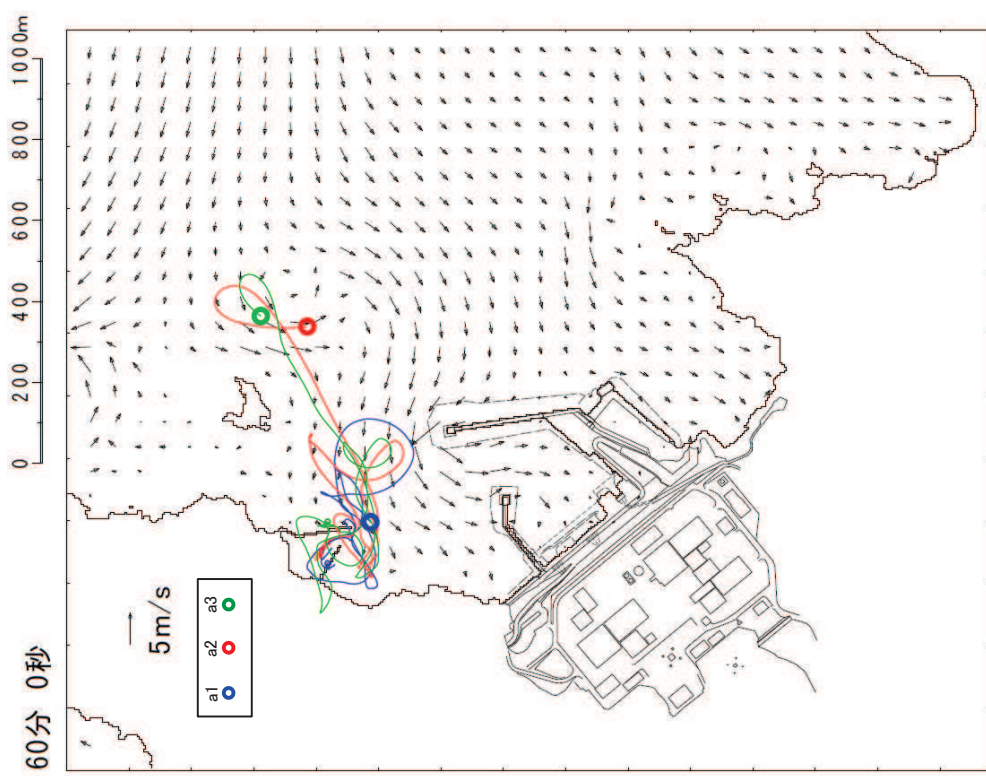
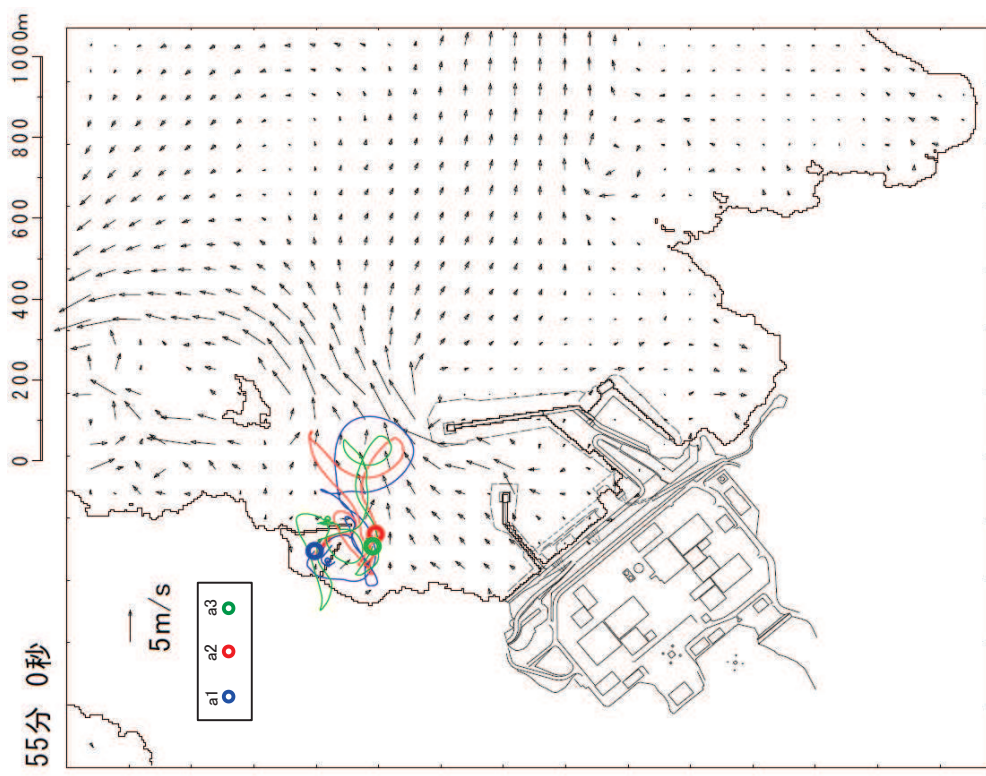


【a1, a2, a3】引き波の影響を受け、小屋取漁港近傍でわずかに移動する。

【a1, a2, a3】津波第二波以降の影響により発電所の東防波堤堤頭部付近を移動する。

図 2 (4) 「直近海域 (北西部)」内における軌跡解析結果の詳細 (45 分後及び 50 分後)

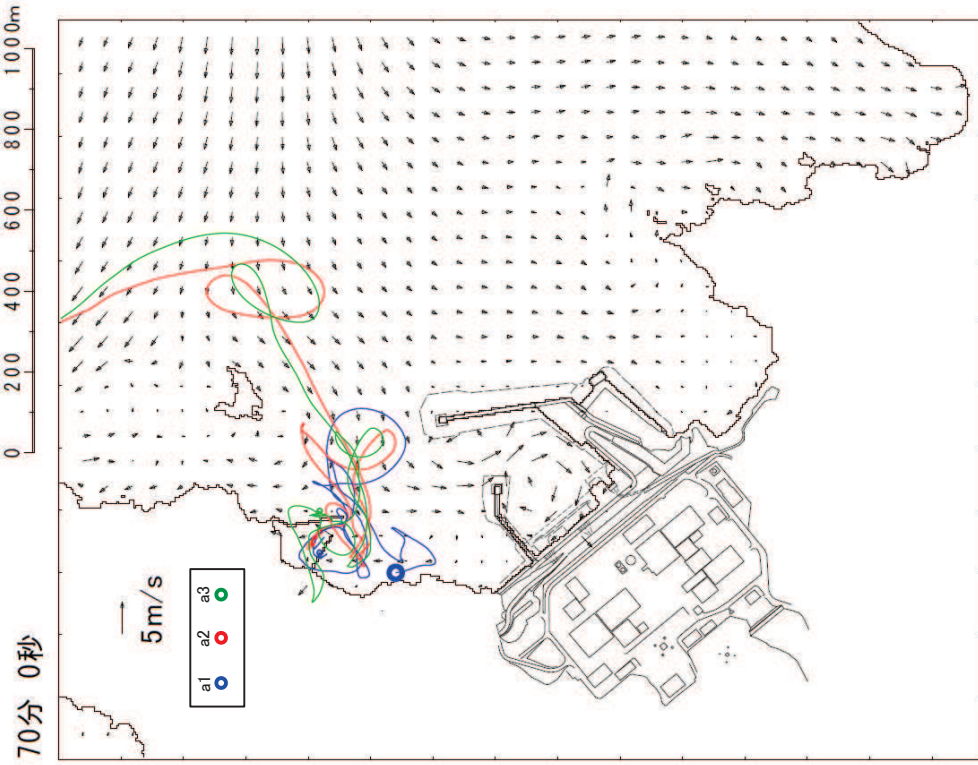
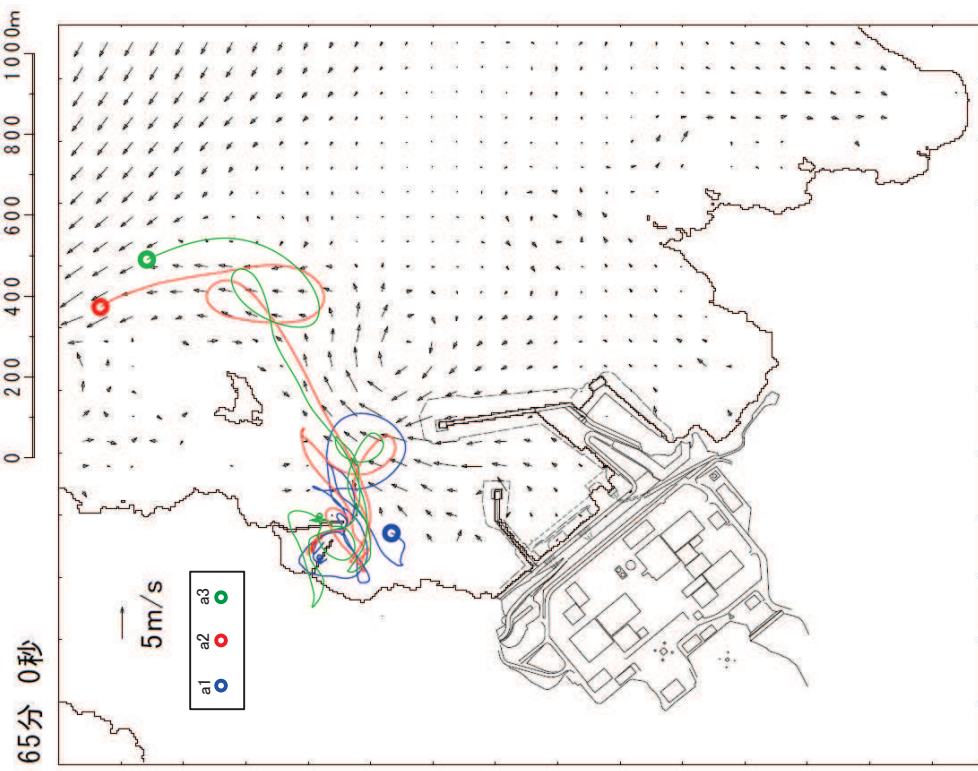


【a1, a2, a3】津波第二波以降の影響により，小屋取漁港へ移動する。

【a1】津波第二波以降の影響を受け，小屋取漁港近傍でわずかに移動する。

【a2, a3】津波第二波以降の影響を受け，大きく沖側へ移動する。

図 2 (5) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（55 分後及び 60 分後）



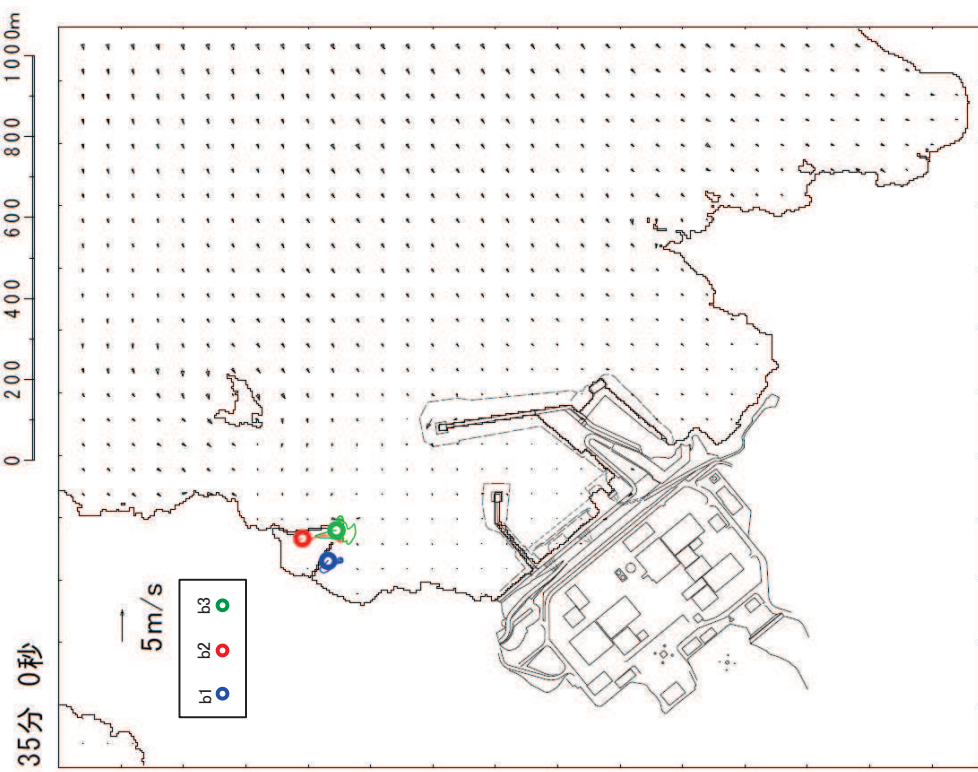
【a1】津波第二波以降の影響を受け、小屋取漁港近傍でわずかに移動する。

【a2, a3】津波第二波以降の影響を受け、大きく沖側へ移動する。

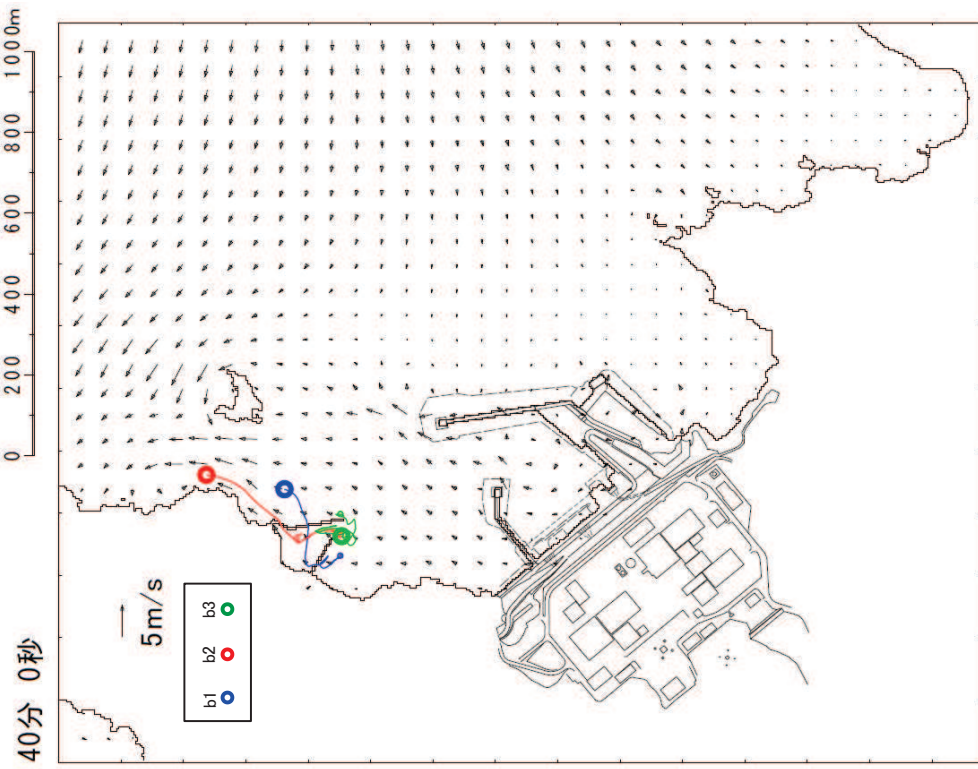
【a1】津波第二波以降の影響を受け、小屋取漁港近傍でわずかに移動する。

【a2, a3】表示外に移動し、敷地側には移動してこない。

図 2 (6) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（65 分後及び 70 分後）



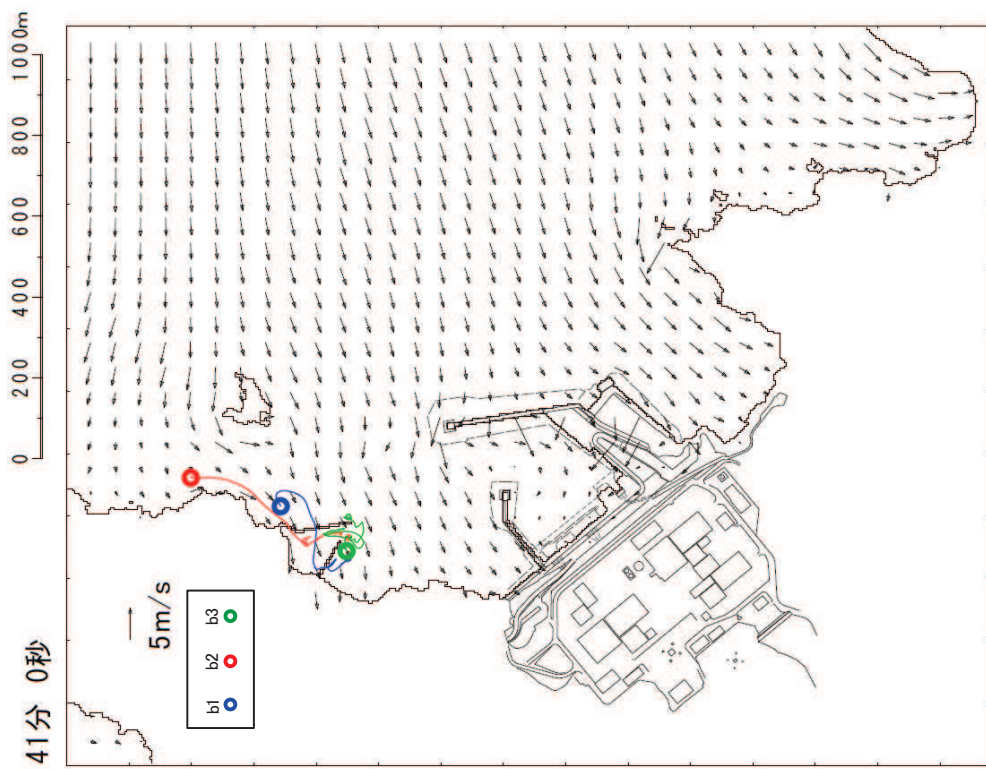
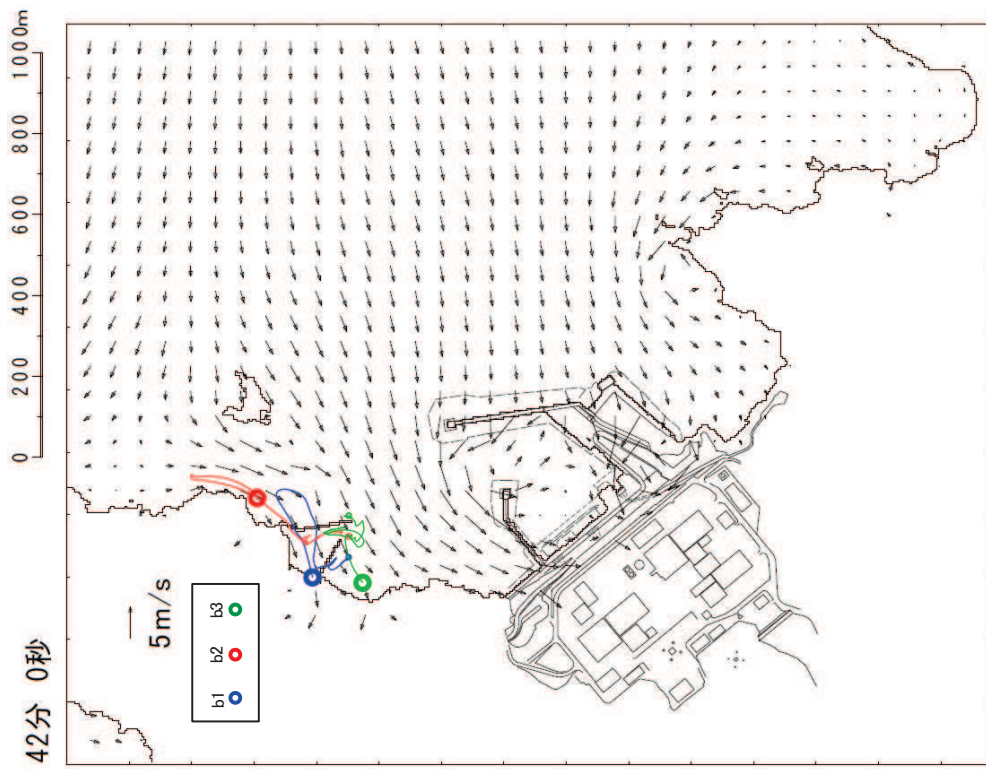
【b1, b2, b3】津波第一波来襲前であり，ほとんど移動しない。



【b1, b2】津波第一波の二段型波形の一時的な引き波で北東側に移動する。

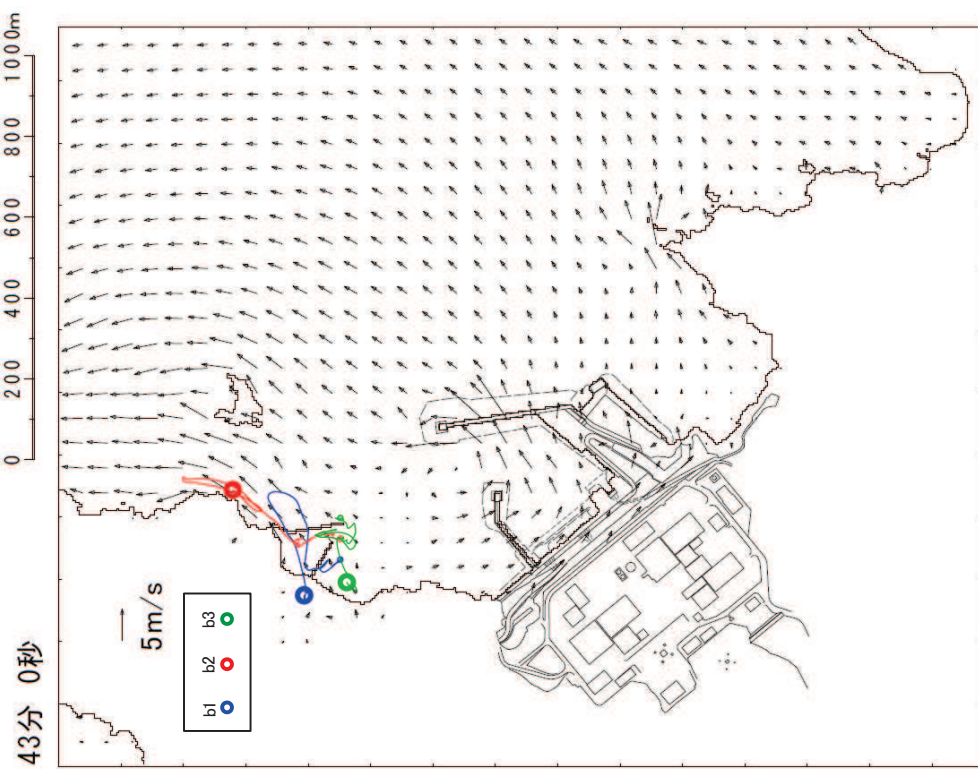
【b3】ほとんど移動しない。

図 2 (7) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（35 分後及び 40 分後）



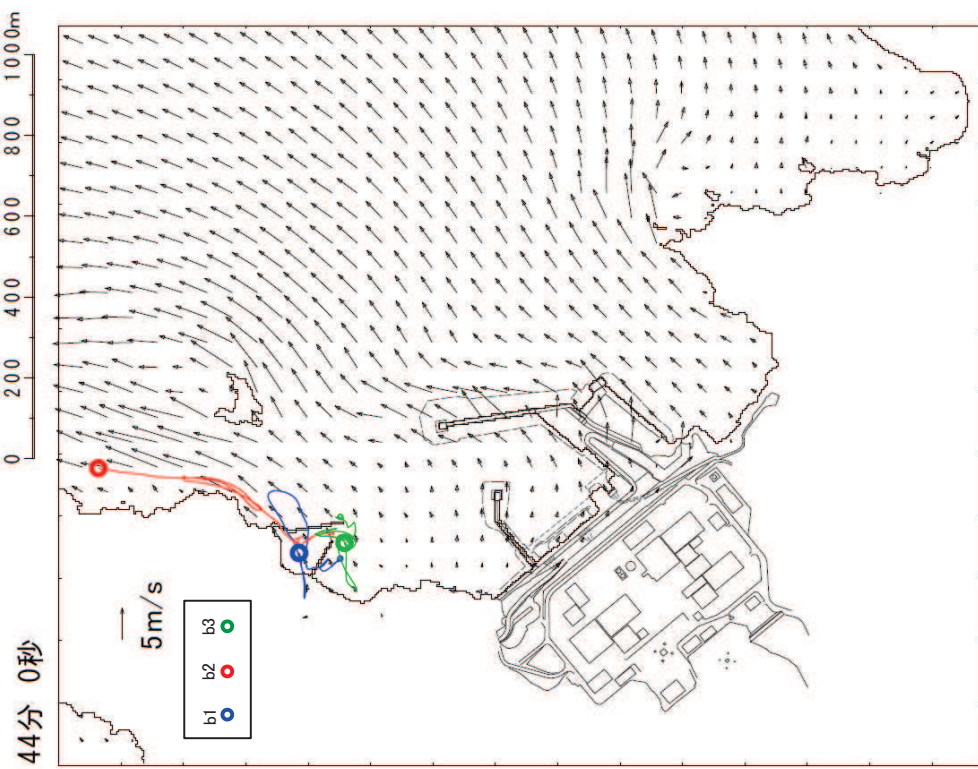
【b1, b2】津波第一波の二段階型波形の寄せ波により南西方向に移動し始める。
 【b3】ほとんど移動しない。

図 2 (8) 「直近海域 (北西部)」内における軌跡解析結果の詳細 (41 分後及び 42 分後)



【b1】津波第一波のピーク（最大水位時刻直後）であり、引き波の影響を受け、北東方向へ移動し始める。

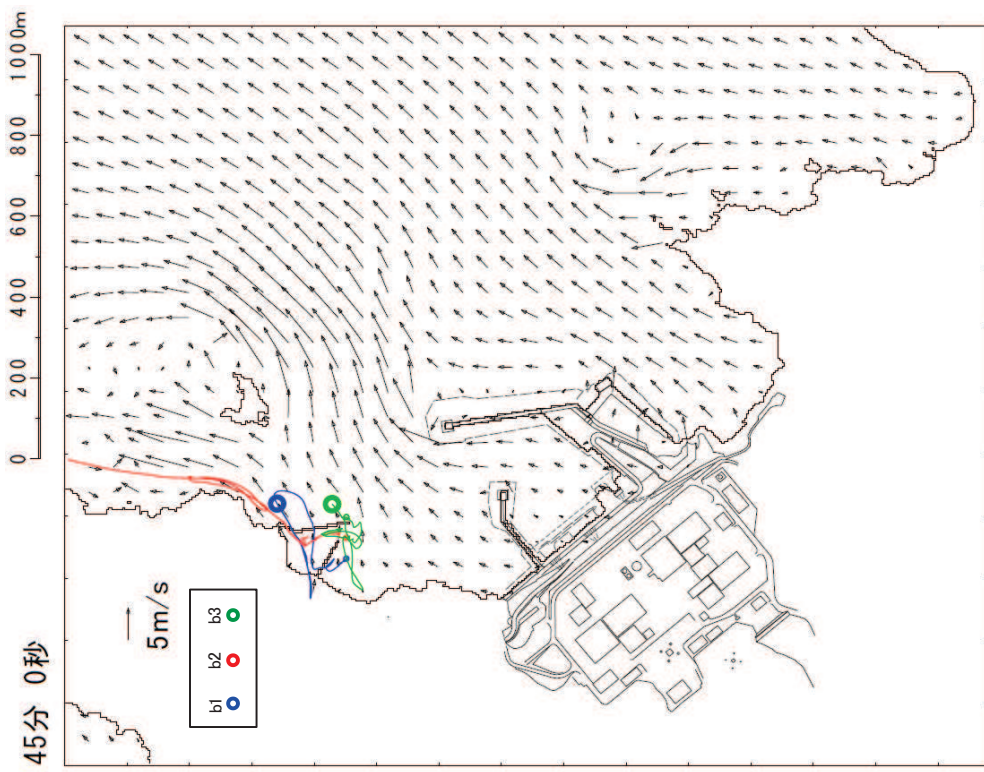
【b2, b3】ほとんど移動しない。



【b1】津波第一波の引き波により大きく敷地から離れる方向に移動する。

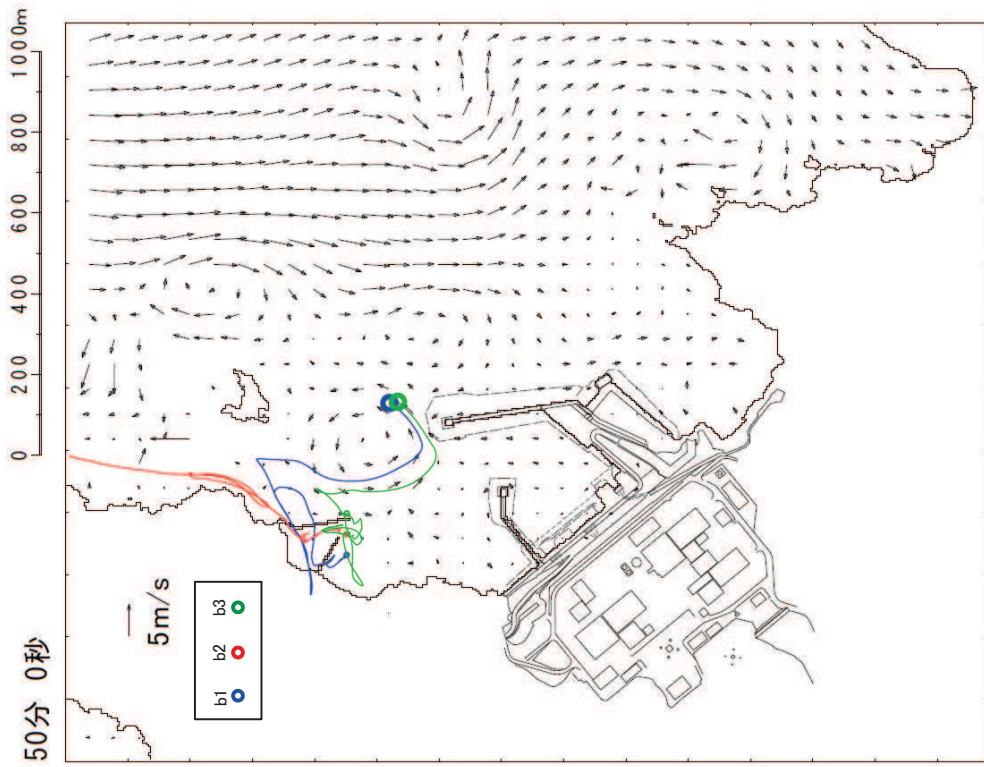
【b2, b3】小屋取漁港近傍でわずかに移動する。

図 2 (9) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（43 分後及び 44 分後）



【b1】表示外に移動し，敷地側には移動してこない。

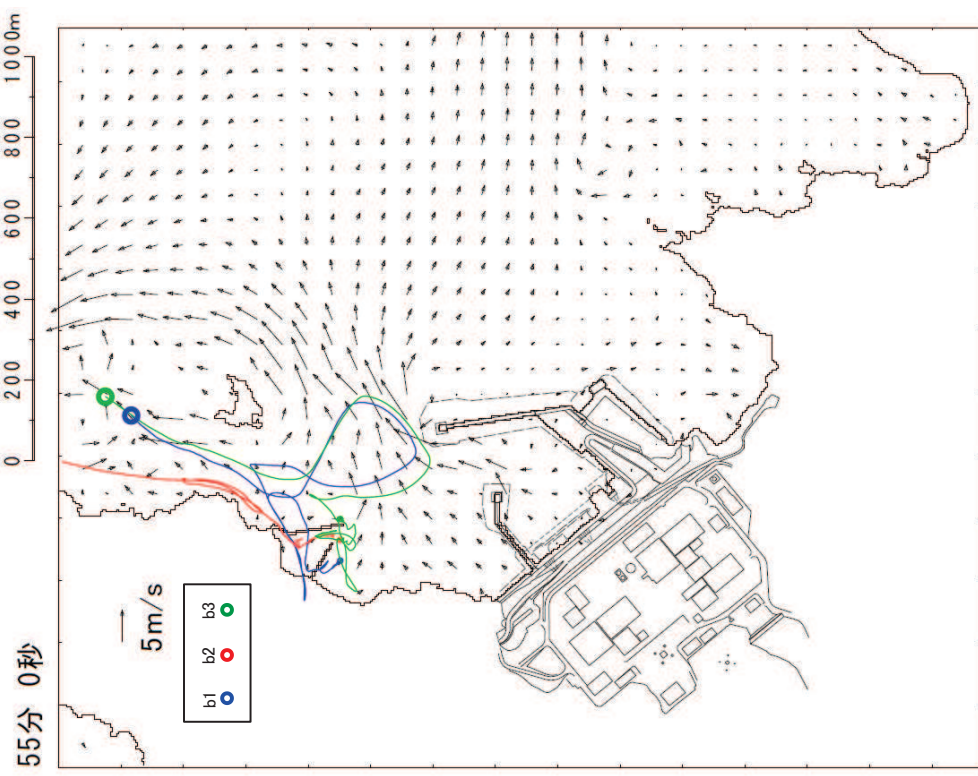
【b2, b3】引き波により北東方向へ移動する。



【b1】表示外で移動し，敷地側には移動してこない。

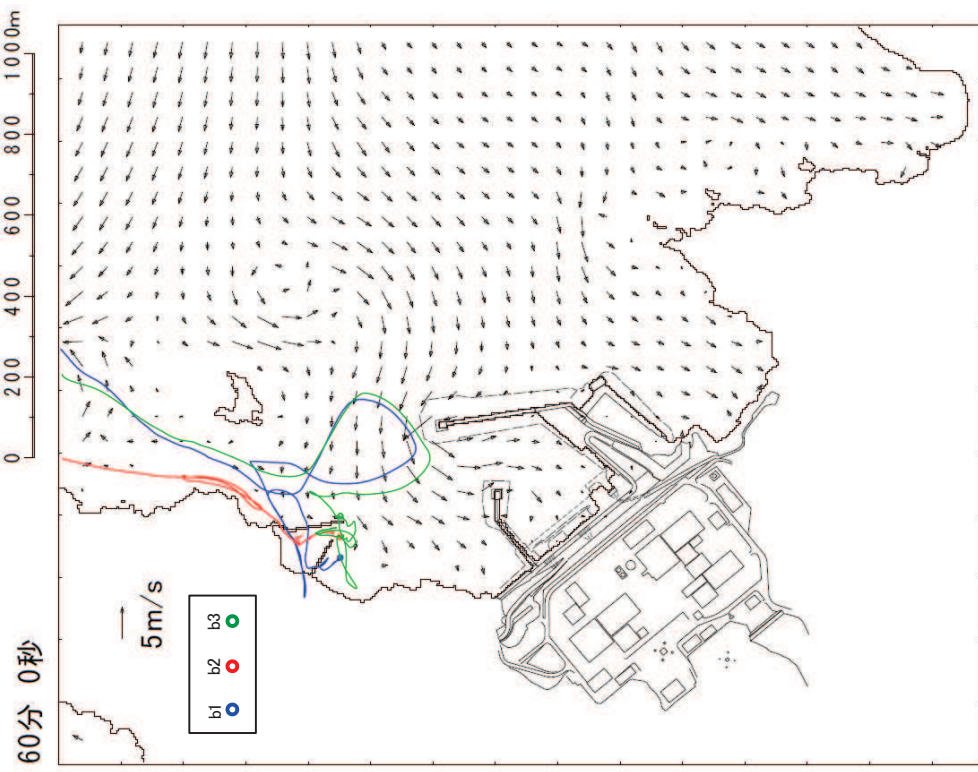
【b2, b3】津波第二波以降の影響により発電所の東防波堤堤頭部付近を移動する。

図2 (10) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（45分後及び50分後）



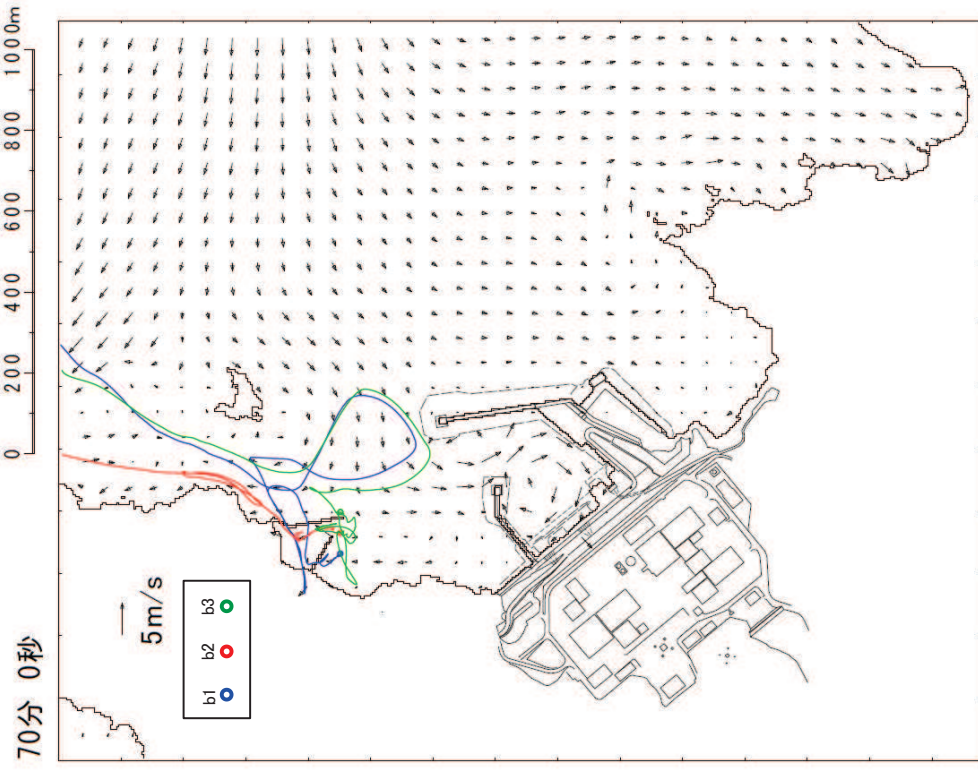
【b1】表示外で移動し，敷地側には移動してこない。

【b2, b3】津波第二波以降の影響により敷地から離れる方向に移動する。

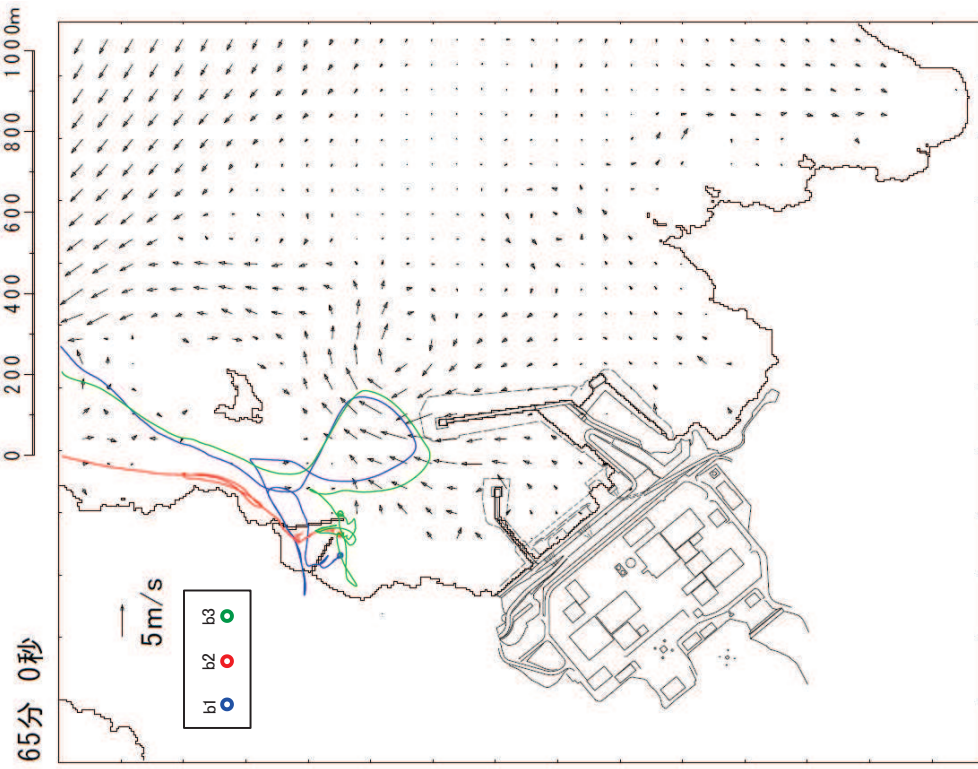


【b1, b2, b3】表示外で移動し，敷地側には移動してこない。

図 2 (11) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（55 分後及び 60 分後）

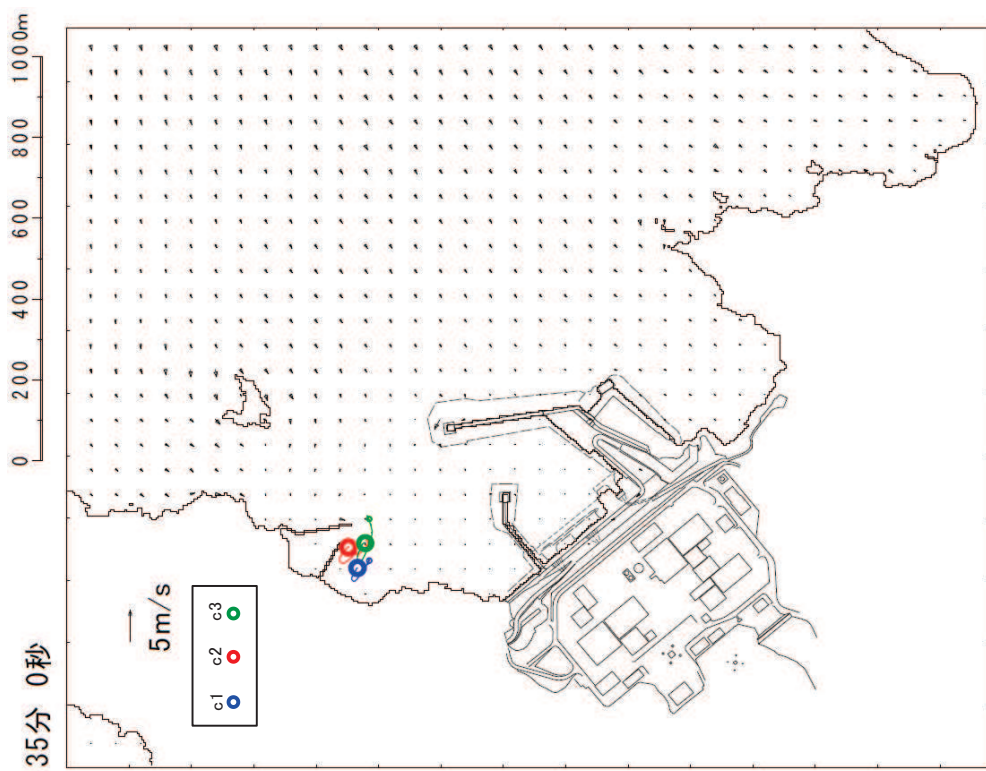


【b1, b2, b3】表示外で移動し，敷地側には移動してこない。

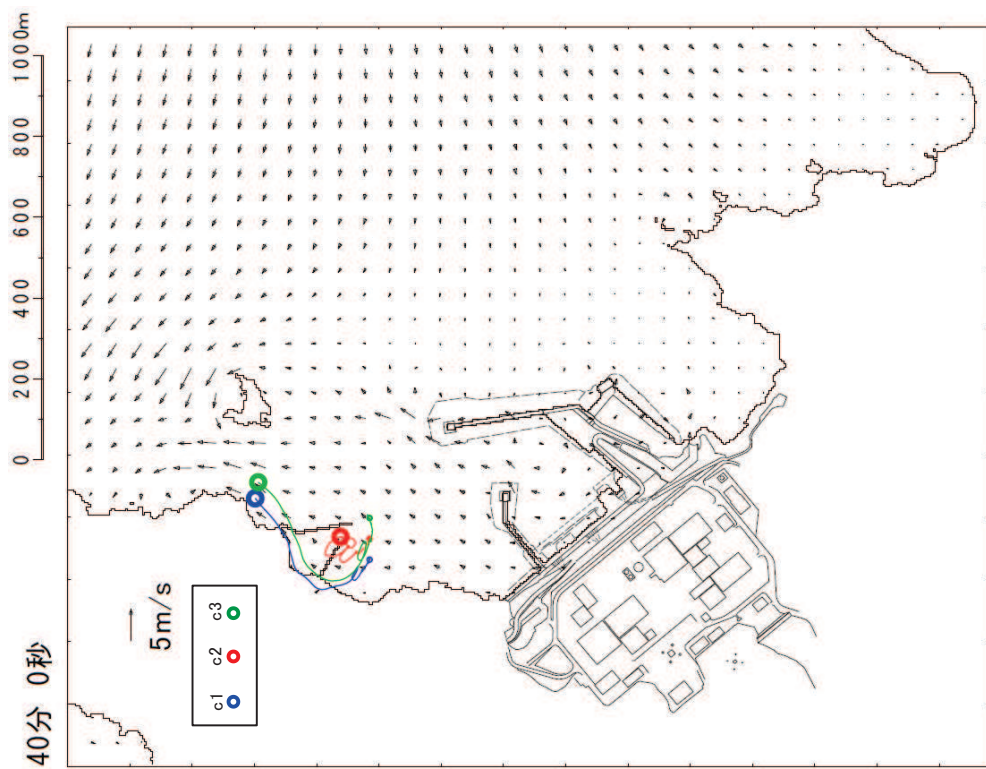


【b1, b2, b3】表示外で移動し，敷地側には移動してこない。

図2 (12) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（65分後及び70分後）



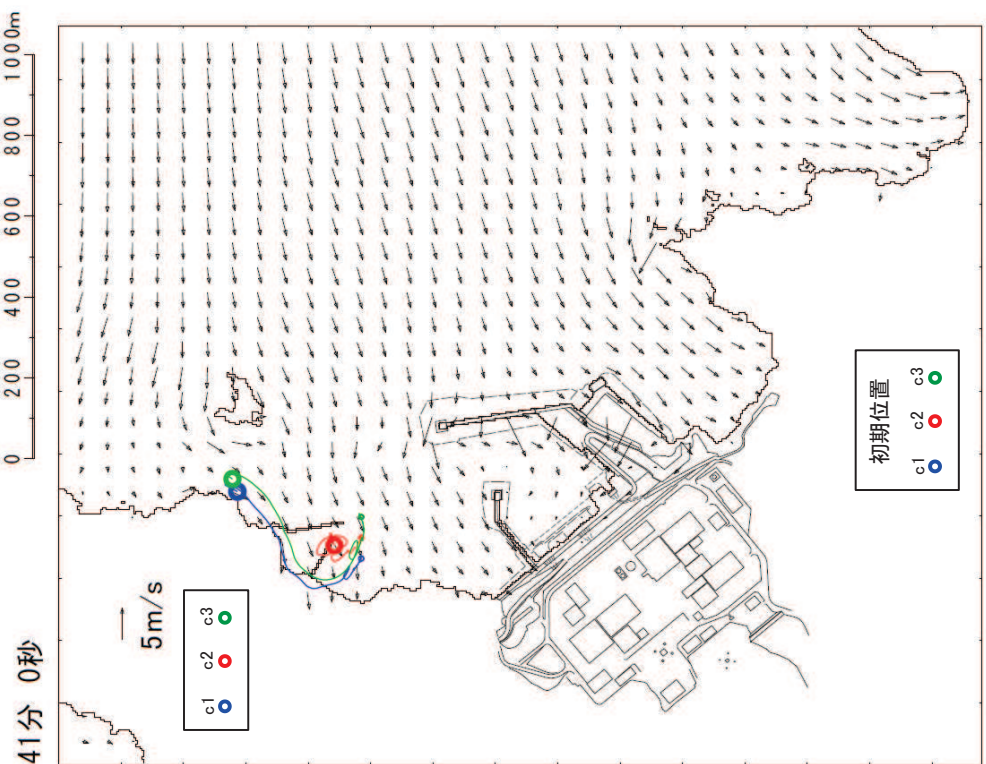
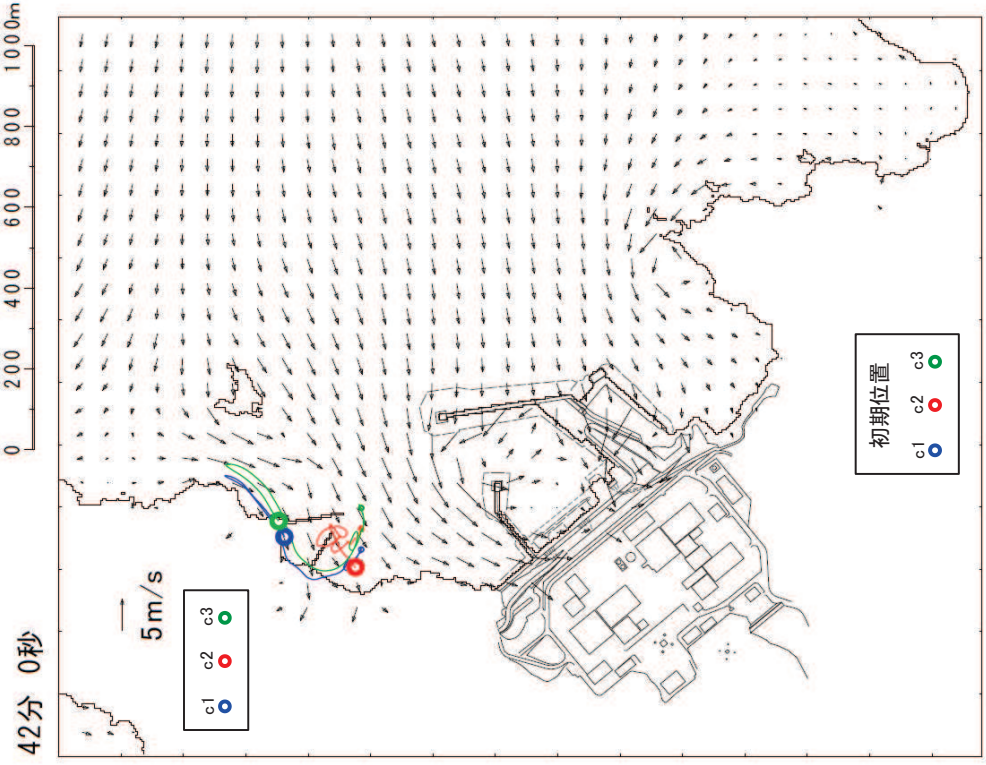
【c1, c2, c3】津波第一波来襲前であり，ほとんど移動しない。



【c1, c3】津波第一波の二段型波形の一時的な引き波で北東側に移動する。

【c2】ほとんど移動しない。

図 2 (13) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（35 分後及び 40 分後）

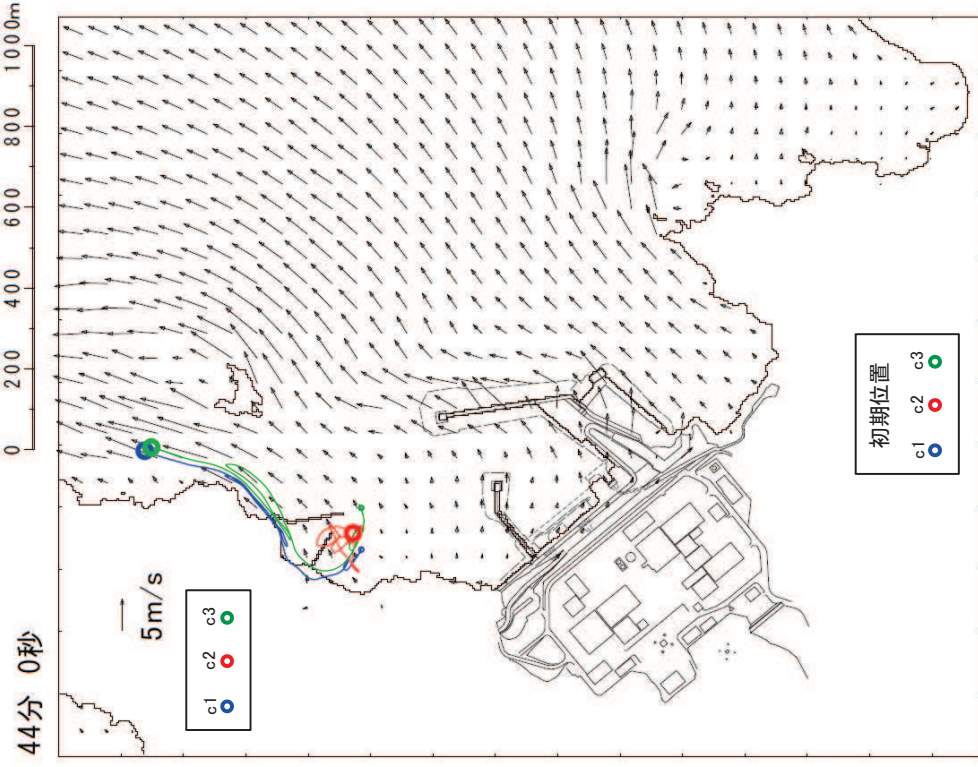
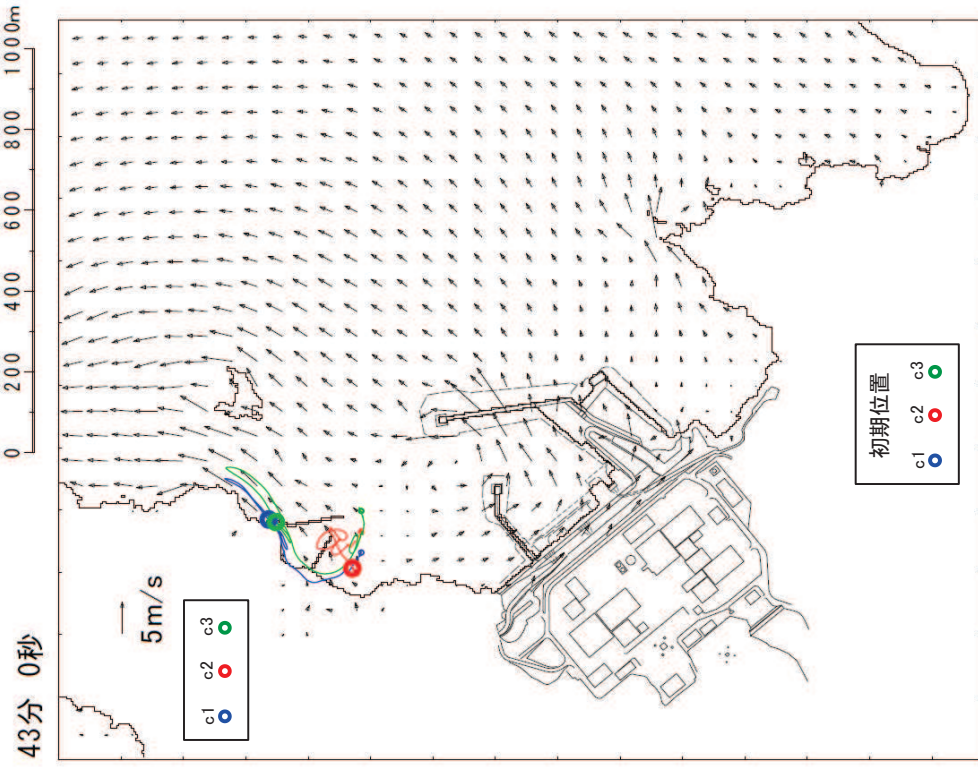


【c1, c2, c3】津波第一波のピーク（最大水位時刻直前）であり、小笠取漁港近傍で南西方向に移動する。

【c1, c3】津波第一波の二段型波形の寄せ波により南西方向に移動し始める。

【c2】ほとんど移動しない。

図2 (14) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（41分後及び42分後）



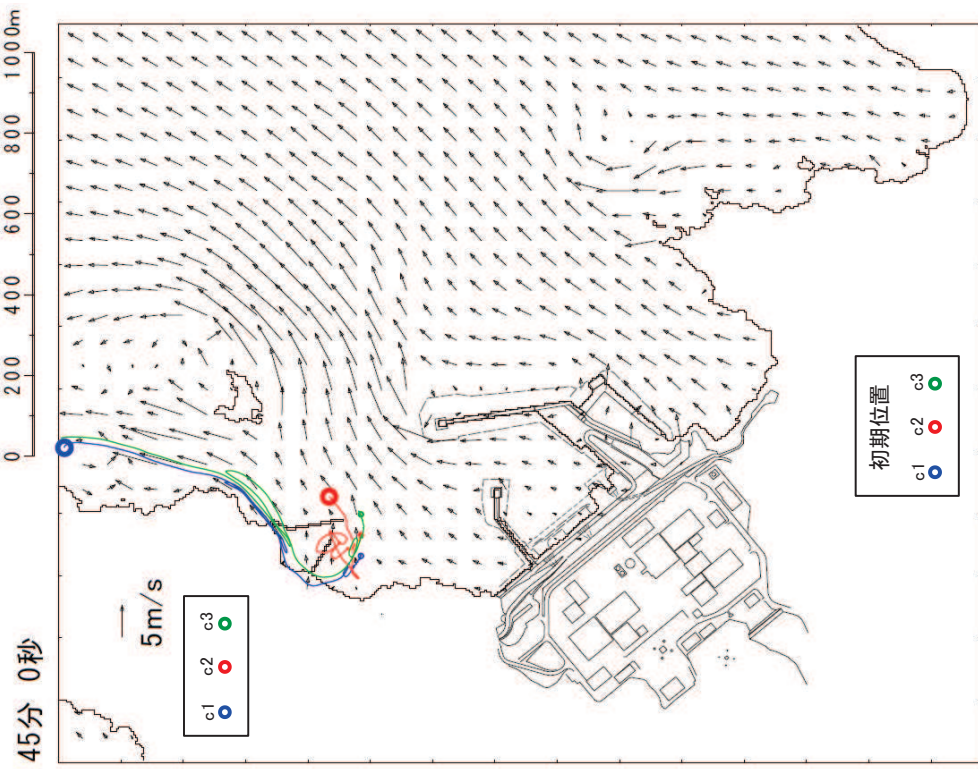
【c1, c3】津波第一波のピークの（最大水位時刻直後）であり，小屋
取漁港近傍でわずかに移動する。

【c1, c3】津波第一波の引き波により大きく敷地から離れる方向
に移動する。

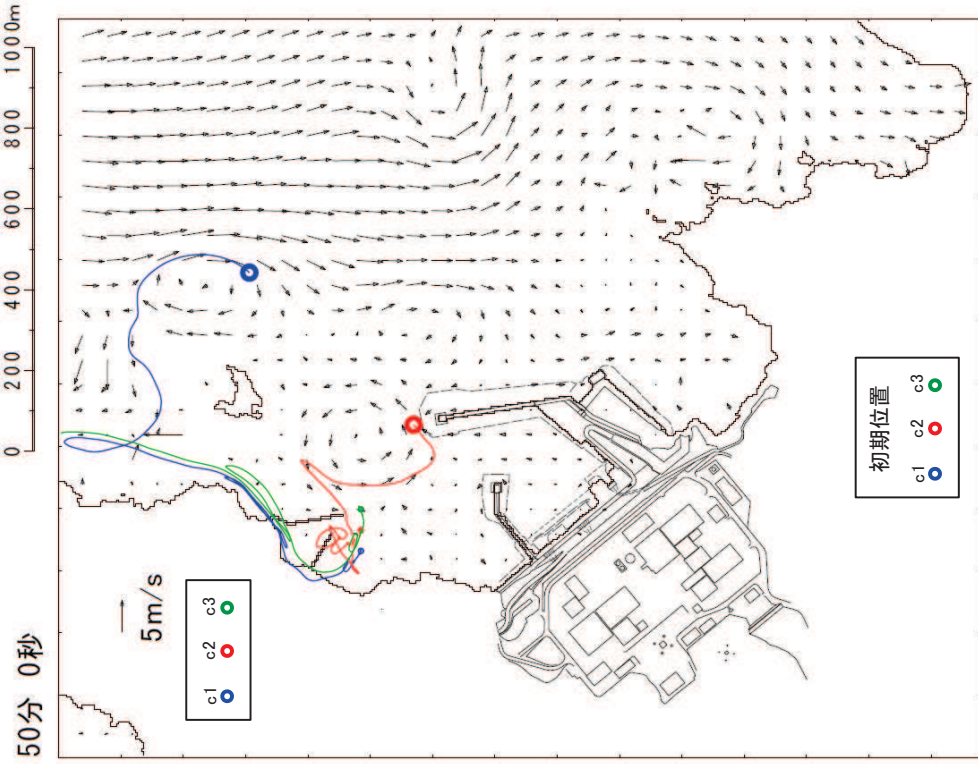
【c2】ほとんど移動しない。

【c2】ほとんど移動しない。

図 2 (15) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（43分後及び44分後）

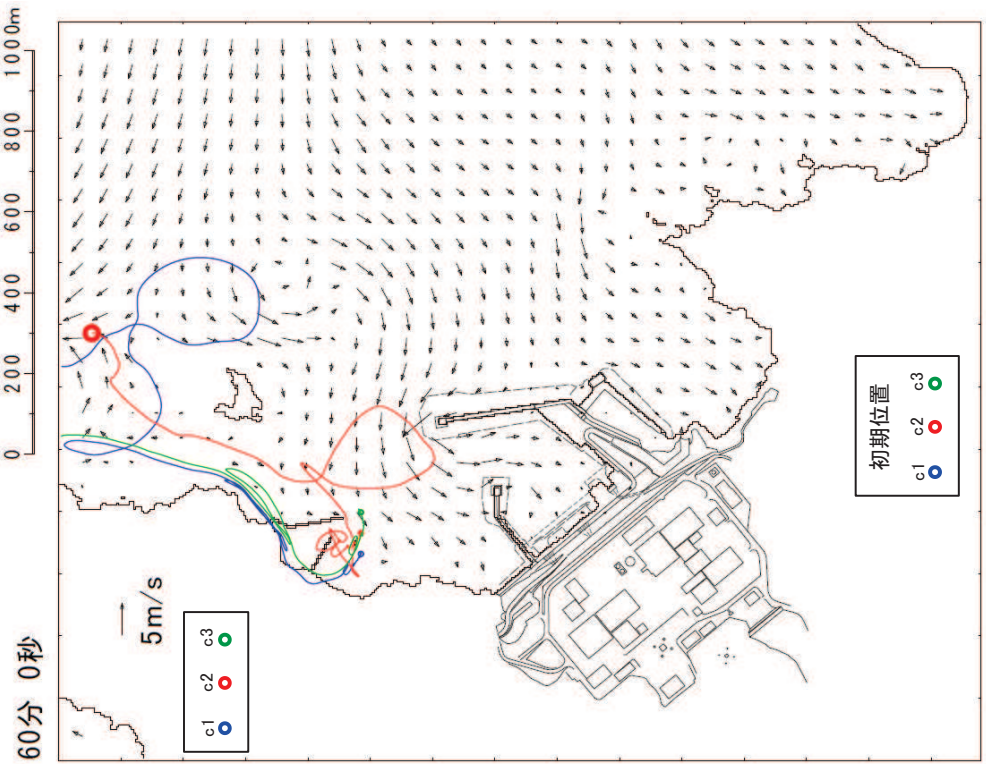
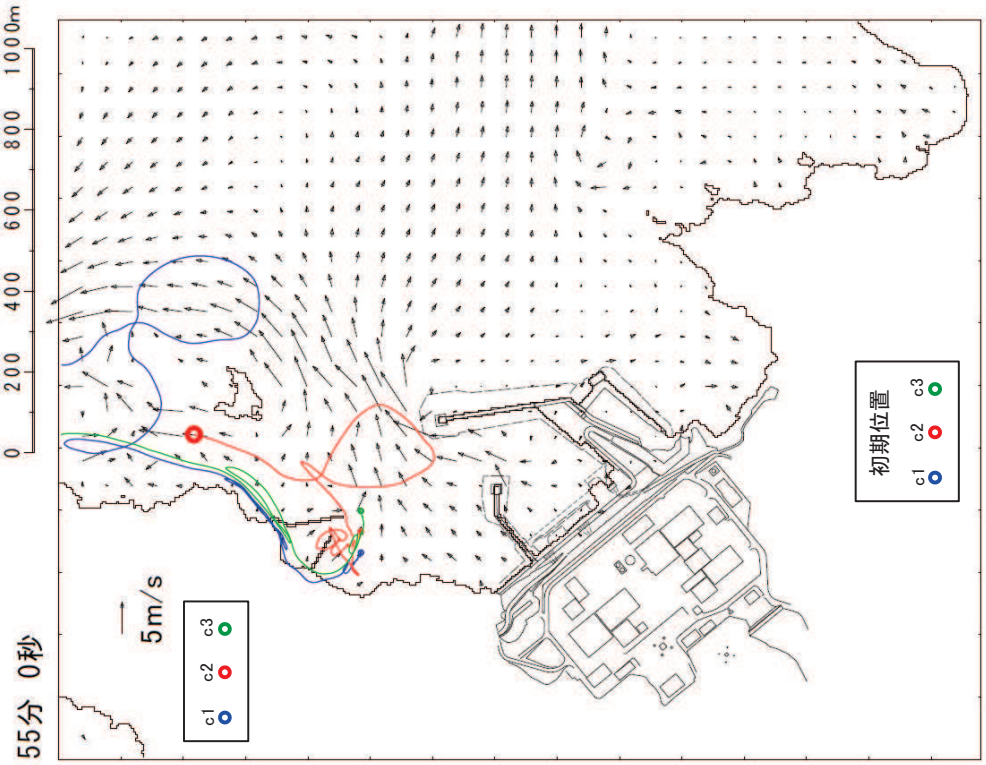


- 【c1】引き波により更に更に敷地から離れる方向に移動する。
- 【c2】小屋取漁港近傍でわずかに移動する。
- 【c3】引き波により表示外へ移動する。



- 【c1】津波第二波以降の影響により沖側で移動する。
- 【c2】津波第二波以降の影響により発電所の東防波堤堤頭部付近を移動する。
- 【c3】表示外で移動し、敷地側には移動してこない。

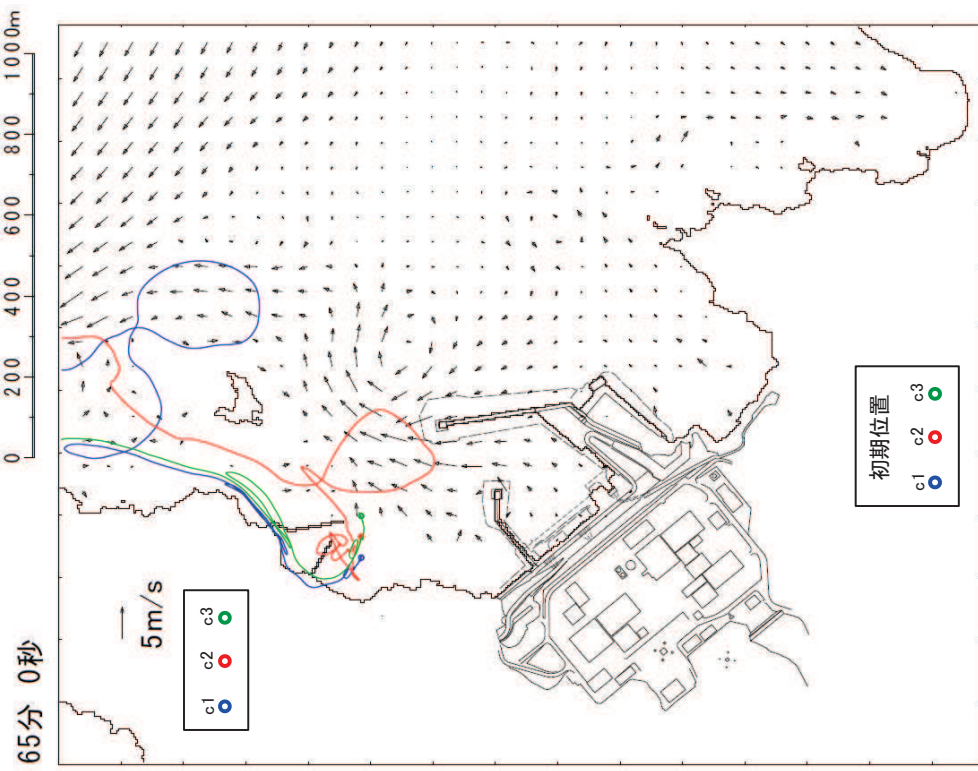
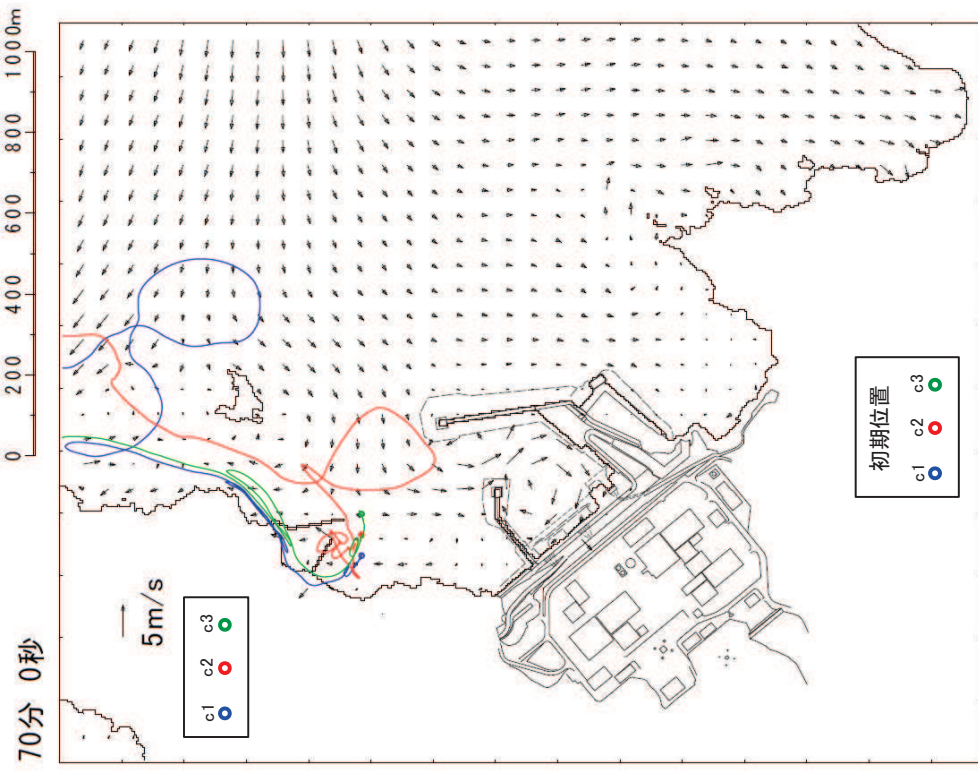
図 2 (16) 「直近海域 (北西部)」内における軌跡解析結果の詳細 (45 分後及び 50 分後)



- 【c1】津波第二波以降の影響により表示外に移動する。
- 【c2】津波第二波以降の影響により敷地から離れる方向に移動する。
- 【c3】表示外で移動し、敷地側には移動してこない。

- 【c1, c3】表示外で移動し、敷地側には移動してこない。
- 【c2】津波第二波以降の影響により更に敷地から離れる方向に移動する。

図 2 (17) 「直近海域 (北西部)」内における軌跡解析結果の詳細 (55 分後及び 60 分後)



【c1, c2, c3】表示外で移動し，敷地側には移動してこない。

図2 (18) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（65分後及び70分後）

(参考3) 滑動により衝突する漂流物の衝突荷重算定

「直近陸域」からの漂流物のうち滑動して衝突する可能性のある車両系重機等は、図1のように屋外排水路逆流防止設備(防潮堤北側)及び防潮堤(盛土堤防)に津波第一波により衝突するか、その後の引き波と寄せ波により貯留堰に衝突することが想定される。

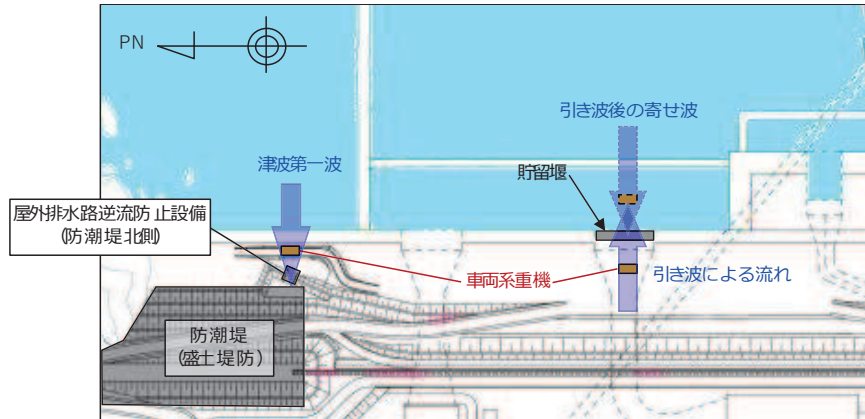


図1 滑動して衝突する可能性のある漂流物の衝突パターン

地上及び海底を滑動するものの衝突荷重算定式は、比較的少ないが、FEMA (2019) によれば、漂流物の衝突に関しては、最新の ASCE (2016) に従うように記載されており、ASCE (2016) では流速 4m/s の条件下で石材・コンクリート殻 (2270kg) が海底を滑動する際の衝突荷重が以下のとおり示されている。

$$F_i = 36 \times I_{tsu} = 36 \times 1.25 = 45 \text{ (kN)}$$

ここで、 F_i : 設計衝突力、 I_{tsu} : 重要度係数

そのため、滑動により衝突する漂流物の衝突荷重については、ASCE (2016) で示されている衝突荷重を参考に、以下のとおり算定した。なお、重要度係数 I_{tsu} は、津波のリスク分類に応じて 1.0~1.25 が適用されるため、本検討においても $I_{tsu} = 1.25$ とした。

車両系重機 (41.2t) が地上又は海底を滑動した場合の衝突荷重を算定すると、下記のとおりとなり、FEMA (2012) より算定した巡視点検用車両 (2.15t) の衝突荷重 (1855kN) よりも小さくなることを確認した。

$$F_i = 36 \times 1.25 \times (13/4) \times (41200/2270)^{0.5} = 624 \text{ (kN)}$$

(流速 : 13m/s, 衝突物重量 : 41.2t)

車両の有効軸剛性は石材・コンクリート殻が塊として有する剛性に比べて小さいと想定される。したがって、車両の有効軸剛性を精緻に考慮して衝突荷重を算定すると、上記で算定したものより小さくなるものと考えられる。

なお、その他滑動状態で衝突する可能性があるものとして、角落し (約 7t) やキュービ

クル類（約 8t）が挙げられるが、それらの重量は車両系重機よりも十分に小さいことを確認している。

(参考4) 既往文献の鋼製船舶の軸剛性と土木学会（1994）の方法を用いた場合の比較

「甲斐田・木原（2017）」では既往の文献（有田（1988））を整理し、総トン数400～4000tの鋼製の大型船舶の船首方向の軸剛性を示している。ここでは、これらの鋼製の大型船舶の軸剛性を土木学会（1994）の方法を用いて算出し、「甲斐田・木原（2017）」の軸剛性と比較する。

その結果を表1に示す。土木学会（1994）の方法から算出した軸剛性と「甲斐田・木原（2017）」の軸剛性とは、おおむね同じような値であることを確認した。また、土木学会（1994）の方法から算出した軸剛性の方が大きくなる傾向があることを確認した。

表 1 「甲斐田・木原 (2017)」と土木学会 (1994) の方法を用いた場合の軸剛性 (鋼製船舶) の比較

項目	500G.T.船	1000G.T.船	2000G.T.船	4000G.T.船
総トン数	500(t)	1000(t)	2000(t)	4000(t)
船舶の長さ L	50(m)	63(m)	80(m)	100(m)
船の深さ D	$0.08 \times 50 = 4.0$ (m)	$0.08 \times 63 = 5.04$ (m)	$0.08 \times 80 = 6.4$ (m)	$0.08 \times 100 = 8$ (m)
船側外板厚 t	$0.82 \times 50^{0.5} + 2.5 = 8.3$ (mm)	$0.82 \times 63^{0.5} + 2.5 = 9.009$ (mm)	$0.82 \times 80^{0.5} + 2.5 = 9.834$ (mm)	$0.82 \times 100^{0.5} + 2.5 = 10.7$ (mm)
横肋骨心距 a	$450 + 2 \times 50 = 550$ (mm)	$450 + 2 \times 63 = 576$ (mm)	$450 + 2 \times 80 = 610$ (mm)	$450 + 2 \times 100 = 650$ (mm)
縦肋骨心距 b	$550 + 2 \times 50 = 650$ (mm)	$550 + 2 \times 63 = 676$ (mm)	$550 + 2 \times 80 = 710$ (mm)	$550 + 2 \times 100 = 750$ (mm)
船首角度* 2θ	70°	70°	70°	70°
船首傾斜部の長さ L_{sf}	$0.25 \times (0.08 \times 50) = 1.0$ (m)	$0.25 \times (0.08 \times 63) = 1.26$ (m)	$0.25 \times (0.08 \times 80) = 1.6$ (m)	$0.25 \times (0.08 \times 100) = 2.0$ (m)
ヤング率 E (曲げ弾性率)	2.1×10^7 (tf/m ²)	2.1×10^7 (tf/m ²)	2.1×10^7 (tf/m ²)	2.1×10^7 (tf/m ²)
ポアソン比 ν	0.3	0.3	0.3	0.3
圧壊荷重 P_c	6785(kN)	7900(kN)	11747(kN)	17547(kN)
有効軸剛性 k_c	6.79×10^6 (N/m)	8.01×10^6 (N/m)	9.42×10^6 (N/m)	1.09×10^7 (N/m)
「甲斐田・木原(2017)」 で示されている 有効軸剛性	5.1×10^6 (N/m)	6.4×10^6 (N/m)	8.2×10^6 (N/m)	1.1×10^7 (N/m)

注記* : 船首角度は不明であったため, 土木学会 (1994) で示されている最大と最小の値を用いてそれぞれの軸剛性を算出した。

(参考5)「土木学会(1994)」で示されている計算例

「土木学会(1994)」で示されている船首強度(圧壊荷重)の計算例を図1に示す。

(2) 船首強度の計算

船首強度は船首の座屈強度から求める。船首部側板の座屈強度は、板厚や側板各辺長さなどの関係式として次式のように表わせる。

$$\sigma_c = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \leq \sigma_y \quad (3.2)$$

船首の形状寸法など諸値を乗じると、船首強度すなわち圧壊荷重は次式で表わせる。

$$P_c = 2 D t \cos\theta \sigma_c \quad (3.3)$$

ここで式の記号は以下のとおりである。

- k : 座屈係数 $= \left(\frac{b}{a} + \frac{a}{b}\right)^2$
- E : ヤング率 $= 2.1 \times 10^7 \text{ tf/m}^2$
- ν : ポアソン比 $= 0.3$
- σ_y : 鋼材の降伏点応力 $2,400 \text{ kgf/cm}^2$

上2式をもとに、船首部側板の座屈強度を算出する。200 G.T, 300 G.T および 500 G.T の船舶の船首部諸元を表3.2のように設定する。

ここで横肋骨心距 a は、

$$a = 450 + 2L \quad (3.4a)$$

縦肋骨心距 b は、

$$b = 550 + 2L \quad (3.4b)$$

また、図3.5に示す船首角度を $2\theta = 35^\circ$ 、船首傾斜部の長さを $L_{sf} = 0.25D$ とする。船首強度の計算結果を表3.3に示す。

表 3.2 船首部諸元

グレート	G.T	L (m)	L_{coll} (m)	D (m)	a (mm)	b (mm)	L_{sf} (m)
A	200	36.84	3.68	2.95	520	620	0.74
B	300	42.17	4.22	3.37	530	630	0.84
C	500	50.00	5.00	4.40	550	650	1.00

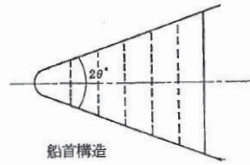


表 3.1 船首部の標準寸法値

構造寸法	記号	標準寸法	単位
船の深さ	D	$0.08L$	m
船体外板厚	t	$0.82\sqrt{L+2.5}$	mm
フレーム間隔	S	610	mm
船首隔壁位置	L_{coll}	$0.1L$	m
縦透材間隔	b	$3S$	mm
船首部傾斜幅	L_{sf}	$0.25D$	m
船首部先端角度	2θ	$35 \sim 70$	度
船体幅	B	$L/10 + 3.81$	m

表 3.3 船首圧壊強度

L(m)	a(mm)	b(mm)	t(mm)	k	σ_{cr} (kgf/cm ²)	D(m)	P_c (tf)
36.84	520	620	6	4.08	725	2.95	245
42.17	530	630	6.5	4.12	832	3.37	348
50.00	550	650	7	4.12	907	4.00	484

表3.3からa及びbを算出する際に用いるLはメートル単位での数値を用いている。また、板厚tは表3.1で示されている式から算出される値よりも小さい(Lで算出されていると考えられる)。

図1 「土木学会(1994)」で示されている計算例(「土木学会(1994)」に一部加筆)

(参考6) 総トン数5tの漁船の長さに関する保守性について

「漁港・漁場の施設の設計参考図書（水産庁，2015年）」では，総トン数5tの漁船の長さは11.0mとの記載がある（図1の赤実線）。

総トン数5tの漁船の長さを示す他の文献が確認できなかったため，「強化プラスチック船規則解説（日本海事協会会誌，1978年）」の供試船一覧表で記載されている船舶の中から11.0mに最も近い12.8mの長さを，保守性を考慮する際に用いることとする（図2の赤実線）。

船舶の長さ12.8mは「漁港・漁場の施設の設計参考図書（水産庁，2015年）」では，総トン数10tの漁船の長さ（13.0m）にほぼ等しい長さ（図1の赤点線）であり，総トン数5tの船舶に対して12.8mの長さを用いることは保守的になっている。

船型 (G.T.)	船の長さ (L)	船の幅 (B)	喫水	
			最大 (dmax)	最小 (dmin)
1	7.0m	1.8m	1.0m	—m
2	8.0	2.2	1.2	—
3	9.0	2.4	1.4	—
4	10.0	2.6	1.6	—
5	11.0	2.8	1.8	—
10	13.0	3.5	2.0	1.9

図1 漁船の諸元（「漁港・漁場の施設の設計参考図書（水産庁，2015年）」に一部加筆）

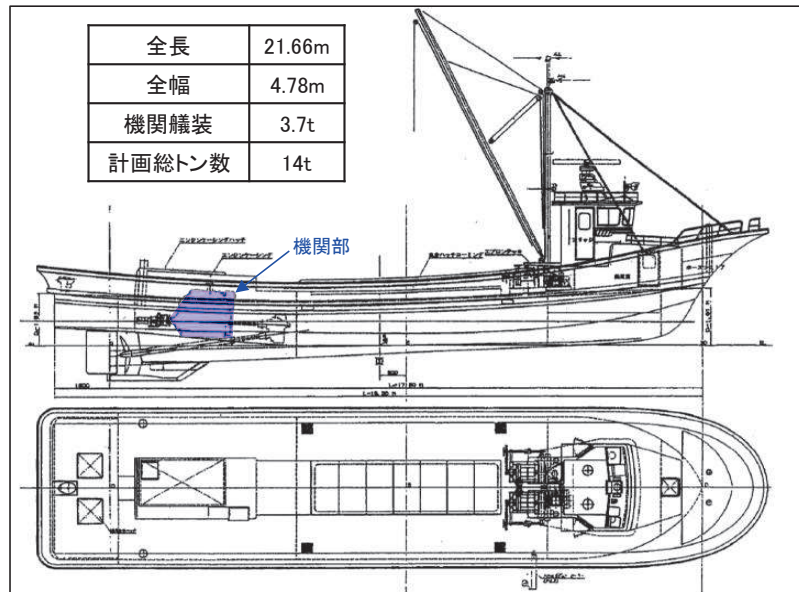
船名	L (m)	B (m)	D (m)	d (m)	C _b	V (kt)
A	23.8	4.35	2.20	1.87	0.70	10.5
B	26.0	5.60	2.30	1.96	0.71	10.5
C	16.3	3.60	1.40	1.30	0.61	10.0
D	21.5	5.10	2.10	2.05	0.66	11.0
E	26.4	5.46	2.48	2.40	0.67	11.0
F	24.4	5.43	2.34	2.02	0.69	11.0
G	26.5	5.53	2.50	2.17	0.77	11.0
H	22.2	5.23	2.14	1.87	0.64	11.0
I	17.0	3.70	1.40	1.01	0.65	11.5
J	12.8	3.30	1.01	0.52	0.55	17.5
K	24.0	5.35	2.30	2.00	0.66	10.0
L	15.4	3.90	1.55	0.74	0.63	27.0
M	20.1	5.30	2.30	1.08	0.40	24.0
N	14.5	4.03	1.45	1.08	0.53	13.5
O	13.5	3.00	1.08	0.81	0.69	11.0
P	16.0	3.95	1.57	1.30	0.70	11.0

図2 供試船一覧表

（「強化プラスチック船規則解説（日本海事協会会誌，1978年）」に一部加筆）

(参考7) 衝突解析に用いる FRP 製船舶のモデル化

衝突解析に用いる FRP 製船舶のモデルは、「海技研報告 (平成 15 年)」で示される総トン数 14t の FRP 船を基に、総トン数 5t の FRP 船の大きさに案分し、図 1 及び図 2 のようにシエルの要素でモデル化した。また、船舶の板厚及び質量の設定を表 1 に示す。



「海技研報告 (平成 15 年)」に一部加筆

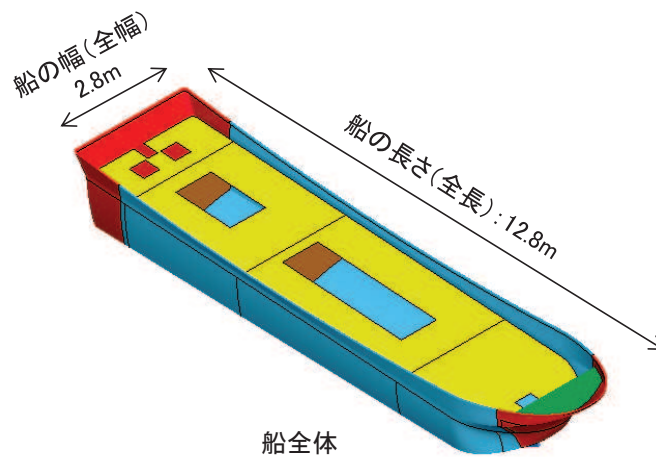


図 1 衝突解析に用いる FRP 製船舶のモデル

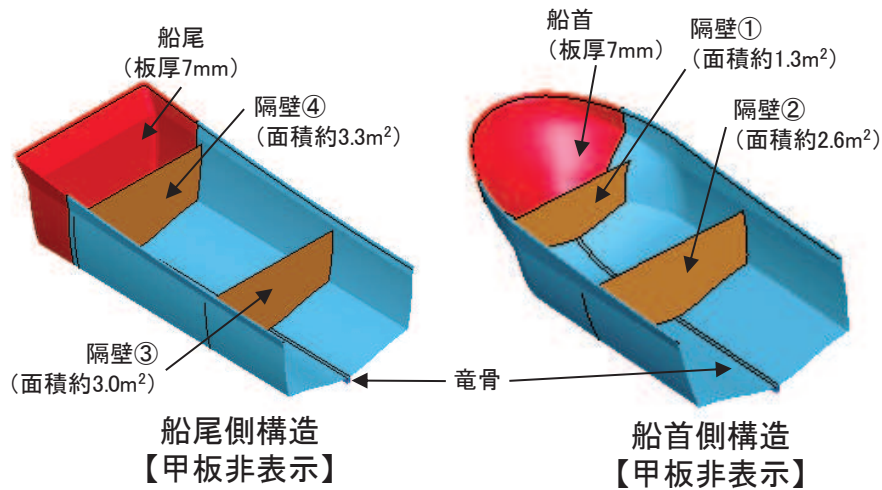
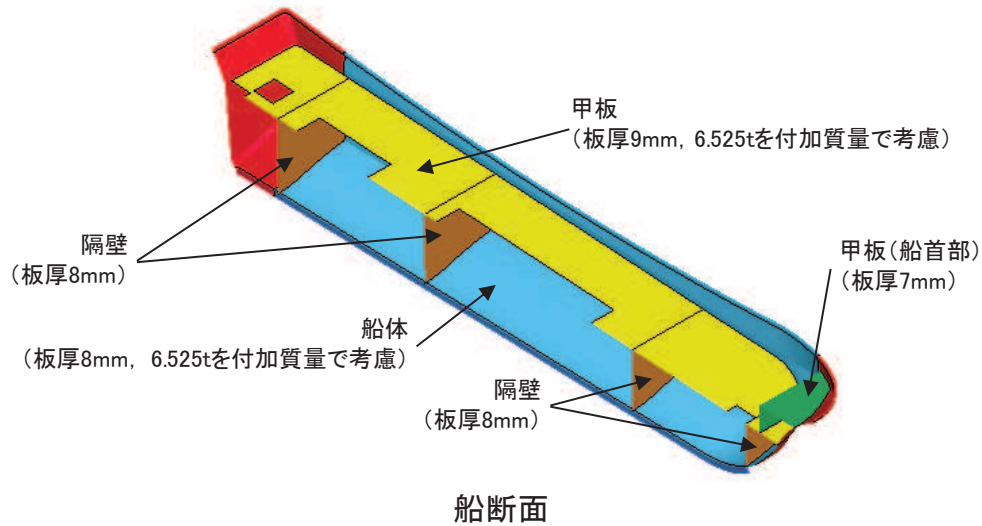


図2 衝突解析に用いるFRP製船舶のモデル詳細

表1 板厚及び質量の設定

船舶の板厚	船首の板厚は表4.3-11及び表4.3-15の条件(5.89mm, 5.22mm, 5.434mm)を基に、縦・横肋骨のモデル簡略化の観点から船首部の板厚を厚くすることで考慮し、7mmとする。船尾も同様に7mmとする。 また、「強化プラスチック船規則(日本海事協会, 2018年)」では船首及び船尾について中央部の板厚の0.85倍とする記載があることを踏まえ、船首及び船尾以外の船体(隔壁を含む)の板厚は8mmに設定する。なお、甲板は各種艀装及び貨物が載ることを踏まえ9mmとする。
質量	15t【総トン数5t×3=15】 〔「漁港・漁場の施設の設計参考図書(水産庁, 2015年)」より、総トン数の3倍の重量として考慮〕 船殻(船首, 船尾, 船体及び甲板)の質量は約1.95tであるため、残りの13.05tを船体及び甲板に付加質量として考慮する。

(参考8) 衝突形態の影響確認として実施した衝突解析結果の詳細

1. 船首衝突 (ケース①)

船首から衝突する際は、衝突直後から衝突速度が下がり、約 0.7 秒後には衝突速度がゼロとなる。

力積については、約 214 (kN・s) であり、後述の船尾衝突 (ケース②) の約 211 (kN・s) と同等であることが分かった。

また、衝突荷重としては、船首から破壊が生じて荷重が大きくなり、約 500kN の衝突荷重が作用している。最大荷重としては瞬間的に約 600kN (約 0.17 秒後) が作用しているが、これは隔壁が衝突した瞬間の荷重であり、約 460kN/m² (隔壁の面積約 1.3m²) の分布荷重が作用している状況である。

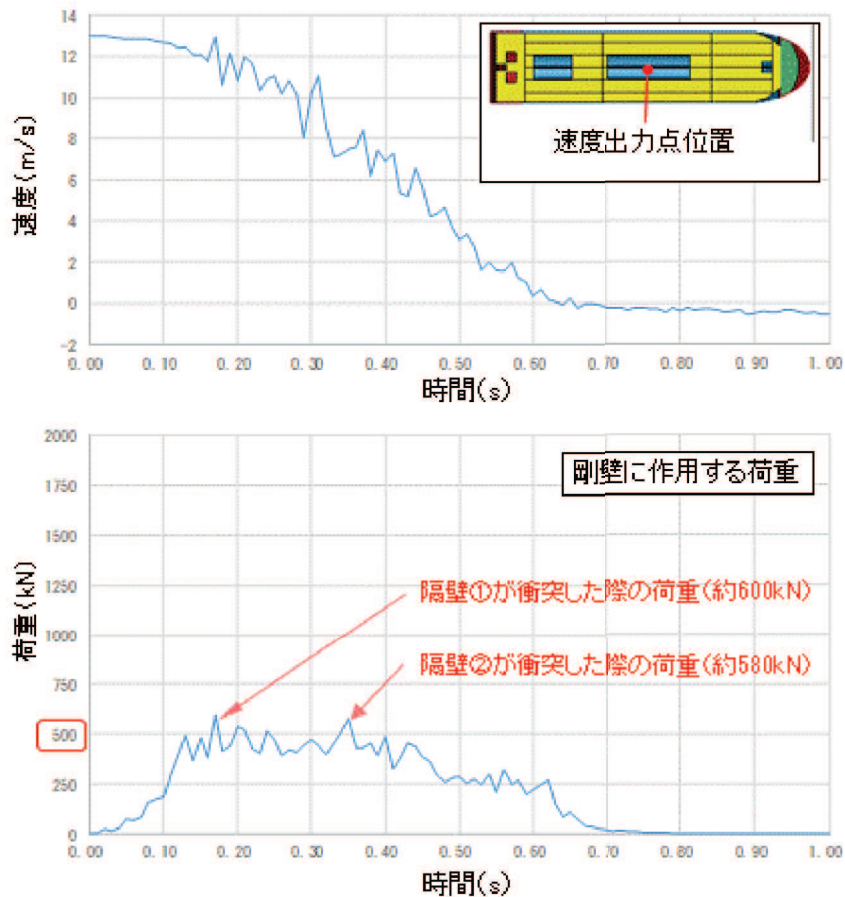


図1 船首衝突 (ケース①) の解析結果 (上段：速度時刻歴，下段：荷重時刻歴)

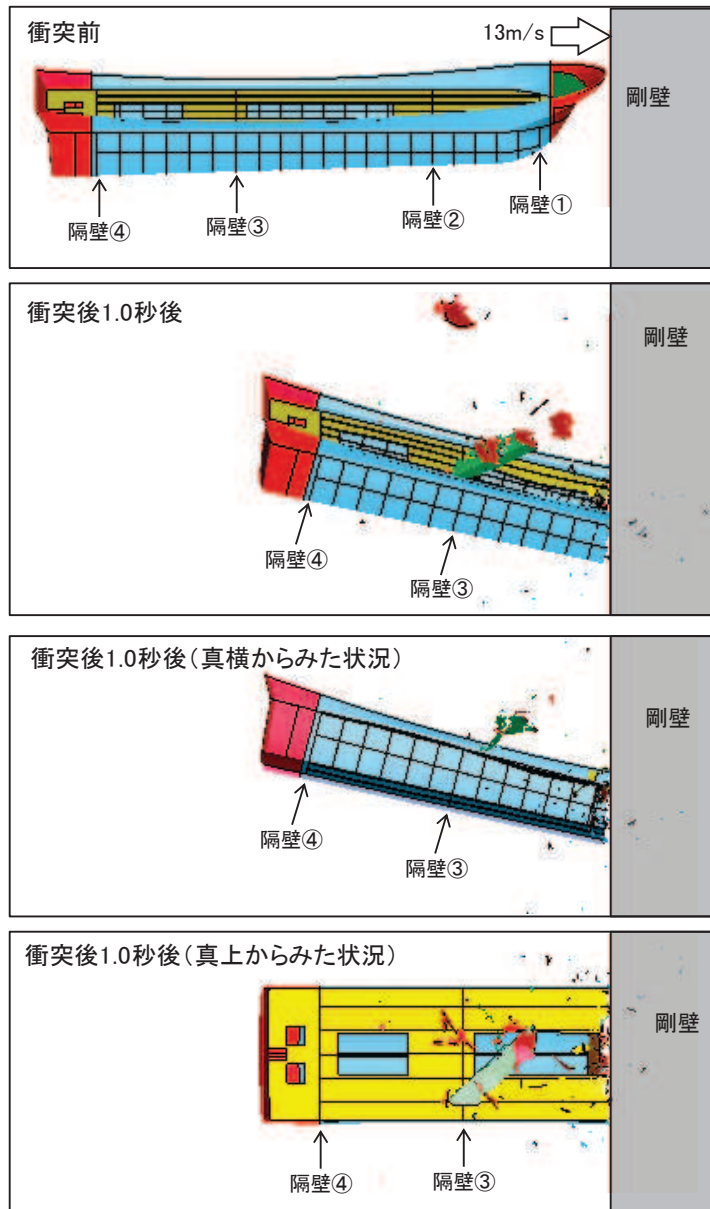


図2 船首衝突（ケース①）の解析結果（衝突状況）

2. 船尾衝突（ケース②）

船尾から衝突する際は、衝突直後から衝突速度が下がり、約 0.6 秒後には衝突速度がゼロとなる。

力積については、約 211 (kN・s) であり、前述の船首衝突（ケース①）の約 214 (kN・s) と同等であることが分かった。

また、衝突荷重としては、衝突直後から荷重が大きくなり、約 500kN の衝突荷重が作用している。最大荷重としては瞬間的に約 670kN (約 0.12 秒後) が作用しているが、これは隔壁が衝突した瞬間の荷重であり、約 210kN/m² (隔壁の面積約 3.3m²) の分布荷重が作用している状況である。

なお、前述の船首衝突（ケース①）と衝突荷重が同等となったことについては、検討対象の漂流物が 15t と非常に重いこと、衝突速度が 13m/s と速いことから、衝突エネルギーが大きく、船首及び船尾のどちらから衝突したとしても、船体部分まで破壊が生じていることがその要因である。

なお、船尾から衝突した場合に、船体の破壊が進展して機関部（エンジン等）まで衝突する可能性があるため、機関部の衝突影響について検討した。「海技研報告」の総トン数 14t の船舶の機関艙装は 3.7t であることから、評価対象である総トン数 5t に案分して 1.33t と考え、機関部がすべて剛性の高い鋼材で構成されていると仮定すると、機関部の衝突は車両の衝突に置き換えることが可能である。車両の衝突荷重に関しては、2.15t の車両を FEMA により評価 (1855kN) しており、機関部の質量 (1.33t) はこの質量 (2.15t) 以下であること、図 4 のとおり機関部の衝突速度は 13m/s よりも低いことから、車両の衝突荷重に包絡されることを確認した。

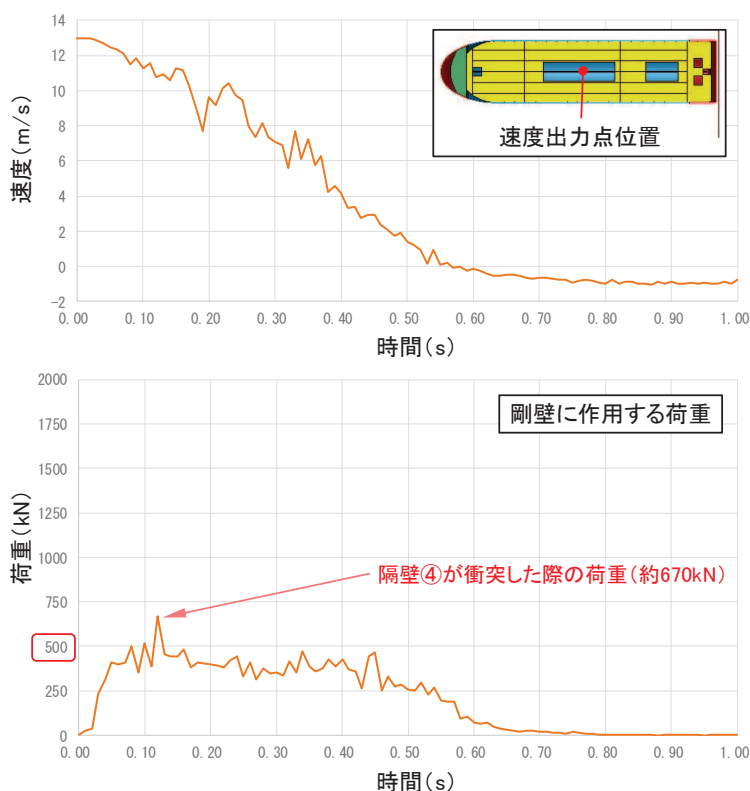


図3 船尾衝突（ケース②）の解析結果（上段：速度時刻歴，下段：荷重時刻歴）

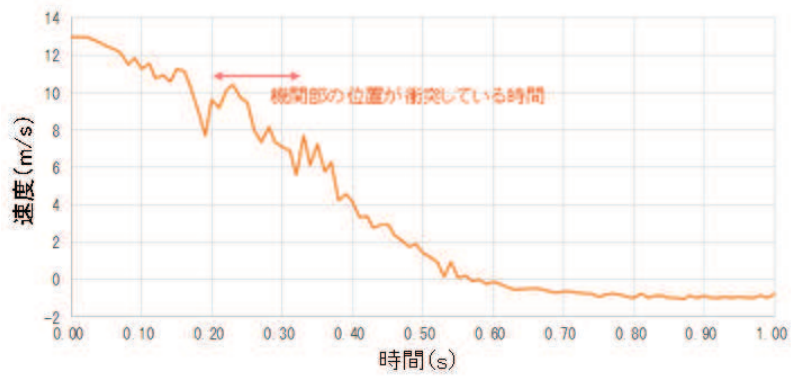
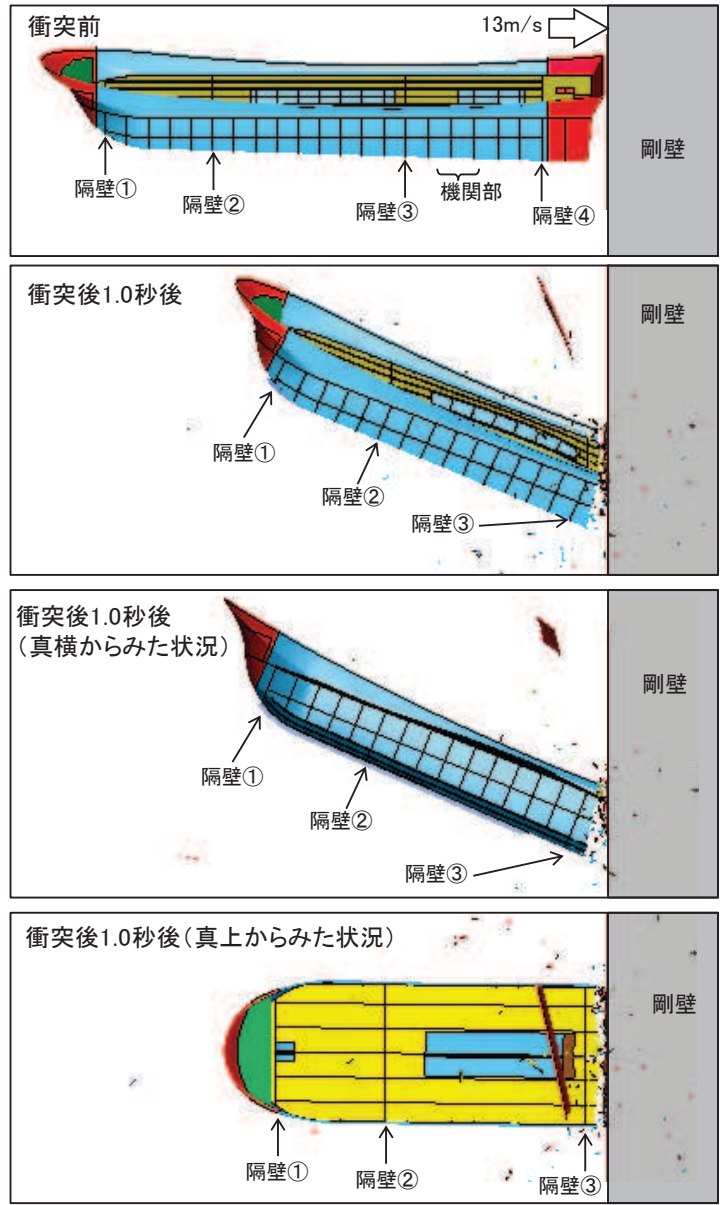


図4 船尾衝突 (ケース②) の解析結果 (衝突状況)

3. 真横衝突（ケース③）

真横から衝突する際は、衝突直後から衝突速度が下がり、約 0.3 秒後以降では衝突速度はゼロに近づくが、回転（剛壁の水平方向を軸とする回転）の影響により衝突速度はゼロにならない。

また、真横からの衝突では、船舶の長さ (12.8m) 全体で剛壁へ作用する状況であり、おおよそ船舶の長さの分布荷重となっていることが分かった。防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼管杭 1 本が受け持つ幅は 4m であることから、真横から衝突する場合には鋼管杭 3 本以上で衝突荷重を分担することになる。そのため、鋼管杭 1 本が受け持つ荷重を確認する必要があることから、図 5 のように剛壁を 1m の幅で分割し、鋼管杭 1 本が受け持つ荷重について整理した。なお、鋼管杭が受け持つ荷重については、図 5 のように 2 パターンの取り方を考え、それぞれ確認した。

衝突荷重は、パターン A とパターン B とともに、船体側面が衝突する 0.03 秒前後で瞬間的に 650～1100 (kN) の衝突荷重が作用しているが、この荷重は他の衝突形態で生じる荷重に比べて極めて作用時間が短い現象である。また、荷重作用時間も 0.2 秒程度であり、他の衝突形態に比べて半分以下である。

また、力積については、パターン A では約 82 (kN・s) が最大で、パターン B では約 76 (kN・s) が最大であるが、船首衝突（ケース①）又は船尾衝突（ケース②）の力積に比べて小さく、半分以下となっていることが分かった。なお、パターン A とパターン B とともに、最大荷重となる範囲と力積が最大となる範囲は異なり、力積が最大となる約 82kN・s の最大荷重は約 900kN である。

なお、1m の幅で分割した剛壁 ((a)～(m)) にそれぞれ作用する荷重を図 8 に示す。図 8 から、(c)～(l) の範囲で約 250 (kN) 程度の荷重が作用しており、船舶の側面が衝突した際に、10m の幅の剛壁に均等に荷重が作用していることを確認した。

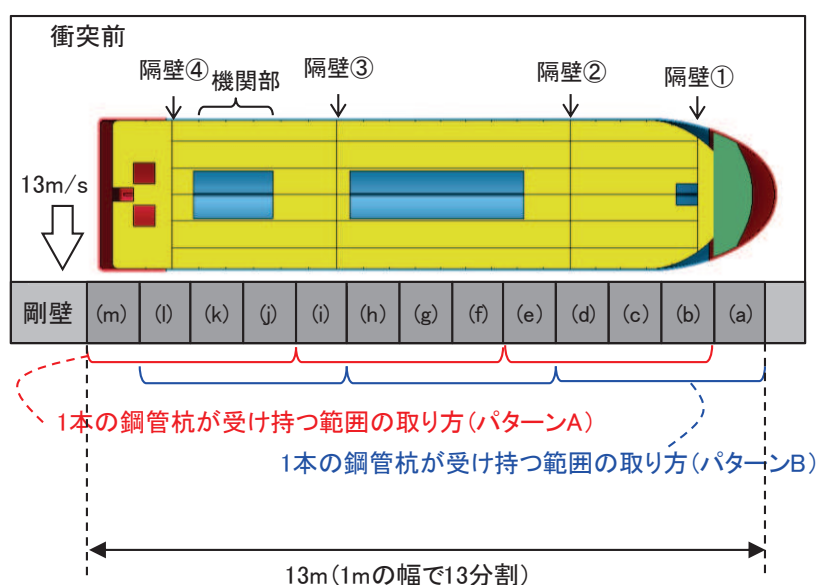


図 5 真横衝突における剛壁の分割パターン

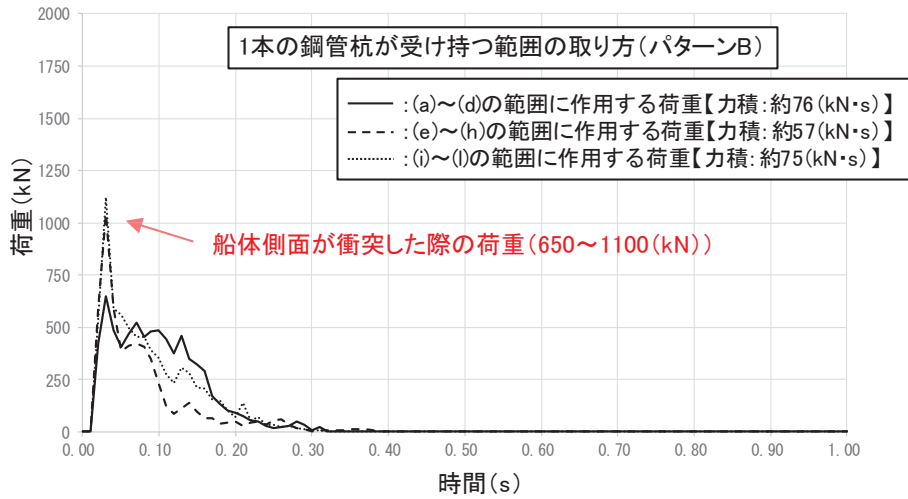
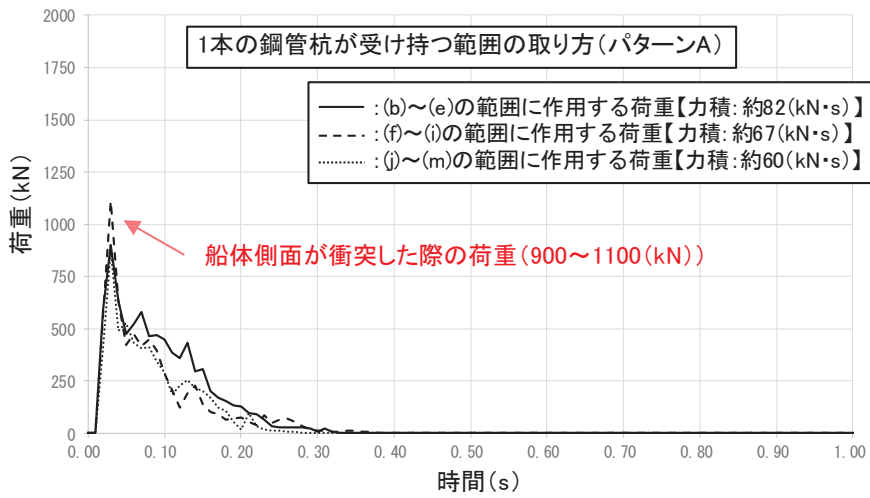
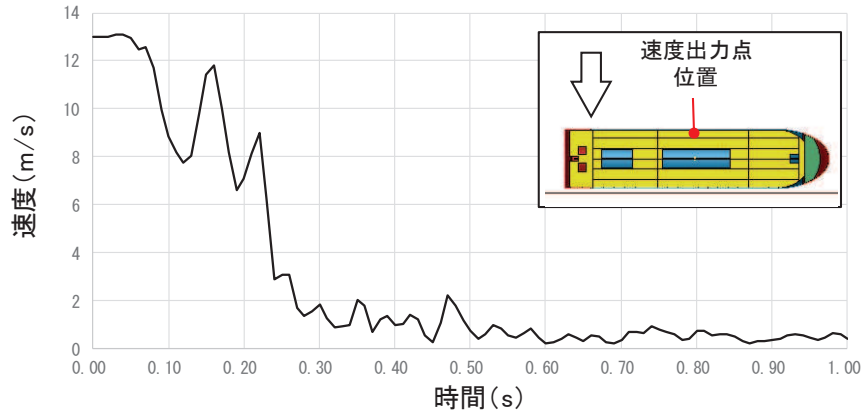


図6 真横衝突(ケース③)の解析結果
 (上段:速度時刻歴, 中段:パターンAの荷重時刻歴, 下段:パターンBの荷重時刻歴)

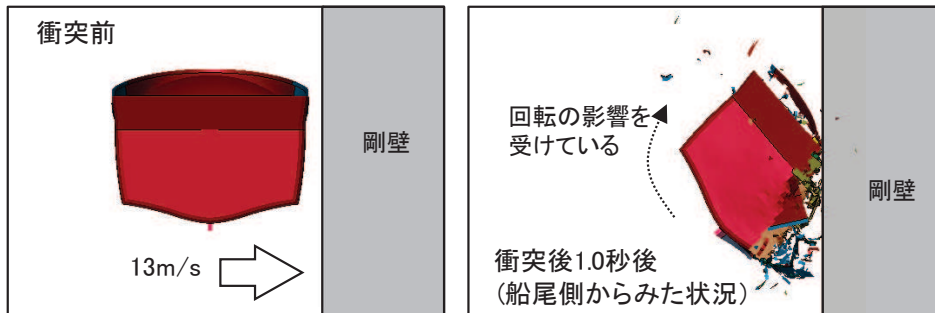
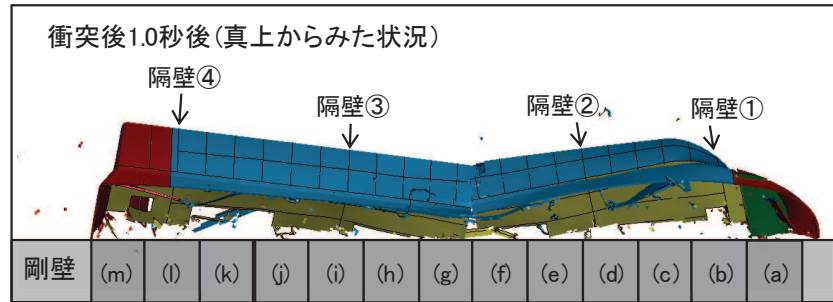
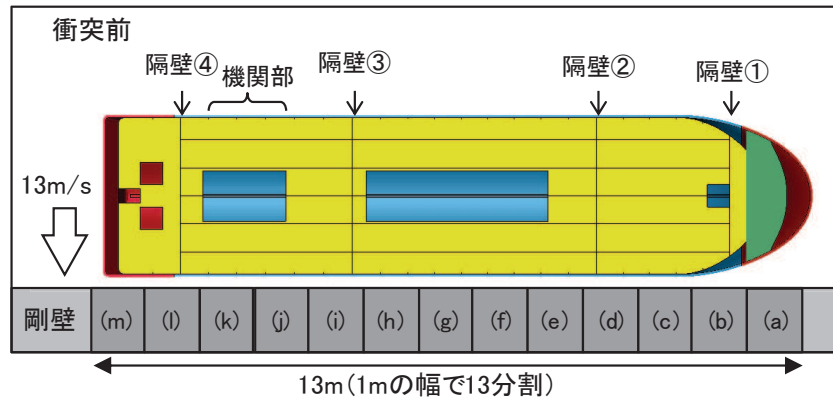


図7 真横衝突(ケース③)の解析結果(衝突状況)

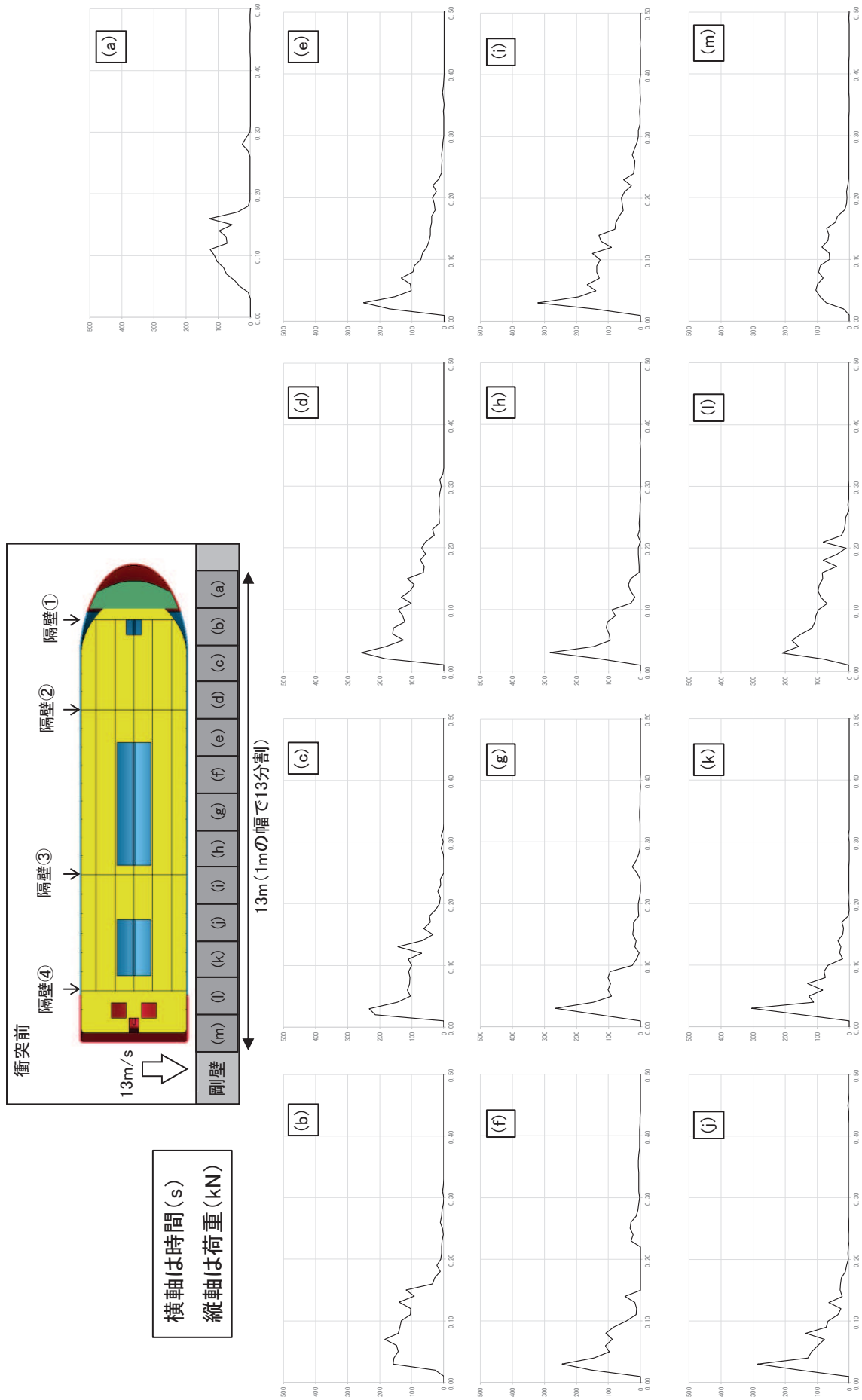


図8 真横衝突 (ケース③) の解析結果 (1mの幅で分割した剛壁 (a)~(m) にそれぞれ作用する荷重時刻歴)

4. 斜め船首衝突（ケース④）

斜め船首から衝突する際は、衝突直後から衝突速度が下がり、約 0.9 秒後には衝突速度が約 6m/s で一定となる。これは、船舶が剛壁に衝突した後の約 0.9 秒後以降では剛壁から離れる方向に移動していることを示している。

力積については約 166 (kN・s) であり、後述の斜め船尾衝突（ケース⑤）の約 164 (kN・s) と同等であることが分かった。これらの力積は、真横衝突（ケース③）のほぼ倍の値であるが、船首衝突（ケース①）又は船尾衝突（ケース②）よりも小さい値となっている（船舶が剛壁に衝突した後、剛壁から離れる方向に速度をもって移動していくため、船舶の持つエネルギーがすべて荷重に変換されなかったことによるものである）。

また、衝突荷重としては、衝突直後から荷重が大きくなり、約 350kN の衝突荷重が作用している。最大荷重としては瞬間的に約 380kN（約 0.31 秒後）が作用しており、約 0.91 秒後にも瞬間的に約 550kN の荷重が作用しているが、これは斜めから衝突した後に船体が剛壁に平行となる方向に回転し、船体側面が衝突することにより瞬間的に生じるためである。

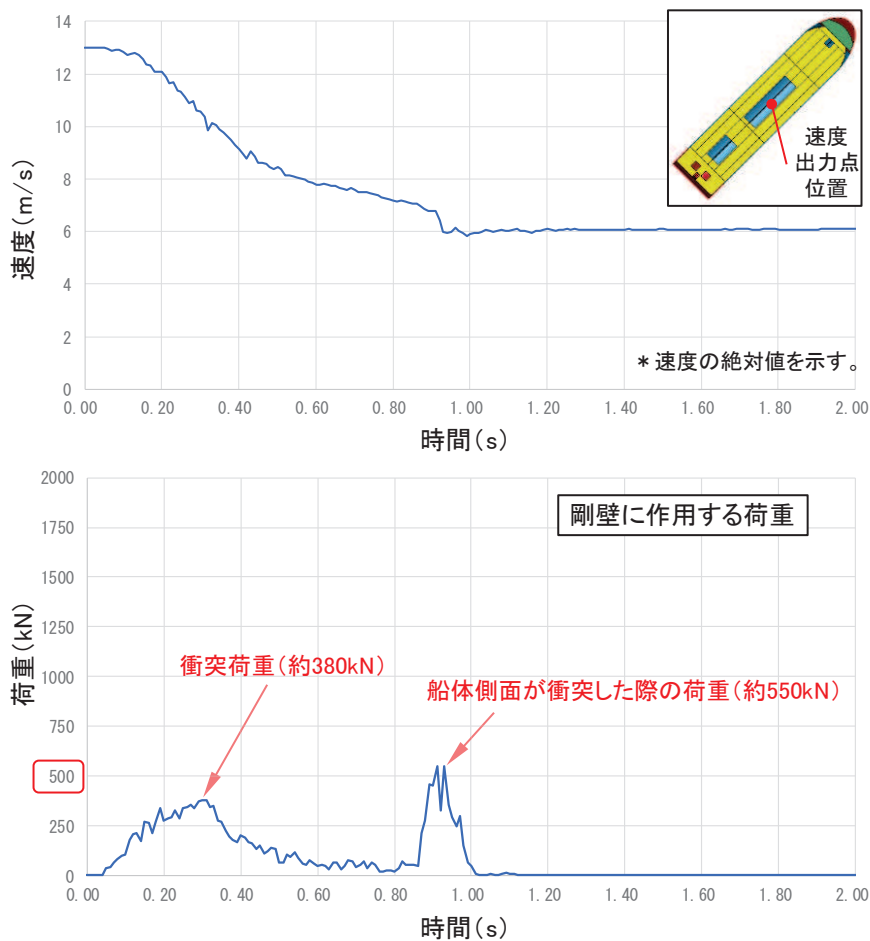


図9 斜め船首衝突（ケース④）の解析結果（上段：速度時刻歴，下段：荷重時刻歴）

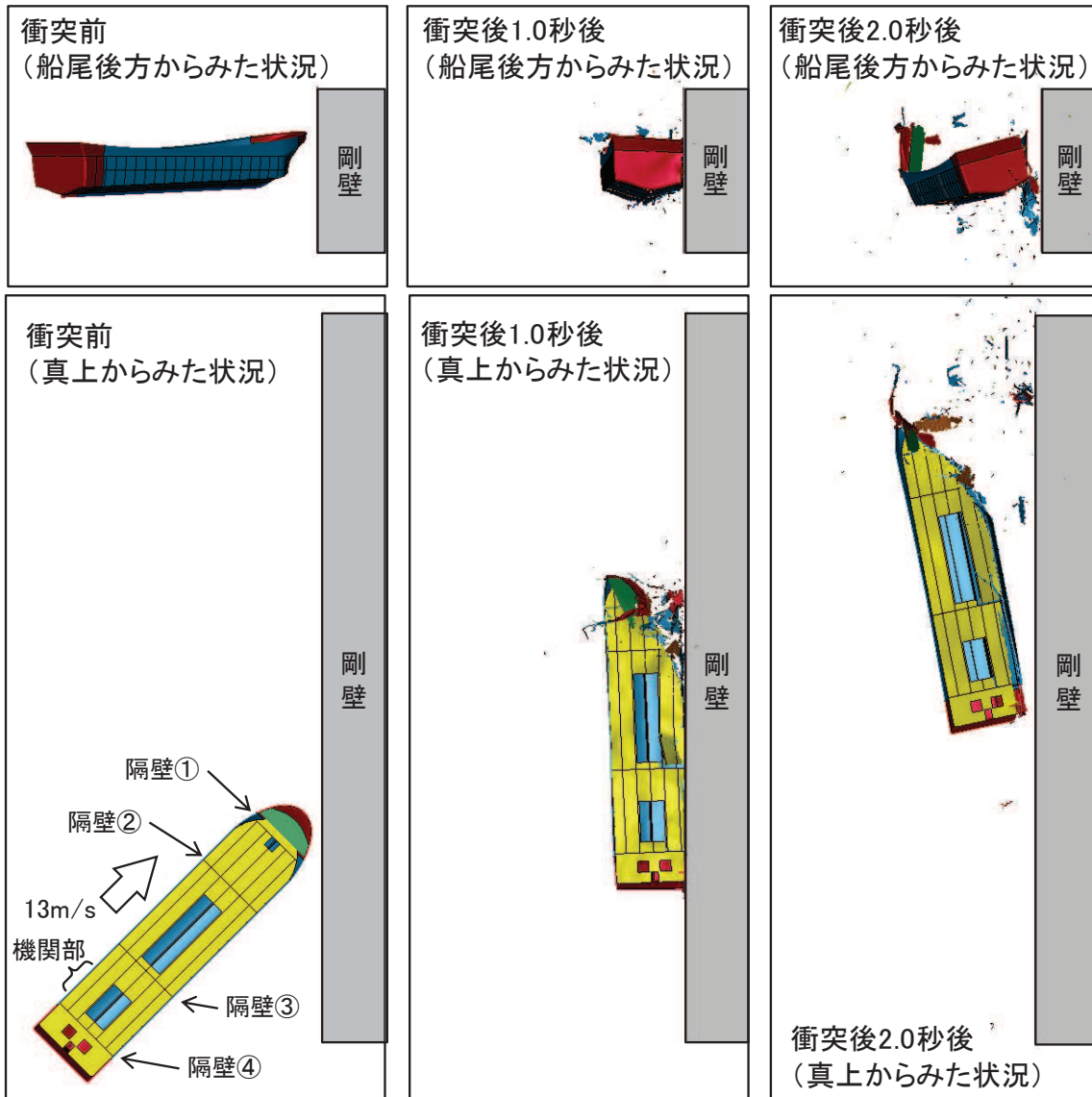


図10 斜め船首衝突(ケース④)の解析結果(衝突状況)

5. 斜め船尾衝突（ケース⑤）

斜め船尾から衝突する際は、衝突直後から衝突速度が下がり、約 1.0 秒後には衝突速度が約 6m/s で一定となる。これは、船舶が剛壁に衝突した後の約 1.0 秒後以降では剛壁から離れる方向に移動していることを示している。

力積については約 164 (kN・s) であり、前述の斜め船首衝突（ケース④）の約 166 (kN・s) と同等であることが分かった。これらの力積は、真横衝突（ケース③）のほぼ倍の値であるが、船首衝突（ケース①）又は船尾衝突（ケース②）よりも小さい値となっている（船舶が剛壁に衝突した後、剛壁から離れる方向に速度をもって移動していくため、船舶の持つエネルギーがすべて荷重に変換されなかったことによるものである）。

また、衝突荷重としては、衝突直後から荷重が大きくなり、約 350kN の衝突荷重が作用している。最大荷重としては瞬間的に約 370kN（約 0.28 秒後）が作用しており、約 0.93 秒後にも瞬間的に約 350kN の荷重が作用しているが、これは斜めから衝突した後に船体が剛壁に平行となる方向に回転し、船体側面が衝突することにより瞬間的に生じるためである。



図 1.1 斜め船尾衝突（ケース⑤）の解析結果（上段：速度時刻歴，下段：荷重時刻歴）

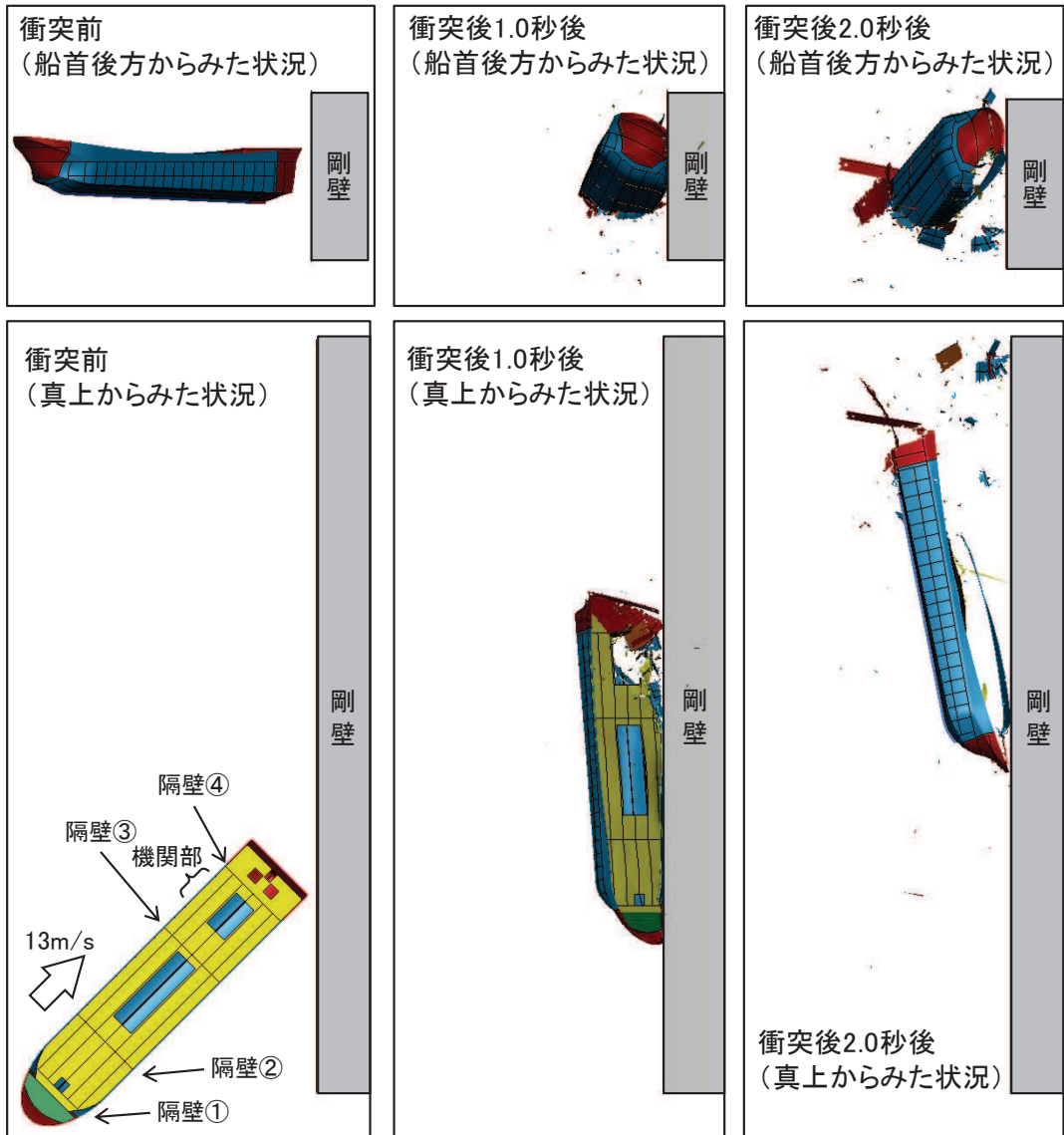


図12 斜め船尾衝突(ケース⑤)の解析結果(衝突状況)

6. 衝突解析結果における力積での評価の適用性確認

ケース①～ケース⑤の力積，瞬間最大荷重及び衝突荷重の作用時間を表1に示す。また，ケース①～ケース⑤の力積と衝突荷重の時刻歴を図1-3及び図1-4に示す。

図1-3の力積の時刻歴から，力積はケース①（船首）とケース②（船尾）が大きく，わずかにケース①（船首）が最大であることを確認した。一方，真横からの衝突形態であるケース③，③'及び③''はいずれも，他のケースに比べて小さく，ケース①の半分以下である。

図1-4の荷重の時刻歴から，瞬間最大荷重は真横からの衝突形態（ケース③シリーズ）で大きくなる傾向があり，ケース③'（真横）の約1100（kN）が最大である。ただし，ケース③シリーズは他のケースに比べて，衝突時間が非常に短い特徴がある。

衝突事象を検討する際には，衝突応答が力積で決まる領域（「力積破壊の世界」（武藤（1941）））であるか否かが重要であり，衝突荷重の作用時間 τ と被衝突体の固有周期 T の比（ τ/T ）が0.1よりも小さい場合に「力積破壊の世界」となる（*）が，「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」より防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼管杭の固有周期は0.1（s）程度であり，衝突荷重の作用時間に対して短い（ τ/T が1以上となる）ため，本衝突事象は力積での評価が困難であることを確認した。なお，漂流物が衝突する際には，その高さまで津波水位があり，衝突荷重と同時に遡上津波荷重も作用していることから，衝突荷重による振動の影響はない。

注記*：「武田・河西（2011）：同一力積衝撃応答スペクトルによる衝撃応答算定法の提案，土木学会，構造工学論文集，Vol.57A」，「上田・小島（1982）：衝撃的荷重を受けるRCおよびPCばりの変形と強度，港湾技研資料，No.430，運輸省港湾技術研究所」

表1 FRP製船舶の衝突解析の結果（まとめ）

ケース	衝突形態	力積 (kN・s)	瞬間最大荷重 (kN)	瞬間最大荷重の 発生時刻 (s)	衝突荷重の 作用時間 (s)
①	船首	約214	約600	約0.17	約0.7
②	船尾	約211	約670	約0.12	約0.6
③	真横*	約82	約900	約0.03	約0.2
③'	真横*	約67	約1100	約0.03	約0.2
③''	真横*	約60	約870	約0.03	約0.2
④	斜め船首	約166	約550	約0.31	約1.0
⑤	斜め船尾	約164	約370	約0.28	約1.2

注記*：真横からの衝突の結果については，2種類の整理の方法があるが，瞬間最大荷重は同程度であったため，力積が大きいパターンを代表として記載した（真横からの衝突の整理方法は参考8に示す）。

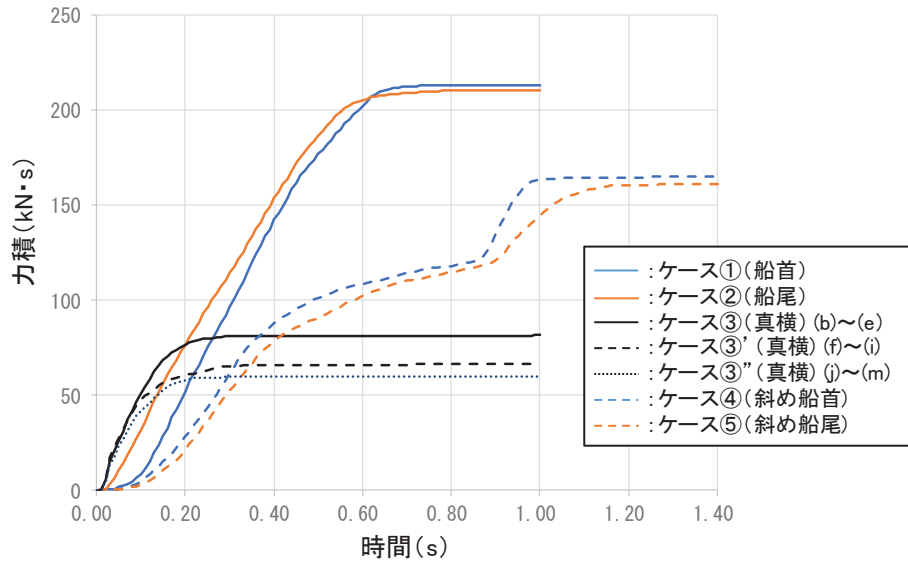


図 1 3 FRP 製船舶の衝突解析の解析ケース

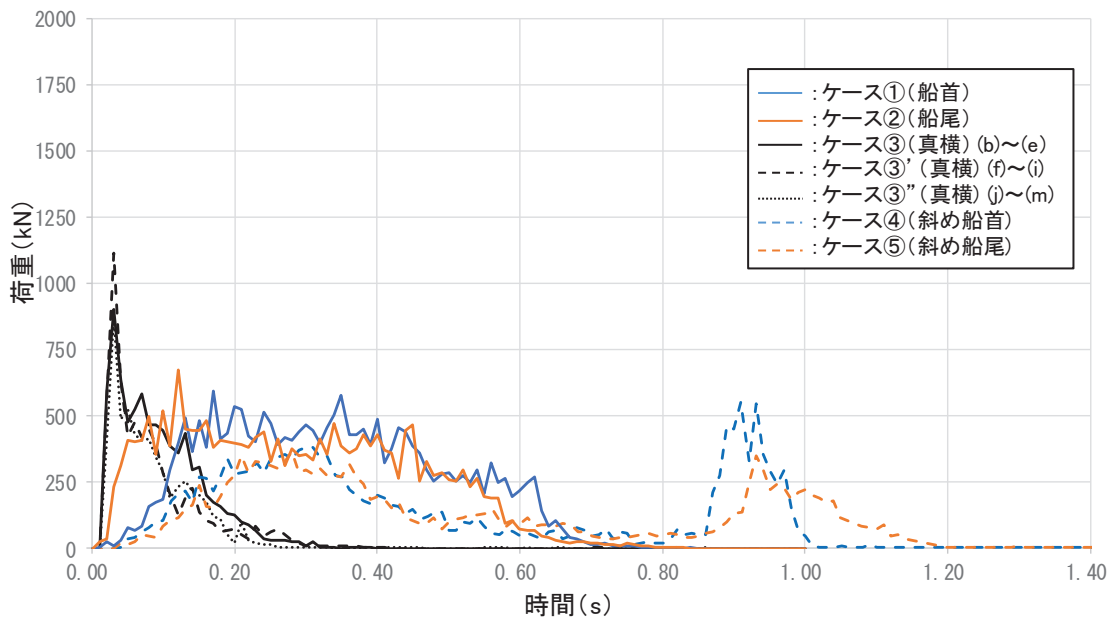


図 1 4 FRP 製船舶の衝突解析の解析ケース

7. 建築物荷重指針・同解説（2015）を参考にした静的設計荷重の算定例

7.1 建築物荷重指針・同解説（2015）で示されている三角波の例

建築物荷重指針・同解説（2015）によれば、衝突荷重の算定方針として、「衝突実験データが得られている場合は、その衝突荷重の時刻歴の最大値を静的設計荷重として与える。衝突実験データが得られていない場合は、衝突シミュレーション解析またはエネルギー論的手法により衝突荷重の時刻歴を求め、力積を等しくした三角波として近似し、その三角波の最大値を静的設計荷重として与える。」とされており、衝突シミュレーション解析の時刻歴から三角波を設定している例を図1に示す。

また、建築物荷重指針・同解説（2015）によれば、「衝突時の運動エネルギーがすべて衝突体の変形による内部エネルギーとして吸収されるハードインパクトを仮定した。ハードインパクトは、一般に安全側の結果を与える。」とされており、本検討で実施した衝突解析も被衝突体を剛壁に設定しており、同様の仮定となっている。

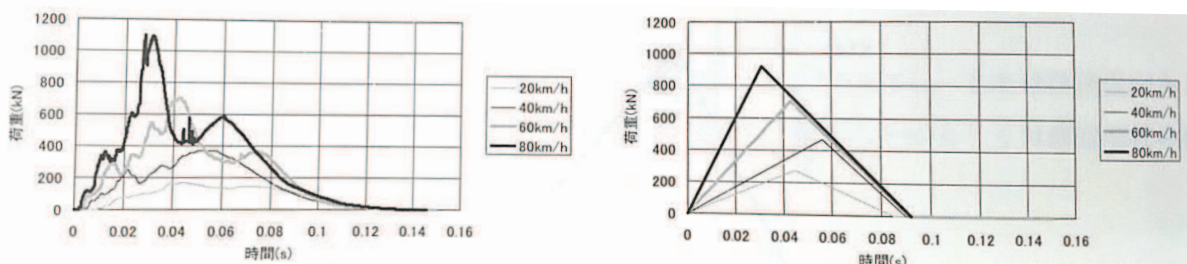
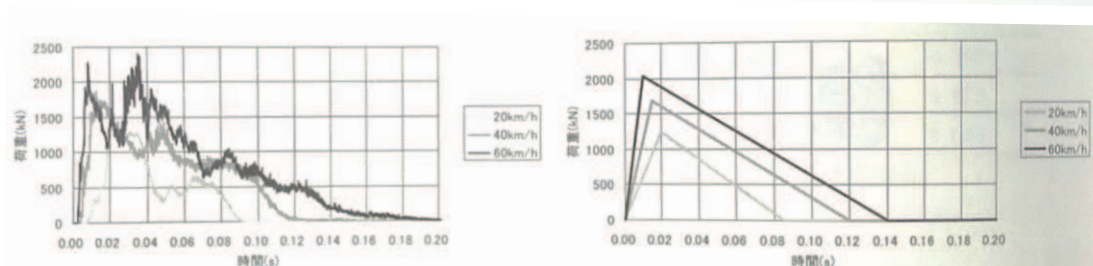


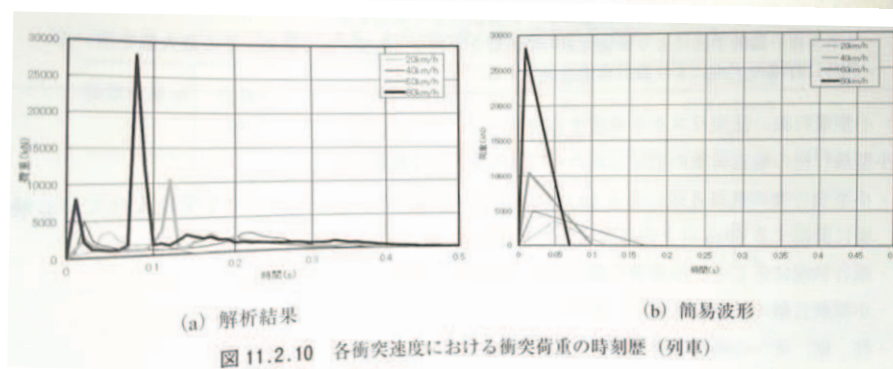
図 11.2.5 各衝突速度における衝突荷重の時刻歴（普通車）



(a) 解析結果

(b) 簡易波形

図 11.2.7 各衝突速度における衝突荷重の時刻歴（トラック）



(a) 解析結果

(b) 簡易波形

図 11.2.10 各衝突速度における衝突荷重の時刻歴（列車）

図1 建築物荷重指針・同解説（2015）で示されている三角波の例

7.2 衝突解析結果の三角波（ケース①～⑤）

衝突解析で得られた力積から三角波に近似し、その三角波の最大荷重を算出した（図3及び表1）。具体的には三角波のピーク荷重時刻は解析で得られた瞬間最大荷重発生時刻と同時刻とし、三角波の底辺となる作用時間も解析で得られた時間とし、三角波の最大荷重を算出した。

三角波の最大荷重はケース③'（真横）の約820（kN）であったが、ほとんどのケースで衝突解析の瞬間最大荷重よりも小さくなる傾向を確認した。また、衝突荷重の作用時間の取り方によって、三角波の最大荷重は大きく影響することから、瞬間最大荷重を用いることとする。

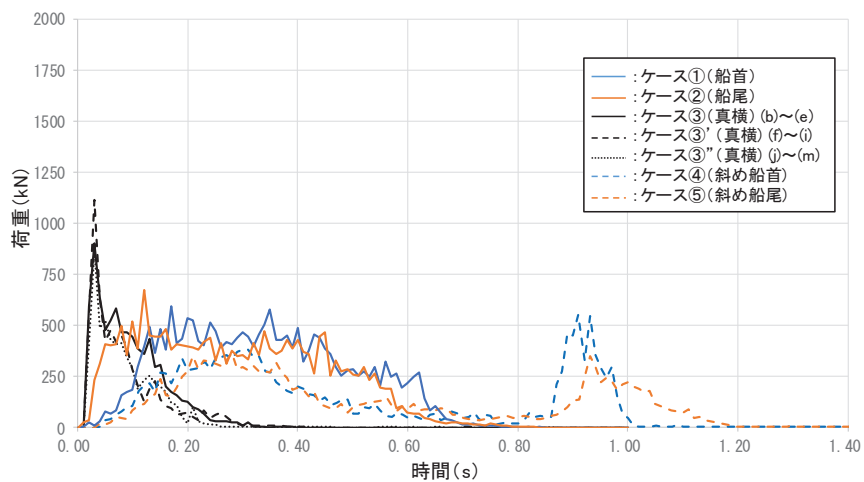


図2 ケース①～⑤の衝突解析結果（時刻歴）

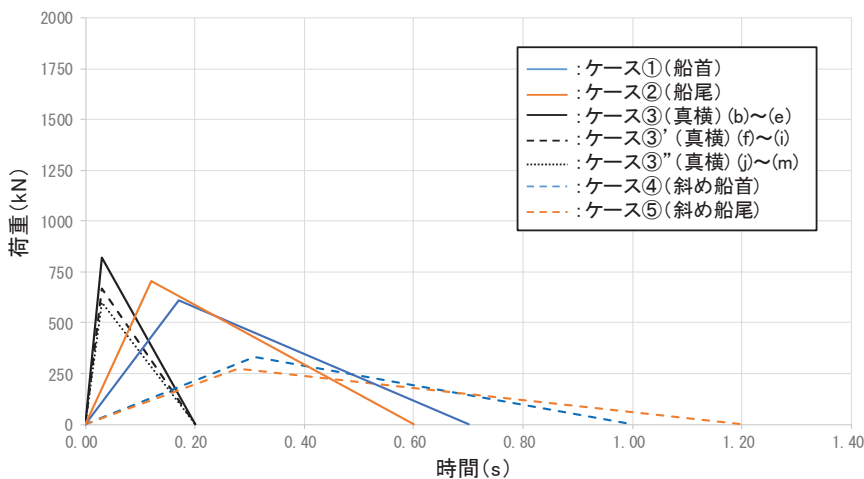


図3 ケース①～⑤の衝突解析結果を三角波で近似

表1 ケース①～⑤の三角波の最大荷重

ケース	衝突形態	力積 (kN・s)	瞬間最大 荷重 (kN)	瞬間最大荷重の 発生時刻 (s)	衝突荷重の 作用時間 (s)	三角波の 最大荷重 (kN)
①	船首	約 214	約 600	約 0.17	約 0.7	約 610
②	船尾	約 211	約 670	約 0.12	約 0.6	約 700
③	真横	約 82	約 900	約 0.03	約 0.2	約 670
③'	真横	約 67	約 1100	約 0.03	約 0.2	約 820
③''	真横	約 60	約 870	約 0.03	約 0.2	約 600
④	斜め船首	約 166	約 550	約 0.31	約 1.0	約 330
⑤	斜め船尾	約 164	約 370	約 0.28	約 1.2	約 270

(参考9) 鋼製船舶の衝突解析と FEMA (2012) の衝突荷重の関係性について

1. 衝突解析 (LS-DYNA) を用いた鋼製船舶の衝突荷重

「崔ほか (2016)」*では、津波により漂流する船舶が橋梁構造物に衝突した際の衝突荷重分布を明らかにすることを目的とし、仮想の大型船舶と仮想の長大斜張橋の主塔を対象とした衝突解析 (LS-DYNA : Ver. 971) を実施している。

衝突船舶モデルは、船長 227m、幅 36m、高さ 23m の質量 15000t 級の LNG 船を対象としており、船舶はシェル要素でモデル化され、モデルは図 1 のとおりである。船舶の材料は SS400 で力学的特性は表 1、応力-ひずみ曲線は図 2 のとおりである。

衝突速度は 0.6m/s であり、図 3 に示すようなトリム (船首と船尾の喫水差) の影響を確認するためのケースを実施している。

解析結果から、最大衝突力は 14920 (kN) (図 4) であったとされている。

なお、「重力の考慮した船舶と主塔の衝突解析を行ったところ、重力が衝突荷重分布に与える影響が小さいことが確認されたことや、船舶は水中で浮かんでいる状態であると仮定していることから、本解析では全てのケースにおいて重力を考慮していない」との記載から、気中衝突を模擬していると考えられる。

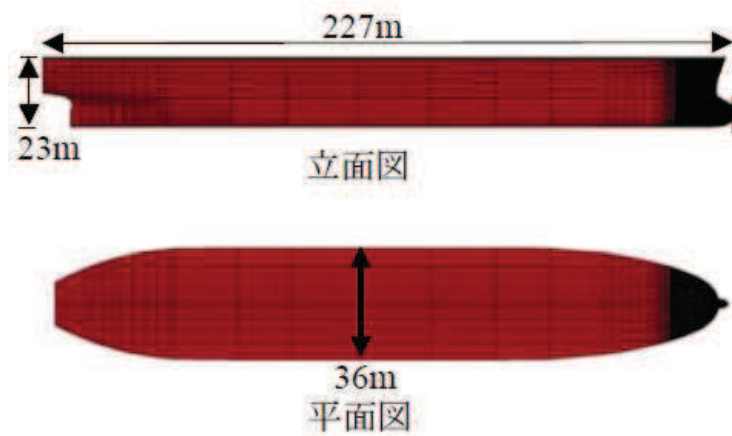


図 1 船舶のモデル化 (「崔ほか (2016)」)

表 1 鋼材の力学特性

	SS400
密度 (kg/m ³)	7850
ヤング率 (GPa)	200
ポアソン比	0.3
降伏応力 (N/mm ²)	450

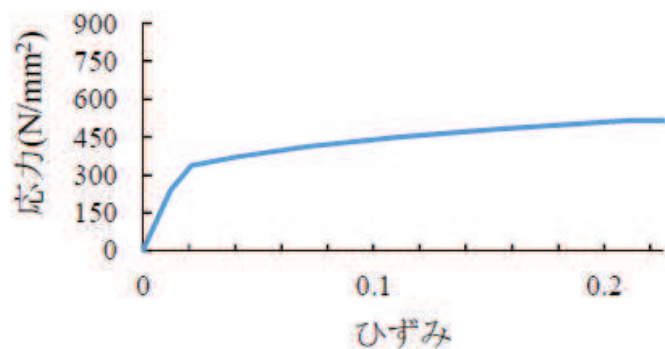


図 2 応力-ひずみ関係

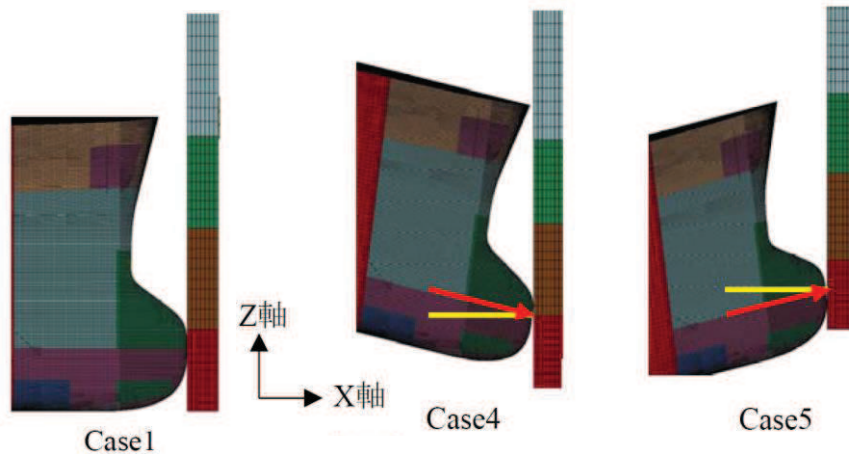


図3 解析ケース（被衝突体は鋼製主塔）

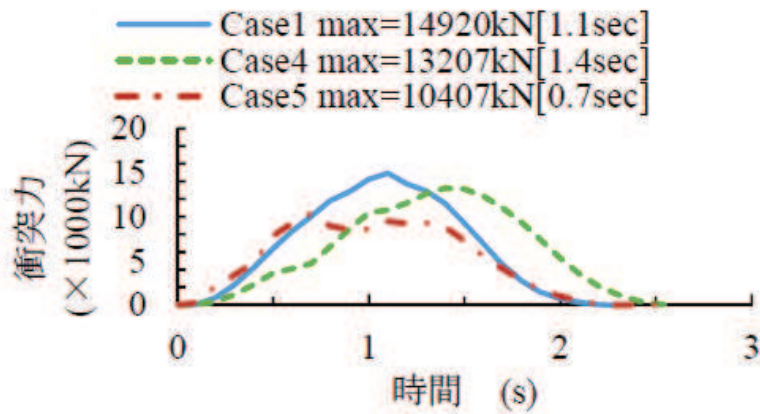


図4 衝突荷重の時刻歴

注記*：崔ほか（2016）：衝突解析による津波により漂流する大型船舶と長大斜張橋主塔の衝突荷重分布の算定，崔準祐・永原稔之・梶田幸秀・八ツ元仁，土木学会，構造工学論文集 Vol. 62A（2016年3月）

2. 衝突解析 (LS-DYNA) と土木学会 (1994) から有効軸剛性を設定して FEMA (2012) により算出した衝突解析の比較

「崔ほか (2016)」で示されている条件を用いて、土木学会 (1994) の方法で軸剛性を算出し、FEMA (2012) から衝突荷重を求めた場合、表 2 のとおり 16148 (kN) となる。一方、衝突解析を用いた「崔ほか (2016)」の衝突荷重は 14920 (kN) である。

土木学会 (1994) の方法から軸剛性を設定し、FEMA (2012) から算出した衝突荷重と「崔ほか (2016)」の衝突解析結果はおおむね同じ荷重であることを確認した。また、土木学会 (1994) の方法で軸剛性を設定し FEMA (2012) から算出した衝突荷重の方が大きくなっていることを確認した。

また、上記の比較結果は、「4.3.7 ② d. (a) 妥当性確認ケース」で示した FRP 製船舶の FEMA (2012) による荷重 (635kN) と「4.3.7 ② f. (f) 解析結果」で示した衝突解析 (船首衝突: 約 600kN) がおおむね同程度の荷重であることと整合していることを確認した。

なお、衝突形態の影響で行った衝突解析 («4.3.7 ② f. FRP 製船舶の衝突解析») も「崔ほか (2016)」と同様に LS-DYNA (Ver. 971) であり、衝突作用時間も同程度であることを確認した。

表2 土木学会（1994）の方法で軸剛性を設定してFEMA（2012）から衝突荷重を算出した場合と「崔ほか（2016）」の衝突荷重の比較

項目		LNG 船
船舶構造	船舶の長さ L	227 (m)
	船の深さ D	$0.08 \times 227 = 18.16$ (m)
	船側外板厚 t	$0.82 \times 227^{0.5} + 2.5 = 14.855$ (mm)
	横肋骨心距 a	$450 + 2 \times 227 = 904$ (mm)
	縦肋骨心距 b	$550 + 2 \times 227 = 1004$ (mm)
	船首角度 2θ	70°
	船首傾斜部の長さ L_{sf}	$0.25 \times (0.08 \times 227) = 4.54$ (m)
材料物性	ヤング率 E	2.0×10^7 (tf/m ²)
	ポアソン比 ν	0.3
圧壊荷重 P_c		64859 (kN)
有効軸剛性 k_c		1.42×10^7 (N/m)
FEMA(2012)による衝突荷重*		<u>16148 (kN)</u>
崔 (2016) の最大衝突荷重		<u>14920 (kN)</u>

注記* : FRP 製船舶の FEMA (2012) による荷重と船首衝突の解析の対応関係と比較するため、FRP 製船舶の FEMA (2012) による荷重算定時と同様に、付加質量係数は「1」とした。

(参考10) 土木学会(1994)の方法で軸剛性を設定してFEMA(2012)から算出した衝突荷重と衝突解析による荷重の比較

「f. FRP製船舶の衝突解析」のケース①(船首)の解析結果では、衝突荷重は約600(kN)であり、「d.(a)妥当性確認ケース」の衝突荷重635(kN)(土木学会(1994)による軸剛性を用いてFEMA(2012)から算出)とおおむね同程度となることを確認している。

ただし、衝突解析においては船舶のモデル化にあたり、板厚を切り上げて整数にする等の処理を行っているため、FEMA(2012)から算出した際の条件と多少の差が生じているため、表1のとおり解析条件により近づけた衝突荷重も算出した。

その結果、解析条件により近づけた衝突荷重は752(kN)となり、635(kN)よりも大きくなるものの、衝突解析の結果である約600(kN)とおおむね同程度であることを確認した。

表 1 土木学会 (1994) の方法で軸剛性を設定して FEMA (2012) から算出した衝突荷重と衝突解析による荷重の比較

項目	軸剛性の妥当性確認ケース (土木学会 (1994) の方法で軸剛性を設定して FEMA (2012) から衝突荷重を算出)	衝突解析 (船首衝突)	衝突解析の条件に近づけたケース (土木学会 (1994) の方法で軸剛性を設定して FEMA (2012) から衝突荷重を算出)
船舶の長さ L	11.0 (m)	12.8 (m)	12.8 (m)
船の深さ D	1.22 (m)	1.42 (m)	1.42 (m)
船側外板厚 t	5.89 (mm)	7 (mm) (船首・船尾)	7 (mm)
横肋骨心距 a	500 (mm)	—	500 (mm)
縦肋骨心距 b	500 (mm)	—	500 (mm)
船首角度 2θ	70 (°)	70 (°)	70 (°)
船首傾斜部の長さ L_{sf}	1.52 (m)	1.77 (m)	1.52 (m)
ヤング率 E (曲げ弾性率)	1.2×10^6 (tf/m ²)	1.22×10^6 (tf/m ²)	1.22×10^6 (tf/m ²)
ポアソン比 ν	0.336	0.4	0.4
圧壊荷重 P_c	71.3 (kN)	—	116.9 (kN)
有効軸剛性 k_c	0.47×10^5 (N/m)	—	0.66×10^5 (N/m)
衝突荷重 (FEMA (2012))	635 (kN)	600 (kN)	752 (kN)

(参考 1 1) FRP 製船舶 (総トン数 5t) の機関部と車両 (2.15t) の剛性の比較

FRP 製船舶 (総トン数 5t) の機関部 1.33t の衝突が、巡視点検用車両 (2.15t) の衝突に包含されることの妥当性について、図 1 のとおり整理を行った。

この整理の結果、FRP 製船舶 (総トン数 5t) の機関部の衝突を巡視点検用車両 (2.15t) の衝突に置き換えることは妥当であると判断した。

なお、車体構造の詳細は、「高島ほか (2015)」*に示されている (図 2)。

注記* : 高島大輔・木原直人・宮川義範・甲斐田秀樹・柴山淳・池野正明 (2015) : 津波漂流物の衝突力推定における軸剛性モデル, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 71, No. 2, I_1015-I_1020, 2015.

