柏崎刈羽原子力発電所第７号機　工事計画審査資料	
資料番号	KK7 補足－027－5 改 2
提出年月日	2020 年 4 月 23 日

資料５　スクリーン室，取水路，補機冷却用海水取水路の耐震安全性評価

2020 年 4 月

東京電力ホールディングス株式会社

目　次

：今回説明範囲

１．スクリーン室の耐震評価 …… 1－1
２．スクリーン室（6 号機設備）の耐震評価 …… 追而
３．取水路の耐震評価 …… 3－1
４．取水路（6 号機設備）の耐震評価 …… 追而
５．補機冷却用海水取水路の耐震評価 …… 5－1

参考資料

（参考資料 1）浮上り評価について …… 参考 1－1
（参考資料 2）耐震ジョイントの健全性評価について …… 参考 2－1
（参考資料 3）軸力の変動が部材の非線形特性に与える影響について …… 参考 3－1
（参考資料 4）材料非線形解析の部材係数について …… 参考 4－1
（参考資料 5）過剰間隙水圧の発生による支持機能への影響について …… 追而
（参考資料 6）静的地震力に対する耐震評価 …… 参考 6－1

１．スクリーン室の耐震評価

1.スクリーン室の耐震評価

目次

1. スクリーン室の耐震評価 ····· 1－1
1.1 評価方法 ····· 1－1
1.2 評価条件（部材非線形解析） ····· 1－1
1.2.1 適用規格 ····· 1－1
1.2.2 耐震評価フロー ····· 1－3
1.2.3 評価対象断面の方向 ····· 1－4
1.2.4 評価対象断面の選定 ····· 1－6
1.2.5 使用材料及び材料定数 ····· 1－10
1.2.6 地盤及び地盤改良体の解析用物性値 ····· 1－10
1.2.7 評価構造物諸元 ····· 1－13
1.2.8 地下水位 ····· 1－16
1.2.9 地震応答解析手法 ····· 1－16
1.2.10 地震応答解析モデルの設定 ····· 1－17
1.2.11 減衰定数 ····· 1－30
1.2.12 荷重の組合せ ····· 1－30
1.2.13 耐震評価における解析ケース ····· 1－38
1.3 評価内容（部材非線形解析） ····· 1－41
1.3.1 入力地震動の設定 ····· 1－41
1.3.2 許容限界の設定 ····· 1－58
1.4 評価結果（部材非線形解析） ····· 1－68
1.4.1 地震応答解析結果 ····· 1－68
1.4.2 構造部材の健全性に対する評価結果 ····· 1－83
1.4.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果 ····· 1－89
1.5 評価条件（材料非線形解析） ····· 1－90
1.5.1 適用基準 ····· 1－92
1.5.2 評価対象部材 ····· 1－93
1.5.3 材料定数 ····· 1－94
1.5.4 解析モデルの設定 ····· 1－95
1.6 評価内容（材料非線形解析） ····· 1－101
1.6.1 耐震評価フロー ····· 1－101
1.6.2 荷重の設定 ····· 1－102
1.6.3 せん断耐力 ····· 1－104
1.6.4 安全係数の設定 ····· 1－105

1.7 評価結果（材料非線形解析） ····· 1－107
1.7.1 せん断力に対する評価結果 ····· 1－107
1.8 まとめ ····· 1－110

1.　スクリーン室の耐震評価

1.1　評価方法

スクリーン室は非常時における海水の通水機能及び貯水機能が求められる土木構造物である。スクリーン室について，基準地震動Ｓ$_{s}$による耐震評価として，構造部材の曲げ，せん断評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施する。

スクリーン室の地震応答解析においては，地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析に用いる液状化強度特性は，代表性及び網羅性を踏まえた上で，保守性を考慮して設定する。

構造物の応答加速度に対する保守的な配慮として，地盤の非液状化の影響を考慮した解析ケースを設定する。

構造部材の健全性評価については，構造部材の層間変形角及びせん断力が要求機能に応じた許容限界以下であることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については，基礎地盤に作用する鉛直力が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

1.2　評価条件（部材非線形解析）

1.2.1　適用規格

スクリーン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）（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ＪＥＡＧ４６０１-1987（日本電気協会）を適用するが，鉄筋コンクリート部材の曲げ及びせん断の許容限界については，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（土木学会，2005 年）（以下「土木学会マニュアル」という。）を適用する。また，基礎地盤の支持性能の許容限界は，道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）（日本道路協会，平成 14 年 3 月）（以下「道路橋示方書」という。）を適用する。

表 1－1 に適用する規格，基準類を示す。

表 1－1　適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（2002 年）	－
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（2002 年）	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	【鉄筋コンクリート部材】 ・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）	・曲げに対する照査は，限界層間変形角を設定した上で，発生層間変形角がそれを下回ることを確認＊ ・せん断に対する照査は，発生せん断力がせん断耐力を下回ることを確認＊
	【基礎地盤の支持性能】 ・道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）（平成 14 年 3 月）	・基礎地盤の支持性能に対する照査は，基礎に発生する鉛直力が極限支持力を下回ることを確認＊
地震応答解析	・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1987	・有限要素法による２次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

注記＊　：妥当な安全余裕を考慮する。

1.2.2　耐震評価フロー

図 1−1 にスクリーン室の耐震評価フローを示す。

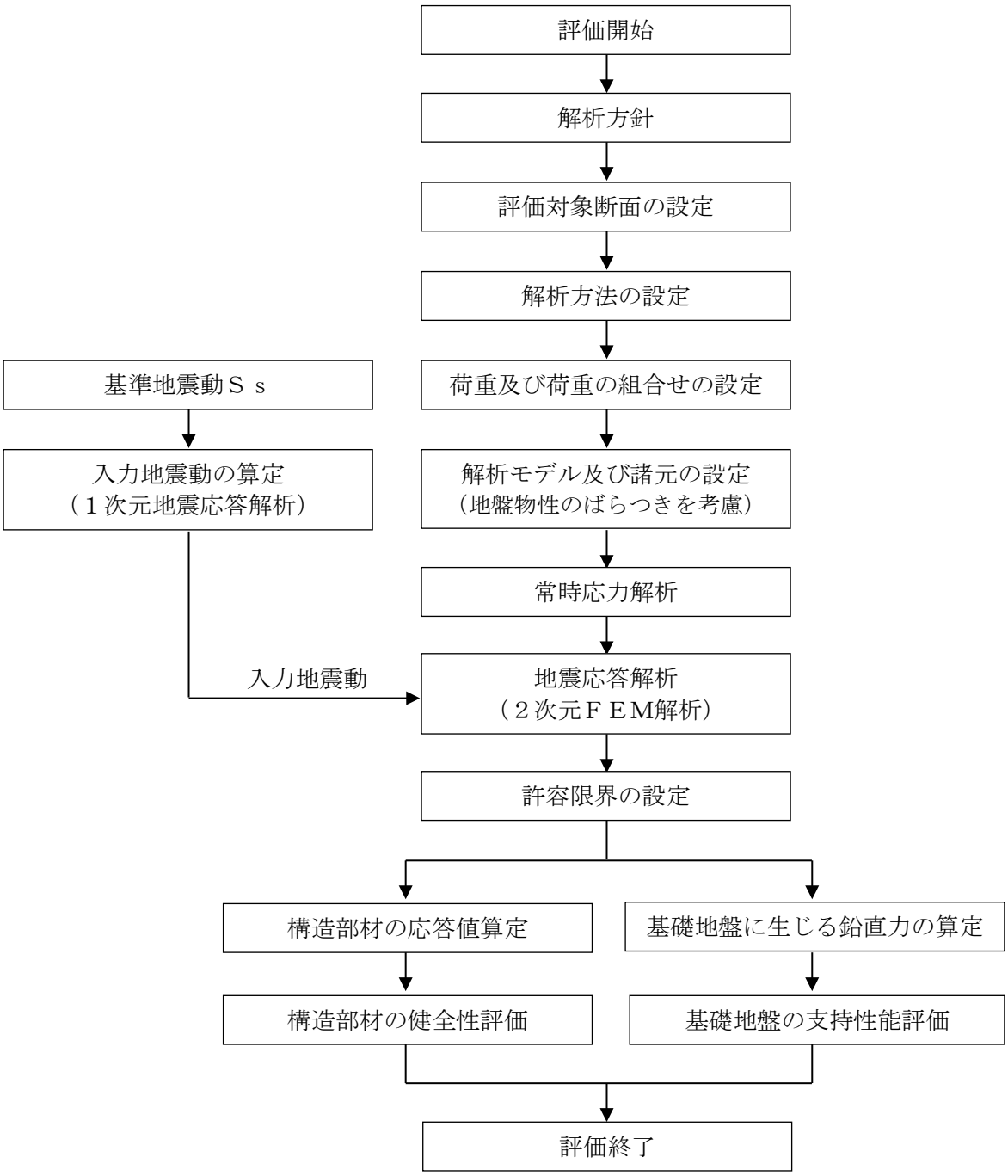


図 1−1　スクリーン室の耐震評価フロー

1.2.3　評価対象断面の方向

スクリーン室の位置を図 1－2 に示す。

スクリーン室は鉄筋コンクリート造の地中構造物である。

評価対象断面の方向の選定に係る考え方を表 1－2 に示す。スクリーン室の縦断方向（通水方向，EW 方向）は，加振方向と平行に配置される側壁又は隔壁を耐震設計上見込むことができることから，強軸断面方向となる。一方，スクリーン室の横断方向（通水方向に対し直交する方向，NS 方向）は，通水機能を確保するため，加振方向と平行に配置される構造部材が少ないことから，弱軸断面方向となる。

以上のことから，スクリーン室の耐震評価では，構造の安定性に支配的な弱軸断面方向である横断方向を評価対象断面とする。

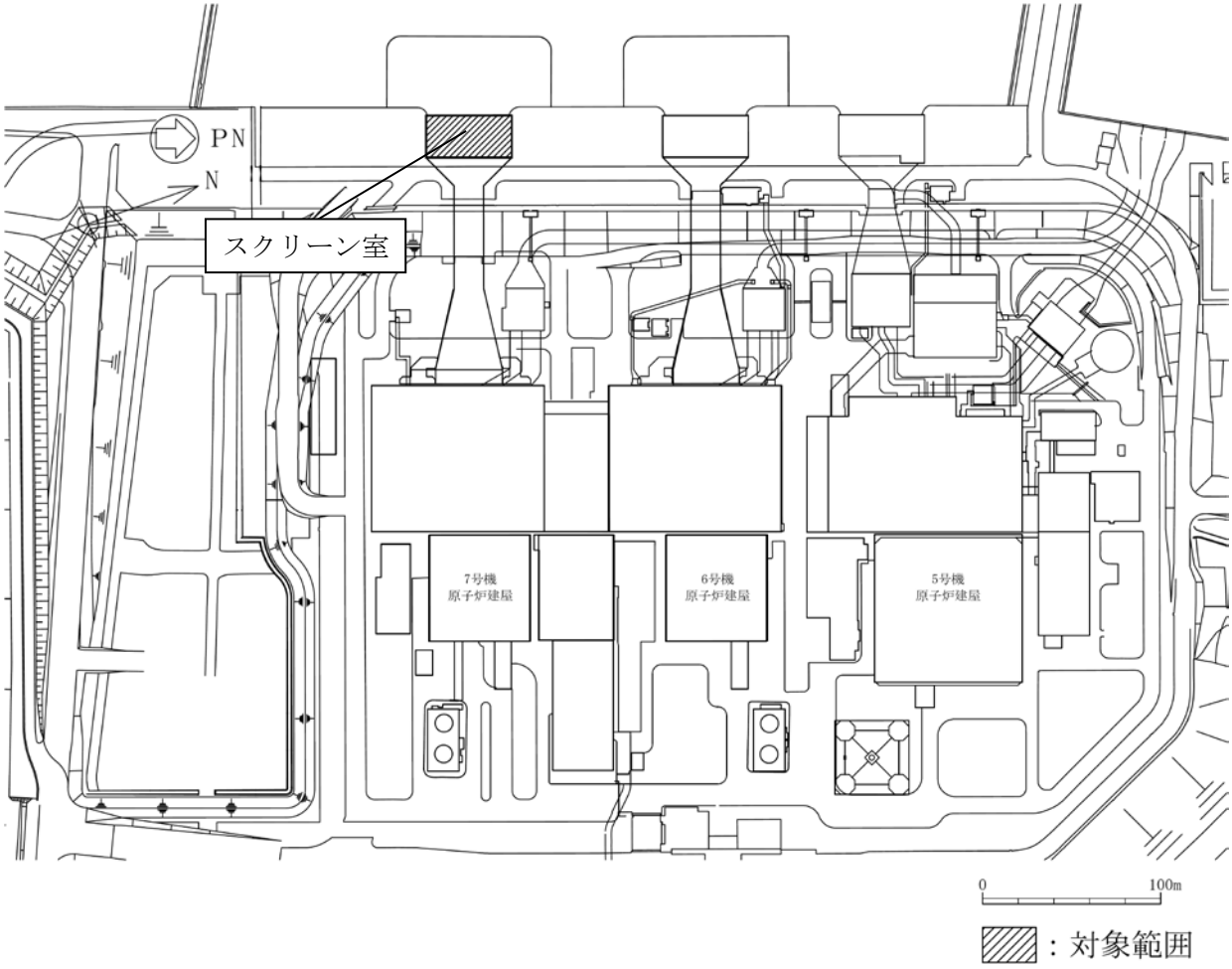
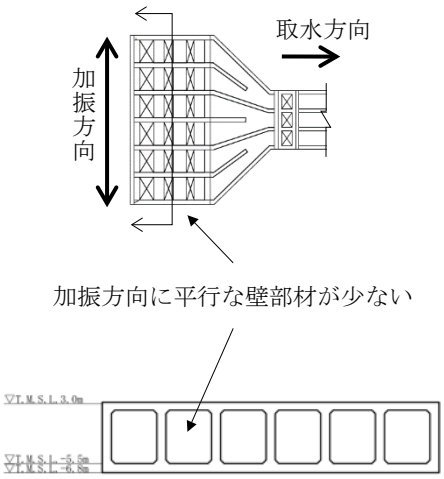
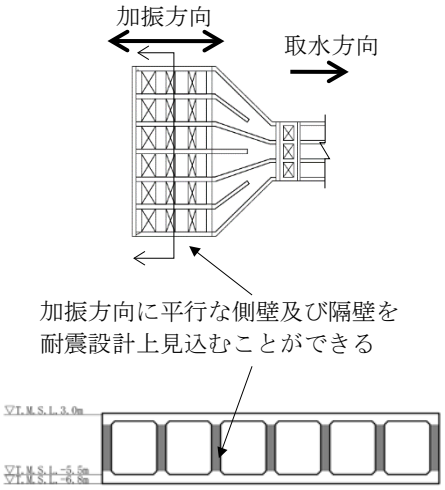


図 1－2　スクリーン室の平面配置図（平面図）

表 1－2　スクリーン室の評価対象断面の方向の選定

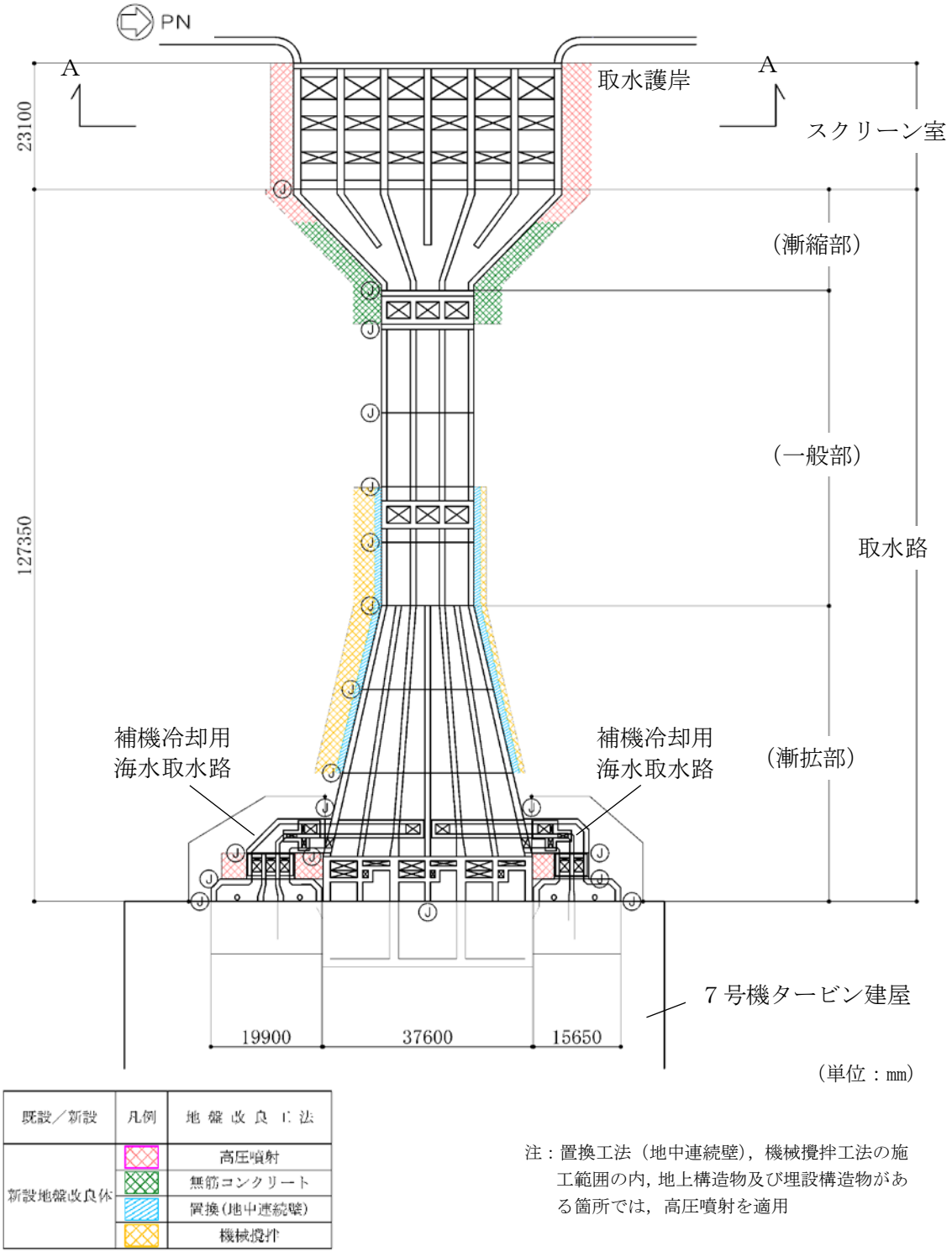
	横断方向（NS 方向）の加振	縦断方向（EW 方向）の加振
スクリーン室		
	・横断方向は，加振方向に平行な壁部材が少なく，弱軸断面方向にあたる。	・縦断方向は，加振方向に平行な側壁及び隔壁を耐震設計上見込むことができ，強軸断面方向にあたる。
	・弱軸断面方向を評価対象断面とする。	

1.2.4　評価対象断面の選定

スクリーン室の平面図を図　1－3 に，断面図を図　1－4 に，概略配筋図を図　1－5 に示す。

スクリーン室は鉄筋コンクリート造の地中構造物であり,取水方向に内空寸法が一様で,頂版には取水方向に概ね規則的に開口が存在する。スクリーン室は，十分な支持性能を有する古安田層に支持される。また，スクリーン室の側方地盤には，地震時における浮上り対策として，地盤改良を実施している。なお，スクリーン室南側には付帯設備としてトラッシュピットが設置されている。

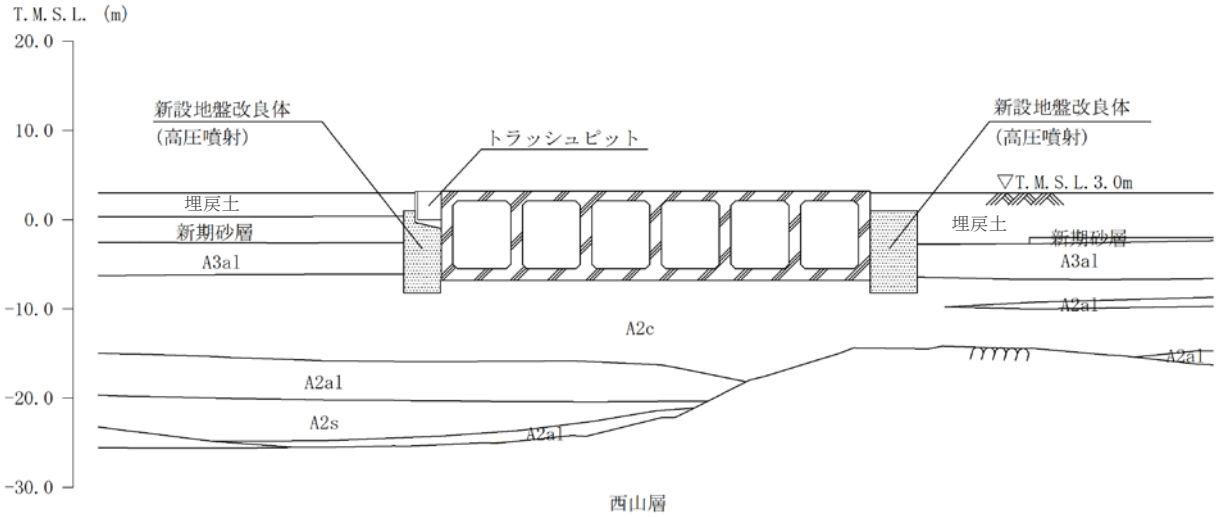
評価対象断面は，工事計画に係る説明資料（屋外重要土木構造物の耐震性についての計算書）資料１　屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.2　スクリーン室の断面選定の考え方」で記載したとおり，スクリーン室は，取水方向（EW 方向）に内空寸法が一様で，頂版には取水方向に概ね規則的に開口が存在するため，取水方向全長で開口を含めた平均的な剛性及び上載荷重を考慮し耐震評価を実施する。

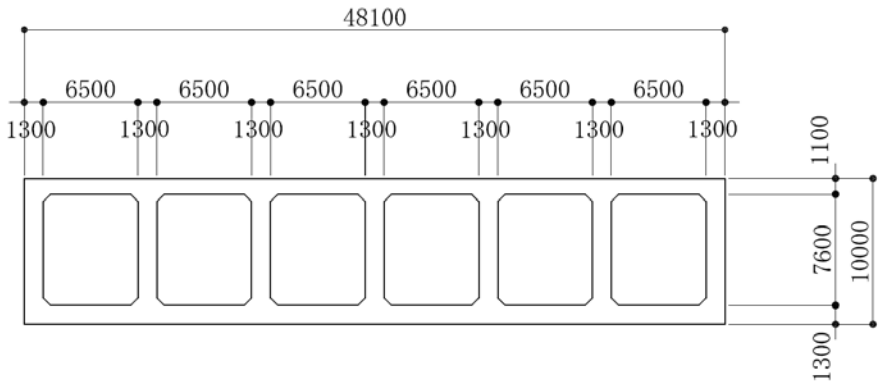


既設／新設	凡例	地盤改良工法
新設地盤改良体		高圧噴射
		無筋コンクリート
		置換(地中連続壁)
		機械攪拌

注：置換工法（地中連続壁），機械攪拌工法の施工範囲の内，地上構造物及び埋設構造物がある箇所では，高圧噴射を適用

図 1－3　スクリーン室の平面図





（単位：mm）

注 ：東京湾平均海面（以下,「T.M.S.L.」という。）

図 1－4　スクリーン室の断面図（Ａ－Ａ断面）

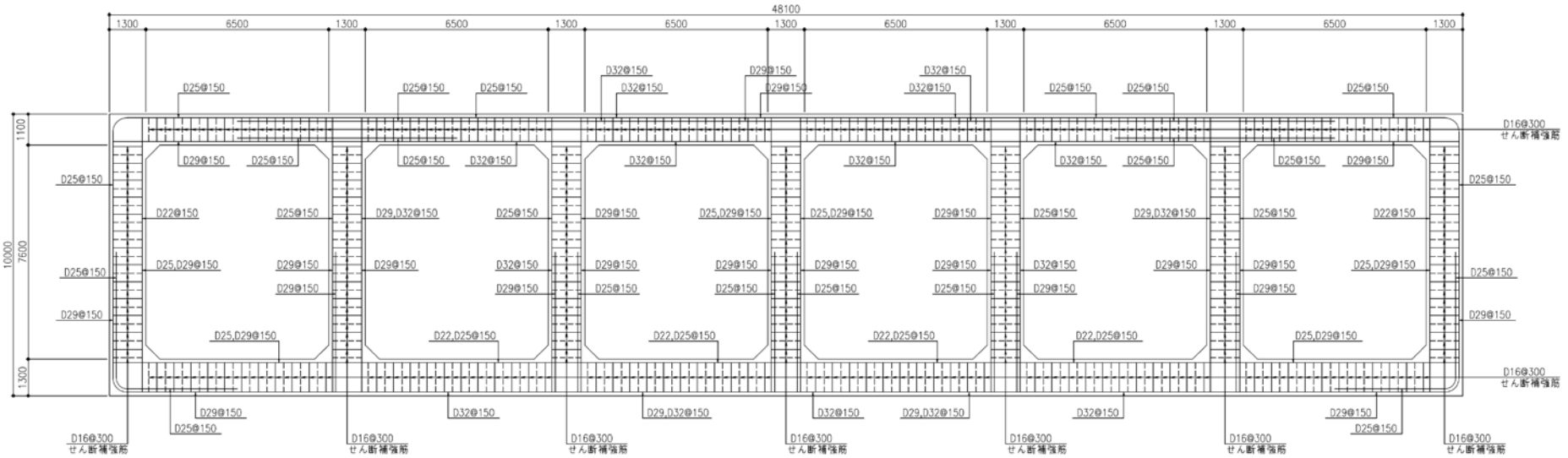


図 1−5　スクリーン室の概略配筋図　（A－A断面）

1.2.5　使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は，建設時の設計値に基づき設定する。構造物の使用材料を表 1－3 に，材料物性値を表 1－4 に示す。

表 1－3　構造物の使用材料

材料	諸元
コンクリート	設計基準強度　23.5 N/mm^2
鉄筋	SD35（SD345 相当）

表 1－4　構造物の材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	23.5*	2.45×10^4*	0.2*

注記＊　：建設時の設計値に基づく

1.2.6　地盤及び地盤改良体の解析用物性値

地盤及び地盤改良体の諸定数は，Ⅴ-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。地盤の物性値を表 1－5～表 1－7 に，地盤改良体の物性値を表 1－8 に示す。

表 1－5　地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ			埋戻土	新期砂層・沖積層	古安田層	
				新期砂層	A2s 層	A2g 層 (砂質)
物理特性	密度 ρ (g/cm^3)		1.94 (1.79)*	2.05 (2.00)*	1.91	1.91
	間隙率 n		0.45	0.44	0.45	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m^2)		1.04×10^5	1.26×10^5	2.14×10^5	2.14×10^5
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m^2)		98.0	98.0	200.0	200.0
	ポアソン比 ν		0.33 (0.42)*	0.33 (0.44)*	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}		0.225	0.234	0.157	0.157
強度特性	粘着力 c' (kN/m^2)		0.0 (9.6)*	0.0 (94.4)*	0.0	0.0
	内部摩擦角 ϕ' (°)		35.9 (34.8)*	34.6 (27.6)*	36.6	36.6
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)		32.0	31.0	32.0	32.0
	液状化パラメータ	S_1	0.005	0.005	0.005	0.005
		w_1	5.50	7.90	25.0	25.0
		p_1	0.50	0.50	0.50	0.50
		p_2	1.00	0.70	0.80	0.80
		c_1	1.69	2.13	8.75	8.75

注記＊　：括弧内の数字は，地下水位以浅の数値を表す。

表 1－6　地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ		新期砂層 ・沖積層	古安田層		
		沖積層上部 (シルト質)	A3al 層	A2c 層	A2al 層
物理特性	密度 ρ (g/cm^3)	1.66	1.81	1.80	1.88
	間隙率 n	0.61	0.52	0.52	0.48
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m^2)	5.50×10^4	9.57×10^4	1.39×10^5	1.61×10^5
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m^2)	170.0	94.0	140.0	170.0
	ポアソン比 ν	0.33	0.33	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.136	0.162	0.110	0.147
強度特性	粘着力 c' (kN/m^2)	82.5	29.2	113.0	82.8
	内部摩擦角 ϕ' (°)	19.6	34.2	27.9	28.7

表 1－7　地盤の解析用物性値一覧（西山層）

パラメータ				西山層	
				T.M.S.L.－33.0m 以浅	T.M.S.L.－33.0m～－90.0m
物理特性	密度	ρ	(g/cm^3)	1.73	1.69
	間隙率	n		0.56	0.56
変形特性	動せん断弾性係数	G_{ma}	(kN/m^2)	4.16×10^5	4.75×10^5
	基準平均有効拘束圧	σ'_{ma}	(kN/m^2)	98.0	98.0
	ポアソン比	ν		0.33	0.33
	減衰定数の上限値	h_{max}		0.257	0.257
強度特性	粘着力	c	(kN/m^2)	1370－5.04・Z＊	1370－5.04・Z＊
	内部摩擦角	ϕ	(°)	0	0

注記＊　：Zは，標高（m）を示す。

表 1－8　地盤の解析用物性値一覧（地盤改良体（高圧噴射））

パラメータ				新設地盤改良体
				高圧噴射
物理特性	密度	ρ	(g/cm^3)	1.94
	間隙率	n		0.49
変形特性	動せん断弾性係数	G_{ma}	(kN/m^2)	6.98×10^5
	基準平均有効拘束圧	σ_{ma}'	(kN/m^2)	98
	ポアソン比	ν		0.33
	減衰定数の上限値	h_{max}		0.05
強度特性	粘着力	c'	(kN/m^2)	500

1.2.7　評価構造物諸元

(1)　評価構造物諸元と評価部位

照査を行うスクリーン室の評価構造物諸元を表 1－9 に，評価部位を図 1－6 に示す。

表 1－9　構造物の評価部位とその仕様

部位	仕様		材料		機能要求
	部材奥行幅 *1 (m)	部材高 (m)	コンクリート f'_{ck} (N/mm^2)	鉄筋	
頂版	0.409	1.100	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水
右側壁	1.000	1.300	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水，貯水 *2
隔壁	1.000	1.300	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水
左側壁	1.000	1.300	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水，貯水 *2
底版	1.000	1.300	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水

注記＊1　：開口部による低減率を考慮

＊2　：海水貯留堰天端標高（T.M.S.L.-3.5m）以下の範囲

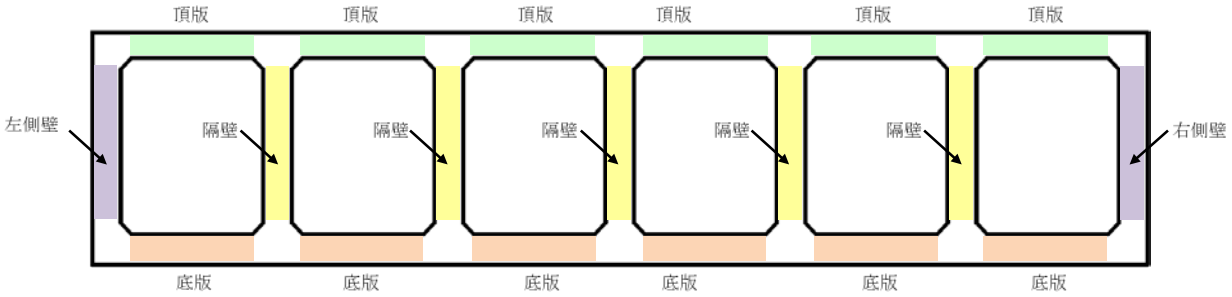


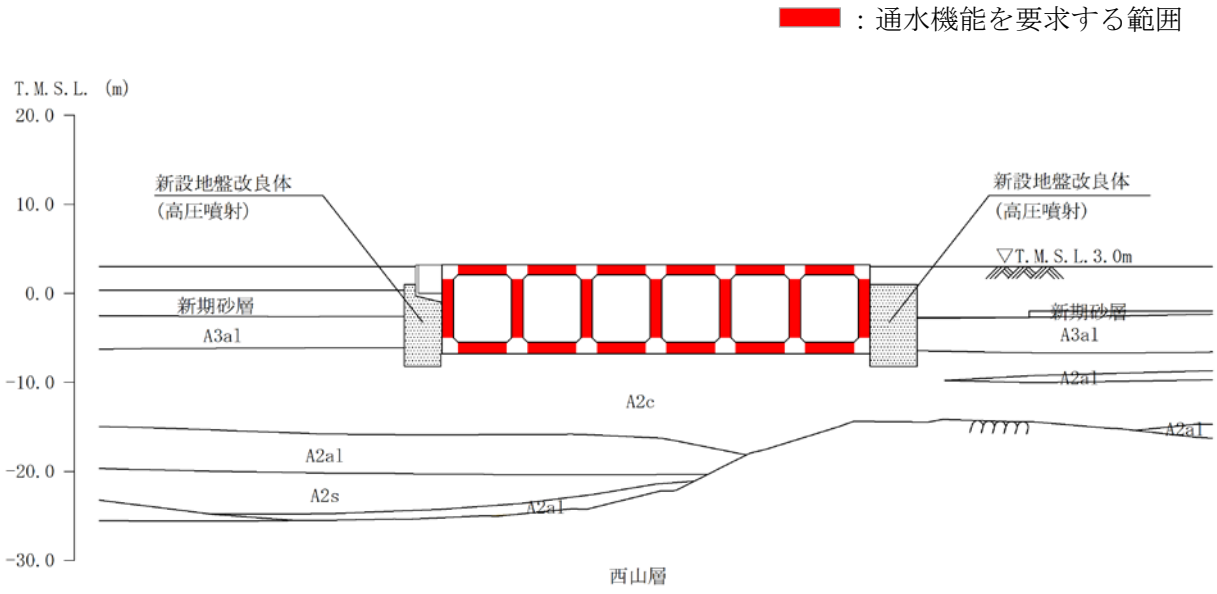
図 1－6　評価部位

(2)　スクリーン室の機能要求の考え方

「(1)　評価構造物諸元と評価部位」の表に記載したスクリーン室の機能要求について，その考え方を以下に記載する。なお，スクリーン室には，間接支持するＳクラス施設はない。

a.　通水機能

スクリーン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 1－7 に通水機能を要求する部材の範囲を図示する。



（Ａ－Ａ断面）

図 1－7　通水機能を要求する範囲

b.　貯水機能

スクリーン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，海水貯留堰天端標高(T.M.S.L.-3.5m)以下の側壁を対象とする。

ここで，スクリーン室の周辺地盤の地下水位は常時は海水面付近にあると想定され，津波時の引き波による海水面低下が起きても，引き波の継続時間は最大約 16 分と短時間の現象と評価されているため，スクリーン室の内水位よりも周辺地盤の地下水位の方が高い状態にあることから，スクリーン室内の貯留水は地盤へ流出する可能性は低いものと考えられる。また，側壁の側方には浮上り対策のためのセメント改良による透水性の低い地盤改良体を設置していることからも，スクリーン室内の貯留水は地盤に流出する可能性は低いものと考えられるが，当検討では側壁の健全性により貯留機能を担保することとする。

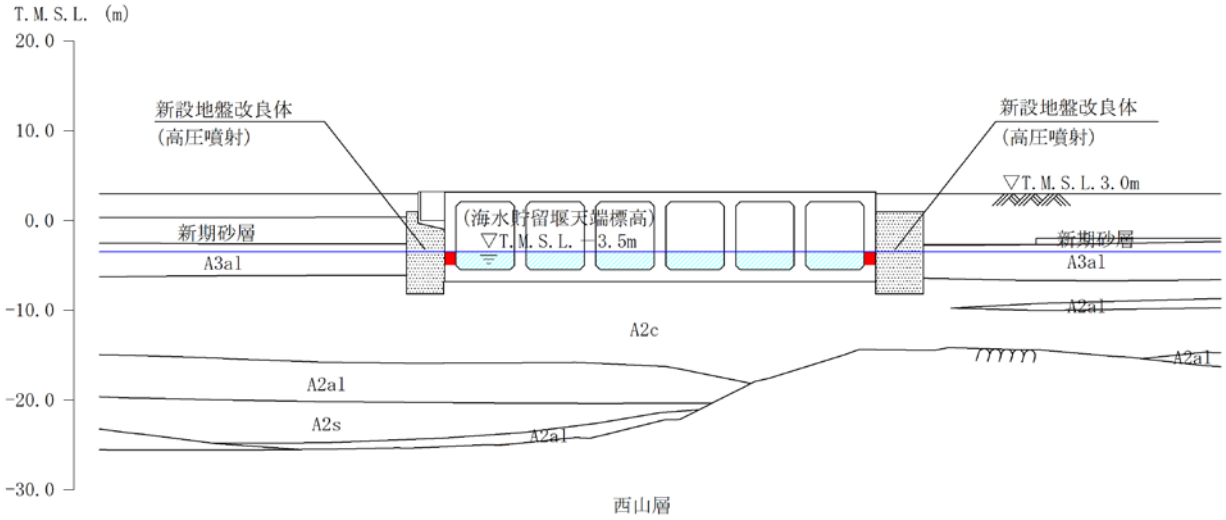
なお，底版については，スクリーン室全区間で透水係数の小さい粘性土（A2c 層）に接していることから，貯水機能を要求する範囲の対象外とする。

図 1－8 に貯水機能を要求する部材の範囲を示す。

また，鉄筋コンクリート部材以外に貯留性能が要求される部材としては，ブロック間に設置している耐震ジョイントが挙げられる。耐震ジョイントの地震前後の健全性については，（参考資料 2）に示す。

引き波の継続時間の詳細は，Ⅴ-1-1-3-2「津波への配慮に関する説明書」に示す。

：貯水機能を要求する範囲



（Ａ－Ａ断面）

図 1－8　貯水機能を要求する範囲

1.2.8　地下水位

地下水位は，Ⅴ-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，T.M.S.L.3.0m（地表面）に設定する。

1.2.9　地震応答解析手法

スクリーン室の地震応答解析は，地盤と構造物の相互作用を考慮できる２次元有限要素法を用いて，基準地震動Ｓｓ 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て行う。構造部材については，はり要素を用いることとし，非線形特性についてはコンクリートのM-φ関係を適切にモデル化する。また，地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。一般に，地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと，地盤のせん断応力は上限値に達し，それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また，地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって，耐震評価における有効応力解析では，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら２つの特徴を表現できる双曲線モデル（H-D モデル）を選定する。

地震応答解析については，解析コード「ＦＬＩＰ　Ver. 7.4.1」を使用する。地震応答解析手法の選定フローを図 1－9 に示す。

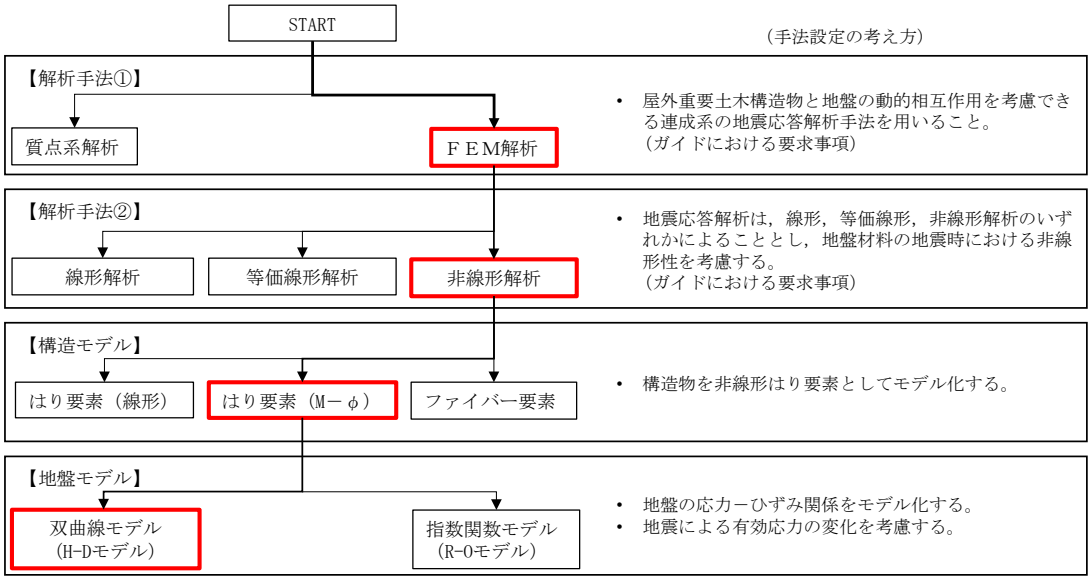


図 1－9　地震応答解析手法の選定フロー

1.2.10　地震応答解析モデルの設定

(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ＪＥＡＧ４６０１-1987 を参考に，図 1－10 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍程度，モデル高さを構造物幅の 2 倍程度とする。

なお，解析モデルの境界条件は，側面及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，地盤の波動をなめらかに表現するために，最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度Ｖｓで算定される波長の 5 又は 4 分割，すなわちＶｓ/100 又はＶｓ/80 を考慮し，要素高さを 0.5～1m 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，線材モデルの要素分割については，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 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し，部材の断面厚さ又は有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。

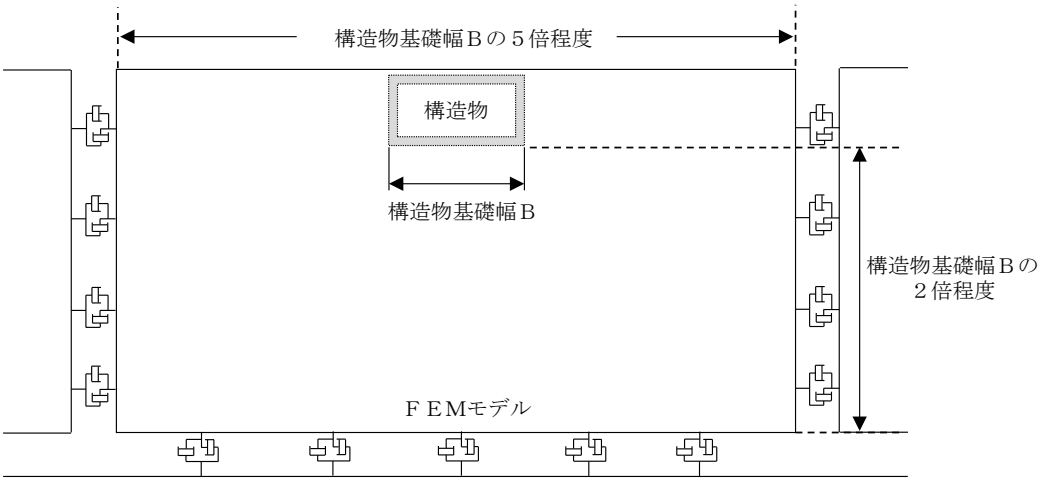


図 1－10　モデル範囲の考え方

２次元有効応力解析モデルは，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層構成を有する１次元地盤モデルである。２次元有効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 1－11 に示す。また，スクリーン室周辺の地質断面図を図 1－12 に示す。

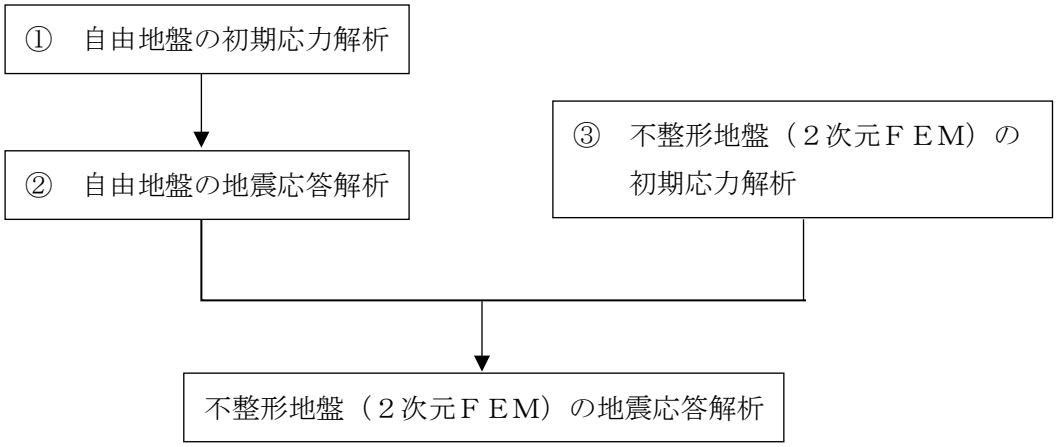
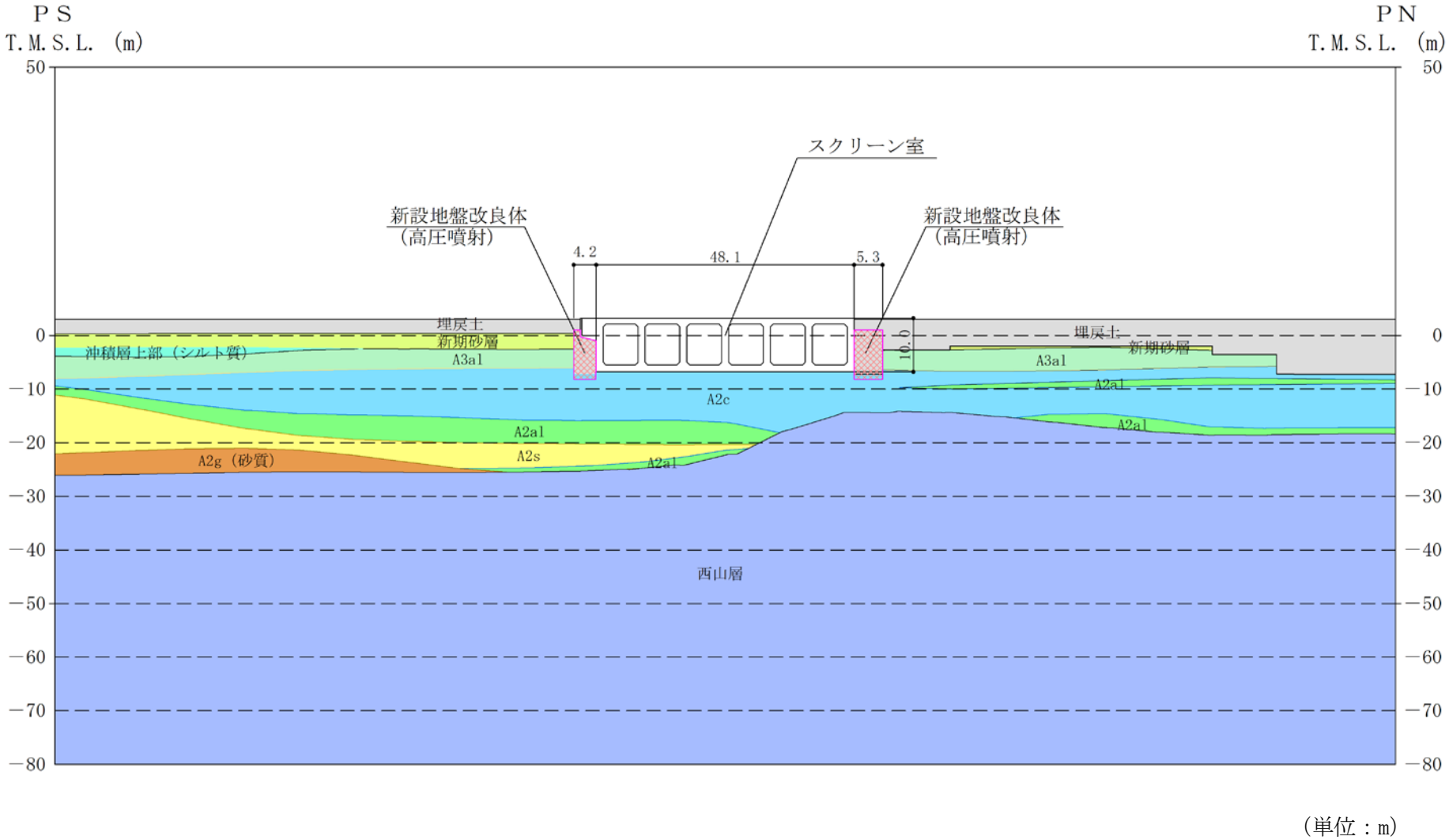


図 1－11 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（２次元ＦＥＭ）の地震応答解析までのフロー



（単位：m）

図 1−12　スクリーン室の周辺地質断面図（Ａ－Ａ断面）

(2) 境界条件

a. 初期応力解析時

初期応力解析は，地盤や構造物の自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 1－13 に示す。

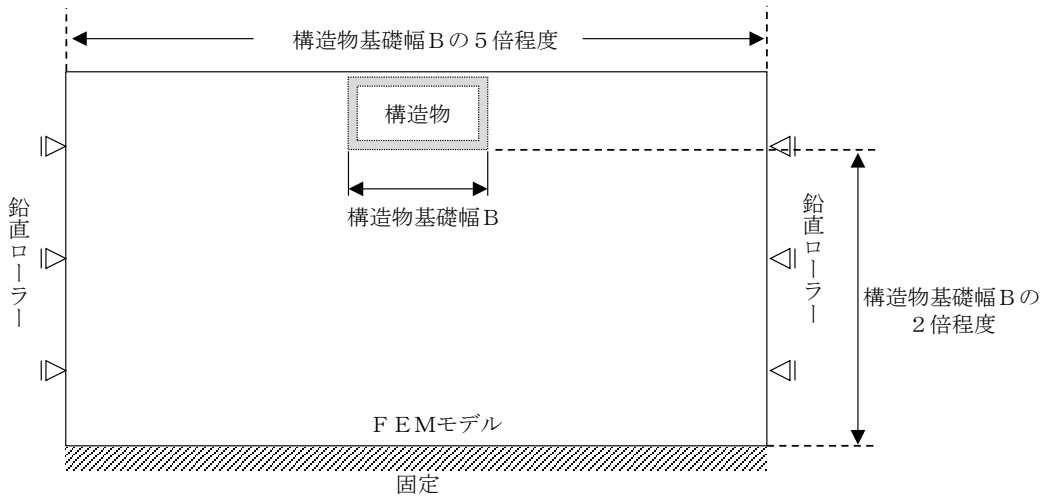


図 1－13　初期応力解析における境界条件の概念図

b.　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。スクリーン室の地震応答解析モデルを図 1－14 に示す。

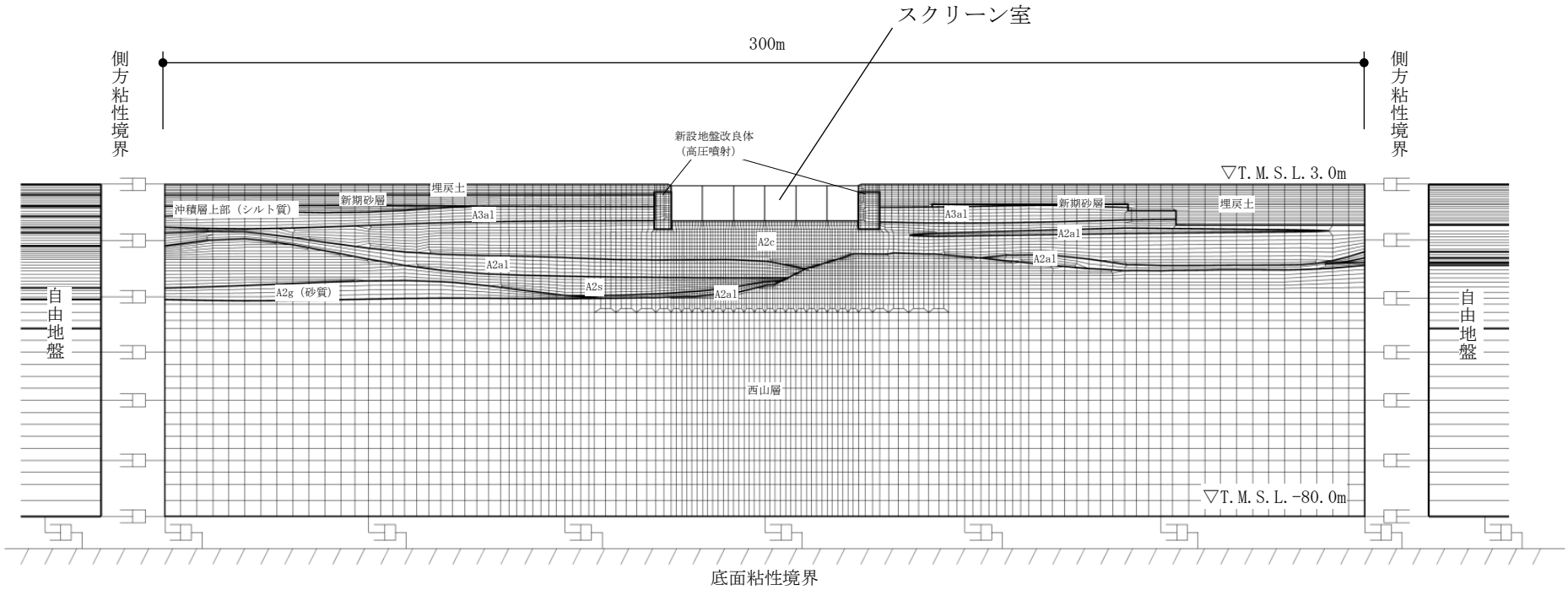


図 1－14　スクリーン室の地震応答解析モデル（Ａ－Ａ断面）

(3)　構造物のモデル化

スクリーン室では，構造部材として考慮する側壁，隔壁，底版，頂版を非線形はり要素でモデル化する。

それぞれの非線形はり要素の交点には，コンクリート標準示方書に基づき剛域を設ける。

スクリーン室の解析モデルにおける構造物部分の拡大図を，図 1－15 に示す。

構造部材は，スクリーン室の奥行幅を 1.0m として集約し，モデル化する。なお，スクリーン室の頂版については，開口部を有していることから，「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説」に基づく開口低減率を考慮し，奥行幅に応じた等価剛性として設定する。同基準は耐震壁を対象とした評価であり，開口部と部材の比率による低減率 r_1 と，面積比による等価開口周比に基づく低減率 r_2 が定義されている。スクリーン室の奥行幅としては，低減率 r_1 を考慮すれば良いと考えられるが，本検討では，同基準に従い低減率 r_1 と r_2 のいずれか小さい値として，開口低減率 r_2 を採用した。低減率の算定結果を図 1－16 に示す。

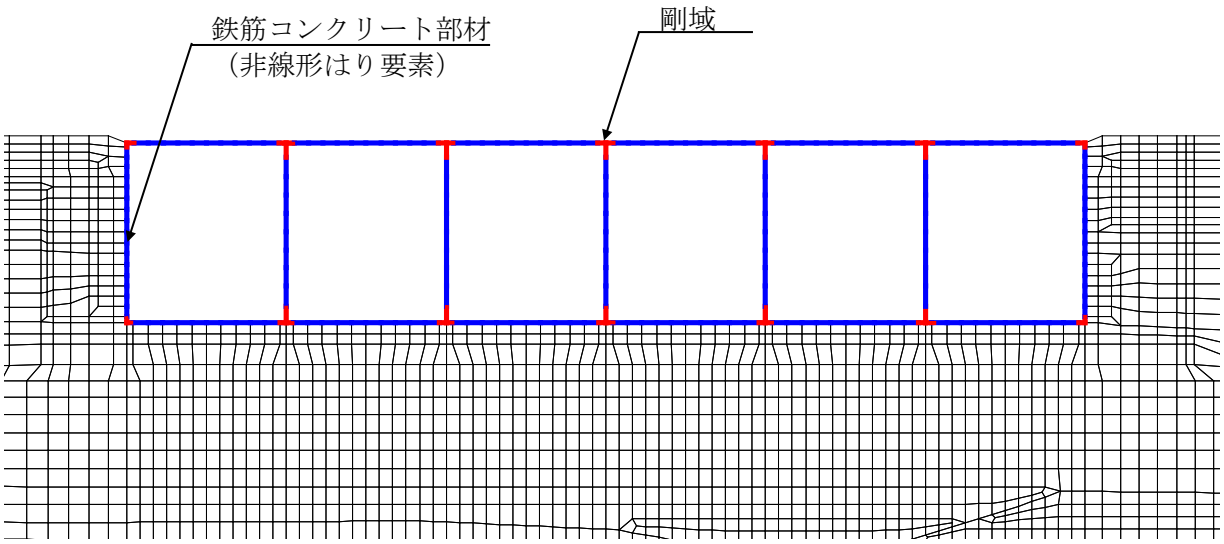
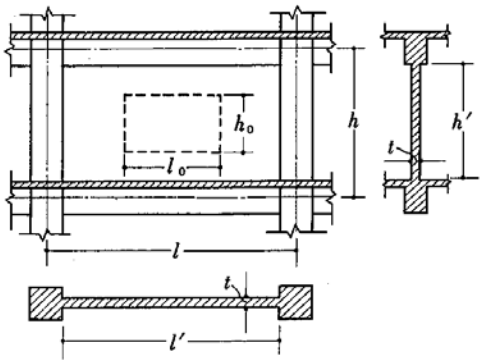


図 1－15　スクリーン室の解析モデル（Ａ－Ａ断面，構造物拡大）



（鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説より引用）

開口に対する低減率ｒは，次式に示されるr_1とr_2のうち，いずれか小さい方による。

$$r_1 = 1 - \frac{l_0}{l}$$

$$r_2 = 1 - \sqrt{\frac{\Sigma h_0 l_0}{h l}}$$

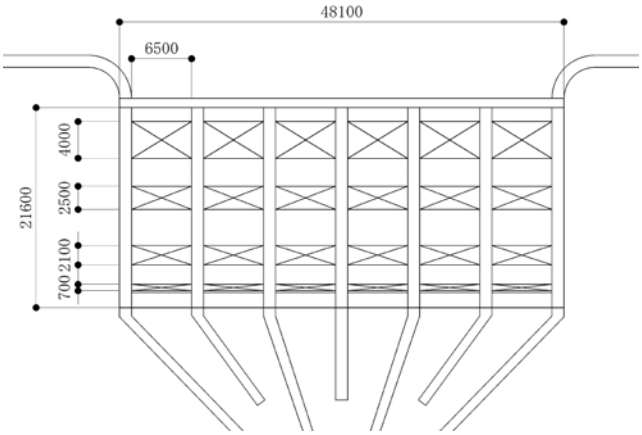
ここで，

l　：壁板周辺の柱中心間の距離

l_0：開口部の長さ

h　：壁板周辺の梁中心間の距離

h_0：開口部の高さ



○開口に対する低減率（スクリーン室）

$l = 21.6$

$l_0 = 4.0 + 2.5 + 2.1 + 0.7 = 9.3$

$h = 48.1$

$h_0 = 6.5 \times 6$

【$r_1 = 1 - 9.3/21.6 \fallingdotseq 0.569$】

【$r_2 = 1 - \sqrt{}\ (362.7/1038.96) \fallingdotseq 0.409$】

よって，

開口に対する低減率ｒは$r_1 > r_2$であるため，

$r = 0.409$ とする。

図 1－16　低減率の算定結果

(4)　地盤のモデル化

地盤はマルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(5)　地盤改良体のモデル化

地盤改良体は，マルチスプリング要素によりモデル化する。

(6)　ジョイント要素の設定

「地盤と構造物」,「地盤改良体と構造物」及び「地盤と地盤改良体」との接合面にジョイント要素を設けることにより，地震時の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は，隣接する要素と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，常時の圧縮荷重以上の引張荷重が生じた場合，剛性及び応力を零とし，剥離を考慮する。せん断方向については，各要素間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，せん断剛性を零とし，すべりを考慮する。

なお，せん断強度τ_fは，次式により規定される。

$$\tau_f = c_B + \sigma' \tan\phi_B$$

ここで,

σ' ：要素間の直応力

c_B ：付着力

ϕ_B ：摩擦角

要素間の付着力c_B，摩擦角ϕ_Bは，表 1－10 に示す道路橋示方書の設定を参考に，表 1－11 のとおりに設定する。周辺地盤の粘着力 c，内部摩擦角ϕは，Ⅴ-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，表 1－12 のとおりに設定する。

表 1－10　道路橋示方書における摩擦力ϕ_Bと付着力c_B

条　　件	摩擦角ϕ_B（摩擦係数 $\tan\phi_B$）	付着力 c_B
土とコンクリート	$\phi_B = \frac{2}{3}\phi$	$c_B = 0$
土とコンクリートの間に栗石を敷く場合	$\tan\phi_B = 0.6$, $\phi_B = \phi$ } の小さい方	$c_B = 0$
岩とコンクリート	$\tan\phi_B = 0.6$	$c_B = 0$
土と土又は岩と岩	$\phi_B = \phi$	$c_B = c$

ただし，ϕ：支持地盤のせん断抵抗角（°）　c：支持地盤の粘着力（kN/m²）

（道路橋示方書より引用）

表 1－11　要素間の付着力c_Bと摩擦角ϕ_B

条　件	付着力 c_B（kN/m²）	摩擦角 ϕ_B（°）
地盤と構造物	0	2/3 ϕ
地盤改良体 *1 と構造物	0	31
地盤と地盤改良体 *2	c	ϕ

注記＊1 ：地盤改良体は，その性状から道路橋示方書における岩とみなす。

＊2 ：地盤と地盤改良体の付着力と摩擦角は，地盤の c，ϕ を適用する。

表 1－12　周辺地盤の粘着力 c と内部摩擦角 φ

地質区分	粘着力 c （kN/m^2）	内部摩擦角 φ （° ）
埋戻土	0.0	35.9
新期砂層	0.0	34.6
A3al 層	29.2	34.2
A2c 層	113.0	27.9

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大きい値として，港湾構造物設計事例集（上巻）（沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）に従い，表 1－13 の通り設定する。ジョイント要素の力学特性を図 1－17 に，ジョイント要素の配置を図 1－18 に示す。

表 1－13　ジョイント要素のばね定数

対象	せん断剛性 k_s （kN/m^3）	圧縮剛性 k_n （kN/m^3）
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

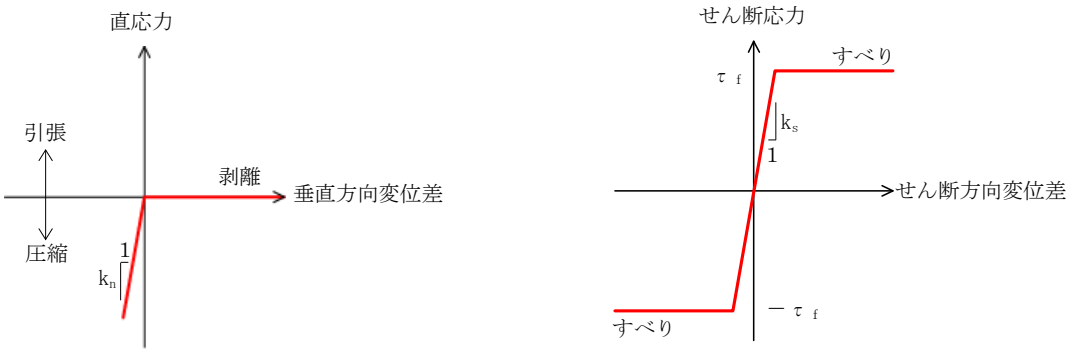
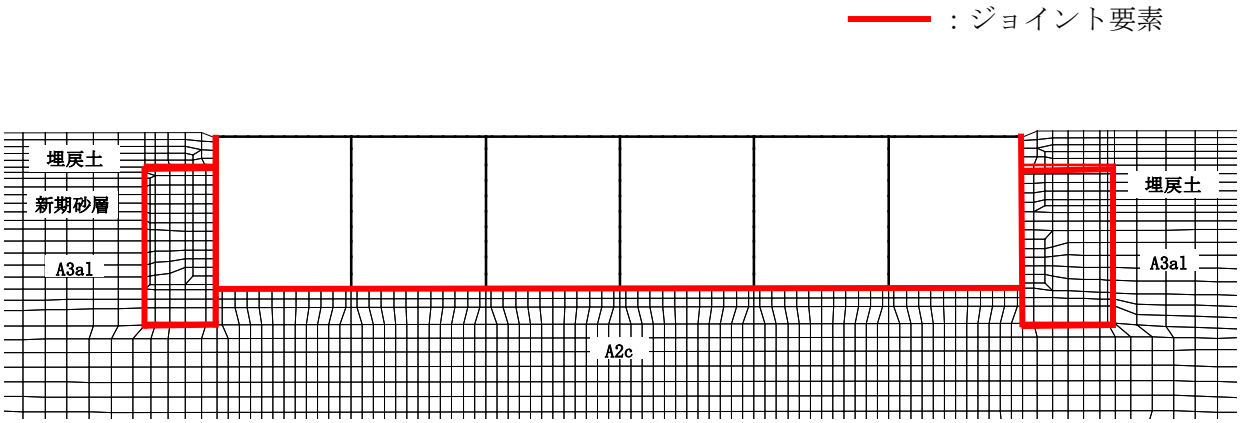


図 1－17　ジョイント要素の力学特性



（Ａ－Ａ断面）

図 1－18　ジョイント要素の配置

(7)　材料特性の設定

鉄筋コンクリート部材は非線形はり要素を用いてモデル化する。非線形特性の設定においては，コンクリート及び鉄筋について，それぞれの非線形性を考慮する。材料の非線形特性はコンクリート標準示方書に準拠し設定する。

部材の非線形特性は以下のとおりである。

図 1－19 に，鉄筋コンクリート部材におけるM-φ関係のトリリニアモデルを示す。また，コンクリート及び鉄筋の応力-ひずみ曲線を図 1－20 及び図 1－21 に示す。なお，復元力特性は，図 1－22 に示す修正武田モデルを適用する。

有効応力解析コード「ＦＬＩＰ　Ver.7.4.1」における当該非線形特性では，地震時における部材の軸力は一定とされることから，常時応力解析により各部材に発生する軸力にて当該非線形特性を設定する。軸力変動が部材の非線形特性に及ぼす影響については，（参考資料 3）に示す。

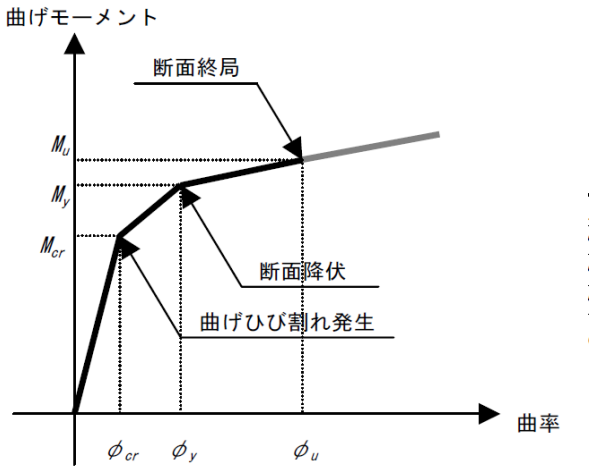


図 1－19　M-φ関係のトリリニアモデル（鉄筋コンクリート部材）

（土木学会マニュアルより引用）

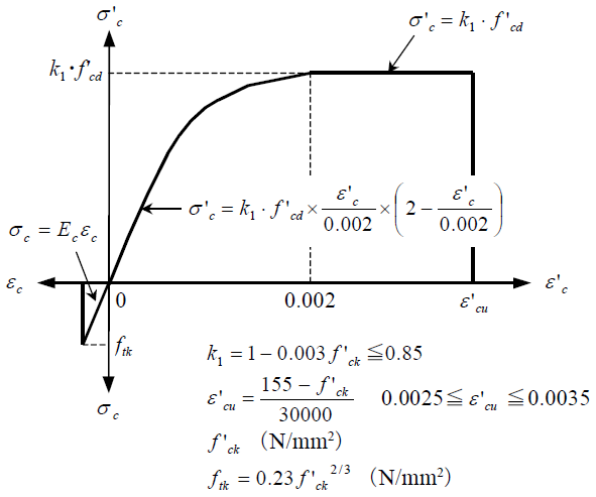


図 1－20　コンクリートの応力－ひずみ曲線

（土木学会マニュアルより引用）

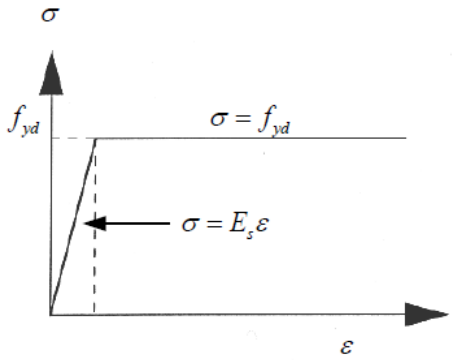


図 1－21　鉄筋の応力－ひずみ曲線

（土木学会マニュアルより引用）

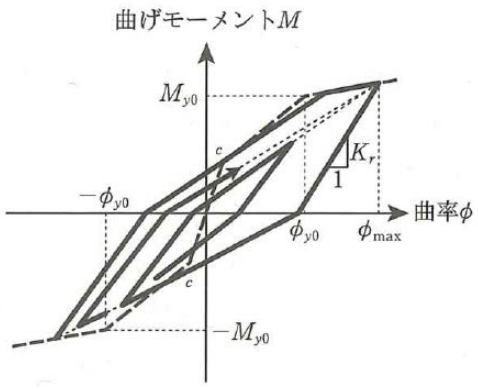


図 1－22　鉄筋コンクリート部材の履歴特性（修正武田モデル）

（道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（平成 14 年 3 月）より引用）

1.2.11　減衰定数

減衰定数は，KK7 補足－027－1「資料 1　屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に基づき設定する。

1.2.12　荷重の組合せ

耐震評価にて考慮する荷重は，通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し，それぞれを組み合せて設定する。地震荷重には，地震時土圧，動水圧及び機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

なお，スクリーン室は地中に埋設された構造物であることから，運転時の異常な過度変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないため，当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また，重大事故等対処時においても，地中で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため，設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。

地震時にスクリーン室に作用する機器・配管系からの反力については，機器・配管系を，解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

荷重の組合せを表 1－14 に示す。

表 1－14　荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法の概要
永久荷重	固定荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づき，対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する
		機器・配管自重	○	・機器・配管の重さに基づいて設定する
		土被り荷重	－	・構造物に土被りはないため考慮しない
		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算定する
	外水圧		○	・地下水位（T.M.S.L.3.0m）に応じた静水圧を設定する ・地下水の密度を考慮する
	内水圧		○	・T.M.S.L.1.0m*に応じた静水圧を設定する ・海水の密度を考慮する
	雪荷重		○	・雪荷重を考慮する
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 ・躯体，機器・配管の慣性力，動土圧を考慮する
		鉛直地震動	○	
		動水圧	○	・水位条件及び密度は，永久荷重のうち内水圧と同様とする ・地震時動水圧を付加質量により考慮する

注記＊：内水圧の水位は，朔望平均満潮位 T.M.S.L.0.49m に対し，保守性を考慮し T.M.S.L.1.0m とする。（共通：スクリーン室，取水路，補機冷却用海水取水路）

(1)　機器・配管荷重

スクリーン室の機器・配管荷重として，バースクリーン，レーキ付バースクリーン，トラベリングスクリーン及びガントリークレーンを考慮する。各機器の概要を図 1－23 に示す。

機器荷重は解析奥行き(1m)あたりの荷重として，機器の設置状況に応じて，集中荷重と分布荷重として区分し，付加質量として考慮する。荷重の算定概念図を図 1－24 に示す。

Ａ－Ａ断面における機器・配管系荷重図を図 1－25 に示す。

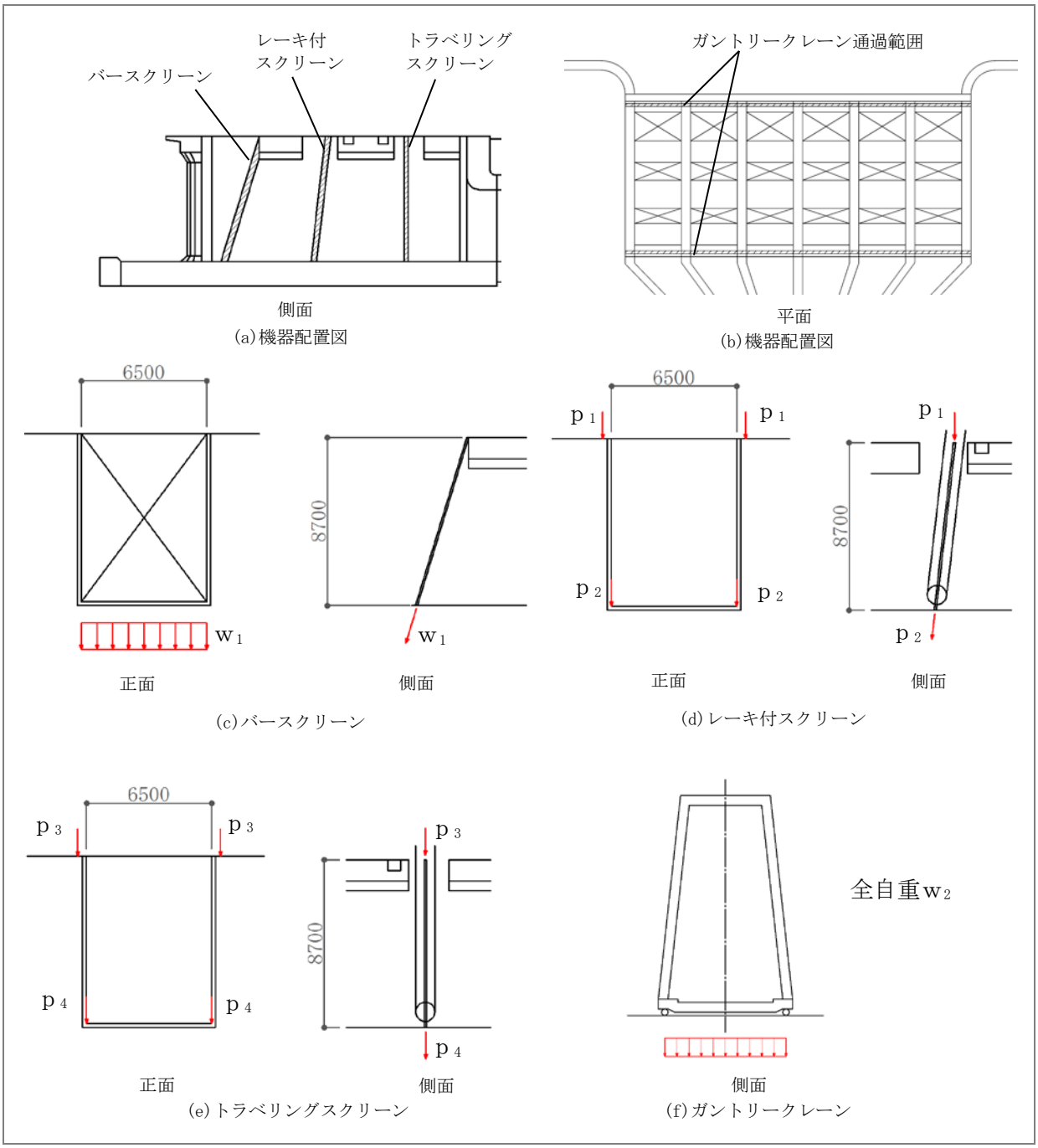
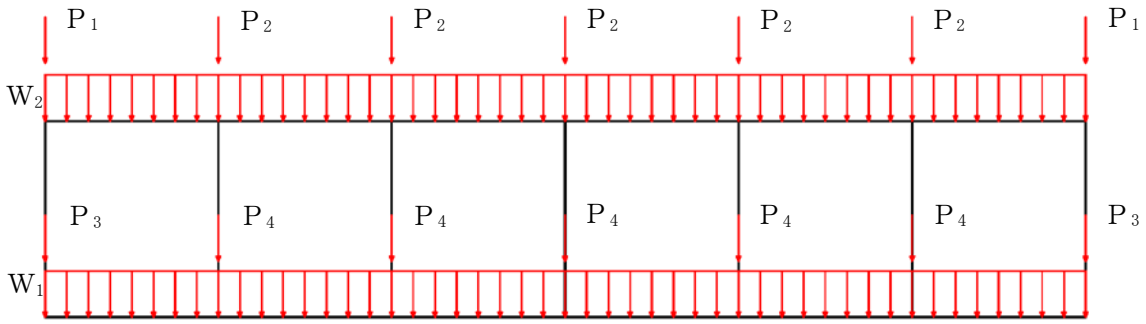


図 1－23　スクリーン室の機器荷重の概要

(バースクリーン，レーキ付バースクリーン，トラベリングスクリーン，ガントリークレーン)



機器	記号	内訳	荷重
レーキ付スクリーン トラベリングスクリーン	P_1	$1/L_1\times(p_1+p_3)$	28.06 kN/m
	P_2	$1/L_1\times(p_1+p_3)\times2$	56.11 kN/m
	P_3	$1/L_1\times(p_2+p_4)$	7.08 kN/m
	P_4	$1/L_1\times(p_2+p_4)\times2$	14.16 kN/m
バースクリーン	W_1	$1/L_1\times w_1$	1.04 kN/m^2
ガントリークレーン	W_2	$1/L_1\times1/L_2\times w_2$	1.18 kN/m^2

ここで,

L_1：スクリーン室奥行幅　(21.6m)

L_2：スクリーン室横幅　(48.1m)

p_1：レーキ付スクリーン頂版荷重　305.97kN

p_2：レーキ付スクリーン底版荷重　82.38kN

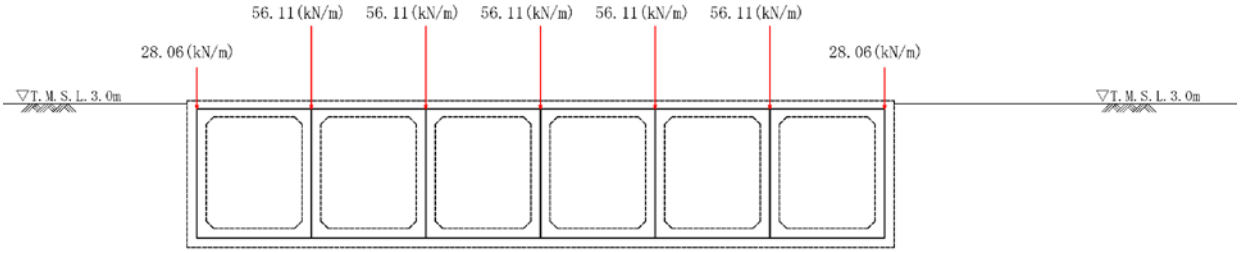
p_3：トラベリングスクリーン頂版荷重　300.08kN

p_4：トラベリングスクリーン底版荷重　70.61kN

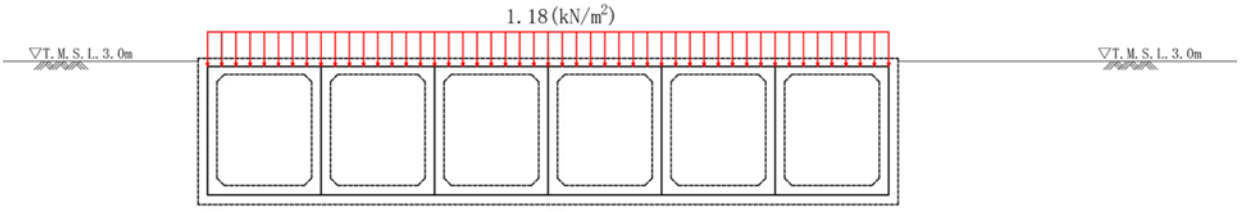
w_1：バースクリーン底版荷重　22.36kN/m

w_2：ガントリークレーン頂版荷重　1221.63kN

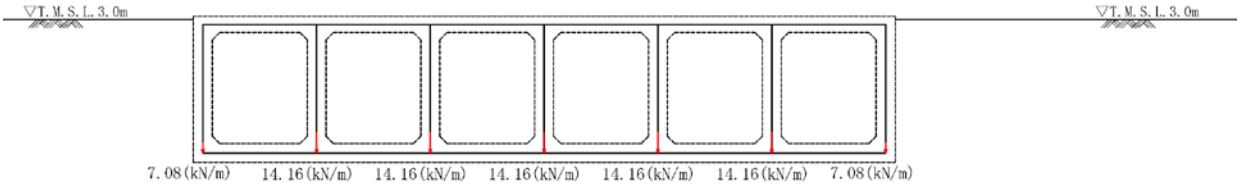
図 1－24　解析奥行き幅を考慮した機器荷重の算定方法　概念図



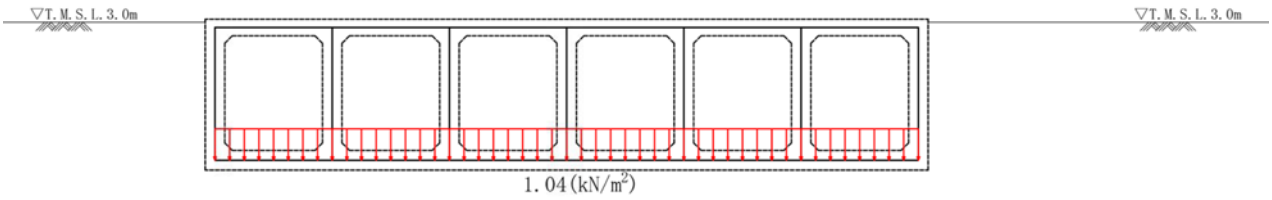
（a-1）頂版　集中荷重



（a-2）頂版　分布荷重



（b-1）底版　集中荷重



（b-2）底版　分布荷重

図 1－25　機器配管荷重図

(2)　付帯設備の躯体荷重

スクリーン室の南側には，付帯設備として除塵装置で回収した貝類等を回収するためにトラッシュピットが設置されている。トラッシュピットの概要を図 1－26 に示す。トラッシュピットは，通水機能及び貯水機能が求められるものではないが，スクリーン室の評価ではトラッシュピットの躯体荷重を付加質量として考慮する。Ａ－Ａ断面におけるトラッシュピットの荷重図を図 1－27 に示す。

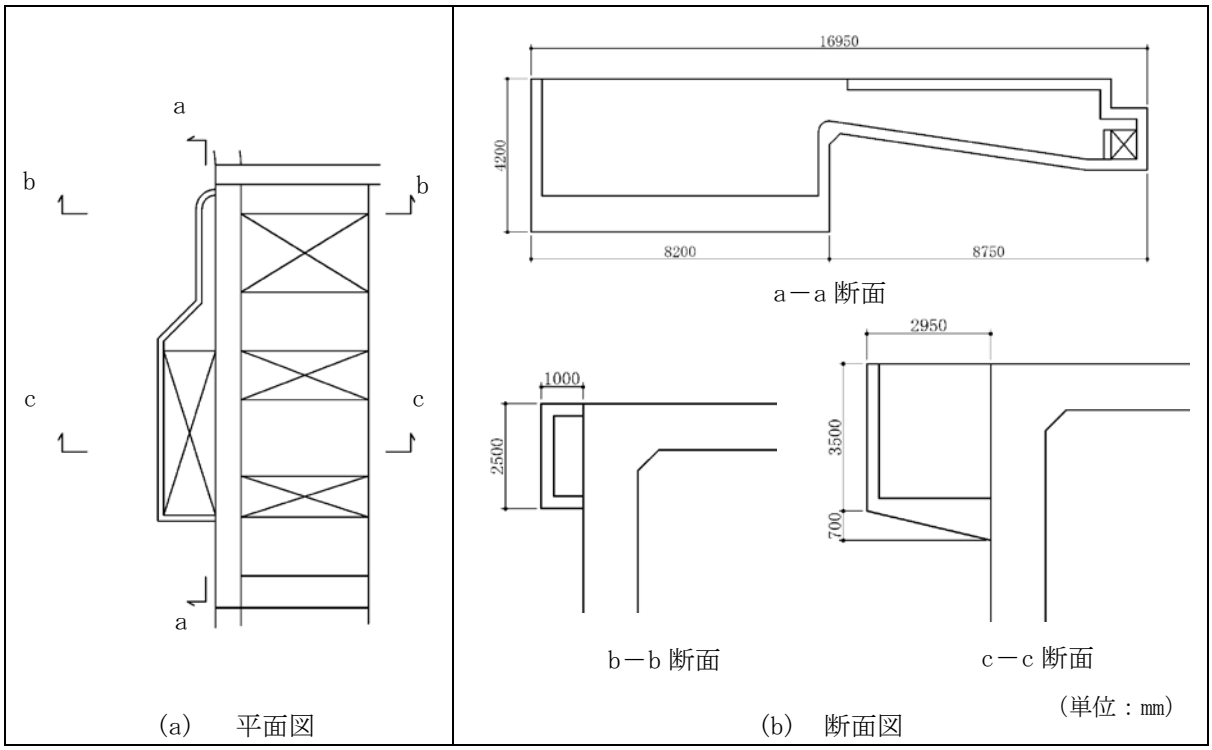


図 1－26　トラッシュピットの概要図

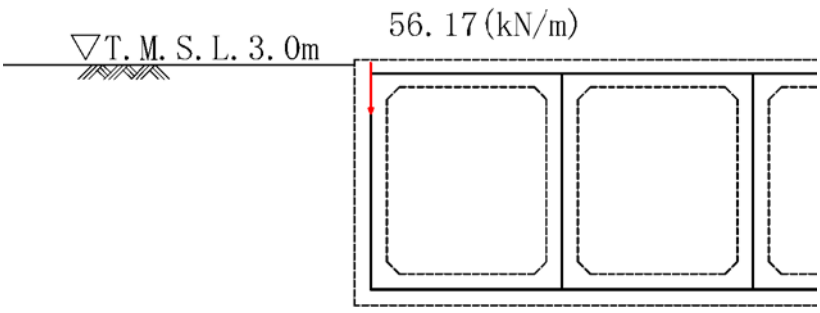


図 1－27　トラッシュピットの躯体荷重図
（Ａ－Ａ断面 トラッシュピット部拡大）

(3)　外水圧

外水圧は，地下水位に応じた静水圧を設定する。地下水位は，Ⅴ-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，T.M.S.L.3.0m に設定する。設定の際は，地下水の密度として，1.00g/cm^{3}を考慮する。

(4)　内水圧

スクリーン室の内部には，朔望平均満潮位 T.M.S.L.0.49m に対して保守的に設定した T.M.S.L.1.0m 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，1.03g/cm^{3}を考慮する。

Ａ－Ａ断面における内水圧図を図 1－28 に示す。

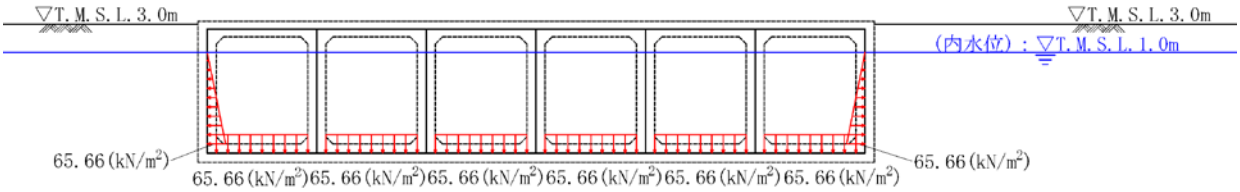


図 1－28　内水圧図（Ａ－Ａ断面）

(5)　雪荷重

雪荷重については，「Ⅴ-1-1-3 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち，「Ⅴ-1-1-3-1-1　発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷防止に関する基本方針」に基づき設定する。積雪の厚さ1cmあたりの荷重を29.4N/cm・m^2として，積雪荷重は115.4cmとしていることから，積雪荷重は3.39kN/m^2である。

Ａ－Ａ断面における雪荷重を図 1－29に示す。

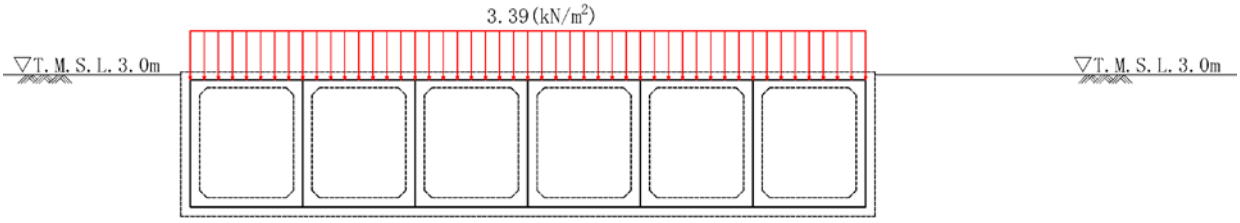


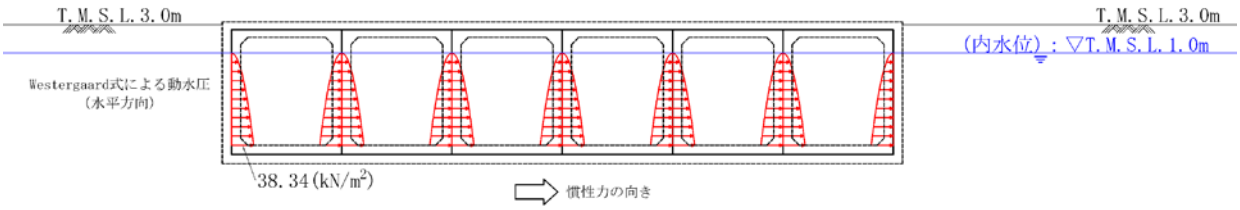
図 1－29　雪荷重図（Ａ－Ａ断面）

(6)　動水圧

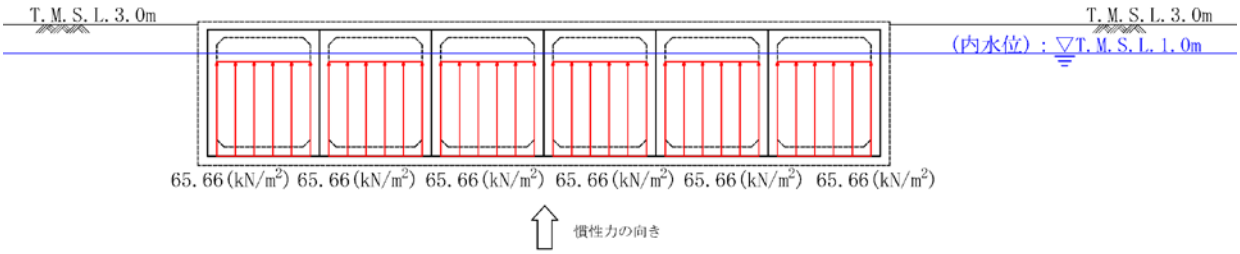
スクリーン室の内部には，朔望平均満潮位 T.M.S.L.0.49m に対して保守的に設定した T.M.S.L.1.0m を水面とした動水圧を付加質量として設定し，地震時の影響を考慮する。設定の際は，海水の密度として，1.03g/cm^{3}を考慮する。

Ａ－Ａ断面における動水圧図を図 1－30 に示す。

Ａ－Ａ断面は自由水面が存在するため，Westergaard 式による動水圧を設定する。鉛直動による動水圧は底版に作用させるものとする。



(a)　水平動



(b)　鉛直動

図 1－30　動水圧図（Ａ－Ａ断面）

1.2.13　耐震評価における解析ケース

スクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路は地中埋設構造物であり，支配的な損傷モードは地震時の地盤のせん断変形に伴い生じる構造部材の曲げ，せん断となる。したがって，耐震評価においてばらつきを考慮する物性値は，地盤のせん断変形を定義する初期せん断弾性係数G_0とする。

耐震評価における解析ケースを表 1－15 に示す。

地盤剛性のばらつきの影響を考慮するため，地表付近で地下水面をまたぐ地層（埋戻土及び新期砂層）のばらつきは，初期せん断弾性係数と有効拘束圧の関係から初期せん断弾性係数の標準偏差σを用いて，せん断波速度のばらつきとして設定する。地下水以深の飽和土層（沖積層及び古安田層）のばらつきは，各地層の PS 検層の結果からせん断波速度の標準偏差σを求め，せん断波速度のばらつきとして設定する（解析ケース②，③，⑤）。

地盤の液状化強度特性は，代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮し，液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と，その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差σを用いて，液状化強度特性を（－1σ）にて設定する（解析ケース①，②，③）。

また，構造物への加速度応答に対する保守的な配慮として，地盤の非液状化の条件を仮定した解析ケースを設定する（解析ケース④，⑤）。

上記の地盤剛性及び液状化強度特性の設定を組み合わせた解析ケース（①～⑤）を実施することにより，地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

耐震評価においては，全ての基準地震動Ｓｓに対して解析ケース①（基本ケース）を実施する。また，解析ケース①において，曲げ軸力照査及びせん断力照査をはじめとした全ての評価項目について，各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い，追加解析ケースとして解析ケース②～⑤を実施する。最も厳しい地震動の選定は，照査値 1.0 に対して 2 倍の余裕となる照査値 0.5 以上を相対的に厳しい地震動の選定の目安として実施する。また，照査項目のうち構造部材のせん断については，せん断破壊が脆性的な破壊形態を示すため，確実に回避しなければならない破壊形態であることから，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。

追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図 1－31 に示す。

表 1－15　耐震評価における解析ケース

解析ケース			①	②	③	④	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	非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつき（＋１σ）を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地盤剛性の設定			地盤剛性（平均値）	地盤剛性（＋1σ）	地盤剛性（－1σ）	地盤剛性（－1σ）	地盤剛性（＋1σ）
液状化強度特性の設定			液状化強度特性（－1σ）	液状化強度特性（－1σ）	液状化強度特性（－1σ）	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	Ss-1	＋＋	実施				
		＋－	実施				
		－＋	実施				
		－－	実施				
	Ss-2		実施				
	Ss-3	＋＋	実施				
		＋－	実施				
		－＋	実施				
		－－	実施				
	Ss-4		実施				
	Ss-5		実施				
	Ss-6		実施				
	Ss-7		実施				
	Ss-8	＋＋	実施				
		－＋	実施				

全ての基準地震動Ｓｓに対して実施する①の解析ケース（基本ケース）において，せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての照査項目について，各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い，②～⑤より追加解析ケースを実施する。
また，構造部材のせん断力照査において，さらに照査値かが大きくなる可能性がある場合は，追加解析を実施する。

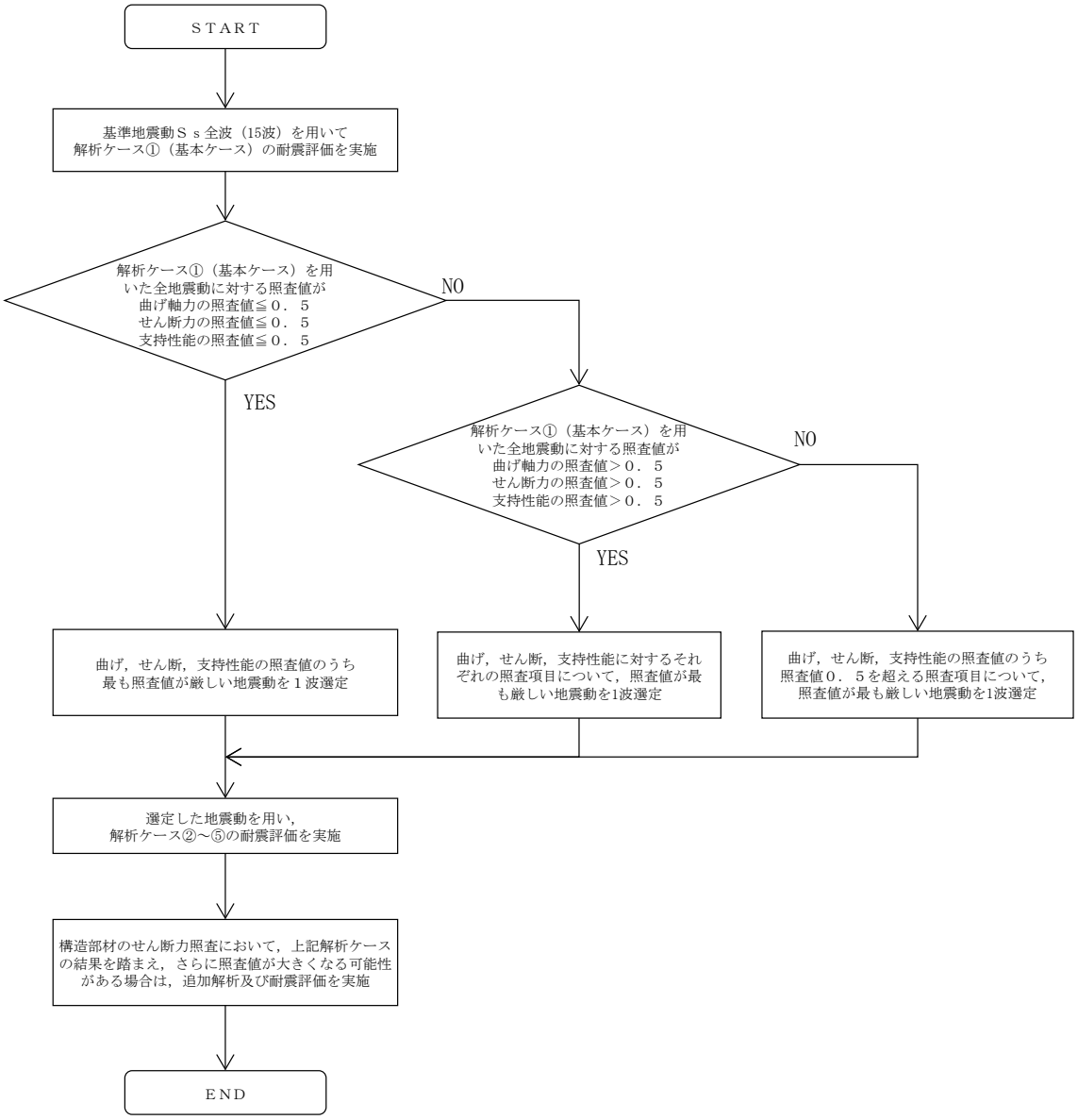


図 1－31　解析ケース②～⑤より追加解析ケースを実施する地震動の選定フロー

1.3　評価内容（部材非線形解析）

1.3.1　入力地震動の設定

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Ｓｓ を１次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。入力地震動の設定においては，Ⅴ-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す地下構造モデルとし，原子炉建屋と同様のものを用いる。

入力地震動算定の概念図を図 1－32 に，入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを図 1－33～図 1－48 に示す。入力地震動の算定には解析コード「ＳＬＯＫ　Ver. 2.0」を使用する。

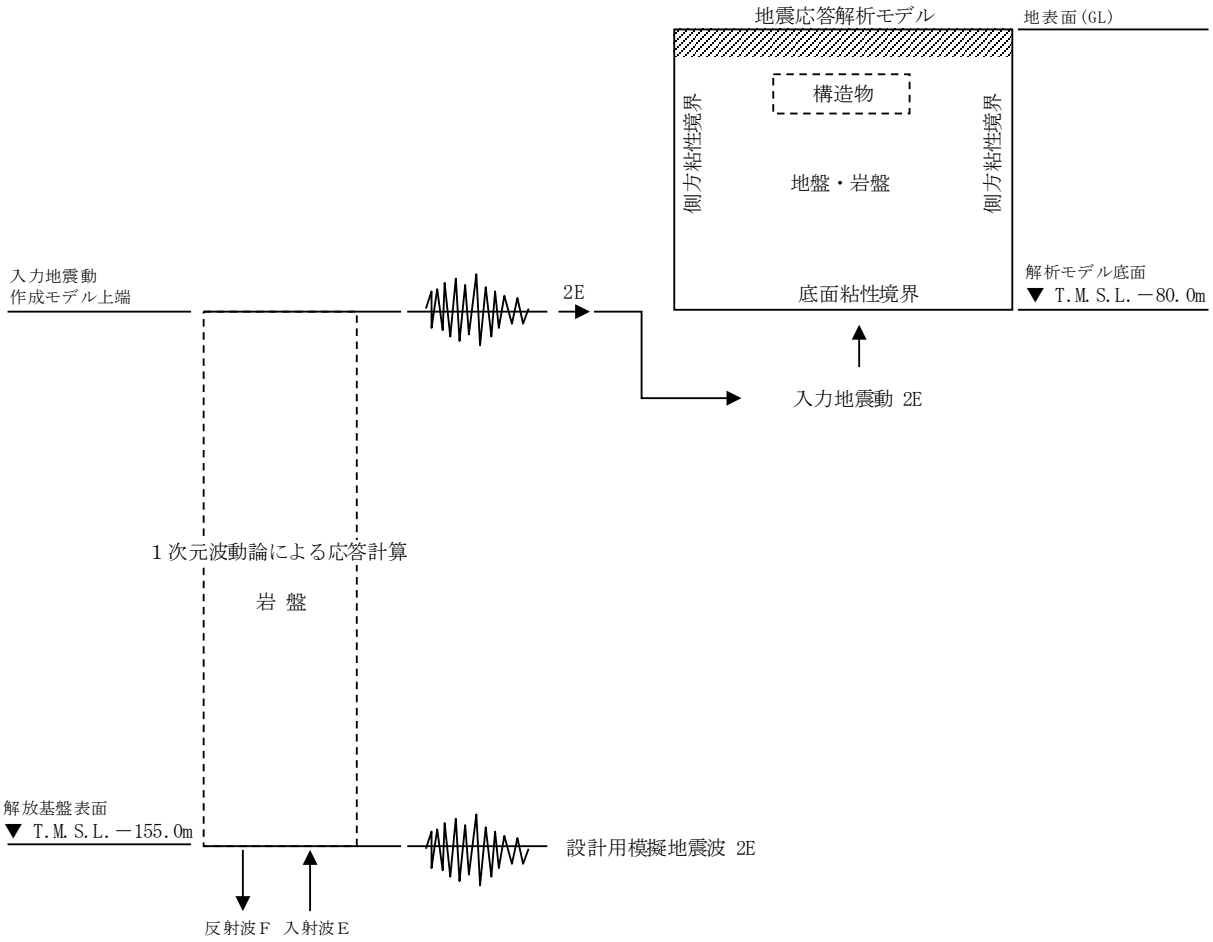
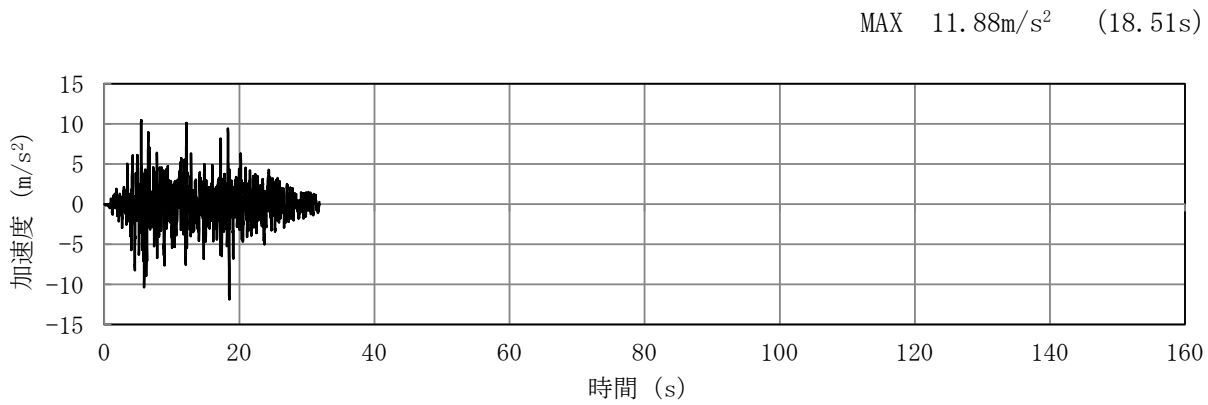
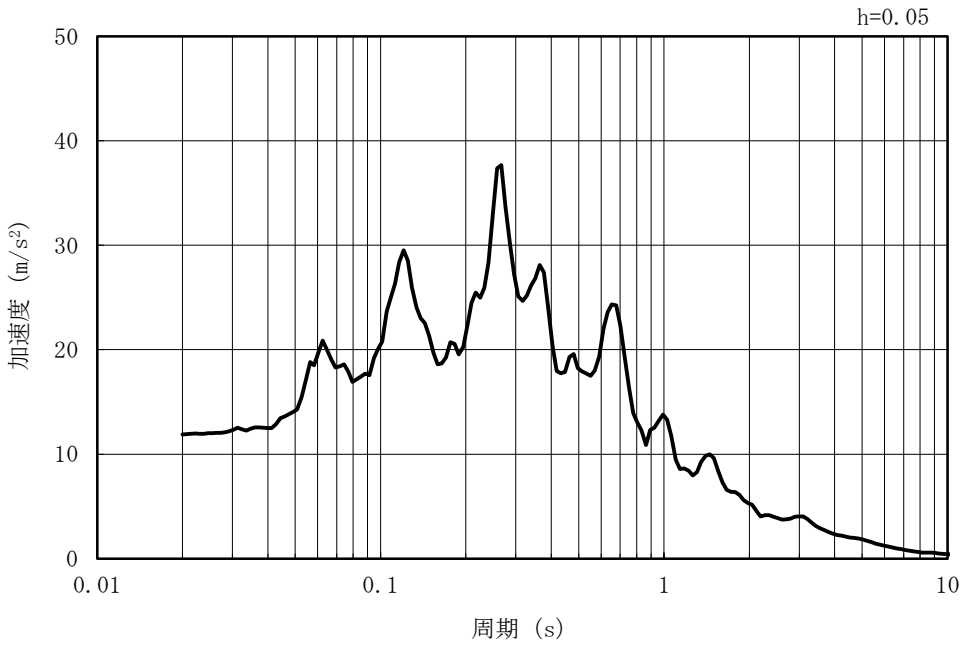


