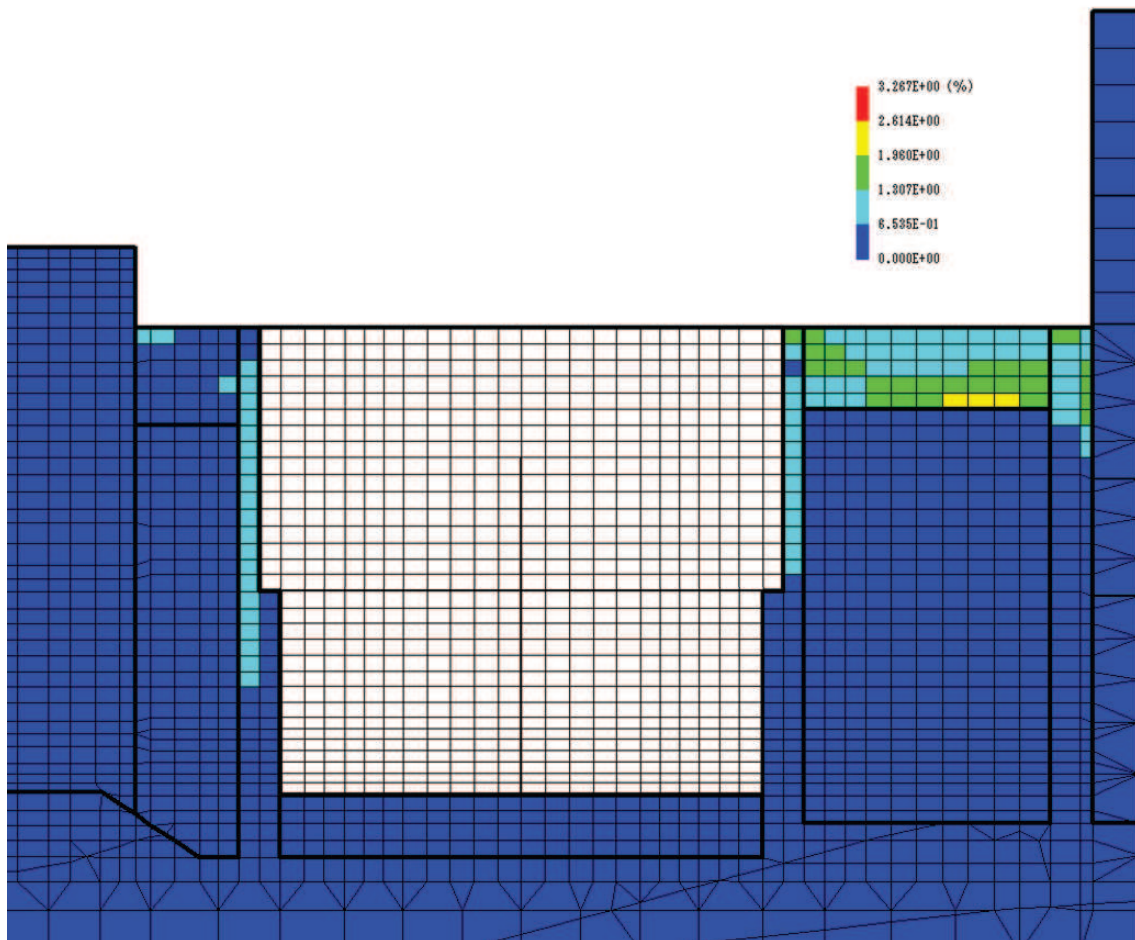


(b) 構造物周辺拡大図

図 6-11 補機ポンプエリアの最大せん断ひずみ分布 (せん断破壊)
(解析ケース③, 地震動 S s - N 1 (++))



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図6-12 循環水ポンプエリアの最大せん断ひずみ分布 (せん断破壊)
(解析ケース③, 地震動S_s-N1 (++))

6.2 三次元構造解析結果

6.2.1 構造部材のひずみ分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表6-16～表6-18に示す。また、最大照査値となる評価時刻でのひずみ分布を図6-13～図6-15に示す。

表6-16 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリートの圧縮縁ひずみ）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	2	③	S s - N 1 (++)	874 μ	10000 μ	0.09
中床版	20	③	S s - N 1 (++)	1264 μ	10000 μ	0.13
側壁	53	②	S s - N 1 (++)	1054 μ	10000 μ	0.11
隔壁	121	②	S s - N 1 (++)	2618 μ	10000 μ	0.27
導流壁	61	③	S s - N 1 (++)	1122 μ	10000 μ	0.12
妻壁	82	③	S s - N 1 (++)	723 μ	10000 μ	0.08

注記*1：評価位置は図6-16に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

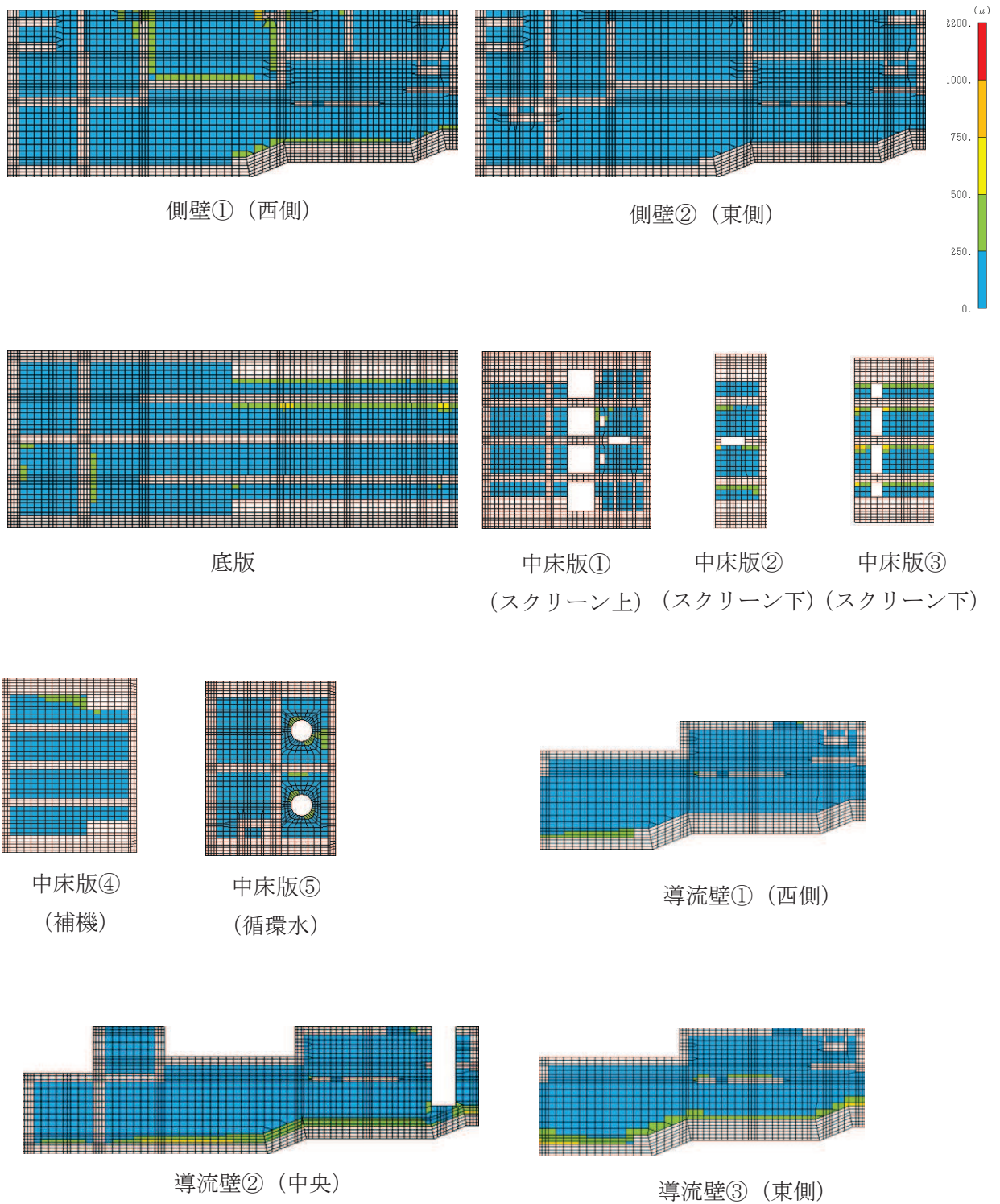


図 6-13(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図
 (コンクリートの圧縮縁ひずみ)
 (隔壁, 解析ケース②, 地震動 $S_s - N1$ (++)) (1/2)

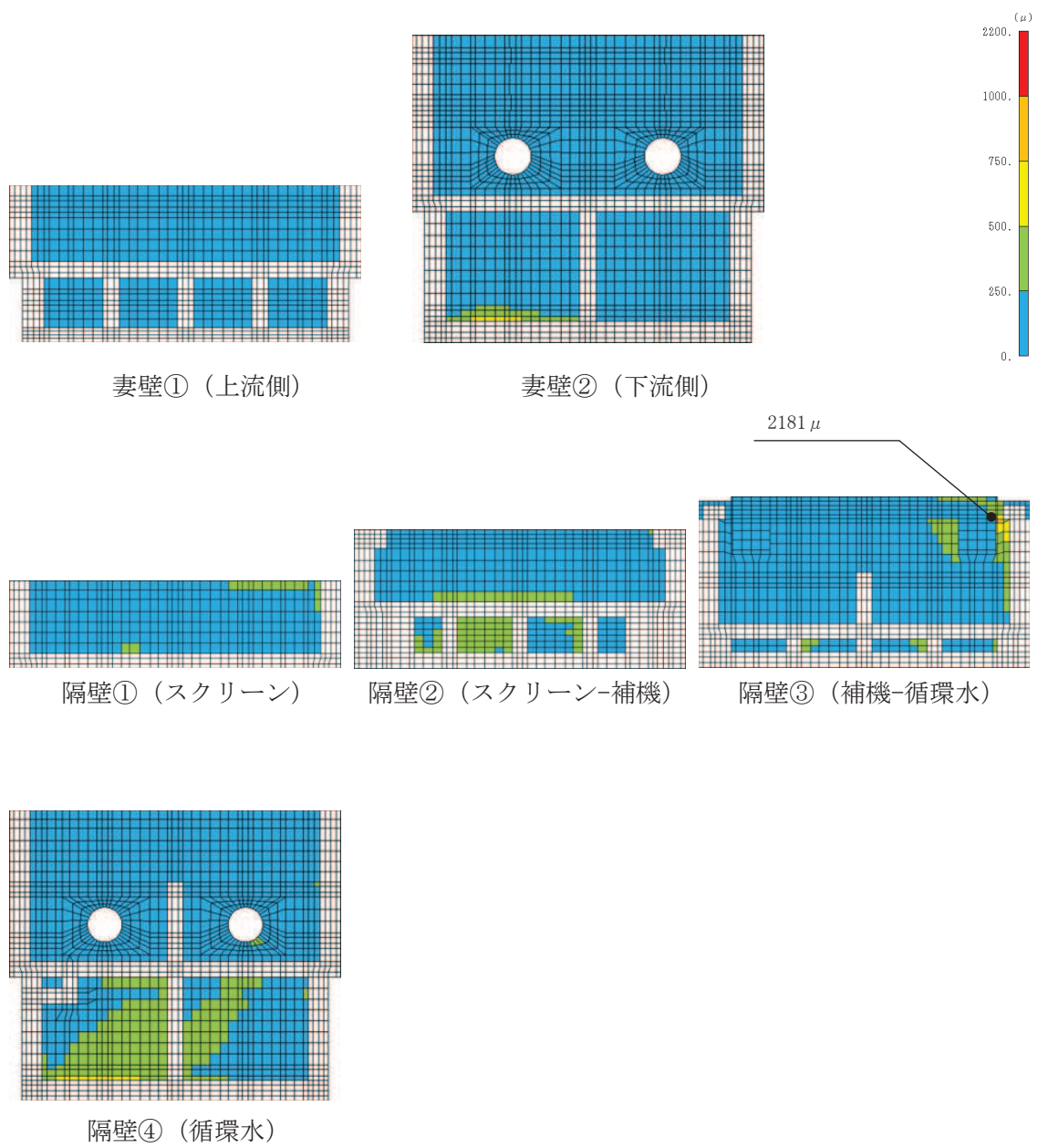


図 6-13(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図
 (コンクリートの圧縮縁ひずみ)
 (隔壁, 解析ケース②, 地震動 S_s-N1 (++)) (2/2)

