

6.7 構内排水路逆流防止設備に関する補足説明

6.7.1 構内排水路逆流防止設備の設計に関する補足説明

(1) 構内排水路逆流防止設備に関わる要求される機能と設計方針について

雨水等を排水するため、構内排水路を設置する。防潮堤の内側で発生した排水は、防潮堤沿い（内側）に設置する9箇所の集水枡に集められ、防潮堤の下部を貫通する排水管により防潮堤外側の集水枡へと導かれ、海に放出される。

このため、津波が襲来した場合には、構内排水路の集水枡及び排水管を経由して津波が流入する可能性があるため、構内排水路に対して逆流防止設備を設置して津波の流入を防止する。構内排水路逆流防止設備の配置を図6.7.1-1に示す。

a. 構内排水路及び構内排水路逆流防止の機能について

防潮堤下部を貫通する部分の構内排水路は、入口側集水枡、貫通部排水管及び出口側集水枡で構成され、出口側集水枡に構内排水路逆流防止設備が設置される構造とする。図6.7.1-2に構内排水路及び構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9）の断面構造、図6.7.1-3に構内排水路及び構内排水路逆流防止設備（5, 6）の断面構造を示す。

構内排水路及び構内排水路逆流防止設備は、雨水等を排水するための流路を形成し、排水する機能が要求される。また、構内排水路逆流防止設備については、津波の敷地への流入を防止するために、津波に対して止水性を保持する機能が要求される。以下に、構内排水路逆流防止設備、出口側集水枡、貫通部排水管及び入口側集水枡の機能について示す。

(a) 構内排水路逆流防止設備

構内排水路逆流防止設備は、構内排水に対して、構内排水路逆流防止設備を構成する扉が開となることで流路を形成し、雨水等の排水機能を保持することが必要となる。

構内排水路逆流防止設備は、津波に対して、津波防護設備として、地震後、津波後の再使用性や津波の繰返しの作用を想定した場合においても止水機能を保持することが必要となる。

(b) 出口側集水枡

出口側集水枡は、構内排水に対して、流路を形成し、雨水等の排水機能を保持することが必要となる。

出口側集水枡は、津波に対して、津波防護設備が設置される土木構造物として、地震後、津波後の再使用性や津波の繰返しの作用を想定した場合においても止水機能を保持することが必要であり、構内排水路逆流防止設備の止水機能へ影響を与えないことが要求される。

また、出口側集水枡は、コンクリート構造物に埋め込まれた支持構造物（基礎ボルト）を介して構内排水路逆流防止設備が設置されることから、耐震重要度分類 S クラスの間接支持構造物としての機能が要求される。

(c) 貫通部排水管

貫通部排水管は、構内排水に対して、流路を形成し、雨水等の排水機能を保持することが必要となる。

貫通部排水管は、地震により損傷した場合に、構内排水路逆流防止設備及び防潮堤の

止水機能に影響を与えないことが必要となる。

(d) 入口側集水枡

入口側集水枡は、構内排水に対して、流路を形成し、雨水等の排水機能を保持することが必要となる。

入口側集水枡は、地震により損傷した場合に、構内排水路逆流防止設備及び防潮堤の止水機能に影響を与えないことが必要となる。

b. 構内排水路及び構内排水路逆流防止の設計方針について

構内排水路及び構内排水路逆流防止設備については、「a. 構内排水路及び構内排水路逆流防止設備の機能について」で示される機能要求を満たすために、以下に示す方針により設計する。

(a) 構内排水路逆流防止設備

構内逆流防止設備は、津波防護設備として止水機能を保持する必要があることから、耐震重要度分類 S クラスとして設計する。

また、津波後の再使用性や津波の繰返しの作用を考慮して、津波の波力及び余震による荷重に対して、構成する部材が概ね弾性範囲にとどまる設計とする。

(b) 出口側集水枡

出口側集水枡は、構内排水路として耐震重要度分類 C クラスの設計となるが、耐震重要度分類 S クラスの間接支持構造物としての機能が要求されることから、基準地震動 S_0 に対して、構成する部材が概ね弾性範囲にとどまる設計とする。このため、防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）の外側に設置する出口側集水枡については鋼管杭により岩盤に支持する構造とし、防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の外側に設置する出口側集水枡については防潮堤と一体にする構造として設計する。

また、津波防護設備が設置される土木構造物として、津波後の再使用性や津波の繰返しの作用を考慮して、津波の波力及び余震による荷重に対して、構成する部材が概ね弾性範囲にとどまる設計とする。

(c) 貫通部排水管

貫通部排水管は、構内排水路として耐震重要度分類 C クラスの設計となるが、構内排水路逆流防止設備及び防潮堤への波及的影響を防止するために、基準地震動 S_0 に対して、損傷しない構造に設計する。このため、防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）の下部に設置する貫通部排水管については鋼管杭により岩盤に支持する構造とし、防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の下部に設置する貫通部排水管については防潮堤と一体にする構造として設計する。

(d) 入口側集水枡

入口側集水枡は、構内排水路として耐震重要度分類 C クラスの設計となるが、構内排水路逆流防止設備及び防潮堤への波及的影響を防止するために、基準地震動 S_0 に対して、損傷しない構造に設計する。このため、防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）の内側に設置する入口側集水枡については鋼管杭により岩盤に支持する構造とし、防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の内側に設置する入口側集水枡については防潮堤と一

体にする構造として設計する。



図 6.7.1-1 構内排水路設備配置図

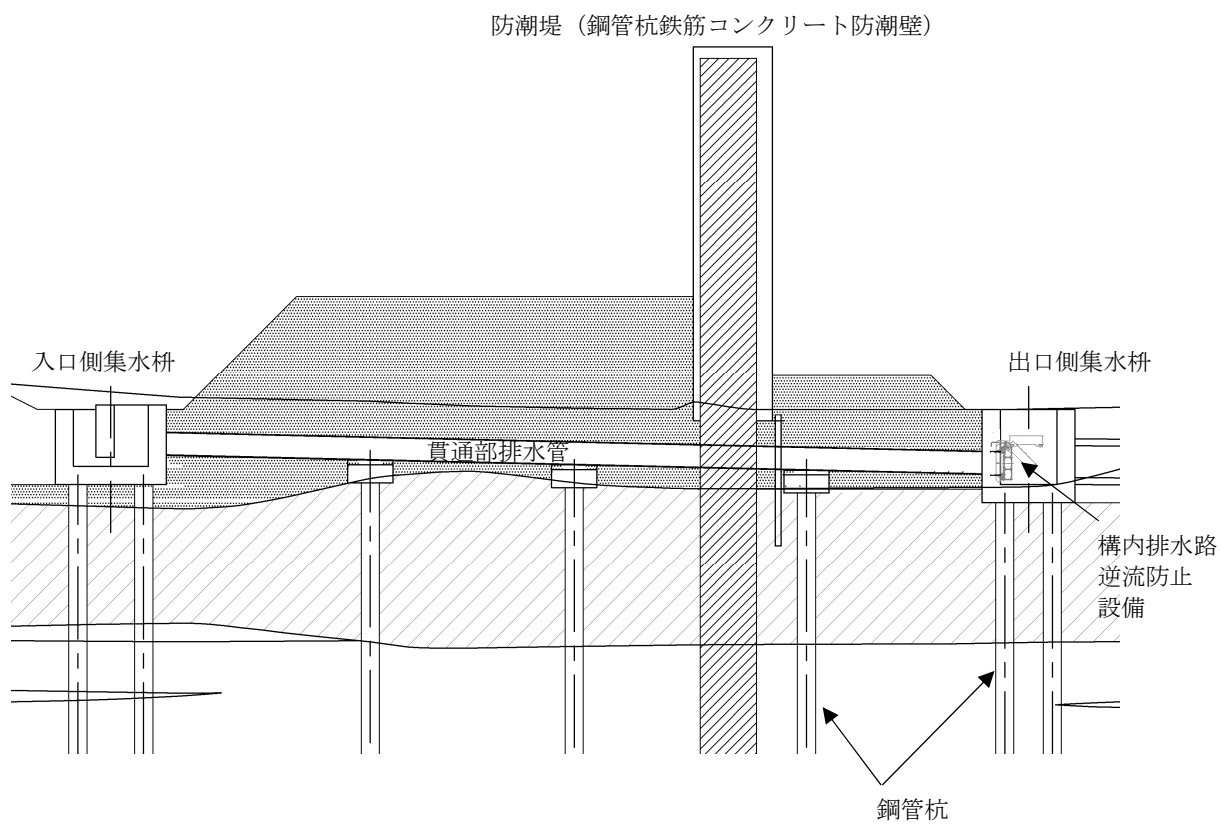


図 6. 7. 1-2 構内排水路及び構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9）断面図

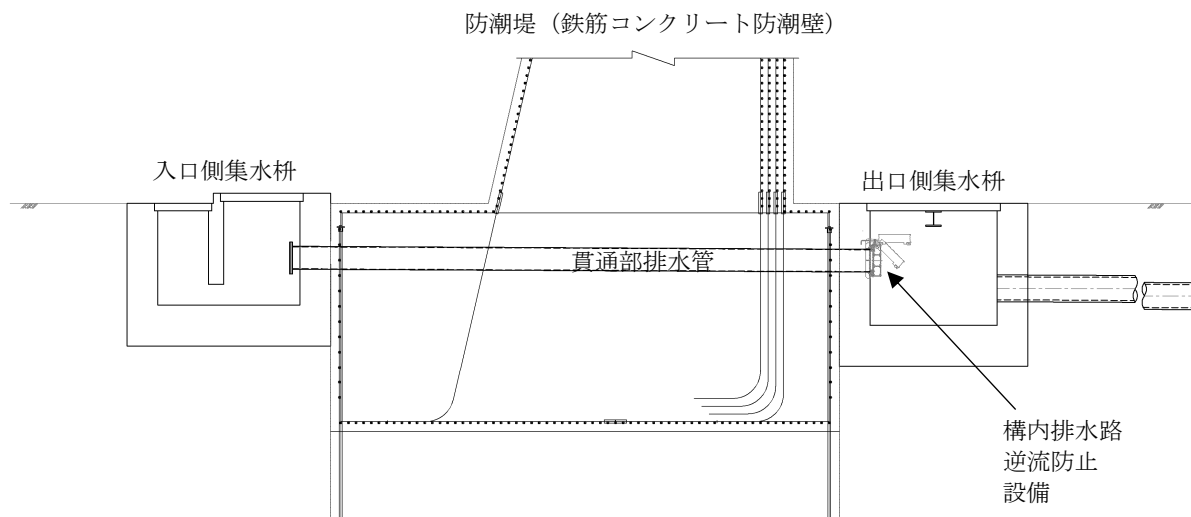


図 6. 7. 1-3 構内排水路及び構内排水路逆流防止設備（5, 6）断面図

6.7.2 構内排水路逆流防止設備の耐震計算書に関する補足説明

6.7.2.1 逆流防止設備の耐震計算書に関する補足説明

a. 固有値解析

(a) 固有周期の計算

構内排水路逆流防止設備は扉体部及び固定部で構成されるため、固有周期の計算に用いる解析モデルは扉体部及び固定部をモデル化する。固定部のモデル化については、地震力が構内排水路逆流防止設備の閉方向に作用する場合（以下「閉門時」という。）には扉体部は戸当りと密着した状態となることから戸当り部を支点とする両端支持梁でモデル化し、地震力が構内排水路逆流防止設備の開方向に作用する場合（以下「開門時」という。）には構内排水路逆流防止設備がヒンジを中心に縦断方向に振動することから、振り子振動としてモデル化する。主桁の寸法を図 6.7.1.1-1 に示す。

イ. 閉門時

$$f = \lambda^2 / (2\pi \cdot L^2) \cdot \sqrt{E \cdot I / m}$$

$$T = 1/f$$

ここで、

f : 一次固有振動数 (Hz)

T : 固有周期 (s)

λ : 振動数係数 $= \pi$

L : 主桁の長さ (mm)

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} = 1090$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} = 570$$

$$1090 \text{ (mm)} = 1.09 \text{ (m)}$$

$$570 \text{ (mm)} = 0.57 \text{ (m)}$$

E : 縦弾性係数 (N/mm²) 1.93×10^5

$$1.93 \times 10^5 \text{ (N/mm}^2\text{)} = 1.93 \times 10^{11} \text{ (N} \cdot \text{m}^2\text{)}$$

I : 構内排水路逆流防止設備の断面二次モーメント (mm⁴)

(イ) 主桁の断面二次モーメント

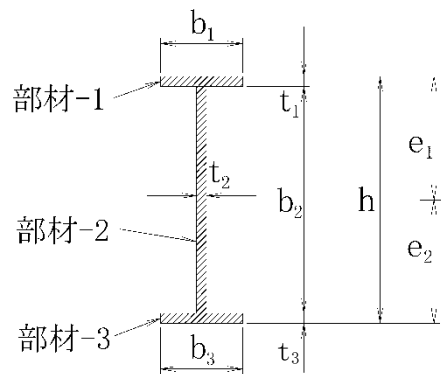


図 6.7.1.1-1 主桁の断面性能

	構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	構内排水路逆流防止設備 (5, 6)
b ₁	80	30
b ₂	176	80
b ₃	80	30
t ₁	12	10
t ₂	12	10
t ₃	12	10
h	200	100
e ₁	100	50
e ₂	100	50

機械工学便覧より，以下の式にて計算を行う。

$$I_a = (b_1 \cdot h^3 - b_2^3(b_1 - t_2)) / 12$$

ここで，

I_a : 主桁の断面二次モーメント (mm⁴)

以上により，

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$I_a = (80 \times 200^3 - 176^3(80 - 12)) / 12$$

$$= 2.24399 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$I_a = (30 \times 100^3 - 80^3(30 - 10)) / 12$$

$$= 1.64666 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

(ロ) スキンプレートの断面二次モーメント

機械工学便覧より，以下の式にて計算を行う。

$$I_b = bh^3 / 12$$

ここで，

I_b : スキンプレートの断面二次モーメント (mm⁴)

b : スキンプレートの長さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1200

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 650

h : スキンプレートの厚さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 16

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 9

以上により，

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$I_b = 1200 \times 16^3 / 12$$

$$= 4.09600 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$I_b = 650 \times 9^3 / 12$$

$$= 3.94875 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

(ハ) 構内排水路逆流防止設備の断面二次モーメント

構内排水路逆流防止設備の断面二次モーメントについて、以下の式にて計算を行う。

$$I = 2(I_a + A_a \cdot (y_3 - y_1)^2) + (I_b + A_b \cdot (y_2 - y_3)^2)$$

ここで、

I : 構内排水路逆流防止設備の断面二次モーメント (mm^4)

I_a : 主桁の断面二次モーメント (mm^4)

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 2.24399 \times 10^7$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} \quad 1.64666 \times 10^6$$

A_a : 主桁の断面積 (mm^2)

主桁の断面積について、以下の式にて計算を行う。

$$A_a = b_1 \cdot t_1 + b_2 \cdot t_2 + b_3 \cdot t_3$$

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$A_a = 80 \times 12 + 176 \times 12 + 80 \times 12$$

$$= 4032 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$A_a = 30 \times 10 + 80 \times 10 + 30 \times 10$$

$$= 1400 \text{ mm}^2$$

I_b : スキンプレート の断面二次モーメント (mm^4)

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 4.096 \times 10^5$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} \quad 3.94875 \times 10^4$$

A_b : スキンプレート の断面積 (mm^2)

スキンプレートの断面積について、以下の式にて計算を行う。

$$A_b = b \cdot h$$

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$A_b = 1200 \times 16$$

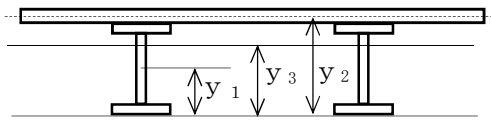
$$= 1.92 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$A_b = 650 \times 9$$

$$= 5850 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備の断面二次モーメントを計算するにあたり、重心位置を図 6.7.1.1-2 に示す。



y_1 : 主桁の重心位置
 y_2 : スキンプレートの重心位置
 y_3 : 構内排水路逆流防止設備の重心位置

図 6.7.1.1-2 構内排水路逆流防止設備の重心位置

ここで、

y_1 : 主桁の重心位置

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 100

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 50

y_2 : スキンプレートの重心位置

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 208

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 104.5

y_3 : 構内排水路逆流防止設備の重心位置

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 176.1

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 86.9

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}
 I &= 2 \times (2.24399 \times 10^7 + 4032 \times (176.1 - 100)^2) + (4.096 \times 10^5 + 1.92 \times 10^4 \times (208 - 176.1)^2) \\
 &= 1.12 \times 10^8 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}
 I &= 2 \times (1.64666 \times 10^6 + 1400 \times (86.9 - 50)^2) + (3.94875 \times 10^4 + 5850 \times (104.5 - 86.9)^2) \\
 &= 8.96 \times 10^6 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$1.12 \times 10^8 \text{ (mm}^4) = 1.12 \times 10^{-4} \text{ (m}^4)$$

$$8.96 \times 10^6 \text{ (mm}^4) = 8.96 \times 10^{-6} \text{ (m}^4)$$

m : 扉体部の単位長さ当たりの質量 (kg/mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.32415

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.17522

$$0.32415 \text{ (kg/mm)} = 3.2415 \times 10^2 \text{ (kg/m)}$$

$$0.17522 \text{ (kg} \cdot \text{mm)} = 1.7522 \times 10^2 \text{ (kg/m)}$$

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}
 f &= \pi^2 / (2\pi \times 1.09^2) \times \sqrt{(1.93 \times 10^{11} \times 1.12 \times 10^{-4} / 3.2415 \times 10^2)} \\
 &= 341.414 \text{ Hz} = 341 \text{ Hz}
 \end{aligned}$$

$$T = 1/341 = 0.00293255 \text{ s} = 0.0030 \text{ s}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$f = \pi^2 / (2\pi \times 0.57^2) \cdot \sqrt{(1.93 \times 10^{11} \times 8.96 \times 10^{-6} / 1.7522 \times 10^2)}$$

$$=480.298 \text{ Hz}=480 \text{ Hz}$$

$$T=1/480=0.00208333 \text{ s}=0.0021 \text{ s}$$

ロ. 開門時

$$f = 1/(2\pi) \cdot \sqrt{g/L_2}$$

$$T = 1/f$$

ここで、

f : 一次固有振動数 (Hz)

T : 固有周期 (s)

g : 重力加速度 (m/s^2) 9.80665

L_2 : 振り子の長さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 665

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 370

$$665 \text{ mm}=0.665 \text{ m}$$

$$370 \text{ mm}=0.370 \text{ m}$$

図 6.7.1.1-3 に振り子モデルの諸元を示す。

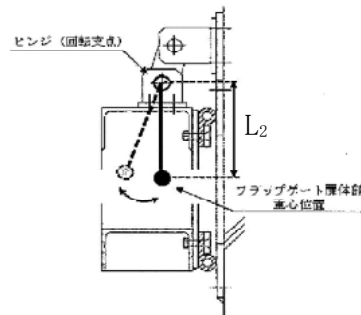


図 6.7.1.1-3 振り子モデルの諸元

以上より

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$f = 1/(2\pi) \times \sqrt{9.80665/0.665}$$

$$=0.611180 \text{ Hz}=0.61 \text{ Hz}$$

$$T = 1/0.61$$

$$=1.639344 \text{ s}=1.64 \text{ s}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$f = 1/(2\pi) \times \sqrt{9.80665/0.37}$$

$$=0.819369 \text{ Hz}=0.81 \text{ Hz}$$

$$T = 1/0.81$$

$$=1.23456 \text{ s}=1.24 \text{ s}$$

(b) 固有値解析結果

イ. 閉門時

(構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9))

固有周期は 0.0030 s であり、0.05 s 以下であることから、剛構造である。

(構内排水路逆流防止設備 (5,6))

固有周期は 0.0021 s であり, 0.05 s 以下であることから, 剛構造である。

ロ. 開門時

(構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9))

固有周期は 1.64 s であり, 0.05 s 以上であることから, 水平方向については固有周期を考慮した設計震度を設定する。

(構内排水路逆流防止設備 (5,6))

固有周期は 1.24 s であり, 0.05 s 以上であることから, 水平方向については固有周期を考慮した設計震度を設定する。

b. 応力計算

S_s地震時荷重の算出に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-4 構内排水路逆流防止設備の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

(a) S_s地震荷重

応力評価に用いる基準地震動 S_sによる設計震度を表 6.7.1.1-1 に示す。

鉛直方向地震荷重については固定荷重及び積雪荷重と同じ方向の鉛直下向きのみを考慮する。

水平方向地震荷重は、扉体の自重を考慮する。

「(b) 固有値解析結果」に示したとおり、閉門時においては構内排水路逆流防止設備の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、閉門時における構内排水路逆流防止設備の耐震計算に用いる設計震度は、設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度とする。また、開門時においては構内排水路逆流防止設備の固有周期が 0.05 s 以上であったことから、開門時における構内排水路逆流防止設備の耐震計算に用いる設計震度は、固有周期の計算結果を考慮した設計震度とする。

水平方向の設計震度については、「閉門時」及び「開門時」にて設定した設計震度から、より震度の大きくなった「開門時」における設計震度をもとに応力評価を実施する。

表 6.7.1.1-1 応力評価に用いる基準地震動 S_sによる設計震度

設備名称	地震による設計震度	
【閉門時】		
構内排水路逆流防止設備 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9	水平方向 K _H	0.75
	鉛直方向 K _V	0.55
構内排水路逆流防止設備 5, 6	水平方向 K _H	0.72
	鉛直方向 K _V	0.76
【開門時】		
構内排水路逆流防止設備 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9	水平方向 K _H	3.33
構内排水路逆流防止設備 5, 6	水平方向 K _H	5.17

基準地震動 S_sによる水平方向地震荷重 H_e、鉛直方向地震荷重 V_e 及び単位面積当たりの水平方向地震荷重 q₁ は以下の式により算出する。

$$H_e = G \cdot K_H$$

$$V_e = G \cdot (1 + K_V)$$

$$q_1 = H_e / A_1$$

ここで、

H_e : 水平方向地震荷重 (N)

V_e : 鉛直方向地震荷重 (N)

q_1 : 単位面積当たりの地震荷重 (N/mm ²)	
G : 扉体の自重 (N)	
構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	3500
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	981
K_H : 基準地震動 S_s による水平方向の設計震度	
構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	3.33
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	5.17
K_V : 基準地震動 S_s による鉛直方向の設計震度	
構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	0.55
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	0.76
A_1 : 扉体面積 (mm ²)	
構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	
$A_1 = \pi \times 1070^2 \times 1/4$	
$= 8.99202 \times 10^5 \text{ mm}^2$	
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	
$A_1 = \pi \times 520^2 \times 1/4$	
$= 2.12371 \times 10^5 \text{ mm}^2$	

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$H_e = 3500 \times 3.33$$

$$= 11655 \text{ N} = 1.17 \times 10^4 \text{ N}$$

$$V_e = 3500 \times (1 + 0.55)$$

$$= 5.50 \times 10^3 \text{ N}$$

$$q_1 = 11655 / 8.99202 \times 10^5$$

$$= 1.30 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$H_e = 981 \times 5.17$$

$$= 5071.77 \text{ N} = 5100 \text{ N}$$

$$V_e = 981 \times (1 + 0.76)$$

$$= 1.73 \times 10^3 \text{ N}$$

$$q_1 = 5072 / 2.12 \times 10^5$$

$$= 2.4 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

(b) 各部の応力評価

イ. スキンプレート

4辺を固定支持された平板としてモデル化し、曲げ応力を算定する。

(イ) 発生荷重

発生圧力 P (N/mm²)

$$P = q_1$$

ここで、

P : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

q₁ : 単位面積当たりの地震荷重 (N/mm²)

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$P = 1.3 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2 = 1.3 \times 10^4 \text{ N/m}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$P = 2.4 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2 = 2.4 \times 10^4 \text{ N/m}^2$$

(ロ) 発生応力

曲げ応力 (N/mm²)

$$\sigma = k \cdot a_1^2 \cdot P \cdot 10^{-6} \cdot \alpha_1 / (100 \cdot t_1^2)$$

ここで

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

k : 辺長比 (b/a) による係数

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 44.88

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 45.50

ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編)

(ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき、辺長比 b/a を求

め係数が最も高い値とする。

$$\text{辺長比 (b/a)} = b_1/a_1$$

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\text{辺長比 (b/a)} = 575/390$$

$$= 1.474$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\text{辺長比 (b/a)} = 300/200$$

$$= 1.5$$

b₁ : スキンプレートの長辺 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 575 mm

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 300 mm

a₁ : スキンプレートの短辺 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 390 mm

$$= 39 \text{ cm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 200 mm

$$= 20 \text{ cm}$$

スキンプレーートの各長辺 b_{1a} 及び b_{1b} , 各短辺 a_{1a} , a_{1b} 及び a_{1c} を図 6.7.1.1-4 に示す。各長辺及び短辺の寸法は以下のとおり。

< 構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) >

$$b_{1a} = 575 \text{ mm}$$

$$b_{1b} = 575 \text{ mm}$$

$$a_{1a} = 390 \text{ mm}$$

$$a_{1b} = 370 \text{ mm}$$

$$a_{1c} = 390 \text{ mm}$$

< 構内排水路逆流防止設備 (5, 6) >

$$b_{1a} = 300 \text{ mm}$$

$$b_{1b} = 300 \text{ mm}$$

$$a_{1a} = 200 \text{ mm}$$

$$a_{1b} = 200 \text{ mm}$$

$$a_{1c} = 200 \text{ mm}$$

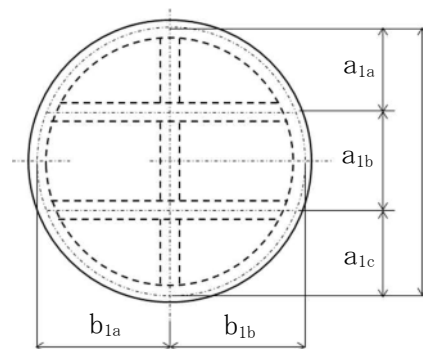


図 6.7.1.1-4 スキンプレーートの長辺及び短辺

図 6.7.1.1-4 に示す長辺及び短辺から、スキンプレーートに作用する応力がより大きく評価されるよう長辺及び短辺を設定した。構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) については長編 $b_1 = 575 \text{ mm}$, 短辺 $a_1 = 390 \text{ mm}$ とし、構内排水路逆流防止設備 (5, 6) については長編 $b_1 = 300 \text{ mm}$, 短辺 $a_1 = 200 \text{ mm}$ とした。

α_1 : スキンプレーートの応力の補正係数

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.8

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.8

ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編)
(ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき、スキンプレーートを支持する桁 (主桁, 縦補助桁) がフランジを有することから、そのフ

ランジがスキンプレートの発生応力に及ぼす影響を考慮し補正係数を乗じるため、補正係数を求める。求め方については、ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月）に基づき、辺長比 b/a を求め係数が最も低い値とする。

t_1 : スキンプレートの板厚 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 16 mm = 1.6 cm

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 9 mm = 0.9 cm

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}\sigma &= 44.88 \times 39^2 \times 1.3 \times 10^4 \times 10^{-6} \times 0.8 / (100 \times 1.6^2) \\ &= 2.77316 \text{ N/mm}^2 = 3 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}\sigma &= 45.50 \times 20^2 \times 2.4 \times 10^4 \times 10^{-6} \times 0.8 / (100 \times 0.9^2) \\ &= 4.31407 \text{ N/mm}^2 = 5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ロ. 主桁

支圧板の設置位置を支点とする両端をピン支点の単純支持梁によりモデル化し計算を行う。

(イ) 発生荷重

2本の主桁で扉体にかかる荷重を負担するものとし、以下の式にて計算を行う。

$$W = q_1 \cdot A_1 / 2$$

ここで、

W : 主桁に加わる扉体自重による荷重 (N)

q_1 : 単位面積当たりの地震荷重 (N/mm^2)

A_1 : 扉体面積 (mm^2)

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}W &= 1.3 \times 10^{-2} \times 8.99202 \times 10^5 / 2 \\ &= 5.84 \times 10^3 \text{ N}\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}W &= 2.4 \times 10^{-2} \times 2.12371 \times 10^5 / 2 \\ &= 2.544 \times 10^3 \text{ N}\end{aligned}$$

(ロ) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するにあたり、最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\max} = W \cdot (2L_0 - B) / 8$$

$$S_{\max} = W / 2$$

ここで、

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

W : 主桁に加わる扉体自重による荷重 (N)

L_0 : 主桁の支圧板中心間 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1089

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 566

B : 水密幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1070

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 520

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$M_{\max} = 5.84 \times 10^3 \times (2 \times 1089 - 1070) / 8$$

$$= 8.09 \times 10^5 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\max} = 5.82745 \times 10^3 / 2$$

$$= 2.92 \times 10^3 \text{ N}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$M_{\max} = 2.544 \times 10^3 \times (2 \times 566 - 520) / 8$$

$$= 1.95 \times 10^5 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\max} = 2.53599 \times 10^3 / 2$$

$$= 1.272 \times 10^3 \text{ N}$$

(ハ) 断面係数及びウェブ断面積

発生応力を計算するにあたり、主桁の断面係数及びウェブ断面積を以下の式にて計算を行う。

$$Z_2 = I / e$$

$$A_{w2} = b_2 \cdot t_2$$

ここで、

I : 主桁の断面二次モーメント (mm⁴)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 2.24 × 10⁷

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 1.65 × 10⁶

e : 主桁の重心位置 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 100

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 50

b₂ : 主桁のウェブ幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

スカラップを考慮する。

$$R=20\text{mm}$$

$$b_2=176\text{mm}$$

主桁のウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 176 - 2 \times 20 = 136 \text{ mm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

スカラップを考慮する。

$$R=20 \text{ mm}$$

$$b_2=80 \text{ mm}$$

主桁のウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 80 - 2 \times 20 = 40 \text{ mm}$$

t₂ : 主桁ウェブの厚さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 12

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 10

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$Z_2 = 2.24 \times 10^7 / 100$$

$$= 2.24 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2 = 136 \times 12$$

$$= 1632 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$Z_2 = 1.65 \times 10^6 / 50$$

$$= 3.300 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2 = 40 \times 10$$

$$= 400 \text{ mm}^2$$

(二) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\max} / Z_2$$

$$\tau = S_{\max} / Aw_2$$

ここで,

σ : 曲げ応力 (N/mm²)

τ : せん断応力 (N/mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

Z₂ : 主桁の断面係数 (mm³)

A_{w2} : 主桁のウェブ断面積 (mm²)

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}\sigma &= 8.09 \times 10^5 / 2.24 \times 10^5 \\ &= 3.61160 \text{ N/mm}^2 = 4 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau &= 2.92 \times 10^3 / 1632 \\ &= 1.78921 \text{ N/mm}^2 = 2 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}\sigma &= 1.95 \times 10^5 / 3.300 \times 10^4 \\ &= 5.90909 \text{ N/mm}^2 = 6 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau &= 1.272 \times 10^3 / 400 \\ &= 3.18000 \text{ N/mm}^2 = 4 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ハ. 縦補助桁

主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均荷重が菱形に作用したのものとして、「ダム・堰施設技術基準(案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) (ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月)」の式により計算を行う。

(イ) 発生荷重

平均荷重が菱形に作用したのものとして、以下の式にて計算を行う

$$p = q_1$$

ここで,

p : 縦補助桁に加わる各区分の平均荷重

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$p = 1.3 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$p = 2.4 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

(ロ) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するにあたり、最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\max} = p \cdot a_3^3 / 12$$

$$S_{\max} = p \cdot a_3^2 / 4$$

ここで,

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

p : 縦補助桁に加わる扉体自重による荷重 (N)

a_3 : 縦補助桁の主桁間隔 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 390

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 200

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$M_{\max} = 1.3 \times 10^{-2} \times 390^3 / 12$$

$$= 6.42622 \times 10^4 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$S_{\max} = 1.3 \times 10^{-2} \times 390^3 / 4$$

$$= 4.94325 \times 10^2 \text{ N}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$M_{\max} = 2.4 \times 10^{-2} \times 200^3 / 12$$

$$= 1.6 \times 10^4 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$S_{\max} = 2.4 \times 10^{-2} \times 200^3 / 4$$

$$= 2.4 \times 10^2 \text{ N}$$

(ハ) 断面係数及びウェブ断面積

縦補助桁の断面図を図 6.7.1.1-5 に示す。

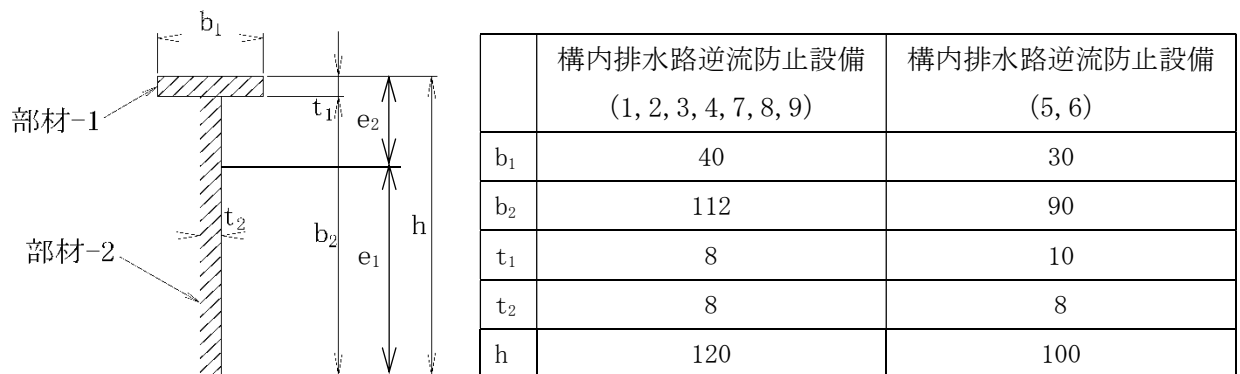


図 6.7.1.1-5 縦補助桁の断面図

機械工学便覧より, 重心距離 e_1 (mm) 及び e_2 (mm) を次の式にて求める。

$$e_1 = h - (h^2 \cdot t_2 + t_1^2 (b_1 - t_2)) / (2(b_1 \cdot t_1 + b_2 \cdot t_2))$$

$$e_2 = h - e_1$$

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$e_1 = 120 - (120^2 \times 8 + 8^2 (40 - 8)) / (2 \times (40 \times 8 + 112 \times 8))$$

$$= 71.7894 \text{ mm}$$

$$e_2 = 120 - 71.7894$$

$$= 48.2106 \text{ mm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$e_1 = 100 - (100^2 \times 8 + 10^2 (30 - 8)) / (2 \times (30 \times 10 + 90 \times 8))$$

$$=59.7058 \text{ mm}$$

$$e_2=100-59.7058$$

$$=40.2942 \text{ mm}$$

機械工学便覧より，縦補助桁の断面二次モーメントを以下の式にて計算を行う。

$$I=(t_2 \cdot e_1^3+b_1 \cdot e_2^3-(b_1-t_2)(e_2-t_1)^3)/3$$

以上により，

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$I=(8 \times 71.7894^3+40 \times 48.2106^3-(40-8)(48.2106-8)^3)/3$$

$$=1.78716 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$I=(8 \times 59.7058^3+30 \times 40.2942^3-(30-8)(40.2942-10)^3)/3$$

$$=1.01789 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

縦補助桁の断面係数及びウェブ断面積を以下の式にて計算を行う。

$$Z_2=I/e$$

$$Aw_2=b_2 \cdot t_2$$

ここで，

I：縦補助桁の断面二次モーメント (mm⁴)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1.78716 × 10⁶

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 1.01789 × 10⁶

e₁：縦補助桁の重心位置 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 71.7894

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 59.7058

b₂：縦補助桁のウェブ幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

スカラップを考慮する。

$$R=20 \text{ mm}$$

$$h=120 \text{ mm}$$

$$t_3(\text{主桁})=12 \text{ mm}$$

縦補助桁のウェブ幅は

$$h-t_3(\text{主桁})-R=120-12-20=88 \text{ mm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

スカラップを考慮する。

$$R=20 \text{ mm}$$

$$h=100 \text{ mm}$$

$$t_3(\text{主桁})=10 \text{ mm}$$

縦補助桁のウェブ幅は

$$h-t_3(\text{主桁})-R=100-10-20=70 \text{ mm}$$

t₂：縦補助桁のウェブの厚さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	8
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	8

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$Z_2 = 1.78716 \times 10^6 / 71.7894$$

$$= 2.48944 \times 10^4 \text{ mm}^3 = 2.50 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2 = 88 \times 8$$

$$= 704 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$Z_2 = 1.01789 \times 10^6 / 59.7058$$

$$= 1.70484 \times 10^4 \text{ mm}^3 = 1.7 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2 = 70 \times 8$$

$$= 560 \text{ mm}^2$$

(二) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\max} / Z_3$$

$$\tau = S_{\max} / Aw_3$$

ここで,

σ : 曲げ応力 (N/mm²)

τ : せん断応力 (N/mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

Z_2 : 縦補助桁の断面係数 (mm³)

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\sigma = 6.42622 \times 10^4 / 2.50 \times 10^4$$

$$= 2.57049 \text{ N/mm}^2 = 3 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 4.94325 \times 10^2 / 704$$

$$= 0.702166 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\sigma = 1.6 \times 10^4 / 1.7 \times 10^4$$

$$= 0.941176 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 2.4 \times 10^2 / 560$$

$$= 0.428571 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ N/mm}^2$$

ニ. ヒンジ（扉体部側）

ヒンジ（扉体部側）のピン穴接合部は、「ダム・堰施設技術基準（案）」のピン接合として計算を行う。

（イ）発生荷重

① 鉛直方向

ピン穴に対して鉛直方向地震荷重が加わったものとして、以下の式にて計算を行う。また、ヒンジは2箇所設置することから、1箇所に加わる荷重は1/2とする。

$$F_v = V_e / 2$$

ここで、

F_v : 引張部材に鉛直方向に作用する力 (N)

V_e : 鉛直方向地震荷重

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$F_v = 5500 / 2$$

$$= 2750 \text{ N}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$F_v = 1730 / 2$$

$$= 865 \text{ N}$$

② 水平方向

ピン穴に対して水平方向地震荷重が加わったものとして、以下の式にて計算を行う。また、ヒンジは2箇所設置することから、1箇所に加わる荷重は1/2とする。

$$S_H = H_e / 2$$

ここで、

S_H : 地震時吊りリンク片側荷重 (水平) (N)

H_e : 水平方向地震荷重 (N)

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$S_H = 1.17 \times 10^4 / 2$$

$$= 5.85 \times 10^3 \text{ N}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$S_H = 5100 / 2$$

$$= 2.55 \times 10^3 \text{ N}$$

(ロ) 発生応力

① 鉛直方向

「ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき、m-n 断面箇所A及び m₁-n₁ 断面箇所Bの発生応力を以下の式にて計算する。

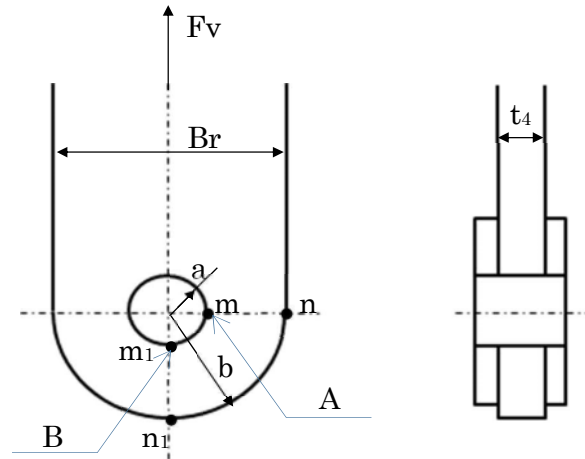


図 6.7.1.1-6 ヒンジ（扉体部側）寸法図

(A箇所)

$$\sigma_A = \beta_4 \cdot F_v / (2 \cdot a_4 \cdot t_p)$$

(B箇所)

$$\sigma_B = \alpha_4 \cdot F_v / (2 \cdot a_4 \cdot t_p)$$

ここで、

σ_A : m-n 断面箇所の引張応力

σ_B : m₁-n₁ 断面箇所の引張応力

F_v : 引張部材に鉛直方向に作用する力 (N)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 2750

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 865

a₄ : ピン穴半径 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 12.5

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 9.5

b₄ : リンク部の半径 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 25

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 25

t_p : 引張部材の板厚 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 25

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 23

α_4 : m₁-n₁ 断面における応力集中係数

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1.44

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 1.039

β_4 : m-n 断面における応力集中係数

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 3.85

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}\sigma_A &= 3.85 \times 2750 / (2 \times 12.5 \times 25) \\ &= 16.94 \text{ N/mm}^2 = 17 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_B &= 1.44 \times 2750 / (2 \times 12.5 \times 25) \\ &= 6.336 \text{ N/mm}^2 = 7 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}\sigma_A &= 3.13 \times 865 / (2 \times 9.5 \times 23) \\ &= 6.19553 \text{ N/mm}^2 = 7 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_B &= 1.039 \times 865 / (2 \times 9.5 \times 23) \\ &= 2.05660 \text{ N/mm}^2 = 3 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

② 水平方向

リンクピン部一端で支持されもう一端に水平荷重が作用した片持ち梁と仮定し, 以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_b = 6 \cdot S_H \cdot h / (B_r \cdot t_4^2)$$

ここで,

σ_b : 水平方向の引張応力 (N/mm²)

S_H : 地震時吊りリンク片側荷重 (水平) (N)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 5.85 × 10³

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 2.55 × 10³

h : リンク支持間隔 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 70

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 70

B_r : ヒンジ (扉体部側) の幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 50

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 50

t_4 : ヒンジ (扉体部側) の板厚 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 25

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 15

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}\sigma_b &= 6 \times 5.85 \times 10^3 \times 70 / (50 \times 25^2) \\ &= 78.624 \text{ N/mm}^2 = 79 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\sigma_b = 6 \times 2.55 \times 10^3 \times 70 / (50 \times 15^2)$$

$$=95.2 \text{ N/mm}^2=96 \text{ N/mm}^2$$

③ せん断応力

ヒンジ（扉体部側）のせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\tau_B = F_v / (2 \cdot A_s)$$

ここで、

τ_B : ピン穴部せん断応力 (N/mm²)

F_v : 引張部材に鉛直方向に作用する力 (N)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 2750

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 865

A_s : ヒンジ（扉体部側）のせん断断面積 (mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 312.5

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 316.5

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\tau_B = 2750 / (2 \times 312.5)$$

$$= 4.39297 \text{ N/mm}^2 = 5 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\tau_B = 865 / (2 \times 316.5)$$

$$= 1.36435 \text{ N/mm}^2 = 2 \text{ N/mm}^2$$

ホ. ヒンジ（固定部側）

(イ) 発生荷重

$$S_v = F_v$$

ここで、

S_v : 地震時吊りリンク片側荷重 (鉛直) (N)

F_v : 引張部材に鉛直方向に作用する力 (N)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 2750

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 865

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$S_v = 2750 \text{ N}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$S_v = 865 \text{ N}$$

(ロ) 発生応力

鉛直方向及び水平方向の曲げ応力並びにピン穴部せん断応力を以下の式にて計算を行う。

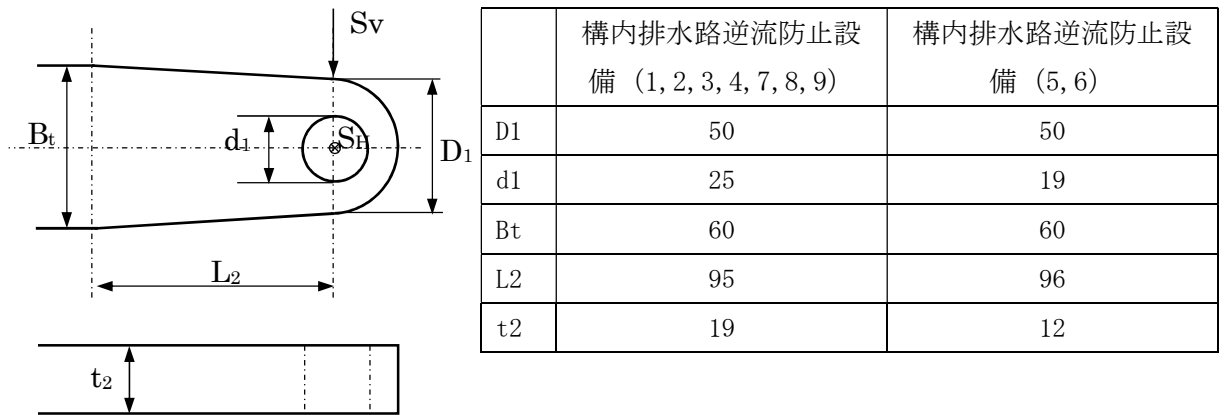


図 6.7.1.1-7 ヒンジ（固定部側）の寸法図

① 鉛直方向

鉛直方向の発生応力を以下の式にて計算する。

$$\sigma_b = 6 \cdot S_V \cdot L_2 / (2 \cdot t_2 \cdot B_t^2)$$

ここで、

σ_b : 曲げ応力 (N/mm²)

S_V : 地震時吊りリンク片側荷重 (鉛直) (N)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 2750

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 865

L_2 : ブラケット長さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 95

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 96

t_2 : ブラケット板厚 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 19

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 12

B_t : ブラケット幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 60

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 60

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\sigma_b = 6 \times 2750 \times 95 / (2 \times 19 \times 60^2)$$

$$= 11.4583 \text{ N/mm}^2 = 12 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\sigma_b = 6 \times 865 \times 96 / (2 \times 12 \times 60^2)$$

$$= 5.76666 \text{ N/mm}^2 = 6 \text{ N/mm}^2$$

② 水平方向

水平方向の発生応力を以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_b = 6 \cdot S_H \cdot L_2 / (2 \cdot B_t \cdot t_2^2)$$

ここで、

σ_b : 曲げ応力 (N/mm²)

S_H : 地震時吊りリンク片側荷重 (水平) (N)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 5850

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 2550

L_2 : ブラケット長さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 95

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 96

t_2 : ブラケット板厚 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 19

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 12

B_t : ブラケット幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 60

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 60

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\sigma_b = 6 \times 5850 \times 95 / (2 \times 60 \times 19^2)$$

$$= 76.9736 \text{ N/mm}^2 = 77 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\sigma_b = 6 \times 2550 \times 96 / (2 \times 60 \times 12^2)$$

$$= 85.0000 \text{ N/mm}^2 = 85 \text{ N/mm}^2$$

③ せん断応力

せん断応力を以下の式にて計算を行う。

$$\tau_B = S_V / (4 \cdot A_s)$$

ここで、

τ_B : ピン穴部せん断応力 (N/mm²)

S_V : 地震時吊りリンク片側荷重 (鉛直) (N)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 2750

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 865

A_s : せん断断面積 (mm²)

せん断断面積について、以下の式にて計算を行う。

$$A_s = (D_1 - d_1) \cdot t_2 / 2$$

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$A_s = (50 - 25) \times 19 / 2 \\ = 237.5 \text{ mm}^2 = 238 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$A_s = (50 - 19) \times 12 / 2 \\ = 186 \text{ mm}^2$$

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\tau B = 2750 / (4 \times 238) \\ = 2.88865 \text{ N/mm}^2 = 3 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\tau B = 865 / 4 \times 186 \\ = 1.16263 \text{ N/mm}^2 = 2 \text{ N/mm}^2$$

へ. 吊りピン

(イ) 発生荷重

リンクピンにかかる荷重を以下の式にて計算を行う。

$$P_g = S_v$$

ここで,

P_g : リンク荷重 (N)

S_v : 地震時吊りリンク片側荷重 (鉛直) (N)

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$P_g = 2750 \text{ N}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$P_g = 865 \text{ N}$$

(ロ) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するにあたり, 最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M = P_g(2L - b) / 8$$

$$S = P_g / 2$$

ここで,

M : 曲げモーメント (N・mm)

S : せん断力 (N)

P_g : リンク荷重 (N)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 2750

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	865
L : 支持間隔 (mm)	
構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	51
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	44
b : リンクピン部厚さ (mm)	
構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	25
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	23

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$M = 2750(2 \times 51 - 25) / 8$$

$$= 2.6469 \times 10^4 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S = 2750 / 2$$

$$= 1.375 \times 10^3 \text{ N}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$M = 865(2 \times 44 - 23) / 8$$

$$= 7030 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S = 865 / 2$$

$$= 433 \text{ N}$$

(ハ) 断面係数及びウェブ断面積

発生応力を計算するにあたり, 断面係数及びウェブ断面積を以下の式にて計算を行う。

$$Z_6 = \pi \cdot d^3 / 32$$

$$A_6 = \pi \cdot d^2 / 4$$

ここで,

Z_6 : リンクピンの断面係数 (mm^3)

A_6 : リンクピンの断面積 (mm^2)

d : リンクピンの径 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 25

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 19

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$Z_6 = \pi \times 25^3 / 32$$

$$= 1533.98 \text{ mm}^3 = 1534 \text{ mm}^3$$

$$A_6 = \pi \times 25^2 / 4$$

$$= 490.873 \text{ mm}^2 = 491 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$Z_6 = \pi \times 19^3 / 32$$

$$= 673.380 \text{ mm}^3 = 673 \text{ mm}^3$$

$$A_6 = \pi \times 19^2 / 4$$

$$= 283.528 \text{ mm}^2 = 284 \text{ mm}^2$$

(二) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力を以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M / Z_6$$

$$\tau = 4S / 3A_6$$

ここで、

σ : 曲げ応力 (N/mm²)

τ : せん断応力 (N/mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 2.6469×10^4

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 7030

Z_6 : リンクピンの断面係数 (mm³)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1534

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 673

S ; せん断力 (N)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1.375×10^3

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 433

A_6 : リンクピンの断面積 (mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 491

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 284

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\sigma = 2.6469 \times 10^4 / 1534$$

$$= 17.2548 \text{ N/mm}^2 = 18 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 4 \times 1534 / 3 \times 491$$

$$= 3.73387 \text{ N/mm}^2 = 4 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\sigma = 7030 / 673$$

$$= 10.4457 \text{ N/mm}^2 = 11 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 4 \times 433 / (3 \times 284)$$

$$= 2.03286 \text{ N/mm}^2 = 3 \text{ N/mm}^2$$

ト. 戸当り部コンクリート

下部水圧が計算高に作用しているとして、支圧応力度及びせん断応力度を評価する。

(イ) 発生荷重

戸当り部コンクリートにかかる荷重を以下の式にて計算を行う。

$$q = q_1$$

ここで、

q : 下部作用圧力 (N/mm²)

q_1 : 単位面積当たりの地震荷重 (N/mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1.3×10^{-2}

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 2.4×10^{-2}

以上により

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$q = 1.3 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$q = 2.4 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

(ロ) 発生応力

コンクリート部にかかる支圧応力度及びせん断応力度について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bk} = q \cdot A / (\pi \cdot D_r \cdot b_w)$$

$$\tau_c = \sigma_{bk} \cdot b_w / 2S$$

ここで、

σ_{bk} : コンクリート支圧応力度 (N/mm²)

τ_c : コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

q : 下部作用圧力 (N/mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1.3×10^{-2}

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 2.4×10^{-2}

A : 支圧面積 (荷重の作用面積) (mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1.03868×10^6

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 2.82743×10^5

支圧面積について、以下の式にて計算を行う。

$$A = \pi \cdot D_r^2 / 4$$

ここで、

A : 支圧面積 (mm²)

D_r : 支圧板中心径 (mm)

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$A = \pi \times 1150^2 / 4$$

$$=1.03868 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$A = \pi \times 600^2 / 4$$

$$=2.82743 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

D_r : 支圧板中心径 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1150

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 600

b_w : 支圧幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 50

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 50

受圧幅について、以下の式にて計算を行う。

$$b_w = t_0 + 2t_r$$

ここで、

b_w : 支圧幅 (mm)

t_0 : 扉体支圧板有効幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 14

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 14

t_r : 支圧板の厚さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 18

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 18

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$b_w = 14 + 2 \times 18$$

$$= 50 \text{ mm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$b_w = 14 + 2 \times 18$$

$$= 50 \text{ mm}$$

S : 戸当り幅 (荷重によるコンクリートの支圧幅) (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 120

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 120

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\sigma_{bk} = 1.3 \times 10^{-2} \times 1.03868 \times 10^6 / (\pi \times 1150 \times 50)$$

$$= 0.074749 \text{ N/mm}^2 = 0.08 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_c = 0.074749 \times 50 / (2 \times 120)$$

$$= 0.016666 \text{ N/mm}^2 = 0.02 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\sigma_{bk} = 2.4 \times 10^{-2} \times 2.82743 \times 10^5 / (\pi \times 600 \times 50)$$

$$=0.071999 \text{ N/mm}^2=0.08 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_c=0.071999 \times 50 / (2 \times 120)$$

$$=0.016666 \text{ N/mm}^2=0.02 \text{ N/mm}^2$$

c. 許容応力

許容応力は「ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき、短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。各部材の許容応力度を表6.7.1.1-2に示す。

表 6.7.1.1-2 許容応力算出結果

評価部位	材料	σ_{ab}^* (N/mm ²)	σ_{at}^* (N/mm ²)	τ_a^* (N/mm ²)	σ_{as}^* (N/mm ²)
スキンプレート	SUS316L	90	—	—	—
主桁	SUS316L	90	—	50	—
縦補助桁	SUS316L	90	—	50	—
ヒンジ (扉体部側)	SUS316L	—	90	50	—
ヒンジ (固定部側)	SUS316L	90	—	50	—
吊りピン	SUS316L	90	—	50	—
戸当り部コンクリート	コンクリート	—	—	0.40	5.9

注記 * : σ_{ab} : 許容曲げ応力度, σ_{at} : 許容引張応力度, τ_a : 許容せん断応力度, σ_{as} : 許容支圧応力度を示す。

イ. スキンプレート

(イ) 曲げ

$$1.5 \sigma_{ab} = 1.5 \times 90$$

$$= 135 \text{ N/mm}^2$$

ロ. 主桁

(イ) 曲げ

主桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は、「ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき、許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮し、以下の式にて計算を行う。

$$L/b \leq 10/K : 1.5 \sigma_{ab} \cdots \text{式①}$$

$$L/b > 10/K : (\sigma_{ab} - 0.7(K \cdot L/b - 10)) \times 1.5 \cdots \text{式②}$$

ここで、

L : 圧縮フランジの固定間隔(mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1089

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 566

b : 圧縮フランジ幅(mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	80
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	30

K : 座屈を求めるにあたる係数

座屈を求めるにあたる係数 K を以下の式にて計算を行う。

$$K = \sqrt{3 + (A_w/2A_c)}$$

ここで,

A_w : 腹板の総断面積 (mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	2112
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	800

A_c : 圧縮フランジの総断面積 (mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	960
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	300

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$K = \sqrt{3 + 2112 / (2 \times 960)}$$

$$= 2.02484$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$K = \sqrt{3 + 800 / (2 \times 300)}$$

$$= 2.08166$$

L/b の値

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$L/b = 1089 / 80$$

$$= 13.6125$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$L/b = 566 / 30$$

$$= 18.8666$$

10/K の値

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$10/K = 10 / 2.02484$$

$$= 4.93866$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$10/K = 10 / 2.08166$$

$$= 4.80385$$

以上により, $L/b > 10/K$ であることから, 式②による計算を行う。

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$(\sigma_{ab} - 0.7(K \cdot L/b - 10)) \times 1.5 = (90 - 0.7(2.02484 \times 13.6125 - 10)) \times 1.5$$

$$= 116.558 \text{ N/mm}^2 = 116 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$(\sigma_{ab}-0.7(K \cdot L/b-10)) \times 1.5 = (90-0.7(2.08166 \times 18.8666-10)) \times 1.5$$

$$= 104.262 \text{ N/mm}^2 = 104 \text{ N/mm}^2$$

(ロ) せん断

$$1.5 \tau_a = 1.5 \times 50$$

$$= 75 \text{ N/mm}^2$$

ハ. 縦補助桁

(イ) 曲げ

縦補助桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は、「ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき、許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮し、以下の式にて計算を行う。

$$L/b \leq 10/K : 1.5 \sigma_{ab} \cdots \text{式①}$$

$$L/b > 10/K : (\sigma_{ab}-0.7(K \cdot L/b-10)) \times 1.5 \cdots \text{式②}$$

ここで、

L : 圧縮フランジの固定間隔(mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 390

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 200

b : 圧縮フランジ幅(mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 40

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 30

K : 座屈を求めるにあたる係数

座屈を求めるにあたる係数 K を以下の式にて計算を行う。

$$K = \sqrt{3 + (A_w/2A_c)}$$

ここで、

A_w : 腹板の総断面積(mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 896

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 720

A_c : 圧縮フランジの総断面積(mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 320

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 300

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$K = \sqrt{3 + 896/(2 \times 320)}$$

$$= 2.09761$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$K = \sqrt{3 + 720/(2 \times 300)}$$

$$= 2.04939$$

L/b の値

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$L/b=390/40$$

$$=9.75$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$L/b=200/30$$

$$=6.66666$$

10/K の値

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$10/K=10/2.09761$$

$$=4.76733$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$10/K=10/2.04939$$

$$=4.87950$$

以上により, $L/b > 10/K$ であることから, 式②による計算を行う。

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}(\sigma_{ab}-0.7(K \cdot L/b-10)) \times 1.5 &= (90-0.7(2.09761 \times 9.75-10)) \times 1.5 \\ &= 124.025 \text{ N/mm}^2 = 124 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}(\sigma_{ab}-0.7(K \cdot L/b-10)) \times 1.5 &= (90-0.7(2.04939 \times 6.66666-10)) \times 1.5 \\ &= 131.154 \text{ N/mm}^2 = 131 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(ロ) せん断

$$\begin{aligned}1.5 \tau_a &= 1.5 \times 50 \\ &= 75 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ニ. ヒンジ (扉体部側)

(イ) 引張

$$\begin{aligned}1.5 \sigma_{at} &= 1.5 \times 90 \\ &= 135 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(ロ) せん断

$$\begin{aligned}1.5 \tau_a &= 1.5 \times 50 \\ &= 75 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ホ. ヒンジ (固定部側)

(イ) 曲げ

$$\begin{aligned}1.5 \sigma_{ab} &= 1.5 \times 90 \\ &= 135 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(ロ) せん断

$$\begin{aligned}1.5 \tau_a &= 1.5 \times 50 \\ &= 75 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

へ. 吊りピン

(イ) 曲げ

$$\begin{aligned} 1.5 \sigma_{ab} &= 1.5 \times 90 \\ &= 135 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(ロ) せん断

$$\begin{aligned} 1.5 \tau_a &= 1.5 \times 50 \\ &= 75 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

ト. 戸当り部コンクリート

(イ) せん断

$$\begin{aligned} 1.5 \tau_a &= 1.5 \times 0.40 \\ &= 0.60 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(ロ) 支圧

$$\begin{aligned} 1.5 \sigma_{as} &= 1.5 \times 5.9 \\ &= 8.9 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

d. 応力評価結果

応力の評価結果を表 6.7.1.1-3 及び表 6.7.1.1-4 に示す。

表 6.7.1.1-3 耐震評価結果（構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9））

評価部位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
扉体部	スキンプレート	最大応力度	3	135
	主桁	曲げ応力度	4	116
		せん断応力度	2	75
	縦補助桁	曲げ応力度	3	124
		せん断応力度	1	75
	ヒンジ（扉体部側）	引張応力度	79	135
せん断応力度		5	75	
固定部	ヒンジ（固定部側）	曲げ応力度	77	135
		せん断応力度	3	75
	吊りピン	曲げ応力度	18	135
		せん断応力度	4	75
	戸当り部コンクリート	支圧応力度	0.08	8.9
		せん断応力度	0.02	0.6

表 6.7.1.1-3 耐震評価結果（構内排水路逆流防止設備（5, 6））

評価部位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
扉体部	スキンプレート	最大応力度	5	135
	主桁	曲げ応力度	6	104
		せん断応力度	4	75
	補助桁	曲げ応力度	1	131
		せん断応力度	1	75
	ヒンジ（扉体部側）	引張応力度	96	135
せん断応力度		2	75	
固定部	ヒンジ（固定部側）	曲げ応力度	85	135
		せん断応力度	2	75
	吊りピン	曲げ応力度	11	135
		せん断応力度	2	75
	戸当り部コンクリート	支圧応力度	0.08	8.9
		せん断応力度	0.02	0.6

6.7.2.2 構内排水路逆流防止設備を間接支持する出口側集水桁の
耐震計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	2
2. 基本方針	3
2.1 位置	3
2.2 構造概要	5
2.3 評価方針	10
2.4 適用基準	14
3. 地震応答解析	15
3.1 評価対象断面	15
3.2 解析方法	22
3.3 荷重及び荷重の組合せ	26
3.4 入力地震動	31
3.5 解析モデル及び諸元	49
3.6 解析ケース	66
4. 耐震評価	68
4.1 評価対象部位	68
4.2 解析方法	68
4.3 荷重及び荷重の組合せ	69
4.4 許容限界	72
4.5 解析モデル及び諸元	77
4.6 評価方法	77
5. 耐震評価結果	81
5.1 杭間部	81
5.2 R C防潮壁部	185
5.3 まとめ	192

1. 概要

本資料は、添付資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防護施設のうち構内排水路逆流防止設備を間接支持する出口側集水枡が設計用地震力に対して十分な構造健全性を有することを説明するものである。

構内排水路逆流防止設備が設置される構内排水路は、大きく分けて、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の杭間部に設置するもの（以下「杭間部」という。）と鉄筋コンクリート防潮壁部に設置するもの（以下「RC防潮壁部」という。）の2つの構造形式に区分される。

構内排水路（杭間部）は、防潮堤の杭間を通る鋼製の排水管、排水管の両側に接続する入口側、出口側の鉄筋コンクリート製の集水枡及び出口側の集水枡に設置される構内排水路逆流防止設備から構成される。

構内排水路（RC防潮壁部）は、鉄筋コンクリート防潮壁の底版内に埋設される鋼製の排水管、排水管の両側に接続する入口側、出口側の鉄筋コンクリート製の集水枡及び出口側の集水枡に設置される構内排水路逆流防止設備から構成される。

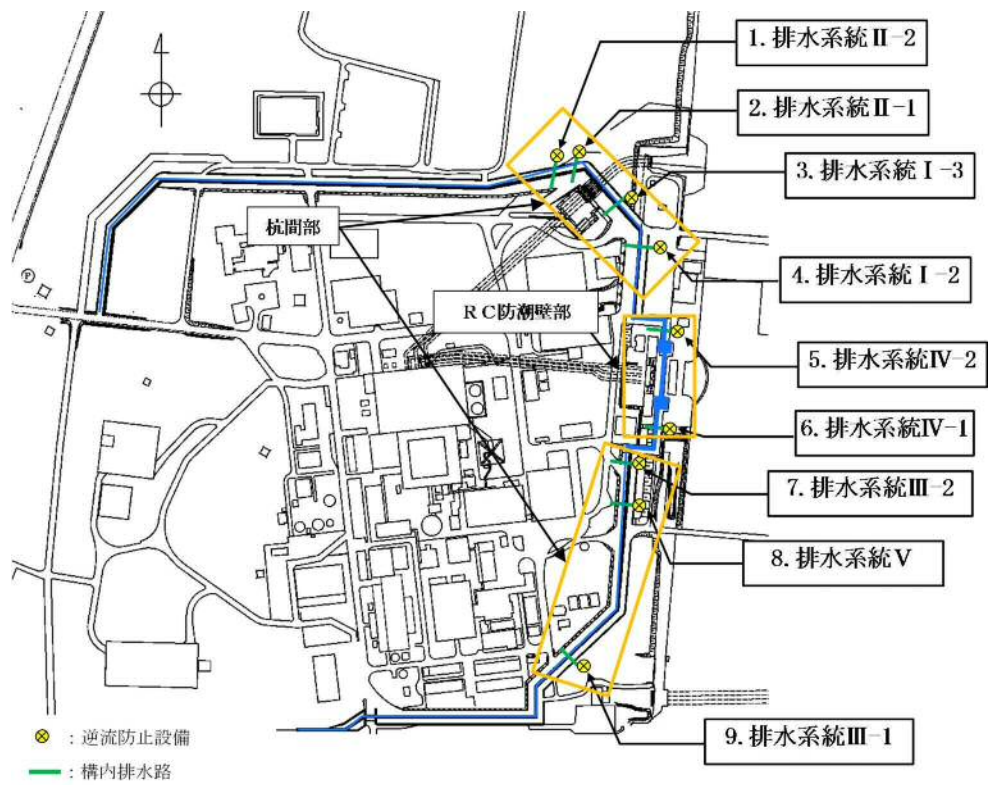
集水枡は、底版と4面の壁からなる箱型の鉄筋コンクリート構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に設置する。支持形式の違いにより、鋼管杭を介するもの（以下「集水枡（杭間部）」という。）と鉄筋コンクリート防潮壁の底版と一体化させるもの（以下「集水枡（RC防潮壁部）」という。）に区分される。堤内側で接続する集水枡（以下「入口側集水枡」という。）と堤外側で接続する集水枡（以下「出口側集水枡」という。）があり、構内排水路逆流防止設備は出口側集水枡に設置する。

出口側集水枡に要求される機能維持の確認として、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

2. 基本方針

2.1 位置

構内排水路逆流防止設備の設置位置を図 2.1-1 に示す。



(平面位置図)

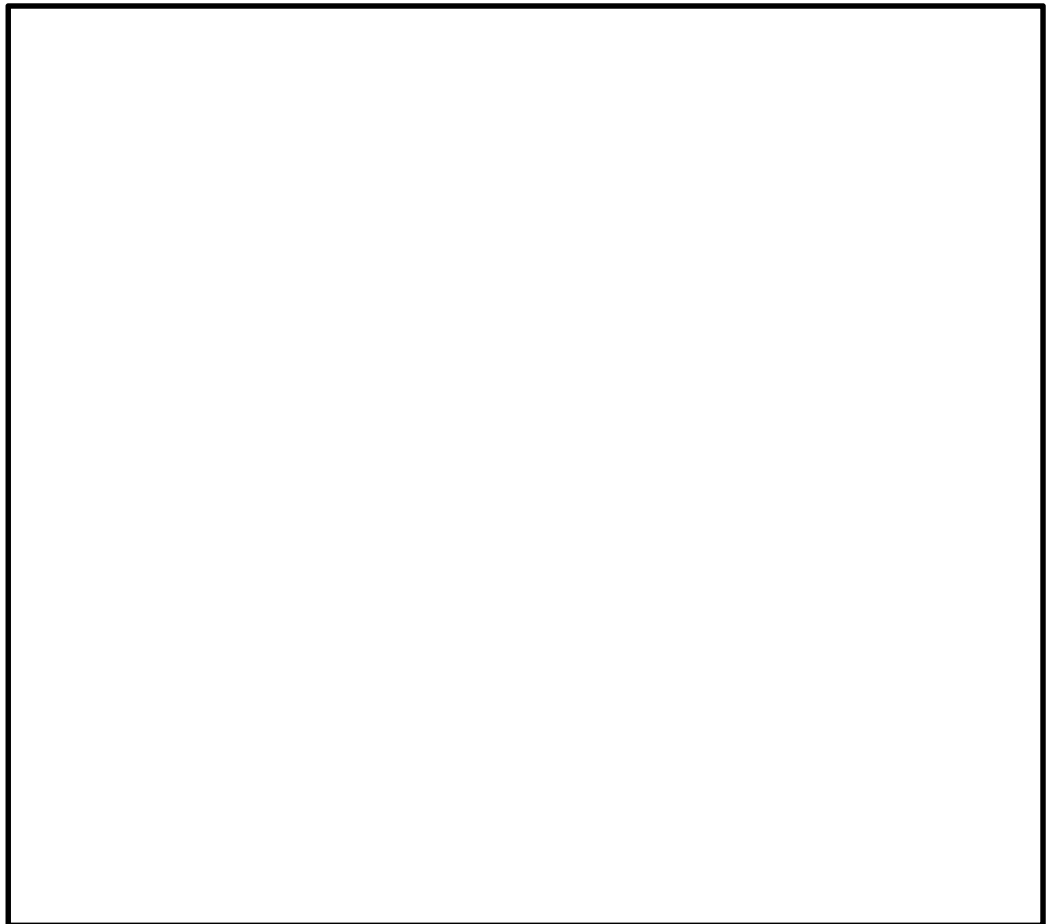


図 2.1-1 構内排水路逆流防止設備の設置位置図

2.2 構造概要

出口側集水枡（杭間部）の構造概要図を図 2.2-1 に示す。また、集水枡（R C防潮壁部）及び貫通部排水管 R C底版の構造概要図を図 2.2-2 に示す。

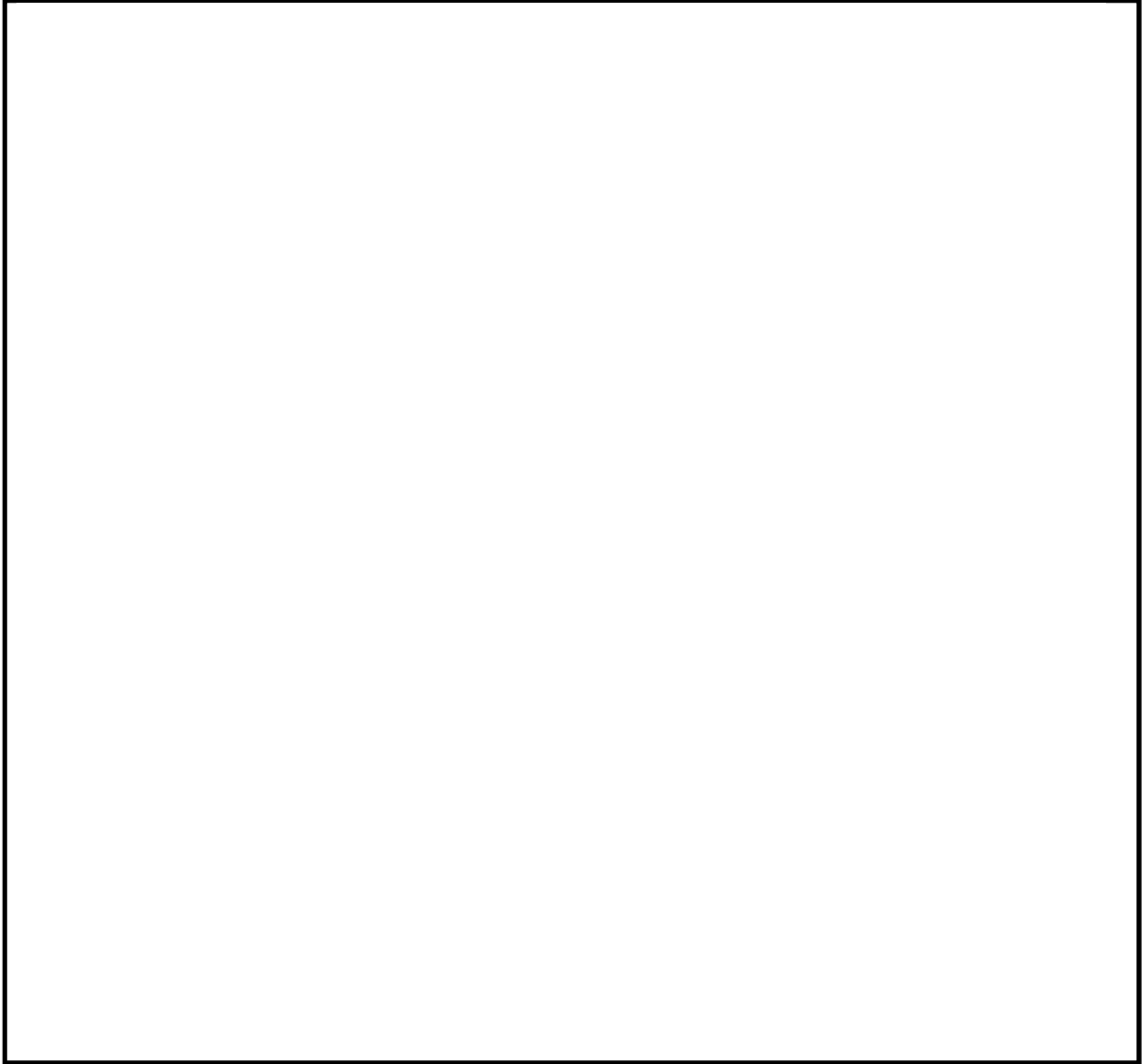
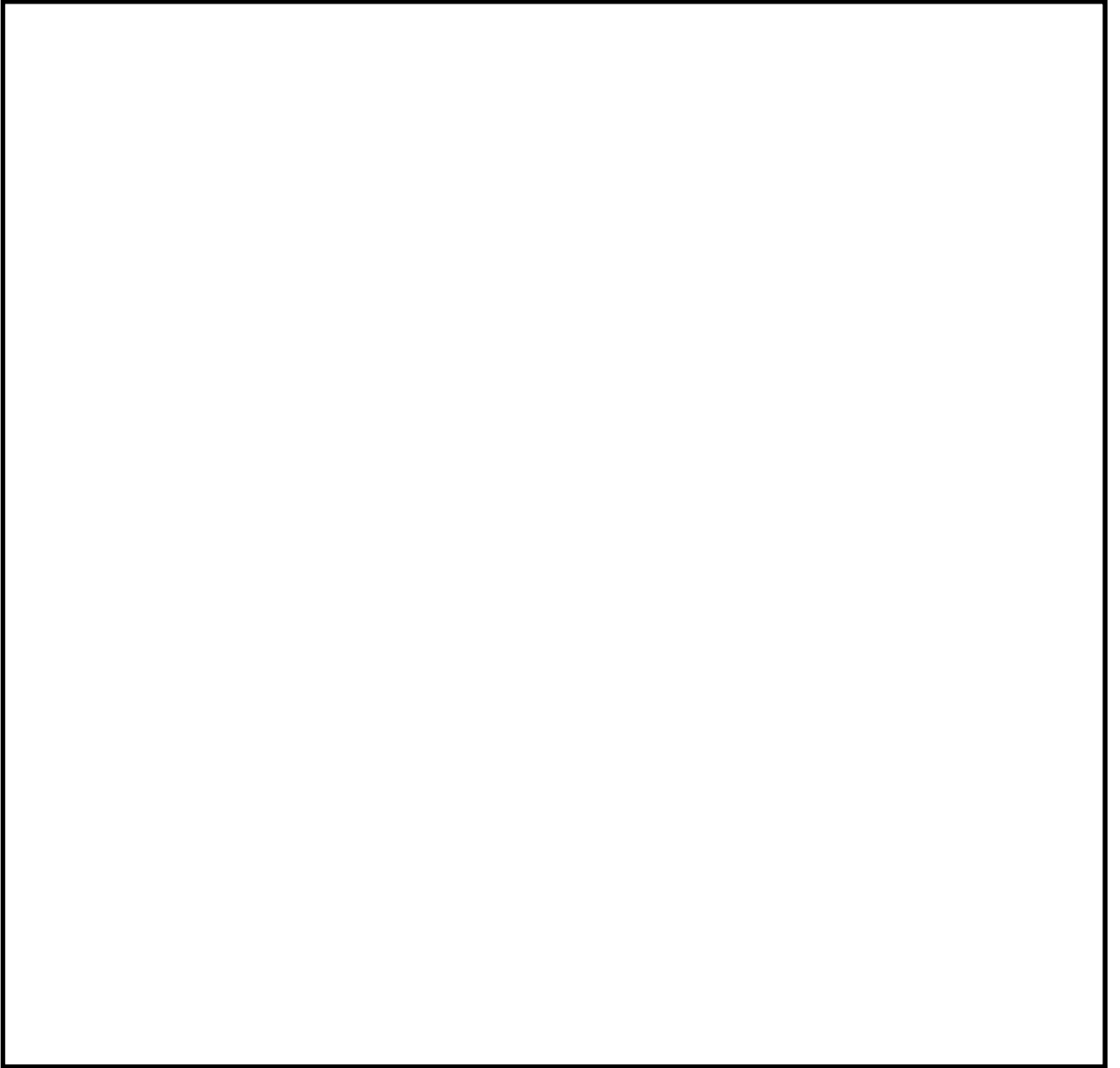


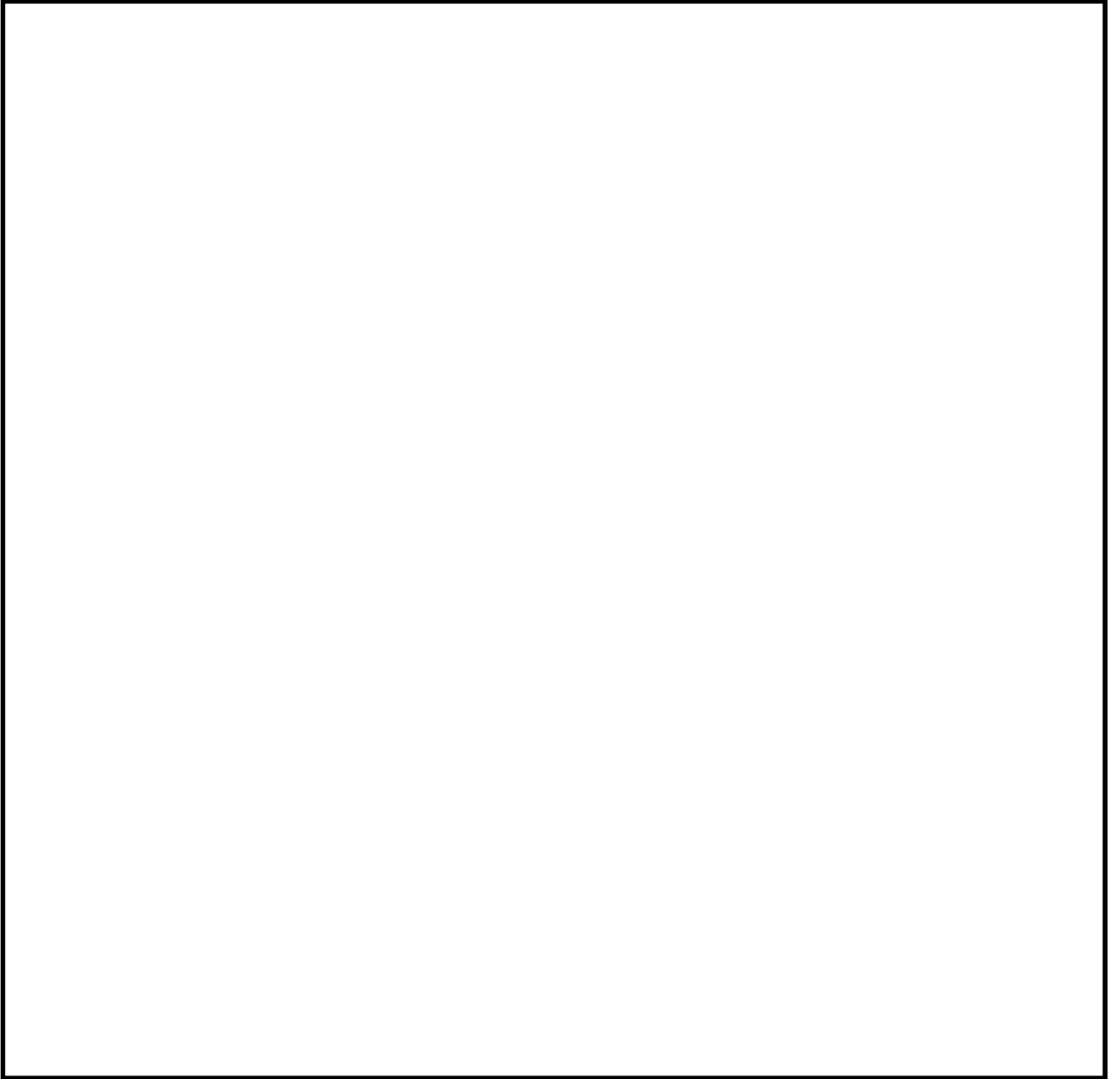
図 2.2-1 (1) 構内排水路（杭間部） 出口側集水枡構造図(排水系統 I -2)



(排水系統 I -3)

(排水系統 II -1)

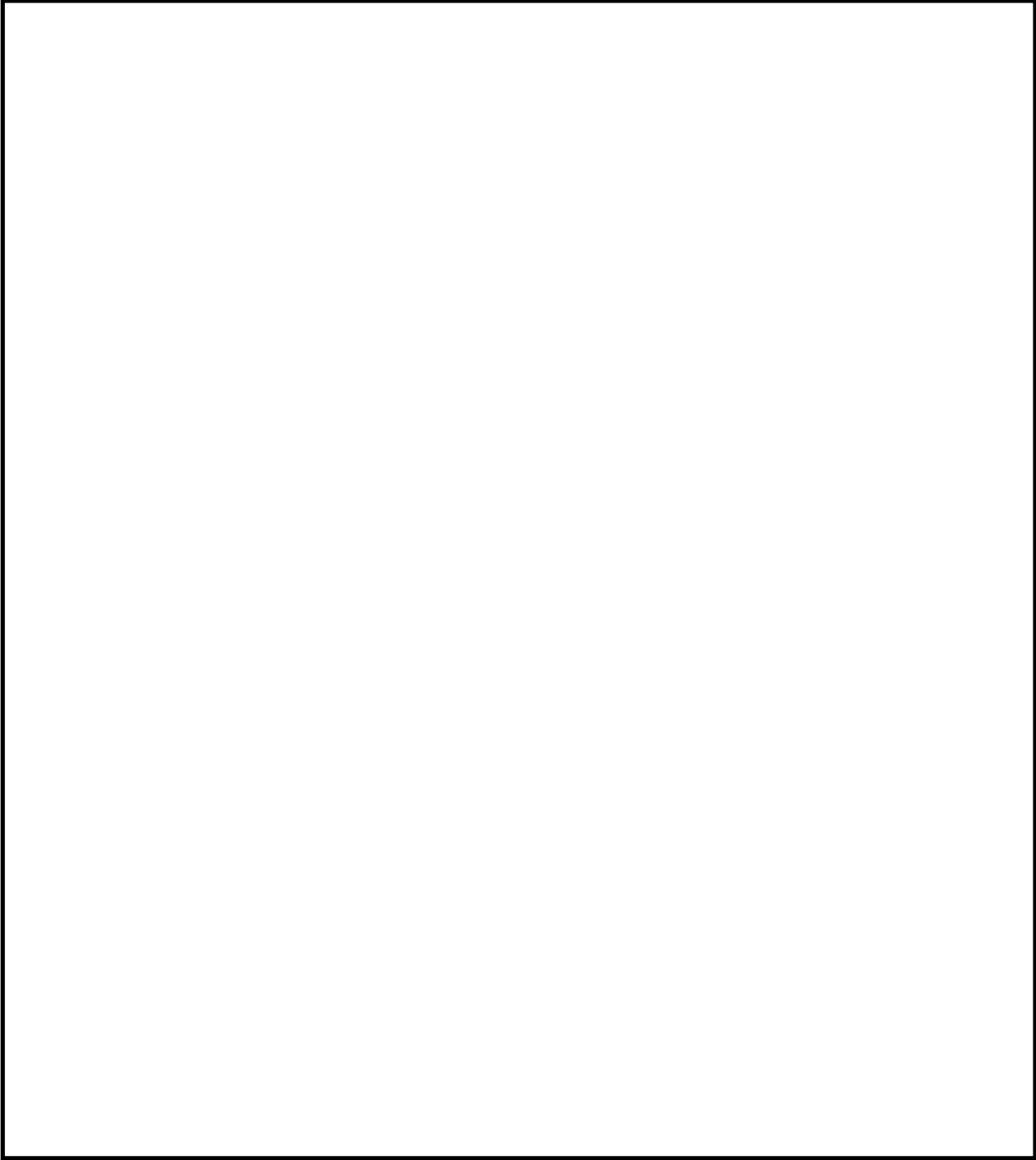
図 2.2-1 (2) 構内排水路 (杭間部) 出口側集水枡構造図(排水系統 I -3・II-1)



(排水系統Ⅱ-2)

(排水系統Ⅲ-1)

図 2.2-1 (3) 構内排水路 (杭間部) 出口側集水枡構造図(排水系統Ⅱ-2・Ⅲ-1)



(排水系統Ⅲ-2)

(排水系統Ⅴ)

図 2.2-1 (4) 構内排水路 (杭間部) 出口側集水枡構造図(排水系統Ⅲ-2・Ⅴ)

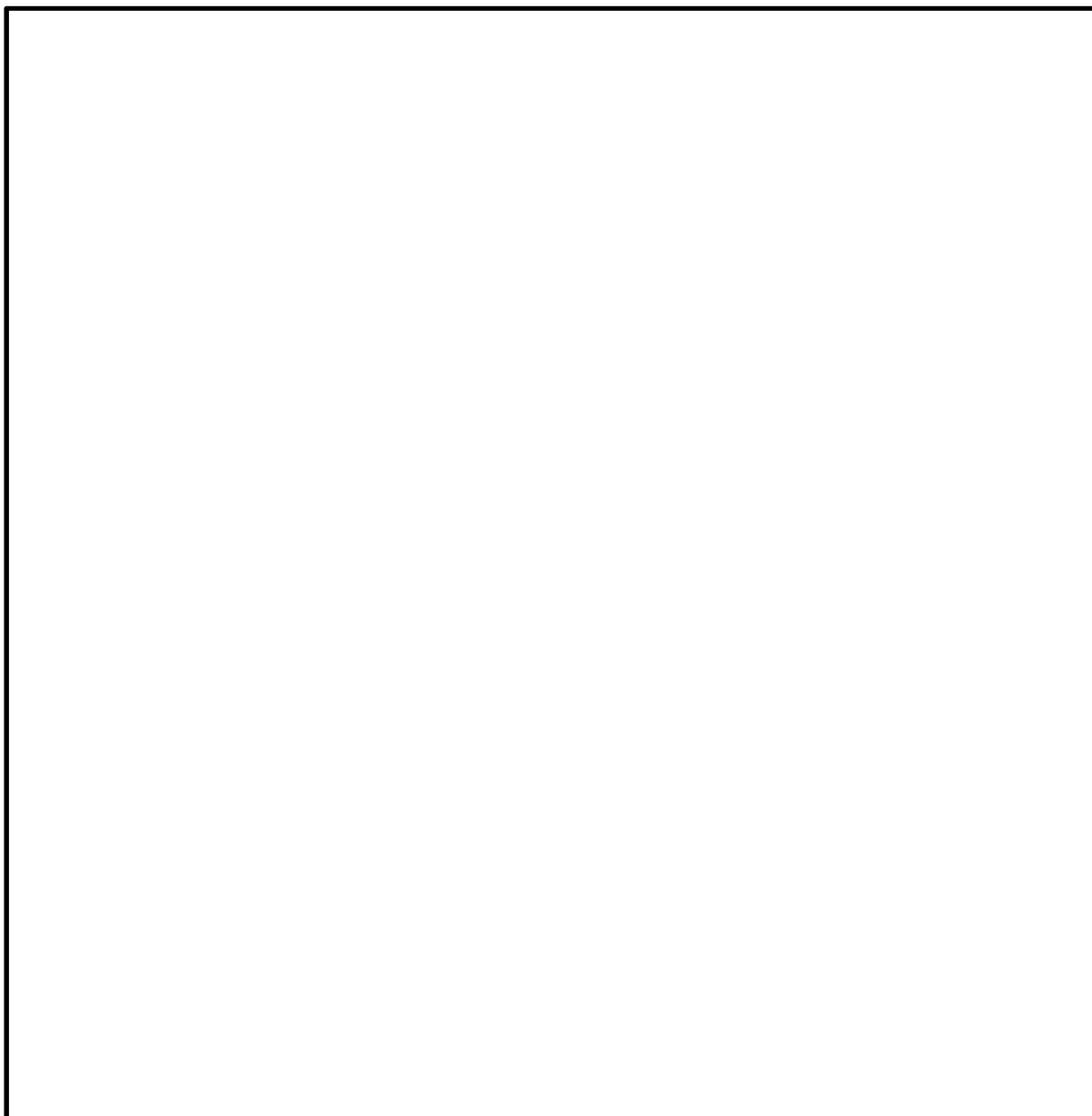


図 2.2-2 集水栞（RC防潮壁部）及び貫通部配管 RC底版の構造概要図

2.3 評価方針

出口側集水桁の評価においては、地震応答解析により得られる応答値を用いて各々の耐震評価を行う。

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地盤剛性及び液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で、ばらつき等を考慮して設定する。

構造物への地盤変位に対する保守的な配慮として、地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する。その際は、原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性）を仮定する。

構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の影響を考慮する。その際は、原地盤において非液状化の条件を仮定した解析を実施する。

2.3.1 杭間部

出口側集水桁（杭間部）の耐震評価は、「3. 地震応答解析」により得られた解析結果に基づき、設計基準対象施設として表 2.3-1 の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することにより、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

構造部材の健全性評価については、部材に発生する発生応力が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接地圧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。

集水桁の耐震評価フローを図 2.3-2 に示す。

表 2.3-1 出口側集水桁（杭間部）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	出口側集水桁（杭間部）の全構造部材	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
有意な漏えいを生じないこと	構造部材の健全性	出口側集水桁（杭間部）の全構造部材	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。

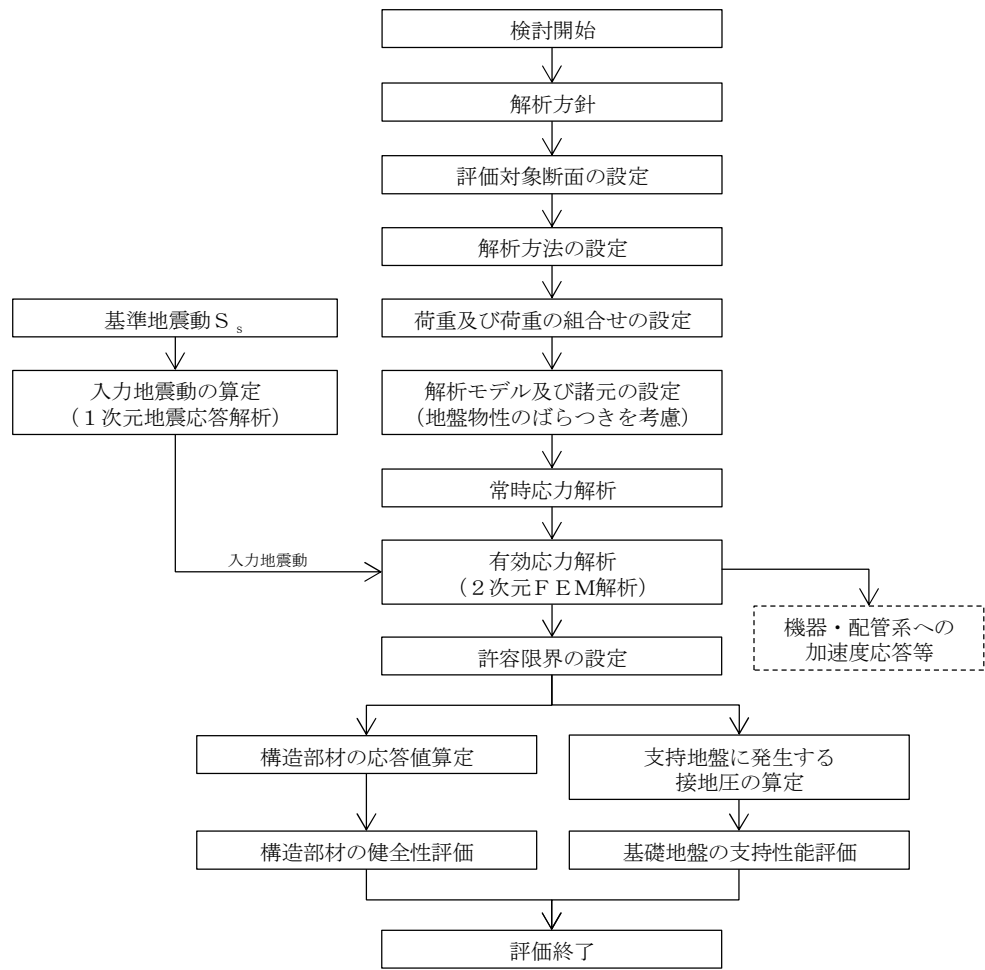


図 2.3-2 出口側集水枡（杭間部）の耐震評価フロー

2.3.2 R C防潮壁部

出口側集水枡（R C防潮壁部）の耐震評価は、「3. 地震応答解析」により得られた解析結果に基づき、設計基準対象施設として表 2.3.2-1 の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価を行う。

構造部材の健全性評価を実施することにより、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

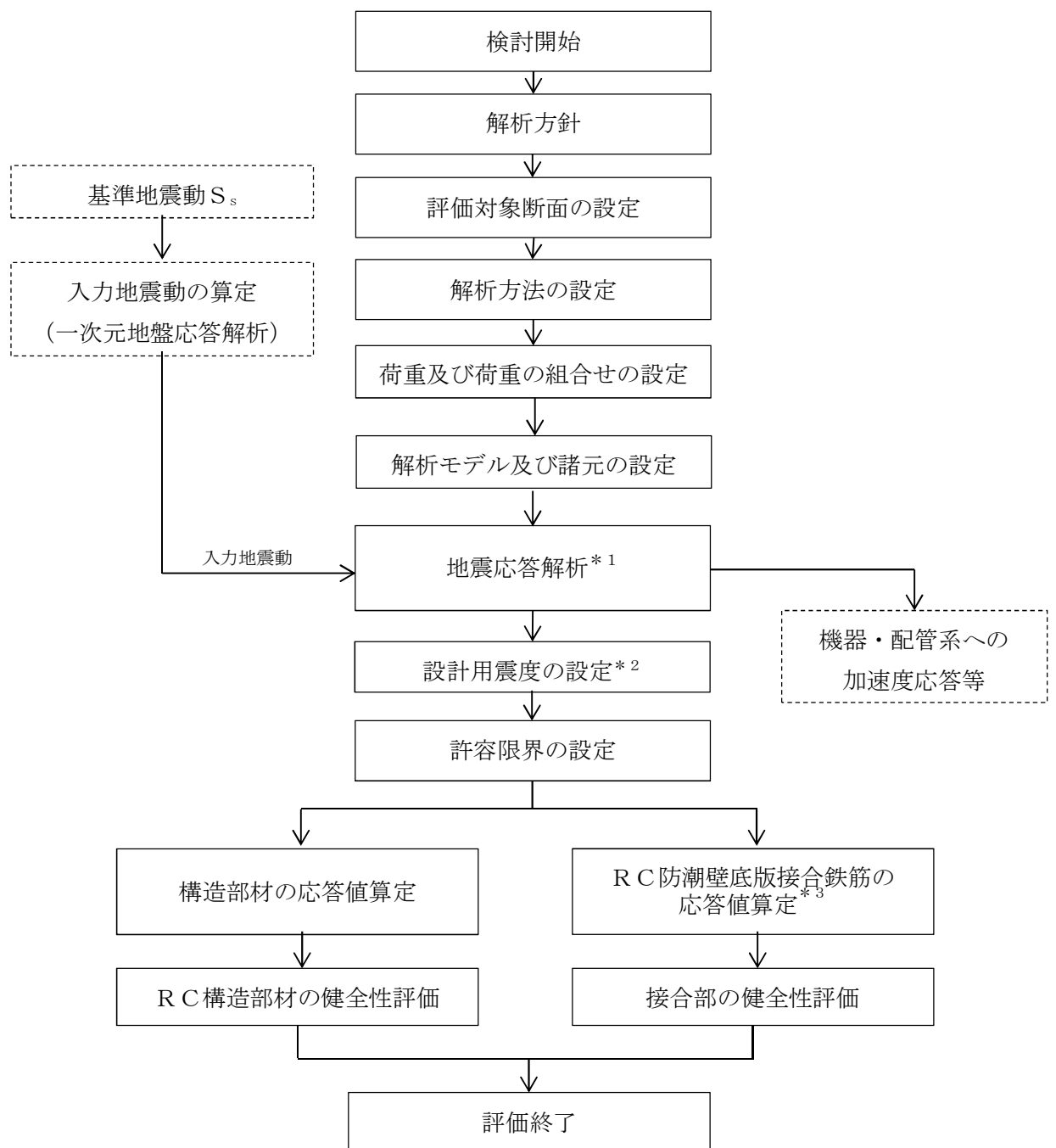
構造部材の健全性評価については、部材に発生する発生応力が許容限界以下であることを確認する。

出口側集水枡（R C防潮壁部）の支持性能評価については、鉄筋コンクリート防潮壁底版と一体化することから、底版との接合鉄筋に生ずる発生応力が許容限界以下であることを確認する。

出口側集水枡（R C防潮壁部）の耐震評価フローを図 2.3.2-2 に示す。

表 2.3.2-1 出口側集水枡（R C防潮壁部）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	出口側集水枡（R C防潮壁部）の全構造部材	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	構造物の支持性能	R C防潮壁底版との一体化部 底版との接合鉄筋	曲げ軸力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
有意な漏えいを生じないこと	構造部材の健全性	出口側集水枡（R C防潮壁部）の全構造部材	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度



注記 *1：地盤応答解析は、「6.2.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明書」の地震応答解析結果を用いる。

*2：地震時応答解析にて算出された最大加速度による設計用震度を設定する。

図 2.3.2-2 出口側集水柵（RC防潮壁部）の耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準類を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）
- ・道路土工 カルバート工指針（平成21年度版）
- ・道路橋示方書（I共通編・IV下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成24年3月）
- ・道路橋示方書（I共通編・IV下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）
- ・新しい高性能鋼材の利用技術照査研究報告書～SBHS500(W)，SBHS700(W)の設計・製作ガイドライン（案）～（土木学会，平成21年11月）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準等	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）	—
荷重及び荷重の組み合わせ		・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み合わせを検討
許容限界	コンクリート	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年） ・道路土工 カルバート工指針（平成21年度版）	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げ軸力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認 ・せん断力に対する照査は，発生応力または発生せん断力が，短期許容応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認
	鉄筋	・道路橋示方書・同解説 IV下部構造編（平成24年3月）	
	鋼管杭	・新しい高性能鋼材の利用技術照査研究報告書～SBHS500(W)，SBHS700(W)の設計・製作ガイドライン（案）～（土木学会，平成21年11月）	
地震応答解析		・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）	・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

3. 地震応答解析

3.1 評価対象断面

3.1.1 杭間部

出口側集水枡（杭間部）は防潮堤横断方向と防潮堤縦断方向で同じ構造であること、構内排水路逆流防止設備の検討が横断方向であることを考慮して、防潮堤横断方向を評価対象断面方向として選定する。

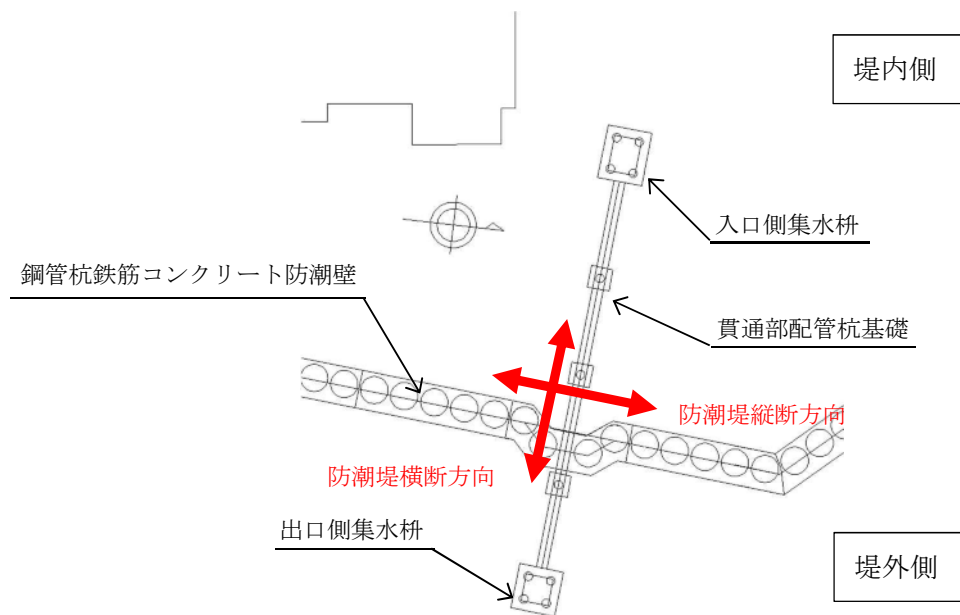


図 3.1.1-1 構内排水路逆流防止設備平面図

評価対象断面は、出口側集水枡及び鋼管杭に影響を与える津波波圧及び地盤変位が大きいと考えられる排水系統 I-2 の断面とする。評価対象断面の選定結果を表 3.1.1-1 に示す。

評価対象断面選定の詳細については、「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について 5.10.8 構内排水路逆流防止設備」に示す。

表 3.1.1-1 (1) 評価対象断面の選定結果 (杭間部) (1/2)

断面 (排水 系統)	区間*	構造的特徴	入力津波高さ	出口側集水橋 底版上面標高	構内排水路逆流防 止設備設置 標高 (下端)	間接支持 する設備	評価 断面	選定結果
I-2	Ⅲ区間	・杭基礎構造 である。	T.P. +17.9 m	T.P. +0.7 m	第四紀層が厚く堆 積し、岩盤上面標 高が低い。	フラップ ゲート	○	最大せん断ひずみ及び最大曲げモー メントが大きいため、評価対象 断面に選定する。
I-3	Ⅲ区間	・杭基礎構造 である。	T.P. +17.9 m	T.P. +0.9 m	第四紀層が厚く堆 積し、岩盤上面標 高が低い。	フラップ ゲート	—	排水系統 I-2 断面に比べて、最大 せん断ひずみ及び最大曲げモー メントが小さいため、評価対象断面 に選定しない。
II-1	Ⅳ区間	・杭基礎構造 である。	T.P. +15.4 m	T.P. +1.4 m	第四紀層が厚く堆 積し、岩盤上面標 高が低い。	フラップ ゲート	—	排水系統 I-2 断面、排水系統 I-3 断面に比べて津波波圧が小さいた め、評価対象断面としない。
II-2	Ⅳ区間	・杭基礎構造 である。	T.P. +15.4 m	T.P. +1.7 m	第四紀層が厚く堆 積し、岩盤上面標 高が低い。	フラップ ゲート	—	排水系統 I-2 断面、排水系統 I-3 断面に比べて津波波圧が小さいた め、評価対象断面としない。

注記 * : 「5.10.5 防潮堤 (鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)」の図 5.10.5-4 評価対象断面候補の平面配置図において設定した区間

表 3.1.1-1 (2) 評価対象断面の選定結果 (杭間部) (2/2)

断面 (排水 系統)	区間*	構造的特徴	入力津波高さ	出口側集水桁 底板上面標高	周辺地質	間接支持 する設備	評価 断面	選定結果
Ⅲ-1	Ⅱ区間	・杭基礎構造 である。	T.P. +17.9 m	T.P. +4.7 m	第四紀層が薄く 堆積し、岩盤上 面標高が高い。	フラップ ゲート	—	排水系統Ⅰ-2断面、排水系統Ⅰ-3 断面に比べて津波波圧が小さいた め、評価対象断面としない。
Ⅲ-2	Ⅱ区間	・杭基礎構造 である。	T.P. +17.9 m	T.P. +4.6 m	第四紀層が薄く 堆積し、岩盤上 面標高が高い。	フラップ ゲート	—	排水系統Ⅰ-2断面、排水系統Ⅰ-3 断面に比べて津波波圧が小さいた め、評価対象断面としない。
V	Ⅱ区間	・杭基礎構造 である。	T.P. +17.9 m	T.P. +4.5 m	第四紀層が薄く 堆積し、岩盤上 面標高が高い。	フラップ ゲート	—	排水系統Ⅰ-2断面、排水系統Ⅰ-3 断面に比べて津波波圧が小さいた め、評価対象断面としない。

注記 *：「5.10.5 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）」の図 5.10.5-4 評価対象断面候補の平面配置図において設定した区間

構内排水路逆流防止設備の加速度応答を抽出する評価対象断面は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象断面である断面②とする。

排水系統 I-2 の断面位置を図 3.3.1-2 に示す。また、排水系統 I-2 の断面図を図 3.3.1-3 に示す。

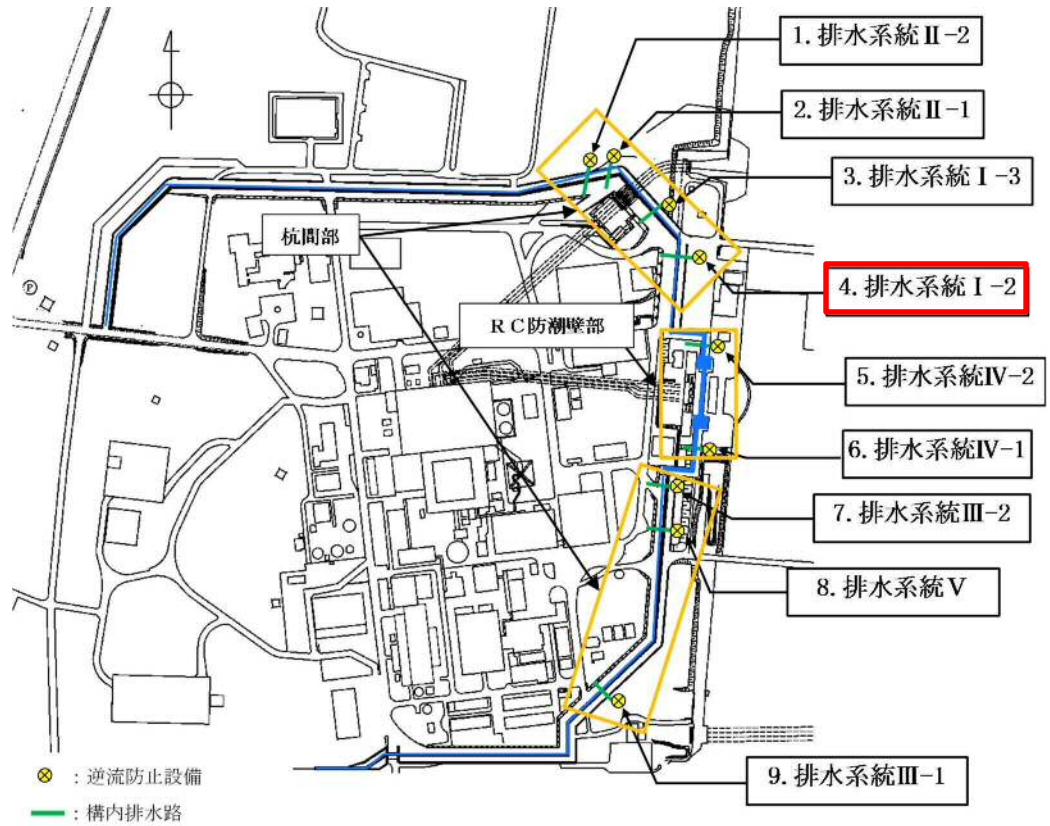


図 3.3.1-2 構内排水路逆流防止設備の配置及び地震応答解析断面位置図

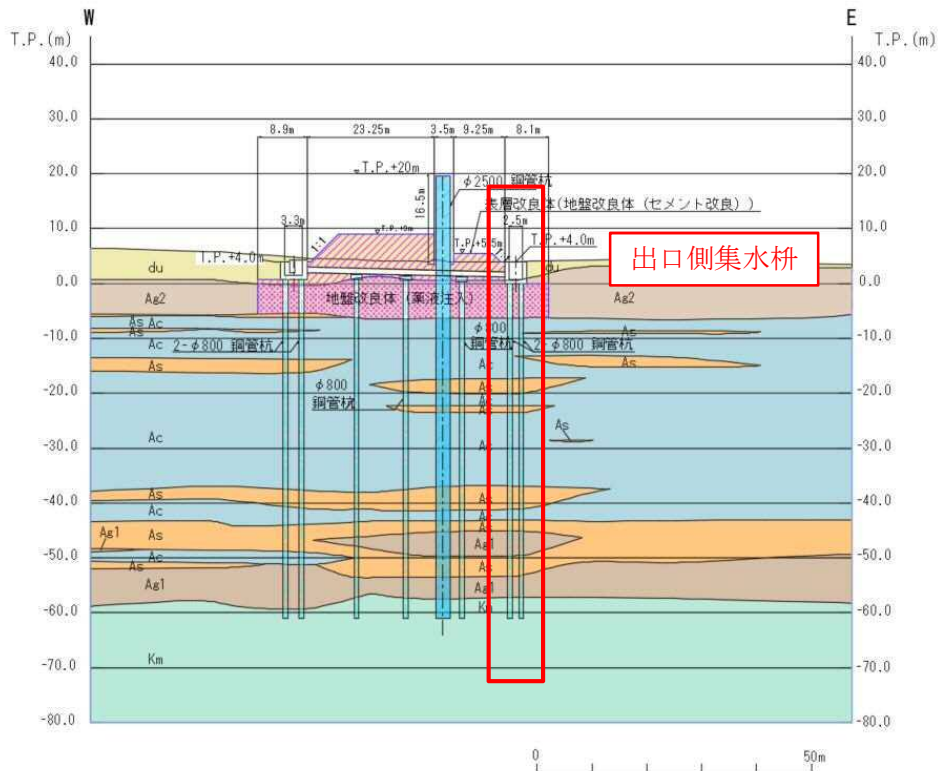


図 3.3.1-3 評価対象断面図 (排水系統 I-2)

3.1.2 RC防潮壁部

出口側集水桁（RC防潮壁部）は防潮堤横断方向と防潮堤縦断方向で同じ構造であること、RC防潮壁側を固定支持とする片持ち梁モデルにて評価すること、構内排水路逆流防止設備の検討が横断方向であることを考慮して、防潮堤横断方向を評価対象断面方向として選定する。

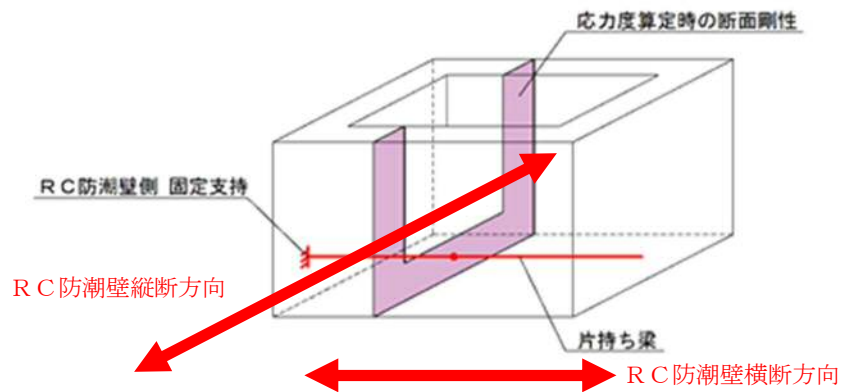


図 2.5-2 片持ち梁モデル図

評価対象断面は、排水管がRC防潮壁基礎を貫通する2つの経路のうち、各地震応答解析結果の応答値より得られる設計震度が大きい排水系統IV-1を選定する。評価対象断面の選定結果を表3.1.2-1に示す。

評価対象断面選定の詳細については、「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について 5.10.8 構内排水路逆流防止設備」に示す。

表 3.1.2-1 評価対象断面の選定結果（RC防潮壁部）

断面 (排水 系統)	構造的特徴	入力津波高さ	設置地盤標高	周辺地質	間接支持 する設備	評価 断面	選定結果
IV-1	・RC防潮壁と 一体構造であ る。	T.P. +17.9 m	T.P. +2.7 m	第四紀層が薄く堆 積し、岩盤上面標 高が高い。	フラップ ゲート	○	排水系統IV-2 と同一構造であるが、 排水系統IV-2 に比べて第四紀層が薄 く堆積し、設計震度が大きいため評 価対象断面とする。
IV-2	・RC防潮壁と 一体構造であ る。	T.P. +17.9 m	T.P. +2.7 m	第四紀層が厚く堆 積し、岩盤上面標 高が低い。	フラップ ゲート	—	排水系統IV-1 と同一構造であるが、 排水系統IV-1 に比べて第四紀層が厚 く堆積し、設計震度が小さいため評 価対象断面としない。

排水系統IV-1 の断面位置を図 3.1.2-1 に示す。また、排水系統IV-1 の断面図を図 3.1.2-2 に示す。

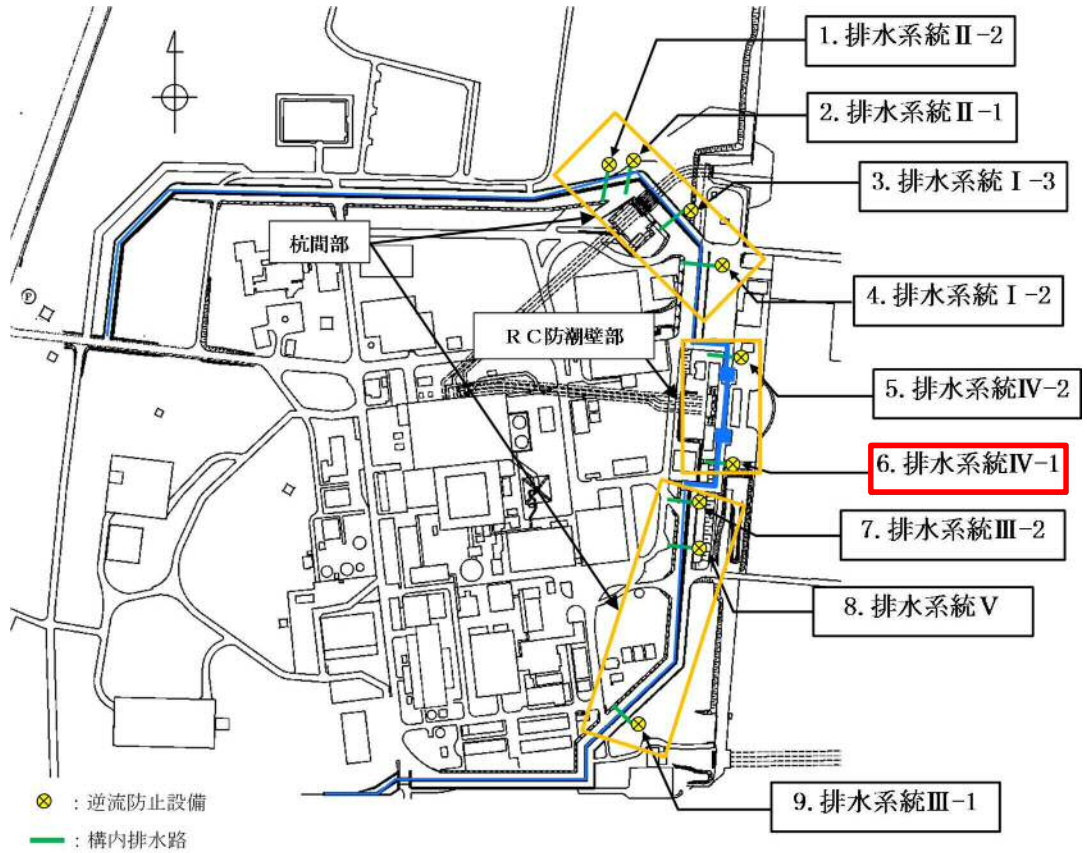


図 3.1.2-1 構内排水路逆流防止設備の配置及び評価対象断面位置図

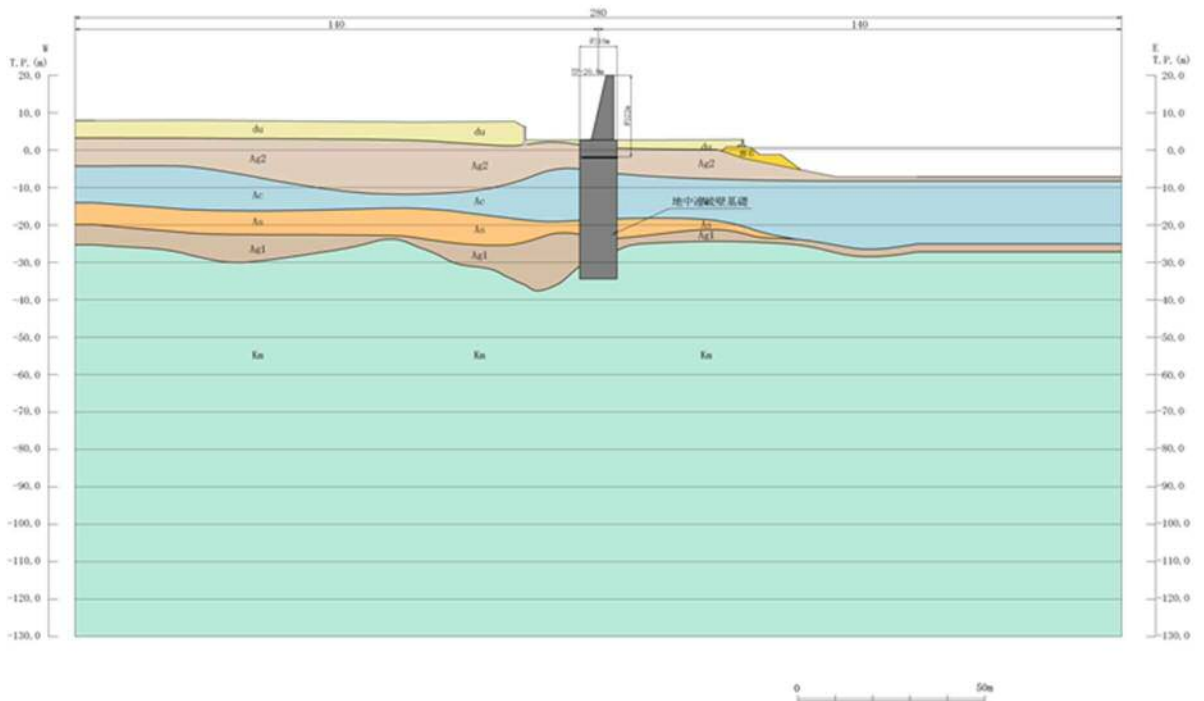


図 3.1.2-2 評価対象断面図 (排水系統IV-1)

3.2 解析方法

3.2.1 杭間部

地震応答解析は、添付書類「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」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答計算では、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「V-5-10 計算機プログラム（解析コード）の概要・FLIP」に示す。

図 3.2.1-1 に出口側集水枡（杭間部）の地震応答解析フロー図を示す。

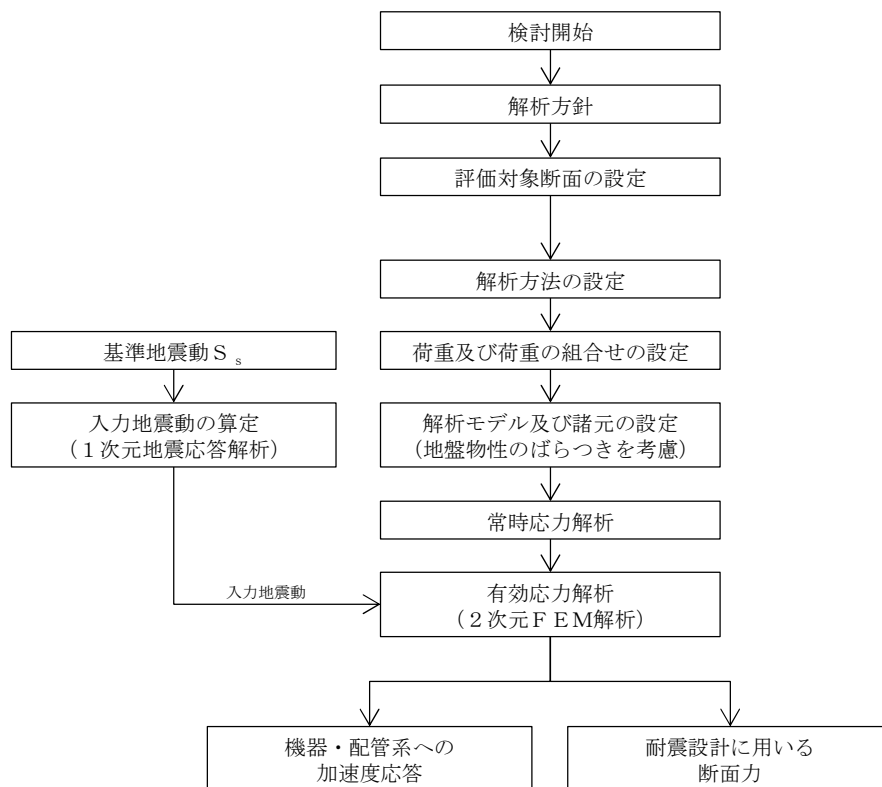


図 3.2.1-1 出口側集水枡（杭間部）の地震応答解析フロー

(1) 地震応答解析手法

出口側集水枡（杭間部）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次元有効応力解析を用いて、基準地震動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。鋼管杭及び鉄筋コンクリート防潮壁は線形梁要素によりモデル化する。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モデル化とする。

地震応答解析手法の選定フローを図 3.2.1-1 に示す。

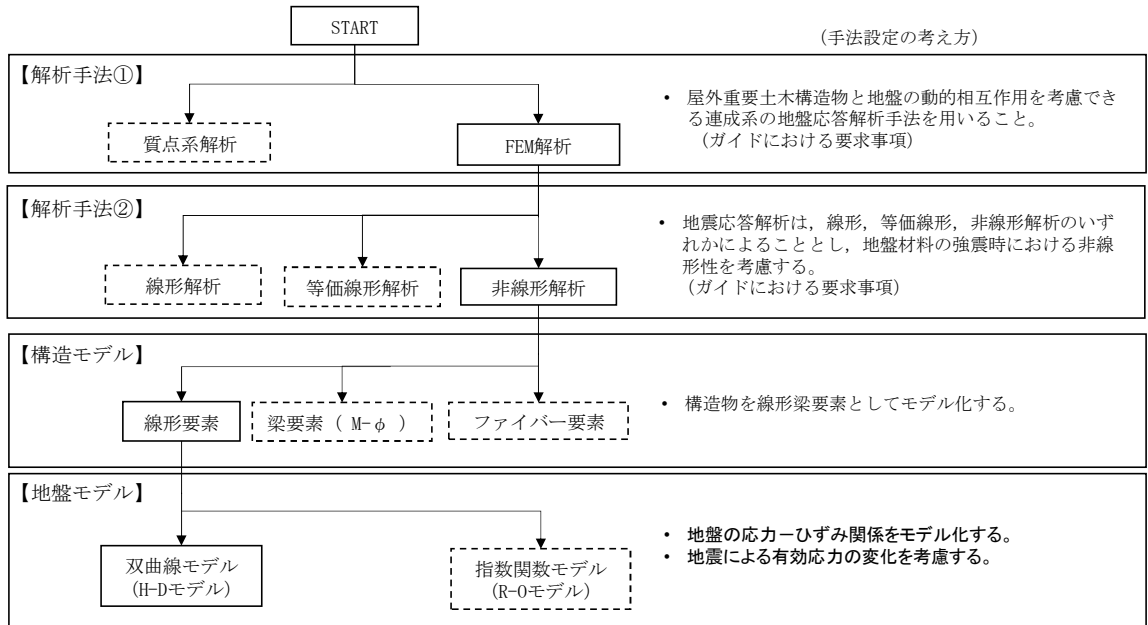


図 3.2.1-2 地震応答解析手法の選定フロー

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。

(2) 構造部材

鋼管杭は、線形梁要素でモデル化する。集水枡の底版及び縦断面に垂直な側壁を線形梁要素でモデル化し、縦断面に平行な面内壁を平面ひずみ要素でモデル化する。

(3) 地盤

地盤剛性のばらつき及び地盤の液状化強度特性のばらつきの影響を考慮するため、表 3.2.1-1 に示す解析ケース（①～⑥）を設定する。

表 3.2.1-1 有効応力解析における解析ケース

解析ケース	①	②	③	④	⑤	⑥
解析ケース	原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース	地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	原地盤において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を考慮(+1σ)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	原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮(+1σ)	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮(-1σ)	敷地に存在しない豊浦標準砂のせん断波速度	原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮(+1σ)
液状化強度特性の設定	原地盤に基づく液状化強度特性(-1σ)	原地盤に基づく液状化強度特性(-1σ)	原地盤に基づく液状化強度特性(-1σ)	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

地盤剛性のばらつきの影響を考慮するため、原地盤におけるせん断波速度の原位置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、せん断波速度を「回帰曲線+1σ」（以下「+1σ」という。）とする解析ケース（解析ケース②、⑥）及び「回帰曲線-1σ」（以下「-1σ」という。）とする解析ケース（解析ケース③）を設定する。

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、原地盤の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)にて設定することを基本とする（解析ケース①、②、③）。

また、構造物への地盤変位に対する保守的な配慮として、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースを設定する（解析ケース④）。さらに、構造物及び機器・配管系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⑤、⑥）。

上記の地盤剛性及び液状化強度特性の設定を組合せた解析ケース（①～⑥）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。

(4) 減衰定数

固有値解析により求められる固有振動数及び初期減衰定数に基づく要素剛性比例型減衰を考慮する。

3.2.2 RC防潮壁部

地震応答解析は、添付書類「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」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

図 3.2.2-1 に出口側集水枡（RC防潮壁部）の地震応答解析フロー図を示す。

集水枡の地震応答解析は、必要となる設計震度を応答値より算出し、算出した設計震度によって水平地震動と鉛直地震動を同時加振し、鉄筋コンクリート部材としての構造健全性を確認する。なお、応答値の算出には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。

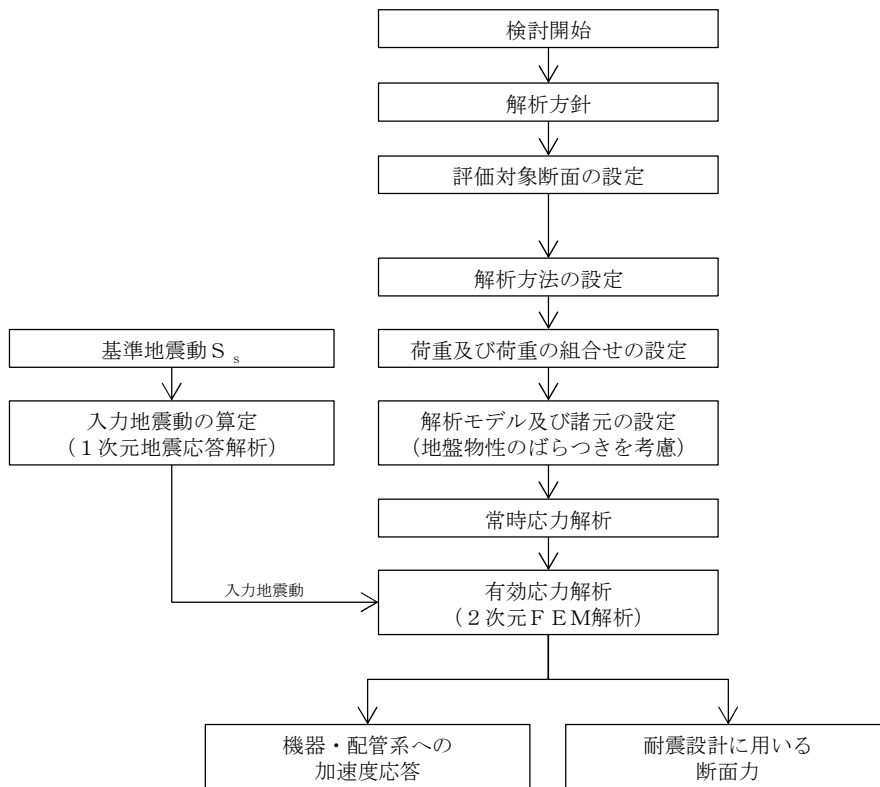


図 3.2.2-1 出口側集水枡（RC防潮壁部）の地震応答解析フロー

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

集水枡の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

出口側集水枡の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)




固定荷重として、躯体自重及び土圧を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、集水枡内の静水圧による荷重を表 3.2.2-1 のように考慮する。また、構内排水路逆流防止設備の荷重 5.88 kN を設置位置に考慮する。

表 3.2.2-1 水荷重概念図

検討方向	想定事象	解析で考慮する水荷重	水荷重図
横断方向	地震時	静水圧	
		動水圧	

-  水圧荷重
-  付加質量で考慮（水平動に作用）
-  付加質量で考慮（鉛直動に作用）

(3) 地震荷重 (K_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

(4) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

(5) 風荷重 (P_k)

風荷重は考慮しない。

3.3.3 荷重の組合せ

(1) 杭間部

荷重の組合せを表 3.3.3-1 及び表 3.3.3-2 に、荷重概念図を図 3.3.3-1 示す。

表 3.3.3-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時	$G + P + K_s + P_s$

G：固定荷重 P：積載荷重

K_s ：地震荷重 P_s ：積雪荷重

表 3.3.3-2 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○ ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	○ ・構内排水路逆流防止設備の荷重を考慮する。
		土被り荷重	－ ・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	－ ・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○ ・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○ ・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		○ ・静水圧を考慮する。
	雪荷重		○ ・雪荷重を考慮する。
変動荷重	風荷重以外	－ ・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。	
	風荷重	－ ・風荷重を考慮しない。	
偶発荷重	水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平及び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	○ ・内水による動水圧を考慮する。	

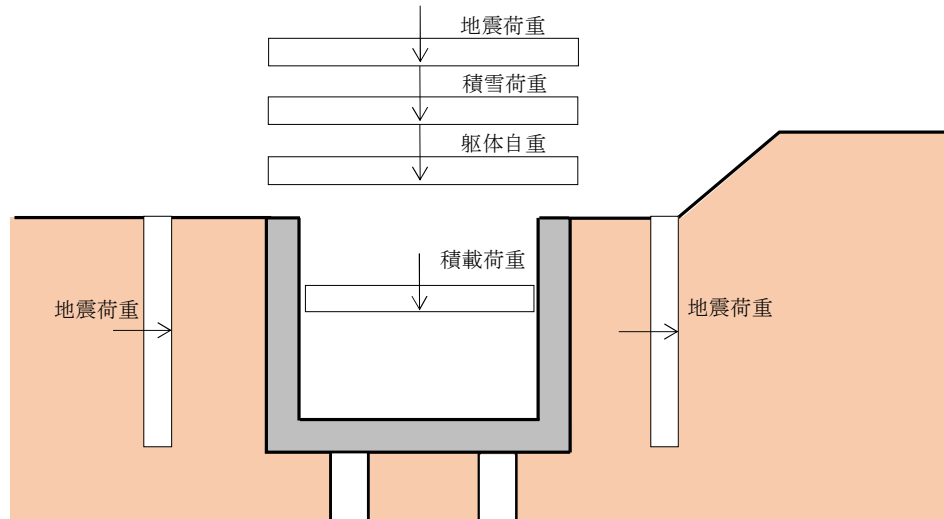


図 3.3.3-1 荷重概念図

(2) RC防潮壁部

荷重の組合せを表 3.3.3-3 に示す。

表 3.3.3-3 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
		外水圧	○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。
		内水圧	—	・内水はないため考慮しない。
		雪荷重	○	・雪荷重を考慮する。
変動荷重	風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。	
	風荷重	—	・風荷重を考慮しない。	
偶発荷重	水平地震動	○	・基準地震動 S_e による水平及び鉛直同時加振する。	
	鉛直地震動	○	・躯体、動土圧を考慮する。	
	動水圧	○	・動水圧を考慮する。	

3.4 入力地震動

3.4.1 杭間部

入力地震動は、添付書類「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。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s 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を用いる。入力地震動算定の概念図を図 3.4.1-1 に、入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 3.4.1-2 に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver.6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「V-5-25 計算機プログラム（解析コード）の概要・k-SHAKE」に示す。

なお、基準地震動 S_s のうち断層モデル波については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向に合わせて方位補正を行う。具体的には NS 方向および EW 方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

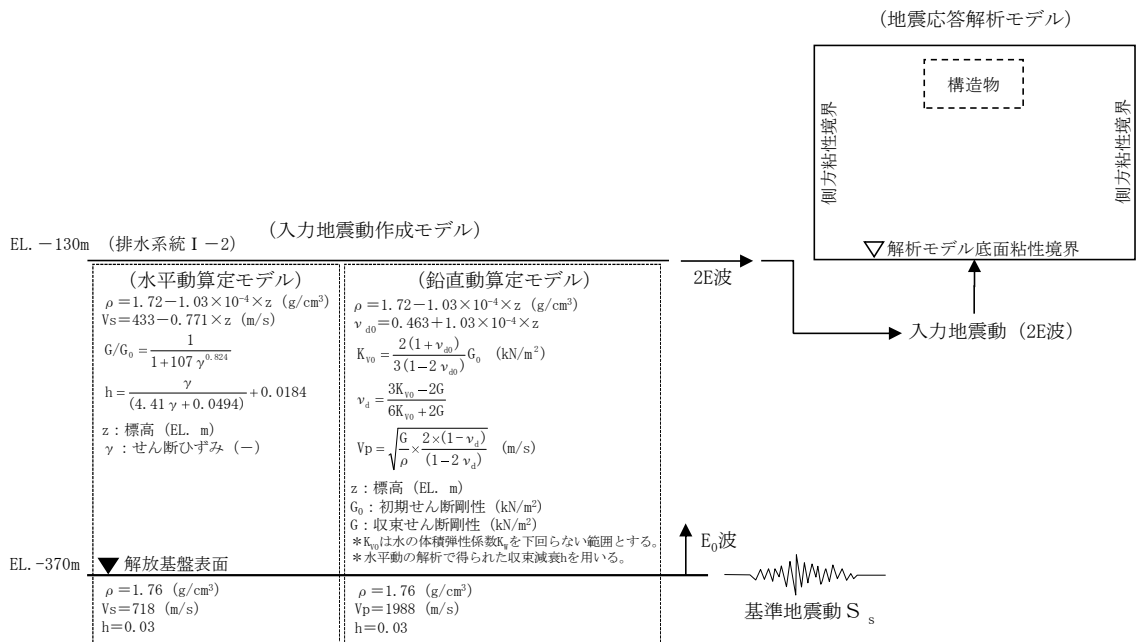
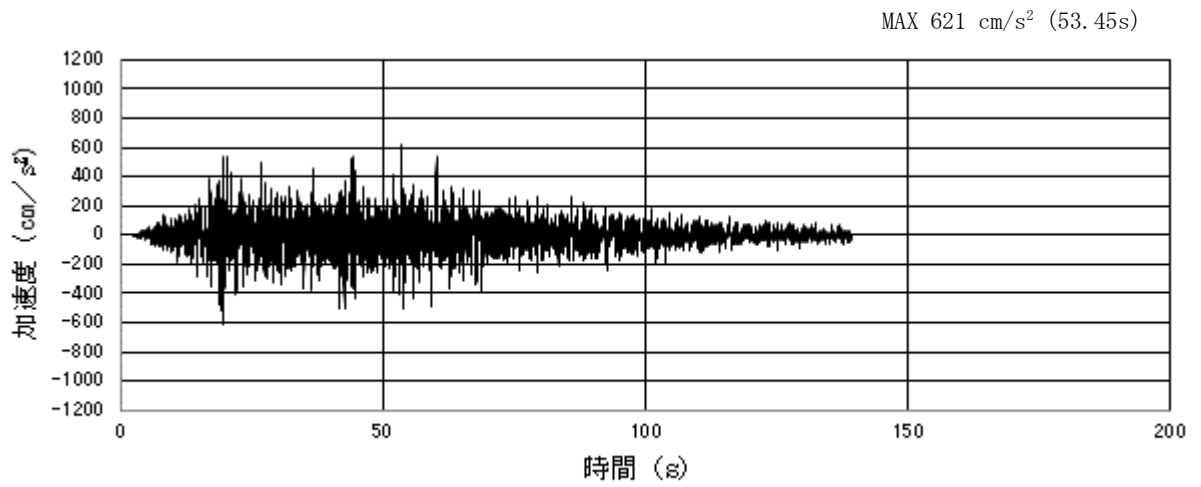
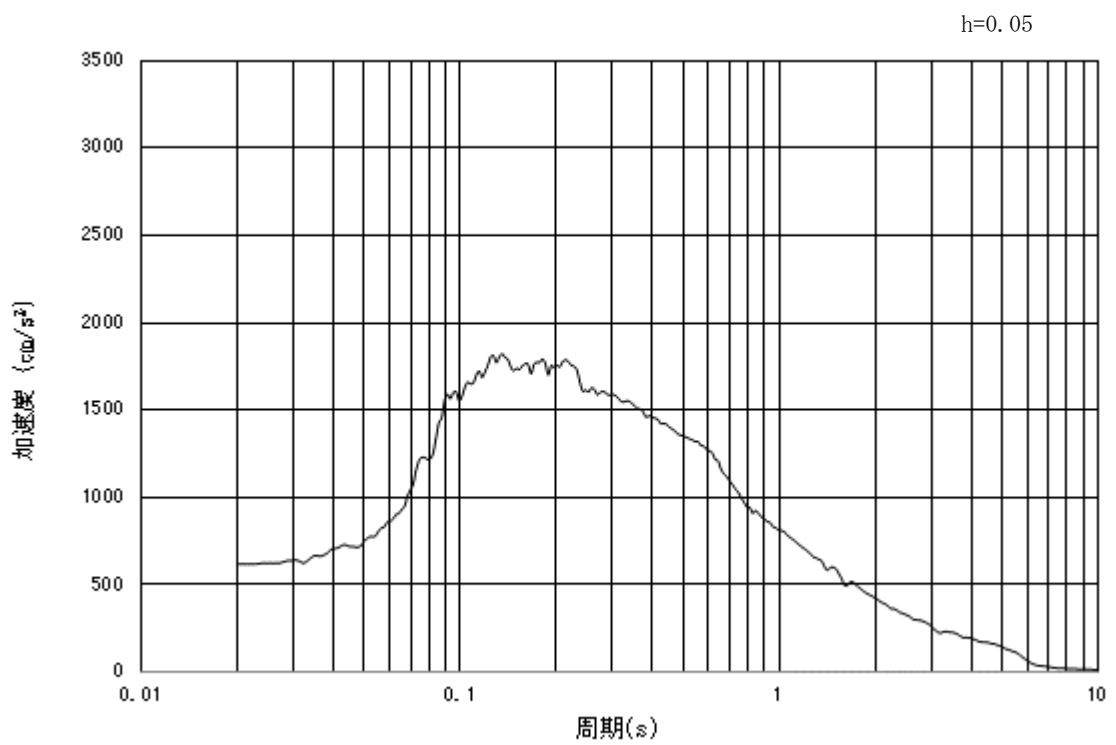