図 1－32　入力地震動算定の概念図

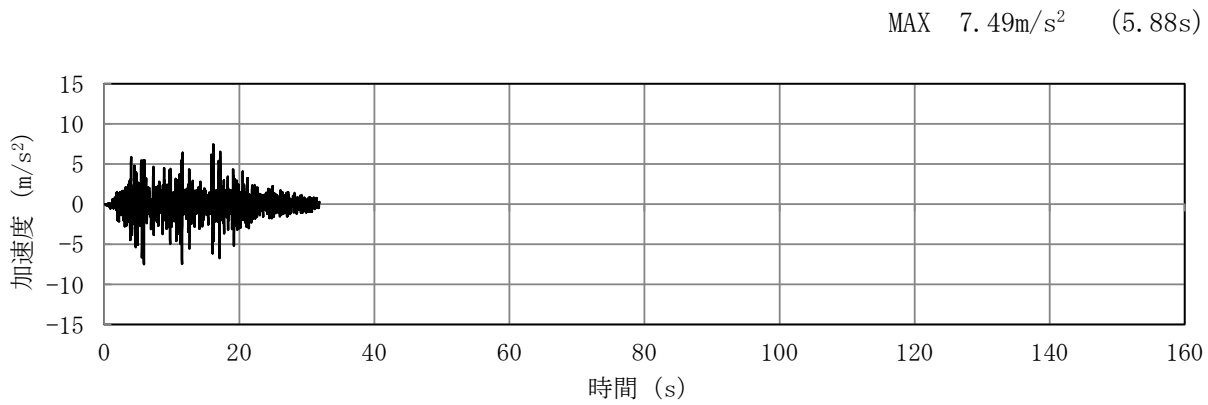


(a) 加速度時刻歴波形

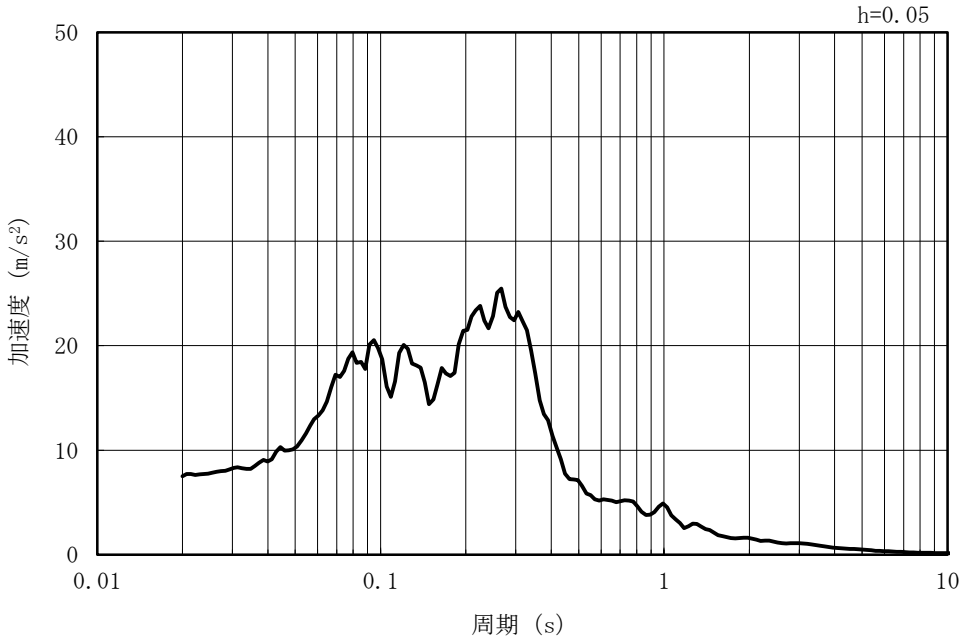


(b) 加速度応答スペクトル

図 1－33 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
（水平方向：Ss-1）

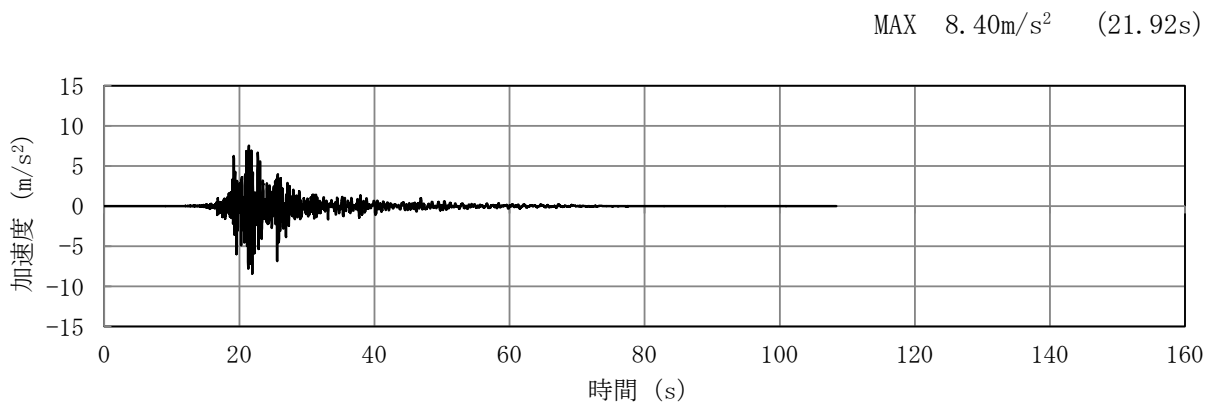


(a)　加速度時刻歴波形

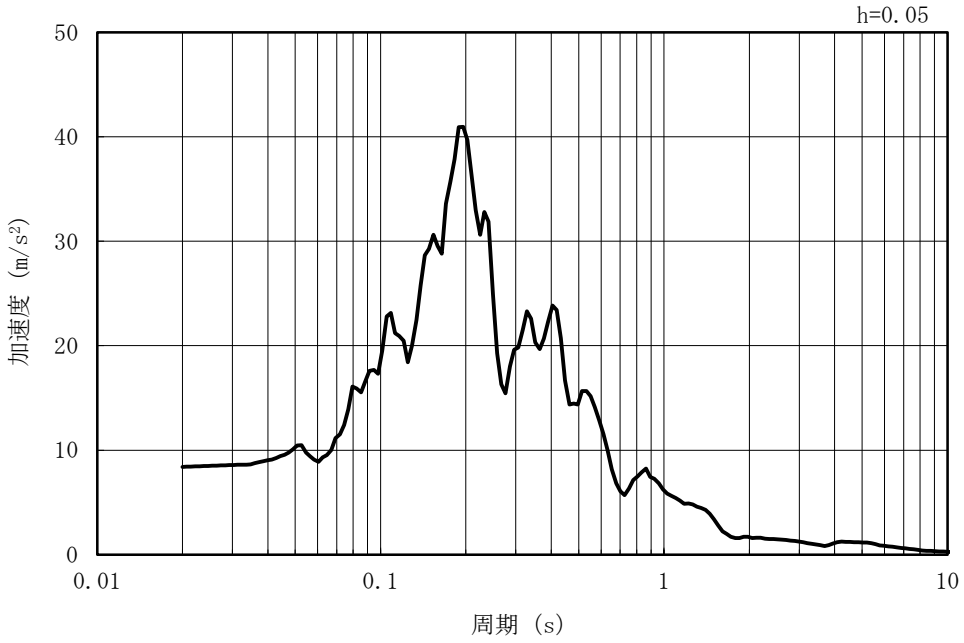


(b)　加速度応答スペクトル

図 1－34　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
（鉛直方向：Ss-1）

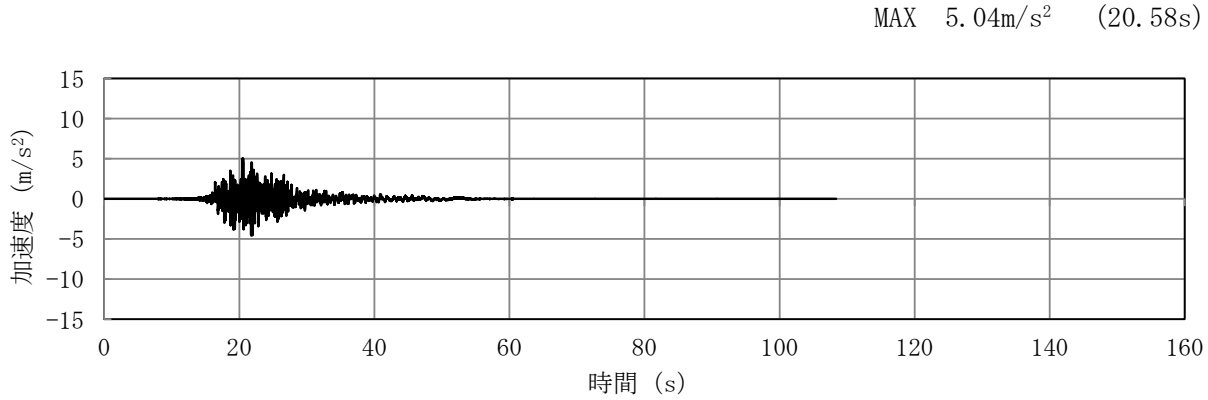


(a)　加速度時刻歴波形

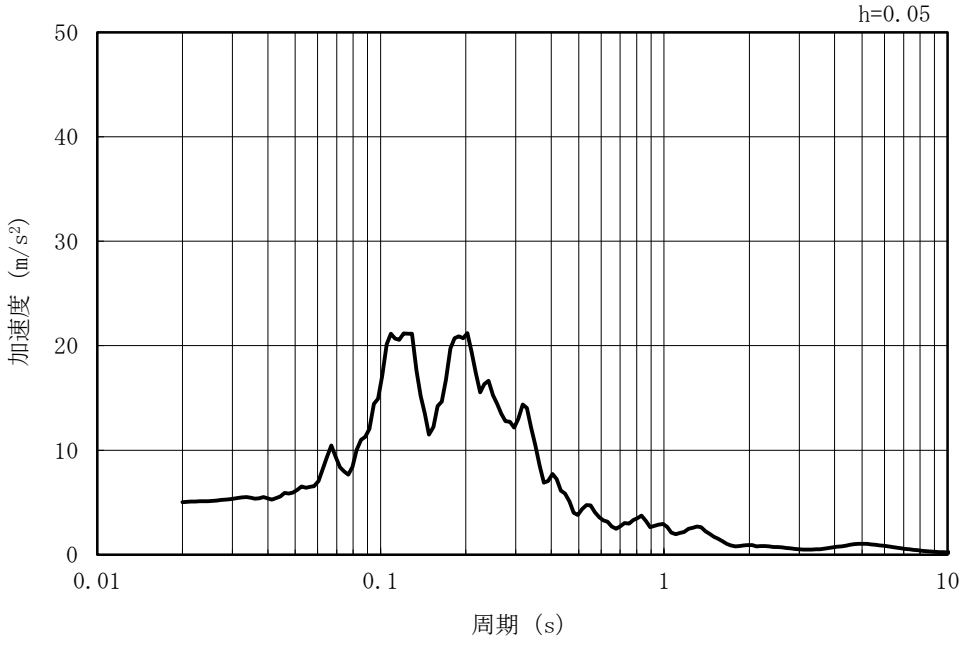


(b)　加速度応答スペクトル

図 1－35　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
（水平方向：Ss-2NS）

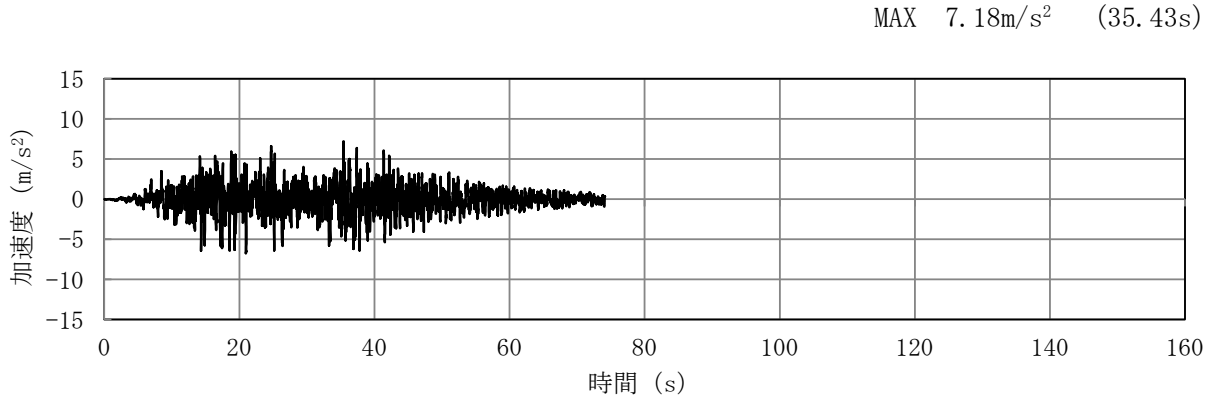


(a)　加速度時刻歴波形

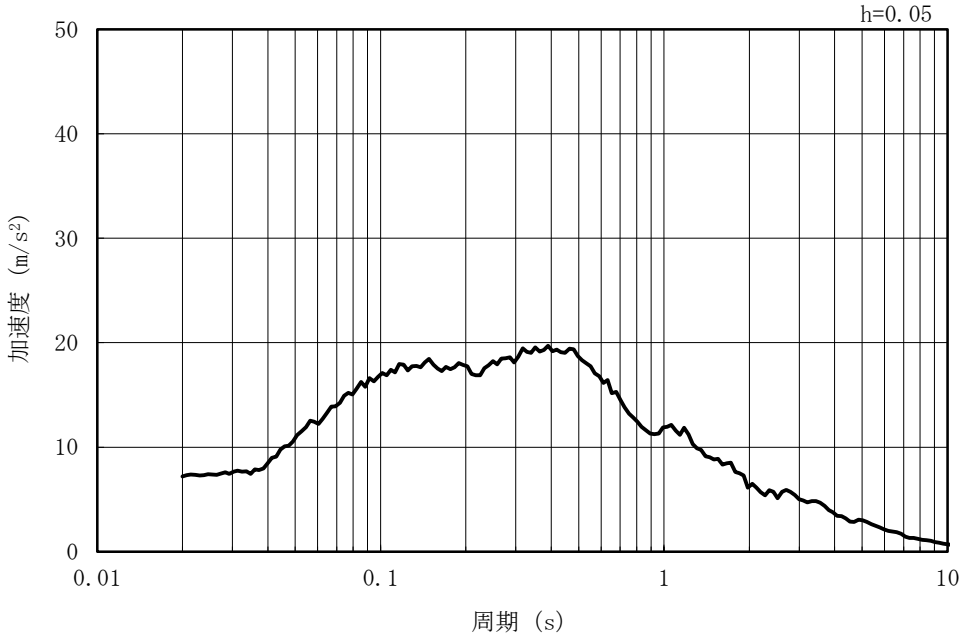


(b)　加速度応答スペクトル

図 1－36　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
(鉛直方向：Ss-2NS)

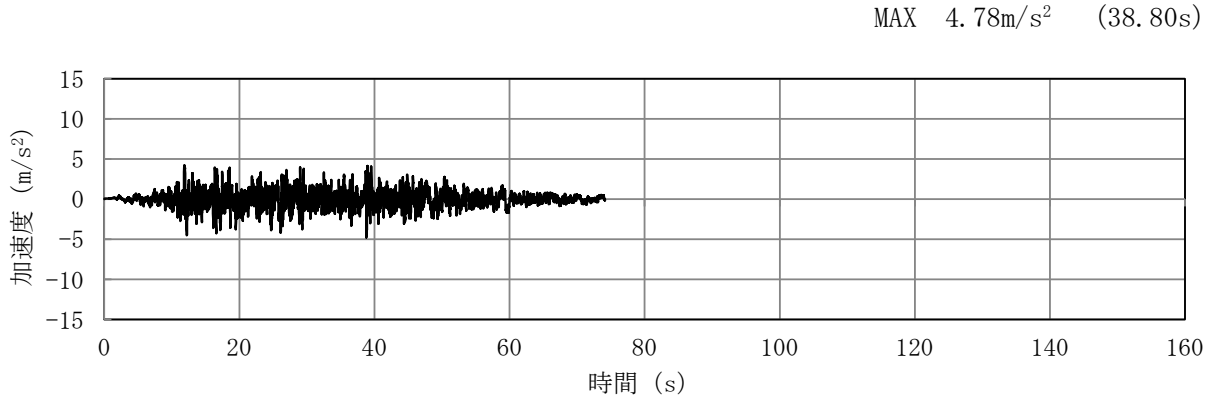


(a)　加速度時刻歴波形

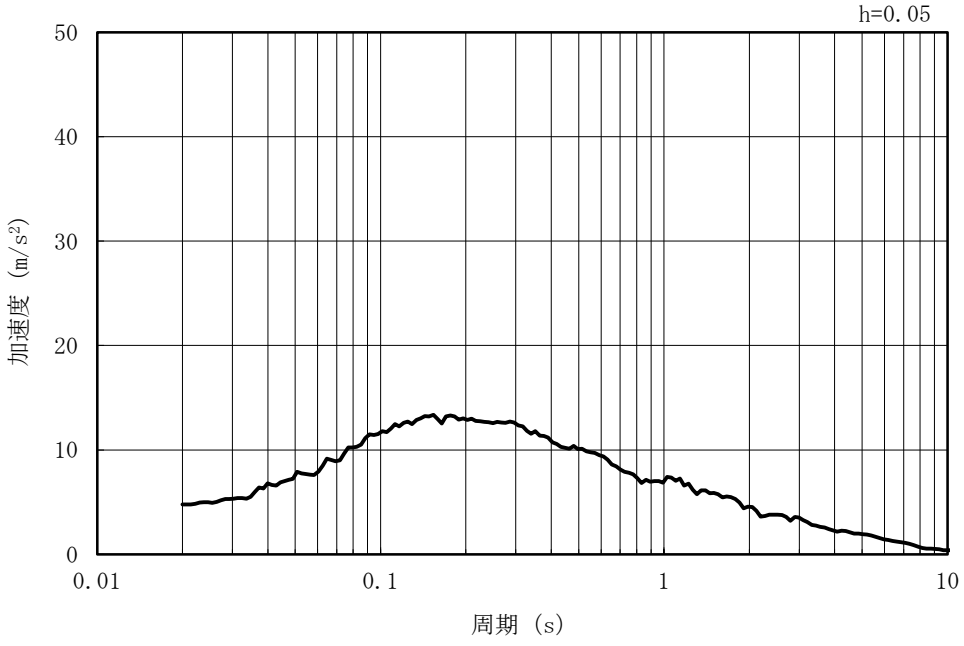


(b)　加速度応答スペクトル

図 1－37　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
（水平方向：Ss-3）

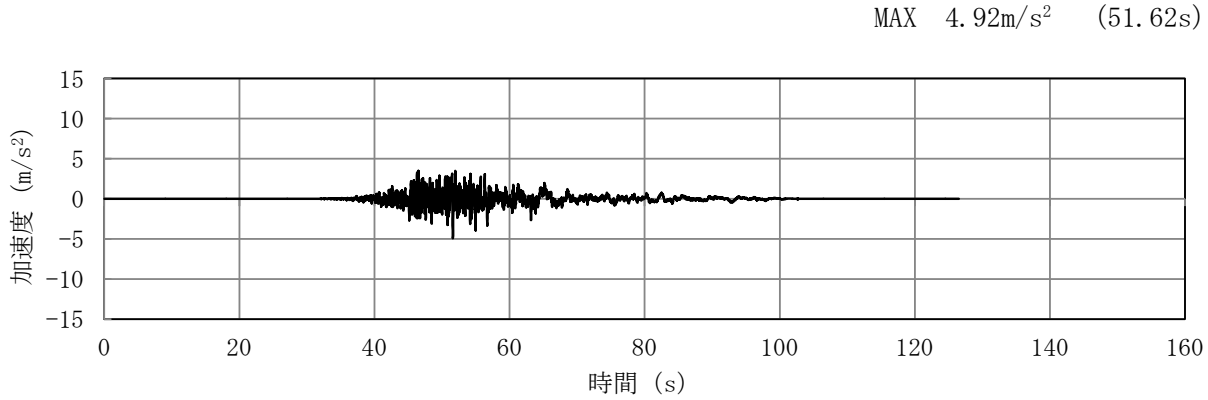


(a)　加速度時刻歴波形

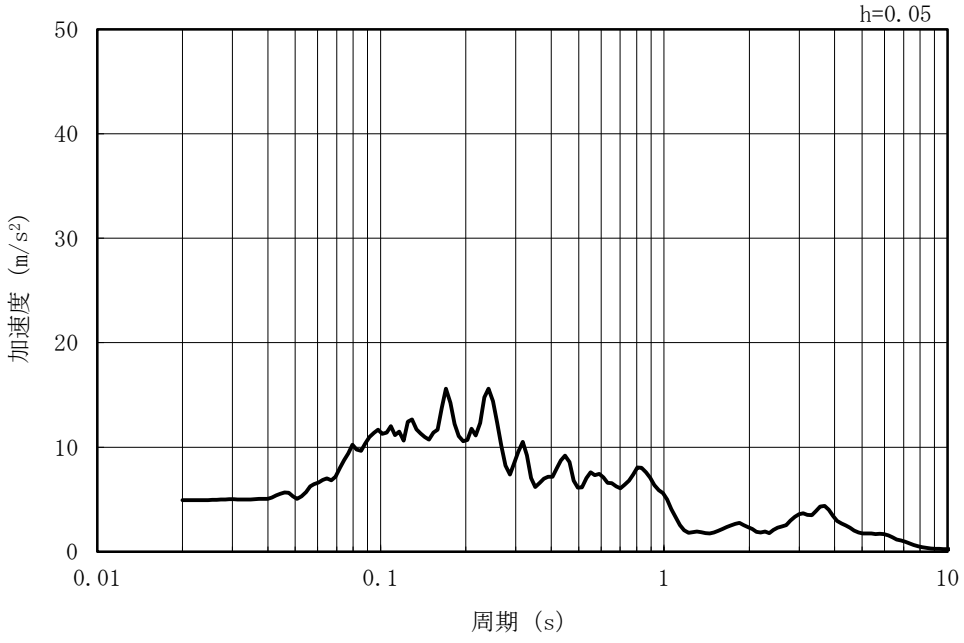


(b)　加速度応答スペクトル

図 1－38　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
(鉛直方向：Ss-3)

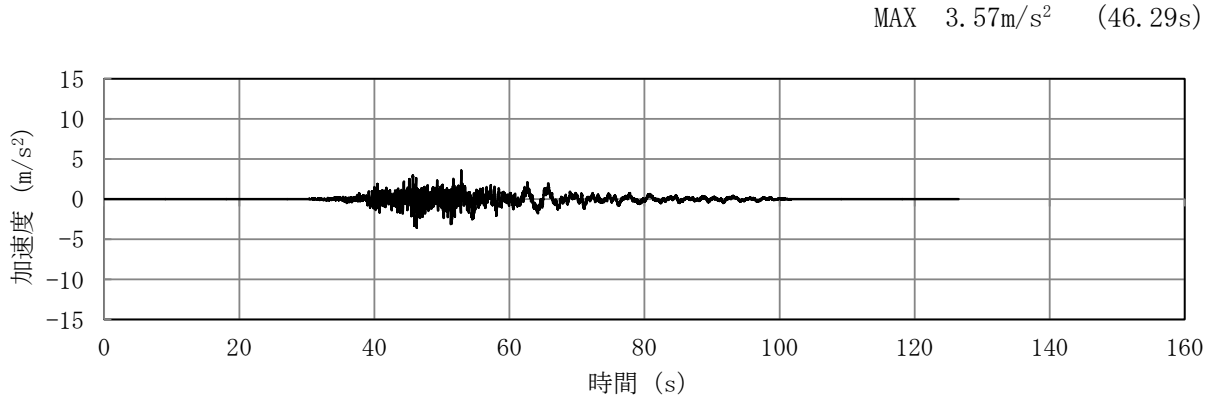


(a)　加速度時刻歴波形

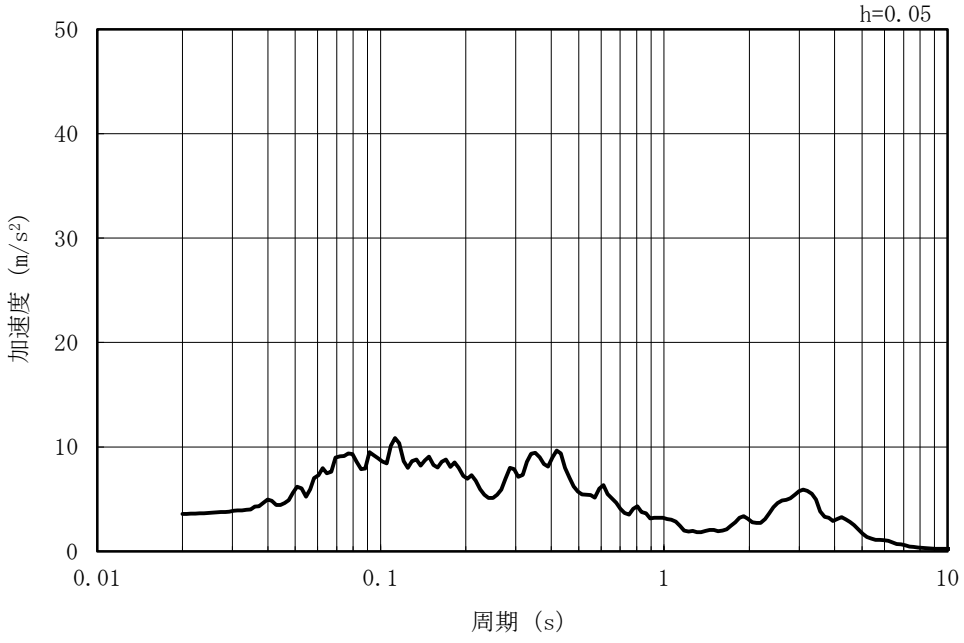


(b)　加速度応答スペクトル

図 1－39　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
(水平方向：Ss-4NS)

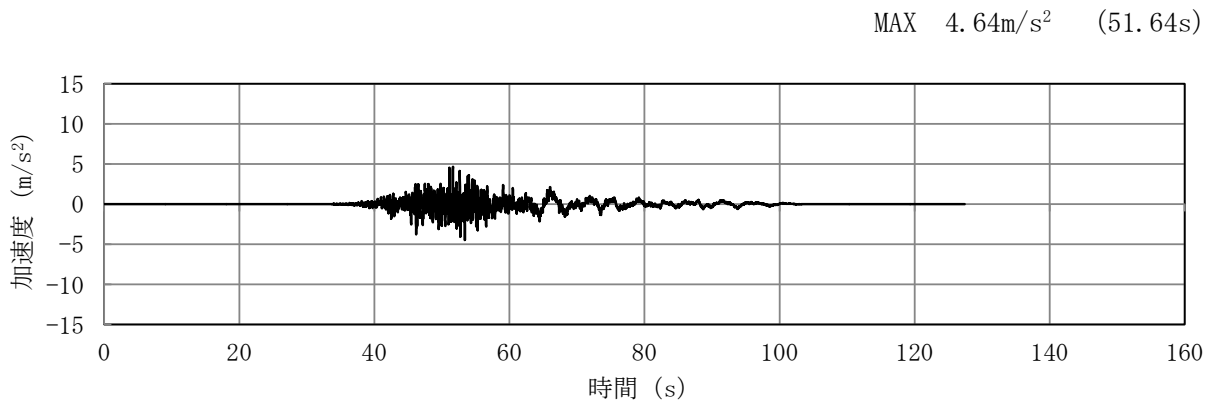


(a)　加速度時刻歴波形

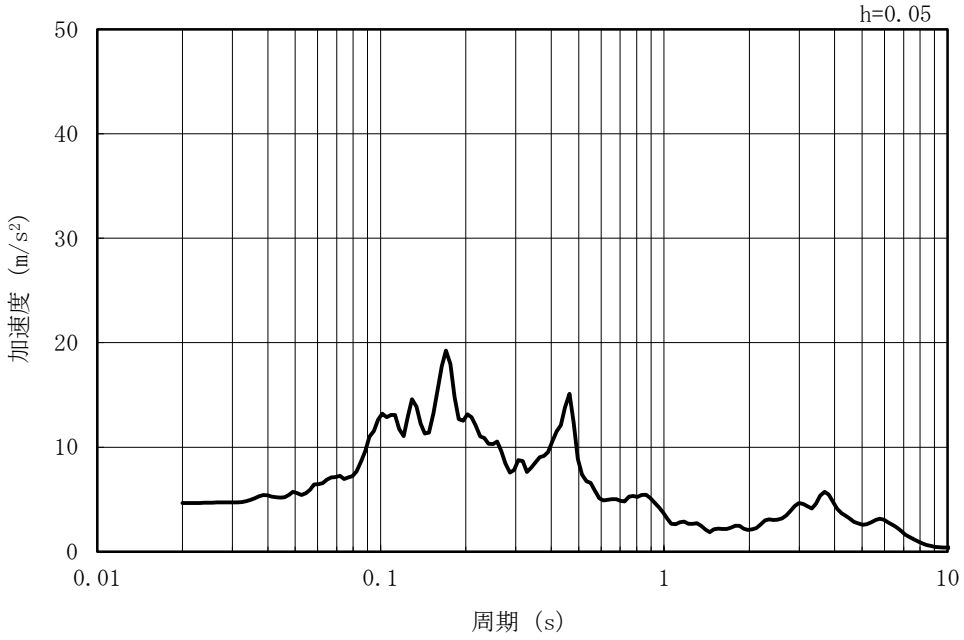


(b)　加速度応答スペクトル

図 1－40　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
(鉛直方向：Ss-4NS)

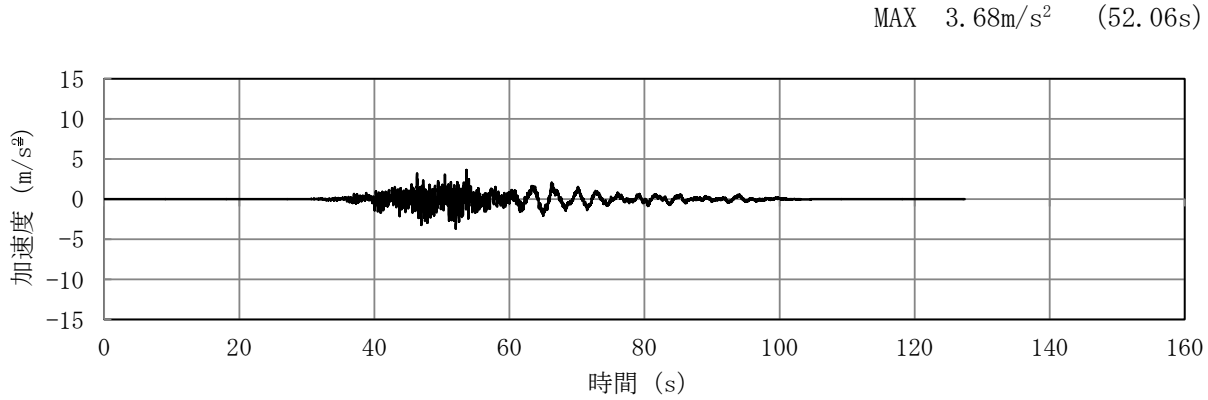


(a) 加速度時刻歴波形

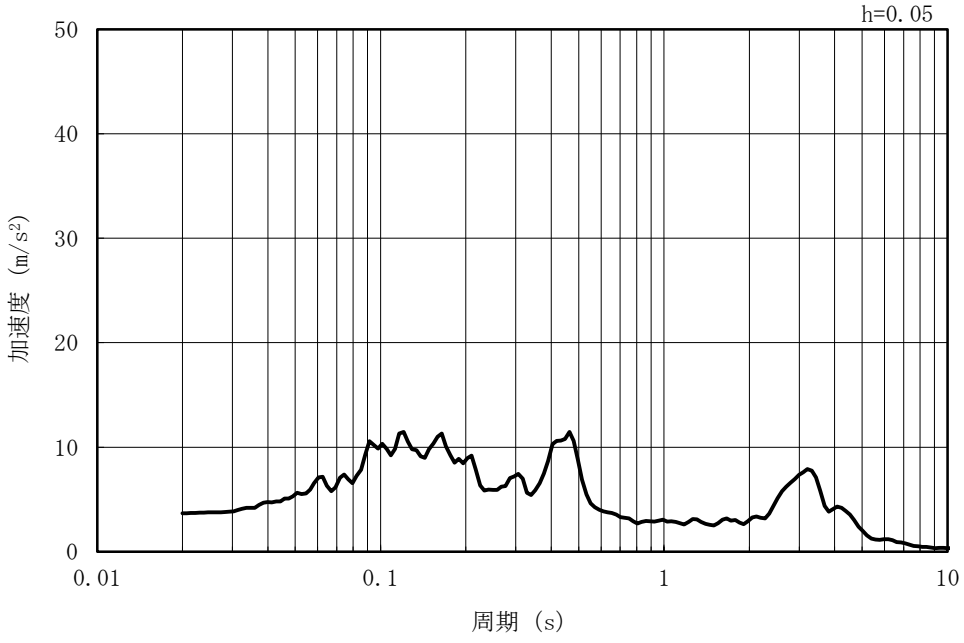


(b) 加速度応答スペクトル

図 1－41 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
(水平方向：Ss-5NS)

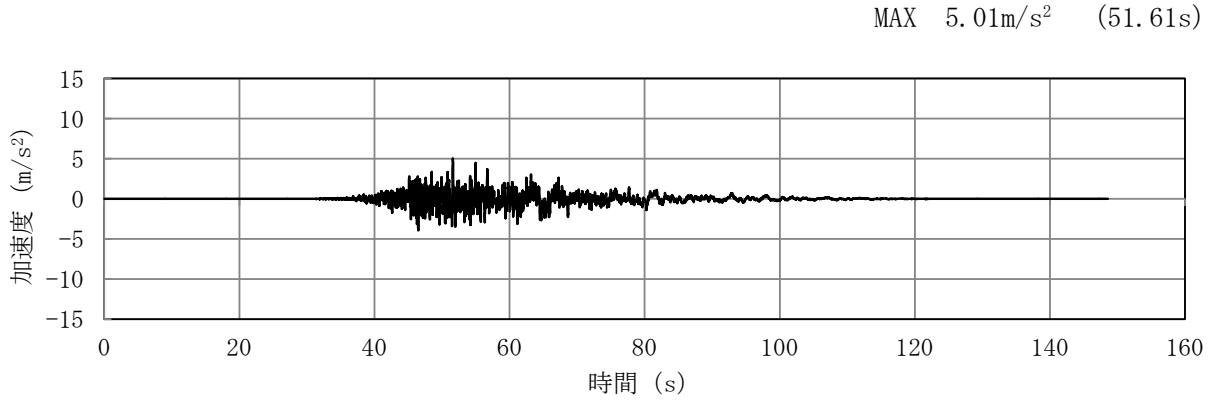


(a) 加速度時刻歴波形

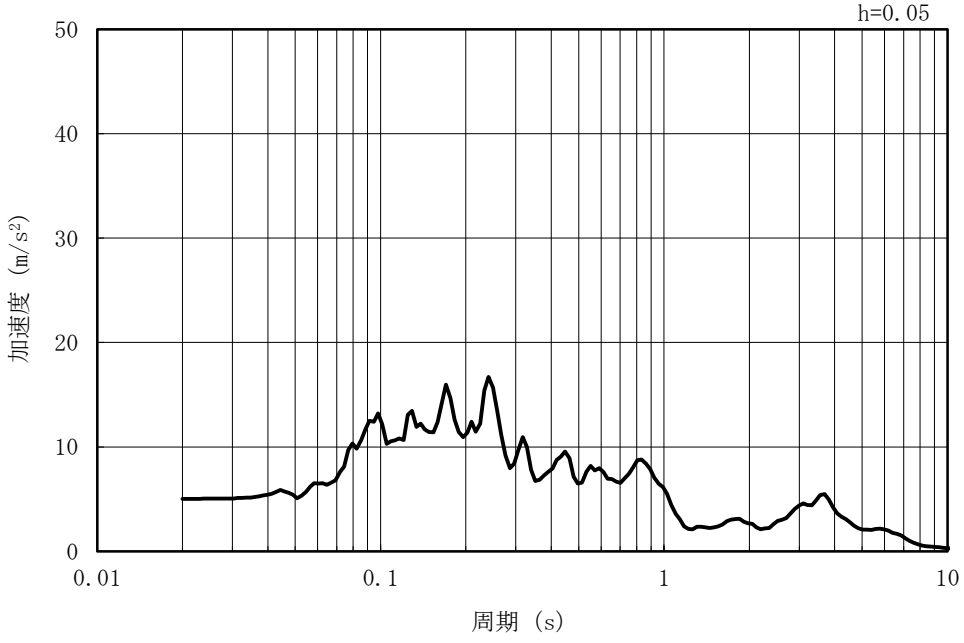


(b) 加速度応答スペクトル

図 1－42 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
(鉛直方向：Ss-5NS)

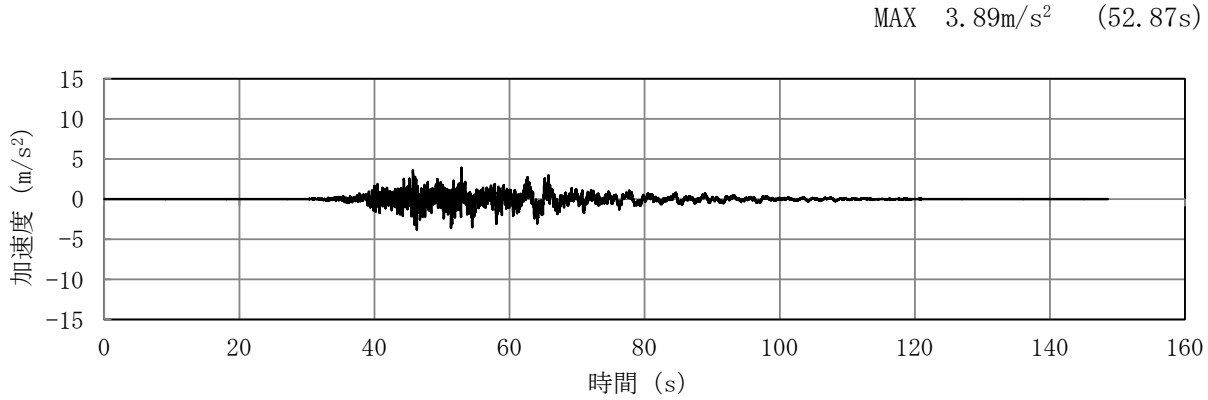


(a)　加速度時刻歴波形

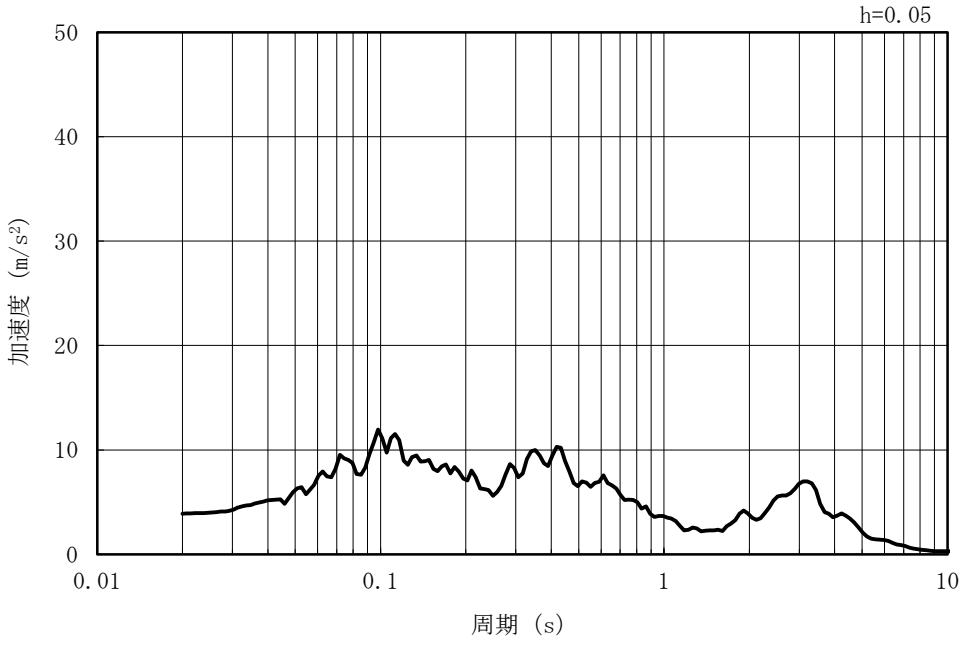


(b)　加速度応答スペクトル

図 1－43　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
（水平方向：Ss-6NS）

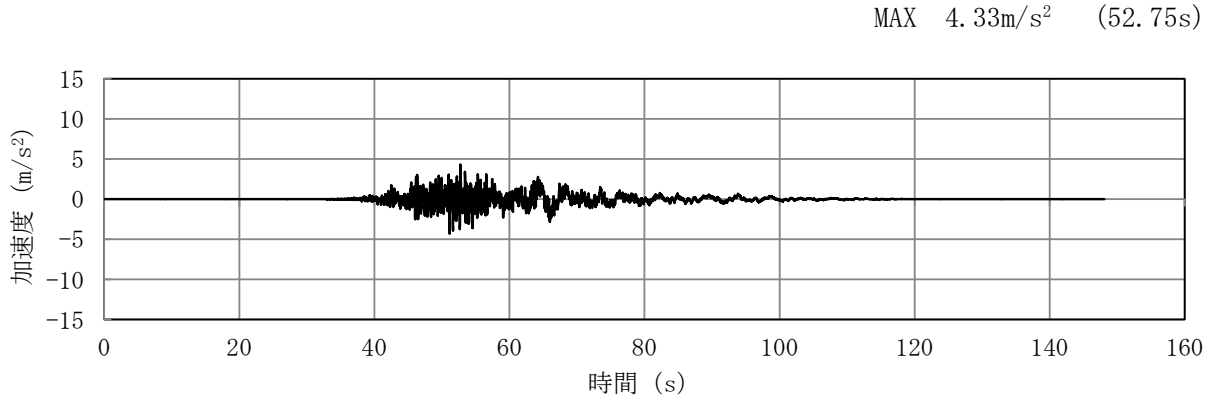


(a) 加速度時刻歴波形

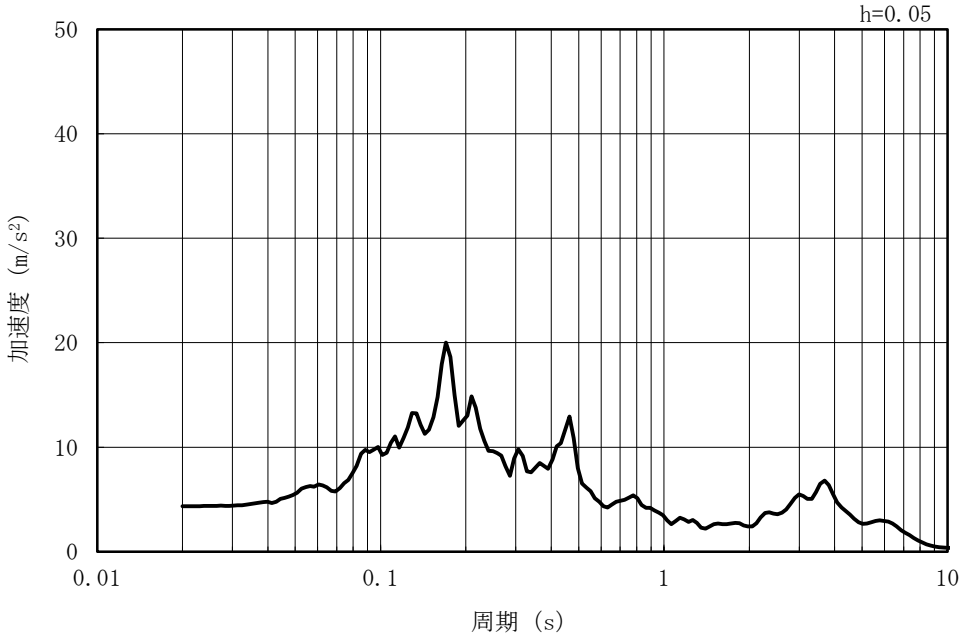


(b) 加速度応答スペクトル

図 1－44 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
(鉛直方向：Ss-6NS)

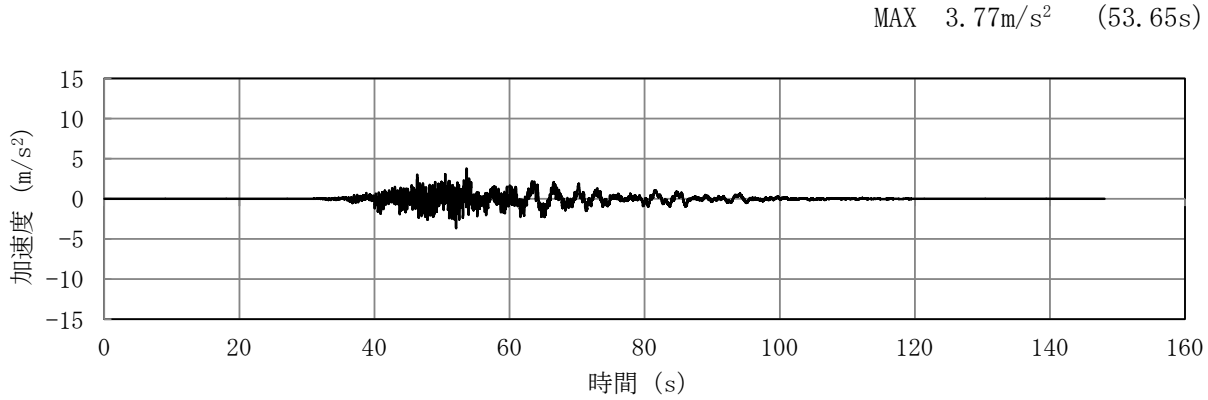


(a) 加速度時刻歴波形

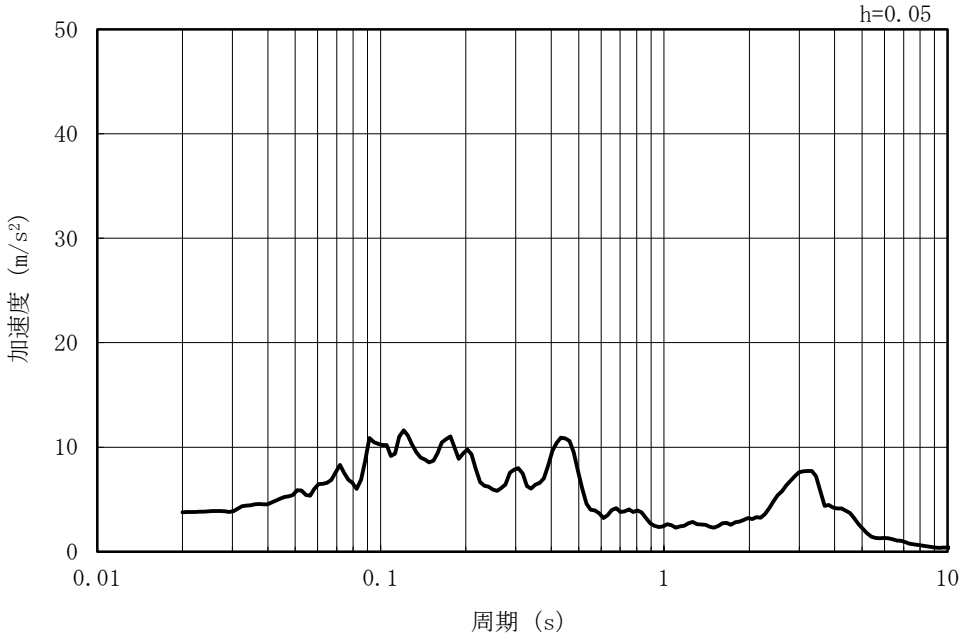


(b) 加速度応答スペクトル

図 1－45 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
（水平方向：Ss-7NS）

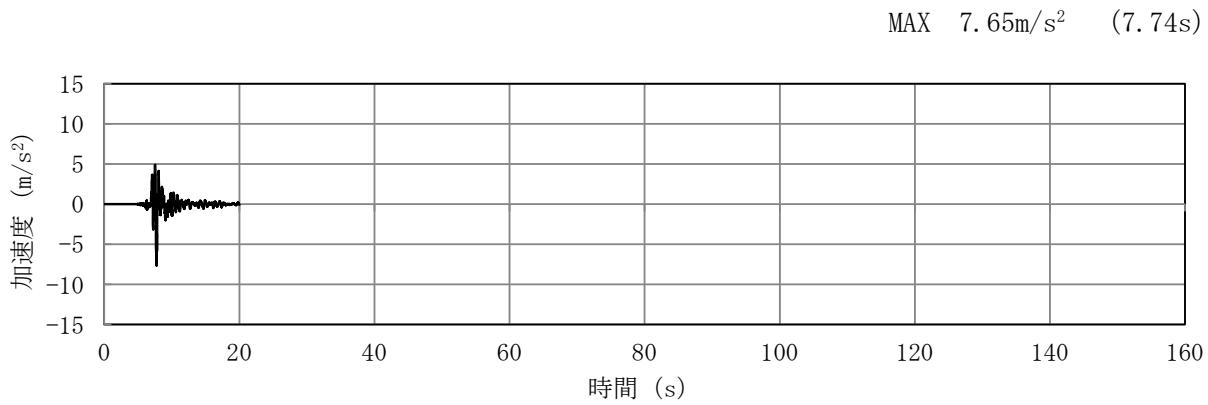


(a) 加速度時刻歴波形

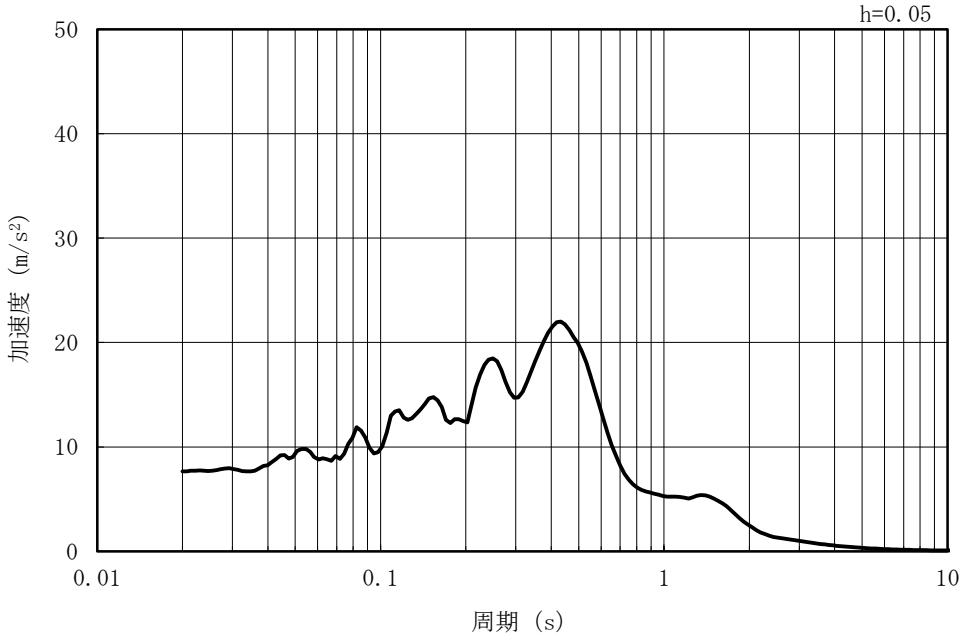


(b) 加速度応答スペクトル

図 1－46 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
(鉛直方向：Ss-7NS)

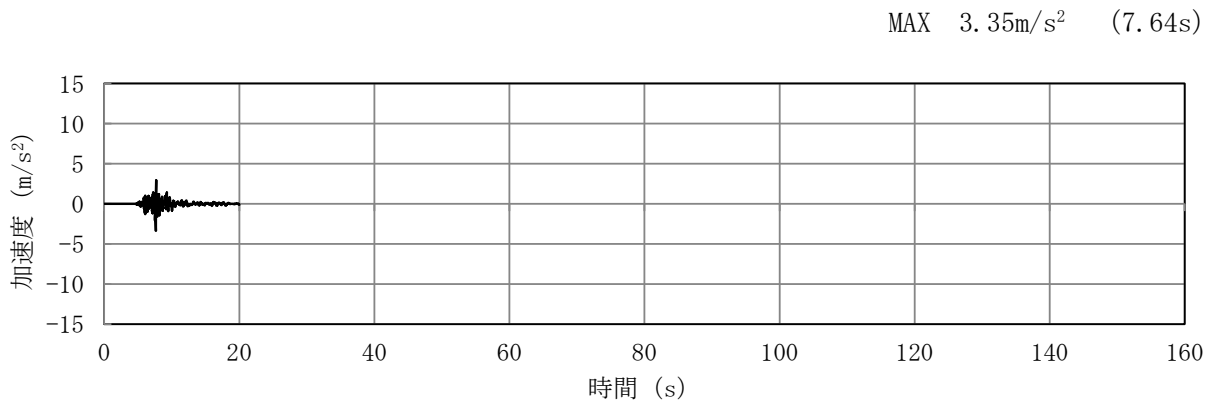


(a) 加速度時刻歴波形

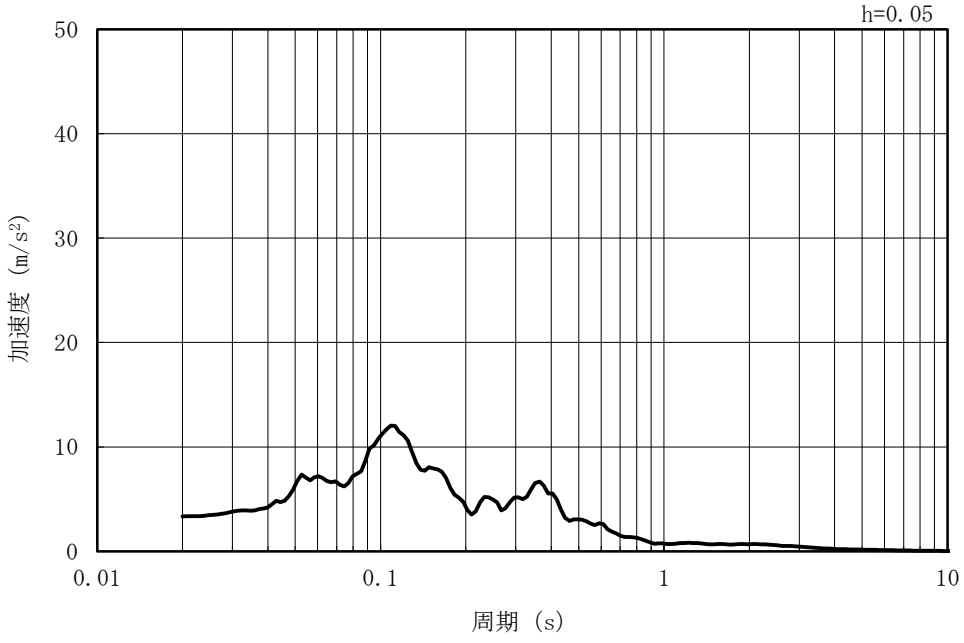


(b) 加速度応答スペクトル

図 1－47 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
（水平方向：Ss-8）



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 1－48 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
(鉛直方向：Ss-8)

1.3.2　許容限界の設定

(1)　通水機能を要求する部材の許容限界

a.　曲げに対する許容限界

鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力に対する照査は，土木学会マニュアルに基づき，限界層間変形角（層間変形角 1/100）を許容限界とし，照査用層間変形角が限界層間変形角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照査に用いる照査用層間変形角は，地震応答解析により得られた層間変形角に安全係数（構造解析係数）1.2 を乗じることにより，曲げ破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{R_d}{R_L} < 1.0$$

ここで,

γ_i　：構造物係数（$\gamma_i = 1.0$）

R_L　：限界層間変形角（層間変形角 1/100）

R_d　：照査用層間変形角（$R_d = \gamma_a \cdot R$）

γ_a　：構造解析係数（$\gamma_a = 1.2$）

R　：応答計算による層間変形角

b.　せん断に対する許容限界

鉄筋コンクリート部材のせん断に対する照査は，土木学会マニュアルに基づき，(a)棒部材式及び(b)ディープビーム式で求まるせん断耐力のうち，いずれか大きい方を許容限界とし，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，地震応答解析により得られた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。

$$\gamma_i \frac{V_d}{V_{yd}} < 1.0$$

ここで，

γ_i　：構造物係数（$\gamma_i = 1.0$）

V_{yd} ：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　　：応答計算によるせん断力値

(a)　棒部材式

$V_{yd}=V_{cd}+V_{sd}$

ここで,

V_{cd} ： コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sd} ： せん断補強筋が分担するせん断耐力

$$V_{cd}=\beta_d\cdot\beta_p\cdot\beta_n\cdot\beta_a\cdot f_{vcd}\cdot b\cdot d/\gamma_{bc}$$

$$f_{vcd}=0.20\sqrt[3]{f'_{cd}}$$

ただし，$f_{vcd}>0.72$ (N/mm^2) となる場合は $f_{vcd}=0.72$ (N/mm^2)

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

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

$$\beta_n=1+M_0/M_d\quad (N'_d\geq 0)$$　　ただし，$\beta_n>2.0$ となる場合は $\beta_n=2.0$

$$=1+2M_0/M_d\quad (N'_d<0)$$　　ただし，$\beta_n<0$ となる場合は $\beta_n=0$

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

f'_{cd} ： コンクリート圧縮強度の設計用値 (N/mm^2) で設計基準強度 f'_{ck} を材料係数 γ_{mc} (=1.3) で除したもの

$p_v=A_s/(b_w\cdot d)$ ： 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)

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

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/mm^2 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/mm^2 以上の時は，800N/mm^{2}以下とする。

α ： せん断補強筋と部材軸のなす角

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）

(b)　ディープビーム式

$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd}$

ここで,

V_{cdd} :コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sdd} :せん断補強筋が分担するせん断耐力

$V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$

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

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

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

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

γ_{bc} ：部材係数（＝1.3）

$V_{sdd} = \phi \cdot V_{sd}$

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

p_{wb} ：せん断補強鉄筋比（%）

また，分布荷重を受ける部材のせん断耐力については，図 1－49 に示す等価せん断スパンの考え方に基づき，せん断耐力を算定する。

(c) 等価せん断スパンの設定

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

① 区間内に曲げモーメントの反曲点（曲げモーメントが零）が存在する場合は，以下の 2 種類の等価せん断スパンを設定する。

第 1 等価せん断スパン(a1)：支承前面あるいははり・柱前面から反曲点までの距離

第 2 等価せん断スパン(a2)：反曲点から最大曲げモーメント点までの距離

② 区間内に曲げモーメントの反曲点（曲げモーメントが零）が無い場合は，以下のように等価せん断スパンを設定する。

等価せん断スパン(a)：支承前面あるいははり・柱前面から最大曲げモーメント点までの距離

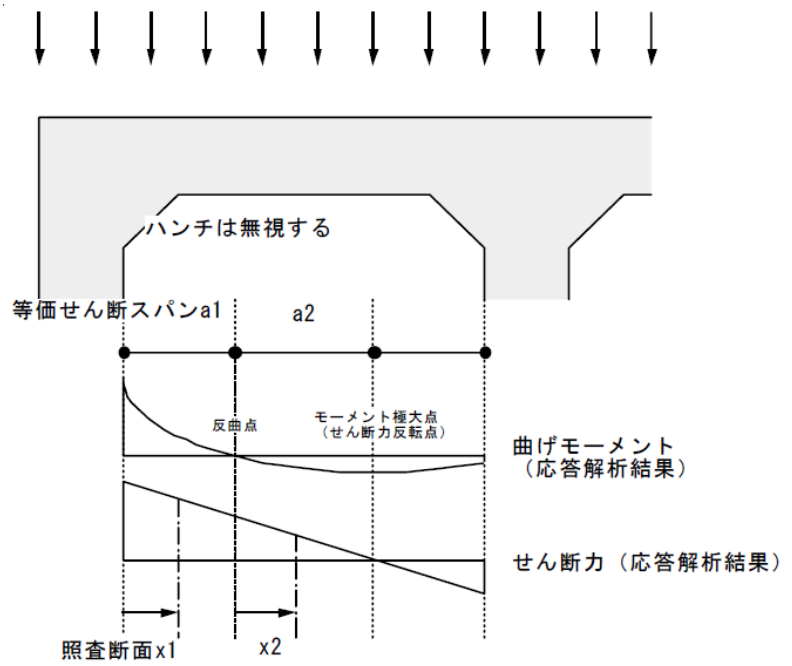


図 1－49 等価せん断スパンの設定方法

（土木学会マニュアルより引用）

土木学会マニュアルでは，コンクリート標準示方書におけるせん断耐力式のうち棒部材式において等価せん断スパンにより設定可能な係数β_aを考慮している。これは，地中に埋設されたラーメン構造で，分布荷重が卓越，スパン内に曲げモーメントの反曲点が存在する等の載荷形態にある条件下では，せん断耐力が増大するという実験的知見を踏まえ，より合理的なせん断耐力を与えるよう，コンクリート標準示方書のせん断耐力式を精緻化したものである。

また，土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式による評価においては，表 1－16 に示すとおり，複数の安全係数が見込まれていることから，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ことが可能である。

表 1－16　せん断耐力式において考慮している安全係数

安全係数			値	内容
材料係数	コンクリート	γ_{mc}	1.30	コンクリートの特性値（圧縮強度）を低減
部材係数	コンクリート	γ_{bc}	1.30	コンクリートが負担するせん断力を低減
	鉄筋	γ_{bs}	1.10	せん断補強筋が負担するせん断力を低減
構造解析係数		γ_a	1.05	応答値（断面力）を割り増し

(2)　基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤に発生する鉛直力に対する許容限界は，Ⅴ-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，道路橋示方書の直接基礎の算定式により設定する。

$$Q_u = A_e \{ \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \}$$

ここで，

Q_u ：荷重の偏心傾斜，支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力(kN)

c ：地盤の粘着力(kN/m^2)

q ：上載荷重(kN/m^2)で，$q = \gamma_2 \cdot D_f$

A_e ：有効載荷面積(m^2)

γ_1，γ_2 ：支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量(kN/m^3)
ただし，地下水位以下では水中単位体積重量を用いる。

B_e ：荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m)
$B_e = B - 2 \cdot e_B$

B ：基礎幅(m)

e_B ：荷重の偏心量(m)

D_f ：基礎の有効根入れ深さ(m)

α，β ：表 1－17 に示す基礎の形状係数

κ ：根入れ効果に対する割増係数

N_c，N_q，N_γ ：荷重の傾斜を考慮した支持力係数（図 1－50～図 1－52）

S_c，S_q，S_γ ：支持力係数の寸法効果に関する補正係数

λ ，ν ，μ ：寸法効果の程度を表す係数（$\lambda = \nu = \mu = -1/3$ とする）。
$S_c = (c^*)^\lambda$，$S_q = (q^*)^\nu$，$S_\gamma = (B^*)^\mu$
$c^* = c / c_0$（だたし，$1 \leqq c^* \leqq 10$，$c_0 = 10$(kN/m^2)）
$q^* = q / q_0$（だたし，$1 \leqq q^* \leqq 10$，$q_0 = 10$(kN/m^2)）
$B^* = B_e / B_0$（だたし，$1 \leqq B^*$，$B_0 = 1.0$(m) ）
c^*，q^*及びB^*の値がそれぞれの範囲外となる場合は，その下限値若しくは上限値を適用

表 1－17　形状係数

形状係数 ＼ 基礎底面の形状	帯　　状	正方形，円形	長方形，小判形
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B}{D}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B}{D}$

D：ケーソン前面幅（m），B：ケーソン側面幅（m）
ただし，$B/D>1$ の場合，$B/D=1$ とする。

（道路橋示方書より引用）

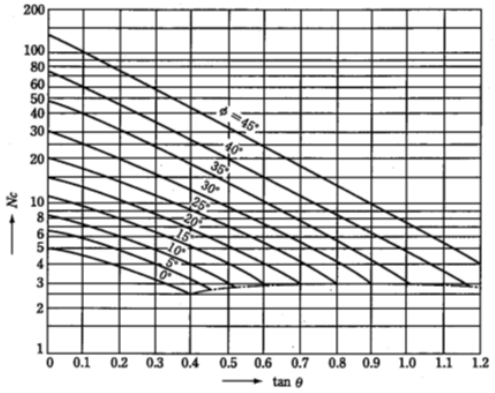


図 1－50　支持力係数　Nc

（道路橋示方書より引用）

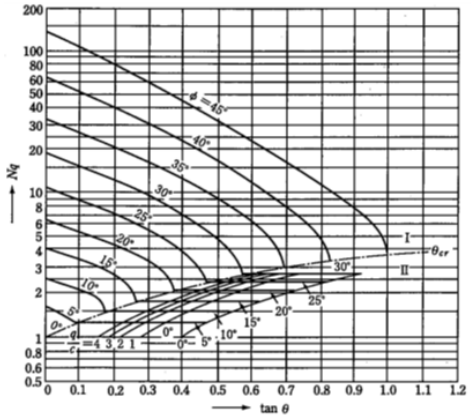


図 1－51　支持力係数　Nq

（道路橋示方書より引用）

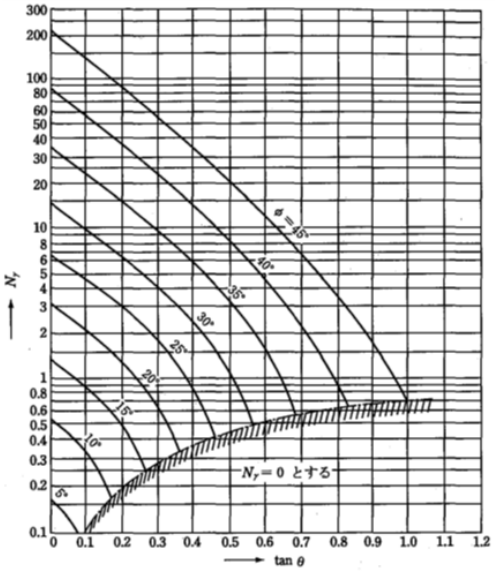


図 1－52　支持力係数　N_γ

（道路橋示方書より引用）

(3)　貯水機能を要求する鉄筋コンクリート部材の許容限界

貯水機能を要求する鉄筋コンクリート部材については，鉄筋の降伏（図 1－53）を許容限界とする。なお，部材の片側の鉄筋が降伏に至った場合でも，部材を貫通するひび割れが発生するまでは著しい漏水が生じる可能性は低いものと考えられる。そのため，部材を貫通するひび割れが発生（＝部材の両側ともに鉄筋降伏に至った状態）を貯水機能を要求する鉄筋コンクリート部材の許容限界とする。

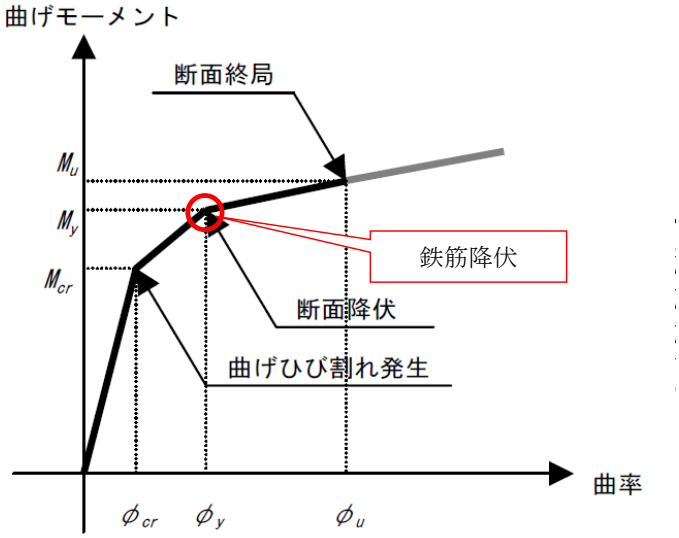


図 1－53　貯水機能を要求する鉄筋コンクリート部材の許容限界

1.4　評価結果（部材非線形解析）

1.4.1　地震応答解析結果

地震応答解析結果として「層間変形角時刻歴波形」,「断面力分布」,「最大せん断ひずみ分布」及び「最大過剰間隙水圧比分布」を記載する。なお，断面力分布は単位奥行きあたりの断面力を図示する。

(1)　解析ケースと照査値

耐震評価においては，KK7 補足－027「工事計画に係る説明資料（屋外重要土木構造物の耐震性についての計算書）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の耐震評価における追加解析ケースの選定について」に基づき，全ての基準地震動Ｓｓに対して実施する解析ケース①（基本ケース）において，曲げ軸力照査，せん断力照査及び基礎地盤の支持性能照査の各評価項目について，照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い，追加解析ケース②～⑤を実施した。また，照査項目のうち構造部材のせん断力照査については，せん断破壊が脆性的な破壊形態を示すため，確実に回避しなければならない破壊形態であることから，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。

(a)　曲げ軸力照査

Ａ－Ａ断面の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値を表 1－18 に示す。

表 1－18　Ａ－Ａ断面の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値

解析ケース / 地震動		鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	＋＋	0.15				
	－＋	0.15				
	＋－	0.15				
	－－	0.15				
Ss-2		0.08				
Ss-3	＋＋	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14
	－＋	0.15				
	＋－	0.14				
	－－	0.15				
Ss-4		0.07				
Ss-5		0.05				
Ss-6		0.08				
Ss-7		0.05				
Ss-8	＋＋	0.12				
	－＋	0.14				

(b)　せん断力照査

Ａ－Ａ断面の各部材毎におけるせん断力に対する解析ケースと照査値を表 1－19 に示す。

表 1－19　Ａ－Ａ断面のせん断力に対する解析ケースと照査値（1/2）

頂版

解析ケース / 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	＋＋	0.62				
	－＋	0.59				
	＋－	0.62				
	－－	0.59				
Ss-2		0.42				
Ss-3	＋＋	0.66	0.61	0.70	0.63	0.58
	－＋	0.65				
	＋－	0.64				
	－－	0.66		追而		
Ss-4		0.36				
Ss-5		0.35				
Ss-6		0.40				
Ss-7		0.36				
Ss-8	＋＋	0.55				
	－＋	0.58				

側壁

解析ケース / 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	＋＋	0.60				
	－＋	0.60				
	＋－	0.57				
	－－	0.62				
Ss-2		0.47				
Ss-3	＋＋	0.65	0.62	0.71	0.62	0.61
	－＋	0.57				
	＋－	0.64		追而		
	－－	0.61				
Ss-4		0.45				
Ss-5		0.41				
Ss-6		0.37				
Ss-7		0.39				
Ss-8	＋＋	0.57				
	－＋	0.48				

注：　□は，前述 1.2.13 のフローに基づき，解析ケース②～⑤を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

表 1－19　Ａ－Ａ断面のせん断力に対する解析ケースと照査値（2/2）

隔壁

解析ケース / 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	＋＋	0.56				
	－＋	0.56				
	＋－	0.56				
	－－	0.57				
Ss-2		0.40				
Ss-3	＋＋	0.57	0.55	0.59	0.55	0.55
	－＋	0.60				
	＋－	0.56				
	－－	0.60				
Ss-4		0.38				
Ss-5		0.34				
Ss-6		0.39				
Ss-7		0.33				
Ss-8	＋＋	0.54				
	－＋	0.55				

底版

解析ケース / 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	＋＋	0.51				
	－＋	0.50				
	＋－	0.48				
	－－	0.50				
Ss-2		0.42				
Ss-3	＋＋	0.50	0.50	0.53	0.50	0.48
	－＋	0.53				
	＋－	0.53				
	－－	0.52				
Ss-4		0.40				
Ss-5		0.37				
Ss-6		0.35				
Ss-7		0.34				
Ss-8	＋＋	0.48				
	－＋	0.46				

(c)　基礎地盤の支持性能

Ａ－Ａ断面の基礎地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値を表 1－20 に示す。

表 1－20　Ａ－Ａ断面の地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値

解析ケース / 地震動		基礎地盤の支持性能照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	＋＋	0.05				
	－＋	0.04				
	＋－	0.03				
	－－	0.04				
Ss-2		0.03				
Ss-3	＋＋	0.03	0.05	0.03	0.03	0.05
	－＋	0.03				
	＋－	0.03				
	－－	0.03				
Ss-4		0.03				
Ss-5		0.03				
Ss-6		0.03				
Ss-7		0.03				
Ss-8	＋＋	0.03				
	－＋	0.03				

(2) 層間変形角時刻歴波形

曲げ軸力照査について，最も厳しい照査値となる解析ケースを表 1－21 に示す。該当する解析ケースの層間変形角の時刻歴波形を図 1－54 に示す。

表 1－21 最も厳しい照査値となる解析ケース

評価断面	解析ケース	地震動	曲げ軸力照査		
			照査用層間変形角 R_d	限界層間変形角 R_u	照査値 R_d/R_u
A－A断面	解析ケース①	Ss-3－－	1.48×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.15

注記＊ ：照査用層間変形角R_d＝最大層間変形角R×構造解析係数γ_a

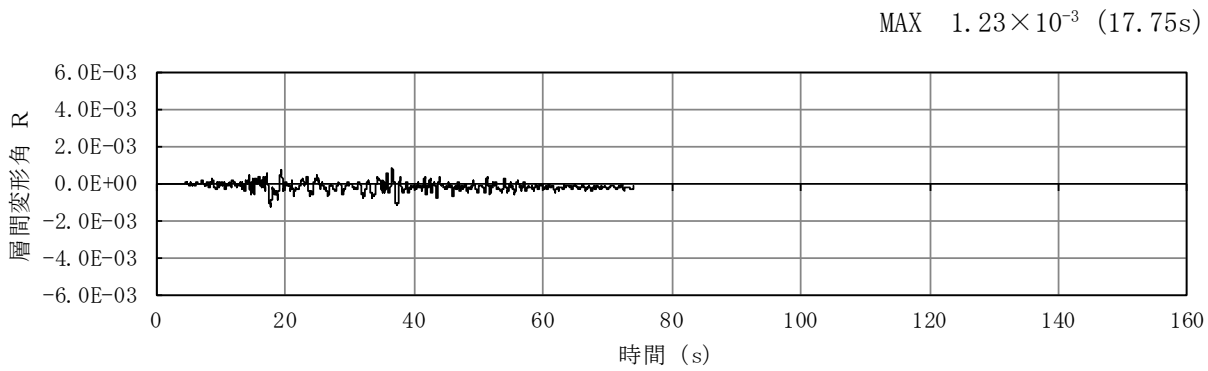


図 1－54　Ａ－Ａ断面における曲げ軸力照査が最も厳しい照査値となる解析ケースでの
層間変形角の時刻歴波形
（解析ケース①，地震動 Ss-3－－）

(3)　断面力分布（せん断力照査）

せん断力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 1－22 に示す。

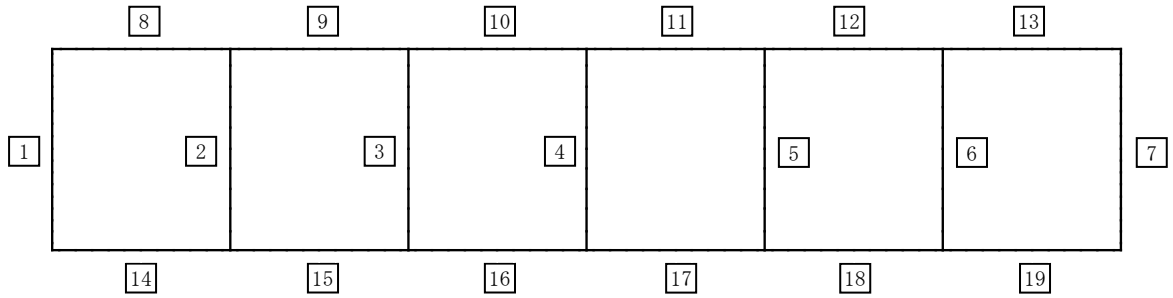
また，該当する解析ケースについて，部材毎に照査値が最大となる時刻における断面力分布図（曲げモーメント，軸力，せん断力）を，図 1－55 に示す。

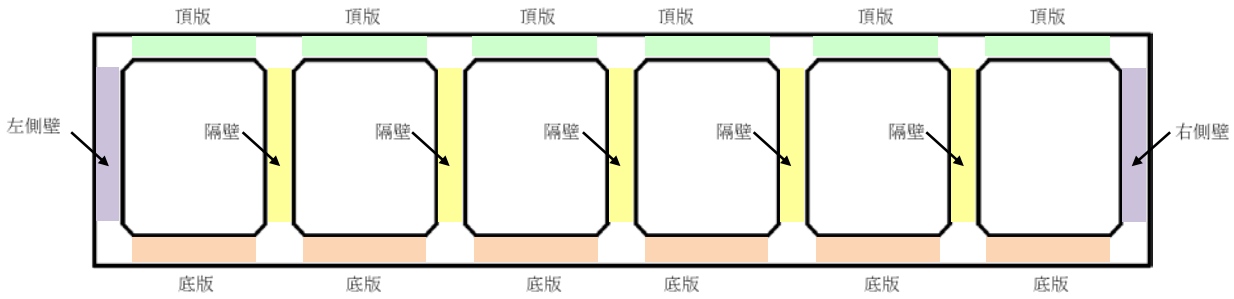
表 1－22　各部材において最も厳しい照査値となる解析ケース一覧Ａ－Ａ断面

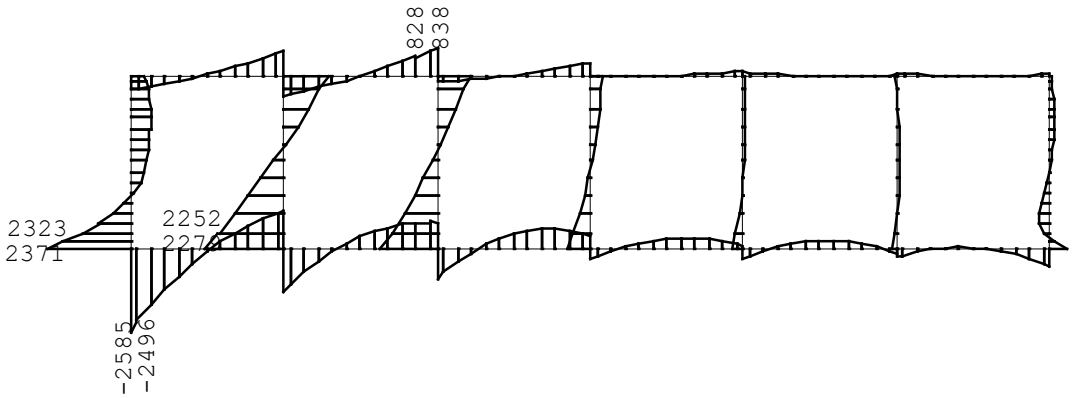
評価位置 *1		解析ケース	地震動	照査用せん断力 *2 V_d (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d / V_{yd}
頂版	9	③	Ss-3＋＋	263	379	0.70
側壁	1	③	Ss-3＋＋	1001	1428	0.71
隔壁	4	①	Ss-3－＋	649	1096	0.60
底版	16	①	Ss-3－＋	603	1150	0.53

注記＊1　：評価位置は下図に示す。

＊2　：照査用せん断力V_d＝発生せん断力Ｖ×構造解析係数γ_a

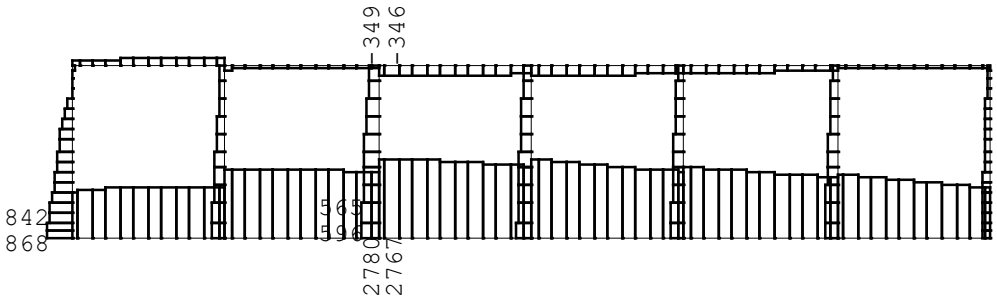






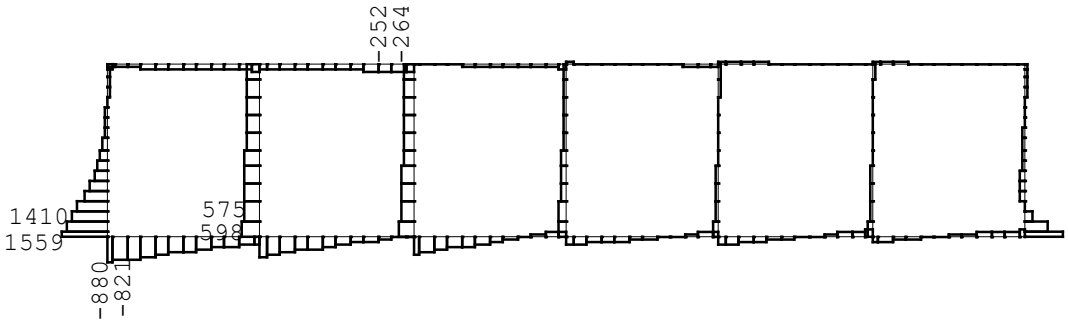
：せん断照査最大位置 ＝ 761

(a) 曲げモーメント (kN・m)



：せん断照査最大位置 ＝ 727

(b) 軸力(kN)



：せん断照査最大位置 ＝ 953

(c) せん断力(kN)

図 1－55　Ａ－Ａ断面（側壁）のせん断力に対して照査値が最大となる時刻の断面力分布図
（側壁，解析ケース③，地震動 Ss-3＋＋，t=37.45s）

(4) 最大せん断ひずみ分布

地盤に発生した最大せん断ひずみを確認するため，曲げ軸力照査及びせん断照査で最大照査値を示した地震動について地震応答解析の全時刻の最大せん断ひずみ分布を示す。表1－23に最大照査値を示す解析ケースの一覧を示す。

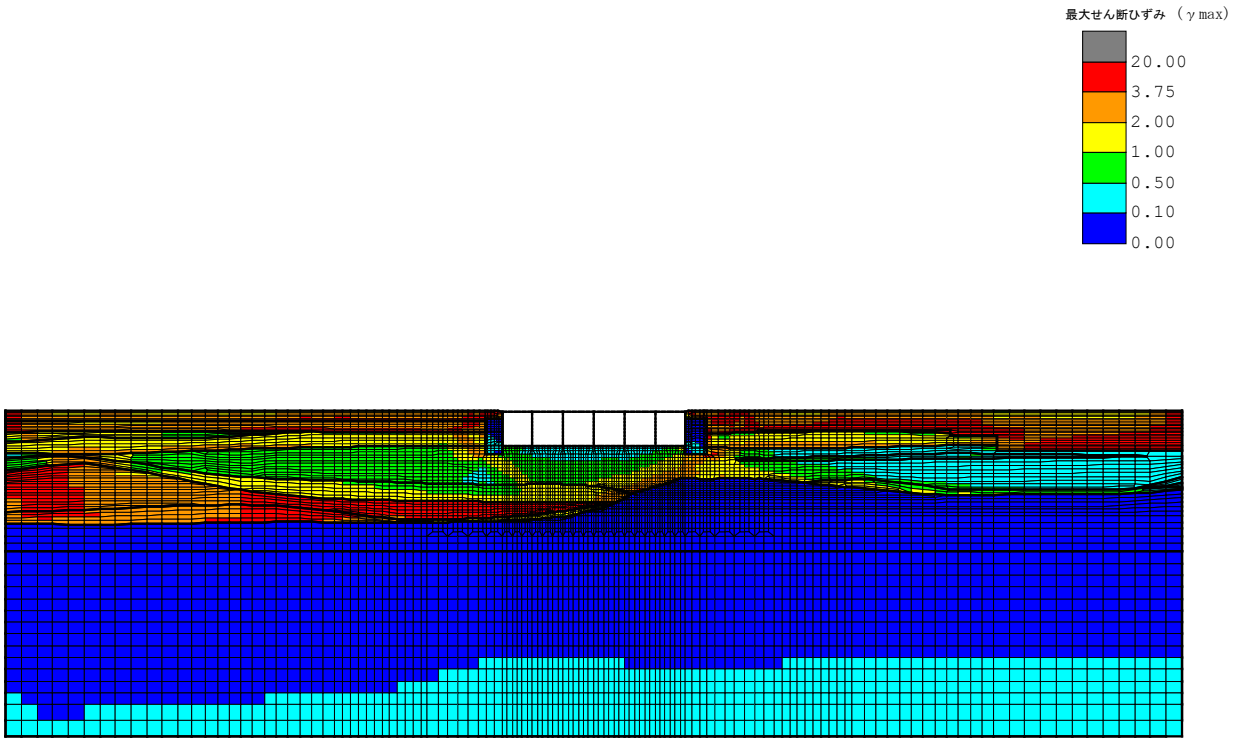
Ａ－Ａ断面における最大せん断ひずみ分布を図 1－56 及び図 1－57 に示す。

表 1－23　最大照査値を示す解析ケースの一覧

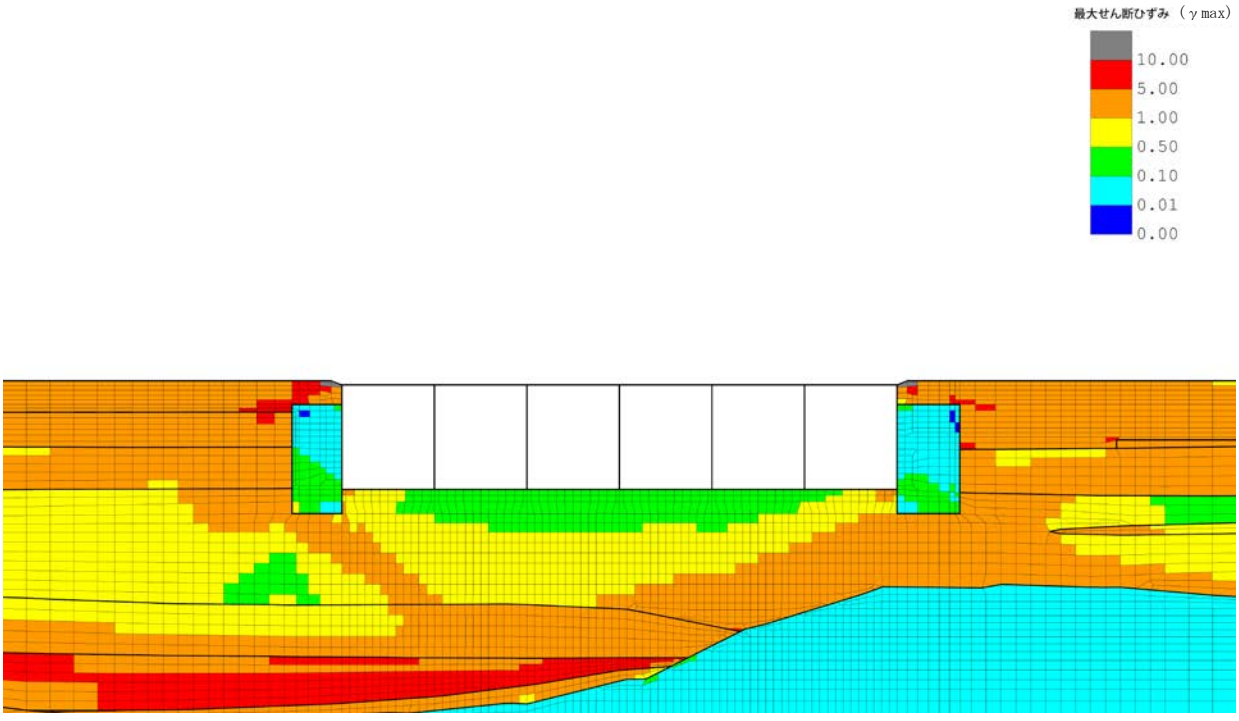
断面	評価項目	
	曲げ軸力	せん断
Ａ－Ａ断面	Ss-3－－（解析ケース①）	Ss-3＋＋（解析ケース③）

注：　耐震評価における解析ケース一覧

解析ケース	①	②	③	④	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	非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつき（＋1σ）を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地盤剛性の設定	地盤剛性（平均値）	地盤剛性（＋1σ）	地盤剛性（－1σ）	地盤剛性（平均値）	地盤剛性（＋1σ）
液状化強度特性の設定	液状化強度特性（－1σ）	液状化強度特性（－1σ）	液状化強度特性（－1σ）	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

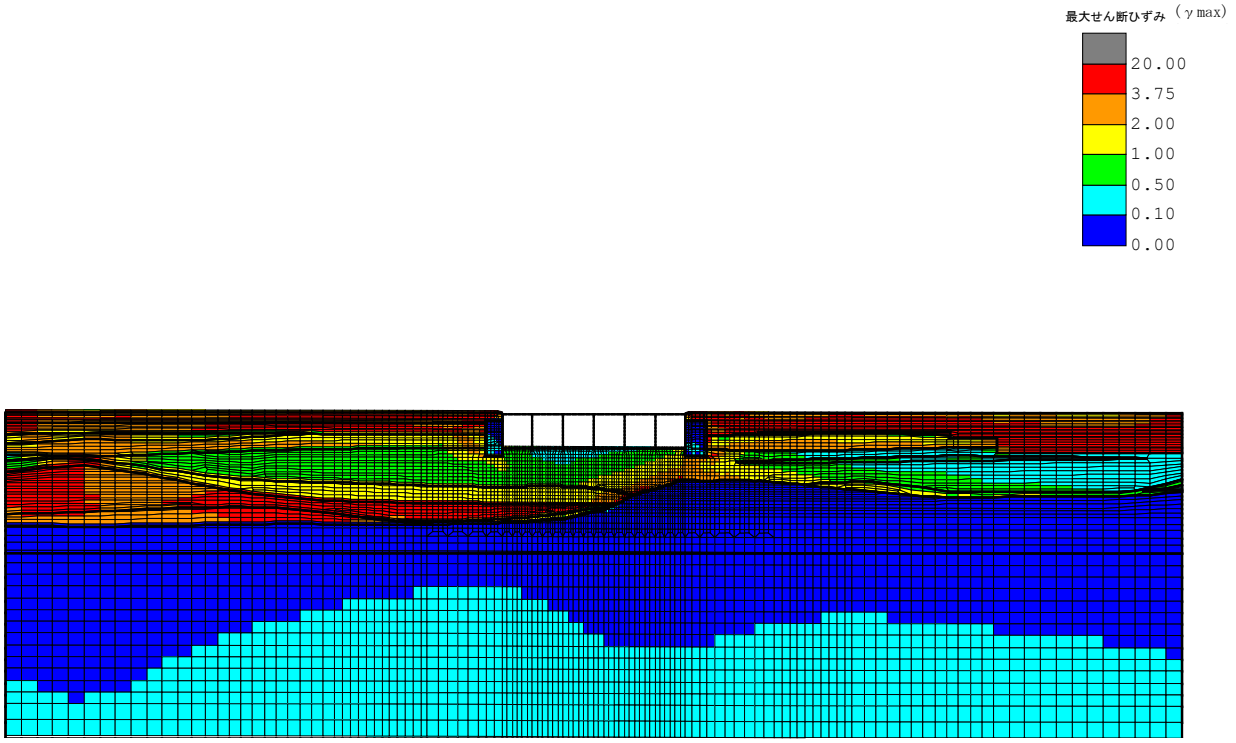


(a)　全体図

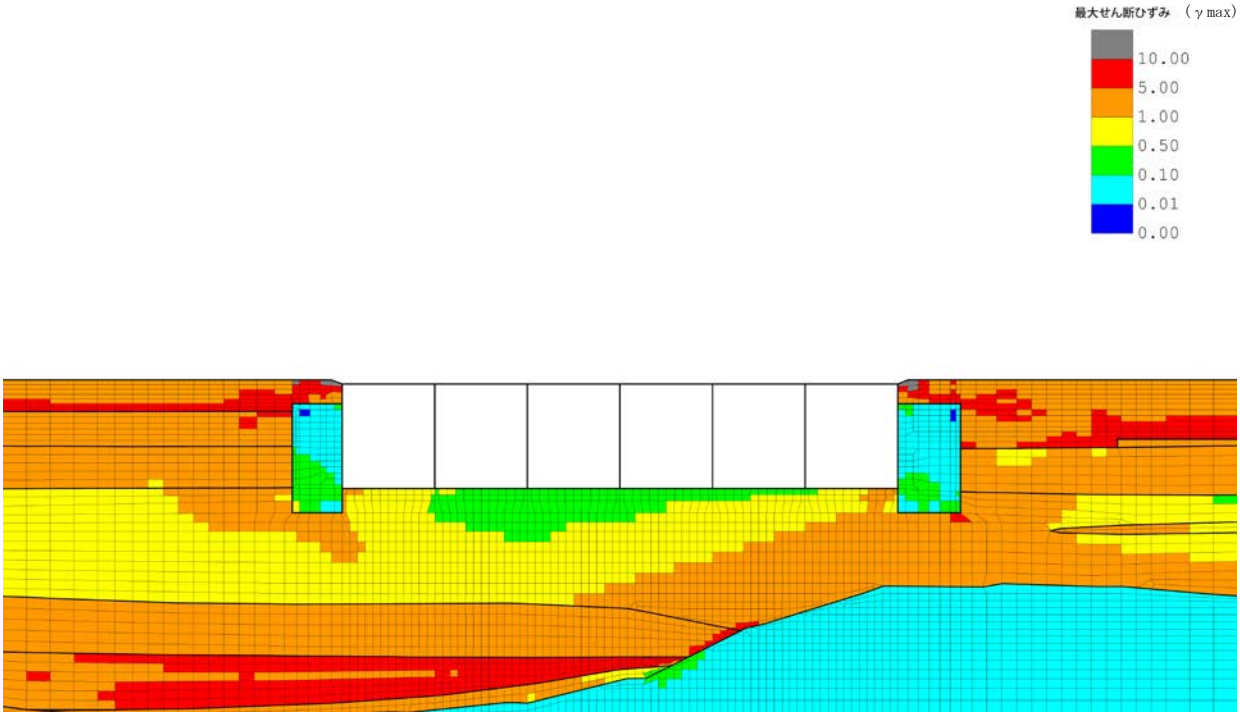


(b)　構造物周辺拡大図

図 1－56　Ａ－Ａ断面の最大せん断ひずみ分布
（解析ケース①，地震動 Ss-3－－）



(a)　全体図



(b)　構造物周辺拡大図

図 1－57　Ａ－Ａ断面の最大せん断ひずみ分布
（解析ケース③，地震動 Ss-3＋＋）

(5) 最大過剰間隙水圧比分布

地盤に発生した過剰間隙水圧比を確認するため，曲げ軸力照査及びせん断照査での最大照査値を示した地震動における，地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。表 1－24 に最大照査値を示す解析ケースの一覧を示す。

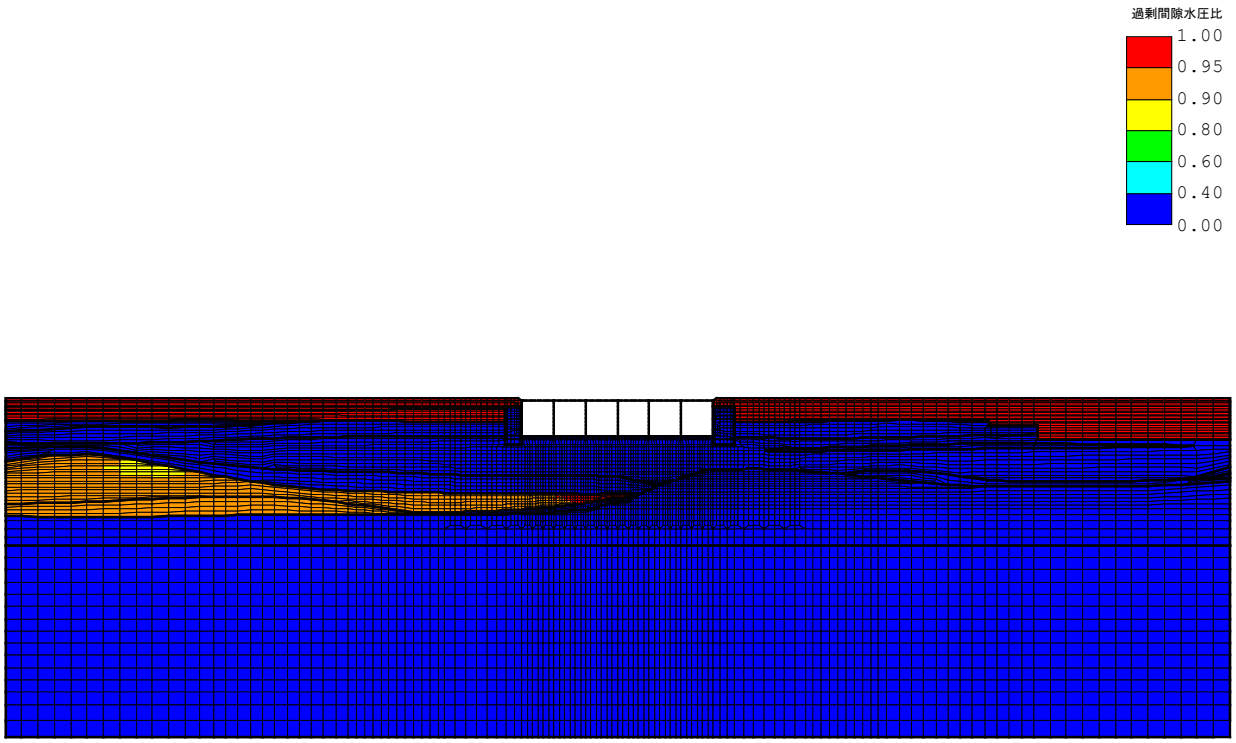
Ａ－Ａ断面における最大過剰間隙水圧比分布を図 1－58 及び図 1－59 に示す。

表 1－24　最大照査値を示す解析ケースの一覧

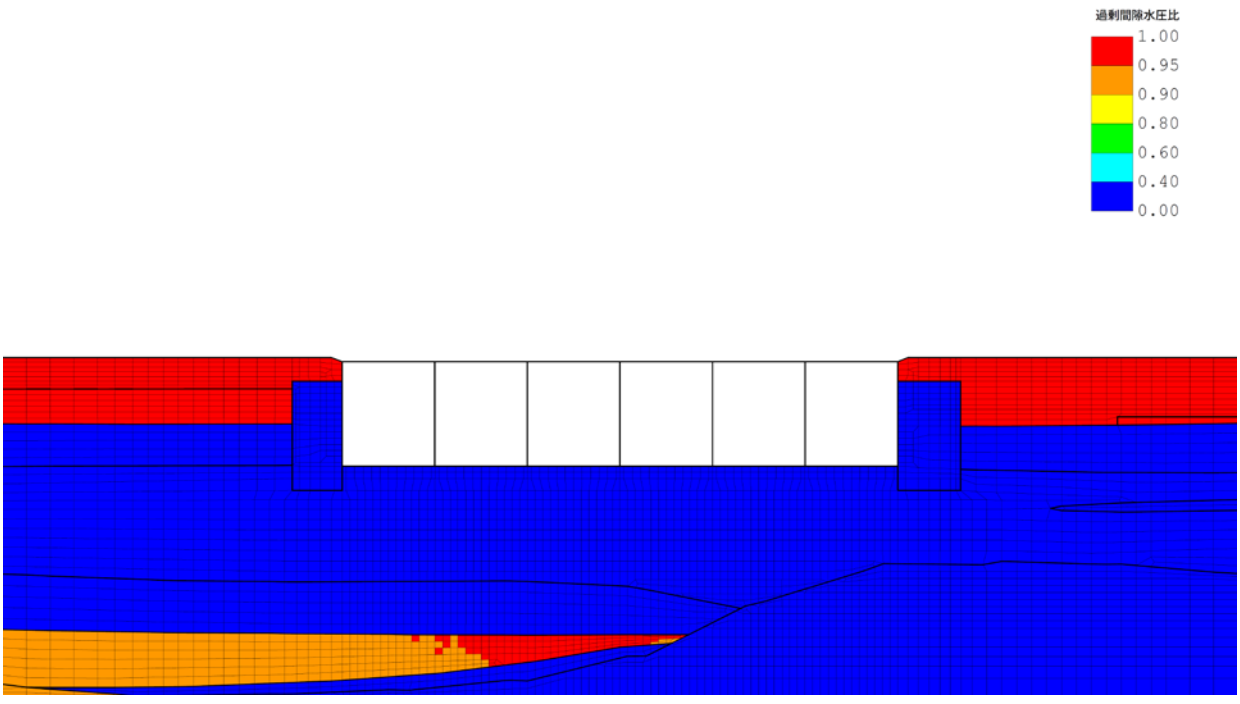
断面	評価項目	
	曲げ軸力	せん断
Ａ－Ａ断面	Ss-3－－（解析ケース①）	Ss-3＋＋（解析ケース③）