表 6-17 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリートの圧縮ひずみ）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	2	③	S s - N 1 (++)	687 μ	2000 μ	0.35
中床版	27	③	S s - N 1 (++)	639 μ	2000 μ	0.32
側壁	53	②	S s - N 1 (++)	826 μ	2000 μ	0.42
隔壁	121	①	S s - N 1 (++)	1695 μ	2000 μ	0.85
導流壁	64	③	S s - N 1 (++)	230 μ	2000 μ	0.12
妻壁	81	①	S s - F 3 (-+)	191 μ	2000 μ	0.10

注記*1：評価位置は図 6-16 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

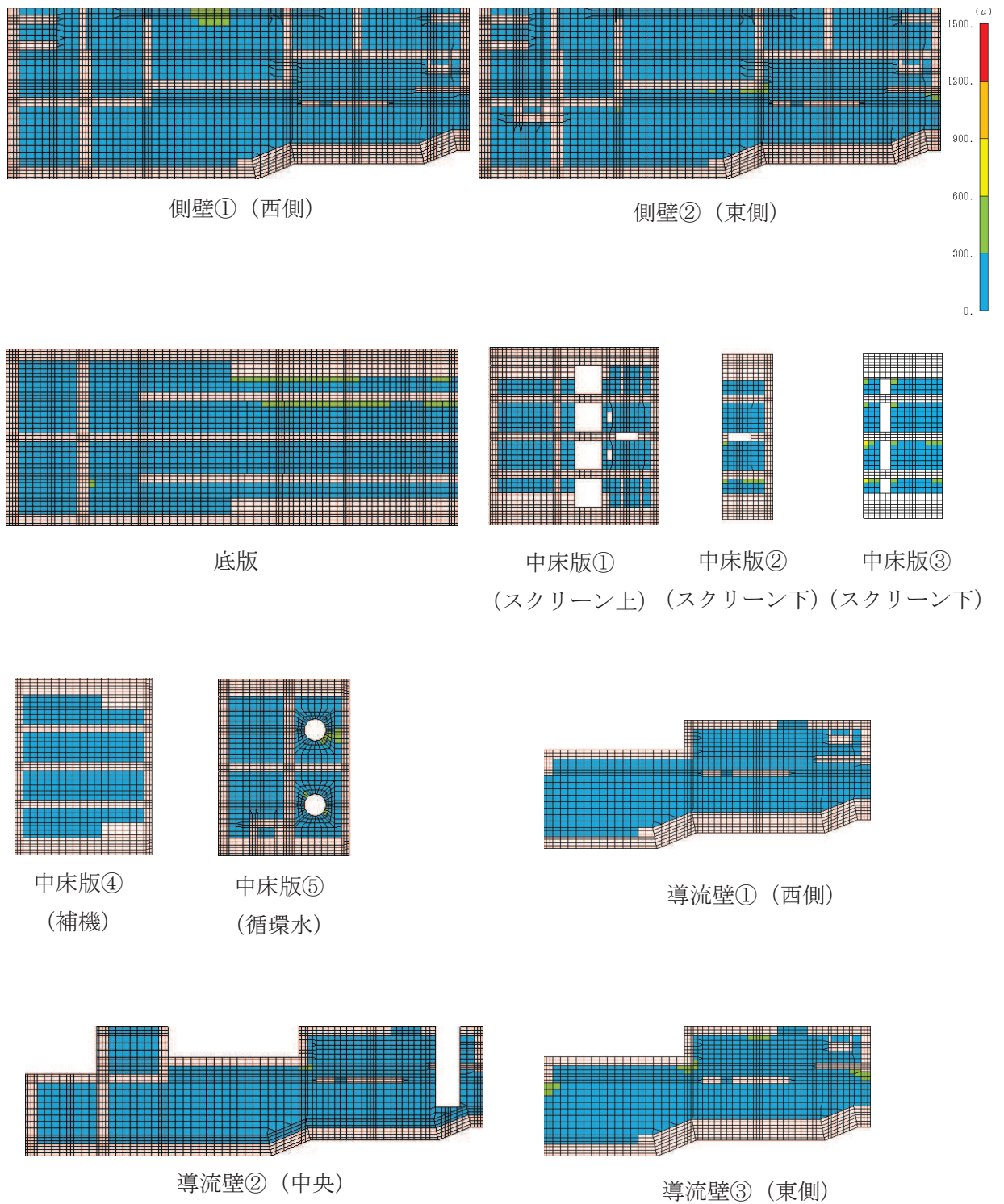


図 6-14(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図
 (コンクリートの圧縮ひずみ)
 (隔壁, 解析ケース①, 地震動 $S_s - N1$ (++)) (1/2)

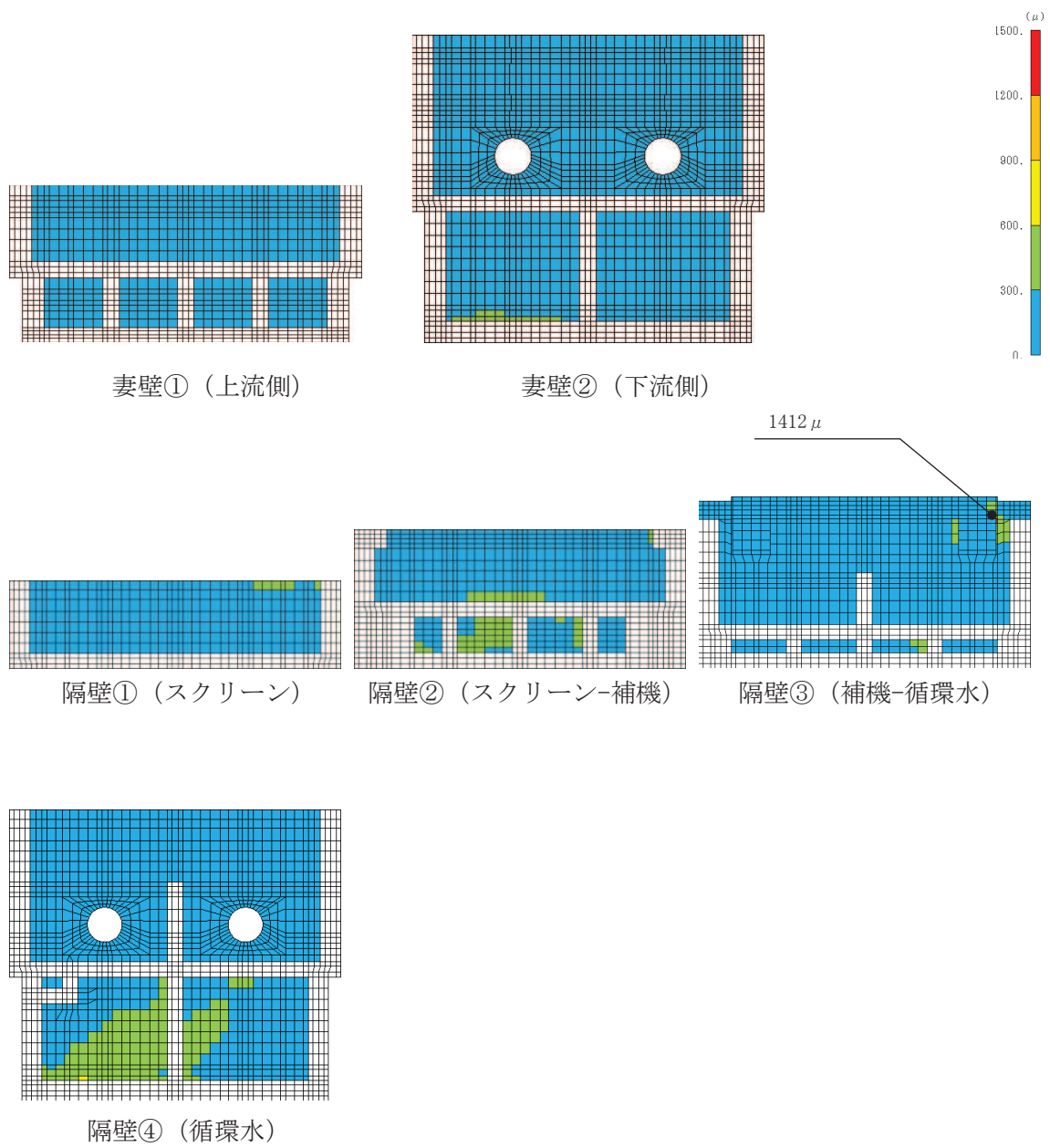


図 6-14(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図
 (コンクリートの圧縮ひずみ)
 (隔壁, 解析ケース①, 地震動 S s - N 1 (++)) (2/2)