図 3.4.1-1 入力地震動算定の概念図

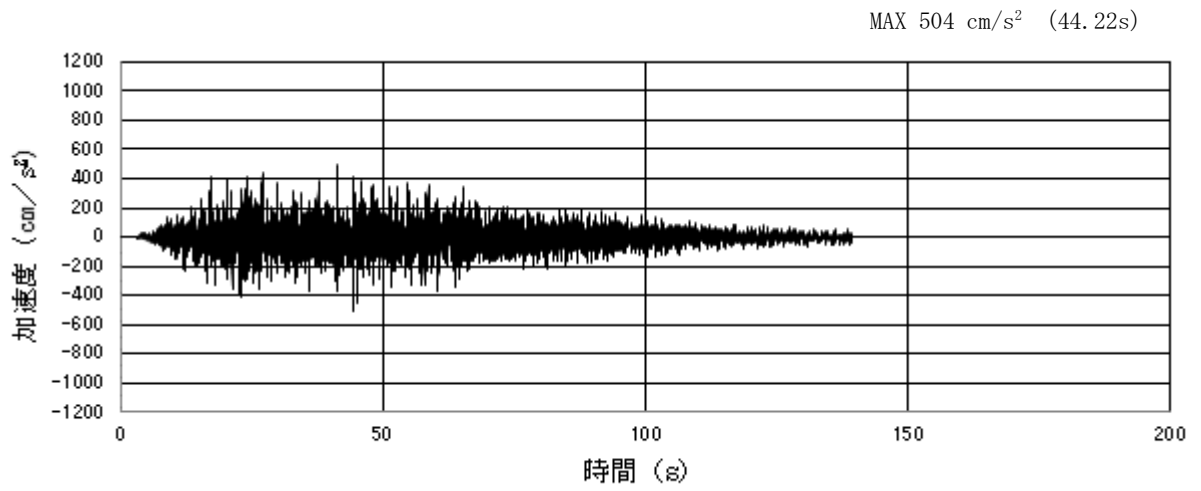


(a) 加速度時刻歴波形

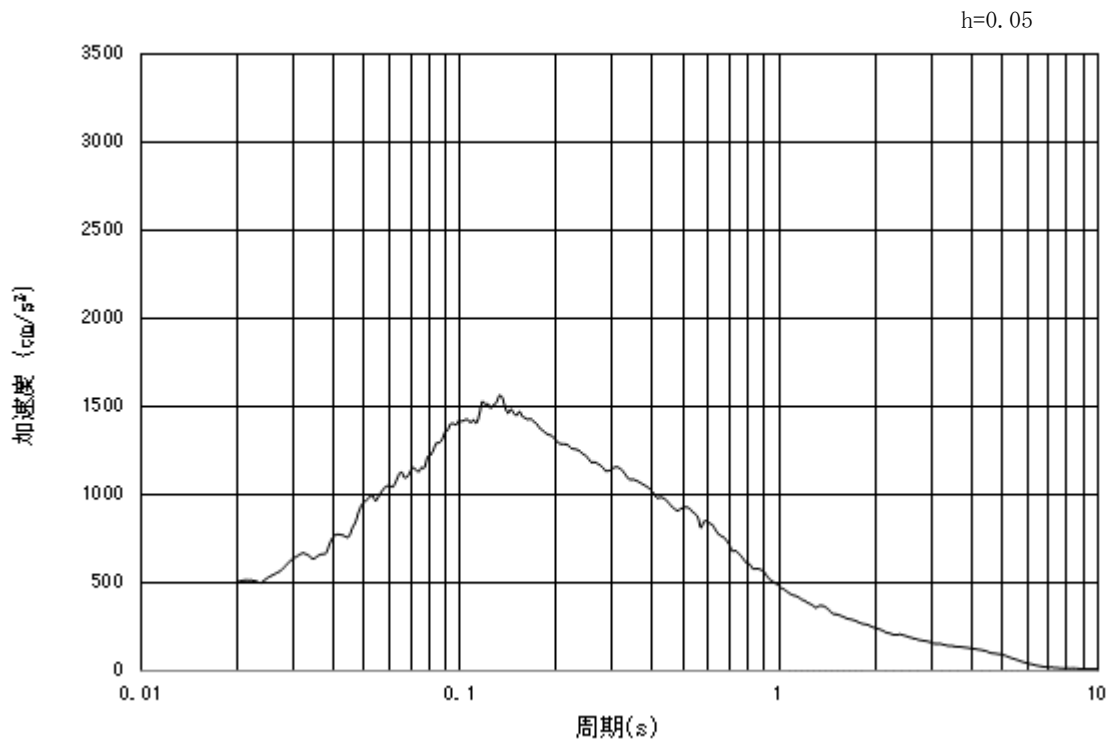


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (1) 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: $S_s - D1$)

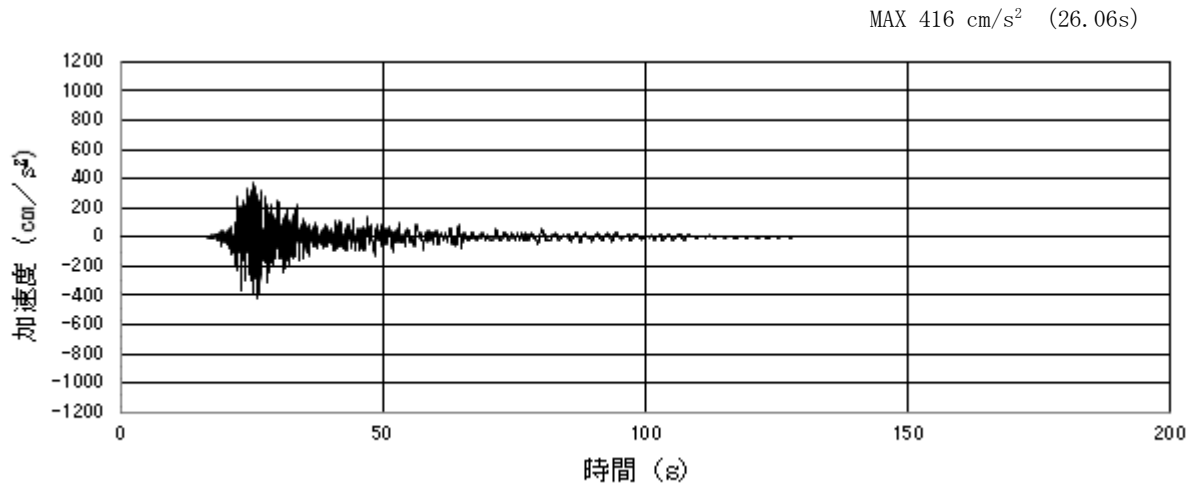


(a) 加速度時刻歴波形

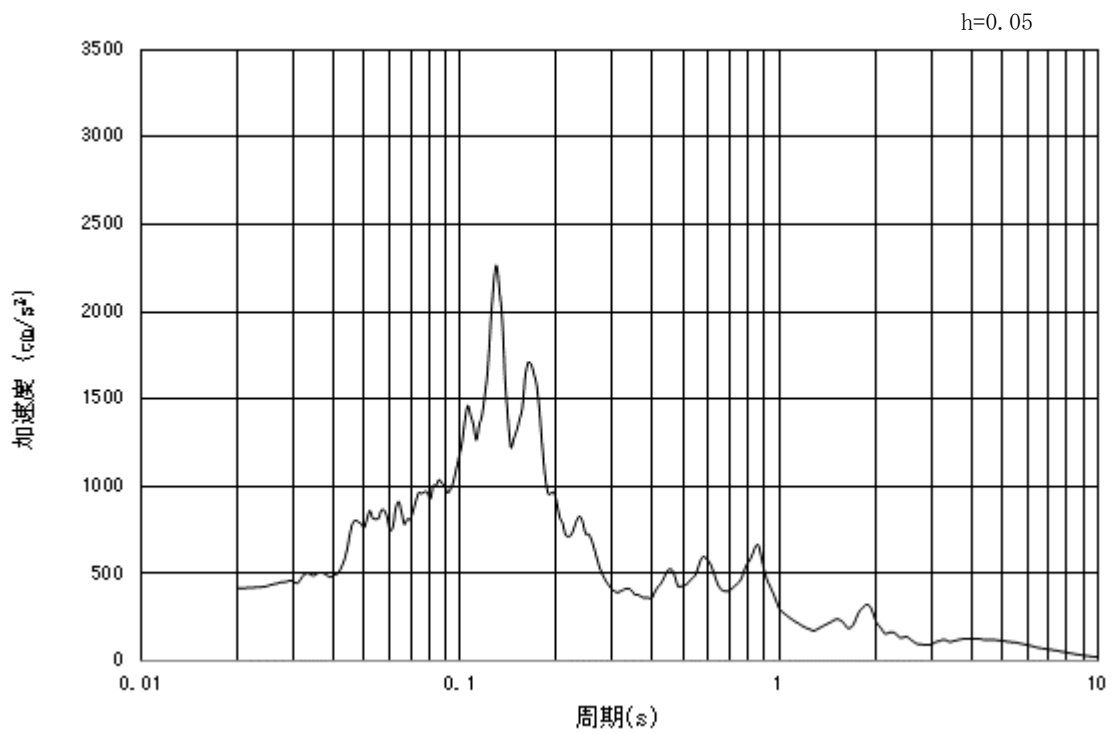


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s-D1)

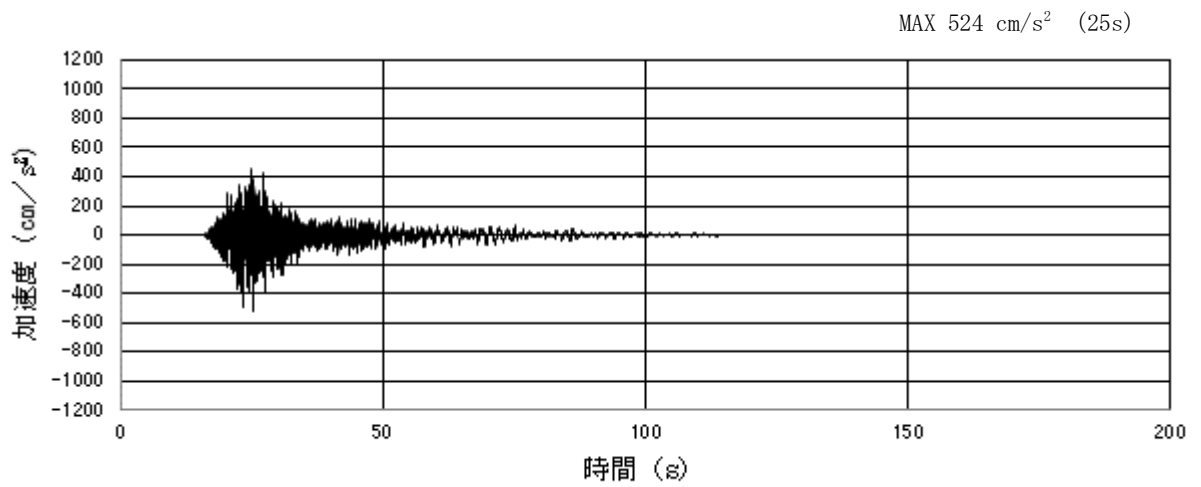


(a) 加速度時刻歴波形

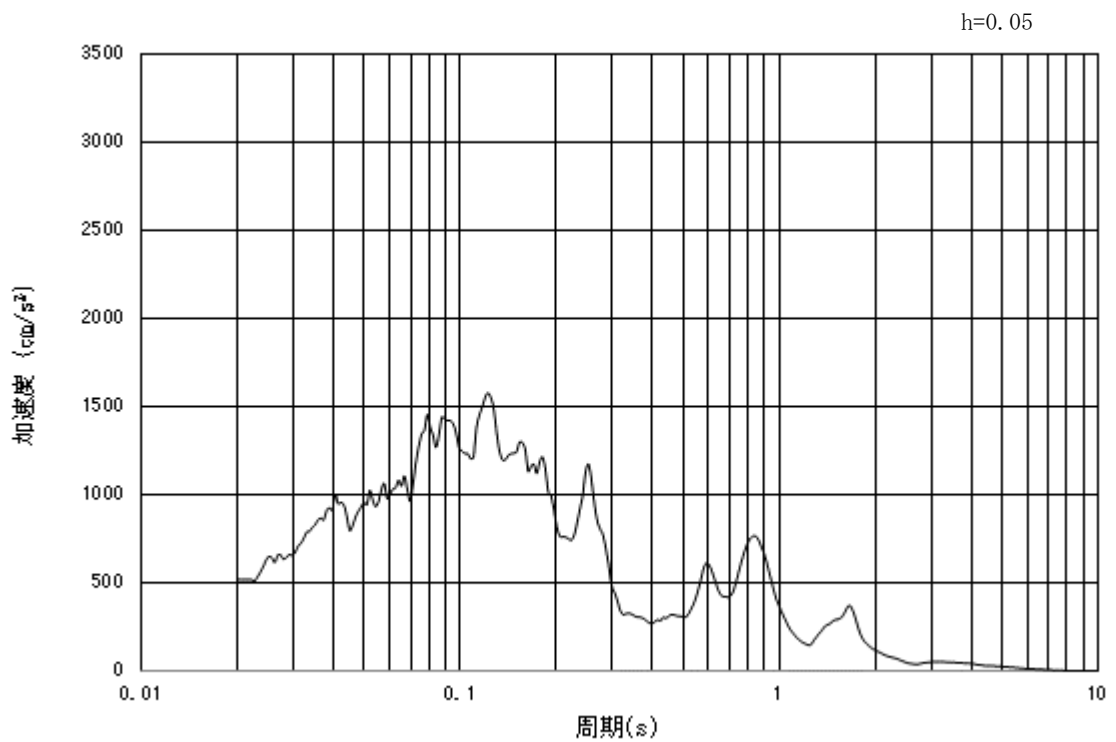


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s - 1 1)

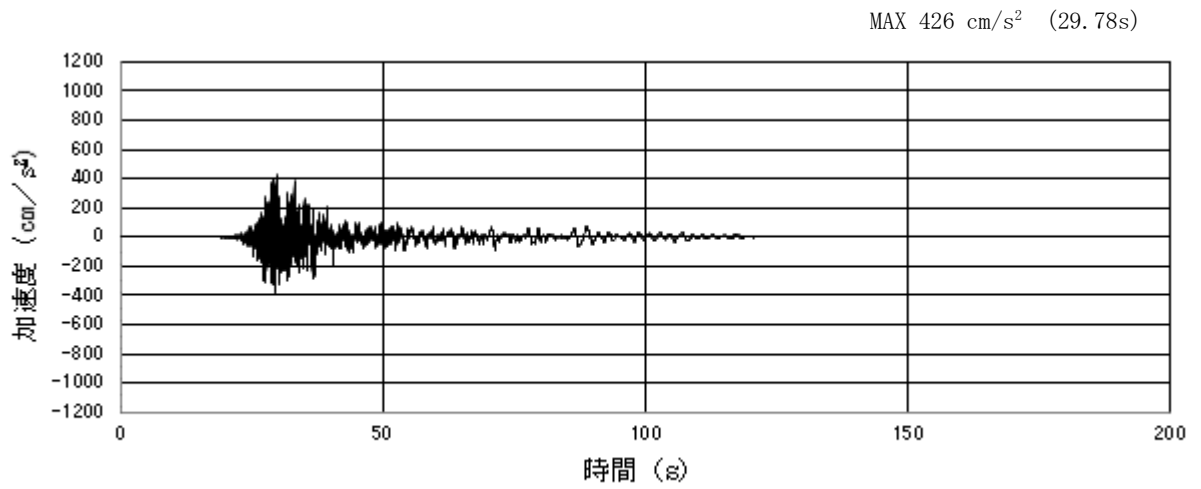


(a) 加速度時刻歴波形

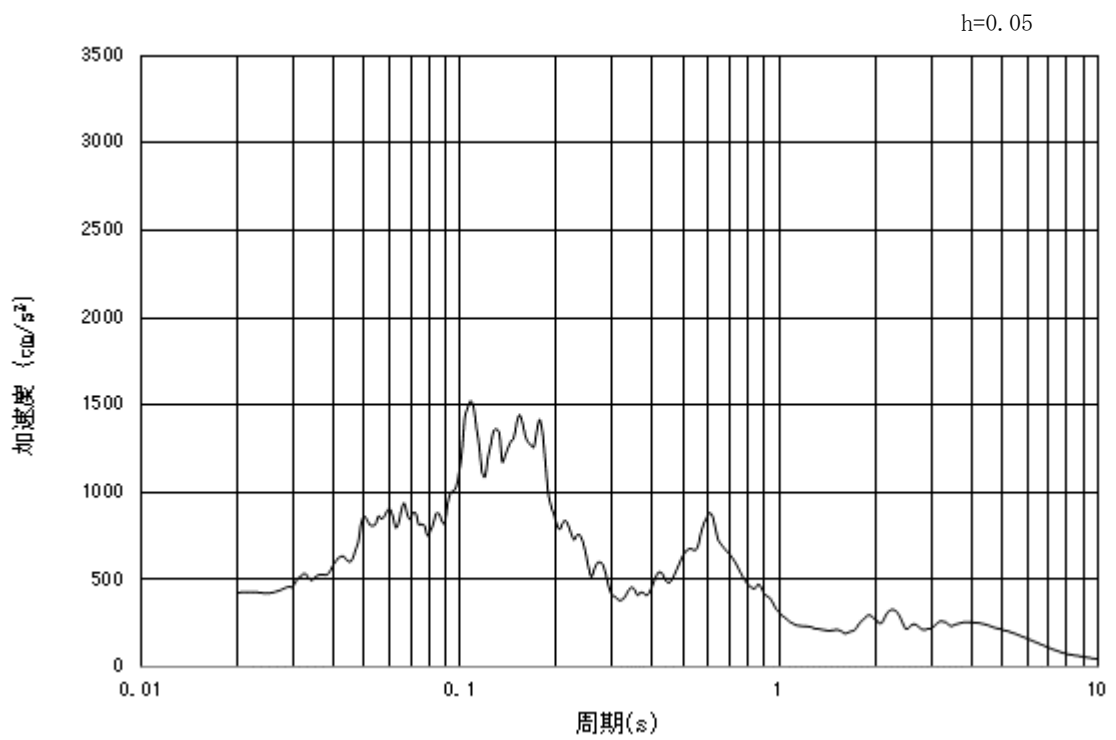


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 11$)

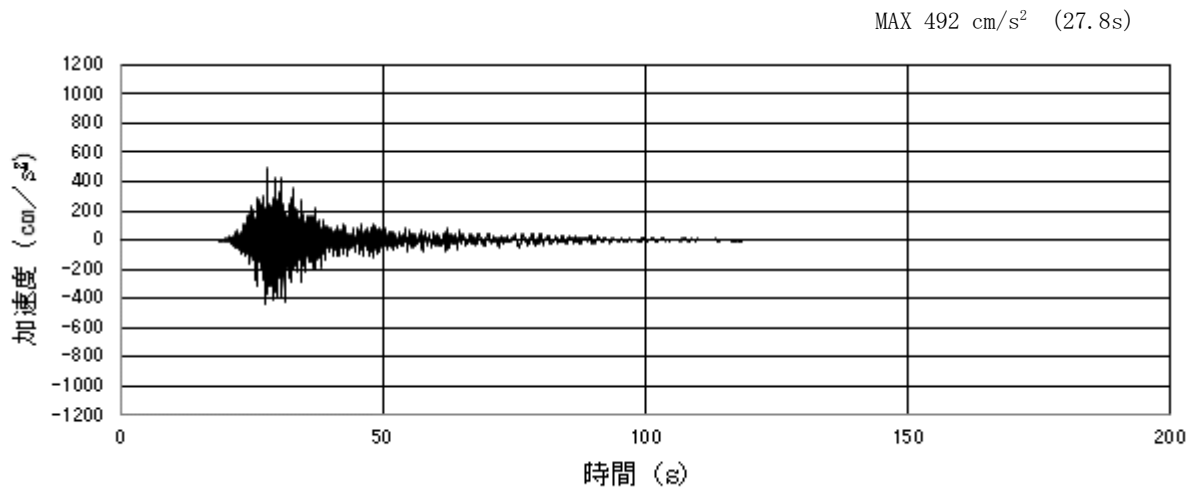


(a) 加速度時刻歴波形

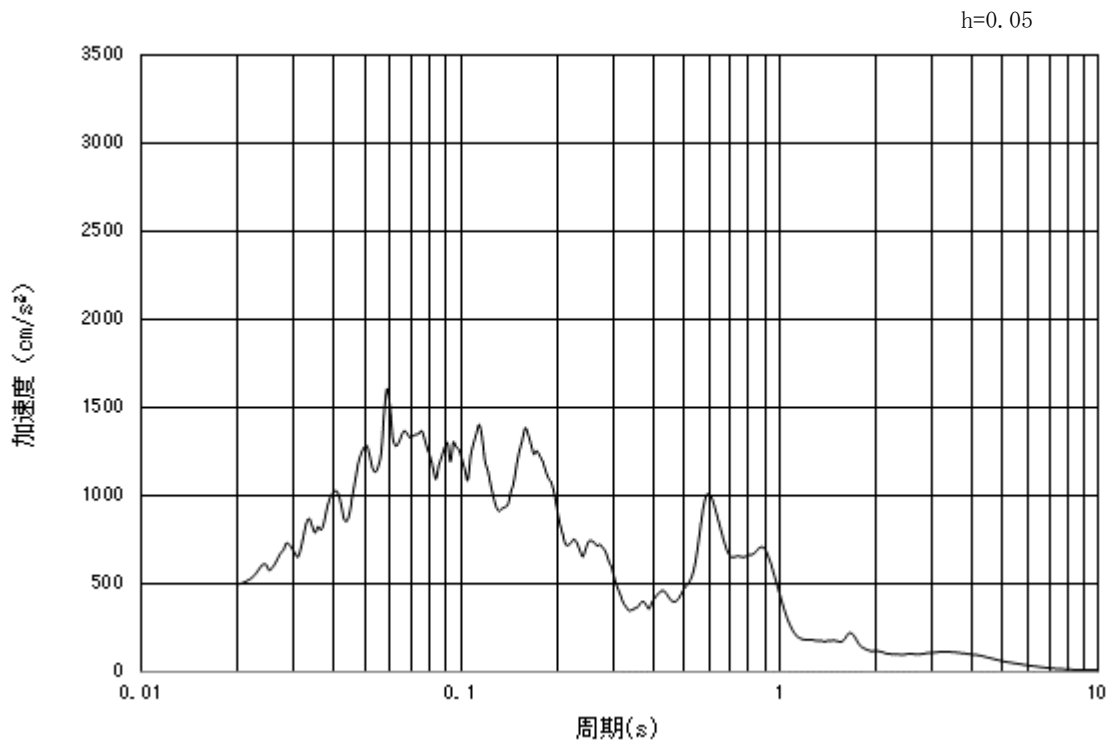


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 12$)

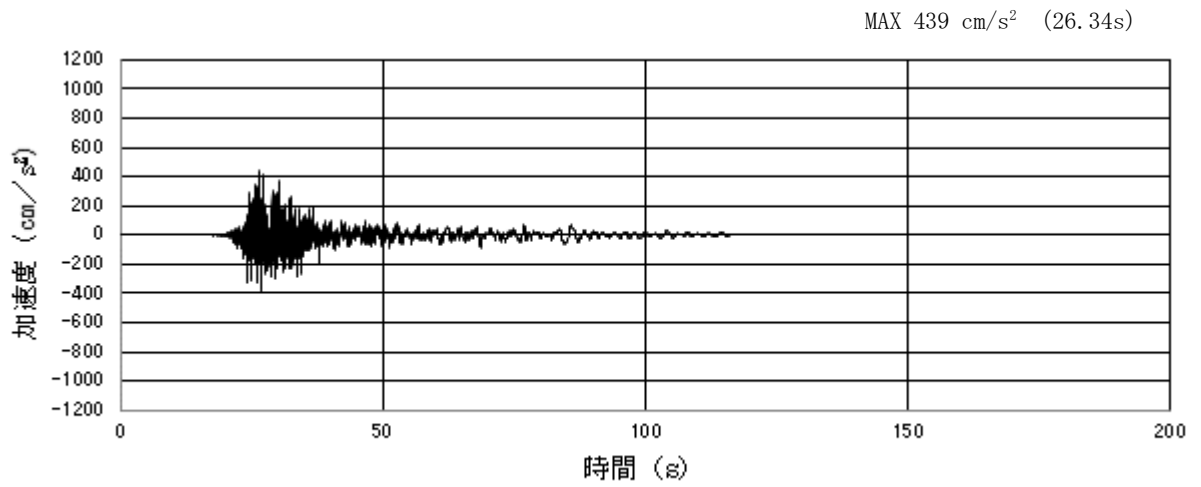


(a) 加速度時刻歴波形

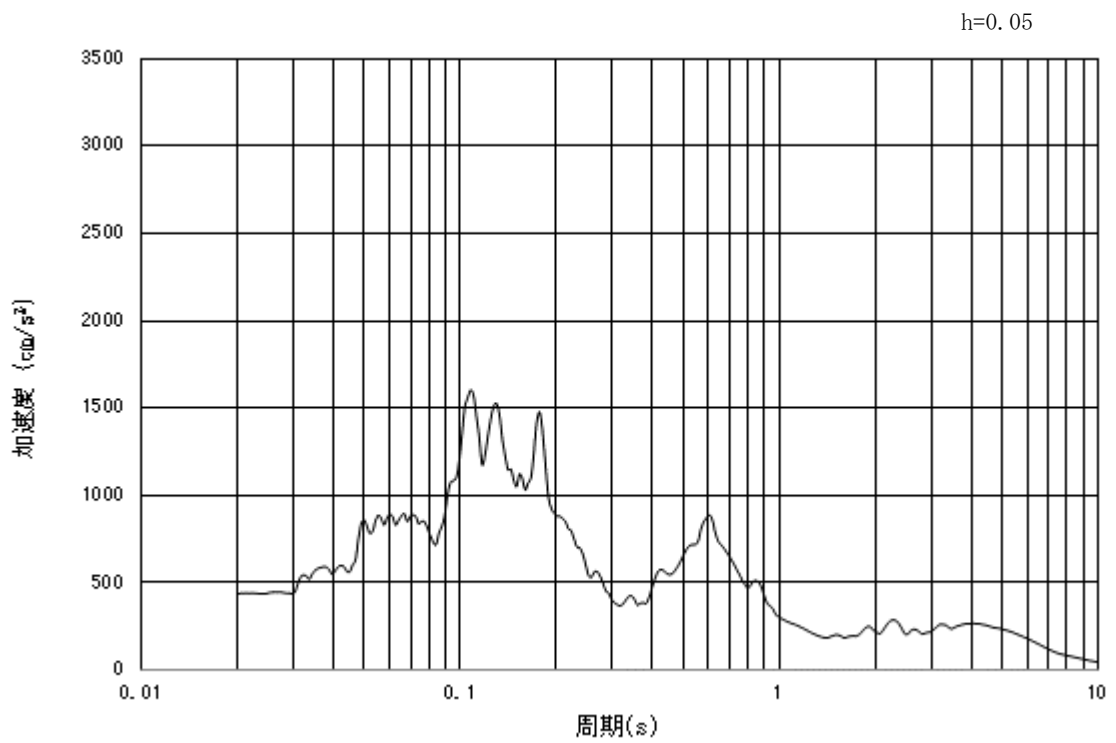


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 12$)

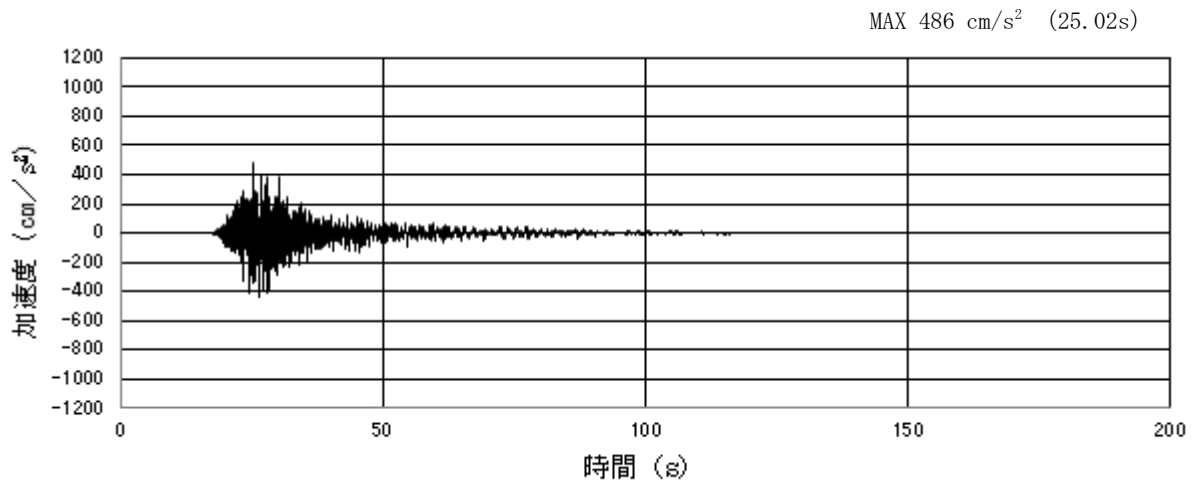


(a) 加速度時刻歴波形

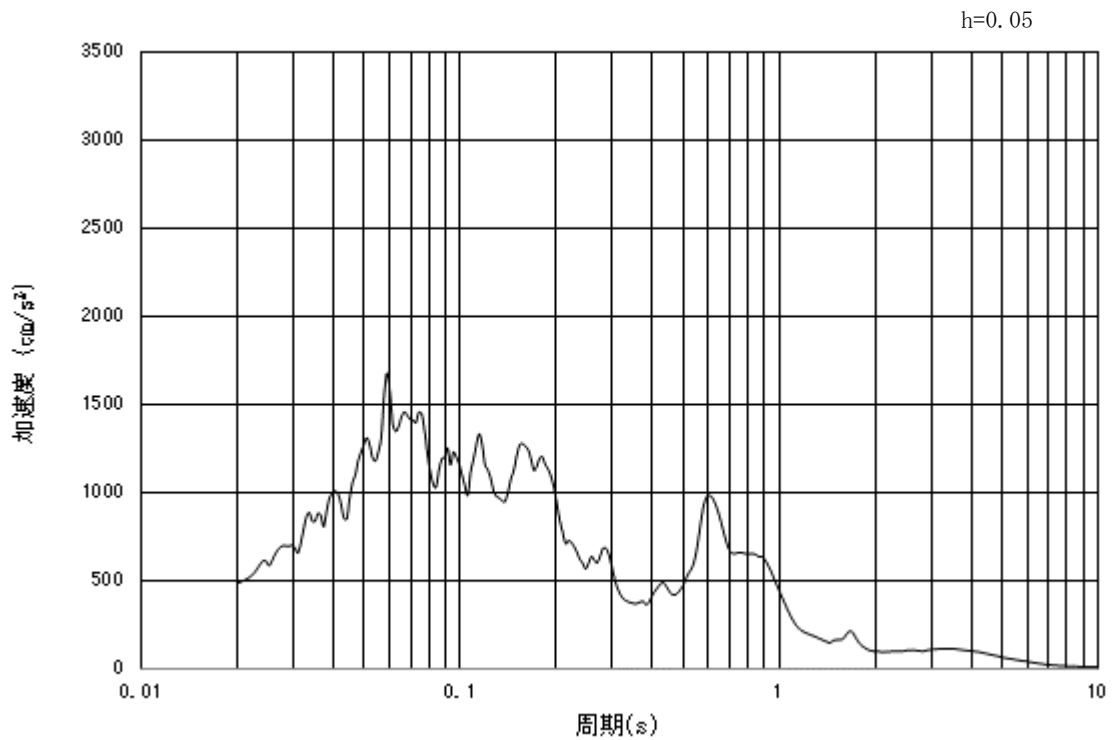


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s-13)

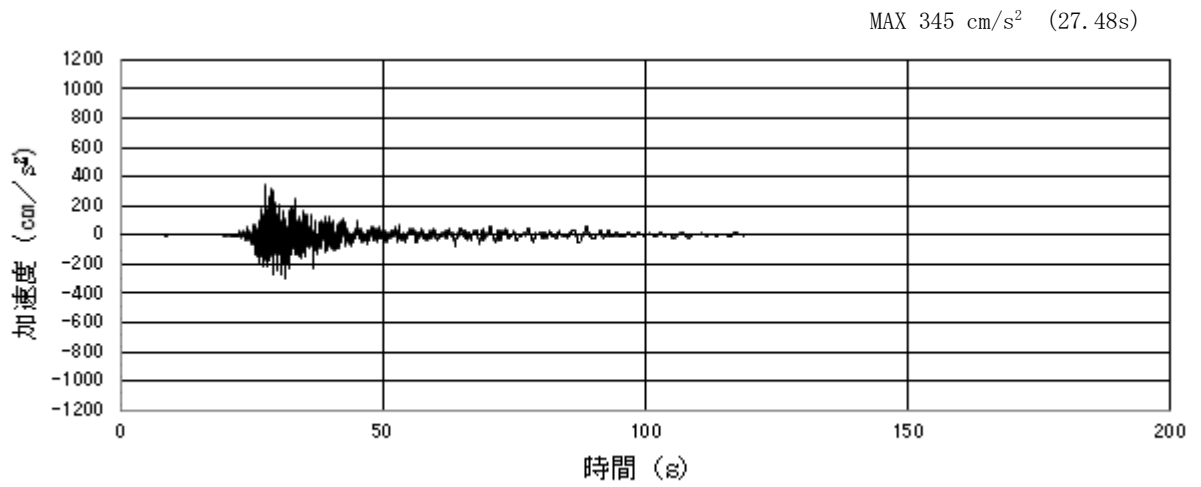


(a) 加速度時刻歴波形

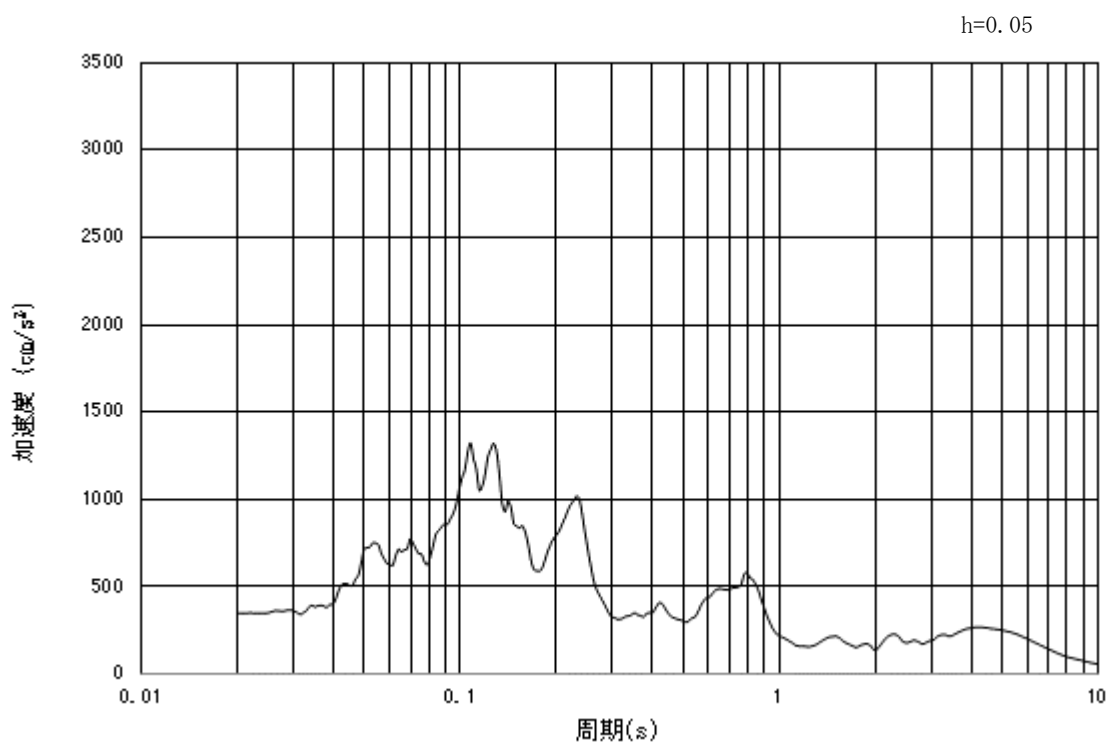


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 13$)

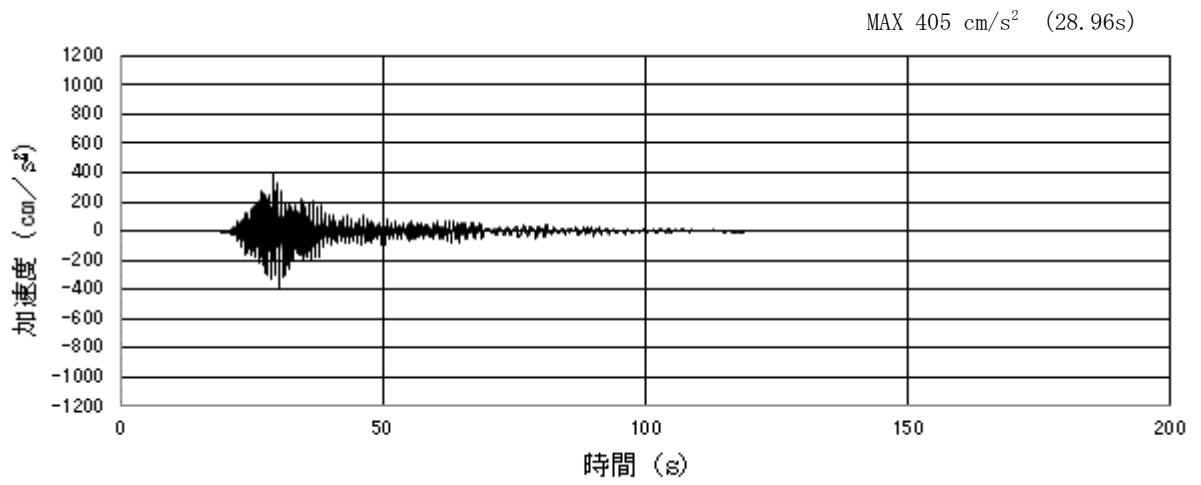


(a) 加速度時刻歴波形

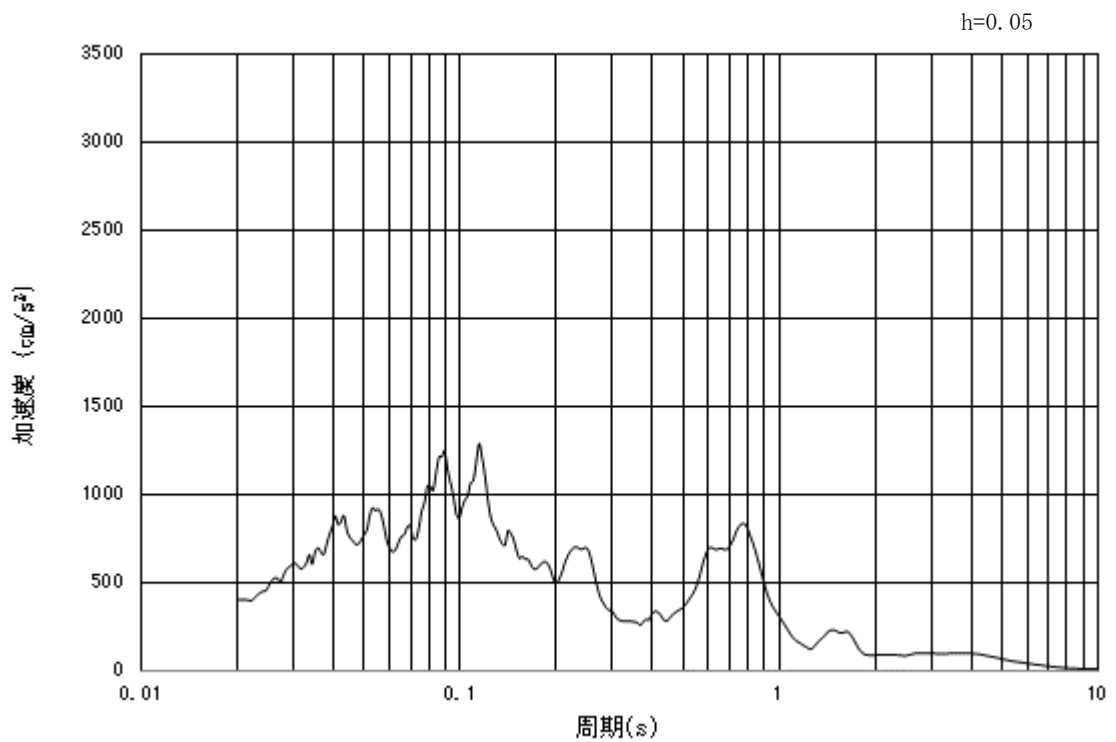


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s-14)

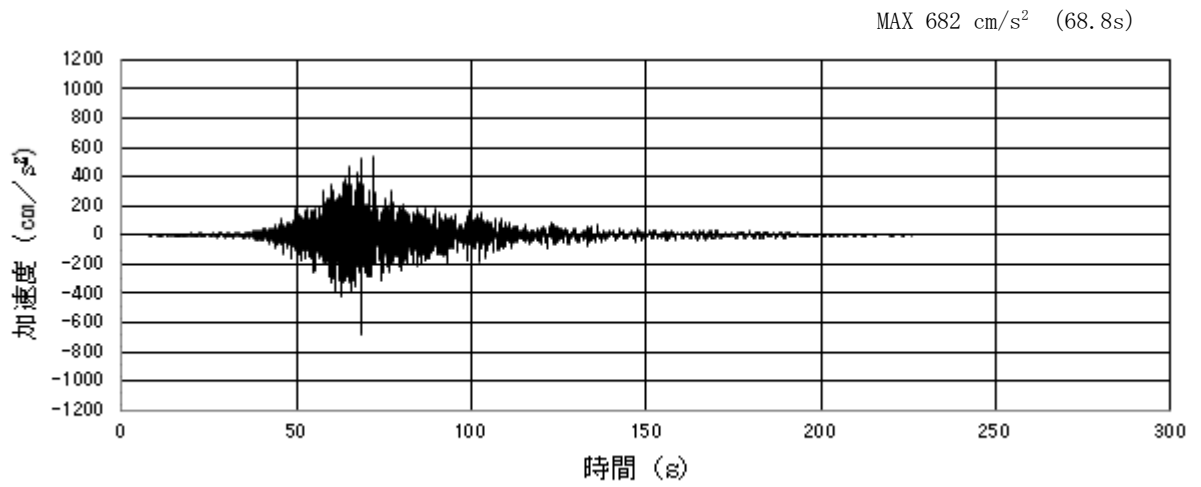


(a) 加速度時刻歴波形

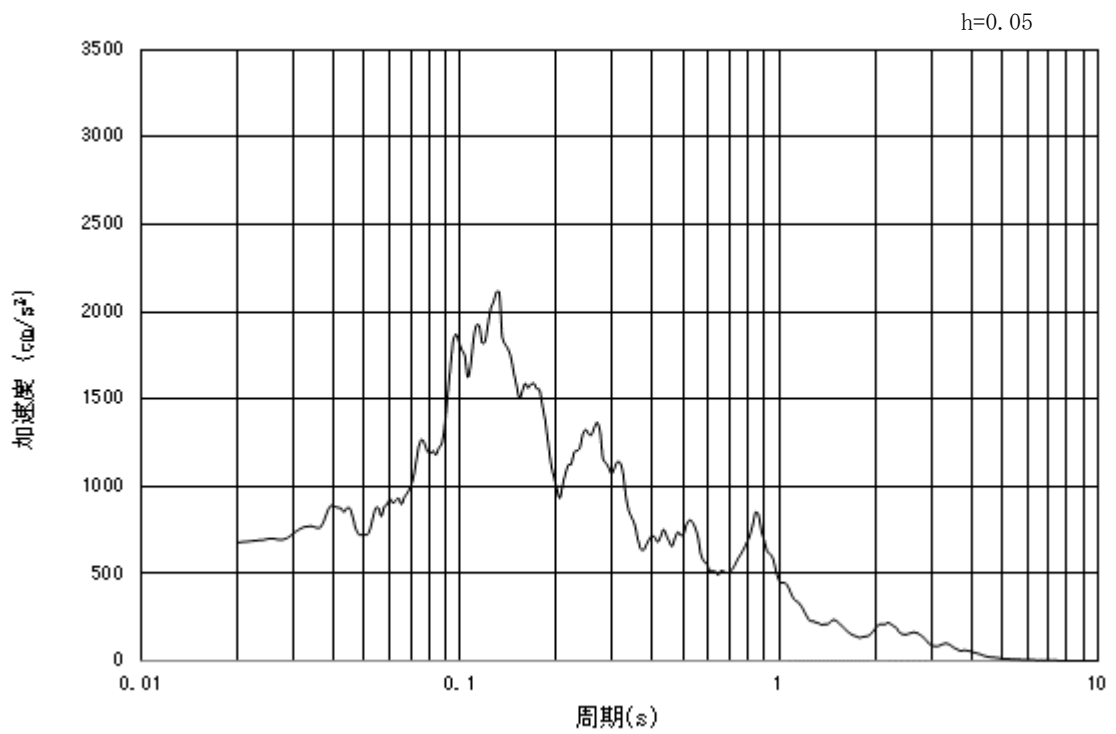


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (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
(鉛直方向: $S_s - 1.4$)

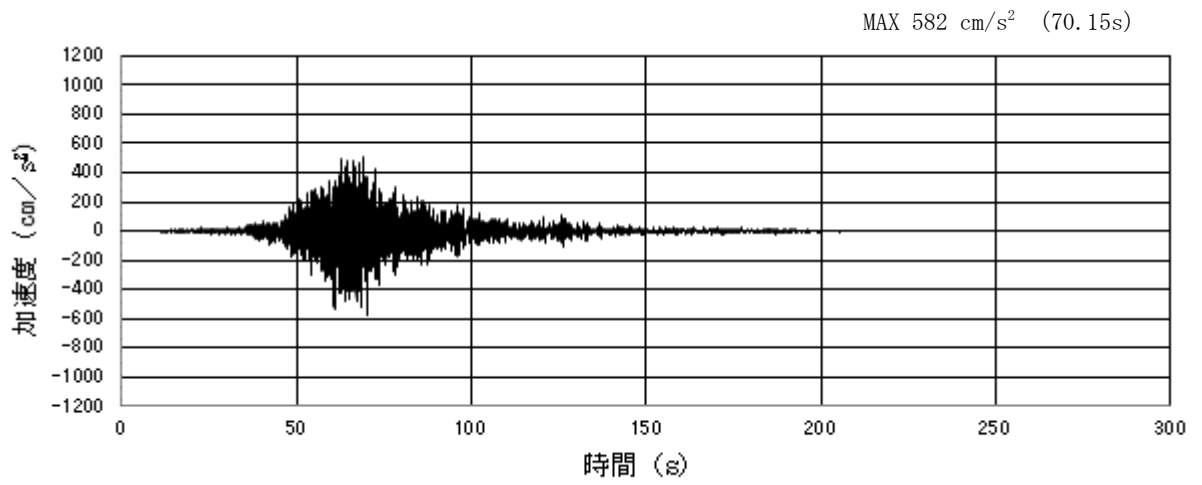


(a) 加速度時刻歴波形

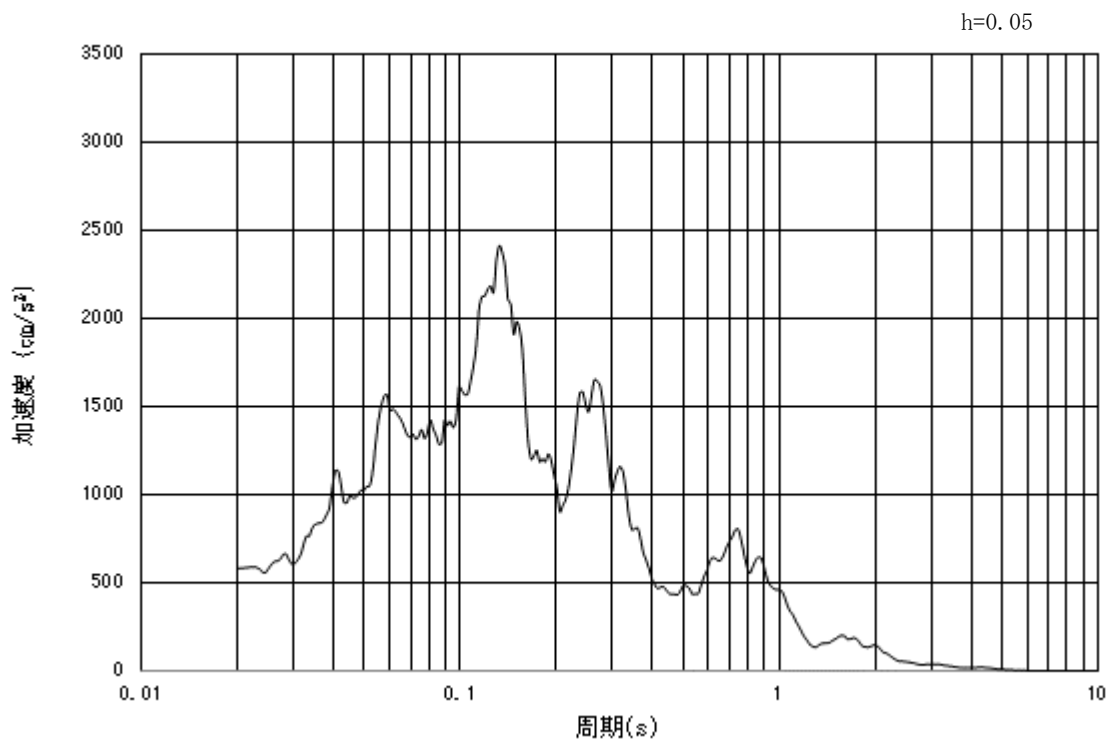


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (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
(水平方向 : S_s-21)

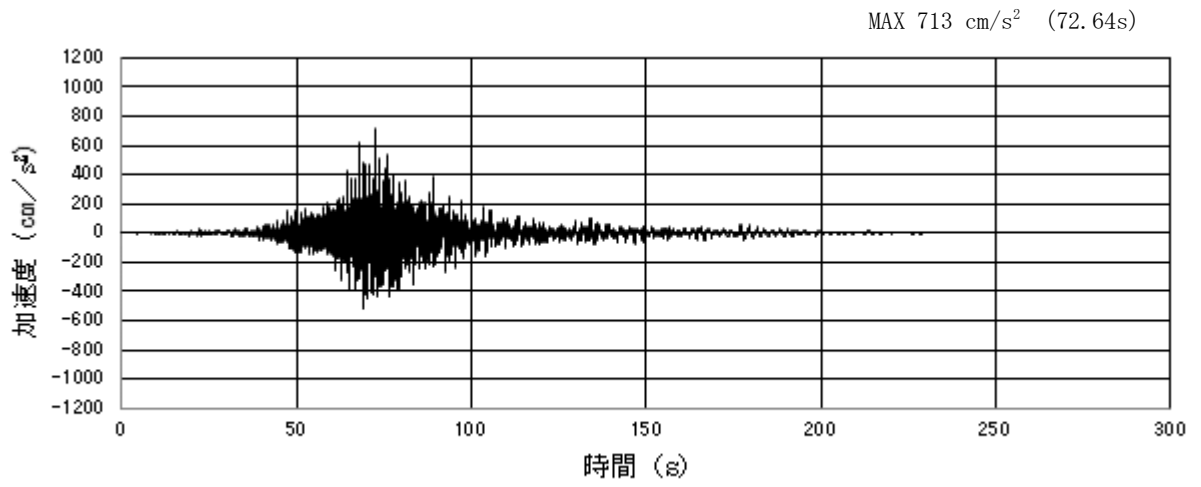


(a) 加速度時刻歴波形

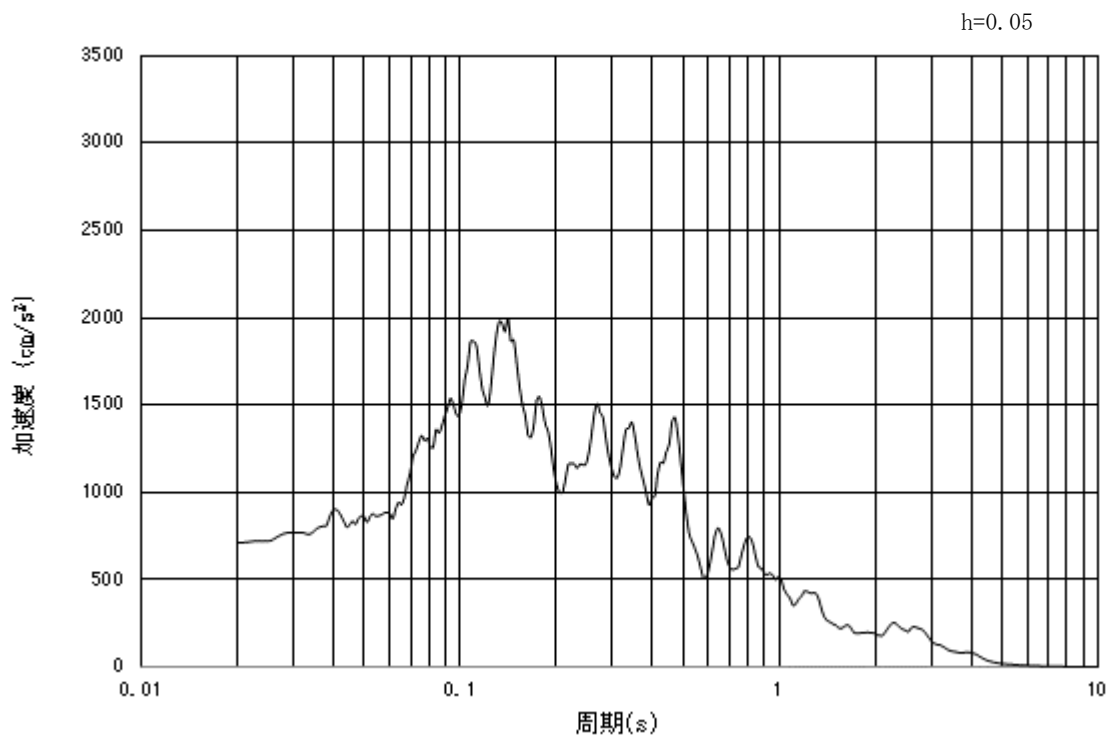


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (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
(鉛直方向: S_s-21)

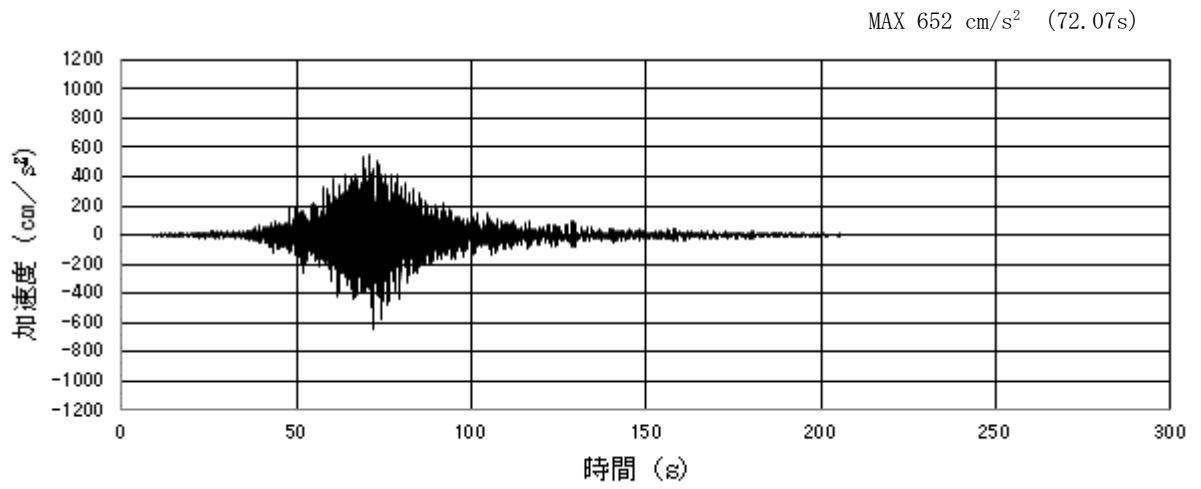


(a) 加速度時刻歴波形

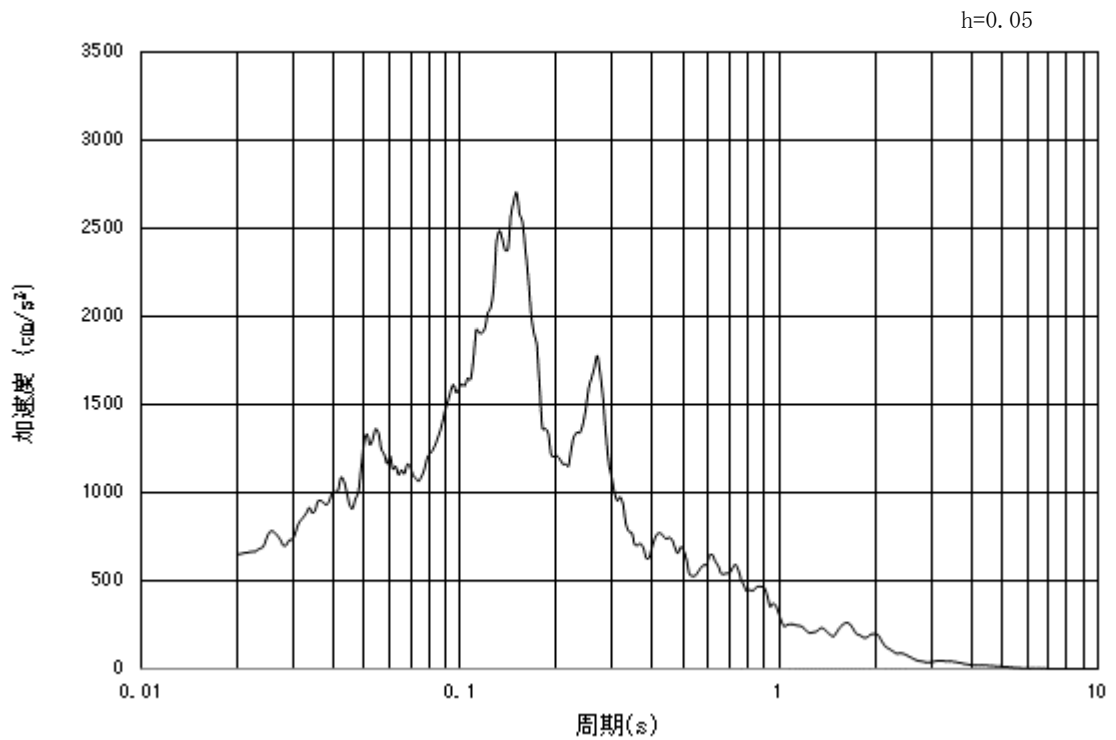


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (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
(水平方向 : S_s-22)

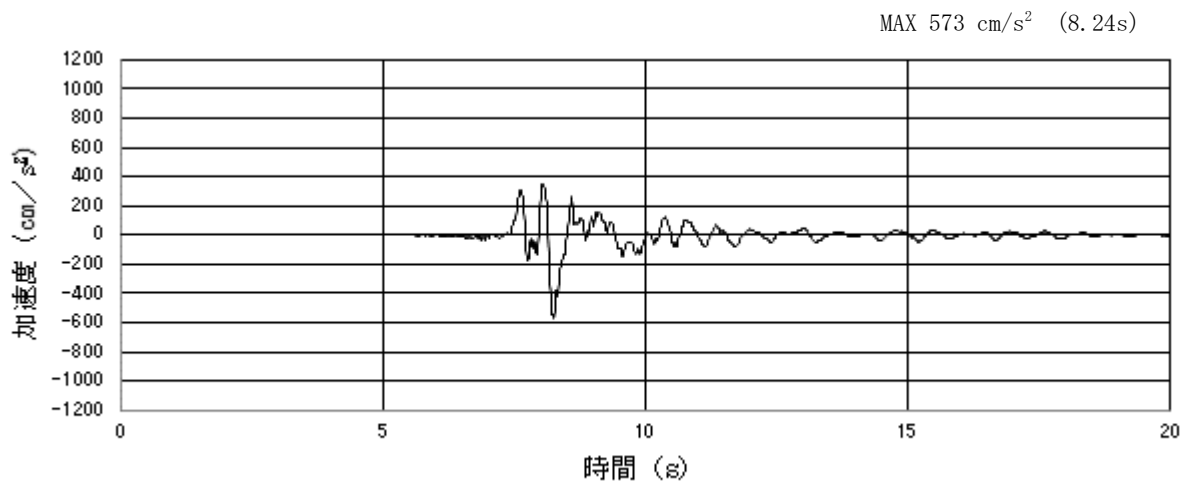


(a) 加速度時刻歴波形

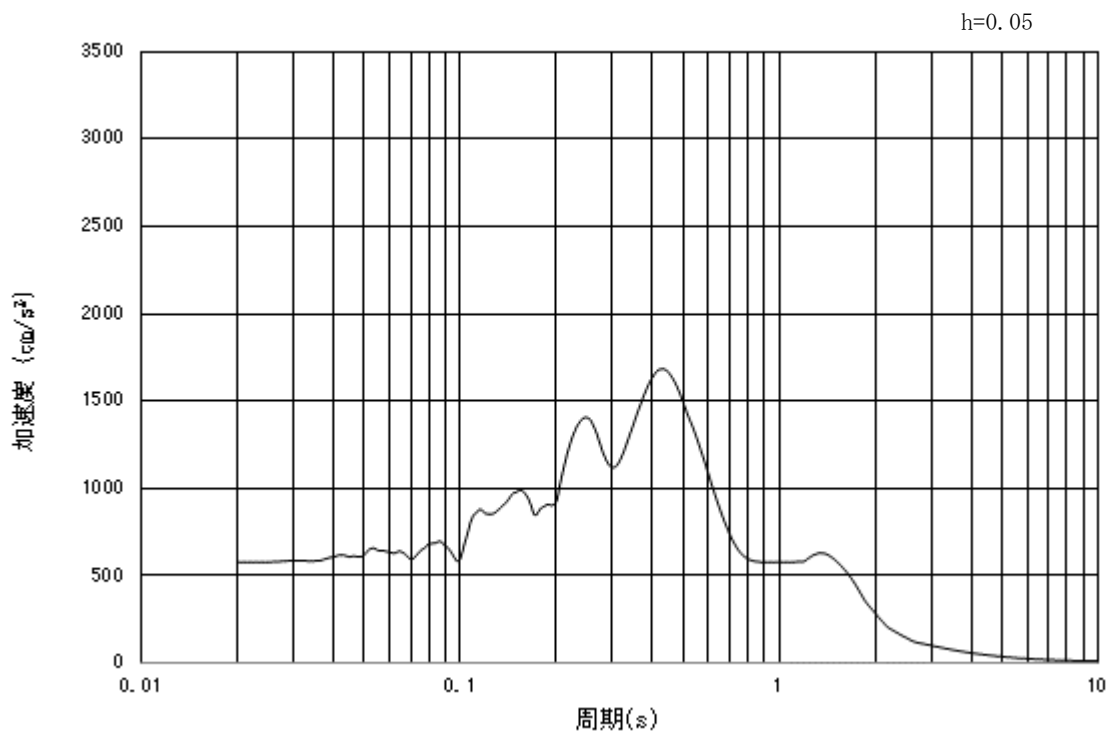


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (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
(鉛直方向：S_s-22)

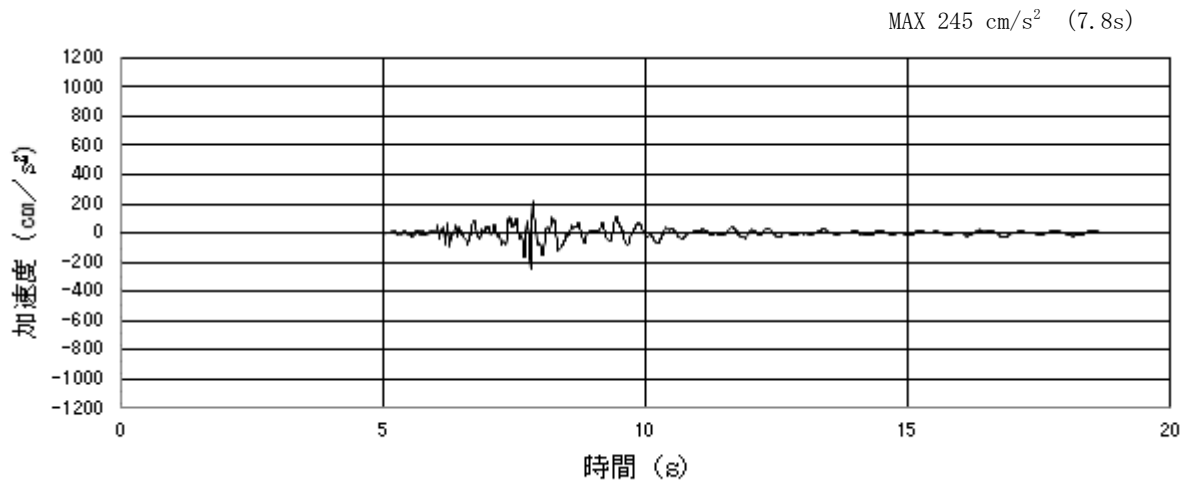


(a) 加速度時刻歴波形

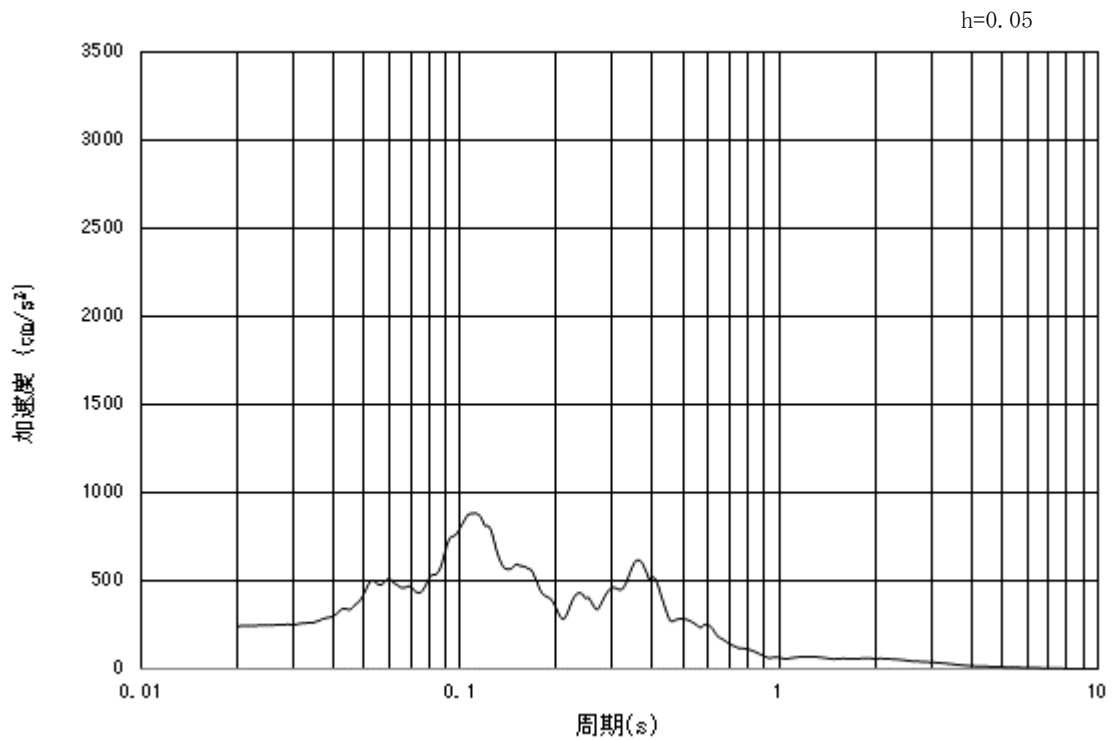


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (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
(水平方向: S_s-31)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (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
(鉛直方向: S_s-31)

3.4.2 RC防潮壁部

「6.2.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明書」に示す入力地震動とする。

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 杭間部

(1) 解析モデル

a. 解析領域

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、十分に広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1 -1987 を適用し、図 3.5.1-1 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度 V_s で算定される波長の 5 または 4 分割、すなわち $V_s/100$ または $V_s/80$ を考慮し、要素高さを 1m 程度まで細分割して設定している。

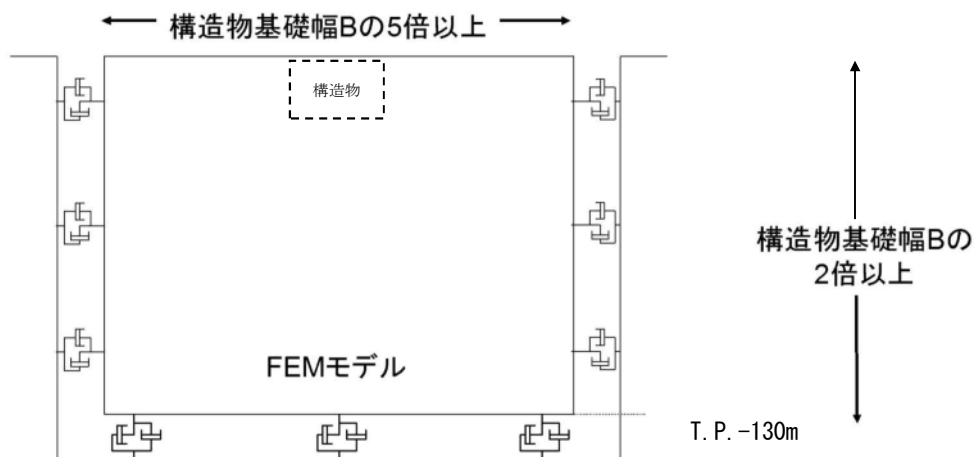


図 3.5.1-1 モデル化範囲の考え方

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（不整形地盤左右端のそれぞれ縦1列の要素列と同じ地層構成で、水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）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3.5.1-2に示す。

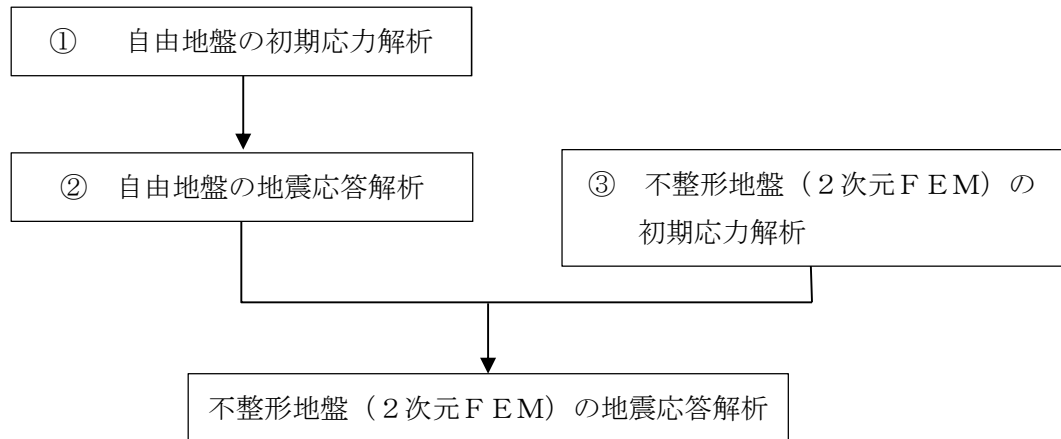


図 3.5.1-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

b. 境界条件

(a) 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図3.5.1-3に示す。

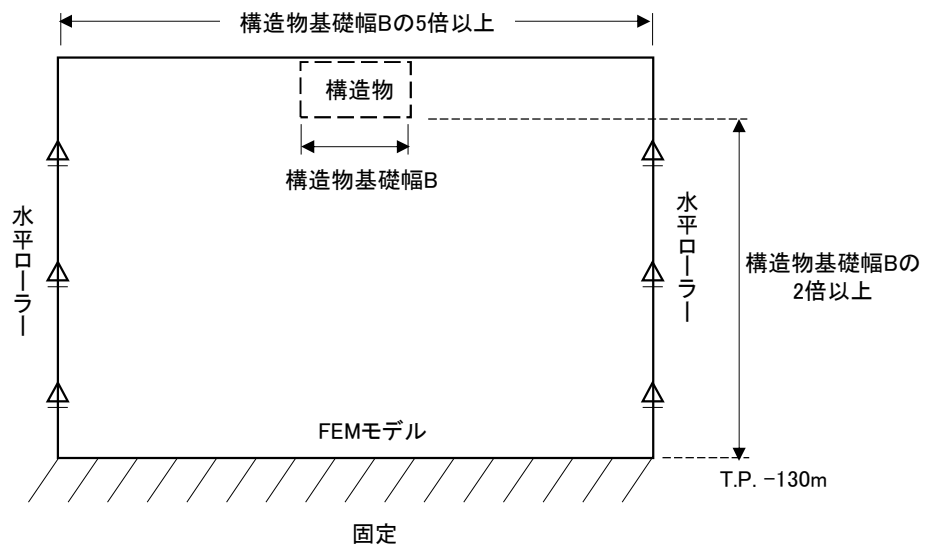


図 3.5.1-3 固有値解析における境界条件の概念図

(b) 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5.1-4 に示す。

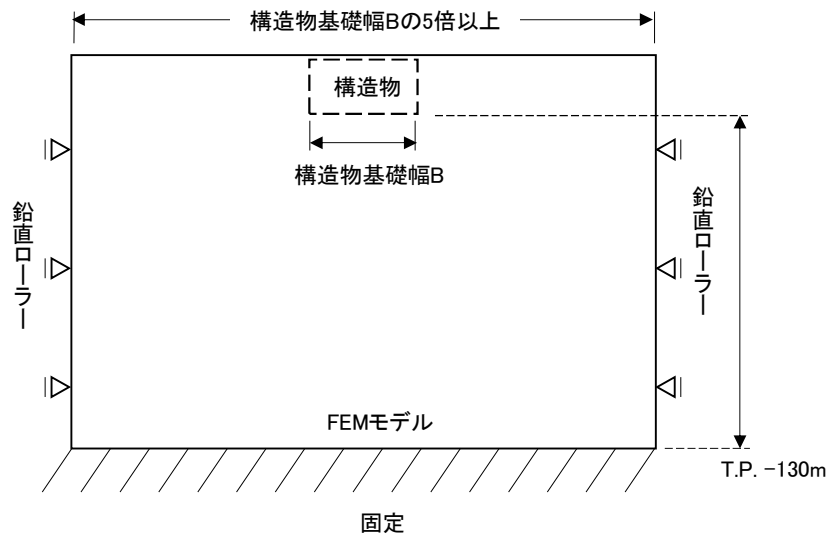


図 3.5.1-4 初期応力解析における境界条件の概念図

(c) 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成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。

c. 構造物のモデル化

底版及び縦断面に垂直な側壁を線形梁要素でモデル化し，縦断面に平行な面内壁を平面ひずみ要素でモデル化する。

鉄筋コンクリートの要素分割については，「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（（社）土木学会 原子力土木委員会，2002年5月）に基づき，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倍程度まで細分化して設定する。なお，杭の要素分割については，杭と接している地盤の要素高さに合わせて設定する。

また，図3.5.1-5に示す領域を剛域として設定する。

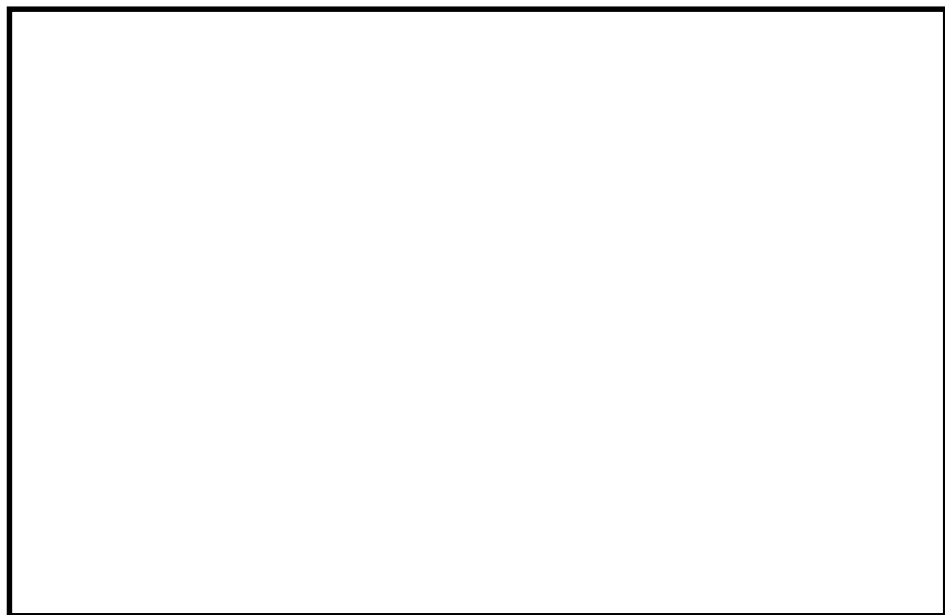


図 3.5.1-5 剛域の設定範囲

d. 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。

構内排水路逆流防止設備の地震応答解析モデルを図 3. 5. 1-6 に示す。

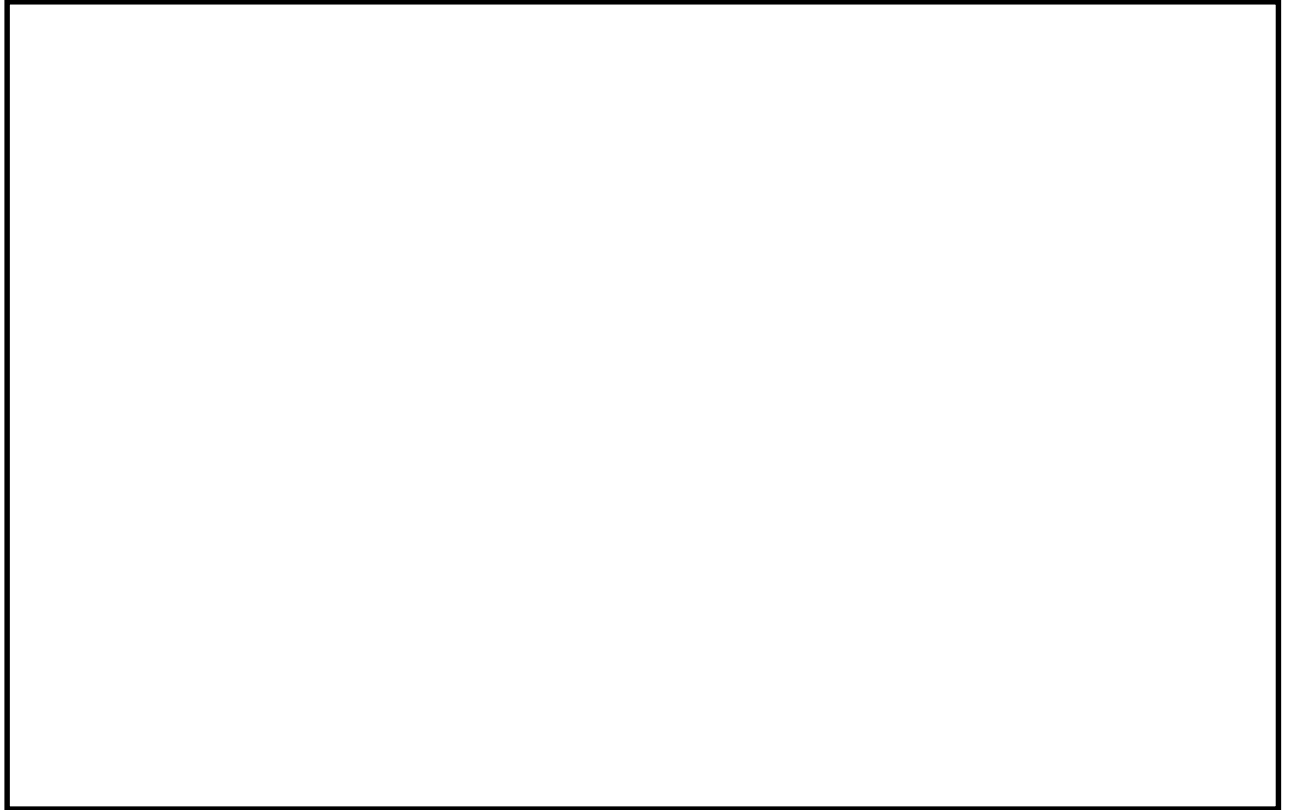


図 3. 5. 1-6 地震応答解析モデル

e. ジョイント要素の設定

有効応力解析では、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、強震時の地盤と構造体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、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。表 3.5.1-3 にジョイント要素の力学特性、図 3.5.1-7 にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。c、 ϕ は周辺地盤の c、 ϕ とする。(表 3.5.1-1 参照)

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

ここで、

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

表 3.5.1-1 隣接構造物及び周辺地盤との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 C (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	Ac 層	0.025	29.1	—
	As 層	0.012	41.0	—
	Ag1 層	0	37.4	—
新第三系	Km 層	$C=0.358-0.00603 \cdot z$	$\phi=23.2+0.0990 \cdot z$	—
地盤改良体		$C=1/2 \times q_u$	0.0	—

z : 標高(m)

ジョイント要素のバネ定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として、港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い、表 3.5.1-2 のとおり設定する。

表 3.5.1-2 ジョイント要素のバネ定数

	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

表 3.5.1-3 ジョイント要素の力学特性

ジョイント要素の力学的特性	
法線方向	せん断方向
<p>直応力</p> <p>圧縮</p> <p>剥離</p> <p>引張</p> <p>直ひずみ</p> <p>$k v$</p>	<p>せん断応力</p> <p>すべり</p> <p>せん断ひずみ</p> <p>τf</p> <p>$k s$</p> <p>すべり</p> <p>$-\tau f$</p>

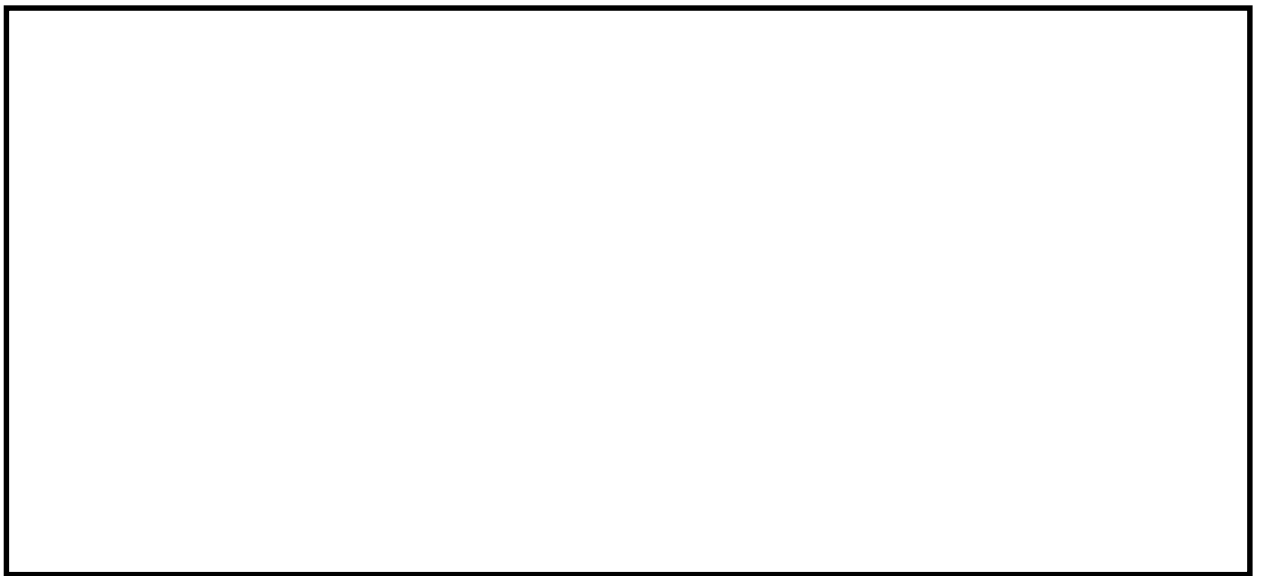


図 3.5.1-7 構内排水路逆流防止設備におけるジョイント要素の配置図

f. 杭－地盤相互作用バネの設定

地盤と杭の接合面に杭－地盤相互作用バネを設けることにより，強震時の地盤と杭の接合面における相互作用の3次元効果を2次元モデルで適切に考慮する。

杭－地盤相互作用バネの杭軸方向については，地盤と杭の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。c， ϕ は周辺地盤の c， ϕ とする。
(表 3.5.1-4 参照)

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

ここで，

τ_f : せん断強度

c : 付着力

ϕ : 内部摩擦角

表 3.5.1-4 周辺地盤及び杭との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2g-3	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—

z : 標高 (m)

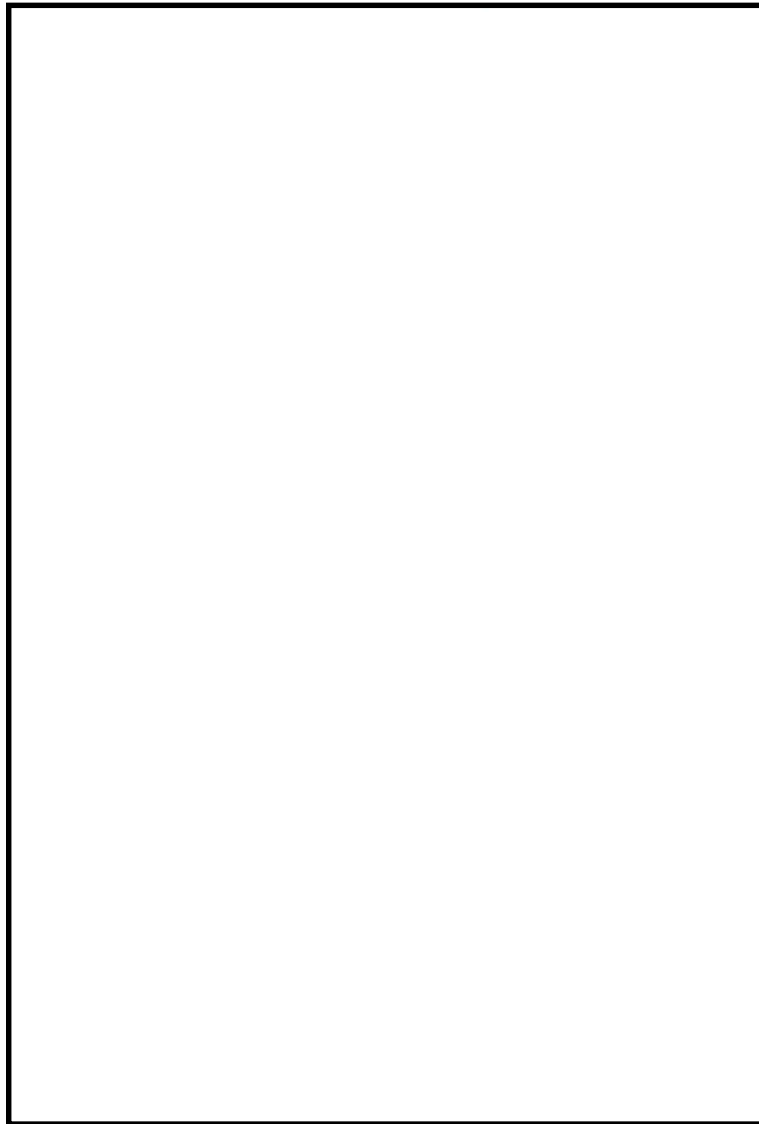
杭－地盤相互作用バネの杭軸方向のバネ定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として，表 3.5.1-5 のとおり設定する。

また，杭－地盤相互作用バネの杭軸直角方向のバネ定数については，杭径及び杭間隔より設定される※。※ FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」

図 3.5.1-8 に杭－地盤相互作用バネ設定の考え方を示す。

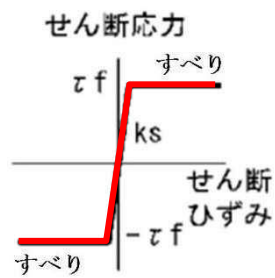
表 3.5.1-5 杭－地盤相互作用バネのバネ定数

	せん断剛性 k_s (kN/m ³)
杭軸方向	1.0×10^6



- : 線形梁要素
(防潮堤本体・柁及び
排水管の支持柁)
- : 柁-地盤相互作用バネ
- : 柁下端ジョイントバネ

(a) 柁-地盤相互作用バネ配置図



(b) 柁-地盤相互作用バネ（柁軸方向）の力学的特性

図 3.5.1-8 柁-地盤相互作用バネ設定の考え方

g. 杭下端ジョイントバネの設定

杭下端境界部に圧縮応力の上限値を有さないジョイントバネを設けることにより、杭下端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。

杭下端の杭軸方向について設定するジョイントバネは、常時状態以上の引張が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。

杭下端ジョイントバネのバネ定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として、表 3.5.1-6 のとおり設定する。図 3.5.1-9 に杭下端ジョイントバネ設定の考え方を示す。

表 3.5.1-6 杭下端ジョイントバネのバネ定数

	圧縮剛性 k_v (kN/m)
杭軸方向	1.0×10^6

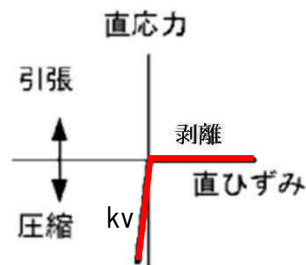


図 3.5.1-9 杭下端ジョイントバネ設定の考え方

h. 減衰定数

動的解析における構造物及び地盤の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰は $\alpha = 0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の1次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh 減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 $\alpha [M]$ の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 $\alpha [M]$ の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の1次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う1次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 $\alpha [M]$ の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められる1次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1%（解析における減衰は、ひずみが多い領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は3%（道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（平成14年3月））とし、線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は5%（J E A G 4 6 0 1 -1987）とする。

図 3.5.1-10 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 3.5.1-7 に固有値解析結果を示す。

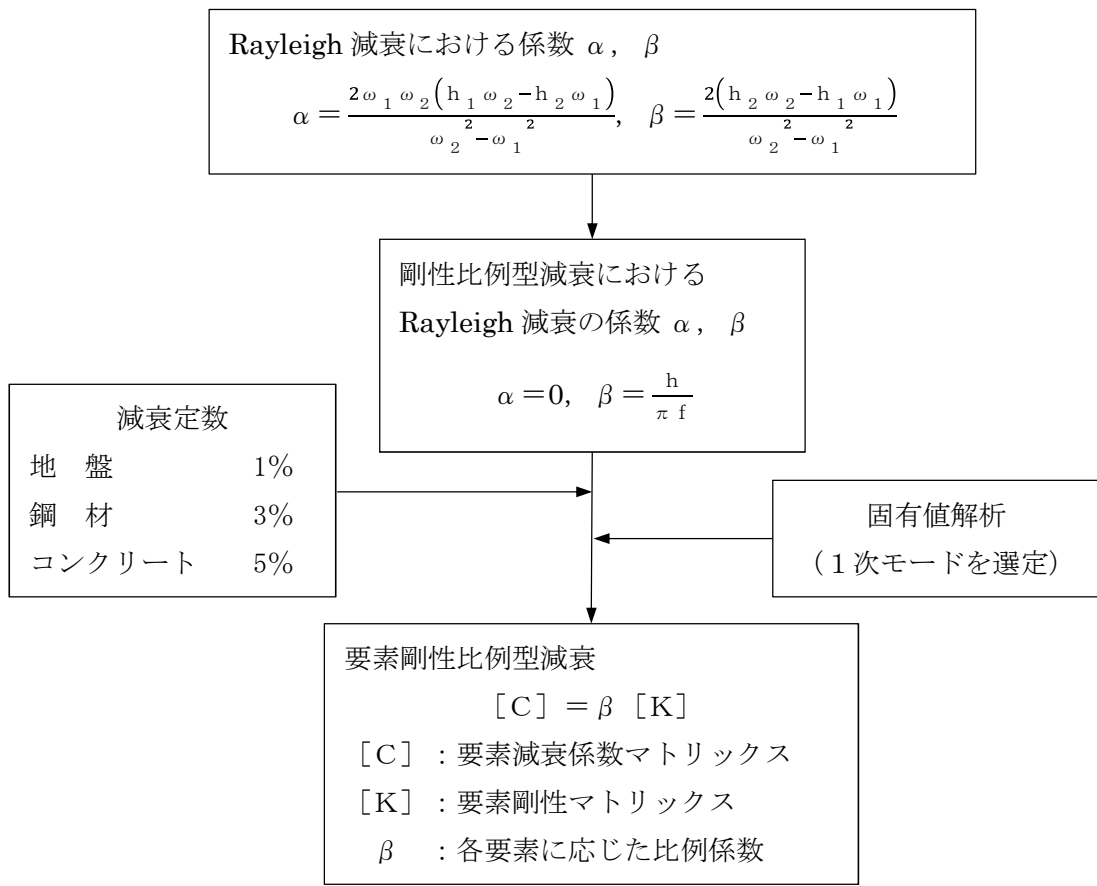


図 3.5.1-10 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5.1-7 固有値解析結果

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.581	383.39	地盤の1次として採用
2	0.867	37.31	—
3	1.134	41.42	—
4	1.334	89.42	—
5	1.346	-233.50	構造物の1次として採用
6	1.434	41.85	—
7	1.465	71.67	—
8	1.554	-12.27	—
9	1.704	-11.41	—

表 3.5.1-7 (2) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.616	396.17	地盤の1次として採用
2	0.938	32.46	—
3	1.232	-50.40	—
4	1.397	161.22	—
5	1.418	178.95	構造物の1次として採用
6	1.530	-37.81	—
7	1.554	45.67	—
8	1.647	8.49	—
9	1.842	8.75	—

表 3.5.1-7 (3) 固有値解析結果

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.541	369.90	地盤の1次として採用
2	0.799	35.96	—
3	1.034	34.00	—
4	1.249	-11.80	—
5	1.281	247.75	構造物の1次として採用
6	1.349	-66.72	—
7	1.362	96.90	—
8	1.472	-37.32	—
9	1.586	13.73	—

表 3.5.1-7 (4) 固有値解析結果

(検討ケース④)：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.559	384.75	地盤の1次として採用
2	0.836	29.66	—
3	1.091	-16.17	—
4	1.308	201.36	構造物の1次として採用
5	1.317	-113.82	—
6	1.396	3.92	—
7	1.429	-113.86	—
8	1.486	-26.67	—
9	1.663	-9.87	—

(2) 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5.1-8 に、材料の物性値を表 3.5.1-9 に示す。

表 3.5.1-8 使用材料

諸元		
集水枡	鉄筋	SD490
	コンクリート	設計基準強度 50 N/mm ²
鋼管杭*		φ 800 mm (SBHS500) t = 40 mm

*：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1 mm を考慮する。鋼管杭の断面照査及び鋼管杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 3.5.1-9 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コンクリート	24.5 ^{*1}	3.30×10 ⁴ ^{*1}	0.2 ^{*1}	5 ^{*2}
鋼管杭	77.0 ^{*1}	2.00×10 ⁵ ^{*1}	0.3 ^{*1}	3 ^{*2}

注記 *1：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

*2：道路橋示方書（I 共通編・V 耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

(3) 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「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。なお、地盤については、液状化検討対象層における有効応力の変化に応じた地震挙動を適切にモデル化する。地盤の物性値を表 3.5.1-10 に示す。

表 3.5.1-10 (1) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂	
				埋戻土		第四系 (液状化検討対象層)							
				f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D2g-2		D1g-1
物理特性	密度 ()は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.15	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.20	0.67	0.79	0.43	0.43	0.67	0.70
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 ()は地下水位以浅	σ'_{na}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1167	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位以浅	G_{na}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	1362035	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.010	0	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41.0	37.4	35.8	44.4	44.4	37.4	30.0
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_F	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	41.4	34.9	28.0
	液状化パラメータ	S_L	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_L	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_L	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.60	0.50	0.80
液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	3.82	2.83	1.44	

表 3.5.1-10 (2) 地盤の解析用物性値一覧 (非液状化層)

パラメータ				原地盤						
				第四系 (非液状化層)				新第三系		捨石
				Ac	D2c-3	1m	D1c-1*1	Km		
物理特性	密度 ()は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	—	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z		2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	—	1.16		0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	—	0.16+0.00025・z		0.33
	基準平均有効主応力 ()は地下水位以浅	σ'_{na}	kN/m ²	480	696	249 (223)	—	動的変形特性に基づき z (標高) 毎に物性値を 設定		98
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位以浅	G_{na}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	—			180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	—			0.24
粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	—	0.358-0.00603・z			0.02
強度特性	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	—	23.2+0.0990・z		35

注記 *1: 施設の耐震評価に影響を与えるものではないことから、解析用物性値として本表には記載しない。

表 3.5.1-10 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

区分 番号	設定深度 TP(m) Z	適用深度 TP(m)	密度 ρ (g/cm^3)	静ポアソン比 ν_{CO}	粘着力 C_{CO} (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ_{CO} ($^{\circ}$)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 Gma (kN/m^2)	基準体積 弾性係数 Kma (kN/m^2)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m^2)	拘束圧 依存係数 mG,mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310.675	353.317	504	0	0.105	0.464	1640
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312.139	354.982	504	0	0.105	0.464	1644
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313.606	356.650	504	0	0.105	0.464	1648
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315.076	358.322	504	0	0.105	0.464	1651
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315.076	358.322	504	0	0.106	0.464	1651
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316.551	359.999	504	0	0.106	0.464	1655
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318.028	361.679	504	0	0.106	0.463	1638
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319.509	363.363	504	0	0.107	0.463	1642
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319.509	363.363	504	0	0.107	0.463	1642
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320.993	365.051	504	0	0.107	0.463	1646
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322.481	366.743	504	0	0.107	0.463	1650
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323.972	368.439	504	0	0.108	0.463	1653
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325.467	370.139	504	0	0.108	0.463	1657
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325.467	370.139	504	0	0.108	0.463	1657
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326.965	371.843	504	0	0.108	0.463	1661
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328.467	373.551	504	0	0.109	0.462	1644
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329.972	375.262	504	0	0.109	0.462	1648
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329.972	375.262	504	0	0.109	0.462	1648
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331.480	376.977	504	0	0.109	0.462	1652
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332.992	378.697	504	0	0.110	0.462	1656
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334.507	380.420	504	0	0.110	0.462	1659
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336.026	382.147	504	0	0.110	0.462	1663
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339.074	385.614	504	0	0.111	0.462	1671
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340.603	387.352	504	0	0.111	0.461	1654
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343.671	390.842	504	0	0.112	0.461	1662
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345.211	392.593	504	0	0.112	0.461	1665
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348.300	381.471	498	0	0.112	0.461	1673
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351.403	384.870	498	0	0.113	0.461	1680
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352.959	386.574	498	0	0.113	0.460	1664
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356.083	389.996	498	0	0.114	0.460	1672
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357.650	391.712	498	0	0.114	0.460	1675
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360.794	395.155	498	0	0.115	0.460	1683
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362.371	396.883	498	0	0.115	0.459	1667
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365.536	400.349	498	0	0.115	0.459	1675
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367.124	402.088	498	0	0.116	0.459	1678
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370.309	405.577	498	0	0.116	0.459	1685
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371.907	407.327	498	0	0.117	0.459	1689
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375.113	410.838	498	0	0.117	0.458	1678
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376.721	412.599	498	0	0.117	0.458	1681
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379.948	416.134	498	0	0.118	0.458	1688
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385.416	422.122	498	0	0.118	0.458	1696
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387.051	423.913	498	0	0.118	0.458	1699
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390.331	427.505	498	0	0.118	0.457	1688
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391.976	429.307	498	0	0.119	0.457	1692
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395.277	432.922	498	0	0.119	0.457	1699
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396.933	434.736	498	0	0.120	0.457	1702
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400.255	422.491	492	0	0.120	0.457	1709
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401.921	424.250	492	0	0.120	0.456	1695
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405.263	427.778	492	0	0.120	0.456	1702
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406.939	429.547	492	0	0.121	0.456	1705
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410.302	433.097	492	0	0.121	0.456	1712
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413.679	436.661	492	0	0.121	0.456	1719
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415.373	438.449	492	0	0.122	0.455	1705
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418.771	442.036	492	0	0.122	0.455	1712
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420.475	443.835	492	0	0.122	0.455	1716
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423.893	447.443	492	0	0.122	0.455	1723
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425.608	449.253	492	0	0.123	0.455	1726
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434.232	458.356	492	0	0.124	0.454	1726
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439.448	463.862	492	0	0.124	0.454	1736
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448.210	473.111	492	0	0.125	0.453	1736
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455.282	463.485	486	0	0.126	0.452	1733
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465.995	474.391	486	0	0.127	0.451	1737
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475.016	483.575	486	0	0.127	0.451	1754
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485.957	494.713	486	0	0.128	0.450	1758

表 3.5.1-10 (4) 地盤改良体の物性値一覧

項目		地盤改良体 (セメント改良)	
		一軸圧縮強度 (≤8.5N/mm ² の場合)	一軸圧縮強度 (>8.5N/mm ² の場合)
物理特性	密度 ρ_t (g/cm ³)	改良対象の原地盤の平均密度×1.1	
	静弾性係数 (N/mm ²)	581	2159
静的変形特性	静ポアソン比 ν_s	0.260	
	初期せん断剛性 G_0 (N/mm ²)	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417}$ (m/s) q_u : 地盤改良体の一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	
動的変形特性	動ポアソン比 ν_d	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (-)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (-)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (-)	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (-)
	ピーク強度 C (N/mm ²)	$C = q_u / 2$ q_u : 地盤改良体の一軸圧縮強度 (N/mm ²)	
強度特性	残留強度 τ_0 (N/mm ²)	粘着力 $C = 0$ (N/mm ²) 内部摩擦角 $\phi = 29.1$ (度)	
	引張強度 σ_t (N/mm ²)	下記の式を用いて、 $\sigma_t (=s_t)$ を求める。 $q_u = \frac{s_t \cdot q_u}{\sqrt{s_t \cdot (q_u - 3s_t)}}$ $s_t (= \sigma_t)$: 地盤改良体の引張強度 (N/mm ²) q_u : 地盤改良体の一軸圧縮強度 (N/mm ²)	

* 地盤改良体 (嵩上げ部) の一軸圧縮強度: 1.5 N/mm²

(4) 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

3.5.2 RC防潮壁部

地盤応答解析は、「5.10.3 防潮堤 (鉄筋コンクリート防潮壁) の地震応答解析結果」を用いる。

3.6 解析ケース

3.6.1 杭間部

a. 耐震評価における解析ケース

耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対し、①の解析ケース（基本ケース）を実施する。

また、全ての基準地震動 S_s に対し基本として実施した①の解析ケースにおいて、各照査値が最も厳しい地震動を用い、②～⑥の解析ケースを実施する。

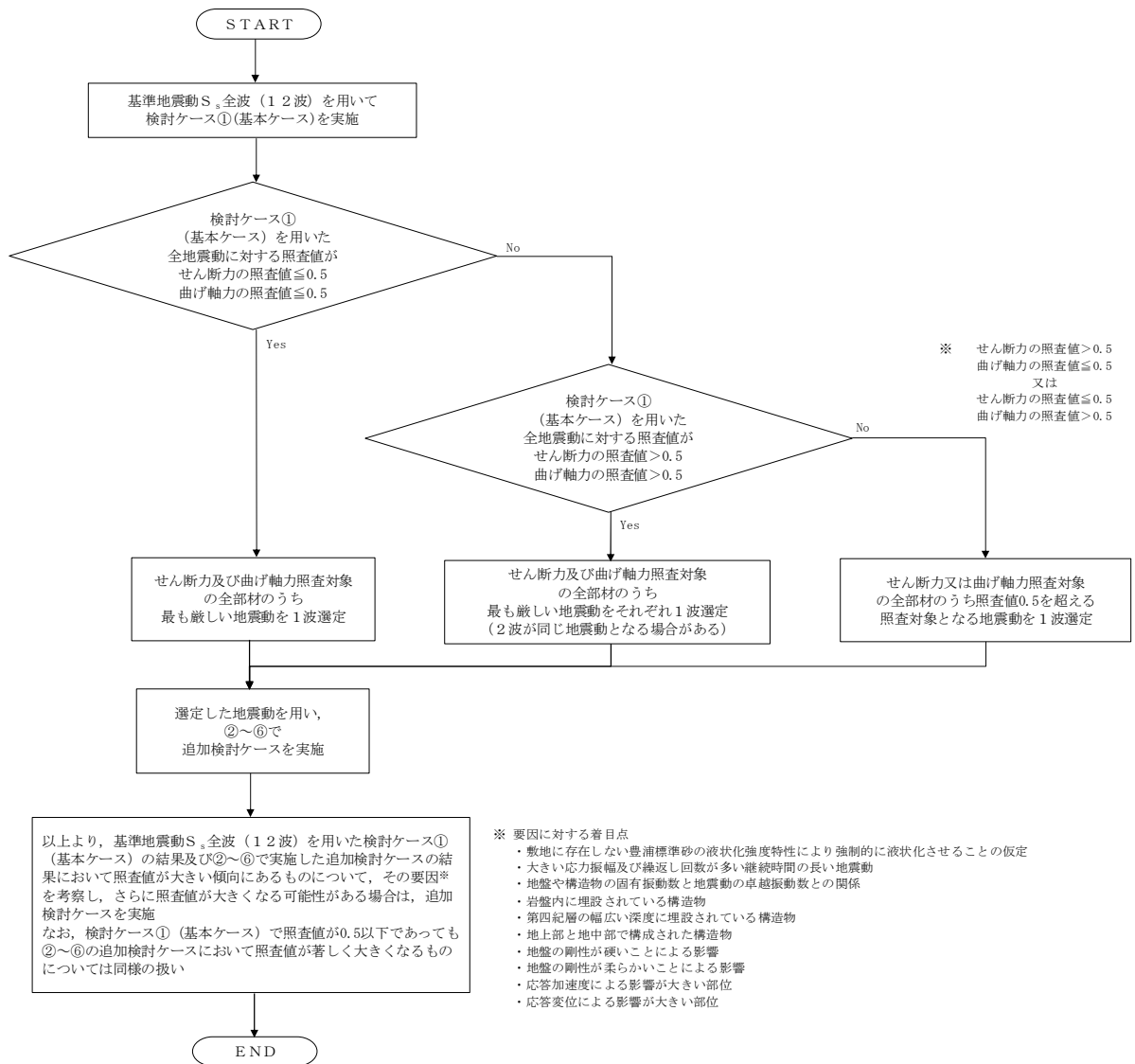


図 3.6.1-1 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

b. 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための解析ケース

機器・配管系に対する加速度応答の抽出においては、全ての基準地震動 S_s に対し、⑤の解析ケース（基本ケース）を実施する。

また、全ての基準地震動 S_s に対し基本として実施した⑤の解析ケースにおいて、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥の解析ケースを実施する。

3.6.2 RC防潮壁部

構内排水路逆流防止設備（RC防潮壁部）及び出口側集水柵（RC防潮壁部）の加速度応答の抽出においては、全ての基準地震動 S_s に対し、⑤の解析ケース（基本ケース）を実施する。

また、全ての基準地震動 S_s に対し基本として実施した⑤の解析ケースにおいて、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥の解析ケースを実施する。

4. 耐震評価

4.1 評価対象部位

4.1.1 杭間部

評価対象部位は、出口側集水枡（杭間部）の特徴を踏まえ設定する。

(1) 構造部材の健全性評価

a. 鋼管杭

鋼管杭の評価対象部位は、出口側集水枡（杭間部）を支持する鋼管杭とする。

b. 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの評価対象部位は、出口側集水枡（杭間部）の底版及び縦断面に垂直な側壁とする。

(2) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の評価対象部位は、出口側集水枡（杭間部）を支持する基礎地盤とする。

4.1.2 RC防潮壁部

評価対象部位は、出口側集水枡（RC防潮壁部）の底版及び縦断面に垂直な側壁とし、鉄筋コンクリート部材とする。

4.2 解析方法

4.2.1 杭間部

設計対象構造物～地盤の連成系モデルによる2次元地震応答解析を行い、地震時の各構造部位の構造健全性及び支持性能を確認する。有効応力の変化を考慮することができる有効応力法を用いることとし、2次元有効応力解析を実施する。

4.2.2 RC防潮壁部

地震応答解析は、必要となる設計震度を応答値より算出し、算出した設計震度によって水平地震動と鉛直地震動を同時加振し、鉄筋コンクリート部材としての構造健全性を確認する。

4.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

4.3.1 耐震評価上考慮する状態

集水枡の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

4.3.2 荷重

構内排水路逆流防止設備の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重及び土圧を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、集水枡内の静水圧による荷重を表 3.2.2-1 のように考慮する。また、構内排水路逆流防止設備の荷重 5.88 kN を設置位置に考慮する。

(3) 地震荷重 (K_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

(4) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則 第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を 20 N/m²/cm として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m²であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m²を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

(5) 風荷重 (P_k)

風荷重は考慮しない。

4.3.3 荷重の組合せ

(1) 杭間部

荷重の組合せを表 4.3.3-1 及び表 4.3.3-2 に、荷重概念図を図 4.3.3-1 示す。

表 4.3.3-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時	$G + P + K_s + P_s$

G : 固定荷重 P : 積載荷重

K_s : 地震荷重 P_s : 積雪荷重

表 4.3.3-2 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○ ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	○ ・構内排水路逆流防止設備の荷重を考慮する。
		土被り荷重	— ・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	— ・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○ ・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○ ・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		○ ・静水圧を考慮する。
	雪荷重		○ ・雪荷重を考慮する。
変動荷重	風荷重以外	— ・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。	
	風荷重	— ・風荷重を考慮しない。	
偶発荷重	水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平及び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	○ ・内水による動水圧を考慮する。	

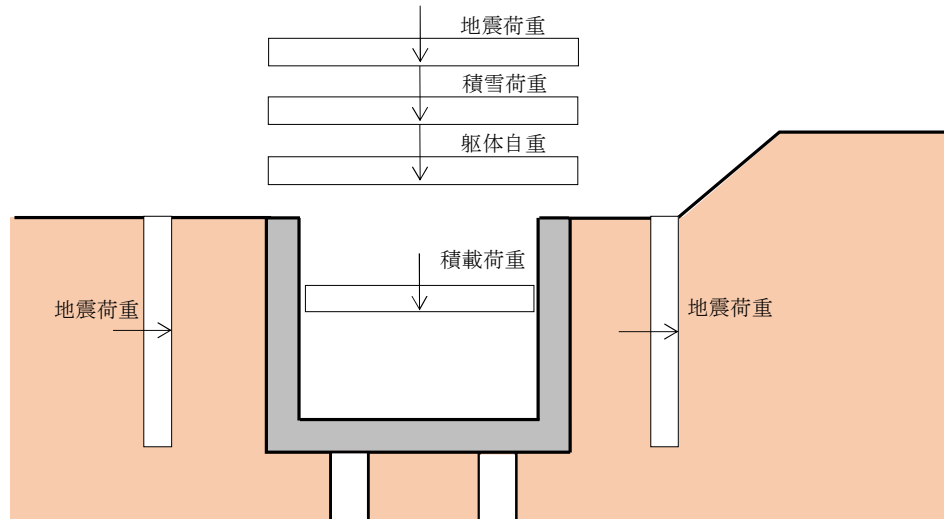


図 4.3.3-1 荷重概念図

(2) RC防潮壁部

荷重の組合せを表 4.3.3-3 に示す。

表 4.3.3-3 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
		外水圧	○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。
		内水圧	—	・内水はないため考慮しない。
		雪荷重	○	・雪荷重を考慮する。
変動荷重	風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。	
	風荷重	—	・風荷重を考慮しない。	
偶発荷重	水平地震動	○	・基準地震動 S_e による水平及び鉛直同時加振する。	
	鉛直地震動	○	・躯体、動土圧を考慮する。	
	動水圧	○	・動水圧を考慮する。	

4.4 許容限界

許容限界は、添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

4.4.1 杭間部

(1) 構造部材の健全性に対する許容限界

a. 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「新しい高性能鋼材の利用技術照査研究報告書～SBHS500(W), SBHS700(W)の設計・製作ガイドライン(案)～(土木学会,平成21年11月)」に基づき、表4.4.1-1に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表4.4.1-1 鋼管杭の許容限界

評価項目		許容限界
鋼管杭 (SBHS500)	短期許容引張応力度 σ_{sa1} (N/mm ²)	442.5
	短期許容圧縮応力度 σ_{sa1} (N/mm ²)	
	短期許容せん断応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	255

b. 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの許容限界は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会,2002年制定)」、道路土工カルバート工指針(日本道路協会平成21年度版)及び「道路橋示方書(I共通編・IV下部構造編)・同解説(日本道路協会平成24年3月)」に基づき、表4.4.1-2に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鉄筋コンクリートの許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

また、杭頭部に関しても、鉄筋コンクリートは表4.4.1-2に示す短期許容応力度を許容限界とする。

表4.4.1-2 鉄筋コンクリート(杭間部)の許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm ²)
コンクリート ($f_{ck}=50$ N/mm ²)	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}^{*3}	24.0
	短期許容せん断応力度 τ_{a1}^{*1}	0.825 ^{*4}
	短期許容押抜きせん断応力度 $\tau_{a1}'^{*1}$	1.65
	短期許容支圧応力度 $\sigma_{ca}'^{*1}$	22.5
鉄筋 ^{*2} (SD490)	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (軸方向鉄筋)	435
	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (せん断補強筋)	300

注記 *1: コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会,2002年制定)

*2: 道路橋示方書(I共通編・IV下部構造編)・同解説(日本道路協会平成24年3月)

*3：道路土工 カルバート工指針（（社）日本道路協会 平成 21 年度版）

*4：斜め引張鉄筋を考慮する場合は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]（（社）土木学会 2002 年制定）」に準拠し、次式により求められる短期許容せん断力（ V_a ）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで、

V_{ca} ：コンクリートの短期許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} ：斜め引張鉄筋の短期許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{a1} ：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の短期許容せん断応力度

b_w ：有効幅

j ：1/1.15

d ：有効高さ

A_w ：斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2} ：鉄筋の短期許容引張応力度

s ：斜め引張鉄筋間隔

表 4.4.1-3 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界

位置	断面形状				せん断補強筋			短期許容せん断力		短期許容せん断力 V_a (= $V_{ca}+V_{sa}$) (kN)
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	かぶり (mm)	有効高 (mm)	径	S_b (mm)	S_s (mm)	コンクリート V_{ca} (kN)	鉄筋 V_{sa} (kN)	
壁部	1000	800	150	650	D22	200	400	233.15	820.27	1053
底版部	1000	800	150	650	D22	200	400	233.15	820.27	1053

(2) 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

極限支持力は、添付書類「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（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成 14 年 3 月）により以下の支持力算定式により設定する。極限支持力度を表 4.4.1-4 に示す。

極限支持力算定式（杭基礎 [中掘り工法]）

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i$$

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

q_d : 杭下端における単位面積あたりの極限支持力度 (kN/m²) : コンクリート打設方式

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

* $c_{CUU} = q_u / 2$ より、 $q_u = c_{CUU} \times 2$ 。ここで、 c_{CUU} は「補足-340-1 地盤の支持性能について」の表 4.1-1 における K_m 層の非排水せん断強度

A : 杭下端面積 (m²)

U : 杭の周長 (m)

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

表 4.4.1-4 基礎地盤の支持力に対する許容限界

項目	算定結果	備考
極限支持力 R_u (kN)	—	
$q_d A$ (kN)	—	
$U \sum L_i f_i$ (kN)	—	
極限支持力度 q_d (kN/m ²)	6288	$3 \cdot q_u$
一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	2096	非排水せん断強度 $\times 2$
非排水せん断強度 (kN/m ²)	1048	
杭下端標高 EL. (m)	-61.0	
杭下端面積 A (m ²)	—	
杭の周長 U (m)	—	
周面摩擦力を考慮する層の層厚 L_i (m)	—	
最大周面摩擦力度 f_i (kN/m ²)	—	

4.4.2 RC防潮壁部

許容限界は、添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 構造部材の健全性に対する許容限界

鉄筋コンクリートの許容限界は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定) 」及び「道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会 平成 14 年 3 月) 」に基づき、表 4.4.2-1 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鉄筋コンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 4.4.2-1 鉄筋コンクリートの許容限界 (RC 防潮壁部)

評価項目		許容限界 (N/mm ²)	
コンクリート ($f'_{ck}=40$ N/mm ²)	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}^{*1}	21.0	
	短期許容せん断応力度 τ_{a1}^{*1}	0.825 ^{*3}	
	短期許容押抜きせん断応力度 $\tau_{a1}'^{*1}$	1.65	
	短期許容支圧応力度 $\sigma_{ca}'^{*1}$	18.0	
鉄筋	SD345 ^{*1}	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (曲げ軸力)	294
		短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (せん断力)	294
	SD490 ^{*2}	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (曲げ軸力)	435
		短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (せん断力)	300

注記 *1: コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定)

*2: 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会 平成 14 年 3 月)

*3: 斜め引張鉄筋を考慮する場合は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会 2002 年制定) 」に準拠し、次式により求められる短期許容せん断力 (V_a) を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで、

V_{ca} : コンクリートの短期許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の短期許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の短期許容せん断応力度

b_w : 有効幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

$\sigma_{s a 2}$: 鉄筋の短期許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

(2) 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

出口側集水枡（RC防潮壁部）はRC防潮基礎底版と一体化することから、防潮壁基礎と集水枡の接続鉄筋の健全性評価の確認をもって支持性能評価を満足するものとする。

4.5 解析モデル及び諸元

構内排水路逆流防止設備を間接支持する出口側集水桁の耐震評価は、「3.5 解析モデル及び諸元」に示す地震応答解析モデルにより実施する。

4.6 評価方法

4.6.1 杭間部

出口側集水桁の耐震評価は、「3. 地震応答解析」により得られる照査用応答値が、「4.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(1) 構造部材の健全性評価

a. 鋼管杭

鋼管杭の評価は、杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

イ. 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

σ : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)

M : 最大曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

N : 軸力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

ロ. せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで、

τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S : せん断力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

κ : せん断応力の分布係数 (2.0)

b. 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートは、耐震評価により算定した曲げ圧縮応力、曲げ引張応力及びせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(2) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤に作用する接地圧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。

4.6.2 RC防潮壁部

出口側集水枡の耐震評価は、地震応答解析により得られる照査用応答値が、「4.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(1) 構造部材の健全性評価

a. 梁部材としての評価

集水枡のRC防潮壁側を固定支持とし、底版と側壁を断面に考慮した片持ち梁モデルとする。また、地震応答解析にて算定された最大加速度により設計用震度を設定し、慣性力を考慮した二次元静的フレーム解析により鉄筋コンクリート部材の構造健全性を確認する。

二次元静的フレーム解析には解析コード「Engineer's Studio Ver. 6.00.04」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「V-5-39 計算機プログラム（解析コード）の概要・Engineer's Studio」に示す。片持ち梁のモデル概念図を図4.6.2-1に示す。

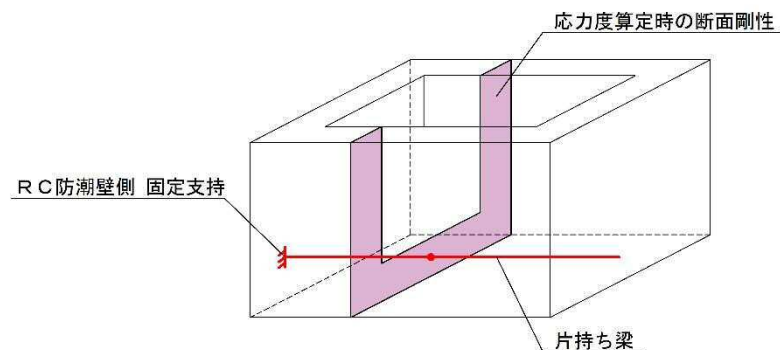


図 4.6.2-1 片持ち梁モデル概念図

片持ち梁に生じる曲げモーメント及び軸力を底版及び側壁を考慮した断面剛性によって応力度を算出し許容限界以下であることを確認する。また、せん断については側壁のみを有効断面として応力度を算出し許容限界以下であることを確認する。

棲壁に作用する地震時土圧については、慣性力と同じ向きに作用する場合は保守的である。従って、土圧と慣性力が逆向きに作用する場合は考慮しないものとする。土圧作用の概念図を図4.6.2-2に示す。

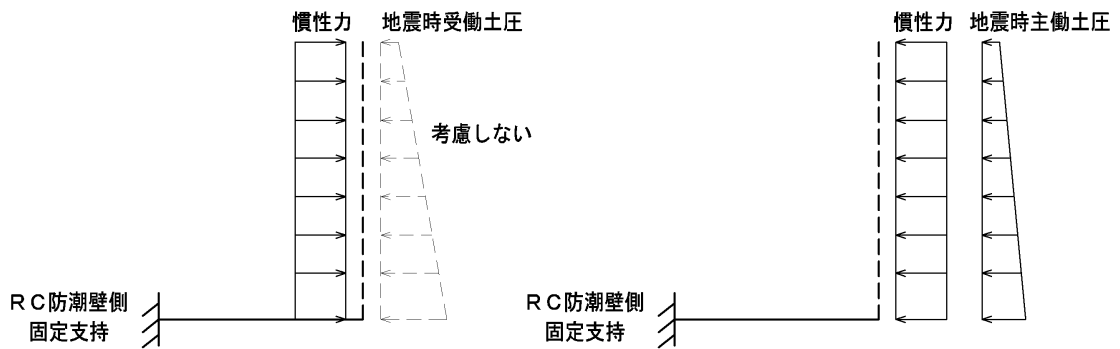


図 4.6.2-2 土圧作用の概念図

(2) 面部材としての評価

集水枡の側壁については、底版及び両側壁との結合部を固定端、開口面となる上面を自由端とする三辺固定一辺自由スラブとして鉄筋コンクリート部材の構造健全性を確認する。

「(1)梁部材としての評価」と同様に、地震応答解析にて算定された最大加速度により設計用震度を設定し、慣性力を考慮するものとする。

三辺固定版のモデル概念図を図 4.6.2-3 に示す。

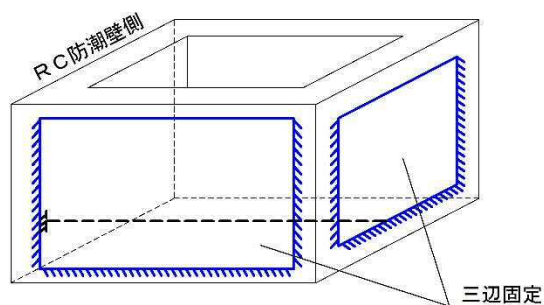


図 4.6.2-3 三辺固定版モデル概要図

側壁に生じる曲げモーメント及びせん断力に対して部材応力を算出し許容限界以下であることを確認する。

土圧作用の考え方については「(1)梁部材」としての評価における考え方と同様とする。

5. 耐震評価結果

5.1 杭間部

5.1.1 地震応答解析結果

耐震評価においては、「5.20 津波防護施設の耐震評価における追加検討ケースの選定について」に基づき、全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（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、②～⑥より追加検討ケースを実施した。

表 5.1-1～表 5.1-7 に、2次元有効応力解析の実施ケース及び出口側集水柵（杭間部）の鋼管杭及び鉄筋コンクリートの曲げ軸力、せん断力に対する照査値を示す。

表 5.1.1-1 (1) I-2 断面 鋼管杭の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D 1$	H+, V+		0.41	0.44	0.34	0.69	0.29	0.25
	H+, V-		0.40			0.68		
	H-, V+		0.32					
	H-, V-		0.33					
$S_s - 1 1$			0.14					
$S_s - 1 2$			0.23					
$S_s - 1 3$			0.22					
$S_s - 1 4$			0.19					
$S_s - 2 1$			0.17					
$S_s - 2 2$			0.20					
$S_s - 3 1$	H+, V+		0.32	0.28	0.33	0.28	0.35	0.31
	H-, V+		0.22	0.20	0.24	0.29	0.26	0.24

表 5.1-1 (2) I-2 断面 鋼管杭のせん断力に対する検討ケースと照査値

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D 1$	H+, V+		0.08	0.08	0.08	0.13	0.04	0.04
	H+, V-		0.08			0.13		
	H-, V+		0.08					
	H-, V-		0.08					
$S_s - 1 1$			0.04					
$S_s - 1 2$			0.06					
$S_s - 1 3$			0.06					
$S_s - 1 4$			0.05					
$S_s - 2 1$			0.04					
$S_s - 2 2$			0.05					
$S_s - 3 1$	H+, V+		0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
	H-, V+		0.04	0.04	0.04	0.06	0.05	0.04

表 5.1-2 (1) I-2 断面 鉄筋コンクリート (壁部) の曲げ軸力 (コンクリート曲げ圧縮) に対する検討ケースと照査値

地震動 \ 検討ケース		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.30	0.21	0.30	0.21	0.25	0.21
	H+, V-	0.25			0.21		
	H-, V+	0.17					
	H-, V-	0.17					
S _s -11		0.17					
S _s -12		0.17					
S _s -13		0.17					
S _s -14		0.17					
S _s -21		0.21					
S _s -22		0.21					
S _s -31	H+, V+	0.34	0.30	0.34	0.30	0.34	0.30
	H-, V+	0.25	0.25	0.30	0.21	0.30	0.25

表 5.1-2 (2) I-2 断面 鉄筋コンクリート (壁部) の曲げ軸力 (鉄筋曲げ引張) に対する検討ケースと照査値

地震動 \ 検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.38	0.30	0.39	0.27	0.56	0.50
	H+, V-	0.37			0.45		
	H-, V+	0.36					
	H-, V-	0.35					
S _s -11		0.21					
S _s -12		0.20					
S _s -13		0.23					
S _s -14		0.21					
S _s -21		0.27					
S _s -22		0.27					
S _s -31	H+, V+	0.46	0.40	0.46	0.38	0.47	0.41
	H-, V+	0.58	0.52	0.62	0.41	0.63	0.57

表 5.1-2 (3) I-2 断面 鉄筋コンクリート (壁部) のせん断力に対する検討ケースと照査値

地震動 \ 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.34	0.29	0.33	0.23	0.37	0.31
	H+, V-	0.33			0.22		
	H-, V+	0.29					
	H-, V-	0.29					
S _s -11		0.21					
S _s -12		0.20					
S _s -13		0.22					
S _s -14		0.21					
S _s -21		0.26					
S _s -22		0.25					
S _s -31	H+, V+	0.36	0.32	0.36	0.28	0.36	0.33
	H-, V+	0.39	0.33	0.40	0.28	0.41	0.35

表 5.1-3 (1) I-2 断面 鉄筋コンクリート (底版部) の曲げ軸力 (コンクリート曲げ圧縮) に対する検討ケースと照査値

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.34	0.30	0.38	0.25	0.42	0.30	
	H+, V-	0.34			0.34			
	H-, V+	0.30						
	H-, V-	0.30						
S _s -11			0.21					
S _s -12			0.21					
S _s -13			0.21					
S _s -14			0.21					
S _s -21			0.25					
S _s -22			0.25					
S _s -31	H+, V+	0.46	0.42	0.46	0.38	0.50	0.46	
	H-, V+	0.34	0.30	0.34	0.25	0.38	0.34	

表 5.1-3 (2) I-2 断面 鉄筋コンクリート (底版部) の曲げ軸力 (鉄筋曲げ引張) に対する検討ケースと照査値

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.50	0.45	0.55	0.37	0.60	0.54	
	H+, V-	0.50			0.52			
	H-, V+	0.43						
	H-, V-	0.41						
S _s -11			0.31					
S _s -12			0.30					
S _s -13			0.32					
S _s -14			0.31					
S _s -21			0.36					
S _s -22			0.37					
S _s -31	H+, V+	0.67	0.60	0.69	0.54	0.72	0.66	
	H-, V+	0.59	0.53	0.62	0.41	0.67	0.62	

表 5.1-3 (3) I-2 断面 鉄筋コンクリート (底版部) のせん断力に対する検討ケースと照査値

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.79	0.75	0.81	0.59	0.71	0.66	
	H+, V-	0.77			0.60			
	H-, V+	0.66						
	H-, V-	0.62						
S _s -11			0.47					
S _s -12			0.57					
S _s -13			0.56					
S _s -14			0.48					
S _s -21			0.54					
S _s -22			0.51					
S _s -31	H+, V+	0.78	0.75	0.84	0.74	0.82	0.79	
	H-, V+	0.52	0.46	0.54	0.45	0.59	0.54	

構内排水路逆流防止設備の I-2 断面における基準地震動 S_g による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 5.1-2，図 5.1-3 に示す。本図は照査値が最も厳しくなる評価時刻における断面力を示したものである。図中の数値は，曲げモーメントおよび軸力については曲げ軸力照査において最も大きい照査値を与える値，せん断力についてはせん断力照査において最も大きい照査値を与える値である。

また，構内排水路逆流防止設備の I-2 断面において，最大せん断ひずみ分布図を図 5.1-3 に，過剰間隙水圧比の分布図を図 5.1-4 に，加速度分布図を図 5.1-5 に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ，過剰間隙水圧比及び加速度の全時刻における最大値の分布を示したものである。

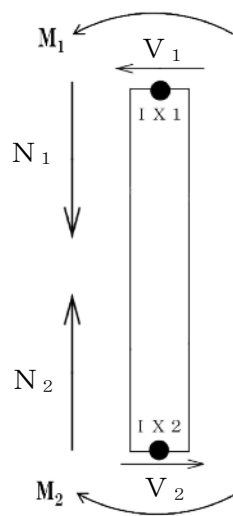
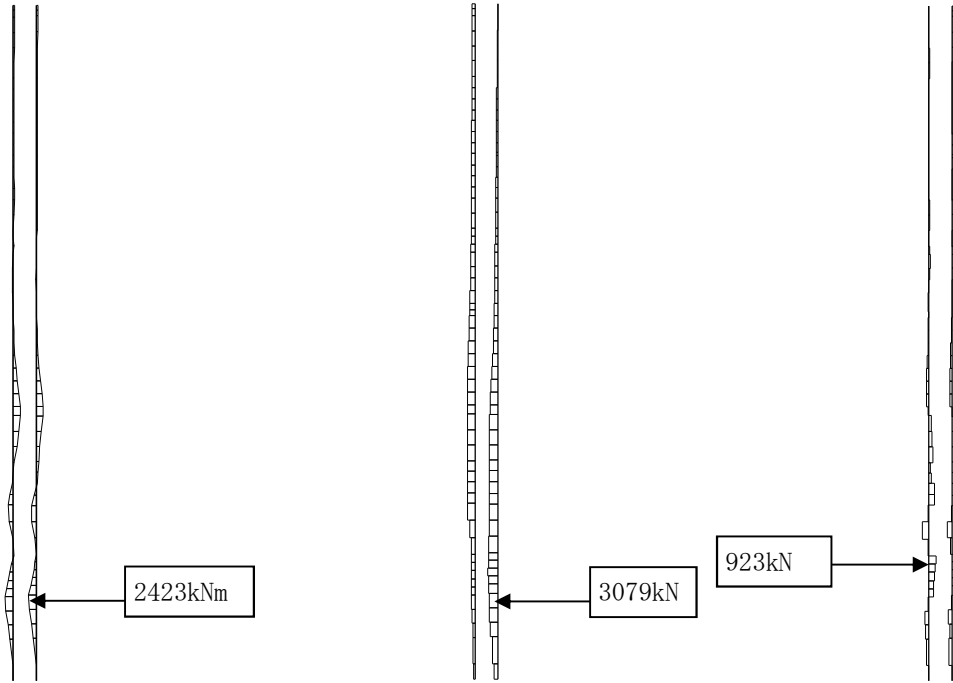


図 5.1-1 符号表

(1) 断面力図

a. 鋼管杭

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

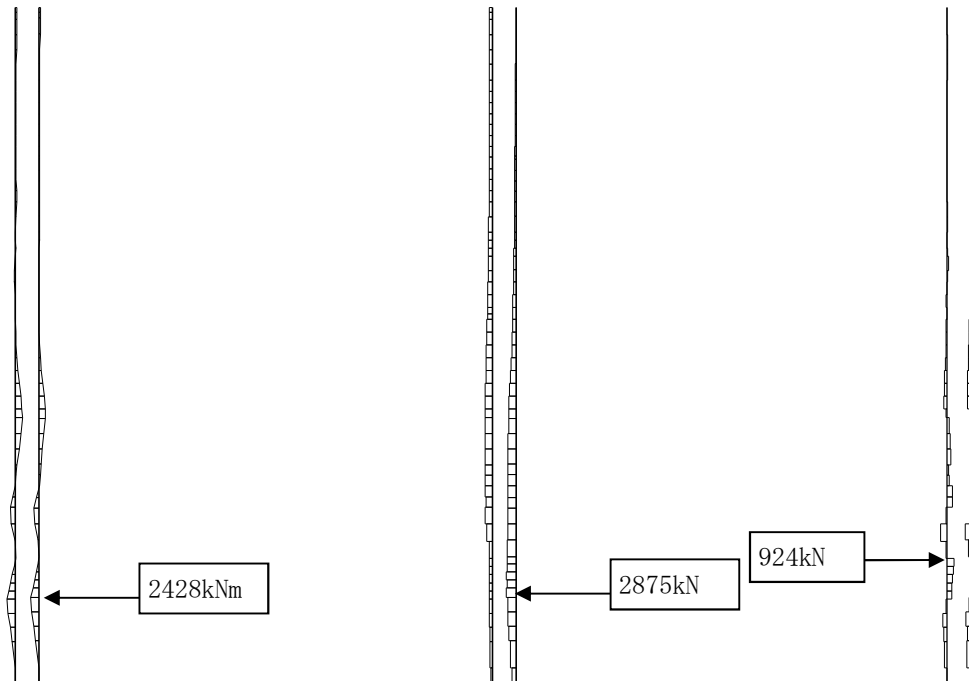


曲げモーメント図 $t = 53.60s$

軸力図 $t = 53.60s$

せん断力図 $t = 53.56s$

図 5.1.1-2 (1) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 (H+, V+)$)

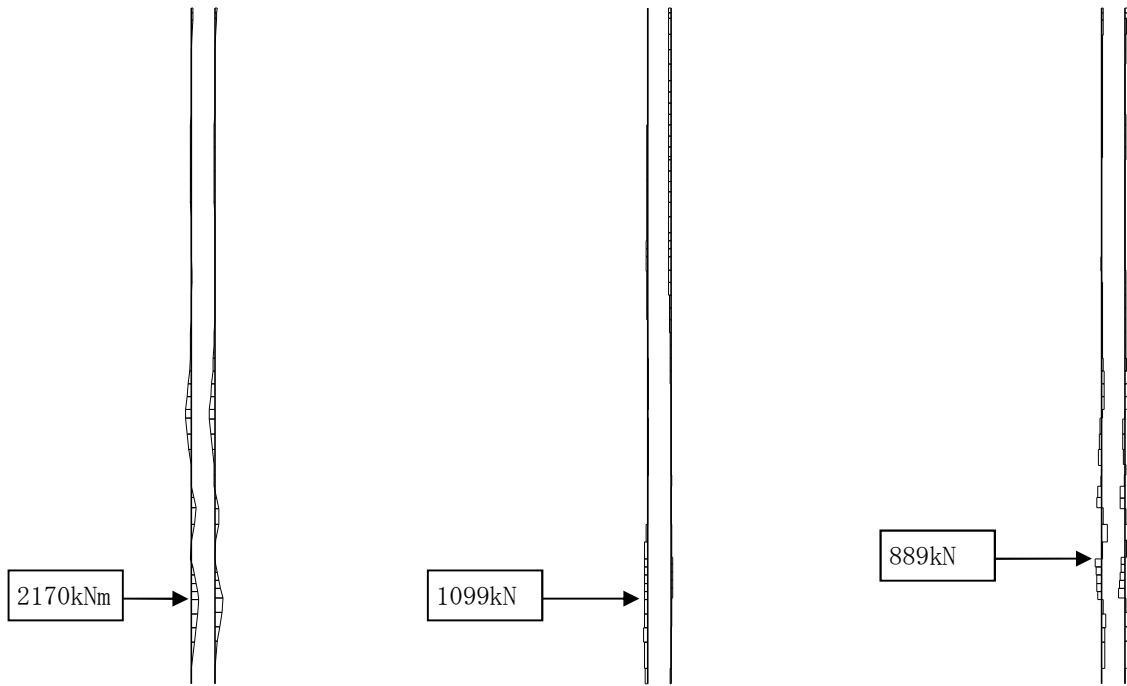


曲げモーメント図 $t = 53.56s$

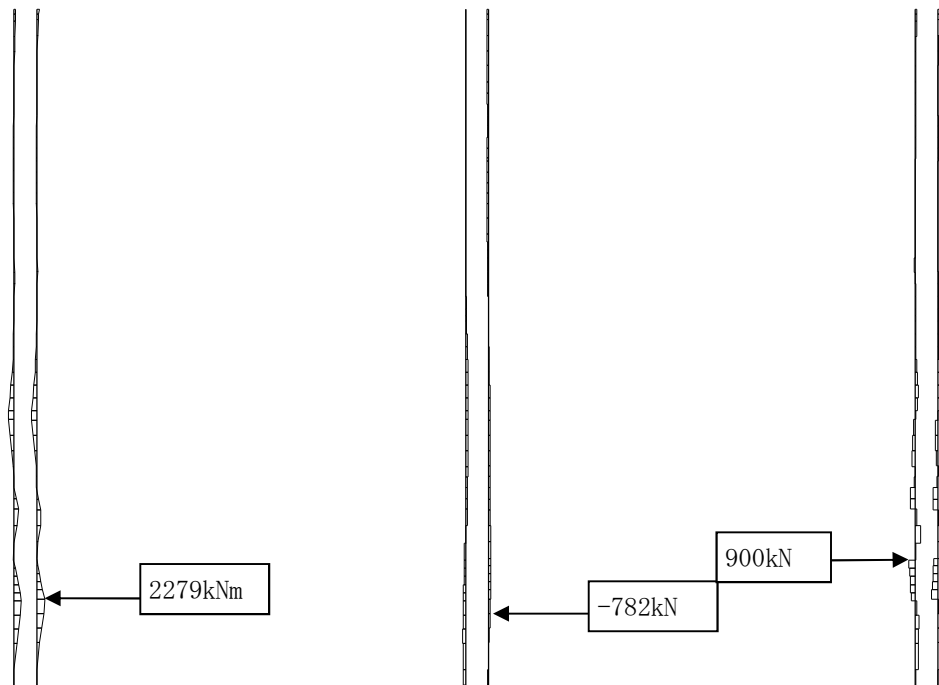
軸力図 $t = 53.56s$

せん断力図 $t = 53.56s$

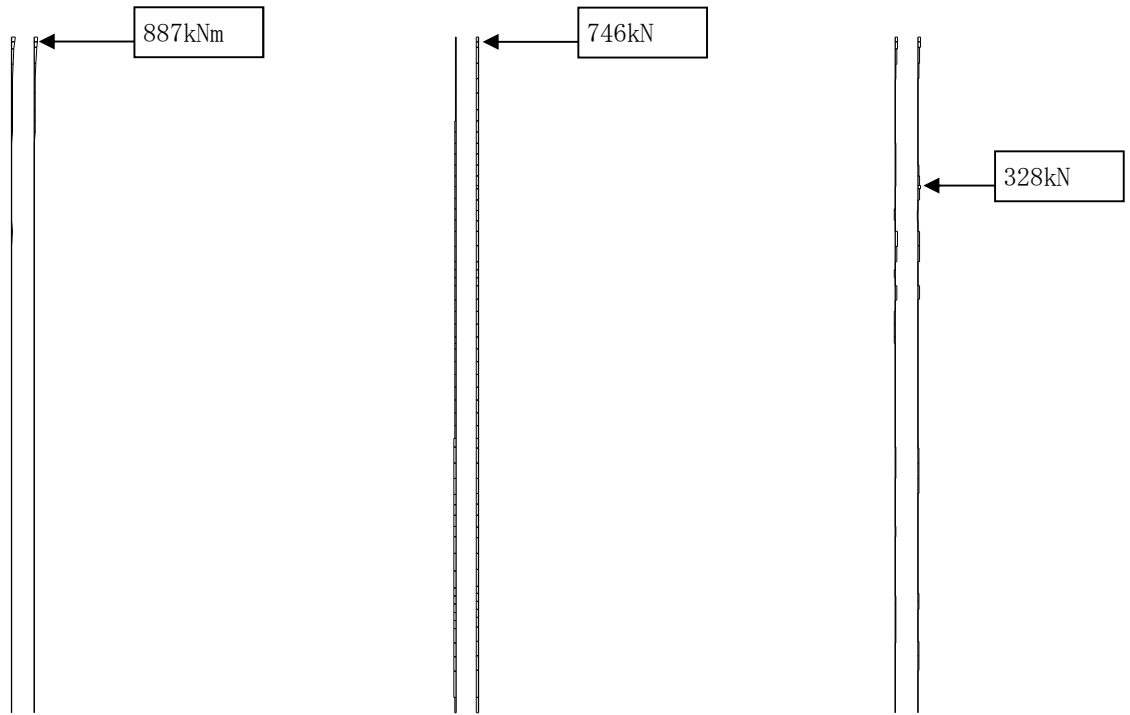
図 5.1.1-2 (2) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 (H+, V-)$)