注：　耐震評価における解析ケース一覧

	①	②	③	④	⑤
解析ケース	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	非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつき（＋1σ）を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地盤剛性の設定	地盤剛性（平均値）	地盤剛性（＋1σ）	地盤剛性（－1σ）	地盤剛性（平均値）	地盤剛性（＋1σ）
液状化強度特性の設定	液状化強度特性（－1σ）	液状化強度特性（－1σ）	液状化強度特性（－1σ）	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

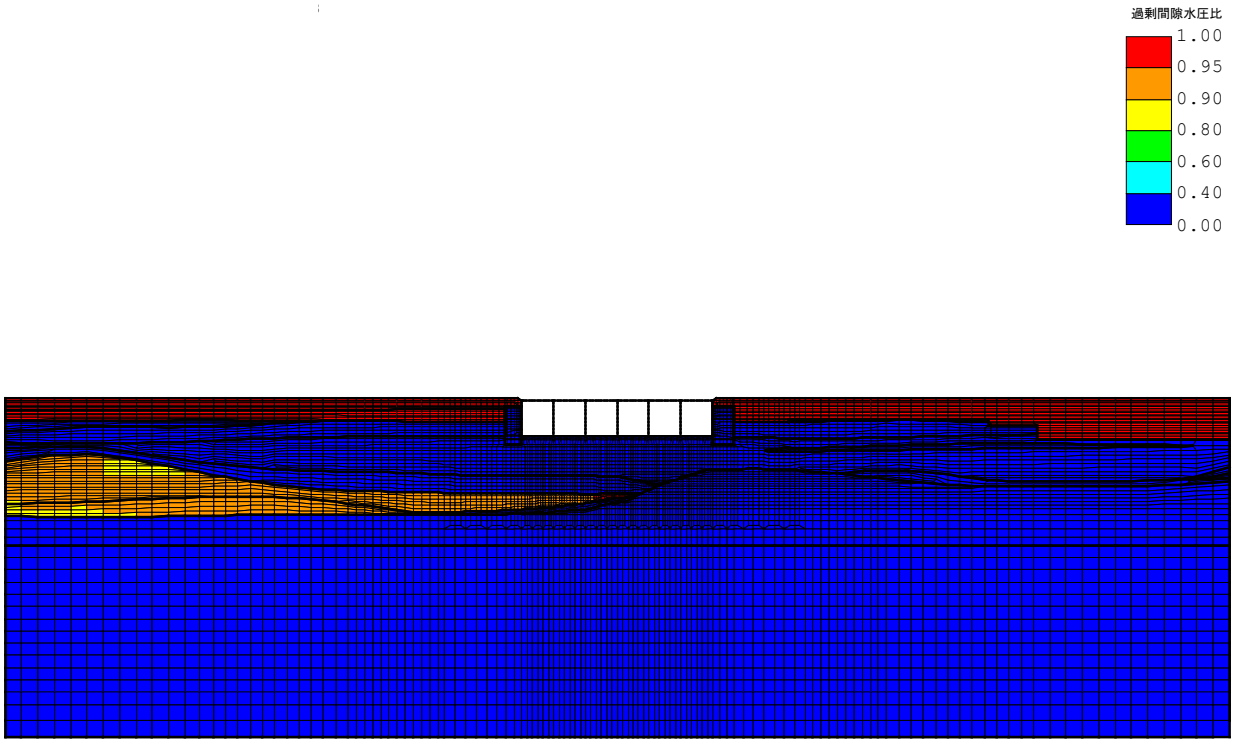


(a)　全体図

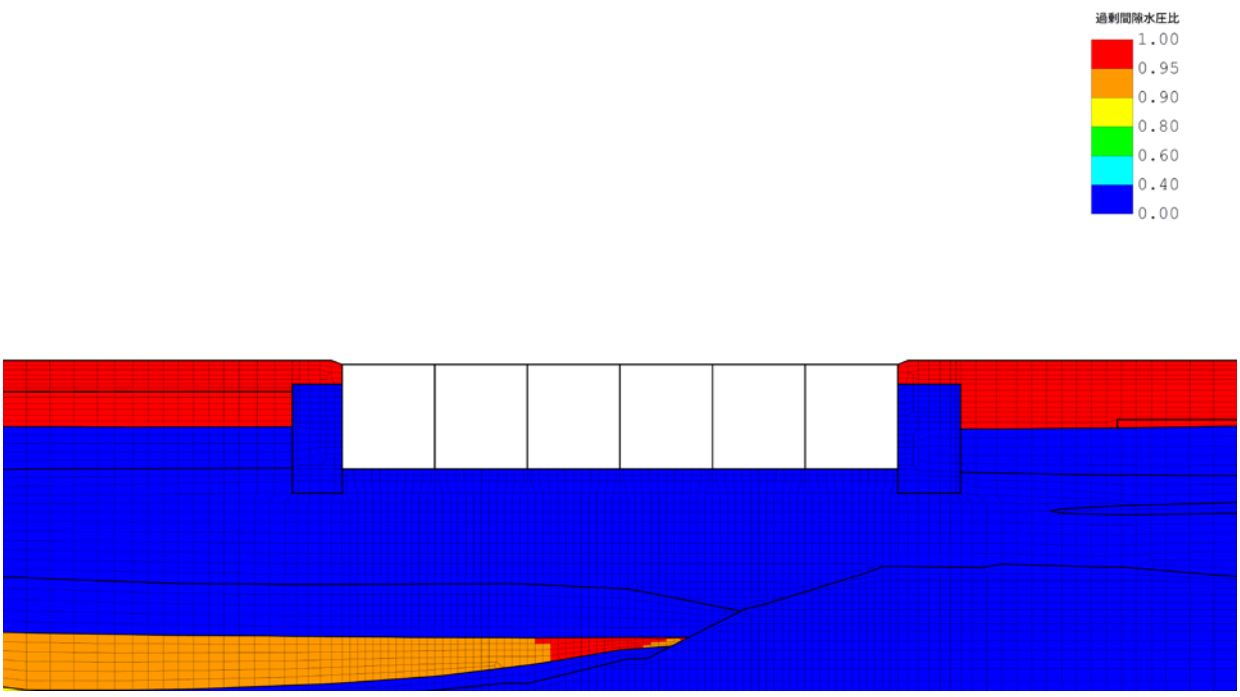


(b)　拡大図

図 1－58　Ａ－Ａ断面の最大過剰間隙水圧比分布
（解析ケース①，地震動 Ss-3－－）



(a)　全体図



(b)　拡大図

図 1－59　Ａ－Ａ断面の最大過剰間隙水圧比分布
（解析ケース③，地震動 Ss-3＋＋）

1.4.2　構造部材の健全性に対する評価結果

(1)　構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

a.　通水機能の確認

表 1－25 に，照査用層間変形角による曲げ軸力に対する評価結果を示す。全解析ケースにおいて，照査用層間変形角は限界層間変形角を下回る。

限界層間変形角（層間変形角 1/100）は，部材のかぶりコンクリートの剥落が発生する前の状態であることから，スクリーン室の通水機能は損なわれないことを確認した。

表 1－25　曲げ軸力に対する評価結果　Ａ－Ａ断面

解析ケース	地震動	照査用層間変形角 * R_d	限界層間変形角 R_u	照査値 R_d / R_u
①	Ss-1＋＋	1.42×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.15
	Ss-1－＋	1.44×10^{-3}		0.15
	Ss-1＋－	1.45×10^{-3}		0.15
	Ss-1－－	1.41×10^{-3}		0.15
	Ss-2	0.73×10^{-3}		0.08
	Ss-3＋＋	1.33×10^{-3}		0.14
	Ss-3－＋	1.46×10^{-3}		0.15
	Ss-3＋－	1.34×10^{-3}		0.14
	Ss-3－－	1.48×10^{-3}		0.15
	Ss-4	0.63×10^{-3}		0.07
	Ss-5	0.50×10^{-3}		0.05
	Ss-6	0.71×10^{-3}		0.08
	Ss-7	0.47×10^{-3}		0.05
	Ss-8＋＋	1.13×10^{-3}		0.12
	Ss-8－＋	1.32×10^{-3}		0.14
②	Ss-3＋－	1.33×10^{-3}		0.14
③	Ss-3＋－	1.33×10^{-3}		0.14
④	Ss-3＋－	1.34×10^{-3}		0.14
⑤	Ss-3＋－	1.36×10^{-3}		0.14

注記＊　：照査用層間変形角 R_d ＝最大層間変形角 R ×構造解析係数 γ_a

b.　貯水機能の確認

曲げに対する照査値が最も厳しい解析ケースにおいて，貯水機能が要求される側壁のＭ－φ曲線の応答を図 1－60 に示す。なお，同図は側壁の貯水機能が要求される部位の中で最も第 2 折れ点（鉄筋の降伏）に対する裕度が厳しい応答を示す位置の結果を示している。

鉄筋は部材の両側ともに，最大応答は第 2 折れ点（鉄筋の降伏）に至っておらず，漏水を生じるひび割れは発生しないことから，スクリーン室の貯水機能は損なわれないことを確認した。

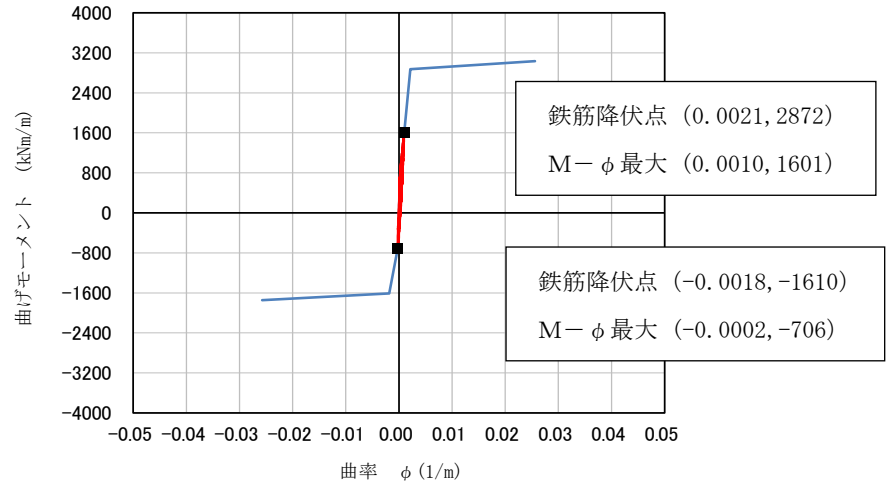


図 1－60　Ａ－Ａ断面のＭ－φ曲線を用いた貯水機能の確認
（左側壁下部，解析ケース①，地震動 Ss-3－－）＊
注記＊　：曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい解析ケース

(2)　せん断力に対する評価結果（部材非線形解析）

せん断力照査結果を表 1－26 に示す。

同表より，スクリーン室の全部材で，発生するせん断力がせん断耐力式より求まるせん断耐力を下回ることを確認した。

ただし，照査値から裕度が小さい部材も存在することから，照査値が 0.7 を超える部材を目安として，次項にて，材料非線形解析を実施し，より精緻なせん断耐力を評価した上で，当該部材のせん断力に対する評価を実施する。

表 1－26　せん断力に対する評価結果　Ａ－Ａ断面（1/2）

解析ケース	地震動	評価位置		照査用せん断力* V_d (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d / V_{yd}
①	Ss-1＋＋	頂版	9	230	376	0.62
		側壁	1	853	1440	0.60
		隔壁	4	609	1097	0.56
		底版	14	678	1355	0.51
①	Ss-1－＋	頂版	10	256	436	0.59
		側壁	1	922	1538	0.60
		隔壁	4	612	1101	0.56
		底版	14	691	1400	0.50
①	Ss-1＋－	頂版	9	229	375	0.62
		側壁	1	852	1501	0.57
		隔壁	4	613	1101	0.56
		底版	16	547	1151	0.48
①	Ss-1－－	頂版	10	261	444	0.59
		側壁	1	876	1426	0.62
		隔壁	4	616	1098	0.57
		底版	14	669	1340	0.50
①	Ss-2	頂版	10	193	464	0.42
		側壁	1	669	1437	0.47
		隔壁	4	438	1112	0.40
		底版	14	579	1406	0.42
①	Ss-3＋＋	頂版	9	252	382	0.66
		側壁	1	922	1423	0.65
		隔壁	2	624	1113	0.57
		底版	16	558	1128	0.50
①	Ss-3－＋	頂版	10	293	451	0.65
		側壁	1	887	1568	0.57
		隔壁	4	649	1096	0.60
		底版	16	603	1150	0.53
①	Ss-3＋－	頂版	9	241	378	0.64
		側壁	1	949	1484	0.64
		隔壁	2	615	1112	0.56
		底版	16	592	1138	0.53
①	Ss-3－－	頂版	10	288	443	0.66
		側壁	1	1054	1753	0.61
		隔壁	4	651	1099	0.60
		底版	16	584	1144	0.52

注記＊　：照査用せん断力V_d＝発生せん断力V×構造解析係数γ_a

表 1－26　せん断力に対する評価結果　Ａ－Ａ断面（2/2）

解析ケース	地震動	評価位置		照査用せん断力* V_d (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d / V_{yd}
①	Ss-4	頂版	8	156	437	0.36
		側壁	1	645	1436	0.45
		隔壁	2	427	1129	0.38
		底版	14	557	1410	0.40
①	Ss-5	頂版	10	162	471	0.35
		側壁	1	578	1439	0.41
		隔壁	2	382	1126	0.34
		底版	14	527	1438	0.37
①	Ss-6	頂版	10	180	460	0.40
		側壁	1	517	1423	0.37
		隔壁	4	431	1113	0.39
		底版	14	485	1408	0.35
①	Ss-7	頂版	10	159	451	0.36
		側壁	1	714	1848	0.39
		隔壁	4	362	1108	0.33
		底版	14	507	1501	0.34
①	Ss-8＋＋	頂版	9	229	417	0.55
		側壁	1	793	1396	0.57
		隔壁	2	595	1117	0.54
		底版	14	646	1366	0.48
①	Ss-8－＋	頂版	10	253	441	0.58
		側壁	1	672	1421	0.48
		隔壁	4	598	1103	0.55
		底版	16	565	1245	0.46
②	Ss-3＋＋	頂版	9	241	397	0.61
		側壁	1	877	1429	0.62
		隔壁	4	603	1097	0.55
		底版	16	564	1135	0.50
③	Ss-3＋＋	頂版	9	263	379	0.70
		側壁	1	1001	1428	0.71
		隔壁	2	656	1113	0.59
		底版	14	705	1349	0.53
④	Ss-3＋＋	頂版	9	246	393	0.63
		側壁	1	880	1429	0.62
		隔壁	2	602	1114	0.55
		底版	14	700	1402	0.50
⑤	Ss-3＋＋	頂版	9	229	399	0.58
		側壁	1	897	1474	0.61
		隔壁	4	595	1100	0.55
		底版	14	672	1404	0.48

注記＊　：照査用せん断力V_d＝発生せん断力V×構造解析係数γ_a

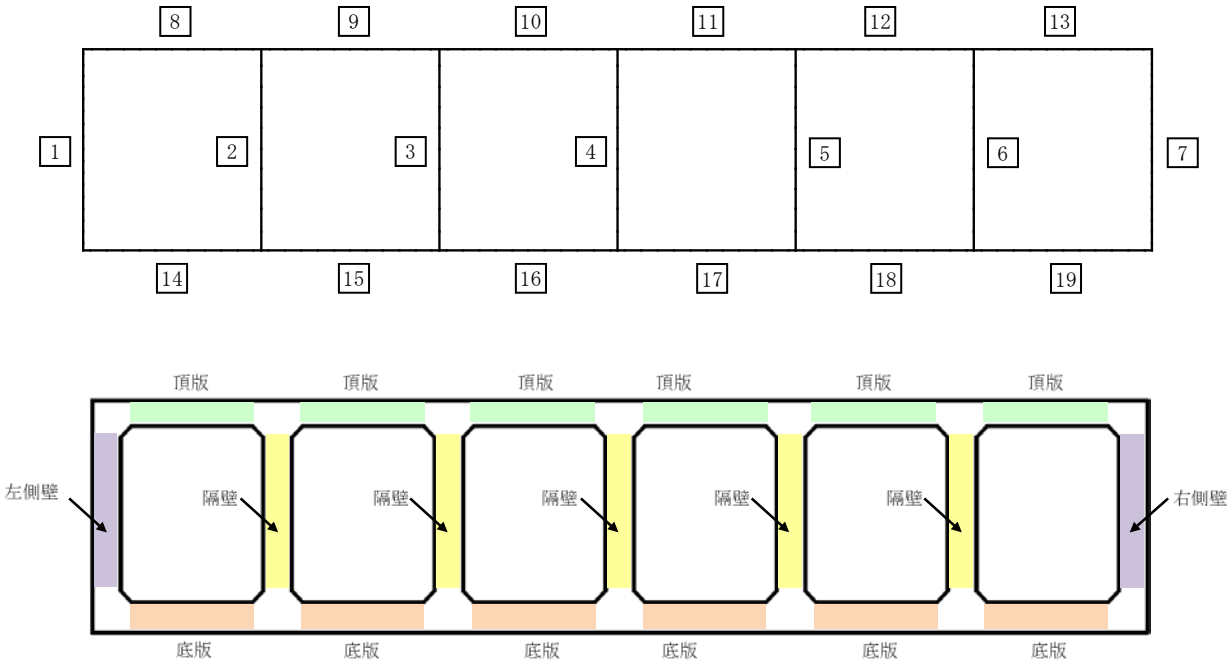


図 1－61　A－A断面の評価位置

1.4.3　基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する評価結果を表 1－27 に示す。

スクリーン室の基礎地盤に発生する鉛直力が極限支持力以下であることを確認した。

表 1－27　基礎地盤の支持性能評価結果　Ａ－Ａ断面

解析ケース	地震動	最大鉛直力 R_a (kN)	極限支持力 R_u (kN)	照査値 R_a / R_u
①	Ss-1＋＋	2420	57100	0.05
	Ss-1－＋	2530	81300	0.04
	Ss-1＋－	2390	96400	0.03
	Ss-1－－	2510	82600	0.04
	Ss-2	2440	96500	0.03
	Ss-3＋＋	2390	97000	0.03
	Ss-3－＋	2390	100100	0.03
	Ss-3＋－	2390	96400	0.03
	Ss-3－－	2390	96400	0.03
	Ss-4	2400	91900	0.03
	Ss-5	2400	102800	0.03
	Ss-6	2390	101200	0.03
	Ss-7	2390	98000	0.03
	Ss-8＋＋	2400	93900	0.03
	Ss-8－＋	2410	99100	0.03
②	Ss-3＋－	2430	58800	0.05
③	Ss-3＋－	2390	94200	0.03
④	Ss-3＋－	2390	97000	0.03
⑤	Ss-3＋－	2440	57500	0.05

1.5　評価条件（材料非線形解析）

前述の部材非線形解析では,スクリーン室の全部材について,照査を満足する結果となった。

ただし，部材非線形解析による照査を満足しているものの，照査値の裕度が小さい部材も存在することから，照査値 0.7 より大きい部材を目安として，材料非線形解析による構造部材のせん断照査を行う。

表 1－28 及び表 1－29 に材料非線形解析の概要を示す。

材料非線形解析は，90 年代までに，ひび割れの進展モデルや破壊エネルギーの概念等，基本となるモデルが提案され，様々な問題に適用されながら有効性と信頼性を高めており，コンクリート標準示方書[設計編]（土木学会，2012）（以下,「コンクリート標準示方書 設計編」という。）や土木学会マニュアル等で取り扱われている。

材料非線形解析にて用いる鉄筋コンクリートの構成則については様々あるが，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おり，コンクリート標準示方書 設計編において標準とされる以下の手法とする。

① 鉄筋とコンクリート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。
② 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。
③ 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。

なお，材料非線形解析の適用にあたっては，当該構造物の構造的な特徴や荷重条件が類似する既往の実験等から得られたせん断耐力と，材料非線形解析によるせん断耐力と比較し，その適用性を判断した上で，モデル化や各種パラメータの設定に係る解析者の差を考慮した安全係数を設定する。

材料非線形解析においては，解析コード「ＷＣＯＭ－ＳＪ Ver.7.2」を使用する。

表 1－28　材料非線形解析の位置付け

区分	限界状態	選択される標準的な解析手法と 耐震性能に用いる物理量
1	構造物の部材が 降伏に至らない	① 線形解析 ・鉄筋及びコンクリートの最大応力 ・最大せん断応力 ② 等価線形解析 ・鉄筋及びコンクリートの最大応力 ・最大せん断応力，最大せん断力 ・最大曲げモーメント ③ 部材非線形解析 ・最大曲げモーメント ・最大曲率，最大変位 ・最大層間変形角，最大せん断力 ④ 材料非線形解析 ・最大変位 ・最大層間変形角 ・最大ひずみ，最大せん断力
2	構造物が最大耐 力に至らない	
3	構造物が崩壊 しない	

表 1－29　部材非線形解析と材料非線形解析の特徴

	部材非線形解析	材料非線形解析		
モデル化	骨組モデル	有限要素		
解析次元	1 次元		2 次元	3 次元
構成則	M-ϕ，M-θ 等	応力－ひずみ関係		
要素	はり要素	ファイバー要素	平面ひずみ要素	立体要素
特徴	(汎 用 性) (解析時間)	狭い ← → 広い 短い ← → 長い		

1.5.1 適用基準

材料非線形解析については，土木学会マニュアル及びコンクリート標準示方書 設計編を参考に実施する。

適用する主な基準を表 1－30 に示す。

表 1－30　適用する主な基準等

項　目	参考とする主な基準等	備　考
材料定数・材料特性	・コンクリート標準示方書 設計編 ・土木学会マニュアル	―
許容限界	―	・既往文献等より設定した許容限界（破壊基準）が，部材係数の設定における材料非線形解析にて，実験結果と整合的であることを確認

1.5.2　評価対象部材

部材非線形解析のせん断力に対する評価結果を図 1－62 に示す。スクリーン室では，図に示す位置の側壁において照査値が 0.7～1.0 であり，耐震評価の裕度が小さい部材が存在する。

本評価では，照査値が 0.7～1.0 と算定された耐震評価の裕度が小さい部材について，材料非線形解析を実施する。

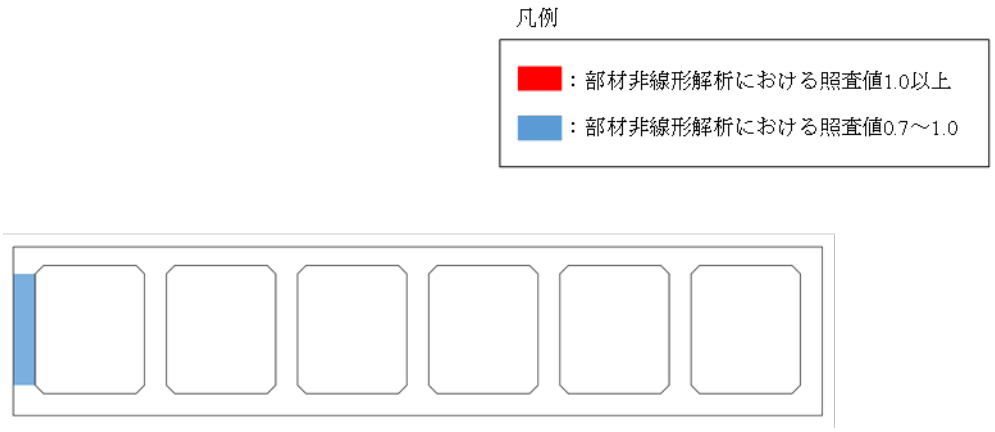


図 1－62　部材非線形解析のせん断力に対する評価結果（Ａ－Ａ断面）

1.5.3 材料定数

耐震評価に用いる材料定数は，設計図書及び文献等を基に設定する。コンクリート及び鉄筋の材料定数を表 1－31 及び表 1－32 に示す。

表 1－31　コンクリートの材料定数

	設定値	諸　元
単位体積重量	0.0kN/m^3	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
圧縮強度	18.1N/mm^2	設計基準強度（設計図書 23.5N/mm^2）／材料係数（γ_{mc}＝1.3）
引張強度	1.45N/mm^2	0.23×設計基準強度$^{2/3}$／材料係数
圧縮ピークひずみ	0.19%	コンクリート標準示方書 設計編
ひび割れ－せん断伝達係数	1.0	コンクリート標準示方書 設計編
破壊エネルギー	0.0768N/mm	コンクリート標準示方書 設計編

表 1－32　鉄筋の材料定数

		設定値	諸　元
単位体積重量		0.0kN/m^3	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
ヤング係数		206kN/mm^2*	コンクリート標準示方書 設計編
降伏強度	主鉄筋	1961N/mm^{2}以上	せん断破壊先行型の破壊形態となるよう，曲げ耐力が増大するように設定
	せん断補強筋	345N/mm^2	設計図書

注記＊　：建設時の設計値に基づく

1.5.4　解析モデルの設定

(1)　解析要素分割図

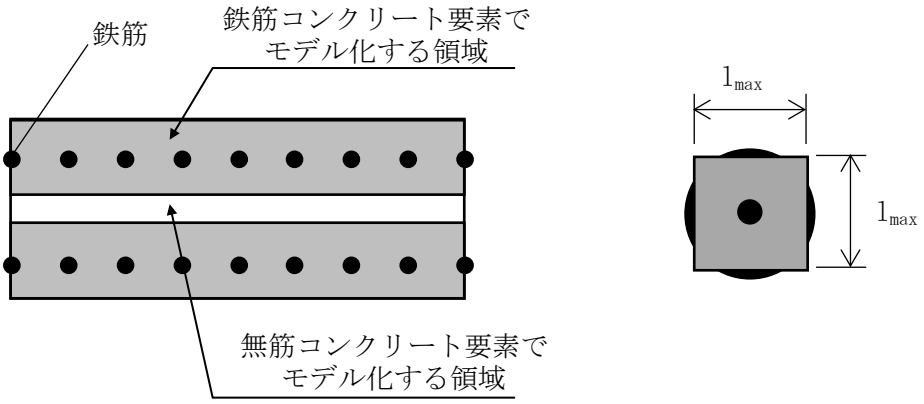
材料非線形解析の対象とする構造部材を平面ひずみ要素でモデル化する。構造部材のモデル化に当たっては，図 1－63 に示すとおり，鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化し，付着の影響が及ばない領域を無筋コンクリート要素としてモデル化する。

部材厚方向の要素分割数については，鉄筋を含む要素と無筋要素を明確に指定できる分割数が望ましいこと，また 3 層以上の分割数をとる場合，解析結果に大きな差異が生じないことから，3 層以上に設定することとする。

具体的には，鉄筋を含む要素は，鉄筋を中心としてかぶり厚さの 2 倍とし，無筋領域については，要素形状が極端に扁平とならないように分割する。

評価対象部材の解析要素分割図を図　1－64 に，要素プロパティの諸条件を図　1－65 に示す。

なお，対象とする構造部材に接合する部材は，弾性要素でモデル化し，モデル下端を固定境界とする。



$$l_{max}=\frac{\sqrt{\pi}}{2}D_b\sqrt{\frac{f_y}{f_t}}$$

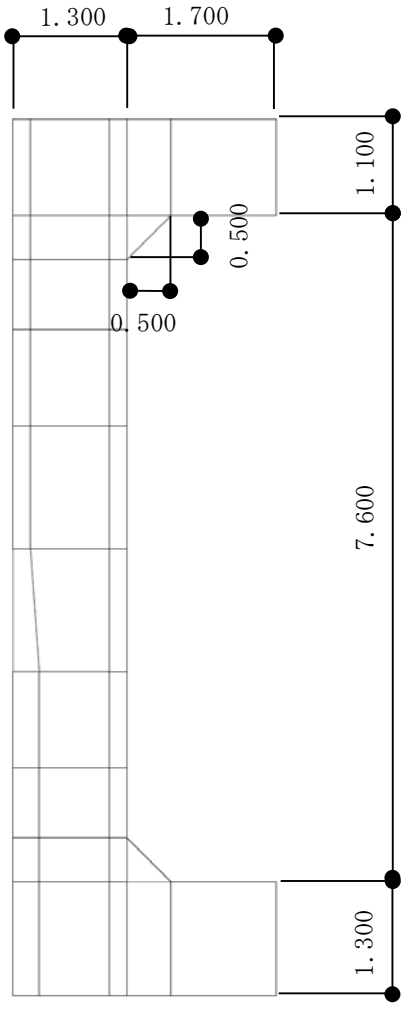
ここに，l_{max}　：鉄筋一本当たりの付着有効面積を正方形で考えた場合の一辺の長さ

D_b　：鉄筋の直径

f_y　：鉄筋の降伏強度

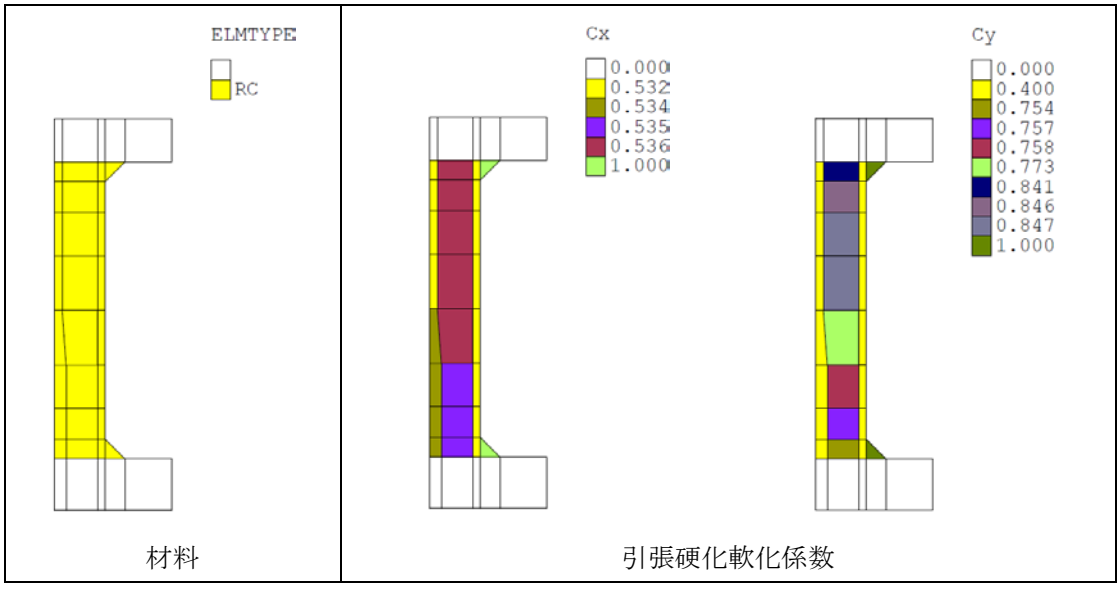
f_t　：コンクリートの引張強度

図 1－63　鉄筋付着有効領域と無筋領域の分割の概要



（単位：m）

図 1－64　解析要素分割図（A－A断面：側壁）



注：　Cx は水平方向，Cy は鉛直方向の引張硬化軟化係数を示す。

図 1－65　評価対象部材の要素プロパティ条件（A－A断面）

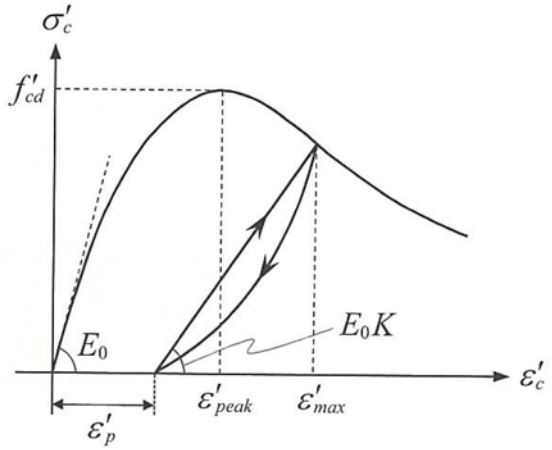
(2)　コンクリートの非線形特性

a.　圧縮応力下における応力－ひずみ関係

図 1－66 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，最大応力点を超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 1－67 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。



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

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

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

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

ここに，$f'_{cd} = f'_{ck}/\gamma_c$

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）

$\varepsilon'_{\max}$　：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 1－66　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　設計編より引用）

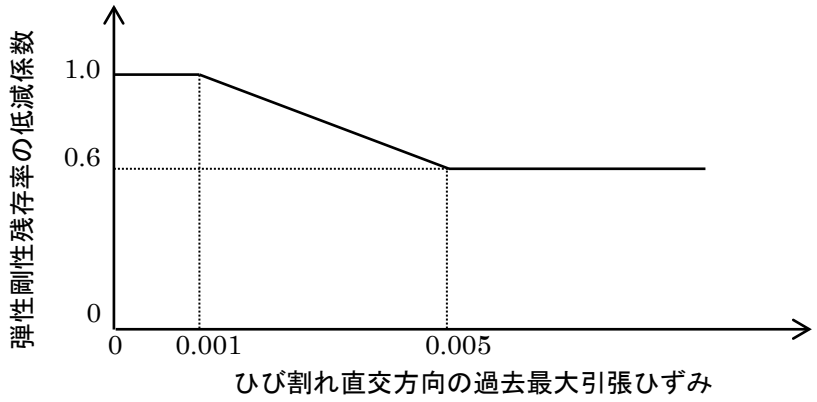


図 1－67　弾性剛性残存率の低減係数

（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 1－68 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 1－69 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。

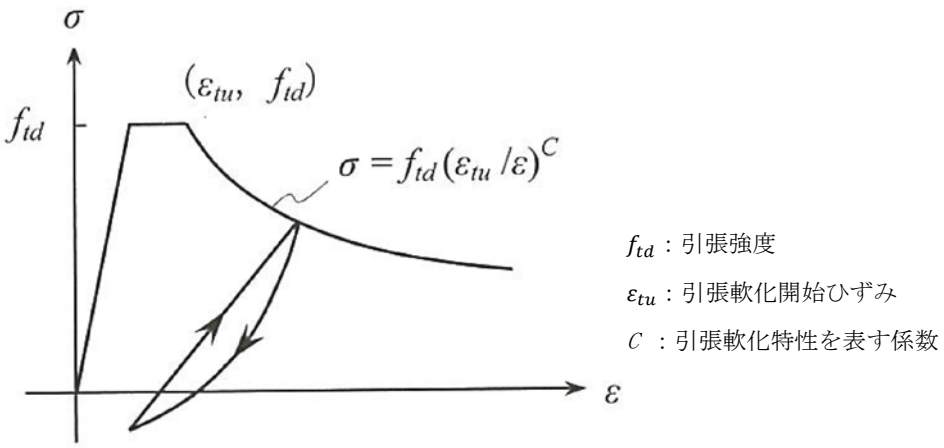


図 1－68　引張応力下における応力－ひずみ関係

（コンクリート標準示方書　設計編より引用）

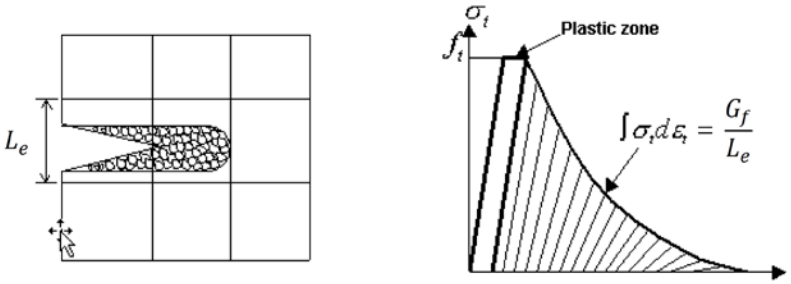
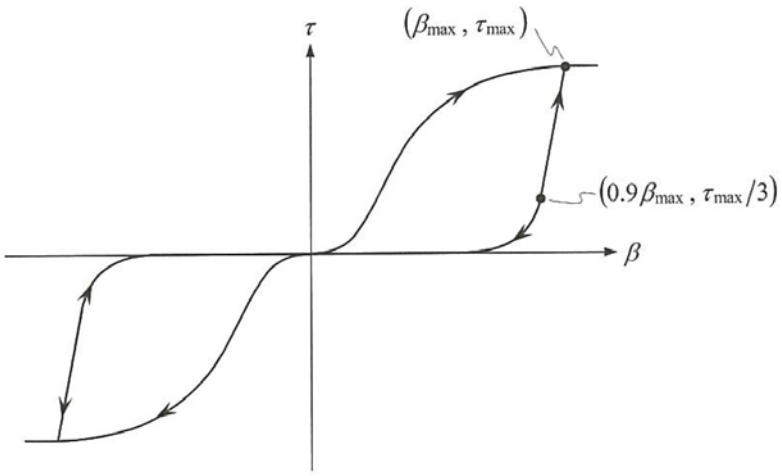


図 1－69　応力―ひずみ曲線と破壊エネルギーＧ ｆ の関係

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 1－70 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 1－70　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　設計編より引用）

(3)　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 1－71 に示すひずみ硬化特性を考慮する。

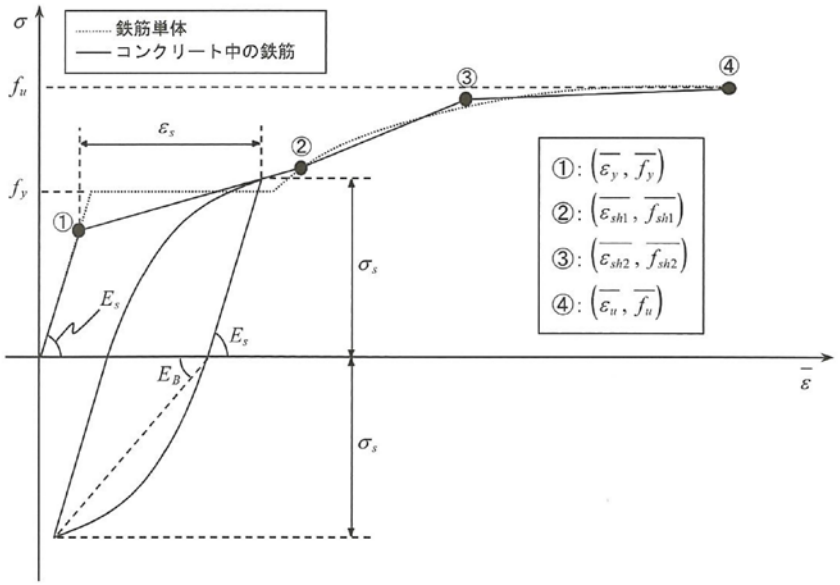


図 1－71　ひずみ硬化域までモデル化した鉄筋の平均応力－平均ひずみ関係

（コンクリート標準示方書　設計編より引用）

(4)　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ィフニング効果（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，$A_{RC} = A_s + A_c$

(5)　荷重の組合せ

材料非線形解析においては，地震応答解析（部材非線形解析）により得られた荷重を用いることから，荷重の組み合わせは，地震応答解析と同様である。

1.6　評価内容（材料非線形解析）

1.6.1　耐震評価フロー

図 1－72 にスクリーン室の材料非線形解析の耐震評価フローを示す。

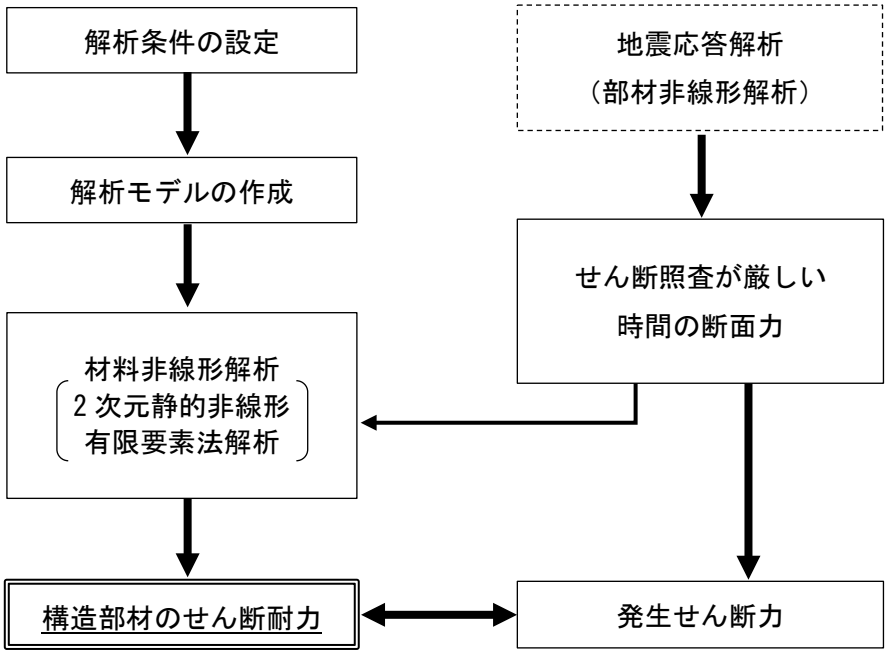


図 1－72　材料非線形解析の耐震評価フロー

1.6.2　荷重の設定

材料非線形解析にて考慮する荷重は，地震応答解析（部材非線形解析）から得られる荷重を考慮する。具体的には，地震応答解析（部材非線形解析）で評価対象部材のせん断照査結果が厳しくなる時刻における断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を材料非線形解析モデルに図 1－73 に示すとおりに作用させる。

材料非線形解析では，部材非線形解析で得られた照査時刻の断面力分布を再現できる荷重分布を算出し，この荷重を 1/50 したものをΔM，ΔQ，ΔNとし，これらの比率を維持しながら漸増載荷する。

なお，作用荷重は，常時荷重（ΔM_s，ΔQ_s，ΔN_s）及び地震時荷重（ΔM_d，ΔQ_d，ΔN_d）に分けて，図 1－74 に示すとおり常時解析と地震時解析に分けて実施する。

表 1－33 に，代表例として，部材非線形解析で最も照査値が厳しい解析ケースにおける各断面のΔM，ΔQ，ΔNを示す。

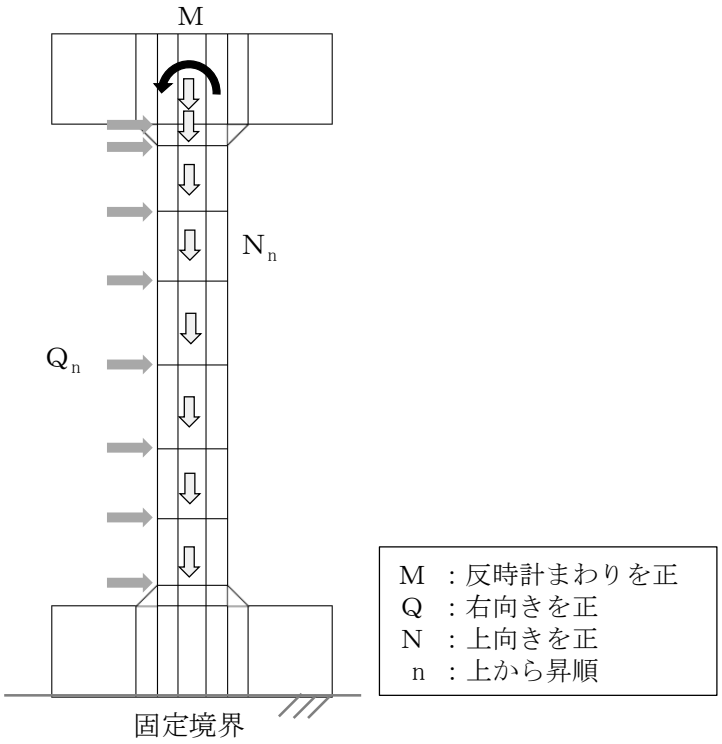


図 1－73　材料非線形解析における載荷状況

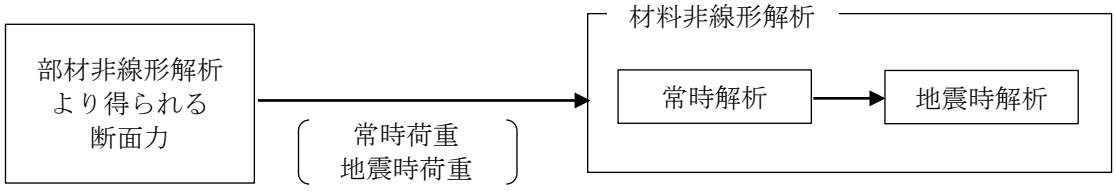


図 1－74　荷重の作用手順

表 1－33　作用荷重

断面			Ａ－Ａ断面
地震動			Ss-3＋＋
解析ケース			解析ケース③
常時荷重	曲げモーメント（kN・m）	ΔM_s	9.73×10^{1}
	せん断力（kN）	ΔQ_{s1}	-71
		ΔQ_{s2}	15
		ΔQ_{s3}	41
		ΔQ_{s4}	38
		ΔQ_{s5}	55
		ΔQ_{s6}	92
		ΔQ_{s7}	112
		ΔQ_{s8}	99
	軸力（kN）	ΔN_{s1}	-73
		ΔN_{s2}	-22
		ΔN_{s3}	-98
		ΔN_{s4}	-37
		ΔN_{s5}	-43
		ΔN_{s6}	-38
		ΔN_{s7}	-29
		ΔN_{s8}	-20
地震時荷重	曲げモーメント（kN・m）	ΔM_d	4.95×10^{2}
	せん断力（kN）	ΔQ_{d1}	-74
		ΔQ_{d2}	24
		ΔQ_{d3}	77
		ΔQ_{d4}	37
		ΔQ_{d5}	123
		ΔQ_{d6}	246
		ΔQ_{d7}	288
		ΔQ_{d8}	199
	軸力（kN）	ΔN_{d1}	129
		ΔN_{d2}	-8
		ΔN_{d3}	-150
		ΔN_{d4}	-122
		ΔN_{d5}	-73
		ΔN_{d6}	-96
		ΔN_{d7}	-81
		ΔN_{d8}	-56

1.6.3　せん断耐力

材料非線形解析を用いたせん断耐力は，材料非線形解析におけるせん断力－相対変位関係若しくは要素ひずみの応答から設定する。具体的には，図 1－75 に示す例のとおり，荷重－変位曲線においてせん断力の増分に対して変位が急増する点，せん断力が最大となる点，若しくはひび割れの状態等から，せん断破壊の進展が示唆される点を部材のせん断耐力と判断する。

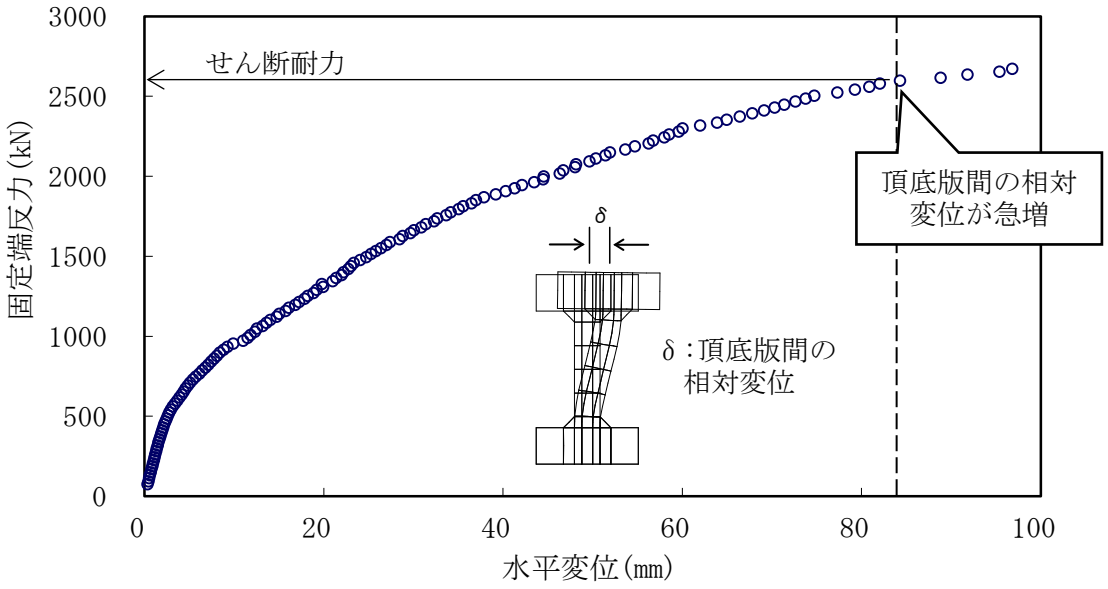


図 1－75　材料非線形解析を用いたせん断耐力の設定例

1.6.4　安全係数の設定

耐震評価では，材料非線形解析で作用させた時のせん断力Ｖと材料非線形解析で得られるせん断耐力Ｖｙに，下記のとおり部材係数γ_{b1}，γ_{b2}，構造解析係数γ_{a}，構造物係数γ_{i}を考慮し，照査用せん断力V_{d}，設計せん断耐力V_{yd}を算定する。

$$V_{d} = \gamma_{i} \cdot \gamma_{a} \cdot V$$

$$V_{yd} = V_{y} / (\gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2})$$

考慮した安全係数を表 1－34 に示す。ここで，部材係数γ_{b1}については，実験又はせん断耐力式により得られるせん断耐力と材料非線形解析により得られるせん断耐力との比率により設定することとし，解析における構成則の相違や，要素の種類，要素分割，材料物性の設定，入力増分等，多岐にわたる解析者間の差を考慮する。

具体的には，表 1－35 に示すとおり，土木学会マニュアルに示される 17 ケースの材料非線形解析を実施し，実験又はせん断耐力との差が最も大きい Case No.12 の部材係数 1.24 を設定する。材料非線形解析に用いる部材係数算定の詳細については，（参考資料 4）に示す。

表 1－34　考慮した安全係数

安全係数		値	設定根拠
部材係数	γ_{b1}	1.24	別途実施する材料非線形解析により設定
	γ_{b2}	1.00	地震応答解析による層間変形角より設定
構造物係数	γ_{i}	1.00	構造物の重要度は，基準地震動 Ss により評価することで包絡されていると判断
構造解析係数	γ_{a}	1.05	各種文献より保守的に設定

表 1－35　部材係数γ_{b1}の設定

Case　No.	実験結果 せん断耐力 (kN)	解析結果 せん断耐力 (kN)	部材係数 (解析結果／ 実験結果)
1	475	438	0.93
2	1187	1247	1.06
3	324	342	1.06
4	294	305	1.04
5	581	530	0.92
6	329	360	1.10
7	1587	1910	1.21
8	350	400	1.15
9	855	858	1.01
10	165	173	1.05
11	333	403	1.22
12	127	157	1.24
13	188	165	0.88
14	163	157	0.97
15	273	177	0.65
16	356	240	0.68
17	432	330	0.77
平均	－	－	1.00
標準偏差	－	－	0.18

1.7　評価結果（材料非線形解析）

1.7.1　せん断力に対する評価結果

部材非線形解析及び材料非線形解析によるスクリーン室のせん断照査結果を，表 1－36 に示す。各断面の評価位置を図 1－76 に示す。同表より，スクリーン室の各部材に発生するせん断力は，せん断耐力を超えないことを確認した。

表 1－36　せん断に対する照査結果（Ａ－Ａ断面）(1/2)

解析ケース	地震動	評価位置		照査用せん断力 V_d (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d / V_{yd}
①	Ss-1＋＋	頂版	9	230	376	0.62
		側壁	1	853	1440	0.60
		隔壁	4	609	1097	0.56
		底版	14	678	1355	0.51
①	Ss-1－＋	頂版	10	256	436	0.59
		側壁	1	922	1538	0.60
		隔壁	4	612	1101	0.56
		底版	14	691	1400	0.50
①	Ss-1＋－	頂版	9	229	375	0.62
		側壁	1	852	1501	0.57
		隔壁	4	613	1101	0.56
		底版	16	547	1151	0.48
①	Ss-1－－	頂版	10	261	444	0.59
		側壁	1	876	1426	0.62
		隔壁	4	616	1098	0.57
		底版	14	669	1340	0.50
①	Ss-2	頂版	10	193	464	0.42
		側壁	1	669	1437	0.47
		隔壁	4	438	1112	0.40
		底版	14	579	1406	0.42
①	Ss-3＋＋	頂版	9	252	382	0.66
		側壁	1	922	1423	0.65
		隔壁	2	624	1113	0.57
		底版	16	558	1128	0.50
①	Ss-3－＋	頂版	10	293	451	0.65
		側壁	1	887	1568	0.57
		隔壁	4	649	1096	0.60
		底版	16	603	1150	0.53
①	Ss-3＋－	頂版	9	241	378	0.64
		側壁	1	949	1484	0.64
		隔壁	2	615	1112	0.56
		底版	16	592	1138	0.53
①	Ss-3－－	頂版	10	288	443	0.66
		側壁	1	1054	1753	0.61
		隔壁	4	651	1099	0.60
		底版	16	584	1144	0.52

表 1－36　せん断に対する照査結果（Ａ－Ａ断面）(2/2)

解析ケース	地震動	評価位置		照査用せん断力*2 V_d (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d / V_{yd}
①	Ss-4	頂版	8	156	437	0.36
		側壁	1	645	1436	0.45
		隔壁	2	427	1129	0.38
		底版	14	557	1410	0.40
①	Ss-5	頂版	10	162	471	0.35
		側壁	1	578	1439	0.41
		隔壁	2	382	1126	0.34
		底版	14	527	1438	0.37
①	Ss-6	頂版	10	180	460	0.40
		側壁	1	517	1423	0.37
		隔壁	4	431	1113	0.39
		底版	14	485	1408	0.35
①	Ss-7	頂版	10	159	451	0.36
		側壁	1	714	1848	0.39
		隔壁	4	362	1108	0.33
		底版	14	507	1501	0.34
①	Ss-8＋＋	頂版	9	229	417	0.55
		側壁	1	793	1396	0.57
		隔壁	2	595	1117	0.54
		底版	14	646	1366	0.48
①	Ss-8－＋	頂版	10	253	441	0.58
		側壁	1	672	1421	0.48
		隔壁	4	598	1103	0.55
		底版	16	565	1245	0.46
②	Ss-3＋＋	頂版	9	241	397	0.61
		側壁	1	877	1429	0.62
		隔壁	4	603	1097	0.55
		底版	16	564	1135	0.50
③	Ss-3＋＋	頂版	9	263	379	0.70
		側壁	1	1368	4197	0.33*3
		隔壁	2	656	1113	0.59
		底版	14	705	1349	0.53
④	Ss-3＋＋	頂版	9	246	393	0.63
		側壁	1	880	1429	0.62
		隔壁	2	602	1114	0.55
		底版	14	700	1402	0.50
⑤	Ss-3＋＋	頂版	9	229	399	0.58
		側壁	1	897	1474	0.61
		隔壁	4	595	1100	0.55
		底版	14	672	1404	0.48

注記＊1 ：本表は，部材非線形解析において，照査値が 0.7 を超える部材に対し，材料非線形解析を実施した結果を反映したものを示す。

＊2 ：照査用断面力 V_d ＝発生せん断力Ｖ×構造解析係数 γ_a

＊3 ：材料非線形解析を用いた方法による照査値

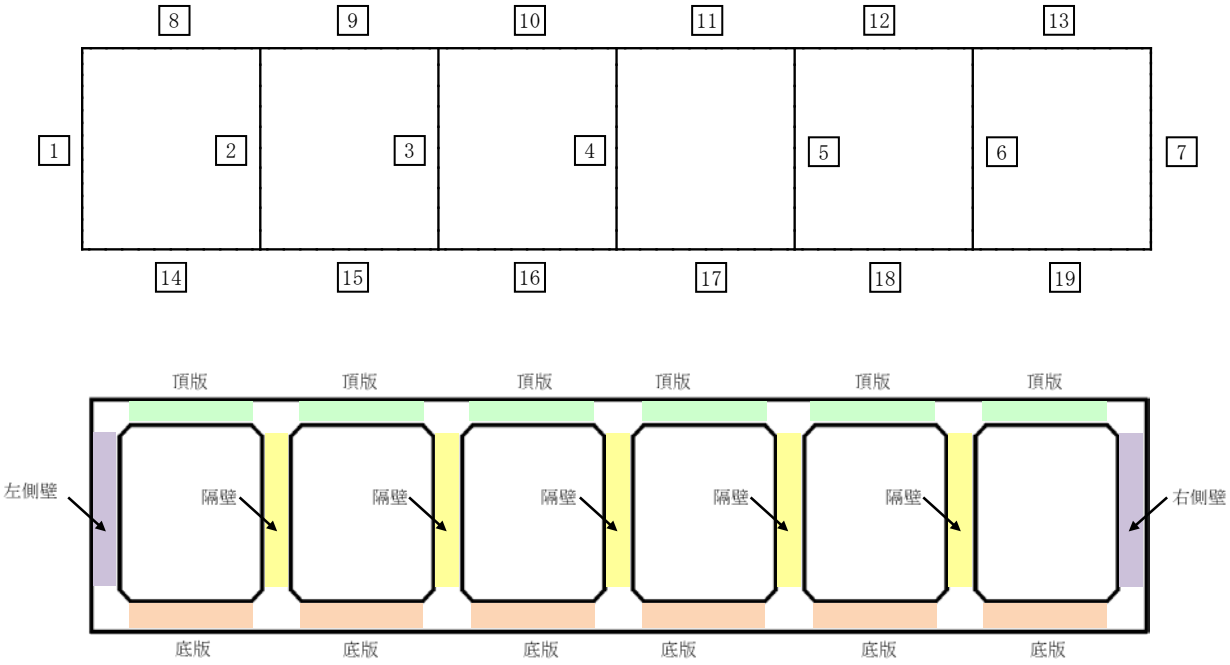


図 1－76　A－A断面の評価位置

1.8　まとめ

スクリーン室は，基準地震動Ｓｓに対して，構造物の地震応答解析に基づく曲げ軸力に伴う層間変形角及びせん断力が各部材の要求性能に応じた許容限界以下であることを確認した。基礎地盤の支持性能評価については，地震応答解析に基づく鉛直力が極限支持力以下であることを確認した。

以上のことから，スクリーン室は，基準地震動Ｓｓによる地震力に対して，構造安定性，通水機能，貯水機能を維持できる。

３．　取水路の耐震評価

3. 取水路の耐震評価

目次

3. 取水路の耐震評価 ····· 3－1
3.1 評価方法 ····· 3－1
3.2 評価条件（部材非線形解析） ····· 3－1
3.2.1 適用規格 ····· 3－1
3.2.2 耐震評価フロー ····· 3－3
3.2.3 評価対象断面の方向 ····· 3－4
3.2.4 評価対象断面の選定 ····· 3－6
3.2.5 使用材料及び材料定数 ····· 3－14
3.2.6 地盤，マンメイドロック及び地盤改良体の解析用物性値 ····· 3－14
3.2.7 評価構造物諸元 ····· 3－17
3.2.8 地下水位 ····· 3－25
3.2.9 地震応答解析手法 ····· 3－25
3.2.10 地震応答解析モデルの設定 ····· 3－26
3.2.11 減衰定数 ····· 3－40
3.2.12 荷重の組合せ ····· 3－40
3.2.13 耐震評価における解析ケース ····· 3－46
3.3 評価内容（部材非線形解析） ····· 3－49
3.3.1 入力地震動の設定 ····· 3－49
3.3.2 許容限界の設定 ····· 3－66
3.4 評価結果（部材非線形解析） ····· 3－76
3.4.1 地震応答解析結果 ····· 3－76
3.4.2 構造部材の健全性に対する評価結果 ····· 3－106
3.4.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果 ····· 3－122
3.5 評価条件（材料非線形解析） ····· 3－125
3.5.1 適用基準 ····· 3－127
3.5.2 評価対象部材 ····· 3－128
3.5.3 材料定数 ····· 3－130
3.5.4 解析モデルの設定 ····· 3－131
3.6 評価内容（材料非線形解析） ····· 3－138
3.6.1 耐震評価フロー ····· 3－138
3.6.2 荷重の設定 ····· 3－139
3.6.3 せん断耐力 ····· 3－141
3.6.4 安全係数の設定 ····· 3－142

3.7 評価結果（材料非線形解析） ····· 3－144
3.7.1 Ａ－Ａ断面（隔壁）の評価結果 ····· 3－144
3.7.2 Ｃ－Ｃ断面（隔壁）の評価結果 ····· 3－148
3.7.3 せん断力に対する評価結果 ····· 3－152
3.8 まとめ ····· 3－161

3. 取水路の耐震評価

3.1 評価方法

取水路は非常時における海水の通水機能及び貯水機能が求められる土木構造物である。取水路について，基準地震動S_sによる耐震評価として，構造部材の曲げ，せん断評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施する。

取水路の地震応答解析においては，地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析に用いる液状化強度特性は，代表性及び網羅性を踏まえた上で，保守性を考慮して設定する。

構造物の加速度応答に対する保守的な配慮として，地盤の非液状化の影響を考慮した解析ケースを設定する。

構造部材の健全性評価については，構造部材の層間変形角及びせん断力が要求性能に応じた許容限界以下であることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については，基礎地盤に作用する鉛直力が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

3.2 評価条件（部材非線形解析）

3.2.1 適用規格

取水路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）（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ＪＥＡＧ４６０１-1987（日本電気協会）を適用するが，鉄筋コンクリート部材の曲げ及びせん断の許容限界については，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（土木学会，2005 年）（以下「土木学会マニュアル」という。）を適用する。また，基礎地盤の支持性能の許容限界は，道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）（日本道路協会，平成 14 年 3 月）（以下「道路橋示方書」という。）を適用する。

表 3－1 に適用する規格，基準類を示す。

表 3－1　適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（2002 年）	－
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（2002 年）	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	【鉄筋コンクリート部材】 ・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）	・曲げに対する照査は，限界層間変形角を設定した上で，発生層間変形角が限界層間変形角を下回ることを確認＊ ・せん断に対する照査は，発生せん断力がせん断耐力を下回ることを確認＊
	【基礎地盤の支持性能】 ・道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）（平成 14 年 3 月）	・基礎地盤の支持性能に対する照査は，基礎に発生する鉛直力が極限支持力を下回ることを確認＊
地震応答解析	・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1987	・有限要素法による２次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

注記＊　：妥当な安全余裕を考慮する。

3.2.2　耐震評価フロー

図 3－1 に取水路の耐震評価フローを示す。

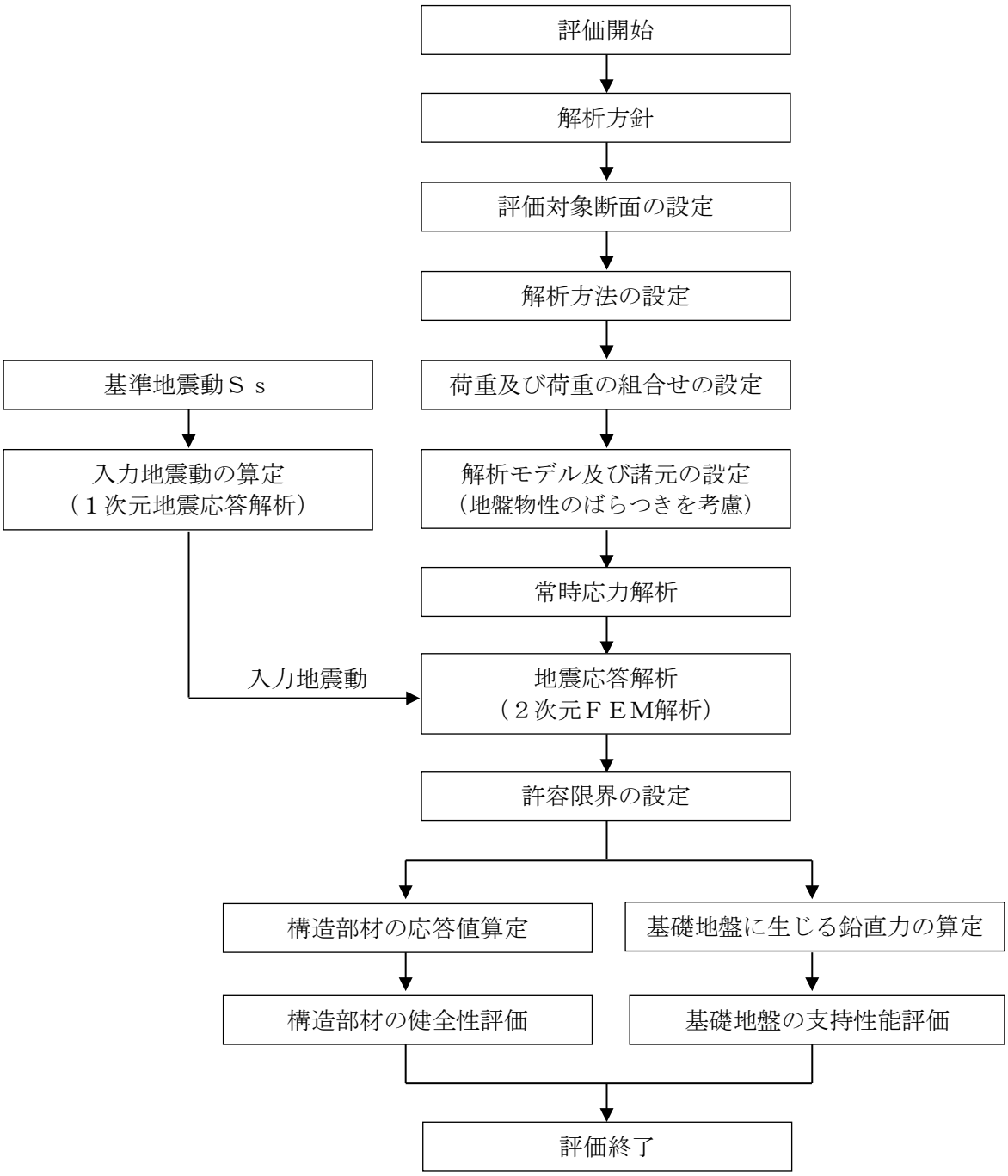


図 3－1　取水路の耐震評価フロー

3.2.3　評価対象断面の方向

取水路の位置を図 3－2 に示す。

取水路は延長約 127m の鉄筋コンクリート造の地中構造物である。

評価対象断面の方向の選定に係る考え方を表 3－2 に示す。取水路の縦断方向（通水方向，EW 方向）は，加振方向と平行に配置される側壁又は隔壁を耐震設計上見込むことができることから，強軸断面方向となる。一方，取水路の横断方向（通水方向に対し直交する方向，NS 方向）は，通水機能を確保するため，加振方向と平行に配置される構造部材が少ないことから，弱軸断面方向となる。

以上のことから，取水路の耐震評価では，構造の安定性に支配的な弱軸断面方向である横断方向を評価対象断面とする。

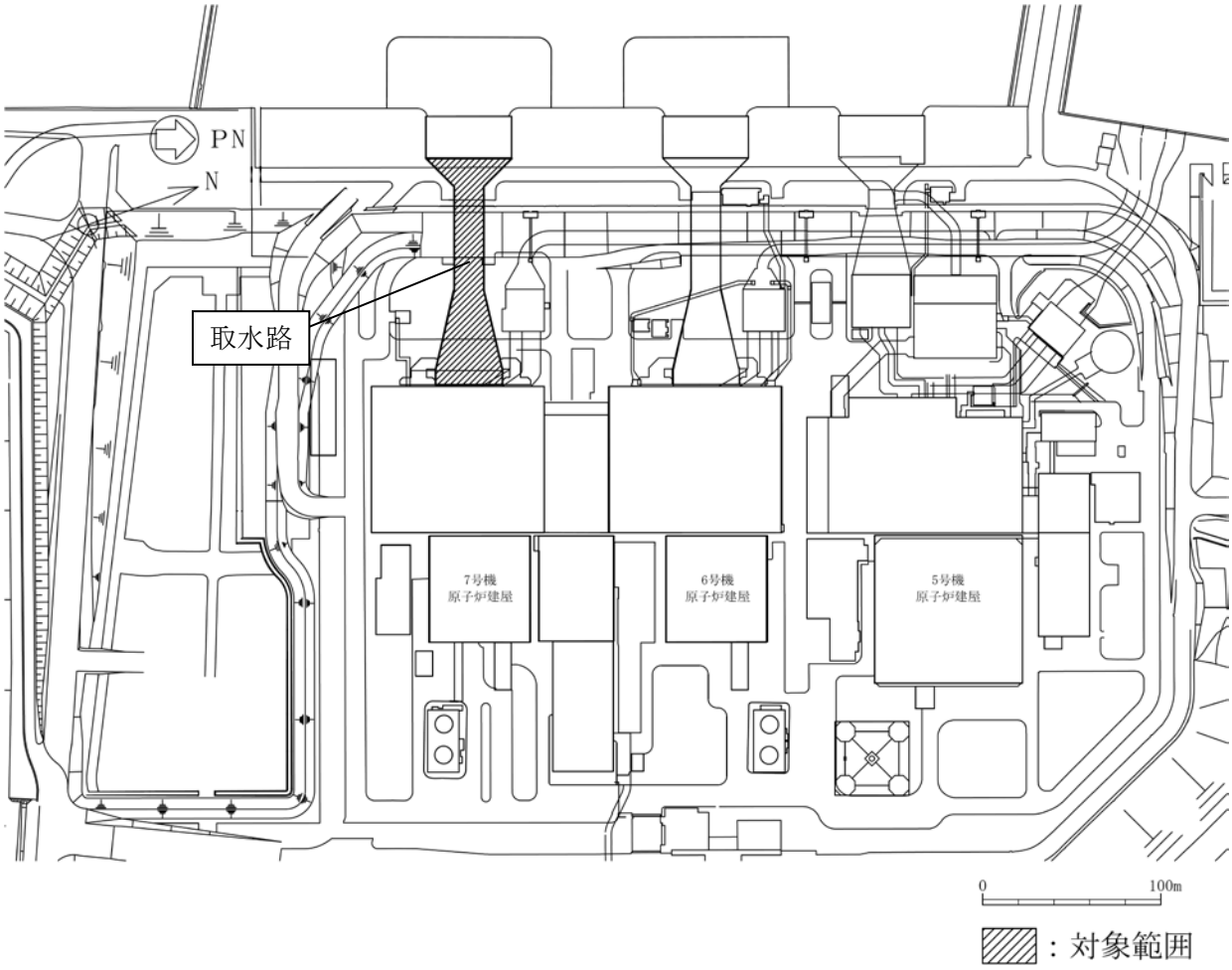
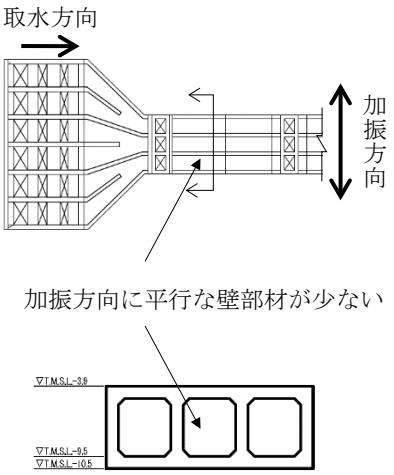
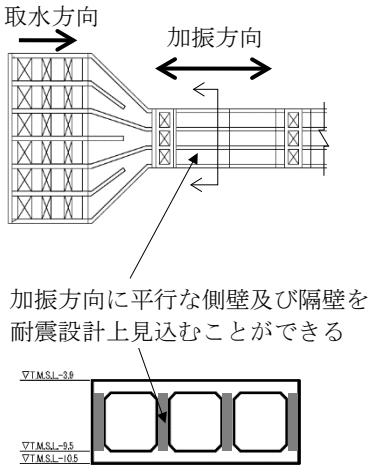


図 3－2　取水路の平面配置図（平面図）

表 3－2　取水路の評価対象断面の方向の選定

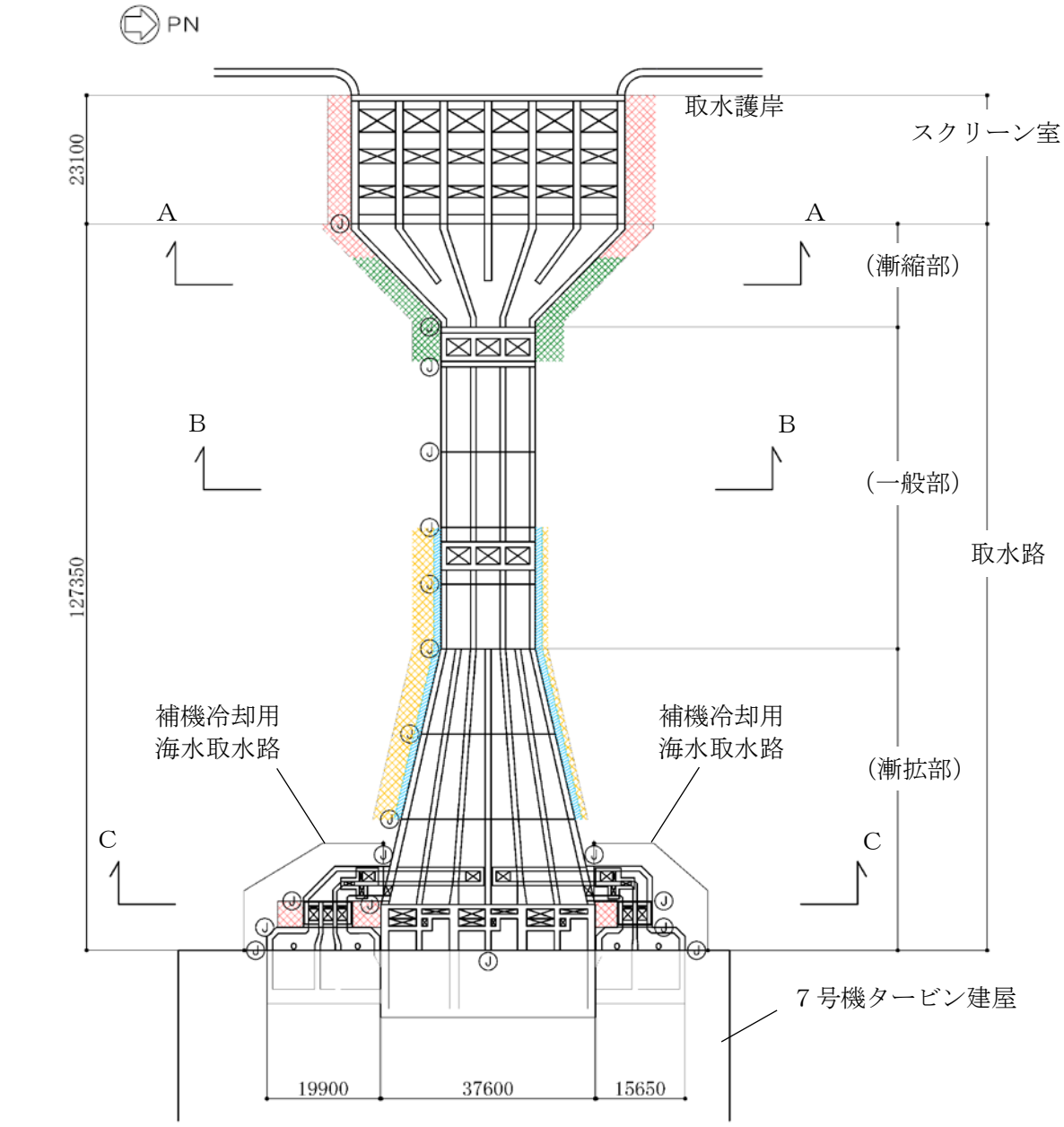
	横断方向（NS 方向）の加振	縦断方向（EW 方向）の加振
取水路		
	・横断方向は，加振方向に平行な壁部材が少なく，弱軸断面方向にあたる。	・縦断方向は，加振方向に平行な側壁及び隔壁を耐震設計上見込むことができ，強軸断面方向にあたる。
	・弱軸断面方向を評価対象断面とする。	

3.2.4　評価対象断面の選定

取水路の平面図を図 3－3 に，取水路の断面図を図 3－4～図 3－6 に，概略配筋図を図 3－7～図 3－9 に示す。

取水路は延長 127m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，取水方向に複数の断面形状を示し，海側から漸縮部，一般部及び漸拡部に分けられ，十分な支持性能を有する古安田層若しくはマンメイドロックを介して西山層に支持される。また，取水路の側方地盤には，地震時における浮上り対策として，地盤改良を実施している。

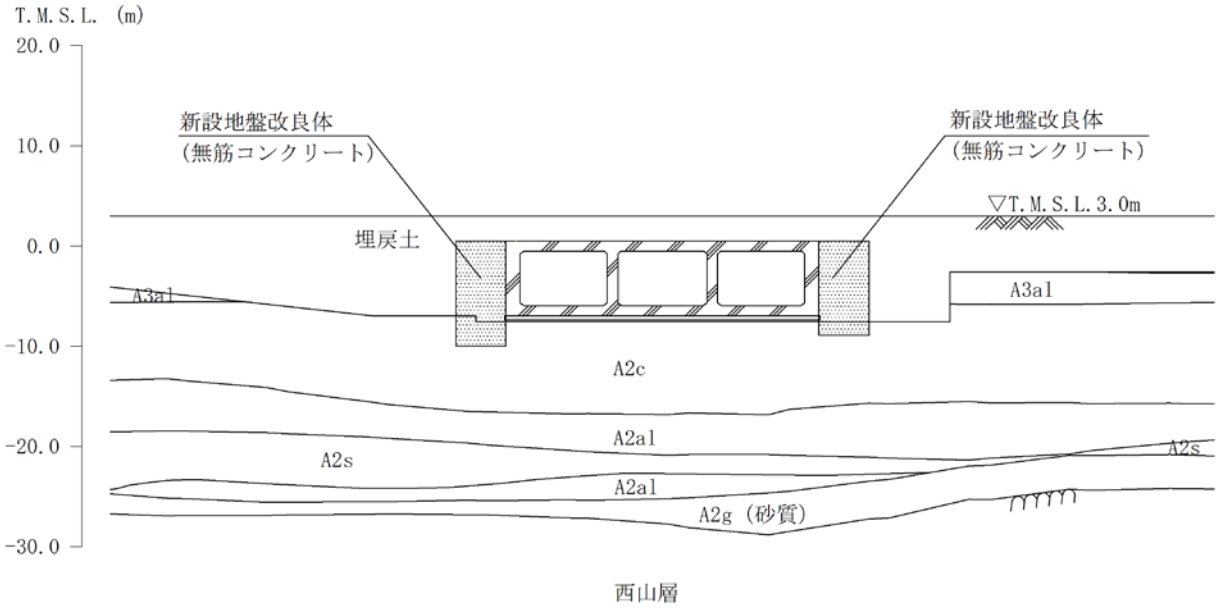
評価対象断面は，KK7 補足－027「工事計画に係る説明資料（屋外重要土木構造物の耐震性についての計算書）資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.3　取水路の断面選定の考え方」で記載したとおり，構造物の弱軸断面方向であり，構造物の幅に対する鉛直部材の割合，周辺地盤状況及び土被り厚等の観点から，耐震上厳しいと判断されるＡ－Ａ断面，Ｂ－Ｂ断面及びＣ－Ｃ断面を代表として耐震評価を実施する。

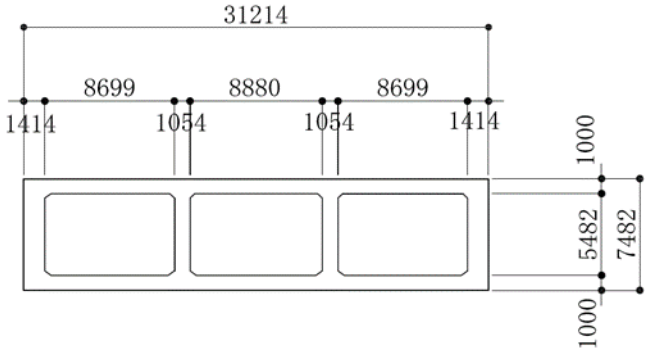


既設／新設	凡例	地盤改良工法
新設地盤改良体		高圧噴射
		無筋コンクリート
		置換(地中連続壁)
		機械撹拌

注：置換工法（地中連続壁），機械攪拌工法の施工範囲の内，地上構造物及び埋設構造物がある箇所では，高圧噴射を適用

図 3－3　取水路の平面図

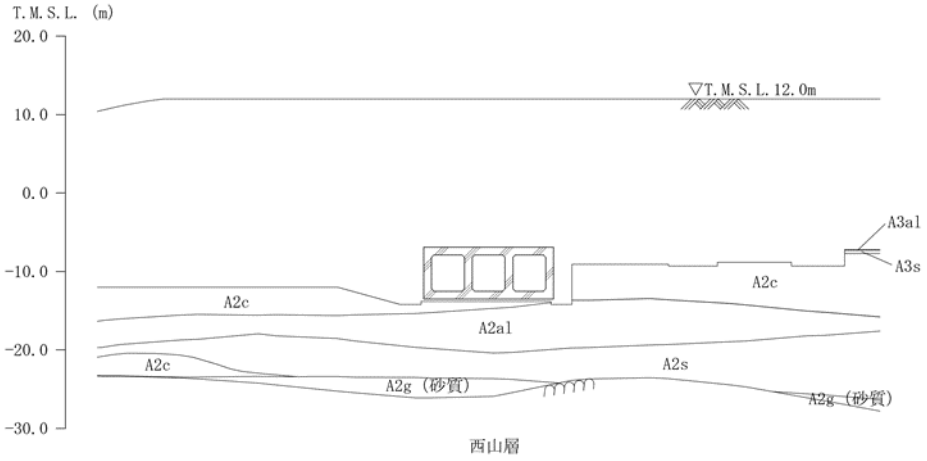


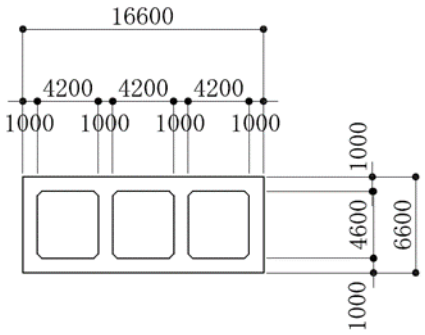


（単位：mm）

注 ：東京湾平均海面（以下，「T.M.S.L.」という。）

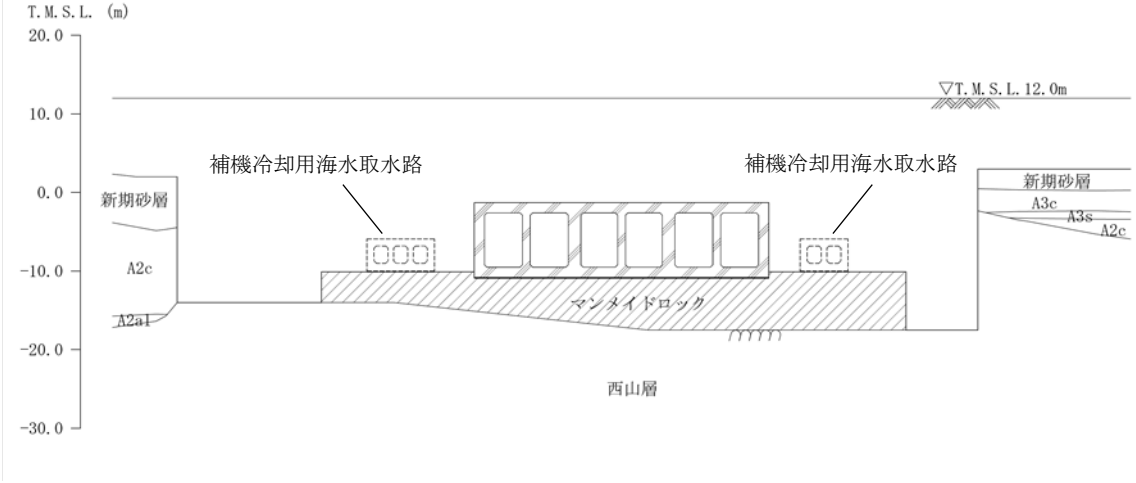
図 3－4　取水路の断面図（漸縮部　Ａ－Ａ断面）

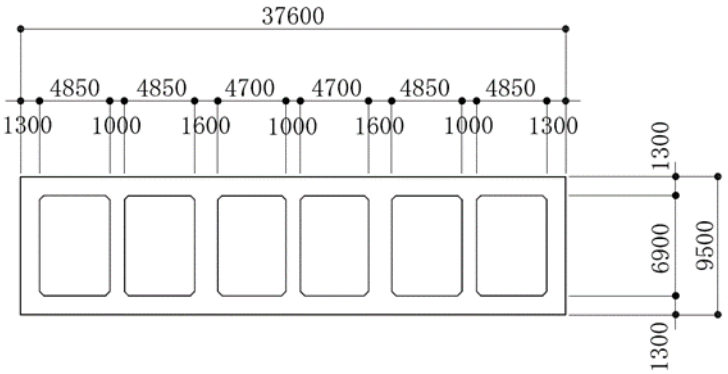




（単位：mm）

図 3－5　取水路の断面図（一般部　Ｂ－Ｂ断面）





（単位：mm）

図 3－6　取水路の断面図（漸拡部　C－C断面）

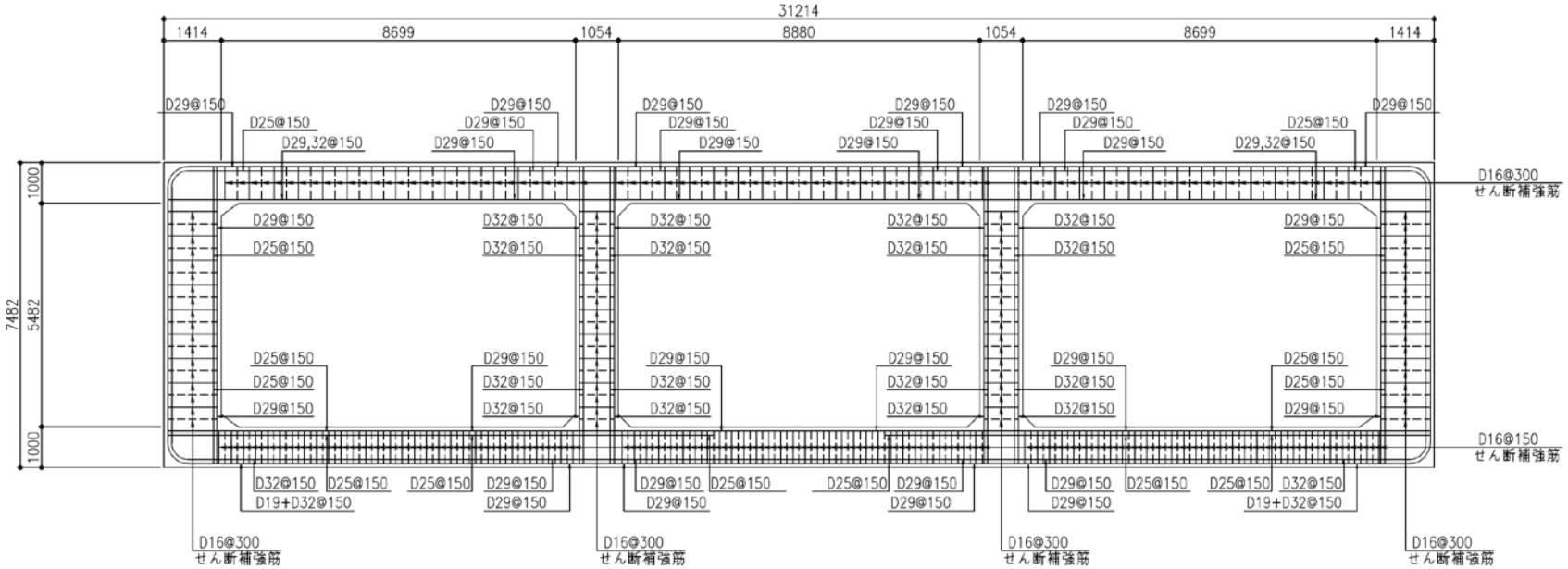


図 3－7　取水路の配筋図（漸縮部，Ａ－Ａ断面）

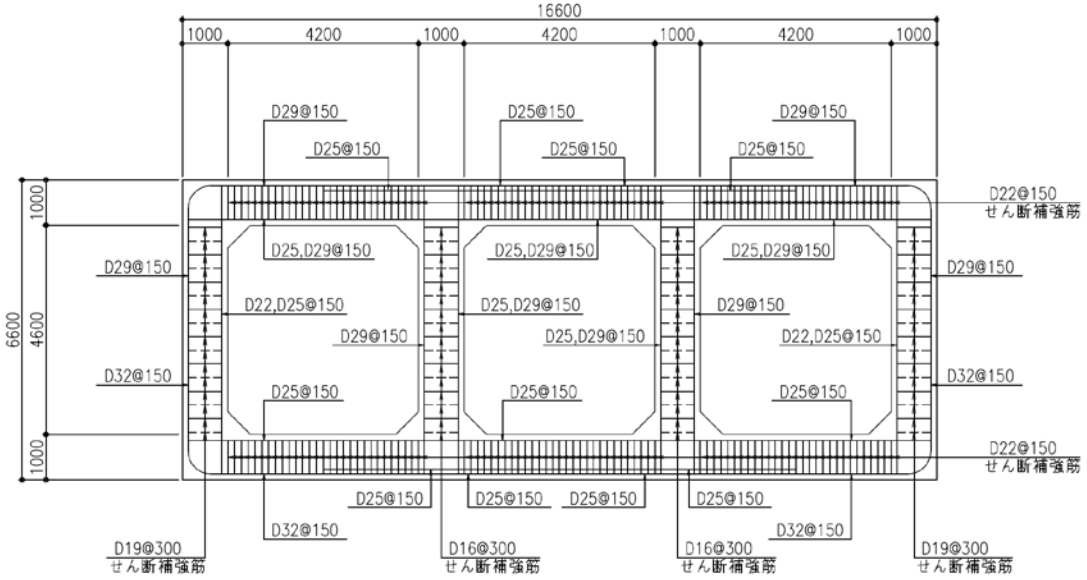


図 3－8　取水路の配筋図（一般部，Ｂ－Ｂ断面）

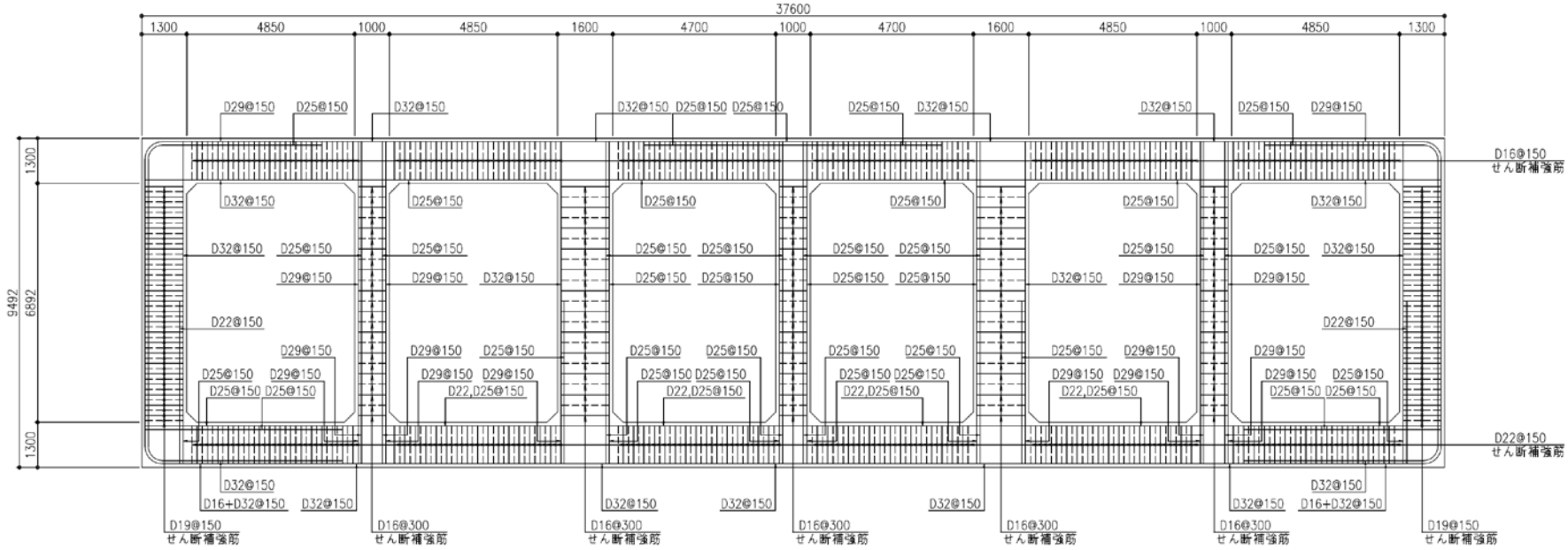


図 3－9　取水路の配筋図（漸拡部，Ｃ－Ｃ断面）

3.2.5　使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は，建設時の設計値に基づき設定する。構造物の使用材料を表 3－3 に，材料物性値を表 3－4 に示す。

表 3－3　構造物の使用材料

材料	諸元
コンクリート	設計基準強度　23.5 N/mm^2
鉄筋	SD35（SD345 相当）

表 3－4　構造物の材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	23.5*	2.45×10^4*	0.2*

注記＊　：建設時の設計値に基づく

3.2.6　地盤，マンメイドロック及び地盤改良体の解析用物性値

地盤，マンメイドロック及び地盤改良体の解析用物性値は，Ⅴ-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。地盤の物性値を表 3－5～表 3－7 に，マンメイドロックの物性値を表 3－8 に，地盤改良体の物性値を表 3－9 に示す。

表 3－5　地盤の解析用物性値（液状化検討対象層）

パラメータ			埋戻土	新期砂層・沖積層		古安田層		
				新期砂層	沖積層下部	A2s 層	A3s 層	A2g 層（砂質）
物理特性	密度	ρ (g/cm^3)	1.94 (1.79)*	2.05 (2.00)*	2.02	1.91	1.91	1.91
	間隙率	n	0.45	0.44	0.42	0.45	0.45	0.45
変形特性	動せん断弾性係数	G_{ma} (kN/m^2)	1.04×10^5	1.26×10^5	1.92×10^5	2.14×10^5	2.14×10^5	2.14×10^5
	基準平均有効拘束圧	σ_{ma}' (kN/m^2)	98.0	98.0	150.0	200.0	200.0	200.0
	ポアソン比	ν	0.33 (0.42)*	0.33 (0.44)*	0.33	0.33	0.33	0.33
	減衰定数の上限値	h_{max}	0.225	0.234	0.211	0.157	0.157	0.157
強度特性	粘着力	c' (kN/m^2)	0.0 (9.6)*	0.0 (94.4)*	0.0	0.0	0.0	0.0
	内部摩擦角	ϕ' (°)	35.9 (34.8)*	34.6 (27.6)*	35.6	36.6	36.6	36.6
液状化特性	変相角	ϕ_p (°)	32.0	31.0	32.0	32.0	32.0	32.0
	液状化パラメータ	S_1	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
		w_1	5.50	7.90	8.0	25.0	25.0	25.0
		p_1	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
		p_2	1.00	0.70	0.65	0.80	0.80	0.80
		c_1	1.69	2.13	2.00	8.75	8.75	8.75

注記＊　：括弧内の数字は，地下水位以浅の数値を表す。

表 3－6　地盤の解析用物性値（非液状化層）

パラメータ			新期砂層・沖積層	古安田層			
			沖積層上部（シルト質）	A3c 層	A3al 層	A2c 層	A2al 層
物理特性	密度	ρ (g/cm^3)	1.66	1.70	1.81	1.80	1.88
	間隙率	n	0.61	0.57	0.52	0.52	0.48
変形特性	動せん断弾性係数	G_{ma} (kN/m^2)	5.50×10^4	1.09×10^5	9.57×10^4	1.39×10^5	1.61×10^5
	基準平均有効拘束圧	σ_{ma}' (kN/m^2)	170.0	60.0	94.0	140.0	170.0
	ポアソン比	ν	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
	減衰定数の上限値	h_{max}	0.136	0.114	0.162	0.110	0.147
強度特性	粘着力	c' (kN/m^2)	82.5	99.6	29.2	113.0	82.8
	内部摩擦角	ϕ' (°)	19.6	26.8	34.2	27.9	28.7

表 3－7　地盤の解析用物性値（西山層）

パラメータ			西山層	
			T.M.S.L.－33.0m 以浅	T.M.S.L.－33.0m～－90.0m
物理特性	密度	ρ (g/cm^3)	1.73	1.69
	間隙率	n	0.56	0.56
変形特性	動せん断弾性係数	G_{ma} (kN/m^2)	4.16×10^5	4.75×10^5
	基準平均有効拘束圧	σ_{ma}' (kN/m^2)	98.0	98.0
	ポアソン比	ν	0.33	0.33
	減衰定数の上限値	h_{max}	0.257	0.257
強度特性	粘着力	c (kN/m^2)	1370－5.04・Z＊	1370－5.04・Z＊
	内部摩擦角	ϕ (°)	0	0

注記＊　：Zは，標高（m）を示す。

表 3－8　マンメイドロックの解析用物性値

パラメータ			マンメイドロック
物理特性	密度	ρ (g/cm^3)	1.75
	間隙率	n	0.56
変形特性	動せん断弾性係数	G_{ma} (kN/m^2)	1.91×10^6
	基準平均有効拘束圧	σ_{ma}' (kN/m^2)	98.0
	ポアソン比	ν	0.36
	減衰定数の上限値	h_{max}	0.190
強度特性	粘着力	c (kN/m^2)	1840
	内部摩擦角	ϕ °	0.0

表 3－9　地盤改良体（無筋コンクリート）の解析用物性値

パラメータ			無筋コンクリート
物理特性	密度	ρ (g/cm^3)	2.30
変形特性	ヤング係数	E (kN/m^2)	2.20×10^7
	ポアソン比	ν	0.20

3.2.7　評価構造物諸元

(1)　評価構造物諸元と評価部位

照査を行う取水路の評価構造物諸元を表 3－10～表 3－12 に，評価部位を図 3－10～図 3－12 に示す。

表 3－10　構造物の評価部位とその仕様（Ａ－Ａ断面）

部位	仕様		材料		機能要求
	部材奥行幅 (m)	部材高 (m)	コンクリート f'_{ck} (N/mm^2)	鉄筋	
頂版	1.000	1.000	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水
右側壁	1.000	1.000	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水，貯水 *
隔壁	1.000	1.000	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水
左側壁	1.000	1.000	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水，貯水 *
底版	1.000	1.000	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水

注記＊　：海水貯留堰天端標高（T.M.S.L.-3.5m）以下の範囲

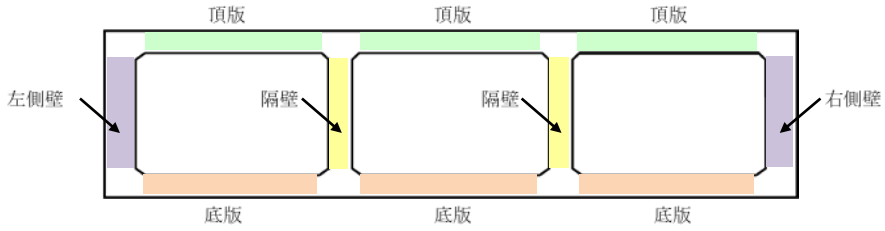


図 3－10　評価部位（Ａ－Ａ断面）

表 3－11　構造物の評価部位とその仕様（Ｂ－Ｂ断面）

部位	仕様		材料		機能要求
	部材奥行幅 (m)	部材高 (m)	コンクリート f'_{ck} (N/mm^2)	鉄筋	
頂版	1.000	1.000	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水，貯水＊
右側壁	1.000	1.000	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水，貯水＊
隔壁	1.000	1.000	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水
左側壁	1.000	1.000	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水，貯水＊
底版	1.000	1.000	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水

注記＊　：海水貯留堰天端標高（T.M.S.L.-3.5m）以下の範囲

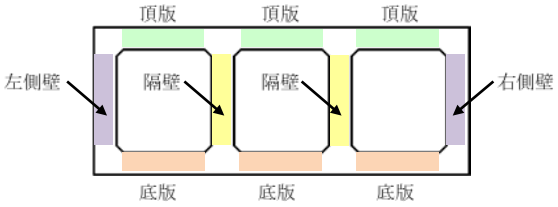


図 3－11　評価部位（Ｂ－Ｂ断面）

表 3－12　構造物の評価部位とその仕様（Ｃ－Ｃ断面）

部位	仕様		材料		機能要求
	部材奥行幅 (m)	部材高 (m)	コンクリート f'_{ck} (N/mm^2)	鉄筋	
頂版	1.000	1.300	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水
右側壁	1.000	1.300	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水，貯水＊
隔壁	1.000	1.000	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水
左側壁	1.000	1.300	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水，貯水＊
底版	1.000	1.300	23.5	SD35 (SD345 相当)	通水

注記＊　：海水貯留堰天端標高（T.M.S.L.-3.5m）以下の範囲

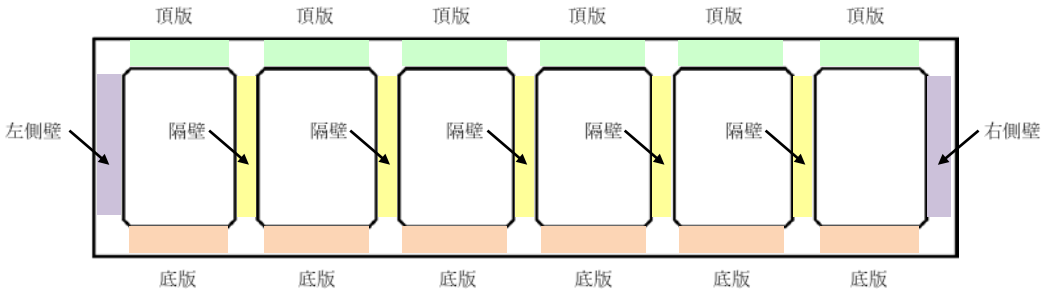


図 3－12　評価部位（Ｃ－Ｃ断面）

(2)　取水路の機能要求の考え方

「(1)　評価構造物諸元と評価部位」の各表に記載した取水路の機能要求について，その考え方を以下に記載する。なお，取水路には，間接支持するＳクラス設備はない。

a.　通水機能

取水路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 3－13～図 3－15 に通水機能を要求する部材の範囲を図示する。