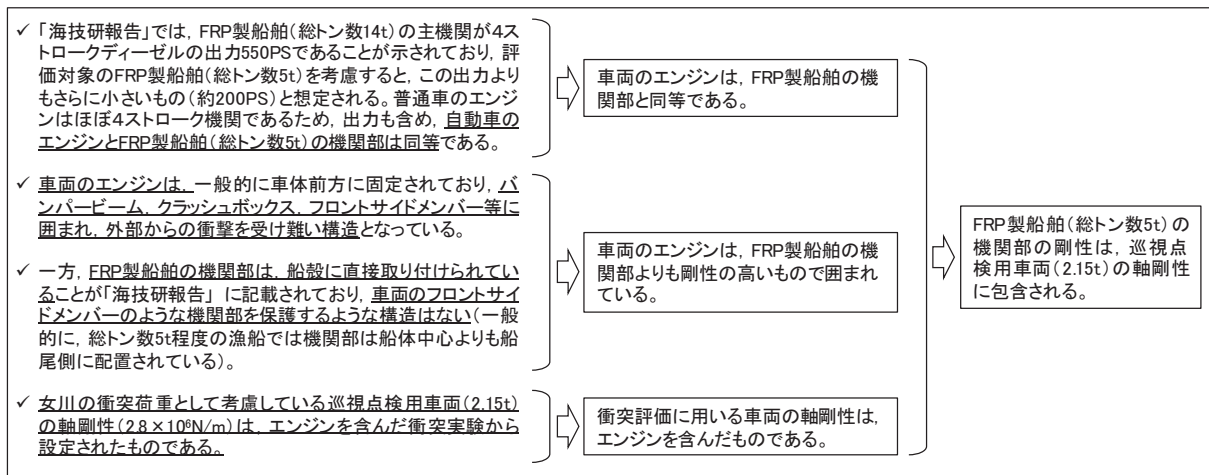


図 1 FRP 製船舶 (総トン数 5t) の機関部と車両 (2.15t) の剛性の比較

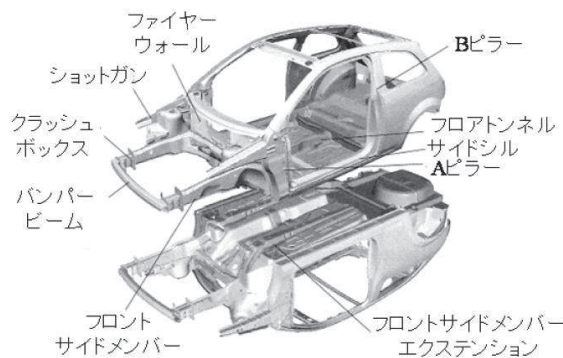


図 2 車体構造 (高島ほか (2015))

5.17 津波に対する止水機能を有する施設の評価について

5.17.1 概要

第2号機海水ポンプ室、第2号機原子炉機器冷却海水配管ダクト、第3号機海水ポンプ室及び第3号機海水熱交換器建屋に設置される浸水防護に関する施設としては、防潮壁、逆止弁付ファンネル、貫通部止水処置、浸水防止蓋及び水密扉があり、これらは耐震Sクラスであるとともに、地震時・津波時においても止水機能が要求される設備である。

第2号機海水ポンプ室、第2号機原子炉機器冷却海水配管ダクト、第3号機海水ポンプ室及び第3号機海水熱交換器建屋は、添付書類「VI-2-1-4 耐震重要度分類及び重大事故等対処施設の施設区分の基本方針」に示すとおり、耐震Sクラスの浸水防護施設が設置される間接支持構造物であり、地震時の止水機能を保持する設計としている。

これらの津波に対する止水機能を有する施設の基準上の位置付け並びに耐震及び強度評価に係る図書構成を表5.17-1に示す。

第2号機海水ポンプ室、第2号機原子炉機器冷却海水配管ダクト及び第3号機海水ポンプ室のうち、止水性の維持が要求される部位が、基準地震動S_sによる地震力に伴い生じる荷重又は応力に対して、おおむね弾性状態にとどまることを各施設の耐震性についての計算書にて確認していることから、止水機能は保持される。

浸水防護重点化範囲である海水ポンプ室補機ポンプエリアと隣接する海水ポンプ室の隔壁については、「補足-610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「資料9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」において、基準地震動S_s後の基準津波と余震の重畳を想定した場合の漏水量評価を行っており、ひび割れ幅やひび割れの貫通、津波の継続時間を保守的に考慮した条件での総漏水量を0.151m³と評価している。この漏水量を考慮した場合においても表5.17-2に示すとおり、第2号機原子炉補機冷却海水ポンプ及び高压炉心スプレイ補機冷却海水ポンプの機能喪失高さに対して、浸水高さは十分小さく、安全機能へ影響はないことを確認した。

また、第3号機海水熱交換器建屋の止水性の維持が要求される部位については、「補足-610-12 第3号機海水熱交換器建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」のうち「別紙6 浸水に対する境界躯体の止水性について」において、基準地震動S_sによる地震力に伴い生じる応力に対して算定した残留ひび割れ幅は、「原子力施設における建築物の維持管理指針・同解説（日本建築学会）」に示される、コンクリート構造物の水密性に影響を与える評価基準である「0.2mm」未満となることを確認していることから、止水機能は維持される。

表5.17-1 津波に対する止水機能を有する施設の評価について

施設・設備	施設区分	耐震設計			耐津波設計			評価記録記載箇所
		技術基準規則の解釈 (第5条 地震による損傷の防 止)	機能維持の基本方針 (VI-2-1-9)	評価記録記載箇所	技術基準規則の解釈 (第6条 津波による損傷の防 止)	津波又は海水への配慮が必要な 施設の強度計算書の方針 (VI-3-別添3-1)	評価記録記載箇所	
海水ポンプ室 (隔壁、中床版)	屋外重要土木構造物 (津波防護施設及び過水防 止設備の間接支持構造物)	<p>1 第1項の規定は、設置許可基 準規則第4条第1項の規定に基 づく設置許可で確認した設計方 針に基づき、設置基種対象施設 が、設置許可基準規則第4条第2 項の地震力に対し、施設の機能を 維持していること又は構造強度 を確保していることという。</p> <p>2 第2項の規定は、設置許可基 準規則第4条第3項の規定に基 づく設置許可で確認した設計方 針に基づき、耐震重要施設が、設 置許可基準規則第4条第3項の 基準地震動による地震力に対し、 施設の機能を維持していること 又は構造強度を確保しているこ とをいう。</p>	VI-2-2-8 海水ポンプ室の耐震 性についての計算書	<p>(隔壁、中床版の津波に対する強 度評価は、補足説明資料にて実 施。)</p>	補足-610-20【屋外重 要土木構造物の耐震 安全性評価につい て】 資料9 海水ポンプ 室の耐震安全性評価			
原子炉機器冷却 海水配管ダクト (鉛直部) (頂 版)	屋外重要土木構造物 (津波防護施設及び過水防 止設備の間接支持構造物)		VI-2-2-12-2 原子炉機器冷却海水 配管ダクト (鉛直部) の耐震性についての 計算書		<p>(頂版の津波に対する強度評価 は、補足説明資料にて実施。)</p>	補足-610-20【屋外重 要土木構造物の耐震 安全性評価につい て】 資料5 原子炉機器 冷却海水配管ダクト (鉛直部) の耐震安 全性評価		
第3号機海水 ポンプ室 (隔壁)	屋外重要土木構造物 (津波防護施設及び過水防 止設備の間接支持構造物)		VI-2-2-10 第3号機海水ポンプ 室の耐震性について の計算書		<p>(隔壁の津波に対する強度評価 は、補足説明資料にて実施。)</p>	補足-610-20【屋外重 要土木構造物の耐震 安全性評価につい て】 資料14 第3号機海 水ポンプ室の耐震安 全性評価		
第3号機海水熱 交換器建屋 (止水機能を有 する壁、床)	建物・構築物 (津波防護施設及び過水防 止設備の間接支持構造物)		VI-2-2-30 第3号機海水熱交換 器建屋の耐震性につ いての計算書		<p>(止水機能を有する壁、床の津波 に対する強度評価は、補足説明資 料にて実施。)</p>	補足-610-12【第3号 機海水熱交換器建屋 の耐震性についての 計算書に関する補足 説明資料】		

表 5.17-2 海水ポンプ室の浸水量評価結果

設置区画	逆止弁付ファンネルによる浸水量 (m ³)	海水ポンプ室の隔壁からの漏水量 (m ³)	区画有効面積 (m ²)	機能喪失高さ* (m)	浸水高さ (m)
原子炉補機冷却海水ポンプ (A) (C)室	0.3	0.151	63.7	0.275	0.01 m
原子炉補機冷却海水ポンプ (B) (D)室	0.3	0.151	128.5	0.275	0.01 m
高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ室	0.2	0.151	17.2	0.065	0.03 m

注記* : ポンプ (電動機, 端子箱), 電動弁及び計装品の機能喪失高さの設定については, それぞれ浸水により実際に機能を損なうおそれのある高さがあるが, 一番低い設備の設置高さに対して余裕を考慮し, 更に低いポンプのコンクリート基礎高さを機能喪失高さに設定する。

5.20 軽油タンクエリアにおける浸水防護重点化範囲について

(1) 概要

本資料は、軽油タンクエリアの浸水防護重点化範囲について、内郭防護に関する溢水事象を考慮した上で、それぞれの浸水対策の位置付け及びその基準適合性の説明を行うものである。

(2) 浸水防護重点化範囲の設定について

以下「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド」にある記載を踏まえ、軽油タンクエリアの浸水防護重点化範囲を設定することとする。

「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド（抜粋）」

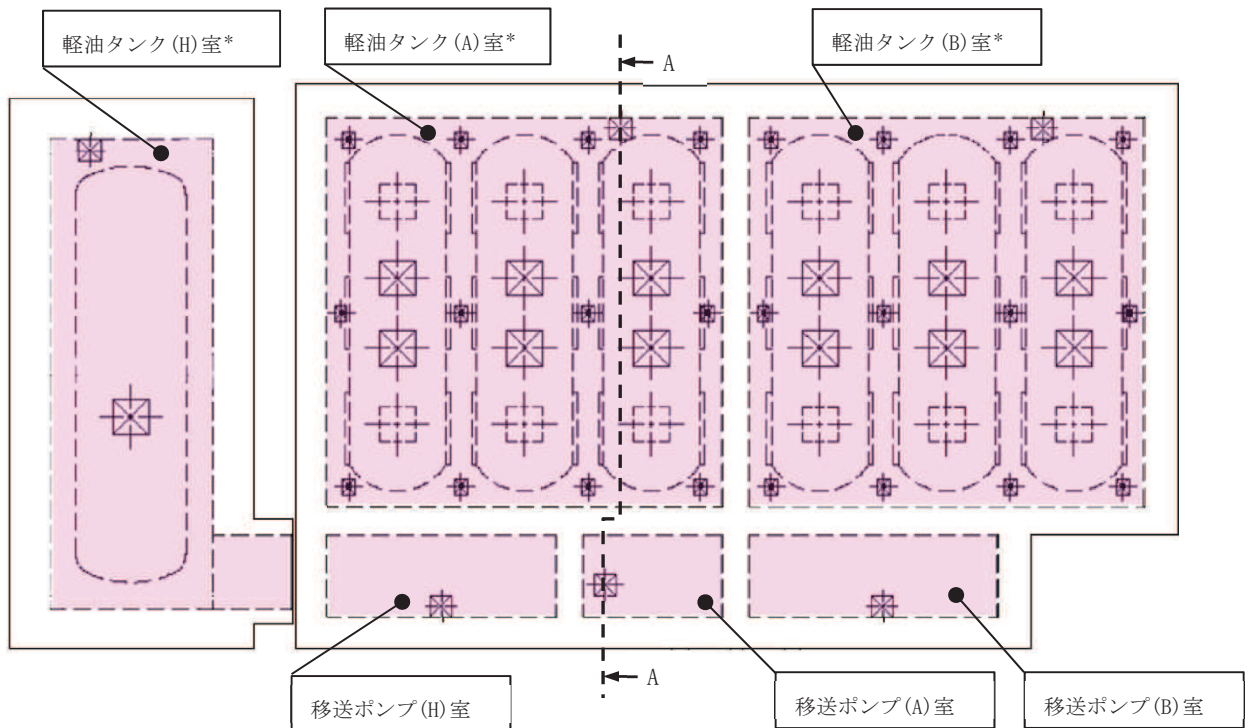
4.4 重要な安全機能を有する施設の隔離（内郭防護）

4.4.1 浸水防護重点化範囲の設定

【確認内容】

(1)重要な安全機能を有する設備等（耐震Sクラスの機器・配管系）のうち、基本設計段階において位置が明示されているものについては、それらの設備等を内包する建屋、区画が浸水防護重点化範囲として設定されていることを確認する。

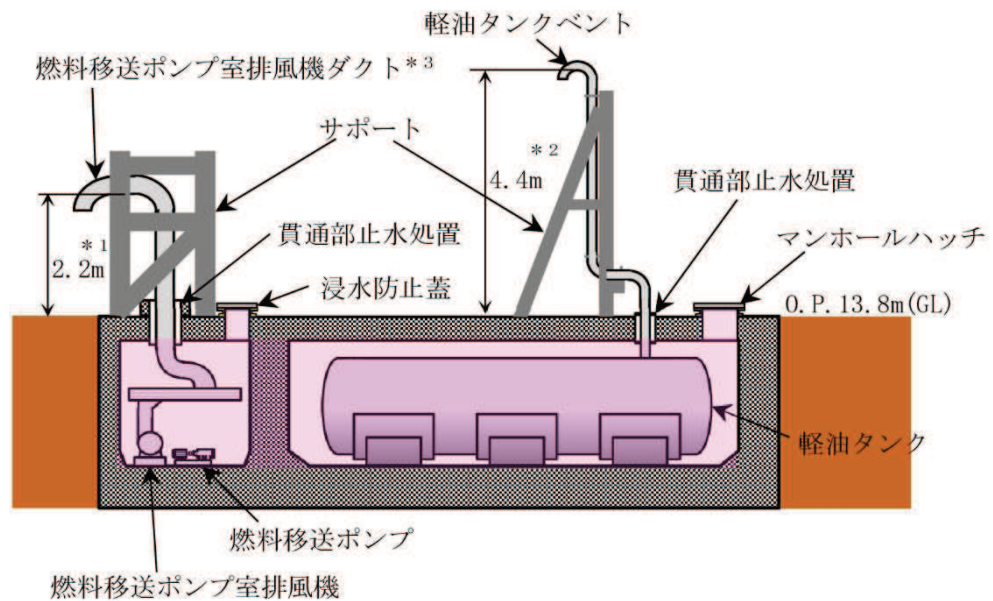
図5.20-1 に軽油タンクエリアの浸水防護重点化範囲を示す。軽油タンクエリアのうち静的な耐震Sクラス機器(タンク，配管，手動弁)のみが存在するエリアについても浸水防護重点化範囲として設定する。



軽油タンクエリア

：浸水防護重点化範囲

*：静的な耐震Sクラス機器を設置



軽油タンクエリア 断面図 (A-A矢視)

注 *1：敷地浸水の影響を踏まえ、設定した設置高さ
 *2：消防法の要求を踏まえ、設定した設置高さ
 *3：燃料移送ポンプ室排風機ダクトは耐震Sクラス機器であるため、地震により損傷せず、敷地浸水による浸水防護重点化範囲への流入経路にはならない。

図5.20-1 軽油タンクエリア 浸水防護重点化範囲

(3) 内郭防護として保守的に想定する溢水事象の整理

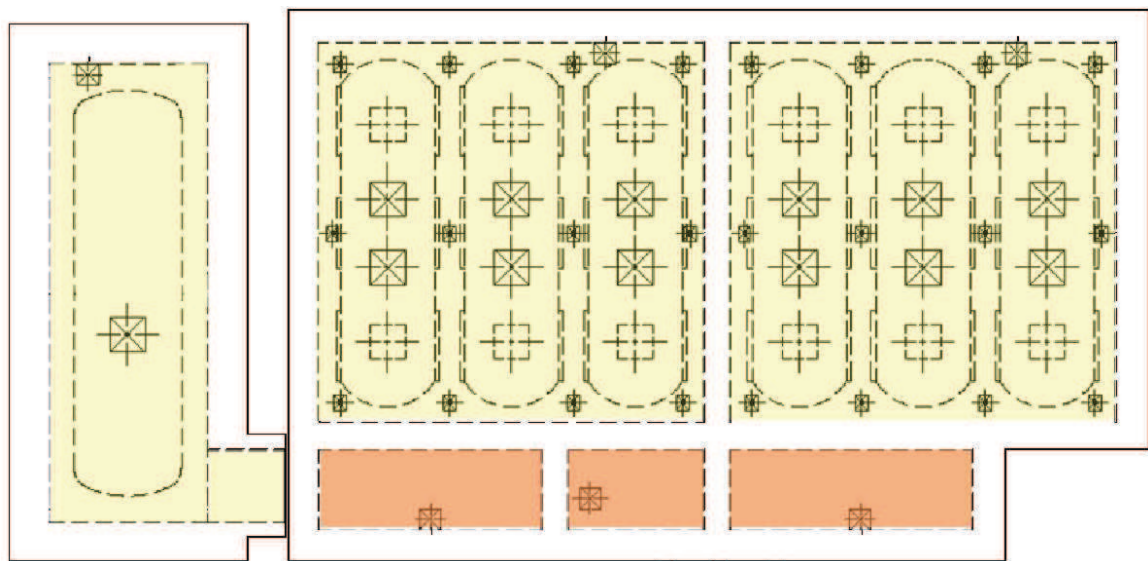
軽油タンクエリアは敷地高さO.P. 13.8mに設置しており，防潮堤高さが入力津波高さを上回っていることから，基準津波の遡上波は敷地に地上部から到達，流入しない。ただし，工認審査ガイド「3.5.2 浸水防護重点化範囲の境界における浸水対策」を踏まえ，内郭防護として，地震に起因する溢水である屋外タンク等の損傷による溢水事象を想定する。ここで，地震後の津波襲来による第2号機放水立坑の水位上昇に伴い，補機冷却海水系放水路逆流防止設備が一時的に閉止することを考慮した場合における，第2号機補機冷却海水系が運転していることによる放水路からの補機放水も溢水源として考慮する。このように，想定する溢水事象においては，津波が直接流入する事象はない。（詳細は添付資料「VI-1-1-2-2-4 入力津波による津波防護対象設備への影響評価 3.4 津波の流入等による重要な安全機能及び重大事故等に対処するために必要な機能への影響防止（内郭防護）に係る評価」参照）

(4) 各溢水事象を踏まえた設計方針

(3) 項において整理を行った結果より，軽油タンクエリアで想定する溢水事象は内部溢水による溢水であるが，浸水防護重点化範囲の特性を考慮し，浸水防護重点化範囲内に設置される施設・設備の安全機能喪失を防止する設計とする。表5.20-1に各溢水事象を踏まえた浸水防護重点化範囲の設計方針をまとめる。また，図5.20-2に表5.20-1の設計方針に基づき色分けを行った浸水防護重点化範囲図を示す。

表5.20-1 浸水防護重点化範囲の設計方針

	浸水防護重点化範囲	浸水防護重点化範囲 (浸水を想定するエリア)
範囲内に設置する設備	耐震Sクラスの動的機器(ポンプ，排風機)，耐震Sクラス静的機器(配管，ダクト，手動弁)	耐震Sクラス静的機器(タンク，配管，手動弁)(浸水により機能喪失しないことを確認)
津波による浸水が発生する区画に隣接する場合	該当なし	該当なし
内部溢水による浸水が発生する区画に隣接する場合	動的機器については，浸水により機能喪失するため，区画内が浸水することが無い設計とする必要がある	浸水を前提とし，安全性評価を実施し，重要な安全機能を有する設備等の機能に影響を及ぼさないことを確認



軽油タンクエリア

: 浸水防護重点化範囲
 : 浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）

図5.20-2 浸水防護重点化範囲図（表5.20-1に基づき明示）

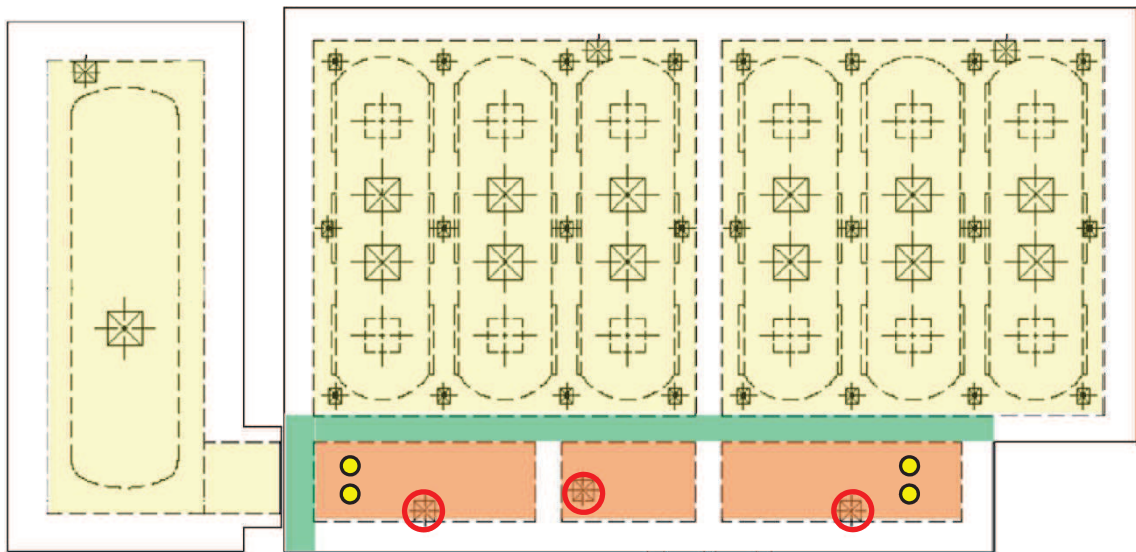
(5) 浸水防護重点化範囲との境界の位置付けの整理と浸水対策

耐津波工認審査ガイドを踏まえた境界の位置付けの整理を表5.20-2に示す。

表5.20-2 浸水防護重点化範囲の位置付けの整理

溢水が発生する区画	溢水伝播の防止先	境界における対策の位置付け	備考
内部溢水による溢水	浸水防護重点化範囲	耐津波及び内部溢水との兼用の対策	内郭防護として設計，工事認可申請上説明を行う止水対策範囲とする
	浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）		

浸水防護重点化範囲と浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）の境界については，内部溢水としても対策を実施する箇所であり，添付資料「VI-1-1-8 発電用原子炉施設の溢水防護に関する説明書」における溢水の対策範囲である。よって，耐津波及び内部溢水との兼用設備とし，内郭防護として設計，工事認可申請上説明を行う止水対策範囲として，耐津波設計と同等の耐震設計を行う。内郭防護として浸水対策を実施する箇所を図5.20-3に示す。



軽油タンクエリア

: 浸水防護重点化範囲
 : 浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）

内郭浸水防護設備

: 浸水防止蓋
 : 貫通部止水処置

: 浸水防護重点化範囲と浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）の境界に貫通部止水処置を実施

図 5.20-3 軽油タンクエリアにおける内郭浸水防護設備

(6) 浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）の基準適合性について

表5.20-3に浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）に関し、工認審査ガイドへの適合状況を整理する。

表5.20-3 工認審査ガイドへの適合状況

	ガイドに記載されている「規制基準における要求事項等」, 「確認内容」	浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）とその境界
3.5.2 浸水防護重点化範囲の境界における浸水対策	地震による溢水に加えて津波の流入を考慮した浸水範囲, 浸水量を安全側に想定すること。	地震による溢水に加えて津波の流入は想定されない。内部溢水による屋外タンク等の損傷による溢水を想定し, 内部溢水による溢水が発生する敷地との境界に設置しているマンホールハッチ等に期待せず, 浸水を想定。
	浸水範囲, 浸水量の安全側の想定に基づき, 浸水防護重点化範囲に流入する可能性のある経路（扉, 開口部, 貫通口等）を特定し, それらに対して流入防止の対策を施すこと。	浸水防護重点化範囲の境界の壁面の貫通口は, 内部溢水との兼用設備であり, 内郭防護として流入防止の対策を実施。
	【確認内容】(3) 浸水防護重点化範囲の境界において特定した経路, 浸水口における浸水防止設備の位置・仕様・強度を確認する。 （中略）確認の詳細を「5. 浸水防止設備に関する事項」に示す。	浸水防護重点化範囲の境界の壁面の貫通口における浸水対策は内郭防護として評価を実施。
	【確認内容】(4) 浸水範囲への浸水が安全機能への影響がないことを確認するため, 浸水防護重点化範囲への浸水量（漏水量）を確認するとともに, 範囲内への浸水が重要な安全機能を有する設備等の機能に影響を及ぼさないことを確認する。浸水量評価及び安全評価の確認の詳細を「7. 浸水量評価に基づく安全性評価」に示す。	浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）への浸水量評価は保守的にGL+0.18mまで浸水すると想定。重要な安全機能を有する設備等として静的機器（耐震Sクラスのタンク・配管, 手動弁）があるが, 「安全性評価」を実施し, 安全機能を有する設備の機能に影響を及ぼさないことを確認。

(7) まとめ

軽油タンクエリアの耐津波設計において、浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）で発生する内部溢水により安全機能に影響がないことを浸水量評価及び安全性評価により確認した。

【浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）へ内郭防護】

- ・地震時の内部溢水は発生するものの、津波による海水の流入は発生しない。
- ・地震時に発生した内部溢水の浸水に対しては、当該エリアに設置する耐震Sクラスの静的機器が機能喪失しないことを確認。

(8) 別紙

別紙ー1 浸水防護重点化範囲に対する安全性評価について

(9) 参考資料

参考ー1 浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）のマンホールハッチ設置箇所

浸水防護重点化範囲に対する安全性評価について

1. 浸水防護重点化範囲の評価方針について

軽油タンクエリアは敷地高さO.P. 13.8mに設置しており、防潮堤高さが入力津波高さを上回っていることから、基準津波の遡上波は敷地に地上部から到達、流入しない。ただし、屋外タンク等の損傷による溢水による浸水水位はGL+0.18m（敷地浸水深）であることから、地震に起因する溢水により浸水する。そのため、「耐津波設計方針に係る工認審査ガイド」に基づき範囲内への浸水が重要な安全機能を有する設備等の機能に影響を及ぼさないことを確認する。浸水防護重点化範囲について、静的な耐震Sクラスの機器が設置され、浸水を想定するエリアを明示した詳細を図-1に示す。

「耐津波設計方針に係る工認審査ガイド（抜粋）」

3.5 重要な安全機能を有する施設の隔離（内郭防護）

3.5.2 浸水防護重点化範囲の境界における浸水対策

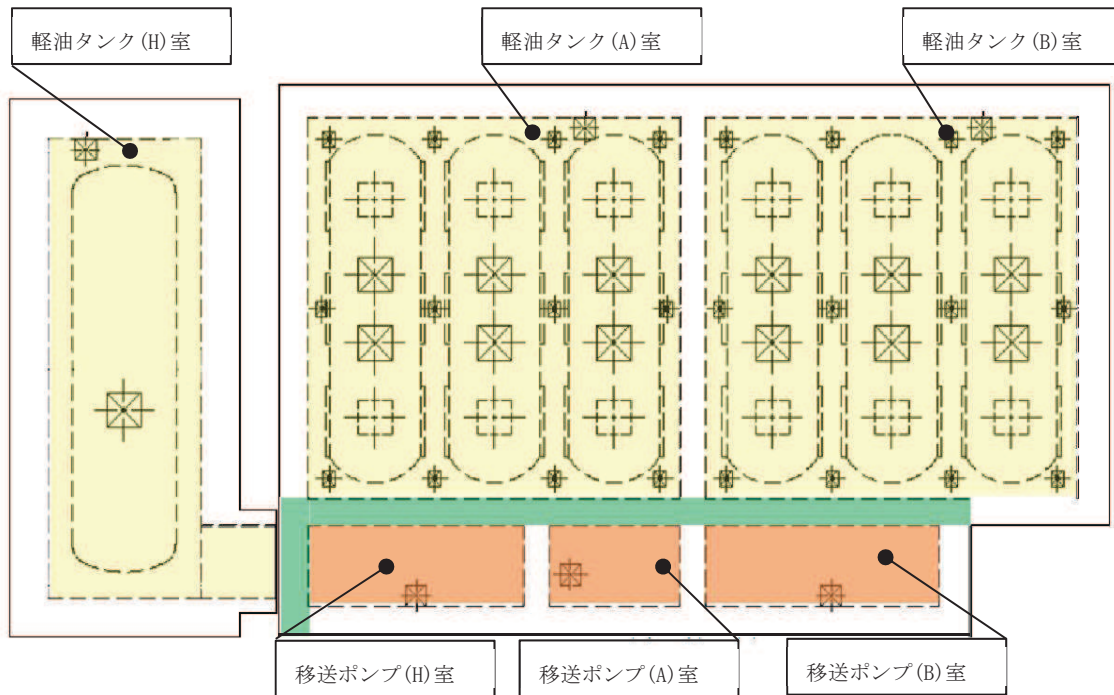
【規制基準における要求事項等】

地震による溢水に加えて津波の流入を考慮した浸水範囲、浸水量を安全側に想定すること。浸水範囲、浸水量の安全側の想定に基づき、浸水防護重点化範囲に流入する可能性のある経路（扉、開口部、貫通口等）を特定し、それらに対して流入防止の対策を施すこと。

【確認内容】

（中略）

(4) 浸水範囲への浸水が安全機能への影響がないことを確認するため、浸水防護重点化範囲への浸水量（漏水量）を確認するとともに、範囲内への浸水が重要な安全機能を有する設備等の機能に影響を及ぼさないことを確認する。浸水量評価及び安全評価の確認の詳細を「7. 浸水量評価に基づく安全性評価」に示す。



軽油タンクエリア

- : 浸水防護重点化範囲
- : 浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）
- : 浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）との境界

図-1 軽油タンクエリアの浸水防護重点化範囲（詳細）

2. 評価方法

地震に起因する溢水（屋外タンク等の損傷による溢水）が発生した場合の、1項で示した方針に基づき、浸水を想定するエリアにおける耐震Sクラス機器（軽油タンク、配管、手動弁）への影響の有無を確認する。

2.1 没水時の外圧に対する影響評価

没水時の外圧に対する影響評価は、表-1に示すように「水圧による損傷」の観点にて実施する。

水圧の評価で使う溢水水位については、保守的な評価となるように、軽油タンクエリアの溢水水位（GL+0.18m）を用いることとし、軽油タンクの設置床面から軽油タンクエリアの溢水水位（GL+0.18m）までの水頭圧を用いて評価を行う。

表-1 軽油タンク、配管、手動弁の外圧による影響評価

評価対象施設	評価対象設備	影響評価の内容
軽油タンク室	軽油タンク	浸水による水頭圧（外圧）によるタンク、配管の構造的損傷の有無
	配管、手動弁	
軽油タンク室（H）	軽油タンク（H）	
	配管、手動弁	

2.2 没水時の浮力に対する影響評価

軽油タンクが没水した際に生じる浮力が自重を上回る場合、基礎ボルトに対して引張荷重が生じることから、表-2に示すように「浮力による損傷」の観点にて実施する。なお、軽油タンクは常に軽油を有するが、評価では保守的に軽油タンクが空の場合の基礎ボルトの健全性を確認する。

表-2 軽油タンクの浮力による影響評価

評価対象施設	評価対象設備	評価内容
軽油タンク室	軽油タンク	没水した際に生じる浮力による基礎ボルトの損傷の有無
軽油タンク室（H）	軽油タンク（H）	

2.3 軽油タンク室上部マンホールハッチに期待せず流体が浸水した場合に生じる圧力に対する影響評価

軽油タンク室の上部に設置しているマンホールハッチに期待せず、開口部から流体が浸水した場合、軽油タンク及び配管、手動弁に流体が衝突することによる圧力を考慮し、表-3に示すように「流体の衝突により発生した圧力による損傷」の観点にて実施する。なお、衝突荷重を算出する際の評価高さは、保守的に軽油タンクエリアの溢水水位（GL+0.18m）から軽油タンクの設置床面とする。

表-3 軽油タンク及び配管，手動弁の流体が衝突により発生した圧力による影響評価

評価対象施設	評価対象設備	影響評価の内容
軽油タンク室	軽油タンク	マンホール開口部から浸水した流体がタンク，配管，手動弁に衝突した場合の損傷の有無
	配管，手動弁	
軽油タンク室（H）	軽油タンク（H）	
	配管，手動弁	

3. 評価結果

3.1 没水時の外圧に対する影響評価

3.1.1 軽油タンク

軽油タンクの外圧による許容圧力は「J S M E S N C 1-2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格（以下「設計・建設規格」という。）に基づき、下記式を用いて算出を行った。なお、評価では保守的にタンク内圧は大気圧とした。

表-4に示す結果より、軽油タンクの許容圧力が軽油タンク室及び軽油タンク室（H）の浸水水位における水頭圧をそれぞれ上回ることを確認した。

$$t = \frac{3 \cdot P_e \cdot D_0}{4 \cdot B}$$

より

$$P_e = \frac{4 \cdot B \cdot t}{3 \cdot D_0}$$

表-4 水圧による損傷評価（軽油タンク及び軽油タンク（H））

項目	記号	軽油タンク	軽油タンク（H）
胴の外径	D_0 [mm]	3556	4066
胴の計算上必要な厚さ	t [mm]	28	28
設計・建設規格 付録材料図表 Part7 図3に規定される値	B [-]	25	22
材質	-		
許容圧力	P_e [MPa]	0.262	0.202
水頭圧	P [MPa]	0.06 ^{*1}	0.09 ^{*2}
判定（許容圧力>水頭圧）	-	○	○

注記 *1：軽油タンク室床面（O.P. 8.5m）から軽油タンク室の浸水水位 GL+0.18m（O.P. 13.98m）までの水位の高さ（5.48m）の水頭圧を切り上げた値^{*3}

*2：軽油タンク室（H）床面（O.P. 5.4m）から軽油タンク室（H）の浸水水位 GL+0.18m（O.P. 13.98m）までの水位の高さ（8.58m）の水頭圧を切り上げた値^{*3}

*3：O.P. 表記については、東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴う1mの地盤沈下を考慮

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

3.1.2 配管等

配管の外圧による許容圧力は設計・建設規格に基づき、下記式を用いて算出を行った。配管については、軽油タンク室と比較し軽油タンク室（H）の床面が低いため、軽油タンク室（H）における浸水時の水頭圧が大きいこと、配管の仕様は同等であることから、軽油タンク室（H）の燃料移送配管を代表として選定した。また、手動弁については肉厚等の構造を踏まえ、配管の評価を代表として選定した。なお、評価では保守的に配管内圧は大気圧とした。

表－5に示す結果より、配管の許容圧力が軽油タンク室（H）の浸水水位における水頭圧を上回ることを確認した。

$$t = \frac{3 \cdot P_e \cdot D_0}{4 \cdot B}$$

より

$$P_e = \frac{4 \cdot B \cdot t}{3 \cdot D_0}$$

表－5 水圧による損傷評価（配管）

項目	記号	燃料移送配管
管の外径	D_0 [mm]	60.5
管の計算上必要な厚さ	t [mm]	5.5
設計・建設規格 付録材料図表 Part7 図3に規定される値	B [-]	119
材質	-	
許容圧力	P_e [MPa]	14.42
水頭圧	P [MPa]	0.09* ¹
判定（許容圧力>水頭圧）	-	○

注記*1：軽油タンク室（H）床面（O.P. 5.4m）から軽油タンク室（H）の浸水水位 GL+0.18m（O.P. 13.98m）までの水位の高さ（8.58m）の水頭圧を切り上げた値*2

*2：O.P. 表記については、東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴う1mの地盤沈下を考慮

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

3.2 没水時の浮力に対する影響評価

軽油タンクが水没した際に生じる浮力が、基礎ボルトの許容引張応力 f_{t0} 以下であることを確認する。ただし、 f_{t0} は下表による。

	弾性設計用地震動 S_d 又は静的震度による荷 重との組合せの場合	基準地震動 S_s による 荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_{t0}	$\frac{F}{2} \cdot 1.5$	$\frac{F}{2} \cdot 1.5$

ここで、許容引張応力 f_{t0} は

$$\begin{aligned}
 F &= \text{MAX} (S_y, 0.7 \cdot S_u) \\
 &= \text{MAX} \boxed{} \\
 &= 586.6 \\
 f_{t0} &= 586.6 / 2 \cdot 1.5 \\
 &= 439.95 \\
 &\approx 440 \text{ (MPa)}
 \end{aligned}$$

また、軽油タンクが水没した際に生じる浮力は、下記式を用いて算出する。表-6に示す結果より、健全性が維持できることを確認した。

$$\sigma = \rho \cdot g \cdot V$$

ここで、

ρ : 溢水の密度 (=1030 (kg/m³))

g : 重力加速度 (=9.80665 (m/s²))

V : 機器の体積 * 保守的に円筒容器として算出

《軽油タンク基礎ボルトに生じる浮力》

軽油タンクの体積は

胴の長さ 13056mm, 胴の直径 3500mm

$$\text{胴の断面積} = \frac{\pi}{4} \cdot 3500^2 = 9621127.502 \text{ mm}^2$$

機器の体積 = 胴の長さ 13056mm × 胴の断面積 9621127.502mm²

$$\approx 126 \text{ (m}^3\text{)}$$

軽油タンクに生じる浮力は

$$\sigma = \rho \cdot g \cdot V$$

$$= 1030 \text{ kg/m}^3 \cdot 9.80665 \text{ m/s}^2 \cdot 126 \text{ m}^3$$

$$\approx 1272707 \text{ (N)}$$

タンク自重による荷重を考慮

$$\begin{aligned} &= \text{タンクの空重量 } 48700\text{kg} \times 9.80665\text{m/s}^2 \\ &\doteq 477584 \text{ (N)} \end{aligned}$$

タンク自重による荷重を考慮した軽油タンクに生じる浮力は

$$\begin{aligned} &= 1272707 - 477584 \\ &= 795123 \text{ (N)} \end{aligned}$$

軽油タンクの基礎ボルト 1 本あたりの荷重は (基礎ボルト本数=36 本)

$$\begin{aligned} &= 795123 \div 36 \\ &\doteq 22087 \text{ (N)} \end{aligned}$$

基礎ボルト (M48) の軸断面積 (基礎ボルト寸法=M48)

$$\begin{aligned} &= \frac{\pi}{4} \cdot 48^2 \\ &\doteq 1810\text{mm}^2 \end{aligned}$$

基礎ボルトに発生する応力

$$\begin{aligned} &= 22087 \div 1810 \\ &= 12.21 \\ &\doteq 13\text{MPa} \end{aligned}$$

《軽油タンク (H) 基礎ボルトに生じる浮力》

軽油タンク (H) の体積は

胴の長さ 15256mm, 胴の直径 4000mm

$$\text{胴の断面積} = \frac{\pi}{4} \cdot 4000^2 = 12566370.61\text{mm}^2$$

$$\text{機器の体積} = \text{胴の長さ } 15256\text{mm} \times \text{胴の断面積 } 12566370.61\text{mm}^2$$

$$\doteq 192 \text{ (m}^3\text{)}$$

軽油タンク (H) に生じる浮力は

$$\begin{aligned} \sigma &= \rho \cdot g \cdot V \\ &= 1030 \text{ kg/m}^3 \cdot 9.80665 \text{ m/s}^2 \cdot 192 \text{ m}^3 \\ &\doteq 1939364 \text{ (N)} \end{aligned}$$

タンク自重による荷重を考慮

$$\begin{aligned} &= \text{タンクの空重量 } 82800\text{kg} \times 9.80665\text{m/s}^2 \\ &\doteq 811991 \text{ (N)} \end{aligned}$$

タンク自重による荷重を考慮した軽油タンク (H) に生じる浮力は

$$\begin{aligned} &= 1939364 - 811991 \\ &= 1127373 \text{ (N)} \end{aligned}$$

軽油タンク（H）の基礎ボルト1本あたりの荷重は（基礎ボルト本数=48本）

$$=1127373 \div 48$$

$$\approx 23487 \text{ (N)}$$

基礎ボルト（M48）の軸断面積（基礎ボルト寸法=M48）

$$= \frac{\pi}{4} \cdot 48^2$$

$$\approx 1810 \text{ mm}^2$$

基礎ボルトに発生する応力

$$=23487 \div 1810$$

$$=12.98$$

$$\approx 13 \text{ MPa}$$

表-6 浮力による損傷評価（軽油タンク及び軽油タンク（H））

項目	記号	軽油タンク	軽油タンク（H）
ボルト材質	-		
ボルト寸法	-	M48	M48
設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表8に規定される値	S_y [MPa]		
設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表9に規定される値	S_u [MPa]		
許容引張応力	f_{t0} [MPa]	440	440
浮力	σ [MPa]	13	13
判定（許容引張圧力>発生圧力）	-	○	○

3.3 軽油タンク室上部マンホールハッチに期待せず流体が浸水した場合に生じる圧力に対する影響評価

3.3.1 軽油タンク

軽油タンクの外圧による許容圧力は設計・建設規格に基づき、下記式を用いて算出を行った。なお、評価では保守的にタンク内圧は大気圧とした。

$$t = \frac{3 \cdot P_e \cdot D_0}{4 \cdot B}$$

より

$$P_e = \frac{4 \cdot B \cdot t}{3 \cdot D_0}$$

マンホールハッチの開口部から浸水した流体が、噴流としてタンク、配管に衝突した際に生じる圧力は、下記式を用いて算出する。

表-7 に示す結果より、軽油タンクの健全性が維持できることを確認した。

$$P = \rho \cdot U^2 \times 10^{-6}$$

ここで、

ρ : 溢水の密度 (=1030 (kg/m³))

U : 噴流の速度

軽油タンク室の流速

$$\begin{aligned} U &= \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \quad (H=0. \text{ P. } 13.98\text{m} - 0. \text{ P. } 8.5\text{m} = 5.48\text{m}) \\ &= \sqrt{2 \times 9.80665 \times 5.48} \\ &\doteq 10.37 \text{ (m/s)} \end{aligned}$$

軽油タンク室 (H) の流速

$$\begin{aligned} U &= \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \quad (H=0. \text{ P. } 13.98\text{m} - 0. \text{ P. } 5.1\text{m} = 8.88\text{m}) \\ &= \sqrt{2 \times 9.80665 \times 8.88} \\ &\doteq 13.20 \text{ (m/s)} \end{aligned}$$

表-7 衝突により生じる圧力による損傷評価 (軽油タンク及び軽油タンク (H))

項目	記号	軽油タンク	軽油タンク (H)
胴の外径	D _o [mm]	3556	4066
胴の計算上必要な厚さ	t [mm]	28	28
設計・建設規格 付録材料図表 Part7 図3 に規定される値	B [-]	25	22
材質	-		
許容圧力	P _e [MPa]	0.262	0.202
衝突により生じる圧力	P [MPa]	0.111 ^{*1}	0.180 ^{*2}
判定 (許容圧力 > 衝突による圧力)	-	○	○

注記 *1: 軽油タンク室床面 (0. P. 8.5m) から軽油タンク室の浸水水位 GL+0.18m (0. P. 13.98m) までの水位の高さ^{*3}

*2: 軽油タンク室 (H) 床面 (0. P. 5.4m) から軽油タンク室 (H) の浸水水位 GL+0.18m (0. P. 13.98m) までの水位の高さ^{*3}

*3: 0. P. 表記については、東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴う 1m の地盤沈下を考慮

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

3.3.2 配管等

配管の外圧による許容圧力は設計・建設規格に基づき、下記式を用いて算出を行った。配管については、軽油タンク室と比較し軽油タンク室（H）の床面が低いため、軽油タンク室（H）における流体衝突時の荷重が大きいこと、配管の仕様は同等であることから、軽油タンク室（H）の燃料移送配管を代表として選定した。また、手動弁については肉厚等の構造を踏まえ、配管の評価を代表として選定した。なお、評価では保守的に配管内圧は大気圧とした。

$$t = \frac{3 \cdot P_e \cdot D_0}{4 \cdot B}$$

より

$$P_e = \frac{4 \cdot B \cdot t}{3 \cdot D_0}$$

マンホールハッチの開口部から浸水した流体が、配管に衝突した際に生じる圧力は、下記式を用いて算出する。

表-8に示す結果より、配管の健全性が維持できることを確認した。

$$P = \rho \cdot U^2 \times 10^{-6}$$

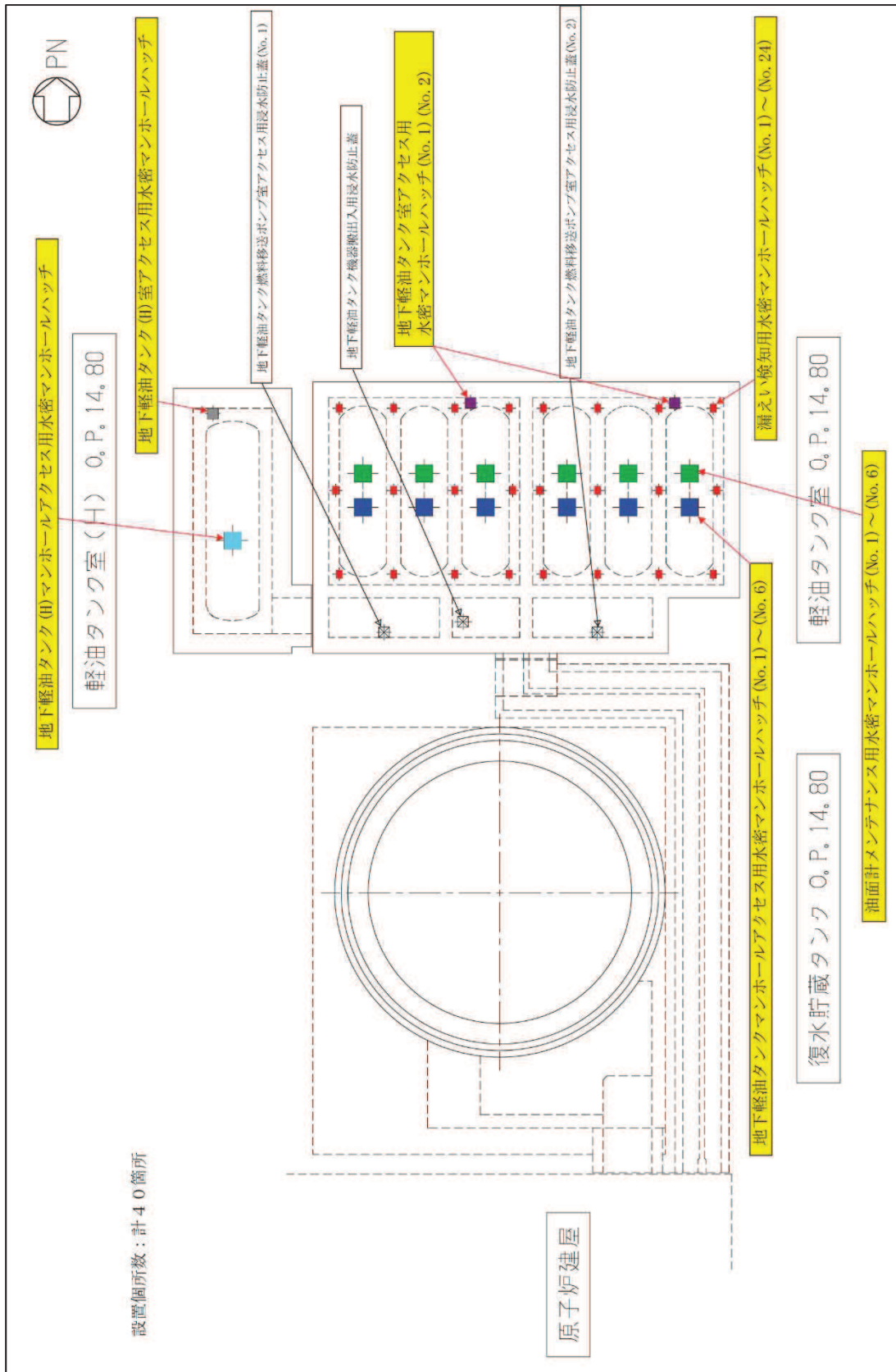
表-8 衝突により生じる圧力による損傷評価（配管）

項目	記号	燃料移送配管
管の外径	D_0 [mm]	60.5
管の計算上必要な厚さ	t [mm]	5.5
設計・建設規格 付録材料図表 Part7 図3に規定される値	B [-]	119
材質	-	
許容圧力	P_e [MPa]	14.42
衝突により生じる圧力	P [MPa]	0.180* ¹
判定（許容圧力>衝突による圧力）	-	○

注記 *1：軽油タンク室（H）床面（O.P. 5.4m）から軽油タンク室（H）の浸水水位 GL+0.18m（O.P. 13.98m）までの水位の高さ*2

*2：O.P. 表記については、東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴う1mの地盤沈下を考慮

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



浸水防護重点化範囲 (浸水を想定するエリア) のマンホールハッチ設置箇所

5.25 第3号機海水熱交換器建屋の回転動の影響について

1. 概要

第3号機海水熱交換器建屋には、図1-1の配置図に示すように津波防護施設（防潮壁）及び浸水防止設備（浸水防止蓋及び水密扉）が建屋端部に設置される。各設備においては、各階の建屋中央に質量を集約した1軸の質点系地震応答解析モデルにより算出される応答加速度を基に設計している。

本資料は、地震時に水平方向の地震動により生じる回転動が鉛直方向の応答に及ぼす影響（図1-2参照）を検討し、建屋端部に設置された設備に対する設計用地震力の妥当性を確認するものである。

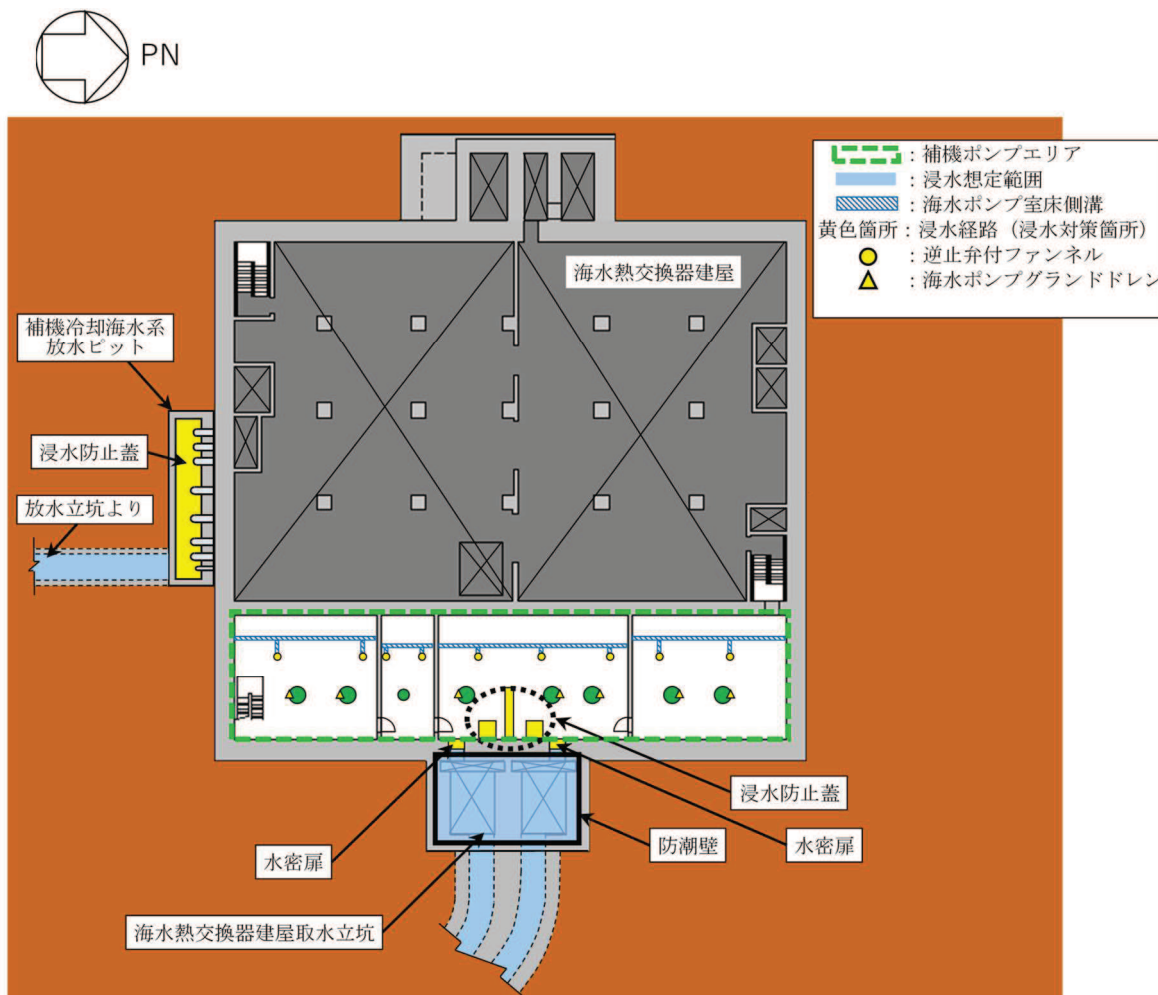


図1-1 津波防護施設及び浸水防止設備の配置図
(第3号機海水熱交換器建屋 1階)

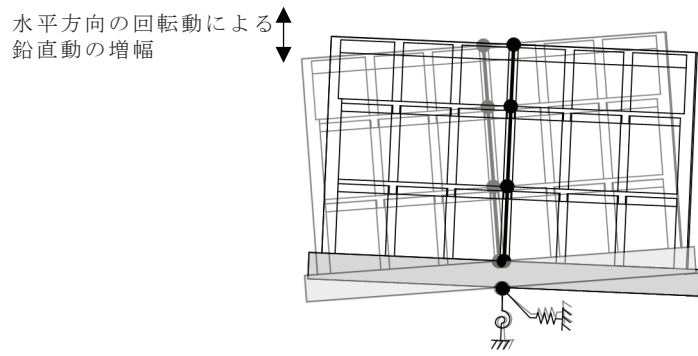


図 1-2 水平方向の地震動による回転動により生じる鉛直動のイメージ

2. 検討方針

第3号機海水熱交換器建屋に設置している地震計で収録された地震観測記録を用いて、観測記録と地震応答解析モデルの応答値の関係を確認する。

第3号機海水熱交換器建屋の地震計の配置図を図2-1に示す。地震計は、基礎版上及び1階の南端部に設置している。したがって、水平方向の地震動により回転動が発生する場合は地震観測記録にその影響が生じていると考えられるため、観測記録とシミュレーション解析による質点応答の関係について検討する。

なお、今回工認に用いる地震応答解析モデルは、シミュレーション解析モデルに新設する防潮壁等の重量を追加したモデルとなっているが、質点重量に対する割合は1～2%程度であり、重量の増加による解析結果への影響は軽微である。

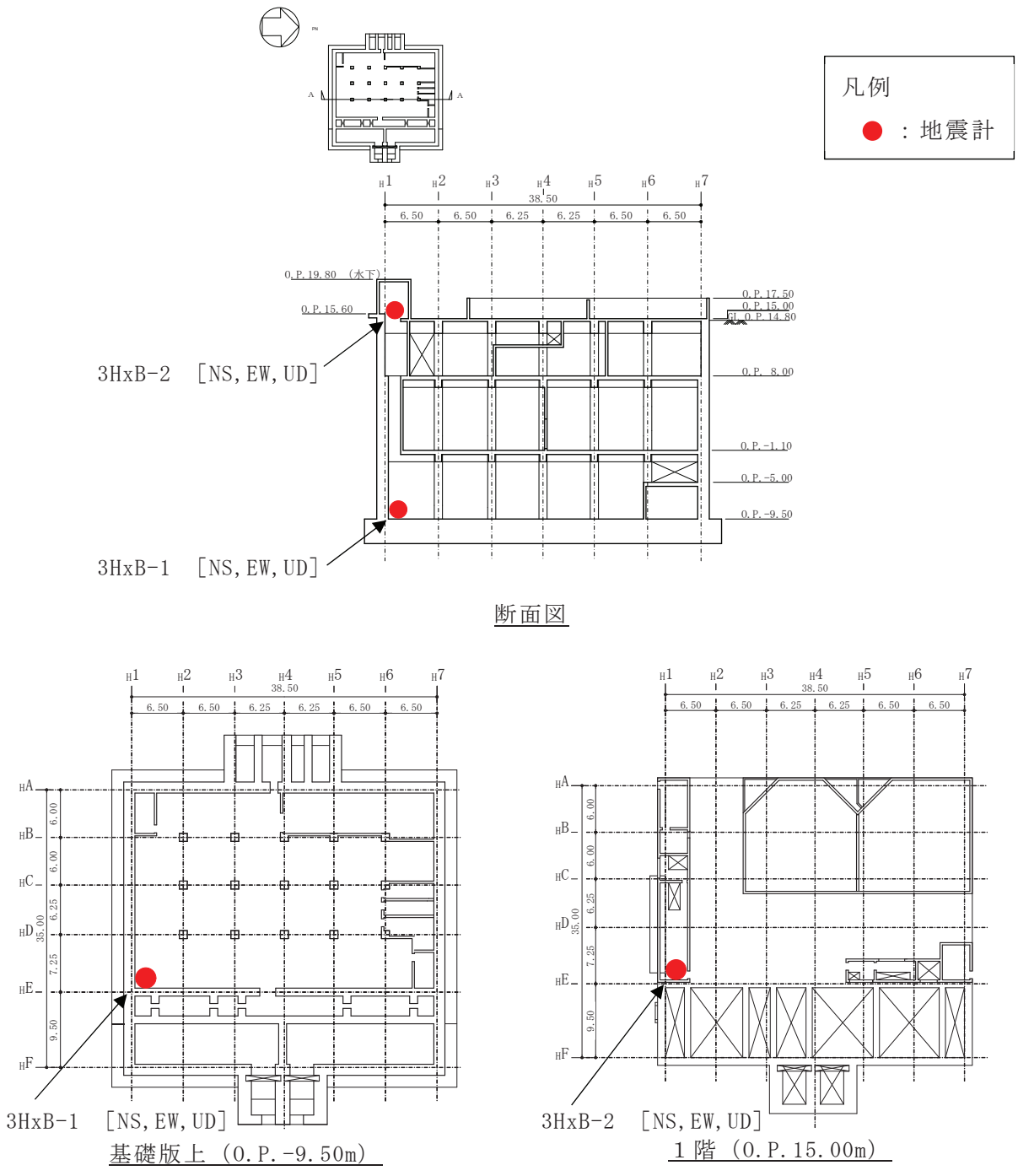


図 2-1 地震計配置図

3. 検討方法

検討においては、「補足-610-12 別紙 1 東北地方太平洋沖地震等に対する第3号機海水熱交換器建屋のシミュレーション解析」において示した 3.11 地震及び 4.7 地震に対する鉛直方向の観測記録及びシミュレーション解析結果を用いる。シミュレーション解析は、図 3-1 に示すとおり、基礎版上の観測記録を周波数応答解析により地盤ばねのばね外の入力動を算出し、建屋線形とした時刻歴応答解析を実施したものである。

地震観測記録については、建屋南端に配置されている地震計の観測記録を用いる。なお、建屋の南端に浸水防止蓋、東端に浸水防止蓋、水密扉及び防潮壁が設置されているが、第3号機海水熱交換器建屋の基礎版は NS 方向が 43.5m、EW 方向が 40.0m であり概ね同じ長さであることから、水平方向の回転動による鉛直動への影響は NS 方向、EW 方向とも同程度であると考えられる。

表 3-1 に鉛直方向の地震応答解析モデルの用いる物性値を示す。また、シミュレーション解析モデルの固有値解析結果を表 3-2 に示す。

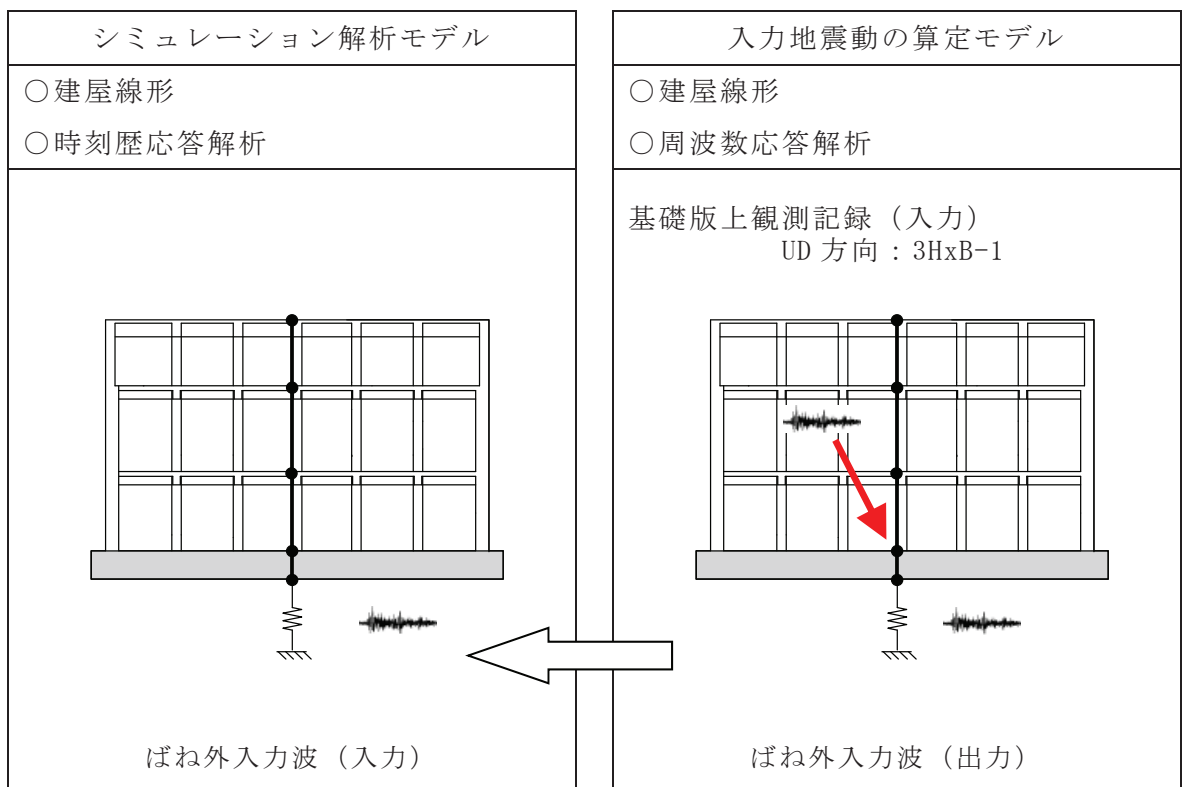


図 3-1 入力地震動の算出概念図

表 3-1 鉛直方向の地震応答解析に用いる物性値

材 料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)
コンクリート	2.65×10 ⁴	1.14×10 ⁴	5

表 3-2 固有値解析結果（鉛直方向）

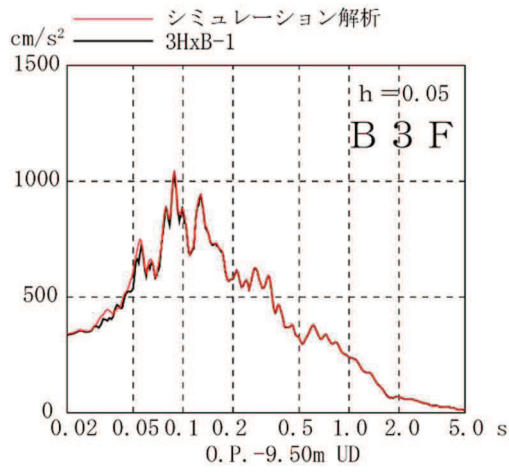
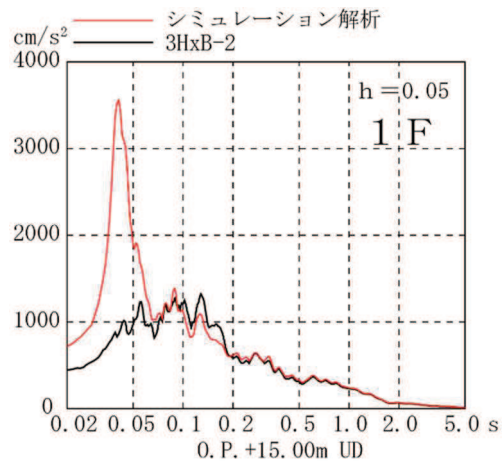
次数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.054	18.57	1.380
2	0.023	44.00	0.506
3	0.015	67.54	0.163
4	0.011	90.82	0.024

4. 検討結果

3.11 地震及び 4.7 地震に対する 1 階と地下 3 階の鉛直方向加速度応答スペクトルを図 4-1 及び図 4-2 に示す。また、シミュレーション解析結果と観測により得られた最大加速度応答を図 4-3 に、1 階におけるシミュレーション解析結果と観測により得られた最大加速度応答の値を表 4-1 に示す。

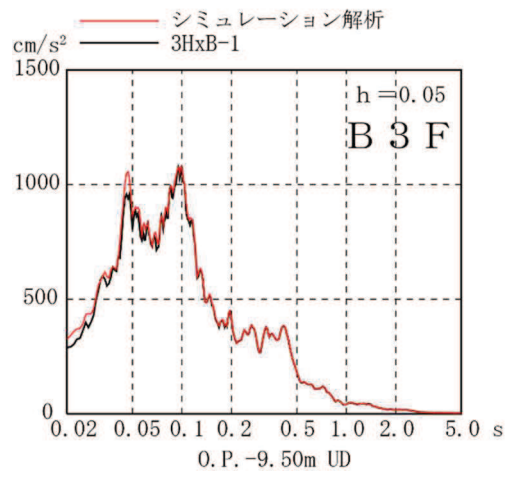
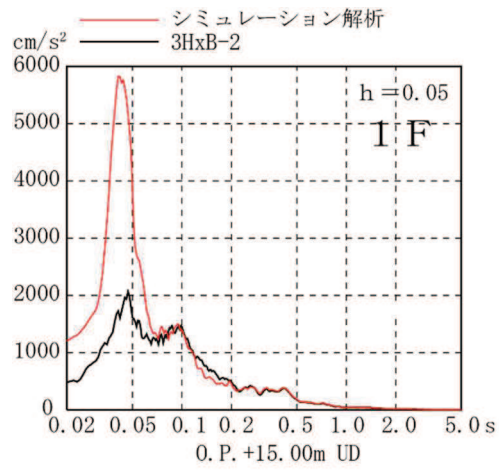
加速度応答スペクトルの比較により、1 階においてシミュレーション解析結果は概ね観測記録を上回ることが確認できる。また、1 階の観測記録に対するシミュレーション解析結果の最大応答加速度の比率は、3.11 地震で 1.31 倍、4.7 地震で 1.99 倍であり、いずれもシミュレーション解析結果が観測記録を大きく上回ることを確認した。

以上の検討により、**水平方向の回転動により生じる鉛直動の応答が含まれている観測記録をシミュレーション解析結果が上回っていることから、**質点系モデルを用いて算定した応答加速度を基に第 3 号機海水熱交換器建屋に設置されている防潮壁、浸水防止蓋及び水密扉の設計用地震力を設定することは妥当である。



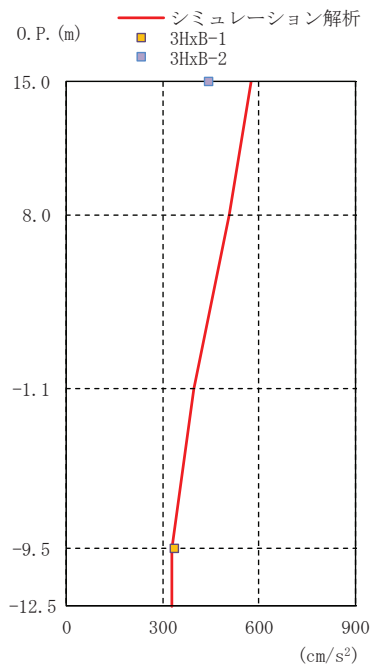
(鉛直方向)

図 4-1 加速度応答スペクトルの比較 (3.11 地震)

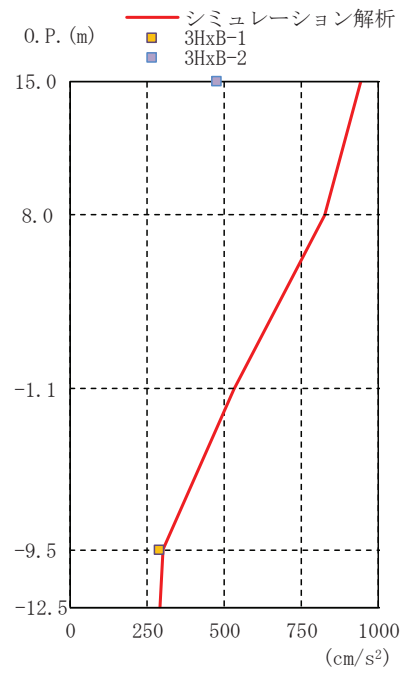


(鉛直方向)

図 4-2 加速度応答スペクトルの比較 (4.7 地震)



3.11 地震



4.7 地震

図 4-3 最大応答加速度の比較図（鉛直方向）

表 4-1 1 階における最大応答加速度の比率

地震名称	①観測記録(3HxB-2) (cm/s^2)	②シミュレーション解析 (cm/s^2)	比率 (②/①)
3.11 地震	441	577	1.31
4.7 地震	475	943	1.99

5.26 大津波警報発表時等における常用系海水系の運用について

(1) 概要

本資料は、津波発生時において、津波の敷地への流入を防止する観点及び非常用海水ポンプの取水量を確保する観点にて実施する、女川原子力発電所2号機常用系海水系（循環水系、タービン補機冷却海水系）に関わる運用について説明するものである。

(2) 津波の敷地への流入防止に係る運用

大津波警報（津波高さ「10m超」を目安）が発表された場合は、図1に示す運用フローにてプラント運転操作を行い、内部溢水の対策設備である循環水系隔離システム及びタービン補機冷却海水系隔離システムが動作した場合と同様の設備状態とすることにより、津波時におけるタービン建屋内の溢水量低減に期待する。これらの運用は保安規定に基づき実施する。

(3) 非常用海水ポンプの取水量確保に係る運用

非常用海水ポンプの取水量確保に係る運用においては、(2)に示す、大津波警報が発表された場合に加えて、津波発生時の海水ポンプ室の水位低下に対して図2に示す運用フローにてプラント運転操作を行う運用としている。引き波時よる海水ポンプ室水位の低下により、海水ポンプ室水位極低警報が発生した場合には、循環水ポンプが自動停止するインターロック*1を設けている。これらの運用は保安規定に基づき実施する。

注記 *1：循環水ポンプ停止インターロックに伴う誤動作防止について

循環水ポンプ停止のインターロックは、海水ポンプ室水位低下検知信号（2 out of 3）の条件が成立した場合に循環水ポンプ停止が動作する設計としており、通常運転時に誤動作する可能性は十分に低い。

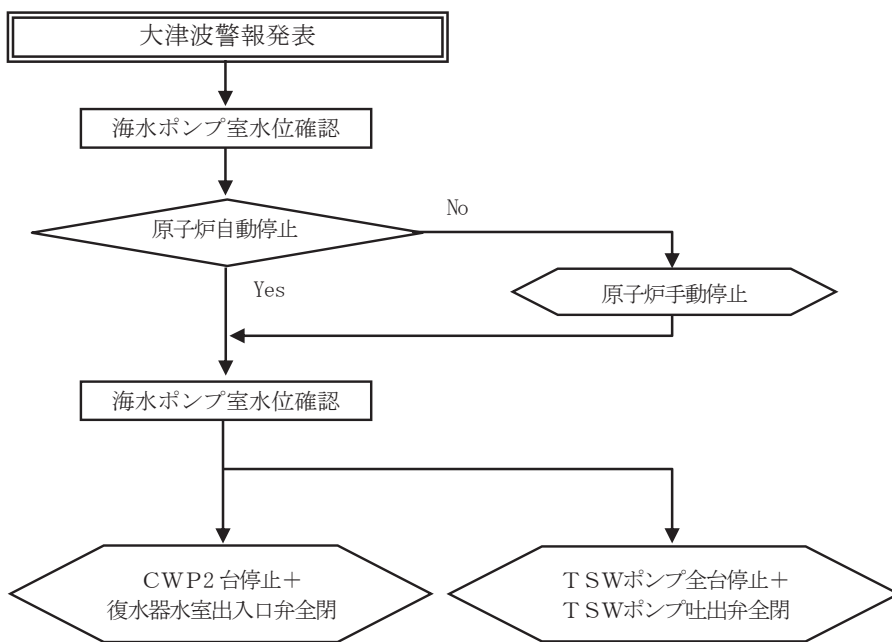


図1 大津波警報時及び津波の襲来時における運用フロー

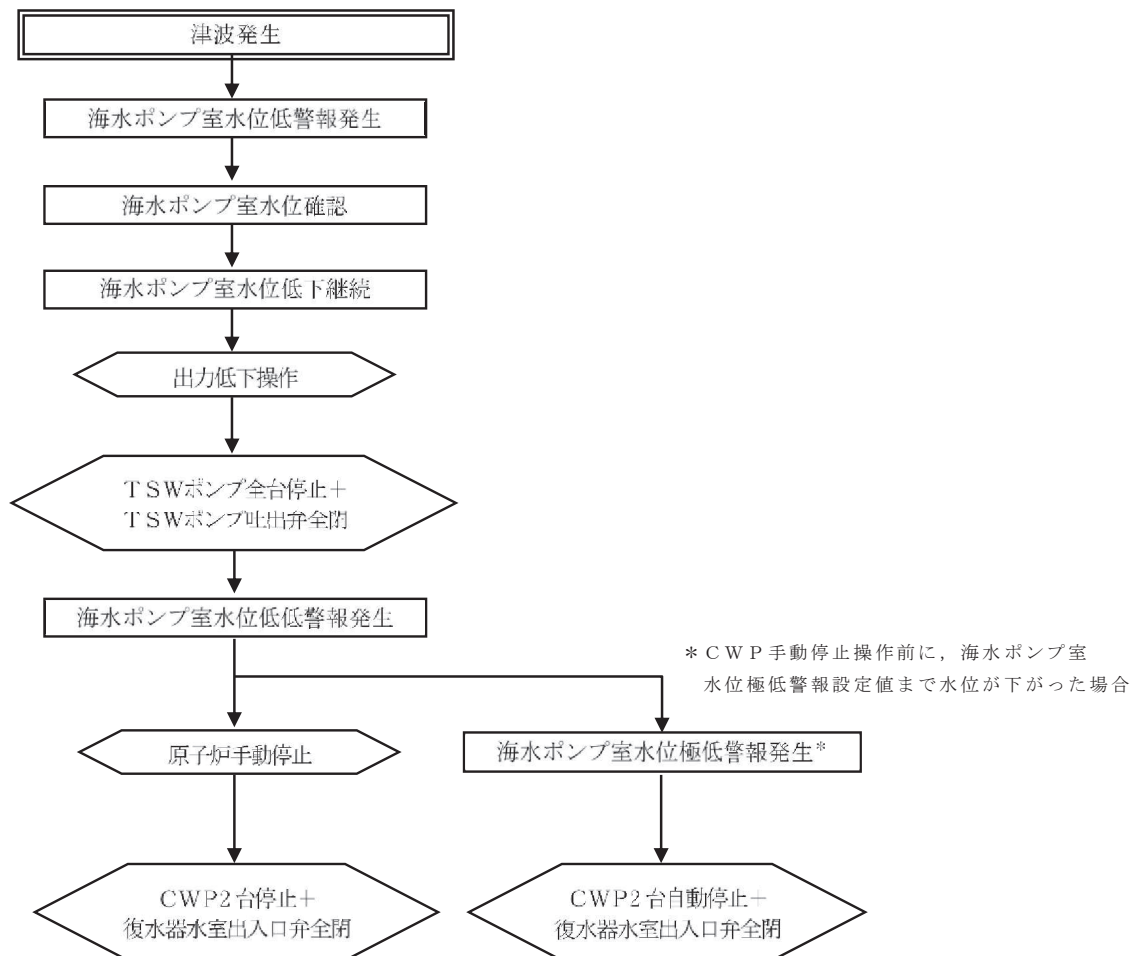


図2 引き波時における非常用海水ポンプ取水量確保の運用フロー

6. 浸水防護施設に関する補足資料

6.1 防潮堤に関する補足説明

目 次

- 6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明
- 6.1.3 防潮堤（盛土堤防）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.1.4 防潮堤（盛土堤防）の強度計算書に関する補足説明
- 6.1.5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材について
- 6.1.6 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明
- 6.1.7 背面補強工及び置換コンクリートに使用するコンクリートのせん断強度について
- 6.1.8 セメント改良土の品質確認方針
- 6.1.9 防潮堤の設計・施工に関する補足説明
- 6.1.10 漂流物防護工の評価について
- 6.1.11 盛土・旧表土の液状化影響を考慮した安定性評価への影響について

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.1 防潮堤の設計に関する補足説明
- 6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	10
2.4 適用基準	22
3. 耐震評価	24
3.1 評価対象断面	24
3.2 解析方法	32
3.3 荷重及び荷重の組合せ	49
3.4 入力地震動	51
3.5 解析モデル及び諸元	154
3.6 評価対象部位	184
3.7 許容限界	186
3.8 評価方法	200
4. 評価結果	230
4.1 地震応答解析結果	230
4.2 鋼管杭	363
4.3 鋼製遮水壁及び漂流物防護工	386
4.4 RC 遮水壁	388
4.5 背面補強工	397
4.6 置換コンクリート	403
4.7 改良地盤	407
4.8 セメント改良土	421
4.9 止水ジョイント部材の評価結果	429
4.10 基礎地盤	434
5. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性に関する影響検討	458
5.1 コンクリートの剛性の影響について	458
5.2 防潮堤前背面での地下水位差の影響検討について	465
5.3 断層交差部による影響検討について	470
5.4 隣接構造物による影響検討について	482
5.5 液状化しない場合の不確かさの影響検討について	490
5.6 垂直リブ設置による剛性増加の影響について	518

(参考資料 1) 短杭の影響検討について

(参考資料 2) 断面④の鋼管杭の軸力について

(参考資料 3) 鋼管杭－地盤間の境界条件の保守性について

(参考資料 4) ジョイント要素非設定箇所にジョイント要素を設定した場合の影響について

(参考資料 5) 漂流物防護工が地震応答に及ぼす影響について

(参考資料 6) RC 壁部の地盤ばね評価について

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、防潮堤（鋼管式鉛直壁）が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び止水機能を有していることを確認するものである。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）に要求される機能の維持を確認するにあたっては、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を行う。

なお、本資料においては各照査値が最も厳しいケースだけでなく、検討した全ケースの結果を示している。

また、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 基本方針

2.1 位置

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の範囲を図 2.1-1 に示す。なお、防潮堤（鋼管式鉛直壁）は一般部、岩盤部に分類される。

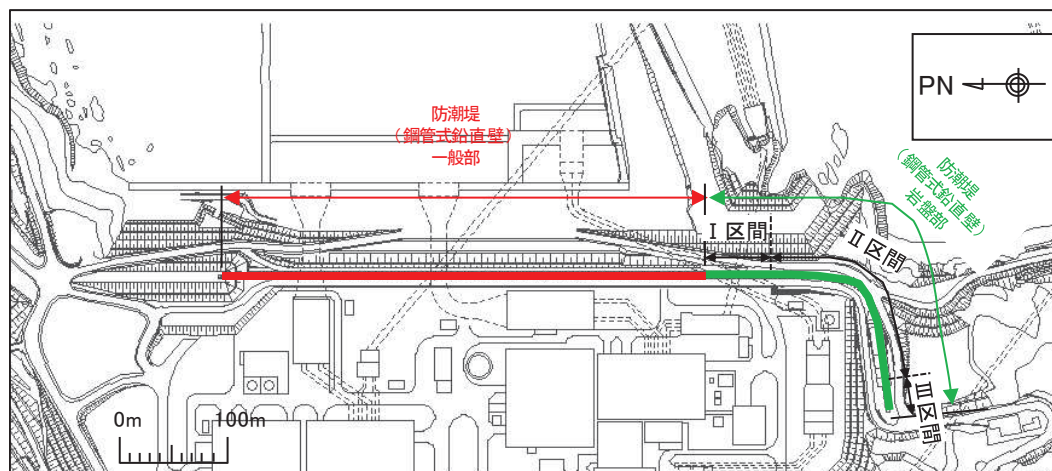


図 2.1-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の範囲

2.2 構造概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、一般部と岩盤部に分類される。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、入力津波による浸水高さ（防潮堤前面：O.P.+24.4m）に対して余裕を考慮した天端高さ（O.P.+29.0m）とする。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部は、鋼管杭、鋼製遮水壁、漂流物防護工及び背面補強工による上部構造と、鋼管杭及び置換コンクリートによる下部構造から構成され、背面補強工の下方に改良地盤を、置換コンクリートの上方にセメント改良土をそれぞれ設置する。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部は、鋼管杭、鋼製遮水壁、RC遮水壁、漂流物防護工及び背面補強工による上部構造と、鋼管杭による下部構造から構成される。

鋼管杭は、施工性を考慮し、上部工の鋼管杭と下部工の鋼管杭に分けて施工しており、接続部周辺をコンクリートで充填している。また、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部は基礎地盤のすべり安定性を確保する観点から、改良地盤の海側に置換コンクリートを設置する構造とした。

上部工の境界部及び地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイントを設置する。また、漂流物防護工の下部の止水ジョイント前面には、鋼製の保護部材を設置する。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造概要図及び構造図を図2.2-1及び図2.2-2に、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の構造図を図2.2-3に、止水ジョイント概念図を図2.2-4に示す。

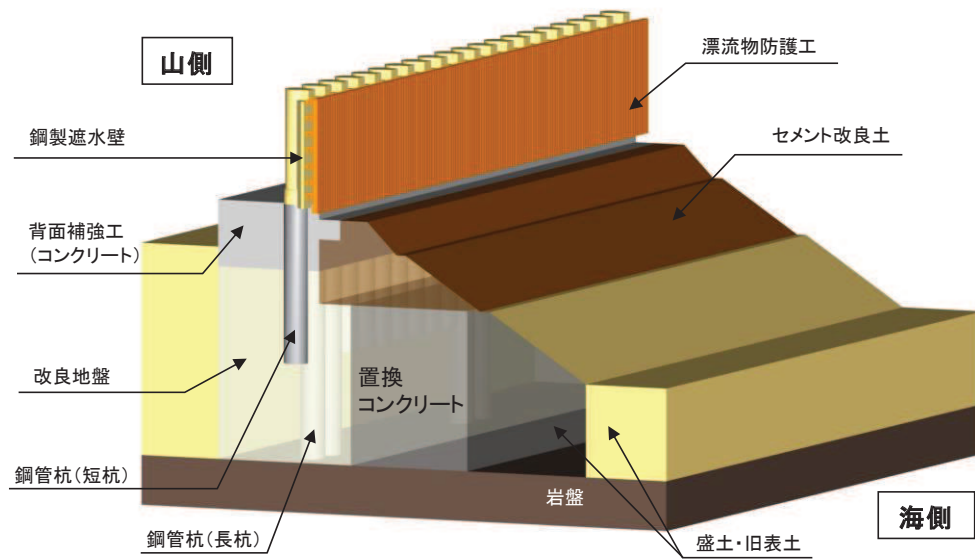


図 2.2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造概要図

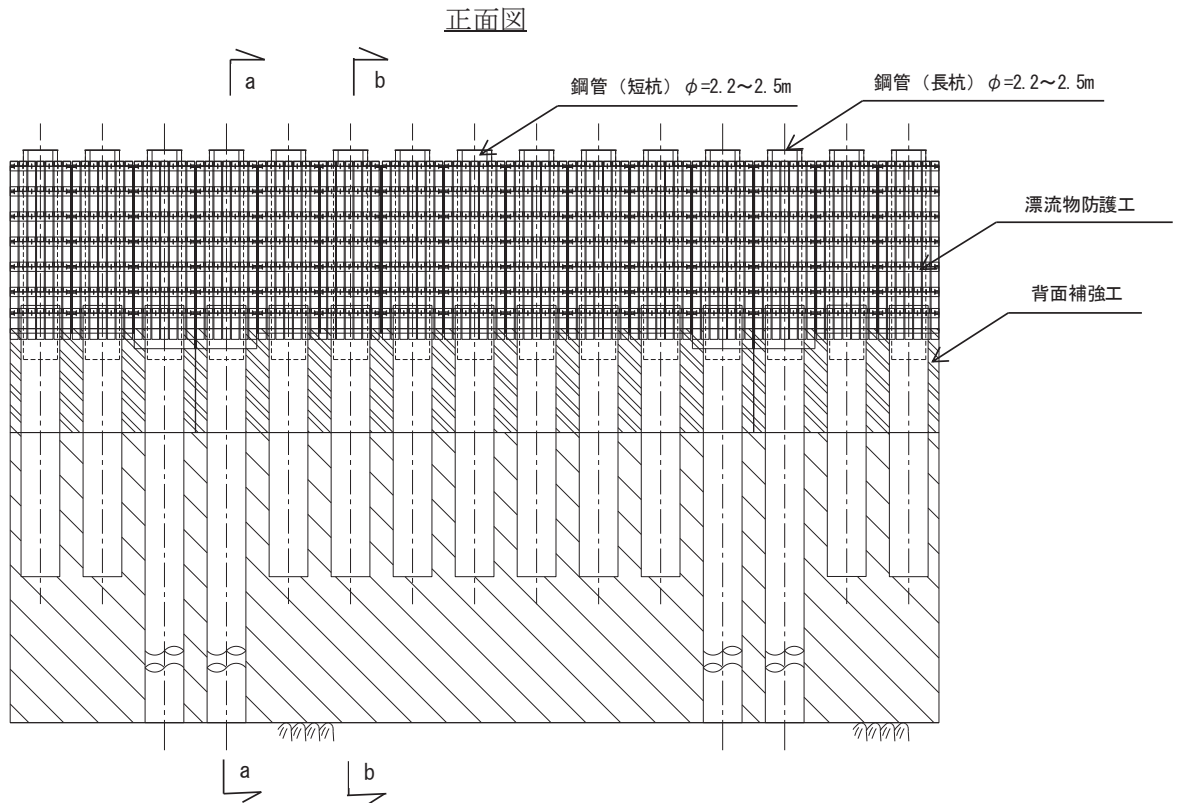


図 2.2-2(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造図（正面図，漂流物防護工）

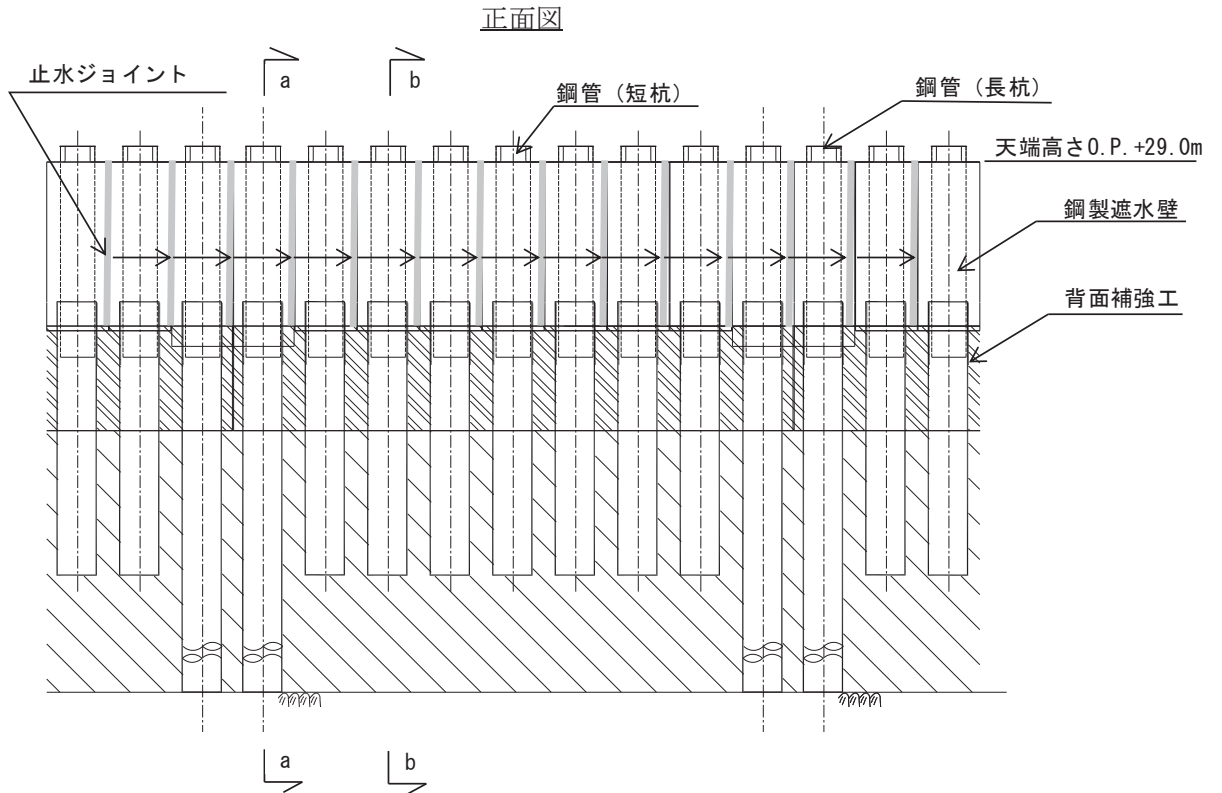


図 2.2-2(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造図（正面図，鋼製遮水壁）

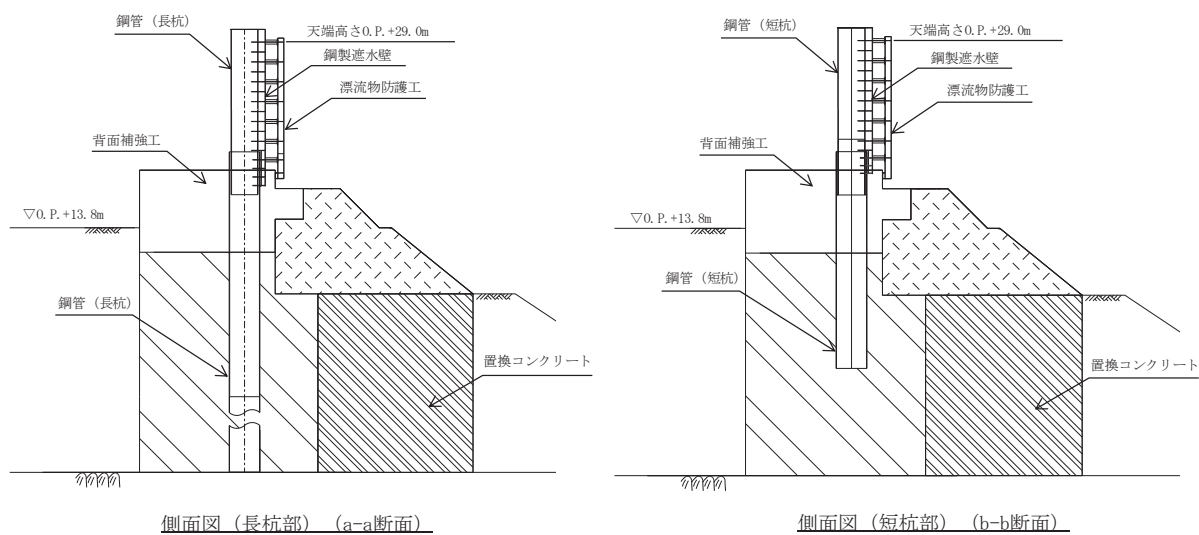


図 2.2-2(3) 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち一般部の構造図 (断面図)

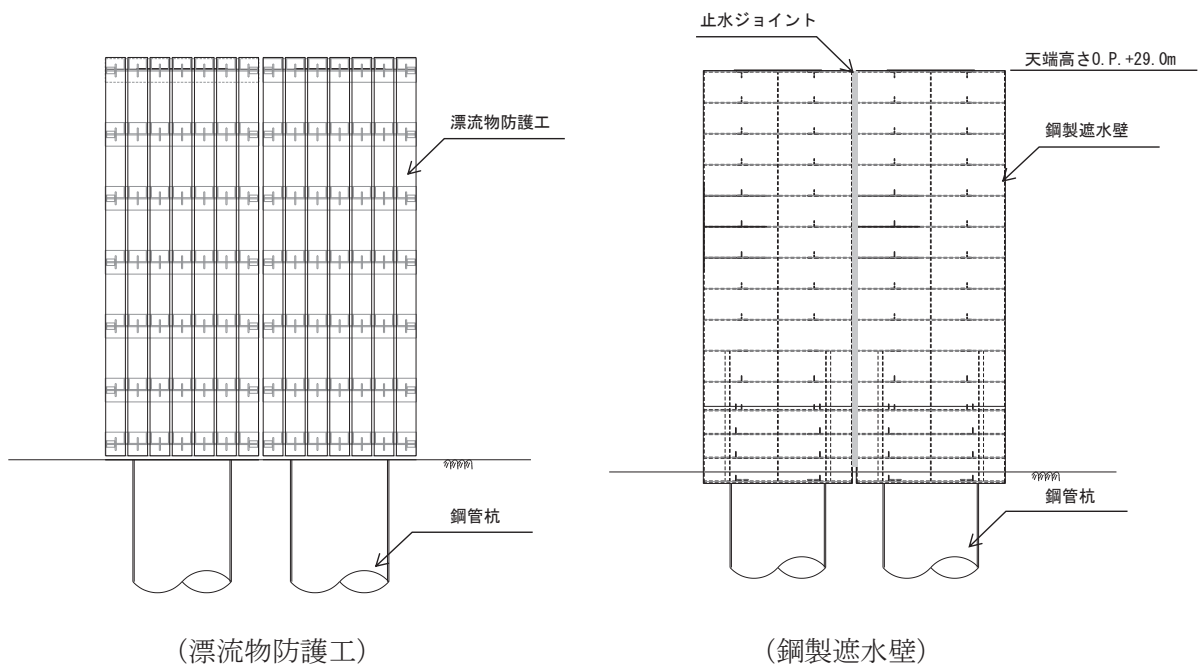


図 2.2-3(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の構造図（正面図，I・II区間）

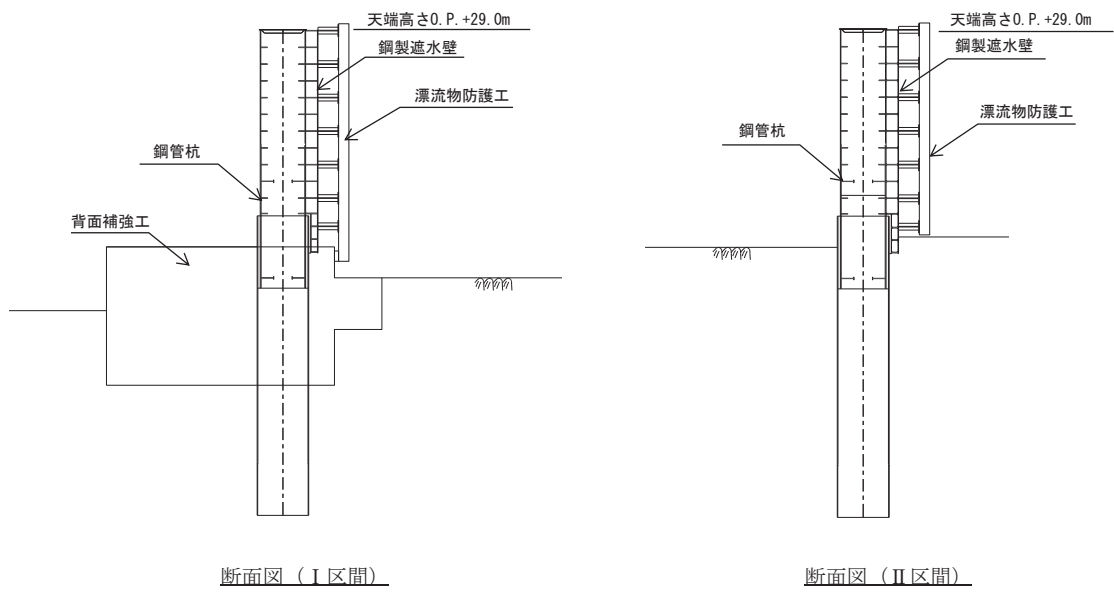


図 2.2-3(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の構造図（断面図，I・II区間）

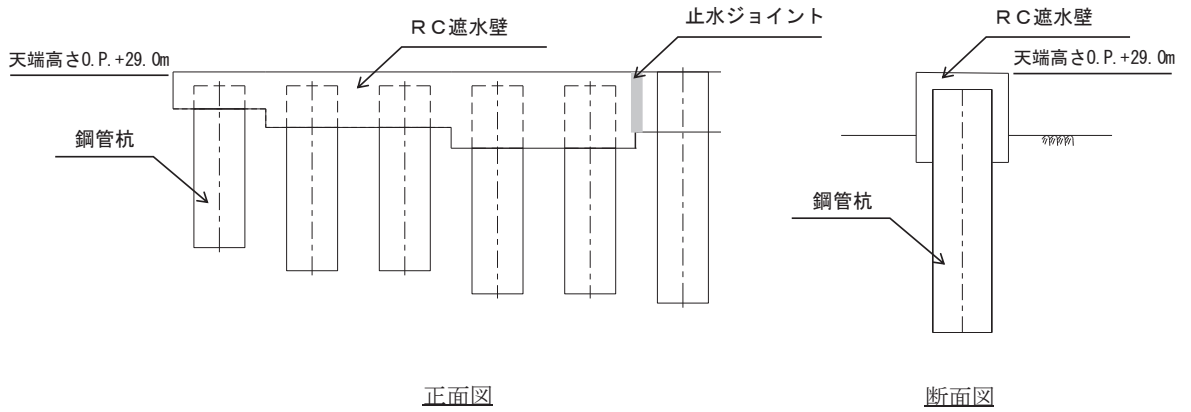
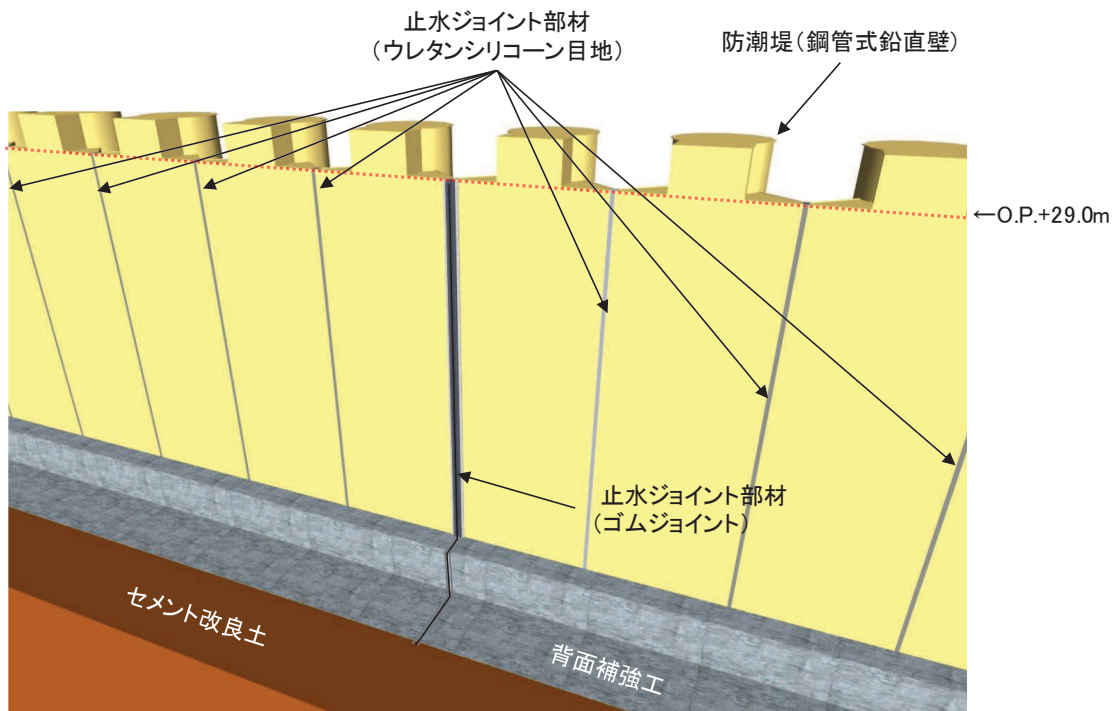
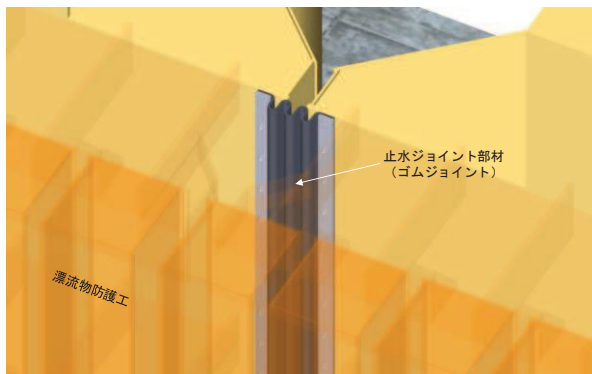


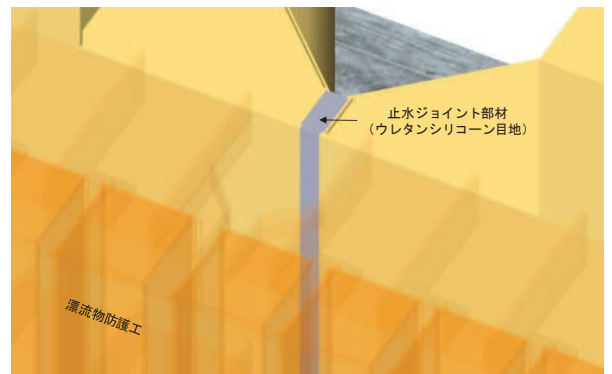
図 2.2-3(3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の構造図（Ⅲ区間）



(全体)

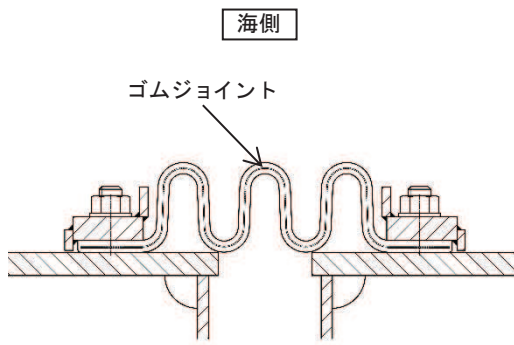


(ゴムジョイント部材の設置イメージ)

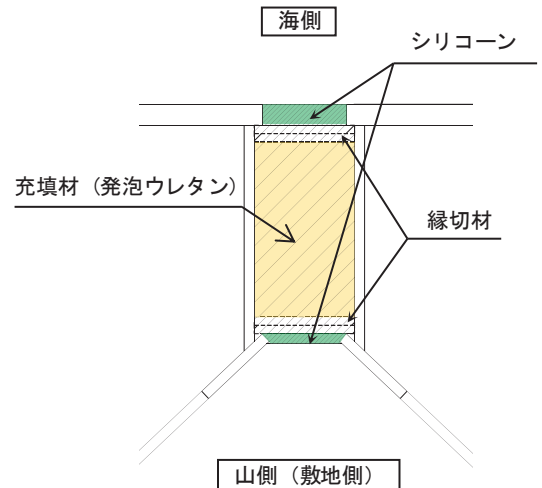


(ウレタンシリコーン目地の設置イメージ)

図 2.2-4 (1) 止水ジョイント部材設置イメージ図

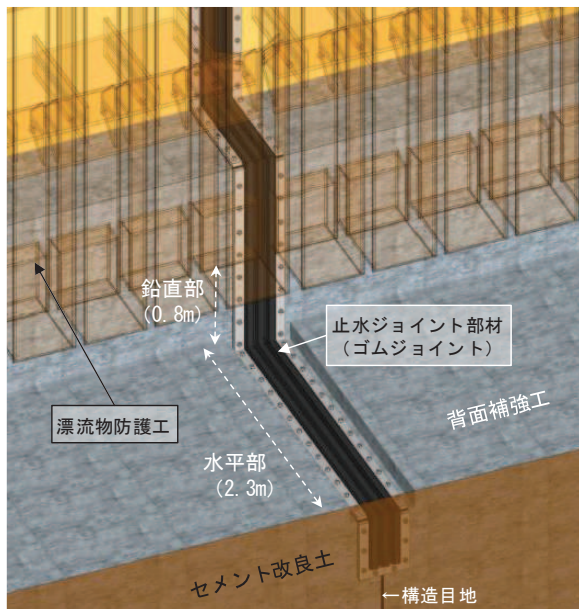


山側 (敷地側)
(ゴムジョイント)

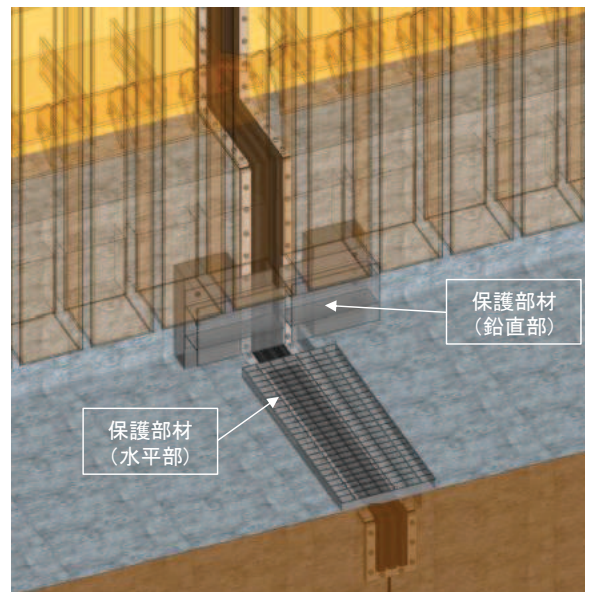


山側 (敷地側)
(ウレタンシリコーン目地)

図 2.2-4 (2) 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) の止水ジョイント概念図



(保護部材設置前の状態)



(保護部材の設置イメージ)

図 2.2-4 (3) ゴムジョイントの下端部部の概念図

2.3 評価方針

2.3.1 各部位の性能目標

防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

新規制基準への適合性において、防潮堤直下の盛土・旧表土は沈下対策として地盤改良を行うことを踏まえ、鋼管式鉛直壁における設置許可基準規則の各条文に対する検討要旨を表 2.3-1 に示す。鋼管式鉛直壁は一般部と岩盤部があるが、各部位の性能目標と許容限界については、一般部の整理結果を岩盤部にも展開するため、以下では一般部を対象に整理する。

表 2.3-1 鋼管式鉛直壁における検討要旨

規 則	検 討 要 旨
第3条 (設計基準対象施設の地盤)	<ul style="list-style-type: none">施設（鋼管杭，鋼製遮水壁，漂流物防護工，背面補強工及び置換コンクリート）を支持する地盤を対象とし，地盤内にすべり線を想定し，安定性を確認する。
第4条 (地震による損傷の防止)	<ul style="list-style-type: none">施設と地盤との動的相互作用や液状化検討対象層の地震時の挙動を考慮した上で，施設の耐震安全性を確認する。
第5条 (津波による損傷の防止)	<ul style="list-style-type: none">地震（本震及び余震）による影響を考慮した上で，機能を保持できることを確認する。液状化検討対象層の地震時の挙動の考慮を含む。

鋼管式鉛直壁（一般部）における条文に対応する施設の範囲及び各部位の役割を図 2.3-1，図 2.3-2 及び表 2.3-2 に示す。なお，以下では，津波を遮断する役割を『遮水性』，材料として津波を通しにくい役割を『難透水性』とし，これらを総称して『止水性』と整理する。

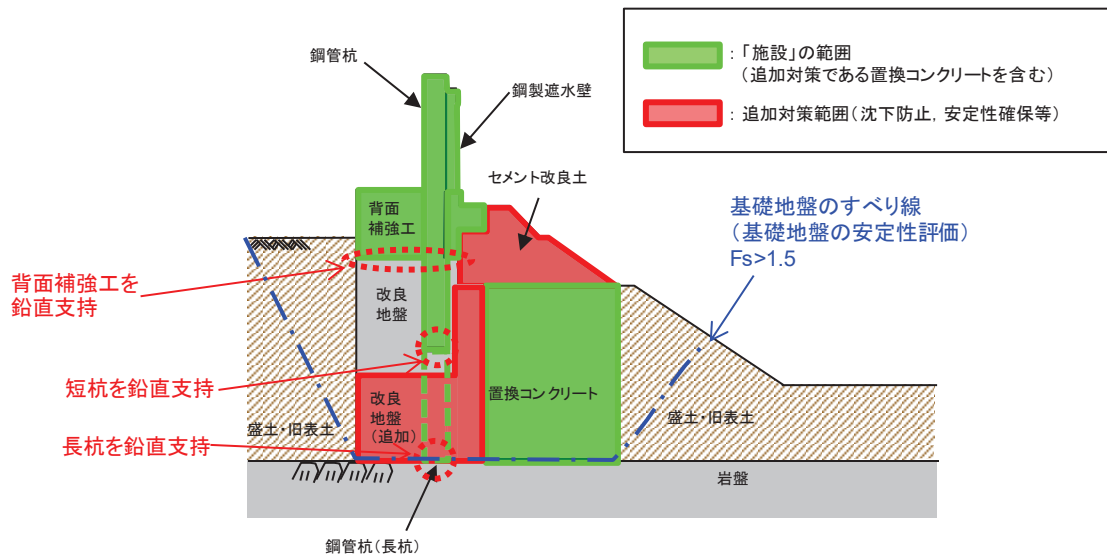


図 2.3-1 鋼管式鉛直壁（一般部）の「施設」の範囲

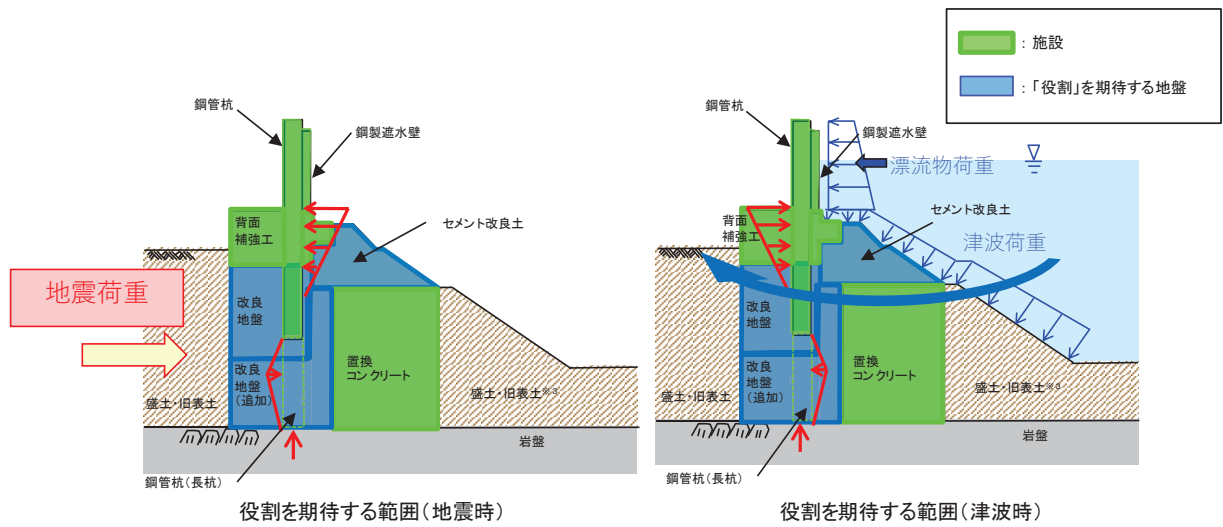


図 2.3-2 鋼管式鉛直壁（一般部）の役割を期待する範囲

表 2.3-2 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割*1	津波時の役割*1
施設	鋼管杭（長杭）	・ 鋼製遮水壁を支持する。	・ 鋼製遮水壁を支持する。
	鋼管杭（短杭）	・ 鋼製遮水壁を支持する。	・ 鋼製遮水壁を支持する。
	鋼製遮水壁	・ 漂流物防護工及び止水目地を支持する。	・ 漂流物防護工及び止水目地を支持するとともに、遮水性を保持する。
	漂流物防護工	—	・ 鋼製遮水壁及び止水ジョイントに漂流物を直接衝突させない。 ・ 漂流物衝突荷重を鋼製遮水壁及び鋼管杭に伝達する。
	止水目地	・ 鋼製遮水壁間の変位に追従する。	・ 鋼製遮水壁間の変位に追従し、遮水性を保持する。
	背面補強工	・ 長杭・短杭の変形を抑制する。	・ 遮水性を保持する。 ・ 長杭・短杭の変形を抑制する。
	置換コンクリート	・ コンクリート強度を考慮して基礎地盤のすべり安定性を確保する。 ・ 長杭・短杭の変形を抑制する。	・ 長杭・短杭の変形を抑制する。 ・ 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。
地盤	セメント改良土	・ 長杭・短杭の変形を抑制する。	・ 長杭・短杭の変形を抑制する。 ・ 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。 ・ 津波荷重を置換コンクリート等を介して岩盤に伝達する。
	改良地盤	・ 短杭及び背面補強工を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。 ・ 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 ・ 長杭・短杭の変形を抑制する。	・ 短杭及び背面補強工を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。 ・ 長杭・短杭の変形を抑制する。 ・ 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。
	岩盤	・ 長杭・短杭、背面補強工及び置換コンクリートを（改良地盤を介して）鉛直支持する。 ・ 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ 長杭・短杭、背面補強工及び置換コンクリートを（改良地盤を介して）鉛直支持する。

注記 *1：津波＋余震時は地震時及び津波時の両方の役割を参照する。

各部位の『施設』と『地盤』を区分するに当たり、背面補強工、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土の具体的な役割を表 2.3-3 のとおり整理した。

要求機能を満たすために設計上必要な項目（表 2.3-3 中「◎」と記載）を持つ部位として、背面補強工は津波時に鋼製遮水壁や止水目地とともに止水性（第 5 条）としての遮水性を保持すること、置換コンクリートは地震時にすべり安定性確保（第 3 条）の役割を主体的に果たすことから、『施設』と区分する。また、支持地盤や側方地盤としての役割（表 2.3-3 中「○」と記載）を有する改良地盤及びセメント改良土は『地盤』と区分する。

なお、施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目「○」と評価した具体的な考え方を以下に示す。

- ・ 改良地盤の役割である鉛直支持については、鋼管杭（短杭）及び背面補強工を鉛直支持するために支持力を設計に反映することから「○」とした。

- ・ 改良地盤及びセメント改良土の役割であるすべり安定性については、基礎地盤のすべり安定性を確保するために滑動抵抗力（強度特性）を設計に反映することから「○」とした。
- ・ 背面補強工，置換コンクリート，改良地盤及びセメント改良土の役割である健全性については，鋼管杭の変形を抑制するために剛性（変形特性）を設計に反映することから「○」とした。
- ・ 置換コンクリート，改良地盤及びセメント改良土の役割である止水性については，地盤中からの回り込みによる浸水を防止するために透水係数を設計に反映することから「○」とした。なお，透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを浸透流解析により確認する。

以上を踏まえ，鋼管式鉛直壁（一般部）における各部位の役割に対する性能目標を表 2.3-4 に示す。

表 2.3-3 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の具体的な役割

凡 例
 ◎：要求機能を主体的に満たすために設計上必要な項目
 (該当する部位を施設と区分とする)
 ○：施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目
 ー：設計上考慮しない項目

部位	具体的な役割				『施設』と『地盤』の区分の考え方	
	地震時	津波時	*1 鉛直支持	すべり安定性 (鋼管杭の変形抑制)		*1 止水性 (不透水性・難透水性)
背面補強工	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭の周囲を剛性の高いコンクリートとすることで鋼管杭の変形を抑制するとともに、鋼管杭の突出長を短縮することで鋼管杭の断面力を低減する。 	<ul style="list-style-type: none"> 遮水性を有するコンクリートを鋼製止水壁や止水目地と連続配置することで、津波時の水みちを形成しない。 鋼管杭の周囲を剛性の高いコンクリートとすることで鋼管杭の変形を抑制するとともに、鋼管杭の突出長を短縮することで鋼管杭の断面力を低減する。 	—	○	◎	津波時に鋼製止水壁や止水目地とともに遮水性の役割を果たすことから、『施設』と区分する。
置換コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> コンクリート強度を考慮して置換範囲を設計することで、基礎地盤のすべり安定性を確保する(第3条)。 鋼管杭の海側に必要な強度を有するコンクリートを設置することで改良地盤の変形や発生応力を低減し、鋼管杭の変形を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭の海側に必要な強度を有するコンクリートを設置することで改良地盤の変形や発生応力を低減し、鋼管杭の海側への変形に抵抗する。 難透水性を保持することで、遮水性を有する鋼製止水壁・止水目地・背面補強工の下部地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。 	—	○	*2 ○	地震時にすべり安定性確保の役割を主体的に果たすことから、『施設』と区分する。
セメント改良土	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭の海側にセメント改良土を設置することで鋼管杭の変形を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭の海側にセメント改良土を設置することで鋼管杭の海側への変形を抑制する。 遮水性を有する鋼製止水壁・止水目地・背面補強工の周囲で難透水性を保持することで、地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。 	—	○	*2 ○	すべり安定性への寄与及び鋼管杭の変形抑制が主な役割であり、施設の支持地盤や側方の役割と同様であること、難透水性の保持の役割をもつことから、『地盤』と区分する。
改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭(短杭)及び背面補強工の下方の盛土・旧表土を地盤改良(沈下防止)することで、防潮堤を鉛直支持するとともに基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭(短杭)及び背面補強工の下方の盛土・旧表土を地盤改良(沈下防止)することで、防潮堤を鉛直支持する。 難透水性を保持することで、遮水性を有する鋼製止水壁・止水目地・背面補強工の下部地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。 	○	○	*2 ○	施設の鉛直支持、すべり安定性への寄与及び鋼管杭の変形抑制が主な役割であり、施設の支持地盤や側方地盤に要求される役割と同様であること、難透水性の保持の役割をもつことから、『地盤』と区分する。

注記 *1: 鉛直支持については岩盤が、健全性(鋼管杭の変形抑制)については鋼管杭が、それぞれ主体的に役割を果たす。
 *2: 施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土の透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。

表 2.3-4 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の役割に対する性能目標

	部位	鉛直支持	すべり安定性	健全性	止水性
施設	鋼管杭	-	-	構造部材の健全性を保持するために、鋼管杭がおおむね弾性状態にとどまること。	構造部材の健全性を保持するために、鋼管杭がおおむね弾性状態にとどまること。
	鋼製遮水壁			構造部材の健全性を保持するために、鋼製遮水壁がおおむね弾性状態にとどまること。	有意な漏えいを生じないために、鋼製遮水壁がおおむね弾性状態にとどまること。
	漂流物防護工			構造部材の健全性を保持するために、漂流物防護工がおおむね弾性状態にとどまること。	構造部材の健全性を保持するために、漂流物防護工がおおむね弾性状態にとどまること。
	止水ジョイント			有意な漏えいを生じないために、止水ジョイントの性能を保持すること。	有意な漏えいを生じないために、止水ジョイントの性能を保持すること。
	背面補強工			鋼管杭の変形を抑制するため、背面補強工がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。	水みちが形成されて有意な漏えいを生じないために、背面補強工がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
	置換コンクリート			基礎地盤のすべり安定性を確保するため、コンクリートの強度を維持し、すべり抵抗を保持すること。	鋼管杭の変形を抑制するため、置換コンクリートがすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
地盤	セメント改良土	-	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、置換コンクリートのすべり抵抗も考慮した上で、十分なすべり安定性を保持すること。	鋼管杭の変形を抑制するため、セメント改良土がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。	地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を保持)するため、セメント改良土がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
	改良地盤	鋼管杭及び背面補強工を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。		鋼管杭の変形を抑制するため、改良地盤がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。	地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を保持)するため、改良地盤がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
	岩盤	鋼管杭、背面補強工及び置換コンクリートを縁国支持するため、十分な支持力を保持すること。		-	-

2.3.2 評価方針

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震評価は、地震応答解析の結果に基づき、設計基準対象施設として、表 2.3-5 に示すとおり、施設・地盤の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形性評価を行う。

施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形性評価を実施することで、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。

施設・地盤の健全性評価については、施設・地盤ごとに定める照査項目（発生応力、すべり安全率）が許容限界を満足することを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に生じる接地圧が許容限界以下であることを確認する。

施設の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。また、漂流物防護工の下部の止水ジョイント前面の保護部材に生じる応力が許容応力度以下であることを確認する。

なお、止水ジョイント部材における相対変位量の算出方法は、「6.1.6 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。止水ジョイントの保護部材における応力の算出方法は、「6.1.5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材について」に示す。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震評価フローを図 2.3-3～図 2.3-5 に示す。

表 2.3-5(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価項目（一般部）

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	施設・地盤の健全性	鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製遮水壁	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物防護工	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		背面補強工	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2以上
		置換コンクリート	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2以上
		改良地盤	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2以上
	セメント改良土	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2以上	
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（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	施設・地盤の健全性	鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製遮水壁	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物防護工	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		背面補強工	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2以上
		置換コンクリート	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2以上
		改良地盤	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2以上
	セメント改良土	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2以上	
		基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認
	施設の変形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量
保護部材に発生する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。

表 2.3-5(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価項目（岩盤部）

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	施設の健全性	鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製遮水壁	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		RC 遮水壁	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物防護工	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		背面補強工	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（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	施設の健全性	鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製遮水壁	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		RC 遮水壁	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物防護工	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		背面補強工	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
	施設の変形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量
	保護部材に発生する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。

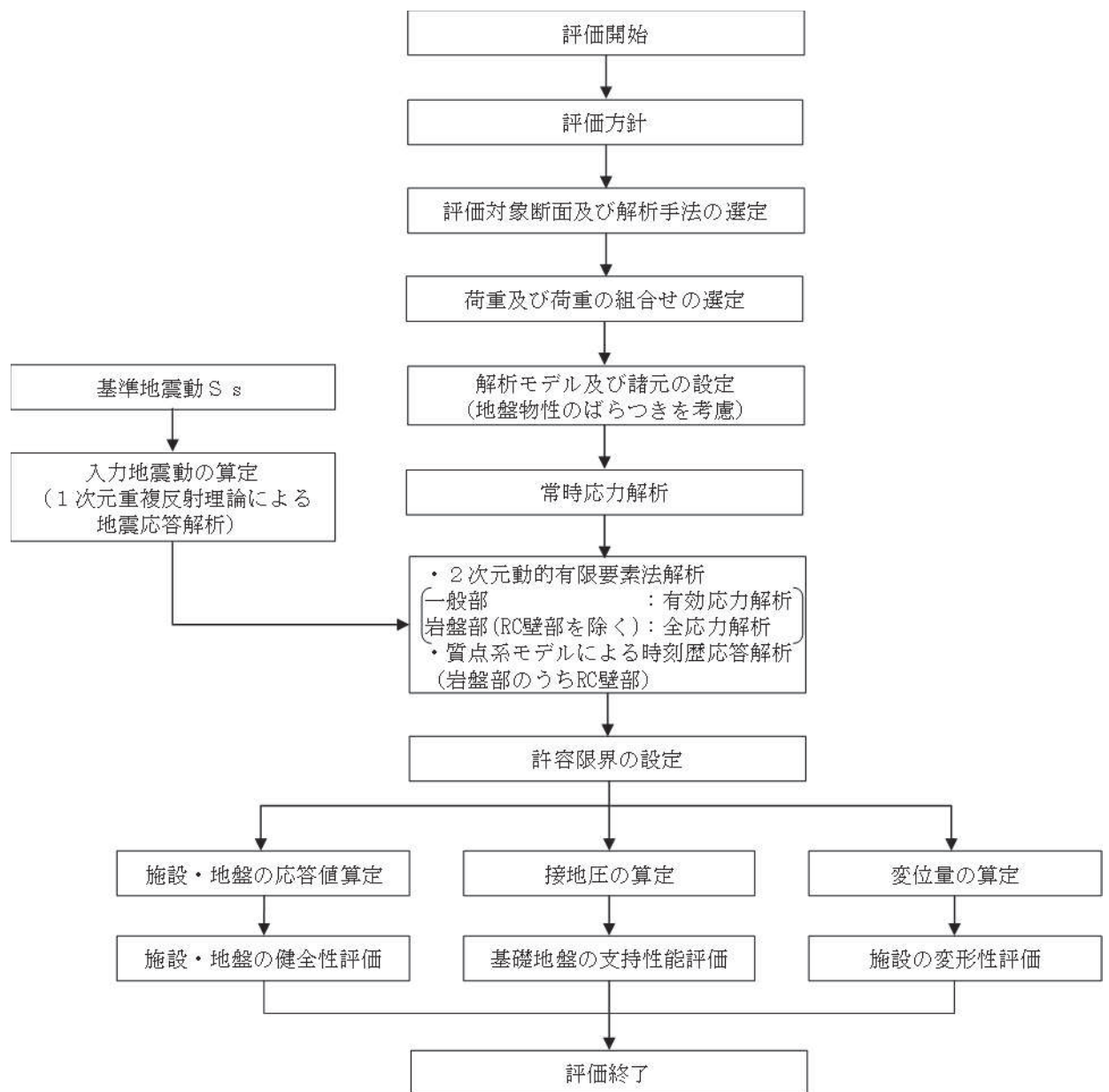


図 2.3-3 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震評価フロー

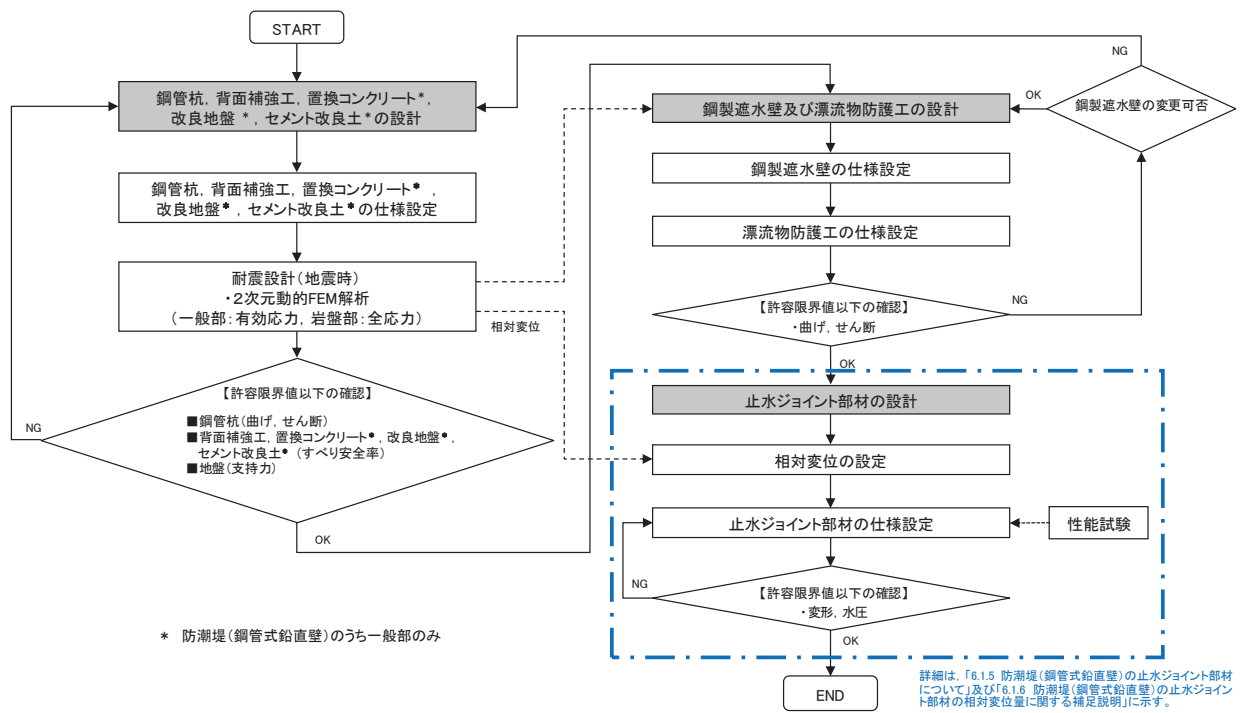


図 2.3-4 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の詳細耐震評価フロー

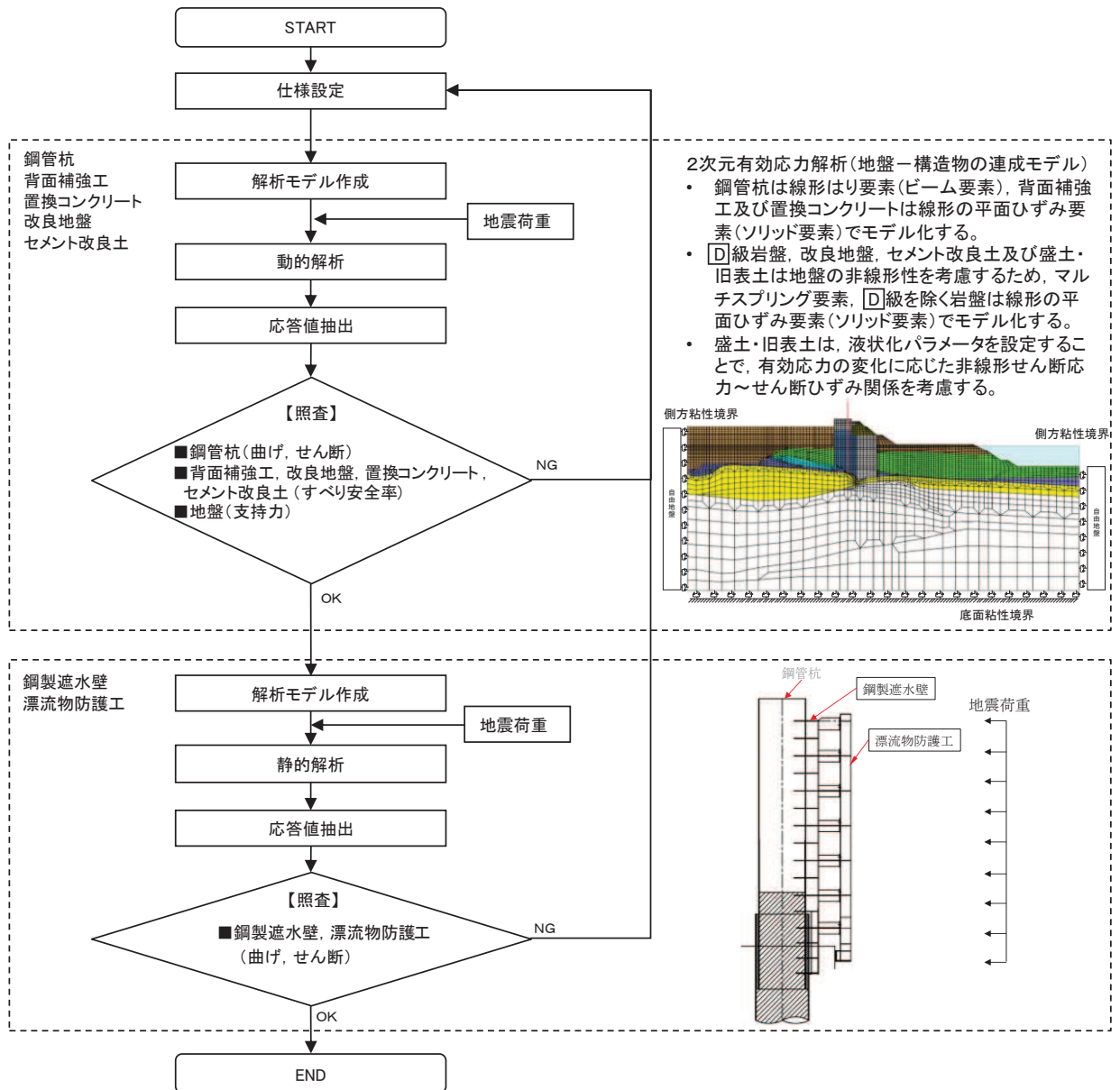


図 2.3-5 地震時の防潮堤(鋼管式鉛直壁)の詳細設計フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]
- ・ 耐津波設計に係る工認審査ガイド (平成25年6月19日原管地発第1306196号) (以下「耐津波設計に係る工認審査ガイド」という。)
- ・ 日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編
- ・ 日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編
- ・ 日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編
- ・ 土木学会 2013年 コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編
- ・ 土木学会 2005年 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル
- ・ 乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程 (JEAC4616-2009)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 (JEAG4601-1987)

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		土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]	—
荷重及び荷重の組合せ		土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]	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	鋼管杭	日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編	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。
	鋼製遮水壁	鋼材 日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編	
	漂流物防護工	鋼材 日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編	
	背面補強工	土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] 土木学会 2013年 コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編 耐津波設計に係る工認審査ガイド	
	置換コンクリート	土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] 土木学会 2013年 コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編 耐津波設計に係る工認審査ガイド	
	改良地盤及びセメント改良土	耐津波設計に係る工認審査ガイド	
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)	有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析
		乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 J E A C 4 6 1 6 -2009 (日本電気協会)	水平・鉛直地盤ばねの設定

3. 耐震評価

3.1 評価対象断面

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価対象断面は、設置変更許可段階における構造成立性評価断面として選定した断面を基本とした上で、「補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料」の「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について」に記載したとおり、耐震評価においては、構造的特徴、周辺地盤状況、地下水位、近接構造物の有無、間接支持される機器・配管系の有無及び断層の有無が耐震評価結果に及ぼす影響の観点から、耐震評価上厳しいと考えられる断面を評価対象断面として選定する。

3.1.1 一般部

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の評価対象断面は、斜面形状であり傾斜方向への変形が支配的である横断方向を対象とする。

評価対象断面の選定は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部を構造的特徴及び周辺状況により2区間に分類した上で、区間毎に周辺状況の観点から評価候補断面を整理し、耐震評価上厳しくなる断面を選定する。

評価対象断面選定結果を表3.1-1に、評価対象断面位置を図3.1-1に、評価対象断面を図3.1-2～図3.1-3に示す。

評価対象断面選定の詳細については、「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について」の「5.10.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）」に示す。

表 3.1-1 評価対象断面選定結果（一般部）

評価対象断面		①岩盤上面 深さ	②[D]級+ [C] 級岩盤厚さ	③鋼管杭 突出長	④[C] 級岩盤上 面深さ	⑤盛土+旧表土 厚さ	⑥旧表土 厚さ
I 区 間	断面①*1	○：岩盤上面が 最も深い	—	— (鋼管突出長は 全断面で同じ)	○：[C] 級岩盤 上面が最も 深い	○：盛土+旧表 土が最も厚 い	—
	断面②*2	—	○：[D]級、[C] 級岩盤が分 布しない		—	—	○：旧表土が最 も厚い
	断面③	—	○：[D]級+ [C] 級岩盤が最 も厚い		—	—	—
II 区 間	断面④	<ul style="list-style-type: none"> II区間は区間の長さが短く、縦断方向の地質状況が大きく変わらないと考えられるため、II区間の評価候補断面選定については、II区間の構造的特徴から選定する。 評価候補断面としては、II区間のうち、盛土堤防（セメント改良土）厚さが最も厚く、耐震評価に影響を及ぼすと考えられるII-①断面を選定する。 					

注記 *1：設置変更許可段階における基礎地盤の安定性評価で示した断面
*2：設置変更許可段階における構造成立性評価で示した断面

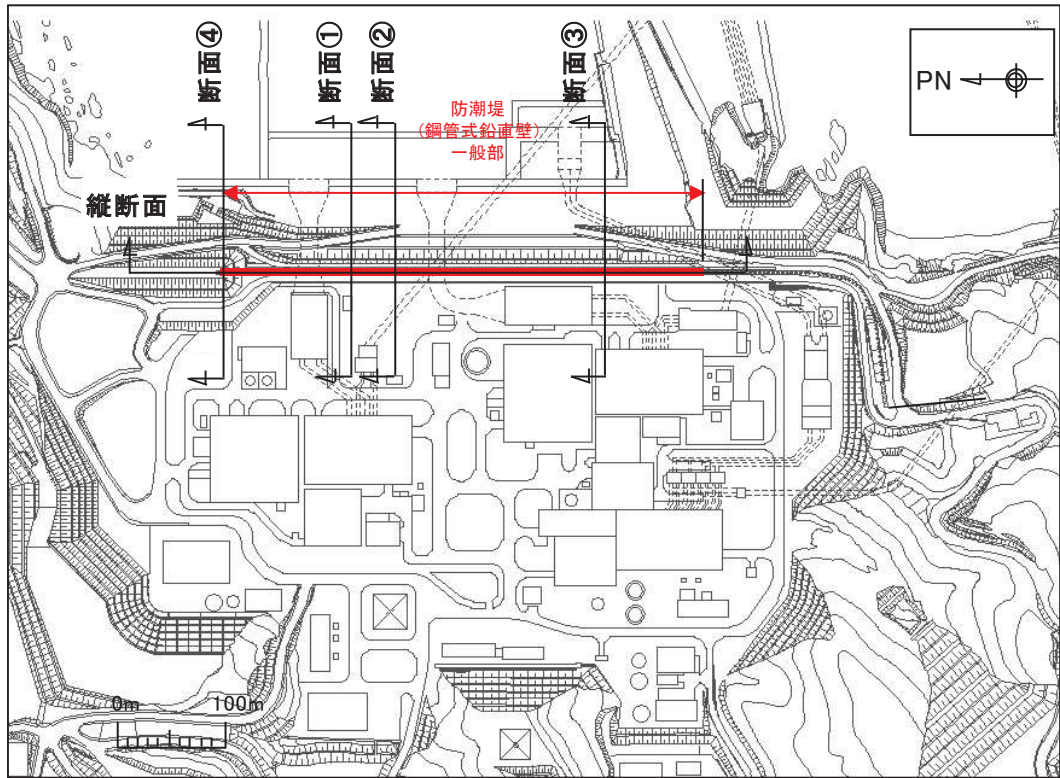


図 3.1-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部 評価対象断面位置図

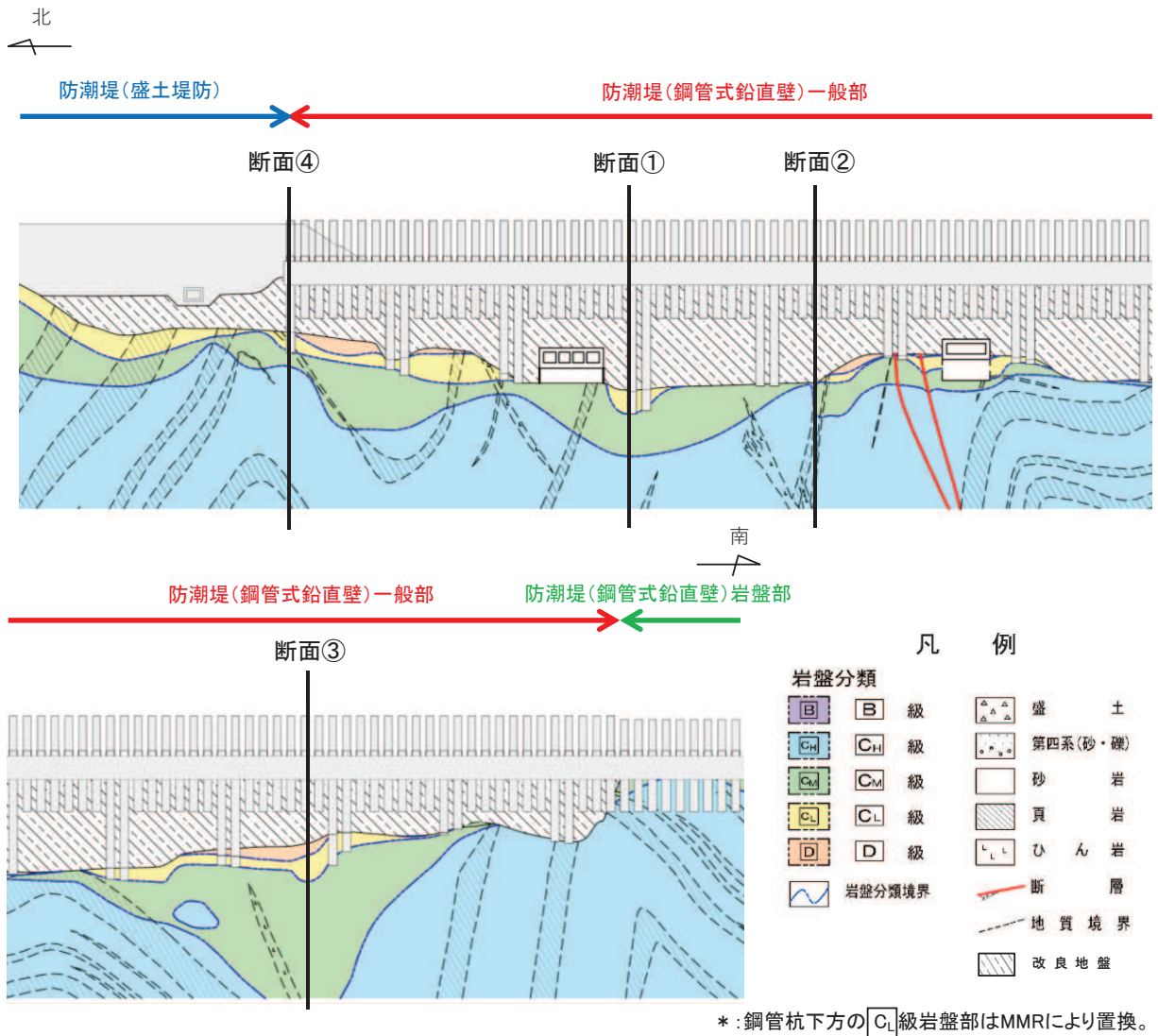


図 3.1-2 防潮堤(鋼管式鉛直壁)のうち一般部 評価対象断面縦断図

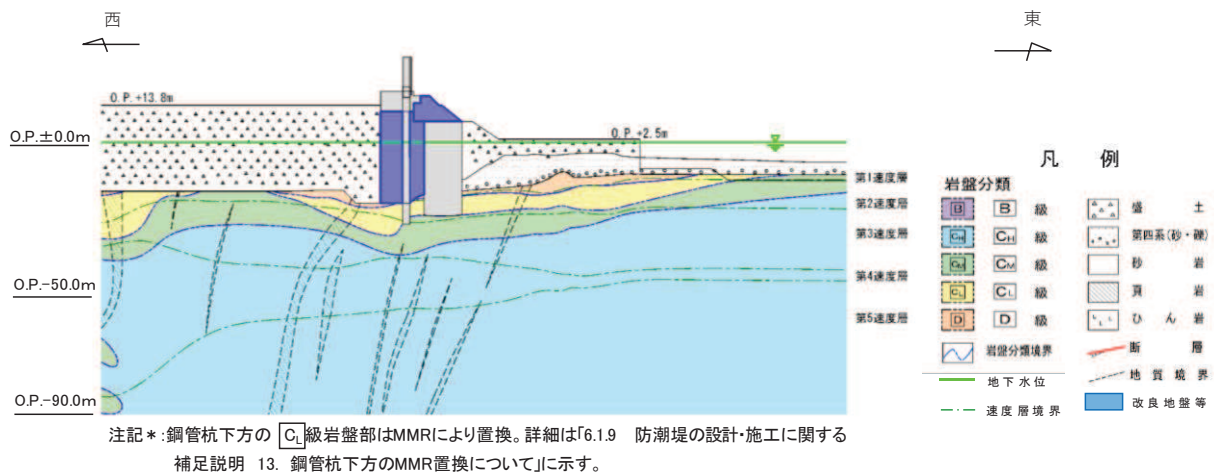


図 3.1-3 (1) 評価対象断面(断面①)

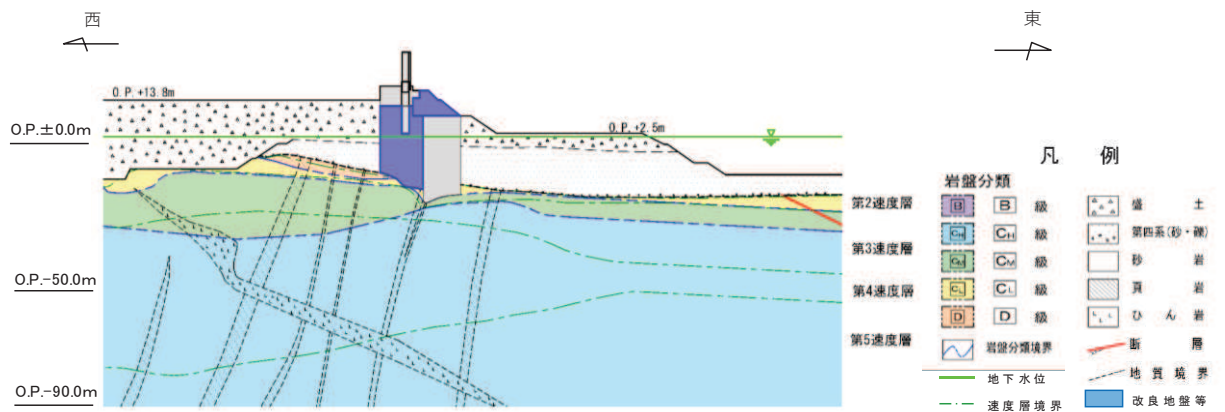


図 3.1-3 (2) 評価対象断面 (断面②)

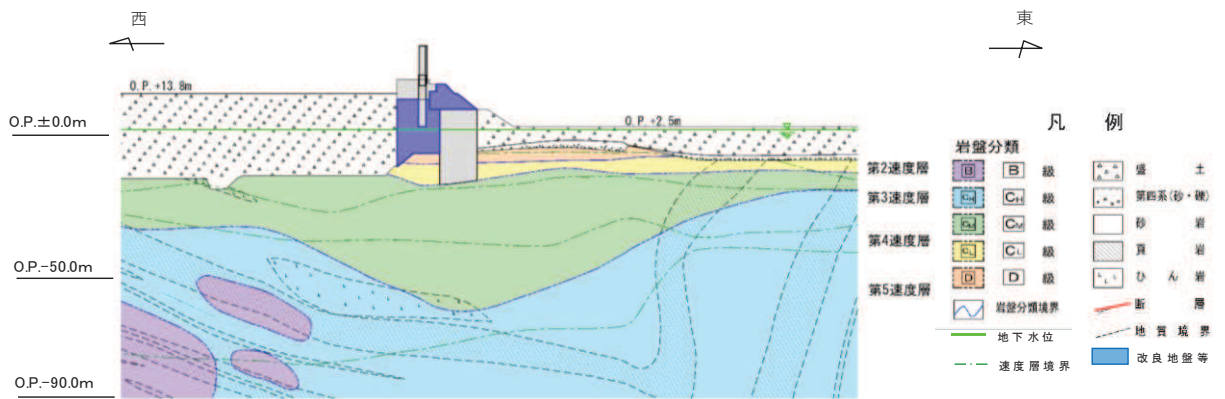
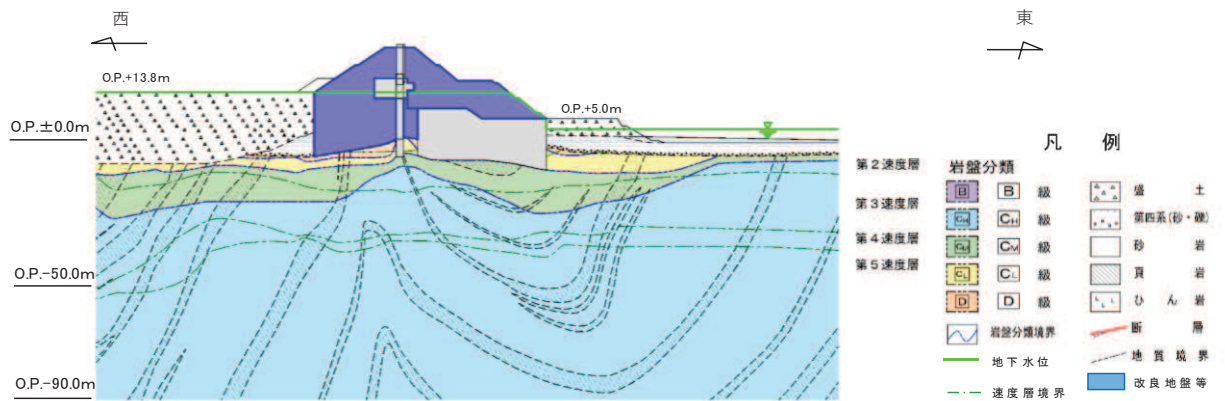


図 3.1-3 (3) 評価対象断面 (断面③)



注記*: 鋼管杭下方の C₁ 級岩盤部はMMRにより置換。詳細は「6.1.9 防潮堤の設計・施工に関する補足説明 13. 鋼管杭下方のMMR置換について」に示す。

図 3.1-3 (4) 評価対象断面 (断面④)

3.1.2 岩盤部

評価対象断面の選定は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部を構造的特徴及び周辺状況により3区間に分類した上で、区間毎に周辺状況の観点から評価候補断面を選定し、耐震評価上厳しくなる断面を選定する。

評価対象断面選定結果を表3.1-2に、評価対象断面位置を図3.1-4に、評価対象断面を図3.1-5～図3.1-6に示す。

評価対象断面選定の詳細については、「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について 5.10.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）」に示す。

表 3.1-2 評価対象断面選定結果（岩盤部）

評価対象断面		①鋼管杭の突出長	②[D]級+[C _L]級岩盤 厚さ	備考
I 区 間	断面⑤	<ul style="list-style-type: none"> I区間において区間内の突出長は同一であることから、I区間の評価対象断面選定については鋼管杭の突出長を観点としない。 [D]級、[C_L]級岩盤は分布せず、周辺地質はおおむね同一であり、断面位置によって構造物の評価に有意な差は無い。 断面としては、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が設置される⑤断面を選定した。 		
II 区 間	断面⑥	○：鋼管杭の突出長が最も長い	○：[D]級、[C _L]級岩盤が分布しない	<ul style="list-style-type: none"> 海側斜面の傾きが最も急勾配である。
III 区 間	断面⑦	<ul style="list-style-type: none"> III区間は、5本の鋼管杭とRC遮水壁からなる一体構造として評価を実施する。 		

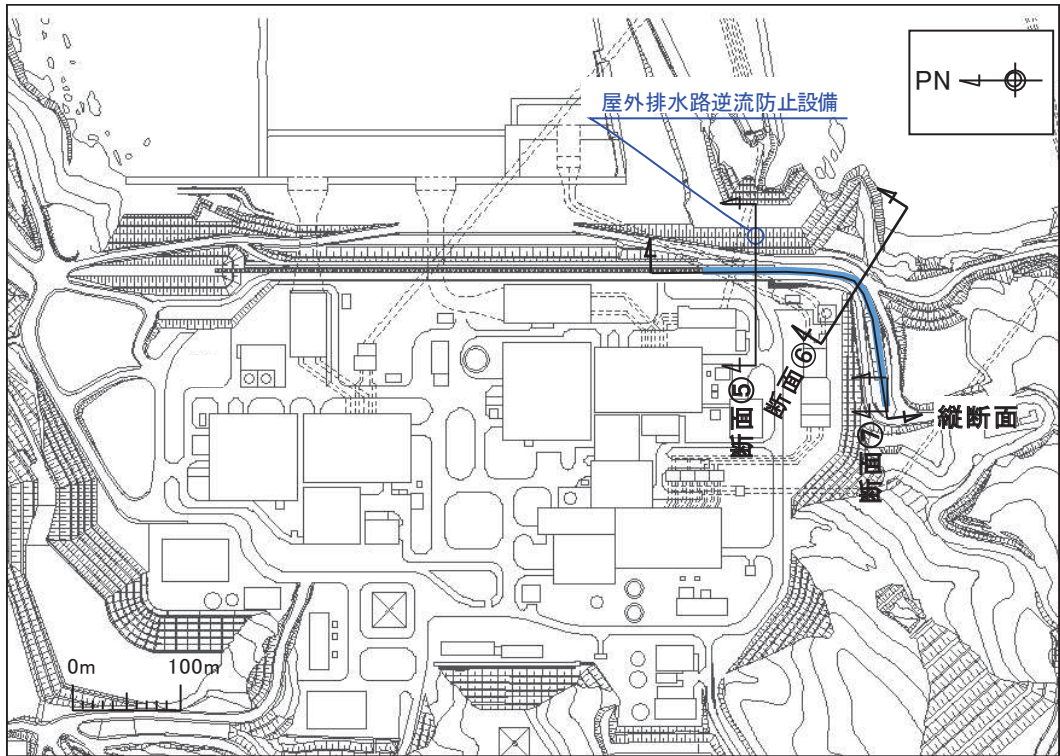


図 3.1-4 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部 評価対象断面位置図

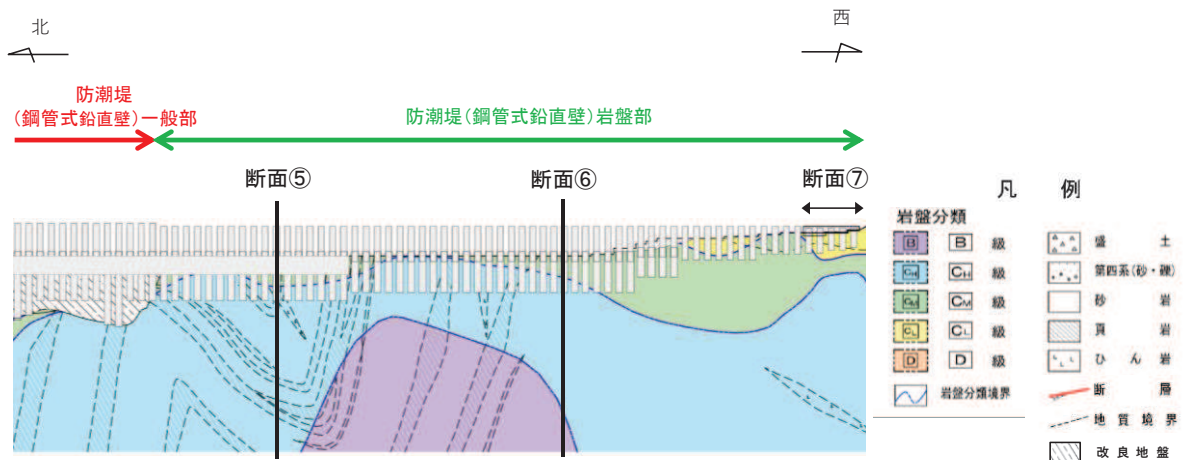


図 3.1-5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部 評価対象縦断面図

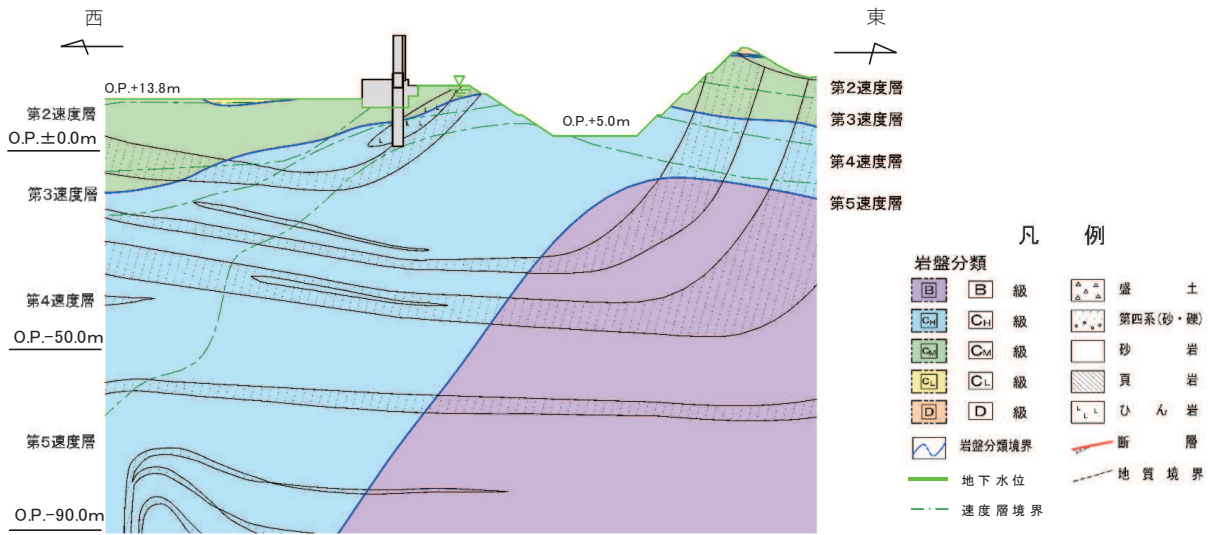


図 3.1-6 (1) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑤)

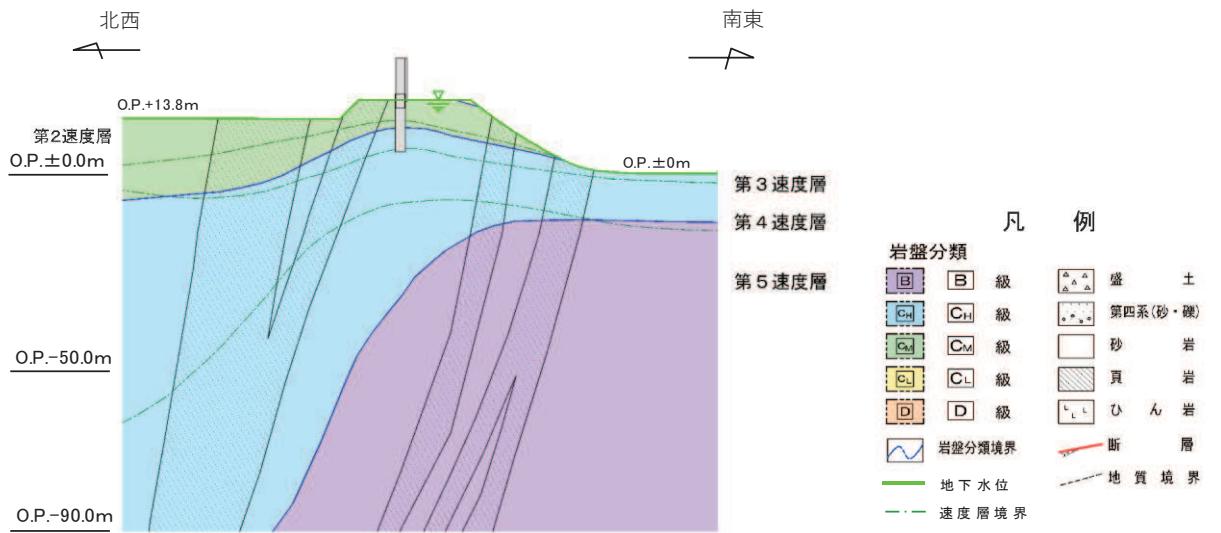


図 3.1-6 (2) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑥)

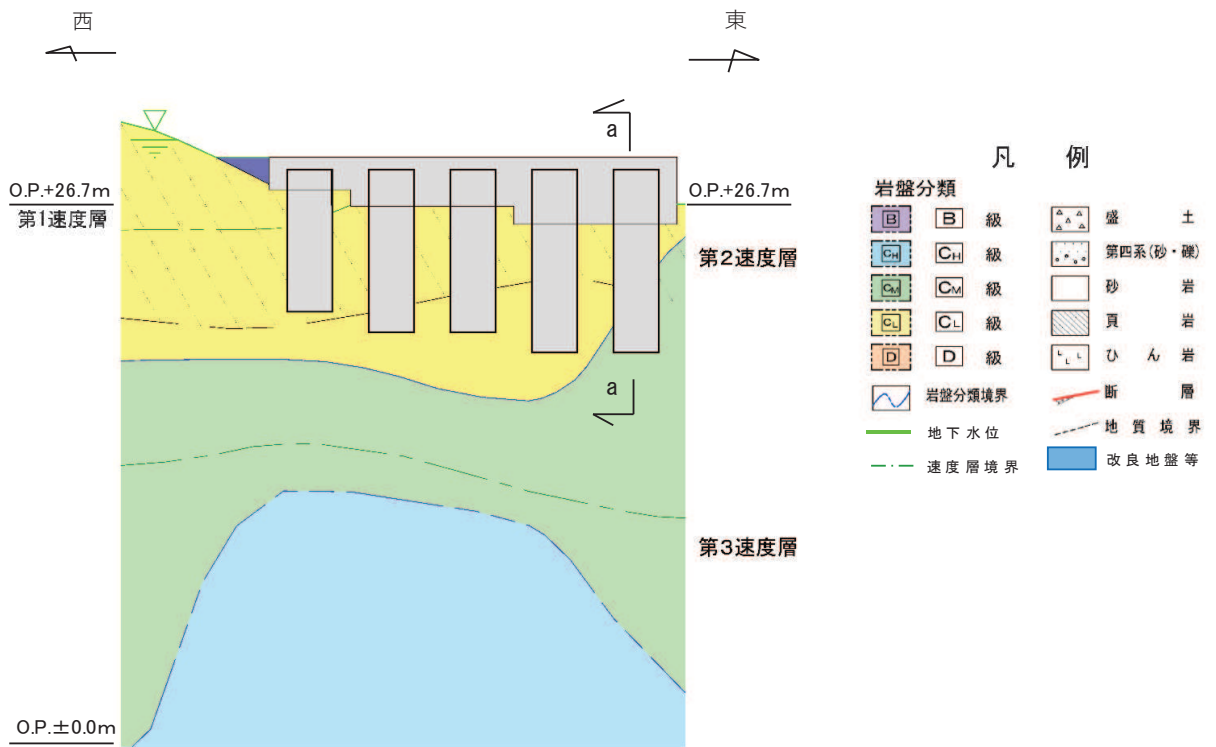


图 3.1-6 (3) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑦)

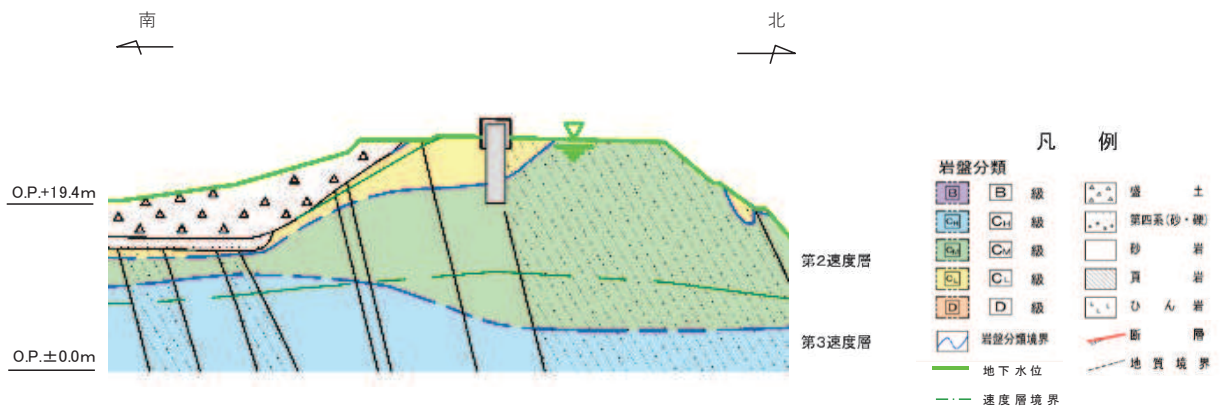


图 3.1-6 (4) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑦, a-a 断面)

3.2 解析方法

地震応答解析は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元動的有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析を行う。なお、岩盤部のうち RC 壁部の地震応答解析は、RC 壁部が RC 遮水壁と 5 本の鋼管杭が縦断方向に一体となった構造であることを踏まえ、質点系モデルによる時刻歴応答解析により行う。

一般部については、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とする。

岩盤部については岩盤内に設置され、液状化検討対象外の施設であることから、全応力解析とする。

岩盤部のうち RC 壁部の縦断方向加振時には、加振方向と平行に配置される躯体及び杭基礎を耐震設計上見込むことができるため縦断方向断面が強軸となる。一方、横断方向加振時には、加振方向と平行に躯体及び杭基礎が配置されないことから、横断方向断面が弱軸となる。よって、弱軸となる横断方向を評価対象とする。

一般部の地震応答解析（有効応力解析）については、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。

岩盤部の地震応答解析（全応力解析）については、解析コード「TDAPⅢ Ver3.08」を使用し、岩盤部のうち RC 壁部の地震応答解析（全応力解析）については、解析コード「TDAPⅢ Ver3.11」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.2.1 地震応答解析手法

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、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。

地震応答解析手法の選定フローを図 3.2-1 に示す。

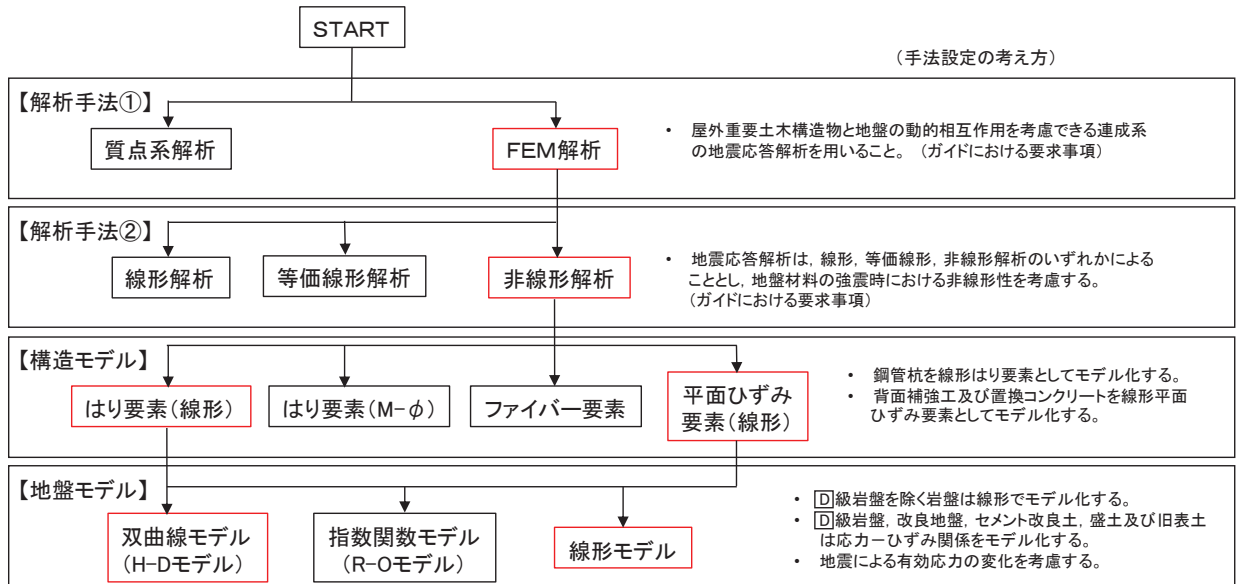


図 3.2-1(1) 地震応答解析手法の選定フロー（一般部）

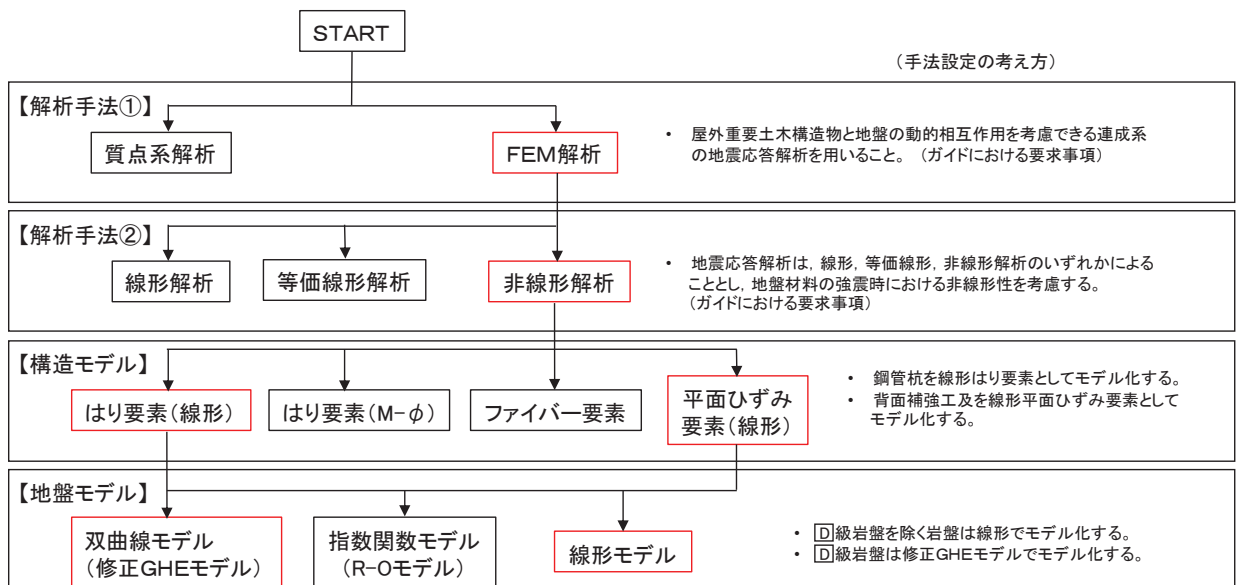


図 3.2-1(2) 地震応答解析手法の選定フロー（岩盤部）

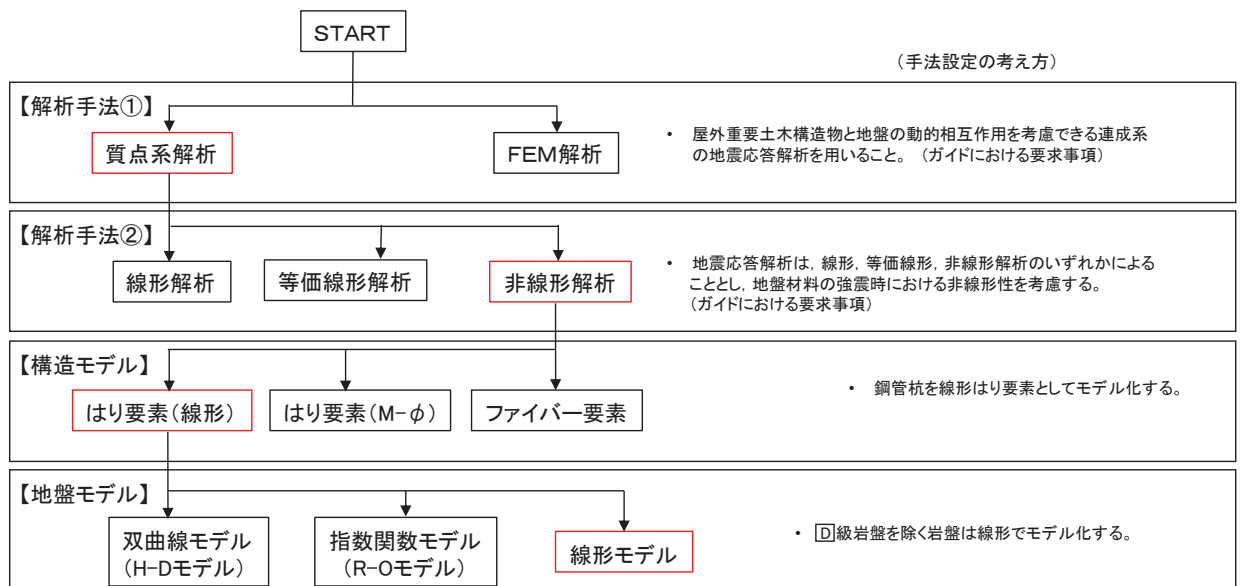


図 3. 2-1 (3) 地震応答解析手法の選定フロー (岩盤部のうち RC 壁部)

3. 2. 2 施設

鋼管杭は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。背面補強工及び置換コンクリートは線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

また、岩盤部のうち RC 壁部は、鋼管杭及び RC 遮水壁を質点及び線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。

3. 2. 3 材料物性及び地盤物性のばらつき

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地震時の応答は、周辺地盤との相互作用によることから、地盤物性のばらつきの影響を評価する。地盤物性のばらつきについては、防潮堤（鋼管式鉛直壁）周辺の地盤状況に応じて一般部と岩盤部の 2 種類に分類し、表 3. 2-1 に示す解析ケースにて行う。

(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部

図 3. 1-2～図 3. 1-3 に示すとおり、防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部の周辺には、主として旧表土、盛土、D級岩盤、セメント改良土及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が地震時に防潮堤（鋼管式鉛直壁）の応答に大きく影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部

図 3. 1-5～図 3. 1-6 に示すとおり、防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部の周辺には、主として、CL級岩盤、CM級岩盤、CH級岩盤及びB級岩盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が地震時に防潮堤（鋼管式鉛直壁）の応答に大きく影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

表 3.2-1 (1) 解析ケース (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 一般部)

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値

表 3.2-1 (2) 解析ケース (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 岩盤部)

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値	平均値 + 1 σ
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 σ

3.2.4 減衰定数

時刻歴応答解析 (全応力解析及び有効応力解析) における構造物及び地盤の減衰定数は、履歴減衰及び粘性減衰で考慮している。

履歴減衰は、応力-ひずみ関係の非線形性に起因する減衰であり、履歴曲線が面積を持つとき、その分だけ力学的なエネルギーが失われ、振動が小さくなる現象として現れる。構造物の履歴減衰は構造部材の非線形性 (曲げモーメント-曲率関係又はコンクリート、鉄筋の応力-ひずみ関係) の程度に応じた値、地盤の履歴減衰は地盤の非線形性 (せん断剛性-せん断ひずみ関係) の程度に応じた値となる。

粘性減衰は、時刻歴数値解析において急変時等に対して計算を安定させるために用いられる数値粘性の一種で、解析モデルに減衰を付加するものであり、実現象に影響を与えない程度に小さな減衰として与えることが推奨される。今回採用する Rayleigh 減衰は、実務的によく用いられる粘性減衰であり、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で下式のとおり表される。

防潮堤の耐震・耐津波計算では、Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与えている。

なお、構造物及び地盤のモデル化方法 (線形又は非線形) によらず、係数 α 、 β の設定方法は同一としており、構造物及び地盤を線形でモデル化する場合は、Rayleigh 減衰のみを設定する。

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

[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

Rayleigh 減衰は、有効応力解析（一般部）では剛性比例型減衰（ $\alpha=0, \beta=0.002$ ）を考慮する。なお、係数 β の設定については、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に設定している。

全応力解析（岩盤部）では質量比例型減衰と剛性比例型減衰の組み合わせによる減衰を設定する。岩盤部（全応力解析）における Rayleigh 減衰の設定フローを図 3.2-2 に示す。

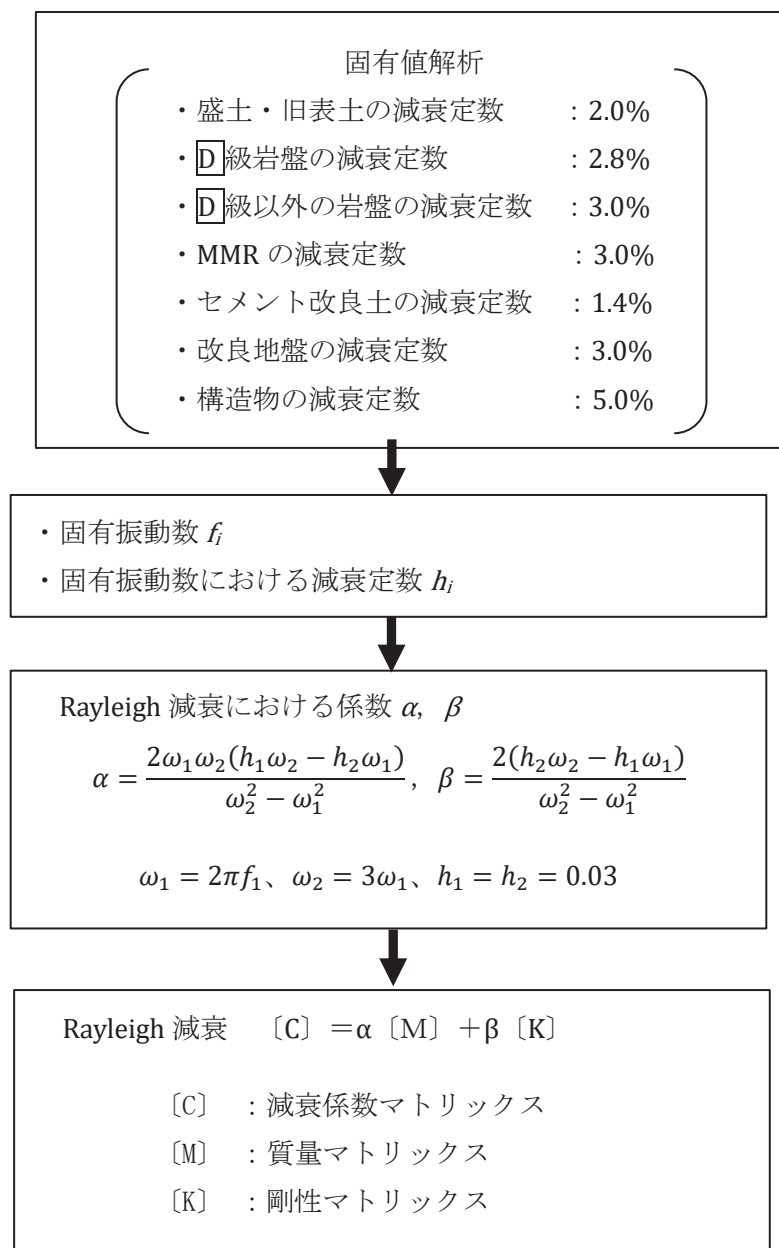


図 3.2-2 岩盤部（全応力解析）における Rayleigh 減衰の設定フロー

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

1 次固有振動数 (f_1) は、地震応答解析の解析モデルの固有値解析結果から算定する。2 次固有振動数 (f_2) は、図 3.2-3 に示すとおり、水平成層地盤の 2 次固有振動数が 1 次固有振動数の 3 倍であることから、固有値解析から算定した 1 次固有振動数の 3 倍とする。