曲げモーメント図 $t = 53.59s$ 軸力図 $t = 53.59s$ せん断力図 $t = 53.56s$
 図 5.1.1-2 (3) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 (H-, V+)$)

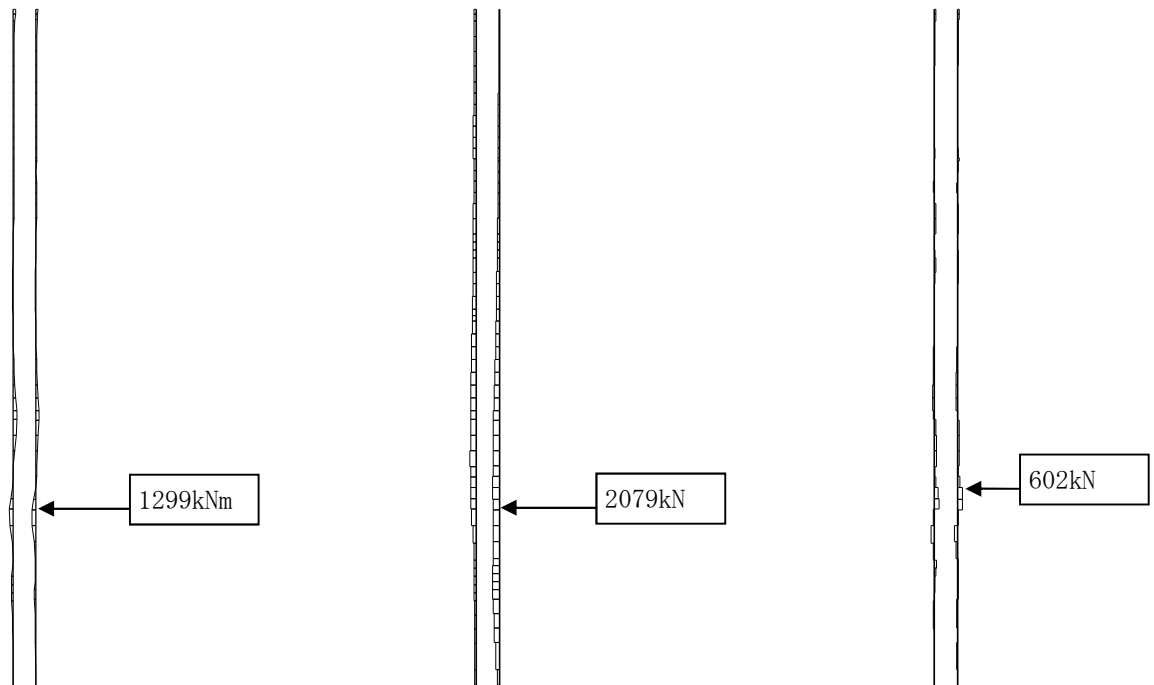


曲げモーメント図 $t = 53.60s$ 軸力図 $t = 53.60s$ せん断力図 $t = 53.56s$
 図 5.1.1-2 (4) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 (H-, V-)$)



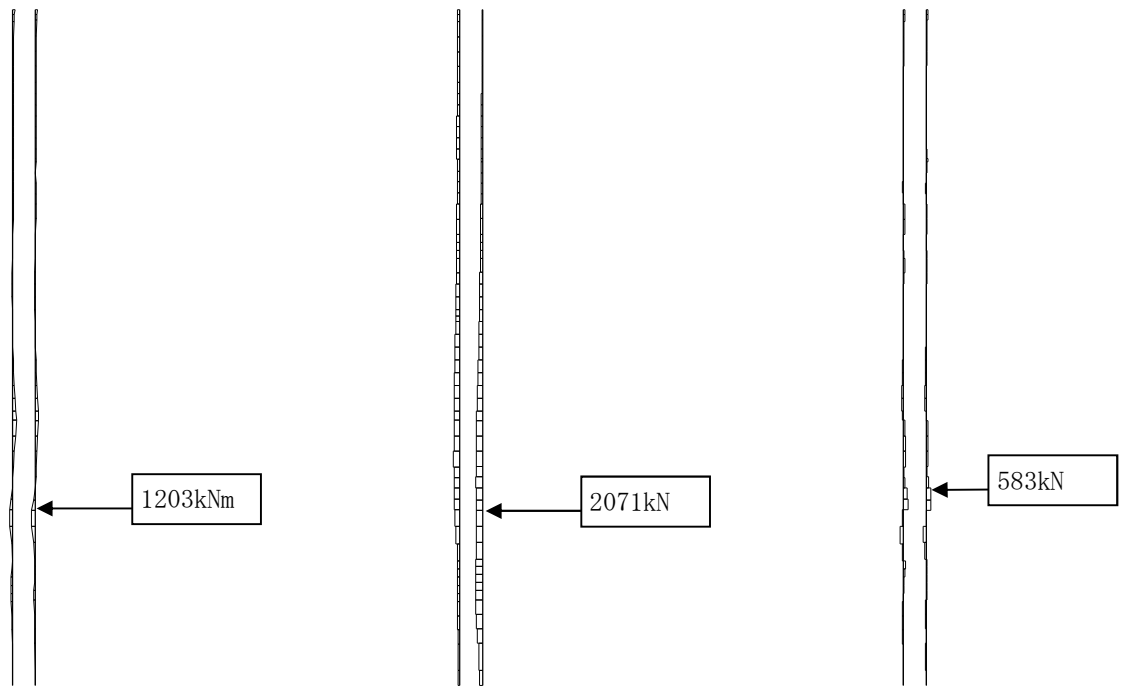
曲げモーメント図 $t = 25.96s$ 軸力図 $t = 25.96s$ せん断力図 $t = 58.36s$

図 5.1.1-2 (5) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 1.1$)



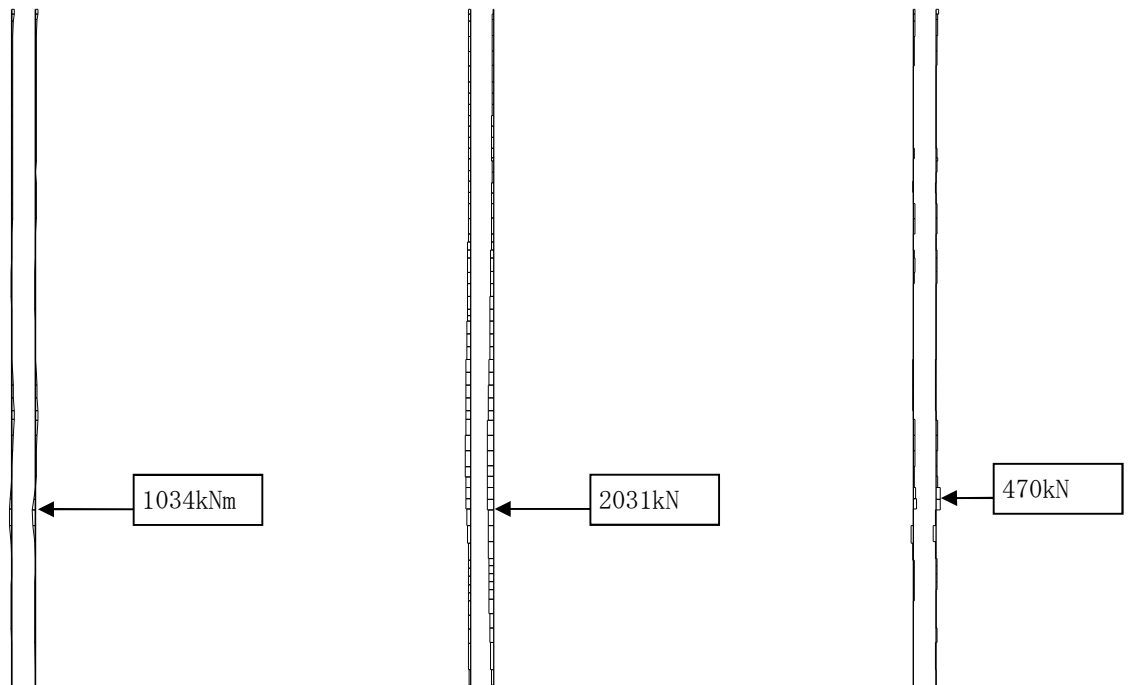
曲げモーメント図 $t = 88.57s$ 軸力図 $t = 88.57s$ せん断力図 $t = 88.52s$

図 5.1.1-2 (6) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 1.2$)



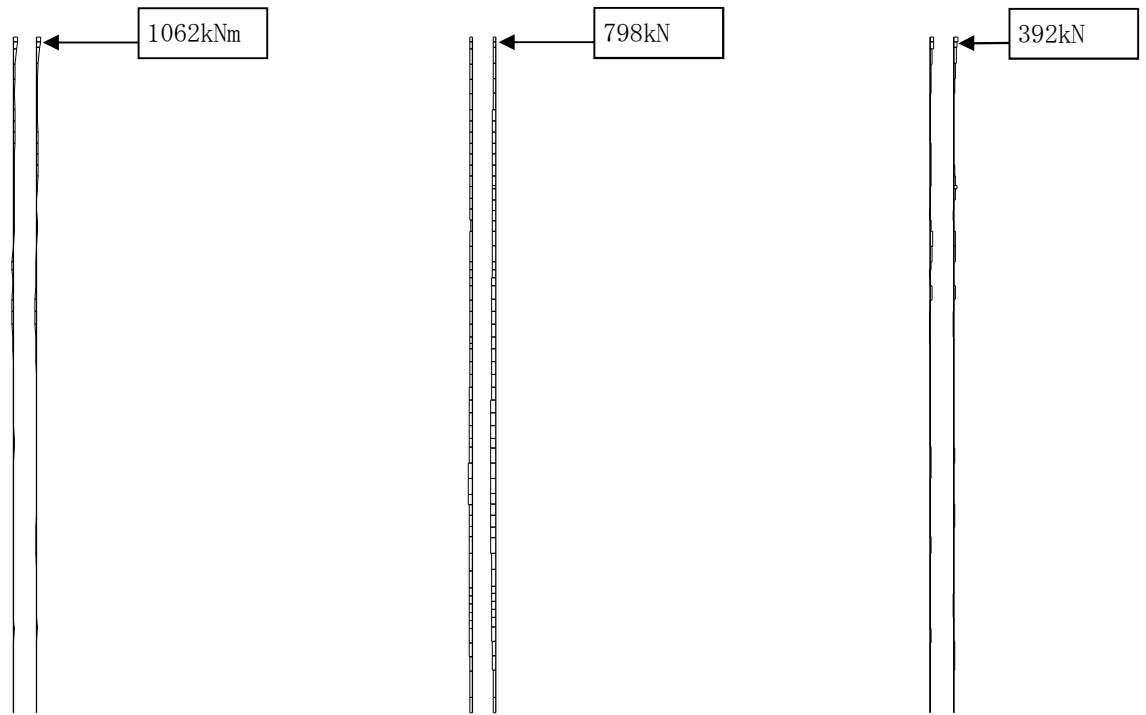
曲げモーメント図 $t = 85.77s$ 軸力図 $t = 85.77s$ せん断力図 $t = 85.72s$

図 5.1.1-2 (7) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 13$)



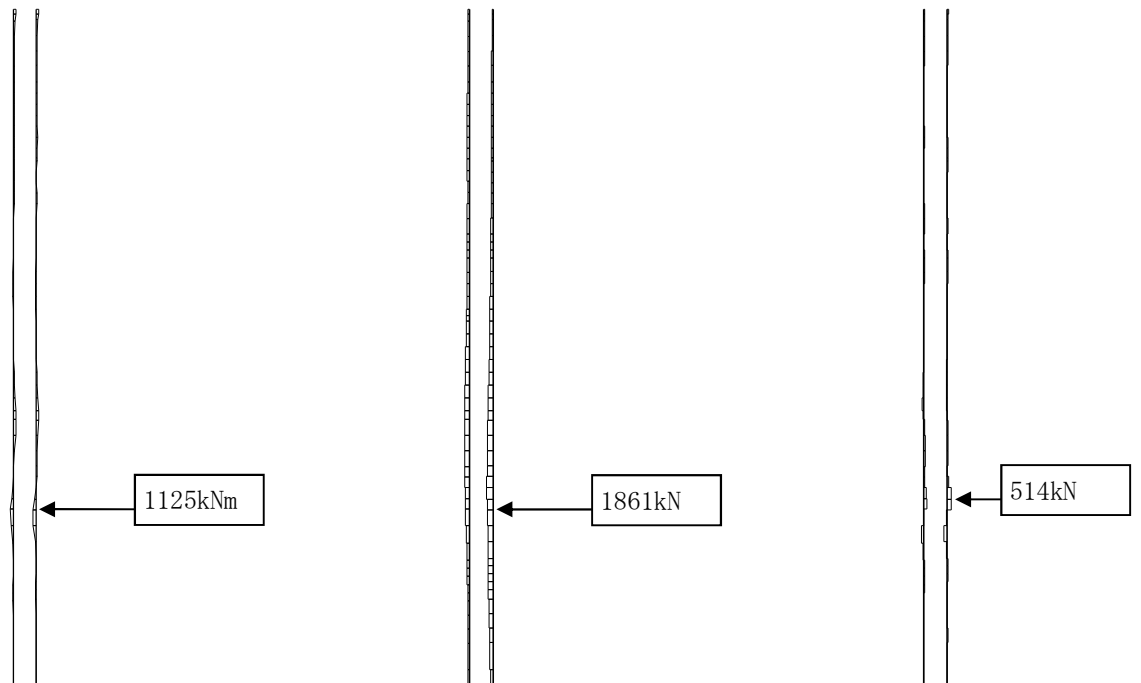
曲げモーメント図 $t = 88.33s$ 軸力図 $t = 88.33s$ せん断力図 $t = 88.30s$

図 5.1.1-2 (8) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 14$)



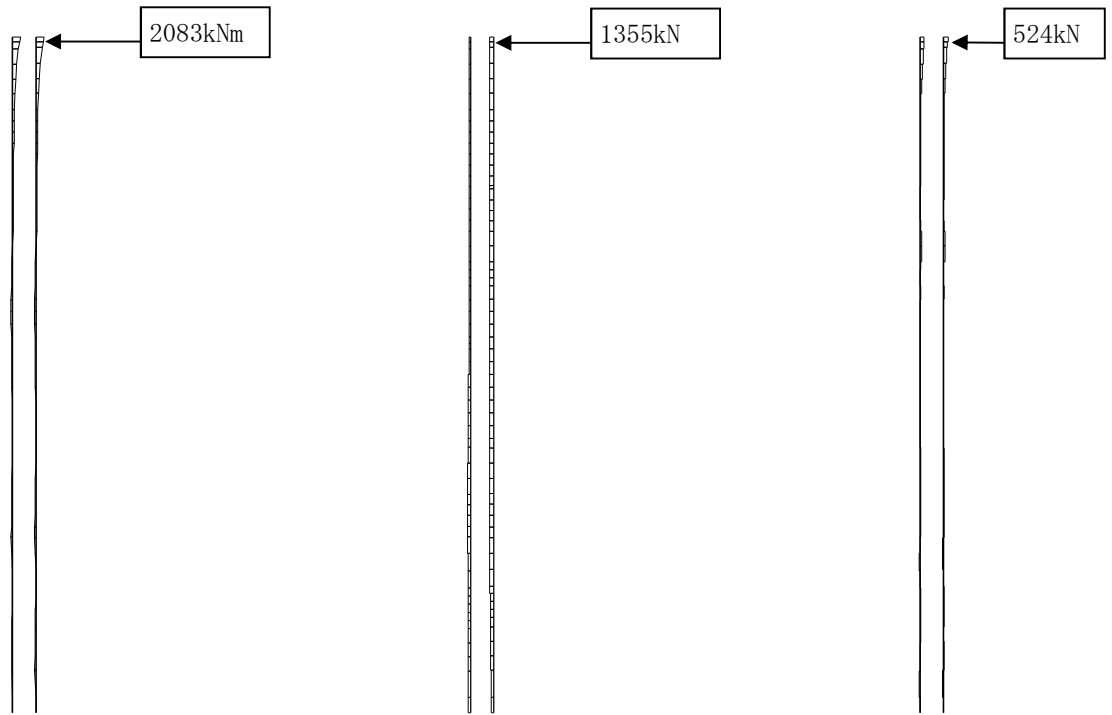
曲げモーメント図 $t = 102.96s$ 軸力図 $t = 102.96s$ せん断力図 $t = 102.98s$

図 5.1.1-2 (9) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 21$)

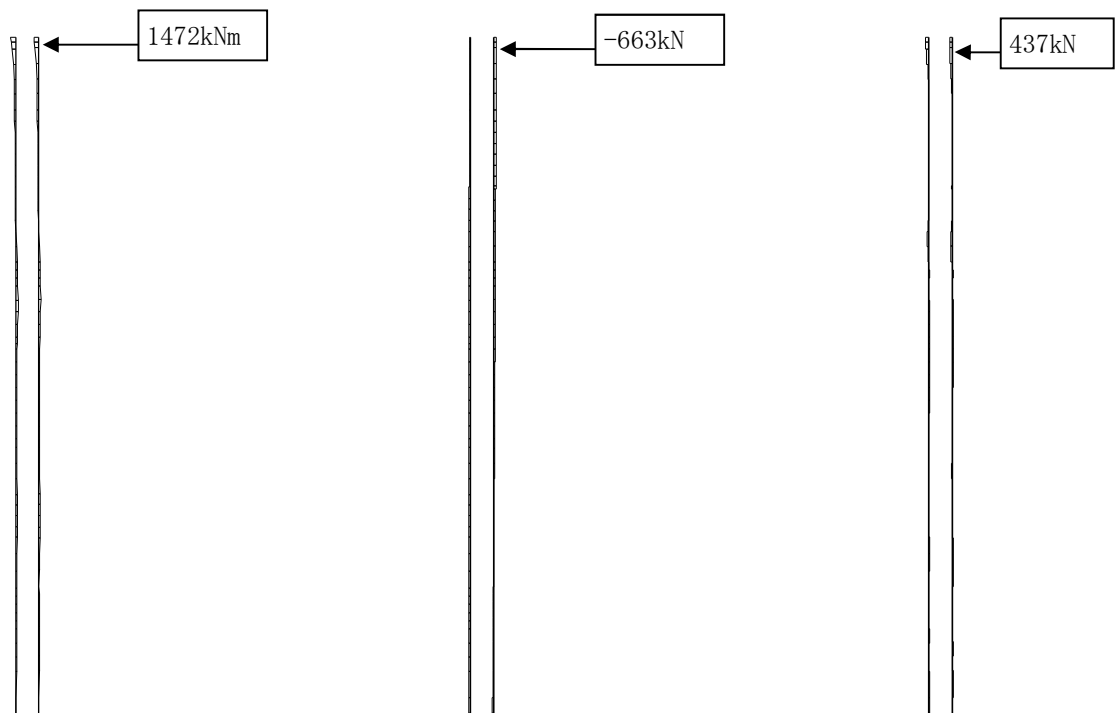


曲げモーメント図 $t = 115.49s$ 軸力図 $t = 115.49s$ せん断力図 $t = 131.67s$

図 5.1.1-2 (10) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 22$)

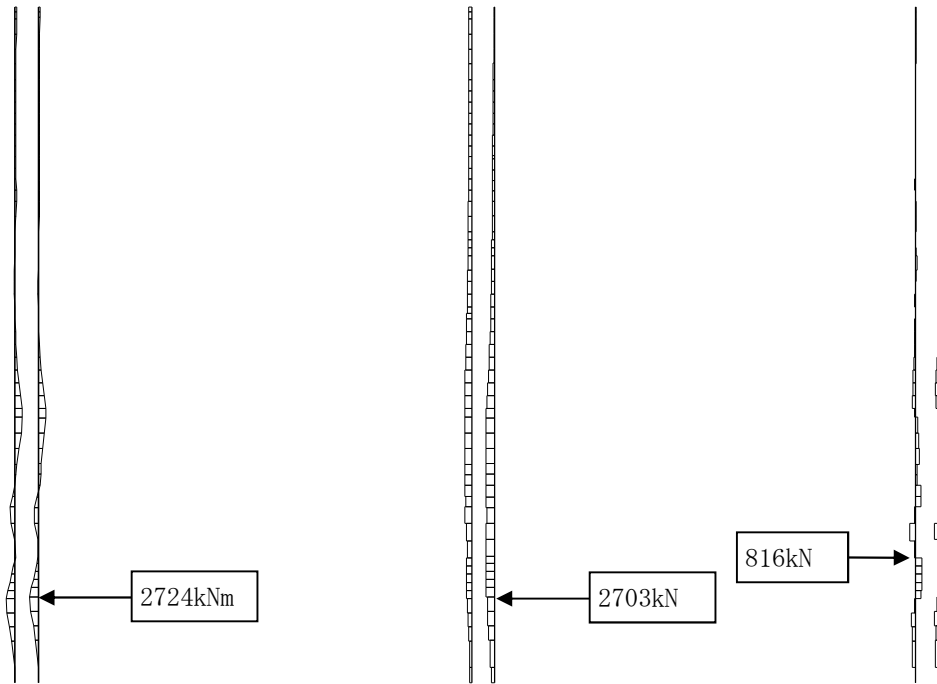


曲げモーメント図 $t = 9.24s$ 軸力図 $t = 9.24s$ せん断力図 $t = 9.25s$
 図 5.1.1-2 (11) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 3.1 (H+, V+)$)



曲げモーメント図 $t = 9.21s$ 軸力図 $t = 9.21s$ せん断力図 $t = 9.22s$
 図 5.1.1-2 (12) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 3.1 (H-, V+)$)

・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース



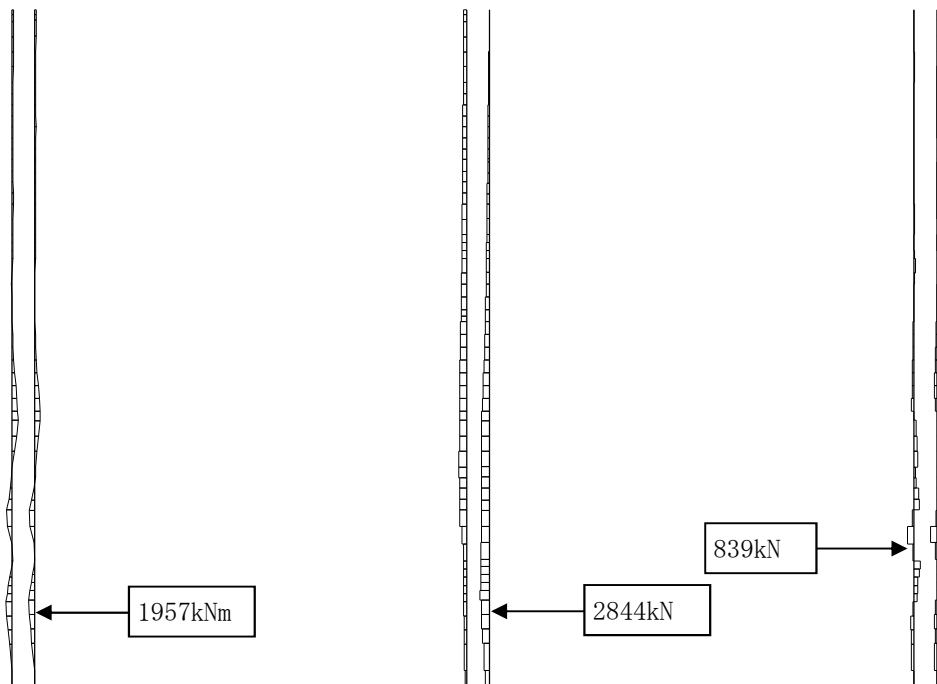
曲げモーメント図 $t = 53.60s$

軸力図 $t = 53.60s$

せん断力図 $t = 53.56s$

図 5.1.1-2 (13) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 (H+, V+)$)

・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース



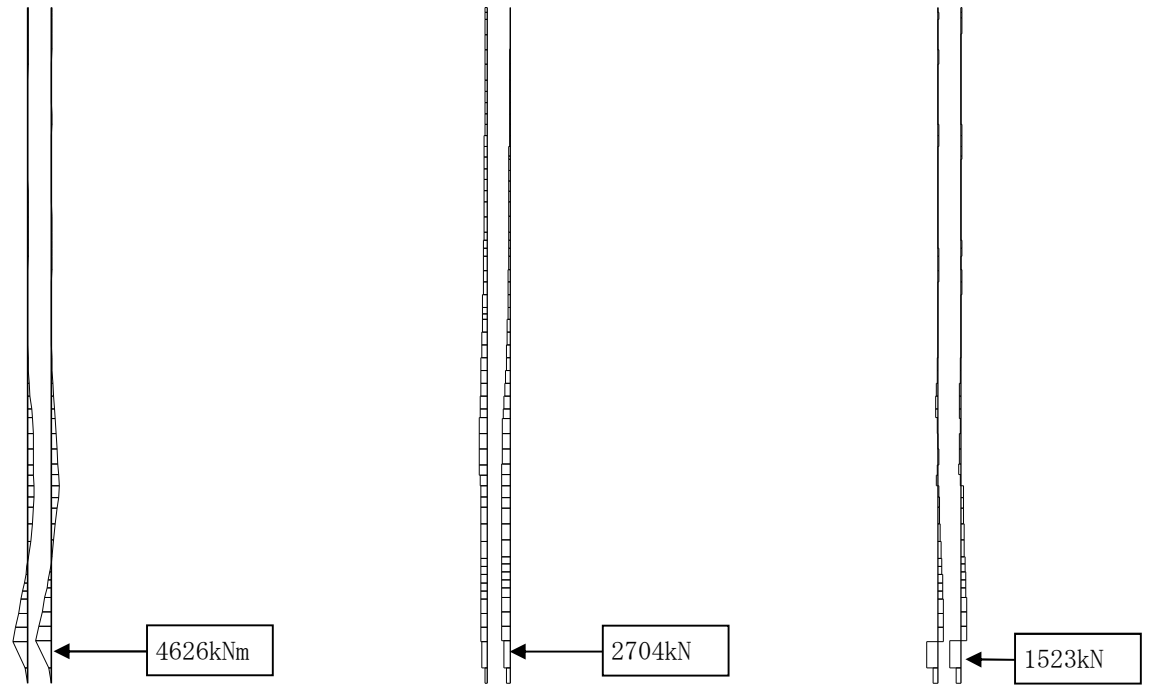
曲げモーメント図 $t = 53.58s$

軸力図 $t = 53.58s$

せん断力図 $t = 53.57s$

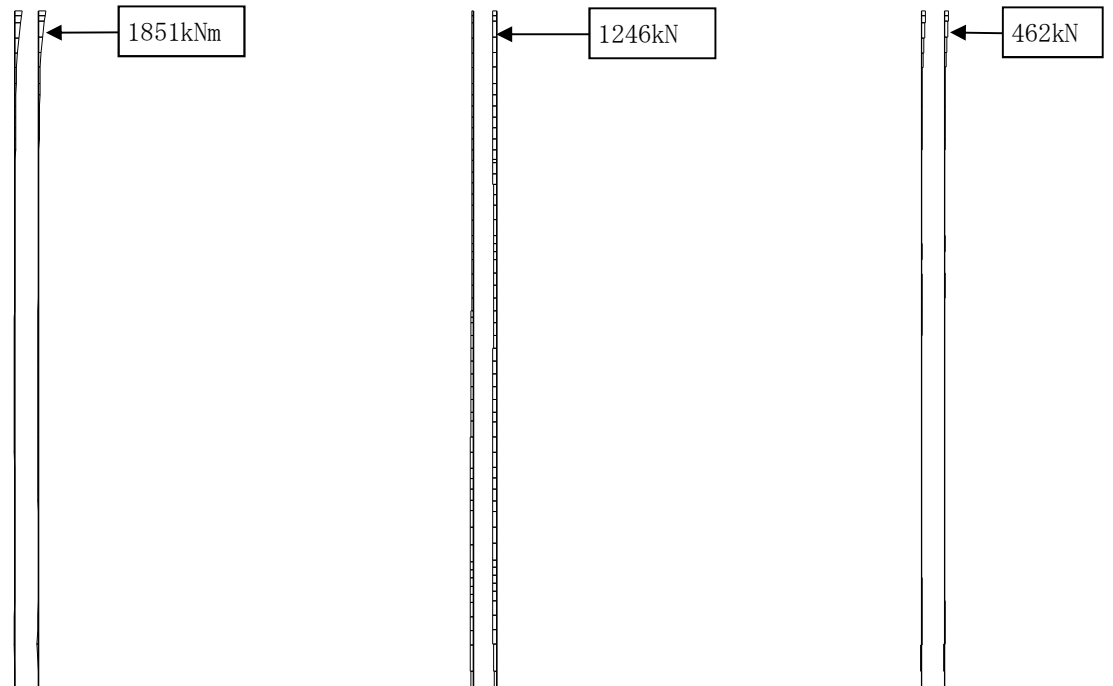
図 5.1.1-2 (14) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 (H+, V+)$)

- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース



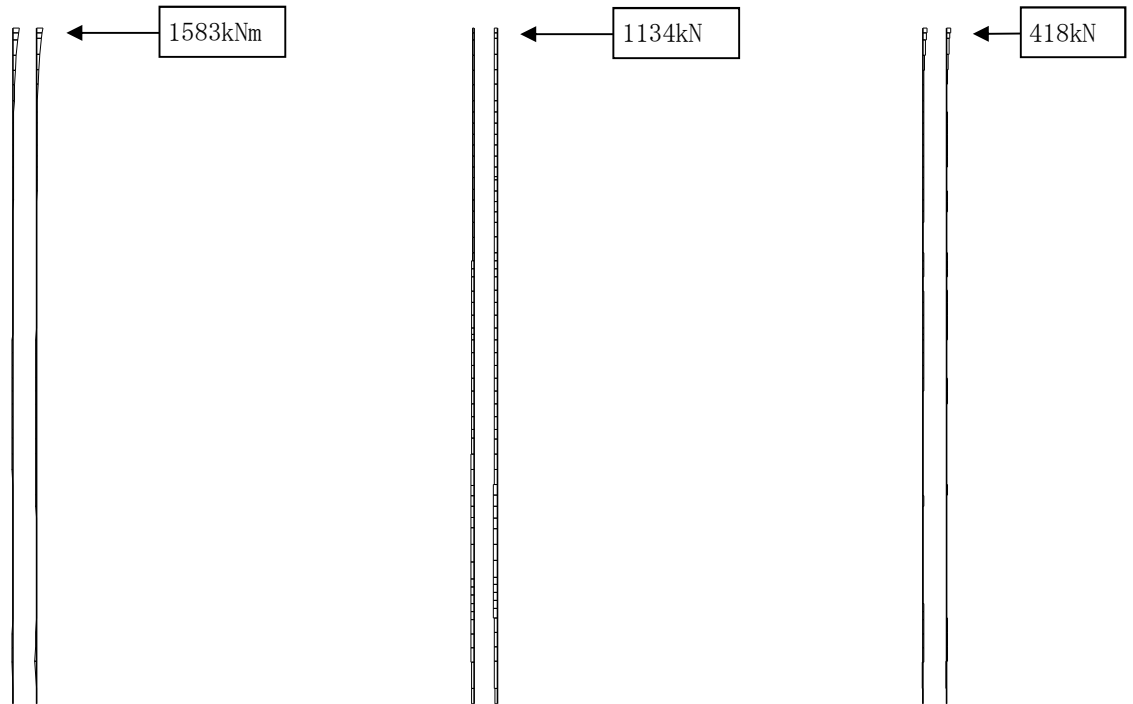
曲げモーメント図 $t = 53.58s$ 軸力図 $t = 53.58s$ せん断力図 $t = 53.57s$
 図 5.1.1-2 (15) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 (H+, V+)$)

- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース



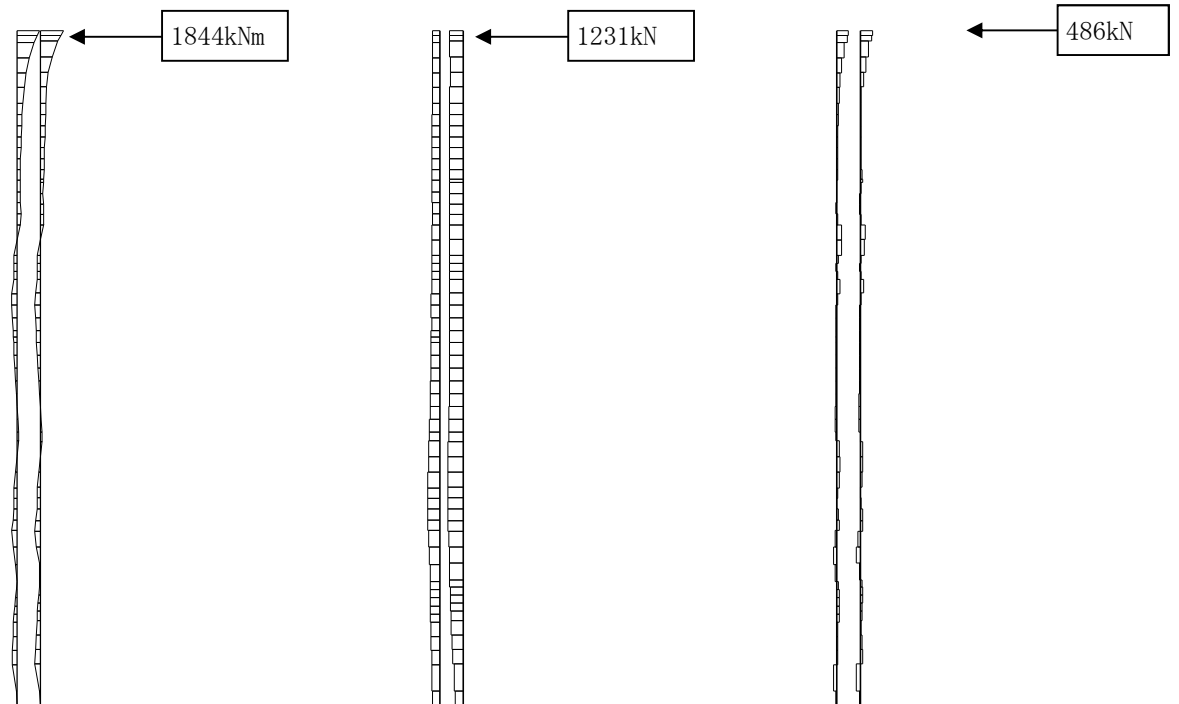
曲げモーメント図 $t = 22.84s$ 軸力図 $t = 22.84s$ せん断力図 $t = 22.84s$
 図 5.1.1-2 (16) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 (H+, V+)$)

- ・ 検討ケース⑥：原地盤のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース



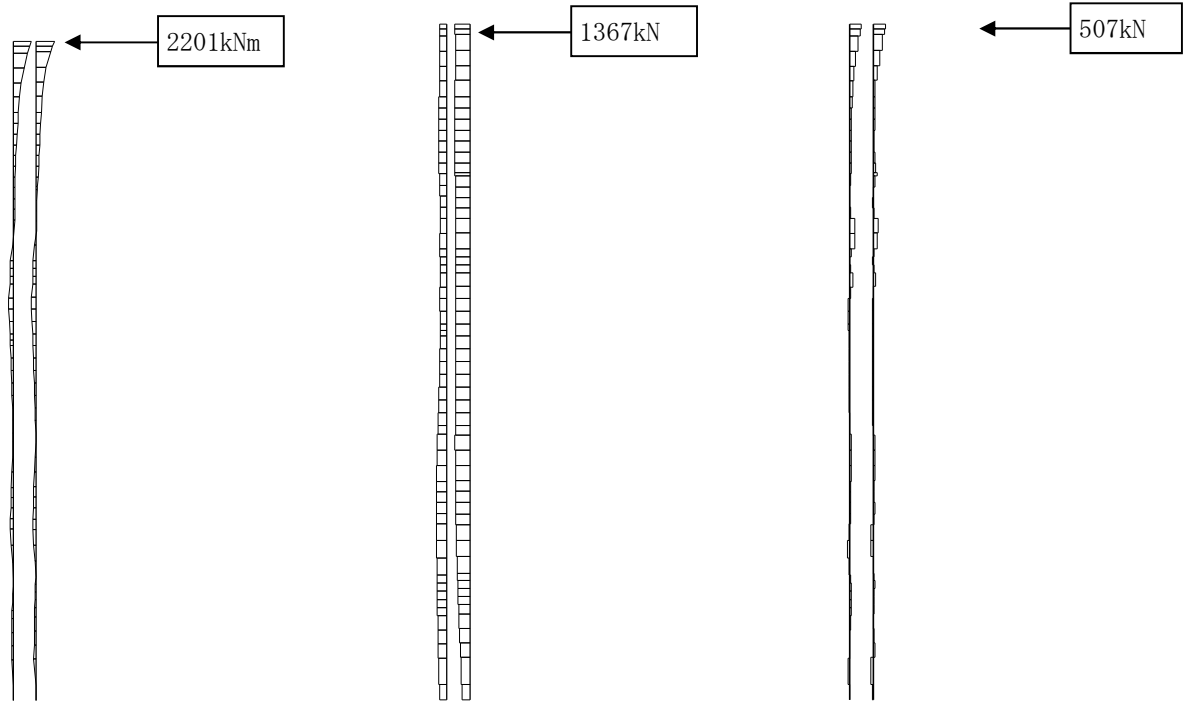
曲げモーメント図 $t = 22.81s$ 軸力図 $t = 22.81s$ せん断力図 $t = 22.72s$
 図 5.1.1-2 (17) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 (H+, V+)$)

- ・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース



曲げモーメント図 $t = 9.21s$ 軸力図 $t = 9.21s$ せん断力図 $t = 9.22s$
 図 5.1.1-2 (18) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 31 (H+, V+)$)

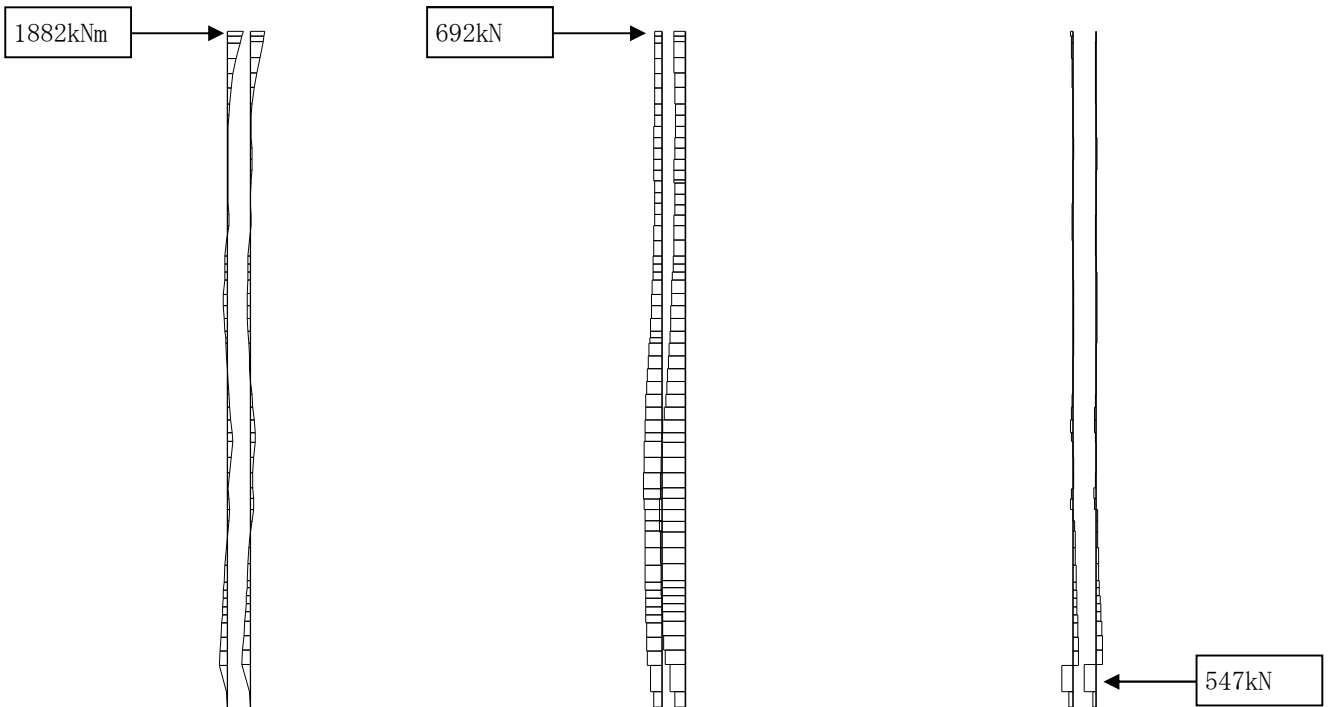
・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース



曲げモーメント図 $t = 9.25s$ 軸力図 $t = 9.25s$ せん断力図 $t = 9.26s$

図 5.1.1-2 (19) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 31$ (H+, V+))

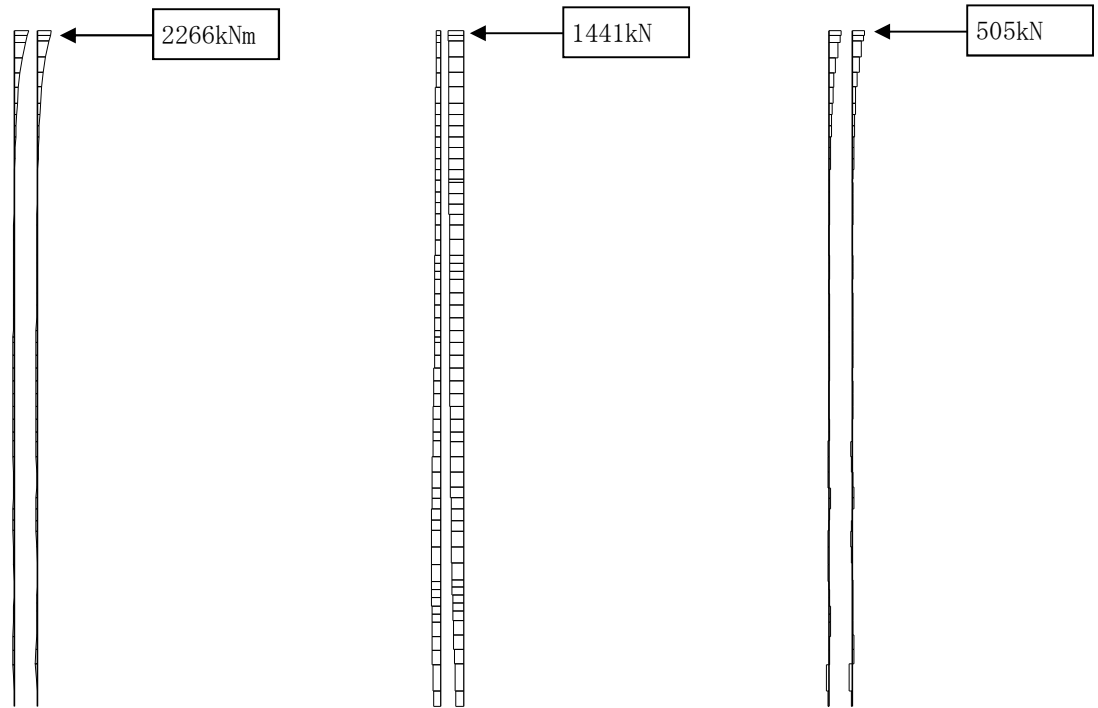
・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース



曲げモーメント図 $t = 9.27s$ 軸力図 $t = 9.27s$ せん断力図 $t = 8.75s$

図 5.1.1-2 (20) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 31$ (H+, V+))

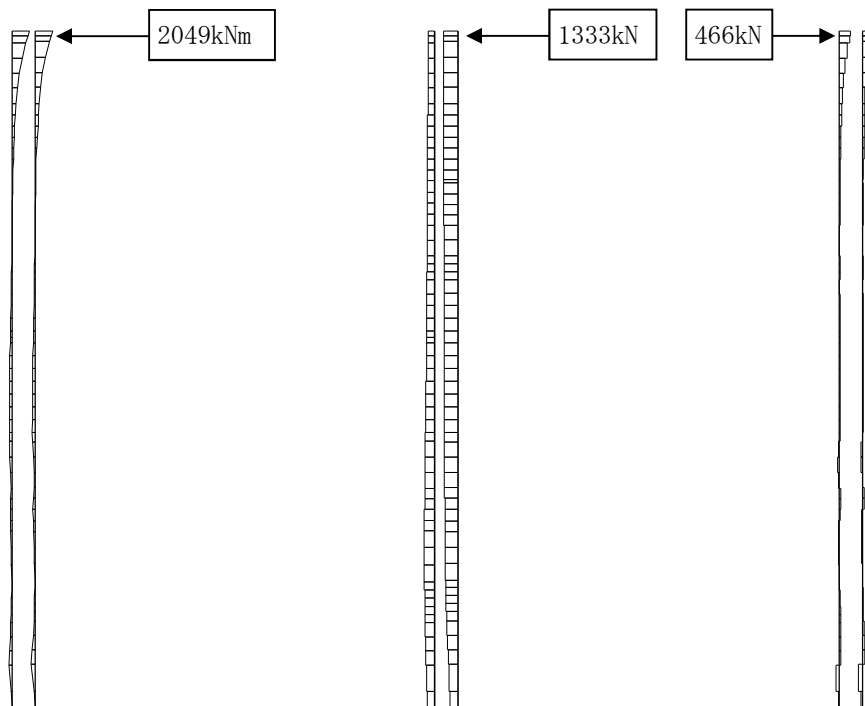
・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース



曲げモーメント図 $t = 9.23s$ 軸力図 $t = 9.23s$ せん断力図 $t = 9.24s$

図 5.1.1-2 (21) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 3.1$ (H+, V+))

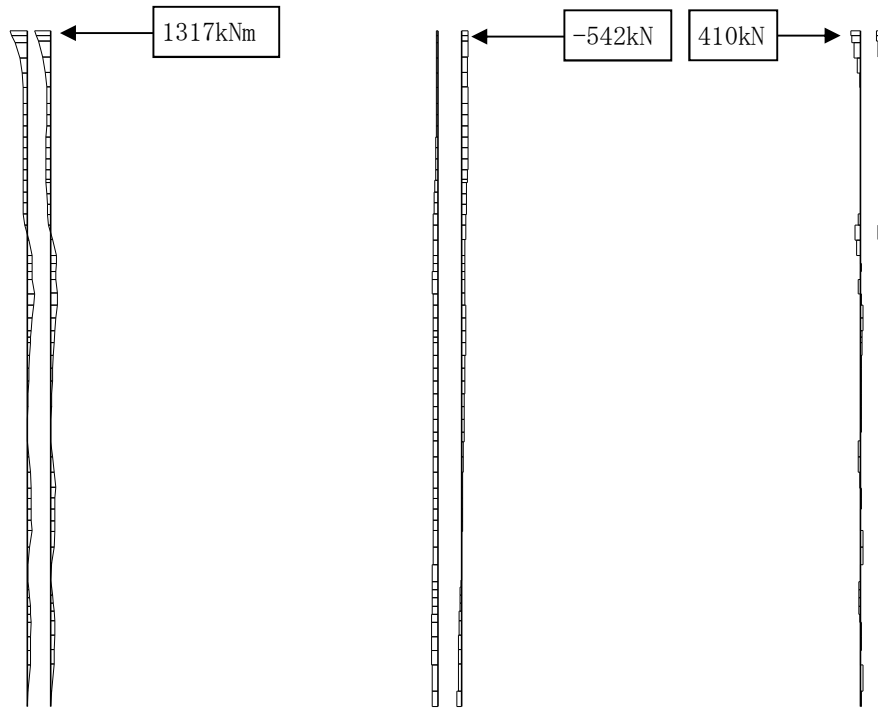
・ 検討ケース⑥：原地盤のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース



曲げモーメント図 $t = 9.20s$ 軸力図 $t = 9.20s$ せん断力図 $t = 9.21s$

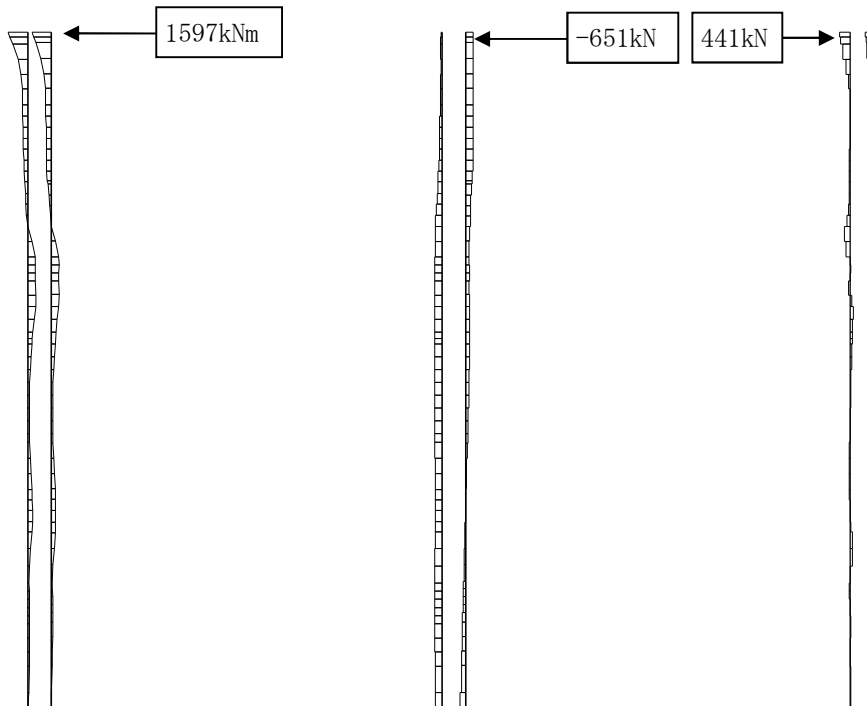
図 5.1.1-2 (22) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 3.1$ (H+, V+))

・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース



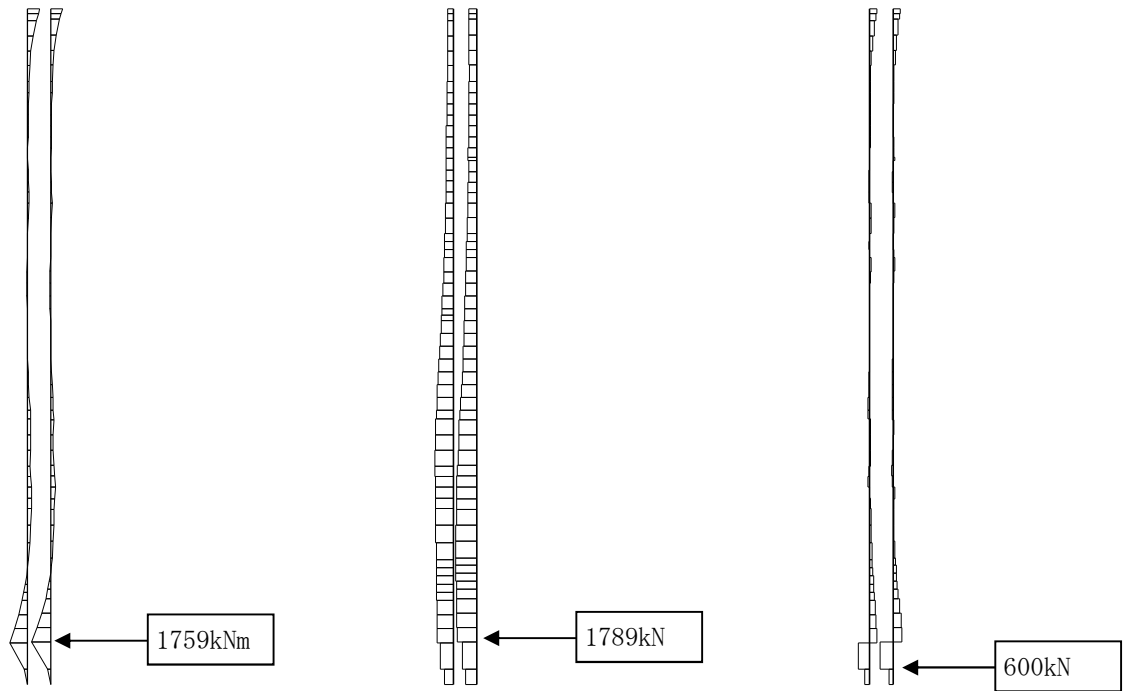
曲げモーメント図 $t = 9.19s$ 軸力図 $t = 9.19s$ せん断力図 $t = 9.20s$
 図 5.1.1-2 (23) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 31$ (H-, V+))

・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース



曲げモーメント図 $t = 9.23s$ 軸力図 $t = 9.23s$ せん断力図 $t = 9.24s$
 図 5.1.1-2 (24) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 31$ (H-, V+))

- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース



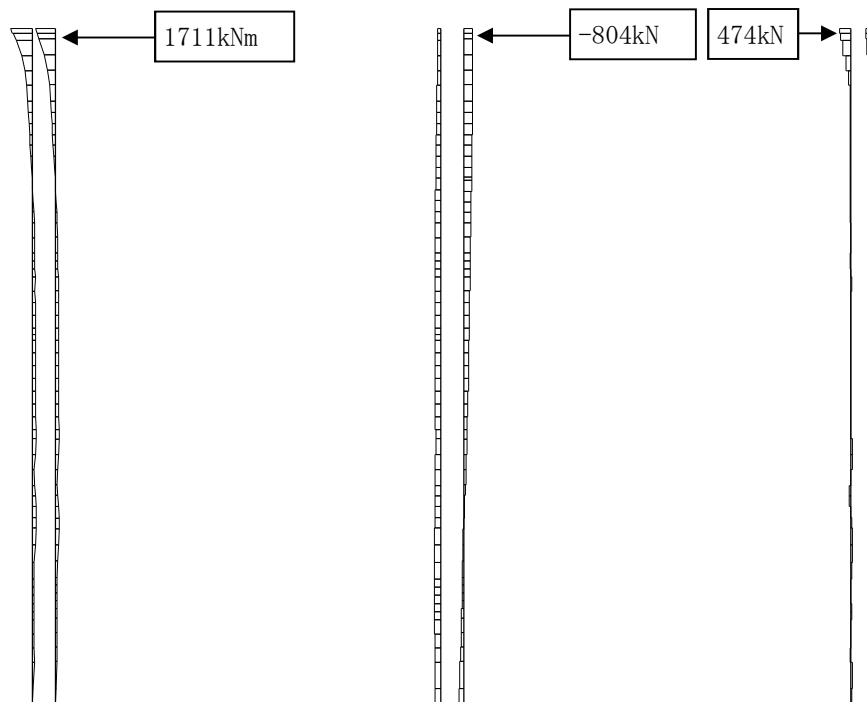
曲げモーメント図 $t = 8.35s$

軸力図 $t = 8.35s$

せん断力図 $t = 8.35s$

図 5.1.1-2 (25) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 3.1$ (H-, V+))

- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース



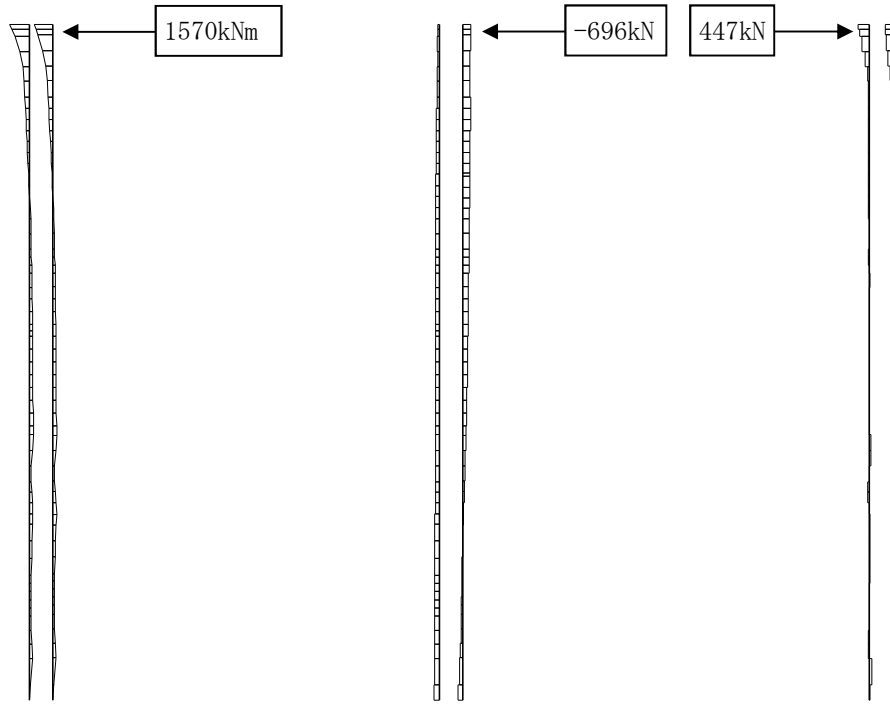
曲げモーメント図 $t = 9.20s$

軸力図 $t = 9.20s$

せん断力図 $t = 9.22s$

図 5.1.1-2 (26) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 3.1$ (H-, V+))

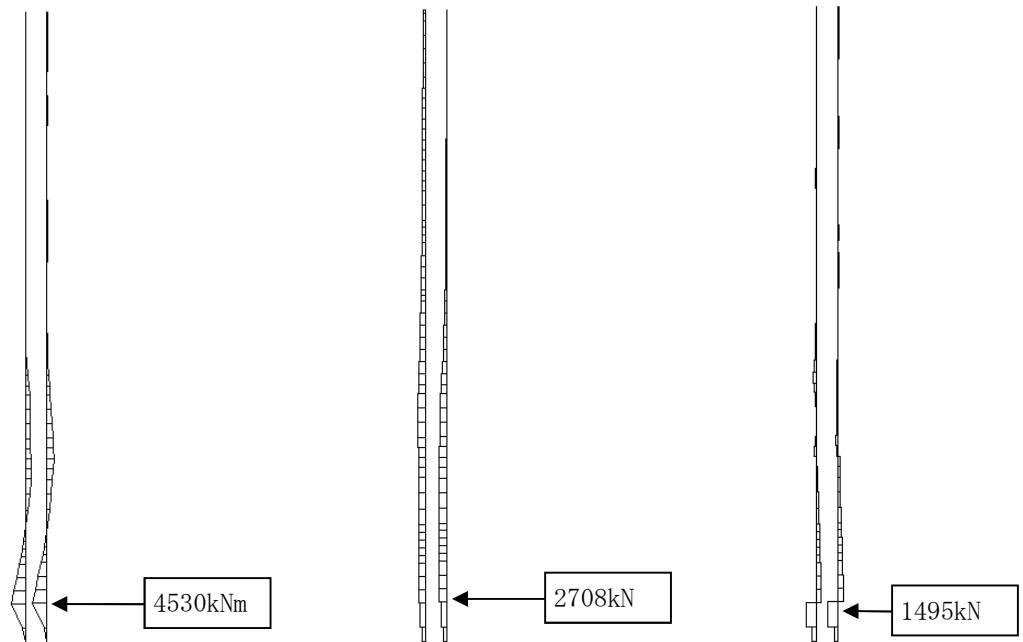
- ・ 検討ケース⑥：原地盤のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース



曲げモーメント図 $t = 9.18s$ 軸力図 $t = 9.18s$ せん断力図 $t = 9.19s$

図 5.1.1-2 (27) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 31$ (H-, V+))

- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

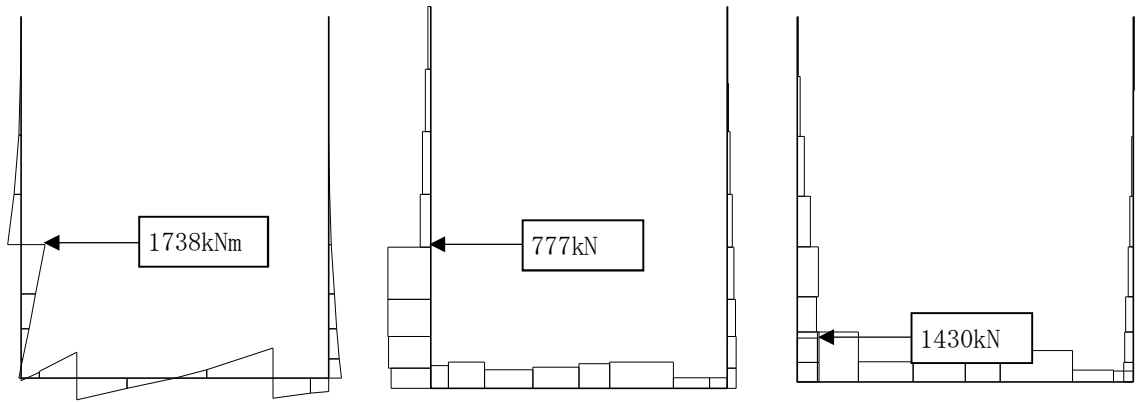


曲げモーメント図 $t = 53.56s$ 軸力図 $t = 53.56s$ せん断力図 $t = 53.57s$

図 5.1.1-2 (28) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1$ (H+, V-))

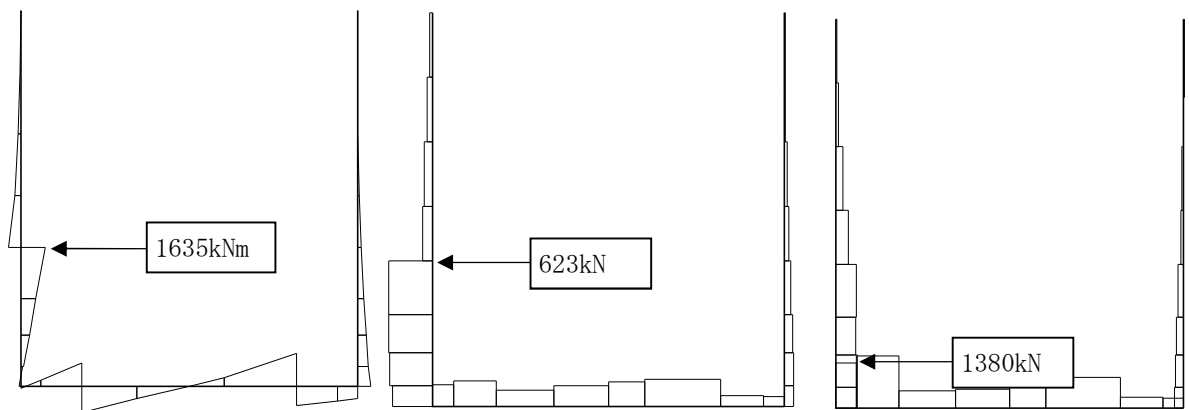
b. 鉄筋コンクリート（壁部）

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース



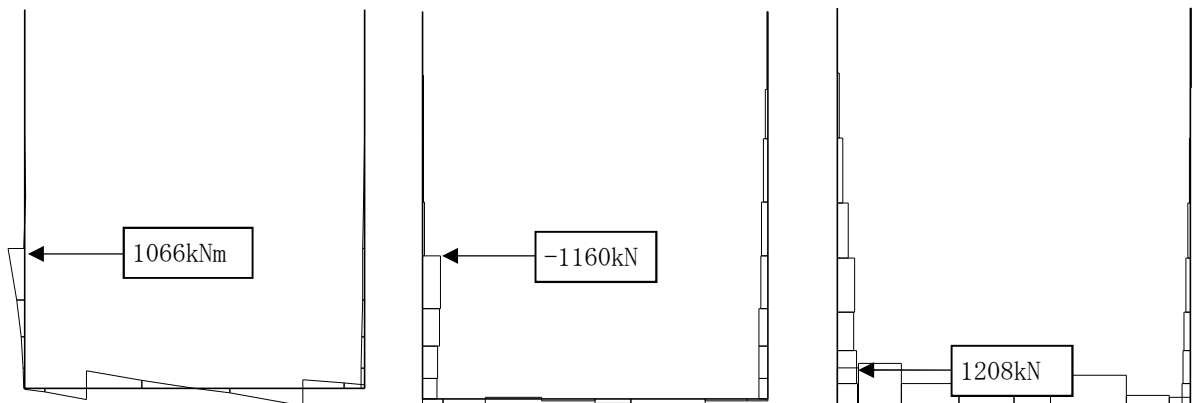
曲げモーメント図 $t = 22.85s$ 軸力図 $t = 22.85s$ せん断力図 $t = 22.85s$

図 5.1.1-3 (1) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 (H+, V+)$)



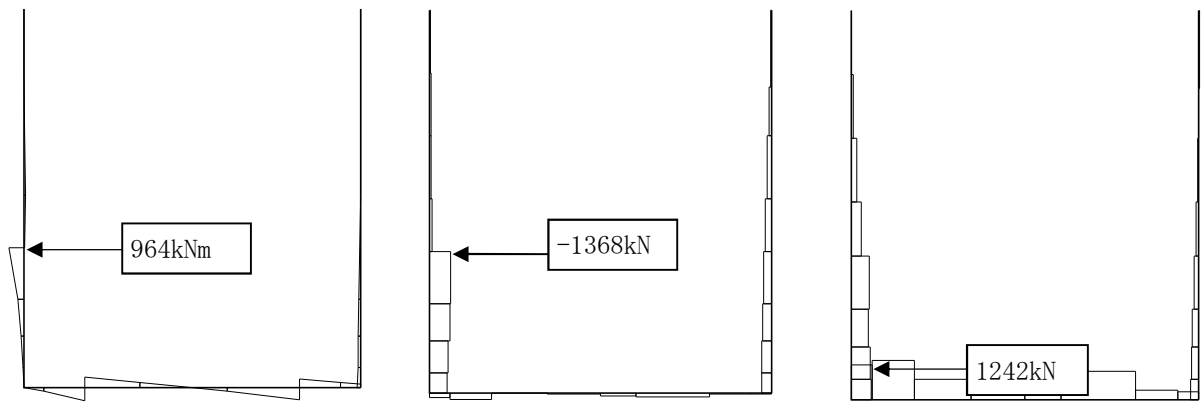
曲げモーメント図 $t = 19.86s$ 軸力図 $t = 19.86s$ せん断力図 $t = 22.91s$

図 5.1.1-3 (2) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 (H+, V-)$)



曲げモーメント図 $t = 19.85s$ 軸力図 $t = 19.85s$ せん断力図 $t = 23.71s$

図 5.1.1-3 (3) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 (H-, V+)$)

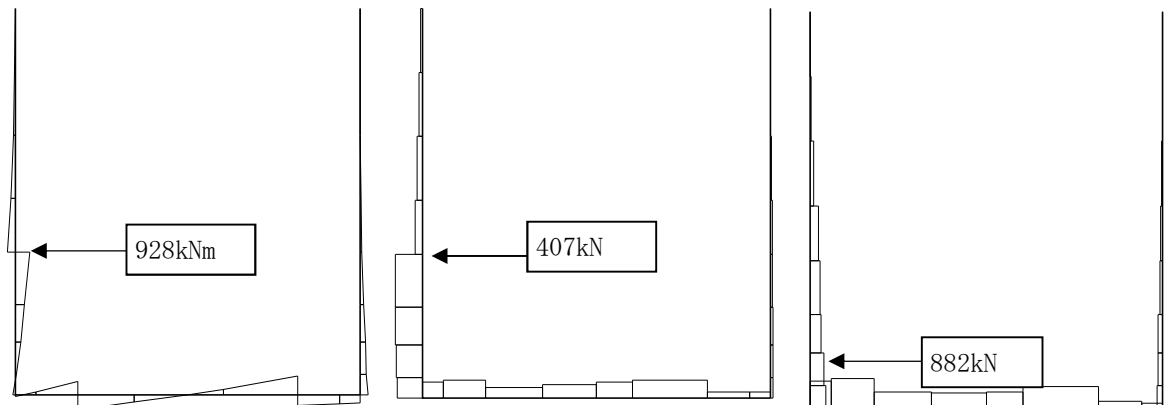


曲げモーメント図 $t = 22.85s$

軸力図 $t = 22.85s$

せん断力図 $t = 21.81s$

図 5.1.1-3 (4) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 (H-, V-)$)

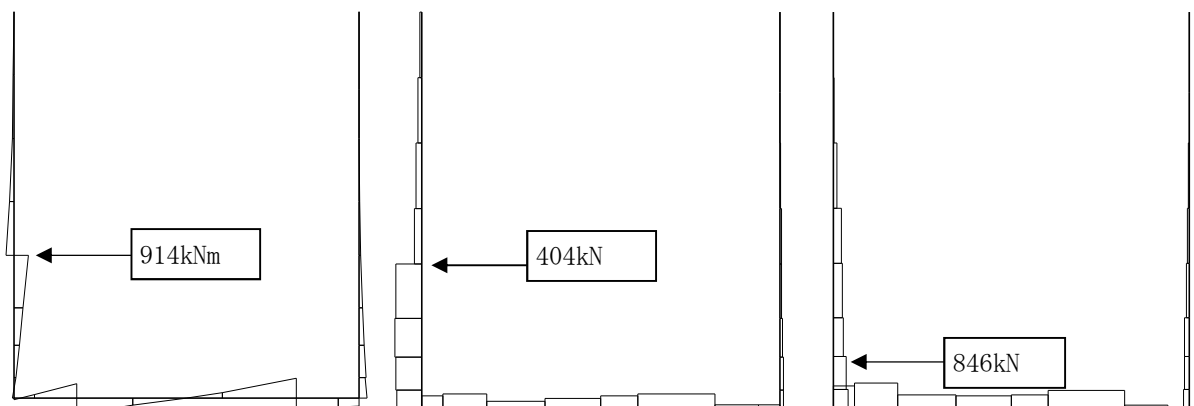


曲げモーメント図 $t = 48.93s$

軸力図 $t = 48.93s$

せん断力図 $t = 48.92s$

図 5.1.1-3 (5) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 11$)

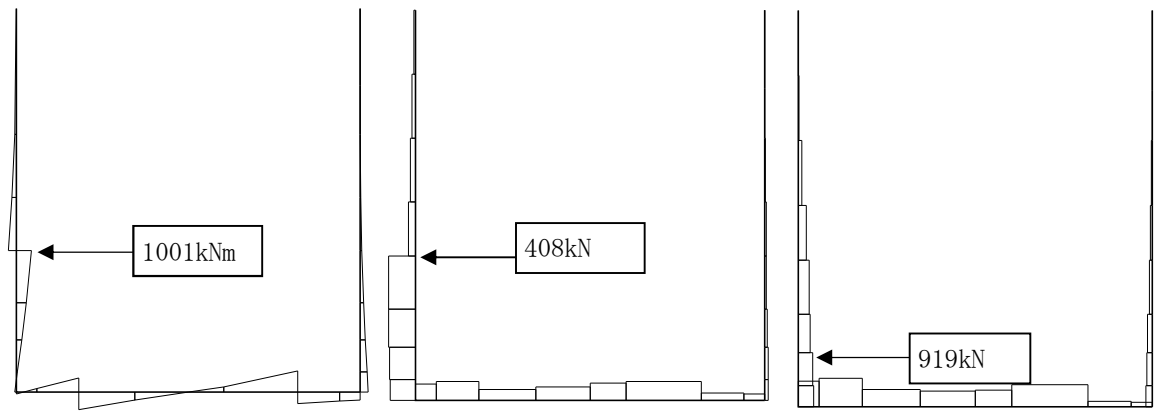


曲げモーメント図 $t = 31.86s$

軸力図 $t = 31.86s$

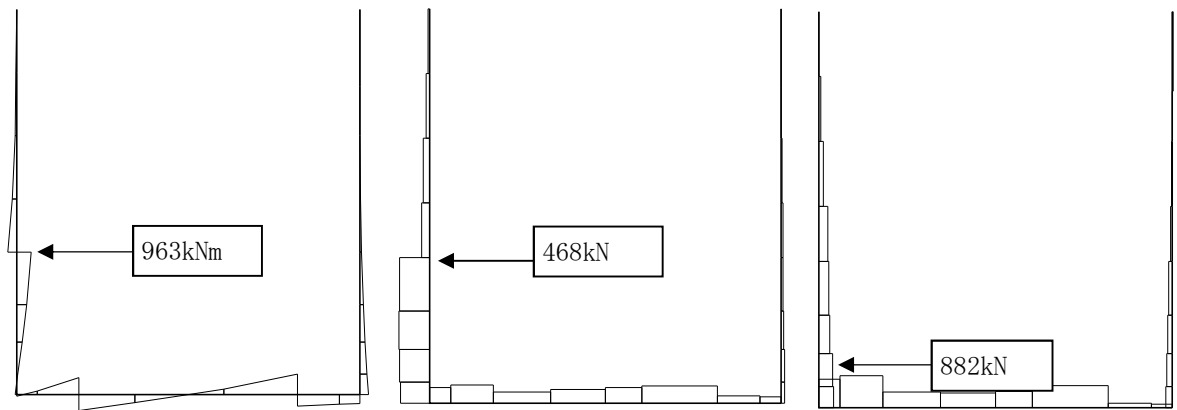
せん断力図 $t = 31.91s$

図 5.1.1-3 (6) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 12$)



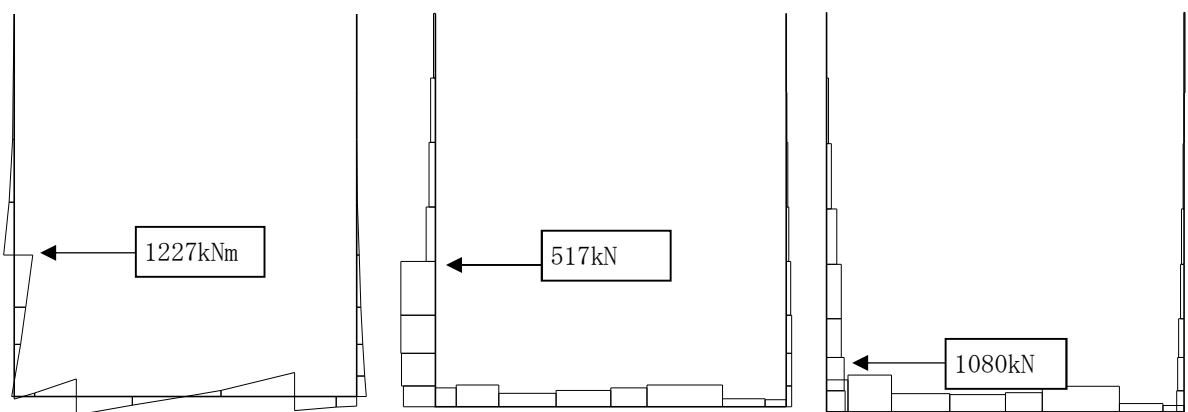
曲げモーメント図 $t = 29.11s$ 軸力図 $t = 29.11s$ せん断力図 $t = 29.13s$

図 5.1.1-3 (7) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 13$)



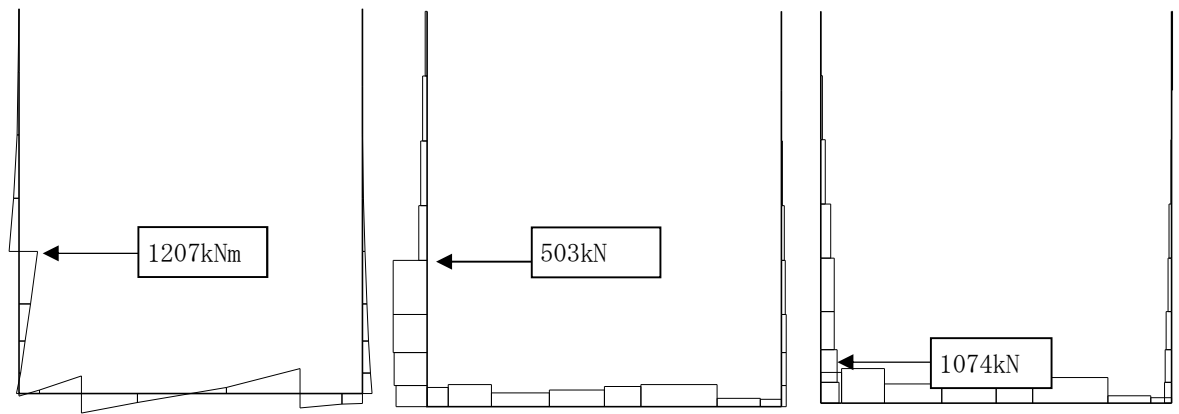
曲げモーメント図 $t = 37.43s$ 軸力図 $t = 37.43s$ せん断力図 $t = 37.43s$

図 5.1.1-3 (8) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 14$)



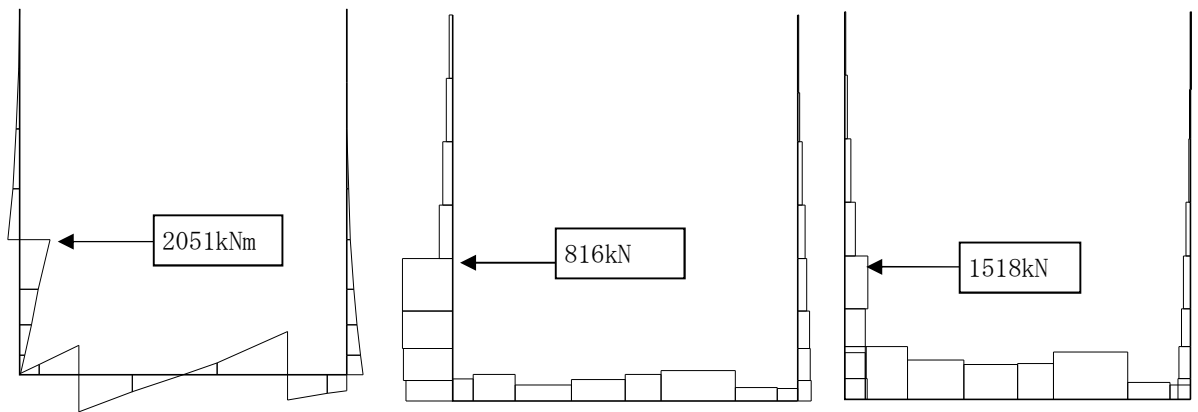
曲げモーメント図 $t = 102.98s$ 軸力図 $t = 102.98s$ せん断力図 $t = 102.98s$

図 5.1.1-3 (9) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 21$)



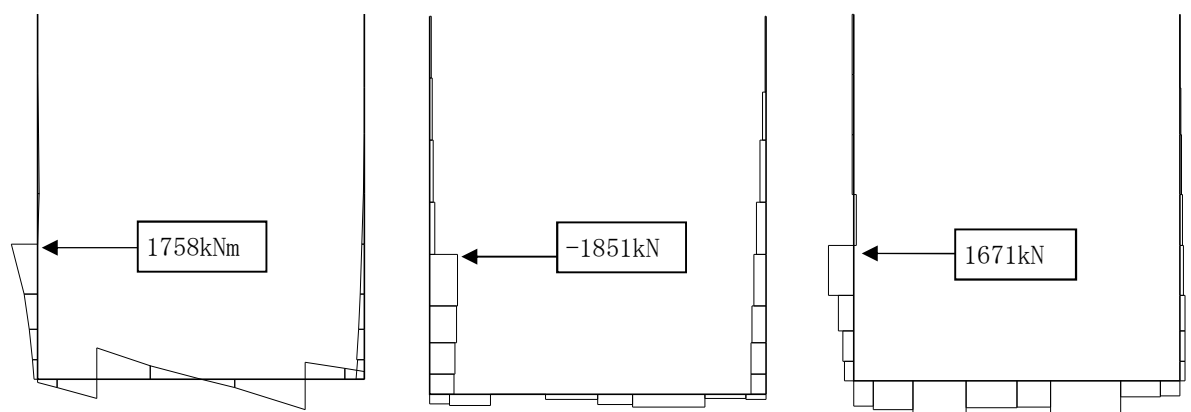
曲げモーメント図 $t = 85.82s$ 軸力図 $t = 85.82s$ せん断力図 $t = 85.82s$

図 5.1.1-3 (10) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 2 2$)



曲げモーメント図 $t = 9.24s$ 軸力図 $t = 9.24s$ せん断力図 $t = 9.24s$

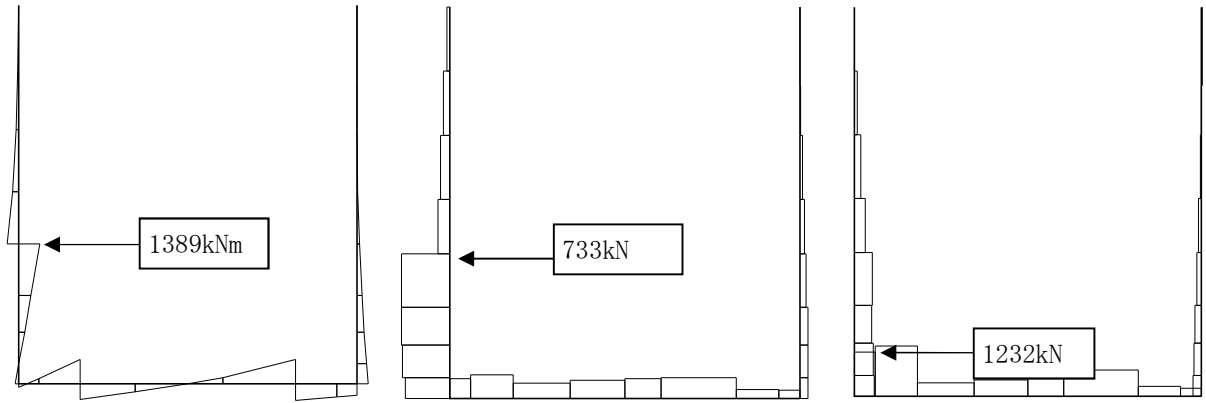
図 5.1.1-3 (11) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 3 1 (H+, V+)$)



曲げモーメント図 $t = 9.22s$ 軸力図 $t = 9.22s$ せん断力図 $t = 9.22s$

図 5.1.1-3 (12) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 3 1 (H-, V+)$)

・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース



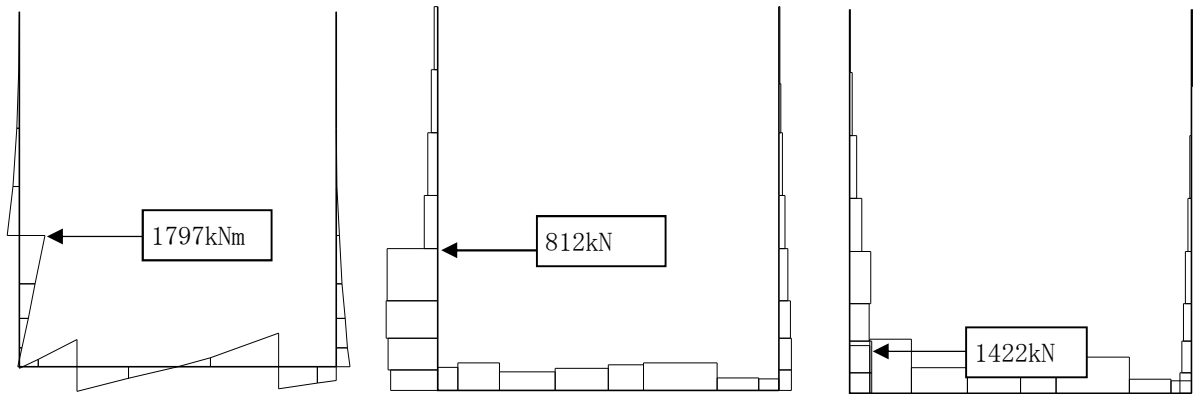
曲げモーメント図 t = 22. 84s

軸力図 t = 22. 84s

せん断力図 t = 22. 84s

図 5. 1. 1-3 (13) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D 1 (H+, V+)$)

・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース



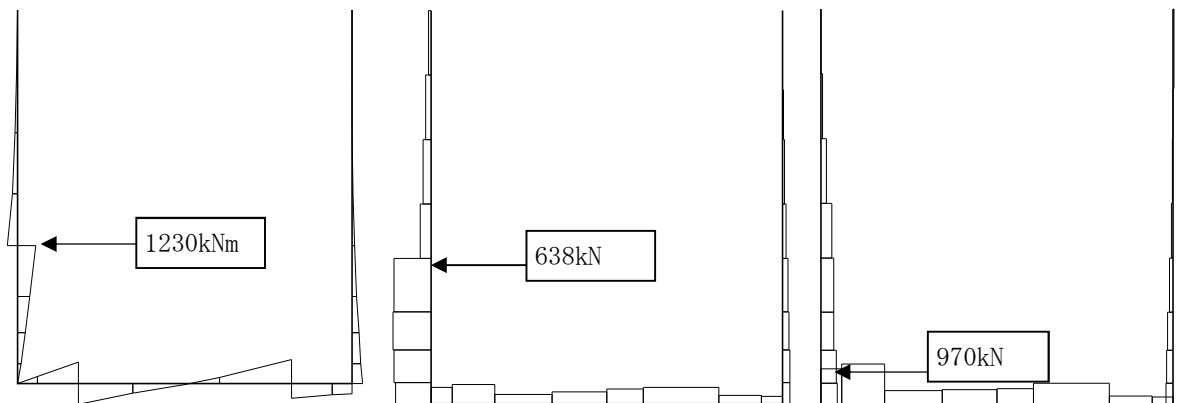
曲げモーメント図 t = 22. 86s

軸力図 t = 22. 86s

せん断力図 t = 22. 85s

図 5. 1. 1-3 (14) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D 1 (H+, V+)$)

・検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース



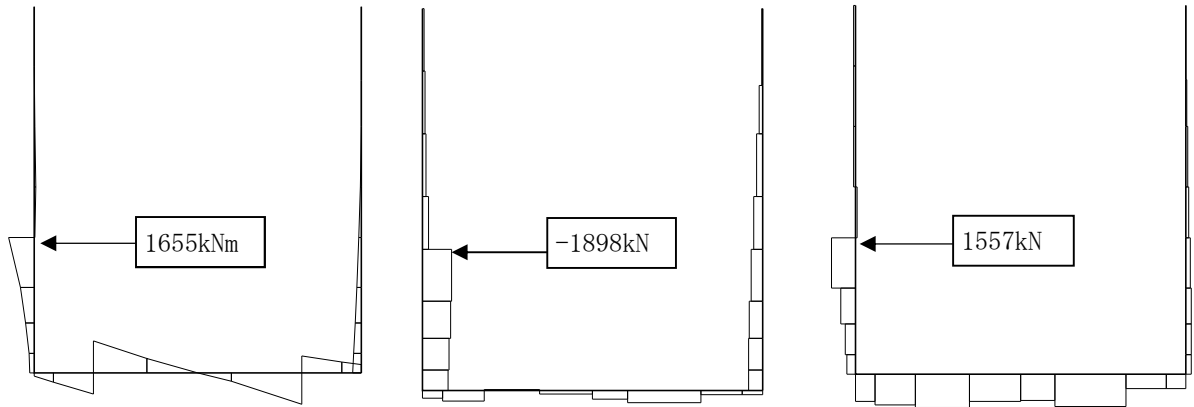
曲げモーメント図 t = 19. 88s

軸力図 t = 19. 88s

せん断力図 t = 53. 99s

図 5. 1. 1-3 (15) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D 1 (H+, V+)$)

- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース



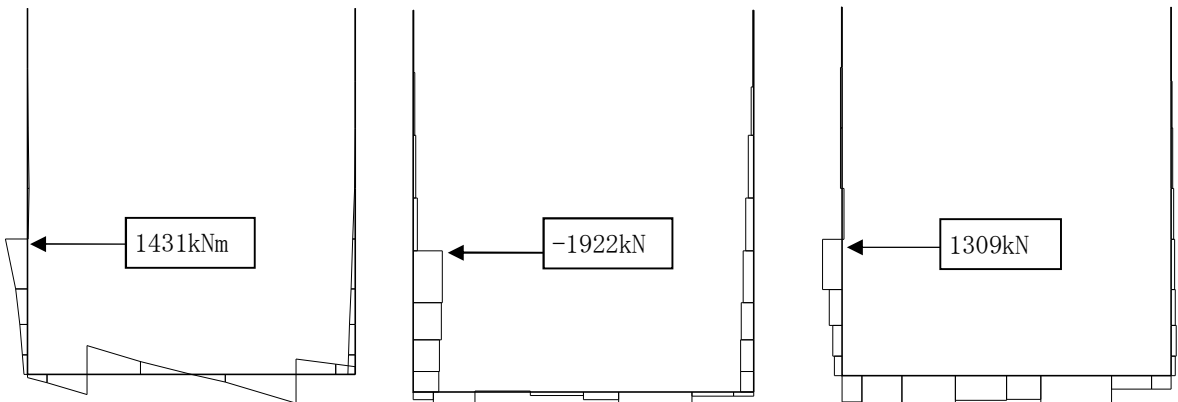
曲げモーメント図 $t = 54.25s$

軸力図 $t = 54.25s$

せん断力図 $t = 54.24s$

図 5.1.1-3 (16) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 (H+, V+)$)

- ・ 検討ケース⑥：原地盤のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液状化の条件を仮定した解析ケース



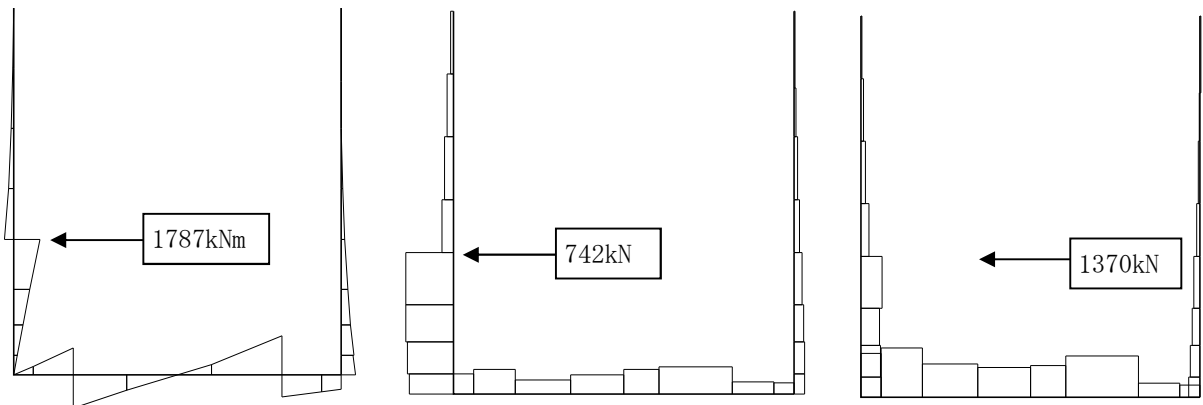
曲げモーメント図 $t = 54.23s$

軸力図 $t = 54.23s$

せん断力図 $t = 54.23s$

図 5.1.1-3 (17) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 (H+, V+)$)

- ・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース



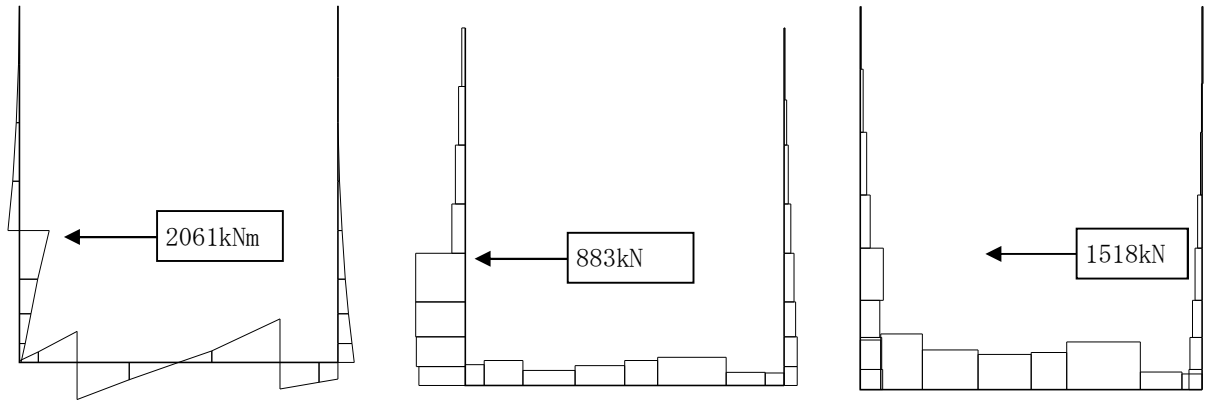
曲げモーメント図 $t = 9.22s$

軸力図 $t = 9.22s$

せん断力図 $t = 9.22s$

図 5.1.1-3 (18) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 31 (H+, V+)$)

・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース



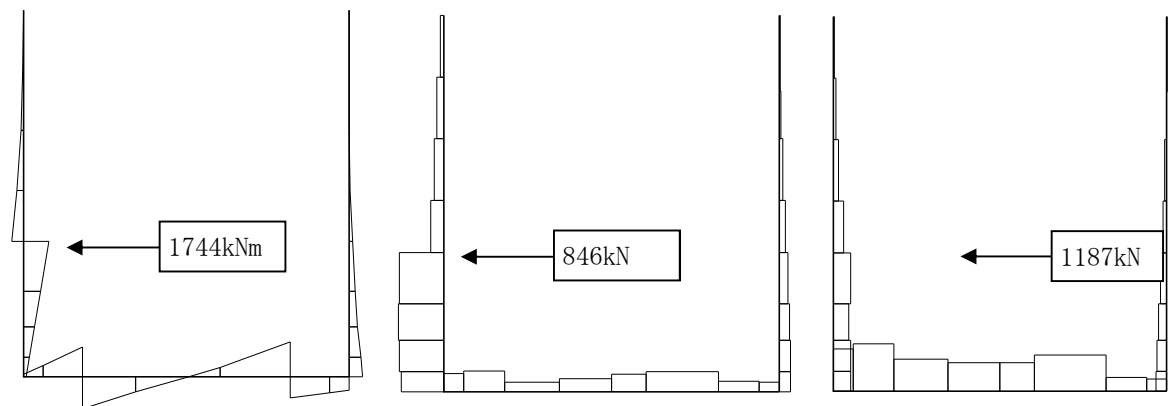
曲げモーメント図 $t = 9.26s$

軸力図 $t = 9.26s$

せん断力図 $t = 9.26s$

図 5.1.1-3 (19) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 3.1$ (H+, V+))

・検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース



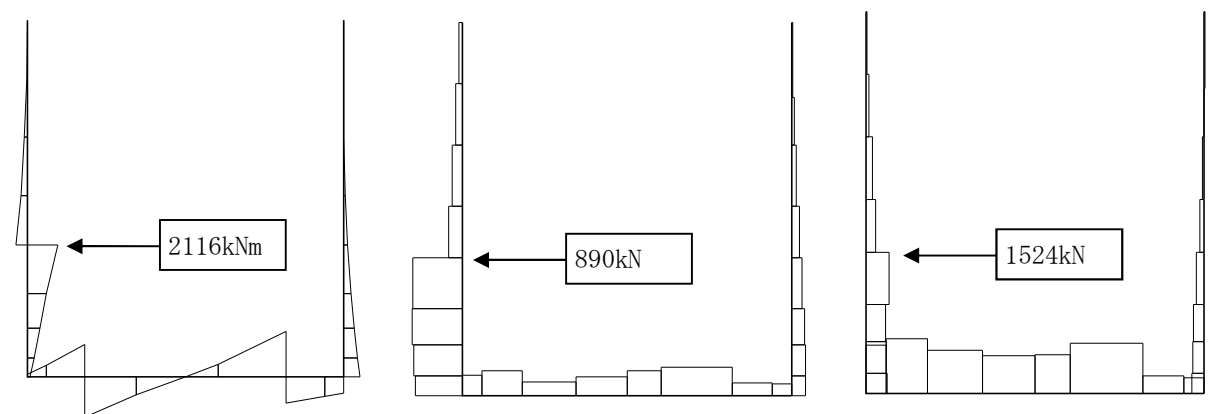
曲げモーメント図 $t = 9.28s$

軸力図 $t = 9.28s$

せん断力図 $t = 9.28s$

図 5.1.1-3 (20) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 3.1$ (H+, V+))

・検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース



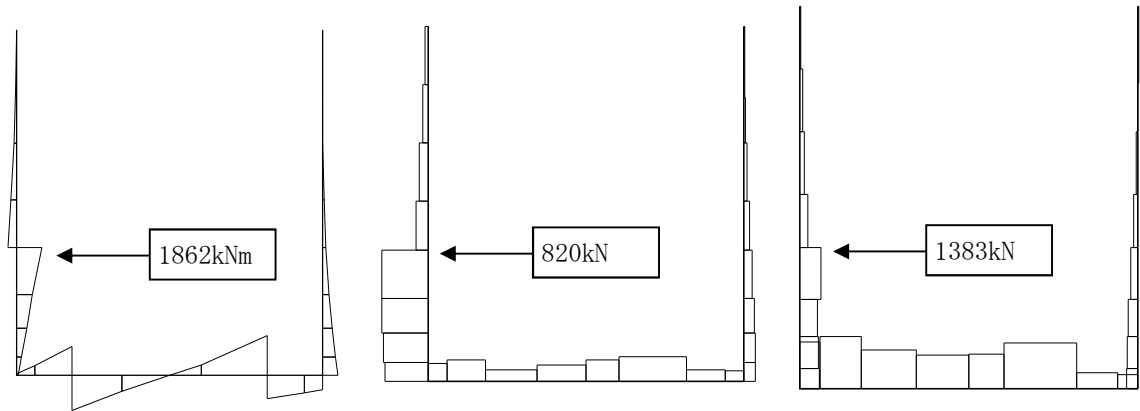
曲げモーメント図 $t = 9.23s$

軸力図 $t = 9.23s$

せん断力図 $t = 9.23s$

図 5.1.1-3 (21) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 3.1$ (H+, V+))

- ・ 検討ケース⑥：原地盤のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース



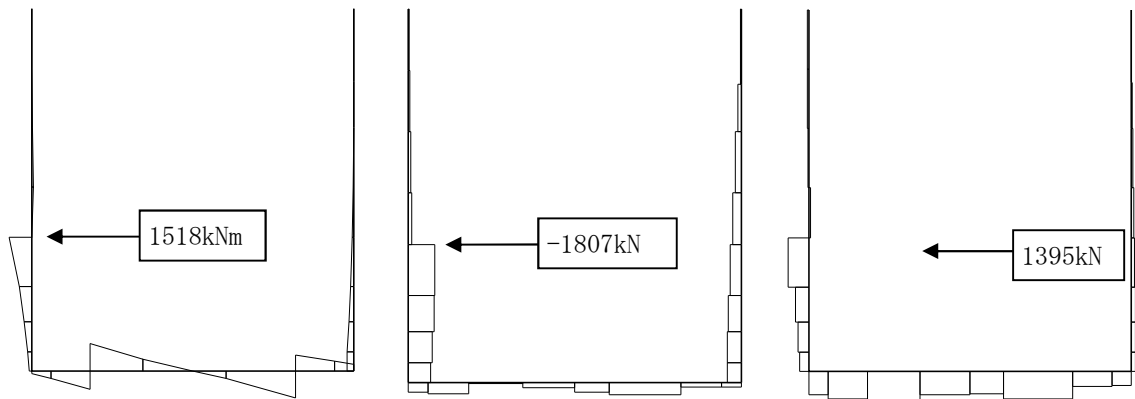
曲げモーメント図 t = 9.21s

軸力図 t = 9.21s

せん断力図 t = 9.21s

図 5.1.1-3 (22) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 3.1$ (H+, V+))

- ・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース



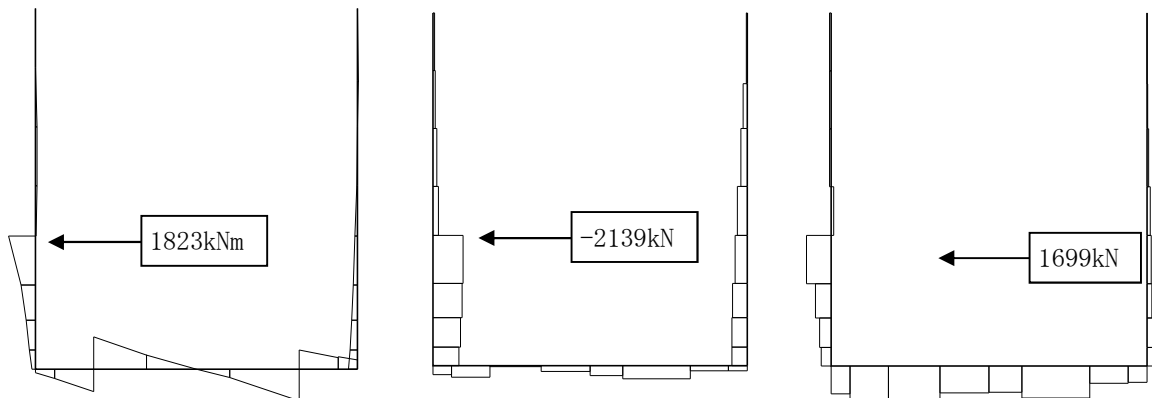
曲げモーメント図 t = 9.20s

軸力図 t = 9.20s

せん断力図 t = 9.20s

図 5.1.1-3 (23) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 3.1$ (H-, V+))

- ・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース



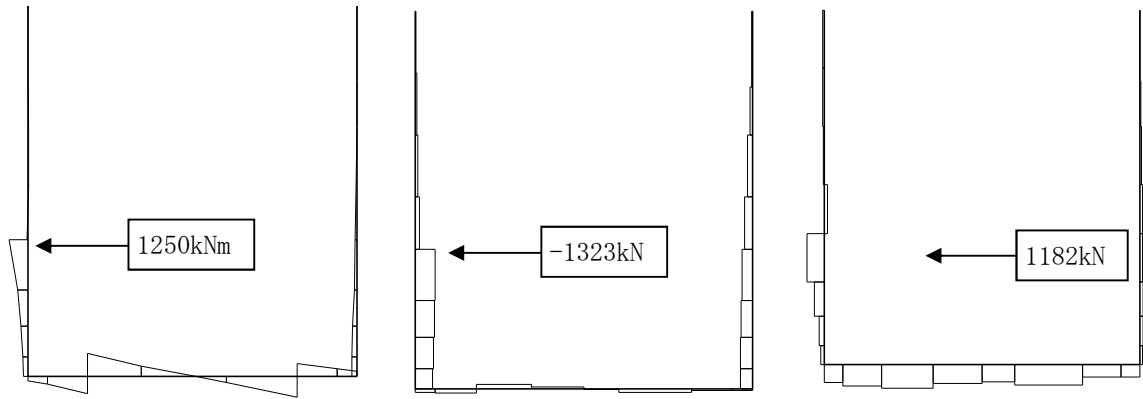
曲げモーメント図 t = 9.23s

軸力図 t = 9.23s

せん断力図 t = 9.23s

図 5.1.1-3 (24) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 3.1$ (H-, V+))

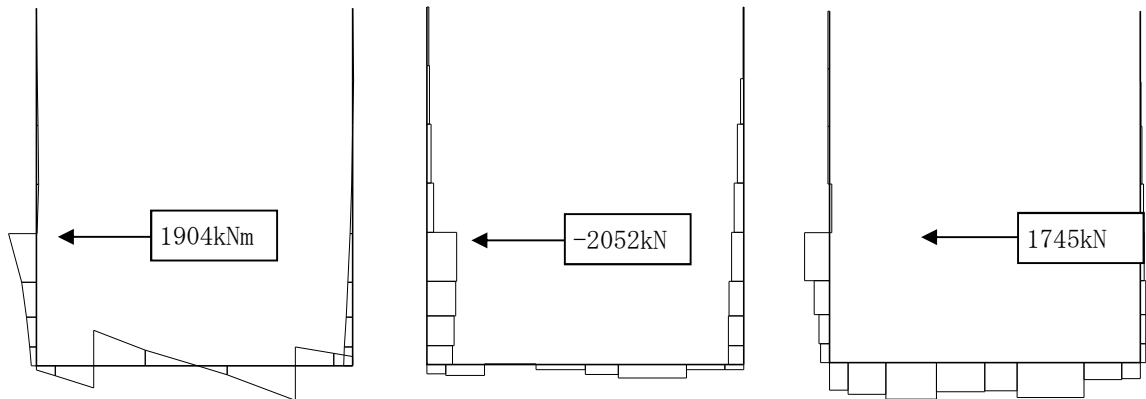
- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース



曲げモーメント図 $t = 9.27s$ 軸力図 $t = 9.27s$ せん断力図 $t = 9.27s$

図 5.1.1-3 (25) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 3.1$ (H-, V+))

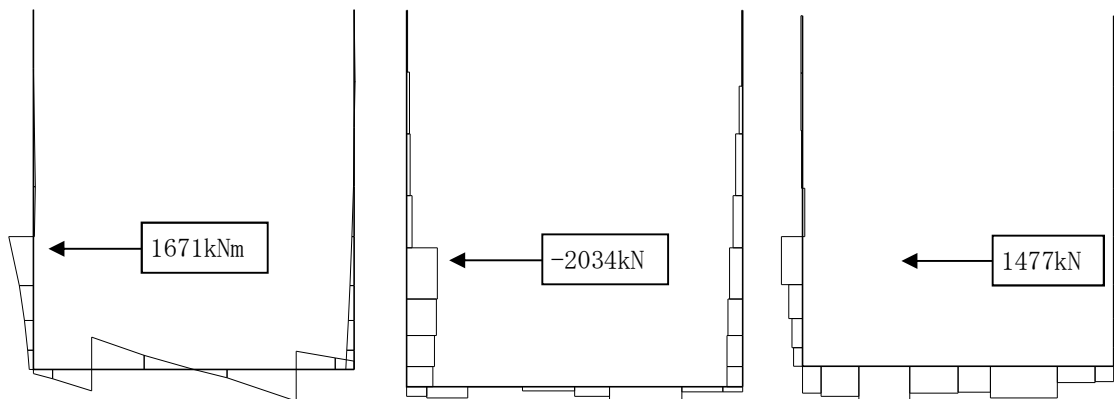
- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース



曲げモーメント図 $t = 9.21s$ 軸力図 $t = 9.21s$ せん断力図 $t = 9.21s$

図 5.1.1-3 (26) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 3.1$ (H-, V+))

- ・ 検討ケース⑥：原地盤のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液状化の条件を仮定した解析ケース



曲げモーメント図 $t = 9.19s$ 軸力図 $t = 9.19s$ せん断力図 $t = 9.19s$

図 5.1.1-3 (27) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 3.1$ (H-, V+))

- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

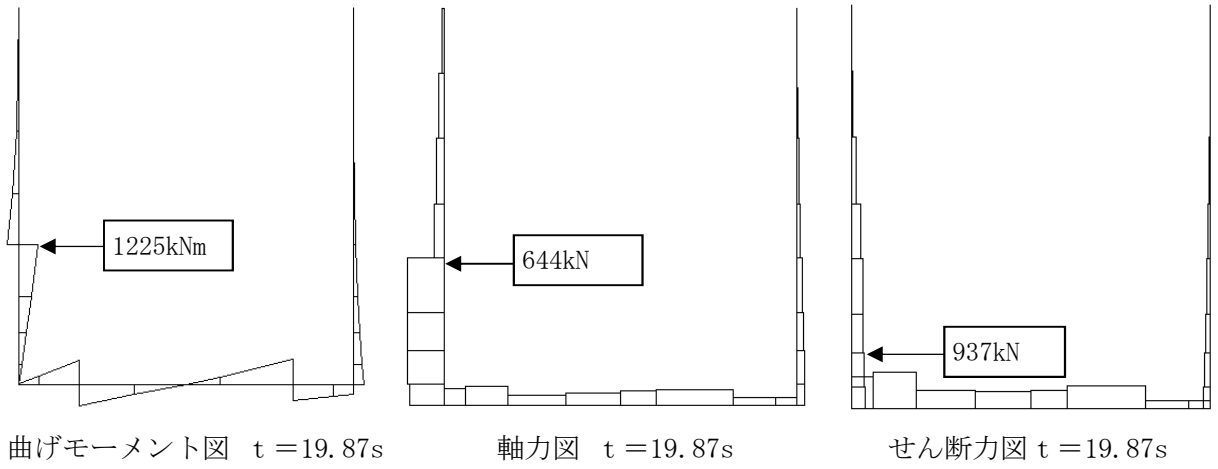
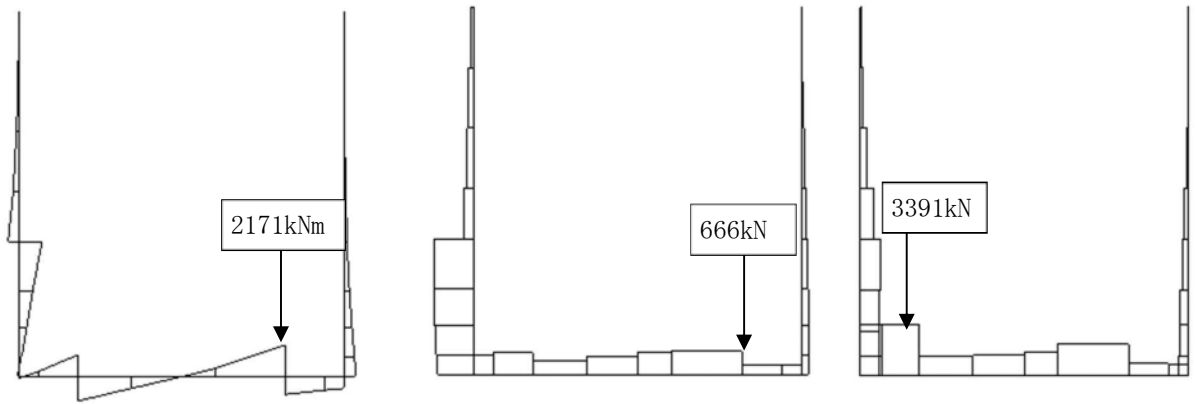


図 5.1.1-3 (28) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 (H+, V-)$)

c. 鉄筋コンクリート（底版部）

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

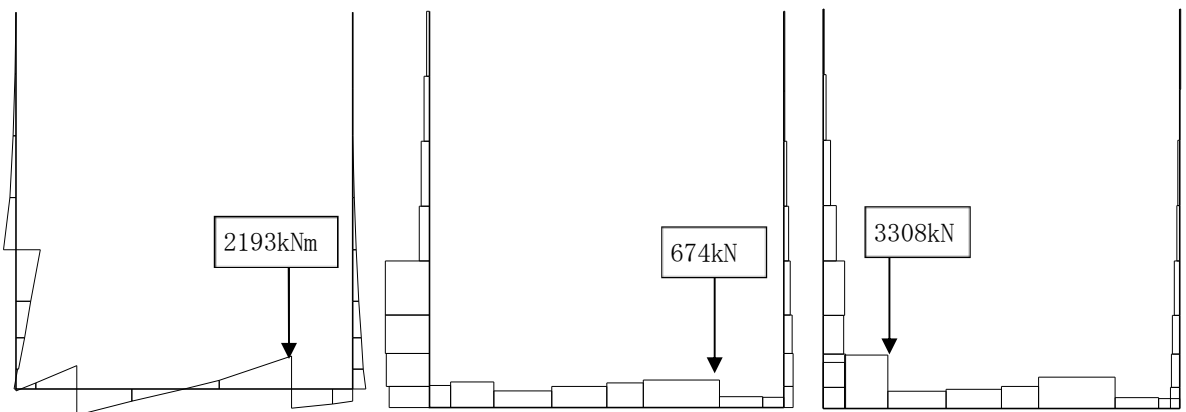


曲げモーメント図 $t = 19.85\text{s}$

軸力図 $t = 19.85\text{s}$

せん断力図 $t = 22.84\text{s}$

図 5.1.1-4 (1) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 (H+, V+)$)

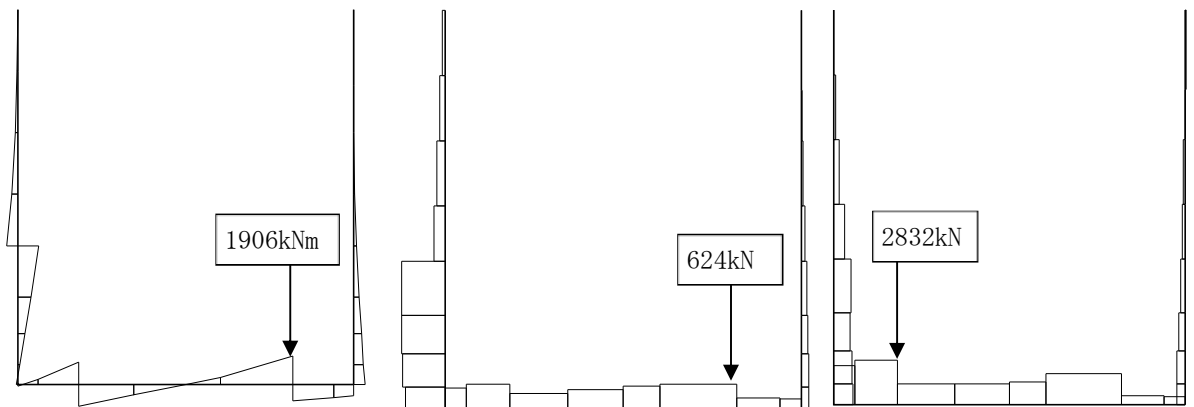


曲げモーメント図 $t = 19.86\text{s}$

軸力図 $t = 19.86\text{s}$

せん断力図 $t = 22.91\text{s}$

図 5.1.1-4 (2) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 (H+, V-)$)

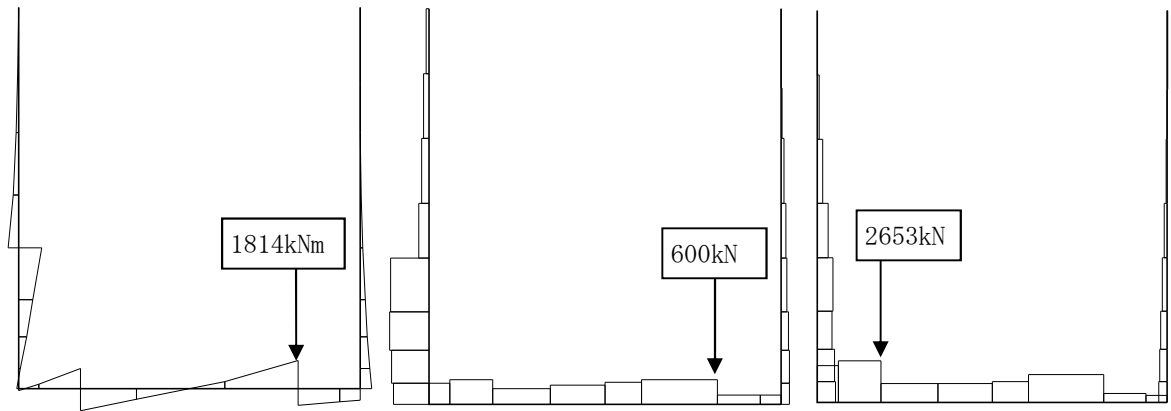


曲げモーメント図 $t = 20.97\text{s}$

軸力図 $t = 20.97\text{s}$

せん断力図 $t = 20.97\text{s}$

図 5.1.1-4 (3) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 (H-, V+)$)

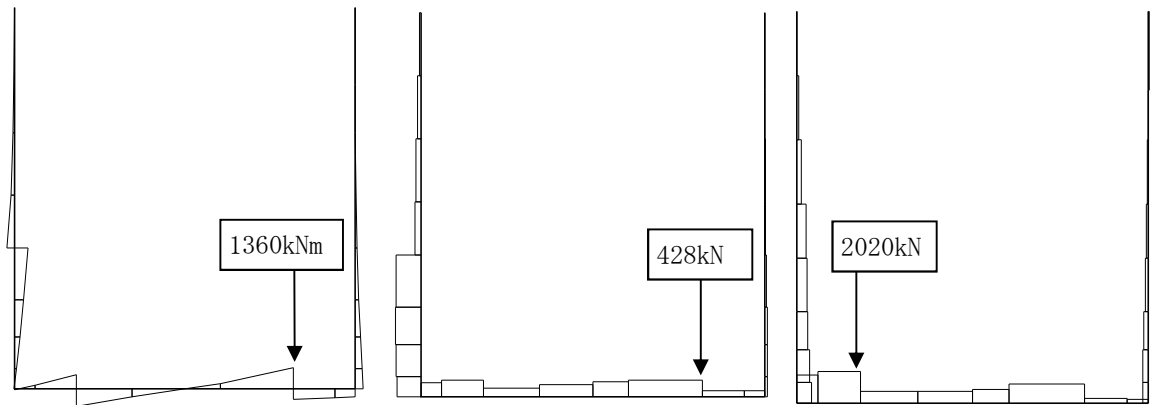


曲げモーメント図 $t = 21.79s$

軸力図 $t = 21.79s$

せん断力図 $t = 20.91s$

図 5.1.1-4 (4) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 (H-, V-)$)

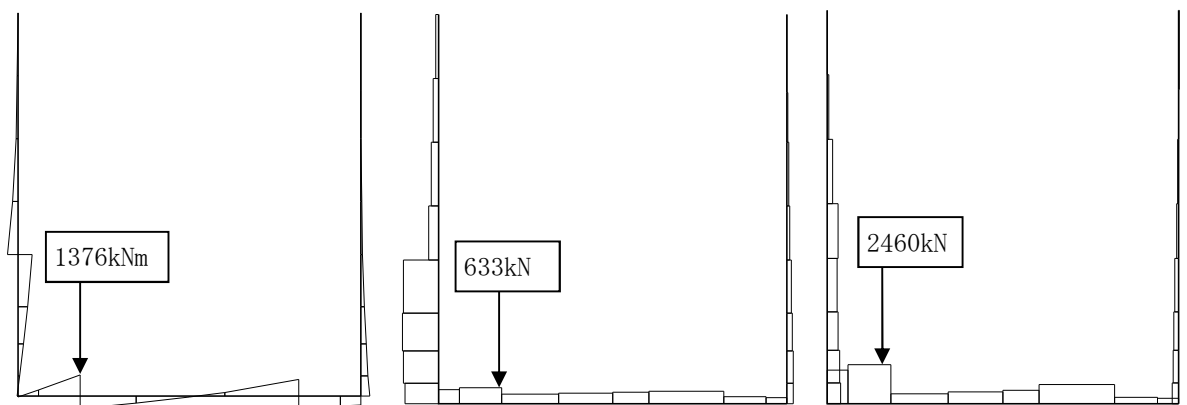


曲げモーメント図 $t = 25.96s$

軸力図 $t = 25.96s$

せん断力図 $t = 58.32s$

図 5.1.1-4 (5) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 11$)

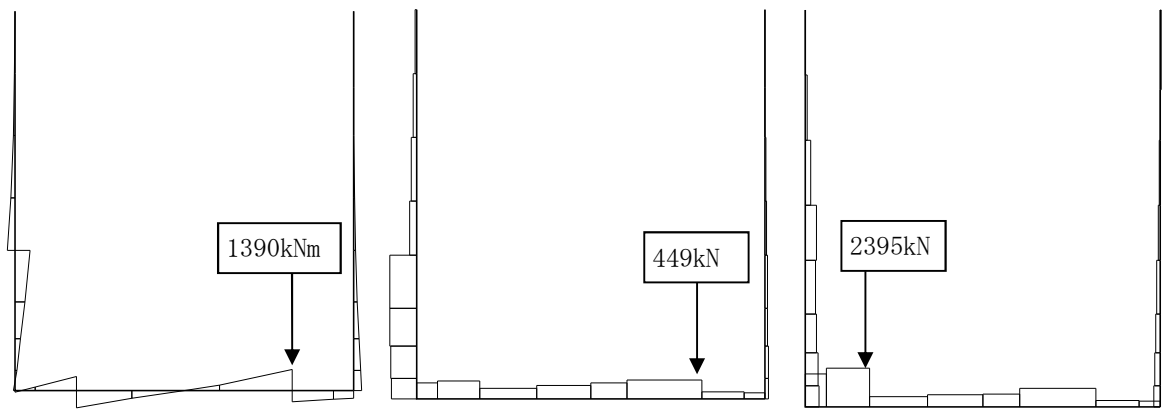


曲げモーメント図 $t = 37.87s$

軸力図 $t = 37.87s$

せん断力図 $t = 37.87s$

図 5.1.1-4 (6) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 12$)

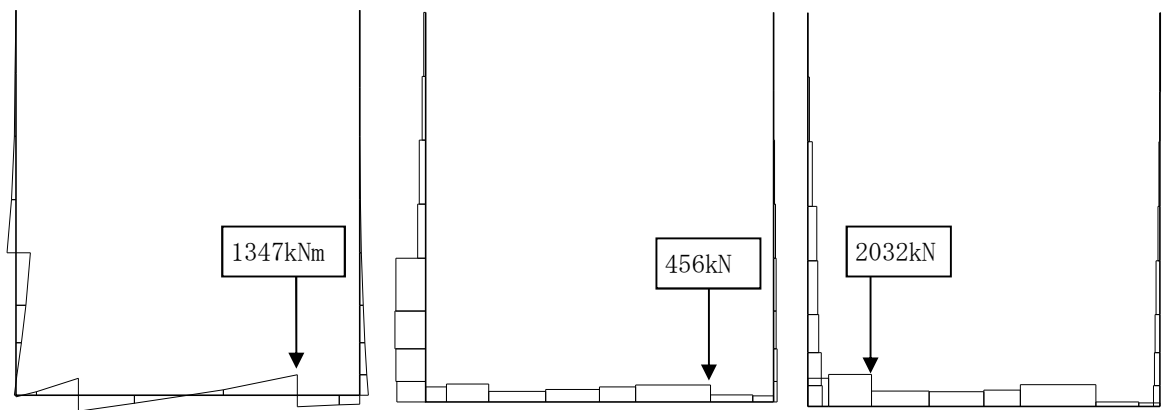


曲げモーメント図 $t = 29.09s$

軸力図 $t = 29.09s$

せん断力図 $t = 35.10s$

図 5.1.1-4 (7) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 13$)

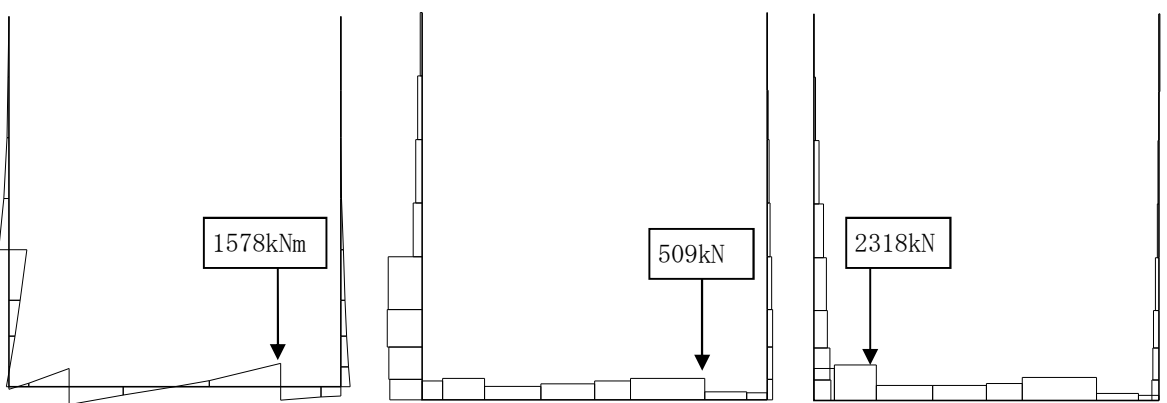


曲げモーメント図 $t = 37.42s$

軸力図 $t = 37.42s$

せん断力図 $t = 37.42s$

図 5.1.1-4 (8) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 14$)

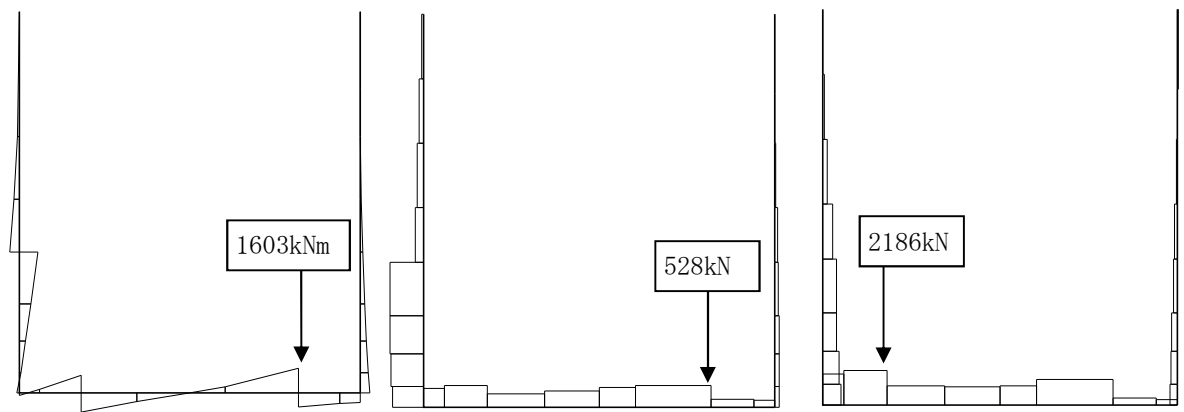


曲げモーメント図 $t = 102.97s$

軸力図 $t = 102.97s$

せん断力図 $t = 77.17s$

図 5.1.1-4 (9) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 21$)

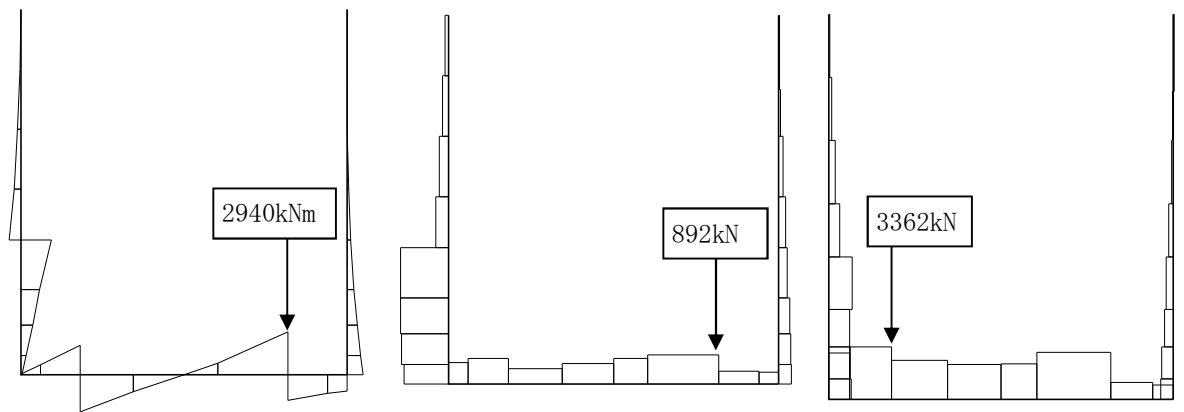


曲げモーメント図 $t = 85.82s$

軸力図 $t = 85.82s$

せん断力図 $t = 85.81s$

図 5.1.1-4 (10) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 2.2$)

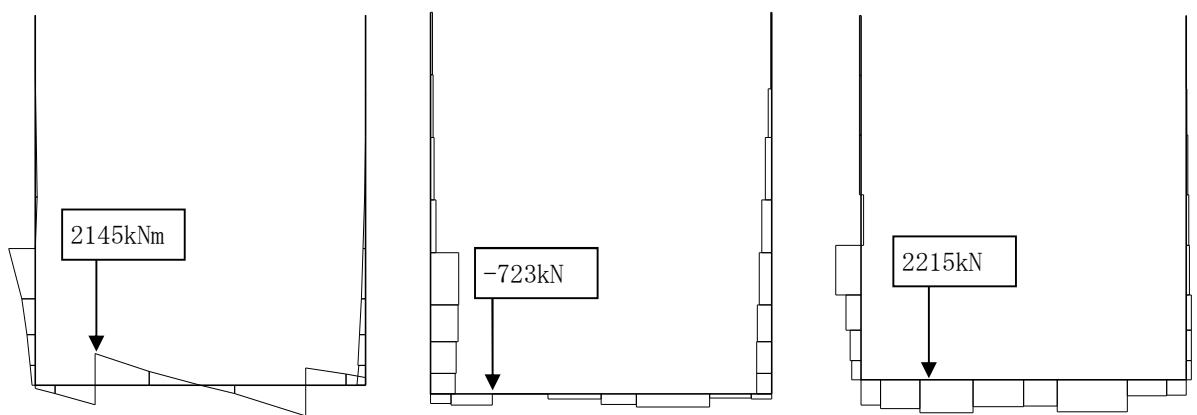


曲げモーメント図 $t = 9.24s$

軸力図 $t = 9.24s$

せん断力図 $t = 9.24s$

図 5.1.1-4 (11) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 3.1 (H+, V+)$)



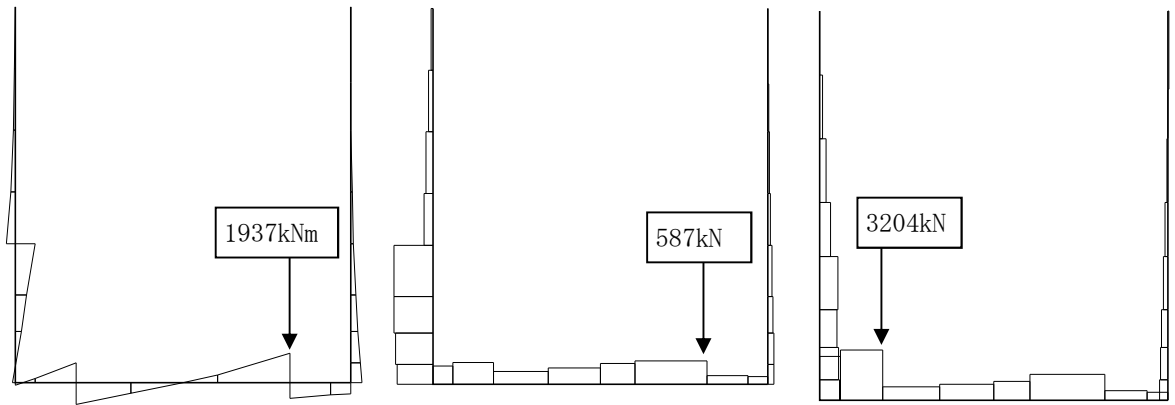
曲げモーメント図 $t = 9.22s$

軸力図 $t = 9.22s$

せん断力図 $t = 9.22s$

図 5.1.1-4 (12) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 3.1 (H-, V+)$)

・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース



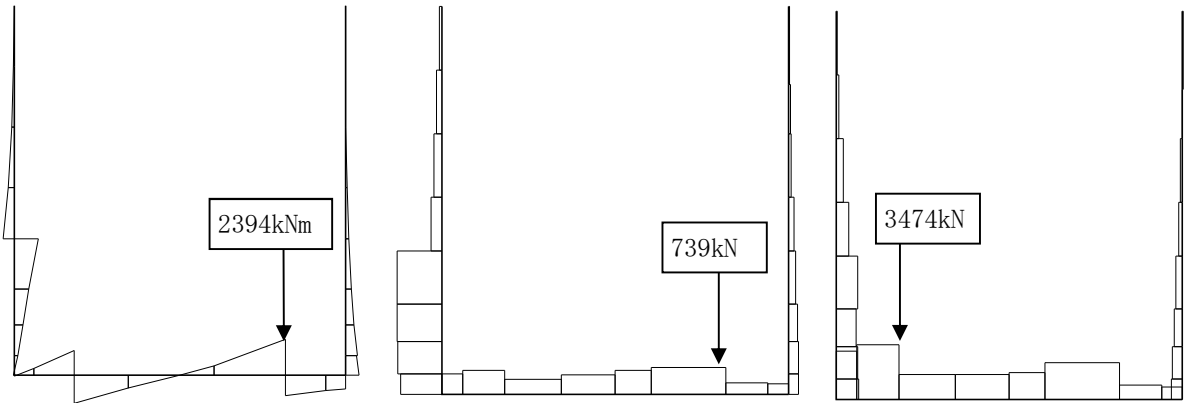
曲げモーメント図 t = 19.82s

軸力図 t = 19.82s

せん断力図 t = 22.84s

図 5.1.1-4 (13) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 (H+, V+)$)

・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース



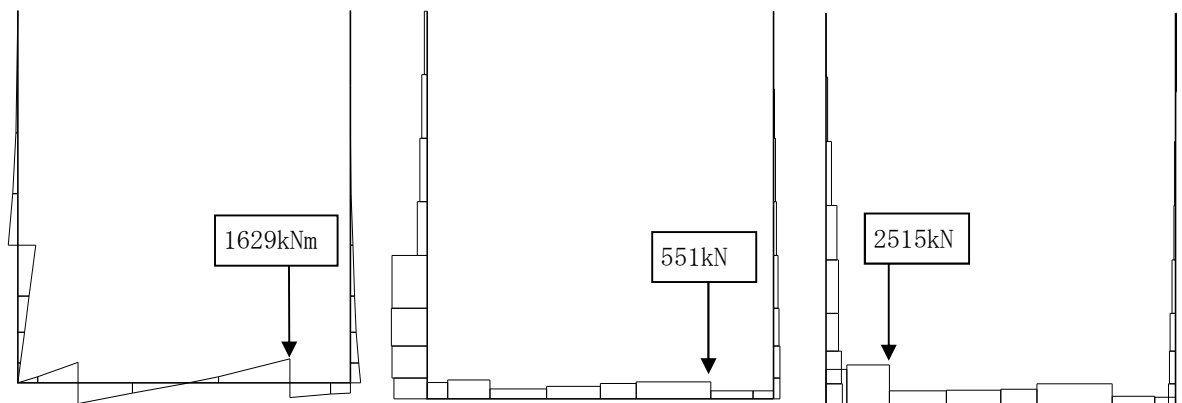
曲げモーメント図 t = 19.88s

軸力図 t = 19.88s

せん断力図 t = 22.84s

図 5.1.1-4 (14) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 (H+, V+)$)

・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース



曲げモーメント図 t = 17.26s

軸力図 t = 17.26s

せん断力図 t = 53.99s

図 5.1.1-4 (15) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 (H+, V+)$)

・検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

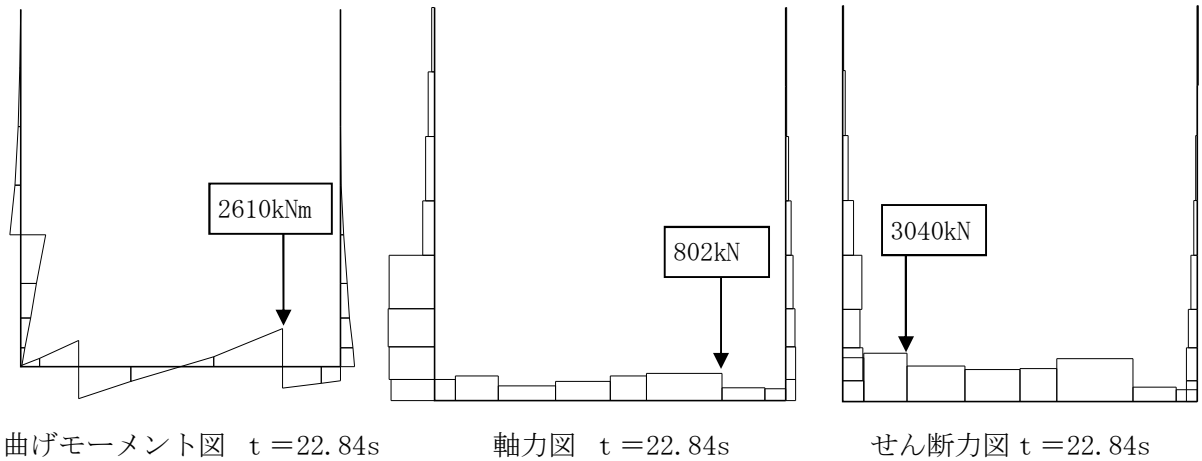


図 5.1.1-4 (16) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 (H+, V+)$)

・検討ケース⑥：原地盤のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

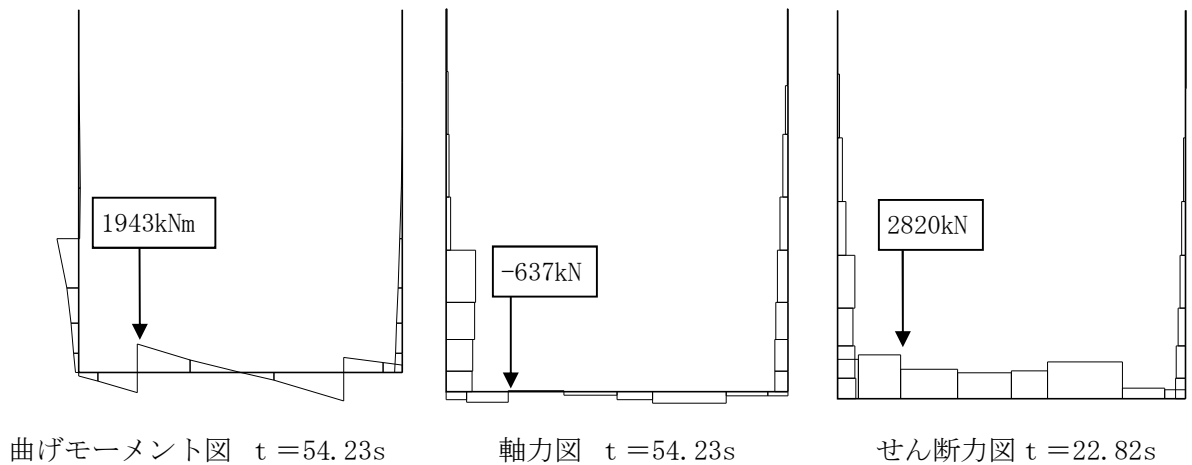


図 5.1.1-4 (17) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 (H+, V+)$)