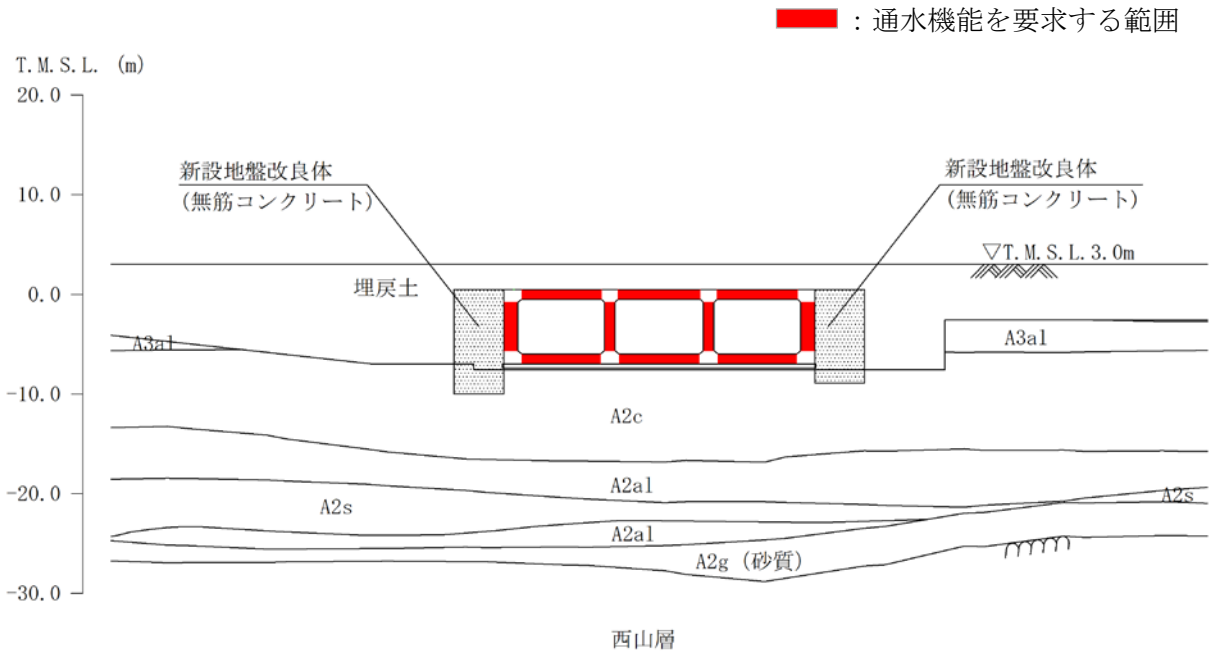


図 3－13　通水機能を要求する範囲（Ａ－Ａ断面）

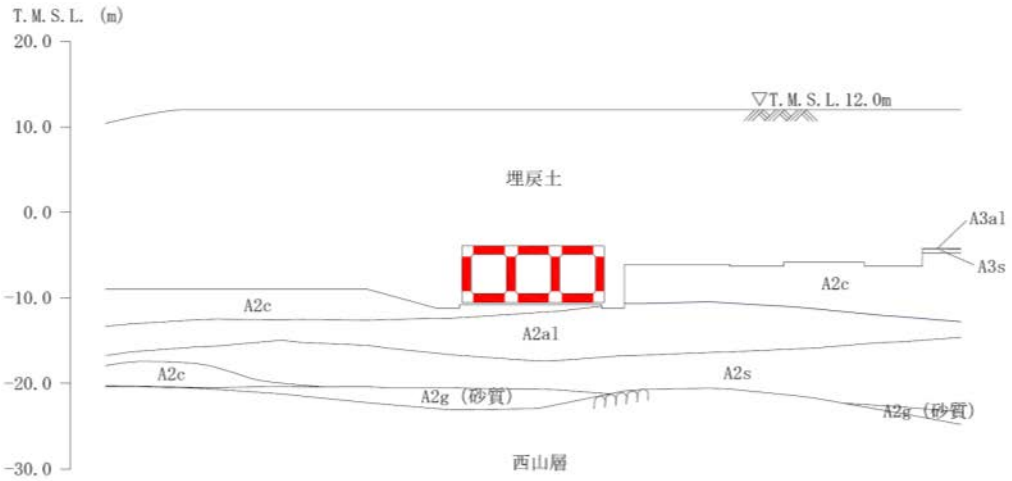


図 3－14　通水機能を要求する範囲（Ｂ－Ｂ断面）

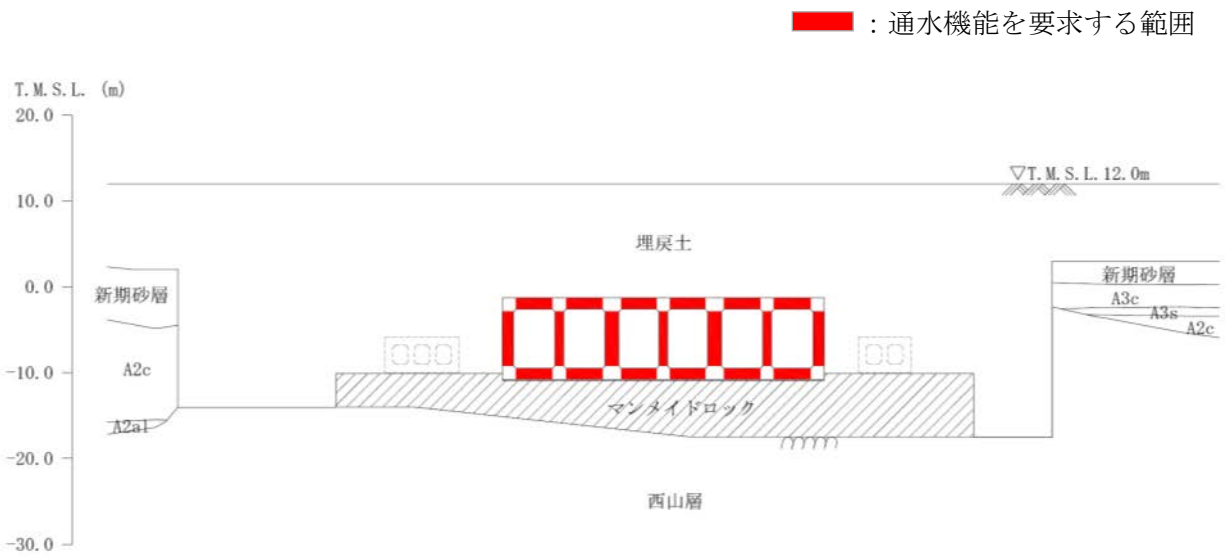


図 3－15　通水機能を要求する範囲（Ｃ－Ｃ断面）

b.　貯水機能

取水路における貯水機能は，津波時の引き波時を想定した要求性能であるため，海水貯留堰天端標高(T.M.S.L.-3.5m)以下の頂版及び側壁を対象とする。

ここで，取水路の周辺地盤の地下水位は常時は海水面付近にあると想定され，津波時の引き波による海水面低下が起きても，引き波の継続時間は最大約 16 分と短時間の現象評価されているため，取水路の内水位よりも周辺地盤の地下水位の方が高い状態にあることから，取水路内の貯留水は地盤へ流出する可能性は低いものと考えられる。また，一部の側壁の側方には浮上り対策のためのセメント改良による透水性の低い地盤改良体を設置していることからも，取水路内の貯留水は地盤に流出する可能性は低いものと考えられるが，当検討では側壁の健全性により貯留機能を担保することとする。

なお，底版については，スクリーン室全区間で透水係数の小さい粘性土（A2c 層）若しくはマンメイドロックに接していることから，貯水機能を要求する範囲の対象外とする。

図 3－16～図 3－18 に貯水機能を要求する部材の範囲を示す。

また，鉄筋コンクリート部材以外に貯留性能が要求される部材としては，ブロック間に設置している耐震ジョイントが挙げられる。耐震ジョイントの地震前後の健全性については，（参考資料 2）に示す。

引き波の継続時間の詳細は，V-1-1-3-2「津波への配慮に関する説明書」に示す。

：貯水機能を要求する範囲

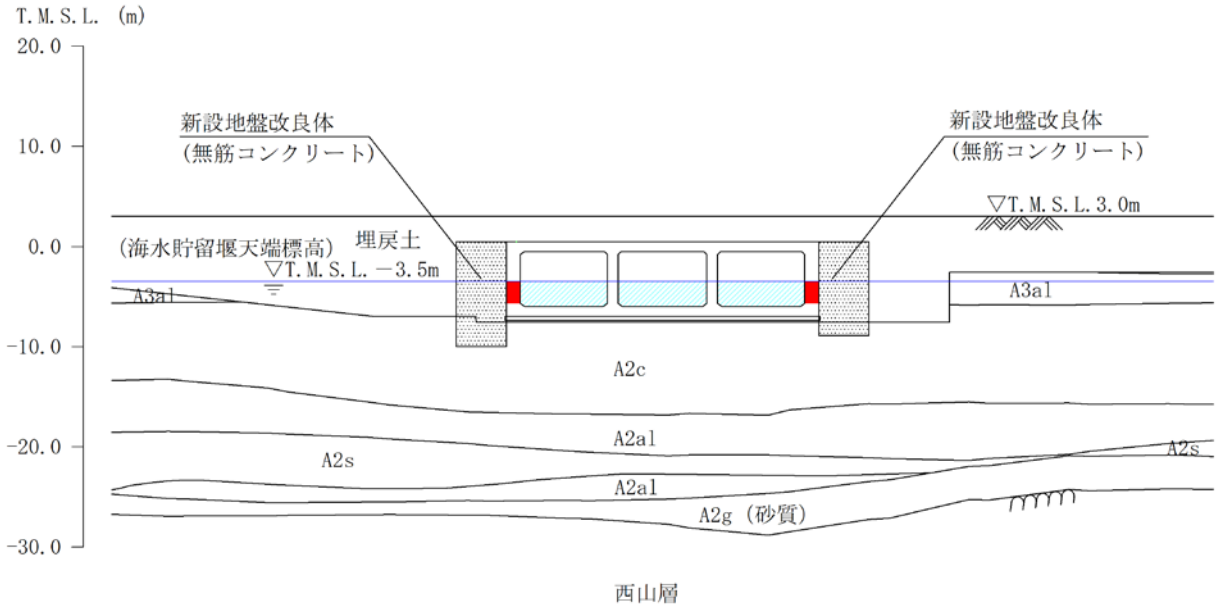


図 3－16　貯水機能を要求する範囲（Ａ－Ａ断面）

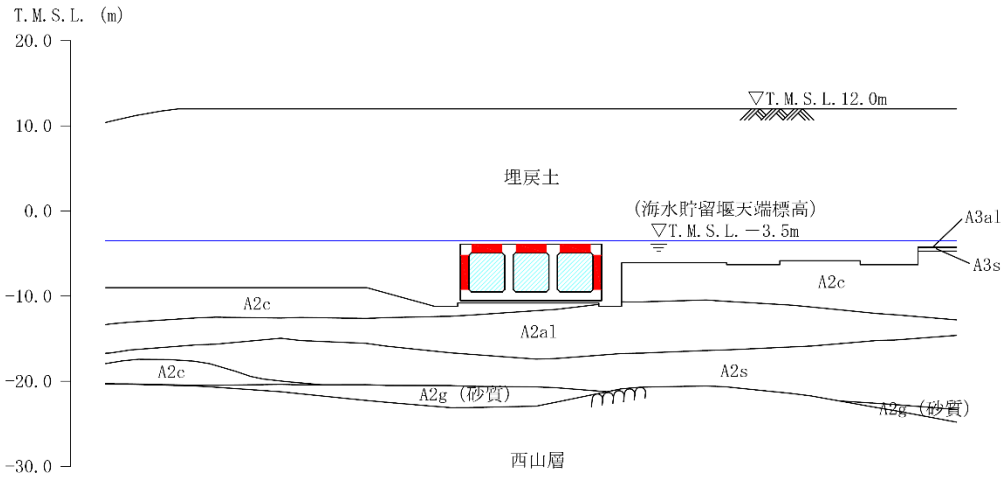


図 3－17　貯水機能を要求する範囲（Ｂ－Ｂ断面）

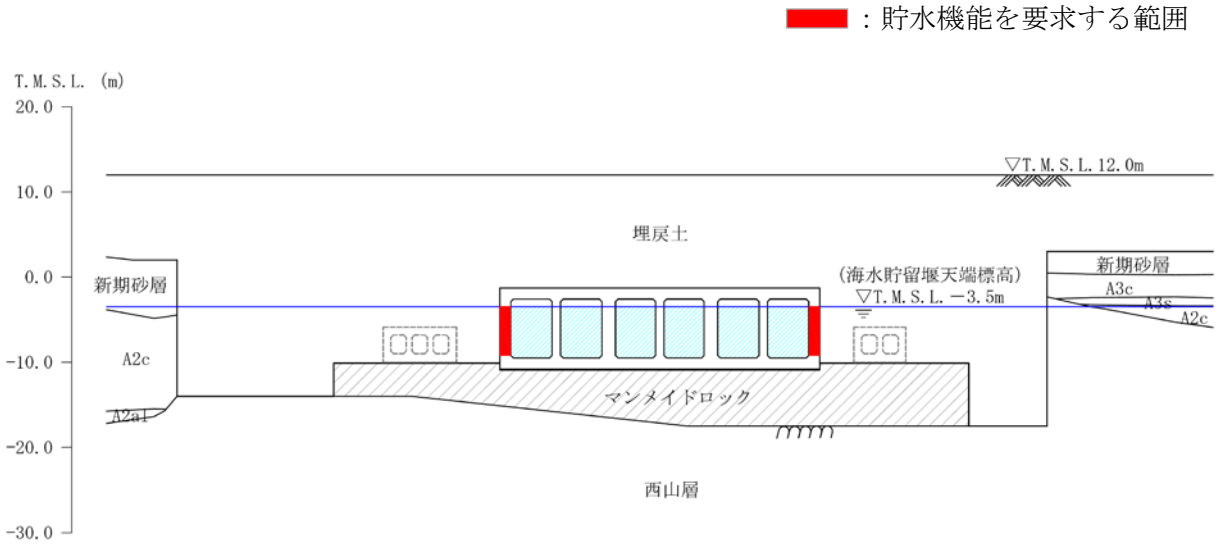


図 3－18　貯水機能を要求する範囲（Ｃ－Ｃ断面）

3.2.8　地下水位

地下水位は，Ⅴ-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，Ａ－Ａ断面はT.M.S.L.3.0m（地表面）に，Ｂ－Ｂ断面はT.M.S.L.5.0mに，Ｃ－Ｃ断面はT.M.S.L.8.0mに設定する。

3.2.9　地震応答解析手法

取水路の地震応答解析は，地盤と構造物の相互作用を考慮できる２次元有限要素法を用いて，基準地震動Ｓｓ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て行う。構造部材については，はり要素を用いることとし，非線形特性についてはコンクリートのM-φ関係を適切にモデル化する。また，地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に，地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと，地盤のせん断応力は上限値に達し，それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また，地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって，耐震評価における有効応力解析では，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら２つの特徴を表現できる双曲線モデル（H-Dモデル）を選定する。

地震応答解析については，解析コード「ＦＬＩＰ　Ver.7.4.1」を使用する。地震応答解析手法の選定フローを図 3－19に示す。

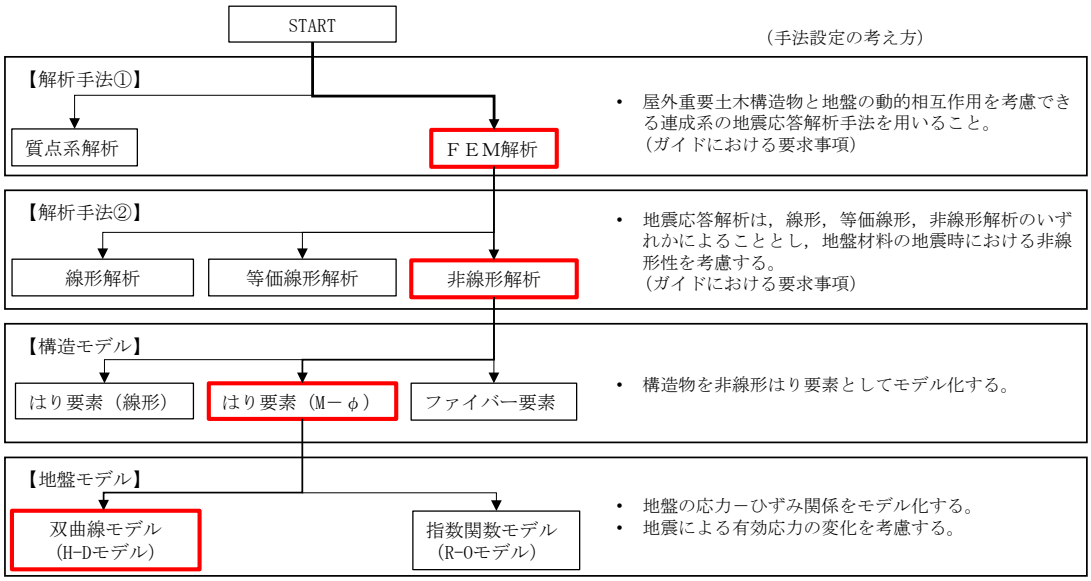


図 3－19　地震応答解析手法の選定フロー

3.2.10　地震応答解析モデルの設定

(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ＪＥＡＧ４６０１-1987 を参考に，図 3－20 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍程度，モデル高さを構造物幅の 2 倍程度とする。

なお，解析モデルの境界条件は，側面及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，地盤の波動をなめらかに表現するために，最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度Ｖｓで算定される波長の 5 又は 4 分割，すなわちＶｓ/100 又はＶｓ/80 を考慮し，要素高さを 0.5～1m 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，線材モデルの要素分割については，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 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し，部材の断面厚さ又は有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。

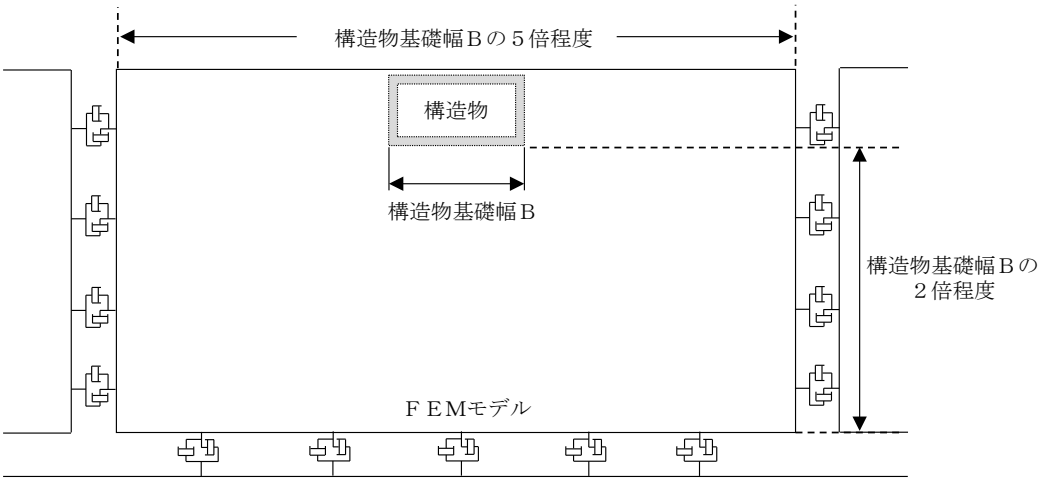


図 3－20　モデル範囲の考え方

２次元有効応力解析モデルは，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層構成を有する１次元地盤モデルである。２次元有効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 3－21 に示す。また，取水路周辺の地質断面図を図 3－22～図 3－24 に示す。

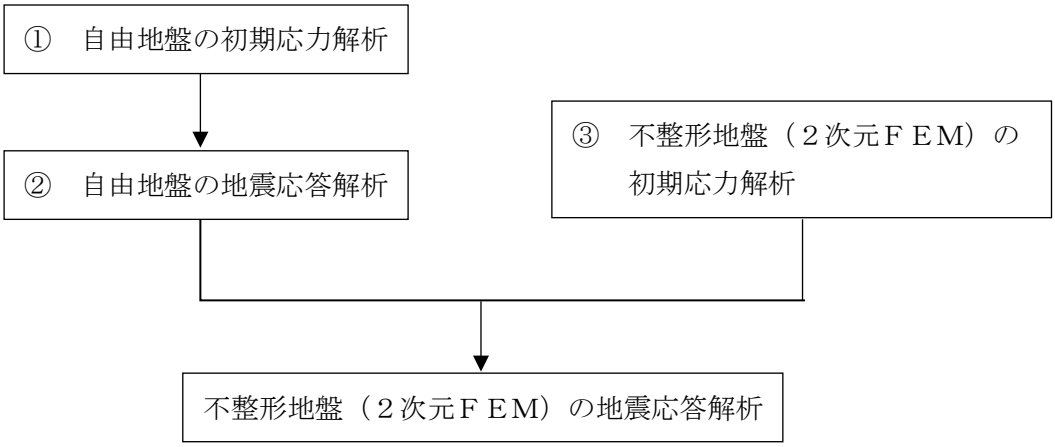
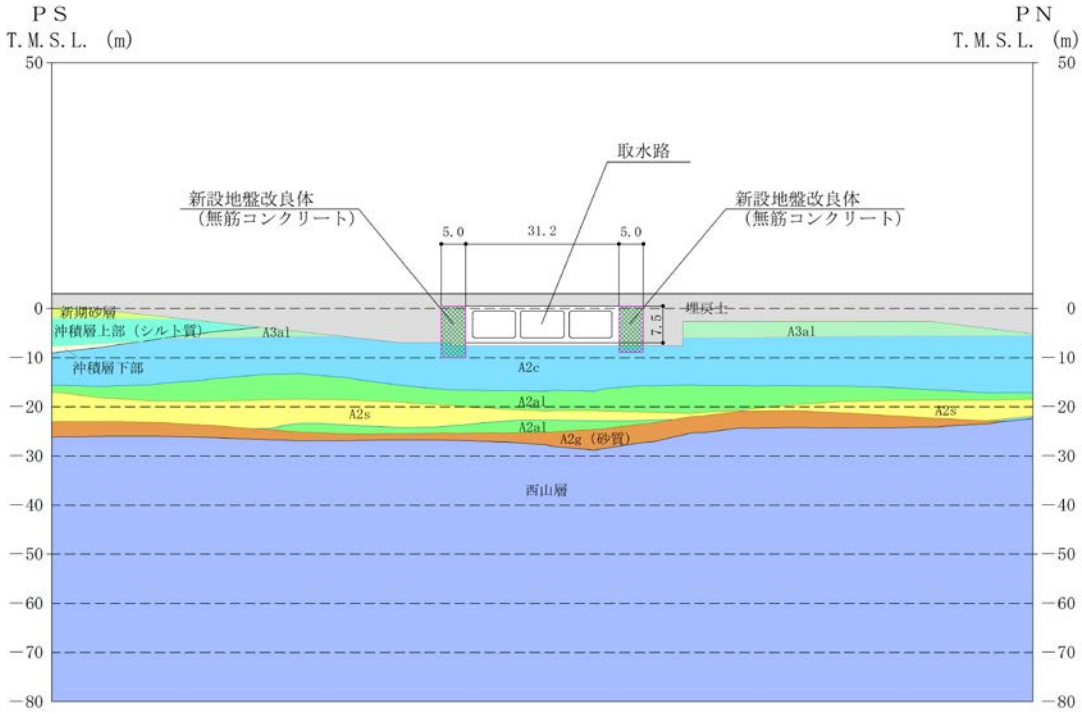
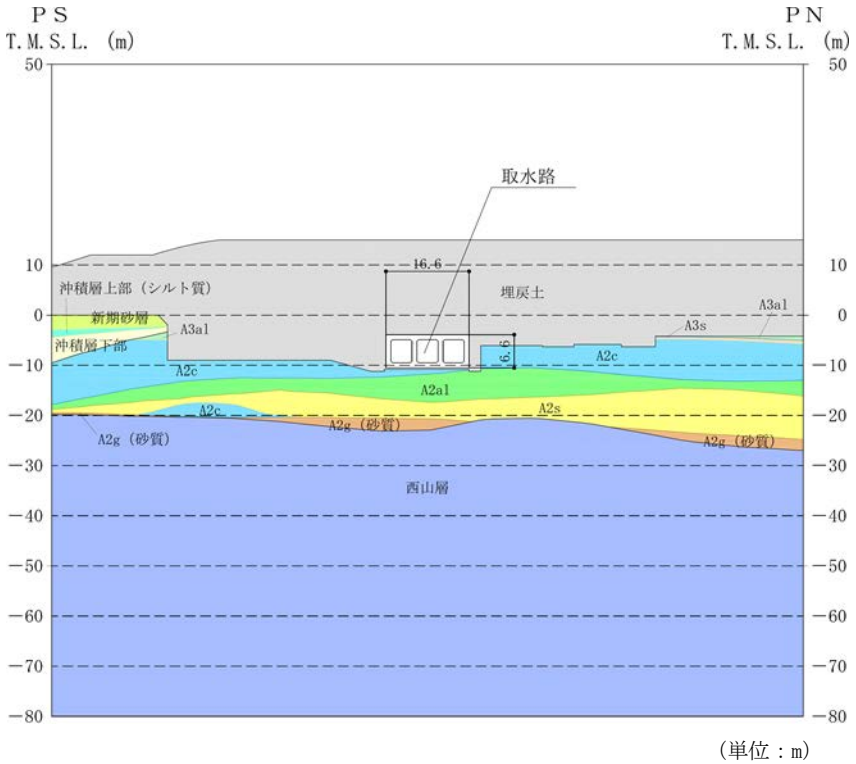


図 3－21 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（２次元ＦＥＭ）の地震応答解析までのフロー



（単位：m）

図 3－22　取水路の地質断面図（A－A断面）



（単位：m）

図 3－23　取水路の地質断面図（B－B断面）

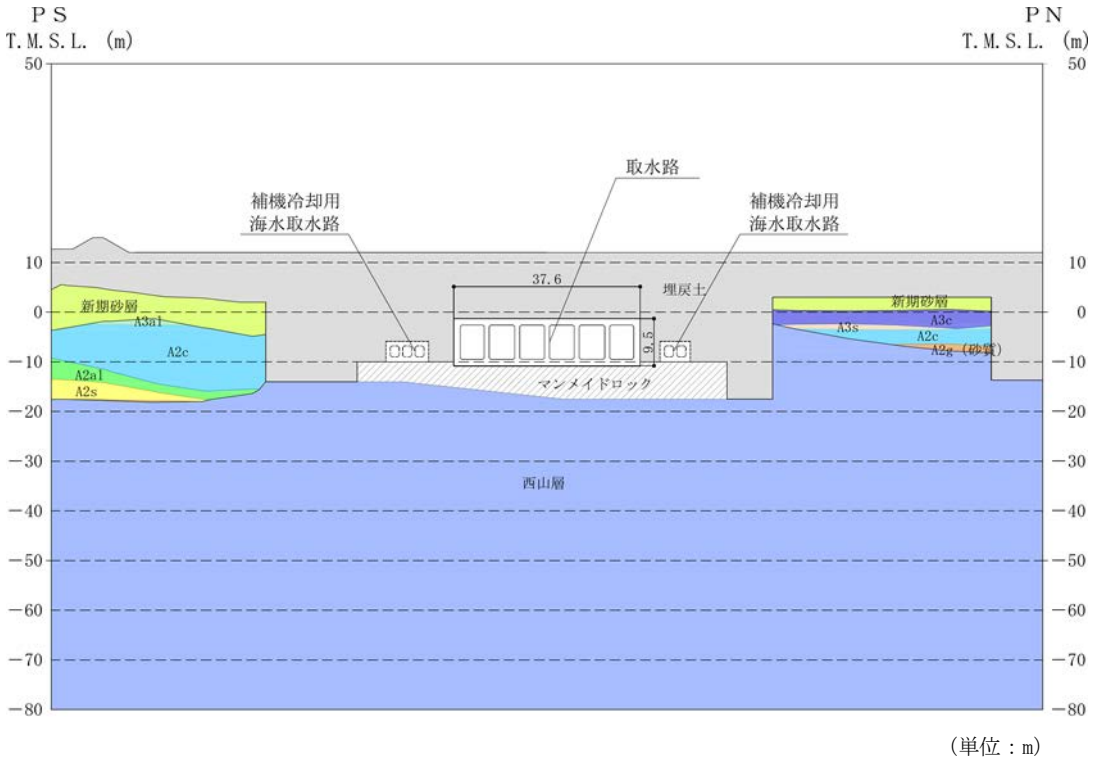


図 3－24　取水路の地質断面図（Ｃ－Ｃ断面）

(2) 境界条件

a. 初期応力解析時

初期応力解析は，地盤や構造物の自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。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 3－25 に示す。

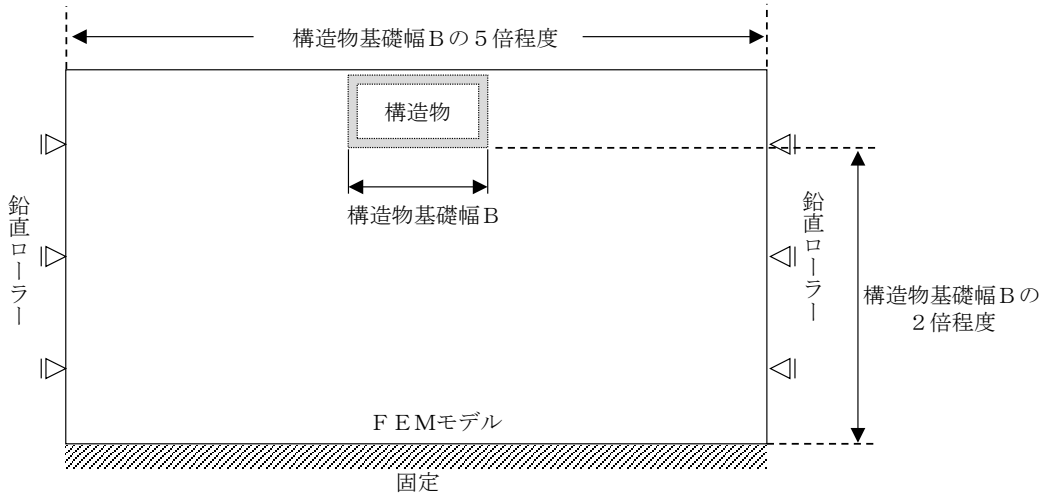


図 3－25　初期応力解析における境界条件の概念図

b.　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。取水路の地震応答解析モデルを図 3－26～図 3－28 に示す。

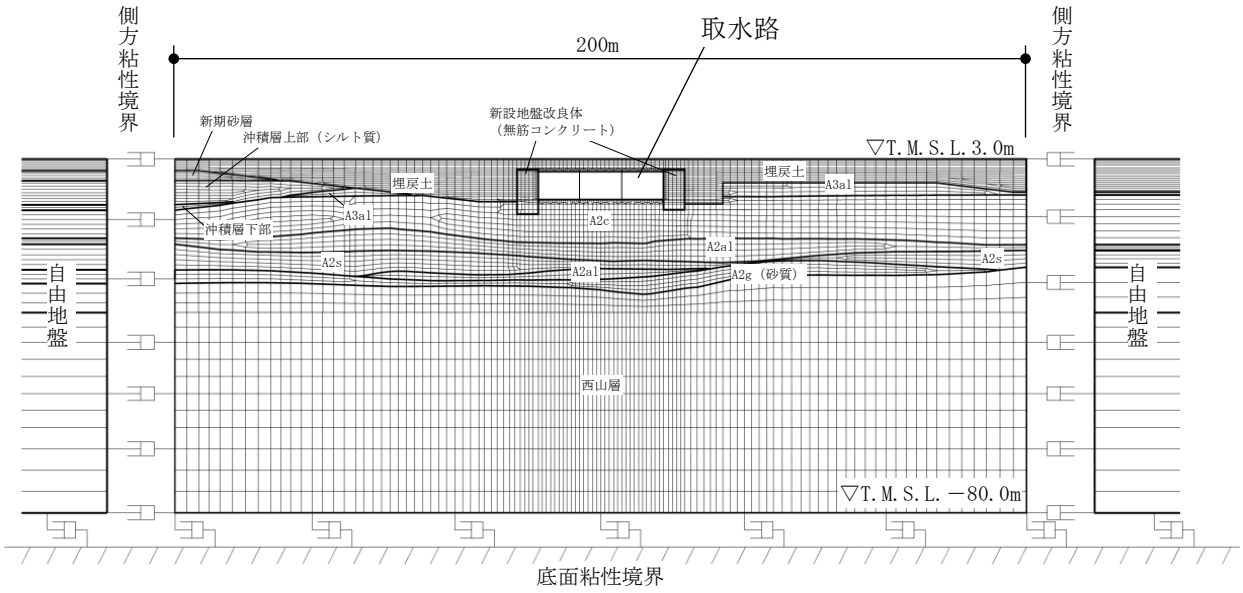


図 3－26　取水路の地震応答解析モデル（Ａ－Ａ断面）

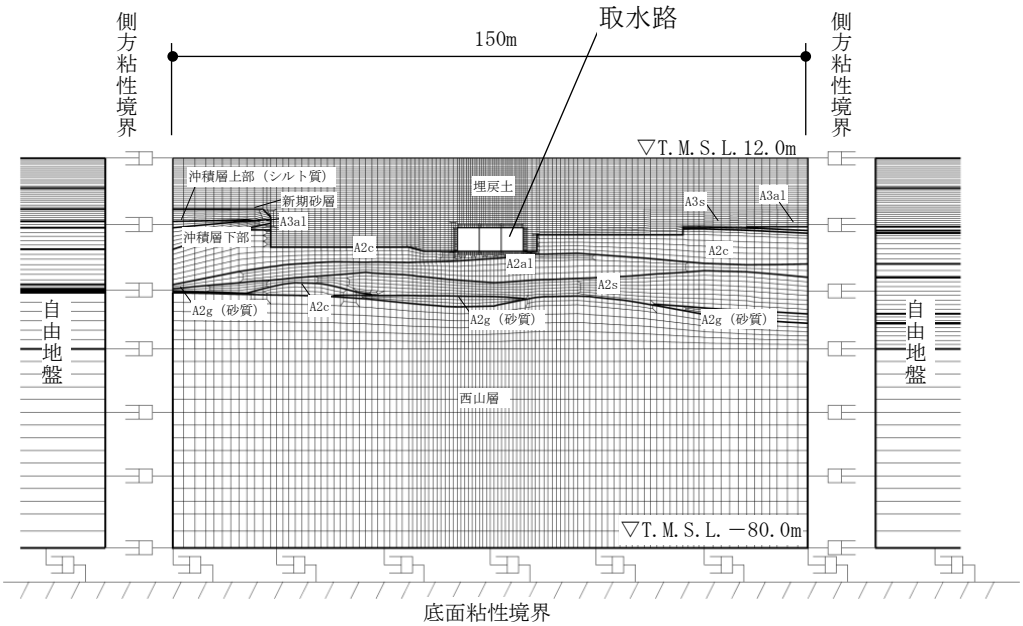


図 3－27　取水路の地震応答解析モデル（Ｂ－Ｂ断面）

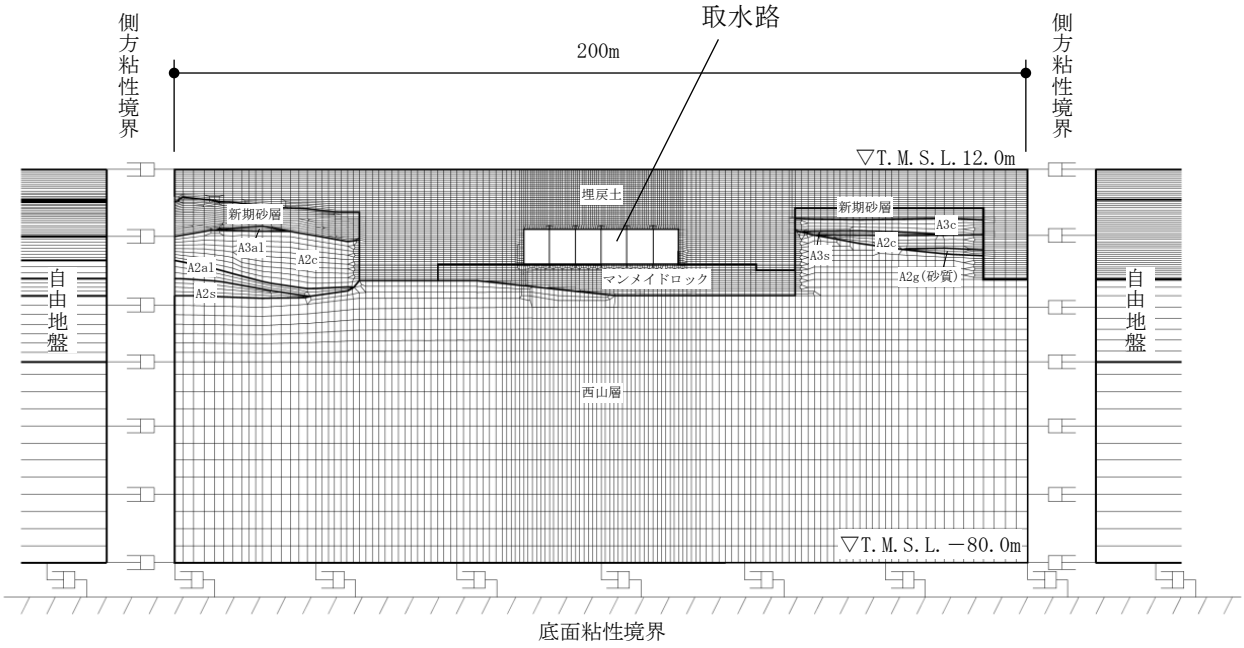


図 3－28　取水路の地震応答解析モデル（Ｃ－Ｃ断面）

(3)　構造物のモデル化

取水路の各断面では，構造部材として考慮する側壁，隔壁，底版，頂版を非線形はり要素でモデル化する。

それぞれの非線形はり要素の交点には，コンクリート標準示方書に基づき剛域を設ける。

取水路の各断面の解析モデルにおける構造物部分の拡大図を，図 3－29～図 3－31 に示す。

構造部材は，単位奥行幅（1.0m）としてモデル化する。

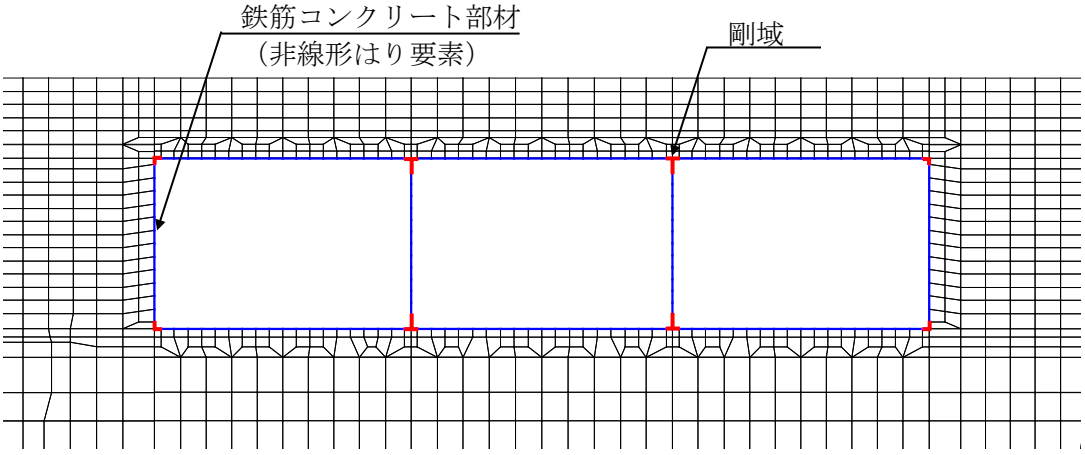


図 3－29　取水路の解析モデル（構造物部分拡大部，Ａ－Ａ断面）

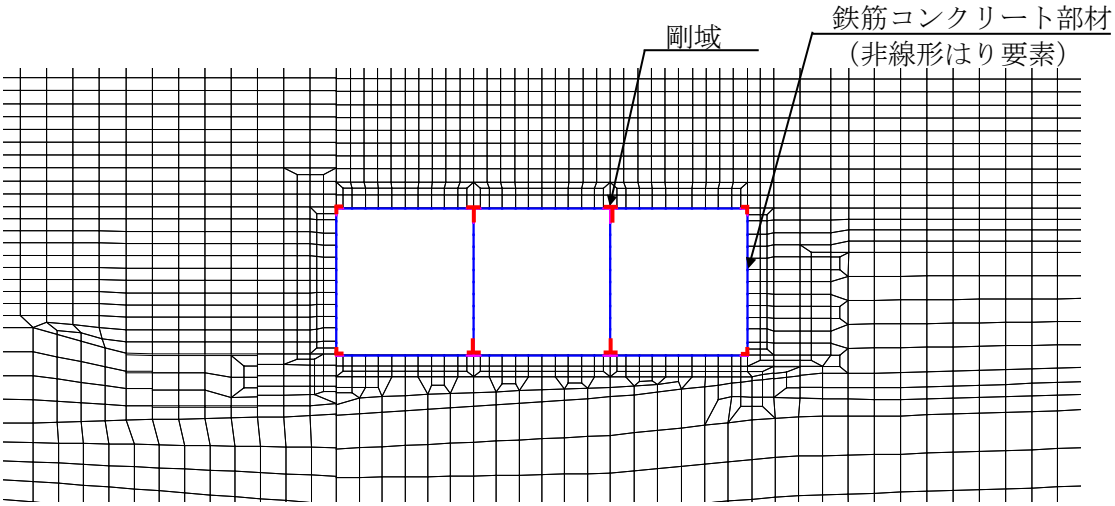


図 3－30　取水路の解析モデル（構造物部分拡大部，Ｂ－Ｂ断面）

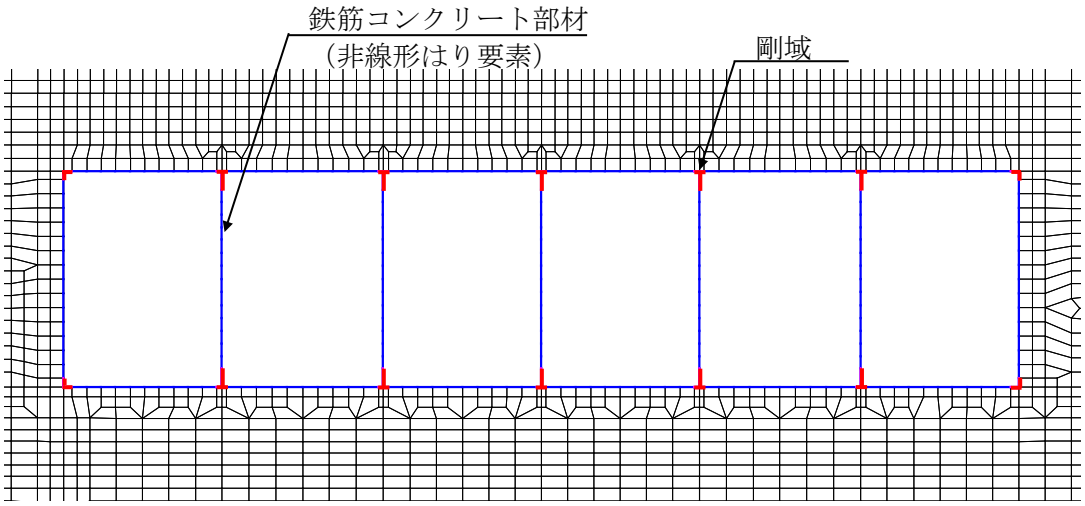


図 3－31　取水路の解析モデル（構造物部分拡大部，Ｃ－Ｃ断面）

(4)　地盤及びマンメイドロックのモデル化

地盤及びマンメイドロックはマルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(5)　地盤改良体のモデル化

Ａ－Ａ断面の地盤改良体（無筋コンクリート）は，線形平面要素によりモデル化し，線形弾性体として考慮する。

(6)　ジョイント要素の設定

「地盤と構造物」,「地盤改良体と構造物」,「マンメイドロックと構造物」及び「地盤と地盤改良体」との接合面にジョイント要素を設けることにより，地震時の接合面における剥離及びすべりを考慮する。なお,「マンメイドロックと岩盤」との接合面については，マンメイドロックは，西山層と同等以上の力学特性を有する置き換え材料と設計されており，著しい剛性差がないことを踏まえ，ジョイント要素は配置しない。

ジョイント要素は，隣接する要素と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，常時の圧縮荷重以上の引張荷重が生じた場合，剛性及び応力を零とし，剥離を考慮する。せん断方向については，各要素間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，せん断剛性を零とし，すべりを考慮する。

なお，せん断強度τ_fは，次式により規定される。

$$\tau_f = c_B + \sigma' \tan\phi_B$$

ここで,

σ'　：要素間の直応力

c_B　：付着力

ϕ_B　：摩擦角

要素間の付着力c_B，摩擦角ϕ_Bは，表 3－13 に示す道路橋示方書の設定を参考に，表 3－14 のとおりに設定する。周辺地盤の粘着力 c，内部摩擦角ϕは，V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，表 3－15 のとおりに設定する。

表 3－13　道路橋示方書における摩擦力ϕ_Bと付着力c_B

条　　件	摩擦角ϕ_B（摩擦係数 $\tan\phi_B$）	付着力 c_B
土とコンクリート	$\phi_B = \frac{2}{3}\phi$	$c_B = 0$
土とコンクリートの間に栗石を敷く場合	$\tan\phi_B = 0.6$, $\phi_B = \phi$ } の小さい方	$c_B = 0$
岩とコンクリート	$\tan\phi_B = 0.6$	$c_B = 0$
土と土又は岩と岩	$\phi_B = \phi$	$c_B = c$

ただし，ϕ：支持地盤のせん断抵抗角（°）　c：支持地盤の粘着力（kN/m²）

（道路橋示方書より引用）

表 3－14　要素間の付着力 c_B と摩擦角 ϕ_B

条件	付着力 c_B (kN/m^2)	摩擦角 ϕ_B (°)
地盤と構造物	0	2/3 ϕ
地盤改良体 *1 と構造物	0	31
マンメイドロック *1 と構造物	0	31
地盤と地盤改良体 *2	c	ϕ

注記＊1：地盤改良体及びマンメイドロックは，その性状から道路橋示方書における岩とみなす。
＊2：地盤と地盤改良体の付着力と摩擦角は，地盤の c，ϕ を適用する。

表 3－15　周辺地盤の粘着力 c と内部摩擦角 ϕ

地質区分	粘着力 c (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ (°)
埋戻土	0.0 (9.6) *1	35.9 (34.8) *1
A2c 層	113.0	27.9
西山層	1370-5.04Z *2	0.0
マンメイドロック	1840.0	0.0

注記＊1 ：括弧内の数字は，地下水位以浅の数値を表す。
＊2 ：Z は，標高（m）を示す。

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大きい値として，港湾構造物設計事例集（上巻）（沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）に従い，表 3－16 の通り設定する。ジョイント要素の力学特性を図 3－32 に，ジョイント要素の配置を図 3－33 に示す。

表 3－16　ジョイント要素のばね定数

対象	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

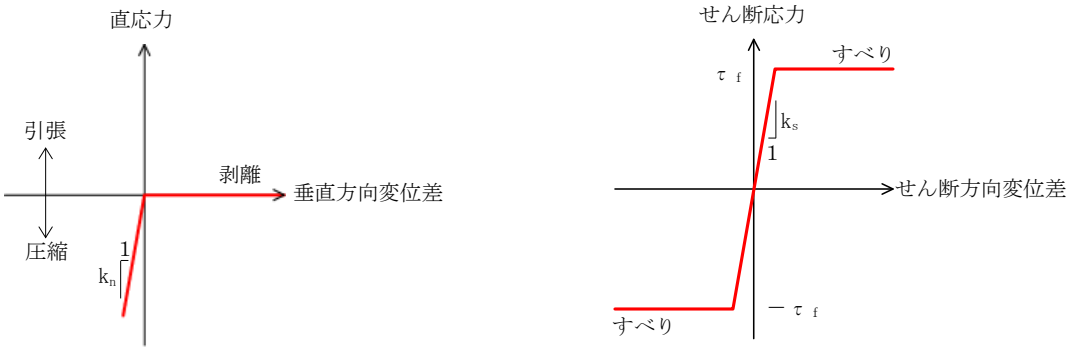
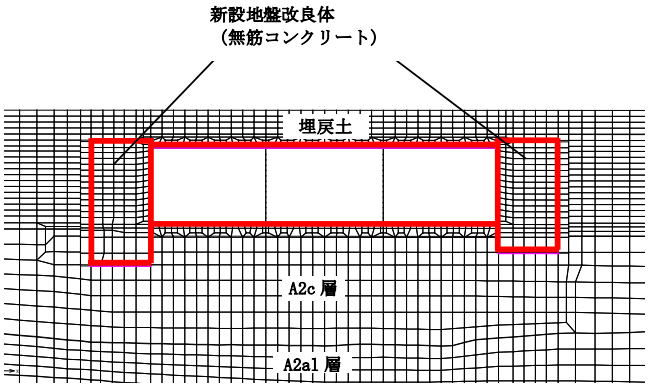
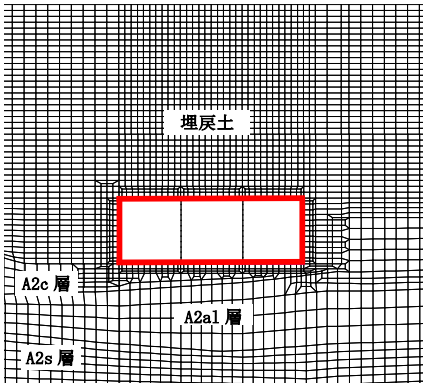


図 3－32　ジョイント要素の力学特性

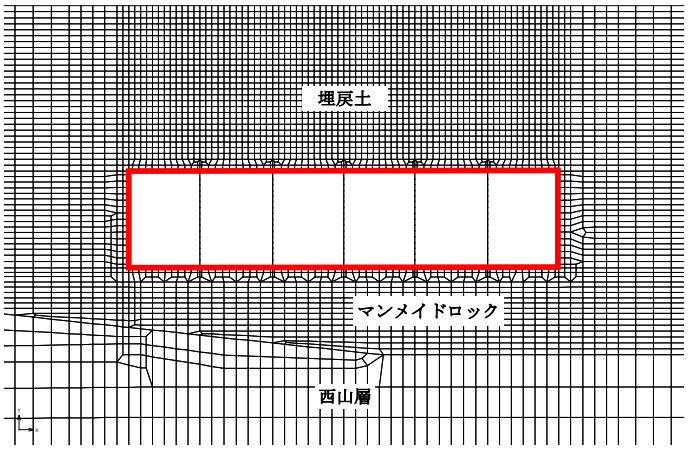
：ジョイント要素



（Ａ－Ａ断面）



（Ｂ－Ｂ断面）



（Ｃ－Ｃ断面）

図 3－33　ジョイント要素の配置

(7)　材料特性の設定

鉄筋コンクリート部材は非線形はり要素を用いてモデル化する。非線形特性の設定においては，コンクリート及び鉄筋について，それぞれの非線形性を考慮する。材料の非線形特性はコンクリート標準示方書に基づき設定する。

部材の非線形特性は以下のとおりである。

図 3－34 に，鉄筋コンクリート部材におけるM－φ関係のトリリニアモデルを示す。また，コンクリート及び鉄筋の応力－ひずみ曲線を図 3－35 及び図 3－36 に示す。なお，復元力特性は，図 3－37 に示す修正武田モデルを適用する。

有効応力解析コード「ＦＬＩＰ　Ver.7.4.1」における当該非線形特性では，地震時における部材の軸力は一定とされることから，常時応力解析により各部材に発生する軸力にて当該非線形特性を設定する。軸力変動が部材の非線形特性に及ぼす影響については，（参考資料 3）に示す。

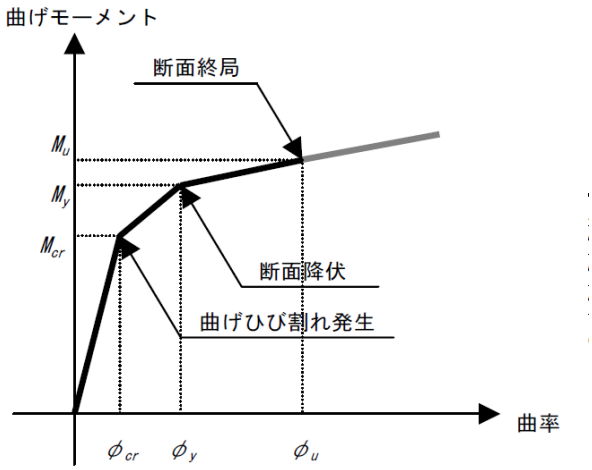


図 3－34　M－φ関係のトリリニアモデル（鉄筋コンクリート部材）

（土木学会マニュアルより引用）

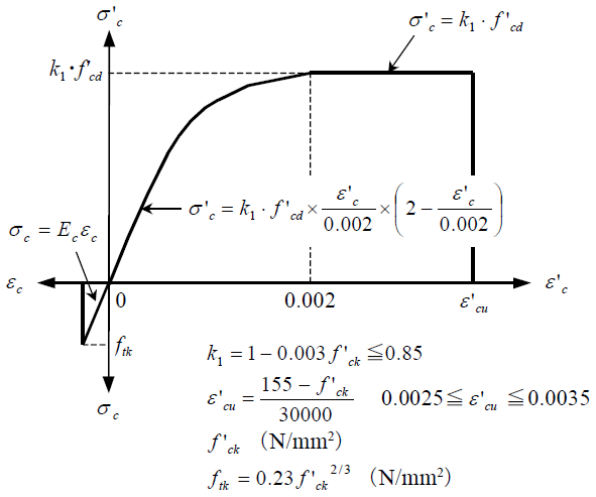


図 3－35　コンクリートの応力－ひずみ曲線

（土木学会マニュアルより引用）

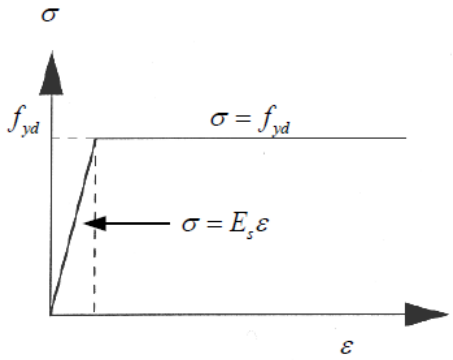


図 3－36　鉄筋の応力－ひずみ曲線

（土木学会マニュアルより引用）

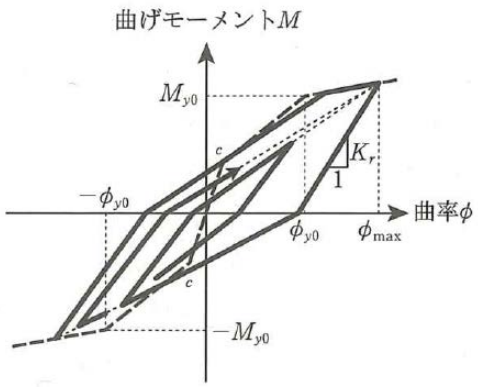


図 3－37　鉄筋コンクリート部材の履歴特性（修正武田モデル）

（道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（平成 14 年 3 月）より引用）

3.2.11　減衰定数

減衰定数は，KK7 補足－027－1「資料 1　屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に基づき設定する。

3.2.12　荷重の組合せ

耐震評価にて考慮する荷重は，通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し，それぞれを組み合せて設定する。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，取水路には荷重として考慮すべき機器・配管は存在しない。

積雪荷重については，取水路が地中に埋設された構造物であることを考慮すると，構造物に与える影響は軽微であると判断し，地震力を組合せる荷重としては除外した。

なお，取水路は地中に埋設された構造物であることから，運転時の異常な過度変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないため，当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また，重大事故等対処時においても，地中で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため，設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。

荷重の組合せを表 3－17 に示す。

表 3－17　荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法の概要
永久荷重	固定荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づき，対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する
		機器・配管自重	－	・機器・配管はないことから，考慮しない
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定する
		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算定する
	外水圧		○	・解析断面の地下水位（T.M.S.L.3.0m，T.M.S.L.5.0m，T.M.S.L.8.0m）に応じた静水圧を設定する ・地下水の密度を考慮する
	内水圧		○	・T.M.S.L.1.0m*に応じた静水圧を設定する ・海水の密度を考慮する
	雪荷重		－	・埋設構造物であるため，積雪を考慮しない
偶発荷重（地震荷重）		水平地震動	○	・基準地震動Ｓｓによる水平・鉛直同時加振を考慮する ・躯体，動土圧を考慮する
		鉛直地震動	○	
		動水圧	○	・水位条件及び密度は，永久荷重のうち内水圧と同様とする ・地震時動水圧を付加質量により考慮する

注記＊：内水圧の水位は，朔望平均満潮位 T.M.S.L.0.49m に対し，保守性を考慮し T.M.S.L.1.0m とする。（共通条件：スクリーン室，取水路，補機冷却用海水取水路）

(1)　外水圧

外水圧は，地下水位に応じた静水圧を設定する。地下水位は，V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，Ａ－Ａ断面を T.M.S.L.3.0m に，Ｂ－Ｂ断面を T.M.S.L.5.0m に，Ｃ－Ｃ断面を T.M.S.L.8.0m として設定する。設定の際は，地下水の密度として，1.00g/cm^{3}を考慮する。

(2)　内水圧

取水路の内部には，朔望平均満潮位 T.M.S.L.0.49m に対して保守的に設定した T.M.S.L.1.0m 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，1.03g/cm^{3}を考慮する。

a.　Ａ－Ａ断面（漸縮部）

Ａ－Ａ断面における内水圧図を図 3－38 に示す。

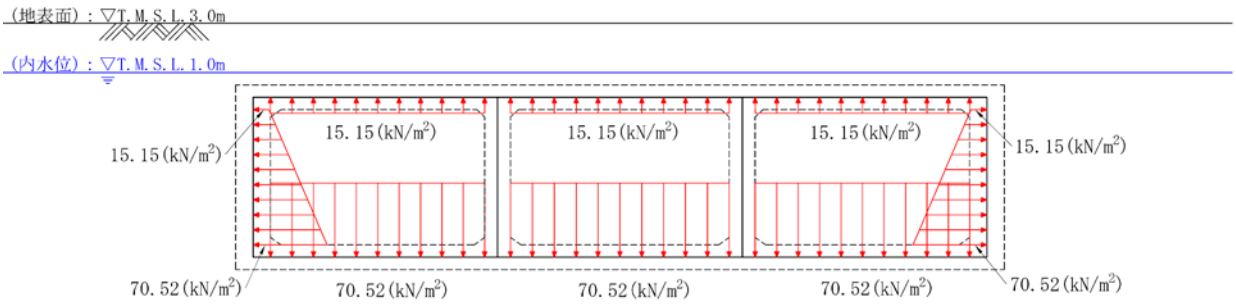


図 3－38　内水圧図（Ａ－Ａ断面）

b.　Ｂ－Ｂ断面（一般部）

Ｂ－Ｂ断面における内水圧図を図 3－39 に示す。

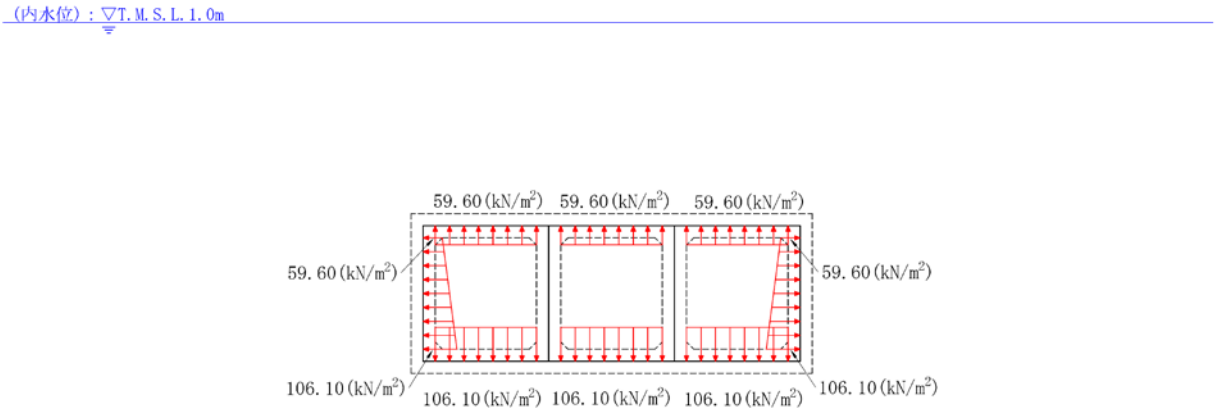


図 3－39　内水圧図（Ｂ－Ｂ断面）

c.　Ｃ－Ｃ断面（漸拡部）

Ｃ－Ｃ断面における内水圧図を図 3－40 に示す。

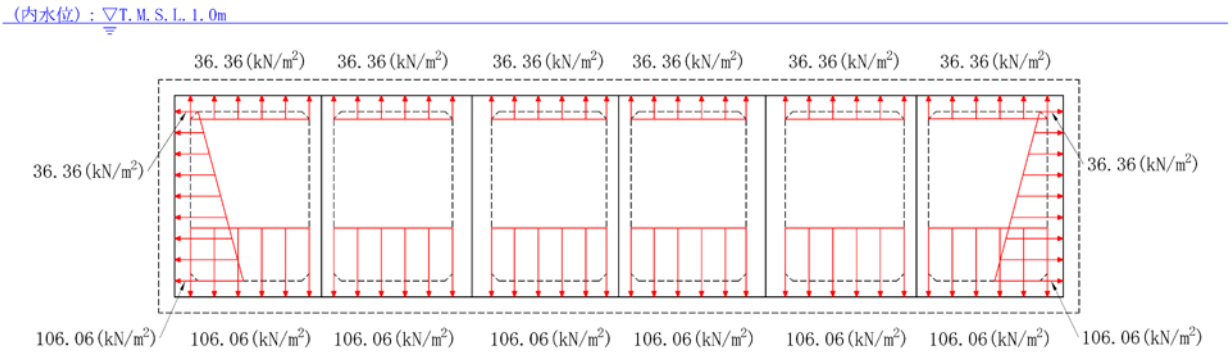


図 3－40　内水圧図（Ｃ－Ｃ断面）

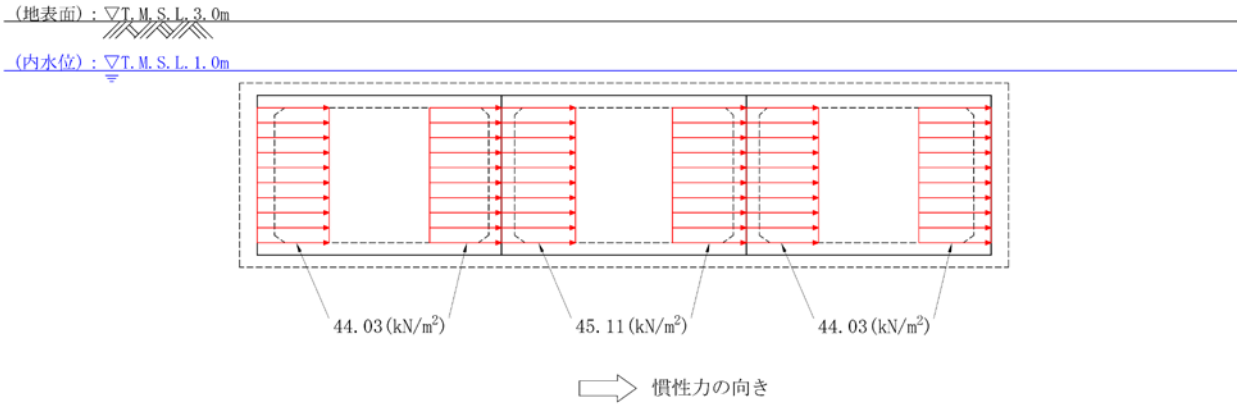
(3)　動水圧

取水路の内部には，朔望平均満潮位 T.M.S.L.0.49m に対して保守的に設定した T.M.S.L.1.0m を水面とした動水圧を付加質量として設定し，地震時の影響を考慮する。設定の際は，海水の密度として，1.03g/cm^{3}を考慮する。

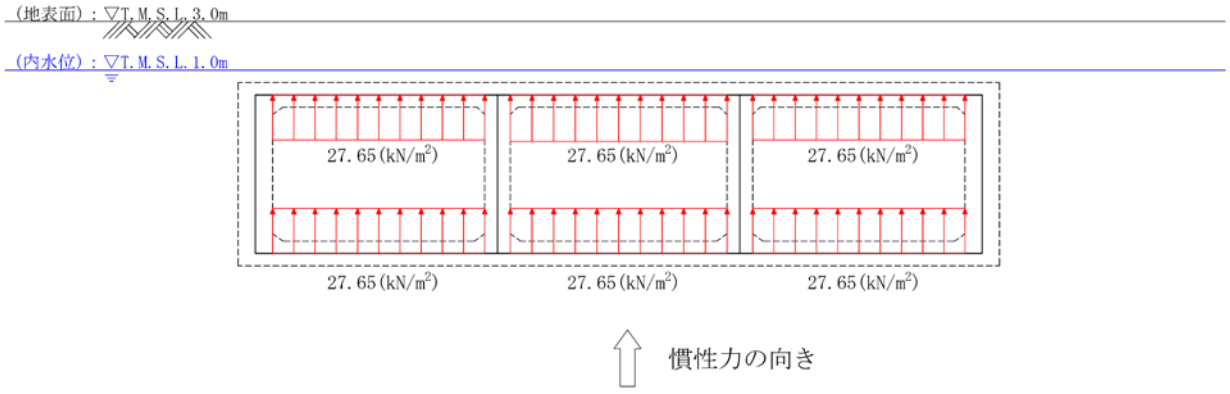
a.　Ａ－Ａ断面（漸縮部）

Ａ－Ａ断面における動水圧図を図 3－41 に示す。

Ａ－Ａ断面は満水状態で自由水面が存在しないため，付加質量を設定する際は，水平動による動水圧は左右の壁に半分ずつ等しく作用させ，鉛直動による動水圧は上下スラブに半分ずつ作用させるものとする。



(a)　水平動



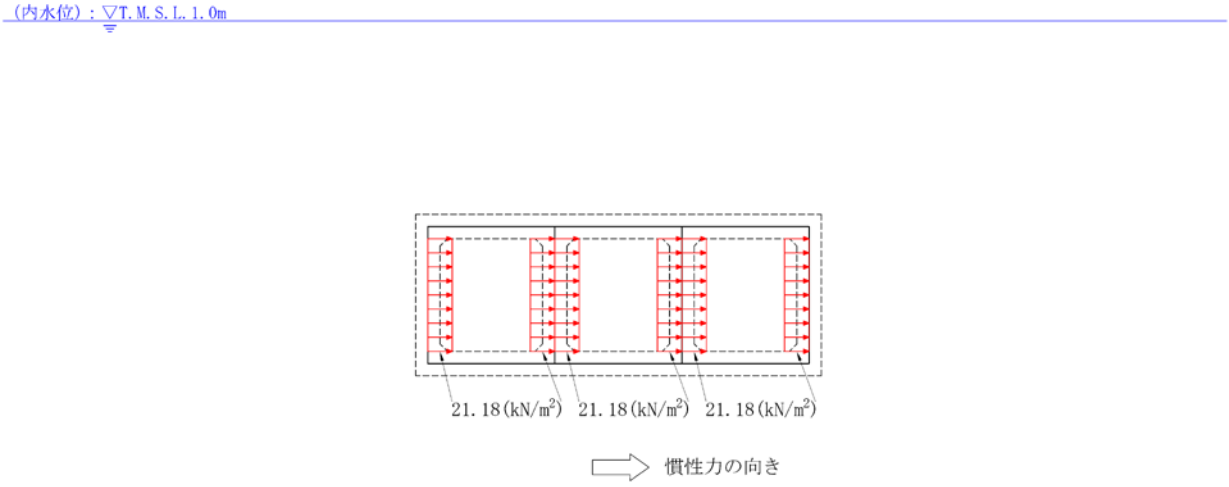
(b)　鉛直動

図 3－41　動水圧図（Ａ－Ａ断面）

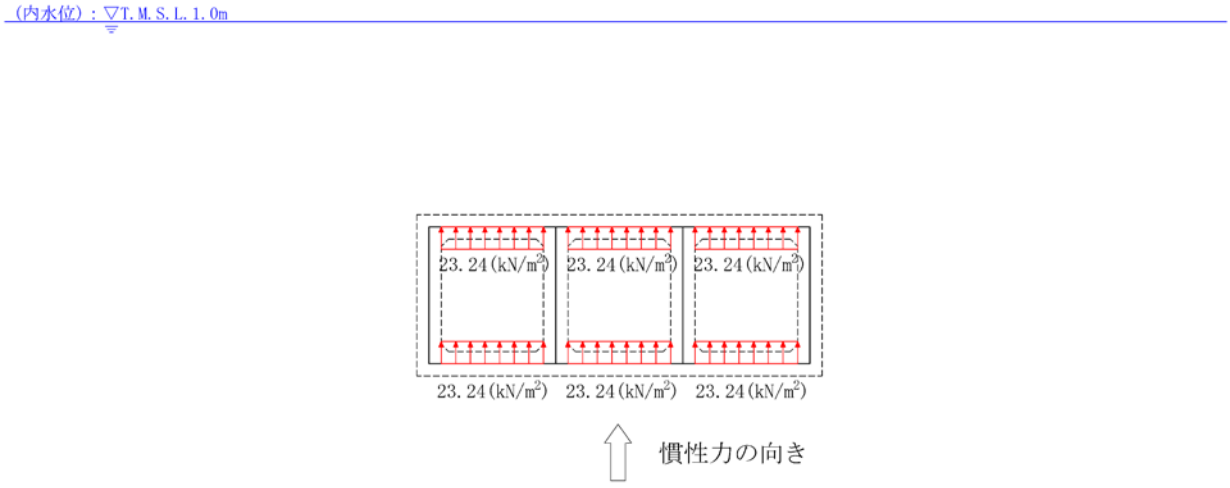
b.　Ｂ－Ｂ断面（一般部）

Ｂ－Ｂ断面における動水圧図を図 3－42 に示す。

Ｂ－Ｂ断面は満水状態で自由水面が存在しないため，付加質量を設定する際は，水平動による動水圧は左右の壁に半分ずつ等しく作用させ，鉛直動による動水圧は上下スラブに半分ずつ作用させるものとする。



(a)　水平動



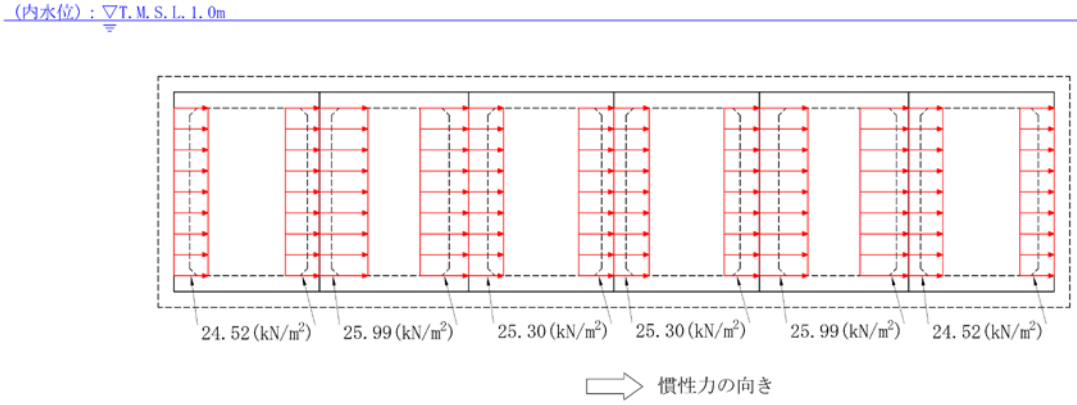
(b)　鉛直動

図 3－42　動水圧図（Ｂ－Ｂ断面）

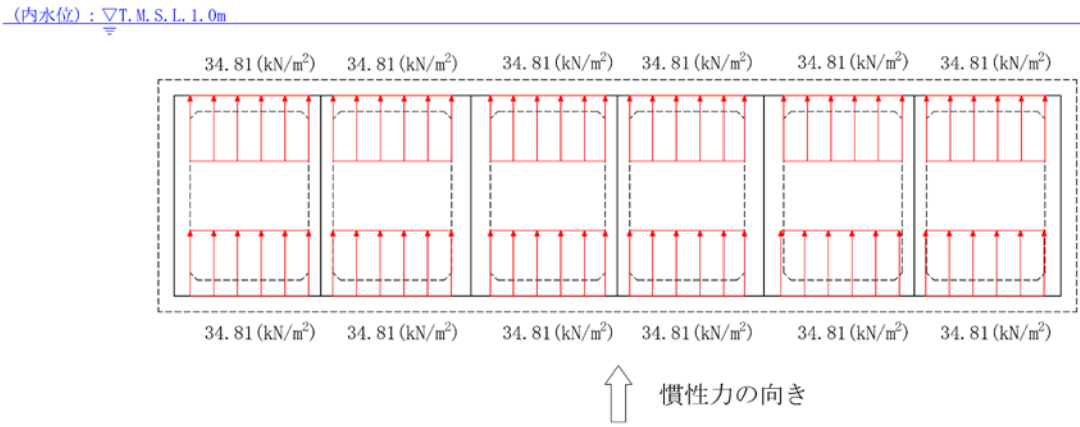
c.　Ｃ－Ｃ断面（漸拡部）

Ｃ－Ｃ断面における動水圧図を図 3－43 に示す。

Ｃ－Ｃ断面は満水状態で自由水面が存在しないため，付加質量を設定する際は，水平動による動水圧は左右の壁に半分ずつ等しく作用させ，鉛直動による動水圧は上下スラブに半分ずつ作用させるものとする。



(a)　水平動



(b)　鉛直動

図 3－43　動水圧図（Ｃ－Ｃ断面）

3.2.13　耐震評価における解析ケース

取水路は地中埋設構造物であり，支配的な損傷モードは地震時の地盤のせん断変形に伴い生じる構造部材の曲げ，せん断となる。したがって，耐震評価においてばらつきを考慮する物性値は，地盤のせん断変形を定義する初期せん断弾性係数G_0とする。

耐震評価における解析ケースを表 3－18 に示す。

地盤剛性のばらつきの影響を考慮するため，地表付近で地下水面をまたぐ地層（埋戻土及び新期砂層）のばらつきは，初期せん断弾性係数と有効拘束圧の関係から初期せん断弾性係数の標準偏差σを用いて，せん断波速度のばらつきとして設定する。地下水以深の飽和土層（沖積層及び古安田層）のばらつきは，各地層の PS 検層の結果からせん断波速度の標準偏差σを求め，せん断波速度のばらつきとして設定する。(解析ケース②，③，⑤)。

地盤の液状化強度特性は，代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮し，液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と，その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差σを用いて，液状化強度特性を（－1σ）にて設定する（解析ケース①，②，③)。

また，構造物の加速度応答に対する保守的な配慮として，地盤の非液状化の条件を仮定した解析ケースを設定する（解析ケース④，⑤)。

上記の地盤剛性及び液状化強度特性の設定を組み合わせた解析ケース（①～⑤）を実施することにより，地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

耐震評価においては，全ての基準地震動Ｓｓに対して解析ケース①（基本ケース）を実施する。また，解析ケース①において，曲げ軸力照査及びせん断力照査をはじめとした全ての評価項目について，各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い，追加解析ケースとして解析ケース②～⑤を実施する。最も厳しい地震動の選定は，照査値 1.0 に対して 2 倍の余裕となる照査値 0.5 以上を相対的に厳しい地震動の選定の目安として実施する。また，照査項目のうち構造部材のせん断力照査については，せん断破壊が脆性的な破壊形態を示すため，確実に回避しなければならない破壊形態であることから，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。

追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図 3－44 に示す。

表 3－18　耐震評価における解析ケース

解析ケース			① 基本ケース	② 地盤物性のばらつき（＋1σ）を考慮した解析ケース	③ 地盤物性のばらつき（－1σ）を考慮した解析ケース	④ 非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑤ 地盤物性のばらつき（＋1σ）を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地盤剛性の設定			地盤剛性（平均値）	地盤剛性（＋1σ）	地盤剛性（－1σ）	地盤剛性（平均値）	地盤剛性（＋1σ）
液状化強度特性の設定			液状化強度特性（－1σ）	液状化強度特性（－1σ）	液状化強度特性（－1σ）	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震動（位相）	Ss-1	＋＋*	実施				
		＋－*	実施				
		－＋*	実施				
		－－*	実施				
	Ss-2		実施				
	Ss-3	＋＋*	実施				
		＋－*	実施				
		－＋*	実施				
		－－*	実施				
	Ss-4		実施				
	Ss-5		実施				
	Ss-6		実施				
	Ss-7		実施				
	Ss-8	＋＋*	実施				
		－＋*	実施				

全ての基準地震動Ｓｓに対して実施する①の解析ケース（基本ケース）において，せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての照査項目について，各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い，②～⑤より追加解析ケースを実施する。
また，構造部材のせん断力照査において，さらに照査値かが大きくなる可能性がある場合は，追加解析を実施する。

注記＊　：表中の符号＋，－は地震動の位相（水平，鉛直）を示す。

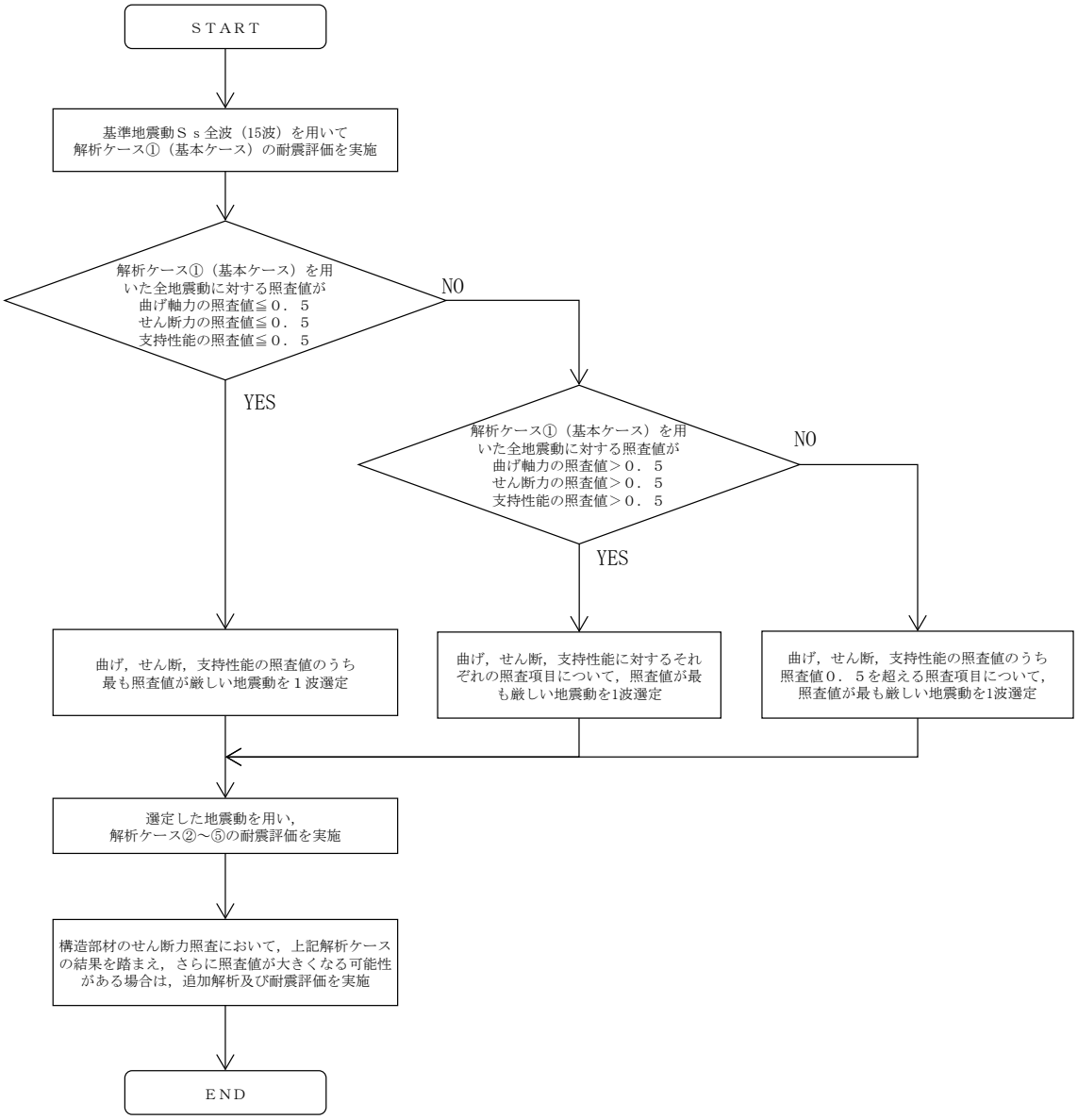


図 3－44　追加解析ケースを実施する地震動の選定フロー

3.3　評価内容（部材非線形解析）

3.3.1　入力地震動の設定

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Ｓｓ を１次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。入力地震動の設定においては，Ⅴ-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す地下構造モデルとし，原子炉建屋と同様のものを用いる。

入力地震動算定の概念図を図 3－45 に，入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを図 3－46～図 3－61 に示す。入力地震動の算定には解析コード「ＳＬＯＫ　Ver. 2.0」を使用する。

なお，基準地震動Ｓｓのうち，特定の方向性を有しない地震動については，位相を反転させた場合の影響も確認する。

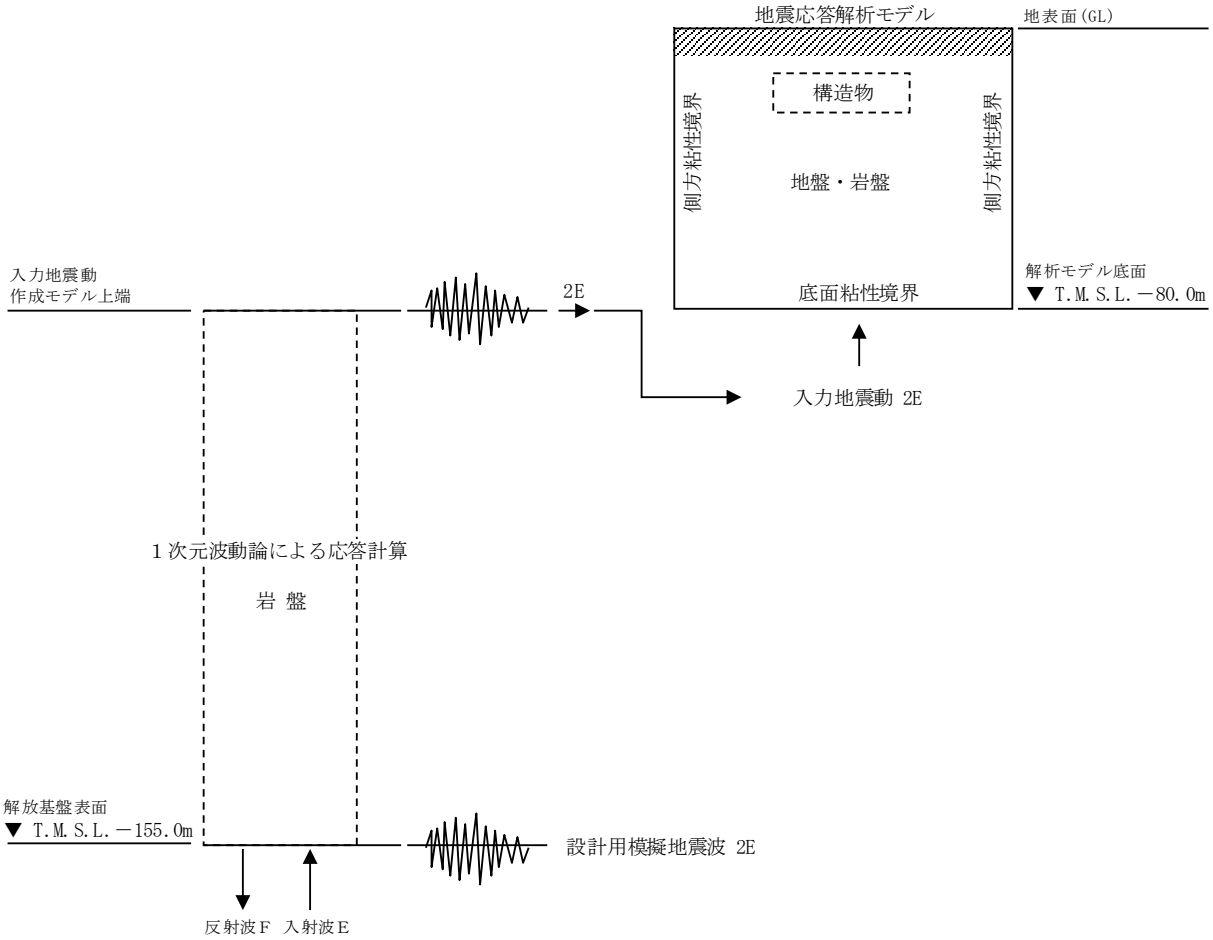
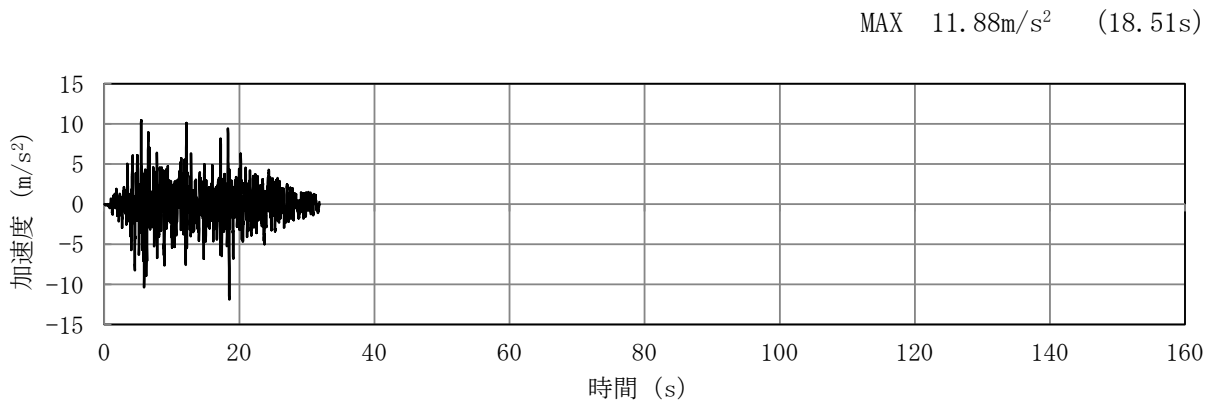
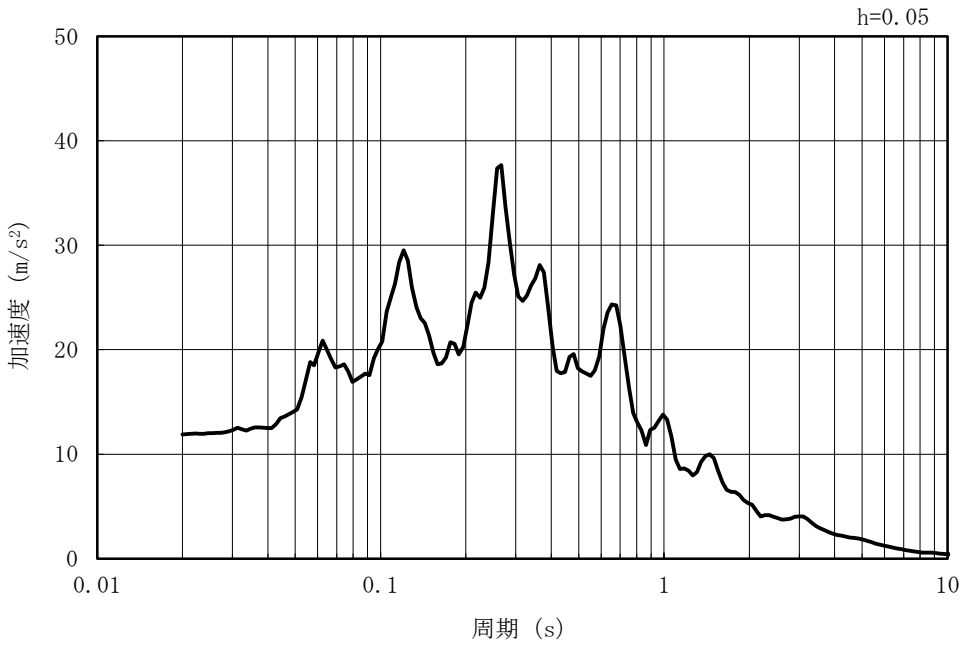


図 3－45　入力地震動算定の概念図

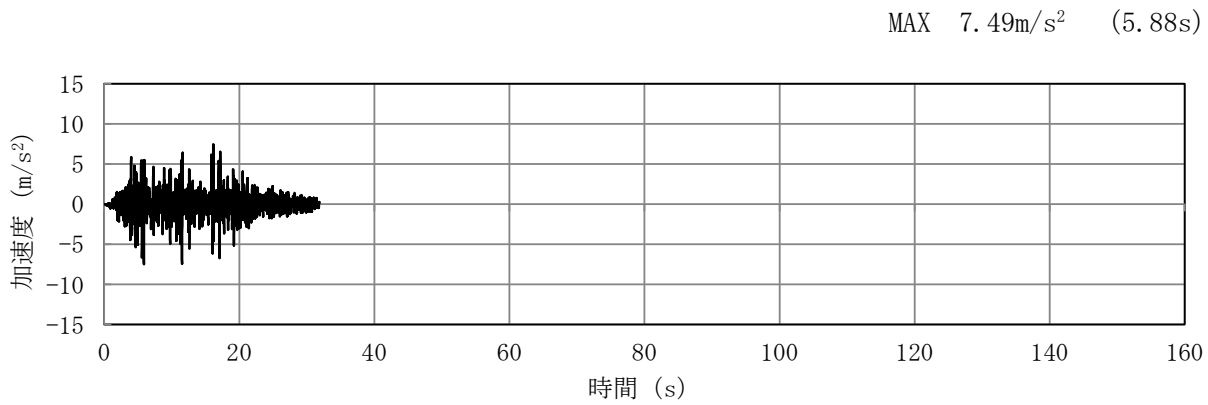


(a) 加速度時刻歴波形

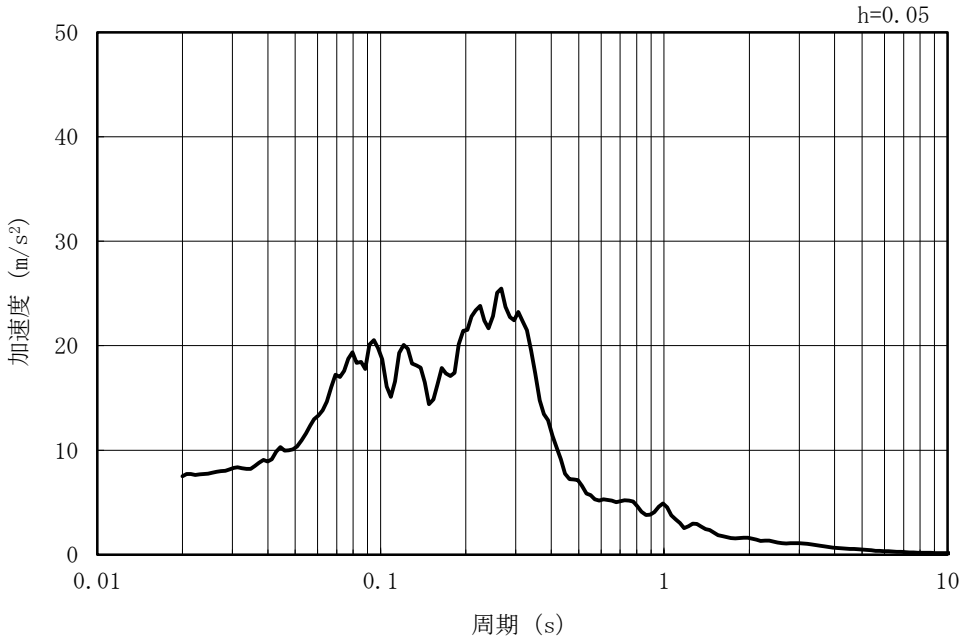


(b) 加速度応答スペクトル

図 3－46 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
（水平方向：Ss-1）

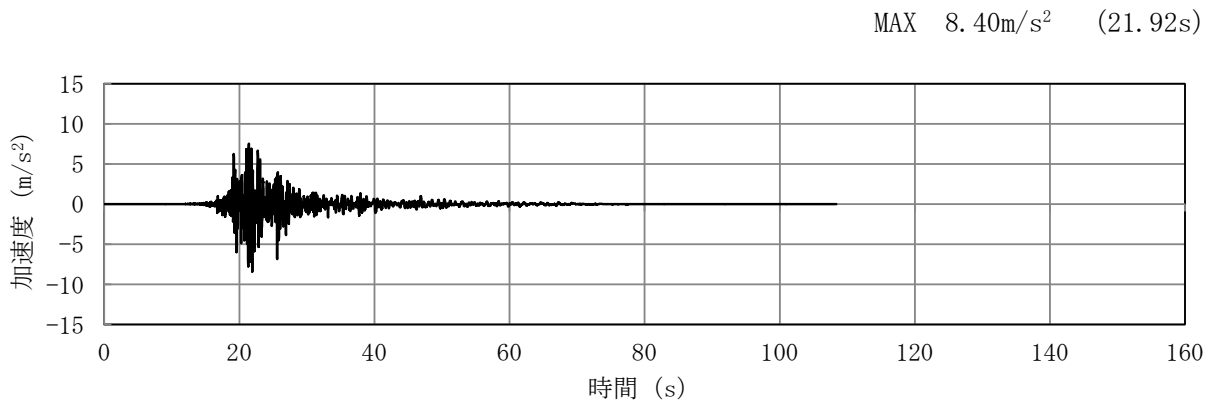


(a) 加速度時刻歴波形

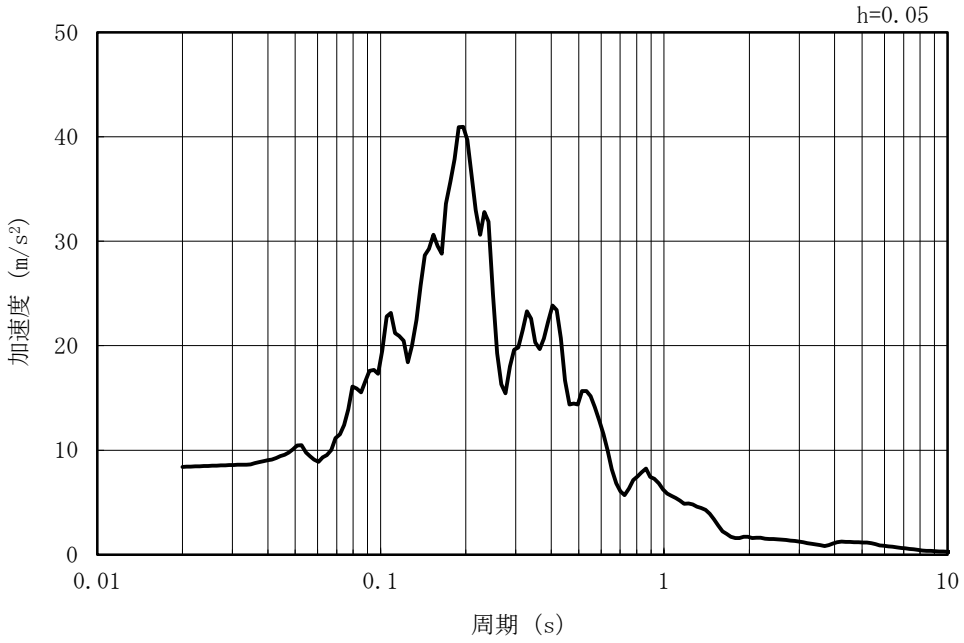


(b) 加速度応答スペクトル

図 3－47 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
（鉛直方向：Ss-1）

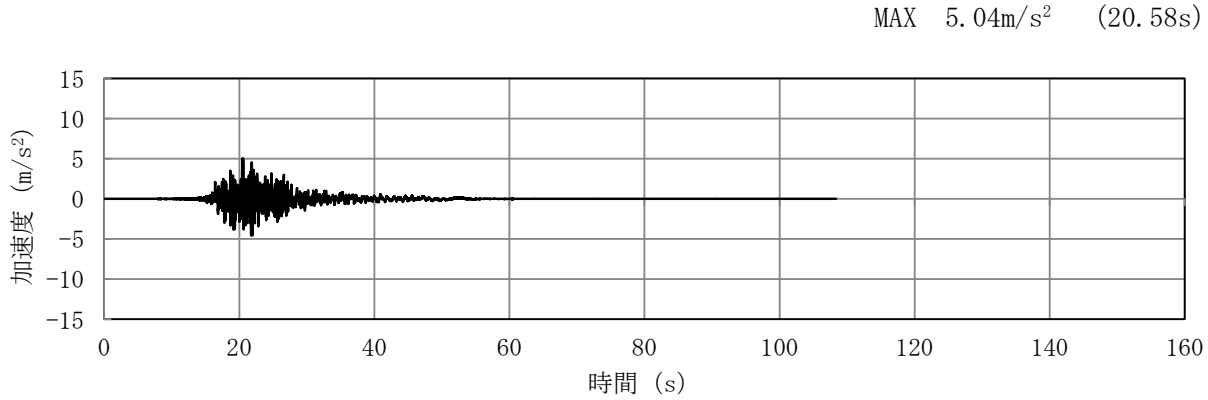


(a)　加速度時刻歴波形

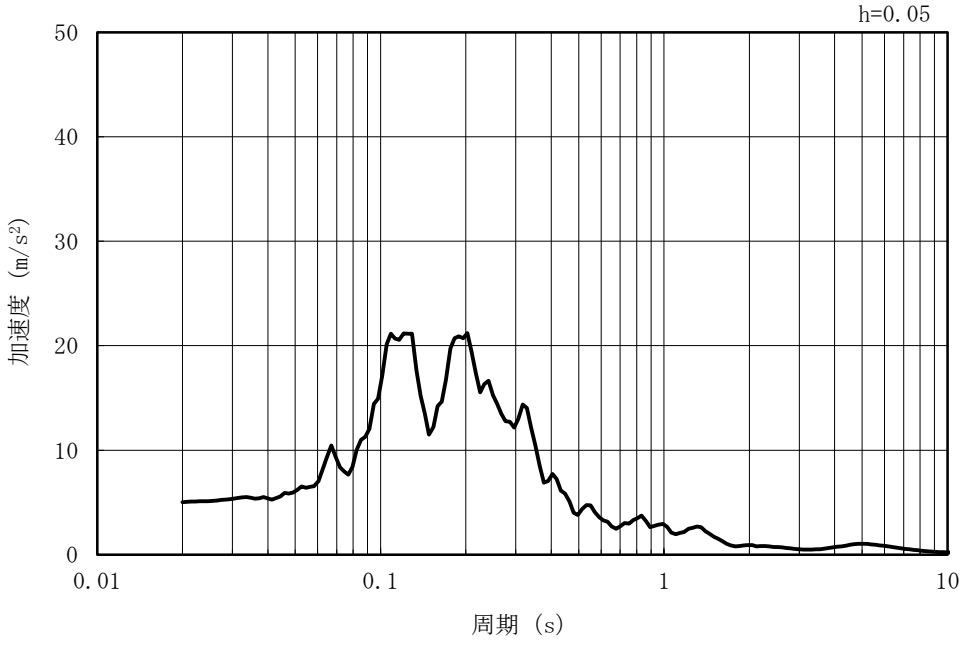


(b)　加速度応答スペクトル

図 3－48　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
（水平方向：Ss-2NS）

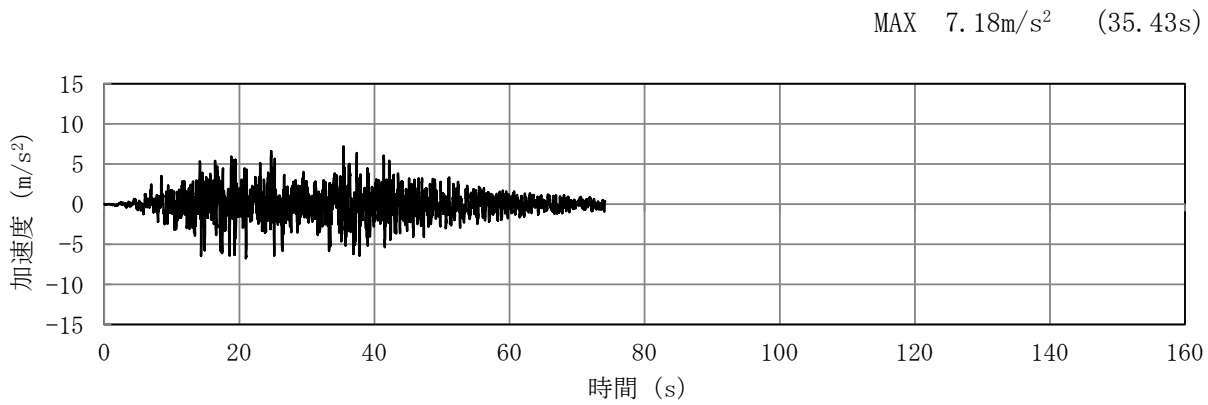


(a)　加速度時刻歴波形

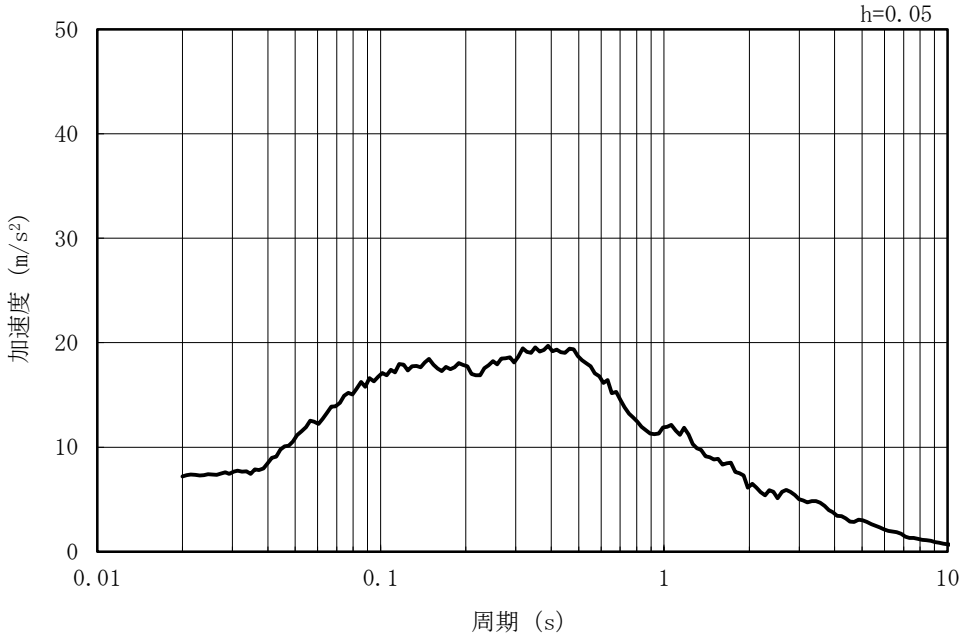


(b)　加速度応答スペクトル

図 3－49　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
(鉛直方向：Ss-2NS)