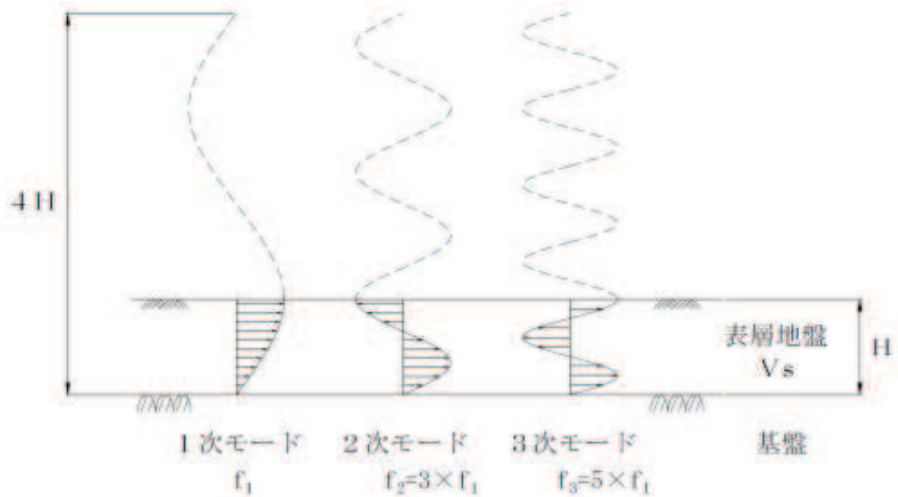


図 3.2-3 せん断振動の固有振動モード
(実務に役立つ耐震設計入門 (土木学会, 2011))

固有値解析結果の一覧を表 3.2-2 に、固有値解析におけるモード図を図 3.2-4 に、固有値解析結果に基づき設定した係数 α 、 β を表 3.2-3 に Rayleigh 減衰を図 3.2-5 に示す。

表 3.2-2 (1) 固有値解析結果 (断面⑤)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T _x	T _y	β_x	β_y	
1	5.848	84	0	192.80	2.27	1次として採用
2	7.585	84	0	9.83	0.26	—
3	11.054	85	3	19.24	35.67	—
4	11.366	85	57	6.86	-148.70	—
5	13.324	85	57	13.34	-8.74	—
6	14.847	89	58	-40.71	26.87	—
7	17.616	92	60	-34.11	-21.59	—
8	18.405	92	60	-2.30	0.59	—
9	19.625	92	76	-16.12	-83.23	—
10	20.668	94	78	26.98	-23.90	—

表 3.2-2 (2) 固有値解析結果 (断面⑥)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T _x	T _y	β_x	β_y	
1	6.035	84	0	177.60	-0.28	1次として採用
2	7.228	84	0	17.68	-0.08	—
3	11.528	84	58	-0.91	-142.40	—
4	14.022	87	59	31.85	18.22	—
5	14.656	88	59	-20.18	-2.82	—
6	17.711	92	63	-39.83	35.48	—
7	19.593	93	71	8.10	51.52	—
8	21.271	93	73	-13.56	29.54	—
9	23.186	96	74	30.90	19.11	—
10	24.495	96	78	-8.54	-36.04	—

表 3.2-2 (3) 固有値解析結果 (断面⑦)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)			刺激係数			備考
		Tx	Ty	Tz	β_x	β_y	β_z	
1	40.2	0	0	53	0.00	0.00	19.28	1次として採用
2	48.3	3	55	53	-4.59	19.60	0.00	—
3	54.1	17	76	53	10.02	12.09	0.00	—
4	60.1	17	76	58	0.00	0.00	-5.91	—
5	62.0	72	76	58	-19.59	1.04	0.00	—
6	74.2	73	79	58	1.92	-4.64	0.00	—
7	86.5	73	79	62	0.00	0.00	-4.87	—
8	114.4	73	79	62	-1.95	0.43	0.00	—
9	126.3	73	80	62	-0.55	-1.69	0.00	—
10	131.5	73	89	62	0.58	-8.35	0.00	—

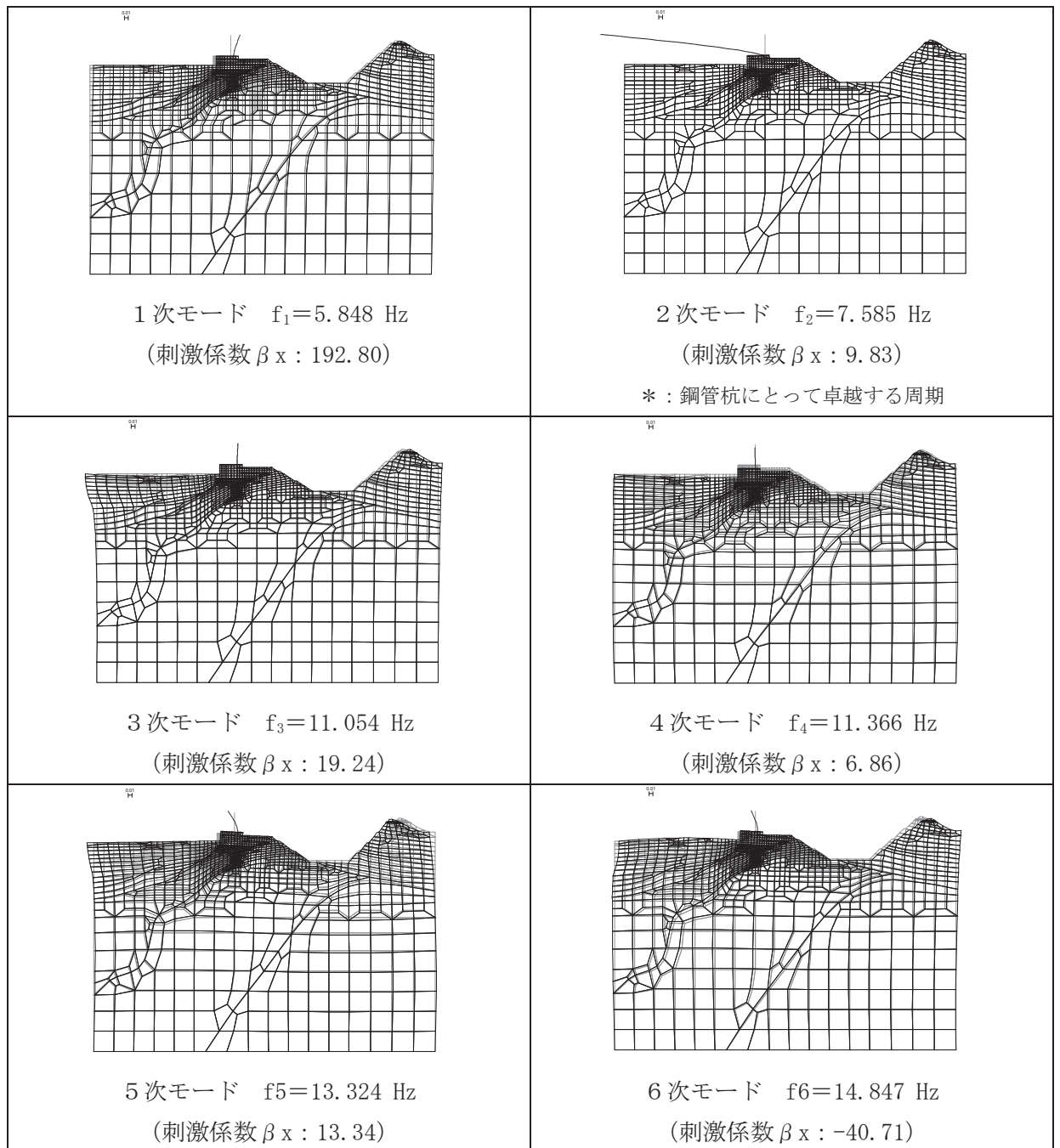


図 3.2-4 (1) 固有値解析結果 (断面⑤ : モード図)

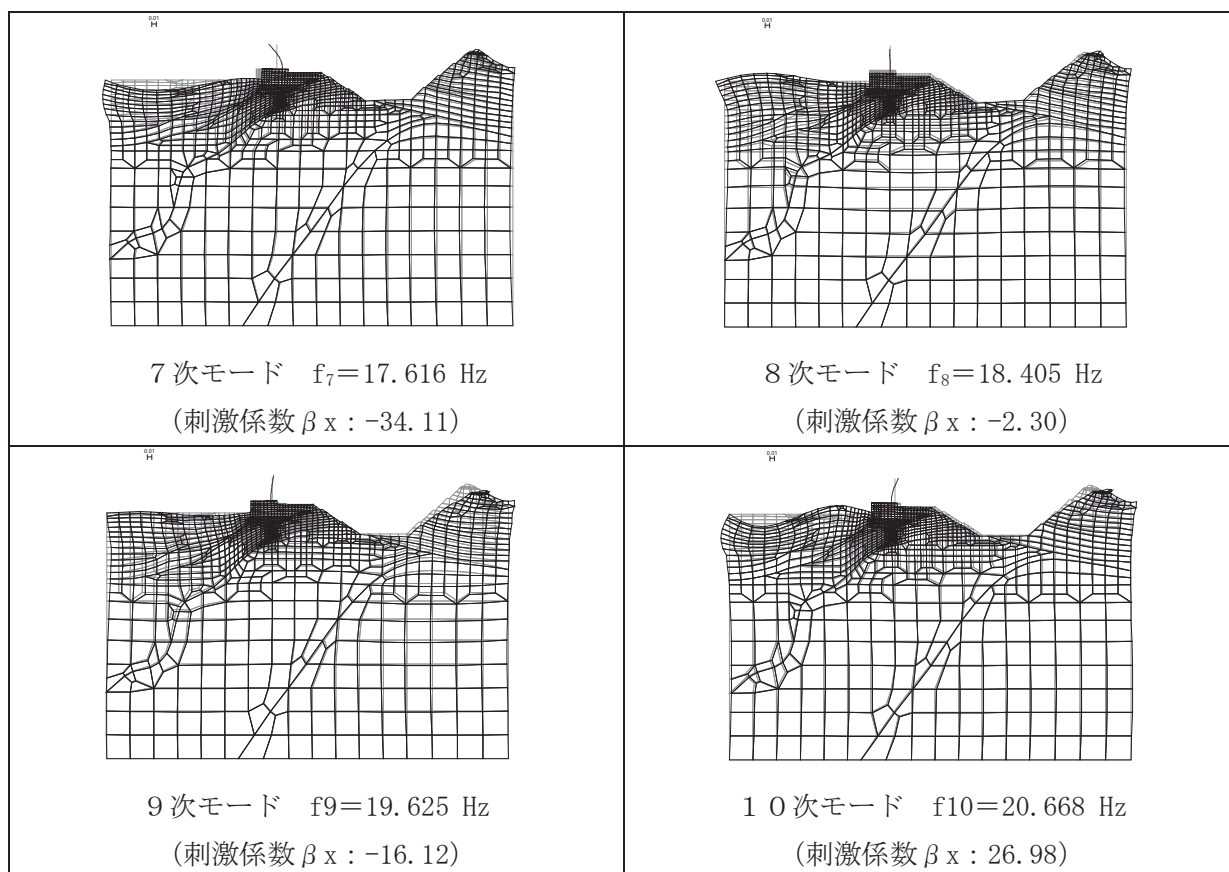


図 3.2-4 (2) 固有値解析結果 (断面⑤ : モード図)

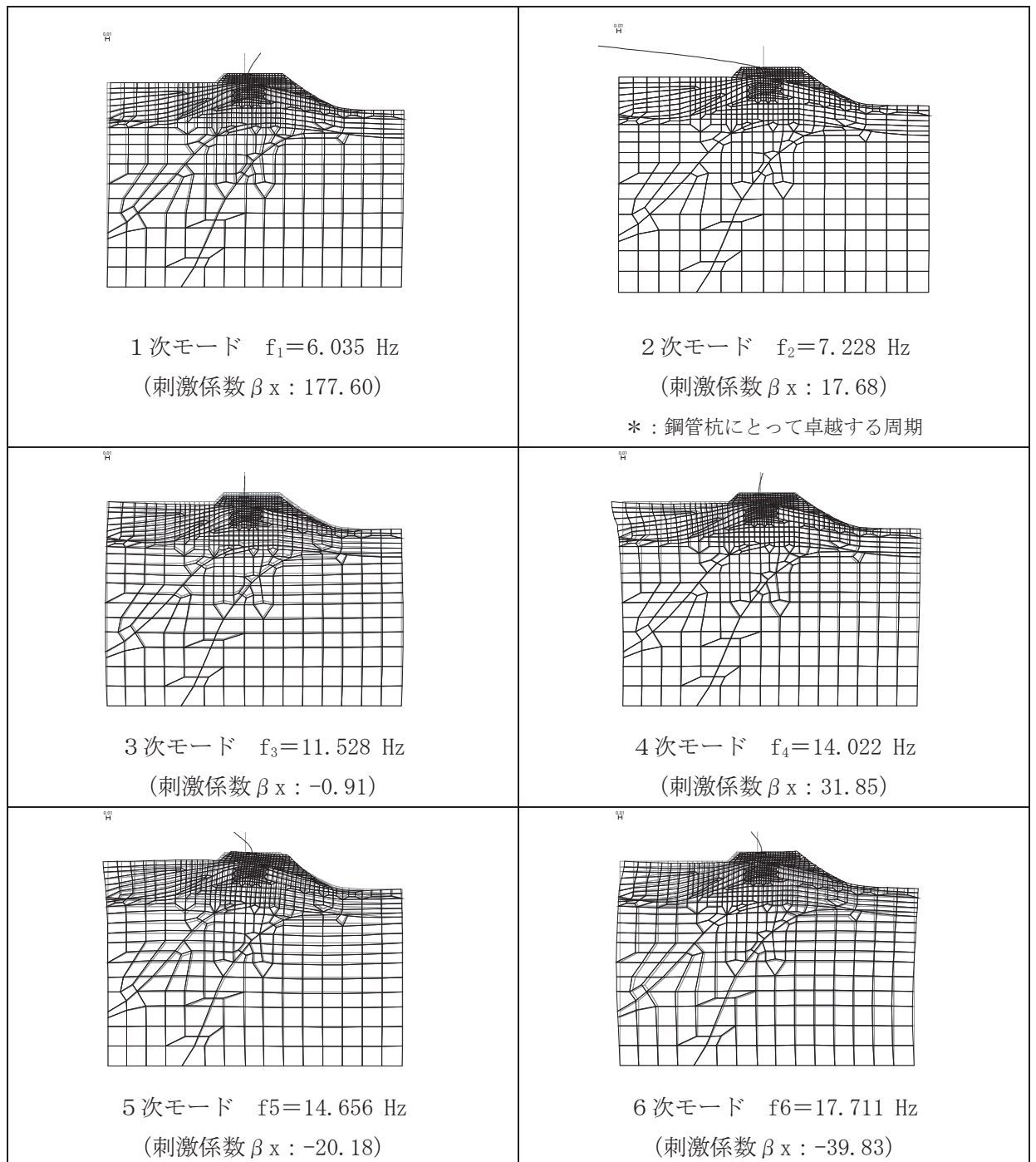


図 3.2-4 (3) 固有値解析結果 (断面⑥ : モード図)

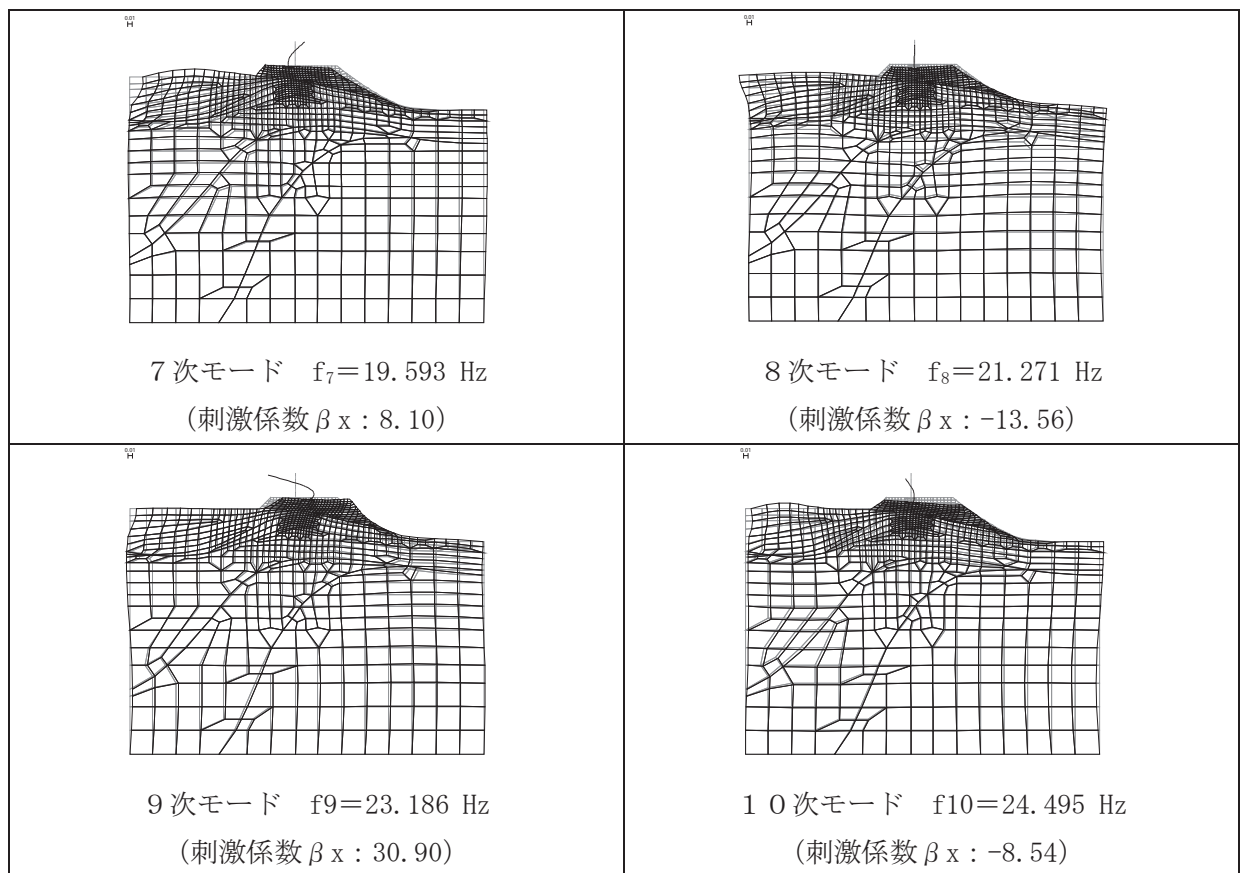


図 3.2-4 (4) 固有値解析結果 (断面⑥ : モード図)

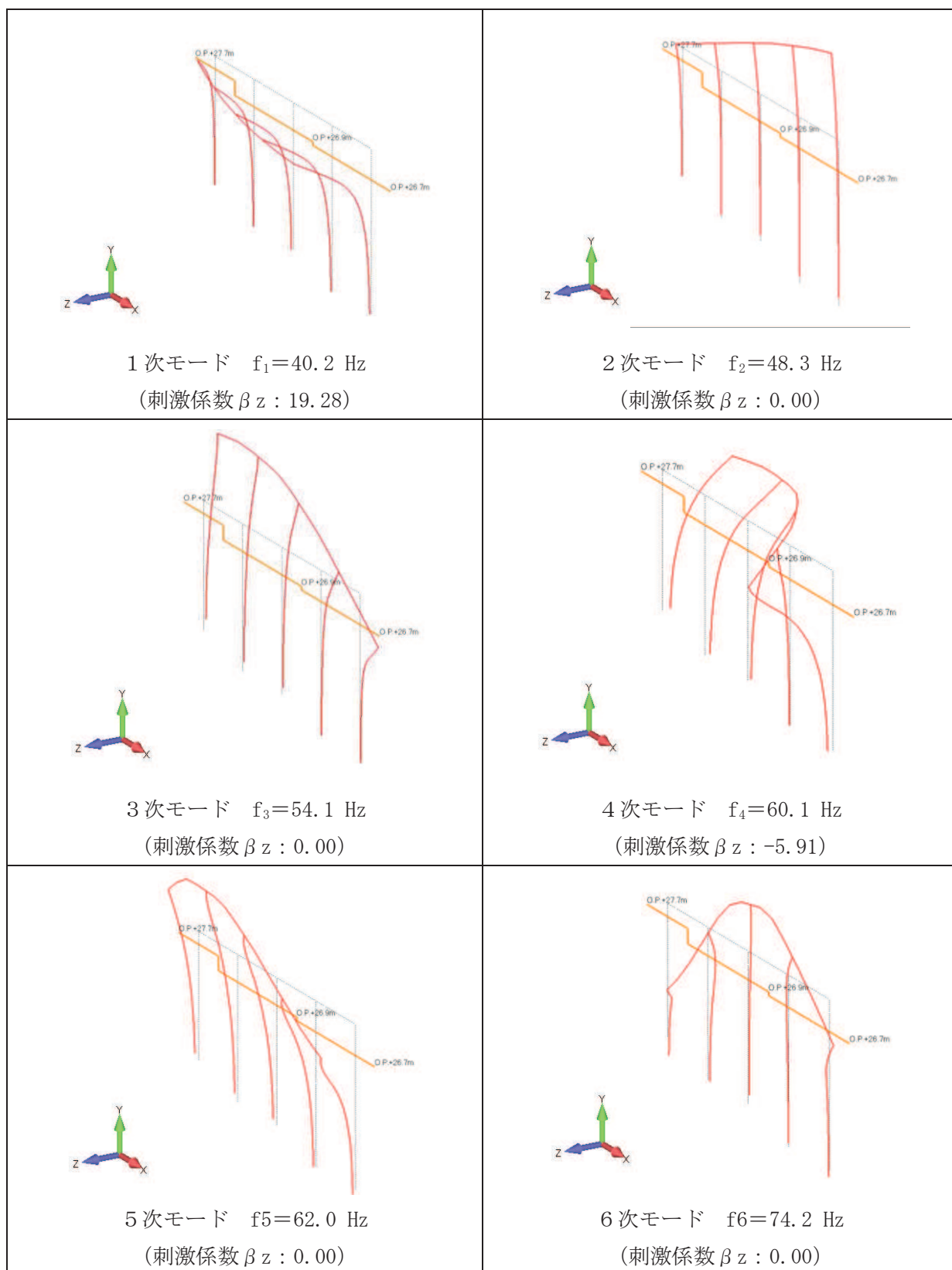


図 3.2-4 (5) 固有値解析結果 (断面⑦ : モード図)

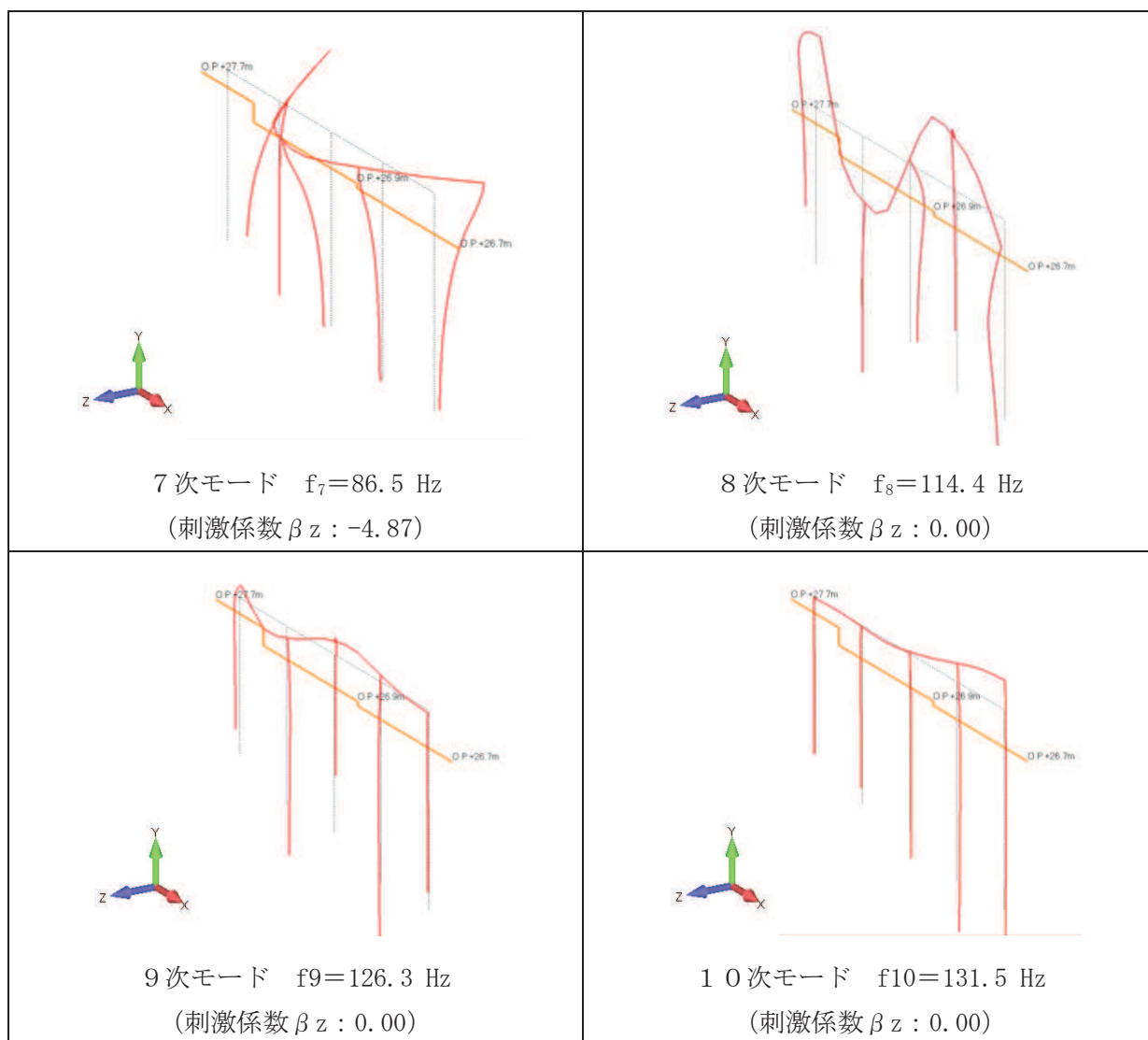


図 3.2-4 (6) 固有値解析結果 (断面⑦ : モード図)

表 3.2-3 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

評価対象断面	α	β
断面⑤	1.653	4.803×10^{-4}
断面⑥	1.706	3.956×10^{-4}
断面⑦	1.136×10	5.944×10^{-5}

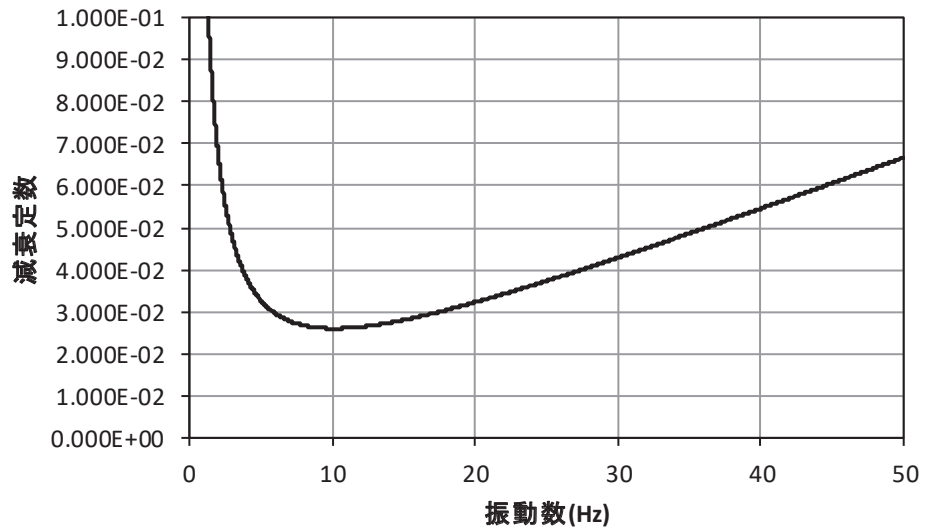


図 3.2-5 (1) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑤)

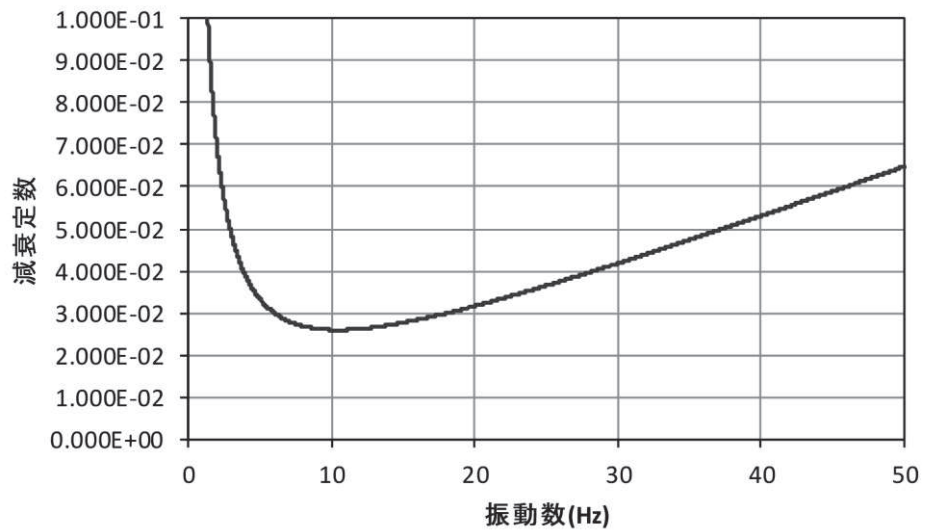


図 3.2-5 (2) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑥)

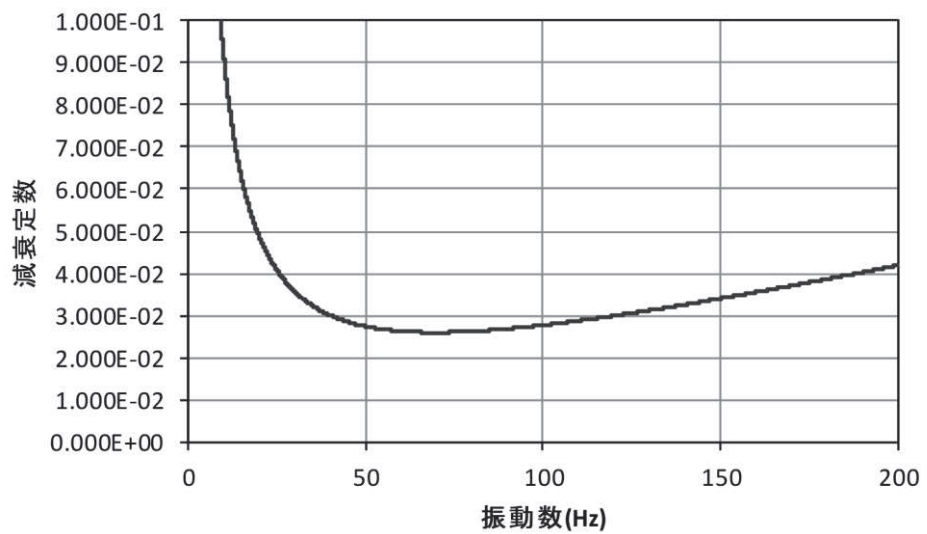


図 3.2-5 (3) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑦)

3.2.5 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、ケース①（基本ケース）を実施する。全ての基準地震動 S_s に対して実施したケース①において、各照査値が最も厳しい地震動を用い、表 3.2-4 に示すケース②～③を実施する。耐震評価における解析ケースを表 3.2-4 に示す。

表 3.2-4 解析ケース

解析ケース		ケース①		ケース②	ケース③
		基本ケース		地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値		平均値+1σ	平均値-1σ
地震動 (位相)	S s - D 1	++*1	○	基準地震動 S s (7波) 及び位相反転を考慮した地震動 (13波) を加えた全 20 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が 0.5 以上となる又はすべり安全率が 2.4 以下*2 となる全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②～③を実施する。 照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～③を実施する。	
		-+*1	○		
		+-*1	○		
		--*1	○		
	S s - D 2	++*1	○		
		-+*1	○		
		+-*1	○		
		--*1	○		
	S s - D 3	++*1	○		
		-+*1	○		
		+-*1	○		
		--*1	○		
	S s - F 1	++*1	○		
		-+*1	○		
	S s - F 2	++*1	○		
		-+*1	○		
	S s - F 3	++*1	○		
		-+*1	○		
	S s - N 1	++*1	○		
		-+*1	○		

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

*2：許容限界であるすべり安全率 1.2 に対して 2 倍の裕度

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「VI-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

防潮堤（鋼管式鉛直壁）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

積雪及び風の影響を考慮する。

(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

防潮堤（鋼管式鉛直壁）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、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重(P)

積載荷重として、積雪荷重を含めて地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

(3) 積雪荷重(P_s)

積雪荷重として、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮する。

(4) 風荷重(P_k)

風荷重については、設計基準風速を 30m/s とし、建築基準法に基づき算定する。

(5) 地震荷重(S_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-1 及び表 3.3-2 に示す。

表 3.3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + P + P_k + S_s$

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重 P_s を含めて 4.9kN/m^2)

P_k : 風荷重

S_s : 地震荷重

表 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	—	対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重を含めて 4.9kN/m^2 を考慮する。
		静止土圧	○	常時応力解析により設定する。
		外水圧	—	外水圧は考慮しない。
		内水圧	—	内水はないため考慮しない。
		積雪荷重	○	積雪荷重 (0.301kN/m^2) を考慮する。
		風荷重	○	風荷重を考慮する。
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。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	○	朔望平均満潮位での動水圧を考慮する。

3.4 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を次元重複反射理論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

入力地震動算定の概念図を図 3.4-1 に、次元解析モデル図を図 3.4-2 に示す。図 3.4-3～図 3.4-9 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示す。

入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE Ver 1.6」及び「microSHAKE Ver2.3.3」（岩盤部のうち RC 壁部）を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

①引戻し解析

引戻し地盤モデル（解放基盤モデル）を用いて、水平方向地震動及び鉛直方向地震動をそれぞれ引戻し地盤モデル底面位置まで引戻す。

②水平方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（水平方向地震動用）を用いて、構造物－地盤連成系解析モデル底面位置まで水平方向地震動を引き上げる。

③鉛直方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（鉛直方向地震動用）を用いて、構造物－地盤連成系解析モデル下端位置まで鉛直方向地震動を引き上げる。

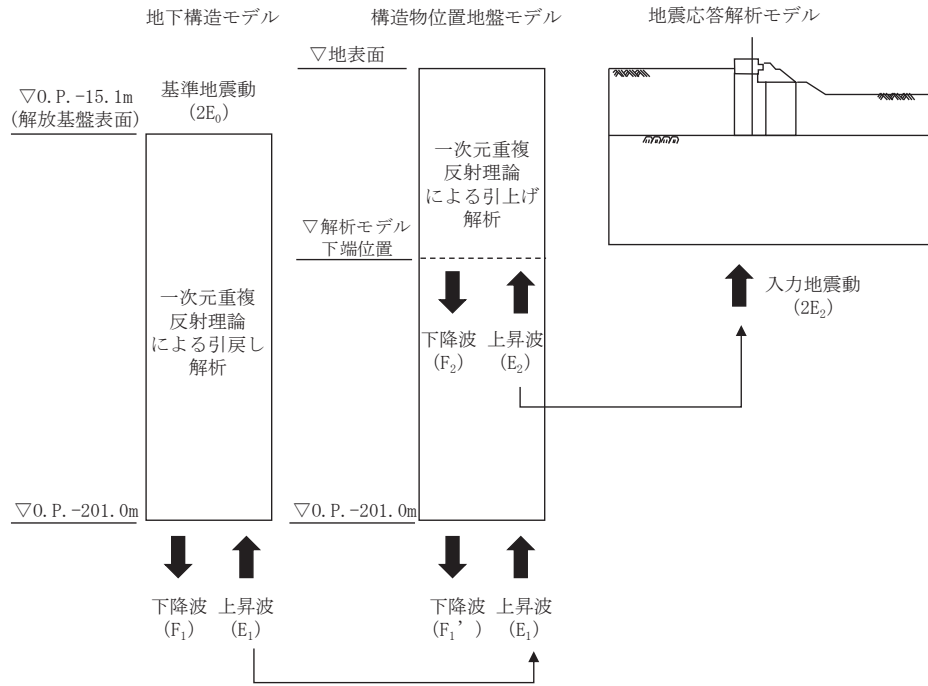


図 3.4-1(1) 入力地震動算定の概念図

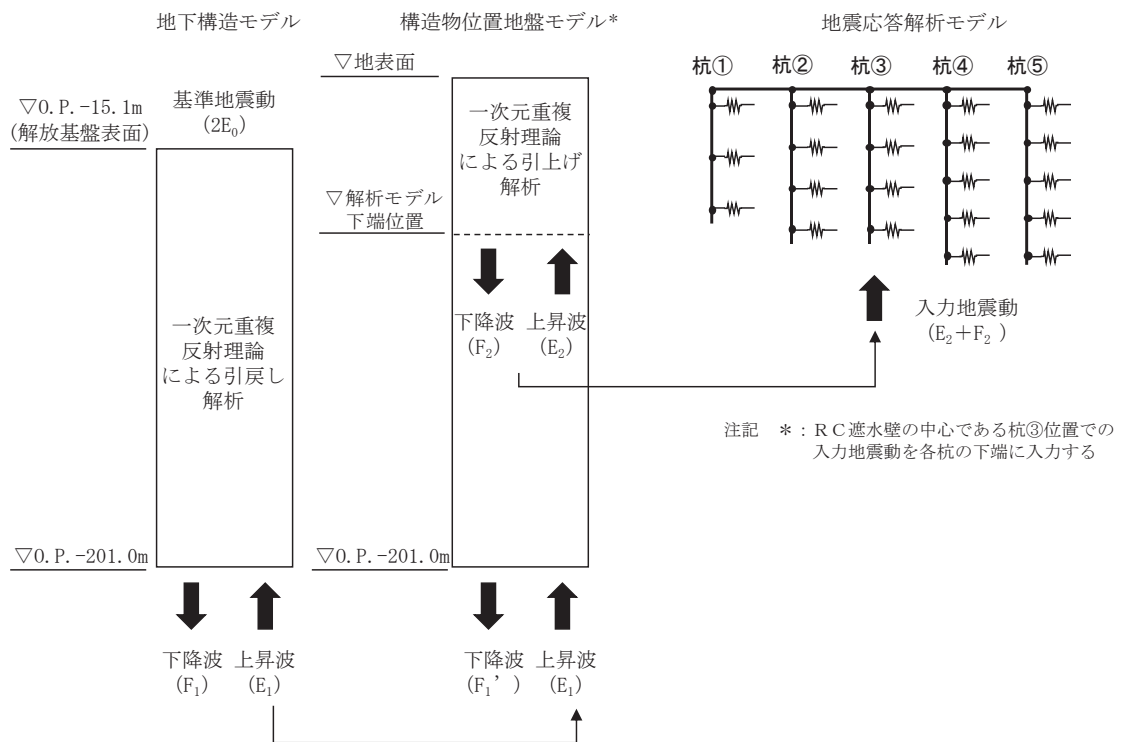


図 3.4-1(2) 入力地震動算定の概念図 (岩盤部のうち RC 壁部)

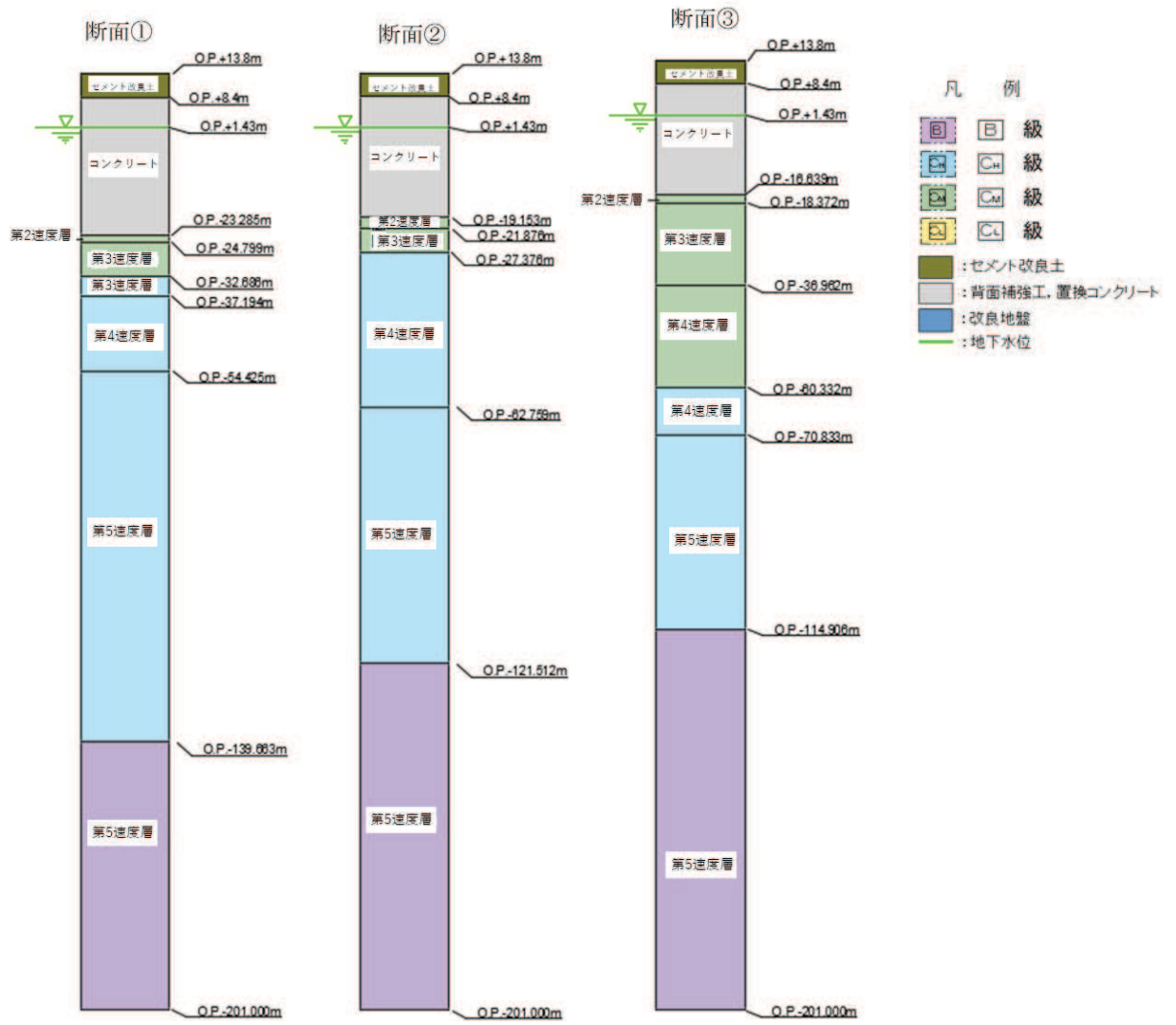


図 3.4-2 (1) 一次元解析モデル図 (断面①～③)

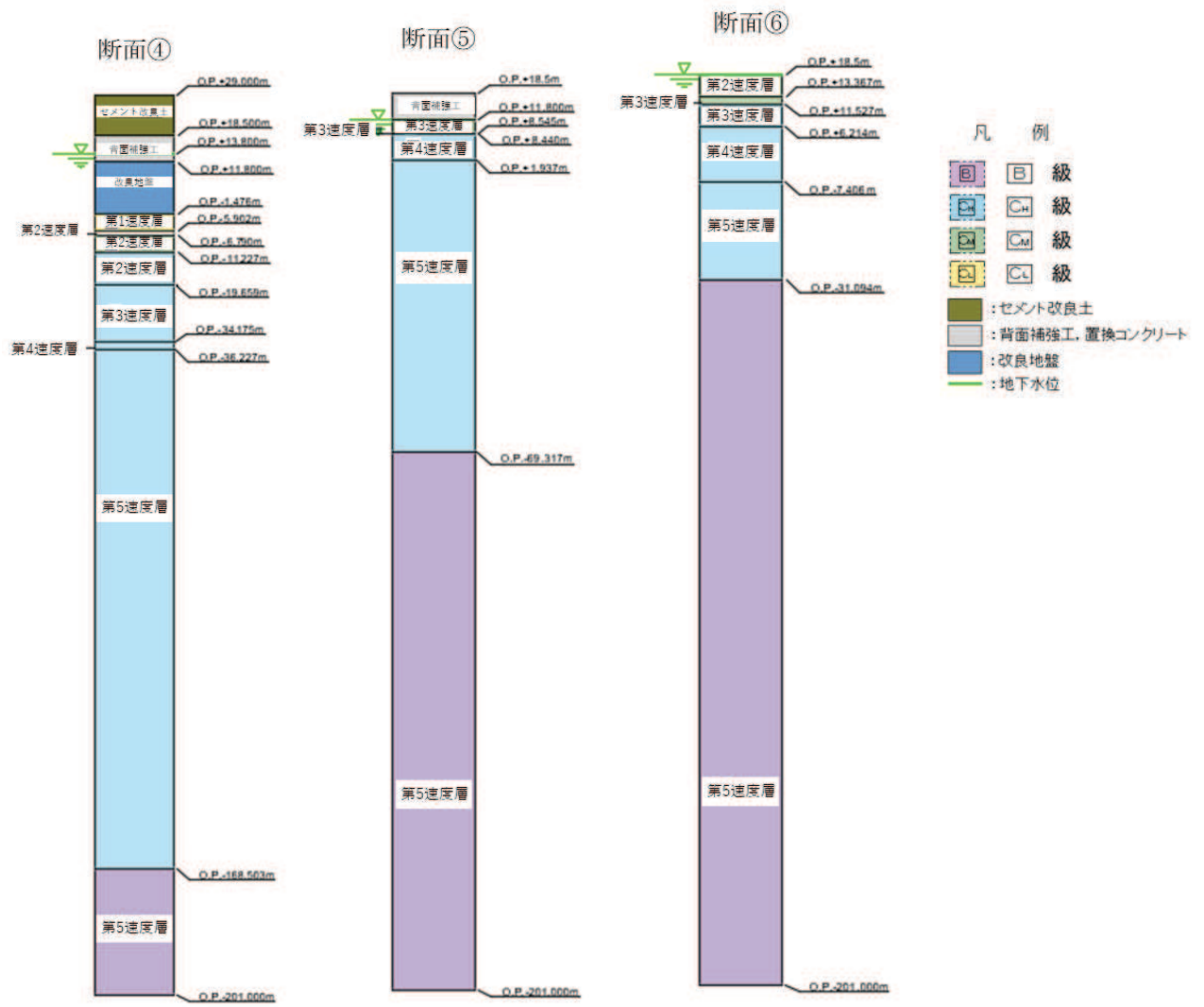


図 3.4-2 (2) 一次元解析モデル図 (断面④～⑥)

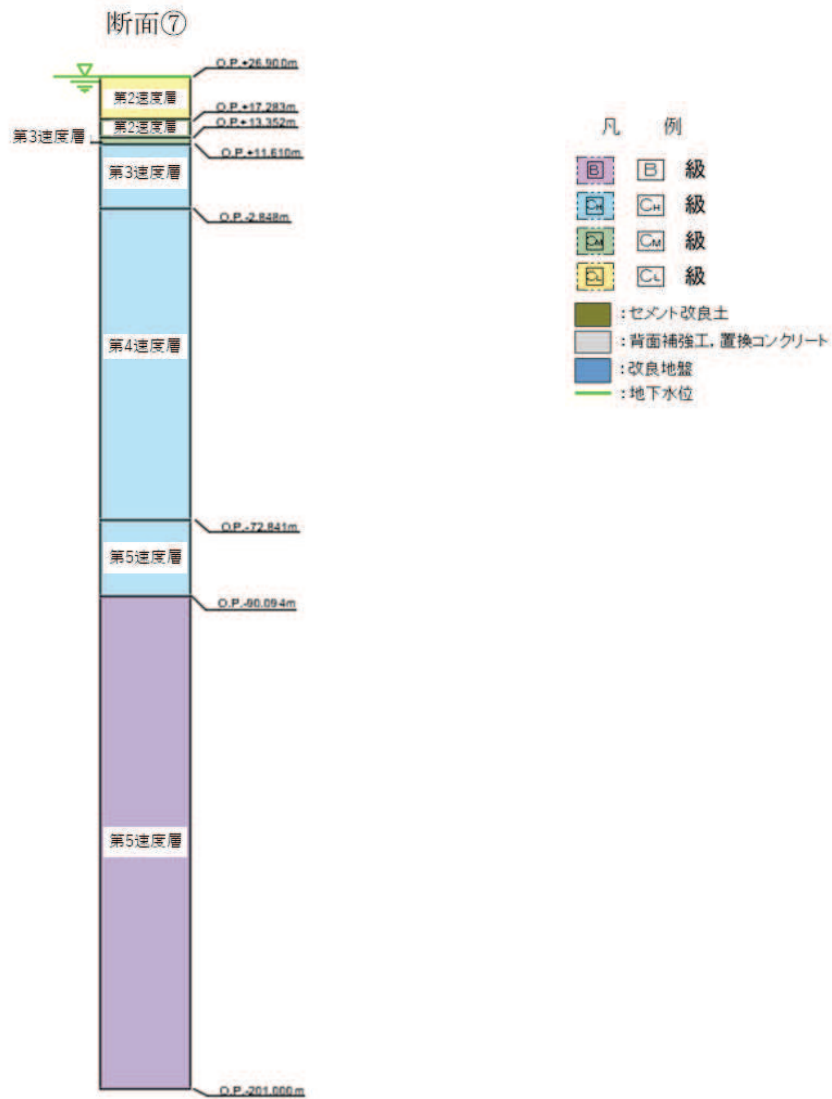
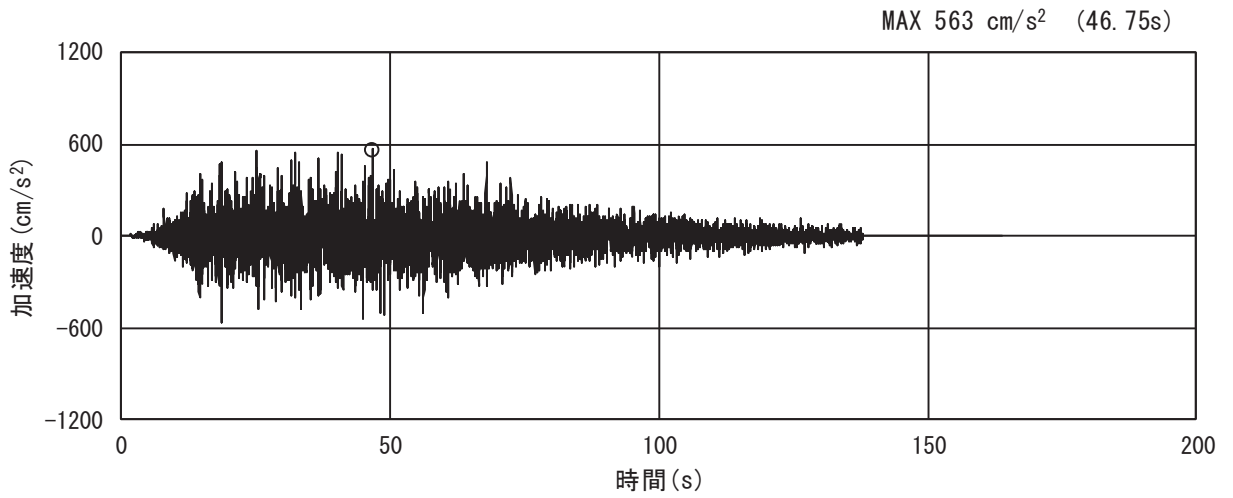


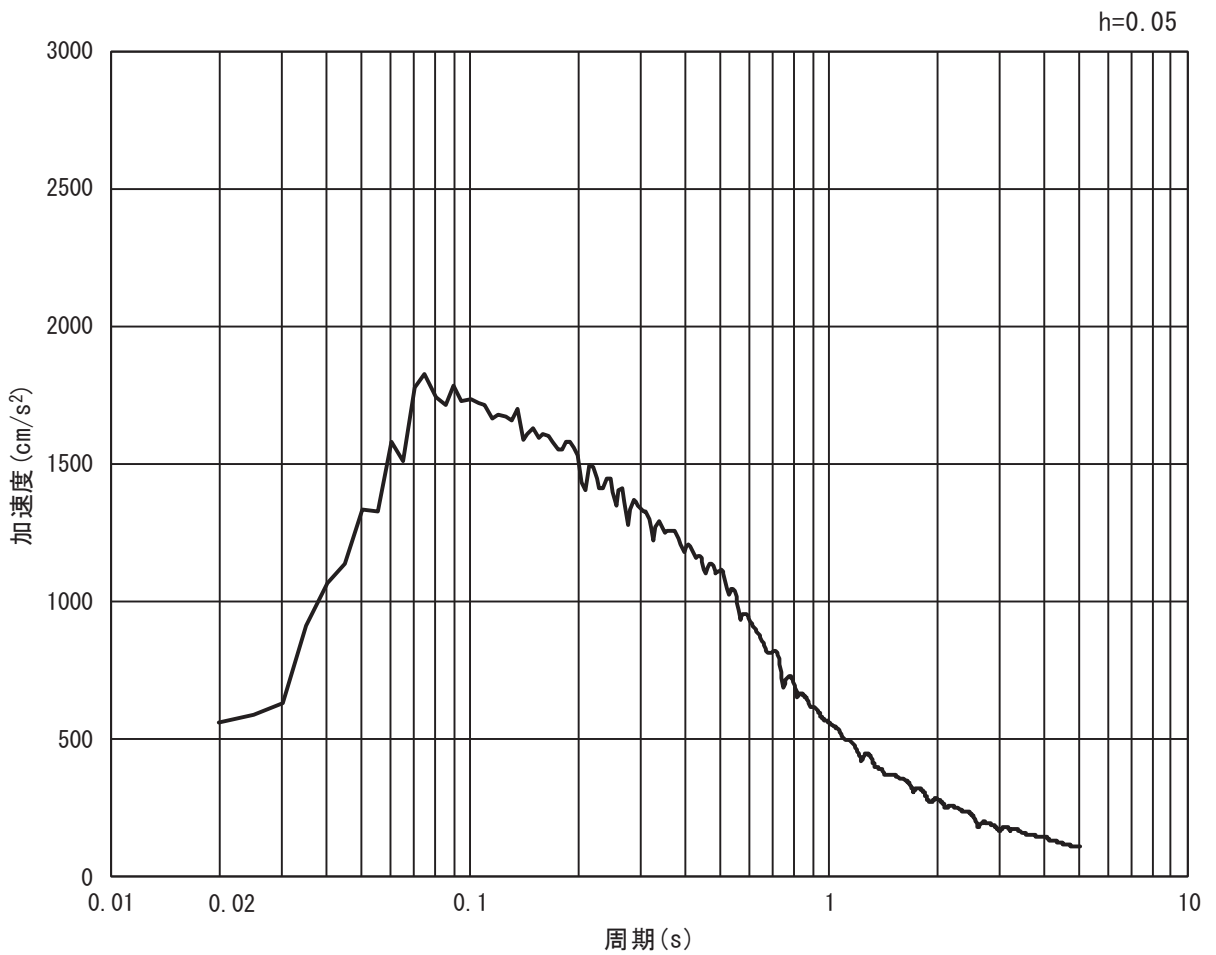
図 3.4-2 (3) 一次元解析モデル図 (断面⑦)

3.4.1 一般部

(1) 断面①

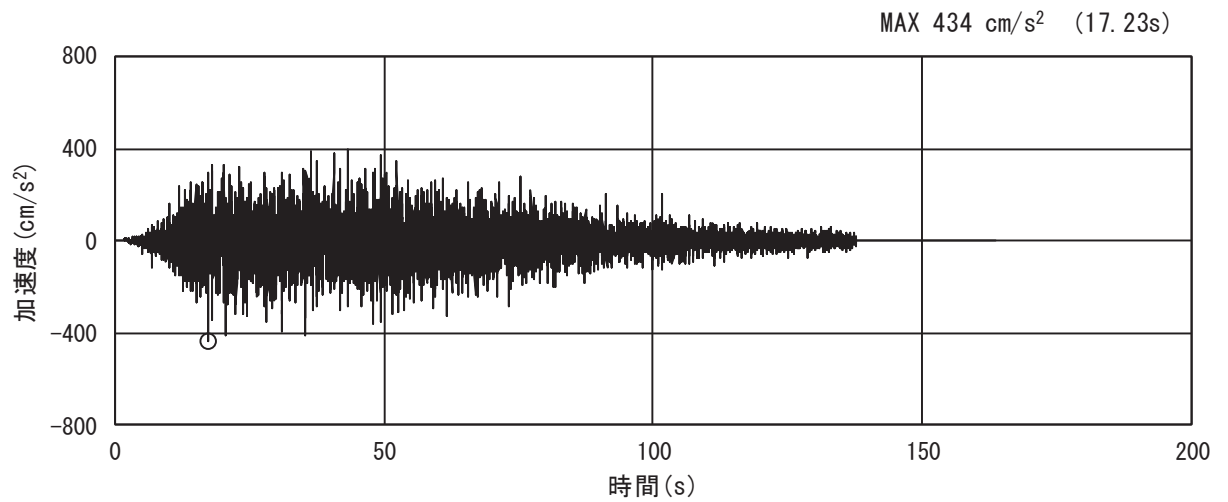


(a) 加速度時刻歴波形

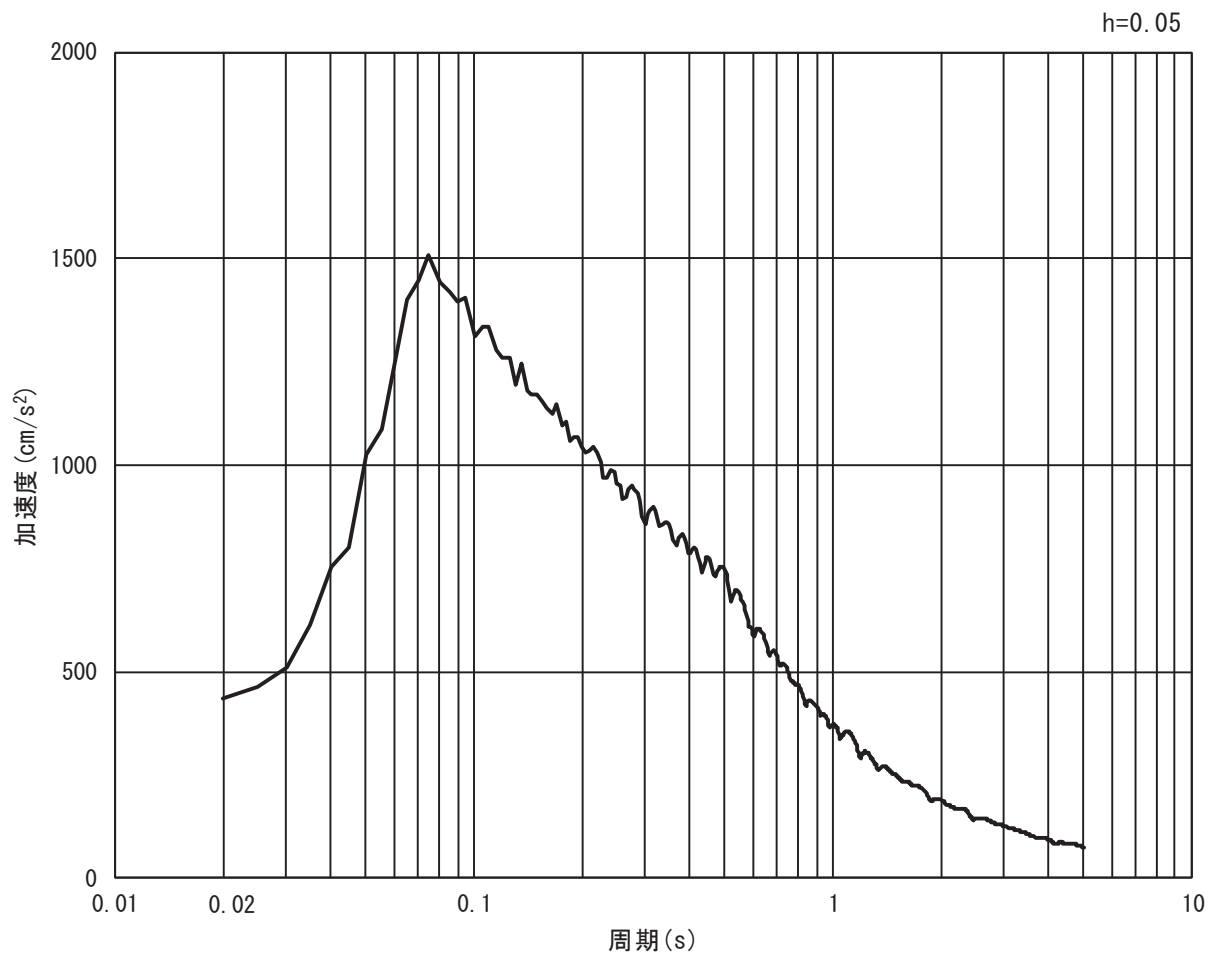


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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 - D 1)

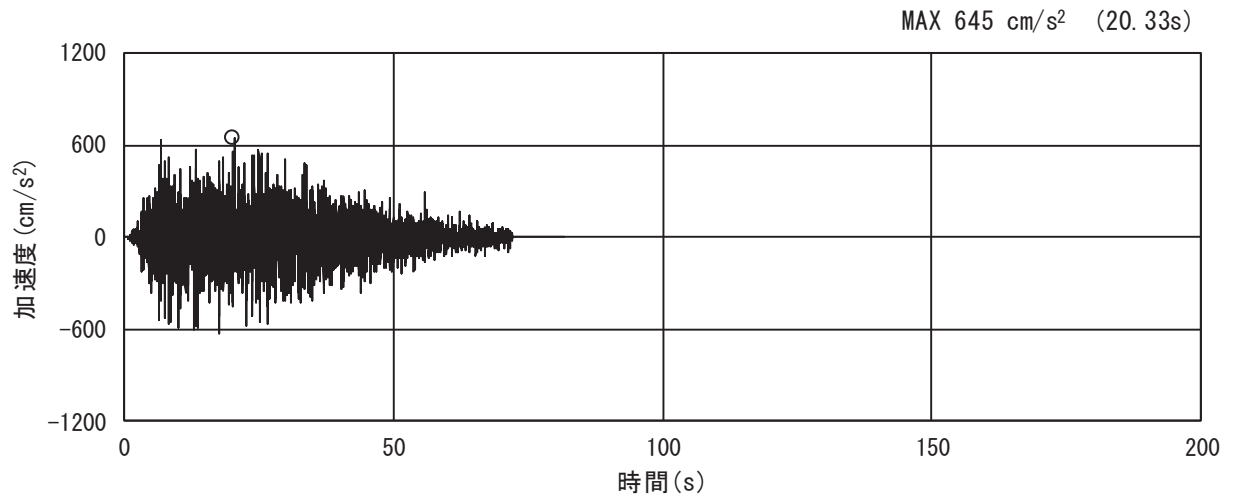


(a) 加速度時刻歴波形

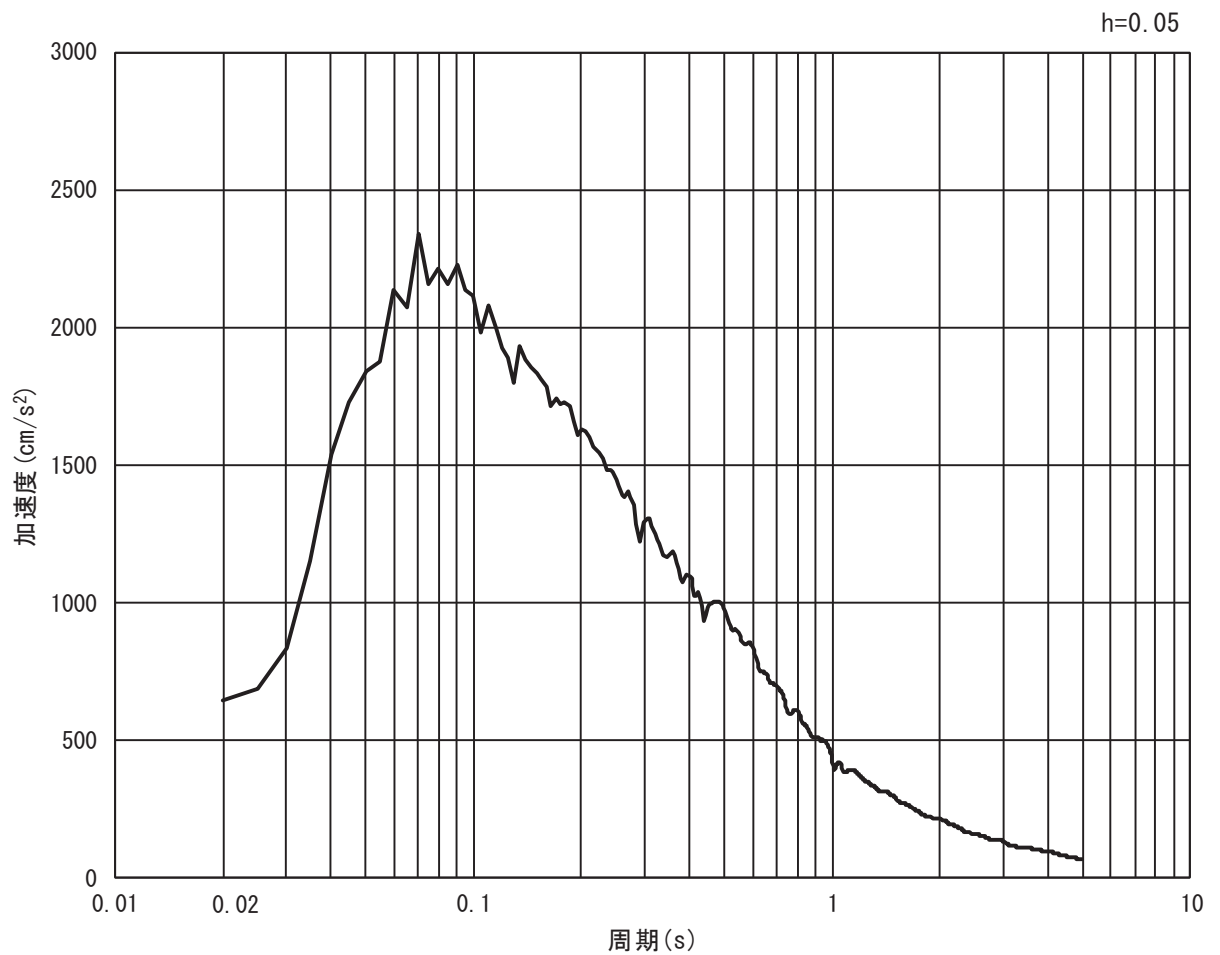


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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 - D 1)

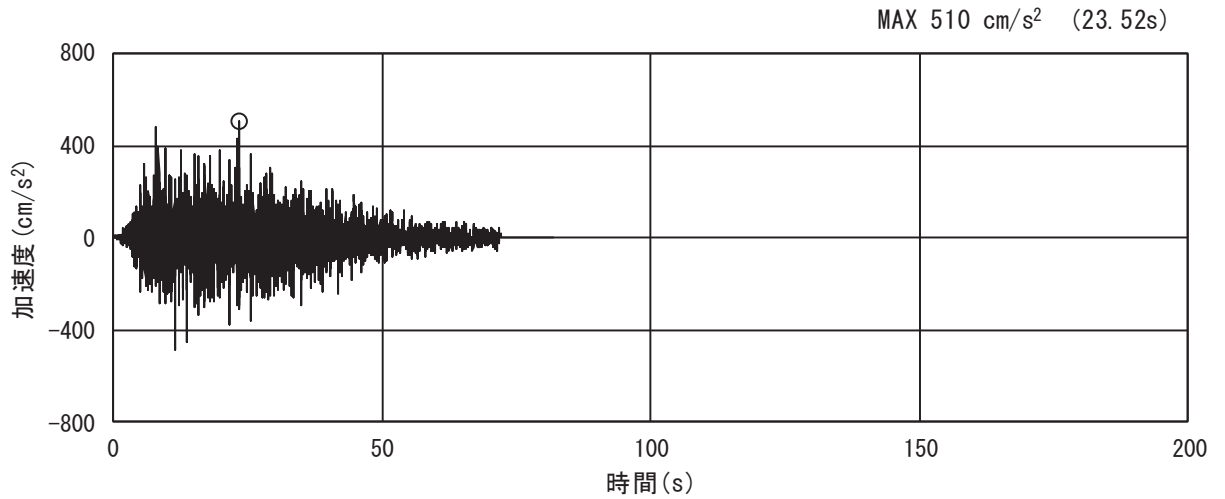


(a) 加速度時刻歴波形

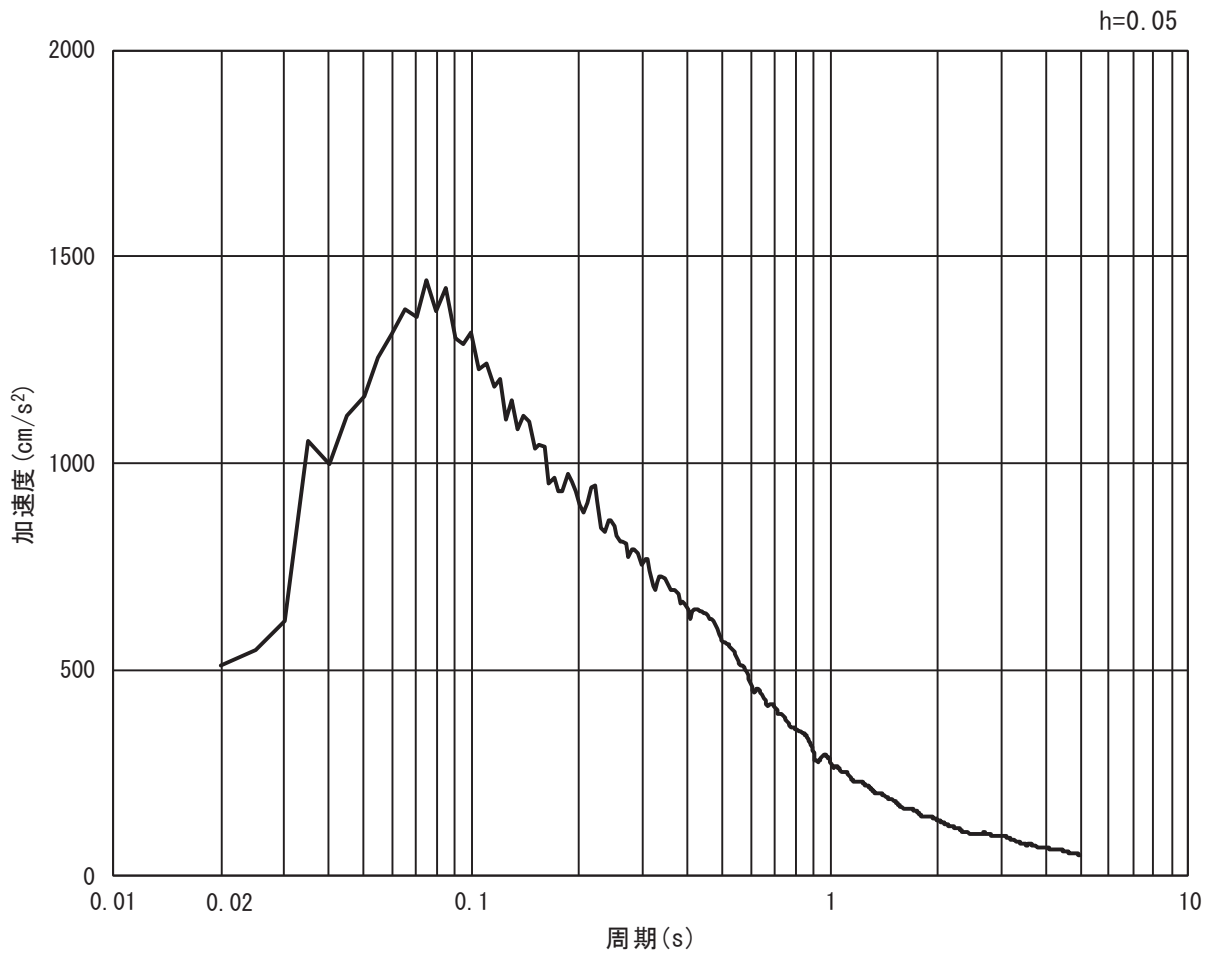


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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 - D 2)

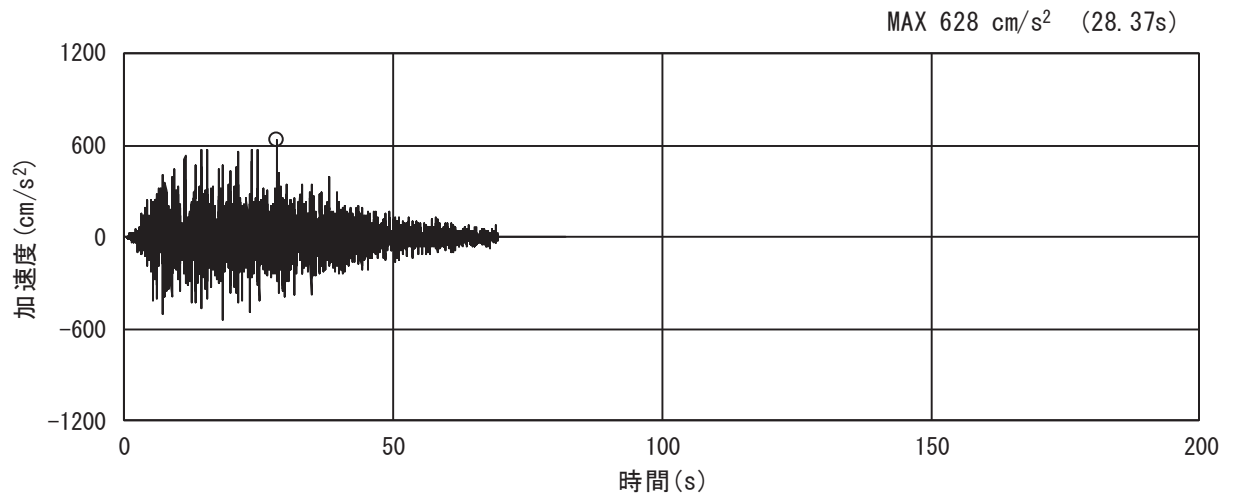


(a) 加速度時刻歴波形

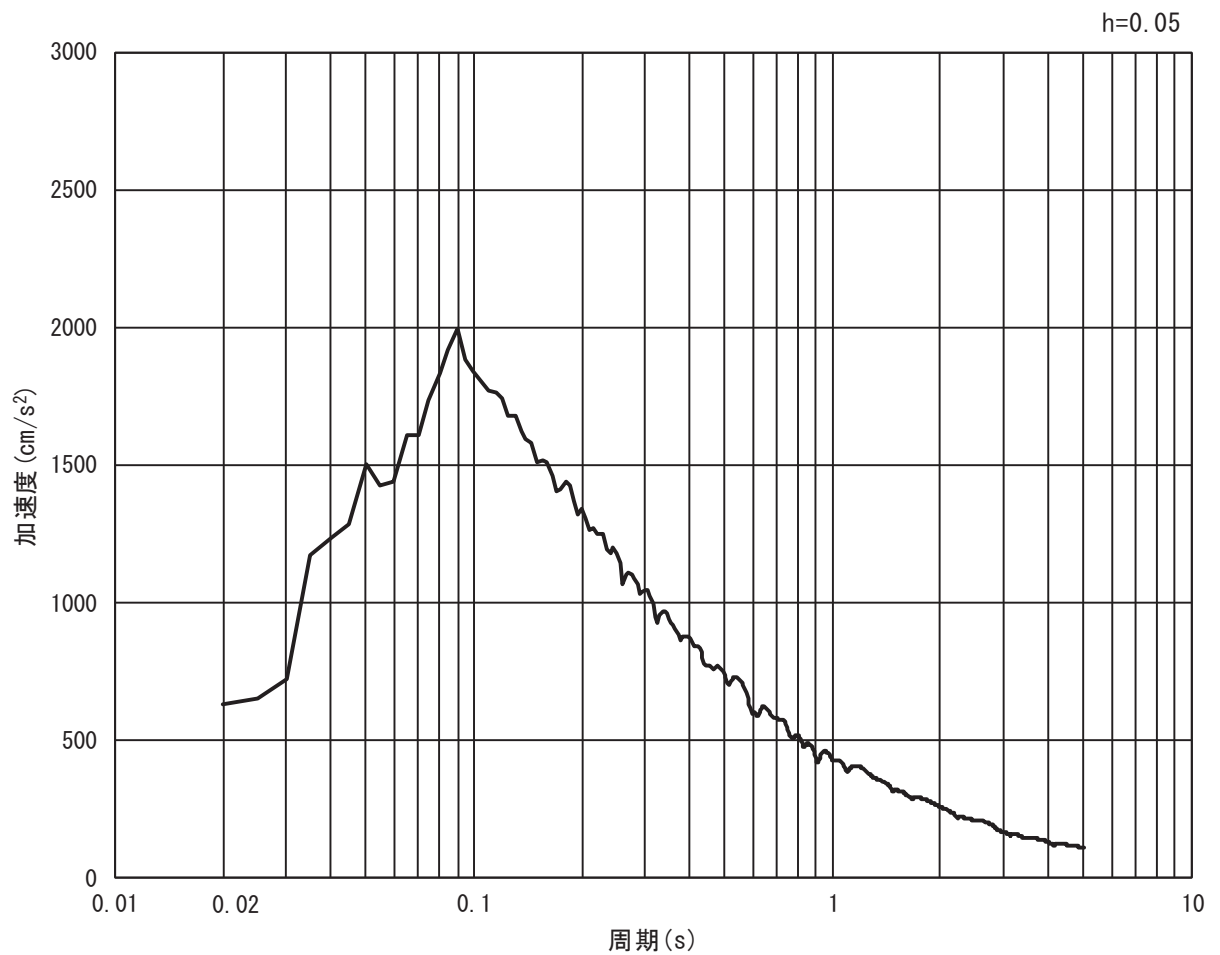


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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 - D 2)

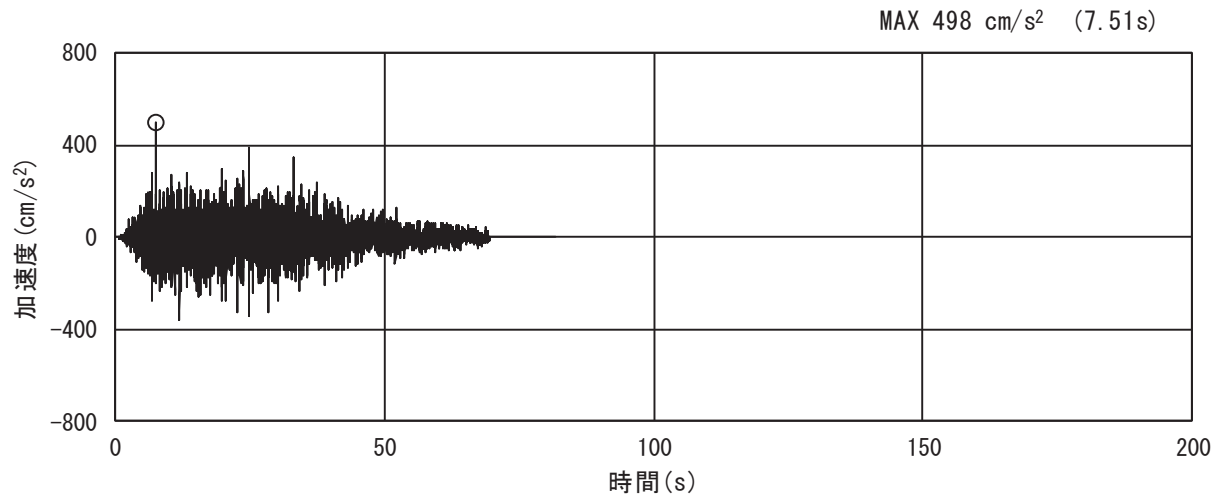


(a) 加速度時刻歴波形

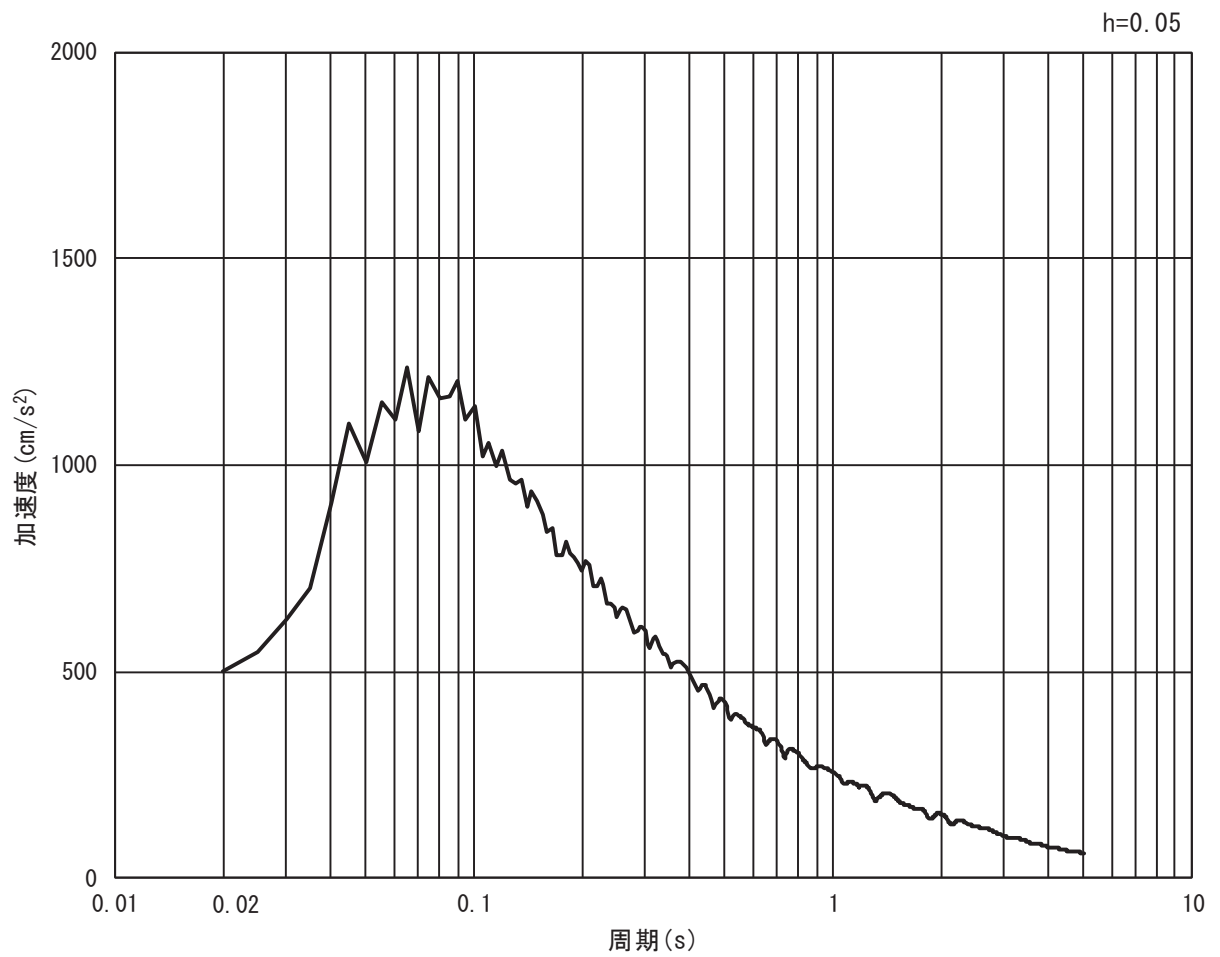


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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 - D 3)

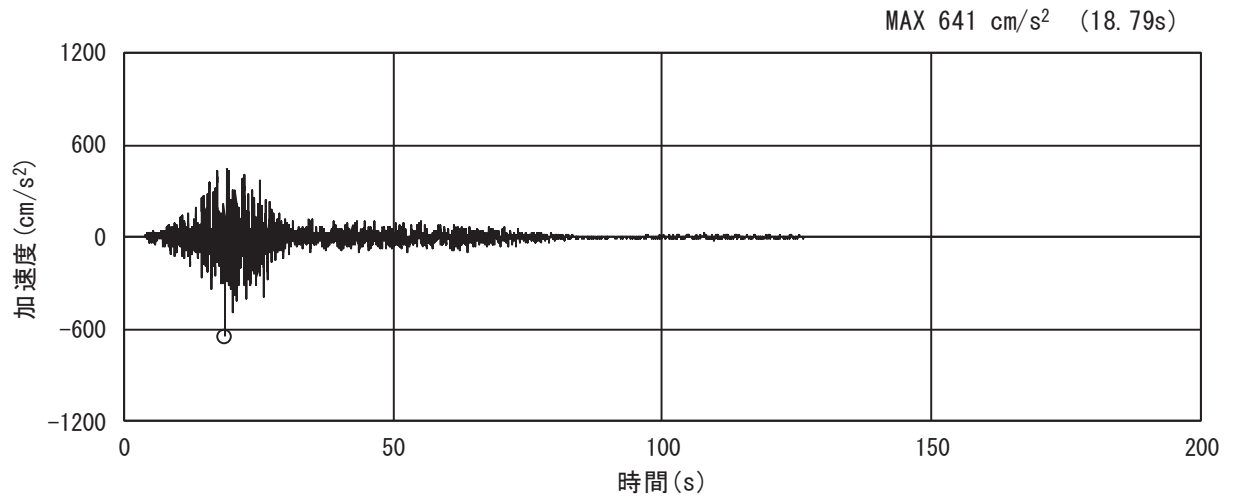


(a) 加速度時刻歴波形

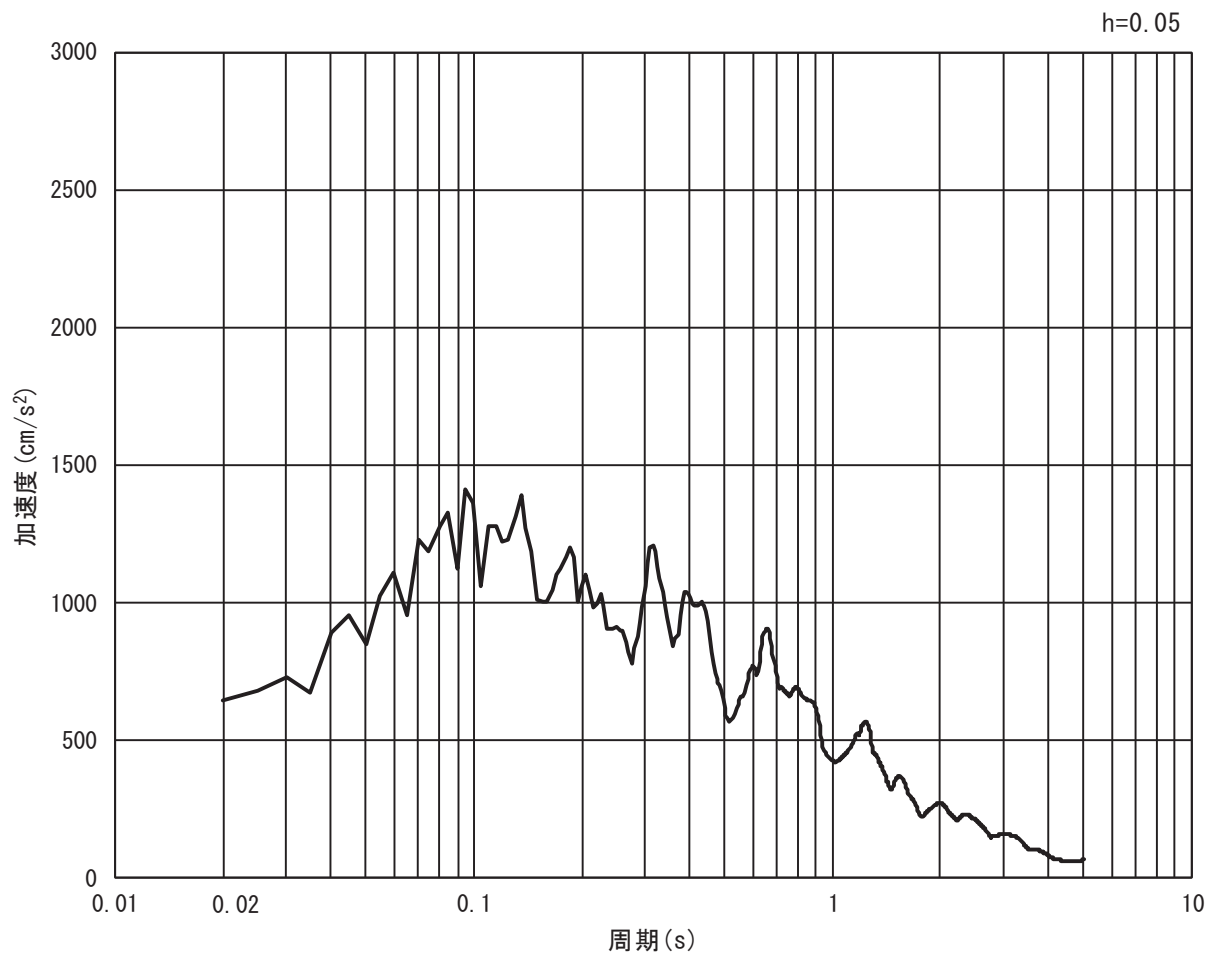


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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 - D 3)

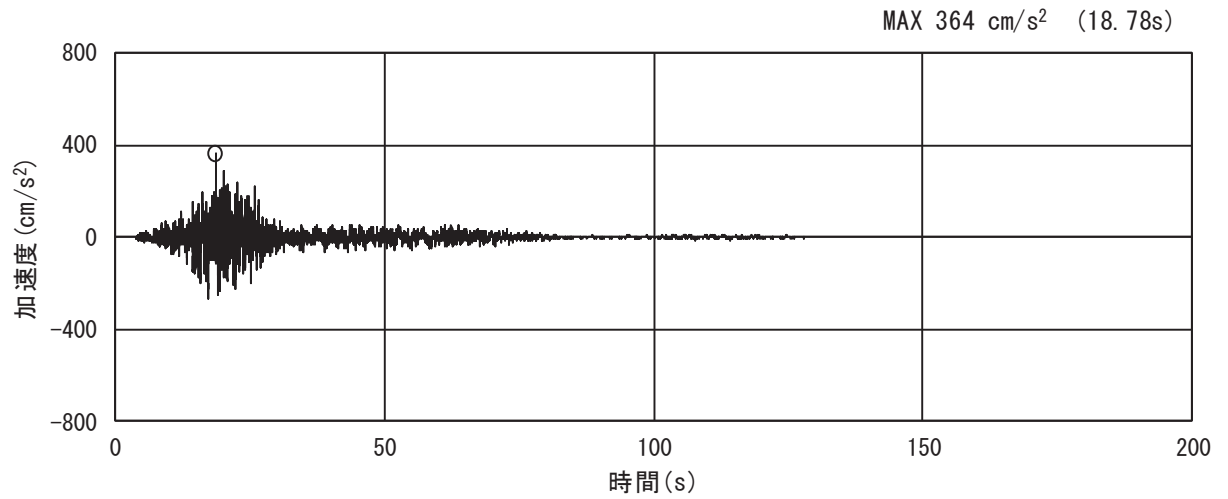


(a) 加速度時刻歴波形

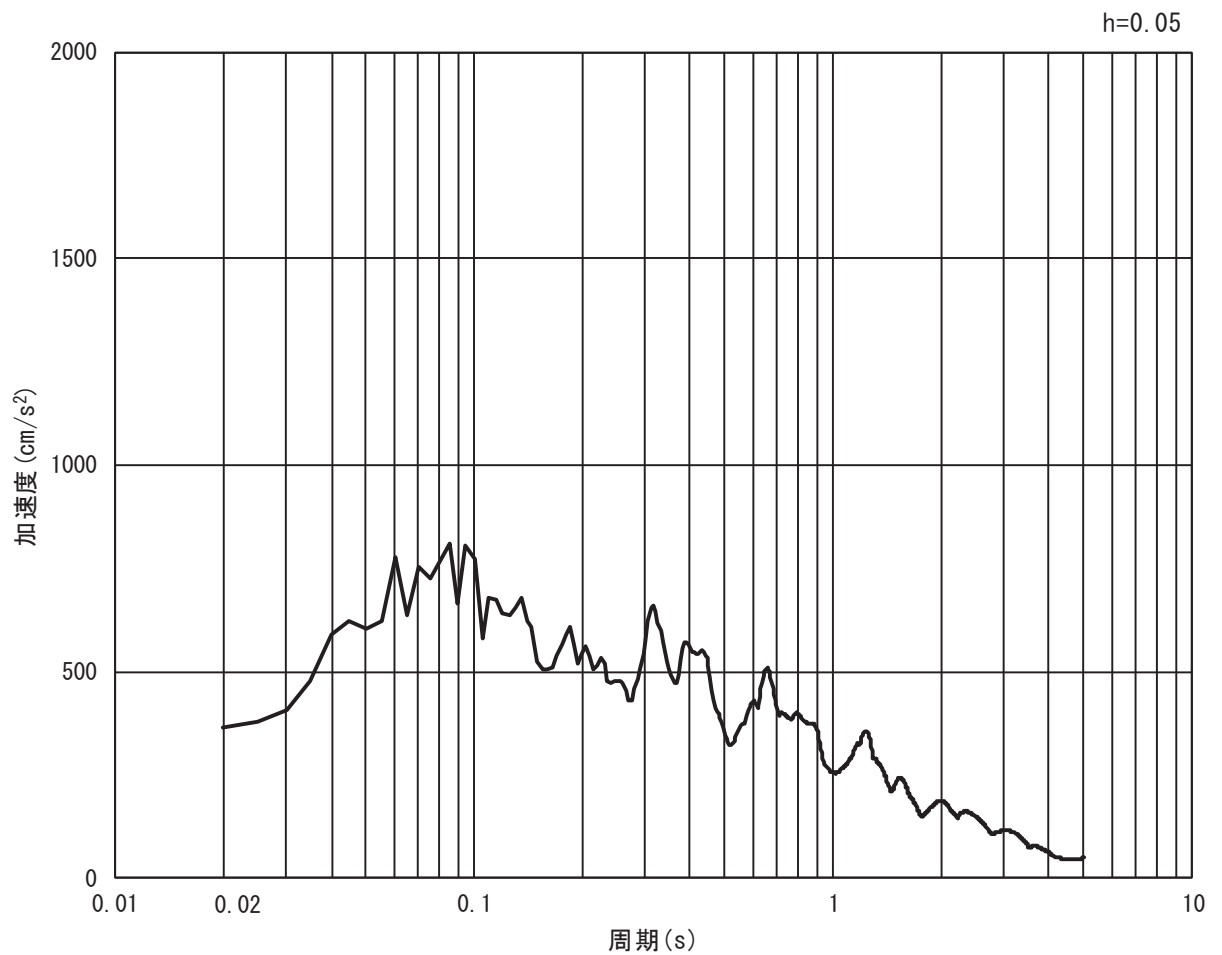


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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 - F 1)

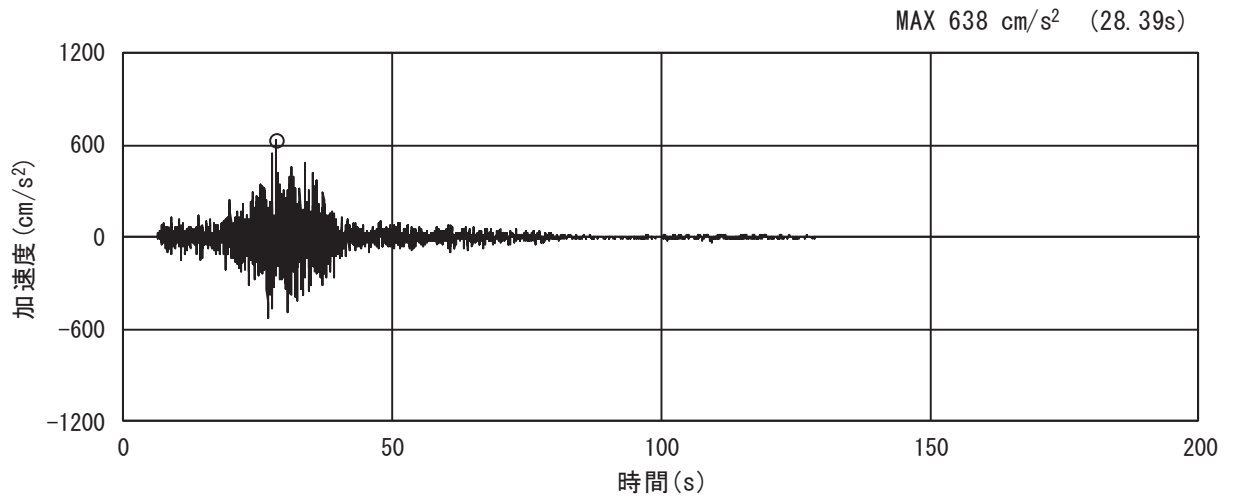


(a) 加速度時刻歴波形

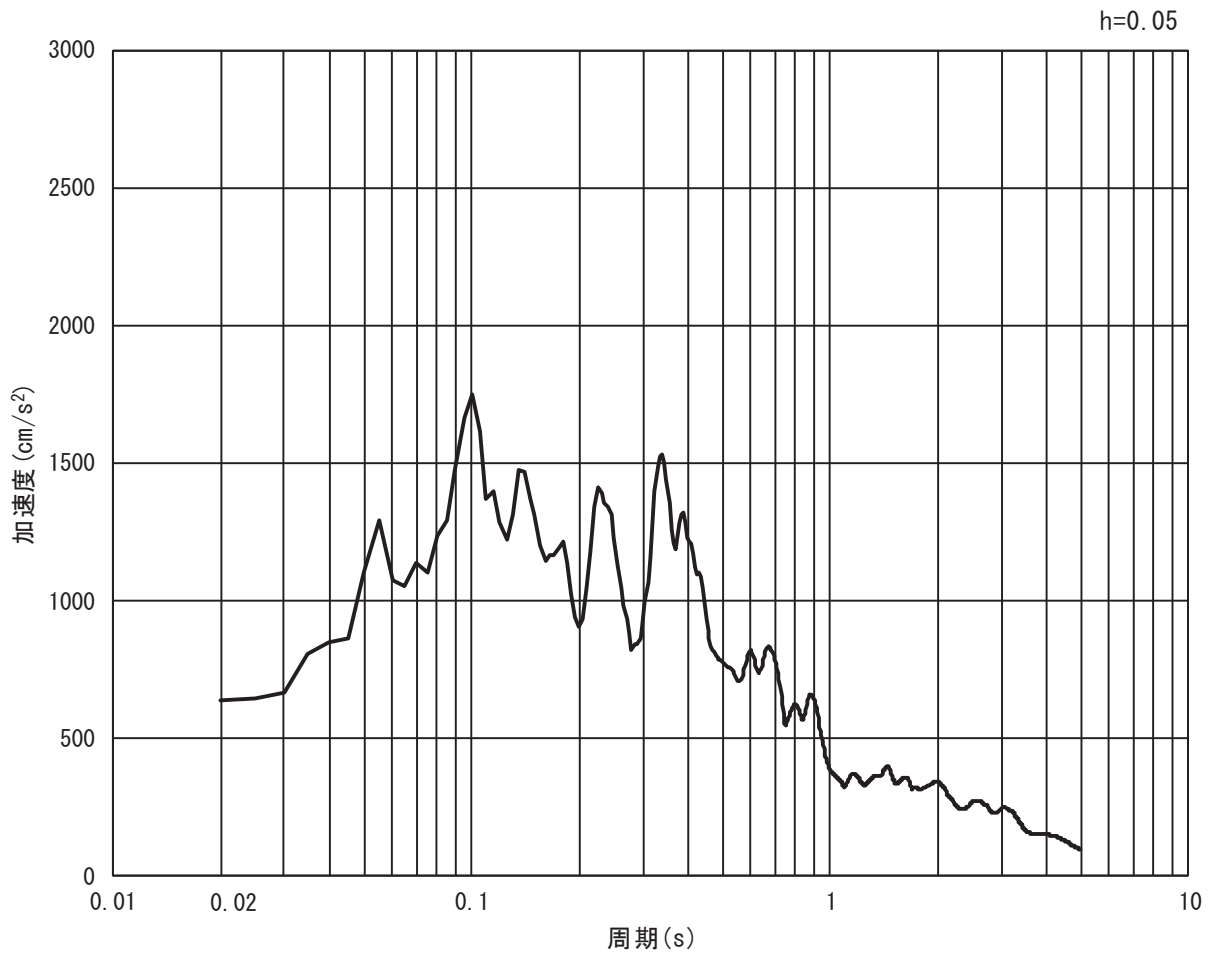


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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 - F 1)

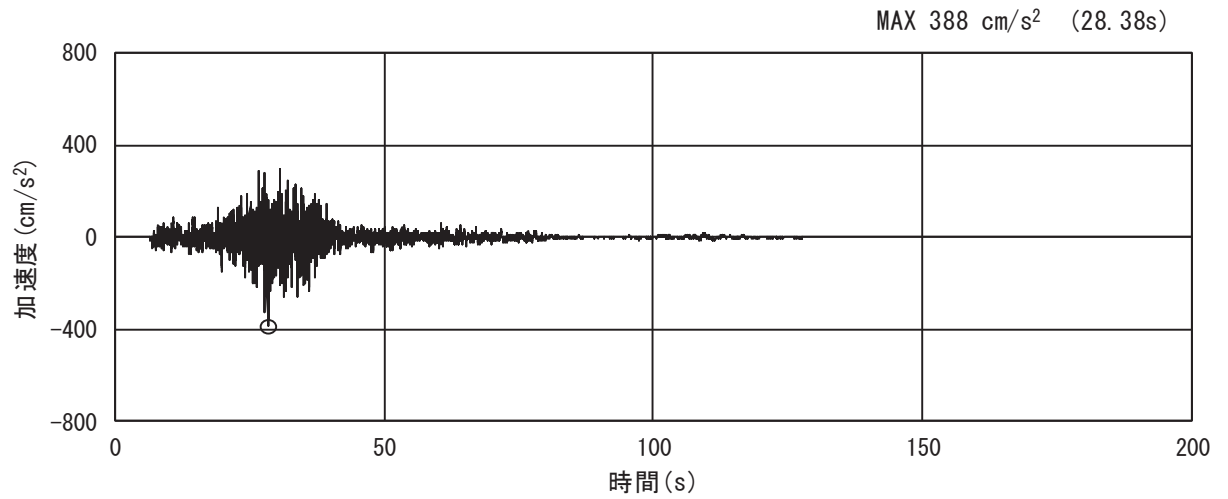


(a) 加速度時刻歴波形

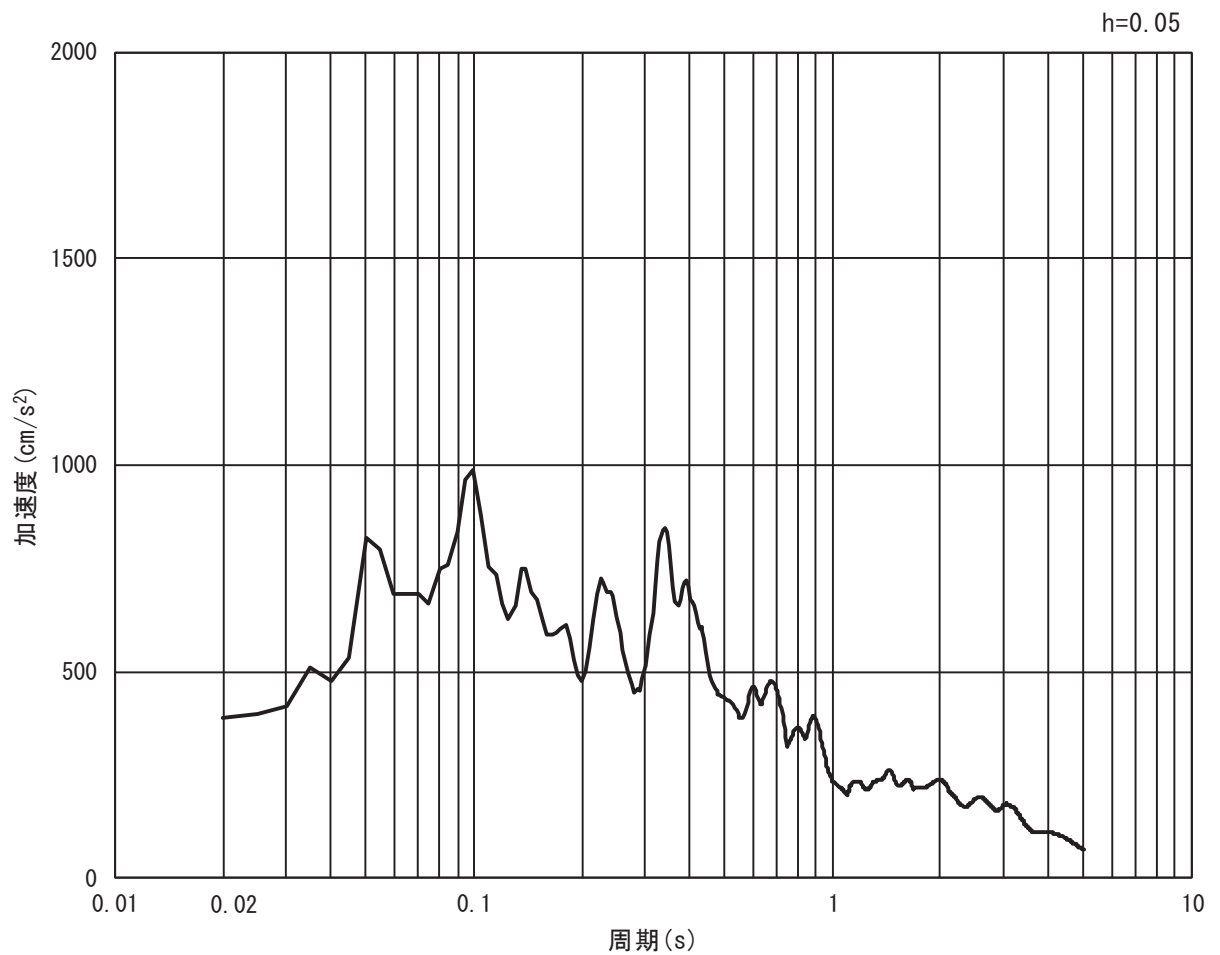


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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 - F 2)

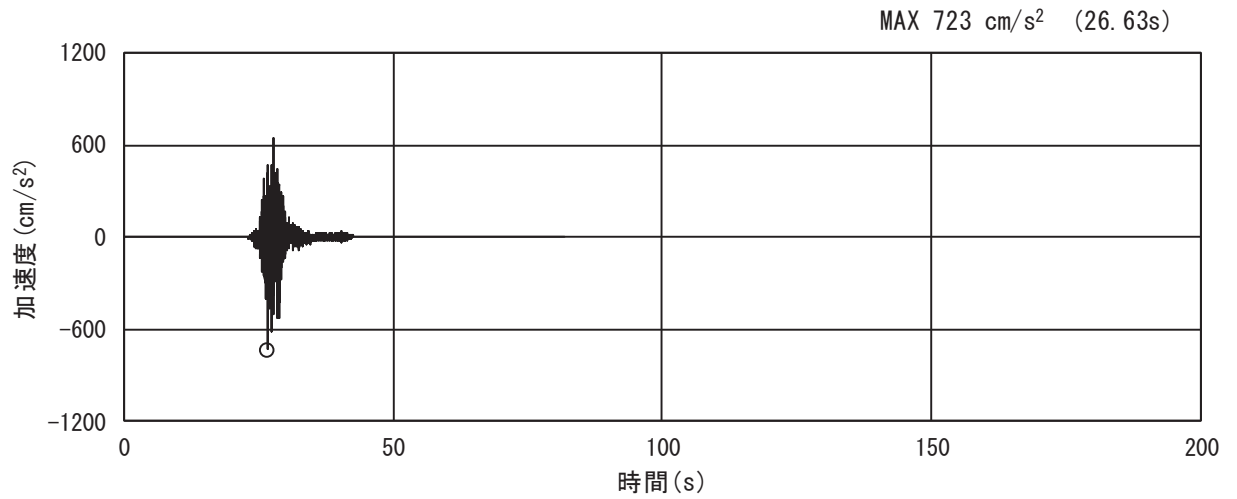


(a) 加速度時刻歴波形

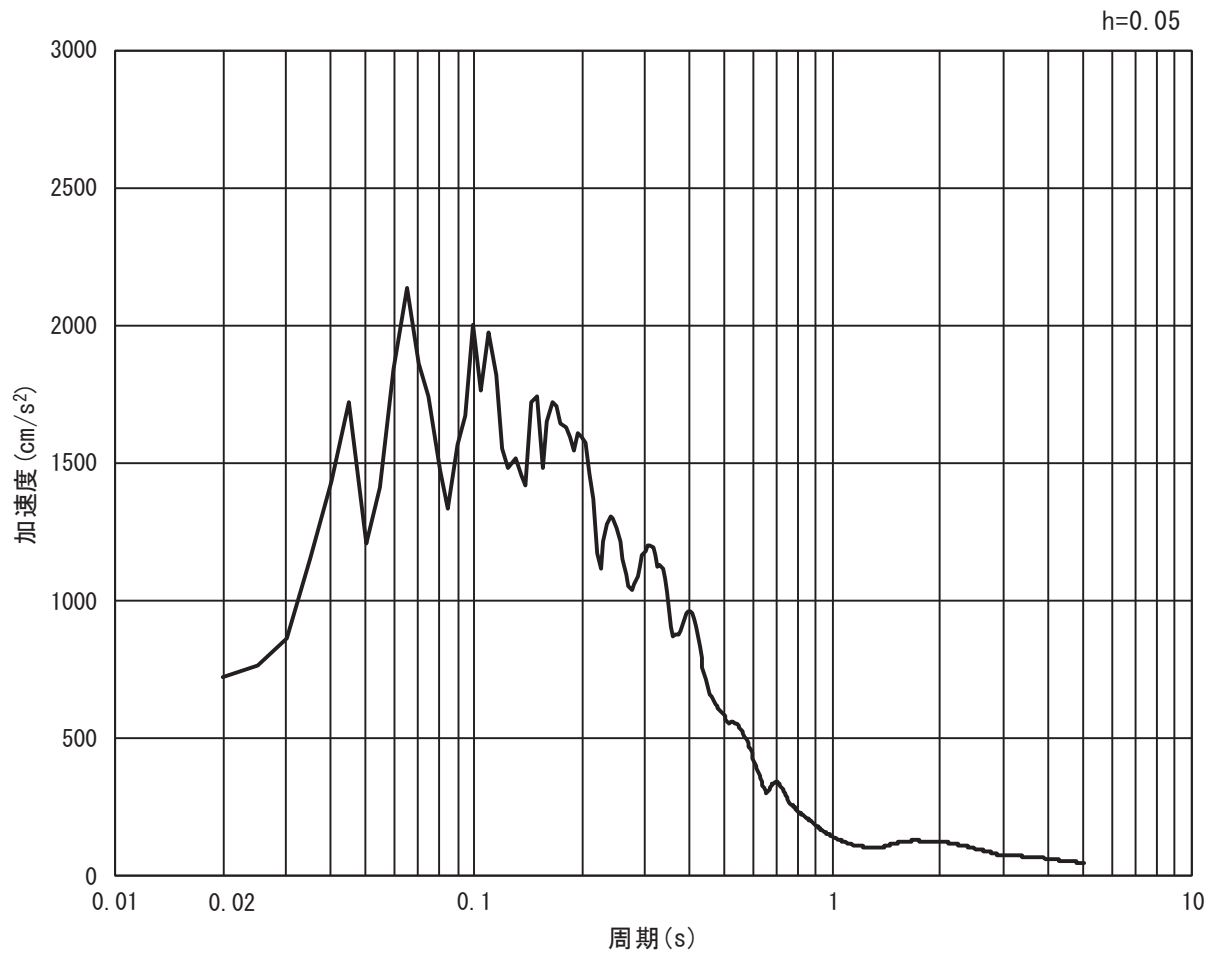


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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 - F 2)

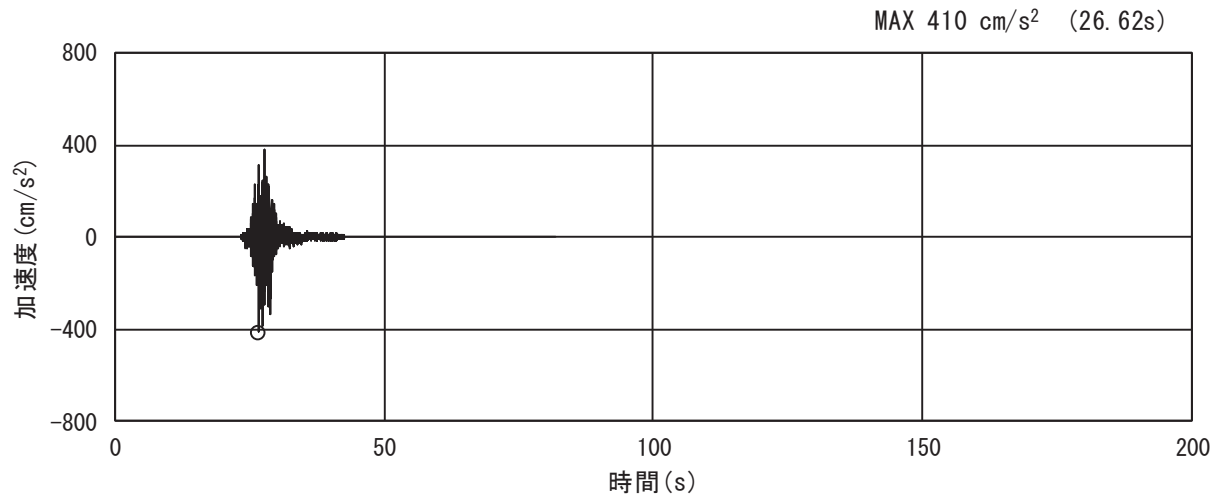


(a) 加速度時刻歴波形

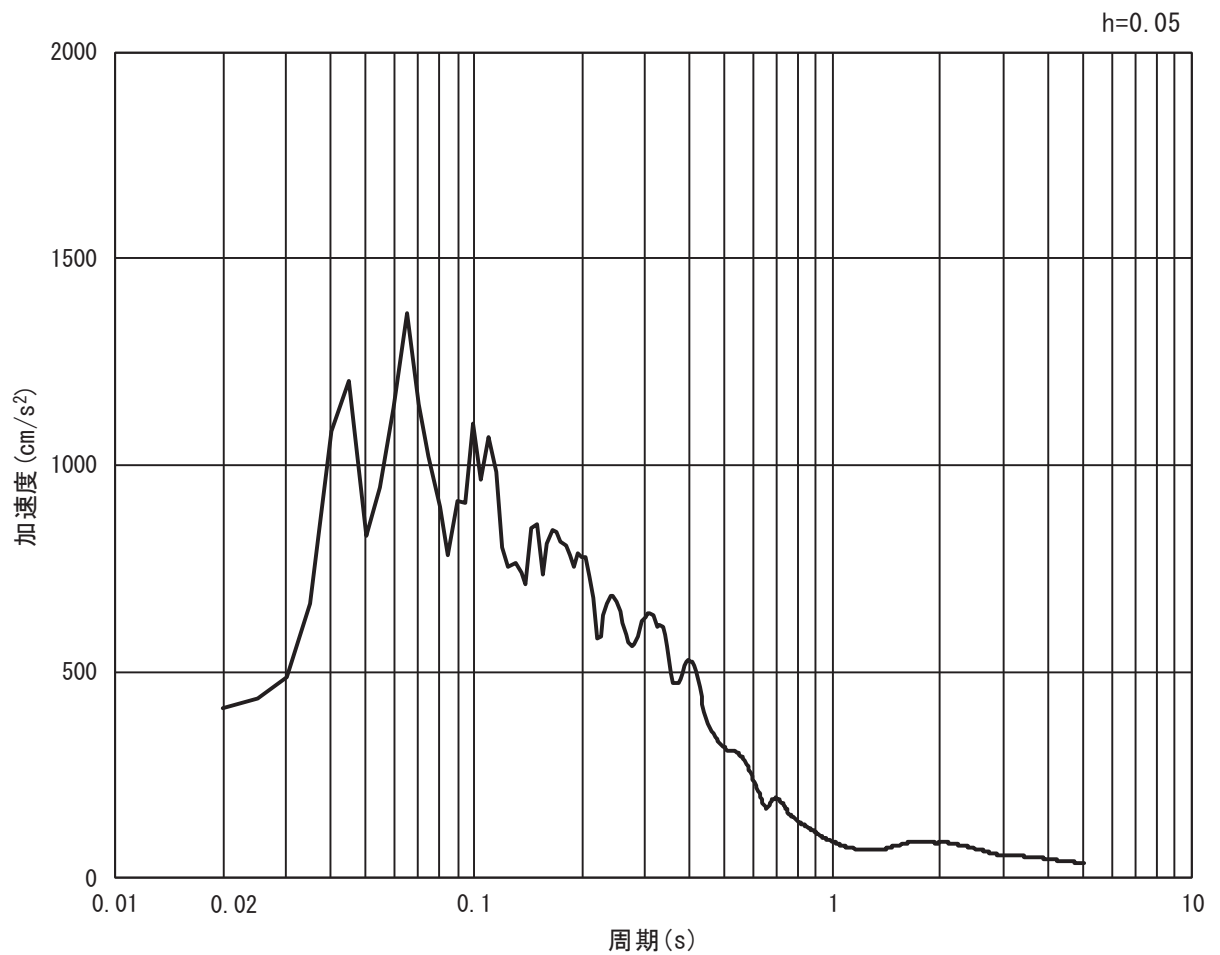


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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 - F 3)

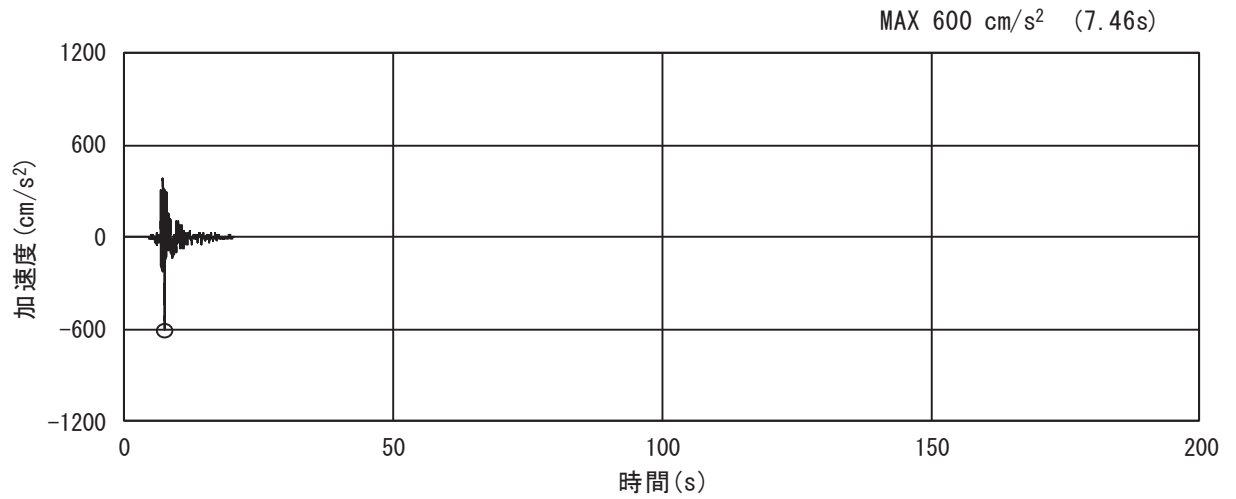


(a) 加速度時刻歴波形

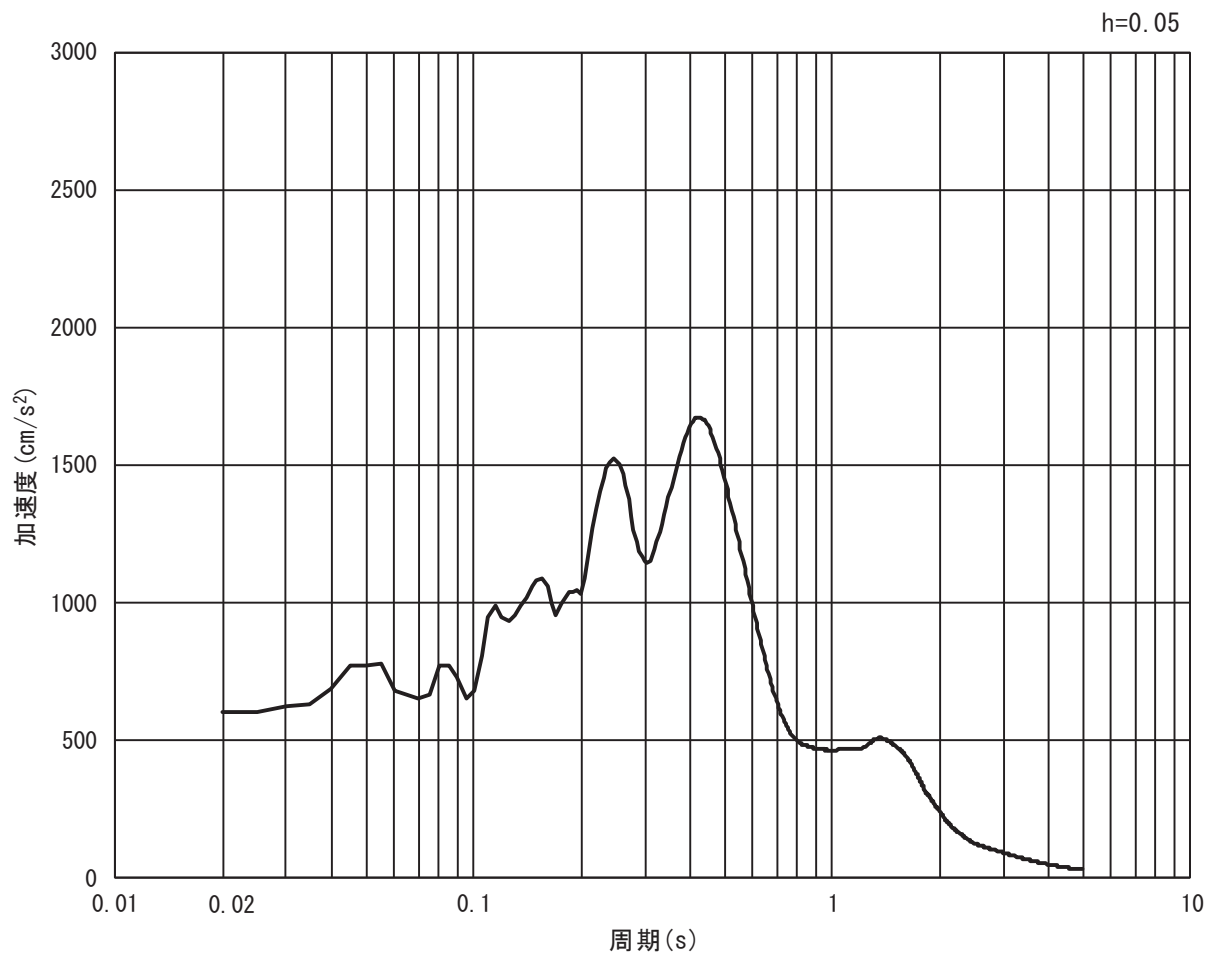


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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 - F 3)

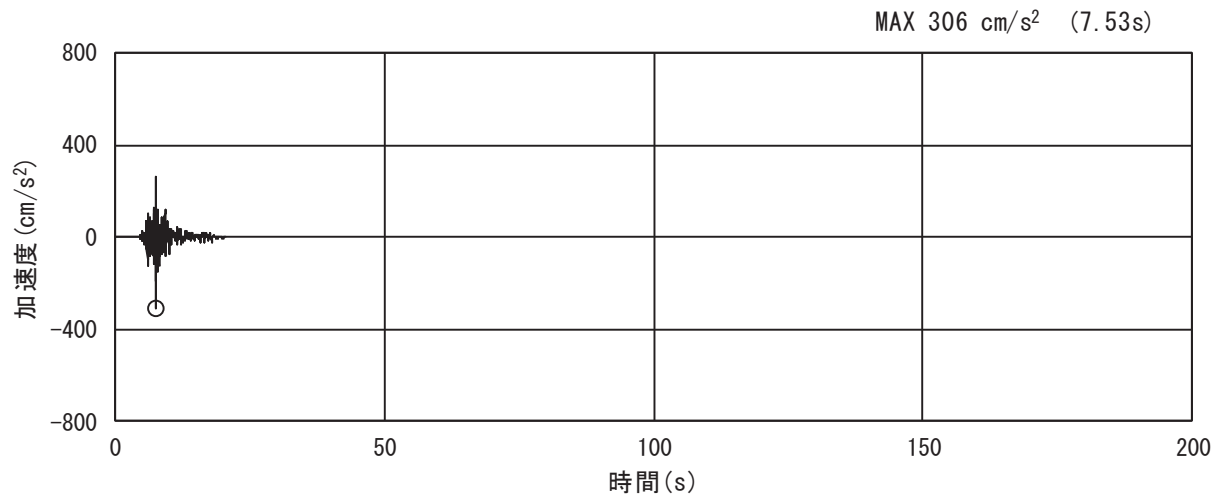


(a) 加速度時刻歴波形

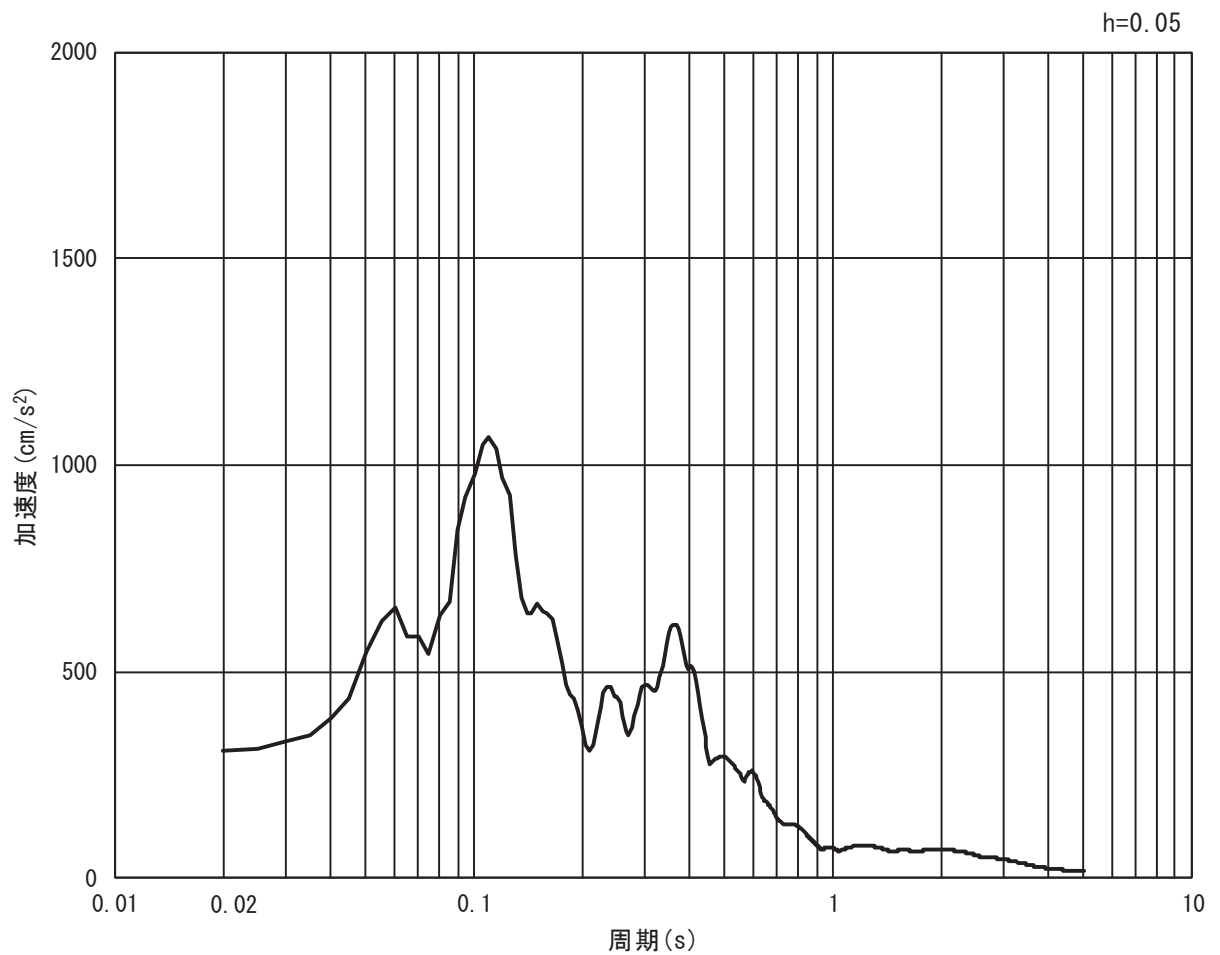


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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 - N 1)



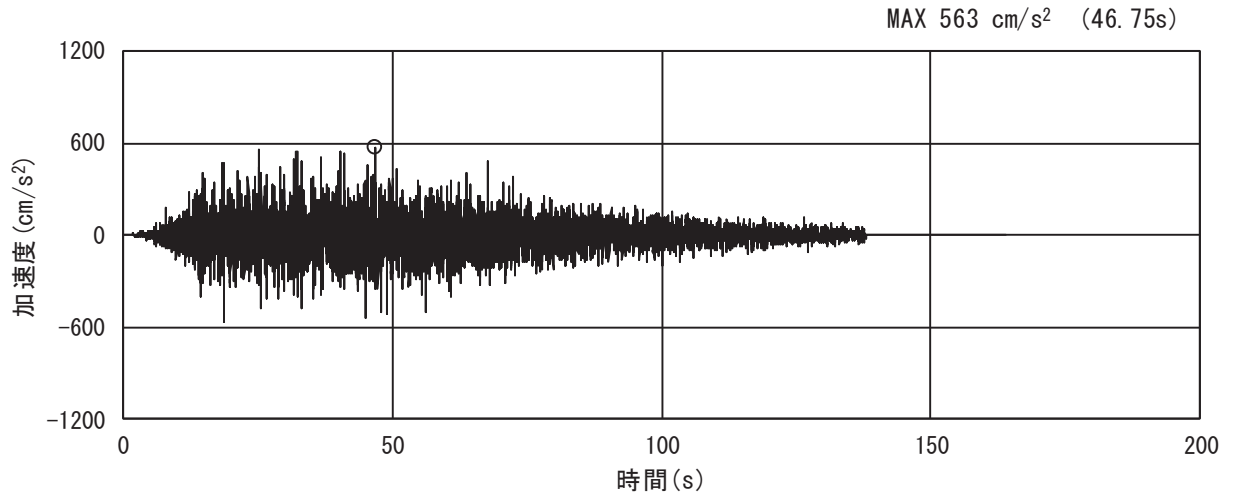
(a) 加速度時刻歴波形



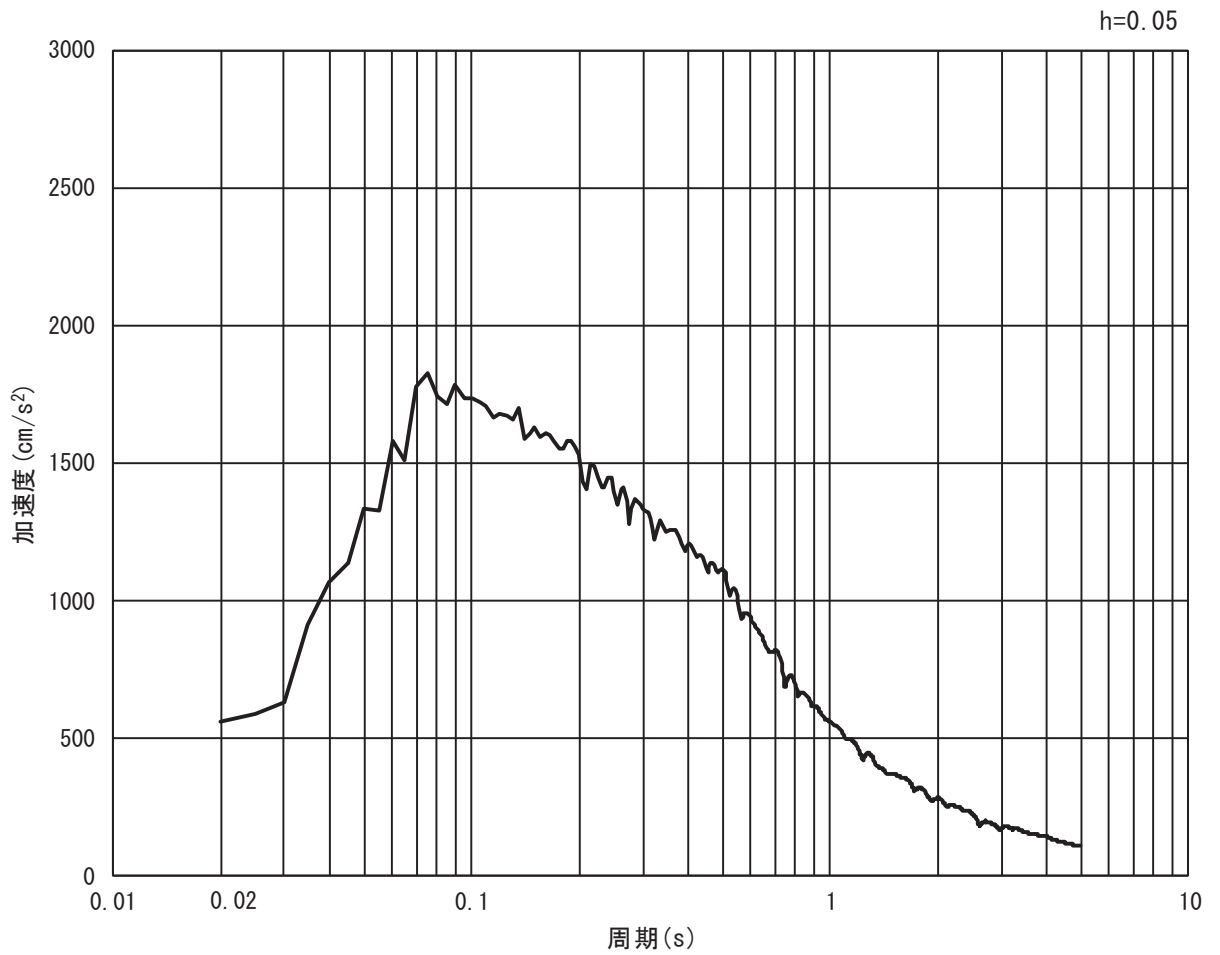
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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 - N 1)

(2) 断面②

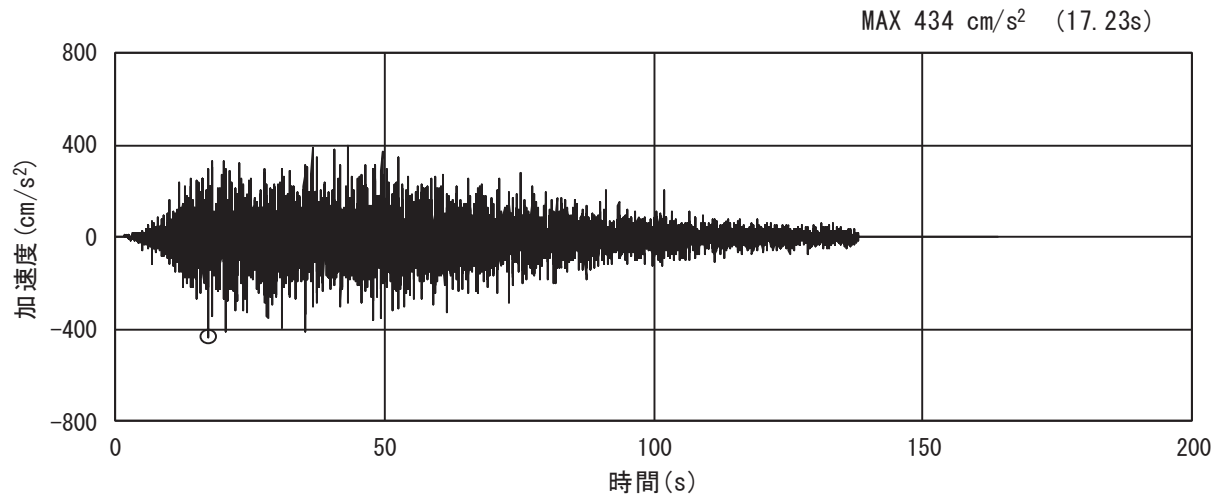


(a) 加速度時刻歴波形

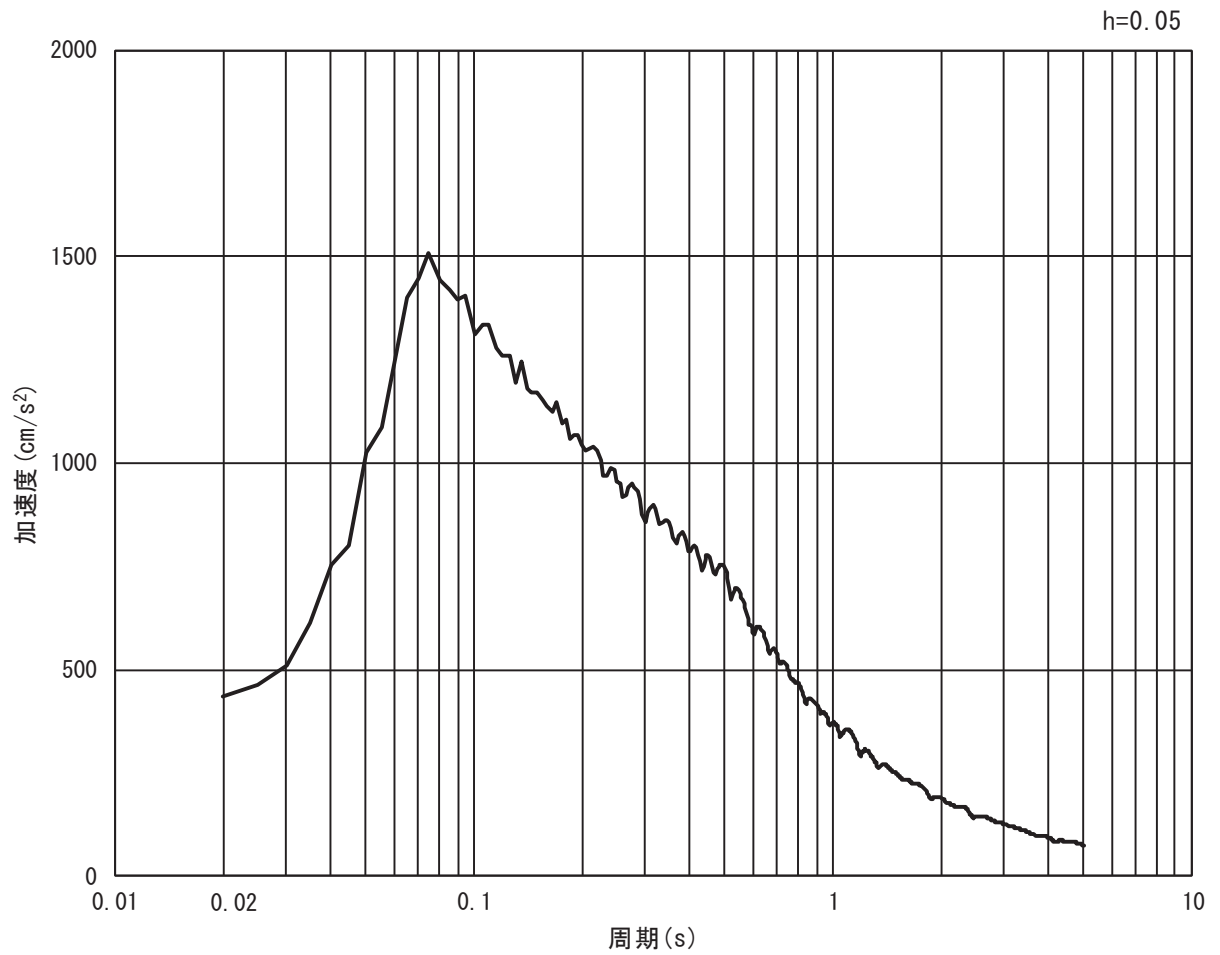


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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 - D 1)

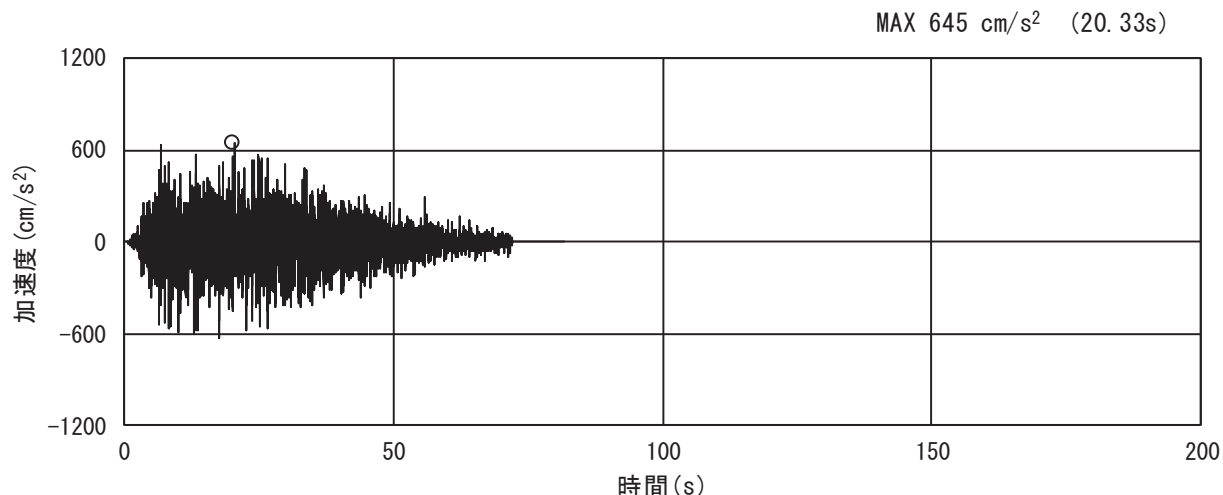


(a) 加速度時刻歴波形

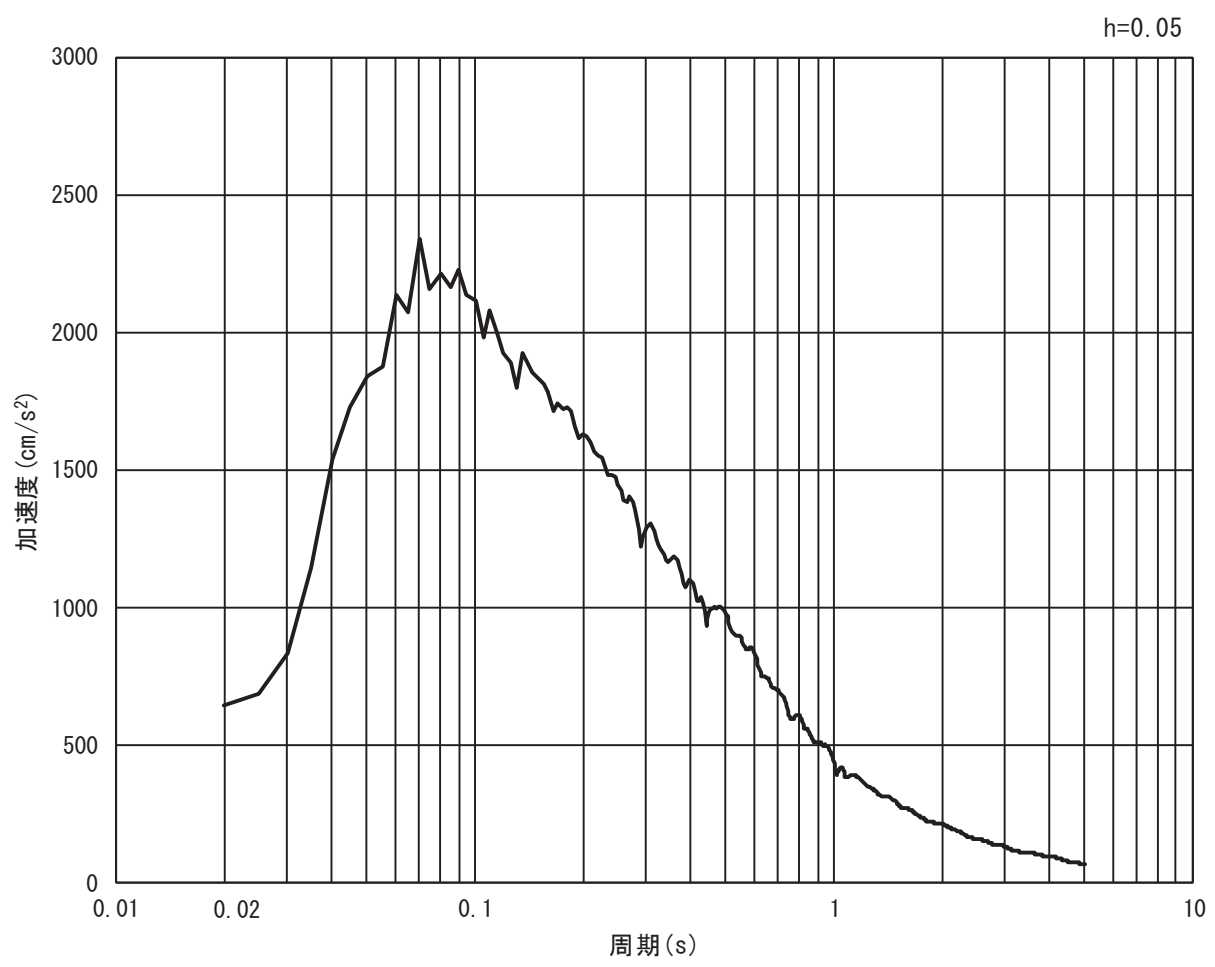


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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 - D 1)

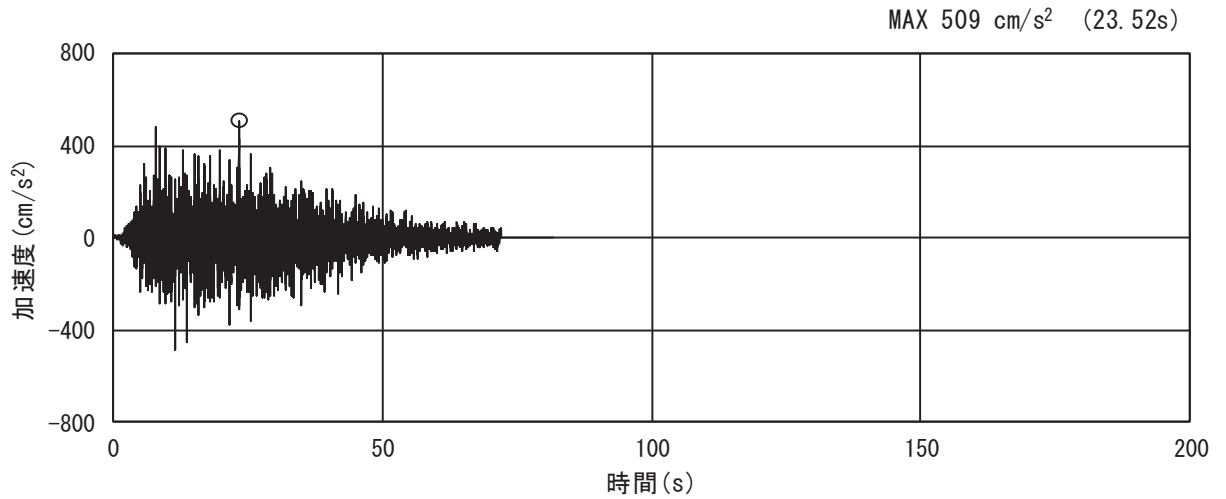


(a) 加速度時刻歴波形

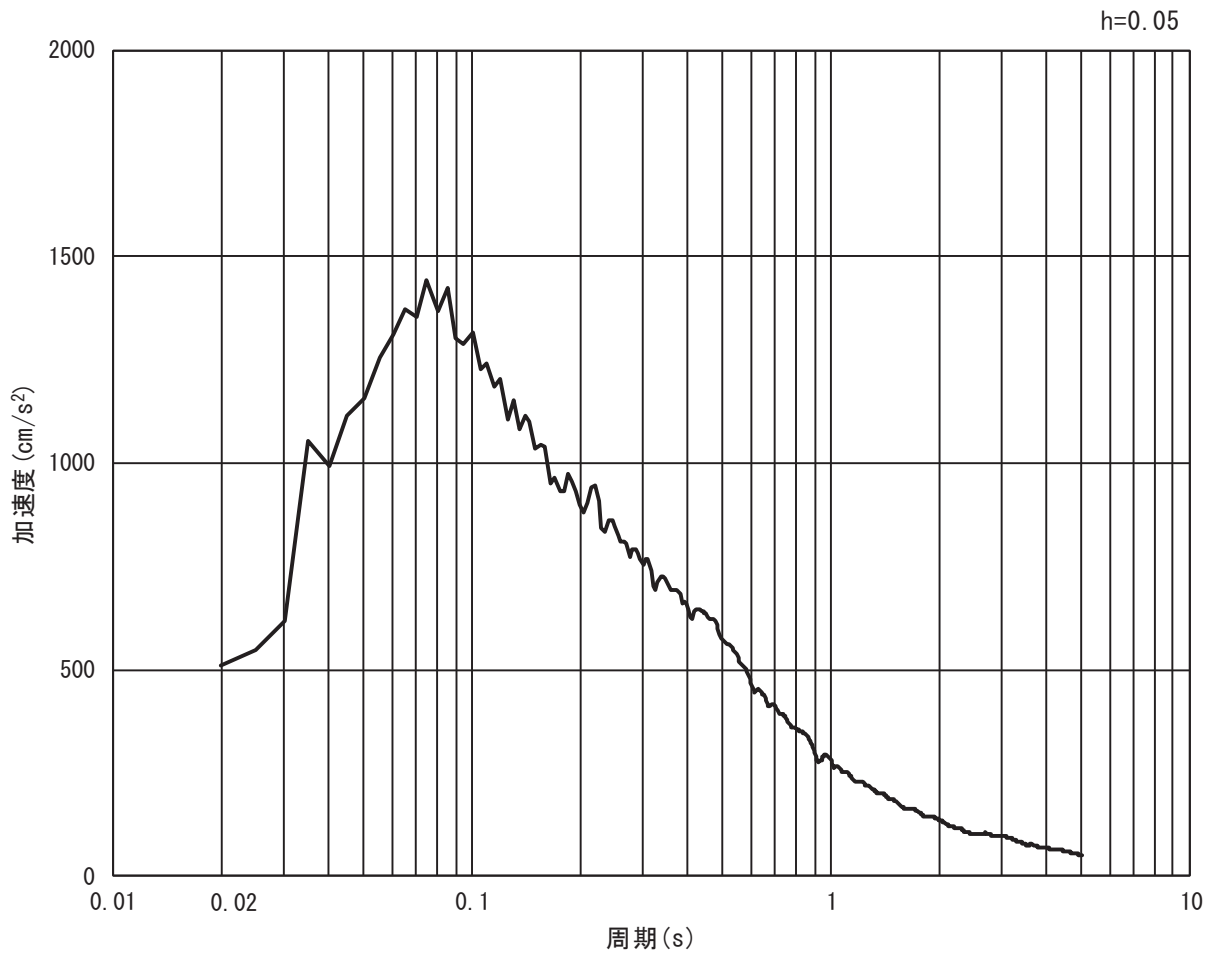


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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 - D 2)

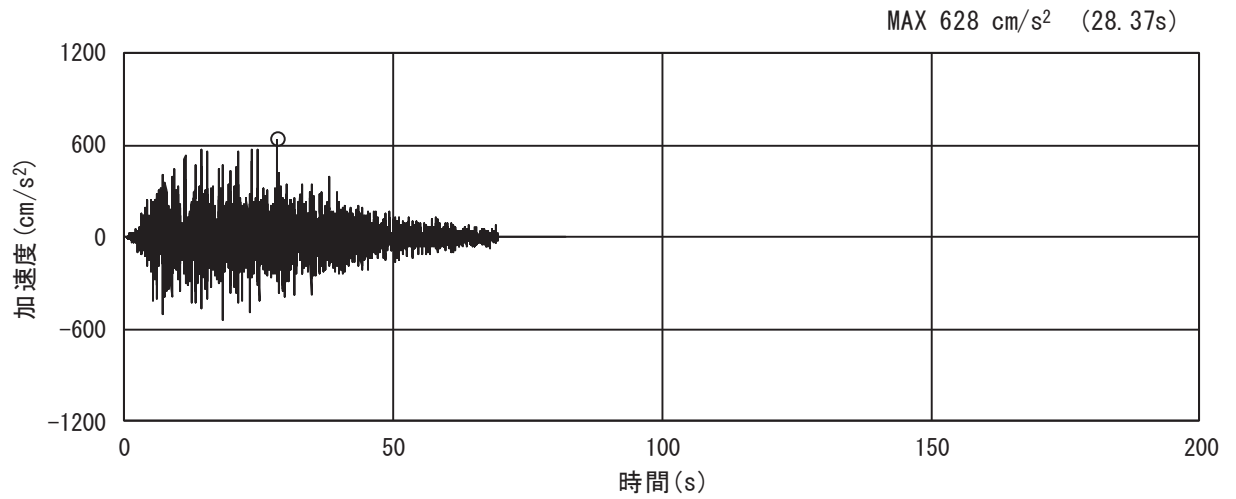


(a) 加速度時刻歴波形

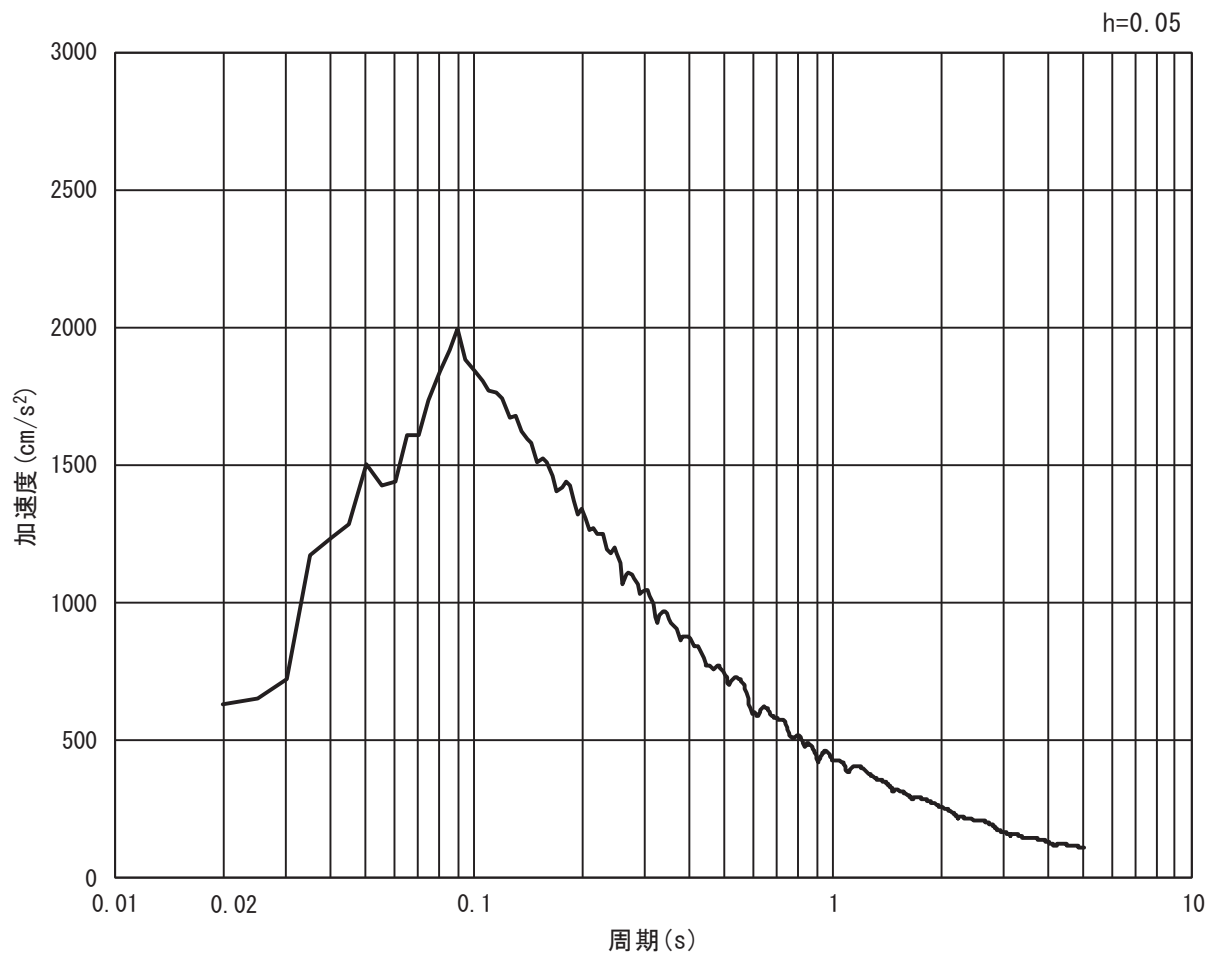


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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 - D 2)

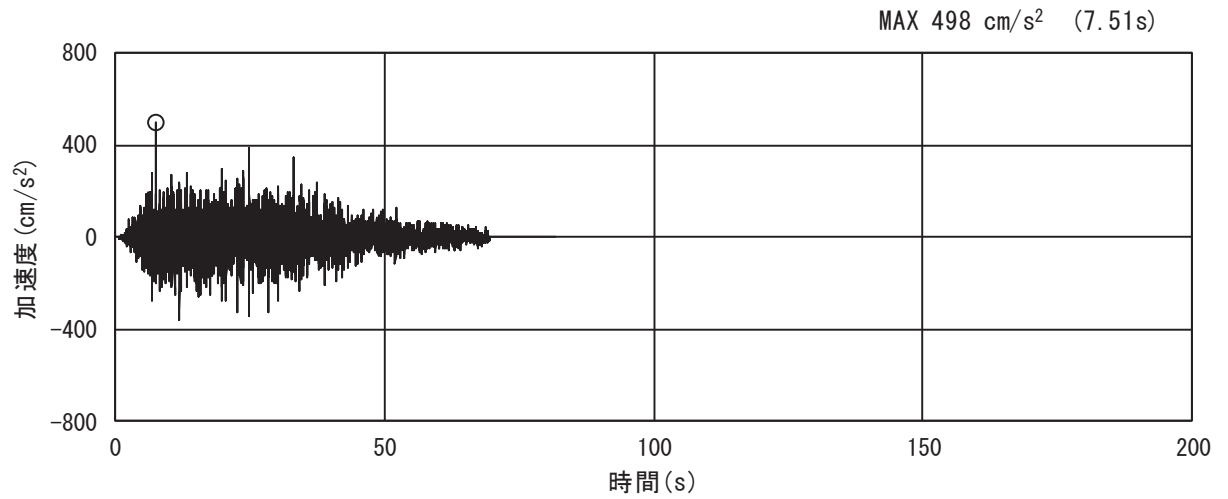


(a) 加速度時刻歴波形

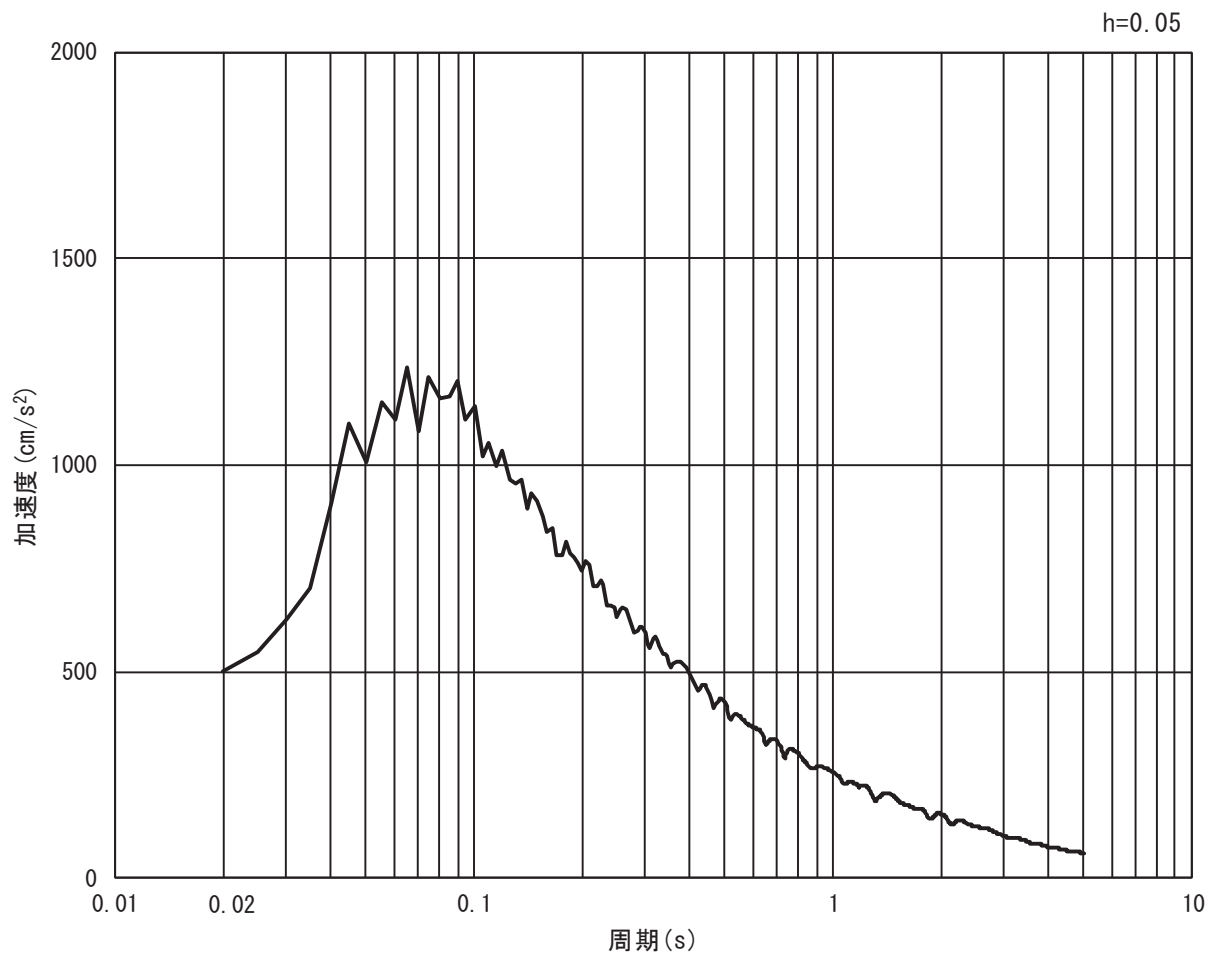


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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 - D 3)

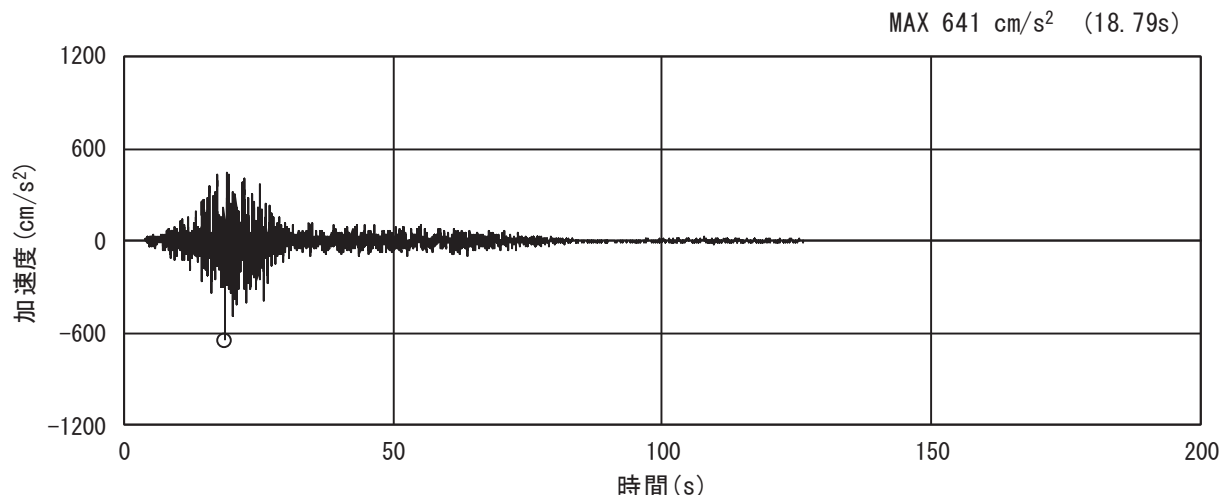


(a) 加速度時刻歴波形

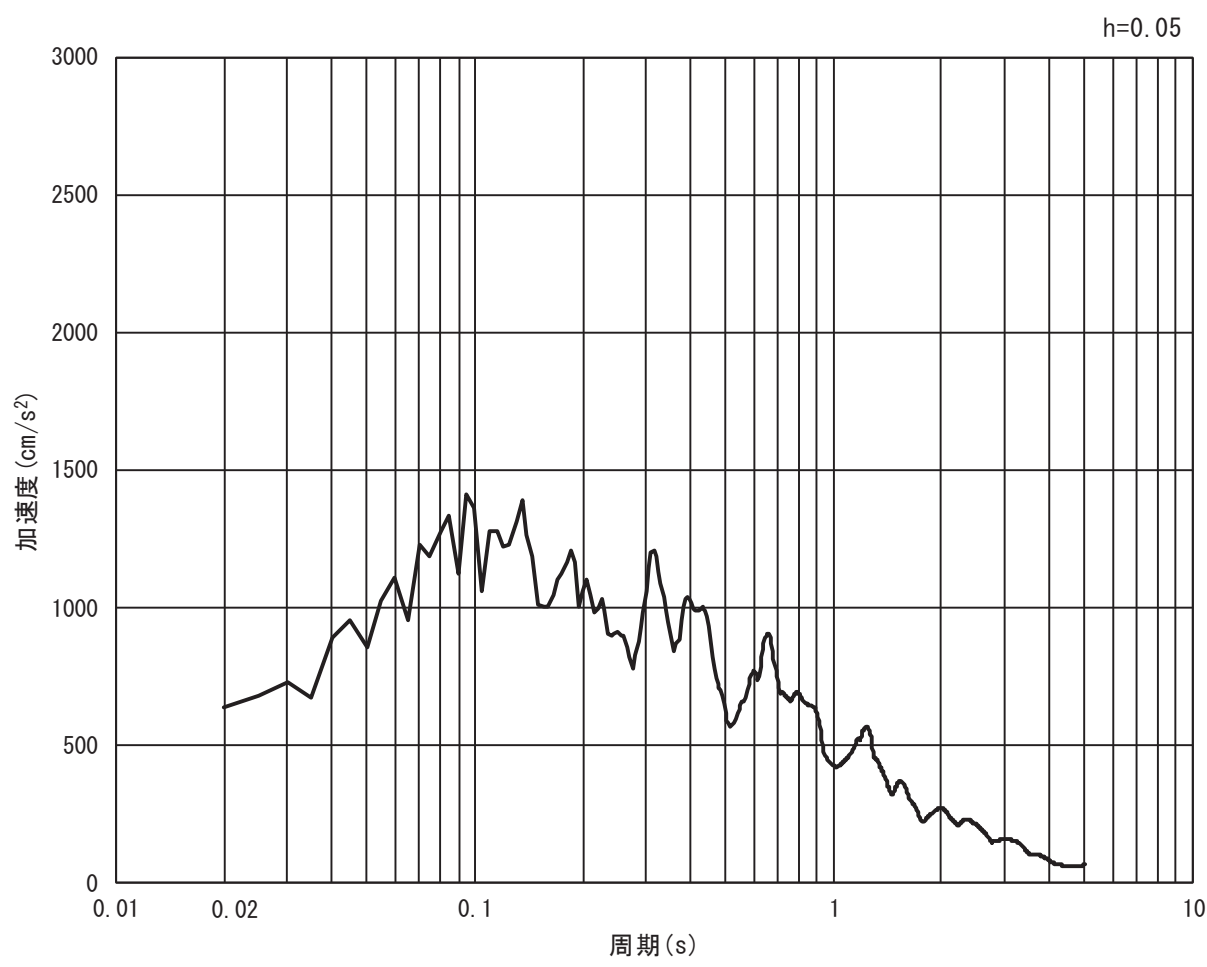


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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 - D 3)

