

【付録-V】 止水壁の構造検討書

目 次

1. マンホール付き止水壁モデルの三次元解析及び設計計算：常時	1
1.1 解析モデル	1
1.2 解析条件	10
1.3 解析結果	13
1.4 三次元解析結果に基づく設計計算・照査	29
1.4.1 曲げ設計計算・照査	29
1.4.2 せん断設計計算・照査	37
2. マンホール付き止水壁モデルの三次元解析及び設計計算：地震時 ($k_h=0.2$)	41
2.1 解析条件	41
2.2 解析結果	41
2.3 三次元解析結果に基づく設計計算	57
2.3.1 曲げ設計計算・照査	57
2.3.2 せん断設計計算・照査	65
【資料-1】 曲げひび割れ照査について	69
【資料-2】：「土木学会 2012 年制定 コンクリート標準示方書【設計編】」抜粋	70
1) 【設計編：標準】「1 編 7 章 面部材」(p122～p 125 より抜粋)	70
2) 【設計編：標準】「3 編 2 章 断面破壊に対する照査」(p181～p 187 より抜粋)	71
3) 【設計編：標準】「3 編 2 章 断面破壊に対する照査」(p187～p 188 より抜粋)	72

表リスト

表 1.2-1	岩盤の材料定数（M I Z 1 における平均値）	11
表 1.2-2	コンクリートの材料定数	11
表 1.2-3	マンホールの材料定数.....	11
表 1.4-1	安全係数.....	34
表 1.4-2	曲げ設計断面①の R C 断面計算の入力条件	35
表 1.4-3	曲げ設計断面①の使用限界に対する照査結果	35
表 1.4-4	曲げ設計断面②の R C 断面計算の入力条件	36
表 1.4-5	曲げ設計断面②の使用限界に対する照査結果	36
表 2.3-1	安全係数.....	62
表 2.3-2	曲げ設計断面①の R C 断面計算の入力条件	63
表 2.3-3	曲げ設計断面①の終局限界に対する照査結果	63
表 2.3-4	曲げ設計断面②の R C 断面計算の入力条件	64
表 2.3-5	曲げ設計断面②の終局限界に対する照査結果	64

図リスト

図 1.1-1	岩盤のモデルおよび範囲	2
図 1.1-2	マンホール付き止水壁のモデル (その 1)	3
図 1.1-3	マンホール付き止水壁のモデル (その 2)	4
図 1.1-4	岩盤+止水壁のモデル	5
図 1.1-5	岩盤のモデル	6
図 1.1-6	岩盤と止水壁の位置関係 (局部拡大)	7
図 1.1-7	岩盤+止水壁のモデル側面図 (局部拡大)	8
図 1.1-8	マンホールのモデル化 (水切り板考慮)	9
図 1.2-1	解析条件の説明	12
図 1.3-1	最大主応力 (「+」 = 引張 ; 単位 = MP a) : 岩盤	14
図 1.3-2	最大主応力 (「+」 = 引張 ; 単位 = MP a) : 岩盤+止水壁の局部	15
図 1.3-3	最大主応力 (「+」 = 引張 ; 単位 = MP a) : 止水壁	16
図 1.3-4	最小主応力 (「+」 = 引張 ; 単位 = MP a) : 岩盤	17
図 1.3-5	最小主応力 (「+」 = 引張 ; 単位 = MP a) : 岩盤+止水壁の局部	18
図 1.3-6	最小主応力 (「+」 = 引張 ; 単位 = MP a) : 止水壁	19
図 1.3-7	垂直応力 σ_{xx} (「+」 = 引張 ; 単位 = MP a) : 止水壁	20
図 1.3-8	垂直応力 σ_{yy} (「+」 = 引張 ; 単位 = MP a) : 止水壁	21
図 1.3-9	垂直応力 σ_{zz} (「+」 = 引張 ; 単位 = MP a) : 止水壁	22
図 1.3-10	止水壁のせん断応力 τ_{xy} (単位 = MP a)	23
図 1.3-11	止水壁のせん断応力 τ_{yz} (単位 = MP a)	24
図 1.3-12	止水壁のせん断応力 τ_{zx} (単位 = MP a)	25
図 1.3-13	変位 (単位 = mm) : 止水壁+岩盤	26
図 1.3-14	変位 (単位 = mm) : 止水壁+岩盤の局部出力	27
図 1.3-15	変位 (単位 = mm) : マンホール	28
図 1.4-1	止水壁の曲げ設計断面における最大・最小主応力	30
図 1.4-2	曲げ設計断面①における応力分布	31
図 1.4-3	曲げ設計断面②における応力分布	31
図 1.4-4	せん断照査断面位置	40
図 2.2-1	最大主応力 (「+」 = 引張 ; 単位 = MP a) : 岩盤	42
図 2.2-2	最大主応力 (「+」 = 引張 ; 単位 = MP a) : 岩盤+止水壁の局部	43
図 2.2-3	最大主応力 (「+」 = 引張 ; 単位 = MP a) : 止水壁	44
図 2.2-4	最小主応力 (「+」 = 引張 ; 単位 = MP a) : 岩盤	45
図 2.2-5	最小主応力 (「+」 = 引張 ; 単位 = MP a) : 岩盤+止水壁の局部	46
図 2.2-6	最小主応力 (「+」 = 引張 ; 単位 = MP a) : 止水壁	47
図 2.2-7	垂直応力 σ_{xx} (「+」 = 引張 ; 単位 = MP a) : 止水壁	48
図 2.2-8	垂直応力 σ_{yy} (「+」 = 引張 ; 単位 = MP a) : 止水壁	49
図 2.2-9	垂直応力 σ_{zz} (「+」 = 引張 ; 単位 = MP a) : 止水壁	50
図 2.2-10	止水壁のせん断応力 τ_{xy} (単位 = MP a)	51

図 2.2-11	止水壁のせん断応力 τ_{yz} (単位=MPa)	52
図 2.2-12	止水壁のせん断応力 τ_{zx} (単位=MPa)	53
図 2.2-13	変位 (単位=mm) : 止水壁+岩盤	54
図 2.2-14	変位 (単位=mm) : 止水壁+岩盤の局部出力	55
図 2.2-15	変位 (単位=mm) : マンホール	56
図 2.3-1	止水壁の曲げ設計断面における最大・最小主応力	58
図 2.3-2	曲げ設計断面①における応力分布	59
図 2.3-3	曲げ設計断面②における応力分布	59
図 2.3-4	せん断照査断面位置	68

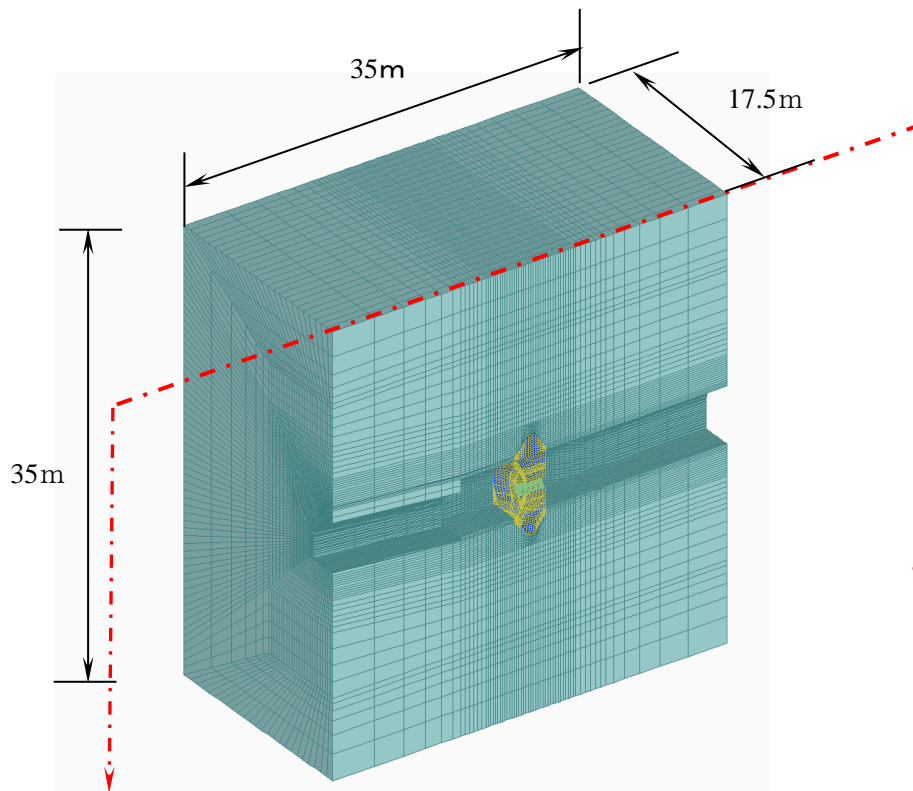
1. マンホール付き止水壁モデルの三次元解析及び設計計算：常時

1.1 解析モデル

モデル範囲は、止水壁から 3D ($D=5.0\text{m}$) 離れた範囲とし、岩盤のモデル範囲は $35\text{m} \times 35\text{m} \times 35\text{m}$ の立方体とした (図 1.1-1)。解析において、図 1.1-1 に示す対称面における対称条件を利用し、1/2 モデルとした。

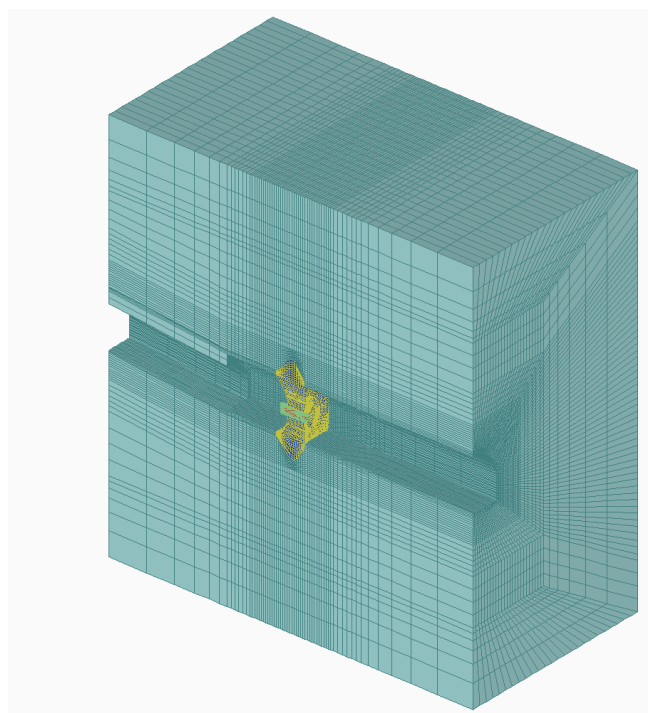
止水壁形状は、計測データを反映し、厚さ方向に 13 分割とし、マンホール (鉄板厚さ 22mm)、水切り板 (鉄板厚さ 12mm) および配管の開口もモデル化した (図 1.1-2, 図 1.1-3)。マンホール付き止水壁モデルの要素数は 24,570 で、節点数は 27,336 であった。

各角度から見たモデルを図 1.1-4～図 1.1-8 に示す。



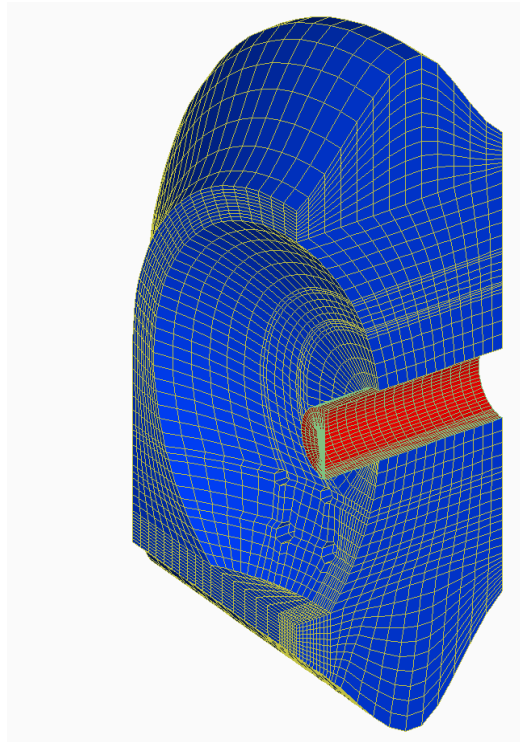
解析上の対称面

1) 前面から斜視

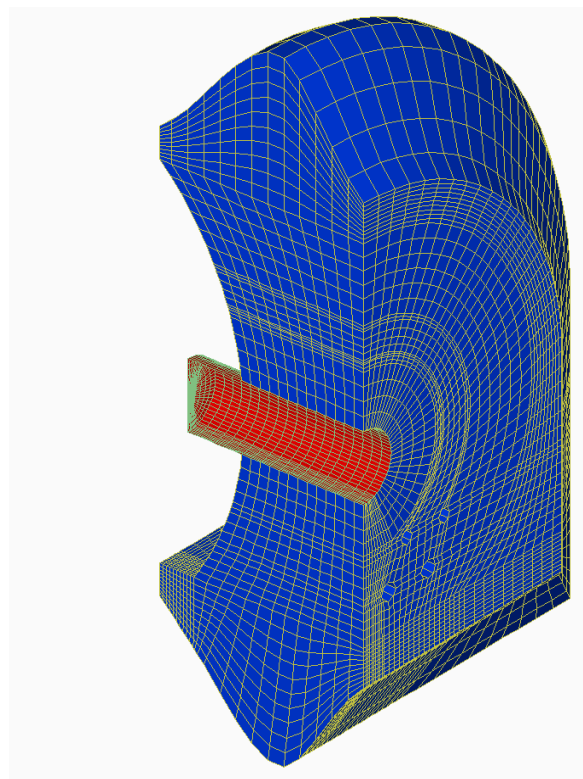


2) 背面から斜視

図 1.1-1 岩盤のモデルおよび範囲

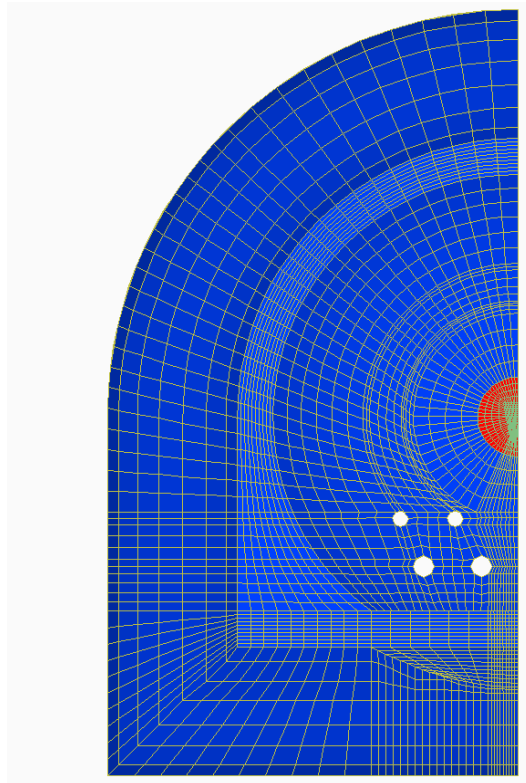


1) 前面から斜視

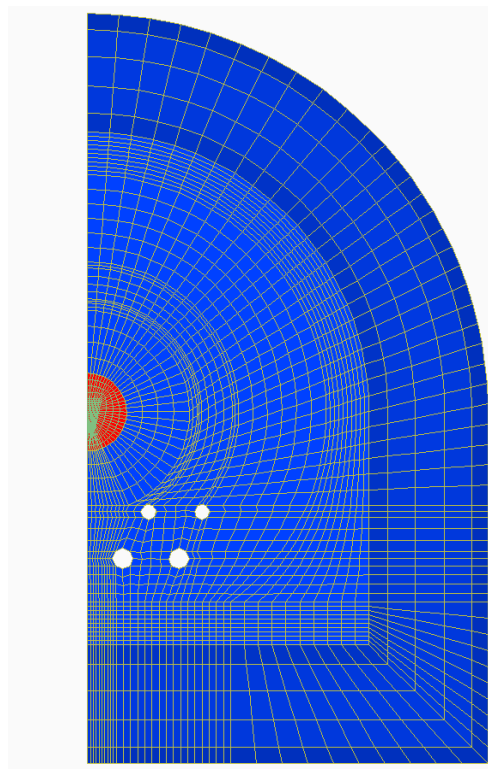


2) 背面から斜視

図 1.1-2 マンホール付き止水壁のモデル (その1)

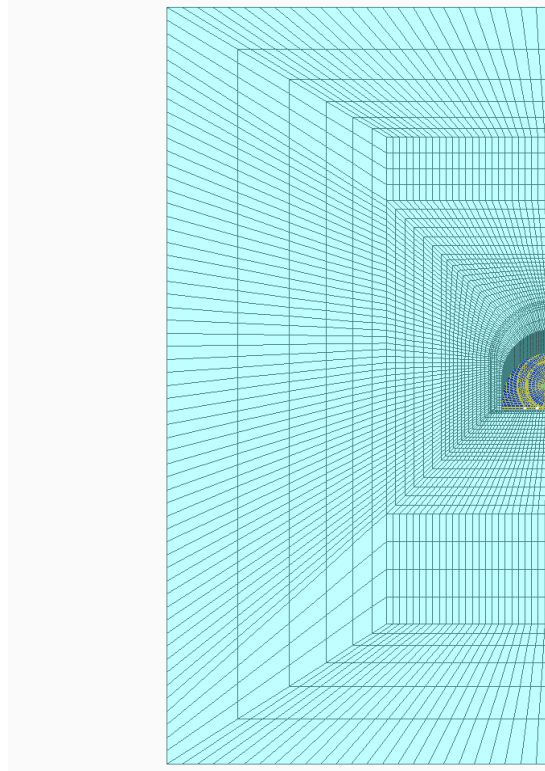


1) 前面

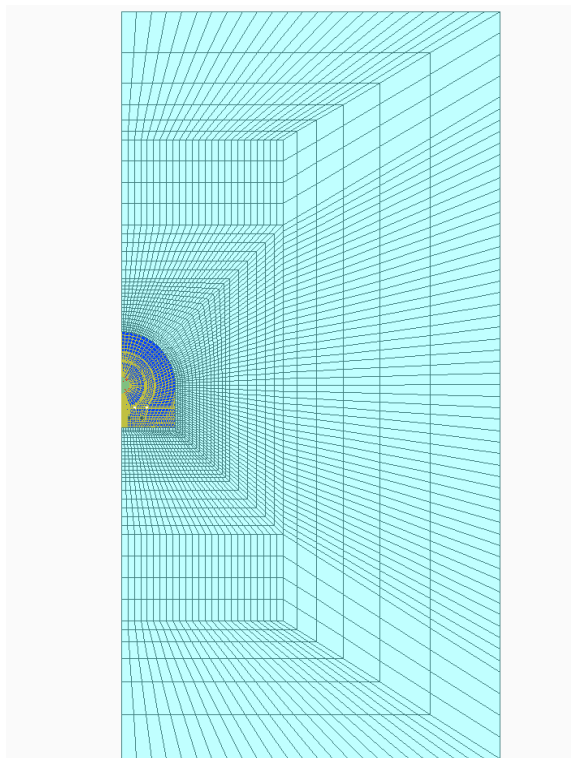


2) 背面

図 1.1-3 マンホール付き止水壁のモデル (その2)

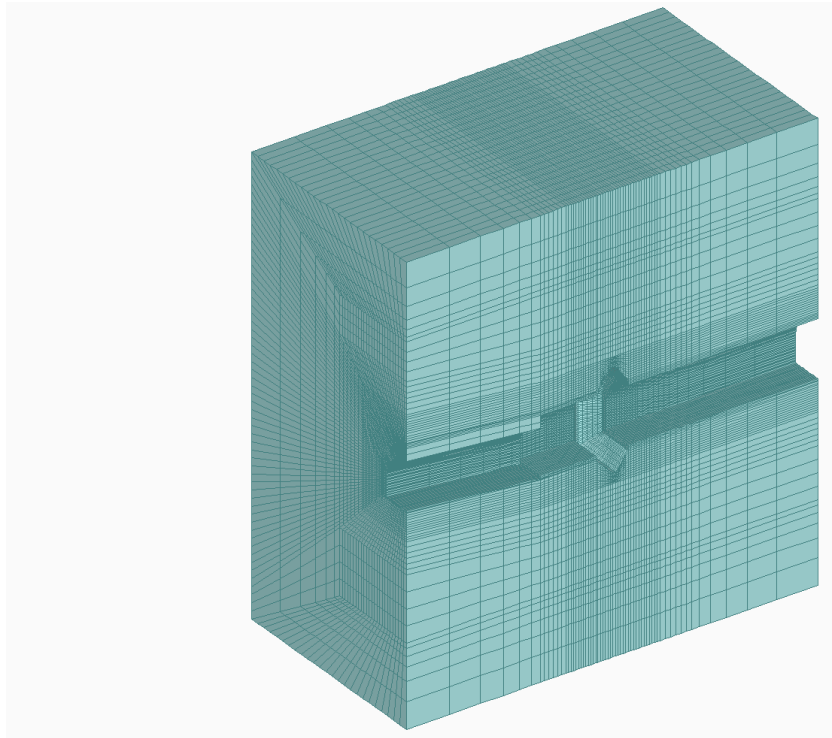


1) 前面から直視

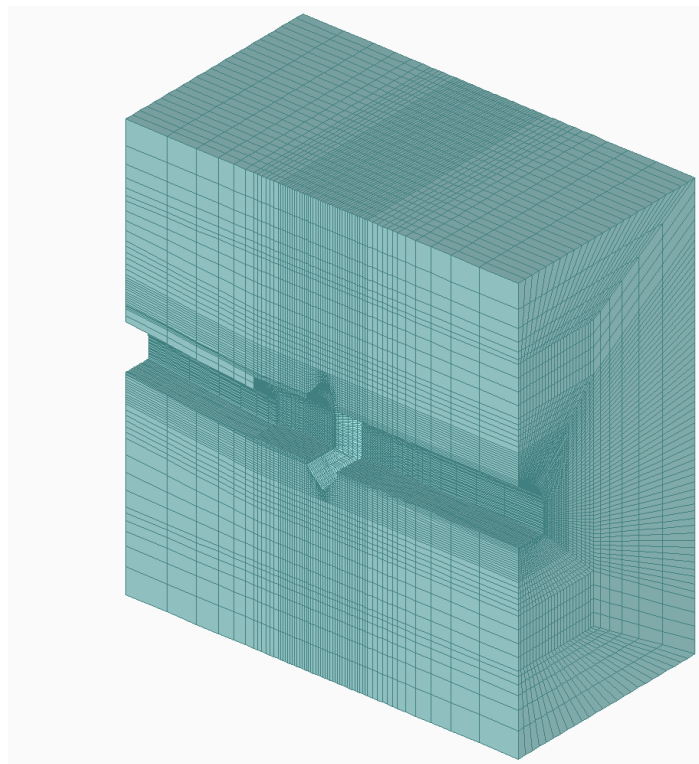


2) 背面から直視

図 1.1-4 岩盤+止水壁のモデル

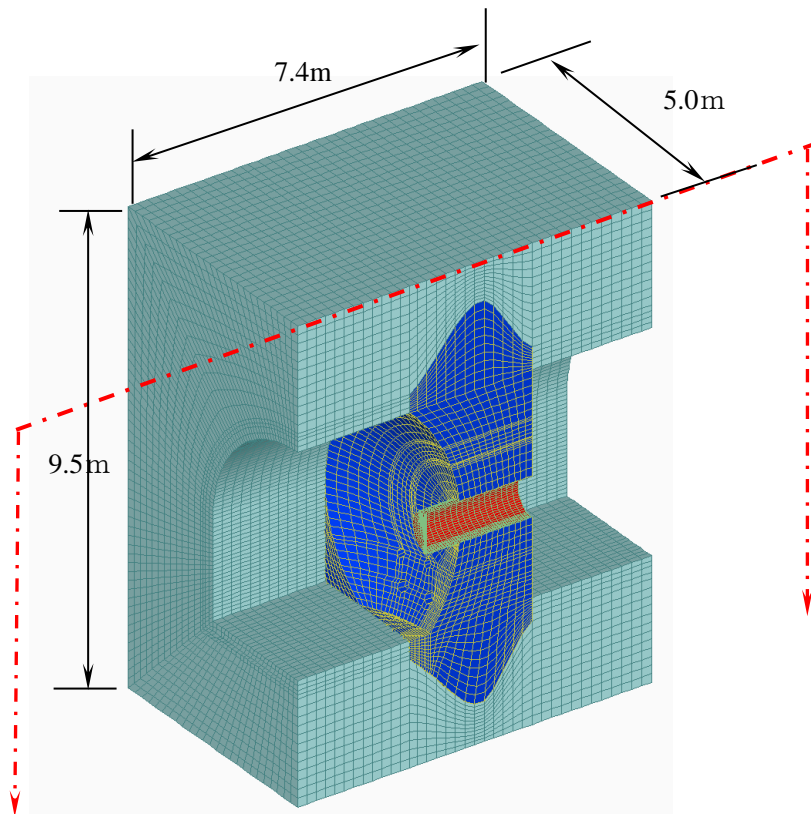


1) 前面から斜視



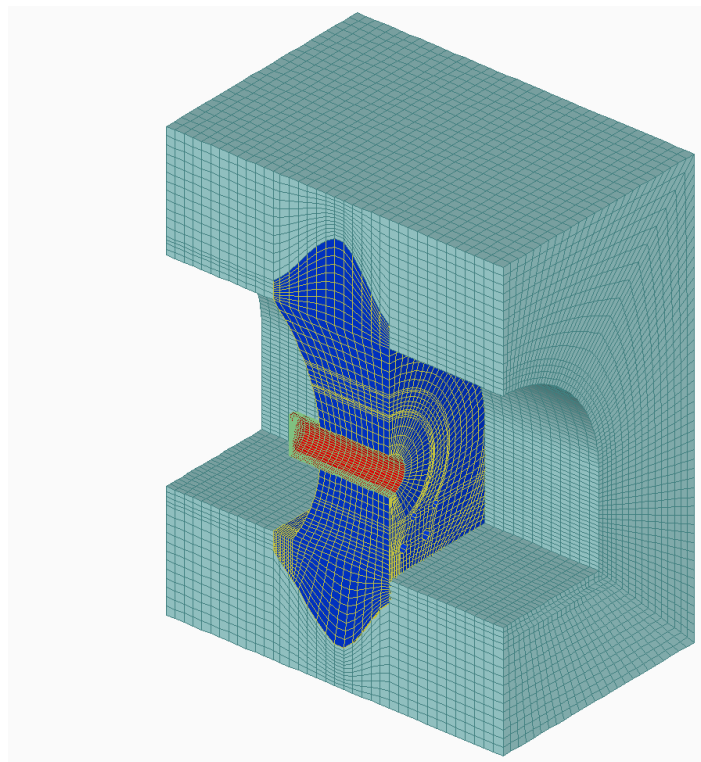
2) 背面から斜視

図 1.1-5 岩盤のモデル



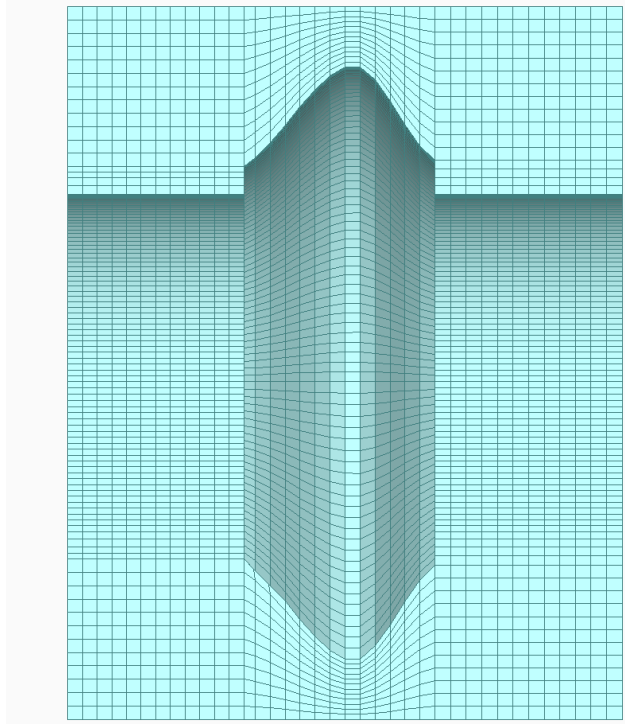
解析上の対称面

1) 前面から斜視

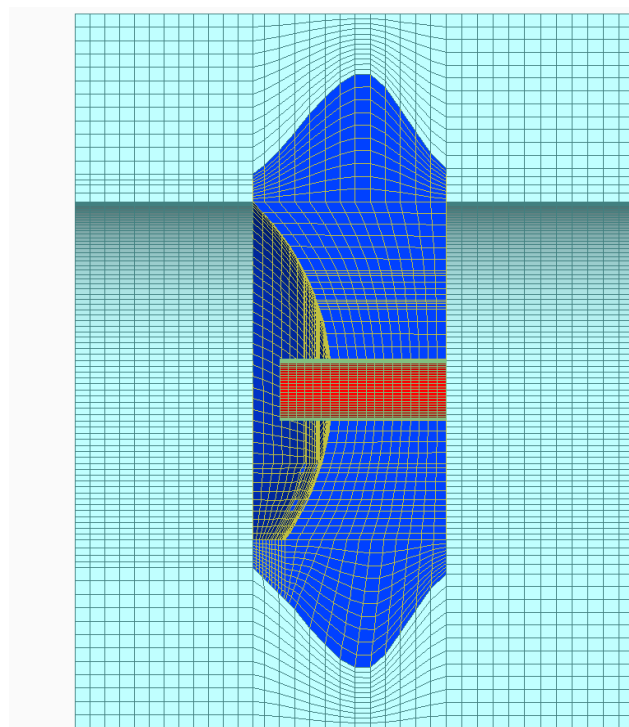


2) 背面から斜視

図 1.1-6 岩盤と止水壁の位置関係 (局部拡大)