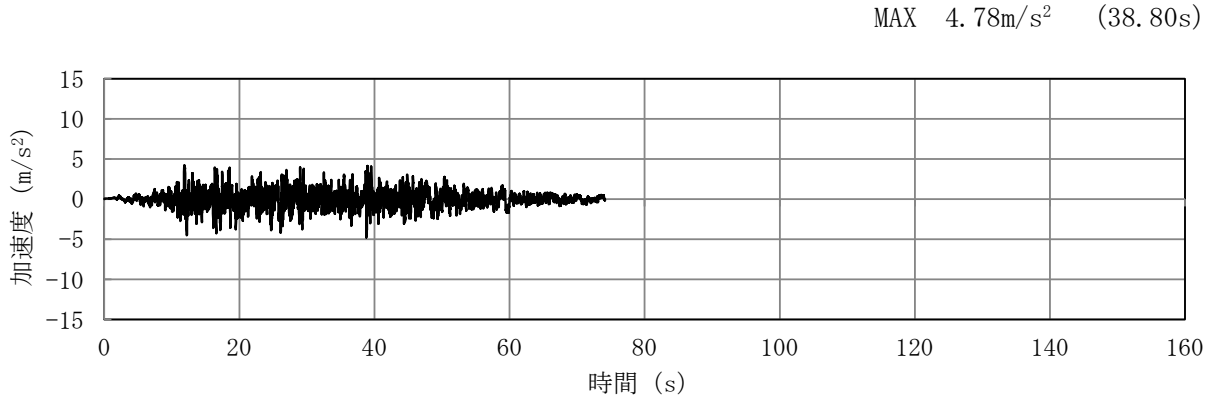


(a)　加速度時刻歴波形

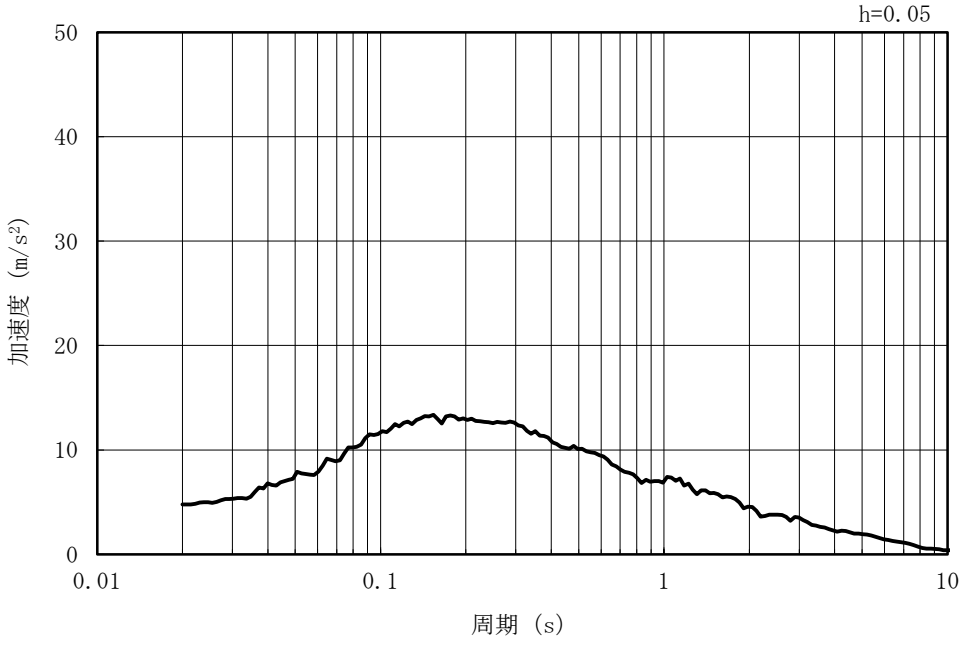


(b)　加速度応答スペクトル

図 3－50　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
（水平方向：Ss-3）

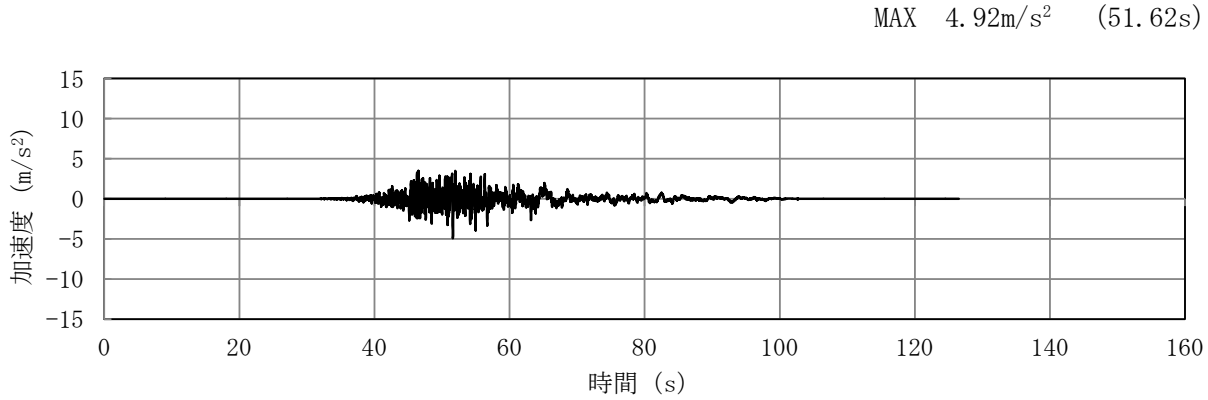


(a) 加速度時刻歴波形

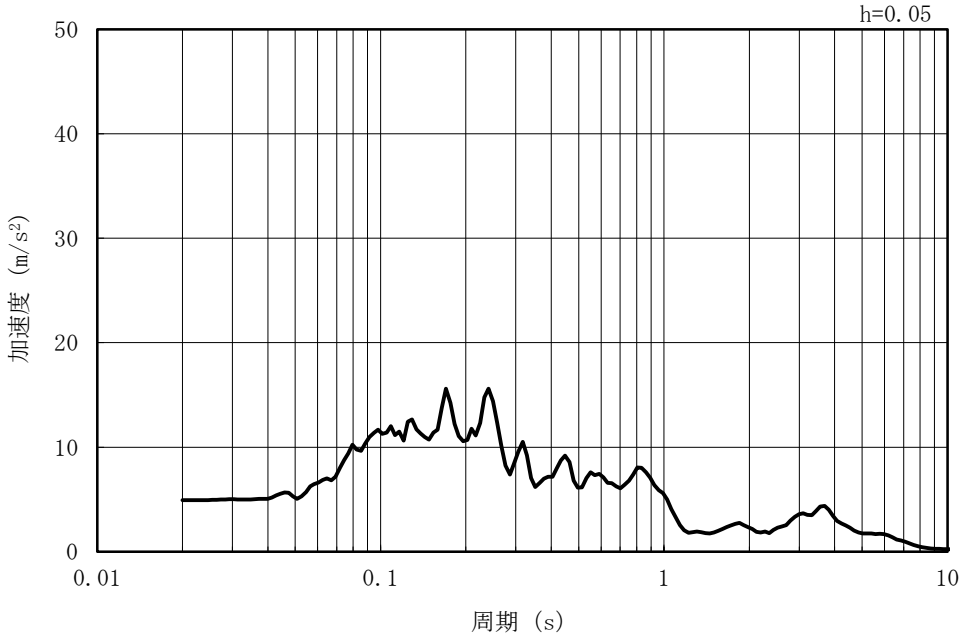


(b) 加速度応答スペクトル

図 3－51 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
(鉛直方向：Ss-3)

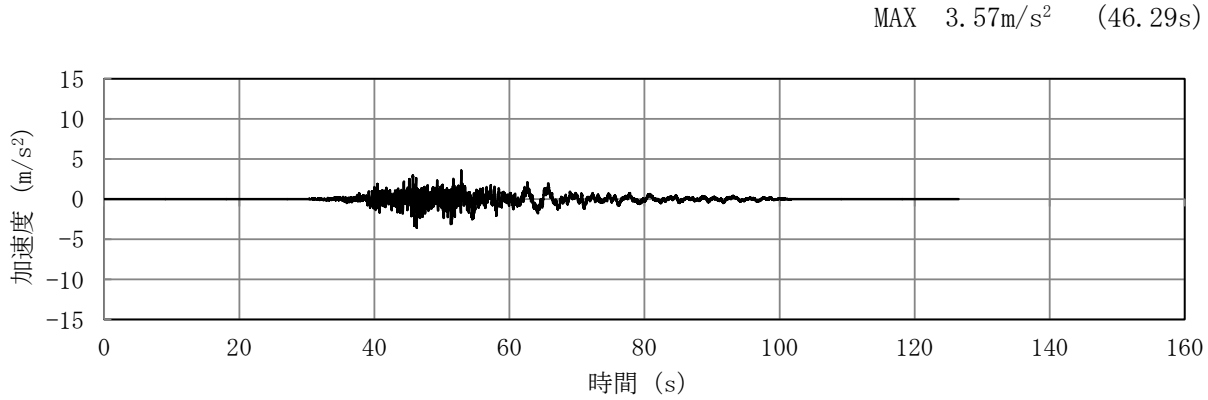


(a)　加速度時刻歴波形

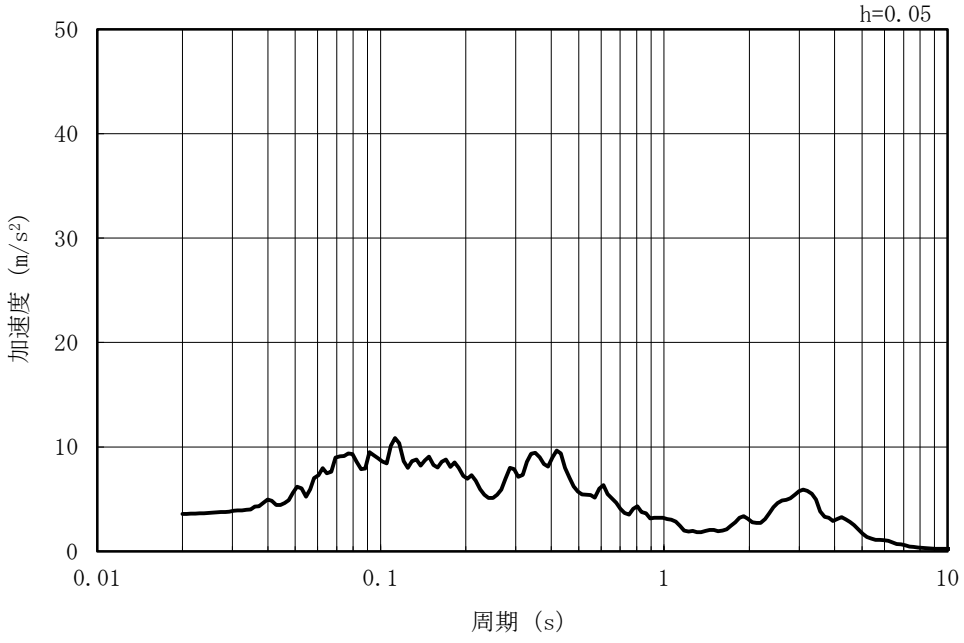


(b)　加速度応答スペクトル

図 3－52　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
（水平方向：Ss-4NS）

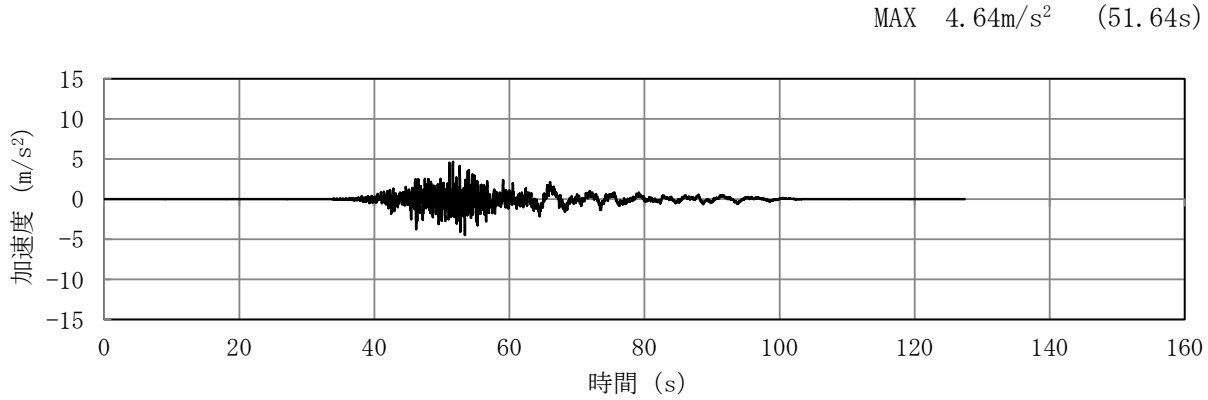


(a) 加速度時刻歴波形

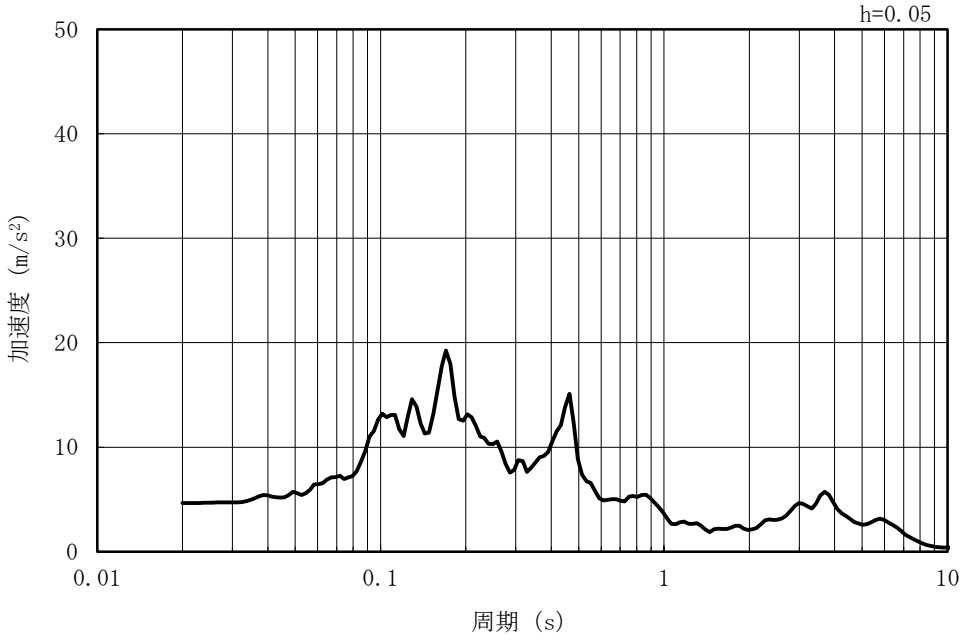


(b) 加速度応答スペクトル

図 3－53 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
(鉛直方向：Ss-4NS)

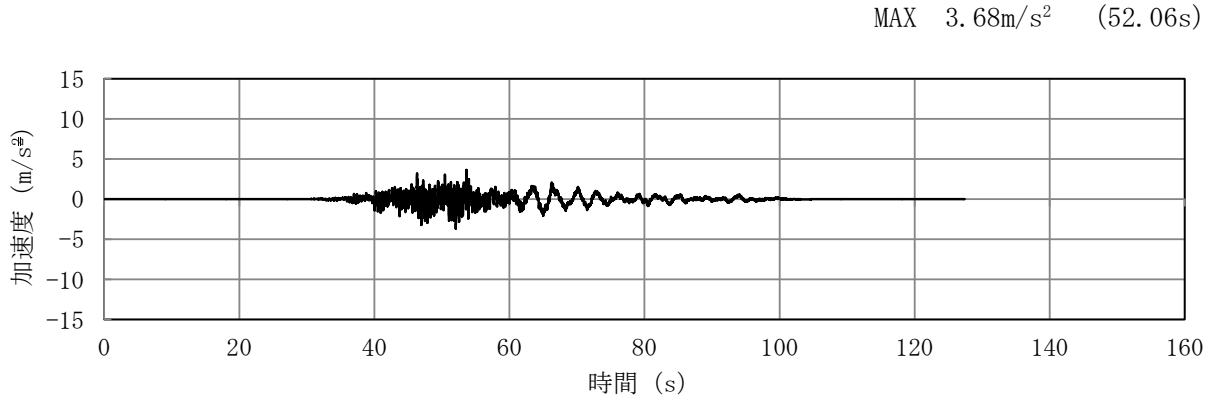


(a) 加速度時刻歴波形

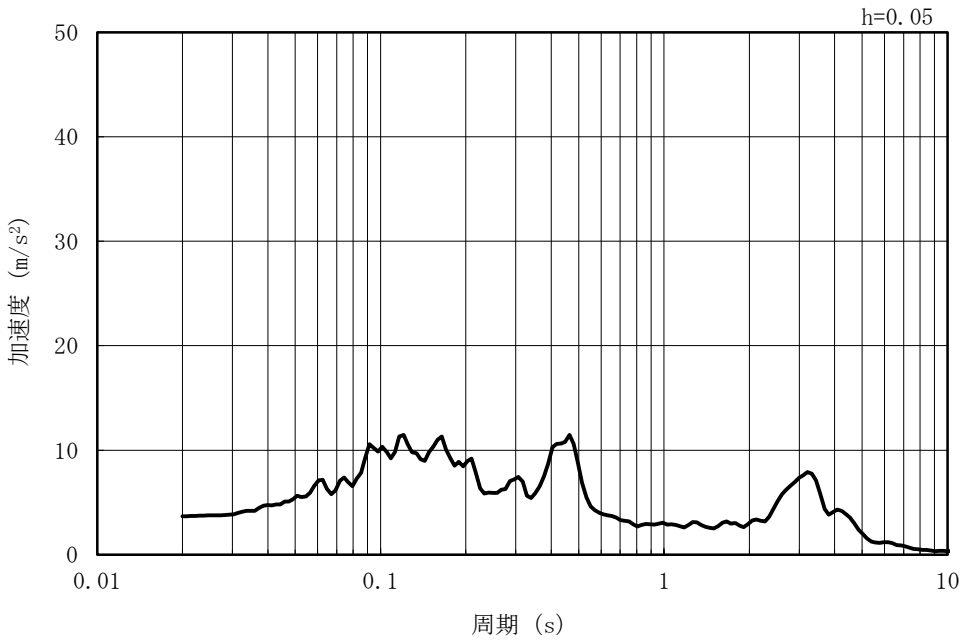


(b) 加速度応答スペクトル

図 3－54 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
(水平方向：Ss-5NS)

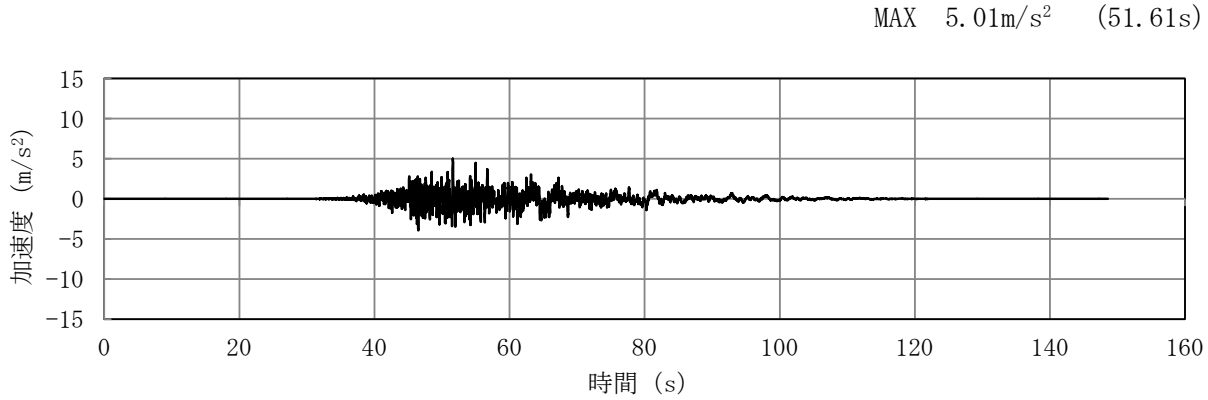


(a) 加速度時刻歴波形

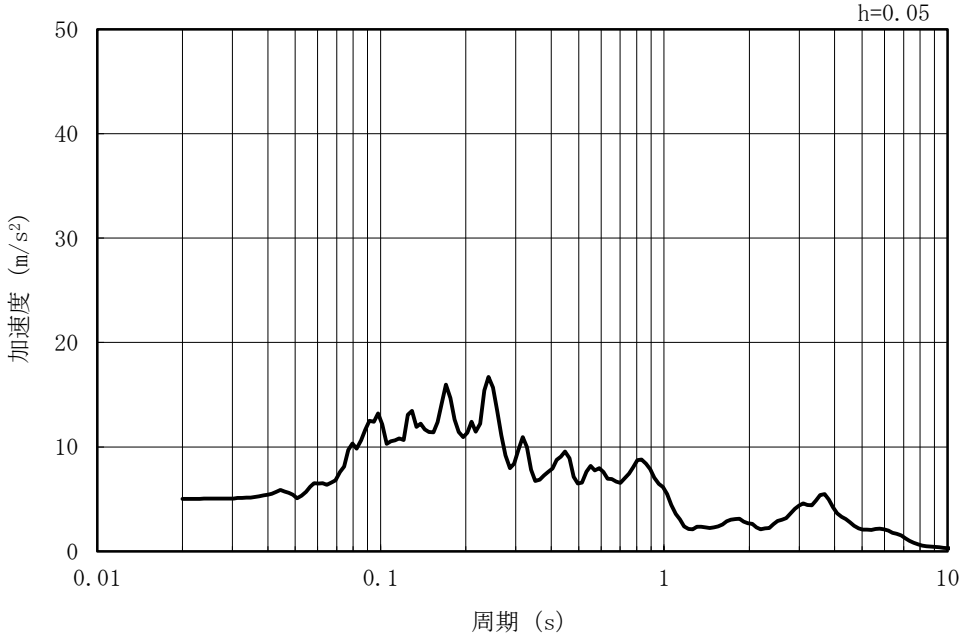


(b) 加速度応答スペクトル

図 3－55 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
(鉛直方向：Ss-5NS)

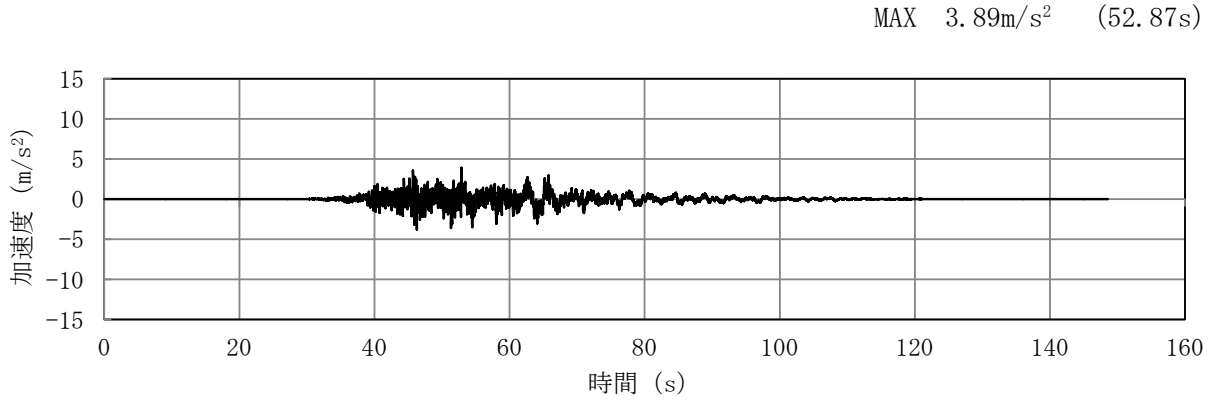


(a)　加速度時刻歴波形

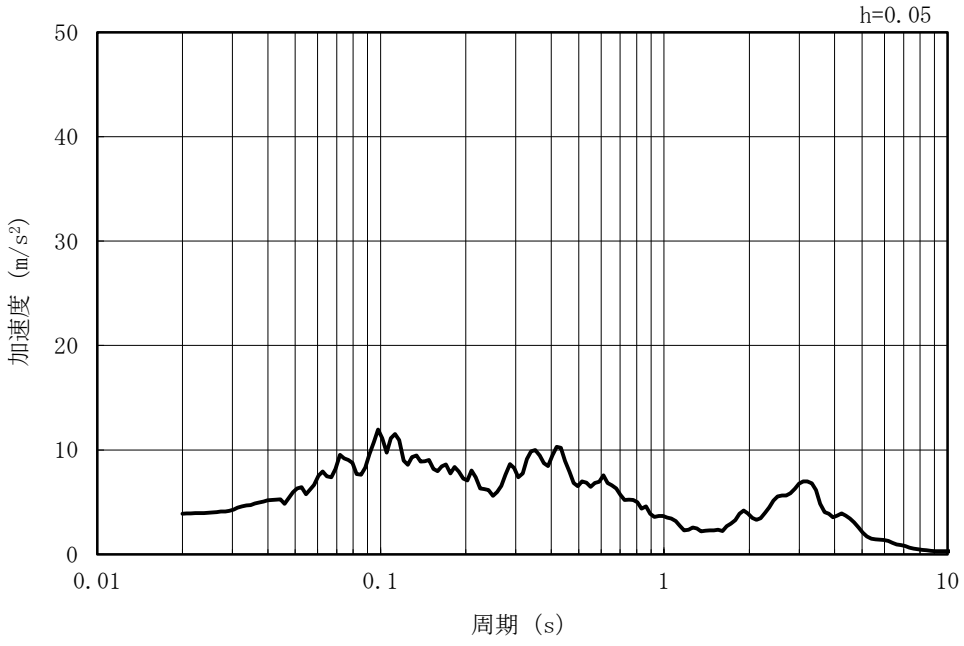


(b)　加速度応答スペクトル

図 3－56　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
（水平方向：Ss-6NS）

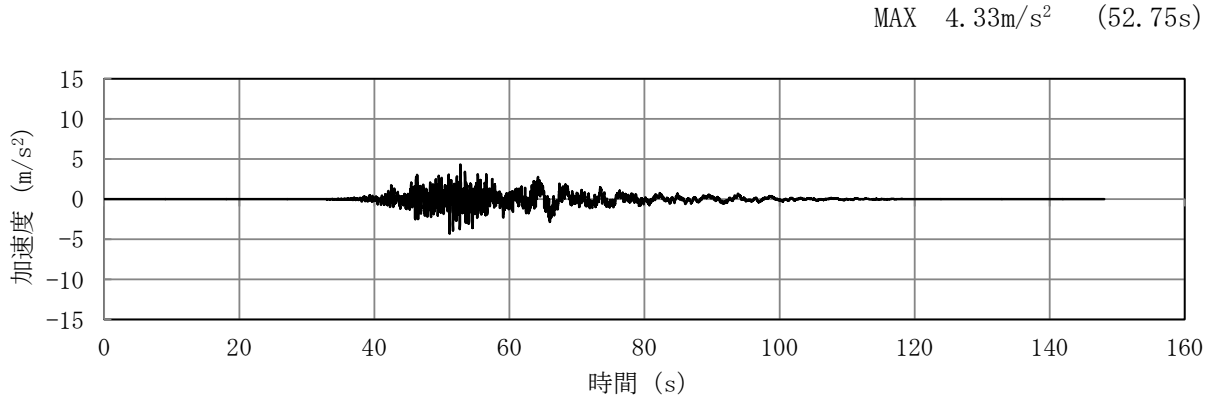


(a)　加速度時刻歴波形

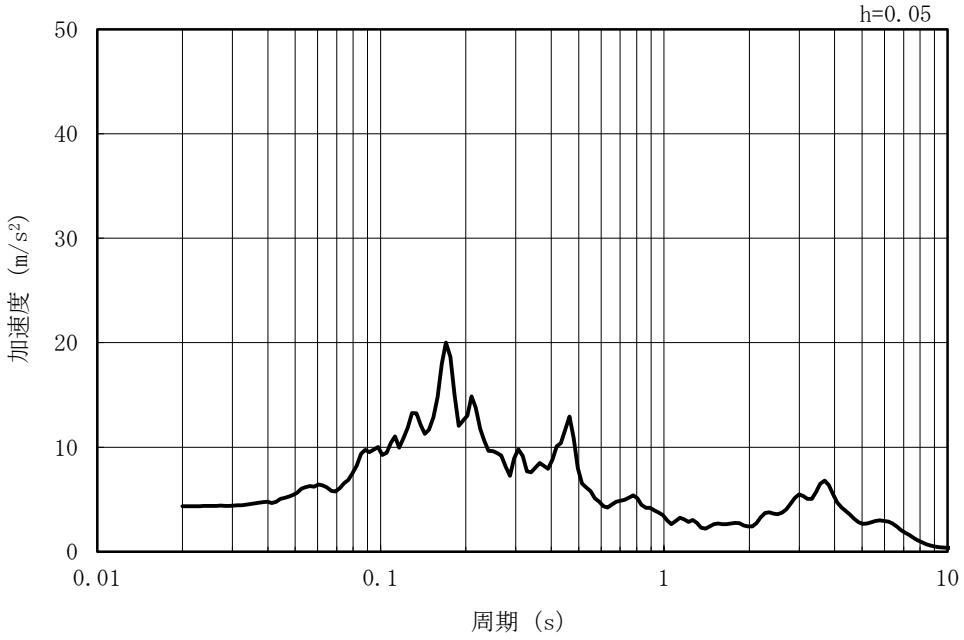


(b)　加速度応答スペクトル

図 3－57　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
(鉛直方向：Ss-6NS)

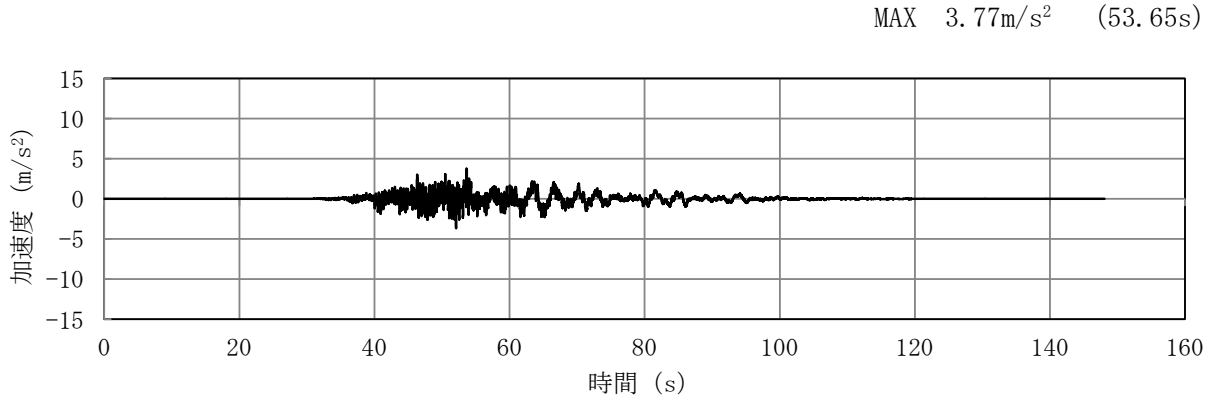


(a) 加速度時刻歴波形

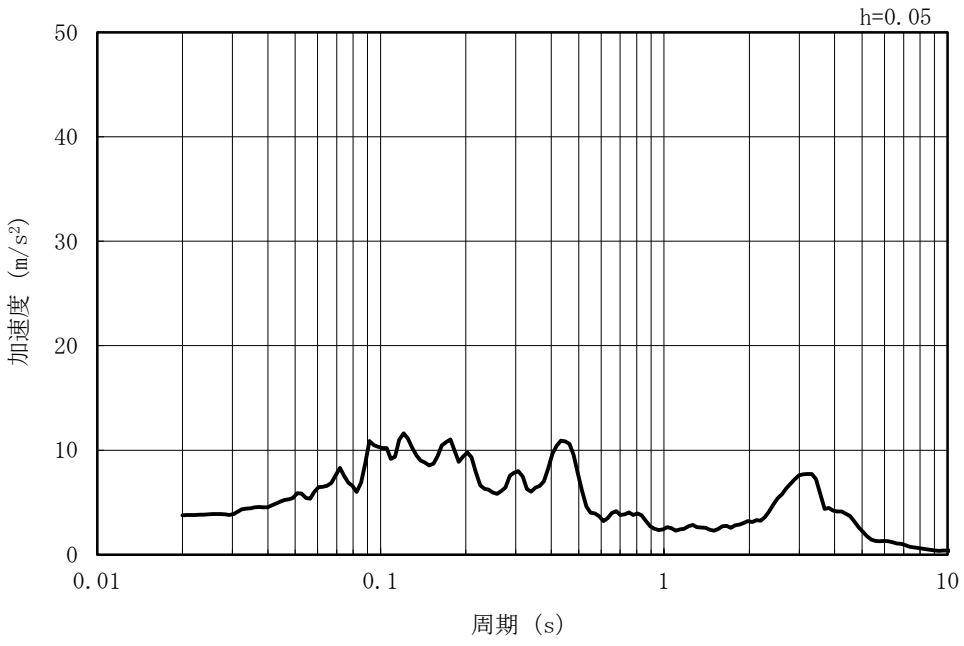


(b) 加速度応答スペクトル

図 3－58 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
（水平方向：Ss-7NS）

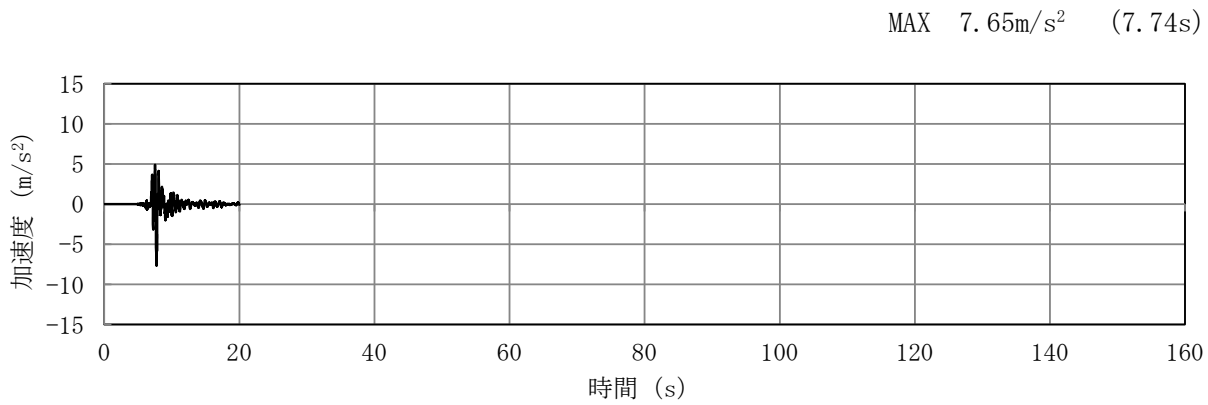


(a)　加速度時刻歴波形

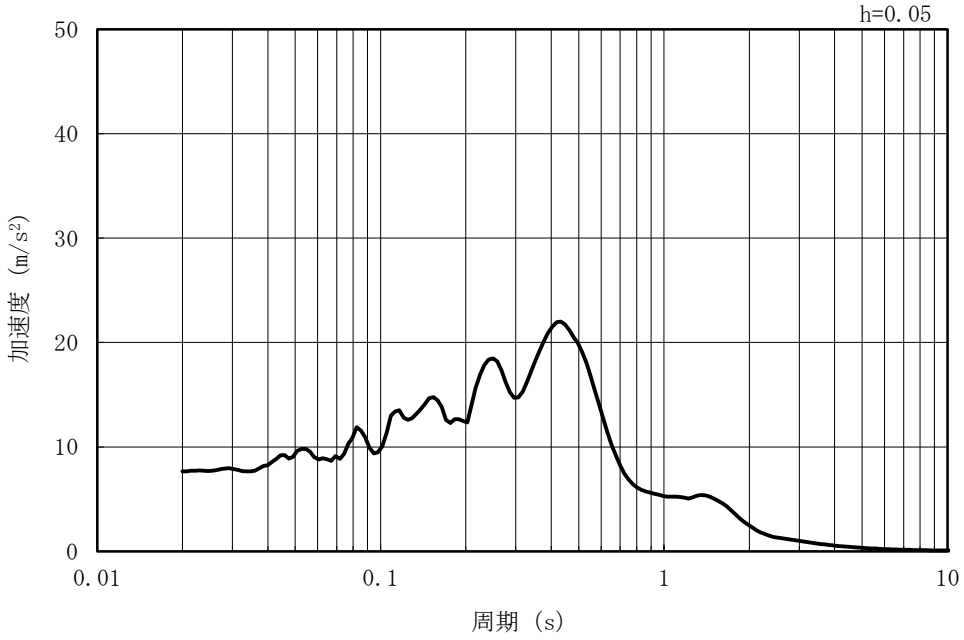


(b)　加速度応答スペクトル

図 3－59　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
(鉛直方向：Ss-7NS)

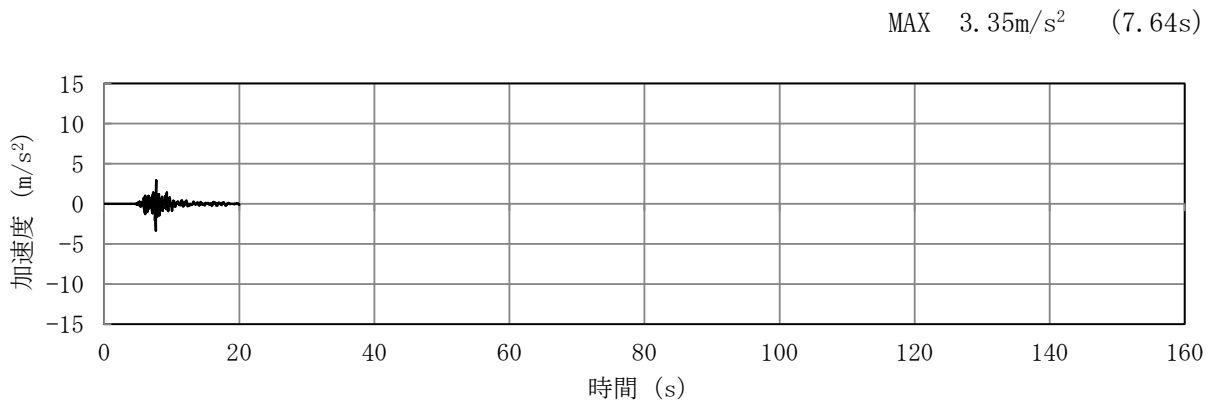


(a) 加速度時刻歴波形

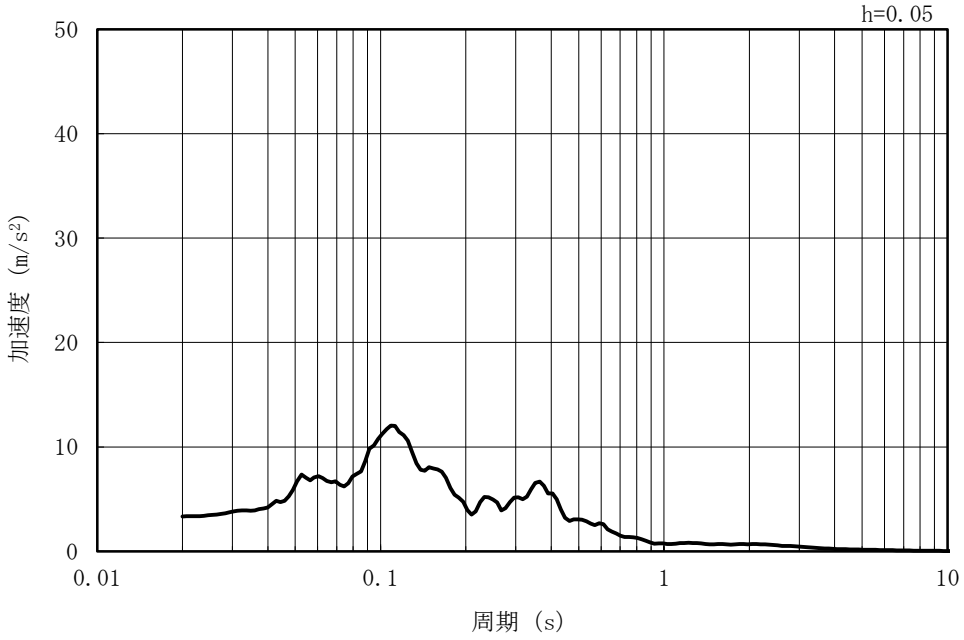


(b) 加速度応答スペクトル

図 3－60 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
（水平方向：Ss-8）



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3－61 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
(鉛直方向：Ss-8)

3.3.2　許容限界の設定

(1)　通水機能を要求する部材の許容限界

a.　曲げに対する許容限界

鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力に対する照査は，土木学会マニュアルに基づき，限界層間変形角（層間変形角 1/100）を許容限界とし，照査用層間変形角が限界層間変形角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照査に用いる照査用層間変形角は，地震応答解析により得られた層間変形角に安全係数（構造解析係数）1.2 を乗じることにより，曲げ破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{R_d}{R_u} < 1.0$$

ここで,

γ_i　：構造物係数（$\gamma_i = 1.0$）

R_u　：限界層間変形角（層間変形角 1/100）

R_d　：照査用層間変形角 $R_d = \gamma_a \cdot R$

γ_a　：構造解析係数（$\gamma_a = 1.2$）

R　：応答計算による層間変形角

b.　せん断に対する許容限界

鉄筋コンクリート部材のせん断に対する照査は，土木学会マニュアルに基づき，(a)棒部材式及び(b)ディープビーム式で求まるせん断耐力のうち，いずれか大きい方を許容限界とし，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，地震応答解析により得られた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。

$$\gamma_i \frac{V_d}{V_{yd}} < 1.0$$

ここで，

γ_i　：構造物係数（$\gamma_i = 1.0$）

V_{yd} ：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　　：応答計算によるせん断力値

(a)　棒部材式

$V_{yd}=V_{cd}+V_{sd}$

ここで,

V_{cd} ： コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sd} ： せん断補強筋が分担するせん断耐力

$$V_{cd}=\beta_d\cdot\beta_p\cdot\beta_n\cdot\beta_a\cdot f_{vcd}\cdot b_w\cdot d/\gamma_{bc}$$

$$f_{vcd}=0.20\sqrt[3]{f'_{cd}}$$

ただし，$f_{vcd}>0.72$ (N/mm^2) となる場合は $f_{vcd}=0.72$ (N/mm^2)

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

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

$\beta_n=1+M_0/M_d$ （$N'_d\geq 0$）　　ただし，$\beta_n>2.0$ となる場合は $\beta_n=2.0$

$=1+2M_0/M_d$ （$N'_d<0$）　　ただし，$\beta_n<0$ となる場合は $\beta_n=0$

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

f'_{cd}： コンクリート圧縮強度の設計用値 (N/mm^2) で設計基準強度 f'_{ck} を材料係数 γ_{mc} （＝1.3）で除したもの

$p_v=A_s/(b_w\cdot d)$： 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）

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

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/mm^2 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/mm^2 以上の時は，800N/mm^{2}以下とする。

α ： せん断補強筋と部材軸のなす角

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）

(b) ディープビーム式

$$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd}$$

ここで,

V_{cdd} :コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sdd} :せん断補強筋が分担するせん断耐力

$$V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d/\gamma_{bc}$$

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

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

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

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

γ_{bc} ：部材係数（＝1.3）

$$V_{sdd} = \phi \cdot V_{sd}$$

$$\phi = -0.17 + 0.3\,a/d + 0.33/p_{wb}$$ ただし，$0 \le \phi \le 1$

p_{wb} ：せん断補強鉄筋比（%）

また，分布荷重を受ける部材のせん断耐力については，図 3－62 に示す等価せん断スパンの考え方に基づき，せん断耐力を算定する。

(c) 等価せん断スパンの設定

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

① 区間内に曲げモーメントの反曲点（曲げモーメントが零）が存在する場合は，以下の 2 種類の等価せん断スパンを設定する。

第 1 等価せん断スパン(a1)：支承前面あるいははり・柱前面から反曲点までの距離

第 2 等価せん断スパン(a2)：反曲点から最大曲げモーメント点までの距離

② 区間内に曲げモーメントの反曲点（曲げモーメントが零）が無い場合は，以下のように等価せん断スパンを設定する。

等価せん断スパン(a)：支承前面あるいははり・柱前面から最大曲げモーメント点までの距離

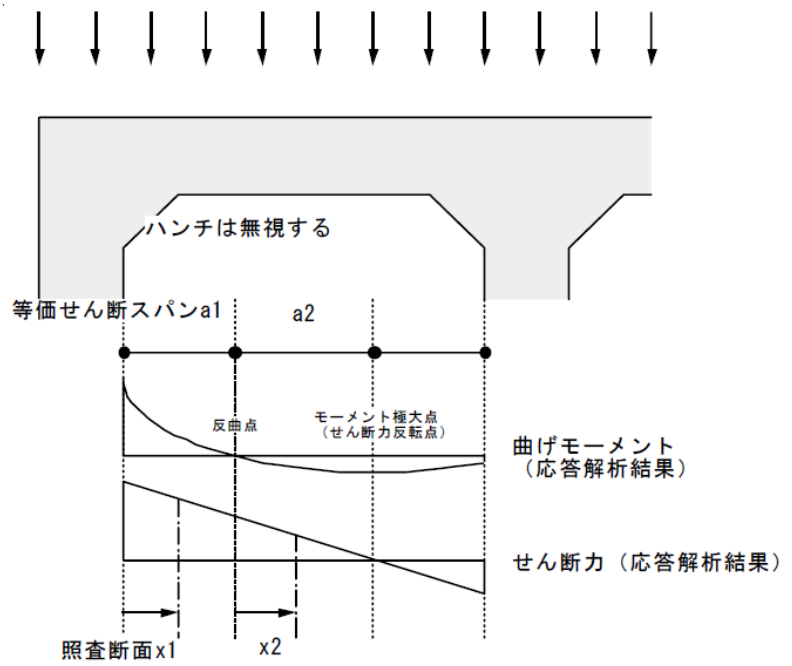


図 3－62 等価せん断スパンの設定方法

（土木学会マニュアルより引用）

土木学会マニュアルでは，コンクリート標準示方書におけるせん断耐力式のうち棒部材式において等価せん断スパンにより設定可能な係数β_aを考慮している。これは，地中に埋設されたラーメン構造で，分布荷重が卓越，スパン内に曲げモーメントの反曲点が存在する等の載荷形態にある条件下では，せん断耐力が増大するという実験的知見を踏まえ，より合理的なせん断耐力を与えるよう，コンクリート標準示方書のせん断耐力式を精緻化したものである。

また，土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式による評価においては，表 3－19 に示すとおり，複数の安全係数が見込まれていることから，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ことが可能である。

表 3－19　せん断耐力式において考慮している安全係数

安全係数			値	内容
材料係数	コンクリート	γ_{mc}	1.30	コンクリートの特性値（圧縮強度）を低減
部材係数	コンクリート	γ_{bc}	1.30	コンクリートが負担するせん断力を低減
	鉄筋	γ_{bs}	1.10	せん断補強筋が負担するせん断力を低減
構造解析係数		γ_a	1.05	応答値（断面力）を割り増し

(2)　基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤に発生する鉛直力に対する許容限界は，Ⅴ-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，道路橋示方書の直接基礎の算定式により設定する。なお，マンメイドロックについては，西山層と同等以上の力学特性を有することから，C-C断面については，西山層の極限支持力を適用することとし，表 3－21 のとおりに設定する。

$$Q_u = A_e \{ \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \}$$

ここで，

Q_u：荷重の偏心傾斜，支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力(kN)

c：地盤の粘着力(kN/m^2)

q：上載荷重(kN/m^2)で，$q = \gamma_2 \cdot D_f$

A_e：有効載荷面積(m^2)

γ_1，γ_2：支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量(kN/m^3)
ただし，地下水位以下では水中単位体積重量を用いる。

B_e：荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m)
$B_e = B - 2 \cdot e_B$

B：基礎幅(m)

e_B：荷重の偏心量(m)

D_f：基礎の有効根入れ深さ(m)

α，β：表 3－20 に示す基礎の形状係数

κ：根入れ効果に対する割増係数

N_c，N_q，N_γ：荷重の傾斜を考慮した支持力係数（図 3－63～図 3－65）

S_c，S_q，S_γ：支持力係数の寸法効果に関する補正係数

λ，ν，μ：寸法効果の程度を表す係数（$\lambda = \nu = \mu = -1/3$ とする)。
$S_c = (c^*)^\lambda$，$S_q = (q^*)^\nu$，$S_\gamma = (B^*)^\mu$
$c^* = c / c_0$（だたし，$1 \leqq c^* \leqq 10$，$c_0 = 10$(kN/m^2)）
$q^* = q / q_0$（だたし，$1 \leqq q^* \leqq 10$，$q_0 = 10$(kN/m^2)）
$B^* = B_e / B_0$（だたし，$1 \leqq B^*$，$B_0 = 1.0$(m)）
c^*，q^*及びB^*の値がそれぞれの範囲外となる場合は，その下限値若しくは上限値を適用

表 3－20　形状係数

形状係数 ＼ 基礎底面の形状	帯　　状	正方形，円形	長方形，小判形
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B}{D}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B}{D}$

D：ケーソン前面幅（m），B：ケーソン側面幅（m）
ただし，$B/D>1$ の場合，$B/D=1$ とする。

（道路橋示方書より引用）

表 3－21　マンメイドロックの極限支持力（西山層）

項　目			許容限界（kN）	備　考
			Ｃ－Ｃ断面	
極限支持力	Q_u	(kN)	232000	$Q_u=q_u \cdot A_e$
岩盤支持力試験	q_u	(kN/m^2)	6178	西山層岩盤試験値
有効載荷面積	A_e	(m^2)	37.600	
基礎幅	B	(m)	37.600	

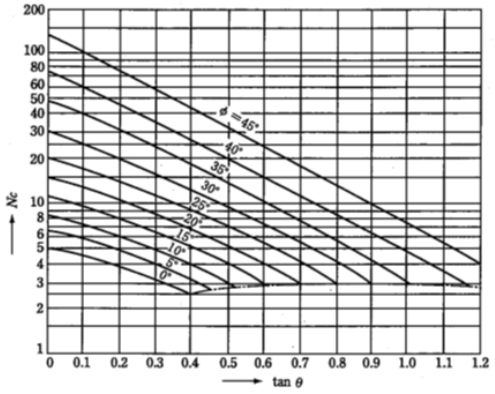


図 3－63　支持力係数　Nc

（道路橋示方書より引用）

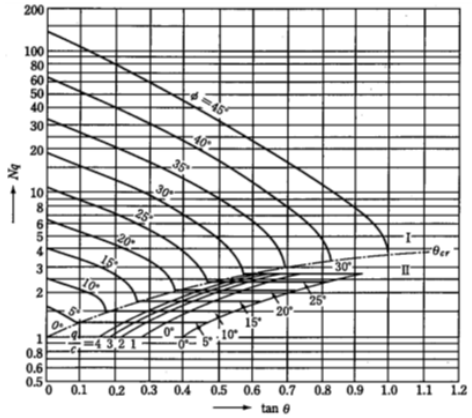


図 3－64　支持力係数　Nq

（道路橋示方書より引用）

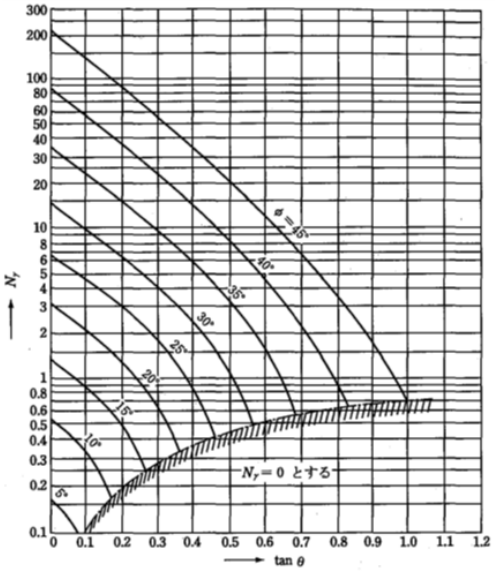


図 3－65　支持力係数　N_{γ}

（道路橋示方書より引用）

(3)　貯水機能を要求する鉄筋コンクリート部材の許容限界

貯水機能を要求する鉄筋コンクリート部材については，鉄筋の降伏（図 3－66）を許容限界とする。

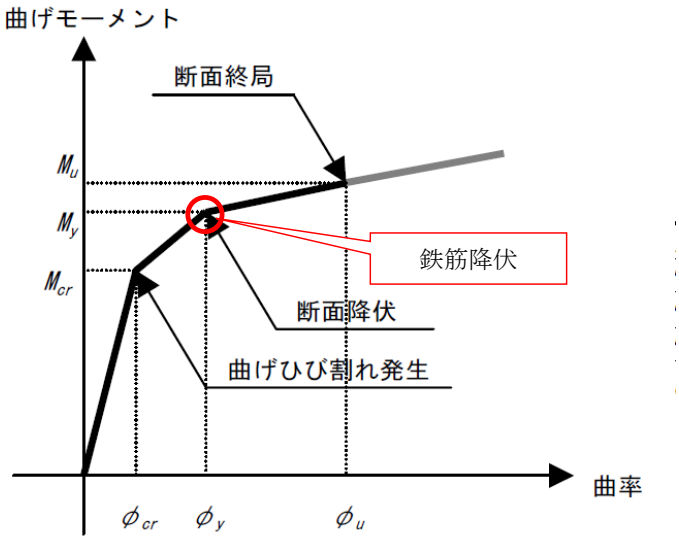


図 3－66　貯水機能を要求する鉄筋コンクリート部材の許容限界

3.4　評価結果（部材非線形解析）

3.4.1　地震応答解析結果

地震応答解析結果として「層間変形角の時刻歴波形」，「最大せん断ひずみ分布」，「断面力分布」及び「最大過剰間隙水圧比分布」を記載する。なお，断面力分布は単位奥行きあたりの断面力を図示する。

(1)　解析ケースと照査値

耐震評価においては，KK7 補足－027「工事計画に関わる説明資料（屋外重要土木構造物の耐震性についての計算書）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「10　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」に基づき，全ての基準地震動Ｓｓに対して実施する解析ケース①（基本ケース）において，曲げ軸力照査，せん断力照査及び基礎地盤の支持性能照査の各評価項目について，照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い，追加解析ケース②～⑤を実施する。また，照査項目のうち構造部材のせん断力照査については，せん断破壊が脆性的な破壊形態を示すため，確実に回避しなければならない破壊形態であることから，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。

a. Ａ―Ａ断面

(a) 曲げ軸力照査

Ａ－Ａ断面の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値を表 3－22 に示す。

表 3－22　Ａ－Ａ断面の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値

解析ケース / 地震動		鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	＋＋	0.31				
	－＋	0.31				
	＋－	0.31				
	－－	0.30				
Ss-2		0.17				
Ss-3	＋＋	0.41				
	－＋	0.38				
	＋－	0.41	0.38	0.44	0.29	0.27
	－－	0.38				
Ss-4		0.16				
Ss-5		0.14				
Ss-6		0.16				
Ss-7		0.16				
Ss-8	＋＋	0.31				
	－＋	0.30				

(b)　せん断力照査

Ａ－Ａ断面の各部材毎におけるせん断力に対する解析ケースと照査値を表 3－23 及び表 3－24 に示す。

表 3－23　Ａ－Ａ断面のせん断力に対する解析ケースと照査値（1/2）

頂版

解析ケース / 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	＋＋	0.67				
	－＋	0.66				
	＋－	0.67				
	－－	0.62				
Ss-2		0.50				
Ss-3	＋＋	0.55				
	－＋	0.58				
	＋－	0.60	0.60	0.61	0.55	0.56
	－－	0.58				
Ss-4		0.40				
Ss-5		0.44				
Ss-6		0.45				
Ss-7		0.44				
Ss-8	＋＋	0.51				
	－＋	0.52				

側壁

解析ケース / 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	＋＋	0.70				
	－＋	0.68				
	＋－	0.64				
	－－	0.64				
Ss-2		0.48				
Ss-3	＋＋	0.67				
	－＋	0.71				
	＋－	0.64	0.63	0.65	0.58	0.58
	－－	0.67				
Ss-4		0.42				
Ss-5		0.40				
Ss-6		0.52				
Ss-7		0.46				
Ss-8	＋＋	0.62				
	－＋	0.63				

表 3－24　Ａ－Ａ断面のせん断力に対する解析ケースと照査値（2/2）

隔壁

解析ケース / 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	＋＋	0.86				
	－＋	0.88				
	＋－	0.84				
	－－	0.83				
Ss-2		0.60				
Ss-3	＋＋	1.04				
	－＋	1.04				
	＋－	1.05	0.99	1.09	0.80	0.77
	－－	1.04		追而		
Ss-4		0.59				
Ss-5		0.51				
Ss-6		0.59				
Ss-7		0.54				
Ss-8	＋＋	0.88				
	－＋	0.90				

注：　□は，前述 3.2.13 のフローに基づき，解析ケース②～⑤を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

底版

解析ケース / 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	＋＋	0.45				
	－＋	0.44				
	＋－	0.44				
	－－	0.41				
Ss-2		0.32				
Ss-3	＋＋	0.39				
	－＋	0.40				
	＋－	0.40	0.38	0.43	0.37	0.36
	－－	0.39				
Ss-4		0.28				
Ss-5		0.29				
Ss-6		0.29				
Ss-7		0.30				
Ss-8	＋＋	0.36				
	－＋	0.37				

(c)　基礎地盤の支持性能

Ａ－Ａ断面の基礎地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値を表 3－25 に示す。

表 3－25　Ａ－Ａ断面の地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値

解析ケース / 地震動		基礎地盤の支持性能照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	＋＋	0.04				
	－＋	0.04				
	＋－	0.04				
	－－	0.04				
Ss-2		0.04				
Ss-3	＋＋	0.08				
	－＋	0.04				
	＋－	0.10	0.09	0.04	0.04	0.04
	－－	0.04				
Ss-4		0.04				
Ss-5		0.04				
Ss-6		0.04				
Ss-7		0.04				
Ss-8	＋＋	0.04				
	－＋	0.04				

b.　Ｂ―Ｂ断面

(a)　曲げ軸力照査

Ｂ―Ｂ断面の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値を表 3－26 に示す。

表 3－26　Ｂ―Ｂ断面の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値

解析ケース / 地震動		鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	＋＋	0.24				
	－＋	0.24				
	＋－	0.23				
	－－	0.23	0.25	0.20	0.28	0.27
Ss-2		0.09				
Ss-3	＋＋	0.23				
	－＋	0.22				
	＋－	0.23				
	－－	0.22				
Ss-4		0.09				
Ss-5		0.12				
Ss-6		0.14				
Ss-7		0.17				
Ss-8	＋＋	0.21				
	－＋	0.20				

(b)　せん断力照査

Ｂ―Ｂ断面の各部材毎におけるせん断力に対する解析ケースと照査値を表 3－27 及び表 3－28 に示す。

表 3－27　Ｂ―Ｂ断面のせん断力に対する解析ケースと照査値（1/2）

頂版

解析ケース / 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	＋＋	0.43				
	－＋	0.41				
	＋－	0.40				
	－－	0.40	0.42	0.38	0.43	0.43
Ss-2		0.31				
Ss-3	＋＋	0.34				
	－＋	0.34				
	＋－	0.37				
	－－	0.38				
Ss-4		0.28				
Ss-5		0.31				
Ss-6		0.34				
Ss-7		0.34				
Ss-8	＋＋	0.33				
	－＋	0.34				

側壁

解析ケース / 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	＋＋	0.71				
	－＋	0.76				
	＋－	0.73				
	－－	0.75	0.79	0.70	0.79	0.76
Ss-2		0.49				
Ss-3	＋＋	0.64				
	－＋	0.64				
	＋－	0.67				
	－－	0.69				
Ss-4		0.44				
Ss-5		0.50				
Ss-6		0.58				
Ss-7		0.59				
Ss-8	＋＋	0.62				
	－＋	0.57				

表 3－28　B―B断面のせん断力に対する解析ケースと照査値（2/2）

隔壁

解析ケース / 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	＋＋	0.91				
	－＋	0.93	追而			
	＋－	0.92				
	－－	0.94	0.99	0.88	0.96	0.94
Ss-2		0.53				
Ss-3	＋＋	0.93				
	－＋	0.90				
	＋－	0.92				
	－－	0.87				
Ss-4		0.51				
Ss-5		0.62				
Ss-6		0.65				
Ss-7		0.73				
Ss-8	＋＋	0.86				
	－＋	0.83				

注：　□は，前述 3.2.13 のフローに基づき，解析ケース②～⑤を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

底盤

解析ケース / 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	＋＋	0.44				
	－＋	0.41				
	＋－	0.39				
	－－	0.41	0.43	0.38	0.45	0.45
Ss-2		0.31				
Ss-3	＋＋	0.35				
	－＋	0.36				
	＋－	0.38				
	－－	0.39				
Ss-4		0.28				
Ss-5		0.31				
Ss-6		0.33				
Ss-7		0.34				
Ss-8	＋＋	0.34				
	－＋	0.36				

(c)　基礎地盤の支持性能

Ｂ－Ｂ断面の基礎地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値を表 3－29 に示す。

表 3－29　Ｂ－Ｂ断面の地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値

解析ケース / 地震動		基礎地盤の支持性能照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	＋＋	0.14				
	－＋	0.13				
	＋－	0.11				
	－－	0.15	0.17	0.11	0.11	0.15
Ss-2		0.11				
Ss-3	＋＋	0.11				
	－＋	0.16				
	＋－	0.11				
	－－	0.11				
Ss-4		0.11				
Ss-5		0.11				
Ss-6		0.12				
Ss-7		0.11				
Ss-8	＋＋	0.11				
	－＋	0.11				

c.　Ｃ―Ｃ断面

(a)　曲げ軸力照査

Ｃ―Ｃ断面の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値を表 3－30 に示す。

表 3－30　Ｃ－Ｃ断面の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値

解析ケース / 地震動		鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	＋＋	追而				
	－＋					
	＋－					
	－－					
Ss-2						
Ss-3	＋＋					
	－＋					
	＋－					
	－－					
Ss-4						
Ss-5						
Ss-6						
Ss-7						
Ss-8	＋＋					
	－＋					

(b)　せん断力照査

C―C断面の各部材毎におけるせん断力に対する解析ケースと照査値を表 3－31 及び表 3－32 に示す。

表 3－31　C―C断面のせん断力に対する解析ケースと照査値（1/2）

頂版

解析ケース / 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	＋＋	追而				
	－＋					
	＋－					
	－－					
Ss-2						
Ss-3	＋＋					
	－＋					
	＋－					
	－－					
Ss-4						
Ss-5						
Ss-6						
Ss-7						
Ss-8	＋＋					
	－＋					

側壁

解析ケース / 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	＋＋	追而				
	－＋					
	＋－					
	－－					
Ss-2						
Ss-3	＋＋					
	－＋					
	＋－					
	－－					
Ss-4						
Ss-5						
Ss-6						
Ss-7						
Ss-8	＋＋					
	－＋					

表 3－32　C―C断面のせん断力に対する解析ケースと照査値（2/2）

隔壁

解析ケース / 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	＋＋	追而				
	－＋					
	＋－					
	－－					
Ss-2						
Ss-3	＋＋					
	－＋					
	＋－					
	－－					
Ss-4						
Ss-5						
Ss-6						
Ss-7						
Ss-8	＋＋					
	－＋					

注：　□は，前述 3.2.13 のフローに基づき，解析ケース②～⑤を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

底版

解析ケース / 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	＋＋	追而				
	－＋					
	＋－					
	－－					
Ss-2						
Ss-3	＋＋					
	－＋					
	＋－					
	－－					
Ss-4						
Ss-5						
Ss-6						
Ss-7						
Ss-8	＋＋					
	－＋					

(c)　基礎地盤の支持性能

Ｃ－Ｃ断面の基礎地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値を表 3－33 に示す。

表 3－33　Ｃ－Ｃ断面の地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値

解析ケース / 地震動		基礎地盤の支持性能照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	＋＋	追而				
	－＋					
	＋－					
	－－					
Ss-2						
Ss-3	＋＋					
	－＋					
	＋－					
	－－					
Ss-4						
Ss-5						
Ss-6						
Ss-7						
Ss-8	＋＋					
	－＋					

(2)　層間変形角時刻歴波形

曲げ軸力照査について，各断面の最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 3－34 に示す。該当する解析ケースの層間変形角の時刻歴波形を図 3－67～図 3－69 に示す。

表 3－34　各断面の最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧

評価断面	解析ケース	地震動	曲げ軸力照査		
			照査用層間変形角 R_d*	限界層間変形角 R_u	照査値 R_d/R_u
Ａ－Ａ断面	解析ケース③	Ss-3＋－	4.33×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.44
Ｂ－Ｂ断面	解析ケース④	Ss-1－－	2.77×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.28
Ｃ－Ｃ断面	追而				

注記＊　：照査用層間変形角R_d＝最大層間変形角Ｒ×構造解析係数γ_a

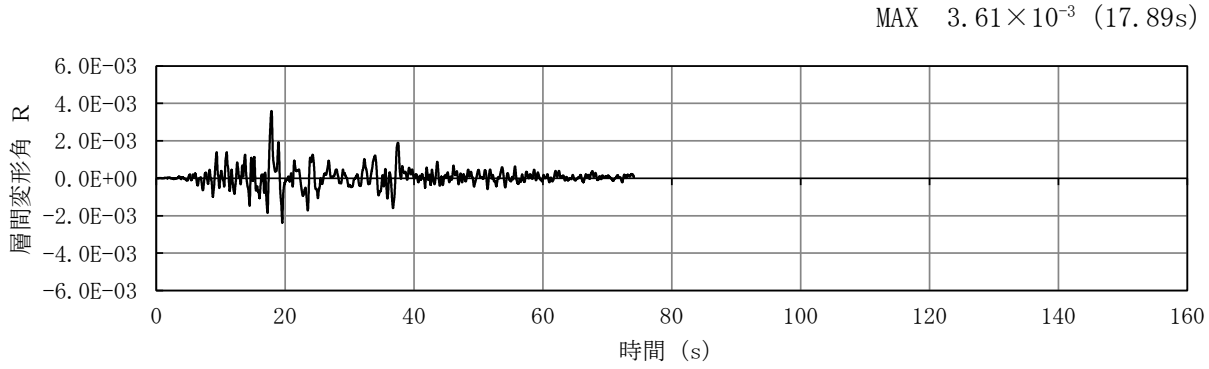


図 3－67　Ａ－Ａ断面における曲げ軸力照査が最も厳しい照査値となる解析ケースでの
層間変形角の時刻歴波形
（解析ケース③，地震動 Ss-3＋－）

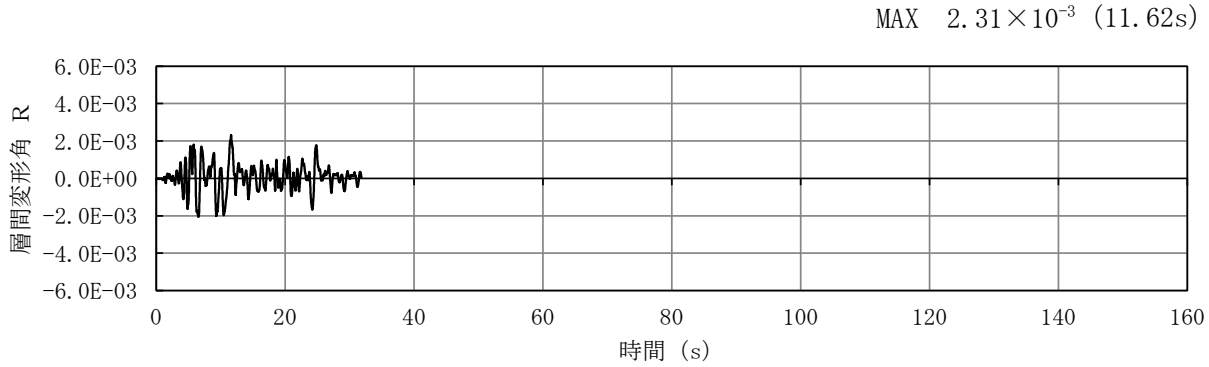


図 3－68　Ｂ－Ｂ断面における曲げ軸力照査が最も厳しい照査値となる解析ケースでの
層間変形角の時刻歴波形
（解析ケース④，地震動 Ss-1－－）

追而

図 3－69　Ｃ－Ｃ断面における曲げ軸力照査が最も厳しい照査値となる解析ケースでの
層間変形角の時刻歴波形

追而

(3) 断面力分布（せん断力照査）

せん断力に対する照査について，各断面の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 3－35～表 3－37 に示す。

また，該当する解析ケースについて，部材毎に照査値が最大となる時刻における断面力分布図（曲げモーメント，軸力，せん断力）を，図 3－70～図 3－72 に示す。

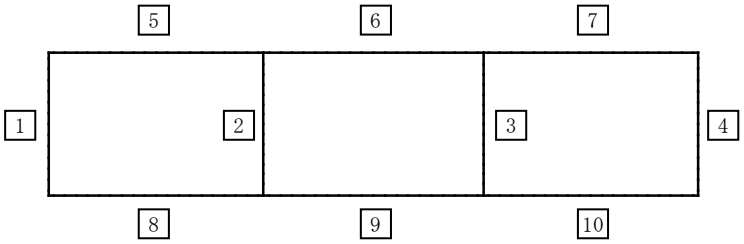
a.　Ａ－Ａ断面

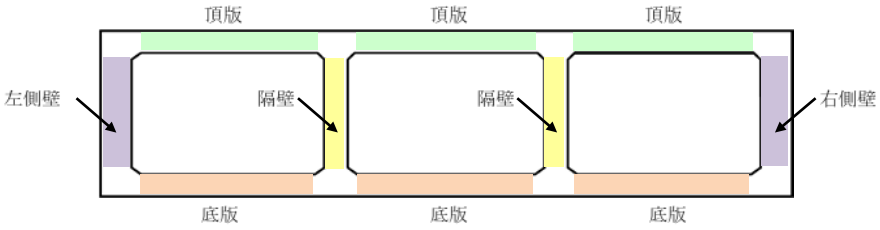
表 3－35　各部材において最も厳しい照査値となる解析ケース一覧（Ａ－Ａ断面）

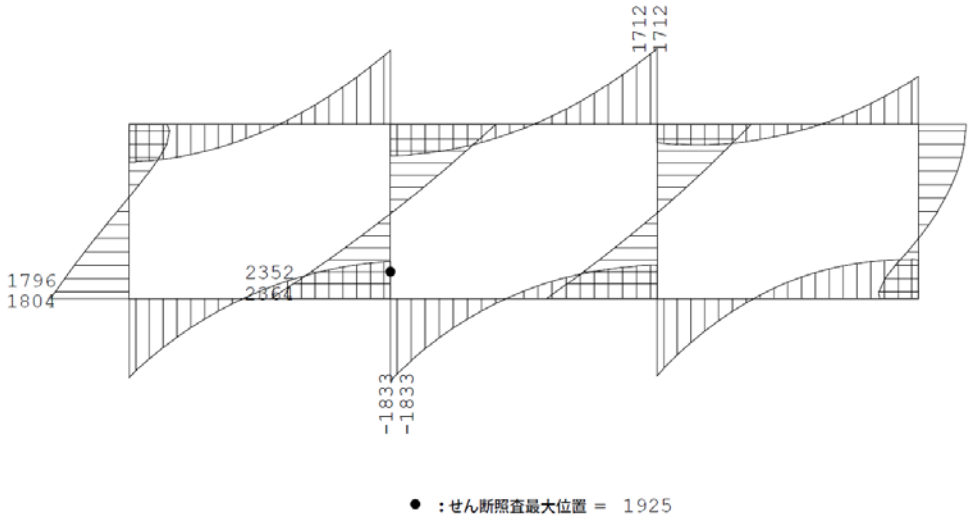
評価位置 *1		解析ケース	地震動	照査用せん断力 V_d *2 (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d / V_{yd}
頂版	7	①	Ss-1＋＋	651	977	0.67
側壁	4	①	Ss-3－＋	737	1043	0.71
隔壁	2	③	Ss-3＋－	993	918	1.09
底版	10	①	Ss-1＋＋	699	1576	0.45

注記＊1　：評価位置は下図に示す。

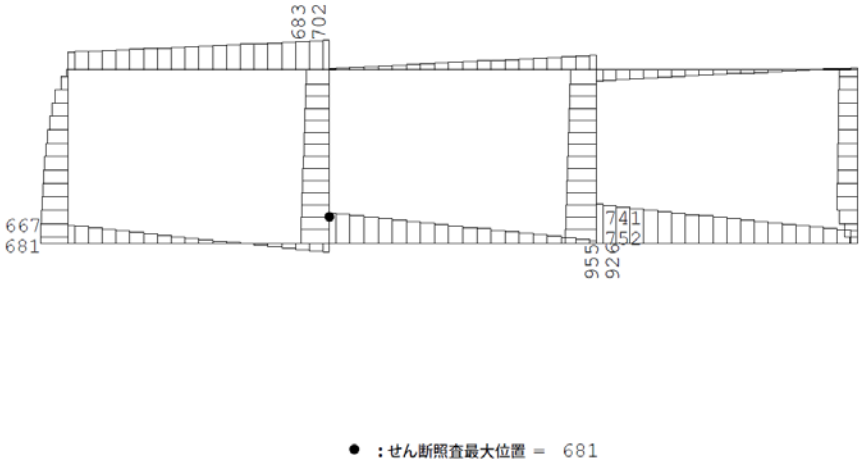
＊2　：照査用せん断力V_d＝発生せん断力Ｖ×構造解析係数γ_a



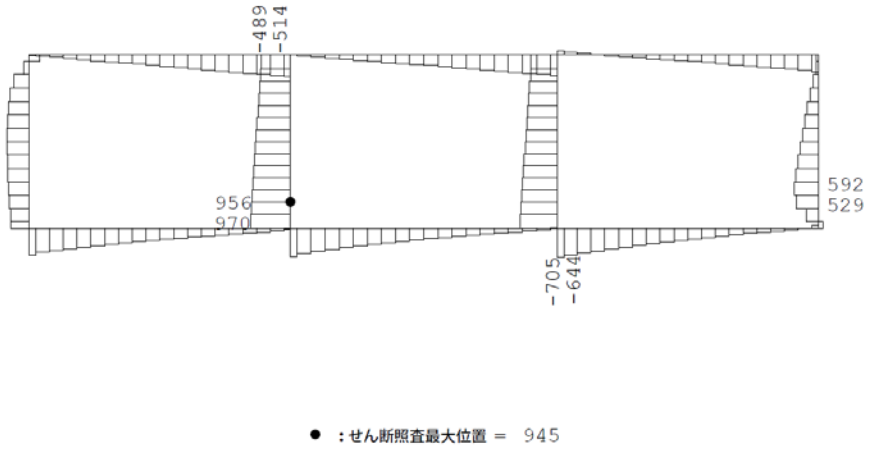




(a) 曲げモーメント（kN・m）



(b) 軸力(kN)



(c) せん断力(kN)

図 3－70　Ａ－Ａ断面（隔壁）のせん断力に対して照査値が最大となる時刻の断面力分布図
（隔壁，解析ケース③，地震動 Ss-3＋－，t=17.85s）

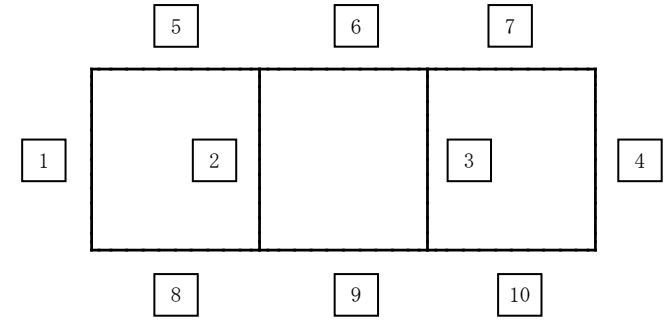
b.　Ｂ－Ｂ断面

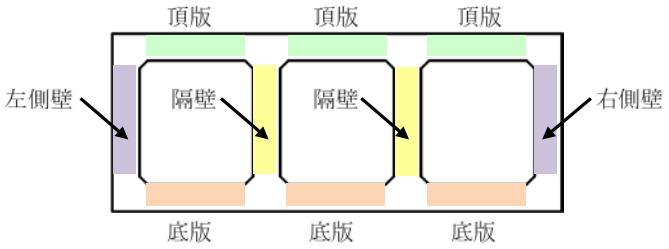
表 3－36　各部材において最も厳しい照査値となる解析ケース一覧（Ｂ－Ｂ断面）

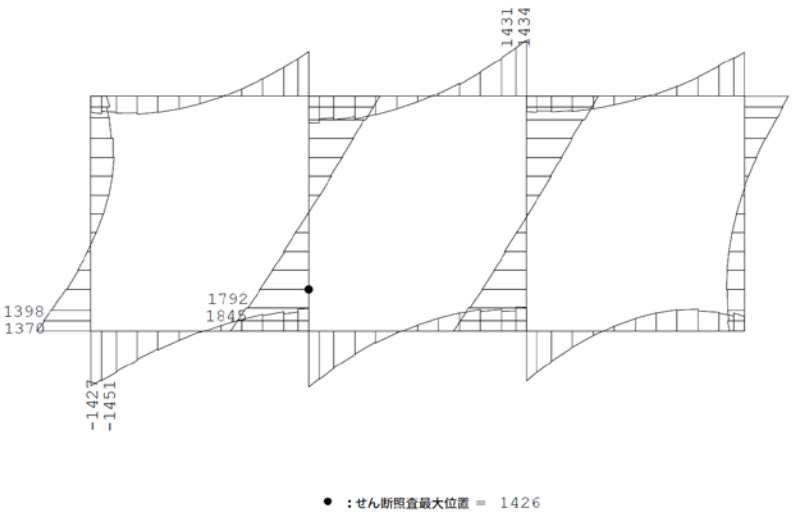
評価位置		解析ケース	地震動	照査用せん断力 V_d *1 (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d / V_{yd}
頂版	6	④	Ss-1－－	1158	2696	0.43
側壁	1	④	Ss-1－－	1158	1467	0.79
隔壁	2	②	Ss-1－－	862	878	0.99
底版	10	④	Ss-1－－	1248	2793	0.45

注記＊1　：照査用せん断力V_d＝発生せん断力Ｖ×構造解析係数γ_a

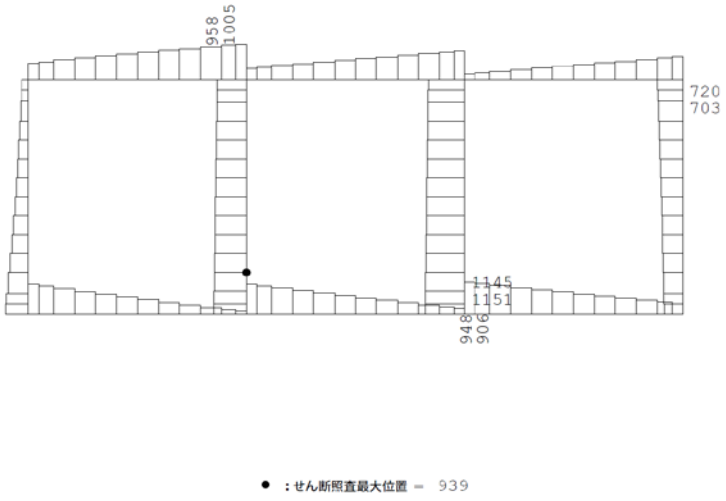
＊2　：評価位置は下図に示す。



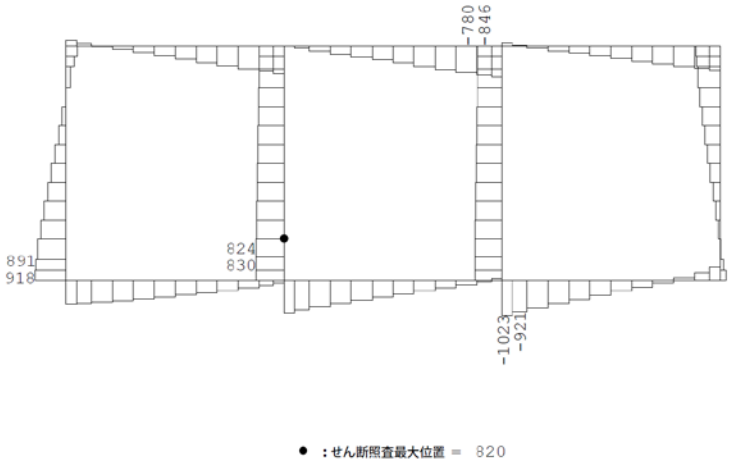




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力(kN)



(c) せん断力(kN)

図 3－71　Ｂ－Ｂ断面（隔壁）のせん断力に対して照査値が最大となる時刻の断面力分布図
（隔壁，解析ケース②，地震動 Ss-1－－，t=5.78s）

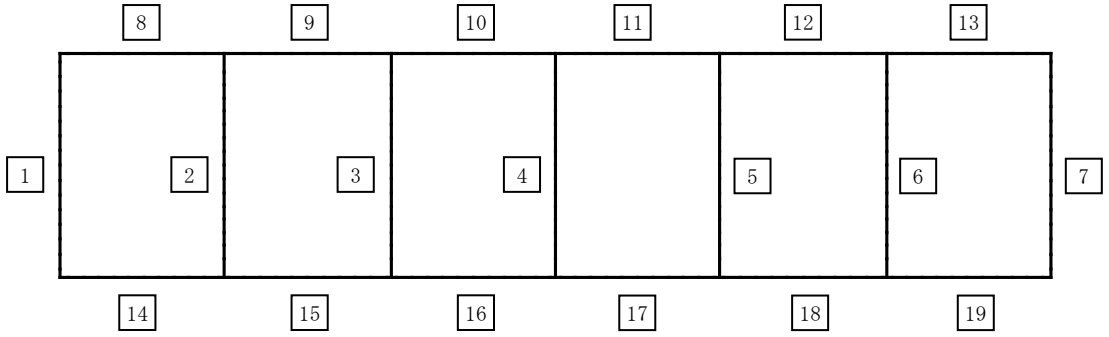
c.　Ｃ－Ｃ断面

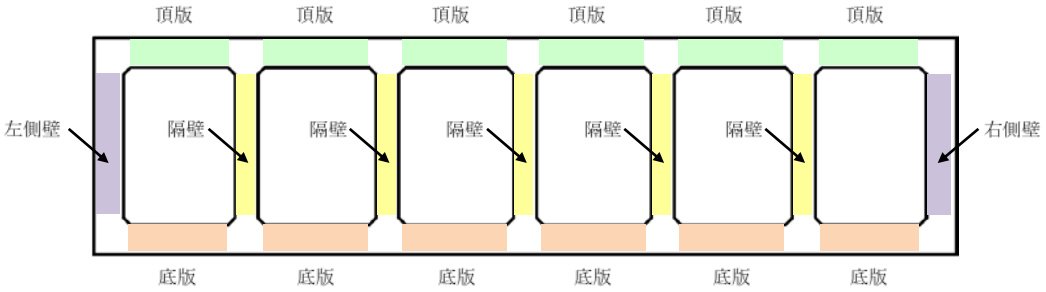
表 3－37　各部材において最も厳しい照査値となる解析ケース一覧（Ｃ－Ｃ断面）

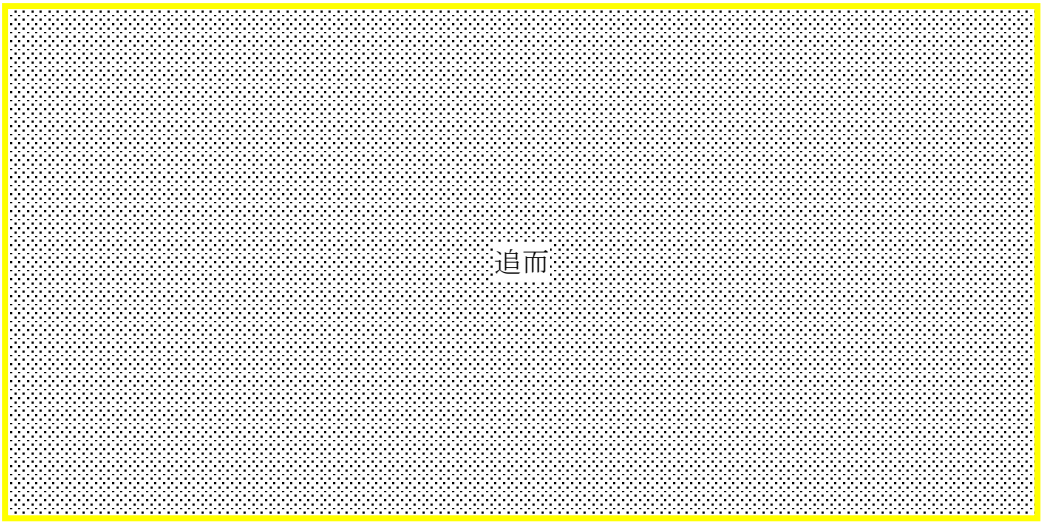
追而

注記＊1　：照査用せん断力V_d＝発生せん断力Ｖ×構造解析係数γ_a

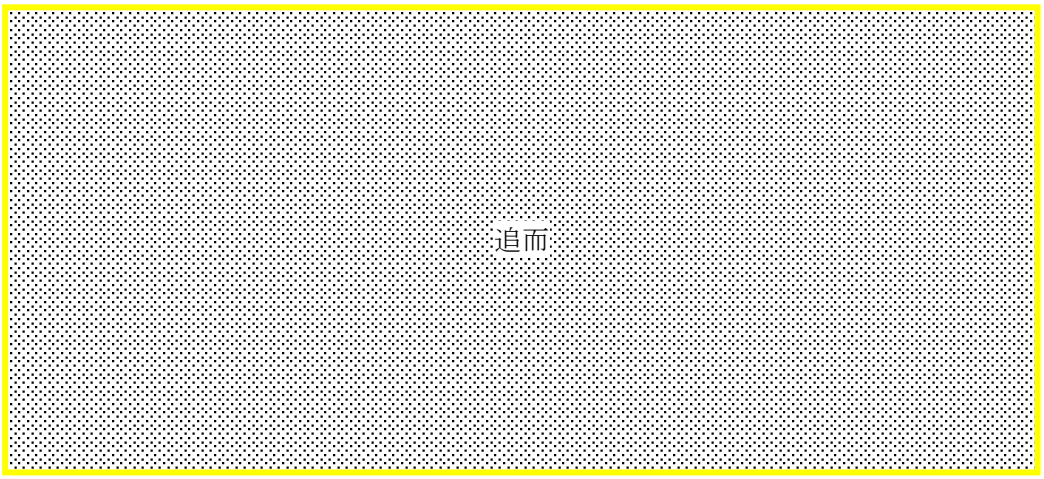
＊2　：評価位置は下図に示す。



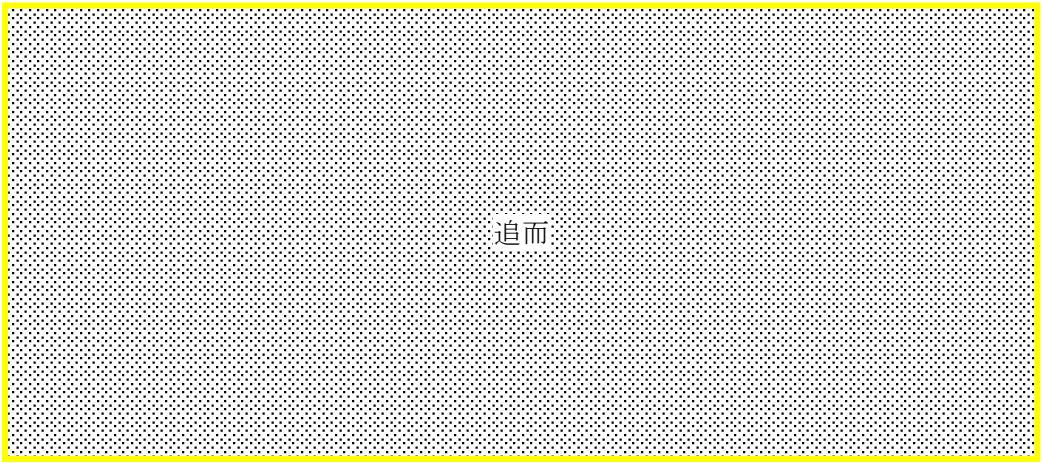




(a) 曲げモーメント（kN・m）

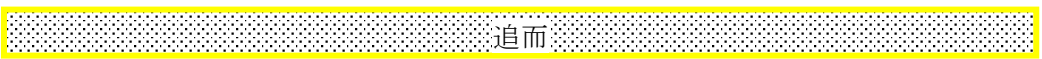


(b) 軸力(kN)



(c) せん断力(kN)

図 3－72　Ｃ－Ｃ断面（隔壁）のせん断力に対して照査値が最大となる時刻の断面力分布図



(4)　最大せん断ひずみ分布

地盤に発生した最大せん断ひずみを確認するため，曲げ軸力照査及びせん断照査で最大照査値を示した地震動について地震応答解析の全時刻の最大せん断ひずみ分布を示す。表3－38に最大照査値を示す解析ケースの一覧を示す。

Ａ－Ａ断面における最大せん断ひずみ分布を図 3－73 に，Ｂ－Ｂ断面における最大せん断ひずみ分布を図 3－74 及び図 3－75 に，Ｃ－Ｃ断面における最大せん断ひずみ分布を図 3－76 に示す。

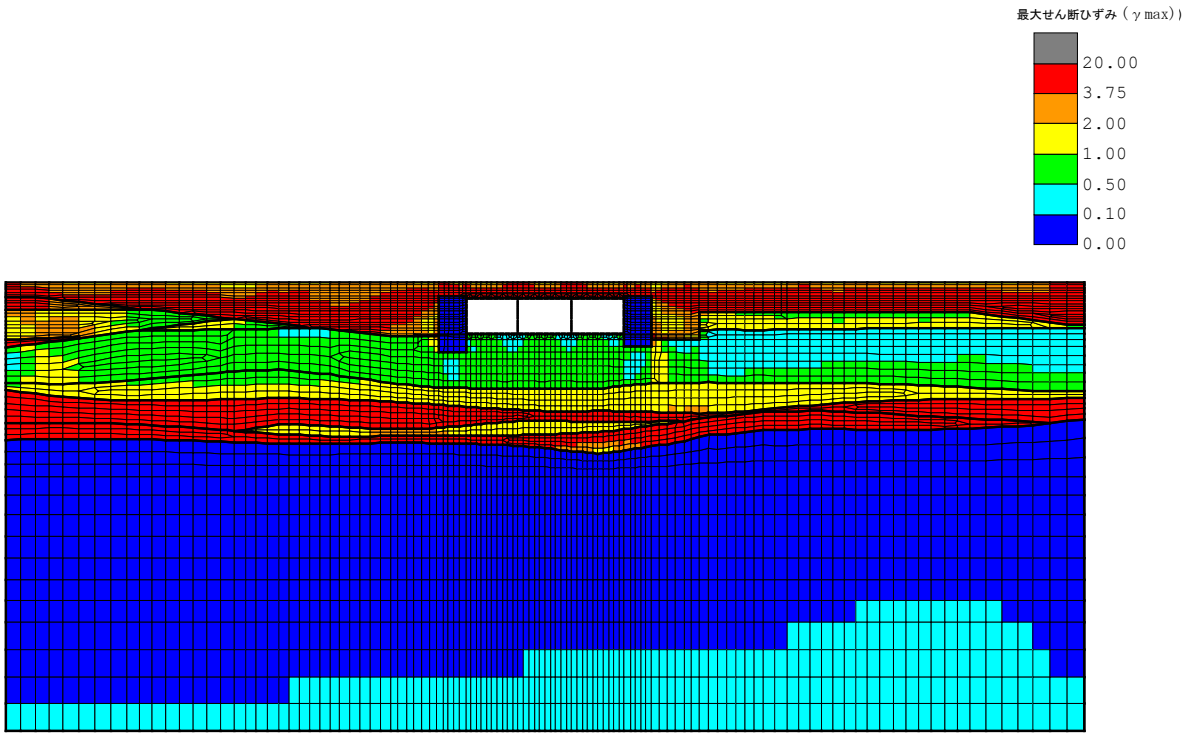
表 3－38　最大照査値を示す解析ケースの一覧

断面	評価項目	
	曲げ軸力	せん断
Ａ－Ａ断面	Ss-3＋－（解析ケース③）	Ss-3＋－（解析ケース③）
Ｂ－Ｂ断面	Ss-1－－（解析ケース④）	Ss-1－－（解析ケース②）
Ｃ－Ｃ断面	追而	

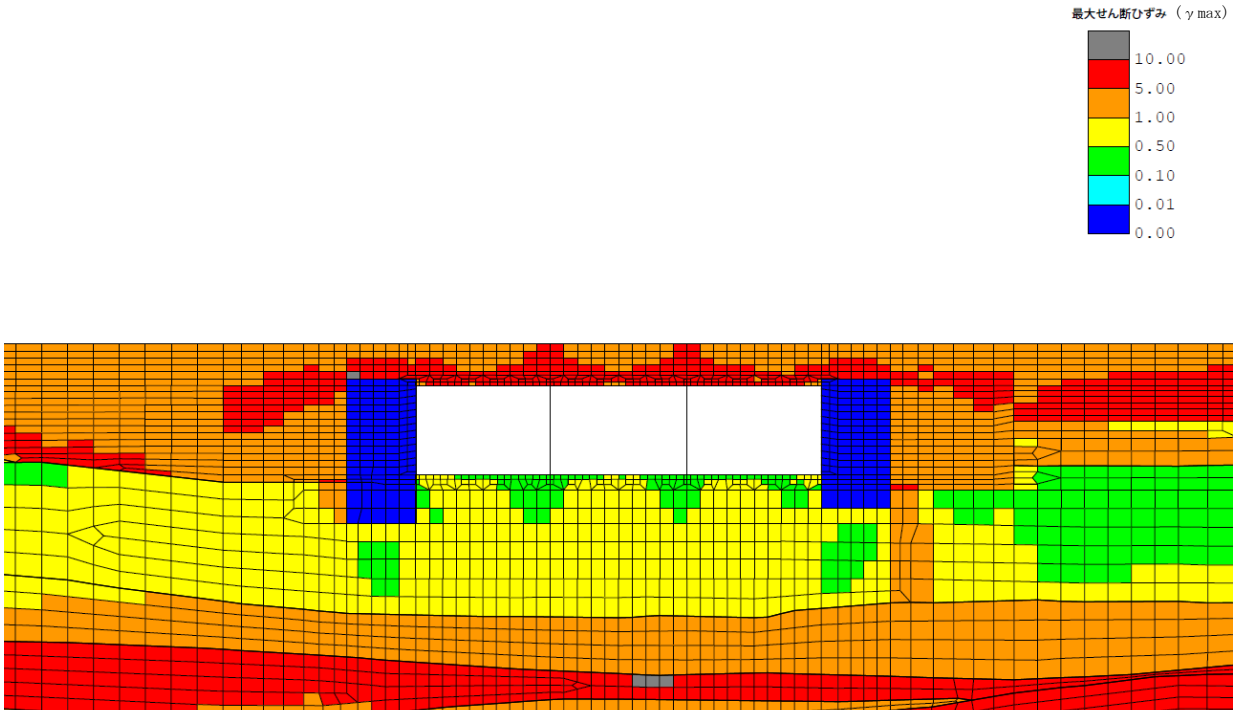
注：　耐震評価における解析ケース一覧

解析ケース	①	②	③	④	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	非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつき（＋1σ）を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地盤剛性の設定	地盤剛性（平均値）	地盤剛性（＋1σ）	地盤剛性（－1σ）	地盤剛性（平均値）	地盤剛性（＋1σ）
液状化強度特性の設定	液状化強度特性（－1σ）	液状化強度特性（－1σ）	液状化強度特性（－1σ）	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

a.　Ａ－Ａ断面



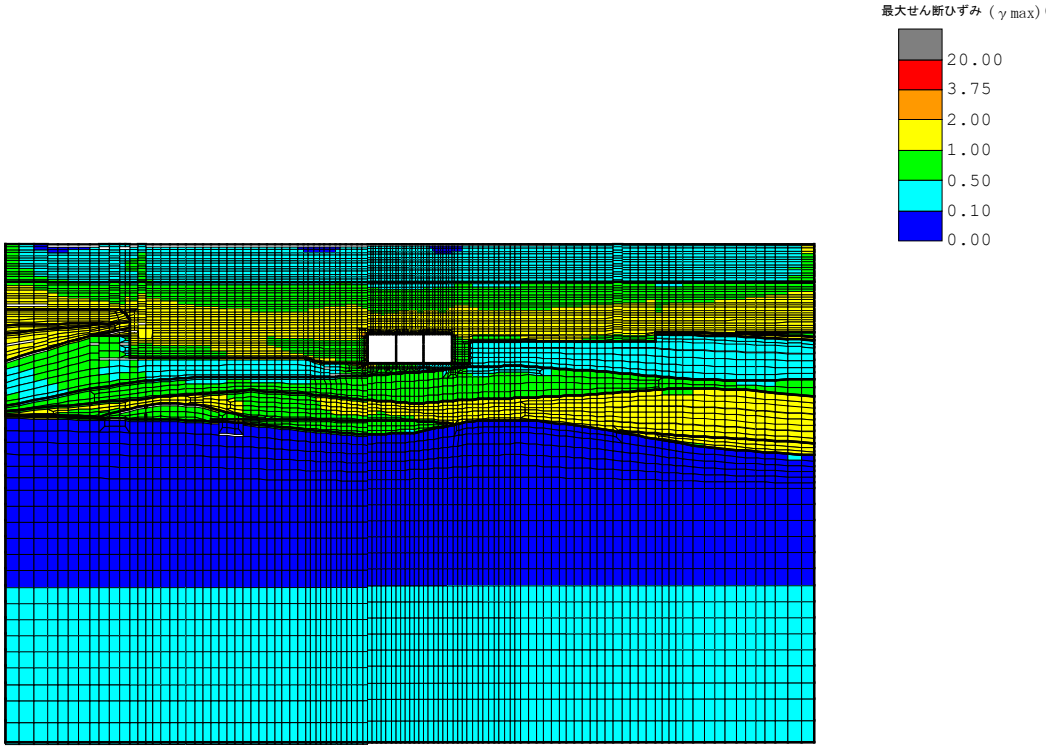
(a)　全体図



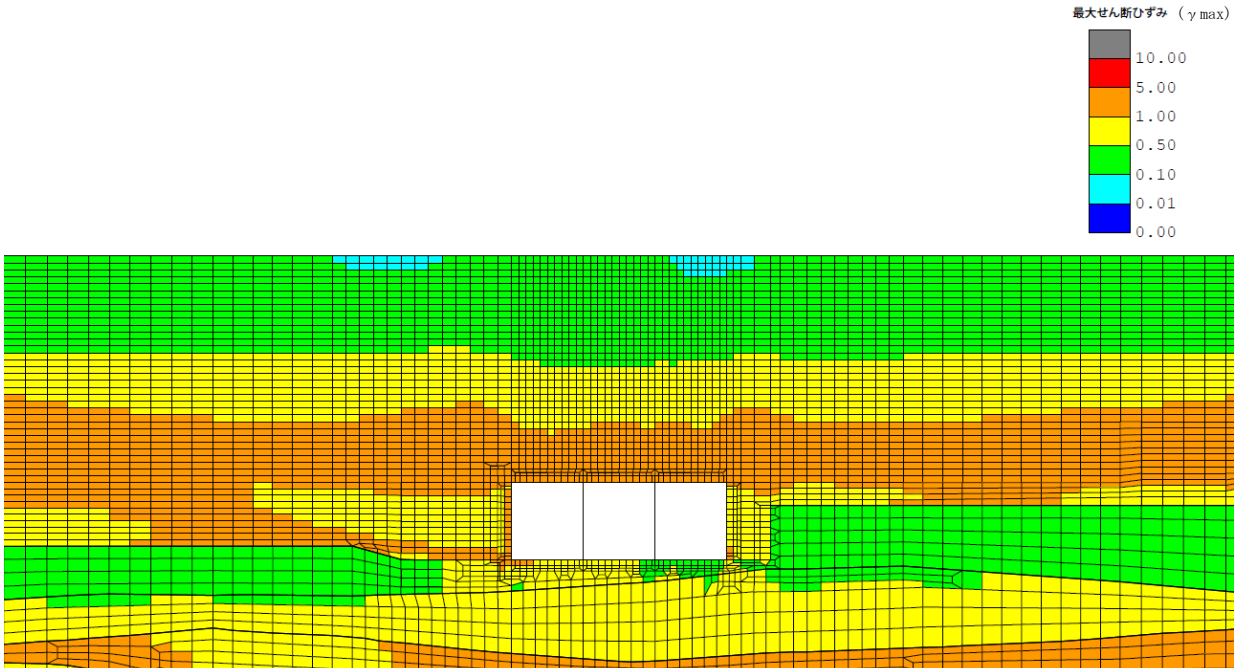
(b)　構造物周辺拡大図

図 3－73　Ａ－Ａ断面の最大せん断ひずみ分布
（解析ケース③，地震動 Ss-3＋－）

b.　Ｂ－Ｂ断面

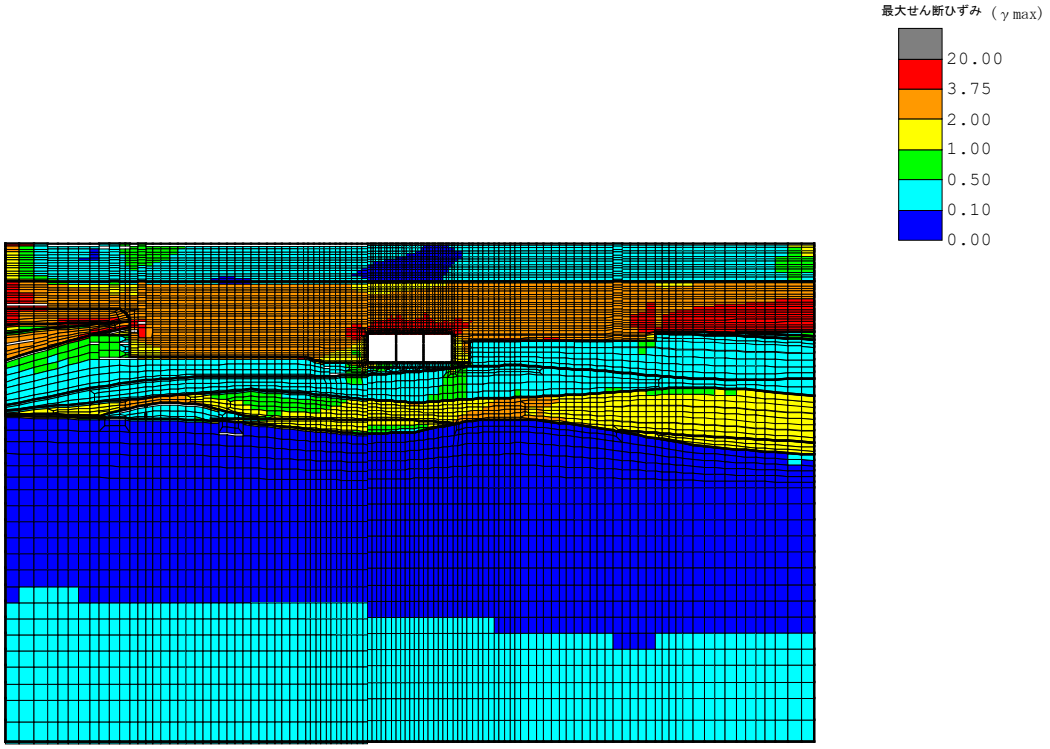


(a)　全体図

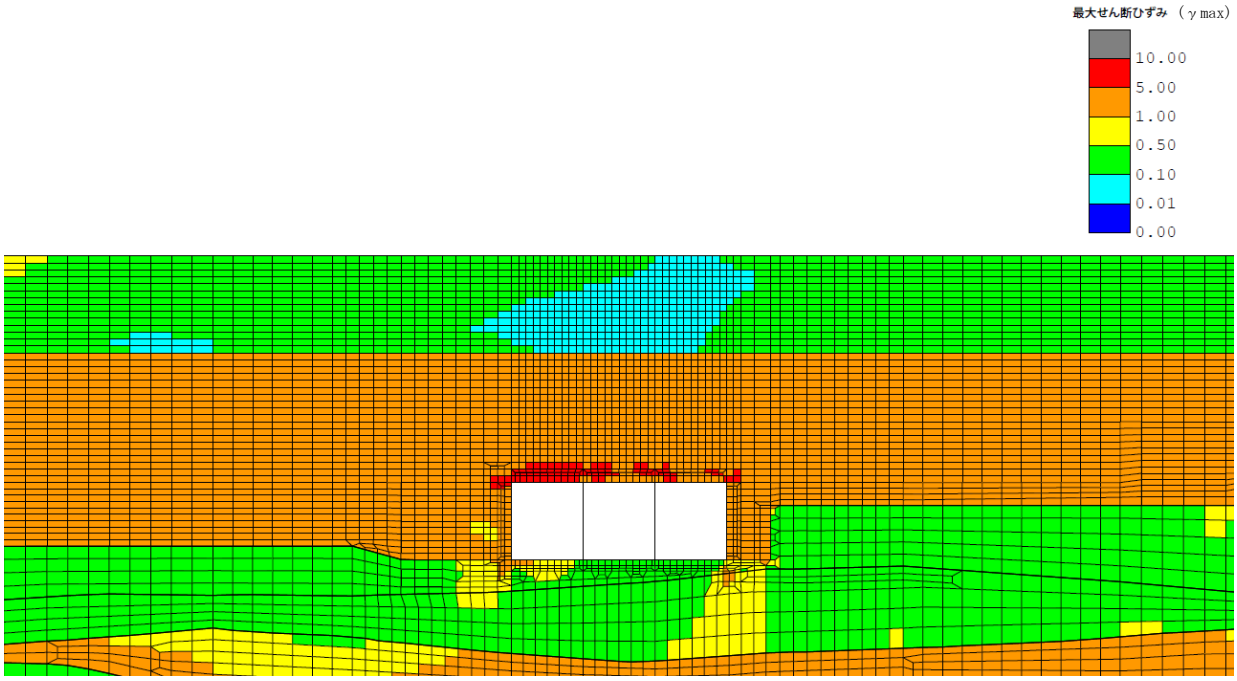


(b)　構造物周辺拡大図

図 3－74　Ｂ－Ｂ断面の最大せん断ひずみ分布
（解析ケース④，地震動 Ss-1－－）



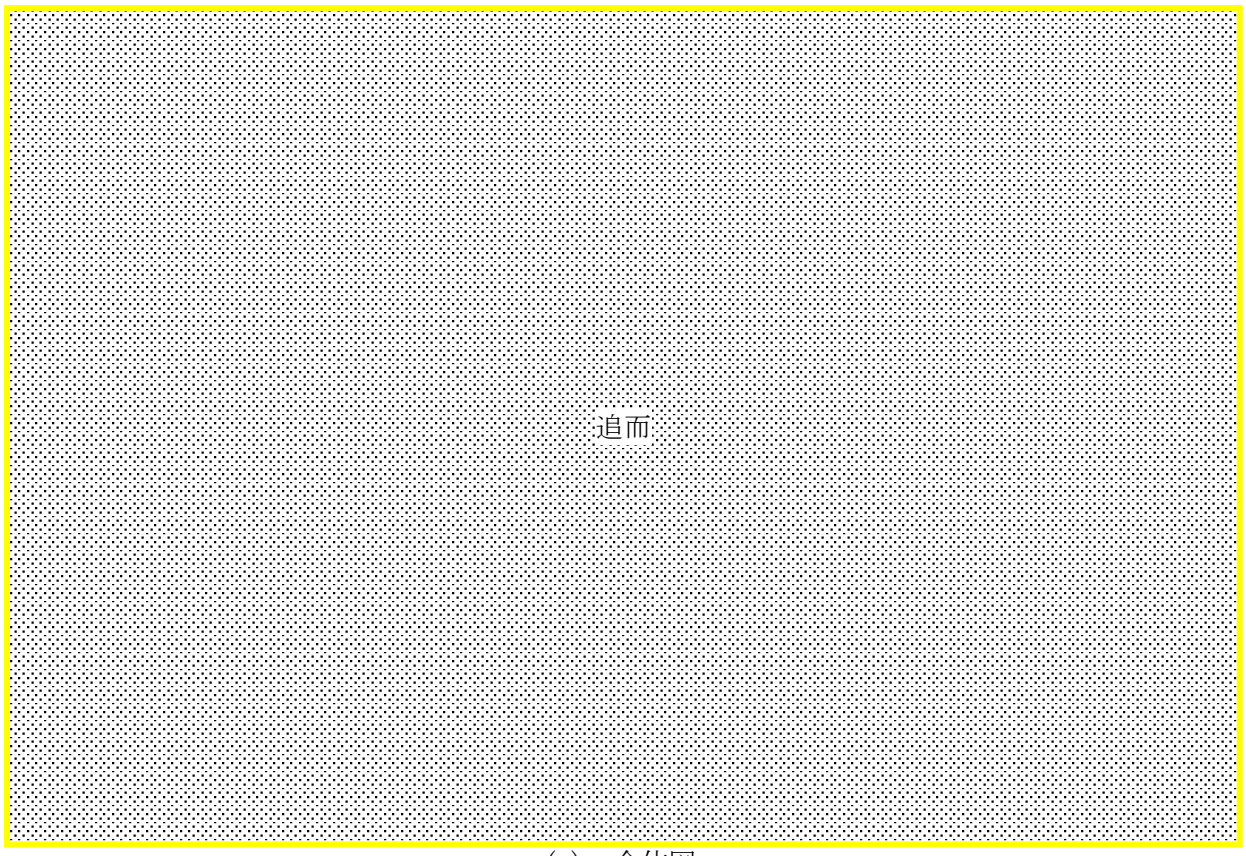
(a)　全体図



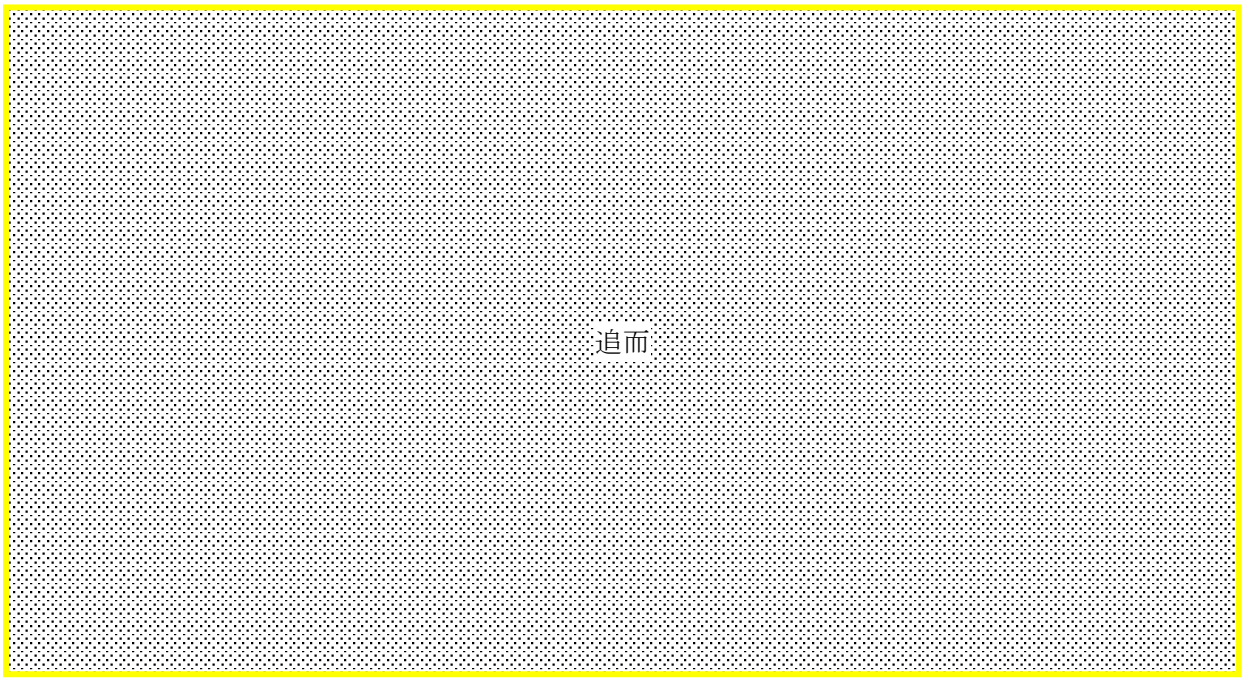
(b)　構造物周辺拡大図

図 3－75　Ｂ－Ｂ断面の最大せん断ひずみ分布
（解析ケース②，地震動 Ss-1－－）

c.　Ｃ－Ｃ断面



(a)　全体図



(b)　構造物周辺拡大図

図 3－76　Ｃ－Ｃ断面の最大せん断ひずみ分布

（解析ケース⑤，地震動 Ss-1－＋）

(5)　最大過剰間隙水圧比分布

地盤に発生した過剰間隙水圧比を確認するため，曲げ軸力照査及びせん断照査での最大照査値を示した地震動における，地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。表 3－39 に最大照査値を示す解析ケースの一覧を示す。なお，解析ケース④及び⑤は，非液状化の条件を仮定した解析ケースであることから記載していない。