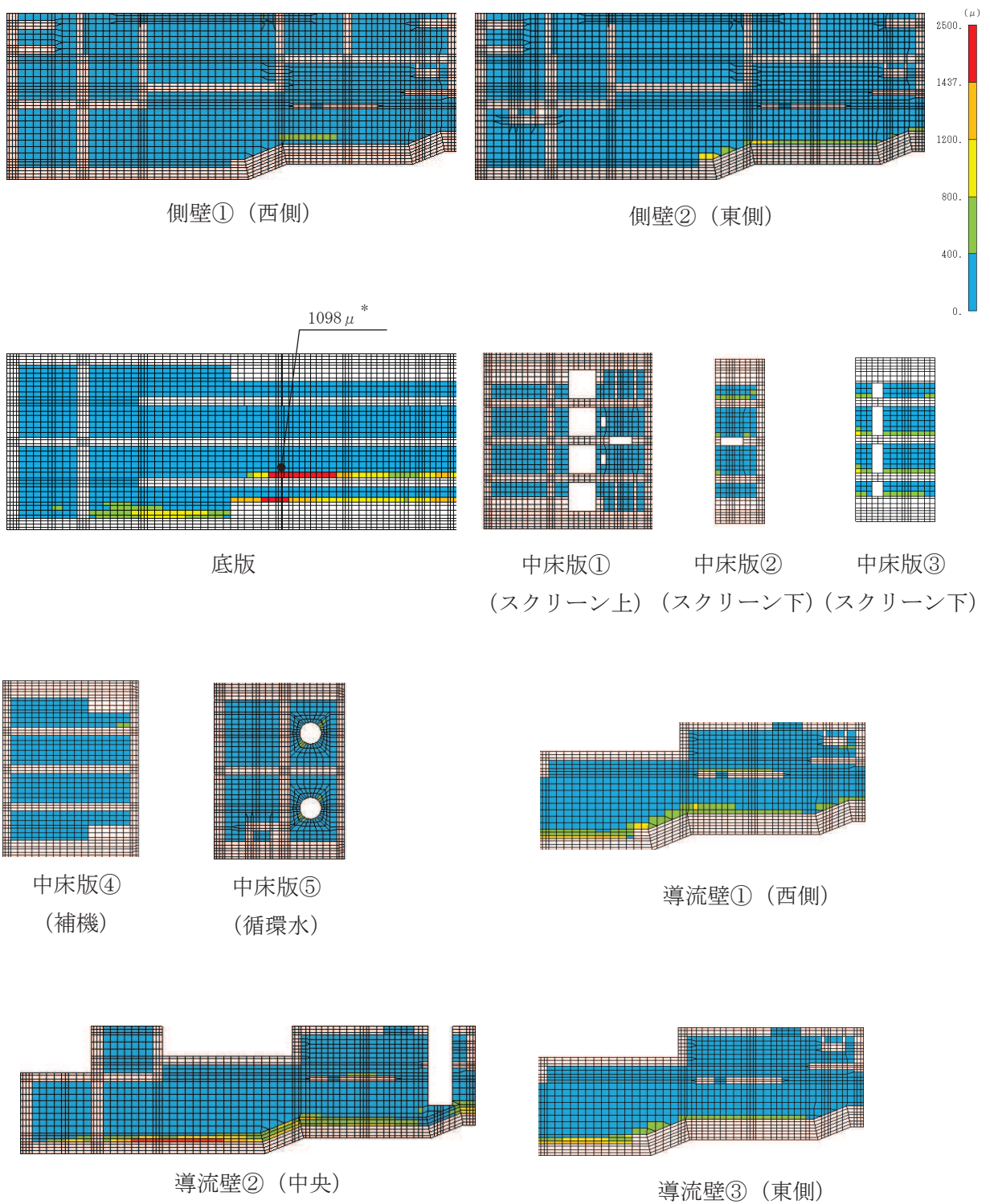
表 6-18 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（主筋ひずみ）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	1	③	S s - N 1 (++)	1318 μ *3	1725 μ	0.77*3
中床版	29	③	S s - N 1 (++)	1200 μ	1725 μ	0.70
側壁	53	②	S s - N 1 (++)	1490 μ	1725 μ	0.87
隔壁	121	①	S s - N 1 (-+)	1359 μ	1725 μ	0.79
導流壁	64	③	S s - N 1 (++)	191 μ	1725 μ	0.12
妻壁	81	③	S s - N 1 (++)	83 μ	1725 μ	0.05

注記*1：評価位置は図 6-16 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

*3：要素平均化後の値を示す。



注記*：要素平均化後の値を示す。

図 6-15(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図 (鉄筋)
 (底版, 解析ケース③, 地震動 $S_s - N1 (+ +)$) (1/2)

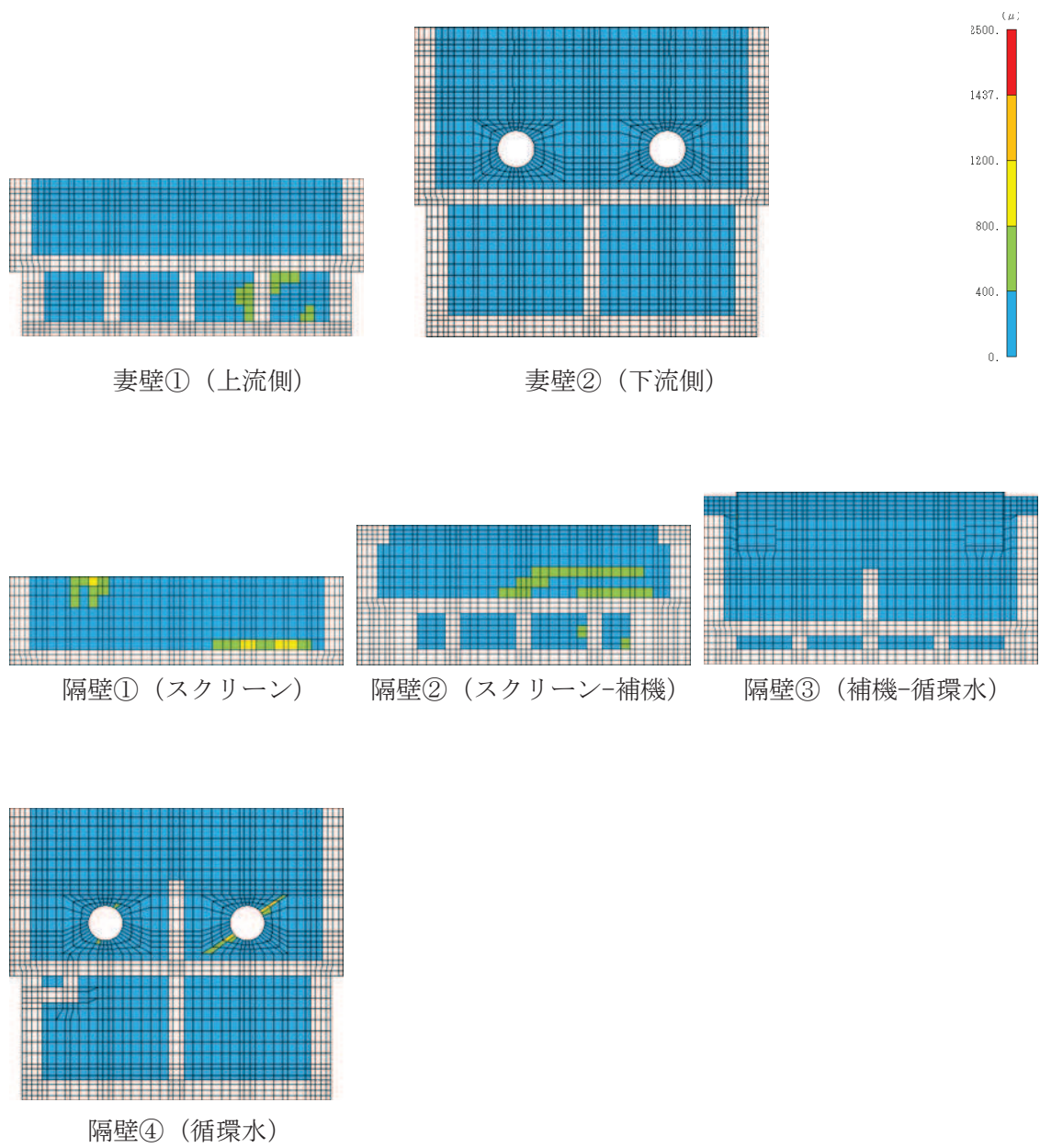


図 6-15(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図 (鉄筋)
(底版, 解析ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++)) (2/2)

【側壁・隔壁】

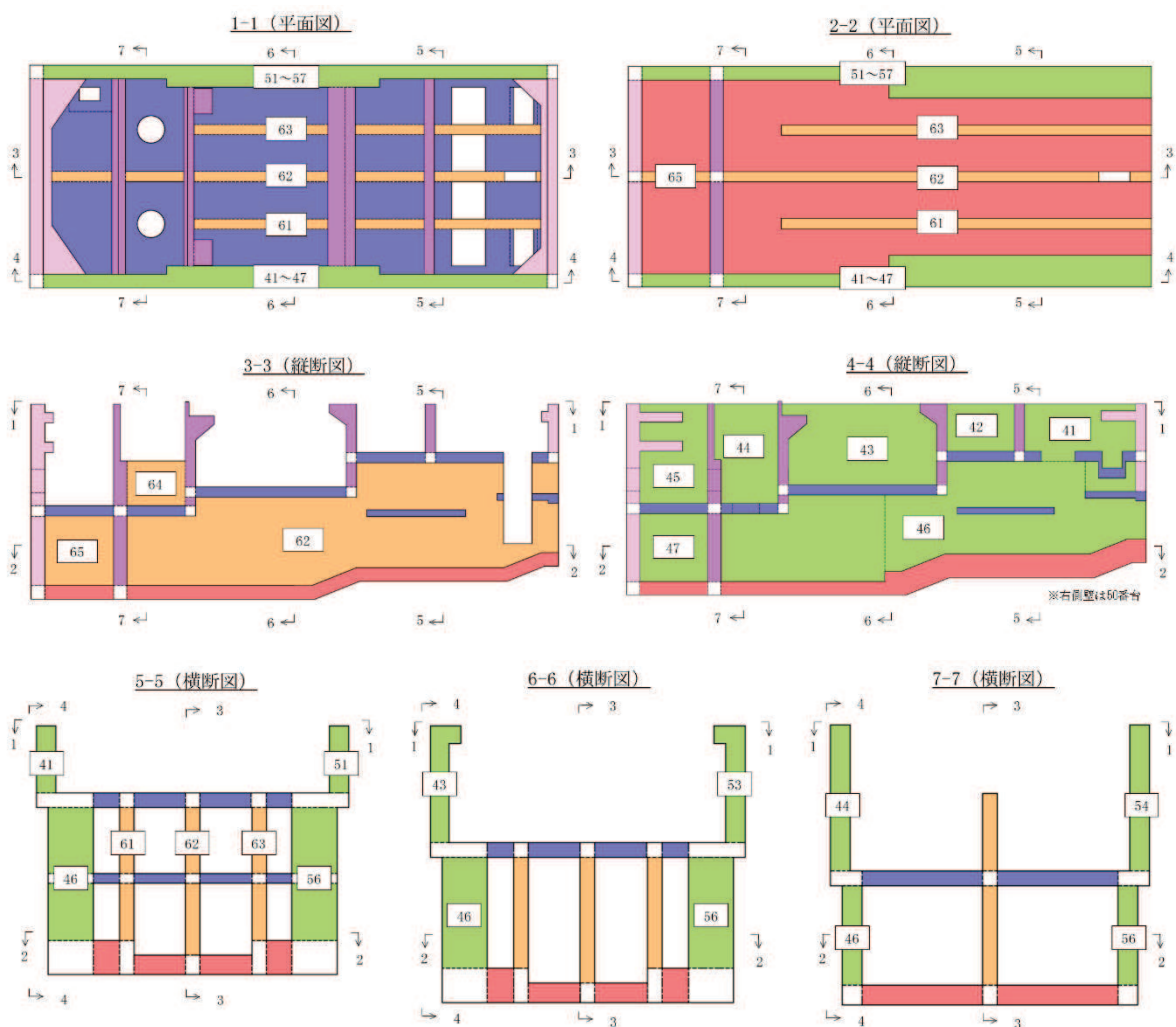


図 6-16(1) 評価位置図 (曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊) (1/3)