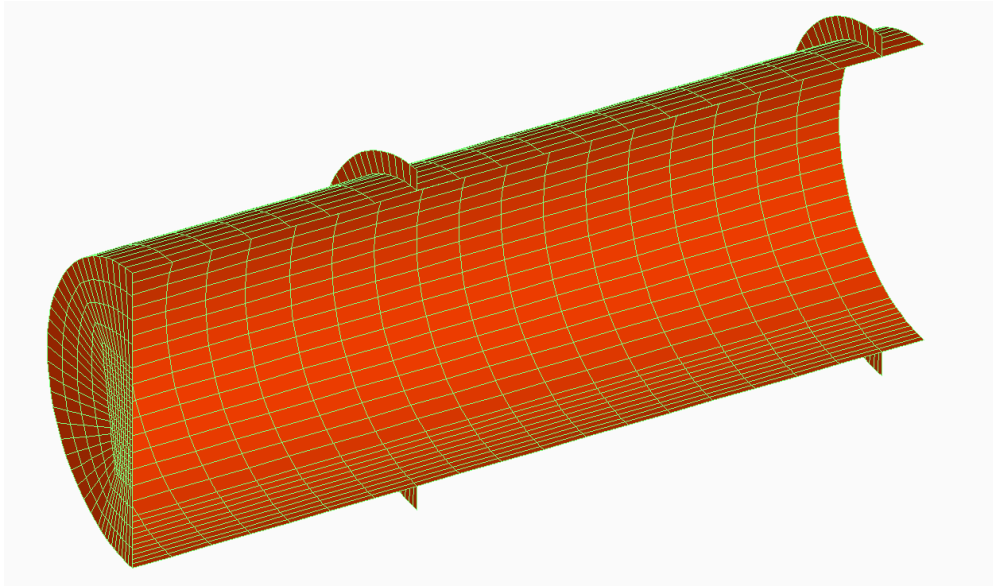


1) 岩盤

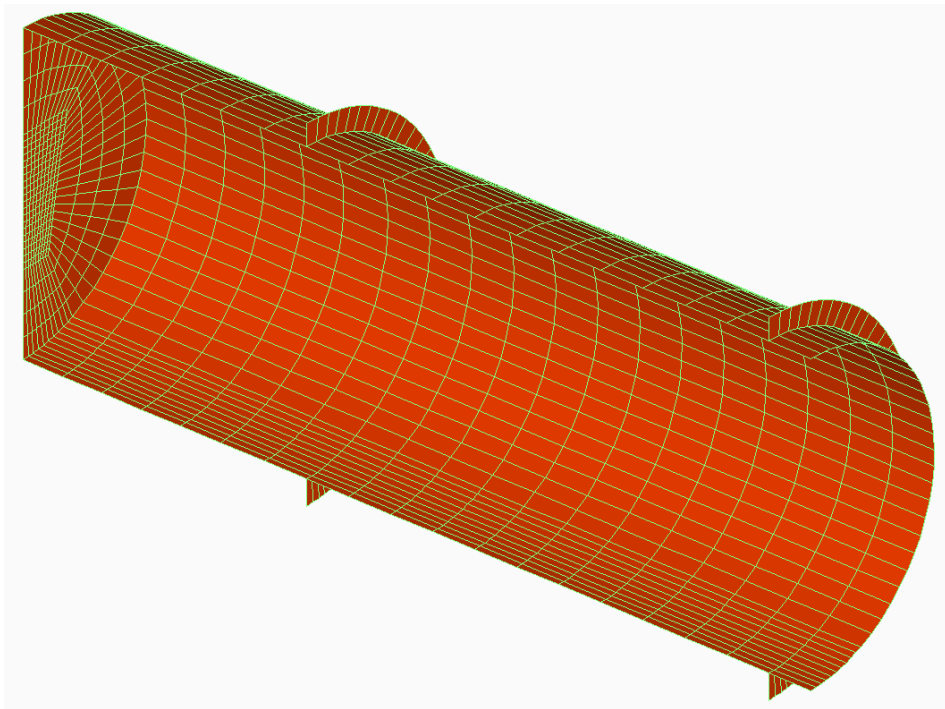


2) 岩盤+止水壁

図 1.1-7 岩盤+止水壁のモデル側面図（局部拡大）



1) 前面から斜視



2) 背面から斜視

図 1.1-8 マンホールのモデル化（水切り板考慮）

1.2 解析条件

解析における境界条件は下記のとおり設定した。

- 1) 対称面：対称条件
- 2) 各面の法線方向＝固定；各面の切線方向＝自由

初期応力状態については，解析モデルの上面に深さ 500m 相当の鉛直方向土圧 p_v を加える。

$$p_v = \gamma \cdot h = 2.62 \times 9.8 \text{ (kN/m}^3\text{)} \times 500 \text{ (m)} = 12,838 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 12.838 \text{ (MPa)}$$

また，坑道の縦断方向（解析モデルの X 軸方向）および横断方向（解析モデルの Z 軸方向）の面における横拘束圧は下記のとおりとした。

$$\text{坑道縦断方向に平行する面： } p_L = 1.4 p_v = 1.4 \times 12.838 \text{ (MPa)} = 17.973 \text{ (MPa)}$$

$$\text{坑道横断方向に平行する面： } p_T = 1.8 p_v = 1.8 \times 12.838 \text{ (MPa)} = 23.108 \text{ (MPa)}$$

解析ステップは，以下のとおりとした。

- 1) 坑道および切り欠き部の掘削（応力一括解放）
- 2) 止水壁の建設（マンホールおよび配管付き）
- 3) 止水壁背面に設計荷重（ $P=5.1\text{MPa}$ ）を載荷する

材料構成則は，コンクリートを線形弾性とし，岩盤は弾塑性（Mohr-Coulomb）モデルとした。

用いた材料定数は表 1.2-1～表 1.2-3 のとおりである。

岩盤と止水壁の界面は，不連続体とし，接触定義を行う。平成 25 年度における止水壁にマンホールおよび配管なしの場合の解析結果によると，止水壁と岩盤との界面に摩擦なしのケースの発生応力がほかのケース（摩擦あり及び固着状態）より大きかったことがわかり，ここでは岩盤との界面に摩擦なし（解析上摩擦係数 $\mu = 0.1$ ）とした。

解析は，汎用非線形有限要素法解析プログラム ABAQUS を使用し，対称面における対称条件を用いて行った。

表 1.2-1 岩盤の材料定数（M I Z 1における平均値）

適用	記号	単位	値
弾性係数	E_{50}	G P a	53.9
ポアソン比	ν	—	0.265
比重		—	2.62
粘着力	c	M P a	39.1
内部摩擦角	ϕ	度	52.2
一軸圧縮強度	σ_c	M P a	173
引張強度	σ_t	M P a	6.48

表 1.2-2 コンクリートの材料定数

適用	記号	単位	値
設計基準強度	σ_{ck}	M P a	50
弾性係数	E	G P a	33
ポアソン比	ν	—	0.2
単位体積重量	γ	k N/m ³	24.5

表 1.2-3 マンホールの材料定数

適用	記号	単位	値
弾性係数	E	GPa	200
ポアソン比	ν	—	0.3
単位体積重量	γ	kN/m ³	77.0

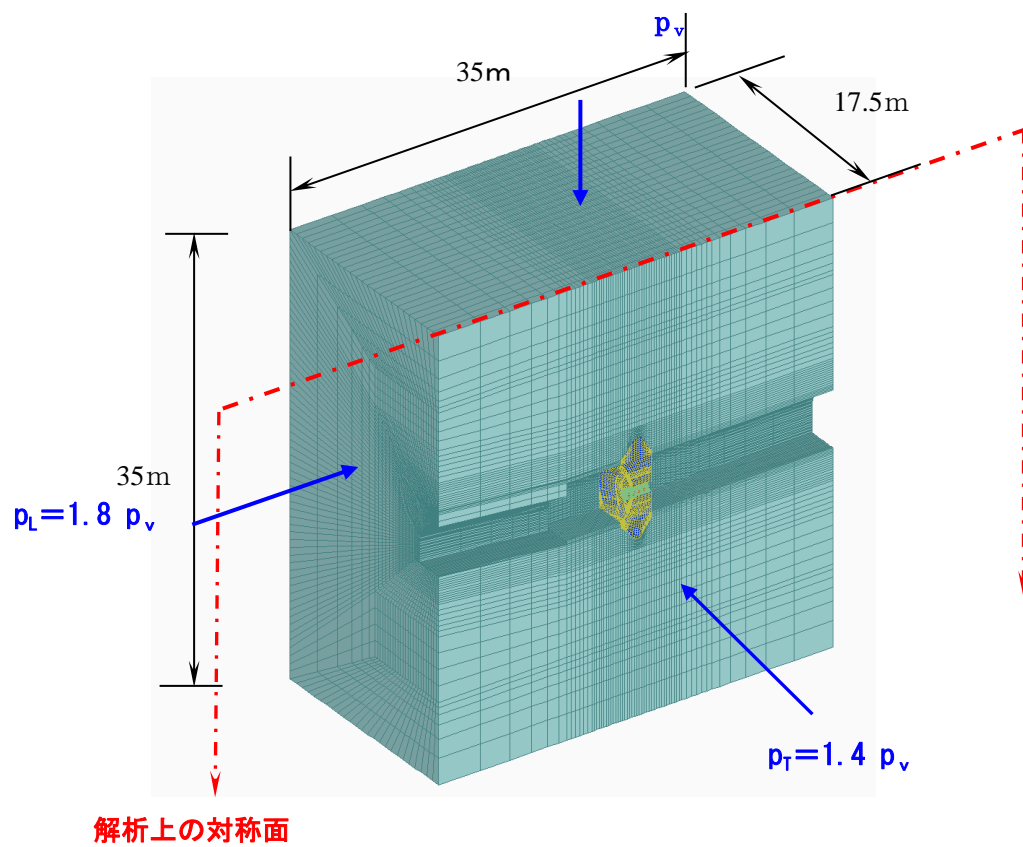
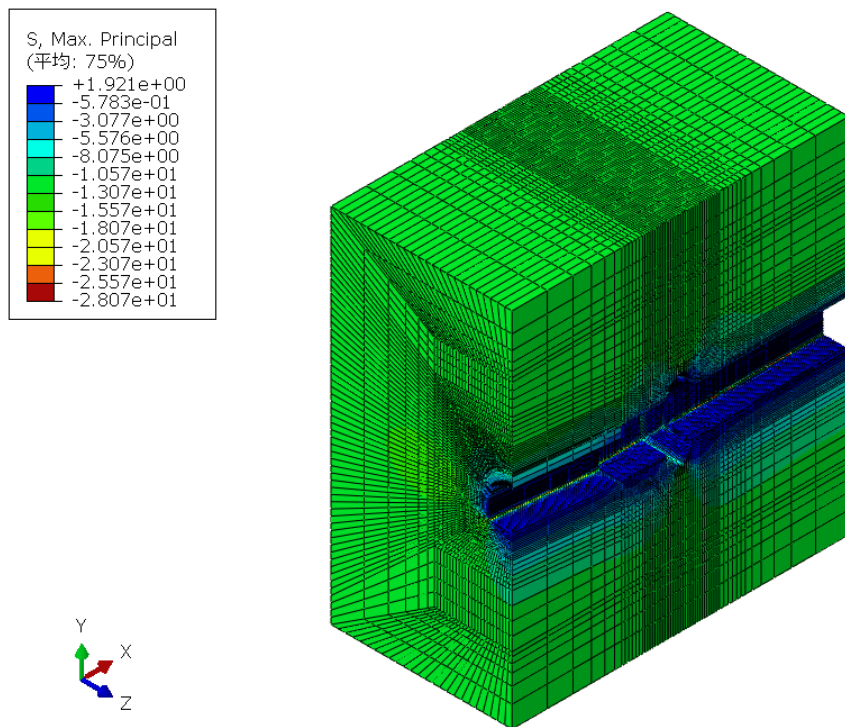


図 1.2-1 解析条件の説明

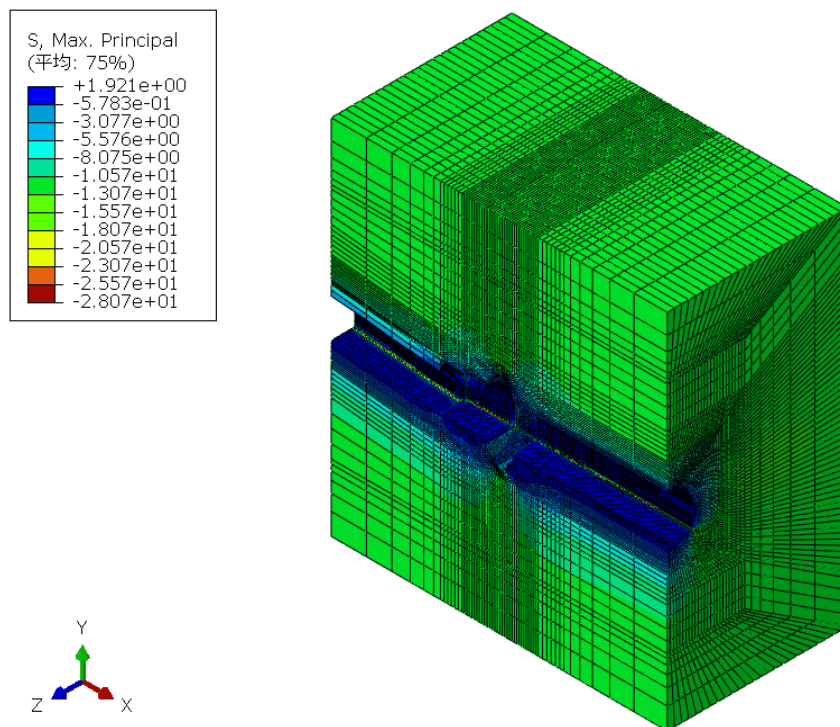
1.3 解析結果

解析結果，応力分布を図 1.3-1～図 1.3-12 に示す。変位分布を図 1.3-13～図 1.3-15 に示す。

止水壁の応力状態については，止水壁の開口部（マンホール）近傍で生じた最大主応力（プラスの値）の最大値，また最小主応力（マイナスの値）の最大値は，それぞれ 7.528MPa（図 1.3-3 参照），-8.476MPa（図 1.3-6 参照）であった。

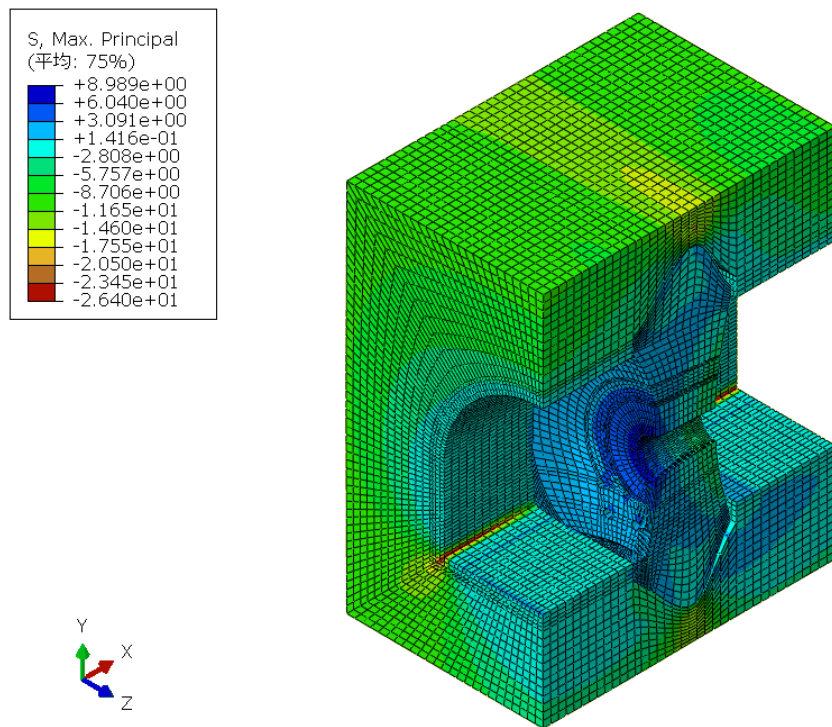


1) 前面

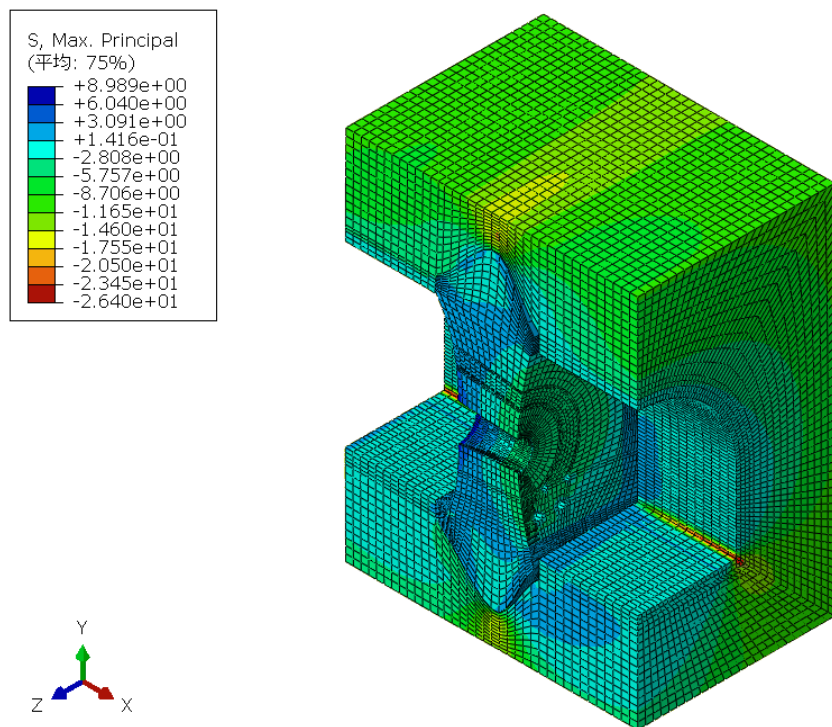


2) 背面

图 1.3-1 最大主应力 (「+」=引張; 单位=MP a): 岩盤
(变形後表示; 变形倍率: 500 倍)

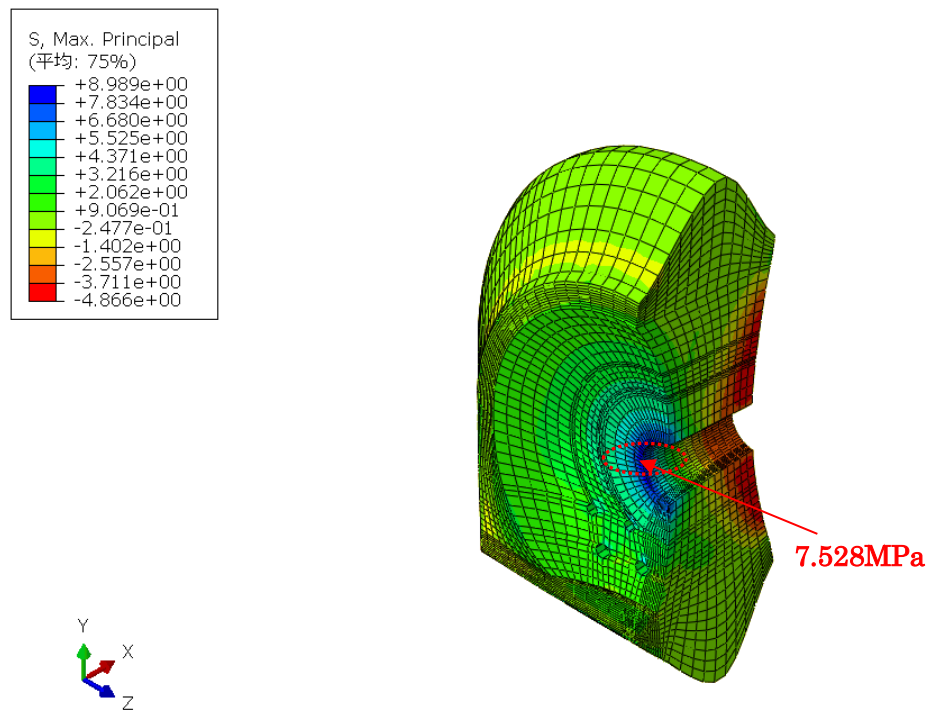


1) 前面

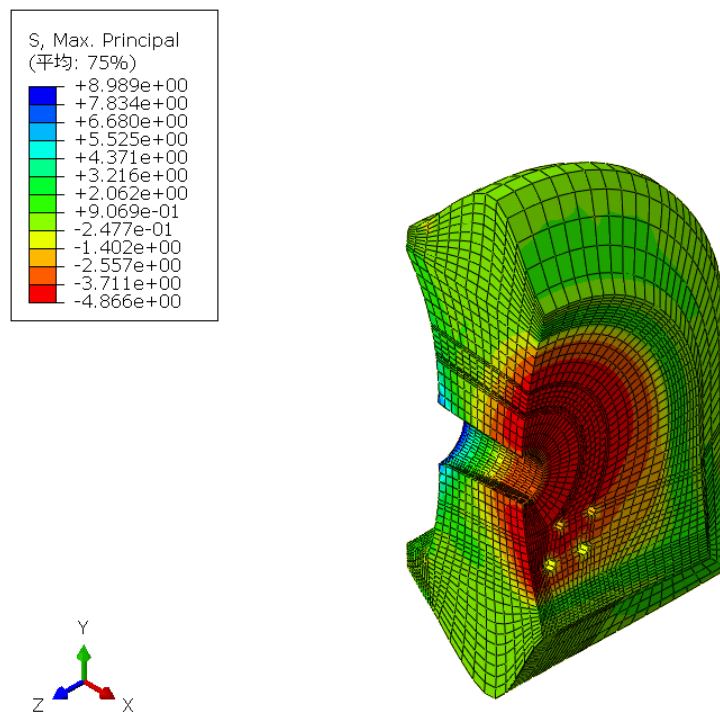


2) 背面

図 1.3-2 最大主応力 (「+」 = 引張; 単位 = MPa): 岩盤+止水壁の局部
(変形後表示; 変形倍率: 500 倍)