・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース

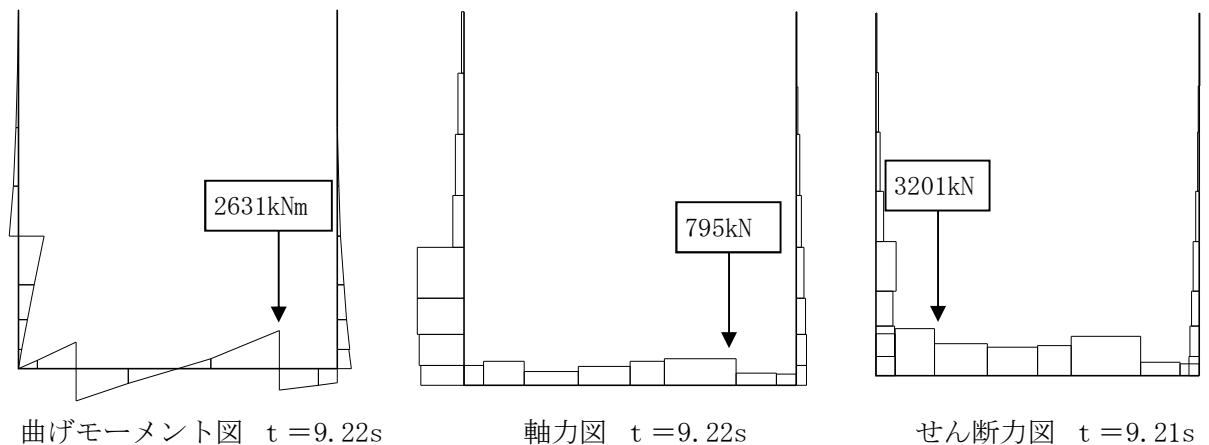
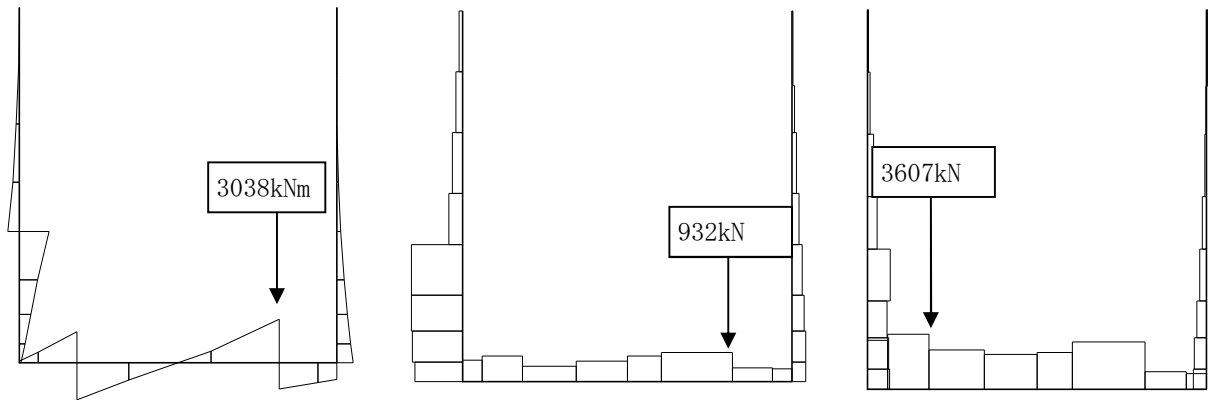


図 5.1.1-4 (18) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 31 (H+, V+)$)

・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース



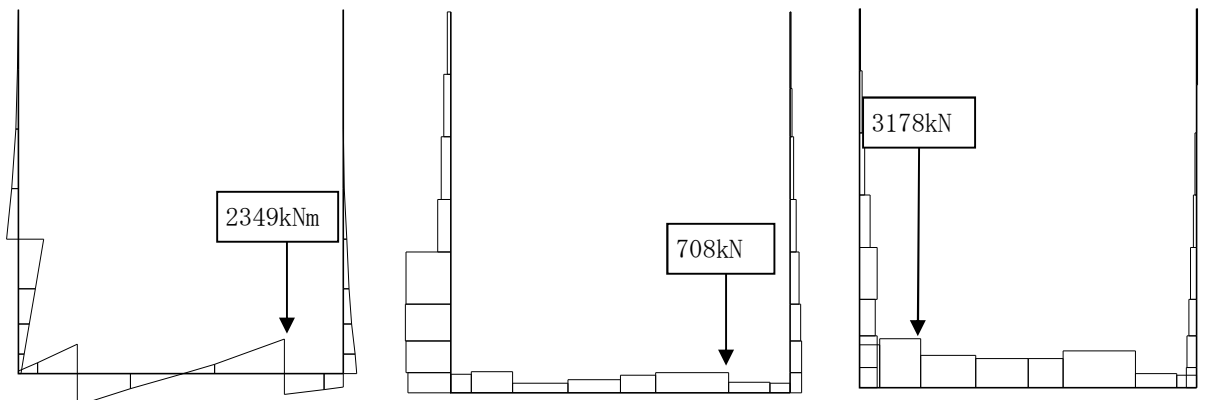
曲げモーメント図 $t = 9.26s$

軸力図 $t = 9.26s$

せん断力図 $t = 9.25s$

図 5.1.1-4 (19) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 3.1$ (H+, V+))

・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース



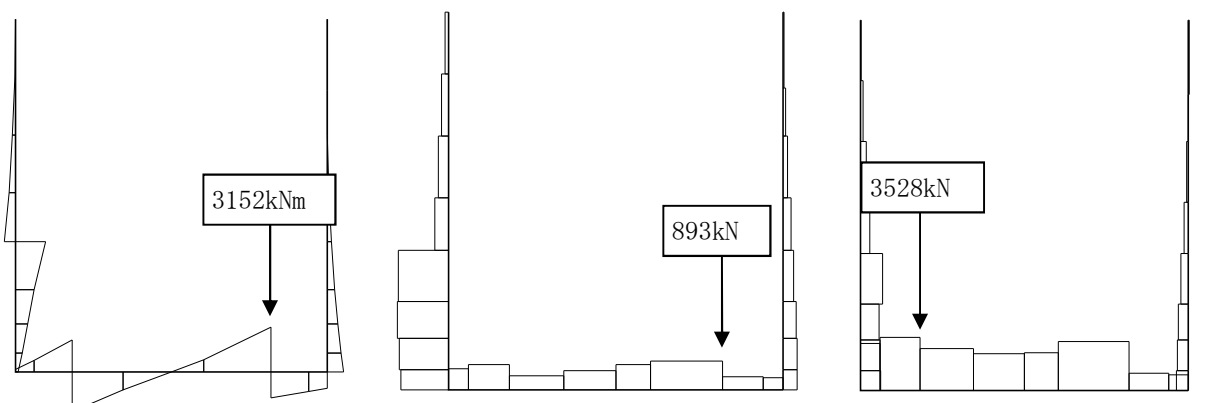
曲げモーメント図 $t = 9.28s$

軸力図 $t = 9.28s$

せん断力図 $t = 9.27s$

図 5.1.1-4 (20) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 3.1$ (H+, V+))

・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース



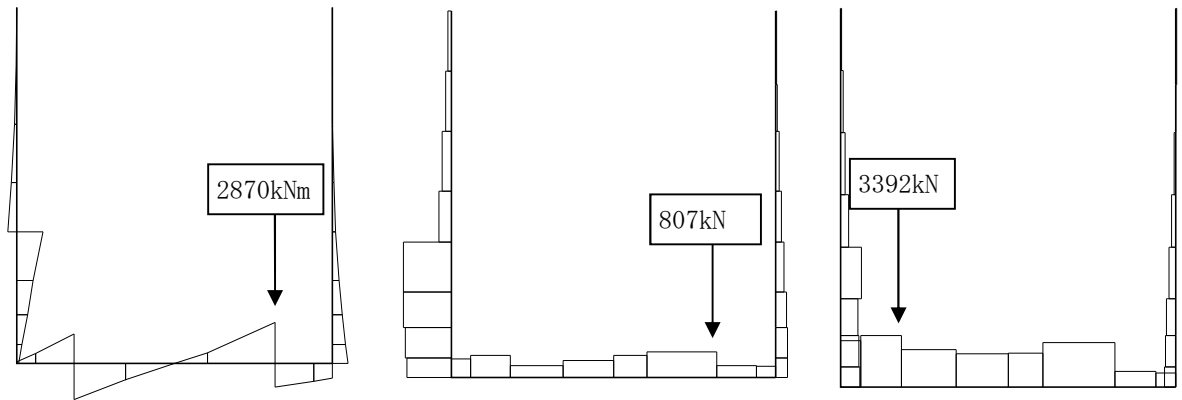
曲げモーメント図 $t = 9.23s$

軸力図 $t = 9.23s$

せん断力図 $t = 9.23s$

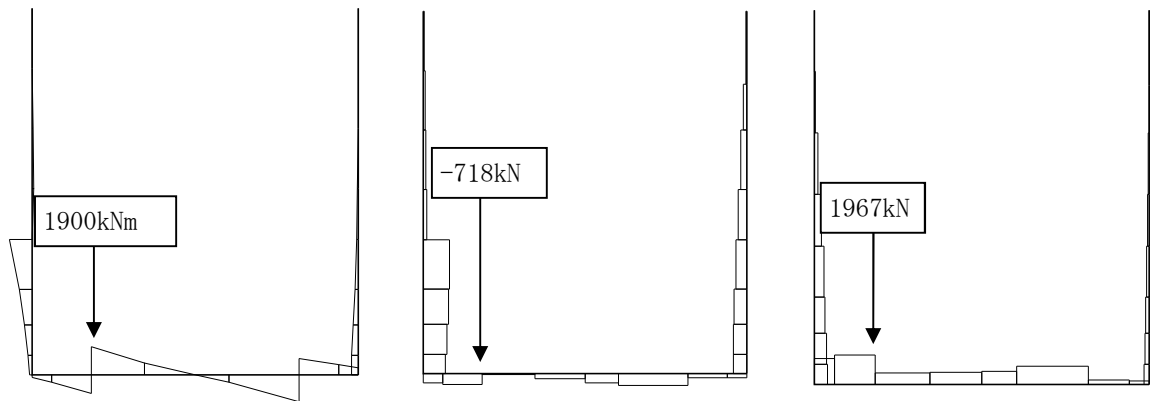
図 5.1.1-4 (21) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 3.1$ (H+, V+))

- ・ 検討ケース⑥：原地盤のばらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース



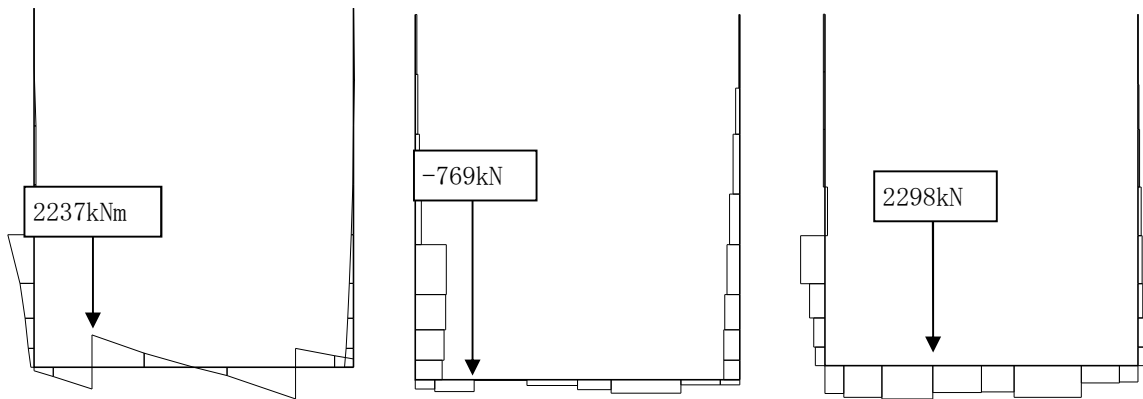
曲げモーメント図 t = 9.21s 軸力図 t = 9.21s せん断力図 t = 9.20s
 図 5.1.1-4 (22) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 (S_s-3 1 (H+, V+))

- ・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース



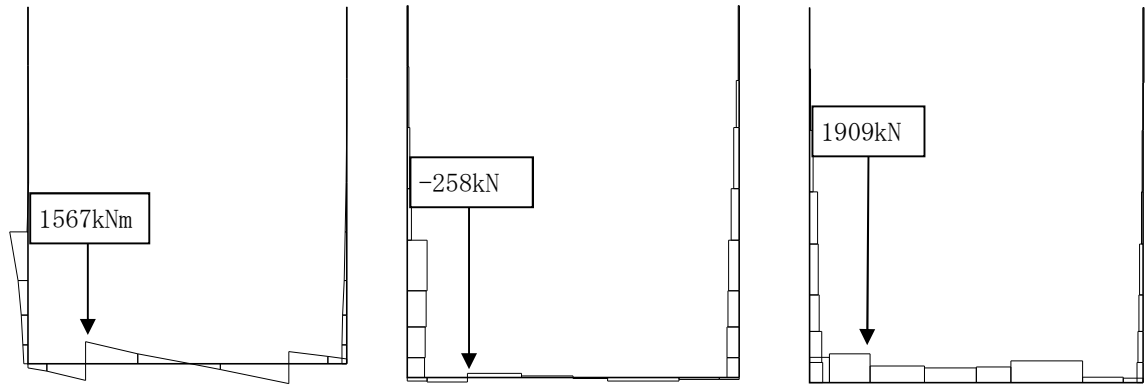
曲げモーメント図 t = 9.20s 軸力図 t = 9.20s せん断力図 t = 10.04s
 図 5.1.1-4 (23) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 (S_s-3 1 (H-, V+))

- ・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース



曲げモーメント図 t = 9.24s 軸力図 t = 9.24s せん断力図 t = 9.24s
 図 5.1.1-4 (24) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 (S_s-3 1 (H-, V+))

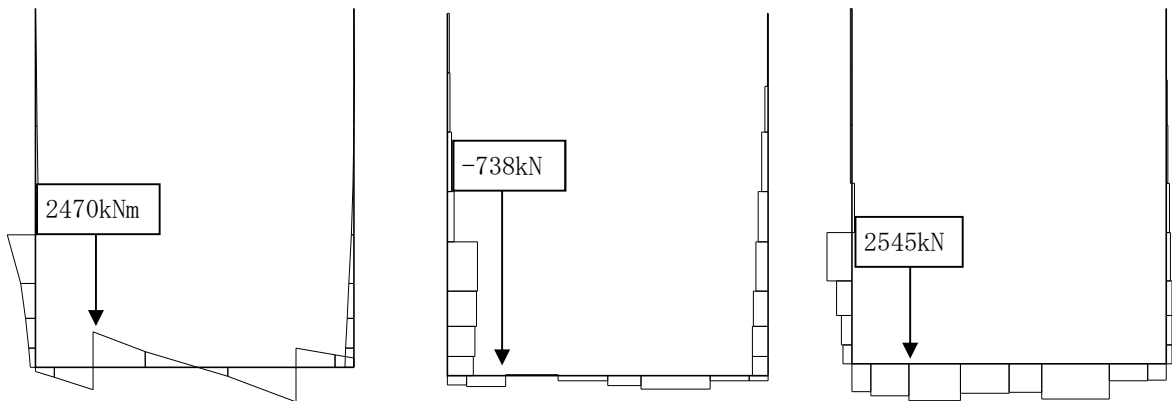
- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース



曲げモーメント図 $t = 9.27s$ 軸力図 $t = 9.27s$ せん断力図 $t = 8.35s$

図 5.1.1-4 (25) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 3.1$ (H-, V+))

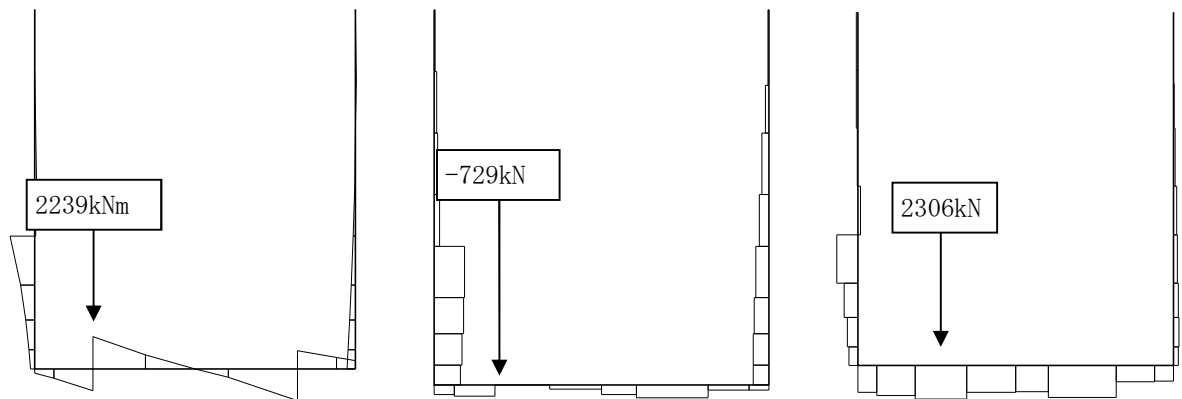
- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース



曲げモーメント図 $t = 9.21s$ 軸力図 $t = 9.21s$ せん断力図 $t = 9.21s$

図 5.1.1-4 (26) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 3.1$ (H-, V+))

- ・ 検討ケース⑥：原地盤のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液状化の条件を仮定した解析ケース



曲げモーメント図 $t = 9.19s$ 軸力図 $t = 9.19s$ せん断力図 $t = 9.19s$

図 5.1.1-4 (27) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 3.1$ (H-, V+))

- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

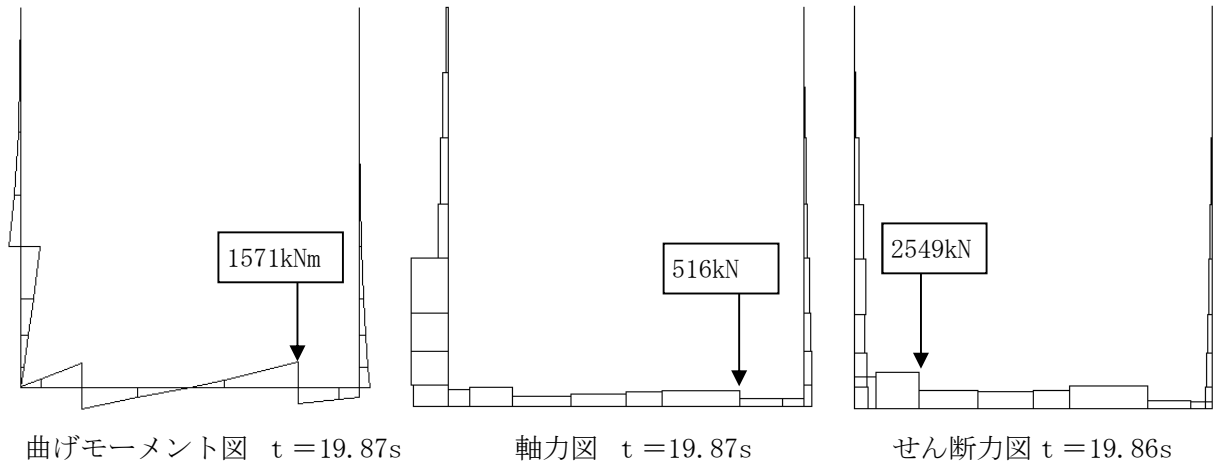


図 5.1.1-4 (28) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 (S_s-D1 (H+, V-))

(2) 最大せん断ひずみ分布図

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

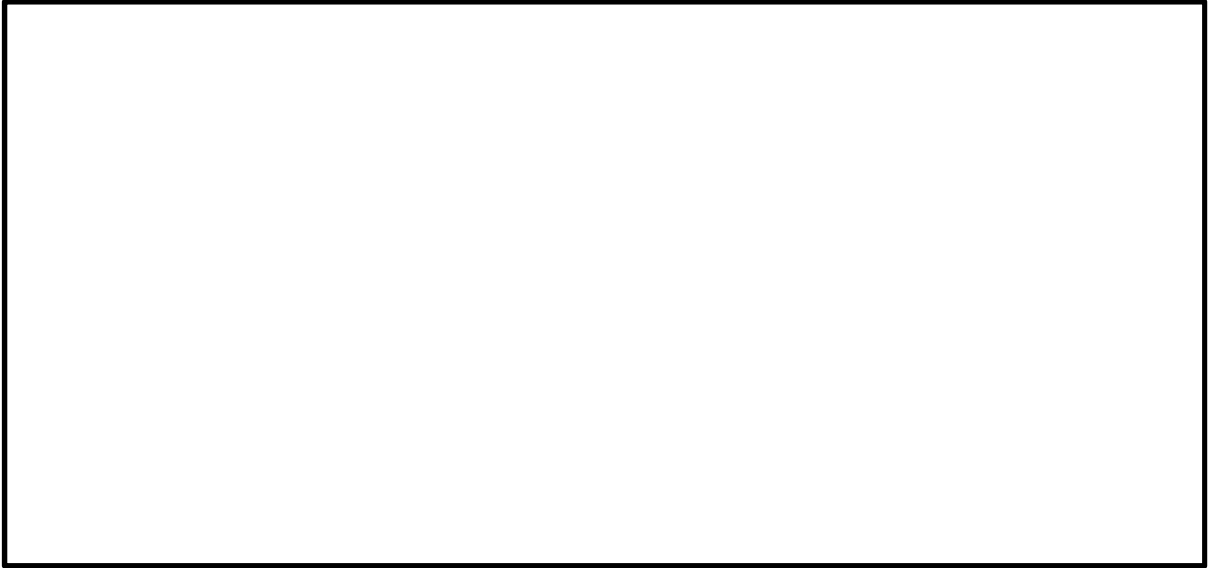


図 5.1.1-5 (1) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 (H+, V+)$)

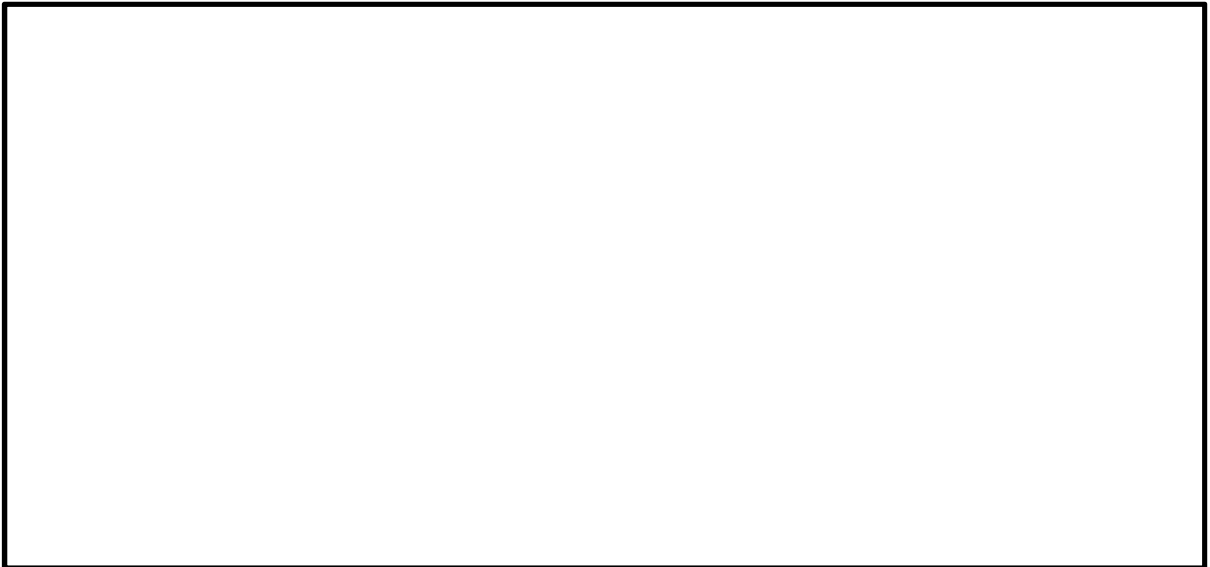


図 5.1.1-5 (2) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s-D1 (H+, V+)$)



図 5.1.1-5 (3) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 (H+, V-)$)

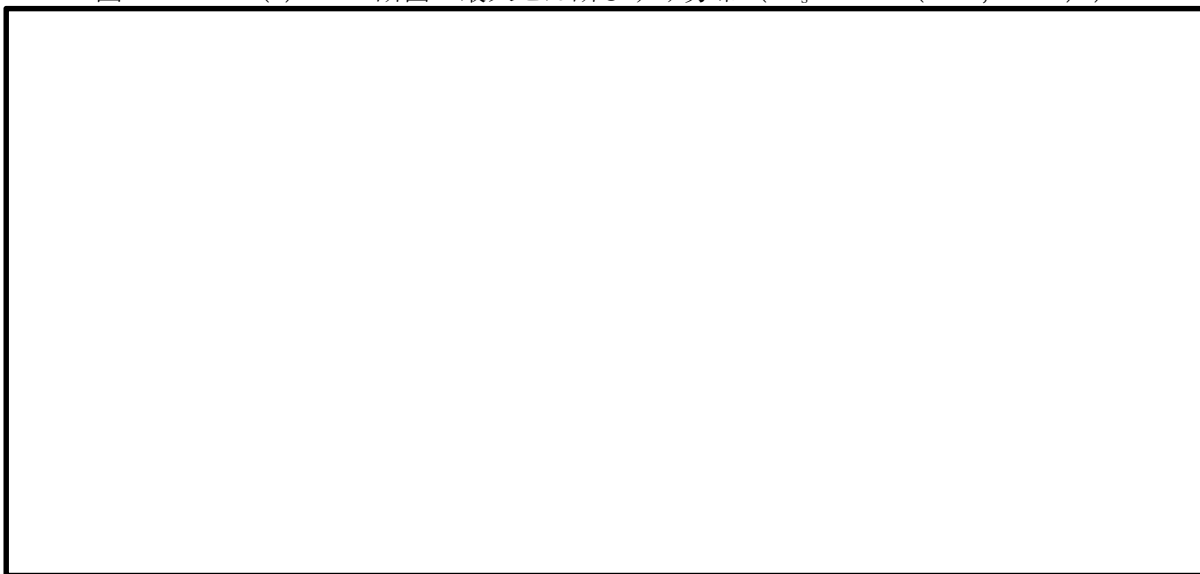


図 5.1.1-5 (4) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s - D 1 (H+, V-)$)



図 5.1.1-5 (5) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 (H-, V+)$)

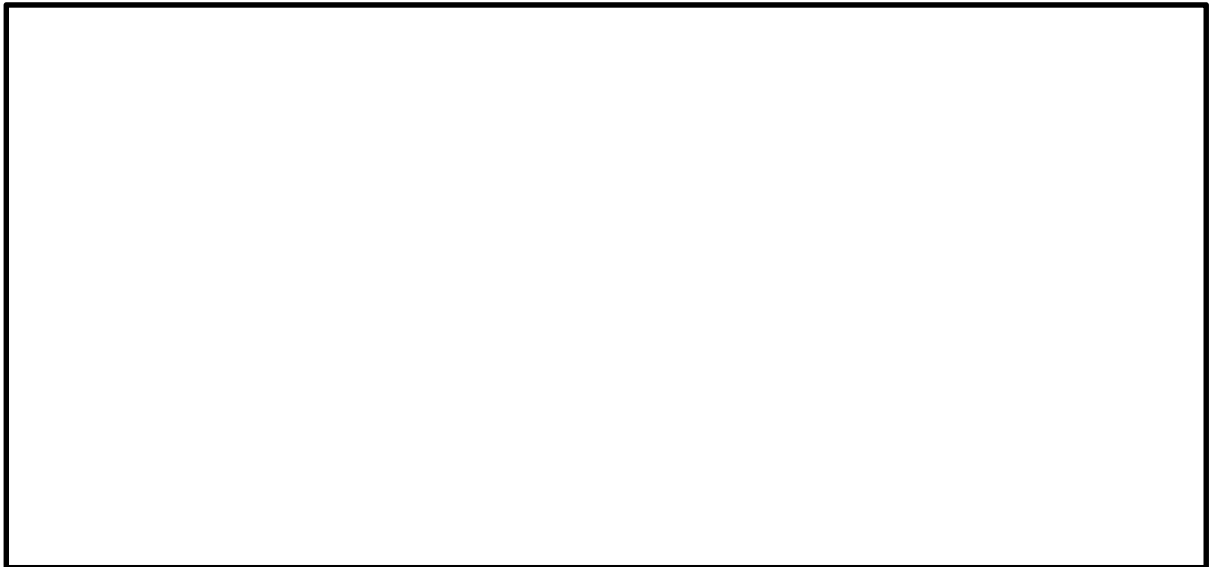


図 5.1.1-5 (6) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s-D1 (H-, V+)$)



図 5.1.1-5 (7) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H-, V-))

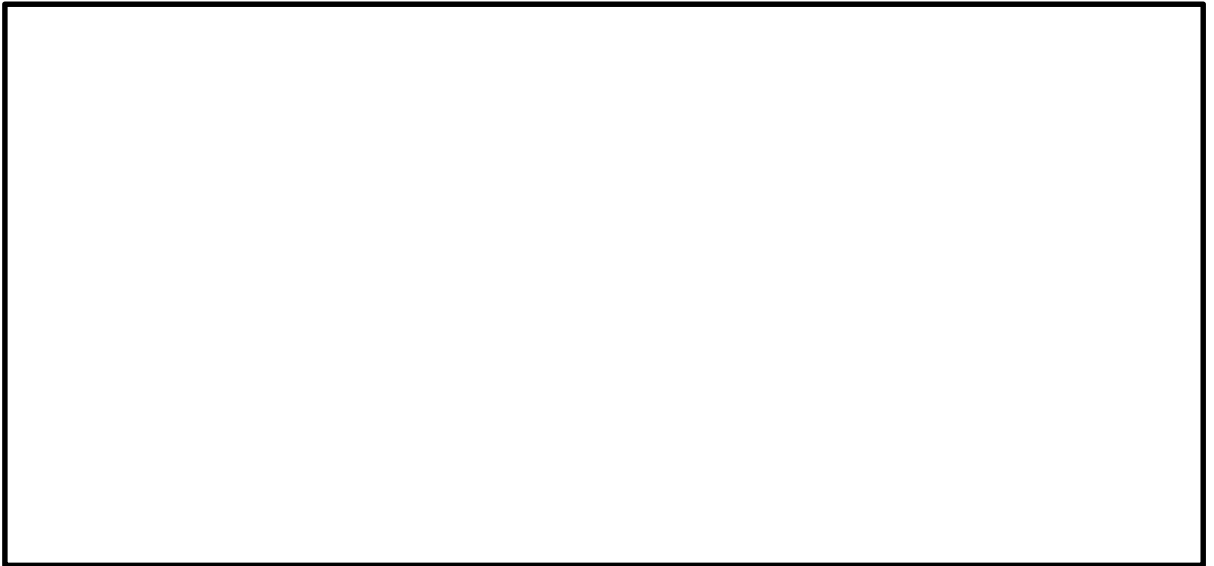


図 5.1.1-5 (8) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 (S_s-D1 (H-, V-))



図 5.1.1-5 (9) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 11$)

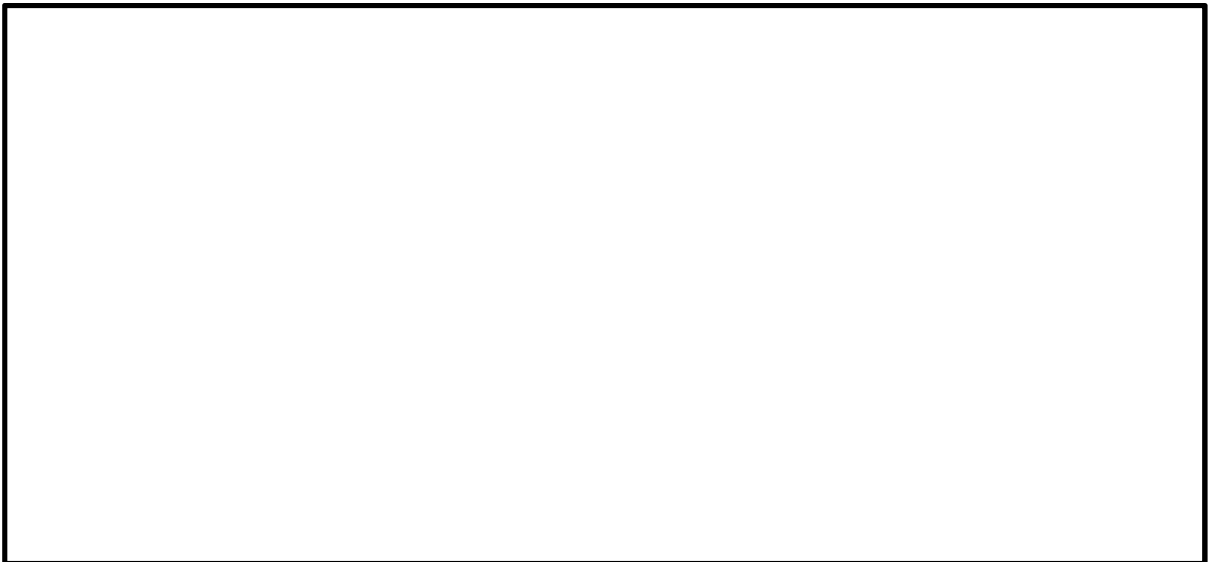


図 5.1.1-5 (10) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s - 11$)

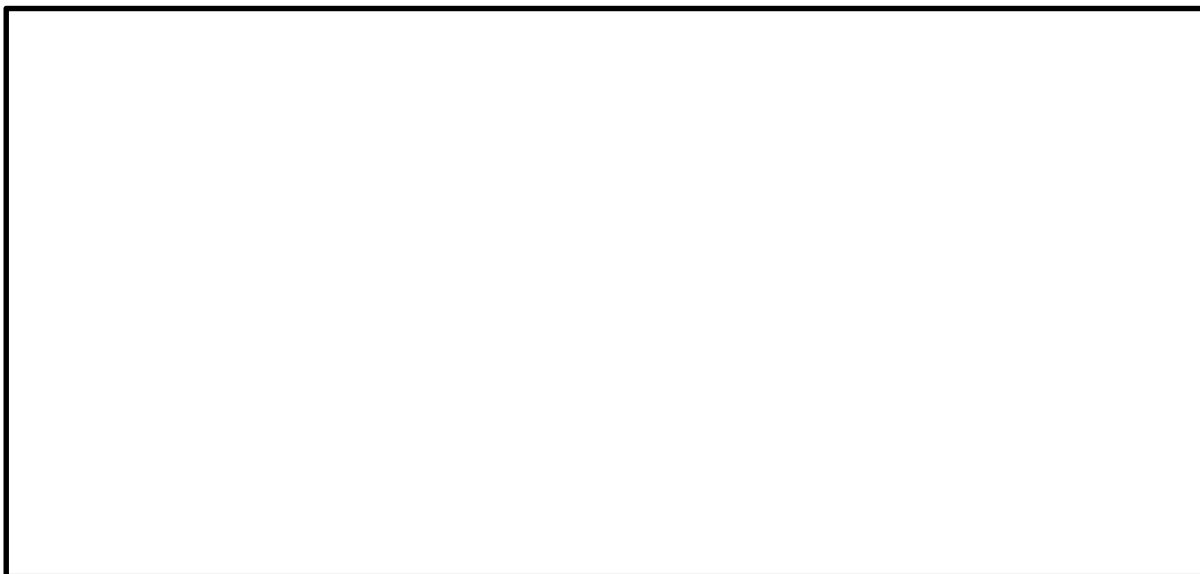


図 5.1.1-5 (11) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-1 2)



図 5.1.1-5 (12) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 (S_s-1 2)

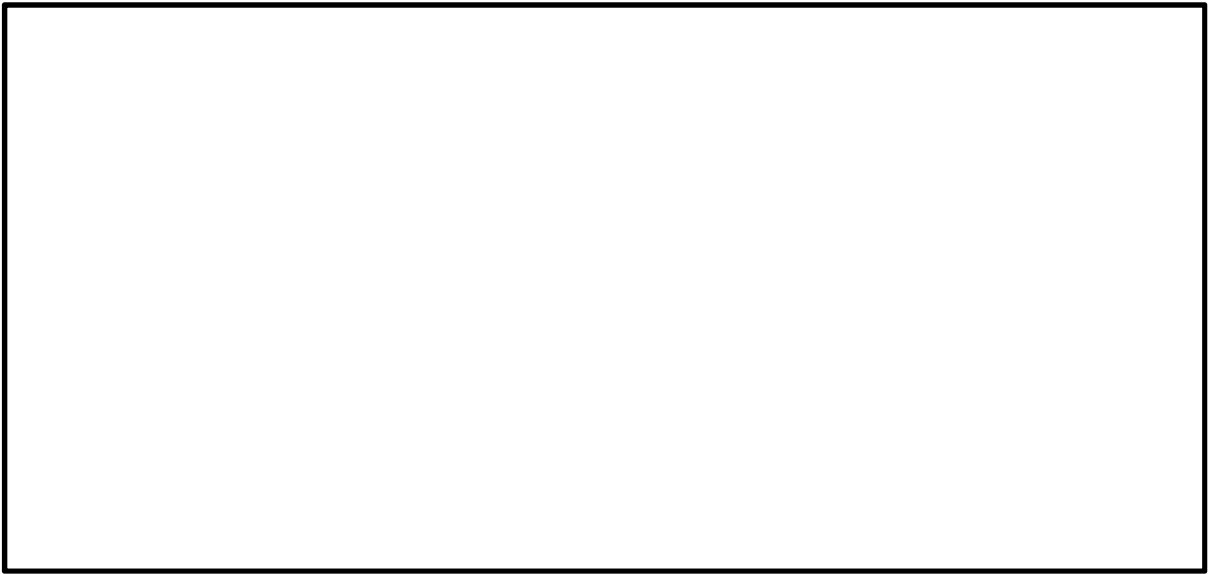


図 5.1.1-5 (13) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 13$)

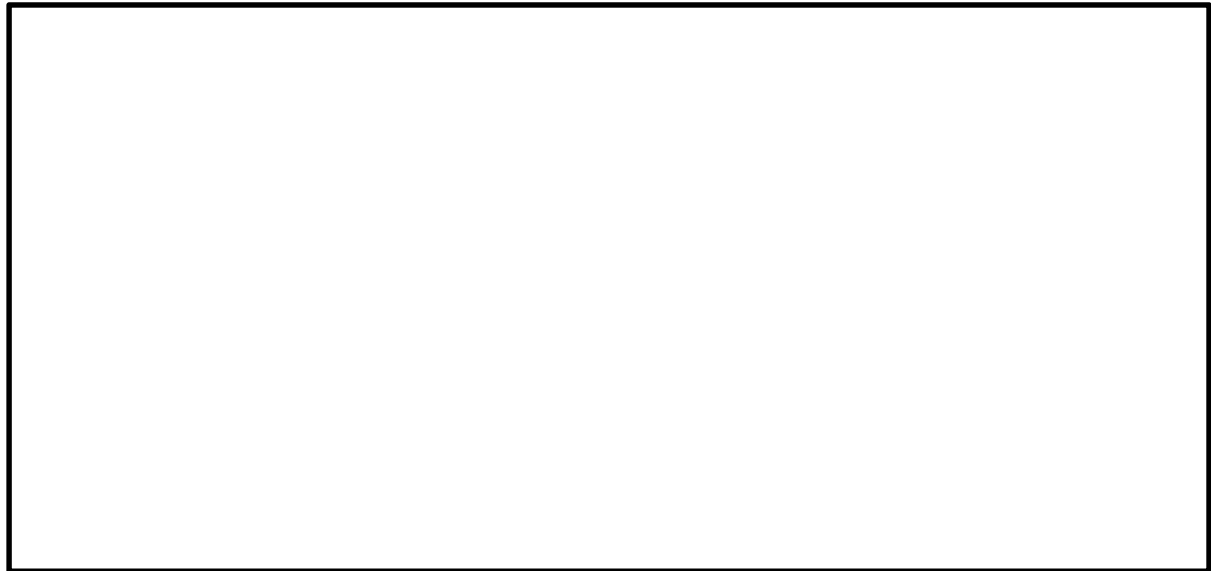


図 5.1.1-5 (14) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s - 13$)



図 5.1.1-5 (15) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-14)



図 5.1.1-5 (16) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 (S_s-14)

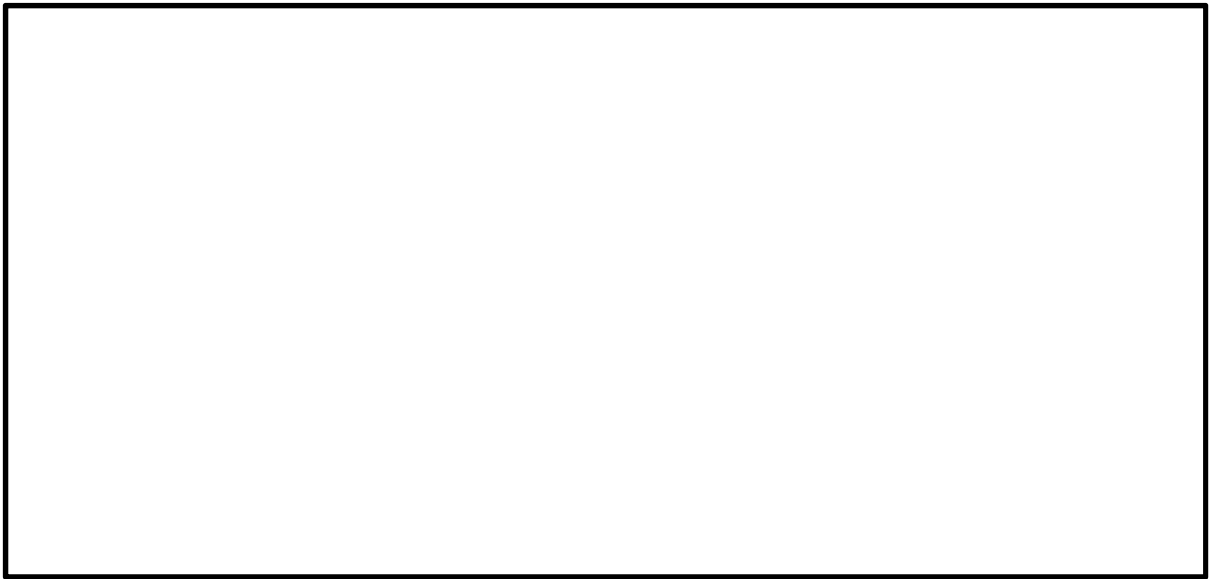


図 5.1.1-5 (17) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 21$)



図 5.1.1-5 (18) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s - 21$)

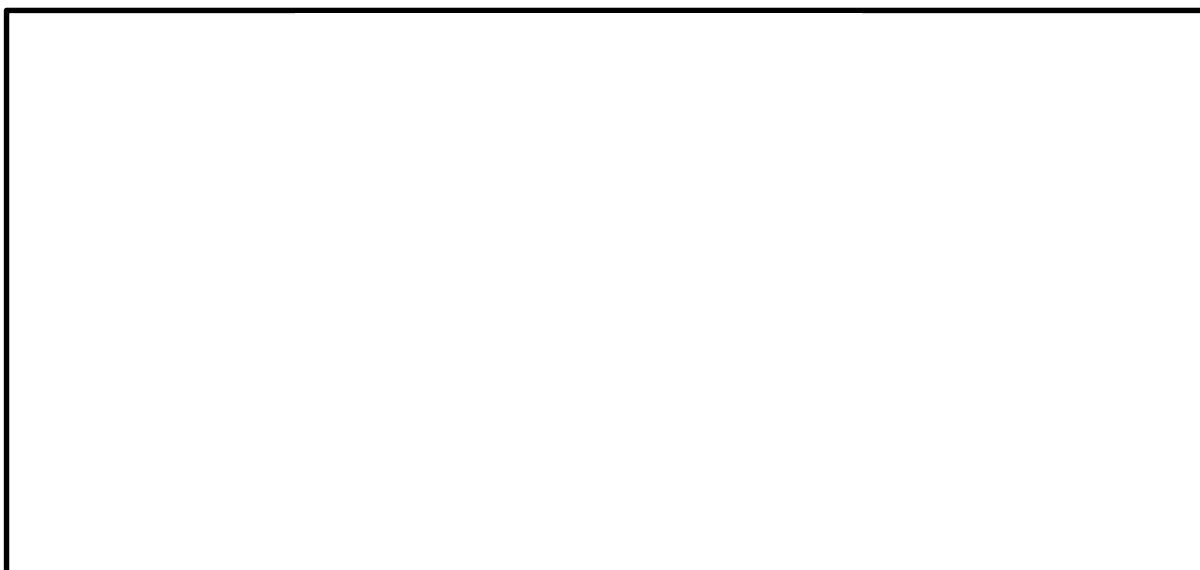


図 5.1.1-5 (19) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 22$)



図 5.1.1-5 (20) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s - 22$)

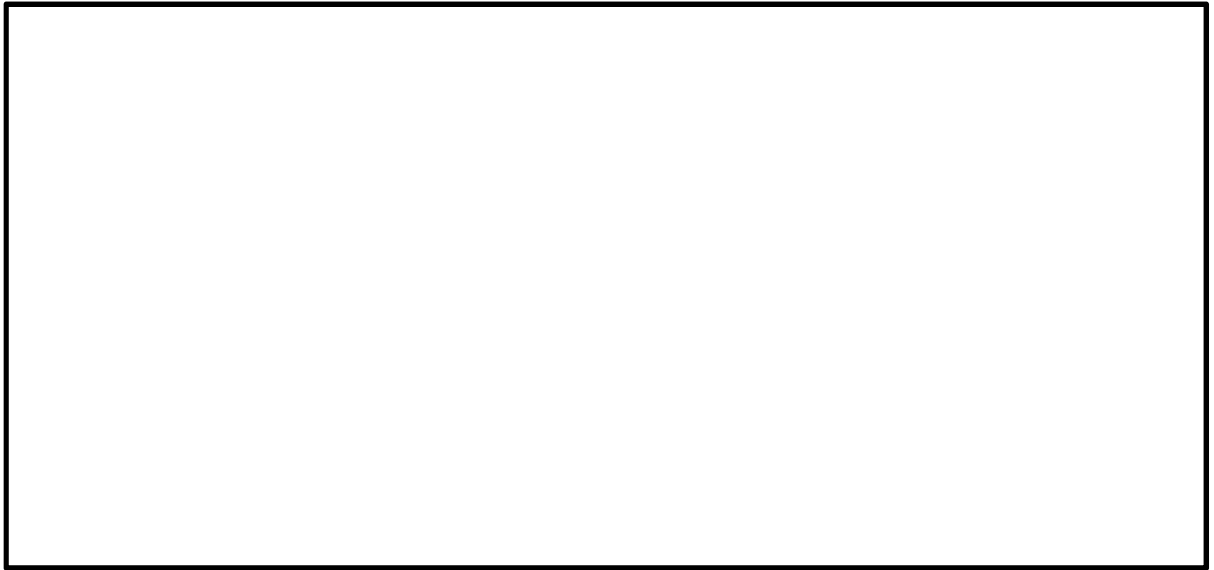


図 5.1.1-5 (21) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1 (H+, V+)$)

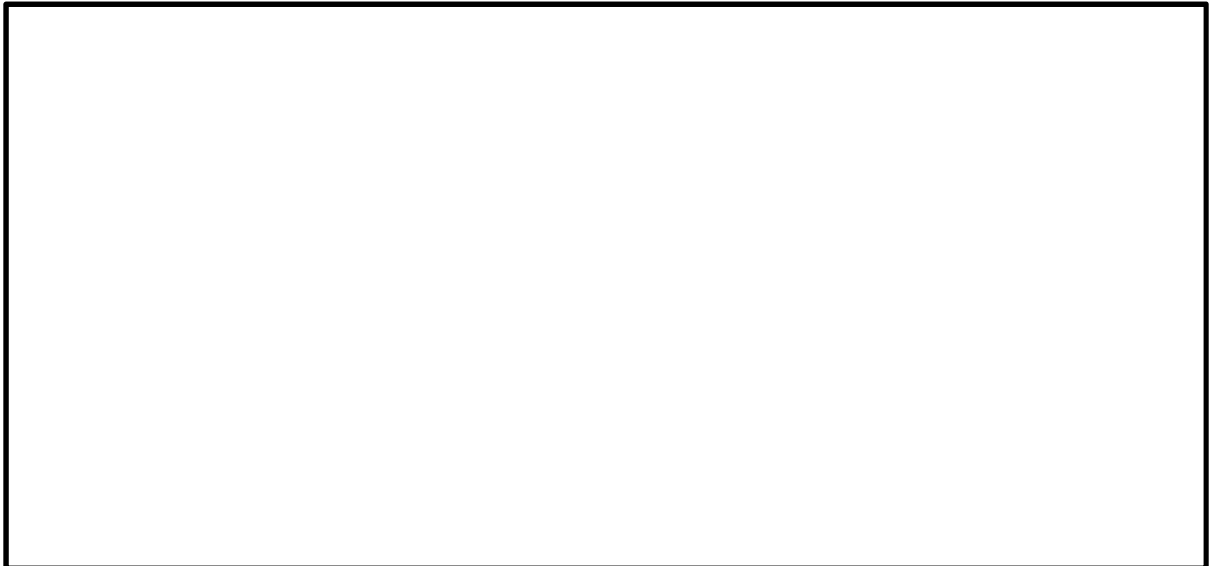


図 5.1.1-5 (22) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s - 3.1 (H+, V+)$)

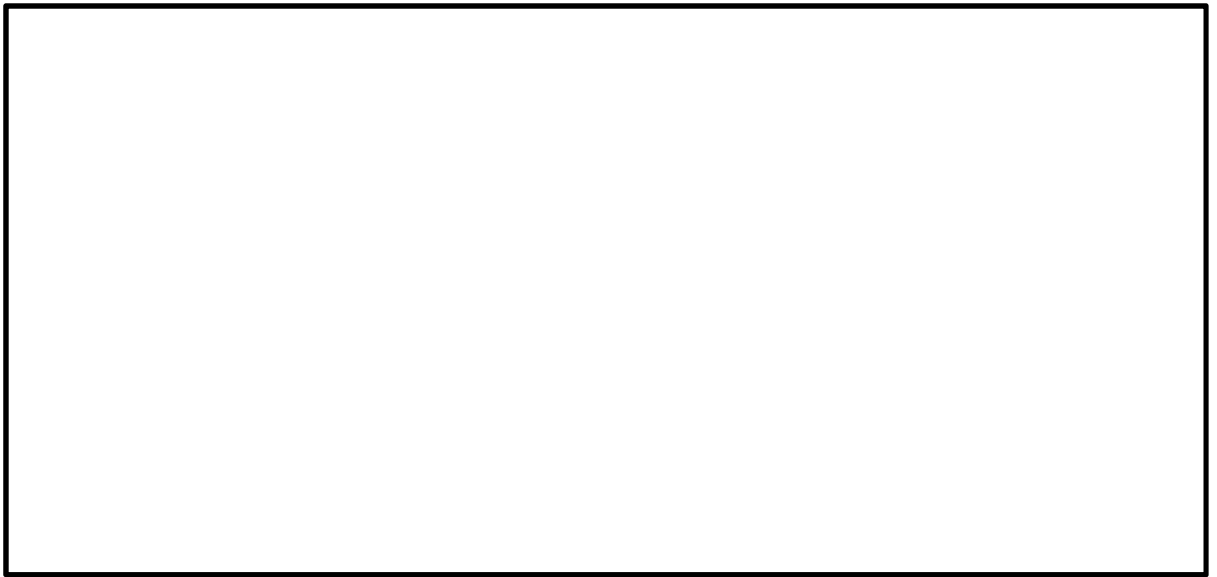


図 5.1.1-5 (23) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1 (H-, V+)$)

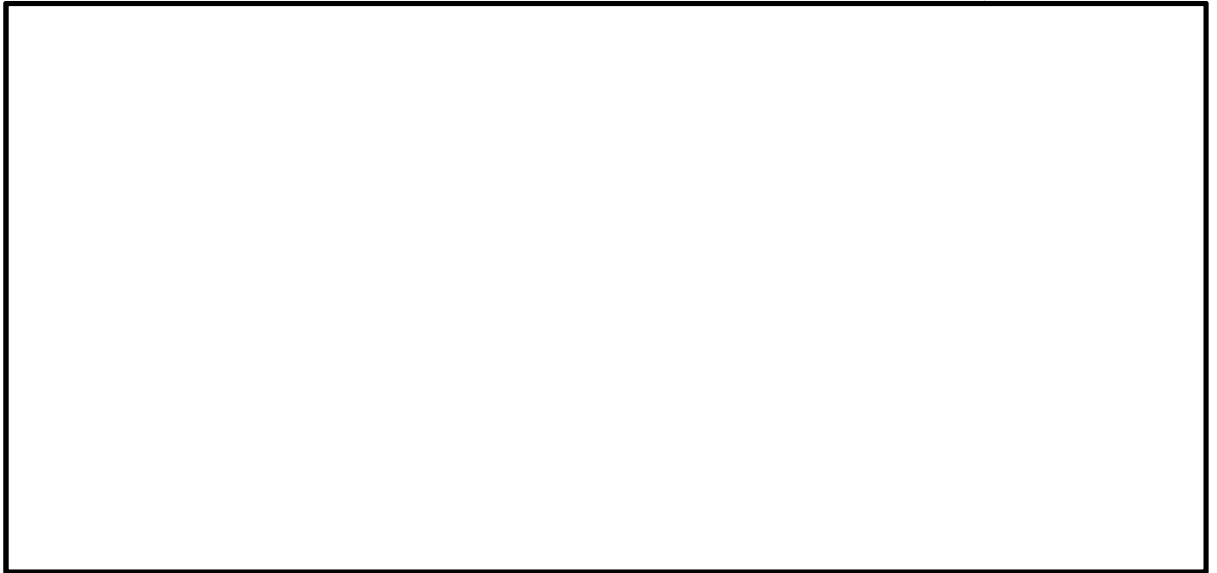


図 5.1.1-5 (24) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s - 3.1 (H-, V+)$)

- ・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース



図 5.1.1-5 (25) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 (H+, V+)$)

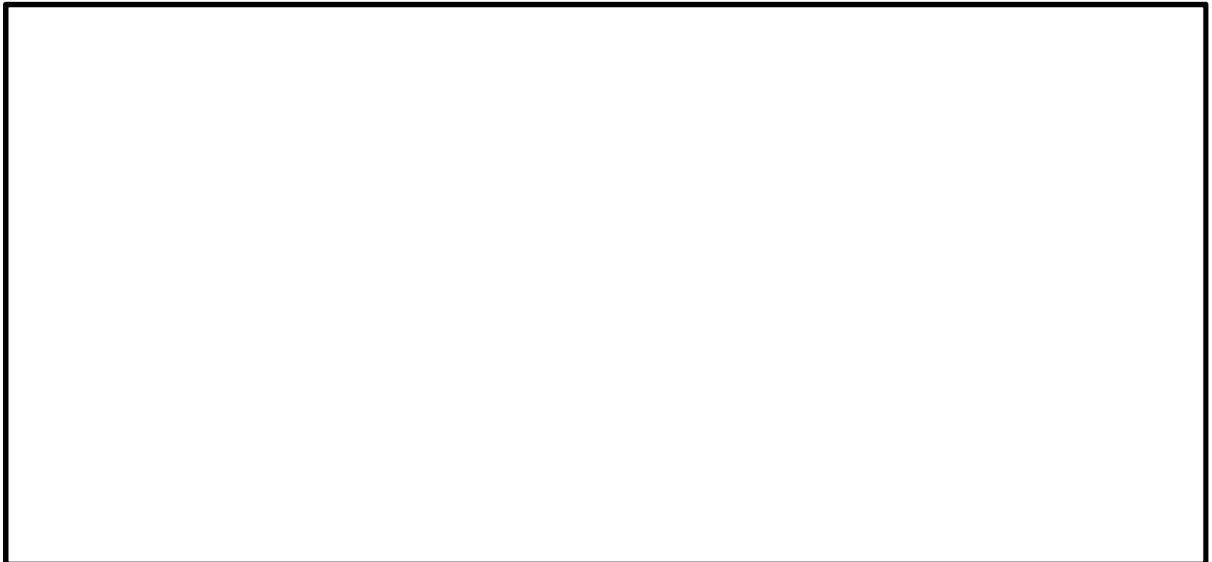


図 5.1.1-5 (26) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s-D1 (H+, V+)$)

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

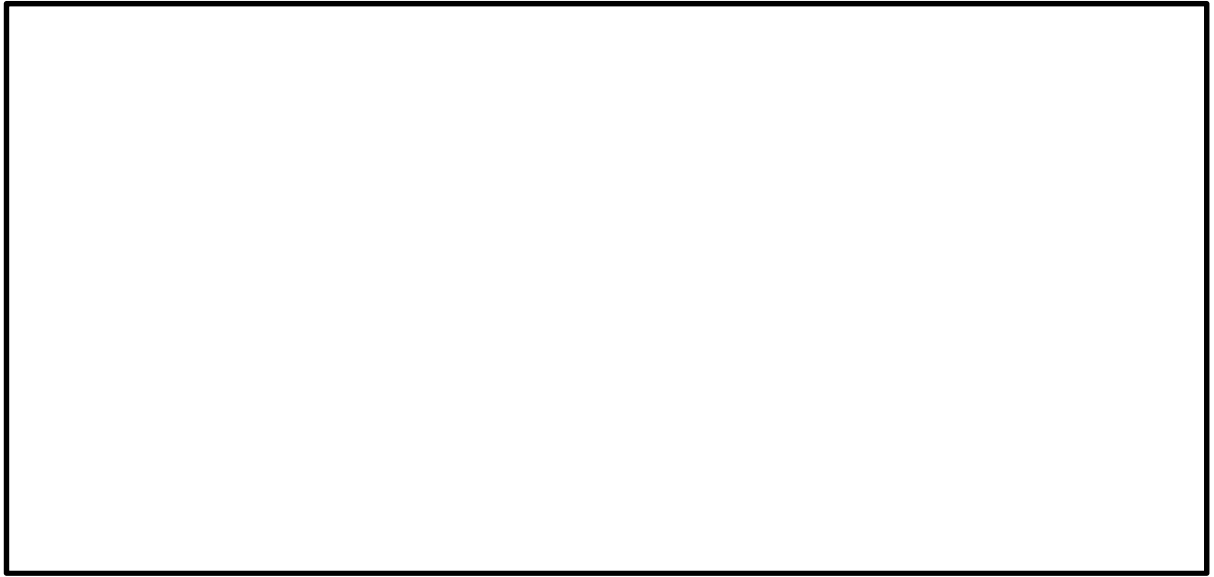


図 5.1.1-5 (27) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 (H+, V+)$)

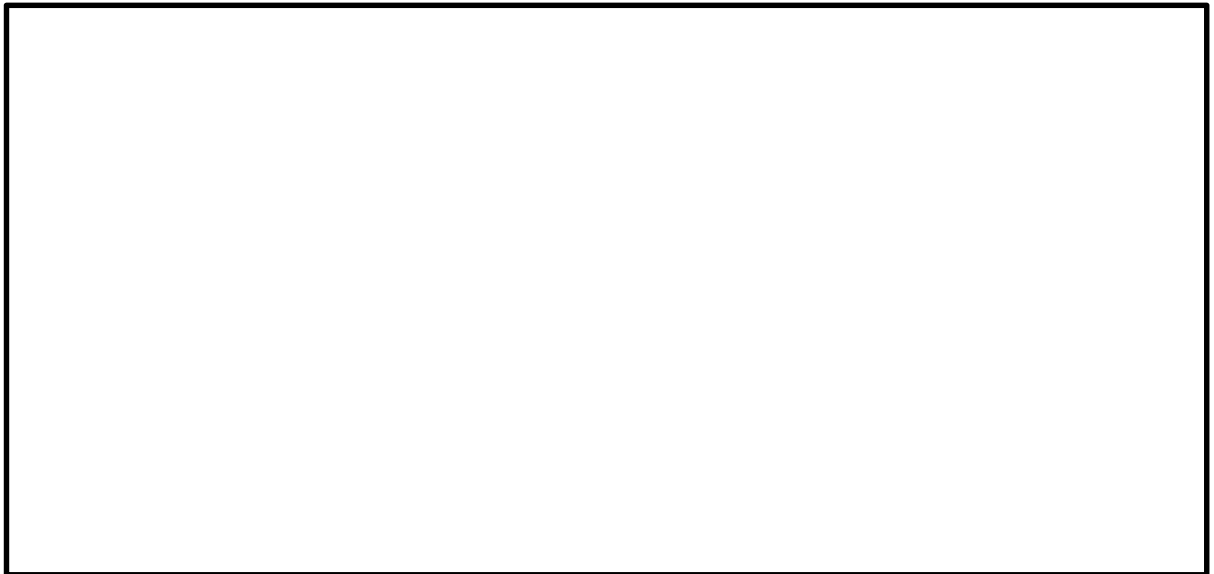


図 5.1.1-5 (28) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s-D1 (H+, V+)$)

- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

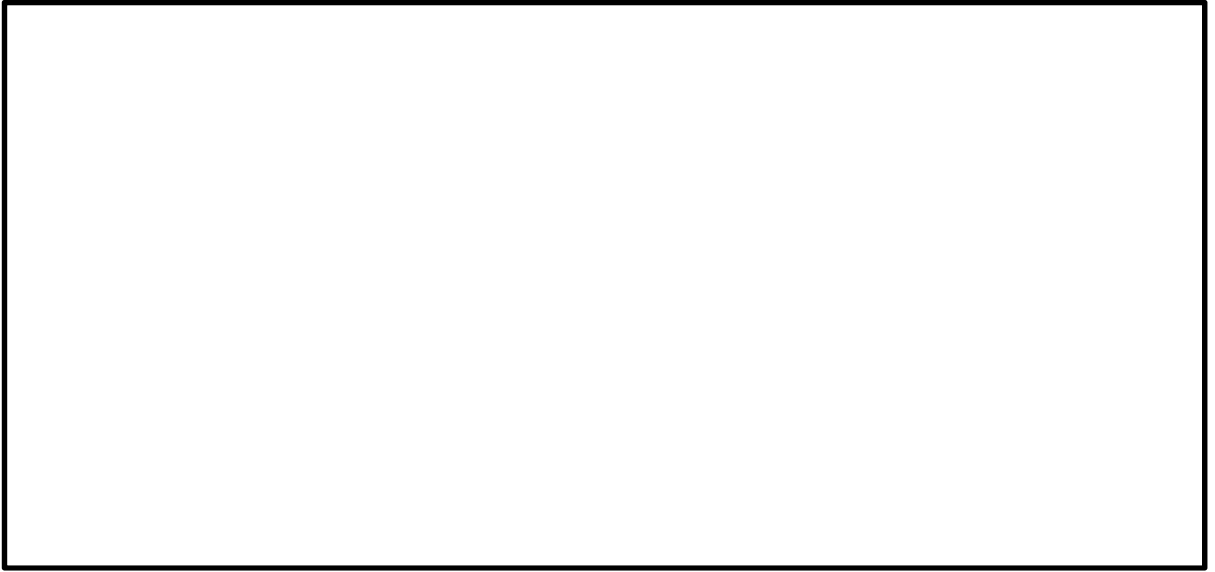


図 5.1.1-5 (29) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D 1 (H+, V+)$)

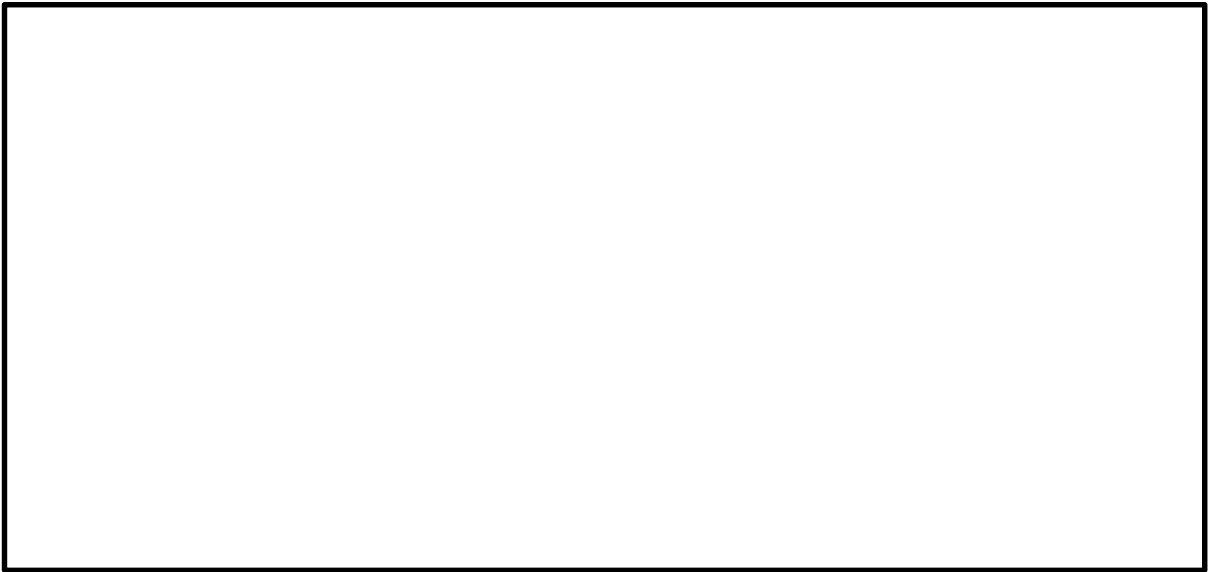


図 5.1.1-5 (30) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s-D 1 (H+, V+)$)

- ・検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

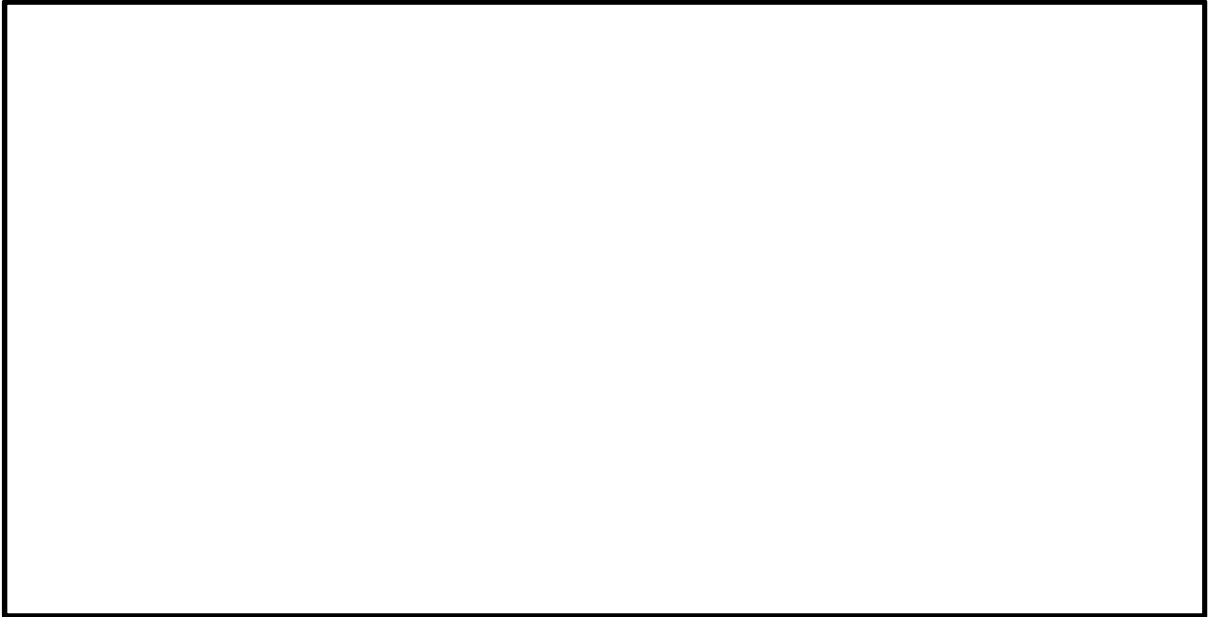


図 5.1.1-5 (31) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 (H+, V+)$)

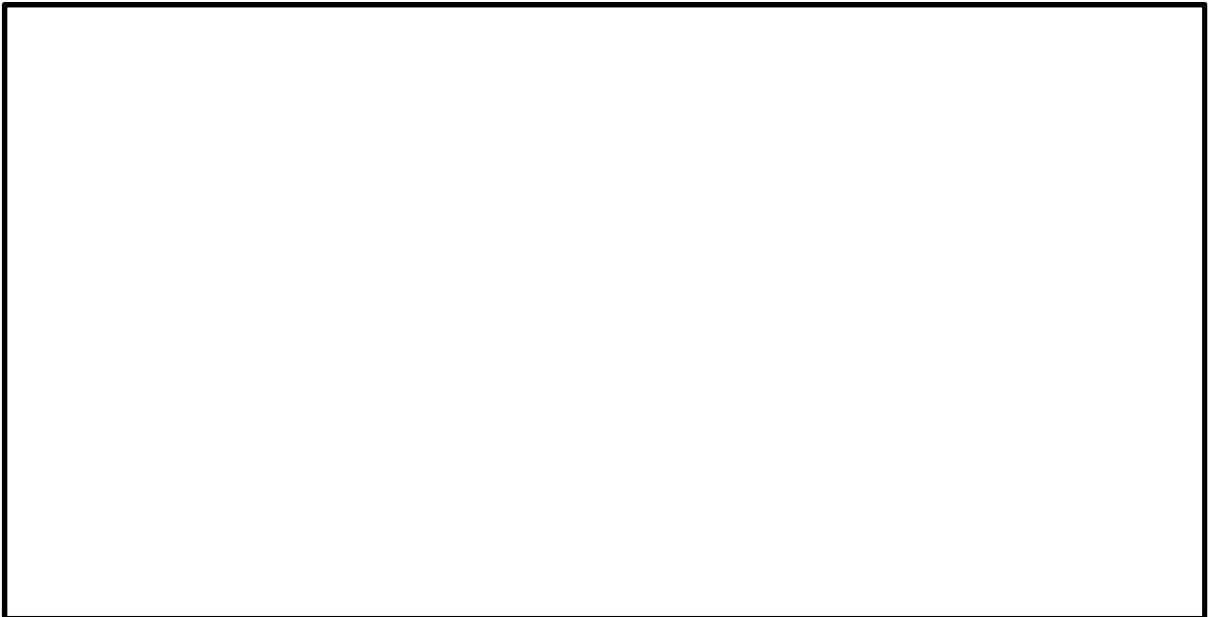


図 5.1.1-5 (32) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s - D 1 (H+, V+)$)

- ・検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

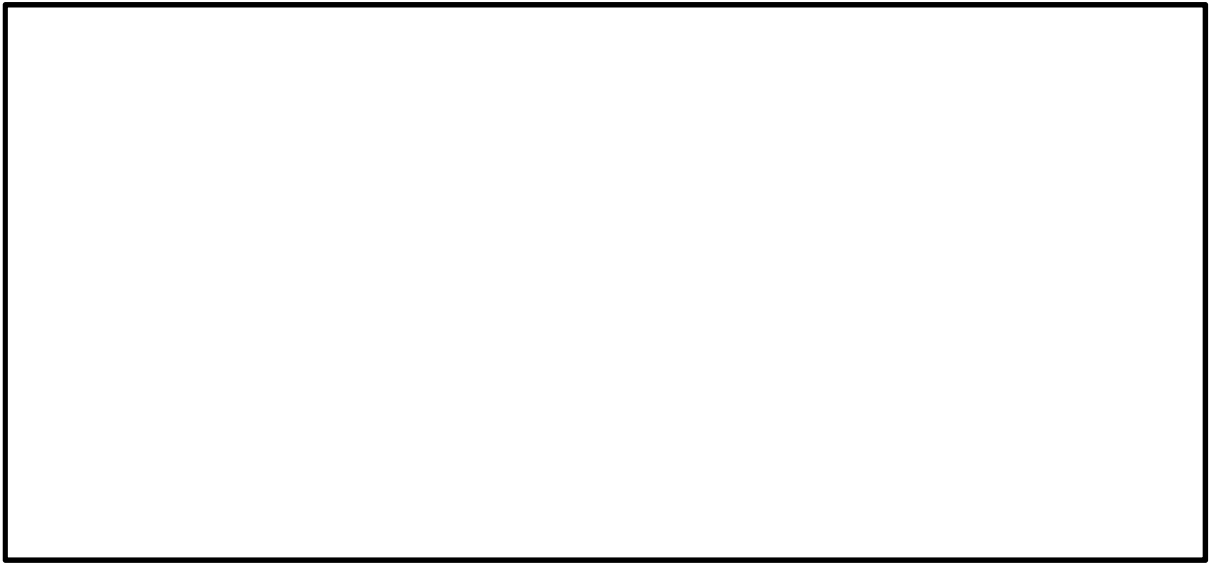


図 5.1.1-5 (33) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1(H+, V+)$)

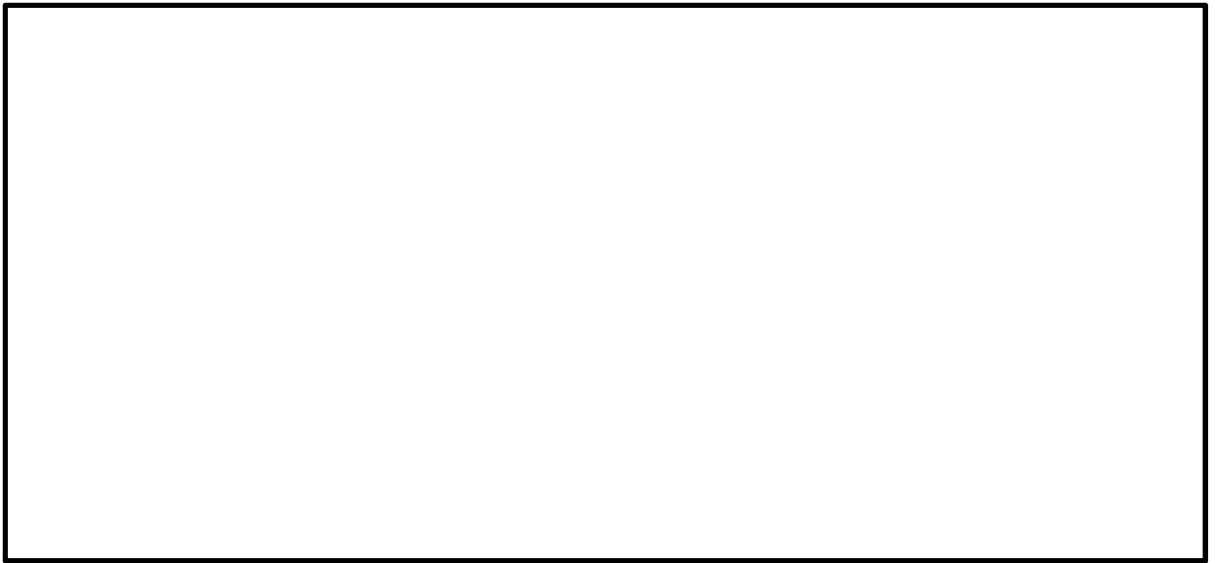


図 5.1.1-5 (34) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s-D1(H+, V+)$)

- ・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース

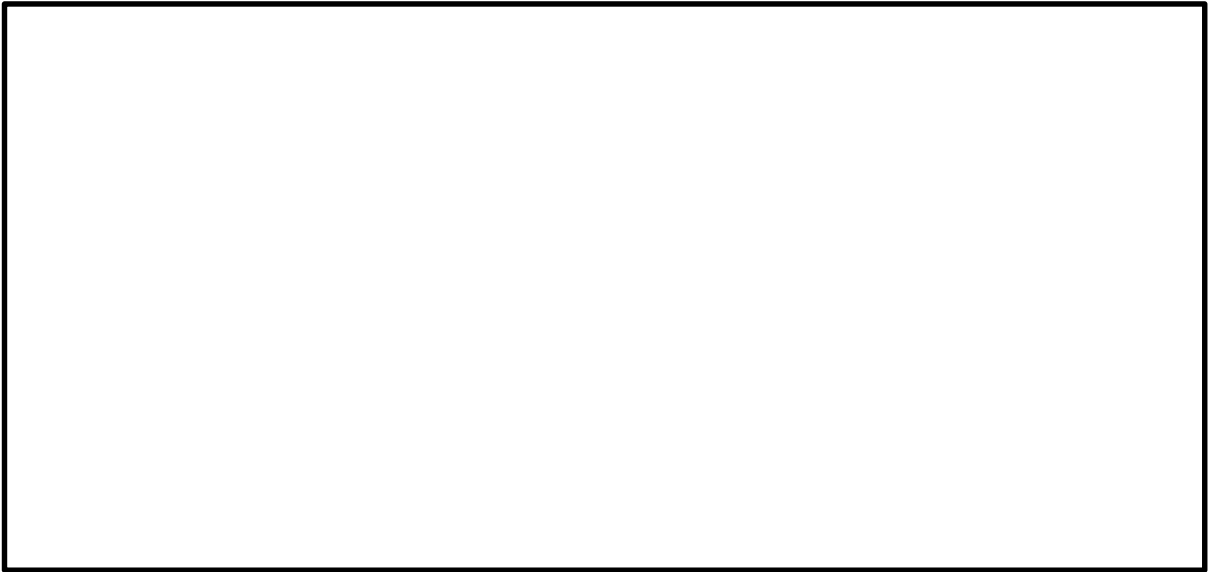


図 5.1.1-5 (35) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-31 (H+, V+))



図 5.1.1-5 (36) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 (S_s-31 (H+, V+))

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース



図 5.1.1-5 (37) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 (H+, V+)$)



図 5.1.1-5 (38) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s - 3 1 (H+, V+)$)

- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

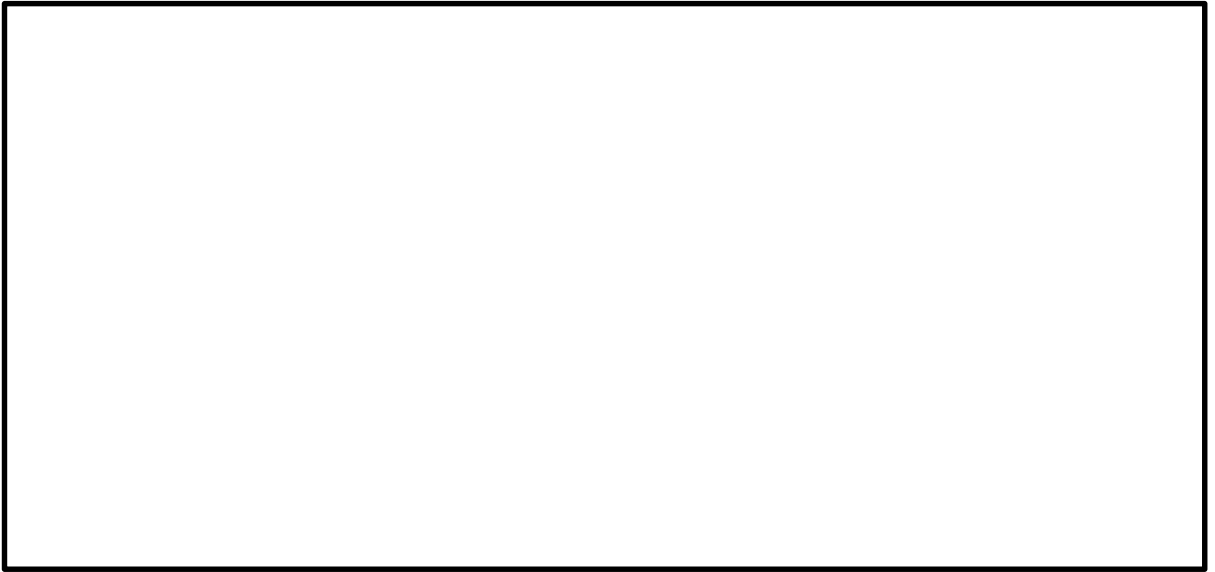


図 5.1.1-5 (39) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-31 (H+, V+))

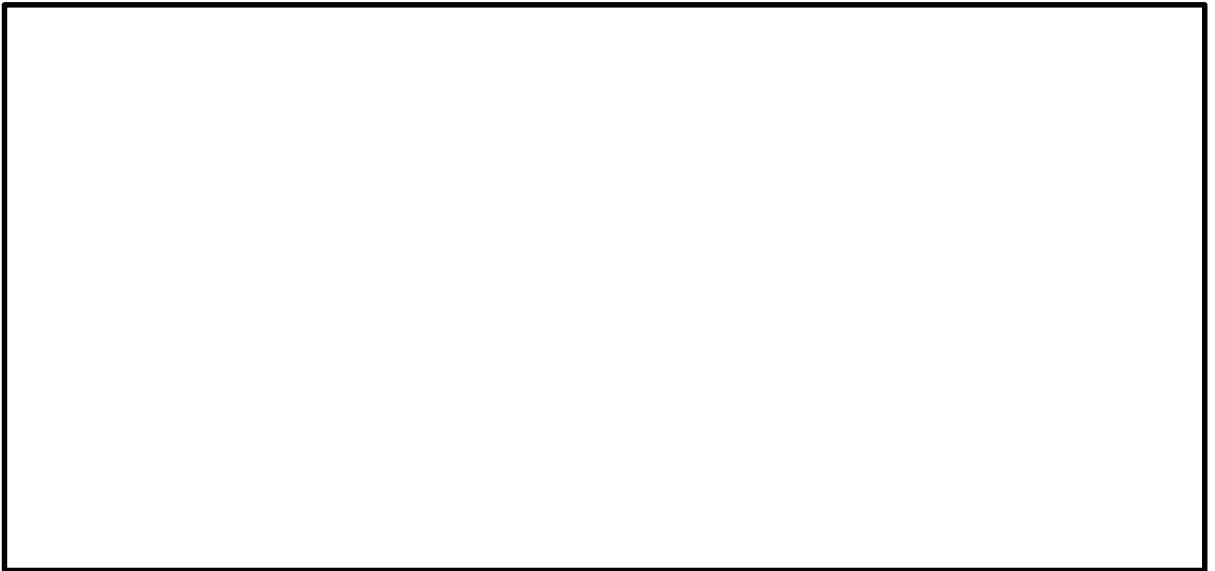


図 5.1.1-5 (40) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 (S_s-31 (H+, V+))

- ・検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

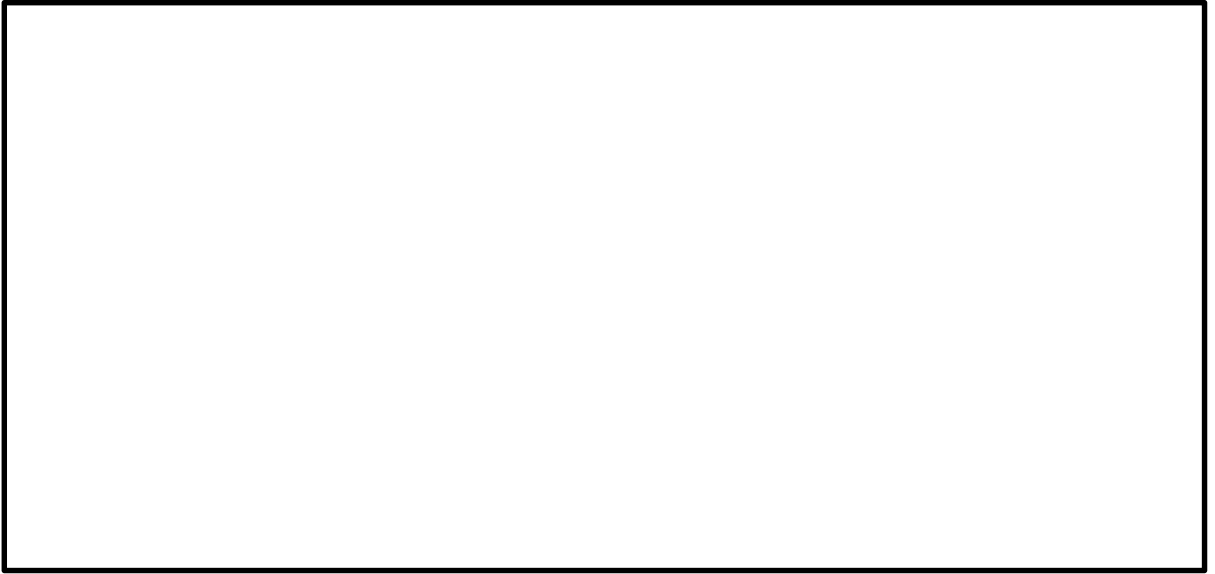


図 5.1.1-5 (41) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31 (H+, V+)$)

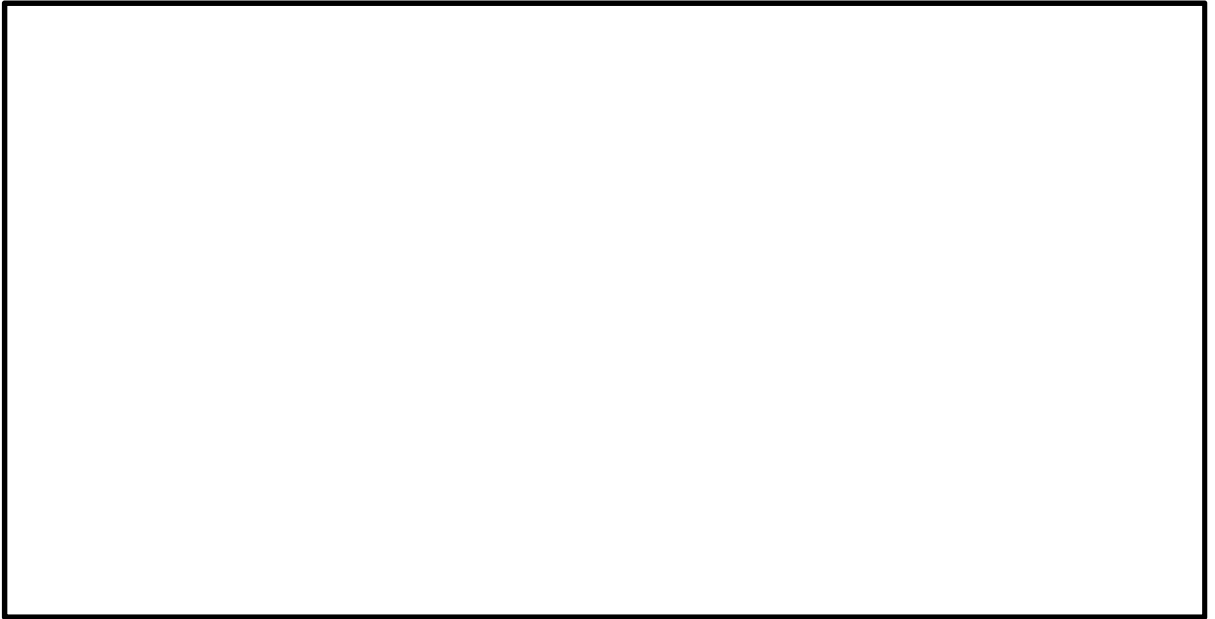


図 5.1.1-5 (42) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s - 31 (H+, V+)$)

- ・検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース



図 5.1.1-5 (43) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-31 (H+, V+))



図 5.1.1-5 (44) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 (S_s-31 (H+, V+))

- ・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース

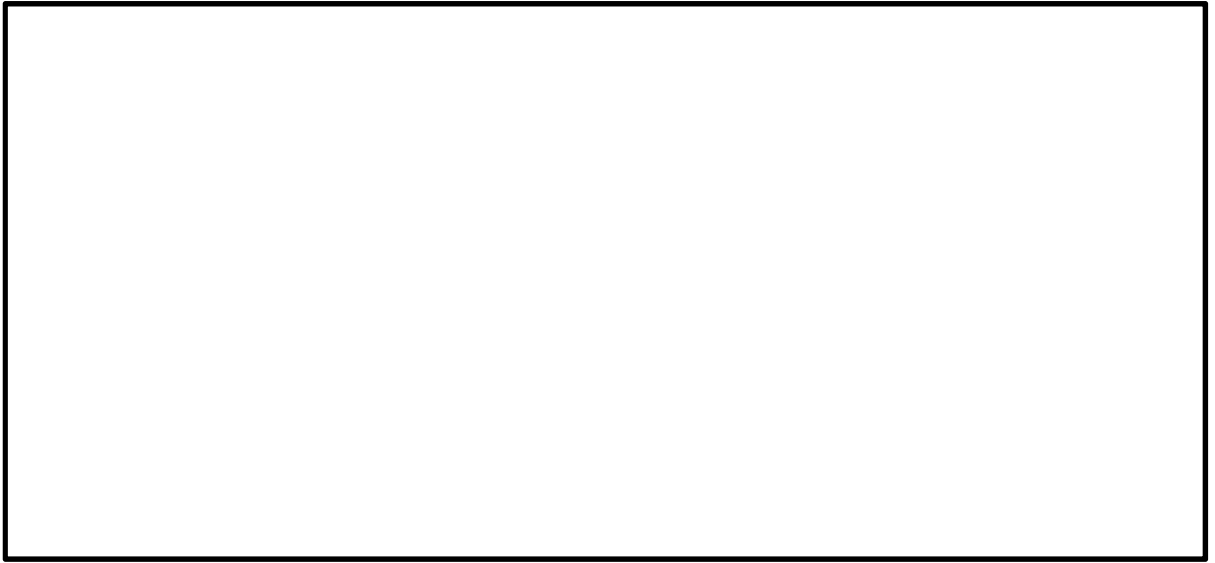


図 5.1.1-5 (45) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-31 (H-, V+))



図 5.1.1-5 (46) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 (S_s-31 (H-, V+))

・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース



図 5.1.1-5 (47) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-31 (H-, V+))



図 5.1.1-5 (48) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 (S_s-31 (H-, V+))

- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

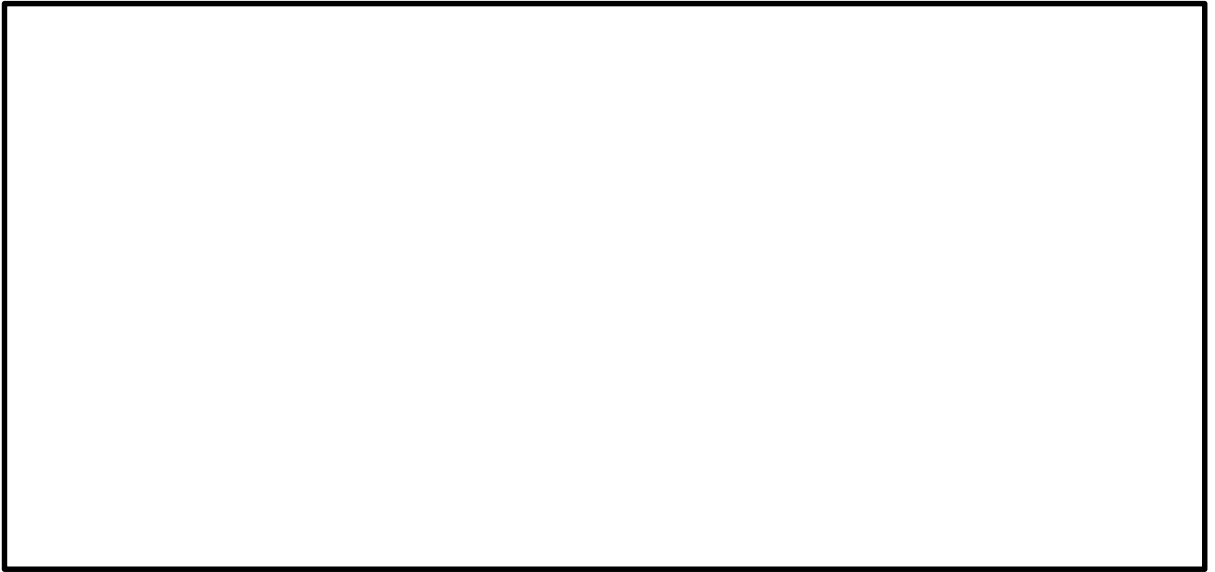


図 5.1.1-5 (49) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-31 (H-, V+))

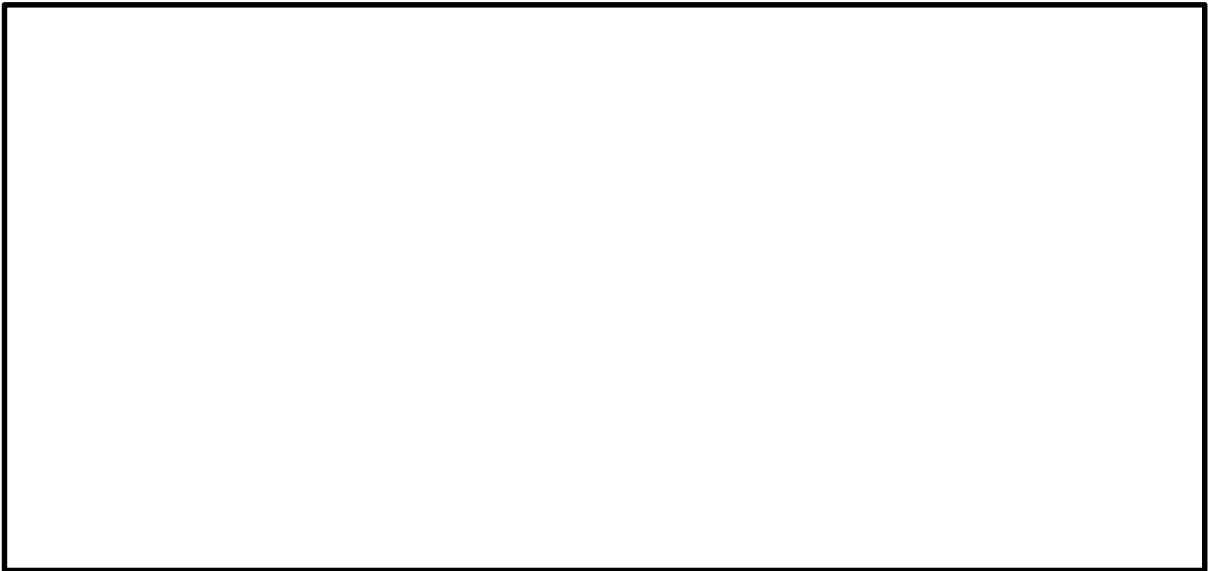


図 5.1.1-5 (50) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 (S_s-31 (H-, V+))

- ・検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

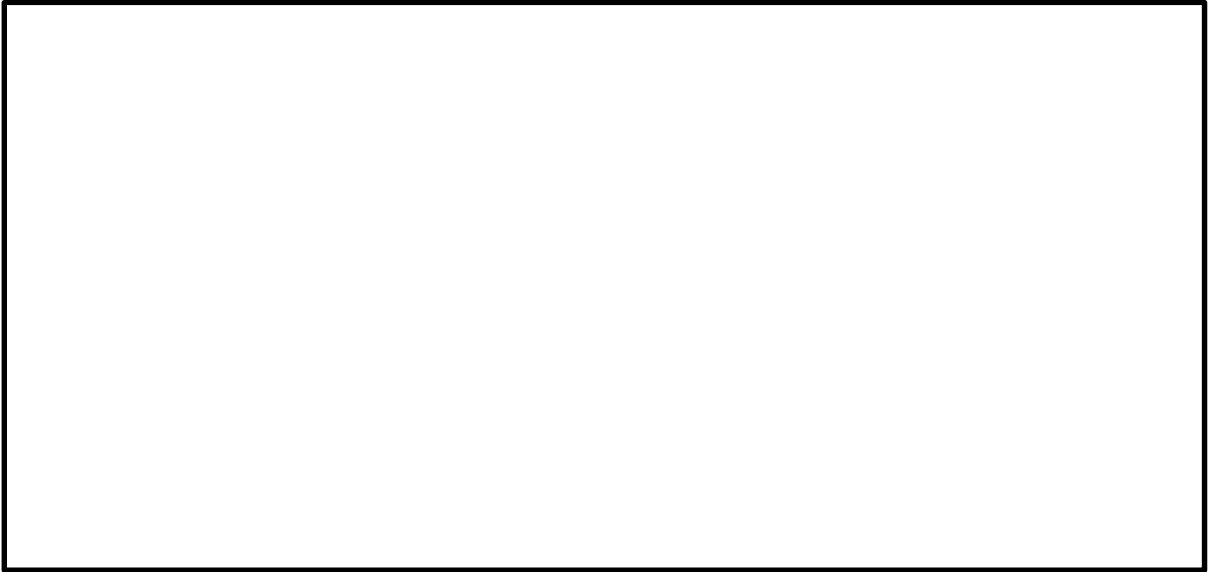


図 5.1.1-5 (51) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-31 (H-, V+))

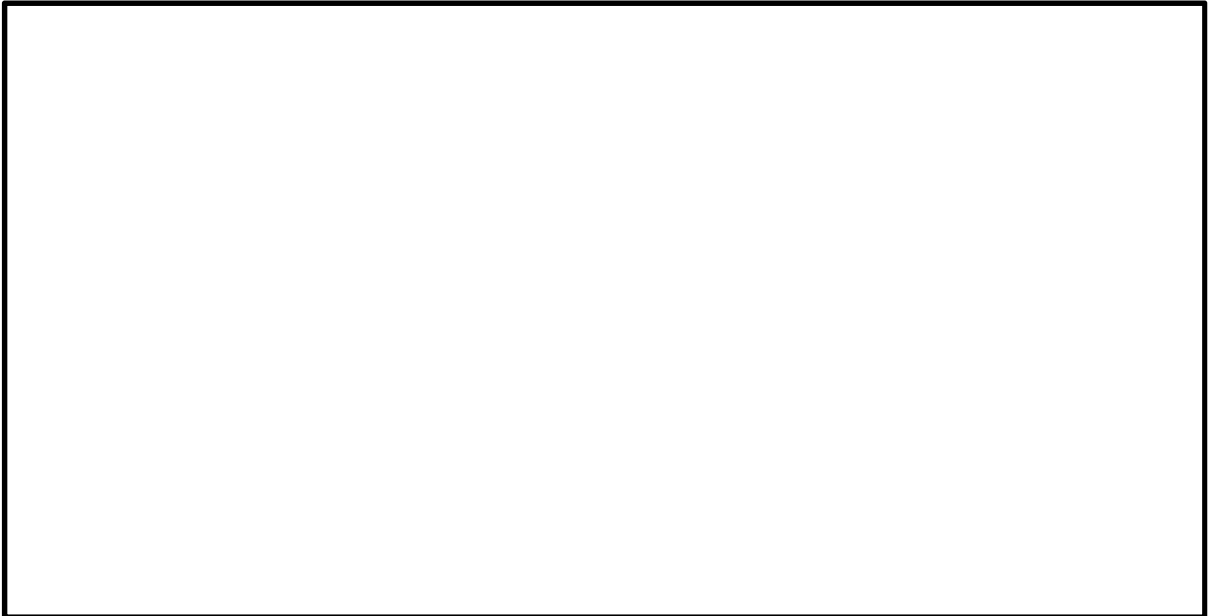


図 5.1.1-5 (52) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 (S_s-31 (H-, V+))

- ・検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

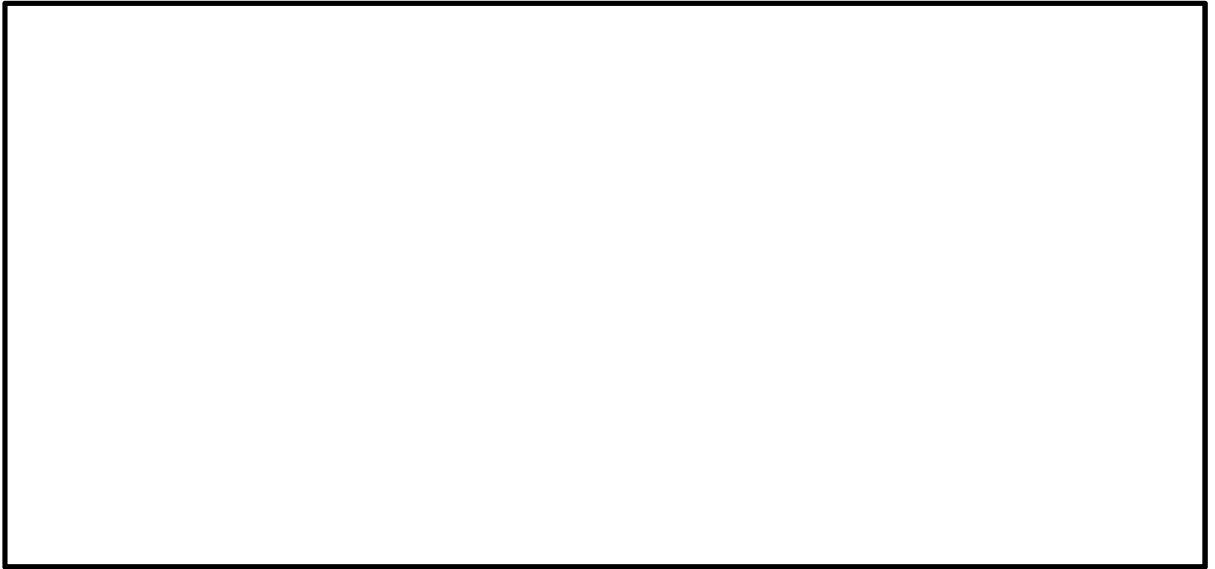


図 5.1.1-5 (53) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-31 (H-, V+))

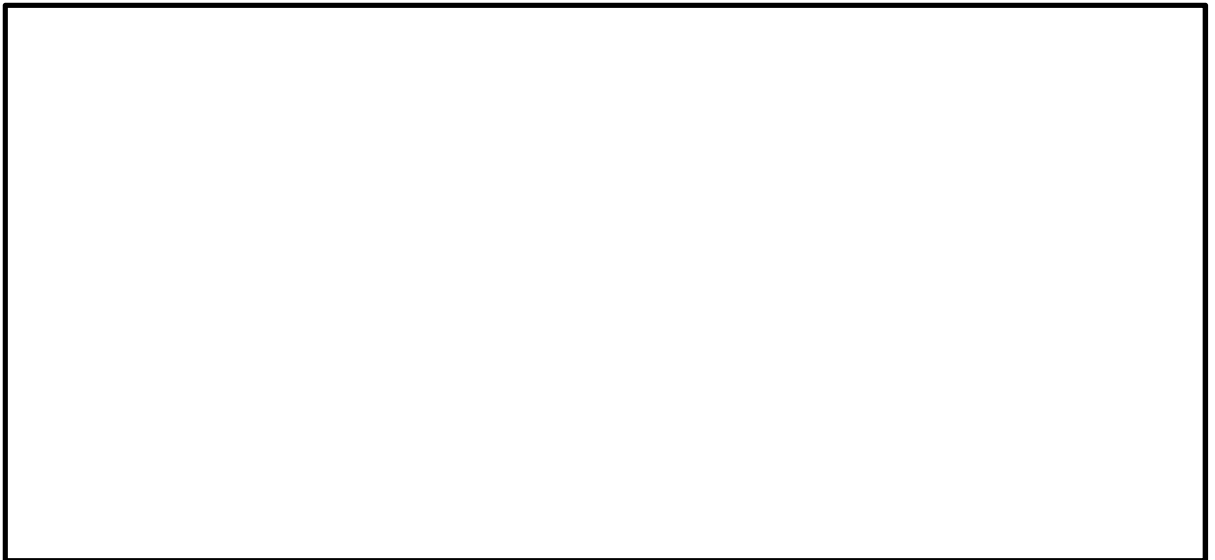


図 5.1.1-5 (54) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 (S_s-31 (H-, V+))

- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

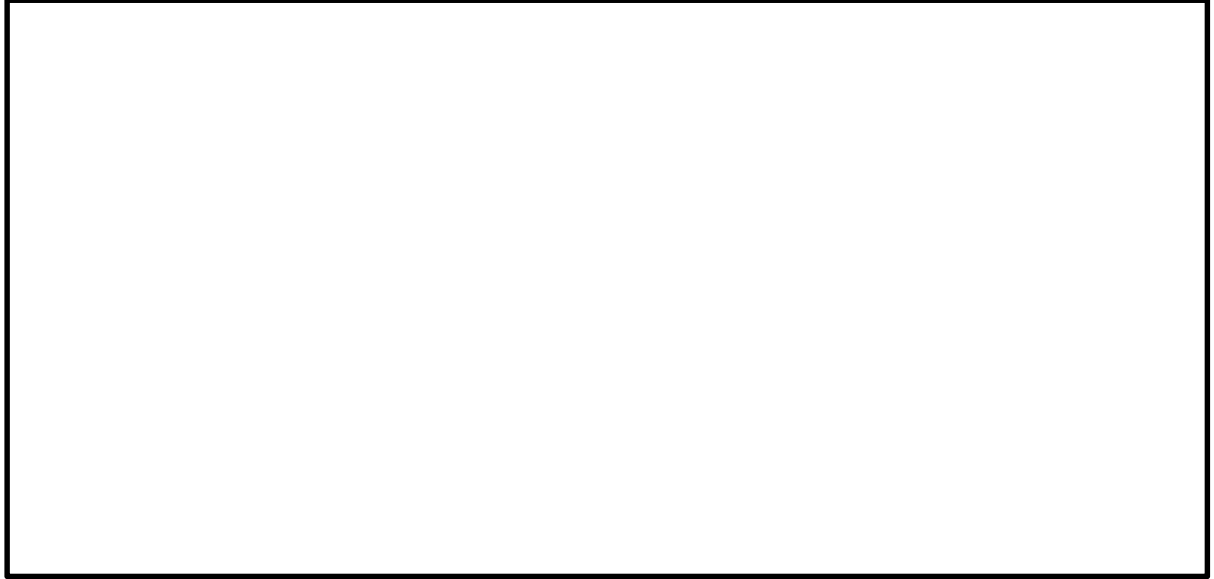


図 5.1.1-5 (55) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 (H+, V-)$)

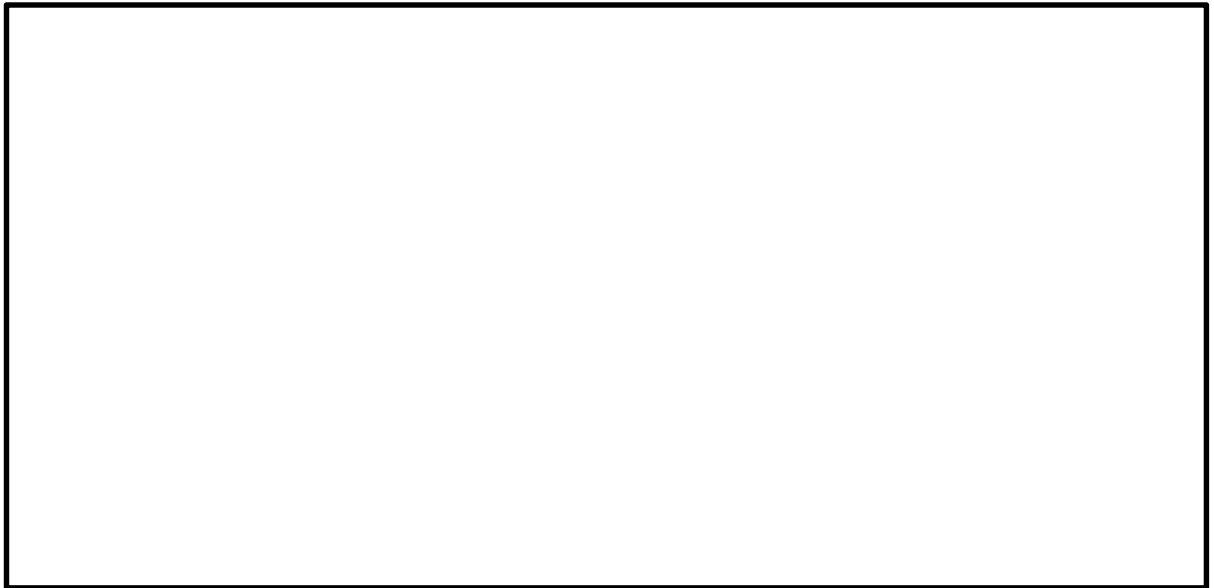


図 5.1.1-5 (56) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s-D1 (H+, V-)$)

(3) 過剰間隙水圧比分布図

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース



図 5.1.1-6 (1) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H+, V+)$)



図 5.1.1-6 (2) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H+, V-)$)



図 5.1.1-6 (3) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H-, V+)$)

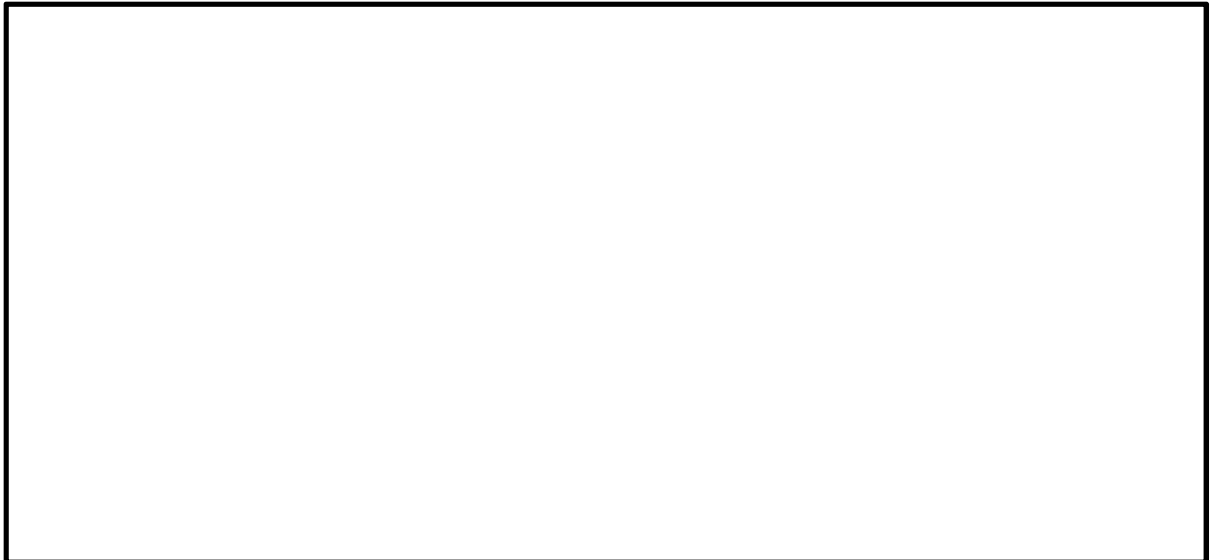


図 5.1.1-6 (4) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H-, V-)$)



図 5.1.1-6 (5) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)

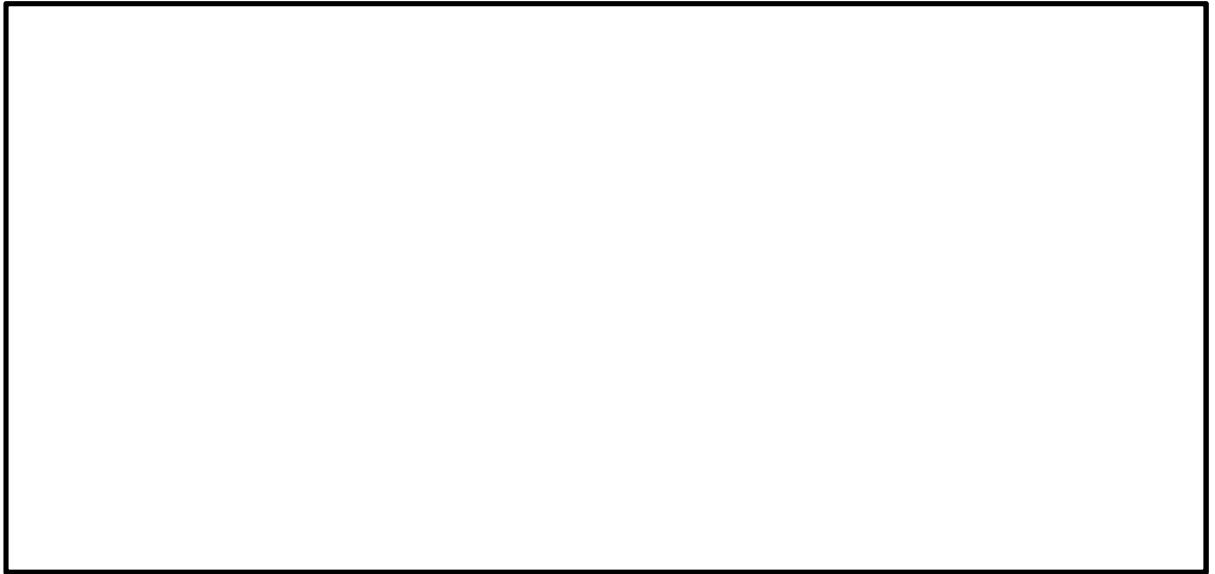


図 5.1.1-6 (6) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 12$)

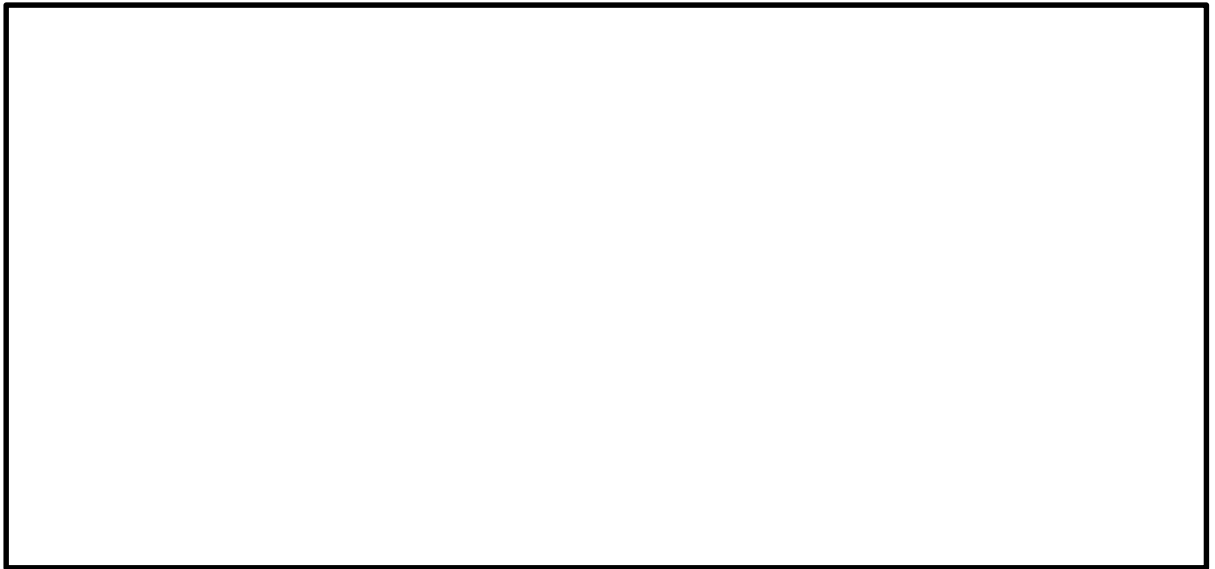


図 5.1.1-6 (7) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 13$)

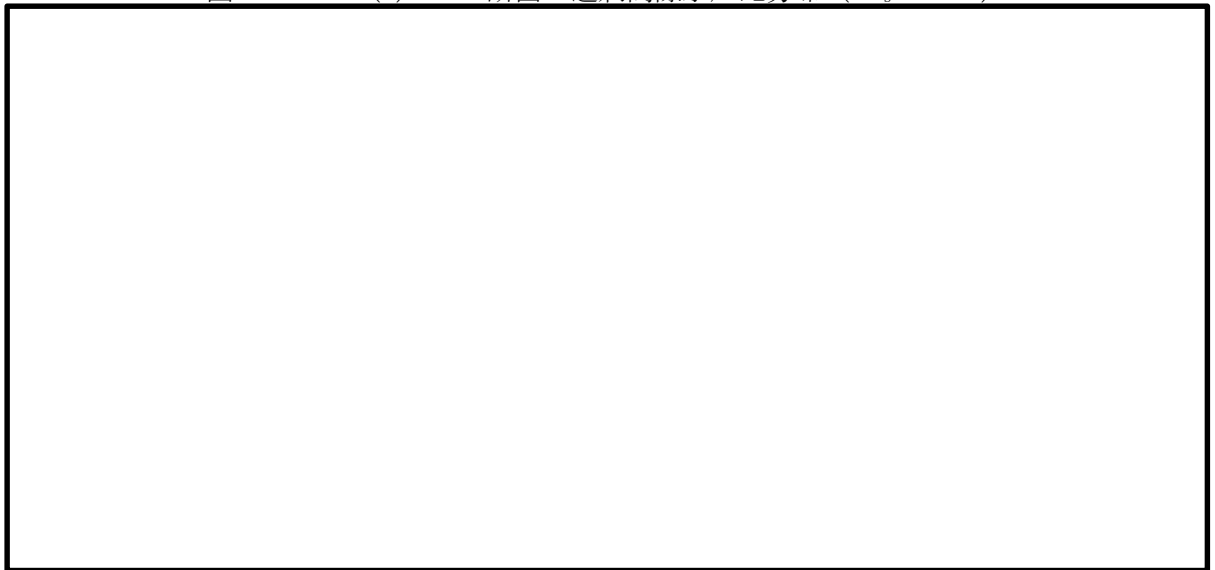


図 5.1.1-6 (8) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 14$)

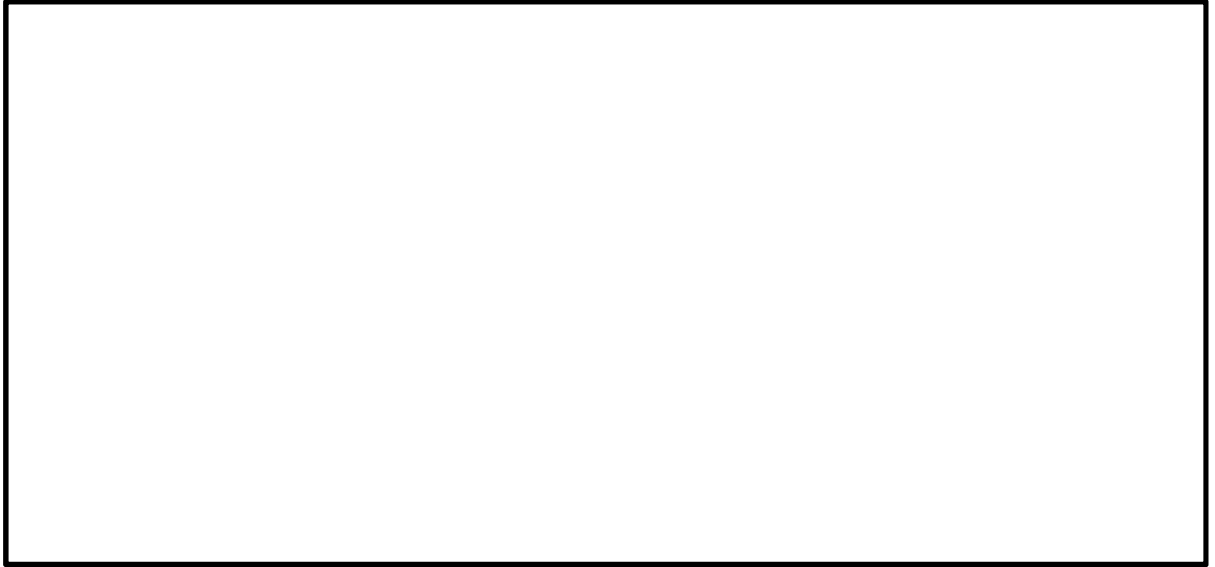


図 5.1.1-6 (9) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 1$)

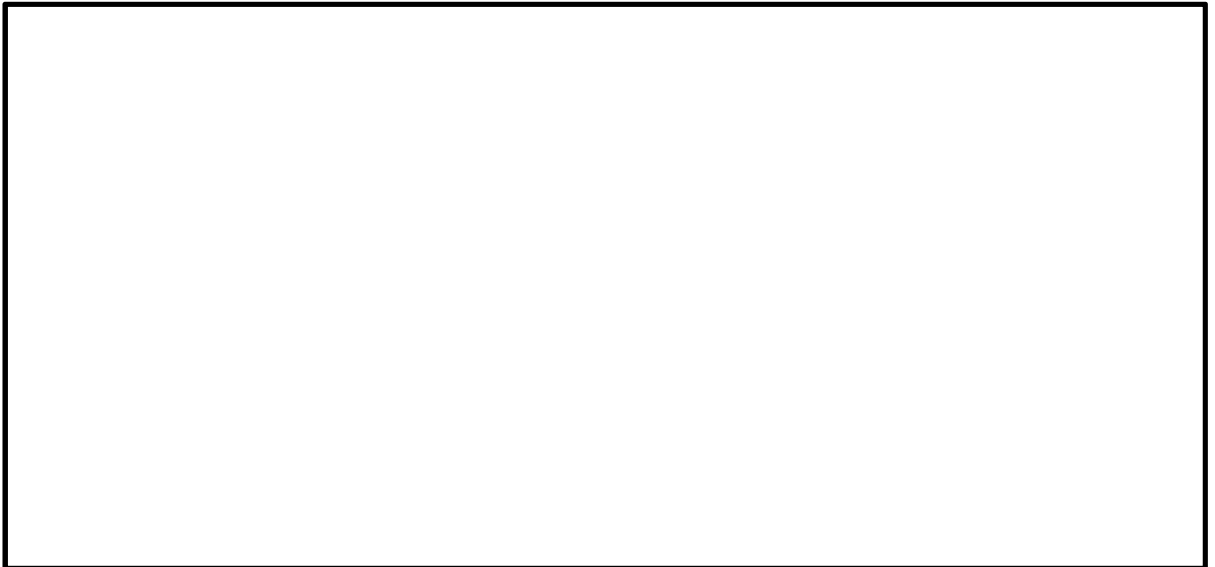


図 5.1.1-6 (10) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 2$)



図 5.1.1-6 (11) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 (H+, V+)$)

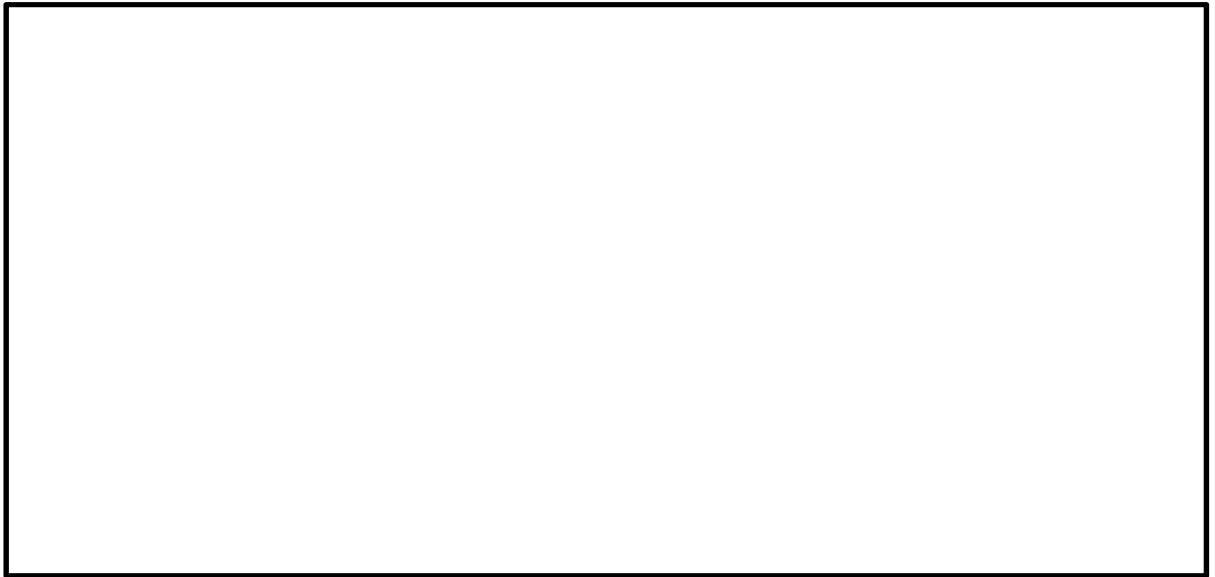


図 5.1.1-6 (12) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 31$ (H-, V+))

・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース



図 5.1.1-6 (13) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ (H+, V+))

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

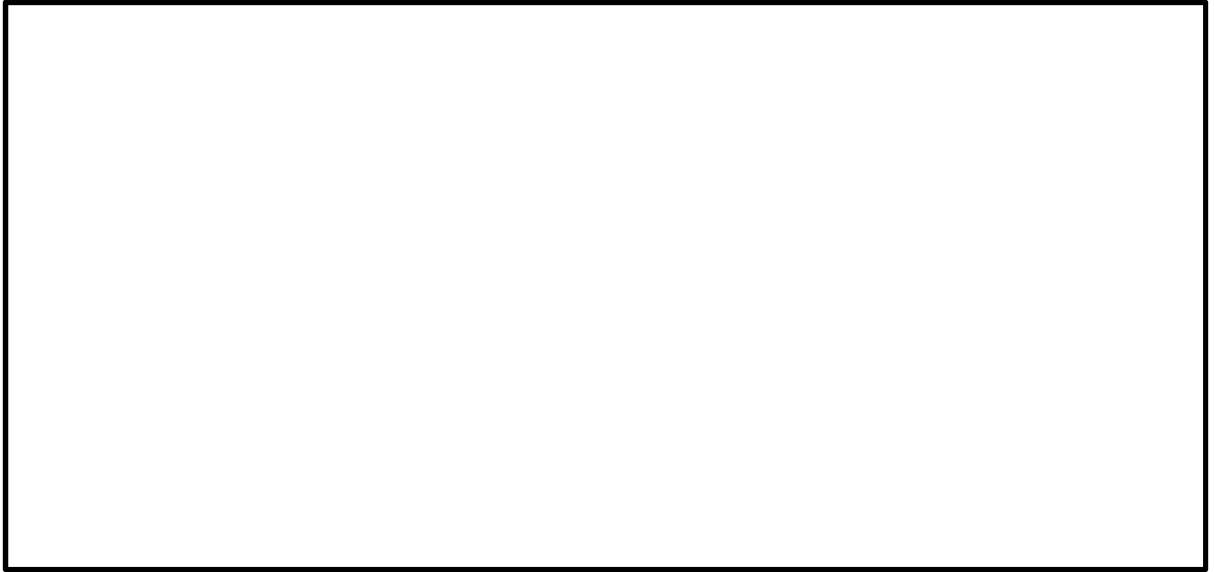


図 5.1.1-6 (14) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1 (H+, V+)$)

- ・検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

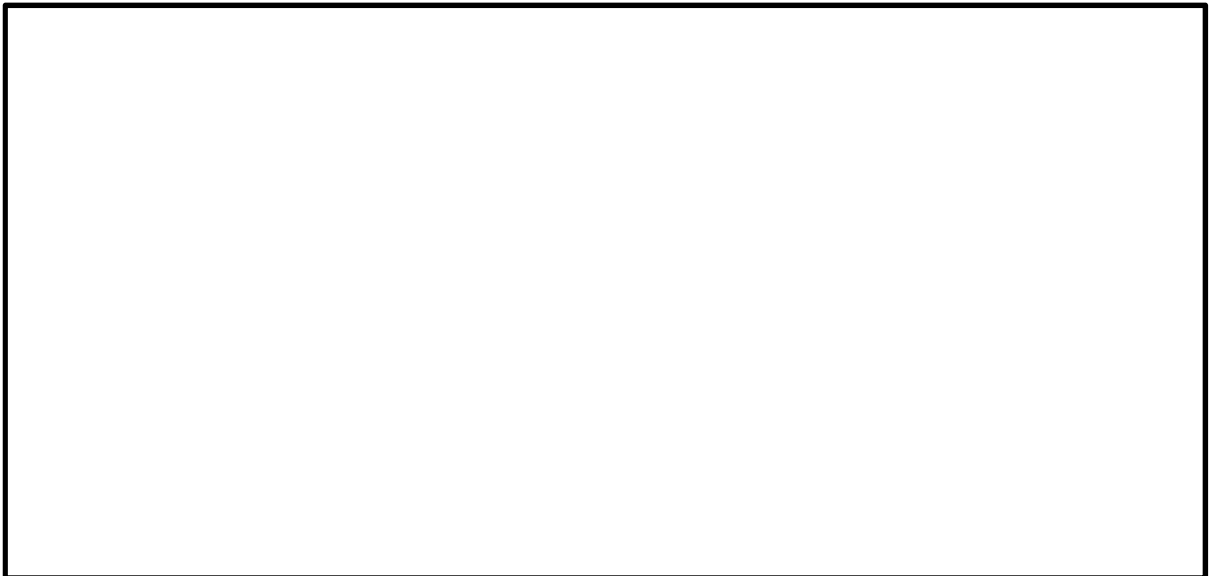


図 5.1.1-6 (15) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1 (H+, V+)$)

- ・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース

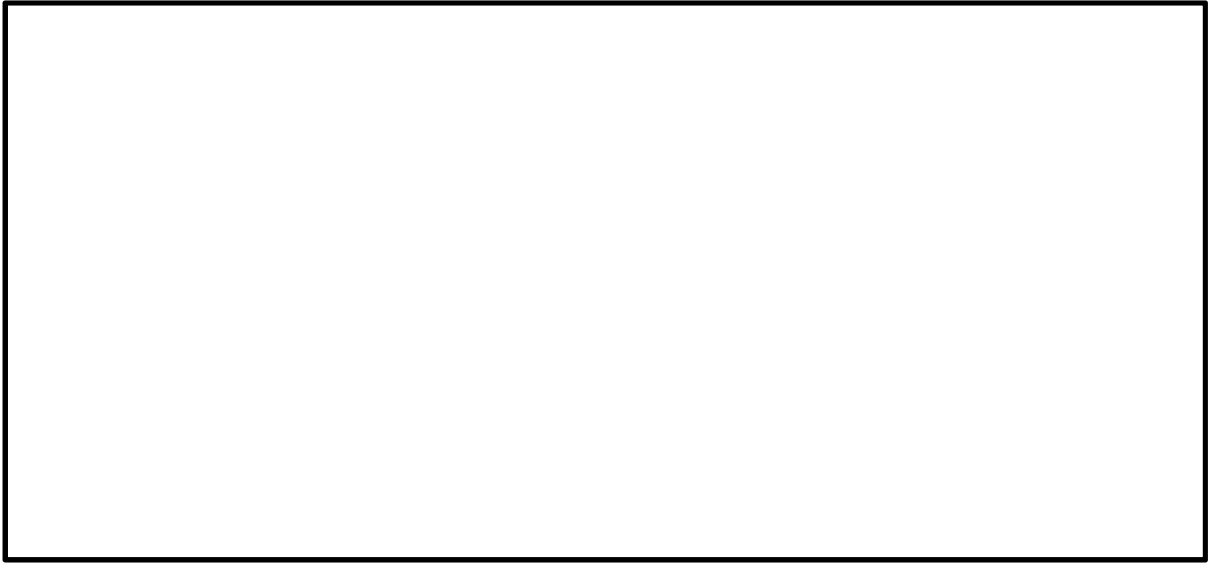


図 5.1.1-6 (16) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 31$ (H+, V+))

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース

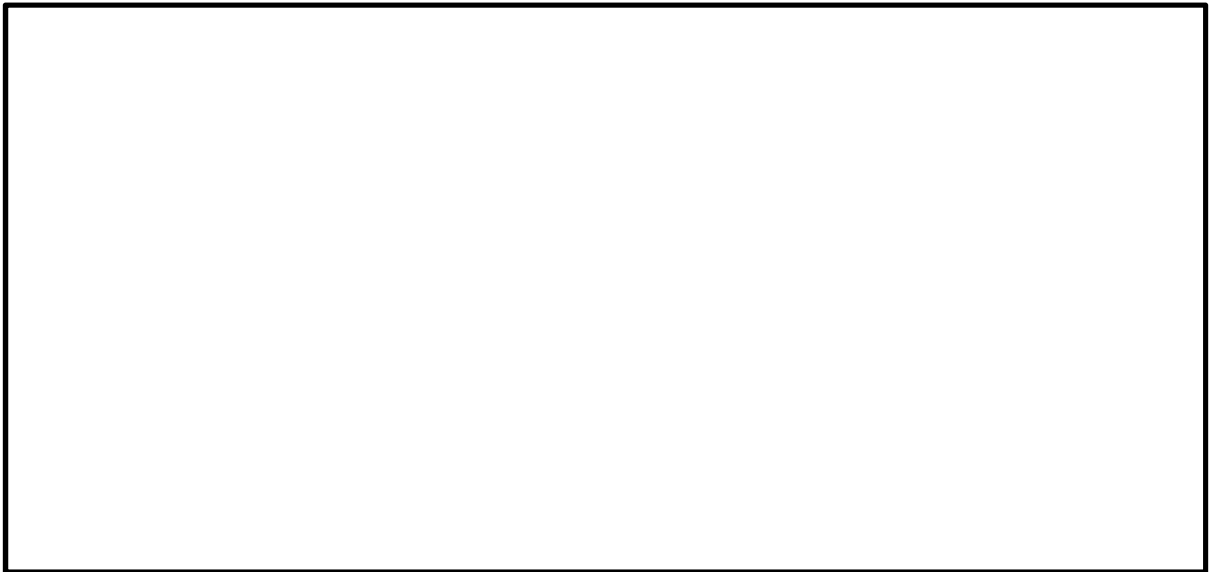


図 5.1.1-6 (17) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 31$ (H+, V+))

- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース



図 5.1.1-6 (18) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 31 (H+, V+)$)

- ・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

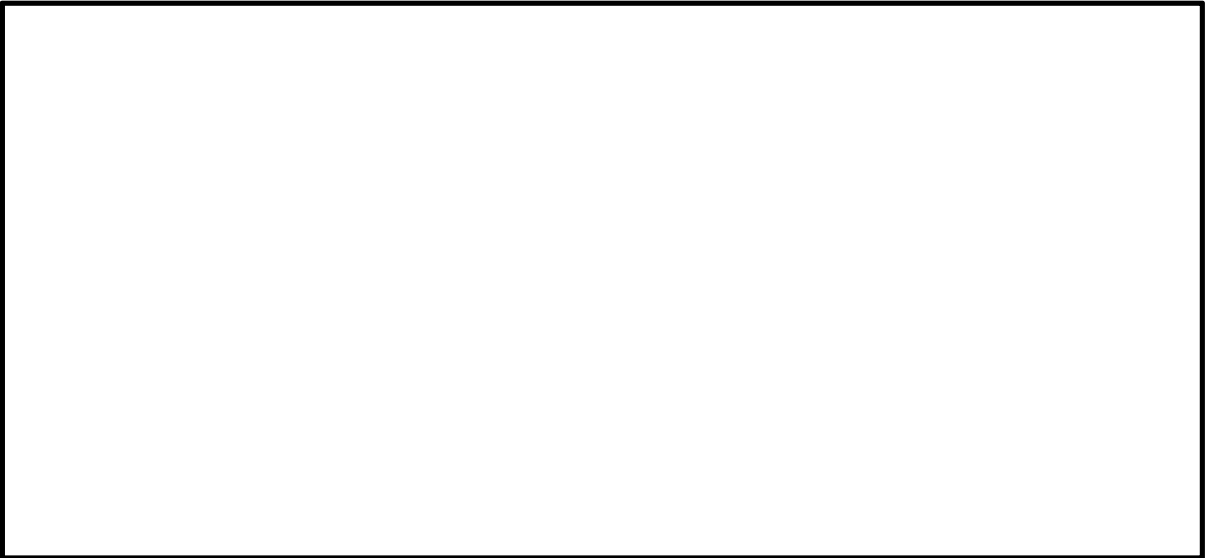


図 5.1.1-6 (19) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 31 (H-, V+)$)

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

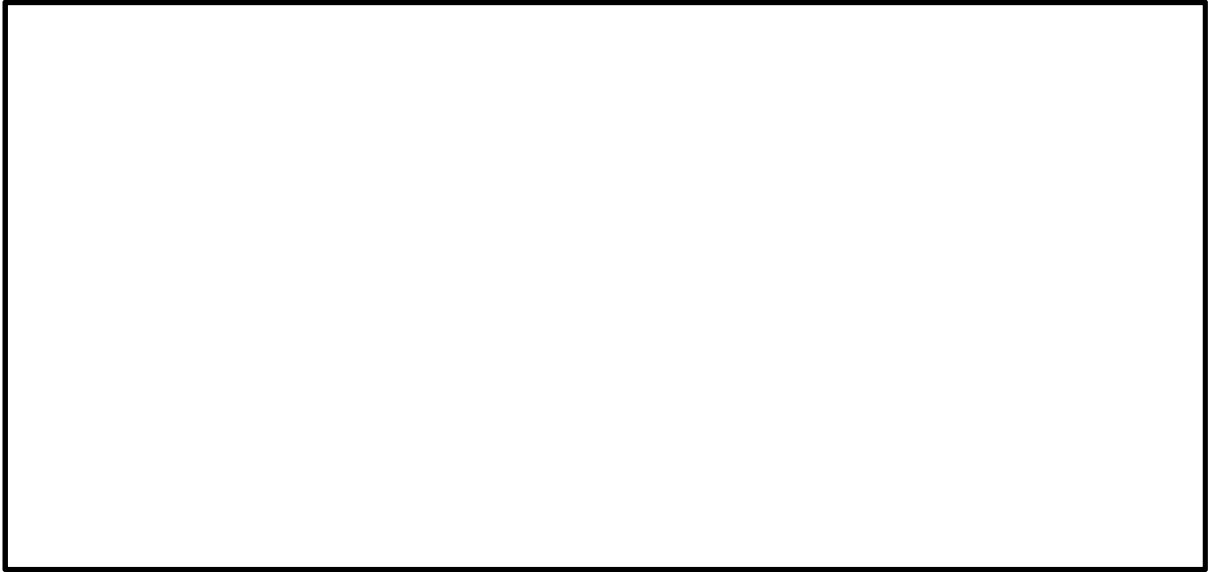


図 5.1.1-6 (20) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 31$ (H-, V+))