【底版・中床版】

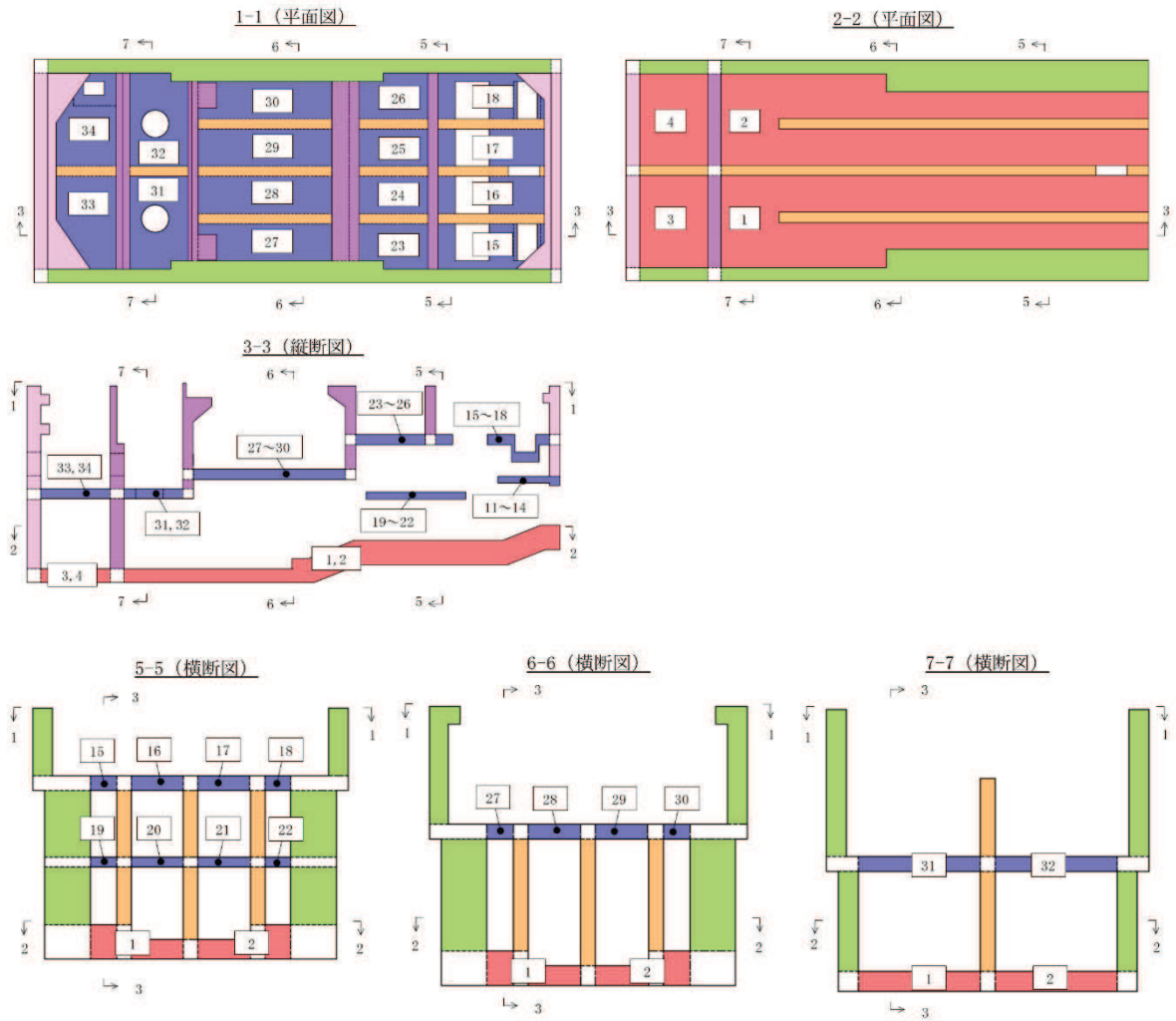


図 6-16(2) 評価位置図 (曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊) (2/3)

【妻壁・隔壁】

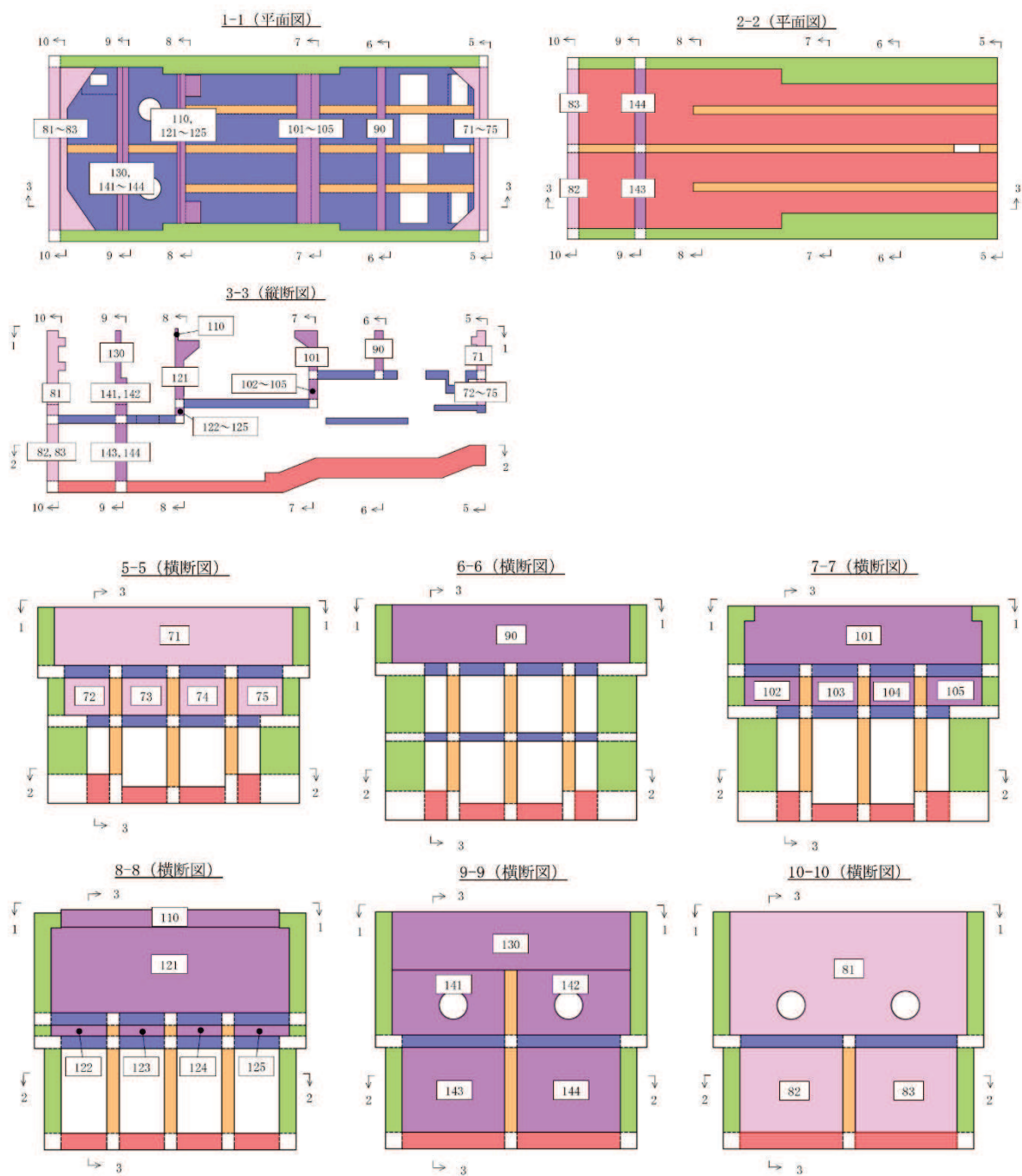


図 6-16(3) 評価位置図 (曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊) (3/3)

6.2.2 構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）

鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表6-19に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布（曲げモーメント、軸力、せん断力）を図6-17～図6-22に示す。

表6-19 せん断破壊の照査に対する最大照査値

評価部位*1		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*2 V_d (kN/m)	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d/V_{y d}$
底版	1	④	$S_s - N1$ (++)	5936	6784	0.88
中床版	21	③	$S_s - N1$ (++)	791	880	0.90
側壁	53	④	$S_s - N1$ (++)	6428	7606	0.85
隔壁	104	③	$S_s - N1$ (++)	957	1089	0.88
導流壁	61	④	$S_s - N1$ (++)	1050	1183	0.89
妻壁	71	④	$S_s - N1$ (++)	670	765	0.88

注記*1：評価位置は図6-16に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

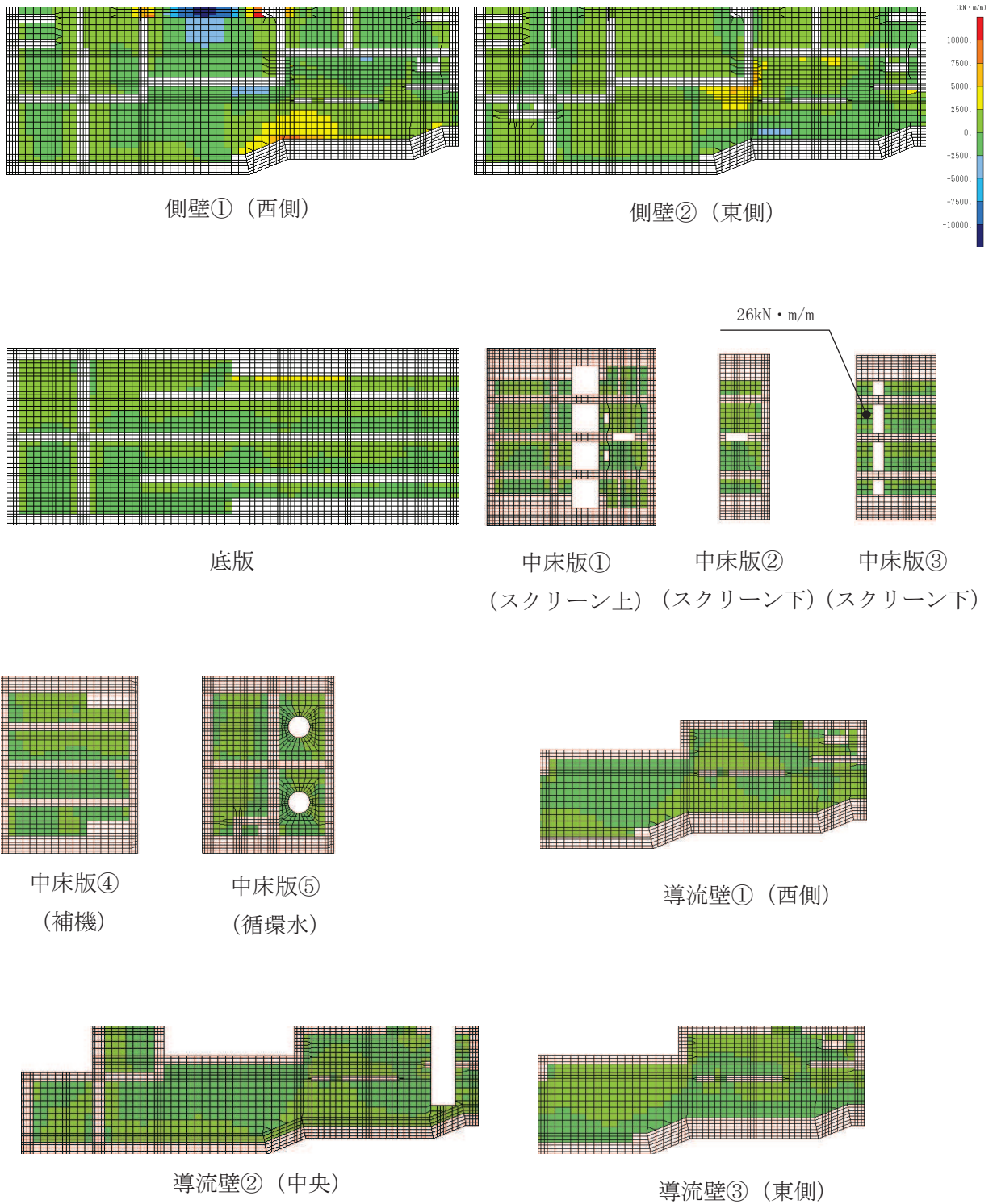


図 6-17(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN・m/m) : M_x)
 (中床版, 解析ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++)) (1/2)