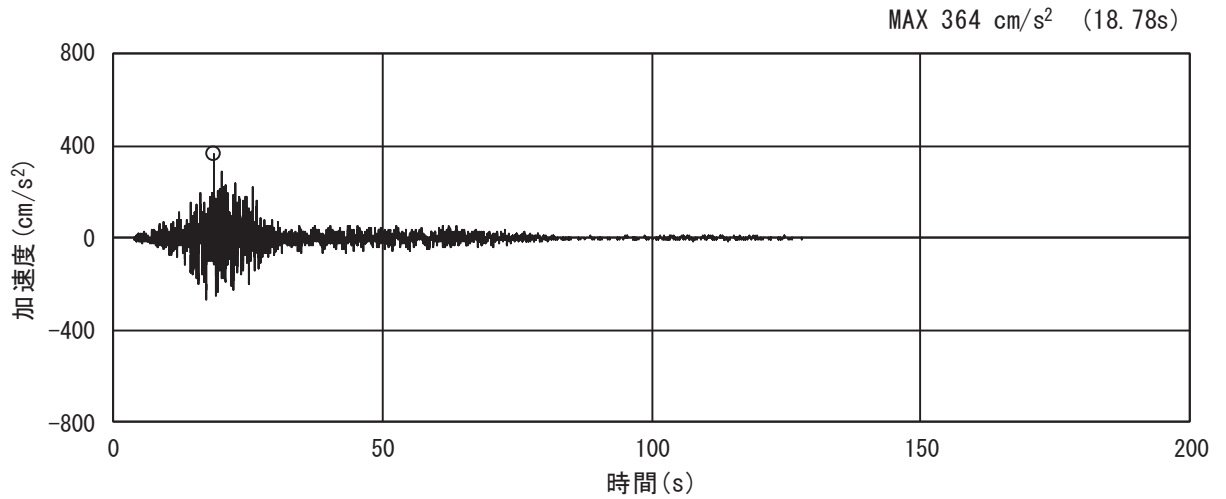


(a) 加速度時刻歴波形

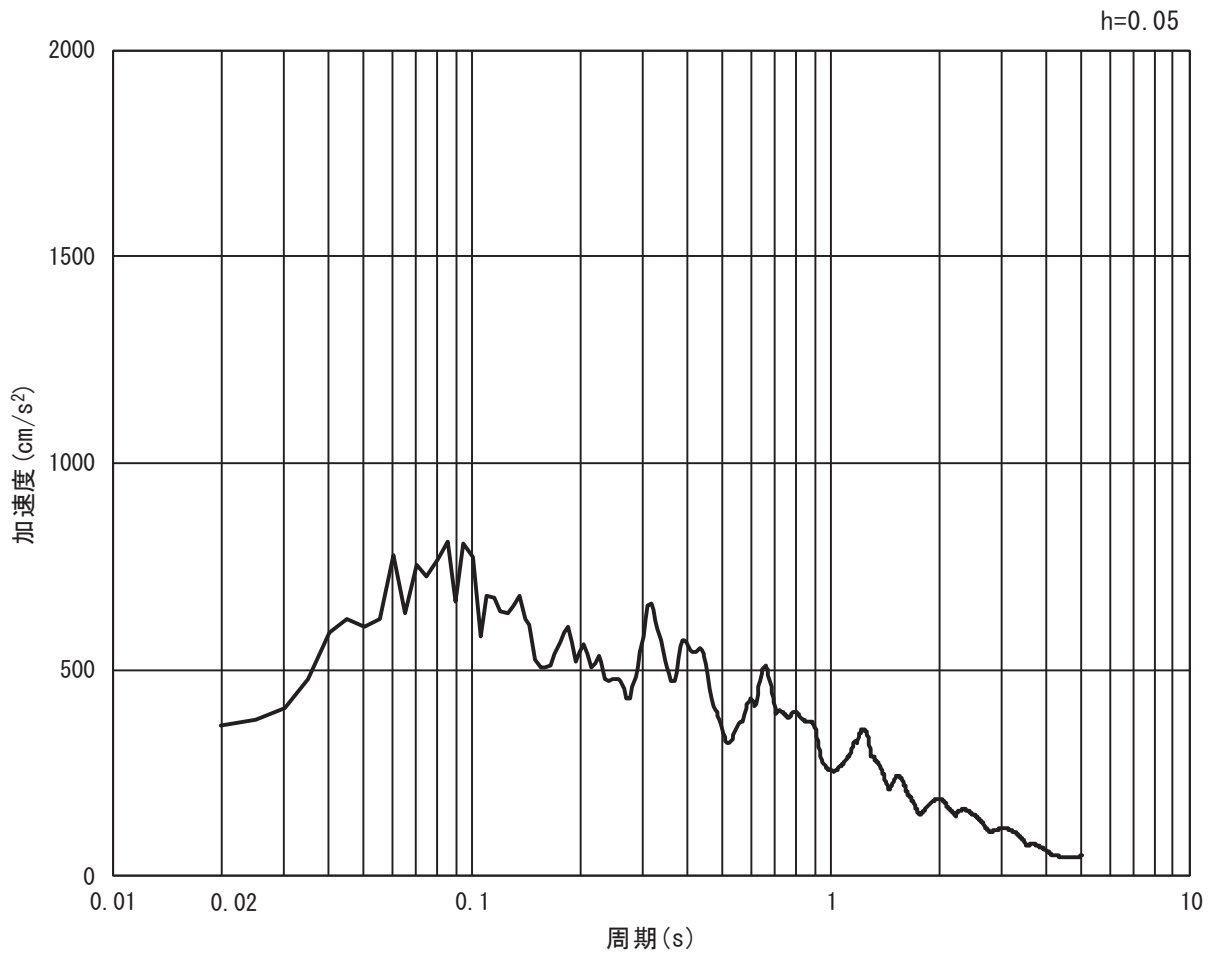


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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 - F 1)

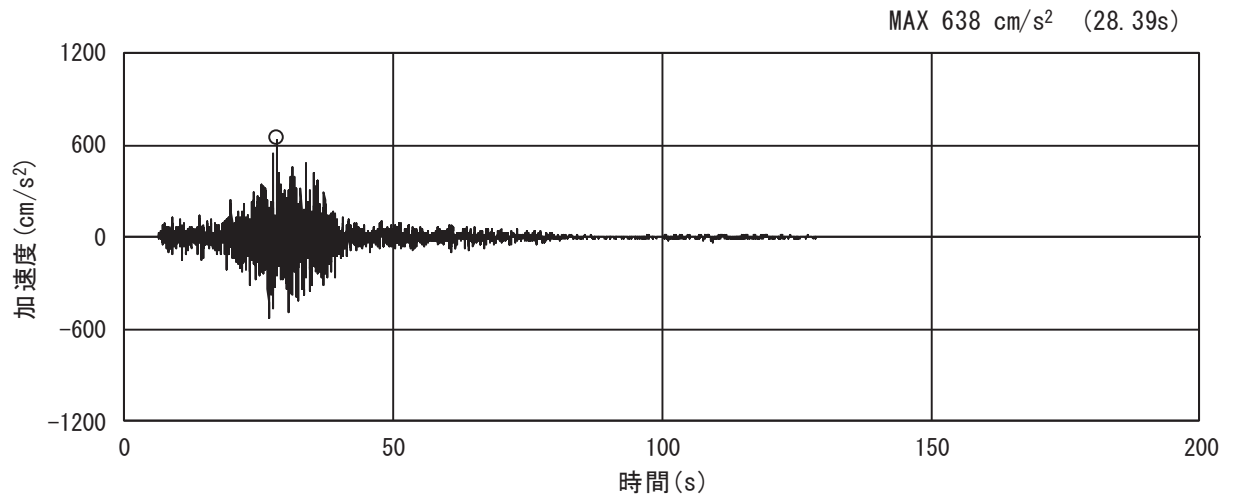


(a) 加速度時刻歴波形

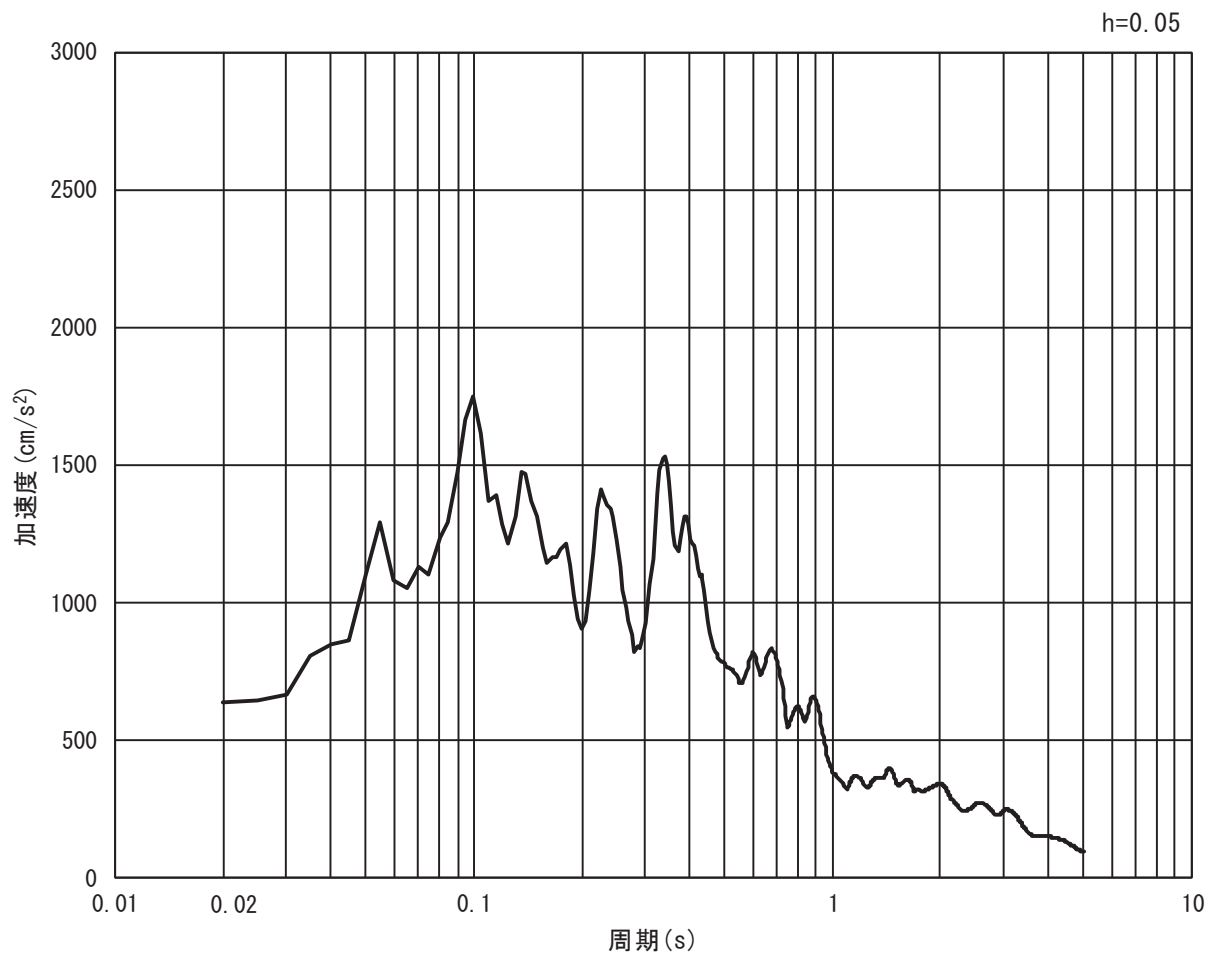


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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 - F 1)

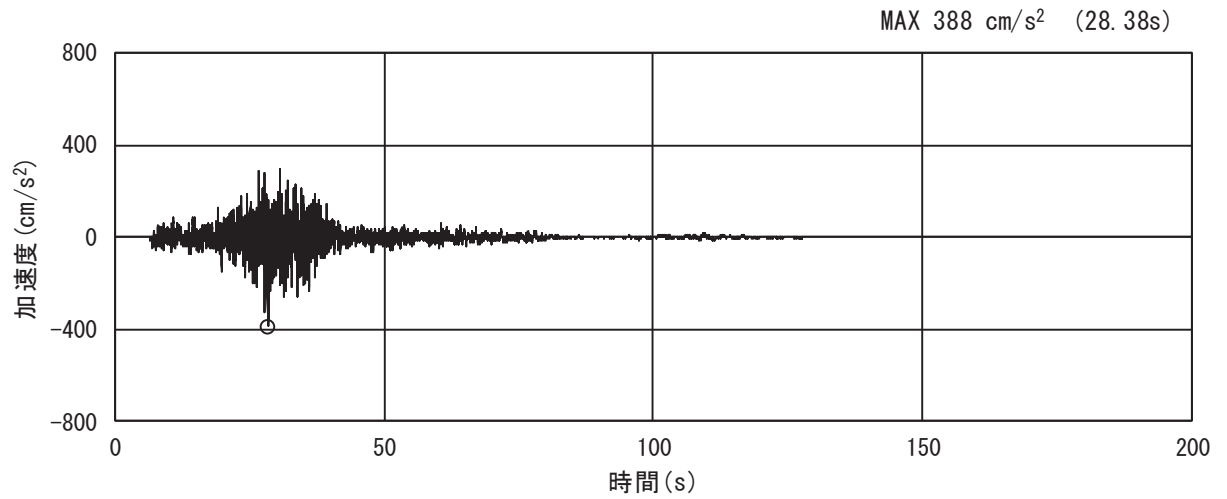


(a) 加速度時刻歴波形

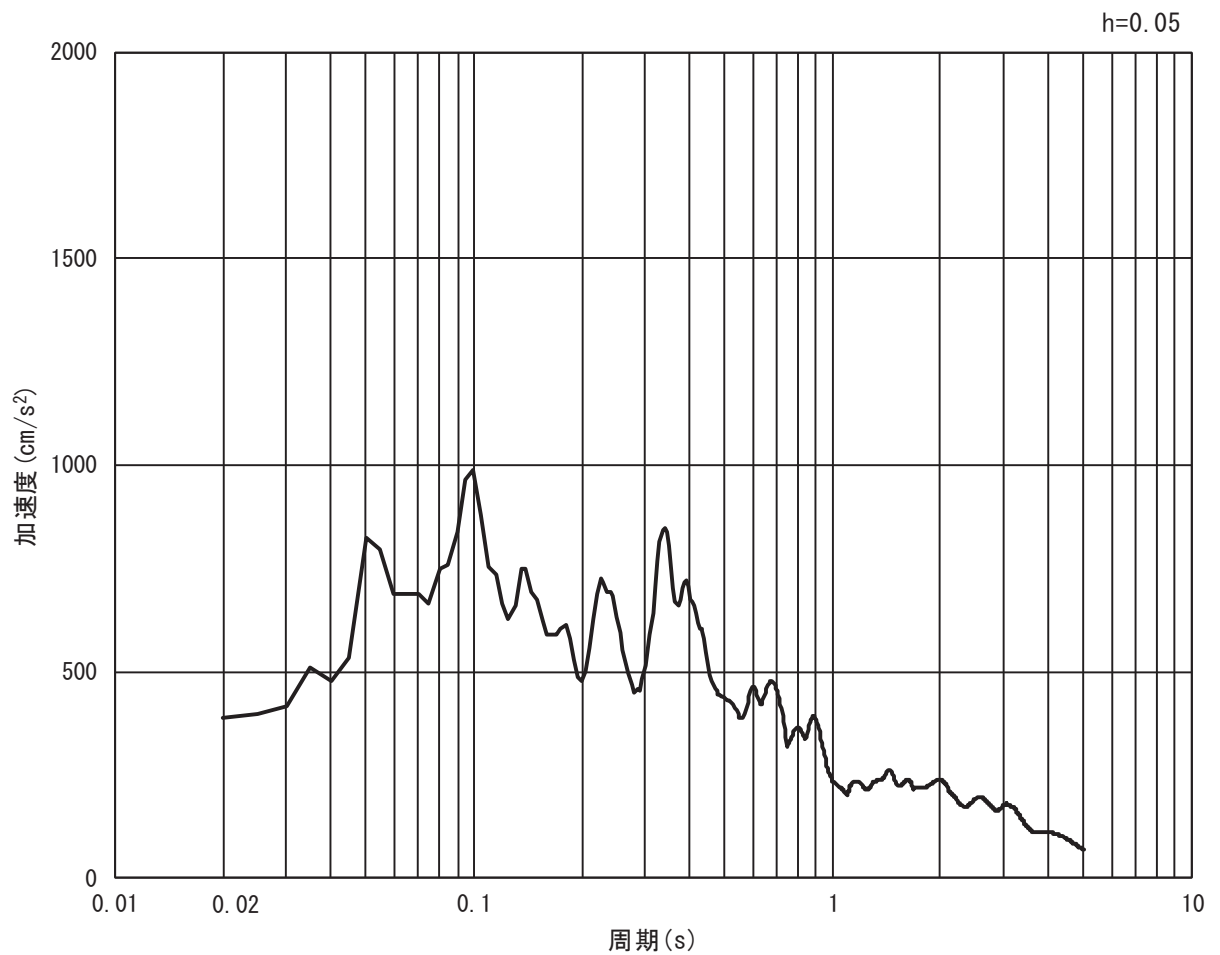


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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 - F 2)

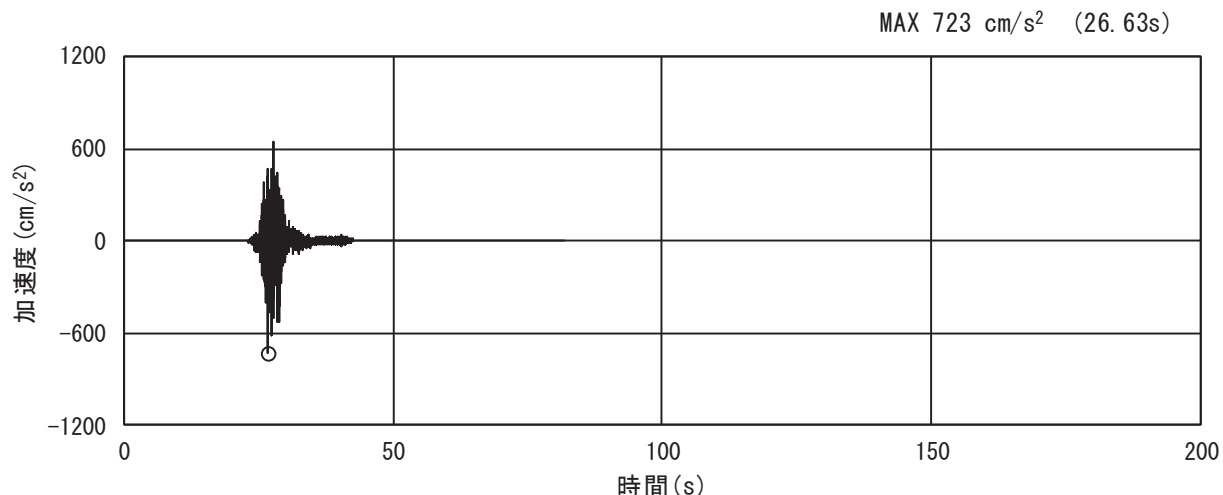


(a) 加速度時刻歴波形

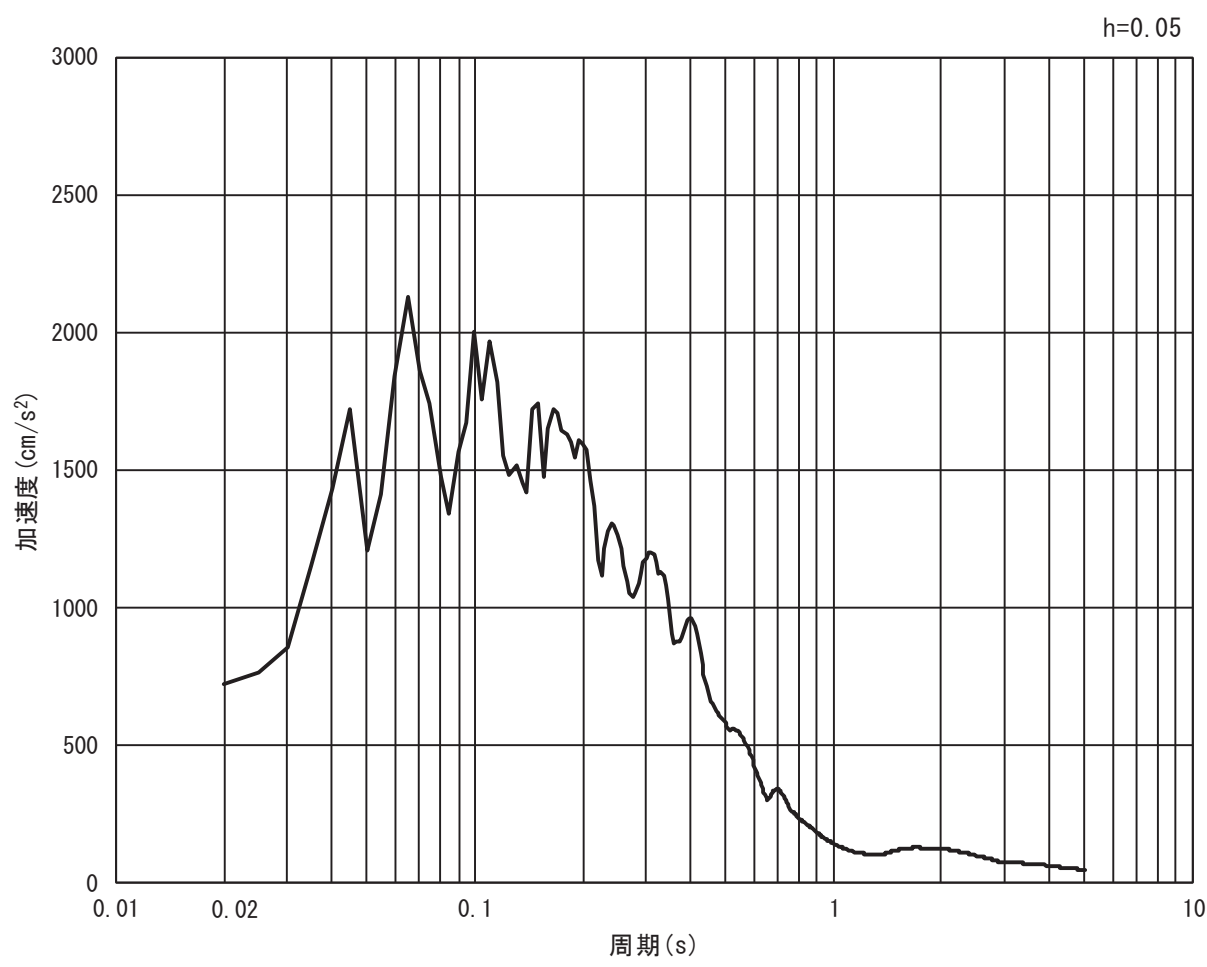


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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 - F 2)

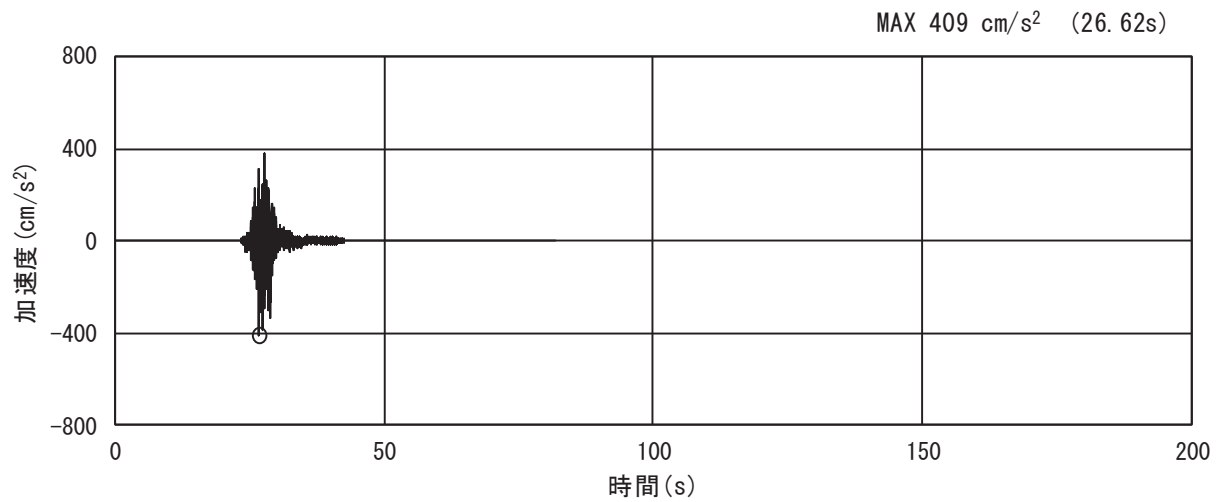


(a) 加速度時刻歴波形

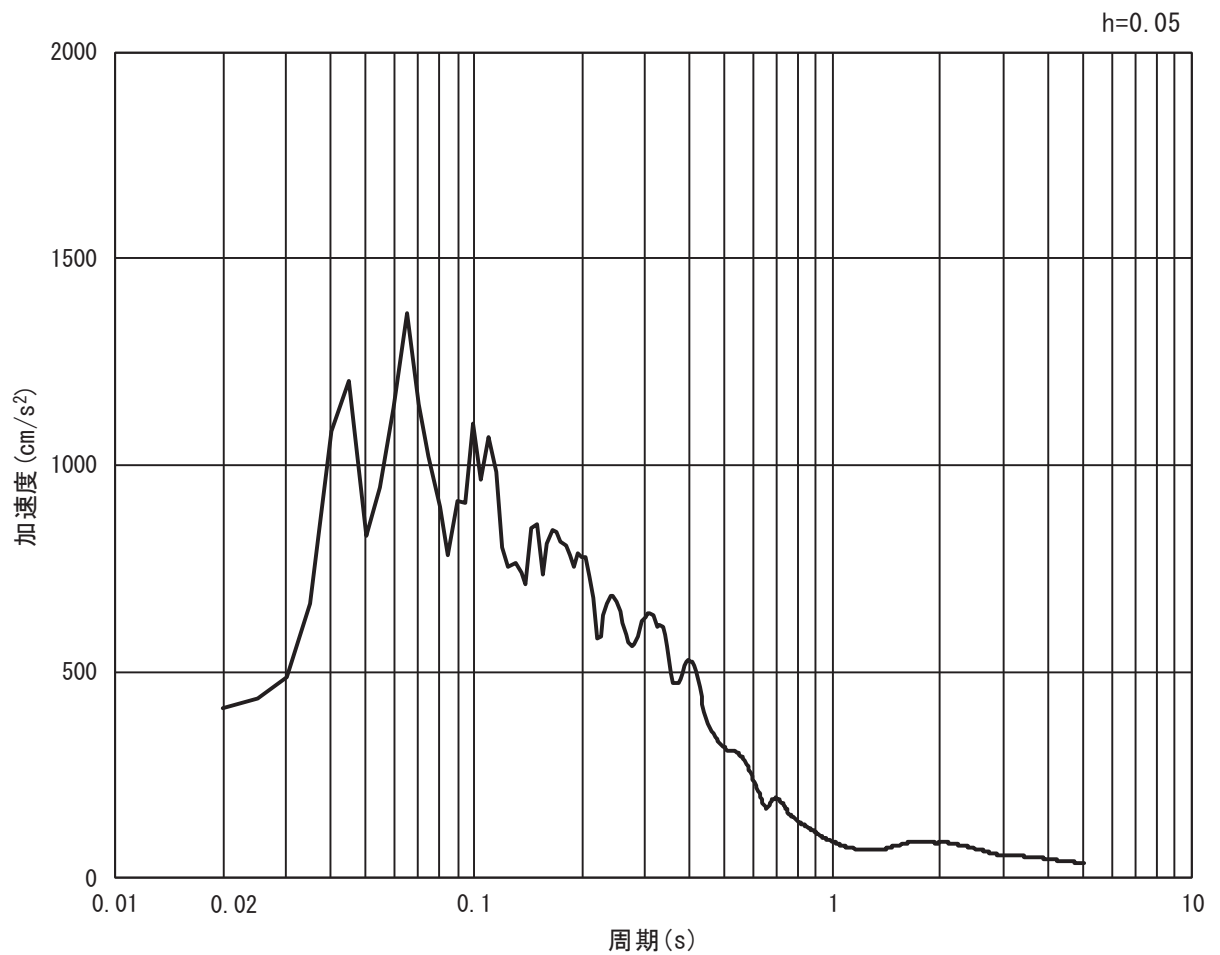


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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 - F 3)

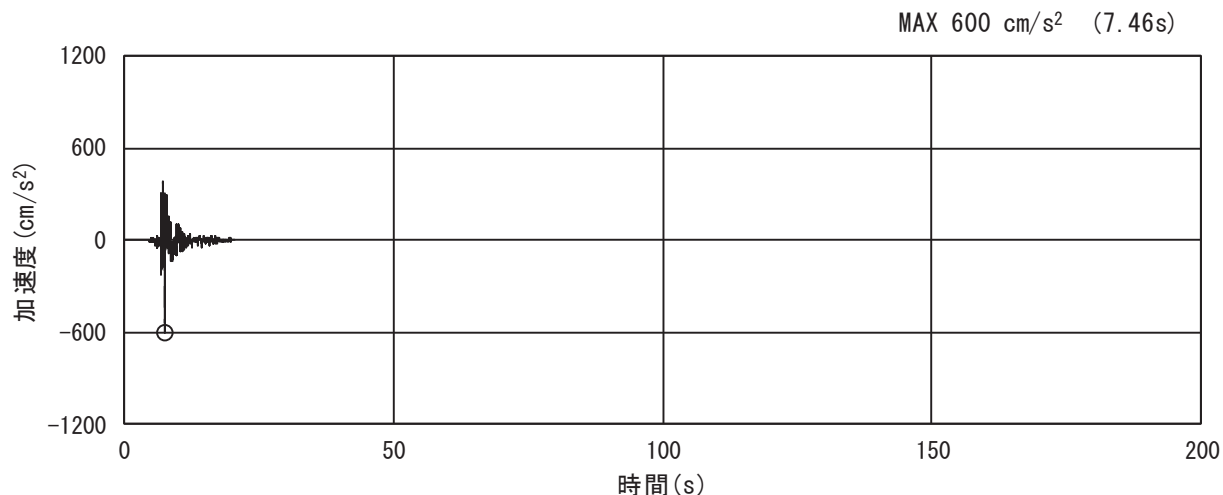


(a) 加速度時刻歴波形

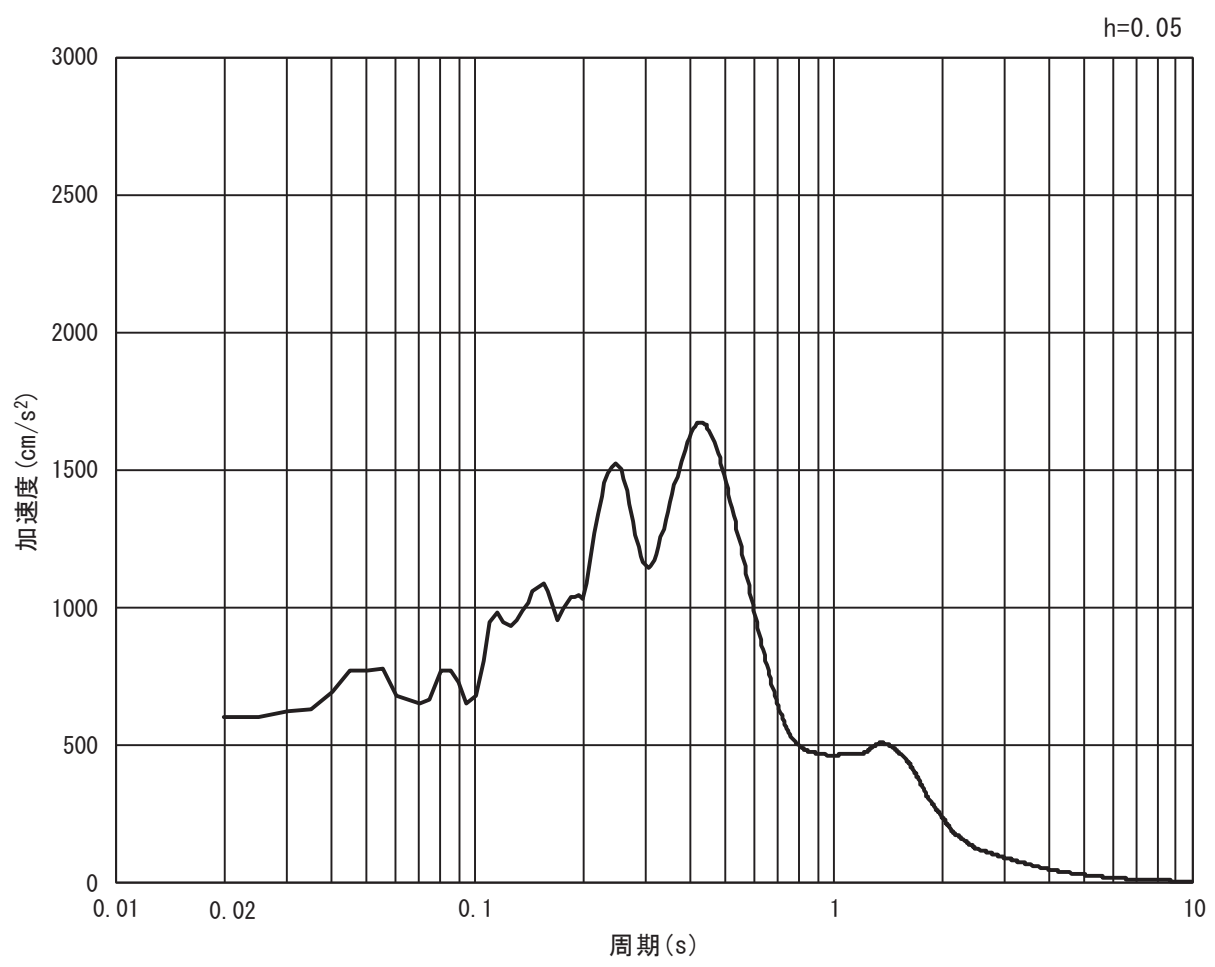


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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 - F 3)

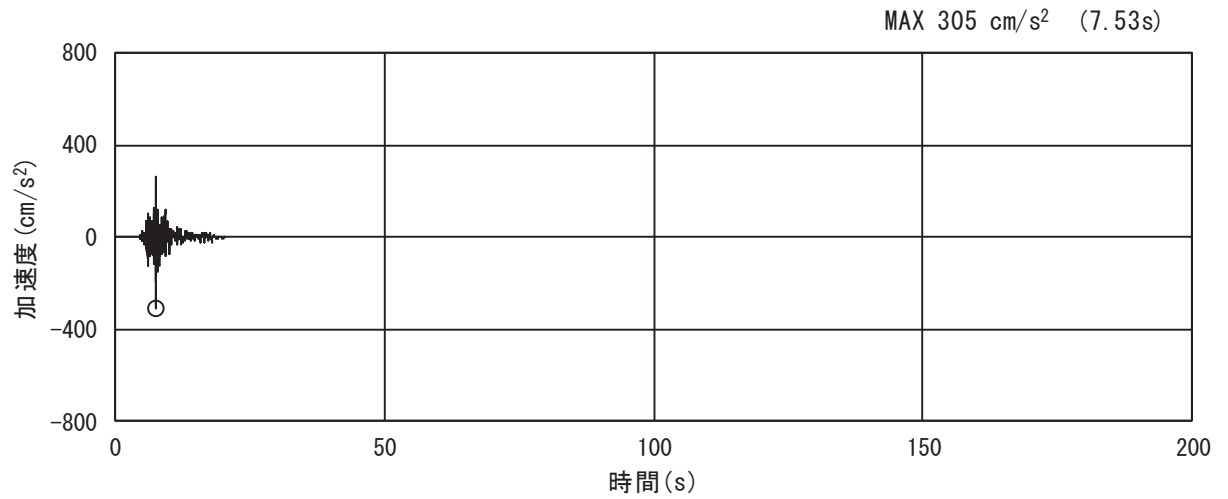


(a) 加速度時刻歴波形

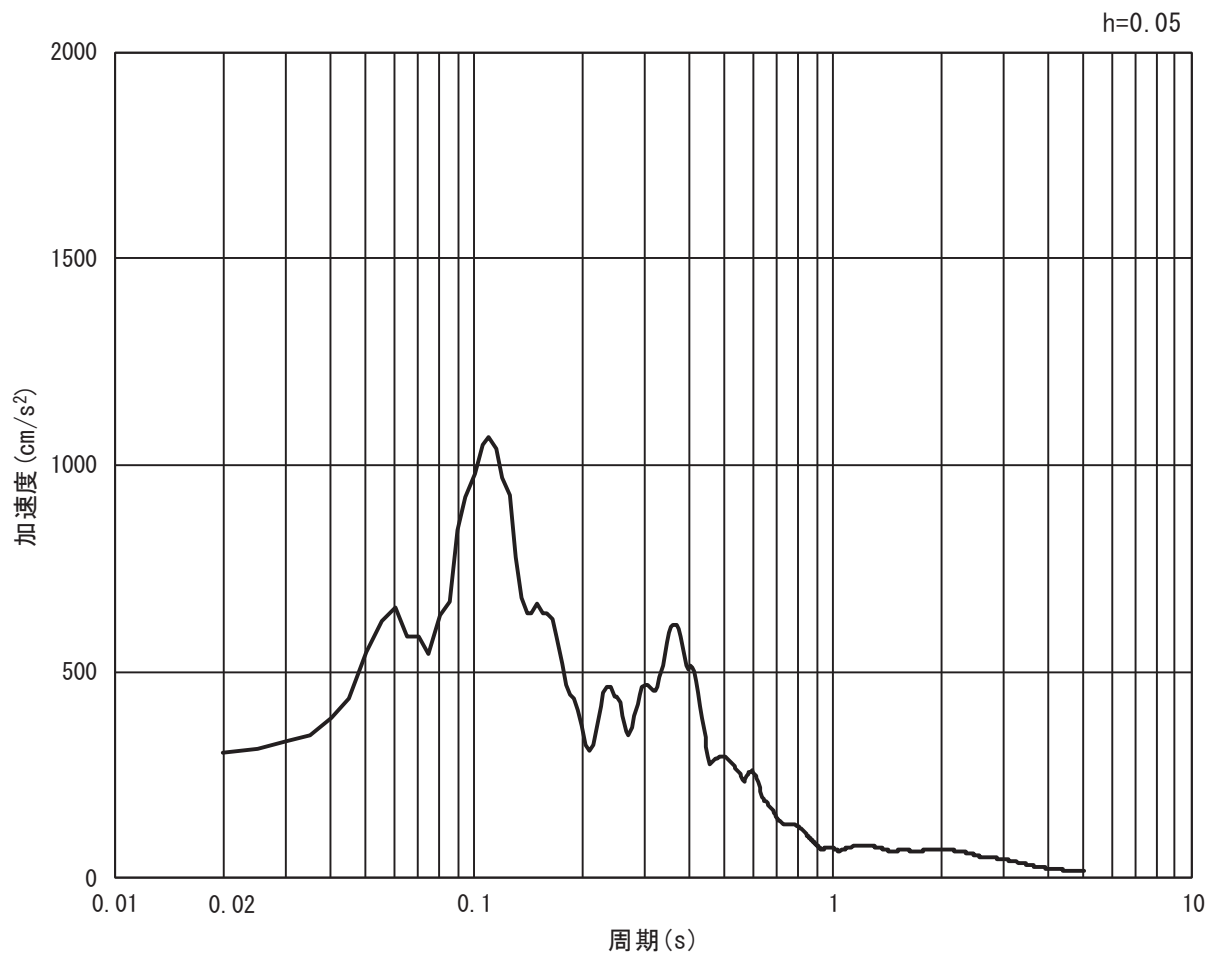


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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 - N 1)



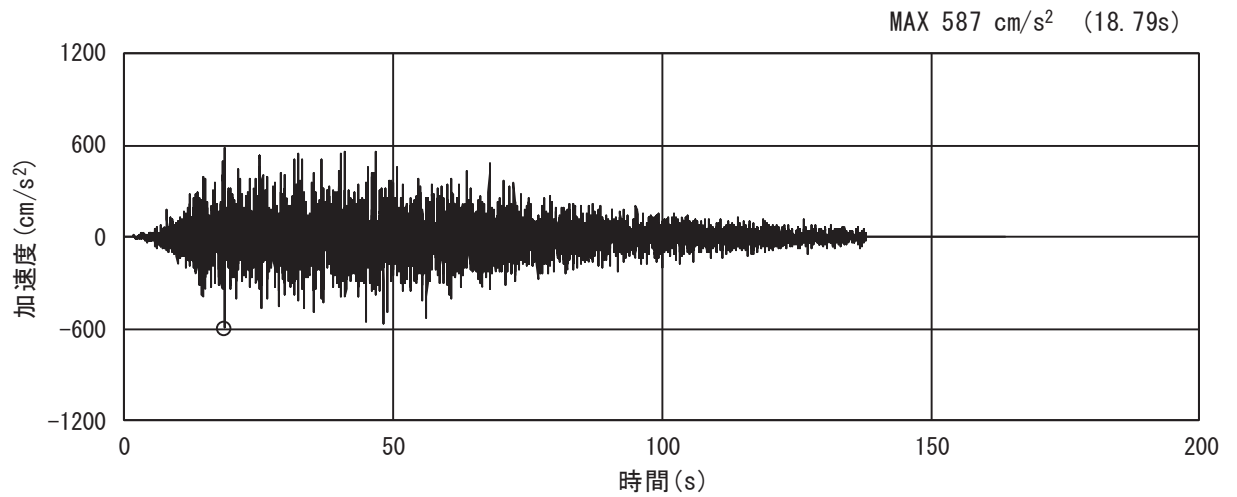
(a) 加速度時刻歴波形



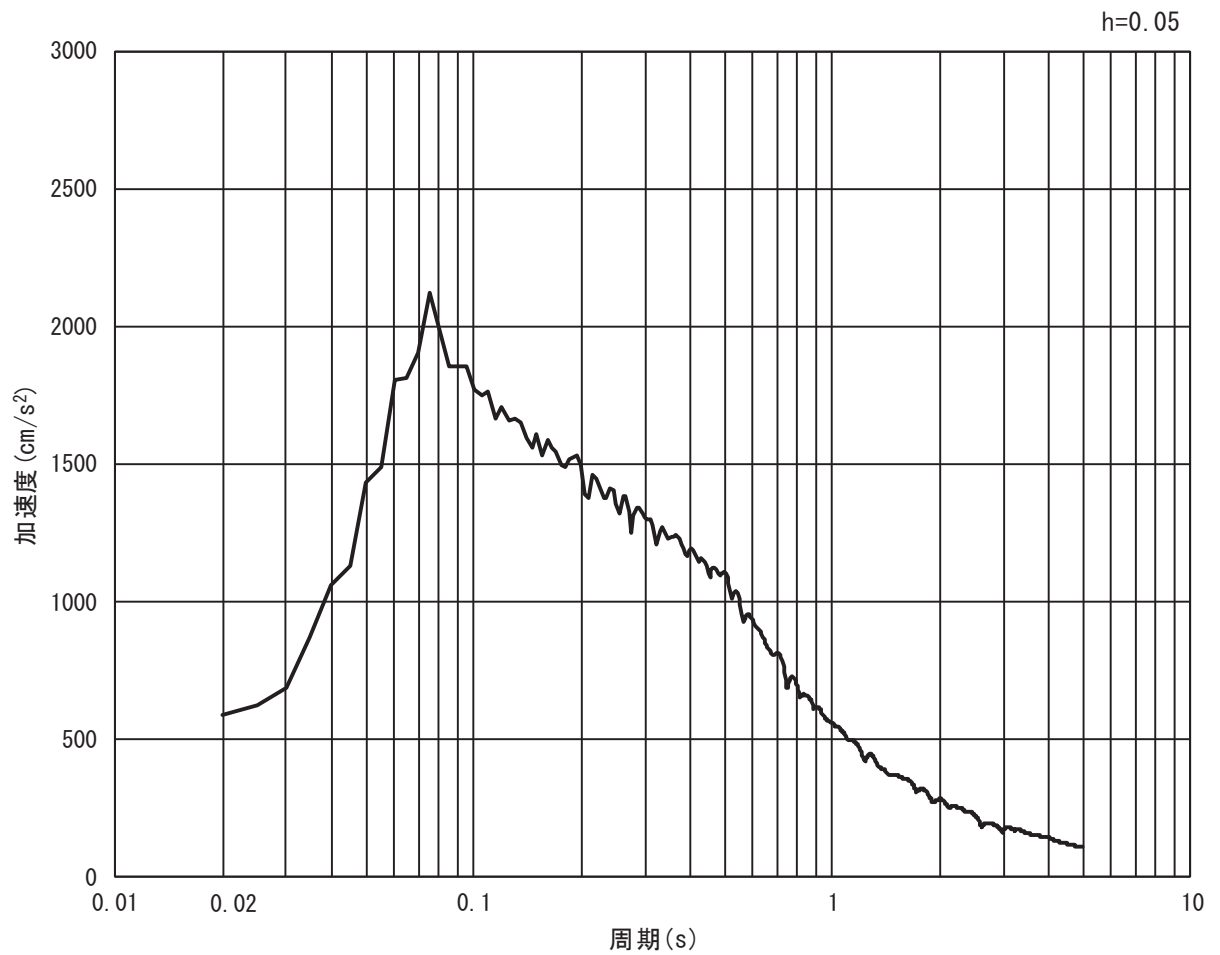
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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 - N 1)

(3) 断面③

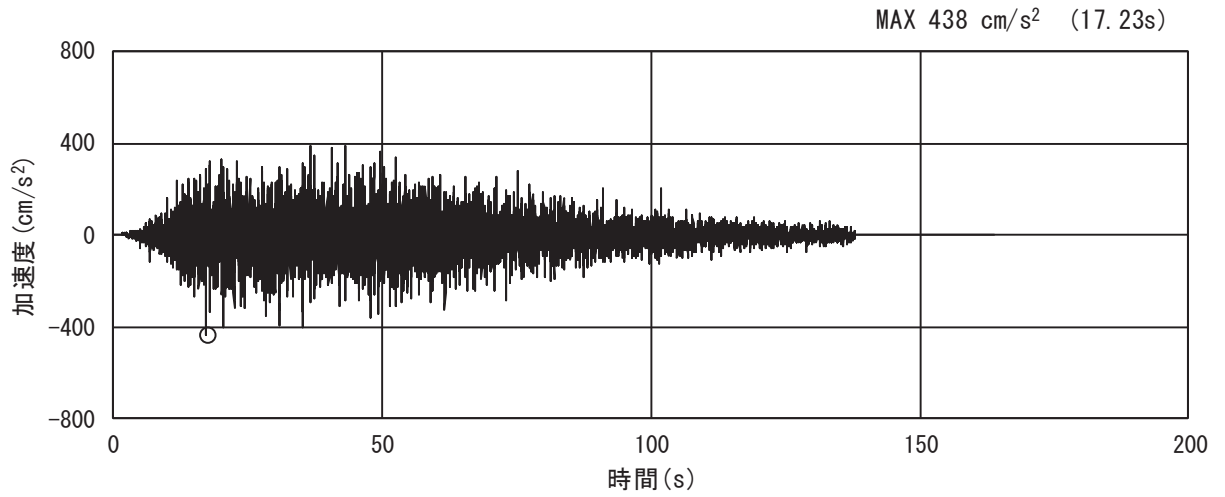


(a) 加速度時刻歴波形

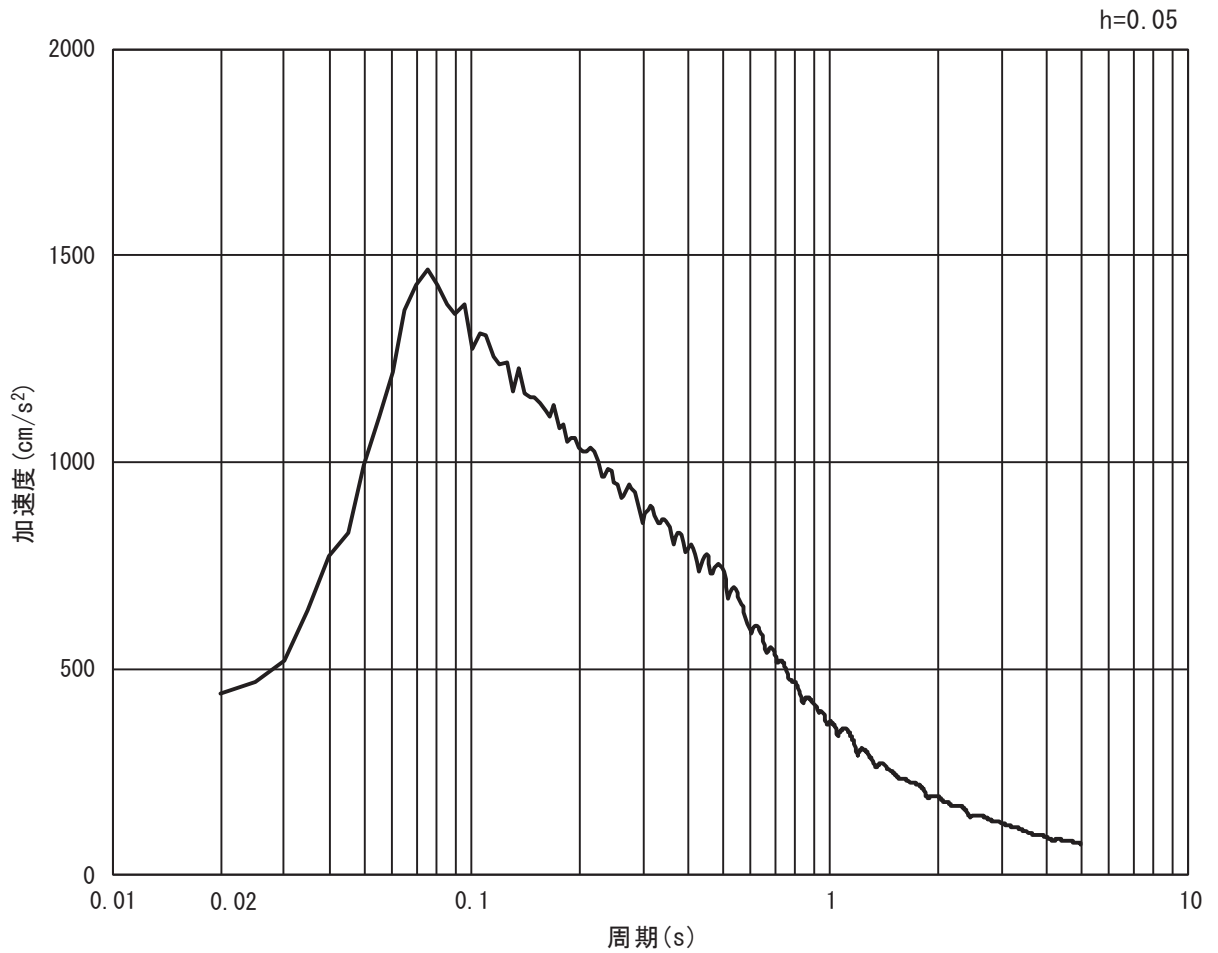


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(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 - D 1)

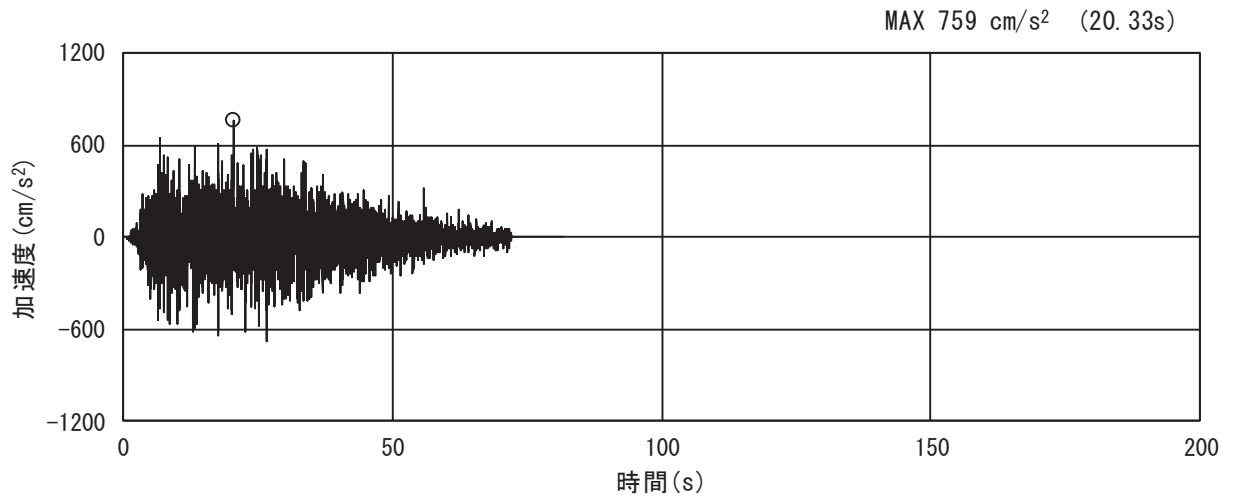


(a) 加速度時刻歴波形

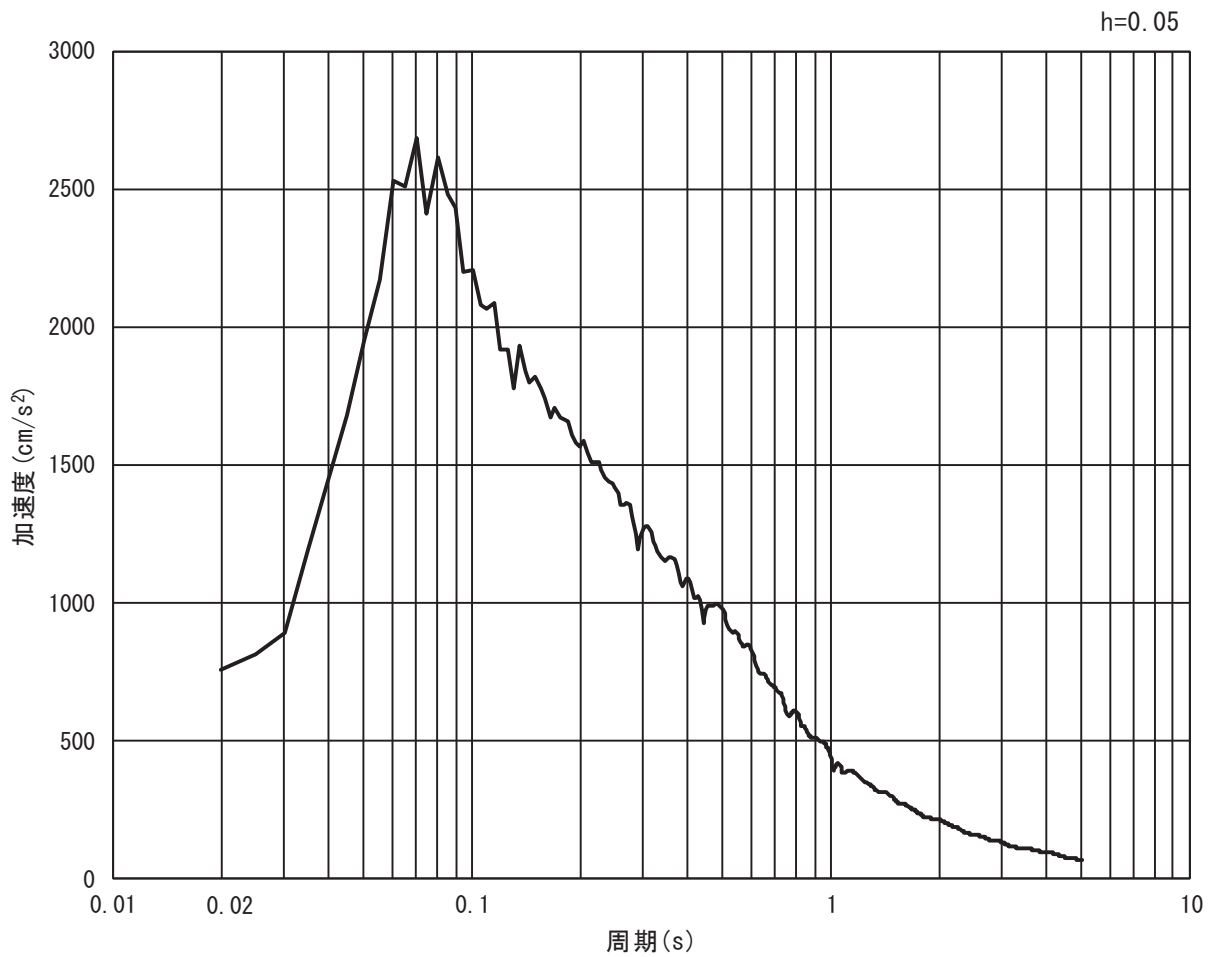


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - D 1)

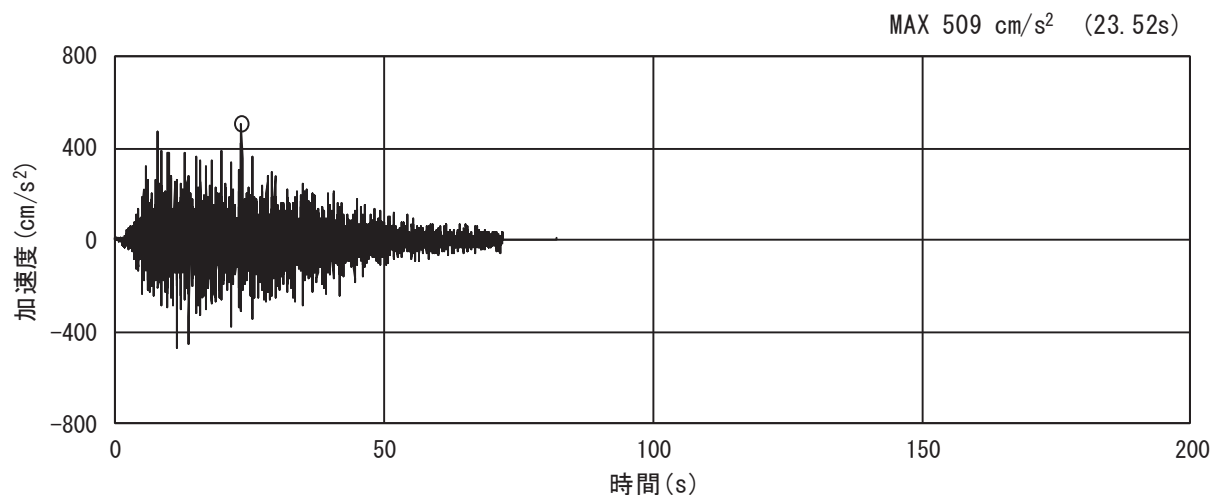


(a) 加速度時刻歴波形

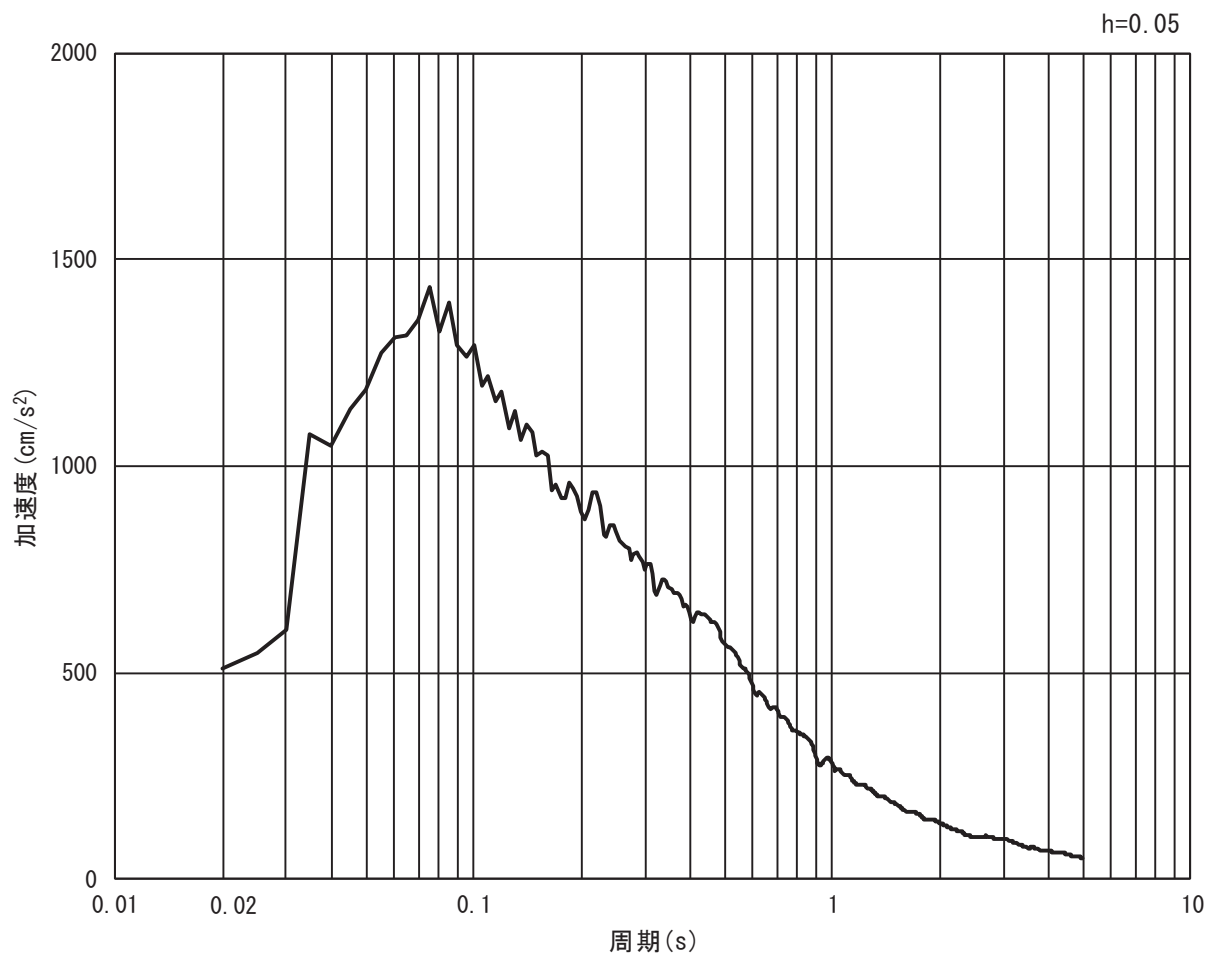


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - D 2)

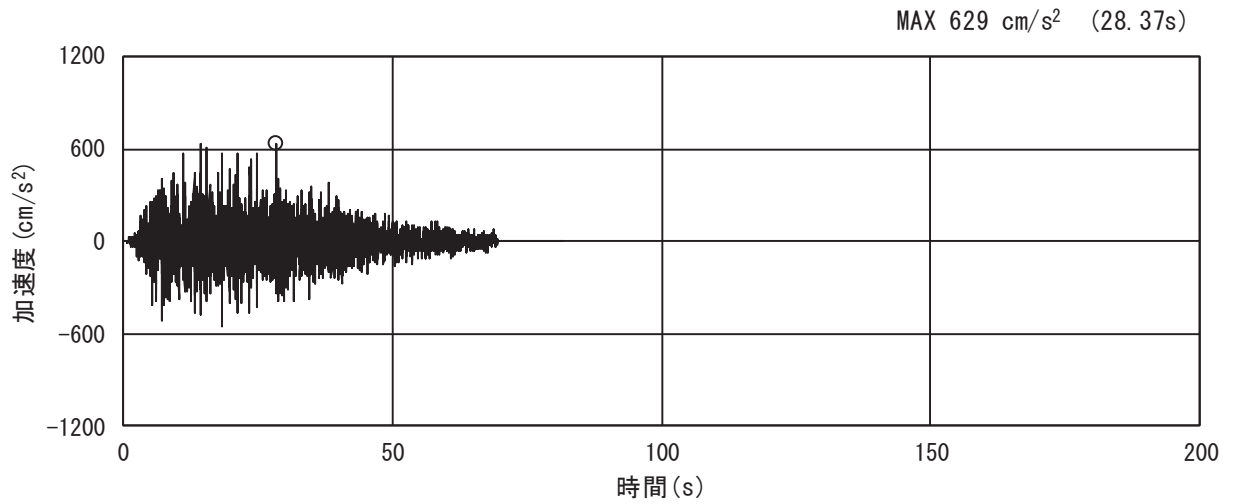


(a) 加速度時刻歴波形

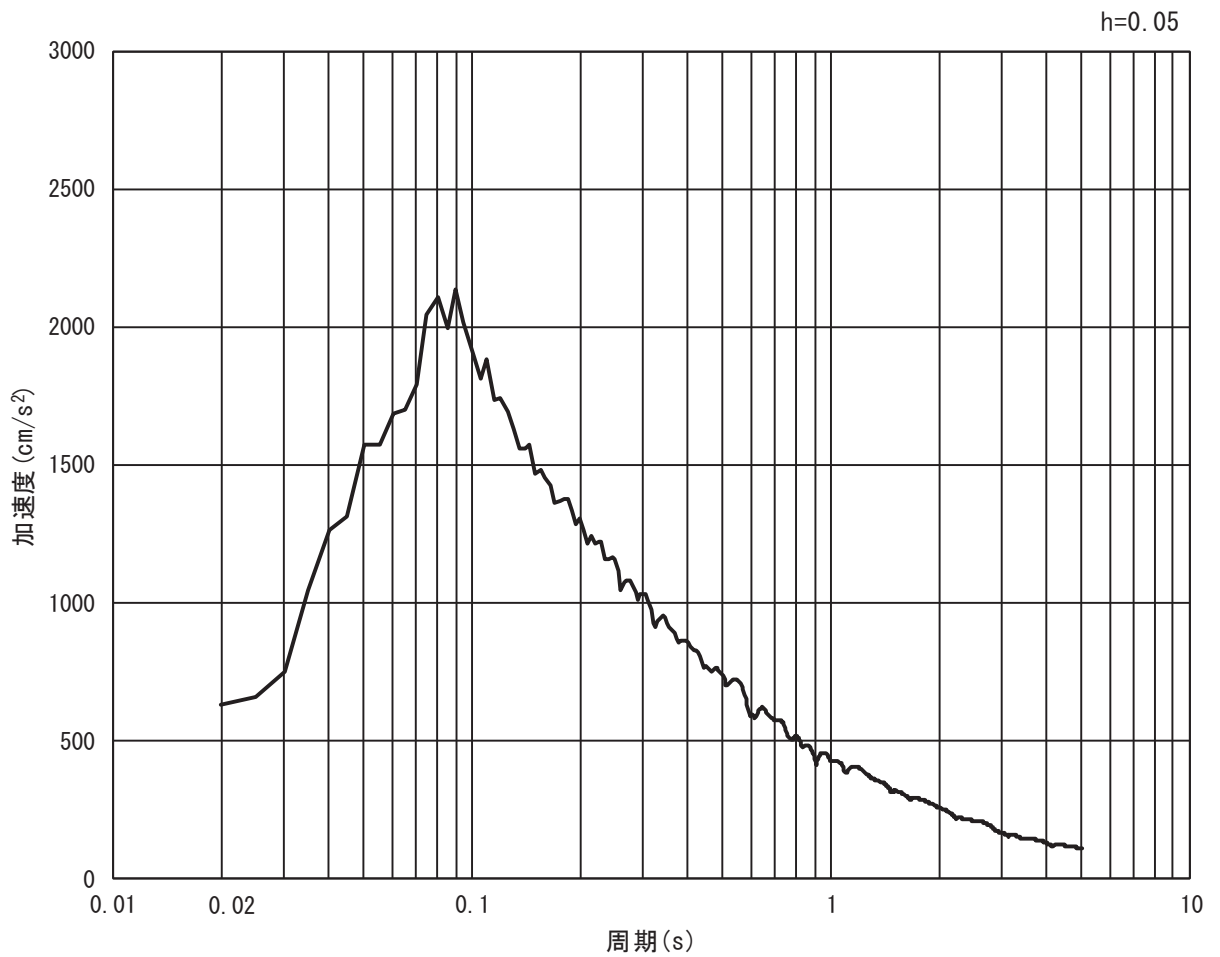


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - D 2)

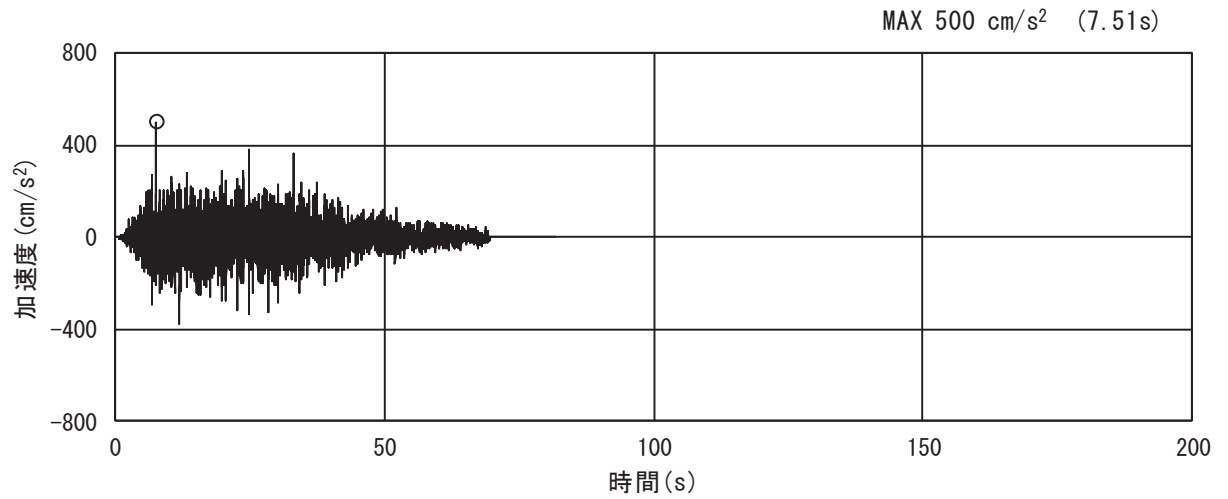


(a) 加速度時刻歴波形

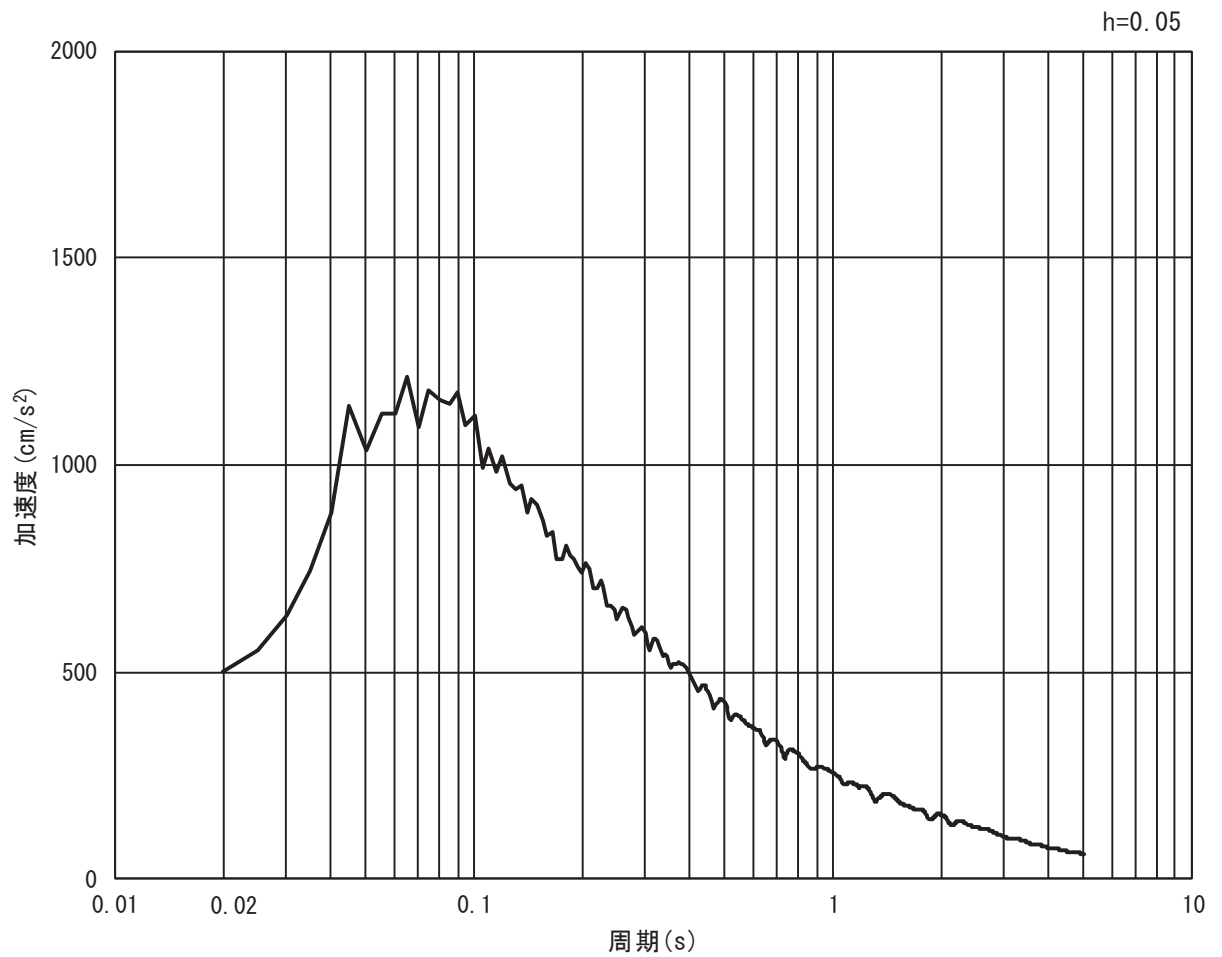


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - D 3)

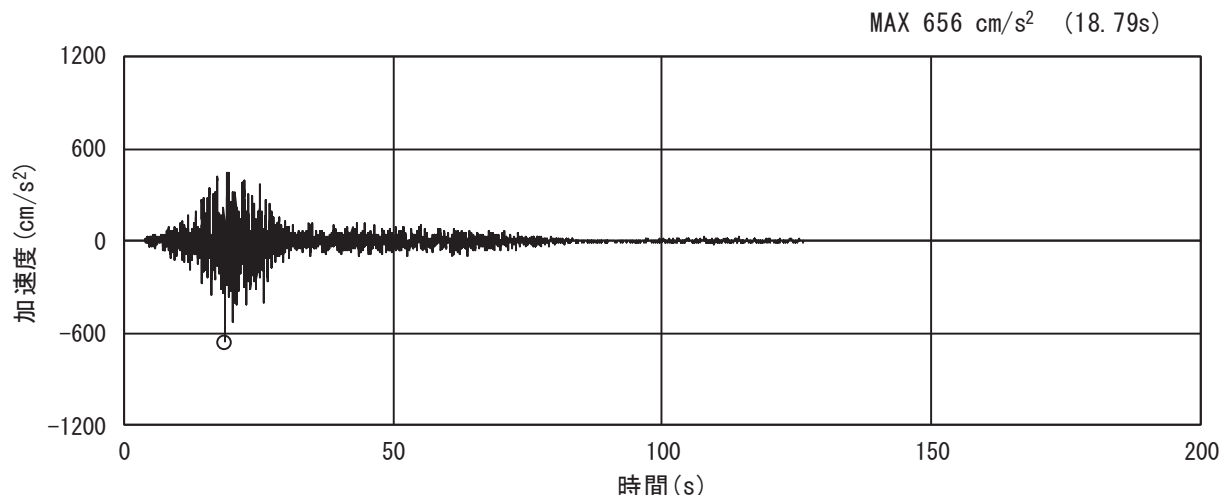


(a) 加速度時刻歴波形

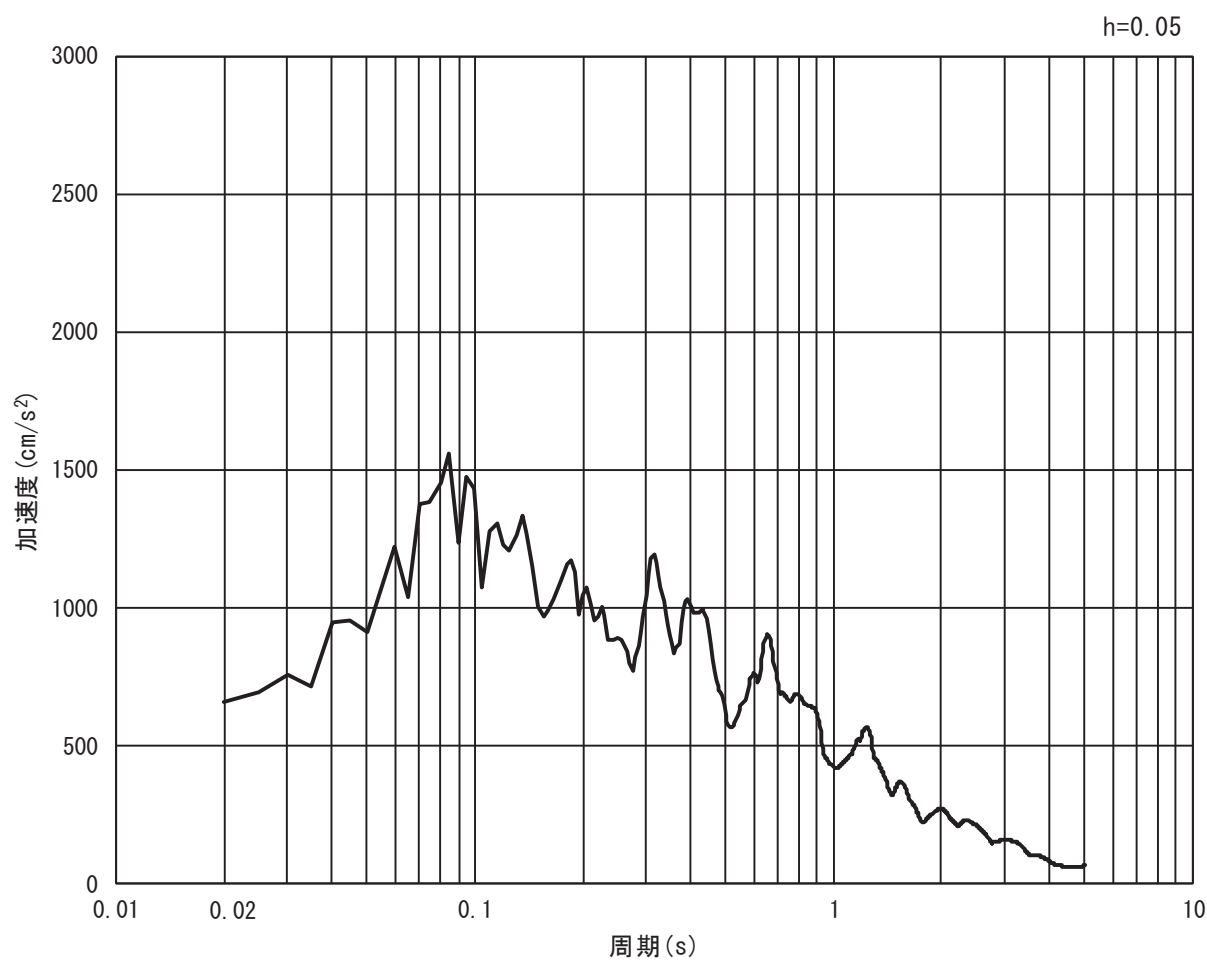


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : S s - D 3)

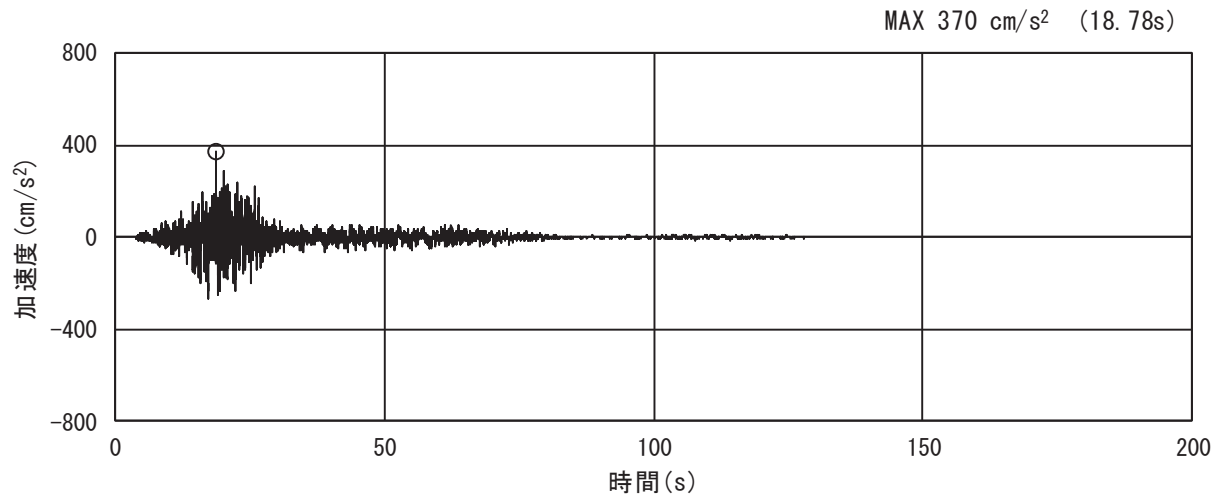


(a) 加速度時刻歴波形

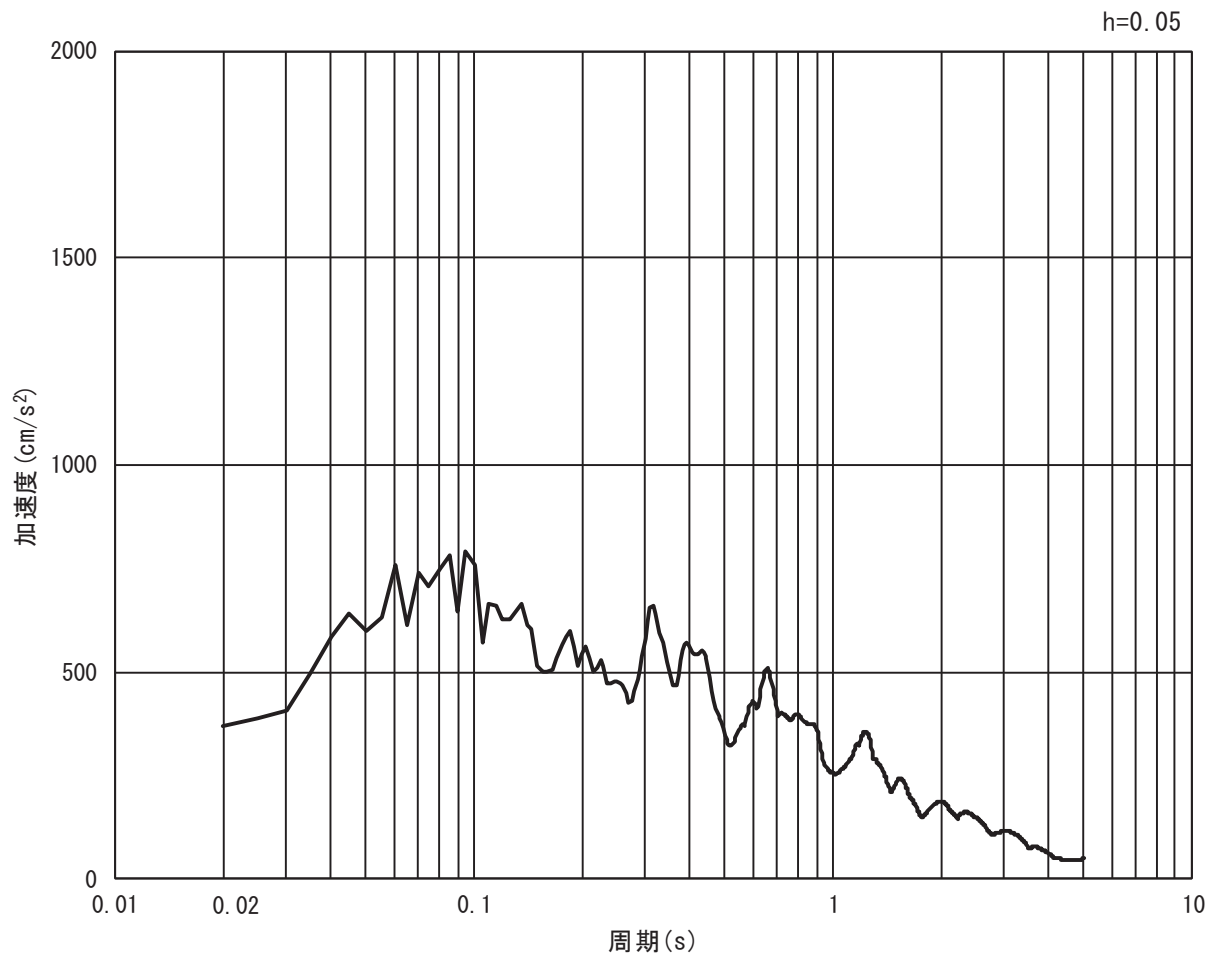


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - F 1)

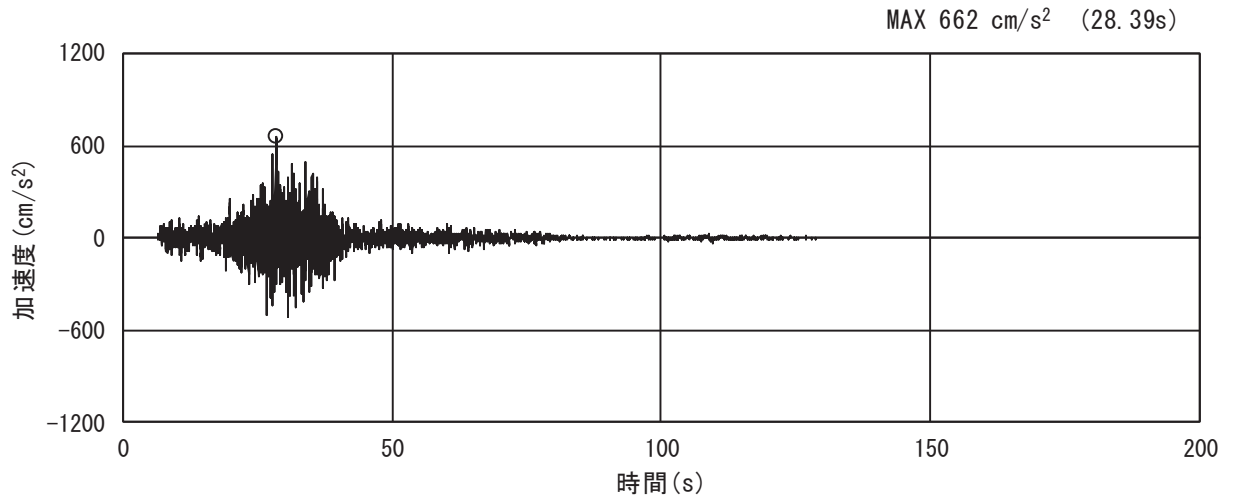


(a) 加速度時刻歴波形

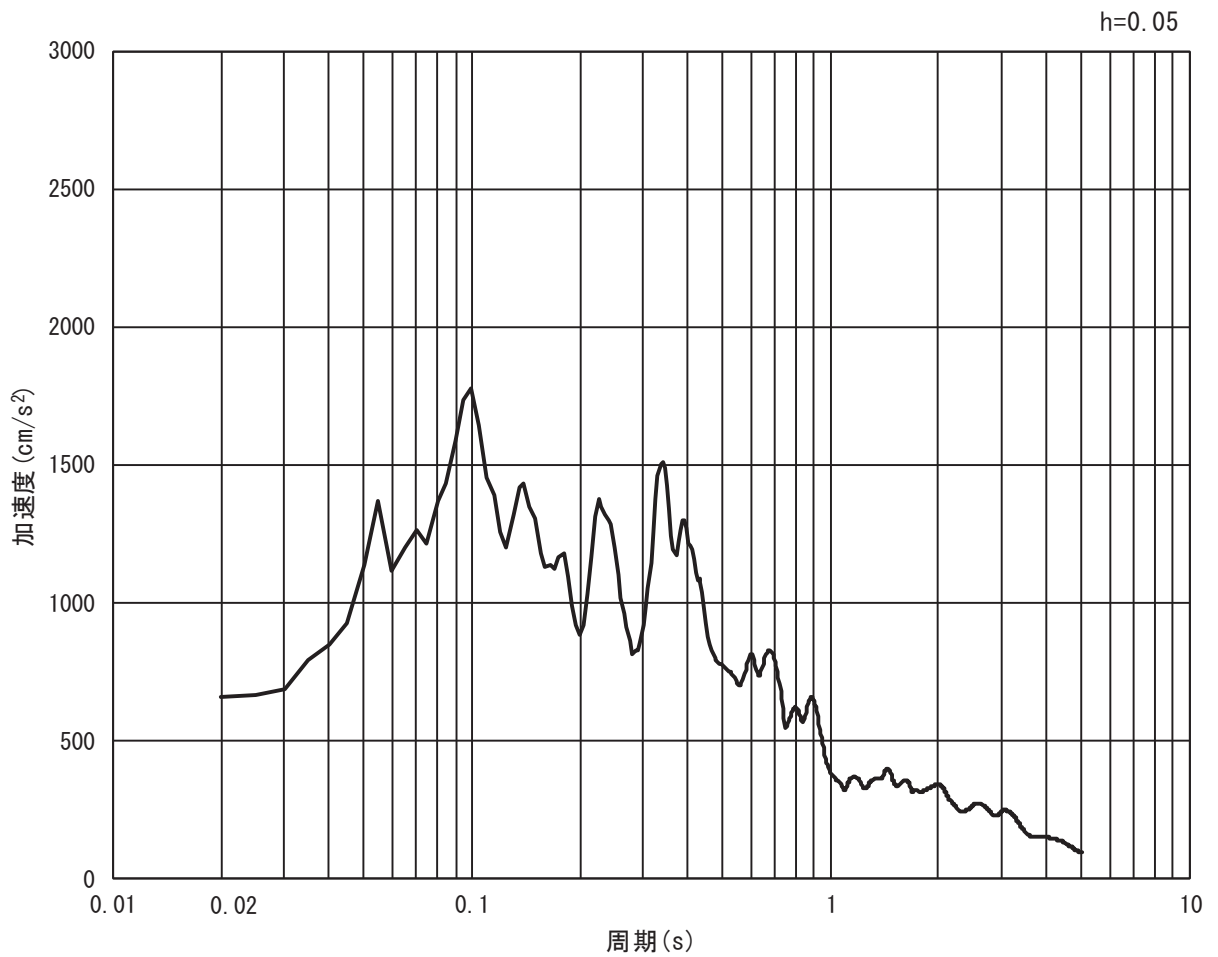


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - F 1)

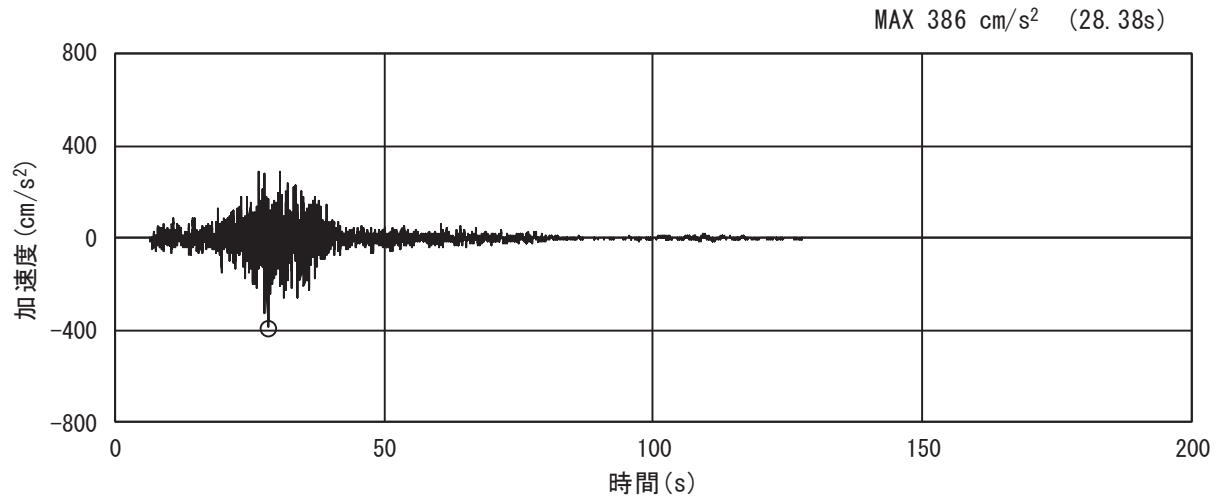


(a) 加速度時刻歴波形

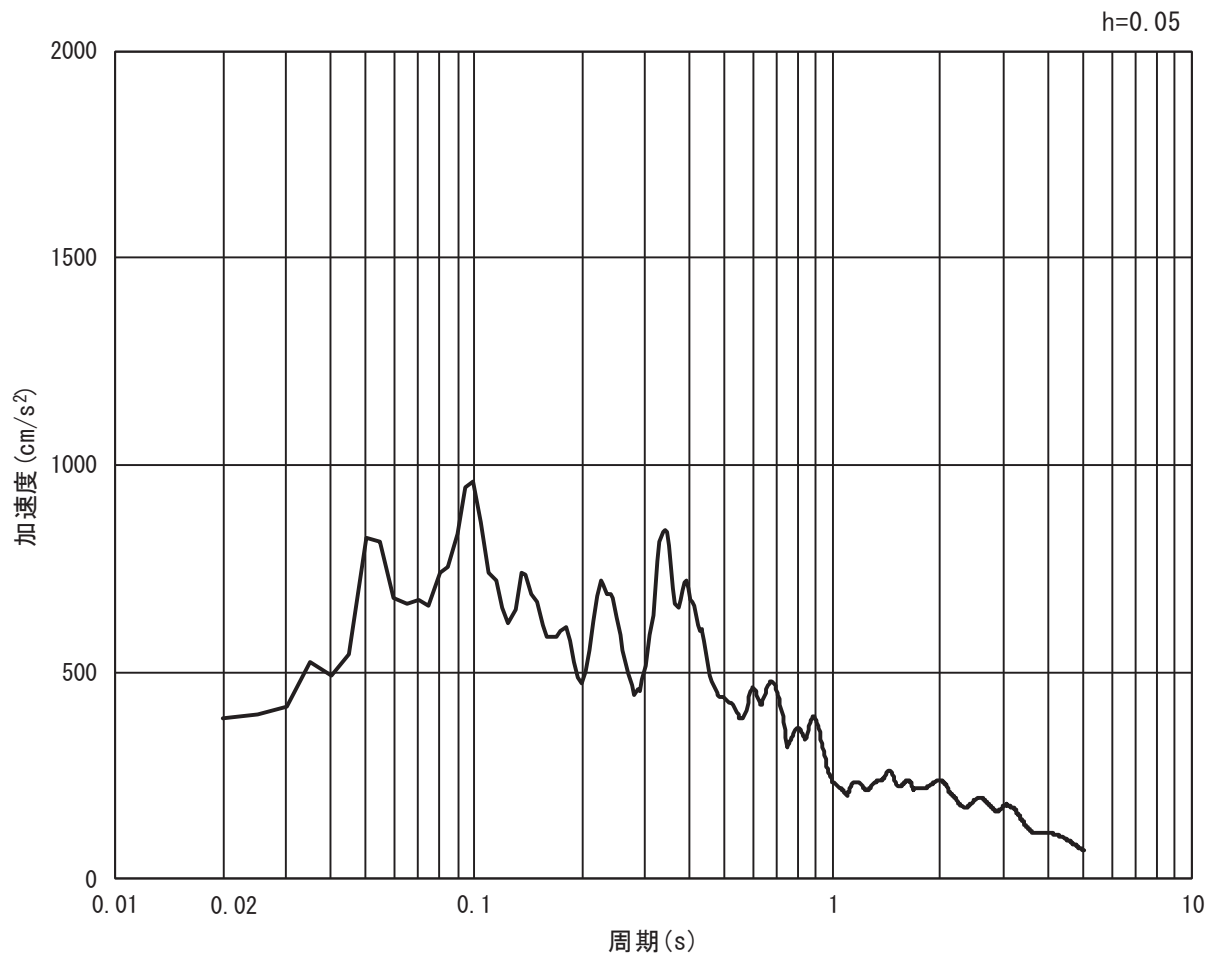


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - F 2)

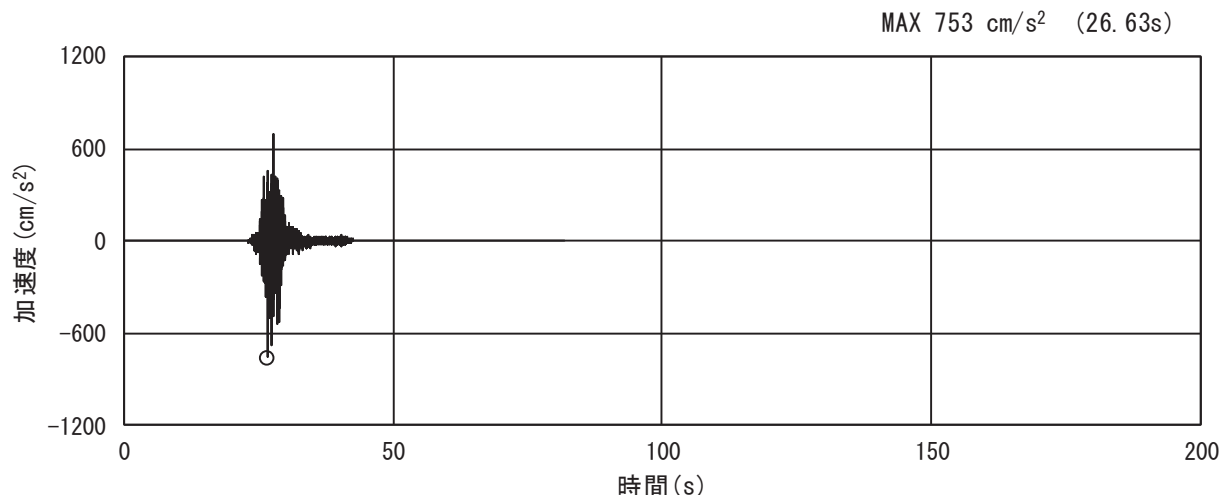


(a) 加速度時刻歴波形

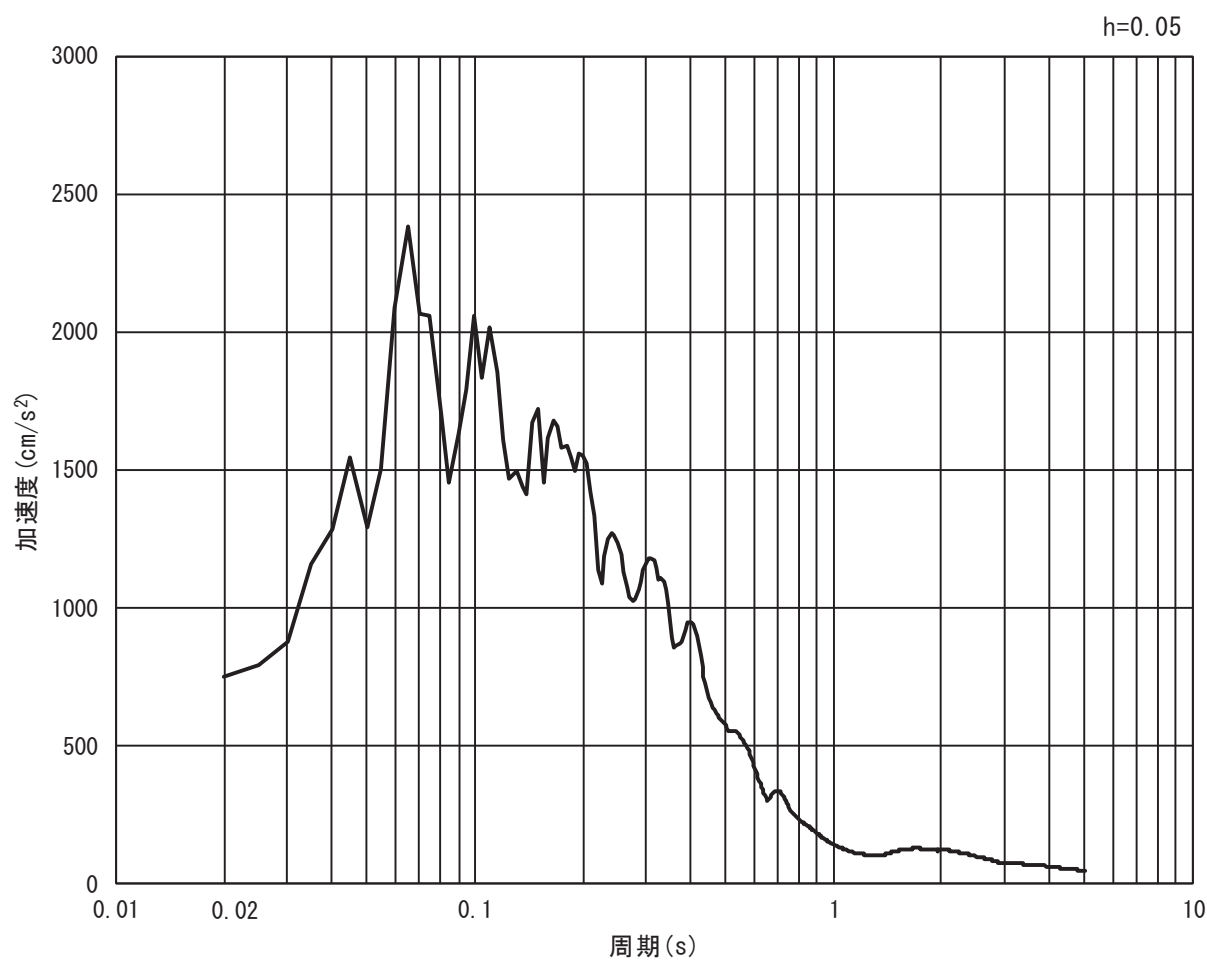


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - F 2)

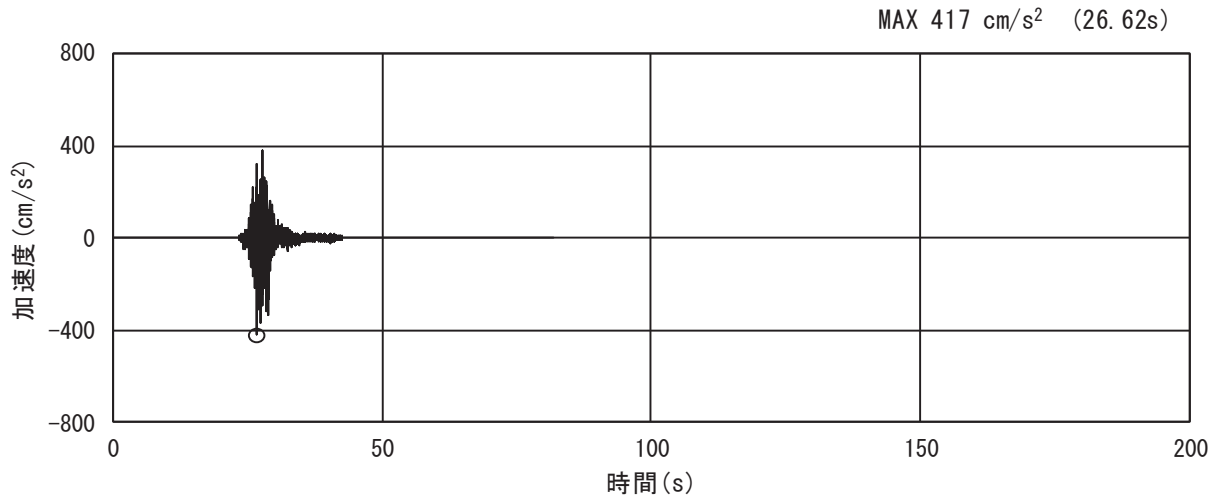


(a) 加速度時刻歴波形

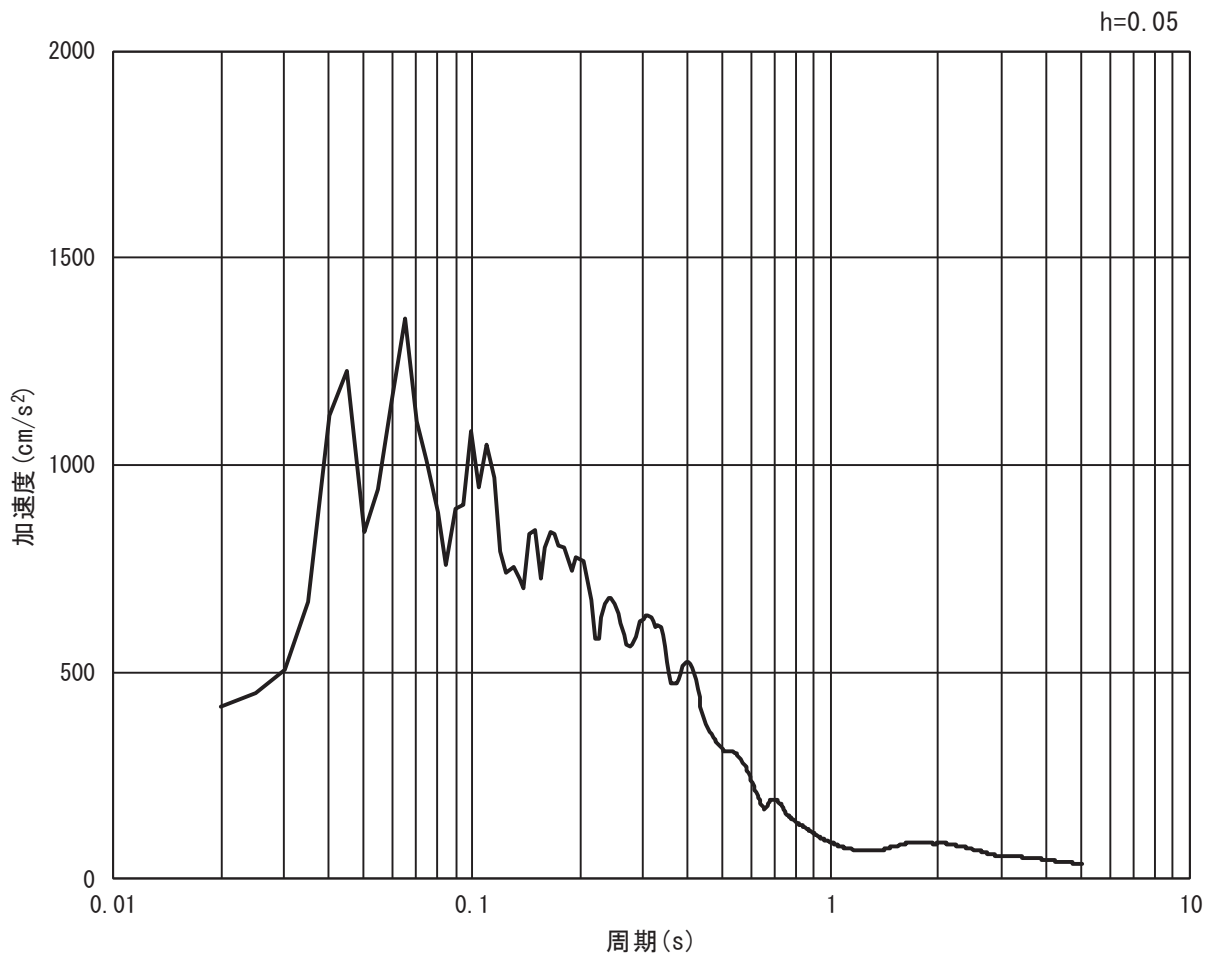


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - F 3)

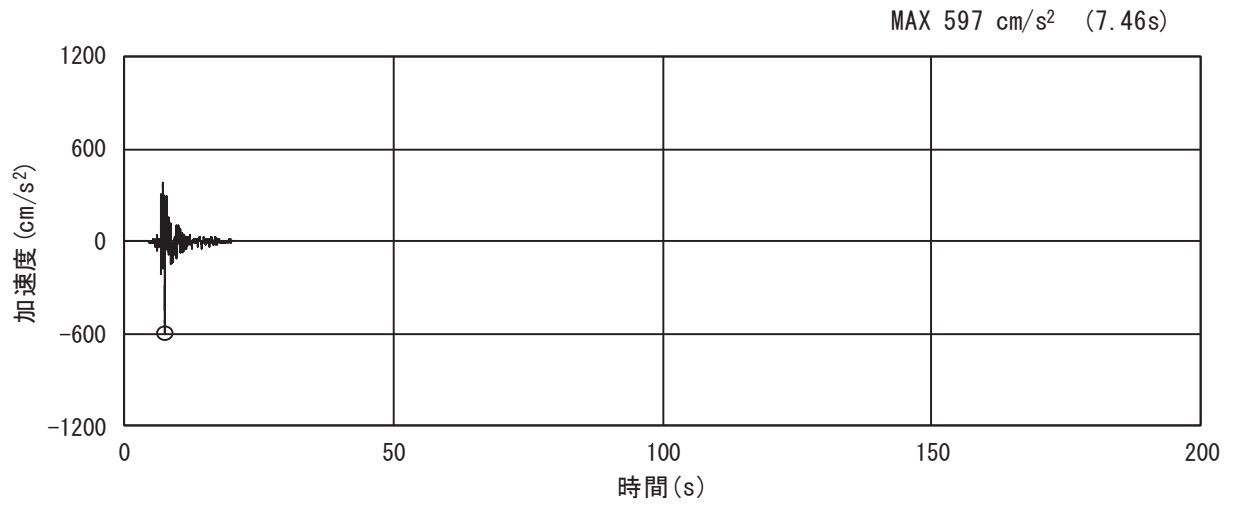


(a) 加速度時刻歴波形

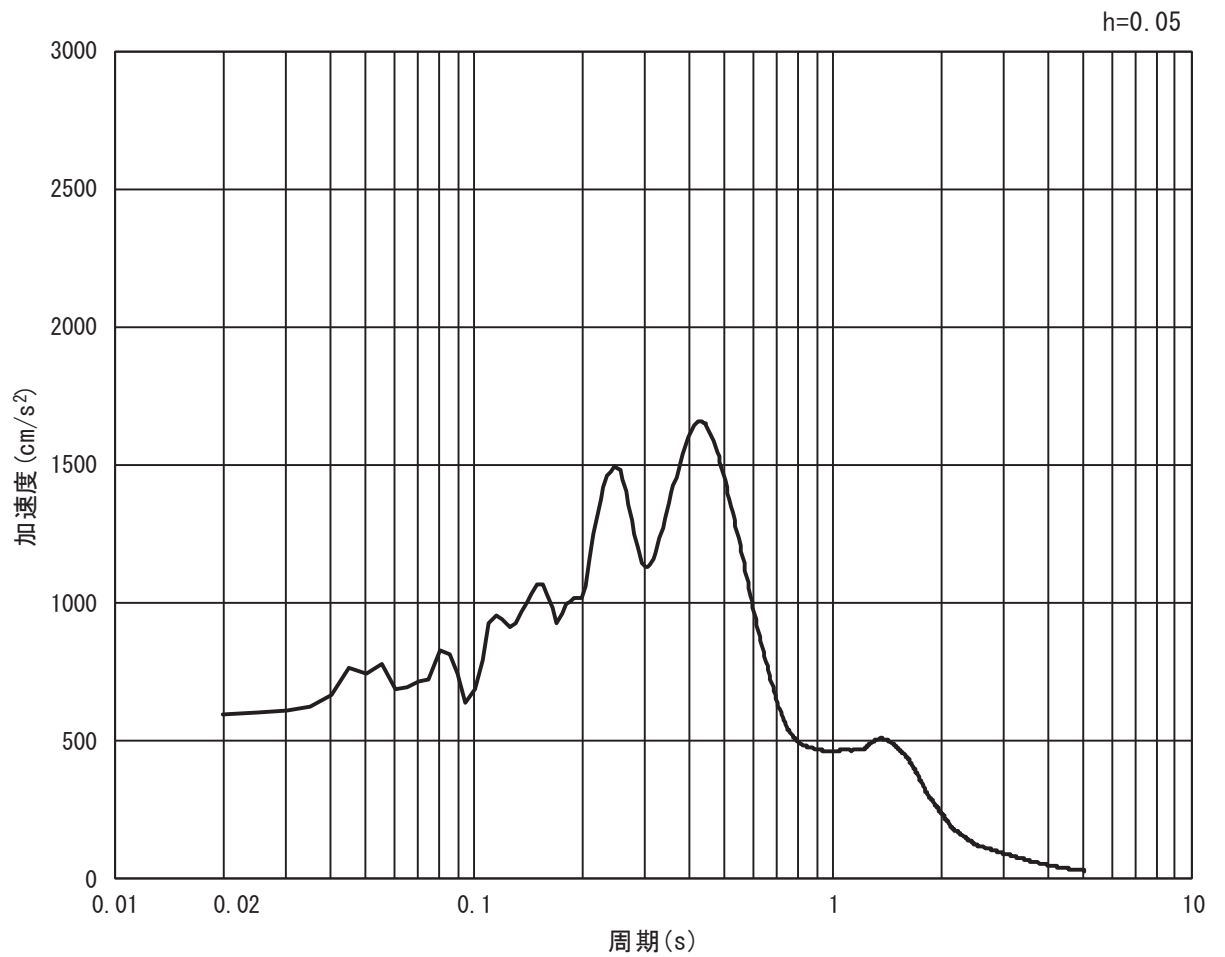


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: S s - F 3)

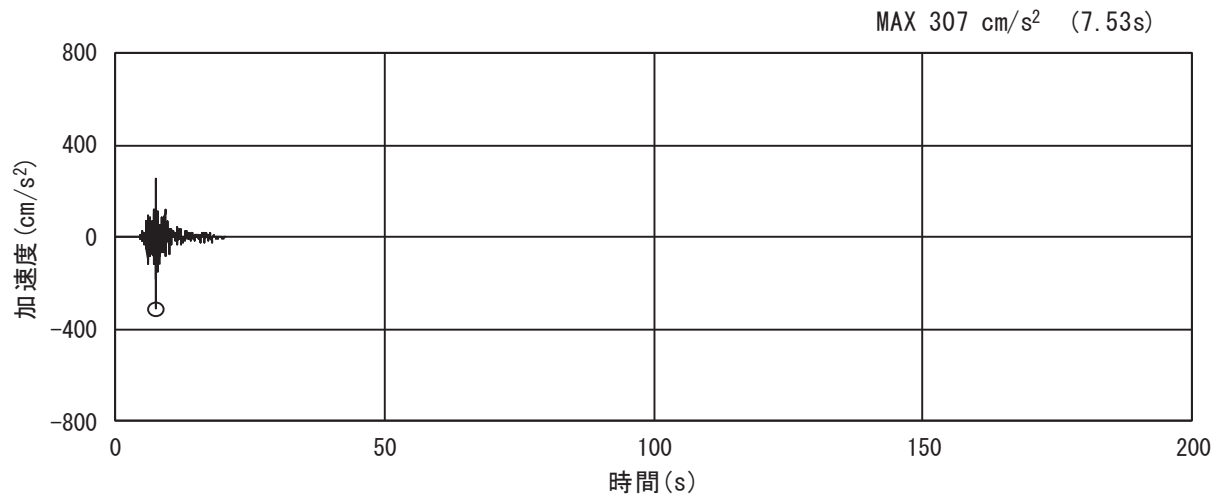


(a) 加速度時刻歴波形

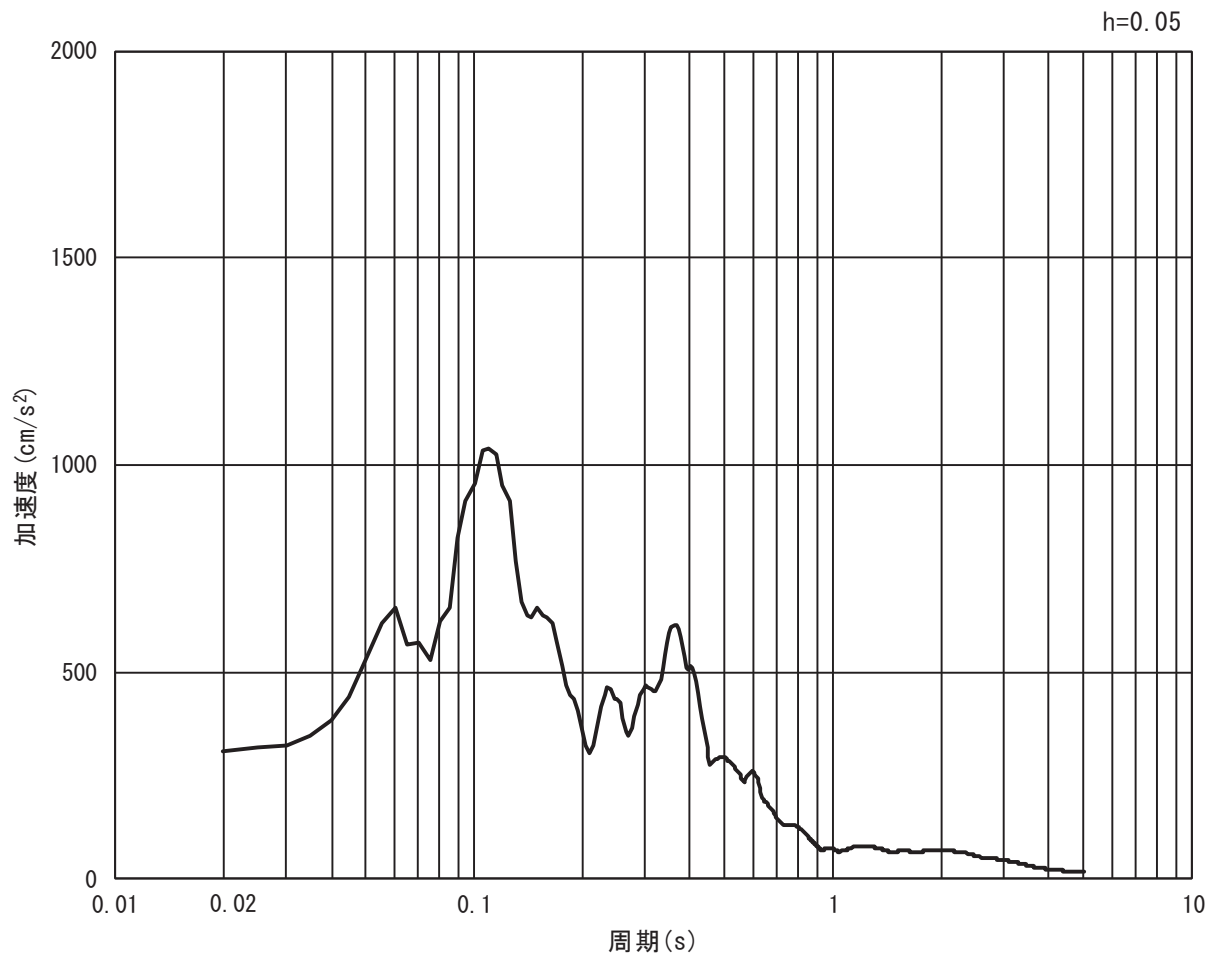


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - N 1)



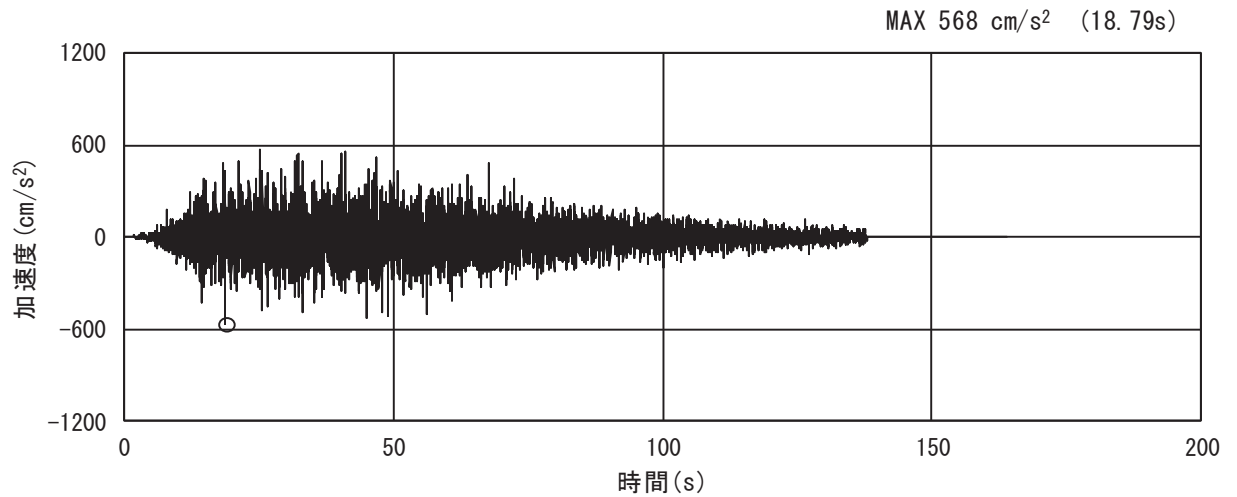
(a) 加速度時刻歴波形



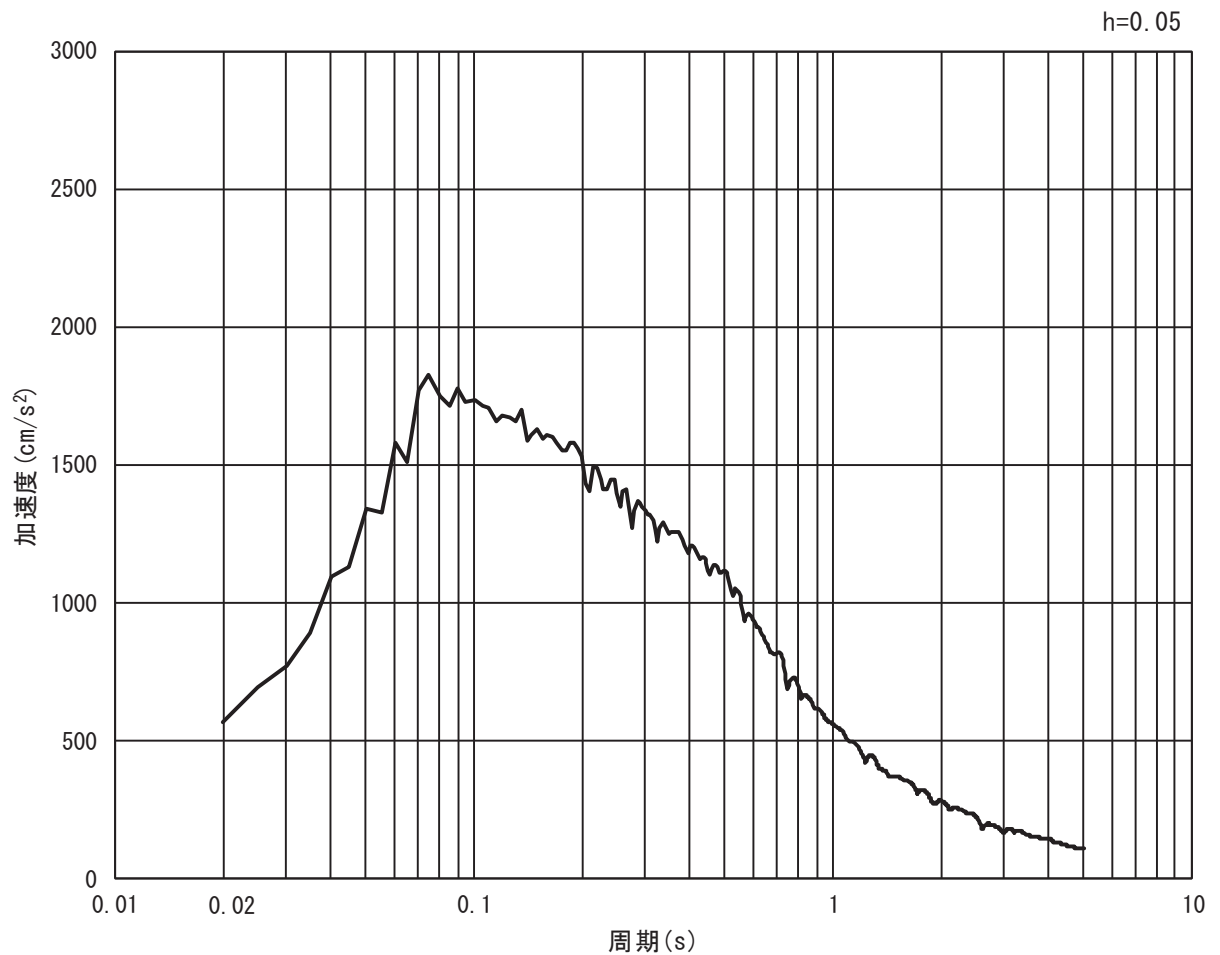
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: S s - N 1)

(4) 断面④

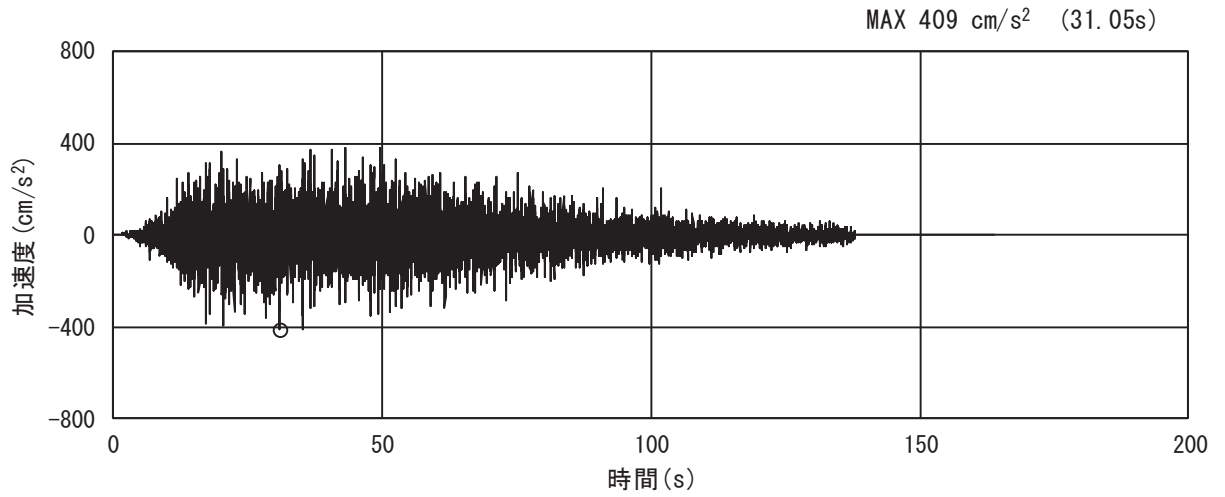


(a) 加速度時刻歴波形

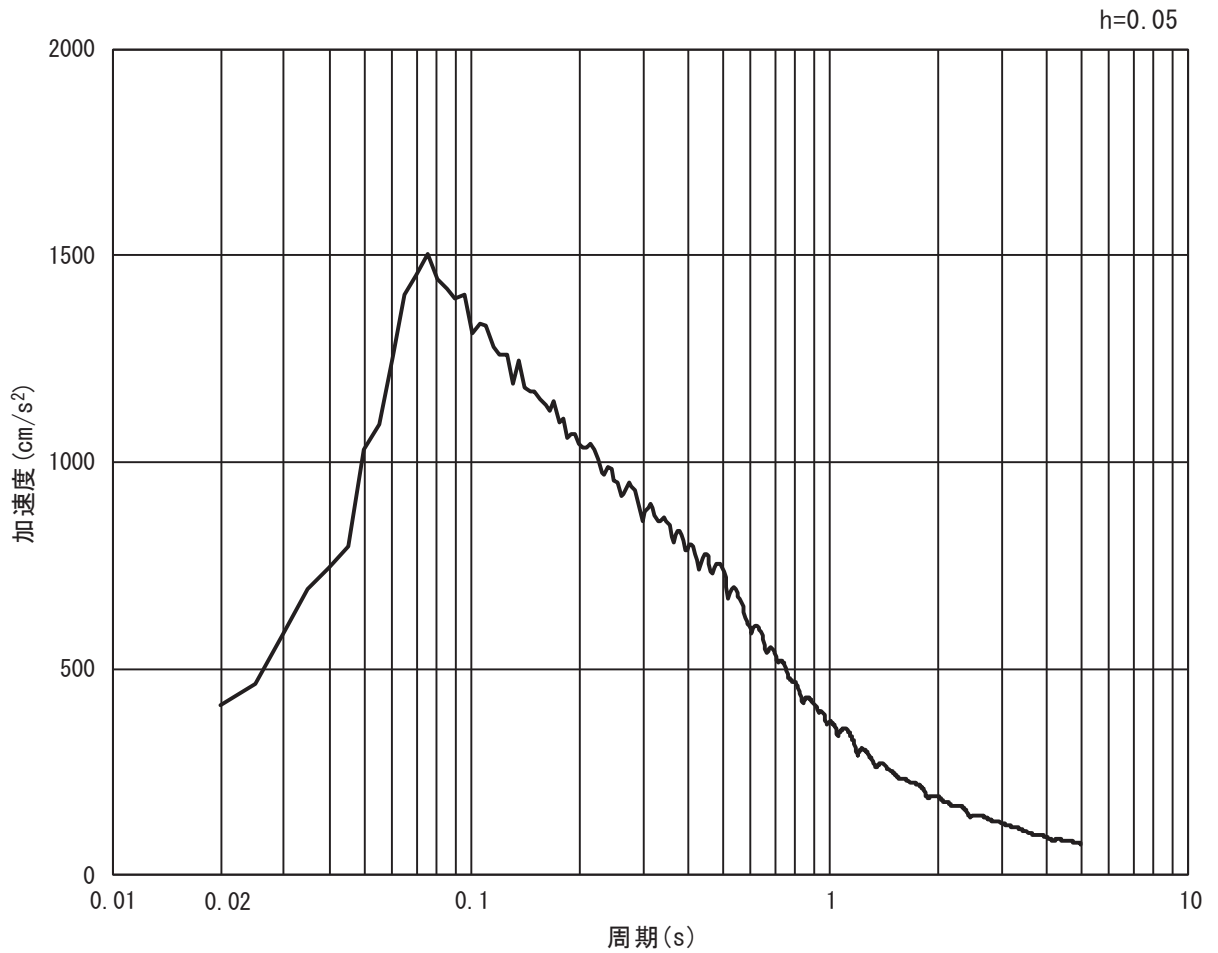


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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 - D 1)

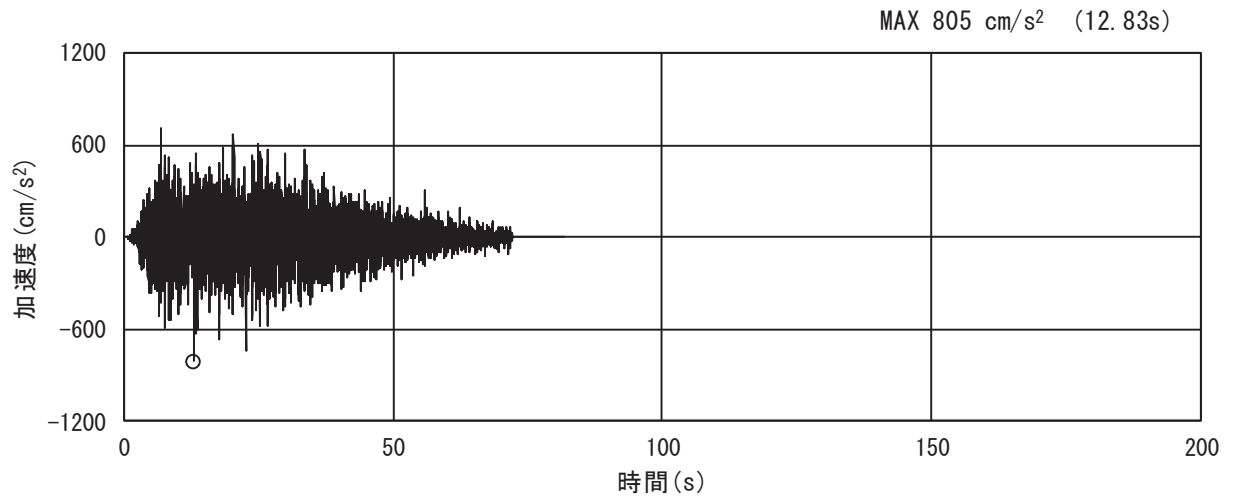


(a) 加速度時刻歴波形

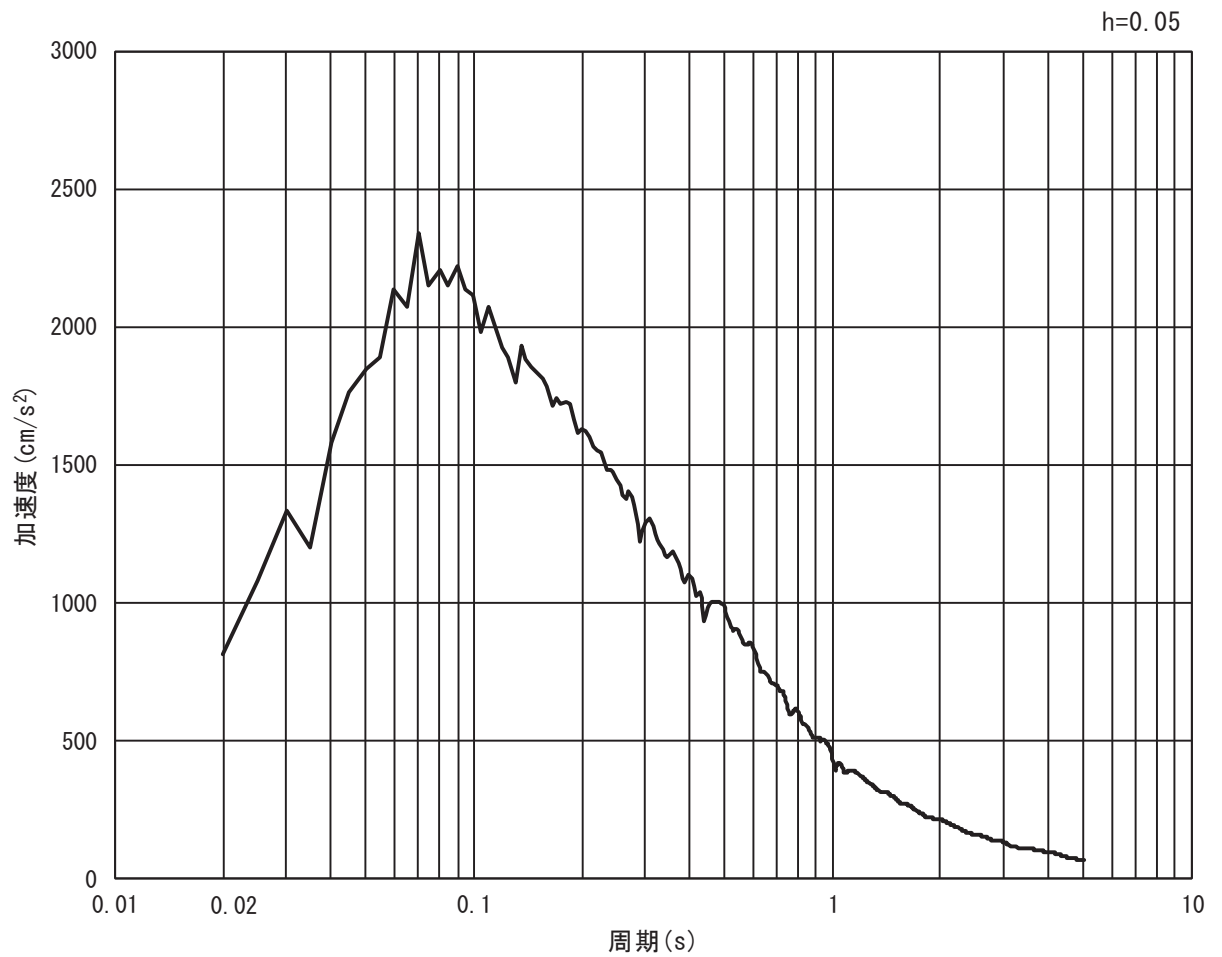


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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 - D 1)

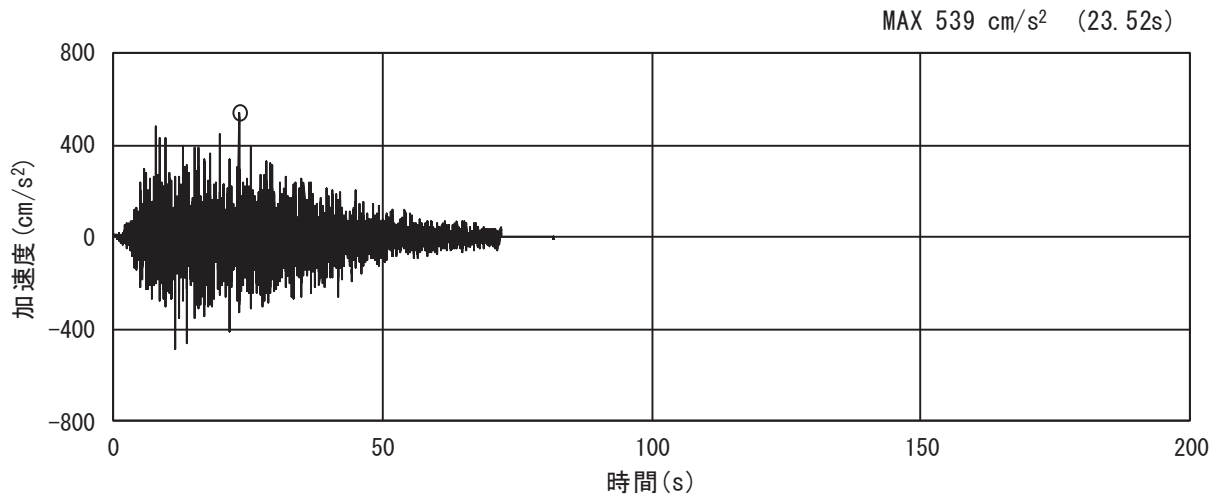


(a) 加速度時刻歴波形

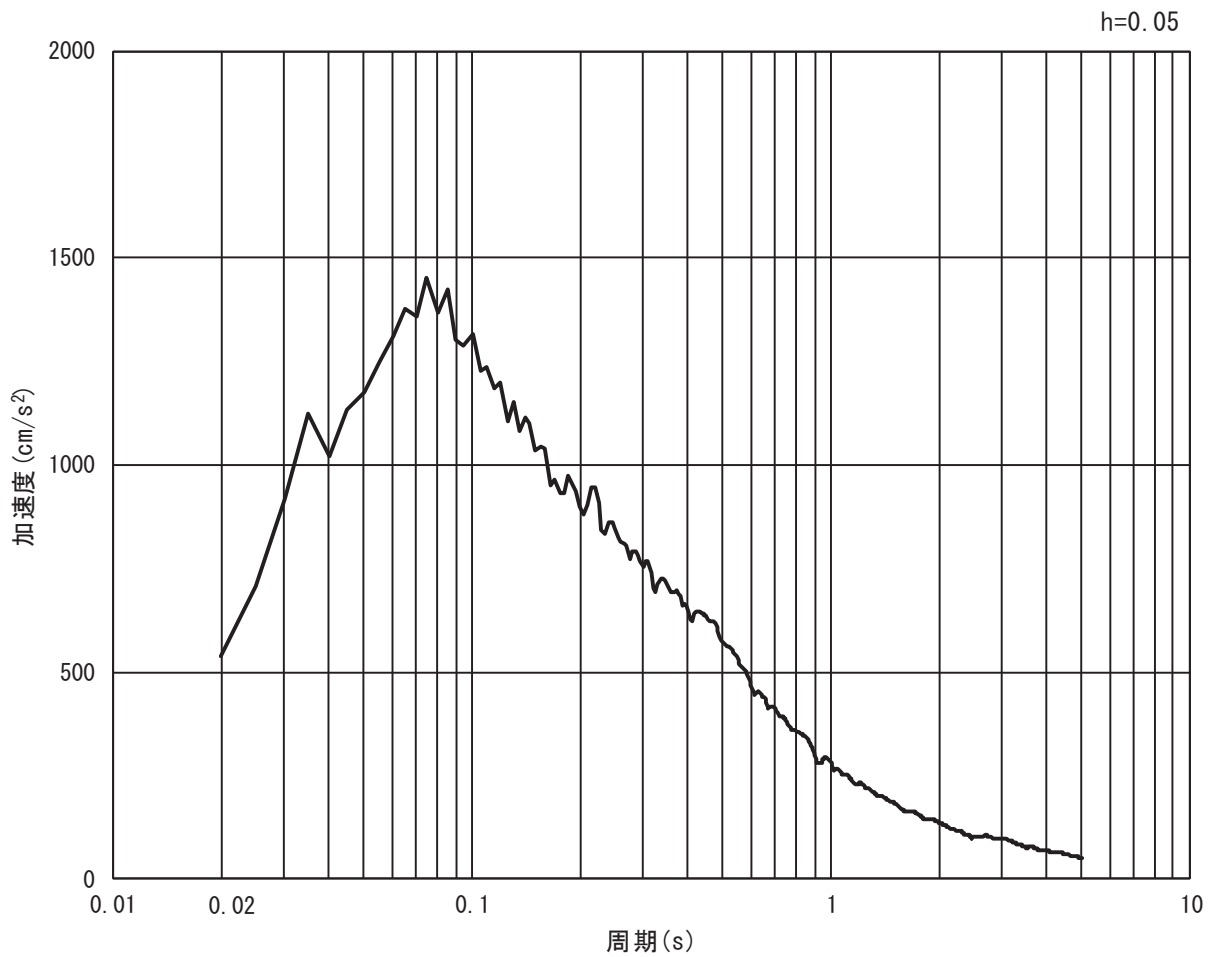


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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 - D 2)

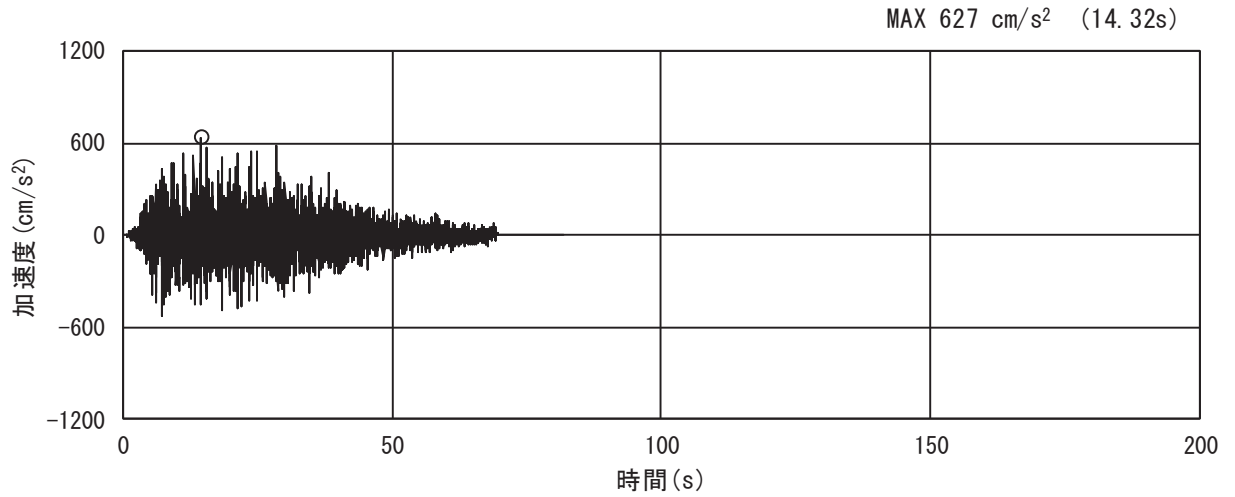


(a) 加速度時刻歴波形

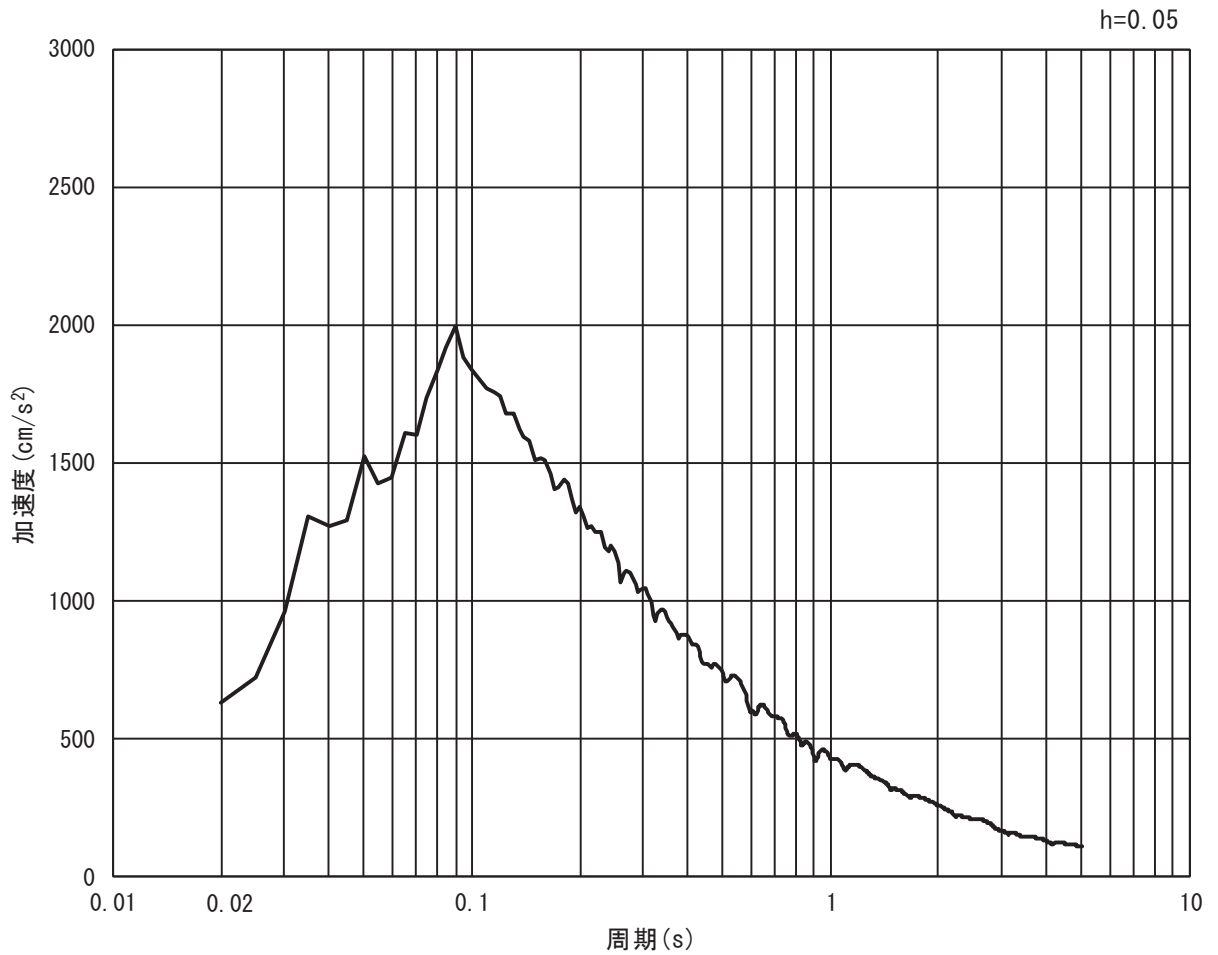


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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 - D 2)

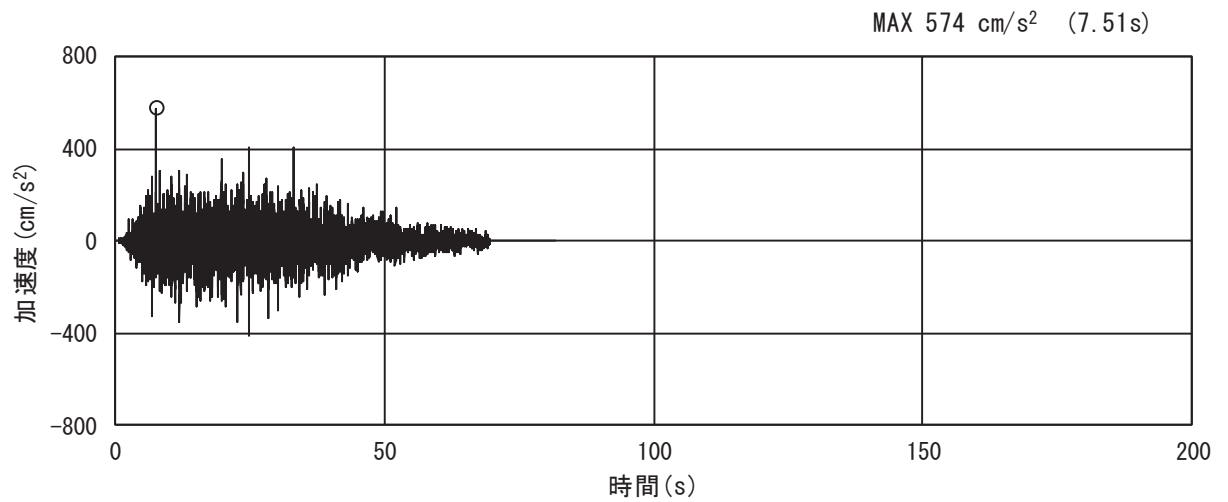


(a) 加速度時刻歴波形

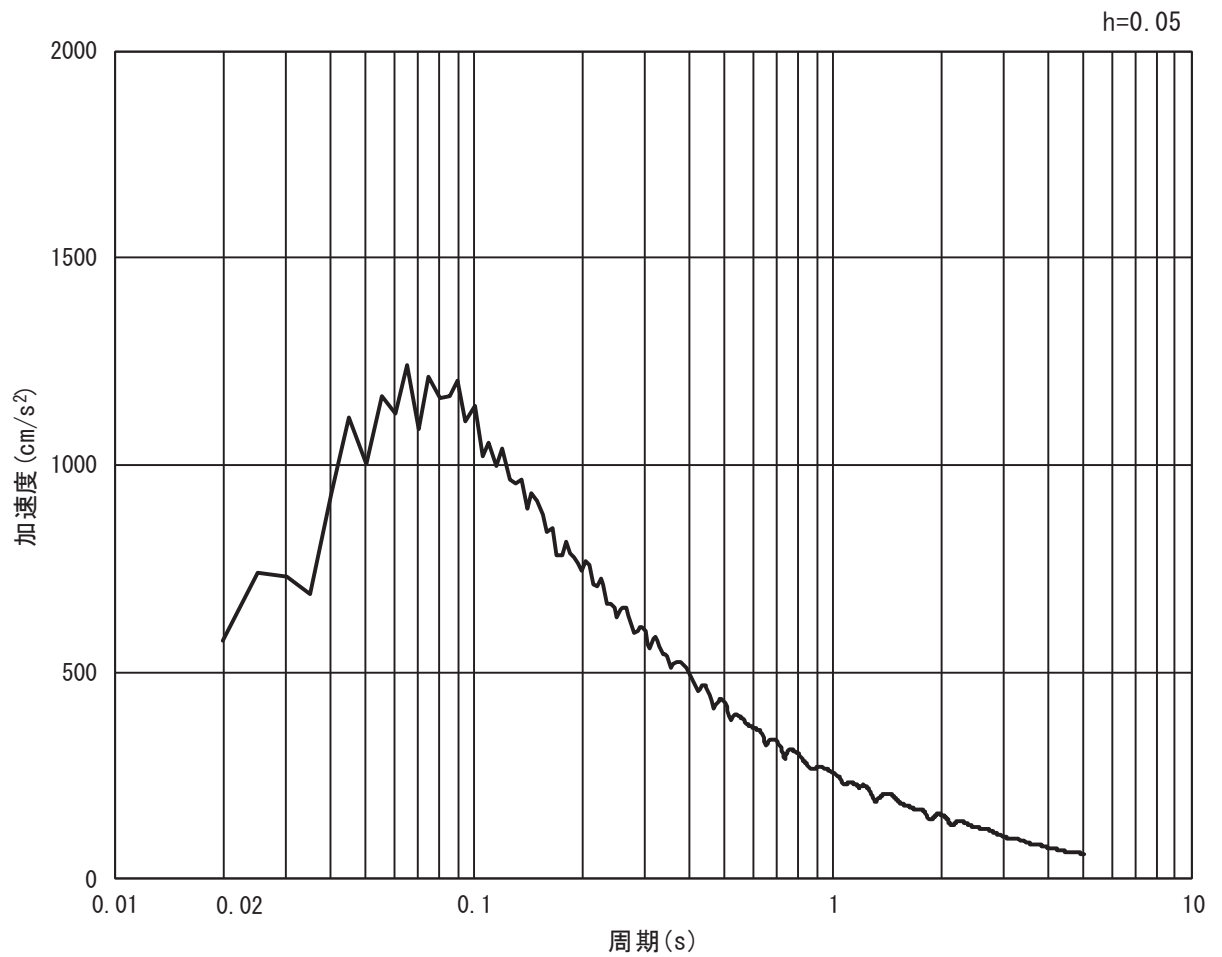


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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 - D 3)

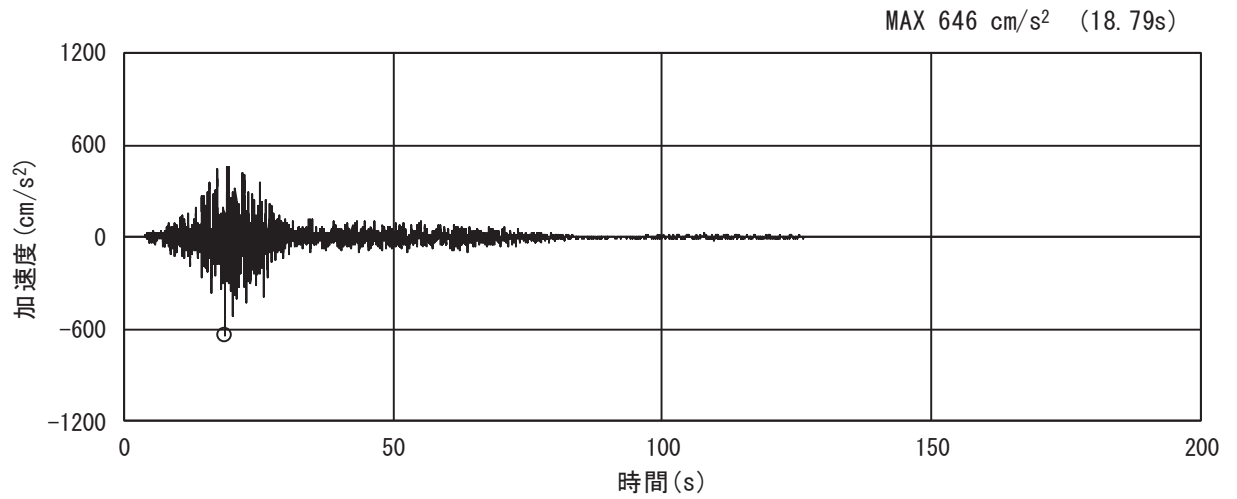


(a) 加速度時刻歴波形

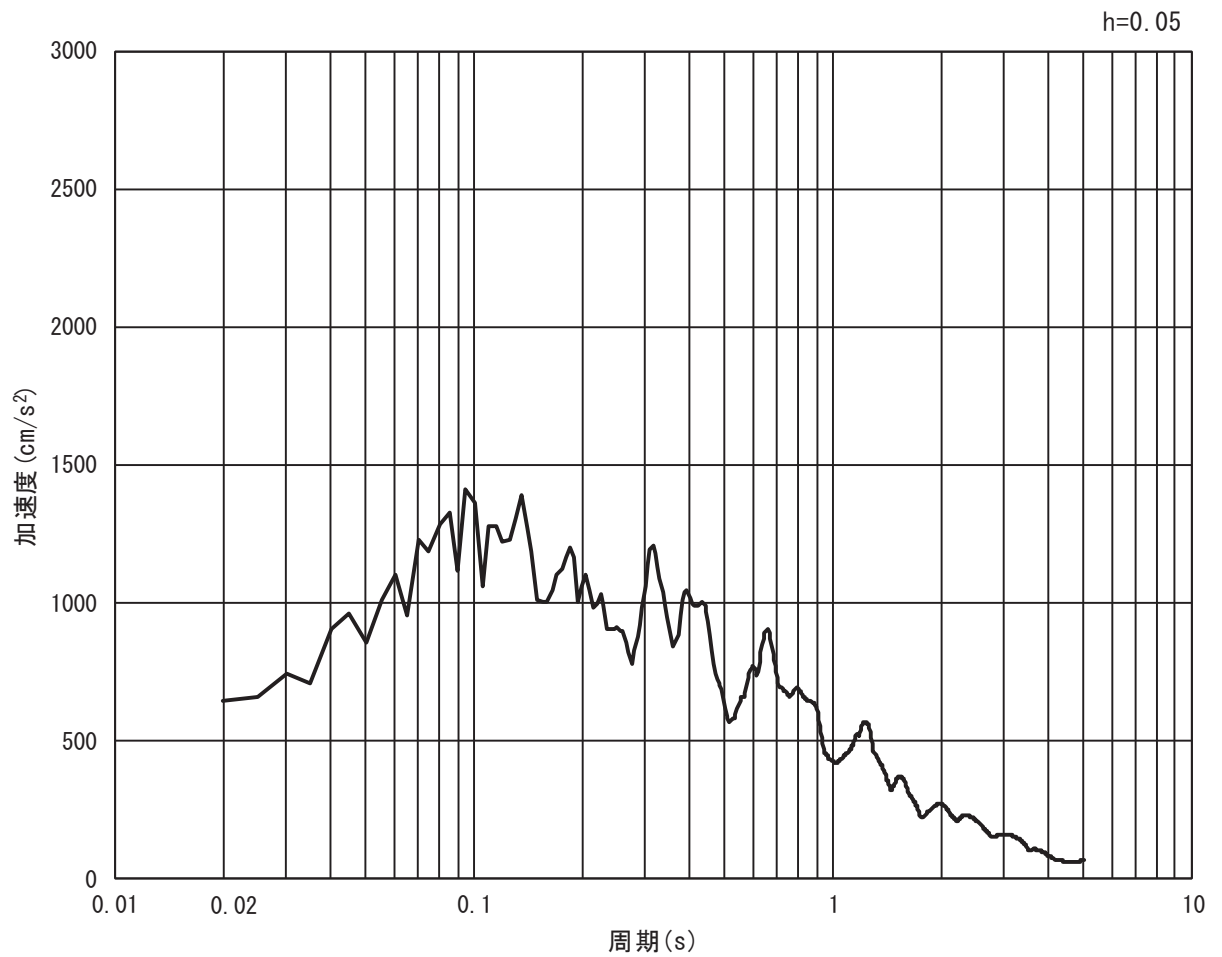


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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 - D 3)

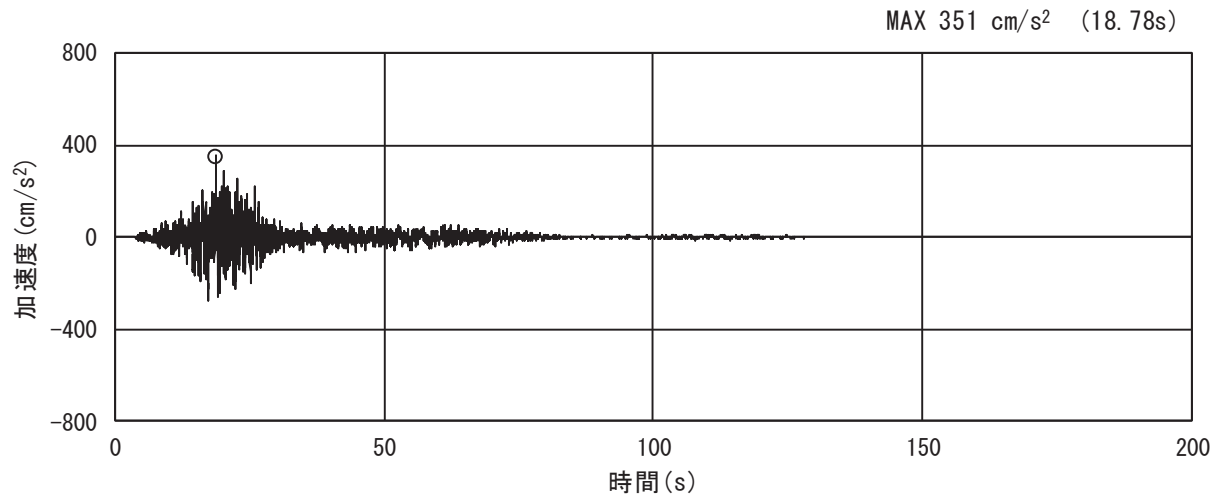


(a) 加速度時刻歴波形

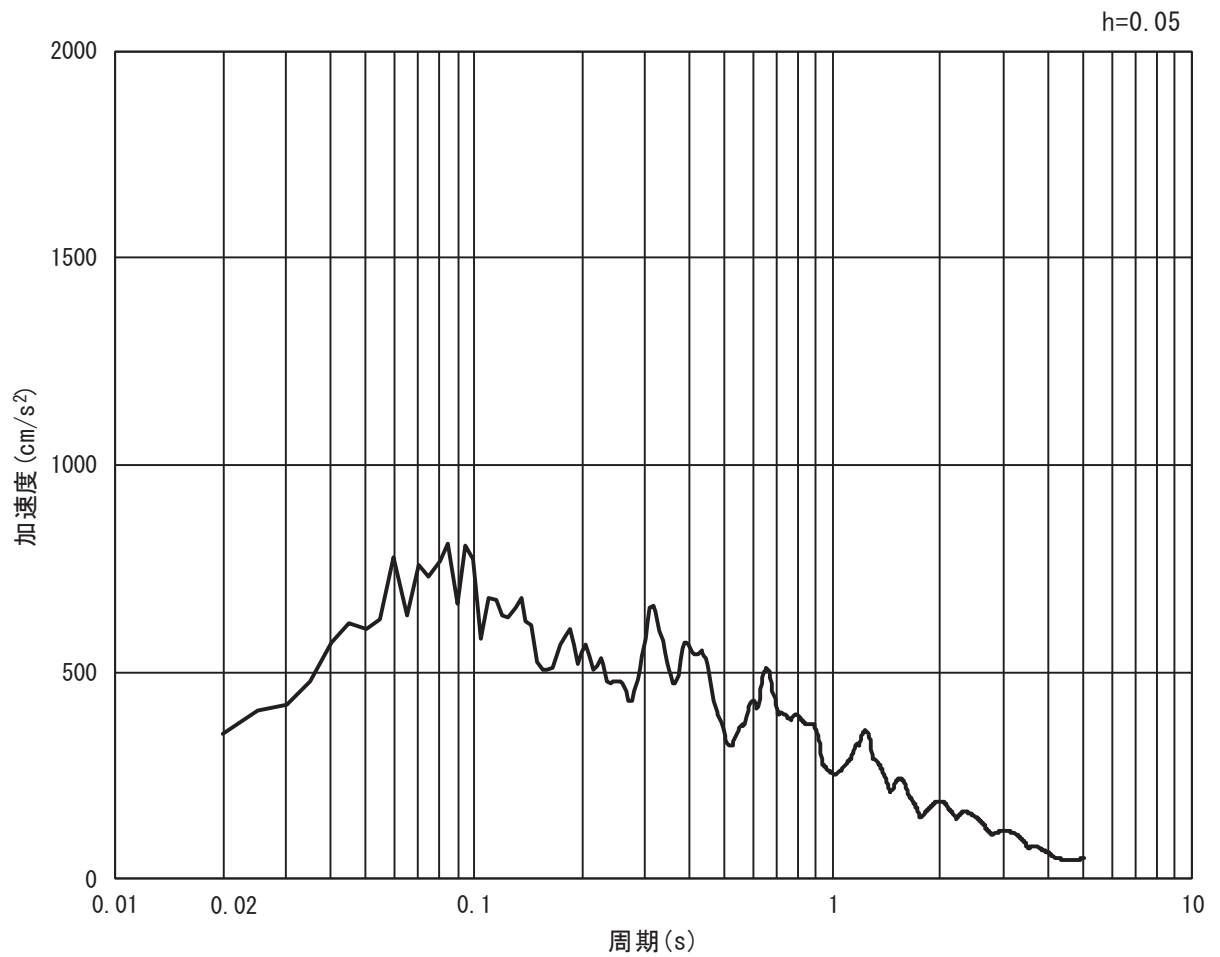


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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 - F 1)