- ・検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

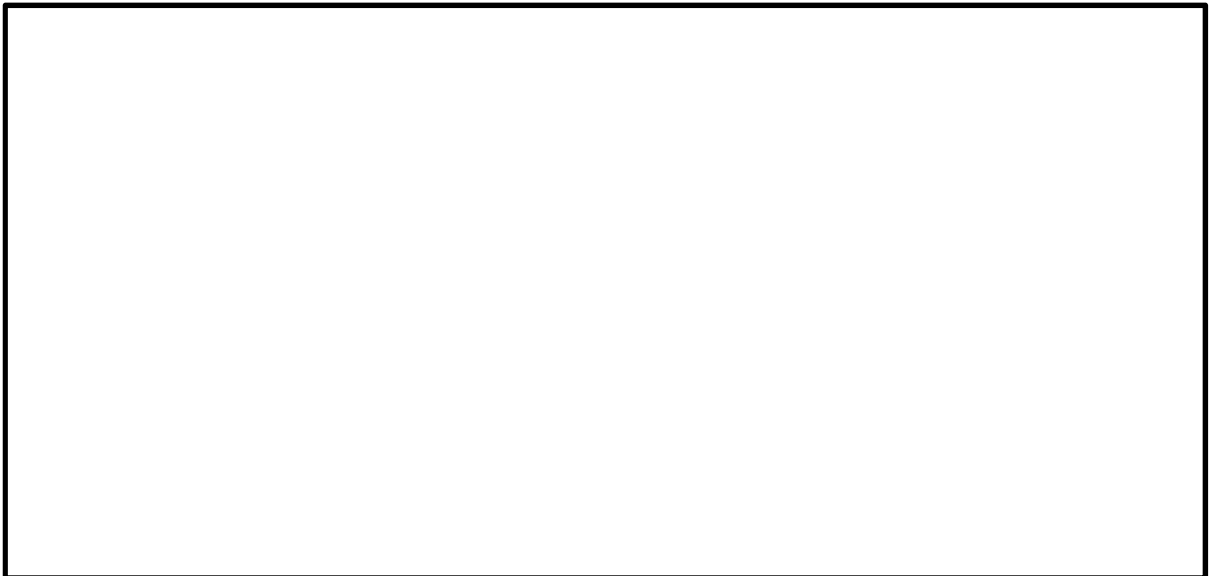


図 5.1.1-6 (21) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 31$ (H-, V+))

- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース



図 5.1.1-6 (22) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H+, V-)$)

(4) 最大加速度分布図

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース



図 5.1.1-7 (1) I-2 断面の最大加速度分布 (S_s - D 1 (H+, V+))

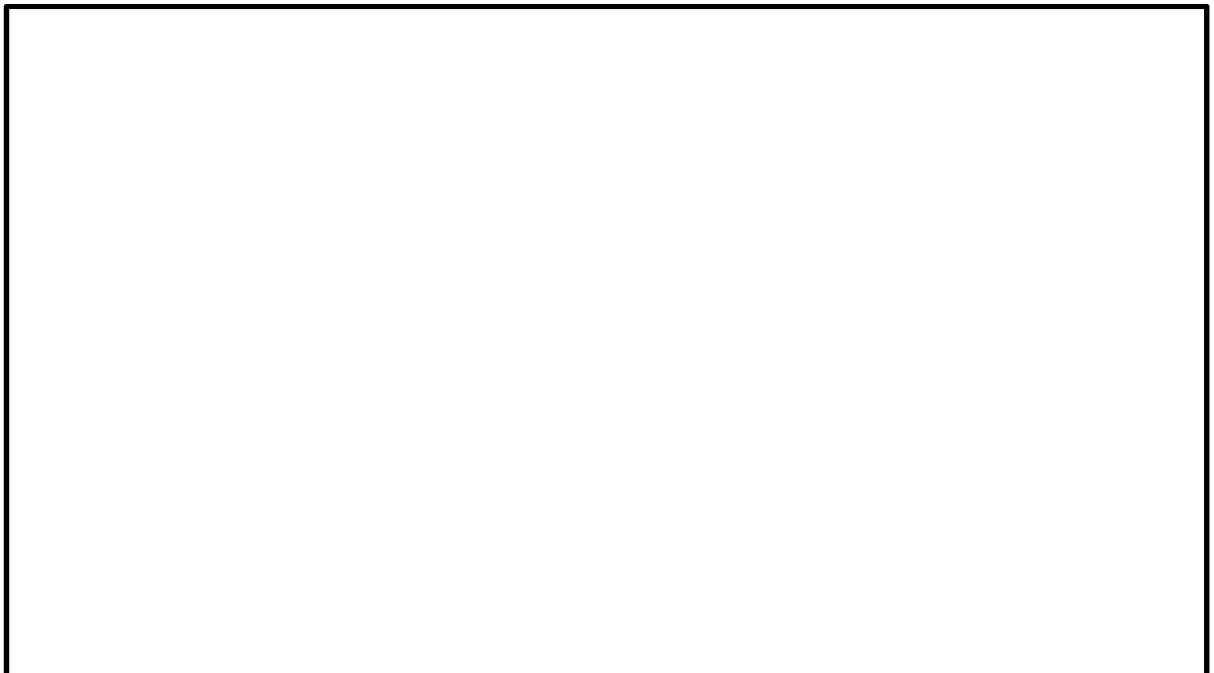


図 5.1.1-7 (2) I-2 断面の最大加速度分布 (S_s - D 1 (H+, V-))

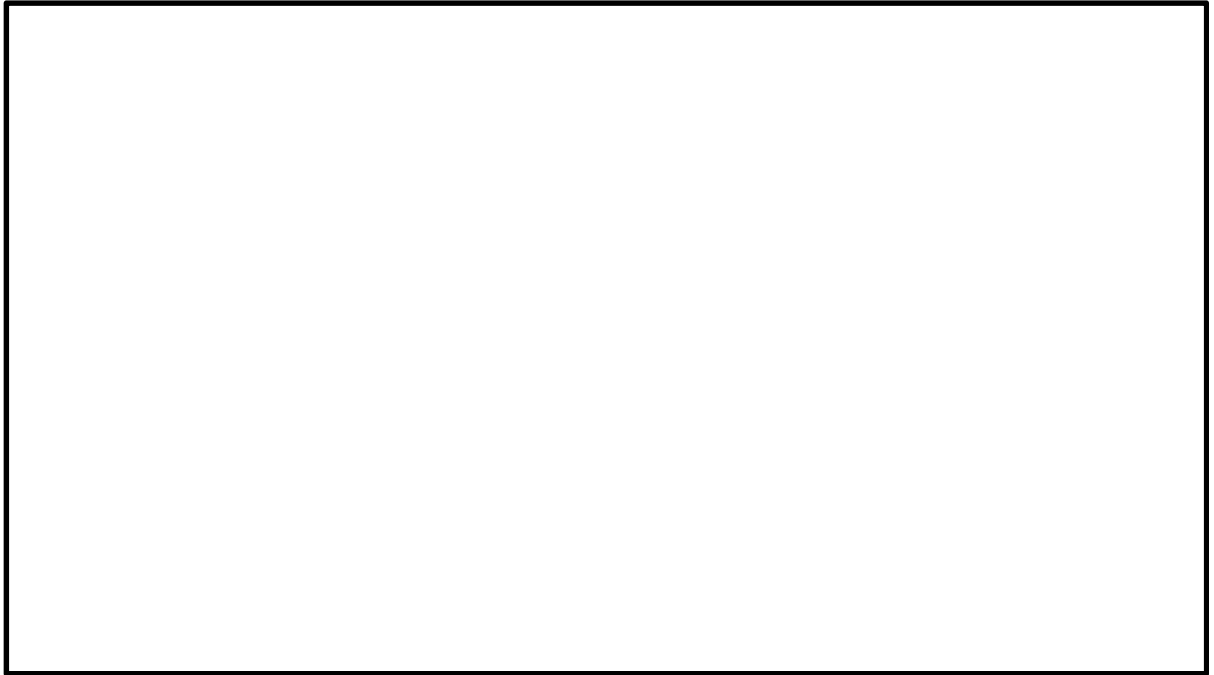


図 5.1.1-7 (3) I-2 断面の最大加速度分布 ($S_s - D 1 (H-, V+)$)



図 5.1.1-7 (4) I-2 断面の最大加速度分布 ($S_s - D 1 (H-, V-)$)

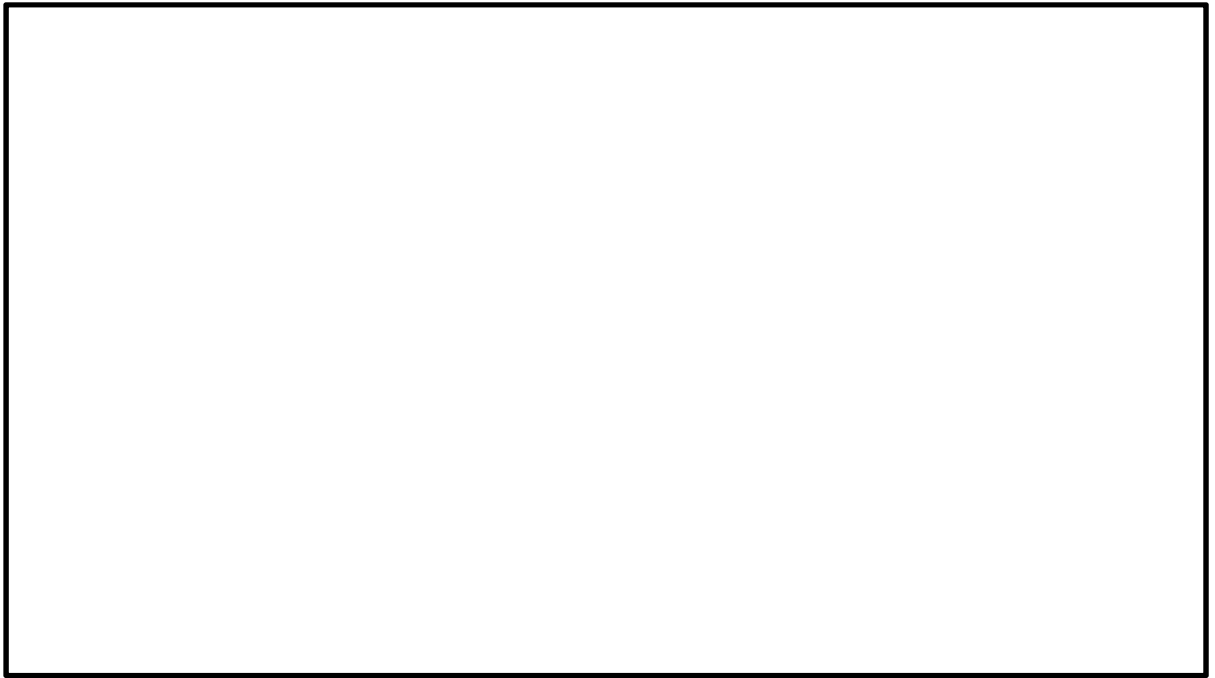


図 5.1.1-7 (5) I-2 断面の最大加速度分布 ($S_s - 1 1$)

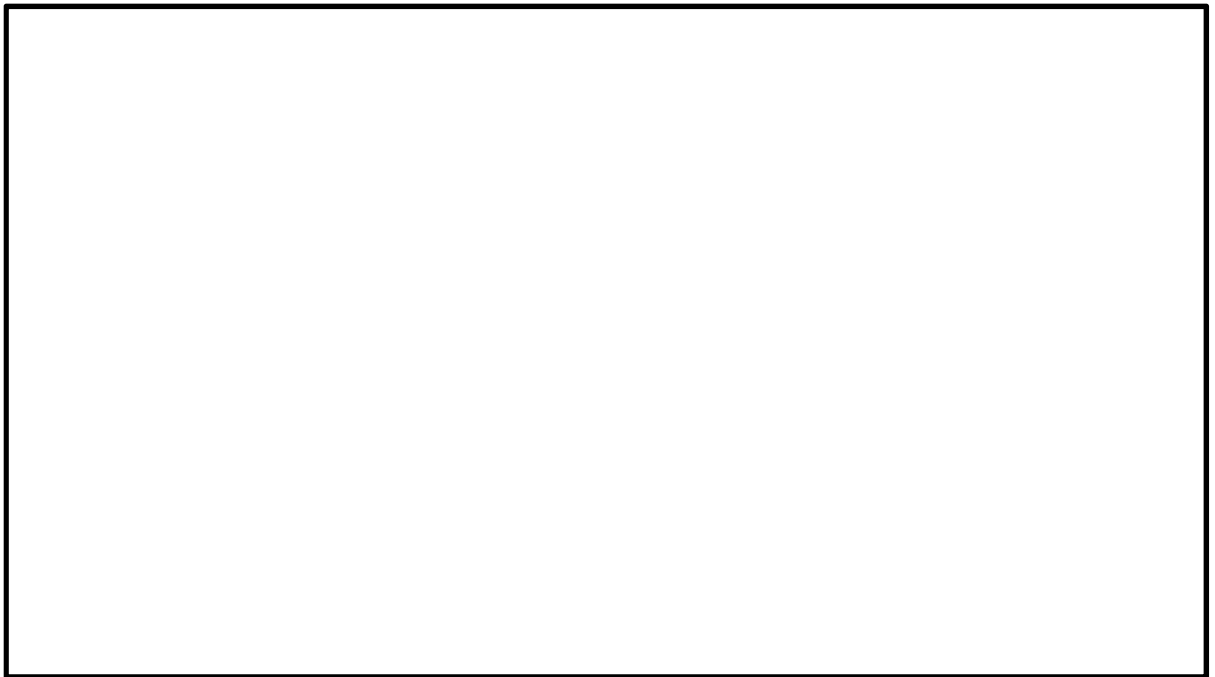


図 5.1.1-7 (6) I-2 断面の最大加速度分布 ($S_s - 1 2$)

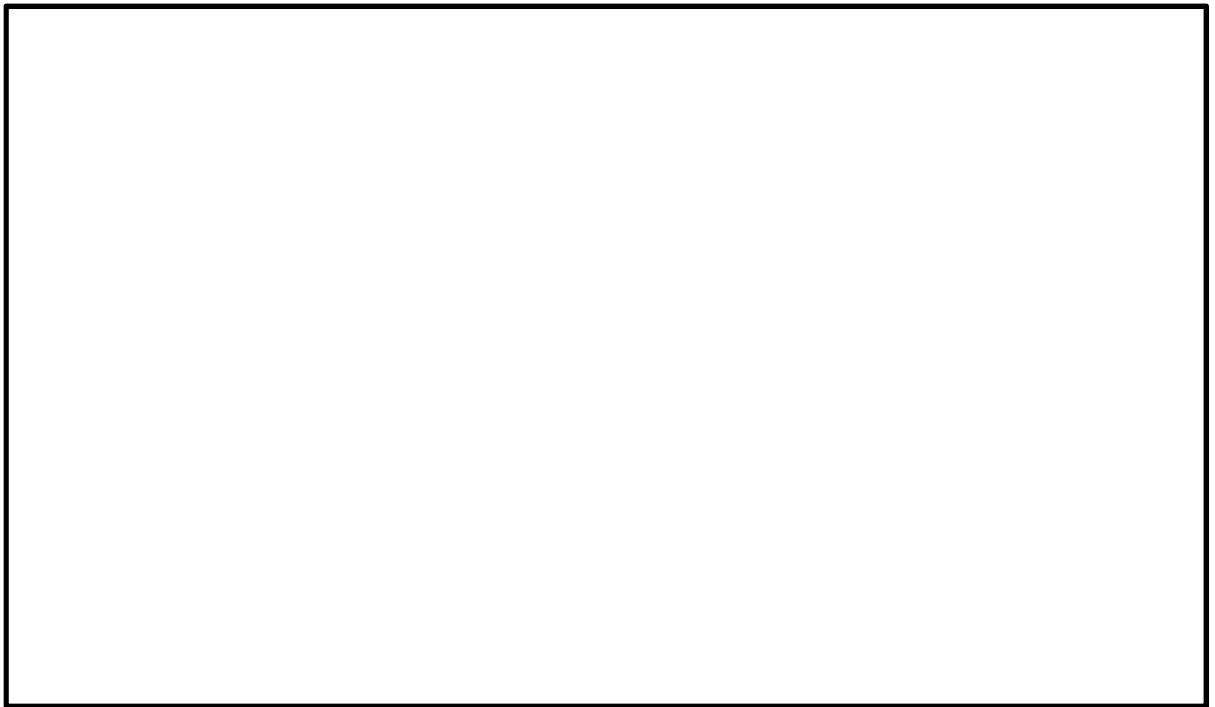


図 5.1.1-7 (7) I-2 断面の最大加速度分布 (S_s-13)

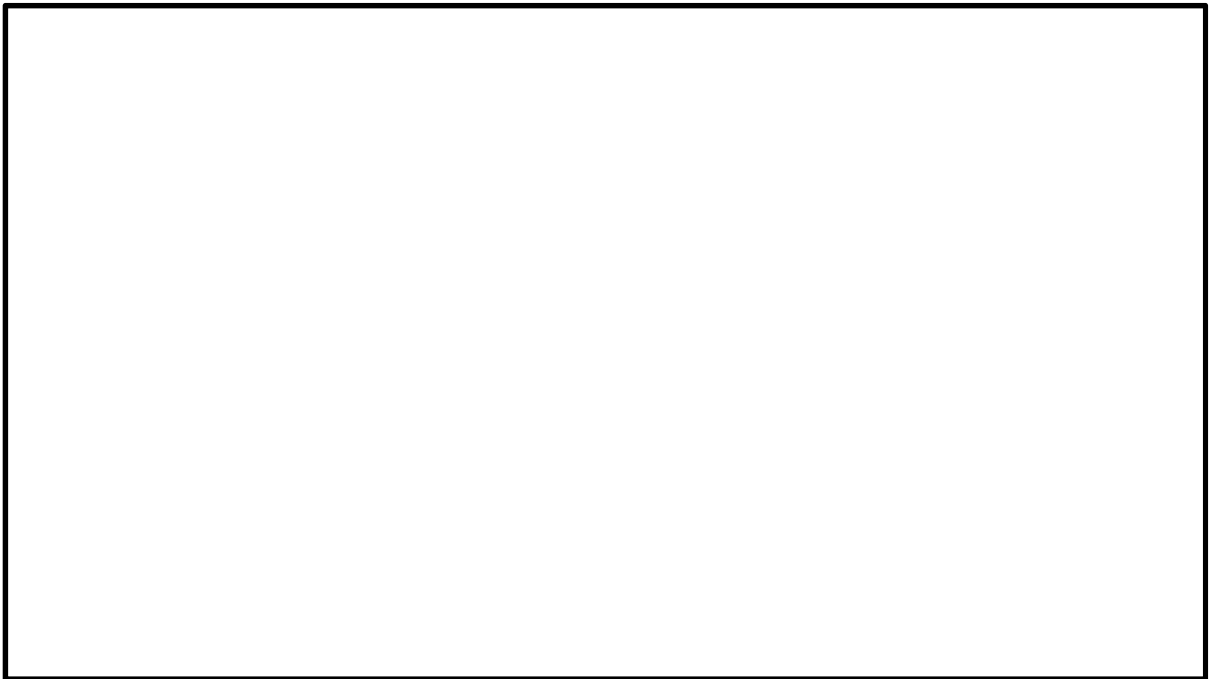


図 5.1.1-7 (8) I-2 断面の最大加速度分布 (S_s-14)

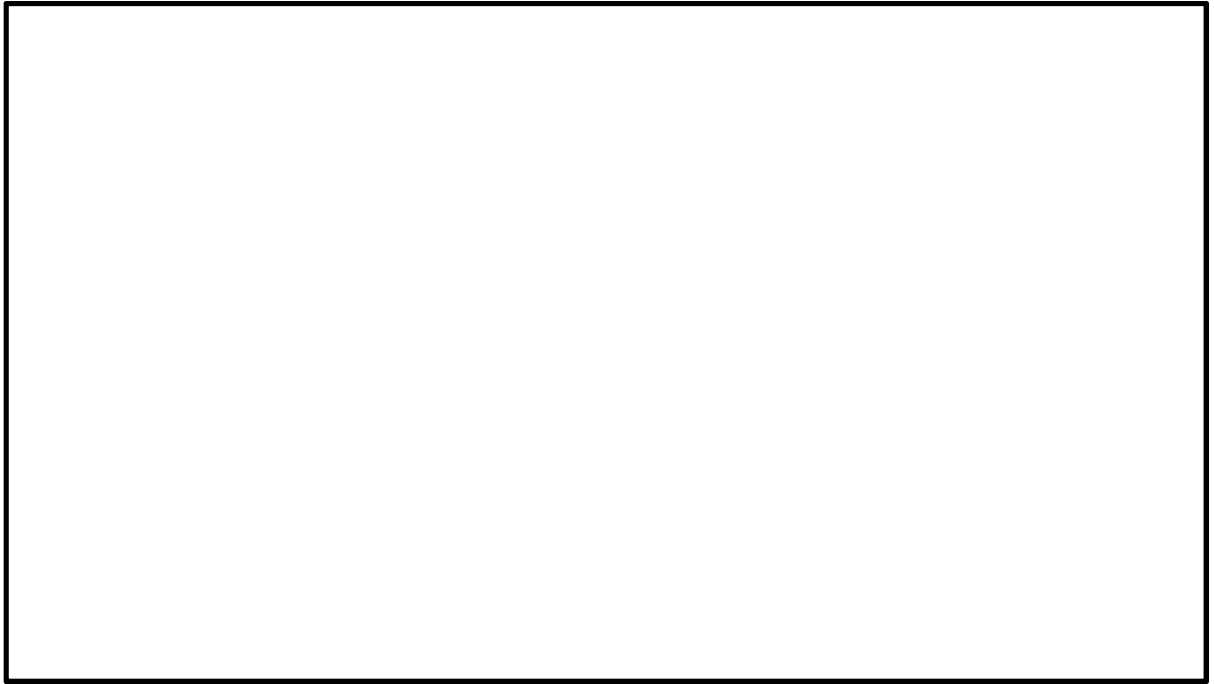


図 5.1.1-7 (9) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 21$)

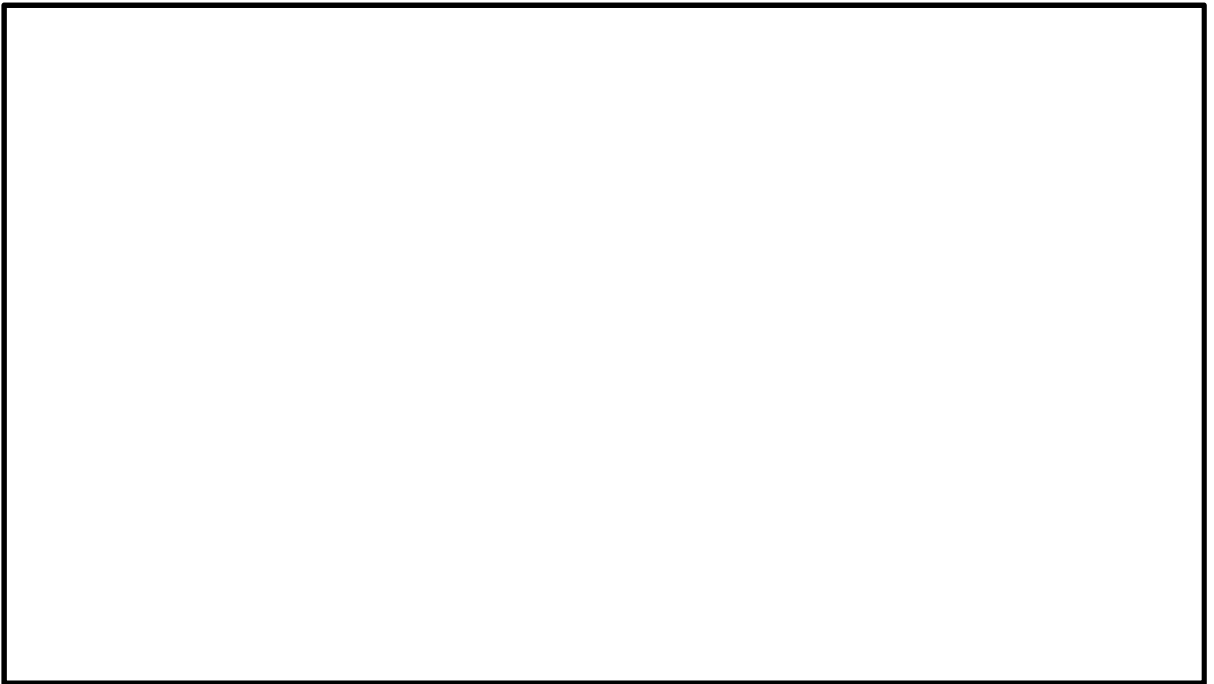


図 5.1.1-7 (10) I-2 断面の最大加速度分布 ($S_s - 22$)

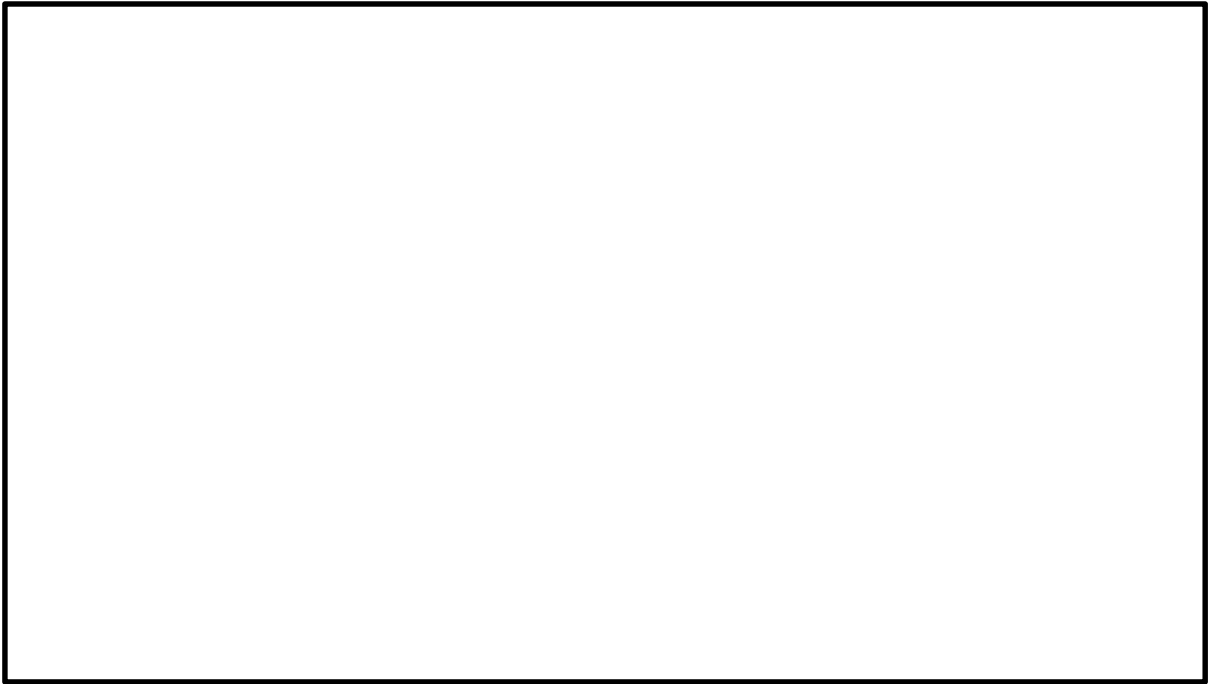


図 5.1.1-7 (11) I-2 断面の最大加速度分布 ($S_s - 3.1$ (H+, V+))

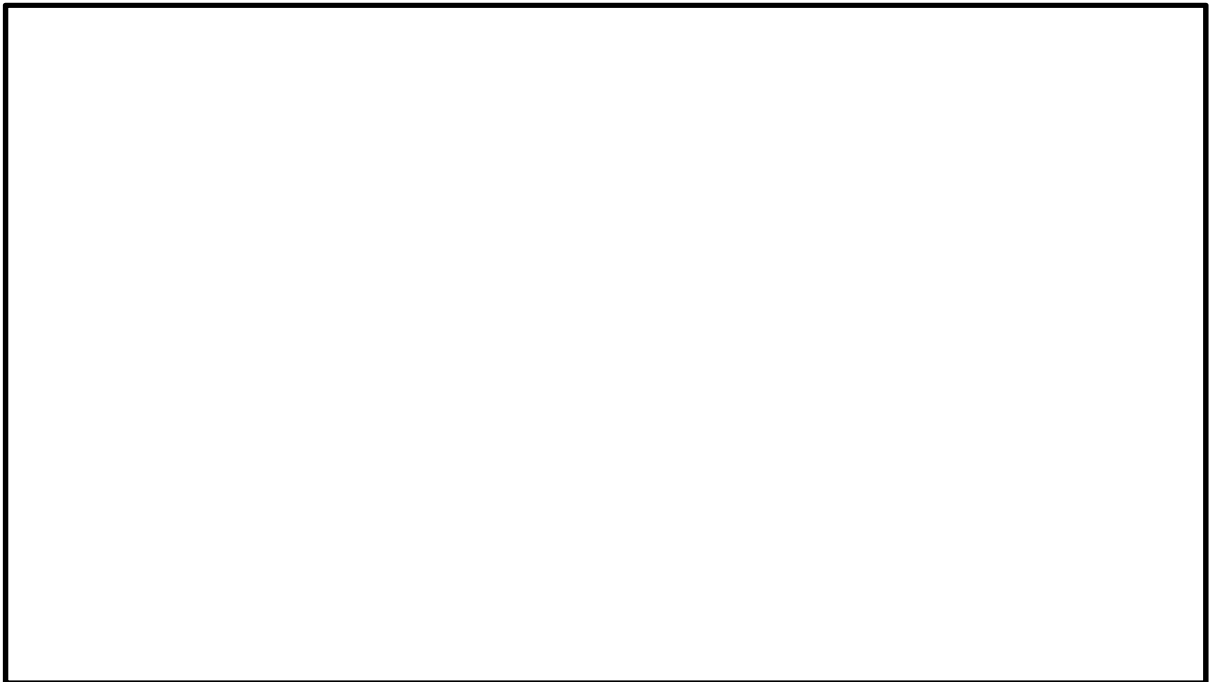


図 5.1.1-7 (12) I-2 断面の最大加速度分布 ($S_s - 3.1$ (H-, V+))

- ・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース

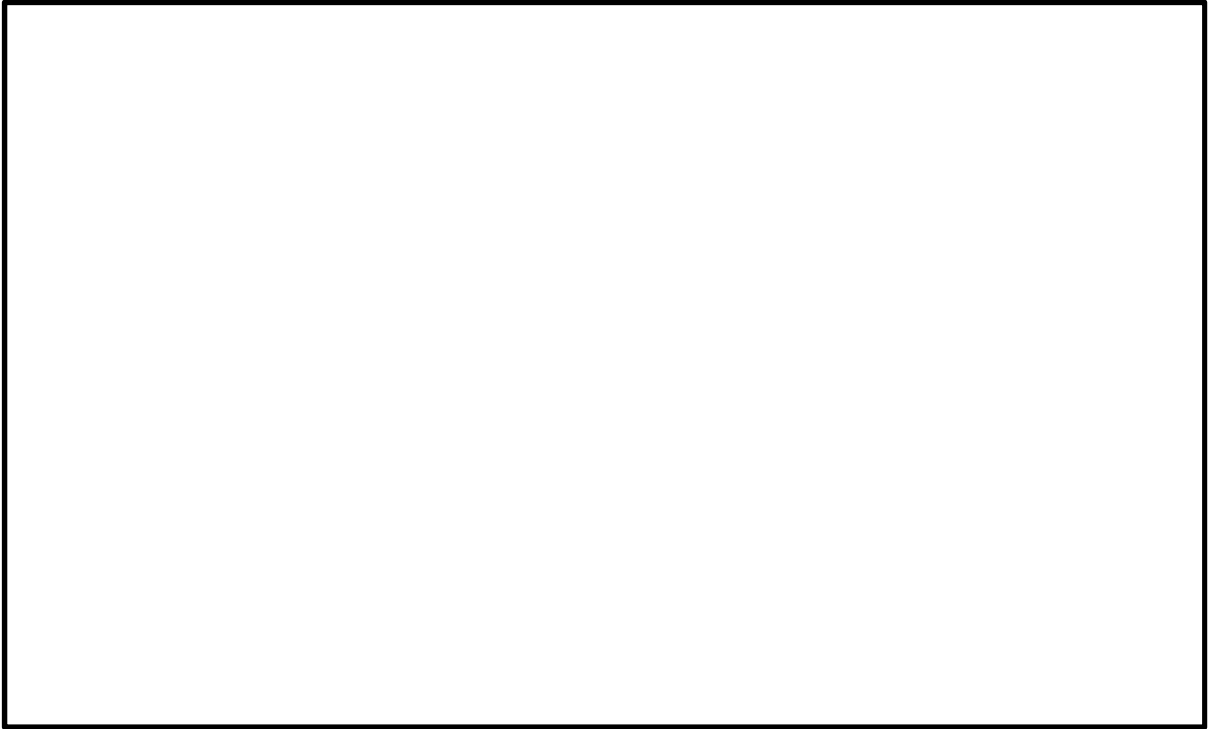


図 5.1.1-7 (13) I-2 断面の最大加速度分布（ S_s-D1 （H+, V+））

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース

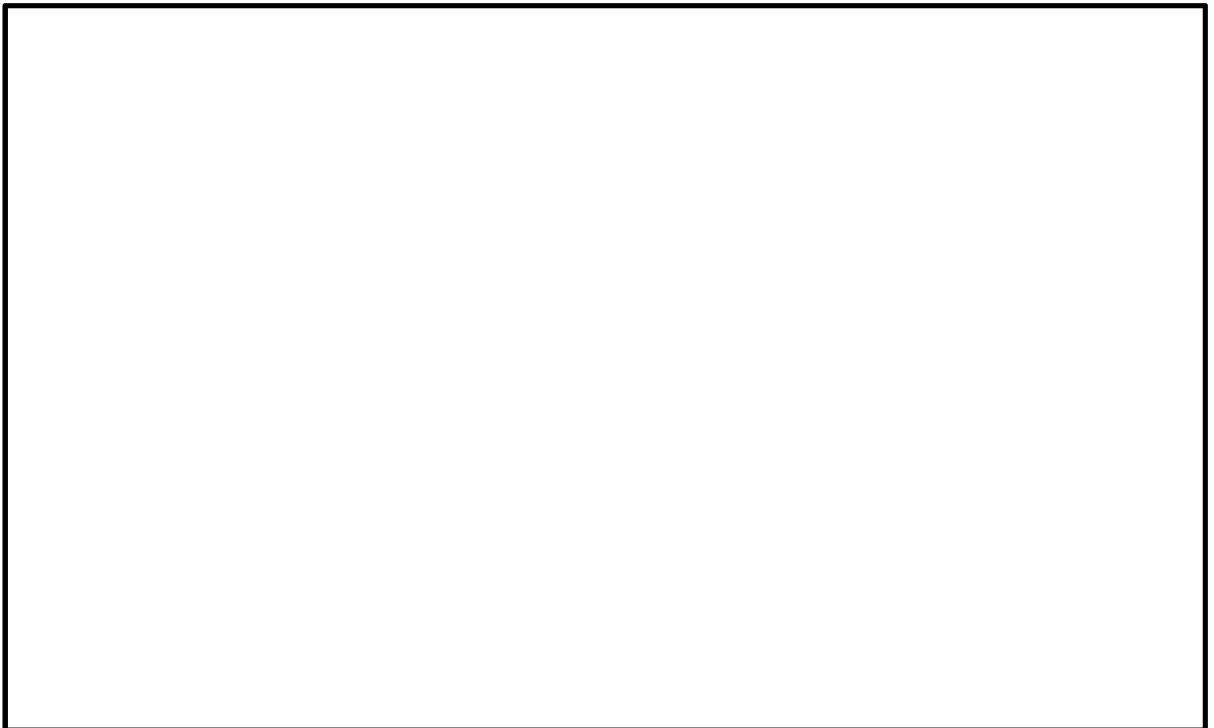


図 5.1.1-7 (14) I-2 断面の最大加速度分布（ S_s-D1 （H+, V+））

- ・検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

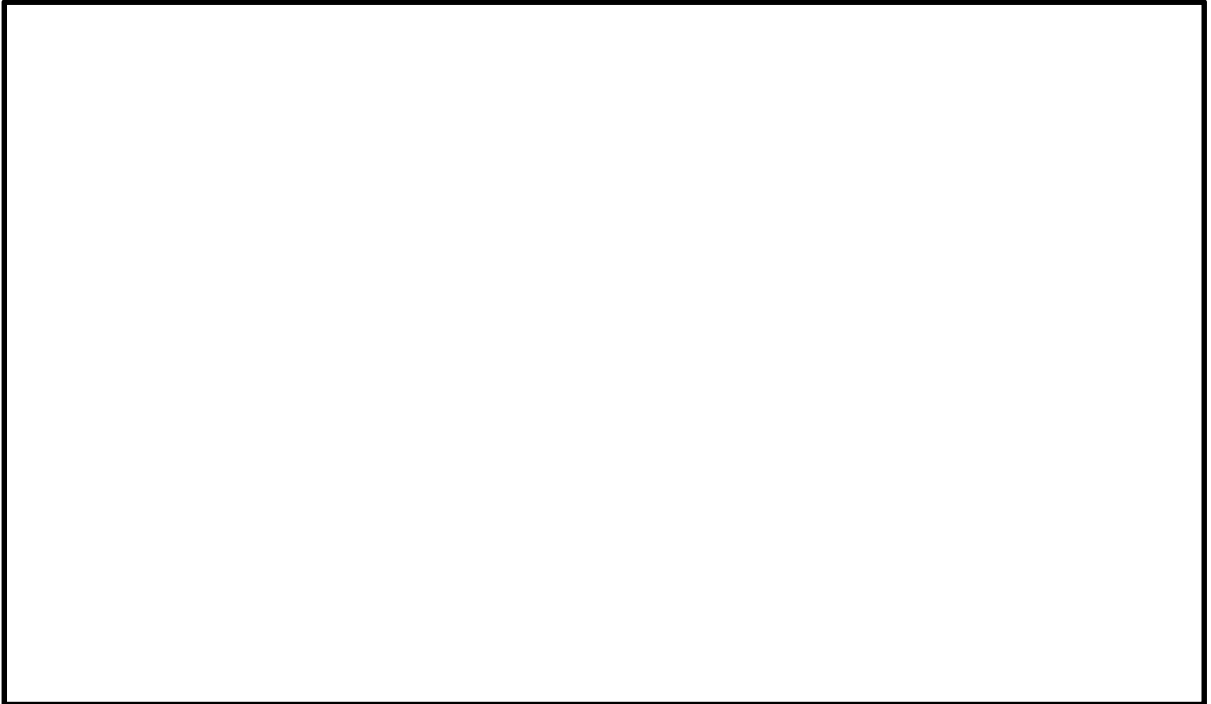


図 5.1.1-7 (15) I-2 断面の最大加速度分布 ($S_s-D1 (H+, V+)$)

- ・検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

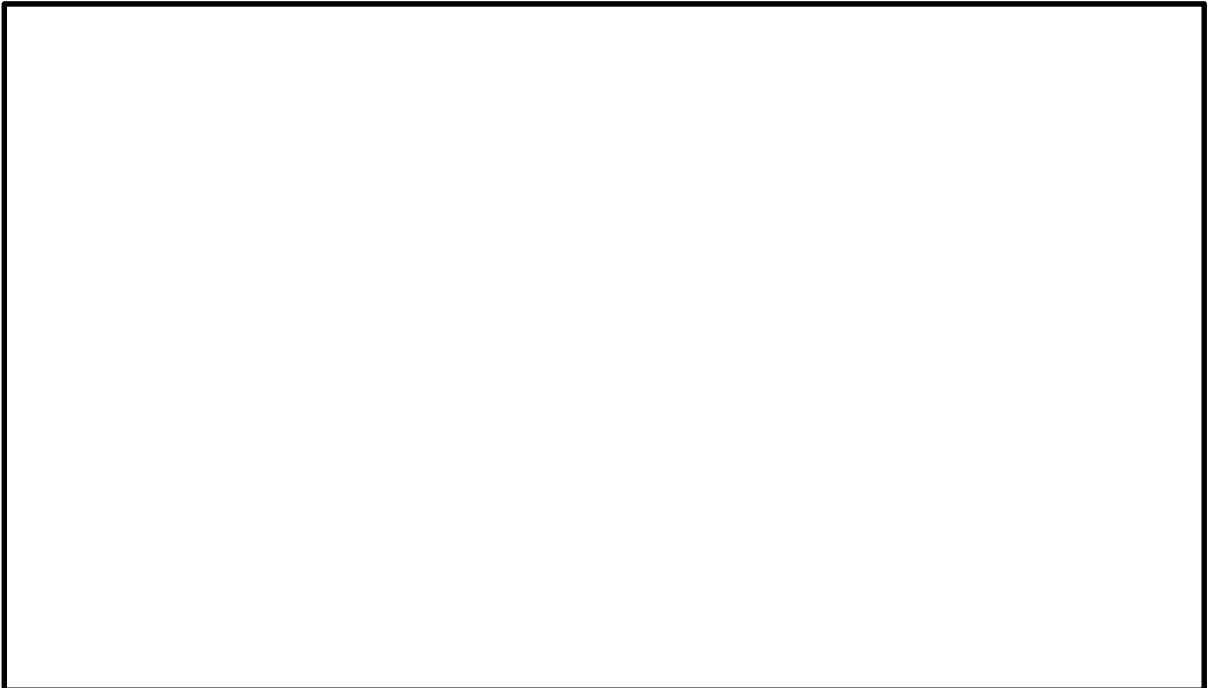


図 5.1.1-7 (16) I-2 断面の最大加速度分布 ($S_s-D1 (H+, V+)$)

- ・検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

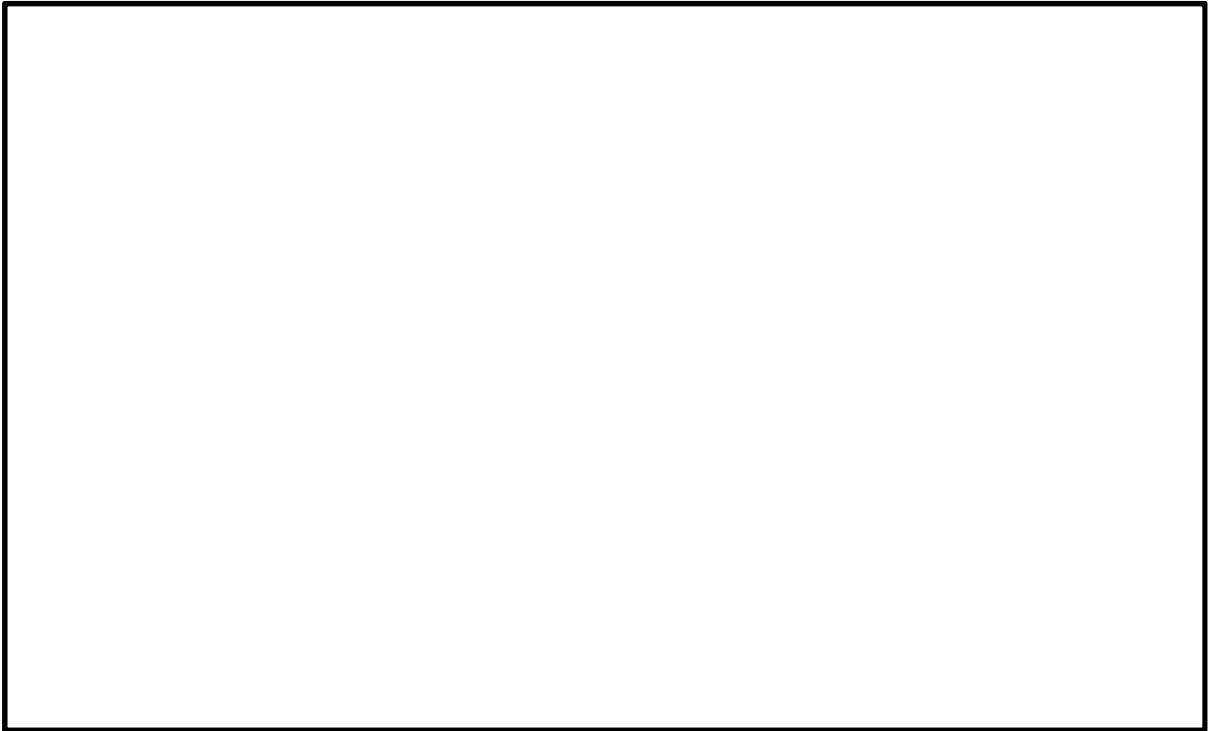


図 5.1.1-7 (17) I-2 断面の最大加速度分布（ $S_s - D1$ （H+, V+））

- ・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース

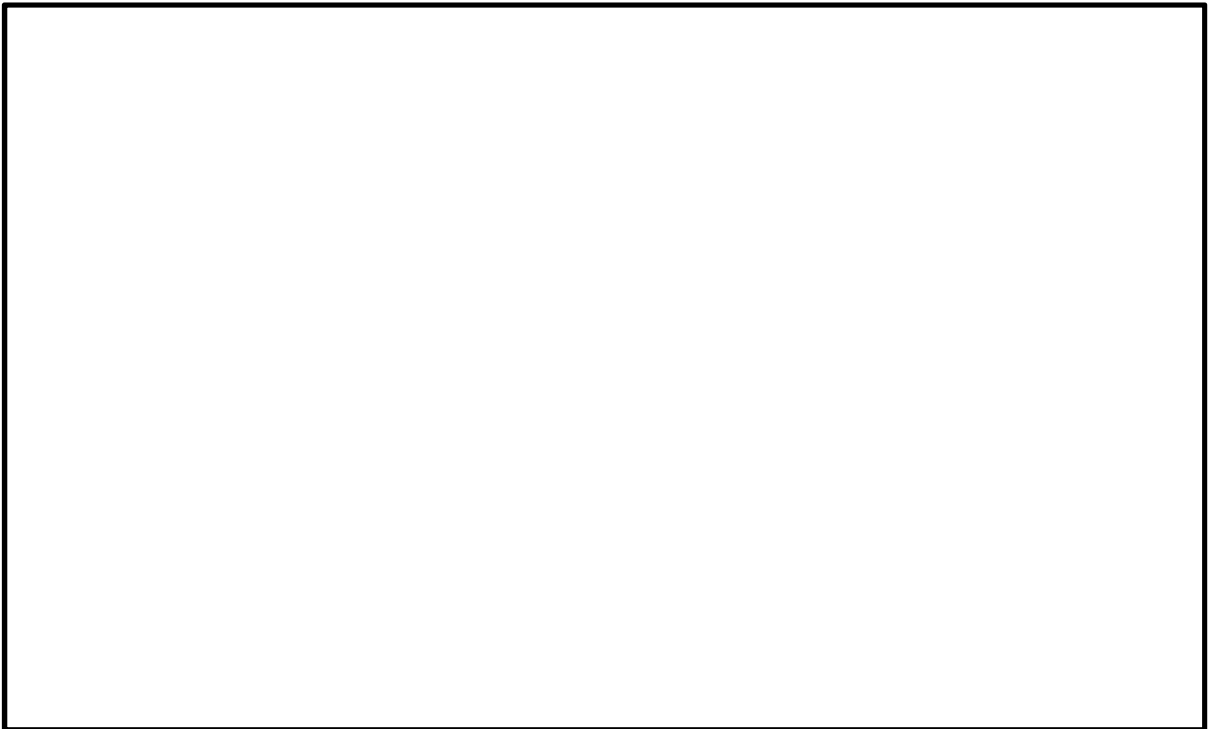


図 5.1.1-7 (18) I-2 断面の最大加速度分布（ $S_s - 31$ （H+, V+））

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

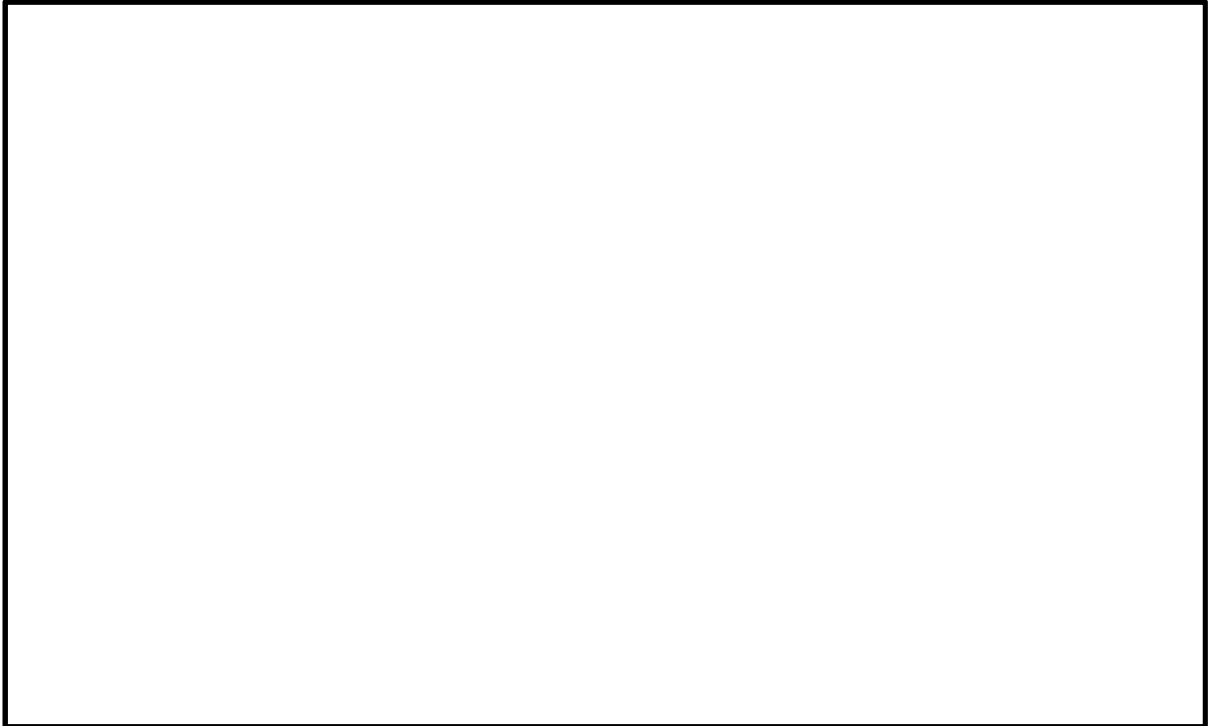


図 5.1.1-7 (19) I-2 断面の最大加速度分布 ($S_s - 3.1$ (H+, V+))

- ・検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

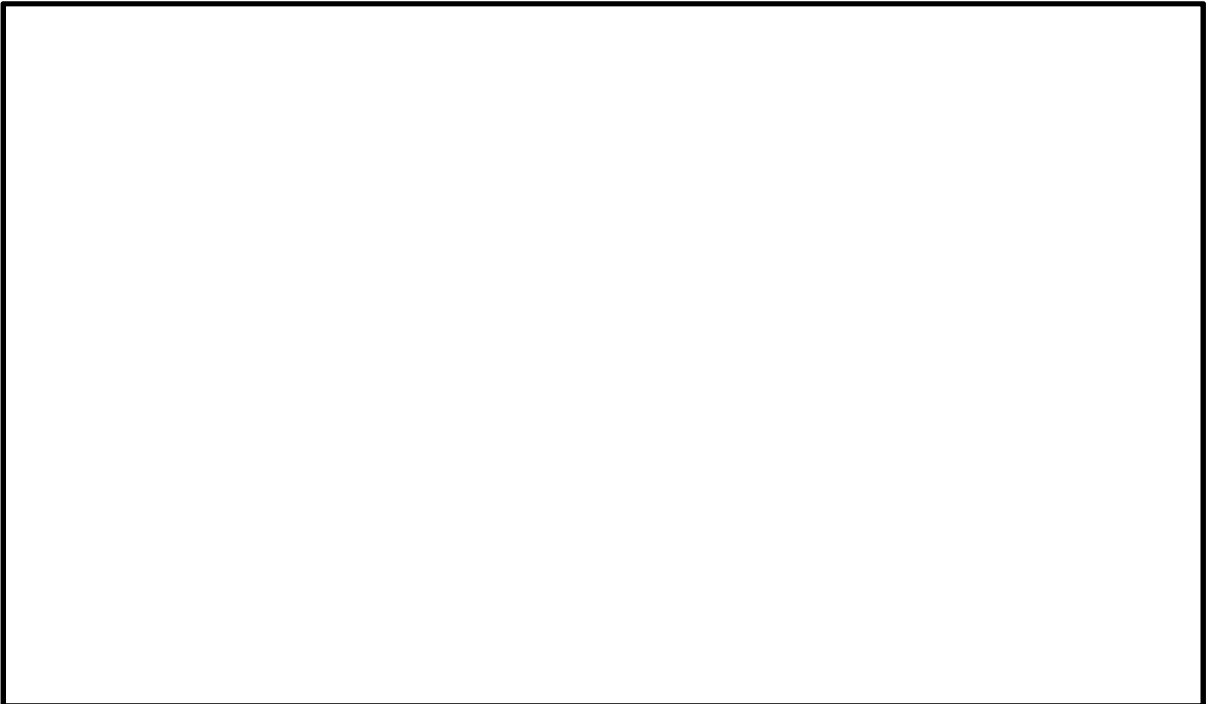


図 5.1.1-7 (20) I-2 断面の最大加速度分布 ($S_s - 3.1$ (H+, V+))

- ・検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

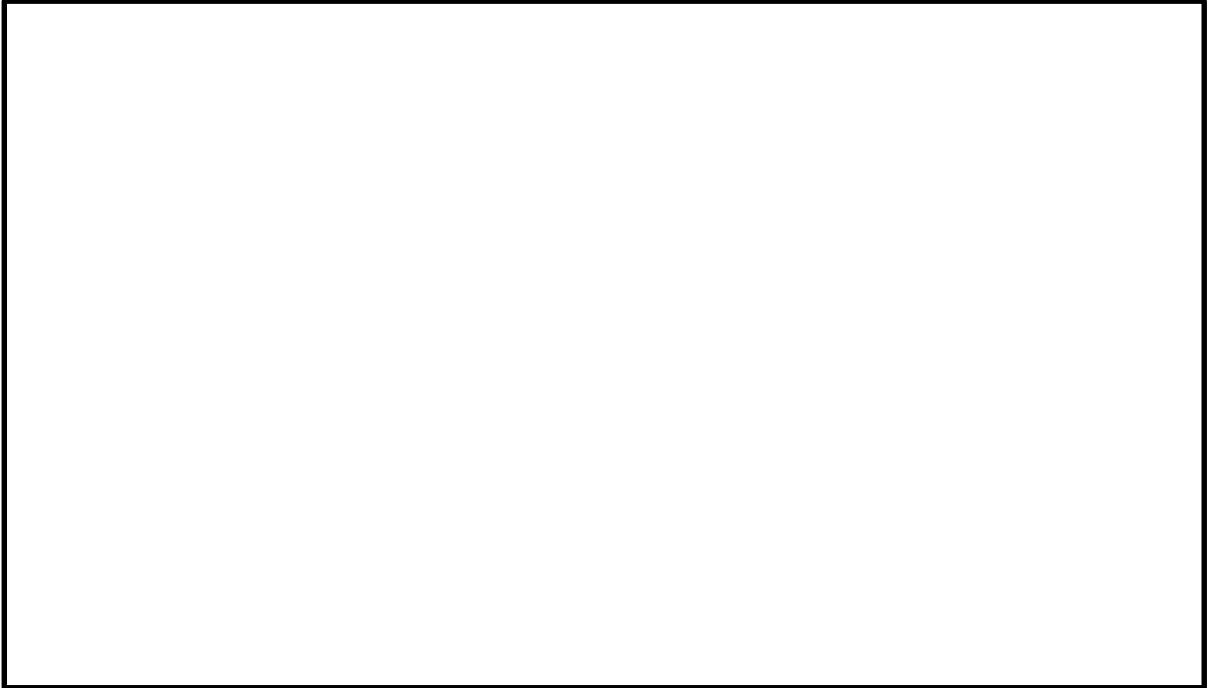


図 5.1.1-7 (21) I-2 断面の最大加速度分布 ($S_s - 31$ (H+, V+))

- ・検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

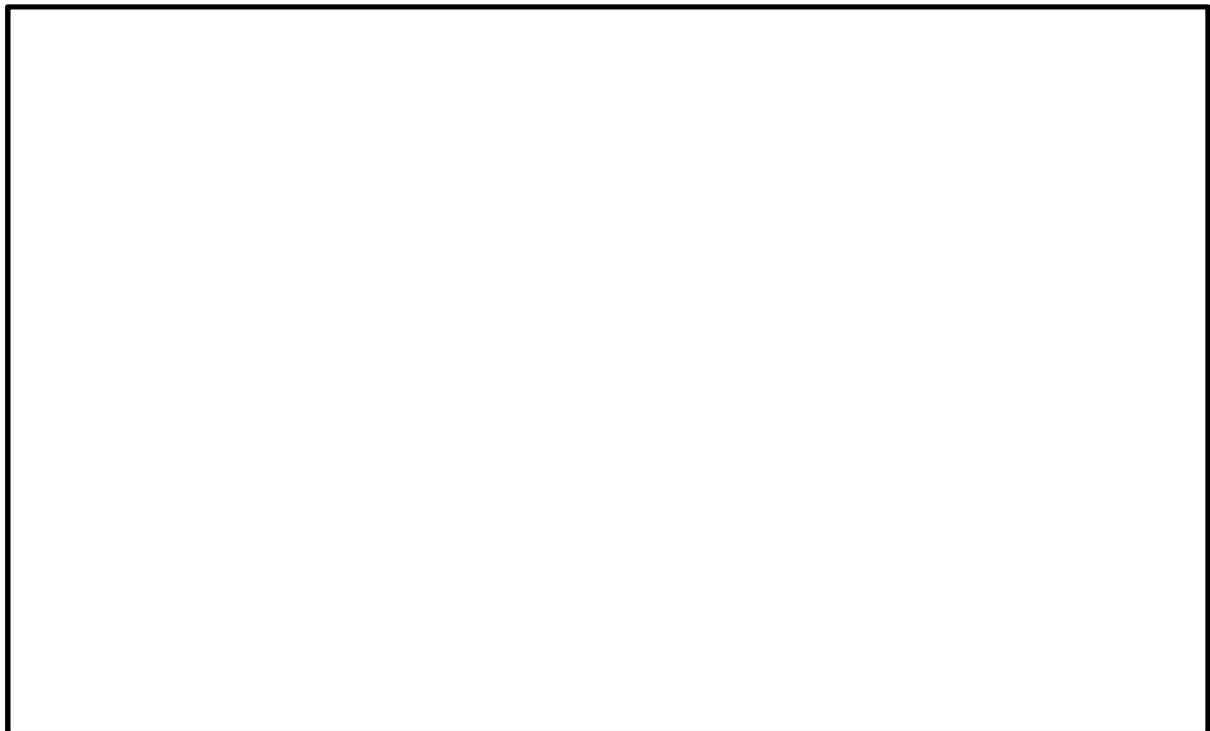


図 5.1.1-7 (22) I-2 断面の最大加速度分布 ($S_s - 31$ (H+, V+))

・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース

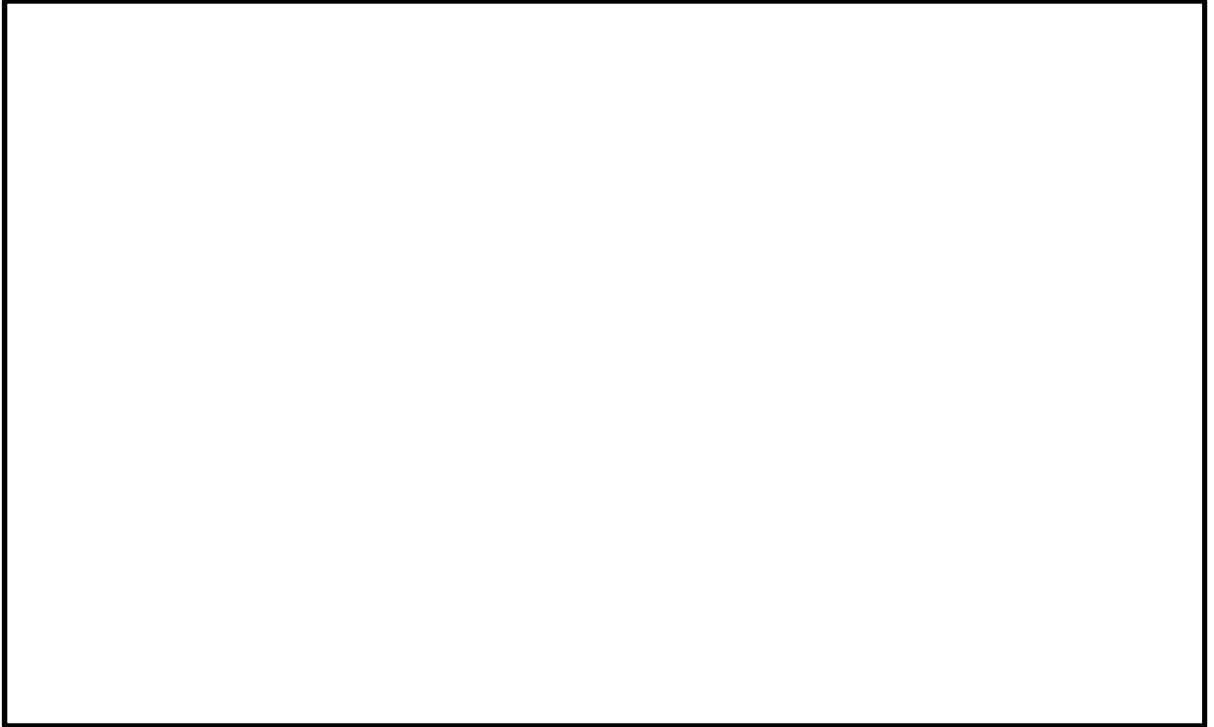


図 5.1.1-7 (23) I-2 断面の最大加速度分布（ $S_s - 31$ （H-, V+））

・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース

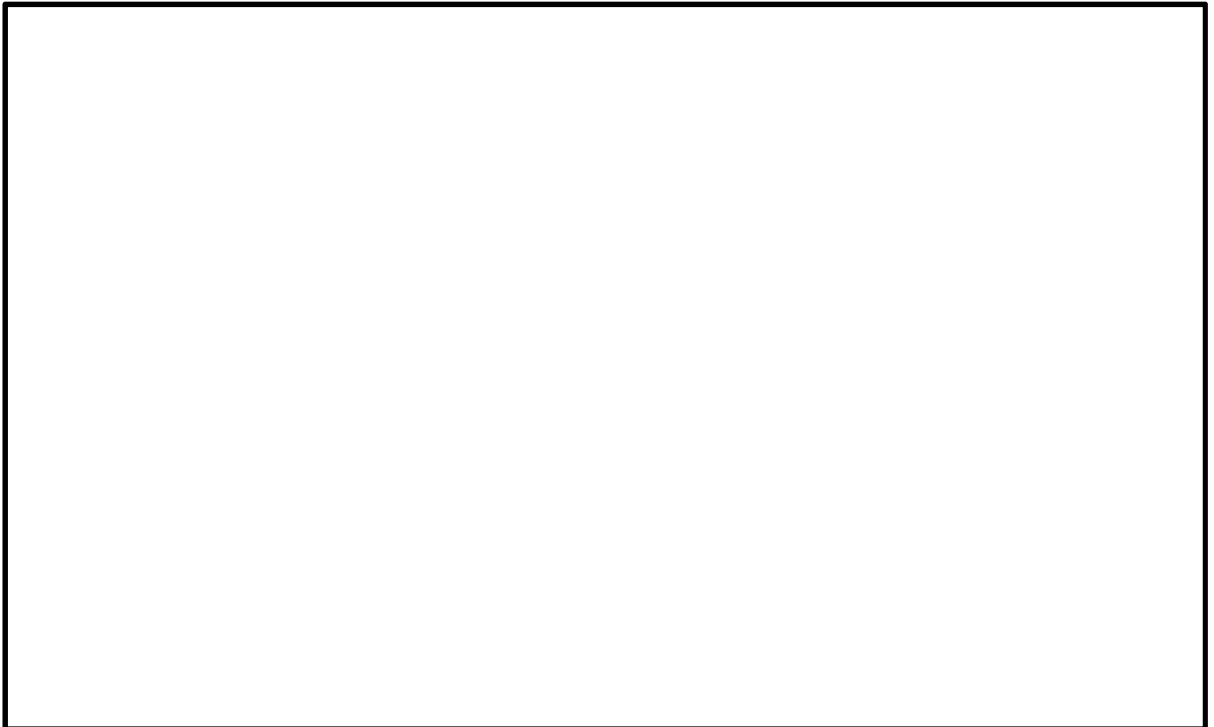


図 5.1.1-7 (24) I-2 断面の最大加速度分布（ $S_s - 31$ （H-, V+））

- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

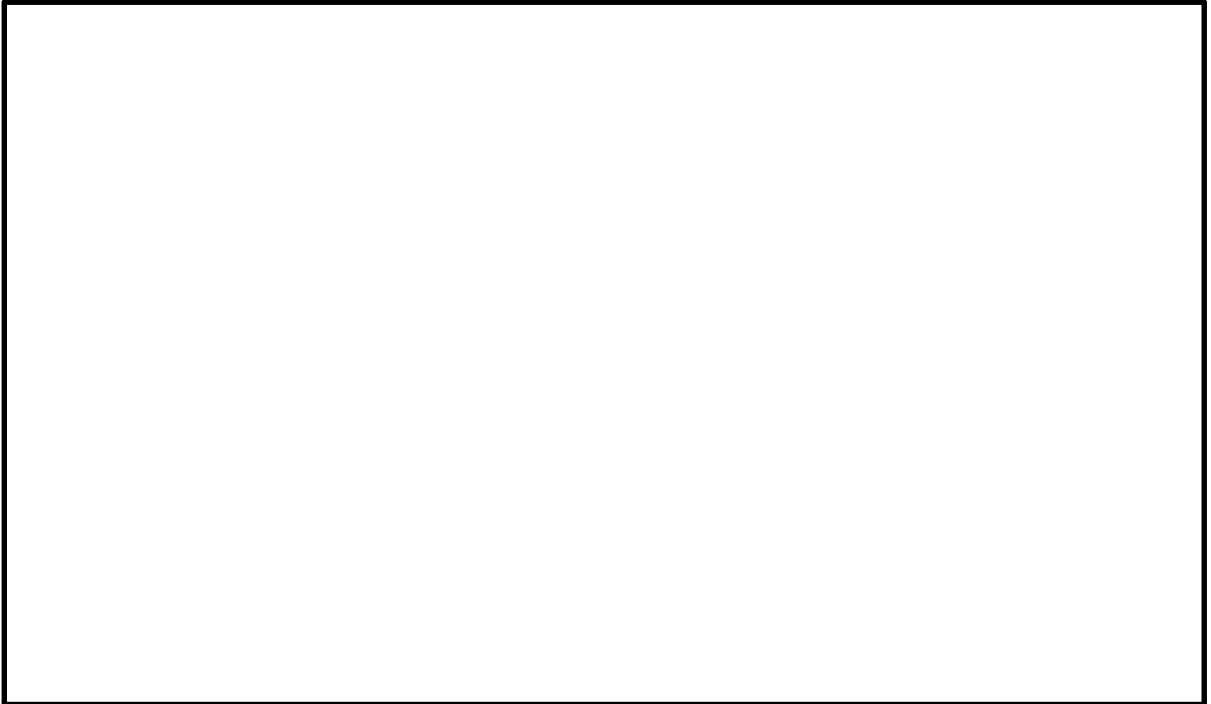


図 5.1.1-7 (25) I-2 断面の最大加速度分布 ($S_s - 31$ (H-, V+))

- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

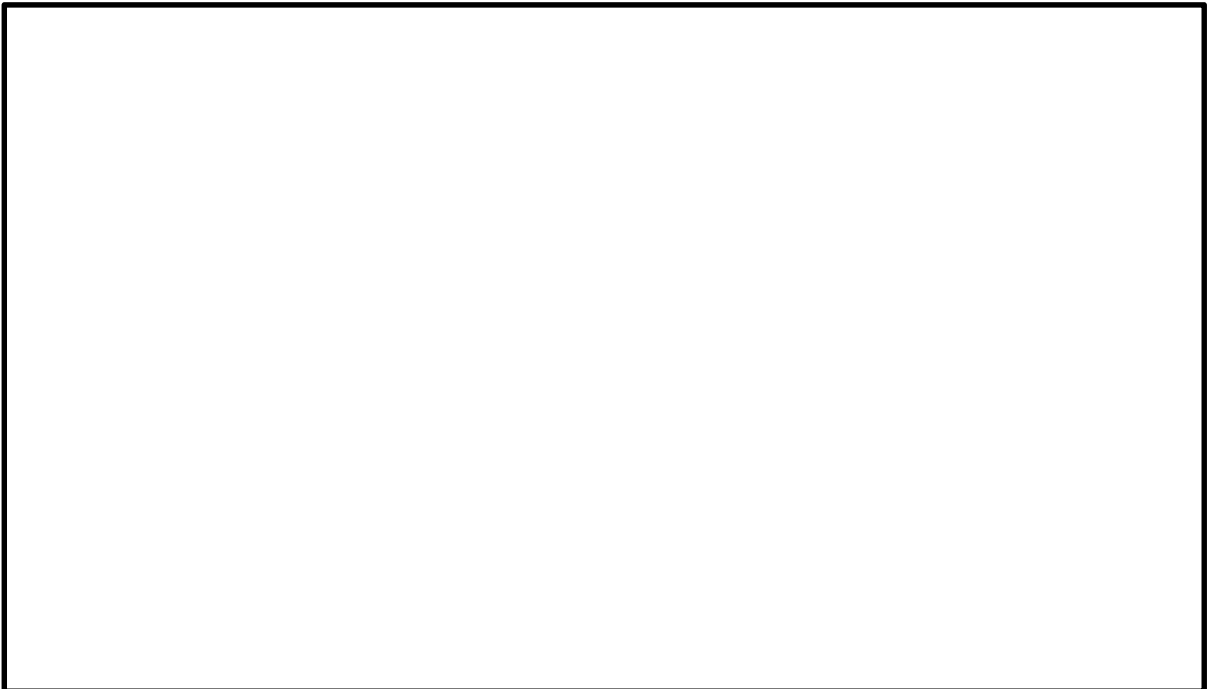


図 5.1.1-7 (26) I-2 断面の最大加速度分布 ($S_s - 31$ (H-, V+))

- ・検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

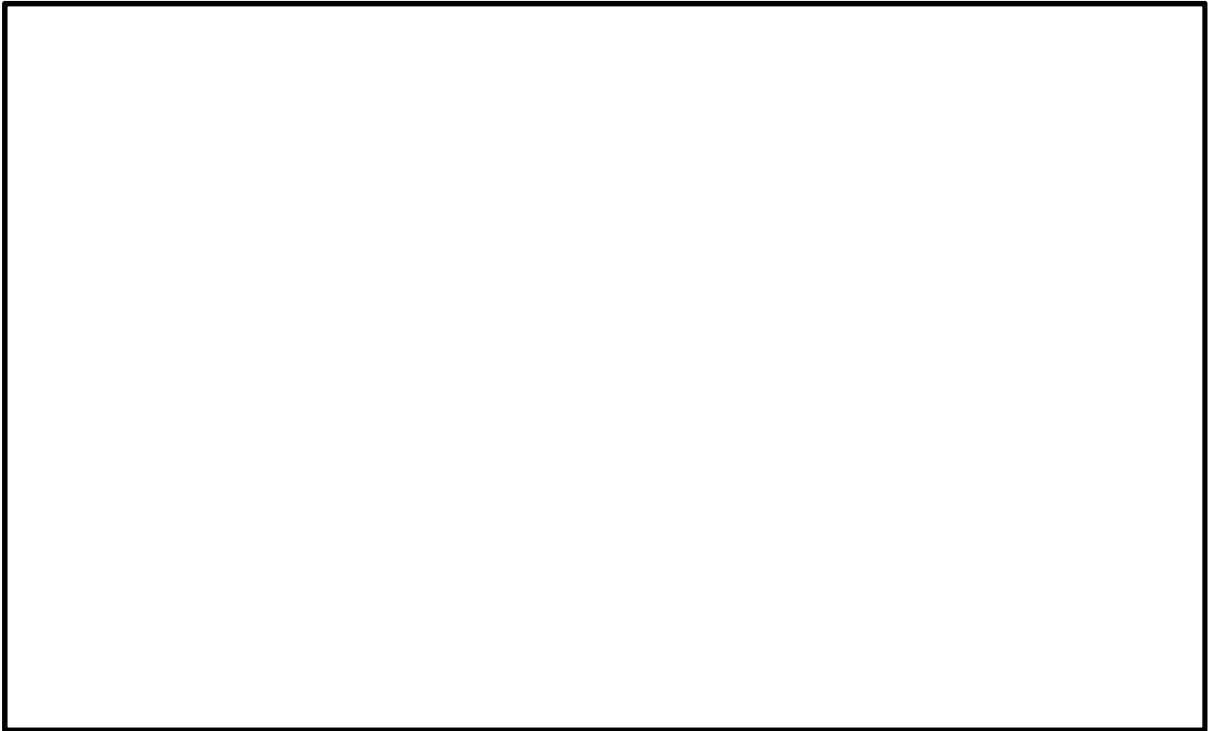


図 5.1.1-7 (27) I-2 断面の最大加速度分布（ S_s-31 （H-, V+））

- ・検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

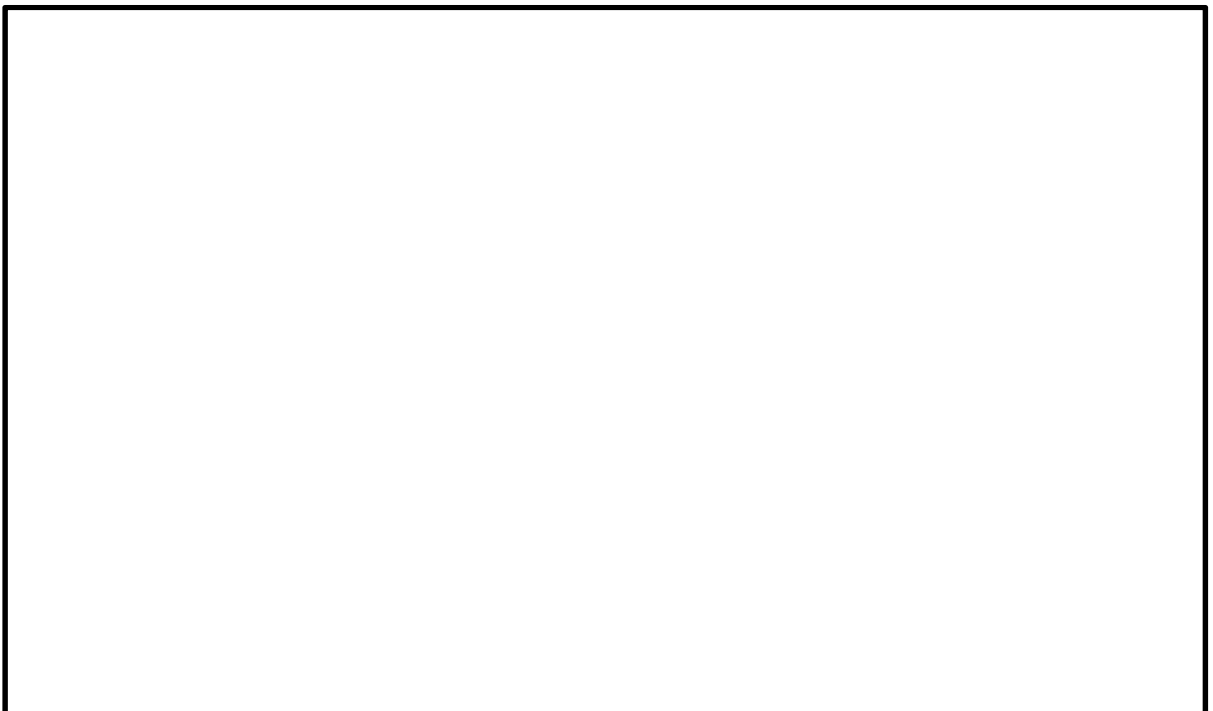


図 5.1.1-7 (28) I-2 断面の最大加速度分布（ S_s-D1 （H+, V-））

5.1.2 耐震評価結果

(1) 構造部材の健全性に対する評価結果

a. 鋼管杭の評価結果

a) 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5.1.2-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 5.1.2-2 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ軸応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力度は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.1.2-1 鋼管杭 (SBHS500) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m ²)	断面係数 (m ³)
I-2	40	0.09299	0.01682

表 5.1.2-2 曲げ軸力に対する照査結果 (I-2 断面)

検討 ケース	地震動		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 軸応力 (N/mm ²)	短期許容 応力 (N/mm ²)	照査値
①	S _s -D 1	H+, V+	2423	3079	178	442.5	0.41
		H+, V-	2428	2875	176	442.5	0.40
		H-, V+	2170	1099	141	442.5	0.32
		H-, V-	2279	-782	144	442.5	0.33
	S _s -1 1		887	746	61	442.5	0.14
	S _s -1 2		1299	2079	100	442.5	0.23
	S _s -1 3		1203	2071	94	442.5	0.22
	S _s -1 4		1034	2031	84	442.5	0.19
	S _s -2 1		1062	798	72	442.5	0.17
	S _s -2 2		1125	1861	87	442.5	0.20
	S _s -3 1	H+, V+	2083	1355	139	442.5	0.32
		H-, V+	1472	663	95	442.5	0.22
	②	S _s -D 1	H+, V+	2724	2703	192	442.5
③	1957			2844	147	442.5	0.34
④	4626			2704	305	442.5	0.69
⑤	1851			1246	124	442.5	0.29
⑥	1583			1134	107	442.5	0.25
②	S _s -3 1			H+, V+	1844	1231	123
③		2201	1367		146	442.5	0.33
④		1882	692		120	442.5	0.28
⑤		2266	1441		151	442.5	0.35
⑥		2049	1333		137	442.5	0.31
②		S _s -3 1	H-, V+		1317	-542	85
③	1597			-651	102	442.5	0.24
④	1759			1789	124	442.5	0.29
⑤	1711			-804	111	442.5	0.26
⑥	1570			-696	102	442.5	0.24
④	S _s -D 1			H+, V-	4530	2708	299

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

b) せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 5.1.2-1 に、せん断に対する照査結果を表 5.1.2-3 に示す。

鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.1.2-3 せん断力に対する照査結果 (I-2 断面)

検討 ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力 (N/mm ²)	照査値
①	S _s -D 1	H+, V+	923	20	255	0.08
		H+, V-	924	20	255	0.08
		H-, V+	889	20	255	0.08
		H-, V-	900	20	255	0.08
	S _s -1 1		328	8	255	0.04
	S _s -1 2		602	13	255	0.06
	S _s -1 3		583	13	255	0.06
	S _s -1 4		470	11	255	0.05
	S _s -2 1		393	9	255	0.04
	S _s -2 2		514	12	255	0.05
	S _s -3 1	H+, V+	524	12	255	0.05
		H-, V+	437	10	255	0.04
②	S _s -D 1	H+, V+	816	18	255	0.08
③			839	19	255	0.08
④			1523	33	255	0.13
⑤			462	10	255	0.04
⑥			418	9	255	0.04
②			S _s -3 1	H+, V+	486	11
③	507	11			255	0.05
④	547	12			255	0.05
⑤	505	11			255	0.05
⑥	466	11			255	0.05
②	S _s -3 1	H-, V+			410	9
③			441	10	255	0.04
④			600	13	255	0.06
⑤			474	11	255	0.05
⑥			447	10	255	0.04
④			S _s -D 1	H+, V-	1495	33

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

b. 鉄筋コンクリートの評価結果

a) 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5.1.2-4 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 5.1.2-5 及び表 5.1.2-6 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.1.2-4 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (cm ²)
I-2	0.15	0.65	D32@200	39.7

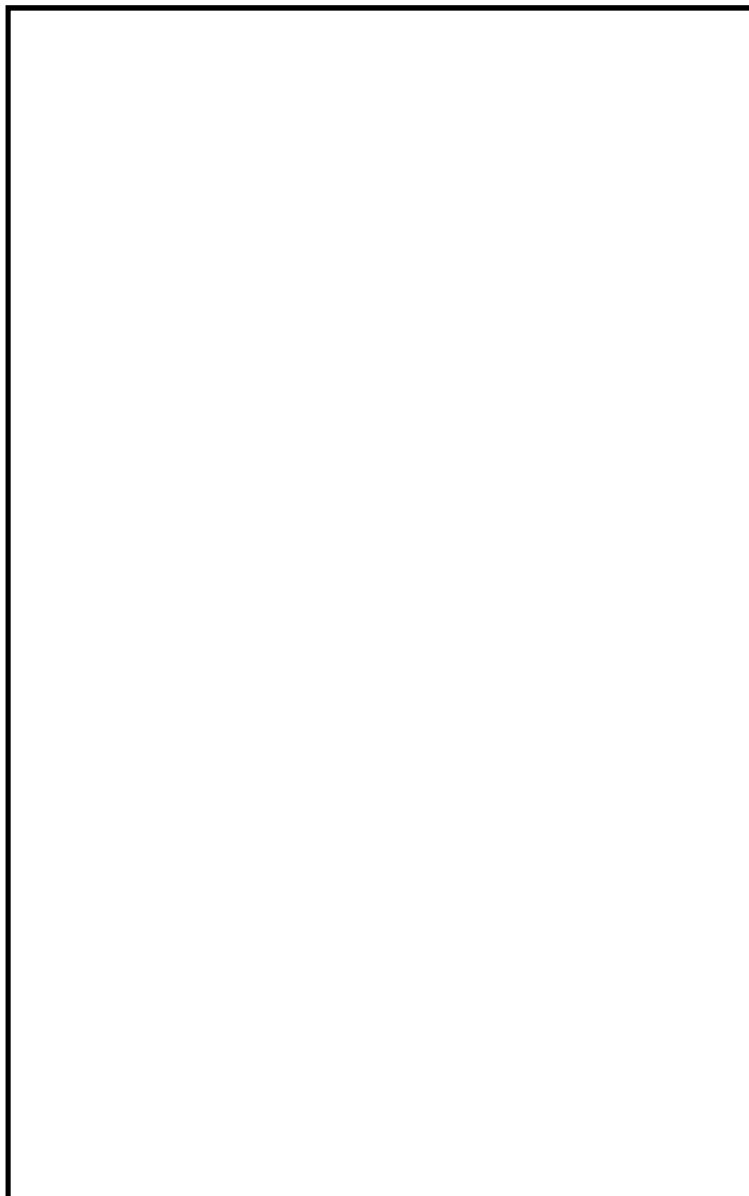


図 5.1.2-1 概略配筋図

表 5.1.2-5 曲げ軸力に対する照査結果 (壁部)

検討 ケース	地震動		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値	
							曲げ 圧縮	曲げ 引張			
①	S _s -D 1	H+, V+	424	190	7	164	24	435	0.30	0.38	
		H+, V-	399	152	6	158	24	435	0.25	0.37	
		H-, V+	260	-283	4	153	24	435	0.17	0.36	
		H-, V-	235	-334	4	149	24	435	0.17	0.35	
	S _s -1 1		226	99	4	88	24	435	0.17	0.21	
	S _s -1 2		223	99	4	87	24	435	0.17	0.20	
	S _s -1 3		244	100	4	96	24	435	0.17	0.23	
	S _s -1 4		235	114	4	90	24	435	0.17	0.21	
	S _s -2 1		299	126	5	117	24	435	0.21	0.27	
	S _s -2 2		294	123	5	115	24	435	0.21	0.27	
	S _s -3 1	H+, V+	500	199	8	197	24	435	0.34	0.46	
		H-, V+	429	-451	6	250	24	435	0.25	0.58	
②	S _s -D 1	H+, V+		339	179	5	128	24	435	0.21	0.30
③				438	198	7	169	24	435	0.30	0.39
④				300	155	5	114	24	435	0.21	0.27
⑤				404	-463	6	240	24	435	0.25	0.56
⑥				349	-469	5	217	24	435	0.21	0.50
②			S _s -3 1	H+, V+		436	181	7	171	24	435
③		503			215	8	196	24	435	0.34	0.46
④		425			206	7	163	24	435	0.30	0.38
⑤		516			217	8	202	24	435	0.34	0.47
⑥		454			200	7	176	24	435	0.30	0.41
②	S _s -3 1	H-, V+				370	-441	6	223	24	435
③				445	-522	7	266	24	435	0.30	0.62
④				305	-323	5	175	24	435	0.21	0.41
⑤				464	-501	7	272	24	435	0.30	0.63
⑥				408	-496	6	247	24	435	0.25	0.57
④			S _s -D 1	H+, V-		323	-381	5	194	24	435

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 5.1.2-6 曲げ軸力に対する照査結果（底版部）

検討 ケース	地震動		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
							曲げ 圧縮	曲げ 引張		
①	S _s -D1	H+, V+	529	162	8	214	24	435	0.34	0.50
		H+, V-	535	164	8	217	24	435	0.34	0.50
		H-, V+	465	152	7	187	24	435	0.30	0.43
		H-, V-	442	146	7	178	24	435	0.30	0.41
	S _s -11		332	104	5	134	24	435	0.21	0.31
	S _s -12		336	154	5	130	24	435	0.21	0.30
	S _s -13		339	109	5	137	24	435	0.21	0.32
	S _s -14		328	111	5	132	24	435	0.21	0.31
	S _s -21		385	124	6	155	24	435	0.25	0.36
	S _s -22		391	129	6	157	24	435	0.25	0.37
	S _s -31	H+, V+	717	218	11	291	24	435	0.46	0.67
		H-, V+	523	-176	8	255	24	435	0.34	0.59
②	S _s -D1	H+, V+	473	143	7	192	24	435	0.30	0.45
③			584	180	9	236	24	435	0.38	0.55
④			397	134	6	159	24	435	0.25	0.37
⑤			637	196	10	258	24	435	0.42	0.60
⑥			474	-155	7	231	24	435	0.30	0.54
②			S _s -31	H+, V+	642	194	10	260	24	435
③	741	227			11	300	24	435	0.46	0.69
④	573	173			9	232	24	435	0.38	0.54
⑤	769	218			12	313	24	435	0.50	0.72
⑥	700	197			11	286	24	435	0.46	0.66
②	S _s -31	H-, V+			463	-175	7	229	24	435
③			546	-188	8	267	24	435	0.34	0.62
④			382	-63	6	178	24	435	0.25	0.41
⑤			602	-180	9	291	24	435	0.38	0.67
⑥			546	-178	8	266	24	435	0.34	0.62
④			S _s -D1	H+, V-	547	148	8	224	24	435

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

b. せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5.1.2-7 に、せん断力に対する照査結果を表 5.1.2-8 及び表 5.1.2-9 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.1.2-7 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	斜め引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における斜め引張鉄筋断面積 (mm ²)
I-2	D22@200	0.4	1935

斜め引張鉄筋を考慮した許容せん断力を以下に計算する。

$$V_a = V_c + V_s$$

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{al} b_w j d$$

$$V_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで

V_a : 許容せん断力

V_c : コンクリートの許容せん断力

V_s : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

τ_{al} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 断面幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

$$V_c = 1/2 \times 0.825 / 1.15 \times 0.65 \times 1.0 \times 1000 = 233.15$$

$$V_s = 1935 \times 300 / 1.15 \times 0.65 / 0.4 / 1000 = 820.27$$

$$V_a = 233.15 + 820.27 = 1053.42$$

表 5.1.2-8 せん断力に対する照査結果 (壁部)

検討ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断耐力 (kN)	照査値
①	S _s -D 1	H+, V+	349	1053	0.34
		H+, V-	337	1053	0.33
		H-, V+	295	1053	0.29
		H-, V-	303	1053	0.29
	S _s -1 1		216	1053	0.21
	S _s -1 2		207	1053	0.20
	S _s -1 3		225	1053	0.22
	S _s -1 4		216	1053	0.21
	S _s -2 1		264	1053	0.26
	S _s -2 2		262	1053	0.25
	S _s -3 1	H+, V+	371	1053	0.36
		H-, V+	408	1053	0.39
	②	S _s -D 1	H+, V+	301	1053
③	347			1053	0.33
④	237			1053	0.23
⑤	380			1053	0.37
⑥	320			1053	0.31
②	S _s -3 1			H+, V+	335
③		371	1053		0.36
④		290	1053		0.28
⑤		372	1053		0.36
⑥		338	1053		0.33
②		S _s -3 1	H-, V+		341
③	415			1053	0.40
④	289			1053	0.28
⑤	426			1053	0.41
⑥	361			1053	0.35
④	S _s -D 1			H+, V-	229

- 注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 5.1.2-9 せん断力に対する照査結果（底版部）

検討ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断耐力 (kN)	照査値
①	S _s -D 1	H+, V+	828	1053	0.79
		H+, V-	807	1053	0.77
		H-, V+	691	1053	0.66
		H-, V-	648	1053	0.62
	S _s -1 1		493	1053	0.47
	S _s -1 2		600	1053	0.57
	S _s -1 3		585	1053	0.56
	S _s -1 4		496	1053	0.48
	S _s -2 1		566	1053	0.54
	S _s -2 2		534	1053	0.51
	S _s -3 1	H+, V+	820	1053	0.78
		H-, V+	541	1053	0.52
②	S _s -D 1	H+, V+	782	1053	0.75
③			848	1053	0.81
④			614	1053	0.59
⑤			742	1053	0.71
⑥			688	1053	0.66
②			S _s -3 1	H+, V+	781
③	880	1053			0.84
④	776	1053			0.74
⑤	861	1053			0.82
⑥	828	1053			0.79
②	S _s -3 1	H-, V+			480
③			561	1053	0.54
④			466	1053	0.45
⑤			621	1053	0.59
⑥			563	1053	0.54
④			S _s -D 1	H+, V-	622

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

(2) 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照査結果を表 5.1.2-10 に示す。

基礎地盤の支持性能に対する照査を行った結果、最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 5.1.2-10 基礎地盤の支持性能に対する照査結果 (I-2 断面)

検討ケース	地震動		最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
①	S _s -D 1	H+, V+	1149	6288
		H+, V-	1166	6288
		H-, V+	1291	6288
		H-, V-	1189	6288
	S _s -1 1		1053	6288
	S _s -1 2		1111	6288
	S _s -1 3		1106	6288
	S _s -1 4		1044	6288
	S _s -2 1		1069	6288
	S _s -2 2		1080	6288
	S _s -3 1	H+, V+	797	6288
		H-, V+	876	6288
②	S _s -D 1	H+, V+	1146	6288
③			1188	6288
④			1213	6288
⑤			1107	6288
⑥			1120	6288
②			S _s -3 1	H+, V+
③	797	6288		
④	916	6288		
⑤	796	6288		
⑥	796	6288		
②	S _s -3 1	H-, V+		
③			876	6288
④			967	6288
⑤			879	6288
⑥			880	6288
④			S _s -D 1	H+, V-

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

- ・杭の引抜力に対する評価結果

杭の引抜力に対する照査は、杭天端に発生する最大引抜力に対して評価を行う。照査結果を表 5.1.2-11 に示す。杭の引抜き力に対する照査を行った結果、最大引抜力が極限支持力以下であることを確認した。

表 5.1.2-11 地震時の引抜き力に対する照査結果 (I-2 断面)

検討 ケース	地震動		杭 (左側/右側)	最大引抜き力 (kN)	極限引抜 抵抗力(kN)
①	S _s -D 1	H+, V+	左	337	960
		H+, V-	左	348	960
		H-, V+	左	643	960
		H-, V-	左	549	960
	S _s -1 1		左	53	960
	S _s -1 2		左	319	960
	S _s -1 3		左	292	960
	S _s -1 4		左	241	960
	S _s -2 1		右	202	960
	S _s -2 2		左	255	960
	S _s -3 1	H+, V+	右	324	960
H-, V+		右	672	960	
②	S _s -D 1	H+, V+	右	170	960
③			左	597	960
④			右	191	960
⑤			右	794	960
⑥			右	714	960
②			S _s -3 1	H+, V+	右
③	右	373			960
④	右	279			960
⑤	右	332			960
⑥	右	292			960
②	S _s -3 1	H-, V+			右
③			右	656	960
④			右	372	960
⑤			右	817	960
⑥			右	707	960
④			S _s -D 1	H+, V-	右

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

5.2 RC防潮壁部

5.2.1 断面力計算結果

構内排水路逆流防止設備のIV-1断面における基準地震動 S_0 による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図5.2.1-2，図5.2.1-3，図5.2.1-4に示す。本図は照査値が最も厳しくなる最大応答加速度における断面力を示したものである。図中の数値は，曲げモーメントおよび軸力については曲げ軸力照査において最も大きい照査値を与える値，せん断力についてはせん断力照査において最も大きい照査値を与える値である。

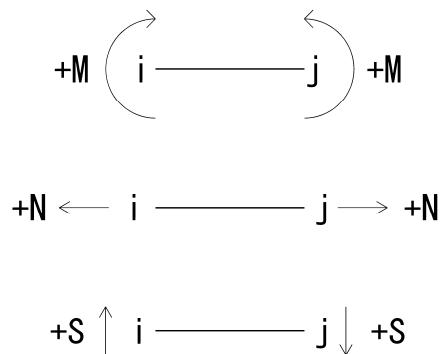
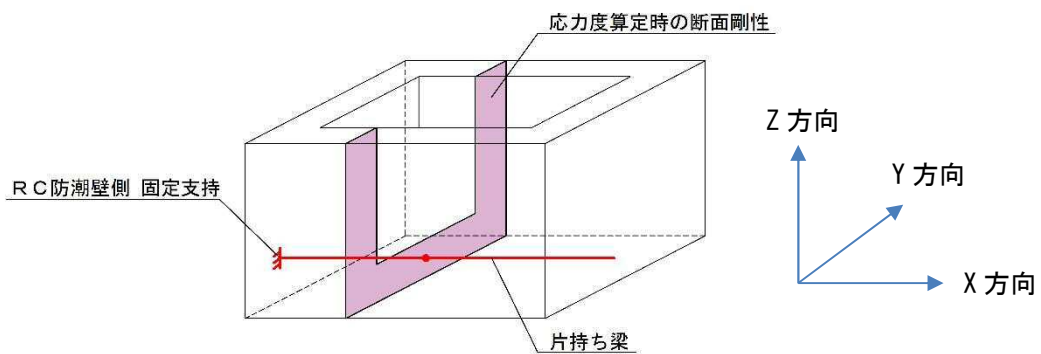
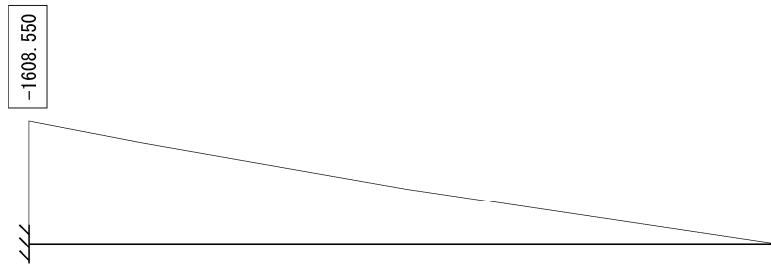
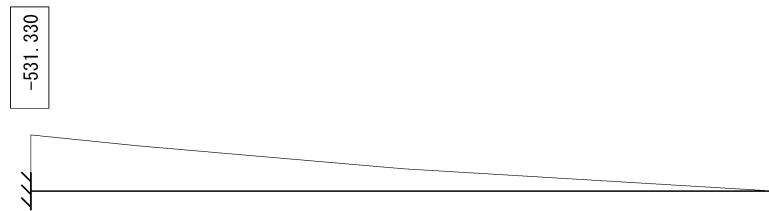


図 5.2.1-1 符号表

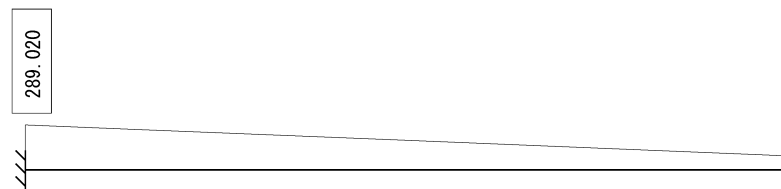
- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース



曲げモーメント図 (kN・m) (X方向に生じる曲げモーメント：二軸照査用)



曲げモーメント図 (kN・m) (Y方向に生じる曲げモーメント：二軸照査用)



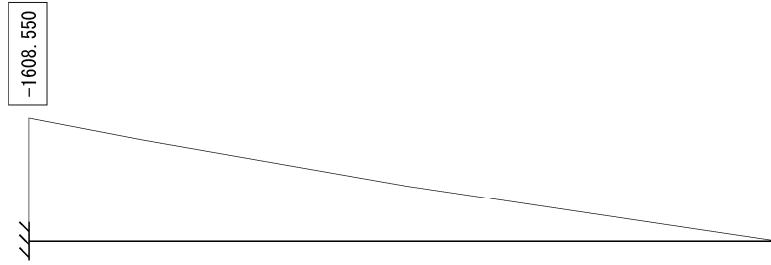
軸力図 (kN)



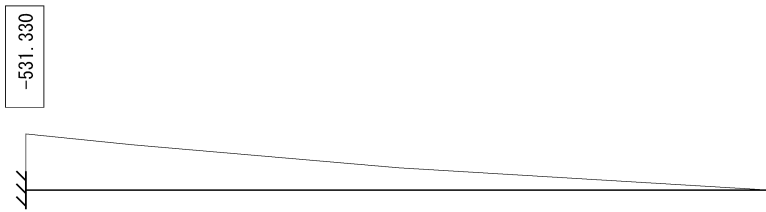
せん断力図 (kN)

図 5.2.1-2 水平方向：引張応力が最も厳しくなる地震時断面力 ($S_s - D1$ (H+, V+))

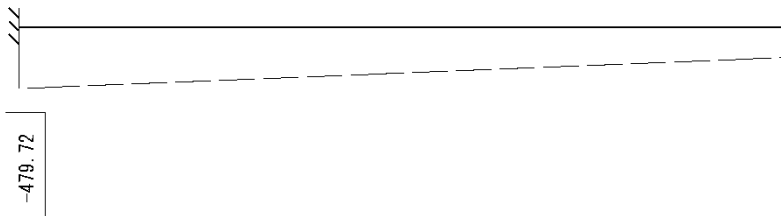
- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース



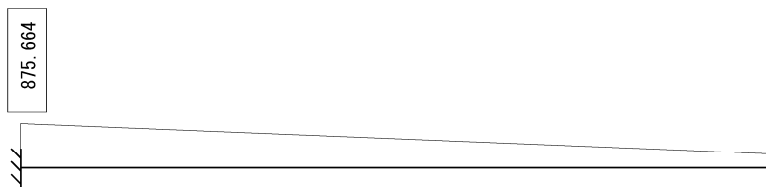
曲げモーメント図 (kN・m) (X方向に生じる曲げモーメント：二軸照査用)



曲げモーメント図 (kN・m) (Y方向に生じる曲げモーメント：二軸照査用)

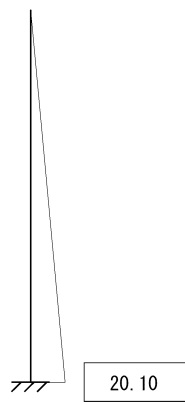


軸力図 (kN)

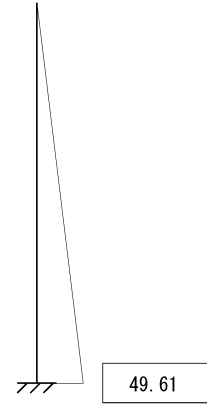


せん断力図 (kN)

図 5.2.1-3 水平方向：圧縮応力が最も厳しくなる地震時断面力 ($S_s - D1$ (H+, V+))



曲げモーメント図 (kN・m)



せん断力図 (kN)

図 5.2.1-4 鉛直方向照査値が最も厳しくなる地震時断面力 (S_s-D1 (H+, V+))

5.2.2 耐震評価結果

(1) 構造部材の健全性に対する評価結果

a. 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5.2.2-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 5.2.2-2 及び表 5.2.2-3 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2.2-1 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	主筋方向	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	鉄筋
IV-1	水平	0.30	2.10 (2.40-0.30)	D32@150
	鉛直	0.127	0.473 (0.60-0.127)	D22@150



図 5.2.2-1 概略配筋図

表 5.2.2-2 水平鉄筋：曲げ軸力に対する照査（壁部+底版）

解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
平均剛性 (非液状化)	S _s -D1++	1608.6 (531.3)	289.0 -479.7	0.8	40	21	435	0.04	0.10

* ()内は二軸照査に用いたY方向の曲げモーメント値を示す。

* 軸力は正の値を引張、負の値を圧縮とする。

表 5.2.2-3 鉛直鉄筋：曲げ軸力に対する照査（壁部）

解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
平均剛性 (非液状化)	S _s -D1++	20.1	0.0	0.2	8	21	435	0.01	0.02

b. せん断力に対する照査

計算の断面諸元を表 5.2.2-4 に、せん断力に対する照査結果を表 5.2.2-5 及び表 5.2.2-6 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2.2-4 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	せん断補強筋	本数 (本)	区間 s における せん断補強鉄筋断面積 (mm ²)
IV-1	D19@150	6.66	1322.7

表 5.2.2-5 水平方向：せん断力に対する照査（壁部+底版）

コンクリート

荷重ケース	設計基準強度	発生せん断力 (kN)	許容せん断 耐力 (kN)	照査値
地震時 (本震)	40 N/mm ²	438	904	0.49

$$\begin{aligned}
 * \text{許容せん断耐力 } S_a &= \tau_a \cdot b \cdot j \cdot d \quad (j=1/1.15) \\
 &= 0.825 \times 0.60 \times 2.10 / 1.15 \times 1000 \\
 &= 904
 \end{aligned}$$

表 5.2.2-6 鉛直方向：せん断力に対する照査（壁部）

コンクリート

荷重ケース	設計基準強度	発生せん断力 (kN)	許容せん断 耐力 (kN)	照査値
地震時 (本震)	40 N/mm ²	50	848	0.06

$$\begin{aligned}
 * \text{許容せん断耐力 } S_a &= \tau_a \cdot b \cdot j \cdot d \quad (j=1/1.15) \\
 &= 0.825 \times 0.473 \times 2.50 / 1.15 \times 1000 \\
 &= 848
 \end{aligned}$$

5.3 まとめ

「5.1 杭間部」及び「5.2 RC防潮壁部」の評価結果の全ての評価項目において、構内排水路逆流防止設備を間接支持する出口側集水桁の評価対象部位に発生する応力及び支持地盤の接地圧が許容限界以下であることを確認した。

構内排水路逆流防止設備を間接支持する出口側集水桁の耐震安全性評価に関する参考資料

(参考1) 減衰定数の設定について

地震応答解析における減衰定数については、固有値解析により求められる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha = 0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、地盤の低次のモードの変形が特に支配的となる地中埋設構造物のような地盤及び構造系全体に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。

固有値解析による刺激係数及びモード図を図 1-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を図 1-2 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤及び構造系全体がせん断変形しているモードを選定している。

構造物の 1 次モードについては、刺激係数を勘案し構造系がせん断変形しているモードに着目することにより選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材については 3%（道路橋示方書（V耐震設計編）同解説（平成 14 年 3 月））とし、コンクリートの減衰定数は 5%（J E A G 4 6 0 1 - 1987）とする。

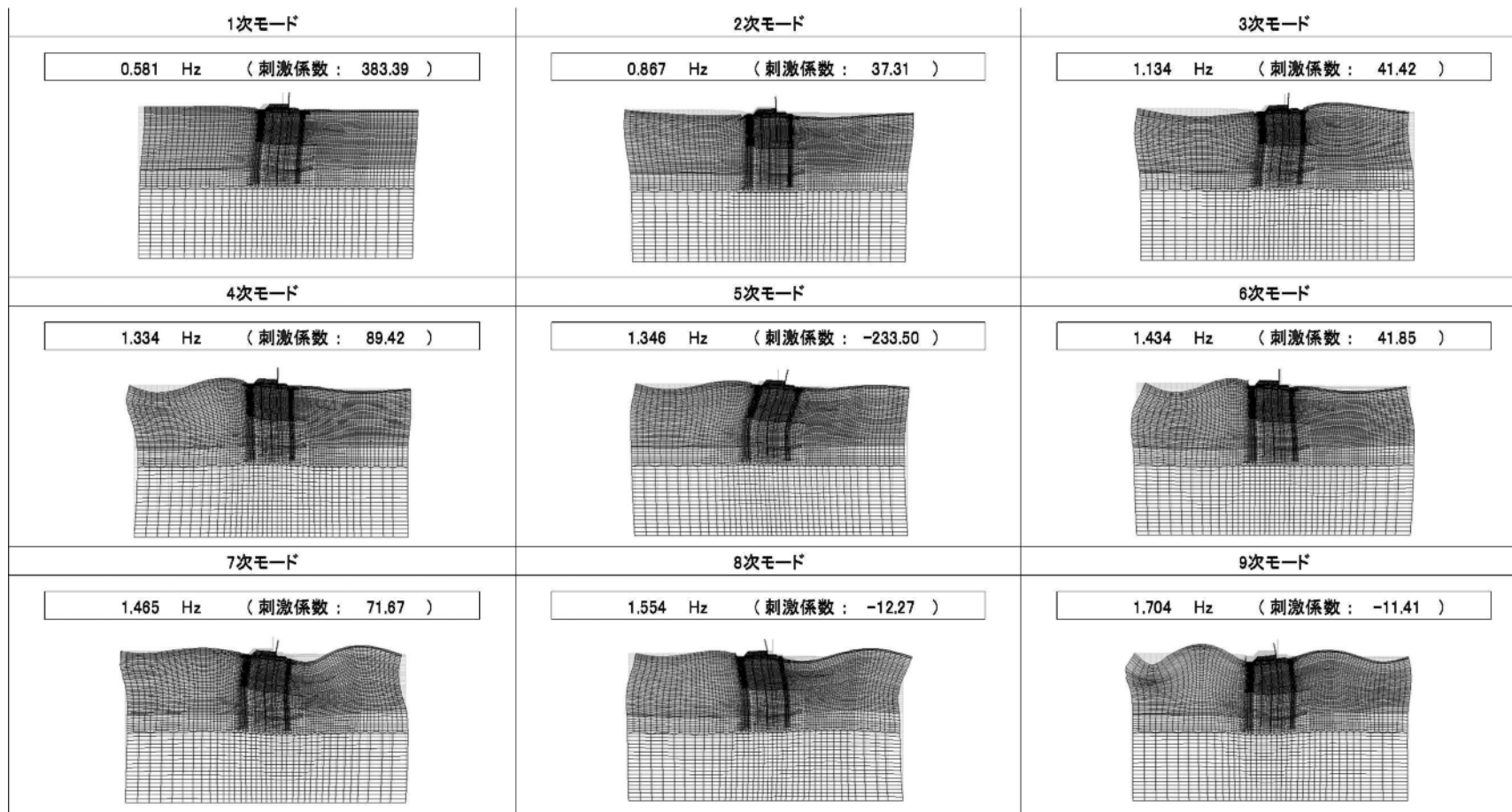


図1-1 (1) 集水枡 (杭間部) の固有値解析結果

(I-2断面 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

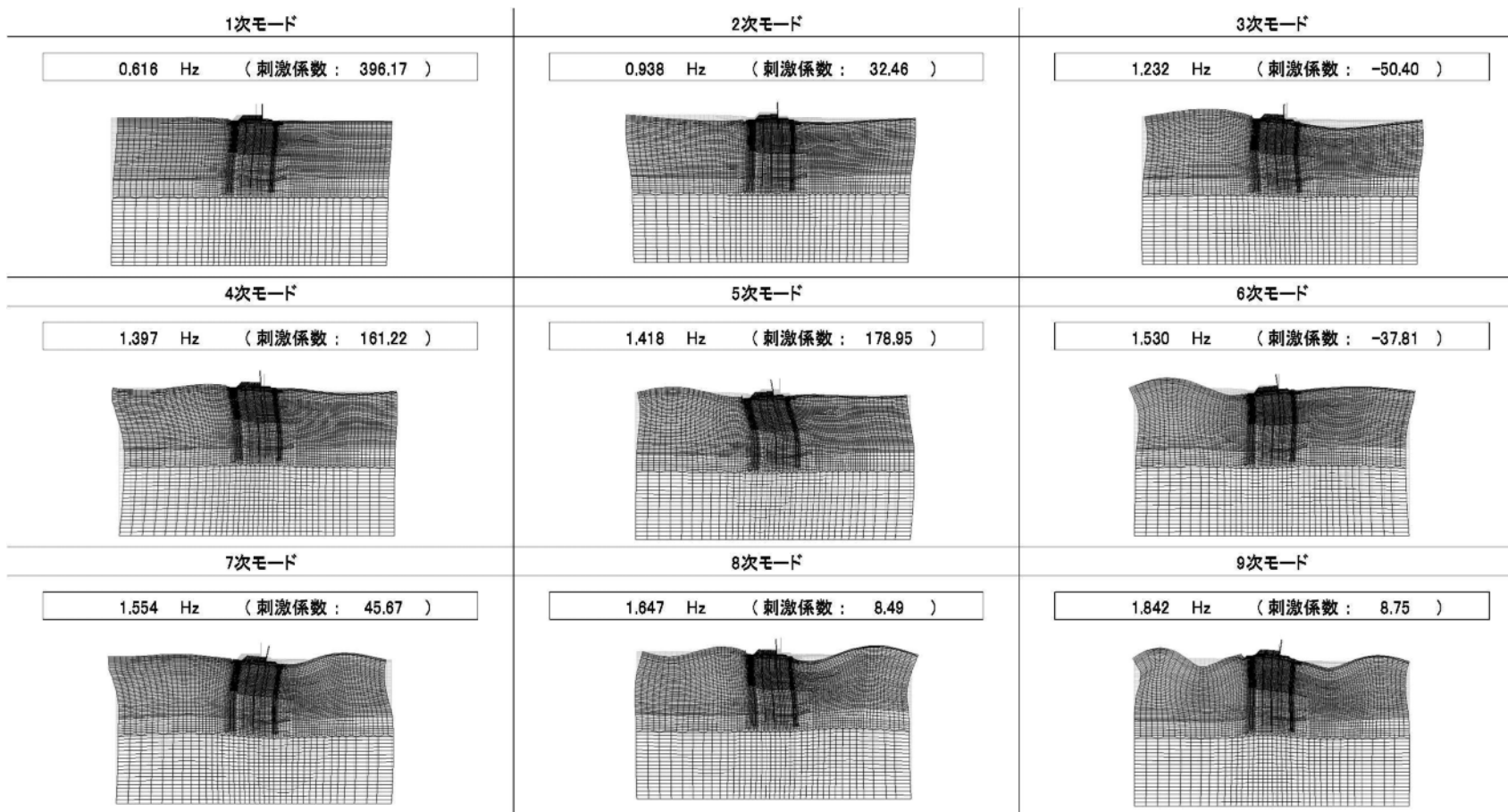


図 1-1 (2) 集水枡 (杭間部) の固有値解析結果

(I-2 断面 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

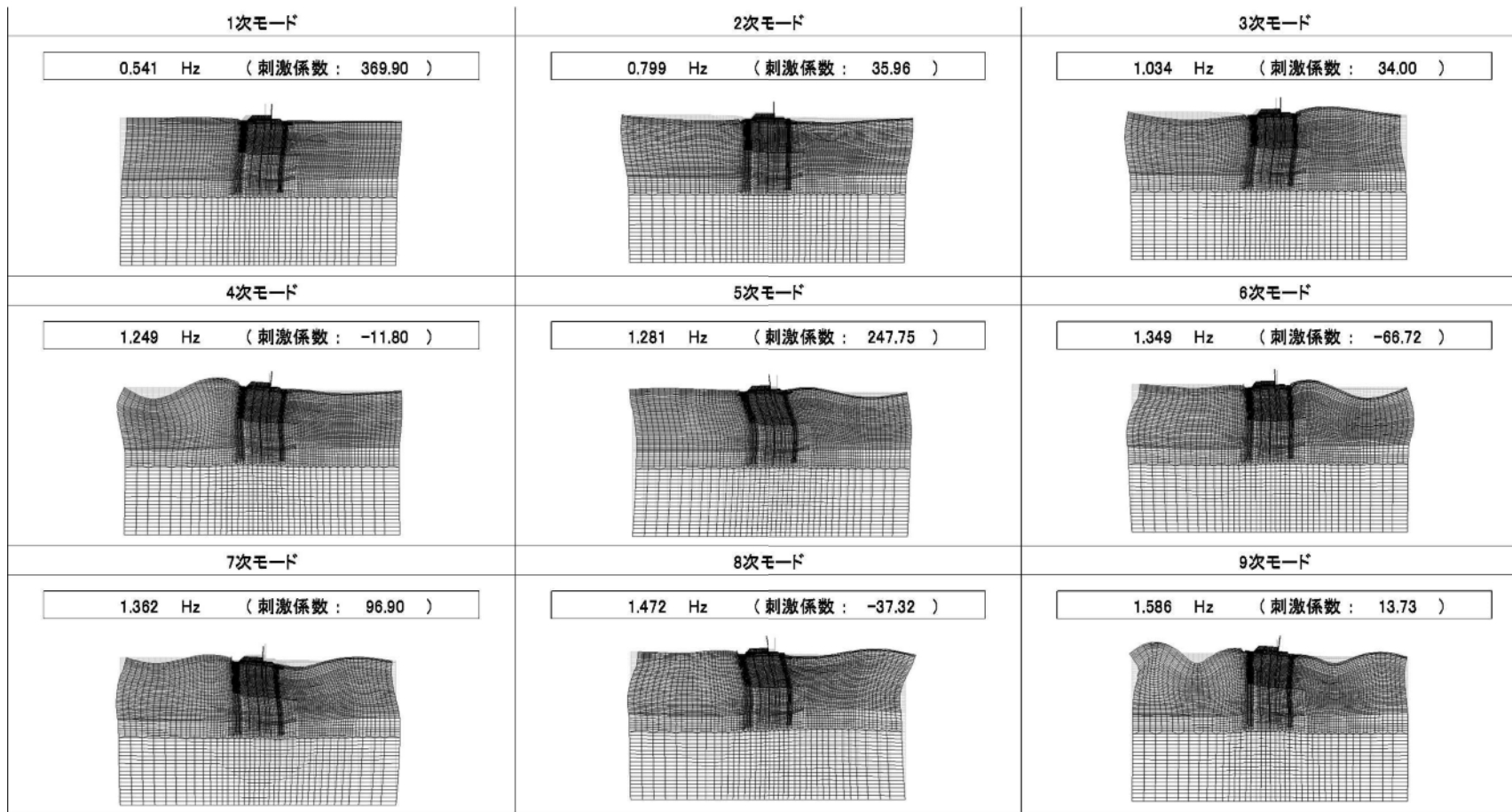


図 1-1 (3) 集水枡 (杭間部) の固有値解析結果

(I-2 断面 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

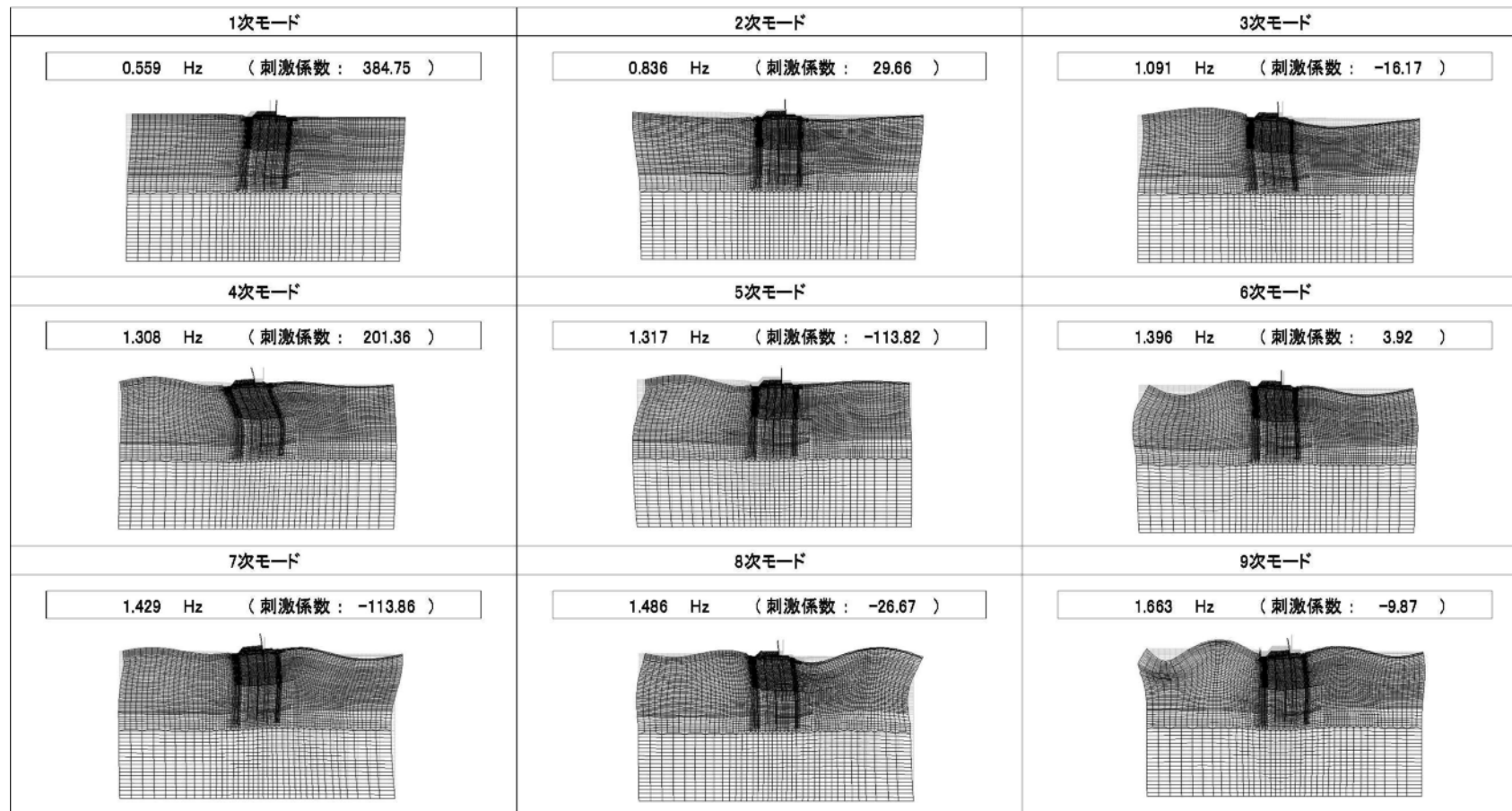


図1-1 (4) 集水枡 (杭間部) の固有値解析結果

(I-2断面 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

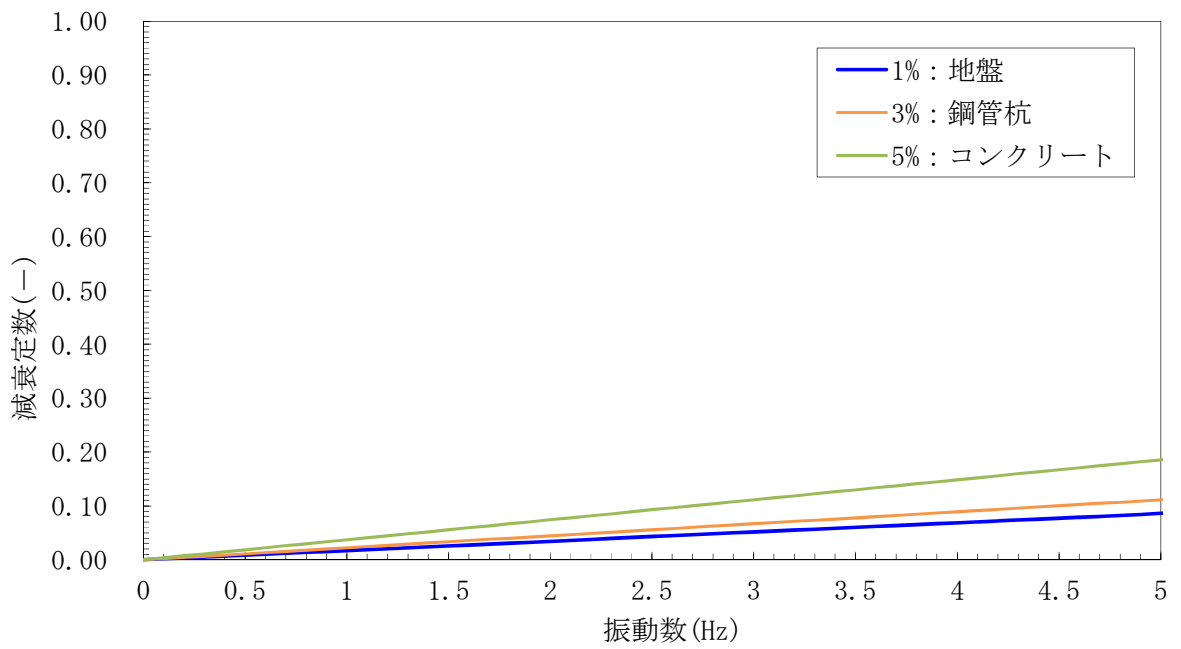


図1-2 (1) 設定した Rayleigh 減衰

(I-2断面 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

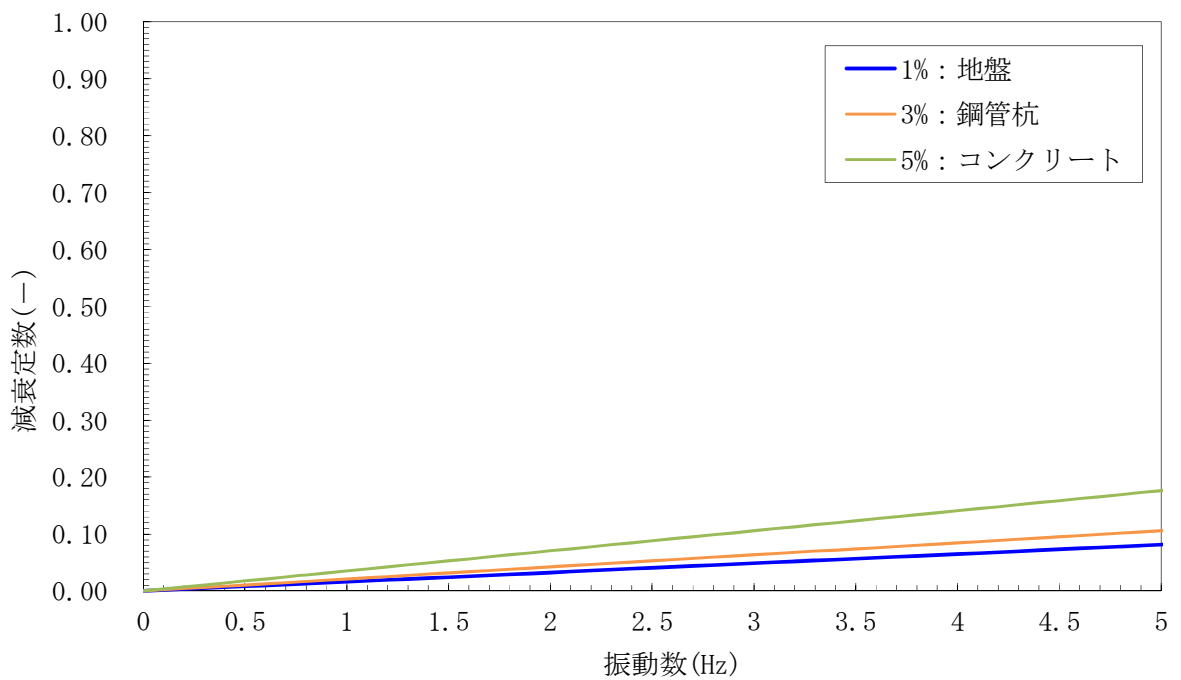


図1-2 (2) 設定した Rayleigh 減衰

(I-2断面 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

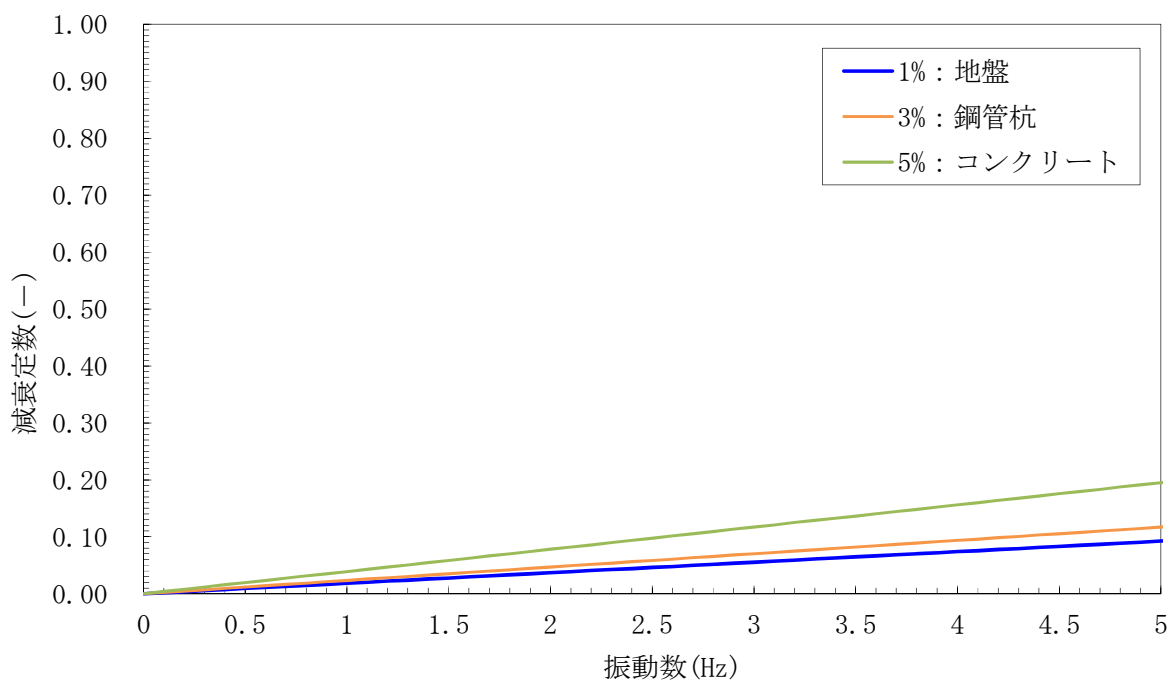


図 1-2 (3) 設定した Rayleigh 減衰

(I - 2 断面 検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (- 1 σ) した解析ケース)

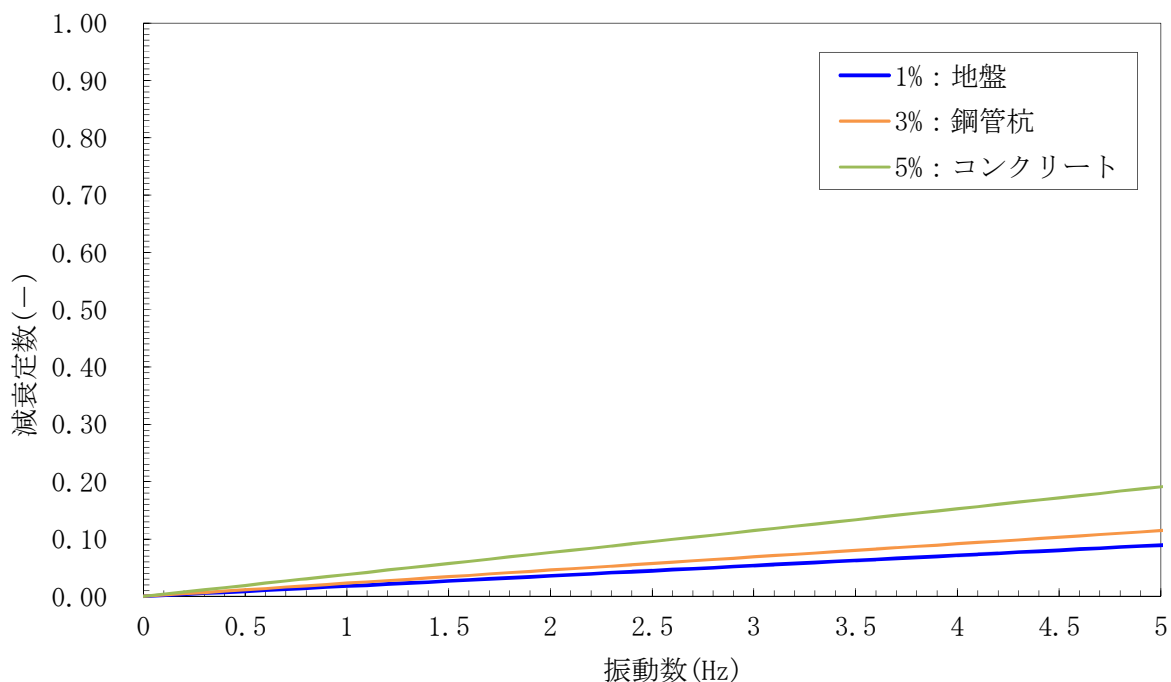


図 1-2 (4) 設定した Rayleigh 減衰

(I - 2 断面 検討ケース④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

(参考2) 杭頭の照査結果

杭頭部の結合方法は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説」に示される方法 A により底版と剛結合する。図 2-1 に杭頭部構造図を示す。

(1) 鉛直押抜きせん断に対する照査

コンクリートの鉛直押抜きせん断応力度の照査は下式により行う。

$$\tau_v = \frac{P}{\pi (D+h) h} \leq \tau_a$$

ここで、P：鉛直押し抜きせん断力(N)

D：杭径(800 mm)

h：鉛直方向の押し抜きせん断に抵抗する底版の有効厚さ(mm)

= (底版の厚さ) - (杭の埋め込み長) = 1400 - 1000 = 400

τ_a ：許容押し抜きせん断応力度 = 1.65 (N/mm²)



図 2-1 杭頭部構造図

表 2-1 鉛直押抜きせん断に対する照査

検討ケース	地震動		軸力(kN) 圧縮正	押抜きせん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S _s -D 1	H+, V+	1374	0.91	1.65	0.56
		H+, V-	1502	1.00	1.65	0.61
		H-, V+	1378	0.91	1.65	0.56
		H-, V-	1318	0.87	1.65	0.53
	S _s -1 1		874	0.58	1.65	0.36
	S _s -1 2		1231	0.82	1.65	0.50
	S _s -1 3		1194	0.79	1.65	0.48
	S _s -1 4		815	0.54	1.65	0.33
	S _s -2 1		1024	0.68	1.65	0.42
	S _s -2 2		1082	0.72	1.65	0.44
	S _s -3 1	H+, V+	1362	0.90	1.65	0.55
		H-, V+	901	0.60	1.65	0.37
②	S _s -D 1	H+, V+	1557	1.03	1.65	0.63
③			1490	0.99	1.65	0.60
④			1107	0.73	1.65	0.45
⑤			1254	0.83	1.65	0.51
⑥			1163	0.77	1.65	0.47
②			S _s -3 1	H+, V+	1243	0.82
③	1375	0.91			1.65	0.56
④	1066	0.71			1.65	0.44
⑤	1451	0.96			1.65	0.59
⑥	1346	0.89			1.65	0.54
②	S _s -3 1	H-, V+			842	0.56
③			946	0.63	1.65	0.39
④			826	0.55	1.65	0.34
⑤			895	0.59	1.65	0.36
⑥			840	0.56	1.65	0.34
④			S _s -D 1	H+, V-	1053	0.70

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

(2) 水平支圧に対する照査

底版コンクリートの水平支圧応力度の照査は下式により行う。

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl} + \frac{6M}{Dl^2} \leq \sigma_{ba}$$

ただし、H：杭頭のせん断力(N)

M：杭頭のモーメント(N・mm)

l：杭の埋め込み長(mm)

σ_{ba} ：許容支圧応力度=22.5(N/mm²)

表 2-2 水平支圧に対する照査

検討 ケース	地震波		せん断力 (kN)	曲げモー メント (kN・m)	水平支圧 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S _s -D 1	H+, V+	545	1732	13.67	22.5	0.61
		H+, V-	564	1722	13.62	22.5	0.61
		H-, V+	486	1498	11.84	22.5	0.53
		H-, V-	488	1457	11.54	22.5	0.52
	S _s -1 1		367	1027	8.16	22.5	0.37
	S _s -1 2		325	1078	8.49	22.5	0.38
	S _s -1 3		395	1056	8.41	22.5	0.38
	S _s -1 4		345	1045	8.27	22.5	0.37
	S _s -2 1		441	1237	9.83	22.5	0.44
	S _s -2 2		448	1242	9.87	22.5	0.44
	S _s -3 1	H+, V+	575	2314	18.08	22.5	0.81
		H-, V+	488	1729	13.58	22.5	0.61
②	S _s -D 1	H+, V+	512	1474	11.70	22.5	0.52
③			540	1925	15.11	22.5	0.68
④			402	1406	11.05	22.5	0.50
⑤			506	2054	16.04	22.5	0.72
⑥			464	1772	13.87	22.5	0.62
②			S _s -3 1	H+, V+	539	2059	16.12
③	551	2421			18.84	22.5	0.84
④	501	2083			16.25	22.5	0.73
⑤	539	2496			19.39	22.5	0.87
⑥	512	2271			17.67	22.5	0.79
②	S _s -3 1	H-, V+			464	1556	12.25
③			490	1871	14.64	22.5	0.66
④			353	1339	10.48	22.5	0.47
⑤			525	2008	15.72	22.5	0.70
⑥			502	1852	14.52	22.5	0.65
④			S _s -D 1	H+, V-	397	1413	11.09

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

(参考3) 表層改良体（地盤改良体（セメント改良））と出口側集水柵（杭間部）の相対変位について

「3. 地震応答解析」の S_s-D1 による表層改良体（地盤改良体（セメント改良））と出口側集水柵（杭間部）の相対変位を算出した。

相対変位は(柵側節点の地盤変位) - (表層改良体地盤側節点の地盤変位)で算出し、+が柵と表層改良体の間が開く側、-が柵と表層改良体の間が閉じる側を示す。図 3-1 に相対変位抽出位置を、図 3-2 に相対変位の時刻歴分布を示す。

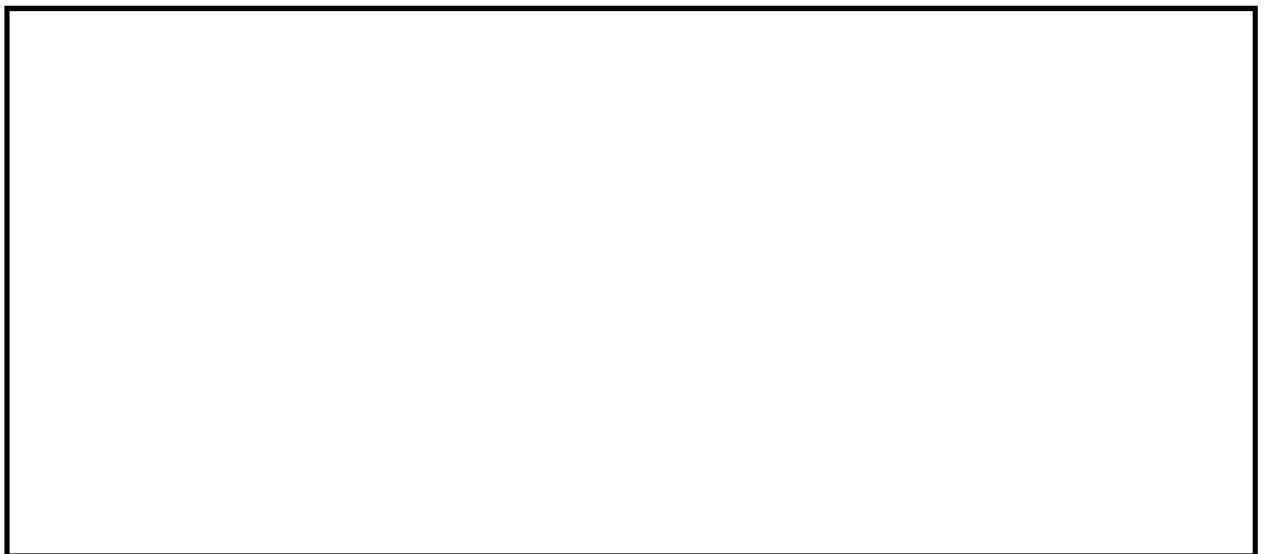


図 3-1 相対変位抽出位置

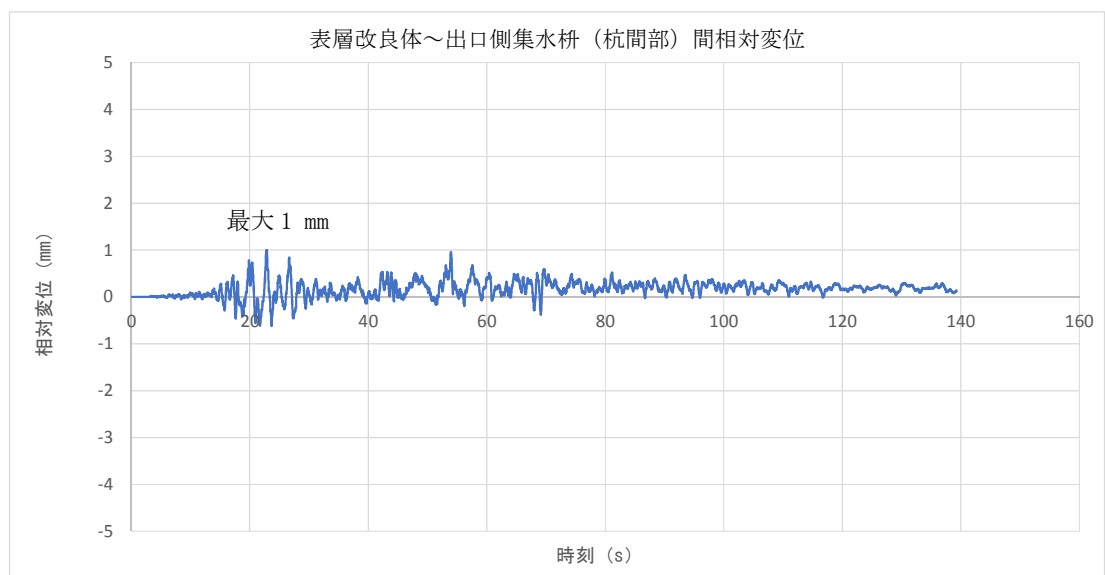


図 3-2 相対変位の時刻歴分布

表層改良体（地盤改良体（セメント改良））と出口側集水柵（杭間部）の相対変位は最大 1 mmと僅かであることを確認した。

6.7.3 構内排水路逆流防止設備の強度計算書に関する補足説明

6.7.3.1 逆流防止設備の強度計算書に関する補足説明

a. 固有値解析

(a) 固有周期の計算

構内排水路逆流防止設備は扉体部及び固定部で構成されるため、固有周期の計算に用いる解析モデルは扉体部及び固定部をモデル化する。固定部のモデル化については、扉体部は戸当りと密着した状態となることから戸当り部を支点とする両端支持梁でモデル化する。主桁の寸法を図1に示す。

$$f = \lambda^2 / (2\pi \cdot L^2) \cdot \sqrt{E \cdot I / m}$$

$$T = 1 / f$$

ここで、

f : 一次固有振動数 (Hz)

T : 固有周期 (s)