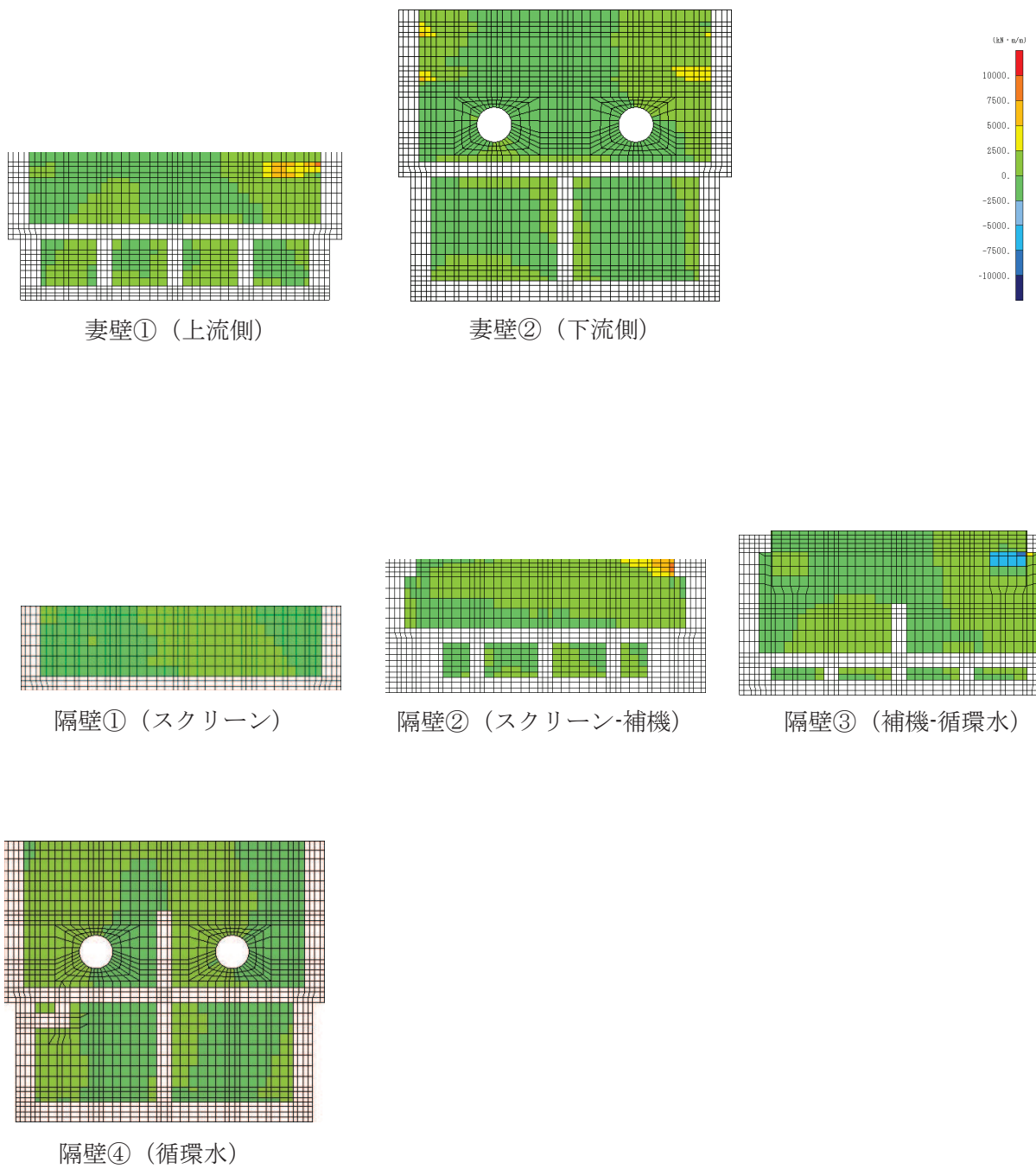


図 6-17(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN・m/m) : M_x)
 (中床版, 解析ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++)) (2/2)

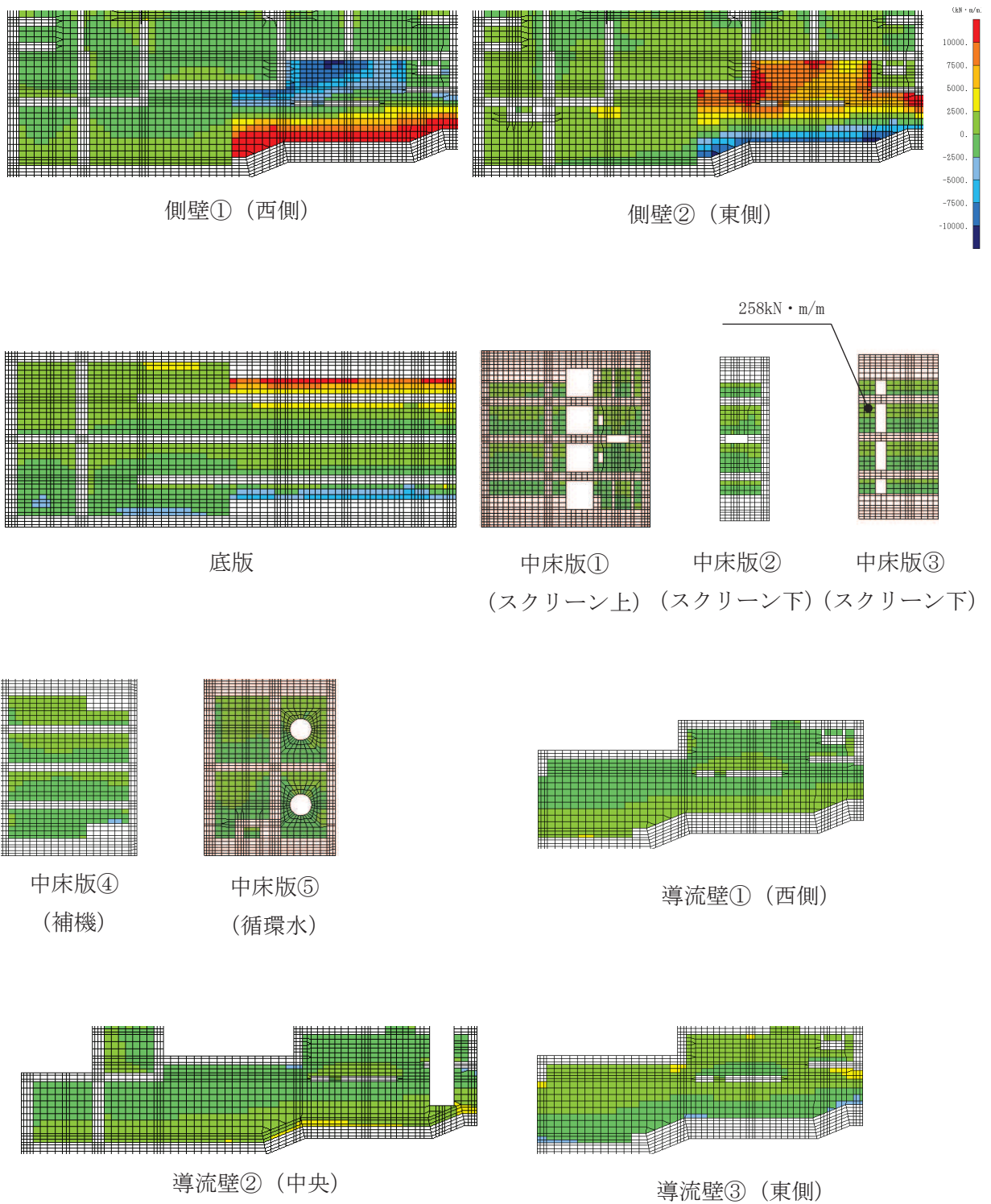


図 6-18(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN・m/m) : M_y)
 (中床版, 解析ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++)) (1/2)