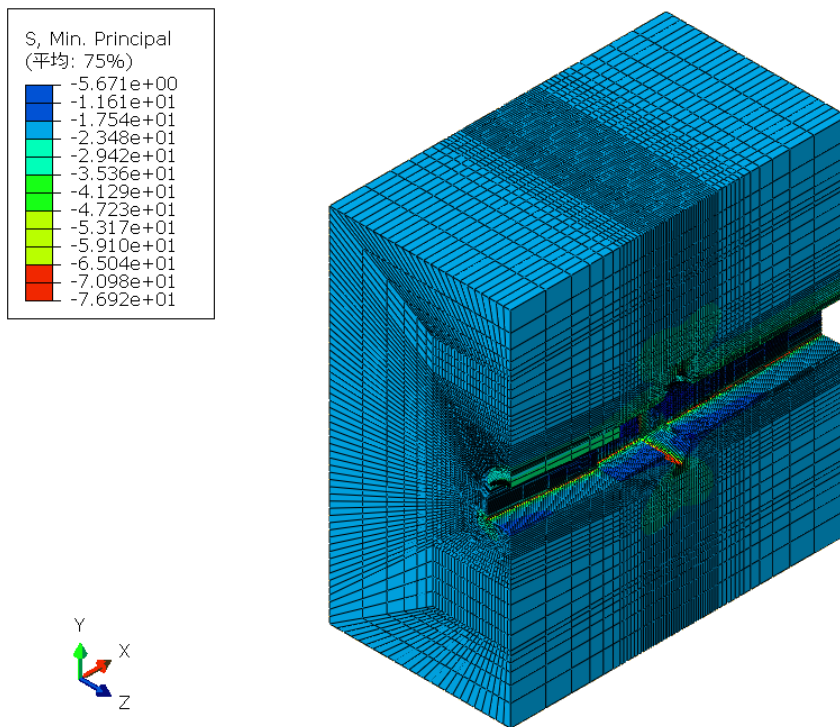


1) 前面

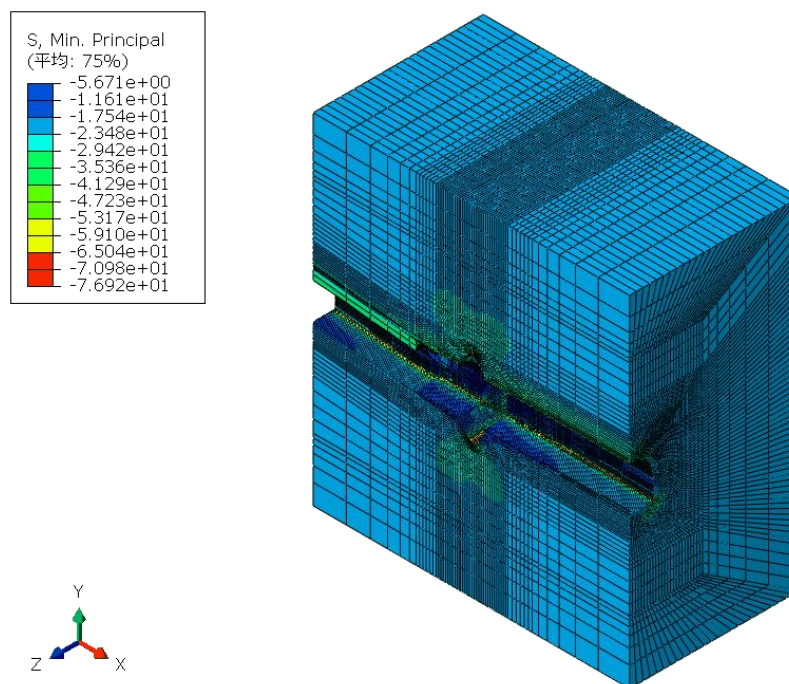


2) 背面

图 1.3-3 最大主应力 (「+」=引張; 単位=MP a): 止水壁
(変形後表示; 変形倍率: 500 倍)

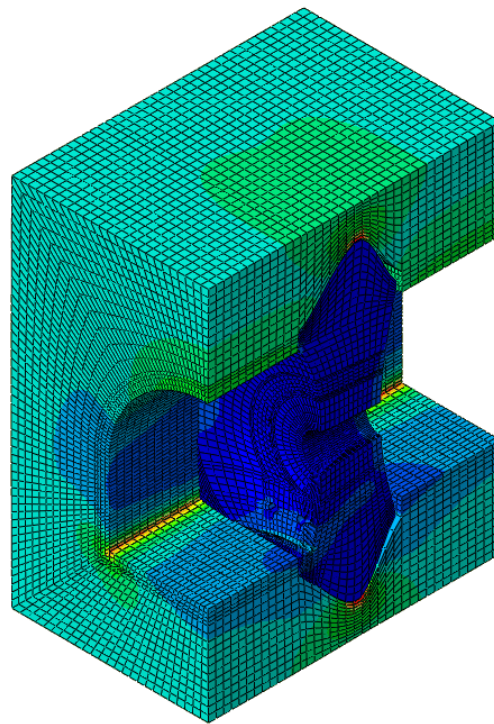
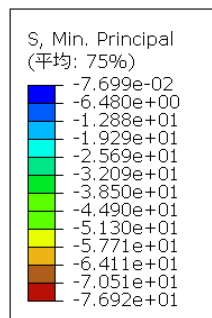


1) 前面

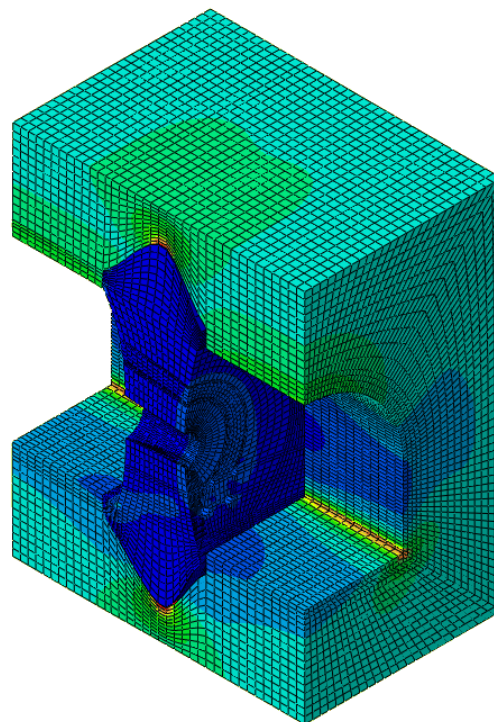
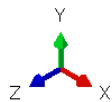
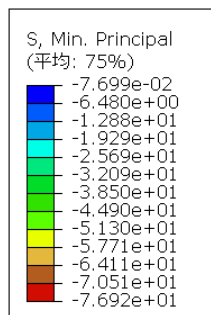


2) 背面

图 1.3-4 最小主应力 (「+」=引張; 単位=MPa): 岩盤
(変形後表示; 変形倍率: 500 倍)

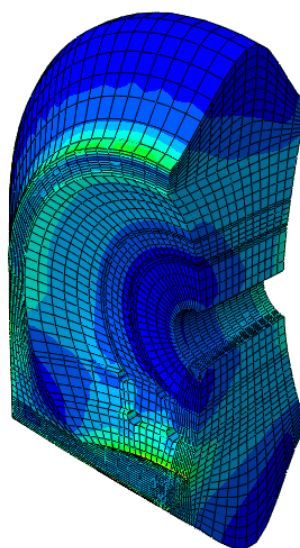
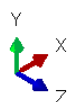
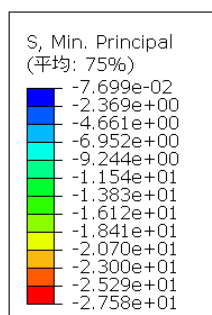


1) 前面

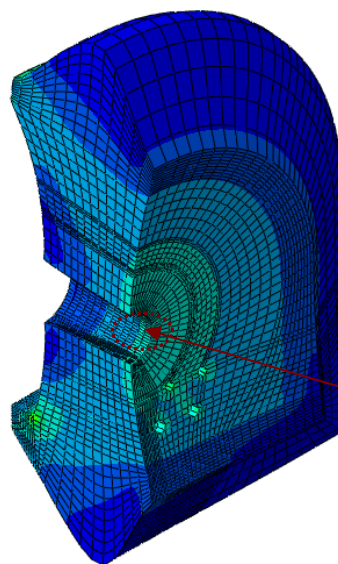
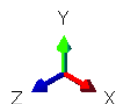
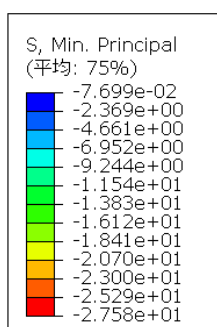


2) 背面

図 1.3-5 最小主応力（「+」＝引張；単位＝MPa）：岩盤+止水壁の局部
（変形後表示；変形倍率：500 倍）



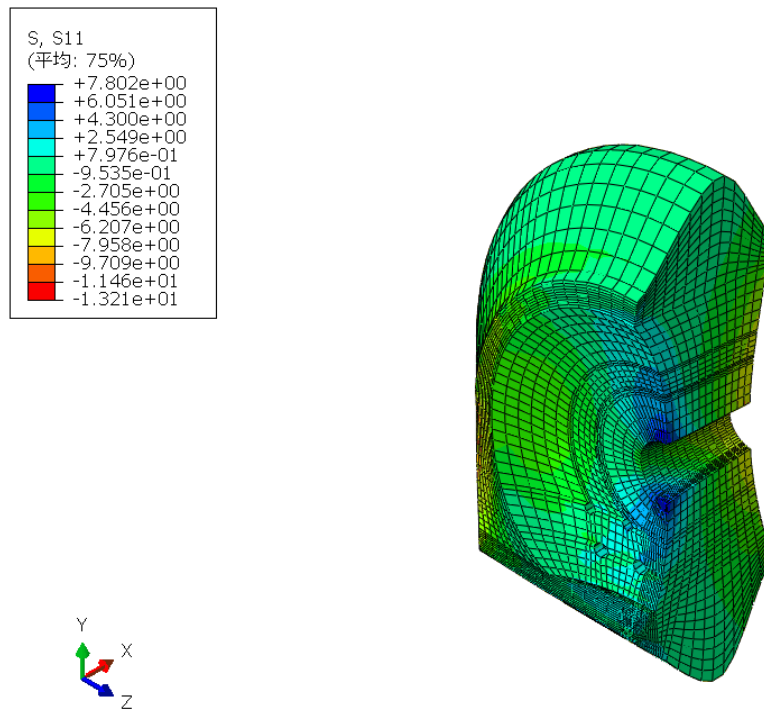
1) 前面



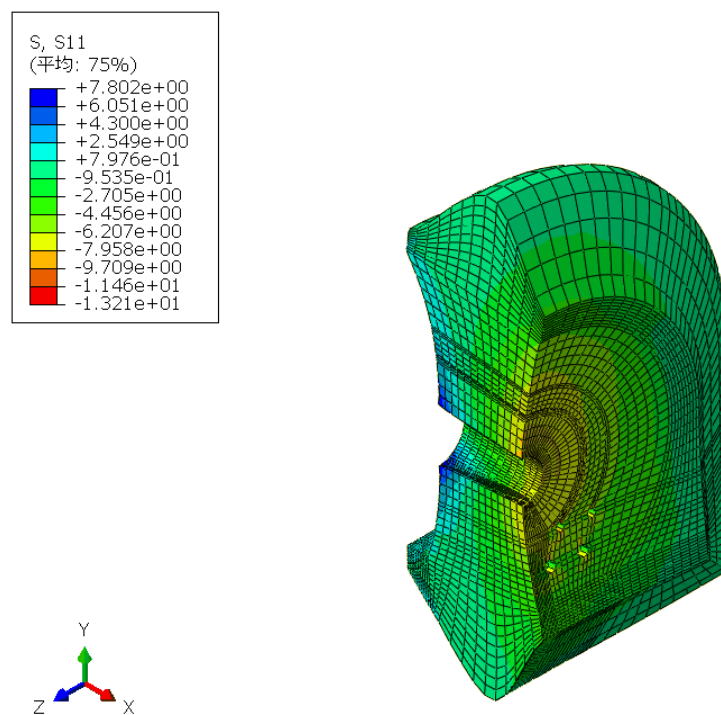
-8.476MPa

2) 背面

图 1.3-6 最小主应力 (「+」=引張; 単位=MPa): 止水壁
(变形後表示; 变形倍率: 500 倍)

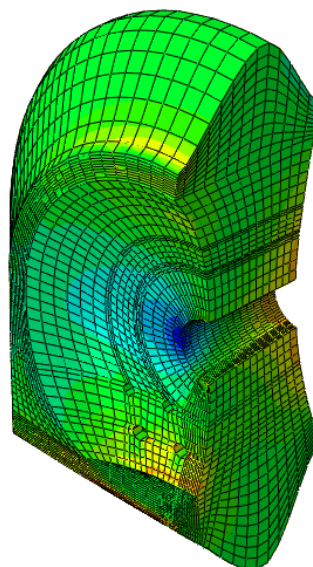
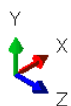
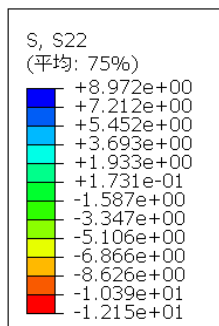


1) 前面

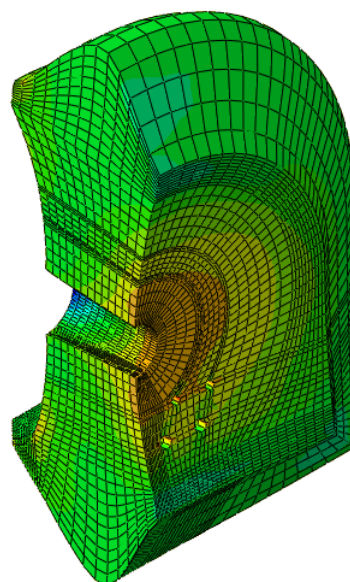
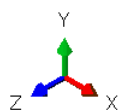
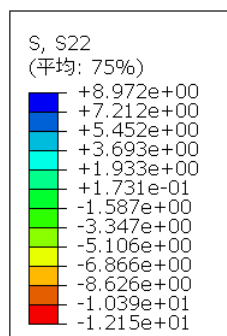


2) 背面

图 1.3-7 垂直应力 σ_{xx} (「+」=引張; 单位=MPa): 止水壁
(变形後表示; 变形倍率: 500 倍)

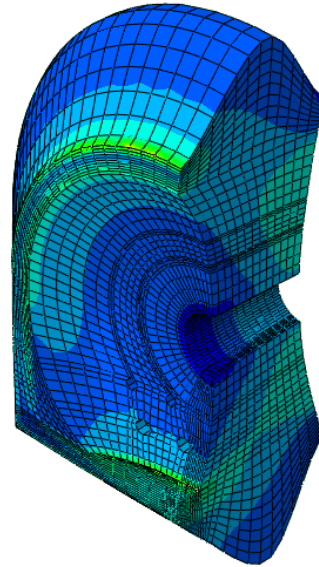
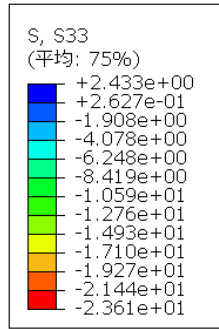


1) 前面

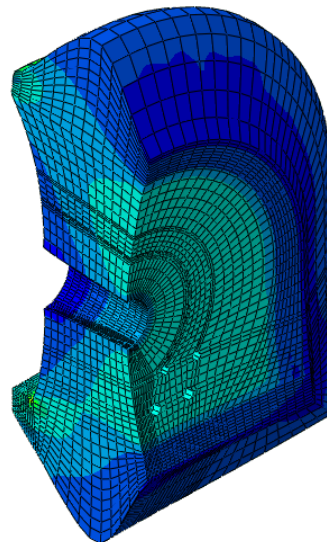
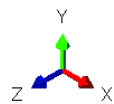
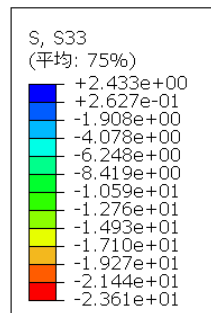


2) 背面

图 1.3-8 垂直应力 σ_{yy} (「+」=引張; 单位=MPa): 止水壁
(变形後表示; 变形倍率: 500 倍)

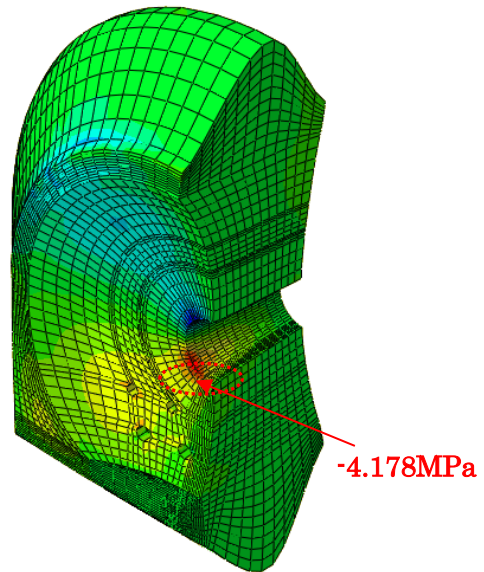
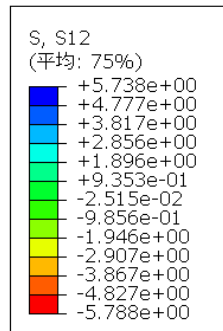


1) 前面

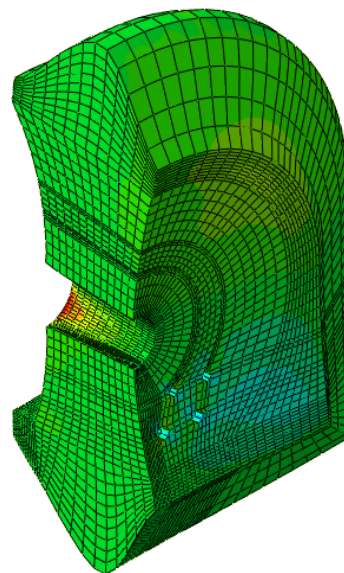
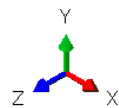
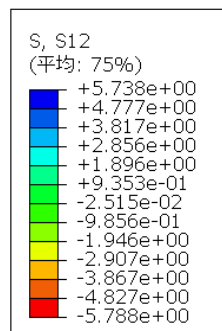


2) 背面

图 1.3-9 垂直应力 σ_{zz} (「+」=引張; 单位=MPa): 止水壁
(变形後表示; 变形倍率: 500 倍)

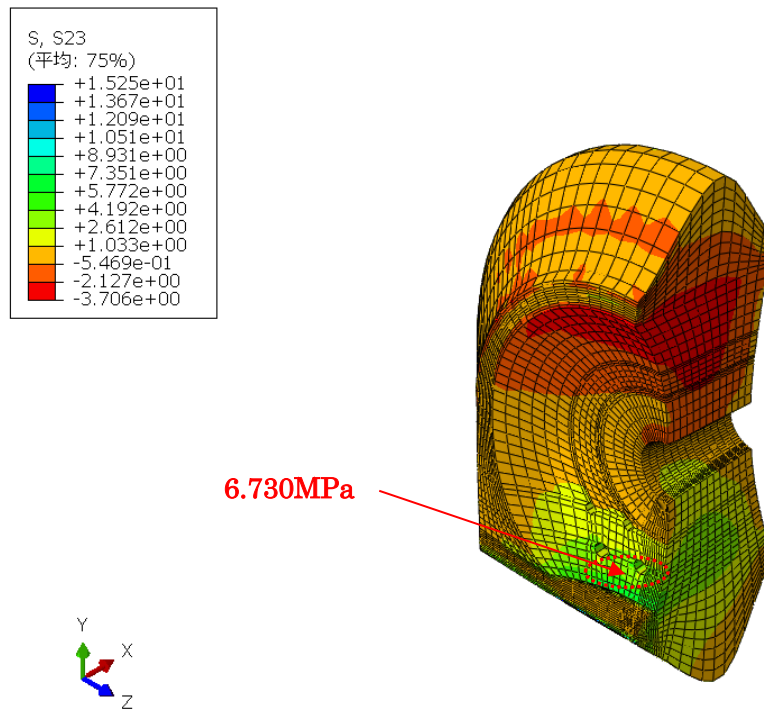


1) 前面

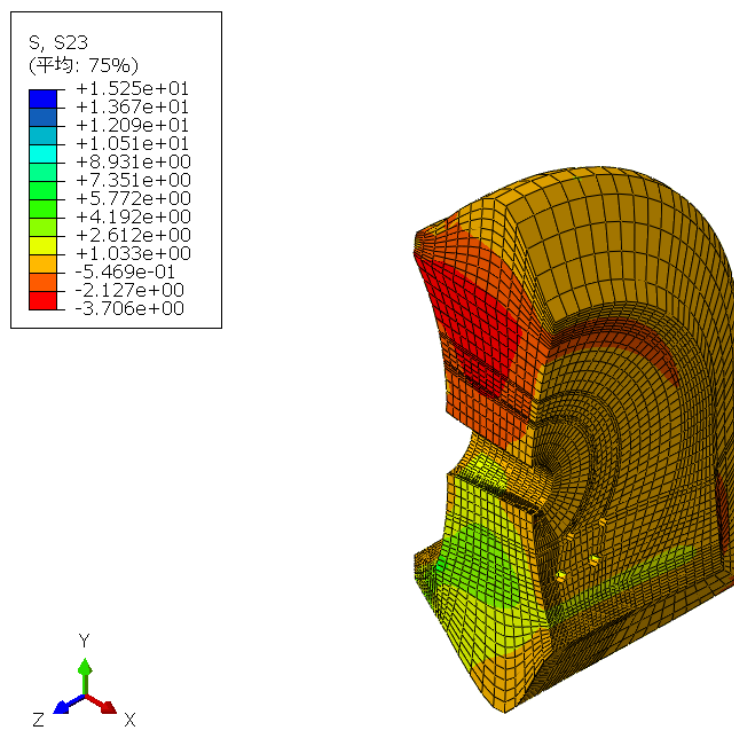


2) 背面

図 1.3-10 止水壁のせん断応力 τ_{xy} (単位=MPa)
(変形後表示; 変形倍率: 500 倍)

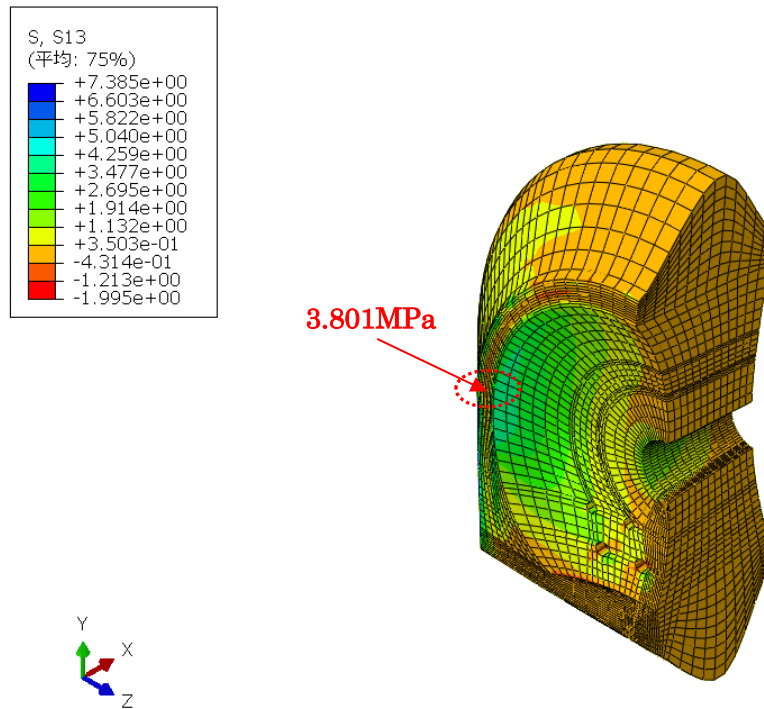


1) 前面

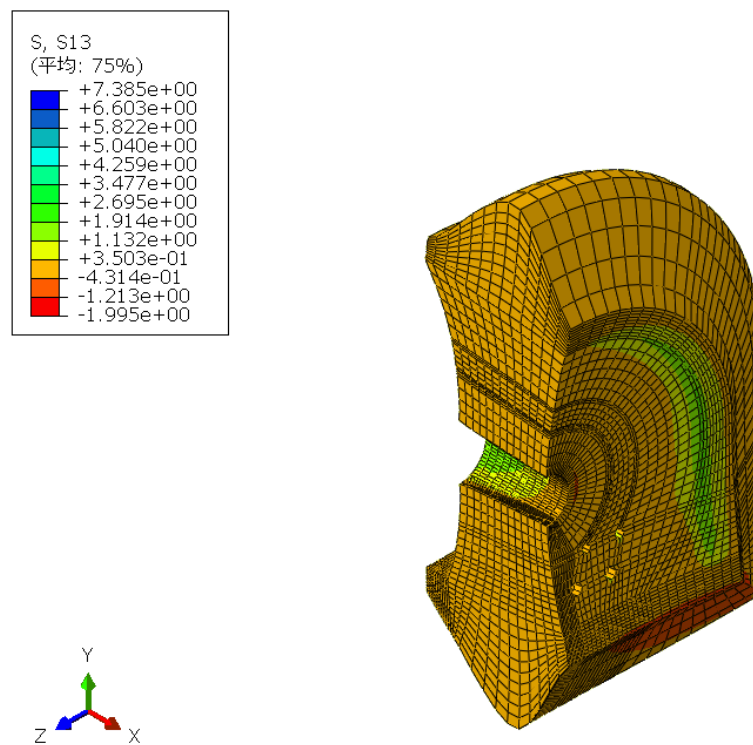


2) 背面

図 1.3-11 止水壁のせん断応力 τ_{yz} (単位=MPa)
(変形後表示; 変形倍率: 500 倍)



1) 前面



2) 背面

図 1.3-12 止水壁のせん断応力 τ_{zx} (単位=MPa)
(変形後表示; 変形倍率: 500 倍)