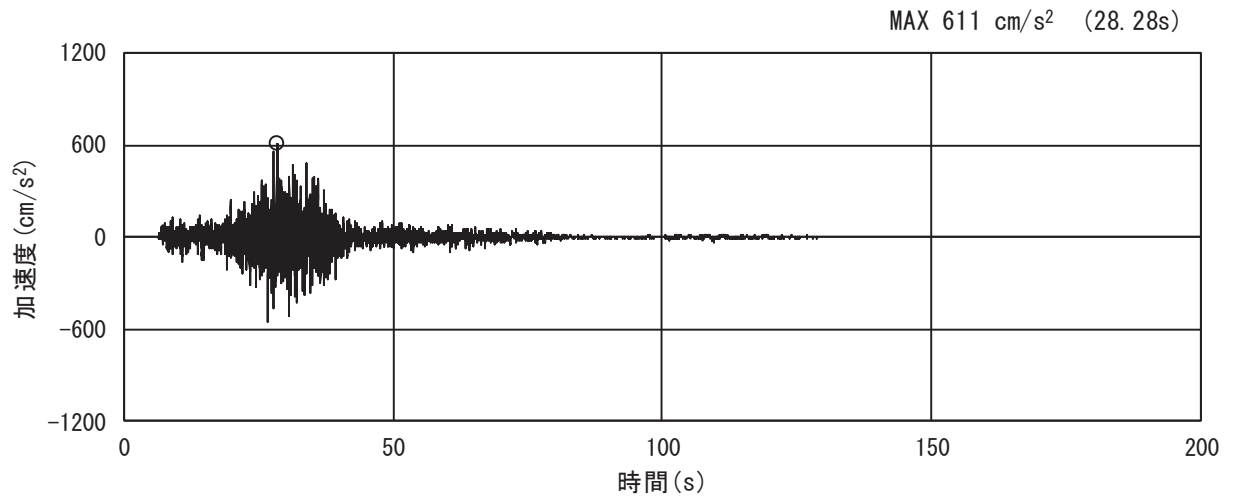


(a) 加速度時刻歴波形

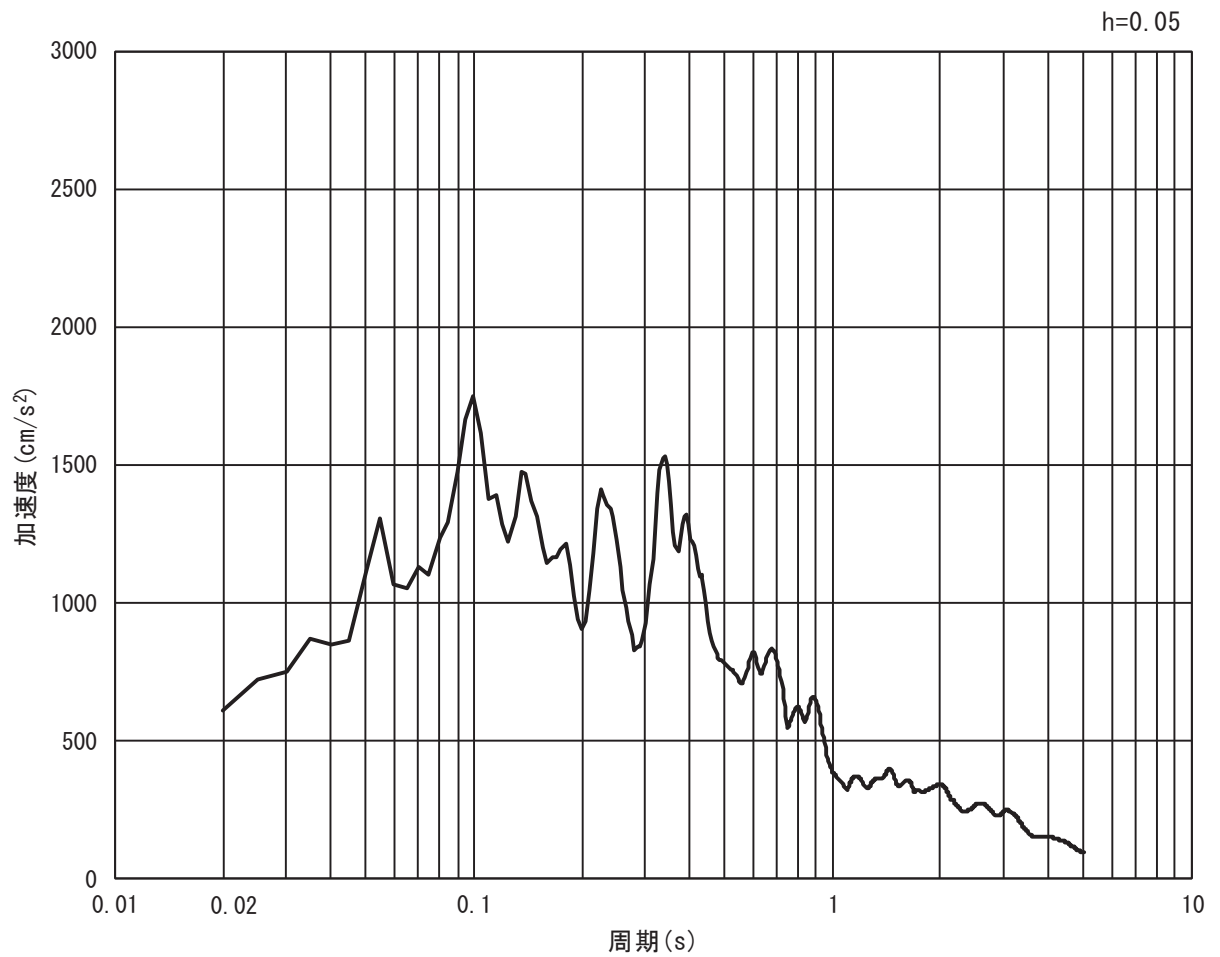


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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 - F 1)

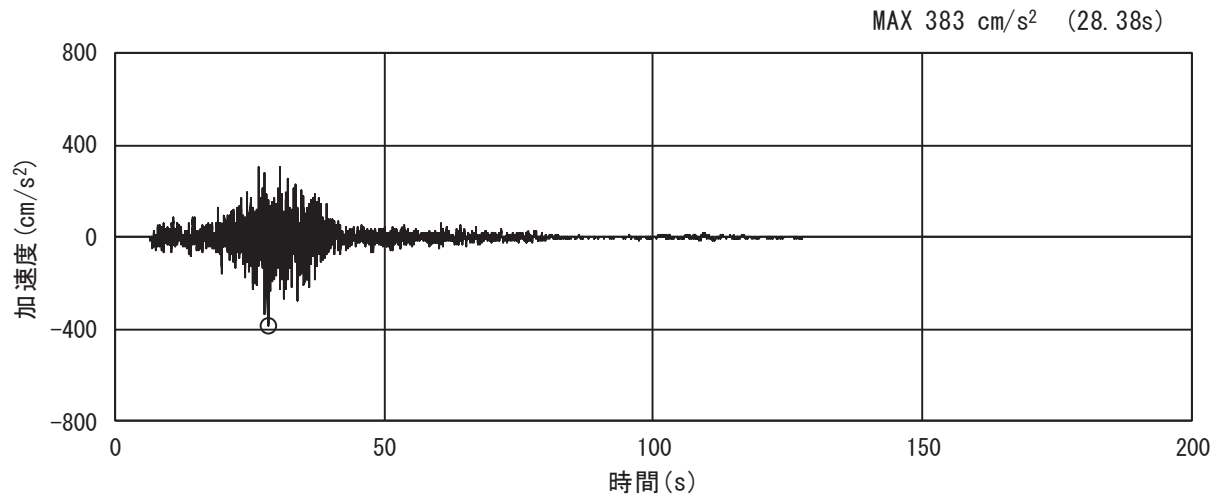


(a) 加速度時刻歴波形

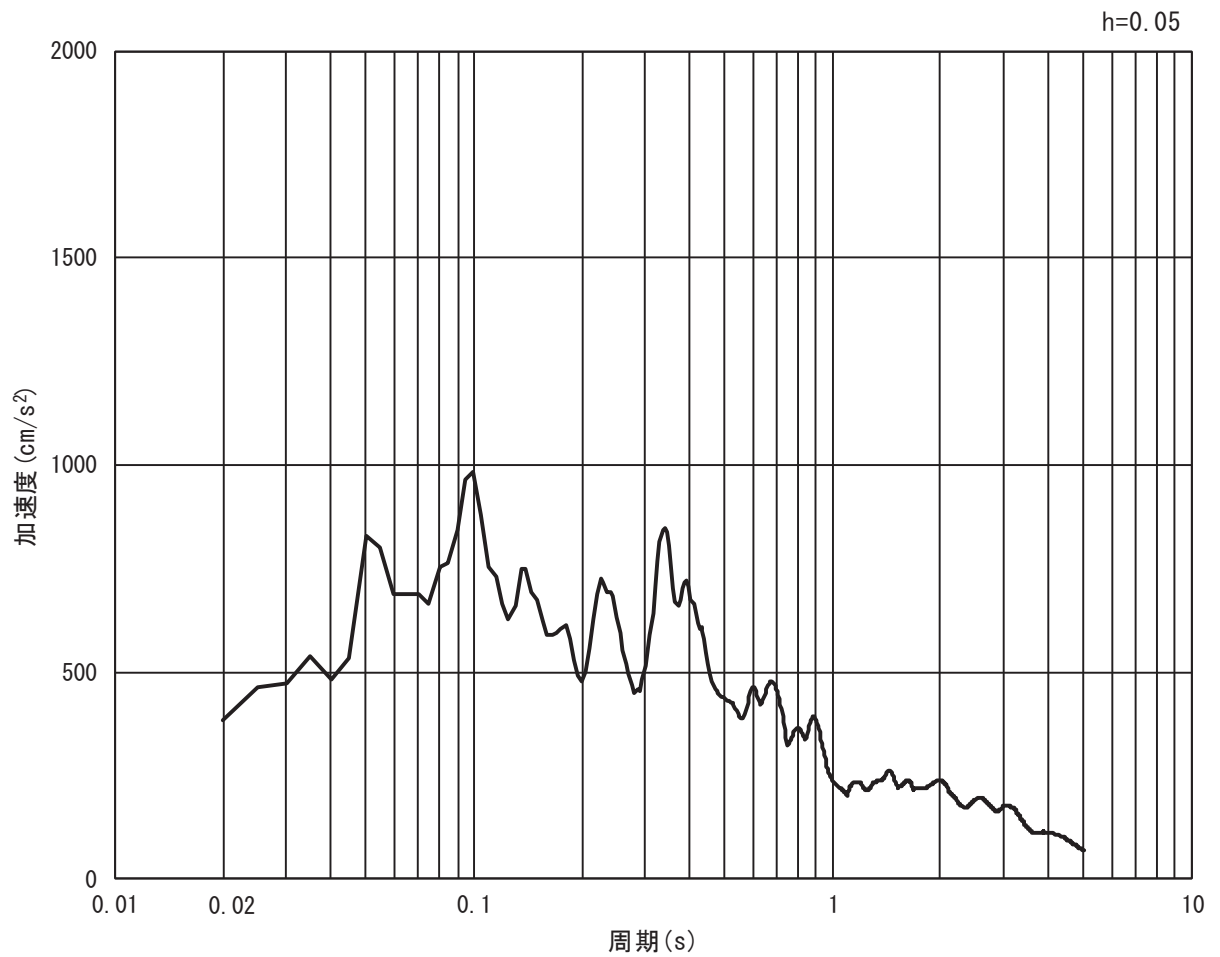


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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 - F 2)

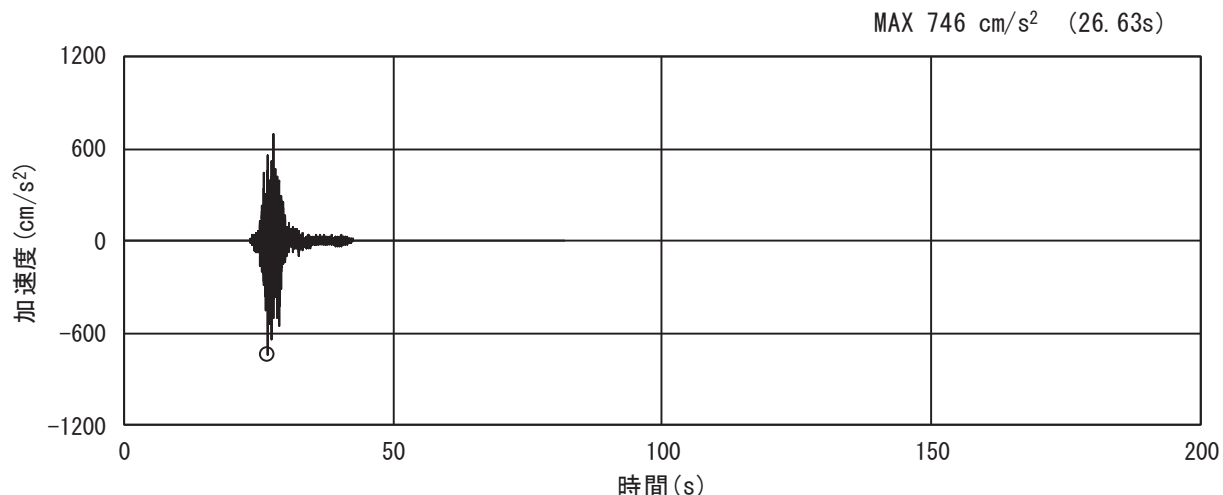


(a) 加速度時刻歴波形

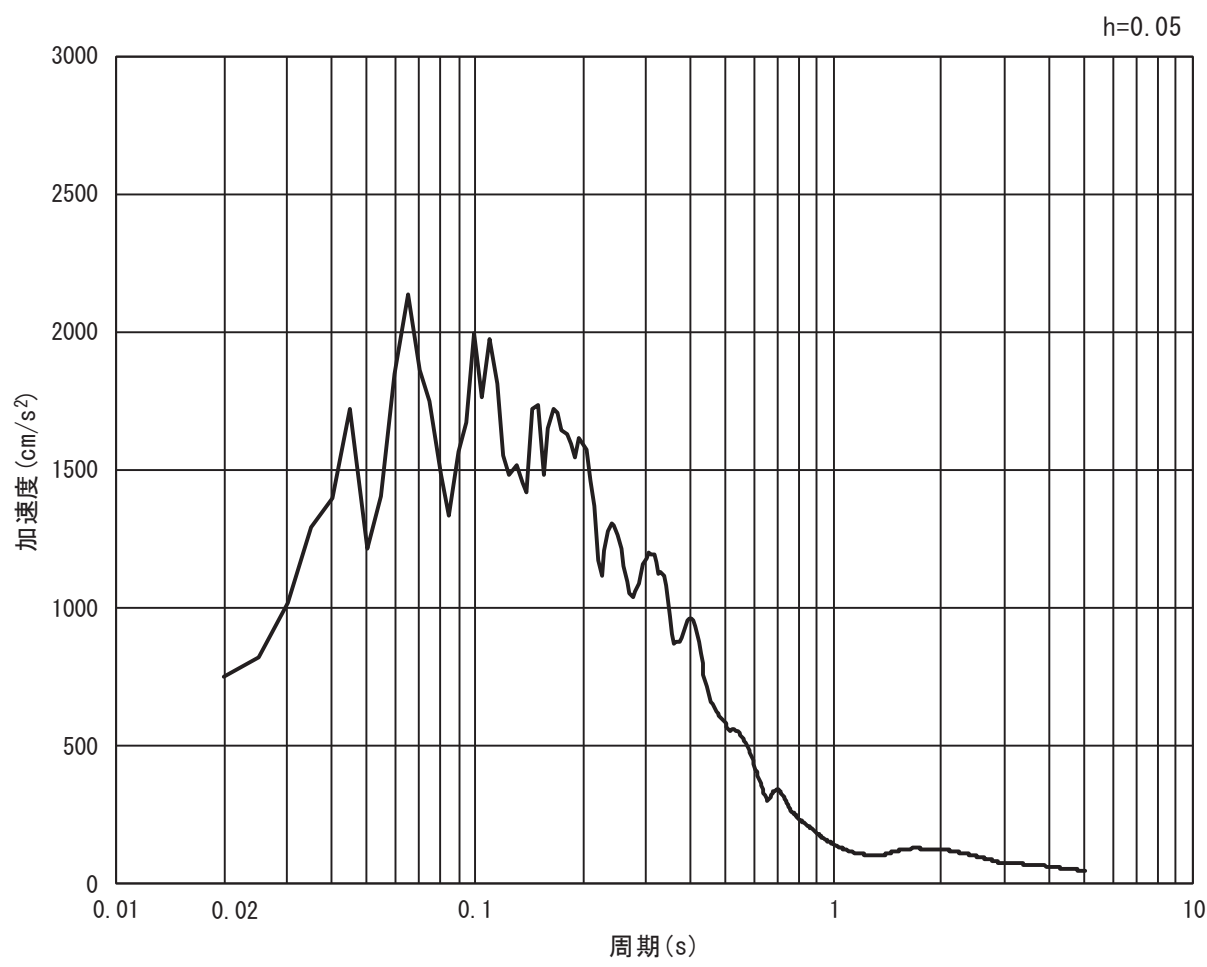


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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 - F 2)

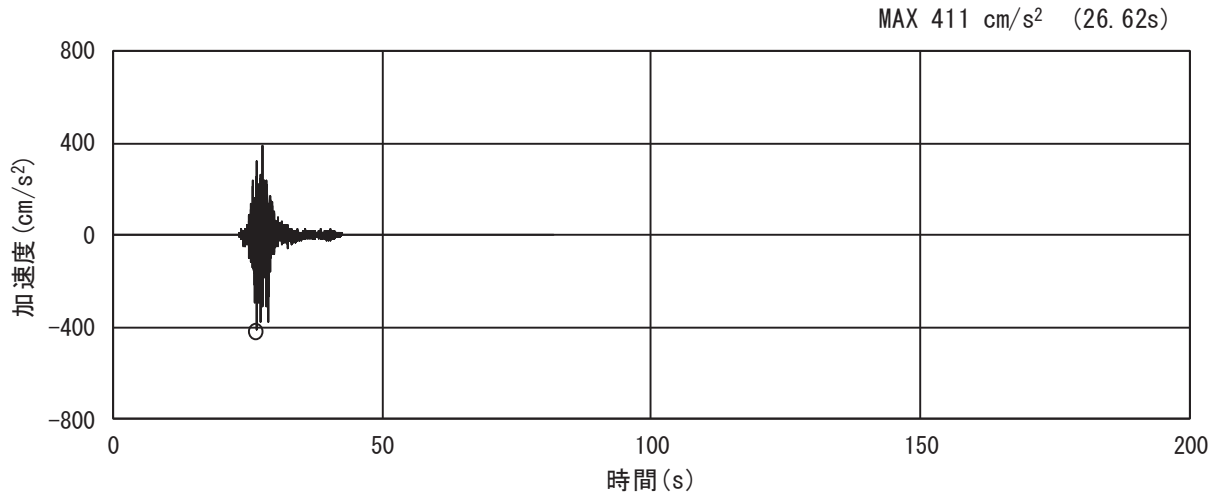


(a) 加速度時刻歴波形

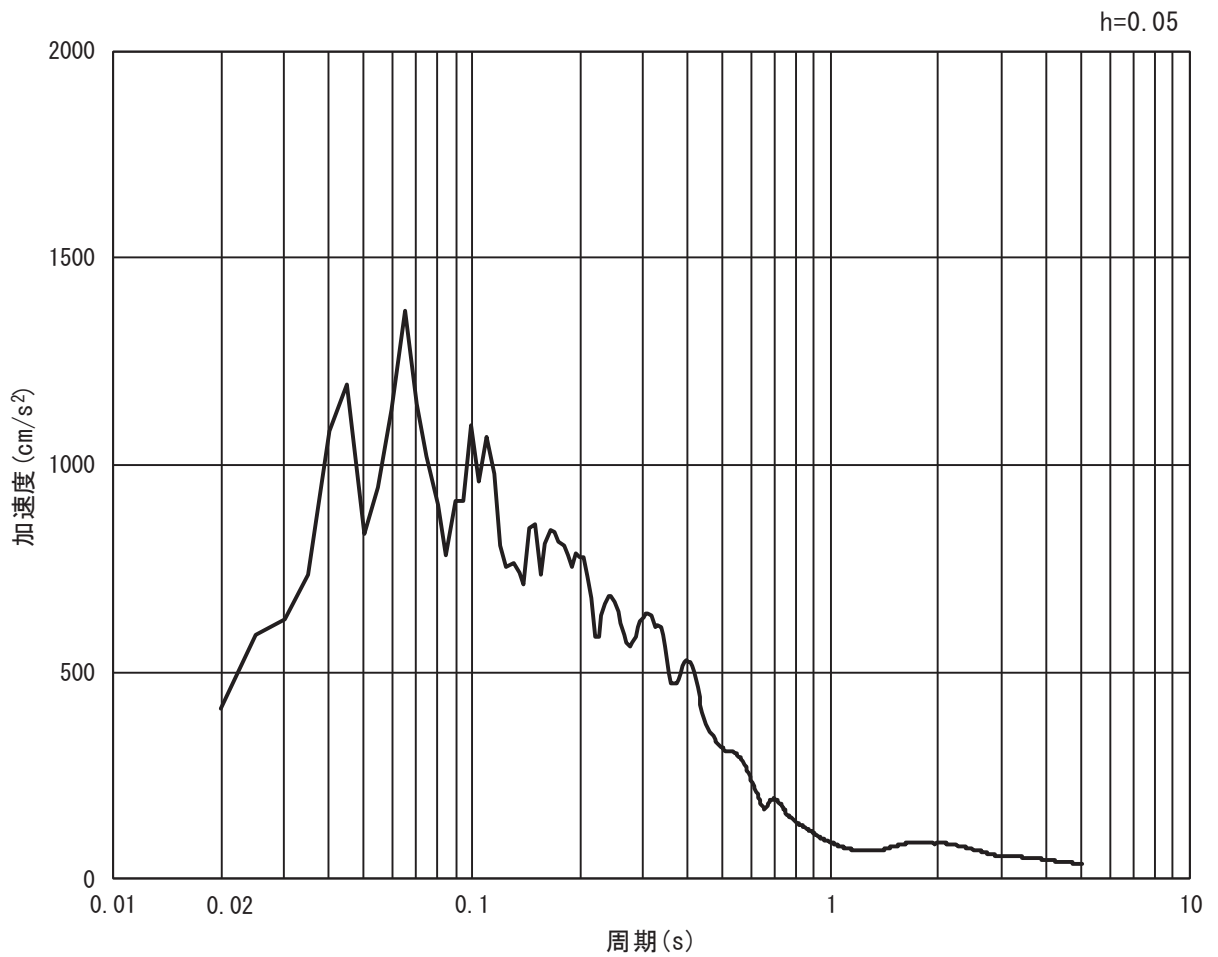


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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 - F 3)

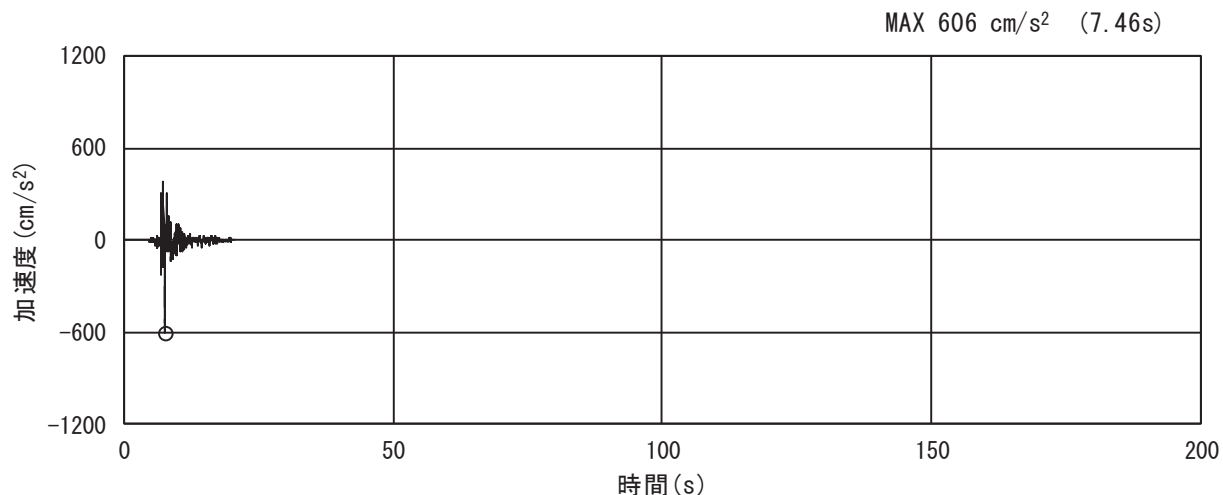


(a) 加速度時刻歴波形

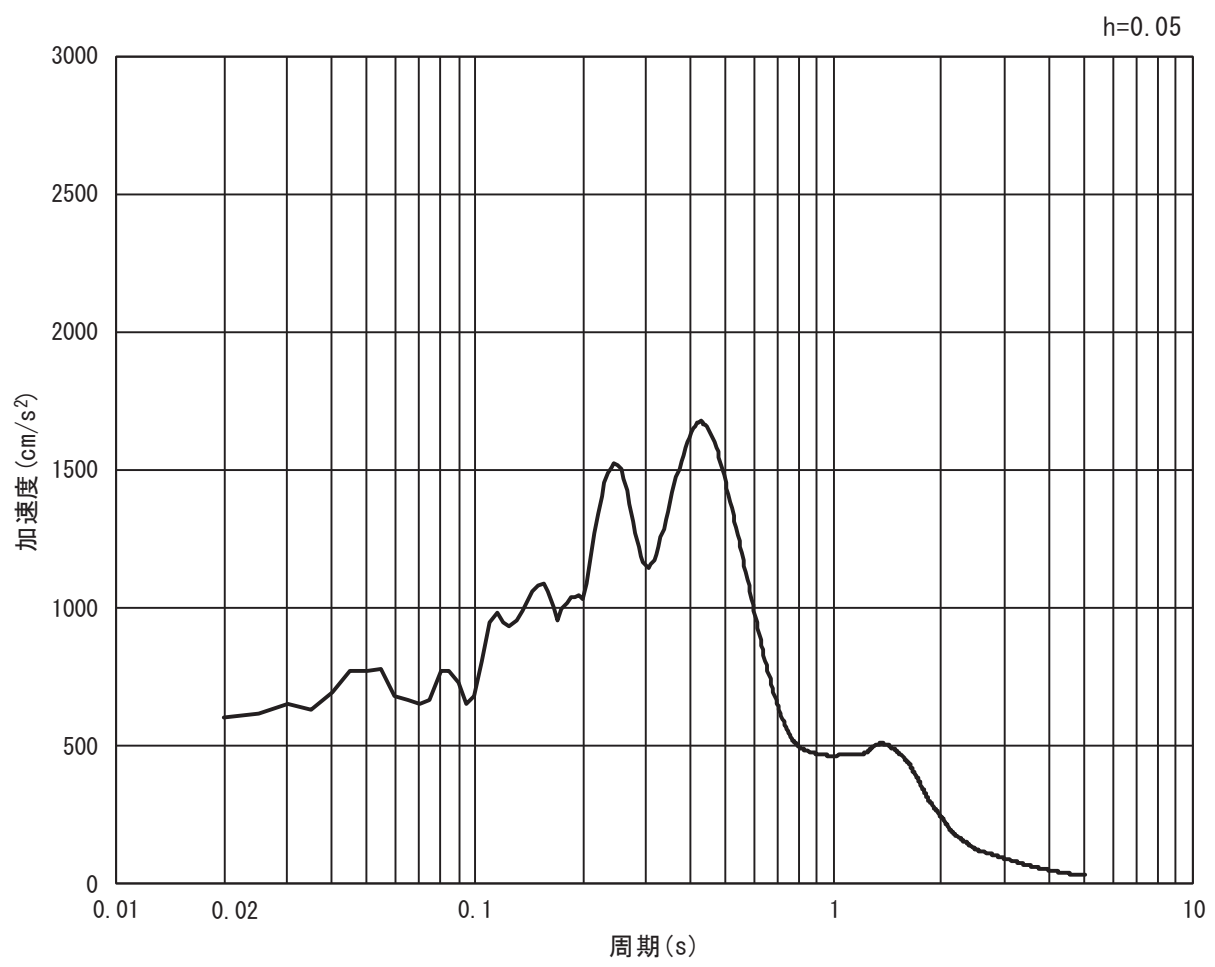


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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 - F 3)

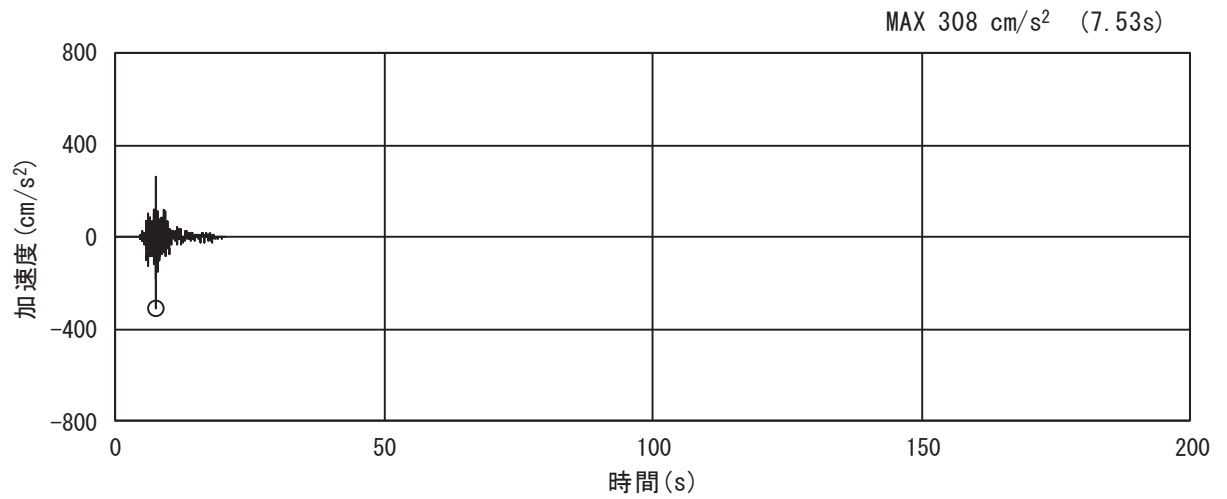


(a) 加速度時刻歴波形

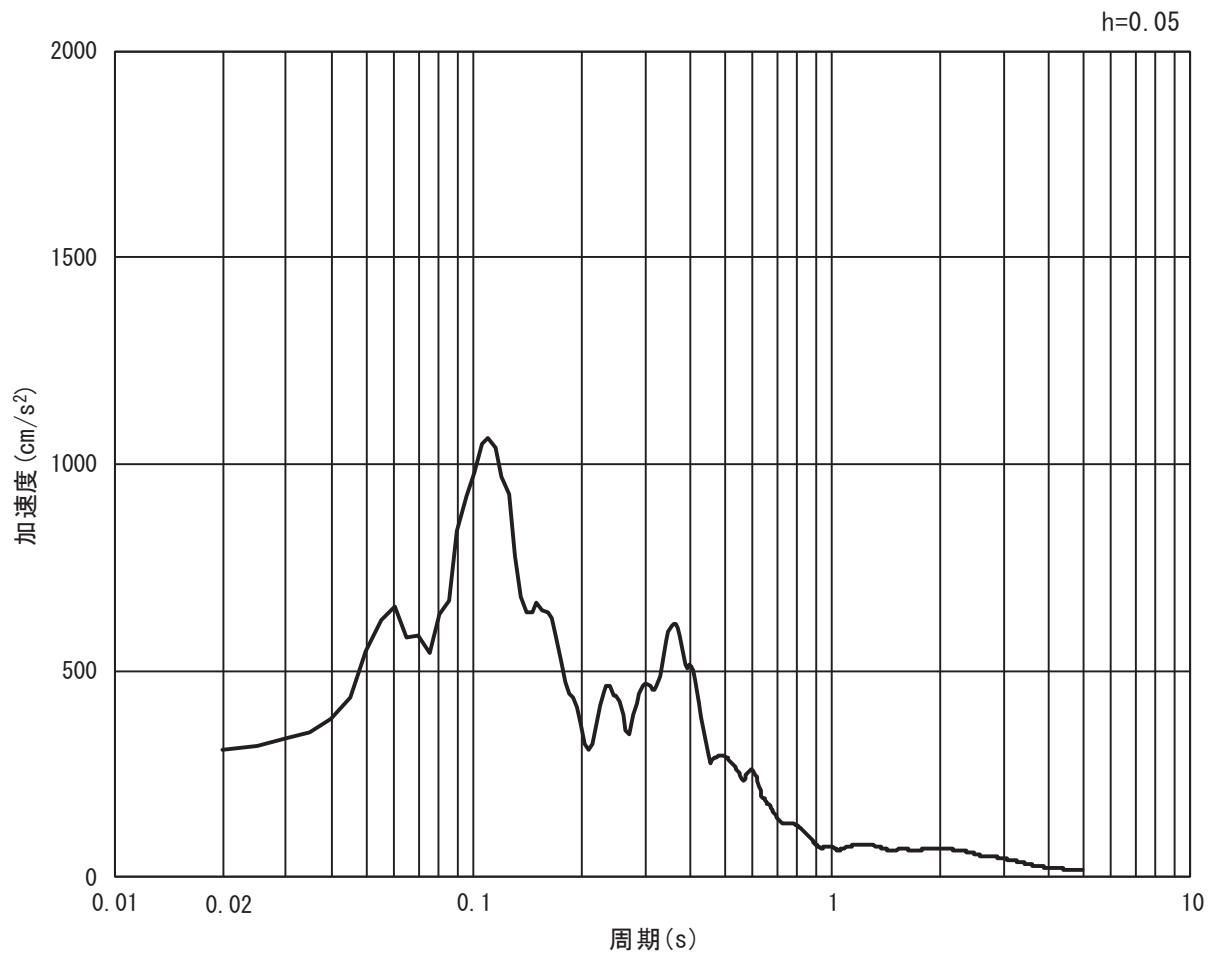


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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 - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形

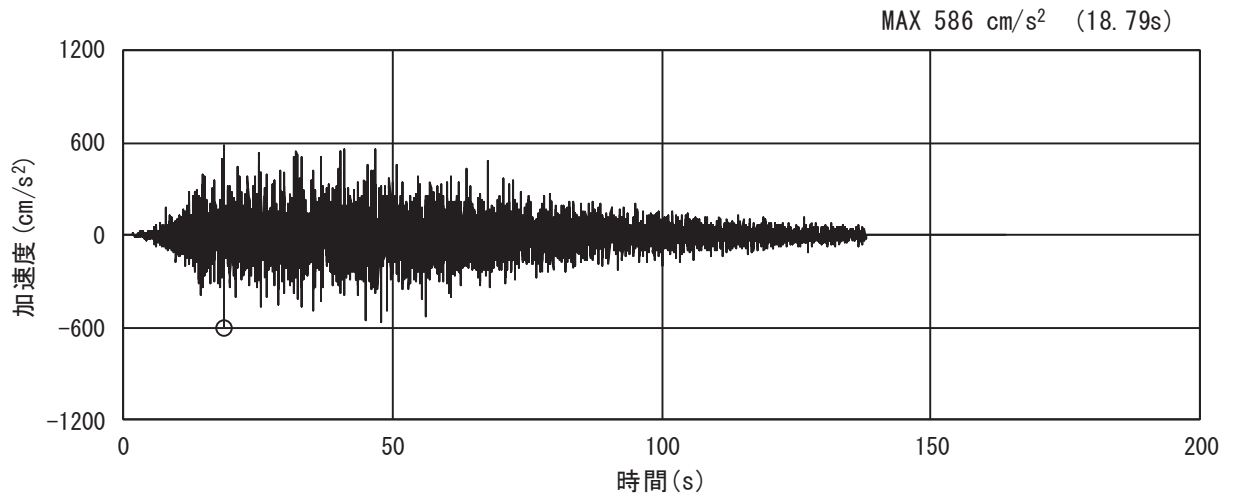


(b) 加速度応答スペクトル

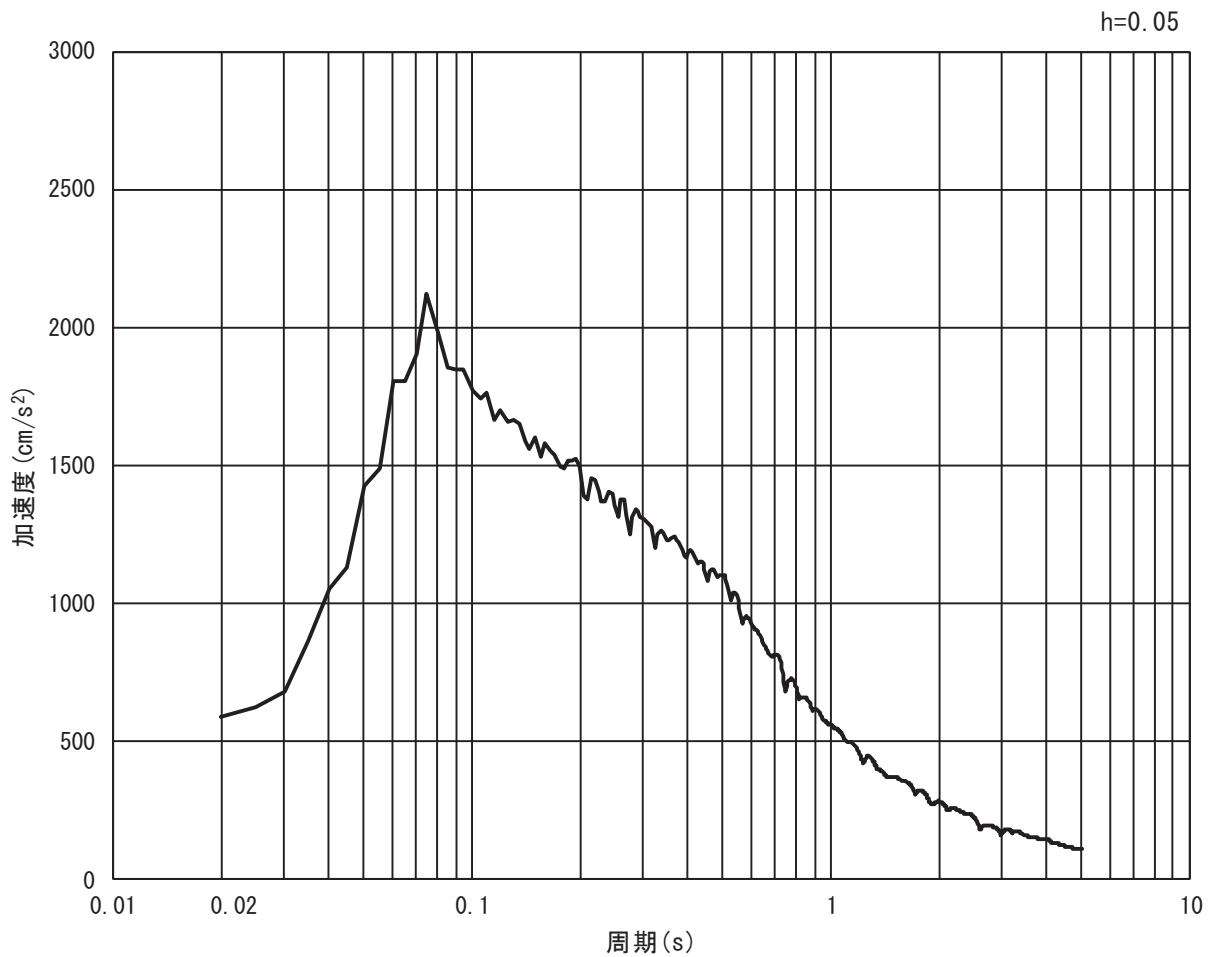
図 3.4-6(14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - N 1)

3.4.2 岩盤部

(1) 断面⑤

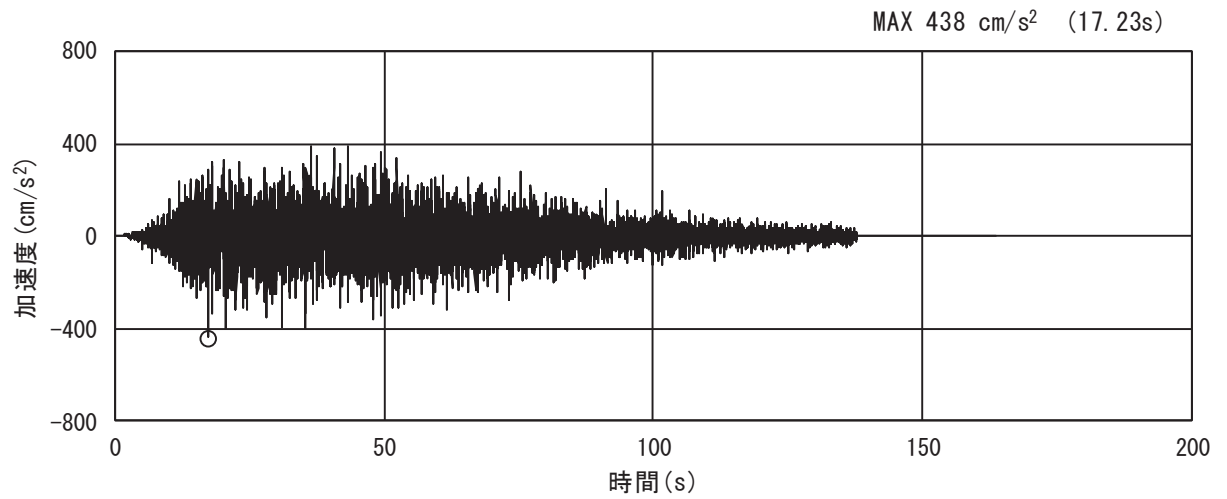


(a) 加速度時刻歴波形

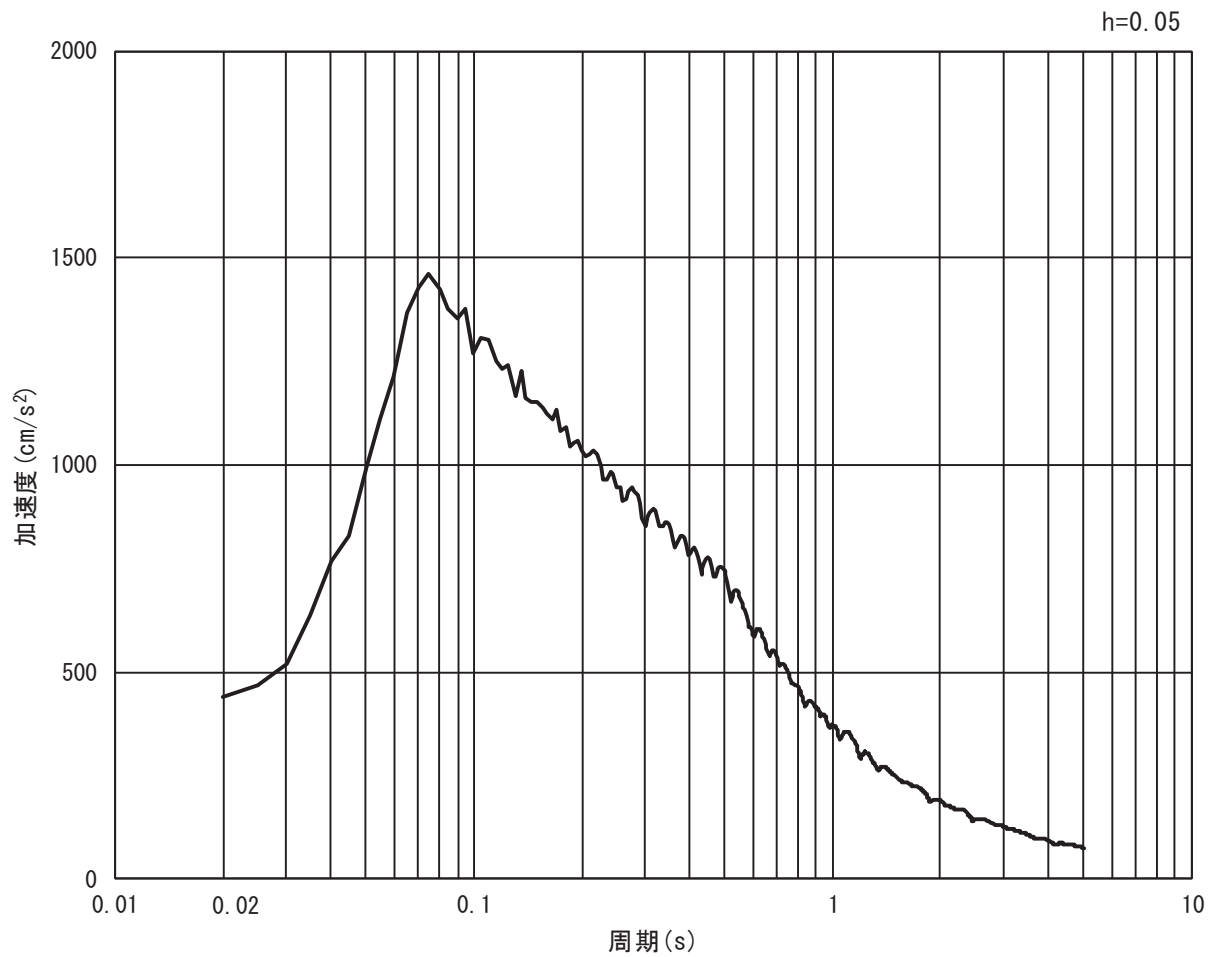


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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 - D 1)

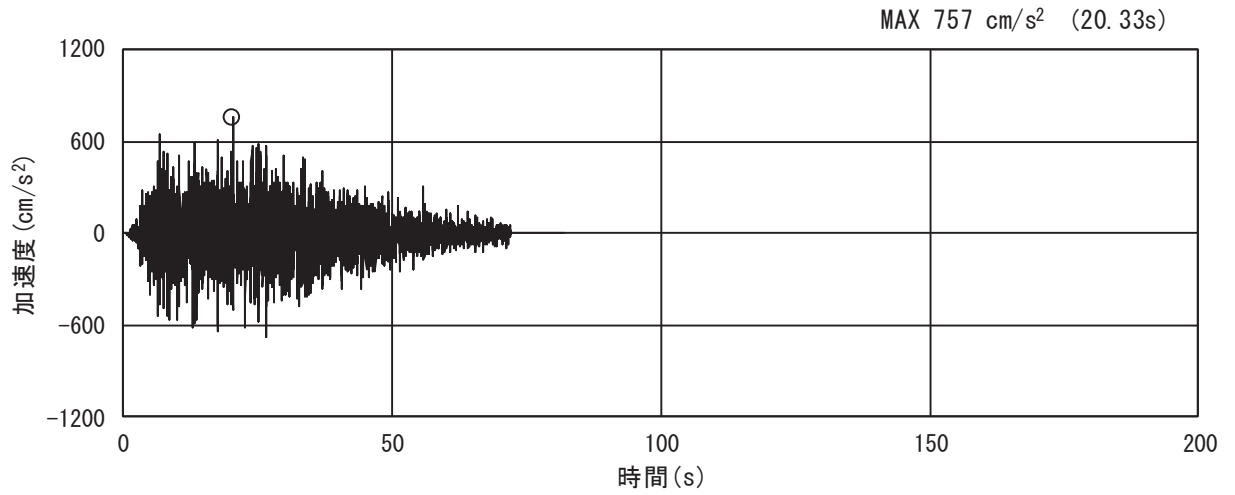


(a) 加速度時刻歴波形

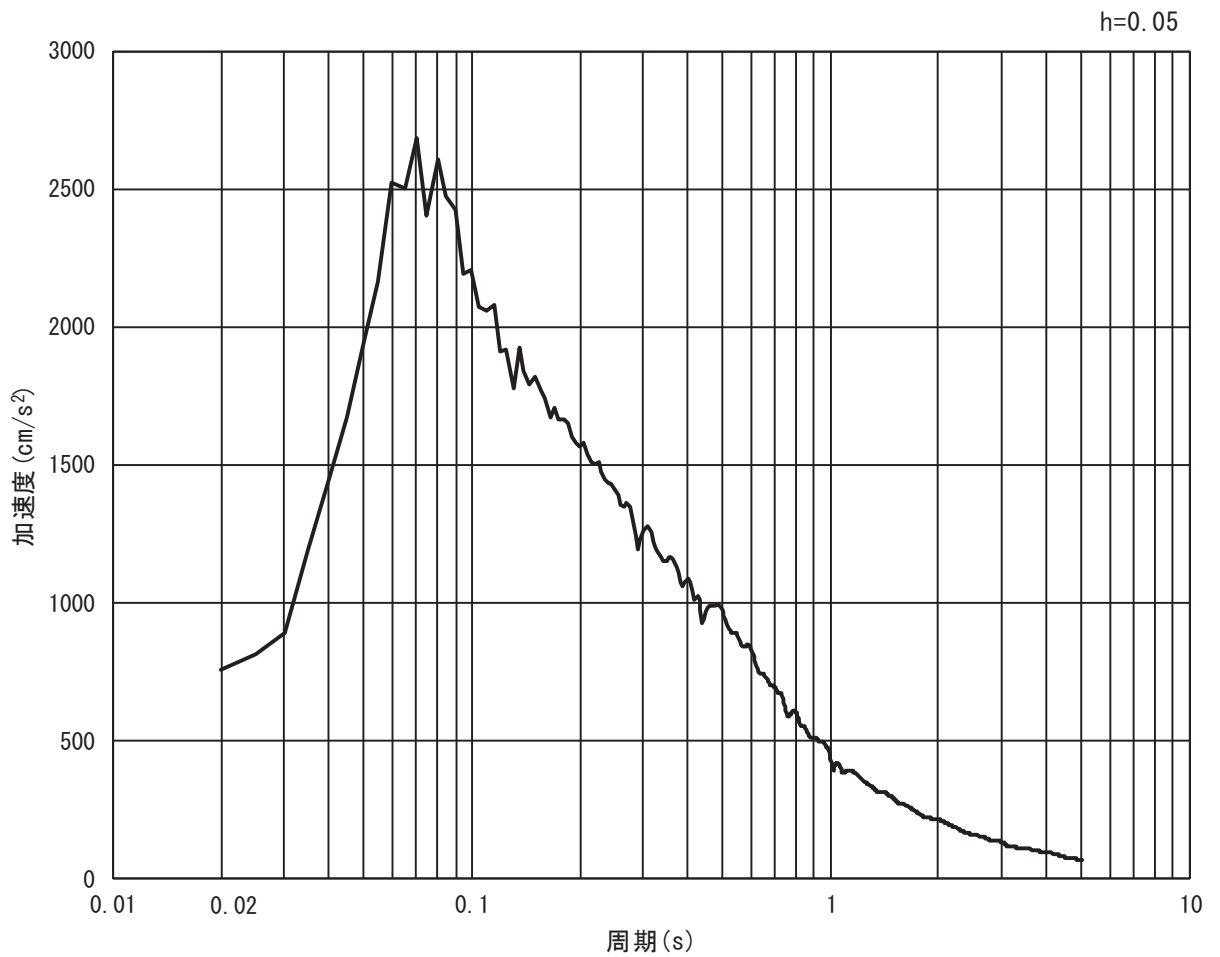


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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 - D 1)

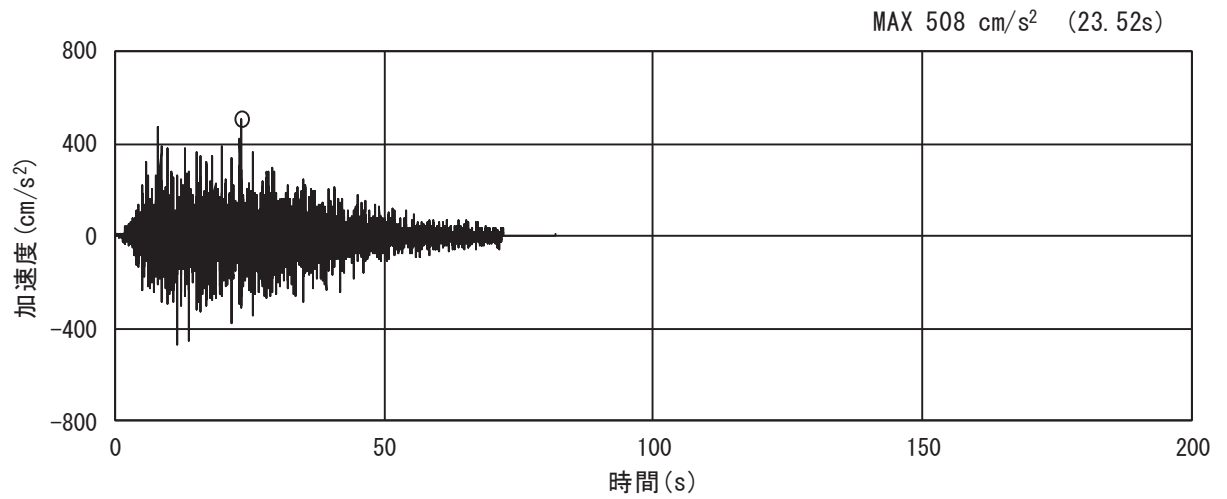


(a) 加速度時刻歴波形

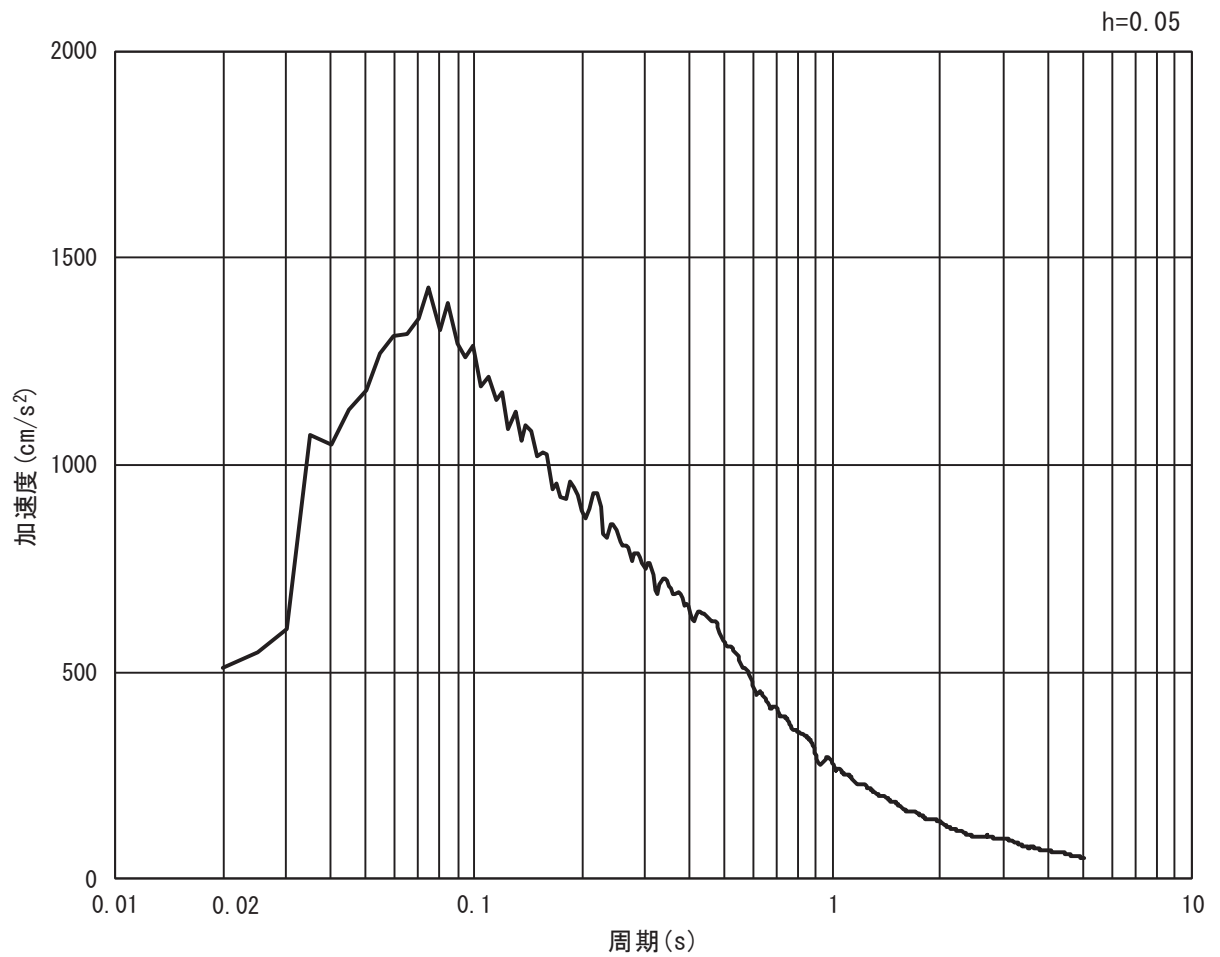


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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 : $S_s - D_2$)

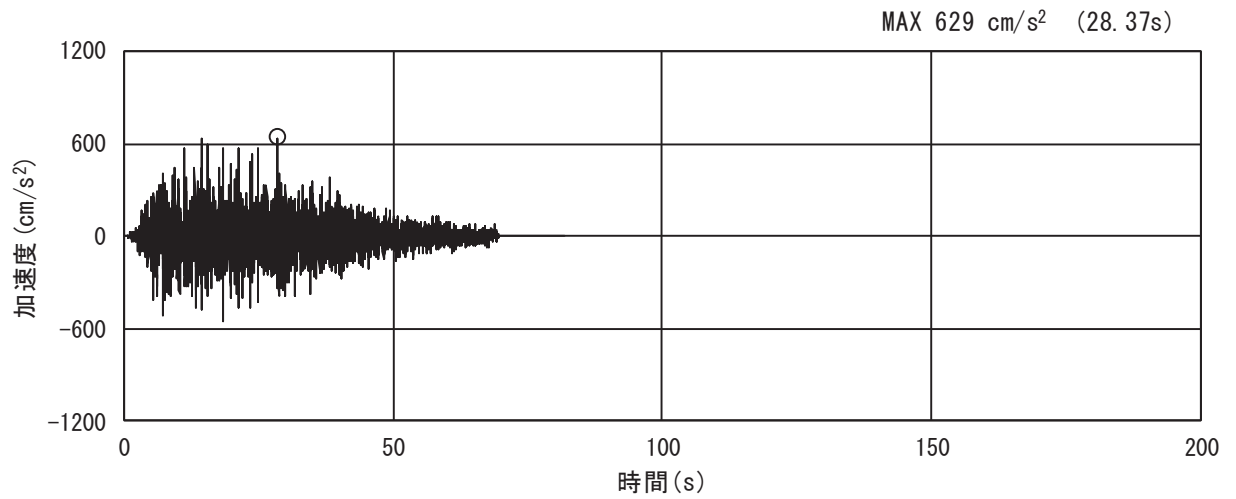


(a) 加速度時刻歴波形

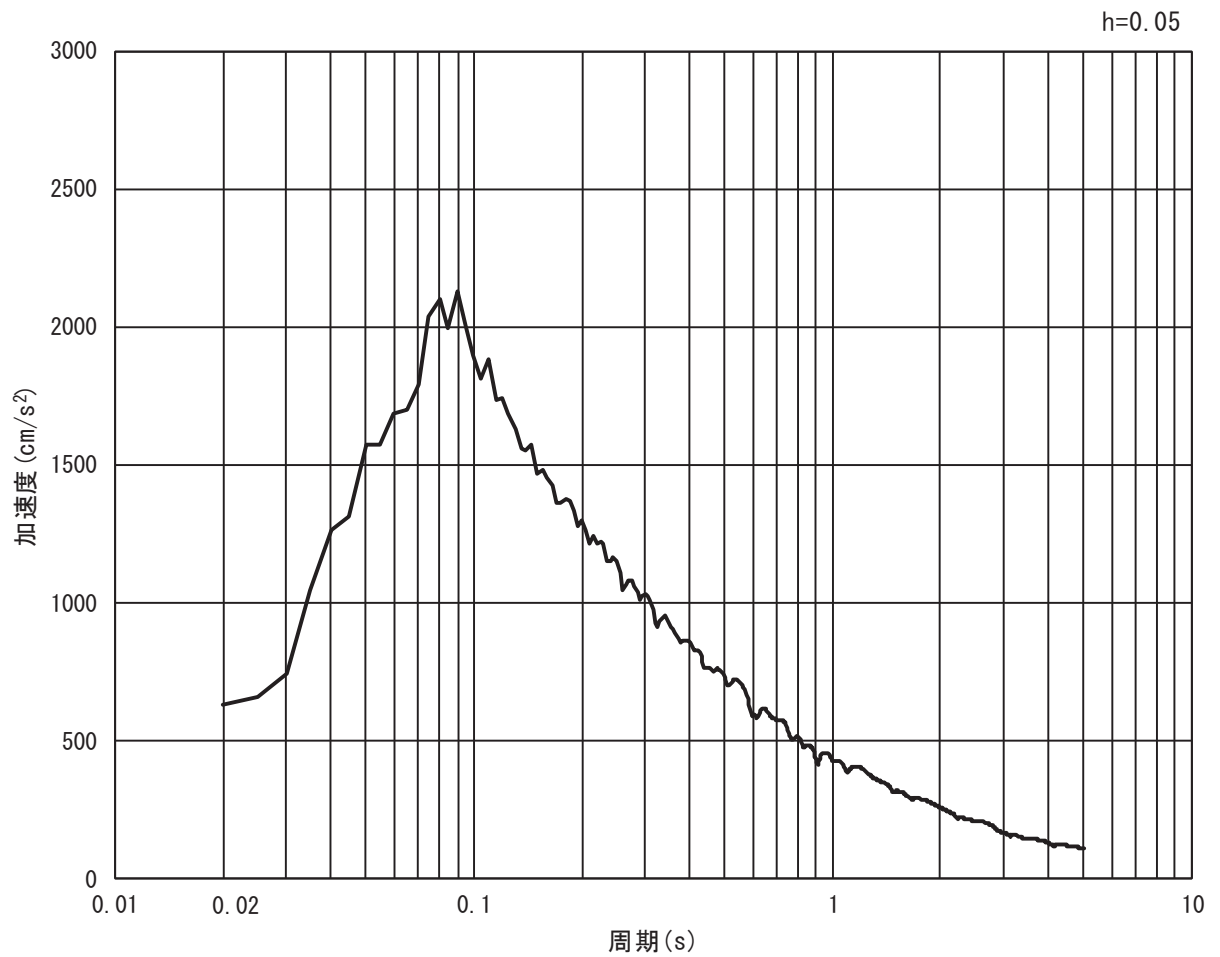


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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 - D 2)

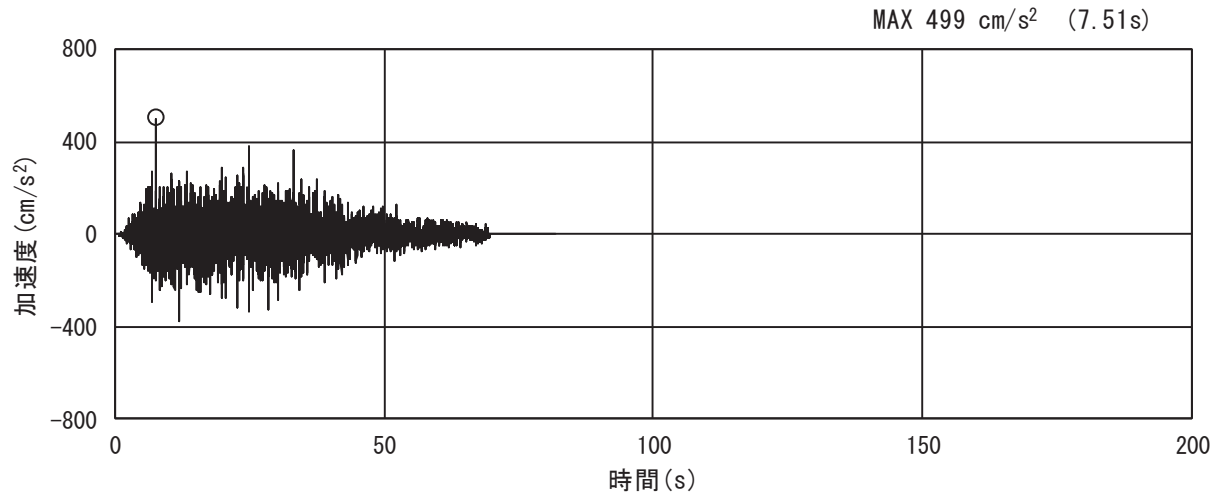


(a) 加速度時刻歴波形

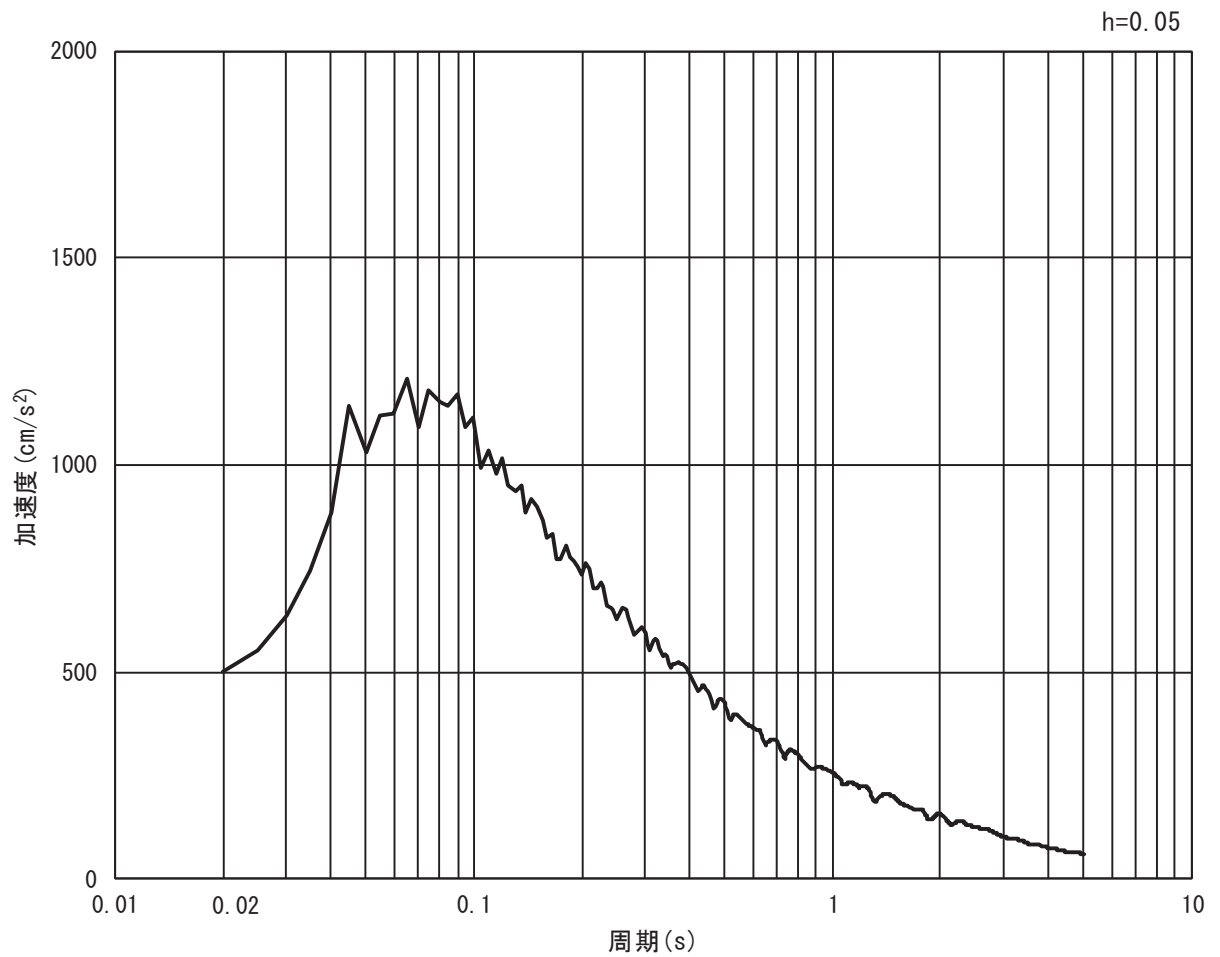


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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 - D 3)

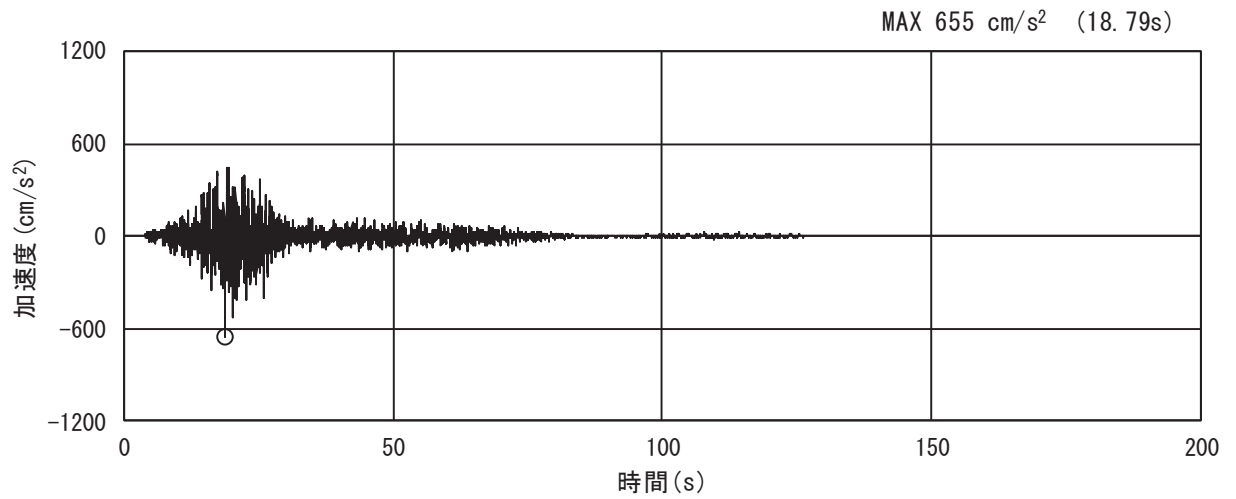


(a) 加速度時刻歴波形

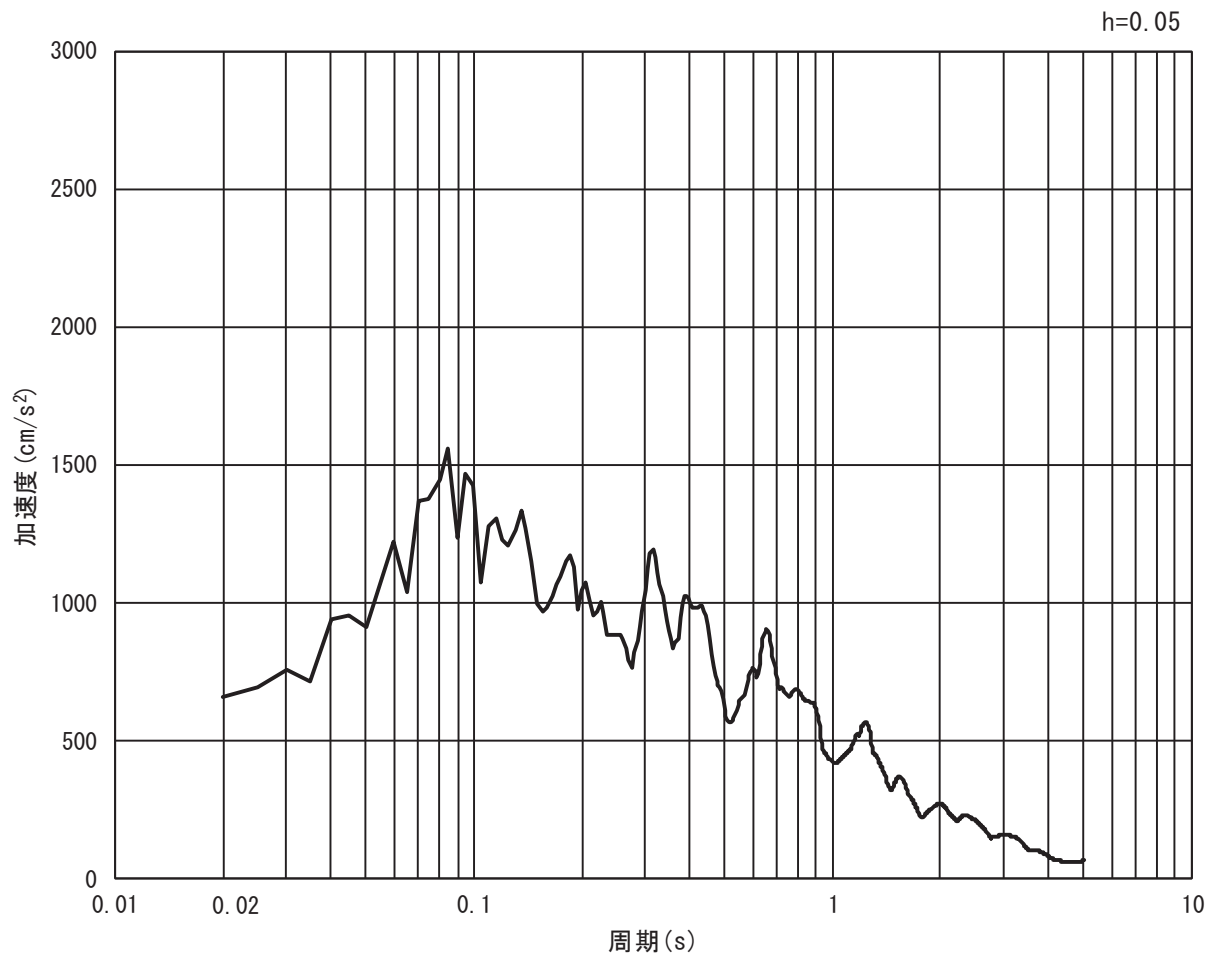


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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 - D 3)

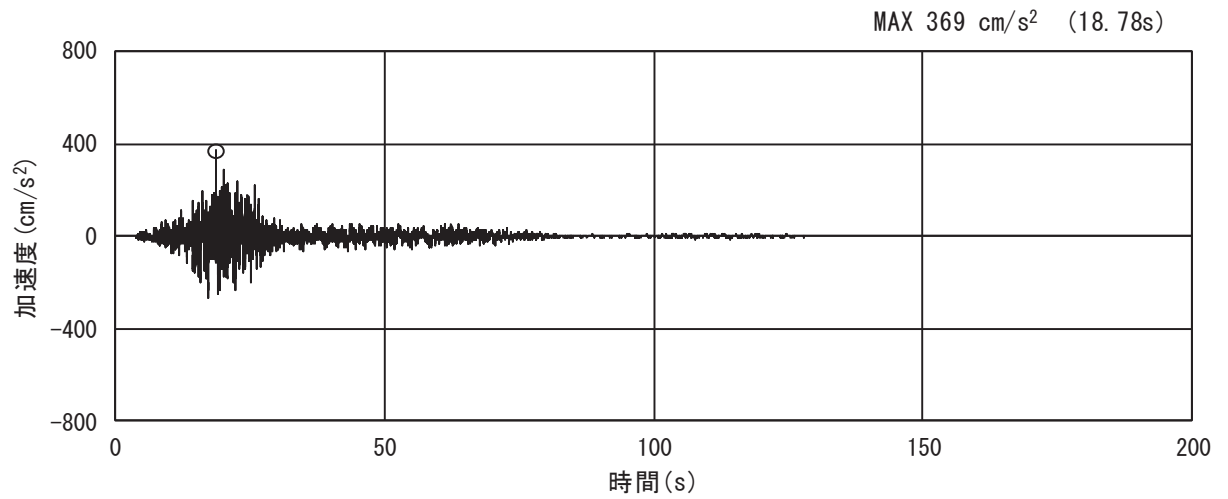


(a) 加速度時刻歴波形

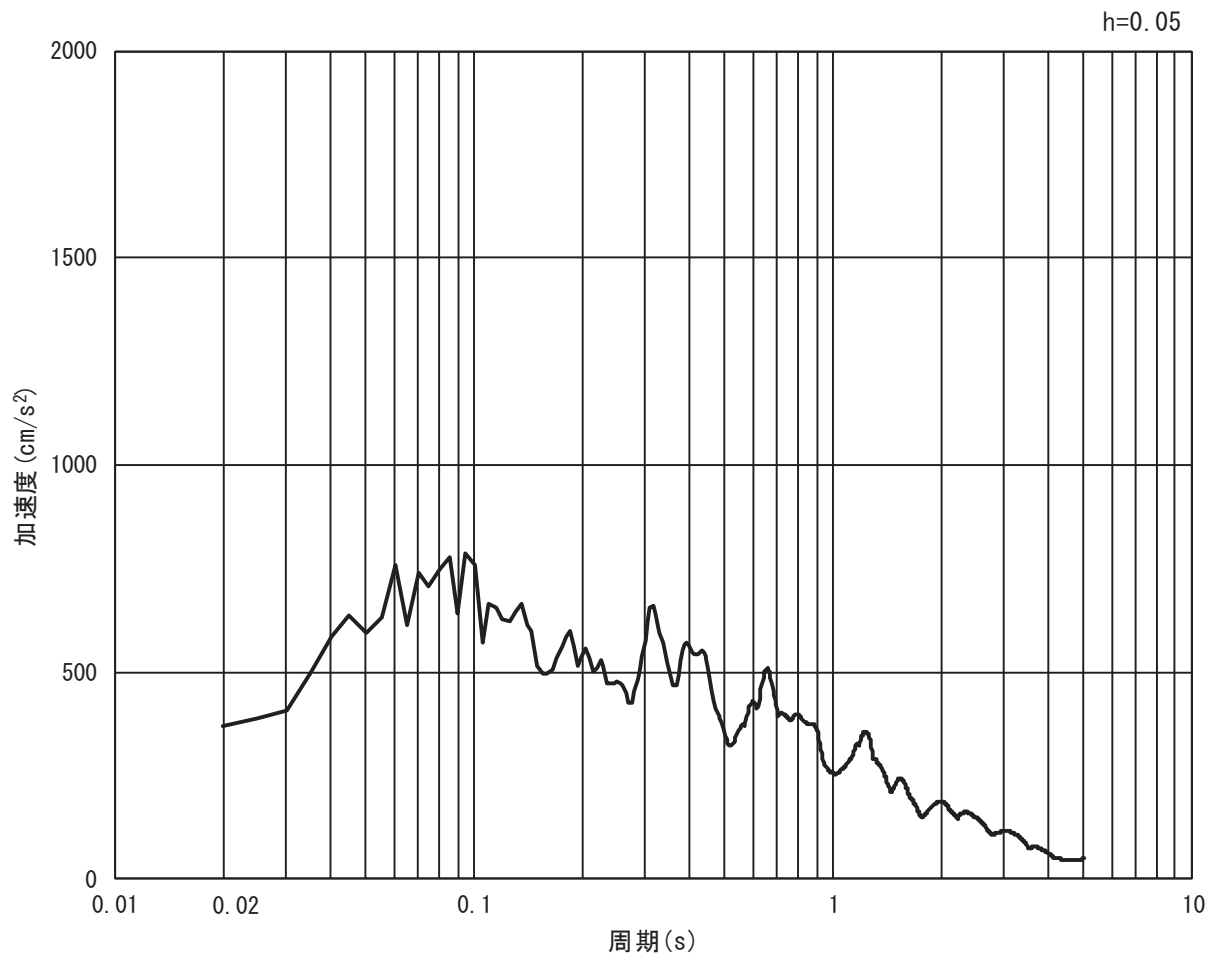


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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 - F 1)

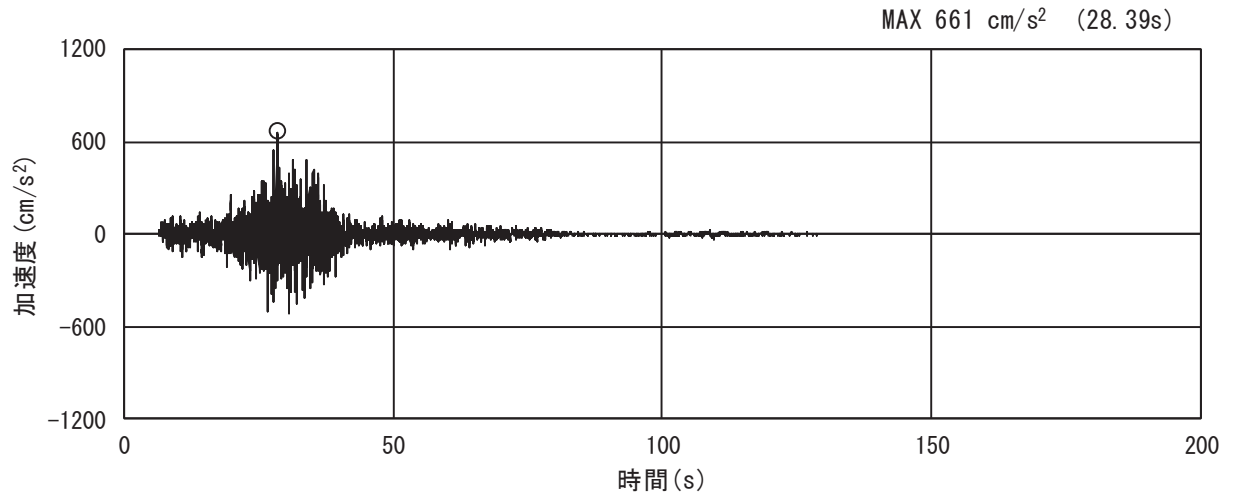


(a) 加速度時刻歴波形

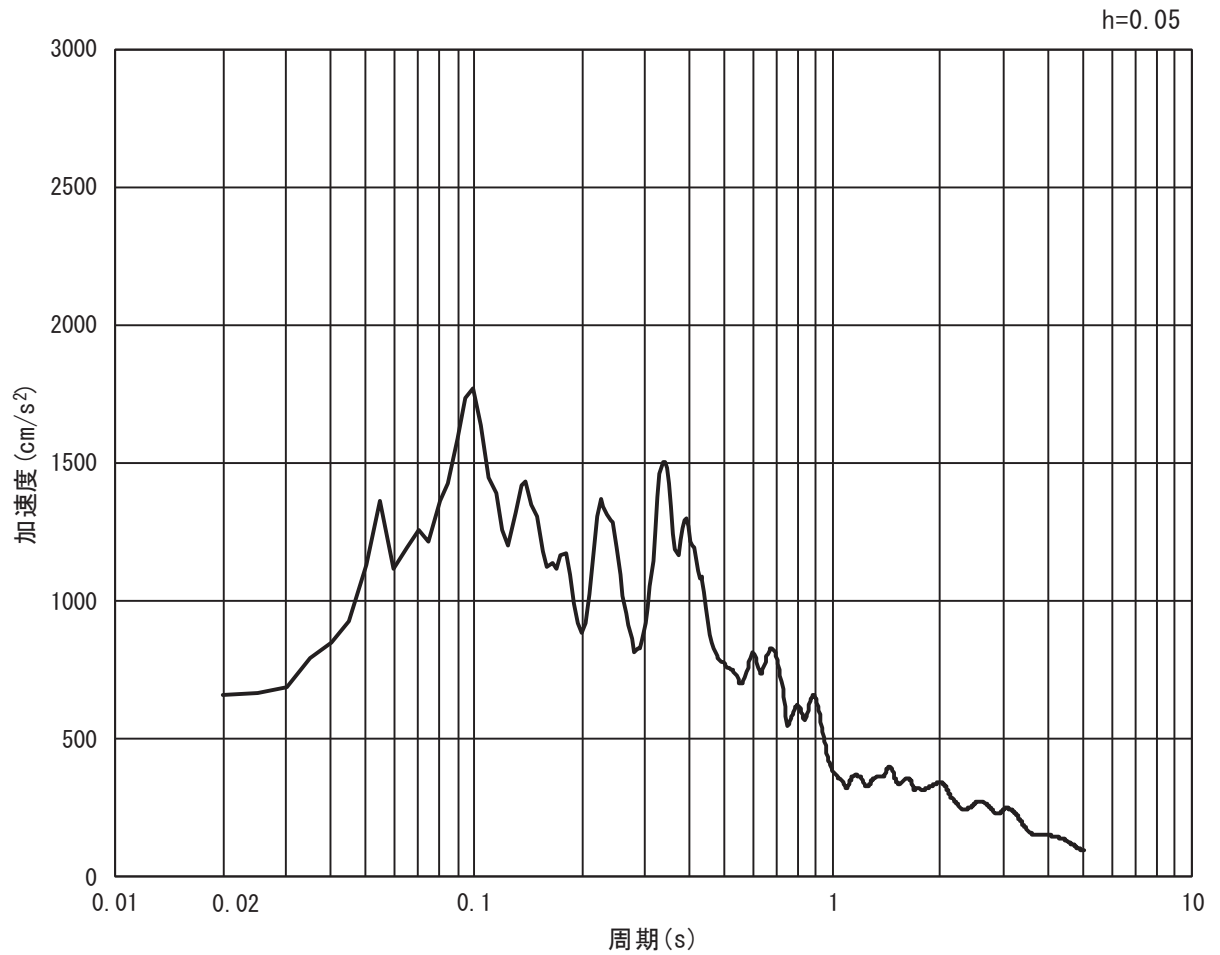


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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 - F 1)

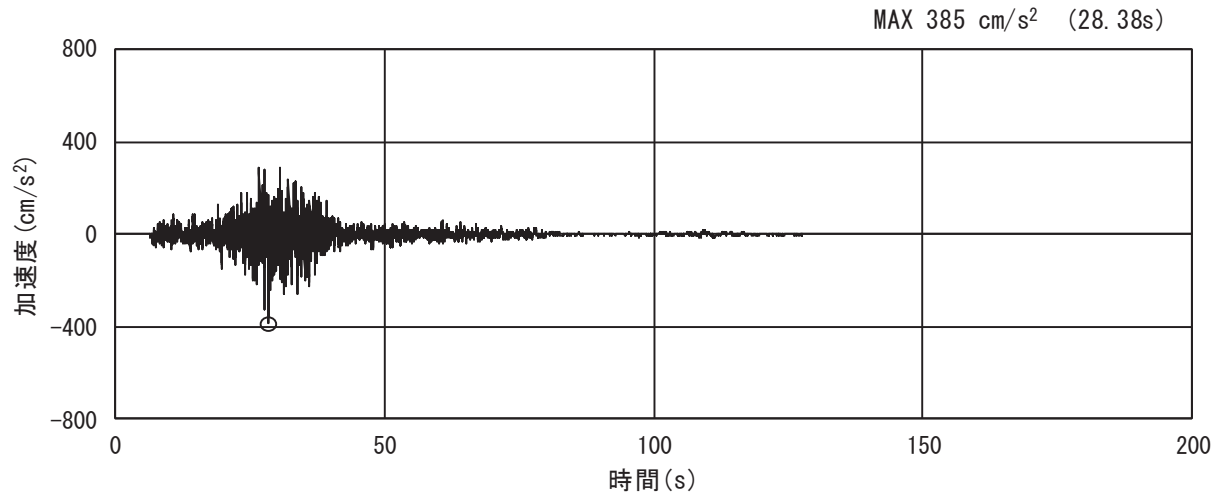


(a) 加速度時刻歴波形

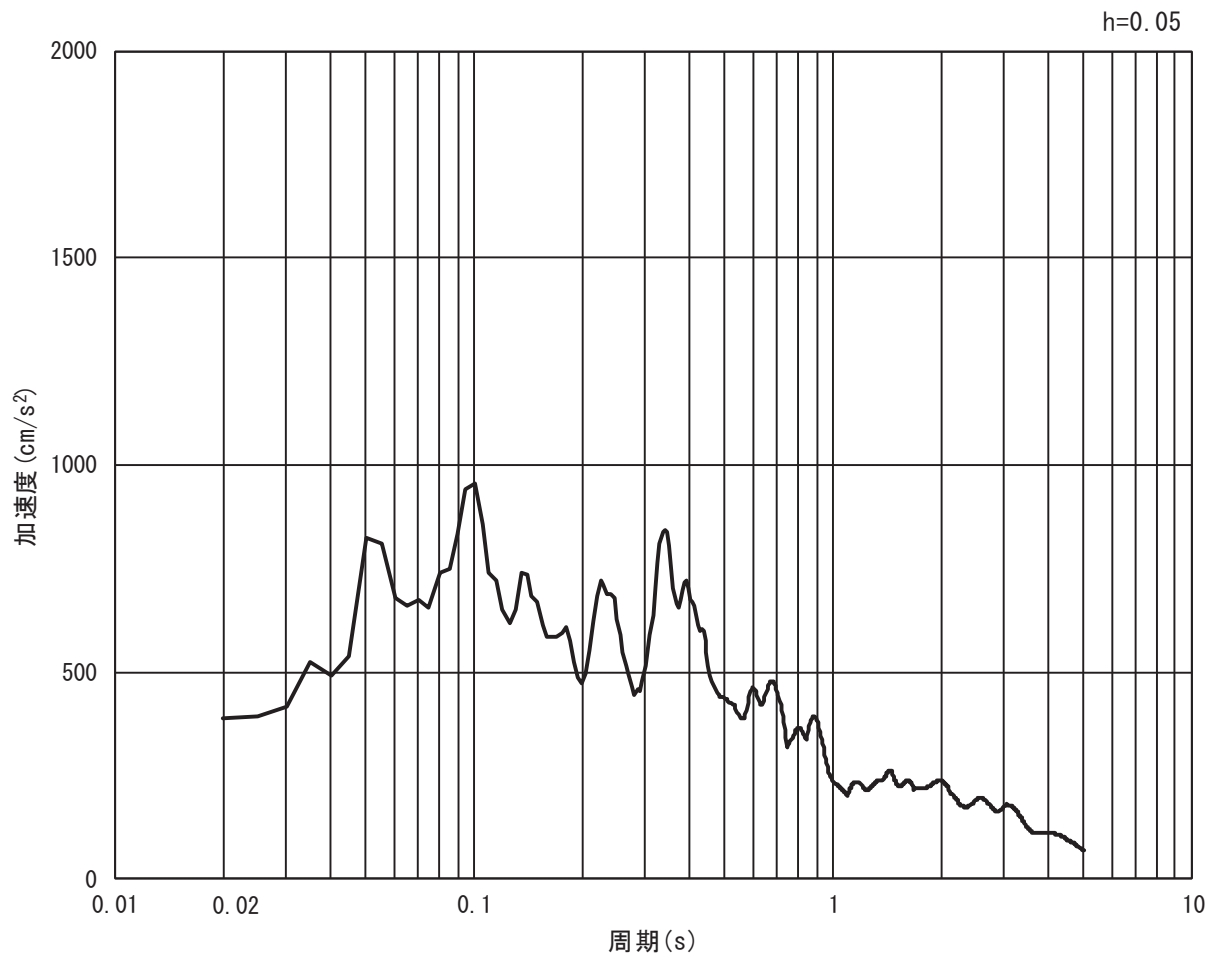


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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 - F 2)

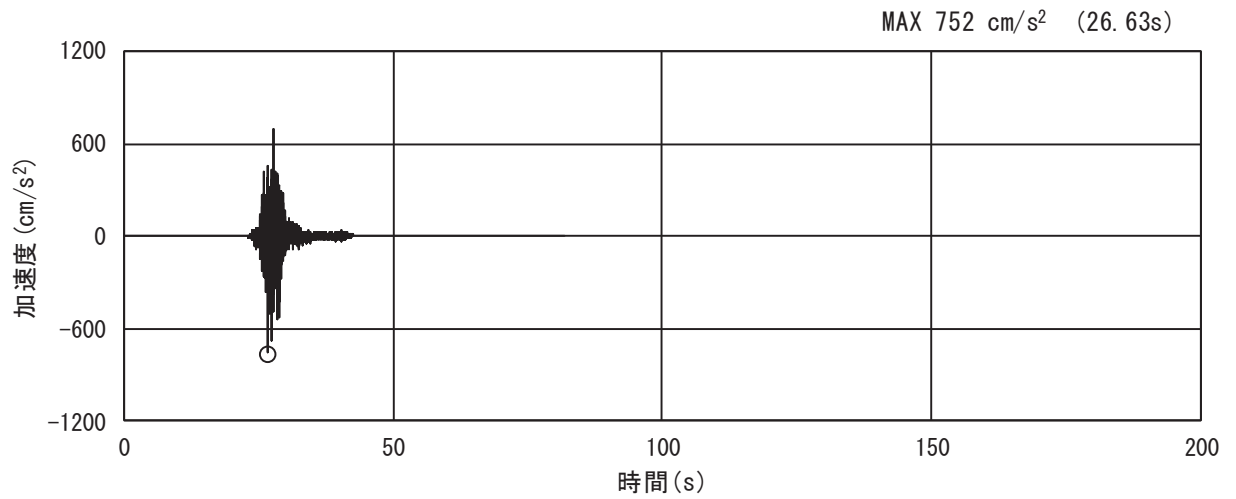


(a) 加速度時刻歴波形

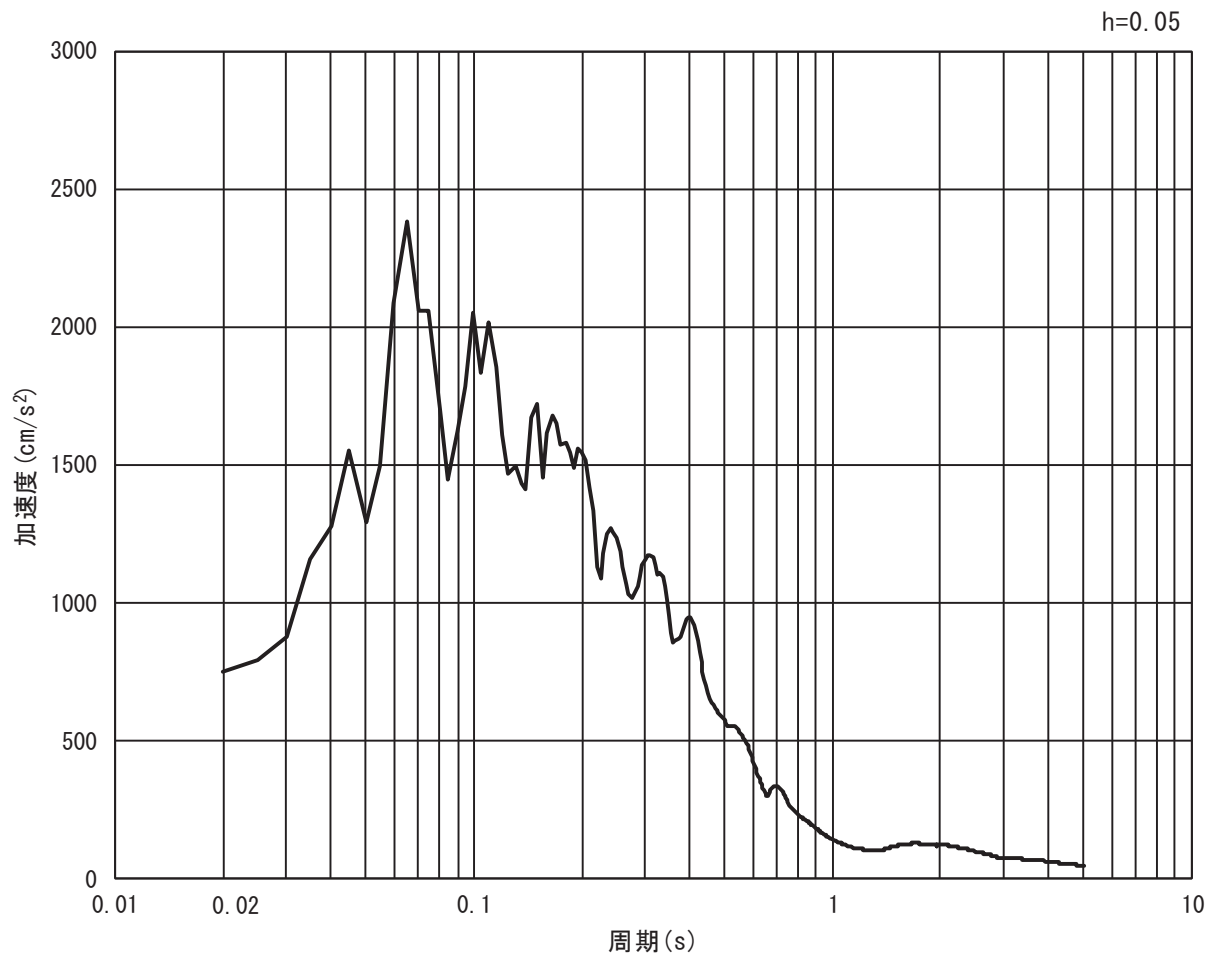


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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 - F 2)

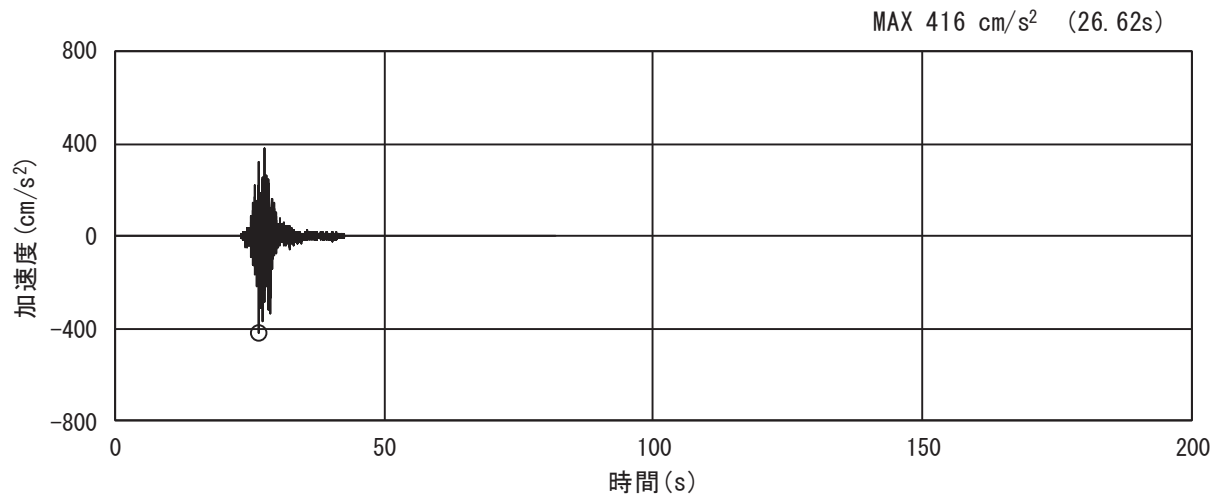


(a) 加速度時刻歴波形

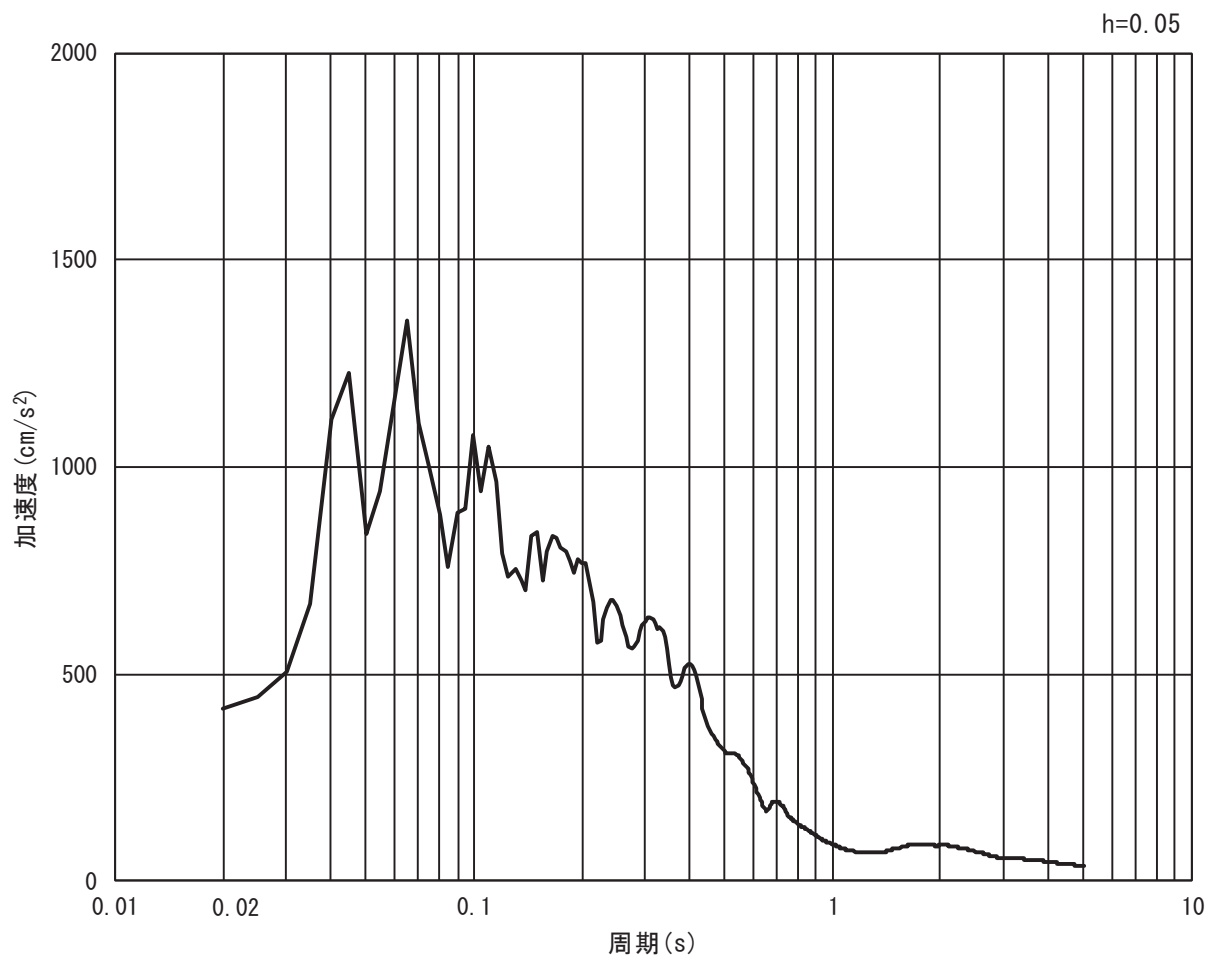


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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 - F 3)

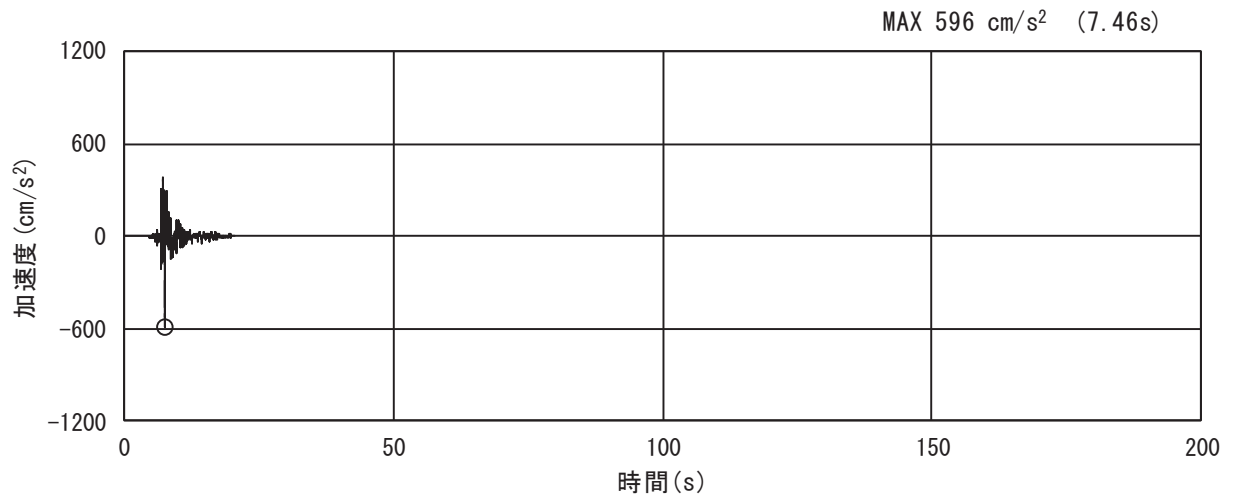


(a) 加速度時刻歴波形

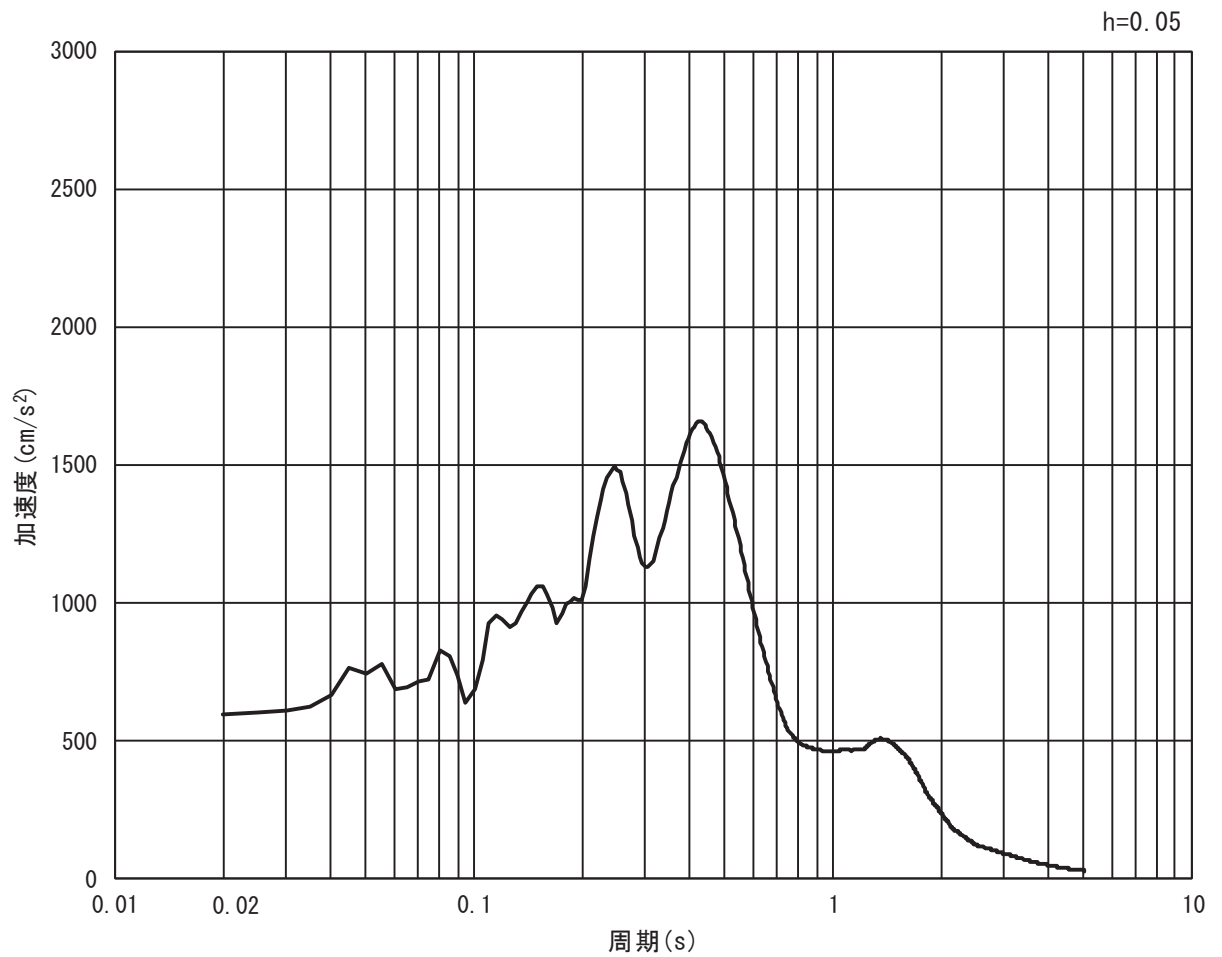


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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 - F 3)

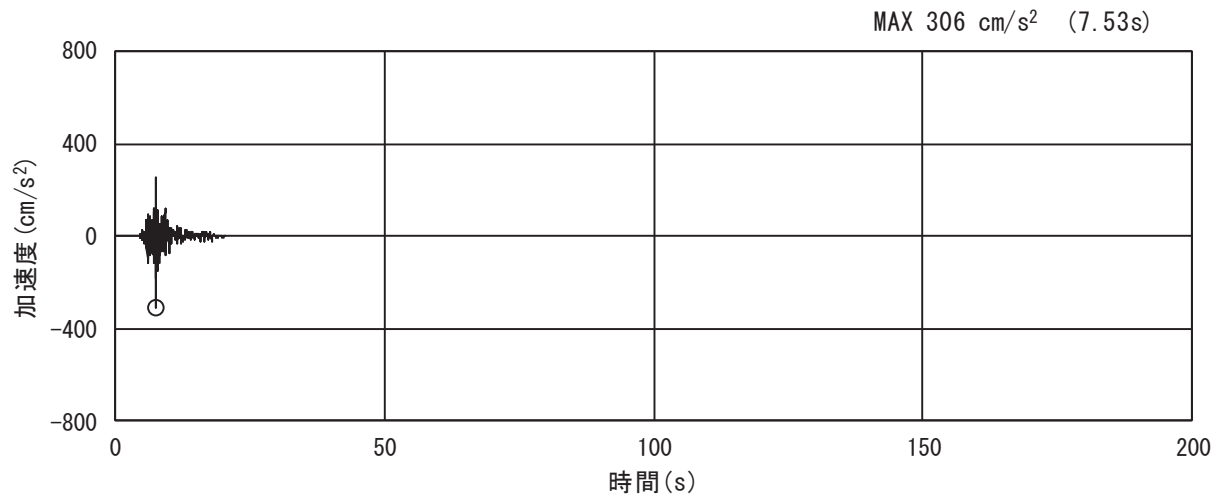


(a) 加速度時刻歴波形

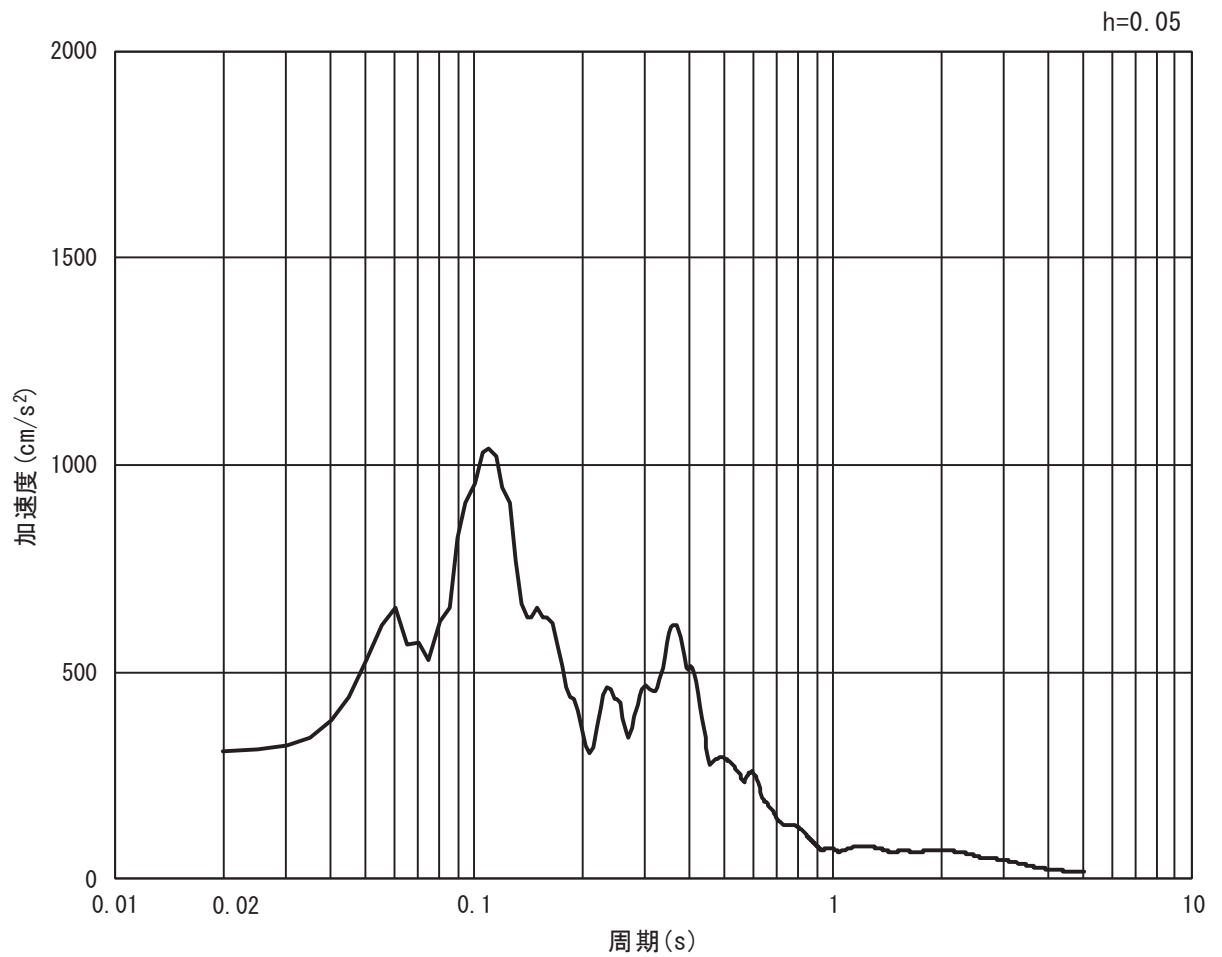


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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 - N 1)



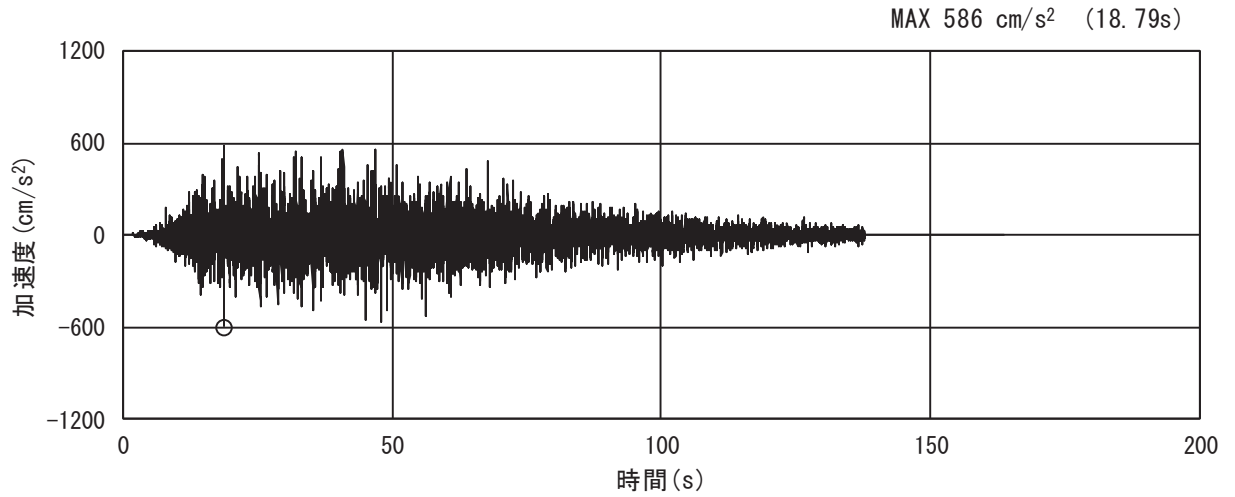
(a) 加速度時刻歴波形



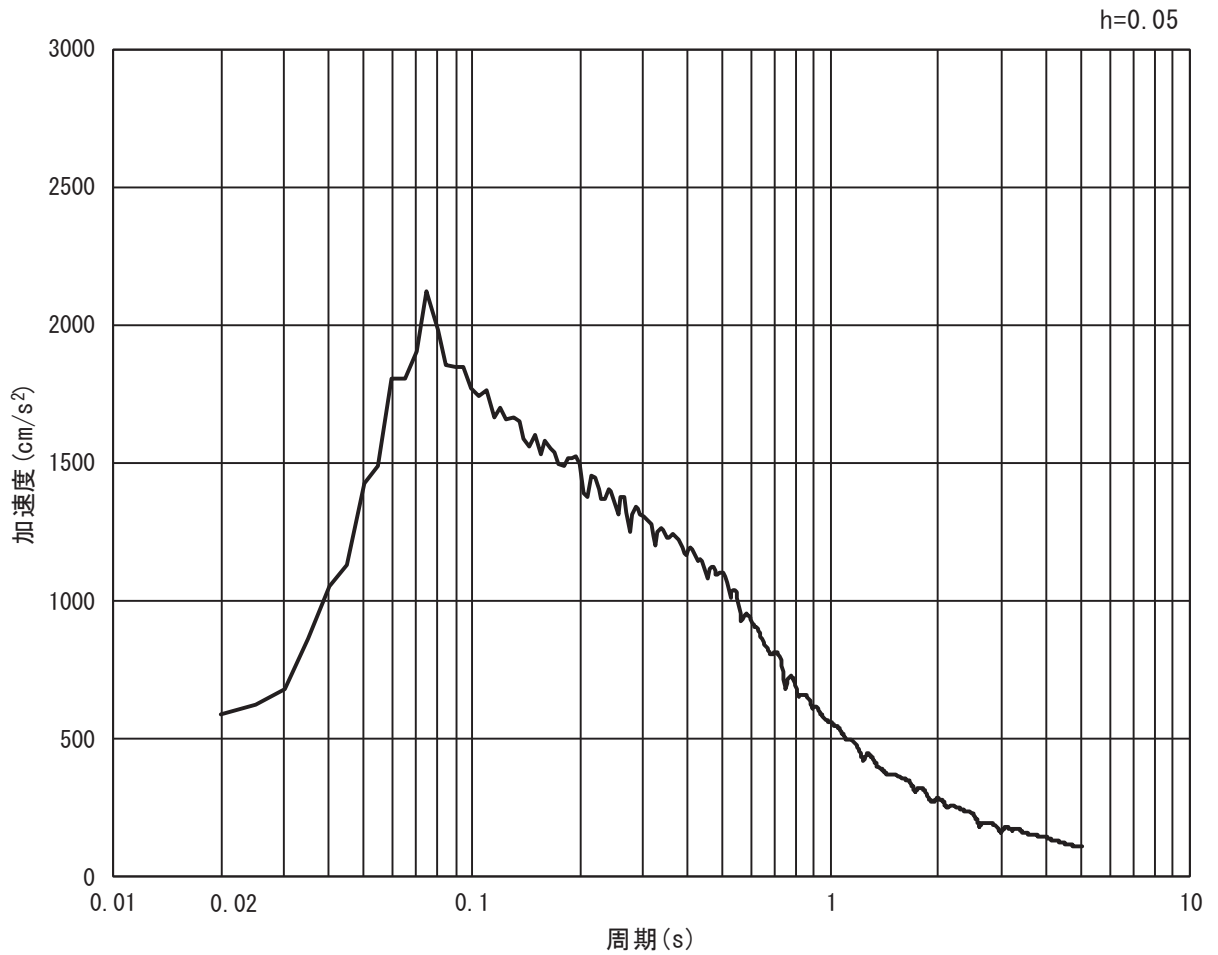
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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 - N 1)

(2) 断面⑥

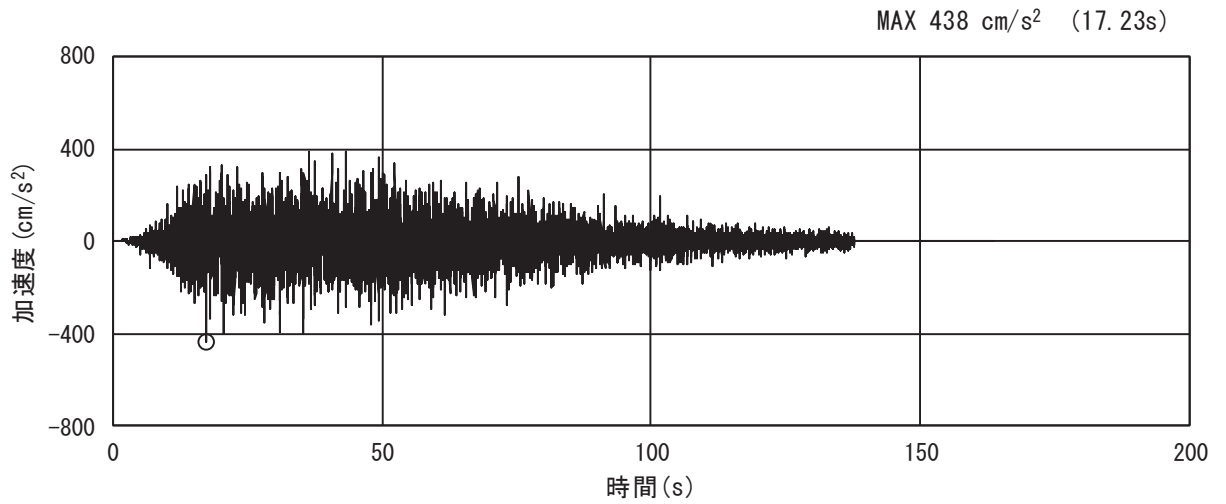


(a) 加速度時刻歴波形

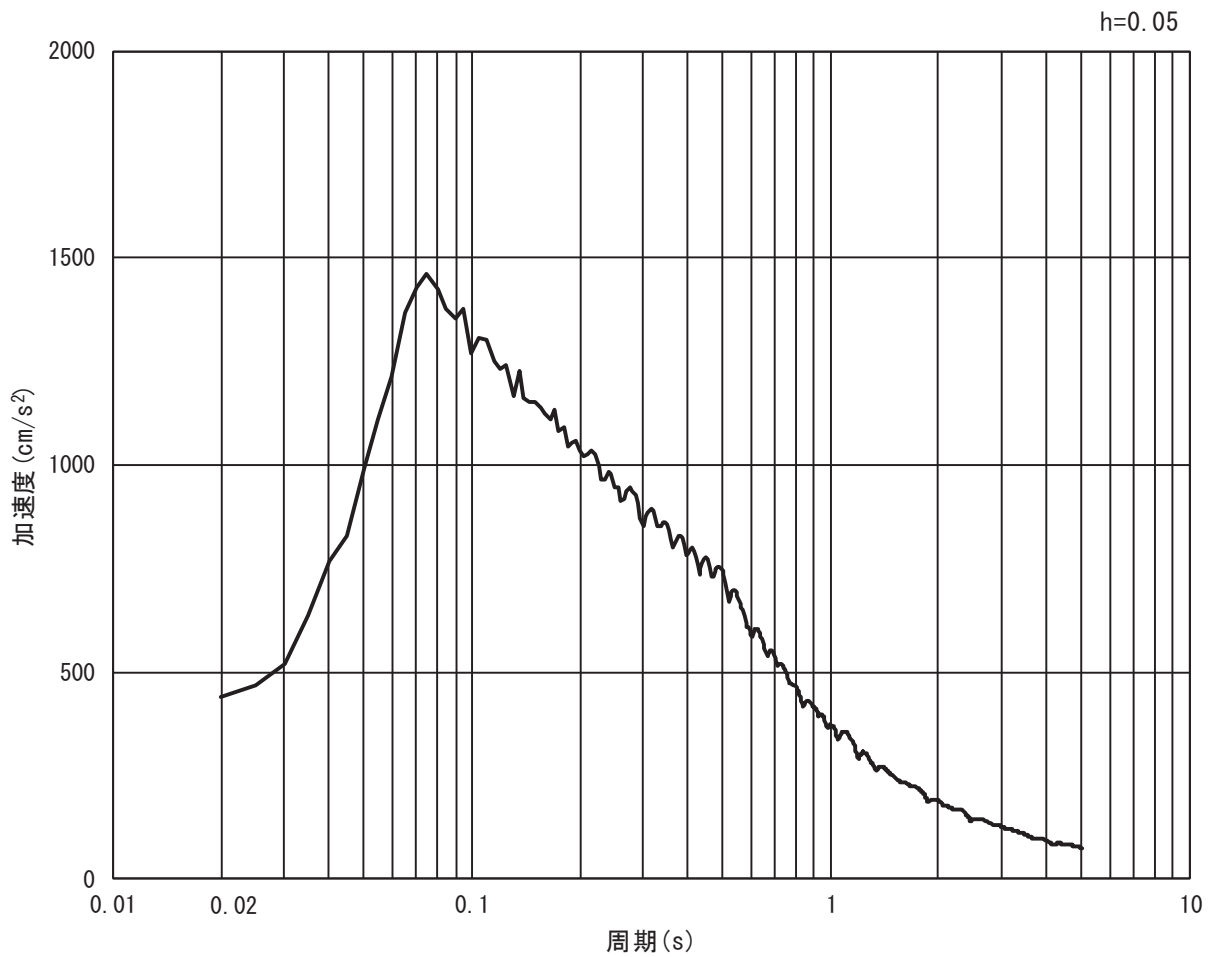


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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 - D 1)

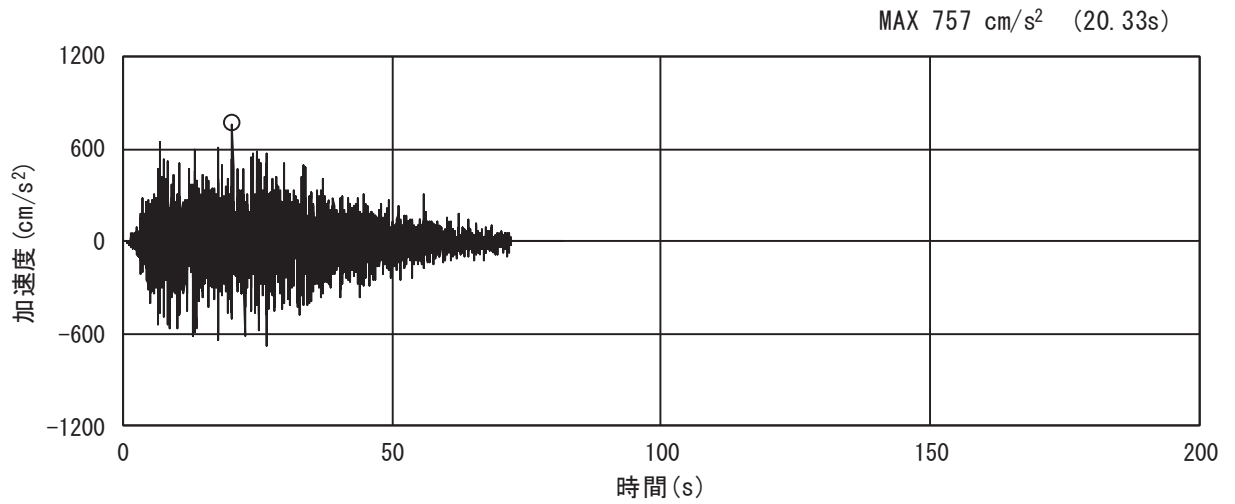


(a) 加速度時刻歴波形

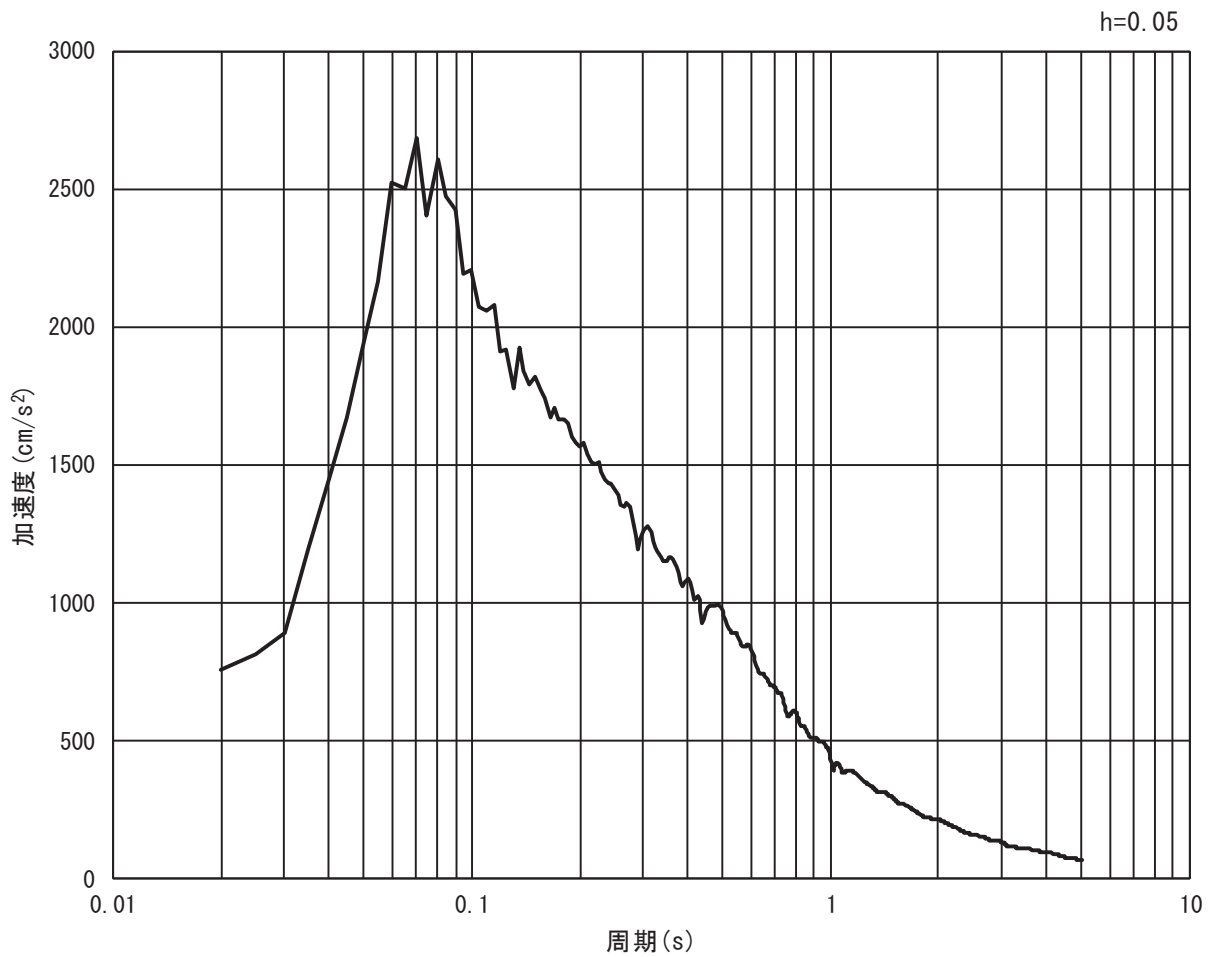


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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 - D 1)

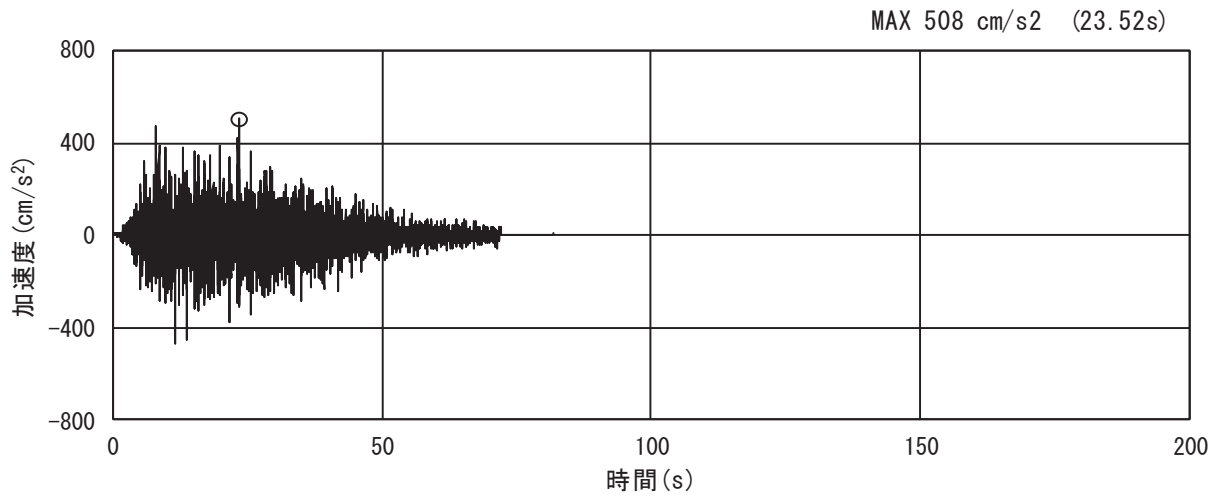


(a) 加速度時刻歴波形

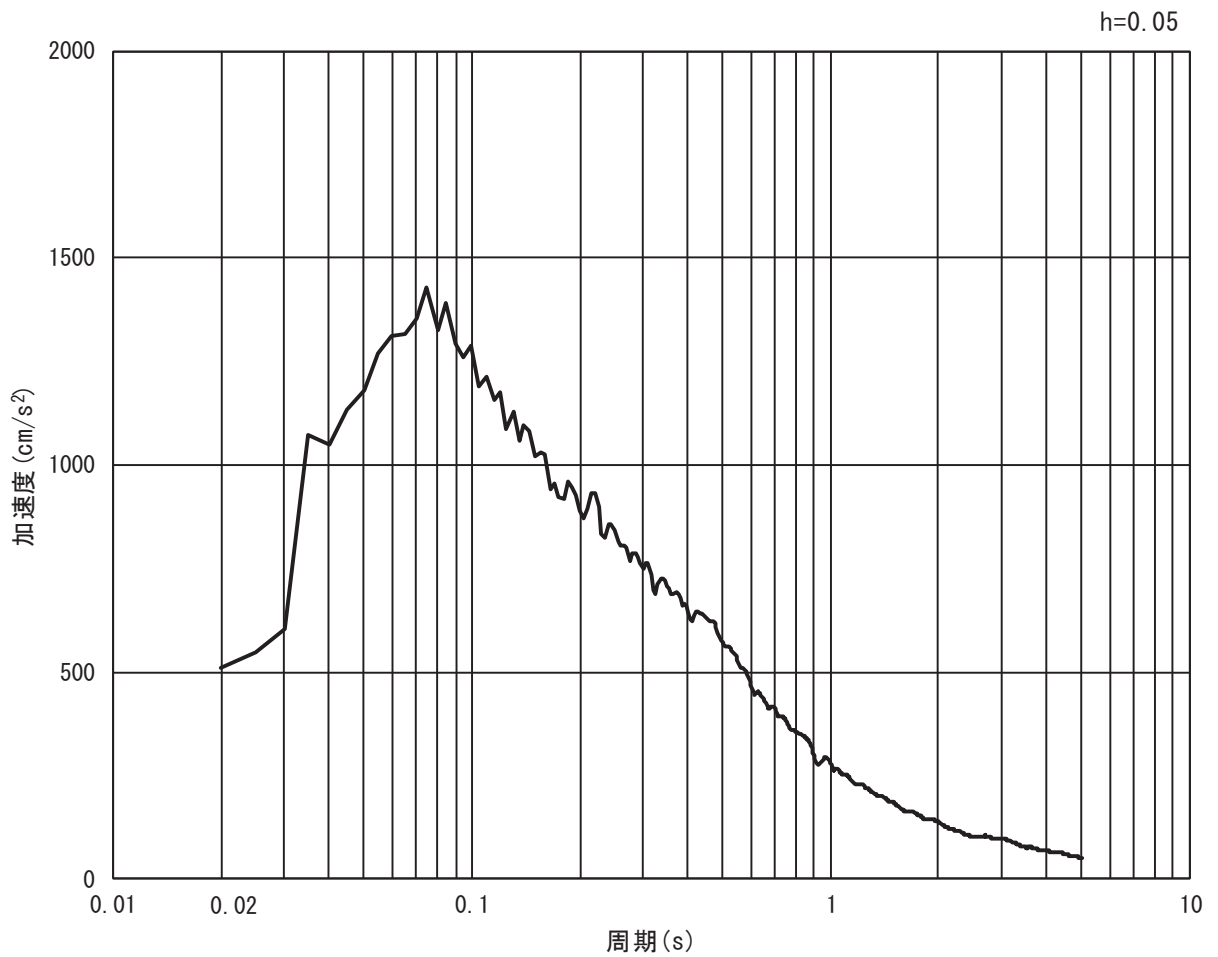


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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 - D 2)

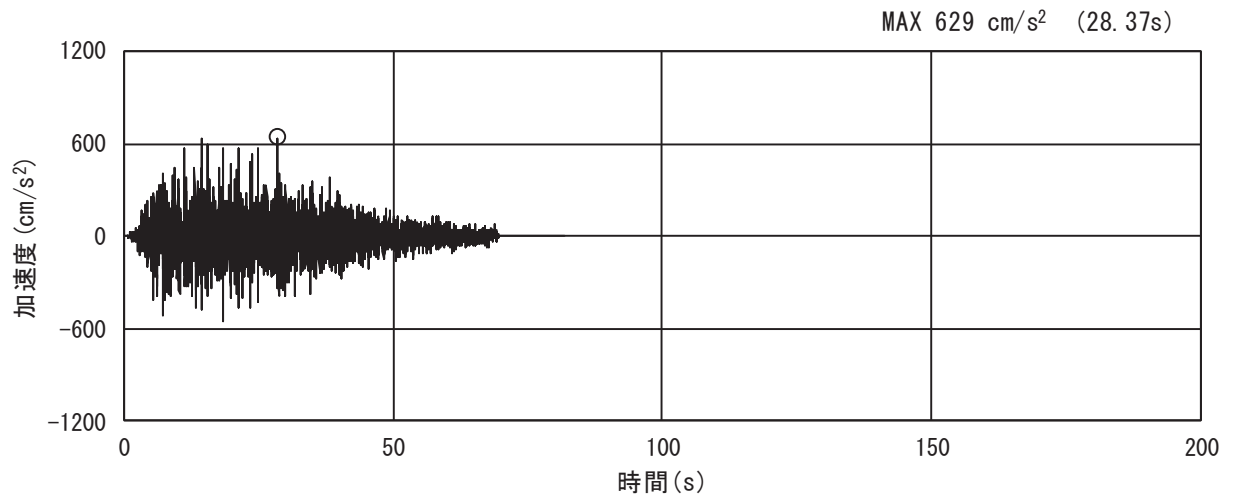


(a) 加速度時刻歴波形

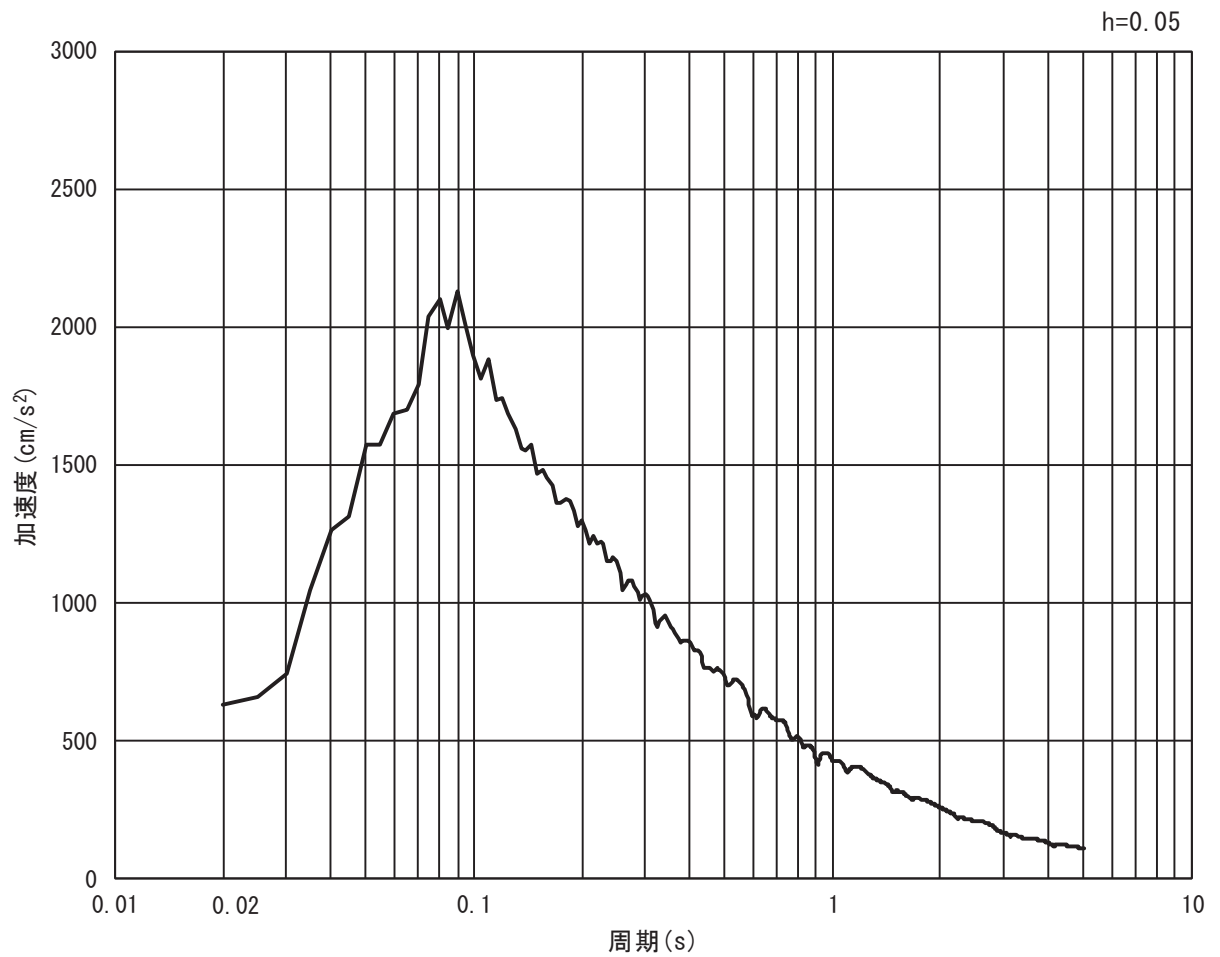


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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 - D 2)

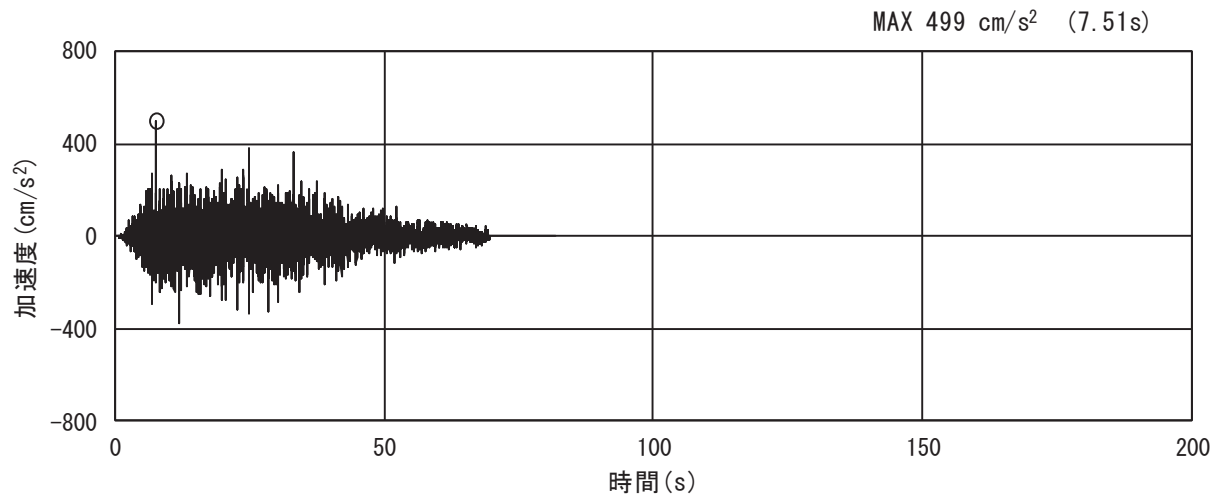


(a) 加速度時刻歴波形

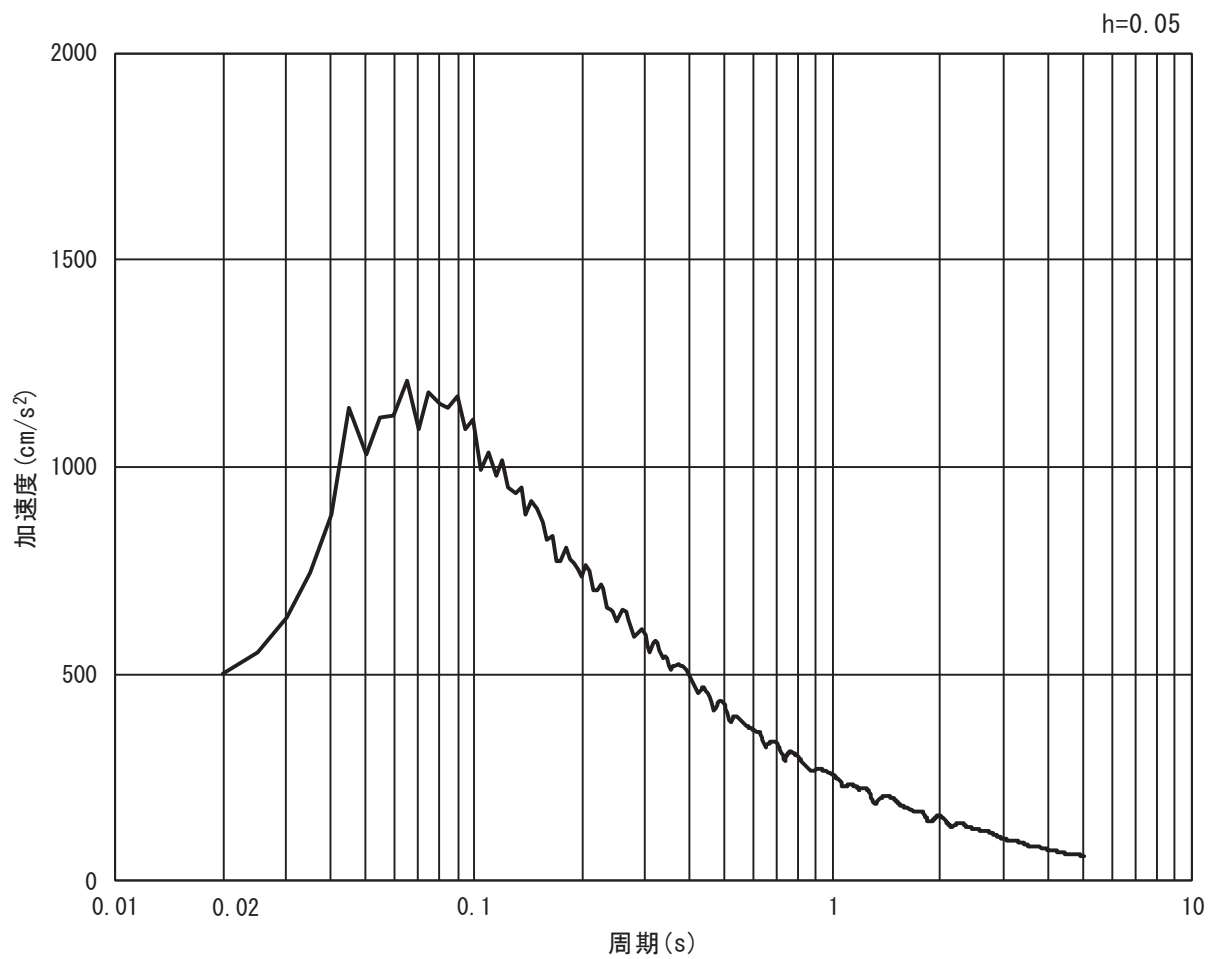


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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 - D 3)

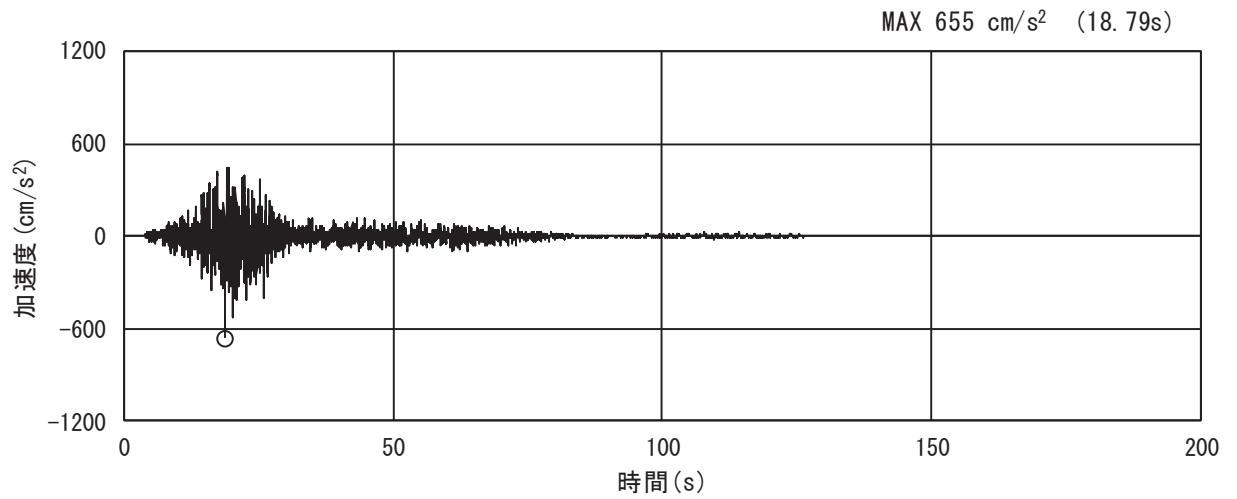


(a) 加速度時刻歴波形

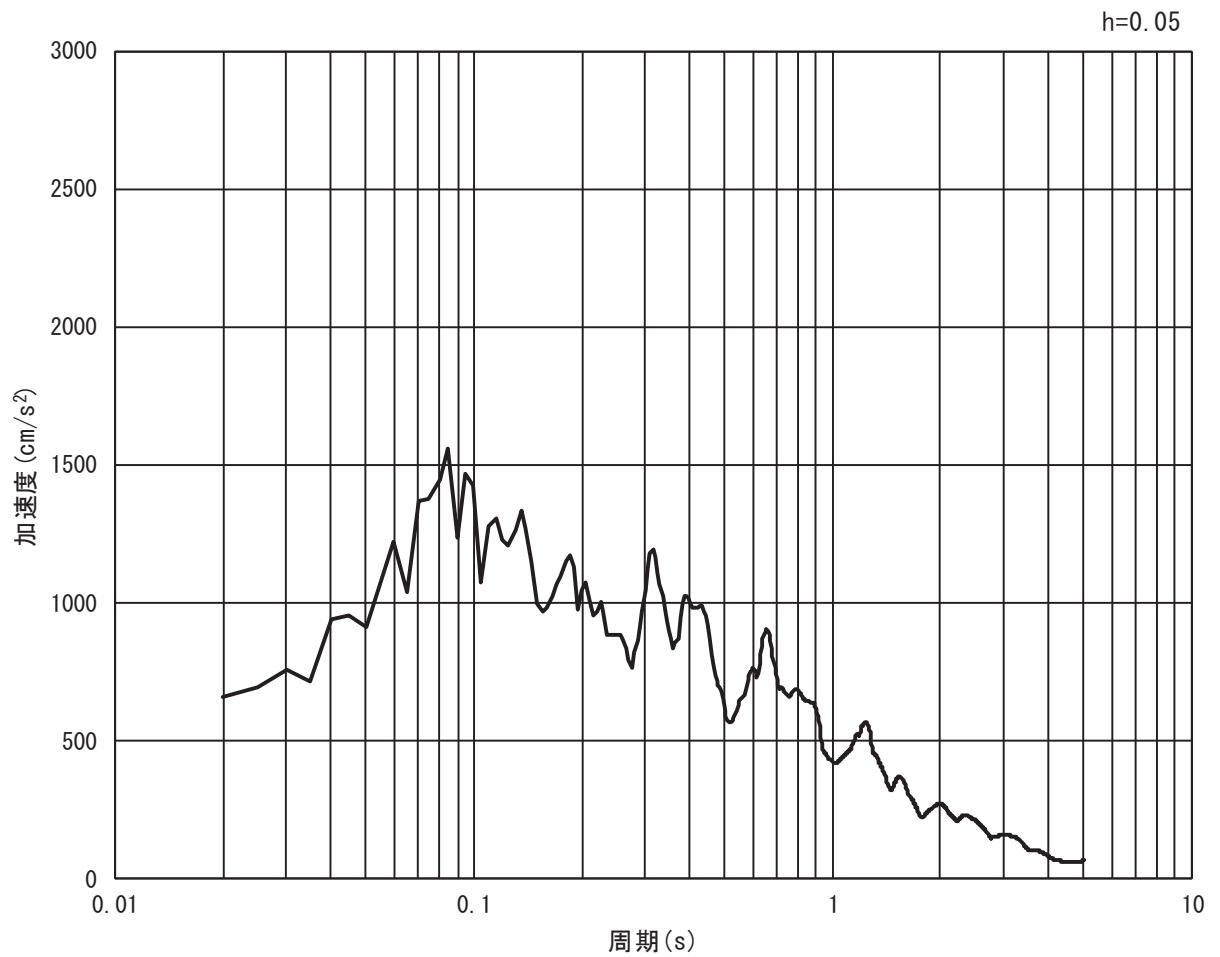


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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 - D 3)

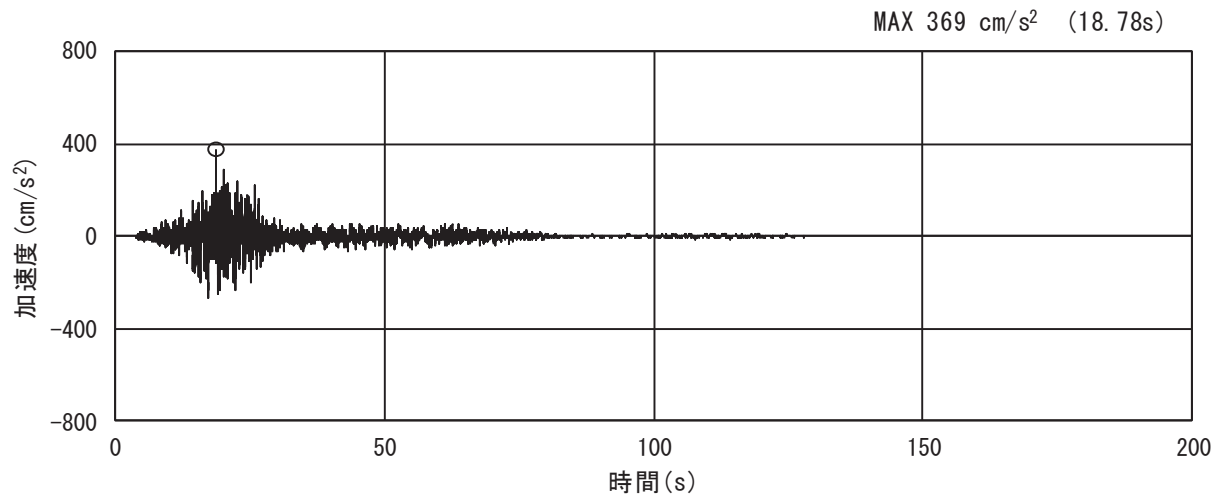


(a) 加速度時刻歴波形

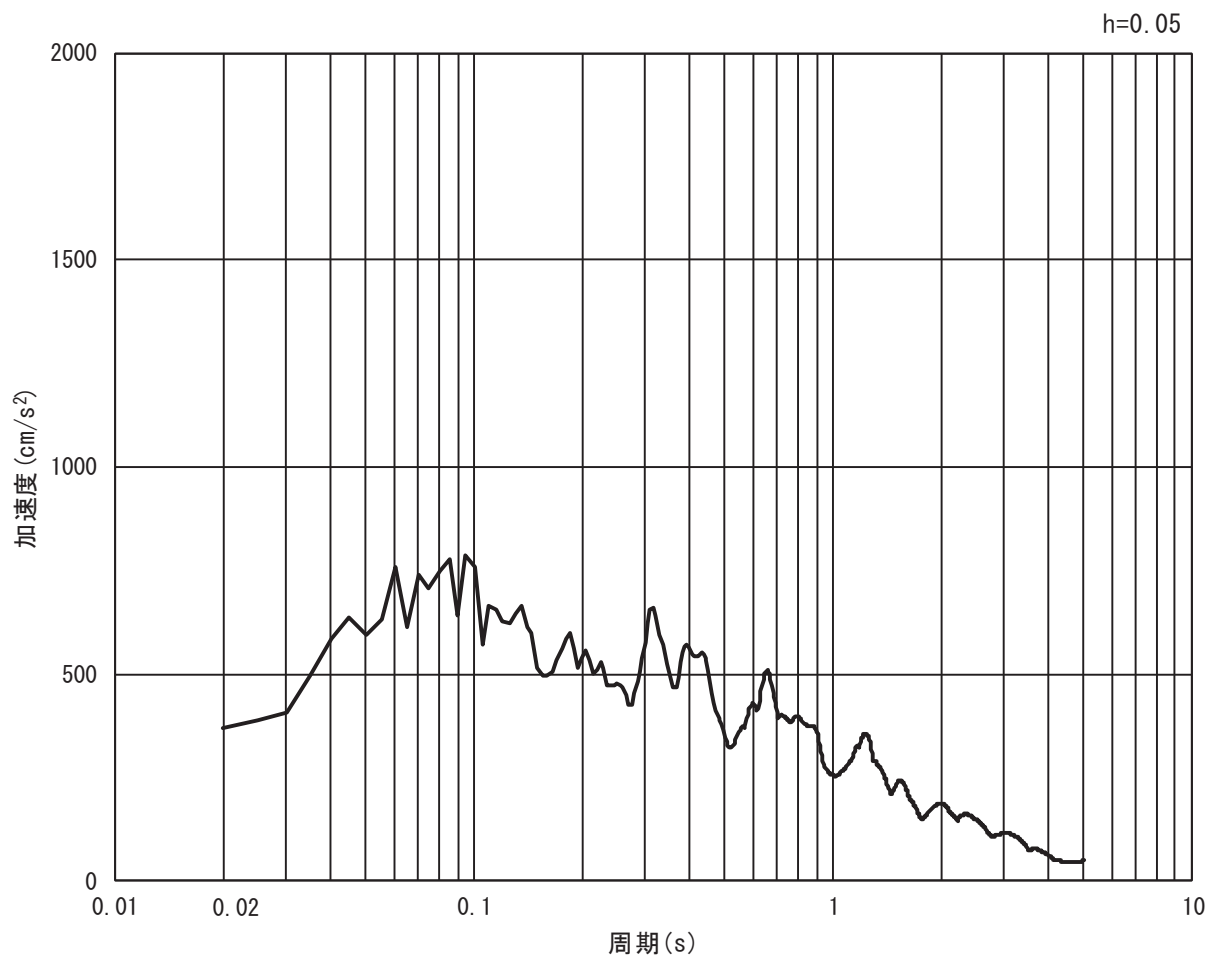


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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 - F 1)

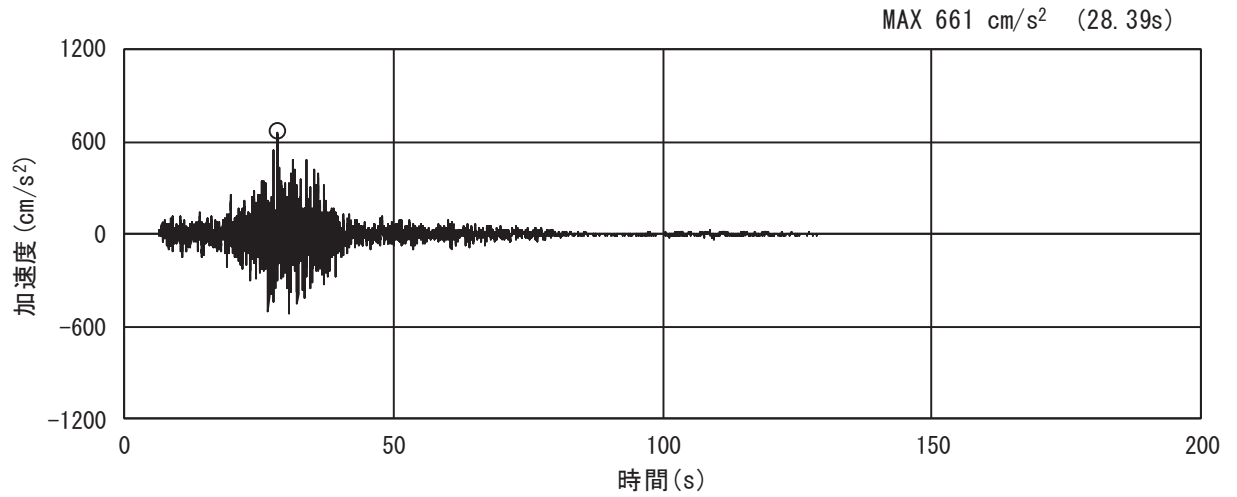


(a) 加速度時刻歴波形

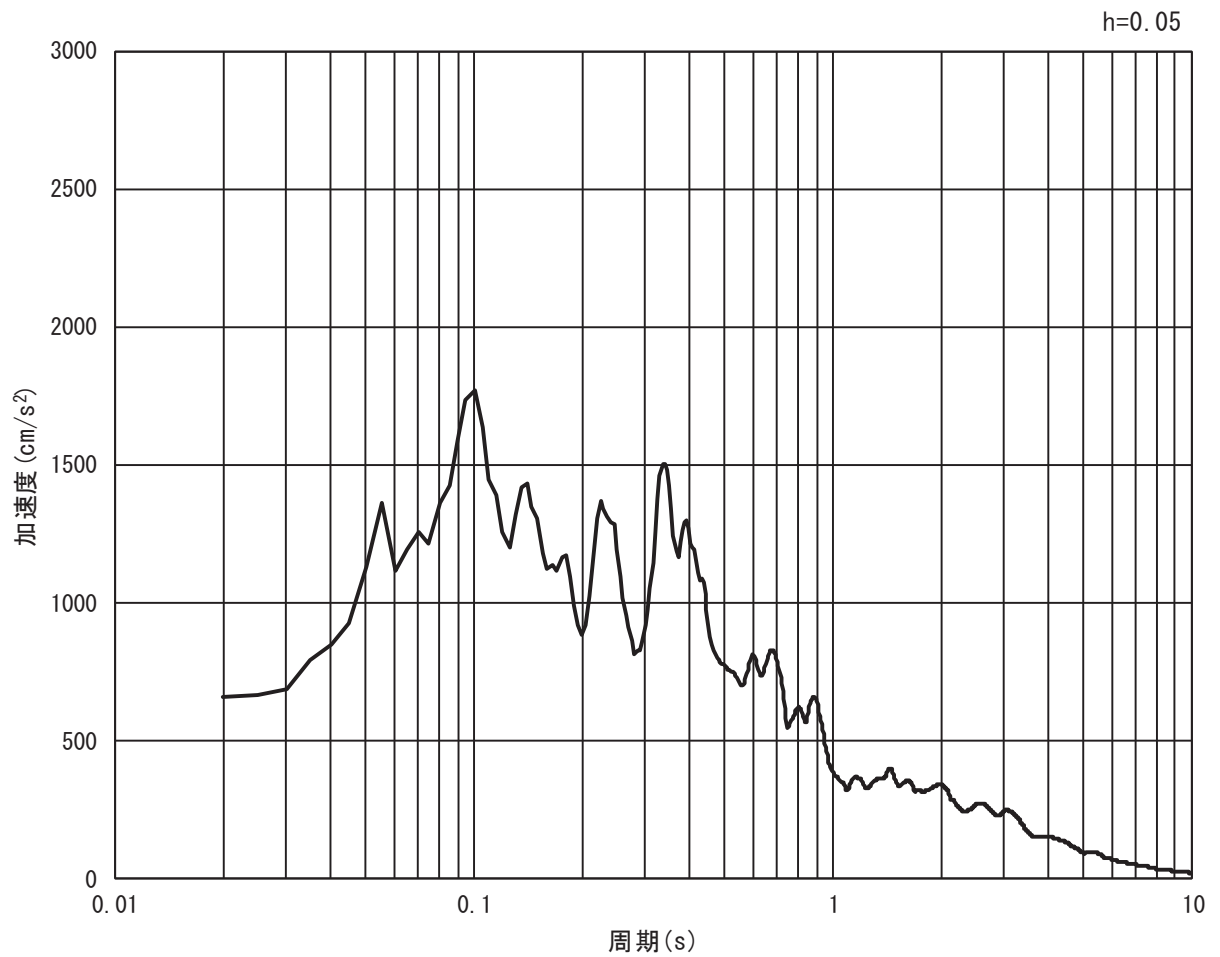


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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 - F 1)

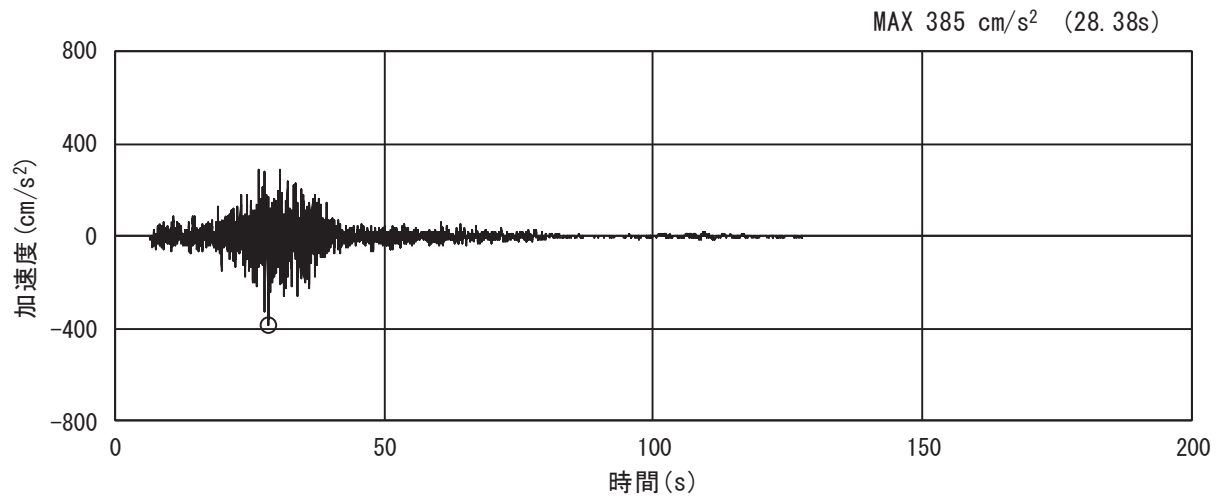


(a) 加速度時刻歴波形

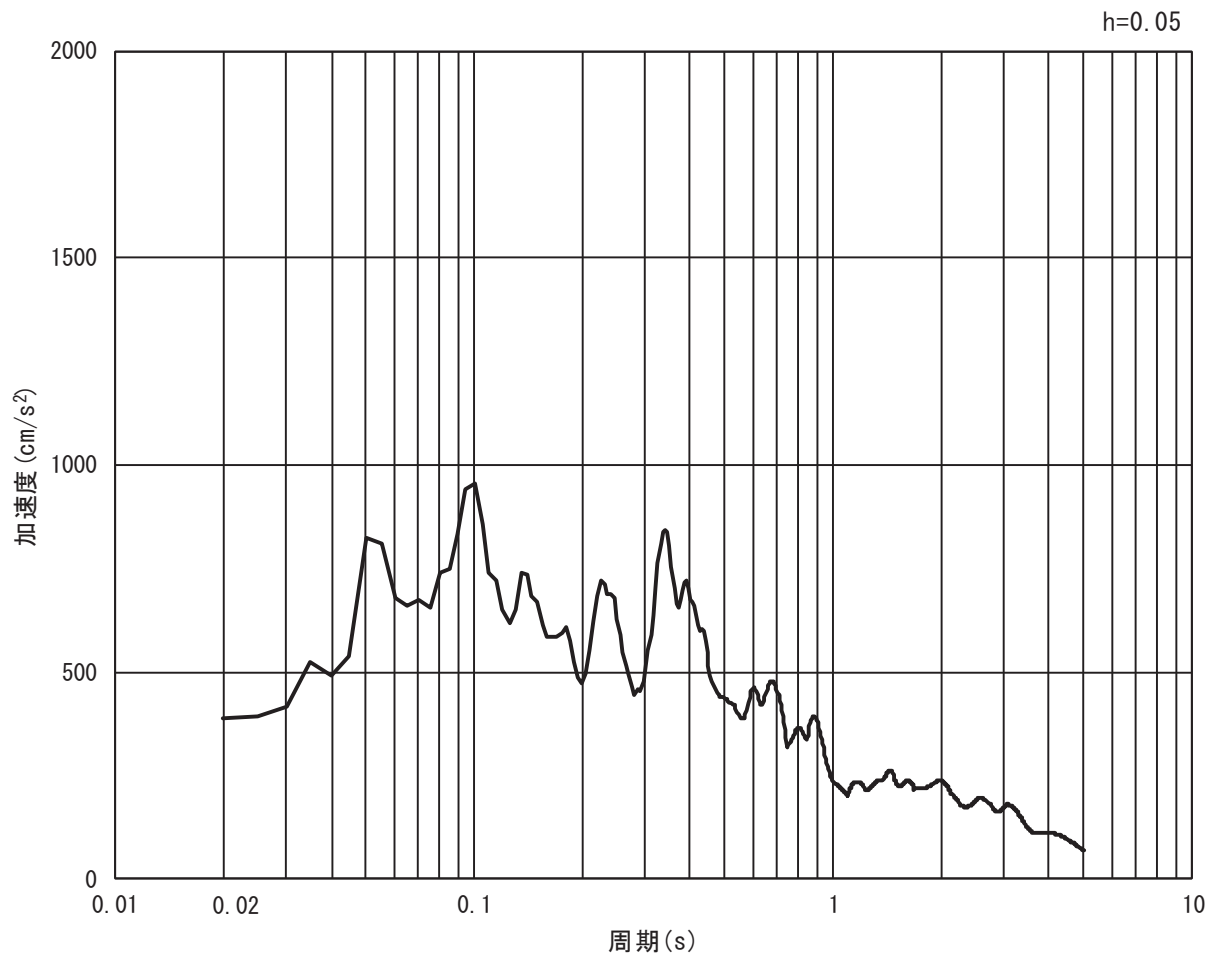


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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 - F 2)