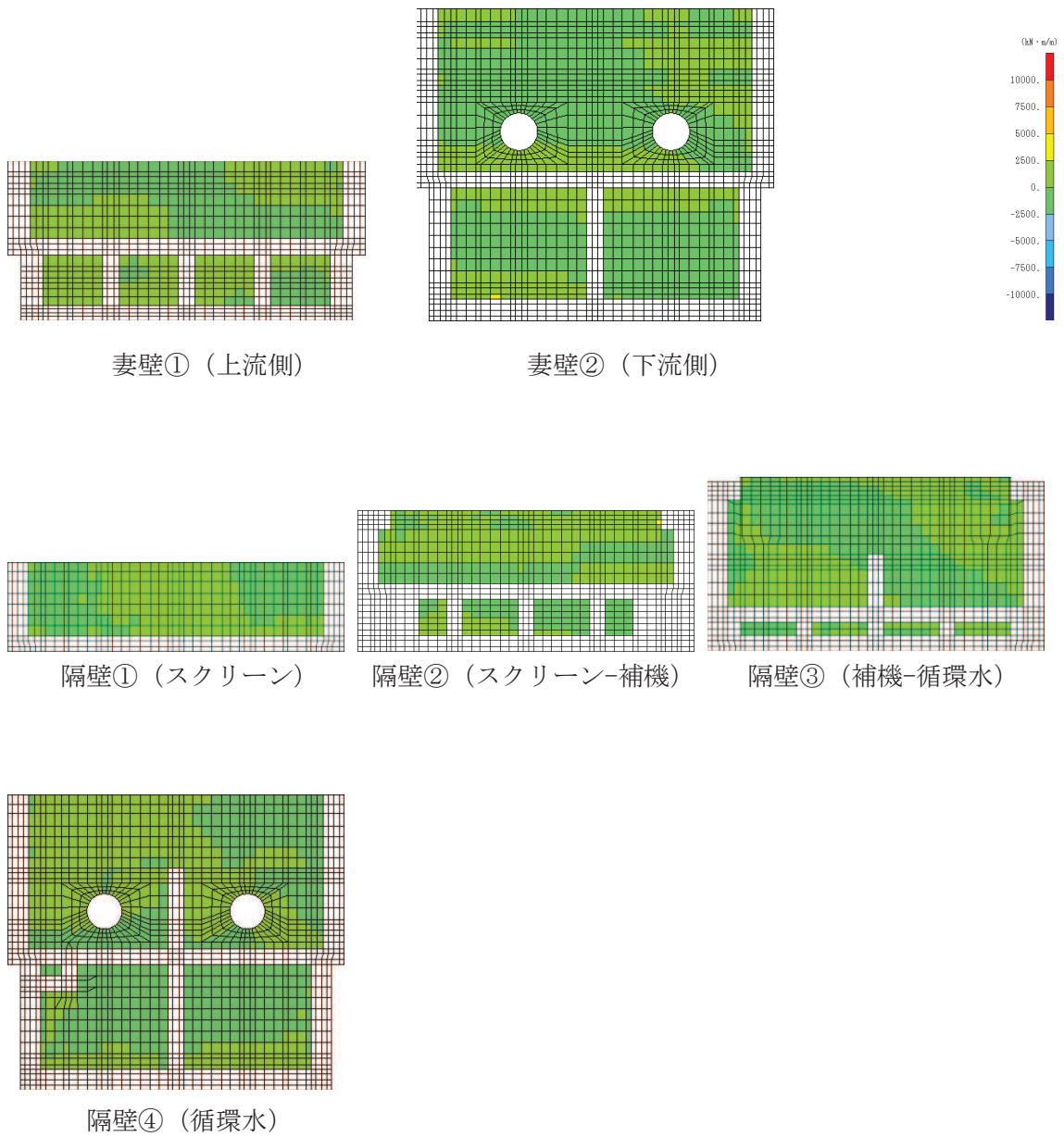


図 6-18(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN · m/m) : M_y)
 (中床版, 解析ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++)) (2/2)

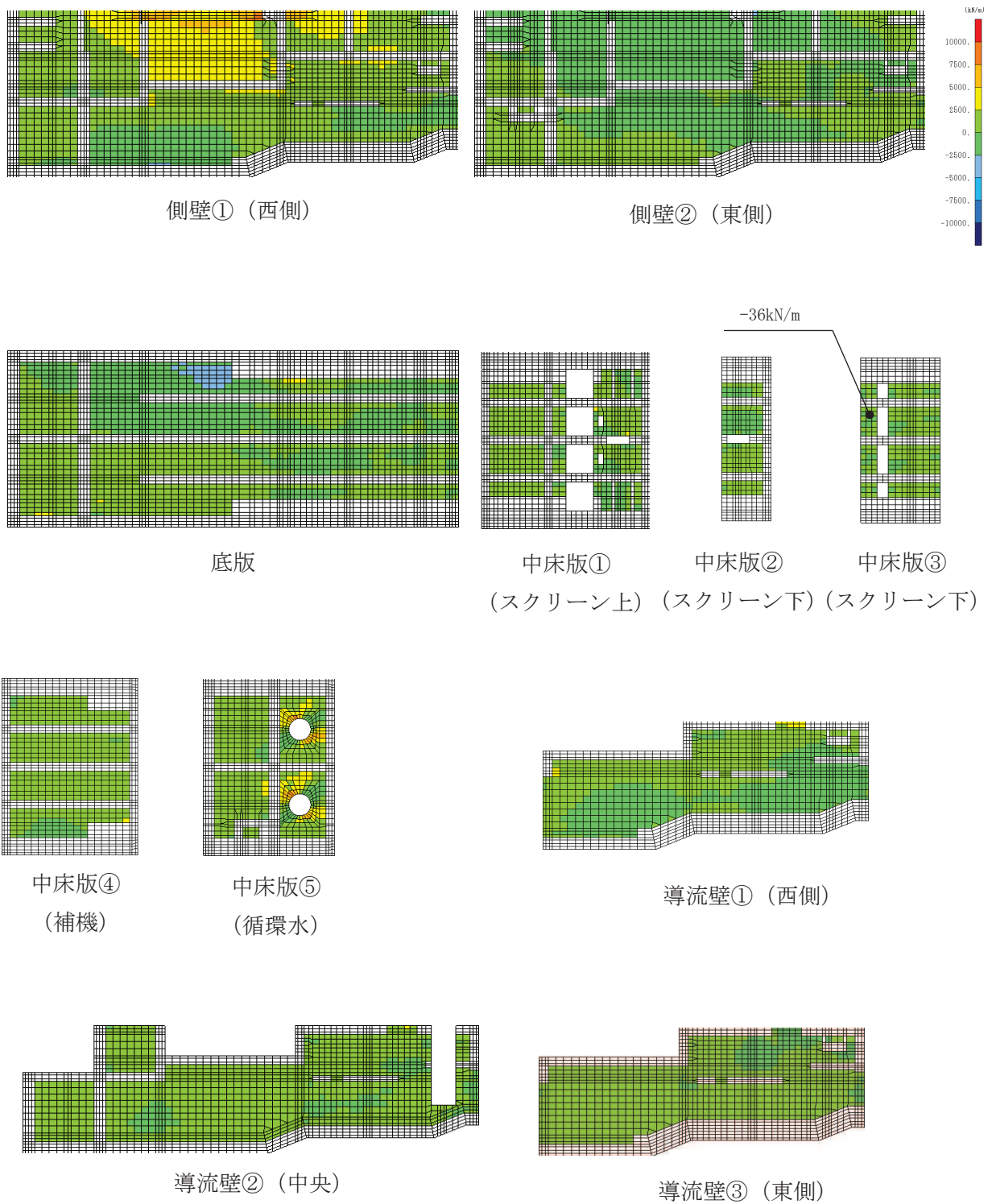


図 6-19(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(軸力 (kN/m) : N_x)

(中床版, 解析ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++)) (1/2)

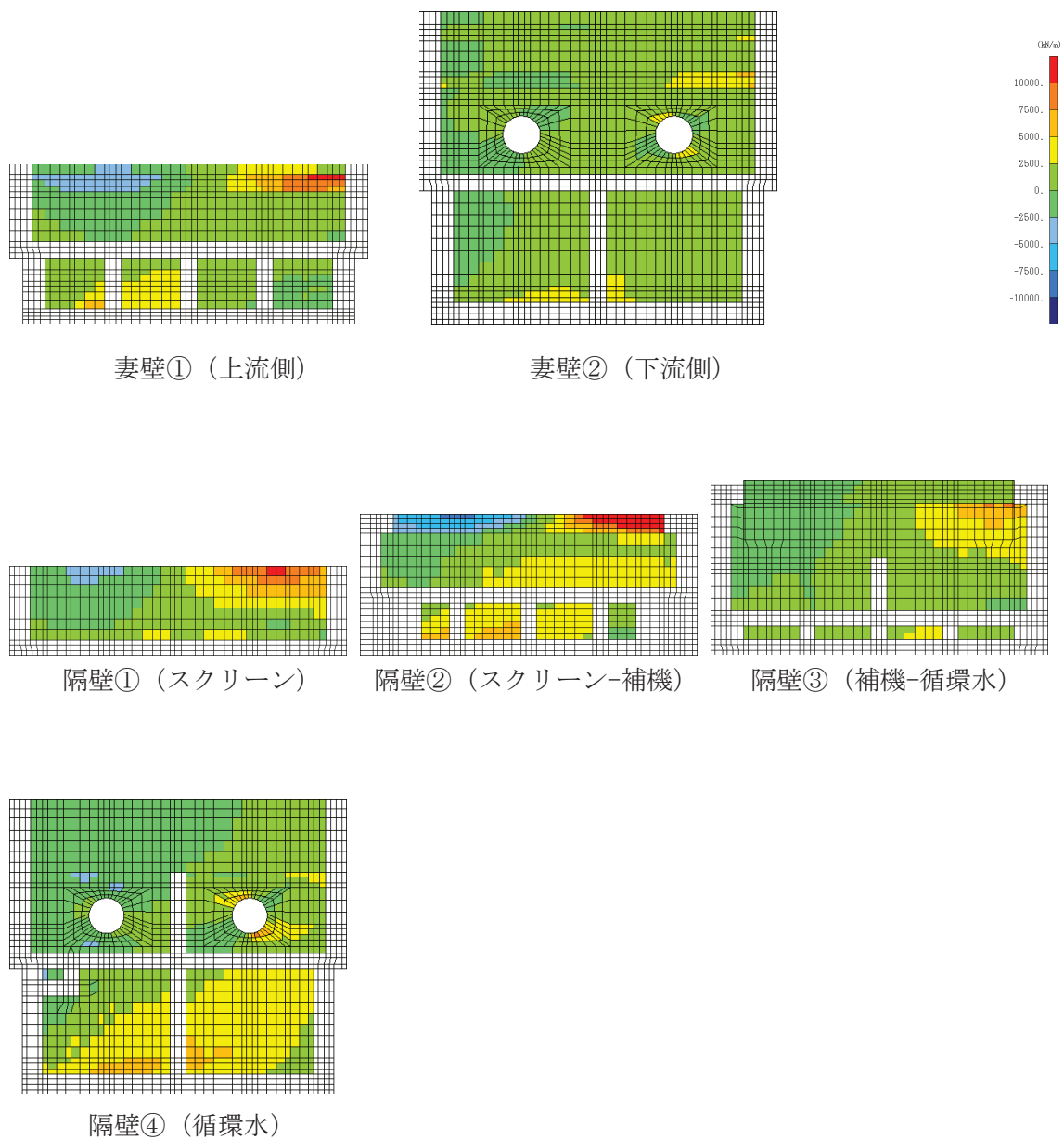


図 6-19(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_x)
 (中床版, 解析ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++)) (2/2)