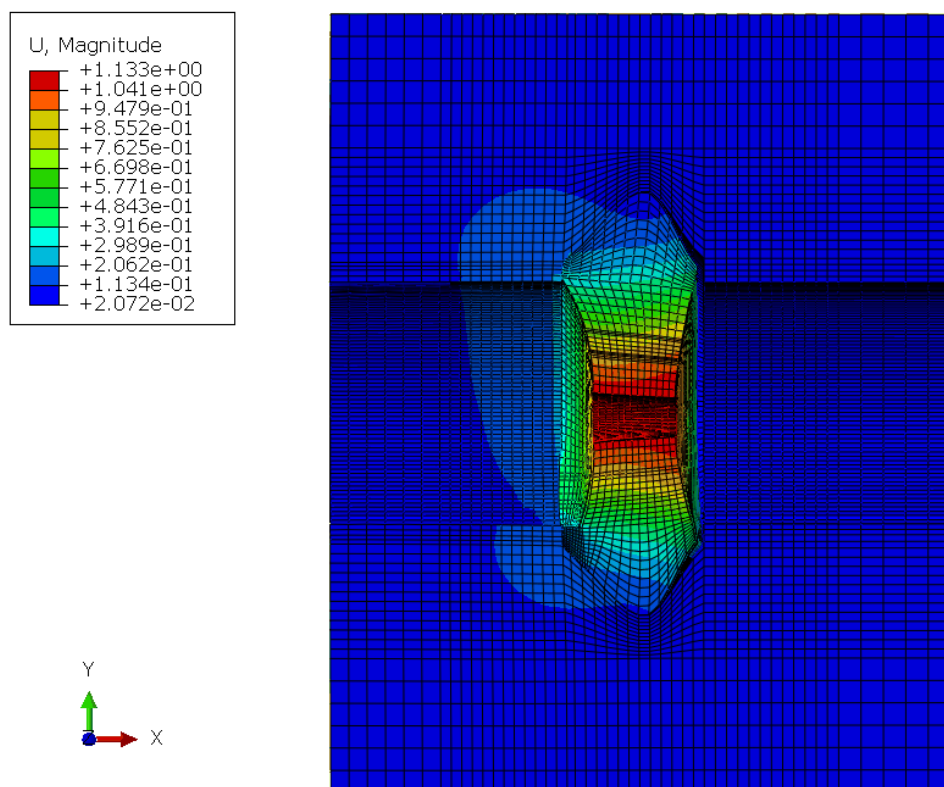
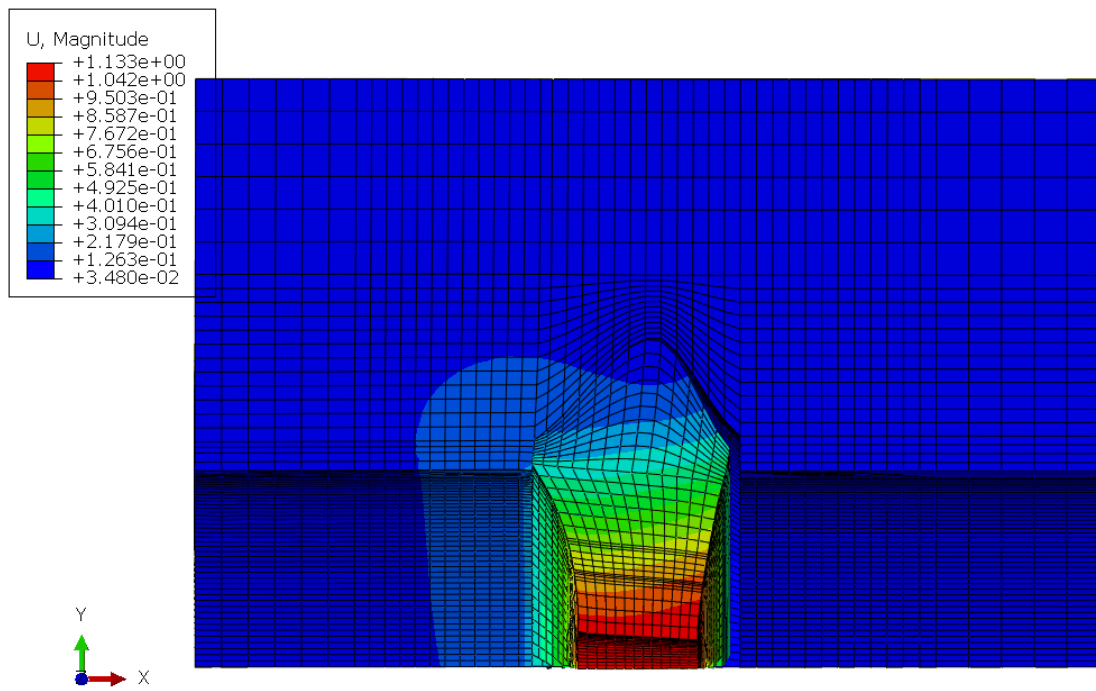
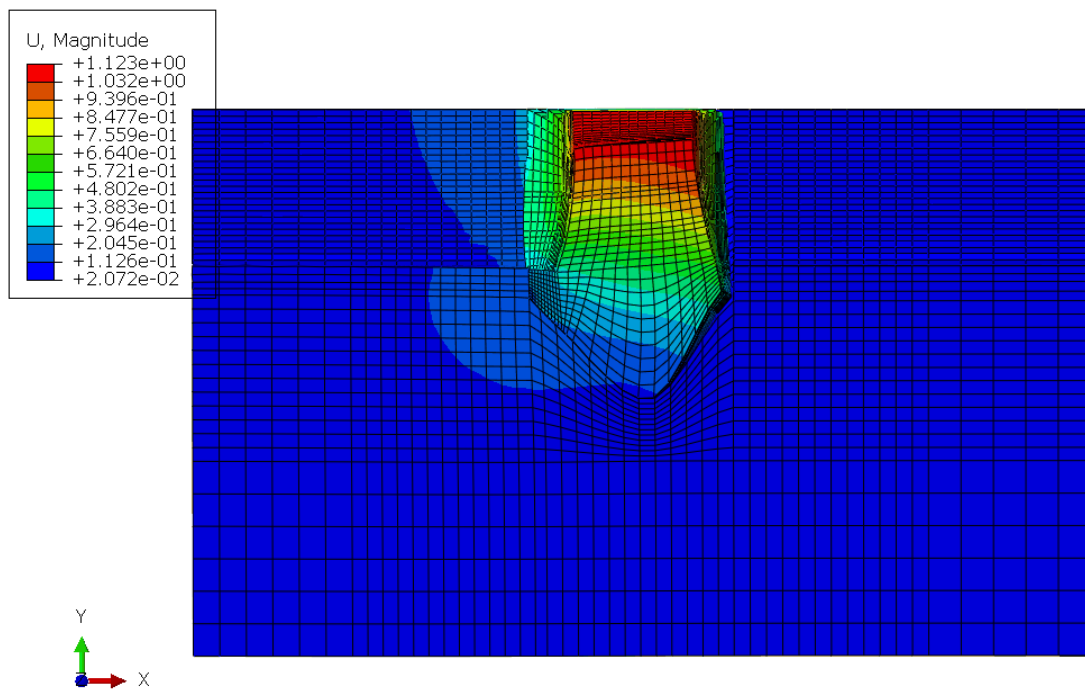


图 1.3-13 变位 (单位=mm) : 止水壁+岩盤
(变形後表示 ; 变形倍率 : 500 倍)

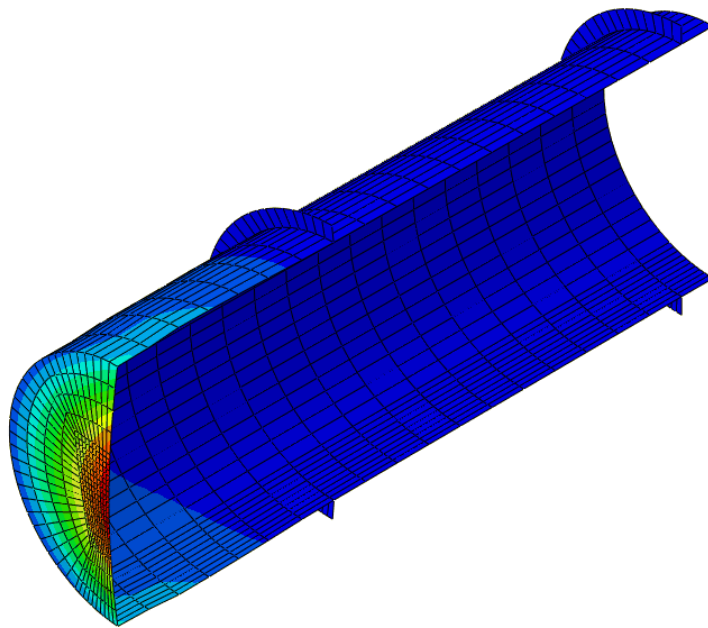
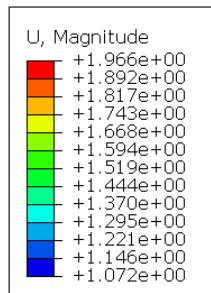


1) 上部

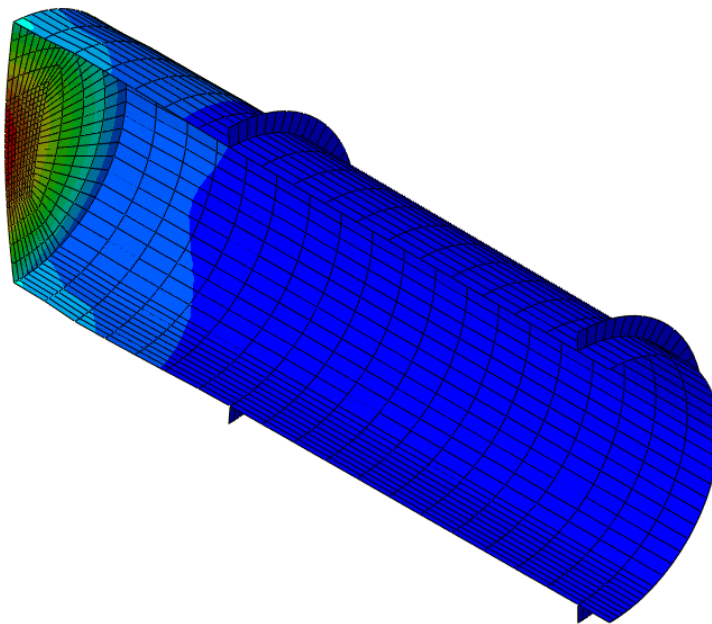
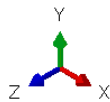
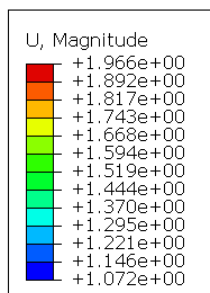


2) 下部

図 1.3-14 変位 (単位=mm) : 止水壁+岩盤の局部出力
(変形後表示 ; 変形倍率 : 500 倍)



1) 前面



2) 背面

図 1.3-15 変位 (単位=mm) : マンホール
(変形後表示 ; 変形倍率 : 50 倍)

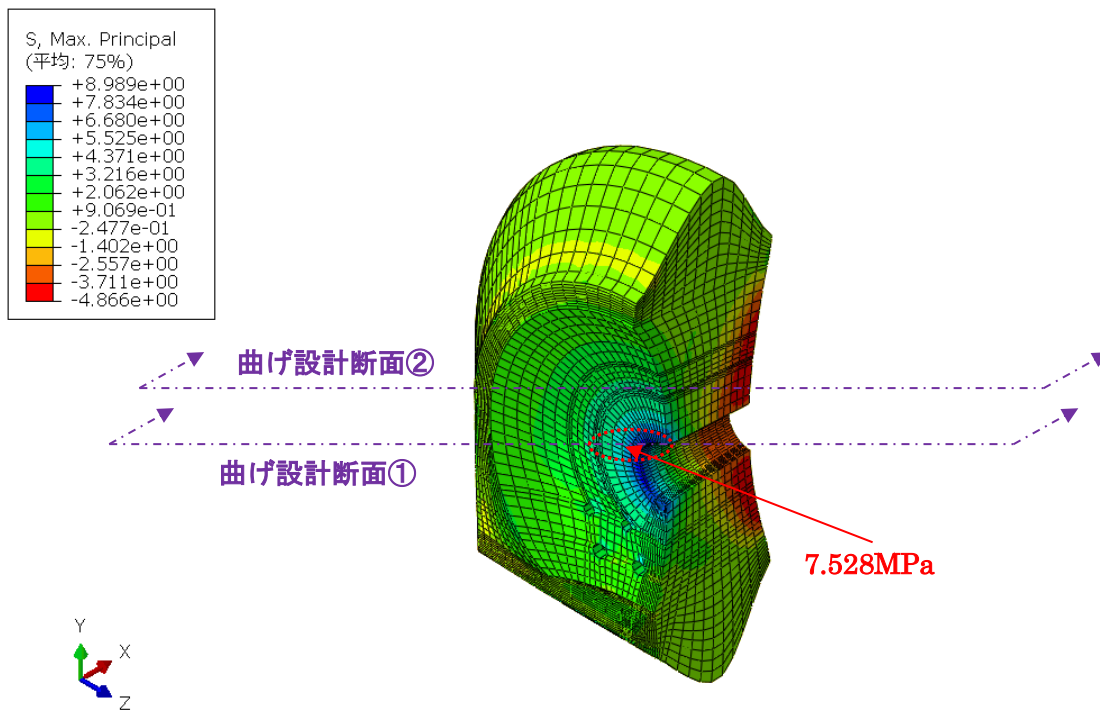
1.4 三次元解析結果に基づく設計計算・照査

1.4.1 曲げ設計計算・照査

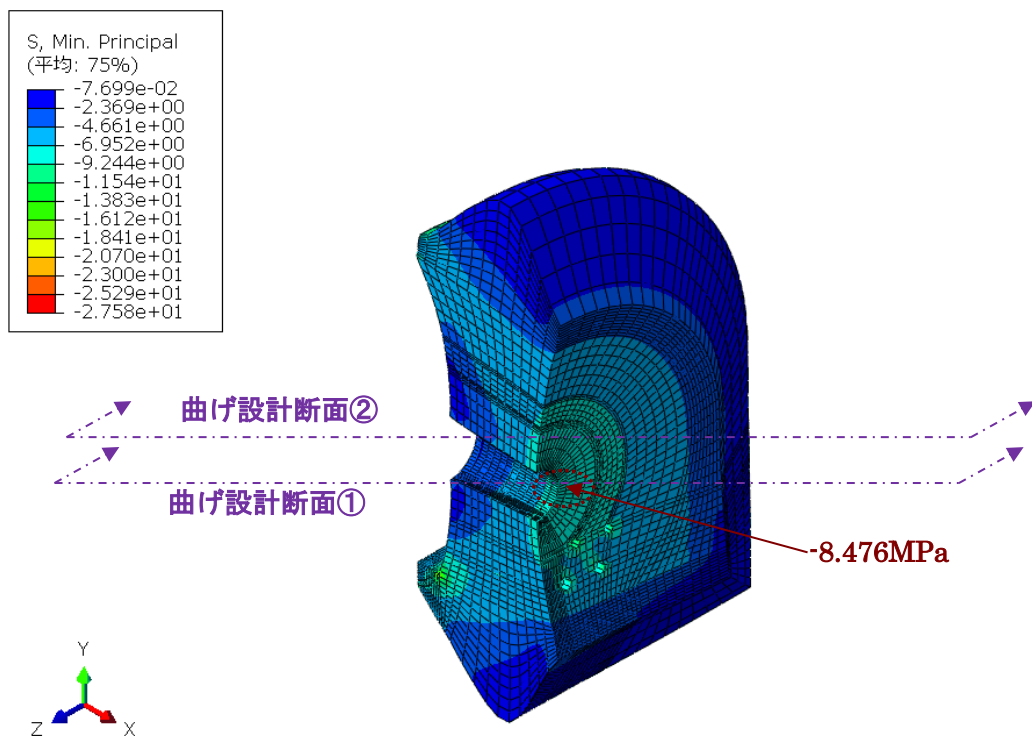
(1) 曲げ設計断面の選定

止水壁の開口部（マンホール）付近の最大・最小主応力の分布を図 1.4-1（解析結果再掲）に示す。ここでは、最大主応力が最大で補強が必要と思われる断面を曲げ設計断面①，その近傍の断面を曲げ設計断面②として選定し，設計計算および照査を行う。

開口部付近の応力集中は，解析モデルのメッシュサイズに依存すると言われる。今回の解析モデルにおいて，開口部近傍の要素のサイズは，半径方向が 150mm 程度であり，ここでは，設計応力分布計算として，660mm 範囲（半径方向 4 個の要素分）における平均値を用いた。計算した結果を図 1.4-2 に示す。ここで，曲げ設計断面①における垂直応力の分布は，概ね直線となっており，最大・最小主応力の最大値もカバーできている。また，曲げ設計断面②の応力分布を図 1.4-3 に示す。



1) 最大主応力



2) 最小主応力

図 1.4-1 止水壁の曲げ設計断面における最大・最小主応力

(「+」=引張; 単位=MPa)

(解析結果再掲)

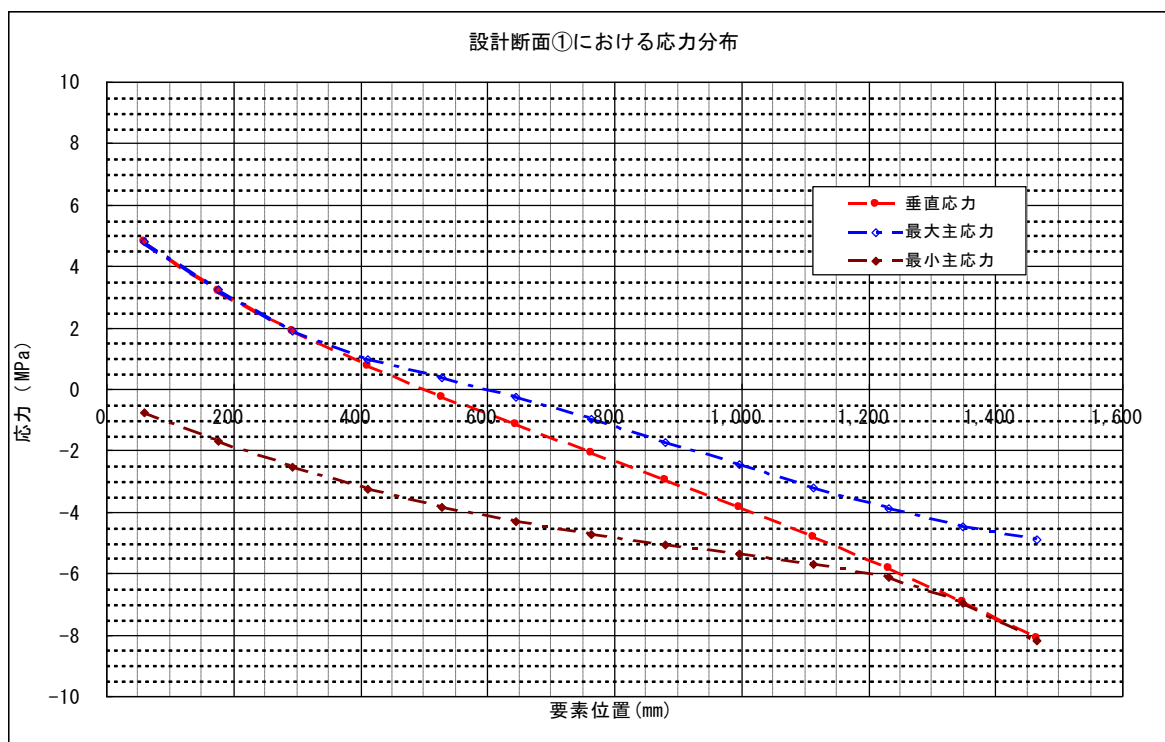


図 1.4-2 曲げ設計断面①における応力分布

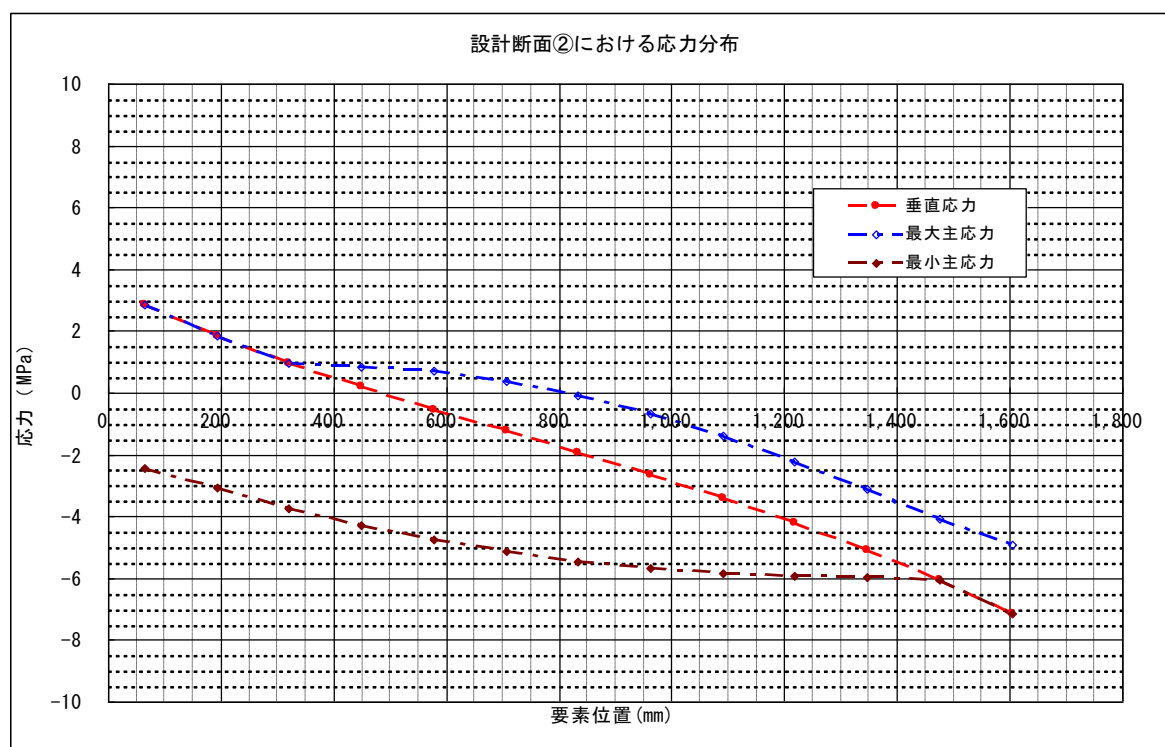


図 1.4-3 曲げ設計断面②における応力分布

(2) 曲げ設計計算・照査

止水壁の設計計算および照査は、土木学会「コンクリート標準示方書【設計編】（2012 年制定）」に基づいて、性能照査型設計法により行う。ここでは、表 1.4-1 に示す安全係数を用いて使用状態の設計を行う。

設計計算は下記のとおり行った。

(a) 曲げ設計断面①について

1) 設計断面力の算出

図 1.4-2 の結果より、設計断面における引垂直応力を用い、引張応力度 σ_t 、圧縮応力度 σ_c をそれぞれ 4.795MPa、8.105MPa とし、直線分布と仮定し、下記のように部材厚 1.588m で単位幅 1m 当たりの断面力、すなわち軸力 N および曲げモーメント M を算出した。

$$\sigma_t = N/A - M/Z$$

$$\sigma_c = N/A + M/Z$$

ここでは： $\sigma_t = -4.795\text{MPa}$ （設計計算上、引張応力＝「－」）

$\sigma_c = +8.105\text{MPa}$ （設計計算上、圧縮応力＝「＋」）

$$A = 1000 \text{ mm} \times 1588 \text{ mm} = 1.588 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$Z = 1/6 \times 1000 \text{ mm} \times 1588^2 \text{ mm}^2 = 4.203 \times 10^8 \text{ mm}^3$$

$$\text{よって：} \quad -4.795 = N/1.588 \times 10^6 - M/4.203 \times 10^8$$

$$+8.105 = N/1.588 \times 10^6 + M/4.203 \times 10^8$$

上記の連立方程式を解くと、

$$M = 2.711 \times 10^9 \text{ (Nmm)} = 2711 \text{ kNm}$$

$$N = 2.628 \times 10^5 \text{ (N)} = 2628 \text{ kN}$$

2) RC 断面計算による断面照査（使用限界状態）

表 1.4-2 曲げ設計断面①の RC 断面計算の入力条件に示す単位幅（1m）当たりの RC 断面計算を行う。

止水壁の開口部（マンホール）近傍の補強鉄筋は 45° 方向に D32@150（材質 SD345）とし、鉛直方向に投影した配筋間隔 $= 150 \times \sqrt{2} = 212.1 \text{ mm}$ となるため、ここでは、設計上 D32@212（材質 SD345）として計算した。引張鉄筋を 2 段して、その間隔を 150mm とした。また、かぶりは 150mm とした。

計算の結果を表 1.4-3 曲げ設計断面①の使用限界に対する照査結果に示す。

曲げひび割れに対する照査結果は下記の通りである。

$$\text{ひび割れ幅設計値 } w_1 = 0.0427 \text{ cm} = 0.427 \text{ mm} < w_a = 0.5 \text{ mm}$$

$$(\text{=min}(0.005 \times 150 \text{ mm}, 0.5 \text{ mm})) \rightarrow \text{OK}$$

$$(w_1 / w_a = 0.854 < 1.0)$$

なお、曲げひび割れに関する照査の詳細は【資料-1】に参照されたい。

圧縮応力度に対する照査の結果は下記の通りである。

$$\text{コンクリート圧縮応力度(全断面有効)} \sigma_{c1} = 12.198 \text{ MPa} < \sigma_{ca} = 20 \text{ MPa} (\text{=} 0.4f_{ck}') \rightarrow \text{OK}$$

$$(\sigma_{c1} / \sigma_{ca} = 0.610 < 1.0) \quad (f_{ck}' = \sigma_{ck} = 50 \text{ MPa})$$

ここで、 $\sigma_{ca} = 0.4f_{ck}'$ の設定は、コンクリート標準示方書（2012 年制定）[設計編：本編]10 章 使用性に関する照査“10.2 応力度の制限”に準拠して設定した。

(b) 曲げ設計断面②について

1) 設計断面力の算出

図 1.4-3 曲げ設計断面②における応力分布の結果より，設計断面における引垂直応力を用い，引張応力度 σ_t ，圧縮応力度 σ_c をそれぞれ 2.844MPa，7.156MPa とし，直線分布と仮定し，下記のように部材厚 1.760m で単位幅 1m 当たりの断面力，すなわち軸力 N および曲げモーメント M を算出した。

$$\sigma_t = N/A - M/Z$$

$$\sigma_c = N/A + M/Z$$

ここでは： $\sigma_t = -2.844\text{MPa}$ （設計計算上，引張応力＝「－」）

$\sigma_c = +7.156\text{MPa}$ （設計計算上，圧縮応力＝「＋」）

$$A = 1000 \text{ mm} \times 1760\text{mm} = 1.760 \times 10^6 \text{mm}^2$$

$$Z = 1/6 \times 1000 \text{ mm} \times 1760^2 \text{mm}^2 = 5.163 \times 10^8 \text{mm}^3$$

$$\text{よって：} \quad -2.844 = N/1.760 \times 10^6 - M/5.163 \times 10^8$$

$$+7.156 = N/1.760 \times 10^6 + M/5.163 \times 10^8$$

上記の連立方程式を解くと，

$$M = 2.581 \times 10^9 (\text{Nmm}) = 2581 \text{kNm}$$

$$N = 3.795 \times 10^5 (\text{N}) = 3795 \text{kN}$$

2) RC 断面計算による断面照査（使用限界状態）

表 1.4-4 に示す単位幅（1 m）当たりの RC 断面計算を行う。

ここでは，設計上 D16@300（材質 SD345）として計算した。また，かぶりは 75mm とした。

計算の結果を表 1.4-5 に示す。

曲げひび割れに対する照査結果は下記の通りである。

$$\text{ひび割れ幅設計値 } w_1 = 0.0252 \text{cm} = 0.252 \text{mm} < w_a = 0.375 \text{mm}$$

$$(\text{=min}(0.005 \times 75 \text{mm}, 0.5 \text{mm})) \rightarrow \text{OK}$$

$$(w_1 / w_a = 0.672 < 1.0)$$

なお，曲げひび割れに関する照査の詳細は【資料-1】に参照されたい。

圧縮応力度に対する照査の結果は下記の通りである。

$$\text{コンクリート圧縮応力度(全断面有効)} \sigma_{c1} = 11.223 \text{MPa} < \sigma_{ca} = 20 \text{MPa} (\text{= } 0.4f_{ck}') \rightarrow \text{OK}$$

$$(\sigma_{c1} / \sigma_{ca} = 0.561 < 1.0) \quad (f_{ck}' = \sigma_{ck} = 50 \text{MPa})$$

ここで， $\sigma_{ca} = 0.4f_{ck}'$ の設定は，コンクリート標準示方書（2012 年制定）[設計編：本編]10 章 使用性に関する照査“10.2 応力度の制限”に準拠して設定した。

表 1.4-1 安全係数

	材料係数 γ_c	部材係数 γ_b	構造解析 係数 γ_a	荷重係数 (永久) γ_{fp}	荷重係数 (変動) γ_{fr}	構造物 係数 γ_i
安全性 (断面破壊)	1.3	1.1	1.0	1.0	1.0	1.2
使用性	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