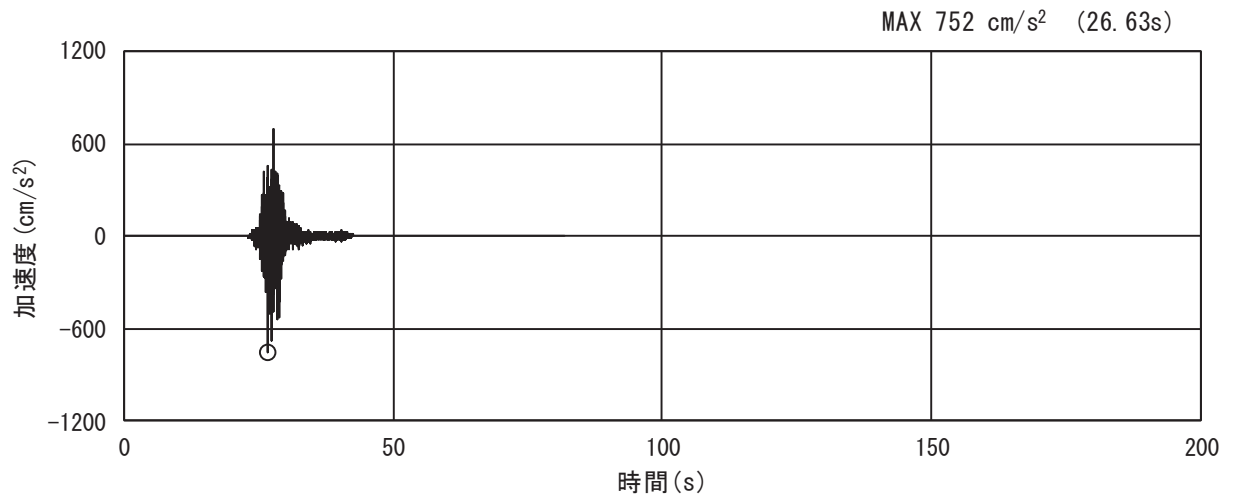


(a) 加速度時刻歴波形

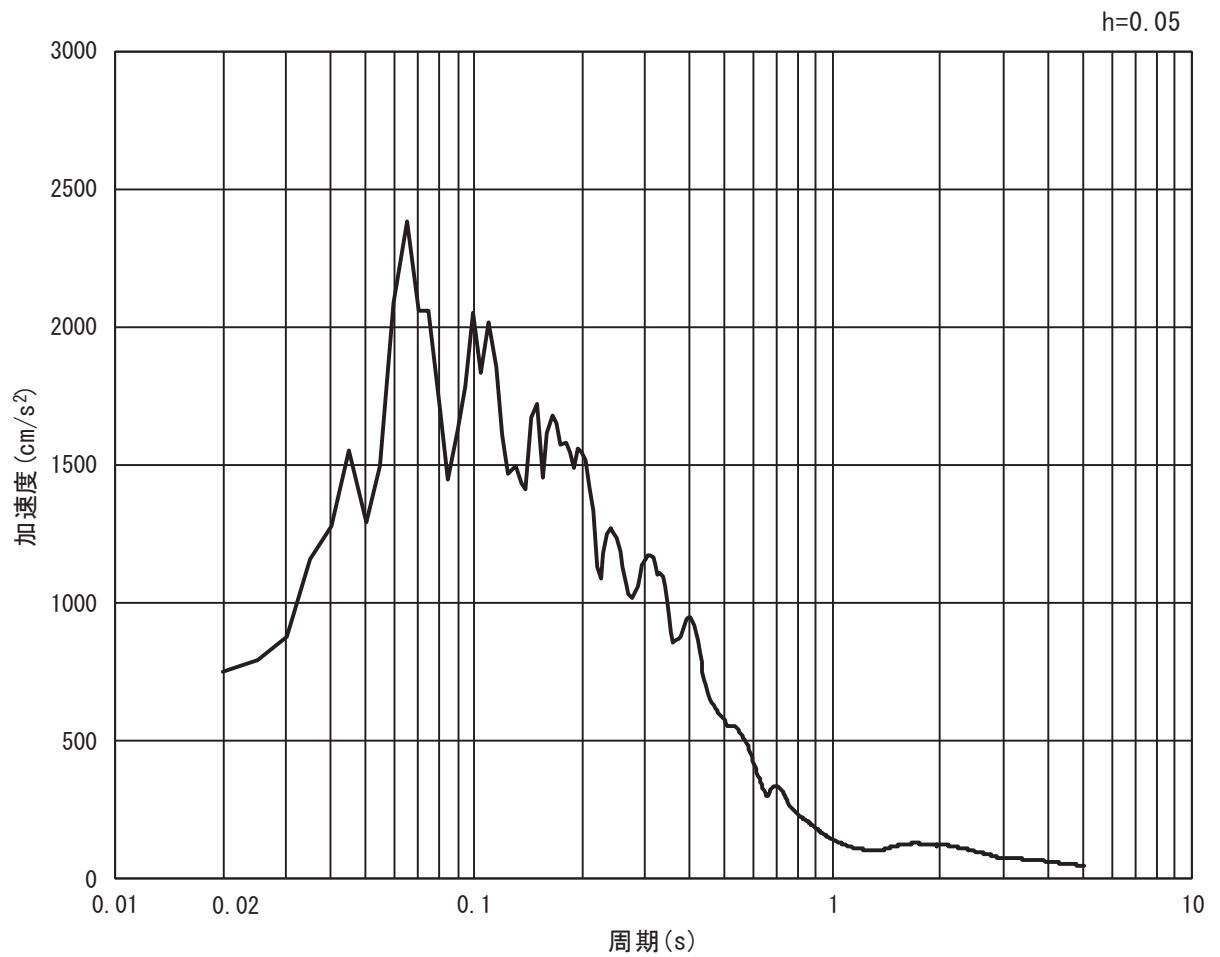


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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 - F 2)

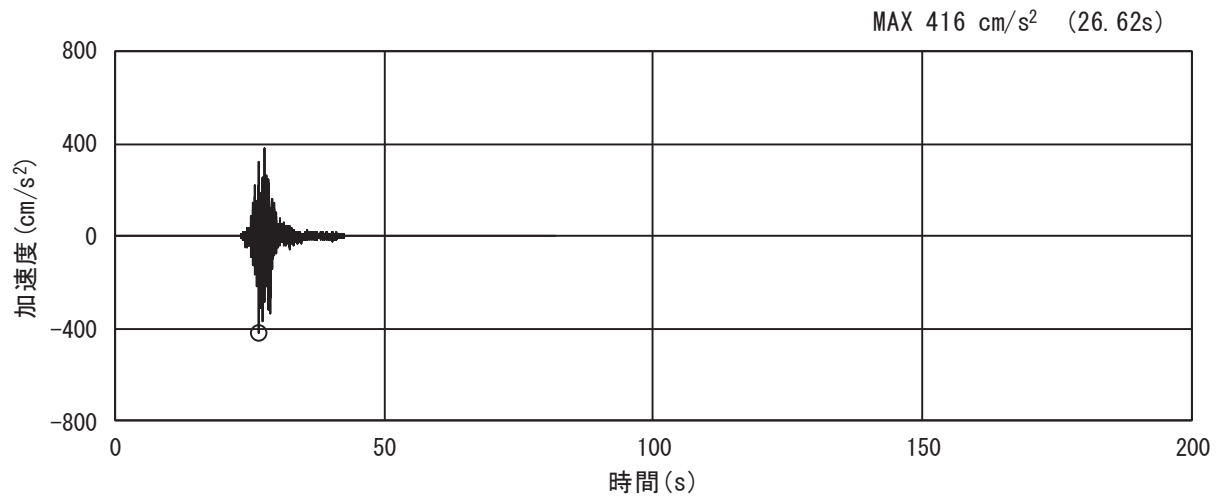


(a) 加速度時刻歴波形

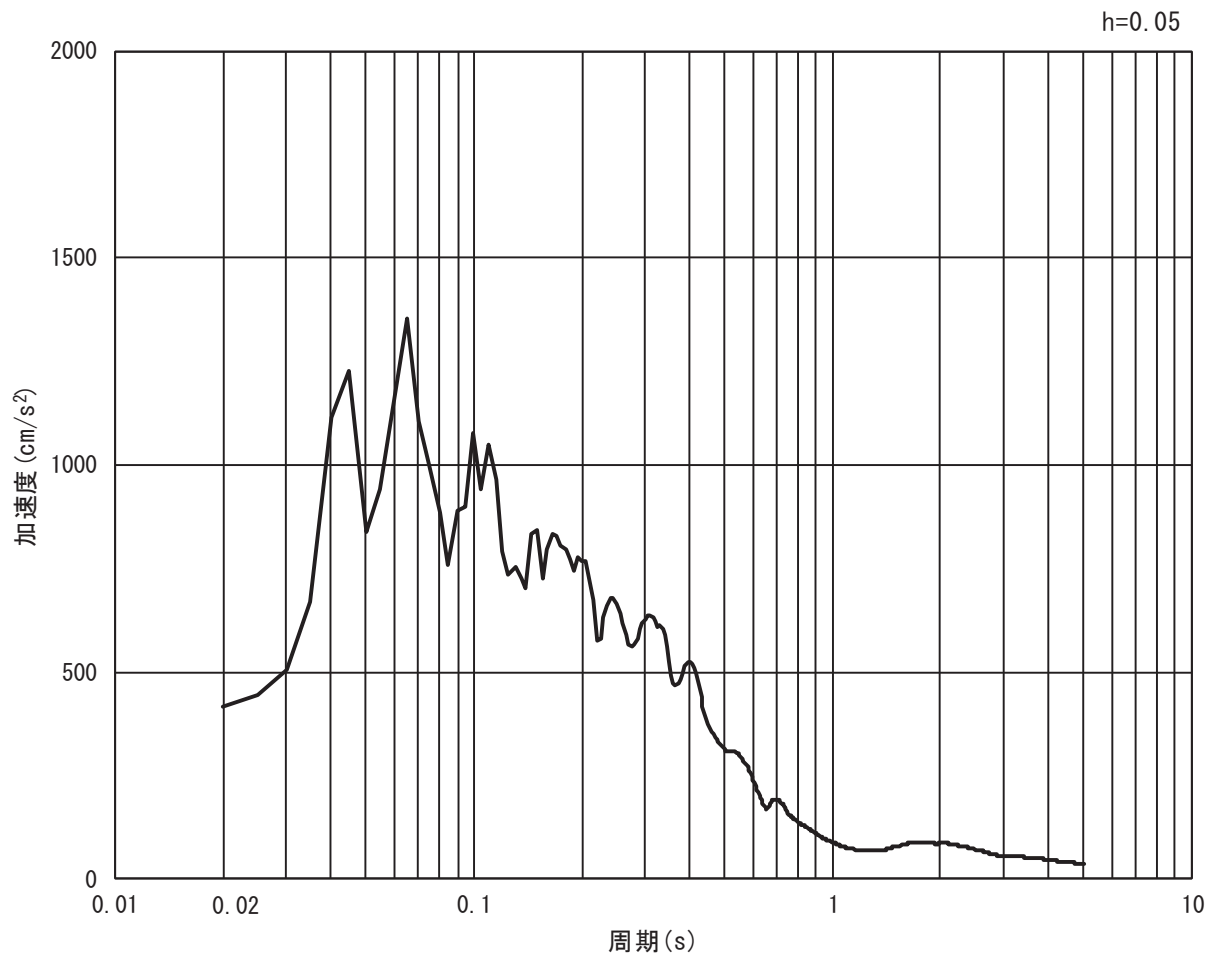


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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 - F 3)

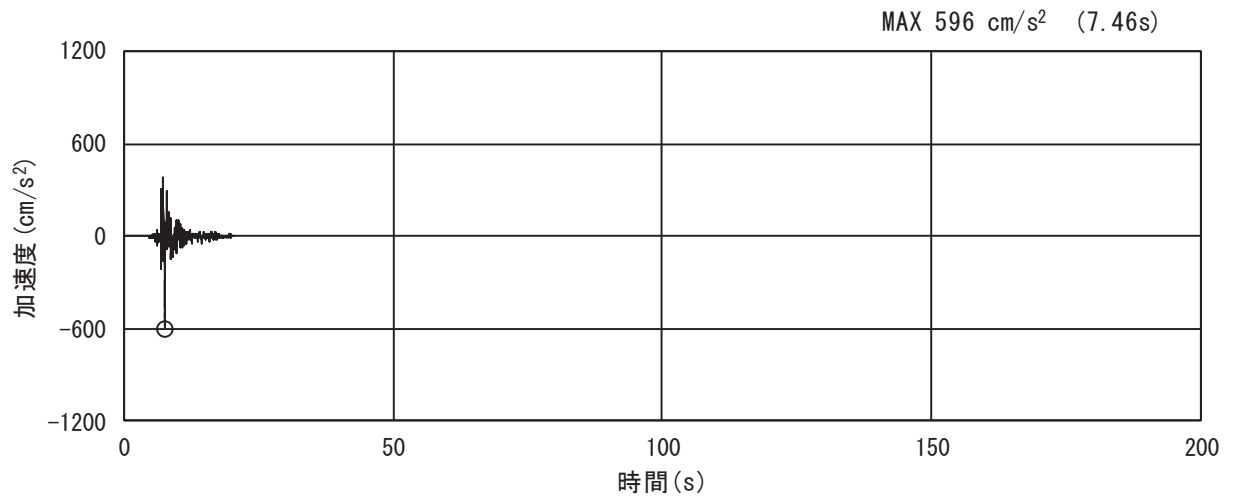


(a) 加速度時刻歴波形

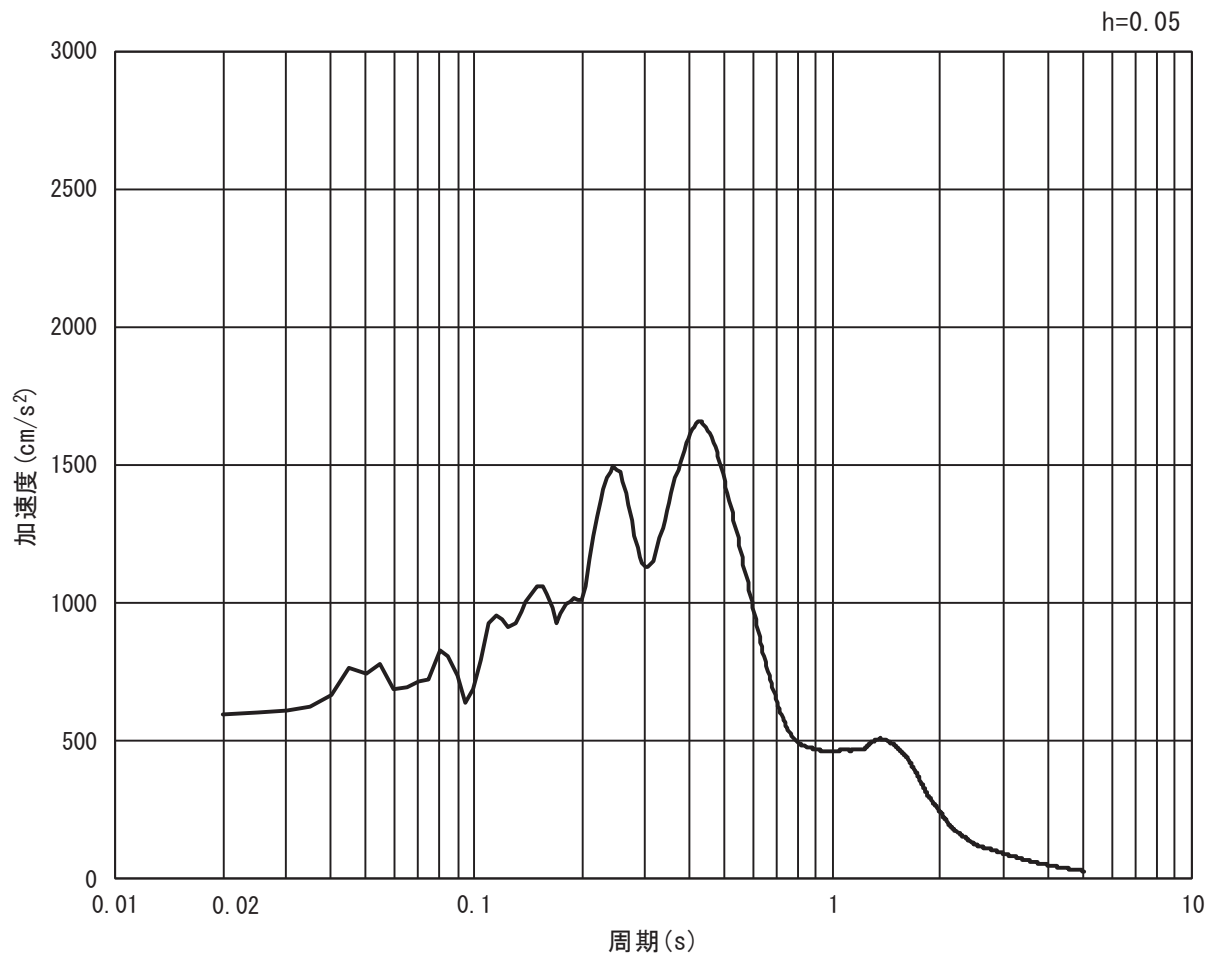


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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 - F 3)

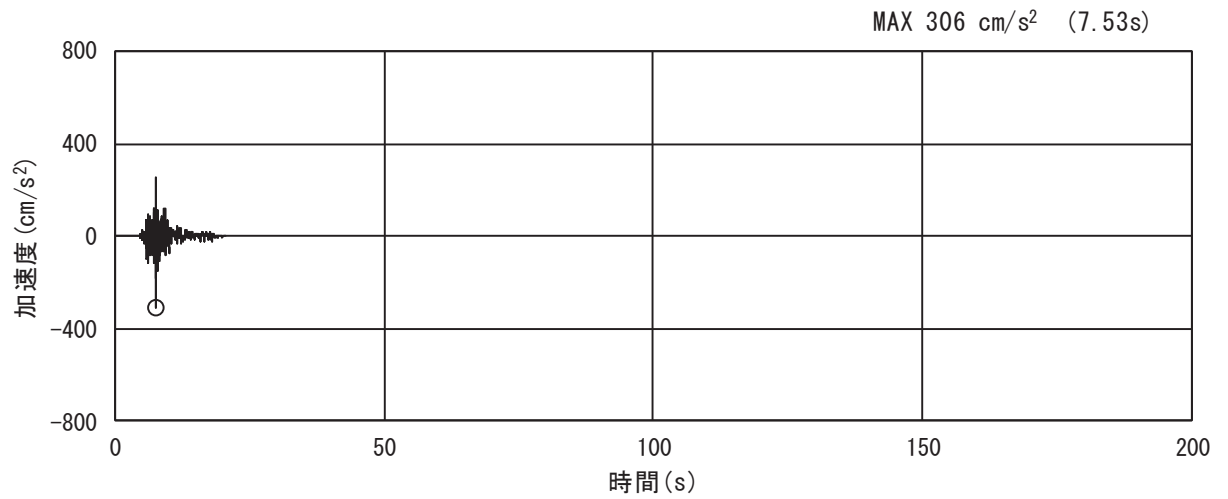


(a) 加速度時刻歴波形

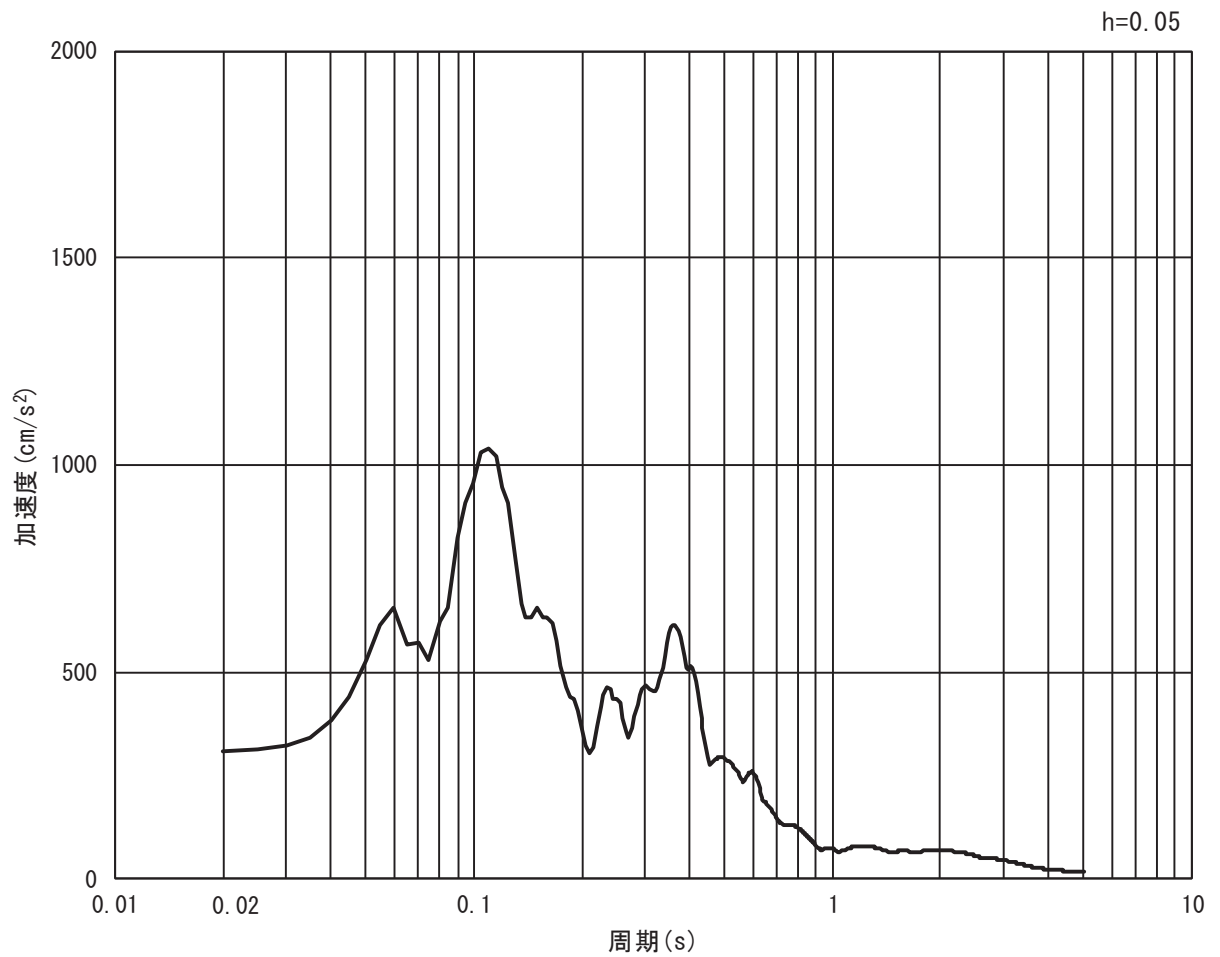


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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 - N 1)



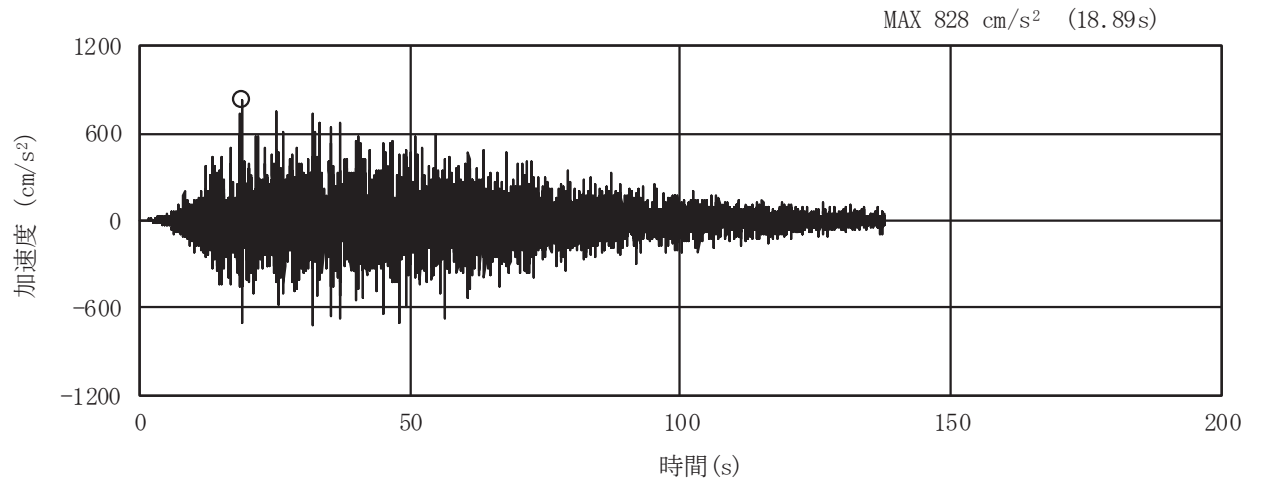
(a) 加速度時刻歴波形



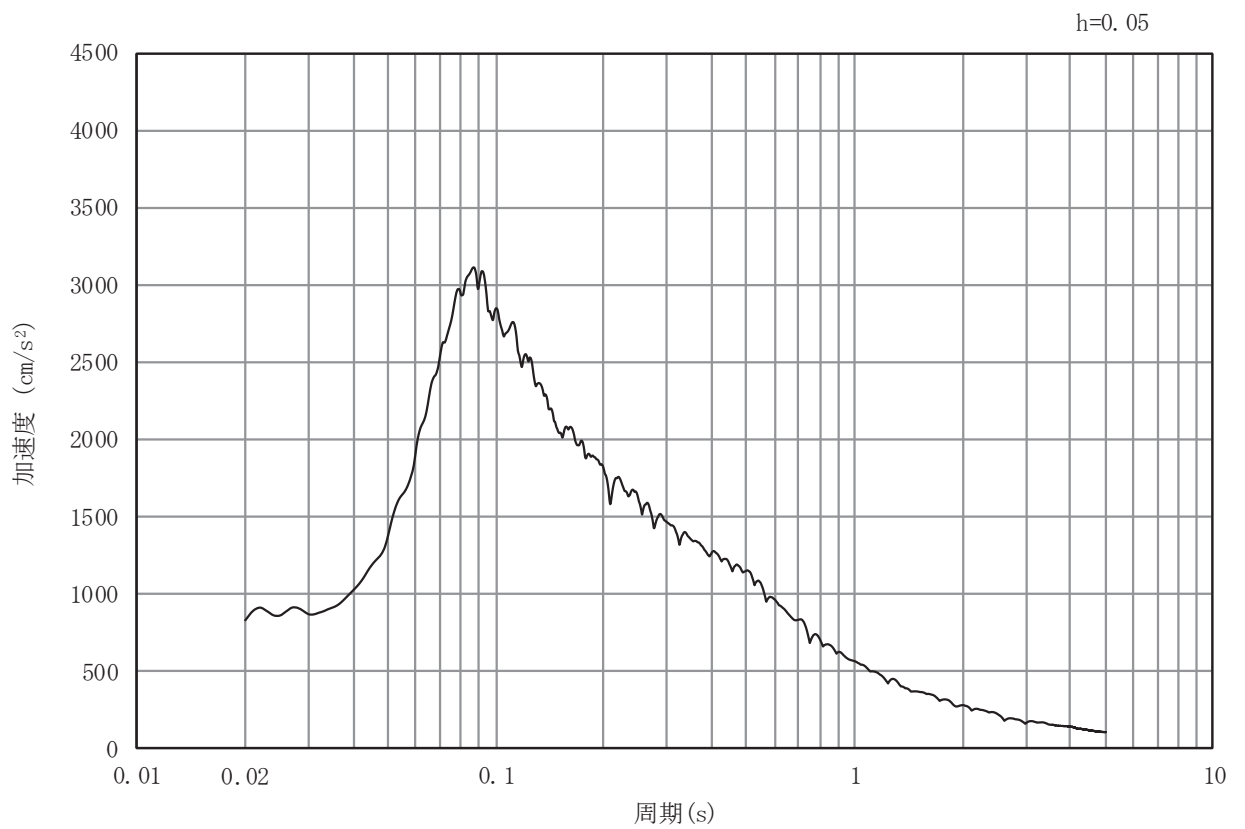
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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 - N 1)

(3) 断面⑦

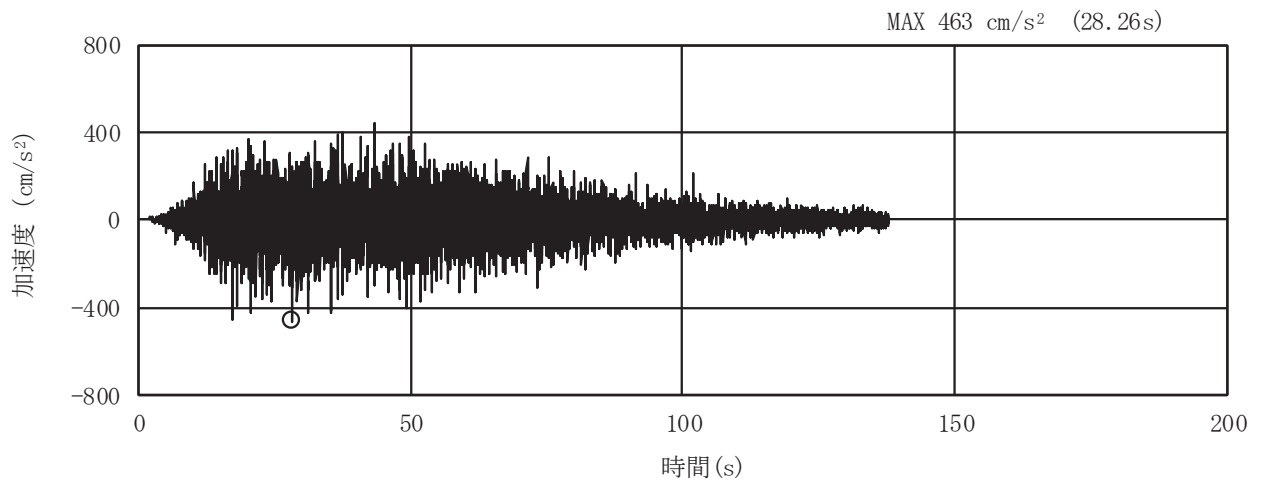


(a) 加速度時刻歴波形

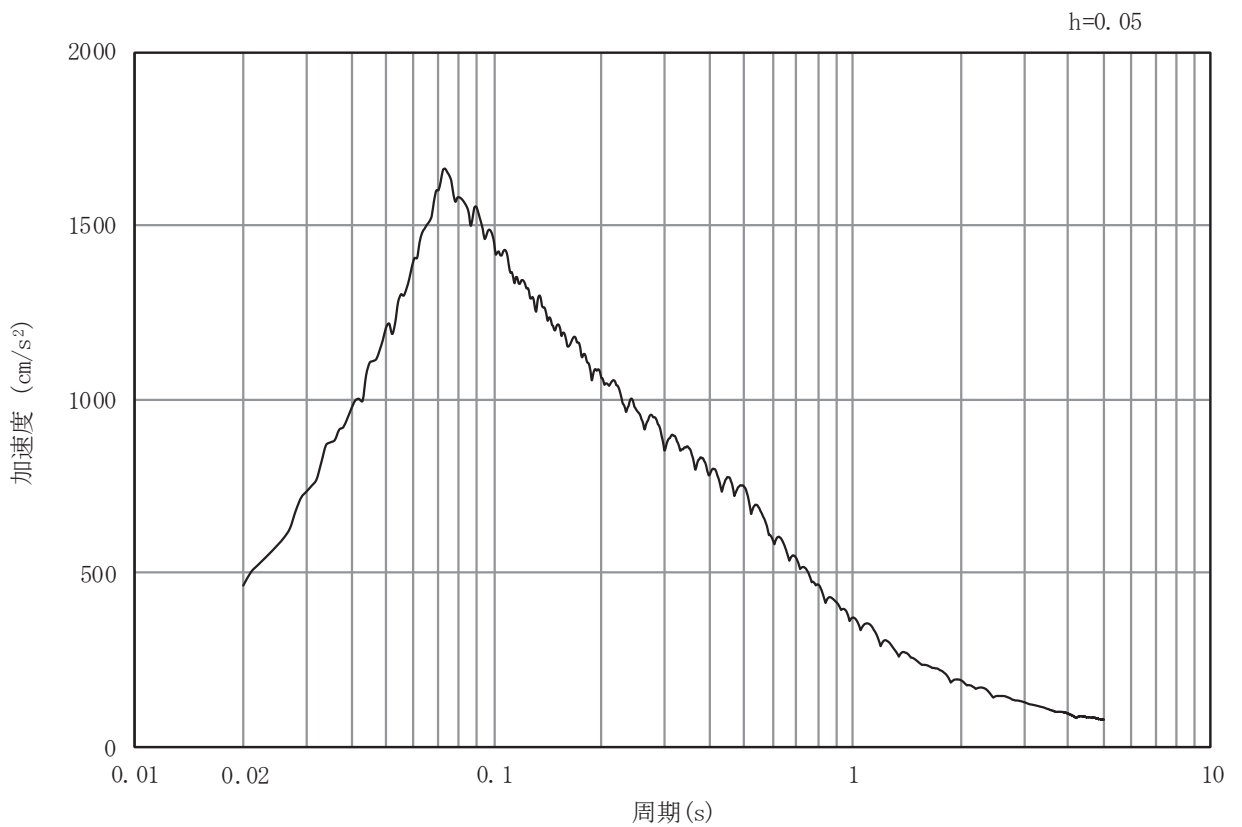


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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 - D 1)

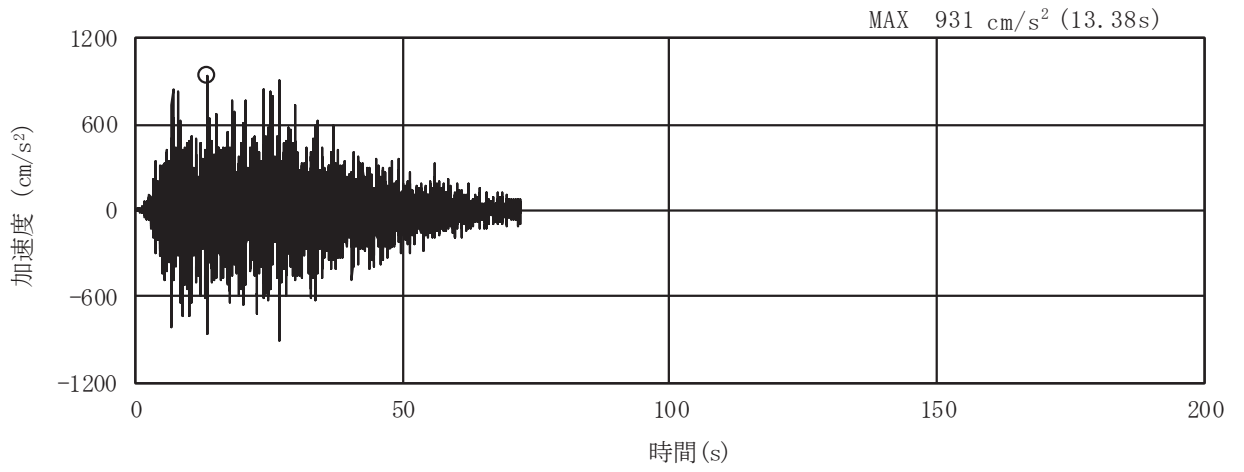


(a) 加速度時刻歴波形

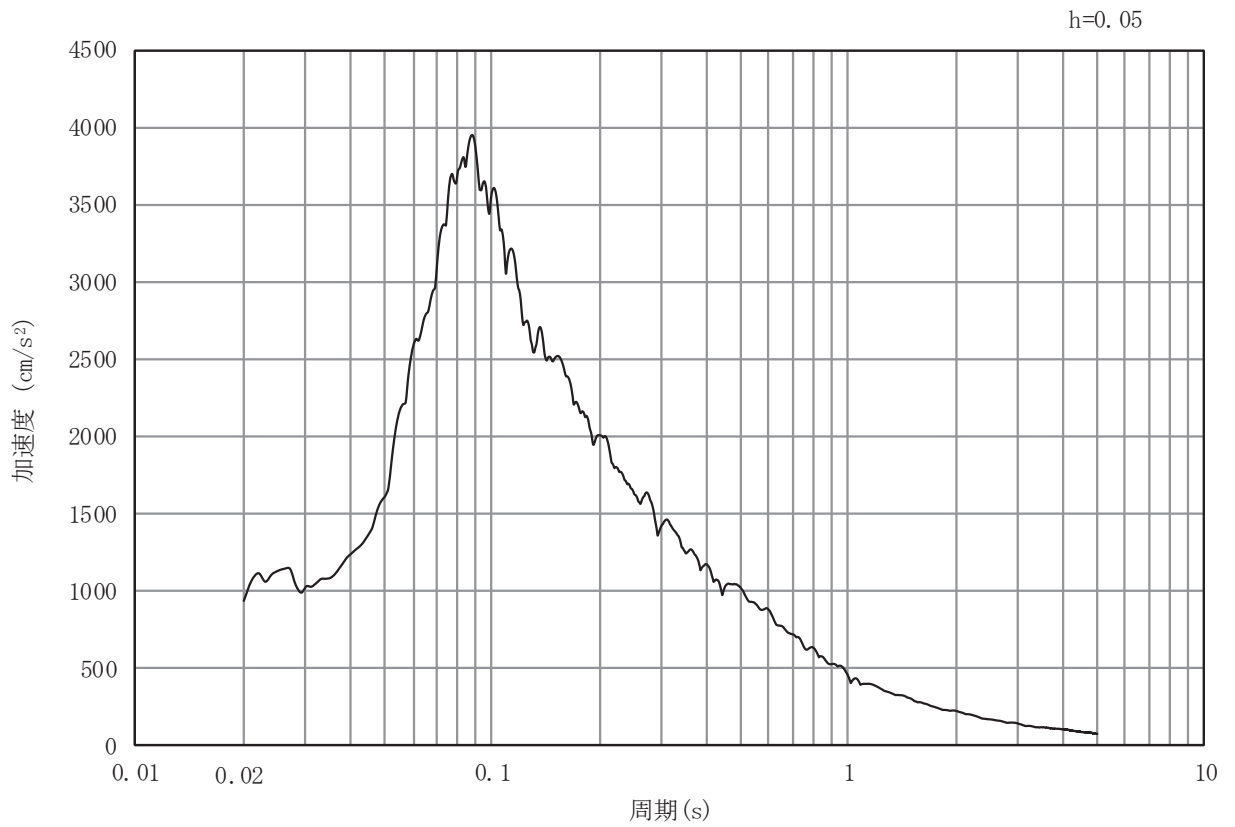


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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 - D 1)

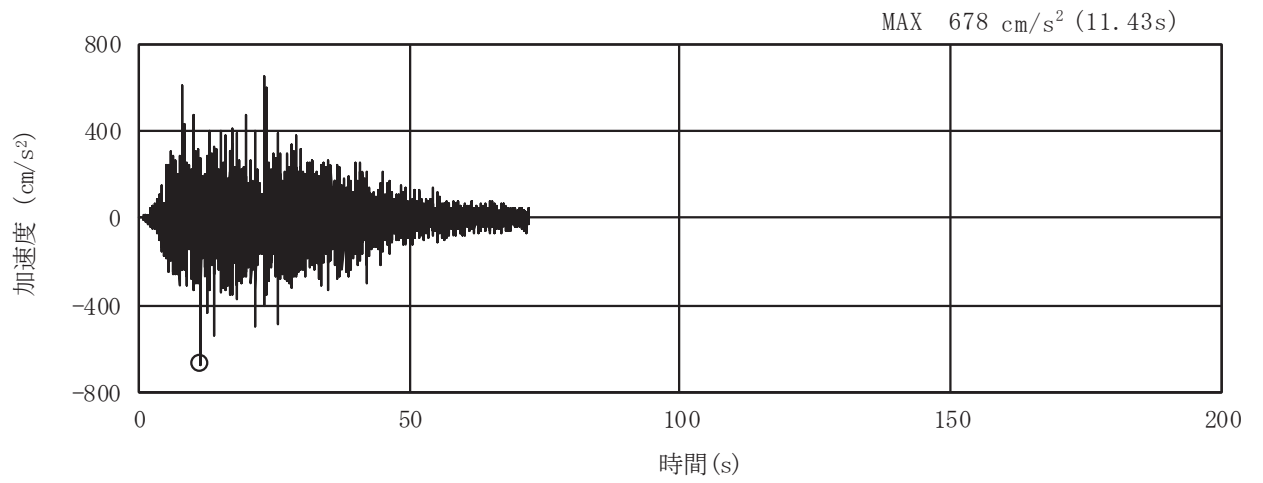


(a) 加速度時刻歴波形

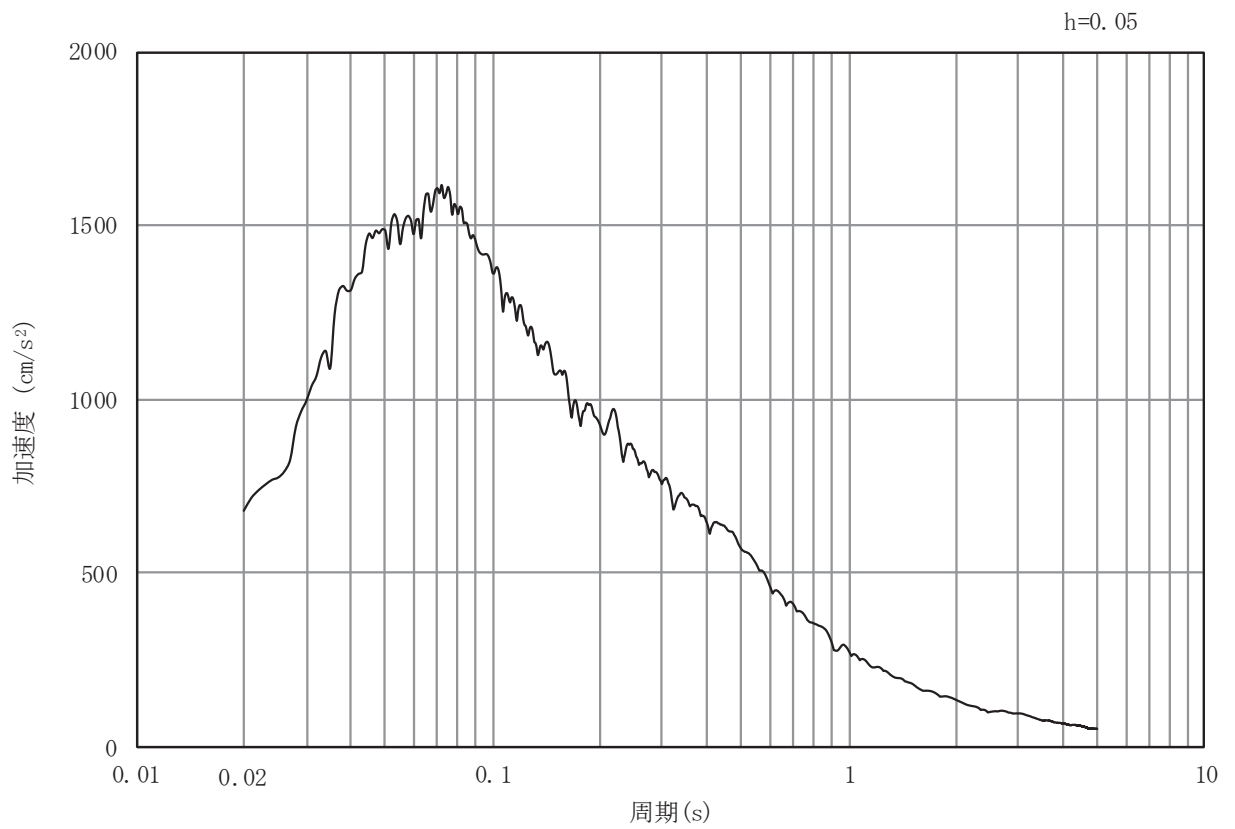


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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 - D 2)

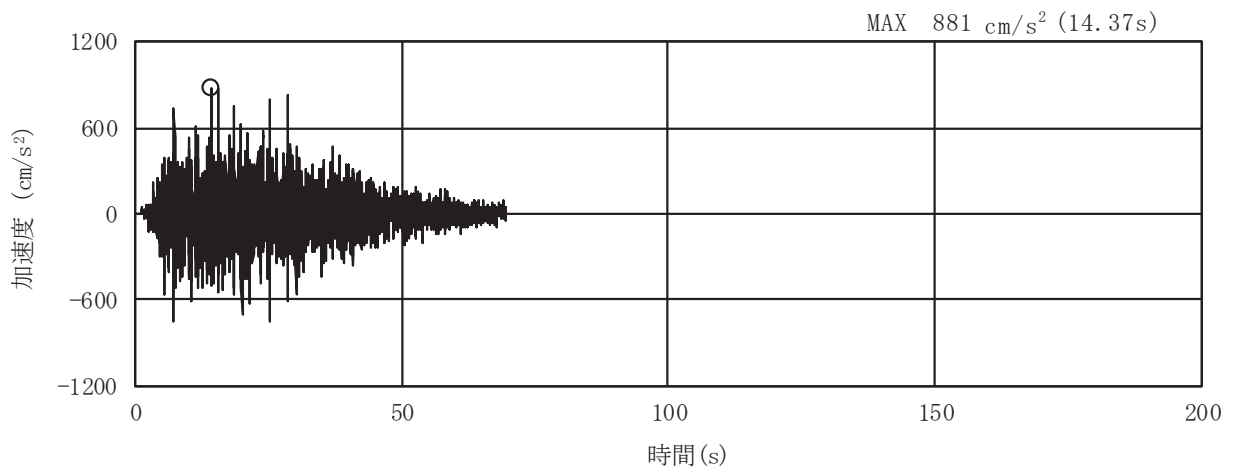


(a) 加速度時刻歴波形

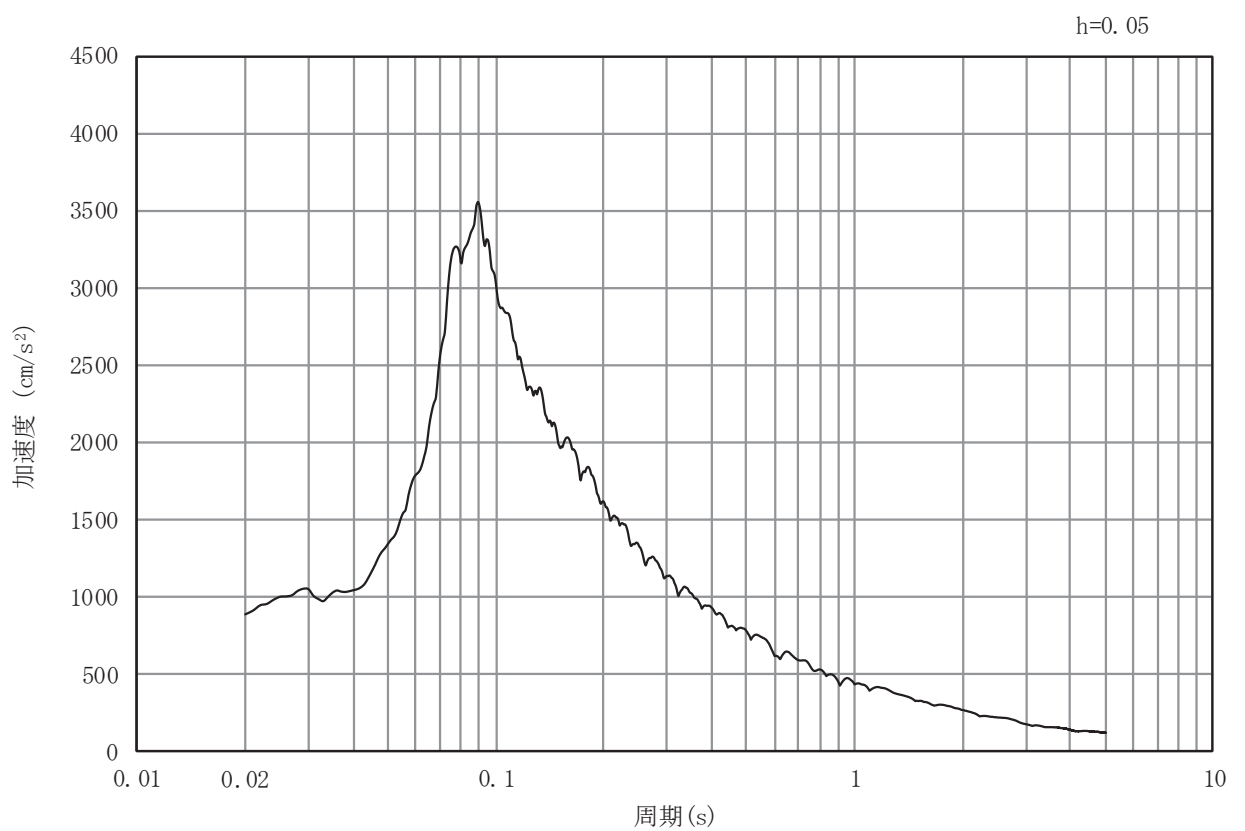


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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 - D 2)

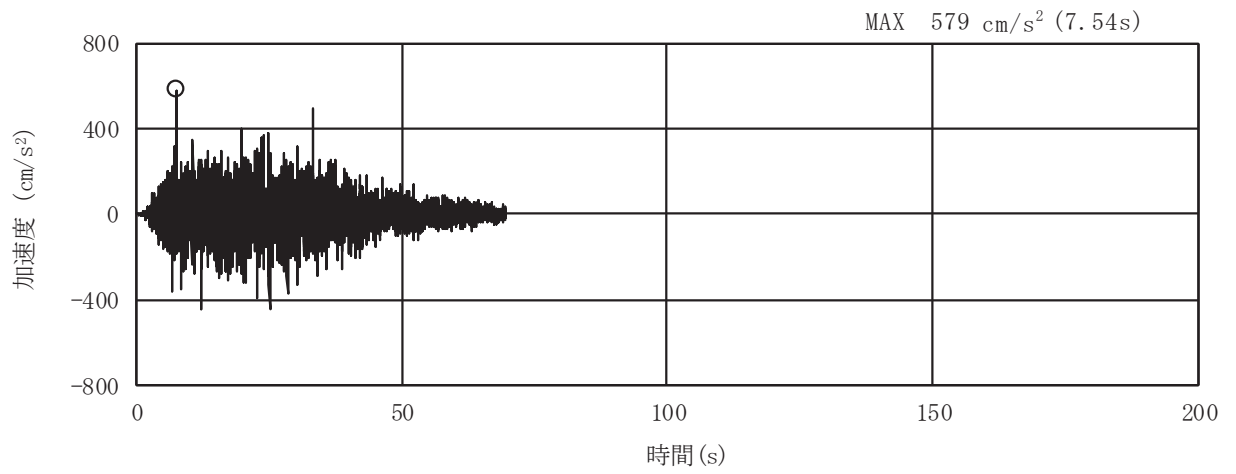


(a) 加速度時刻歴波形

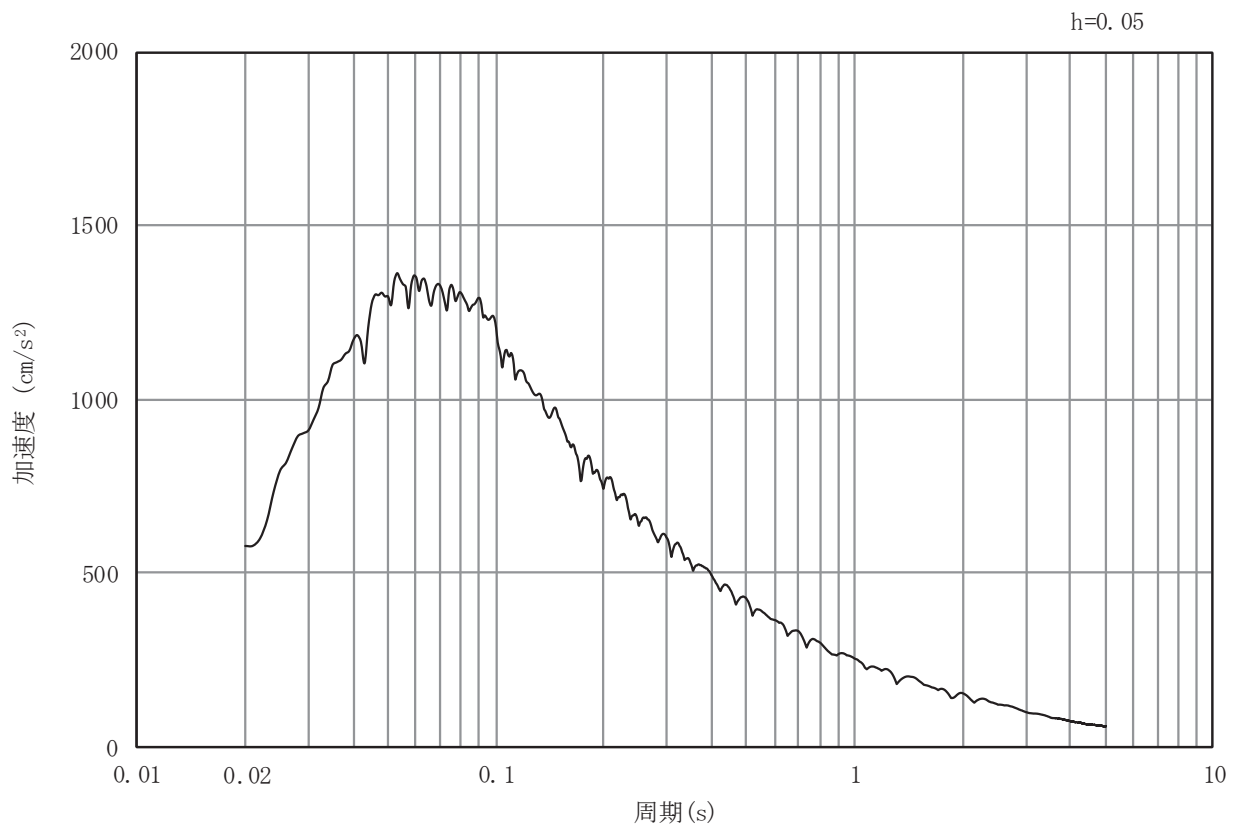


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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 - D 3)

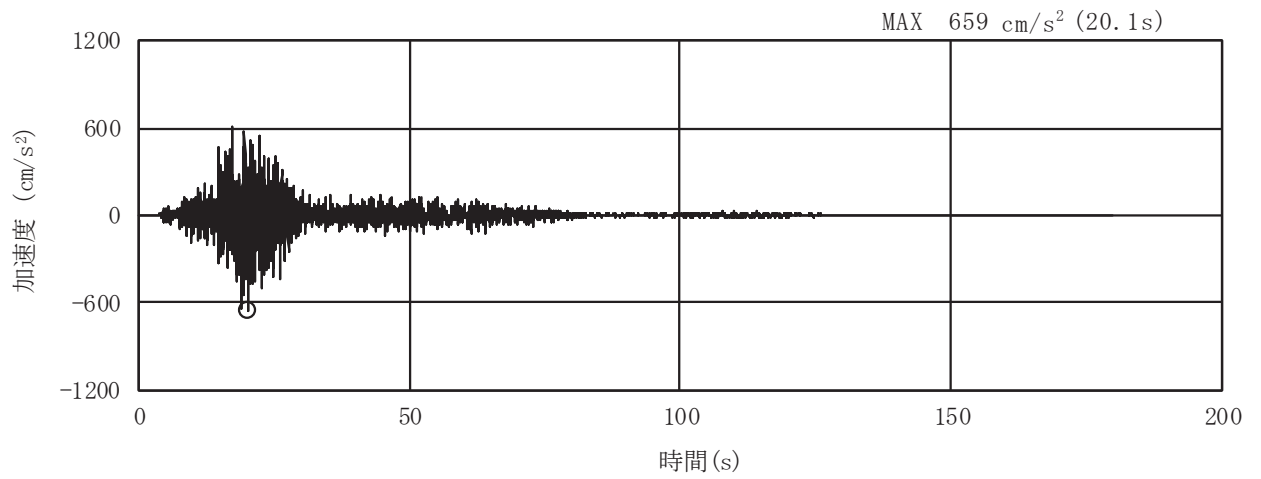


(a) 加速度時刻歴波形

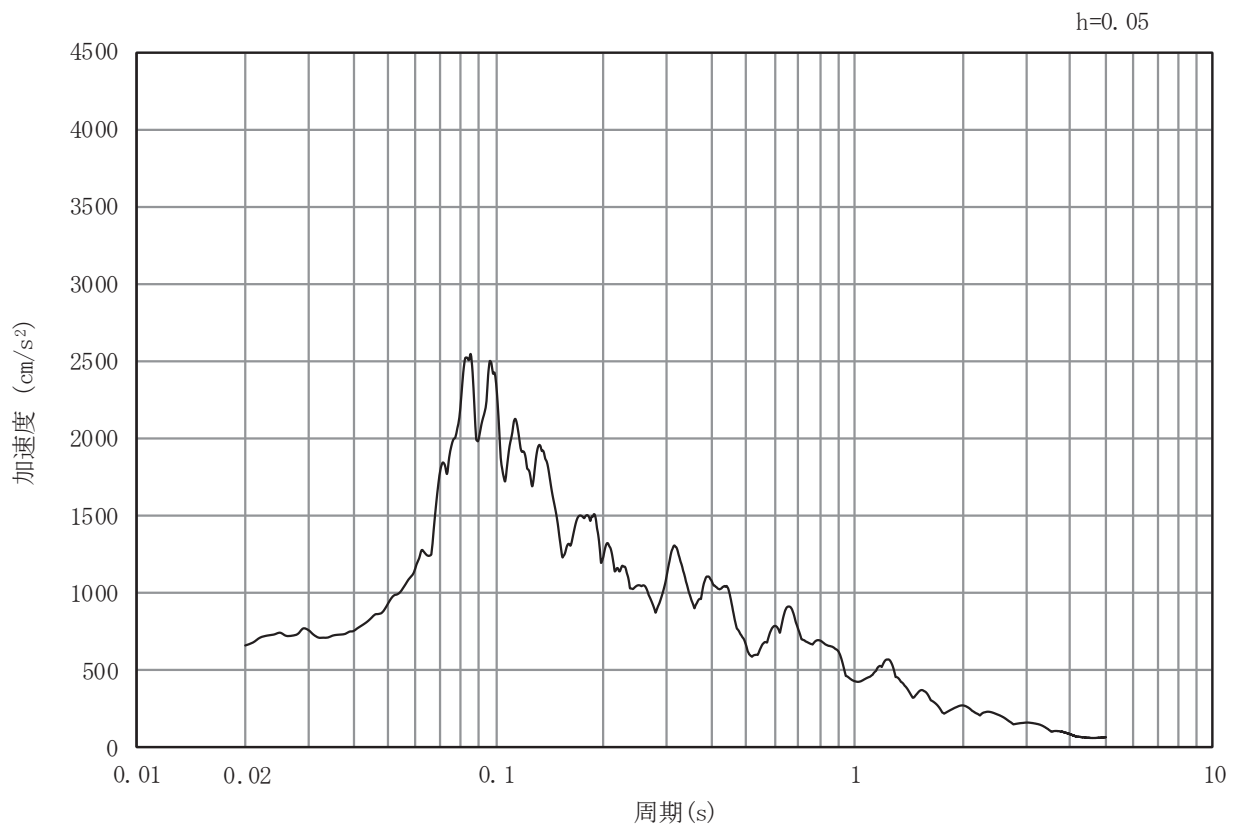


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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 - D 3)

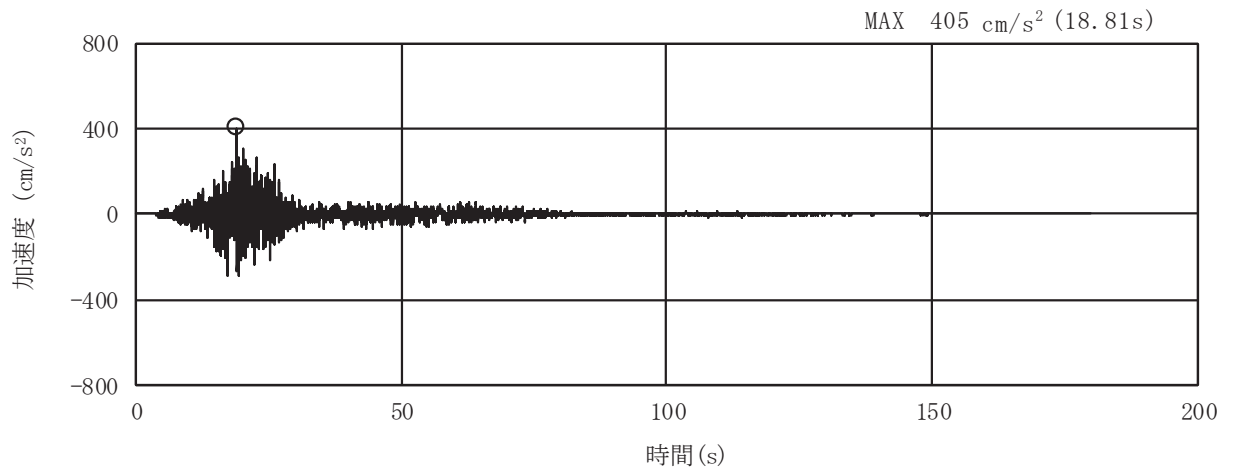


(a) 加速度時刻歴波形

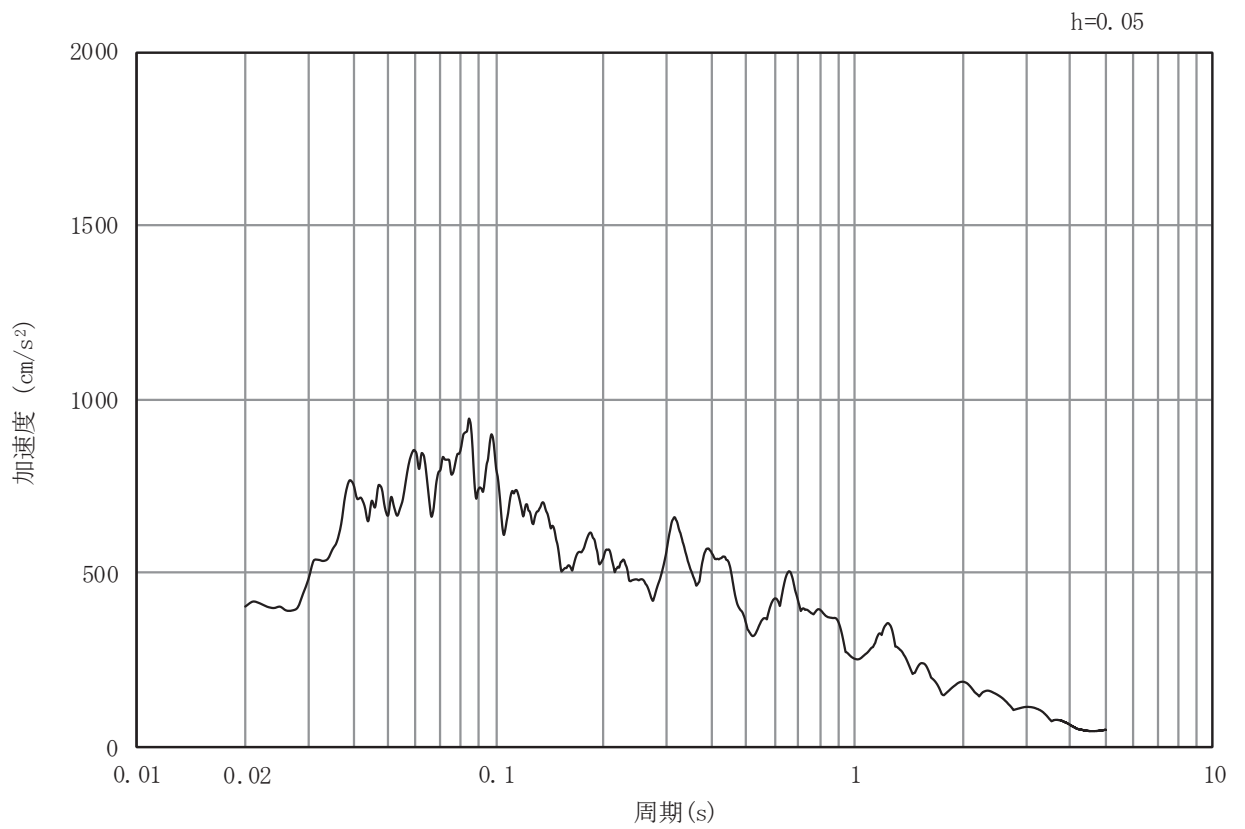


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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 - F 1)

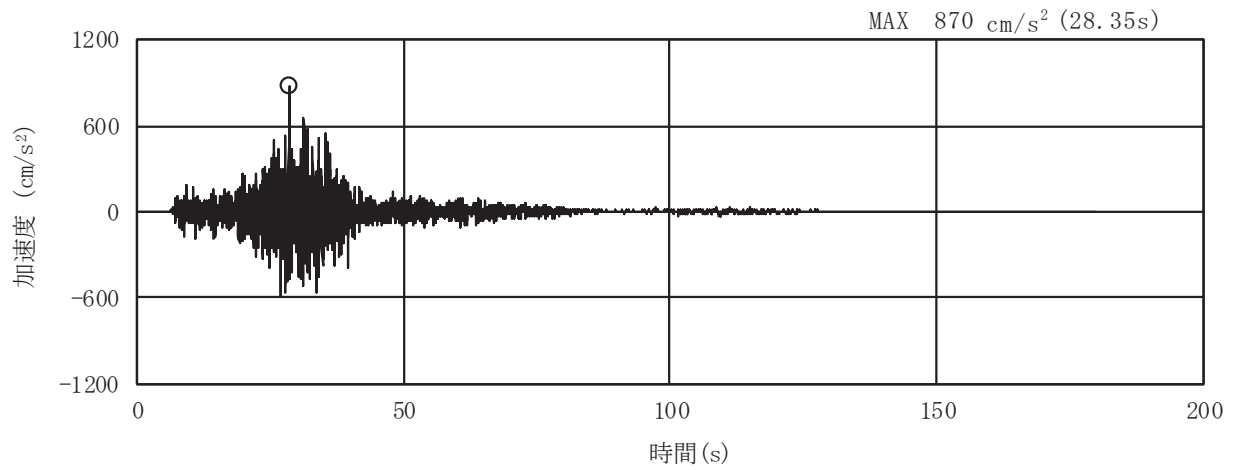


(a) 加速度時刻歴波形

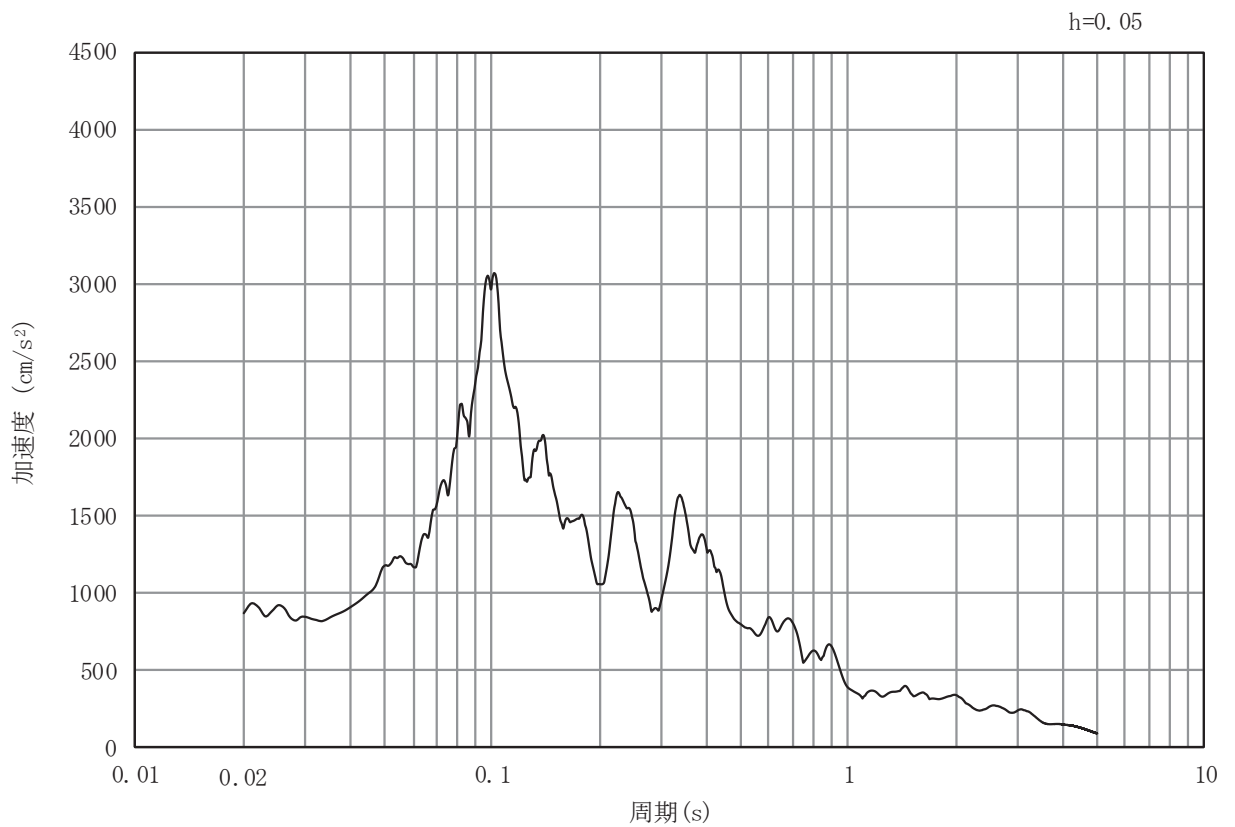


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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 - F 1)

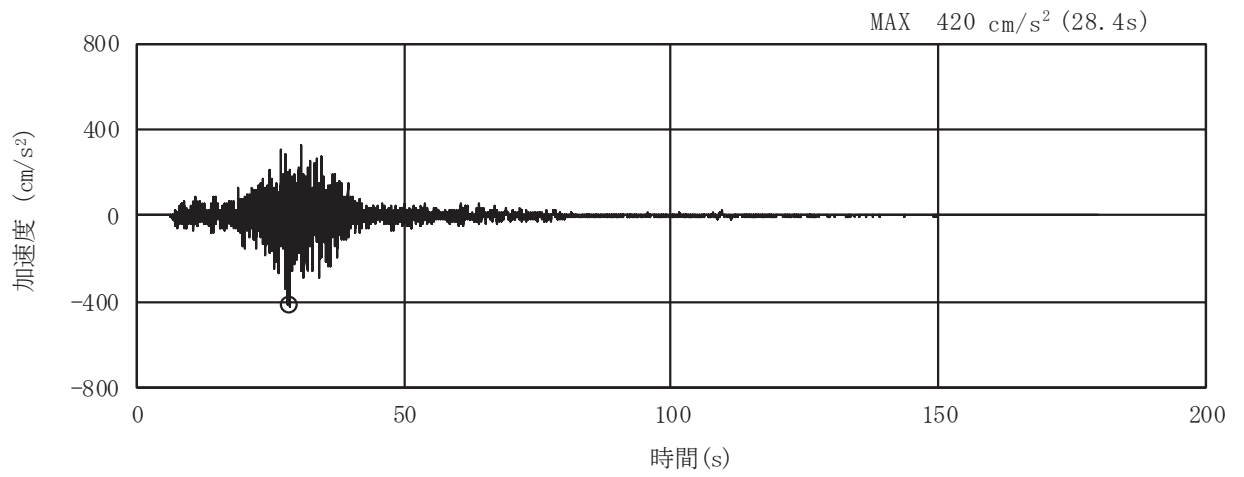


(a) 加速度時刻歴波形

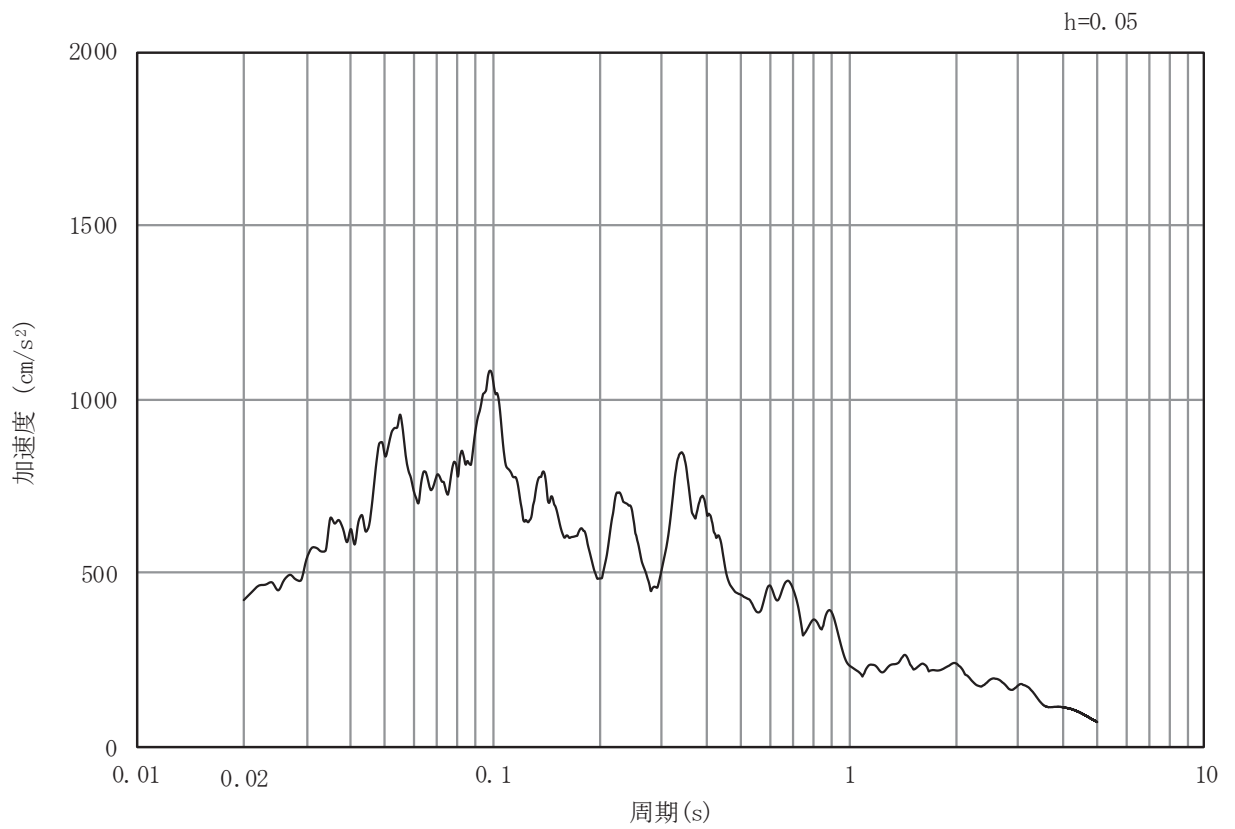


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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 - F 2)

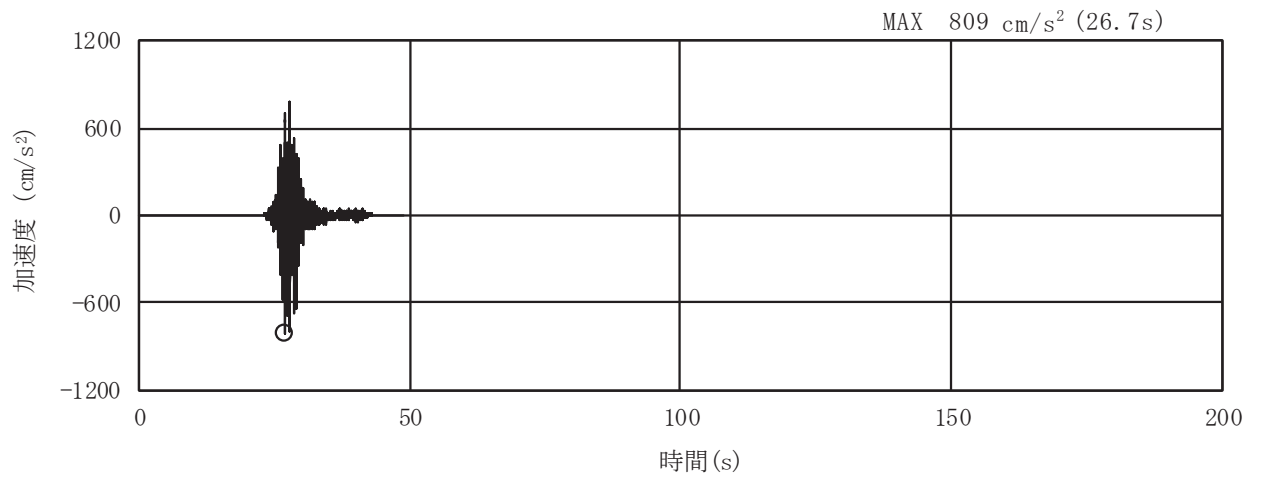


(a) 加速度時刻歴波形

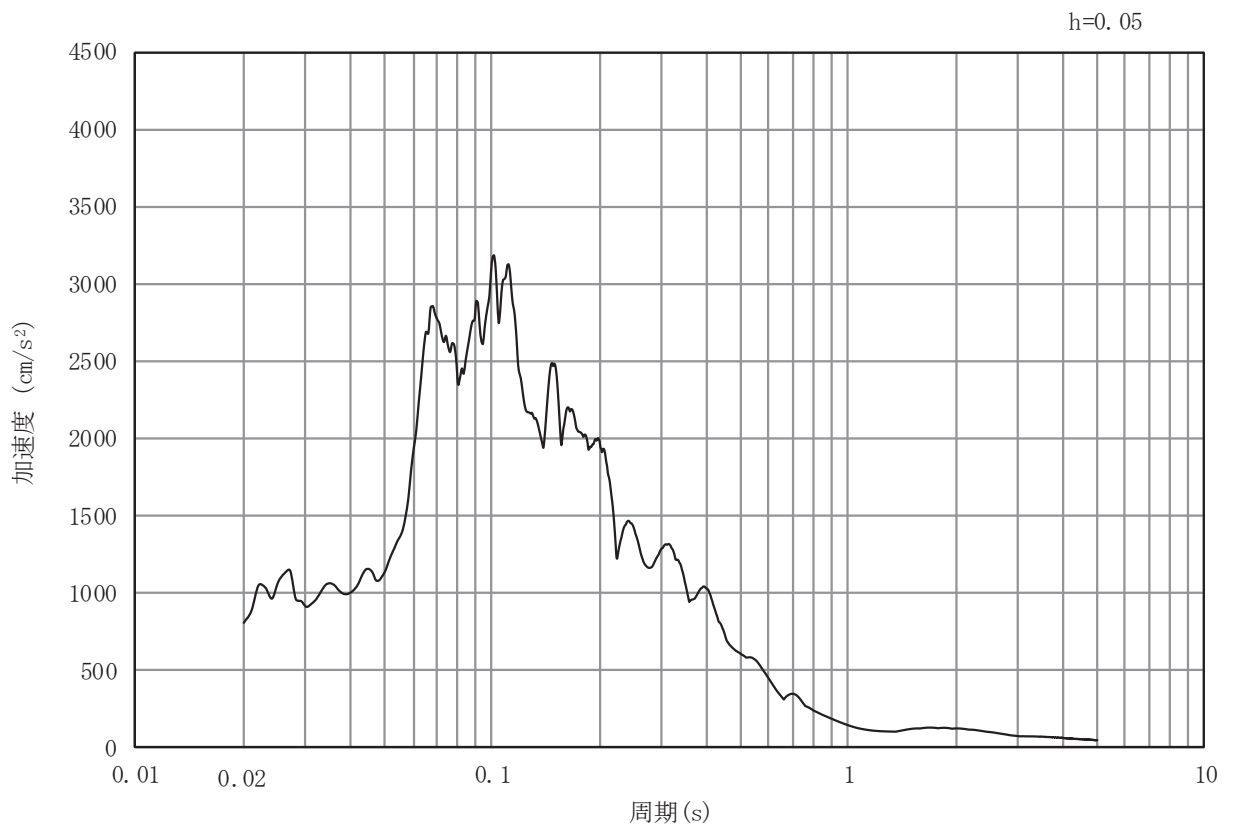


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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 - F 2)

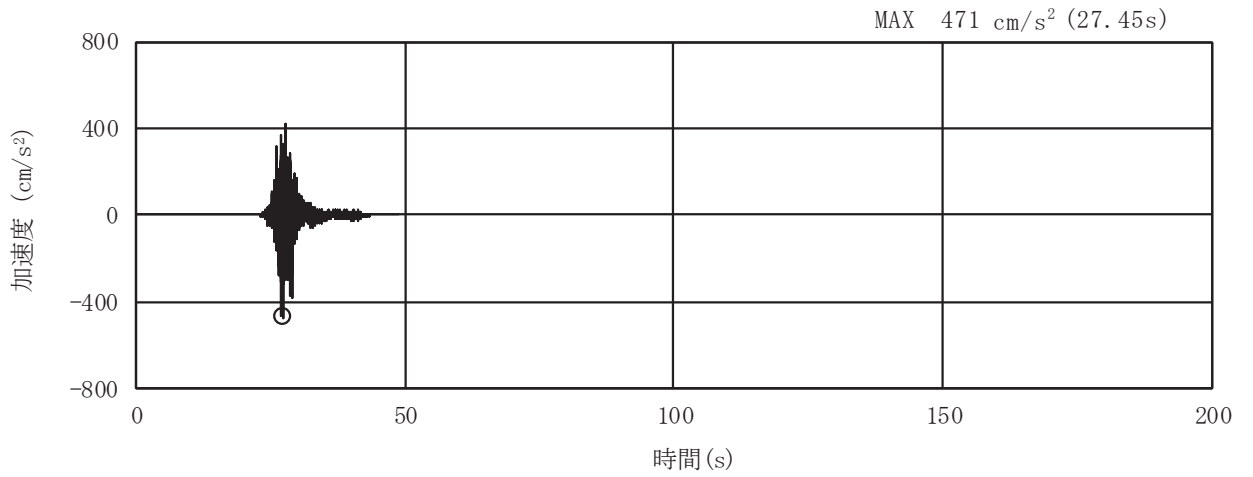


(a) 加速度時刻歴波形

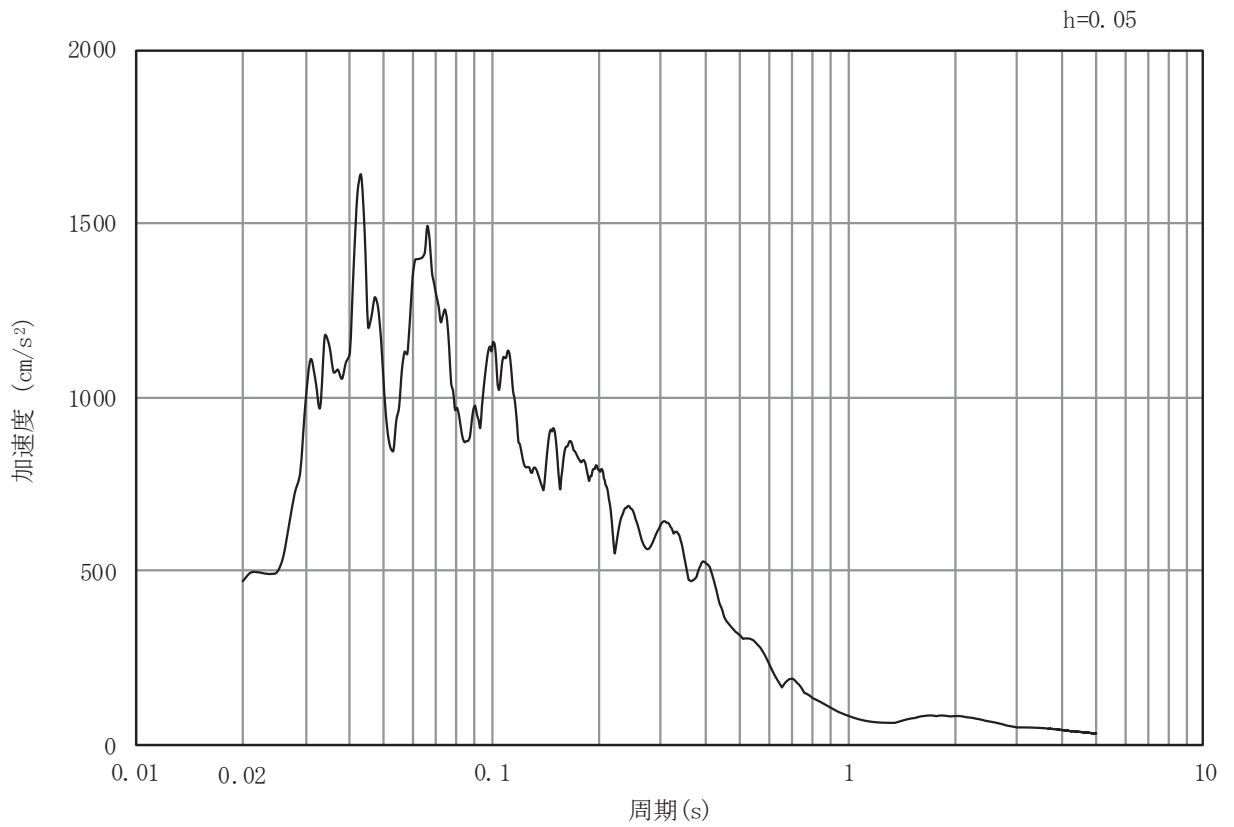


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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 - F 3)

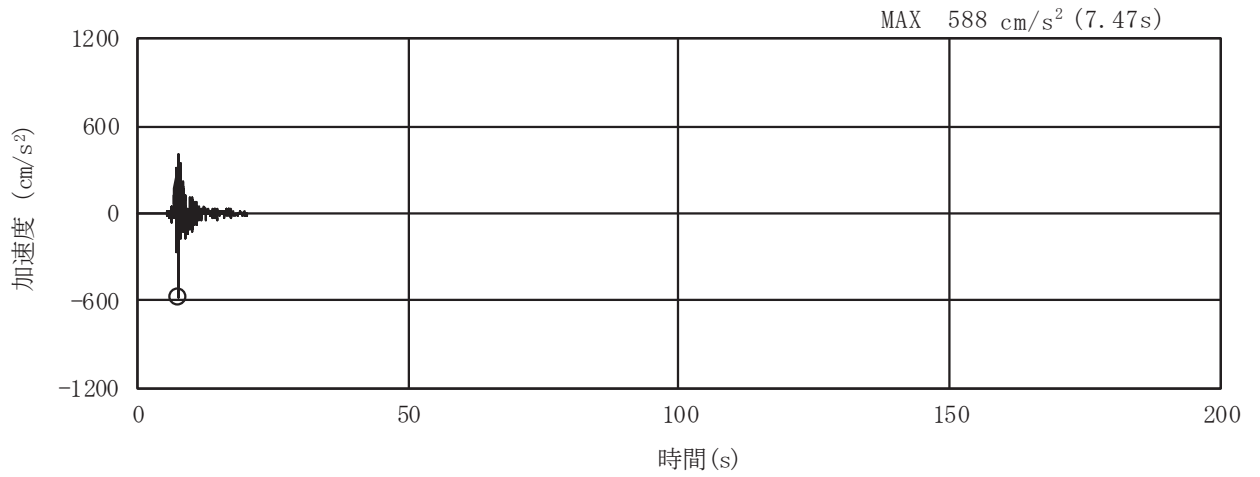


(a) 加速度時刻歴波形

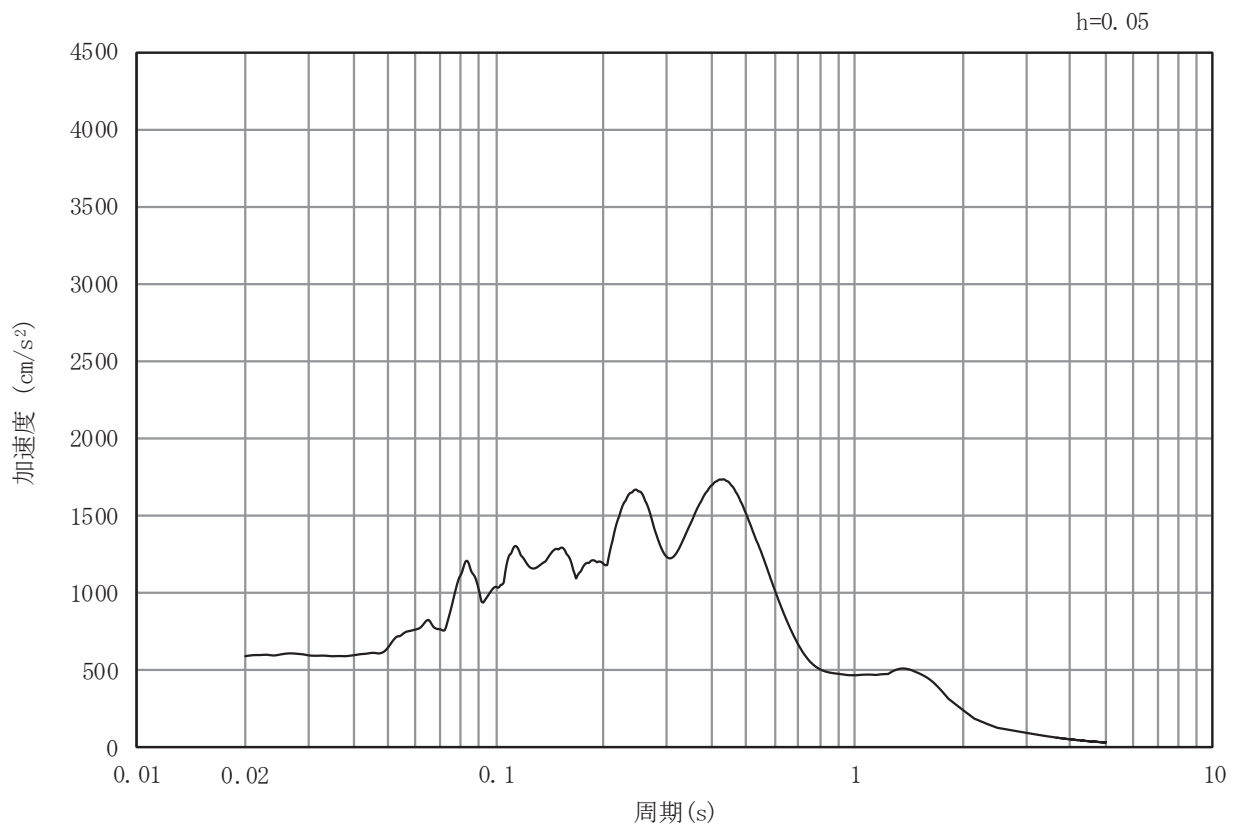


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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 - F 3)

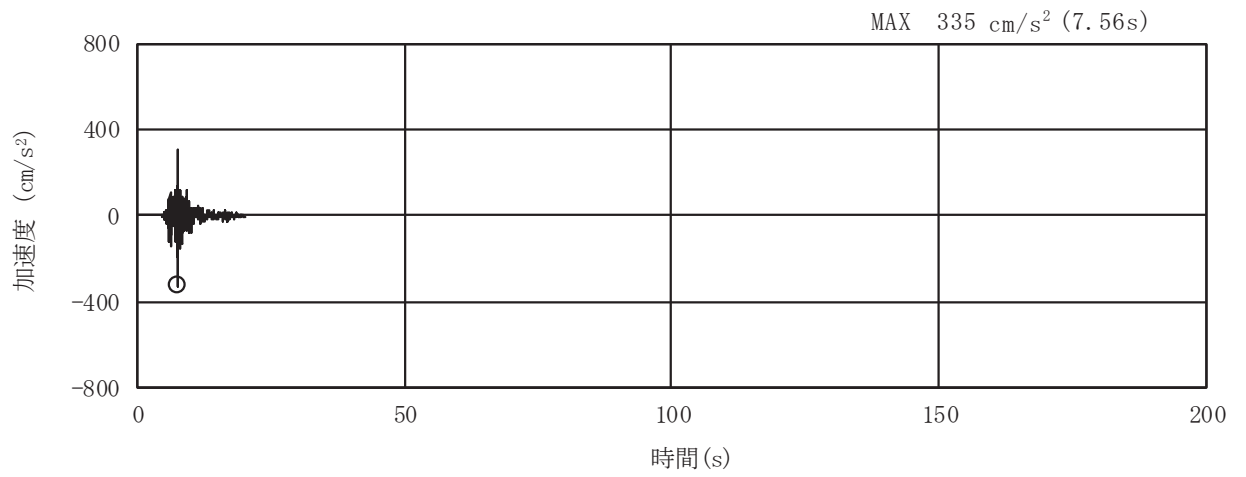


(a) 加速度時刻歴波形

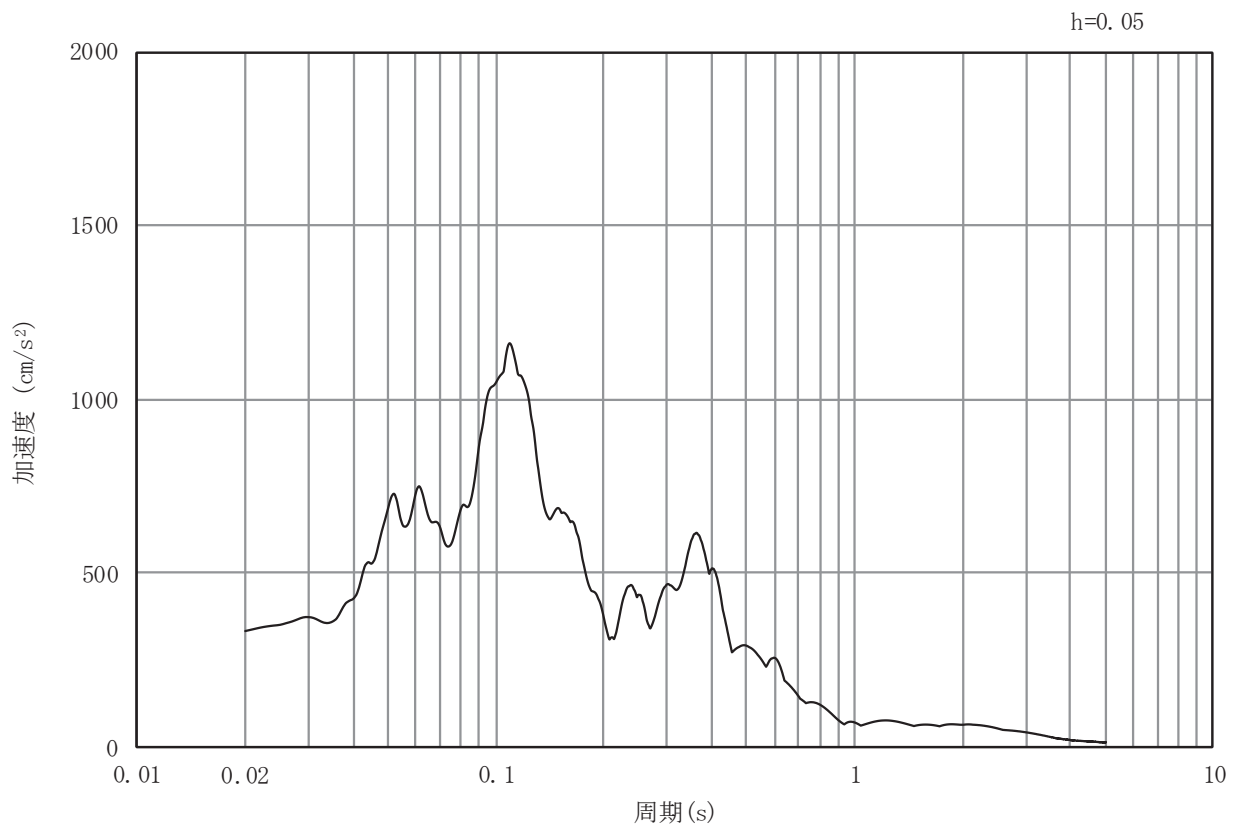


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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 - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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 - N 1)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデル

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地震応答解析モデルを図 3.5-1 に示す。

(1) 解析領域（断面①～断面⑥）

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤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。原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 - 1987）を参考に、図 3.5-1 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。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

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

解析モデルの下端については、O.P. -90.0m までモデル化する。

二次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。二次元地震応答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 3.5-2 に示す。

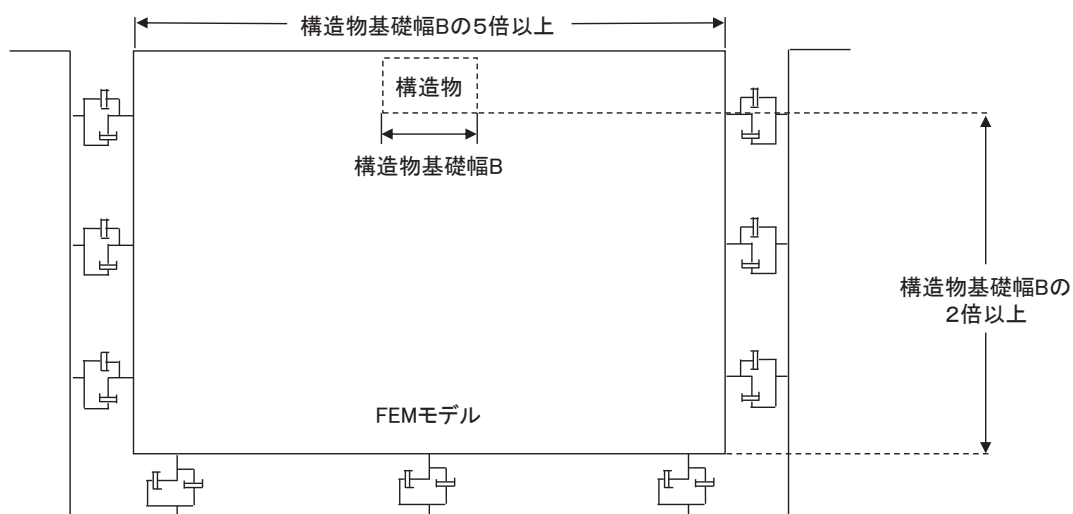


図 3.5-1 モデル化範囲の考え方

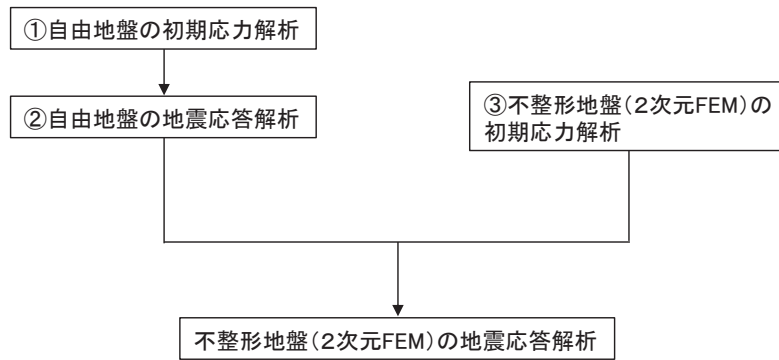


図 3.5-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件 (断面①～断面⑥)

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 3.5-3 に示す。

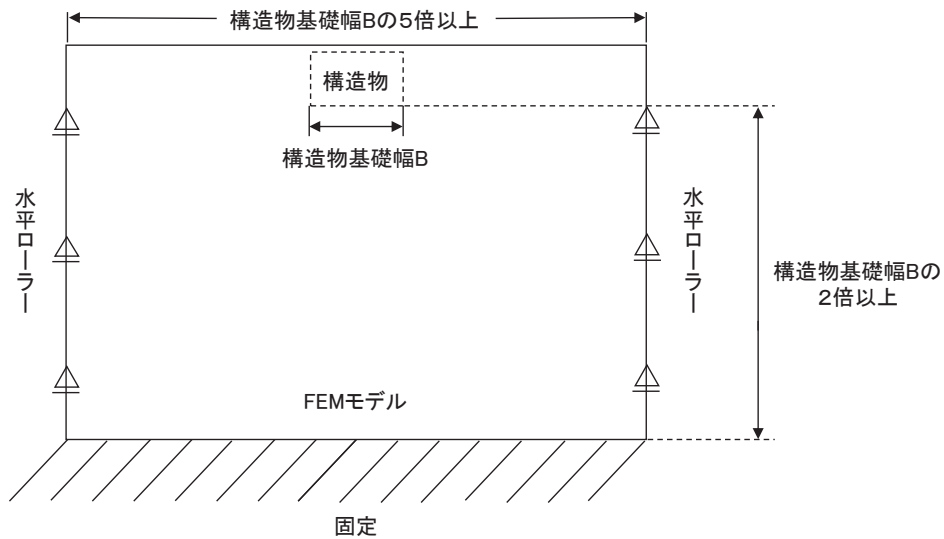


図 3.5-3 固有値解析における境界条件の概念図

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 3.5-4 に示す。

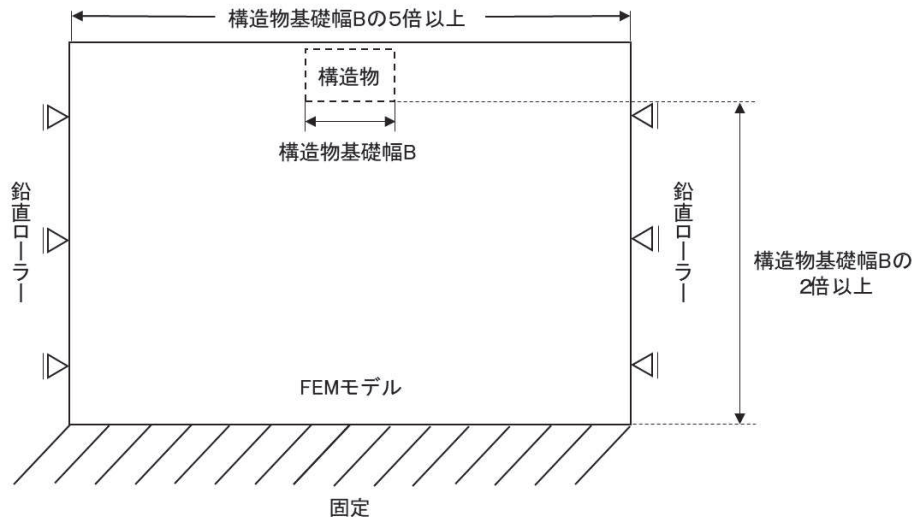


図 3.5-4 初期応力解析における境界条件の概念図

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。

(3) 構造物のモデル化

鋼管杭は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化することとし、長杭と短杭で上部工は構造・重量ともに大きな差は無く、短杭位置での応力状態も確認できることから、長杭としてモデル化する。なお、短杭としてモデル化した場合の影響検討を参考資料1に示す。

背面補強工及び置換コンクリート（一般部のみ）は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

漂流物防護工については、固有周期が0.05s以下となり、地震応答に及ぼす影響は小さいため、鋼管杭に質点としてモデル化する。漂流物防護工の固有周期は参考資料5に示す。

また、岩盤部のうちRC壁部は、鋼管杭及びRC遮水壁を線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

二次元有限要素法解析においてはD級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

一般部に分布するD級岩盤、改良地盤、セメント改良土及び盛土・旧表土は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化することとし、ばね特性は双曲線モデル（H-Dモデル）を用いる。そのうち、盛土・旧表土は、液状化パラメータを

設定することで、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。なお、岩盤は砂岩でモデル化する。

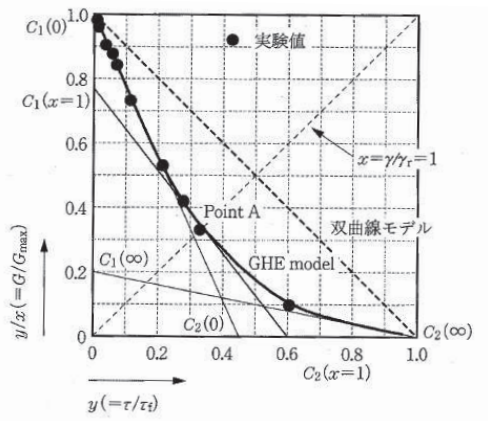
また、岩盤部に分布する **D** 級岩盤は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化することとし、ばね特性は双曲線モデル（修正 GHE モデル）を用いる。修正 GHE モデルは、骨格曲線は GHE モデルを適用し、履歴曲線は Masing 則を改良することにより、任意の $G/G_{max} \sim \gamma$ 関係、 $h \sim \gamma$ 関係及び強度特性（せん断応力の上限值）を満足できるモデルである。モデルの概要を図 3.5-5 に示す。

岩盤部のうち RC 壁部における質点系モデルによる時刻歴応答解析では、周辺地盤を地盤ばねとダッシュポットでモデル化する。地盤ばねは「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定（JEAC4616-2009）」に基づき、Francis・Randolf のばねを用いて水平・鉛直地盤ばねを評価する。地盤ばねの設定方法を図 3.5-6 及び図 3.5-7 に示す。なお、鋼管杭の周面摩擦力に係る鉛直地盤ばねについては、ひずみ依存性を持たない **CL** 級岩盤に設置されること及び鋼管杭の軸力評価における保守性の観点を踏まえ、線形でモデル化する。

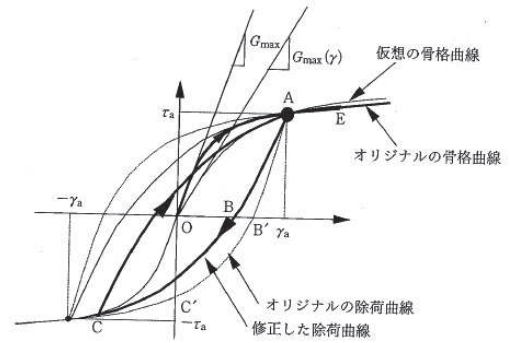
また、杭の周辺地盤と自由地盤における地盤剛性の違いによる変位差を考慮する為にせん断ばねを使用するものであるため、杭（杭節点）と地盤（地盤ばね節点）の間に相対変位分変位するような仮想節点を設け、上下の仮想節点の変位差を考慮するために、仮想節点同士を結ぶようにせん断ばねを設置する。せん断地盤ばねは、解析用物性値に基づき適切に設定する。

設定した地盤ばね及びダッシュポットに変位及び速度を入力する。地盤ばねのモデル化イメージ及び地震応答作成モデルを図 3.5-8～図 3.5-10 に示す。

なお、RC 壁部は地震力が作用する方向に斜面を有するが、水平地盤ばねとして設定していることの適用性を参考資料 6 に示す。



(a) GHEモデルによる実験データのフィッティング方法



(b) Masing則の修正方法の概念図

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{(1/C_1) + (x/C_2)}$$

$$C_1 = \frac{C_1(0) + C_1(\infty)}{2} + \frac{C_1(0) - C_1(\infty)}{2} \cdot \cos\left\{\frac{\pi}{\alpha/X + 1}\right\}$$

$$C_2 = \frac{C_2(0) + C_2(\infty)}{2} + \frac{C_2(0) - C_2(\infty)}{2} \cdot \cos\left\{\frac{\pi}{\beta/X + 1}\right\}$$

ここに、

x : 正規化ひずみ ($= \gamma / \gamma_r$)

γ_r : 基準ひずみ ($= \tau_f / G_{\max}$)

$C_1(0)$, $C_1(\infty)$, $C_2(0)$, $C_2(\infty)$, α , β : GHE モデルのパラメータ

図 3.5-5 修正 GHE モデルの概要

水平地盤ばね

$$\text{剛性: } K_x = (k_h \cdot D \cdot \ell') \cdot N_p \cdot \alpha_{HH}^4 \dots\dots\dots \text{(附2.7-1)}$$

$$k_h \cdot D = \frac{1.3E_s}{1-\nu^2} \cdot \left(\frac{E_s \cdot D^4}{E_p \cdot I_p} \right)^{\frac{1}{2}} \text{ (Francisのばね)} \dots\dots\dots \text{(附2.7-2)}$$

$$E_s = 2G \cdot (1+\nu)$$

$$\text{減衰係数: } C_x = (c_h \cdot D \cdot \ell') \cdot N_p \dots\dots\dots \text{(附2.7-3)}$$

$$c_h \cdot D = 1.57\rho \cdot (V_s + V_{La}) \cdot D \text{ (Gazetas and Dobryによる (附2.7-7))} \dots\dots\dots \text{(附2.7-4)}$$

$$V_{La} = \frac{3.4 V_s}{\pi \cdot (1-\nu)}$$

せん断地盤ばね

$$\text{剛性: } K_{b(s)} = N_p \cdot K_{s(s)} \dots\dots\dots \text{(附2.7-5)}$$

$$K_{s(s)} = \frac{G \cdot A_{S(s)}}{\ell} \dots\dots\dots \text{(附2.7-6)}$$

$$\frac{A_{S(s)}}{A_{S0(s)}} = \frac{\ell}{1.25D} \quad \left(\frac{\ell}{D} > 1.25 \text{のとき} \right) \dots\dots\dots \text{(附2.7-7)}$$

$$\frac{A_{S(s)}}{A_{S0(s)}} = 1.0 \quad \left(\frac{\ell}{D} \leq 1.25 \text{のとき} \right) \dots\dots\dots \text{(附2.7-8)}$$

$$\frac{A_{S0(s)}}{D^2} = 2.15 \left(\frac{V_s}{V_p} \right)^{-6.35} \dots\dots\dots \text{(附2.7-9)}$$

$$\frac{V_s}{V_p} = \sqrt{\frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}} \dots\dots\dots \text{(附2.7-10)}$$

$$\text{減衰係数: } C_b = 0 \dots\dots\dots \text{(附2.7-11)}$$

ここで、 G : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m²)

N_p : 杭本数

V_s : 地盤のS波速度 (m/s)

ℓ' : 杭の質点の支配長さ (m)

V_{La} : Lysmerの波動速度 (m/s)

ℓ : 杭の質点間距離 (杭要素の長さ) (m)

ν : 地盤のポアソン比

α_{HH} : 杭頭における水平ばねの群杭係数

ρ : 地盤の密度 (t/m³)

$\alpha_{HH}^{\frac{4}{3}}$ * : Francisのばねに考慮する群杭効果

$E_p \cdot I_p$: 杭体の曲げ剛性 (kN・m²)

$K_{b(s)}$: 群杭のせん断地盤ばね剛性 (kN/m)

$K_{s(s)}$: 単杭のせん断地盤ばね剛性 (kN/m)

$A_{S(s)}$: 単杭の等価土柱面積 (m²)

$A_{S0(s)}$: 単杭の等価土柱面積の下限値 (m²)

D : 杭径 (m)

V_p : 地盤のP波速度 (m/s)

「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 (JEAC4616-2009)」より抜粋

注記 * : 群杭効果は見込まず、 $\alpha_{HH}=1$ とする

図 3.5-6(1) 水平地盤ばね及びせん断地盤ばね算定式

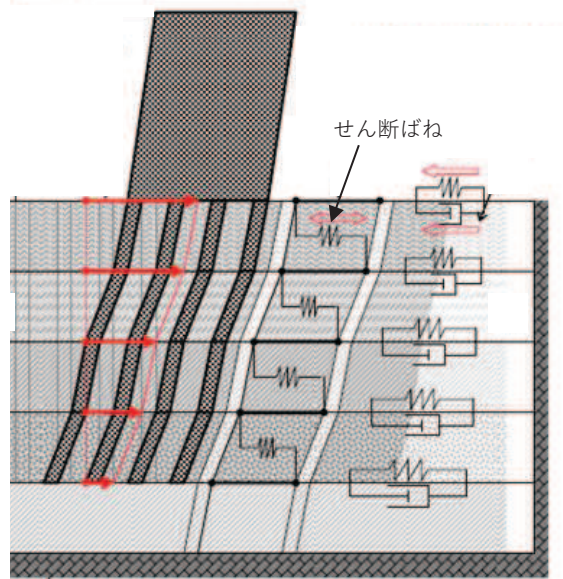


図 3.5-6(2) せん断ばねイメージ図

剛性（杭周部分）：

$$K_V = S_V \cdot \ell \cdot e_V \cdot N_p \dots\dots\dots (附 2.7-12)$$

$$S_V = \frac{2\pi \cdot G}{\log_e \left(\frac{2r_m}{D} \right)} \dots\dots\dots (附 2.7-13)$$

$$r_m = 2.5L \cdot (1 - \nu)$$

剛性（杭底面部分）：

$$K_V' = \frac{\pi \cdot \rho \cdot D \cdot V_S^2}{2(1 - \nu)} \cdot e_V \cdot N_p \dots\dots\dots (附 2.7-14)$$

減衰係数（杭周部分）：

$$C_{V(G)} = C_{V(S)} \cdot \ell' \cdot N_p \dots\dots\dots (附 2.7-15)$$

$$C_{V(S)} = \pi \cdot \rho \cdot D \cdot V_S \dots\dots\dots (附 2.7-16)$$

減衰係数（杭底面部分）：

$$C_V' = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot \rho \cdot V_p \cdot N_p \dots\dots\dots (附 2.7-17)$$

ここで、 e_V ：「d. 群杭効果 e_V の評価方法」による鉛直分布ばねの群杭効果

N_p ：杭本数

ℓ' ：杭の質点の支配長さ (m)

G ：地盤のせん断弾性係数 (kN/m²)

L ：杭長 (m)

ν ：地盤のポアソン比

D ：杭径 (m)

ρ ：地盤の密度 (t/m³)

V_S ：地盤のS波速度 (m/s)

$C_{V(G)}$ ：群杭の杭周部分の減衰係数 (kN・s/m)

$C_{V(S)}$ ：単杭の杭周部分の単位長さあたりの減衰係数 (kN・s/m)

V_p ：地盤のP波速度 (m/s)

「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 (JEAC4616-2009)」より抜粋

注記 *：群杭効果は見込まず、 $e_V = 1$ とする

図 3.5-7 鉛直地盤ばね算定式

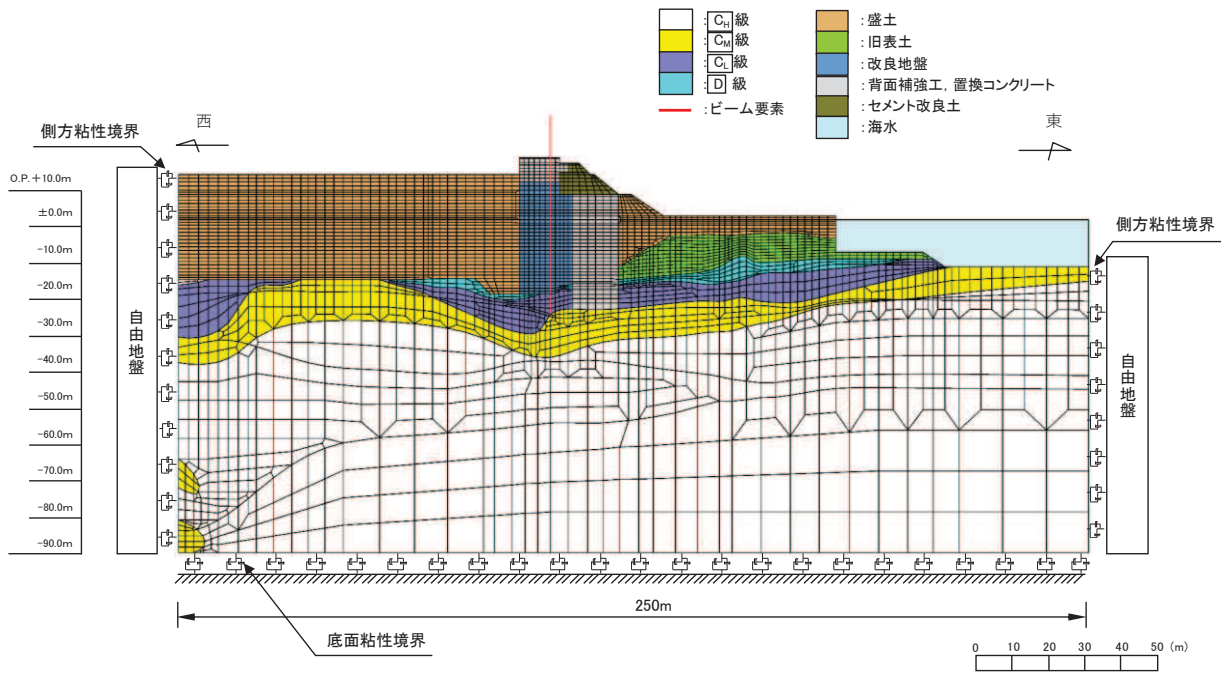


図 3.5-8 (1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面①）

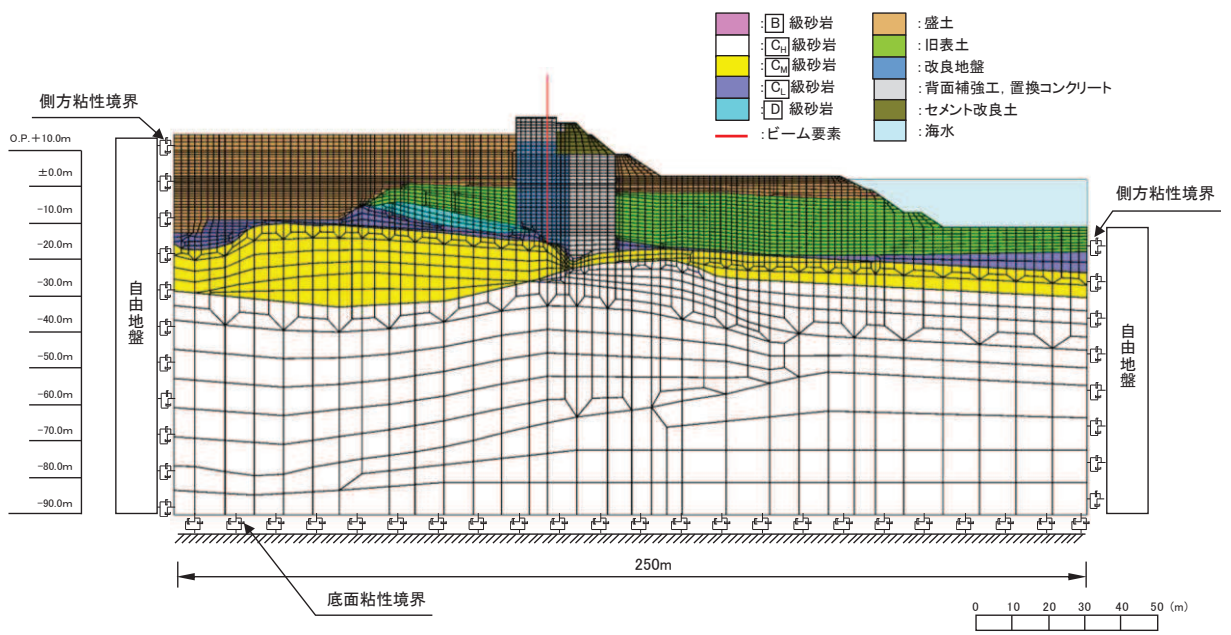


図 3.5-8 (2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面②）

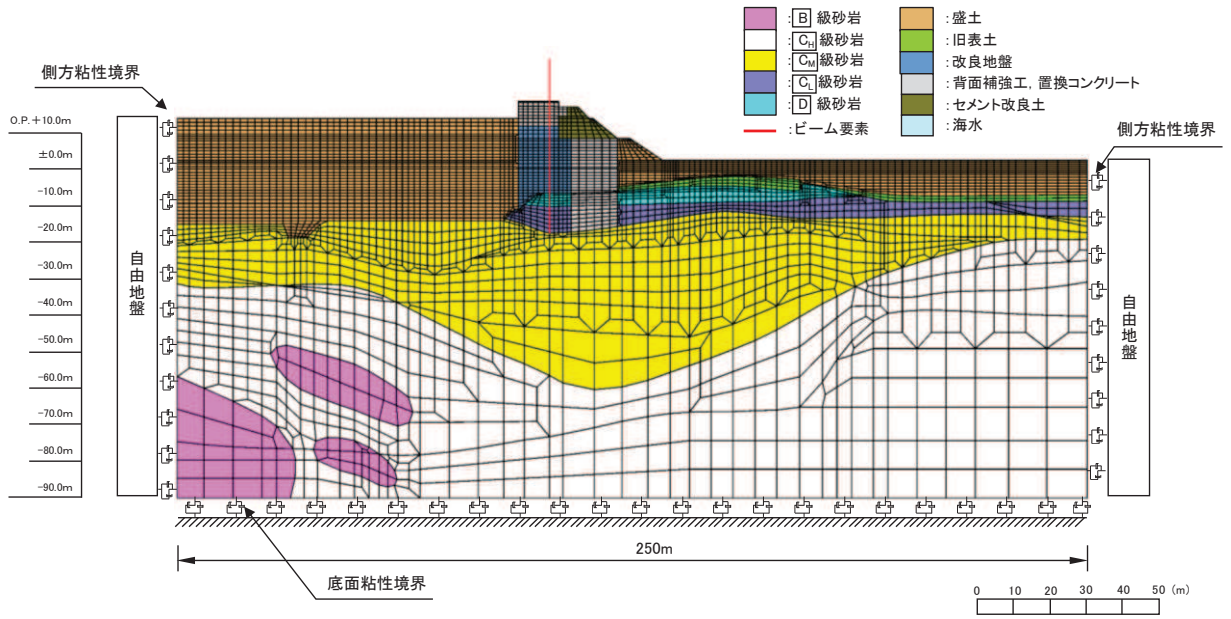


図 3.5-8 (3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面③）

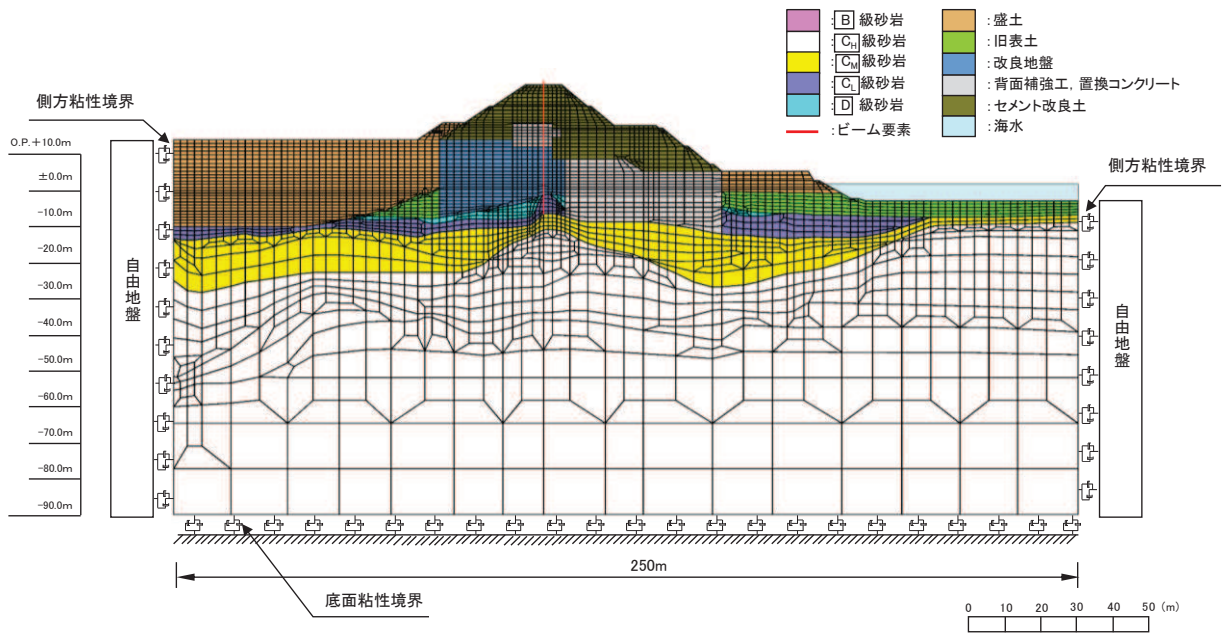


図 3.5-8 (4) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面④）

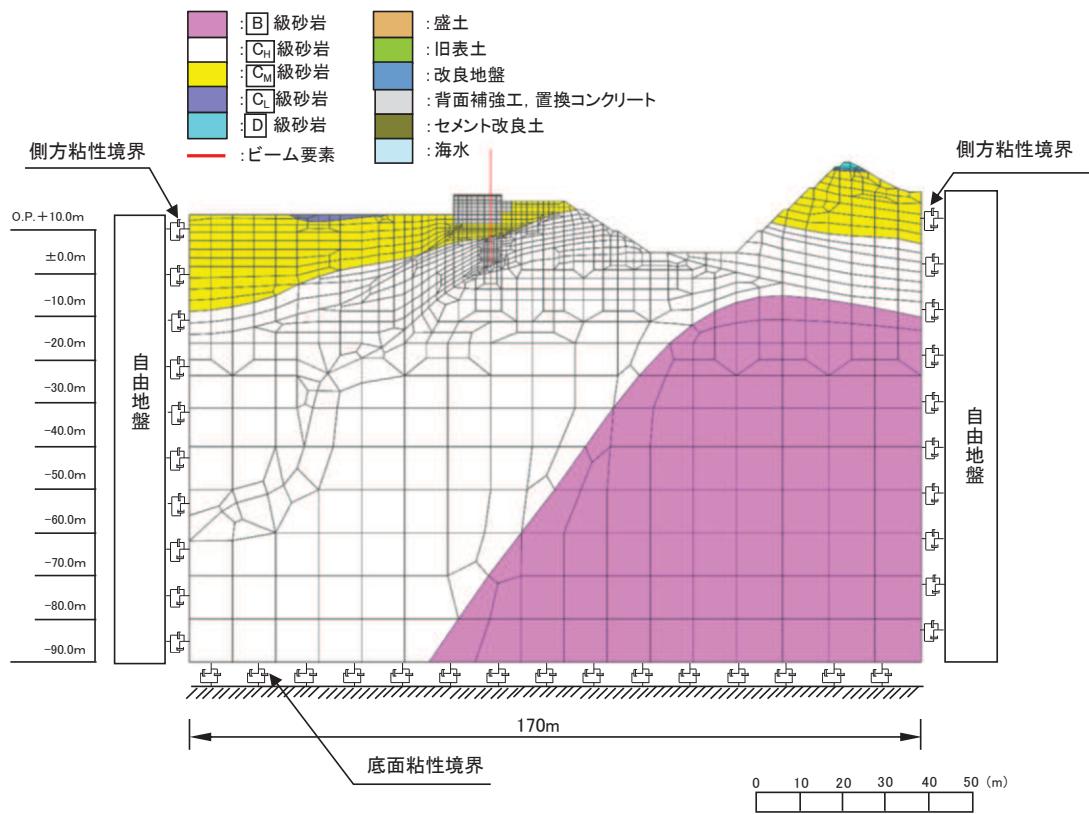


図 3.5-9 (1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑤）

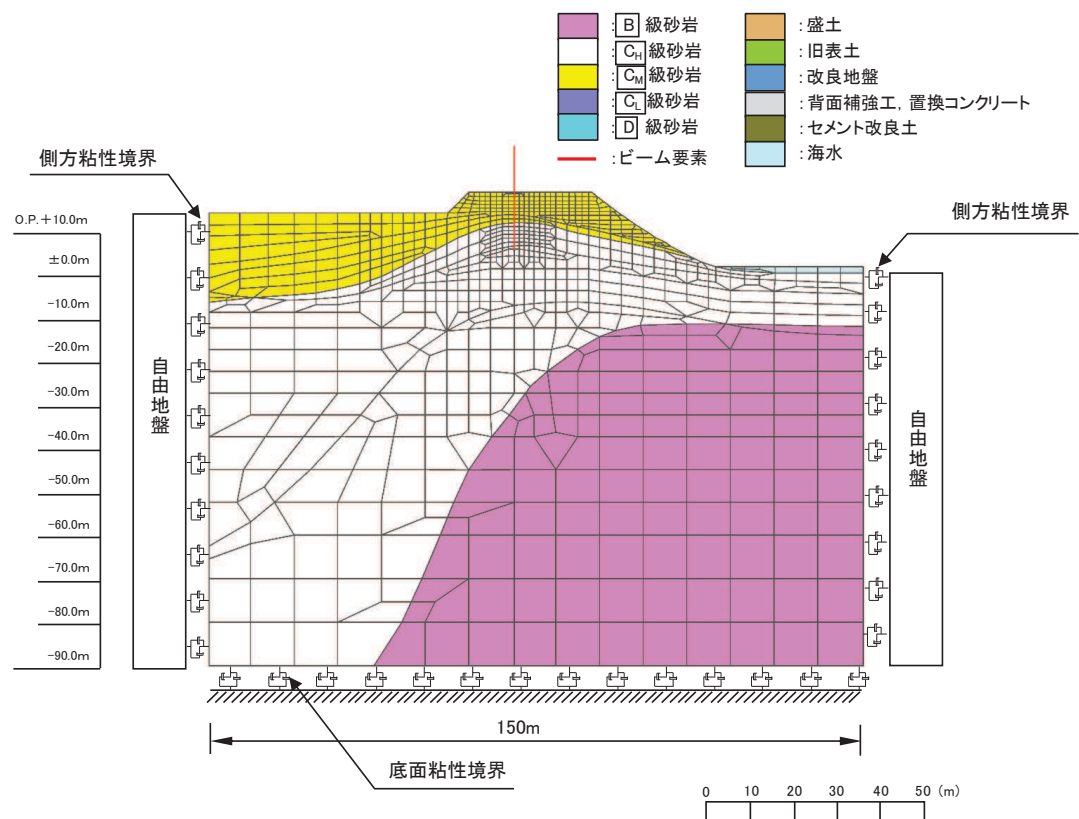


図 3.5-9 (2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑥）

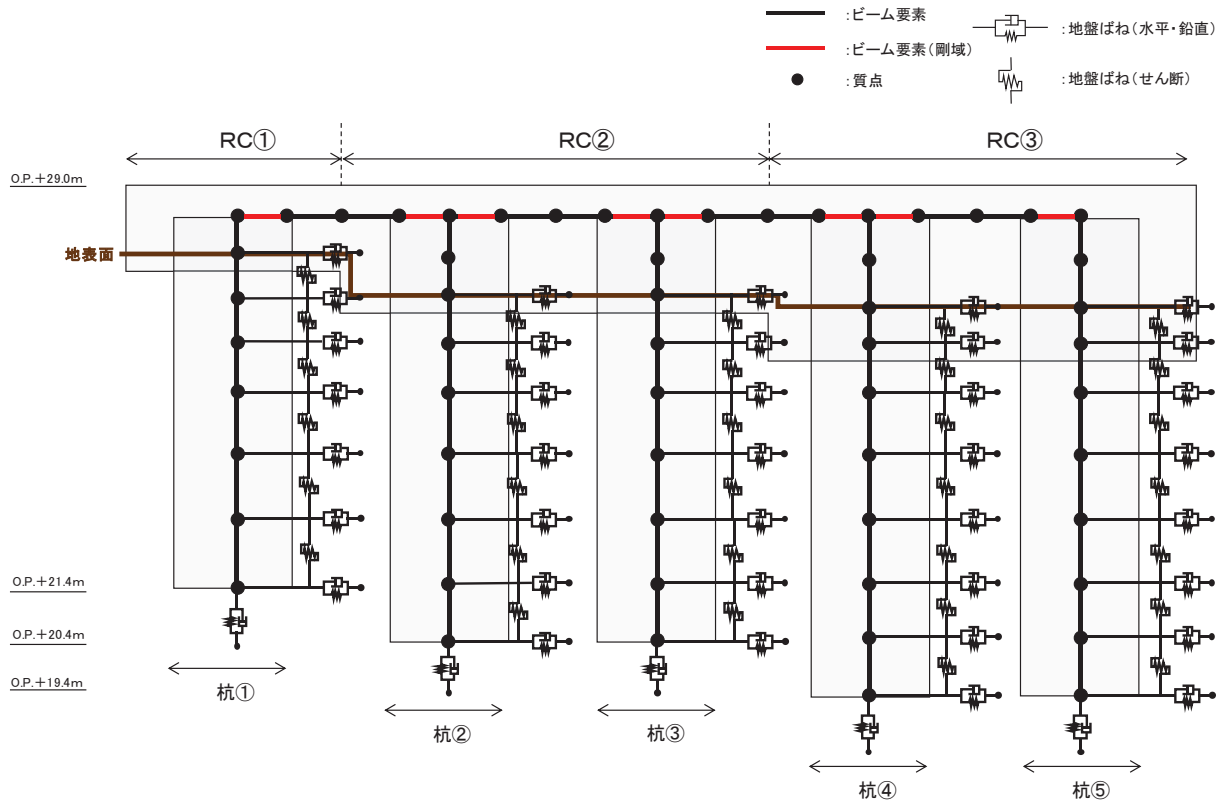
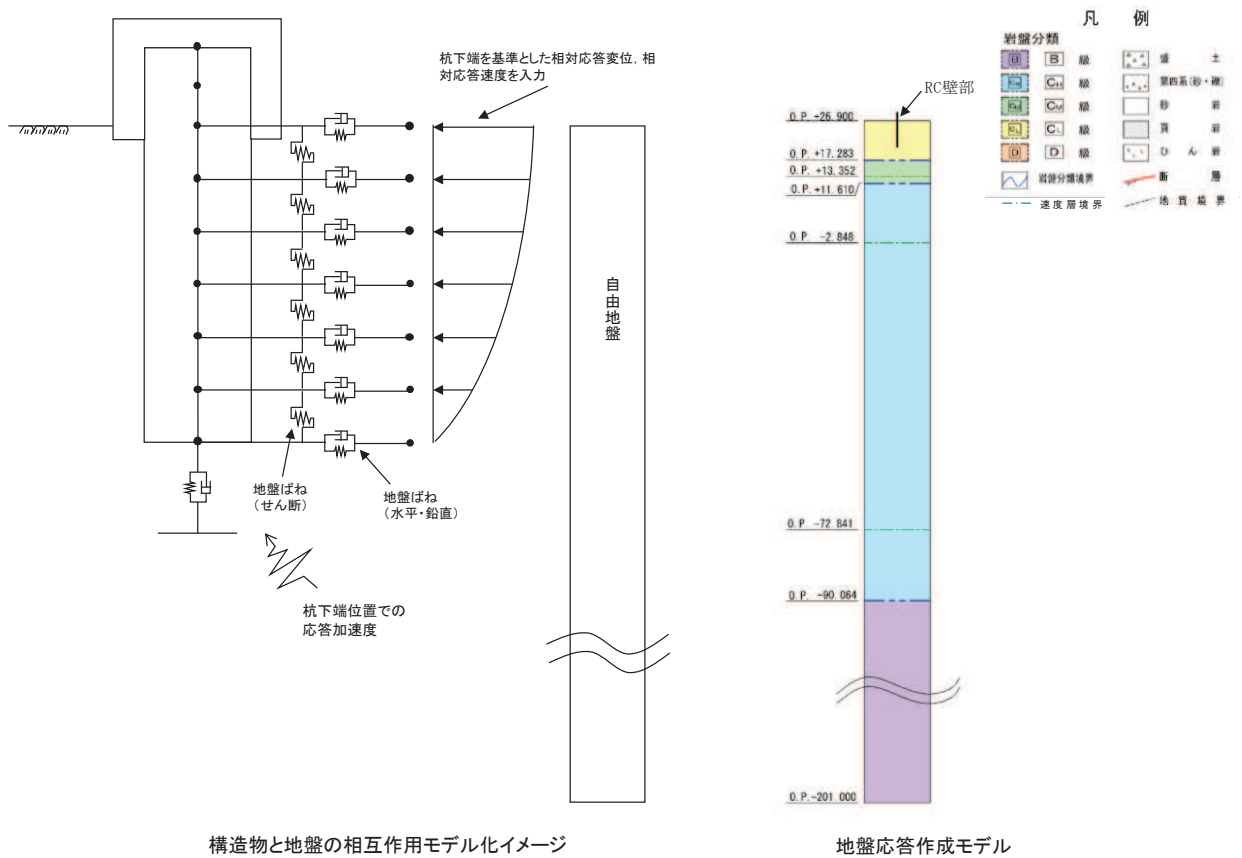


図 3.5-9 (3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑦）



構造物と地盤の相互作用モデル化イメージ

地盤応答作成モデル

図 3.5-10 岩盤部のうち RC 壁部の地盤ばねのモデル化（断面⑦）

(5) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面の法線方向に対して地震時の引張荷重を与えると、地盤は構造体から剥離する特徴がある。また、地盤と構造体の接合面のせん断方向に対して地震時のせん断荷重を与え、せん断ひずみを増加させていくと、地盤及び構造体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。

時刻歴応答解析では、地震時における実挙動を正確に把握するために、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設定し、地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。

ただし、表面を露出させて打継処理が可能である箇所については、ジョイント要素を設定しない。具体的には、背面補強工（コンクリート）と改良地盤の水平境界及びセメント改良土とコンクリートの水平境界については、双方の材料がセメント系の材料であって一体化しやすいこと及び打継処理が可能であることから、ジョイント要素を設定しない。なお、背面補強工と改良地盤の境界は鋼管杭が貫いていることから、剥離を考慮した場合に鋼管杭に与える影響を確認するため、この箇所にジョイントを設定した場合の影響について参考資料4に示す。

一方、コンクリートと岩盤の境界や改良地盤と岩盤の境界については、岩盤の引張強度を0として設定していることから、これらの境界にはジョイント要素を設定する。

ジョイント要素は、地盤と構造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。図 3.5-11 にジョイント要素の力学特性、図 3.5-12 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。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3.5-1～表 3.5-2 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、接合面に設定するジョイント要素のせん断強度は隣り合う地盤又は構造物の各せん断強度のうち小さい値を採用することとし、表 3.5-3 のとおり設定する。

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

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) 周辺地盤との境界に用いる強度特性（狐崎部層）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
C _M 級*	0.49	47.0
C _H 級*	1.72	43.0

注記*：砂岩

表 3.5-1 (2) 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (牧の浜部層)

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
C _M 級*	0.78	50.0
C _H 級*	1.29	54.0

注記* : 砂岩

表 3.5-2 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (共通)

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土* ¹	0.10	33.9
盛土* ²	0.00	33.9
旧表土	0.00	38.7
セメント改良土	0.65	44.3
改良地盤	1.39	22.1
D級	0.10	24.0
C _L 級	0.46	44.0

注記 * 1 : 地下水位以浅

* 2 : 地下水位以深

表 3.5-3 ジョイント要素の粘着力と内部摩擦角

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

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分な値とし、松本らの方法 (松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10612070, 2009) に従い、表 3.5-4 のとおり設定する。

表 3.5-4 ジョイント要素のばね定数

地盤	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
盛土・旧表土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤・セメント改良土・改良地盤	1.0×10^7	1.0×10^7

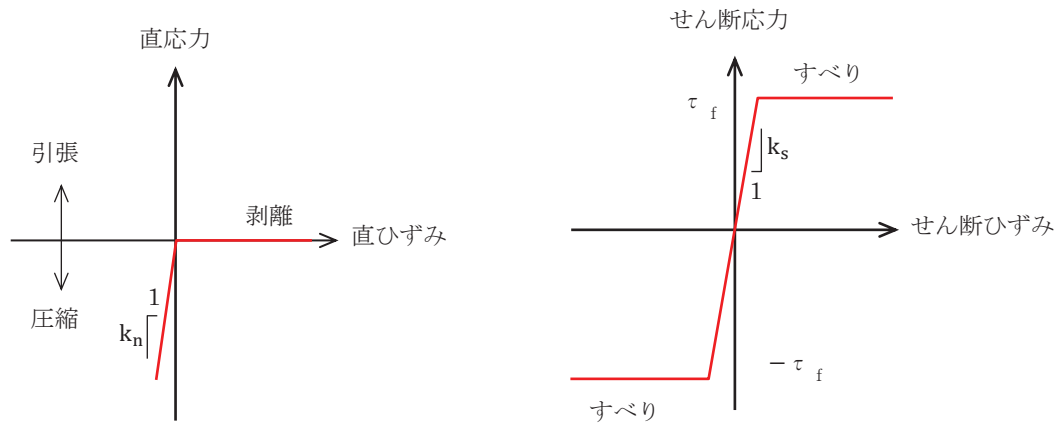


図 3.5-11 ジョイント要素の力学特性

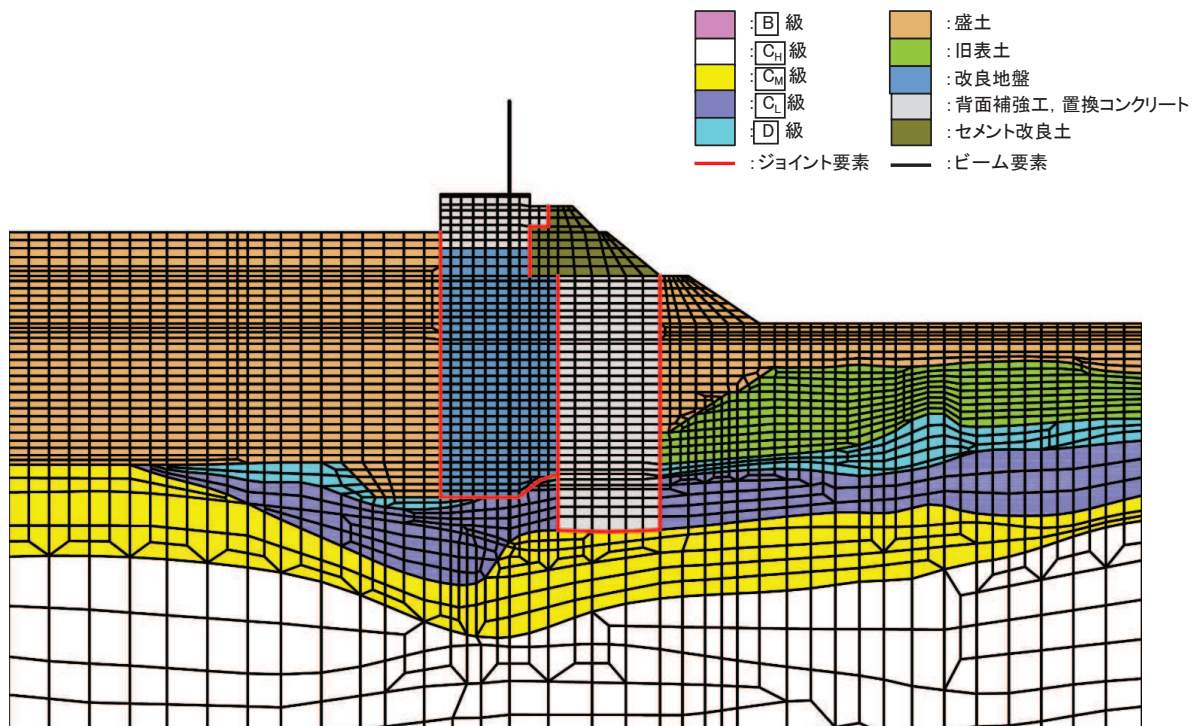


図 3.5-12 (1) 断面①におけるジョイント要素の配置図

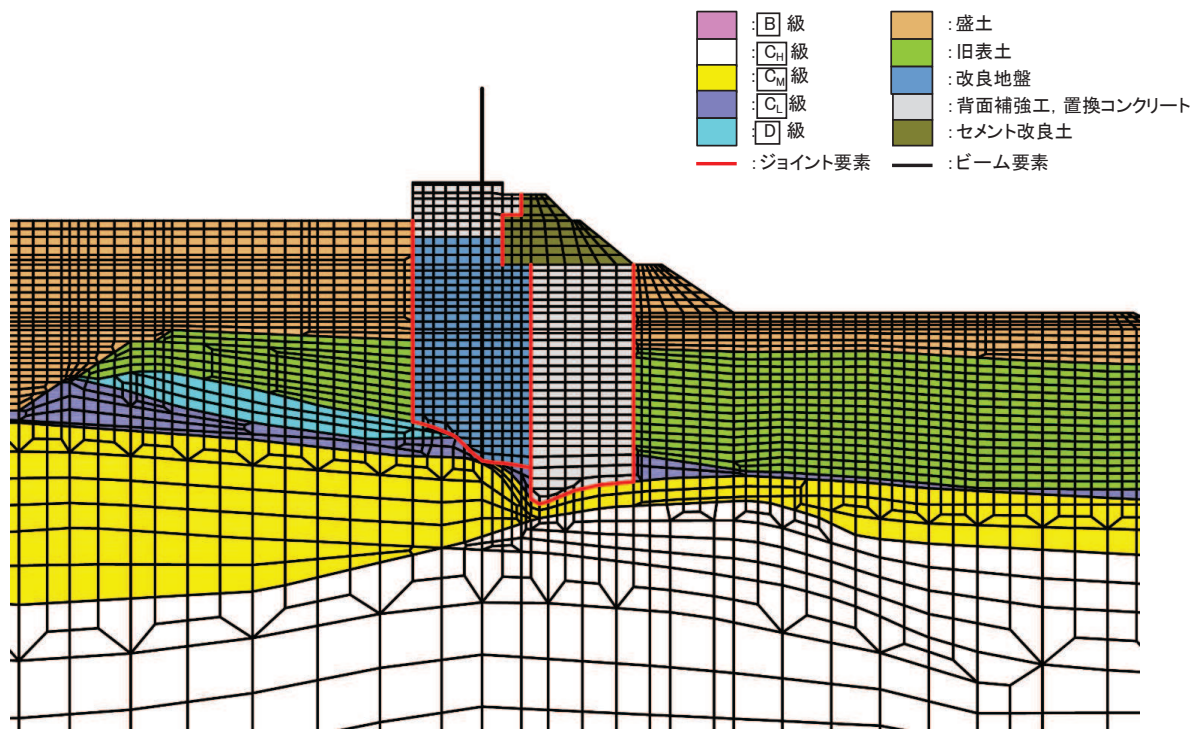


図 3.5-12 (2) 断面②におけるジョイント要素の配置図

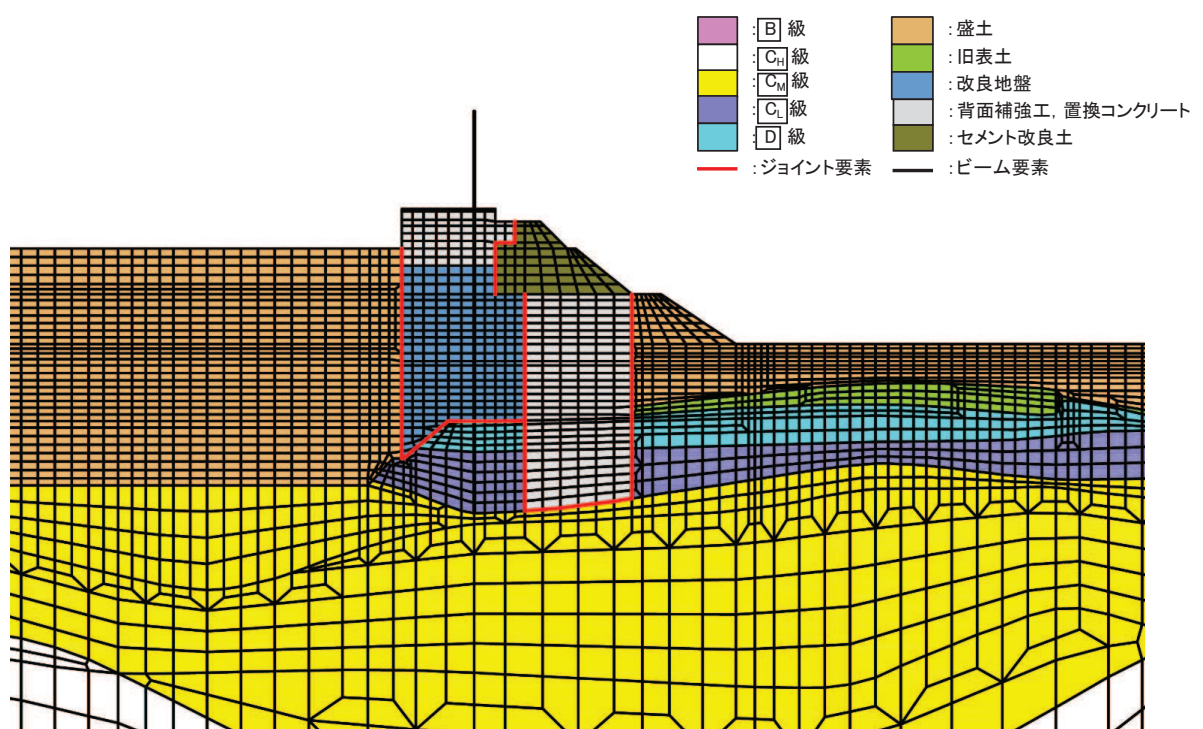


図 3.5-12 (3) 断面③におけるジョイント要素の配置図

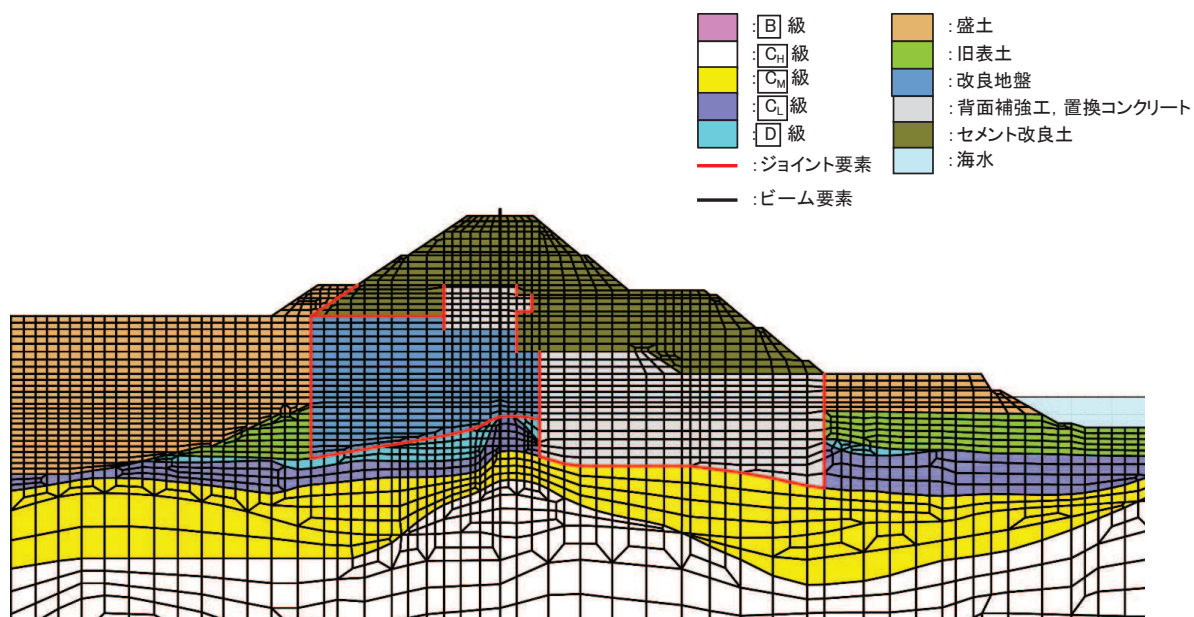


図 3.5-12 (4) 断面④におけるジョイント要素の配置図

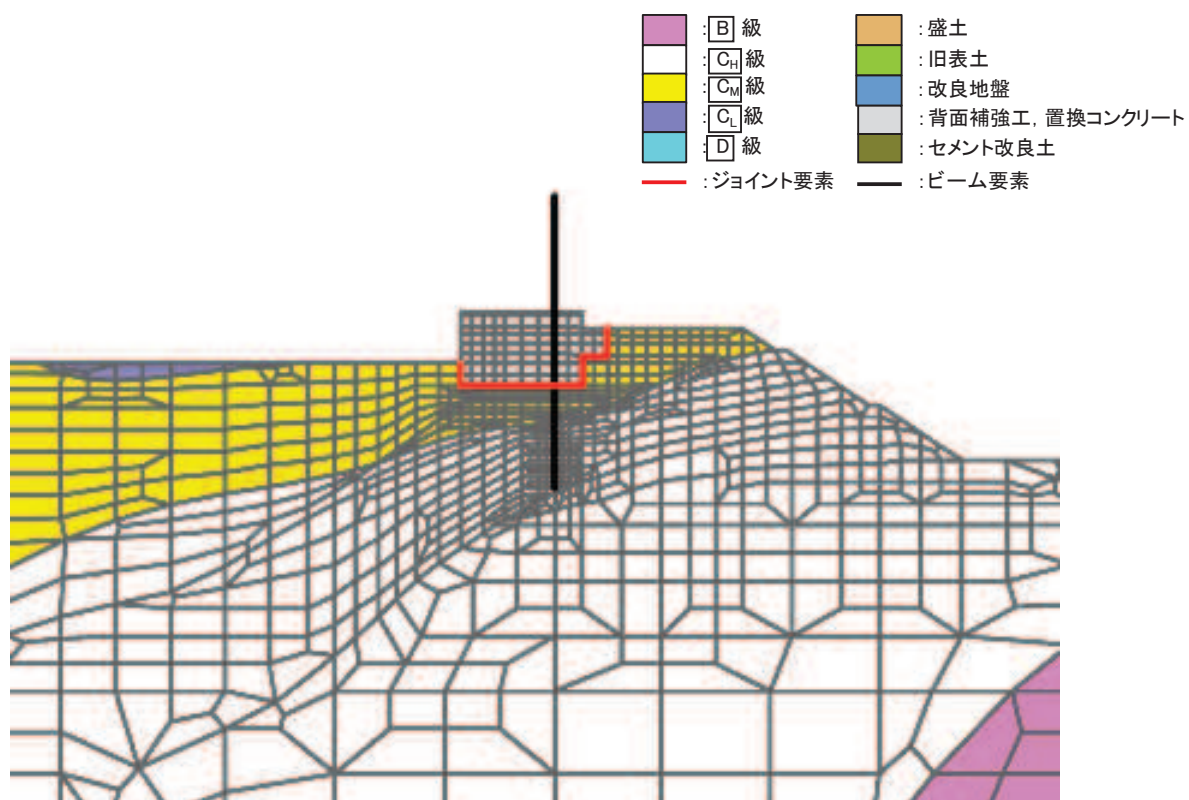


図 3.5-12 (5) 断面⑤におけるジョイント要素の配置図

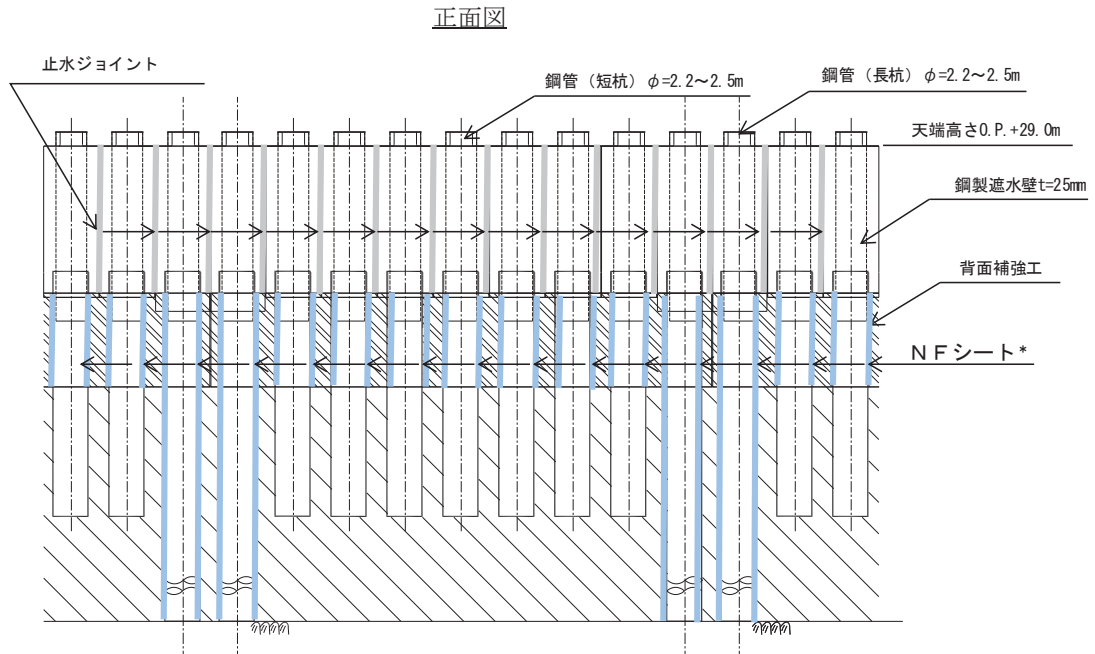
(6) 杭と地盤の境界条件

a. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部（断面①～断面④）

一般部の鋼管杭の周面には、図 3.5-13 に示すとおり NF シート*を施工している。一方、NF シートは瞬間的な挙動変化に対して追従できない可能性がある。

上記及び鋼管杭の軸力にとって保守的な評価とするため、鋼管杭と背面補強工及び地盤の接合方法については剛結とする。鋼管杭と背面補強工及び地盤の境界条件を図 3.5-14 に示す。なお、NF シートが施工されていることを踏まえ、影響確認として、鋼管杭と背面補強工及び改良地盤の鉛直方向の境界条件を非剛結とした検討を参考資料 3 に示す。

また、鋼製遮水壁が根入れする部分及び鋼管杭がセメント改良土に囲まれる部分（断面④のみ）については地盤ばねを設定することとし、水平方向は、引張荷重が生じた場合に剛性及び応力を零とし、剥離を考慮するノーテンションばねを設定し、鉛直方向は非剛結とする。



注記 * : アスファルトをシートに成形したものであり、本資料では『NF シート』と呼ぶ。ネガティブフリクション対策として施工したが、沈下しない設計に変更したため、役割を期待しない。

図 3.5-13 NF シートの配置

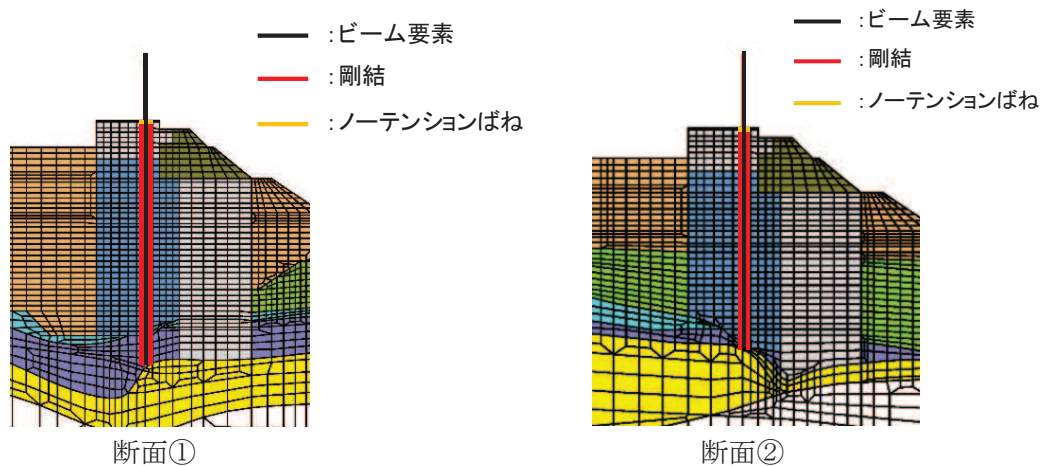


図 3.5-14(1) 鋼管杭周面の境界条件（一般部）

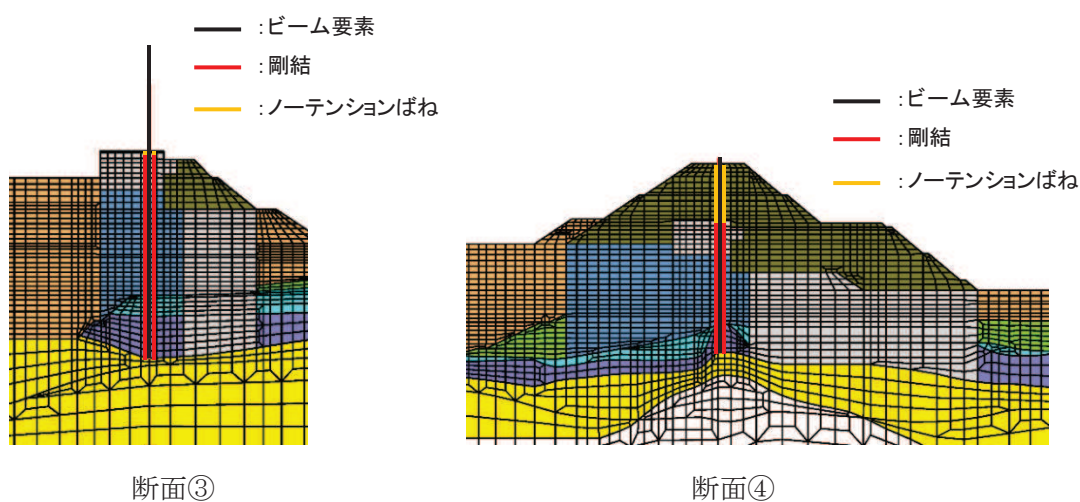


図 3.5-14(2) 鋼管杭周面の境界条件（一般部）

b. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部（断面⑤～断面⑥）

鋼管杭の周面は背面補強工及び岩盤で囲まれていることを踏まえ、鋼管杭と背面補強工及び岩盤の境界条件については剛結とする。鋼管杭と背面補強工及び岩盤の境界条件を図 3.5-15 に示す。

なお、鋼製遮水壁が根入れする部分については地盤ばねを設定することとし、水平方向は、引張荷重が生じた場合に剛性及び応力を零とし、剥離を考慮するノーテンションばねを設定し、鉛直方向は非剛結とする。

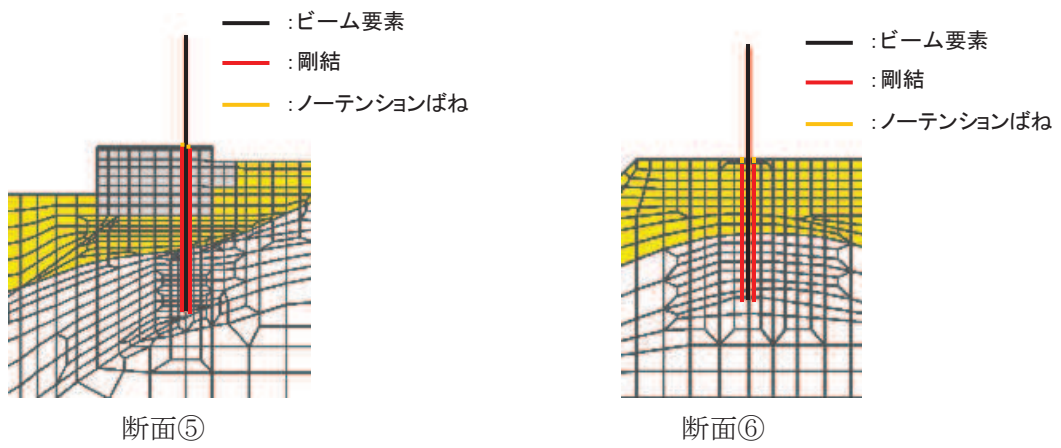


図 3.5-15 鋼管杭周面の境界条件（岩盤部）

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-5 に、材料の物性値を表 3.5-6 に示す。

表 3.5-5 使用材料

材料		諸元	
コンクリート	背面補強工	設計基準強度 : 30 N/mm ²	
	置換コンクリート	設計基準強度 : 30 N/mm ²	
	RC 遮水壁	設計基準強度 : 40 N/mm ²	
鋼材	鋼管杭*	φ 2200mm	t=25mm (SKK490), t=40mm (SM570)
		φ 2500mm	t=25mm (SKK490), t=35mm (SM570)
	鋼製遮水壁*		SM570, SM490Y
	漂流物防護工*		SM570, SM490Y
	鉄筋		SD345

注記 * : 気中部分に露出する部分は、塗装による防食処理を行うことから、鋼管杭の腐食代を考慮する必要は無いものの、設計の保守性の観点から断面照査時に念のため腐食代を考慮することとし、日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編に基づき腐食代 1 mm を考慮する。杭体、鋼製遮水壁（スキンプレート）及び漂流物防護工の断面照査において、腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 3.5-6(1) 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 (%)
コンクリート	背面補強工	24.0* ¹	2.8×10 ⁴ * ¹	0.2* ¹	-
	置換コンクリート	22.5* ¹	2.8×10 ⁴ * ¹	0.2* ¹	-
	RC 遮水壁	24.0* ¹	3.1×10 ⁴ * ¹	0.2* ¹	-
鋼管杭	SM570, SKK490	77.0* ²	2.00×10 ⁵ * ²	0.3* ²	-
鋼材	SM570, SM490Y	77.0* ²	2.00×10 ⁵ * ²	0.3* ²	-

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

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

表 3.5-6(2) 材料の物性値 (コンクリートの強度特性)

材料		せん断 強度 (N/mm ²)	内部 摩擦角 (°)	引張 強度 (N/mm ²)	残留 強度 (N/mm ²)
コンクリート	背面補強工	6.00* ¹	-* ²	2.22* ³	-* ²
	置換コンクリート				

注記 *1 : 土木学会 2013 年 コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編

*2 : 内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

*3 : 土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]

3.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 3.5-7～表 3.5-11 に示す。

なお、有効応力解析に用いる液状化強度特性は、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、下限値として設定する。

表 3.5-7(1) 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

岩種・岩級	物理特性 単位体積重量 γ (kN/m ³)	強度特性					変形特性				
		静的・動的特性			静的特性		動的特性		動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)				
B級	26.4	1.72	43.0	1.30 $\sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 3.5-7(2) 参照	0.03	0.03		
C _H 級	26.2	1.72	43.0	1.30 $\sigma^{0.73}$	1,770	0.24					
C _M 級	25.2	0.49	47.0	1.16 $\sigma^{0.62}$	980	0.26					
C _L 級	24.1	0.46	44.0	0.73 $\sigma^{0.76}$	400	0.31					
D級	20.2	0.10	24.0	0.41 $\sigma^{0.49}$	78	0.38				$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d / G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$

表 3.5-7(2) 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第2速度層	1.5×10^3	0.44
		第3速度層	5.9×10^3	0.40
		第4速度層	13.2×10^3	0.36
		第5速度層	16.5×10^3	0.35
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
C _M 級	砂岩	第2速度層	1.5×10^3	0.44
		第3速度層	5.7×10^3	0.40
		第4速度層	12.7×10^3	0.36
		第5速度層	15.8×10^3	0.35
C _L 級	砂岩	第1速度層	0.2×10^3	0.48
		第2速度層	1.4×10^3	0.44
		第3速度層	5.5×10^3	0.40
D級	砂岩	第1速度層	表 3.5-7(1) 参照	0.48
		第2速度層		0.44

表 3.5-8(1) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級	物理特性		強度特性				変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性			静的特性		動的特性		動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)			
B級	26.4	1.29	54.0	$1.12\sigma^{0.74}$	4,100	0.21	表 3.5-8(2) 参照	0.03		
C _H 級	26.2	1.29	54.0	$1.12\sigma^{0.74}$	1,900	0.19		0.03		
C _M 級	25.5	0.78	50.0	$1.09\sigma^{0.72}$	1,200	0.24		0.03		
C _L 級	23.1	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	250	0.26		0.03		
D級	20.2	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38		h = $0.085\gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$		

表 3.5-8(2) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
C _M 級		第1速度層	0.2×10^3	0.48
		第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
C _L 級		第5速度層	16.8×10^3	0.33
	第1速度層	0.2×10^3	0.48	
	第2速度層	1.2×10^3	0.45	
D級	第3速度層	4.7×10^3	0.41	
	第1速度層	表 3.5-8(1) 参照	0.48	
第2速度層	0.45			

表 3.5-9 地盤の解析用物性値 (盛土他)

岩種・岩級	物理特性		強度特性					変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	静的・動的特性			静的特性		動的特性		減衰定数 h	
			内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d		
盛土	20.6	0.06	30.0	—	0.06 + σ tan30.0°	198 $\sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \gamma/0.00036)^{*1}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$	
旧表土	19.0	0.08	26.2	—	0.08 + σ tan26.2°	302 $\sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \gamma/0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.091 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$	
断層 及びシーム ^{*2}	18.6	0.067	22.2	—	0.067 + σ tan22.2°	圧縮方向 124.5 $\sigma^{0.90}$ せん断方向 44.43 $\sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \gamma/0.0012)^{*1}$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$	
セメント改良土	21.6	0.65	44.3	0.46	0.21 + σ tan40.9°	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \gamma/0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.031 \log \gamma$	
改良地盤	20.6	1.39	22.1	0.65	0.51 + σ tan34.6°	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \gamma/0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$	

*1: 残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s / 2 (1 + \nu_s), \quad G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m), \quad \gamma_m = \tau / G_0$$

*2: 断層及びシームの存在物は、「粘土状」、「砂状」、「鱗片上」等の性状が確認されているが、そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い解析用物性値を設定している