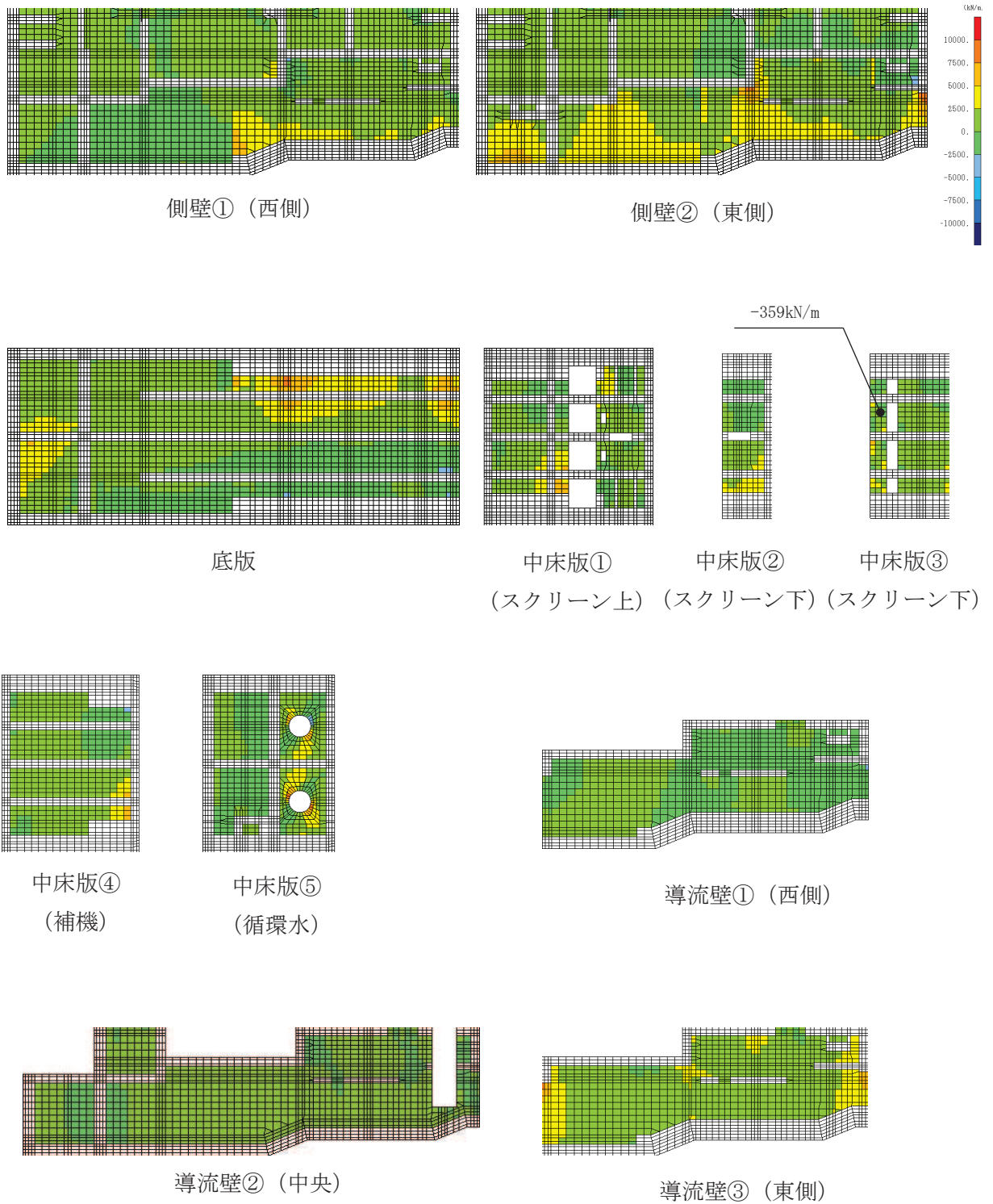


図 6-20(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y)
 (中床版, 解析ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++)) (1/2)

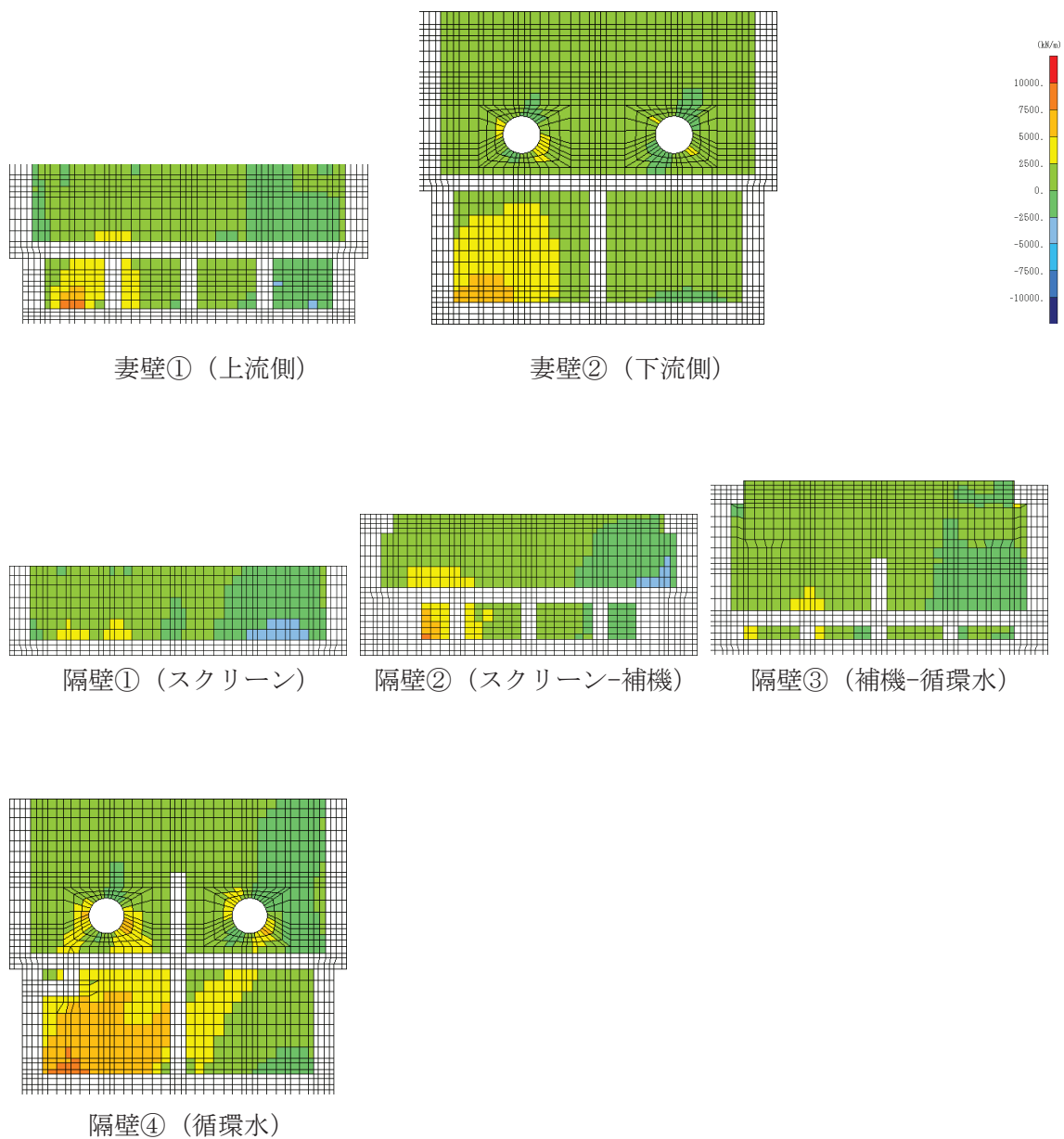


図 6-20(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y)
 (中床版, 解析ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++)) (2/2)

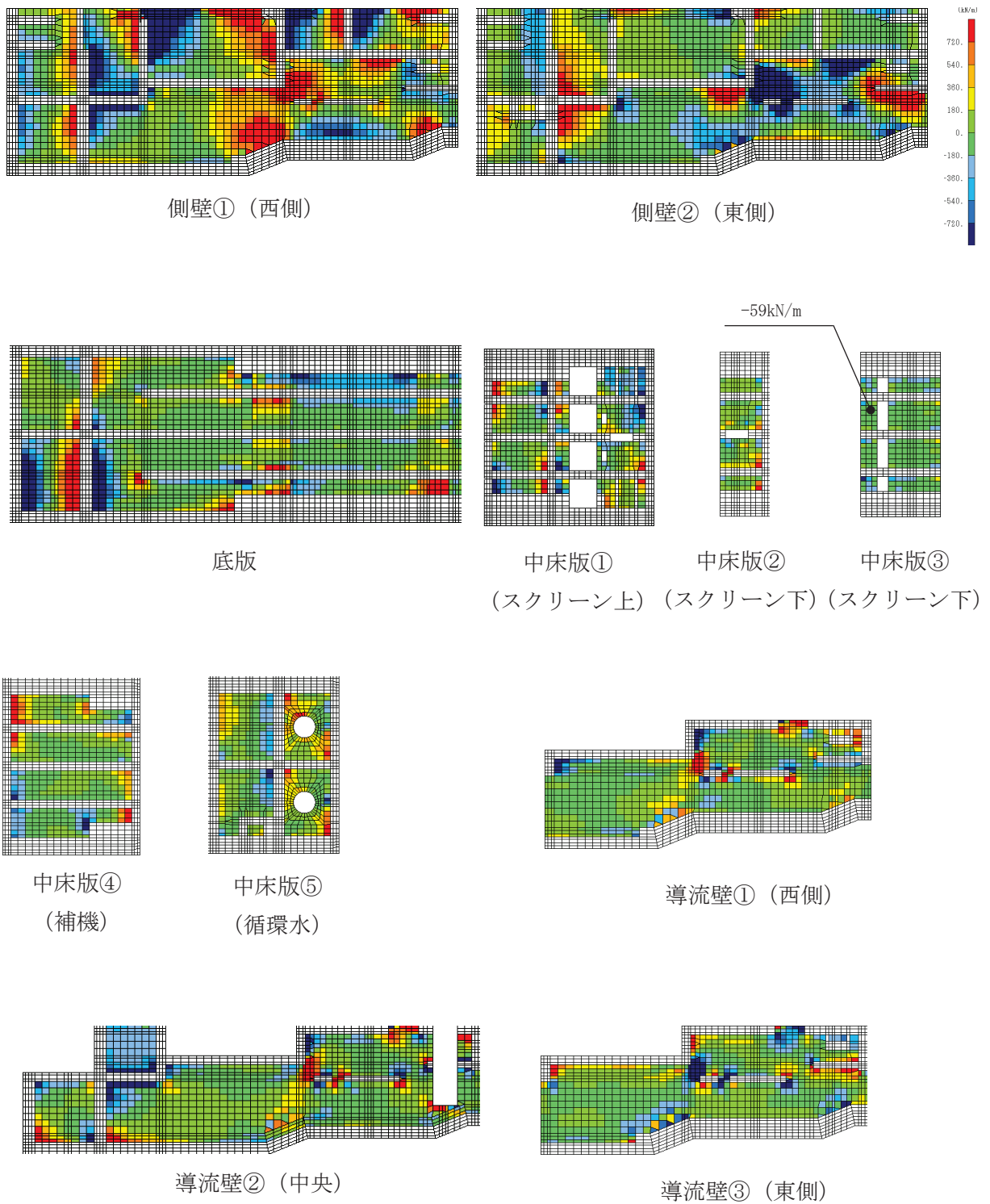


図 6-21 (1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_x)
 (中床版, 解析ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++)) (1/2)