Ａ－Ａ断面における最大過剰間隙水圧比分布を図 3－77 に，Ｂ－Ｂ断面における最大過剰間隙水圧比分布を図 3－78 に示す。

表 3－39　最大照査値を示す解析ケースの一覧

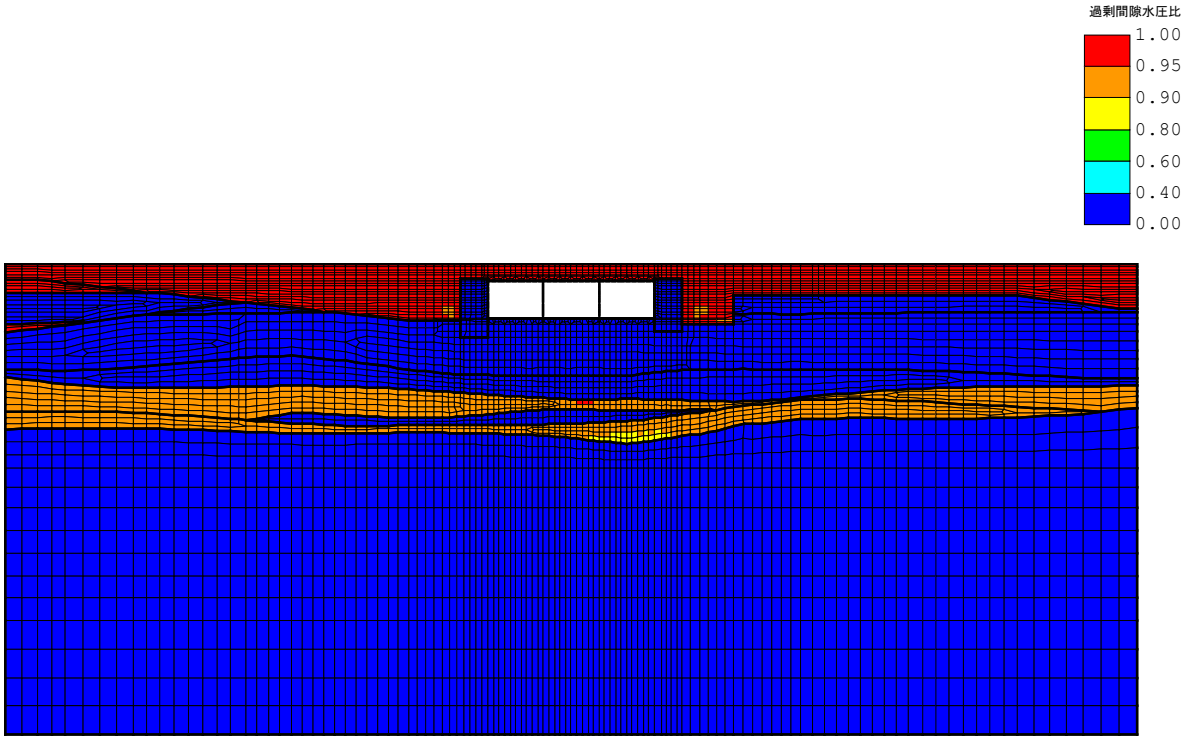
断面	評価項目	
	曲げ軸力	せん断
Ａ－Ａ断面	Ss-3＋－（解析ケース③）	Ss-3＋－（解析ケース③）
Ｂ－Ｂ断面	Ss-1－－（解析ケース④）＊	Ss-1－－（解析ケース②）
Ｃ－Ｃ断面	追而	

注記＊　：非液状化の条件を仮定した解析ケース（過剰間隙水圧比分布図は省略）

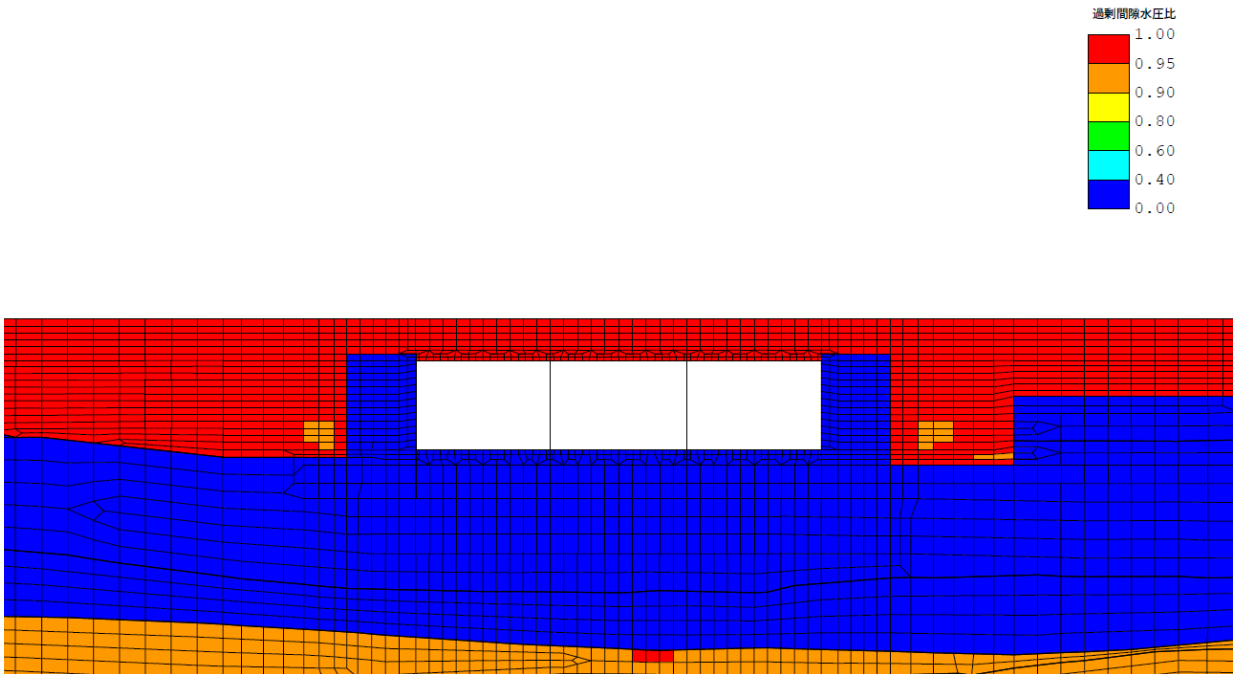
注：　耐震評価における解析ケース一覧

解析ケース	① 基本ケース	② 地盤物性のばらつき（＋1σ）を考慮した解析ケース	③ 地盤物性のばらつき（－1σ）を考慮した解析ケース	④ 非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑤ 地盤物性のばらつき（＋1σ）を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地盤剛性の設定	地盤剛性（平均値）	地盤剛性（＋1σ）	地盤剛性（－1σ）	地盤剛性（平均値）	地盤剛性（＋1σ）
液状化強度特性の設定	液状化強度特性（－1σ）	液状化強度特性（－1σ）	液状化強度特性（－1σ）	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

a.　Ａ－Ａ断面



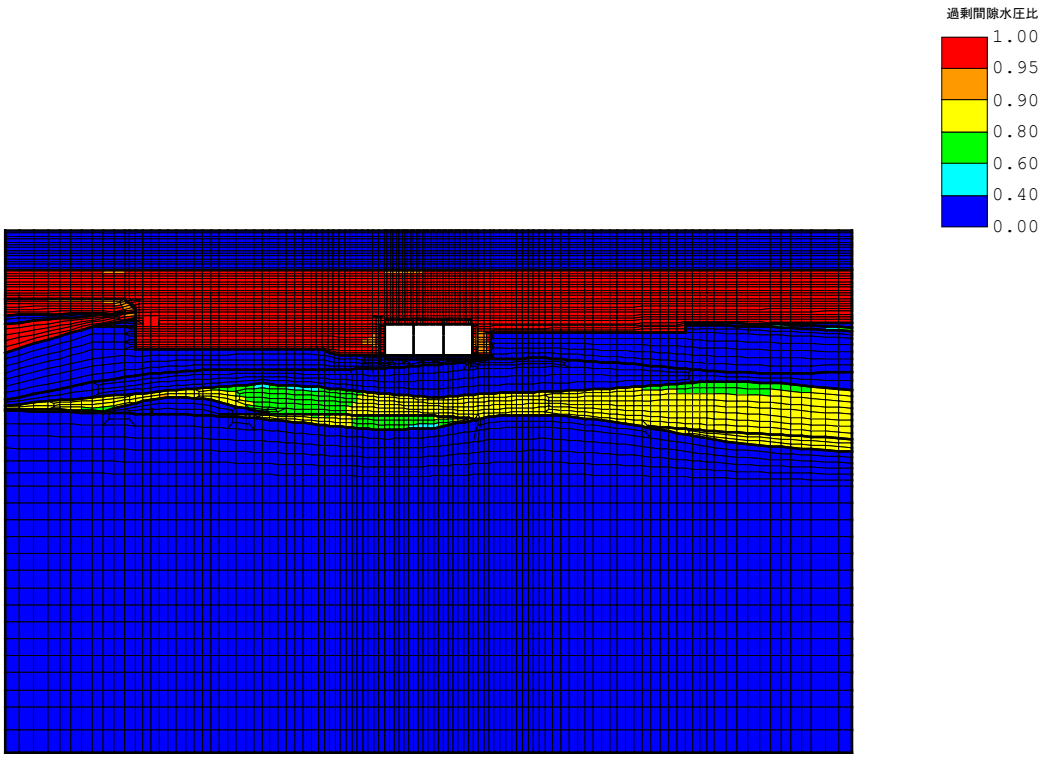
(a)　全体図



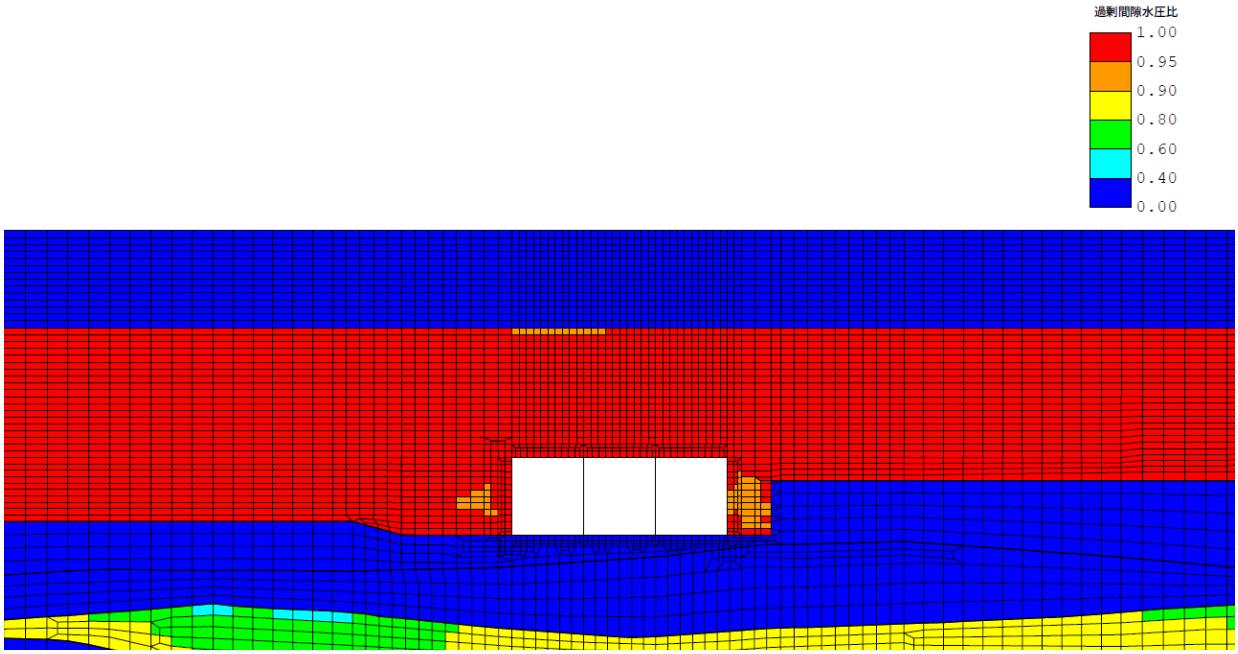
(b)　拡大図

図 3－77　Ａ－Ａ断面の最大過剰間隙水圧比分布
（解析ケース③，地震動 Ss-3＋－）

b.　Ｂ－Ｂ断面



(a)　全体図



(b)　拡大図

図 3－78　Ｂ－Ｂ断面の最大過剰間隙水圧比分布
(解析ケース②，Ss-1－－)

3.4.2　構造部材の健全性に対する評価結果

(1)　構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

a.　通水機能の確認

表 3－40～表 3－42 に，照査用層間変形角による曲げ軸力に対する評価結果を示す。各断面の全解析ケースにおいて，照査用層間変形角は限界層間変形角を下回る。

限界層間変形角（層間変形角 1/100）は，部材のかぶりコンクリートの剥落が発生する前の状態であることから，取水路の通水機能は損なわれないことを確認した。

(a)　Ａ－Ａ断面

表 3－40　曲げ軸力に対する評価結果（Ａ－Ａ断面）

解析ケース	地震動	照査用層間変形角 R_d *	限界層間変形角 R_u	照査値 R_d / R_u
①	Ss-1＋＋	3.04×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.31
	Ss-1－＋	3.03×10^{-3}		0.31
	Ss-1＋－	3.02×10^{-3}		0.31
	Ss-1－－	2.96×10^{-3}		0.30
	Ss-2	1.63×10^{-3}		0.17
	Ss-3＋＋	4.05×10^{-3}		0.41
	Ss-3－＋	3.73×10^{-3}		0.38
	Ss-3＋－	4.05×10^{-3}		0.41
	Ss-3－－	3.74×10^{-3}		0.38
	Ss-4	1.55×10^{-3}		0.16
	Ss-5	1.31×10^{-3}		0.14
	Ss-6	1.58×10^{-3}		0.16
	Ss-7	1.54×10^{-3}		0.16
	Ss-8＋＋	3.10×10^{-3}		0.31
	Ss-8－＋	3.00×10^{-3}		0.30
②	Ss-3＋－	3.73×10^{-3}		0.38
③	Ss-3＋－	4.33×10^{-3}		0.44
④	Ss-3＋－	2.86×10^{-3}		0.29
⑤	Ss-3＋－	2.65×10^{-3}		0.27

注記＊　：照査用層間変形角 R_d ＝最大層間変形角 R ×構造解析係数 γ_a

(b)　Ｂ－Ｂ断面

表 3－41　曲げ軸力に対する評価結果（Ｂ－Ｂ断面）

解析ケース	地震動	照査用層間変形角 R_d *	限界層間変形角 R_u	照査値 R_d / R_u
①	Ss-1＋＋	2.34×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.24
	Ss-1－＋	2.32×10^{-3}		0.24
	Ss-1＋－	2.21×10^{-3}		0.23
	Ss-1－－	2.21×10^{-3}		0.23
	Ss-2	0.81×10^{-3}		0.09
	Ss-3＋＋	2.30×10^{-3}		0.23
	Ss-3－＋	2.11×10^{-3}		0.22
	Ss-3＋－	2.30×10^{-3}		0.23
	Ss-3－－	2.13×10^{-3}		0.22
	Ss-4	0.87×10^{-3}		0.09
	Ss-5	1.19×10^{-3}		0.12
	Ss-6	1.37×10^{-3}		0.14
	Ss-7	1.66×10^{-3}		0.17
	Ss-8＋＋	2.03×10^{-3}		0.21
	Ss-8－＋	2.00×10^{-3}		0.20
②	Ss-1－－	2.45×10^{-3}		0.25
③	Ss-1－－	1.94×10^{-3}		0.20
④	Ss-1－－	2.77×10^{-3}		0.28
⑤	Ss-1－－	2.70×10^{-3}		0.27

注記＊　：照査用層間変形角R_d＝最大層間変形角Ｒ×構造解析係数γ_a

(c)　Ｃ－Ｃ断面

表 3－42　曲げ軸力に対する評価結果（Ｃ－Ｃ断面）

解析ケース	地震動	照査用層間変形角 R_d *	限界層間変形角 R_u	照査値 R_d／R_u
追而				

注記＊　：照査用層間変形角R_d＝最大層間変形角Ｒ×構造解析係数γ_a

b.　貯水機能の確認

曲げに対する照査値が最も厳しい解析ケースにおいて，貯水機能が要求される側壁のＭ－φ曲線の応答を図 3－79～図 3－82 に示す。なお，同図は側壁および頂版の貯水機能が要求される部位の中で最も第 2 折れ点（鉄筋の降伏）に対する裕度が厳しい応答を示す位置の結果を示している。

鉄筋は部材の両側ともに，最大応答は第 2 折れ点（鉄筋の降伏）に至っておらず，漏水を生じるひび割れは発生しないことから，取水路の貯水機能は損なわれないことを確認した。

(a)　Ａ－Ａ断面

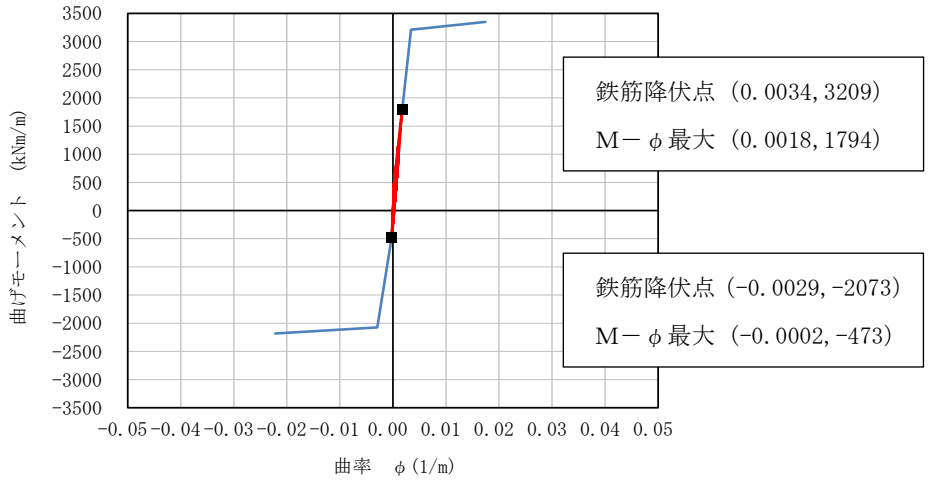


図 3－79　Ａ－Ａ断面のＭ－φ曲線を用いた貯水機能の確認
（左側壁下部，解析ケース③，地震動 Ss-3＋－）＊
注記＊　：曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい解析ケース

(b)　Ｂ－Ｂ断面

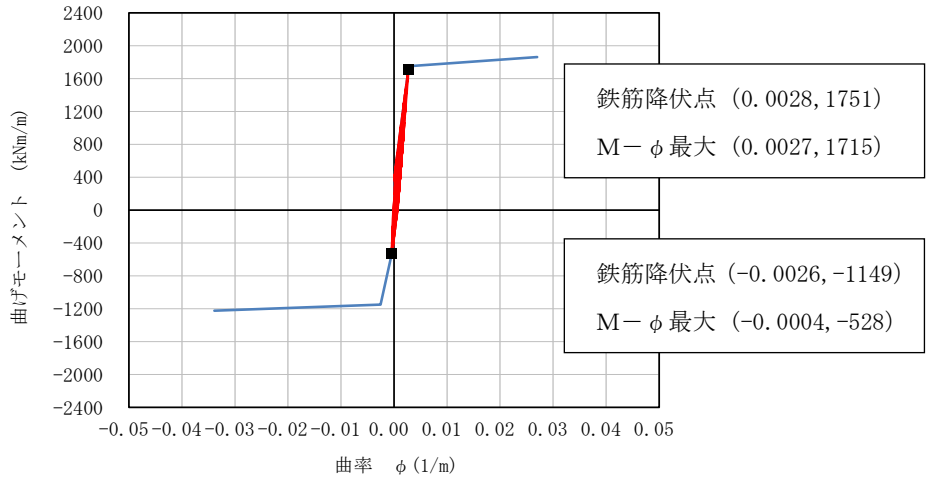


図 3－80　Ｂ－Ｂ断面のＭ－φ曲線を用いた貯水機能の確認
（左側壁下部，解析ケース④，地震動 Ss-1－－）＊
注記＊　：曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい解析ケース

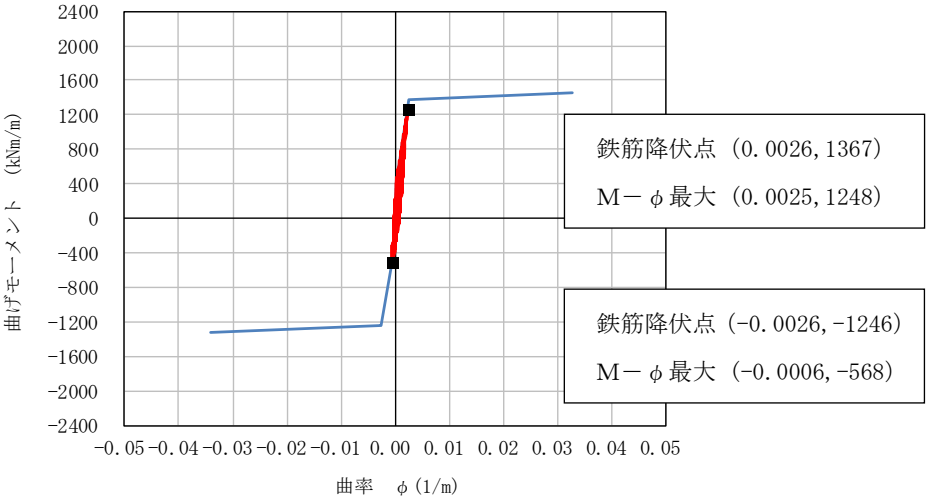


図 3－81　Ｂ－Ｂ断面のＭ－φ曲線を用いた貯水機能の確認
（頂版，解析ケース④，地震動 Ss-1－－）＊
注記＊　：曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい解析ケース

(c)　Ｃ－Ｃ断面

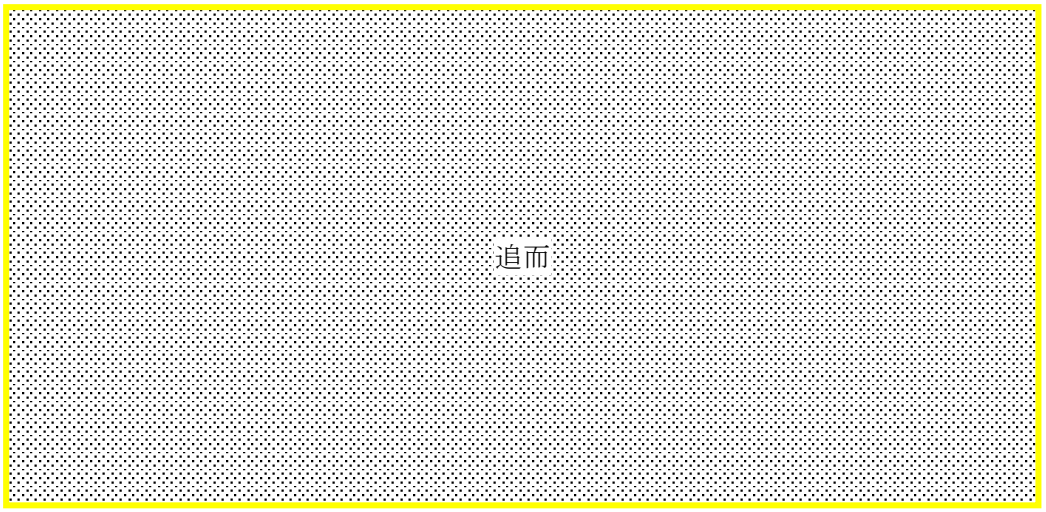


図 3－82　Ｃ－Ｃ断面のＭ－φ曲線を用いた貯水機能の確認

追而

注記＊　：曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい解析ケース

(2)　せん断力に対する評価結果（部材非線形解析）

せん断力照査結果を表 3－43～表 3－48 に，各断面の評価位置を図 3－83～図 3－85 に示す。

同表より，取水路の頂版，側壁及び底版については，発生するせん断力がせん断耐力式より求まるせん断耐力を下回ることを確認した。一方，Ａ－Ａ断面及びＣ－Ｃ断面の隔壁については，発生するせん断力がせん断耐力式より求まるせん断耐力を上回る結果となった。

したがって，次項にて，材料非線形解析を実施し，より精緻なせん断耐力を評価した上で，当該部材のせん断力に対する評価を実施する。

a. Ａ－Ａ断面

表 3－43　せん断力に対する評価結果（Ａ－Ａ断面）(1/2)

解析ケース	地震動	評価位置		照査用せん断力* V_d (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d / V_{yd}
①	Ss-1＋＋	頂版	7	651	977	0.67
		側壁	4	761	1095	0.70
		隔壁	2	786	923	0.86
		底版	10	699	1576	0.45
①	Ss-1－＋	頂版	5	644	984	0.66
		側壁	1	759	1123	0.68
		隔壁	3	805	925	0.88
		底版	8	686	1588	0.44
①	Ss-1＋－	頂版	7	665	1003	0.67
		側壁	4	707	1116	0.64
		隔壁	3	779	932	0.84
		底版	9	674	1552	0.44
①	Ss-1－－	頂版	6	640	1048	0.62
		側壁	1	688	1082	0.64
		隔壁	3	763	922	0.83
		底版	10	666	1654	0.41
①	Ss-2	頂版	7	520	1052	0.50
		側壁	4	546	1143	0.48
		隔壁	3	564	945	0.60
		底版	9	517	1618	0.32
①	Ss-3＋＋	頂版	5	526	959	0.55
		側壁	1	693	1040	0.67
		隔壁	2	958	925	1.04
		底版	10	588	1519	0.39
①	Ss-3－＋	頂版	7	539	938	0.58
		側壁	4	737	1043	0.71
		隔壁	3	954	926	1.04
		底版	10	592	1509	0.40
①	Ss-3＋－	頂版	7	569	952	0.60
		側壁	1	665	1048	0.64
		隔壁	2	955	918	1.05
		底版	9	589	1496	0.40
①	Ss-3－－	頂版	7	545	950	0.58
		側壁	4	685	1034	0.67
		隔壁	3	953	919	1.04
		底版	9	564	1471	0.39

注記＊　：照査用せん断力V_d＝発生せん断力Ｖ×構造解析係数γ_a

表 3－44　せん断力に対する評価結果（Ａ－Ａ断面）(2/2)

解析ケース	地震動	評価位置		照査用せん断力* V_d (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d / V_{yd}
①	Ss-4	頂版	5	408	1020	0.40
		側壁	1	455	1094	0.42
		隔壁	2	543	929	0.59
		底版	8	443	1609	0.28
①	Ss-5	頂版	5	456	1049	0.44
		側壁	4	450	1131	0.40
		隔壁	2	476	934	0.51
		底版	10	474	1662	0.29
①	Ss-6	頂版	7	463	1044	0.45
		側壁	2	484	931	0.52
		隔壁	3	546	927	0.59
		底版	9	470	1650	0.29
①	Ss-7	頂版	7	456	1052	0.44
		側壁	1	521	1145	0.46
		隔壁	2	516	960	0.54
		底版	8	485	1633	0.30
①	Ss-8＋＋	頂版	5	483	961	0.51
		側壁	1	651	1056	0.62
		隔壁	2	813	929	0.88
		底版	8	547	1528	0.36
①	Ss-8－＋	頂版	7	488	945	0.52
		側壁	4	673	1071	0.63
		隔壁	3	826	927	0.90
		底版	10	566	1531	0.37
②	Ss-3＋－	頂版	7	565	952	0.60
		側壁	1	658	1050	0.63
		隔壁	2	903	919	0.99
		底版	9	546	1475	0.38
③	Ss-3＋－	頂版	6	552	918	0.61
		側壁	4	706	1094	0.65
		隔壁	2	993	918	1.09
		底版	10	638	1517	0.43
④	Ss-3＋－	頂版	7	534	975	0.55
		側壁	4	605	1046	0.58
		隔壁	2	736	925	0.80
		底版	10	584	1609	0.37
⑤	Ss-3＋－	頂版	7	538	966	0.56
		側壁	4	628	1083	0.58
		隔壁	2	708	928	0.77
		底版	10	562	1563	0.36

注記＊　：照査用せん断力V_d＝発生せん断力Ｖ×構造解析係数γ_a

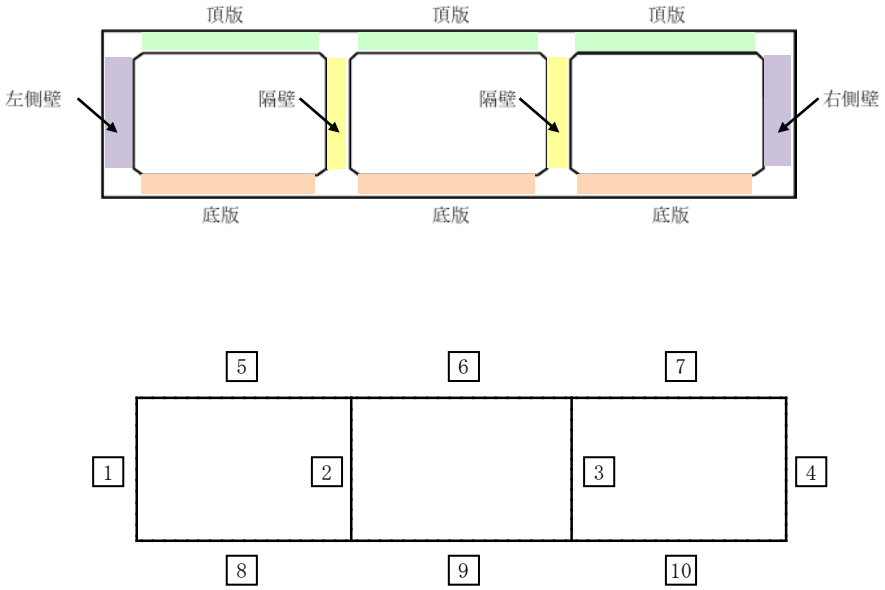


図 3－83　Ａ－Ａ断面の評価位置

b.　Ｂ－Ｂ断面

表 3－45　せん断力に対する評価結果（Ｂ－Ｂ断面）(1/2)

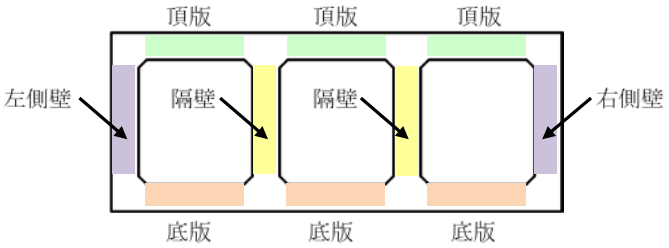
解析ケース	地震動	評価位置		照査用せん断力* V_d (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d / V_{yd}
①	Ss-1＋＋	頂版	6	1153	2693	0.43
		側壁	4	1096	1554	0.71
		隔壁	3	841	926	0.91
		底版	8	1264	2901	0.44
①	Ss-1－＋	頂版	6	1107	2721	0.41
		側壁	1	1231	1641	0.76
		隔壁	2	849	915	0.93
		底版	10	1169	2902	0.41
①	Ss-1＋－	頂版	6	1098	2812	0.40
		側壁	4	1314	1816	0.73
		隔壁	2	804	880	0.92
		底版	8	1156	3038	0.39
①	Ss-1－－	頂版	6	1116	2791	0.40
		側壁	1	1272	1713	0.75
		隔壁	2	817	873	0.94
		底版	10	1183	2908	0.41
①	Ss-2	頂版	6	882	2878	0.31
		側壁	1	884	1807	0.49
		隔壁	2	486	930	0.53
		底版	9	894	2969	0.31
①	Ss-3＋＋	頂版	6	886	2642	0.34
		側壁	4	1059	1657	0.64
		隔壁	3	823	891	0.93
		底版	10	924	2701	0.35
①	Ss-3－＋	頂版	6	876	2619	0.34
		側壁	1	968	1527	0.64
		隔壁	2	794	892	0.90
		底版	8	1003	2852	0.36
①	Ss-3＋－	頂版	6	971	2663	0.37
		側壁	4	1138	1708	0.67
		隔壁	3	819	898	0.92
		底版	8	1085	2923	0.38
①	Ss-3－－	頂版	6	1002	2669	0.38
		側壁	1	1069	1562	0.69
		隔壁	2	787	905	0.87
		底版	10	1078	2825	0.39

注記＊　：照査用せん断力V_d＝発生せん断力Ｖ×構造解析係数γ_a

表 3－46　せん断力に対する評価結果（Ｂ－Ｂ断面）(2/2)

解析ケース	地震動	評価位置		照査用せん断力* V_d (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d / V_{yd}
①	Ss-4	頂版	6	761	2766	0.28
		側壁	4	753	1716	0.44
		隔壁	3	478	951	0.51
		底版	8	832	3024	0.28
①	Ss-5	頂版	6	841	2763	0.31
		側壁	4	863	1761	0.50
		隔壁	2	562	908	0.62
		底版	8	906	2965	0.31
①	Ss-6	頂版	6	923	2778	0.34
		側壁	1	1070	1855	0.58
		隔壁	2	595	924	0.65
		底版	10	983	3021	0.33
①	Ss-7	頂版	6	916	2722	0.34
		側壁	1	1048	1787	0.59
		隔壁	2	664	916	0.73
		底版	10	989	2942	0.34
①	Ss-8＋＋	頂版	6	865	2661	0.33
		側壁	1	904	1481	0.62
		隔壁	2	780	908	0.86
		底版	10	952	2815	0.34
①	Ss-8－＋	頂版	6	887	2643	0.34
		側壁	4	821	1457	0.57
		隔壁	3	760	916	0.83
		底版	8	1003	2837	0.36
②	Ss-1－－	頂版	6	1152	2744	0.42
		側壁	1	1268	1620	0.79
		隔壁	2	862	878	0.99
		底版	10	1220	2855	0.43
③	Ss-1－－	頂版	6	1072	2863	0.38
		側壁	1	1250	1809	0.70
		隔壁	2	764	869	0.88
		底版	10	1125	3005	0.38
④	Ss-1－－	頂版	6	1158	2696	0.43
		側壁	1	1158	1467	0.79
		隔壁	2	873	914	0.96
		底版	10	1248	2793	0.45
⑤	Ss-1－－	頂版	6	1132	2686	0.43
		側壁	1	1094	1456	0.76
		隔壁	3	846	902	0.94
		底版	10	1230	2774	0.45

注記＊　：照査用せん断力V_d＝発生せん断力Ｖ×構造解析係数γ_a



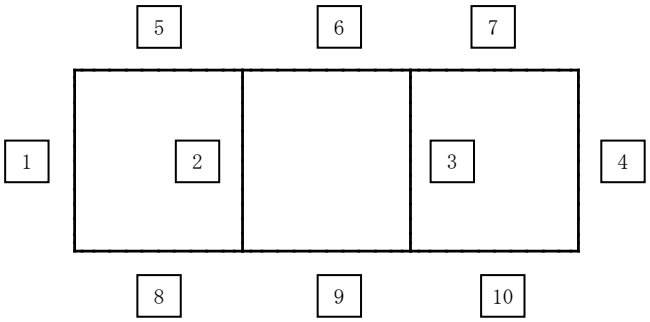


図 3－84　Ｂ－Ｂ断面の評価位置

c.　Ｃ－Ｃ断面

表 3－47　せん断力に対する評価結果（Ｃ－Ｃ断面）(1/2)

解析ケース	地震動	評価位置	照査用 せん断力* V_d (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d / V_{yd}
追而					

注記＊　：照査用せん断力V_d＝発生せん断力Ｖ×構造解析係数γ_a

表 3－48　せん断力に対する評価結果（Ｃ－Ｃ断面）(2/2)

解析ケース	地震動	評価位置	照査用 せん断力＊ V_d (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d / V_{yd}
追而					

注記＊　：照査用せん断力V_d＝発生せん断力Ｖ×構造解析係数γ_a

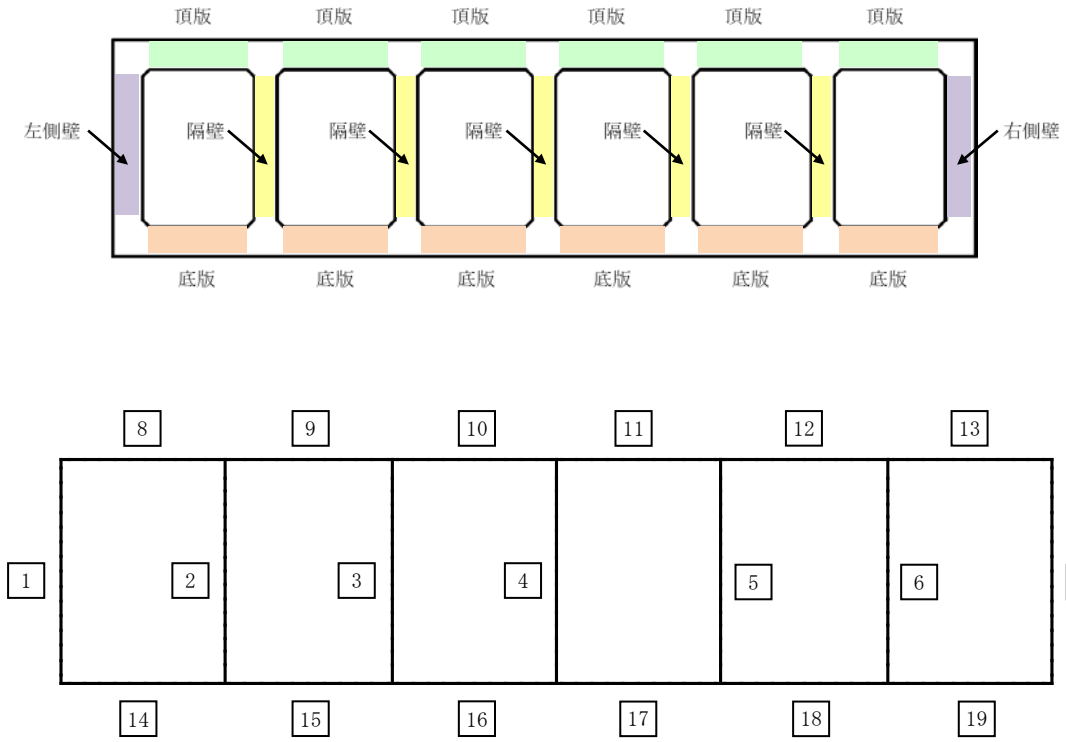


図 3－85　Ｃ－Ｃ断面の評価位置

3.4.3　基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する評価結果を表 3－49～表 3－51 に示す。

取水路の基礎地盤に発生する鉛直力が極限支持力以下であることを確認した。

表 3－49　基礎地盤の支持性能評価結果（Ａ－Ａ断面）

解析ケース	地震動	最大鉛直力 R_a (kN)	極限支持力 R_u (kN)	照査値 R_a / R_u
①	Ss-1＋＋	2150	62000	0.04
	Ss-1－＋	2150	62000	0.04
	Ss-1＋－	2160	60000	0.04
	Ss-1－－	2160	58700	0.04
	Ss-2	2200	62700	0.04
	Ss-3＋＋	2290	32100	0.08
	Ss-3－＋	2280	62000	0.04
	Ss-3＋－	2220	24600	0.10
	Ss-3－－	2240	60200	0.04
	Ss-4	2150	62800	0.04
	Ss-5	2160	58800	0.04
	Ss-6	2150	62400	0.04
	Ss-7	2160	61100	0.04
	Ss-8＋＋	2160	58000	0.04
	Ss-8－＋	2160	56600	0.04
②	Ss-3＋－	2340	27400	0.09
③	Ss-3＋－	2150	62000	0.04
④	Ss-3＋－	2150	62000	0.04
⑤	Ss-3＋－	2160	58600	0.04

表 3－50　基礎地盤の支持性能評価結果（Ｂ－Ｂ断面）

解析ケース	地震動	最大鉛直力 R_a (kN)	極限支持力 R_u (kN)	照査値 R_a/R_u
①	Ss-1＋＋	4340	33200	0.14
	Ss-1－＋	4330	34900	0.13
	Ss-1＋－	4280	39700	0.11
	Ss-1－－	4330	29200	0.15
	Ss-2	4380	41000	0.11
	Ss-3＋＋	4280	40900	0.11
	Ss-3－＋	4310	27500	0.16
	Ss-3＋－	4260	41500	0.11
	Ss-3－－	4260	41500	0.11
	Ss-4	4300	39400	0.11
	Ss-5	4280	41800	0.11
	Ss-6	4280	38500	0.12
	Ss-7	4270	40900	0.11
	Ss-8＋＋	4300	39500	0.11
	Ss-8－＋	4300	40400	0.11
②	Ss-1－－	4520	27900	0.17
③	Ss-1－－	4270	40600	0.11
④	Ss-1－－	4270	40300	0.11
⑤	Ss-1－－	4390	29500	0.15

表 3－51　基礎地盤の支持性能評価結果（Ｃ－Ｃ断面）

解析ケース	地震動	最大鉛直力 R_a (kN)	極限支持力 R_u (kN)	照査値 R_a/R_u
①	Ss-1＋＋	15300	232000	0.07
	Ss-1－＋	14600	232000	0.07
	Ss-1＋－	15900	232000	0.07
	Ss-1－－	14200	232000	0.07
	Ss-2	13600	232000	0.06
	Ss-3＋＋	13600	232000	0.06
	Ss-3－＋	14000	232000	0.07
	Ss-3＋－	14000	232000	0.07
	Ss-3－－	13800	232000	0.06
	Ss-4	12800	232000	0.06
	Ss-5	12600	232000	0.06
	Ss-6	12100	232000	0.06
	Ss-7	12000	232000	0.06
	Ss-8＋＋	10700	232000	0.05
	Ss-8－＋	11500	232000	0.05
②	Ss-1－＋	14400	232000	0.07
③	Ss-1－＋	14800	232000	0.07
④	Ss-1－＋	14400	232000	0.07
⑤	Ss-1－＋	14300	232000	0.07

3.5　評価条件（材料非線形解析）

前述の部材非線形解析では，取水路の一部の隔壁において，発生するせん断力がせん断耐力式によるせん断耐力を上回る結果となった。

部材非線形解析におけるせん断耐力式では，既往の実験等から一般化されたものであることから，ここでは構造部材の形状，作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより，より高い精度でせん断耐力を求め，構造部材のせん断照査を行う。

また，部材非線形解析による照査を満足しているものの，照査値の裕度が小さい部材（ここでは照査値 0.7 より大きい部材を目安とする）についても，材料非線形解析による構造部材のせん断照査を行う。

表 3－52 及び表 3－53 に材料非線形解析の概要を示す。

材料非線形解析は，90 年代までに，ひび割れの進展モデルや破壊エネルギーの概念等，基本となるモデルが提案され，様々な問題に適用されながら有効性と信頼性を高めており，コンクリート標準示方書[設計編]（土木学会，2012）（以下，「コンクリート標準示方書 設計編」という。）や土木学会マニュアル等で取り扱われている。

材料非線形解析にて用いる鉄筋コンクリートの構成則については様々あるが，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おり，コンクリート標準示方書 設計編において標準とされる以下の手法とする。

① 鉄筋とコンクリート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。
② 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。
③ 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。

なお，材料非線形解析の適用にあたっては，当該構造物の構造的な特徴や荷重条件が類似する既往の実験等から得られたせん断耐力と，材料非線形解析によるせん断耐力と比較し，その適用性を判断した上で，モデル化や各種パラメータの設定に係る解析者の差を考慮した安全係数を設定する。

材料非線形解析においては，解析コード「ＷＣＯＭＤ－ＳＪ Ver.7.2」を使用する。

表 3－52　材料非線形解析の位置付け

区分	限界状態	選択される標準的な解析手法と 耐震性能に用いる物理量
1	構造物の部材が 降伏に至らない	① 線形解析 ・鉄筋及びコンクリートの最大応力 ・最大せん断応力 ② 等価線形解析 ・鉄筋及びコンクリートの最大応力 ・最大せん断応力，最大せん断力 ・最大曲げモーメント ③ 部材非線形解析 ・最大曲げモーメント ・最大曲率，最大変位 ・最大層間変形角，最大せん断力 ④ 材料非線形解析 ・最大変位 ・最大層間変形角 ・最大ひずみ，最大せん断力
2	構造物が最大耐 力に至らない	
3	構造物が崩壊 しない	

表 3－53　部材非線形解析と材料非線形解析の特徴

	部材非線形解析	材料非線形解析		
モデル化	骨組モデル	有限要素		
解析次元	1 次元		2 次元	3 次元
構成則	M-ϕ，M-θ 等	応力－ひずみ関係		
要素	はり要素	ファイバー要素	平面ひずみ要素	立体要素
特徴	（汎 用 性） （解析時間）	狭い ← → 広い 短い ← → 長い		

3.5.1　適用基準

材料非線形解析については，土木学会マニュアル及びコンクリート標準示方書 設計編を参考に実施する。

適用する主な基準を表 3－54 に示す。

表 3－54　適用する主な基準等

項　目	参考とする主な基準等	備　考
材料定数・材料特性	・コンクリート標準示方書 設計編 ・土木学会マニュアル	―
許容限界	―	・既往文献等より設定した許容限界（破壊基準）が，部材係数の設定における材料非線形解析にて，実験結果と整合的であることを確認

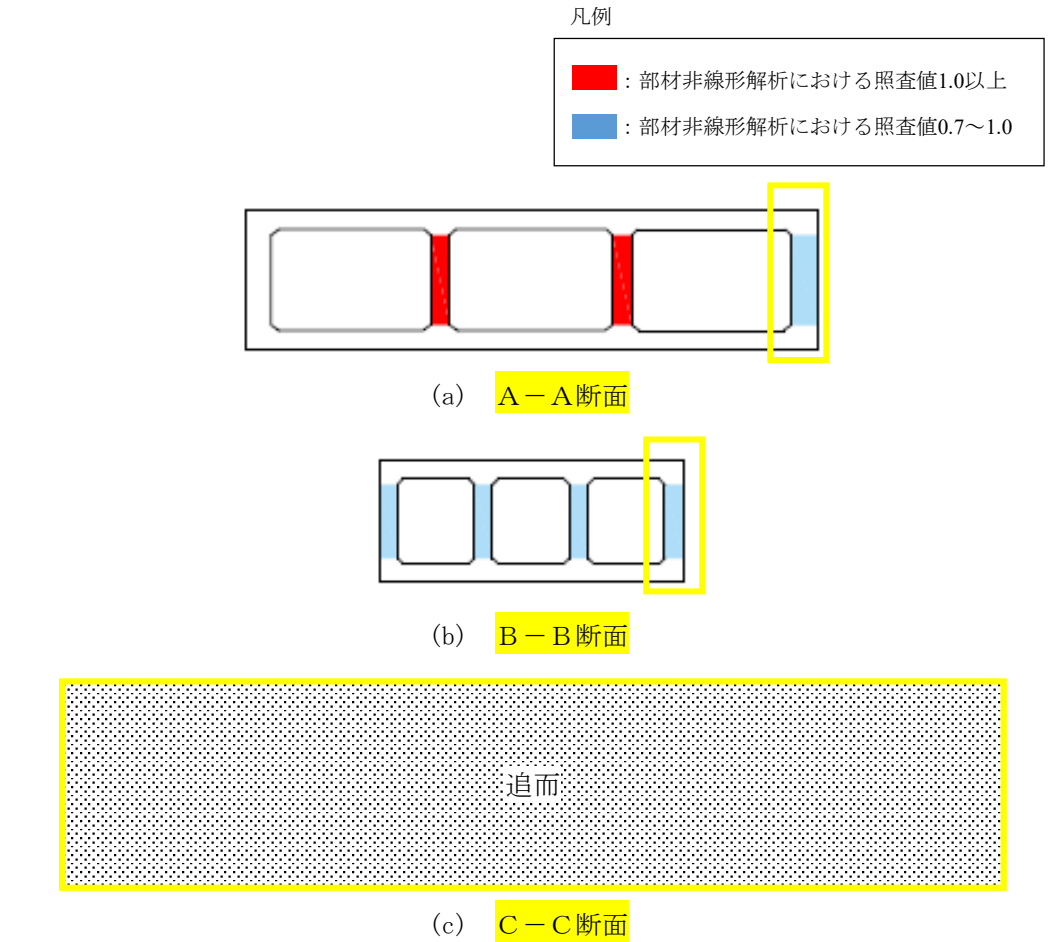
3.5.2　評価対象部材

部材非線形解析のせん断力に対する評価結果を図 3－86 に示す。

材料非線形解析は，図中の部材非線形解析において照査値 1.0 以上の結果が得られた隔壁を対象として実施する。なお，取水路は隔壁を複数有するが，形状及び配筋条件が同一であること，及び作用する断面力もほぼ同様であることから，部材非線形解析において最も厳しい評価を示す部材を，各断面の評価対象部材とする。

材料非線形解析における評価対象部材を図 3－87 に示す。

また，部材非線形解析では，照査値 1.0 以下であるものの，耐震評価の裕度が小さい部材も存在する。そのため，本評価では耐震評価の裕度が小さい部材（ここでは，照査値 0.7 より大きく 1.0 未満の部材を選定の目安とする）についても，材料非線形解析を実施する。



(a)　A－A断面

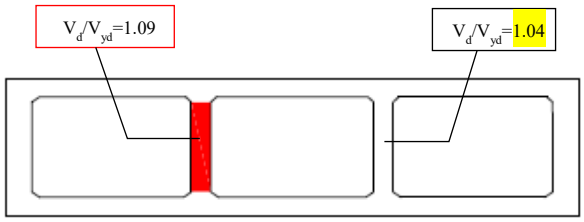
(b)　B－B断面

(c)　C－C断面

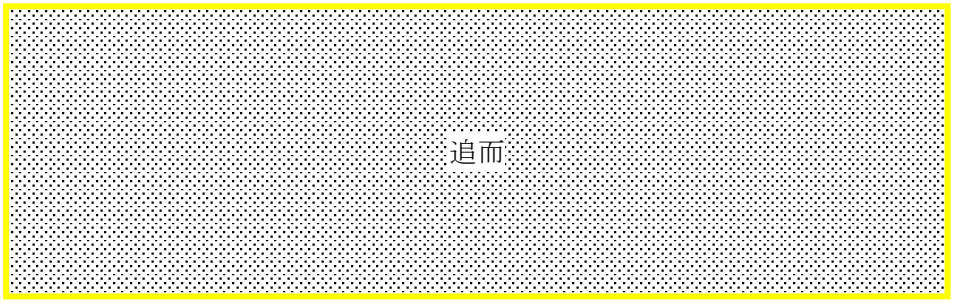
注：　図中の色区分は，せん断力に対する評価における全解析ケースの最大照査値を示している。

図 3－86　部材非線形解析のせん断力に対する評価結果

：評価対象部材



(a) Ａ－Ａ断面の評価対象部材



(b) Ｃ－Ｃ断面の評価対象部材

注： 図中の値は，せん断力に対する評価における全解析ケースの最大照査値を示している。

図 3－87 材料非線形解析における評価対象部材

3.5.3　材料定数

耐震評価に用いる材料定数は，設計図書及び文献等を基に設定する。コンクリート及び鉄筋の材料定数を表 3－55 及び表 3－56 に示す。

表 3－55　コンクリートの材料定数

	設定値	諸　元
単位体積重量	0.0kN/m^3	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
圧縮強度	18.1N/mm^2	設計基準強度（設計図書 23.5N/mm^2）／材料係数（γ_{mc}＝1.3）
引張強度	1.45N/mm^2	0.23×設計基準強度$^{2/3}$／材料係数
圧縮ピークひずみ	0.19%	コンクリート標準示方書 設計編
ひび割れーせん断伝達係数	1.0	コンクリート標準示方書 設計編
破壊エネルギー	0.0768N/mm	コンクリート標準示方書 設計編

表 3－56　鉄筋の材料定数

		設定値	諸　元
単位体積重量		0.0kN/m^3	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
ヤング係数		206kN/mm^2*	コンクリート標準示方書 設計編
降伏強度	主鉄筋	1961N/mm^{2}以上	せん断破壊先行型の破壊形態となるよう，曲げ耐力が増大するように設定
	せん断補強筋	345N/mm^2	設計図書

注記＊　：建設時の設計値に基づく

3.5.4　解析モデルの設定

(1)　解析要素分割図

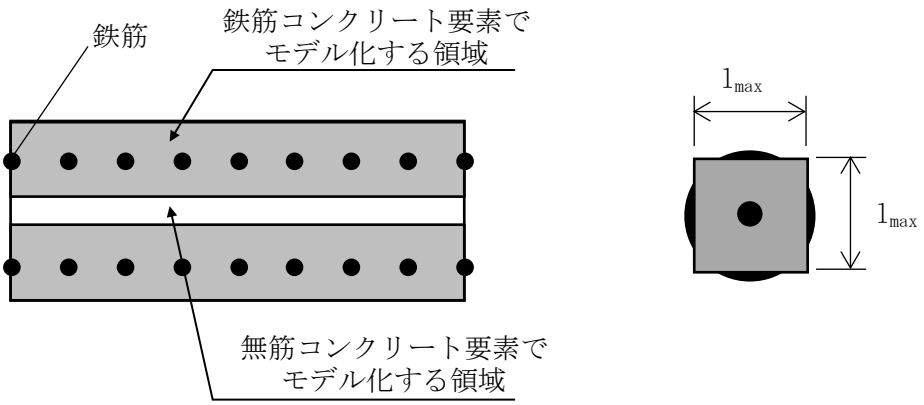
材料非線形解析の対象とする構造部材を平面ひずみ要素でモデル化する。構造部材のモデル化に当たっては，図 3－88 に示すとおり，鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化し，付着の影響が及ばない領域を無筋コンクリート要素としてモデル化する。

部材厚方向の要素分割数については，鉄筋を含む要素と無筋要素を明確に指定できる分割数が望ましいこと，また 3 層以上の分割数をとる場合，解析結果に大きな差異が生じないことから，3 層以上に設定することとする。

具体的には，鉄筋を含む要素は，鉄筋を中心としてかぶり厚さの 2 倍とし，無筋領域については，要素形状が極端に扁平とならないように分割する。

評価対象部材の解析要素分割図を図　3－89 及び図　3－90 に，要素プロパティの諸条件を図 3－91 に示す。

なお，対象とする構造部材に接合する部材は，弾性要素でモデル化し，モデル下端を固定境界とする。



$$l_{max}=\frac{\sqrt{\pi}}{2}D_b\sqrt{\frac{f_y}{f_t}}$$

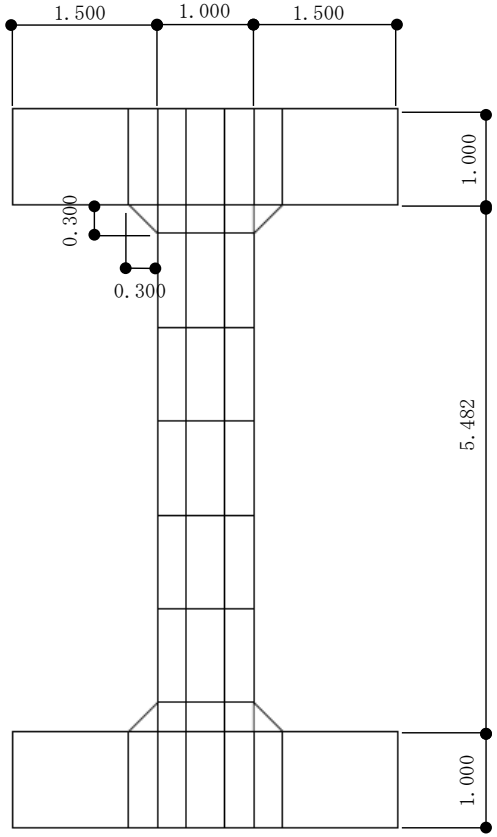
ここに，l_{max}　：鉄筋一本当たりの付着有効面積を正方形で考えた場合の一辺の長さ

D_b　：鉄筋の直径

f_y　：鉄筋の降伏強度

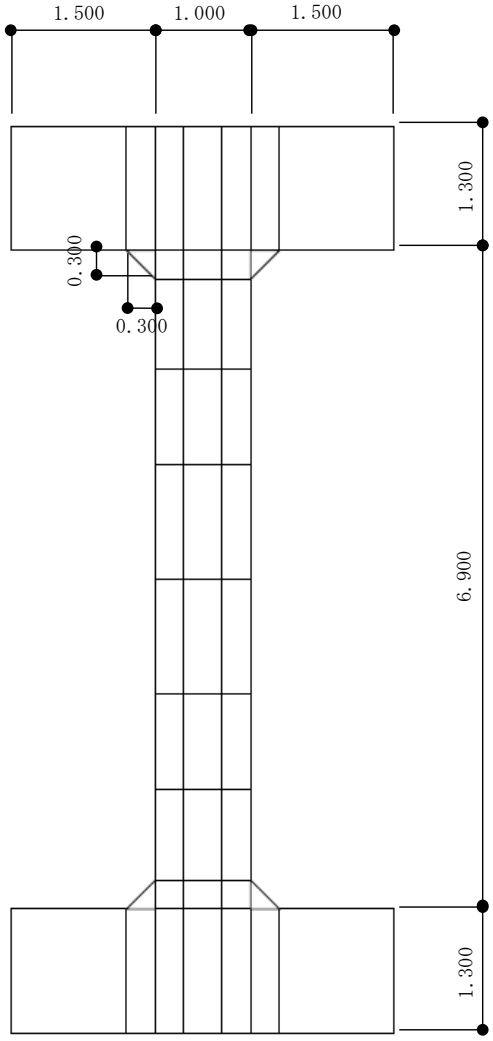
f_t　：コンクリートの引張強度

図 3－88　鉄筋付着有効領域と無筋領域の分割の概要



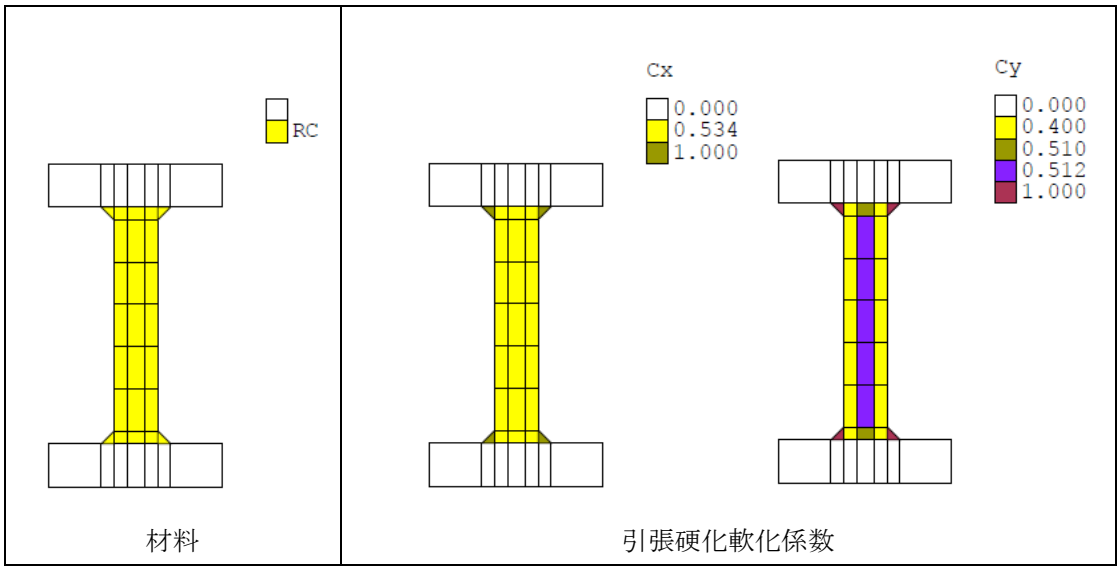
（単位：m）

図 3－89　解析要素分割図（Ａ－Ａ断面：隔壁）

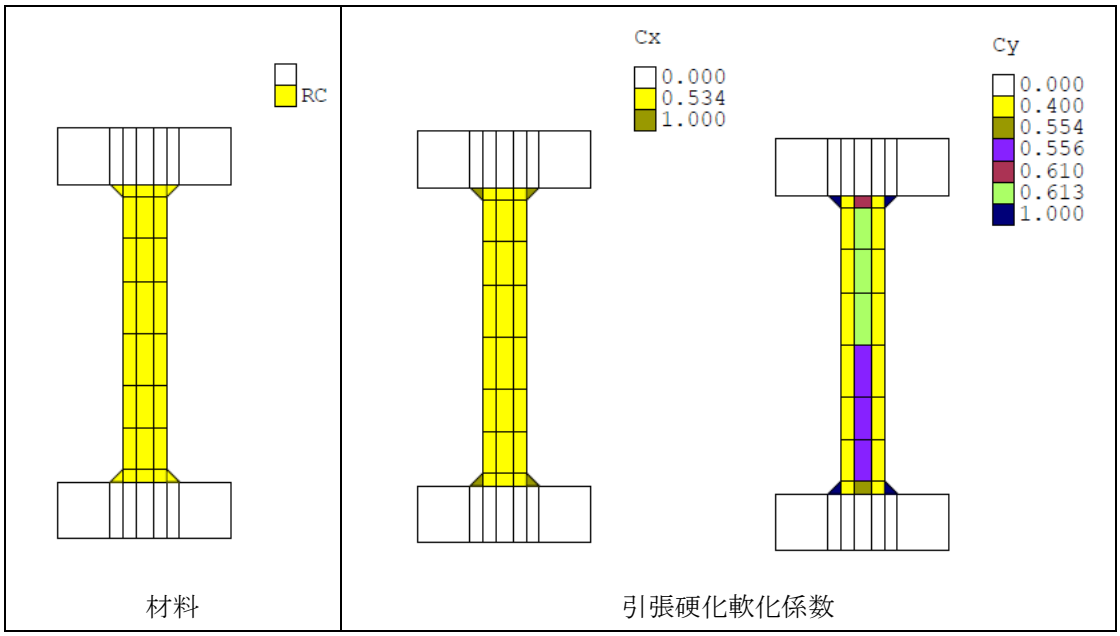


（単位：m）

図 3－90　解析要素分割図（Ｃ－Ｃ断面：隔壁）



(a)　Ａ－Ａ断面



(b)　Ｃ－Ｃ断面

注：　Ｃｘは水平方向，Ｃｙは鉛直方向の引張硬化軟化係数を示す。

図 3－91　評価対象部材の要素プロパティ条件

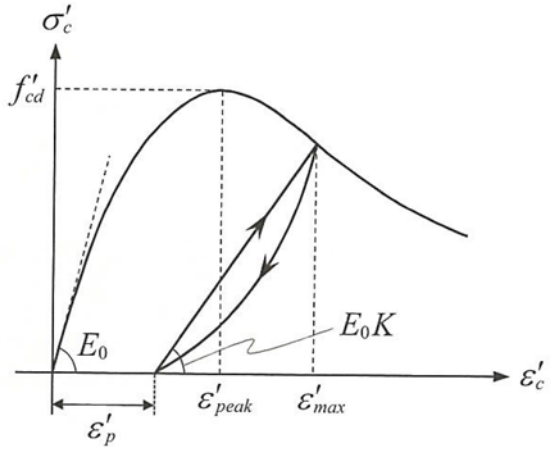
(2) コンクリートの非線形特性

a. 圧縮応力下における応力－ひずみ関係

図 3－92 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，最大応力点を超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 3－93 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。



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

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

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

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

ここに，$f'_{cd} = f'_{ck}/\gamma_c$

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）

$\varepsilon'_{\max}$ ：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 3－92 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 設計編より引用）

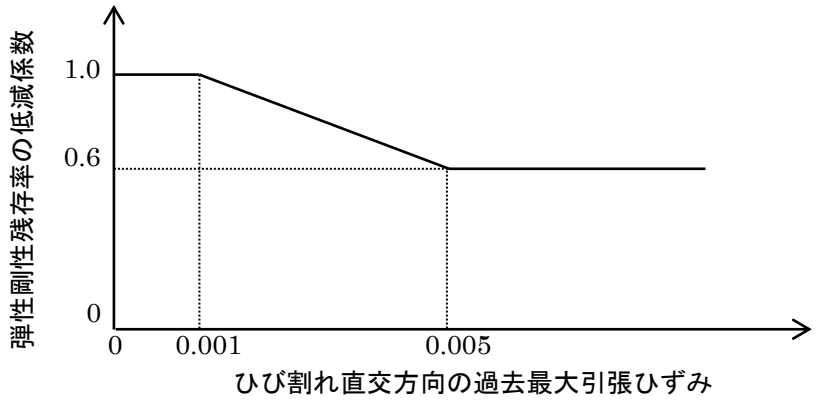


図 3－93　弾性剛性残存率の低減係数

（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 3－94 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 3－95 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。

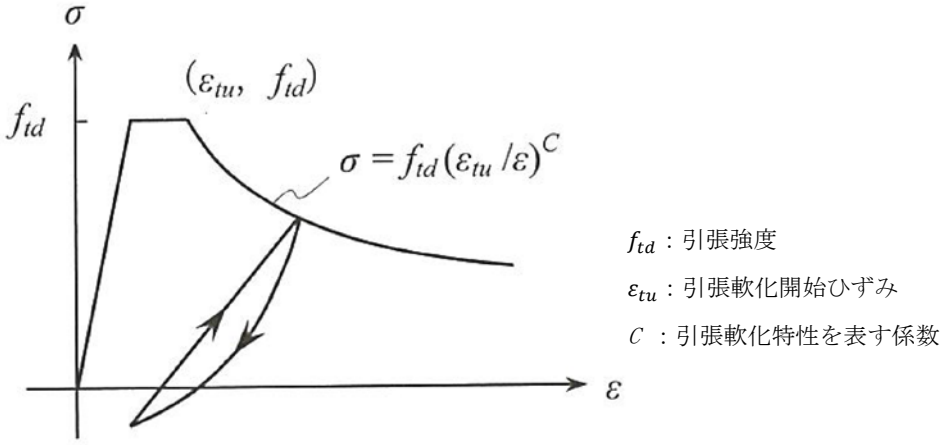


図 3－94　引張応力下における応力－ひずみ関係

（コンクリート標準示方書　設計編より引用）

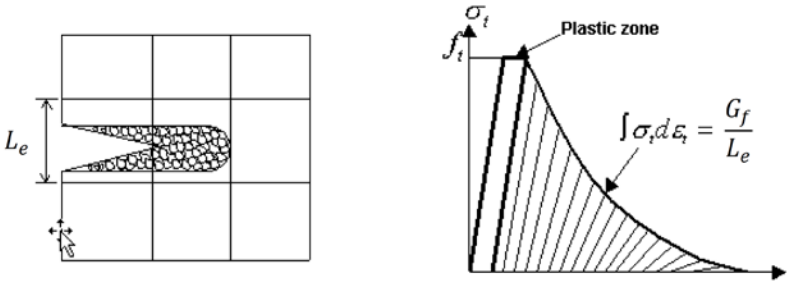
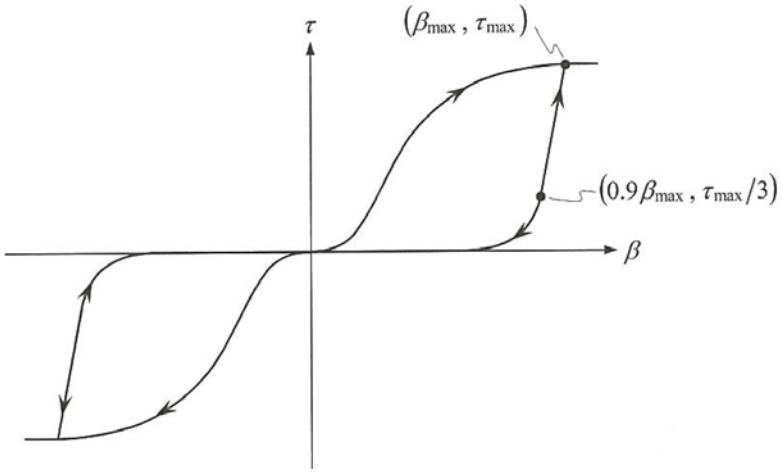


図 3－95　応力―ひずみ曲線と破壊エネルギーＧ ｆ の関係

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 3－96 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 3－96　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　設計編より引用）

(3)　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 3－97 に示すひずみ硬化特性を考慮する。

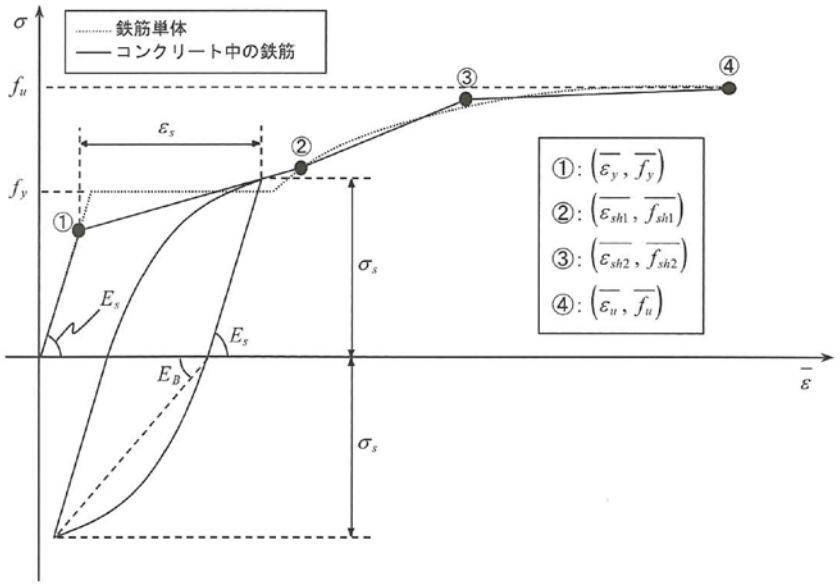


図 3－97　ひずみ硬化域までモデル化した鉄筋の平均応力－平均ひずみ関係

（コンクリート標準示方書　設計編より引用）

(4)　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ィフニング効果（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，$A_{RC} = A_s + A_c$

(5)　荷重の組合せ

材料非線形解析においては，地震応答解析（部材非線形解析）により得られた荷重を用いることから，荷重の組み合わせは，地震応答解析と同様である。

3.6　評価内容（材料非線形解析）

3.6.1　耐震評価フロー

図 3－98 に取水路の材料非線形解析の耐震評価フローを示す。

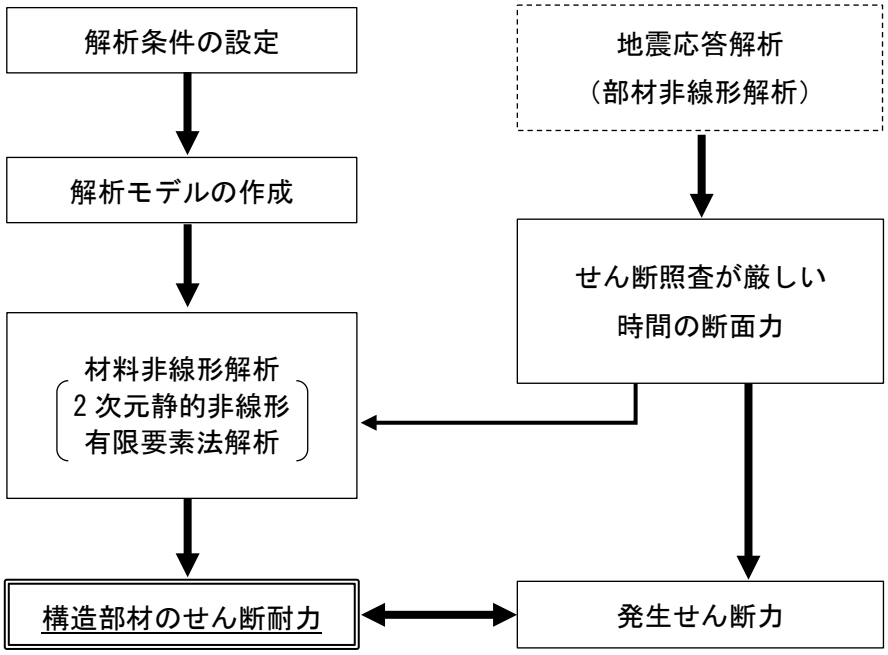


図 3－98　材料非線形解析の耐震評価フロー

3.6.2　荷重の設定

材料非線形解析にて考慮する荷重は，地震応答解析（部材非線形解析）から得られる荷重を考慮する。具体的には，地震応答解析（部材非線形解析）で評価対象部材のせん断照査結果が厳しくなる時刻における断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を材料非線形解析モデルに図 3－99 に示すとおりに作用させる。

材料非線形解析では，部材非線形解析で得られた照査時刻の断面力分布を再現できる荷重分布を算出し，この荷重を 1/50 したものをΔM，ΔQ，ΔNとし，これらの比率を維持しながら漸増載荷する。

なお，作用荷重は，常時荷重（ΔM_s，ΔQ_s，ΔN_s）及び地震時荷重（ΔM_d，ΔQ_d，ΔN_d）に分けて，図 3－100 に示すとおり常時解析と地震時解析に分けて実施する。

表 3－57 に，代表例として，部材非線形解析で最も照査値が厳しい解析ケースにおける各断面のΔM，ΔQ，ΔNを示す。

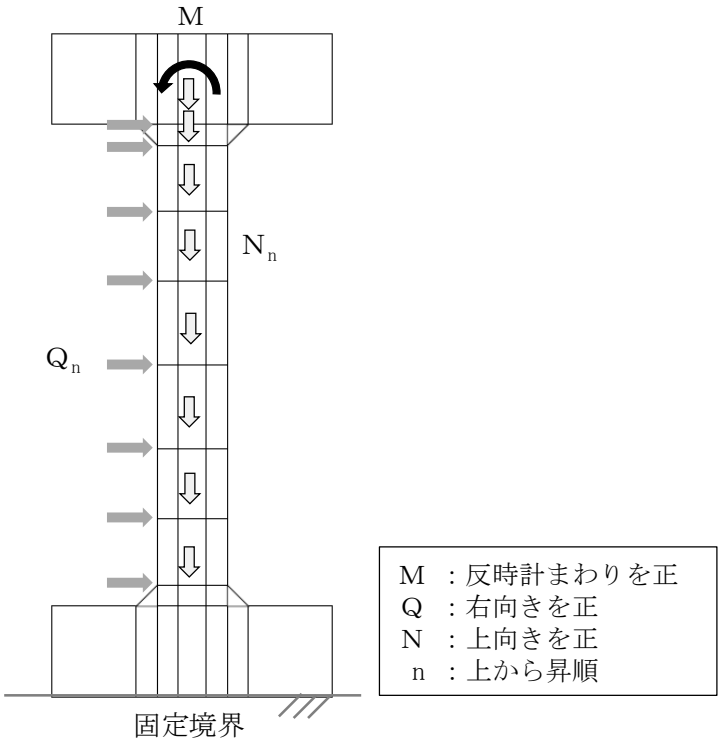


図 3－99　材料非線形解析における載荷状況

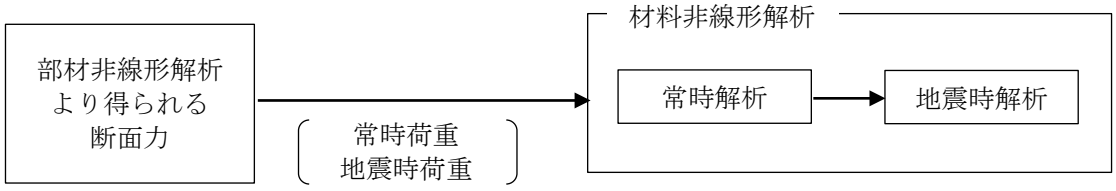


図 3－100　荷重の作用手順

表 3－57　作用荷重

断面			A－A断面	C－C断面
地震動			Ss-3＋－	
解析ケース			解析ケース③	
常時荷重	曲げモーメント（kN・m）	ΔM_s	8.38×10^{1}	
	せん断力（kN）	ΔQ_{s1}	26	
		ΔQ_{s2}	0	
		ΔQ_{s3}	0	
		ΔQ_{s4}	0	
		ΔQ_{s5}	0	
		ΔQ_{s6}	0	
		ΔQ_{s7}	0	
		ΔQ_{s8}		
	軸力（kN）	ΔN_{s1}	-668	
		ΔN_{s2}	-15	
		ΔN_{s3}	-23	
		ΔN_{s4}	-23	
		ΔN_{s5}	-23	
		ΔN_{s6}	-23	
		ΔN_{s7}	-15	
		ΔN_{s8}		
地震時荷重	曲げモーメント（kN・m）	ΔM_d	2.12×10^{3}	
	せん断力（kN）	ΔQ_{d1}	697	
		ΔQ_{d2}	29	
		ΔQ_{d3}	46	
		ΔQ_{d4}	46	
		ΔQ_{d5}	45	
		ΔQ_{d6}	44	
		ΔQ_{d7}	28	
		ΔQ_{d8}		
	軸力（kN）	ΔN_{d1}	97	
		ΔN_{d2}	1	
		ΔN_{d3}	1	
		ΔN_{d4}	1	
		ΔN_{d5}	1	
		ΔN_{d6}	1	
		ΔN_{d7}	1	
		ΔN_{d8}		

追而

3.6.3　せん断耐力

材料非線形解析を用いたせん断耐力は，材料非線形解析におけるせん断力－相対変位関係若しくは要素ひずみの応答から設定する。具体的には，図　3－101 に示す例のとおり，荷重―変位曲線においてせん断力の増分に対して変位が急増する点，せん断力が最大となる点，若しくはひび割れの状態等から，せん断破壊の進展が示唆される点を部材のせん断耐力と判断する。

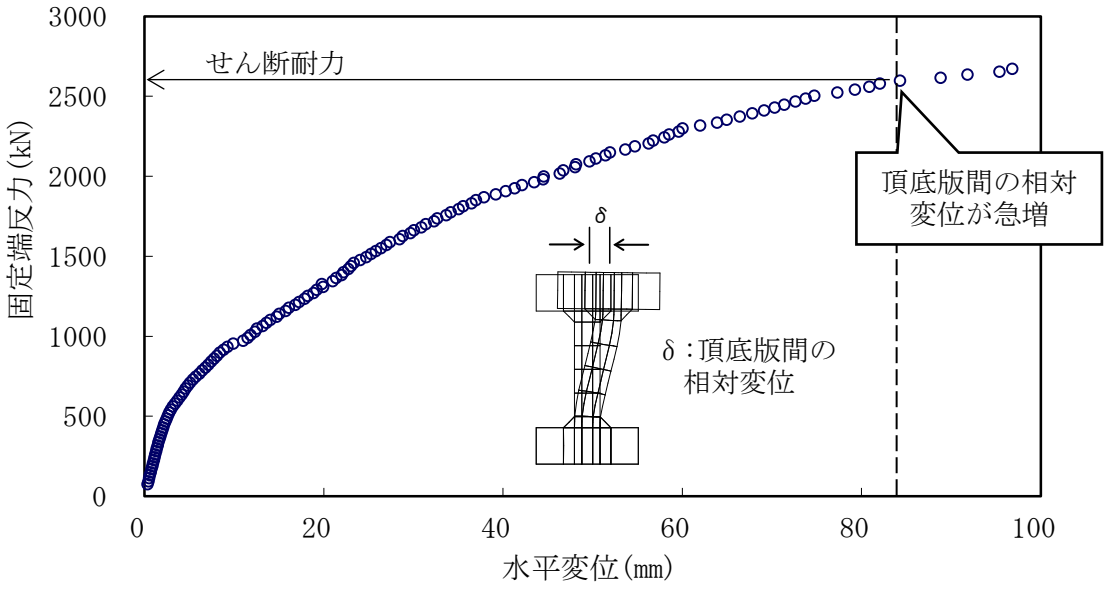


図 3－101　材料非線形解析を用いたせん断耐力の設定例

3.6.4　安全係数の設定

耐震評価では，材料非線形解析で作用させた時のせん断力Ｖと材料非線形解析で得られるせん断耐力Ｖｙに，下記のとおり部材係数γ_{b1}，γ_{b2}，構造解析係数γ_{a}，構造物係数γ_{i}を考慮し，照査用せん断力V_{d}，設計せん断耐力V_{yd}を算定する。

$$V_{d} = \gamma_{i} \cdot \gamma_{a} \cdot V$$
$$V_{yd} = V_{y} / (\gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2})$$

考慮した安全係数を表 3－58 に示す。ここで，部材係数γ_{b1}については，実験又はせん断耐力式により得られるせん断耐力と材料非線形解析により得られるせん断耐力との比率により設定することとし，解析における構成則の相違や，要素の種類，要素分割，材料物性の設定，入力増分等，多岐にわたる解析者間の差を考慮する。

具体的には，表 3－59 に示すとおり，土木学会マニュアルに示される 17 ケースの材料非線形解析を実施し，実験又はせん断耐力との差が最も大きい Case No.12 の部材係数 1.24 を設定する。材料非線形解析に用いる部材係数算定の詳細については，（参考資料 4）に示す。

表 3－58　考慮した安全係数

安全係数		値	設定根拠
部材係数	γ_{b1}	1.24	別途実施する材料非線形解析により設定
	γ_{b2}	1.00	地震応答解析による層間変形角より設定
構造物係数	γ_{i}	1.00	構造物の重要度は，基準地震動 Ss により評価することで包絡されていると判断
構造解析係数	γ_{a}	1.05	各種文献より保守的に設定

表 3－59　部材係数γ_{b1}の設定

Case　No.	実験結果 せん断耐力 (kN)	解析結果 せん断耐力 (kN)	部材係数 (解析結果／ 実験結果)
1	475	438	0.93
2	1187	1247	1.06
3	324	342	1.06
4	294	305	1.04
5	581	530	0.92
6	329	360	1.10
7	1587	1910	1.21
8	350	400	1.15
9	855	858	1.01
10	165	173	1.05
11	333	403	1.22
12	127	157	1.24
13	188	165	0.88
14	163	157	0.97
15	273	177	0.65
16	356	240	0.68
17	432	330	0.77
平均	－	－	1.00
標準偏差	－	－	0.18

3.7　評価結果（材料非線形解析）

3.7.1　Ａ－Ａ断面（隔壁）の評価結果

図　3－102 に，Ａ－Ａ断面の評価対象部材（隔壁）における荷重―変位曲線を示す。同図は，評価対象部材において最も厳しい照査値となる地震動と解析ケースの組合せ（解析ケース③，地震動 Ss-3＋－）の結果を示している。なお，荷重―変位曲線は，隔壁下端の固定端部の反力と隔壁上下端部の相対変位との関係を示したものである。

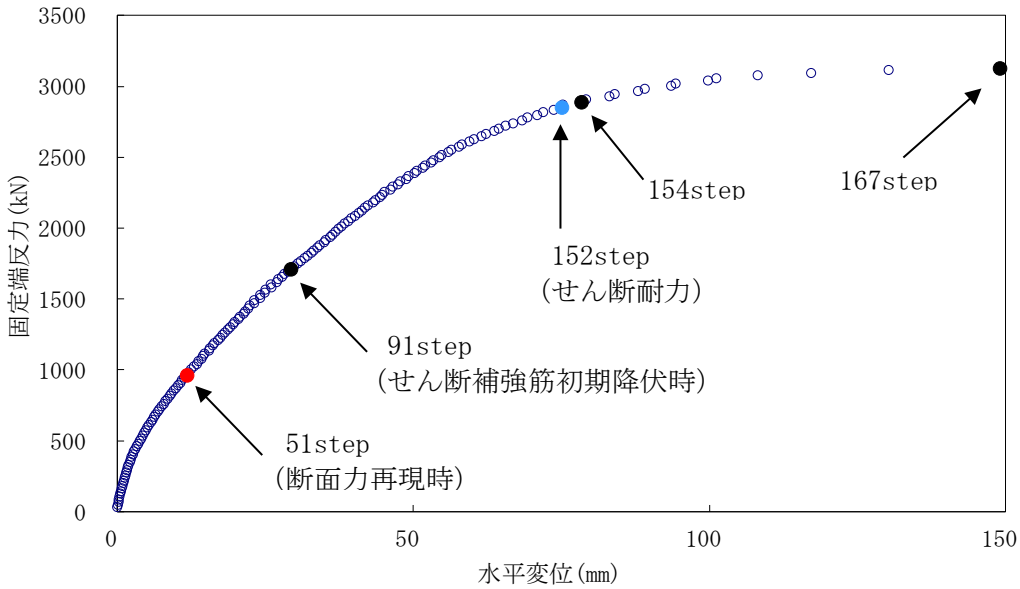
図中の赤丸で示した 51 ステップは，地震応答解析（部材非線形解析）において得られた断面力図を再現した状態である。152 ステップ以降，水平変位の急増が認められる。なお，91 ステップにおいて，隔壁下部においてせん断補強筋の降伏が発生している。せん断補強筋の降伏箇所を図 3－103 に示す。

図 3－104 に，各ステップにおける隔壁のひび割れ図を示す。

ひび割れ図に着目すると，152 ステップまでは，荷重の増加に伴って徐々にひび割れが進展していくが，154 ステップ以降は，斜めひび割れが急激に進展する様相を示している。したがって，154 ステップ以降の水平変位の発生は，隔壁下部の斜めひび割れの進展に伴うものであると判断される。

以上のとおり，Ａ－Ａ断面の評価対象部材（隔壁）に対する材料非線形解析では，斜めひび割れの進展によりせん断破壊に至ることを考慮し，152 ステップ（図中の青丸）をせん断耐力発生時の状態として設定する。せん断耐力の算定結果を以下に示す。

また，各ステップにおける隔壁の変形図を図 3－105 に示す。



＊注　：図中の数字は地震時解析におけるステップ数を示す。

図 3－102　隔壁部の荷重変位図

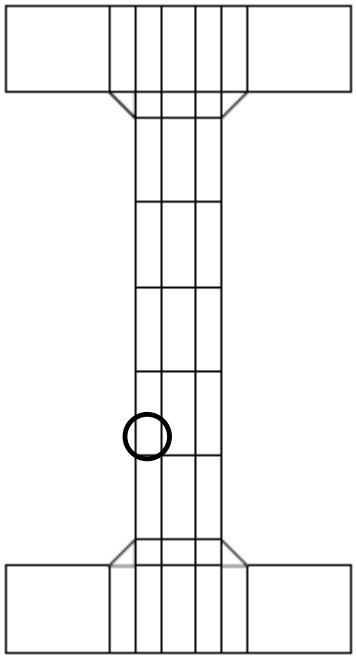
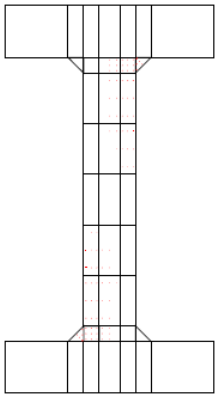
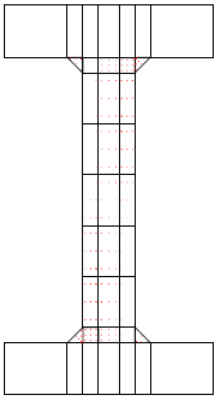


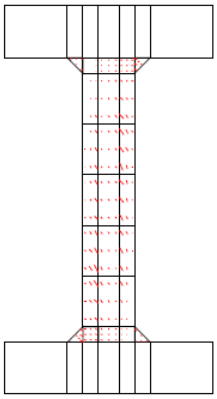
図 3－103　せん断補強筋の初期降伏箇所（91 ステップ）



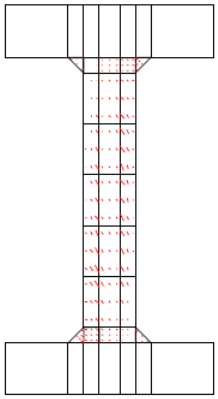
(51 ステップ)



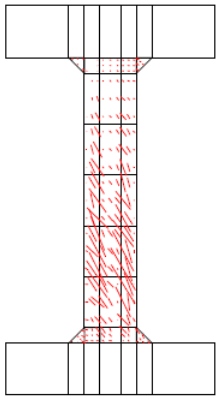
(91 ステップ)



(152 ステップ)

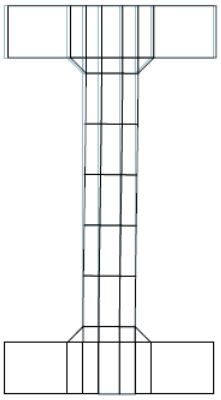


(154 ステップ)

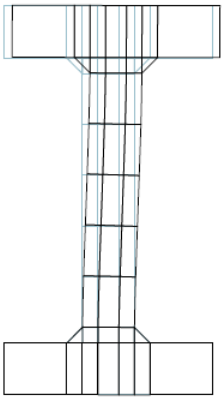


(167 ステップ)