表 3.5-10 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

		旧表土	盛土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.94 (1.88) *	2.10 (1.90) *	
	間隙率 n	0.437	0.363	
変形特性	動せん断 弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.110×10^5	7.071×10^4	
	基準平均 有効拘束圧 σ_{ma} (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	0.40	0.40	
	減衰定数 の上限値 h_{max}	0.220	0.183	
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.08 (0.00) *	0.06 (0.10) *	
	内部摩擦角 ϕ (°)	26.2 (38.7) *	30.0 (33.9) *	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28.0	28.0	
	液状化パラメータ	S_1	0.005	0.005
		w_1	1.3	14.0
		p_1	1.2	1.0
		p_2	0.8	0.6
		c_1	2.75	2.8

注記 * : 括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

表 3.5-11 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液化化検討対象層）

		D 級岩盤	改良地盤	セメント改良土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.06 (1.95)*	2.10 (2.00)*	2.20	
	間隙率 n	0.349	0.00	0.00	
変形特性	動せん断 弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.000×10^5	1.94×10^6 (1.84×10^6)	1.67×10^6	
	基準平均 有効拘束圧 σ'_{ma} (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	第1 速度層	0.48	0.35	0.36
		第2 速度層	0.44(狐崎部層) 0.45(牧の浜部層)		
	減衰定数 の上限値 h_{max}	0.113	0.113	0.080	
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.10	1.39	0.65	
	内部摩擦角 ϕ (°)	24.0	22.1	44.3	

注記 * : 括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

3.5.4 地下水位

地下水位については，添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 3.1-3 及び図 3.1-6 に示す。また，設計用地下水位の一覧を表 3.5-12 に示す。

表 3.5-12 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
防潮堤（鋼管式鉛直壁）	断面①	O. P. +1.43m（朔望平均満潮位）
	断面②	
	断面③	
	断面④	防潮堤より山側で地表面，海側で O. P. +1.43m（朔望平均満潮位）に設定する。（盛土堤防との境界部であることも踏まえ，盛土堤防と同様の設定）
	断面⑤	岩盤表面
	断面⑥	
	断面⑦	

3.6 評価対象部位

評価対象部位は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

3.6.1 施設・地盤の健全性評価

(1) 一般部

施設・地盤の健全性に係る評価対象部位は、鋼管杭，鋼製遮水壁，漂流物防護工，背面補強工，置換コンクリート，改良地盤及びセメント改良土とする。

(2) 岩盤部

施設・地盤の健全性に係る評価対象部位は、鋼管杭，鋼製遮水壁，漂流物防護工及び背面補強工とする。

(3) 岩盤部のうち RC 壁部

施設・地盤の健全性に係る評価対象部位は、鋼管杭及び RC 遮水壁とする。

3.6.2 施設の変形性評価

施設の変形性評価に係る評価対象部位は、構造物間に設置する止水ジョイント部材のゴムジョイント及びウレタンシリコン目地とする。

3.6.3 基礎地盤の支持性能評価

(1) 一般部

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、表 3.6-1 のとおり鋼管杭、背面補強工及び置換コンクリートを支持する基礎地盤とする。

表 3.6-1 各施設を支持する基礎地盤

評価断面	施設	基礎地盤
断面①, ②, ④	鋼管杭	牧の浜部層*
	背面補強工	改良地盤
	置換コンクリート	牧の浜部層*
断面③	鋼管杭	狐崎部層*
	背面補強工	改良地盤
	置換コンクリート	狐崎部層*

* : C_M級岩盤以上の岩盤が対象

(2) 岩盤部

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、表 3.6-2 のとおり鋼管杭及び背面補強工を支持する基礎地盤とする。

表 3.6-2 各施設を支持する基礎地盤

評価断面	施設	基礎地盤
断面⑤, ⑥	鋼管杭	狐崎部層*
	背面補強工	

* : C_M級岩盤以上の岩盤が対象

(3) 岩盤部のうち RC 遮水壁

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、表 3.6-3 のとおり鋼管杭を支持する基礎地盤とする。

表 3.6-3 各施設を支持する基礎地盤

評価断面	施設	基礎地盤
断面⑦	鋼管杭	C _L 級岩盤 (杭基礎)

3.7 許容限界

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

3.7.1 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）」に基づき、短期許容応力度とする。

鋼管杭の許容応力度の考え方を図3.7-1に示す。

地中部(O.P.+18.5m以下)の下杭は、下部構造として取り扱うこととし、道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編）に準拠した許容応力度を用いる。道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編）によると、「全長が地中に埋込まれた杭では、一般に座屈の影響を考慮しなくてよい。これは杭側面の地盤が軟弱である場合でも座屈を拘束するからである。」との記載がある。防潮堤（鋼管式鉛直壁）においては、杭は背面補強工（コンクリート）及び改良地盤に埋め込まれており、かつすべりに対する安定性（内的安定）を確保することで、座屈に対する拘束効果を見込めることから、座屈非考慮とする。断面④においては、セメント改良土に埋め込まれる部分を含めて座屈非考慮とする。

地上部(O.P.+18.5m以上)の上杭は、上部構造として取り扱うこととし、道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋編）に準拠し、局部座屈を考慮した許容応力度を用いる。ただし、鋼管内部にコンクリート充填されているO.P.+18.5m～21.0mの範囲はコンクリートと一体化されていること、上杭と下杭の接合部であるO.P.+16.5m～20.0mの範囲で、モルタル充填により一体化*されていることから、道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋編）に準拠し、座屈非考慮とする。座屈を考慮する場合の許容応力度の考え方を図3.7-2～図3.7-4に示す。

上記に基づいた鋼管杭の許容限界を表3.7-1に示す。

注記*：上杭と下杭の接合部は、複合構造標準示方書（土木学会）に準拠したソケット方式の接合とし、十分な裕度を確保する。

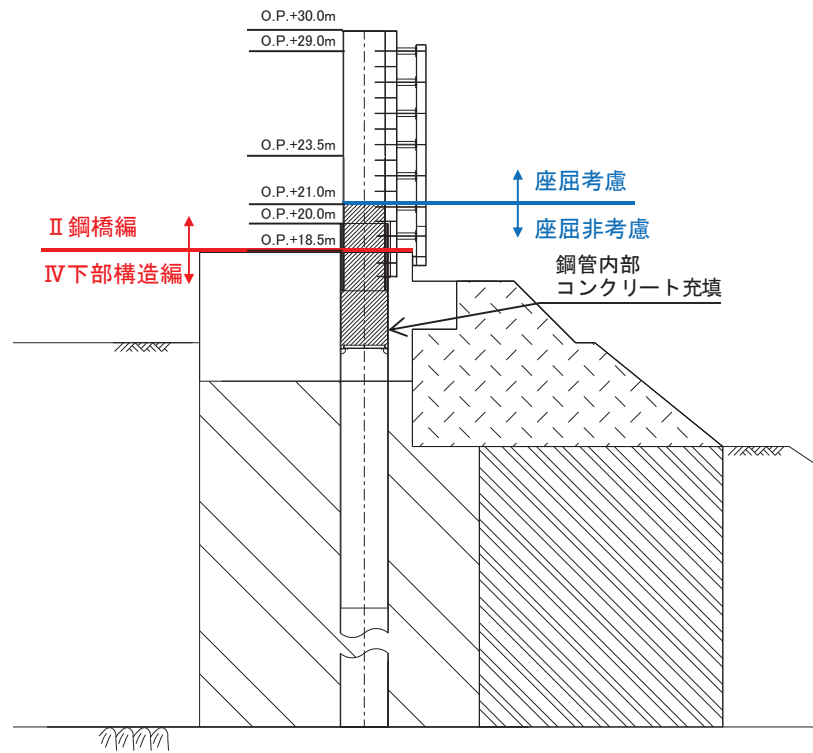


図 3.7-1(1) 鋼管杭の許容応力度の考え方 (一般部)

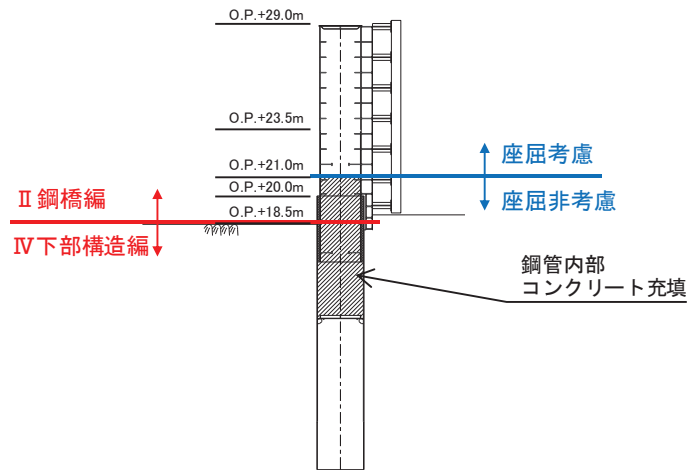


図 3.7-1(2) 鋼管杭の許容応力度の考え方 (岩盤部)

【座屈を考慮する場合の許容曲げ圧縮応力度（SKK490）*1】

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{ca0}$$

$$\sigma_{cag} = 185 - 1.2 \left(\frac{l}{r} - 16 \right)$$

$$l = \beta \cdot L$$

$$\sigma_{cal} = 185 - 0.57 \left(\frac{R}{a \cdot t} - 35 \right) : 35 \leq \frac{R}{a \cdot t} \leq 200$$

$$a = 1 + \frac{\phi^{*2}}{10}$$

$$\phi^{*2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}, \quad 0 \leq \phi \leq 2$$

ここで、

- σ_{ca} : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{cag} : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{cal} : 局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)
- σ_{ca0} : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値 : 185 (N/mm²)
- l : 有効座屈長 (mm)
- L : 部材長 (mm)
- r : 断面二次半径 (mm)
- R : 鋼管の半径 (中心から外線までの距離) (mm)
- t : 鋼管の板厚 (mm)
- σ_1 : 曲げにより鋼管に圧縮が生じる側の合応力度 (N/mm²)
- σ_2 : 曲げにより鋼管に引張が生じる側の合応力度 (N/mm²)

注記 *1 : 道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋編）の許容軸方向圧縮応力度の考え方を参照。

*2 : 鋼管の応力状態によって変化する。

【座屈を考慮する場合の許容曲げ圧縮応力度（SM570）*1】

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{ca0}$$

$$\sigma_{cag} = 255 - 2.1 \left(\frac{l}{r} - 18 \right)$$

$$l = \beta \cdot L$$

$$\sigma_{cal} = 255 : \frac{R}{a \cdot t} \leq 25$$

$$a = 1 + \frac{\phi^{*2}}{10}$$

$$\phi^{*2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}, \quad 0 \leq \phi \leq 2$$

ここで、

- σ_{ca} : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{cag} : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{cal} : 局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)
- σ_{ca0} : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値 : 185 (N/mm²)
- l : 有効座屈長 (mm)
- L : 部材長 (mm)
- r : 断面二次半径 (mm)
- R : 鋼管の半径 (中心から外線までの距離) (mm)
- t : 鋼管の板厚 (mm)
- σ_1 : 曲げにより鋼管に圧縮が生じる側の合応力度 (N/mm²)
- σ_2 : 曲げにより鋼管に引張が生じる側の合応力度 (N/mm²)

注記 *1 : 道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋編）の許容軸方向圧縮応力度の考え方を参照。

*2 : 鋼管の応力状態によって変化する。

鋼種 板厚 (mm)	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40 以下	$140: \frac{l}{r} \leq 18$ $140 - 0.82 \left(\frac{l}{r} - 18 \right)$ $18 < \frac{l}{r} \leq 92$ $\frac{1,200,000}{6,700 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $92 < \frac{l}{r}$	$185: \frac{l}{r} \leq 16$ $185 - 1.2 \left(\frac{l}{r} - 16 \right)$ $16 < \frac{l}{r} \leq 79$ $\frac{1,200,000}{5,000 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $79 < \frac{l}{r}$	$210: \frac{l}{r} \leq 15$ $210 - 1.5 \left(\frac{l}{r} - 15 \right)$ $15 < \frac{l}{r} \leq 75$ $\frac{1,200,000}{4,400 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $75 < \frac{l}{r}$	$255: \frac{l}{r} \leq 18$ $255 - 2.1 \left(\frac{l}{r} - 18 \right)$ $18 < \frac{l}{r} \leq 67$ $\frac{1,200,000}{3,500 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $67 < \frac{l}{r}$
40 を超え 75 以下	$125: \frac{l}{r} \leq 19$ $125 - 0.68 \left(\frac{l}{r} - 19 \right)$ $19 < \frac{l}{r} \leq 96$ $\frac{1,200,000}{7,300 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $96 < \frac{l}{r}$	$175: \frac{l}{r} \leq 16$ $175 - 1.1 \left(\frac{l}{r} - 16 \right)$ $16 < \frac{l}{r} \leq 82$ $\frac{1,200,000}{5,300 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $82 < \frac{l}{r}$	$195: \frac{l}{r} \leq 15$ $195 - 1.3 \left(\frac{l}{r} - 15 \right)$ $15 < \frac{l}{r} \leq 77$ $\frac{1,200,000}{4,700 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $77 < \frac{l}{r}$	$245: \frac{l}{r} \leq 17$ $245 - 2.0 \left(\frac{l}{r} - 17 \right)$ $17 < \frac{l}{r} \leq 69$ $\frac{1,200,000}{3,600 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $69 < \frac{l}{r}$
75 を超え 100 以下	$190: \frac{l}{r} \leq 16$ $190 - 1.3 \left(\frac{l}{r} - 16 \right)$ $16 < \frac{l}{r} \leq 78$ $\frac{1,200,000}{4,800 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $78 < \frac{l}{r}$	$240: \frac{l}{r} \leq 17$ $240 - 1.9 \left(\frac{l}{r} - 17 \right)$ $17 < \frac{l}{r} \leq 69$ $\frac{1,200,000}{3,700 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $69 < \frac{l}{r}$	$190: \frac{l}{r} \leq 16$ $190 - 1.3 \left(\frac{l}{r} - 16 \right)$ $16 < \frac{l}{r} \leq 78$ $\frac{1,200,000}{4,800 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $78 < \frac{l}{r}$	$240: \frac{l}{r} \leq 17$ $240 - 1.9 \left(\frac{l}{r} - 17 \right)$ $17 < \frac{l}{r} \leq 69$ $\frac{1,200,000}{3,700 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $69 < \frac{l}{r}$
備考	l : 部材の有効座屈長 (mm) r : 部材の総断面の断面二次半径 (mm)			

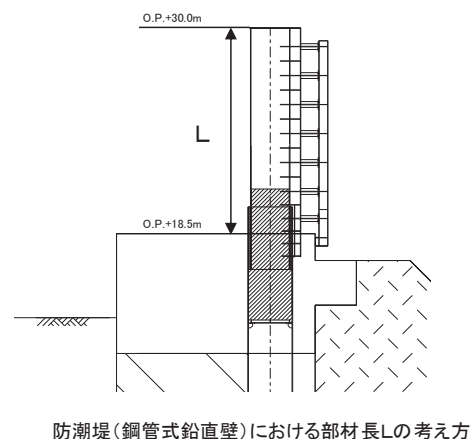
(日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編より抜粋)

図 3.7-2 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度

表-解 3.2.2 柱の有効座屈長 L : 部材長 (mm)

	1	2	3	4	5	6
座屈形が点線のような場合						
β の理論値	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
β の推奨値	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0

材端条件	回転に対して	水平変位に対して
	固定	固定
	自由	固定
	固定	自由
	自由	自由



(日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編より抜粋)

図 3.7-3 有効座屈長

鋼種	鋼管の板厚(mm)	局部座屈に対する許容応力度(N/mm ²)
SM490 STK490	40 以下	185 : $\frac{R}{at} \leq 35$ 185 - 0.57 $\left(\frac{R}{at} - 35\right)$: $35 < \frac{R}{at} \leq 200$
	40 を超え 100 以下	175 : $\frac{R}{at} \leq 40$ 175 - 0.56 $\left(\frac{R}{at} - 40\right)$: $40 < \frac{R}{at} \leq 200$
SM570 SMA570W	40 以下	255 : $\frac{R}{at} \leq 25$ 255 - 0.82 $\left(\frac{R}{at} - 25\right)$: $25 < \frac{R}{at} \leq 200$
	40 を超え 75 以下	245 : $\frac{R}{at} \leq 25$ 245 - 0.78 $\left(\frac{R}{at} - 25\right)$: $25 < \frac{R}{at} \leq 200$
	75 を超え 100 以下	240 : $\frac{R}{at} \leq 25$ 240 - 0.77 $\left(\frac{R}{at} - 25\right)$: $25 < \frac{R}{at} \leq 200$

(日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編より抜粋)

図 3.7-4 (1) 局部座屈に対する許容応力度

【座屈を考慮する場合の許容せん断応力度 (SKK490)】

$$\tau_a = 105 - 0.0039 \left(\frac{R}{t}\right)^2 : \frac{R}{t} \leq 95$$

ここで、

- τ_a : 許容せん断応力度 (N/mm²)
- R : 鋼管の半径 (中心から外線までの距離) (mm)
- t : 鋼管の板厚 (mm)

【座屈を考慮する場合の許容せん断応力度 (SM570)】

$$\tau_a = 145 - 0.0096 \left(\frac{R}{t}\right)^2 : \frac{R}{t} \leq 70$$

ここで、

- τ_a : 許容せん断応力度 (N/mm²)
- R : 鋼管の半径 (中心から外線までの距離) (mm)
- t : 鋼管の板厚 (mm)

表-15.3.2 許容せん断応力度

鋼種	鋼材の板厚 (mm)	局部座屈に対する許容応力度 (N/mm ²)	
		補剛材を設ける場合	補剛材を設けない場合
SM490 STK490	40 以下	$105 - 0.0039 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\frac{R}{t} \leq 95$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $95 < \frac{R}{t} \leq 200$	60
	40 を超え 100 以下	$100 - 0.0034 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\frac{R}{t} \leq 100$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $100 < \frac{R}{t} \leq 200$	
SM570 SMA570W	40 以下	$145 - 0.0096 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\frac{R}{t} \leq 70$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $70 < \frac{R}{t} \leq 200$	—
	40 を超え 75 以下	$140 - 0.0087 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\frac{R}{t} \leq 75$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $75 < \frac{R}{t} \leq 200$	
	75 を超え 100 以下	$135 - 0.0078 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\frac{R}{t} \leq 75$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $75 < \frac{R}{t} \leq 200$	

(日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編より抜粋)

図 3.7-4 (2) 局部座屈に対する許容せん断応力度

表 3.7-1(1) 鋼管杭の許容限界（一般部，断面①～断面③）

杭種		設置標高		座屈	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²) * 2	
					許容曲げ 圧縮応力度	許容せん断 応力度	許容曲げ 圧縮応力度	許容せん断 応力度
鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	O. P. +30.0m～ O. P. +23.5m		座屈 考慮	161* 1	96* 1	241* 1	145* 1
	SM570 (t=40mm)	O. P. +23.5m～ O. P. +21.0m			224* 1	137* 1	336* 1	206* 1
		O. P. +21.0m～ O. P. +20.0m		255	145	382	217	
鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	長杭	O. P. +20.0m～ O. P. ±0.0m	座屈 非考慮	255	145	382	217
		短杭	O. P. +20.0m～ O. P. +5.0m					
	SKK490 (t=25mm)	長杭	O. P. ±0.0m～ 杭下端		185	105	277	157
		短杭	O. P. +5.0m～ O. P. +2.5m					

注記 * 1 : 座屈を考慮する場合，鋼管杭の応力状態に応じた許容応力度を用いるが，ここでは許容応力度が最小となるように算定した値を示す。

* 2 : 短期許容応力度は，道路橋示方書により許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 3.7-1(2) 鋼管杭の許容限界（一般部，断面④）

杭種		設置標高		座屈	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²) *2	
					許容曲げ 圧縮応力度	許容せん断 応力度	許容曲げ 圧縮応力度	許容せん断 応力度
鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	O. P. +30.0m～ O. P. +29.0m		座屈 考慮	178*1	96*1	268*1	145*1
		O. P. +29.0m～ O. P. +23.5m			185	105	277	157
	SM570 (t=40mm)	O. P. +23.5m～ O. P. +20.0m			255	145	382	217
鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	長杭	O. P. +20.0m～ O. P. +1.024m	座屈 非 考慮	255	145	382	217
		短杭	O. P. +20.0m～ O. P. +5.0m					
	SKK490 (t=25mm)	長杭	O. P. +1.024m～杭 下端		185	105	277	157
		短杭	O. P. +5.0m～ O. P. +2.5m					

注記 *1：座屈を考慮する場合，鋼管杭の応力状態に応じた許容応力度を用いるが，ここでは許容応力度が最小となるように算定した値を示す。

*2：短期許容応力度は，道路橋示方書により許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 3.7-1(3) 鋼管杭の許容限界（岩盤部，断面⑤～⑥）

杭種		設置標高		座屈	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²) *2	
					許容曲げ 圧縮応力度	許容せん 断応力度	許容曲げ 圧縮応力度	許容せん断 応力度
鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	O. P. +29.0m～ O. P. +23.5m		座屈 考慮	164*1	96*1	246*1	145*1
	SM570 (t=40mm)	O. P. +23.5m～ O. P. +21.0m			229*1	137*1	344*1	206*1
		O. P. +21.0m～ O. P. +20.0m		255	145	382	217	
鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	⑤断面	O. P. +20.0m ～O. P. +5.0m	座屈 非考慮	255	145	382	217
		⑥断面	O. P. +20.0m ～O. P. +8.0m					
	SKK490 (t=25mm)	⑤断面	O. P. +5.0m～ O. P. +2.5m		185	105	277	157
		⑥断面	O. P. +8.0m～ O. P. +5.5m					

注記 *1：座屈を考慮する場合，鋼管杭の応力状態に応じた許容応力度を用いるが，ここでは許容応力度が最小となるように算定した値を示す。

*2：短期許容応力度は，道路橋示方書により許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 3.7-1(4) 鋼管杭の許容限界（岩盤部，断面⑦）

杭種	座屈	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
		許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}		
SKK490 (t=25mm)	座屈	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}	185	277
	非考慮	許容せん断応力度 τ_{sa}	105	157

注記 *：短期許容応力度は，道路橋示方書により許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

3.7.2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工

鋼製遮水壁及び漂流物防護工の許容限界は、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づき、表 3.7-2～表 3.7-3 に示す短期許容応力度とする。

表 3.7-2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の許容限界

部材		材質	座屈	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* ² (N/mm ²)
鋼製 遮水壁	スキン プレート	SM490Y	非考慮	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}	210	315
	垂直リブ	SM490Y	考慮	許容圧縮応力度 σ_{ca} * ¹	127	190
	水平リブ	SM490Y	非考慮	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}	210	315
非考慮			許容せん断応力度 τ_{sa}	120	180	
漂流物 防護工	架台	SM490Y	非考慮	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}	210	315
			非考慮	許容せん断応力度 τ_{sa}	120	180
	防護工	SM570	非考慮	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}	255	382
			非考慮	許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217

注記 *1: 「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づき、 $\sigma_{ca} = \sigma_{sa} \cdot (t \cdot f / L)^2$ より算出する。t は鋼製遮水壁の垂直リブの板厚 (mm)、f は応力勾配による係数、L は鋼製遮水壁の水平リブ間隔 (mm) を示す。なお、t = 20 (mm)、L = 811 (mm) であり、f は保守的に最小値となる f = 1 とし、以下のとおり算出される。

$$\sigma_{ca} = 210 \cdot (20 \cdot 1 / 811)^2 = 127.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

*2: 短期許容応力度は、道路橋示方書により許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 3.7-3 漂流物防護工（防護工取付けボルト）の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
強度区分 8.8	許容引張応力度 σ_{sa}	360	540
	許容応力度 τ_{sa}	200	300

注記 * : 短期許容応力度は、道路橋示方書により許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

3.7.3 RC 遮水壁

RC 遮水壁の鉄筋コンクリートの許容限界は、「土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]」に基づき、表 3.7-4 に示す短期許容応力度とする。

表 3.7-4 RC 遮水壁の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	コンクリート (f' _{ck} =40N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	14
許容せん断応力度 τ_{al}		0.55	0.82
鉄筋(SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	196	294

注記 * : 短期許容応力度は、コンクリートの標準示方書により許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

3.7.4 背面補強工

背面補強工の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3.7-5 に示すすべり安全率とする。

表 3.7-5 背面補強工の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

3.7.5 置換コンクリート

置換コンクリートの許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3.7-6 に示すすべり安全率とする。

表 3.7-6 置換コンクリートの許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

3.7.6 改良地盤

改良地盤の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3.7-7 に示すすべり安全率とする。

表 3.7-7 改良地盤の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

3.7.7 セメント改良土

セメント改良土の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3.7-8 に示すすべり安全率とする。

表 3.7-8 セメント改良土の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

3.7.8 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。漂流物防護工の下部にある止水ジョイント前面の保護部材の許容限界は、日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編及び日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説に基づき短期許容応力度とする。表 3.7-9 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3.7-9 (1) 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目	許容限界 (mm)		
	変形量	ゴムジョイント	防潮堤軸直交方向
防潮堤軸方向			150
ウレタンシリコン目地		防潮堤軸直交方向	30
		防潮堤軸方向	6

表 3.7-9 (2) 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
梁部材 SS400	許容曲げ圧縮応力度	140	210
	許容せん断応力度	80	120
グレーチ ング固定 ボルト	許容引張応力度	140	210
	許容せん断応力度	90	135
アンカー ボルト	許容引張応力度	—	96.3
	許容せん断応力度	—	80.3

注記 *：短期許容応力度は、道路橋示方書により許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。アンカーボルトの短期許容応力度は、各種合成構造設計指針・同解説により導出する。

3.7.9 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、支持力試験及び日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編により設定する。基礎地盤の許容限界を表 3.7-10 に示す。

表 3.7-10 基礎地盤の支持力に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力	狐崎部層*	13.7
	牧の浜部層*	11.4
	改良地盤	4.4
	C _L 級岩盤 (杭基礎)	3.9

* : C_M級岩盤以上の岩盤が対象

3.8 評価方法

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震評価は、地震応答解析に基づき算定した発生応力が「3.7 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。

3.8.1 鋼管杭

鋼管杭の評価は、杭体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。

また、漂流物防護工は鋼管杭（鋼製遮水壁）からの張り出し構造となっていることから、漂流物防護工が設置されることでの鋼管杭の偏心荷重についても別途考慮する。

(1) 曲げ軸力照査

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。

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_1}{Z_1} \dots \dots \dots (3.1)$$

ここで、

σ_1 : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (kN/m²)

M_1 : 鋼管杭に発生する曲げモーメント (kN・m)

Z_1 : 鋼管杭の断面係数 (mm³) *

N_1 : 鋼管杭の軸力 (kN)

A_1 : 鋼管杭の断面積 (mm²) *

注記 * : 鋼管杭の外側 1mm を腐食代として考慮する。

(2) せん断力照査

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。

$$\tau_1 = \kappa_1 \frac{S_1}{A_1} \dots \dots \dots (3.2)$$

ここで、

τ_1 : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S_1 : 鋼管杭に発生するせん断力 (kN)

A_1 : 鋼管杭の断面積 (mm²) *

κ_1 : せん断応力の分布係数 (2.0)

注記 * : 鋼管杭の外側 1mm を腐食代として考慮する。

(3) 漂流物防護工による偏心荷重

漂流物防護工は、図 3.8-1 に示すとおり、鋼管杭（鋼製遮水壁）前面に張り出した構造となるため、設置による偏心の影響が考えられる。漂流物防護工及び鋼製遮水壁が取り付けられる鋼管杭が、直接偏心によるモーメントやねじり応力を受けることから、漂流物防護工が鋼管杭に与える偏心荷重及びその評価方法について整理する。

なお、整理にあたっては鋼管杭に生じる応力（偏心モーメント及びねじり）及び鋼管杭に生じる変位（汀線直交方向及び汀線方向）の観点に着目する。

地震時に、漂流物防護工が鋼管杭に与える偏心荷重影響について表 3.8-1 に示す。

地震時においては、鋼管杭へ作用する偏心モーメント及び鋼管杭へ作用するねじりについて評価を実施する。以降に、評価方法を示す。

なお、評価を実施する断面及びケースは、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査又はせん断破壊に対する照査が最も厳しくなる断面及びケースとする。

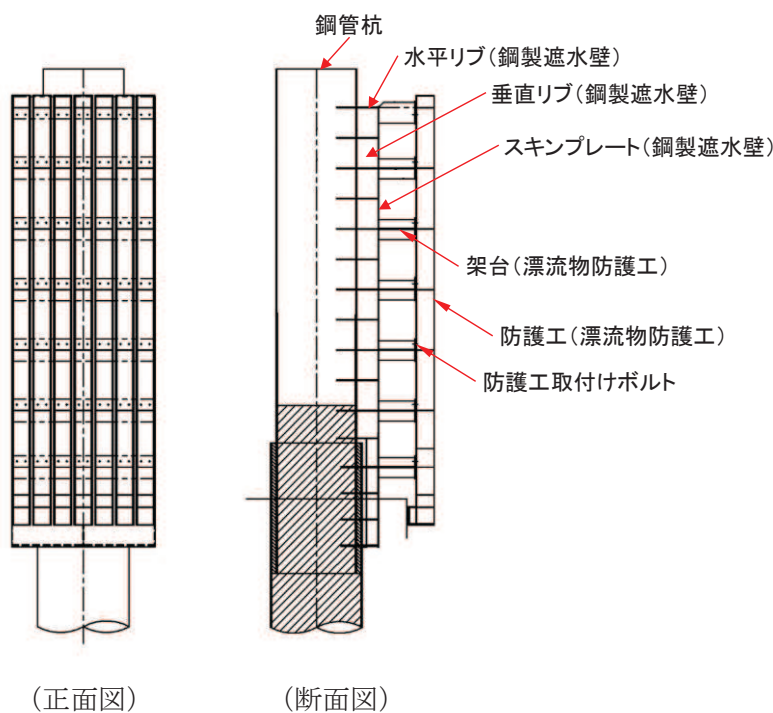


図 3.8-1 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図（正面図，断面図）

表 3.8-1(1) 漂流物防護工による偏心荷重（地震時）

鋼管杭に生じる応力	
偏心モーメント	ねじり
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 敷地側(西) 海側(東) </div> <p>鋼管杭</p> <p>水平リブ(鋼製遮水壁)</p> <p>垂直リブ(鋼製遮水壁)</p> <p>スキンプレート(鋼製遮水壁)</p> <p>架台(漂流物防護工)</p> <p>防護工(漂流物防護工)</p> <p>防護工取付けボルト</p> <p>漂流物防護工の自重による偏心モーメント</p> <p>漂流物防護工の鉛直慣性力による偏心モーメント</p> <p>二次元FEMによって得られる鋼管杭の曲げモーメント</p>	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 敷地側(西) 海側(東) </div> <p>鋼管杭</p> <p>水平リブ(鋼製遮水壁)</p> <p>スキンプレート(鋼製遮水壁)</p> <p>垂直リブ(鋼製遮水壁)</p> <p>架台(漂流物防護工)</p> <p>防護工(漂流物防護工)</p> <p>鋼製遮水壁の偏心によって鋼管杭に作用するねじり</p> <p>漂流物防護工の偏心によって鋼管杭に作用するねじり</p>
<ul style="list-style-type: none"> ・ 常時+鉛直加振により、鋼管杭に偏心モーメントが発生する（緑+橙矢印）。 ・ 偏心モーメントを考慮した評価として、二次元 FEM 解析により得られた鋼管杭の曲げモーメント（赤矢印）に、偏心モーメントを加算して評価する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 漂流物防護工が張り出す方向と直交する方向の成分の加振（縦断方向加振）により、鋼管杭にねじり応力が発生する（緑+橙矢印）。 ・ ねじり応力を考慮した評価として、保守的に二次元 FEM 解析（弱軸である横断方向加振）により得られた鋼管杭のせん断力に、二次元 FEM 解析（弱軸である横断方向加振）で得られた震度から算定されるねじり応力を加算して評価する。 ・ なお、ねじり応力を鋼管杭に伝達する架台及び水平リブについて、縦断方向の桁高は横断方向（海山方向）よりも高く、剛性が大きいことから、架台及び水平リブの縦断方向の評価は省略する。

表 3.8-1(2) 漂流物防護工による偏心荷重（地震時）

鋼管杭に生じる相対変位	
汀線直交方向	汀線方向
・ 隣り合う構造（鋼管杭＋鋼製遮水壁＋漂流物防護工）が同じであり，海側へ張り出す構造の汀線直交方向の相対変位への影響は小さい。	・ 隣り合う構造（鋼管杭＋鋼製遮水壁＋漂流物防護工）が同じであり，海側へ張り出す構造の汀線方向の相対変位への影響は小さい。

a. 偏心モーメント

漂流物防護工について鋼管杭中心を固定端とした片持ち梁としてモデル化し，次式により偏心モーメントを算出する。モデル図を図 3-9 に示す。

ここで，鉛直震度は，漂流物防護工が設置される断面①～断面③，断面⑤，断面⑥の二次元 FEM 解析から得られる最大鉛直震度により設定する。

$$M_e = (1 + k_v) \cdot w_1 \cdot e_1 \quad \dots \dots \dots (50)$$

ここで，

M_e : 偏心モーメント

k_v : 鉛直震度

w_1 : 漂流物防護工重量

e_1 : 偏心距離

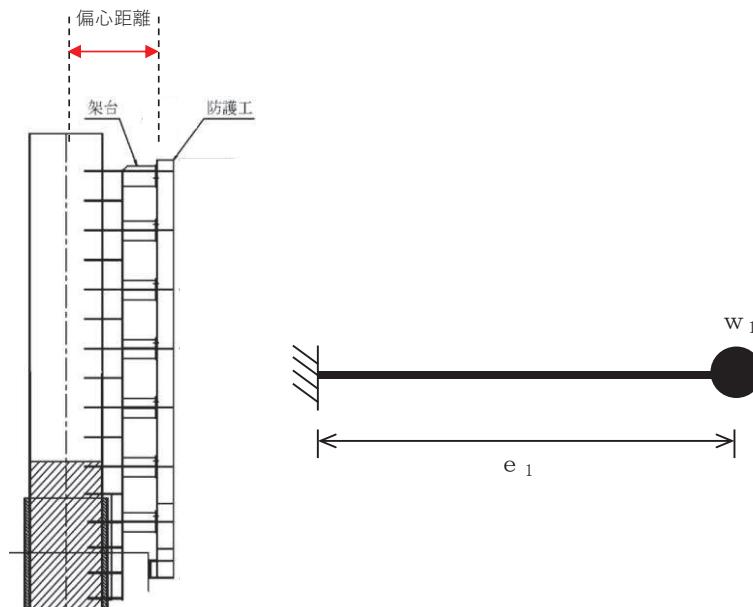


図 3.8-2 モデル図

b. ねじり応力

次式によりねじり応力を算出する。算出概念図を図 3.8-3 に示す。

ねじり応力算出に用いる水平震度は、保守的に漂流物防護工が設置される断面①～断面③，断面⑤，断面⑥の二次元 FEM 解析から得られる最大水平震度により設定する。

$$M_T = (L_2 \cdot w_2 + L_3 \cdot w_3) \cdot k_h \cdot \dots \dots \dots (51)$$

ここで、

M_T : ねじり応力

L_2 : 漂流物防護工のねじりアーム長

w_2 : 漂流物防護工重量

L_3 : 鋼製遮水壁のねじりアーム長

w_3 : 鋼製遮水壁重量

k_h : 水平震度

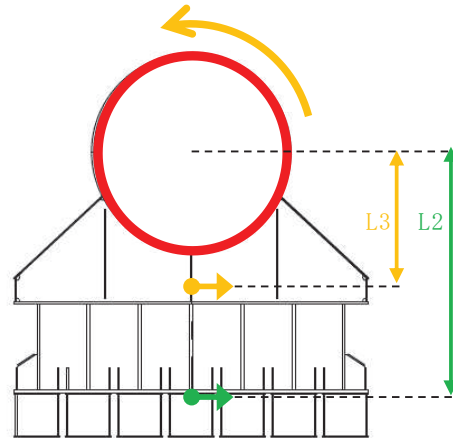


図 3.8-3 ねじり応力算定概念図

3.8.2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工

鋼製遮水壁は、スキンプレート、垂直リブ及び水平リブで構成され、漂流物防護工は架台及び防護工で構成されている。防護工は架台に取り付けられており、架台はスキンプレートを挟んで水平リブと同じ高さに取り付けられている。鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図を図 3.8-4 に示す。

これらの各部材について、単純ばり又は片持ちばりでモデル化し、それぞれ許容限界以下であることを確認する。

地震荷重については、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の評価部材ごとにその自重を算定して設計用水平震度との積として設定する。設計水平震度については、地震応答解析の結果に基づき、鋼製遮水壁及び漂流物防護工が設置される断面①～③、⑤及び⑥の鋼管杭に発生する最大水平加速度から以下の式により各断面の最大水平震度 k_h を算定した上で、保守的に設計水平震度を設定し、高さ方向に一律作用させることとする。

また、風荷重については、 1kN/m^2 を高さ方向に一律作用させることとする。

(水平震度算定式)

$$k_h = \frac{\alpha_{\text{max}}}{g} \dots \dots \dots (3.5)$$

α_{max} : 最大水平加速度 (m/s^2)

g : 重力加速度 (m/s^2)

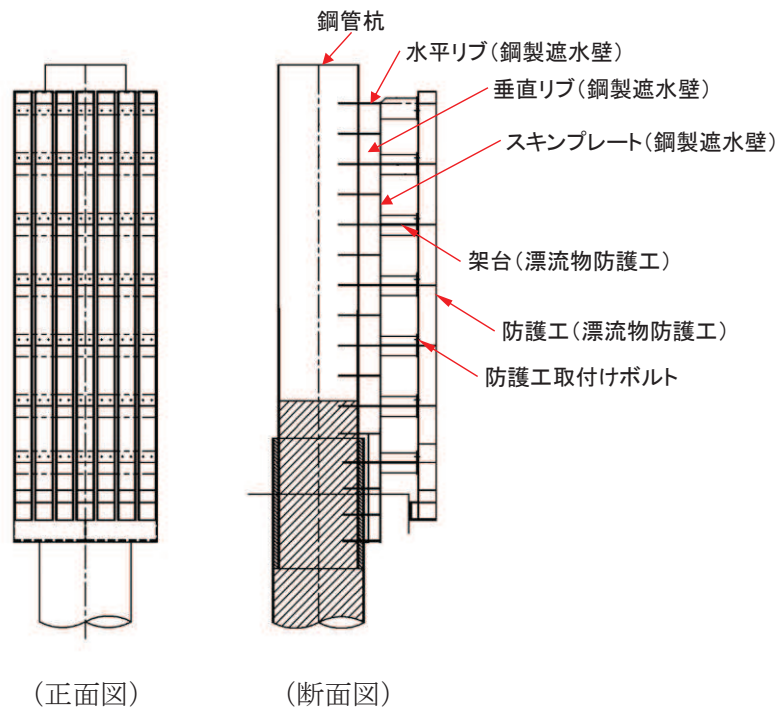


図 3. 8-4(1) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図 (正面図, 断面図)

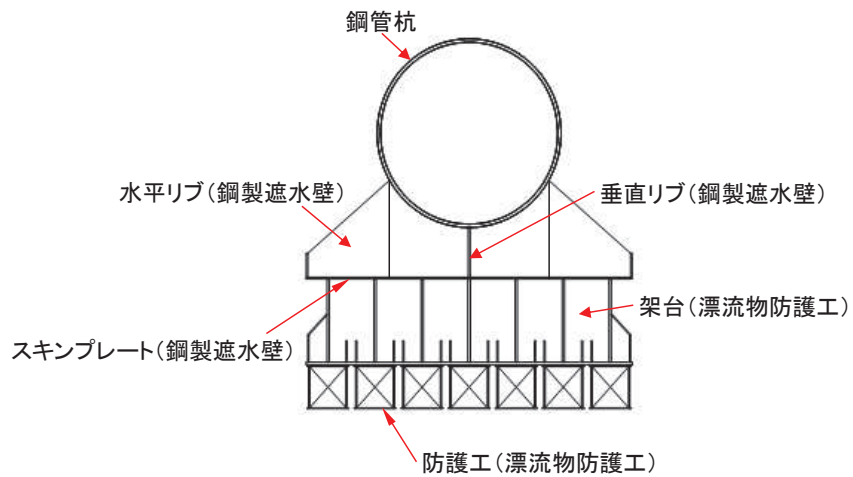


図 3. 8-4(2) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図 (平面図)

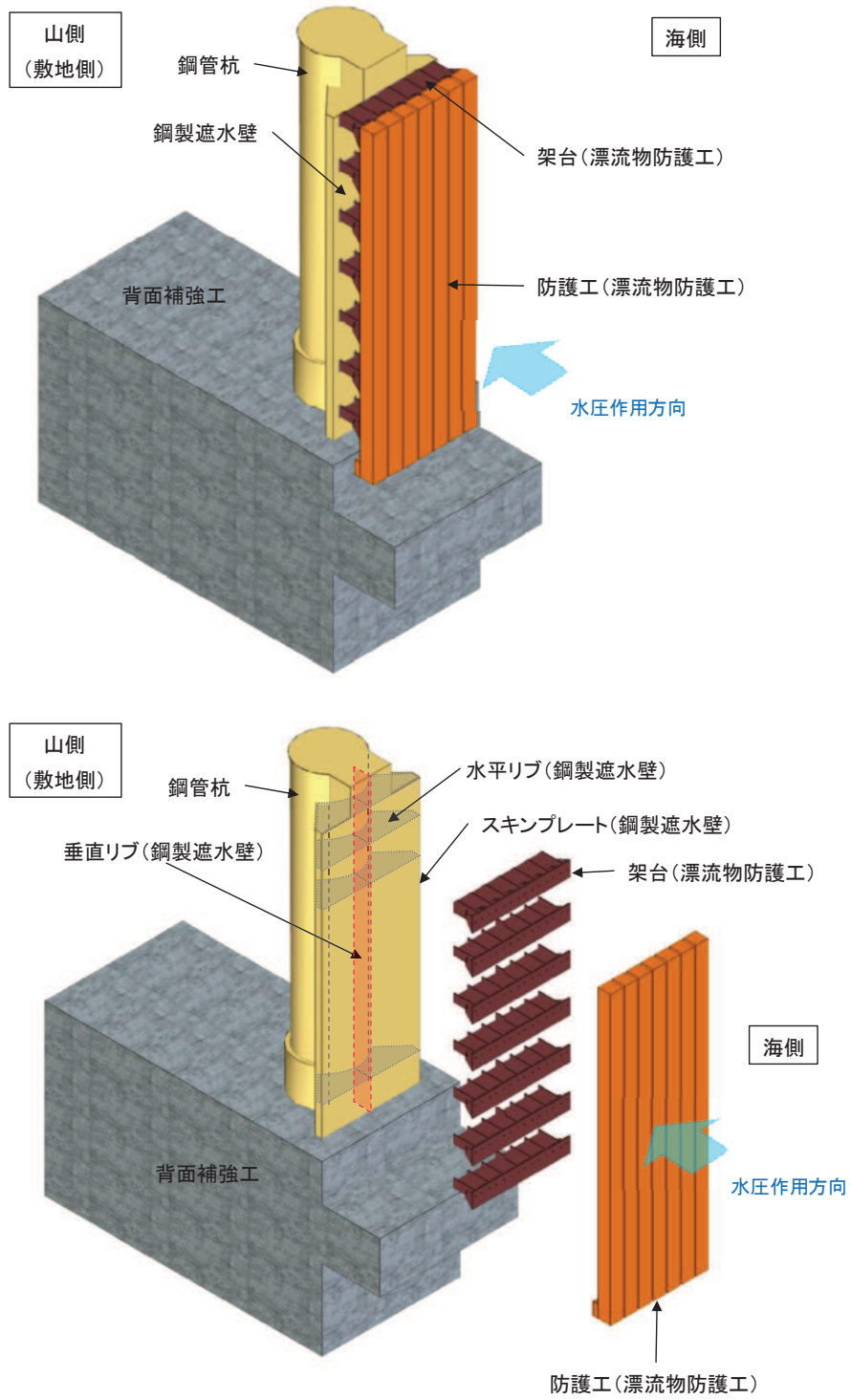


図 3.8-4(3) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造概要図

(1) スキンプレート

スキンプレートの照査方法を図 3.8-5 に示す。水平リブを支点とする単純ばりでモデル化し、曲げモーメント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。なお、照査箇所については、スキンプレートの材質及び水平リブ間隔 L を考慮し、図 3.8-5 に示す箇所とした。

$$\sigma_2 = \frac{M_2}{Z_2} \dots \dots \dots (3.6)$$

$$M_2 = (P_2 + P_k) \frac{L^2}{8} \dots \dots \dots (3.7)$$

ここで、

- σ_2 : 曲げモーメントによるスキンプレートの発生応力度 (N/mm²)
- M_2 : スキンプレートに発生する曲げモーメント (kN・m)
- Z_2 : スキンプレートの断面係数 (mm³) *
- P_2 : スキンプレートに作用する単位幅あたりの地震慣性力 (kN/m)
- P_k : スキンプレートに作用する単位幅あたりの風荷重 (kN/m)
- L : 水平リブ間隔 (mm)

注記 * : スキンプレートの外側 1mm を腐食代として考慮する。

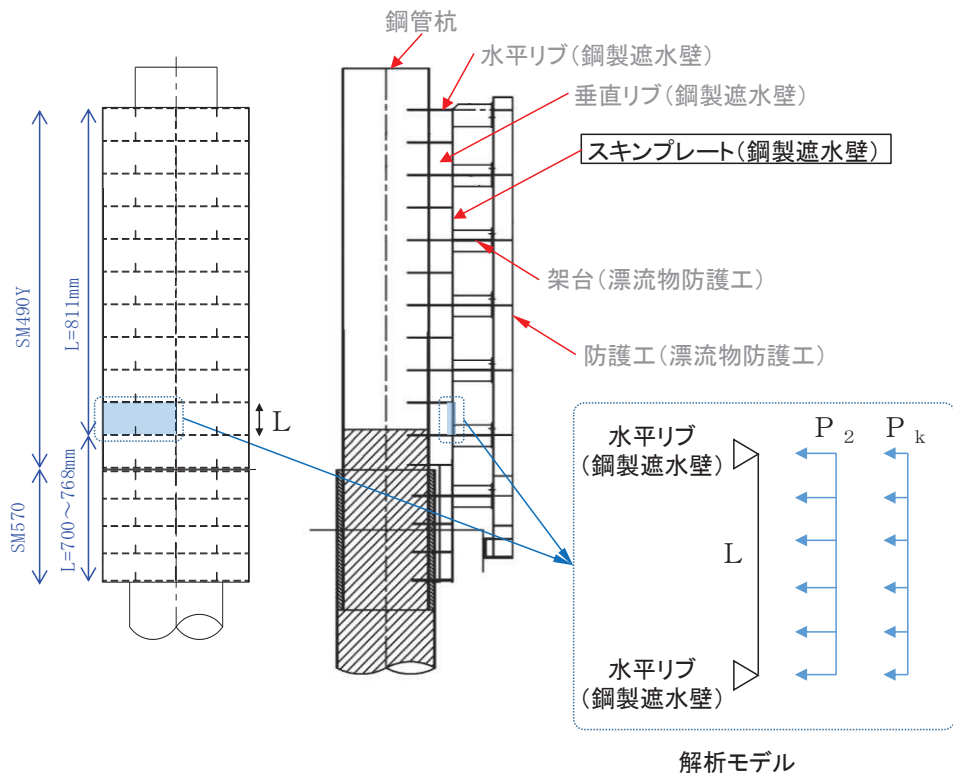


図 3.8-5 スキンプレートの照査概念図

(2) 垂直リブ

垂直リブの照査方法を図 3.8-6 に示す。垂直リブに作用する軸力から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。なお、照査箇所については、水平リブ間隔 L を考慮し、図 3.8-6 に示す箇所とした。

$$\sigma_3 = \frac{P}{t \cdot L} \dots \dots \dots (3.8)$$

$$P = (P_3 + P_k) \cdot L \cdot B \dots \dots \dots (3.9)$$

ここで、

- σ_3 : 垂直リブに発生する圧縮応力度 (N/mm²)
- P : 受圧面積に発生する水平荷重 (kN)
- t : 垂直リブの板厚 (mm)
- L : 水平リブ間隔 (mm)
- P_3 : 垂直リブに作用する地震慣性力 (kN/m²)
- P_k : 垂直リブに作用する風荷重 (kN/m²)
- B : 鋼製遮水壁の総幅 (m)

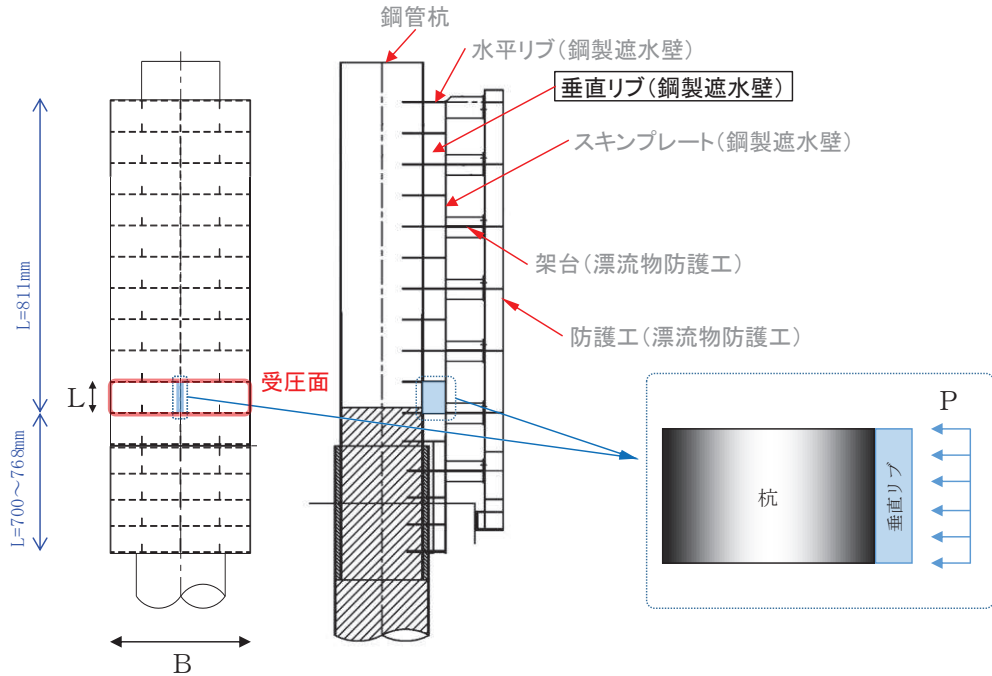


図 3.8-6 垂直リブの照査概念図

(3) 水平リブ及び架台

水平リブ、スキンプレート及び架台を一つの充腹形断面とみなして、鋼管杭中心線上を固定支点とする片持ちばりでモデル化し、曲げモーメント及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

なお、照査箇所については、評価条件が同一であるため、図 3.8-7 に示す中央付近の箇所とした。

水平リブ及び架台の照査方法を図 3.8-7 に示す。

曲げ応力照査 (水平リブ)

$$\sigma_4 = \frac{M_4}{Z_4} \dots \dots \dots (3.10)$$

$$M_4 = \frac{1}{2}(P_4 + P_k) \cdot \ell \cdot b^2 \dots \dots \dots (3.11)$$

せん断力照査 (水平リブ)

$$\tau_4 = \frac{S_4}{A_w} \dots \dots \dots (3.12)$$

$$S_4 = (P_4 + P_k) \cdot \ell \cdot b \dots \dots \dots (3.13)$$

合成応力照査 (水平リブ)

$$\left(\frac{\sigma_4}{\sigma_{sa}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_4}{\tau_{sa}}\right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (3.14)$$

曲げ応力照査 (架台)

$$\sigma_5 = \frac{M_5}{Z_5} \dots \dots \dots (3.15)$$

$$M_5 = \frac{1}{2}(P_4 + P_k) \cdot \ell \cdot b^2 \dots \dots \dots (3.16)$$

せん断力照査 (架台)

$$\tau_5 = \frac{S_5}{A_w} \dots \dots \dots (3.17)$$

$$S_5 = (P_4 + P_k) \cdot \ell \cdot b \dots \dots \dots (3.18)$$

合成応力照査 (架台)

$$\left(\frac{\sigma_5}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_5}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (3.19)$$

ここで、

- σ_4 : 曲げモーメントによる水平リブの発生応力度 (N/mm²)
- M_4 : 水平リブに発生する曲げモーメント (kN・m)
- Z_4 : 水平リブの断面係数 (mm³) *1
- P_4 : 水平リブ及び架台に作用する地震慣性力 (kN/m²)
- P_k : 水平リブ及び架台に作用する風荷重 (kN/m²)
- τ_4 : せん断力による水平リブの発生応力度 (N/mm²)
- S_4 : 水平リブに発生するせん断力 (kN)
- σ_5 : 曲げモーメントによる架台の発生応力度 (N/mm²)
- M_5 : 架台に発生する曲げモーメント (kN・m)
- Z_5 : 架台の断面係数 (mm³) *1*2
- τ_5 : せん断力による架台の発生応力度 (N/mm²)
- S_5 : 架台に発生するせん断力 (kN)
- ℓ : 架台間隔 (mm)
- b : モーメントアーム長 (m)
- A_w : 水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積 (mm²) *2
- σ_{sa} : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)

注記 *1 : 水平リブ及び架台の断面係数の算出方法は図 3.8-5 に示す。
 *2 : 架台は腐食代 2mm を考慮する。

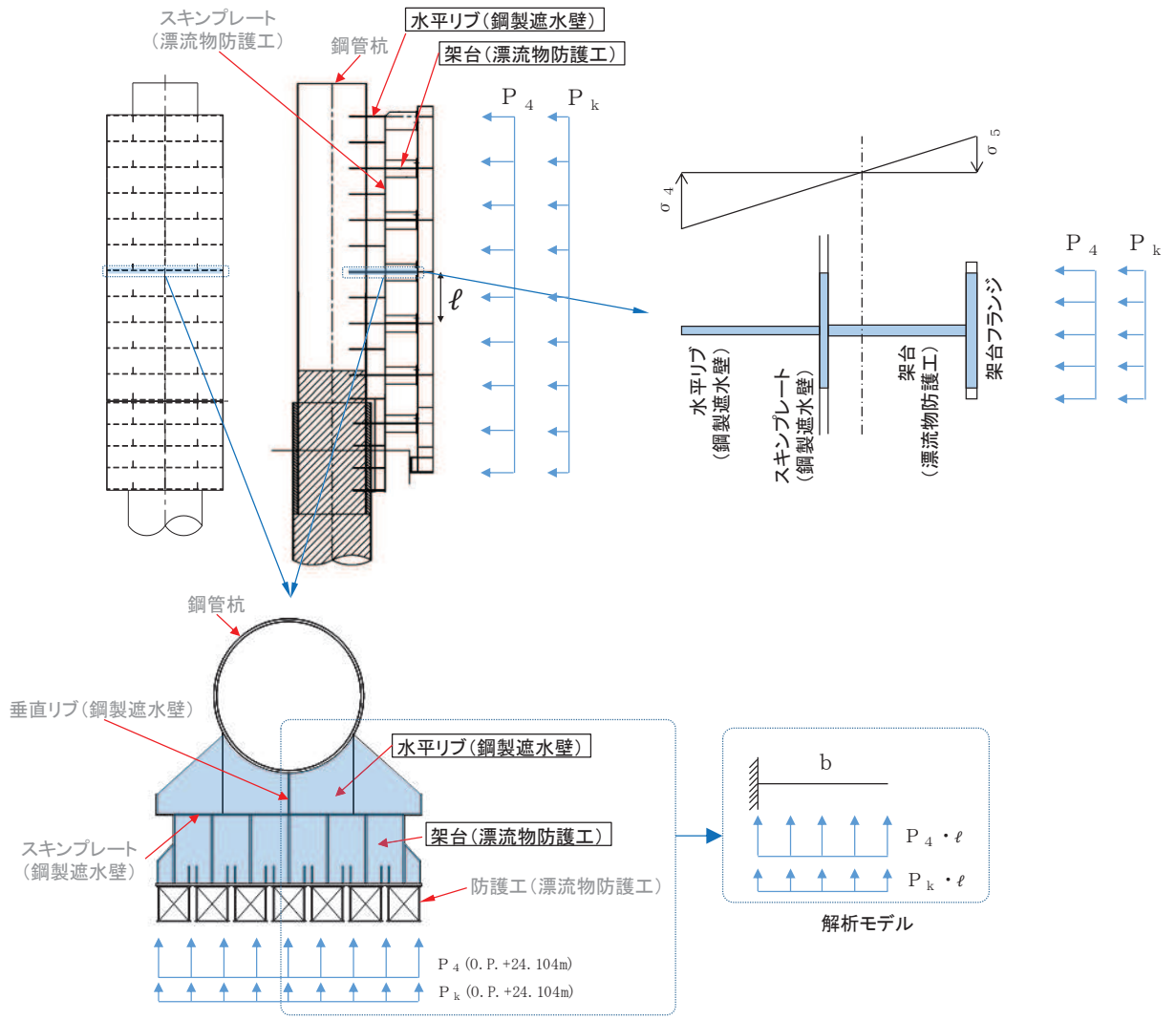
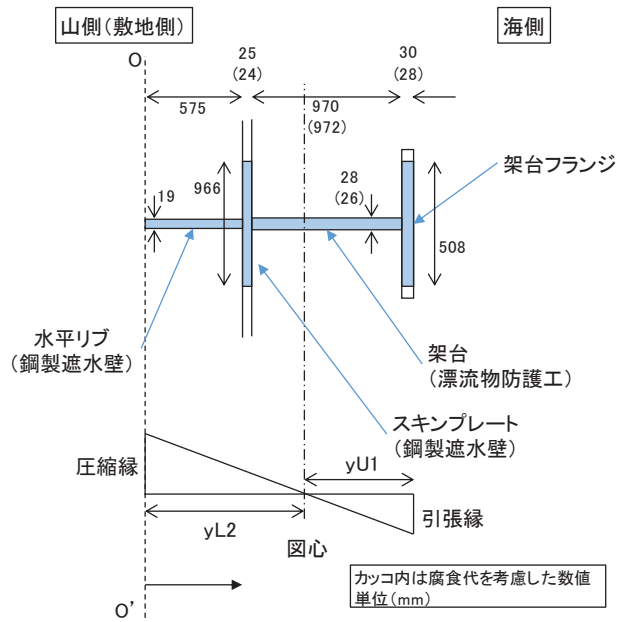


図 3.8-7 (1) 水平リブ及び架台の照査概念図



架台フランジの幅(有効幅)の算出

$bg/La = 300/4000 = 0.075$ bg : 架台フランジ片側張出長(幅600÷2)
 La : 等価支間長(2×b(=2000))

0.02 < bg/La < 0.30 であることから、道路橋示方書(H24)の式を用いて、 λ (片側有効幅)を算出する。

$\lambda g = (1.06 - 3.2 \times (bg/La) + 4.5 \times (bg/La)^2) \times bg$
 $= 254$

以上から、架台フランジの幅(有効幅)は508mmとする。

スキンプレートの幅(有効幅)の算出

$bs/La = 811/4000 = 0.203$ bs : スキンプレート片側張出長(811)
 La : 等価支間長(2×b(=2000))

0.02 < bs/La < 0.30 であることから、道路橋示方書(H24)の式を用いて、 λ (片側有効幅)を算出する。

$\lambda s = (1.06 - 3.2 \times (bs/La) + 4.5 \times (bs/La)^2) \times bs$
 $= 483$

以上から、架台フランジの幅(有効幅)は966mmとする。

	幅 (有効幅) a(mm)	高さ b (mm)	断面積 A (mm ²)	O-O' 軸から 要素図心までの 距離y(mm)	断面一次 モーメント Ay(mm ²)	Ay ² (mm ³)	要素図心回りの要素単体の 断面二次モーメント I' (mm ⁴) (ab ³ /12)	O-O' 軸回りの要素単体の 断面二次モーメント Ay ² +I' (mm ⁴)
架台フランジ	508	28	14224	1585	2.255 × 10 ⁷	3.573 × 10 ¹⁰	9.293 × 10 ⁵	3.573 × 10 ¹⁰
架台	26	972	25272	1085	2.742 × 10 ⁷	2.975 × 10 ¹⁰	1.990 × 10 ⁹	3.174 × 10 ¹⁰
スキンプレート	966	24	23184	587	1.361 × 10 ⁷	7.988 × 10 ⁹	1.113 × 10 ⁶	7.990 × 10 ⁹
水平リブ	19	575	10925	287.5	0.314 × 10 ⁷	9.030 × 10 ⁸	3.010 × 10 ⁸	1.204 × 10 ⁹
合計	-	-	① 73605	-	② 6.672 × 10 ⁷	-	-	③ 7.667 × 10 ¹⁰

O-O' 軸から図心までの長さ

$e = ((2) \text{断面一次モーメントの合計}) / ((1) \text{面積の合計})$
 $= 906.4 \text{ (mm)}$

図心回りの断面二次モーメント

$I = ((3) \text{O-O' 軸回りの要素単体の断面二次モーメントの合計}) - (e^2 \times ((1) \text{面積の合計}))$
 $= 1.620 \times 10^{10} \text{ (mm}^4\text{)}$

水平リブ(下縁)の断面係数

$yL2$ (圧縮縁から図心までの長さ) = e
 $= 906.4 \text{ (mm)}$

Z_4 (断面係数) = $I / yL2$
 $= 1.787 \times 10^7 \text{ (mm}^3\text{)}$

架台(上縁)の断面係数

$yU1$ (引張縁から図心までの長さ) = $1599 - 906.4$
 $= 692.6 \text{ (mm)}$

Z_5 (断面係数) = $I / yU1$
 $= 2.339 \times 10^7 \text{ (mm}^3\text{)}$

図 3.8-7 (2) 水平リブ及び架台の断面係数の算出方法

(4) 防護工

防護工の照査方法を図 3.8-8 に示す。防護工は架台を支点とする単純ばりでモデル化し、曲げモーメント及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

なお、照査箇所については、評価条件が同一であるため、図 3.8-8 に示す中央付近の箇所とした。

曲げ応力照査

$$\sigma_6 = \frac{M_6}{Z_6} \dots \dots \dots (3.20)$$

$$M_6 = (P_6 + P_k) \cdot b'' \cdot \frac{\ell^2}{8} \dots \dots \dots (3.21)$$

せん断力照査

$$\tau_6 = \frac{S_6}{A_{wc}} \dots \dots \dots (3.22)$$

$$S_6 = (P_6 + P_k) \cdot b'' \cdot \frac{\ell}{2} \dots \dots \dots (3.23)$$

合成応力照査

$$\left(\frac{\sigma_6}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_6}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (3.24)$$

ここで、

σ_6 : 曲げモーメントによる防護工の発生応力度 (N/mm²)

M_6 : 防護工に発生する曲げモーメント (kN・m)

Z_6 : 防護工の断面係数 (mm³) *

P_6 : 防護工に作用する地震慣性力 (kN/m²)

P_k : 防護工に作用する風荷重 (kN/m²)

τ_6 : せん断力による防護工の発生応力度 (N/mm²)

S_6 : 防護工に発生するせん断力 (kN)

b'' : 防護工の幅 (m)

A_{wc} : 防護工のせん断抵抗断面積 (mm²) *

ℓ : 架台間隔 (mm)

σ_{sa} : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)

注記 * : 防護工は外側 1mm を腐食代として考慮する。

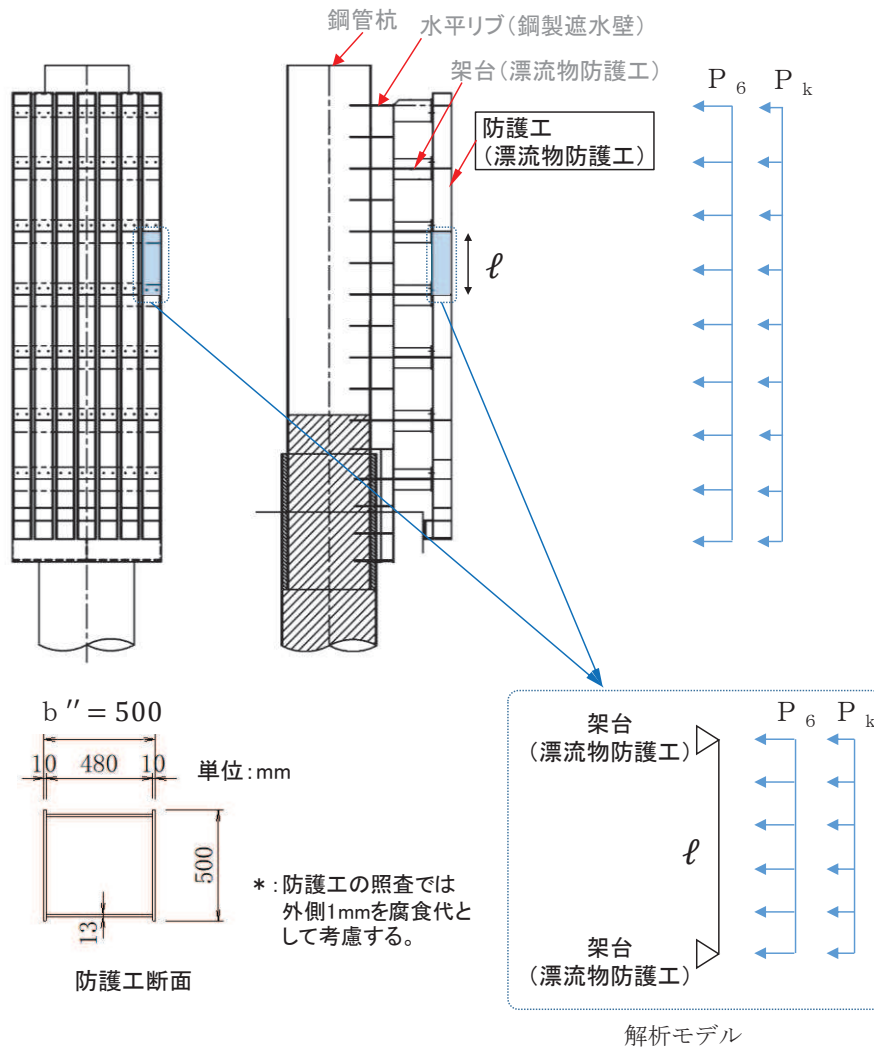


図 3.8-8 防護工の照査概念図

(5) 防護工取付けボルト

防護工取付けボルトの照査方法を図 3.8-9 に示す。防護工取付けボルトは、引張力及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

なお、照査箇所については、評価条件が同一であるため、図 3.8-9 に示す中央付近の箇所とした。

引張力照査

$$\sigma_7 = \frac{N_7}{A_e} \dots \dots \dots (3.25)$$

$$N_7 = P_{h7} \cdot b'' \cdot \ell \cdot \frac{1}{n} \dots \dots \dots (3.26)$$

せん断力照査

$$\tau_7 = \frac{S_7}{A_e} \dots \dots \dots (3.27)$$

$$S_7 = P_{v7} \cdot b'' \cdot \ell \cdot \frac{1}{n} \dots \dots \dots (3.28)$$

ここで、

- σ_7 : 引張力による防護工取付けボルト 1 本あたりの発生応力度 (N/mm²)
- N_7 : 防護工取付けボルト 1 本あたりに発生する引張力 (kN)
- A_e : 防護工取付けボルトの断面積 (mm²) *
- P_{h7} : 防護工取付けボルトに作用する水平地震慣性力 (kN/m²)
- b'' : 防護工の幅 (m)
- ℓ : 架台間隔 (mm)
- n : 防護工取付けボルト 1 箇所あたりの本数 (本)
- τ_7 : せん断力による防護工取付けボルト 1 本あたりの発生応力度 (N/mm²)
- S_7 : 防護工取付けボルト 1 本あたりに発生するせん断力 (kN)
- P_{v7} : 防護工取付けボルトに作用する鉛直地震慣性力 (kN/m²)

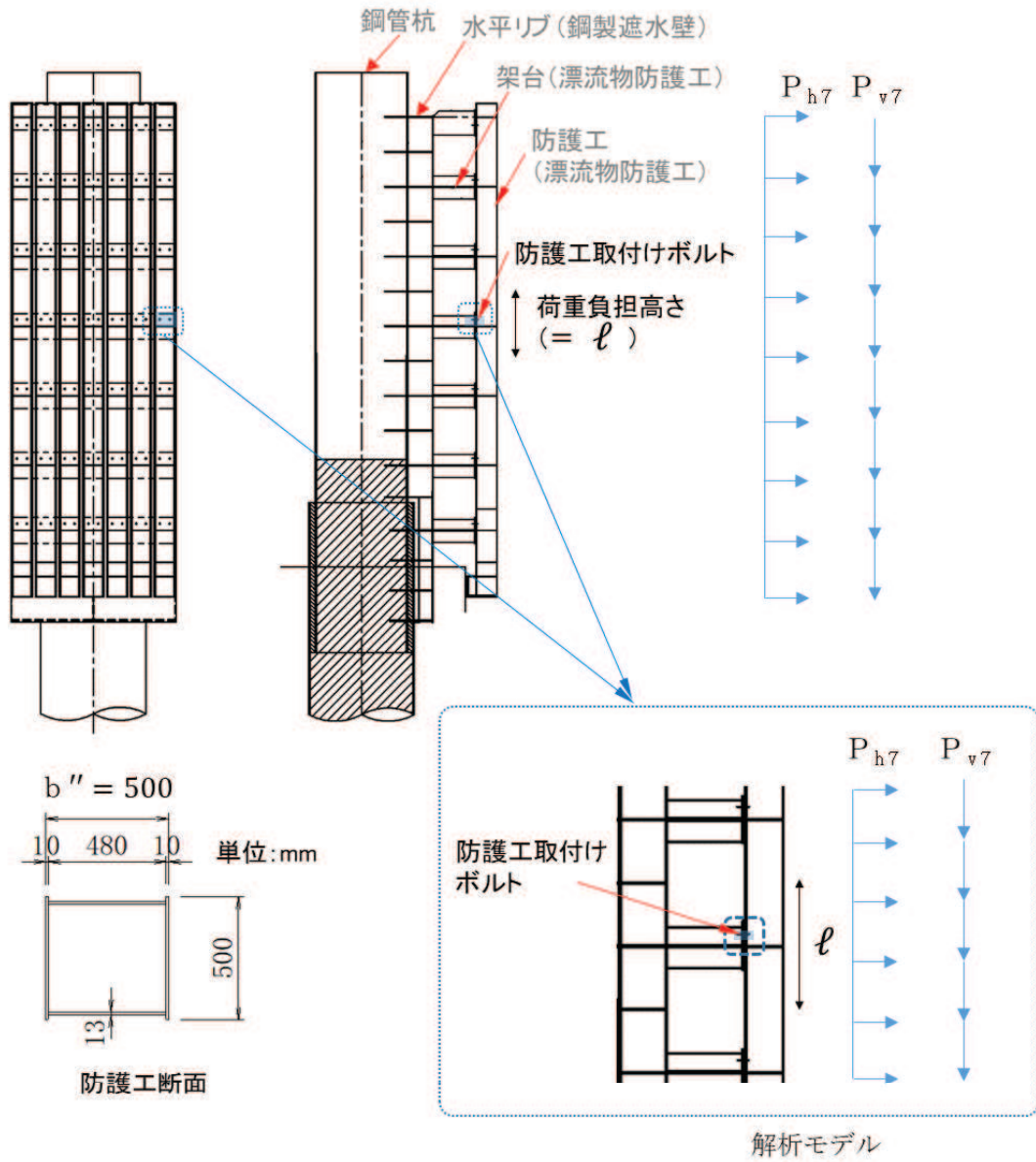


図 3.8-9 防護工取付けボルトの照査概念図

3.8.3 RC 遮水壁

RC 遮水壁は、コンクリートの曲げ圧縮応力、せん断応力及び鉄筋の引張応力が許容限界以下であることを確認する。

RC 遮水壁の応力度算定は、解析コード「UC-win/section Ver.6.02.02」を使用する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

3.8.4 背面補強工

背面補強工の評価は、背面補強工を通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。

すべり安全率の算定フローを図 3.8-10 に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として時々刻々求め、最小すべり安全率のすべり線を選定する。想定すべり線は、背面補強工の端部を基点として $\pm 5^\circ$ 間隔で設定する。背面補強工の想定すべり線を図 3.8-11 に示す。

また、すべり線設定の考え方は「6.1.9 12. すべり線設定の考え方」に示す。

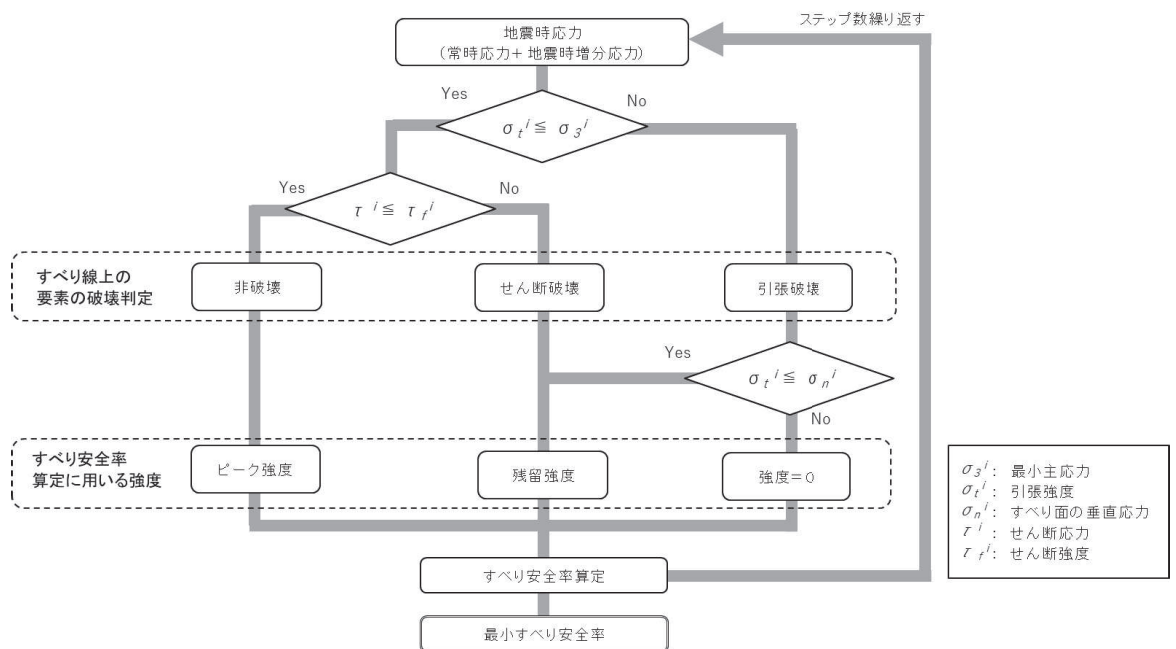


図 3.8-10 すべり安全率算定のフロー

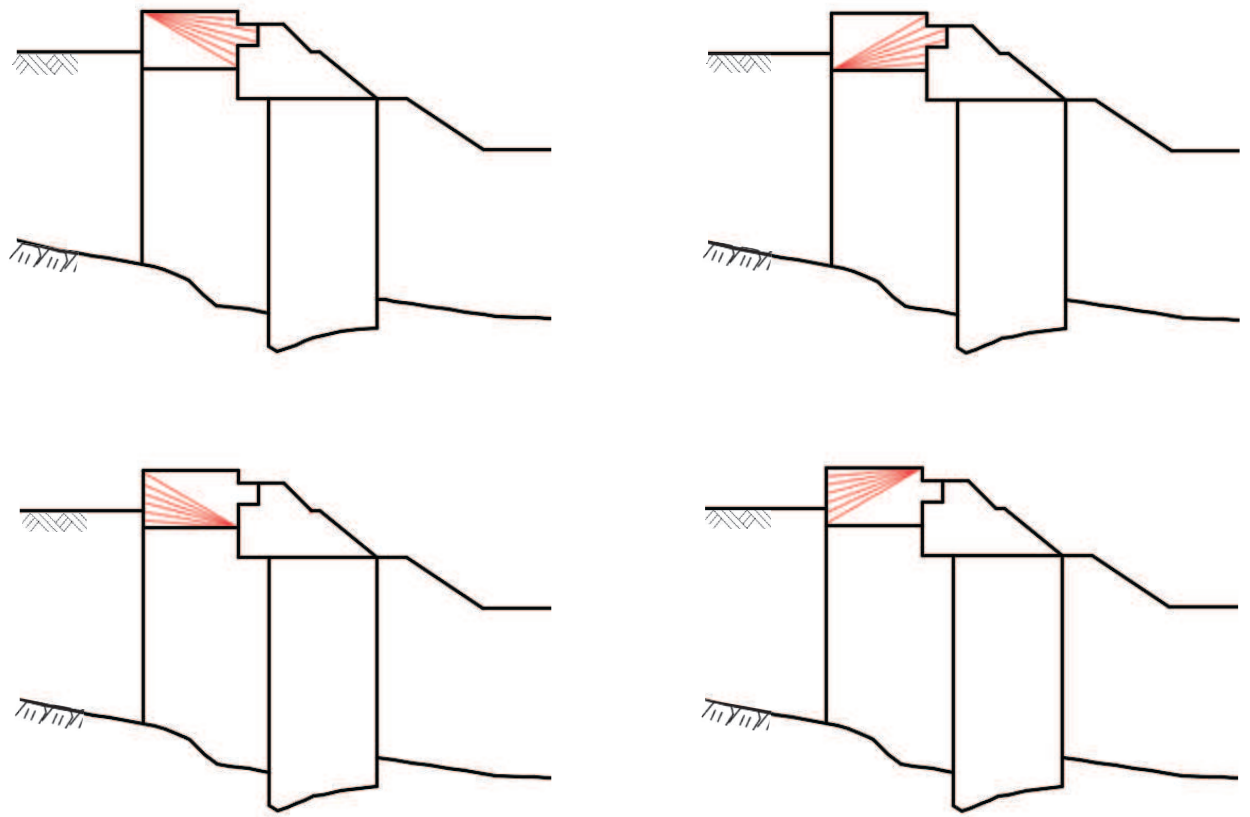


図 3.8-11 背面補強工の想定すべり線（断面①～⑤共通）

3.8.5 置換コンクリート

置換コンクリートの評価は、置換コンクリートを通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。なお、地盤と施設を連成した二次元動的有限要素法解析により、各要素の破壊状況についても確認し、必要に応じて破壊の進展を考慮した検討（非線形解析等）を行う。

すべり安全率の算定フローを図 3.8-10 に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として時々刻々求め、最小すべり安全率のすべり線を選定する。想定すべり線は、置換コンクリートの端部を基点として $\pm 5^\circ$ 間隔で設定する。置換コンクリートの想定すべり線を図 3.8-12 に示す。

また、すべり線設定の考え方は「6.1.9 12. すべり線設定の考え方」に示す。

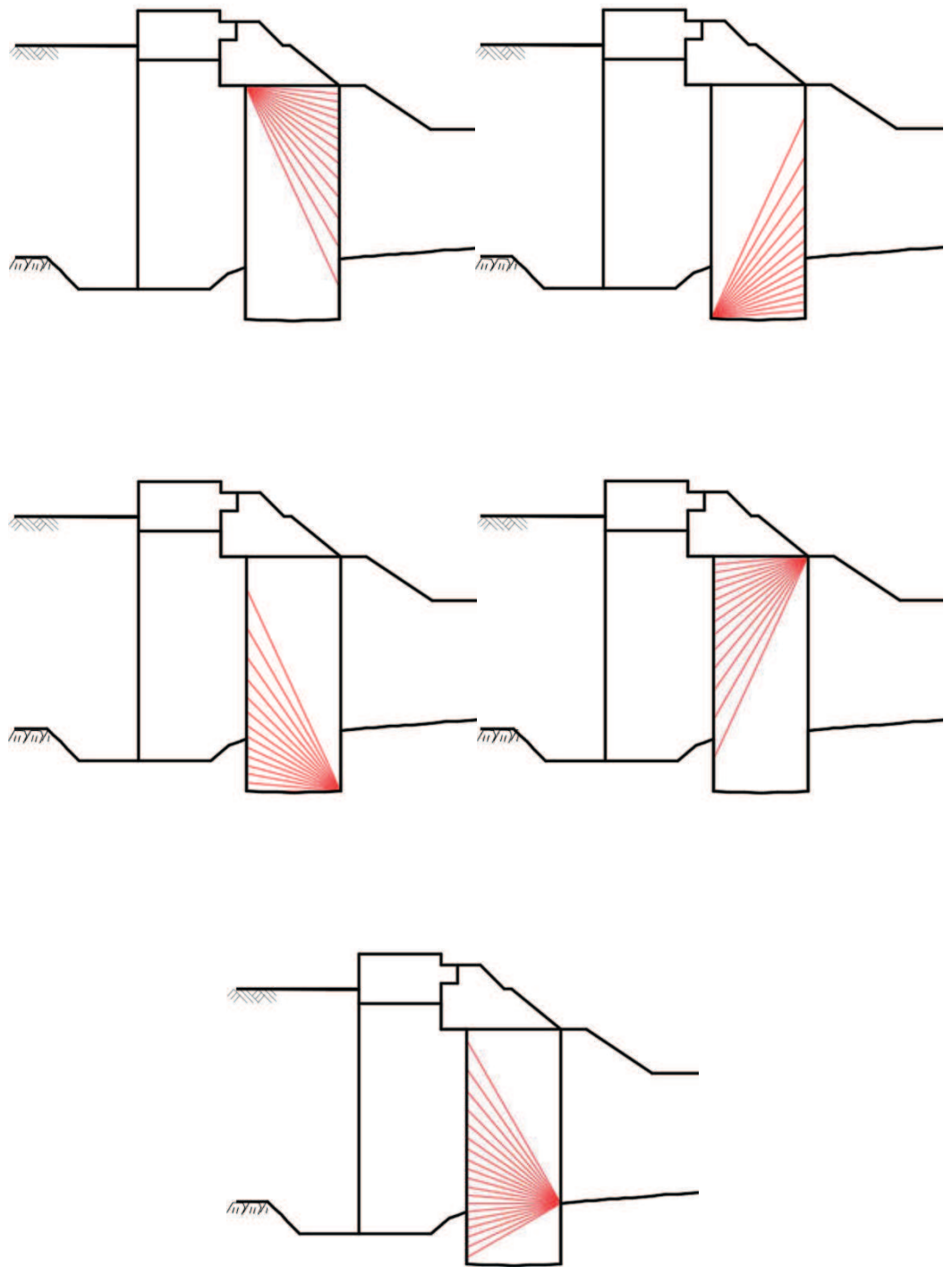


図 3.8-12 (1) 置換コンクリートの想定すべり線 (断面①)

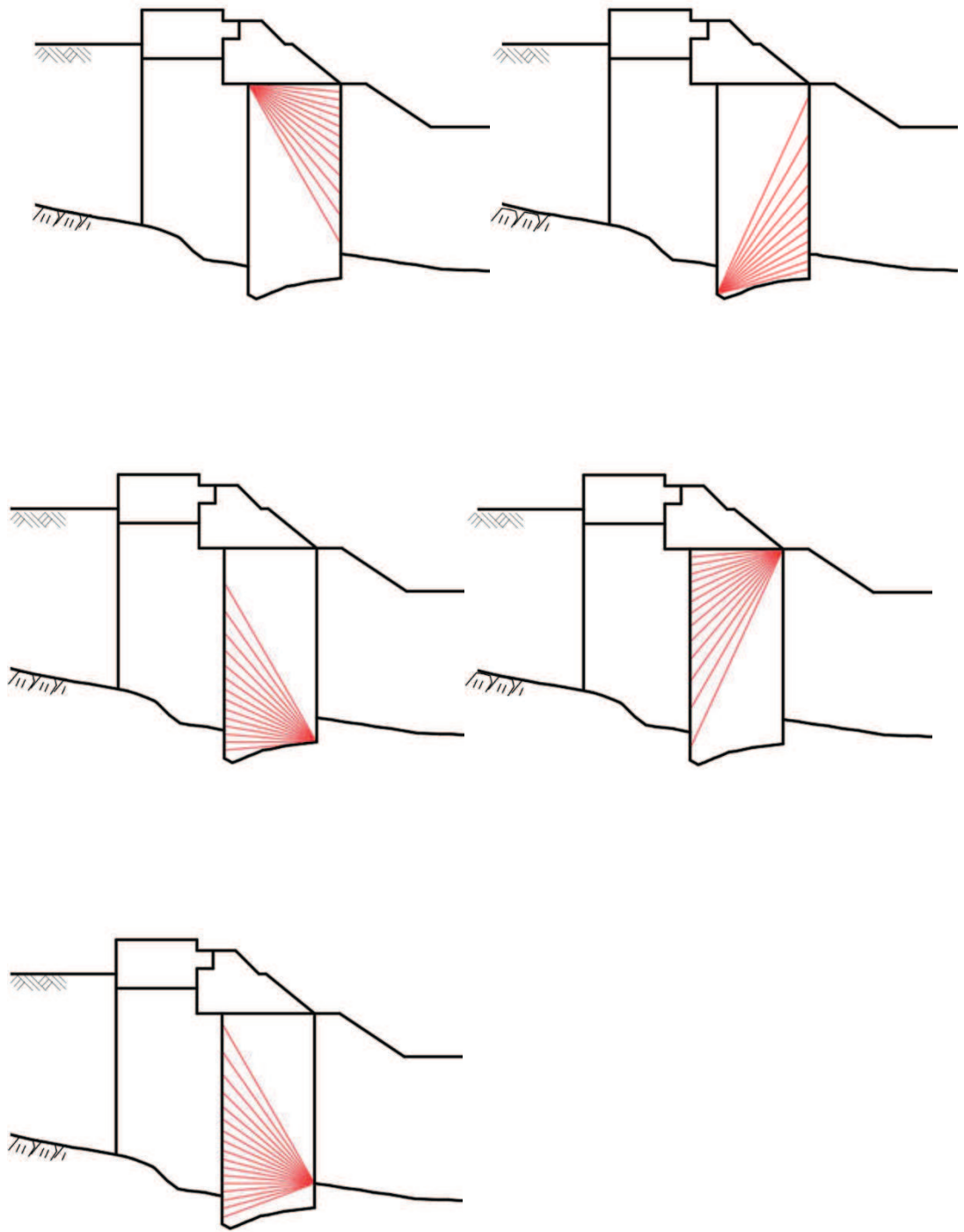


図 3.8-12 (2) 置換コンクリートの想定すべり線 (断面②)

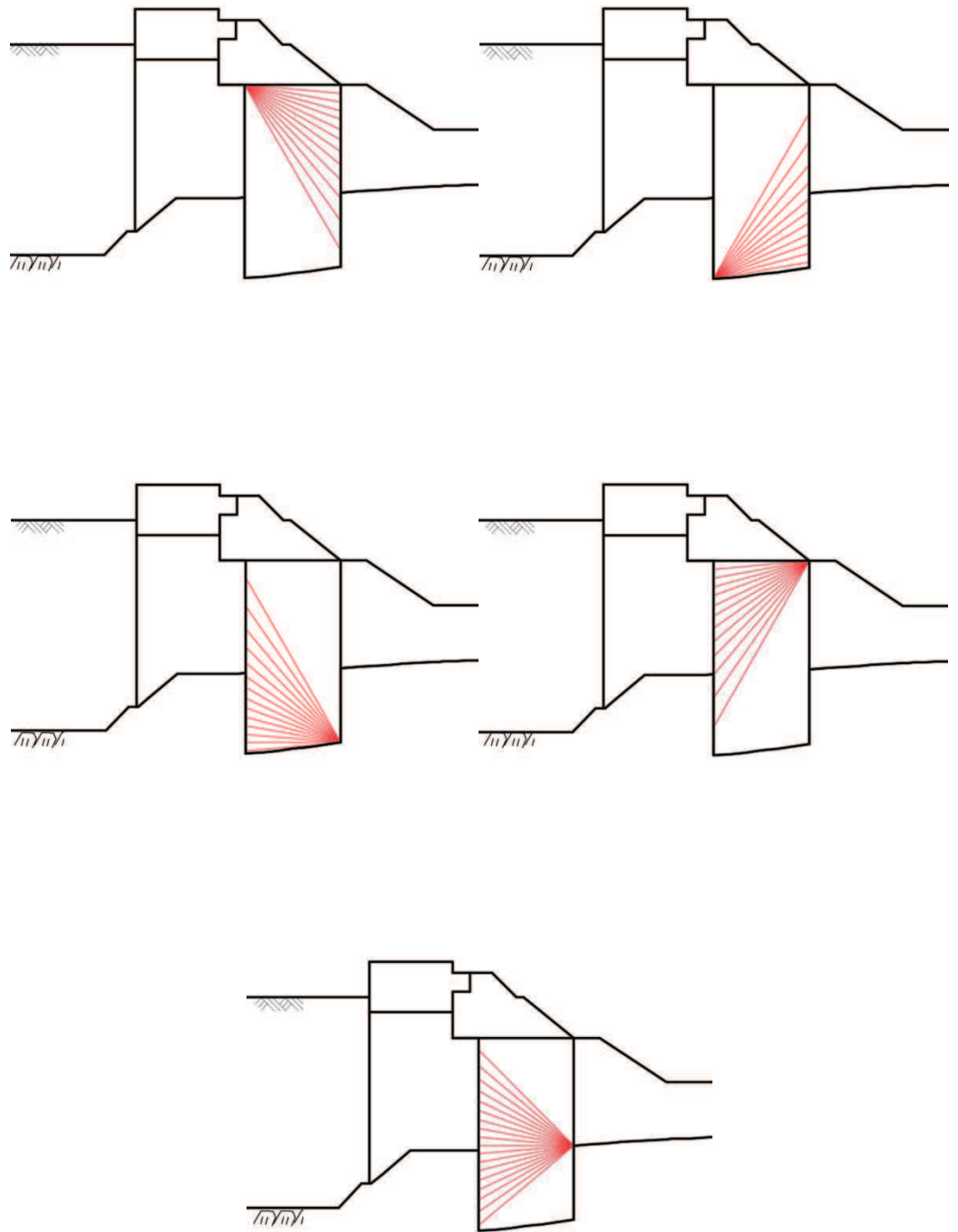


図 3.8-12 (3) 置換コンクリートの想定すべり線 (断面③)

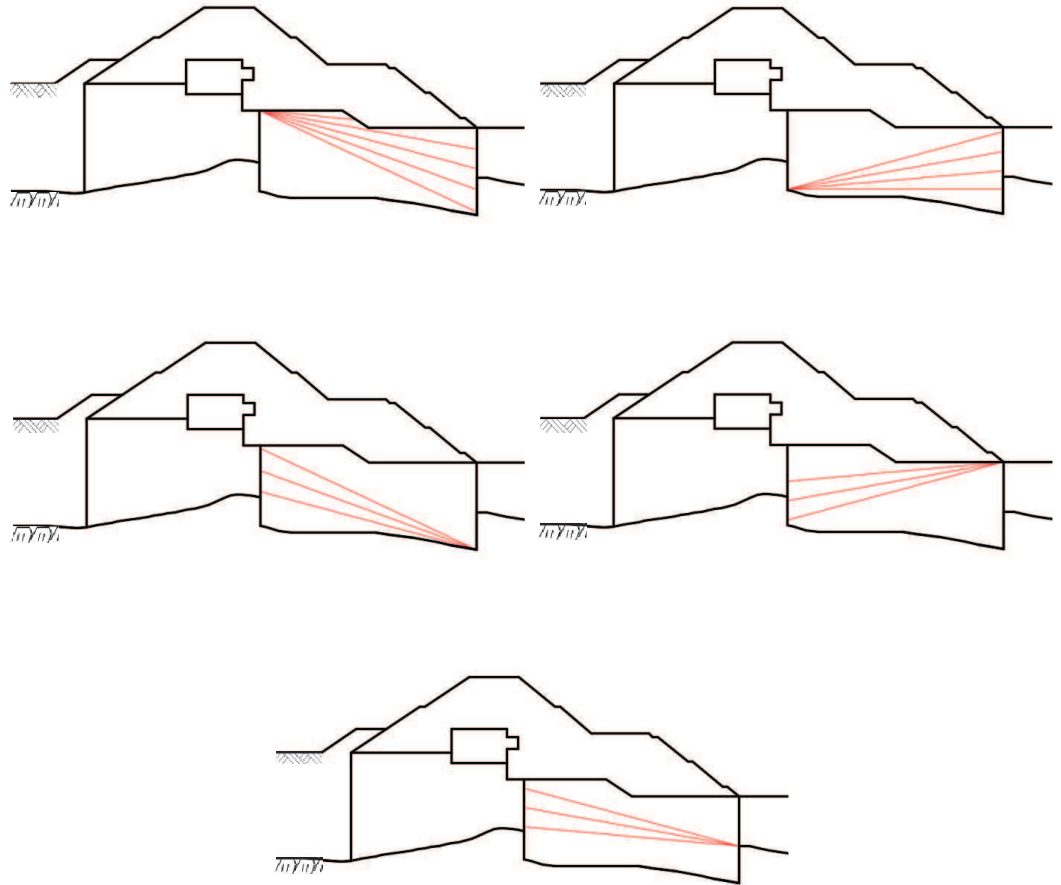


図 3.8-12 (4) 置換コンクリートの想定すべり線 (断面④)

3.8.6 改良地盤

改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。

また、改良地盤の強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値 - 1 σ 強度）についても実施する。その際の解析ケースはケース①（基本ケース）とする。

すべり安全率の算定フローを図 3.8-10 に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として時々刻々求め、最小すべり安全率のすべり線を選定する。想定すべり線は、改良地盤の端部を基点として $\pm 5^\circ$ 間隔で設定する。改良地盤の想定すべり線を図 3.8-13 に示す。

また、すべり線設定の考え方は「6.1.9 12. すべり線設定の考え方」に示す。

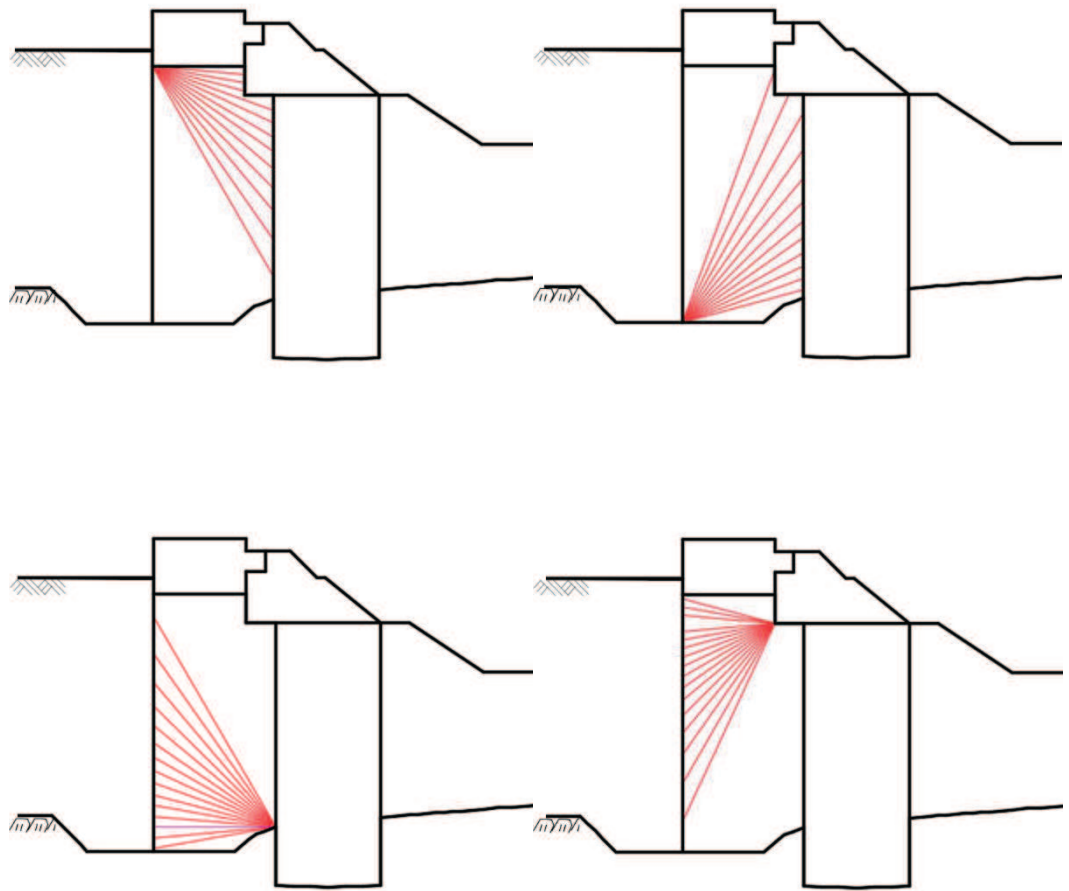


図 3.8-13 (1) 改良地盤の想定すべり線 (断面①)

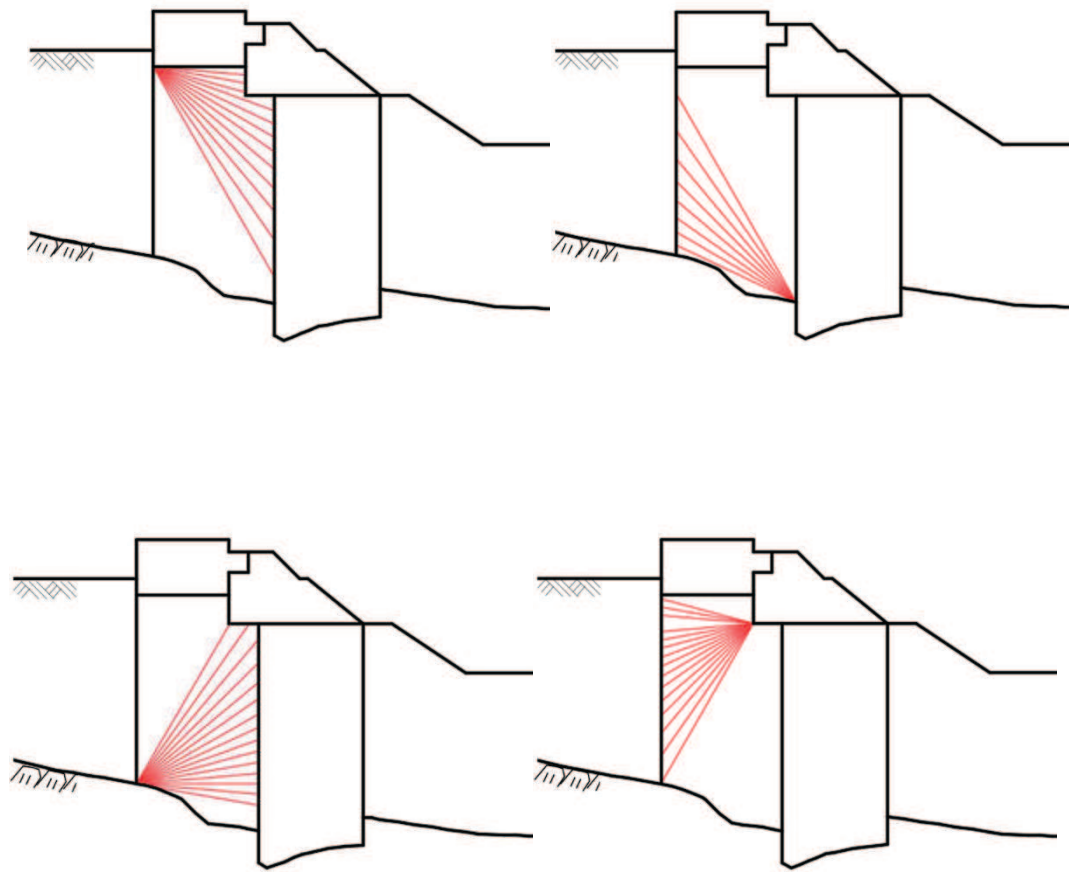


図 3.8-13 (2) 改良地盤の想定すべり線 (断面②)

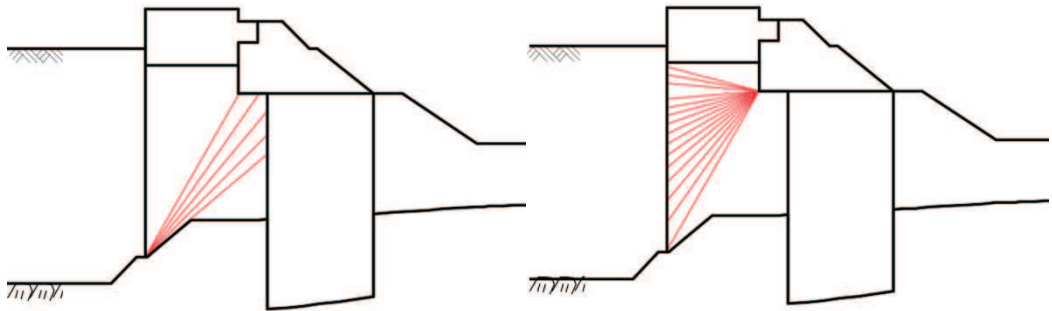
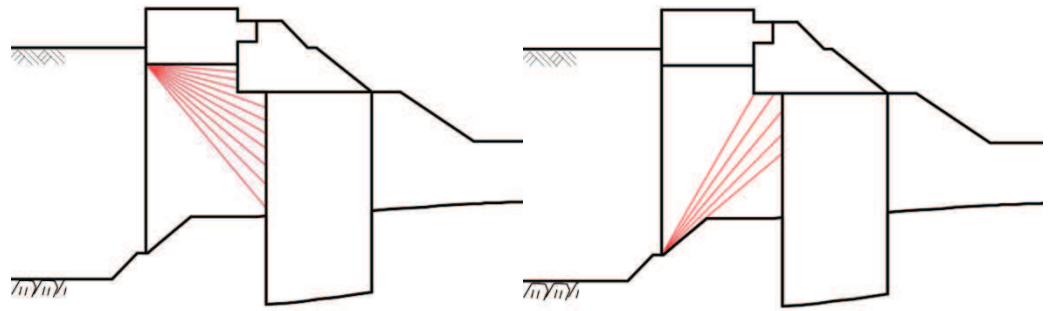


図 3.8-13 (3) 改良地盤の想定すべり線 (断面③)

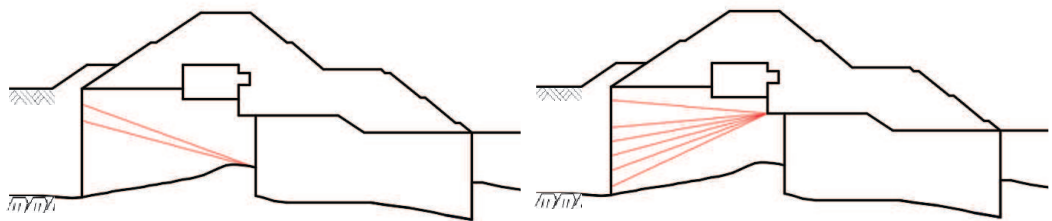
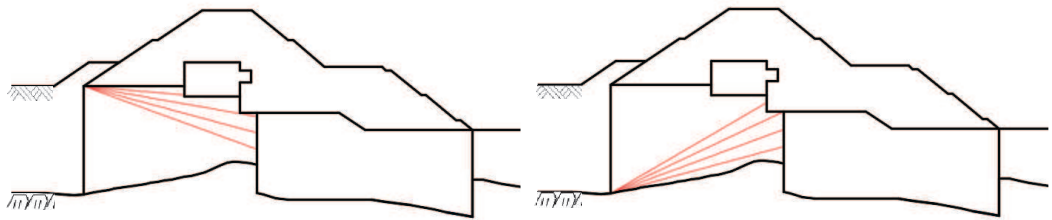


図 3.8-13 (4) 改良地盤の想定すべり線 (断面④)

3.8.7 セメント改良土

セメント改良土の評価は、セメント改良土を通るすべり線のすべり安全率が1.2以上であることを確認する。

また、セメント改良土の強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値 -1σ 強度）についても実施する。その際の解析ケースはケース①（基本ケース）とする。

すべり安全率の算定フローを図3.8-10に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として時々刻々求め、最小すべり安全率のすべり線を選定する。想定すべり線は、セメント改良土の端部を基点として $\pm 5^\circ$ 間隔で設定する。セメント改良土の想定すべり線を図3.8-14に示す。

また、すべり線設定の考え方は「6.1.9 12. すべり線設定の考え方」に示す。

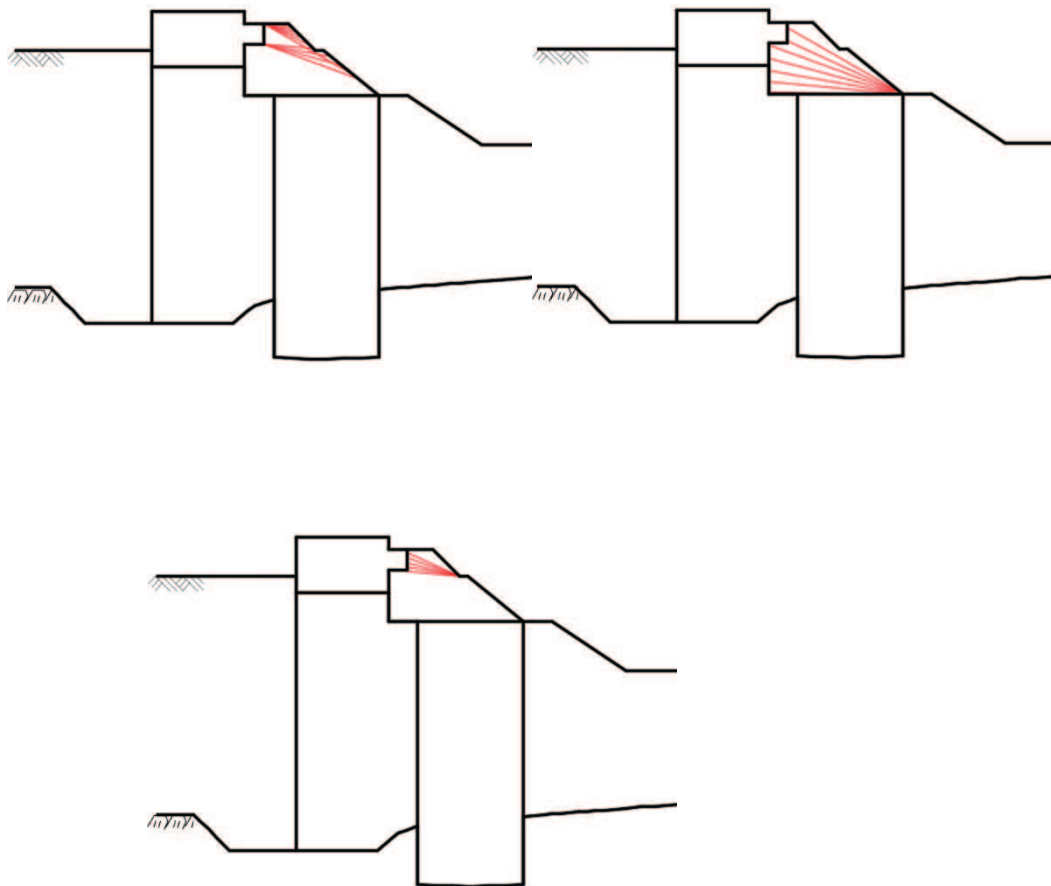


図 3.8-14(1) セメント改良土の想定すべり線（断面①～③共通）

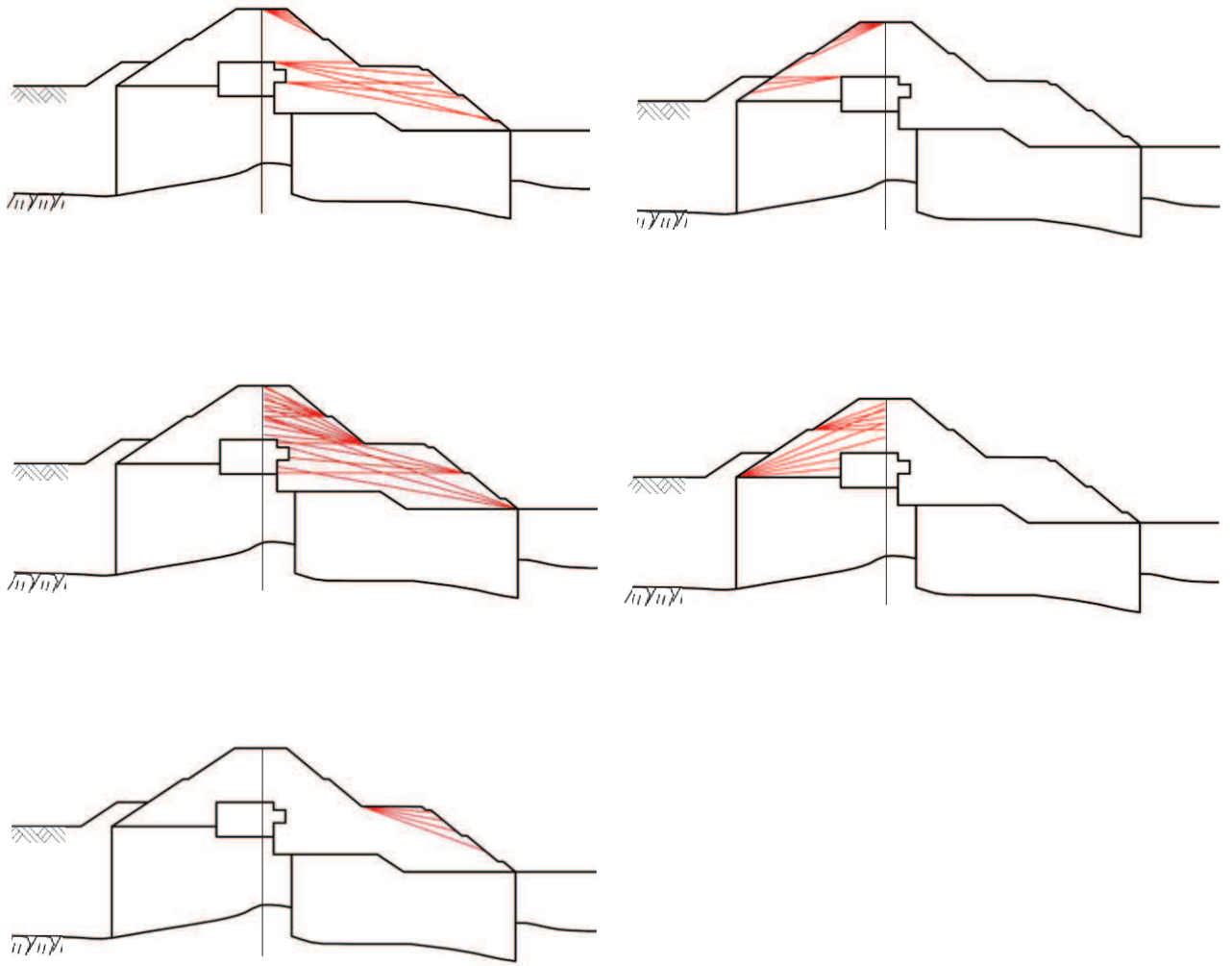


図 3.8-14(2) セメント改良土の想定すべり線 (断面④)

3.8.8 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の地震時の評価について、防潮堤軸直交方向（以下、「軸直交方向」という）及び防潮堤軸方向（以下、「軸方向」という）ともに、地震荷重による最大相対変位が許容限界以下であることを確認する。

なお、漂流物防護工の下部にある止水ジョイント前面の保護部材の地震時の評価について、発生応力が許容限界以下であることを確認する。なお、保護部材の評価に関する詳細は「6.1.5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材について」に示す。

3.8.9 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤に生じる接地圧が許容限界以下であることを確認する。

4. 評価結果

4.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「断面力分布図」，「最大せん断ひずみ分布」，「最大過剰間隙水圧比分布」を記載する。なお，断面力分布について，鋼管杭は杭1本あたり，RC 遮水壁は単位奥行きあたりの断面力を図示する。

耐震評価においては，「補足 610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に基づき，全ての基準地震動 S_s に対して実施するケース①において，曲げ・軸力系の破壊に対する照査，せん断破壊に対する照査及び基礎地盤の支持性能に対する照査の各評価項目について，照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い，追加解析ケース②，③を実施する。

4.1.1 解析ケースと照査値

(1) 断面①

a. 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-1 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-1 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（断面①）

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
$S_s - D 1$	++	0.38		
	-+	0.34		
	+-	0.30		
	--	0.37		
$S_s - D 2$	++	0.40		
	-+	0.37		
	+-	0.39		
	--	0.42	0.40	0.41
$S_s - D 3$	++	0.26		
	-+	0.30		
	+-	0.29		
	--	0.28		
$S_s - F 1$	++	0.27		
	-+	0.17		
$S_s - F 2$	++	0.30		
	-+	0.21		
$S_s - F 3$	++	0.25		
	-+	0.37		
$S_s - N 1$	++	0.22		
	-+	0.21		

b. 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-2 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-2 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面①）

地震動		解析ケース		
		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.22		
	-+	0.19		
	+-	0.17		
	--	0.25		
S s - D 2	++	0.27		
	-+	0.25		
	+-	0.23		
	--	0.24	0.23	0.24
S s - D 3	++	0.18		
	-+	0.17		
	+-	0.18		
	--	0.16		
S s - F 1	++	0.19		
	-+	0.11		
S s - F 2	++	0.18		
	-+	0.13		
S s - F 3	++	0.14		
	-+	0.24		
S s - N 1	++	0.13		
	-+	0.15		

c. 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.1-3 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-3 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

地震動		解析ケース		
		すべり安全率照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	24.8		
	-+	25.7		
	+-	25.8		
	--	21.9		
S s - D 2	++	23.1		
	-+	22.1		
	+-	25.2		
	--	24.7	24.8	23.8
S s - D 3	++	27.9		
	-+	31.1		
	+-	29.3		
	--	31.5		
S s - F 1	++	25.9		
	-+	40.2		
S s - F 2	++	25.5		
	-+	33.4		
S s - F 3	++	35.7		
	-+	20.7		
S s - N 1	++	35.5		
	-+	29.3		

d. 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.1-4 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-4 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	5.2		
	-+	5.1		
	+-	5.1		
	--	5.1		
S s - D 2	++	5.2		
	-+	4.9		
	+-	5.3		
	--	4.9	4.6	5.3
S s - D 3	++	6.4		
	-+	6.3		
	+-	6.6		
	--	6.2		
S s - F 1	++	5.3		
	-+	6.0		
S s - F 2	++	5.9		
	-+	5.1		
S s - F 3	++	6.6		
	-+	5.8		
S s - N 1	++	4.2		
	-+	6.2		

e. 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.1-5 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-5 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面①)

解析ケース 地震動		すべり安全率照査			
		①	① (平均値－ 1σ強度)	②	③
S s - D 1	++	3.0	3.0		
	-+	3.2	3.1		
	+-	2.8	2.8		
	--	3.4	3.4		
S s - D 2	++	3.3	3.3		
	-+	3.1	3.1		
	+-	3.0	2.9		
	--	3.1	3.1	2.9	3.6
S s - D 3	++	3.6	3.5		
	-+	3.0	3.0		
	+-	3.4	3.4		
	--	3.3	3.2		
S s - F 1	++	2.9	2.9		
	-+	3.1	3.1		
S s - F 2	++	3.1	3.1		
	-+	3.3	3.3		
S s - F 3	++	3.2	3.1		
	-+	3.3	3.2		
S s - N 1	++	3.0	3.0		
	-+	2.6	2.5		

f. セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.1-6 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-6 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査			
		①	①（平均値－ 1σ強度）	②	③
S s - D 1	++	3.8	3.7		
	-+	4.2	4.1		
	+-	4.0	3.8		
	--	3.7	3.5		
S s - D 2	++	3.7	3.5		
	-+	4.0	3.8		
	+-	4.0	3.8		
	--	3.9	3.7	4.3	3.2
S s - D 3	++	4.3	4.1		
	-+	4.7	4.5		
	+-	4.6	4.4		
	--	5.0	4.8		
S s - F 1	++	4.4	4.2		
	-+	5.8	5.5		
S s - F 2	++	4.0	3.9		
	-+	4.9	4.7		
S s - F 3	++	5.2	5.0		
	-+	3.5	3.3		
S s - N 1	++	4.4	4.3		
	-+	6.3	6.0		

g. 基礎地盤の支持性能に対する照査

(a) 鋼管杭

表 4.1-7 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-7 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面①，鋼管杭）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.16		
	-+	0.15		
	+-	0.17		
	--	0.16		
S s - D 2	++	0.14		
	-+	0.12		
	+-	0.15		
	--	0.15	0.15	0.15
S s - D 3	++	0.12		
	-+	0.11		
	+-	0.12		
	--	0.11		
S s - F 1	++	0.15		
	-+	0.09		
S s - F 2	++	0.13		
	-+	0.09		
S s - F 3	++	0.11		
	-+	0.15		
S s - N 1	++	0.12		
	-+	0.17		

(b) 背面補強工

表 4.1-8 に背面補強工の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-8 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面①，背面補強工）

地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.19		
	-+	0.19		
	+-	0.19		
	--	0.21		
S s - D 2	++	0.21		
	-+	0.21		
	+-	0.19		
	--	0.21	0.21	0.21
S s - D 3	++	0.19		
	-+	0.16		
	+-	0.16		
	--	0.16		
S s - F 1	++	0.19		
	-+	0.14		
S s - F 2	++	0.19		
	-+	0.16		
S s - F 3	++	0.16		
	-+	0.21		
S s - N 1	++	0.14		
	-+	0.16		

(c) 置換コンクリート

表 4.1-9 に置換コンクリートの基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-9 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面①，置換コンクリート）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.36		
	-+	0.35		
	+-	0.35		
	--	0.36		
S s - D 2	++	0.34		
	-+	0.35		
	+-	0.32		
	--	0.36	0.38	0.33
S s - D 3	++	0.32		
	-+	0.28		
	+-	0.29		
	--	0.30		
S s - F 1	++	0.31		
	-+	0.30		
S s - F 2	++	0.35		
	-+	0.29		
S s - F 3	++	0.32		
	-+	0.34		
S s - N 1	++	0.41		
	-+	0.32		

(2) 断面②

a. 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-10 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-10 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面②)

地震動		解析ケース		
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.39		
	-+	0.34		
	+-	0.33		
	--	0.39		
S s - D 2	++	0.47		
	-+	0.35		
	+-	0.35		
	--	0.50	0.52	0.48
S s - D 3	++	0.28		
	-+	0.33		
	+-	0.32		
	--	0.30		
S s - F 1	++	0.37		
	-+	0.20		
S s - F 2	++	0.30		
	-+	0.28		
S s - F 3	++	0.38		
	-+	0.37		
S s - N 1	++	0.21		
	-+	0.26		

b. 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-11 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-11 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面②）

地震動		解析ケース		
		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.22		
	-+	0.19		
	+-	0.20		
	--	0.26		
S s - D 2	++	0.31		
	-+	0.22		
	+-	0.21		
	--	0.29	0.29	0.28
S s - D 3	++	0.18		
	-+	0.20		
	+-	0.21		
	--	0.17		
S s - F 1	++	0.20		
	-+	0.12		
S s - F 2	++	0.18		
	-+	0.16		
S s - F 3	++	0.21		
	-+	0.21		
S s - N 1	++	0.12		
	-+	0.19		

c. 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.1-12 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-12 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面②）

地震動		解析ケース		
		すべり安全率照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	26.6		
	-+	29.3		
	+-	25.3		
	--	24.2		
S s - D 2	++	20.7		
	-+	27.1		
	+-	26.9		
	--	21.0	20.3	21.8
S s - D 3	++	27.4		
	-+	30.7		
	+-	29.5		
	--	32.4		
S s - F 1	++	29.1		
	-+	38.3		
S s - F 2	++	28.7		
	-+	32.6		
S s - F 3	++	27.7		
	-+	22.9		
S s - N 1	++	34.4		
	-+	26.5		

d. 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.1-13 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-13 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面②）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	5.9		
	-+	5.8		
	+-	6.6		
	--	5.7		
S s - D 2	++	5.9		
	-+	5.8		
	+-	6.0		
	--	5.3	5.2	5.6
S s - D 3	++	6.8		
	-+	7.6		
	+-	7.5		
	--	7.0		
S s - F 1	++	7.2		
	-+	7.2		
S s - F 2	++	6.9		
	-+	6.4		
S s - F 3	++	6.6		
	-+	6.2		
S s - N 1	++	4.6		
	-+	7.1		

e. 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.1-14 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-14 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面②）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査			
		①	①（平均値－ 1σ強度）	②	③
S s - D 1	++	3.5	3.5		
	-+	3.4	3.4		
	+-	3.5	3.5		
	--	3.9	3.8		
S s - D 2	++	3.5	3.5		
	-+	3.8	3.8		
	+-	3.6	3.5		
	--	3.7	3.7	3.6	3.8
S s - D 3	++	4.3	4.3		
	-+	4.4	4.4		
	+-	4.2	4.2		
	--	4.4	4.4		
S s - F 1	++	3.9	3.8		
	-+	5.1	5.1		
S s - F 2	++	3.1	3.1		
	-+	4.4	4.4		
S s - F 3	++	3.8	3.8		
	-+	3.7	3.7		
S s - N 1	++	3.9	3.9		
	-+	2.6	2.6		

f. セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.1-15 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-15 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面②）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査			
		①	①（平均値－ 1σ強度）	②	③
S s - D 1	++	4.0	3.9		
	-+	4.0	3.8		
	+-	4.1	4.0		
	--	3.8	3.6		
S s - D 2	++	3.5	3.4		
	-+	4.1	3.9		
	+-	3.9	3.7		
	--	3.7	3.6	4.0	3.5
S s - D 3	++	4.3	4.1		
	-+	4.2	4.0		
	+-	4.3	4.1		
	--	3.9	3.7		
S s - F 1	++	4.3	4.1		
	-+	5.6	5.4		
S s - F 2	++	3.7	3.6		
	-+	5.5	5.3		
S s - F 3	++	5.0	4.8		
	-+	3.7	3.6		
S s - N 1	++	4.5	4.3		
	-+	6.4	6.2		

g. 基礎地盤の支持性能に対する照査

(a) 鋼管杭

表 4.1-16 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-16 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面②，鋼管杭）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.10		
	-+	0.09		
	+-	0.12		
	--	0.10		
S s - D 2	++	0.10		
	-+	0.12		
	+-	0.09		
	--	0.12	0.11	0.14
S s - D 3	++	0.09		
	-+	0.08		
	+-	0.08		
	--	0.08		
S s - F 1	++	0.08		
	-+	0.08		
S s - F 2	++	0.09		
	-+	0.08		
S s - F 3	++	0.08		
	-+	0.09		
S s - N 1	++	0.07		
	-+	0.13		

(b) 背面補強工

表 4.1-17 に背面補強工の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-17 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面②，背面補強工）

地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.19		
	-+	0.16		
	+-	0.19		
	--	0.19		
S s - D 2	++	0.19		
	-+	0.19		
	+-	0.16		
	--	0.21	0.21	0.19
S s - D 3	++	0.19		
	-+	0.16		
	+-	0.16		
	--	0.16		
S s - F 1	++	0.16		
	-+	0.14		
S s - F 2	++	0.16		
	-+	0.16		
S s - F 3	++	0.16		
	-+	0.21		
S s - N 1	++	0.16		
	-+	0.16		

(c) 置換コンクリート

表 4.1-18 に置換コンクリートの基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-18 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面②，置換コンクリート）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.29		
	-+	0.30		
	+-	0.27		
	--	0.30		
S s - D 2	++	0.29		
	-+	0.29		
	+-	0.28		
	--	0.31	0.31	0.30
S s - D 3	++	0.29		
	-+	0.24		
	+-	0.25		
	--	0.25		
S s - F 1	++	0.24		
	-+	0.28		
S s - F 2	++	0.26		
	-+	0.31		
S s - F 3	++	0.29		
	-+	0.28		
S s - N 1	++	0.33		
	-+	0.29		

(3) 断面③

a. 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-19 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-19 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面③)

地震動		解析ケース		
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.42		
	-+	0.32		
	+-	0.31		
	--	0.41		
S s - D 2	++	0.43		
	-+	0.33		
	+-	0.34		
	--	0.46	0.47	0.45
S s - D 3	++	0.27		
	-+	0.32		
	+-	0.31		
	--	0.30		
S s - F 1	++	0.26		
	-+	0.19		
S s - F 2	++	0.27		
	-+	0.25		
S s - F 3	++	0.31		
	-+	0.34		
S s - N 1	++	0.26		
	-+	0.24		

b. 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-20 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-20 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面③）

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.24		
	-+	0.18		
	+-	0.18		
	--	0.27		
S s - D 2	++	0.28		
	-+	0.22		
	+-	0.22		
	--	0.26	0.26	0.25
S s - D 3	++	0.18		
	-+	0.19		
	+-	0.19		
	--	0.18		
S s - F 1	++	0.16		
	-+	0.11		
S s - F 2	++	0.18		
	-+	0.14		
S s - F 3	++	0.17		
	-+	0.23		
S s - N 1	++	0.16		
	-+	0.13		

c. 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.1-21 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-21 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面③）

地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	24.3		
	-+	28.5		
	+-	28.7		
	--	23.6		
S s - D 2	++	23.0		
	-+	28.1		
	+-	26.5		
	--	23.3	22.8	23.9
S s - D 3	++	29.7		
	-+	31.0		
	+-	32.2		
	--	31.0		
S s - F 1	++	34.0		
	-+	37.5		
S s - F 2	++	31.1		
	-+	37.3		
S s - F 3	++	31.2		
	-+	21.9		
S s - N 1	++	31.0		
	-+	30.9		

d. 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.1-22 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-22 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面③）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	6.9		
	-+	6.3		
	+-	7.5		
	--	6.5		
S s - D 2	++	7.1		
	-+	6.9		
	+-	7.2		
	--	6.5	6.4	6.8
S s - D 3	++	8.5		
	-+	8.2		
	+-	7.7		
	--	8.0		
S s - F 1	++	9.0		
	-+	9.1		
S s - F 2	++	8.3		
	-+	7.9		
S s - F 3	++	8.3		
	-+	6.9		
S s - N 1	++	5.6		
	-+	8.0		

e. 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.1-23 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-23 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面③）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査			
		①	①（平均値－ 1σ強度）	②	③
S s - D 1	++	2.9	2.9		
	-+	3.4	3.4		
	+-	2.9	2.9		
	--	3.5	3.4		
S s - D 2	++	3.3	3.2		
	-+	3.1	3.1		
	+-	3.1	3.1		
	--	3.3	3.3	3.1	3.7
S s - D 3	++	3.4	3.4		
	-+	3.4	3.4		
	+-	3.3	3.3		
	--	3.4	3.4		
S s - F 1	++	3.5	3.5		
	-+	4.2	4.1		
S s - F 2	++	3.2	3.2		
	-+	3.5	3.5		
S s - F 3	++	3.4	3.4		
	-+	3.3	3.3		
S s - N 1	++	3.7	3.7		
	-+	2.8	2.7		

f. セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.1-24 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-24 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面③）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査			
		①	①（平均値－ 1σ強度）	②	③
S s - D 1	++	4.3	4.1		
	-+	4.4	4.3		
	+-	4.5	4.3		
	--	3.8	3.6		
S s - D 2	++	3.9	3.7		
	-+	4.5	4.3		
	+-	4.4	4.2		
	--	4.0	3.8	4.5	3.8
S s - D 3	++	4.6	4.4		
	-+	4.6	4.4		
	+-	4.7	4.5		
	--	4.1	3.9		
S s - F 1	++	4.6	4.4		
	-+	6.4	6.1		
S s - F 2	++	4.2	4.0		
	-+	6.3	6.1		
S s - F 3	++	5.4	5.2		
	-+	3.6	3.5		
S s - N 1	++	4.3	4.2		
	-+	6.3	6.1		

g. 基礎地盤の支持性能に対する照査

(a) 鋼管杭

表 4.1-25 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-25 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面③，鋼管杭）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.11		
	-+	0.09		
	+-	0.11		
	--	0.09		
S s - D 2	++	0.11		
	-+	0.12		
	+-	0.11		
	--	0.14	0.13	0.15
S s - D 3	++	0.10		
	-+	0.09		
	+-	0.10		
	--	0.09		
S s - F 1	++	0.11		
	-+	0.08		
S s - F 2	++	0.11		
	-+	0.09		
S s - F 3	++	0.11		
	-+	0.13		
S s - N 1	++	0.09		
	-+	0.17		

(b) 背面補強工

表 4.1-26 に背面補強工の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-26 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面③，背面補強工）

地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.19		
	-+	0.16		
	+-	0.16		
	--	0.19		
S s - D 2	++	0.21		
	-+	0.19		
	+-	0.19		
	--	0.19	0.19	0.19
S s - D 3	++	0.16		
	-+	0.14		
	+-	0.14		
	--	0.16		
S s - F 1	++	0.14		
	-+	0.14		
S s - F 2	++	0.14		
	-+	0.14		
S s - F 3	++	0.16		
	-+	0.19		
S s - N 1	++	0.14		
	-+	0.14		

(c) 置換コンクリート

表 4.1-27 に置換コンクリートの基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-27 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面③，置換コンクリート）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.19		
	-+	0.19		
	+-	0.18		
	--	0.21		
S s - D 2	++	0.21		
	-+	0.19		
	+-	0.19		
	--	0.20	0.21	0.20
S s - D 3	++	0.18		
	-+	0.17		
	+-	0.18		
	--	0.18		
S s - F 1	++	0.16		
	-+	0.18		
S s - F 2	++	0.18		
	-+	0.17		
S s - F 3	++	0.21		
	-+	0.20		
S s - N 1	++	0.22		
	-+	0.19		

(4) 断面④

a. 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-28 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-28 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面④)

地震動		解析ケース		
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.33		
	-+	0.33		
	+-	0.45		
	--	0.32		
S s - D 2	++	0.36		
	-+	0.40		
	+-	0.38		
	--	0.45	0.39	0.50
S s - D 3	++	0.29		
	-+	0.28		
	+-	0.30		
	--	0.29		
S s - F 1	++	0.26		
	-+	0.24		
S s - F 2	++	0.27		
	-+	0.29		
S s - F 3	++	0.29		
	-+	0.26		
S s - N 1	++	0.20		
	-+	0.36		

b. 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-29 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-29 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面④)

地震動		解析ケース		
		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.09		
	-+	0.10		
	+-	0.10		
	--	0.09		
S s - D 2	++	0.09		
	-+	0.11		
	+-	0.10		
	--	0.11	0.09	0.11
S s - D 3	++	0.08		
	-+	0.08		
	+-	0.08		
	--	0.08		
S s - F 1	++	0.06		
	-+	0.07		
S s - F 2	++	0.08		
	-+	0.08		
S s - F 3	++	0.08		
	-+	0.06		
S s - N 1	++	0.06		
	-+	0.10		

c. 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.1-30 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-30 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面④）

地震動		解析ケース			すべり安全率照査		
		①	②	③			
S s - D 1	++	12.6					
	-+	12.9					
	+-	12.5					
	--	12.7					
S s - D 2	++	13.6					
	-+	11.6					
	+-	14.4					
	--	13.5	13.4	12.9			
S s - D 3	++	14.7					
	-+	14.3					
	+-	14.6					
	--	14.5					
S s - F 1	++	14.9					
	-+	15.6					
S s - F 2	++	15.6					
	-+	15.0					
S s - F 3	++	13.0					
	-+	14.2					
S s - N 1	++	12.6					
	-+	13.4					

d. 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.1-31 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-31 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面④）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	9.0		
	-+	8.7		
	+-	8.4		
	--	8.5		
S s - D 2	++	8.8		
	-+	8.2		
	+-	8.9		
	--	8.3	8.5	8.7
S s - D 3	++	11.3		
	-+	11.0		
	+-	11.5		
	--	10.5		
S s - F 1	++	11.1		
	-+	11.1		
S s - F 2	++	11.4		
	-+	8.6		
S s - F 3	++	9.8		
	-+	8.5		
S s - N 1	++	6.3		
	-+	8.9		

e. 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.1-32 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-32 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面④）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査			
		①	①（平均値－ 1σ強度）	②	③
S s - D 1	++	3.6	3.6		
	-+	4.1	4.1		
	+-	3.5	3.4		
	--	4.0	4.0		
S s - D 2	++	4.0	4.0		
	-+	3.3	3.3		
	+-	3.9	3.9		
	--	3.5	3.5	3.6	3.3
S s - D 3	++	4.0	3.9		
	-+	4.1	4.1		
	+-	3.9	3.9		
	--	4.3	4.2		
S s - F 1	++	4.2	4.1		
	-+	4.5	4.5		
S s - F 2	++	4.5	4.4		
	-+	4.3	4.3		
S s - F 3	++	3.6	3.6		
	-+	3.9	3.9		
S s - N 1	++	4.2	4.2		
	-+	3.6	3.6		

f. セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.1-33 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-33 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面④）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査			
		①	①（平均値－ 1σ強度）	②	③
S s - D 1	++	3.8	3.7		
	-+	3.4	3.3		
	+-	3.7	3.5		
	--	3.5	3.3		
S s - D 2	++	3.8	3.7		
	-+	3.7	3.5		
	+-	3.8	3.7		
	--	3.7	3.6	3.8	3.9
S s - D 3	++	4.2	4.0		
	-+	4.1	4.0		
	+-	4.3	4.1		
	--	4.1	3.9		
S s - F 1	++	4.1	4.0		
	-+	4.2	4.1		
S s - F 2	++	4.3	4.2		
	-+	3.5	3.4		
S s - F 3	++	3.9	3.8		
	-+	3.5	3.4		
S s - N 1	++	2.8	2.7		
	-+	4.1	3.9		

g. 基礎地盤の支持性能に対する照査

(a) 鋼管杭

表 4.1-34 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-34 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面④，鋼管杭）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.29		
	-+	0.28		
	+-	0.39		
	--	0.29		
S s - D 2	++	0.32		
	-+	0.34		
	+-	0.35		
	--	0.38	0.35	0.43
S s - D 3	++	0.25		
	-+	0.23		
	+-	0.26		
	--	0.24		
S s - F 1	++	0.22		
	-+	0.21		
S s - F 2	++	0.24		
	-+	0.24		
S s - F 3	++	0.24		
	-+	0.22		
S s - N 1	++	0.18		
	-+	0.32		

(b) 背面補強工

表 4.1-35 に背面補強工の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-35 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面④，背面補強工）

地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.32		
	-+	0.30		
	+-	0.35		
	--	0.30		
S s - D 2	++	0.32		
	-+	0.35		
	+-	0.32		
	--	0.35	0.35	0.30
S s - D 3	++	0.28		
	-+	0.28		
	+-	0.28		
	--	0.28		
S s - F 1	++	0.28		
	-+	0.28		
S s - F 2	++	0.30		
	-+	0.28		
S s - F 3	++	0.28		
	-+	0.28		
S s - N 1	++	0.23		
	-+	0.32		

(c) 置換コンクリート

表 4.1-36 に置換コンクリートの基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-36 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面④，置換コンクリート）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.23		
	-+	0.20		
	+-	0.24		
	--	0.21		
S s - D 2	++	0.23		
	-+	0.22		
	+-	0.22		
	--	0.22	0.24	0.22
S s - D 3	++	0.20		
	-+	0.19		
	+-	0.22		
	--	0.19		
S s - F 1	++	0.19		
	-+	0.19		
S s - F 2	++	0.23		
	-+	0.20		
S s - F 3	++	0.22		
	-+	0.21		
S s - N 1	++	0.23		
	-+	0.28		

(5) 断面⑤

a. 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-37 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-37 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（断面⑤）

地震動		解析ケース		
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.18		
	-+	0.19		
	+-	0.18		
	--	0.19		
S s - D 2	++	0.20		
	-+	0.20	0.20	0.20
	+-	0.20		
	--	0.20		
S s - D 3	++	0.18		
	-+	0.19		
	+-	0.18		
	--	0.18		
S s - F 1	++	0.14		
	-+	0.14		
S s - F 2	++	0.17		
	-+	0.18		
S s - F 3	++	0.18		
	-+	0.16		
S s - N 1	++	0.11		
	-+	0.10		

b. 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4. 1-38 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 1-38 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面⑤）

地震動		解析ケース		
		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.12		
	-+	0.13		
	+-	0.12		
	--	0.13		
S s - D 2	++	0.13		
	-+	0.13	0.13	0.13
	+-	0.13		
	--	0.14		
S s - D 3	++	0.12		
	-+	0.13		
	+-	0.12		
	--	0.13		
S s - F 1	++	0.10		
	-+	0.10		
S s - F 2	++	0.12		
	-+	0.12		
S s - F 3	++	0.12		
	-+	0.12		
S s - N 1	++	0.07		
	-+	0.07		

c. 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.1-39 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-39 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面⑤）

地震動		解析ケース		
		すべり安全率照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	36.9		
	-+	42.4		
	+-	37.5		
	--	40.1		
S s - D 2	++	36.5		
	-+	37.9	39.3	35.8
	+-	36.1		
	--	37.4		
S s - D 3	++	40.4		
	-+	46.8		
	+-	40.1		
	--	43.8		
S s - F 1	++	51.3		
	-+	43.1		
S s - F 2	++	37.5		
	-+	41.3		
S s - F 3	++	35.0		
	-+	36.0		
S s - N 1	++	56.2		
	-+	40.6		

d. 基礎地盤の支持性能に対する照査

(a) 鋼管杭

表 4.1-40 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-40 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面⑤，鋼管杭）

地震動		解析ケース		
		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.04		
	-+	0.04		
	+-	0.04		
	--	0.04		
S s - D 2	++	0.04		
	-+	0.04	0.04	0.04
	+-	0.04		
	--	0.04		
S s - D 3	++	0.04		
	-+	0.04		
	+-	0.04		
	--	0.04		
S s - F 1	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - F 2	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - F 3	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - N 1	++	0.04		
	-+	0.04		

(b) 背面補強工

表 4.1-41 に背面補強工の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-41 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面⑤，背面補強工）

地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.04		
	-+	0.04		
	+-	0.04		
	--	0.04		
S s - D 2	++	0.04		
	-+	0.04	0.04	0.04
	+-	0.04		
	--	0.04		
S s - D 3	++	0.04		
	-+	0.04		
	+-	0.04		
	--	0.04		
S s - F 1	++	0.04		
	-+	0.03		
S s - F 2	++	0.04		
	-+	0.03		
S s - F 3	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - N 1	++	0.03		
	-+	0.03		

(6) 断面⑥

a. 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-42 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-42 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（断面⑥）

地震動		解析ケース		
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.21		
	-+	0.21		
	+-	0.20		
	--	0.21		
S s - D 2	++	0.24		
	-+	0.25		
	+-	0.24		
	--	0.24		
S s - D 3	++	0.21		
	-+	0.20		
	+-	0.20		
	--	0.21		
S s - F 1	++	0.16		
	-+	0.16		
S s - F 2	++	0.18		
	-+	0.19		
S s - F 3	++	0.27	0.25	0.26
	-+	0.24		
S s - N 1	++	0.13		
	-+	0.12		

b. 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-43 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-43 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面⑥）

地震動		解析ケース		
		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.12		
	-+	0.12		
	+-	0.12		
	--	0.12		
S s - D 2	++	0.13		
	-+	0.13		
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - D 3	++	0.12		
	-+	0.12		
	+-	0.12		
	--	0.12		
S s - F 1	++	0.09		
	-+	0.09		
S s - F 2	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - F 3	++	0.15	0.15	0.15
	-+	0.14		
S s - N 1	++	0.07		
	-+	0.07		

c. 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 4.1-44 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-44 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面⑥，鋼管杭）

地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.04		
	-+	0.04		
	+-	0.04		
	--	0.04		
S s - D 2	++	0.04		
	-+	0.04		
	+-	0.04		
	--	0.04		
S s - D 3	++	0.04		
	-+	0.04		
	+-	0.04		
	--	0.04		
S s - F 1	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - F 2	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - F 3	++	0.04	0.04	0.04
	-+	0.04		
S s - N 1	++	0.04		
	-+	0.04		

(7) 断面⑦

a. 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-45 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-45 (1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭①)

地震動		解析ケース		
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.06		
	-+	0.06		
	+-	0.05		
	--	0.05		
S s - D 2	++	0.07		
	-+	0.07	0.06	0.07
	+-	0.07		
	--	0.07		
S s - D 3	++	0.06		
	-+	0.06		
	+-	0.06		
	--	0.06		
S s - F 1	++	0.05		
	-+	0.05		
S s - F 2	++	0.05		
	-+	0.05		
S s - F 3	++	0.06		
	-+	0.06		
S s - N 1	++	0.04		
	-+	0.04		

表 4.1-45 (2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭②)

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.06		
	-+	0.06		
	+-	0.05		
	--	0.05		
S s - D 2	++	0.07		
	-+	0.07	0.07	0.08
	+-	0.07		
	--	0.07		
S s - D 3	++	0.06		
	-+	0.06		
	+-	0.06		
	--	0.06		
S s - F 1	++	0.05		
	-+	0.05		
S s - F 2	++	0.05		
	-+	0.05		
S s - F 3	++	0.06		
	-+	0.06		
S s - N 1	++	0.04		
	-+	0.04		

表 4.1-45 (3) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭③)

地震動		解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
			①	②	③
S s - D 1	++		0.07		
	-+		0.07		
	+-		0.06		
	--		0.06		
S s - D 2	++		0.09		
	-+		0.09	0.08	0.09
	+-		0.09		
	--		0.09		
S s - D 3	++		0.08		
	-+		0.07		
	+-		0.07		
	--		0.07		
S s - F 1	++		0.06		
	-+		0.06		
S s - F 2	++		0.06		
	-+		0.06		
S s - F 3	++		0.08		
	-+		0.08		
S s - N 1	++		0.05		
	-+		0.05		

表 4.1-45 (4) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭④)

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.07		
	-+	0.07		
	+-	0.07		
	--	0.06		
S s - D 2	++	0.09		
	-+	0.09	0.08	0.10
	+-	0.10		
	--	0.10		
S s - D 3	++	0.08		
	-+	0.08		
	+-	0.07		
	--	0.07		
S s - F 1	++	0.06		
	-+	0.06		
S s - F 2	++	0.07		
	-+	0.06		
S s - F 3	++	0.08		
	-+	0.08		
S s - N 1	++	0.05		
	-+	0.05		

表 4.1-45 (5) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭⑤)

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.07		
	-+	0.07		
	+-	0.07		
	--	0.07		
S s - D 2	++	0.10		
	-+	0.10	0.09	0.10
	+-	0.10		
	--	0.10		
S s - D 3	++	0.08		
	-+	0.08		
	+-	0.08		
	--	0.08		
S s - F 1	++	0.07		
	-+	0.07		
S s - F 2	++	0.07		
	-+	0.07		
S s - F 3	++	0.08		
	-+	0.08		
S s - N 1	++	0.05		
	-+	0.05		

b. 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-46 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-46 (1) 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭①)

地震動		解析ケース		
		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.10		
	-+	0.10		
	+-	0.10		
	--	0.10		
S s - D 2	++	0.14		
	-+	0.14	0.13	0.14
	+-	0.14		
	--	0.14		
S s - D 3	++	0.11		
	-+	0.11		
	+-	0.11		
	--	0.11		
S s - F 1	++	0.08		
	-+	0.09		
S s - F 2	++	0.09		
	-+	0.09		
S s - F 3	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - N 1	++	0.06		
	-+	0.06		

表 4.1-46 (2) 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭②)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.13		
	-+	0.13		
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - D 2	++	0.17		
	-+	0.17	0.16	0.17
	+-	0.17		
	--	0.17		
S s - D 3	++	0.15		
	-+	0.14		
	+-	0.15		
	--	0.14		
S s - F 1	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - F 2	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - F 3	++	0.14		
	-+	0.14		
S s - N 1	++	0.07		
	-+	0.08		

表 4.1-46 (3) 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭③)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.15		
	-+	0.15		
	+-	0.15		
	--	0.15		
S s - D 2	++	0.20		
	-+	0.20	0.19	0.20
	+-	0.20		
	--	0.20		
S s - D 3	++	0.16		
	-+	0.16		
	+-	0.16		
	--	0.16		
S s - F 1	++	0.12		
	-+	0.12		
S s - F 2	++	0.13		
	-+	0.13		
S s - F 3	++	0.16		
	-+	0.16		
S s - N 1	++	0.08		
	-+	0.08		

表 4.1-46 (4) 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭④)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.14		
	-+	0.14		
	+-	0.14		
	--	0.14		
S s - D 2	++	0.19		
	-+	0.20	0.18	0.19
	+-	0.19		
	--	0.20		
S s - D 3	++	0.16		
	-+	0.16		
	+-	0.16		
	--	0.16		
S s - F 1	++	0.11		
	-+	0.12		
S s - F 2	++	0.13		
	-+	0.12		
S s - F 3	++	0.15		
	-+	0.16		
S s - N 1	++	0.08		
	-+	0.08		

表 4.1-46 (5) 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭⑤)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.14		
	-+	0.14		
	+-	0.14		
	--	0.14		
S s - D 2	++	0.19		
	-+	0.20	0.18	0.19
	+-	0.19		
	--	0.20		
S s - D 3	++	0.16		
	-+	0.16		
	+-	0.16		
	--	0.16		
S s - F 1	++	0.11		
	-+	0.12		
S s - F 2	++	0.13		
	-+	0.12		
S s - F 3	++	0.16		
	-+	0.16		
S s - N 1	++	0.08		
	-+	0.08		

c. RC 遮水壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-47 に RC 遮水壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-47 (1) RC 遮水壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値
(断面⑦, RC①)

地震動		解析ケース		
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.02		
	-+	0.02		
	+-	0.02		
	--	0.02		
S s - D 2	++	0.03		
	-+	0.03	0.03	0.04
	+-	0.03		
	--	0.03		
S s - D 3	++	0.03		
	-+	0.03		
	+-	0.03		
	--	0.03		
S s - F 1	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - F 2	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - F 3	++	0.03		
	-+	0.03		
S s - N 1	++	0.02		
	-+	0.02		

表 4.1-47 (2) RC 遮水壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値
(断面⑦, RC②)

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.03		
	-+	0.03		
	+-	0.03		
	--	0.03		
S _s -D 2	++	0.04		
	-+	0.04	0.03	0.04
	+-	0.04		
	--	0.04		
S _s -D 3	++	0.03		
	-+	0.03		
	+-	0.03		
	--	0.03		
S _s -F 1	++	0.02		
	-+	0.02		
S _s -F 2	++	0.02		
	-+	0.02		
S _s -F 3	++	0.03		
	-+	0.03		
S _s -N 1	++	0.02		
	-+	0.02		

表 4.1-47 (3) RC 遮水壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値
(断面⑦, RC③)

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.02		
	-+	0.02		
	+-	0.02		
	--	0.02		
S _s -D 2	++	0.03		
	-+	0.03	0.02	0.03
	+-	0.03		
	--	0.03		
S _s -D 3	++	0.02		
	-+	0.02		
	+-	0.02		
	--	0.02		
S _s -F 1	++	0.02		
	-+	0.02		
S _s -F 2	++	0.02		
	-+	0.02		
S _s -F 3	++	0.02		
	-+	0.02		
S _s -N 1	++	0.01		
	-+	0.01		

d. RC 遮水壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-48 に RC 遮水壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-48 (1) RC 遮水壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値
(断面⑦, RC①)

地震動		解析ケース		
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.12		
	-+	0.12		
	+-	0.13		
	--	0.12		
S s - D 2	++	0.18		
	-+	0.18	0.17	0.21
	+-	0.18		
	--	0.18		
S s - D 3	++	0.15		
	-+	0.14		
	+-	0.15		
	--	0.15		
S s - F 1	++	0.10		
	-+	0.11		
S s - F 2	++	0.12		
	-+	0.12		
S s - F 3	++	0.14		
	-+	0.14		
S s - N 1	++	0.07		
	-+	0.07		

表 4.1-48 (2) RC 遮水壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値
(断面⑦, RC②)

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.12		
	-+	0.12		
	+ -	0.13		
	--	0.13		
S _s -D 2	++	0.21		
	-+	0.21	0.18	0.24
	+ -	0.20		
	--	0.21		
S _s -D 3	++	0.16		
	-+	0.16		
	+ -	0.16		
	--	0.16		
S _s -F 1	++	0.11		
	-+	0.11		
S _s -F 2	++	0.12		
	-+	0.11		
S _s -F 3	++	0.15		
	-+	0.15		
S _s -N 1	++	0.07		
	-+	0.07		

表 4.1-48 (3) RC 遮水壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値
(断面⑦, RC③)

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.07		
	-+	0.07		
	+-	0.07		
	--	0.07		
S s - D 2	++	0.12		
	-+	0.12	0.09	0.13
	+-	0.12		
	--	0.12		
S s - D 3	++	0.09		
	-+	0.08		
	+-	0.09		
	--	0.09		
S s - F 1	++	0.06		
	-+	0.06		
S s - F 2	++	0.06		
	-+	0.06		
S s - F 3	++	0.08		
	-+	0.08		
S s - N 1	++	0.04		
	-+	0.04		

e. RC 遮水壁のコンクリートのせん断破壊に対する照査

表 4.1-49 に RC 遮水壁のコンクリートのせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-49 (1) RC 遮水壁のコンクリートのせん断破壊に対する実施ケースと照査値
(断面⑦, RC①)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.13		
	-+	0.13		
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - D 2	++	0.13		
	-+	0.13	0.13	0.13
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - D 3	++	0.13		
	-+	0.13		
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - F 1	++	0.13		
	-+	0.13		
S s - F 2	++	0.13		
	-+	0.13		
S s - F 3	++	0.13		
	-+	0.13		
S s - N 1	++	0.13		
	-+	0.13		

表 4.1-49 (2) RC 遮水壁のコンクリートのせん断破壊に対する実施ケースと照査値
(断面⑦, RC②)

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.13		
	-+	0.13		
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - D 2	++	0.13		
	-+	0.13	0.13	0.13
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - D 3	++	0.13		
	-+	0.13		
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - F 1	++	0.13		
	-+	0.13		
S s - F 2	++	0.13		
	-+	0.13		
S s - F 3	++	0.13		
	-+	0.13		
S s - N 1	++	0.13		
	-+	0.13		

表 4.1-49 (3) RC 遮水壁のコンクリートのせん断破壊に対する実施ケースと照査値
(断面⑦, RC③)

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.13		
	-+	0.13		
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - D 2	++	0.13		
	-+	0.13	0.13	0.13
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - D 3	++	0.13		
	-+	0.13		
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - F 1	++	0.13		
	-+	0.13		
S s - F 2	++	0.13		
	-+	0.13		
S s - F 3	++	0.13		
	-+	0.13		
S s - N 1	++	0.13		
	-+	0.13		

e. 基礎地盤の支持性能に対する照査

(a) 鋼管杭

表 4.1-50 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-50 (1) 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭①)

地震動		解析ケース		
		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.09		
	-+	0.09		
	+-	0.09		
	--	0.09		
S s - D 2	++	0.09		
	-+	0.09	0.09	0.09
	+-	0.09		
	--	0.09		
S s - D 3	++	0.09		
	-+	0.09		
	+-	0.09		
	--	0.09		
S s - F 1	++	0.09		
	-+	0.09		
S s - F 2	++	0.09		
	-+	0.09		
S s - F 3	++	0.09		
	-+	0.09		
S s - N 1	++	0.09		
	-+	0.09		

表 4.1-50 (2) 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭②)

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.10		
	-+	0.10		
	+-	0.10		
	--	0.10		
S s - D 2	++	0.10		
	-+	0.10	0.10	0.10
	+-	0.10		
	--	0.10		
S s - D 3	++	0.10		
	-+	0.10		
	+-	0.10		
	--	0.10		
S s - F 1	++	0.10		
	-+	0.10		
S s - F 2	++	0.10		
	-+	0.10		
S s - F 3	++	0.10		
	-+	0.10		
S s - N 1	++	0.10		
	-+	0.10		

表 4.1-50 (3) 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭③)

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.11		
	-+	0.11		
	+-	0.11		
	--	0.11		
S s - D 2	++	0.11		
	-+	0.11	0.11	0.11
	+-	0.11		
	--	0.11		
S s - D 3	++	0.11		
	-+	0.11		
	+-	0.11		
	--	0.11		
S s - F 1	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - F 2	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - F 3	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - N 1	++	0.11		
	-+	0.11		

表 4.1-50 (4) 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭④)

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.11		
	-+	0.11		
	+-	0.11		
	--	0.11		
S s - D 2	++	0.11		
	-+	0.11	0.11	0.11
	+-	0.12		
	--	0.12		
S s - D 3	++	0.11		
	-+	0.11		
	+-	0.11		
	--	0.11		
S s - F 1	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - F 2	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - F 3	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - N 1	++	0.11		
	-+	0.11		

表 4.1-50 (5) 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭⑤)

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.11		
	-+	0.11		
	+-	0.12		
	--	0.12		
S s - D 2	++	0.12		
	-+	0.12	0.12	0.12
	+-	0.12		
	--	0.12		
S s - D 3	++	0.12		
	-+	0.12		
	+-	0.12		
	--	0.12		
S s - F 1	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - F 2	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - F 3	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - N 1	++	0.11		
	-+	0.11		

4.1.2 断面力分布（鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

断面照査に用いた断面諸元を表 4.1-51～表 4.1-52 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.1-53 に示す。また、該当する解析ケースの断面力図を図 4.1-1 に示す。

表 4.1-51 鋼管杭断面諸元（断面①～断面⑥）

杭種		設置標高	板厚*2 (mm)	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)		
A	鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	0. P. +30. 0m*1～ 0. P. +23. 5m	24	1. 639×10 ⁵	8. 813×10 ⁷	
B		SM570 (t=40mm)	0. P. +23. 5m～ 0. P. +21. 0m	39	2. 645×10 ⁵	1. 403×10 ⁸	
	0. P. +21. 0m～ 0. P. +20. 0m						
C	鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	長杭	0. P. +20. 0m～ 0. P. ±0. 0m	34	2. 632×10 ⁵	1. 599×10 ⁸
			短杭 断面⑤	0. P. +20. 0m～ 0. P. +5. 0m			
			断面⑥	0. P. +20. 0m ～ +8. 0m			
D	鋼管杭 (下杭) φ 2500	SKK490 (t=25mm)	長杭	0. P. ±0. 0m～ 杭下端	24	1. 865×10 ⁵	1. 143×10 ⁸
			短杭 断面⑤	0. P. +5. 0m～ 0. P. +2. 5m			
			断面⑥	0. P. +8. 0m ～ +5. 5m			

注記 *1：岩盤部（断面⑤及び断面⑥）は 0. P. +29. 0m

*2：日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編に基づき腐食代 1 mm を考慮する。杭体の断面照査において、腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 4.1-52 鋼管杭断面諸元 (断面⑦)

杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)
鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	0. P. +28. 4m~0. P. +21. 4m	24	1. 639×10 ⁵	8. 813×10 ⁷
		0. P. +28. 4m~0. P. +20. 4m			
		0. P. +28. 4m~0. P. +19. 4m			

注記 * : 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編に基づき腐食代 1 mm を考慮する。杭体の断面照査において、腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 4.1-53 (1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値 (断面①)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
A	S _s -D 2 (--)	①	-8663	-503	102	247	0.42

表 4.1-53 (2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値 (断面②)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
A	S _s -D 2 (--)	②	-10728	-537	126	247	0.52

表 4.1-53 (3) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値 (断面③)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
A	S _s -D 2 (--)	③	-9673	-622	114	247	0.47

表 4.1-53 (4) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値 (断面④)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
D	S _s -D 2 (--)	④	-1334	-23425	138	277	0.50

表 4.1-53 (5) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値 (断面⑤)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
A	S _s -D2(-+)	③	-4060	502	50	251	0.20

表 4.1-53 (6) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値 (断面⑥)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
A	S _s -F3(++)	①	-5467	-497	66	251	0.27

表 4.1-53 (7) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値 (断面⑦)

部材	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
杭⑤	S _s -D2(--)	①	1765	-854	26	277	0.10

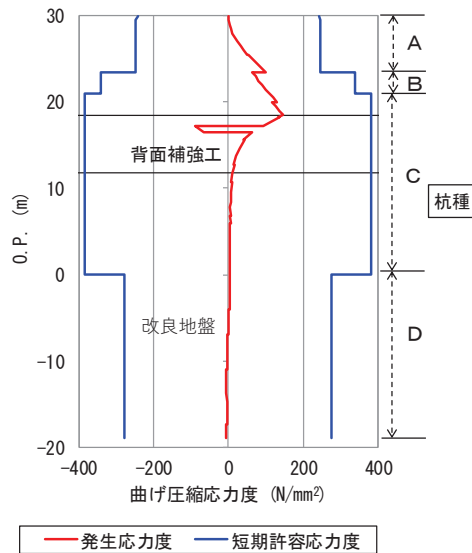
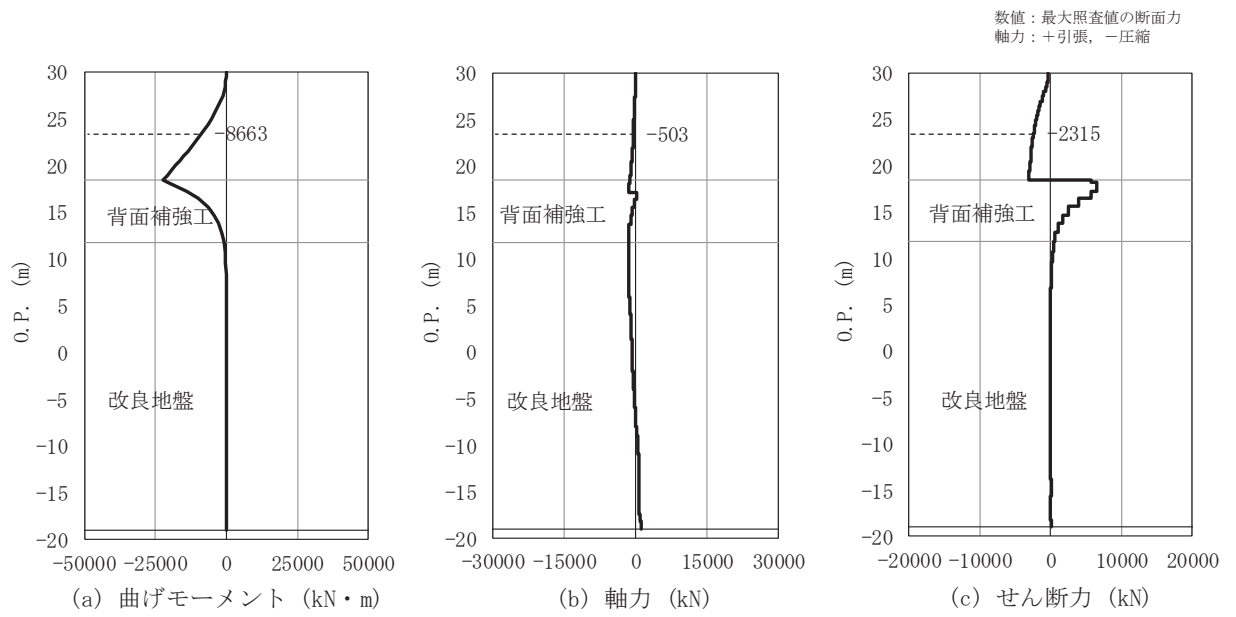


図 4. 1-1 (1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度
(断面①, S s - D 2 (---), t=6.92s)
解析ケース①：基本ケース

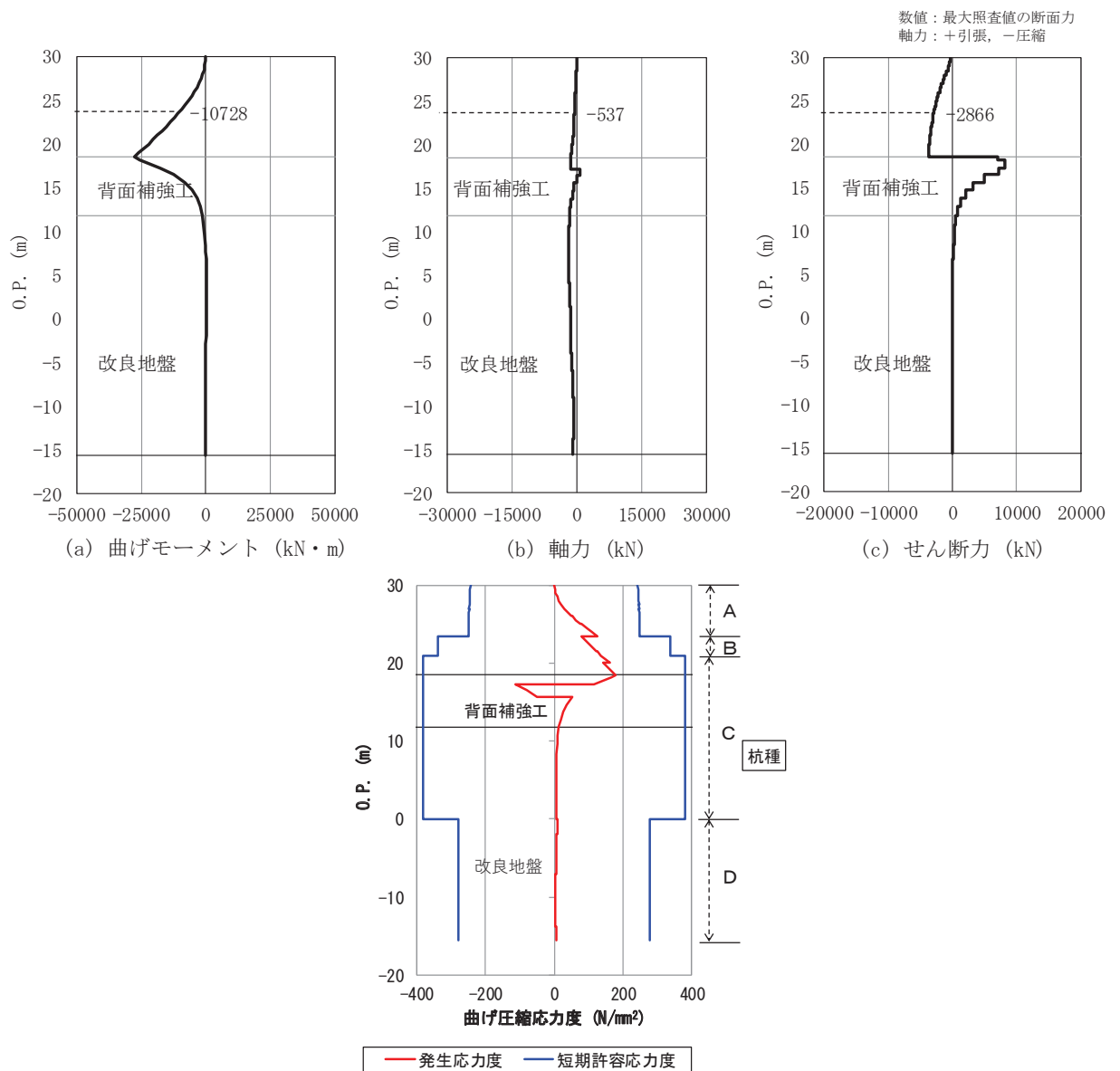


図 4.1-1 (2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度

(断面②, S s - D 2 (---), t=6.91s)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

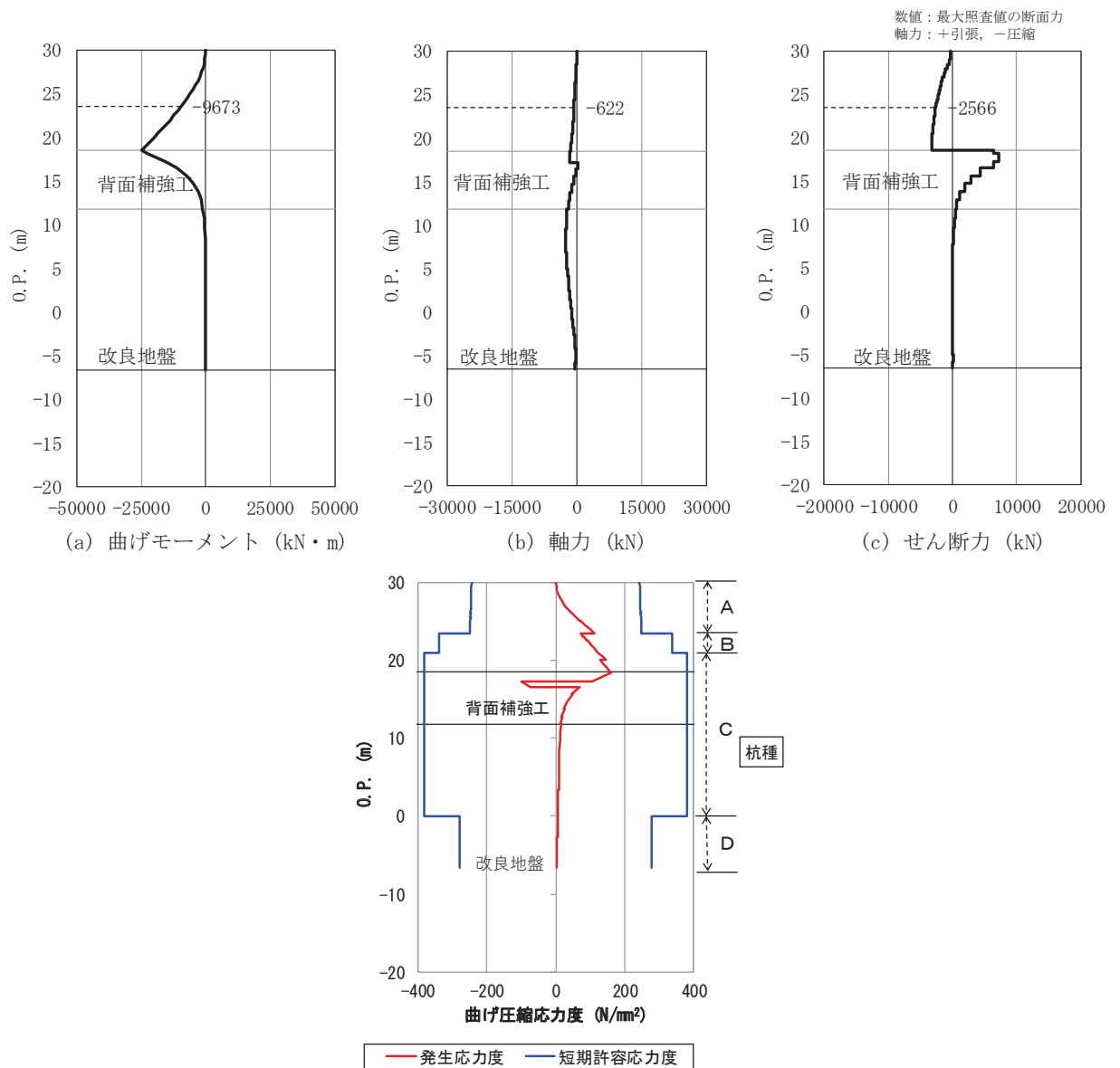


図 4. 1-1 (3) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度

(断面③, S s - D 2 (---), t=6.91s)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1 σ)