λ : 振動数係数 $= \pi$

L : 主桁の長さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1090

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 570

$$1090 \text{ (mm)} = 1.09 \text{ (m)}$$

$$570 \text{ (mm)} = 0.57 \text{ (m)}$$

E : 縦弾性係数 (N/mm²) 1.93×10^5

$$1.93 \times 10^5 \text{ (N/mm}^2\text{)} = 1.93 \times 10^{11} \text{ (N} \cdot \text{m}^2\text{)}$$

I : 構内排水路逆流防止設備の断面二次モーメント (mm⁴)

(イ) 主桁の断面二次モーメント

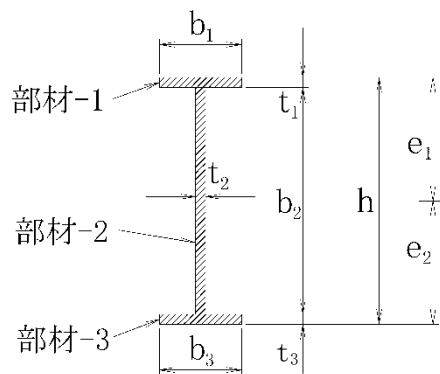


図 6.7.1.2-1 主桁の断面性能

	構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	構内排水路逆流防止設備 (5, 6)
b_1	80	30
b_2	176	80
b_3	80	30
t_1	12	10
t_2	12	10
t_3	12	10
h	200	100
e_1	100	50
e_2	100	50

機械工学便覧より、以下の式にて計算を行う。

$$I_a = (b_1 \cdot h^3 - b_2^3 (b_1 - t_2)) / 12$$

ここで、

I_a : 主桁の断面二次モーメント (mm^4)

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$I_a = (80 \times 200^3 - 176^3 (80 - 12)) / 12 \\ = 2.24399 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$I_a = (30 \times 100^3 - 80^3 (30 - 10)) / 12 \\ = 1.64666 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

(ロ) スキンプレートの断面二次モーメント

機械工学便覧より, 以下の式にて計算を行う。

$$I_b = bh^3 / 12$$

ここで,

I_b : スキンプレートの断面二次モーメント (mm^4)

b : スキンプレートの長さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1200

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 650

h : スキンプレートの厚さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 16

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 9

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$I_b = 1200 \times 16^3 / 12 \\ = 4.09600 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$I_b = 650 \times 9^3 / 12 \\ = 3.94875 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

(ハ) 構内排水路逆流防止設備の断面二次モーメント

構内排水路逆流防止設備の断面二次モーメントについて, 以下の式にて計算を行う。

$$I = 2(I_a + A_a \cdot (y_3 - y_1)^2) + (I_b + A_b \cdot (y_2 - y_3)^2)$$

ここで,

I : 構内排水路逆流防止設備の断面二次モーメント (mm^4)

I_a : 主桁の断面二次モーメント (mm^4)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 2.24399×10^7

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 1.64666×10^6

A_a : 主桁の断面積 (mm^2)

主桁の断面積について, 以下の式にて計算を行う。

$$A_a = b_1 \cdot t_1 + b_2 \cdot t_2 + b_3 \cdot t_3$$

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$A_a = 80 \times 12 + 176 \times 12 + 80 \times 12$$

$$= 4032 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$A_a = 30 \times 10 + 80 \times 10 + 30 \times 10$$

$$= 1400 \text{ mm}^2$$

I_b : スキンプレート の断面二次モーメント (mm^4)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 4.096×10^5

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 3.94875×10^4

A_b : スキンプレート の断面積 (mm^2)

スキンプレートの断面積について、以下の式にて計算を行う。

$$A_b = b \cdot h$$

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$A_b = 1200 \times 16$$

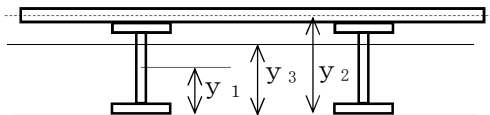
$$= 1.92 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$A_b = 650 \times 9$$

$$= 5850 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備の断面二次モーメントを計算するにあたり、重心位置を図 6. 7. 1. 2-2 に示す。



y_1 : 主桁の重心位置

y_2 : スキンプレートの重心位置

y_3 : 構内排水路逆流防止設備の重心位置

図 6. 7. 1. 2-2 構内排水路逆流防止設備の重心位置

ここで、

y_1 : 主桁の重心位置

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 100

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 50

y_2 : スキンプレートの重心位置

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 208

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 104.5

y_3 : 構内排水路逆流防止設備の重心位置

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 176.1

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 86.9

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$I = 2 \times (2.24399 \times 10^7 + 4032 \times (176.1 - 100)^2) + (4.096 \times 10^5 + 1.92 \times 10^4 \times (208 - 176.1)^2)$$

$$= 1.12 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$I = 2 \times (1.64666 \times 10^6 + 1400 \times (86.9 - 50)^2) + (3.94875 \times 10^4 + 5850 \times (104.5 - 86.9)^2)$$

$$= 8.96 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$1.12 \times 10^8 \text{ (mm}^4) = 1.12 \times 10^{-4} \text{ (m}^4)$$

$$8.96 \times 10^6 \text{ (mm}^4) = 8.96 \times 10^{-6} \text{ (m}^4)$$

m : 扉体部の単位長さ当たりの質量 (kg/mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.32415

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.17522

$$0.32415 \text{ (kg/mm)} = 3.2415 \times 10^2 \text{ (kg/m)}$$

$$0.17522 \text{ (kg} \cdot \text{mm)} = 1.7522 \times 10^2 \text{ (kg/m)}$$

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$f = \pi^2 / (2\pi \times 1.09^2) \times \sqrt{(1.93 \times 10^{11} \times 1.12 \times 10^{-4} / 3.2415 \times 10^2)}$$

$$= 341.414 \text{ Hz} = 341 \text{ Hz}$$

$$T = 1/341 = 0.00293255 \text{ s} = 0.0030 \text{ s}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$f = \pi^2 / (2\pi \times 0.57^2) \cdot \sqrt{(1.93 \times 10^{11} \times 8.96 \times 10^{-6} / 1.7522 \times 10^2)}$$

$$= 480.298 \text{ Hz} = 480 \text{ Hz}$$

$$T = 1/480 = 0.00208333 \text{ s} = 0.0021 \text{ s}$$

(b) 固有値解析結果

(構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9))

固有周期は 0.0030 s であり, 0.05 s 以下であることから, 剛構造である。

(構内排水路逆流防止設備 (5, 6))

固有周期は 0.0021 s であり, 0.05 s 以下であることから, 剛構造である。

b. 応力計算

b-1. 基準津波時

基準津波時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-4 構内排水路逆流防止設備の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

(a) 荷重条件

イ. 遡上津波荷重

遡上津波荷重は、以下の式により計算を行う。

$$P_t = W_0 \cdot h$$

ここで、

P_t : 遡上津波荷重 (N/mm²)

W_0 : 水の単位体積重量 (N/mm³) 1.01 × 10⁻⁵

h : 水面から動水圧を算定する点までの水深 (mm)

水面から動水圧を算定する点までの水深は、以下の式により計算を行う。

$$h = 3H/2$$

ここで、

H : 水面から基礎地盤までの水深 (mm) 1.79 × 10⁴

以上により、

$$\begin{aligned} h &= 3 \times 1.79 \times 10^4 / 2 \\ &= 2.685 \times 10^4 \text{ mm} \\ &= 2.69 \times 10^4 \text{ mm} \end{aligned}$$

以上により、

$$\begin{aligned} P_t &= 1.01 \times 10^{-5} \times 2.69 \times 10^4 \\ &= 0.271690 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(b) 各部の応力評価

イ. スキンプレート

4辺を固定支持された平板としてモデル化し、曲げ応力を算定する。

(イ) 発生荷重

発生荷重を以下の式にて計算を行う。

$$P = q_1 l$$

ここで、

P : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

q_1 : 津波及び余震による分布荷重 (N/mm²)

津波及び余震による分布荷重は、以下の式にて計算を行う。なお、基準津波時のため、余震による分布荷重は考慮しない。

$$q_1 = P_t$$

ここで、

Pt : 遡上津波荷重 (N/mm²) 0.271690

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$q_1 = 0.271690 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$q_1 = 0.271690 \text{ N/mm}^2$$

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$P = 0.271690 \text{ N/mm}^2 = 2.71690 \times 10^5 \text{ N/m}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$P = 0.271690 \text{ N/mm}^2 = 2.71690 \times 10^5 \text{ N/m}^2$$

(ロ) 発生応力

曲げ応力 (N/mm²)

$$\sigma = k \cdot a_1^2 \cdot P \cdot 10^{-6} \cdot \alpha_1 / (100 \cdot t_1^2)$$

ここで

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

k : 辺長比 (b/a) による係数

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 44.88

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 45.50

ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) (ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき, 辺長比 b/a を求め係数が最も高い値とする。

$$\text{辺長比 (b/a)} = b_1/a_1$$

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\text{辺長比 (b/a)} = 575/390$$

$$= 1.474$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\text{辺長比 (b/a)} = 300/200$$

$$= 1.5$$

b₁ : スキンプレートの長辺 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 575 mm

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 300 mm

a₁ : スキンプレートの短辺 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 390 mm

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 200 mm

$\alpha 1$: スキンプレートの応力の補正係数

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.8

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.8

ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) (ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき、スキンプレートを支持する桁がフランジを有することから、そのフランジがスキンプレートの発生応力に及ぼす影響を考慮し補正係数を乗じるため、補正係数を求める。求め方については、ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) (ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき、辺長比 b/a を求め係数が最も低い値とする

$t1$: スキンプレートの板厚 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 16 mm=1.6 cm

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 9 mm=0.9 cm

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}\sigma &= 44.88 \times 39^2 \times 2.71690 \times 10^5 \times 10^{-6} \times 0.8 / (100 \times 1.6^2) \\ &= 57.9569 \text{ N/mm}^2 = 58 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}\sigma &= 45.50 \times 20^2 \times 2.71690 \times 10^5 \times 10^{-6} \times 0.8 / (100 \times 0.9^2) \\ &= 48.8371 \text{ N/mm}^2 = 49 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ロ. 主桁

支圧板の設置位置を支点とする両端をピン支点の単純支持梁によりモデル化し計算を行う。

(イ) 発生荷重

2本の主桁で扉体にかかる荷重を負担するものとし、以下の式にて計算を行う。

$$W = q1 \cdot A1 / 2$$

ここで、

W : 主桁に加わる津波及び余震による荷重 (N)

$q1$: 津波及び余震による分布荷重 (N/mm^2)

$A1$: 扉体面積 (mm^2)

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}W &= 0.271690 \times 8.99 \times 10^5 / 2 \\ &= 1.22124 \times 10^5 \text{ N}\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$W = 0.271690 \times 2.12 \times 10^5 / 2 \\ = 2.88495 \times 10^4 \text{ N}$$

(ロ) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するにあたり，最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\max} = W \cdot (2L_0 - B) / 8$$

$$S_{\max} = W / 2$$

ここで，

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

W : 主桁に加わる扉体自重による荷重 (N)

L_0 : 主桁の支圧板中心間 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1089

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 566

B : 水密幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1070

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 520

以上により，

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$M_{\max} = 1.22124 \times 10^5 \times (2 \times 1089 - 1070) / 8 \\ = 1.69141 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\max} = 1.22124 \times 10^5 / 2 \\ = 6.10620 \times 10^4 \text{ N}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$M_{\max} = 2.88495 \times 10^4 \times (2 \times 566 - 520) / 8 \\ = 2.20698 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\max} = 2.88495 \times 10^4 / 2 \\ = 1.44247 \times 10^4 \text{ N}$$

(ハ) 断面係数及びウェブ断面積

発生応力を計算するにあたり，主桁の断面係数及びウェブ断面積を以下の式にて計算を行う。

$$Z_2 = I / e$$

$$A_{w2} = b_2 \cdot t_2$$

ここで，

I : 主桁の断面二次モーメント (mm⁴)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	2.24×10^7
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	1.65×10^6
e : 主桁の重心位置 (mm)	
構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	100
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	50
b2 : 主桁のウェブ幅 (mm)	
構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	
スカラップを考慮する。	
R=20mm	
$b_2=176\text{mm}$	
主桁のウェブ幅は	
$b_2-2 \cdot R=176-2 \times 20=136 \text{ mm}$	
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	
スカラップを考慮する。	
R=20 mm	
$b_2=80 \text{ mm}$	
主桁のウェブ幅は	
$b_2-2 \cdot R=80-2 \times 20=40 \text{ mm}$	
t2 : 主桁ウェブの厚さ (mm)	
構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	12
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	10

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$Z_2=2.24 \times 10^7 / 100$$

$$=2.24 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2=136 \times 12$$

$$=1632 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$Z_2=1.65 \times 10^6 / 50$$

$$=3.3 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2=40 \times 10$$

$$=400 \text{ mm}^2$$

(二) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\max} / Z_2$$

$$\tau = S_{\max} / Aw_2$$

ここで,

σ : 曲げ応力 (N/mm²)
 τ : せん断応力 (N/mm²)
 M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
 S_{\max} : 最大せん断力 (N)
 Z_2 : 主桁の断面係数 (mm³)
 A_{w2} : 主桁のウェブ断面積 (mm²)

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}\sigma &= 1.69141 \times 10^7 / 2.24 \times 10^5 \\ &= 75.5093 \text{ N/mm}^2 = 76 \text{ N/mm}^2 \\ \tau &= 6.10620 \times 10^4 / 1632 \\ &= 37.4154 \text{ N/mm}^2 = 38 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}\sigma &= 2.20698 \times 10^6 / 3.3 \times 10^4 \\ &= 66.8781 \text{ N/mm}^2 = 67 \text{ N/mm}^2 \\ \tau &= 1.44247 \times 10^4 / 400 \\ &= 36.0617 \text{ N/mm}^2 = 37 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ハ. 縦補助桁

主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均荷重が菱形に作用したも
 のとして、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル
 編）」の式により計算を行う。

(イ) 発生荷重

平均荷重が菱形に作用したもとして、以下の式にて計算を行う

$$p_3 = q_1$$

ここで,

p_3 : 縦補助桁に加わる各区分の平均荷重

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$p = 0.271690 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$p = 0.271690 \text{ N/mm}^2$$

(ロ) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するにあたり、最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下
 の式にて計算を行う。

$$M_{\max} = p \cdot a_3^3 / 12$$

$$S_{max} = p \cdot a_3^2 / 4$$

ここで、

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

p : 縦補助桁に加わる扉体自重による荷重 (N)

a_3 : 縦補助桁の主桁間隔 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 390

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 200

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} M_{max} &= 0.271690 \times 390^3 / 12 \\ &= 1.34303 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{max} &= 0.271690 \times 390^2 / 4 \\ &= 1.03310 \times 10^4 \text{ N} \end{aligned}$$

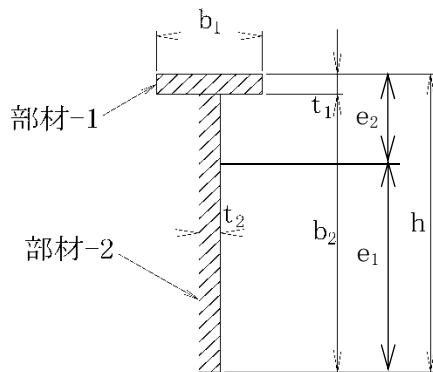
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} M_{max} &= 0.271690 \times 200^3 / 12 \\ &= 1.81126 \times 10^5 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{max} &= 0.271690 \times 200^2 / 4 \\ &= 2.71690 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

(ハ) 断面係数及びウェブ断面積

縦補助桁の断面図を図 6.7.1.2-3 に示す。



	構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	構内排水路逆流防止設備 (5, 6)
b_1	40	30
b_2	112	90
t_1	8	10
t_2	8	8
h	120	100

図 6.7.1.2-3 縦補助桁の断面図

機械工学便覧より、重心距離 e_1 (mm) 及び e_2 (mm) を次の式にて求める。

$$e_1 = h - (h^2 \cdot t_2 + t_1^2 (b_1 - t_2)) / (2(b_1 \cdot t_1 + b_2 \cdot t_2))$$

$$e_2 = h - e_1$$

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$e_1 = 120 - (120^2 \times 8 + 8^2 (40 - 8)) / (2 \times (40 \times 8 + 112 \times 8))$$

$$= 71.7894 \text{ mm}$$

$$e_2 = 120 - 71.7894$$

$$= 48.2106 \text{ mm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$e_1 = 100 - (100^2 \times 8 + 10^2 (30 - 8)) / (2 \times (30 \times 10 + 90 \times 8))$$

$$= 59.7058 \text{ mm}$$

$$e_2 = 100 - 59.7058$$

$$= 40.2942 \text{ mm}$$

機械工学便覧より，縦補助桁の断面二次モーメントを以下の式にて計算を行う。

$$I = (t_2 \cdot e_1^3 + b_1 \cdot e_2^3 - (b_1 - t_2) (e_2 - t_1)^3) / 3$$

以上により，

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$I = (8 \times 71.7894^3 + 40 \times 48.2106^3 - (40 - 8) (48.2106 - 8)^3) / 3$$

$$= 1.78716 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$I = (8 \times 59.7058^3 + 30 \times 40.2942^3 - (30 - 8) (40.2942 - 10)^3) / 3$$

$$= 1.01789 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

縦補助桁の断面係数及びウェブ断面積を以下の式にて計算を行う。

$$Z_2 = I / e$$

$$A_{w2} = b_2 \cdot t_2$$

ここで，

I : 縦補助桁の断面二次モーメント (mm⁴)

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 1.78716 \times 10^6$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} \quad 1.01789 \times 10^6$$

e1 : 縦補助桁の重心位置 (mm)

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 71.7894$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} \quad 59.7058$$

b2 : 縦補助桁のウェブ幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

スカラップを考慮する。

$$R = 20 \text{ mm}$$

$$h = 120 \text{ mm}$$

$$t_3 \text{ (主桁)} = 12 \text{ mm}$$

縦補助桁のウェブ幅は

$$h - t_3 \text{ (主桁)} - R = 120 - 12 - 20 = 88 \text{ mm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

スカラップを考慮する。

$$R = 20 \text{ mm}$$

$$h=100 \text{ mm}$$

$$t_3 \text{ (主桁)} = 10 \text{ mm}$$

縦補助桁のウェブ幅は

$$h - t_3 \text{ (主桁)} - R = 100 - 10 - 20 = 70 \text{ mm}$$

t_2 : 縦補助桁のウェブの厚さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 8

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 8

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$Z_2 = 1.78716 \times 10^6 / 71.7894$$

$$= 2.48944 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$= 2.5 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2 = 88 \times 8$$

$$= 704 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$Z_2 = 1.01789 \times 10^6 / 59.7058$$

$$= 1.70484 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$= 1.700 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2 = 70 \times 8$$

$$= 560 \text{ mm}^2$$

(二) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\max} / Z_3$$

$$\tau = S_{\max} / Aw_3$$

ここで,

σ : 曲げ応力 (N/mm²)

τ : せん断応力 (N/mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

Z_2 : 縦補助桁の断面係数 (mm³)

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\sigma = 1.34303 \times 10^6 / 2.5 \times 10^4$$

$$= 53.9490 \text{ N/mm}^2 = 54 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 1.03310 \times 10^4 / 704$$

$$= 14.6747 \text{ N/mm}^2 = 15 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\sigma = 1.81126 \times 10^5 / 1.700 \times 10^4$$

$$= 10.6544 \text{ N/mm}^2 = 11 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 2.71690 \times 10^3 / 560$$

$$= 4.85160 \text{ N/mm}^2 = 5 \text{ N/mm}^2$$

ニ. 戸当り部コンクリート

下部水圧が計算高に作用しているとして、支圧応力度及びせん断応力度を評価する。

(イ) 発生荷重

戸当り部コンクリートにかかる荷重を以下の式にて計算を行う。

$$q = q_1$$

ここで、

q : 下部作用圧力 (N/mm²)

q₁ : 津波及び余震による分布荷重 (N/mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.271690

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.271690

以上により

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$q = 0.271690 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$q = 0.271690 \text{ N/mm}^2$$

(ロ) 発生応力

コンクリート部にかかる支圧応力度及びせん断応力度について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bk} = q \cdot A / (\pi \cdot D_r \cdot b_w)$$

$$\tau_c = \sigma_{bk} \cdot b_w / 2S$$

ここで、

σ_{bk} : コンクリート支圧応力度 (N/mm²)

τ_c : コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

q : 下部作用圧力 (N/mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.271690

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.271690

A : 支圧面積 (mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1.03868×10^6

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 2.82743×10^5

支圧面積について、以下の式にて計算を行う。

$$A = \pi \cdot D_r^2 / 4$$

ここで、

A : 支圧面積 (mm²)

D_r : 支圧板中心径 (mm)

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} A &= \pi \times 1150^2 / 4 \\ &= 1.03868 \times 10^6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} A &= \pi \times 600^2 / 4 \\ &= 2.82743 \times 10^5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

D_r : 支圧板中心径 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1150

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 600

bw : 支圧幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 50

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 50

受圧幅について、以下の式にて計算を行う。

$$bw = t_0 + 2t_r$$

ここで、

bw : 支圧幅 (mm)

t₀ : 扉体支圧板有効幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 14

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 14

t_r : 支圧板の厚さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 18

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 18

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} bw &= 14 + 2 \times 18 \\ &= 50 \text{ mm} \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} bw &= 14 + 2 \times 18 \\ &= 50 \text{ mm} \end{aligned}$$

S : 戸当り幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 120

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 120

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}\sigma_{bk} &= 0.271690 \times 1.03868 \times 10^6 / (\pi \times 1150 \times 50) \\ &= 1.56220 \text{ N/mm}^2 = 1.57 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_c &= 1.56220 \times 50 / (2 \times 120) \\ &= 0.325458 \text{ N/mm}^2 = 0.33 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}\sigma_{bk} &= 0.271690 \times 2.82743 \times 10^5 / (\pi \times 600 \times 50) \\ &= 0.81506 \text{ N/mm}^2 = 0.82 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_c &= 0.81506 \times 50 / (2 \times 120) \\ &= 0.16980 \text{ N/mm}^2 = 0.17 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

b-2. 基準津波+S_d地震時

基準津波時+S_d地震時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-4 構内排水路逆流防止設備の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

(a) 荷重条件

イ. 遡上津波荷重

遡上津波荷重は、以下の式により計算を行う。

$$P_t = W_0 \cdot h$$

ここで、

P_t : 遡上津波荷重 (N/mm²)

W_0 : 水の単位体積重量(N/mm³) 1.01×10⁻⁵

h : 水面から動水圧を算定する点までの水深 (mm)

水面から動水圧を算定する点までの水深は、以下の式により計算を行う。

$$h = 3H/2$$

ここで、

H : 水面から基礎地盤までの水深 (mm) 1.79×10⁴

以上により、

$$h = 3 \times 1.79 \times 10^4 / 2$$

$$= 2.685 \times 10^4 \text{ mm}$$

$$= 2.69 \times 10^4 \text{ mm}$$

以上により、

$$P_t = 1.01 \times 10^{-5} \times 2.69 \times 10^4$$

$$= 0.271690 \text{ N/mm}^2$$

ロ. 余震による地震荷重

余震荷重は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動 S_d-D1 に伴う地震力（動水圧含む。）とする。

「(b) 固有値解析結果」に示したとおり、構内排水路逆流防止設備の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、設計震度は添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）及び防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）における設置床の最大応答加速度を考慮して設定する。構内排水路逆流防止設備の計算に用いる設計震度を表 6.7.1.2-1 に示す。

表 6.7.1.2-1 余震による設計震度

設備名称	地震動	設置場所及び床面高さ (EL. m)	余震による設計震度*1	
構内排水路逆流防止設備 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9	弾性設計用 地震動	出口側集水枡 EL. 1.14~5.40 (管底高さ)	水平方向 K_{HSd}	0.45
		(EL. 5.550*2)	鉛直方向 K_{VSd}	0.23
構内排水路逆流防止設備 5, 6	$S_d - D1$	出口側集水枡 1.350 (管底高さ)	水平方向 K_{HSd}	0.44
		(EL. 1.8*3)	鉛直方向 K_{VSd}	0.29

注記 *1: 「(b) 固有値解析結果」より、構内排水路逆流防止設備の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

*2: 防潮堤 (鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁) における基準床レベルを示す。

*3: 防潮堤 (鉄筋コンクリート防潮壁) における基準床レベルを示す。

(イ) 余震による地震力

余震時の扉体自重による慣性力を考慮する。

$$I_{HSd} = G \cdot K_{HSd}$$

$$I_{VSd} = G \cdot K_{VSd}$$

ここで、

I_{HSd} : 余震による水平方向地震荷重 (N)

I_{VSd} : 余震による鉛直方向地震荷重 (N)

G : 扉体の自重 (N)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 3.5×10^3

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 981

K_{HSd} : 余震による水平方向の設計震度

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.45

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.44

K_{VSd} : 余震による鉛直方向の設計震度

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.23

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.29

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$I_{HSd} = 3.5 \times 10^3 \times 0.45$$

$$=1575 \text{ N}$$

$$I_{Vs_d}=3.5 \times 10^3 \times 0.23$$

$$=805 \text{ N}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$I_{HS_d}=981 \times 0.44$$

$$=431.64 \text{ N}$$

$$I_{Vs_d}=981 \times 0.29$$

$$=284.49 \text{ N}$$

(ロ) 余震による動水圧

余震による動水圧について、以下の式にて計算を行う。

$$P_d = 7 \cdot W_0 \cdot K_{HS_d} \cdot \sqrt{(H \cdot h)} / 8$$

ここで、

P_d : 余震による動水圧 (N/mm²)

W_0 : 水の単位体積重量 (N/mm³) 1.01 × 10⁻⁵

K_{HS_d} : 余震による水平方向の設計震度

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.45

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.44

h : 水面から動水圧を算定する点までの水深 (mm) 1.79 × 10⁴

H : 水面から基礎地盤までの水深 (mm) 1.79 × 10⁴

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$Pd = 7 \times 1.01 \times 10^{-5} \times 0.45 \times \sqrt{(1.79 \times 10^4 \times 1.79 \times 10^4)} / 8$$

$$= 7.11860 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$Pd = 7 \times 1.01 \times 10^{-5} \times 0.44 \times \sqrt{(1.79 \times 10^4 \times 1.79 \times 10^4)} / 8$$

$$= 6.96041 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

(b) 各部の応力評価

イ. スキンプレート

4辺を固定支持された平板としてモデル化し、曲げ応力を算定する。

(イ) 発生荷重

発生荷重を以下の式にて計算を行う。

$$P = q_1 l$$

ここで、

P : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

q_1 : 津波及び余震による分布荷重 (N/mm²)

津波及び余震による分布荷重は、以下の式にて計算を行う。

$$q_1 = P_t + i_{HSd} + P_d$$

ここで、

$$P_t : \text{遡上津波荷重 (N/mm}^2\text{)} \quad 0.271690$$

$$i_{HSd} : \text{余震による単位面積当たりの水平方向地震荷重 (N/mm}^2\text{)}$$

余震による単位面積当たりの水平方向地震荷重は、以下の式にて計算を行う。

$$i_{HSd} = I_{HSd} / A_1$$

ここで、

$$I_{HSd} : \text{余震による水平方向地震荷重 (N)}$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 1575$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} \quad 431.64$$

$$A_1 : \text{扉体面積 (mm}^2\text{)}$$

扉体面積は、以下の式にて計算を行う。

$$A_1 = \pi \cdot B^2 / 4$$

ここで、

$$B : \text{扉体の水密幅 (mm)}$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 1070$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} \quad 520$$

以上より、

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)}$$

$$A_1 = \pi \times 1070^2 / 4$$

$$= 8.99202 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$= 8.99 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)}$$

$$A_1 = \pi \times 520^2 / 4$$

$$= 2.12371 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$= 2.12 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

以上より、

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)}$$

$$i_{HSd} = 1575 / 8.99 \times 10^5$$

$$= 1.75195 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)}$$

$$i_{HSd} = 431.64 / 2.12 \times 10^5$$

$$= 2.03248 \times 10^{-3} \text{ mm}^2$$

$$P_d : \text{余震による動水圧 (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 7.11860 \times 10^{-2}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

6.96041×10^{-2}

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$q_1 = 0.271690 + 1.75195 \times 10^{-3} + 7.11860 \times 10^{-2} \\ = 0.344627 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$q_1 = 0.271690 + 2.03248 \times 10^{-3} + 6.96041 \times 10^{-2} \\ = 0.343326 \text{ N/mm}^2$$

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$P = 0.344627 \text{ N/mm}^2 = 3.44627 \times 10^5 \text{ N/m}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$P = 0.343326 \text{ N/mm}^2 = 3.43326 \times 10^5 \text{ N/m}^2$$

(ロ) 発生応力

曲げ応力 (N/mm²)

$$\sigma = k \cdot a_1^2 \cdot P \cdot 10^{-6} \cdot \alpha_1 / (100 \cdot t_1^2)$$

ここで

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

k : 辺長比 (b/a) による係数

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 44.88

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 45.50

ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) (ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき, 辺長比 b/a を求め係数が最も高い値とする。

辺長比 (b/a) = b₁/a₁

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\text{辺長比 (b/a)} = 575/390 \\ = 1.474$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\text{辺長比 (b/a)} = 300/200 \\ = 1.5$$

b₁ : スキンプレートの長辺 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 575 mm

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 300 mm

a₁ : スキンプレートの短辺 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 390 mm

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 200 mm

α_1 : スキンプレートの応力の補正係数

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.8

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.8

ダム・堰施設技術基準(案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) (ダム・堰施設技術協会 平成28年3月)に基づき、スキンプレートを支持する桁がフランジを有することから、そのフランジがスキンプレートの発生応力に及ぼす影響を考慮し補正係数を乗じるため、補正係数を求める。求め方については、ダム・堰施設技術基準(案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) (ダム・堰施設技術協会 平成28年3月)に基づき、辺長比 b/a を求め係数が最も低い値とする

t_1 : スキンプレートの板厚 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 16 mm=1.6 cm

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 9 mm=0.9 cm

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}\sigma &= 44.88 \times 39^2 \times 3.44627 \times 10^5 \times 10^{-6} \times 0.8 / (100 \times 1.6^2) \\ &= 73.5093 \text{ N/mm}^2 = 74 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}\sigma &= 45.50 \times 20^2 \times 3.43326 \times 10^5 \times 10^{-6} \times 0.8 / (100 \times 0.9^2) \\ &= 61.1160 \text{ N/mm}^2 = 62 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ロ. 主桁

支圧板の設置位置を支点とする両端をピン支点の単純支持梁によりモデル化し計算を行う。

(イ) 発生荷重

2本の主桁で扉体にかかる荷重を負担するものとし、以下の式にて計算を行う。

$$W = q_1 \cdot A_1 / 2$$

ここで、

W : 主桁に加わる津波及び余震による荷重 (N)

q_1 : 津波及び余震による分布荷重 (N/mm^2)

A_1 : 扉体面積 (mm^2)

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$W = 0.344627 \times 8.99 \times 10^5 / 2$$

$$=1.54909 \times 10^5 \text{ N}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$W=0.343326 \times 2.12 \times 10^5 / 2$$

$$=3.604 \times 10^4 \text{ N}$$

(ロ) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するにあたり，最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\max} = W \cdot (2L_0 - B) / 8$$

$$S_{\max} = W / 2$$

ここで，

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

W : 主桁に加わる扉体自重による荷重 (N)

L_0 : 主桁の支圧板中心間 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1089

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 566

B : 水密幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1070

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 520

以上により，

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$M_{\max} = 1.54909 \times 10^5 \times (2 \times 1089 - 1070) / 8$$

$$= 2.14548 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\max} = 1.54909 \times 10^5 / 2$$

$$= 7.74545 \times 10^4 \text{ N}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$M_{\max} = 3.604 \times 10^4 \times (2 \times 566 - 520) / 8$$

$$= 2.75706 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\max} = 3.604 \times 10^4 / 2$$

$$= 1.8020 \times 10^4 \text{ N}$$

(ハ) 断面係数及びウェブ断面積

発生応力を計算するにあたり，主桁の断面係数及びウェブ断面積を以下の式にて計算を行う。

$$Z_2 = I / e$$

$$A_{w2} = b_2 \cdot t_2$$

ここで，

I : 主桁の断面二次モーメント (mm ⁴)	
構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	2.24 × 10 ⁷
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	1.65 × 10 ⁶
e : 主桁の重心位置 (mm)	
構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	100
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	50
b ₂ : 主桁のウェブ幅 (mm)	
構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	
スカラップを考慮する。	
R = 20mm	
b ₂ = 176mm	
主桁のウェブ幅は	
b ₂ - 2 · R = 176 - 2 × 20 = 136 mm	
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	
スカラップを考慮する。	
R = 20 mm	
b ₂ = 80 mm	
主桁のウェブ幅は	
b ₂ - 2 · R = 80 - 2 × 20 = 40 mm	
t ₂ : 主桁ウェブの厚さ (mm)	
構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	12
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	10

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$Z_2 = 2.24 \times 10^7 / 100$$

$$= 2.24 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2 = 136 \times 12$$

$$= 1632 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$Z_2 = 1.65 \times 10^6 / 50$$

$$= 3.3 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2 = 40 \times 10$$

$$= 400 \text{ mm}^2$$

(二) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\max} / Z_2$$

$$\tau = S_{\max} / Aw_2$$

ここで、

σ : 曲げ応力 (N/mm²)

τ : せん断応力 (N/mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

Z_2 : 主桁の断面係数 (mm³)

A_{w2} : 主桁のウェブ断面積 (mm²)

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}\sigma &= 2.14548 \times 10^7 / 2.24 \times 10^5 \\ &= 95.7803 \text{ N/mm}^2 = 96 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau &= 7.74545 \times 10^4 / 1632 \\ &= 47.4598 \text{ N/mm}^2 = 48 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}\sigma &= 2.75706 \times 10^6 / 3.3 \times 10^4 \\ &= 83.5472 \text{ N/mm}^2 = 85 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau &= 1.8020 \times 10^4 / 400 \\ &= 45.05 \text{ N/mm}^2 = 46 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ハ. 縦補助桁

主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均荷重が菱形に作用したものととして、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）」の式により計算を行う。

(イ) 発生荷重

平均荷重が菱形に作用したものととして、以下の式にて計算を行う

$$p_3 = q_1$$

ここで、

p_3 : 縦補助桁に加わる各区分の平均荷重

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$p = 0.344627 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$p = 0.343326 \text{ N/mm}^2$$

(ロ) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するにあたり、最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\max} = p \cdot a_3^3 / 12$$

$$S_{\max} = p \cdot a_3^2 / 4$$

ここで、

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

p : 縦補助桁に加わる扉体自重による荷重 (N)

a_3 : 縦補助桁の主桁間隔 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 390

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 200

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 0.344627 \times 390^3 / 12 \\ &= 1.70357 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 0.344627 \times 390^2 / 4 \\ &= 1.31044 \times 10^4 \text{ N} \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 0.343326 \times 200^3 / 12 \\ &= 2.28884 \times 10^5 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 0.343326 \times 200^2 / 4 \\ &= 3.43326 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

(ハ) 断面係数及びウェブ断面積

縦補助桁の断面図を図 6.7.1.2-4 に示す。

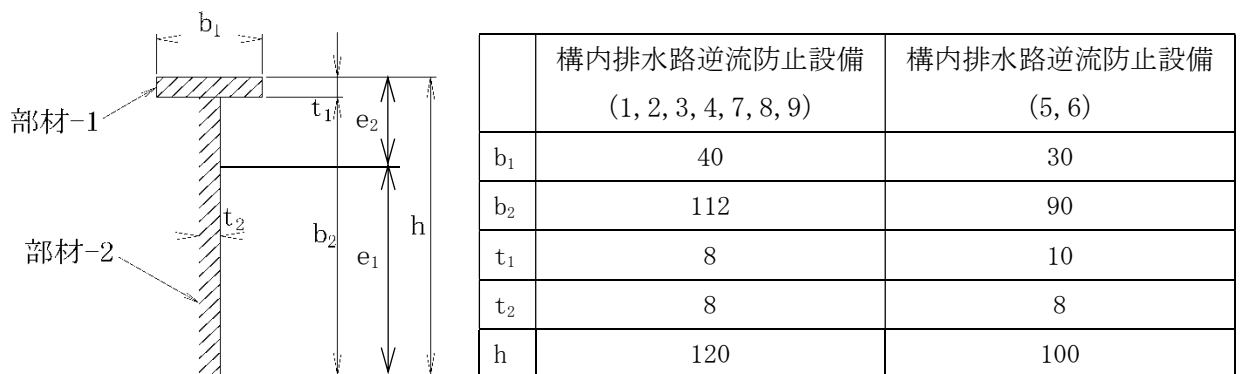


図 6.7.1.2-4 縦補助桁の端面図

機械工学便覧より、重心距離 e_1 (mm) 及び e_2 (mm) を次の式にて求める。

$$e_1 = h - (h^2 \cdot t_2 + t_1^2 (b_1 - t_2)) / (2(b_1 \cdot t_1 + b_2 \cdot t_2))$$

$$e_2 = h - e_1$$

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$e1 = 120 - (120^2 \times 8 + 8^2 (40 - 8)) / (2 \times (40 \times 8 + 112 \times 8))$$

$$= 71.7894 \text{ mm}$$

$$e2 = 120 - 71.7894$$

$$= 48.2106 \text{ mm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$e1 = 100 - (100^2 \times 8 + 10^2 (30 - 8)) / (2 \times (30 \times 10 + 90 \times 8))$$

$$= 59.7058 \text{ mm}$$

$$e2 = 100 - 59.7058$$

$$= 40.2942 \text{ mm}$$

機械工学便覧より，縦補助桁の断面二次モーメントを以下の式にて計算を行う。

$$I = (t_2 \cdot e_1^3 + b_1 \cdot e_2^3 - (b_1 - t_2) (e_2 - t_1)^3) / 3$$

以上により，

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$I = (8 \times 71.7894^3 + 40 \times 48.2106^3 - (40 - 8) (48.2106 - 8)^3) / 3$$

$$= 1.78716 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$I = (8 \times 59.7058^3 + 30 \times 40.2942^3 - (30 - 8) (40.2942 - 10)^3) / 3$$

$$= 1.01789 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

縦補助桁の断面係数及びウェブ断面積を以下の式にて計算を行う。

$$Z_2 = I / e$$

$$Aw_2 = b_2 \cdot t_2$$

ここで，

I : 縦補助桁の断面二次モーメント (mm⁴)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1.78716 × 10⁶

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 1.01789 × 10⁶

e1 : 縦補助桁の重心位置 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 71.7894

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 59.7058

b2 : 縦補助桁のウェブ幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

スカラップを考慮する。

$$R = 20 \text{ mm}$$

$$h = 120 \text{ mm}$$

$$t_3 \text{ (主桁)} = 12 \text{ mm}$$

縦補助桁のウェブ幅は

$$h - t_3 \text{ (主桁)} - R = 120 - 12 - 20 = 88 \text{ mm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

スカラップを考慮する。

$$R=20 \text{ mm}$$

$$h=100 \text{ mm}$$

$$t_3 \text{ (主桁)} = 10 \text{ mm}$$

縦補助桁のウェブ幅は

$$h - t_3 \text{ (主桁)} - R = 100 - 10 - 20 = 70 \text{ mm}$$

t_2 : 縦補助桁のウェブの厚さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 8

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 8

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$Z_2 = 1.78716 \times 10^6 / 71.7894$$

$$= 2.48944 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$= 2.5 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2 = 88 \times 8$$

$$= 704 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$Z_2 = 1.01789 \times 10^6 / 59.7058$$

$$= 1.70484 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$= 1.700 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2 = 70 \times 8$$

$$= 560 \text{ mm}^2$$

(二) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\max} / Z_3$$

$$\tau = S_{\max} / Aw_3$$

ここで,

σ : 曲げ応力 (N/mm²)

τ : せん断応力 (N/mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

Z_2 : 縦補助桁の断面係数 (mm³)

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\sigma = 1.70357 \times 10^6 / 2.5 \times 10^4$$

$$= 68.1428 \text{ N/mm}^2 = 69 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\tau &= 1.31044 \times 10^4 / 704 \\ &= 18.6142 \text{ N/mm}^2 = 19 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}\sigma &= 2.28884 \times 10^5 / 1.700 \times 10^4 \\ &= 13.4637 \text{ N/mm}^2 = 14 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau &= 3.43326 \times 10^3 / 560 \\ &= 6.13082 \text{ N/mm}^2 = 7 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ニ. 戸当り部コンクリート

下部水圧が計算高に作用しているとして、支圧応力度及びせん断応力度を評価する。

(イ) 発生荷重

戸当り部コンクリートにかかる荷重を以下の式にて計算を行う。

$$q = q_1$$

ここで、

q : 下部作用圧力 (N/mm²)

q₁ : 津波及び余震による分布荷重 (N/mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.344627

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.343326

以上により

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$q = 0.344627 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$q = 0.343326 \text{ N/mm}^2$$

(ロ) 発生応力

コンクリート部にかかる支圧応力度及びせん断応力度について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bk} = q \cdot A / (\pi \cdot D_r \cdot b_w)$$

$$\tau_c = \sigma_{bk} \cdot b_w / 2S$$

ここで、

σ_{bk} : コンクリート支圧応力度 (N/mm²)

τ_c : コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

q : 下部作用圧力 (N/mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.344627

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.343326

A : 支圧面積 (mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1.03868×10^6

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 2.82743×10^5

支圧面積について、以下の式にて計算を行う。

$$A = \pi \cdot D_r^2 / 4$$

ここで、

A : 支圧面積 (mm²)

D_r : 支圧板中心径 (mm)

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} A &= \pi \times 1150^2 / 4 \\ &= 1.03868 \times 10^6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} A &= \pi \times 600^2 / 4 \\ &= 2.82743 \times 10^5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

D_r : 支圧板中心径 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1150

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 600

bw : 支圧幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 50

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 50

受圧幅について、以下の式にて計算を行う。

$$bw = t_0 + 2t_r$$

ここで、

bw : 支圧幅 (mm)

t₀ : 扉体支圧板有効幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 14

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 14

t_r : 支圧板の厚さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 18

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 18

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} bw &= 14 + 2 \times 18 \\ &= 50 \text{ mm} \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} bw &= 14 + 2 \times 18 \\ &= 50 \text{ mm} \end{aligned}$$

S : 戸当り幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 120

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 120

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}\sigma_{bk} &= 0.343326 \times 1.03868 \times 10^6 / (\pi \times 1150 \times 50) \\ &= 1.98158 \text{ N/mm}^2 = 1.98 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_c &= 1.98158 \times 50 / (2 \times 120) \\ &= 0.41282 \text{ N/mm}^2 = 0.42 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}\sigma_{bk} &= 0.343326 \times 2.82743 \times 10^5 / (\pi \times 600 \times 50) \\ &= 1.02997 \text{ N/mm}^2 = 1.03 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_c &= 1.02997 \times 50 / (2 \times 120) \\ &= 0.214584 \text{ N/mm}^2 = 0.22 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

b-3. 敷地に遡上する津波時

敷地に遡上する津波時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-4 構内排水路逆流防止設備の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

(a) 荷重条件

イ. 遡上津波荷重

遡上津波荷重は、以下の式により計算を行う。

$$P_t = W_0 \cdot h$$

ここで、

P_t : 遡上津波荷重 (N/mm²)

W_0 : 水の単位体積重量 (N/mm³) 1.01 × 10⁻⁵

h : 水面から動水圧を算定する点までの水深 (mm)

水面から動水圧を算定する点までの水深は、以下の式により計算を行う。

$$h = 3H/2$$

ここで、

H : 水面から基礎地盤までの水深 (mm) 2.40 × 10⁴

以上により、

$$\begin{aligned} h &= 3 \times 2.40 \times 10^4 / 2 \\ &= 3.60 \times 10^4 \text{ mm} \end{aligned}$$

以上により、

$$\begin{aligned} P_t &= 1.01 \times 10^{-5} \times 3.60 \times 10^4 \\ &= 0.3636 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(b) 各部の応力評価

イ. スキンプレート

4辺を固定支持された平板としてモデル化し、曲げ応力を算定する。

(イ) 発生荷重

発生荷重を以下の式にて計算を行う。

$$P = q_1 l$$

ここで、

P : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

q_1 : 津波及び余震による分布荷重 (N/mm²)

津波及び余震による分布荷重は、以下の式にて計算を行う。なお、基準津波時のため、余震による分布荷重は考慮しない。

$$q_1 = P_t$$

ここで、

P_t : 遡上津波荷重 (N/mm²) 0.3636

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$q_1 = 0.3636 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$q_1 = 0.3636 \text{ N/mm}^2$$

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$P = 0.3636 \text{ N/mm}^2 = 3.636 \times 10^5 \text{ N/m}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$P = 0.3636 \text{ N/mm}^2 = 3.636 \times 10^5 \text{ N/m}^2$$

(ロ) 発生応力

曲げ応力 (N/mm²)

$$\sigma = k \cdot a_1^2 \cdot P \cdot 10^{-6} \cdot \alpha_1 / (100 \cdot t_1^2)$$

ここで

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

k : 辺長比 (b/a) による係数

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 44.88

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 45.50

ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) (ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき、辺長比 b/a を求め係数が最も高い値とする。

辺長比 (b/a) = b₁/a₁

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\text{辺長比 (b/a)} = 575/390$$

$$= 1.474$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\text{辺長比 (b/a)} = 300/200$$

$$= 1.5$$

b₁ : スキンプレートの長辺 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 575 mm

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 300 mm

a₁ : スキンプレートの短辺 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 390 mm

$$= 39 \text{ cm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 200 mm

$$= 20 \text{ cm}$$

α_1 : スキンプレートの応力の補正係数

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.8

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.8

ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) (ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき、スキンプレートを支持する桁がフランジを有することから、そのフランジがスキンプレートの発生応力に及ぼす影響を考慮し補正係数を乗じるため、補正係数を求める。求め方については、ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) (ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき、辺長比 b/a を求め係数が最も低い値とする

t_1 : スキンプレートの板厚 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 16 mm = 1.6 cm

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 9 mm = 0.9 cm

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}\sigma &= 44.88 \times 39^2 \times 3.636 \times 10^5 \times 10^{-6} \times 0.8 / (100 \times 1.6^2) \\ &= 71.6756 \text{ N/mm}^2 = 72 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}\sigma &= 45.50 \times 20^2 \times 3.636 \times 10^5 \times 10^{-6} \times 0.8 / (100 \times 0.9^2) \\ &= 65.3582 \text{ N/mm}^2 = 66 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ロ. 主桁

支圧板の設置位置を支点とする両端をピン支点の単純支持梁によりモデル化し計算を行う。

(イ) 発生荷重

2本の主桁で扉体にかかる荷重を負担するものとし、以下の式にて計算を行う。

$$W = q_1 \cdot A_1 / 2$$

ここで、

W : 主桁に加わる津波及び余震による荷重 (N)

q_1 : 津波及び余震による分布荷重 (N/mm^2)

A_1 : 扉体面積 (mm^2)

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}W &= 0.3636 \times 8.99 \times 10^5 / 2 \\ &= 1.63438 \times 10^5 \text{ N}\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$W = 0.3636 \times 2.12 \times 10^5 / 2$$

$$=3.85416 \times 10^4 \text{ N}$$

(ロ) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するにあたり，最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\max} = W \cdot (2L_0 - B) / 8$$

$$S_{\max} = W / 2$$

ここで，

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

W : 主桁に加わる扉体自重による荷重 (N)

L_0 : 主桁の支圧板中心間 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1089

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 566

B : 水密幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1070

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 520

以上により，

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$M_{\max} = 1.63438 \times 10^5 \times (2 \times 1089 - 1070) / 8$$

$$= 2.26361 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\max} = 1.63438 \times 10^5 / 2$$

$$= 8.1740 \times 10^4 \text{ N}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$M_{\max} = 3.85416 \times 10^4 \times (2 \times 566 - 520) / 8$$

$$= 2.94843 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\max} = 3.85416 \times 10^4 / 2$$

$$= 1.92708 \times 10^4 \text{ N}$$

(ハ) 断面係数及びウェブ断面積

発生応力を計算するにあたり，主桁の断面係数及びウェブ断面積を以下の式にて計算を行う。

$$Z_2 = I / e$$

$$A_{w2} = b_2 \cdot t_2$$

ここで，

I : 主桁の断面二次モーメント (mm⁴)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 2.24 × 10⁷

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 1.65 × 10⁶

e : 主桁の重心位置 (mm)	
構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	100
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	50
b2 : 主桁のウェブ幅 (mm)	
構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	
スカラップを考慮する。	
R=20mm	
b ₂ =176mm	
主桁のウェブ幅は	
b ₂ -2・R=176-2×20=136 mm	
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	
スカラップを考慮する。	
R=20 mm	
b ₂ =80 mm	
主桁のウェブ幅は	
b ₂ -2・R=80-2×20=40 mm	
t2 : 主桁ウェブの厚さ (mm)	
構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	12
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	10

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$Z_2 = 2.24 \times 10^7 / 100$$

$$= 2.24 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2 = 136 \times 12$$

$$= 1632 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$Z_2 = 1.65 \times 10^6 / 50$$

$$= 3.3 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2 = 40 \times 10$$

$$= 400 \text{ mm}^2$$

(二) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\max} / Z_2$$

$$\tau = S_{\max} / Aw_2$$

ここで,

σ : 曲げ応力 (N/mm²)

τ : せん断応力 (N/mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

Z₂ : 主桁の断面係数 (mm³)

A_{w2} : 主桁のウェブ断面積 (mm²)

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}\sigma &= 2.26361 \times 10^7 / 2.24 \times 10^5 \\ &= 101.054 \text{ N/mm}^2 = 102 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau &= 8.1740 \times 10^4 / 1632 \\ &= 50.0857 \text{ N/mm}^2 = 51 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}\sigma &= 2.94843 \times 10^6 / 3.3 \times 10^4 \\ &= 89.3463 \text{ N/mm}^2 = 90 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau &= 1.92708 \times 10^4 / 400 \\ &= 48.1770 \text{ N/mm}^2 = 49 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ハ. 縦補助桁

主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均荷重が菱形に作用したものととして、「ダム・堰施設技術基準(案)(基準解説編・設備計画マニュアル編)」の式により計算を行う。

(イ) 発生荷重

平均荷重が菱形に作用したものととして、以下の式にて計算を行う

$$p_3 = q_1$$

ここで,

p₃ : 縦補助桁に加わる各区分の平均荷重

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$p = 0.3636 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$p = 0.3636 \text{ N/mm}^2$$

(ロ) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するにあたり、最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\max} = p \cdot a_3^3 / 12$$

$$S_{\max} = p \cdot a_3^2 / 4$$

ここで,

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

p : 縦補助桁に加わる扉体自重による荷重 (N)

a₃ : 縦補助桁の主桁間隔 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 390

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 200

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$M_{\max} = 0.3636 \times 390^3 / 12$$

$$= 1.79736 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$S_{\max} = 0.3636 \times 390^2 / 4$$

$$= 1.38258 \times 10^4 \text{ N}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$M_{\max} = 0.3636 \times 200^3 / 12$$

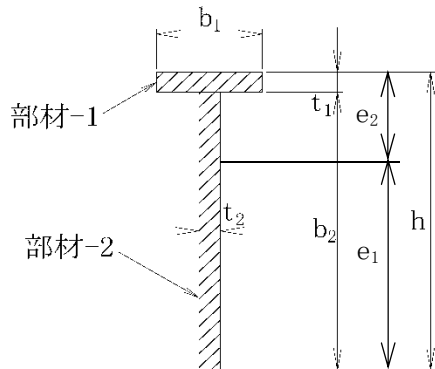
$$= 2.424 \times 10^5 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$S_{\max} = 0.3636 \times 200^2 / 4$$

$$= 3.636 \times 10^3 \text{ N}$$

(ハ) 断面係数及びウェブ断面積

縦補助桁の断面図を図 6.7.1.2-5 に示す。



	構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	構内排水路逆流防止設備 (5, 6)
b ₁	40	30
b ₂	112	90
t ₁	8	10
t ₂	8	8
h	120	100

図 6.7.1.2-5 縦補助桁の断面図

機械工学便覧より, 重心距離 e₁ (mm) 及び e₂ (mm) を次の式にて求める。

$$e_1 = h - (h^2 \cdot t_2 + t_1^2 (b_1 - t_2)) / (2(b_1 \cdot t_1 + b_2 \cdot t_2))$$

$$e_2 = h - e_1$$

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$e_1 = 120 - (120^2 \times 8 + 8^2 (40 - 8)) / (2 \times (40 \times 8 + 112 \times 8))$$

$$= 71.7894 \text{ mm}$$

$$e_2 = 120 - 71.7894$$

$$=48.2106 \text{ mm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$e1=100-(100^2 \times 8+10^2(30-8))/(2 \times (30 \times 10+90 \times 8))$$

$$=59.7058 \text{ mm}$$

$$e2=100-59.7058$$

$$=40.2942 \text{ mm}$$

機械工学便覧より，縦補助桁の断面二次モーメントを以下の式にて計算を行う。

$$I=(t_2 \cdot e_1^3+b_1 \cdot e_2^3-(b_1-t_2)(e_2-t_1)^3)/3$$

以上により，

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$I=(8 \times 71.7894^3+40 \times 48.2106^3-(40-8)(48.2106-8)^3)/3$$

$$=1.78716 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$I=(8 \times 59.7058^3+30 \times 40.2942^3-(30-8)(40.2942-10)^3)/3$$

$$=1.01789 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

縦補助桁の断面係数及びウェブ断面積を以下の式にて計算を行う。

$$Z_2=I/e$$

$$Aw_2=b_2 \cdot t_2$$

ここで，

I：縦補助桁の断面二次モーメント (mm⁴)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	1.78716 × 10 ⁶
-----------------------------------	---------------------------

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	1.01789 × 10 ⁶
--------------------	---------------------------

e1：縦補助桁の重心位置 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	71.7894
-----------------------------------	---------

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	59.7058
--------------------	---------

b2：縦補助桁のウェブ幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

スカラップを考慮する。

$$R=20 \text{ mm}$$

$$h=120 \text{ mm}$$

$$t_3 \text{ (主桁)} =12 \text{ mm}$$

縦補助桁のウェブ幅は

$$h-t_3 \text{ (主桁)} -R=120-12-20=88 \text{ mm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

スカラップを考慮する。

$$R=20 \text{ mm}$$

$$h=100 \text{ mm}$$

$$t_3 \text{ (主桁)} =10 \text{ mm}$$

縦補助桁のウェブ幅は

$$h - t_3(\text{主桁}) - R = 100 - 10 - 20 = 70 \text{ mm}$$

t_2 : 縦補助桁のウェブの厚さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 8

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 8

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$Z_2 = 1.78716 \times 10^6 / 71.7894$$

$$= 2.48944 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$= 2.5 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$A_{w2} = 88 \times 8$$

$$= 704 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$Z_2 = 1.01789 \times 10^6 / 59.7058$$

$$= 1.70784 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$= 1.700 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$A_{w2} = 70 \times 8$$

$$= 560 \text{ mm}^2$$

(二) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\max} / Z_3$$

$$\tau = S_{\max} / A_{w3}$$

ここで,

σ : 曲げ応力 (N/mm²)

τ : せん断応力 (N/mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

Z_2 : 縦補助桁の断面係数 (mm³)

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\sigma = 1.79736 \times 10^6 / 2.5 \times 10^4$$

$$= 72.1993 \text{ N/mm}^2 = 73 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 1.38258 \times 10^4 / 704$$

$$= 19.6389 \text{ N/mm}^2 = 20 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\sigma = 2.424 \times 10^5 / 1.700 \times 10^4$$

$$=14.2588 \text{ N/mm}^2=15 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau =3.636 \times 10^3/560$$

$$=6.49285 \text{ N/mm}^2=7 \text{ N/mm}^2$$

ニ. 戸当り部コンクリート

下部水圧が計算高に作用しているとして、支圧応力度及びせん断応力度を評価する。

(イ) 発生荷重

戸当り部コンクリートにかかる荷重を以下の式にて計算を行う。

$$q = q_1$$

ここで、

q : 下部作用圧力 (N/mm²)

q₁ : 津波及び余震による分布荷重 (N/mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.3636

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.3636

以上により

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$q=0.3636 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$q=0.3636 \text{ N/mm}^2$$

(ロ) 発生応力

コンクリート部にかかる支圧応力度及びせん断応力度について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bk} = q \cdot A / (\pi \cdot D_r \cdot b_w)$$

$$\tau_c = \sigma_{bk} \cdot b_w / 2S$$

ここで、

σ_{bk} : コンクリート支圧応力度 (N/mm²)

τ_c : コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

q : 下部作用圧力 (N/mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.3636

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.3636

A : 支圧面積 (mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1.03868×10^6

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 2.82743×10^5

支圧面積について、以下の式にて計算を行う。

$$A = \pi \cdot D_r^2 / 4$$

ここで、

A : 支圧面積 (mm²)

D_r : 支圧板中心径 (mm)

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$A = \pi \times 1150^2 / 4 \\ = 1.03868 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$A = \pi \times 600^2 / 4 \\ = 2.82743 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

D_r : 支圧板中心径 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1150

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 600

bw : 支圧幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 50

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 50

受圧幅について, 以下の式にて計算を行う。

$$bw = t_0 + 2t_r$$

ここで,

bw : 支圧幅 (mm)

t₀ : 扉体支圧板有効幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 14

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 14

t_r : 支圧板の厚さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 18

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 18

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$bw = 14 + 2 \times 18$$

$$= 50 \text{ mm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$bw = 14 + 2 \times 18$$

$$= 50 \text{ mm}$$

S : 戸当り幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 120

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 120

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\sigma_{bk} = 0.3636 \times 1.03868 \times 10^6 / (\pi \times 1150 \times 50)$$

$$=2.09068 \text{ N/mm}^2=2.10 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_c=2.09068 \times 50 / (2 \times 120)$$

$$=0.43555 \text{ N/mm}^2=0.44 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\sigma_{bk}=0.3636 \times 2.82743 \times 10^5 / (\pi \times 600 \times 50)$$

$$=1.09079 \text{ N/mm}^2=1.10 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_c=1.09079 \times 50 / (2 \times 120)$$

$$=0.22724 \text{ N/mm}^2=0.23 \text{ N/mm}^2$$

b-4. 敷地に遡上する津波+S_d地震時

敷地に遡上する津波+S_d地震時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-4 構内排水路逆流防止設備の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

(a) 荷重条件

イ. 遡上津波荷重

遡上津波荷重は、以下の式により計算を行う。

$$P_t = W_0 \cdot h$$

ここで、

P_t : 遡上津波荷重 (N/mm²)

W_0 : 水の単位体積重量 (N/mm³) 1.01 × 10⁻⁵

h : 水面から動水圧を算定する点までの水深 (mm)

水面から動水圧を算定する点までの水深は、以下の式により計算を行う。

$$h = 3H/2$$

ここで、

H : 水面から基礎地盤までの水深 (mm) 2.4 × 10⁴

以上により、

$$\begin{aligned} h &= 3 \times 2.4 \times 10^4 / 2 \\ &= 3.60 \times 10^4 \text{ mm} \end{aligned}$$

以上により、

$$\begin{aligned} P_t &= 1.01 \times 10^{-5} \times 3.60 \times 10^4 \\ &= 0.3636 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

ロ. 余震による地震荷重

余震荷重は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動 S_d-D1 に伴う地震力（動水圧含む。）とする。

「a. (b) 固有値解析結果」に示したとおり、構内排水路逆流防止設備の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、設計震度は添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）及び防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）における設置床の最大応答加速度を考慮して設定する。構内排水路逆流防止設備の計算に用いる設計震度を表 6.7.1.2-2 に示す。

表 6.7.1.2-2 余震による設計震度

設備名称	地震動	設置場所及び床面高さ (EL. m)	余震による設計震度*1	
構内排水路逆流防止設備 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9	弾性設計用 地震動	出口側集水枡 EL. 1.14~5.40 (管底高さ)	水平方向 K_{HSd}	0.45
		(EL. 5.550*2)	鉛直方向 K_{VSd}	0.23
構内排水路逆流防止設備 5, 6	$S_d - D1$	出口側集水枡 1.350 (管底高さ)	水平方向 K_{HSd}	0.44
		(EL. 1.8*3)	鉛直方向 K_{VSd}	0.29

注記 *1: 「(b) 固有値解析結果」より、構内排水路逆流防止設備の固有周期が0.05s以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の1.2倍を考慮した設計震度を設定した。

*2: 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）における基準床レベルを示す。

*3: 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）における基準床レベルを示す。

(イ) 余震による地震力

余震時の扉体自重による慣性力を考慮する。

$$I_{HSd} = G \cdot K_{HSd}$$

$$I_{VSd} = G \cdot K_{VSd}$$

ここで、

I_{HSd} : 余震による水平方向地震荷重 (N)

I_{VSd} : 余震による鉛直方向地震荷重 (N)

G : 扉体の自重 (N)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 3.5×10^3

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 981

K_{HSd} : 余震による水平方向の設計震度

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.45

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.44

K_{VSd} : 余震による鉛直方向の設計震度

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.23

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.29

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$I_{HSd} = 3.5 \times 10^3 \times 0.45$$

$$=1575 \text{ N}$$

$$I_{Vs_d}=3.5 \times 10^3 \times 0.23$$

$$=805 \text{ N}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$I_{HS_d}=981 \times 0.44$$

$$=431.64 \text{ N}$$

$$I_{Vs_d}=981 \times 0.29$$

$$=284.49 \text{ N}$$

(ロ) 余震による動水圧

余震による動水圧について、以下の式にて計算を行う。

$$P_d = 7 \cdot W_0 \cdot K_{HS_d} \cdot \sqrt{(H \cdot h)} / 8$$

ここで、

P_d : 余震による動水圧 (N/mm²)

W_0 : 水の単位体積重量 (N/mm³) 1.01 × 10⁻⁵

K_{HS_d} : 余震による水平方向の設計震度

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.45

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.44

h : 水面から動水圧を算定する点までの水深 (mm) 2.4 × 10⁴

H : 水面から基礎地盤までの水深 (mm) 2.4 × 10⁴

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$P_d = 7 \times 1.01 \times 10^{-5} \times 0.45 \times \sqrt{(2.4 \times 10^4 \times 2.4 \times 10^4)} / 8$$

$$= 9.54450 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$P_d = 7 \times 1.01 \times 10^{-5} \times 0.44 \times \sqrt{(2.4 \times 10^4 \times 2.4 \times 10^4)} / 8$$

$$= 9.33240 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

(b) 各部の応力評価

イ. スキンプレート

4辺を固定支持された平板としてモデル化し、曲げ応力を算定する。

(イ) 発生荷重

発生荷重を以下の式にて計算を行う。

$$P = q_1 l$$

ここで、

P : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

q_1 : 津波及び余震による分布荷重 (N/mm²)

津波及び余震による分布荷重は、以下の式にて計算を行う。

$$q_1 = P_t + i_{HSd} + P_d$$

ここで、

$$P_t : \text{遡上津波荷重 (N/mm}^2\text{)} \quad 0.3636$$

$$i_{HSd} : \text{余震による単位面積当たりの水平方向地震荷重 (N/mm}^2\text{)}$$

余震による単位面積当たりの水平方向地震荷重は、以下の式にて計算を行う。

$$i_{HSd} = I_{HSd} / A_1$$

ここで、

$$I_{HSd} : \text{余震による水平方向地震荷重 (N)}$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 1575$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} \quad 431.64$$

$$A_1 : \text{扉体面積 (mm}^2\text{)}$$

扉体面積は、以下の式にて計算を行う。

$$A_1 = \pi \cdot B^2 / 4$$

ここで、

$$B : \text{扉体の水密幅 (mm)}$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 1070$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} \quad 520$$

以上より、

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)}$$

$$A_1 = \pi \times 1070^2 / 4$$

$$= 8.99 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)}$$

$$A_1 = \pi \times 520^2 / 4$$

$$= 2.12371 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$= 2.12 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

以上より、

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)}$$

$$i_{HSd} = 1575 / 8.99 \times 10^5$$

$$= 1.75195 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)}$$

$$i_{HSd} = 431.64 / 2.12 \times 10^5$$

$$= 2.03248 \times 10^{-3} \text{ mm}^2$$

$$P_d : \text{余震による動水圧 (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 9.54450 \times 10^{-2}$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} \quad 9.33240 \times 10^{-2}$$

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$q_1 = 0.3636 + 1.75195 \times 10^{-3} + 9.54450 \times 10^{-2} \\ = 0.460796 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$q_1 = 0.3636 + 2.03248 \times 10^{-3} + 9.33240 \times 10^{-2} \\ = 0.458956 \text{ N/mm}^2$$

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$P = 0.460796 \text{ N/mm}^2 = 4.60796 \times 10^5 \text{ N/m}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$P = 0.458956 \text{ N/mm}^2 = 4.58956 \times 10^5 \text{ N/m}^2$$

(ロ) 発生応力

曲げ応力 (N/mm²)

$$\sigma = k \cdot a_1^2 \cdot P \cdot 10^{-6} \cdot \alpha_1 / (100 \cdot t_1^2)$$

ここで

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

k : 辺長比 (b/a) による係数

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 44.88

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 45.50

ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) (ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき, 辺長比 b/a を求め係数が最も高い値とする。

$$\text{辺長比 (b/a)} = b_1/a_1$$

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\text{辺長比 (b/a)} = 575/390 \\ = 1.474$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\text{辺長比 (b/a)} = 300/200 \\ = 1.5$$

b₁ : スキンプレートの長辺 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 575 mm

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 300 mm

a₁ : スキンプレートの短辺 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 390 mm
= 39 cm

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 200 mm
= 20 cm

$\alpha 1$: スキンプレートの応力の補正係数

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.8

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.8

ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) (ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき、スキンプレートを支持する桁がフランジを有することから、そのフランジがスキンプレートの発生応力に及ぼす影響を考慮し補正係数を乗じるため、補正係数を求める。求め方については、ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) (ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき、辺長比 b/a を求め係数が最も低い値とする

$t1$: スキンプレートの板厚 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 16 mm=1.6 cm

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 9 mm=0.9 cm

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}\sigma &= 44.88 \times 39^2 \times 4.60796 \times 10^5 \times 10^{-6} \times 0.8 / (100 \times 1.6^2) \\ &= 98.2883 \text{ N/mm}^2 = 99 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}\sigma &= 45.50 \times 20^2 \times 4.58956 \times 10^5 \times 10^{-6} \times 0.8 / (100 \times 0.9^2) \\ &= 82.49876 \text{ N/mm}^2 = 83 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ロ. 主桁

支圧板の設置位置を支点とする両端をピン支点の単純支持梁によりモデル化し計算を行う。

(イ) 発生荷重

2本の主桁で扉体にかかる荷重を負担するものとし、以下の式にて計算を行う。

$$W = q1 \cdot A1 / 2$$

ここで、

W : 主桁に加わる津波及び余震による荷重 (N)

$q1$: 津波及び余震による分布荷重 (N/mm^2)

$A1$: 扉体面積 (mm^2)

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}W &= 0.460796 \times 8.99 \times 10^5 / 2 \\ &= 2.07127 \times 10^5 \text{ N}\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$W = 0.458956 \times 2.12 \times 10^5 / 2 \\ = 4.86493 \times 10^4 \text{ N}$$

(ロ) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するにあたり，最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\max} = W \cdot (2L_0 - B) / 8$$

$$S_{\max} = W / 2$$

ここで，

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

W : 主桁に加わる扉体自重による荷重 (N)

L_0 : 主桁の支圧板中心間 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1089

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 566

B : 水密幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1070

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 520

以上により，

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$M_{\max} = 2.07127 \times 10^5 \times (2 \times 1089 - 1070) / 8 \\ = 2.86870 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\max} = 2.07127 \times 10^5 / 2 \\ = 1.03563 \times 10^5 \text{ N}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$M_{\max} = 4.86493 \times 10^4 \times (2 \times 566 - 520) / 8 \\ = 3.72167 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\max} = 4.86493 \times 10^4 / 2 \\ = 2.43246 \times 10^4 \text{ N}$$

(ハ) 断面係数及びウェブ断面積

発生応力を計算するにあたり，主桁の断面係数及びウェブ断面積を以下の式にて計算を行う。

$$Z_2 = I / e$$

$$A_{w2} = b_2 \cdot t_2$$

ここで，

I : 主桁の断面二次モーメント (mm⁴)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	2.24×10^7
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	1.65×10^6
e : 主桁の重心位置 (mm)	
構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	100
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	50
b2 : 主桁のウェブ幅 (mm)	
構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	
スカラップを考慮する。	
R=20mm	
$b_2=176\text{mm}$	
主桁のウェブ幅は	
$b_2-2 \cdot R=176-2 \times 20=136 \text{ mm}$	
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	
スカラップを考慮する。	
R=20 mm	
$b_2=80 \text{ mm}$	
主桁のウェブ幅は	
$b_2-2 \cdot R=80-2 \times 20=40 \text{ mm}$	
t2 : 主桁ウェブの厚さ (mm)	
構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	12
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	10

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$Z_2=2.24 \times 10^7 / 100$$

$$=2.24 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2=136 \times 12$$

$$=1632 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$Z_2=1.65 \times 10^6 / 50$$

$$=3.3 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2=40 \times 10$$

$$=400 \text{ mm}^2$$

(二) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\max} / Z_2$$

$$\tau = S_{\max} / Aw_2$$

ここで,

σ : 曲げ応力 (N/mm²)
 τ : せん断応力 (N/mm²)
 M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
 S_{\max} : 最大せん断力 (N)
 Z_2 : 主桁の断面係数 (mm³)
 A_{w2} : 主桁のウェブ断面積 (mm²)

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}\sigma &= 2.86870 \times 10^7 / 2.24 \times 10^5 \\ &= 128.066 \text{ N/mm}^2 = 129 \text{ N/mm}^2 \\ \tau &= 1.03563 \times 10^5 / 1632 \\ &= 63.4577 \text{ N/mm}^2 = 64 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}\sigma &= 3.72167 \times 10^6 / 3.3 \times 10^4 \\ &= 112.777 \text{ N/mm}^2 = 113 \text{ N/mm}^2 \\ \tau &= 2.43246 \times 10^4 / 400 \\ &= 60.8115 \text{ N/mm}^2 = 61 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ハ. 縦補助桁

主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均荷重が菱形に作用したも
 のとして、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル
 編）」の式により計算を行う。

(イ) 発生荷重

平均荷重が菱形に作用したもとして、以下の式にて計算を行う

$$p_3 = q_1$$

ここで,

p_3 : 縦補助桁に加わる各区分の平均荷重

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$p = 0.460796 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$p = 0.458956 \text{ N/mm}^2$$

(ロ) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するにあたり、最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下
 の式にて計算を行う。

$$M_{\max} = p \cdot a_3^3 / 12$$

$$S_{max} = p \cdot a_3^2 / 4$$

ここで、

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

p : 縦補助桁に加わる扉体自重による荷重 (N)

a_3 : 縦補助桁の主桁間隔 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 390

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 200

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} M_{max} &= 0.460796 \times 390^3 / 12 \\ &= 2.27782 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{max} &= 0.460796 \times 390^2 / 4 \\ &= 1.75217 \times 10^4 \text{ N} \end{aligned}$$

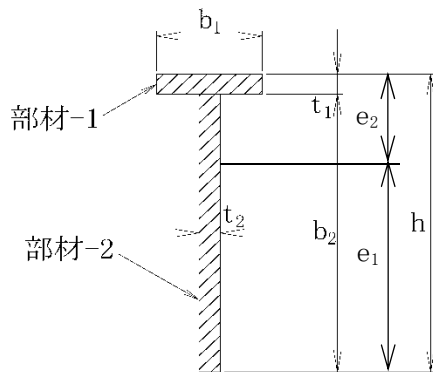
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} M_{max} &= 0.458956 \times 200^3 / 12 \\ &= 3.05970 \times 10^5 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{max} &= 0.458956 \times 200^2 / 4 \\ &= 4.58956 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

(ハ) 断面係数及びウェブ断面積

縦補助桁の断面図を図 6.7.1.2-6 に示す。



	構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	構内排水路逆流防止設備 (5, 6)
b_1	40	30
b_2	112	90
t_1	8	10
t_2	8	8
h	120	100

図 6.7.1.2-6 縦補助桁の断面図

機械工学便覧より、重心距離 e_1 (mm) 及び e_2 (mm) を次の式にて求める。

$$e_1 = h - (h^2 \cdot t_2 + t_1^2 (b_1 - t_2)) / (2(b_1 \cdot t_1 + b_2 \cdot t_2))$$

$$e_2 = h - e_1$$

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$e_1 = 120 - (120^2 \times 8 + 8^2 (40 - 8)) / (2 \times (40 \times 8 + 112 \times 8))$$

$$= 71.7894 \text{ mm}$$

$$e_2 = 120 - 71.7894$$

$$= 48.2106 \text{ mm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$e_1 = 100 - (100^2 \times 8 + 10^2 (30 - 8)) / (2 \times (30 \times 10 + 90 \times 8))$$

$$= 59.7058 \text{ mm}$$

$$e_2 = 100 - 59.7058$$

$$= 40.2942 \text{ mm}$$

機械工学便覧より，縦補助桁の断面二次モーメントを以下の式にて計算を行う。

$$I = (t_2 \cdot e_1^3 + b_1 \cdot e_2^3 - (b_1 - t_2) (e_2 - t_1)^3) / 3$$

以上により，

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$I = (8 \times 71.7894^3 + 40 \times 48.2106^3 - (40 - 8) (48.2106 - 8)^3) / 3$$

$$= 1.78716 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$I = (8 \times 59.7058^3 + 30 \times 40.2942^3 - (30 - 8) (40.2942 - 10)^3) / 3$$

$$= 1.01789 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

縦補助桁の断面係数及びウェブ断面積を以下の式にて計算を行う。

$$Z_2 = I / e$$

$$A_{w2} = b_2 \cdot t_2$$

ここで，

I : 縦補助桁の断面二次モーメント (mm⁴)

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 1.78716 \times 10^6$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} \quad 1.01789 \times 10^6$$

e1 : 縦補助桁の重心位置 (mm)

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 71.7894$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} \quad 59.7058$$

b2 : 縦補助桁のウェブ幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

スカラップを考慮する。

$$R = 20 \text{ mm}$$

$$h = 120 \text{ mm}$$

$$t_3 \text{ (主桁)} = 12 \text{ mm}$$

縦補助桁のウェブ幅は

$$h - t_3 \text{ (主桁)} - R = 120 - 12 - 20 = 88 \text{ mm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

スカラップを考慮する。

$$R = 20 \text{ mm}$$

$$h=100 \text{ mm}$$

$$t_3 \text{ (主桁)} = 10 \text{ mm}$$

縦補助桁のウェブ幅は

$$h - t_3 \text{ (主桁)} - R = 100 - 10 - 20 = 70 \text{ mm}$$

t₂ : 縦補助桁のウェブの厚さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 8

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 8

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$Z_2 = 1.78716 \times 10^6 / 71.7894$$

$$= 2.484944 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$= 2.5 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2 = 88 \times 8$$

$$= 704 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$Z_2 = 1.01789 \times 10^6 / 59.7058$$

$$= 1.70484 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$= 1.700 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2 = 70 \times 8$$

$$= 560 \text{ mm}^2$$

(二) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\max} / Z_3$$

$$\tau = S_{\max} / Aw_3$$

ここで,

σ : 曲げ応力 (N/mm²)

τ : せん断応力 (N/mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

Z₂ : 縦補助桁の断面係数 (mm³)

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\sigma = 2.27782 \times 10^6 / 2.5 \times 10^4$$

$$= 91.1128 \text{ N/mm}^2 = 92 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 1.75217 \times 10^4 / 704$$

$$= 24.8887 \text{ N/mm}^2 = 25 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\sigma = 3.05970 \times 10^5 / 1.700 \times 10^4$$

$$= 17.9982 \text{ N/mm}^2 = 18 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 4.58956 \times 10^3 / 560$$

$$= 8.19564 \text{ N/mm}^2 = 9 \text{ N/mm}^2$$

ニ. 戸当り部コンクリート

下部水圧が計算高に作用しているとして、支圧応力度及びせん断応力度を評価する。

(イ) 発生荷重

戸当り部コンクリートにかかる荷重を以下の式にて計算を行う。

$$q = q_1$$

ここで、

q : 下部作用圧力 (N/mm²)

q₁ : 津波及び余震による分布荷重 (N/mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.460796

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.458956

以上により

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$q = 0.460796 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$q = 0.458956 \text{ N/mm}^2$$

(ロ) 発生応力

コンクリート部にかかる支圧応力度及びせん断応力度について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bk} = q \cdot A / (\pi \cdot D_r \cdot b_w)$$

$$\tau_c = \sigma_{bk} \cdot b_w / 2S$$

ここで、

σ_{bk} : コンクリート支圧応力度 (N/mm²)

τ_c : コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

q : 下部作用圧力 (N/mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.460796

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.458956

A : 支圧面積 (荷重の作用面積) (mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1.03868×10^6

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 2.82743×10^5

支圧面積について、以下の式にて計算を行う。

$$A = \pi \cdot D_r^2 / 4$$

ここで、

A : 支圧面積 (mm²)

D_r : 支圧板中心径 (mm)

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} A &= \pi \times 1150^2 / 4 \\ &= 1.03868 \times 10^6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} A &= \pi \times 600^2 / 4 \\ &= 2.82743 \times 10^5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

D_r : 支圧板中心径 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1150

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 600

bw : 支圧幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 50

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 50

受圧幅について、以下の式にて計算を行う。

$$bw = t_0 + 2t_r$$

ここで、

bw : 支圧幅 (mm)

t₀ : 扉体支圧板有効幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 14

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 14

t_r : 支圧板の厚さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 18

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 18

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} bw &= 14 + 2 \times 18 \\ &= 50 \text{ mm} \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} bw &= 14 + 2 \times 18 \\ &= 50 \text{ mm} \end{aligned}$$

S : 戸当り幅 (荷重によるコンクリートの支圧幅) (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 120

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 120

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\sigma_{bk} = 0.460796 \times 1.03868 \times 10^6 / (\pi \times 1150 \times 50)$$

$$= 2.64955 \text{ N/mm}^2 = 2.65 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_c = 2.64955 \times 50 / (2 \times 120)$$

$$= 0.552083 \text{ N/mm}^2 = 0.56 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\sigma_{bk} = 0.458956 \times 2.82743 \times 10^5 / (\pi \times 600 \times 50)$$

$$= 1.37686 \text{ N/mm}^2 = 1.38 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_c = 1.37686 \times 50 / (2 \times 120)$$

$$= 0.2868455 \text{ N/mm}^2 = 0.29 \text{ N/mm}^2$$

c. 許容応力

許容応力は「ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき、短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して基準津波時及び基準津波+S_d地震時は1.5倍、敷地に遡上する津波時及び敷地に遡上する津波+S_d地震時は1.9倍の割増を考慮する。各部材の許容応力度を表6.7.1.2-3に示す。

表 6.7.1.2-3 各部材の許容応力度

評価部位	材料	σ_{ab}^* (N/mm ²)	σ_{at}^* (N/mm ²)	τ_a^* (N/mm ²)	σ_{as}^* (N/mm ²)
スキンプレート	SUS316L	90	—	—	—
主桁	SUS316L	90	—	50	—
縦補助桁	SUS316L	90	—	50	—
ヒンジ (扉体部側)	SUS316L	—	90	50	—
ヒンジ (固定部側)	SUS316L	90	—	50	—
吊りピン	SUS316L	90	—	50	—
戸当り (コンクリート)	無筋コンクリート	—	—	0.40	5.9

注記 * : σ_{ab} : 許容曲げ応力度, σ_{at} : 許容引張応力度, τ_a : 許容せん断応力度, σ_{as} : 許容支圧応力度を示す。

c-1. 基準津波時, 基準津波+S_d地震時

イ. スキンプレート

(イ) 曲げ

$$1.5 \sigma_{ab} = 1.5 \times 90 \\ = 135 \text{ N/mm}^2$$

ロ. 主桁

(イ) 曲げ

主桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は、「ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき、許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮し、以下の式にて計算を行う。

$$L/b \leq 10/K : 1.5 \sigma_{ab} \cdots \text{式①}$$

$$L/b > 10/K : (\sigma_{ab} - 0.7(K \cdot L/b - 10)) \times 1.5 \cdots \text{式②}$$

ここで、

L : 圧縮フランジの固定間隔(mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1089

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 566

b : 圧縮フランジ幅(mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 80

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 30

K : 座屈を求めるにあたる係数

座屈を求めるにあたる係数 K を以下の式にて計算を行う。

$$K = \sqrt{3 + (A_w/2A_c)}$$

ここで、

A_w : 腹板の総断面積(mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 2112

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 800

A_c : 圧縮フランジの総断面積(mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 960

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 300

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$K = \sqrt{3 + 2112/(2 \times 960)}$$

$$= 2.02484$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$K = \sqrt{3 + 800/(2 \times 300)}$$

$$= 2.08166$$

L/b の値

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$L/b = 1089/80$$

$$= 13.6125$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$L/b = 566/30$$

$$= 18.8666$$

10/K の値

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$10/K = 10/2.02484$$

$$= 4.93866$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$10/K = 10/2.08166$$

$$= 4.80385$$

以上により、 $L/b > 10/K$ であることから、式②による計算を行う。

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$(\sigma_{ab} - 0.7(K \cdot L/b - 10)) \times 1.5 = (90 - 0.7(2.02484 \times 13.6125 - 10)) \times 1.5$$

$$= 116.558 \text{ N/mm}^2 = 116 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}(\sigma_{ab}-0.7(K \cdot L/b-10)) \times 1.5 &= (90-0.7(2.08166 \times 18.8666-10)) \times 1.5 \\ &= 104.262 \text{ N/mm}^2 = 104 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(ロ) せん断

$$\begin{aligned}1.5 \tau_a &= 1.5 \times 50 \\ &= 75 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ハ. 縦補助桁

(イ) 曲げ

縦補助桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は、「ダム・堰施設技術基準(案)」に基づき、許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮し、以下の式にて計算を行う。

$$L/b \leq 10/K : 1.5 \sigma_{ab} \cdots \text{式①}$$

$$L/b > 10/K : (\sigma_{ab}-0.7(K \cdot L/b-10)) \times 1.5 \cdots \text{式②}$$

ここで、

L : 圧縮フランジの固定間隔(mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 390

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 200

b : 圧縮フランジ幅(mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 40

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 30

K : 座屈を求めるにあたる係数

座屈を求めるにあたる係数 K を以下の式にて計算を行う。

$$K = \sqrt{3 + (A_w/2A_c)}$$

ここで、

A_w : 腹板の総断面積(mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 896

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 720

A_c : 圧縮フランジの総断面積(mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 320

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 300

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$K = \sqrt{3 + 896/(2 \times 320)}$$

$$= 2.09761$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$K = \sqrt{3 + 720/(2 \times 300)}$$

$$= 2.04939$$

L/b の値

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$L/b=390/40$$

$$=9.75$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$L/b=200/30$$

$$=6.66666$$

10/K の値

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$10/K=10/2.09761$$

$$=4.76733$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$10/K=10/2.04939$$

$$=4.87950$$

以上により, $L/b > 10/K$ であることから, 式②による計算を行う。

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}(\sigma_{ab}-0.7(K \cdot L/b-10)) \times 1.5 &= (90-0.7(2.09761 \times 9.75-10)) \times 1.5 \\ &= 124.025 \text{ N/mm}^2 = 124 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}(\sigma_{ab}-0.7(K \cdot L/b-10)) \times 1.5 &= (90-0.7(2.04939 \times 6.66666-10)) \times 1.5 \\ &= 131.154 \text{ N/mm}^2 = 131 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(ロ) せん断

$$\begin{aligned}1.5 \tau_a &= 1.5 \times 50 \\ &= 75 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ニ. 戸当り (コンクリート)

(イ) せん断

$$\begin{aligned}1.5 \tau_a &= 1.5 \times 0.40 \\ &= 0.60 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(ロ) 支圧

$$\begin{aligned}1.5 \sigma_{as} &= 1.5 \times 5.9 \\ &= 8.85 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

c-1. 敷地に遡上する津波時, 敷地に遡上する津波+S_d地震時

イ. スキンプレート

(イ) 曲げ

$$\begin{aligned} 1.9 \sigma_{ab} &= 1.9 \times 90 \\ &= 171 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

ロ. 主桁

(イ) 曲げ

主桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は、「ダム・堰施設技術基準(案)」に基づき、許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮し、以下の式にて計算を行う。

$$L/b \leq 10/K : 1.9 \sigma_{ab} \cdots \text{式③}$$

$$L/b > 10/K : (\sigma_{ab} - 0.7(K \cdot L/b - 10)) \times 1.9 \cdots \text{式④}$$

ここで、

L : 圧縮フランジの固定間隔(mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1089

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 566

b : 圧縮フランジ幅(mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 80

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 30

K : 座屈を求めるにあたる係数

座屈を求めるにあたる係数 K を以下の式にて計算を行う。

$$K = \sqrt{3 + (A_w / 2A_c)}$$

ここで、

A_w : 腹板の総断面積(mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 2112

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 800

A_c : 圧縮フランジの総断面積(mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 960

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 300

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$K = \sqrt{3 + 2112 / (2 \times 960)}$$

$$= 2.02484$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$K = \sqrt{3 + 800 / (2 \times 300)}$$

$$= 2.08166$$

L/b の値

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$L/b=1089/80$$

$$=13.6125$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$L/b=566/30$$

$$=18.8666$$

10/K の値

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$10/K=10/2.02484$$

$$=4.93866$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$10/K=10/2.08166$$

$$=4.80385$$

以上により、 $L/b > 10/K$ であることから、式④による計算を行う。

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$(\sigma_{ab}-0.7(K \cdot L/b-10)) \times 1.9 = (90-0.7(2.02484 \times 13.6125-10)) \times 1.9$$

$$=147.641 \text{ N/mm}^2 = 147 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$(\sigma_{ab}-0.7(K \cdot L/b-10)) \times 1.9 = (90-0.7(2.08166 \times 18.8666-10)) \times 1.9$$

$$=132.067 \text{ N/mm}^2 = 132 \text{ N/mm}^2$$

(ロ) せん断

$$1.9 \tau_a = 1.9 \times 50$$

$$=95 \text{ N/mm}^2$$

ハ. 縦補助桁

(イ) 曲げ

縦補助桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は、「ダム・堰施設技術基準 (案)」に基づき、許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮し、以下の式にて計算を行う。

$$L/b \leq 10/K : 1.9 \sigma_{ab} \cdots \text{式③}$$

$$L/b > 10/K : (\sigma_{ab}-0.7(K \cdot L/b-10)) \times 1.9 \cdots \text{式④}$$

ここで、

L : 圧縮フランジの固定間隔(mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 390

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 200

b : 圧縮フランジ幅(mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 40

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 30

K : 座屈を求めるにあたる係数

座屈を求めるにあたる係数 K を以下の式にて計算を行う。

$$K = \sqrt{3 + (A_w/2A_c)}$$

ここで、

A_w : 腹板の総断面積 (mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 896

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 720

A_c : 圧縮フランジの総断面積 (mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 320

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 300

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$K = \sqrt{3 + 896/(2 \times 320)}$$

$$= 2.09761$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$K = \sqrt{3 + 720/(2 \times 300)}$$

$$= 2.04939$$

L/b の値

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$L/b = 390/40$$

$$= 9.75$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$L/b = 200/30$$

$$= 6.66666$$

10/K の値

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$10/K = 10/2.09761$$

$$= 4.76733$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$10/K = 10/2.04939$$

$$= 4.87950$$

以上により、 $L/b > 10/K$ であることから、式④による計算を行う。

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$(\sigma_{ab} - 0.7(K \cdot L/b - 10)) \times 1.5 = (90 - 0.7(2.09761 \times 9.75 - 10)) \times 1.9$$

$$= 157.099 \text{ N/mm}^2 = 157 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$(\sigma_{ab} - 0.7(K \cdot L/b - 10)) \times 1.5 = (90 - 0.7(2.04939 \times 6.66666 - 10)) \times 1.9$$

$$= 166.128 \text{ N/mm}^2 = 166 \text{ N/mm}^2$$

(ロ) せん断

$$\begin{aligned} 1.9 \tau_a &= 1.9 \times 50 \\ &= 95 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

ニ. 戸当り (コンクリート)

(イ) せん断

$$\begin{aligned} 1.9 \tau_a &= 1.9 \times 0.40 \\ &= 0.76 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(ロ) 支圧

$$\begin{aligned} 1.9 \sigma_{as} &= 1.9 \times 5.9 \\ &= 11.21 \text{ N/mm}^2 = 11.2 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

d. 応力評価結果

(a) 基準津波時

応力の評価結果を表 6.7.1.2-4 及び表 6.7.1.2-5 に示す。

表 6.7.1.2-4 構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 評価結果

評価部位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
扉体部	スキンプレート	最大応力度	58	135
	主桁	曲げ応力度	76	116
		せん断応力度	38	75
	縦補助桁	曲げ応力度	54	124
		せん断応力度	15	75
	戸当り (コンクリート)	支圧応力度	1.57	8.9
せん断応力度		0.33	0.6	

表 6.7.1.2-5 構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 評価結果

評価部位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
扉体部	スキンプレート	最大応力度	49	135
	主桁	曲げ応力度	66	104
		せん断応力度	36	75
	補助桁	曲げ応力度	11	131
		せん断応力度	5	75
	戸当り (コンクリート)	支圧応力度	0.82	8.9
せん断応力度		0.17	0.6	

(b) 基準津波+S_d地震時

応力の評価結果を表 6.7.1.2-6 及び表 6.7.1.2-7 に示す。

表 6.7.1.2-6 構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 評価結果

評価部位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
扉体部	スキンプレート	最大応力度	73	135
	主桁	曲げ応力度	95	116
		せん断応力度	47	75
	縦補助桁	曲げ応力度	68	124
		せん断応力度	19	75
	戸当り (コンクリート)	支圧応力度	1.96	8.9
せん断応力度		0.41	0.6	

表 6.7.1.2-7 構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 評価結果

評価部位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
扉体部	スキンプレート	最大応力度	62	135
	主桁	曲げ応力度	84	104
		せん断応力度	46	75
	補助桁	曲げ応力度	14	131
		せん断応力度	7	75
	戸当り (コンクリート)	支圧応力度	1.02	8.9
せん断応力度		0.22	0.6	

(c) 敷地に遡上する津波時

応力の評価結果を表 6.7.1.2-8 及び表 6.7.1.2-9 に示す。

表 6.7.1.2-8 構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 評価結果

評価部位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
扉体部	スキンプレート	最大応力度	72	171
	主桁	曲げ応力度	102	147
		せん断応力度	51	95
	縦補助桁	曲げ応力度	73	157
		せん断応力度	20	95
	戸当り (コンクリート)	支圧応力度	2.1	11.2
せん断応力度		0.44	0.76	

表 6.7.1.2-9 構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 評価結果

評価部位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
扉体部	スキンプレート	最大応力度	66	171
	主桁	曲げ応力度	90	132
		せん断応力度	49	95
	補助桁	曲げ応力度	15	166
		せん断応力度	7	95
	戸当り (コンクリート)	支圧応力度	1.1	11.2
せん断応力度		0.23	0.76	

(d) 敷地に遡上する津波+S₀地震時

応力の評価結果を表 6.7.1.2-10 及び表 6.7.1.2-11 に示す。

表 6.7.1.2-10 構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 評価結果

評価部位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
扉体部	スキンプレート	最大応力度	99	171
	主桁	曲げ応力度	128	147
		せん断応力度	64	95
	縦補助桁	曲げ応力度	91	157
		せん断応力度	25	95
	戸当り (コンクリート)	支圧応力度	2.65	11.2
せん断応力度		0.56	0.76	

表 6.7.1.2-11 構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 評価結果

評価部位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
扉体部	スキンプレート	最大応力度	83	171
	主桁	曲げ応力度	114	132
		せん断応力度	62	95
	補助桁	曲げ応力度	19	166
		せん断応力度	9	95
	戸当り (コンクリート)	支圧応力度	1.38	11.2
せん断応力度		0.29	0.76	

6.7.3.2 構内排水路逆流防止設備を間接支持する出口側集水桁の
強度計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	2
2. 基本方針	3
2.1 位置	3
2.2 構造概要	5
2.3 評価方針	10
2.4 適用基準	15
3. 強度評価方法	16
3.1 記号の定義	16
3.2 評価対象断面及び部位	17
3.3 荷重及び荷重の組合せ	21
3.4 許容限界	31
3.5 解析方法	35
3.6 評価方法	66
4. 評価結果	73
4.1 津波時	73
4.2 重畳時	93
4.3 まとめ	133

1. 概要

本資料は、浸水防護施設のうち構内排水路逆流防止設備を間接支持する出口側集水枡が津波荷重及び余震を考慮した荷重に対し、主要な構造部材が十分な構造健全性を有することを確認するものである。

構内排水路逆流防止設備が設置される構内排水路は、大きく分けて、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の杭間部に設置するもの（以下「杭間部」という。）と鉄筋コンクリート防潮壁部に設置するもの（以下「RC防潮壁部」という。）の二つの構造形式に区分される。

構内排水路逆流防止設備（杭間部）は、防潮堤の杭間を通る鋼製の排水管、排水管の両側に接続する入口側、出口側の鉄筋コンクリート製の集水枡及び出口側の集水枡に設置される鋼製の構内排水路逆流防止設備から構成される構造物である。

構内排水路逆流防止設備（RC防潮壁部）は、鉄筋コンクリート防潮壁の底版内に埋設される鋼製の排水管、排水管の両側に接続する入口側、出口側の鉄筋コンクリート製の集水枡及び出口側の集水枡に設置される鋼製のフラップゲートから構成される構造物である。

集水枡は、底版と4面の壁からなる箱型の鉄筋コンクリート構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に設置する。支持形式の違いにより、鋼管杭を介するもの（以下、「集水枡（杭間部）」という。）と鉄筋コンクリート防潮壁の底版と一体化させるもの（以下、「集水枡（RC防潮壁部）」という。）に区分される。堤内側で接続する集水枡（以下、「入口側集水枡」という。）と堤外側で接続する集水枡（以下、「出口側集水枡」という。）があり、構内排水路逆流防止設備は出口側集水枡に設置する。

強度計算に当たっては、基準津波による津波荷重を考慮した評価、及び敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

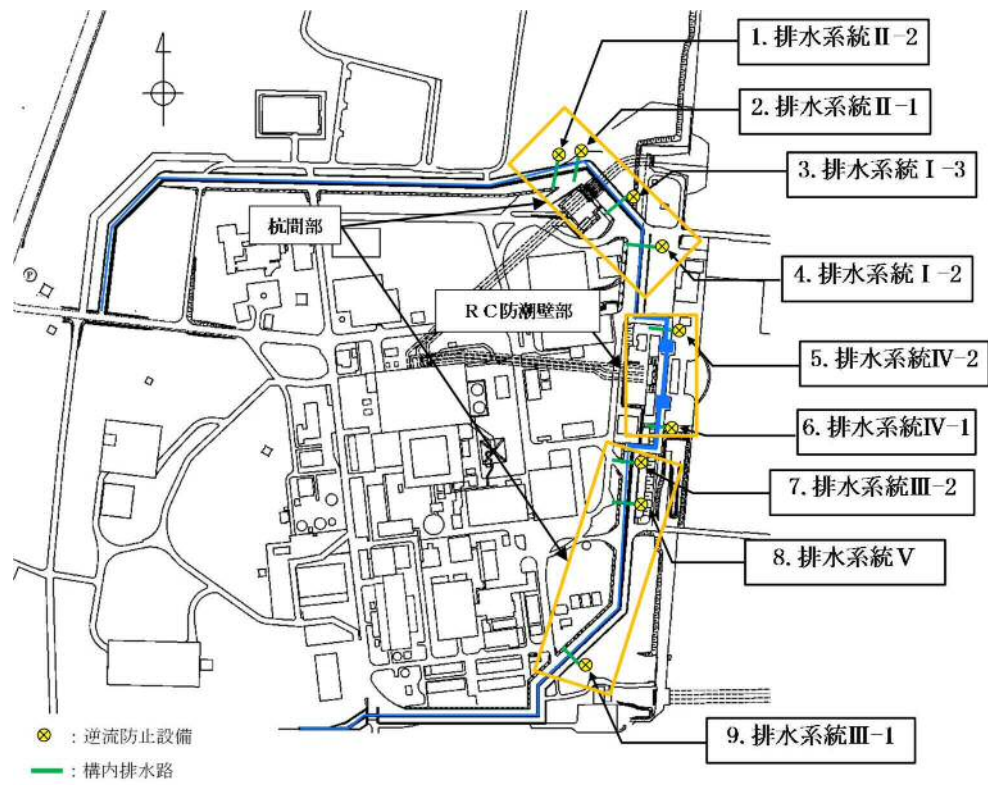
2. 基本方針

構内排水路逆流防止設備の「2.1 位置」及び「2.2 構造概要」を示す。

2.1 位置

構内排水路逆流防止設備は、構内排水路の出口側集水枡に設置する。

構内排水路逆流防止設備の設置位置を図 2.1-1 に示す。



(平面図)

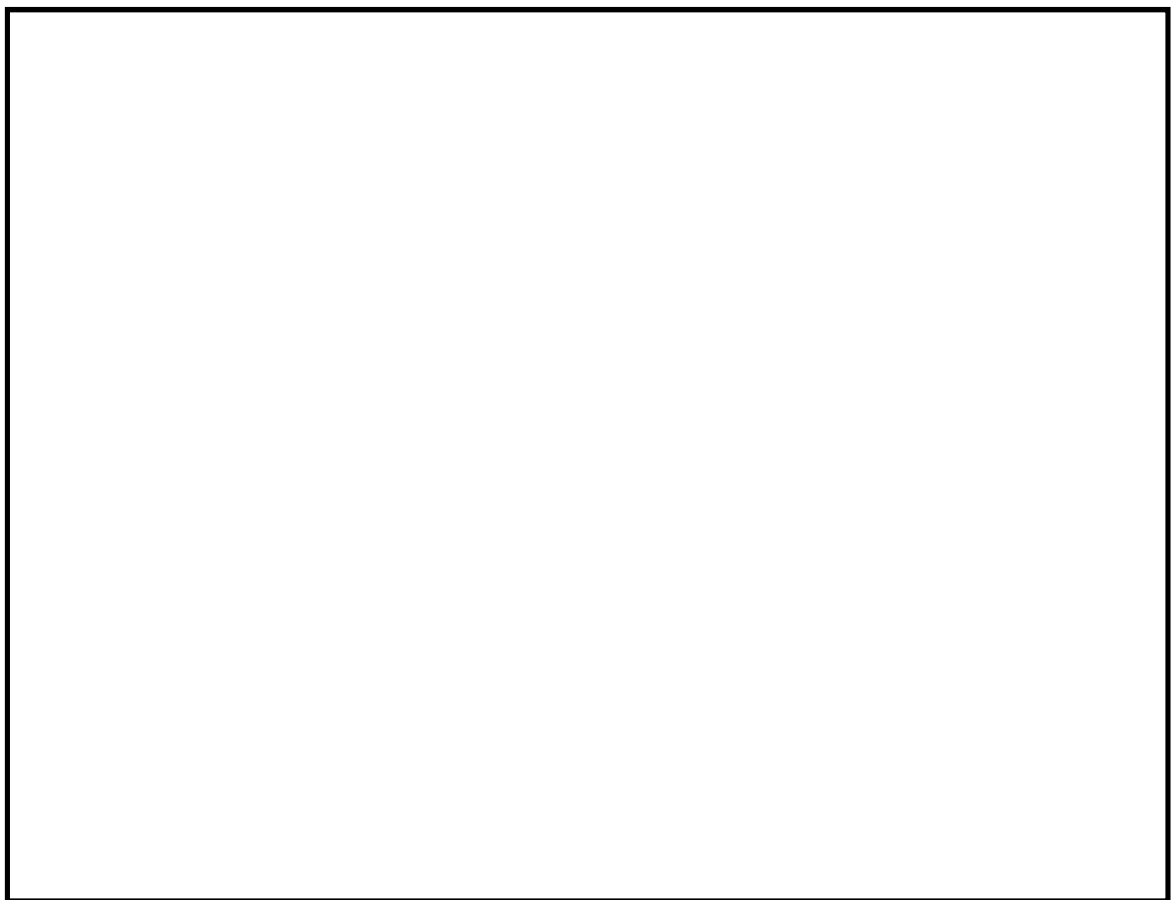


図 2.1-1 構内排水路逆流防止設備の設置位置図

2.2 構造概要

出口側集水枡（杭間部）の構造概要図を図 2.2-1 に示す。また、出口側集水枡（RC防潮壁部）及び貫通部排水管RC底版の構造概要図を図 2.2-2 に示す。

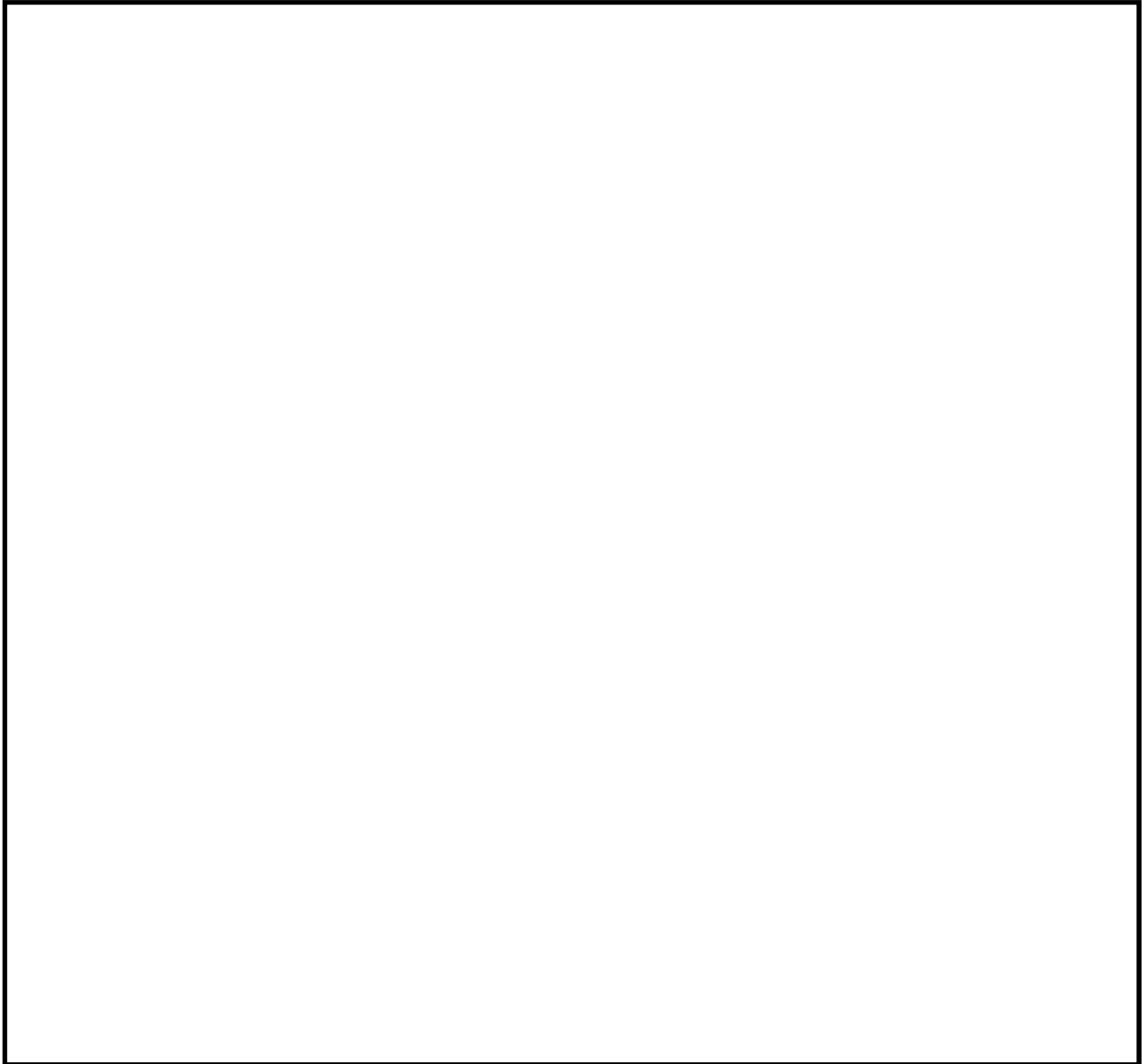
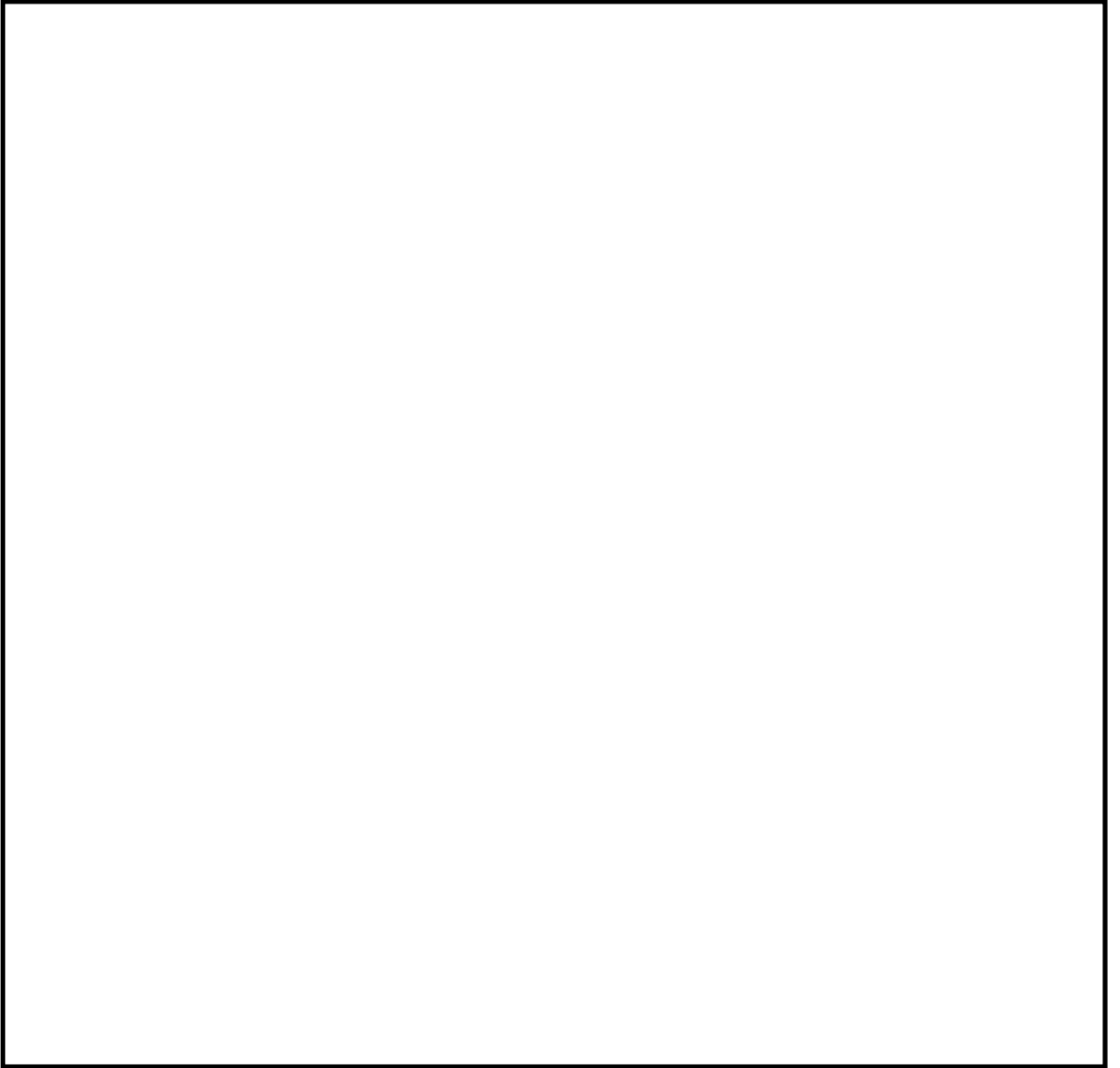


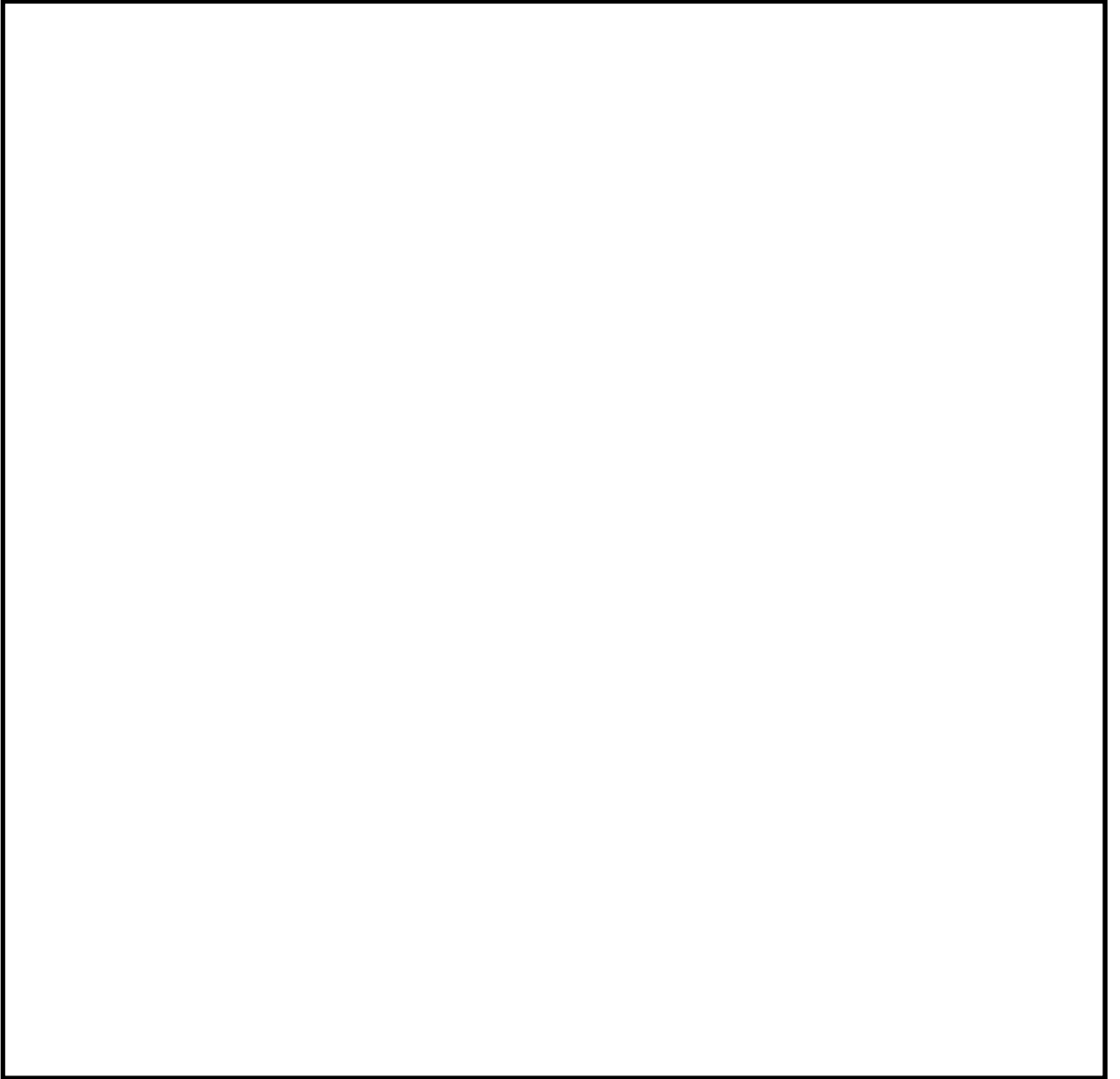
図 2.2-1 (1) 構内排水路（杭間部） 出口側集水枡構造図(排水系統 I-2)



(排水系統 I-3)

(排水系統 II-1)

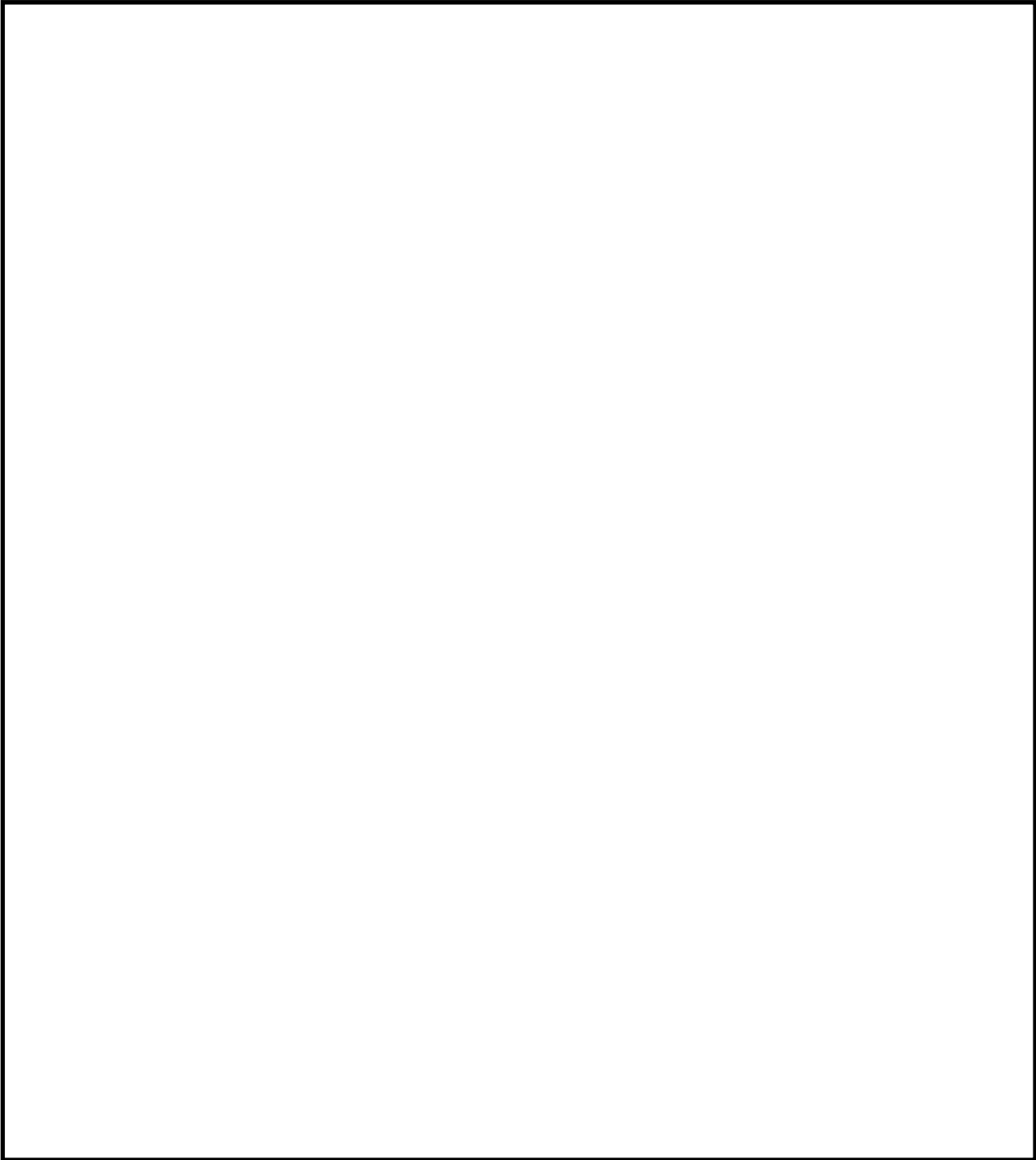
図 2.2-1 (2) 構内排水路 (杭間部) 出口側集水枡構造図(排水系統 I-3・II-1)



(排水系統Ⅱ-2)

(排水系統Ⅲ-1)

図 2.2-1 (3) 構内排水路 (杭間部) 出口側集水枡構造図(排水系統Ⅱ-2・Ⅲ-1)



(排水系統Ⅲ-2)

(排水系統Ⅴ)

図 2.2-1 (4) 構内排水路 (杭間部) 出口側集水枡構造図(排水系統Ⅲ-2・Ⅴ)

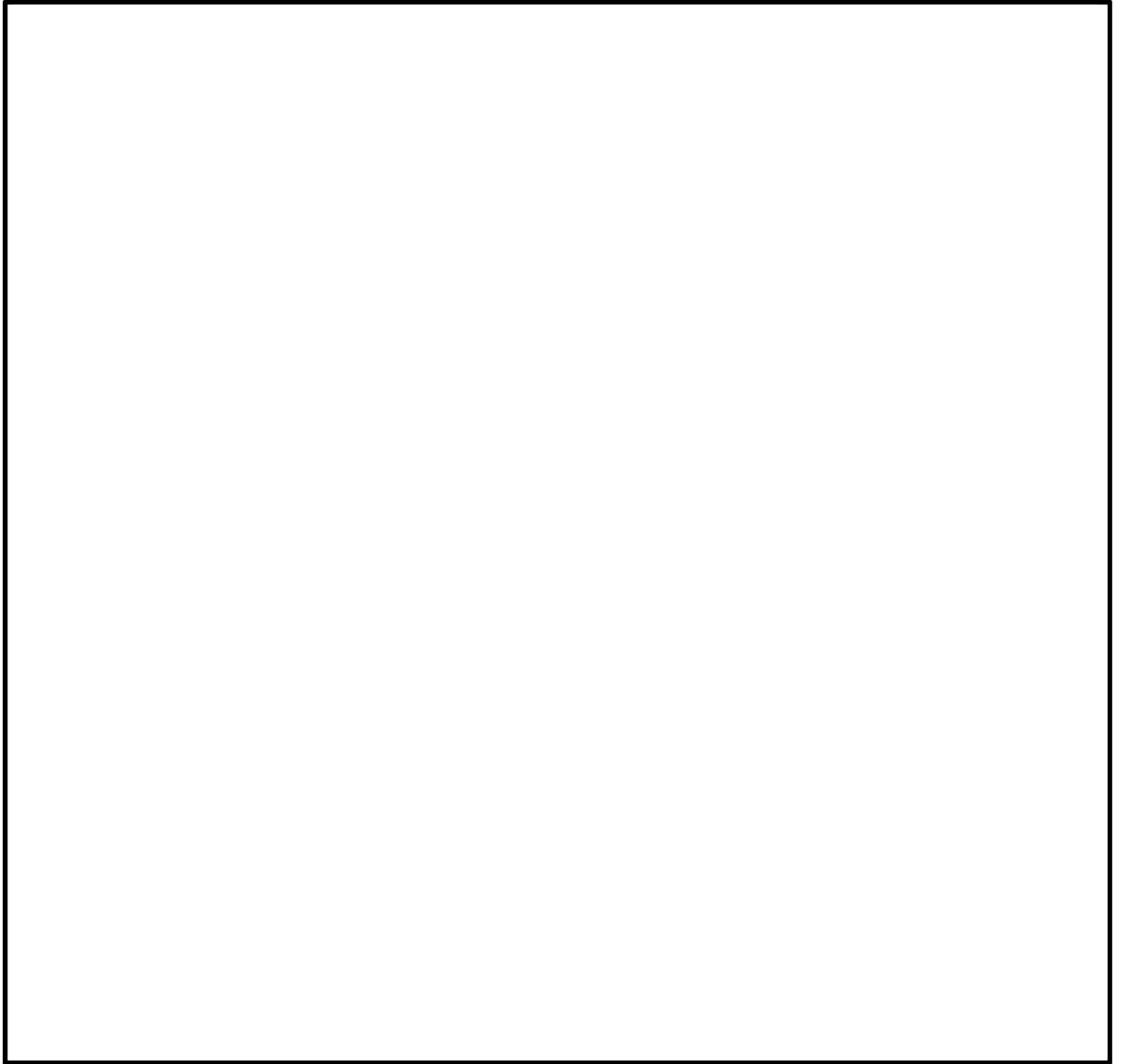


図 2.2-2 集水枡（RC防潮壁部）及び貫通部配管RC底版の構造概要図

2.3 評価方針

出口側集水桁の強度評価は、評価対象部位に作用する応力等が許容限界以下であることを「3. 強度評価方法」に示す方法により、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に示す荷重条件を用いて評価し、「4. 強度評価結果」にて確認する。

出口側集水桁の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時(以下「津波時」という。)及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時(以下「重畳時」という。)について行う。

なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を1次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。

2.3.1 杭間部

出口側集水桁（杭間部）の強度評価は、設計基準対象施設として表 2.3.1-1 の出口側集水桁（杭間部）の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価を行う。

表 2.3.1-1 出口側集水桁（杭間部）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	出口側集水桁（杭間部）の全構造部材	曲げ軸力、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	出口側集水桁（杭間部）の全構造部材	曲げ軸力、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。

構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することにより、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

津波時の地盤剛性及び地盤バネの上限値の設定は、表 2.3.1-2 に示す地盤剛性 4 種類と地盤バネの上限値 4 種類を考慮して、地盤の最も高い剛性と最も大きい強度の組合せによる構成式及び地盤の最も低い剛性と最も小さい強度の組合せによる構成式を地盤バネの設定で用いることにより、各部位で安全側となる設計を行う。地盤の最も高い剛性と最も大きい強度の組合せは、初期剛性とピーク強度（平均）の組合せを用いる。地盤の最も低い剛性と最も小さい強度の組合せは、津波による影響が支配的な地表面付近の剛性を比較すると、敷地においては静弾性係数の方が地震時の収束剛性よりも小さいことから、静弾性係数と残留強度（ -1σ ）の組合せを用いる。

表 2.3.1-2 津波時の地盤剛性及び地盤バネの上限値の組合せ

荷重条件	地盤剛性	上限値
津波時	初期剛性 余震時の収束剛性 地震時の収束剛性 静弾性係数	ピーク強度（平均） ピーク強度（ -1σ ） 残留強度（平均） 残留強度（ -1σ ）

構造部材の健全性評価のうち津波時の検討では、表 2.3.1-3 に示すように 2次元静的フレーム解析における地盤バネの剛性及び上限値を増減させた検討を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。また、重畳時の検討では、1次元有効応力解析により地盤バネの剛性及び上限値を設定した 2次元静的フレーム解析を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。なお、重畳時の検討では、表 2.3.1-4 に示すような地盤物性のばらつきの影響評価を実施する。

表 2.3.1-3 津波時の検討で考慮する組合せ

検討ケース	地盤剛性	上限値
1	初期剛性	ピーク強度（平均）
2	静弾性係数	残留強度（ -1σ ）

表 2.3.1-4 重畳時の検討で実施する地盤物性のばらつき

検討ケース	地盤剛性	液状化パラメータの適用
1	平均剛性	液状化パラメータ適用
2	+1 σ 剛性	
3	-1 σ 剛性	
4	豊浦標準砂	
5	平均剛性	非液状化
6	+1 σ 剛性	

基礎地盤の支持性能評価については、構造物と地盤の動的相互作用を適切に評価できる 2次元 FEM 解析を実施し、基礎地盤に作用する接地圧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。なお、津波時に発生する接地圧は、地震時及び重畳時に発生する接地圧に包絡されると考えられるため、強度評価における基礎地盤の支持性能評価は重畳時のみ実施する。また、出口側集水柵（杭間部）の強度評価フローを図 2.3.1-1 に示す。

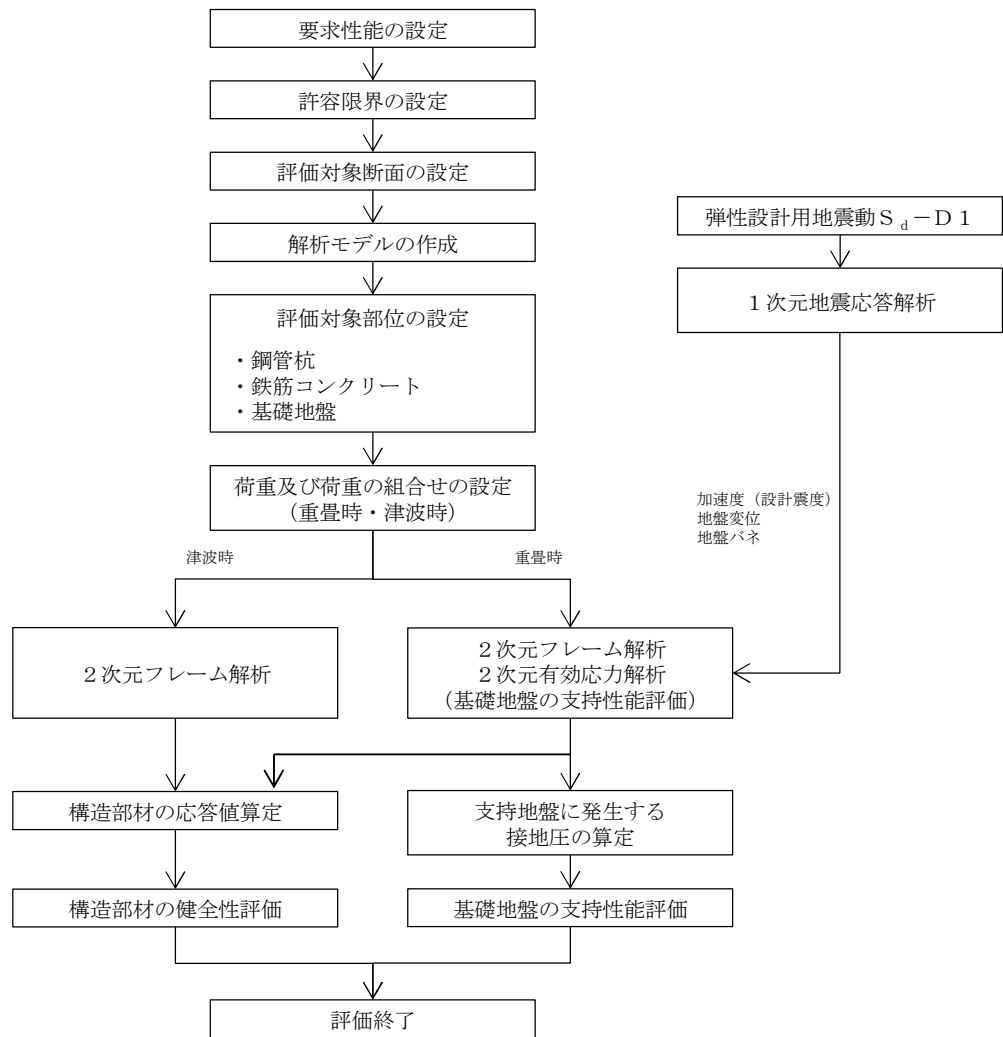


図 2.3.1-1 出口側集水橋（杭間部）の強度評価フロー

2.3.2 R C防潮壁部

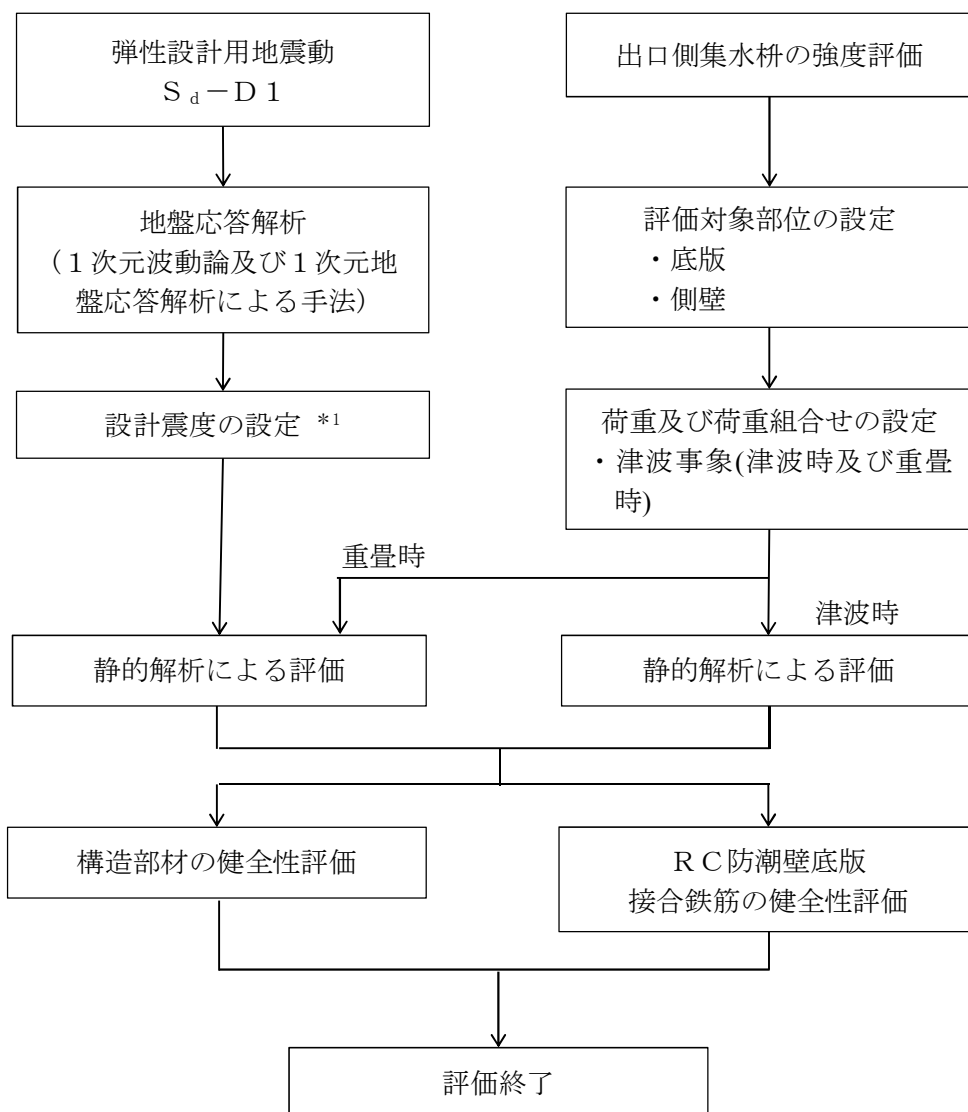
出口側集水枡（R C防潮壁部）の強度評価は，設計基準対象施設として表 2.3.2-1 の出口側集水枡（R C防潮壁部）の評価項目に示すとおり，構造部材の健全性評価を行う。

構造部材の健全性評価については，部材に発生する発生応力が許容限界以下であることを確認する。また，出口側集水枡（R C防潮壁部）の支持性能評価については，出口側集水枡が鉄筋コンクリート防潮壁底版と一体化することから，底版との接合鉄筋に生ずる発生応力が許容限界以下であることを確認する。

出口側集水枡の強度評価フローを図 2.3.2-1 に示す。

表 2.3.2-1 出口側集水枡（R C防潮壁部）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	出口側集水枡の全構造部材	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	構造部材の支持性能	R C防潮壁底版との一体化部 底版との接合鉄筋	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
有意な漏えいを生じないこと	構造部材の健全性	出口側集水枡の全構造部材	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度



注記 *1：地震時応答解析にて算出された最大加速度による設計用震度を設定する。

図 2.3.2-1 出口側集水柵（RC防潮壁部）の強度評価フロー

2.4 適用基準

表 2.4-1 に適用する規格，基準類を示す。

- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）
- ・道路土工 カルバート工指針（平成 21 年度版）
- ・道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）
- ・道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）
- ・新しい高性能鋼材の利用技術照査研究報告書～SBHS500(W)，SBHS700(W)の設計・製作ガイドライン（案）～（土木学会，平成 21 年 11 月）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）

表 2.4-1 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）	—
荷重及び荷重の組み合わせ		・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み合わせを検討
許容限界	コンクリート	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年） ・道路土工 カルバート工指針（平成 21 年度版）	・曲げ軸力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認 ・せん断力に対する照査は，発生応力または発生せん断力が，短期許容せん断応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認
	鉄筋	・道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 24 年 3 月）	
	鋼管杭	・新しい高性能鋼材の利用技術照査研究報告書～SBHS500(W)，SBHS700(W)の設計・製作ガイドライン（案）～（土木学会，平成 21 年 11 月）	
地震応答解析		・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）	・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

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1 強度評価に用いる記号の定義

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN	積載荷重
P_t	kN/m ²	遡上津波荷重
K_{Sd}	kN/m ²	余震荷重
P_c	kN	衝突荷重
P_k	kN/m ²	風荷重
P_s	kN	積雪荷重
τ_{sa}	N/mm ²	鋼管杭の短期許容せん断応力度
σ_{sa1}	N/mm ²	鋼管杭の短期許容引張応力度，短期許容圧縮応力度
σ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
τ_{a1}	N/mm ²	コンクリートの短期許容せん断応力度
σ_{sa2}	N/mm ²	鉄筋の短期許容曲げ引張応力度
σ	N/mm ²	鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力
M	N・mm	最大曲げモーメント
Z	mm ³	断面係数
N	N	軸力
A	mm ²	有効断面積
τ	N/mm ²	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力
S	kN	せん断力
V_{ca}	N/mm ²	コンクリートの短期許容せん断力
V_{sa}	N/mm ²	斜め引張鉄筋の短期許容せん断力
b_w	mm	有効幅
d	Mm	有効高さ
A_w	mm ²	斜め引張鉄筋断面積
s	mm	斜め引張鉄筋間隔
κ	—	せん断応力度の分布係数 (2.0)

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 杭間部

出口側集水枡の評価対象部位は、枡本体の底版と前背面壁、及び枡を支持する鋼管杭、支持力、杭頭部とする。

出口側集水枡の評価対象断面は、出口側集水枡を含む断面のうち、津波荷重及び地震時の地盤変位の大きい排水系統 I-2 の断面とする。

評価対象断面選定の詳細については、「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について 5.10.8 構内排水路逆流防止設備」に示す。

評価対象断面位置図を図 3.2.1-1 に、評価対象断面図を図 3.2.1-2 に示す。

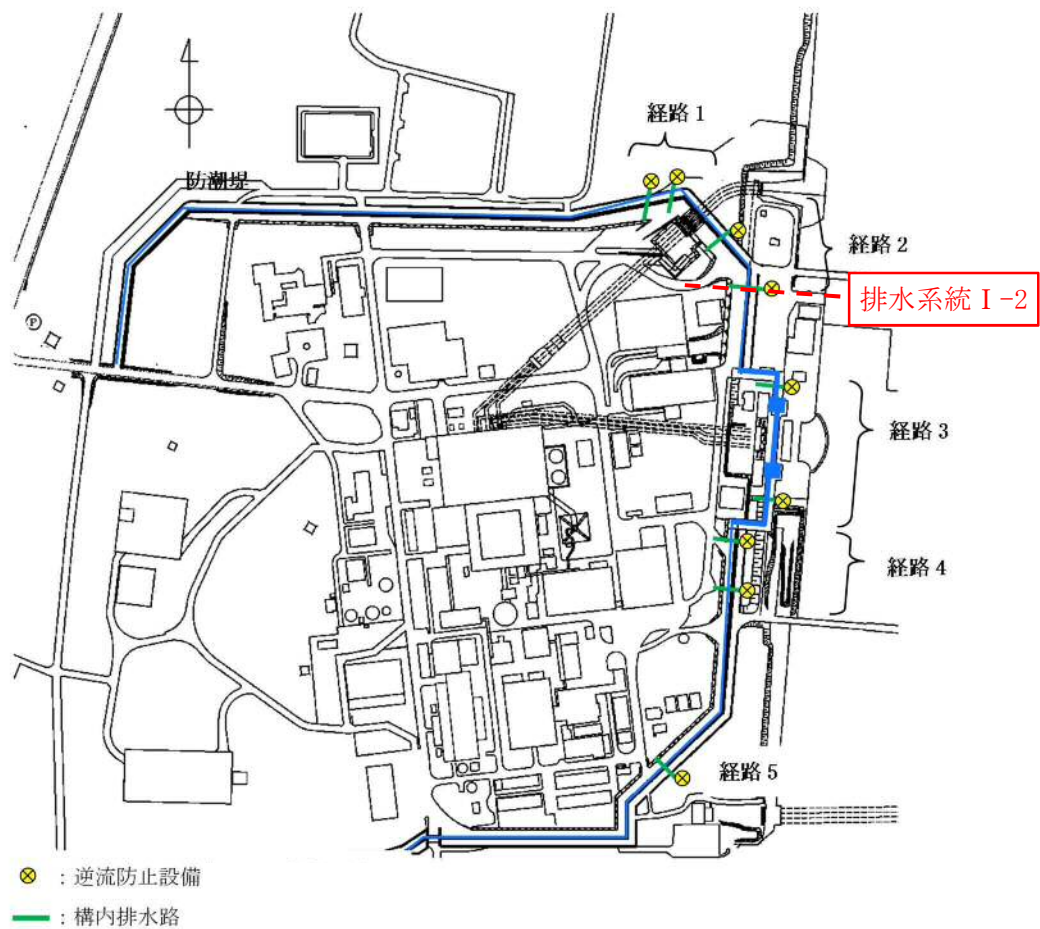


図 3.2.1-1 評価対象断面位置図（杭間部）

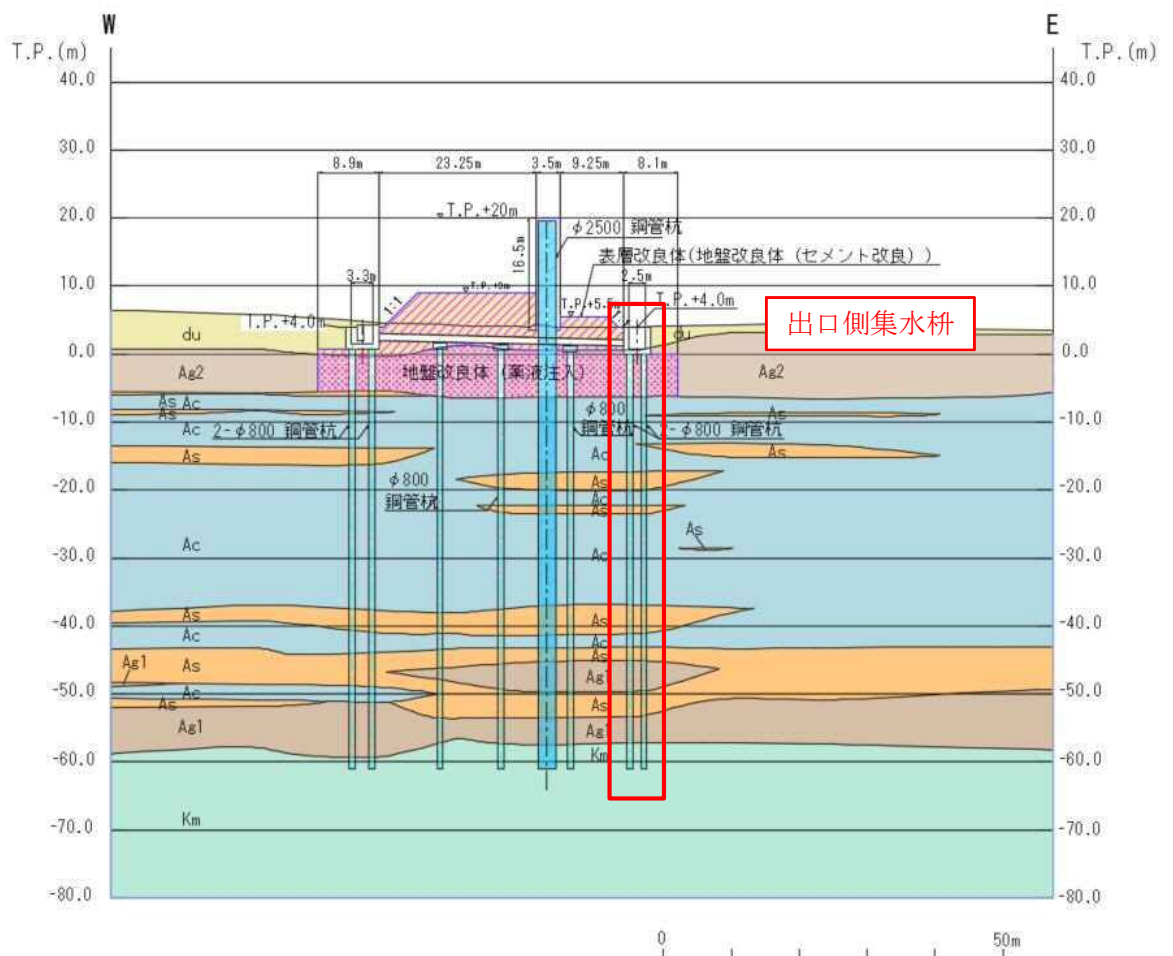


図 3. 2. 1-2 出口側集水枡（杭間部）の評価対象断面図（排水系統 I-2）

3.2.2 RC防潮壁部

評価対象断面選定の詳細については、「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について 5.10.8 構内排水路逆流防止設備」に示す。