表 1.4-2 曲げ設計断面①のRC断面計算の入力条件

鋼種	位置 (m)	鉄筋径 (mm)	本数 (本)	鉄筋量As (cm ²)
D1	0.1500	32.00	4.695	37.288
D1	1.4880	32.00	4.695	37.288
D1	1.3380	32.00	4.695	37.288

鉄筋量の合計 Σ 111.864

《鋼種の説明》

D:鉄筋(φ:丸鋼)

P:PC鋼材1 R:PC鋼材2 Q外ケーブル

1:上縁～高さ 0:全周

-1:上下かぶり -2:左右かぶり

ウェブ幅	bw	(cm)	100.00
部材の高さ	h	(cm)	158.80

表 1.4-3 曲げ設計断面①の使用限界に対する照査結果

使用限界・曲げ		使用限界・曲げ	
曲げ(永久) Mpd (kN.m)	2711.000	σ c1(引張無視) (N/mm ²)	12.198
曲げ(変動) Mrd (kN.m)	0.000	σ c2(引張無視) (N/mm ²)	12.198
曲げ(設計) Md (kN.m)	2711.000	ひびわれ幅(設計) W1 (cm)	0.0427
軸力(永久) N' pd (kN)	2628.000	ひびわれ幅(永久) W2 (cm)	0.0427
軸力(変動) N' rd (kN)	0.000	許容ひびわれ幅 wa (cm)	0.0500
軸力(設計) N' d (kN)	2628.000	W1/wa	0.855
変動荷重係数 k 曲げ	1.000	W2/wa	0.855
変動荷重係数 k 軸力	1.000		

表 1.4-4 曲げ設計断面②のRC断面計算の入力条件

			鋼種	位置 (m)	鉄筋径 (mm)	本数 (本)	鉄筋量As (cm ²)	
			D1	0.0750	16.00	3.333	6.619	
			D1	1.6850	16.00	3.333	6.619	
			鉄筋量の合計 Σ					13.238
			《鋼種の説明》 D:鉄筋(φ:丸鋼) P:PC鋼材1 R:PC鋼材2 Q外ケーブル 1:上縁～高さ 0:全周 -1:上下かぶり -2:左右かぶり					
ウェブ幅		bw	(cm)	100.00				
部材の高さ		h	(cm)	176.00				

表 1.4-5 曲げ設計断面②の使用限界に対する照査結果

使用限界・曲げ		使用限界・曲げ	
曲げ(永久) Mpd (kN・m)	2581.000	σ c1 (引張無視) (N/mm ²)	11.223
曲げ(変動) Mrd (kN・m)	0.000	σ c2 (引張無視) (N/mm ²)	11.223
曲げ(設計) Md (kN・m)	2581.000	ひびわれ幅(設計) W1 (cm)	0.0252
軸力(永久) N' pd (kN)	3795.000	ひびわれ幅(永久) W2 (cm)	0.0252
軸力(変動) N' rd (kN)	0.000	許容ひびわれ幅 wa (cm)	0.0375
軸力(設計) N' d (kN)	3795.000	W1/wa	0.671
変動荷重係数 k 曲げ	1.000	W2/wa	0.671
変動荷重係数 k 軸力	1.000		

1.4.2 せん断設計計算・照査

せん断照査位置を図 1.4-4 せん断照査断面位置に示す。ここでは、マンホール付近の断面（照査断面①），その近傍の断面（照査断面②），および支点付近でせん断応力成分 τ_{yz} が大きかった断面（照査断面③）に対して，それぞれせん断照査を行う。

(1) 照査断面①について

当該照査断面は，開口部近傍にあるため，面部材の押抜きせん断照査を行う。

まず作用せん断力 S は， τ_{xy} ， τ_{xz} を用いてそれぞれの幅 1000mm 当たりのせん断力 S_{xy} ， S_{xz} を算出し， $S = (S_{xy}^2 + S_{xz}^2)^{1/2}$ とする。

計算の結果， $S_{xy} = 1482.2\text{kN}$ ， $S_{xz} = 1194.8\text{kN}$ となり， $S = 1903.8\text{kN}$ となった。

次に，面部材としての設計押抜きせん断耐力を計算する。「土木学会 2012 年制定 コンクリート標準示方書【設計編】」2.4.3.3（p187～p188）に基づき，幅 1m 当たりの設計押抜きせん断耐力 V_{pcd} は下記のように算出される。

$$V_{pcd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f_{pcd} \cdot u_p \cdot d / \gamma_b = 7536.1 \text{ (kN)}$$

ここに，

$$\beta_d = \min (1.5, (1000/d)^{1/4}) = \min (1.5, 0.929) = 0.929$$

（有効高さ $d = 1568 - (150 - 150/2) = 1343\text{mm}$ ）

$$\beta_p = \min (1.5, (100p_v)^{1/3}) = \min (1.5, 0.823) = 0.823$$

（引張鉄筋比 $p_v = A_s / (b_w \cdot d) = 2 \times 7.942 \times 100 \times (1000/212.1) / (1000 \times 1343) = 0.5575\%$ ）

$b_w = 1000\text{mm}$ （部材幅）

$$f_{pcd} = \min (1.2, 0.20 \cdot f_{cd}'^{1/2}) = \min (1.2, 1.414) = 1.20 \text{ (MPa)}$$

（コンクリート設計圧縮強度 $f_{cd}' = 50\text{MPa}$ ）

$$\beta_r = 1 + 1 / (1 + 0.25u/d) = 1 + 1 / (1 + 0.25 \times 2651.5/1343) = 1.670$$

載荷面の周長 $u = \pi \times \phi = \pi \times 844\text{mm} = 2651.5\text{mm}$

照査断面の周長 $u_p = \pi \times (\phi + d/2) = \pi \times (844 + 1343/2) = 4761\text{mm}$

$$\gamma_b = 1.3$$

以上より，設計押抜きせん断耐力を持って照査すると

$$S/V_{pcd} = 1903.8/7536.1 = 0.253 < 1.0 \text{ (判定 OK)}$$

(2) 照査断面②について

作用せん断力 S は、 τ_{xy} 、 τ_{xz} を用いてそれぞれの幅 1m 当たりのせん断力 S_{xy} 、 S_{xz} を算出し、 $S = (S_{xy}^2 + S_{xz}^2)^{1/2}$ とする。

計算の結果、 $S_{xy} = 223.4\text{kN}$ 、 $S_{xz} = 328.9\text{kN}$ となり、 $S = 397.6\text{kN}$ となった。

せん断に対する照査については、標準示方書に基づいて行う。ここでは、せん断スパンは止水壁中央部分高さの半分で $a = 5000\text{mm}/2 = 2500\text{mm}$ となり、部材の有効高さは当該照査断面にて $d = 1674\text{mm} - 75\text{mm} = 1599\text{mm}$ で、 $a/d = 2500/1599 = 1.56 < 2.5$ となるため、ディープビームとしてせん断耐力を算出する（添付資料-2 2）式（2.4.9）参照）。

幅 1m 当たりのせん断耐力は下記のようになる。

$$V_{dd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b = 1282.5 (\text{kN})$$

ここに、

$$\beta_d = \min (1.5, (1000/d)^{1/4}) = \min (1.5, 0.828) = 0.889$$

（有効高さ $d = 1674\text{mm} - 75\text{mm} = 1599\text{mm}$ ）

$$\beta_p = \min (1.5, [1 + (100p_v)^{1/2}]/2) = \min (1.5, 0.601) = 0.601$$

（引張鉄筋比 $p_v = A_s / (b_w \cdot d) = 1.986 \times 100 \times (1000/300) / (1000 \times 1599) = 0.0414\%$ ）

$$\beta_a = 5 / [1 + (a/d)^2] = 5 / (1 + (2500/1599)^2) = 1.452$$

$b_w = 1000\text{mm}$ （部材幅）

$$f_{dd} = 0.19 \cdot f_{cd}'^{1/2} = 1.344 (\text{MPa})$$

（コンクリート設計圧縮強度 $f_{cd}' = 50\text{MPa}$ ）

$$\gamma_b = 1.3$$

照査の結果： $S/V_{dd} = 397.6/1282.5 = 0.310 < 1.0$ （判定 OK）

(3) 照査断面③について

作用せん断力 S は、 τ_{xy} 、 τ_{xz} を用いてそれぞれの幅 1m 当たりのせん断力 S_{xy} 、 S_{xz} を算出し、 $S = (S_{xy}^2 + S_{xz}^2)^{1/2}$ とする。

計算の結果、 $S_{xy} = 1290.1 \text{ kN}$ 、 $S_{xz} = 486.3 \text{ N}$ となり、 $S = 1378.8 \text{ kN}$ となった。

せん断に対する照査については、標準示方書に基づいて行う。ここでは、せん断スパンは止水壁中央部分高さの半分で $a = 5000 \text{ mm} / 2 = 2500 \text{ mm}$ となり、部材の有効高さは当該照査断面にて $d = 2200 \text{ mm} - 75 \text{ mm} = 2125 \text{ mm}$ で、 $a/d = 2500/2125 = 1.18 < 2.5$ となるため、ディープビームとしてせん断耐力を算出する（添付資料-2 2）式（2.4.9）参照）。

幅 1m 当たりのせん断耐力は下記のようになる。

$$V_{dd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b = 2243.0 \text{ (kN)}$$

ここに、

$$\beta_d = \min (1.5, (1000/d)^{1/4}) = \min (1.5, 0.828) = 0.828$$

（有効高さ $d = 2200 \text{ mm} - 75 \text{ mm} = 2125 \text{ mm}$ ）

$$\beta_p = \min (1.5, [1 + (100p_v)^{1/2}] / 2) = \min (1.5, 0.588) = 0.588$$

（引張鉄筋比 $p_v = A_s / (b_w \cdot d) = 1.986 \times 100 \times (1000/300) / (1000 \times 2125) = 0.0312\%$ ）

$$\beta_a = 5 / [1 + (a/d)^2] = 5 / (1 + (2500/2125)^2) = 2.097$$

$b_w = 1000 \text{ mm}$ （部材幅）

$$f_{dd} = 0.19 \cdot f_{cd}'^{1/2} = 1.344 \text{ (MPa)}$$

（コンクリート設計圧縮強度 $f_{cd}' = 50 \text{ MPa}$ ）

$$\gamma_b = 1.3$$

照査の結果： $S/V_{dd} = 1378.8/2243.0 = 0.615 < 1.0$ （判定 OK）

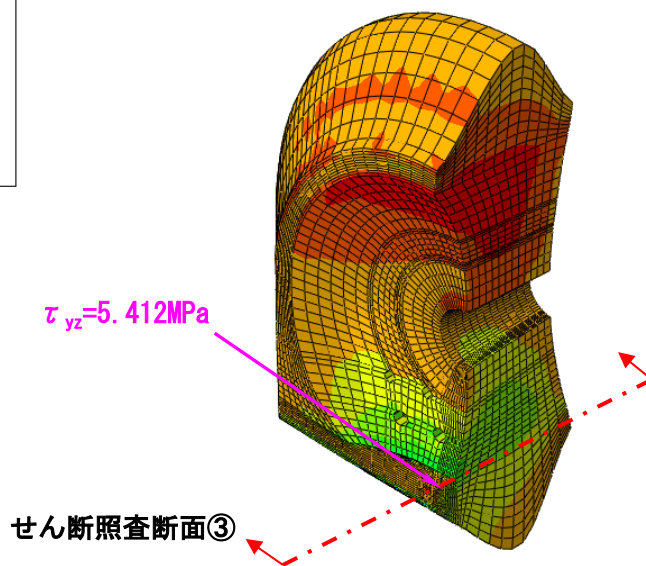
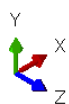
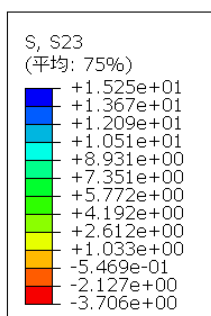
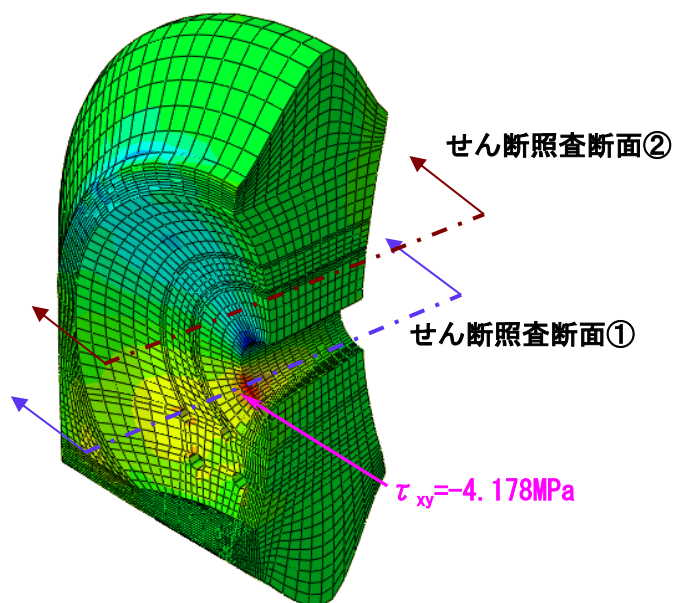
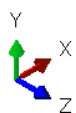
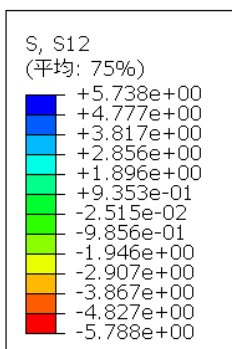


図 1.4-4 せん断照査断面位置

2. マンホール付き止水壁モデルの三次元解析及び設計計算：地震時（ $k_h=0.2$ ）

2.1 解析条件

設計水平震度 $k_h=0.20$ として解析行う。

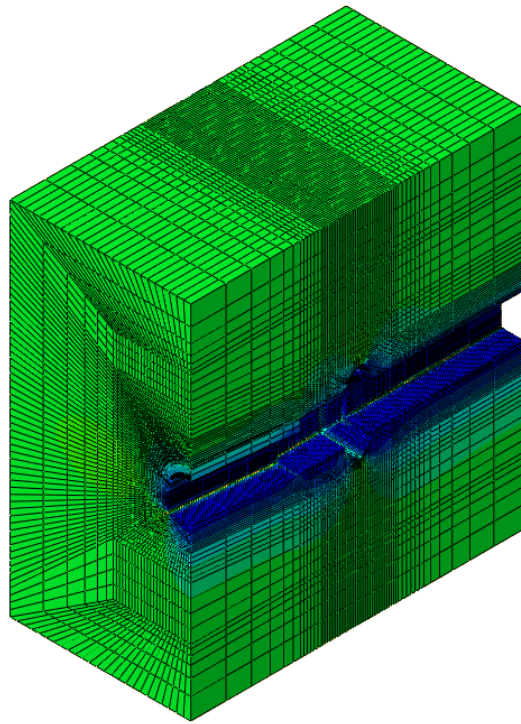
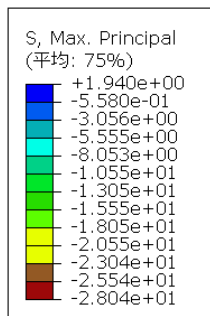
地震時の作用力は、岩盤、止水壁部分の慣性力のほか、水による動水圧も考慮する。動水圧は $\sigma_E=0.233 \times 0.20=0.047\text{MPa}$ となる。

解析における境界条件および材料の構成則等は、常時の解析時と同じである。

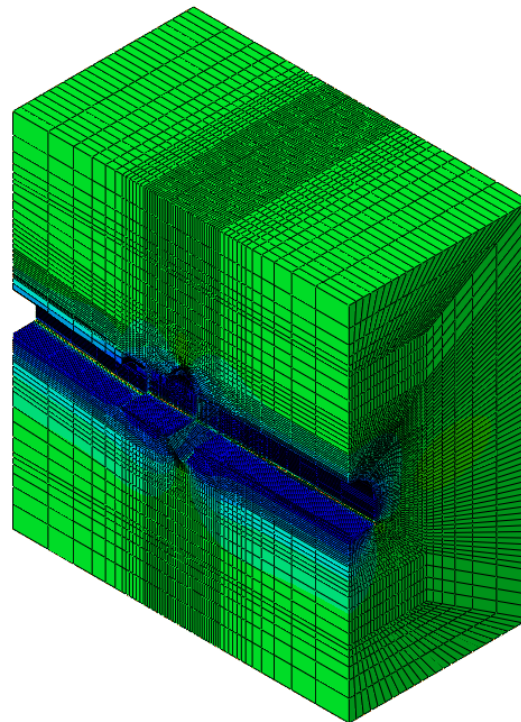
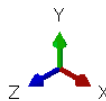
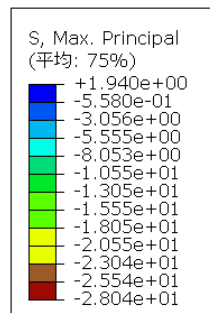
2.2 解析結果

解析結果、応力分布を図 2.2-1～図 2.2-12 に示す。変位分布を図 2.2-13～図 2.2-15 に示す。

止水壁の応力状態については、止水壁の開口部（マンホール）近傍に生じた最大主応力（プラスの値）の最大値、また最小主応力（マイナスの値）の最大値は、それぞれ 7.599MPa （図 2.2-3 参照）、 -8.565MPa （図 2.2-6 参照）であった。

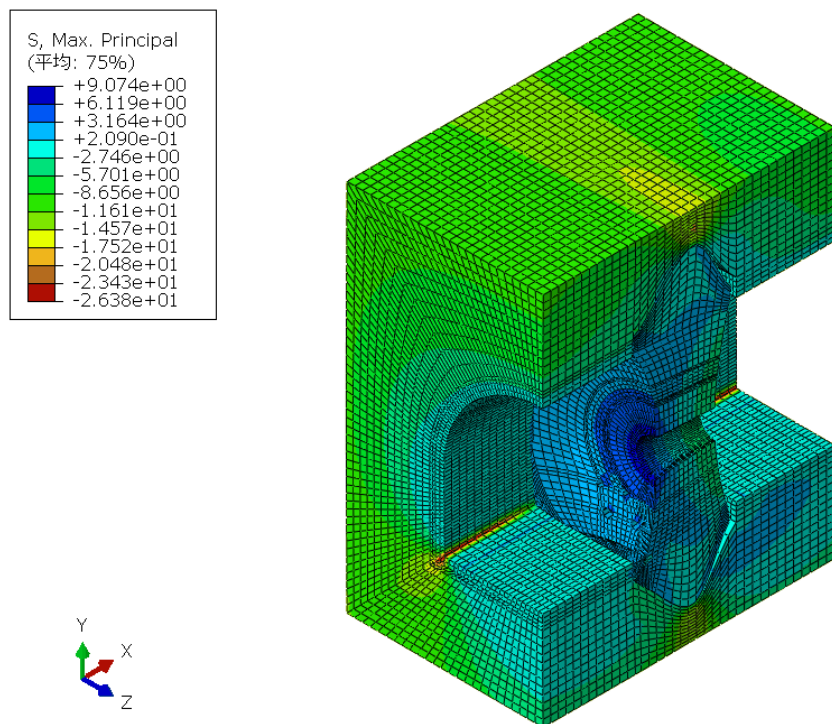


1) 前面

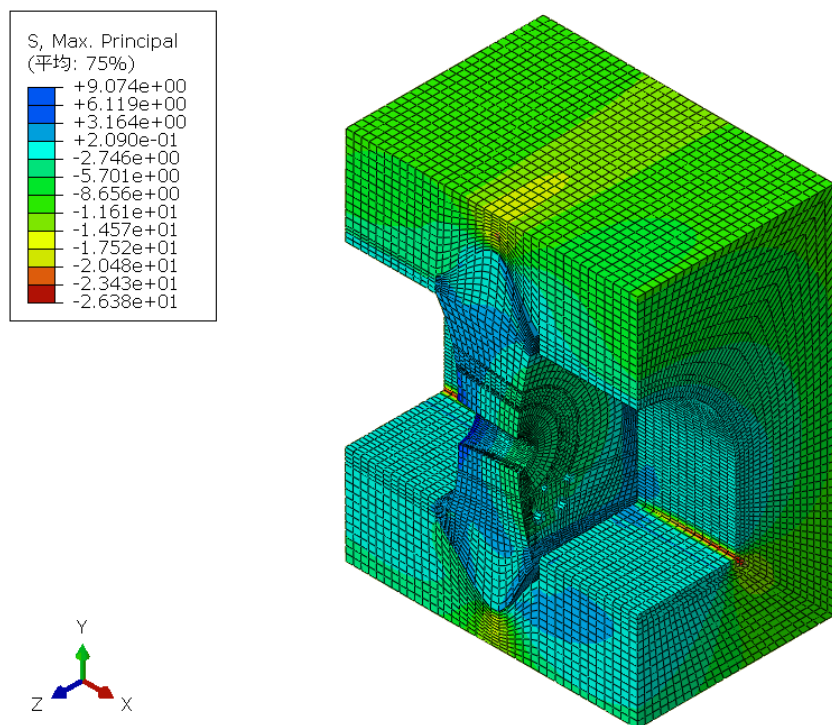


2) 背面

图 2.2-1 最大主应力 (「+」=引張; 单位=MP a): 岩盤
(变形後表示; 变形倍率: 500 倍)

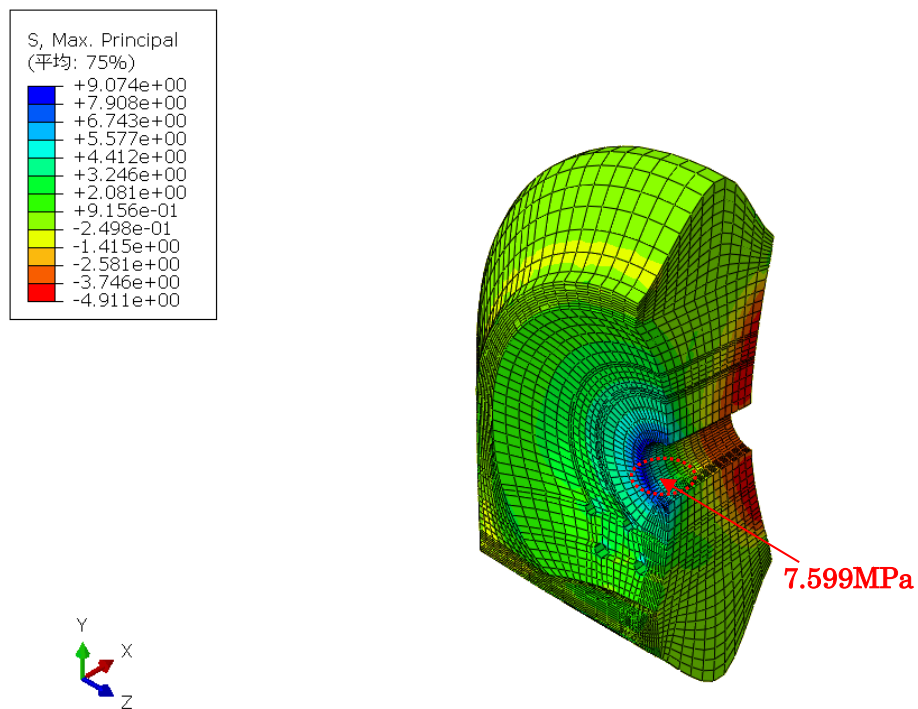


1) 前面

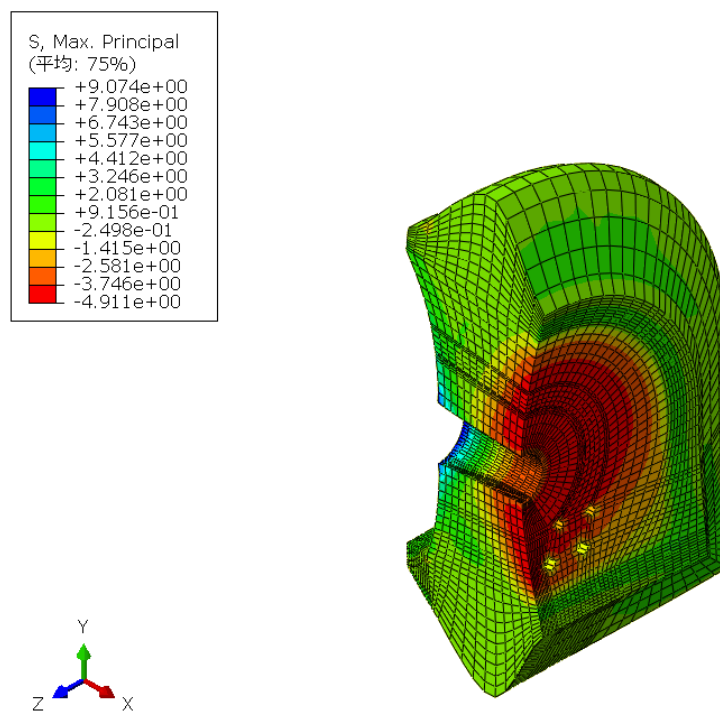


2) 背面

図 2.2-2 最大主応力（「+」＝引張；単位＝MPa）：岩盤+止水壁の局部
（変形後表示；変形倍率：500 倍）

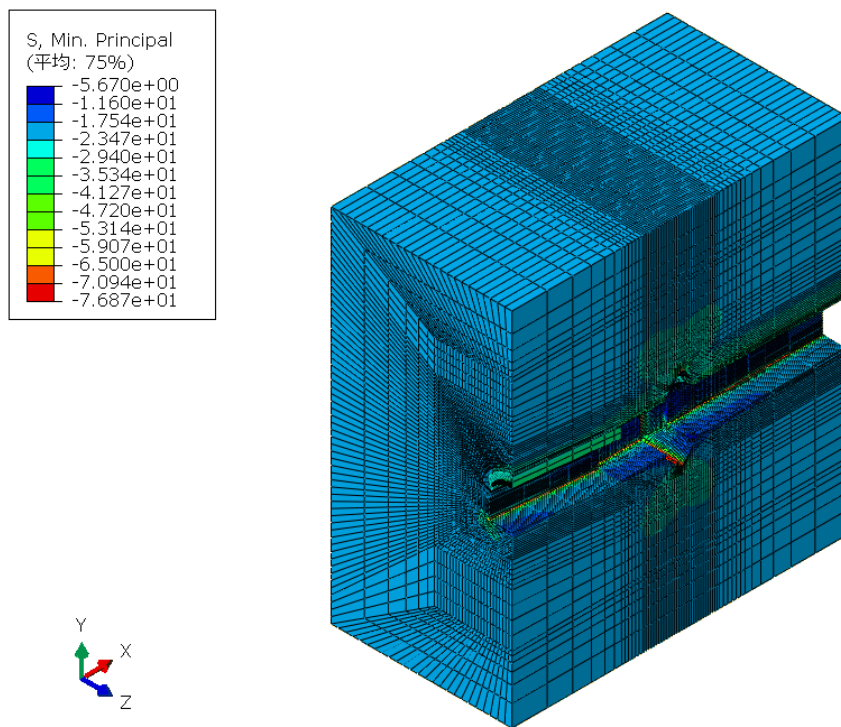


1) 前面

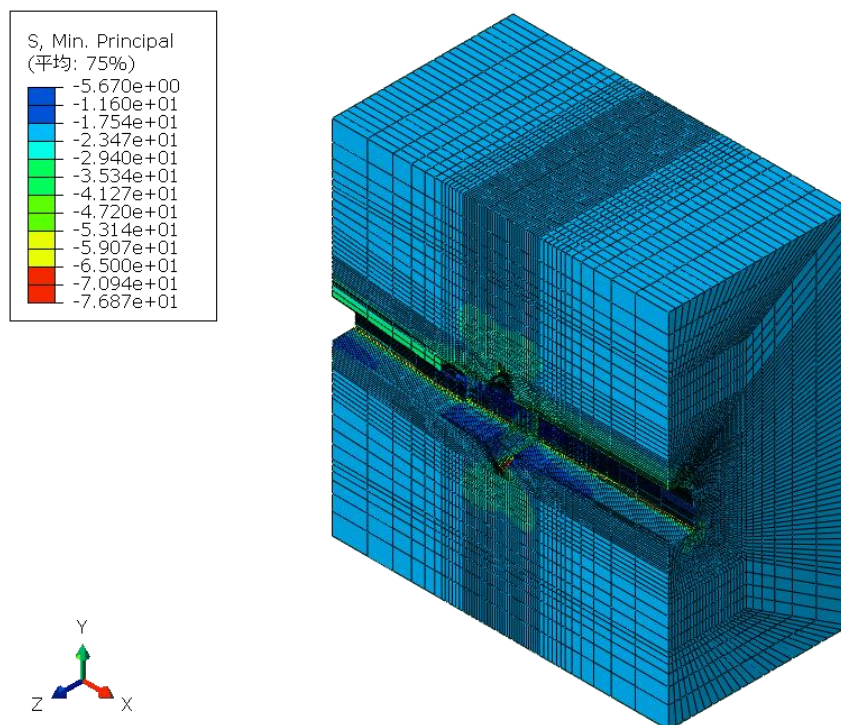


2) 背面

図 2.2-3 最大主応力 (「+」=引張; 単位=MPa): 止水壁
(変形後表示; 変形倍率: 500 倍)