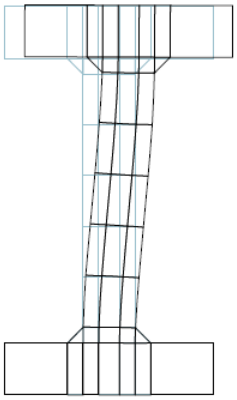
図 3－104　各ステップにおけるひび割れ図



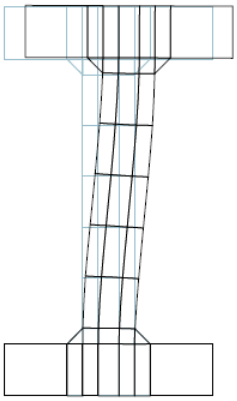
（51 ステップ）



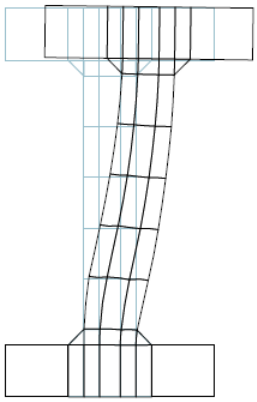
（91 ステップ）



（152 ステップ）



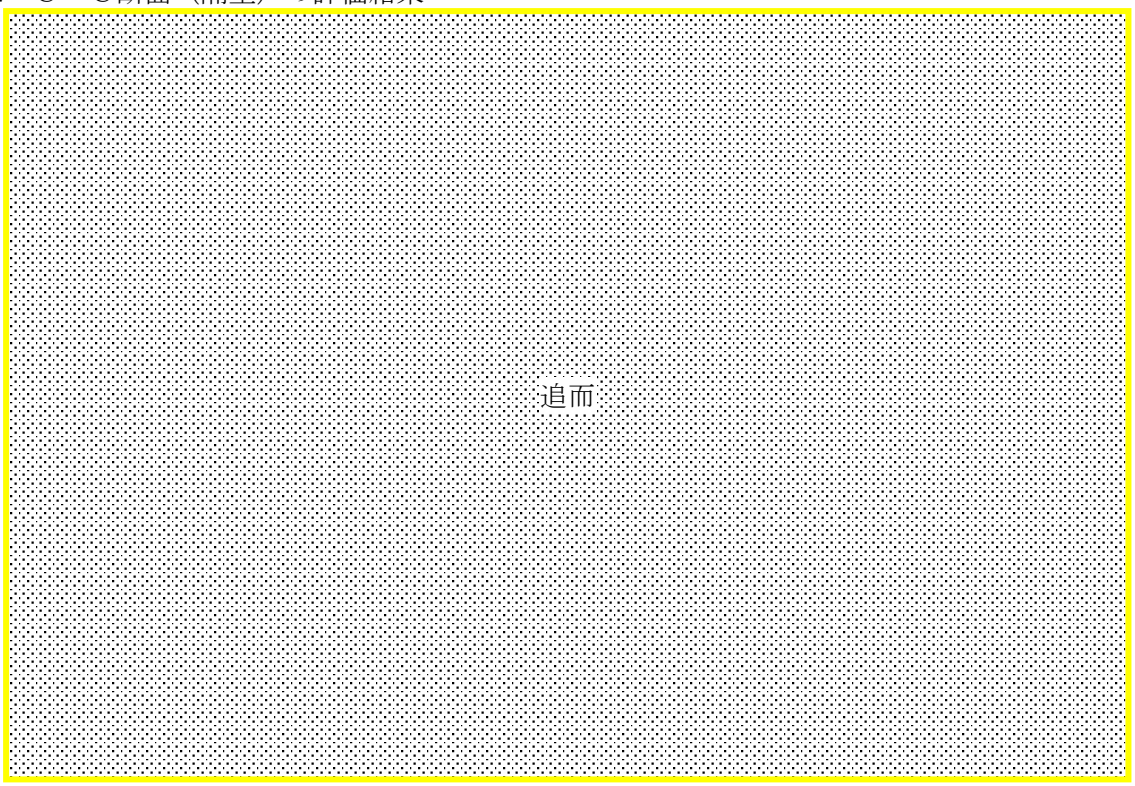
（154 ステップ）



（167 ステップ）

図 3－105　各ステップにおける変形図（変形倍率 100 倍）

3.7.2　Ｃ－Ｃ断面（隔壁）の評価結果



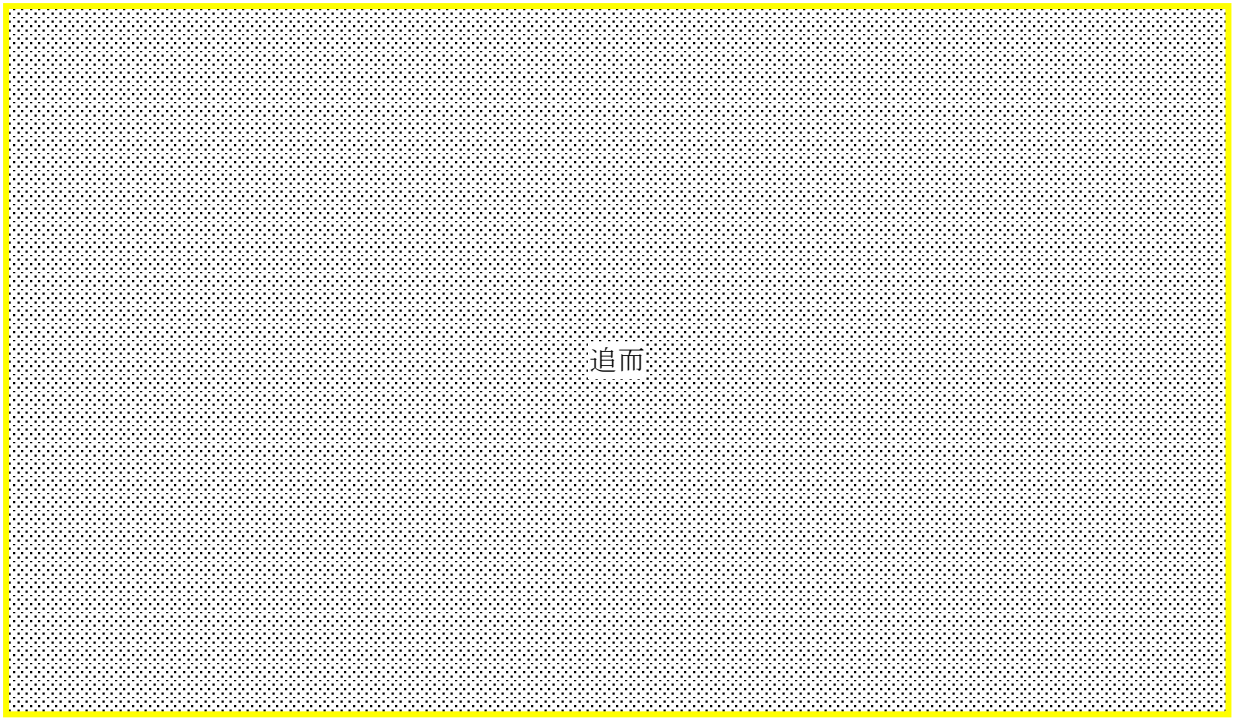


図 3－106　隔壁部の荷重変位図

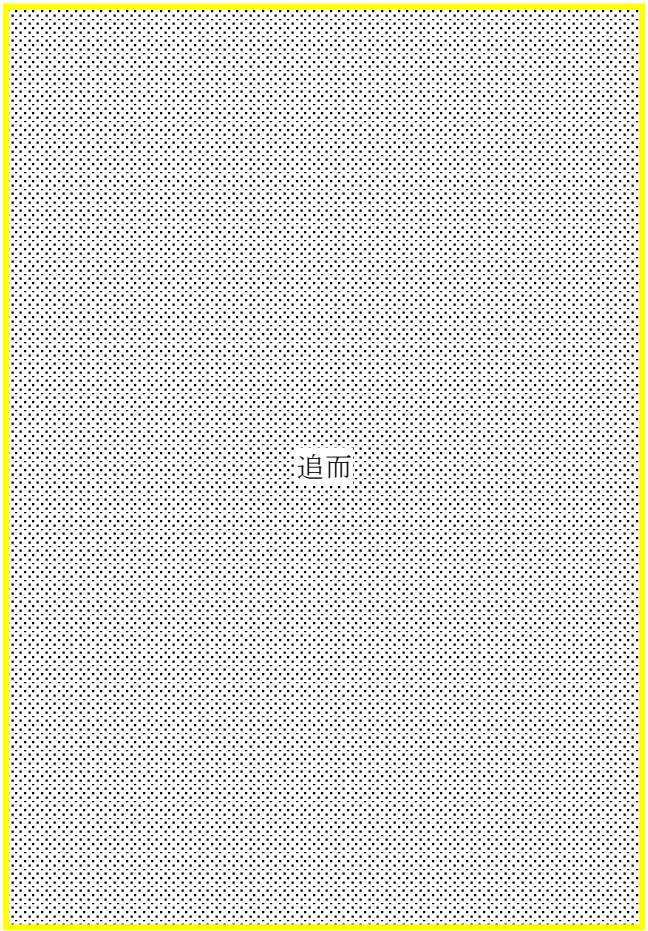


図 3－107　せん断補強筋の初期降伏箇所　追而

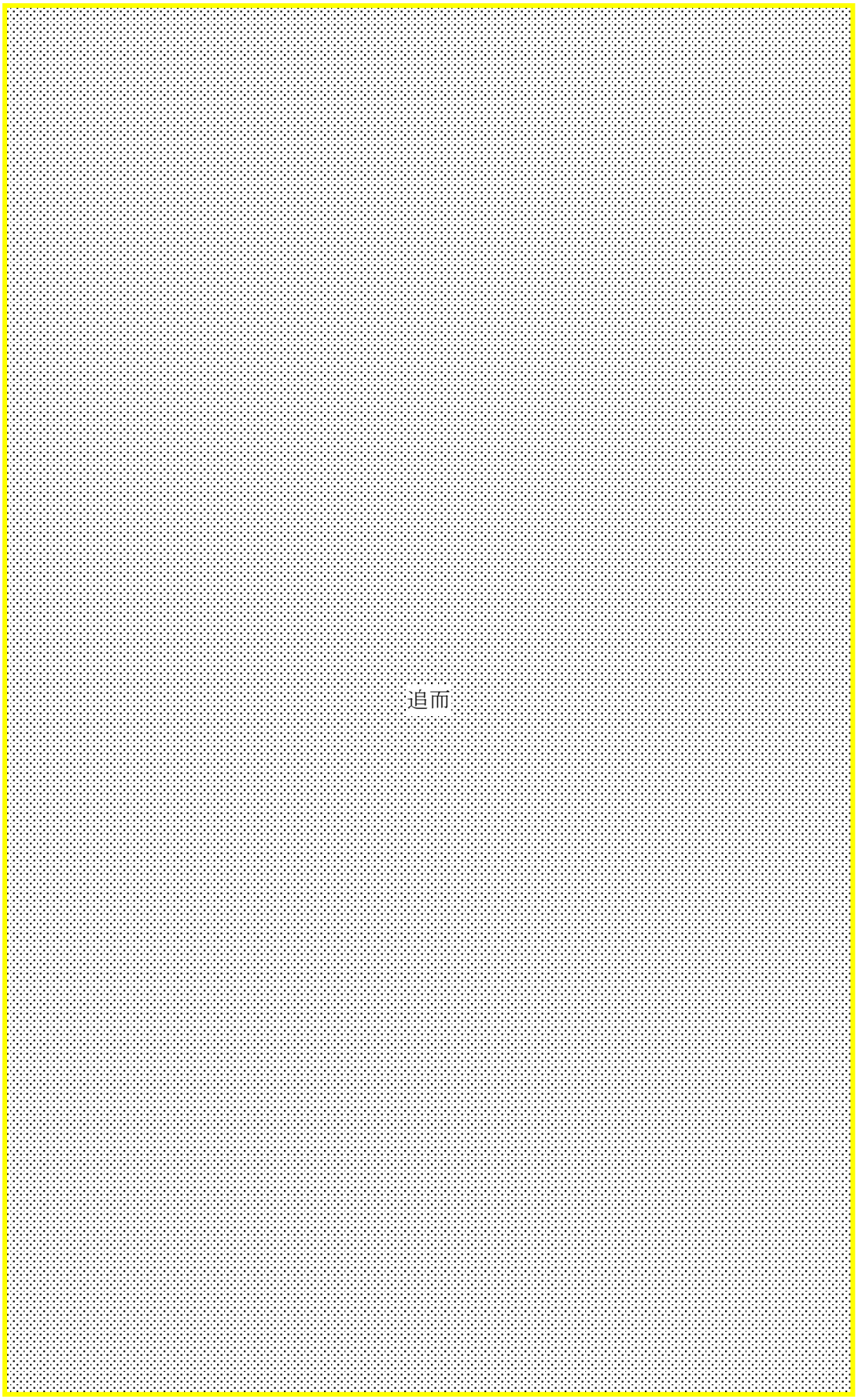


図 3－108　各ステップにおけるひび割れ図

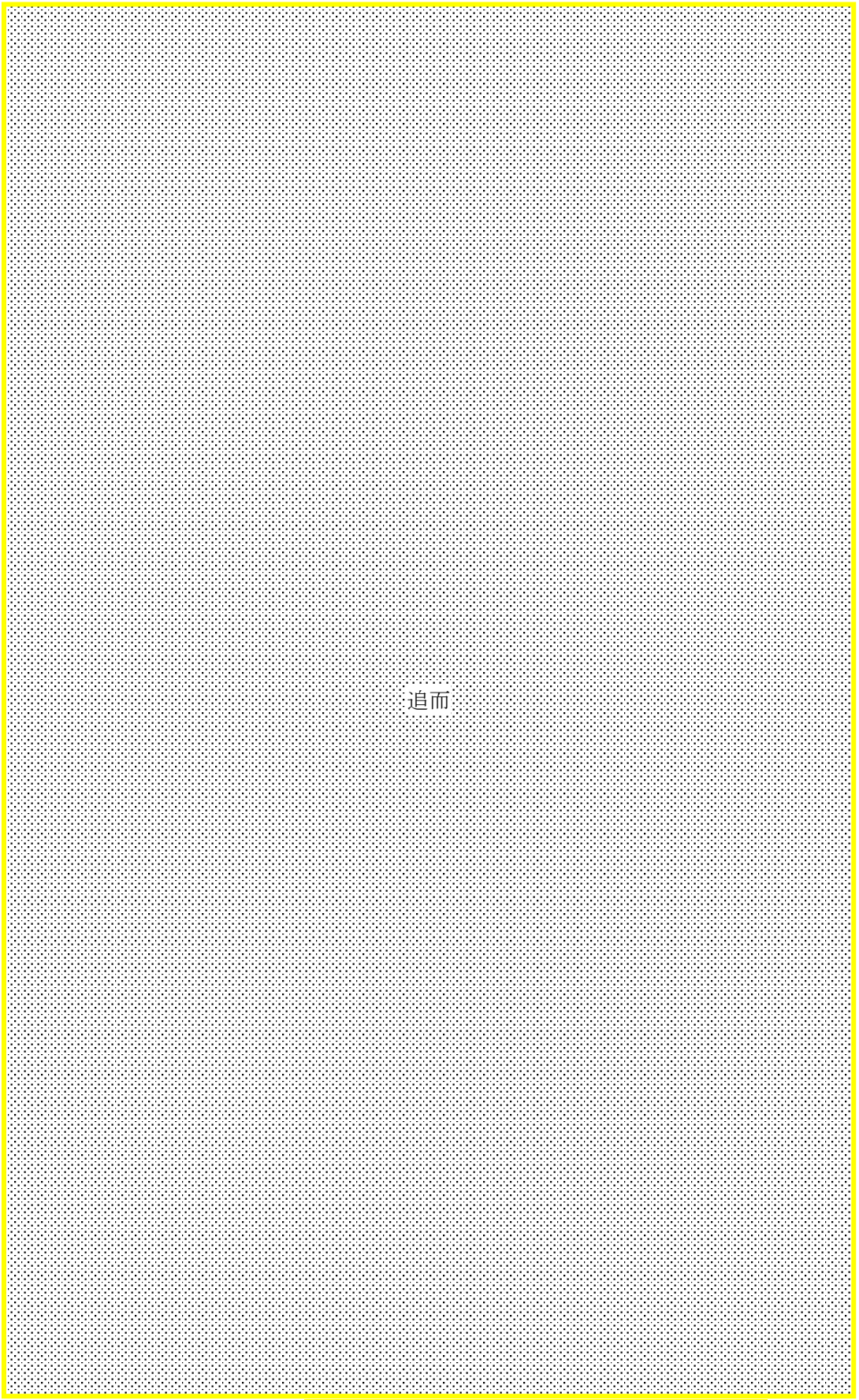


図 3－109　各ステップにおける変形図（変形倍率 100 倍）

3.7.3　せん断力に対する評価結果

部材非線形解析及び材料非線形解析による取水路のせん断照査結果を，表 3－60～表 3－62 に示す。各断面の評価位置を図 3－110～図 3－112 に示す。

考察部分　追而

表 3－60　せん断に対する照査結果（Ａ－Ａ断面）(1/2)

解析ケース	地震動	評価位置		照査用せん断力*2 V_d (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d/V_{yd}
①	Ss-1＋＋	頂版	7	651	977	0.67
		側壁	4	761	1095	0.70
		隔壁	2	799	2458	0.33*3
		底版	10	699	1576	0.45
①	Ss-1－＋	頂版	5	644	984	0.66
		側壁	1	759	1123	0.68
		隔壁	3	816	2401	0.34*3
		底版	8	686	1588	0.44
①	Ss-1＋－	頂版	7	665	1003	0.67
		側壁	4	707	1116	0.64
		隔壁	3	793	2423	0.33*3
		底版	9	674	1552	0.44
①	Ss-1－－	頂版	6	640	1048	0.62
		側壁	1	688	1082	0.64
		隔壁	3	775	2435	0.32*3
		底版	10	666	1654	0.41
①	Ss-2	頂版	7	520	1052	0.50
		側壁	4	546	1143	0.48
		隔壁	3	564	945	0.60
		底版	9	517	1618	0.32
①	Ss-3＋＋	頂版	5	526	959	0.55
		側壁	1	693	1040	0.67
		隔壁	2	972	2348	0.42*3
		底版	10	588	1519	0.39
①	Ss-3－＋	頂版	7	539	938	0.58
		側壁	4	742	2178	0.35*3
		隔壁	3	968	2385	0.41*3
		底版	10	592	1509	0.40
①	Ss-3＋－	頂版	7	569	952	0.60
		側壁	1	665	1048	0.64
		隔壁	2	970	2286	0.43*3
		底版	9	589	1496	0.40
①	Ss-3－－	頂版	7	545	950	0.58
		側壁	4	685	1034	0.67
		隔壁	3	968	2455	0.40*3
		底版	9	564	1471	0.39

注記＊1　：本表は，部材非線形解析において，照査値が 0.7 を超える部材に対し，材料非線形解析を実施した結果を反映したものを示す。

＊2　：照査用断面力 V_d ＝発生せん断力Ｖ×構造解析係数 γ_a

＊3　：材料非線形解析を用いた方法による照査値

表 3－60　せん断に対する照査結果（Ａ－Ａ断面）(2/2)

解析ケース	地震動	評価位置		照査用せん断力*2 V_d (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d / V_{yd}
①	Ss-4	頂版	5	408	1020	0.40
		側壁	1	455	1094	0.42
		隔壁	2	543	929	0.59
		底版	8	443	1609	0.28
①	Ss-5	頂版	5	456	1049	0.44
		側壁	4	450	1131	0.40
		隔壁	2	476	934	0.51
		底版	10	474	1662	0.29
①	Ss-6	頂版	7	463	1044	0.45
		側壁	2	484	931	0.52
		隔壁	3	546	927	0.59
		底版	9	470	1650	0.29
①	Ss-7	頂版	7	456	1052	0.44
		側壁	1	521	1145	0.46
		隔壁	2	516	960	0.54
		底版	8	485	1633	0.30
①	Ss-8＋＋	頂版	5	483	961	0.51
		側壁	1	651	1056	0.62
		隔壁	2	827	2471	0.34*3
		底版	8	547	1528	0.36
①	Ss-8－＋	頂版	7	488	945	0.52
		側壁	4	673	1071	0.63
		隔壁	3	839	2406	0.35*3
		底版	10	566	1531	0.37
②	Ss-3＋－	頂版	7	565	952	0.60
		側壁	1	658	1050	0.63
		隔壁	2	918	2357	0.39*3
		底版	9	546	1475	0.38
③	Ss-3＋－	頂版	6	552	918	0.61
		側壁	4	706	1094	0.65
		隔壁	2	1008	2295	0.44*3
		底版	10	638	1517	0.43
④	Ss-3＋－	頂版	7	534	975	0.55
		側壁	4	605	1046	0.58
		隔壁	2	749	2489	0.31*3
		底版	10	584	1609	0.37
⑤	Ss-3＋－	頂版	7	538	966	0.56
		側壁	4	628	1083	0.58
		隔壁	2	721	2413	0.30*3
		底版	10	562	1563	0.36

注記＊1 ：本表は，部材非線形解析において，照査値が 0.7 を超える部材に対し，材料非線形解析を実施した結果を反映したものを示す。

＊2 ：照査用断面力V_d＝発生せん断力Ｖ×構造解析係数γ_a

＊3 ：材料非線形解析を用いた方法による照査値

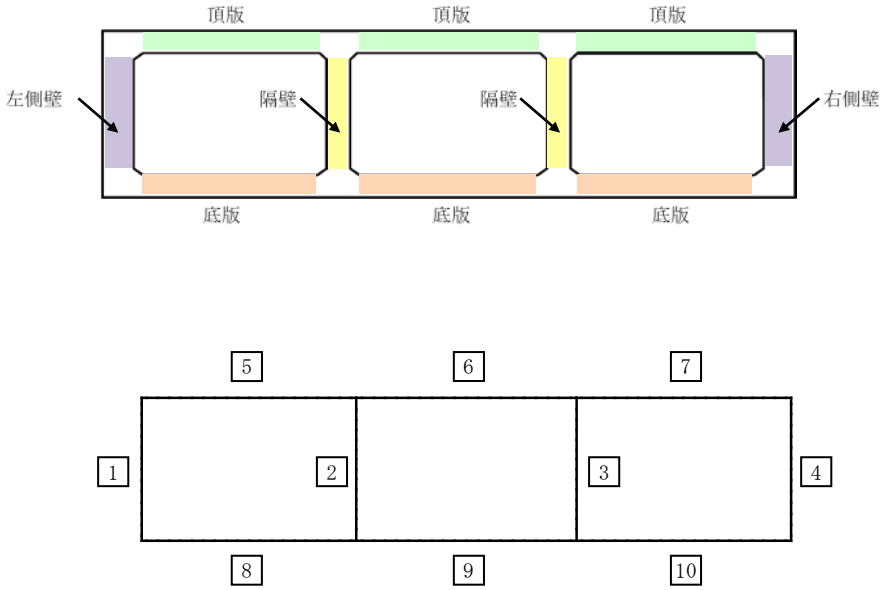


図 3－110　Ａ－Ａ断面の評価位置

表 3－61　せん断に対する照査結果（Ｂ－Ｂ断面）(1/2)

解析ケース	地震動	評価位置		照査用せん断力*2 V_d (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d / V_{yd}
①	Ss-1＋＋	頂版	6	1153	2693	0.43
		側壁	4	1345	3040	0.45*3
		隔壁	3	848	2270	0.38*3
		底版	8	1264	2901	0.44
①	Ss-1－＋	頂版	6	1107	2721	0.41
		側壁	1	1462	3085	0.48*3
		隔壁	2	857	2401	0.36*3
		底版	10	1169	2902	0.41
①	Ss-1＋－	頂版	6	1098	2812	0.40
		側壁	4	1560	3402	0.46*3
		隔壁	2	810	2155	0.38*3
		底版	8	1156	3038	0.39
①	Ss-1－－	頂版	6	1116	2791	0.40
		側壁	1	1509	3191	0.48*3
		隔壁	2	824	2183	0.38*3
		底版	10	1183	2908	0.41
①	Ss-2	頂版	6	882	2878	0.31
		側壁	1	884	1807	0.49
		隔壁	2	486	930	0.53
		底版	9	894	2969	0.31
①	Ss-3＋＋	頂版	6	886	2642	0.34
		側壁	4	1059	1657	0.64
		隔壁	3	823	2215	0.38*3
		底版	10	924	2701	0.35
①	Ss-3－＋	頂版	6	876	2619	0.34
		側壁	1	968	1527	0.64
		隔壁	2	801	2073	0.39*3
		底版	8	1003	2852	0.36
①	Ss-3＋－	頂版	6	971	2663	0.37
		側壁	4	1138	1708	0.67
		隔壁	3	827	2239	0.37*3
		底版	8	1085	2923	0.38
①	Ss-3－－	頂版	6	1002	2669	0.38
		側壁	1	1069	1562	0.69
		隔壁	2	796	2297	0.35*3
		底版	10	1078	2825	0.39

注記＊1 ：本表は，部材非線形解析において，照査値が 0.7 を超える部材に対し，材料非線形解析を実施した結果を反映したものを示す。

＊2 ：照査用断面力V_d＝発生せん断力Ｖ×構造解析係数γ_a

＊3 ：材料非線形解析を用いた方法による照査値

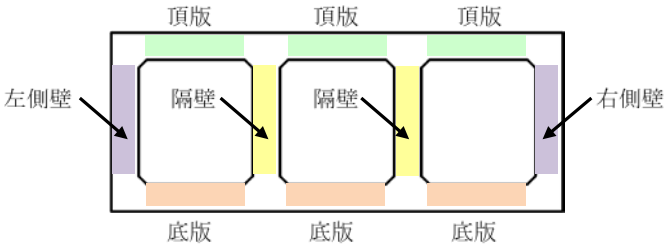
表 3－61　せん断に対する照査結果（Ｂ－Ｂ断面）(2/2)

解析ケース	地震動	評価位置		照査用せん断力*2 V_d (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d / V_{yd}
①	Ss-4	頂版	6	761	2766	0.28
		側壁	4	753	1716	0.44
		隔壁	3	478	951	0.51
		底版	8	832	3024	0.28
①	Ss-5	頂版	6	841	2763	0.31
		側壁	4	863	1761	0.50
		隔壁	2	562	908	0.62
		底版	8	906	2965	0.31
①	Ss-6	頂版	6	923	2778	0.34
		側壁	1	1070	1855	0.58
		隔壁	2	595	924	0.65
		底版	10	983	3021	0.33
①	Ss-7	頂版	6	916	2722	0.34
		側壁	1	1048	1787	0.59
		隔壁	2	668	2177	0.31*3
		底版	10	989	2942	0.34
①	Ss-8＋＋	頂版	6	865	2661	0.33
		側壁	1	904	1481	0.62
		隔壁	2	787	2212	0.36*3
		底版	10	952	2815	0.34
①	Ss-8－＋	頂版	6	887	2643	0.34
		側壁	4	821	1457	0.57
		隔壁	3	765	2204	0.35*3
		底版	8	1003	2837	0.36
②	Ss-1－－	頂版	6	1152	2744	0.42
		側壁	1	1516	3090	0.50*3
		隔壁	2	868	2125	0.41*3
		底版	10	1220	2855	0.43
③	Ss-1－－	頂版	6	1072	2863	0.38
		側壁	1	1250	1809	0.70
		隔壁	2	772	2131	0.37*3
		底版	10	1125	3005	0.38
④	Ss-1－－	頂版	6	1158	2696	0.43
		側壁	1	1432	2959	0.49*3
		隔壁	2	877	2223	0.40*3
		底版	10	1248	2793	0.45
⑤	Ss-1－－	頂版	6	1132	2686	0.43
		側壁	1	1369	3026	0.46*3
		隔壁	3	850	2352	0.37*3
		底版	10	1230	2774	0.45

注記＊1 ：本表は，部材非線形解析において，照査値が 0.7 を超える部材に対し，材料非線形解析を実施した結果を反映したものを示す。

＊2 ：照査用断面力 V_d ＝発生せん断力Ｖ×構造解析係数 γ_a

＊3 ：材料非線形解析を用いた方法による照査値



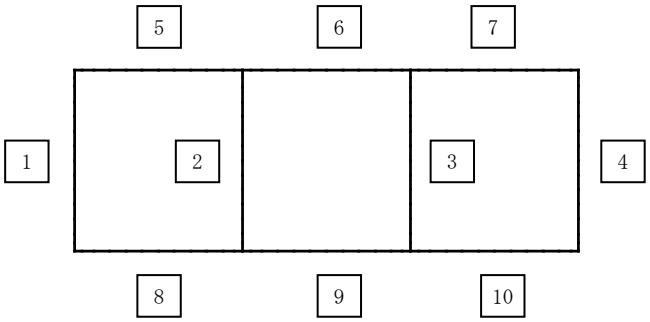


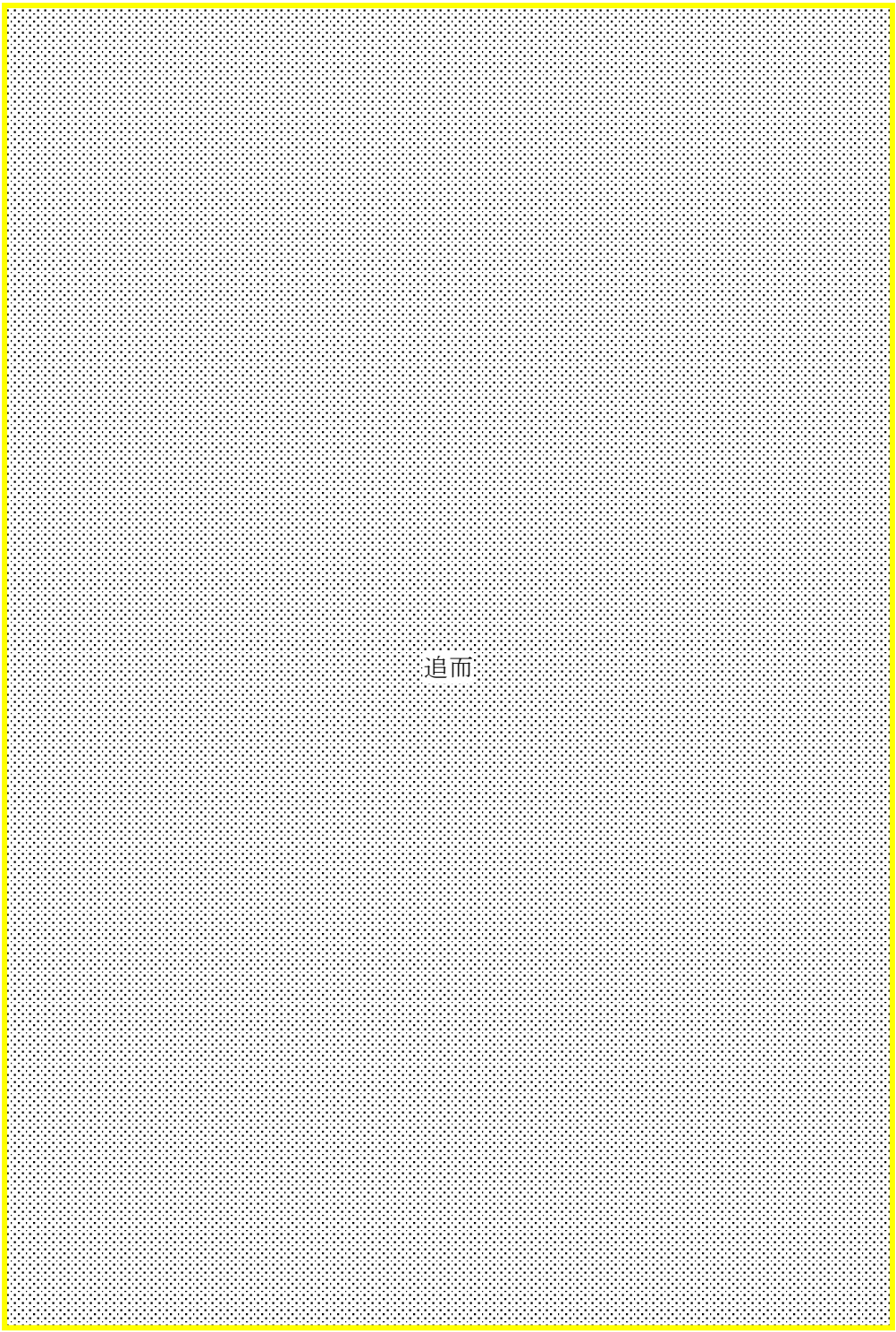
図 3－111　Ｂ－Ｂ断面の評価位置

表 3－62　せん断に対する照査結果（Ｃ－Ｃ断面）(1/2)

解析ケース	地震動	評価位置	照査用 せん断力*2 V_d (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d / V_{yd}
追而					

注記＊1 ：本表は，部材非線形解析において，照査値が 0.7 を超える部材に対し，材料非線形解析を実施した結果を反映したものを示す。
＊2 ：照査用断面力V_d＝発生せん断力Ｖ×構造解析係数γ_a
＊3 ：材料非線形解析を用いた方法による照査値

表 3－62　せん断に対する照査結果（Ｃ－Ｃ断面）(2/2)



注記＊1　：本表は，部材非線形解析において，照査値が 0.7 を超える部材に対し，材料非線形解析を実施した結果を反映したものを示す。
＊2　：照査用断面力Ｖ$_d$＝発生せん断力Ｖ×構造解析係数γ_a
＊3　：材料非線形解析を用いた方法による照査値

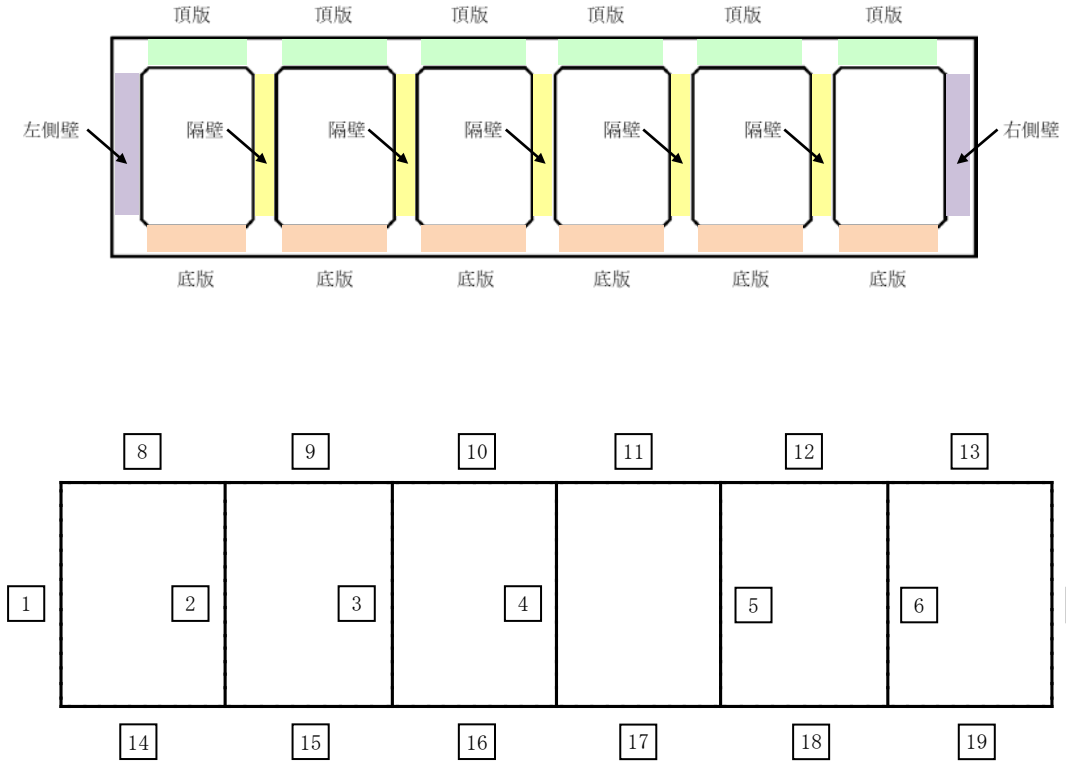


図 3－112　C－C断面の評価位置

3.8　まとめ

まとめ　追而

スクリーン室，取水路，補機冷却用海水取水路の耐震安全性評価に関する参考資料

目　次

：今回説明範囲

（参考資料 1）浮上り評価について　…… 参考 1－1
（参考資料 2）耐震ジョイントの健全性評価について　…… 参考 2－1
（参考資料 3）軸力の変動が部材の非線形特性に与える影響について　…… 参考 3－1
（参考資料 4）材料非線形解析の部材係数について　…… 参考 4－1
（参考資料 5）過剰間隙水圧の発生による支持機能への影響について　…… 追而
（参考資料 6）静的地震力に対する耐震評価　…… 参考 6－1

（参考資料 1）浮上りの評価について

1. 概要

柏崎刈羽原子力発電所 7 号機のスクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路は，液状化による構造物の浮上り対策として，構造物側方地盤の地盤改良を実施している。

本資料では，中空断面を有する構造物であるスクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路について，浮上り対策後の構造物の浮上り評価について示す。

2. 浮上り対策

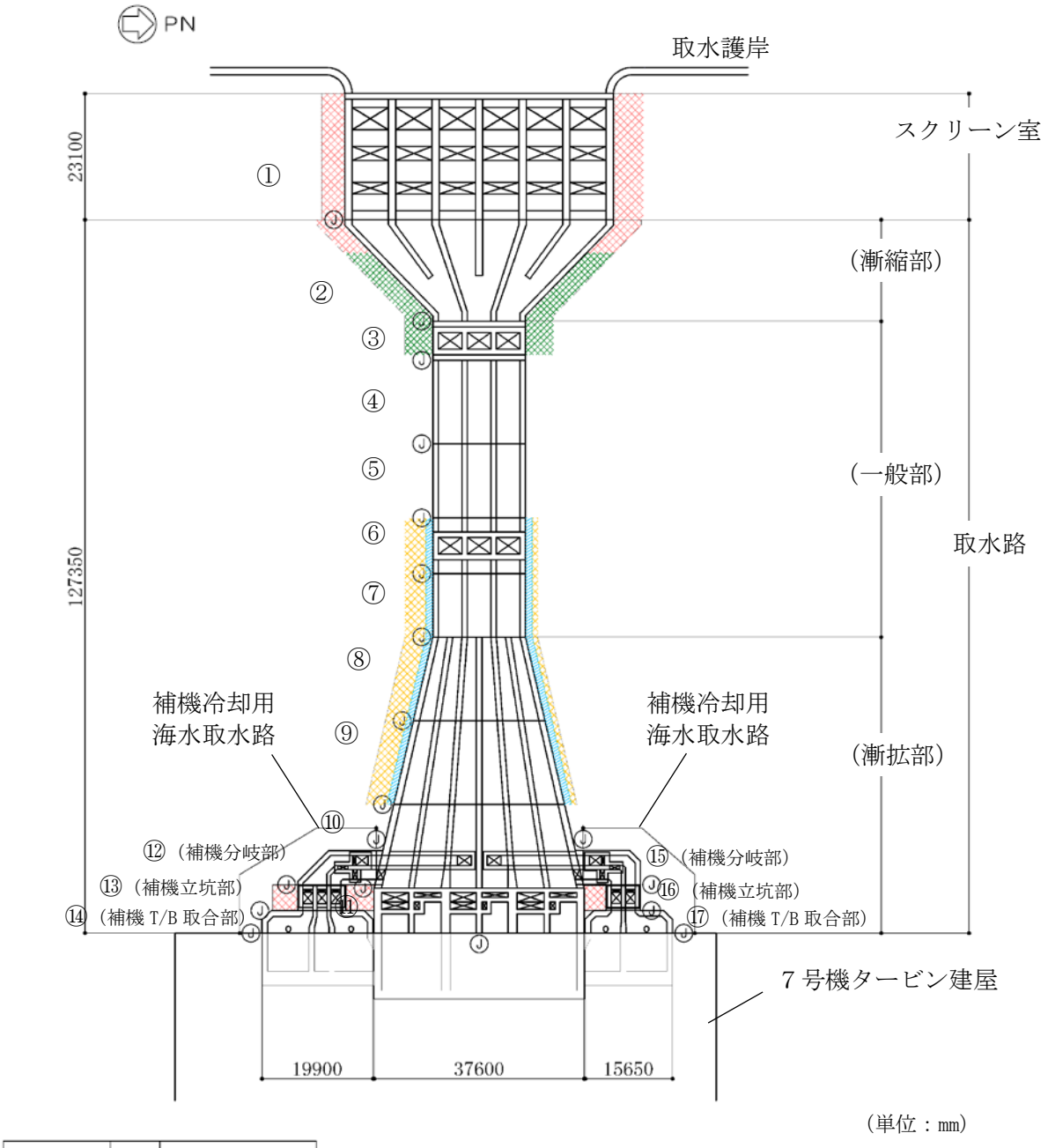
柏崎刈羽原子力発電所 7 号機のスクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路の浮上り対策の範囲を図 2－1 に示す。

浮上り対策を目的とした地盤改良工法は，地盤に固化材を高圧で噴射・攪拌する「高圧噴射攪拌工法」，攪拌翼で固化材と地盤を攪拌混合する「機械攪拌工法」，地盤を開削し無筋コンクリートを投入し置換する工法「無筋コンクリート」，地盤を水平多軸掘削機で開削し流動化処理土を投入する「置換工法（地中連続壁工法）」の４種類が採用されている。表 2－1 にそれぞれの地盤改良工法の概念図を示す。

地盤改良体の改良幅については，浮上り防止を目的とし構造物を不透水層に根入れする観点から，構造物側面の埋戻土層の範囲（建設時における土留め内の掘削範囲）とすることを基本とする。ただし，建設時のオープン掘削により，構造物側面に埋戻土層が広範囲に分布する場合は，深層混合処理工法 設計・施工マニュアル 改訂版（(財) 土木研究センター，平成 16 年 3 月）に基づき，改良幅Ｂと高さＨの比をＢ/Ｈ＝0.5 以上として設定する。

地盤改良体の高さについては，共同溝設計指針（日本道路協会，1986）における浮上り検討対象外となる根入れとして 1m 以上を確保し，構造物の耐震性の観点から水路の頂版付近まで地盤改良を行うことを基本とする。

浮上り対策としての地盤改良は，構造物側面の摩擦抵抗を確保するため，躯体との密着性に配慮した施工を行う。具体的には，高圧噴射攪拌工法を適用する範囲では，躯体と改良範囲をラップさせて施工する。無筋コンクリートや置換工法（地中連続壁工法）は，躯体側方の地盤を開削し，固化材を投入して施工する。なお，機械攪拌工法ついては，回転翼が躯体と接触する可能性があることから，構造物側方の改良には適用しない。



既設／新設	凡例	地盤改良工法
新設地盤改良体		高圧噴射
		無筋コンクリート
		置換(地中連続壁)
		機械攪拌

注：置換工法（地中連続壁），機械攪拌工法の施工範囲の内，地上構造物及び埋設構造物がある箇所では，高圧噴射を適用

図 2－1　取水路浮上り対策範囲

表 2－1　地盤改良工法の概念図(1/2)

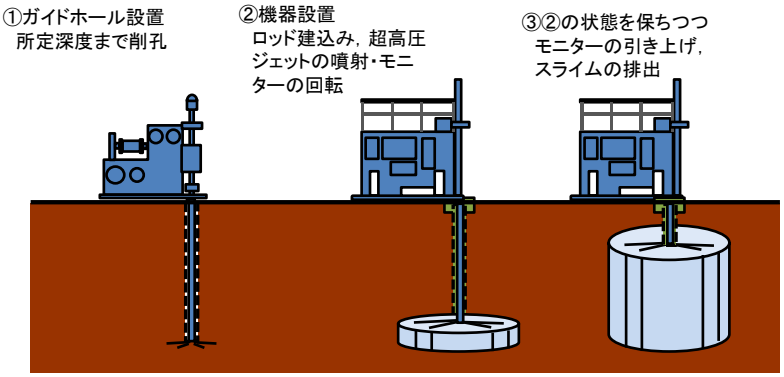
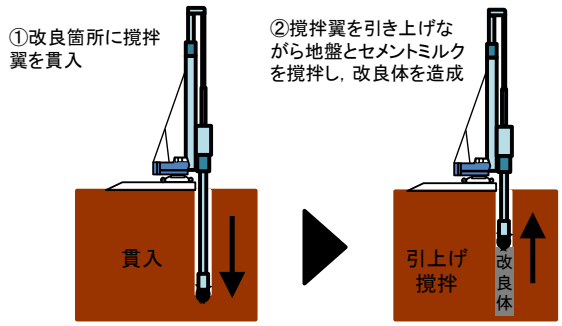
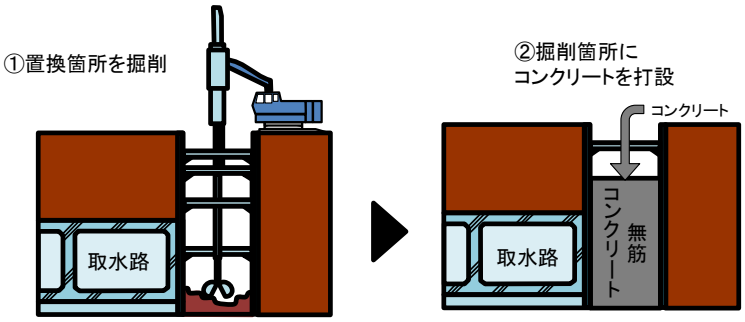
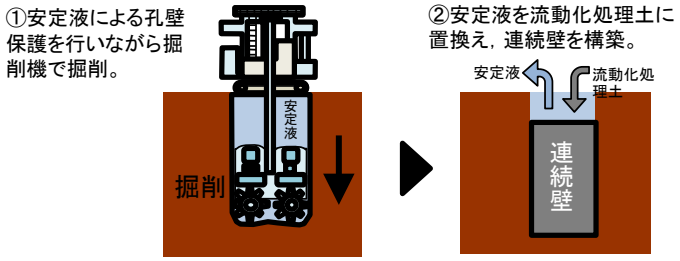
工　法	概　要
高圧噴射撹拌工法	高圧でセメントミルクを吐出し，原地盤を切削・撹拌することで改良体を造成する工法。地上構造物及び埋設構造物がある，開削が困難な箇所にて採用。  高圧噴射攪拌工法の概要
機械撹拌工法	原地盤に撹拌翼を貫入した後，地盤とセメントミルクを撹拌混合することで改良体を造成する工法。地上構造物及び埋設構造物がなく，貫入が可能な箇所にて採用。  機械攪拌工法の概要

表 2－1　地盤改良工法の概念図(2/2)

工　法	概　要
無筋 コンクリート	原地盤を開削し，無筋コンクリートを投入することで，改良体を造成する工法。地上構造物及び埋設構造物がなく，開削が可能な箇所にて採用。  無筋コンクリートの概要
置換工法 (地中連続壁 工法)	原地盤を水平多軸掘削機で開削し，流動化処理土を投入することで，改良体を造成する工法。地上構造物及び埋設構造物がなく，開削が可能な箇所にて採用。  置換工法(地中連続壁工法)の概要

3. 評価内容

3.1 浮上り評価方法の選定

3.1.1 各指針・基準の浮上り評価方法の整理・選定

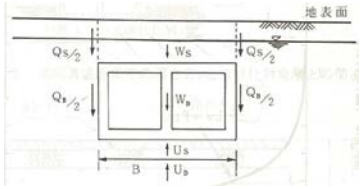
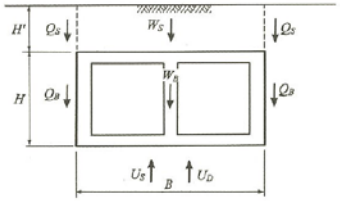
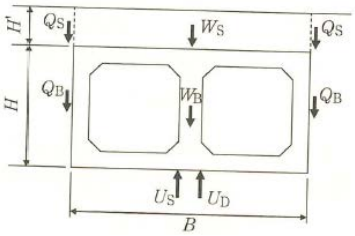
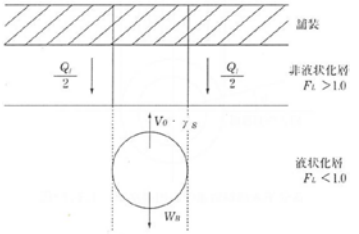
地盤の液状化に伴う構造物の浮上りに対する主な簡易評価手法としては，浮上り計算法がある。

浮上り計算法は，液状化による過剰間隙水圧の上昇に伴う揚圧力の増加を考慮した，力の釣り合いに基づく方法であり，共同溝設計指針（日本道路協会，1986）（以下，「共同溝設計指針」という。），トンネル標準示方書（土木学会，2006）（以下，「トンネル標準示方書」という。），鉄道構造物等設計標準・同解説（鉄道総合技術研究所，2012）（以下，「鉄道構造物等設計標準・同解説」という。）及び水道施設耐震工法指針・解説（日本水道協会,1997）（以下，「水道施設耐震工法指針・解説」という。）に示されている。

各指針・基準の概要を表 3－1 に整理する。

浮上りに対する安全率F_Sの算定は，共同溝設計指針，トンネル標準示方書及び鉄道構造物等設計標準・同解説では，いずれも同じ評価方法が採用されている。これは，水道施設耐震工法指針・解説は円形の管路を対象としており，他３者は矩形構造物を対象としているためと考えられる。

表 3－1　各指針・基準の浮上り評価方法の比較

	共同溝設計指針 （日本道路協会，1986）	トンネル標準示方書 （土木学会，2006）	鉄道構造物等 設計標準・同解説 （鉄道総合技術研究所，2012）	水道施設耐震工法 指針・解説 （日本水道協会, 1997）
安全率F_Sの算定式 *	$\dfrac{W_S+W_B+Q_S+Q_B}{U_S+U_D}$	$\dfrac{W_S+W_B+2Q_S+2Q_B}{\gamma_i\ (U_S+U_D)}$	$\dfrac{W_S+W_B+2Q_S+2Q_B}{\gamma_i\ (U_S+U_D)}$	$\dfrac{W_B+Q_l}{V_0\cdot\gamma_S}$
力の定義 *				
適用構造物	共同溝（矩形）	開削トンネル（矩形）	開削トンネル（矩形）	管路（円形）
所要安全率	1.1	1.0	≦1.0	1.0

注：　γ_iは構造物係数を示す。

注記＊　：共同溝設計指針とトンネル標準示方書，鉄道構造物等設計標準・同解説の算定式の相違は，力の定義におけるせん断抵抗Q_S・摩擦抵抗Q_Bを，片側で「Q」とするか「Q／２」とするかの表記上の相違であり，算定内容は同一。

3.1.2　浮上り評価に用いる各指針・基準の選定結果

柏崎刈羽原子力発電所７号機における浮上り評価の対象構造物は，矩形のボックスカルバート構造であることから，共同溝設計指針，トンネル標準示方書及び鉄道構造物等設計標準・同解説に示される式(1)を用いて評価を実施する。浮上り評価の概念図を図 3－1 に示す。

$$F_S = \gamma_i (W_S + W_B + 2Q_S + 2Q_B) / (U_S + U_D) \qquad \text{式(1)}$$

ここで，

γ_i ：構造物係数（＝1.0）

W_S ：上載土の荷重（水の重量を含む）

W_B ：構造物の自重

Q_S ：上載土のせん断抵抗

Q_B ：構造物側面の摩擦抵抗

U_S ：構造物底面に作用する静水圧による揚圧力

U_D ：構造物底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力

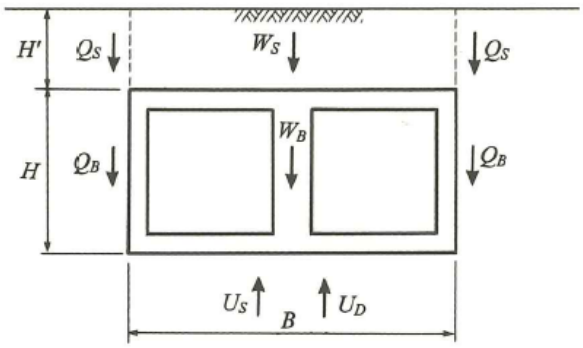


図 3－1　浮上り評価の概念図

非液状化層におけるせん断抵抗Q_S及び摩擦抵抗Q_Bの算出は，柏崎刈羽原子力発電所の評価対象地盤は，砂質土に限らず粘性土や地盤改良体が分布しており，せん断抵抗角ϕと粘着力cを用いた回帰式が最も適していること，地盤改良の効果は主に粘着力cとして表現されることから，トンネル標準示方書に示される以下の式(2)及び式(3)を用いて評価を実施する。

$$Q_S = f_{rus}\left(c_S + K_0 \cdot \sigma'_{vs} \cdot \tan\phi_S\right) H' \qquad 式(2)$$

$$Q_B = f_{ruw}\left(c_B + K_0 \cdot \sigma'_{vB} \cdot \tan\phi_B\right) H \qquad 式(3)$$

ここで，

c_S：上載土の粘着力

c_B：側面の粘着力

ϕ_S：上載土のせん断抵抗角

ϕ_B：側面の壁面摩擦角で，$\phi_B = 2\phi/3$とする（ϕ：周辺地盤の内部摩擦角）

K_0：静止土圧定数

σ'_{vs}，σ'_{vB}：上載土と構造物側面の有効上載圧

H'：上載土の厚さ

H：構造物の高さ

f_{rus}，f_{ruw}：液状化時の浮上りに関する安全係数

（$f_{rus}=1.0$，$f_{ruw}=1.0$が示されている）

静水圧による揚圧力U_Sの算定は，トンネル標準示方書に基づき式(4)により算定する。

$$U_S = \gamma_W \cdot \left(Z_B - Z_W\right) \cdot B \qquad 式(4)$$

ここで，

γ_W：地下水の単位体積重量

Z_B：地表から構造物底面までの深さ

Z_W：地表から地下水面までの深さ

B：構造物の幅

3.1.3 安全率

所要安全率は，表 3－1に示す各指針・基準の所定安全率のうち，最も保守的な設定としている共同溝設計指針の「1.1」を採用する。

3.2　評価断面

共同溝設計指針では，図 3－2 に示すように構造物が粘性土などの不透水層に 1m 以上根入れされている場合は，当該構造物は浮上り検討の対象外としている。柏崎刈羽発電所 7 号機のスクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路では，①～③，⑥～⑨，⑪，⑬ブロックは，構造物が透水性の低い地盤改良体に根入れされていることから，同指針では評価の対象外となるが，本評価では，不透水層への根入れの有無に関わらず，①～⑰の全てのブロックに対して浮上り評価を実施する。

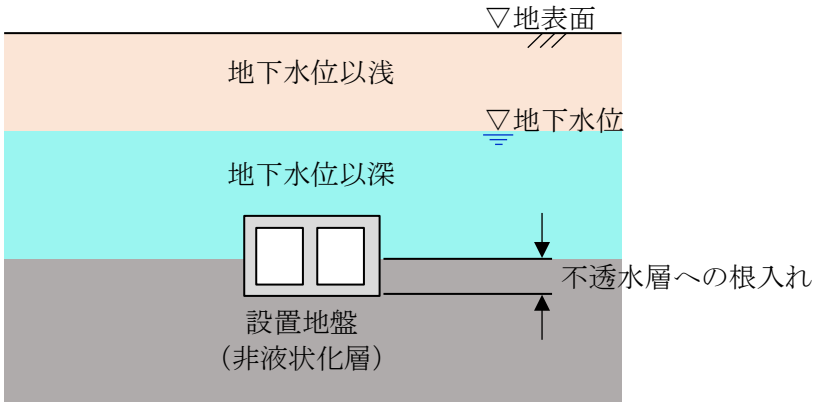
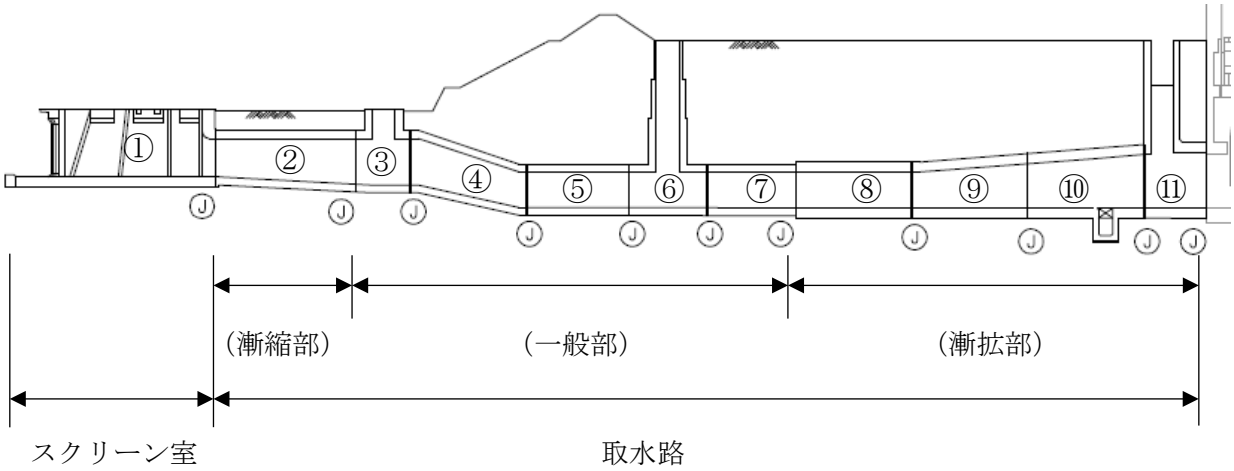
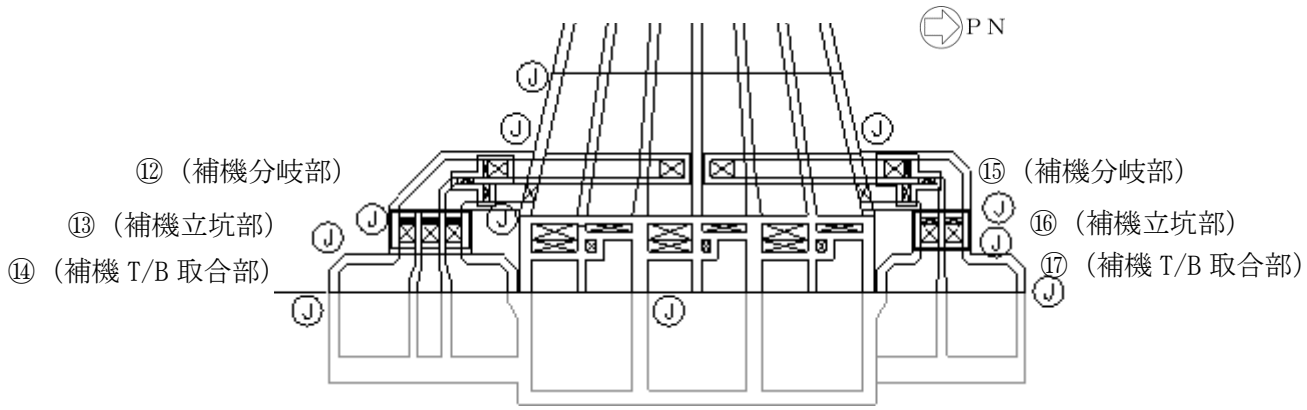


図 3－2　不透水層への根入れ



注 1：　丸数字はブロック名
注 2：　Ⓙは耐震ジョイント

図 3－3　スクリーン室及び取水路の浮上り評価実施箇所（①～⑪ブロック）



注１：　丸数字はブロック名
注２：　Ⓙは耐震ジョイント

図 3－4　補機冷却用海水取水路の浮上り評価実施箇所（⑫～⑰ブロック）

3.3　評価条件

浮上り評価の評価条件を以下に示す。

3.3.1　荷重・重量

表 3－2 に，上載土の荷重及び構造物の自重に関する評価条件を示す。

地盤の単位体積重量は，V-2-1-3「地盤の支持性能の基本方針」に基づき設定する。地下水の比重を 1.0，海水の比重を 1.03 とし，地下水及び海水の単位体積重量を設定する。鉄筋コンクリートの単位体積重量は，建設時の設計値に基づき設定する。

構造物の自重W_Bの算出においては，鉄筋コンクリートの躯体重量に加え，内水及び機器荷重を考慮する。なお，躯体ハンチ部及び均しコンクリートの重量については考慮しない。

表 3－2　荷重・重量に関する評価条件

種別	単位体積重量 γ (kN/m^3)	備考
埋戻土（地下水位以浅）	17.6	湿潤重量
埋戻土（地下水位以深）	19.0	飽和重量
改良盛土	16.6	斜面部
鉄筋コンクリート	23.5	建設時の設計値に基づく
地下水	9.8	比重 1.00
海水（内水）	10.1	比重 1.03

3.3.2　設計地下水位

スクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路の各ブロックにおける設計地下水位は，V-2-1-3「地盤の支持性能の基本方針」に基づき，地下水位の変動を考慮した保守的な地下水位として，表 3－3 のとおりに設定した。

表 3－3　設計地下水位

設計地下水位	対象ブロック
T.M.S.L.3.0m	①，②，③
T.M.S.L.5.0m	④～⑦
T.M.S.L.8.0m	⑧～⑰

3.3.3　構造物の寸法及び上載土の層厚

スクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路の各ブロックの構造物の寸法及び上載土の層厚を表 3－4 に示す。

表 3－4　各ブロックの幅及び上載土の層厚構成

		ブロック	構造物				上載土		備考
			高さ(m) H	幅(m) B	地盤改良の有無	不透水層への根入れ	地盤種別	層厚H'(m) (地下水面以深の層厚)	
スクリーン室		①	10.0	48.1	有り	1m 以上	埋戻土	0.0（0.0）	
取水路	漸縮部	②	7.0～8.0	48.1～16.6	有り	1m 以上	埋戻土	2.5（2.5）	
	一般部	③	8.0～10.7	16.6	有り	1m 以上	埋戻土	2.5（2.5）	海側立坑
		④	8.0～6.6	16.6	無し	—	改良盛土	2.5（0.0）	斜面部
							埋戻土	2.5～8.8 (2.5～6.7)	
		⑤	6.6	16.6	無し	—	改良盛土	2.5（0.0）	
							埋戻土	14.9（8.9）	
		⑥	6.6～22.7	16.6	有り	1m 以上	埋戻土	15.9（8.9）	立坑
		⑦	6.6	16.6	有り	1m 以上	埋戻土	15.9（8.9）	
	漸拡部	⑧	7.2	17.3～24.0	有り	1m 以上	埋戻土	15.6（11.6）	
		⑨	7.2～8.3	24.0～30.9	有り	1m 以上	埋戻土	15.0（11.0）	
		⑩	8.3～9.5	30.9～37.6	無し	—	埋戻土	13.9（9.9）	
		⑪	9.5～23.0	37.6	有り	1m 以上	埋戻土	13.3（9.3）	T/B 取合部
補機冷却用海水取水路	南側	⑫	4.0～26.3	6.1～8.6	無し	1m 以上	埋戻土	17.9（13.9）	分岐部
		⑬	4.1～22.2	8.6	有り	1m 以上	埋戻土	17.9（13.9）	立坑部
		⑭	5.2	16.7～19.9	無し	1m 以上	埋戻土	18.3（14.3）	T/B 取合部
	北側	⑮	4.0～26.3	6.1	無し	1m 以上	埋戻土	17.9（13.9）	分岐部
		⑯	4.1～22.2	6.1	無し	1m 以上	埋戻土	17.9（13.9）	立坑部
		⑰	5.2	12.5～15.7	無し	1m 以上	埋戻土	18.3（14.3）	T/B 取合部

注：() 内の数値は，上載土のうち地下水面以深の層厚を示す。

3.3.4　地盤のせん断抵抗

地盤のせん断抵抗に関する評価条件として，地盤の粘着力ｃ及び内部摩擦角φは，Ⅴ-2-1-3「地盤の支持性能の基本方針」に基づき，表 3－5 のとおりに設定する。

なお，浮上り評価においては，地震応答解析の結果によらず設計地下水位以深の液状化検討対象層（埋戻土）は液状化するものとして扱い，上載土のせん断抵抗Ｑｓ及び構造物側面の摩擦抵抗Q_Bは考慮しない。

静止土圧係数K_0は 0.5 とする。

表 3－5　地盤の粘着力ｃ及び内部摩擦角φ

種別	粘着力 ｃ（kN/m²）	内部摩擦角 φ（°）
埋戻土（地下水位以浅）	9.6	34.8
改良盛土	462	0

3.3.5　構造物側面の摩擦抵抗

構造物側面の摩擦抵抗に関する評価条件を表 3－6 に示す。

構造物側面の摩擦抵抗は，地盤改良体を躯体に密着させるように施工することから，式(5)に基づき地盤改良体の設計一軸圧縮強度q_{ud}から算出した粘着力ｃとする。

$$c = q_{ud} / 2 \qquad \text{式(5)}$$

表 3－6　構造物側方の摩擦抵抗に関わる評価条件

種別	粘着力 ｃ（kN/m²）	内部摩擦角 φ（°）	備考
構造物―地盤改良体	500	0	設計一軸圧縮強度 q_{ud}＝1000kN/m²

3.3.6　揚圧力

共同溝設計指針では，不透水層などへの根入れが不十分な場合（根入れ長が 1m 未満）には，安全側の配慮から式（6）に示すとおり，過剰間隙水圧による揚圧力を基礎底面に作用させ，浮上りの検討を行うものとしている。

④，⑤，⑩ブロックは，構造物側方に地盤改良体が存在せず，粘性土への根入れが 1m 未満であることから，過剰間隙水圧による揚圧力U_Dを作用させるものとする。一方，地盤改良体に根入れもしくはマンメイドロック上に設置された①～③，⑥～⑨，⑪～⑰ブロックに関しては，揚圧力U_Dは作用させない。

また，共同溝設計指針では，図 3－5 に示す液状化に対する抵抗率F_Lと過剰間隙水圧比L_uの関係が示されているが，本検討では地震応答解析の結果によらず過剰間隙水圧比L_u＝1（最大値）として過剰間隙水圧による揚圧力U_Dを算出する。

$$U_D = L_u \cdot \sigma_v' \cdot B \qquad \text{式(6)}$$

ここで，

L_u　：過剰間隙水圧比（＝１）

σ_v'：基礎底面位置における初期有効上載荷圧

B　：構造物の幅

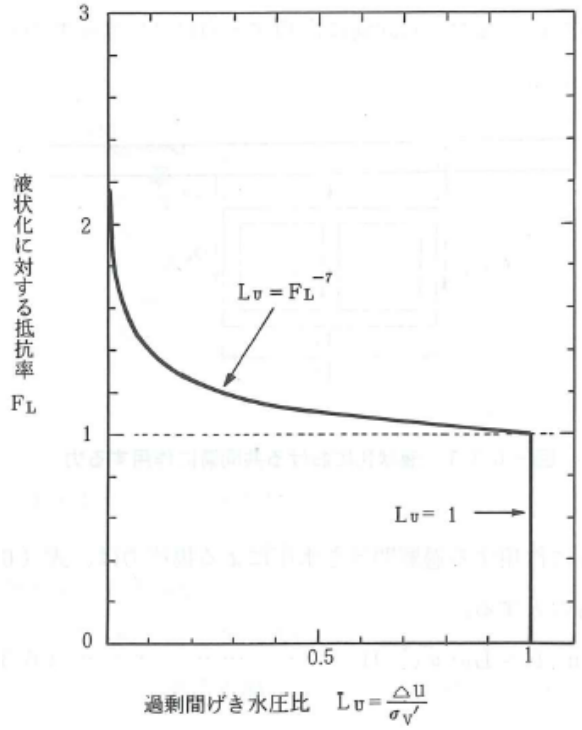


図 3－5　液状化に対する抵抗率F_Lと過剰間隙水圧比L_uの関係

（共同溝設計指針（日本道路協会，1986）より引用）

3.4　評価結果

評価結果を表　3－7 に示す。スクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路は浮上りに対して十分な安全性を有していることを確認した。

表 3－7　浮上りの評価結果

		ブロック	地震時浮上り 安全率（Ｆｓ）	判定 （Ｆｓ≧1.1）	備考
スクリーン室		①	2.98	○	
取水路	漸縮部	②	4.93	○	
	一般部	③	6.23	○	海側立坑
		④	2.13	○	斜面部
		⑤	1.34	○	
		⑥	5.08	○	立坑
		⑦	5.42	○	
	漸拡部	⑧	4.28	○	
		⑨	3.85	○	
		⑩	6.82	○	
		⑪	3.39	○	T/B 取合部
補機冷却用海水取水路	南側	⑫	10.28	○	分岐部
		⑬	4.91	○	立坑部
		⑭	2.52	○	T/B 取合部
	北側	⑮	11.17	○	分岐部
		⑯	4.02	○	立坑部
		⑰	2.54	○	T/B 取合部

4.　まとめ

本検討では，浮上り対策後のスクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路の浮上り評価を実施した。

スクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路の周辺地盤の条件を踏まえると，共同溝設計指針では不透水層に十分根入れされており構造物は浮上り検討の対象外となる。本検討では保守的に不透水層への根入れの有無に関わらず，スクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路の全ブロックについて浮上り評価を行った。

その結果，スクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路は浮上りに対して十分な安全性を有していることを確認した。

（参考資料 2）　耐震ジョイントの健全性評価について

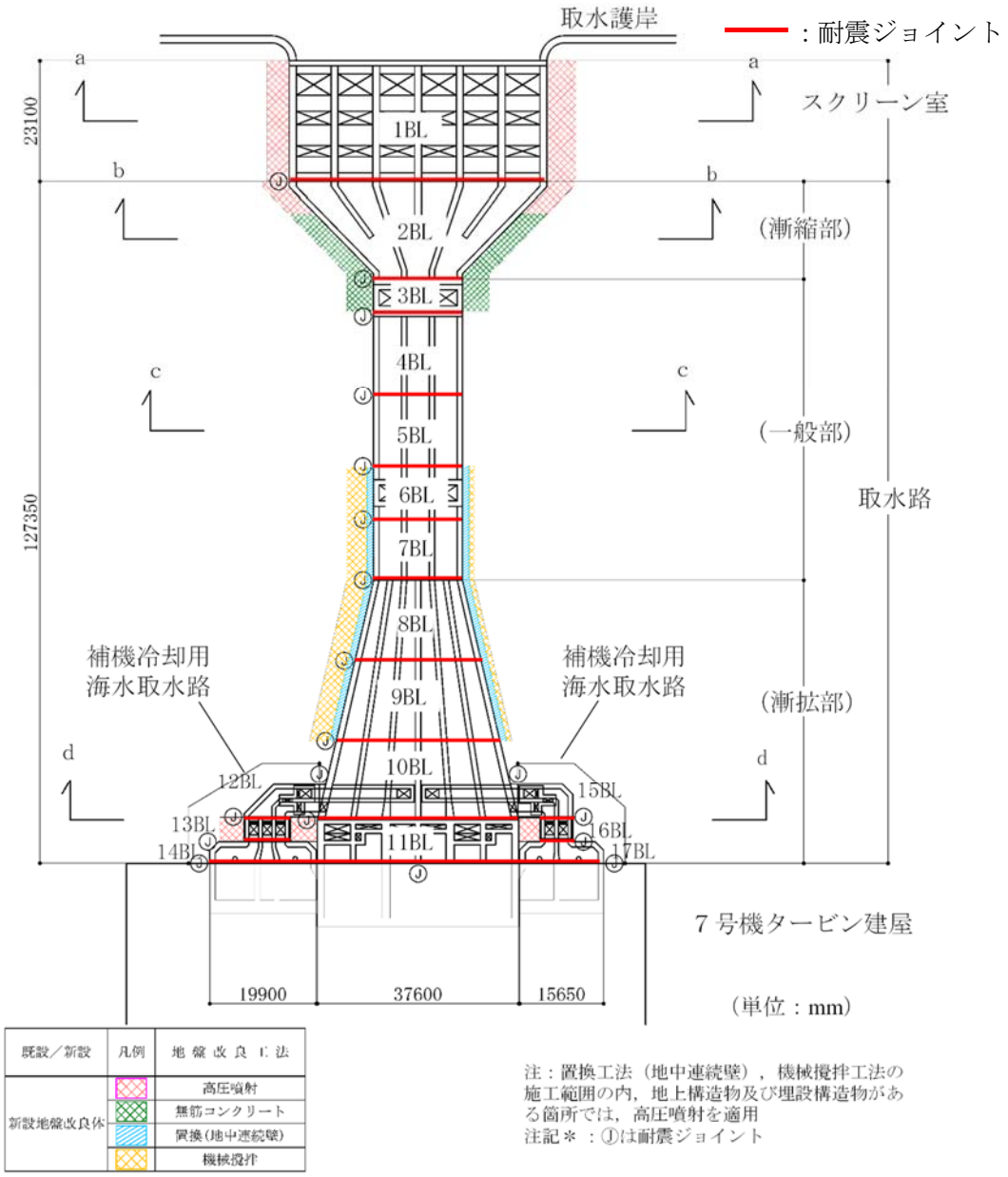
1.　概要

スクリーン室，取水路及び補機冷却冷却用海水取水路は，図　1－1 に示すとおり，軸方向における構造の変化等を考慮してブロックを分割した構造となっており，ブロック間には耐震ジョイント及び緩衝材が設置されている。耐震ジョイントについては津波の引き波時において非常用海水冷却系の取水性を確保するために，地震に対し，各ブロック間の継ぎ目部からの漏水を防止する機能が要求される。

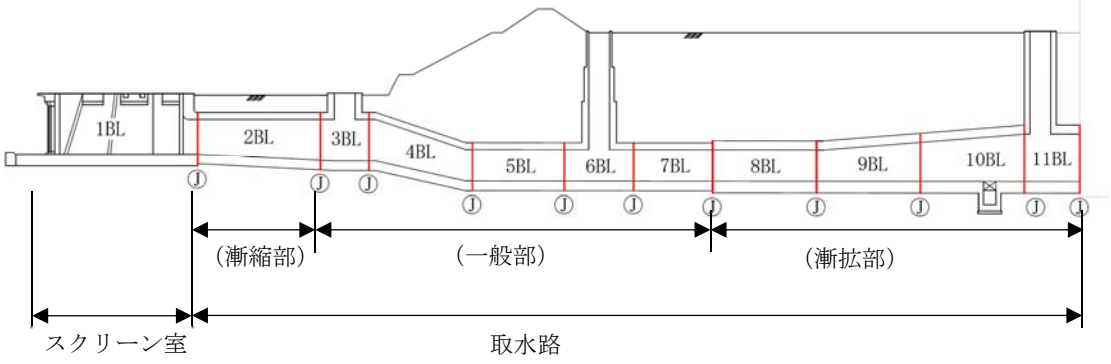
ここで，図　1－2 に示すとおり，耐震ジョイントの貯水機能が求められる津波の引き波時の水位（海水貯留堰天端以深）は，塩望平均干潮位よりも低い位置にある。一方，構造物周辺の地盤の地下水位は，海水面付近にあると想定される。そのため，仮に耐震ジョイントの機能に期待しない場合であっても，津波の引き波継続時間は最大 16 分程度と短時間の現象と評価されていることから*，水路内の貯留水が漏水する可能性は低いものと考えられる。

しかし，念の為，地震応答解析により基準地震動Ｓｓ における耐震ジョイントの相対変位量を算定し，モックアップ試験により求めた耐震ジョイントの許容変位量と比較することにより，耐震ジョイントの貯水機能の健全性の評価を実施する。

注記＊：津波の引き波継続時間は，Ⅴ-1-1-3-2「津波への配慮に関する説明書」参照



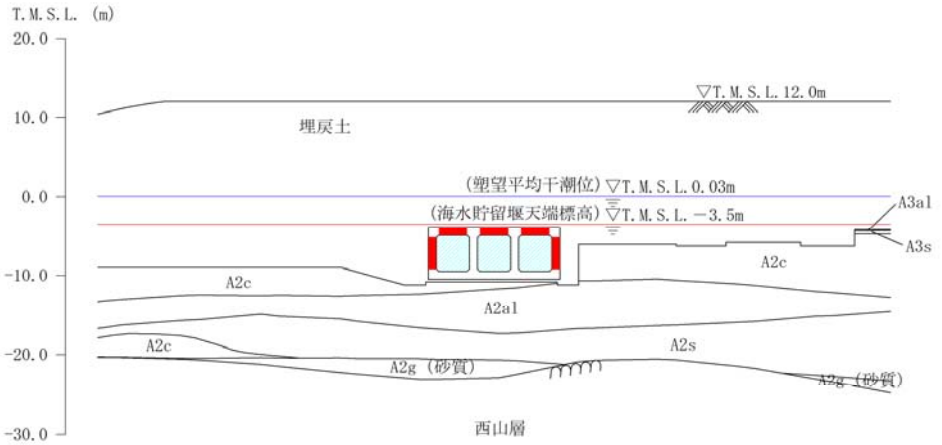
(a)　平面図



(b)　縦断面

図 1－1　スクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路の耐震ジョイント位置

(参考) 2－2



（参考）施設周辺の地下水位計の観測最低地下水位（7GW-4 孔：T.M.S.L.-1.19m）

図 1－2　貯水機能の概念図

2.　評価方法

本検討では，基準地震動Ｓｓ に対する地震応答解析を実施し，耐震ジョイントの地震時の最大相対変位及び地震後の残留相対変位を算定し，この変位量がモックアップ試験により評価した許容変位を下回ることを確認することにより，耐震ジョイントの健全性評価を行う。

耐震ジョイントの健全性評価フローを図 2－1 に示す。

なお，耐震ジョイントの相対変位の算定においては，新潟県中越沖地震により発生した残留変位量び基準地震動 Ss 発生後の間隙水圧の消散に伴う沈下量を考慮する。

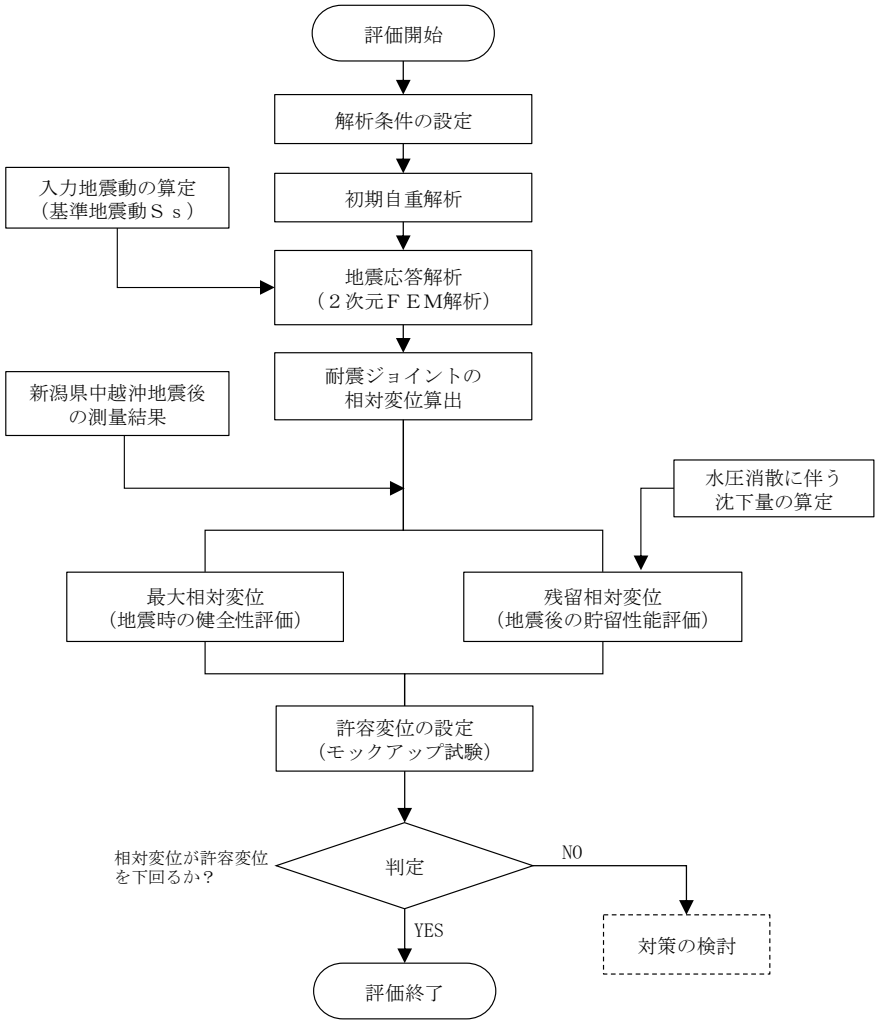


図 2－1　耐震ジョイントの健全性評価フロー

2.1　地震応答解析

基準地震動Ｓｓに対する耐震ジョイントの相対変位は，スクリーン室及び取水路の横断方向と縦断方向の地震応答解析から算定する。なお，補機冷却用海水取水路については，全ブロックがマンメイドロックに支持された構造であり，ブロック間の相対変位がほとんど生じないことから，本評価の対象からは除外する。

横断方向と縦断方向の地震応答解析の評価条件を以下に記す。

2.1.1　横断方向の評価条件

(1)　代表断面

スクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路の平面図を図 2－2 に示す。

横断方向の相対変位の算定では，図中に示すａ－ａ断面(スクリーン室：1BL)，ｂ－ｂ断面(取水路 漸縮部：2BL)，ｃ－ｃ 断面(取水路 一般部：5BL)及びｄ－ｄ 断面(取水路 漸拡部：10BL)を代表断面として選定する。

なお，各断面の地質断面図及び地震応答解析モデルは，各構造物の耐震計算書の補足説明資料に記載した設定と同じ条件とする。

(2)　共通条件

横断方向の評価のうち，「地震応答解析手法」，「材料定数・構造物諸元」，「減衰定数」，「荷重条件」及び「地下水位条件」等は，各構造物の補足説明資料に記載した設定と同じ条件とする。

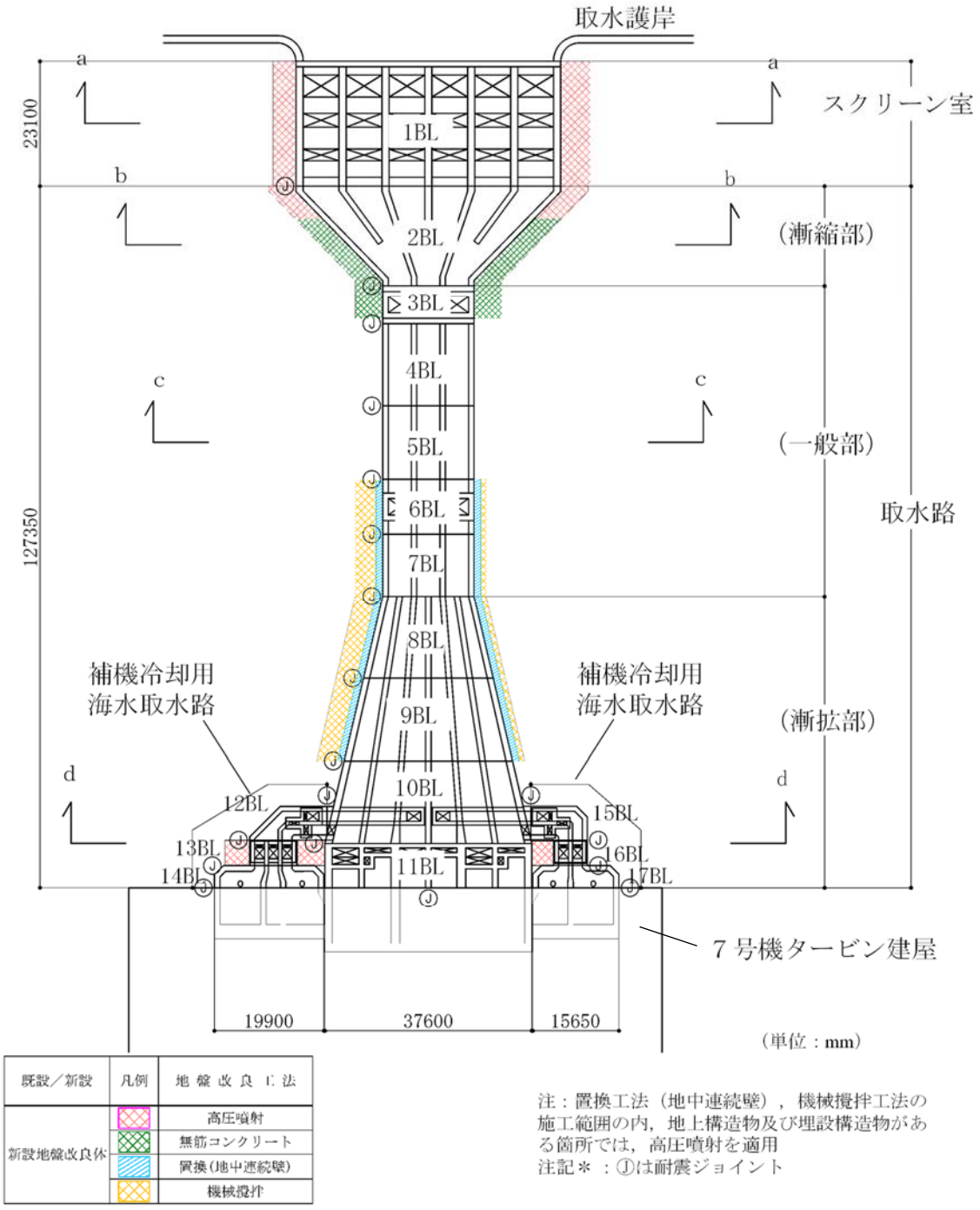


図 2－2　スクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路の平面図

2.1.2　縦断方向の評価条件

(1)　地質断面図

スクリーン室及び取水路の縦断方向の地質断面図を図 2－4 に示す。

(2)　地震応答解析モデル

スクリーン室及び取水路の縦断方向の地震応答解析モデルを図 2－5 に示す。

解析領域は，側面境界及び底面境界が構造物の応答に影響しないよう，構造物と側面境界及び底面境界との距離を十分に広い領域とする。解析領域の側面及び底面には，エネルギーの逸散効果を考慮するため粘性境界を設ける。

構造物の要素分割については，土木学会マニュアルに，線材モデルの要素分割については，要素の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 倍程度とする旨が示されていることを考慮し，部材の断面厚さ又は有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。

(3)　地下水位

地下水位の設定は，Ⅴ-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，スクリーン室は T.M.S.L.3.0m，取水路は T.M.S.L.3.0m～T.M.S.L.8.0m に設定する。スクリーン室及び取水路の縦断方向の地下水位設定を図 2－3 に示す。

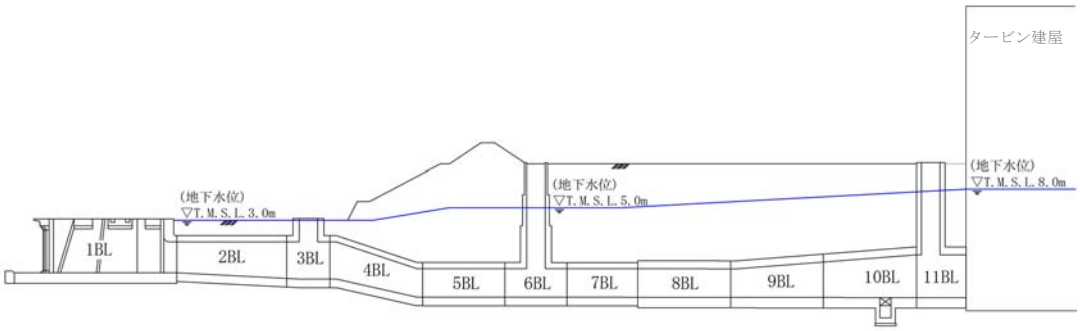


図 2－3　縦断方向の地下水位設定

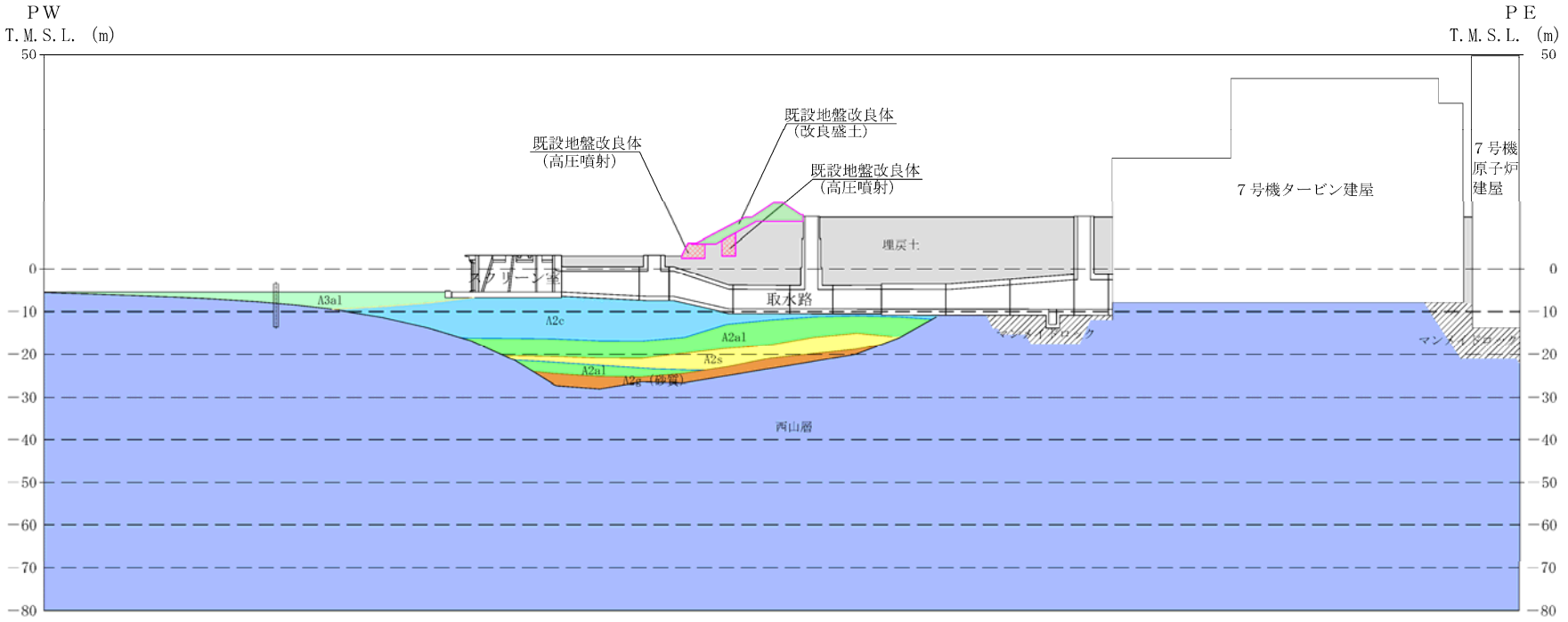


図 2－4　スクリーン室及び取水路の縦断方向の地質断面図

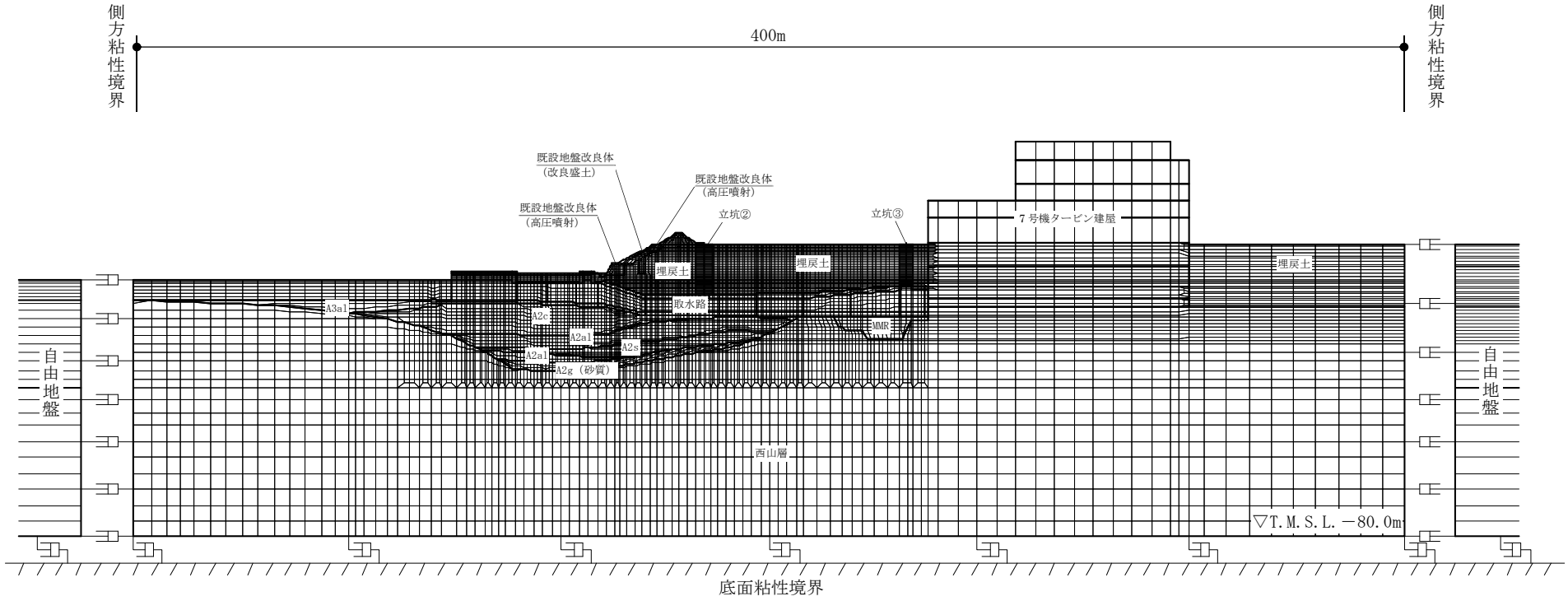


図 2－5　スクリーン室及び取水路の縦断方向の地震応答解析モデル

(4)　構造物のモデル化

a.　水路部

スクリーン室及び取水路の水路部の鉄筋コンクリート部材は，線形平面ひずみ要素によりモデル化する。水路部の剛性は奥行方向の壁厚比に応じた等価剛性を設定する。

なお，「地盤と構造物」，「マンメイドロックと構造物」及び「地盤と地盤改良体」との接合面には，ジョイント要素を設けることにより，地震時の接合面における剥離及びすべりを考慮する。ジョイント要素の配置を図 2－6 に示す。

b.　立坑部

立坑部を有する取水路については，立坑部の鉄筋コンクリート部材は，非線形はり要素（M-φ関係）でモデル化し，立坑の形状を考慮し，部材軸両側は剛梁により地盤と結合させる。取水路部との接合は，曲げによる力を伝達させるために線形はり要素を設ける。立坑部の解析モデルの概念図を図 2－7 に示す。

c.　各ブロックの接合面

各ブロックの接合面には，図 2－8 に示すように，耐震ジョイントの伸縮及び目地に設置されている緩衝材の影響を適切に考慮するため，非線形ばね要素を設定し，地震時の接合面における圧縮力の伝達を考慮する。非線形ばね要素の力学特性を図 2－9 に示す。

(5)　共通条件

縦断方向の評価条件のうち，「地震応答解析手法」，「境界条件」，「地盤のモデル化」，「地盤改良体のモデル化」，「材料特性」，「荷重の組合せ」及び「解析ケース」については，各構造物の補足説明資料に記載した設定と同じ条件とする。

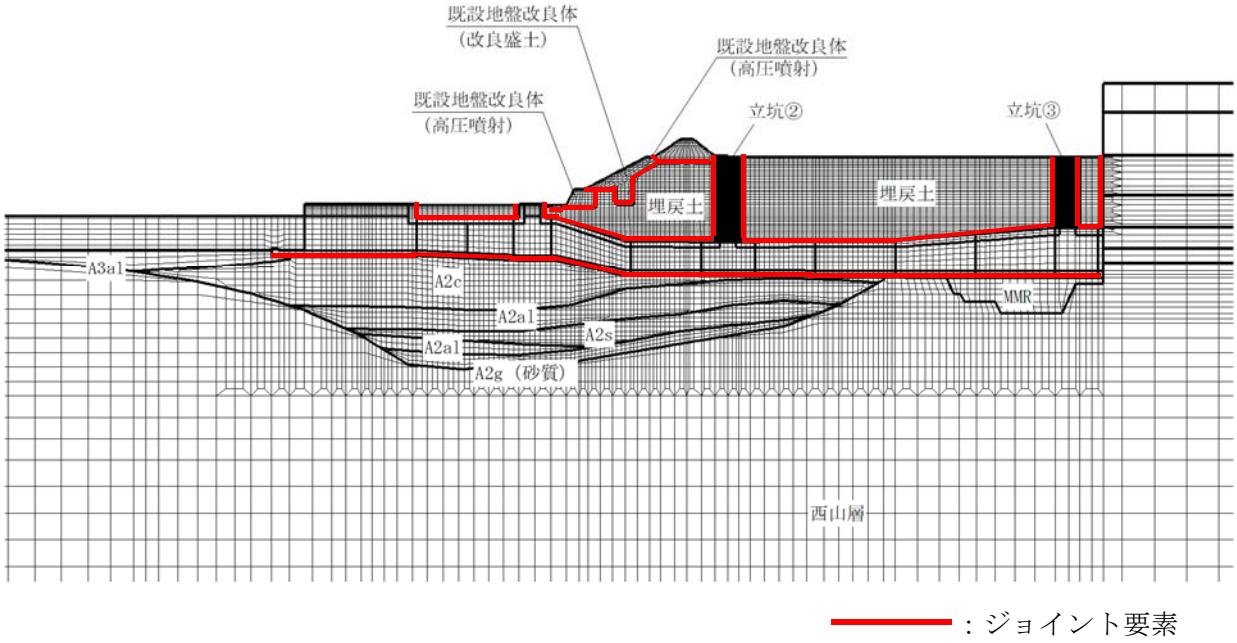


図 2－6　ジョイント要素の配置図

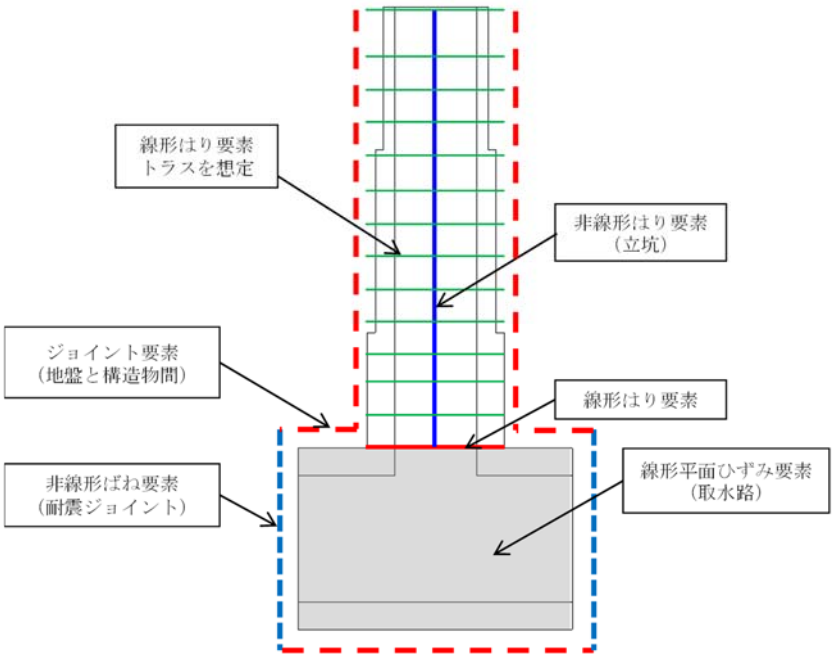


図 2－7　立坑部の解析モデルの概念図

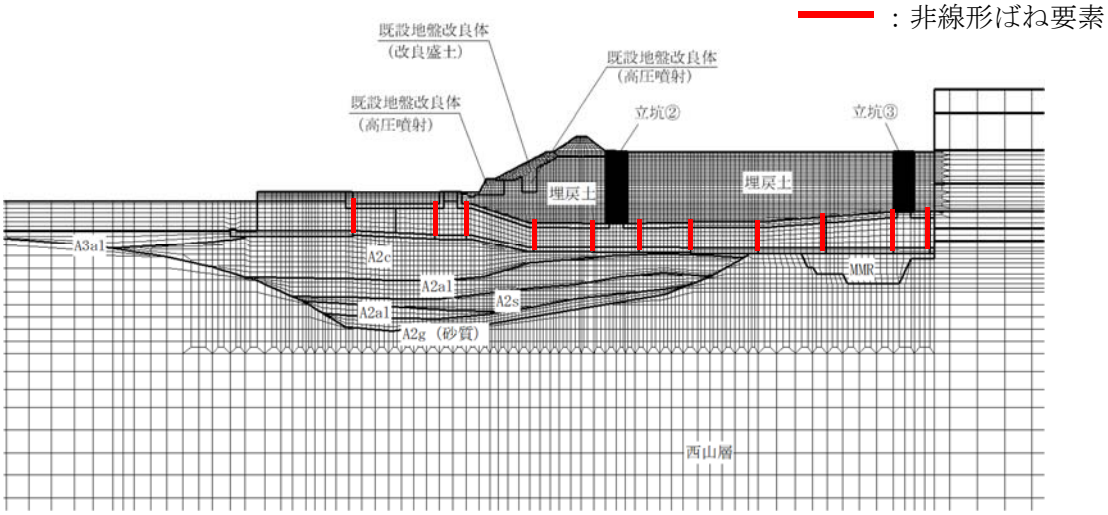
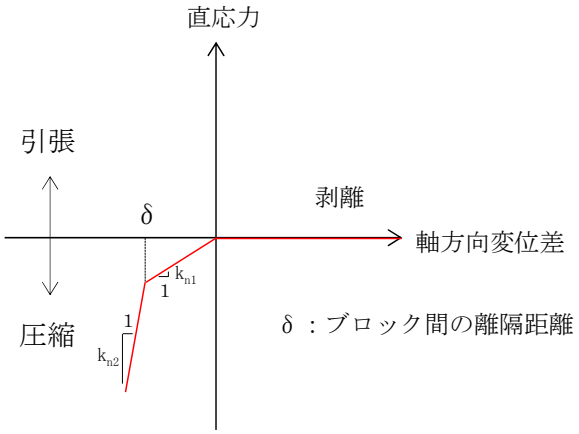


図 2－8　非線形ばね要素の配置図



圧縮剛性（第 1 勾配）k_{n1} (kN/m^3)	圧縮剛性（第 2 勾配）k_{n2} (kN/m^3)
6.3×10^{3}*	1.0×10^{6}

注記＊　：緩衝材の剛性から設定

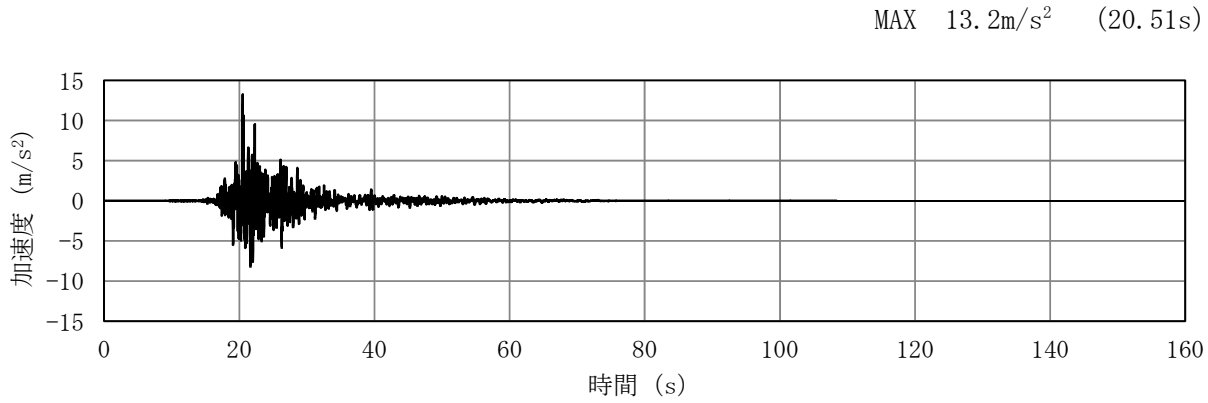
図 2－9　非線形ばね要素の力学特性

2.1.3　入力地震動

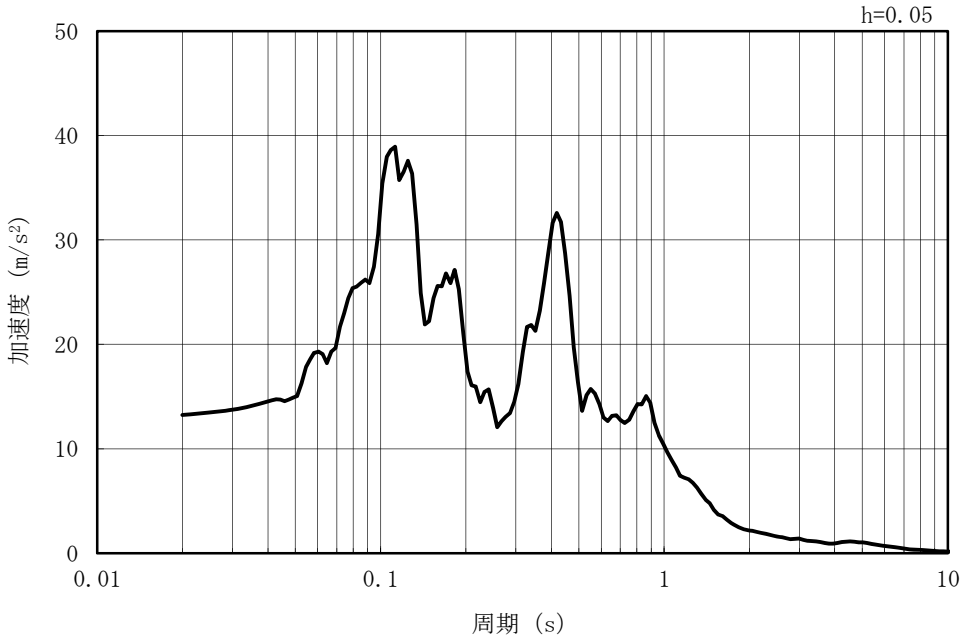
入力地震動は，Ⅴ-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち「2.3　屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

横断方向の入力地震動（NS 方向）については，各構造物の補足説明資料に記載した条件と同様に設定する。

縦断方向の入力地震動（EW 方向）については，図 2－10～図 2－19 に入力地震動の加速度応答時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