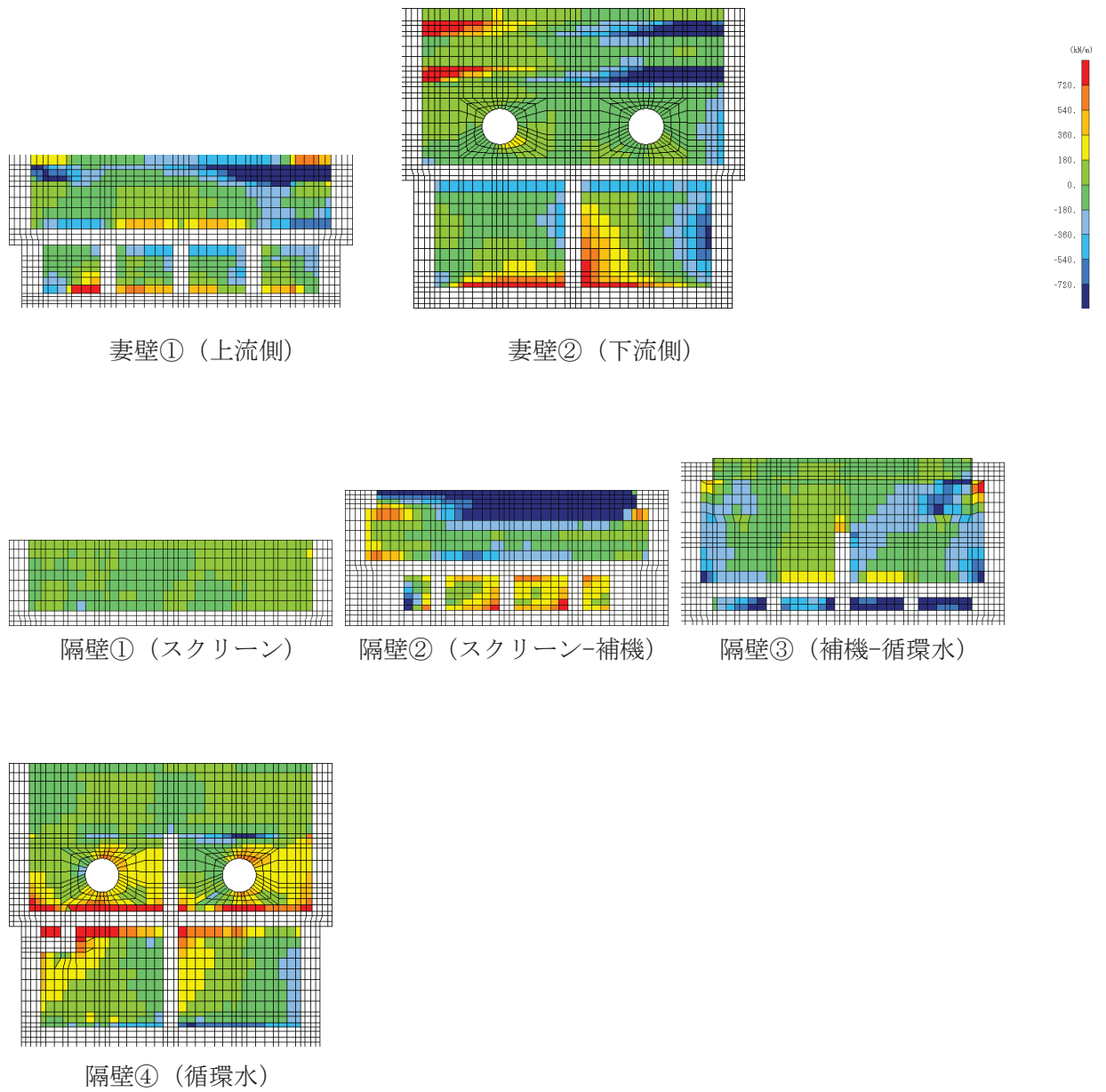


図 6-21 (2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(せん断力 (kN/m) : Q_x)

(中床版, 解析ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++) (2/2))

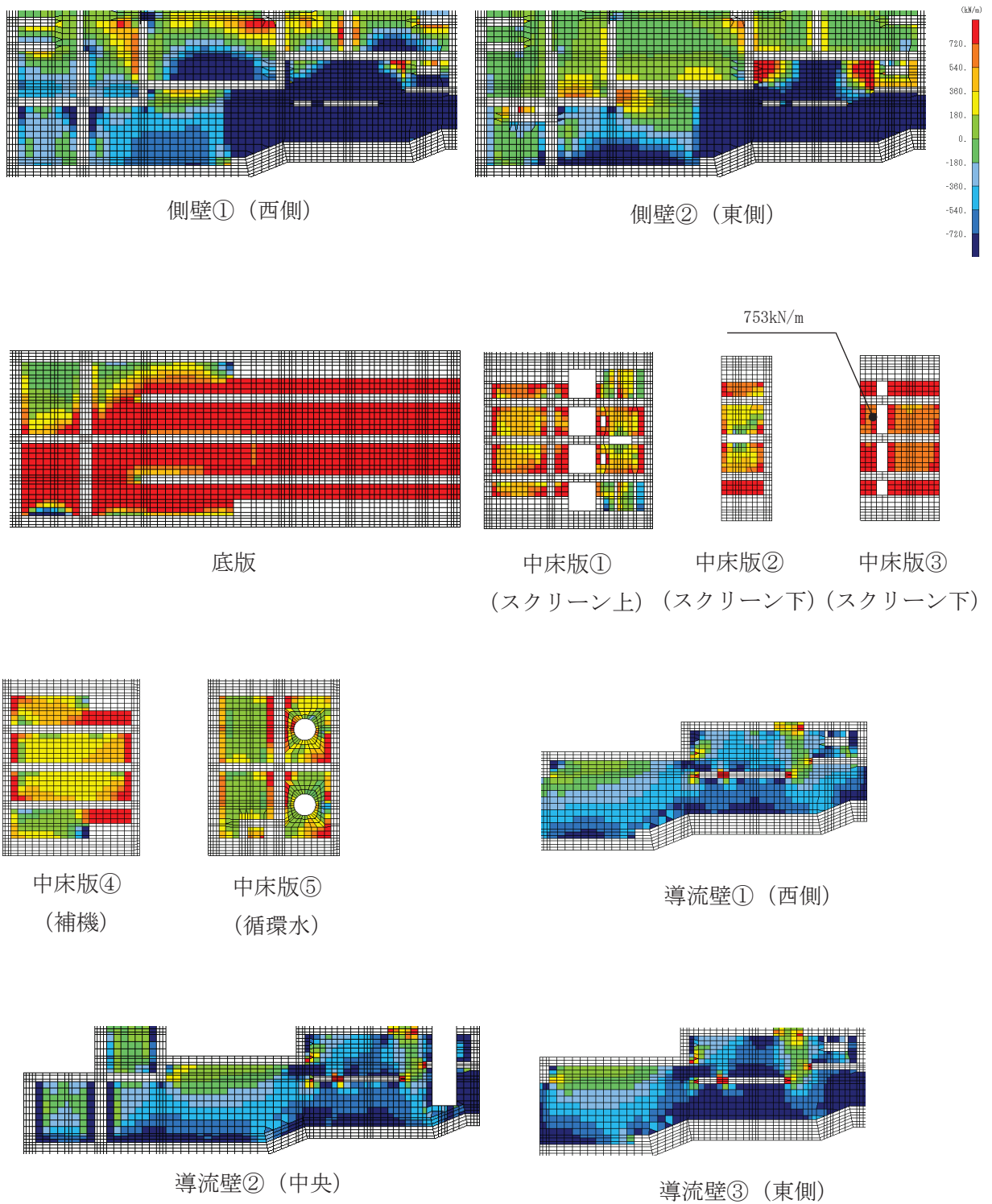


図 6-22 (1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_y)
 (中床版, 解析ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++)) (1/2)

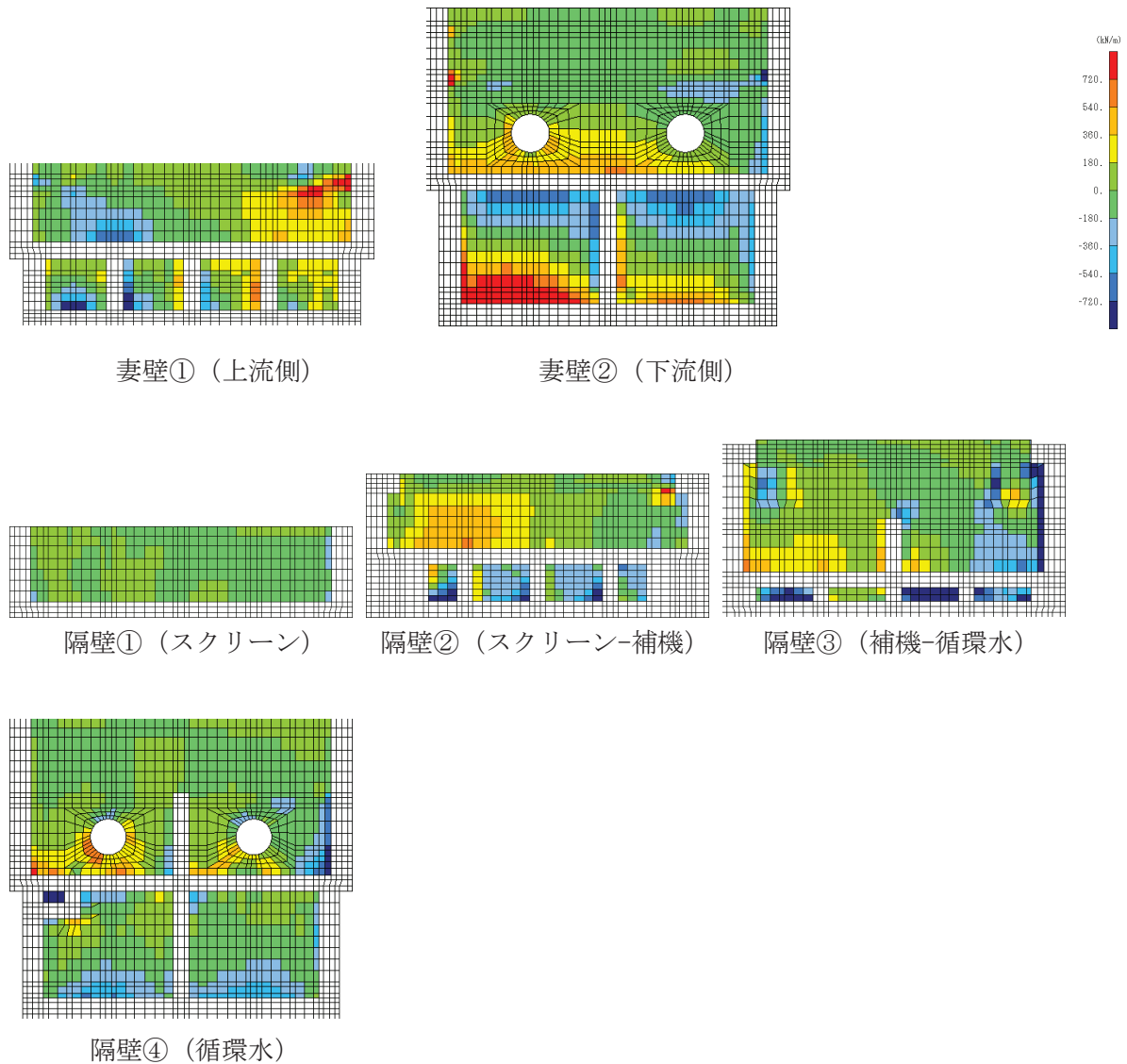


図 6-22(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_y)
 (中床版, 解析ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++)) (2/2)

注：耐震評価における解析ケース一覧

	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④*
解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性	平均値	平均値 + 1 σ	平均値 - 1 σ	平均値