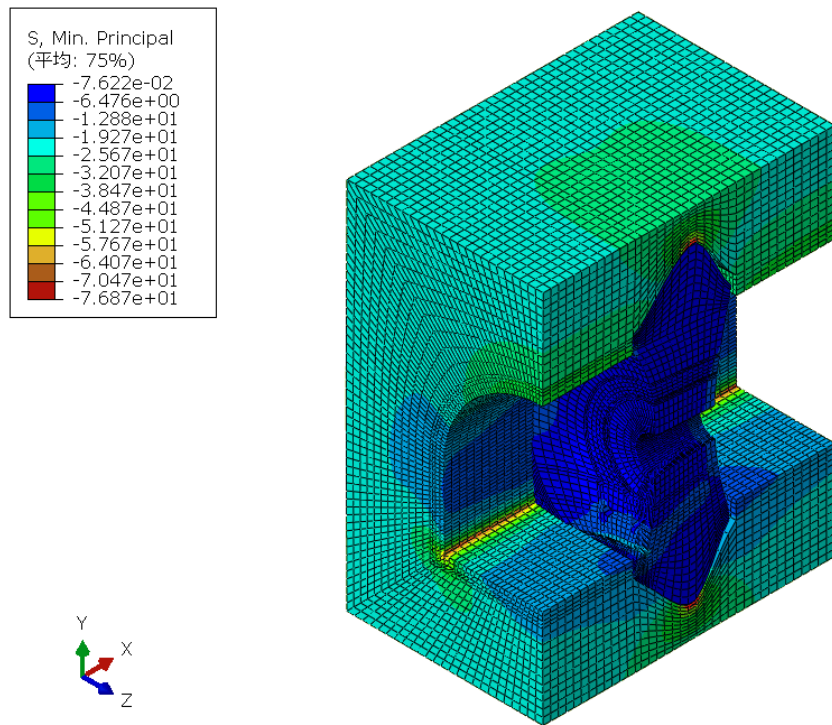


1) 前面

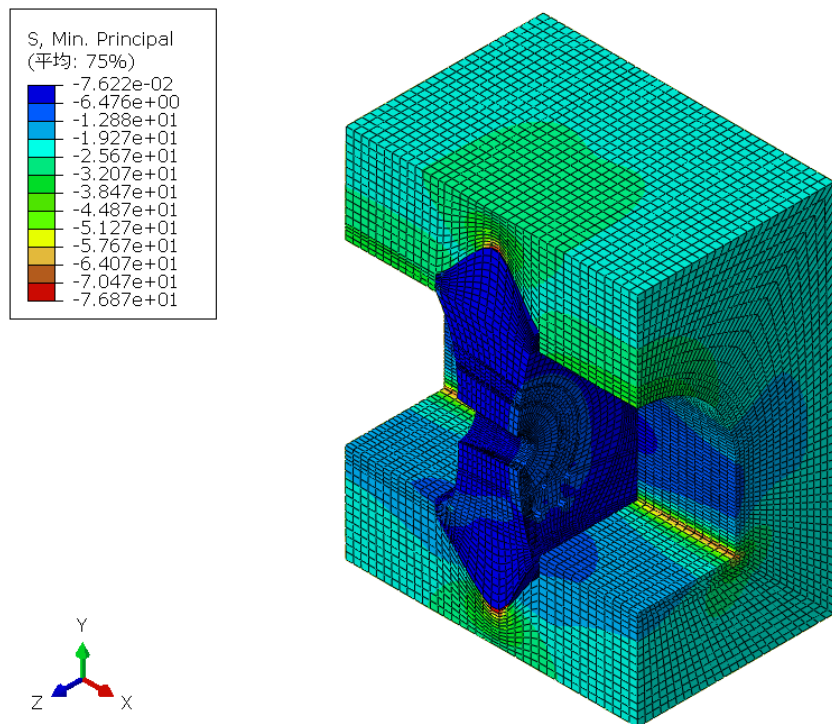


2) 背面

图 2.2-4 最小主应力 (「+」=引張; 单位=MP a): 岩盤
(变形後表示; 变形倍率: 500 倍)

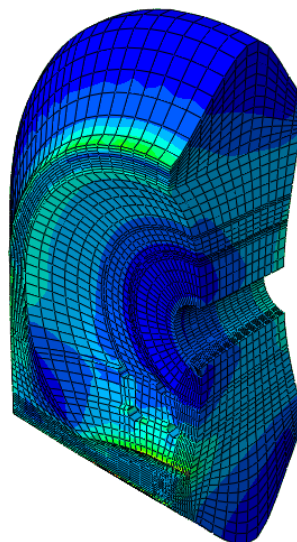
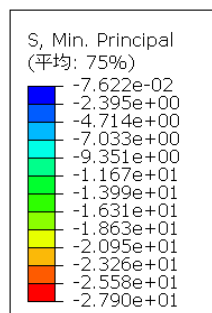


1) 前面

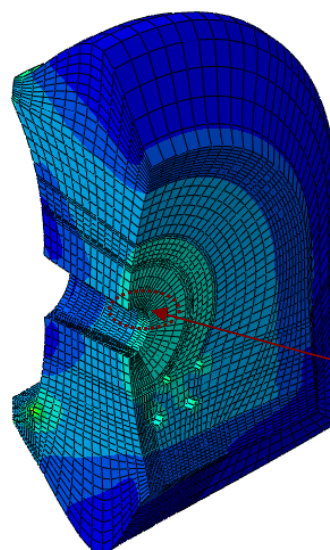
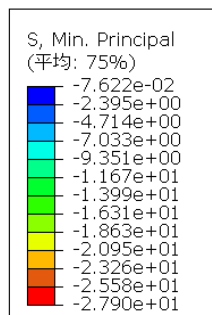


2) 背面

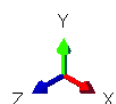
図 2.2-5 最小主応力（「+」＝引張；単位＝MPa）：岩盤+止水壁の局部
（変形後表示；変形倍率：500 倍）



1) 前面

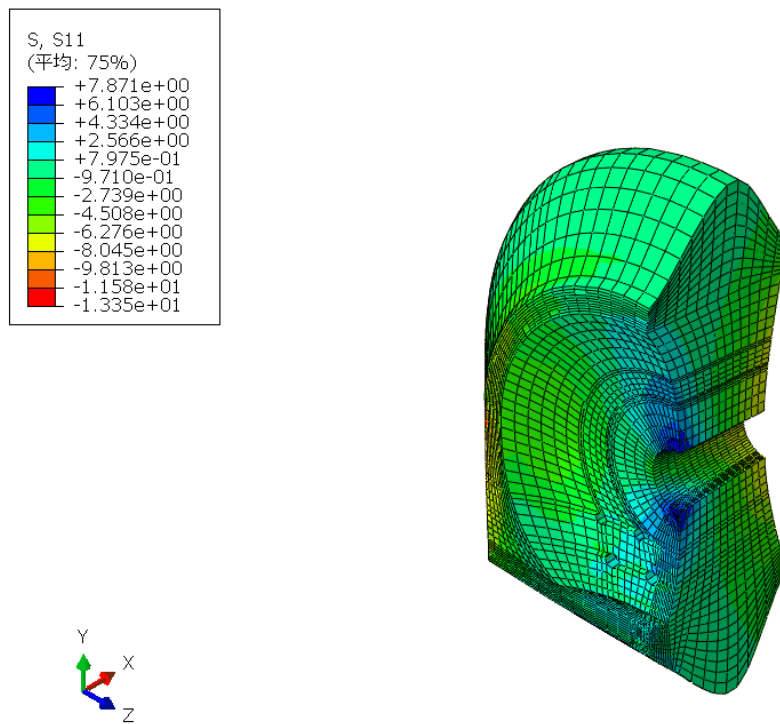


-8.565MPa

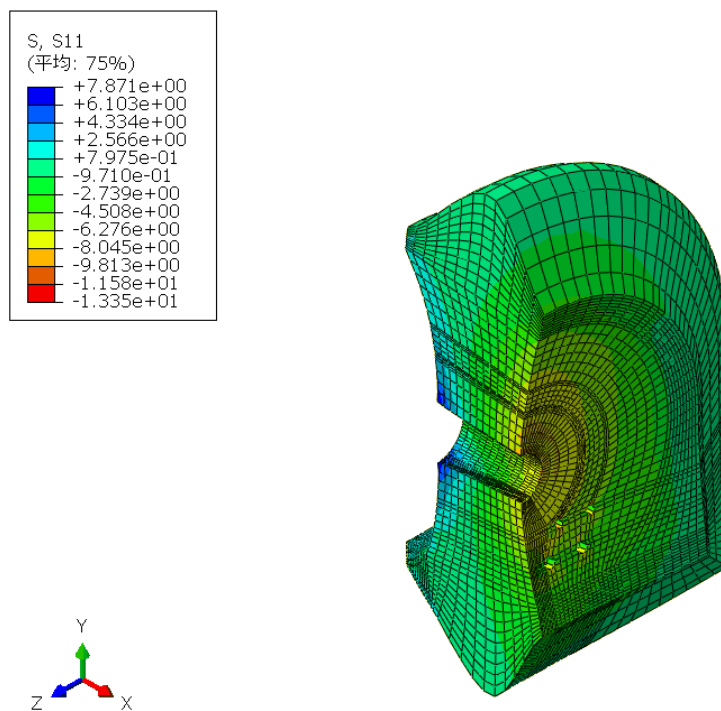


2) 背面

图 2.2-6 最小主应力 (「+」=引張; 単位=MPa): 止水壁
(变形後表示; 变形倍率: 500 倍)

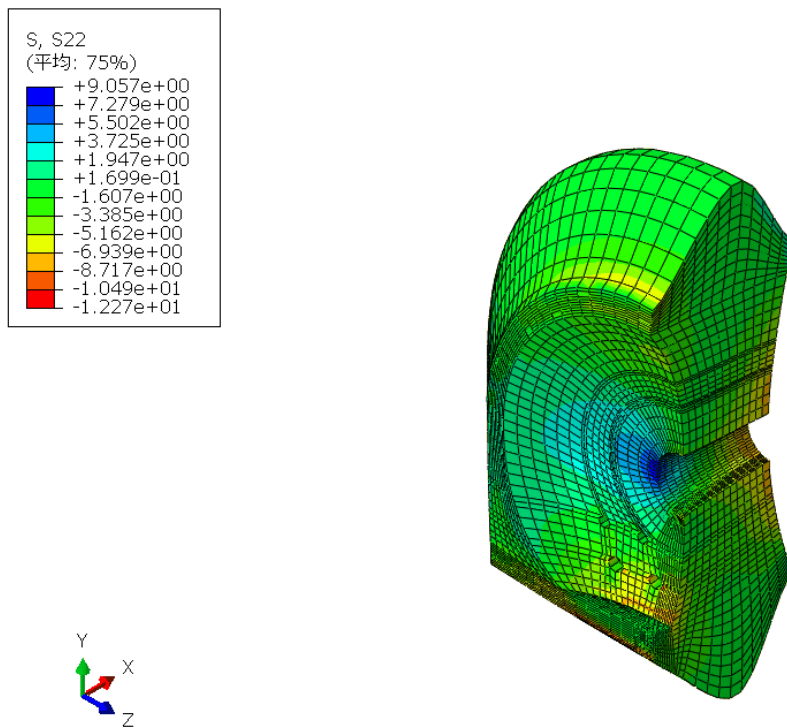


1) 前面

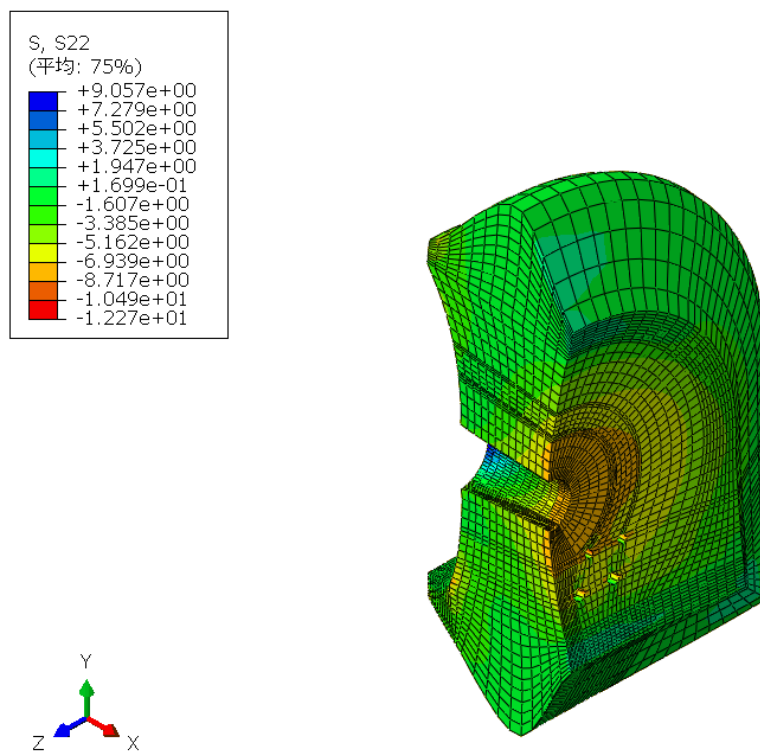


2) 背面

图 2.2-7 垂直应力 σ_{xx} (「+」=引張; 単位=MPa): 止水壁
(变形後表示; 变形倍率: 500 倍)

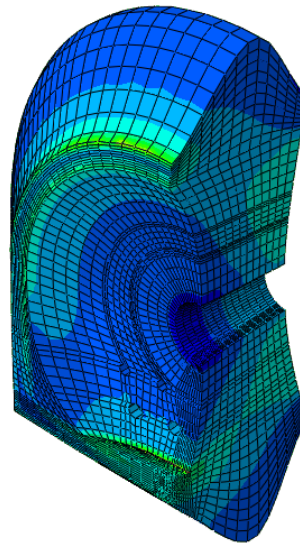
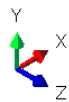
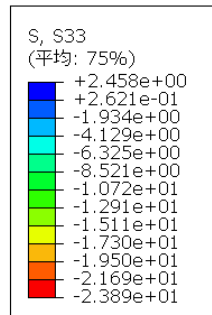


1) 前面

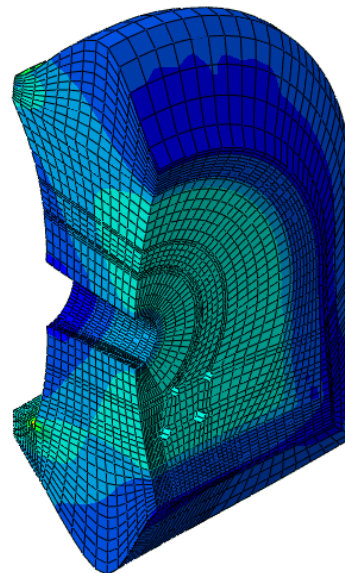
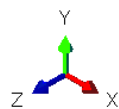
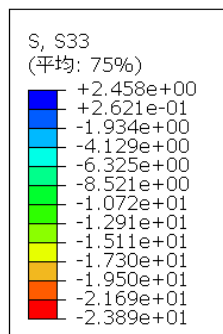


2) 背面

图 2.2-8 垂直应力 σ_{yy} (「+」=引張; 单位=MPa): 止水壁
(变形後表示; 变形倍率: 500 倍)

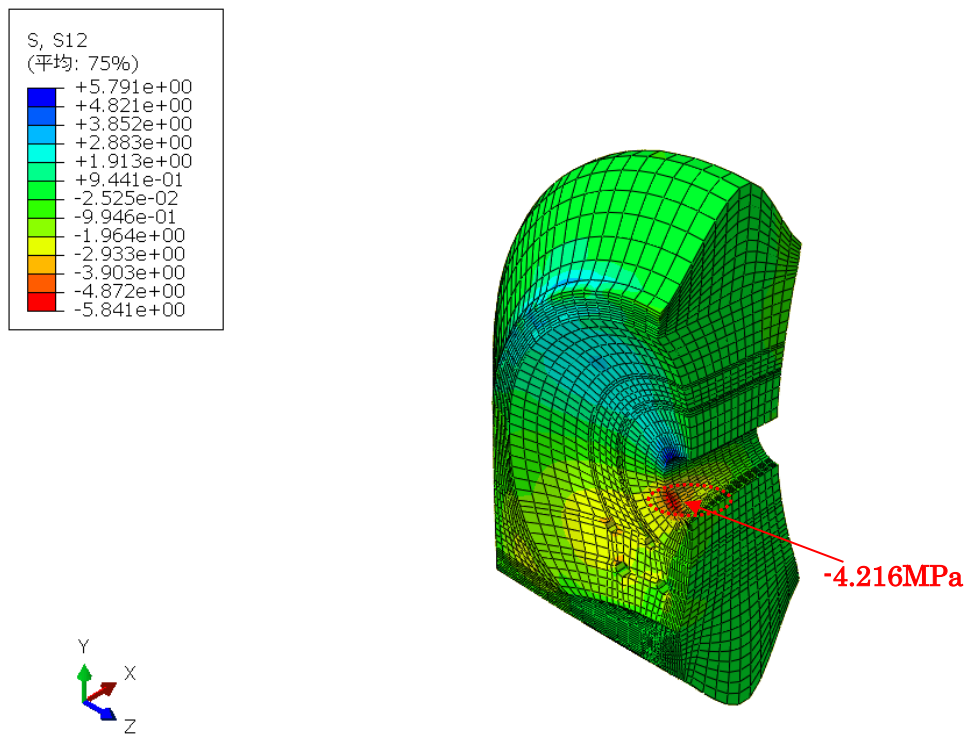


1) 前面

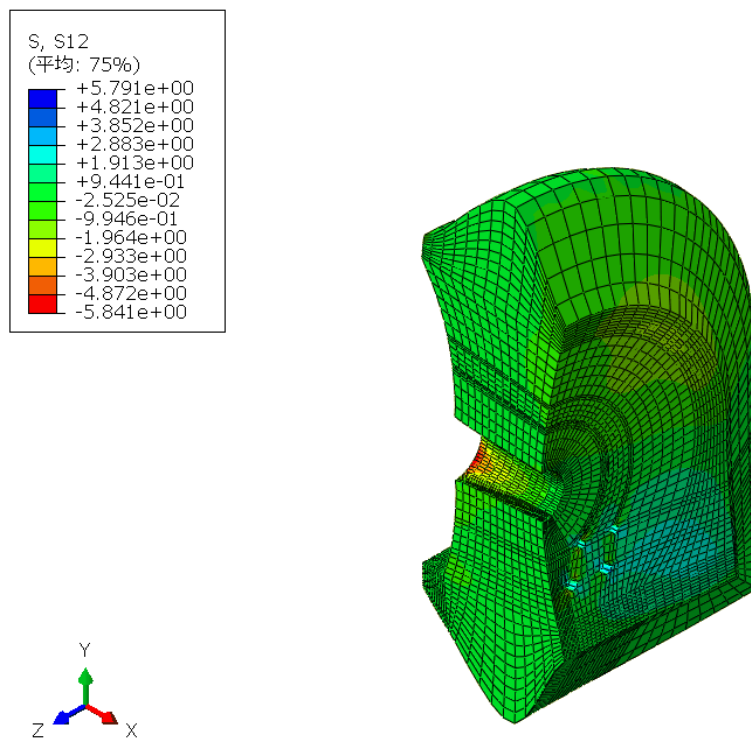


2) 背面

图 2.2-9 垂直应力 σ_{zz} (「+」=引張; 単位=MPa): 止水壁
(変形後表示; 変形倍率: 500 倍)

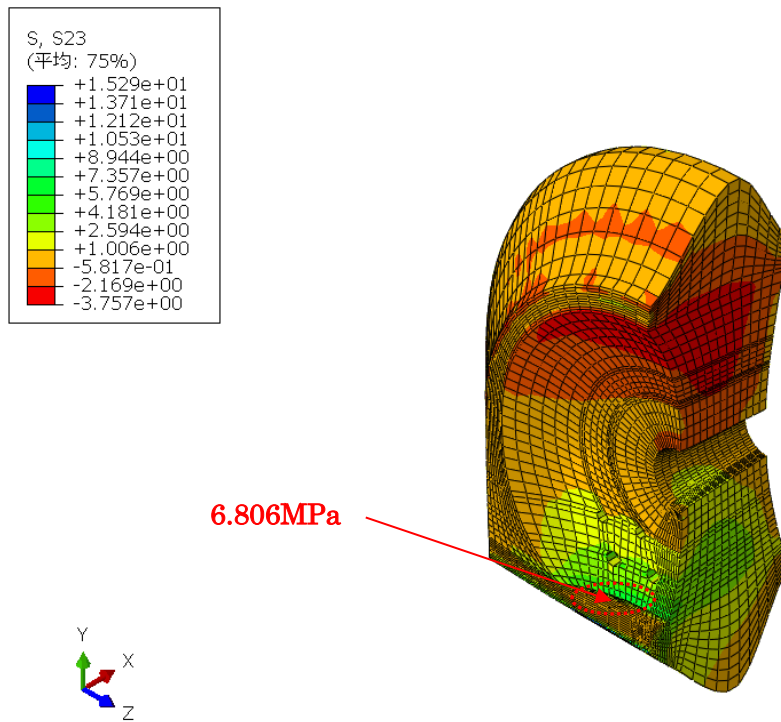


1) 前面

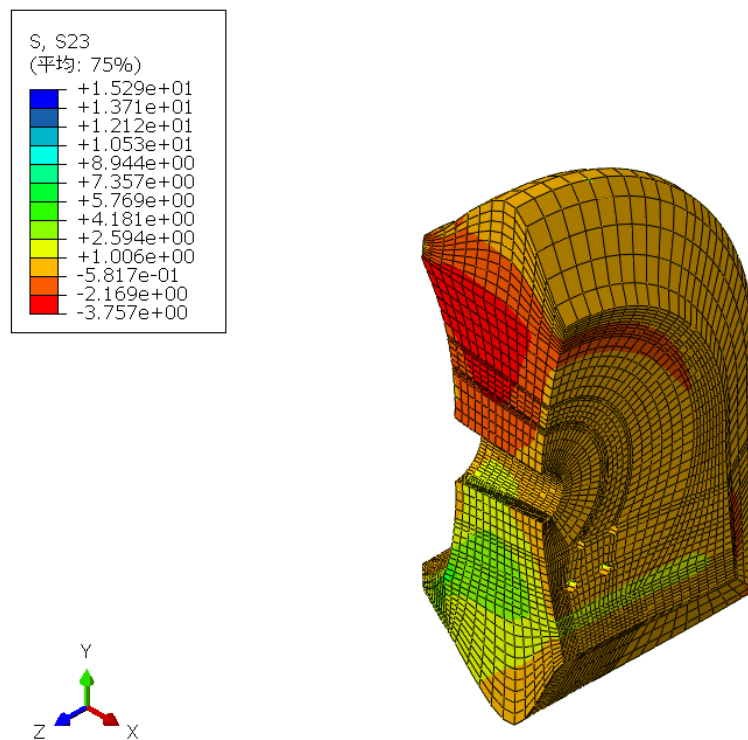


2) 背面

図 2.2-10 止水壁のせん断応力 τ_{xy} (単位=MPa)
(変形後表示; 変形倍率: 500 倍)