排水系統IV-1の断面位置を図3.2.2-1に示す。また、排水系統IV-1の断面図を図3.2.2-2に示す。

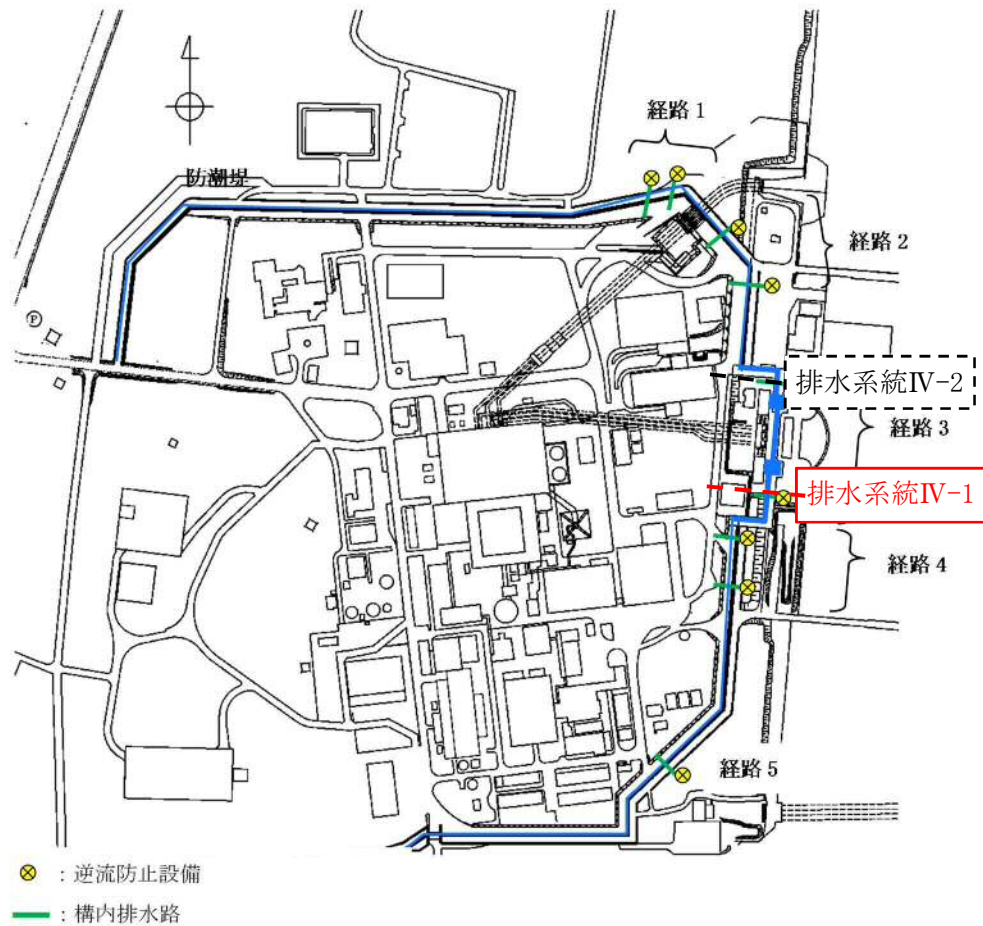


図 3.2.2-1 構内排水路逆流防止設備（RC防潮壁部）の配置及び評価対象断面位置図

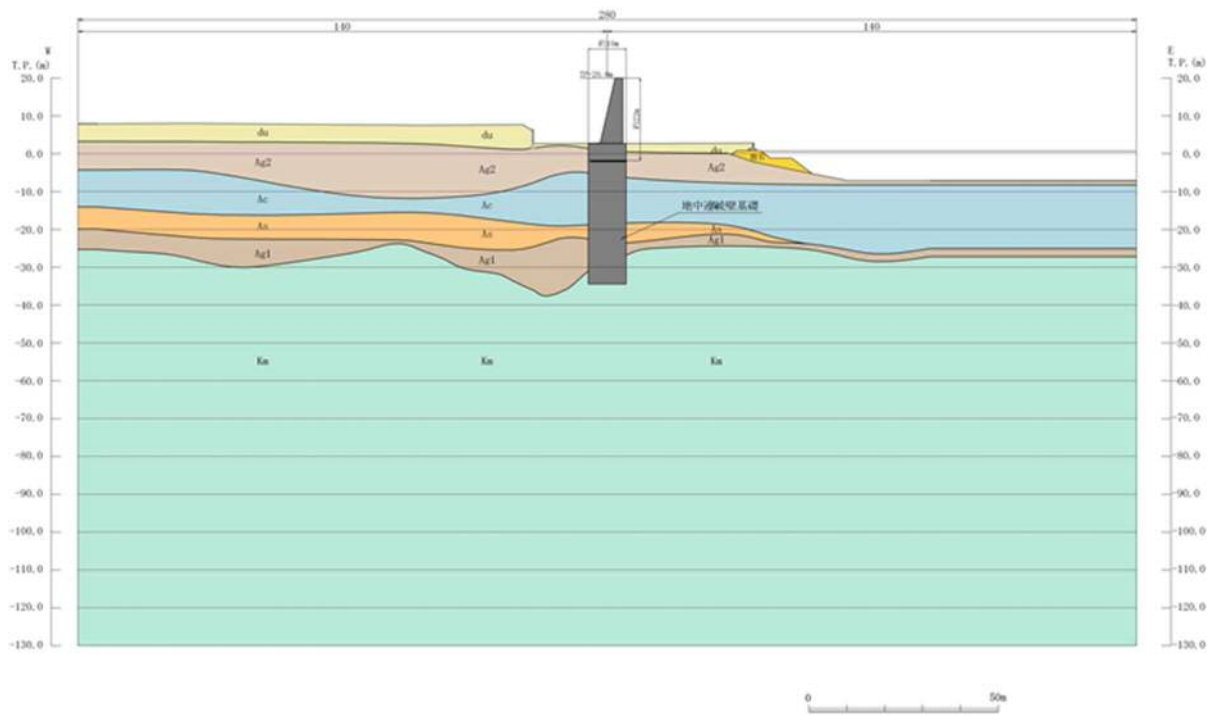


图 3.2.2-2 RC防潮壁部 評価対象断面图 (排水系統IV-1)

3.3 荷重及び荷重の組合せ

3.3.1 荷重

(1) 出口側集水枡（杭間部）

出口側集水枡（杭間部）の強度評価には、以下の荷重を用いる。

a. 固定荷重(G)

固定荷重として、躯体自重及び土圧を考慮する。

b. 積載荷重(P)

積載荷重として、構内排水路逆流防止設備の荷重 5.88 kN を設置位置に考慮する。

c. 遡上津波荷重(P_t)

堤外側の集水枡に作用する遡上津波荷重を考慮する。

d. 余震荷重(K_{sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 S_d-D1 による地震力及び動水圧を考慮する。

余震と津波の「重畳時」は余震荷重(K_{sd})として水平慣性力及び鉛直慣性力を考慮する。地表面の最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、慣性力を作用させる。

e. 衝突荷重(P_c)

構内排水路逆流防止設備は、津波の遡上時には海面下であり、衝突荷重は考慮しない。

f. 風荷重(P_k)

構造物全体が地表面以深にあり、風荷重は考慮しない。

g. 積雪荷重(P_s)

構内排水路逆流防止設備は、津波の遡上時には海面下であり、積雪荷重は考慮しない。

(2) 出口側集水枡（RC防潮壁部）

出口側集水枡（RC防潮壁部）の強度評価には、以下の荷重を用いる。

a. 固定荷重(G)

固定荷重として、躯体自重及び土圧を考慮する。

b. 積載荷重(P)

積載荷重として、構内排水路逆流防止設備の荷重を考慮する。

c. 遡上津波荷重(P_t)

堤外側の集水枡に作用する遡上津波荷重を考慮する。

d. 余震荷重(K_{S_d})

余震荷重として、弾性設計用地震動 S_d-D1 による地震力及び動水圧を考慮する。

余震と津波の「重畳時」は余震荷重(K_{S_d})として水平慣性力及び鉛直慣性力を考慮する。地表面の最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、慣性力を作用させる。

e. 衝突荷重(P_c)

構内排水路逆流防止設備は津波の遡上時には海面下にあり、衝突荷重は考慮しない。

f. 風荷重(P_k)

構造物全体が地表面以深にあり、風荷重は考慮しない。

g. 積雪荷重(P_s)

構内排水路逆流防止設備は、津波の遡上時には海面下にあり、積雪荷重は考慮しない。

3.3.2 荷重の組合せ

津波時及び重畳時の荷重の組合せを表 3.3.2-1 に示す。

表 3.3.2-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P + P_t$
重畳時	$G + P + P_t + K_{S_d}$

G : 固定荷重 P : 積載荷重
 P_t : 遡上津波荷重 K_{S_d} : 余震荷重

(1) 出口側集水枡（杭間部）

津波時及び重畳時の荷重の組合せを表 3.3.2-2 及び表 3.3.2-3 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは基準津波及び敷地に遡上する津波それぞれに応じて、津波時及び重畳時に区分し、荷重の作用図を図 3.3.2-1～図 3.3.2-4 に示す。

表 3.3.2-2 荷重の組合せ（津波時）

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	○	・構内排水路逆流防止設備の荷重を考慮する。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		○	・津波高さに応じた静水圧による荷重を考慮する。
	積雪荷重		—	・津波の遡上時には海面下にあり、積雪荷重を考慮しない。
変動荷重	風荷重以外		—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
	風荷重		—	・津波の遡上時には海面下にあり、風荷重は考慮しない。
偶発荷重	津波波圧		○	・基準津波及び敷地に遡上する津波による津波波圧を考慮する。
	衝突荷重		—	・漂流物荷重は考慮しない。
	余震荷重		—	・弾性設計用地震動 $S_d - D 1$ による水平及び鉛直同時加振は考慮しない。
	動水圧		—	・動水圧は考慮しない。

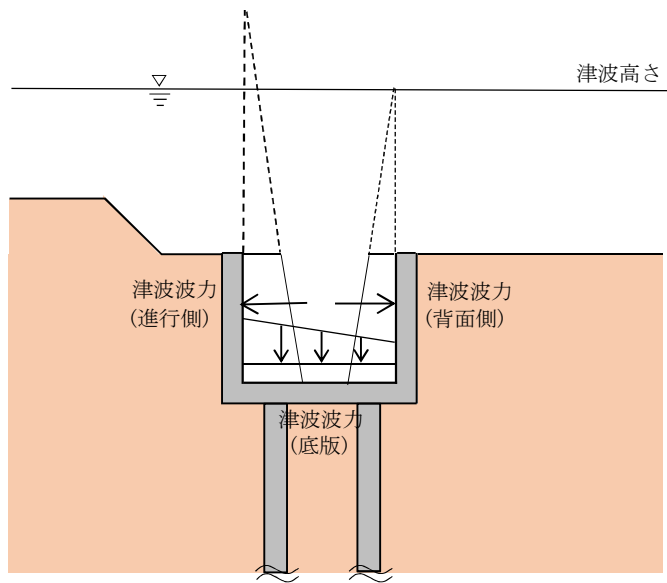


図 3.3.2-1 荷重作用図 (津波時：基準津波時)

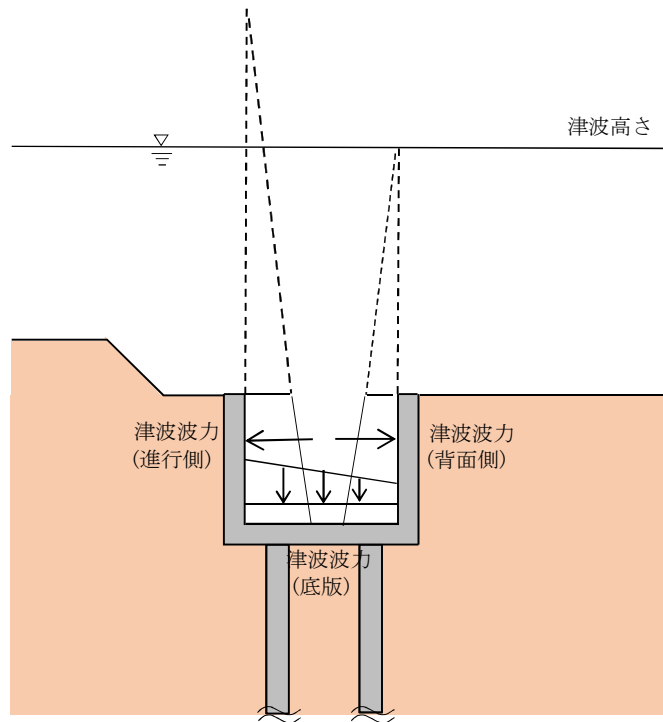


図 3.3.2-2 荷重作用図 (津波時：敷地に遡上する津波時)

表 3.3.2-3 荷重の組合せ（重畳時）

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	○	・構内排水路逆流防止設備の荷重を考慮する。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		○	・津波高さに応じた静水圧による荷重を考慮する。
	積雪荷重		—	・津波の遡上時には海面下にあり、積雪荷重を考慮しない。
変動荷重		風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
		風荷重	—	・津波の遡上時には海面下にあり、風荷重は考慮しない。
偶発荷重		津波波圧	○	・基準津波及び敷地に遡上する津波による津波波圧を考慮する。
		衝突荷重	—	・漂流物荷重は考慮しない。
		余震荷重	○	・弾性設計用地震動 $S_d - D 1$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		動水圧	○	・動水圧を考慮する。

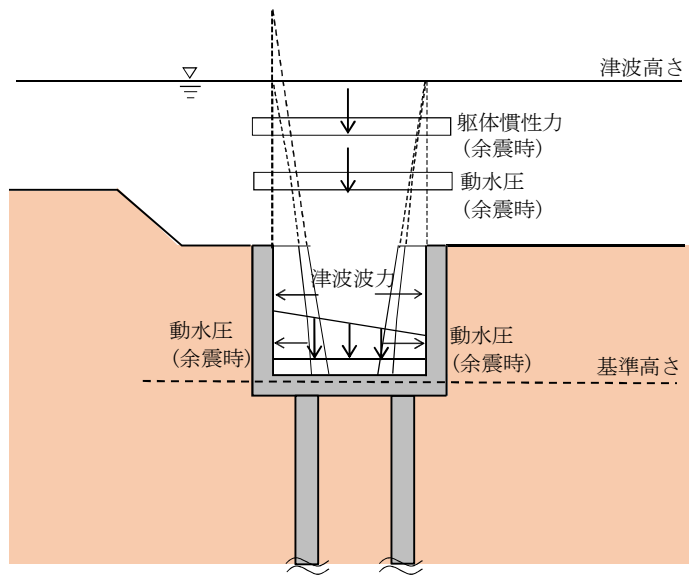


図 3.3.2-3 荷重作用図 (重畳時：基準津波時)

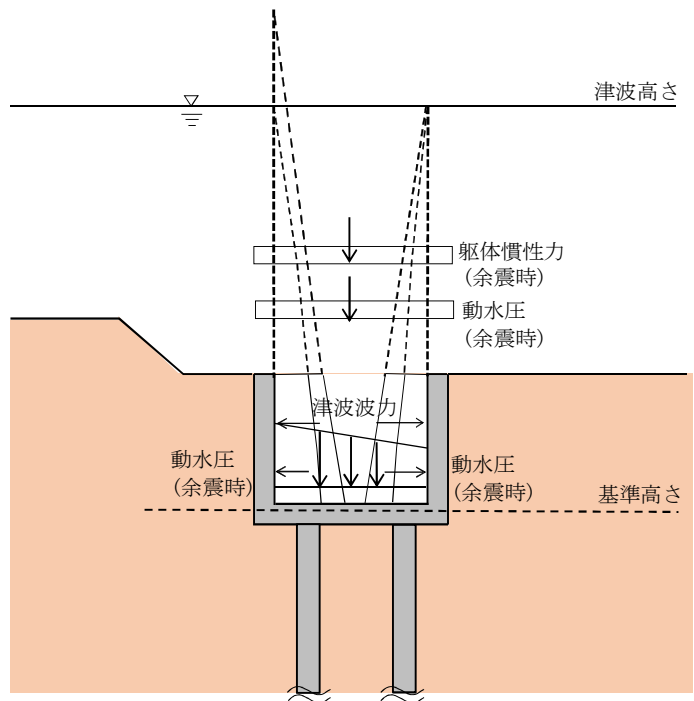


図 3.3.2-4 荷重作用図 (重畳時：敷地に遡上する津波時)

(2) 出口側集水柵（RC防潮壁部）

津波時及び重畳時の荷重の組合せを表 3.3.2-4 及び表 3.3.2-5 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは基準津波及び敷地に遡上する津波それぞれに応じて、津波時及び重畳時に区分し、荷重の作用図を図 3.3.2-5～図 3.3.2-8 に示す。

表 3.3.2-4 荷重の組合せ（津波時）

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	○	・構内排水路逆流防止設備の荷重を考慮する。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		○	・津波高さに応じた静水圧による荷重を考慮する。
	積雪荷重		—	・津波の遡上時には海面下にあり、積雪荷重を考慮しない。
変動荷重	風荷重以外		—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
	風荷重		—	・津波の遡上時には海面下にあり、風荷重は考慮しない。
偶発荷重	津波波圧		○	・基準津波及び敷地に遡上する津波による津波波圧を考慮する。
	衝突荷重		—	・漂流物荷重は考慮しない。
	余震荷重		—	・弾性設計用地震動 S_d-D1 による水平及び鉛直同時加振は考慮しない。
	動水圧		—	・動水圧は考慮しない。

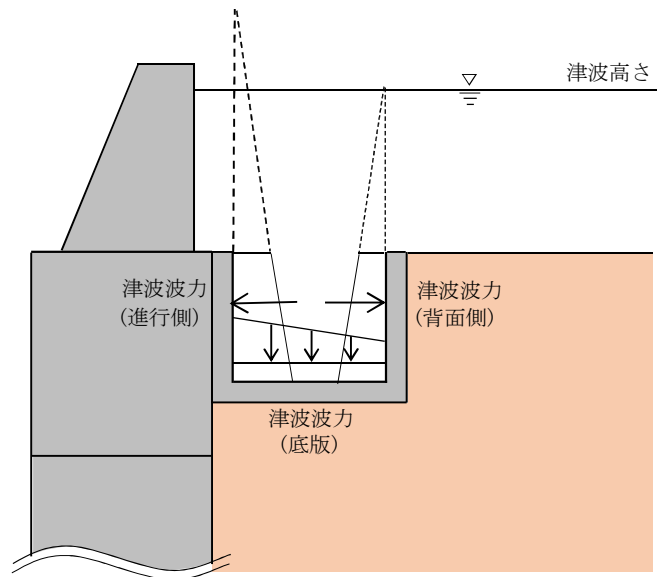


図 3.3.2-5 荷重作用図（津波時：基準津波時）

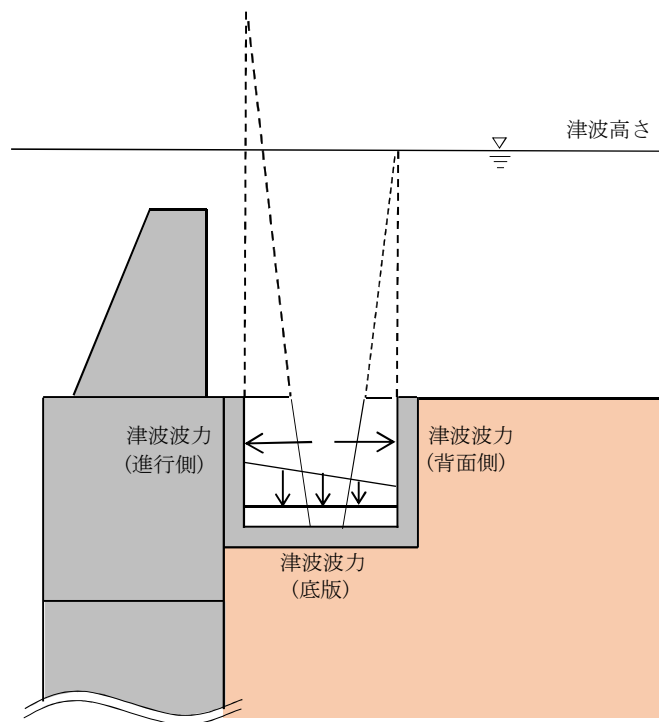


図 3.3.2-6 荷重作用図（津波時：敷地に遡上する津波時）

表 3.3.2-5 荷重の組合せ（重畳時）

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	○	・構内排水路逆流防止設備の荷重を考慮する。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		○	・津波高さに応じた静水圧による荷重を考慮する。
	積雪荷重		—	・津波の遡上時には海面下にあり、積雪荷重を考慮しない。
変動荷重		風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
		風荷重	—	・津波の遡上時には海面下にあり、風荷重は考慮しない。
偶発荷重		津波波圧	○	・基準津波及び敷地に遡上する津波による津波波圧を考慮する。
		衝突荷重	—	・漂流物荷重は考慮しない。
		余震荷重	○	・弾性設計用地震動 $S_d - D 1$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		動水圧	○	・動水圧を考慮する。

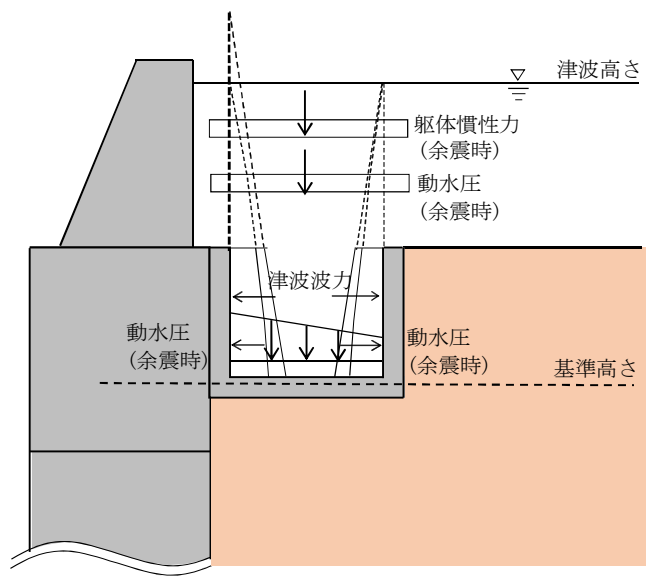


図 3.3.2-7 荷重作用図（重畳時：基準津波時）

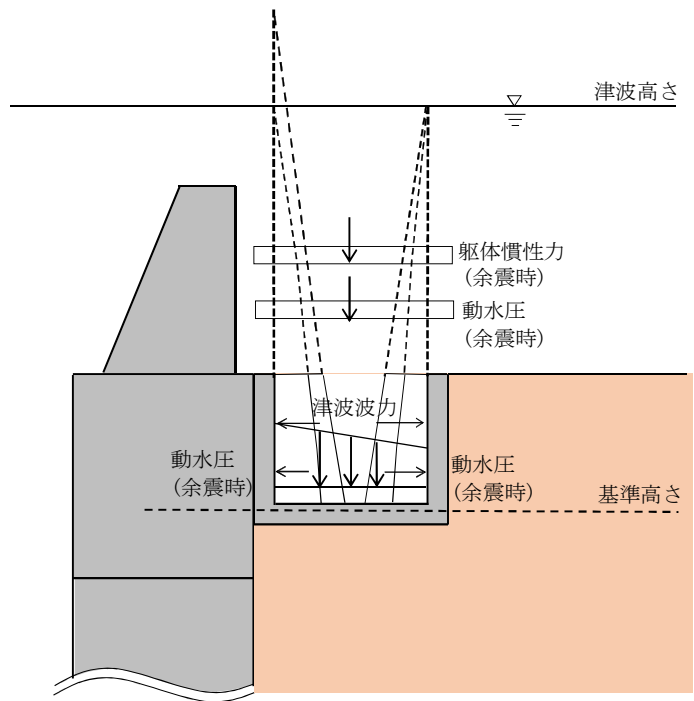


図 3.3.2-8 荷重作用図（重畳時：敷地に遡上する津波時）

3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象断面の応力や変形の状態を考慮し設定する。

(1) 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「新しい高性能鋼材の利用技術照査研究報告書～SBHS500(W), SBHS700(W)の設計・製作ガイドライン(案)～(土木学会, 平成21年11月)」に基づき, 表8-3に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は, 基準津波時における鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。また, 敷地に遡上する津波時は1.7倍の割増を考慮する。

表 3.4-1 鋼管杭の許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm ²)	
		基準津波時	敷地に遡上する 津波時
鋼管杭 (SBHS500)	短期許容引張応力度 σ_{sa1}	442.5	500
	短期許容圧縮応力度 σ_{sa1}		
	短期許容せん断応力度 τ_{sa}	255	285

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの許容限界は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕(土木学会, 2002年制定)」及び「道路橋示方書(I 共通編・IV 下部構造編)・同解説(日本道路協会 平成14年3月)」、「道路土工 カルバート工指針(平成21年度版)(日本道路協会, 平成22年3月)」に基づき, 表8-4に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は, 基準津波時における鉄筋コンクリートの許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。また, 敷地に遡上する津波時には, コンクリートの許容応力度に対して2.0倍, 鉄筋の許容応力度に対して1.65倍の割増を考慮する。

また, 杭頭部に関しても, 鉄筋コンクリートは表3.4-2に示す短期許容応力度を許容限界とする。

表 3.4-2 鉄筋コンクリートの許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm ²)	
		基準津波時	敷地に遡上する津波時
コンクリート (f' _{ck} =40 N/mm ²)	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21 ^{*1}	28 ^{*1}
	短期許容せん断応力度 τ_{a1} ^{*1}	0.825 ^{*4}	1.1 ^{*4}
	短期許容押抜きせん断応力度 τ_{a1}'	1.65 ^{*1}	2.2 ^{*1}
	短期許容支圧応力度 σ_{ca}'	18 ^{*1}	24 ^{*1}
コンクリート (f' _{ck} =50 N/mm ²)	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	24 ^{*3}	32 ^{*3}
	短期許容せん断応力度 τ_{a1} ^{*1}	0.825 ^{*4}	1.1 ^{*4}
	短期許容押抜きせん断応力度 τ_{a1}'	1.65 ^{*1}	2.2 ^{*1}
	短期許容支圧応力度 σ_{ca}'	22.5 ^{*1}	30 ^{*1}
鉄筋 (SD345 ^{*1})	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (曲げ軸力)	294	323.4
	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (せん断力)	294	323.4
鉄筋 (SD490 ^{*2})	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (曲げ軸力)	435	478.5
	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (せん断力)	300	330

注記 *1：コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定)

*2：道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会 平成 24 年 3 月)

*3：道路土工 カルバート工指針 (平成 21 年度版) (日本道路協会, 平成 22 年 3 月)

*4：斜め引張鉄筋を考慮する場合は, 「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会 2002 年制定)」に準拠し, 次式により求められる短期許容せん断力 (V_a) を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで,

V_{ca} : コンクリートの短期許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の短期許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の短期許容せん断応力度

b_w : 有効幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2} : 鉄筋の短期許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

表 3.4-3 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界

位置	断面形状				せん断補強筋			短期許容せん断力		短期許容 せん断力 Va (=Vca+Vsa) (kN)
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	かぶり (mm)	有効高 (mm)	径	Sb (mm)	Ss (mm)	コンクリート Vca (kN)	鉄筋 Vsa (kN)	
壁部	1000	800	150	650	D22	200	400	233.15	820.27	1053.4
底版部	1000	800	150	650	D22	200	400	233.15	820.27	1053.4

(3) 基礎地盤の支持力

極限支持力は、添付書類「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（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）により以下の支持力算定式により設定する。極限支持力度を表 3.4-4 に示す。

極限支持力算定式（杭基礎 [中掘り工法]）

$$R_u = q_d \cdot A + U \sum L_i \cdot f_i \quad (\text{kN})$$

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

q_d : 杭下端における単位面積あたりの極限支持力度 (kN/m²): コンクリート打設方式

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

* $c_{cu} = q_u / 2$ より, $q_u = c_{cu} \times 2$ 。ここで, c_{cu} は「補足-340-1 地盤の支持性能について」の表 4.1-1 における K_m 層の非排水せん断強度

A : 杭下端面積 (m²)

U : 杭の周長 (m)

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦応力度 (kN/m²)

表 3.4-4 基礎地盤の支持力に対する許容限界

項目	算定結果	備考
極限支持力 R_u (kN)	—	
$q_d A$ (kN)	—	
$U \sum L_i f_i$ (kN)	—	
極限支持力度 q_d (kN/m ²)	6288	$3 \cdot q_u$
一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	2096	非排水せん断強度 $\times 2$
非排水せん断強度 (kN/m ²)	1048	
杭下端標高 EL. (m)	-61.0	
杭下端面積 A (m ²)	—	
杭の周長 U (m)	—	
周面摩擦力を考慮する層の層厚 L_i (m)	—	
最大周面摩擦力度 f_i (kN/m ²)	—	

3.5 解析方法

3.5.1 津波時及び重畳時の解析手法

(1) 出口側集水枡（杭間部）

出口側集水枡の津波時及び重畳時の解析手法は、集水枡の前背面壁、底版、及び枡を支持する鋼管杭を線材、集水枡の面内壁を平面ひずみ要素、地盤抵抗をバネで表現するフレーム解析を適用する。ここで、集水枡の各部材及び鋼管杭については線形の梁要素あるいは平面ひずみ要素とし、地盤抵抗については、受働土圧強度あるいはせん断強度を上限値とするバイリニア型の非線形バネをモデルに付与する。なお、地震時の地盤沈下を考慮するため、地表面から 1.5m 下がった位置からバネを付ける。

津波荷重は集水枡の奥行き幅である 4.1m 分の荷重を載荷し、鋼管杭は 1 箇所あたり奥行き方向に 2 本並ぶことから、杭 2 本分の断面諸元を有する要素としてモデル化する。重畳時については、1 次元地震応答解析により算出された地盤変位を杭バネの外側から入力する。さらに、構造物全体に 1 次元地震応答解析から算出された地表面における最大加速度を用いてモデル全体に地震時慣性力を与える。

津波時及び重畳時の解析手法の選定フローを図 3.5.1-1 に示す。

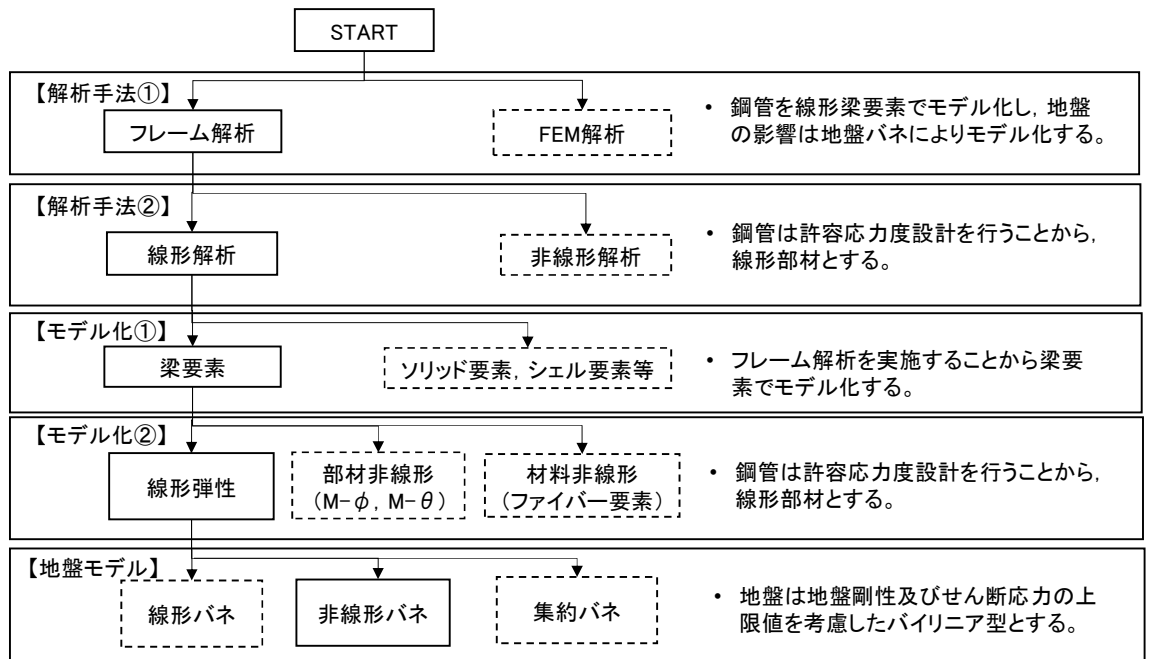


図 3.5.1-1 構造部材の津波時及び重畳時の解析手法の選定フロー

重畳時の基礎地盤の支持性能評価に用いる 2 次元 FEM 解析モデルは、「6.7.1.1 構内排水路逆流防止設備の耐震計算書に関する補足説明」に記載する 2 次元地震応答解析モデルとする。

(2) 出口側集水枡（RC 防潮壁部）

出口側集水枡の津波時及び重畳時の解析手法は、集水枡の防潮壁基礎側を固定支持とした片持ち梁による解析を適用する。

3.5.2 地盤沈下の考慮

出口側集水桁（杭間部）の津波時及び重畳時は、本震によって地盤が沈下した状態を想定することで安全側の検討を実施する。地盤沈下量については、「1.2 遡上浸水域の考え方について（参考1）敷地内の遡上経路の沈下量算定評価について」において保守的に設定した敷地東側の想定沈下量 1.5 m を適用し、以下を考慮する。

- ・地盤沈下によって改良体(堤内側)及び原地盤(堤外側)が 1.5 m 沈下することを想定し、沈下後の地盤面から杭下端の範囲に地盤バネを考慮する。

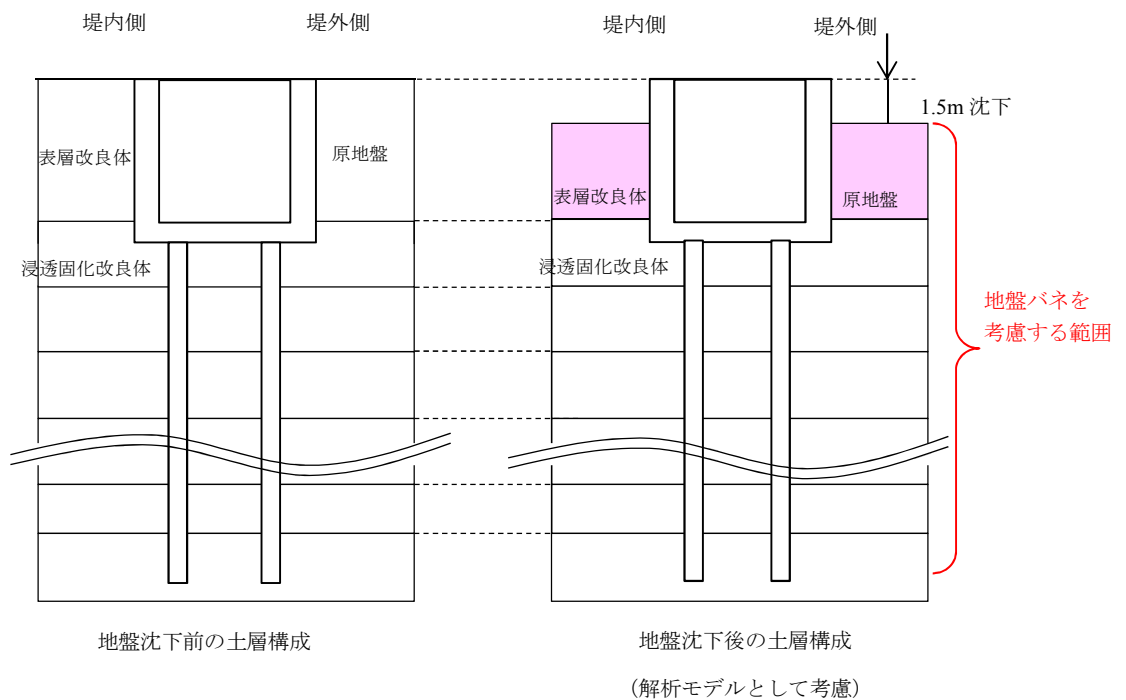


図 3.5.2-1 地盤沈下の考慮概念図

3.5.3 解析モデル及び諸元

(1) 出口側集水枡（杭間部）

集水枡の前背面壁と底版，及び鋼管杭を梁要素，集水枡の面内壁を平面ひずみ要素でモデル化する。集水枡の奥行き方向幅 4.1 m でのモデル化を行うことから，鋼管杭は奥行き方向 2 本分の断面特性を有する要素としてモデル化する。

地盤位置については地盤抵抗を表現するバネを付与する。この時，付与する地盤バネは上限値を有するバイリニア型とする。図 3.5.3-1 にモデル概念図を示す。

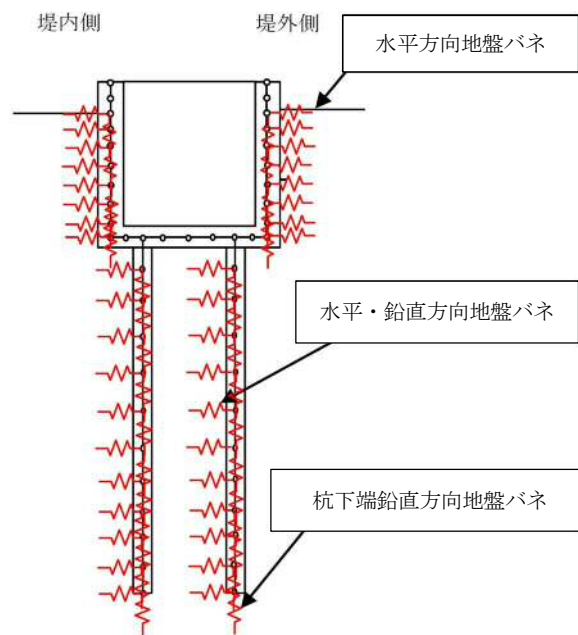


図 3.5.3-1 フレーム解析モデル概念図

集水枡の壁と底版，及び枡を支持する鋼管杭を 2 次元フレーム解析モデルで表現する。このモデルに地盤バネを接続したモデルで応答変位法による 2 次元静的フレーム解析を行い，津波時の枡の各部材及び鋼管杭の構造健全性及び支持性能を確認する。

2次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造(平成14年3月)」に準拠し、地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。

本検討では、津波波力及び漂流物荷重などの堤外側から堤内側に作用する荷重を主たる荷重として扱うためフーチング側部による地盤抵抗を期待するものとする。地盤バネは沈下した地盤面から杭先端までの範囲で考慮する。

(a) 津波時

津波時の地盤バネは、地盤の剛性及び反力上限値の低下が無いと仮定した地盤バネ1、及び地盤の剛性及び反力上限値の低下を考慮した地盤バネ2の2ケースを考慮する。

表 3.5.3-1 地盤バネケース

ケース名	地盤バネのバネ定数	地盤バネの反力上限値	備考
地盤バネ1	初期せん断剛性から設定	ピーク強度(平均値)から設定	地盤抵抗が大きいと仮定した場合
地盤バネ2	静弾性係数から設定	残留強度(-1σ低減値)から設定	地盤抵抗が小さいと仮定した場合

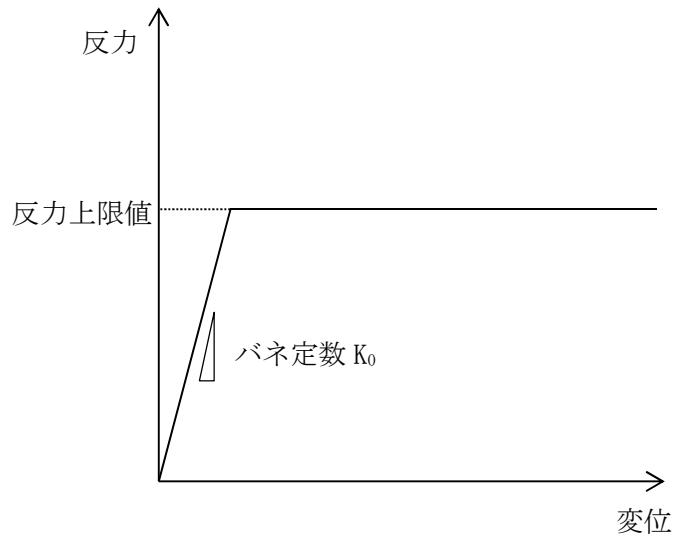


図 3.5.3-2 地盤バネのバイリニアモデル

イ. 地盤抵抗が大きいと仮定した場合

地盤のバネ定数及び地盤バネの上限値を以下のように設定する。

(イ) 水平方向地盤バネのバネ定数 k_h

バネ定数 k_h の算定方法を以下に示す。

$$k_h = \mu \eta_k \alpha_k k_H D H$$

ここで、

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

μ : 水平方向地盤反力係数の補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い、以下に示す水平方向地盤反力係数の補正係数 μ を考慮したバネ定数を設定する。

$$\mu = 1 - 0.2 \left(2.5 - \frac{L}{D} \right) [L < 2.5D]$$

ここで、

L : 杭中心間隔 (m)

D : 杭径 (m)

η_k : 群杭効果を考慮した補正係数

α_k : 単杭における補正係数

道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い、以下に示す補正係数を考慮したバネ定数を設定する。

表 3.5.3-2 η_k , α_k の値

対象	η_k	α_k
粘性土地盤	2/3	1.5
砂質土地盤	2/3	1.5

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い、水平方向地盤反力係数 k_H を算定する。

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

ここで、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{H0} : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い、水平方向地盤反力係数 k_{H0} を以下の式より算定する。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで、

α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha = 1$ とする。)

E_0 : 地盤の変形係数

E_0 は以下の式より算定する。

$$E_0 = 2(1 + \nu_d)G_0$$

ここで、

ν_d : 動ポアソン比

G_0 : 初期せん断剛性 (kN/m²)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い B_H を算定する。なお、杭基礎の特性値 β は初期値 1.0, 許容誤差 1.0E-5 を設定し、繰り返し計算により算定する。

$$B_H = \sqrt{D/\beta}$$

ここで、

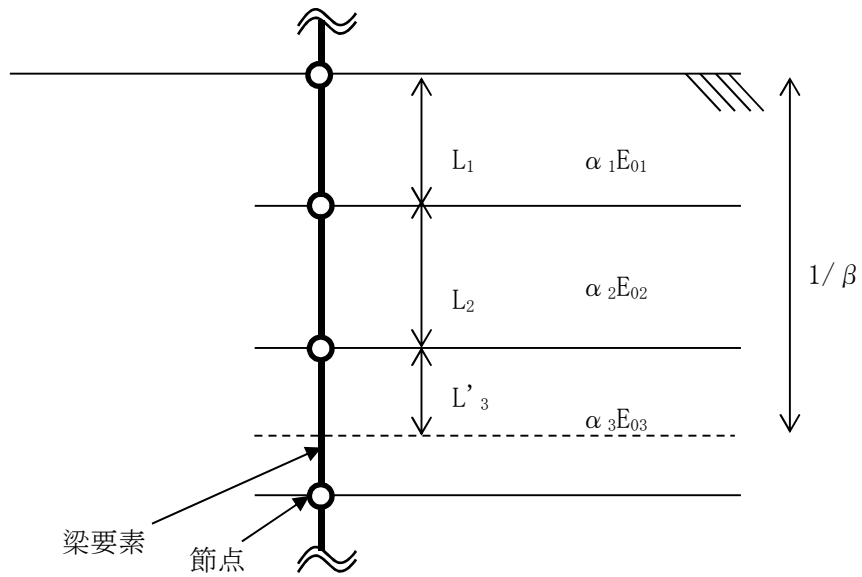
D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径

B : 杭基礎の特性値 (m⁻¹)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

EI : 杭の曲げ剛性 (kN · m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」の記述に従い、換算載荷幅 B_H は、設計上の地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な αE_0 ($\alpha = 1$) を用いて算定する。



$$\alpha E_0 \text{ (} 1/\beta \text{ の範囲の平均値)} = \frac{\alpha_1 E_{01} L_1 + \alpha_2 E_{02} L_2 + \alpha_3 E_{03} L'_3}{1/\beta}$$

図 3.5.3-3 換算載荷幅 B_H 算定時の αE_0

- (ロ) 水平方向地盤バネの反力上限値 P_h
 反力上限値 P_h の算定方法を以下に示す。

$$P_h = P_{HU} D H$$

ここで、

P_{HU} : 受働土圧強度 (kN/m^2)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い、受働土圧強度 P_{HU} を算定する。

$$P_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U$$

ここで

η_p : 群杭効果を考慮した水平方向反力の上限値の補正係数

α_p : 単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

$\eta_p \alpha_p$ は以下の値とする。

表 3.5.3-3 補正係数 $\eta_p \alpha_p$

対象	η_p	α_p	$\eta_p \alpha_p$
粘性土地盤 ($N > 2$)	1.0	1.5	1.5
粘性土地盤 ($N \leq 2$)	1.0	1.0	1.0
砂質土地盤	—	3.0	$L/D (\leq \alpha_p)$

* 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)

* 表中の L は杭の中心間隔 (m), D は杭径 (m)

p_U : 地震時受働土圧強度 (kN/m²)

$$p_U = K\sigma_V' + 2C\sqrt{K}$$

ここで, K : 受働土圧係数 ($K = 1$)

σ_V' : 鉛直有効応力 (kN/m²)

C : 粘着力 (kN/m²)

・ C はピーク強度 (平均値) とする。

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

(ハ) 鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_{sv}

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従いバネ定数 k_{sv} を算定する。

$$k_{sv} = 0.3k_h$$

ここに,

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{sv} : 鉛直方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

(ニ) 鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_{sv}

反力上限値 P_{sv} の算定方法を以下に示す。

$$\text{鋼管杭} : P_{sv} = \tau_f H \pi D$$

ここで,

τ_f : 鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値 (kN/m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い, 表 3.5.1-4 により計算する。

表 3.5.3-4 鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値の設定方法

砂質土	粘性土
2N (≦100)	0.8c 又は 8N (≦100)

* 表中の N は標準貫入試験の平均 N 値, c は地盤の粘着力 (kN/m²)

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

$$\text{躯体側面} : P_{sv} = \tau_f H B$$

ここで,

τ_f : 鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値 (kN/m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い, 土質試験の結果に基づき, 次式により求める。

(ア) 砂質土： $\tau_f = \min[1N, 0.5 \cdot (c + p_0 \tan \phi)] \leq 50$

(イ) 粘性土： $\tau_f = 0.5 \cdot (c + p_0 \tan \phi) \leq 100$

ここに、 p_0 ：壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m²)

Φ ：土の内部摩擦角 (°)

B：基礎幅(m)

(ホ) 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_v

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従いバネ定数 k_v の算定方法を以下に示す。

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

ここで、

k_v ：杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数(kN/m)

k_{v0} ：直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで、

α ：地盤反力係数の換算係数

E_0 ：地盤の変形係数(kN/m³)：水平方向地盤バネのバネ定数の算定時と同様の方法で算定する。

B_v ：基礎の換算載荷幅(m)

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

ここで、

A_v ：鉛直方向の載荷面積(m²)

(ヘ) 杭下端鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_v

反力上限値 P_v は「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い、次式で算出する。

$$P_v = q_d A_v$$

ここで、

q_d ：極限支持力度

$$q_d = 3q_u$$

ここで、 q_u ：一軸圧縮強度(kN/m²)

A_v ：杭下端面積(m²) = $\pi / 4 \times D^2$ (D は杭径(m))

ロ. 地盤抵抗が小さいと仮定した場合

地盤のバネ定数及び地盤バネの上限値を以下のように設定する。

(イ) 水平方向地盤バネのバネ定数 k_h

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従って算出する。ただし、地盤の変形係数 E_0 は静弾性係数とする。

(ロ) 水平方向地盤バネの反力上限値 P_h

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従って算出する。ただし、 p_U : 地震時受動土圧強度 (kN/m^2) については、以下に示す値を使用する。

$$p_U = K\sigma_v' + 2C\sqrt{K}$$

ここで、 K : 受働土圧係数 ($K = 1$)

σ_v' : 鉛直有効応力 (kN/m^2)

C : 粘着力 (kN/m^2)

C は以下の値を用いる。

- ・ 第四紀層の C は残留強度 (-1σ) とする。
- ・ K_m 層の C はピーク強度 (平均値) とする。

(ハ) 鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_{sv}

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」 p. 468, 469 に従いバネ定数 k_{sv} を算定する。

$$k_{sv} = 0.3k_h$$

ここに、

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{sv} : 鉛直方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

(ニ) 鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_{sv}

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従って算出する。ただし、 τ_f : 鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値 (kN/m^2) の算出に使用する N 値及び地盤の粘着力 c の値は以下の値を使用する。

N : 標準貫入試験の N 値 (-1σ)

c : 第四紀層の C は残留強度 (-1σ) とする。

K_m 層の C はピーク強度 (平均値) とする。

(ホ) 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_v

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。ただし、 E_0 ：地盤の変形係数 (kN/m^3) は静弾性係数とする。

(ヘ) 杭下端鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_v

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。

(b) 重畳時

重畳時においては、応答変位法により津波波力と余震の重畳時の影響を2次元静的フレーム解析に考慮するため、1次元有効応力解析により地盤剛性及び反力上限値、加速度、地盤変位を求める。

イ. 1次元有効応力解析

重畳時の検討で実施する1次元有効応力解析は、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「V-5-10 計算機プログラム（解析コード）の概要・FLIP」に示す。

(イ) 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よりモデル化し、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。

(ロ) 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「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。「3.5.3(3) 使用材料及び材料の物性値」に物性値を示す。

(ハ) 減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰にて与える。なお、Rayleigh減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の1次固有振動数が低振動数側へシフトしていくことから、Rayleigh減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 α [M]の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の1次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う1次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛

性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α, β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められる 1 次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は 1% (解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。) とする。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3.5.3-4 に、固有値解析結果を表 3.5.3-5 に示す。

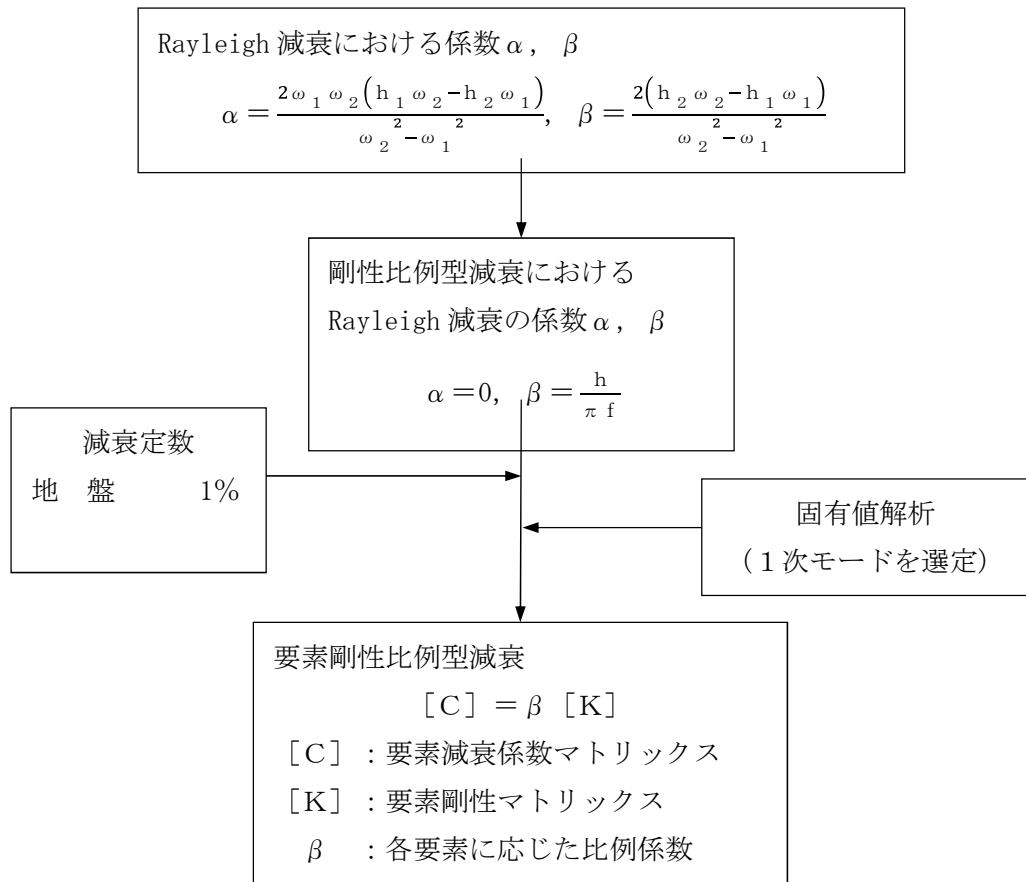


図 3.5.3-4 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5.3-5 (1) 固有値解析結果

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.523	34.67	1次として採用
2	1.236	26.11	—
3	1.946	11.91	—
4	2.825	7.43	—
5	3.763	6.67	—
6	4.490	6.61	—
7	5.220	4.16	—
8	6.118	2.92	—
9	7.027	4.17	—

表 3.5.3-5 (2) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.558	35.82	1次として採用
2	1.291	25.22	—
3	2.099	10.91	—
4	3.026	7.39	—
5	4.005	7.14	—
6	4.760	5.88	—
7	5.632	3.62	—
8	6.590	3.44	—
9	7.382	4.45	—

表 3.5.3-5 (3) 固有値解析結果

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.482	33.42	1次として採用
2	1.177	26.65	—
3	1.784	13.54	—
4	2.597	7.63	—
5	3.471	6.08	—
6	4.209	6.77	—
7	4.810	5.42	—
8	5.570	2.90	—
9	6.486	2.47	—

表 3.5.3-5 (4) 固有値解析結果

(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.487	34.81	1次として採用
2	1.210	25.13	—
3	1.830	14.46	—
4	2.626	6.89	—
5	3.607	5.90	—
6	4.309	7.24	—
7	4.957	4.77	—
8	5.789	2.75	—
9	6.734	3.39	—

(二) 入力地震動

入力地震動は、添付書類「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。

有効応力解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を1次元波動論により有効応力解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「V-5-25 計算機プログラム(解析コード)の概要・k-SHAKE」に示す。入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図3.5.3-6に示す。

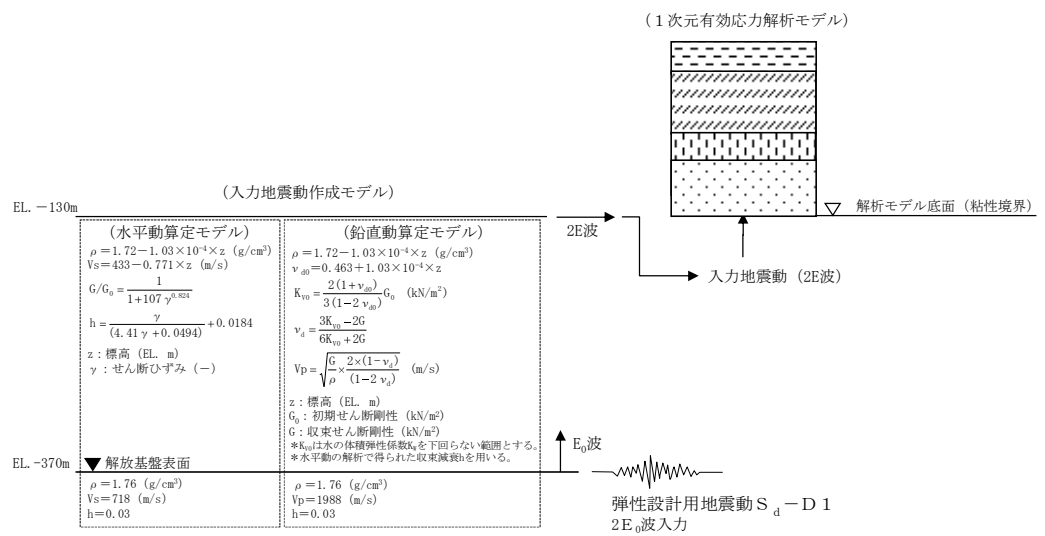
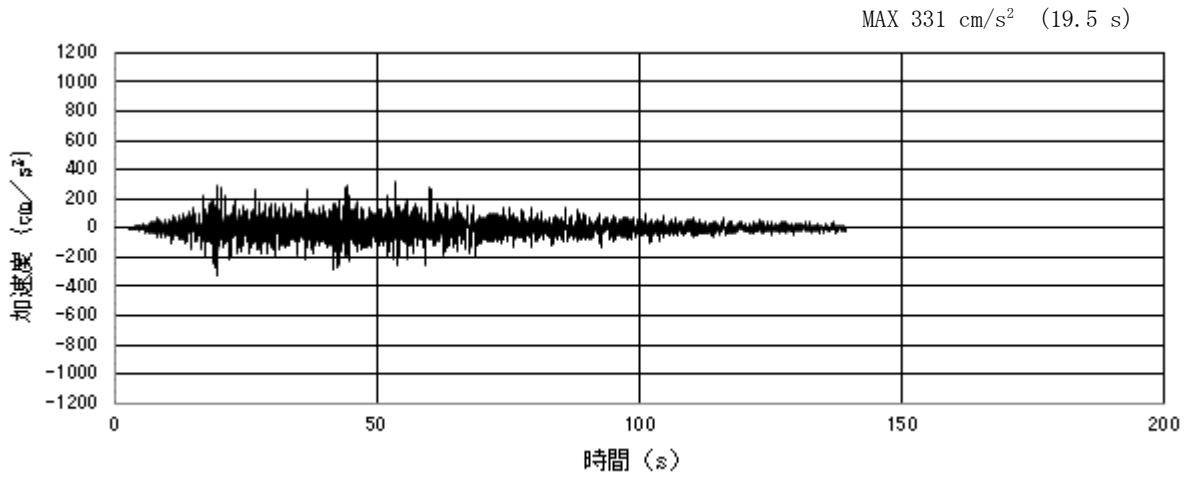
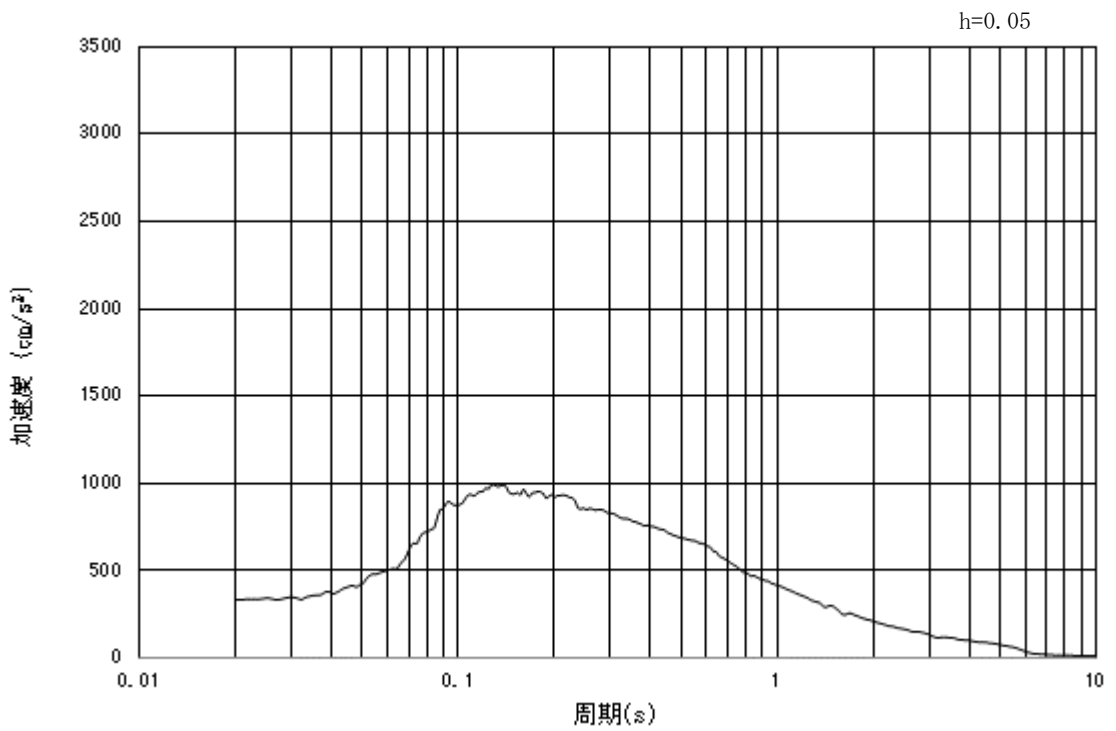


図 3.5.3-5 入力地震動算定の概念図

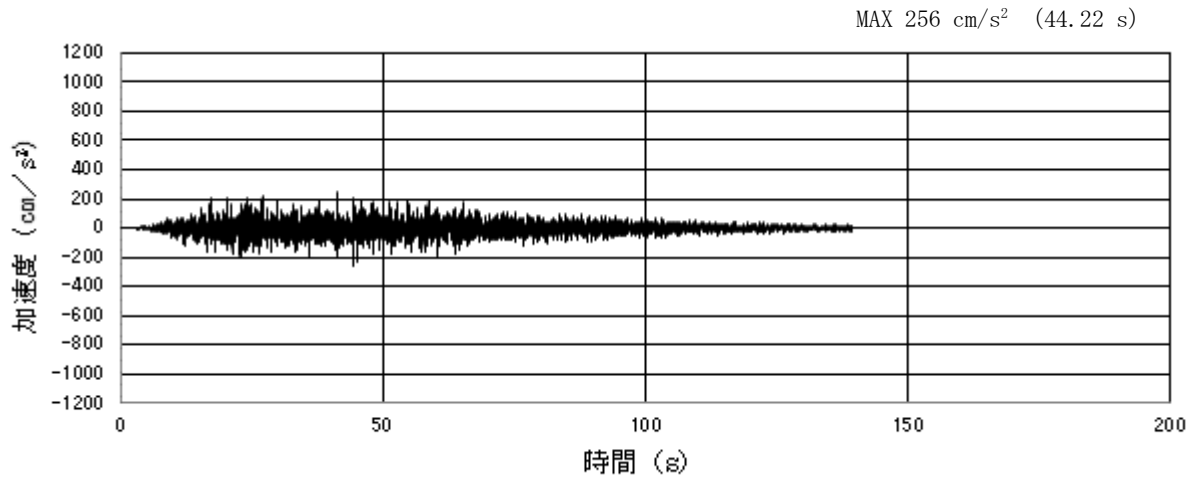


(a) 加速度時刻歴波形

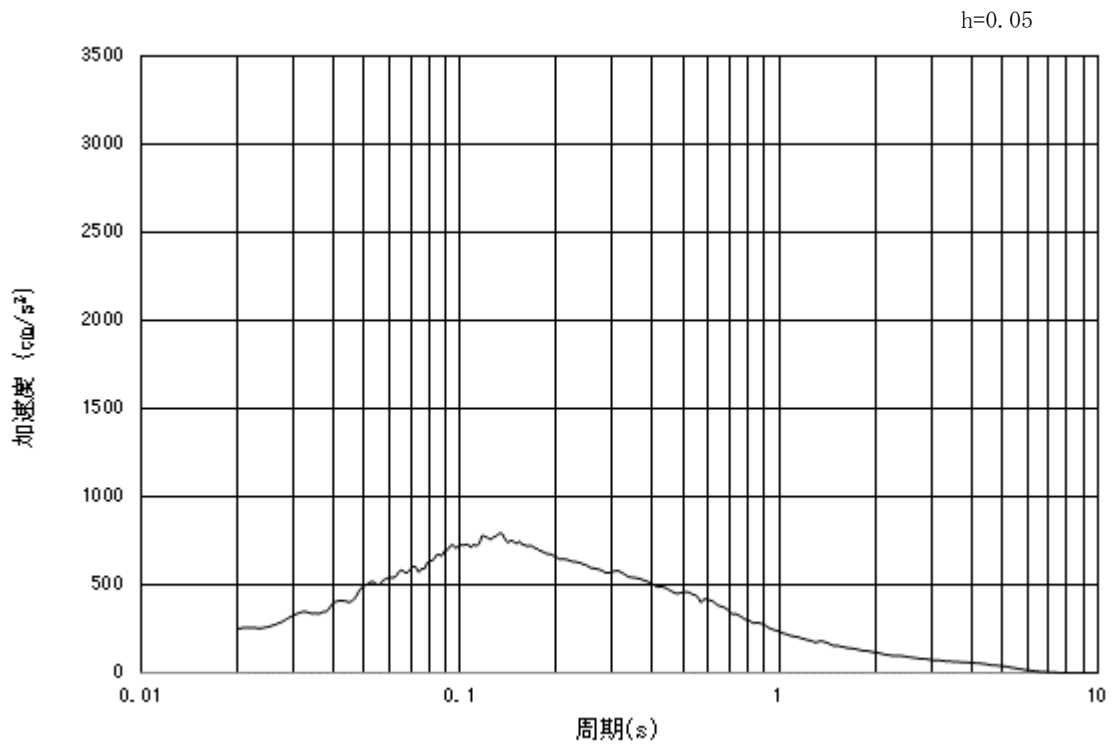


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5.3-6 (1) 杭間部：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
(水平方向：S_a-D1)

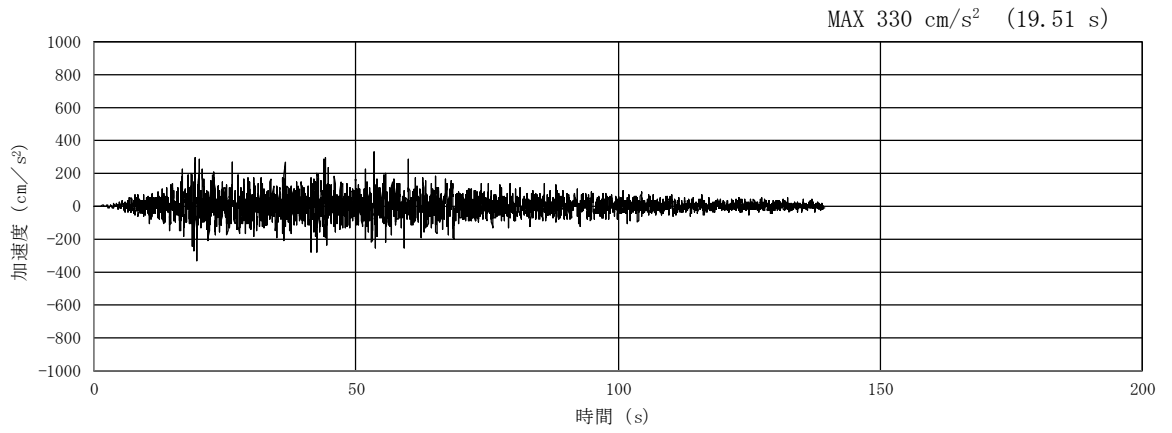


(a) 加速度時刻歴波形

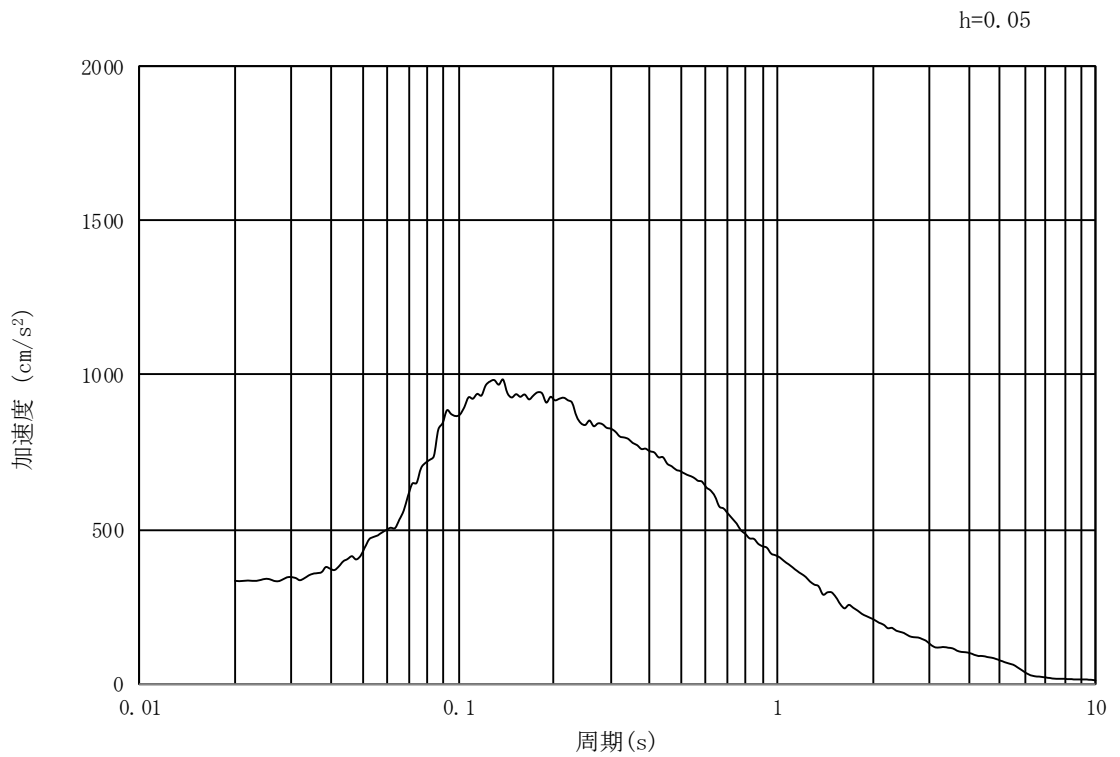


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5.3-6 (2) 杭間部：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
(鉛直方向：S_a-D1)

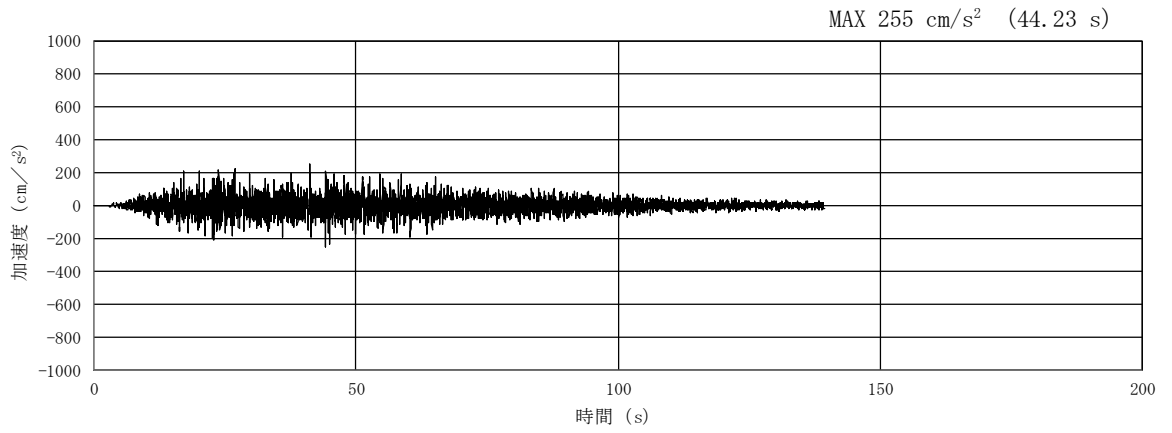


(a) 加速度時刻歴波形

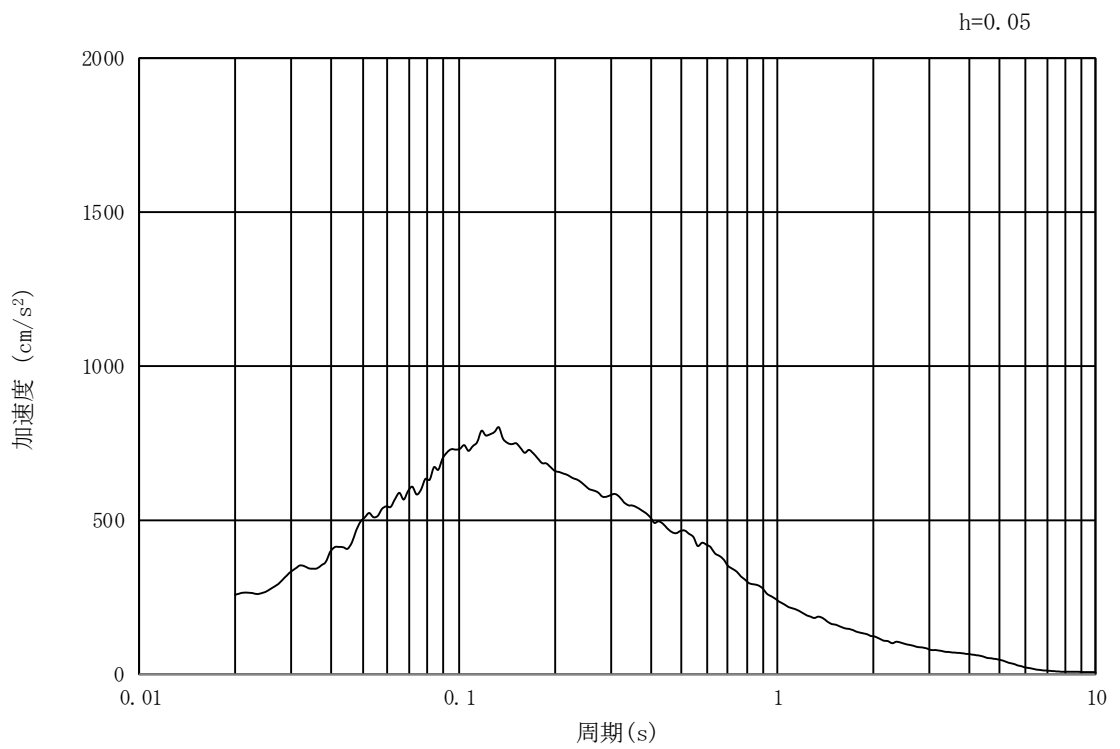


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5.3-6 (3) RC防潮壁部：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
(水平方向：S_a-D1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5.3-6 (4) RC防潮壁部：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
(鉛直方向：S_a-D1)

ロ. 2次元静的フレーム解析

重畳時も津波時同様，2次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成14年3月）」に準拠し，地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。杭側面に水平方向地盤バネ及び鉛直方向地盤バネ，杭下端に鉛直方向地盤バネを設定する。

重畳時の地盤バネは，表3.5.3-6に示すケースにおいて S_d 波による1次元有効応力解析を実施し，地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻及び最大せん断ひずみ時刻における物性により設定し，表3.5.3-7に示す3ケースを考慮する。

表3.5.3-6 2次元静的フレーム解析における1次元有効応力解析ケース

解析ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)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	原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮(+1 σ)	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮(-1 σ)	敷地に存在しない豊浦標準砂のせん断波速度	原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮(+1 σ)
液状化強度特性の設定	原地盤に基づく液状化強度特性(-1 σ)	原地盤に基づく液状化強度特性(-1 σ)	原地盤に基づく液状化強度特性(-1 σ)	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

*上記のケースより，地表面加速度最大ケース，地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースを選定して照査する。

表3.5.3-7 地盤バネケース

ケース名	地盤バネのバネ定数	地盤バネの反力上限値	備考
地盤バネ3	S _d 波による1次元有効応力解析から地表面最大加速度発生時刻における地盤物性により設定*		地盤抵抗が大きいケース
地盤バネ4	S _d 波による1次元有効応力解析から地表面最大変位発生時刻における地盤物性により設定*		地盤抵抗が小さいケース
地盤バネ5	S _d 波による1次元有効応力解析から最大せん断ひずみ発生時刻における地盤物性により設定*		

*1次元有効応力解析については，「3.5.2(1)a. 1次元有効応力解析」に示す。

- (イ) 水平方向地盤バネのバネ定数 k_h
バネ定数 k_h の算定方法を以下に示す。

$$k_h = \mu \eta_k \alpha_k k_H D H$$

ここで、

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

μ : 水平方向地盤反力係数の補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い、以下に示す水平方向地盤反力係数の補正係数 μ を考慮したバネ定数を設定する。

$$\mu = 1 - 0.2 \left(2.5 - \frac{L}{D} \right) [L < 2.5D]$$

ここで、

L : 杭中心間隔 (m)

D : 杭径 (m)

η_k : 群杭効果を考慮した補正係数

α_k : 単杭における補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い、以下に示す補正係数を考慮したバネ定数を設定する。

表 3.5.3-8 η_k , α_k の値

対象	η_k	α_k
粘性土地盤	2/3	1.5
砂質土地盤	2/3	1.5

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い、水平方向地盤反力係数 k_H を算定する。

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

ここで、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{H0} : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い、水平方向地盤反力係数 k_{H0} を以下の式より算定する。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで、

α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha=1$)

E_0 : 地盤の変形係数

E_0 は 1 次元有効応力解析における地表面最大加速度発生時刻 (地盤バネ 3) , 地表面最大変位発生時刻 (地盤バネ 4) 及び最大せん断ひずみ発生時刻 (地盤バネ 5) それぞれの時刻での平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布を用いて以下の式で求められる割線せん断剛性 G_s により設定する。

$$E_0 = 2(1 + \nu_d)G_s$$

$$G_s = \frac{\tau_s}{\gamma}$$

$$\tau_s = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{ma} \times \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}}\right)^{0.5}} + \left| \frac{\gamma}{C \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin \phi_{CD}} \right|}}$$

ここで、

ν_d : 動ポアソン比

G_s : 割線せん断剛性 (kN/m²)

τ_s : 骨格曲線上のせん断応力 (kN/m²)

γ : せん断ひずみ

C : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (°)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い B_H を算定する。なお、杭基礎の特性値 β は初期値 1.0, 許容誤差 1.0E-5 を設定し、繰り返し計算により算定する。

$$B_H = \sqrt{D/\beta}$$

ここで、

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径

β : 杭基礎の特性値 (m⁻¹)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

EI : 杭の曲げ剛性 (kN・m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」の記述に従い、換算載荷幅 B_H は、設計上の地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な αE_0 ($\alpha=1$) を用いて算定する。

(ロ) 水平方向地盤バネの反力上限値 P_h

反力上限値 P_h の算定方法を以下に示す。

$$P_h = P_{HU}DH$$

ここで、

P_{HU} : 受働土圧強度 (kN/m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い、
受働土圧強度 P_{HU} を算定する。

$$P_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U$$

ここで

η_p : 群杭効果を考慮した水平方向反力の上限値の補正係数

α_p : 単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

$\eta_p \alpha_p$ は以下の値とする。

表 3.5.3-9 補正係数 $\eta_p \alpha_p$

対象	η_p	α_p	$\eta_p \alpha_p$
粘性土地盤 ($N > 2$)	1.0	1.5	1.5
粘性土地盤 ($N \leq 2$)	1.0	1.0	1.0
砂質土地盤	—	3.0	$L/D (\leq \alpha_p)$

* 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)

* 表中の L, D はそれぞれ L : 杭の中心間隔 (m), D : 杭径 (m)

p_U : 地震時受働土圧強度 (kN/m²)

p_U は 1 次元有効応力解析における地表面最大加速度発生時刻 (地盤バネ 3), 地表面最大変位発生時刻 (地盤バネ 4) 及び最大せん断ひずみ発生時刻 (地盤バネ 5) それぞれの時刻での平均有効主応力 σ'_m の深度分布を用いて以下の式により設定する。

$$p_U = C \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin \phi_{CD})$$

ここで、

C : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (CD 条件)

σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m²)

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

(ハ) 鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_{sv}

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従いバネ定数 k_{sv} を算定する。

$$k_{sv} = 0.3k_h$$

ここに、

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{sv} : 鉛直方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

(ニ) 鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_{sv}

重畳時の反力上限値 P_{sv} の算定方法を以下に示す。

$$P_{sh} = \tau_f H \pi D$$

ここで、

τ_f : 1 次元有効応力解析で得られる地表面最大加速度発生時刻（地盤バネ 3）、地表面最大変位発生時刻（地盤バネ 4）及び最大せん断ひずみ発生時刻（地盤バネ 5） t_{max} における平均有効主応力 σ'_m の深度分布を用いて以下の式により設定する。

$$\tau_f = c \times \cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin\phi_{CD}$$

ここで、

c : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角

σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m²)

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

(ホ) 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_v

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従いバネ定数 k_v の算定方法を以下に示す。

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

ここで、

k_v : 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{v0} : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで、

α : 地盤反力係数の換算係数

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m³) : 水平方向地盤バネのバネ定数の算定時と同様の方法で算定する。

B_v : 基礎の換算載荷幅 (m)

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

ここで、

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (m²)

(ヘ) 杭下端鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_v

反力上限値 P_v の算定方法を以下に示す。

$$P_v = \sigma_f A_v$$

ここで、

σ_f : 1次元有効応力解析で得られる地表面発生加速度発生時刻（地盤バネ 3）、地表面最大変位発生時刻（地盤バネ 4）及び最大せん断ひずみ発生時刻（地盤バネ 5） t_{\max} における平均有効主応力 σ'_m の深度分布を用いて以下の式により設定する。

$$\sigma'_f = C \times \cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin\phi_{CD})$$

ここで、

C : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角

σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m²)

A_v : 杭下端面積 (m²) = $\pi/4 \times D^2$ (D は杭径 (m))

(2) 出口側集水枡（RC防潮壁部）

a. 底版

集水枡のRC防潮壁側を固定支持とし、底版と側壁の断面剛性を考慮した片持ち梁としてモデル化する。片持ち梁のモデル概念図を図3.5.3-7に示す。

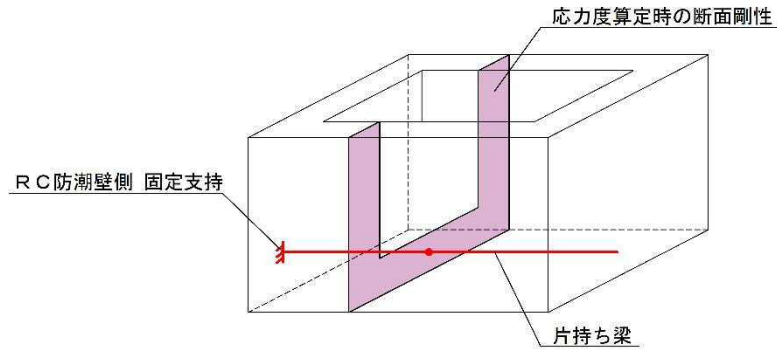


図 3.5.3-7 片持ち梁モデル概念図

b. 側壁

集水枡の側壁については、底版及び両側壁との連結部を固定端、開口面となる上面を自由端とする三辺固定一边自由スラブとしてモデル化する。三辺固定版のモデル概念図を図3.5.3-8に示す。

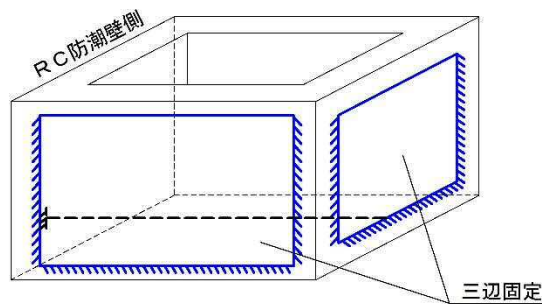


図 3.5.3-8 三辺固定版モデル概念図

(3) 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5.3-10, 材料の物性値を表 3.5.3-11, 地盤の物性値を表 3.5.3-12 に示す。

表 3.5.3-10 使用材料

諸元		
出口側集水枡 (杭間部)	鉄筋	SD490
	コンクリート	設計基準強度 50 N/mm ²
出口側集水枡 (RC防潮壁部)	鉄筋(主筋)	SD490
	コンクリート	設計基準強度 40 N/mm ²
鋼管杭* (杭間部)		φ 800 mm (SBHS500) t = 40 mm

* : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に従い腐食代 1 mm を考慮する。杭の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 3.5.3-11 材料の物性値

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*	40 N/mm ²	24.5	3.10×10 ⁴	0.2
	50 N/mm ²	24.5	3.30×10 ⁴	0.2
鋼管杭 (杭間部) *		77.0	2.00×10 ⁵	0.3

注記 * : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)

表 3.5.3-12 (1) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系 (液状化検討対象層)							
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 3.5.3-12 (2) 地盤の解析用物性値一覧 (非液状化層)

パラメータ				原地盤					捨石
				第四系 (非液状化層)				新第三系	
				Ac	D2c-3	1m	D1c-1*1	Km	
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	—	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	—	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	—	$0.16+0.00025 \cdot z$	0.33
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	480	696	249 (223)	—	動的変形特性に基づき z (標高) 毎に物性値を 設定	98
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	—		180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	—		0.24
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	—		$0.358-0.00603 \cdot z$
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	—	$23.2+0.0990 \cdot z$	35

注記 *1: 施設の耐震評価に影響を与えるものではないことから、解析用物性値として本表には記載しない。

表 3.5.3-12 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

区分 番号	設定深度 TP(m) Z	適用深度 TP(m)	密度 ρ (g/cm ³)	静ポアソン比 ν_{CO}	粘着力 C _{CO} (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_{CO} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G _{ma} (kN/m ²)	基準体積 弾性係数 K _{ma} (kN/m ²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m ²)	拘束圧 依存係数 mG,mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310.675	353.317	504	0	0.105	0.464	1640
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312.139	354.982	504	0	0.105	0.464	1644
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313.606	356.650	504	0	0.105	0.464	1648
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315.076	358.322	504	0	0.105	0.464	1651
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315.076	358.322	504	0	0.106	0.464	1651
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316.551	359.999	504	0	0.106	0.464	1655
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318.028	361.679	504	0	0.106	0.463	1638
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319.509	363.363	504	0	0.107	0.463	1642
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319.509	363.363	504	0	0.107	0.463	1642
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320.993	365.051	504	0	0.107	0.463	1646
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322.481	366.743	504	0	0.107	0.463	1650
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323.972	368.439	504	0	0.108	0.463	1653
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325.467	370.139	504	0	0.108	0.463	1657
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325.467	370.139	504	0	0.108	0.463	1657
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326.965	371.843	504	0	0.108	0.463	1661
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328.467	373.551	504	0	0.109	0.462	1644
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329.972	375.262	504	0	0.109	0.462	1648
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329.972	375.262	504	0	0.109	0.462	1648
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331.480	376.977	504	0	0.109	0.462	1652
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332.992	378.697	504	0	0.110	0.462	1656
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334.507	380.420	504	0	0.110	0.462	1659
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336.026	382.147	504	0	0.110	0.462	1663
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339.074	385.614	504	0	0.111	0.462	1671
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340.603	387.352	504	0	0.111	0.461	1654
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343.671	390.842	504	0	0.112	0.461	1662
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345.211	392.593	504	0	0.112	0.461	1665
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348.300	381.471	498	0	0.112	0.461	1673
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351.403	384.870	498	0	0.113	0.461	1680
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352.959	386.574	498	0	0.113	0.460	1664
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356.083	389.996	498	0	0.114	0.460	1672
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357.650	391.712	498	0	0.114	0.460	1675
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360.794	395.155	498	0	0.115	0.460	1683
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362.371	396.883	498	0	0.115	0.459	1667
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365.536	400.349	498	0	0.115	0.459	1675
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367.124	402.088	498	0	0.116	0.459	1678
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370.309	405.577	498	0	0.116	0.459	1685
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371.907	407.327	498	0	0.117	0.459	1689
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375.113	410.838	498	0	0.117	0.458	1678
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376.721	412.599	498	0	0.117	0.458	1681
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379.948	416.134	498	0	0.118	0.458	1688
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385.416	422.122	498	0	0.118	0.458	1696
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387.051	423.913	498	0	0.118	0.458	1699
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390.331	427.505	498	0	0.118	0.457	1688
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391.976	429.307	498	0	0.119	0.457	1692
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395.277	432.922	498	0	0.119	0.457	1699
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396.933	434.736	498	0	0.120	0.457	1702
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400.255	422.491	492	0	0.120	0.457	1709
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401.921	424.250	492	0	0.120	0.456	1695
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405.263	427.778	492	0	0.120	0.456	1702
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406.939	429.547	492	0	0.121	0.456	1705
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410.302	433.097	492	0	0.121	0.456	1712
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413.679	436.661	492	0	0.121	0.456	1719
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415.373	438.449	492	0	0.122	0.455	1705
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418.771	442.036	492	0	0.122	0.455	1712
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420.475	443.835	492	0	0.122	0.455	1716
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423.893	447.443	492	0	0.122	0.455	1723
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425.608	449.253	492	0	0.123	0.455	1726
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434.232	458.356	492	0	0.124	0.454	1726
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439.448	463.862	492	0	0.124	0.454	1736
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448.210	473.111	492	0	0.125	0.453	1736
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455.282	463.485	486	0	0.126	0.452	1733
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465.995	474.391	486	0	0.127	0.451	1737
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475.016	483.575	486	0	0.127	0.451	1754
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485.957	494.713	486	0	0.128	0.450	1758

表 3.5.3-12 (4) 地盤改良体の物性値一覧

項目		地盤改良体 (セメント改良)	
		一軸圧縮強度 (≤8.5N/mm ² の場合)	一軸圧縮強度 (>8.5N/mm ² の場合)
物理特性	密度 ρ_t (g/cm ³)	改良対象の原地盤の平均密度×1.1	
	静弾性係数 (N/mm ²)	581	2159
静的変形特性	静ポアソン比 ν_s	0.260	
	初期せん断剛性 G_0 (N/mm ²)	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417}$ (m/s) q_u : 地盤改良体の一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	
動的変形特性	動ポアソン比 ν_d	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (-)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (-)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (-)	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (-)
	ピーク強度 C (N/mm ²)	$C = q_u / 2$ q_u : 地盤改良体の一軸圧縮強度 (N/mm ²)	
強度特性	残留強度 τ_0 (N/mm ²)	粘着力 $C = 0$ (N/mm ²) 内部摩擦角 $\phi = 29.1$ (度)	
	引張強度 σ_t (N/mm ²)	下記の式を用いて、 $\sigma_t (=s_t)$ を求める。 $q_u = \frac{s_t \cdot q_u}{\sqrt{s_t \cdot (q_u - 3s_t)}}$ $s_t (= \sigma_t)$: 地盤改良体の引張強度 (N/mm ²) q_u : 地盤改良体の一軸圧縮強度 (N/mm ²)	

* 地盤改良体 (嵩上げ部) の一軸圧縮強度 : 1.5 N/mm²

3.6 評価方法

3.6.1 津波時

(1) 杭間部

a. 鋼管杭

鋼管杭の評価は、杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

イ. 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

- σ : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)
- M : 最大曲げモーメント (N・mm)
- Z : 断面係数 (mm³)
- N : 軸力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)

ロ. せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで、

- τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)
- S : せん断力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)
- κ : せん断応力の分布係数 (2.0)

b. 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートは、強度評価により算定した曲げ圧縮応力、曲げ引張応力及びせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

c. 基礎地盤の支持力

津波時における基礎地盤の支持性能に係る評価は、基礎地盤に作用する接地圧が地震時及び重畳時に包絡されると考えられることから実施しない。

(2) RC防潮壁部

出口側集水枡のRC防潮壁側を固定支持とし、底版と側壁の断面剛性を考慮した片持ち梁モデルとして2次元静的フレーム解析により、鉄筋コンクリート部材の構造健全性を確認する。ただし、津波の遡上時には出口側集水枡が海面下にあることから、保守的に地盤バネは考慮しない。片持ち梁モデル図を図3.6.1-1に示す。

2次元静的フレーム解析には解析コード「Engineer's Studio Ver. 6.00.04」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「V-5-39 計算機プログラム（解析コード）の概要・Engineer's Studio」に示す。

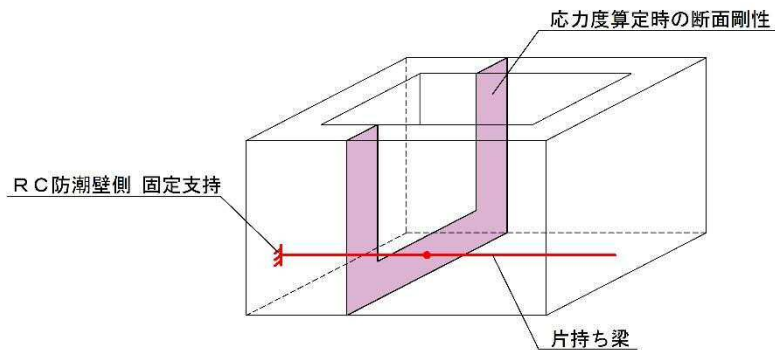


図 3.6.1-1 片持ち梁モデル概要図

a. 梁部材としての評価

イ. 解析手法

出口側集水枡のRC防潮壁基礎側を固定支持とした片持ち梁として鉄筋コンクリートの構造健全性の確認を行う。

ロ. 解析モデル及び諸元

片持ち梁の断面は底版及び側壁を考慮する。

棲壁に作用する土圧については、津波波圧と同じ向きに作用する場合は保守的である。従って、土圧と津波波圧が逆向きに作用する場合は考慮しないものとする。土圧作用の概念図を図3.6.1-2に示す。

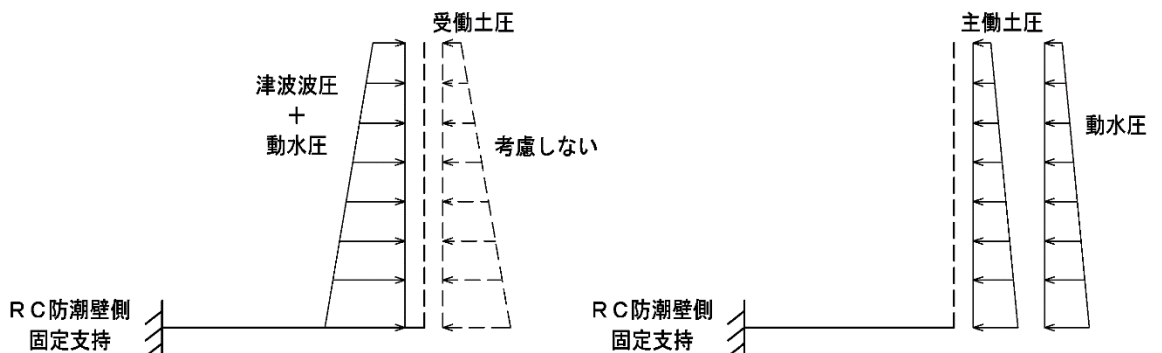


図 3.6.1-2 土圧作用の概念図

ハ. 底版の評価

片持ち梁に生じる曲げモーメント及び軸力を底版及び底版に垂直な両側の側壁を考慮した断面剛性によって応力度を算出し許容限界以下であることを確認する。また、せん断については側壁のみを有効断面として応力度を算出し許容限界以下であることを確認する。

b. 面部材としての評価

出口側集水枡の側壁については、底版及び面外側の側壁との結合部を固定端、開口面となる上面を自由端とする三辺固定一辺自由スラブとして鉄筋コンクリート部材の構造健全性を確認する。三辺固定版モデル概要図を図 3.6.1-3 に示す。

土圧作用の考え方については「a. 梁部材としての評価」における考え方と同様とする。

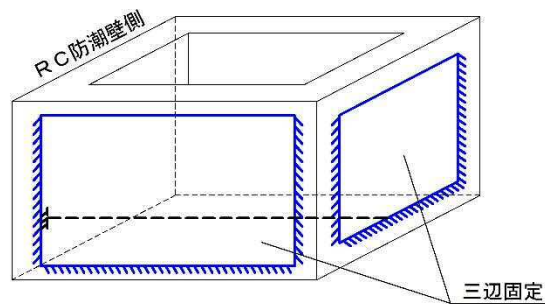


図 3.6.1-3 三辺固定版モデル概要図

イ. 解析手法

三辺固定一辺自由スラブとして曲げモーメント及びせん断力を算出し、鉄筋コンクリートの構造健全性の確認を行う。

ロ. 解析モデル及び諸元

三辺固定一辺自由スラブとして生じる応力が保守側となる箇所により構造健全性を確認する。

ハ. 側壁の評価

側壁に生じる曲げモーメント及びせん断によって側壁のみを有効断面として応力度を算出し許容限界以下であることを確認する。

3.6.2 重畳時

(1) 出口側集水桁（杭間部）

a. 鋼管杭

鋼管杭の重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

b. 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

c. 基礎地盤の支持力

重畳時の基礎地盤の支持性能に係る評価は、 S_d-D1 を入力地震動とした2次元有効応力解析で発生する基礎地盤の接地圧に、津波波圧及び動水圧を作用させた2次元FEM静的解析により得られる接地圧を加えた値が許容限界以下であることを確認する。

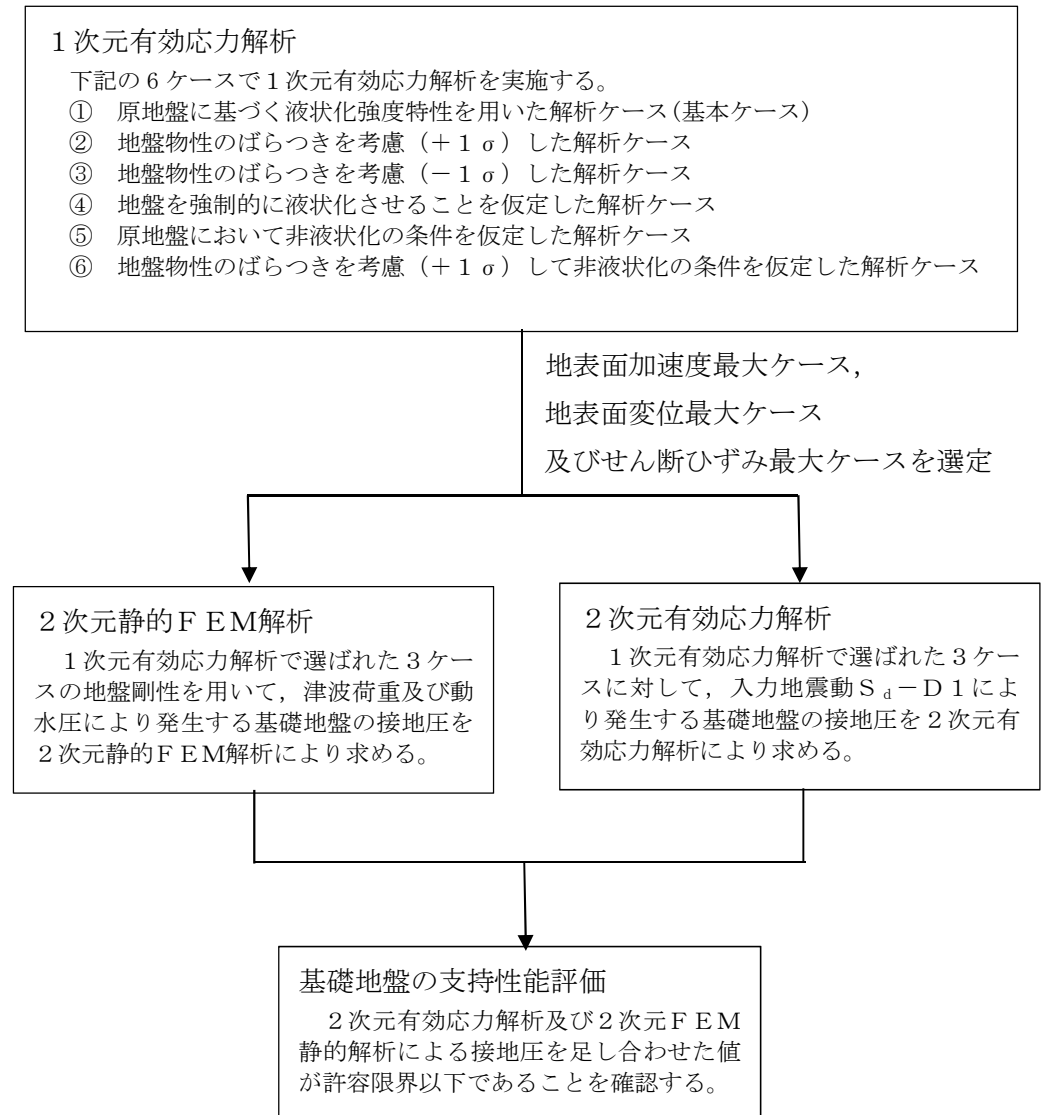
入力地震動 S_d-D1 により発生する基礎地盤の接地圧は、「3.5.3(1)(b)イ. 1次元有効応力解析」で実施した解析ケースのうち地表面加速度最大ケース、地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースの3つの解析ケースに対して、2次元有効応力解析を実施し求める。2次元有効応力解析に使用する解析モデルは、「6.7.1.1 構内排水路逆流防止設備の耐震計算書に関する補足説明」に記載する2次元有効応力解析モデルと同じモデルを使用し、入力地震動以外の解析条件は同じとする。

津波波圧及び動水圧による接地圧も、同じ3つのケースに対応する地盤剛性を用い2次元FEM静的解析を実施し求める。2次元静的FEM解析に使用する解析モデルは、「6.7.1.1 構内排水路逆流防止設備の耐震計算書に関する補足説明」に記載する2次元有効応力解析における常時応力解析モデルに基づく図3.6.2-1に示す2次元静的FEM解析モデルを使用し、津波波圧及び動水圧を作用させること及び側方境界条件を水平ローラーとすること以外の解析条件は同じとする。



図 3.6.2-1 2次元静的FEM解析

同じ地盤剛性同士の解析ケースの結果で、余震荷重による接地圧、津波荷重及び動水圧による接地圧を足し合わせた値により、基礎地盤の支持性能を評価する。図 3.6.2-2 に基礎地盤の支持性能評価フローを、図 3.6.2-3 に接地圧の算出フローを示す。



* 上記の2次元有効応力解析及び2次元静的FEM解析は、同じ地盤剛性同士の解析ケースで実施する。

図 3.6.2-2 基礎地盤の支持性能評価フロー

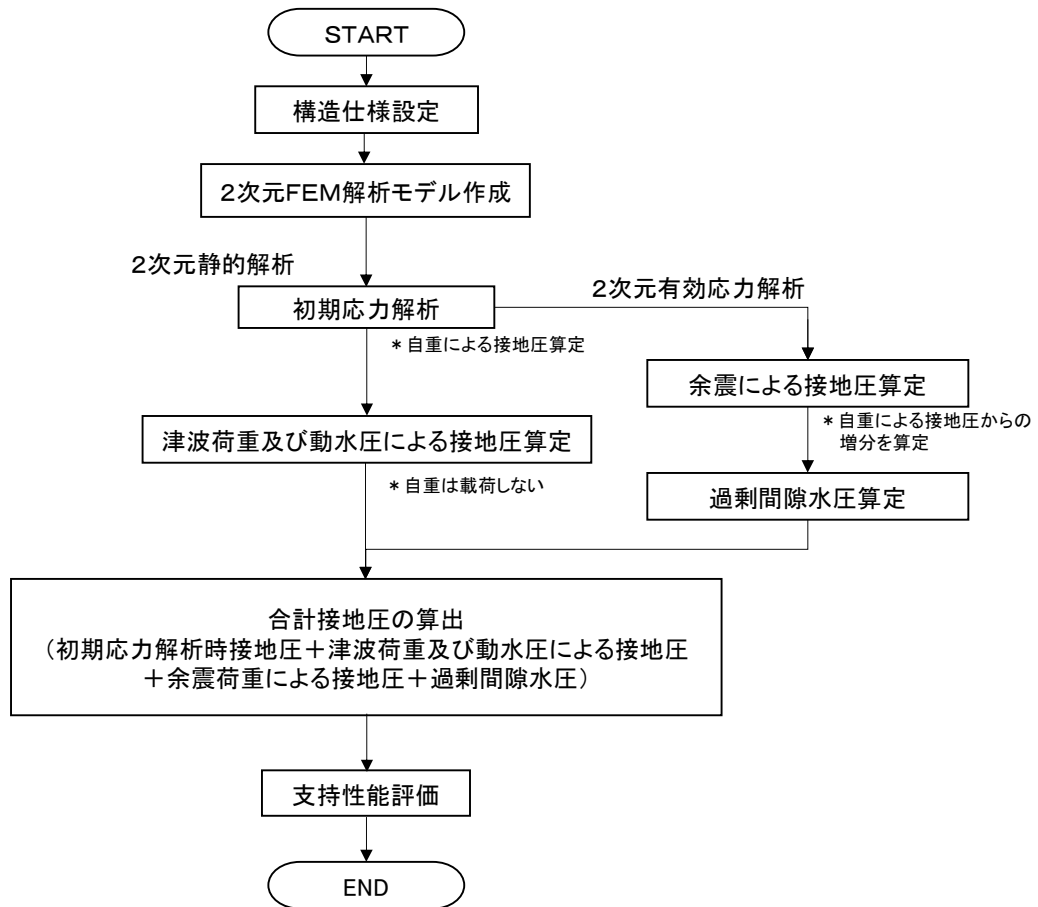


図 3.6.2-3 接地圧の算出フロー

(2) 出口側集水枡（RC防潮壁部）

鉄筋コンクリートの重畳時の評価は「3.6.1 津波時」と同じ方法により，許容限界以下であることを確認する。

地震時土圧については，津波波圧と同じ向きに作用する場合は保守的である。従って，土圧と津波波圧が逆向きに作用する場合は考慮しないものとする。土圧作用の概念図を図3.6.2-4に示す。

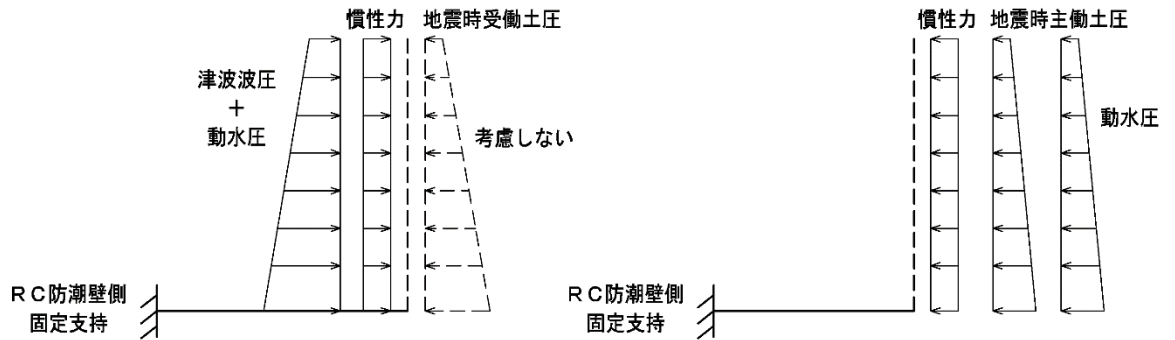


図 3.6.2-4 土圧作用の概念図

4. 評価結果

4.1 津波時

4.1.1 杭間部

津波時の2次元静的フレーム解析に設定した地盤バネ1及び地盤バネ2の水平方向地盤反力係数、地盤反力上限値及びそれぞれの値を比較したものを図4.1.1-1～図4.1.1-3に示す。

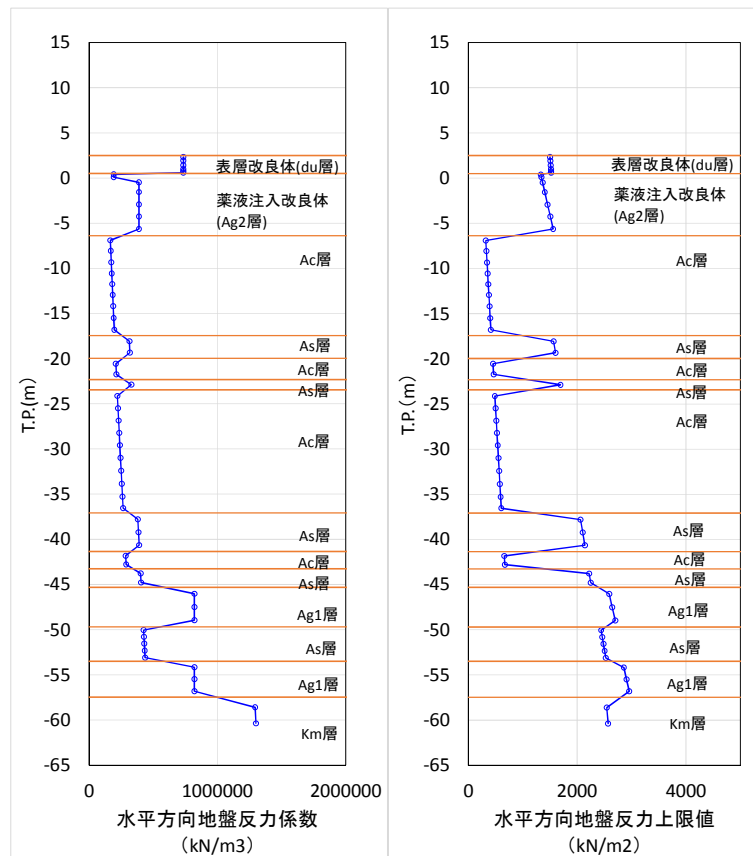


図 4.1.1-1 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（地盤バネ1）

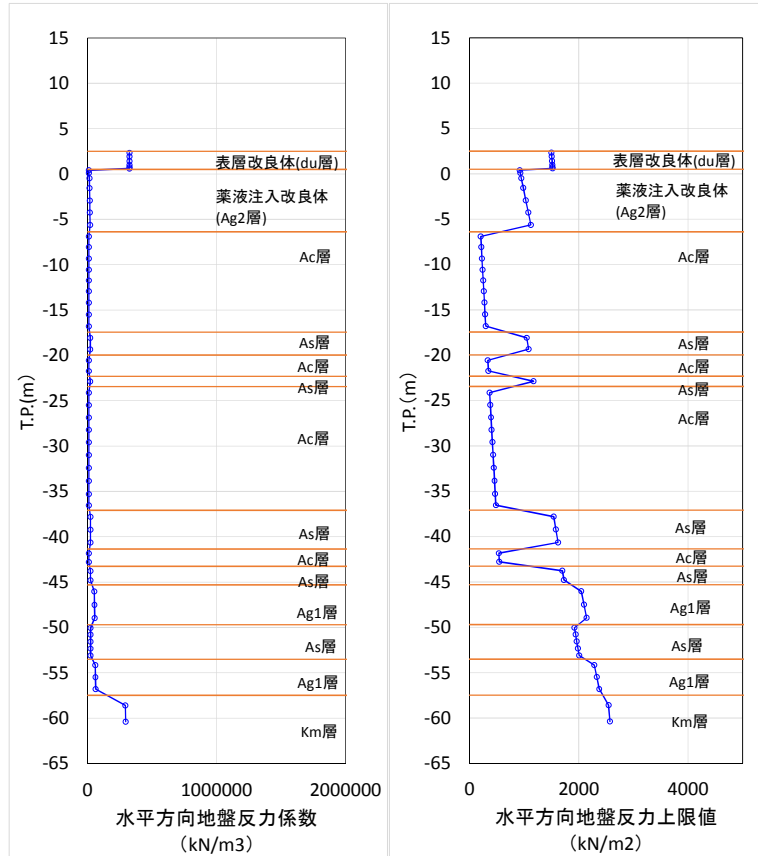


図 4. 1. 1-2 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（地盤バネ 2）

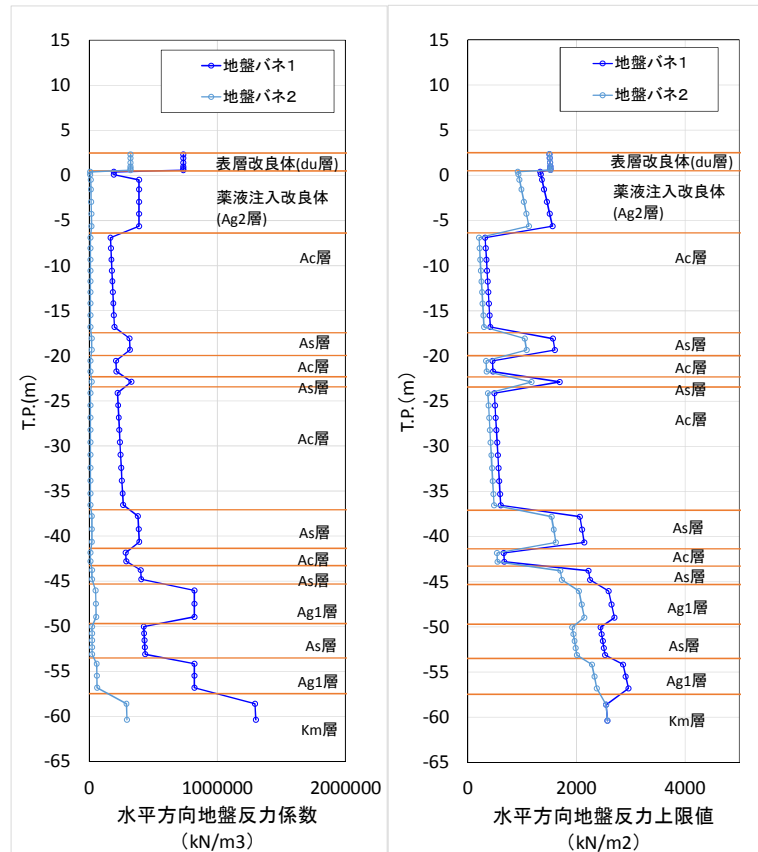


図 4. 1. 1-3 地盤バネ 1 及び地盤バネ 2 の比較

出口側集水枡の津波時の評価結果を示す。

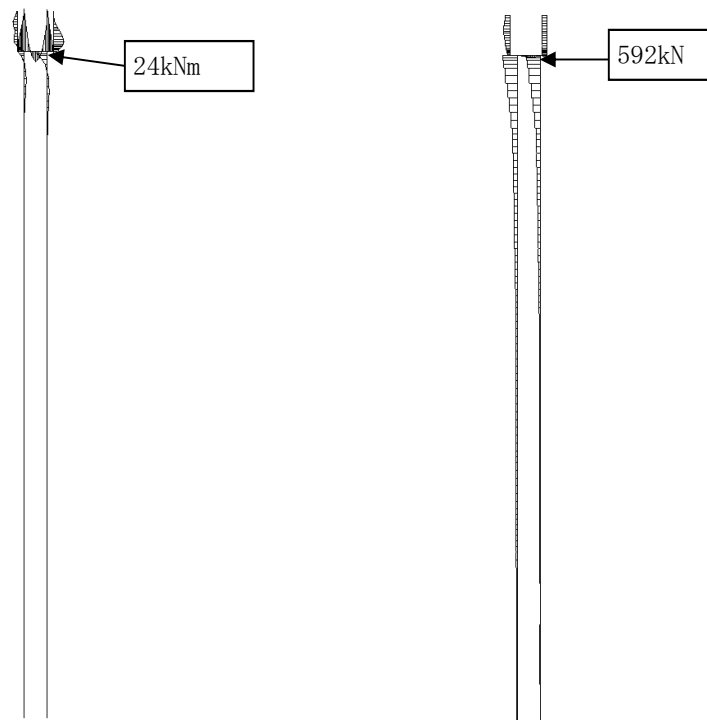
(1) 鋼管杭の評価結果

a. 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1.1-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.1.1-2～表 4.1.1-3 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ軸応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は最大となる値を示している。

表 4.1.1-1 鋼管杭 (SBHS500) 断面諸元

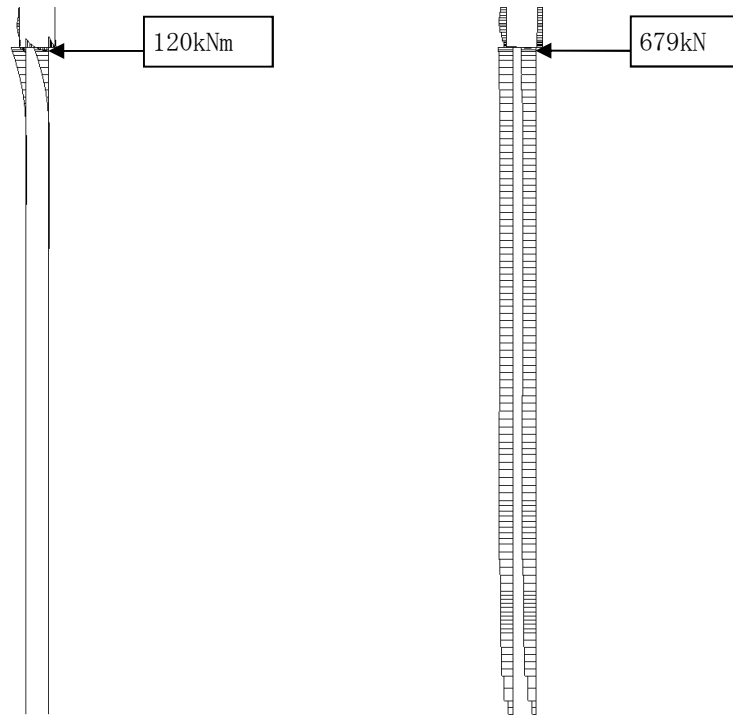
断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)
排水系統 I-2	40	0.09299	0.01682



曲げモーメント図

軸力図

図 4.1.1-4 断面力 (基準津波時：地盤バネ 1)



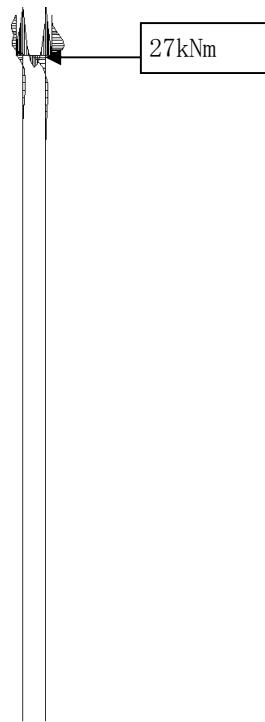
曲げモーメント図

軸力図

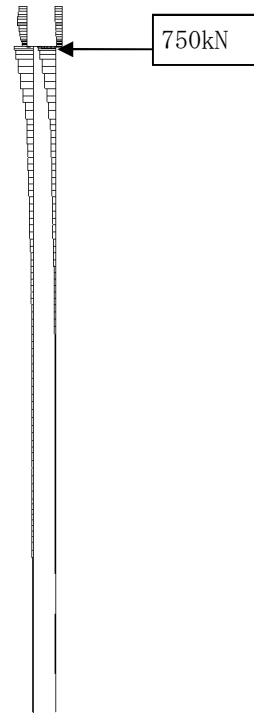
図 4.1.1-5 断面力 (基準津波時：地盤バネ 2)

表 4.1.1-2 曲げ軸力に対する安全率 (基準津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 軸応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	24	592	8	442.5	0.02
地盤バネ 2	120	679	15	442.5	0.04

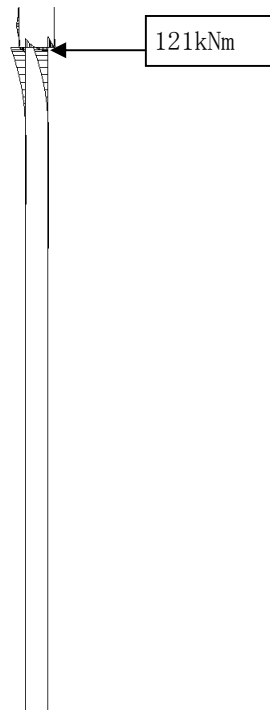


曲げモーメント図

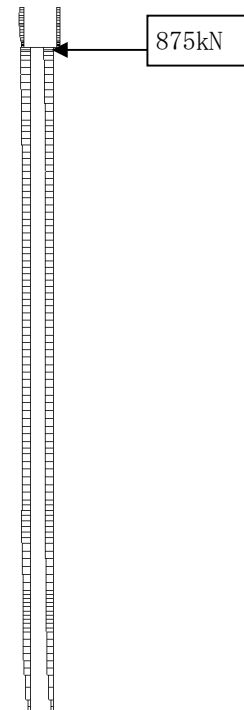


軸力図

図 4.1.1-6 断面力（敷地に遡上する津波時：地盤バネ1）



曲げモーメント図



軸力図

図 4.1.1-7 断面力（敷地に遡上する津波時：地盤バネ2）

表 4.1.1-3 曲げ軸力に対する安全率（敷地に遡上する津波時）

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 軸応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	27	750	10	500	0.02
地盤バネ 2	121	875	17	500	0.04

b. せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.1.1-1 に、せん断力に対する照査結果を表 4.1.1-4～表 4.1.1-5 に示す。

鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネに対して最大となる値を示している。

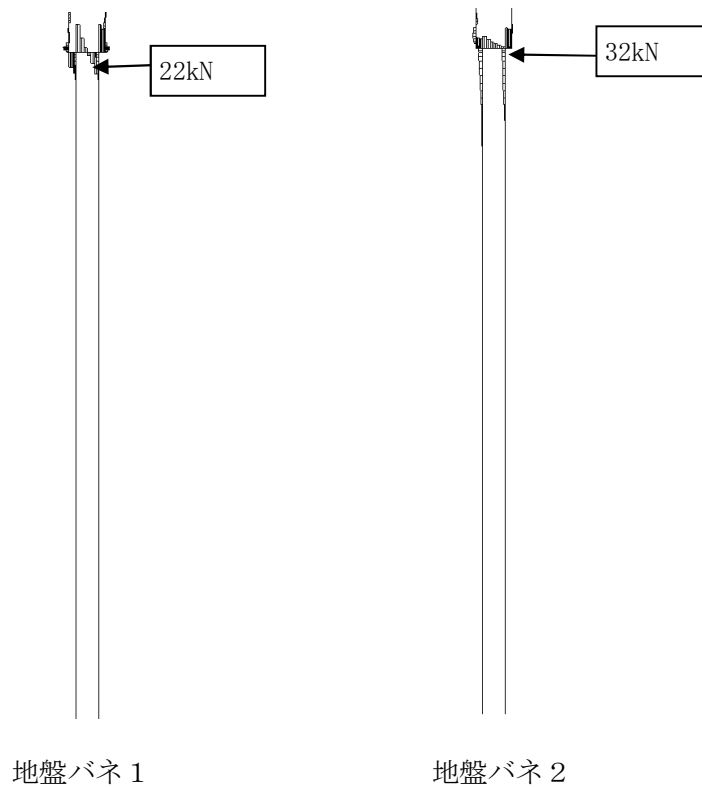
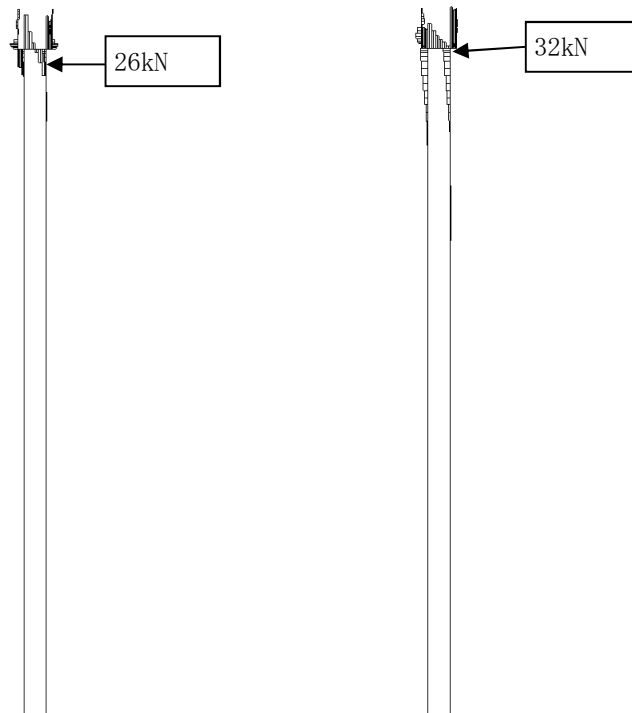


図 4.1.1-8 せん断力図（基準津波時）

表 4.1.1-4 せん断力に対する安全率（基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	22	1	255	0.01
地盤バネ 2	32	1	255	0.01



地盤バネ 1

地盤バネ 2

図 4.1.1-9 セン断力図（敷地に遡上する津波時）

表 4.1.1-5 セン断力に対する安全率（敷地に遡上する津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	26	1	285	0.01
地盤バネ 2	32	1	285	0.01

(2) 鉄筋コンクリートの評価結果

a. 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1.1-6 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.1.1-7 及び表 4.1.1-8 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.1.1-6 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (mm ²)
底版部	0.15	0.65	D32@200	3971
壁部	0.15	0.65	D32@200	3971

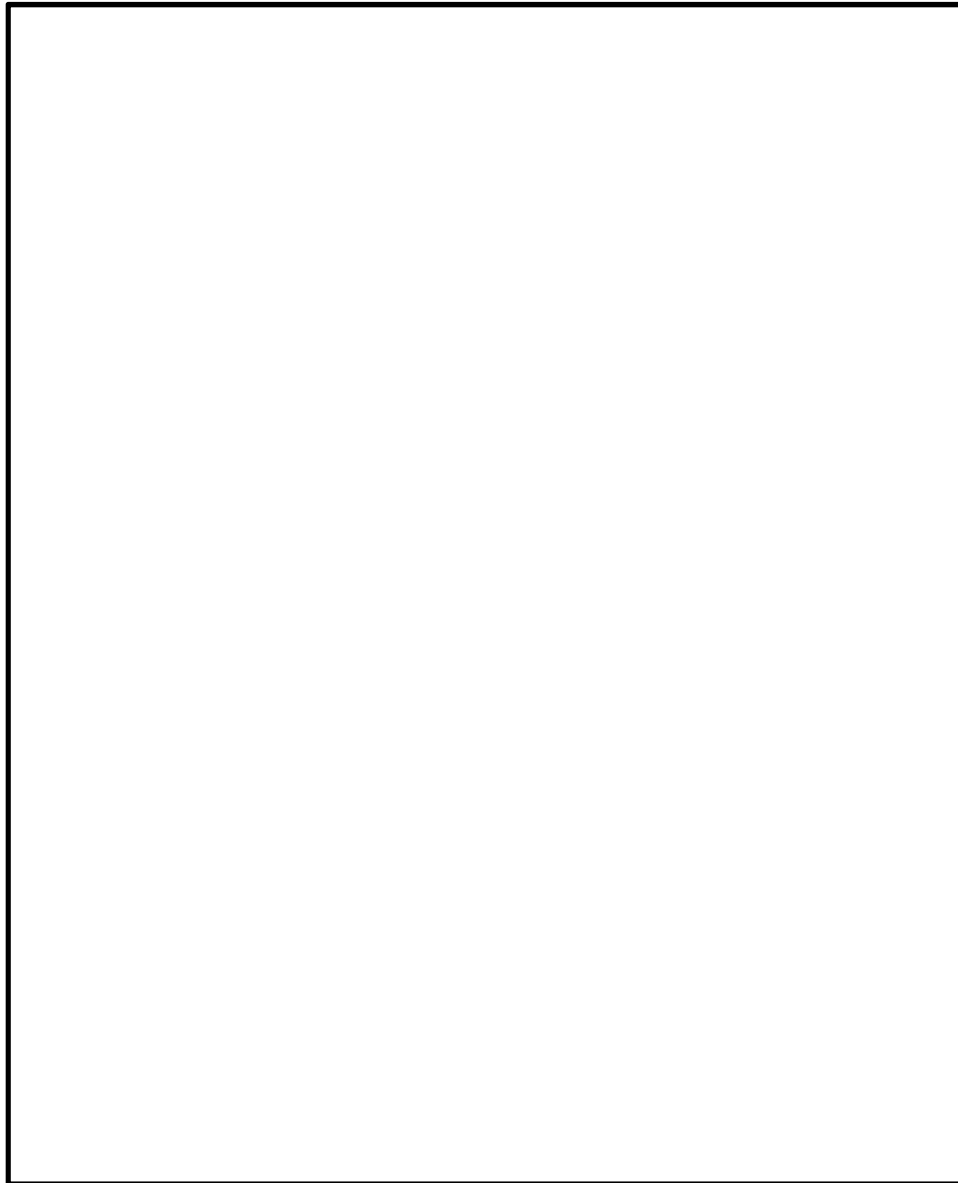


図 4.1.1-10 概略配筋図

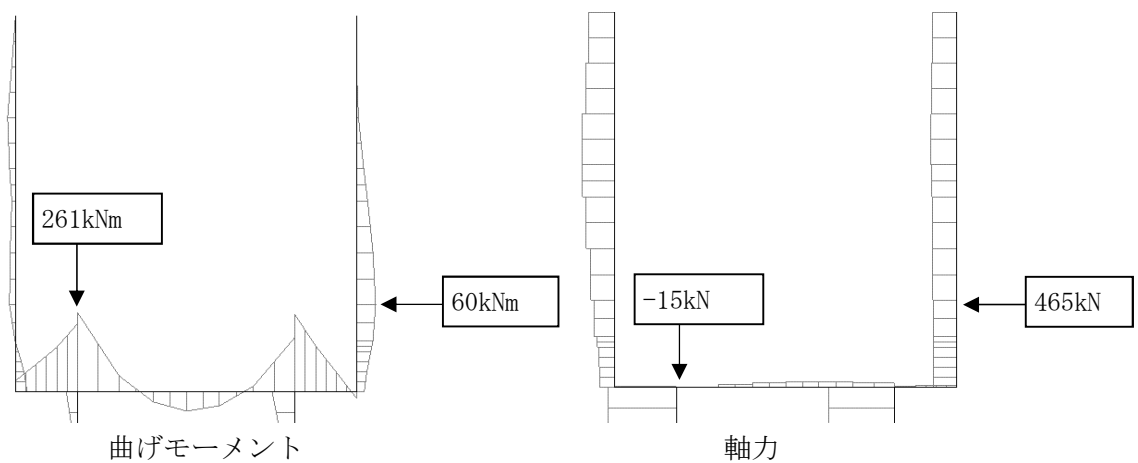


図 4.1.1-11 断面力図（基準津波時：地盤バネ 1）

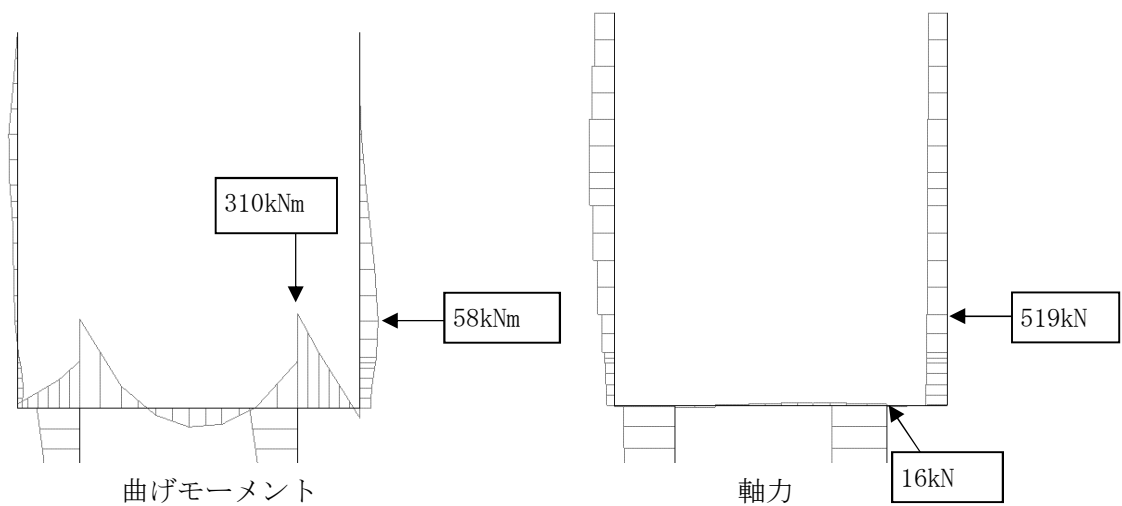


図 4.1.1-12 断面力図（基準津波時：地盤バネ 2）

表 4.1.1-7 曲げ軸力に対する安全率（基準津波時）

	部材	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
地盤 バネ 1	壁部	60	465	1	-	24	435	0.05	-
	底版部	261	-15	1	29	24	435	0.05	0.07
地盤 バネ 2	壁部	58	519	1	-	24	435	0.05	-
	底版部	310	16	2	33	24	435	0.09	0.08

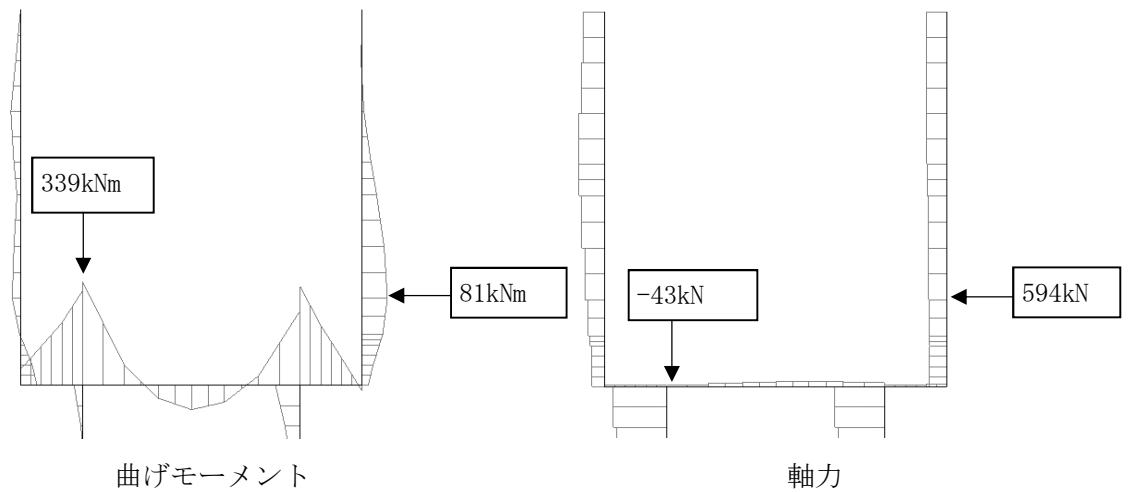


図 4.1.1-13 断面力図（敷地に遡上する津波時：地盤バネ 1）

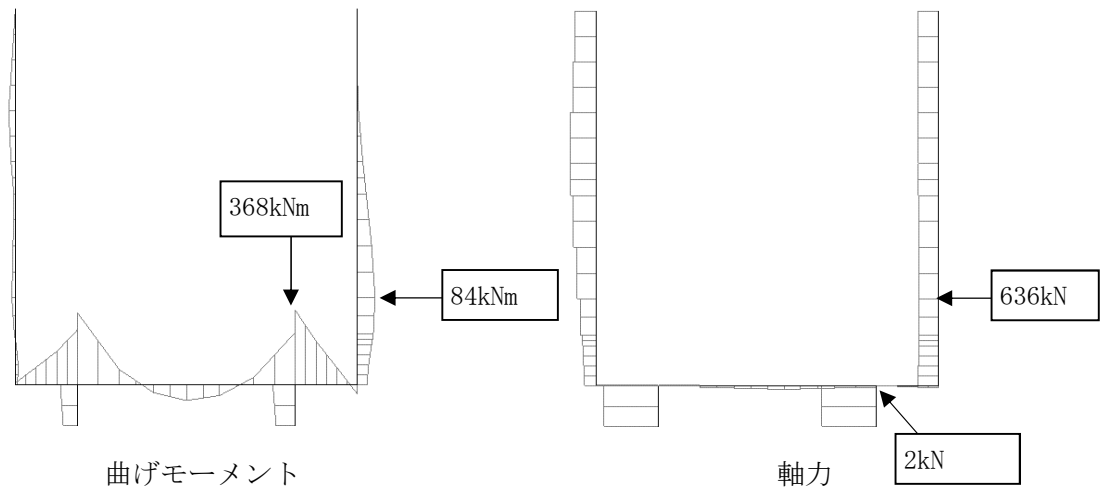


図 4.1.1-14 断面力図（敷地に遡上する津波時：地盤バネ 2）

表 4.1.1-8 曲げ軸力に対する安全率（敷地に遡上する津波時）

	部材	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ圧縮 応力 照査値	曲げ引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
地盤 バネ 1	壁部	81	594	1	-	32	478.5	0.04	-
	底版部	339	-43	2	38	32	478.5	0.07	0.08
地盤 バネ 2	壁部	84	636	1	-	32	478.5	0.04	-
	底版部	368	2	2	40	32	478.5	0.07	0.09

b. せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1.1-9 に、せん断力に対する照査結果を表 4.1.1-10 及び表 4.1.1-11 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断力が許容せん断力以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.1.1-9 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	斜め引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における斜め引張鉄筋断面積 (mm ²)
底版部	D22@200	0.4	1935
壁部	D22@200	0.4	1935

斜め引張鉄筋を考慮した許容せん断力を以下に計算する。

$$V_a = V_c + V_s$$

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{al} b_w j d$$

$$V_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで

V_a : 許容せん断力

V_c : コンクリートの許容せん断力

V_s : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

τ_{al} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 断面幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