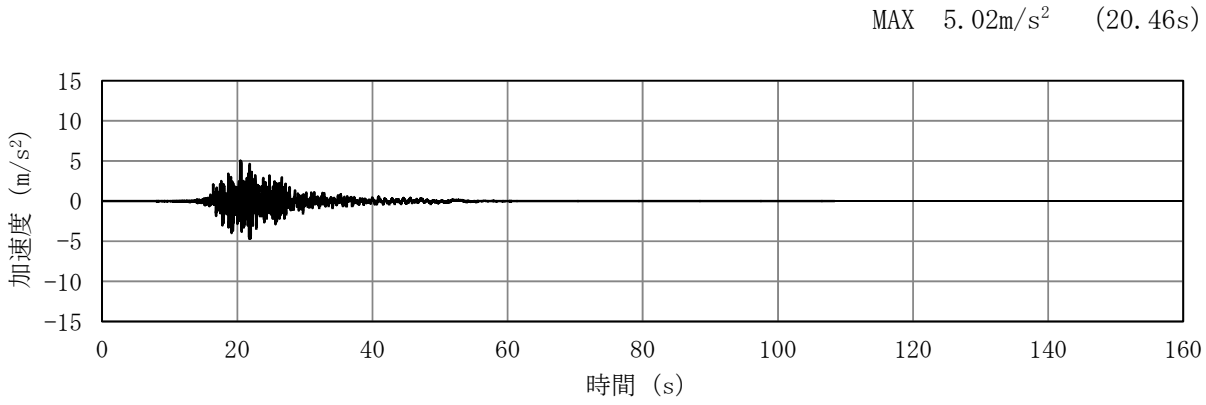


(a)　加速度時刻歴波形

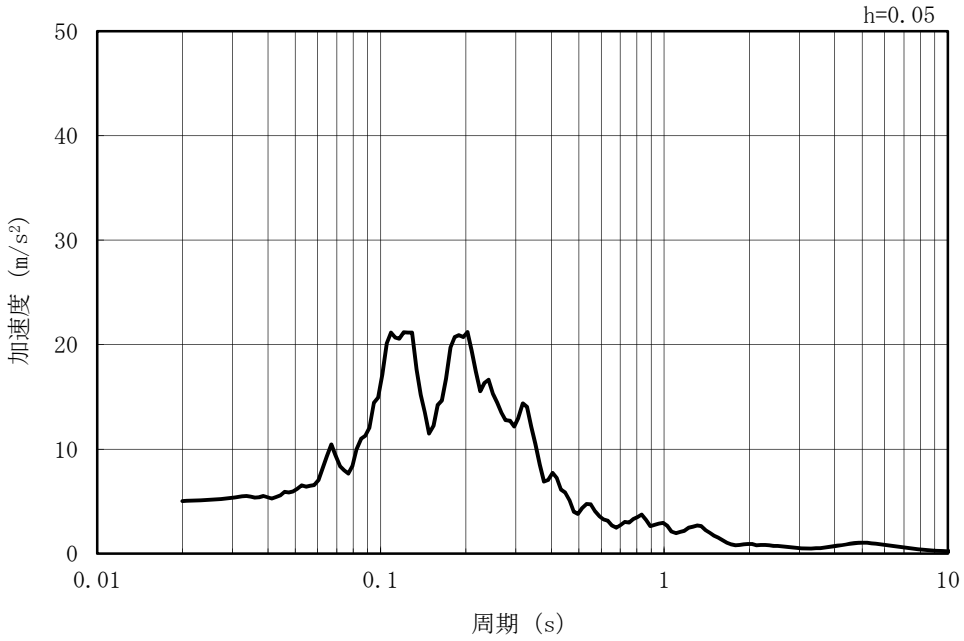


(b)　加速度応答スペクトル

図 2－10　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
（水平方向：Ss-2EW）

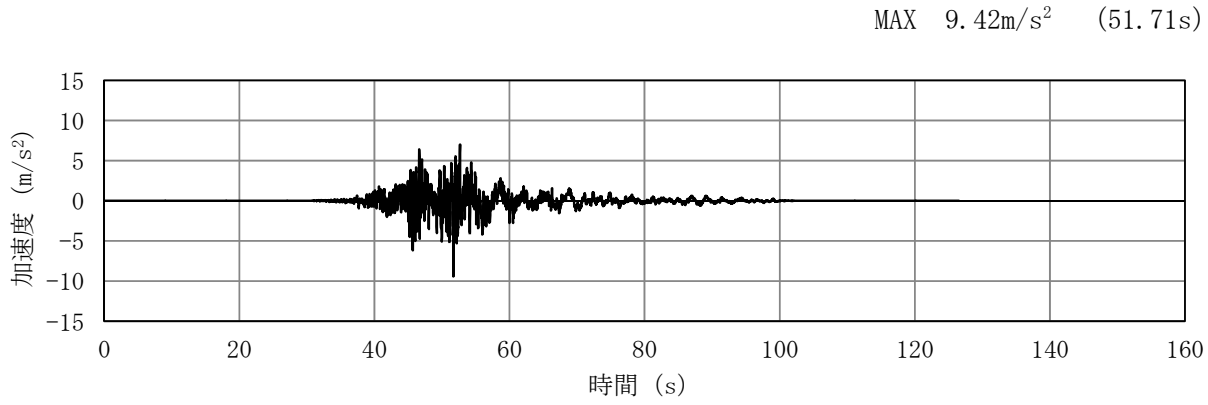


(a)　加速度時刻歴波形

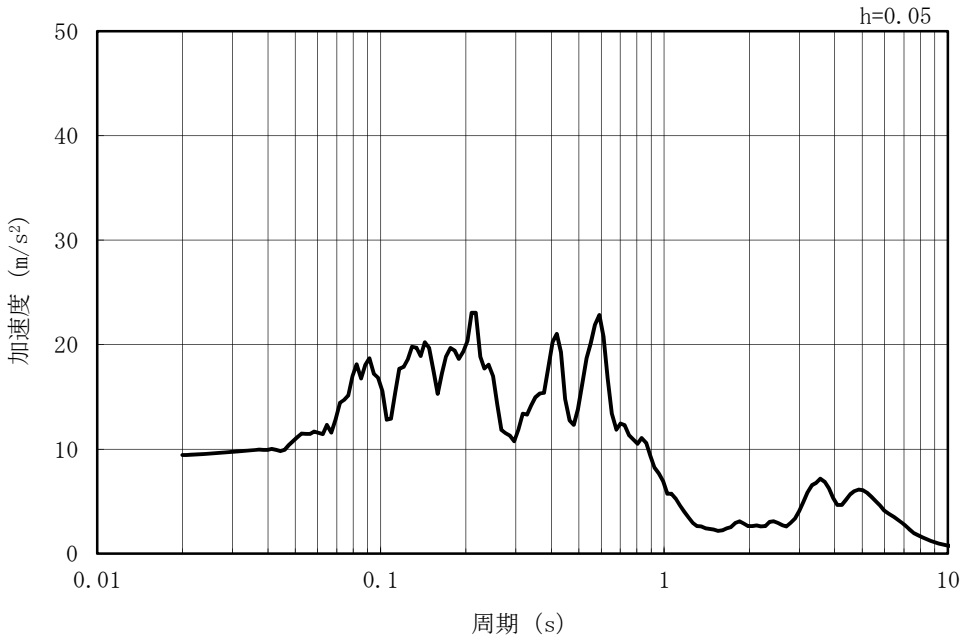


(b)　加速度応答スペクトル

図 2－11　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
(鉛直方向：Ss-2EW)

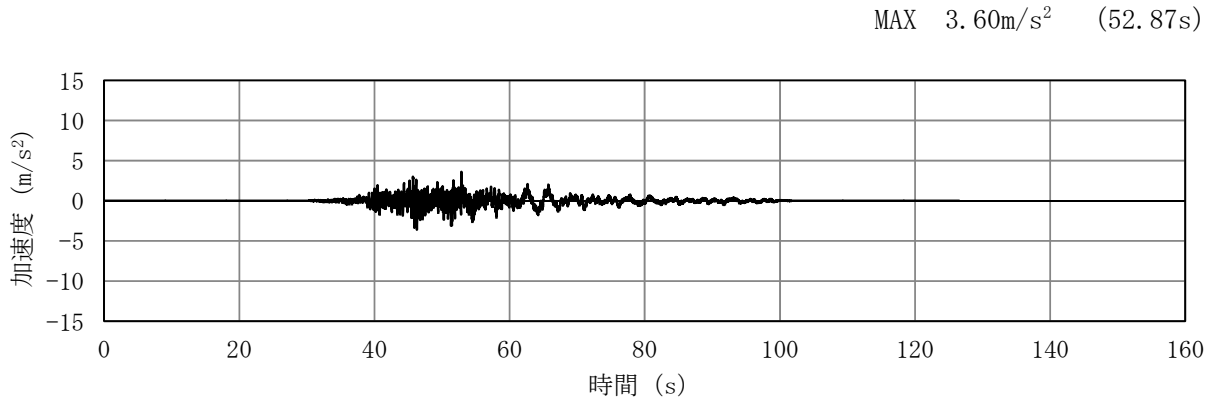


(a) 加速度時刻歴波形

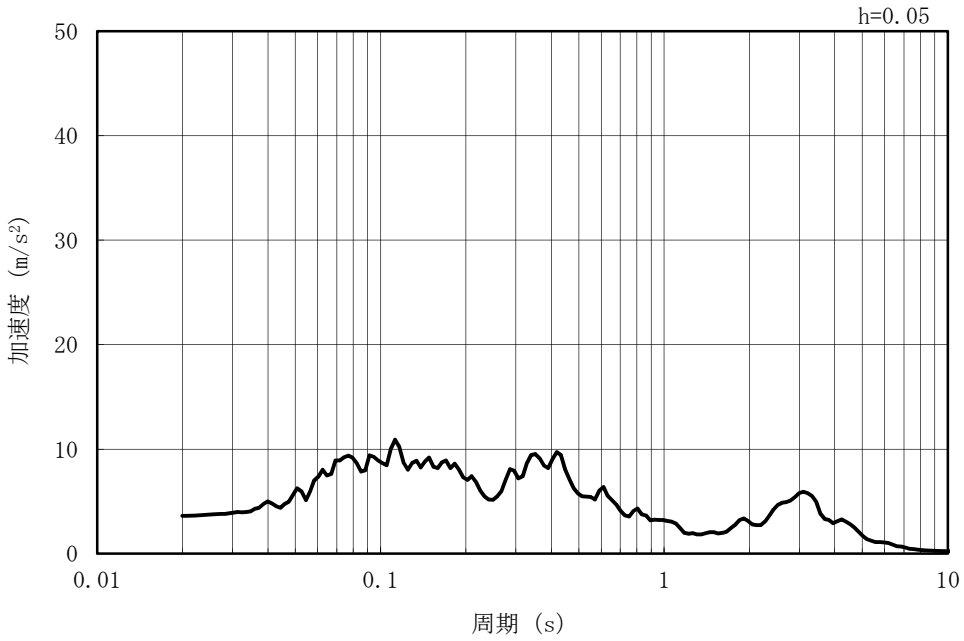


(b) 加速度応答スペクトル

図 2－12 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
(水平方向：Ss-4EW)

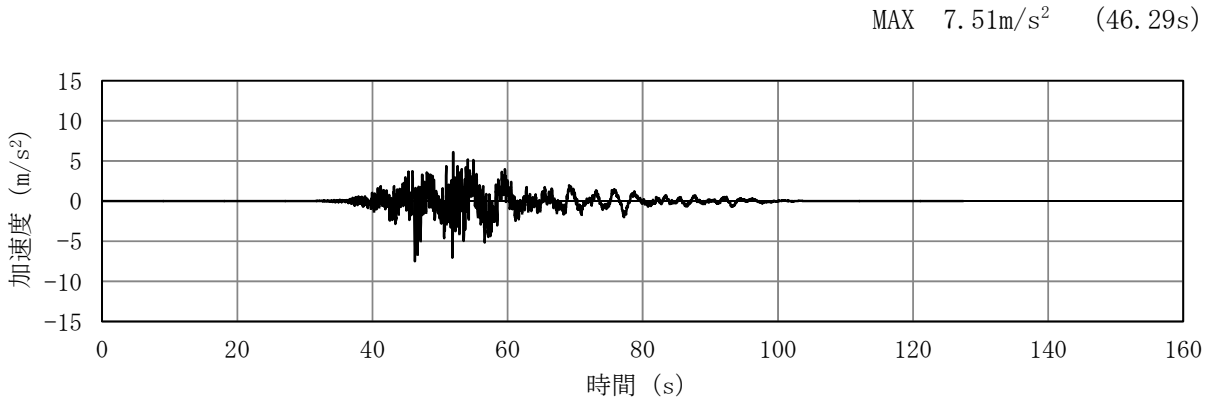


(a)　加速度時刻歴波形

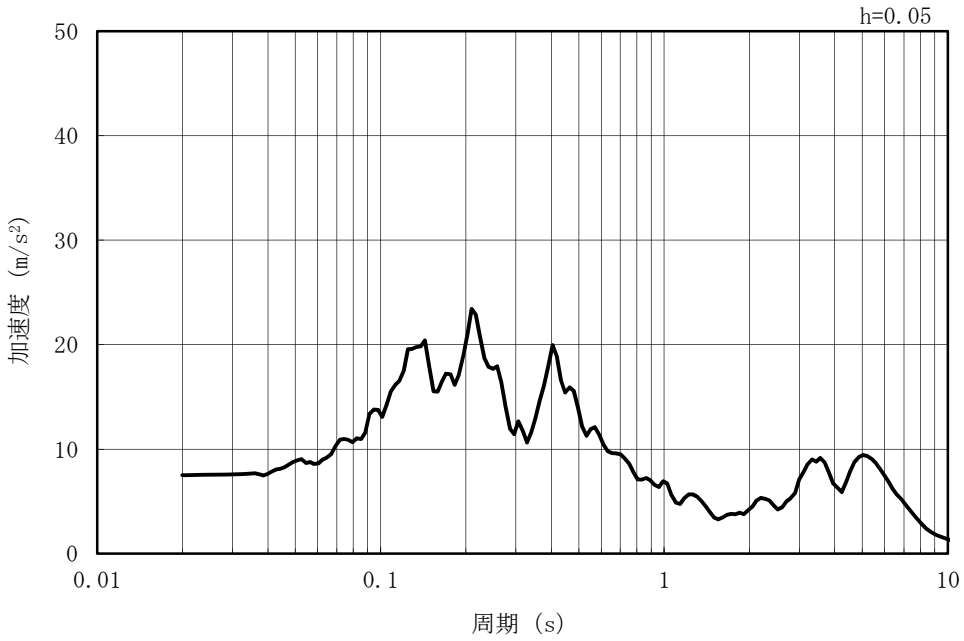


(b)　加速度応答スペクトル

図 2－13　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
(鉛直方向：Ss-4EW)

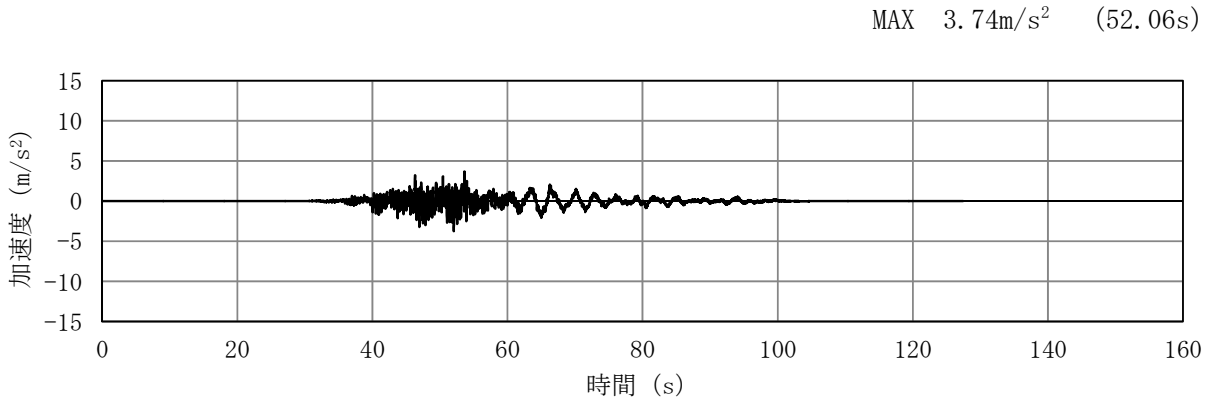


(a) 加速度時刻歴波形

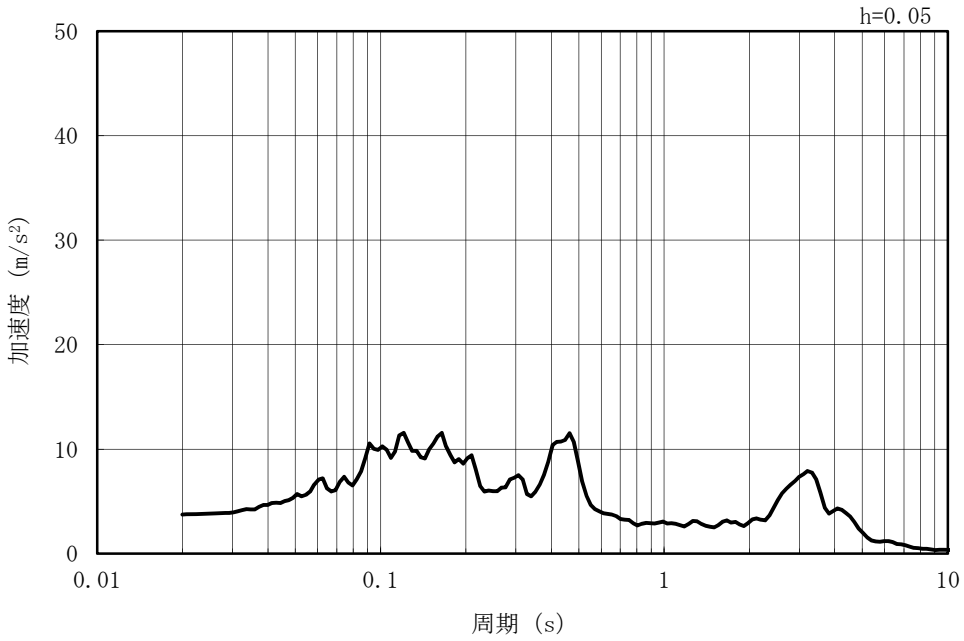


(b) 加速度応答スペクトル

図 2－14 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
（水平方向：Ss-5EW）

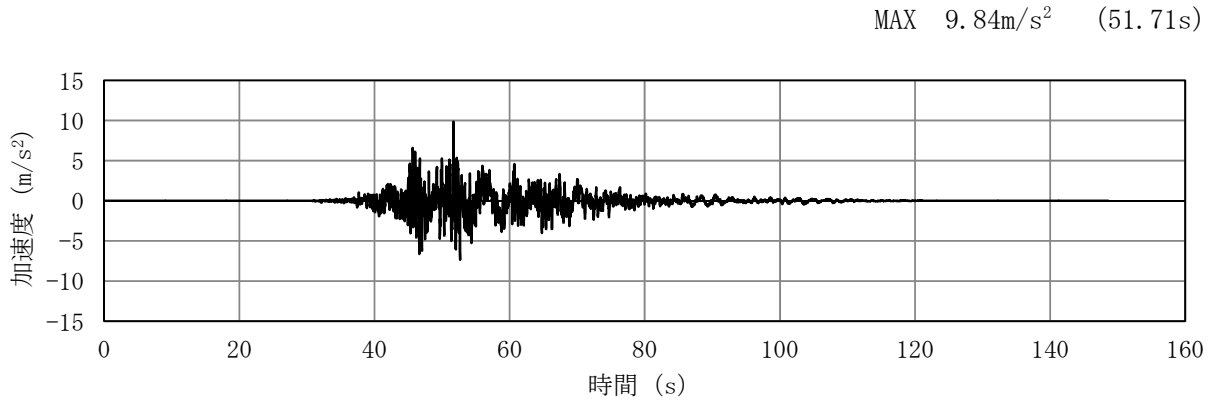


(a) 加速度時刻歴波形

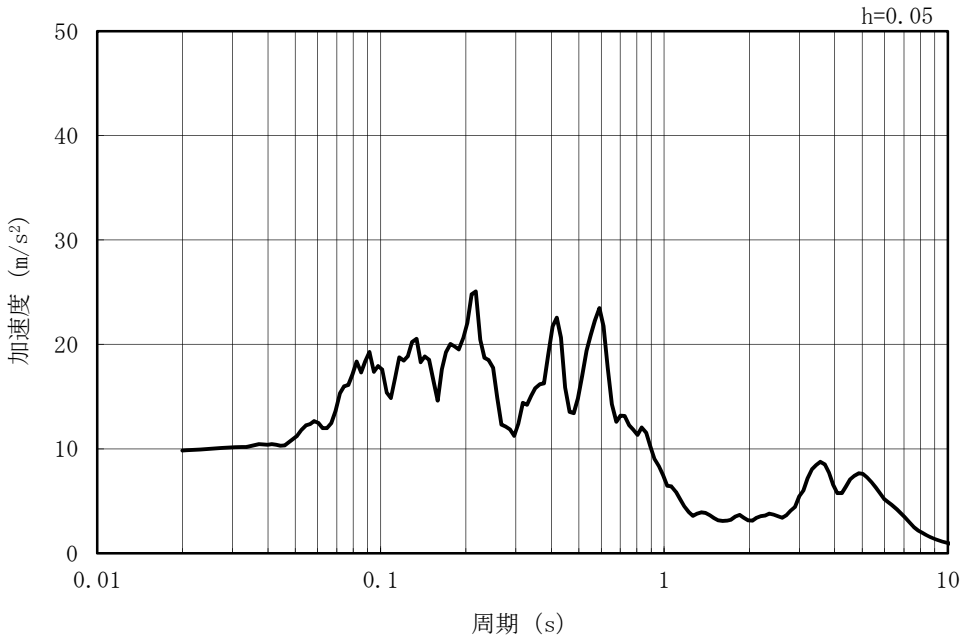


(b) 加速度応答スペクトル

図 2－15 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
(鉛直方向：Ss-5EW)

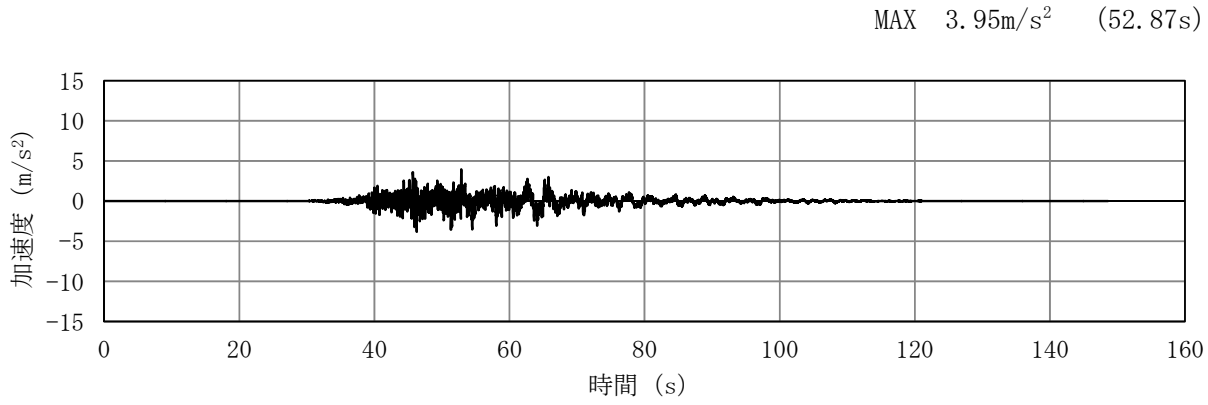


(a) 加速度時刻歴波形

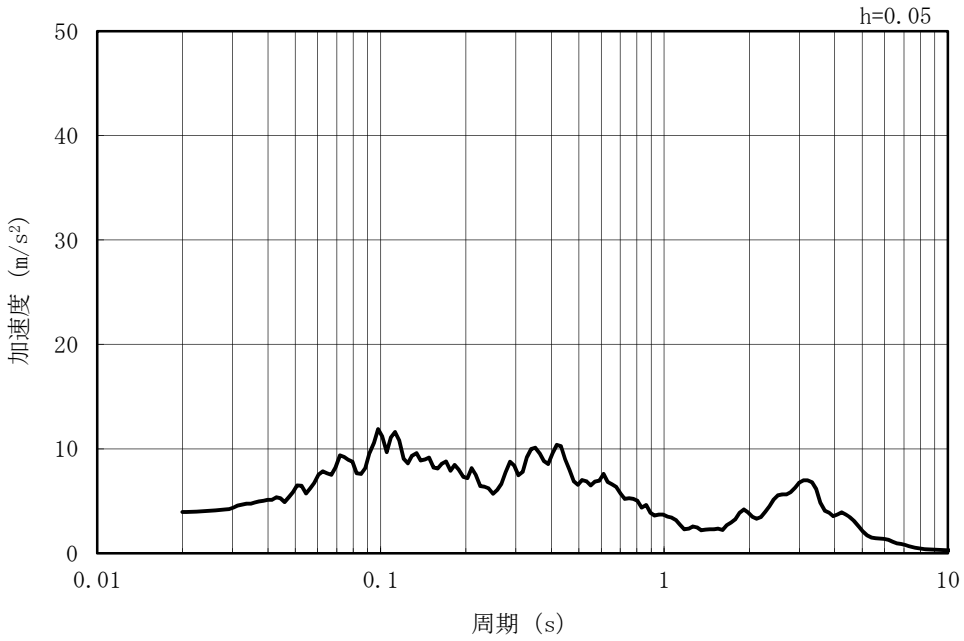


(b) 加速度応答スペクトル

図 2－16 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
(水平方向：Ss-6EW)

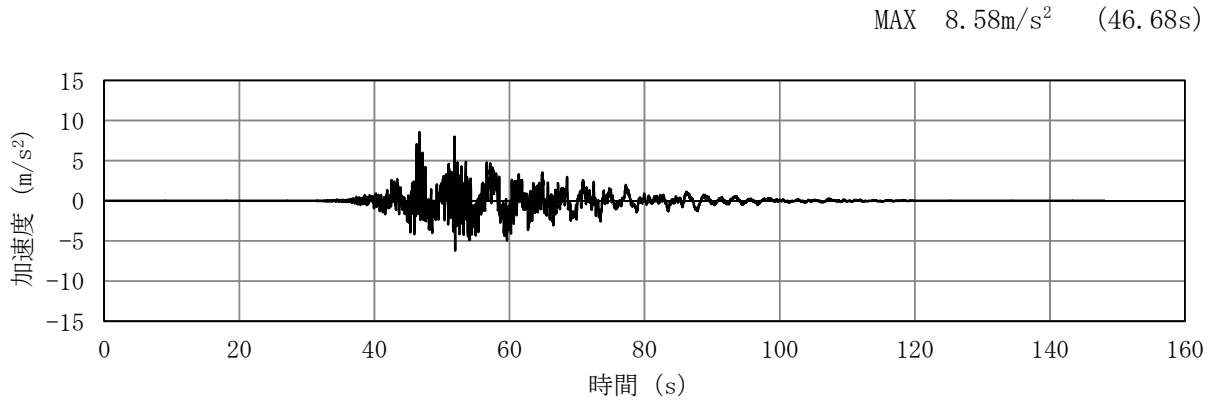


(a) 加速度時刻歴波形

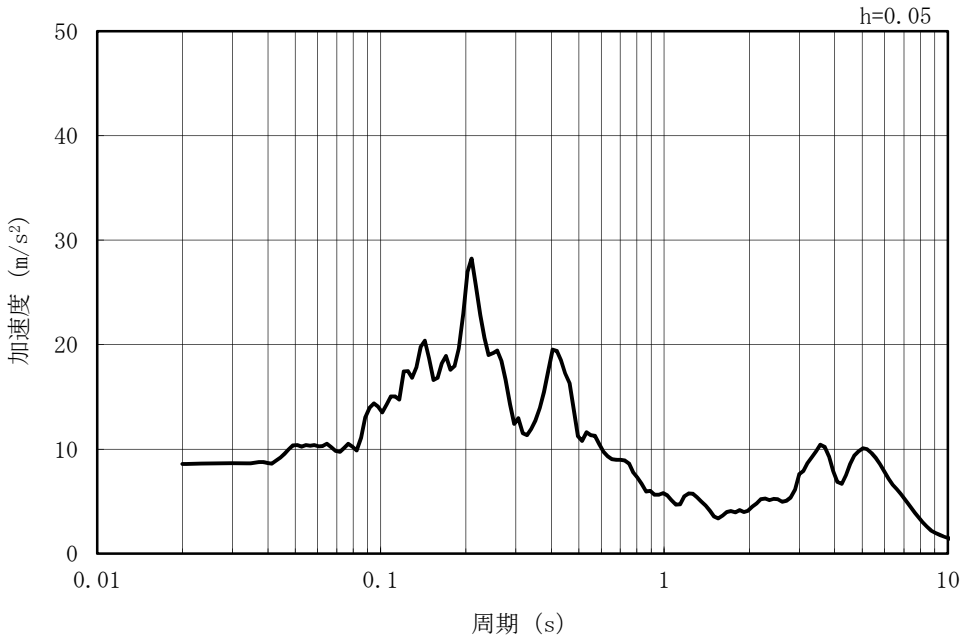


(b) 加速度応答スペクトル

図 2－17 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
(鉛直方向：Ss-6EW)

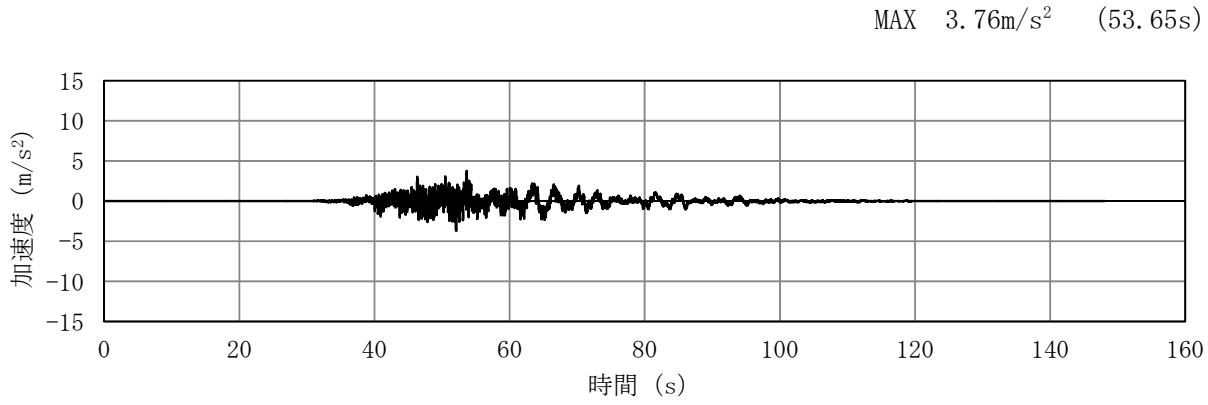


(a) 加速度時刻歴波形

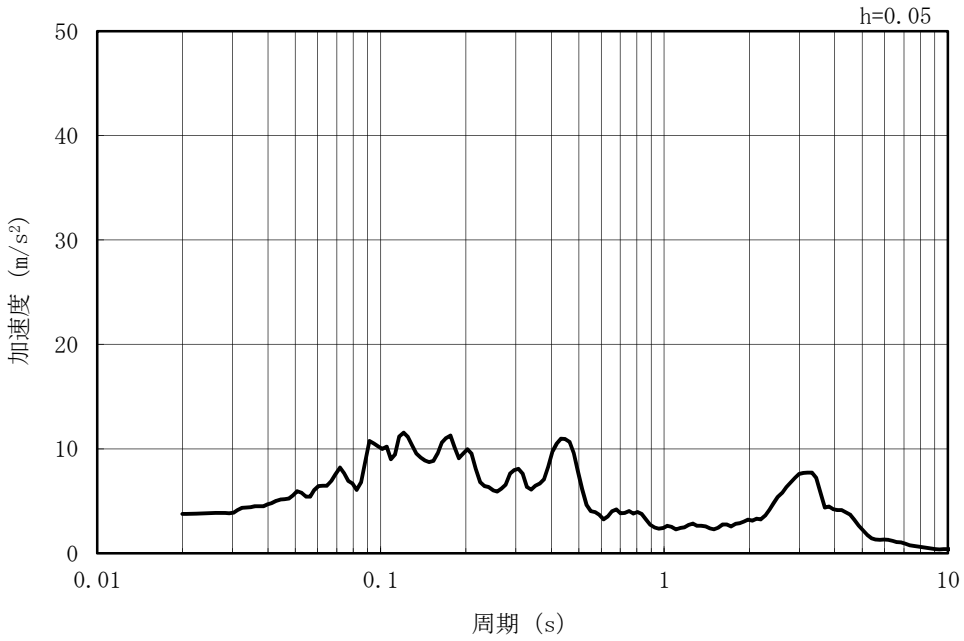


(b) 加速度応答スペクトル

図 2－18 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
（水平方向：Ss-7EW）



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 2－19 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
(鉛直方向：Ss-7EW)

2.1.4　相対変位の算定方法

(1)　相対変位の抽出点

耐震ジョイントの各方向（開き，せん断）の相対変位量は，スクリーン室及び取水路の縦断方向及び横断方向の地震応答解析により算定する。

縦断方向については，耐震ジョイント設置位置となる各ブロック間の頂版及び底版を相対変位の抽出点とする。横断方向については，代表断面の水路内面の頂版を相対変位量の抽出点とする。このとき，各代表断面間にある構造ブロックの変位は，(2)b.に示す方法から算定する。図 2－20 に耐震ジョイントの相対変位抽出点の概念図を示す。

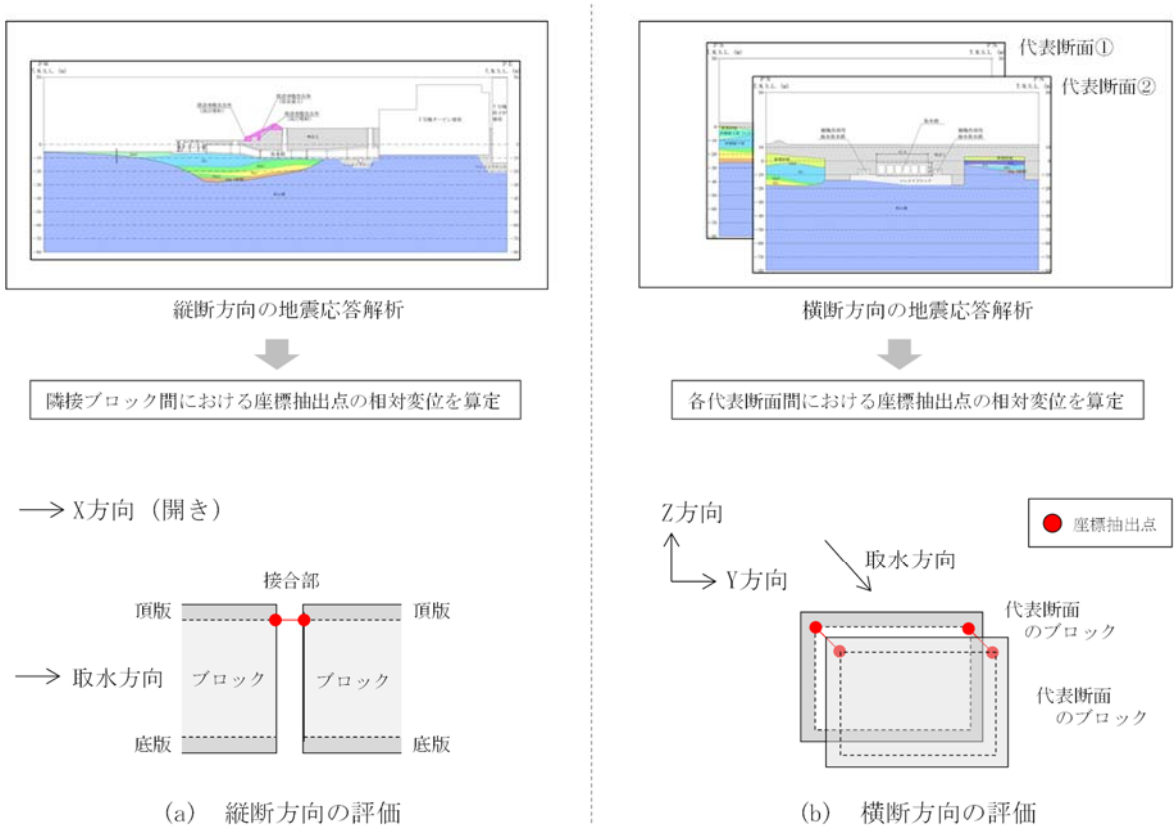


図 2－20　耐震ジョイントの相対変位抽出点　概念図

(2)　地震時の最大相対変位量の算定方法

a.　算定方法

地震時の最大相対変位D_{dy}は，式（1）に示すとおり，二次元地震応答解析から算定した最大相対変位d_{dy}に新潟県中越沖地震による残留相対変位を初期相対変位d_{in}として加算し，算定する。

$$D_{dy} = d_{dy} + d_{in} \qquad \text{式(1)}$$

ここで，

d_{dy}：各代表断面の地震時最大相対変位

d_{in}：ブロック間の初期相対変位（後述 c. 参照）

b.　横断面方向の解析結果に基づく各ブロックの相対変位量の算定方法

横断面方向の地震応答解析結果から耐震ジョイントの相対変位を算出する場合は，図 2－21 に示すように，代表断面（1BL，2BL，5BL，10BL）の地震応答解析結果から算定する。代表断面間にある構造ブロックの変位については，代表断面での変位を基準とし，図 2－22 に示す共同溝設計指針（日本道路協会，昭和 61 年 3 月）に基づき，地盤の固有周期から算定される軸方向の変位分布からブロック間の距離に応じて変位を按分し，算定する。

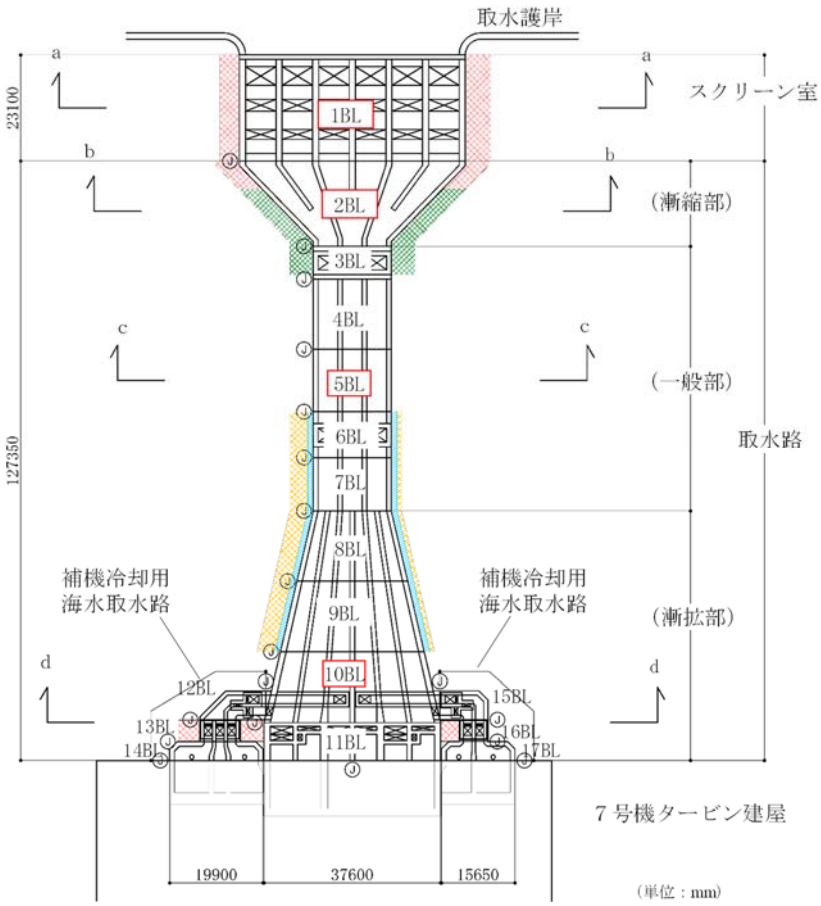


図 2－21　横断面方向の二次元地震応答解析実施位置

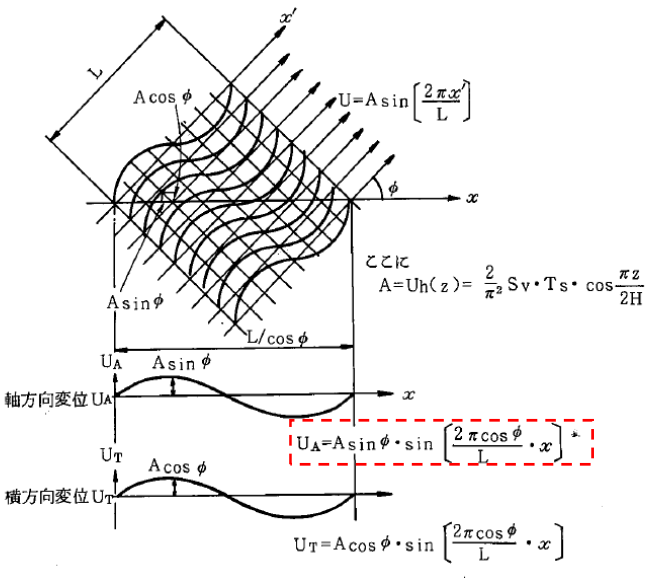


図 2－22　軸方向変位分布算出方法

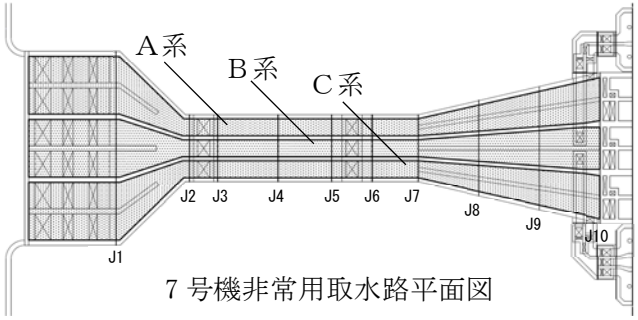
（共同溝設計指針，日本道路協会，昭和 61 年 3 月より引用）

c.　構造物の初期相対変位の考慮

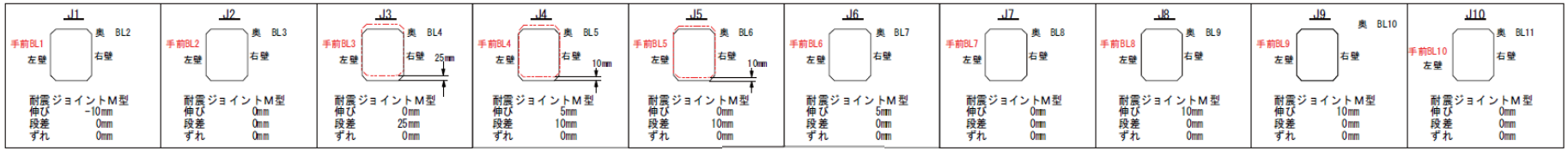
新潟県中越沖地震の発生に伴い，一部のブロック間にわずかな残留相対変位（伸び，段差，ずれ）が認められている*。新潟県中越沖地震後の耐震ジョイントの残留変位の整理結果を図 2－23 に示す。

本評価では，これらの残留相対変位を初期相対変位とし，地震応答解析より算定した相対変位に加算し，考慮する。

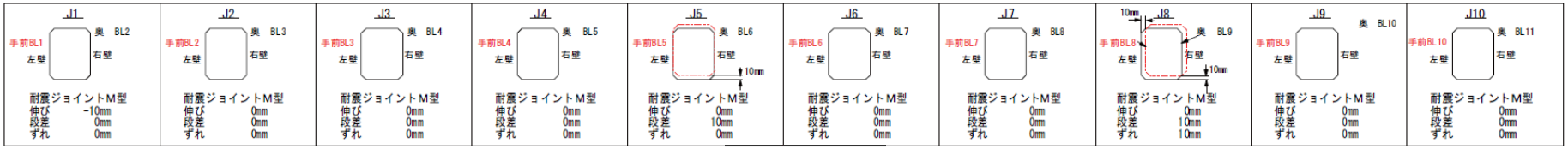
注記＊：（出典）新潟県中越沖地震後の設備健全性に関わる点検・評価報告書（建物・構築物編）改訂 1，東京電力株式会社，平成 20 年 9 月 25 日



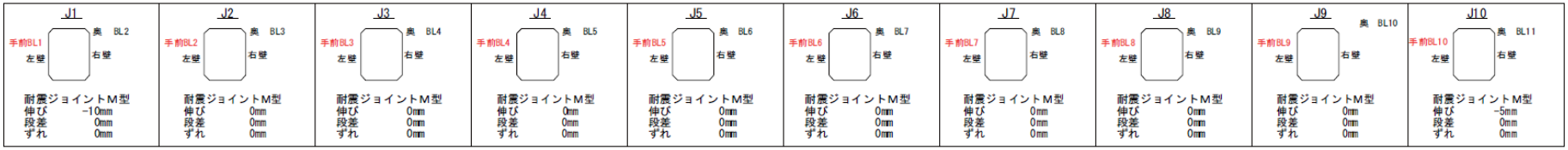
7 号機非常用取水路平面図



(a) A系



(b) B系



(c) C系

図 2－23　新潟県中越沖地震による耐震ジョイントの残留変位量

（新潟県中越沖地震後の設備健全性に関わる点検・評価報告書（建物・構築物編）（改訂 1），東京電力株式会社，平成 20 年 9 月 25 日より引用）

(3)　地震後の残留相対変位の算定方法

a.　算定方法（水平方向）

水平方向の地震後の残留相対変位D’は，式 (2) に示すように，初期相対変位 d_{in} に，二次元地震応答解析の残留相対変位 d_r を加算して算定する。

（水平方向）$D' = d_{in} + d_r$　　式(2)

ここで，

D　：耐震ジョイントの残留相対変位

d_{in}　：ブロック間の初期相対変位

d_r　：二次元地震応答解析により算定される残留相対変位

b.　算定方法（鉛直方向）

鉛直方向の地震後の残留相対変位D’については，式(3)に示すように，地震後の間隙水圧の消散に伴う沈下量を考慮する。

有効応力解析に用いる解析コードＦＬＩＰ（ver.7.4.1）では，地震後の間隙水圧の消散に伴う沈下は考慮されない。そのため，間隙水圧の消散に伴う沈下量 d_{epw} は，式(4)に示すとおり，間隙水圧の消散に伴う体積ひずみ ε_V を求め，各ブロック間の砂層の層厚差ΔＨを乗じることにより算定する。

間隙水圧の消散に伴う体積ひずみ ε_V については，図 2－24 に示すように，文献*を参考に地盤の相対密度Ｄr に基づき算定する。大湊側の地盤調査より A2s 層の相対密度Ｄｒは平均値 96.3％であることから，本評価においては，保守的にＤｒ＝90％とし，間隙水圧の消散に伴う体積ひずみを 1.3％と設定する。

表 2－1 に，間隙水圧の消散に伴う沈下によって生じる耐震ジョイントの相対変位の評価結果を示す。

（鉛直方向）$D' = d_{in} + d_r + d_{epw}$　　式(3)

$d_{epw} = \varepsilon_V \cdot \Delta H$　　式(4)

ここで，

d_{epw}：間隙水圧の消散に伴う沈下によって生じるブロック間相対変位

ε_V　：間隙水圧の消散に伴う体積ひずみ（図 2－24 より，1.3％と設定）

ΔＨ：ブロック間の砂層の層厚差（表 2－1 参照）

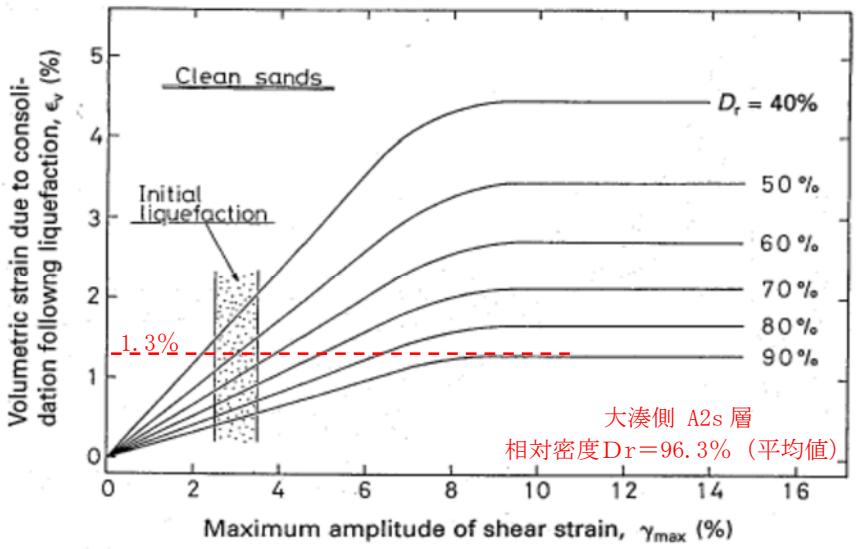


図 2－24　体積ひずみ～せん断ひずみの関係*

注記＊ ：(引用文献) Ishihara,K. and Yoshimine,M.: Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and Foundations, Vol.32, No.1, 1992, pp.173-188.

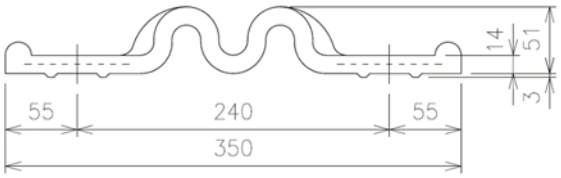
表 2－1　間隙水圧の消散に伴い生じる耐震ジョイントの鉛直方向の相対変位

ブロック	ブロック間の 砂層厚差ΔH (m)	耐震ジョイントの 相対変位d' (cm)
1BL～2BL	-3.5	-4.6
2BL～3BL	0.2	0.26
3BL～4BL	-2.2	-2.9
4BL～5BL	0.8	1.0
5BL～6BL	0.0	0.0
6BL～7BL	0.8	1.0
7BL～8BL	4.9	6.4

2.2　許容限界

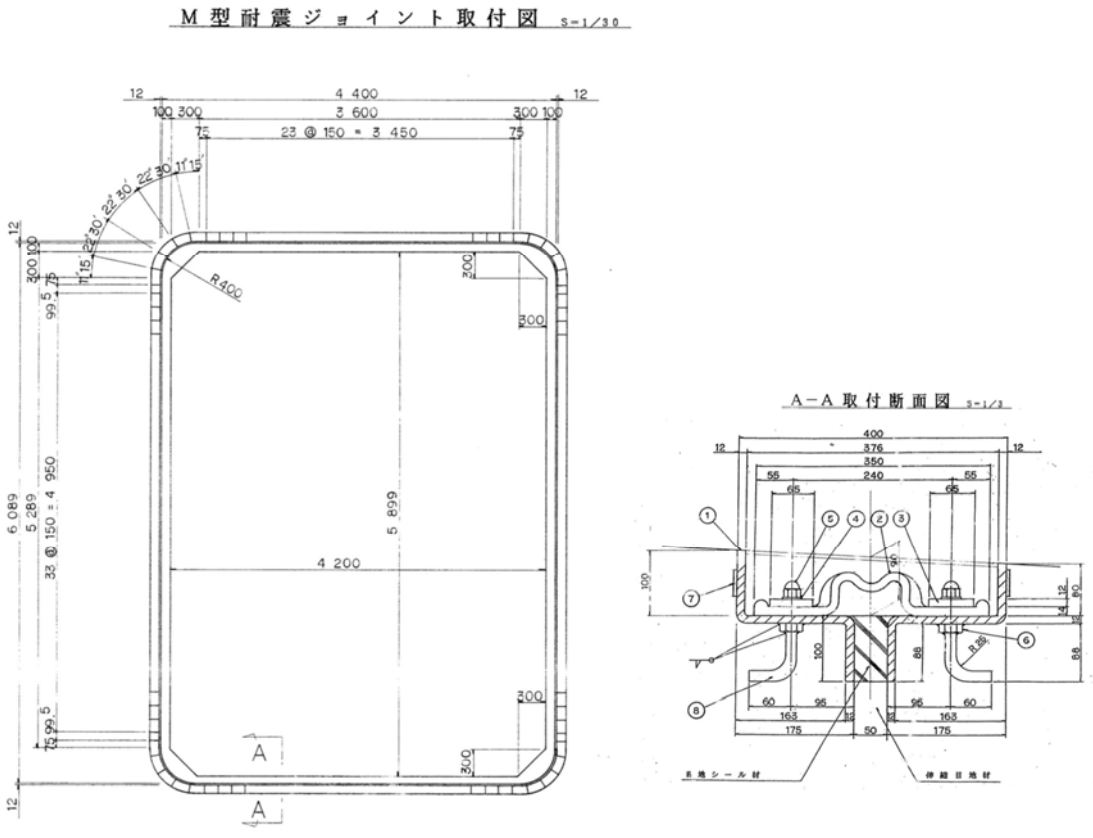
2.2.1　耐震ジョイント

図 2－25 に，スクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路の耐震ジョイントに用いられているＭ型止水ジョイントの断面図を示す。耐震ジョイント本体の材質は合成ゴムである。耐震ジョイントは水路内側の目地部に設置され，アンカーにより固定されている。耐震ジョイント設置時の断面図を図 2－26 に示す。



（単位：mm）

図 2－25　Ｍ型止水ジョイント（M100）



（単位：mm）

図 2－26　耐震ジョイントの断面図

2.2.2　モックアップ試験

(1)　試験概要

耐震ジョイントの許容限界を確認するため，モックアップ試験を実施する。モックアップ試験の試験装置概要図を図 2－27 及び図 2－28 に，試験装置の外観写真を図 2－29 に示す。

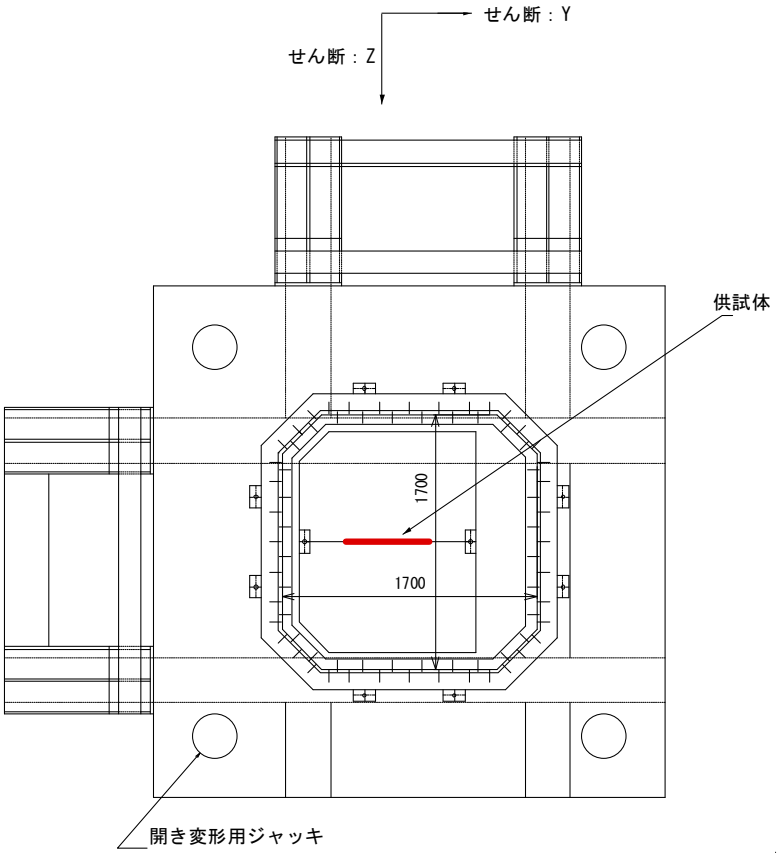
モックアップ試験では，試験機に固定した耐震ジョイントに対して，ジャッキを用いて任意方向の強制変位を与える。耐震ジョイントには，「小型供試体」と「矩形供試体」の 2 種類の供試体を用い，各方向の変形に対する耐震ジョイントの許容変位を確認する。

「小型供試体」は，図 2－27 に示すように，主に変形時の破断変位を確認することを目的として，試験機中央に取り付けた状態で試験を行う。

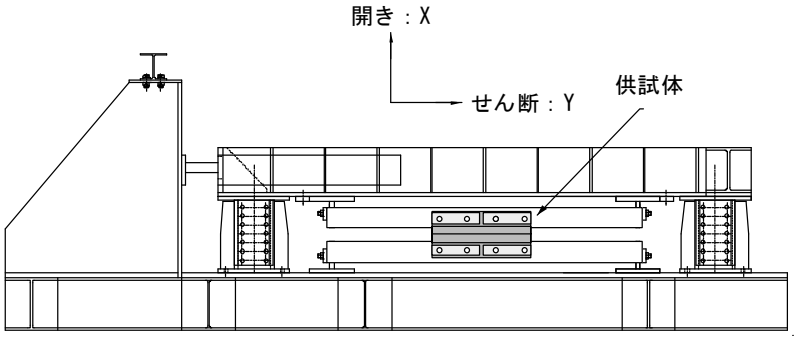
「矩形供試体」は，図 2－28 に示すように，変形時の止水性を確認することを目的として，試験機に矩形に設置し，変位を与えた後，試験体内側を水で満たし，内水圧を作用させ漏水の有無を確認する。

試験は，試験機の最大変位（Ｘ，Ｙは 400 ㎜，Ｚは 300 ㎜）まで，若しくは，供試体が破断するまで行う。

なお，変位の方向は，耐震ジョイントの引張（開き）をＸ方向，せん断をＹ方向及びＺ方向と定義する。



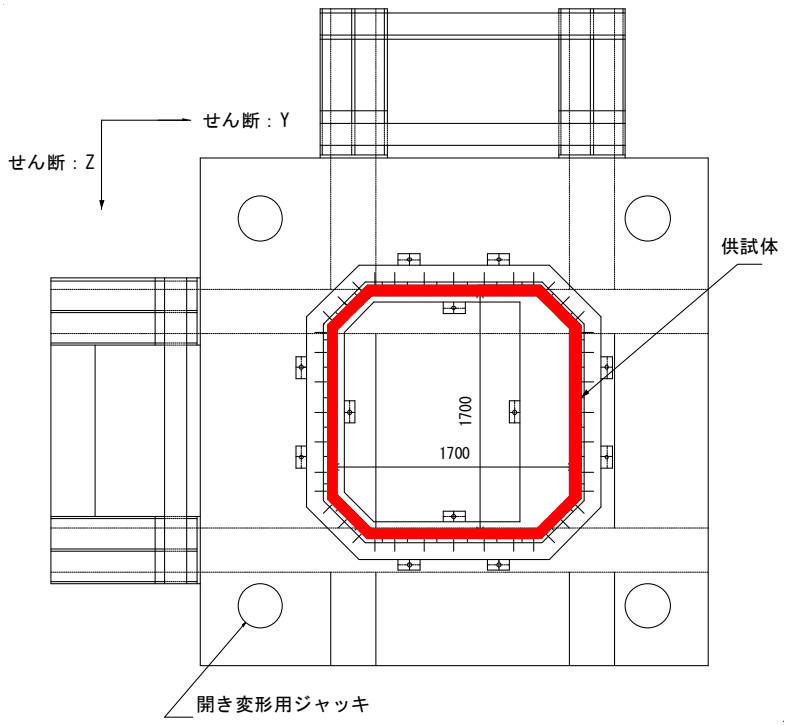
(a) 平面図



(b) 側面図

（単位：mm）

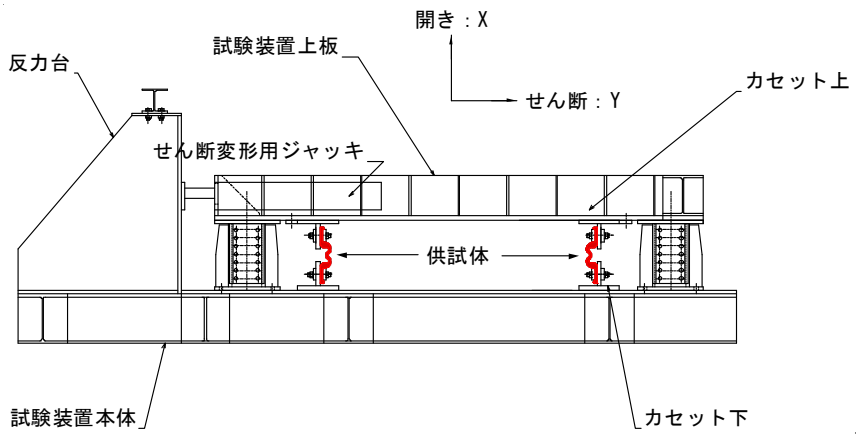
図 2－27　試験装置の概要図（小型試験体）



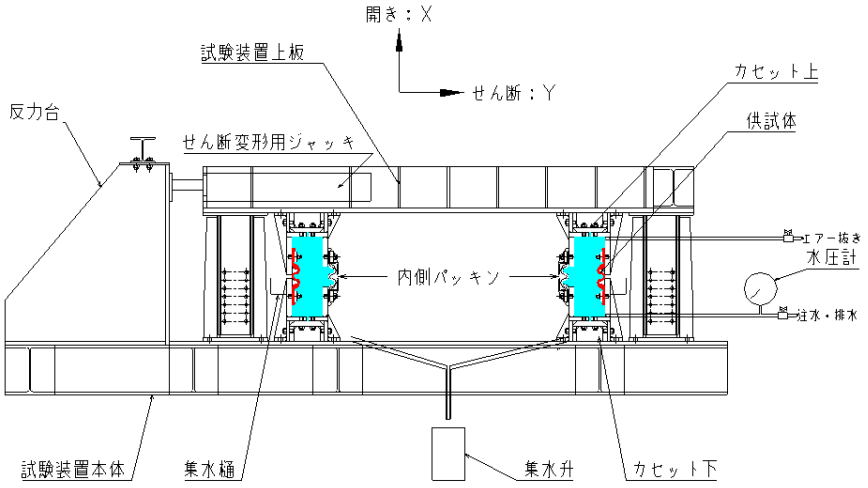
(a) 平面図

(単位：mm)

図 2－28　試験装置の概要図（矩形試験体）（1/2）



(b) 側面図（矩形変形試験）



(c) 側面図（水圧試験）

（単位：mm）

図 2－28　試験装置の概要図（矩形試験体）(2/2)

(a) 外観写真

(b) 小型供試体の設置状況

(c) 矩形供試体の設置状況

図 2－29　試験装置の外観及び供試体の設置状況

(2)　試験フロー

モックアップ試験は，変形時の破断変位を確認する変形試験と変形後の貯水性を確認する水圧試験を行う。変形試験の試験フローを図 2－30 に，水圧試験の試験フローを図 2－31 に示す。

a.　変形試験

変形試験は，小型供試体若しくは矩形供試体に対し，供試体の変形状態を確認しながら変位制御により変位を段階的に与える。変形試験は，供試体が破断するか，試験機の最大変位に達した時点で終了する。

b.　水圧試験

水圧試験の場合は，変位制御により変位を与えた後，試験体内側を水で満たし，所定の水圧（0.1MPa）を作用させ，30 分間漏水量を計測する。水圧試験は，漏水量が所定量を超えた場合か，試験機の最大変位に達した時点で終了する。図 2－32 に水圧試験の模式図を示す。

耐震ジョイントに作用させる水圧は，水路側から地盤側に作用する内水圧を模擬しており，海水貯留堰の天端標高（T.M.S.L.-3.5m）と耐震ジョイント設置位置の最低標高（T.M.S.L.-13.0m）を踏まえ，水深 10m 相当の 0.1MPa に設定する。ここでは，水圧試験における許容漏水量として,試験継続の判断基準として 30L/min を目安として設定した。

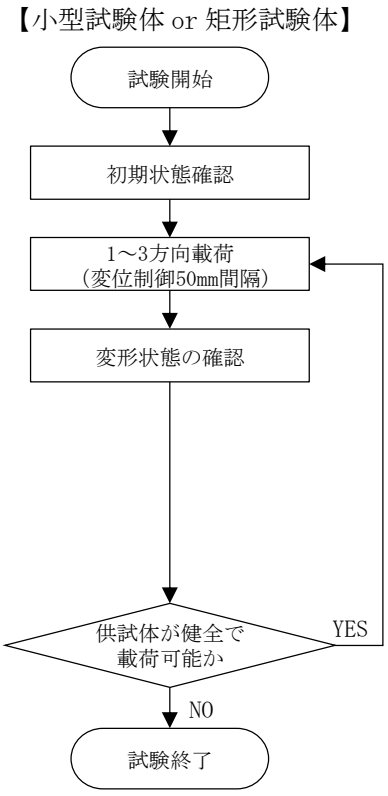


図 2－30　変形試験の試験フロー

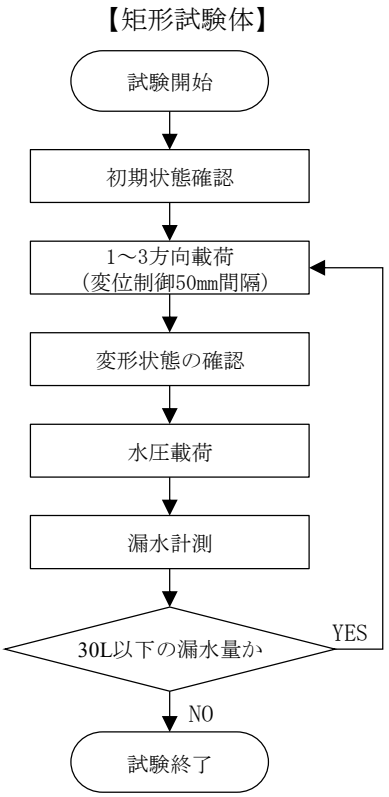
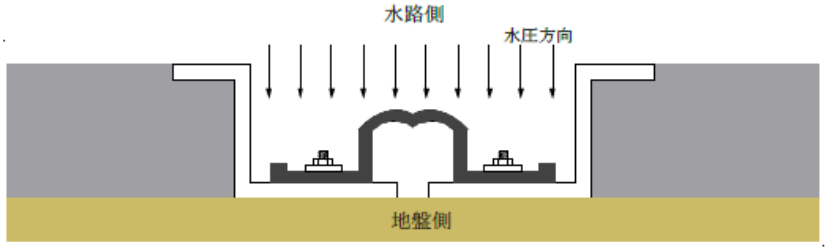
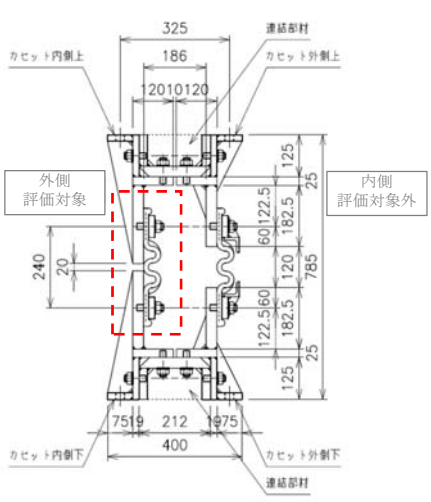


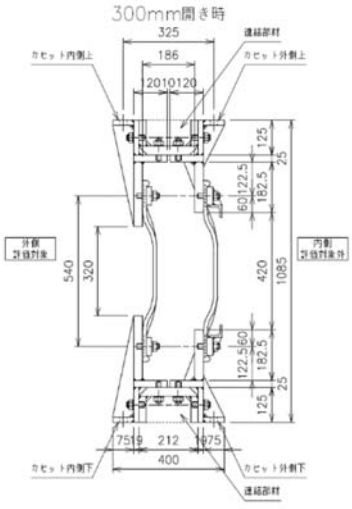
図 2－31　水圧試験の試験フロー



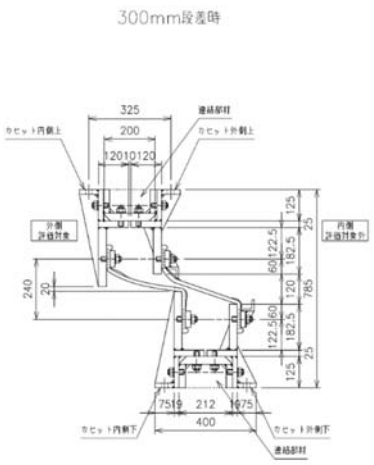
(a)　試験と水圧方向の模式図



(b)　初期状態



(c)　引張試験時



(d)　せん断試験時

図 2－32　水圧試験の模式図

(3)　試験ケース

モックアップ試験の試験ケースの一覧を表 2－2 に示す。

表 2－2　試験ケース一覧

材料	ケース名	供試体	最大変位[mm]			試験の種類						
			引張(X)	せん断(Y)	せん断(Z)	引張(X)(Ⅰ)	せん断(Y)(Ⅱ)	せん断(Z)(Ⅱ)	せん断(YZ)(Ⅱ)	引張＋せん断(XY)(Ⅲ)	引張＋せん断(XYZ)(Ⅲ)	水圧(‘)
M100	Ⅰs－①	小型	400			○						
	Ⅱs－①－0	小型		400			○					
	Ⅱs－①－90	小型			300			○				
	Ⅱ－①－0	矩形		300			○					
	Ⅱ－①－45	矩形		300	100				○			
	Ⅲ－①－1	矩形	100	300						○		
	Ⅲ－①－2	矩形	100	300	100						○	
	Ⅱ’－①－0	矩形		300			○					○
	Ⅱ’－①－45	矩形		300	100				○			○
	Ⅲ’－①	矩形	100	300						○		○
	Ⅰ’－①	矩形	300			○						○

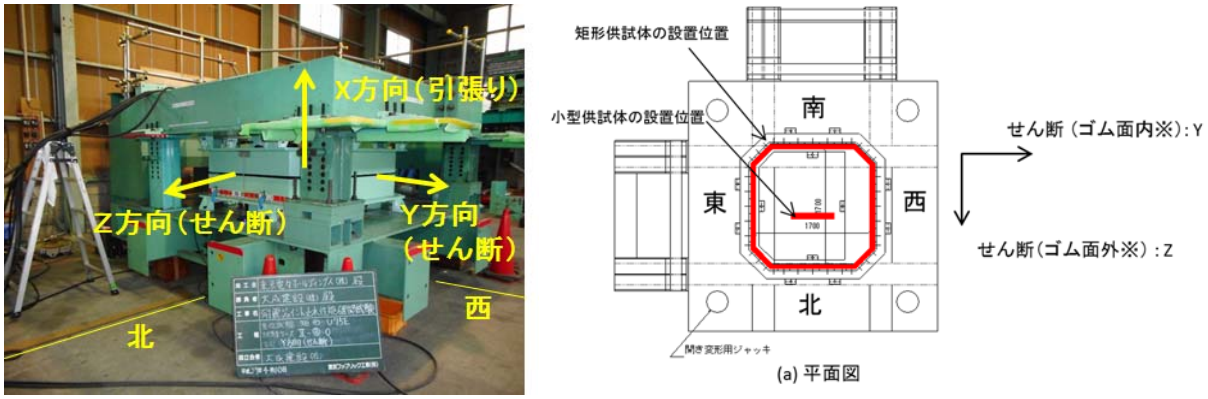


図 2－33　変位方向の定義

(4)　許容限界（許容変位）の設定

耐震ジョイントの貯水機能に対する目標性能は，「地震時の相対変位により耐震ジョイントが破断しないこと」かつ「地震後の残留変位に対して著しい漏水を生じさせないこと」である。

上記目標性能を踏まえ，耐震ジョイントの許容限界（許容変位）は，表 2－3 に示すとおり，地震時の相対変位に対する許容限界は，変形試験の破断変位又は最大変位（試験機の可動域）から設定する。地震後の残留相対変位に対する許容限界は，水圧試験において許容漏水量以上の漏水が発生した変位から設定する。

表 2－3　モックアップ試験により算定する耐震ジョイントの許容限界

評価項目	許容限界
地震時の相対変位	変形試験の破断変位又は，変形試験の最大変位（試験機の性能限界）より設定
地震後の残留相対変位に対する健全性	水圧試験において著しい漏水が発生する変位より設定

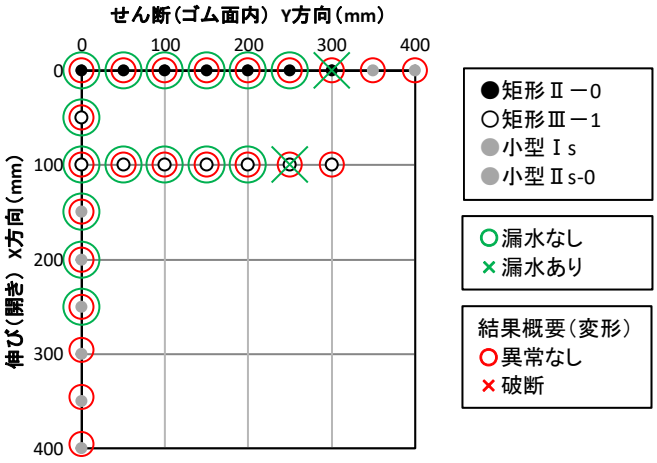
(5)　試験結果と許容変位

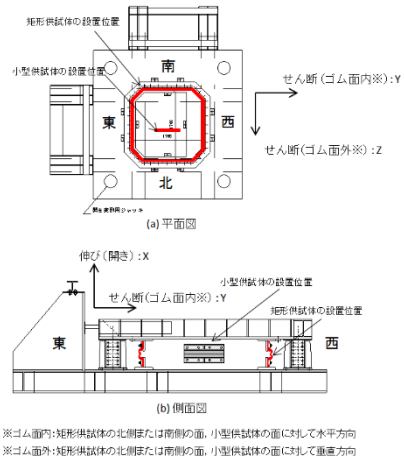
モックアップ試験の結果を図 2－34 に示す。

試験結果より，伸び（開き）Ｘ方向，せん断（ゴム内）Ｙ方向，せん断（ゴム外）Ｚ方向ともに，１方向の変位に対しては，試験機の最大変位（300～400㎜）の変位においても，ゴムの破断は観察されなかった。

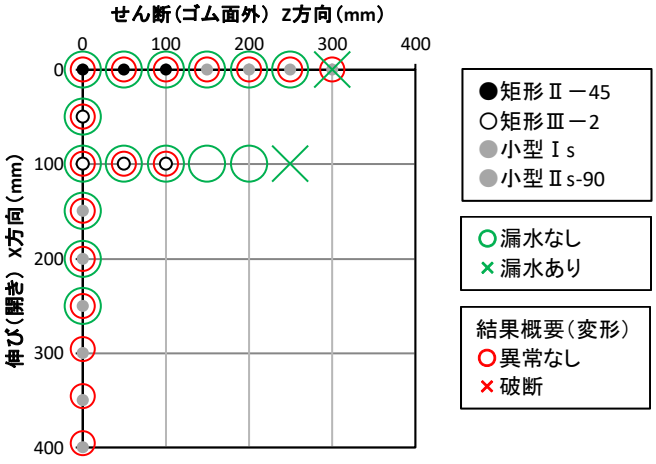
漏水については，１方向変位が 250㎜ 程度で発生する傾向にあった。

試験結果に基づき設定した許容変位を図 2－35 に示す。今回の試験では，試験機の可動限界の制約のため，ゴムの破断は観察されなかった。実際の耐震ジョイントの破断変位まではまだ余裕があるものと思われるが，本検討では試験機の可動限界となる最大変位を許容限界として設定した。

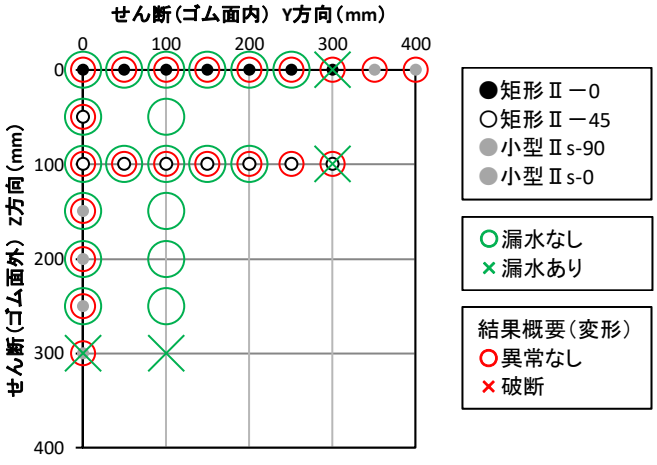




（a） ＸＹ軸（Ｚ＝0㎜）

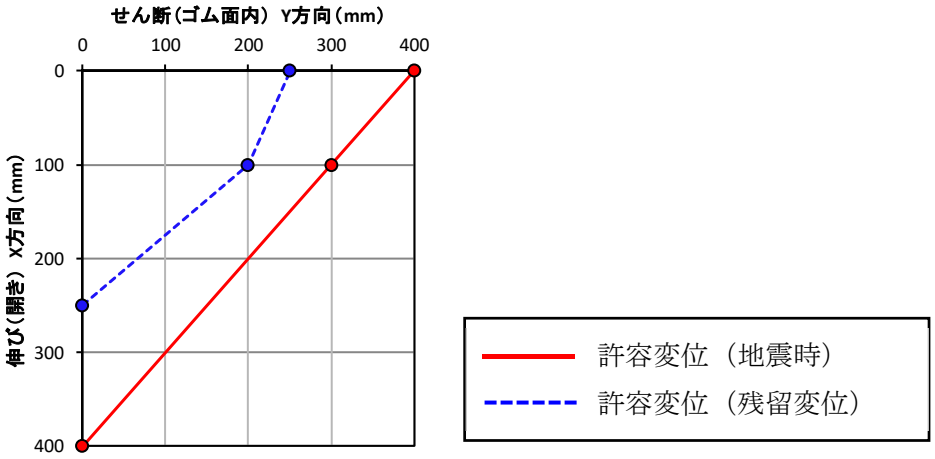


（b） ＸＺ軸（Ｙ=0㎜）

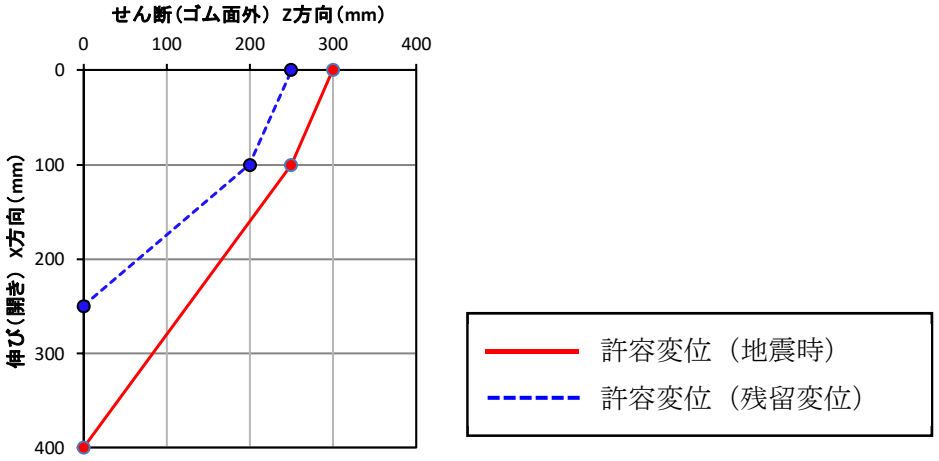


（c） ＹＺ軸（Ｘ=0㎜）

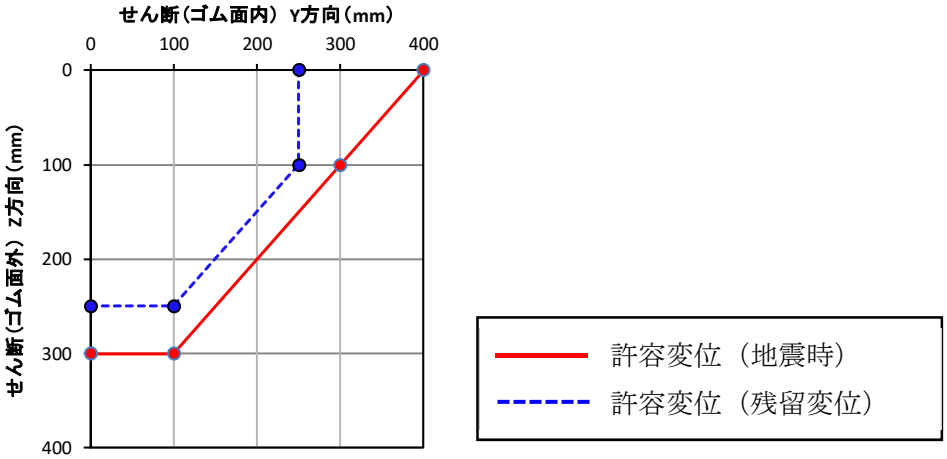
図 2－34　試験結果（M100）



（a） ＸＹ軸（Ｚ＝0㎜）



（b） ＸＺ軸（Ｙ＝0㎜）



（c） ＹＺ軸（Ｘ＝0㎜）

図 2－35　試験結果に基づき設定した許容変位

図 2－36　試験時の耐震ジョイントからの漏水状況(Y=250mm)

2.3　評価時刻の抽出

地震時及び地震後に発生する相対変位は，伸び（開き）方向（X），せん断（ゴム面内）方向（Y）及びせん断（ゴム面外）方向（Z）の 3 方向の変位の組み合わせであることから，各解析ケースで許容変位に対して最も厳しい変位が発生した時刻を評価時刻として抽出する必要がある。

図 2－37 に，各解析ケース・各地震動における，地震時の最大相対変位及び地震後の最大残留変位の照査時刻抽出の概念図を示す。(X)(Y)方向，(X)(Z)方向，(Y)(Z)方向の各方向組合せにおいて，「前述 2.1 の地震応答解析により算定した応答値」と「前述 2.2.2 のモックアップ試験により算定される許容変位」との距離の比が最も大きくなる時刻（＝許容変位までの裕度が小さい）を評価時刻として設定し，評価結果として取りまとめる。

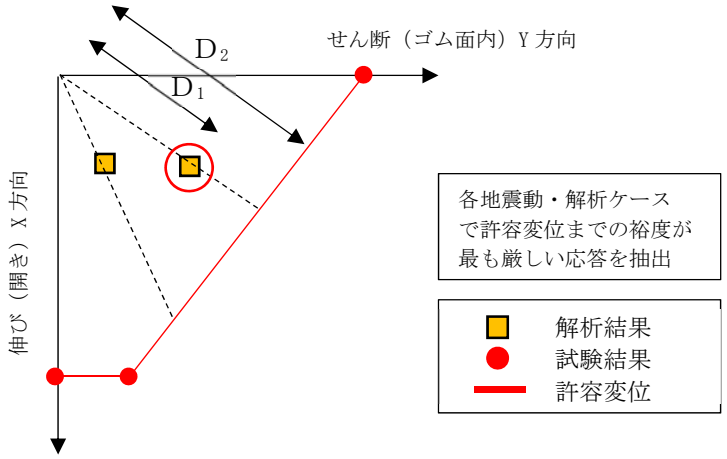


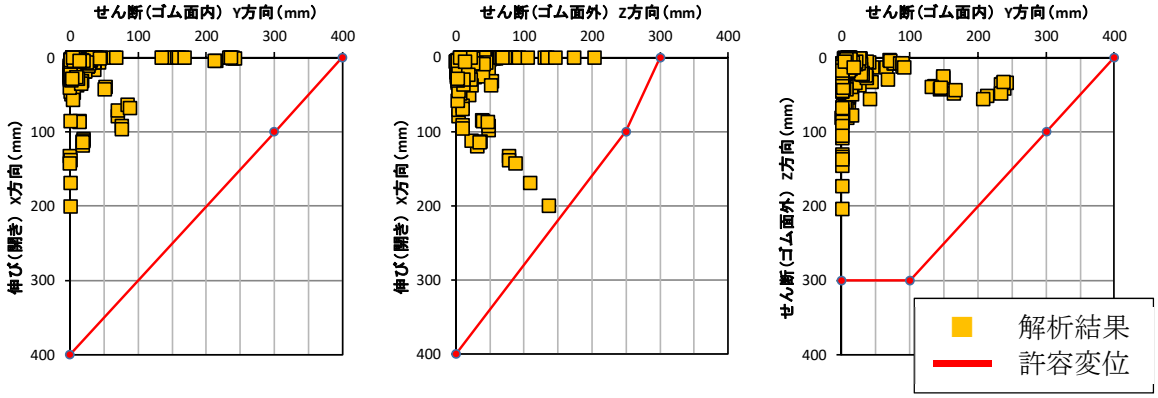
図 2－37　評価時刻抽出の概念図
（地震時の最大相対変位及び地震後の最大残留変位）

3.　評価結果

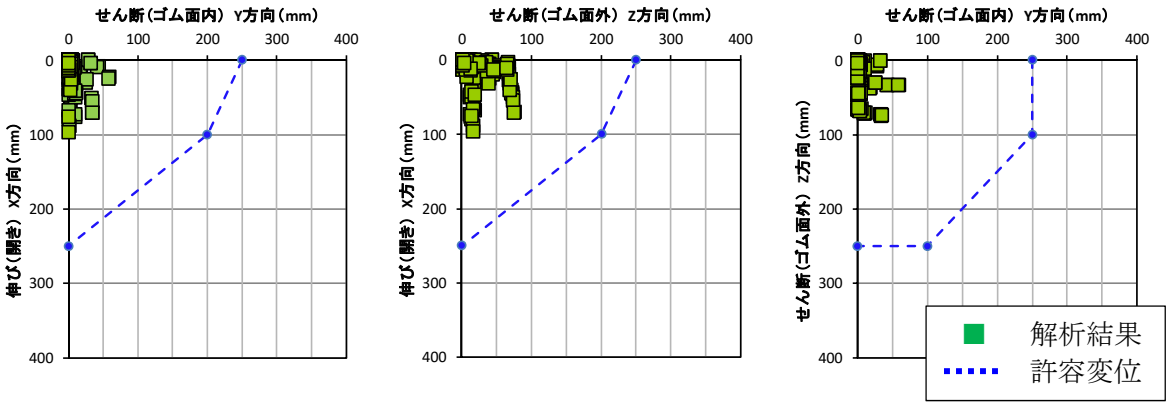
前述 2.3 の照査時刻抽出の考え方に従い整理した地震応答解析結果を図 3－1 に示す。

表 3－1 に，地震応答解析により求めた各基準地震動Ｓｓにおける相対変位及び間隙水圧の消散を考慮した残留変位に対する耐震ジョイント（M100）の評価結果を示す。

評価の結果，耐震ジョイント間の相対変位は，地震時の最大相対変位及び間隙水圧の消散を考慮した残留変位に対して，いずれもモックアップ試験により確認した耐震ジョイントの許容変位量以内に収まることから，基準地震動Ｓｓに対する耐震ジョイントの貯水機能の健全性を確認した。



（a）　基準地震動Ｓｓにおける相対変位



（b）　間隙水圧の消散を考慮した残留変位

図 3－1　解析結果とモックアップ試験結果の比較

表 3－1　耐震ジョイントの判定結果（図 3－1 参照）

耐震ジョイント仕様	判定	
	最大相対変位＜許容変位	最大残留変位＜許容変位
M100	○ 許容変位以内	○ 許容変位以内

4. まとめ

本検討では，地震応答解析により基準地震動Ｓｓ における耐震ジョイントの相対変位量を算定し，モックアップ試験により求めた耐震ジョイントの許容変位量と比較することにより，耐震ジョイントの貯水機能の健全性を定量的に評価した。

その結果，耐震ジョイント間の相対変位は，地震時の最大相対変位及び間隙水圧の消散を考慮した残留変位に対して，いずれもモックアップ試験により確認した耐震ジョイントの許容変位量以内に収まることから，基準地震動Ｓｓに対する耐震ジョイントの貯水機能の健全性を確認した。

なお，モックアップ試験では，試験機の可動域において部材の破断に至らなかったため，試験時の最大変位を許容変位として設定しており，耐震ジョイントの破断変位に対して裕度を有した設定となっている。

（参考資料 3）　軸力の変動が部材の非線形特性に与える影響について

1.　概要

スクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路の地震応答解析では，鉄筋コンクリート部材を非線形はり要素にてモデル化しており，非線形特性（M-φ関係）にはトリリニアモデルを適用している。一方，有効応力解析コードＦＬＩＰ（Ver. 7.4.1）では，地震時における鉄筋コンクリート部材の軸力は一定として扱われる。

本項では，基準地震動Ｓｓを入力とした地震応答解析による鉄筋コンクリート部材の各部材の軸力及び曲げモーメントの変動範囲を踏まえた上で，部材の非線形特性に与える影響を検討し，耐震評価において軸力が一定とされる有効応力解析コードＦＬＩＰ（Ver. 7.4.1）の非線形特性を用いることの妥当性を検討する。

2.　検討内容

2.1　検討ケース

本検討では，スクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路において，曲げ軸力に対する照査値が最も厳しい解析ケース，地震動及び解析断面を代表ケースとして選定する。部材の軸力変動範囲を確認するための検討ケースを表 2－1 に示す。

対象部材は，土被り荷重を分担する鉛直部材である側壁及び隔壁とし，それぞれの部材において曲げ損傷が大きい部位に着目する。検討ケースにおける対象部材・部位を図 2－1 に示す。

表 2－1　部材の軸力変動範囲を確認するための検討ケース

項　目	条　件
解析ケース	解析ケース⑤（地盤物性のばらつき（＋1σ）を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース）
入力地震動	Ｓｓ－１（－＋）
解析断面	取水路 漸拡部（Ｃ－Ｃ断面）
確認対象部材	図 2－1 に示す通り

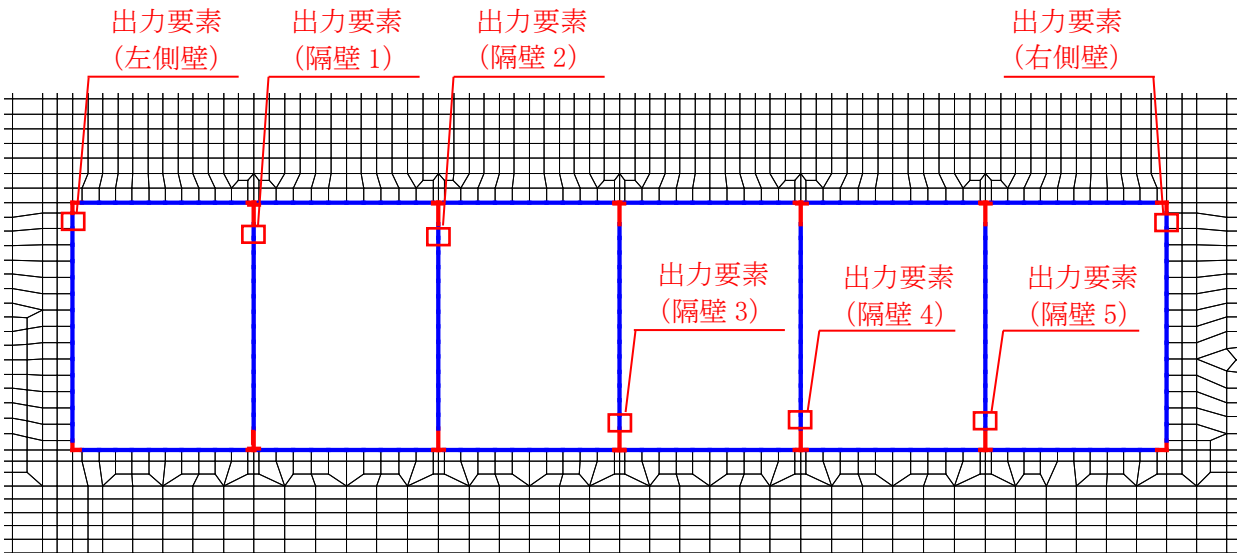


図 2－1　検討ケースにおける対象部材・部位（取水路 漸拡部（C－C断面））

2.2　検討方法

地震応答解析により鉄筋コンクリート部材における軸力及び曲げモーメントの変動範囲を抽出し，当該部材のMu（終局モーメント）－N（軸力）関係及びMy（降伏モーメント）－N（軸力）関係と比較することにより，軸力変動の影響を検討する。

3.　検討結果

図 3－1～図 3－7 に，検討ケースにおける鉄筋コンクリート部材の軸力及び曲げモーメントの変動範囲と，当該部材のMu－N関係及びMy－N関係を示す。また，同図には，ＦＬＩＰにて非線形特性として用いられているMu 及びMy の設定根拠である常時応力解析による当該部材の軸力をプロットしている。

これより，地震時の鉄筋コンクリート部材における軸力の変動範囲は，概ね常時応力解析における軸力と同程度であることがわかる。また，本検討での評価対象部位に発生する曲げモーメントは，側壁では概ね弾性範囲内に収まっている。隔壁ではMu（終局モーメント）程度となっているが，別途実施する材料非線形解析による評価により地震時の健全性を確認している。

以上より，鉄筋コンクリート部材において，軸力の変動が部材の非線形特性に与える影響は軽微であり，耐震評価において軸力が一定とされる有効応力解析コード「ＦＬＩＰ Ver. 7.4.1」の当該非線形特性を用いることは妥当である。

○　側壁

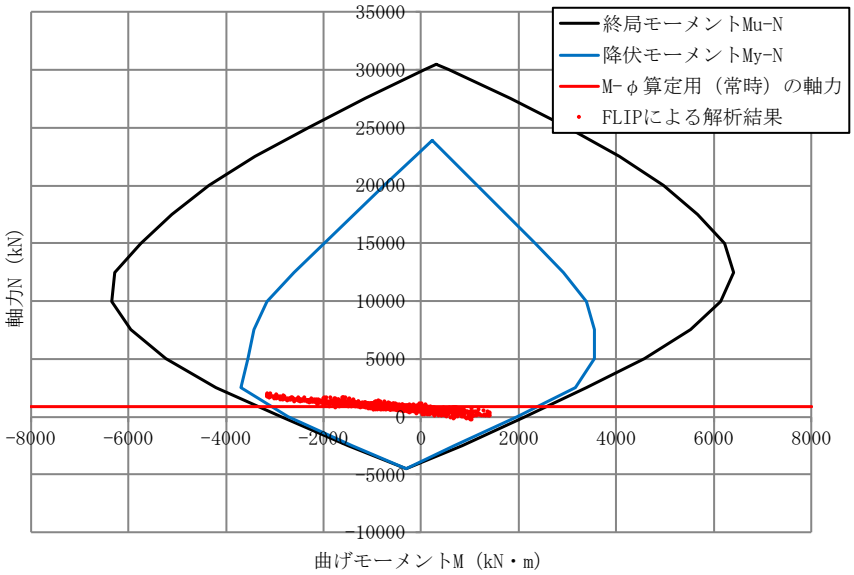


図 3－1　基準地震動Ｓｓによる取水路の部材の応答範囲（左側壁）

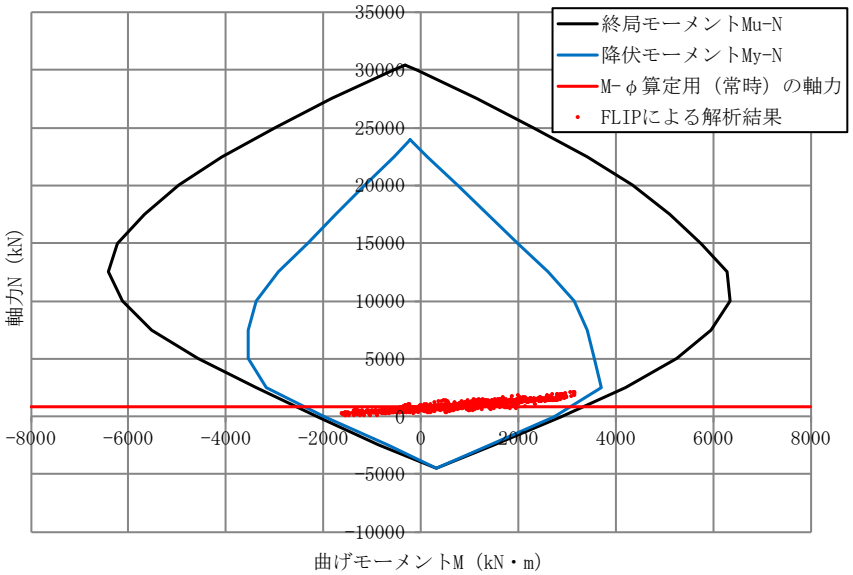


図 3－2　基準地震動Ｓｓによる取水路の部材の応答範囲（右側壁）

○　隔壁

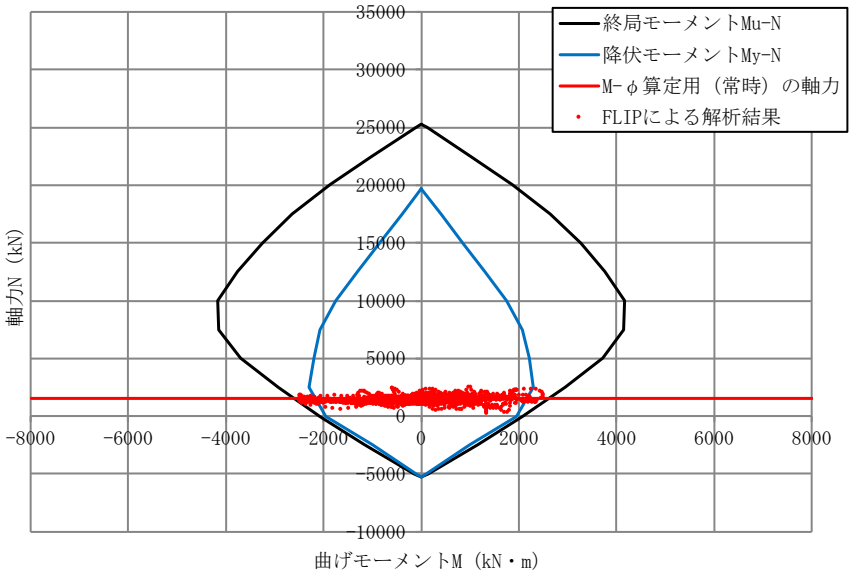


図 3－3　基準地震動Ｓｓによる取水路の部材の応答範囲（隔壁 1）

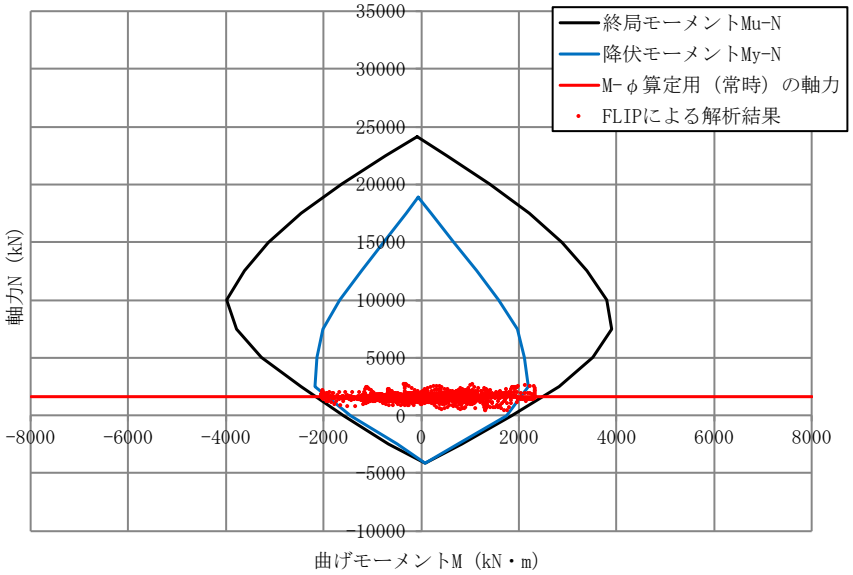


図 3－4　基準地震動Ｓｓによる取水路の部材の応答範囲（隔壁 2）

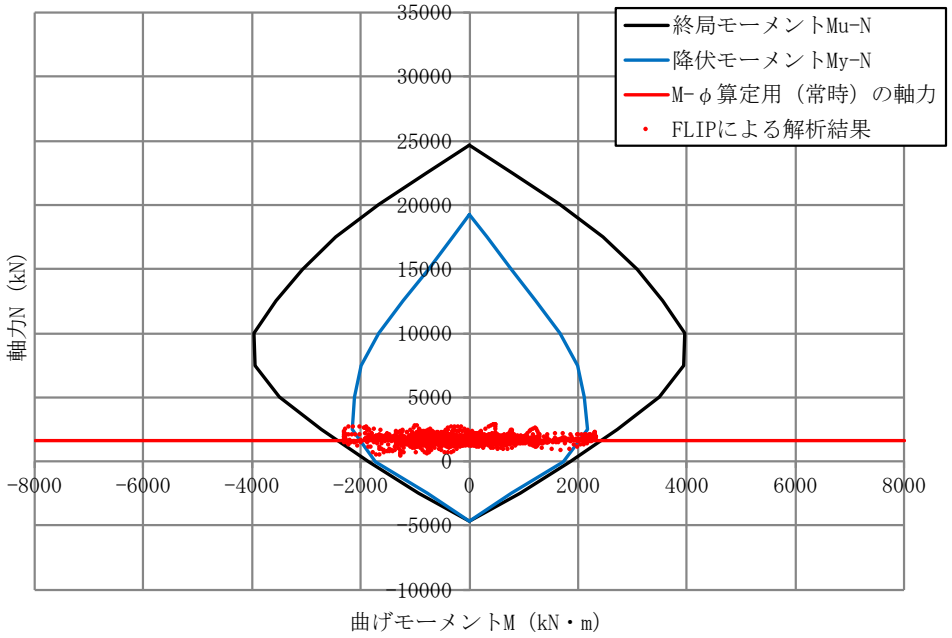


図３－５　基準地震動Ｓｓによる取水路の部材の応答範囲（隔壁３）

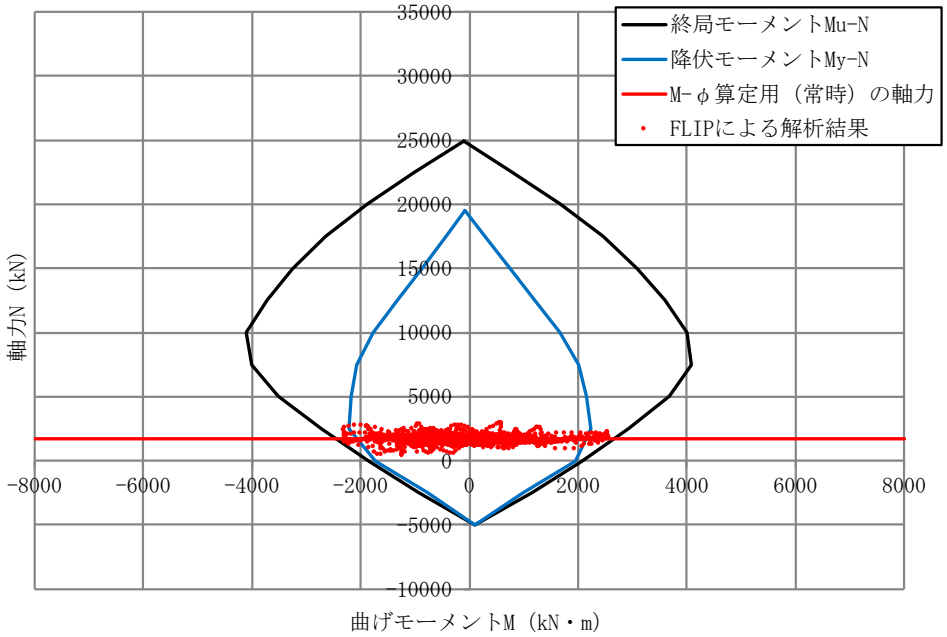


図３－６　基準地震動Ｓｓによる取水路の部材の応答範囲（隔壁４）

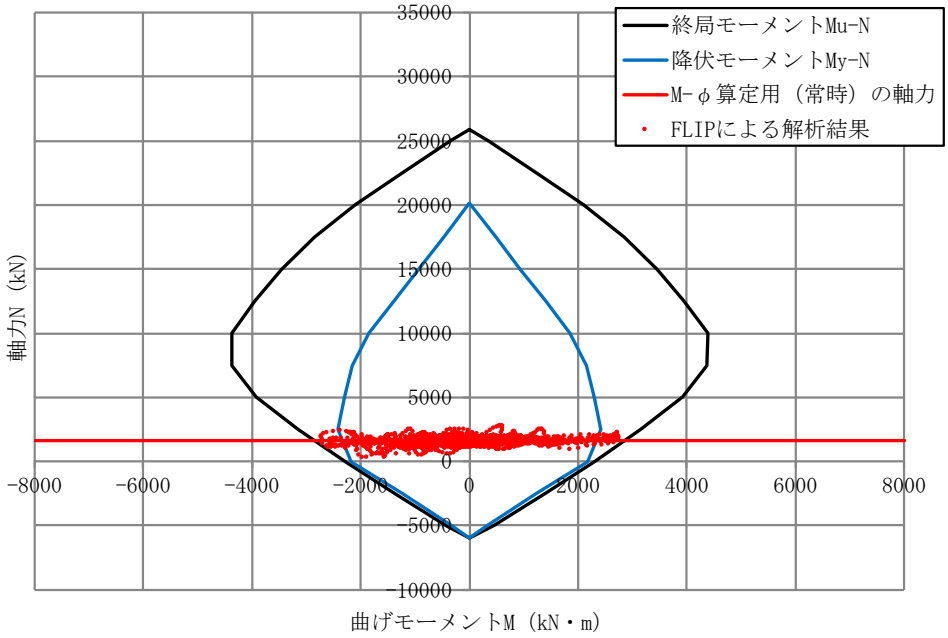


図３－７　基準地震動Ｓｓによる取水路の部材の応答範囲（隔壁５）