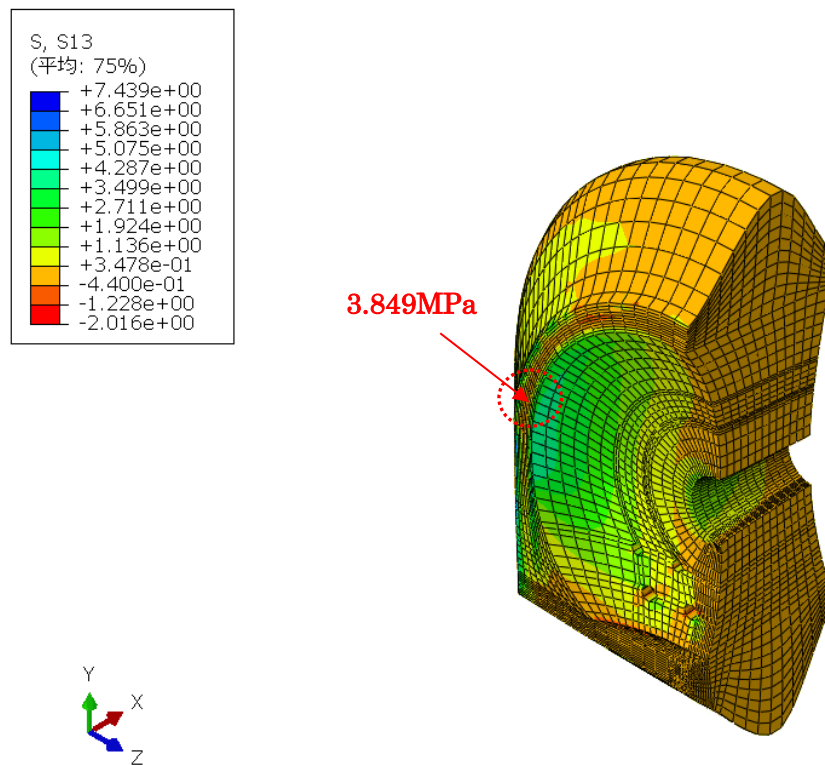


1) 前面

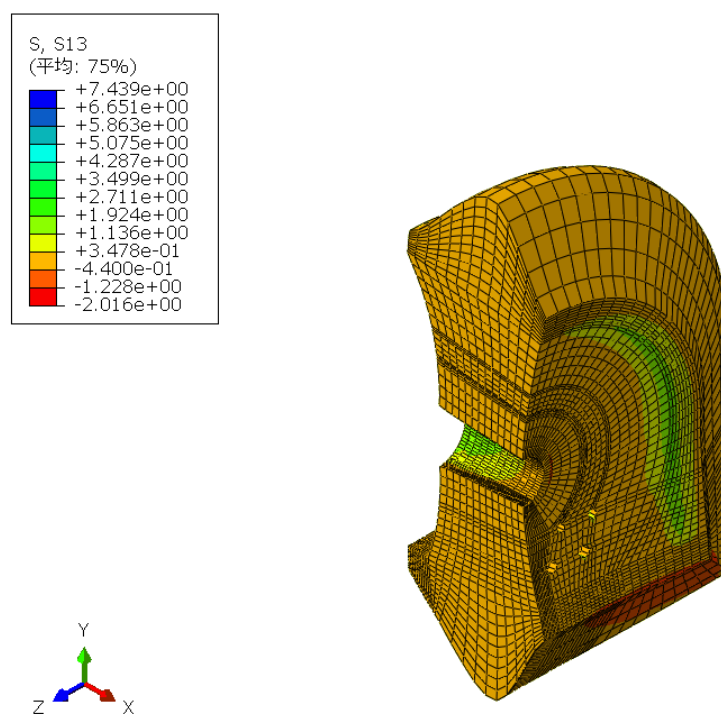


2) 背面

図 2.2-11 止水壁のせん断応力 τ_{yz} (単位=MPa)
(変形後表示; 変形倍率: 500 倍)



1) 前面



2) 背面

図 2.2-12 止水壁のせん断応力 τ_{zx} (単位=MPa)
(変形後表示; 変形倍率: 500 倍)

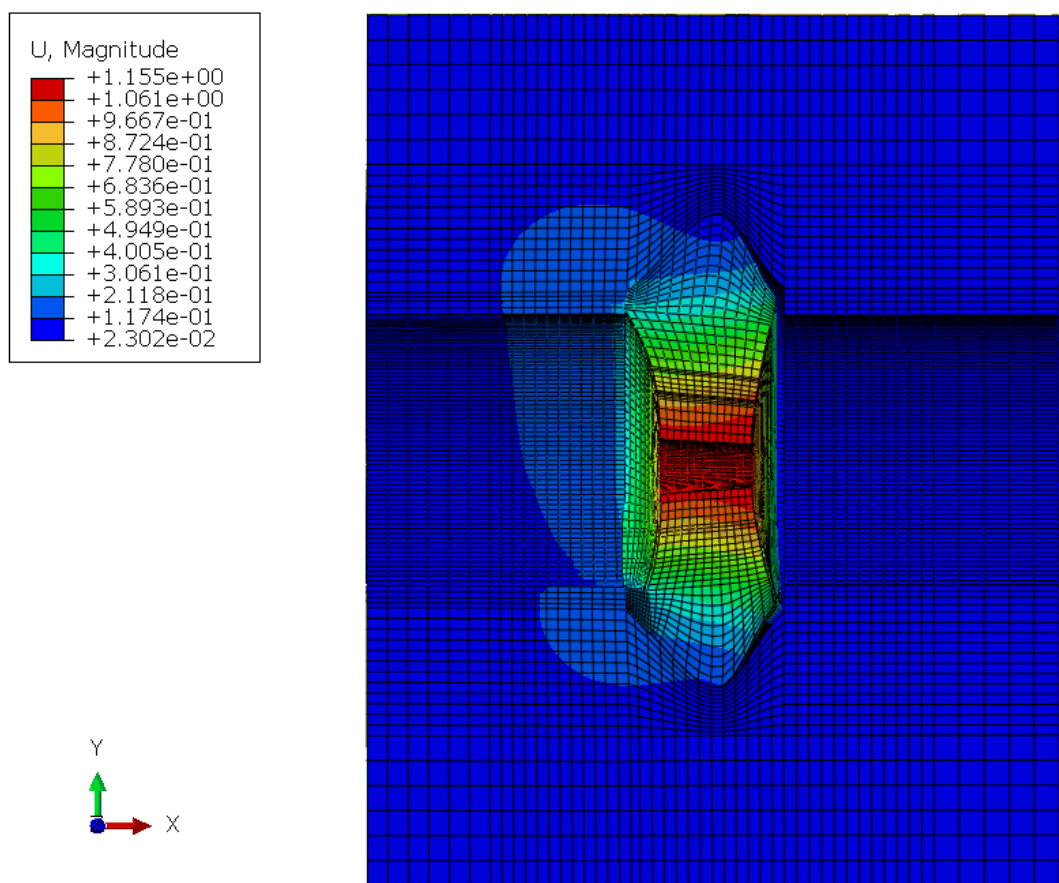
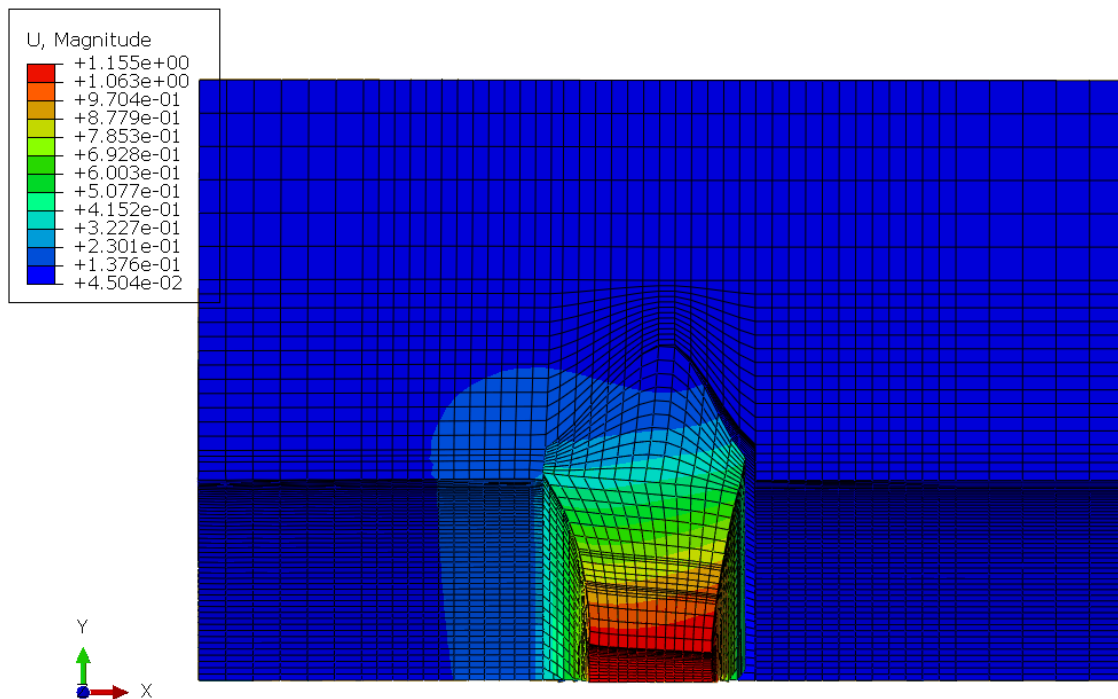
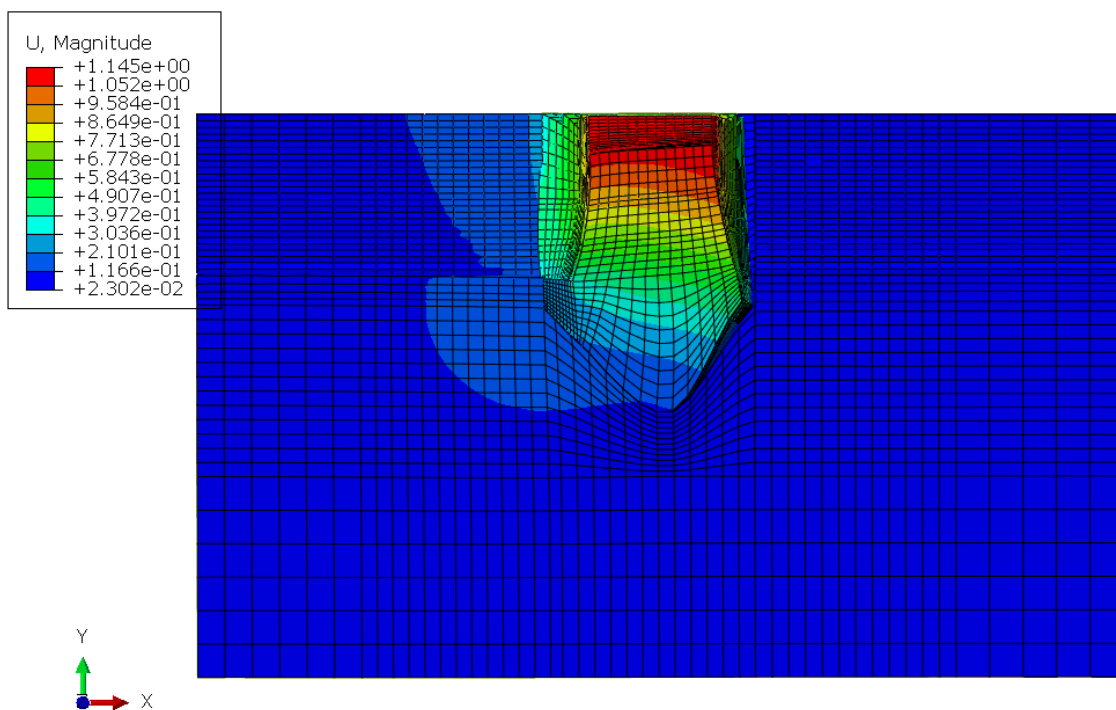


图 2.2-13 变位 (单位=mm) : 止水壁+岩盤
(变形後表示 ; 变形倍率 : 500 倍)

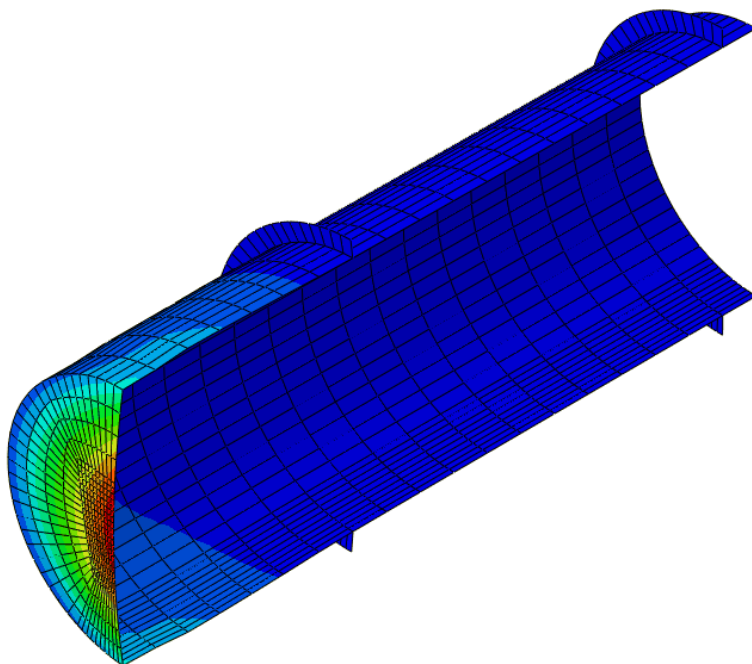
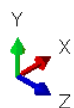
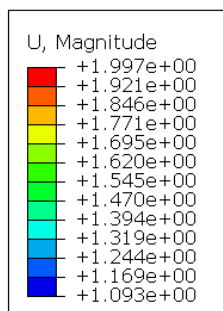


1) 上部

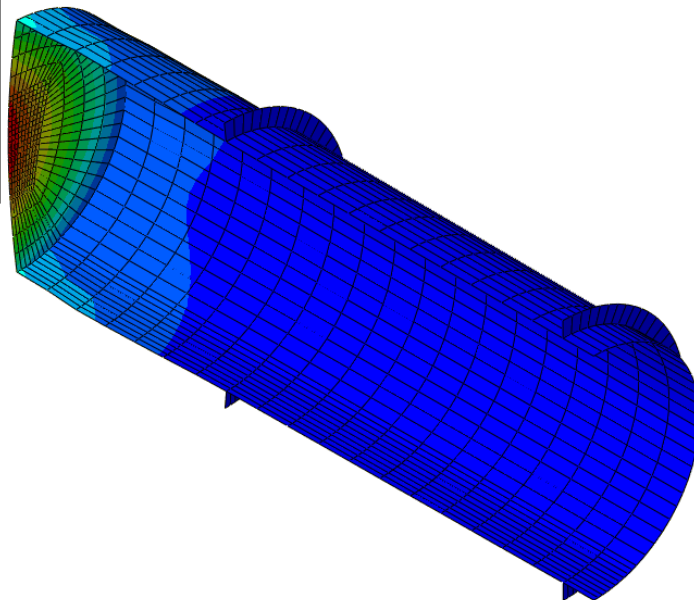
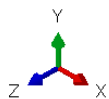
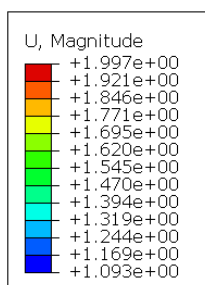


2) 下部

図 2.2-14 変位 (単位=mm) : 止水壁+岩盤の局部出力
(変形後表示 ; 変形倍率 : 500 倍)



1) 前面



2) 背面

図 2.2-15 変位 (単位=mm) : マンホール
(変形後表示 ; 変形倍率 : 50 倍)

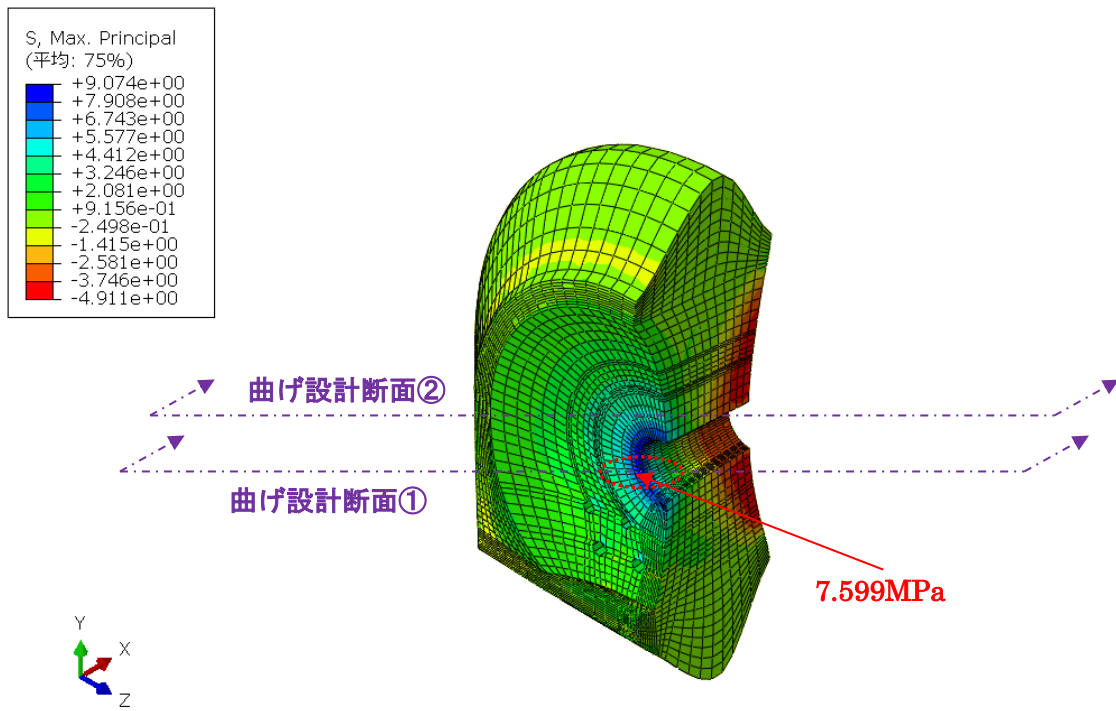
2.3 三次元解析結果に基づく設計計算

2.3.1 曲げ設計計算・照査

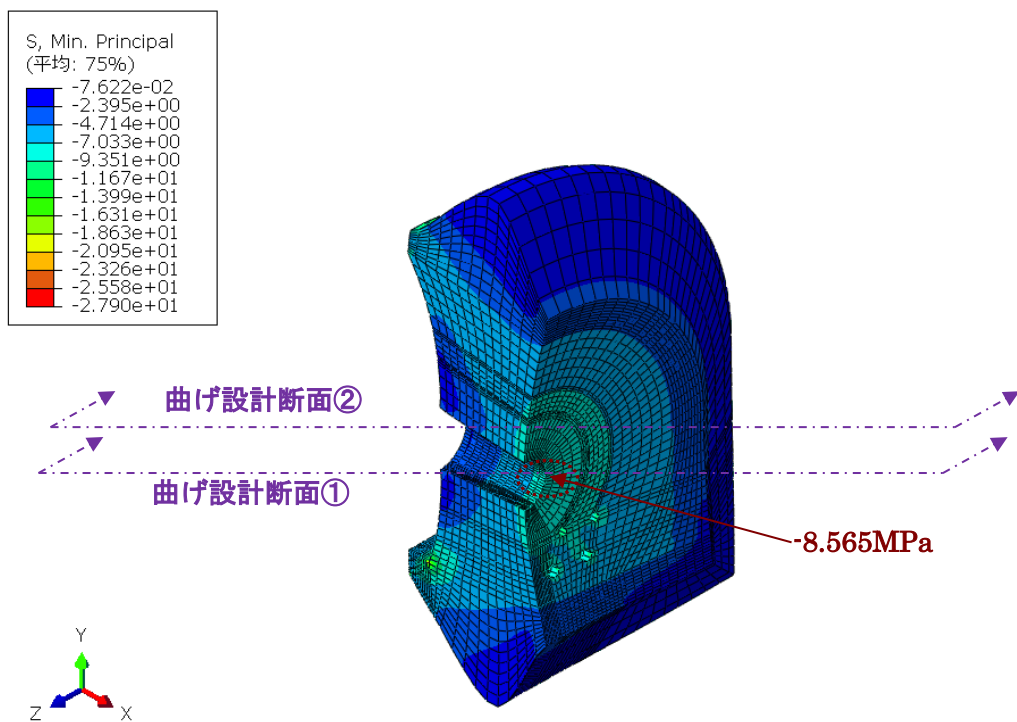
(1) 曲げ設計断面の選定

止水壁の開口部（マンホール）付近の最大・最小主応力の分布を図 2.3-1（解析結果再掲）に示す。ここでは、常時の設計照査と同様、最大主応力が最大で補強が必要と思われる断面を曲げ設計断面①、その近傍の断面を曲げ設計断面②として選定し、設計計算および照査を行う。

開口部付近の応力集中は、解析モデルのメッシュサイズに依存されている。今回の解析モデルにおいて、開口部近傍の要素のサイズは、半径方向が 150mm 程度であり、ここでは、常時の設計照査と同様、設計応力分布計算として、660mm 範囲（半径方向 4 個の要素分）での平均値を用いた。計算した結果を図 2.3-2 に示す。図 2.3-2 によると、曲げ設計断面①における垂直応力の分布は、概ね直線となっており、最大・最小主応力の最大値もカバーできている。また、曲げ設計断面②の応力分布を図 2.3-3 に示す。



1) 最大主応力



2) 最小主応力

図 2.3-1 止水壁の曲げ設計断面における最大・最小主応力
(「+」=引張; 単位=MPa)
(解析結果再掲)

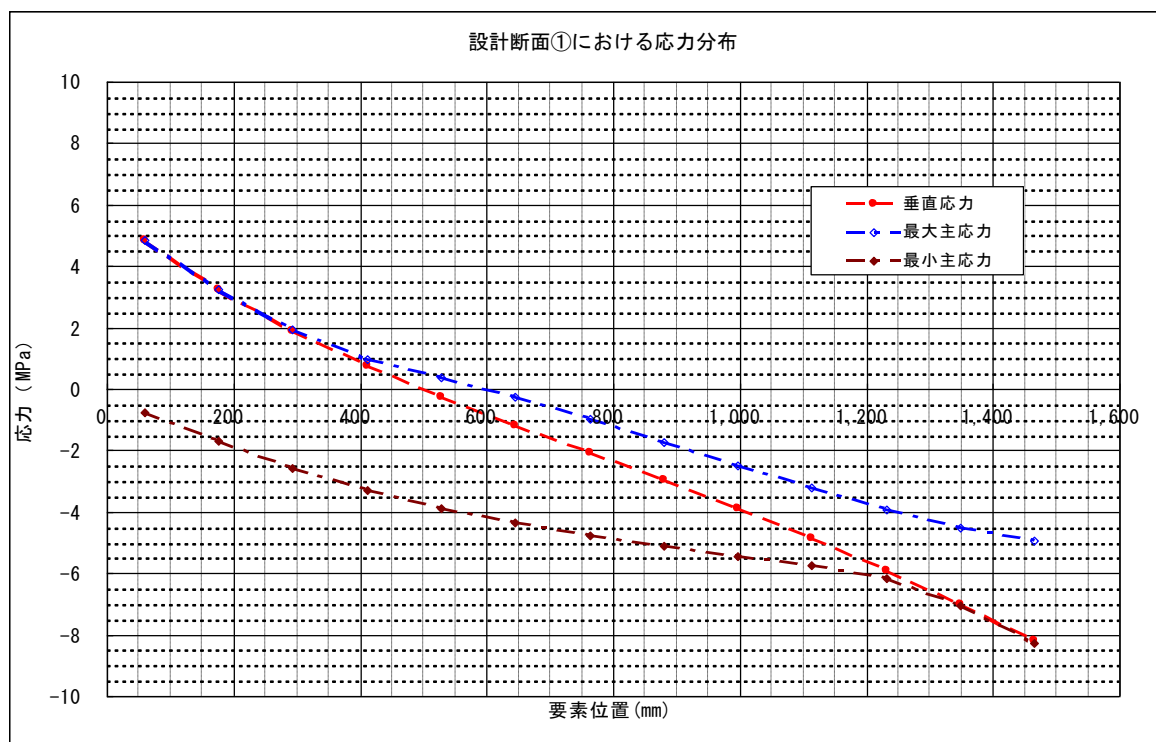


図 2.3-2 曲げ設計断面①における応力分布

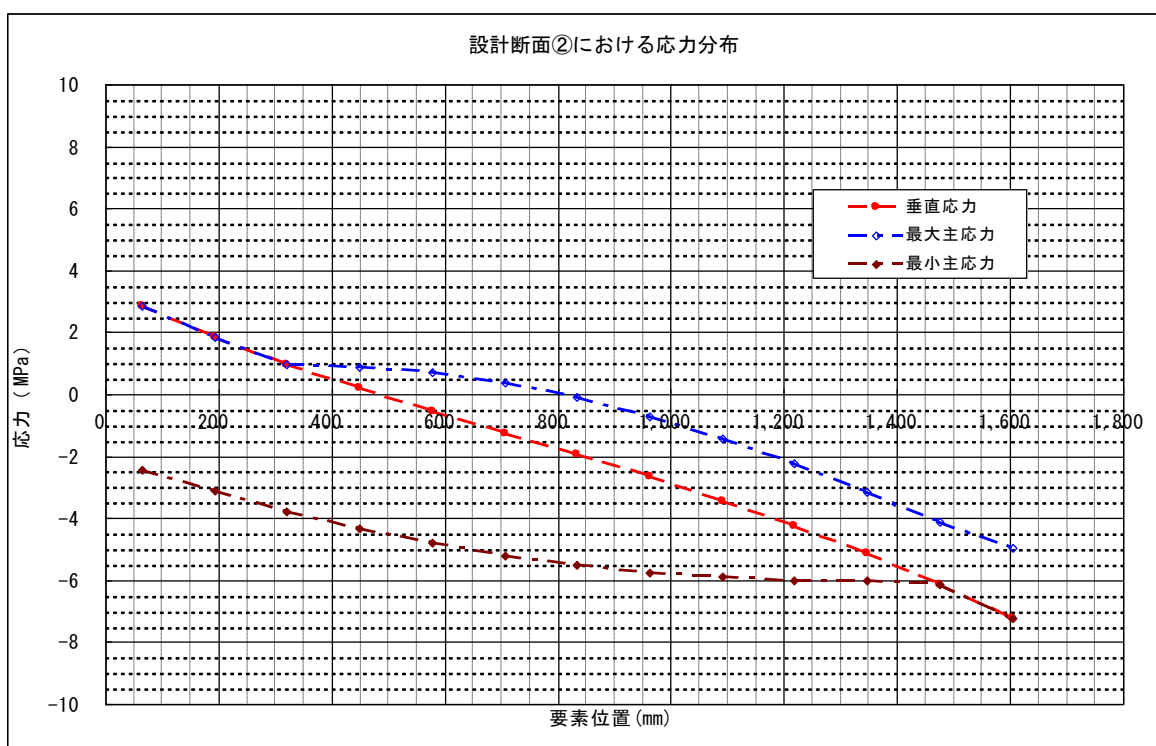


図 2.3-3 曲げ設計断面②における応力分布

(2) 曲げ設計計算・照査

止水壁の設計計算および照査は、土木学会「コンクリート標準示方書【設計編】（2012 年制定）」に基づいて、性能照査型設計法により行う。ここでは、表 2.3-1 安全係数に示す安全係数を用いて終局状態の設計を行う。

設計計算は下記の通り行った。

(a) 曲げ設計断面①について

1) 設計断面力の算出

図 2.2-3 最大主応力（「+」＝引張；単位＝MPa）：止水壁の結果より，設計断面における引垂直応力を用い，引張応力度 σ_t ，圧縮応力度 σ_c をそれぞれ 4.841MPa，8.191MPa とし，直線分布と仮定し，下記のように部材厚 1.588m で単位幅 1m 当たりの断面力，すなわち軸力 N および曲げモーメント M を算出した。

$$\sigma_t = N/A - M/Z$$

$$\sigma_c = N/A + M/Z$$

ここでは： $\sigma_t = -4.841\text{MPa}$ （設計計算上，引張応力＝「－」）

$\sigma_c = +8.191\text{MPa}$ （設計計算上，圧縮応力＝「+」）

$$A = 1000 \text{ mm} \times 1588\text{mm} = 1.588 \times 10^6 \text{mm}^2$$

$$Z = 1/6 \times 1000 \text{ mm} \times 1588^2 \text{mm}^2 = 4.203 \times 10^8 \text{mm}^3$$