・基準津波時

$$V_c = 1/2 \times 0.825 / 1.15 \times 0.65 \times 1.0 \times 1000 = 233.15$$

$$V_s = 1935 \times 300 / 1.15 \times 0.65 / 0.4 / 1000 = 820.27$$

$$V_a = 233.15 + 820.27 = 1053.42$$

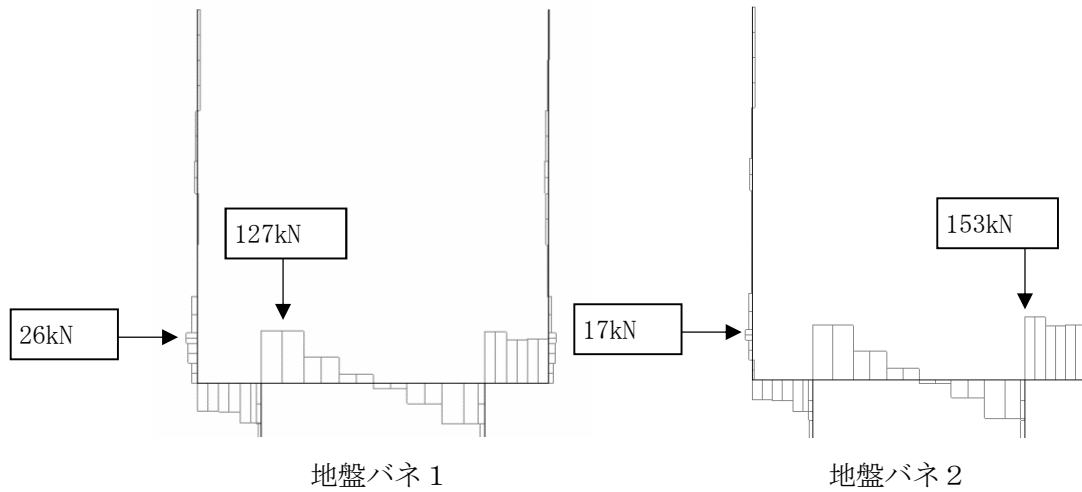


図 4.1.1-15 せん断力図（基準津波時）

表 4.1.1-10 せん断力に対する安全率（基準津波時）

		せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
地盤バネ 1	壁部	26	1053	0.03
	底版部	127	1053	0.13
地盤バネ 2	壁部	17	1053	0.02
	底版部	153	1053	0.15

・敷地に遡上する津波時

$$V_c = 1/2 \times 1.1 / 1.15 \times 0.65 \times 1.0 \times 1000 = 310.86$$

$$V_s = 1935 \times 330 / 1.15 \times 0.65 / 0.4 / 1000 = 902.29$$

$$V_a = 310.86 + 902.29 = 1213.15$$

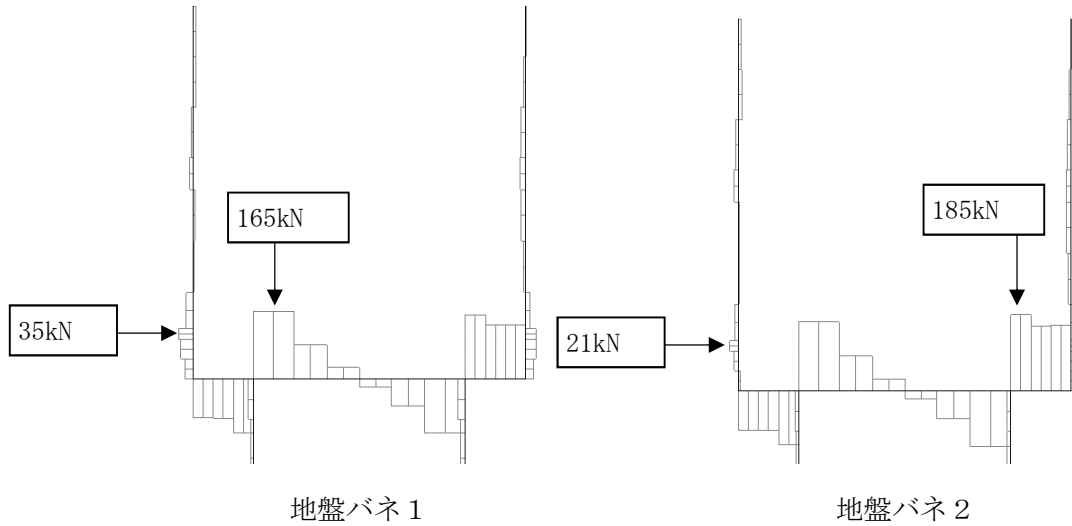


図 4.1.1-16 せん断力図（敷地に遡上する津波時）

表 4.1.1-11 せん断力に対する安全率（敷地に遡上する津波時）

		せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
地盤バネ 1	壁部	35	1213	0.03
	底版部	165	1213	0.14
地盤バネ 2	壁部	21	1213	0.02
	底版部	185	1213	0.16

4.1.2 RC防潮壁部

(1) 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1.2-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.1.2-2 及び表 4.1.2-3 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 4.1.2-1 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	主筋方向	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	鉄筋
IV-1	水平	0.30	2.10 (2.40-0.3)	D32@150
	鉛直	0.127	0.473 (0.60-0.127)	D22@150

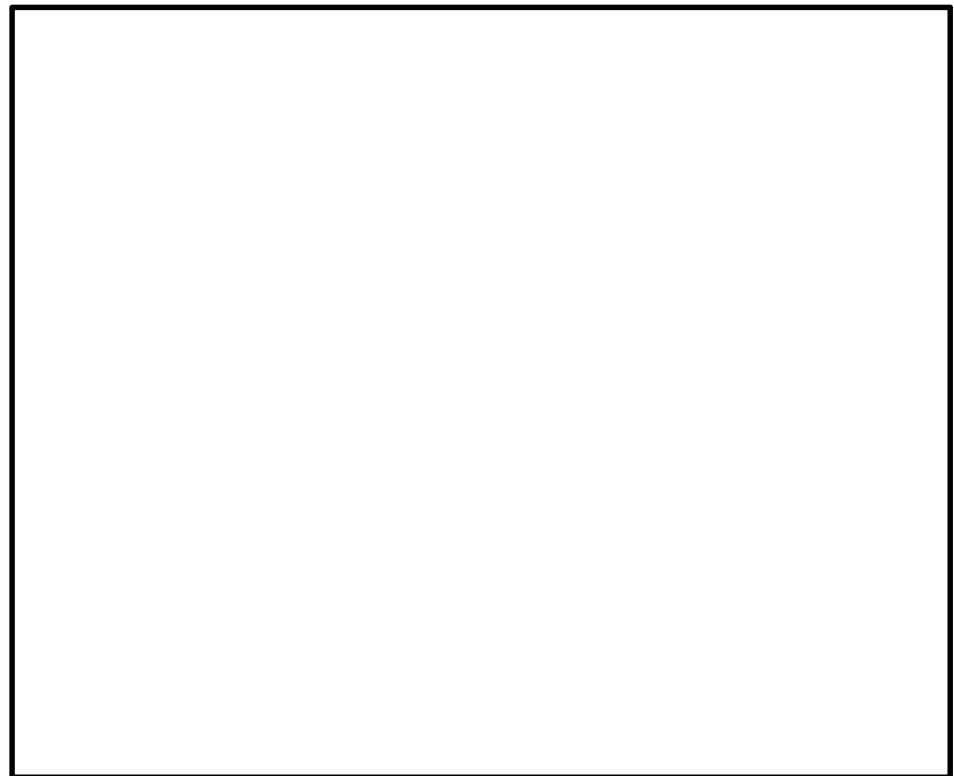
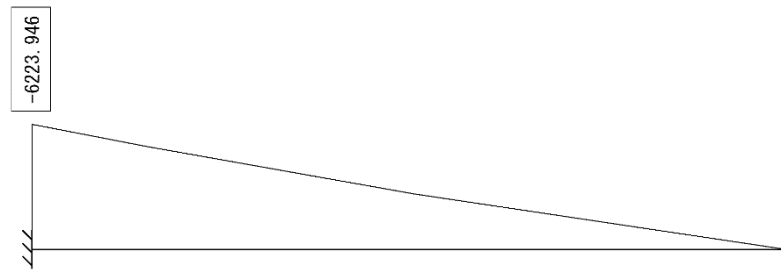


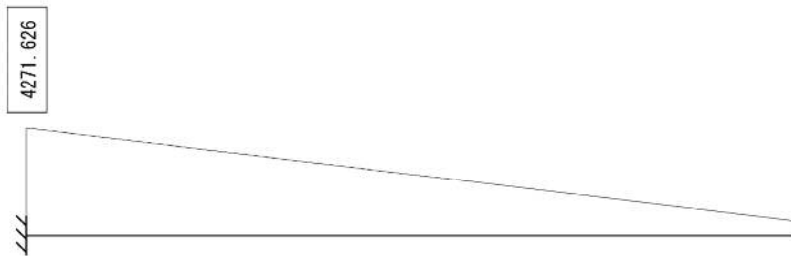
図 4.1.2-1 概略配筋図



曲げモーメント図 (kN·m) (基準津波時)

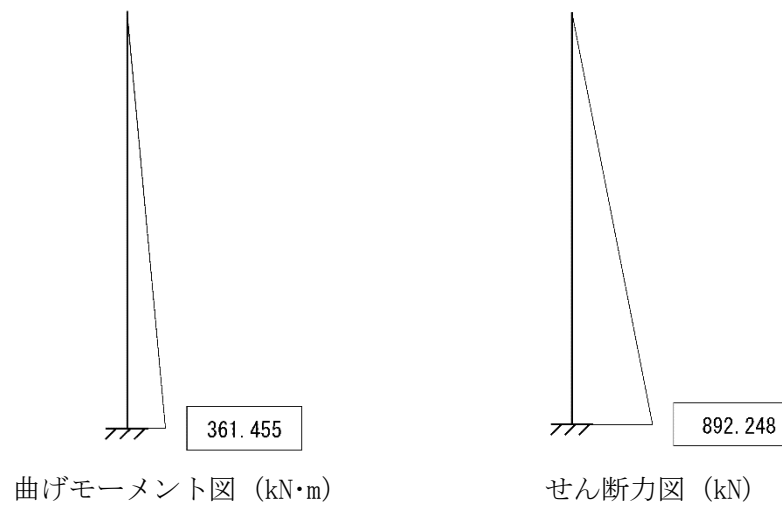


軸力図 (kN) (基準津波時)



せん断力図 (kN) (基準津波時)

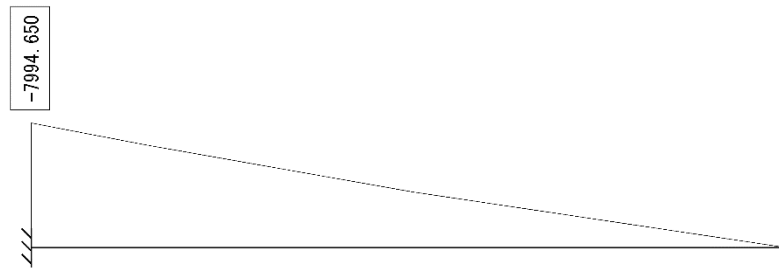
図 4.1.2-2 基準津波時の断面力図 (壁部+底版：水平方向)



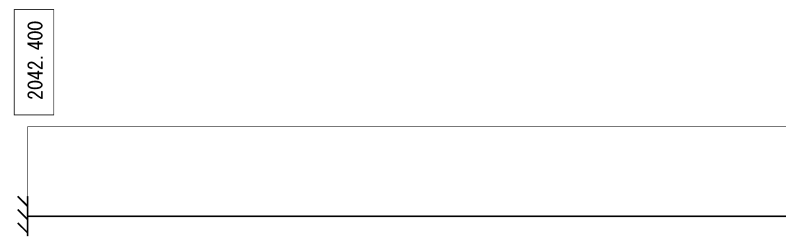
曲げモーメント図 (kN·m)

せん断力図 (kN)

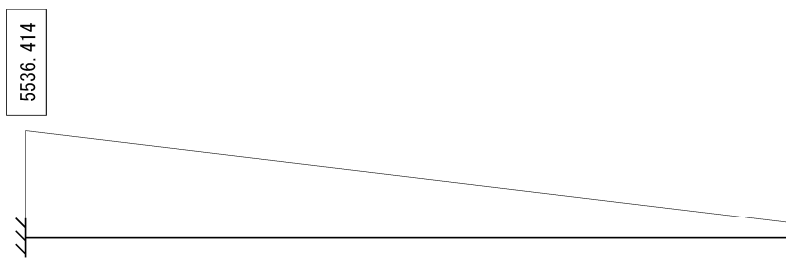
図 4.1.2-3 基準津波時の断面力図 (壁部：鉛直方向)



曲げモーメント図 (kN·m) (敷地に遡上する津波時)

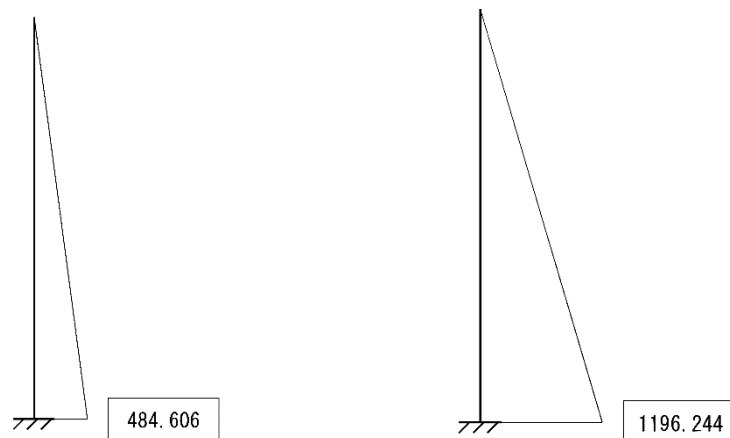


軸力図 (kN) (敷地に遡上する津波時)



せん断力図 (kN) (敷地に遡上する津波時)

図 4.1.2-4 敷地に遡上する津波時の断面力図 (壁部+底版：水平方向)



曲げモーメント図 (kN·m)

せん断力図 (kN)

図 4.1.2-5 敷地に遡上する津波時の断面力図 (壁部：鉛直方向)

表 4.1.2-2 基準津波時の曲げ軸力に対する照査

部位	鉄筋	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
壁部+底版	水平鉄筋	6225	1489	2.2	147	21	435	0.11	0.34
壁部	鉛直鉄筋	362	0	4.3	140	21	435	0.21	0.33

* 軸力は正の値を引張とする。

表 4.1.2-3 敷地に遡上する津波時の曲げ軸力に対する照査

部位	鉄筋	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
壁部+底版	水平鉄筋	7995	2043	2.8	191	28	478.5	0.10	0.40
壁部	鉛直鉄筋	485	0	5.8	187	28	478.5	0.21	0.40

* 軸力は正の値を引張とする。

(2) せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1.2-4 に、せん断力に対する照査結果を表 4.1.2-5 及び表 4.1.2-6 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 4.1.2-4 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	主筋方向	せん断	本数 (本)	区間 s における せん断補強鉄筋断面積 (mm ²)
IV-1	水平	D22@150* ¹	6.66	2578.1
	鉛直	D19@150 (SD345)* ²		1909.8

注記 *1：壁部+底版（水平方向）については鉛直方向の主筋をスターラップとする。
ただし、許容せん断応力度については SD345 とする。
*2 壁部（鉛直方向）についてはスラーラップ (SD345) を配置する。

せん断補強鉄筋を考慮した許容せん断力を以下に計算する。

$$V_a = V_c + V_s$$

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{al} b_w j d$$

$$V_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで

V_a : 許容せん断力

V_c : コンクリートの許容せん断力

V_s : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

τ_{al} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 断面幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

- ・基準津波時（壁部＋底版）

$$V_c = 1/2 \times 0.825 / 1.15 \times 0.60 \times 2.10 \times 1000 = 451.96$$

$$V_s = 2578.1 \times 294 / 1.15 \times 2.10 / 0.15 / 1000 = 9227.36$$

$$V_a = 451.96 + 9227.36 = 9679.31$$

- ・基準津波時（壁部：鉛直）

$$V_c = 1/2 \times 0.825 / 1.15 \times 0.473 \times 2.50 \times 1000 = 424.16$$

$$V_s = 1908.1 \times 294 / 1.15 \times 0.473 / 0.15 / 1000 = 1538.23$$

$$V_a = 424.16 + 1538.23 = 1962.38$$

- ・敷地に遡上する津波時（壁部＋底版）

$$V_c = 1/2 \times 1.100 / 1.15 \times 0.60 \times 2.10 \times 1000 = 602.61$$

$$V_s = 2578.1 \times 323.4 / 1.15 \times 2.10 / 0.15 / 1000 = 10150.09$$

$$V_a = 602.61 + 10150.09 = 10752.70$$

- ・敷地に遡上する津波時（壁部：鉛直）

$$V_c = 1/2 \times 1.100 / 1.15 \times 0.473 \times 2.50 \times 1000 = 565.54$$

$$V_s = 1908.1 \times 323.4 / 1.15 \times 0.473 / 0.15 / 1000 = 1692.05$$

$$V_a = 565.54 + 1692.05 = 2257.59$$

表 4.1.2-5 基準津波時のせん断力に対する照査

部位	設計基準強度	発生せん断力 (kN)	許容せん断 耐力 (kN)	照査値
壁部+底版	40 N/mm ²	4271.6	9679.31	0.45
壁部	40 N/mm ²	892.2	1962.38	0.46

表 4.1.2-6 敷地に遡上する津波時のせん断力に対する照査

部位	設計基準強度	発生せん断力 (kN)	許容せん断 耐力 (kN)	照査値
壁部+底版	40 N/mm ²	5536.4	10752.70	0.52
壁部	40 N/mm ²	1196.2	2257.59	0.53

4.2 重畳時

4.2.1 杭間部

(1) 1次元有効応力解析結果

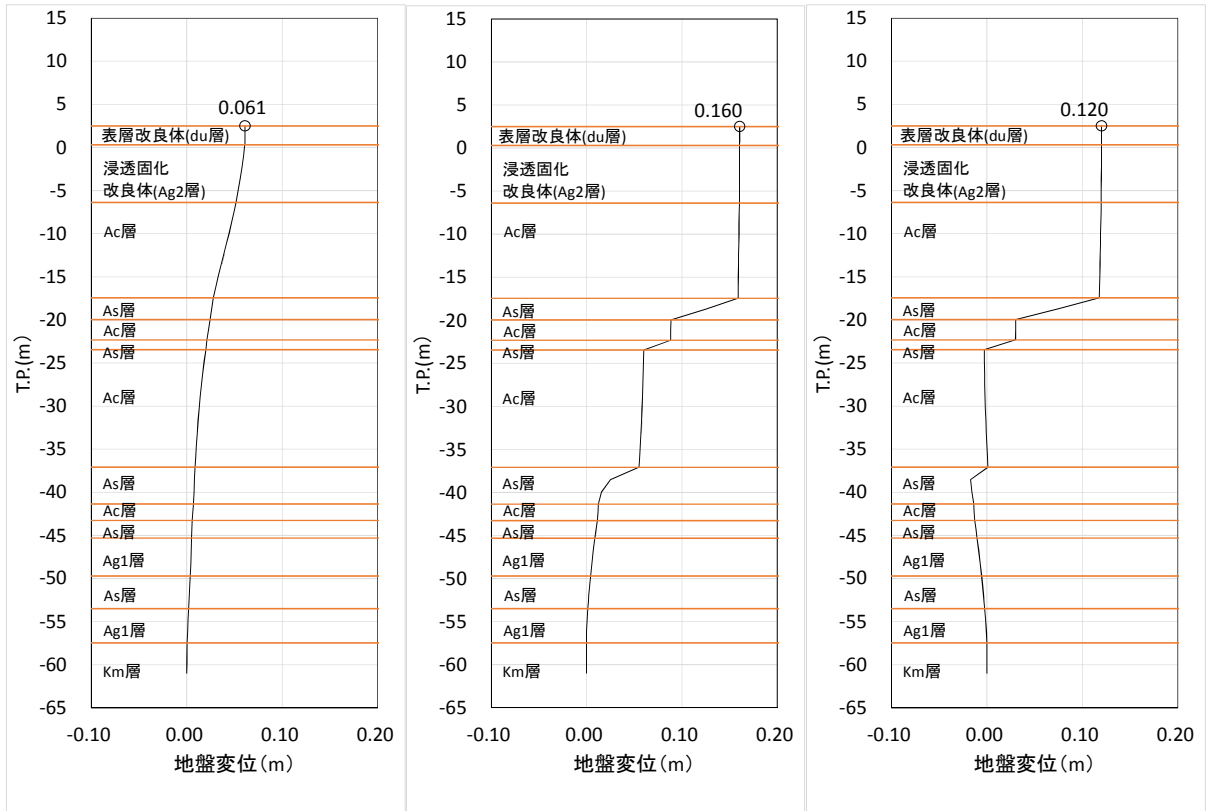
I-2断面における1次元有効応力解析結果から地表面最大水平加速度，地表面最大変位，最大せん断ひずみをまとめたものを表4.2.2-1に示す。

表 4.2.1-1 1次元有効応力解析結果（I-2断面）

検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地表面最大水平加速度 (cm/s ²)	152.8	146.7	149.5	86.3	186.0	186.2
地表面最大変位 (cm)	12.65	9.45	13.44	16.05	10.51	9.12
最大せん断ひずみ	3.41×10^{-2}	3.18×10^{-2}	3.49×10^{-2}	3.56×10^{-2}	3.40×10^{-2}	2.92×10^{-2}

表 4.2.1-1 より，地盤バネ3は地表面最大加速度が発生する⑥地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース，地盤バネ4は地表面最大変位が発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース，地盤バネ5は最大せん断ひずみが発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースに基づき設定する。それぞれ，地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻，最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用いて地盤バネを設定する。

各地盤バネケースにおいて鋼管杭に与える地盤変位は，それぞれ地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻，最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。各地盤バネケースでの地盤変位分布及びその比較を図4.2.1-1及び図4.2.1-2に，水平方向地盤反力係数，水平方向地盤反力上限値及びその比較を図4.2.1-3～図4.2.1-6に示す。



地盤バネ 3

地盤バネ 4

地盤バネ 5

図 4. 2. 1-1 地盤バネケースの地盤変位分布図 (I -2 断面)

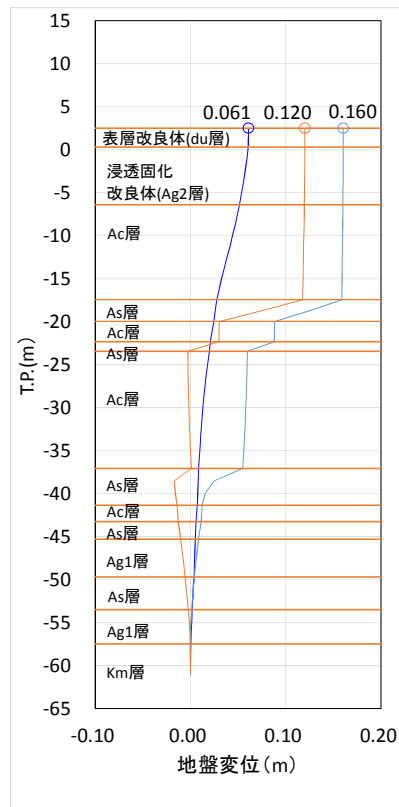


図 4. 2. 1-2 地盤バネケースの地盤変位比較図 (I -2 断面)

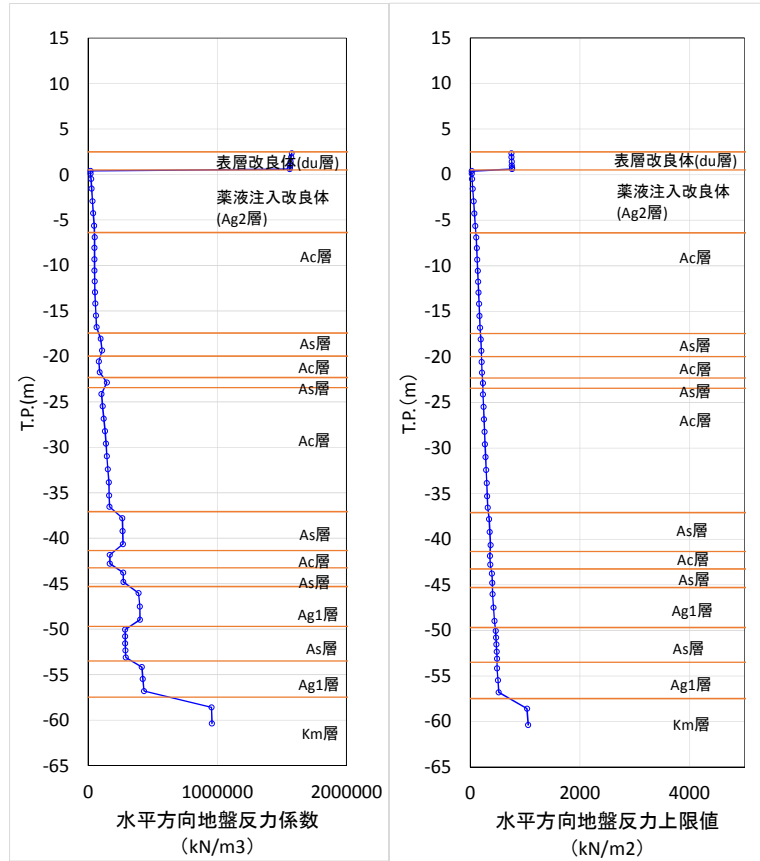


図 4. 2. 1-3 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（地盤バネ 3）

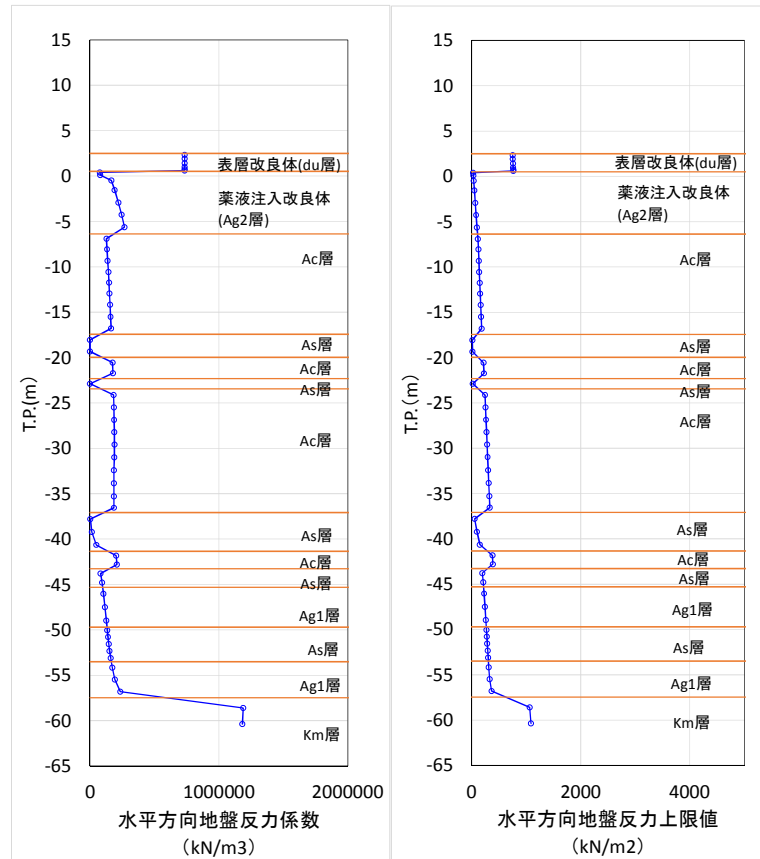


図 4. 2. 1-4 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（地盤バネ 4）

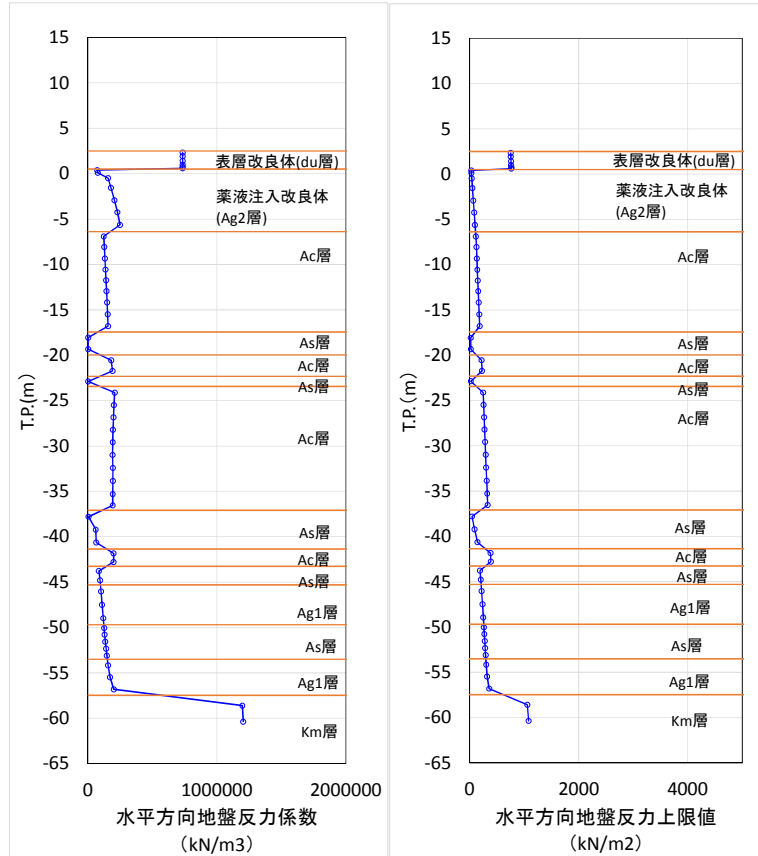


図 4. 2. 1-5 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（地盤バネ 5）

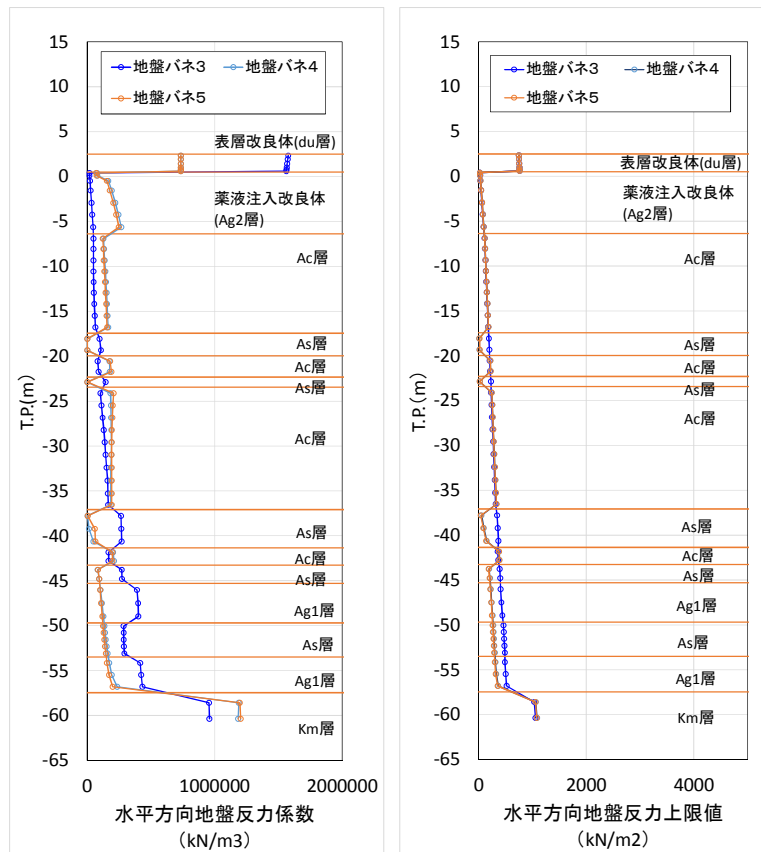


図 4. 2. 1-6 地盤バネ 3，地盤バネ 4 及び地盤バネ 5 の比較

各地盤バネケースにおいて構造物に作用させる慣性力は、上記の地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地表面最大加速度から余震時の設計震度を求め、構造物全体に適用する。各地盤ケースでの設計震度を表 4.2.1-2 に示す。

表 4.2.1-2 各地盤ケースでの余震時の設計震度 (I-2 断面)

	水平震度	鉛直震度
地盤バネ 3	0.20 (189.2 cm/s ²)	0.20 (189.2 cm/s ²)
地盤バネ 4	0.02 (18.28 cm/s ²)	0.06 (52.14 cm/s ²)
地盤バネ 5	0.04 (30.51 cm/s ²)	0.04 (36.37 cm/s ²)

上記の水平震度を用いて、次式により算出した防潮堤天端及び設置地盤標高において算出した余震時の動水圧を表 4.2.1-3 及び表 4.2.1-4 に示す。

$$P_d(z) = 7/8 \times \gamma_0 \times K_h \times \sqrt{h \cdot z}$$

ここで、 γ_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

K_h : 水平震度

h : 水深 (m)

z : 水面を 0 とし下向きにとった座標 (m)

表 4.2.1-3 余震時の動水圧 (基準津波時 : I-2 断面)

	集水枡 天端高 (T.P.)	入力津波 高さ (T.P.)	底版天端 標高 (T.P.)	取水枡 天端動水圧 (kN/m ²)	底版天端標高 での動水圧 (kN/m ²)
地盤バネ 3	+4.0	+17.9	+0.7	27.88	31.02
地盤バネ 4				2.79	3.10
地盤バネ 5				5.58	6.20

表 4.2.1-4 余震時の動水圧 (敷地に遡上する津波時 : I-2 断面)

	集水枡 天端高 (T.P.)	入力津波 高さ (T.P.)	底版天端 標高 (T.P.)	取水枡 天端動水圧 (kN/m ²)	底版天端標高 での動水圧 (kN/m ²)
地盤バネ 3	+4.0	+24.0	+0.7	38.73	41.80
地盤バネ 4				3.87	4.18
地盤バネ 5				7.75	8.36

出口側集水枡の重畳時の評価結果を示す。

(2) 鋼管杭の評価結果

a. 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.2.1-5 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2.1-6～表 4.2.1-7 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ軸応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は最大となる値を示している。

表 4.2.1-5 鋼管杭 (SBHS500) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)
排水系統 I-2	40	0.09299	0.01682

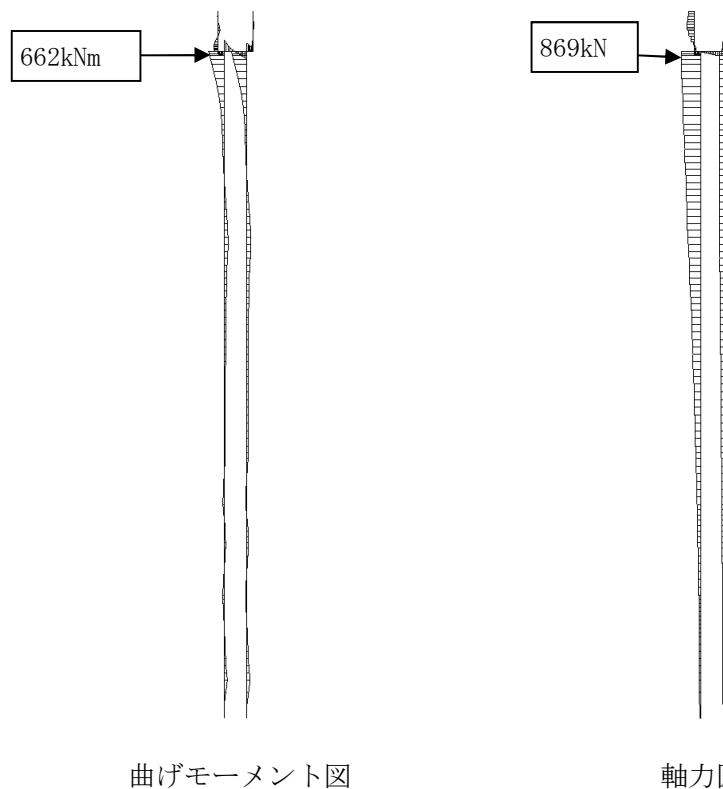
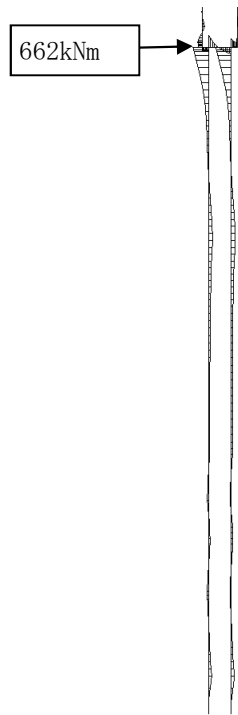
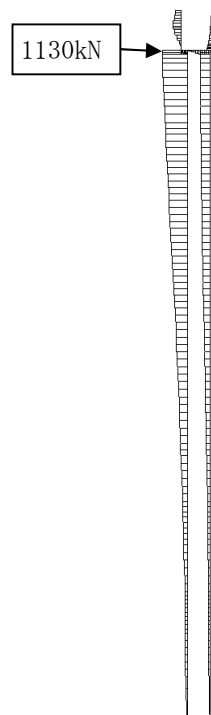


図 4.2.1-7 断面力 (基準津波時：地盤バネ 3 鉛直慣性力上向き)

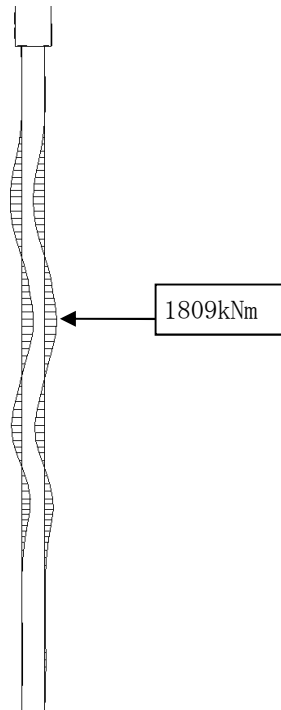


曲げモーメント図

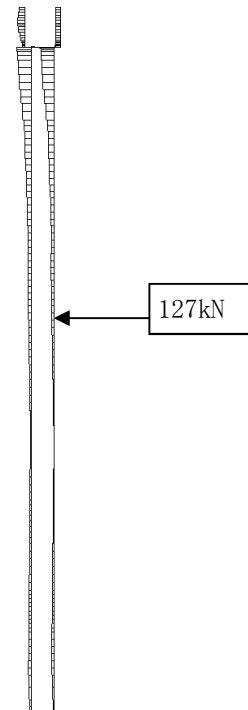


軸力図

図 4.2.1-8 断面力（基準津波時：地盤バネ3 鉛直慣性力下向き）

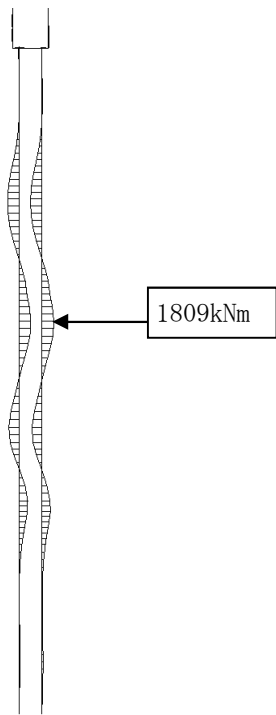


曲げモーメント図

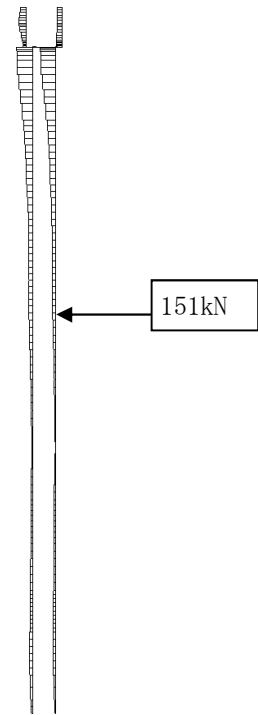


軸力図

図 4.2.1-9 断面力（基準津波時：地盤バネ4 鉛直慣性力上向き）

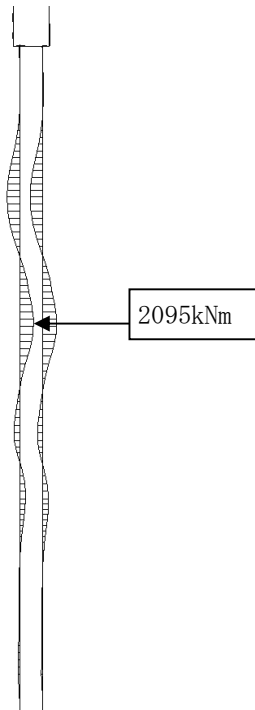


曲げモーメント図

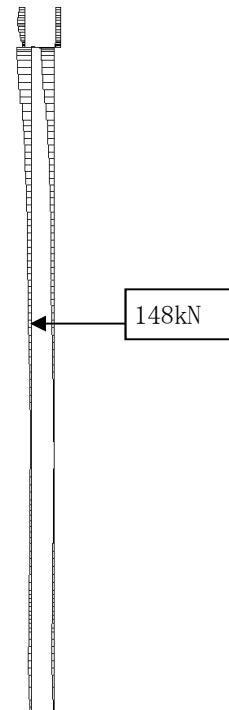


軸力図

図 4.2.1-10 断面力（基準津波時：地盤バネ 4 鉛直慣性力下向き）

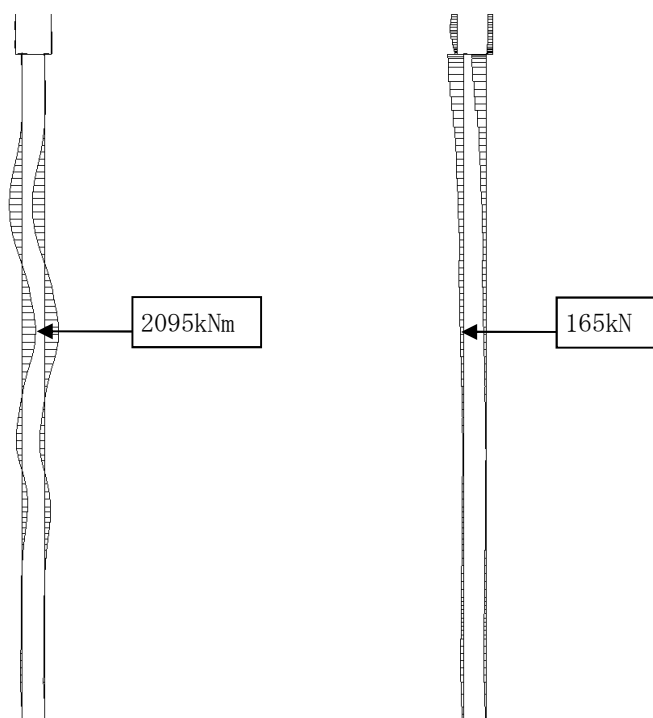


曲げモーメント図



軸力図

図 4.2.1-11 断面力（基準津波時：地盤バネ 5 鉛直慣性力上向き）



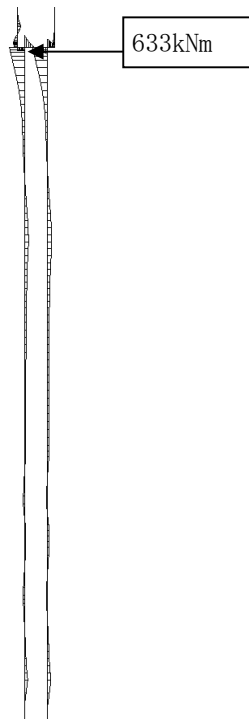
曲げモーメント図

軸力図

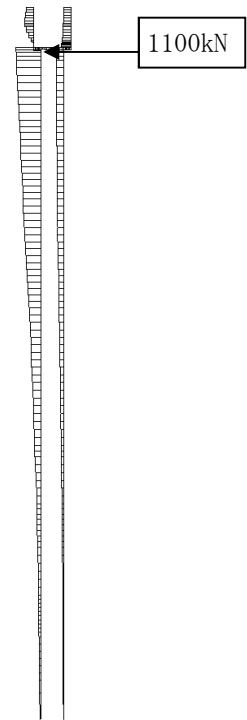
図 4.2.1-12 断面力（基準津波時：地盤バネ 5 鉛直慣性力下向き）

表 4.2.1-2 曲げ軸力に対する安全率（基準津波時）

	鉛直慣性力	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ軸応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	上向き	662	869	49	442.5	0.12
	下向き	662	1130	52	442.5	0.12
地盤バネ 4	上向き	1809	127	109	442.5	0.25
	下向き	1809	151	110	442.5	0.25
地盤バネ 5	上向き	2095	148	127	442.5	0.29
	下向き	2095	165	127	442.5	0.29

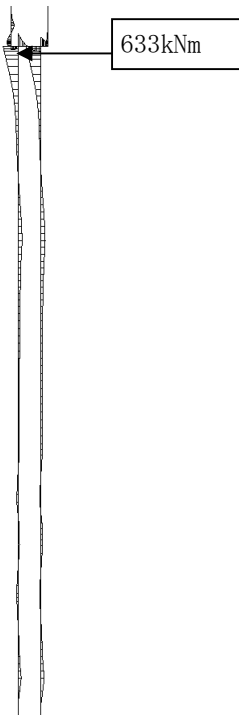


曲げモーメント図

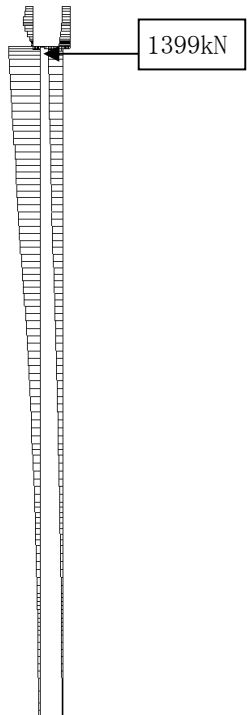


軸力図

図 4.2.1-13 断面力（敷地に遡上する津波時：地盤バネ3 鉛直慣性力上向き）

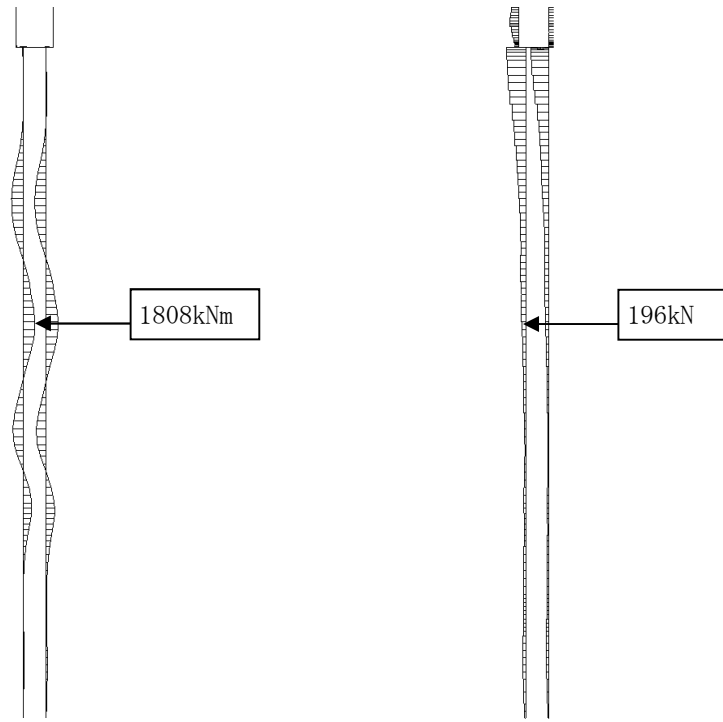


曲げモーメント図



軸力図

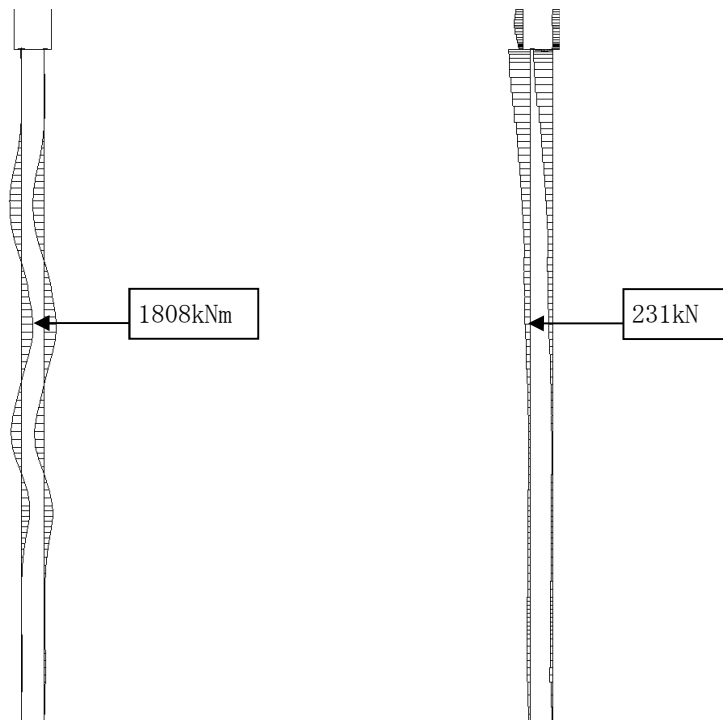
図 4.2.1-14 断面力（敷地に遡上する津波時：地盤バネ3 鉛直慣性力下向き）



曲げモーメント図

軸力図

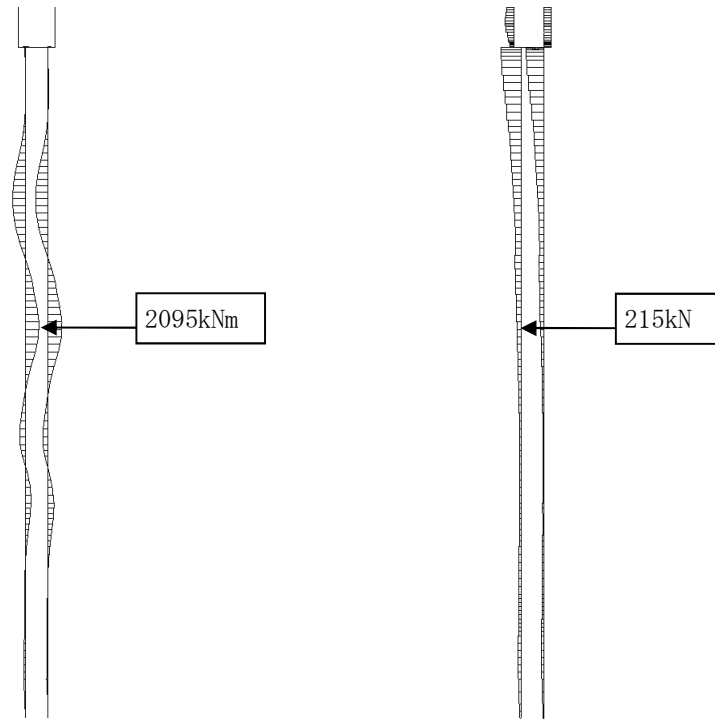
図 4.2.1-15 断面力（敷地に遡上する津波時：地盤バネ4 鉛直慣性力上向き）



曲げモーメント図

軸力図

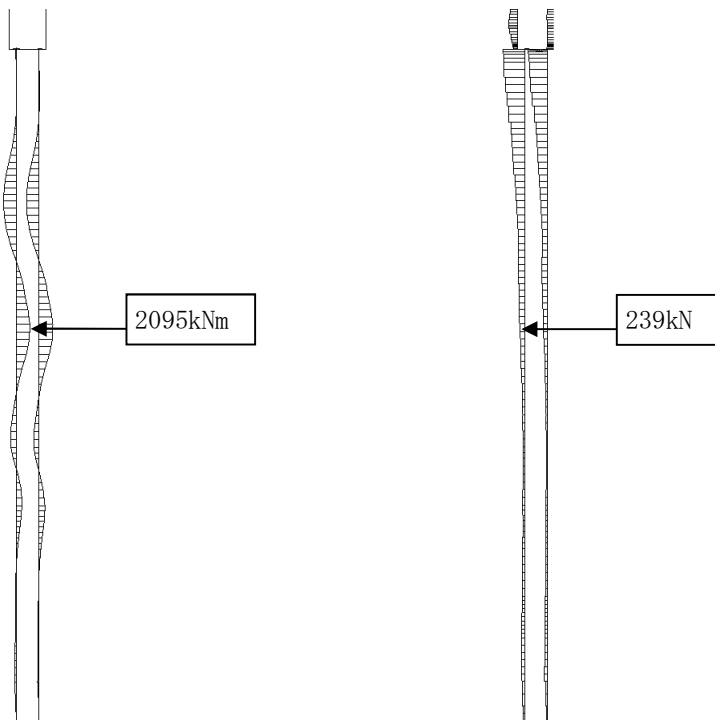
図 4.2.1-16 断面力（敷地に遡上する津波時：地盤バネ4 鉛直慣性力下向き）



曲げモーメント図

軸力図

図 4.2.1-17 断面力（敷地に遡上する津波時：地盤バネ5 鉛直慣性力上向き）



曲げモーメント図

軸力図

図 4.2.1-18 断面力（敷地に遡上する津波時：地盤バネ5 鉛直慣性力下向き）

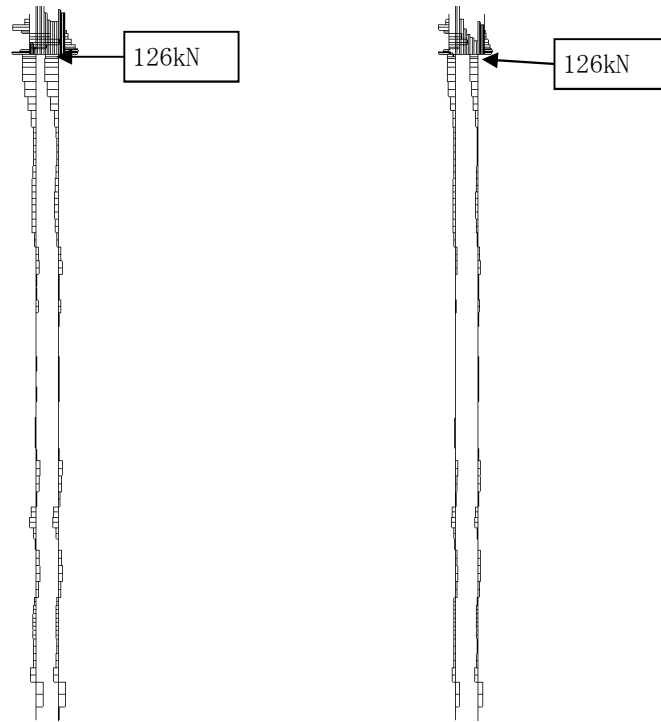
表 4.2.1-3 曲げ軸力に対する照査（敷地に遡上する津波時）

	鉛直 慣性力	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 軸応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	上向き	633	1100	50	500	0.10
	下向き	633	1399	53	500	0.11
地盤バネ 4	上向き	1808	196	110	500	0.22
	下向き	1808	231	110	500	0.22
地盤バネ 5	上向き	2095	215	127	500	0.26
	下向き	2095	239	128	500	0.26

b. せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.2.1-1 に、せん断力に対する照査結果を表 4.2.1-4～表 4.2.1-5 に示す。

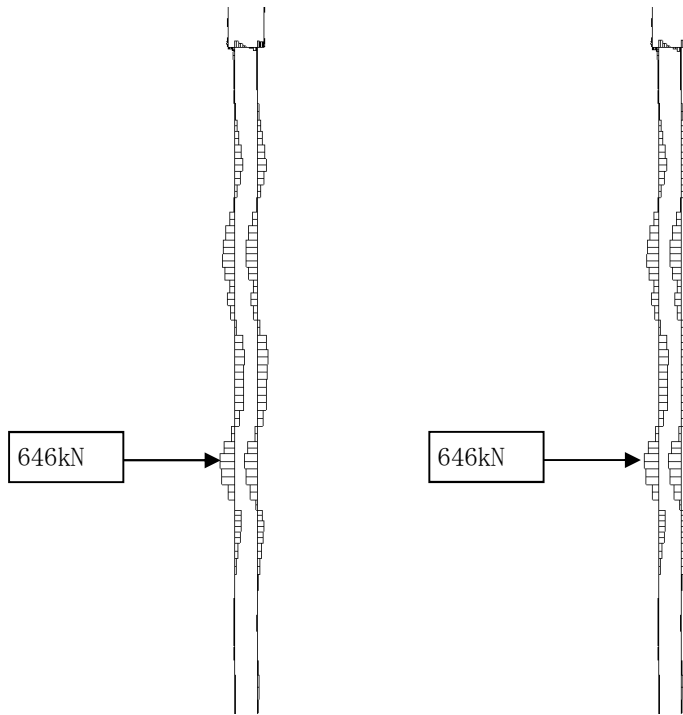
鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネに対して最大となる値を示している。



鉛直慣性力上向き

鉛直慣性力下向き

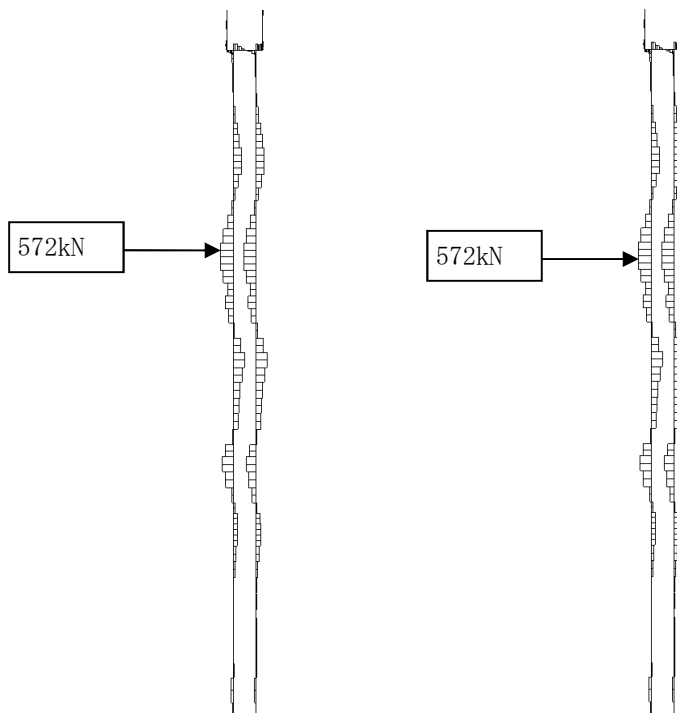
図 4.2.1-19 せん断力図 (基準津波時：地盤バネ3)



鉛直慣性力上向き

鉛直慣性力下向き

図 4.2.1-20 セン断力図 (基準津波時：地盤バネ4)



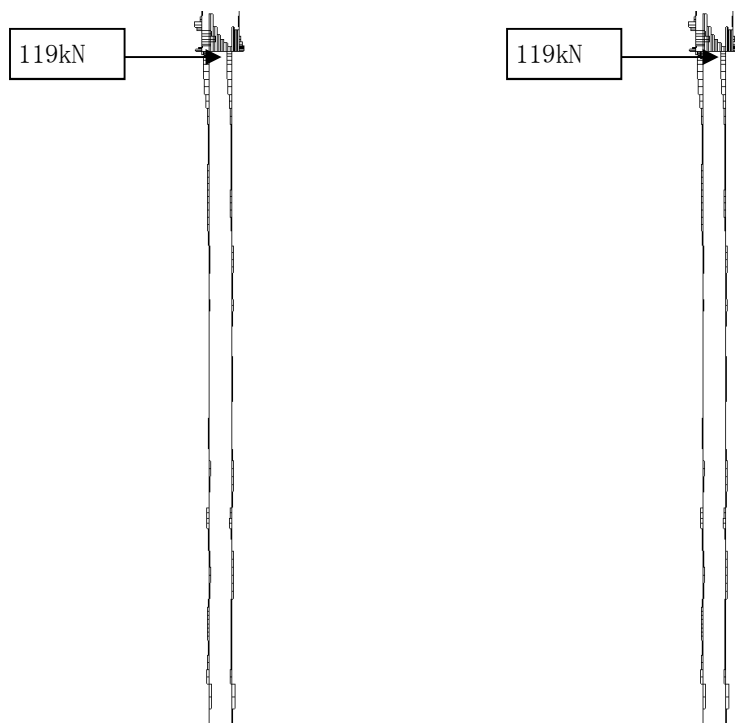
鉛直慣性力上向き

鉛直慣性力下向き

図 4.2.1-21 セン断力図 (基準津波時：地盤バネ5)

表 4.2.1-4 せん断力に対する安全率（基準津波時）

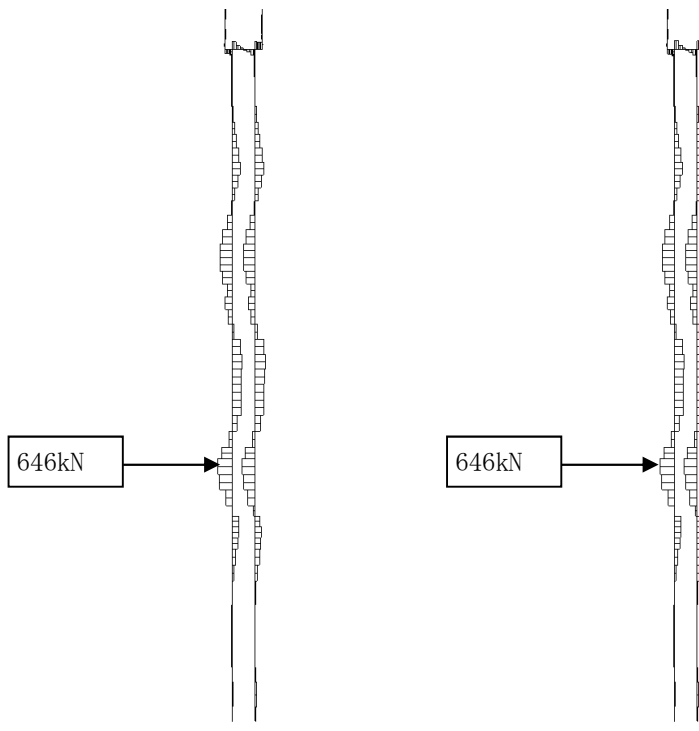
	鉛直慣性力	せん断力 (kN)	発生せん断応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	上向き	126	3	255	0.02
	下向き	126	3	255	0.02
地盤バネ 4	上向き	646	14	255	0.06
	下向き	646	14	255	0.06
地盤バネ 5	上向き	572	13	255	0.06
	下向き	572	13	255	0.06



鉛直慣性力上向き

鉛直慣性力下向き

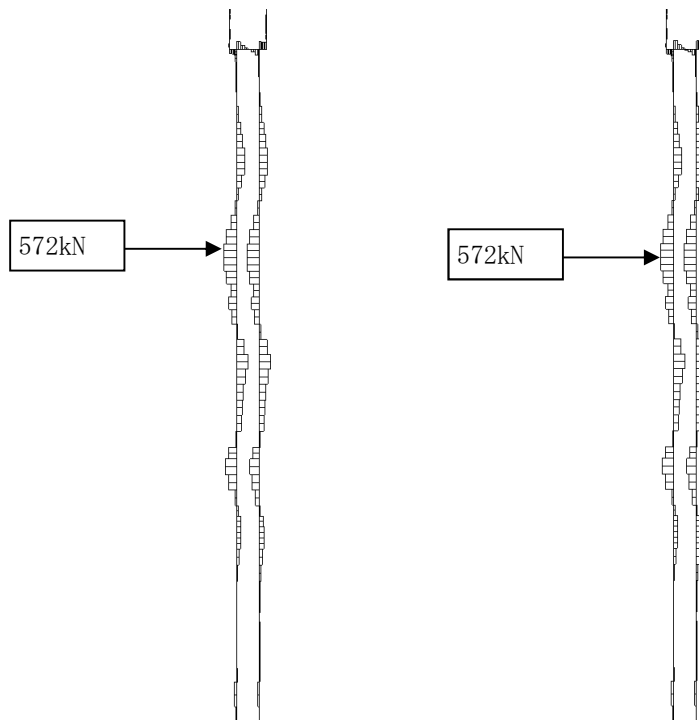
図 4.2.1-22 せん断力図（敷地に遡上する津波時：地盤バネ 3）



鉛直慣性力上向き

鉛直慣性力下向き

図 4. 2. 1-23 セン断力図 (敷地に遡上する津波時：地盤バネ 4)



鉛直慣性力上向き

鉛直慣性力下向き

図 4. 2. 1-24 セン断力図 (敷地に遡上する津波時：地盤バネ 5)

表 4.2.1-5 せん断力に対する安全率（敷地に遡上する津波時）

	鉛直 慣性力	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	上向き	119	3	285	0.02
	下向き	119	3	285	0.02
地盤バネ 4	上向き	646	14	285	0.05
	下向き	646	14	285	0.05
地盤バネ 5	上向き	572	13	285	0.05
	下向き	572	13	285	0.05

(3) 鉄筋コンクリートの評価結果

a. 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.2.1-6 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2.1-7 及び表 4.2.1-8 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.2.1-6 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (mm ²)
底版部	0.15	0.65	D32@200	3971
壁部	0.15	0.65	D32@200	3971

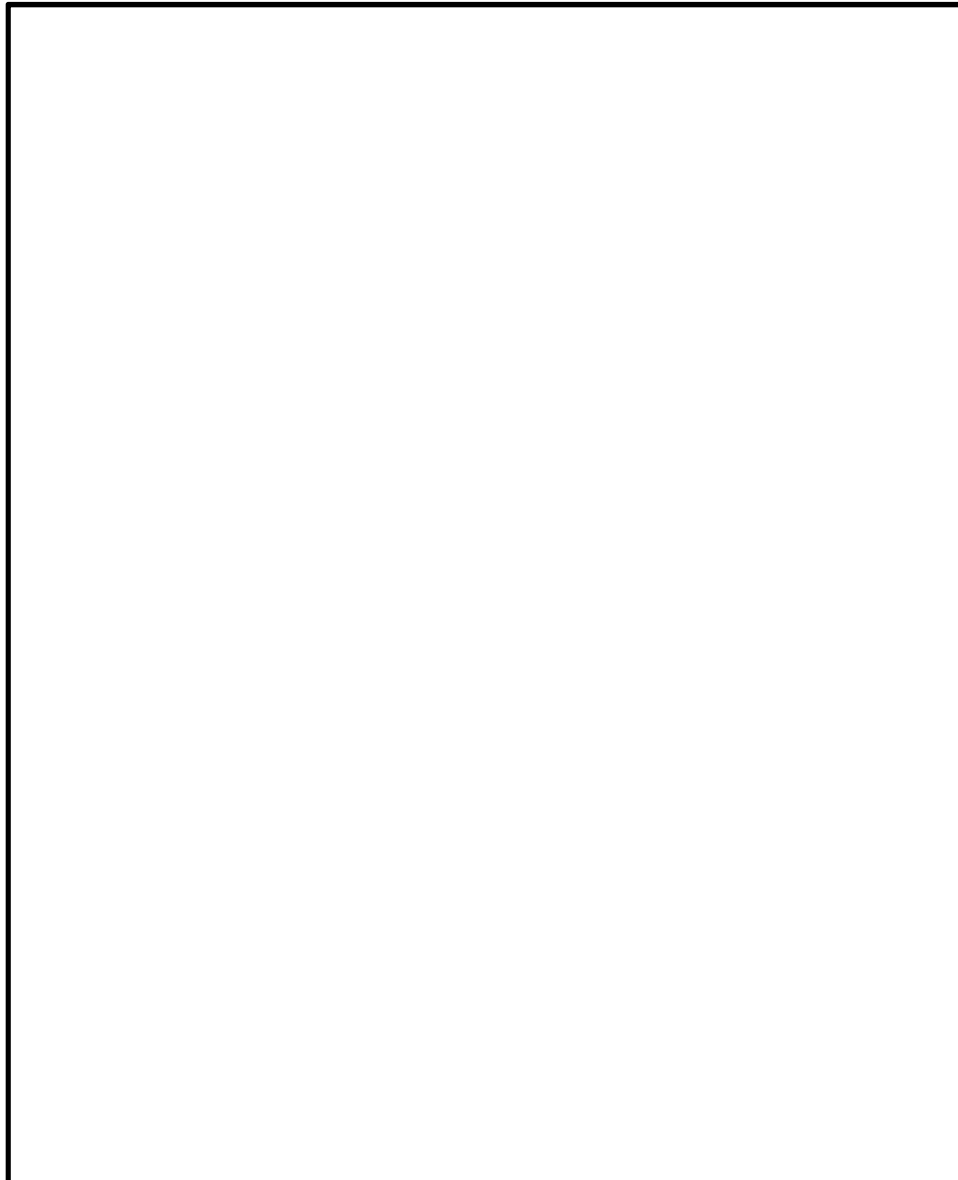


図 4.2.1-25 概略配筋図

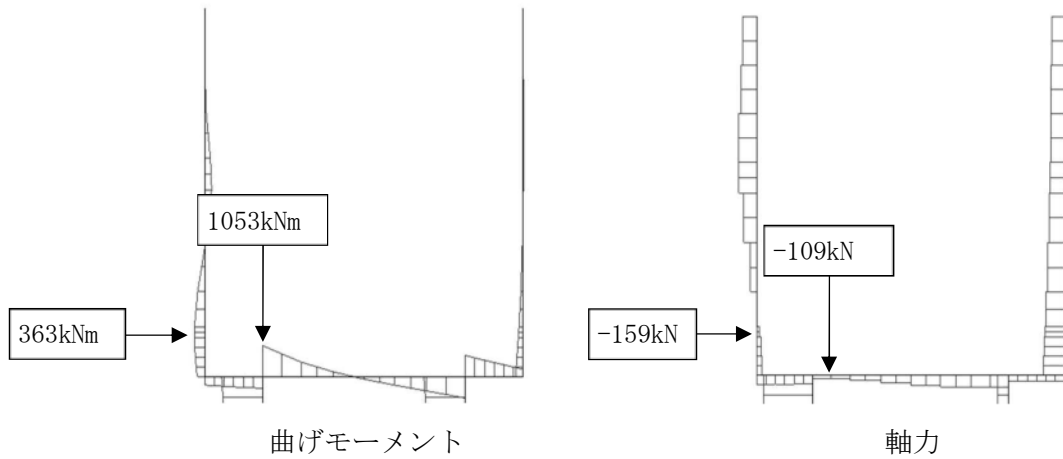


図 4.2.1-26 断面力図（基準津波時：地盤バネ3 鉛直慣性力上向き）

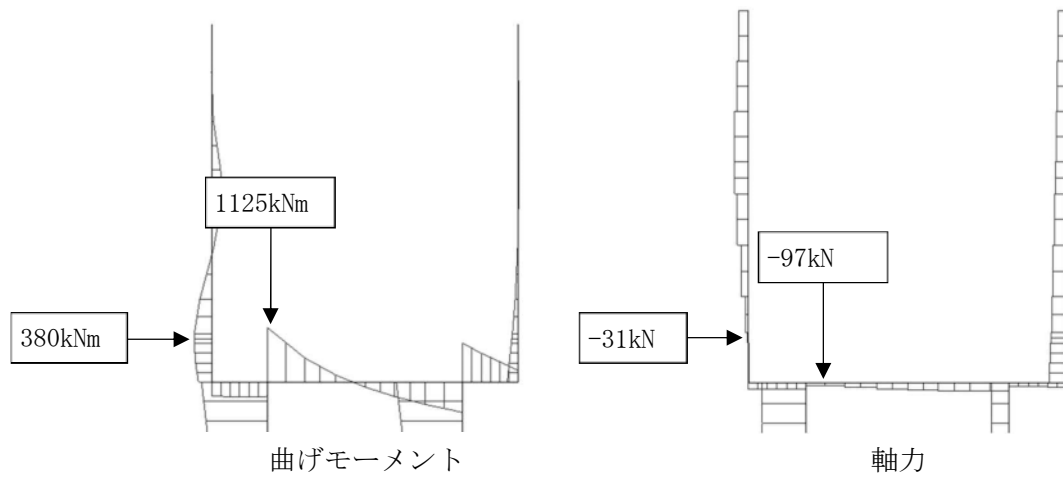


図 4.2.1-27 断面力図（基準津波時：地盤バネ3 鉛直慣性力下向き）

表 4.2.1-7(1) 曲げ軸力に対する安全率（基準津波時・地盤バネ3）

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
上向き	壁部	363	-159	2	44	24	435	0.09	0.11
	底版部	1053	-109	4	117	24	435	0.17	0.27
下向き	壁部	380	-31	2	42	24	435	0.09	0.10
	底版部	1125	-97	4	125	24	435	0.17	0.29

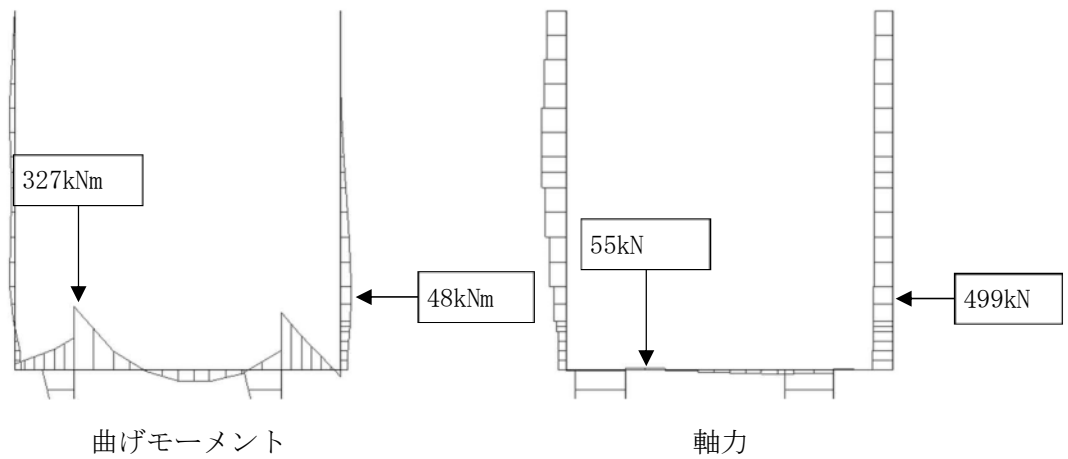


図 4.2.1-28 断面力図（基準津波時：地盤バネ 4 鉛直慣性力上向き）

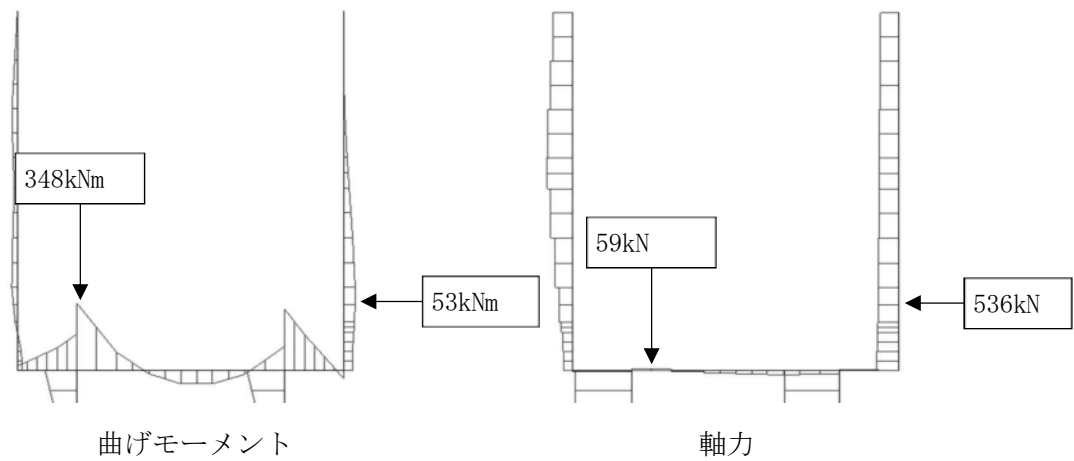


図 4.2.1-29 断面力図（基準津波時：地盤バネ 4 鉛直慣性力下向き）

表 4.2.1-7(2) 曲げ軸力に対する安全率（基準津波時・地盤バネ 4）

	部材	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
上向き	壁部	48	499	1	-	24	435	0.05	-
	底版部	327	55	2	34	24	435	0.09	0.08
下向き	壁部	53	536	1	-	24	435	0.05	-
	底版部	348	59	2	36	24	435	0.09	0.09

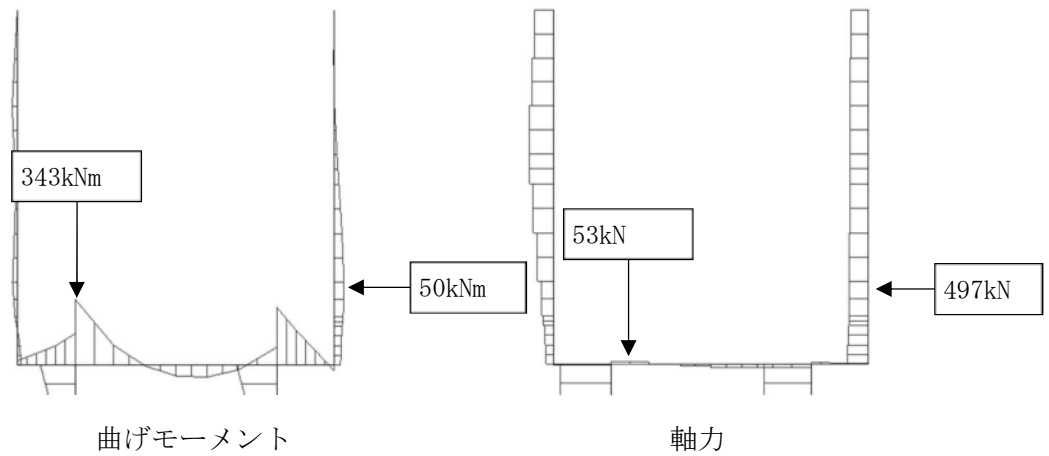


図 4.2.1-30 断面力図（基準津波時：地盤バネ 5 鉛直慣性力上向き）

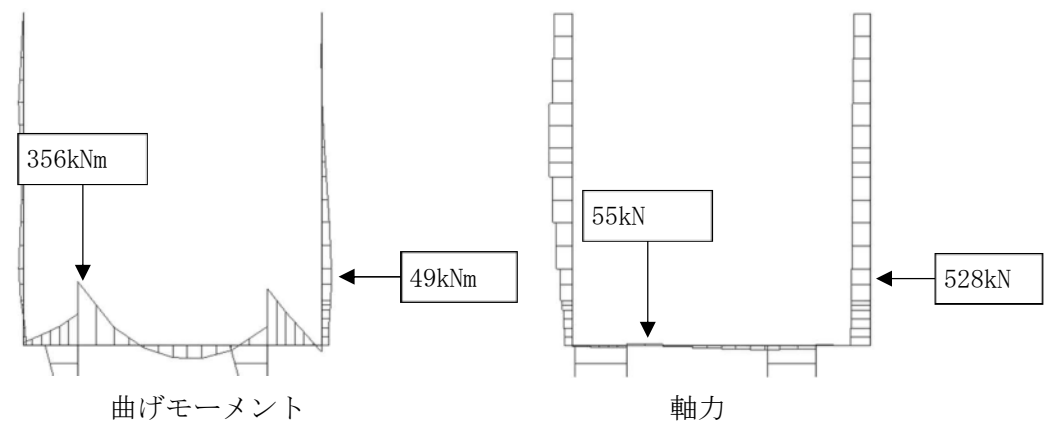


図 4.2.1-31 断面力図（基準津波時：地盤バネ 5 鉛直慣性力下向き）

表 4.2.1-7(3) 曲げ軸力に対する安全率（基準津波時・地盤バネ 5）

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
上向き	壁部	50	497	1	-	24	435	0.05	-
	底版部	343	53	2	35	24	435	0.09	0.09
下向き	壁部	49	528	1	-	24	435	0.05	-
	底版部	356	55	2	37	24	435	0.09	0.09

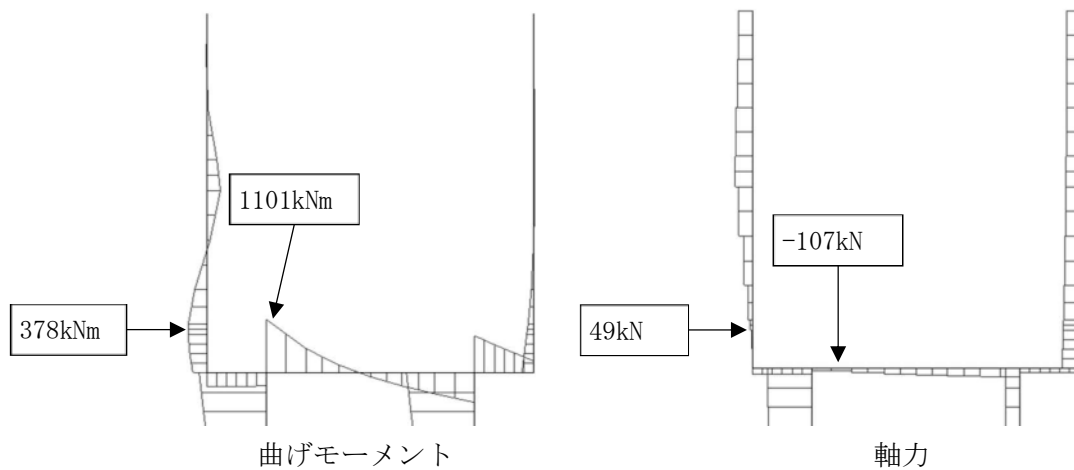


図 4.2.1-32 断面力図（敷地に遡上する津波時：地盤バネ3 鉛直慣性力上向き）

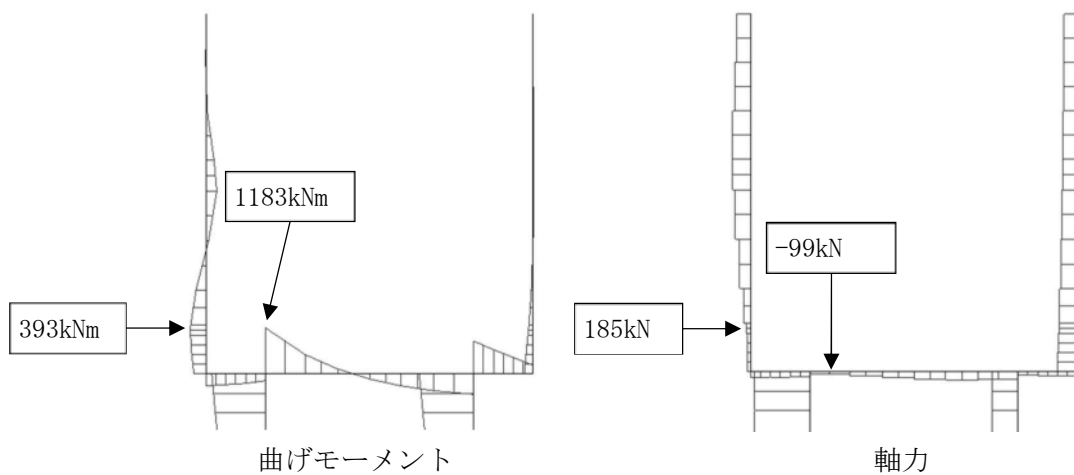


図 4.2.1-33 断面力図（敷地に遡上する津波時：地盤バネ3 鉛直慣性力下向き）

表 4.2.1-8(1) 曲げ軸力に対する安全率（敷地に遡上する津波時・地盤バネ3）

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
上向き	壁部	378	49	2	39	32	478.5	0.07	0.09
	底版部	1101	-107	4	122	32	478.5	0.13	0.26
下向き	壁部	393	185	2	37	32	478.5	0.07	0.08
	底版部	1183	-99	5	131	32	478.5	0.16	0.28

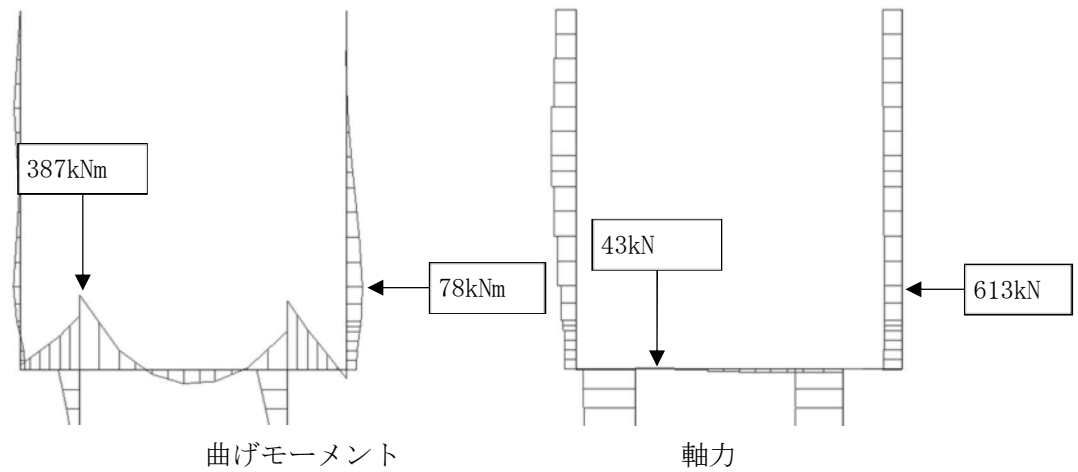


図 4.2.1-34 断面力図（敷地に遡上する津波時：地盤バネ4 鉛直慣性力上向き）

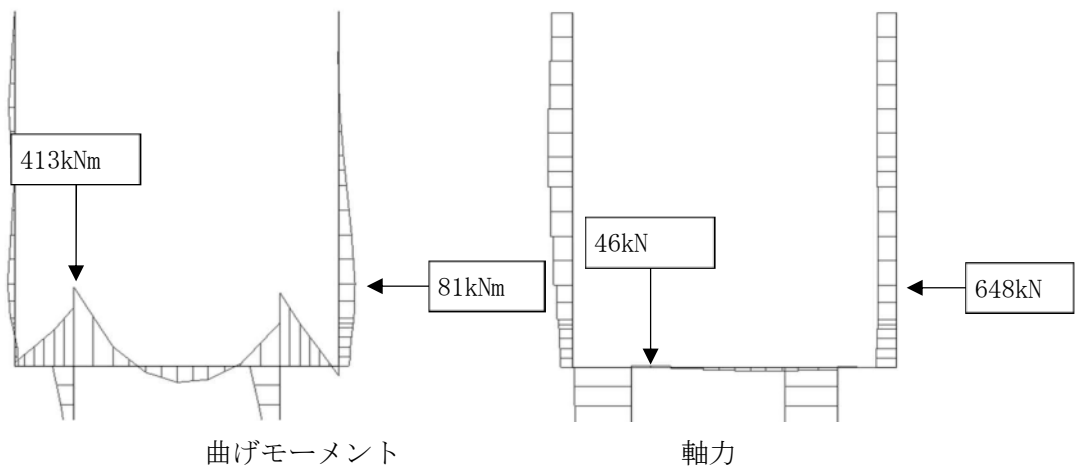


図 4.2.1-35 断面力図（敷地に遡上する津波時：地盤バネ4 鉛直慣性力下向き）

表 4.2.1-8(2) 曲げ軸力に対する安全率（敷地に遡上する津波時・地盤バネ4）

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
上向き	壁部	78	613	1	-	32	478.5	0.04	-
	底版部	387	43	2	40	32	478.5	0.07	0.09
下向き	壁部	81	648	1	-	32	478.5	0.04	-
	底版部	413	46	2	43	32	478.5	0.07	0.09

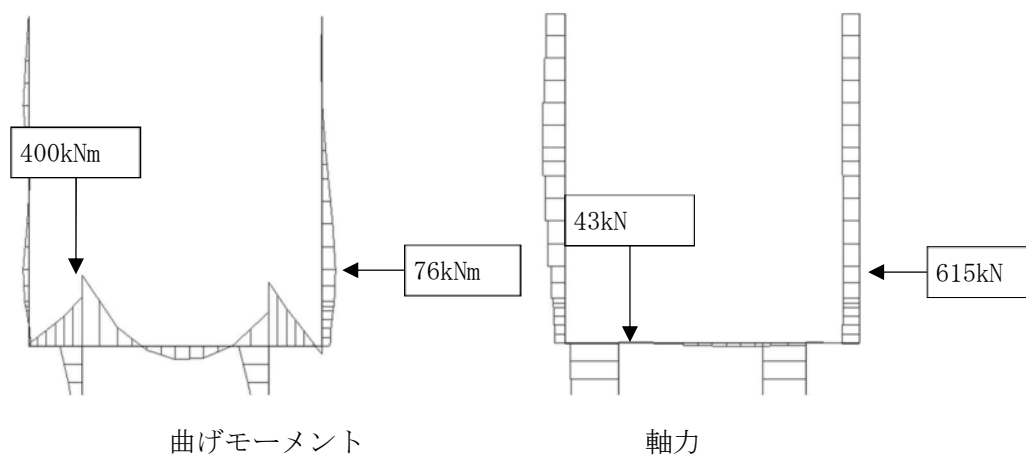


図 4.2.1-36 断面力図（敷地に遡上する津波時：地盤バネ 5 鉛直慣性力上向き）

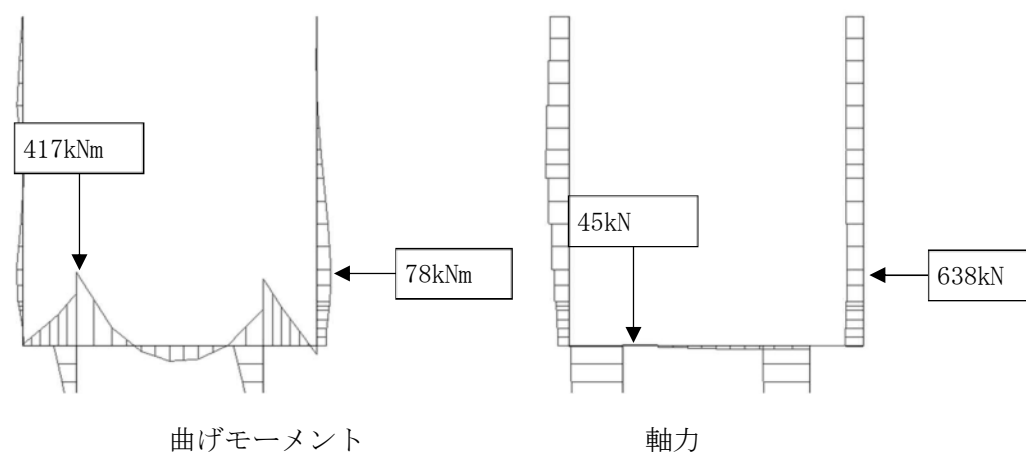


図 4.2.1-37 断面力図（敷地に遡上する津波時：地盤バネ 5 鉛直慣性力下向き）

表 4.2.1-8(3) 曲げ軸力に対する安全率（敷地に遡上する津波時・地盤バネ 5）

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
上向き	壁部	76	615	1	-	32	478.5	0.04	-
	底版部	400	43	2	42	32	478.5	0.07	0.09
下向き	壁部	78	638	1	-	32	478.5	0.04	-
	底版部	417	45	2	44	32	478.5	0.07	0.10

b. せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.2.1-9 に、せん断力に対する照査結果を表 4.2.1-10 及び表 4.2.1-11 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.2.1-9 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	斜め引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における斜め引張鉄筋断面積 (mm ²)
底版部	D22@200	0.4	1935
壁部	D22@200	0.4	1935

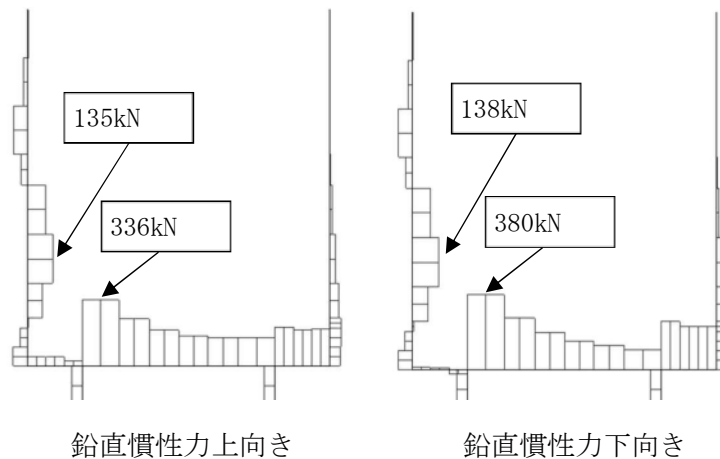


図 4.2.1-38 せん断力図 (基準津波時：地盤バネ 3)

表 4.2.1-10(1) せん断力に対する安全率 (基準津波時・地盤バネ 3)

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	135	1053	0.13
	底版部	336	1053	0.32
下向き	壁部	138	1053	0.14
	底版部	380	1053	0.37

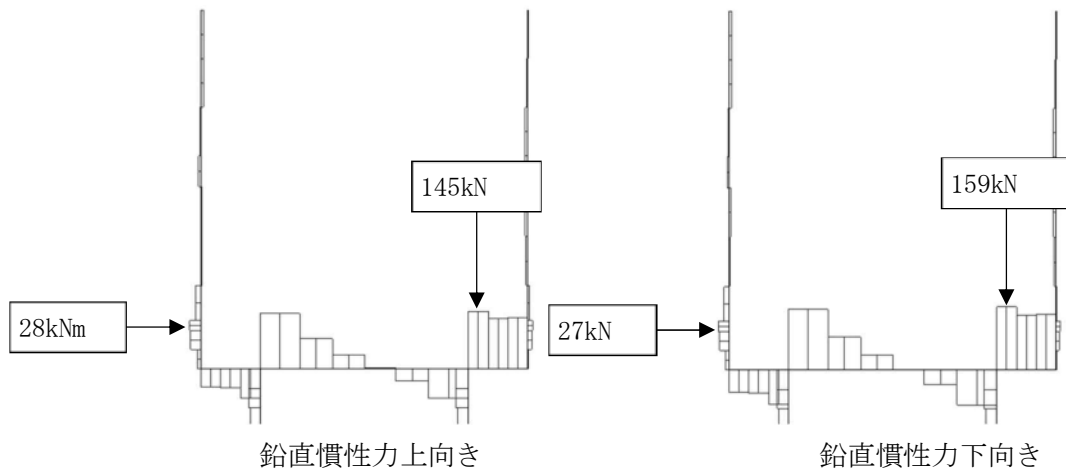


図 4.2.1-39 セン断力図（基準津波時：地盤バネ 4）

表 4.2.1-10(2) セン断力に対する安全率（基準津波時・地盤バネ 4）

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	28	1053	0.03
	底版部	145	1053	0.14
下向き	壁部	27	1053	0.03
	底版部	159	1053	0.16

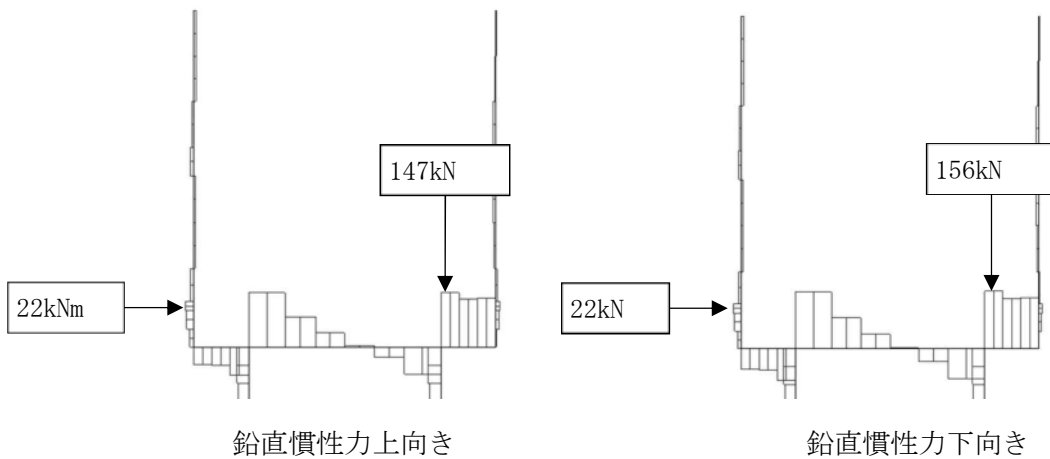


図 4.2.1-40 セン断力図（基準津波時：地盤バネ 5）

表 4.2.1-10(3) セン断力に対する安全率（基準津波時・地盤バネ 5）

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	22	1053	0.03
	底版部	147	1053	0.14
下向き	壁部	22	1053	0.03
	底版部	156	1053	0.15

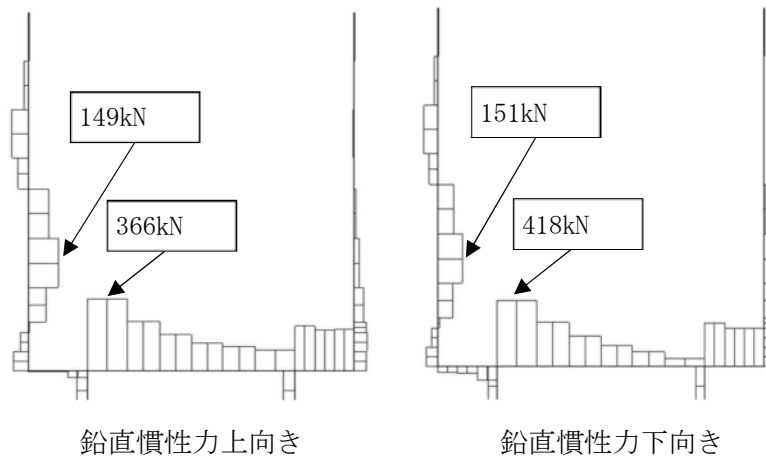


図 4.2.1-41 せん断力図（敷地に遡上する津波時：地盤バネ 3）

表 4.2.1-11(1) せん断力に対する安全率（敷地に遡上する津波時・地盤バネ 3）

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	149	1213	0.13
	底版部	366	1213	0.31
下向き	壁部	151	1213	0.13
	底版部	418	1213	0.35

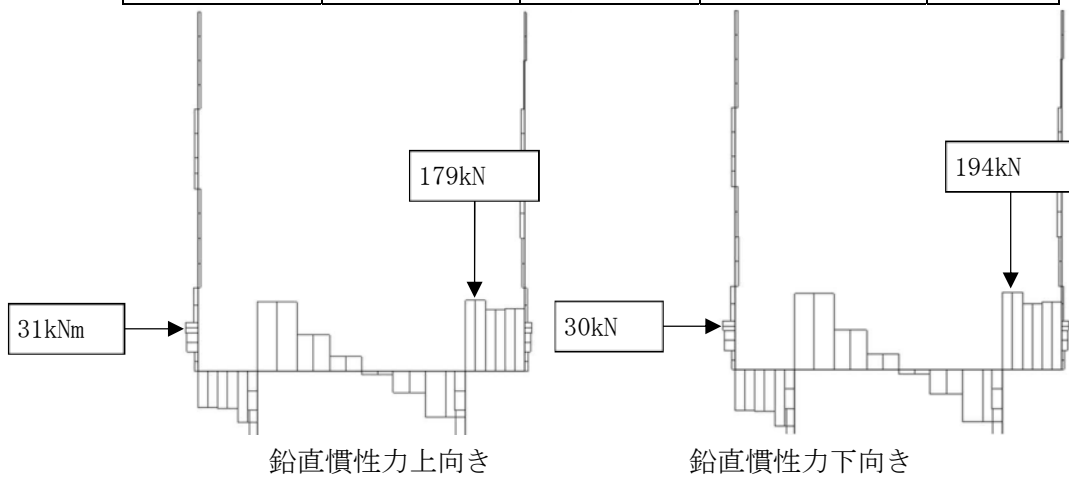


図 4.2.1-42 せん断力図（敷地に遡上する津波時：地盤バネ 4）

表 4.2.1-11(2) せん断力に対する安全率（敷地に遡上する津波時・地盤バネ 4）

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	31	1213	0.03
	底版部	179	1213	0.15
下向き	壁部	30	1213	0.03
	底版部	194	1213	0.16

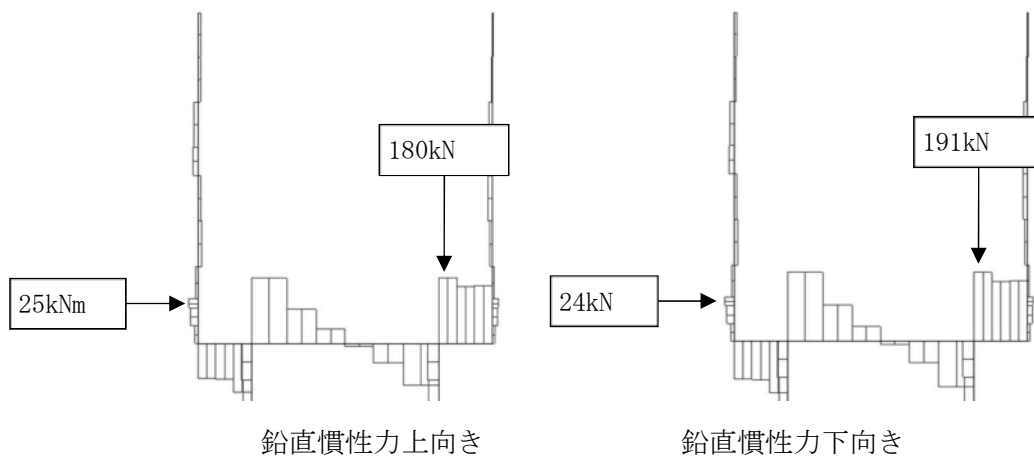


図 4.2.1-43 せん断力図（敷地に遡上する津波時：地盤バネ 5）

表 4.2.1-11(3) せん断力に対する安全率（敷地に遡上する津波時・地盤バネ 5）

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	25	1213	0.03
	底版部	180	1213	0.15
下向き	壁部	24	1213	0.02
	底版部	191	1213	0.16

(4) 基礎地盤の支持力に対する評価結果

基礎地盤の支持力に対する照査結果を表 4.2.1-12 及び表 4.2.1-13 に示す。

基礎地盤の支持力に対する照査を行った結果、最大接地圧が極限支持力以下であることを確認した。

表 4.2.1-12 基礎地盤の支持力に対する照査結果（基準津波時）

地盤	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
地盤バネ 3	987	6288
地盤バネ 4 地盤バネ 5	1091	6288

表 4.2.1-13 基礎地盤の支持力に対する照査結果（敷地に遡する津波時）

地盤	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
地盤バネ 3	1025	6288
地盤バネ 4 地盤バネ 5	1132	6288

4.2.2 RC防潮壁部

(1) 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.2.2-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2.2-2、表 4.2.2-3、表 4.2.2-4、表 4.2.2-5 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 4.2.2-1 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	主筋方向	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	鉄筋
IV-1	水平	0.30	2.10 (2.40-0.3)	D32@150
	鉛直	0.127	0.473 (0.60-0.127)	D22@150

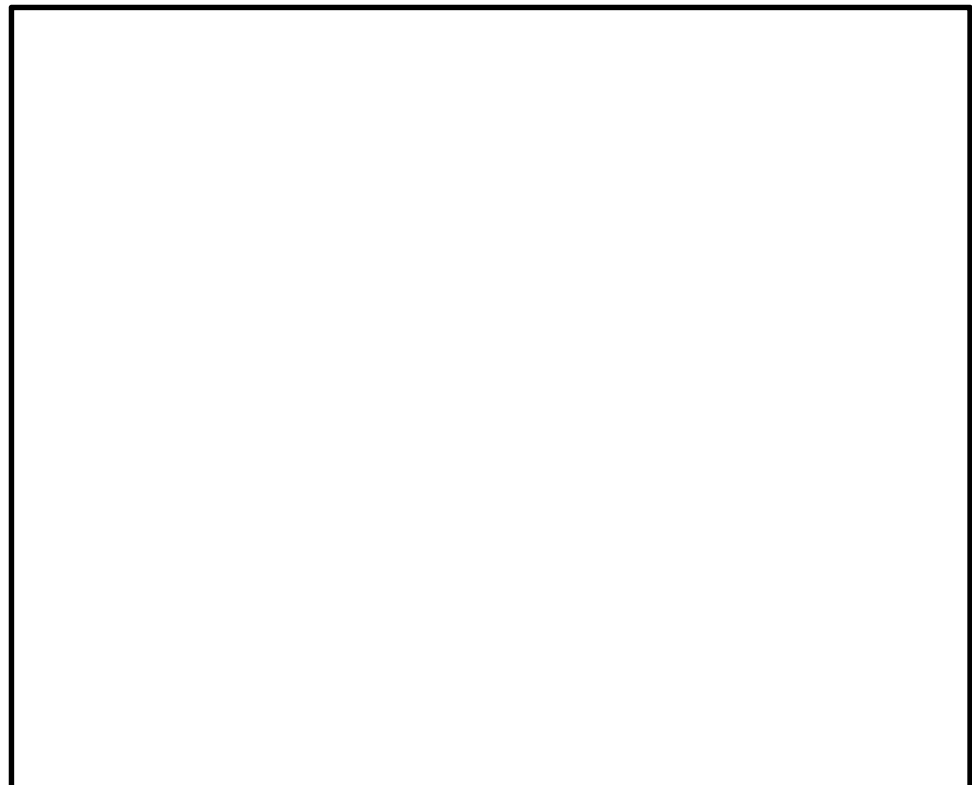
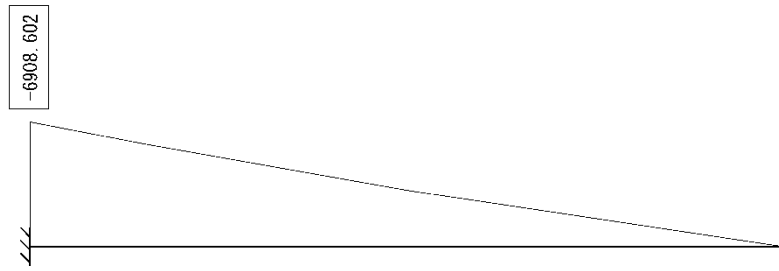
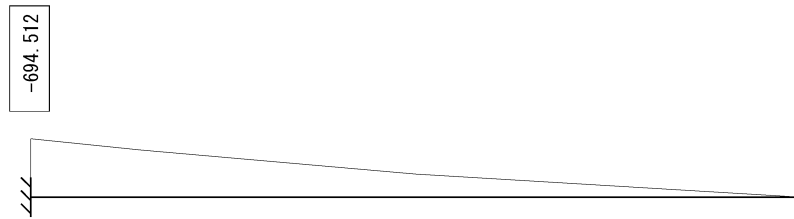


図 4.2.2-1 概略配筋図



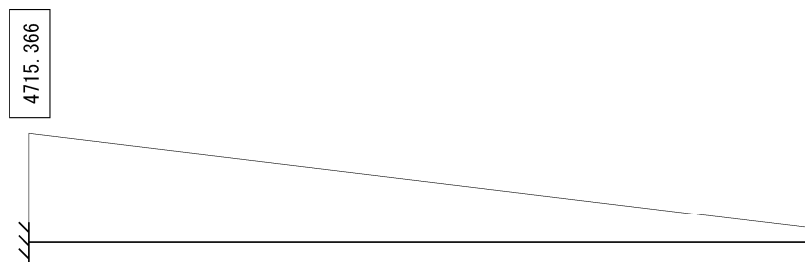
曲げモーメント図 (kN・m) (X方向に生じる曲げモーメント：二軸照査用)



曲げモーメント図 (kN・m) (Y方向に生じる曲げモーメント：二軸照査用)

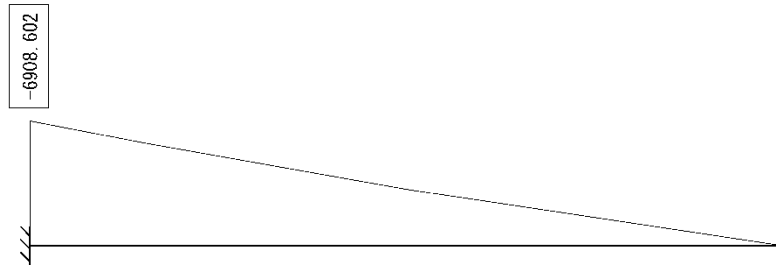


軸力図 (kN)

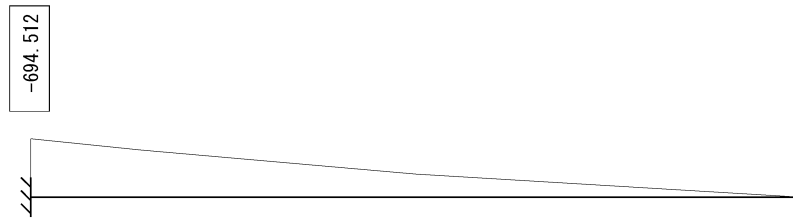


せん断力図 (kN)

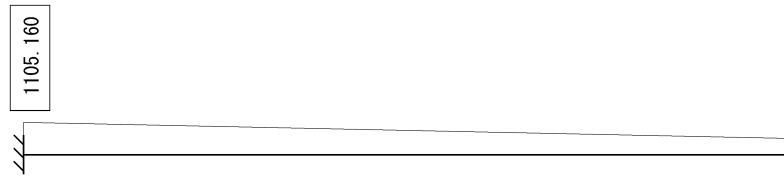
図 4.2.2-2 水平方向：引張応力が最も厳しくなる断面力 (基準津波時：壁部+底版)



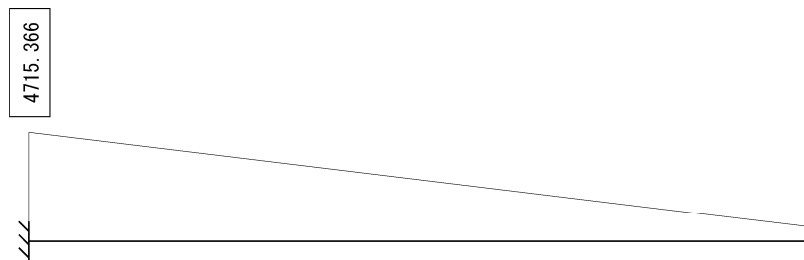
曲げモーメント図 (kN·m) (X方向に生じる曲げモーメント：二軸照査用)



曲げモーメント図 (kN·m) (Y方向に生じる曲げモーメント：二軸照査用)

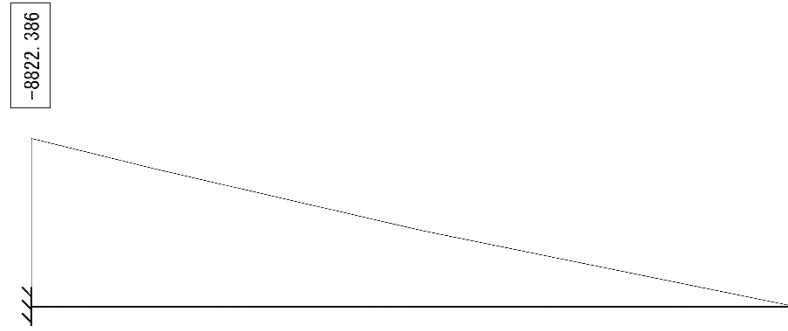


軸力図 (kN)

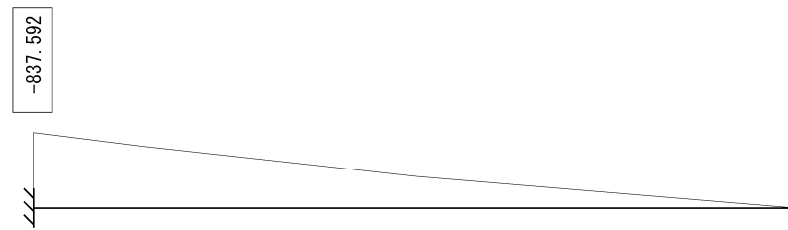


せん断力図 (kN)

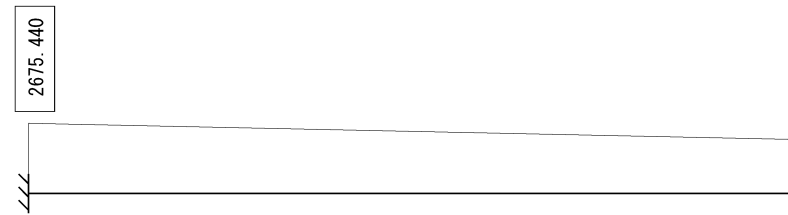
図 4.2.2-3 水平方向：圧縮応力が最も厳しくなる断面力 (基準津波時：壁部+底版)



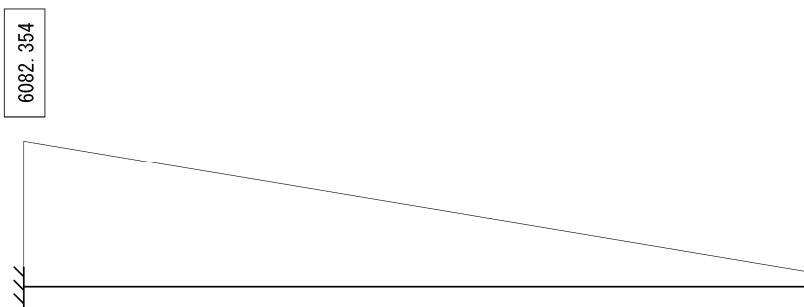
曲げモーメント図 (kN·m) (X方向に生じる曲げモーメント：二軸照査用)



曲げモーメント図 (kN·m) (Y方向に生じる曲げモーメント：二軸照査用)

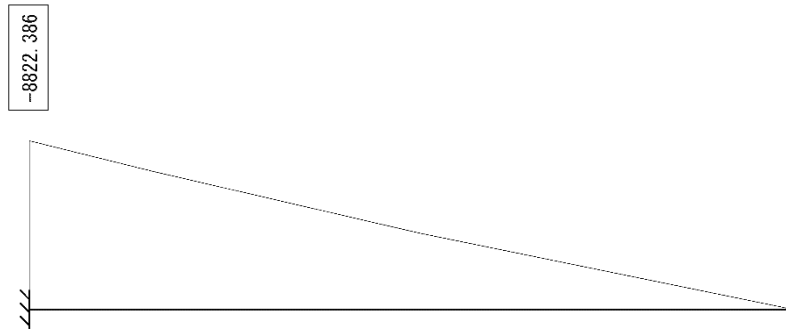


軸力図 (kN)

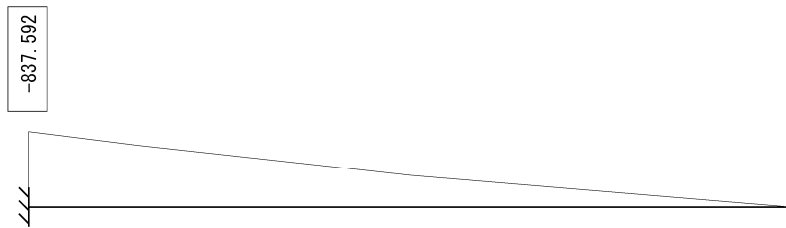


せん断力図 (kN)

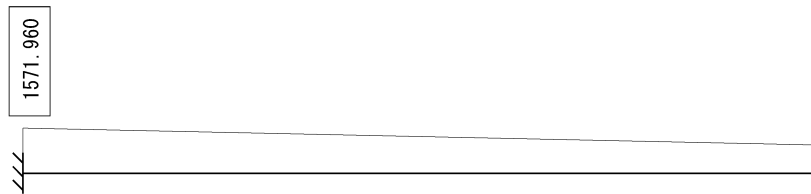
図 4.2.2-4 水平方向：引張応力が最も厳しくなる断面力（敷地に遡上する津波時：壁部+底板）



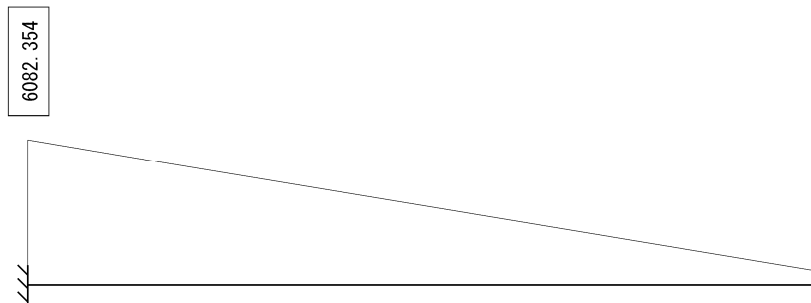
曲げモーメント図 (kN·m) (X方向に生じる曲げモーメント：二軸照査用)



曲げモーメント図 (kN·m) (Y方向に生じる曲げモーメント：二軸照査用)

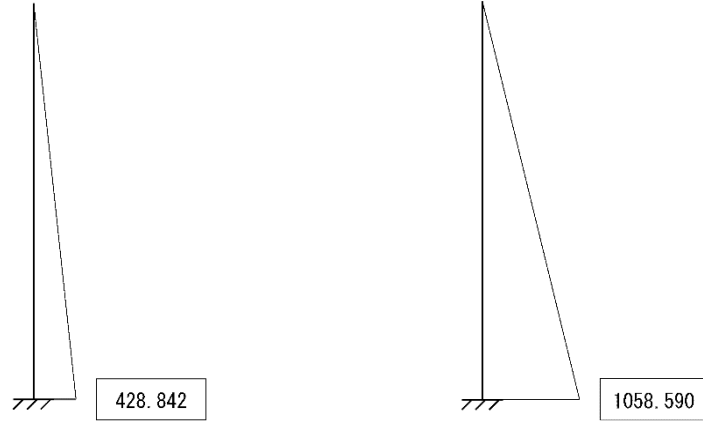


軸力図 (kN)



せん断力図 (kN)

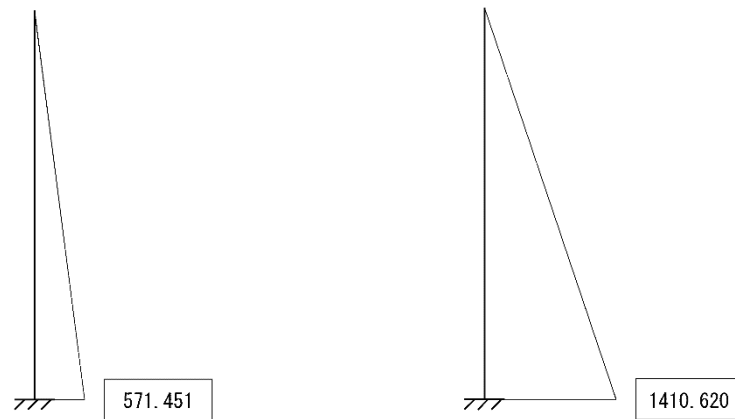
図 4.2.2-5 水平方向：圧縮応力が最も厳しくなる断面力（敷地に遡上する津波時：壁部+底板）



曲げモーメント図 (kN・m)

せん断力図 (kN)

図 4.2.2-6 鉛直方向照査値が最も厳しくなる断面力 (基準津波時：壁部)



曲げモーメント図 (kN・m)

せん断力図 (kN)

図 4.2.2-7 鉛直方向照査値が最も厳しくなる断面力 (敷地に遡上する津波時：壁部)

表 4.2.2-2 水平鉄筋：曲げ軸力に対する照査（基準津波時：壁部＋底版）

解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
平均剛性 (非液状化)	S _d -D1	6908.6 (694.5)	2033.4 1105.2	2.8	174	21	435	0.14	0.40

* ()内は二軸照査に用いた別軸方向の曲げモーメントの値を示す。

* 軸力は正の値を引張とする。

表 4.2.2-3 水平鉄筋：曲げ軸力に対する照査（敷地に遡上する津波時：壁部＋底版）

解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
平均剛性 (非液状化)	S _d -D1	8822.4 (837.6)	2675.4 1572.0	3.6	223	28	478.5	0.14	0.47

* ()内は二軸照査に用いた別軸方向の曲げモーメント値を示す。

* 軸力は正の値を引張とする。

表 4.2.2-4 鉛直鉄筋：曲げ軸力に対する照査（基準津波時：壁部）

解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
平均剛性 (非液状化)	S _d -D1	428.8	0.0	5.1	166	21	435	0.25	0.39

表 4.2.2-5 鉛直鉄筋：曲げ軸力に対する照査（敷地に遡上する津波時：壁部）

解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
平均剛性 (非液状化)	S _d -D1	571.5	0.0	6.8	221	28	478.5	0.25	0.47

(2) せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.2.2-6 に、せん断力に対する照査結果を表 4.2.2-7、表 4.2.2-8、表 4.2.2-9、表 4.2.2-10 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 4.2.2-6 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	主筋方向	せん断	本数 (本)	区間 s における せん断補強鉄筋断面積 (mm ²)
IV-1	水平	D22@150* ¹	6.66	2578.1
	鉛直	D19@150(SD345)* ²		1909.8

注記 *1：壁部+底版（水平方向）については鉛直方向の主筋をスターラップとする。

ただし、許容せん断応力度については SD345 とする。

*2：壁部（鉛直方向）についてはスラーラップ(SD345)を配置する。

せん断補強鉄筋を考慮した許容せん断力を以下に計算する。

$$V_a = V_c + V_s$$

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{al} b_w j d$$

$$V_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで

V_a : 許容せん断力

V_c : コンクリートの許容せん断力

V_s : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

τ_{al} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 断面幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

- ・基準津波時（壁部＋底版）

$$V_c = 1/2 \times 0.825 / 1.15 \times 0.60 \times 2.10 \times 1000 = 451.96$$

$$V_s = 2578.1 \times 294 / 1.15 \times 2.10 / 0.15 / 1000 = 9227.36$$

$$V_a = 451.96 + 9227.36 = 9679.31$$

- ・基準津波時（壁部：鉛直）

$$V_c = 1/2 \times 0.825 / 1.15 \times 0.473 \times 2.50 \times 1000 = 424.16$$

$$V_s = 1908.1 \times 294 / 1.15 \times 0.473 / 0.15 / 1000 = 1538.23$$

$$V_a = 424.16 + 1538.23 = 1962.38$$

- ・敷地に遡上する津波時（壁部＋底版）

$$V_c = 1/2 \times 1.100 / 1.15 \times 0.60 \times 2.10 \times 1000 = 602.61$$

$$V_s = 2578.1 \times 323.4 / 1.15 \times 2.10 / 0.15 / 1000 = 10150.09$$

$$V_a = 602.61 + 10150.09 = 10752.70$$

- ・敷地に遡上する津波時（壁部：鉛直）

$$V_c = 1/2 \times 1.100 / 1.15 \times 0.473 \times 2.50 \times 1000 = 565.54$$

$$V_s = 1908.1 \times 323.4 / 1.15 \times 0.473 / 0.15 / 1000 = 1692.05$$

$$V_a = 565.54 + 1692.05 = 2257.59$$

表 4.2.2-7 水平方向：せん断力に対する照査（基準津波時：壁部＋底版）

荷重ケース	設計基準強度	発生せん断力 (kN)	許容せん断 耐力 (kN)	照査値
重畳時 基準津波	40 N/mm ²	4715.4	9679.31	0.49

表 4.2.2-8 鉛直方向：せん断力に対する照査（基準津波時：壁部）

荷重ケース	設計基準強度	発生せん断力 (kN)	許容せん断 耐力 (kN)	照査値
重畳時 基準津波	40 N/mm ²	1058.6	1962.38	0.54

表 4.2.2-9 水平方向：せん断力に対する照査（敷地に遡上する津波時：壁部＋底版）

荷重ケース	設計基準強度	発生せん断力 (kN)	許容せん断 耐力 (kN)	照査値
重畳時 敷地に遡上す る 津波	40 N/mm ²	6082.4	10752.70	0.57

表 4.2.2-10 鉛直方向：せん断力に対する照査（敷地に遡上する津波時：壁部）

荷重ケース	設計基準強度	発生せん断力 (kN)	許容せん断 耐力 (kN)	照査値
重畳時 敷地に遡上す る 津波	40 N/mm ²	1410.6	2257.59	0.63

4.3 まとめ

「4.1 津波時」及び「4.2 重畳時」による全ての評価項目において、構内排水路逆流防止設備の出口側集水枘の評価対象部位に発生する応力及び支持地盤の接地圧が許容限界以下であることを確認した。

構内排水路逆流防止設備の強度評価に関する参考資料

(参考1) 1次元有効応力解析における減衰定数の設定について

有効応力解析における減衰定数については、固有値解析により求められる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha = 0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、応答変位法において地盤の低次のモードの変形が特に支配的となることから、地盤全体系に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。設定した Rayleigh 減衰を図 1-1 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤がせん断変形しているモードを選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1% (解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。) とする。

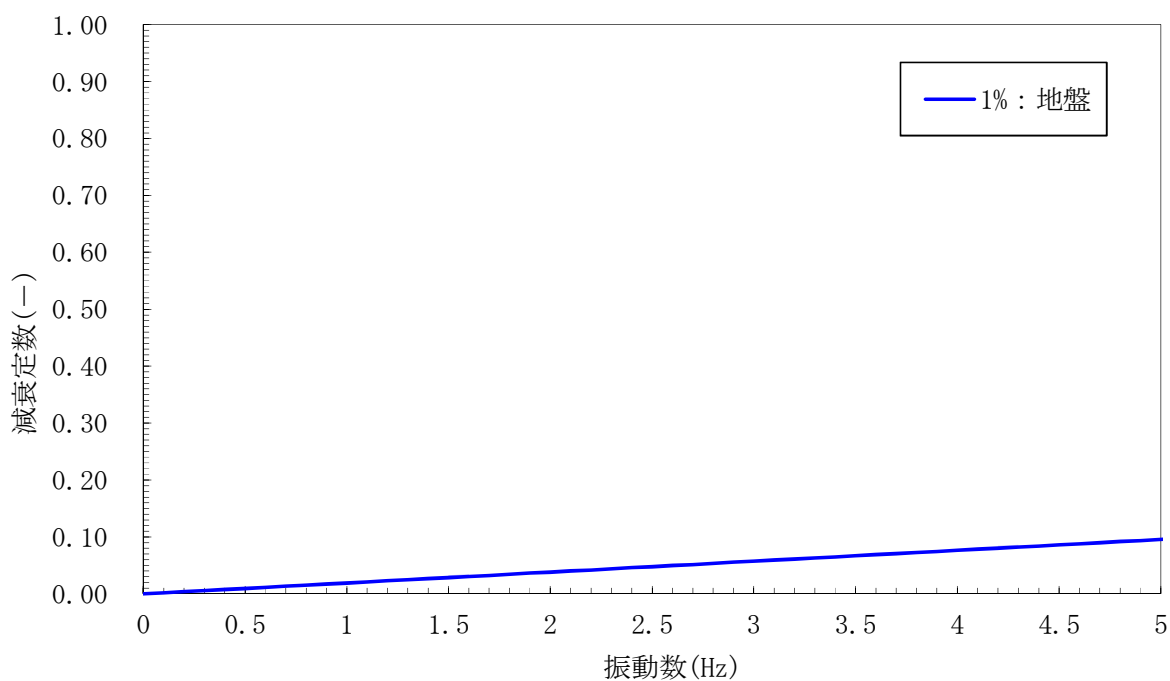


図 1-1 (1) 設定した Rayleigh 減衰

(I - 2 断面 検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

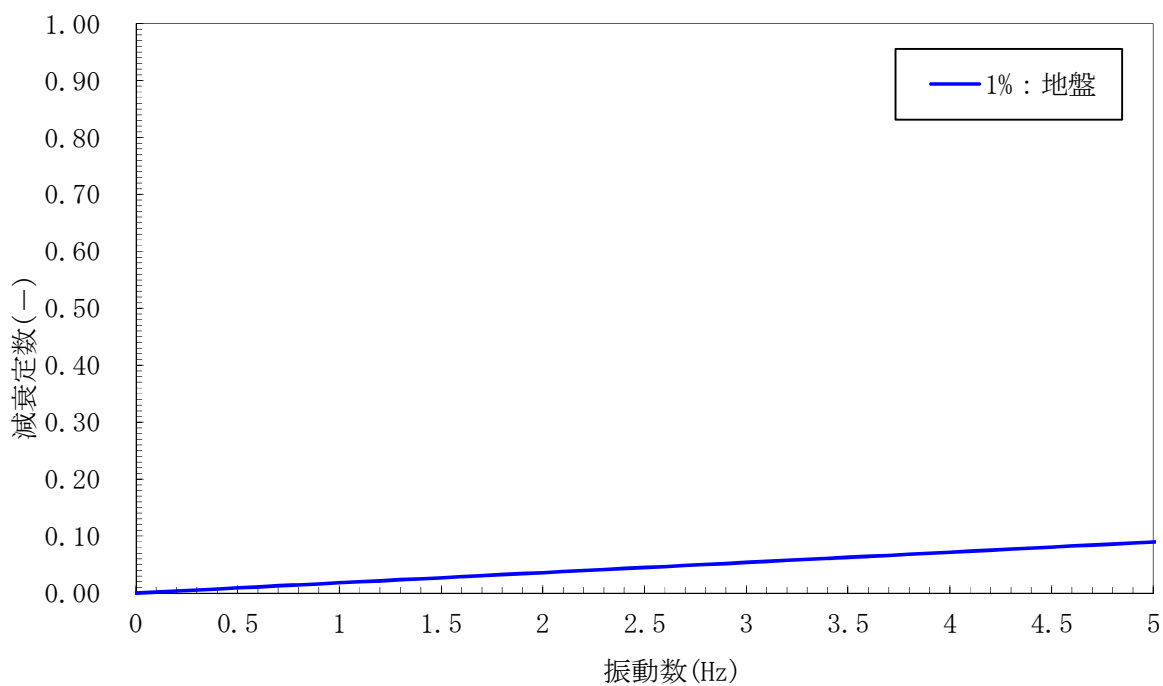


図 1-1 (2) 設定した Rayleigh 減衰

(I - 2 断面 検討ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+ 1 σ) した解析ケース)

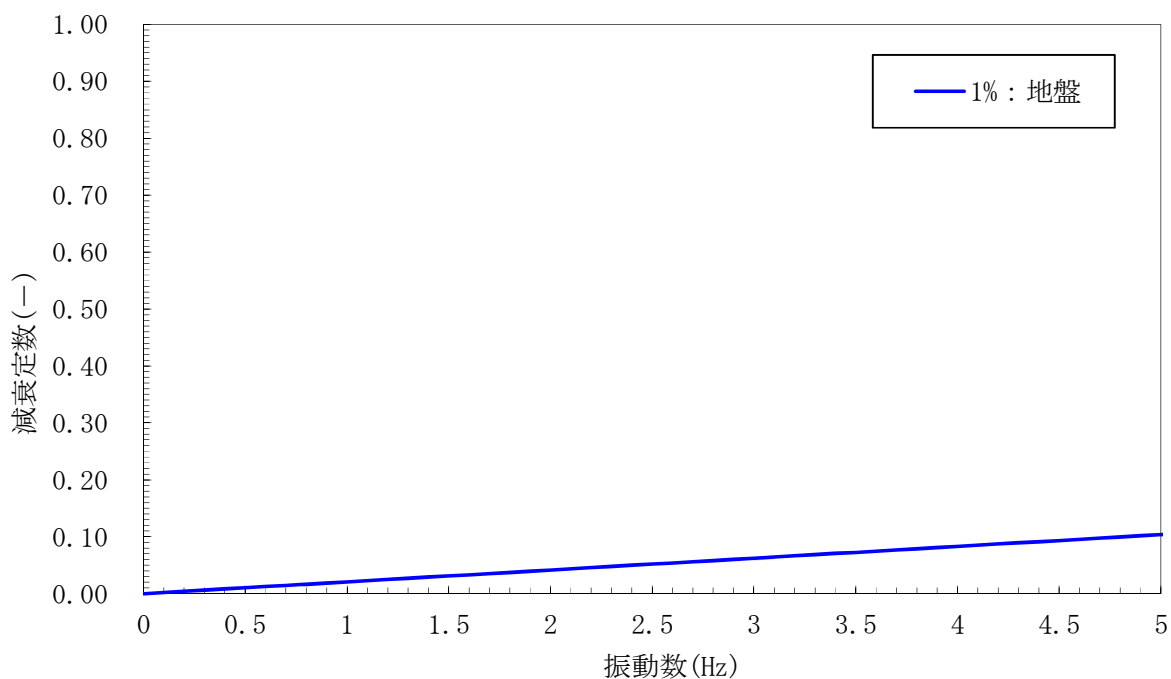


図 1-1 (3) 設定した Rayleigh 減衰

(I - 2 断面 検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (- 1 σ) した解析ケース)

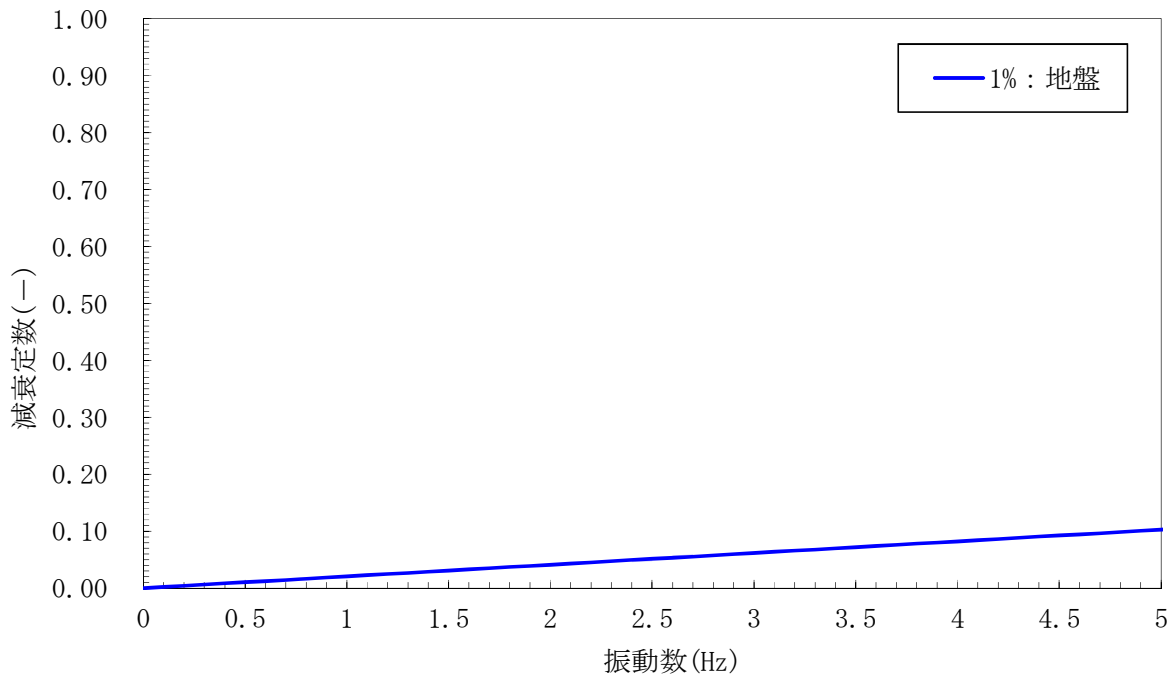


図 1-1 (3) 設定した Rayleigh 減衰

(I - 2 断面 検討ケース④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

(参考2) 杭頭の照査結果：津波時重畳時

杭頭部の結合方法は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説」に示される方法Aにより底版と剛結合する。図2-1に杭頭部構造図を示す。

(1) 鉛直押抜きせん断に対する照査

コンクリートの鉛直押抜きせん断応力度の照査は下式により行う。

$$\tau_v = \frac{P}{\pi (D+h) h} \leq \tau_a$$

ここで、P：鉛直押し抜きせん断力(N)

D：杭径(800 mm)

h：鉛直方向の押抜きせん断に抵抗する底版の有効厚さ(mm)

= (底版の厚さ) - (杭の埋め込み長) = 1400 - 1000 = 400

τ_a ：許容押抜きせん断応力度 = 1.65 (N/mm²) 基準津波時

= 2.2 (N/mm²) 敷地に遡上する津波時



図2-1 杭頭部構造図

表 2-1 津波時の鉛直押抜きせん断に対する照査

	地盤バネ	杭位置	軸力 (kN) 圧縮正	押抜きせん断応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
基準津波時	地盤バネ 1	左	663	0.44	1.65	0.27
	地盤バネ 2	右	685	0.45	1.65	0.28
敷地に遡上する 津波時	地盤バネ 1	左	866	0.57	2.2	0.26
	地盤バネ 2	右	882	0.59	2.2	0.27

表 2-2 重畳時の鉛直押抜きせん断に対する照査

	地盤バネ	鉛直 加速度	杭位置	軸力 (kN) 圧縮正	押抜きせん断応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
基準津波時	地盤バネ 3	上	左	875	0.58	1.65	0.36
		下	左	1137	0.75	1.65	0.46
	地盤バネ 4	上	左	640	0.42	1.65	0.26
		下	左	718	0.48	1.65	0.30
	地盤バネ 5	上	左	665	0.44	1.65	0.27
		下	左	716	0.47	1.65	0.29
敷地に遡上する 津波時	地盤バネ 3	上	左	1108	0.73	2.2	0.34
		下	左	1408	0.93	2.2	0.43
	地盤バネ 4	上	左	876	0.58	2.2	0.27
		下	左	967	0.64	2.2	0.30
	地盤バネ 5	上	左	903	0.60	2.2	0.28
		下	左	963	0.64	2.2	0.30

(2) 水平支圧に対する照査

底版コンクリートの水平支圧応力度の照査は下式により行う。

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl} + \frac{6M}{Dl^2} \leq \sigma_{ba}$$

ただし、H：杭頭のせん断力(N)

M：杭頭のモーメント(N・mm)

l：杭の埋め込み長(mm)

σ_{ba} ：許容支圧応力度=22.5(N/mm²) 基準津波時

=30.0(N/mm²) 敷地に遡上する津波時

表 2-3 水平支圧に対する照査（津波時：基準津波時）

	せん断力 (kN)	曲げモー メント (kN・m)	水平支圧 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	33	37	0.32	22.5	0.02
地盤バネ 2	24	77	0.61	22.5	0.03

表 2-4 水平支圧に対する照査（津波時：敷地に遡上する津波時）

	せん断力 (kN)	曲げモー メント (kN・m)	水平支圧 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	38	40	0.35	30.0	0.02
地盤バネ 2	20	54	0.43	30.0	0.02

表 2-5 水平支圧に対する照査（重畳時：地盤バネ 3，基準津波時）

鉛直加速度	せん断力 (kN)	曲げモー メント (kN・m)	水平支圧 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	122	715	5.51	22.5	0.25
下向き	122	714	5.51	22.5	0.25

表 2-6 水平支圧に対する照査（重畳時：地盤バネ 4，基準津波時）

鉛直加速度	せん断力 (kN)	曲げモー メント (kN・m)	水平支圧 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	62	96	0.80	22.5	0.04
下向き	61	96	0.79	22.5	0.04

表 2-7 水平支圧に対する照査（重畳時：地盤バネ 5，基準津波時）

鉛直加速度	せん断力 (kN)	曲げモー メント (kN・m)	水平支圧 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	68	105	0.87	22.5	0.04
下向き	68	104	0.87	22.5	0.04

表 2-8 水平支圧に対する照査（重畳時：地盤バネ 3，敷地に遡上する津波時）

鉛直加速度	せん断力 (kN)	曲げモー メント (kN・m)	水平支圧 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	115	687	5.30	30.0	0.18
下向き	114	685	5.28	30.0	0.18

表 2-9 水平支圧に対する照査（重畳時：地盤バネ 4，敷地に遡上する津波時）

鉛直加速度	せん断力 (kN)	曲げモー メント (kN・m)	水平支圧 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	57	78	0.65	30.0	0.03
下向き	56	77	0.65	30.0	0.03

表 2-10 水平支圧に対する照査（重畳時：地盤バネ 5，敷地に遡上する津波時）

鉛直加速度	せん断力 (kN)	曲げモー メント (kN・m)	水平支圧 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	63	84	0.71	30.0	0.03
下向き	62	84	0.71	30.0	0.03