よって： $-4.841 = N/1.588 \times 10^6 - M/4.203 \times 10^8$

$$+8.191 = N/1.588 \times 10^6 + M/4.203 \times 10^8$$

上記の連立方程式を解くと，

$$M = 2.739 \times 10^9 \text{ (Nmm)} = 2739 \text{ kNm}$$

$$N = 2.660 \times 10^5 \text{ (N)} = 2660 \text{ kN}$$

2) RC 断面計算による断面照査（終局限界状態）

表 2.3-2 に示す単位幅（1 m）当たりの RC 断面計算を行う。

鉄筋の配置は，常時設計計算時と同じである。

計算の結果を表 2.3-3 に示す。

設計終局曲げ耐力 $M_{ud} = 7842.8 \text{ kNm}$

設計曲げモーメント $M_d = 2739 \text{ kNm}$

構造物係数 $\gamma_i = 1.2$

照査の結果： $\gamma_i \cdot M_d / M_{ud} = 1.2 \times 2739 / 7842.8 = 0.419 < 1.0$ （判定 OK）

(3) 曲げ設計断面②について

(a) 設計断面力の算出

図 2.3-3 の結果より，設計断面における垂直応力を用い，引張応力度 σ_t ，圧縮応力度 σ_c をそれぞれ 2.866MPa，7.230MPa とし，直線分布と仮定し，下記のように部材厚 1.760m で単位幅 1m 当たりの断面力，すなわち軸力 N および曲げモーメント M を算出した。

$$\sigma_t = N/A - M/Z$$

$$\sigma_c = N/A + M/Z$$

ここでは： $\sigma_t = -2.866\text{MPa}$ （設計計算上，引張応力＝「－」）

$\sigma_c = +7.230\text{MPa}$ （設計計算上，圧縮応力＝「＋」）

$$A = 1000 \text{ mm} \times 1760\text{mm} = 1.760 \times 10^6 \text{mm}^2$$

$$Z = 1/6 \times 1000 \text{ mm} \times 1760^2 \text{mm}^2 = 5.163 \times 10^8 \text{mm}^3$$

よって： $-2.866 = N/1.760 \times 10^6 - M/5.163 \times 10^8$

$$+7.230 = N/1.760 \times 10^6 + M/5.163 \times 10^8$$

上記の連立方程式を解くと，

$$M = 2.606 \times 10^9 \text{ (Nmm)} = 2606 \text{ kNm}$$

$$N = 3.840 \times 10^5 \text{ (N)} = 3840 \text{ kN}$$

(b) RC 断面計算による断面照査（終局限界状態）

表 2.3-4 に示す単位幅（1 m）当たりの RC 断面計算を行う。

鉄筋の配置は，常時設計計算時と同じである。

計算の結果を表 2.3-5 に示す。

設計終局曲げ耐力 $M_{ud} = 8903.9 \text{ kNm}$

設計曲げモーメント $M_d = 2606 \text{ kNm}$

構造物係数 $\gamma_i = 1.2$

照査の結果： $\gamma_i \cdot M_d / M_{ud} = 1.2 \times 2606 / 8903.9 = 0.351 < 1.0$ （判定 OK）

表 2.3-1 安全係数

	材料係数 γ_c	部材係数 γ_b	構造解析 係数 γ_a	荷重係数 (永久) γ_{fp}	荷重係数 (変動) γ_{fr}	構造物 係数 γ_i
安全性 (断面破壊)	1.3	1.1	1.0	1.0	1.0	1.2
使用性	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

表 2.3-2 曲げ設計断面①のRC断面計算の入力条件

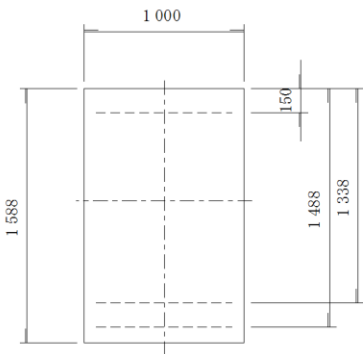
			鋼種	位置 (m)	鉄筋径 (mm)	本数 (本)	鉄筋量As (cm ²)
			D1	0.1500	32.00	4.695	37.288
			D1	1.4880	32.00	4.695	37.288
			D1	1.3380	32.00	4.695	37.288
			鉄筋量の合計 Σ				
			《鋼種の説明》 D:鉄筋(φ:丸鋼) P:PC鋼材1 R:PC鋼材2 Q外ケーブル 1:上縁～高さ 0:全周 -1:上下かぶり -2:左右かぶり				
ウェブ幅 部材の高さ			bw h	(cm) (cm)	100.00 158.80		

表 2.3-3 曲げ設計断面①の終局限界に対する照査結果

終局限界・曲げ		終局限界・曲げ	
曲げ Md (kN.m)	2739.000	曲げ耐力 Mud (kN.m)	7842.809
軸力 N' d (kN)	2660.000	軸耐力 N' ud (kN)	7616.602
		N' oud (kN)	42903.610
		γ i	1.20
		γ i ・ Md/Mud	0.419

表 2.3-4 曲げ設計断面②のRC断面計算の入力条件

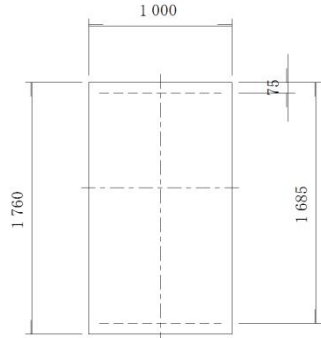
							
			鋼種	位置 (m)	鉄筋径 (mm)	本数 (本)	鉄筋量As (cm ²)
			D1	0.0750	16.00	3.333	6.619
			D1	1.6850	16.00	3.333	6.619
			鉄筋量の合計 Σ				13.238
<p>《鋼種の説明》 D:鉄筋(φ:丸鋼) P:PC鋼材1 R:PC鋼材2 Q外ケーブル 1:上縁〜高さ 0:全周 -1:上下かぶり -2:左右かぶり</p>							
ウェブ幅		bw	(cm)	100.00			
部材の高さ		h	(cm)	176.00			

表 2.3-5 曲げ設計断面②の終局限界に対する照査結果

終局限界・曲げ		終局限界・曲げ	
曲げ M_d (kN.m)	2606.000	曲げ耐力 M_{ud} (kN.m)	8903.888
軸力 $N' d$ (kN)	3840.000	軸-耐力 N'_{ud} (kN)	13120.081
		N'_{oud} (kN)	44611.671
		γ_i	1.20
		$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud}$	0.351

2.3.2 せん断設計計算・照査

せん断照査位置を図 2.3-4 に示す。ここでは、常時と同様、マンホール付近の断面（照査断面①）、その近傍の断面（照査断面②）、および支点付近でせん断応力成分 τ_{yz} が大きかった断面（照査断面③）に対して、それぞれせん断照査を行う。

(1) 照査断面①について

当該照査断面は、開口部近傍にあるため、面部材の押抜きせん断照査を行う。

まず作用せん断力 S は、 τ_{xy} 、 τ_{xz} を用いてそれぞれの幅 1000mm 当たりのせん断力 S_{xy} 、 S_{xz} を算出し、 $S = (S_{xy}^2 + S_{xz}^2)^{1/2}$ とする。

計算の結果、 $S_{xy} = 1495.3\text{kN}$ 、 $S_{xz} = 1207.5\text{kN}$ となり、 $S = 1922.0\text{kN}$ となった。

次に、面部材としての設計押抜きせん断耐力を計算する。「土木学会 2012 年制定 コンクリート標準示方書【設計編】」2.4.3.3 (p187～p188) に基づき、幅 1m 当たりの設計押抜きせん断耐力 V_{pcd} は下記のように算出される。

$$V_{pcd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f_{pcd} \cdot u_p \cdot d / \gamma_b = 7536.1 (\text{kN})$$

ここに、

$$\beta_d = \min (1.5, (1000/d)^{1/4}) = \min (1.5, 0.929) = 0.929$$

(有効高さ $d = 1568 - (150 - 150/2) = 1343\text{mm}$)

$$\beta_p = \min (1.5, (100p_v)^{1/3}) = \min (1.5, 0.823) = 0.823$$

(引張鉄筋比 $p_v = A_s / (bw \cdot d) = 2 \times 7.942 \times 100 \times (1000/212.1) / (1000 \times 1343) = 0.5575\%$)

$bw = 1000\text{mm}$ (部材幅)

$$f_{pcd} = \min (1.2, 0.20 \cdot f_{cd}'^{1/2}) = \min (1.2, 1.414) = 1.20 (\text{MPa})$$

(コンクリート設計圧縮強度 $f_{cd}' = 50\text{MPa}$)

$$\beta_r = 1 + 1 / (1 + 0.25u/d) = 1 + 1 / (1 + 0.25 \times 2651.5/1343) = 1.670$$

載荷面の周長 $u = \pi \times \phi = \pi \times 844\text{mm} = 2651.5\text{mm}$

照査断面の周長 $u_p = \pi \times (\phi + d/2) = \pi \times (844 + 1343/2) = 4761\text{mm}$

$$\gamma_b = 1.3$$

以上より、設計押抜きせん断耐力を持って照査すると

$$\gamma_i \cdot S / V_{pcd} = 1.2 \times 1922.0 / 7536.1 = 0.306 < 1.0 \text{ (判定 OK)}$$

ここでは、構造物係数 $\gamma_i = 1.2$ とした。

(2) 照査断面②について

作用せん断力 S は、 τ_{xy} 、 τ_{xz} を用いてそれぞれの幅 1m 当たりのせん断力 S_{xy} 、 S_{xz} を算出し、 $S = (S_{xy}^2 + S_{xz}^2)^{1/2}$ とする。

計算の結果、 $S_{xy} = 225.7\text{kN}$ 、 $S_{xz} = 332.4\text{kN}$ となり、 $S = 401.8\text{kN}$ となった。

せん断に対する照査については、標準示方書に基づいて行う。ここでは、せん断スパンは止水壁中央部分高さの半分で $a = 5000\text{mm}/2 = 2500\text{mm}$ となり、部材の有効高さは当該照査断面にて $d = 1674\text{mm} - 75\text{mm} = 1599\text{mm}$ で、 $a/d = 2500/1599 = 1.56 < 2.5$ となるため、ディープビームとしてせん断耐力を算出する（添付資料-2 2）式（2.4.9）参照）。

幅 1m 当たりのせん断耐力は下記のようになる。

$$V_{dd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b = 1282.5 (\text{kN})$$

ここに、

$$\beta_d = \min (1.5, (1000/d)^{1/4}) = \min (1.5, 0.828) = 0.889$$

（有効高さ $d = 1674\text{mm} - 75\text{mm} = 1599\text{mm}$ ）

$$\beta_p = \min (1.5, [1 + (100p_v)^{1/2}] / 2) = \min (1.5, 0.601) = 0.601$$

（引張鉄筋比 $p_v = A_s / (b_w \cdot d) = 1.986 \times 100 \times (1000/300) / (1000 \times 1599) = 0.0414\%$ ）

$$\beta_a = 5 / [1 + (a/d)^2] = 5 / (1 + (2500/1599)^2) = 1.452$$

$b_w = 1000\text{mm}$ （部材幅）

$$f_{dd} = 0.19 \cdot f_{cd}'^{1/2} = 1.344 (\text{MPa})$$

（コンクリート設計圧縮強度 $f_{cd}' = 50\text{MPa}$ ）

$$\gamma_b = 1.3$$

照査の結果： $\gamma_i \cdot S / V_{dd} = 1.2 \times 401.8 / 1282.5 = 0.376 < 1.0$ （判定 OK）

ここでは、構造物係数 $\gamma_i = 1.2$ とした。

(3) 照査断面③について

作用せん断力 S は、 τ_{xy} 、 τ_{xz} を用いてそれぞれの幅 1m 当たりのせん断力 S_{xy} 、 S_{xz} を算出し、 $S = (S_{xy}^2 + S_{xz}^2)^{1/2}$ とする。

計算の結果、 $S_{xy} = 1302.7 \text{ kN}$ 、 $S_{xz} = 491.9 \text{ kN}$ となり、 $S = 1392.5 \text{ kN}$ となった。

せん断に対する照査については、標準示方書に基づいて行う。ここでは、せん断スパンは止水壁中央部分高さの半分で $a = 5000 \text{ mm} / 2 = 2500 \text{ mm}$ となり、部材の有効高さは当該照査断面にて $d = 2200 \text{ mm} - 75 \text{ mm} = 2125 \text{ mm}$ で、 $a/d = 2500/2125 = 1.18 < 2.5$ となるため、ディープビームとしてせん断耐力を算出する（添付資料-2 2）式（2.4.9）参照）。

幅 1m 当たりのせん断耐力は下記のようになる。

$$V_{dd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b = 2243.0 \text{ (kN)}$$

ここに、

$$\beta_d = \min(1.5, (1000/d)^{1/4}) = \min(1.5, 0.828) = 0.828$$

（有効高さ $d = 2200 \text{ mm} - 75 \text{ mm} = 2125 \text{ mm}$ ）

$$\beta_p = \min(1.5, [1 + (100p_v)^{1/2}] / 2) = \min(1.5, 0.588) = 0.588$$

（引張鉄筋比 $p_v = A_s / (b_w \cdot d) = 1.986 \times 100 \times (1000/300) / (1000 \times 2125) = 0.0312\%$ ）

$$\beta_a = 5 / [1 + (a/d)^2] = 5 / (1 + (2500/2125)^2) = 2.097$$

$b_w = 1000 \text{ mm}$ （部材幅）

$$f_{dd} = 0.19 \cdot f_{cd}'^{1/2} = 1.344 \text{ (MPa)}$$

（コンクリート設計圧縮強度 $f_{cd}' = 50 \text{ MPa}$ ）

$$\gamma_b = 1.3$$

照査の結果： $\gamma_i \cdot S / V_{dd} = 1.2 \times 1392.5 / 2243.0 = 0.745 < 1.0$ （判定 OK）

ここでは、構造物係数 $\gamma_i = 1.2$ とした。

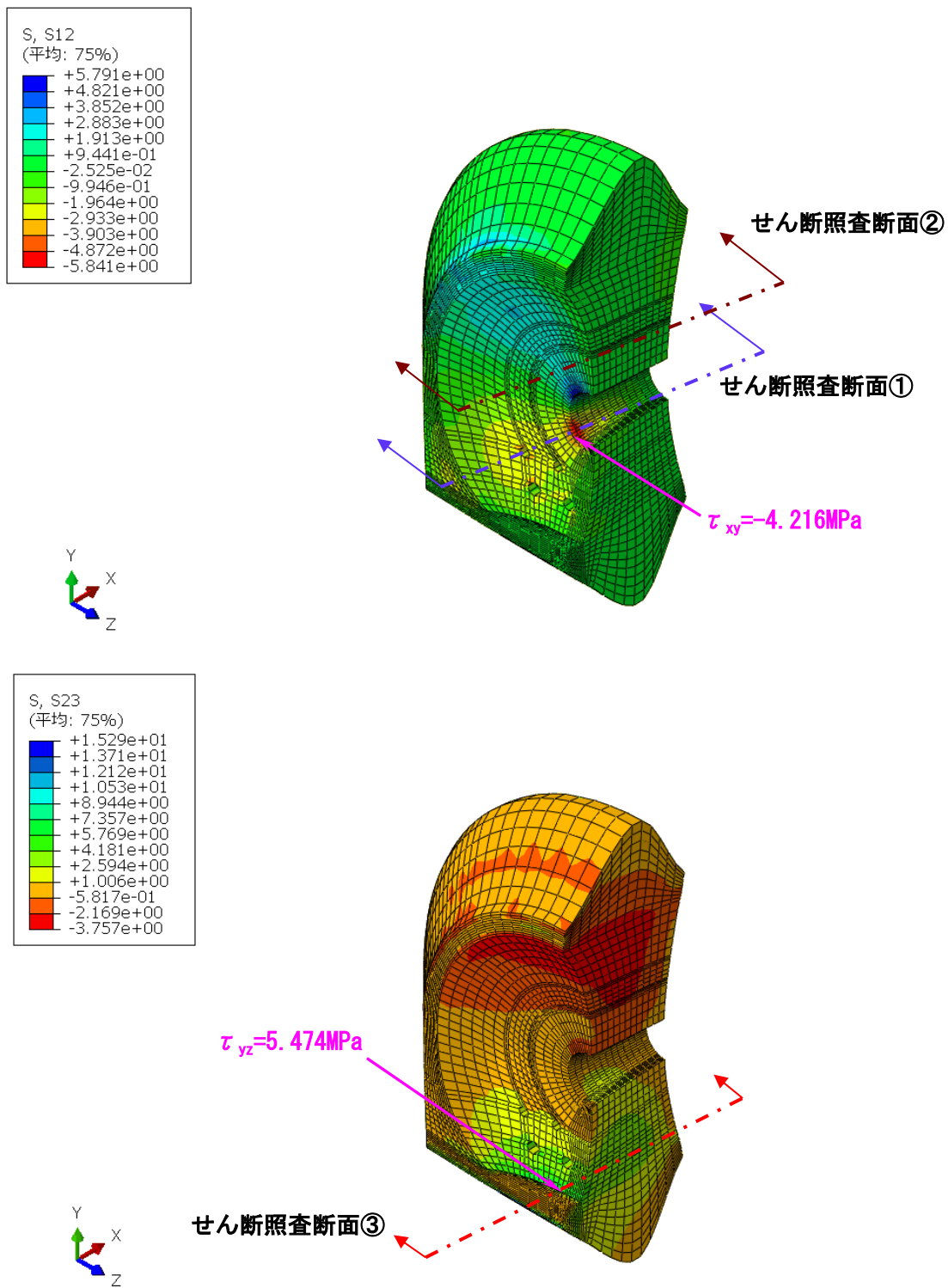


図 2.3-4 せん断照査断面位置

【資料-1】 曲げひび割れ照査について

コンクリート標準示方書(2012 年制定)に準拠して、曲げひび割れの照査を以下のように行う。

1) 曲げひび割れ幅の計算

以下に示す示方書[設計編:標準]4 編 “2. 3. 4 曲げひび割れ幅の設計応答値の算定” (p223) (2. 3. 3) 式で計算する。

$$w = 1.1k_1k_2k_3\{4c + 0.7(c_s - \phi)\}\left[\frac{\sigma_{se}}{E_s}\left(\text{または}\frac{\sigma_{pe}}{E_p}\right) + \varepsilon'_{csd}\right]$$

ここに、

k_1 : 鋼材の付着性状の影響を表す係数で、一般に、異形鉄筋の場合に 1.0、普通丸鋼の場合 1.3 としてよい

k_2 : コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響を表す定数で、次の式による。

$$k_2 = \frac{15}{f'_c + 20} + 0.7$$

k_3 : 引張鋼材の影響を表す係数で、引張鋼材段数 n を使用して以下の式により計算する。

$$k_3 = \frac{5(n+2)}{7n+8}$$

c : かぶり (mm)

c_s : 鋼材の中心間隔 (mm)

ϕ : 鋼材径 (mm)

ε'_{csd} : コンクリートの収縮およびクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値で、標準的な値として同標準示方書表 2. 3. 1 に示す値としてよい。

σ_{se} : 鉄筋応力度の増加量 (N/mm^2)

σ_{pe} : PC 鋼材応力度の増加量 (N/mm^2)

E_s : 鉄筋のヤング係数

2) 鉄筋応力度の増加量

以下の仮定に基づいて、コンクリートおよび鉄筋の応力度を計算する。

- ① 維ひずみは、断面の中立軸からの距離に比例する。
- ② コンクリートおよび鉄筋は弾性体とする。
- ③ コンクリートの引張応力は無視する。
- ④ コンクリートおよび鉄筋のヤング係数は、入力値を用いる。
- ⑤ 軸方向力はコンクリート断面の図心に作用する。
- ⑥ コンクリート断面は鉄筋を控除しない総断面を用いる。

3) 許容曲げひび割れ幅

コンクリート標準示方書(2012 年制定) [設計編:標準]2 編 “2. 1. 2 ひび割れ幅に対する照査” (p144) (2) に準拠して、許容ひび割れ幅 $w_a = 0.005c$ (c はかぶり)、ただし 0.5mm を上限とした。

【資料-2】：「土木学会 2012 年制定 コンクリート標準示方書【設計編】」抜粋

1) 【設計編：標準】「1 編 7 章 面部材」(p122～p125 より抜粋)

7.2.2 断面力に対する検討

(1) 曲げモーメントに対する検討

スラブの曲げモーメントに対する検討は、はりに準じて行ってよい。

ただし、主曲げモーメントと鉄筋配置の方向が一致しない場合は、すべての方向に適切な曲げ耐力を有するようにしなければならない。

(2) セン断力に対する検討

スラブのせん断耐力の算定は、次の (i) から (iii) について行うものとする。

(i) 支点の近傍においては、幅の広いはりともなし、一方向の断面内でせん断力に抵抗すると想定し、棒部材のせん断耐力算定式を用いてもよい。

(ii) 等分布荷重が作用する円形スラブでは、円周方向の鉄筋によるせん断強度の増加を考慮することができる。

(iii) 集中荷重の周囲あるいは支点の近傍において、円錐状または角錐状の二方向の断面内でせん断力に抵抗すると想定し、押抜きせん断に対する検討を行う。

(3) ねじりモーメントに対する検討

スラブのねじりモーメントに対する検討は、原則として、スラブ端部ではこれと等価なせん断力として考慮し、端部以外ではこれと等価な曲げモーメントとして考慮するものとする。

(2) について スラブの断面の検討において、スラブの抵抗挙動を想定して、棒部材とみなしたときの曲げモーメントとせん断力に対する検討が、さらにスラブに集中荷重が作用する場合には、面部材としての押抜きせん断に対する検討が、それぞれ従来から行われてきた。しかし、スラブのように、高さに比べ幅の大きな部材では、幅の小さな棒部材に比べ、せん断強度が増加することが知られている。特に LNG 地下タンク底版のように、円形スラブにおいては円周方向に配置された引張鉄筋の半径方向の拘束効果により、せん断強度が増加することが実験により確かめられている。既往の実験等による検証結果より、等分布荷重が作用する、単純支持された円形スラブにおいては、スラブの載荷径と有効高さの比が 10 以下の場合、円周方向鉄筋による拘束効果を軸圧縮力に換算し、[設計編：標準] 3 編 2.4.3.3【解 説】に示す方法で設計せん断力を算定してよい。

2) 【設計編：標準】「3 編 2 章 断面破壊に対する照査」(p181～p 187 より抜粋)

(5) 設計せん断圧縮破壊耐力 は、式 (2.4.9) により算定してよい。

$$V_{dd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (2.4.9)$$

ここに、 V_{dd} : 設計せん断圧縮破壊耐力 (N)

$$f_{dd} = 0.19 \sqrt{f'_{cd}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2.4.10)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } 1.5 \text{ とする。}$$

$$\beta_p = \frac{1 + \sqrt{100 p_v}}{2} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } 1.5 \text{ とする。}$$

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

b_w : 腹部の幅 (mm)

d : 単純ばりの場合は載荷点、片持ばりの場合は支持部前面における有効高さ (mm)

a : 支持部前面から載荷点までの距離 (mm)

$$p_v = A_s / (b_w \cdot d)$$

A_s : 引張側鋼材の断面積 (mm²)

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

γ_b : 一般に 1.3 としよ。

(5) について 直接支持される棒部材で、せん断スパン比 a/d が小さい場合は、斜めひび割れ発生後も引張鉄筋をタイとしたタイドアーチ的な性状を示すことから、破壊はタイに相当する鉄筋の降伏(曲げ破壊)あるいはアーチリブに相当するコンクリートの圧壊(せん断破壊)により生じる。この場合、引張鉄筋は、タイドアーチのタイとなるため、スパンの途中で定着してはならず、最大曲げモーメントに対して必要な鉄筋量のすべてを、支点を越えて連続して十分定着する必要がある。

アーチリブとしてのコンクリートの破壊は、せん断破壊と考えられる。ここでは、せん断補強鋼材が配置されていない場合、既往の研究成果により得られた式(解 2.4.4)を、せん断スパン比 a/d が 2.5 程度で通常の棒部材のせん断耐力式に漸近するよう、実験結果に対して安全側に簡略化して、せん断圧縮破壊耐力式を定めた。なお、ここでいうアーチリブの形成は、片持ばり、単純ばりを想定している。したがって、アーチリブの形成形態等が異なることが想定される場合は、必要に応じて、別途詳細な照査を行うのがよい。

$$V_c = \frac{0.24 \cdot f'_c{}^{2/3} \cdot (1 + \sqrt{100 p_v}) \cdot (1 + 3.33 r / d)}{1 + (a/d)^2} b_w \cdot d \quad (\text{解 2.4.4})$$

ここに、 r : 支圧板の部材軸方向長さ

また、 a/d が小さいよりは、腹部に水平方向鉄筋を配置すると、せん断補強効果のあることが実験的に認められている。この場合、引張鋼材比 p_v を式(解 2.4.5)により求まる値とし、これを式(2.4.6)に代入して設計せん断圧縮破壊耐力 V_{dd} を求めることができる。

$$p_v = p_{v1} + p_{v2} \cdot d_2 / d_1 \quad (\text{解 2.4.5})$$

ここに、 p_v : 引張鋼材比

p_{v1} : 引張鋼材の引張鋼材比

p_{v2} : はりの腹部に配置した水平方向鉄筋の引張鋼材比

d_2 : 引張鉄筋の圧縮縁からの距離

d_1 : はりの腹部に配置した水平方向鉄筋の圧縮縁からの距離

3) 【設計編：標準】「3編2章 断面破壊に対する照査」(p187～p188 より抜粋)

2.4.3.3 面部材の設計押抜きせん断耐力

(1) 載荷面が部材の自由縁または開口部から離れており、かつ、荷重の偏心が小さい場合には、式(2.4.11)によって設計押抜きせん断耐力 V_{pcd} を求めてよい。

$$V_{pcd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f_{pcd} \cdot u_p \cdot d / \gamma_b \quad (2.4.11)$$

ここに、

$$\begin{aligned} f_{pcd} &= 0.20 \sqrt{f'_{cd}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{ただし, } f_{pcd} \leq 1.2 \text{ N/mm}^2 \\ \beta_d &= \sqrt[4]{1000/d} \quad (d: \text{mm}) \quad \text{ただし, } \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } 1.5 \text{ とする.} \end{aligned} \quad (2.4.12)$$

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

$$\beta_r = 1 + 1/(1 + 0.25u/d)$$

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度で、単位は N/mm^2 である

u : 載荷面の周長

u_p : 照査断面の周長で、載荷面から $d/2$ 離れた位置で算定するものとする

d および p : 有効高さおよび鉄筋比で、二方向の鉄筋に対する平均値とする

γ_b : 一般に 1.3 としてよい