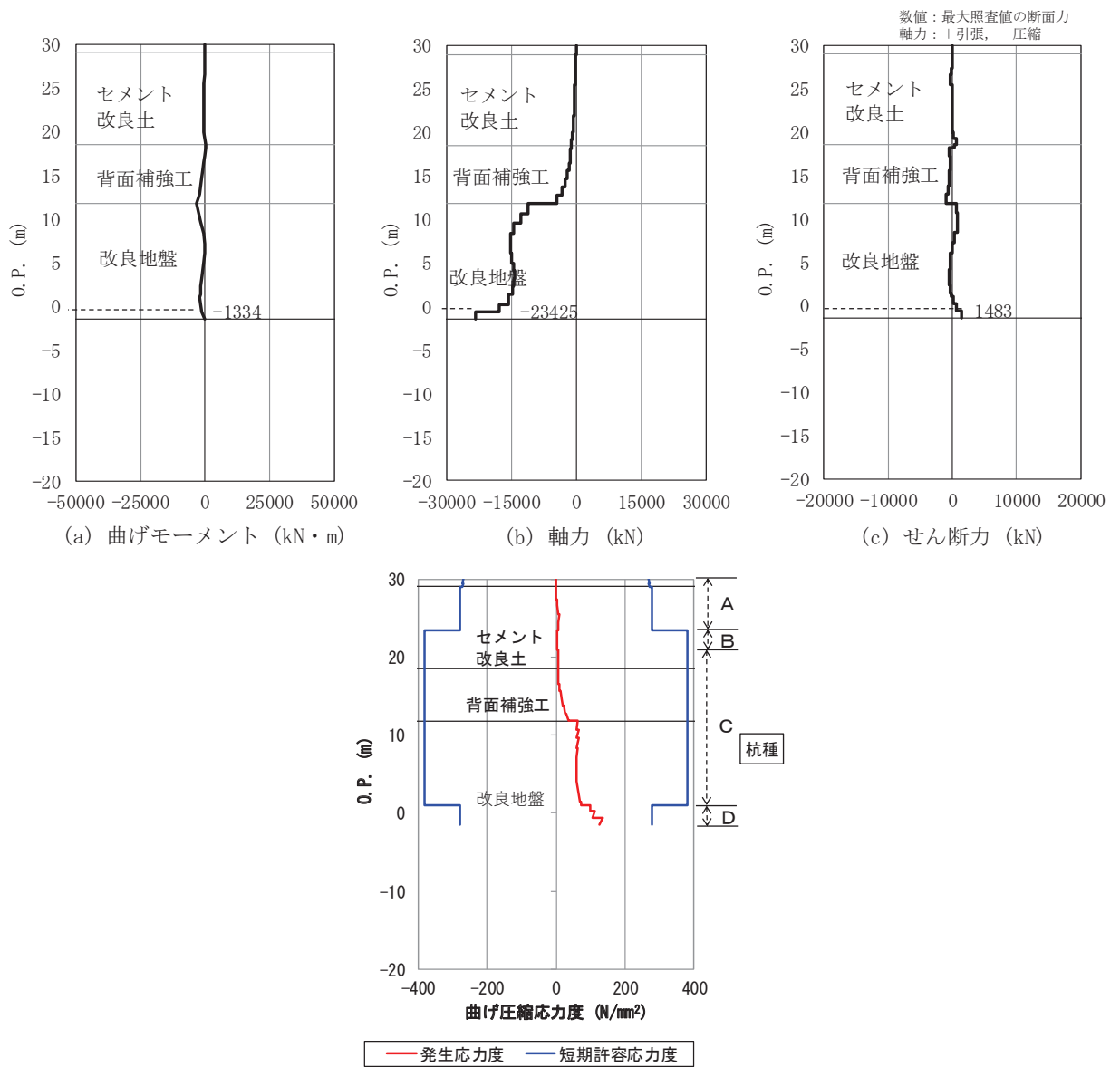


図 4. 1-1 (4) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度

(断面④, S s - D 2 (- -) , t=13.59s)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1 σ)

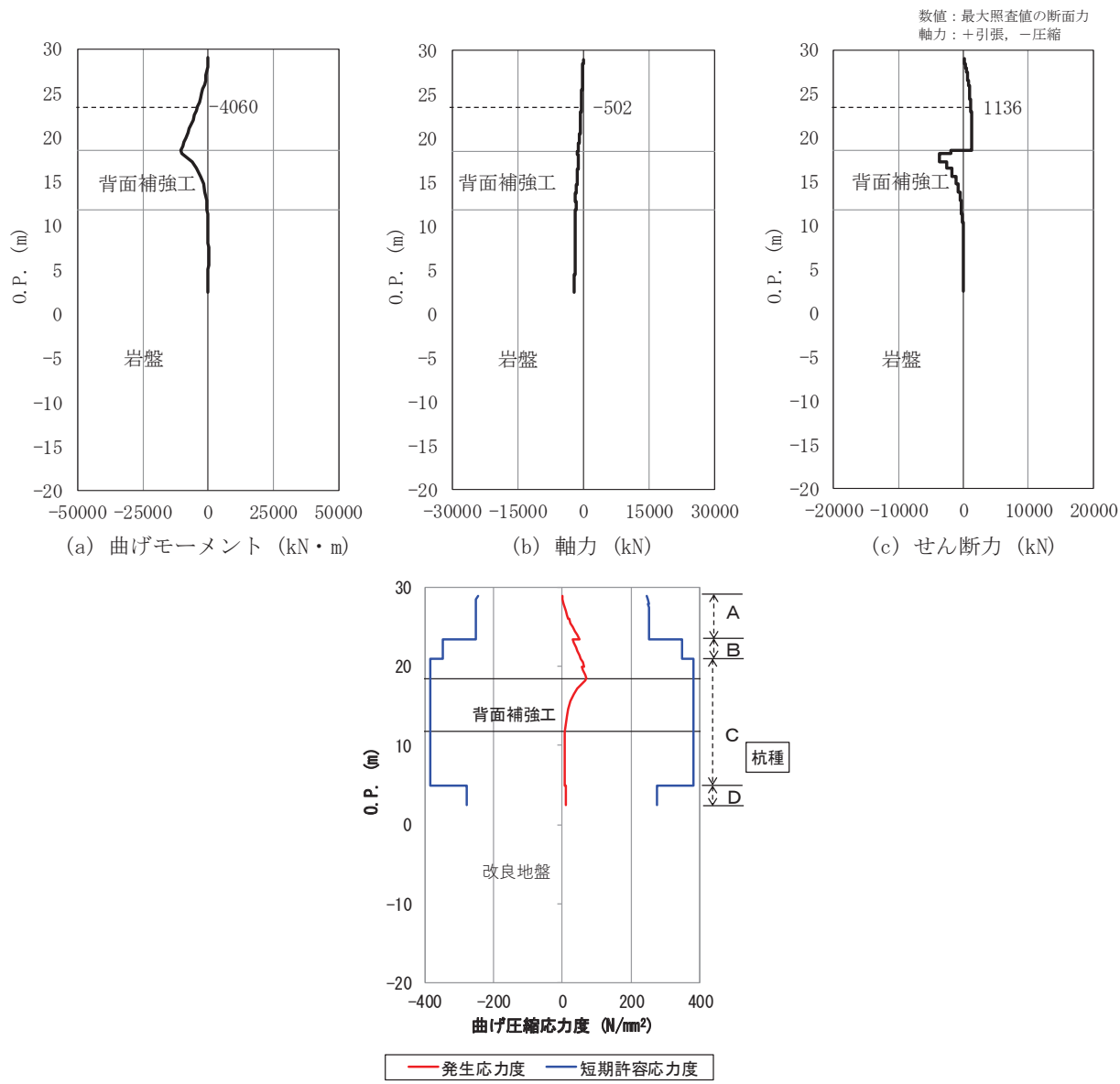


図 4. 1-1 (5) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度

(断面⑤, S s - D 2 (- +), t=6.84s)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

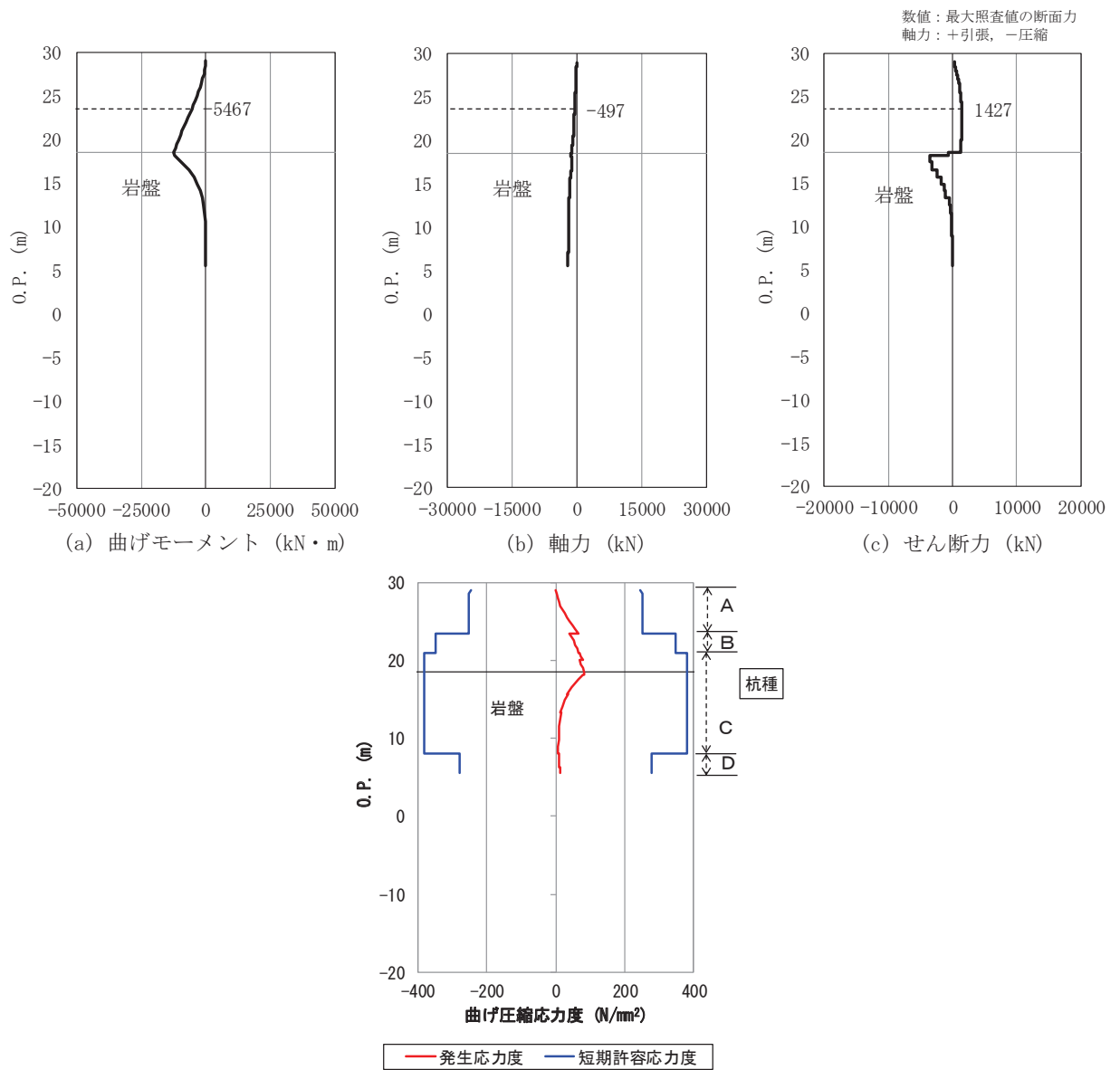
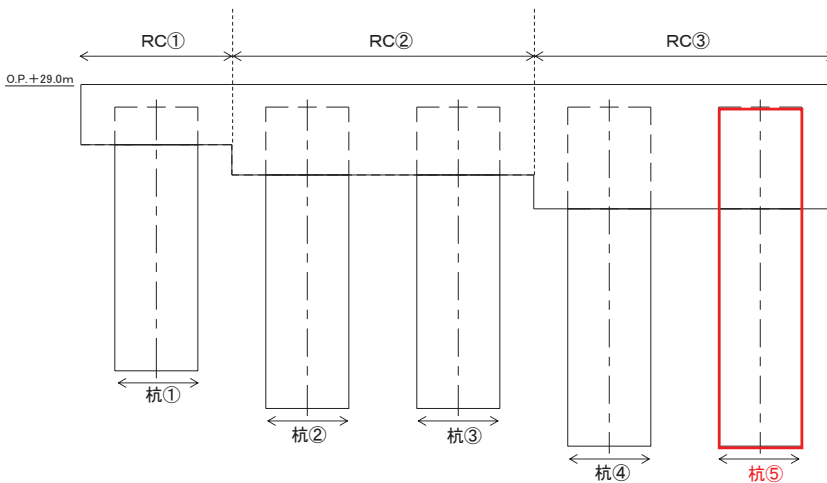
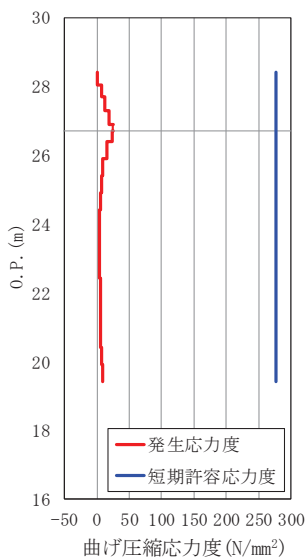
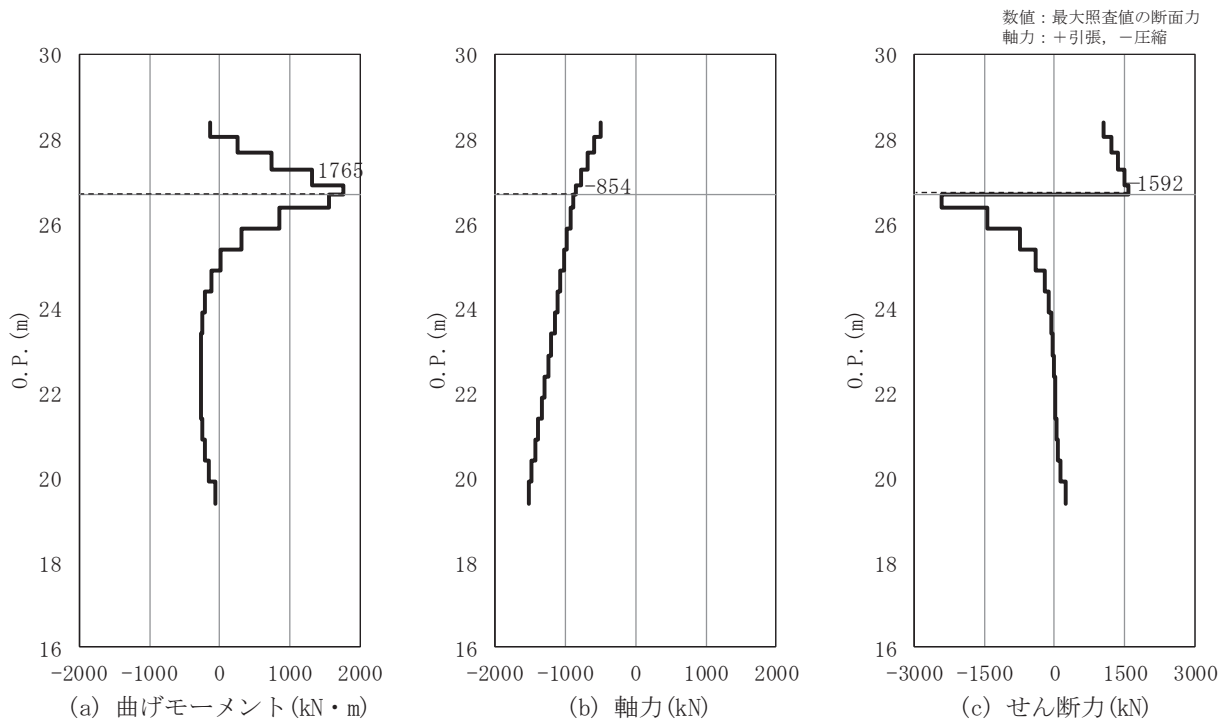


図 4. 1-1 (6) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度
(断面⑥, S s - F 3 (++) , t=28.04s)
解析ケース①：基本ケース



(d) 照査部材 (杭⑤)

図 4.1-1 (7) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力

(断面⑦, S s - D 2 (---), t=22.57s)

解析ケース①：基本ケース

4.1.3 断面力分布（鋼管杭のせん断破壊に対する照査）

断面照査に用いた断面諸元を表 4.1-51～表 4.1-52 に、鋼管杭のせん断破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.1-54 に示す。また、該当する解析ケースの断面力図を図 4.1-2 に示す。

表 4.1-54 (1) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値（断面①）

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
C	S _s -D2(++)	①	7435	57	217	0.27

表 4.1-54 (2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値（断面②）

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
C	S _s -D2(++)	①	8734	67	217	0.31

表 4.1-54 (3) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値（断面③）

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
C	S _s -D2(++)	①	7851	60	217	0.28

表 4.1-54 (4) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値（断面④）

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
D	S _s -D2(--)	①	1569	17	157	0.11

表 4.1-54 (5) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値（断面⑤）

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
C	S _s -D2(--)	①	3703	29	217	0.14

表 4.1-54 (6) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値 (断面⑥)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
C	S _s -F3(++)	②	4159	32	217	0.15

表 4.1-54 (7) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値 (断面⑦)

部材	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
杭③	S _s -D2(-+)	①	-2462	31	157	0.20

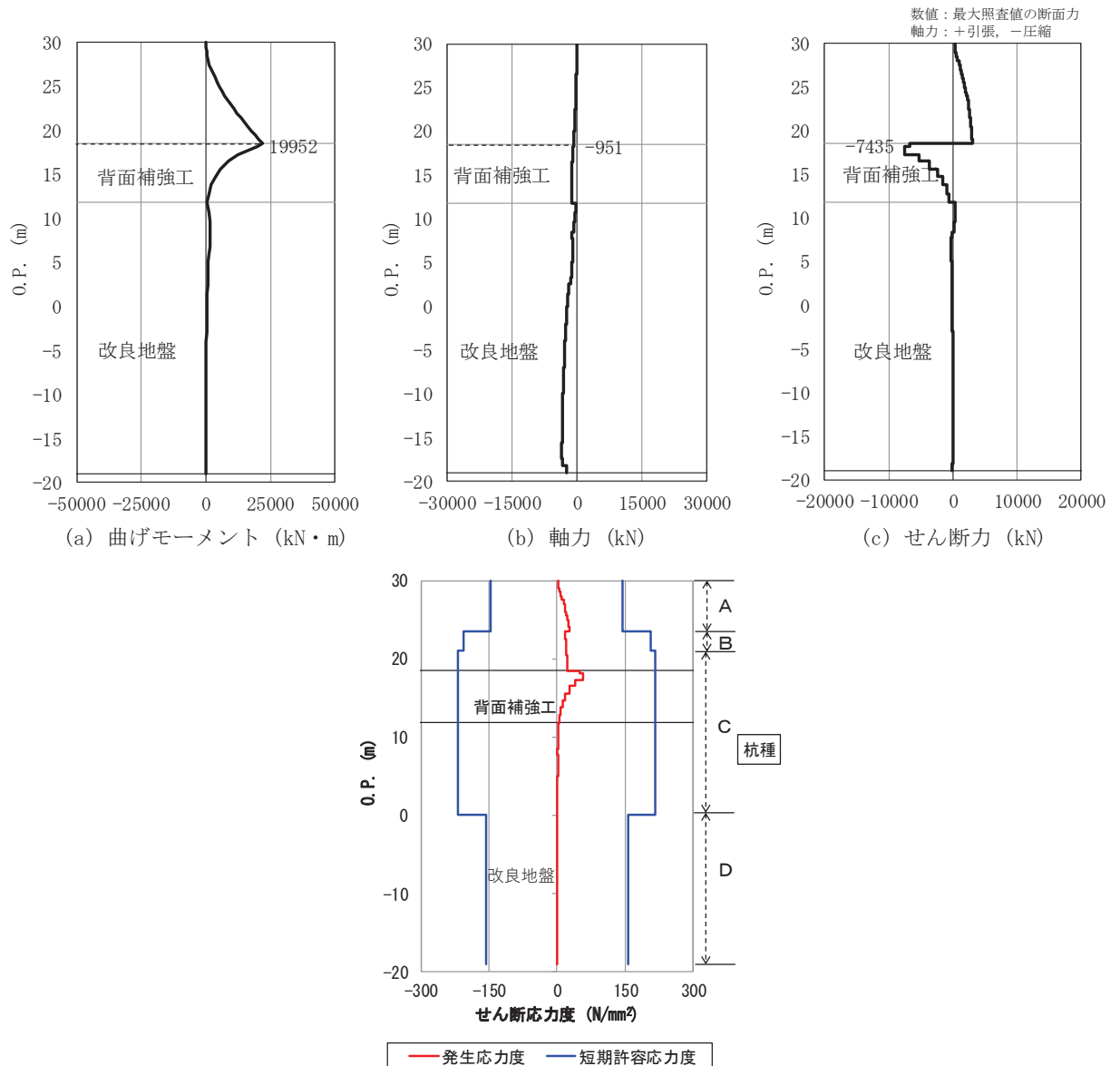


図 4.1-2 (1) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力
及びせん断応力度
(断面⑦, S_s-D2(++) , t=6.92s)
解析ケース①：基本ケース

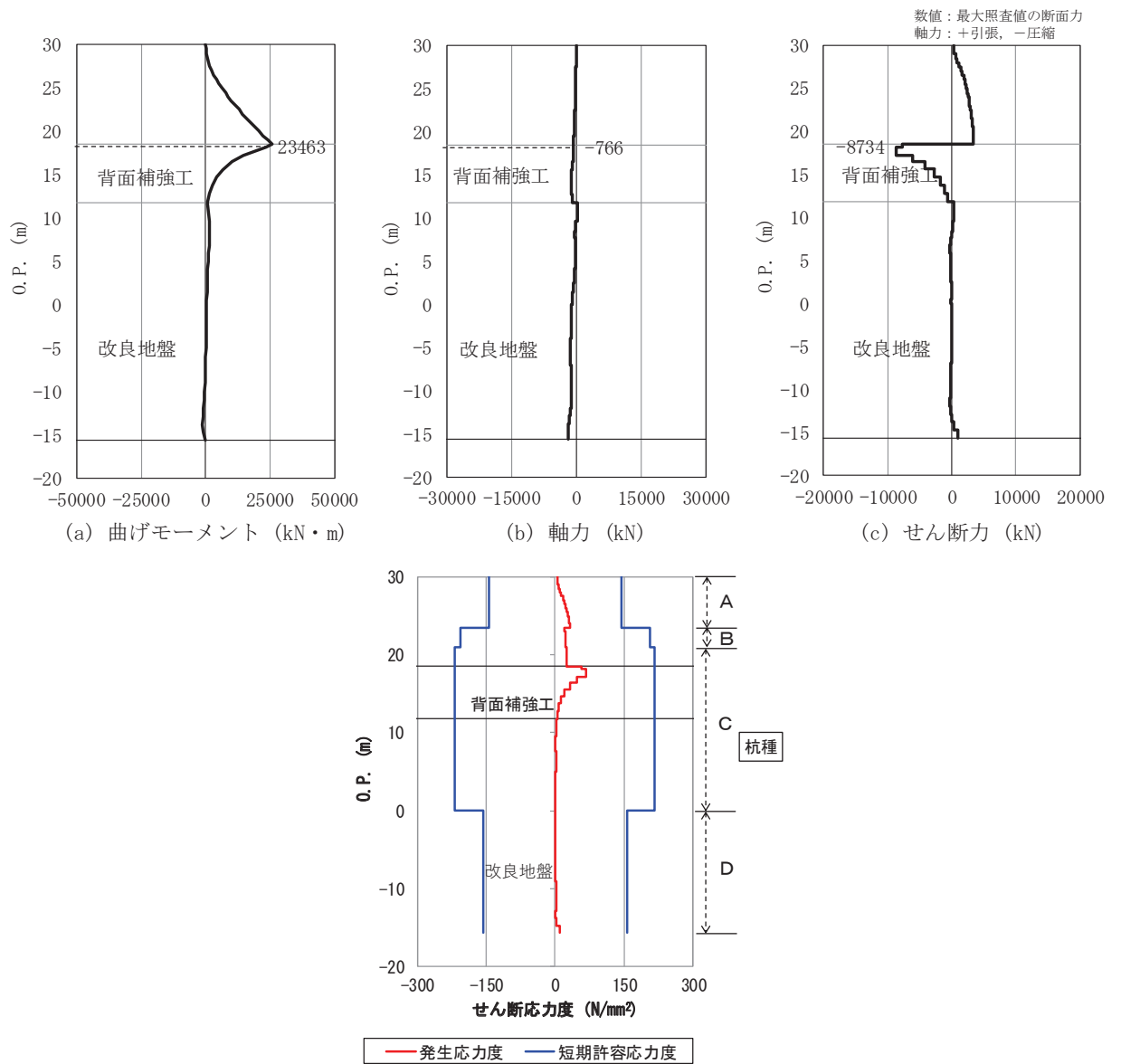


図 4.1-2 (2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及びせん断応力度
(断面②, S s - D 2 (++) , t=6.92s)
解析ケース①：基本ケース

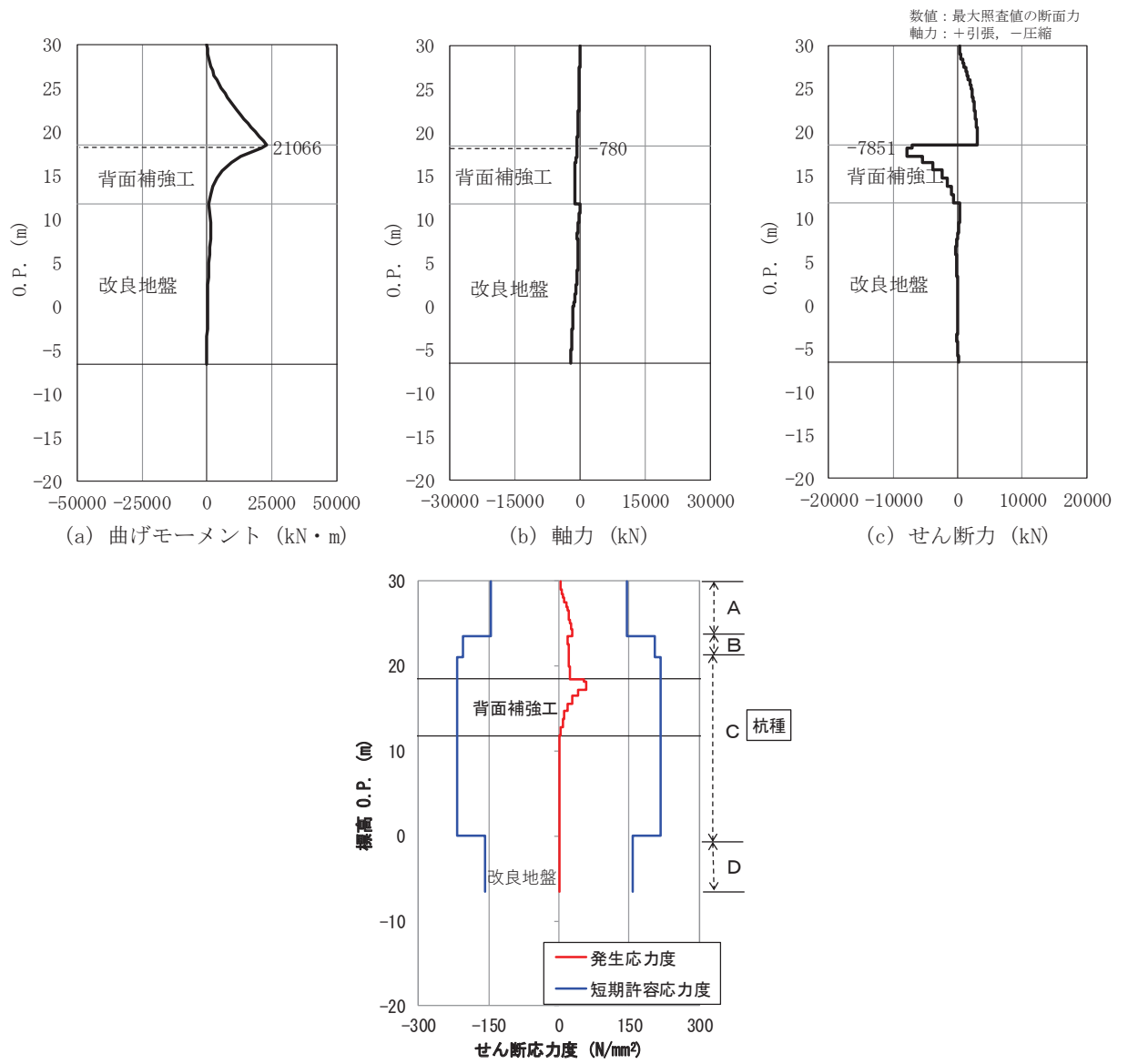


図 4.1-2 (3) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及びせん断応力度
(断面③, S s - D 2 (++) , t=6.91s)
解析ケース①：基本ケース

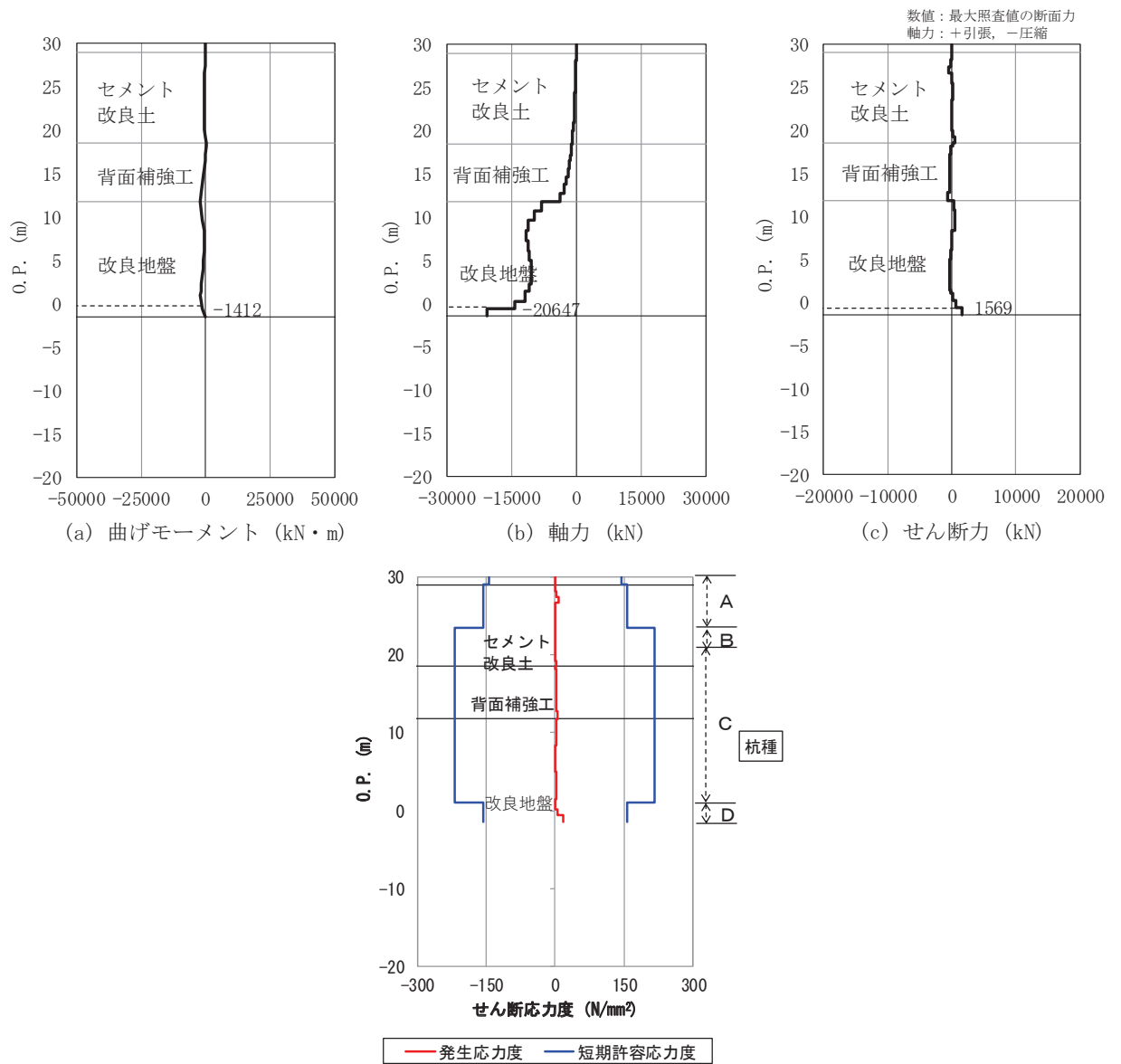


図 4.1-2 (4) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及びせん断応力度
(断面④, S s - D 2 (---), t=13.59s)
解析ケース①：基本ケース

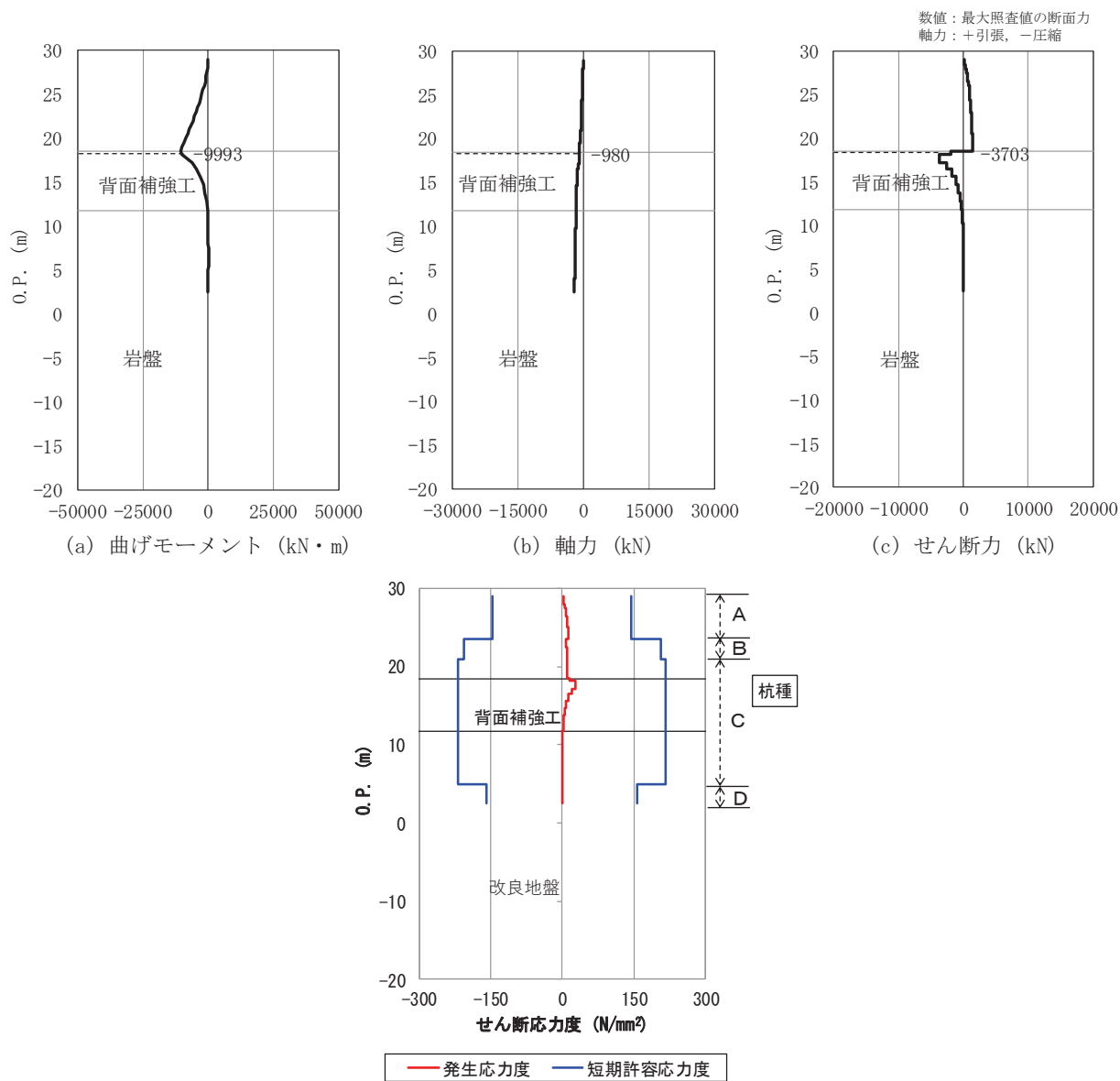


図 4.1-2 (5) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及びせん断応力度
(断面⑤, S s - D 2 (---), t=6.84s)
解析ケース①：基本ケース

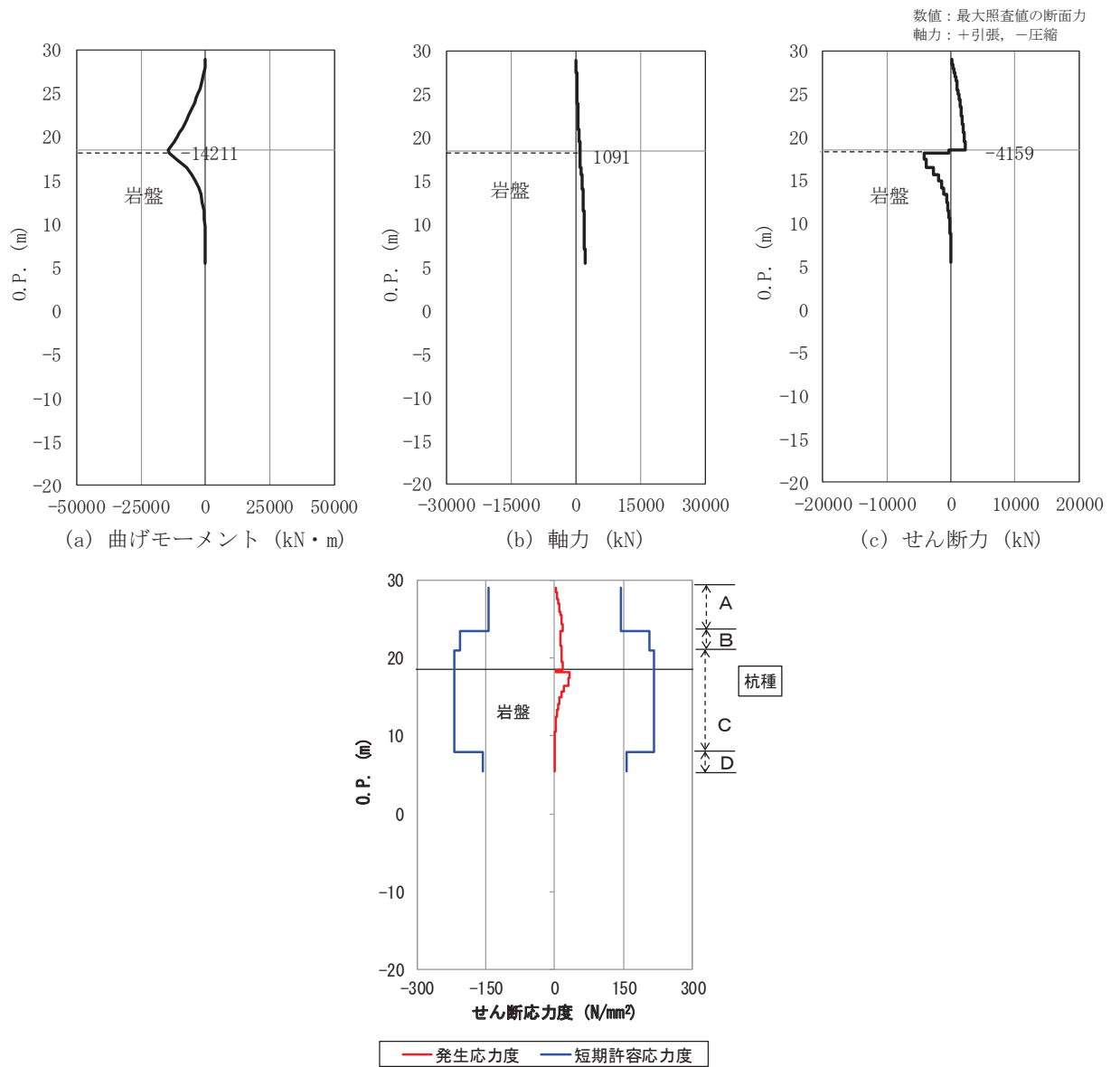


図 4.1-2 (6) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及びせん断応力度

(断面⑥, S_s-F3 (++) , t=27.74s)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

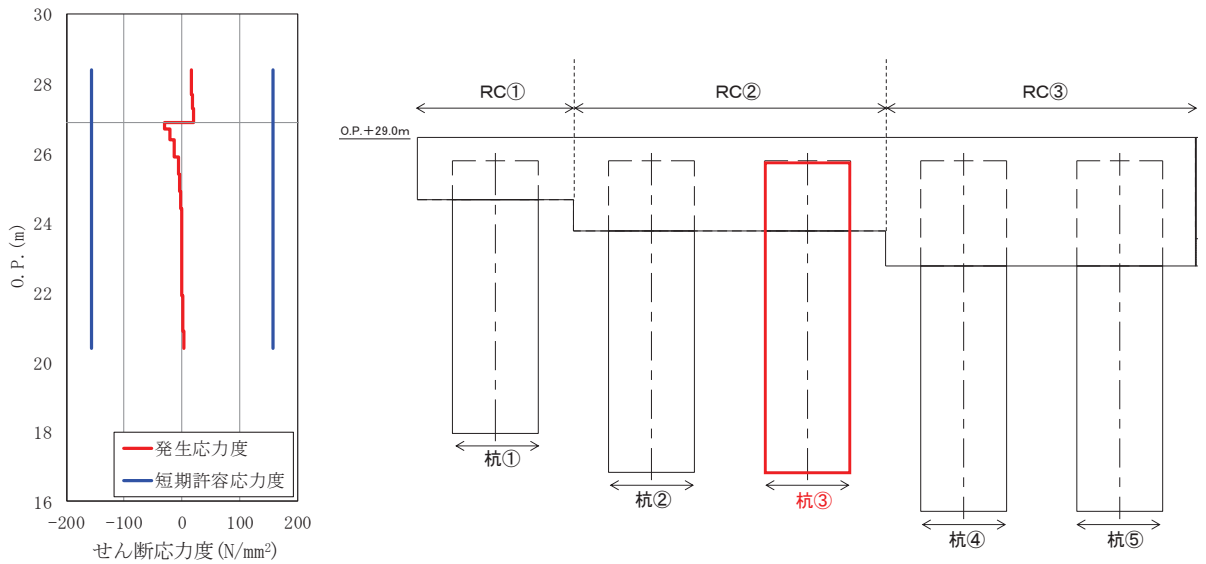
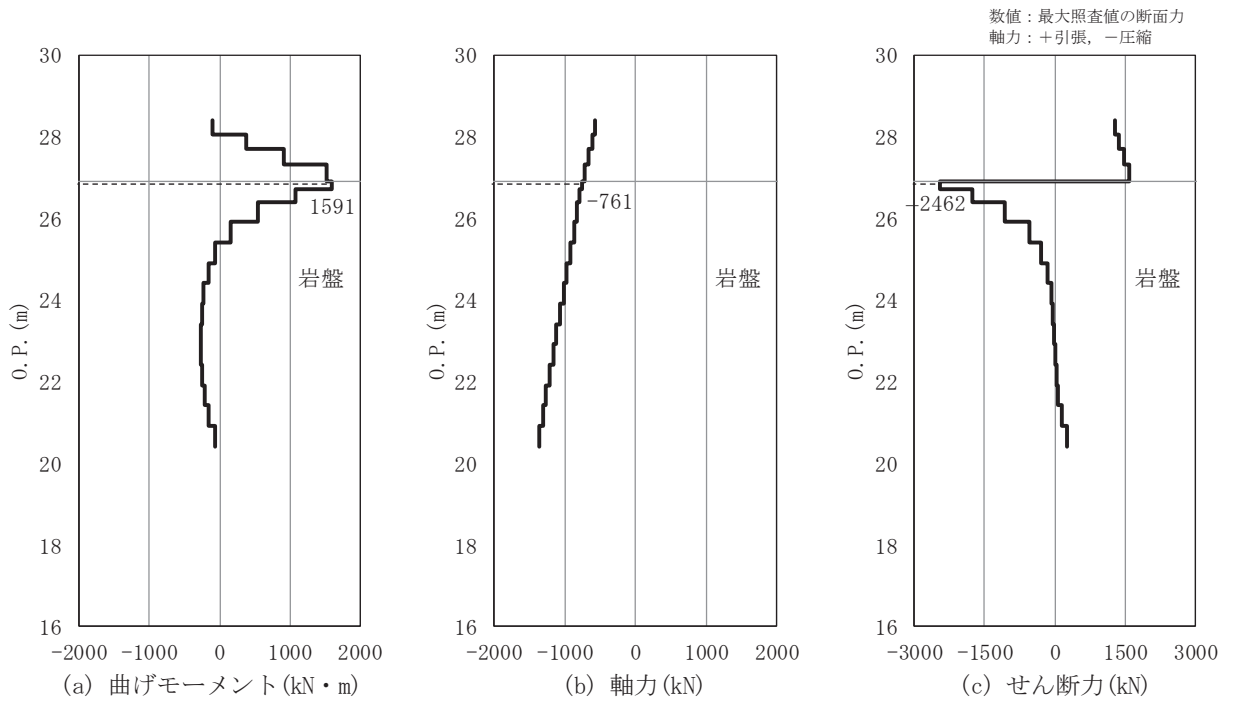


図 4.1-2 (7) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力
(断面⑦, S s - D 2 (-+), t=22.57s)

解析ケース①：基本ケース

4.1.4 断面力分布 (RC 遮水壁に対する照査)

RC 遮水壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査、鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びコンクリートのせん断破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.1-55～表 4.1-57 に示す。また、該当する解析ケースの断面力図を図 4.1-3～図 4.1-4 に示す。

表 4.1-55 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査値

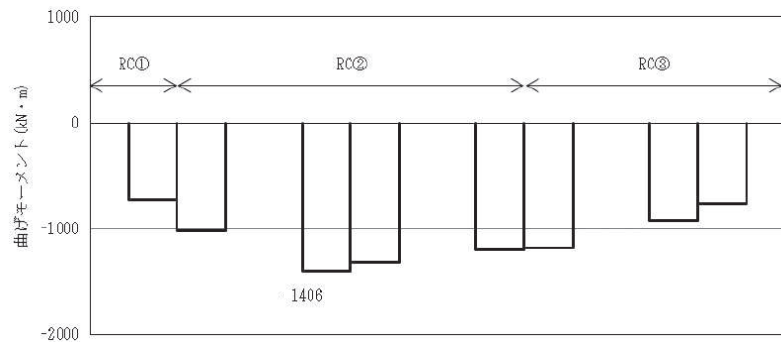
部材	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
RC②	S _s -D2(-+)	③	-1406	50	0.8	21	0.04

表 4.1-56 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値

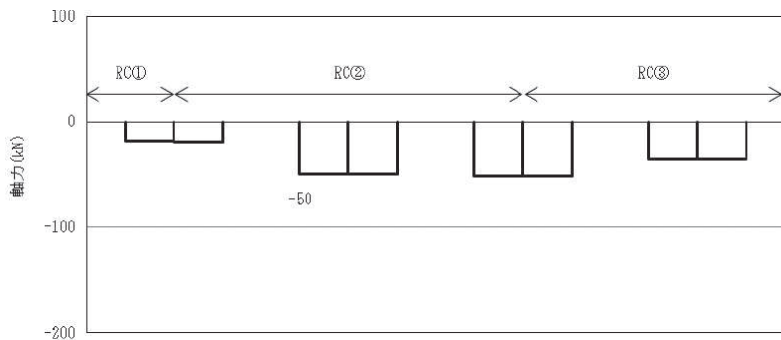
部材	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
RC②	S _s -D2(-+)	③	-1406	50	68	294	0.24

表 4.1-57 コンクリートのせん断破壊に対する照査値

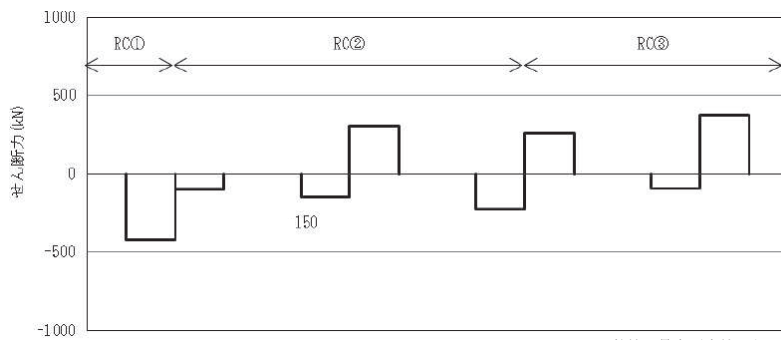
部材	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
RC①	S _s -D2(-+)	③	-420	0.1	0.82	0.13



(a) 曲げモーメント*

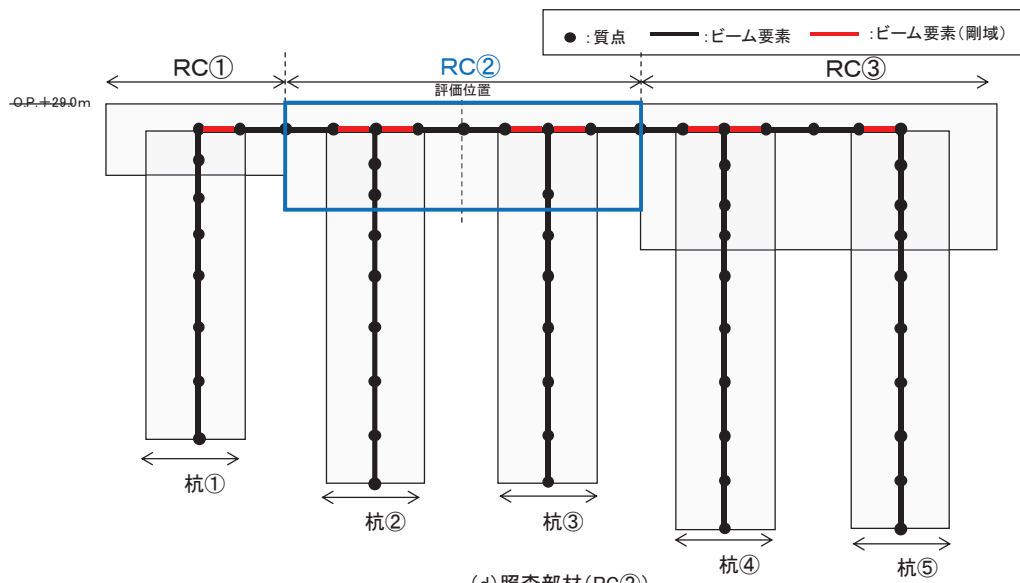


(b) 軸力*



(c) せん断力*

数値：最大照査値の断面力
軸力：+引張，-圧縮

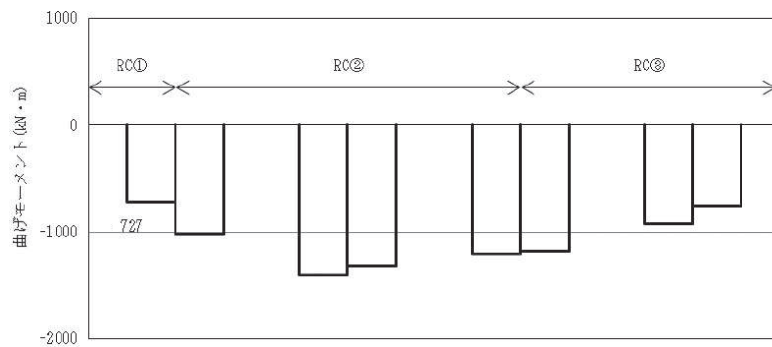


(d) 照査部材 (RC②)

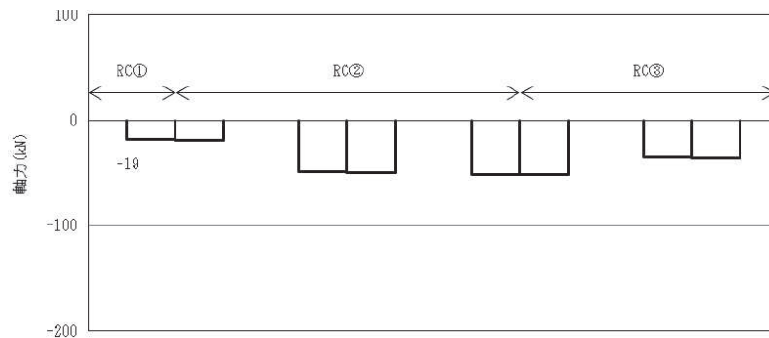
注記 *：剛域を除く各ビーム要素の最大値による断面力図

図 4.1-3 コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系に対する照査における照査時刻での断面力 (断面⑦, S s - D 2 (-+), t=22.58s)

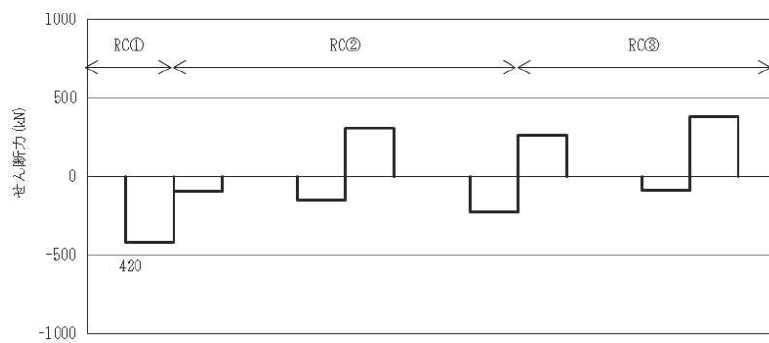
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)



(a) 曲げモーメント*

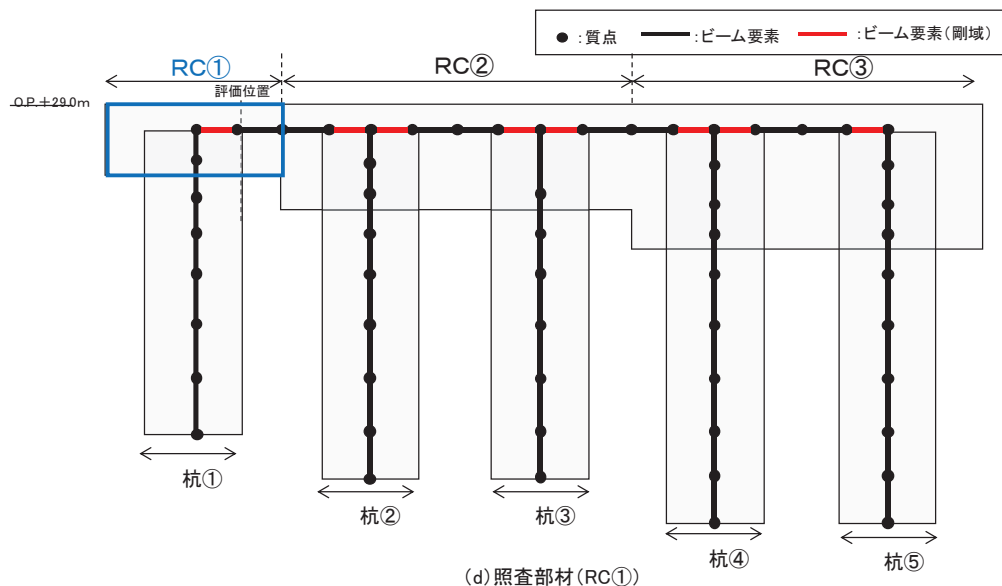


(b) 軸力*



(c) せん断力*

数値：最大照査値の断面力
軸力：+引張，-圧縮



注記 *：剛域を除く各ビーム要素の最大値による断面力図

図 4.1-4 コンクリートのせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(断面⑦, S s - D 2 (-+), t=22.58s)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

4.1.5 局所安全係数分布（背面補強工）

背面補強工のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-58 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-5 に示す。

表 4.1-58 (1) 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面①）

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S s - F 3 (-+)	①	28.66	20.7

表 4.1-58 (2) 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面②）

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S s - D 2 (--)	②	6.91	20.3

表 4.1-58 (3) 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面③）

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S s - F 3 (-+)	①	28.65	21.9

表 4.1-58 (4) 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面④）

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S s - D 2 (-+)	①	13.56	11.6

表 4.1-58 (5) 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面⑤）

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S s - F 3 (++)	①	27.64	35.0



図 4.1-5 (1) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
（断面①, S s - F 3 (-+), t=28.66s)

解析ケース①：基本ケース

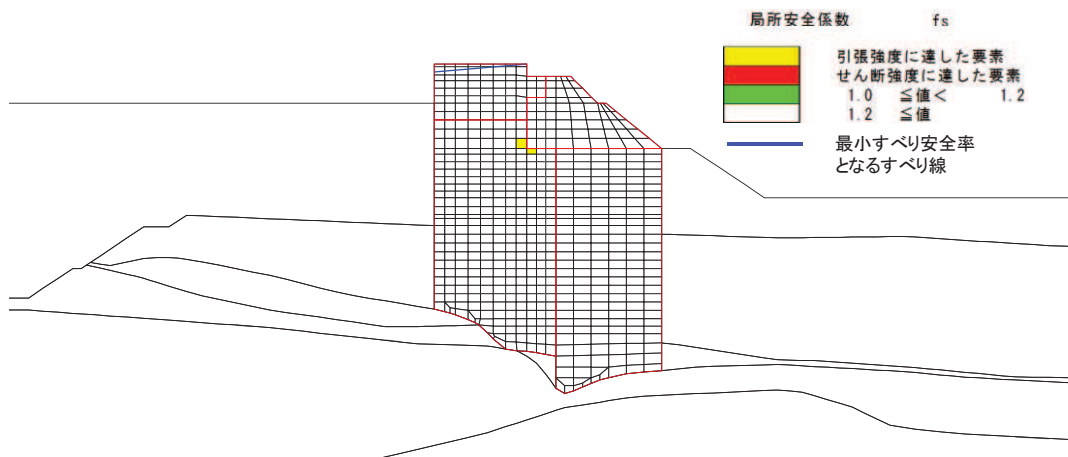


図 4.1-5 (2) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面②, $S_s - D2$ (—), $t=6.91s$)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

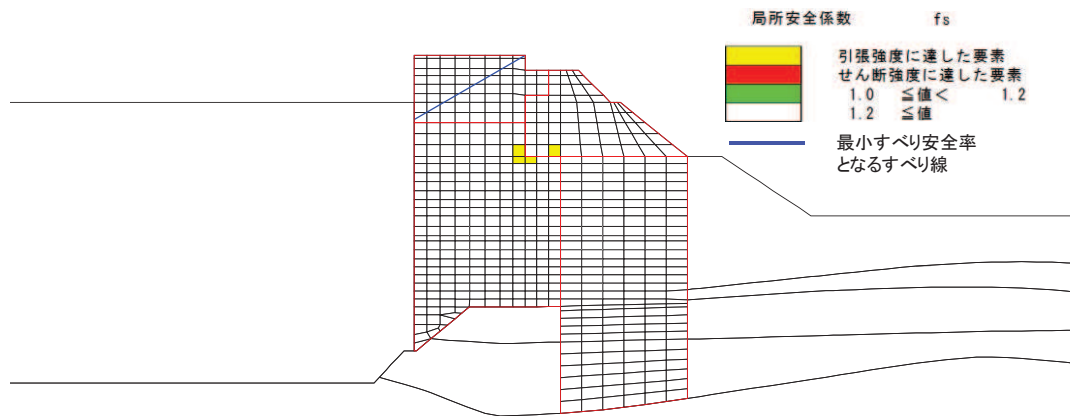


図 4.1-5 (3) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面③, $S_s - F3$ (-+), $t=28.65s$)

解析ケース①：基本ケース

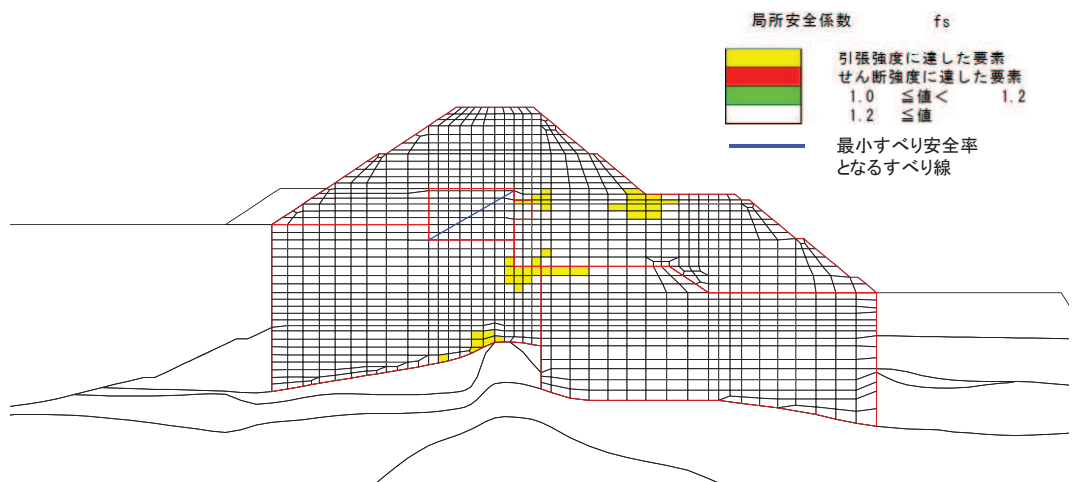


図 4.1-5 (4) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面④, $S_s - D2$ (-+), $t=13.56s$)

解析ケース①：基本ケース

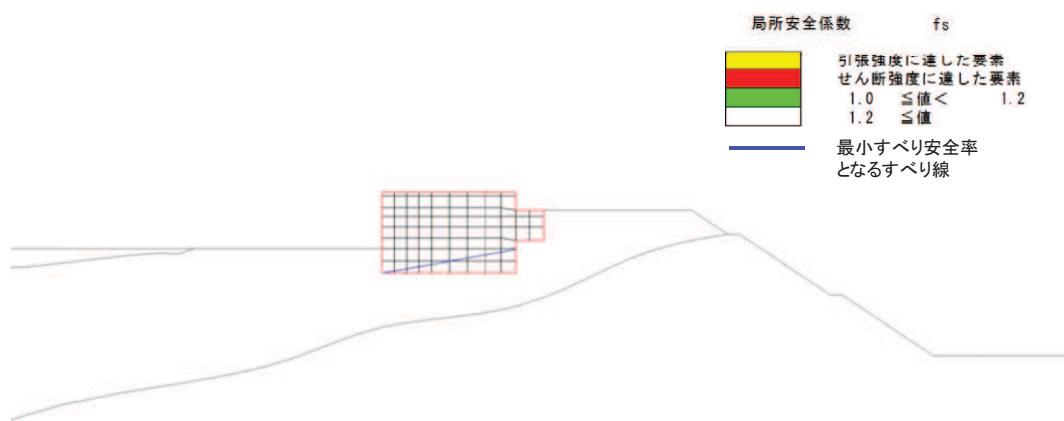


図 4.1-5 (5) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
 (断面⑤, S s - F 3 (++) , $t=27.64s$)
 解析ケース①: 基本ケース

4.1.6 局所安全係数分布（置換コンクリート）

置換コンクリートのすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-59 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-6 に示す。

表 4.1-59 (1) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面①）

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S s - N 1 (++)	①	7.54	4.2

表 4.1-59 (2) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面②）

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S s - N 1 (++)	①	7.52	4.6

表 4.1-59 (3) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面③）

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S s - N 1 (++)	①	7.53	5.6

表 4.1-59 (4) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面④）

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S s - N 1 (++)	①	7.53	6.3

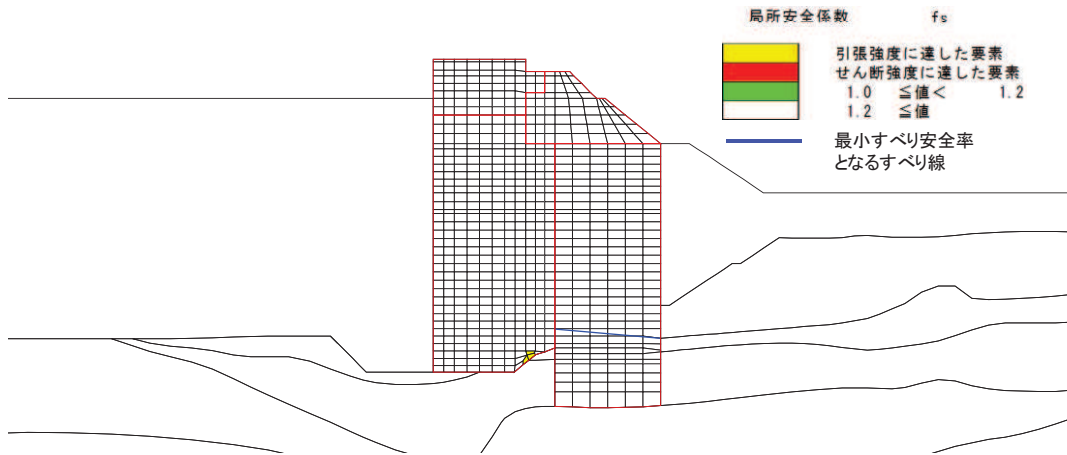


図 4.1-6 (1) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布（断面①, S s - N 1 (++) , t=7.54s)

解析ケース①：基本ケース

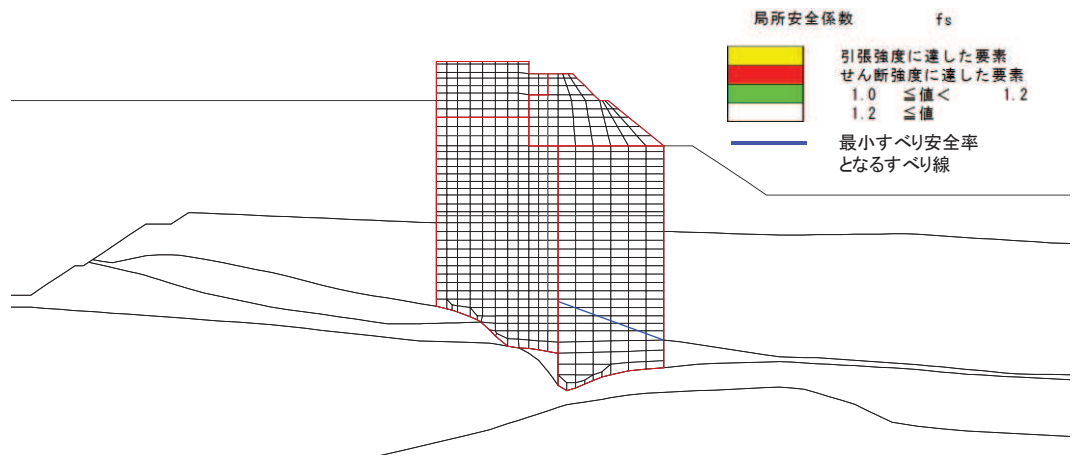


図 4.1-6 (2) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
 (断面②, $S_s - N1$ (++) , $t=7.52s$)
 解析ケース①：基本ケース

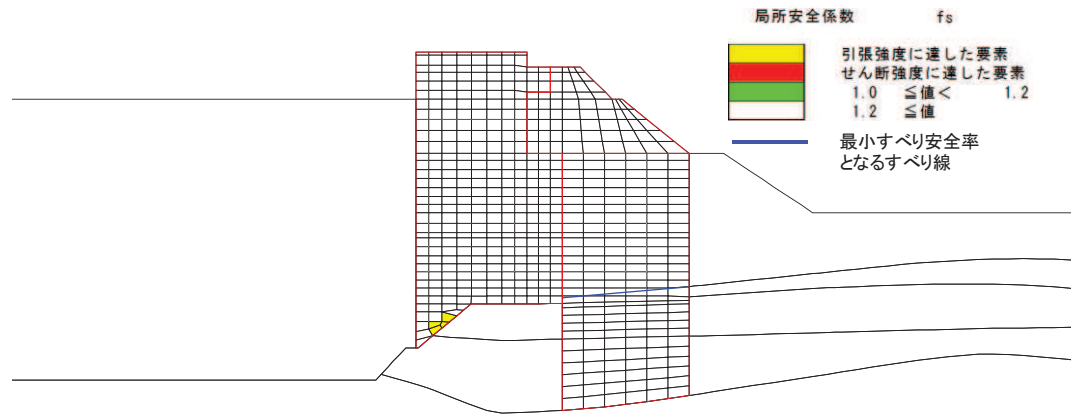


図 4.1-6 (3) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
 (断面③, $S_s - N1$ (++) , $t=7.53s$)
 解析ケース①：基本ケース

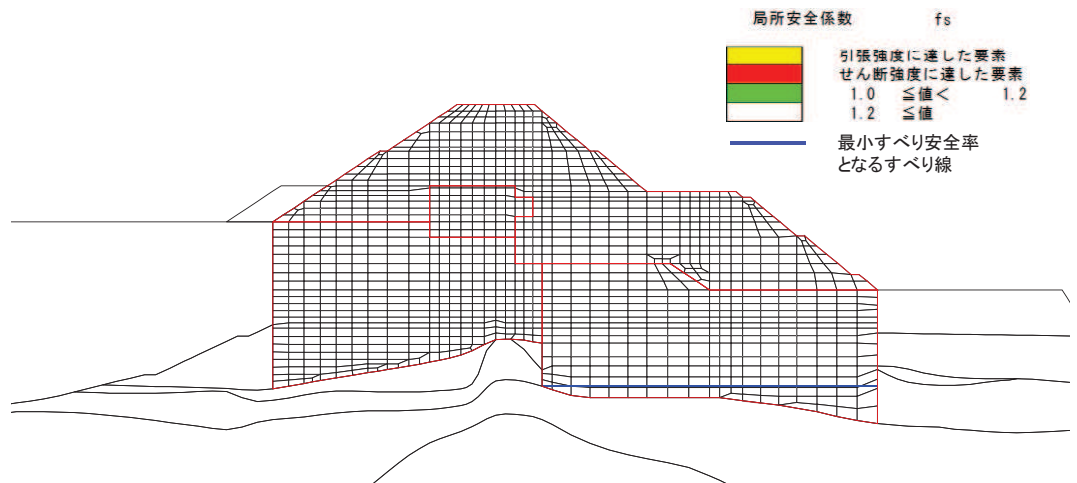


図 4.1-6 (4) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
 (断面④, $S_s - N1$ (++) , $t=7.53s$)
 解析ケース①: 基本ケース

4.1.7 局所安全係数分布（改良地盤）

改良地盤のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-60 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-7 に示す。

表 4.1-60 (1) 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面①）

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S _s -N1(-+)	①	7.66	2.6
S _s -N1(-+)	① (平均値-1σ強度)	7.66	2.5

表 4.1-60 (2) 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面②）

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S _s -N1(-+)	①	7.65	2.6
S _s -N1(-+)	① (平均値-1σ強度)	7.65	2.6

表 4.1-60 (3) 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面③）

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S _s -N1(-+)	①	7.64	2.8
S _s -N1(-+)	① (平均値-1σ強度)	7.64	2.7

表 4.1-60 (4) 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面④）

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S _s -D2(-+)	①	13.56	3.3
S _s -D2(-+)	① (平均値-1σ強度)	13.56	3.3

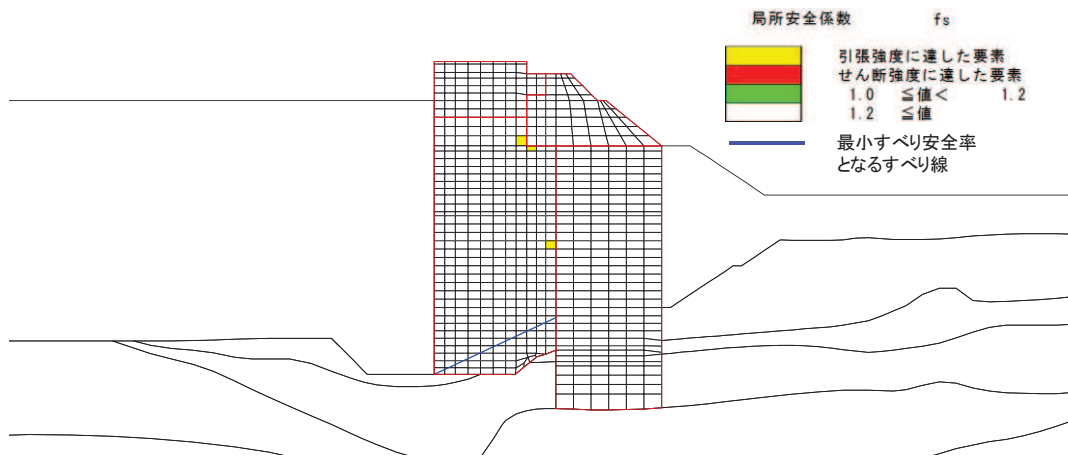


図 4.1-7 (1) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
 (断面①, $S_s - N1 (-+)$, $t=7.66s$)
 解析ケース①: 基本ケース

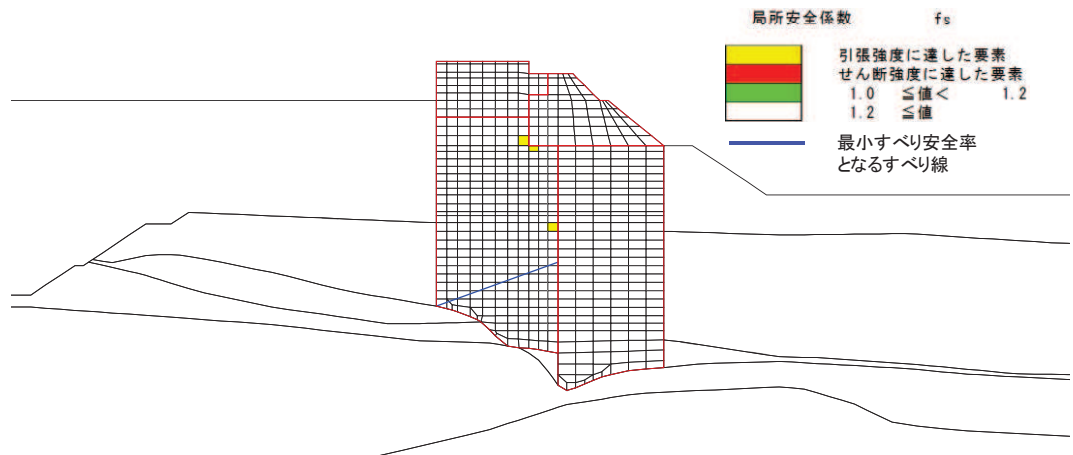


図 4.1-7 (2) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
 (断面②, $S_s - N1 (-+)$, $t=7.65s$)
 解析ケース①: 基本ケース

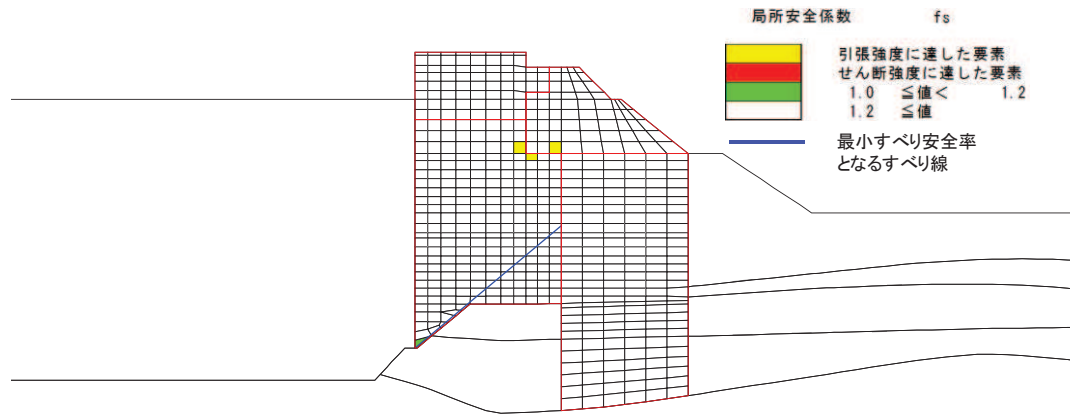


図 4.1-7 (3) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面③, S s - N 1 (- +) , t=7.64s)

解析ケース①：基本ケース

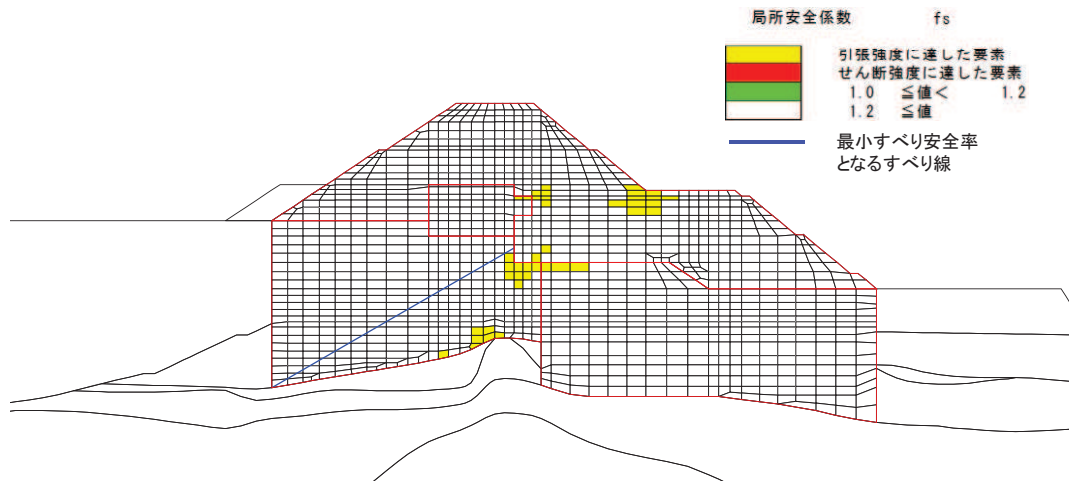


図 4.1-7 (4) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面④, S s - D 2 (- +) , t=13.56s)

解析ケース①：基本ケース

4.1.8 局所安全係数分布（セメント改良土）

セメント改良土のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-61 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-8 に示す。

表 4.1-61 (1) セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面①）

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S _s -D2(--)	③	13.47	3.2
S _s -F3(-+)	① (平均値-1σ強度)	28.75	3.3

表 4.1-61 (2) セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面②）

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S _s -D2(--)	③	6.76	3.5
S _s -D2(++)	① (平均値-1σ強度)	6.82	3.4

表 4.1-61 (3) セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面③）

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S _s -F3(-+)	①	28.74	3.6
S _s -F3(-+)	① (平均値-1σ強度)	28.74	3.5

表 4.1-61 (4) セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面④）

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S _s -N1(++)	①	7.53	2.8
S _s -N1(++)	① (平均値-1σ強度)	7.53	2.7

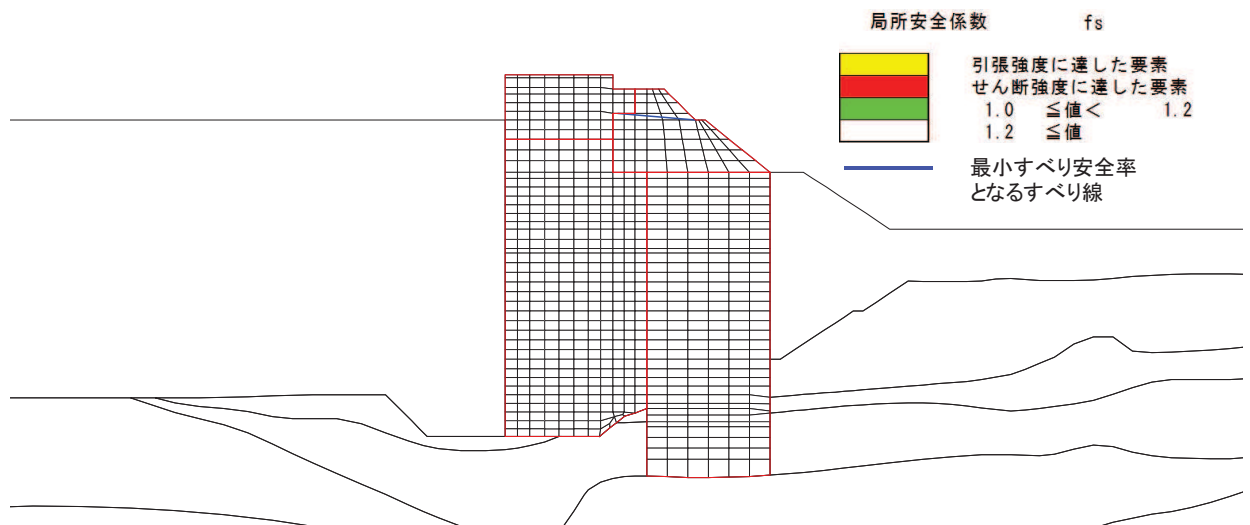


図 4.1-8 (1) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
（断面①, S_s-D2(--) , t=13.47s)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考した解析ケース（平均値-1σ）

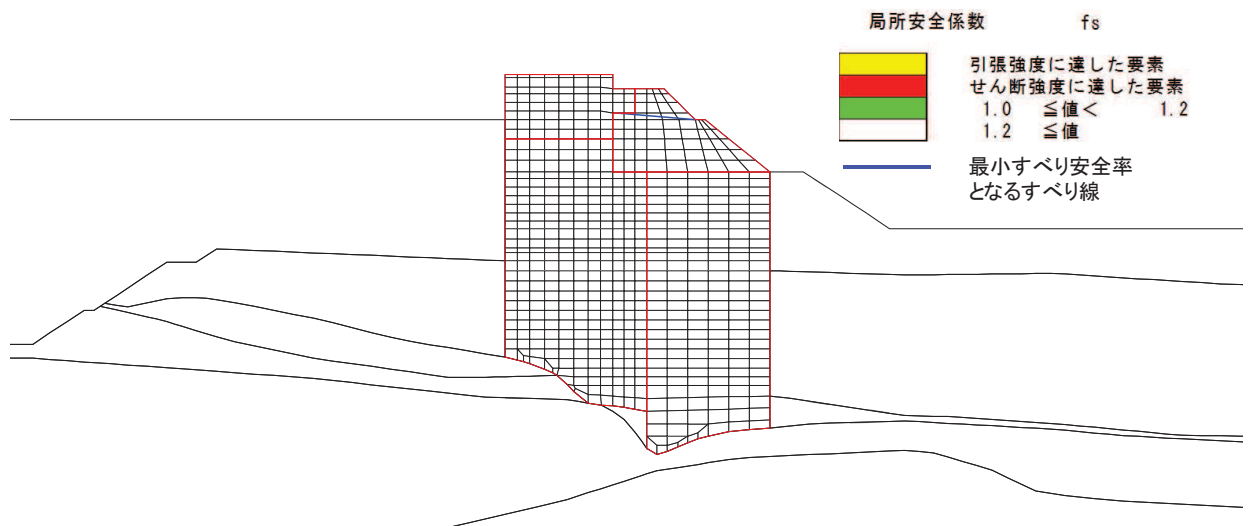


図 4.1-8 (2) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面②, S s - D 2 (- -) , t=6.76s)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

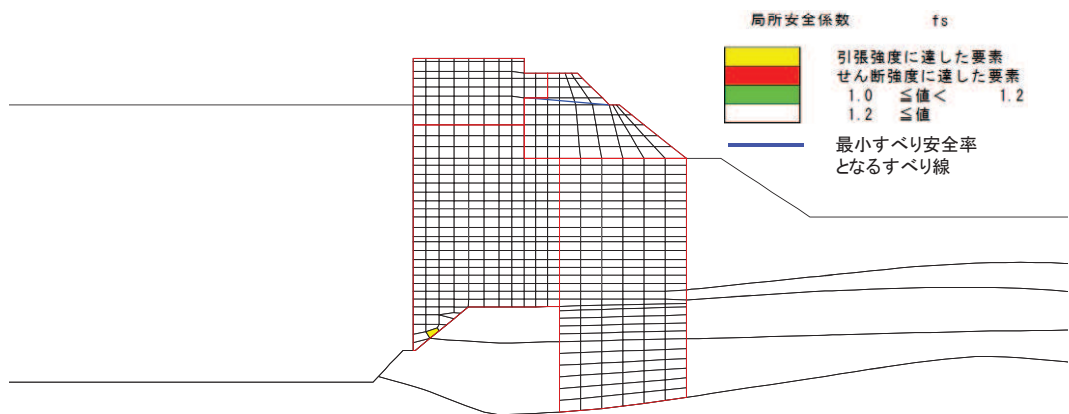


図 4.1-8 (3) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面③, S s - F 3 (- +) , t=28.74s)

解析ケース①：基本ケース

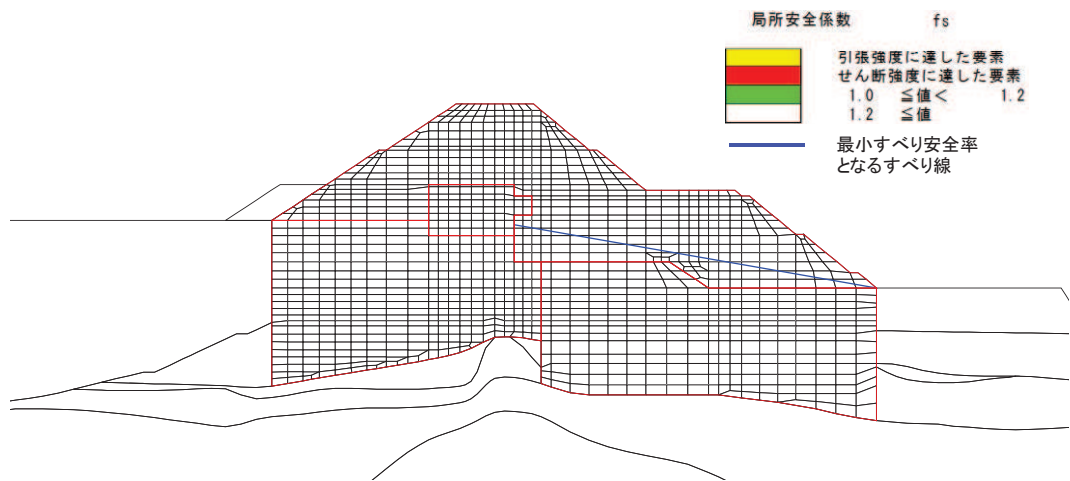


図 4.1-8 (4) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
 (断面④, S s - N 1 (++) , t=7.53s)
 解析ケース①: 基本ケース

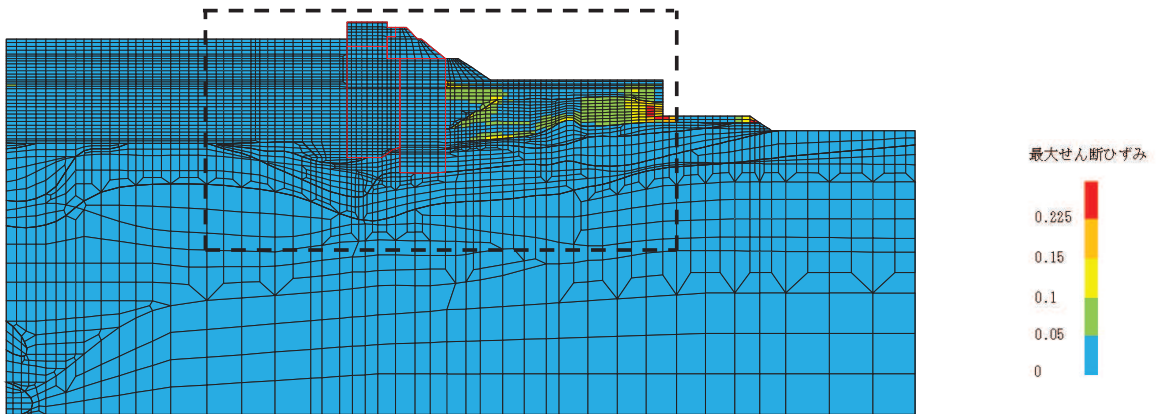
4.1.9 最大せん断ひずみ分布

各施設の照査で最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースについて、地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースの一覧を表 4.1-62 に示す。

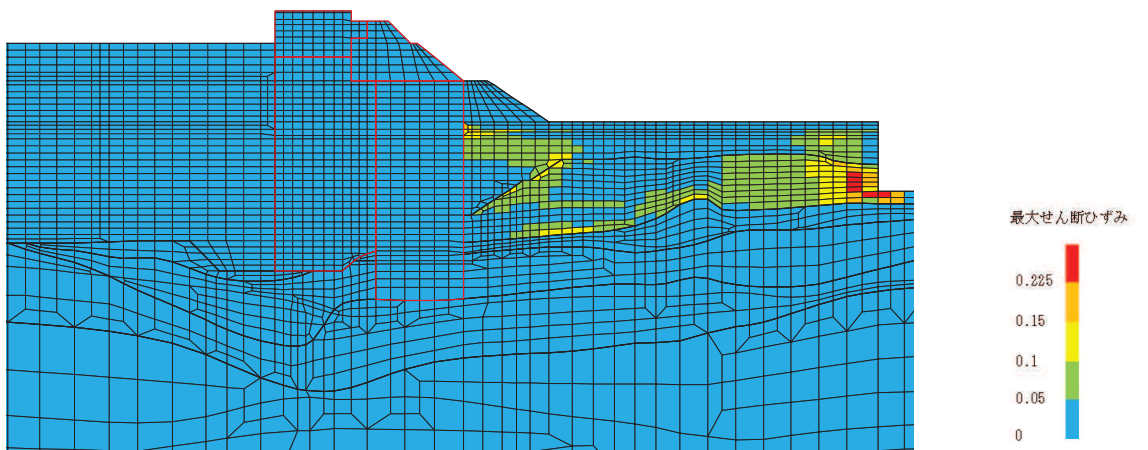
断面①～断面④における最大せん断ひずみ分布図を、それぞれ図 4.1-9～図 4.1-12 に示す。

表 4.1-62 最大照査値を示す解析ケースの一覧（断面①～断面④）

断面	評価項目			
	鋼管杭		背面補強工	置換コンクリート
	曲げ・軸力系	せん断	すべり安全率	すべり安全率
断面①	解析ケース① S s - D 2 (--)	解析ケース① S s - D 2 (++)	解析ケース① S s - F 3 (- +)	解析ケース① S s - N 1 (++)
断面②	解析ケース② S s - D 2 (--)	解析ケース① S s - D 2 (++)	解析ケース② S s - D 2 (--)	解析ケース① S s - N 1 (++)
断面③	解析ケース② S s - D 2 (--)	解析ケース① S s - D 2 (++)	解析ケース① S s - F 3 (- +)	解析ケース① S s - N 1 (++)
断面④	解析ケース③ S s - D 2 (--)	解析ケース① S s - D 2 (--)	解析ケース① S s - D 2 (- +)	解析ケース① S s - N 1 (++)

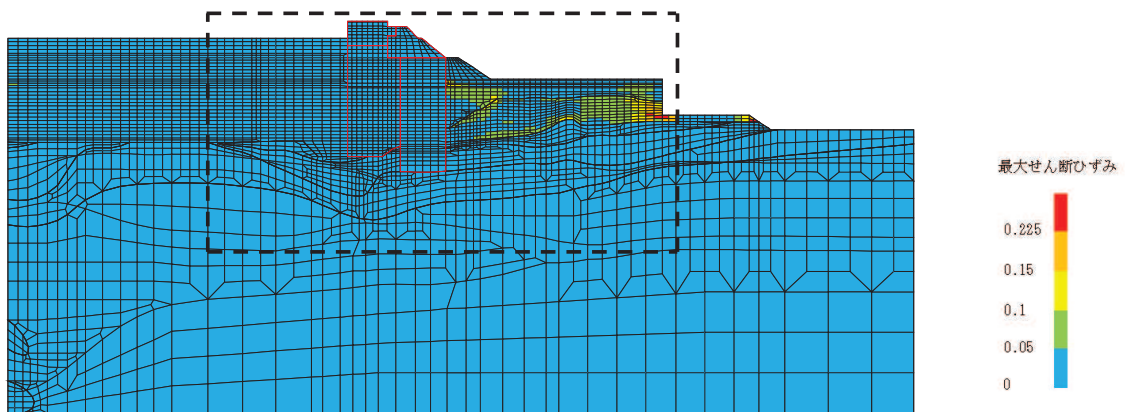


(a) 全体図

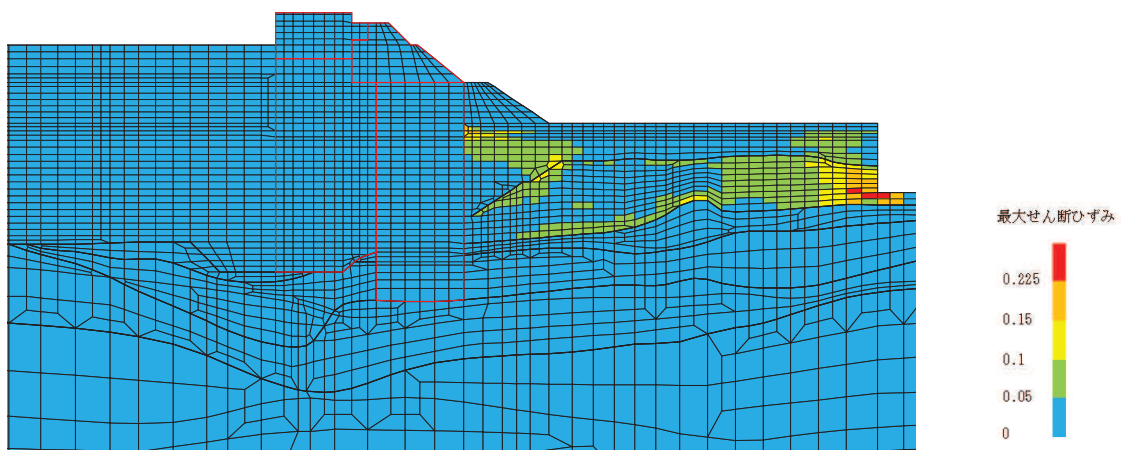


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-9 (1) 断面①の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース①, S s - D 2 (- -))

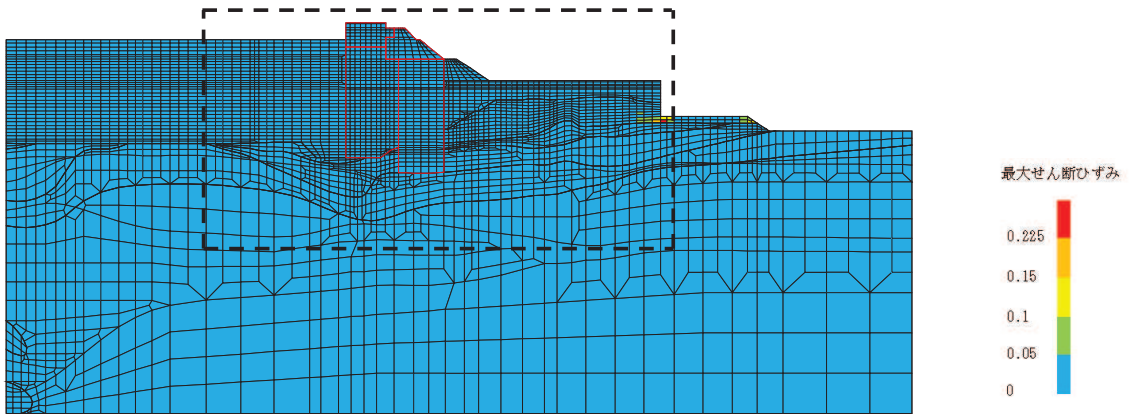


(a) 全体図

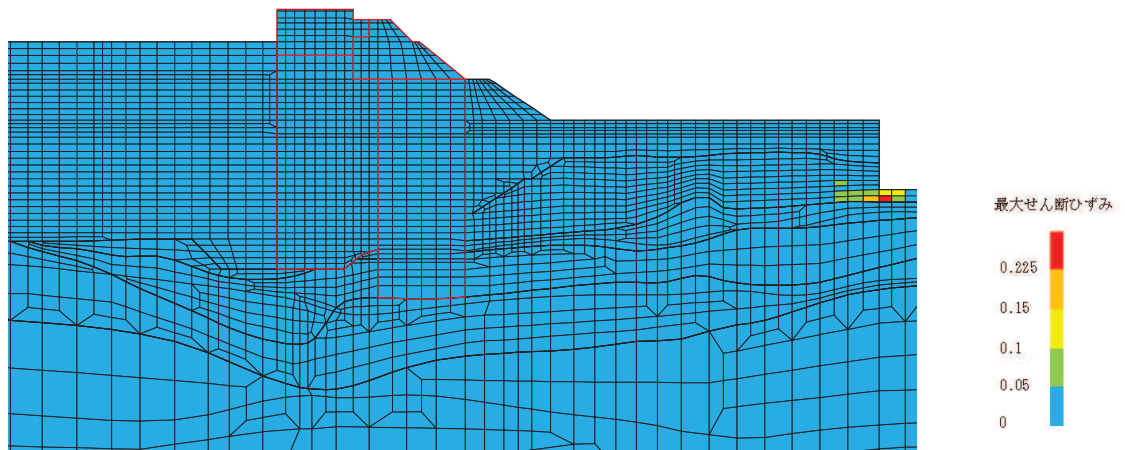


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-9 (2) 断面①の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース①, $S_s - D2$ (++))

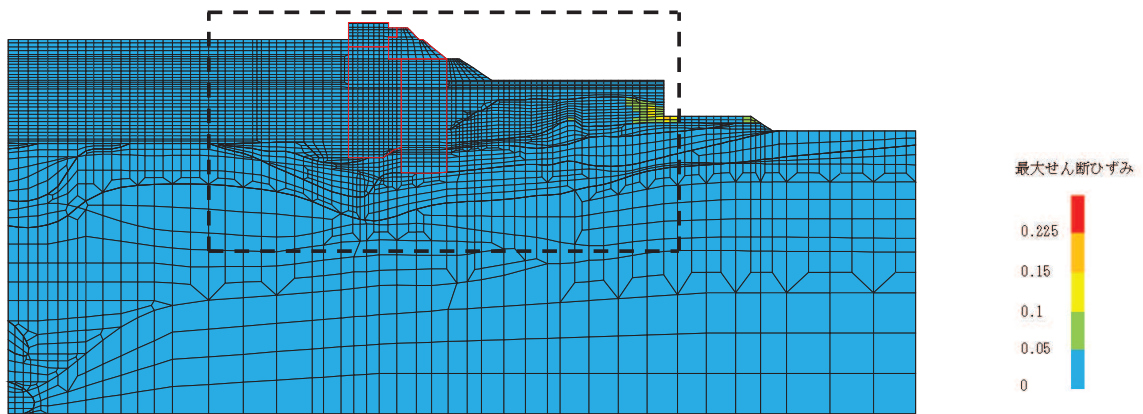


(a) 全体図

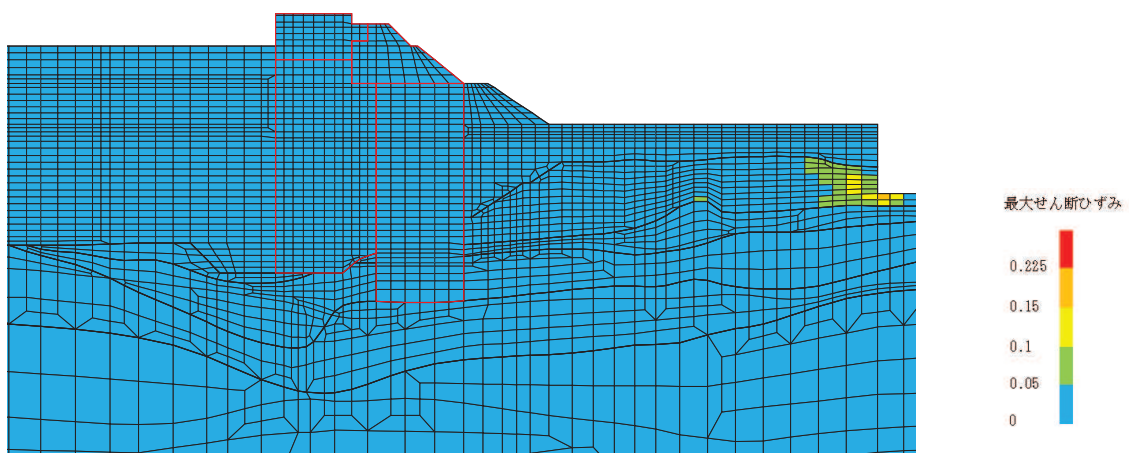


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-9 (3) 断面①の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース①, S s - F 3 (- +))

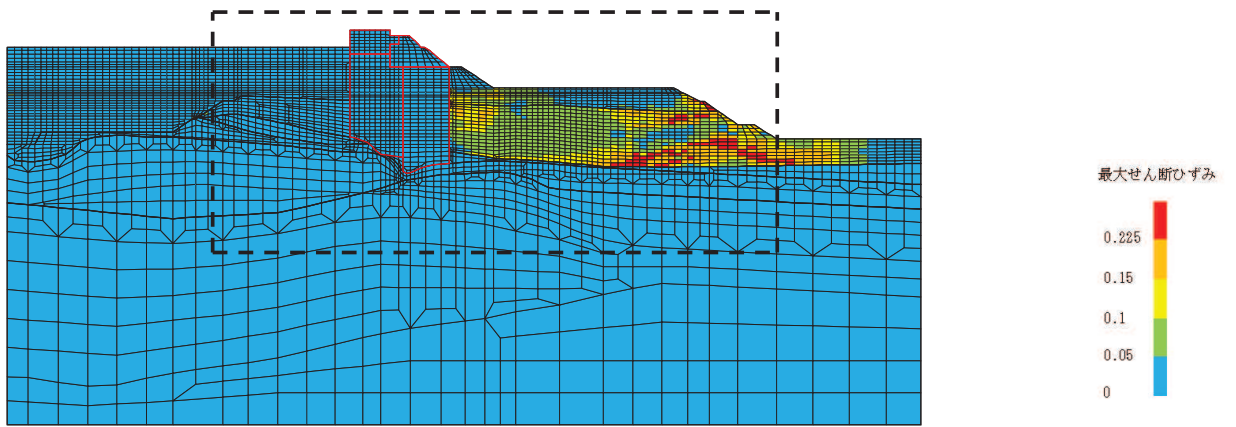


(a) 全体図

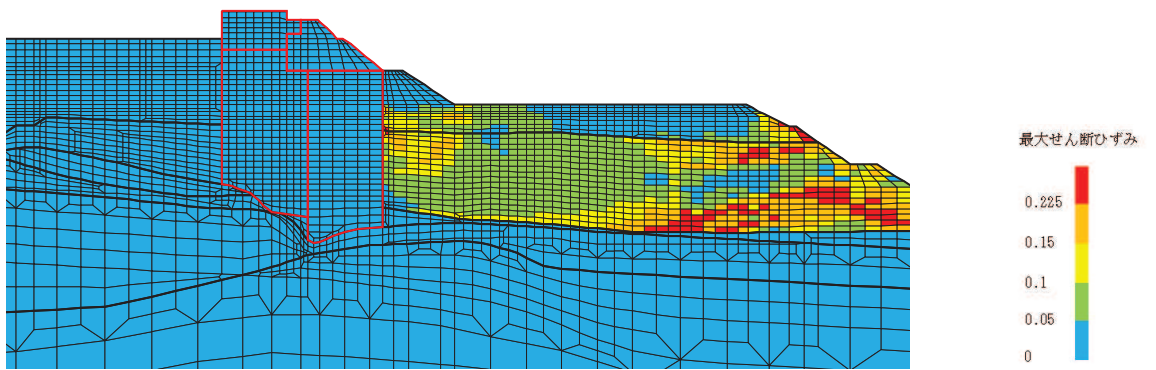


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-9 (4) 断面①の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース①, S s - N 1 (++))

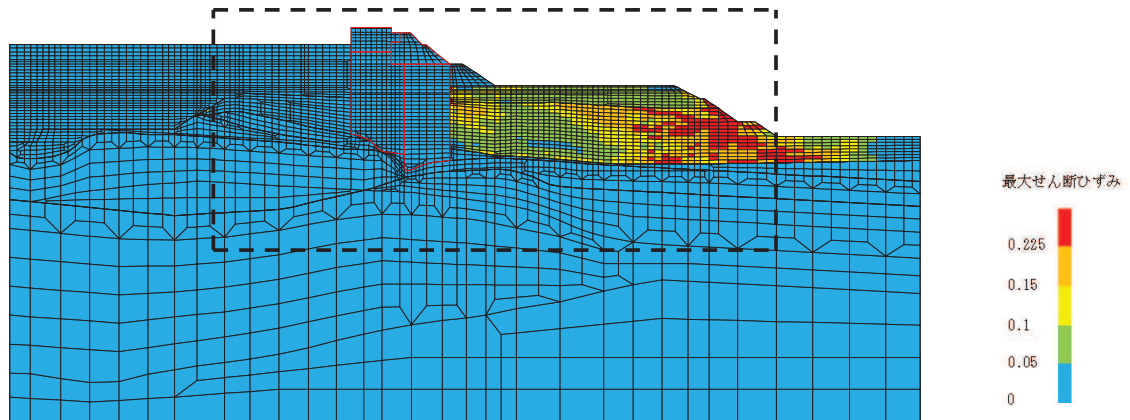


(a) 全体図

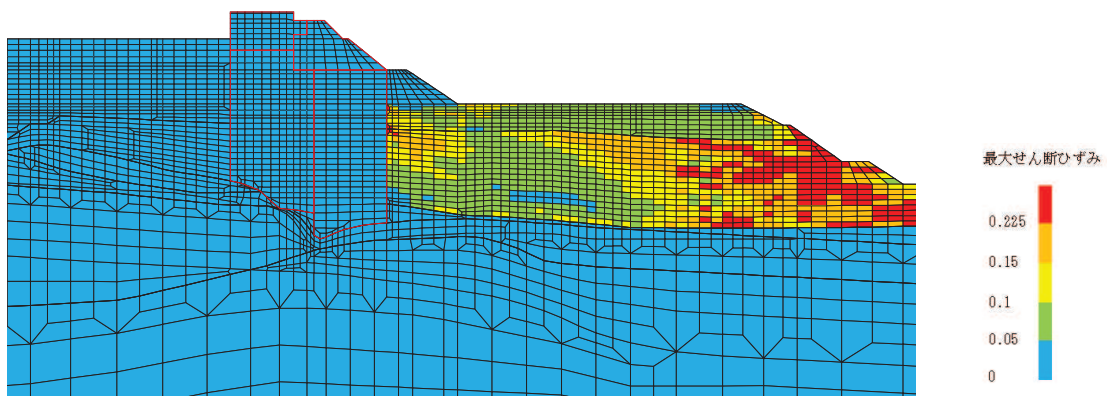


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-10 (1) 断面②の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース②, $S_s - D2$ (一一))

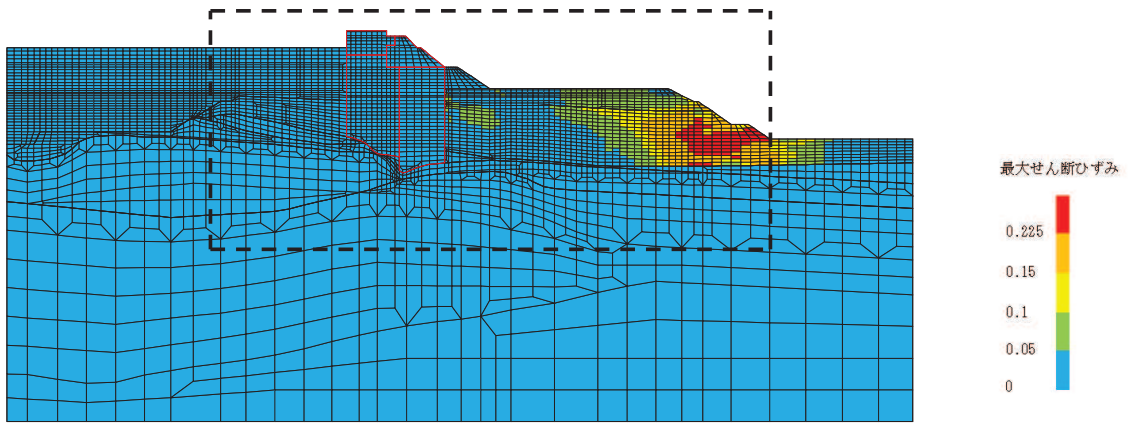


(a) 全体図

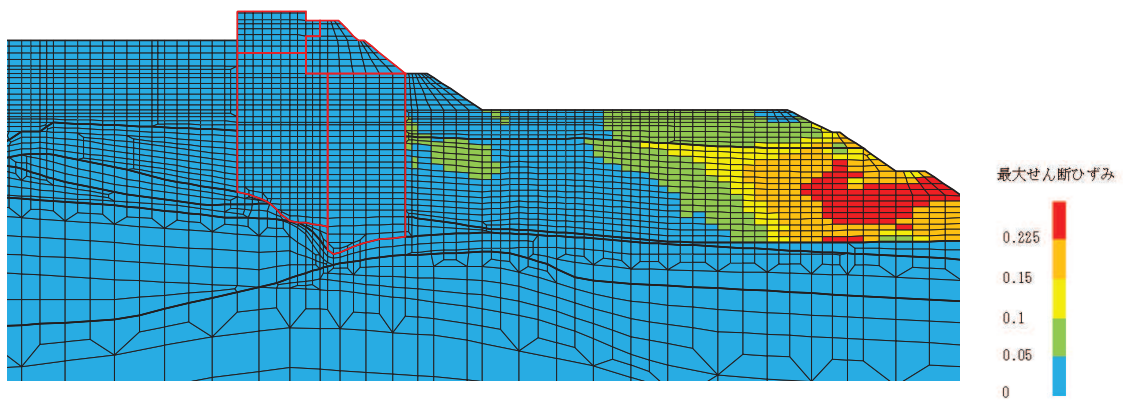


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-10 (2) 断面②の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース①, $S_s - D2 (+ +)$)

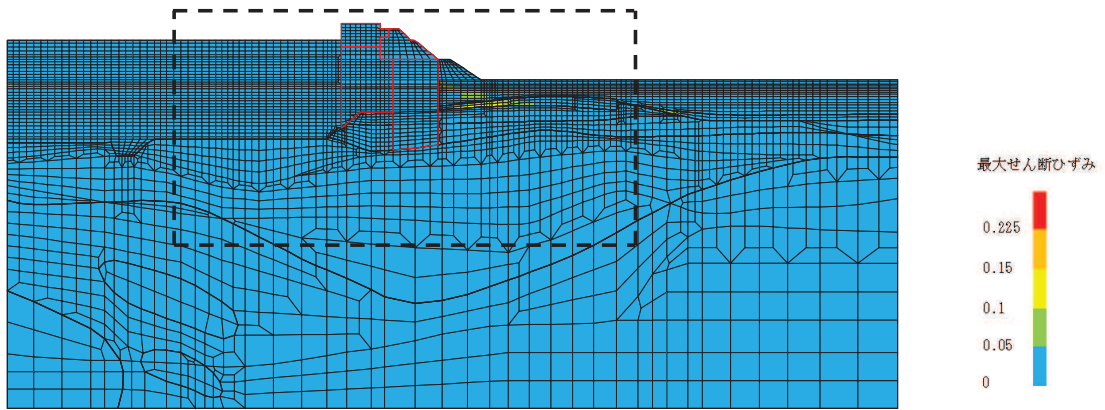


(a) 全体図

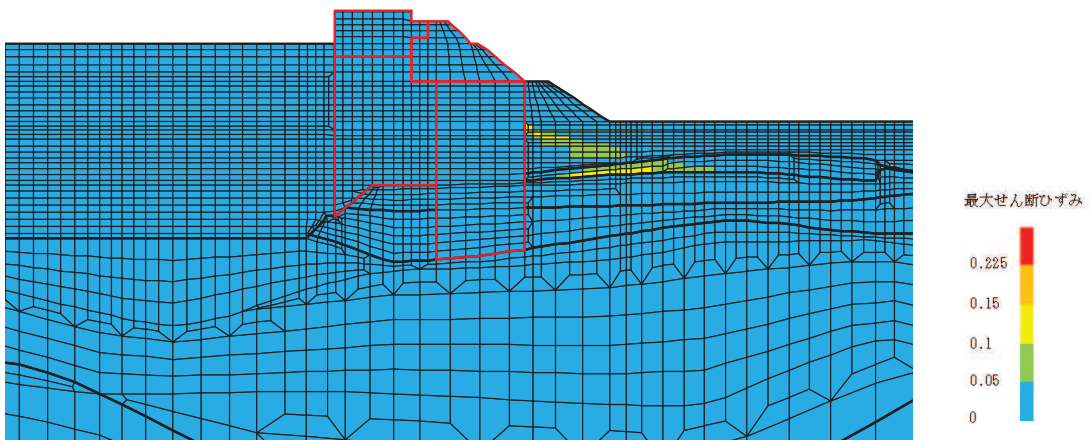


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-10 (3) 断面②の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース①, $S_s - N1$ (++))

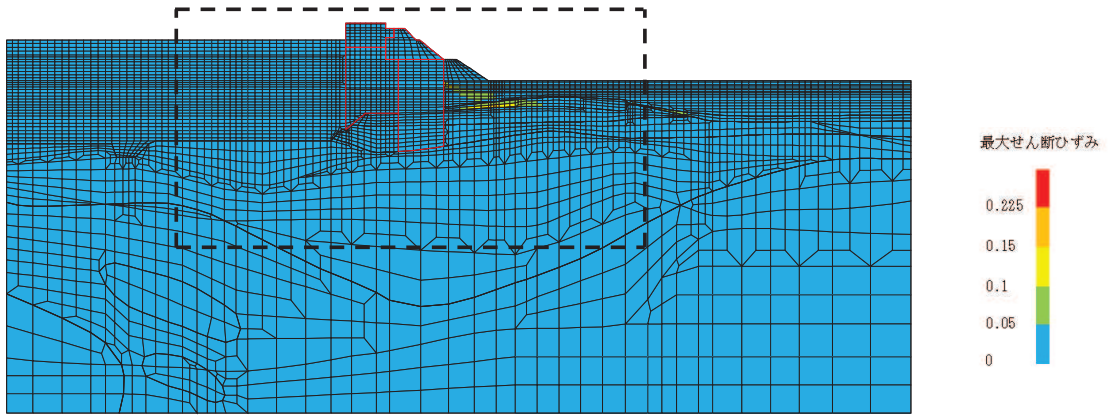


(a) 全体図

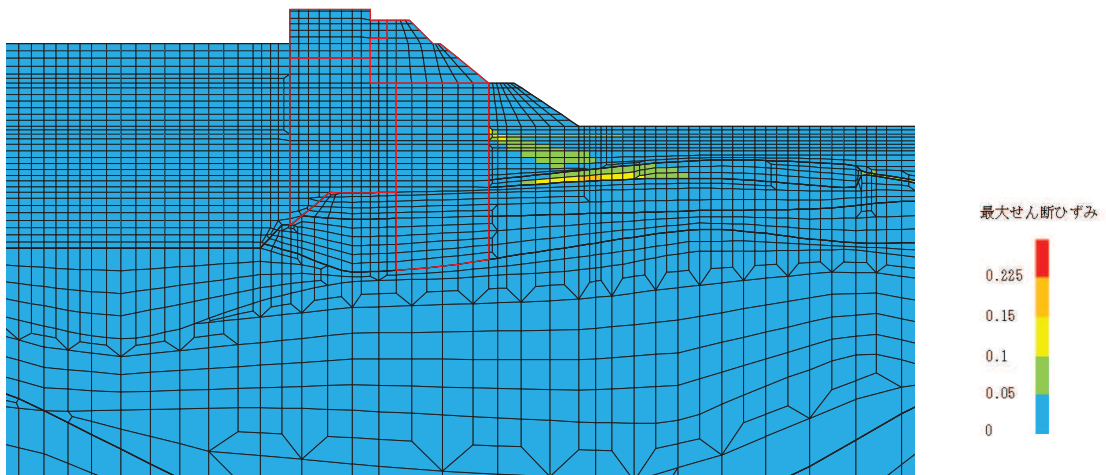


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-11 (1) 断面③の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース②, $S_s - D2$ (一一))

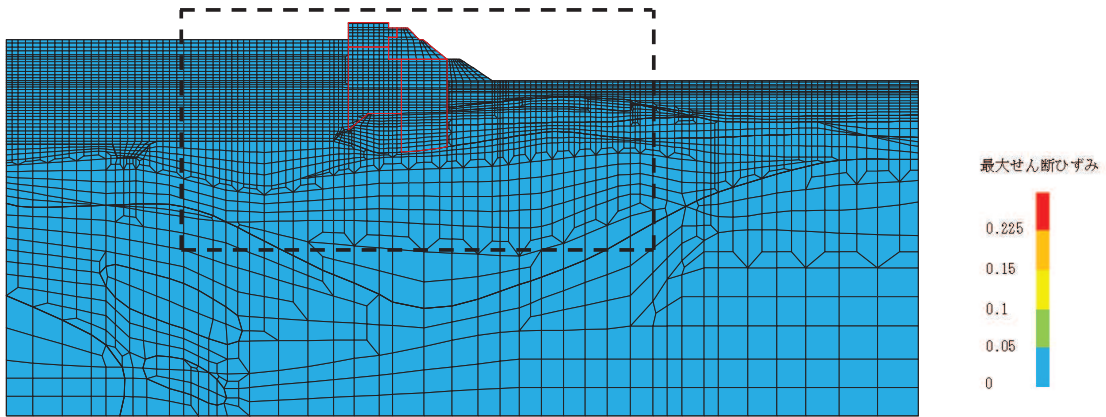


(a) 全体図

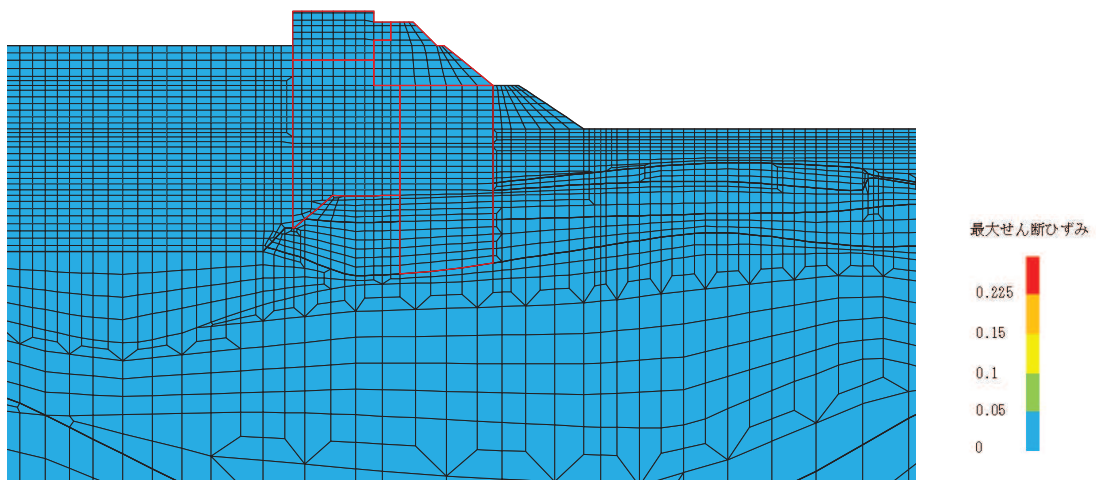


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-11 (2) 断面③の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース①, S s - D 2 (++))

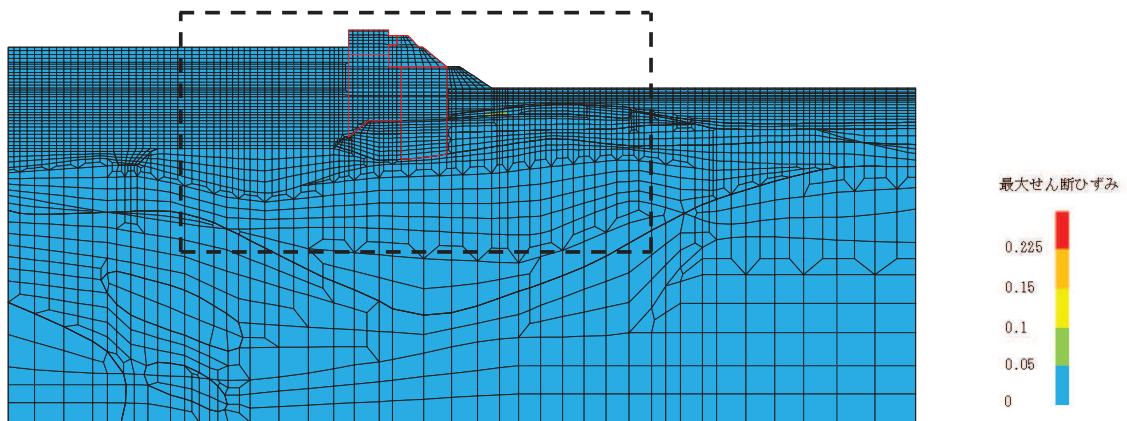


(a) 全体図

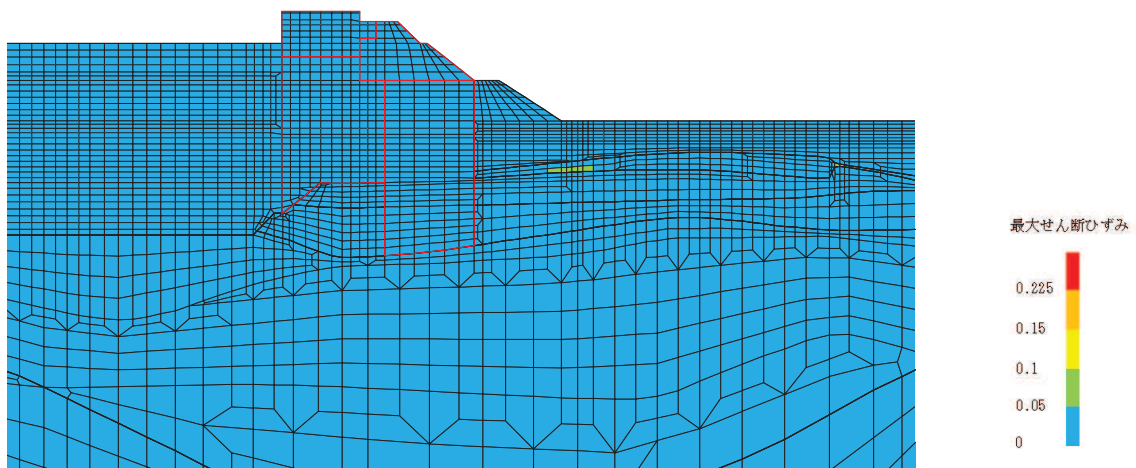


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-11 (3) 断面③の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース①, $S_s - F3 (-+)$)

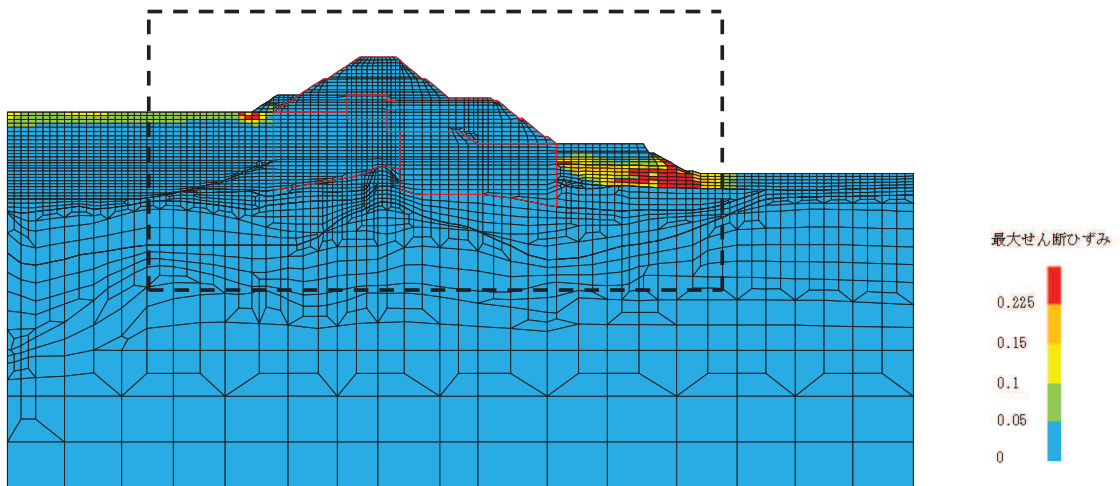


(a) 全体図

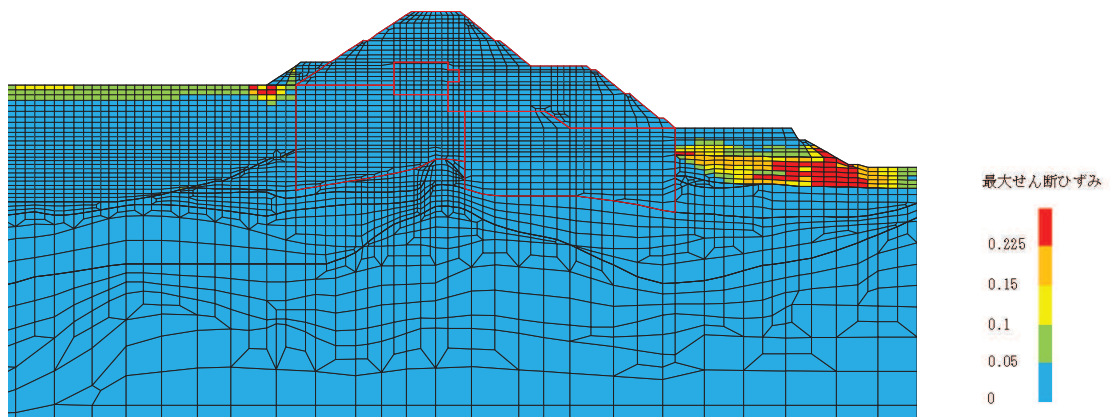


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-11 (4) 断面③の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース①, $S_s - N1$ (++))

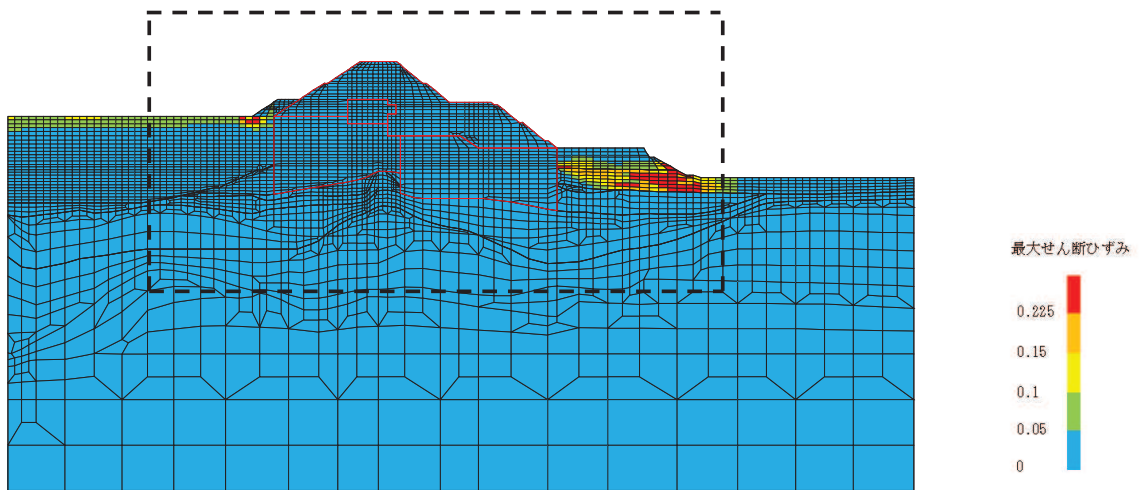


(a) 全体図

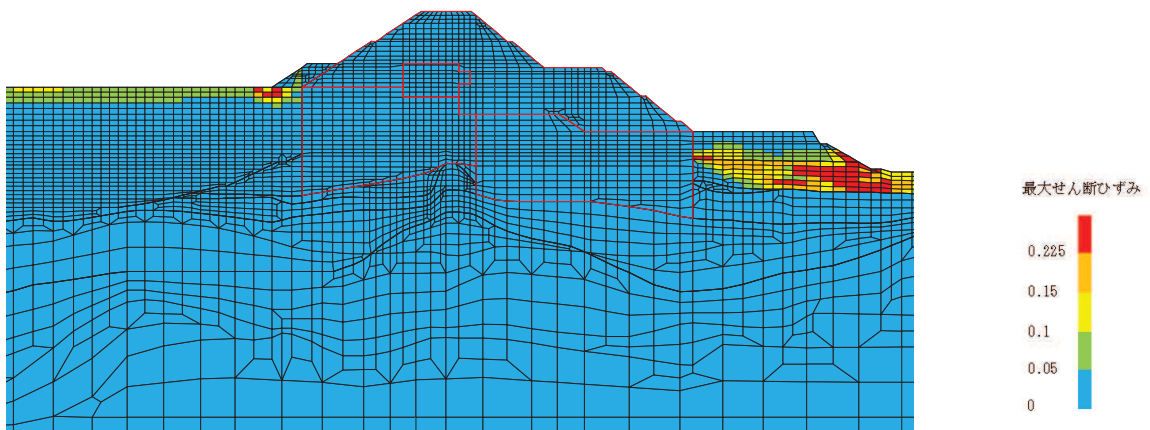


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-12 (1) 断面④の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース③, $S_s - D2$ (一一))

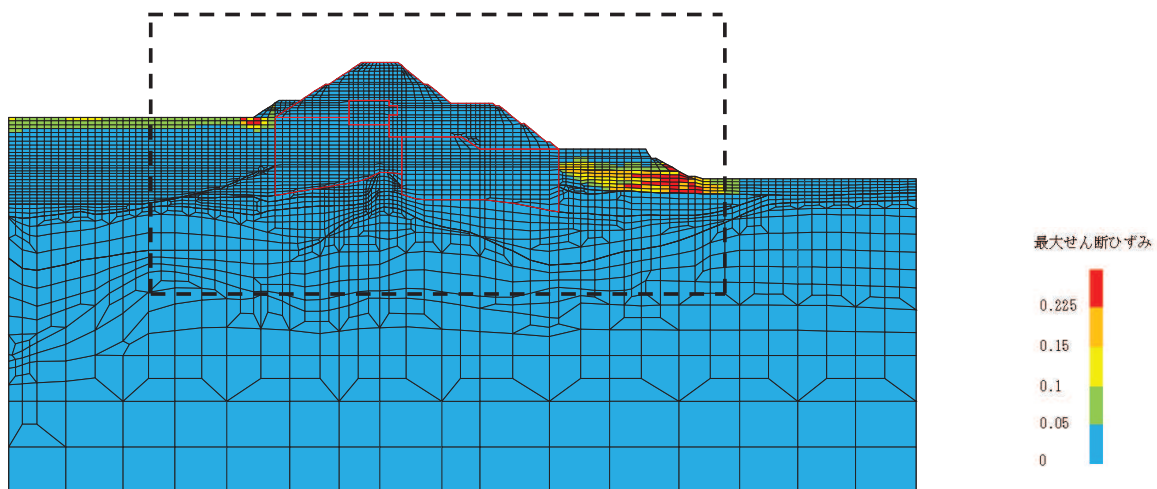


(a) 全体図

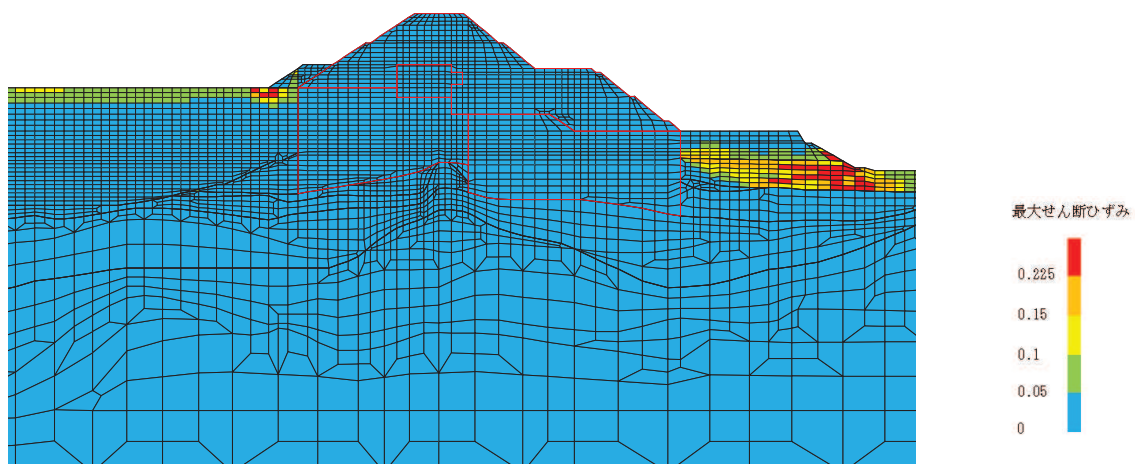


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-12 (2) 断面④の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース①, S s - D 2 (- -))

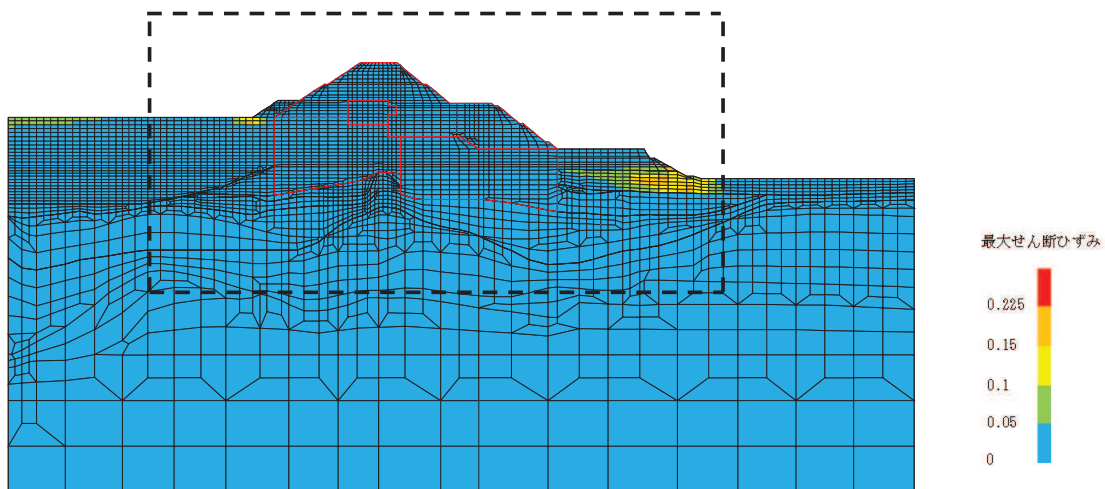


(a) 全体図

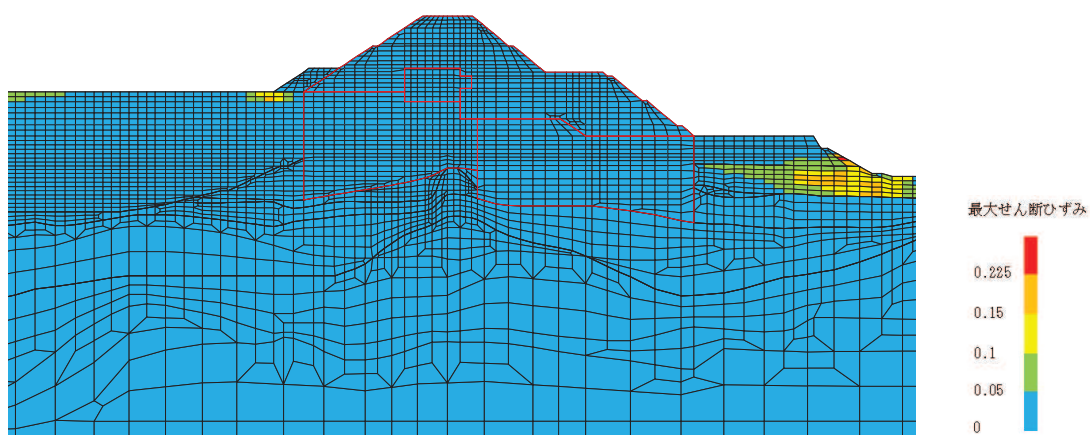


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-12 (3) 断面④の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース①, S s - D 2 (- +))



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-12 (4) 断面④の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース①, $S_s - N1$ (++))

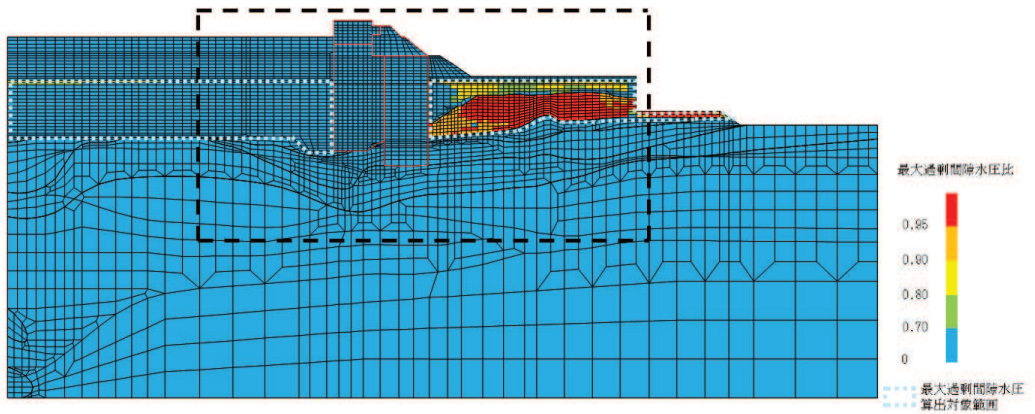
4.1.10 過剰間隙水圧比分布

地盤に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、各施設の照査で最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースについて、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースの一覧を表 4.1-63 に示す。

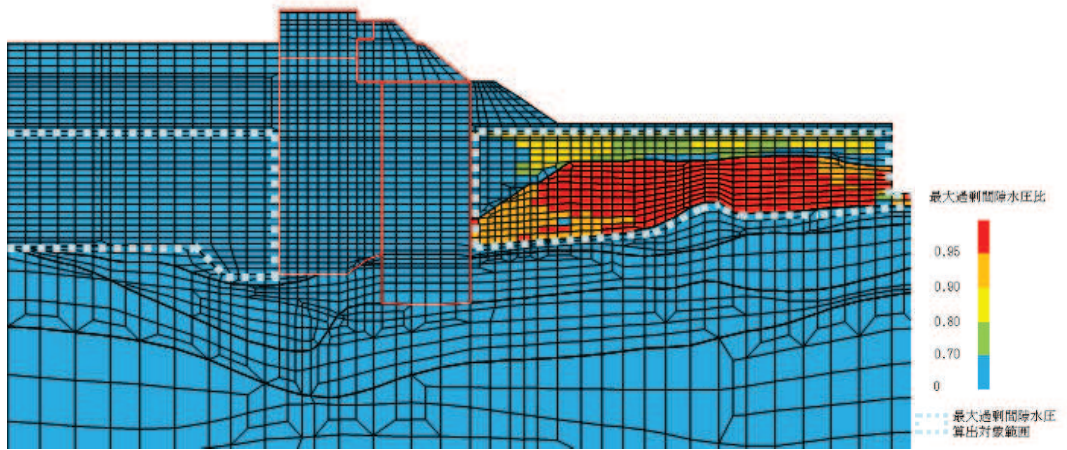
断面①～断面④における過剰間隙水圧比分布を、それぞれ図 4.1-13～図 4.1-16 に示す。

表 4.1-63 最大照査値を示す解析ケースの一覧（断面①～断面⑥）

断面	評価項目			
	鋼管杭		背面補強工	置換コンクリート
	曲げ・軸力系	せん断	すべり安全率	すべり安全率
断面①	解析ケース① S s - D 2 (--)	解析ケース① S s - D 2 (++)	解析ケース① S s - F 3 (- +)	解析ケース① S s - N 1 (++)
断面②	解析ケース② S s - D 2 (--)	解析ケース① S s - D 2 (++)	解析ケース② S s - D 2 (--)	解析ケース① S s - N 1 (++)
断面③	解析ケース② S s - D 2 (--)	解析ケース① S s - D 2 (++)	解析ケース① S s - F 3 (- +)	解析ケース① S s - N 1 (++)
断面④	解析ケース③ S s - D 2 (--)	解析ケース① S s - D 2 (--)	解析ケース① S s - D 2 (- +)	解析ケース① S s - N 1 (++)

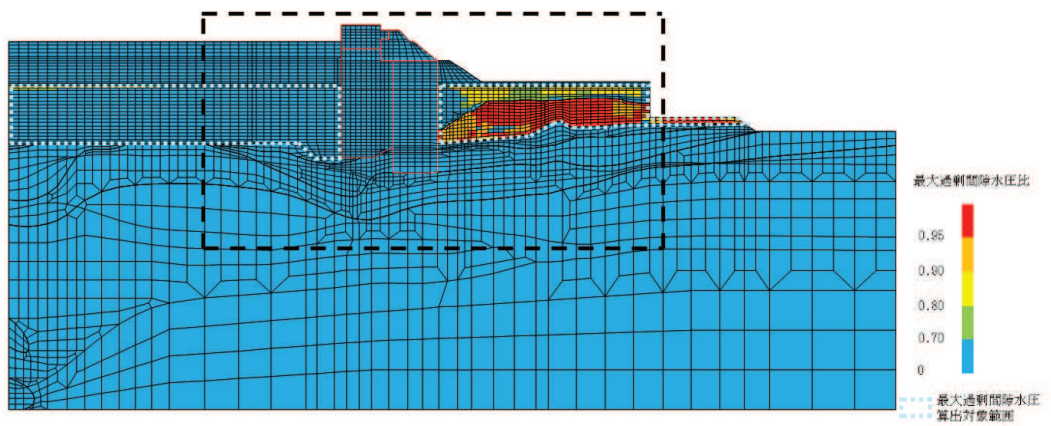


(a) 全体図

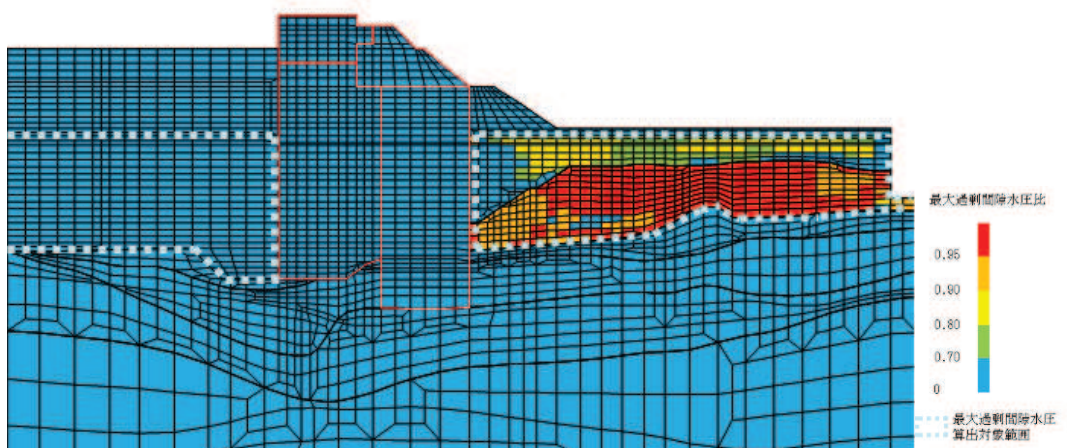


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-13 (1) 断面①の過剰間隙水圧比最大値分布
(解析ケース①, $S_s - D2$ (—))

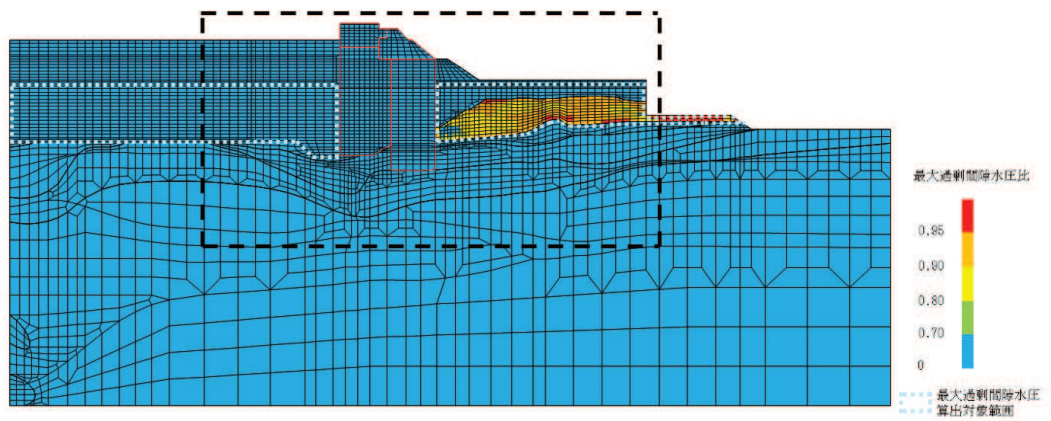


(a) 全体図

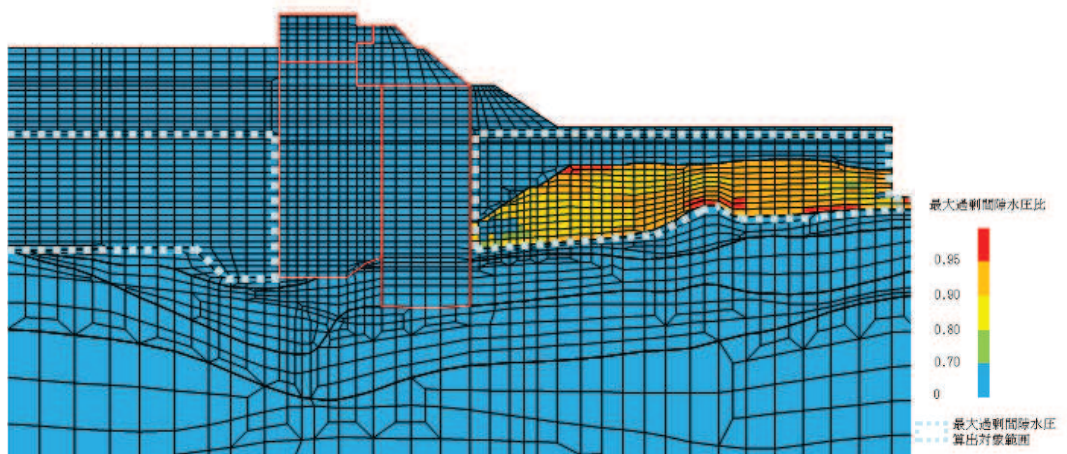


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-13 (2) 断面①の過剰間隙水圧比最大値分布
(解析ケース①, $S_s - D2 (+ +)$)

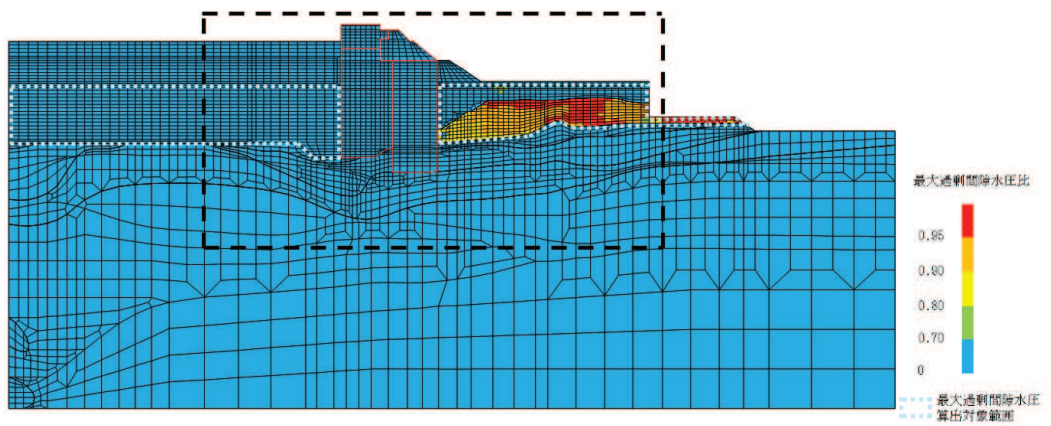


(a) 全体図

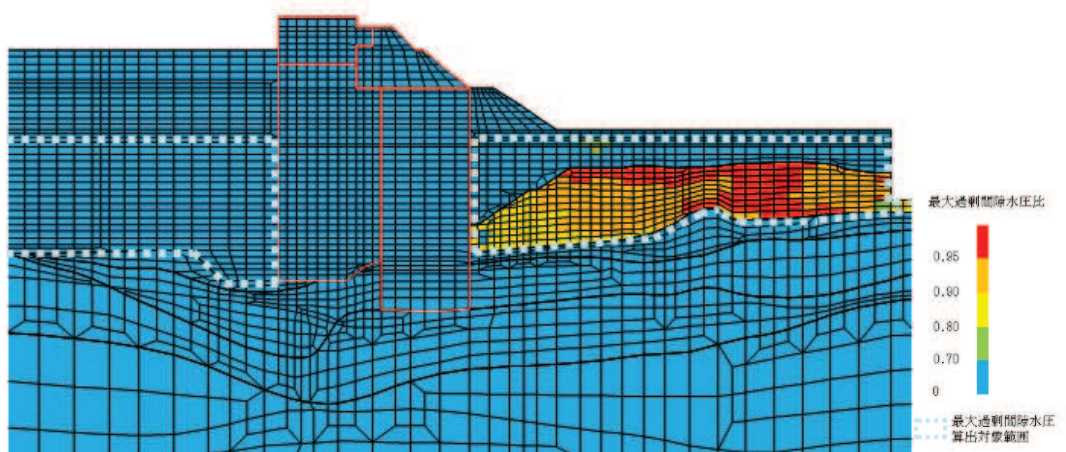


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-13 (3) 断面①の過剰間隙水圧比最大値分布
(解析ケース①, $S_s - F3 (-+)$)

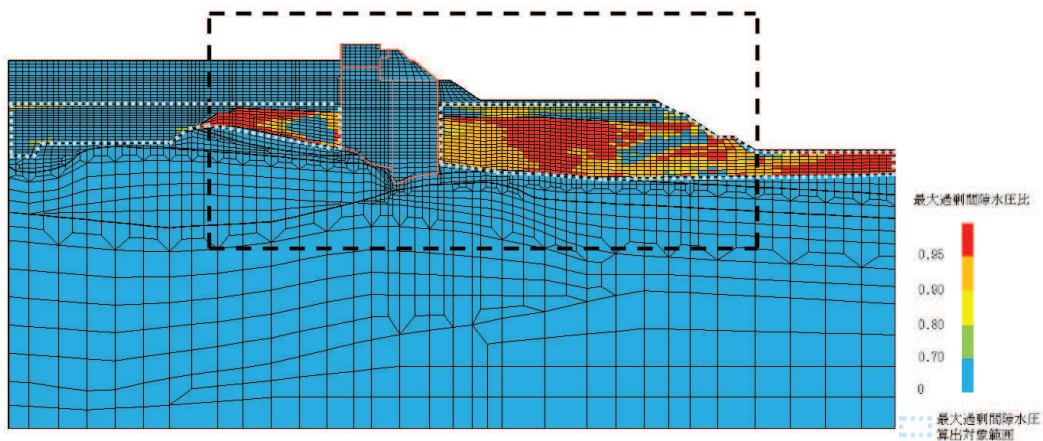


(a) 全体図

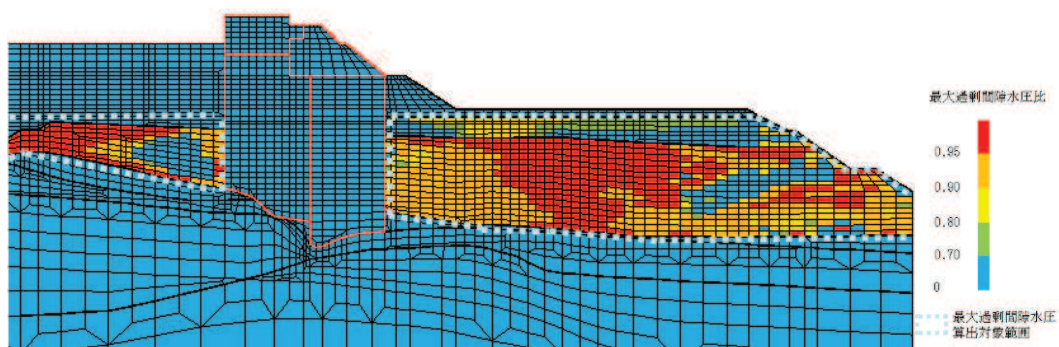


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-13 (4) 断面①の過剰間隙水圧比最大値分布
(解析ケース①, $S_s - N1$ (++))

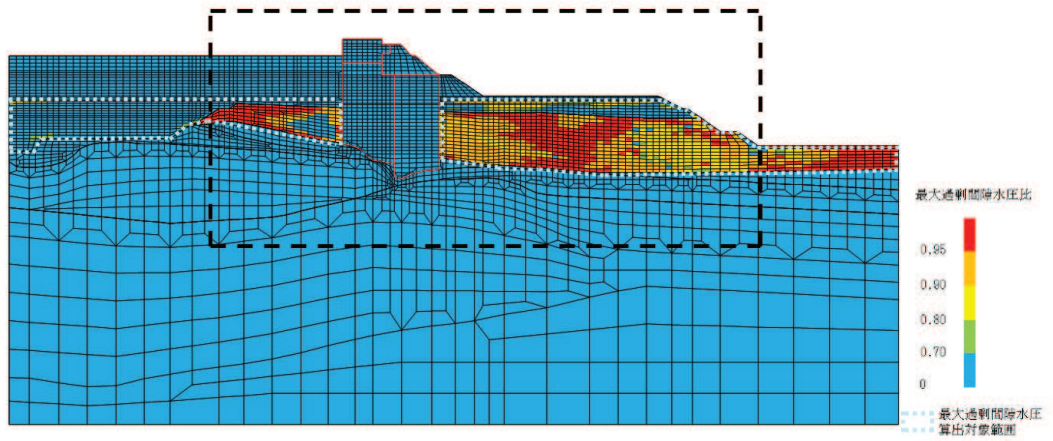


(a) 全体図

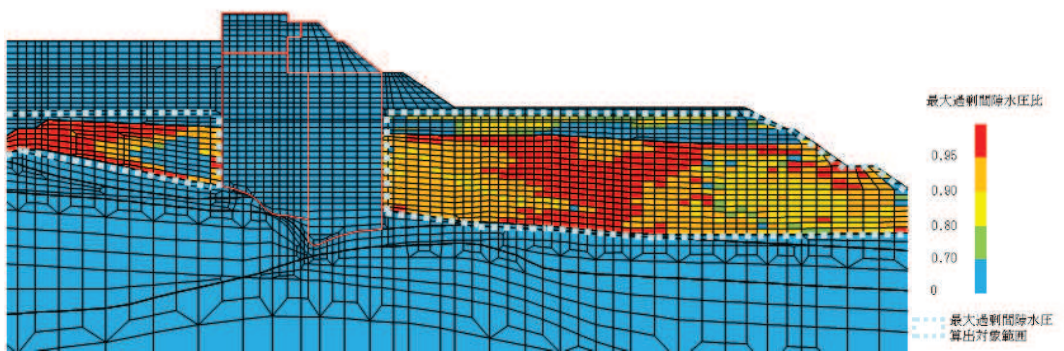


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-14 (1) 断面②の過剰間隙水圧比最大値分布
(解析ケース②, $S_s - D2$ (—))

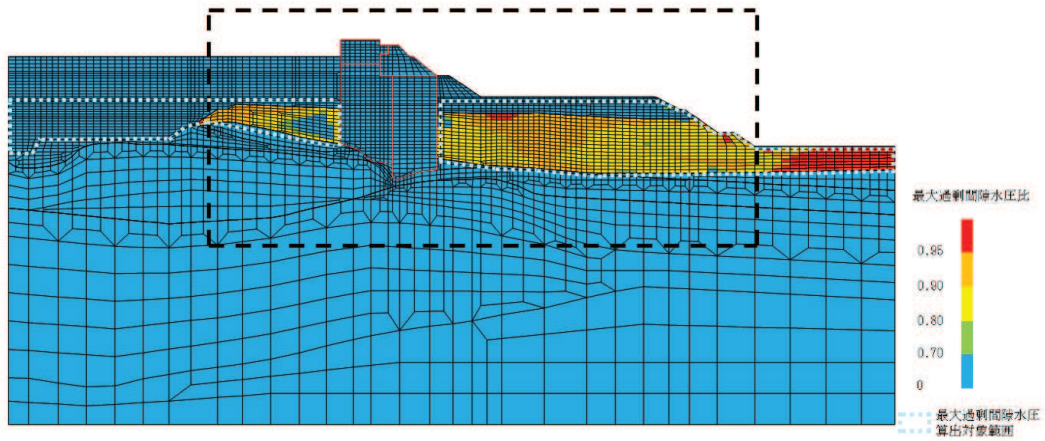


(a) 全体図

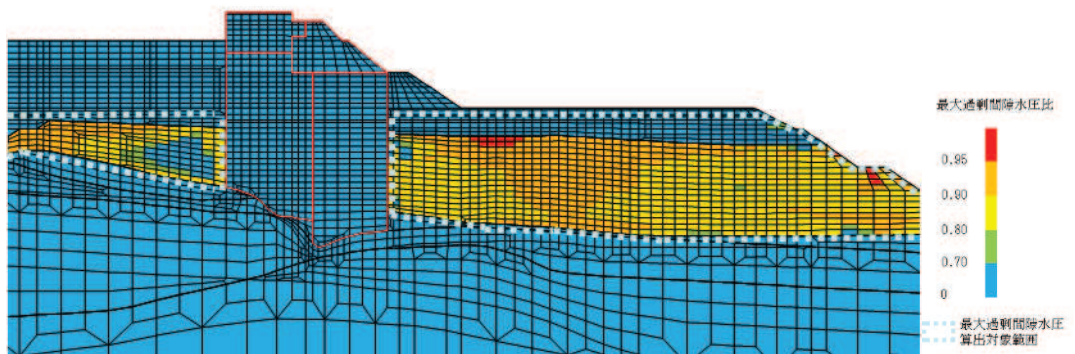


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-14 (2) 断面②の過剰間隙水圧比最大値分布
(解析ケース①, $S_s - D2$ (++))

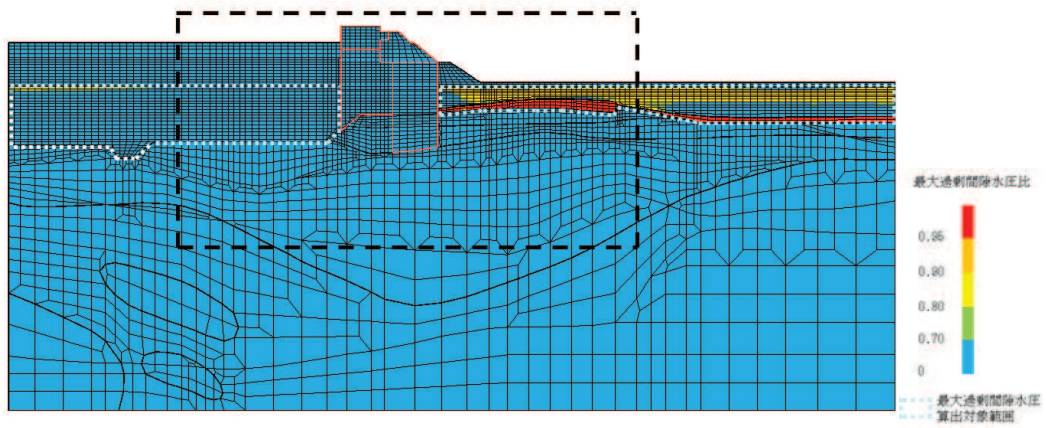


(a) 全体図

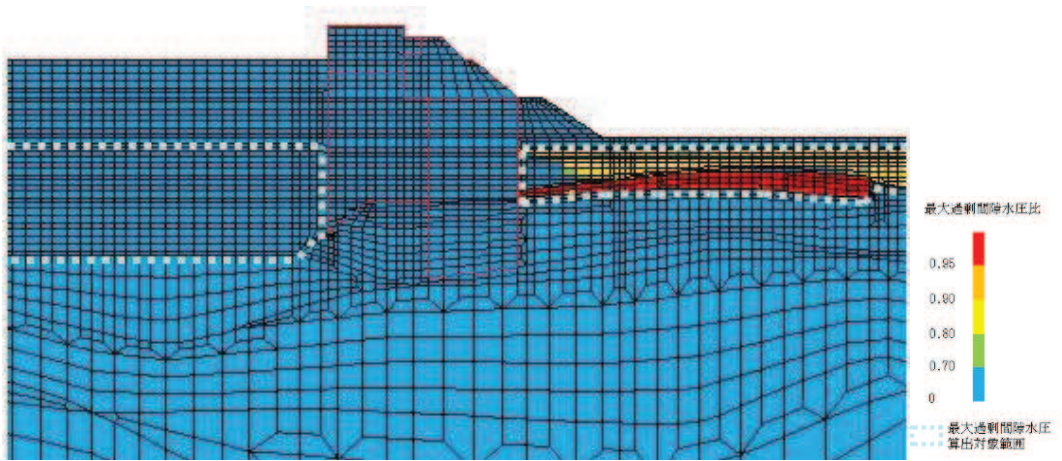


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-14 (3) 断面②の過剰間隙水圧比最大値分布
(解析ケース①, $S_s - N1$ (++))

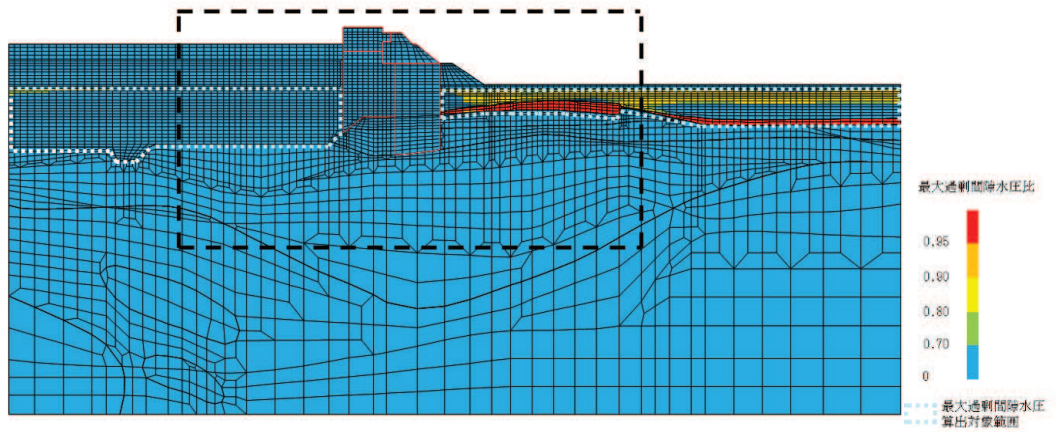


(a) 全体図

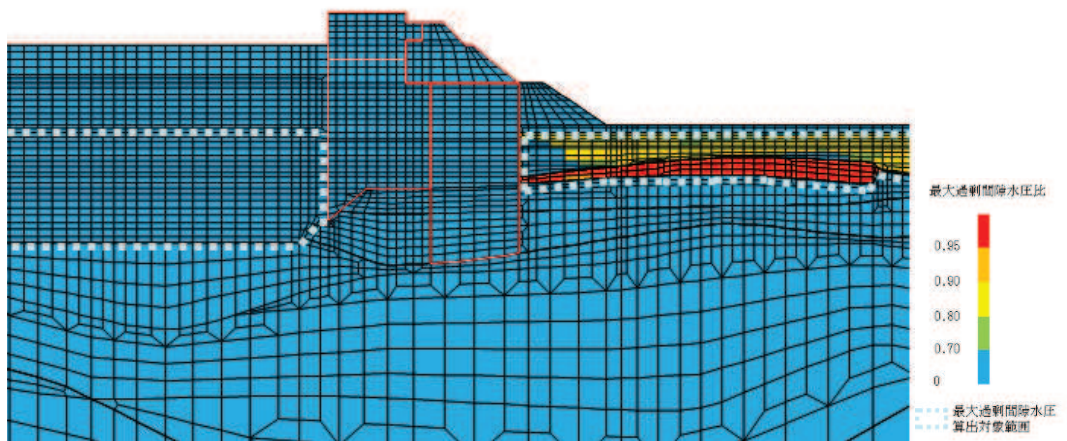


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-15 (1) 断面③の過剰間隙水圧比最大値分布
(解析ケース②, $S_s - D2$ (—))

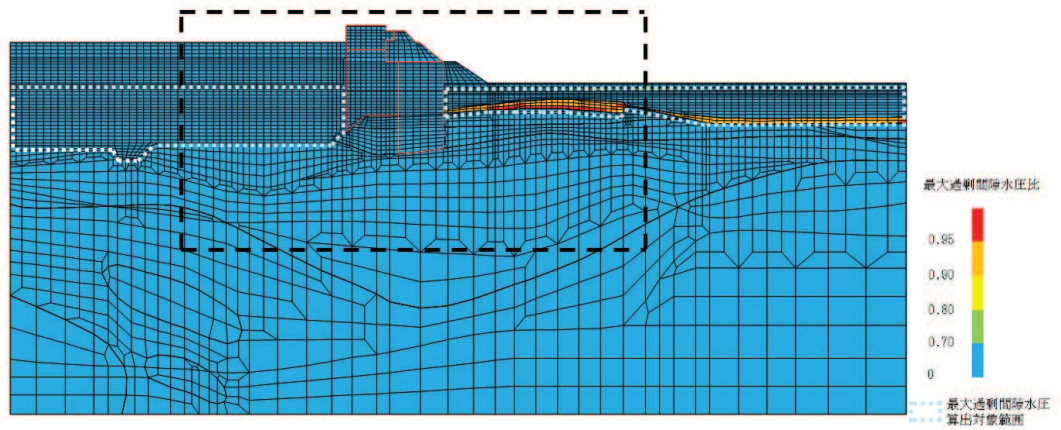


(a) 全体図

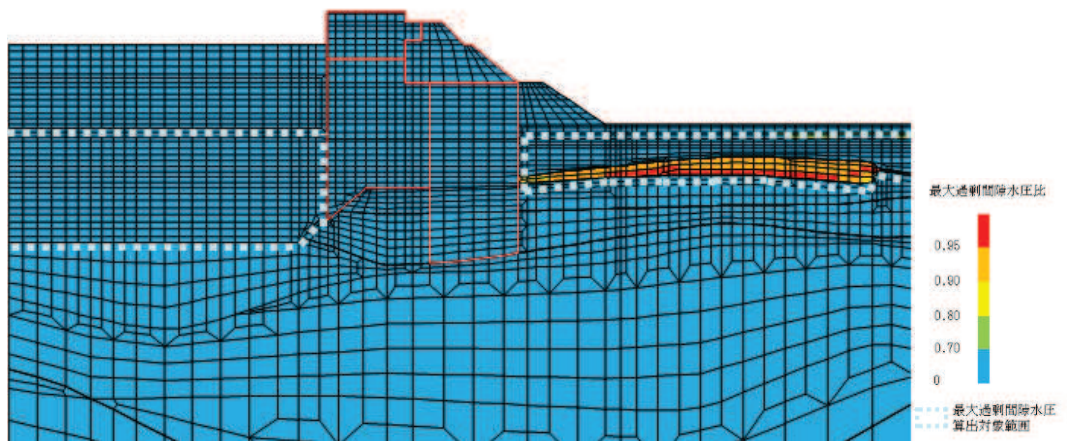


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-15 (2) 断面③の過剰間隙水圧比最大値分布
(解析ケース①, $S_s - D2$ (++))

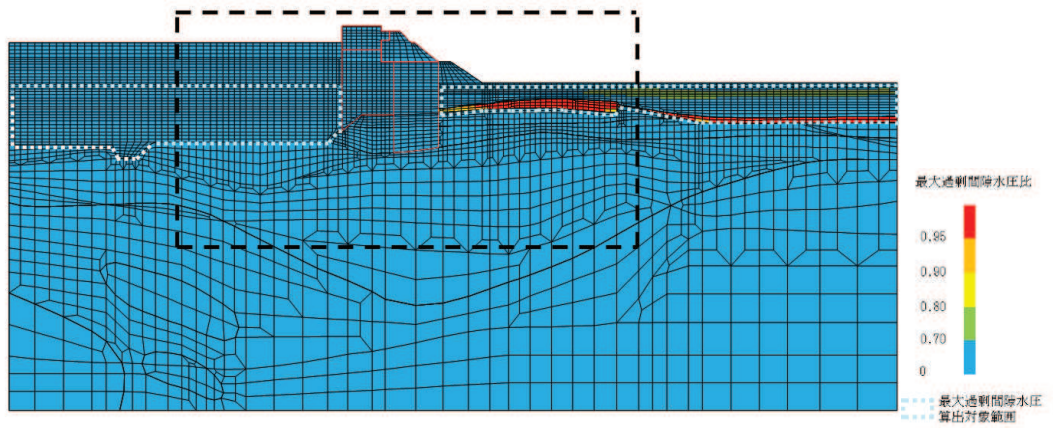


(a) 全体図

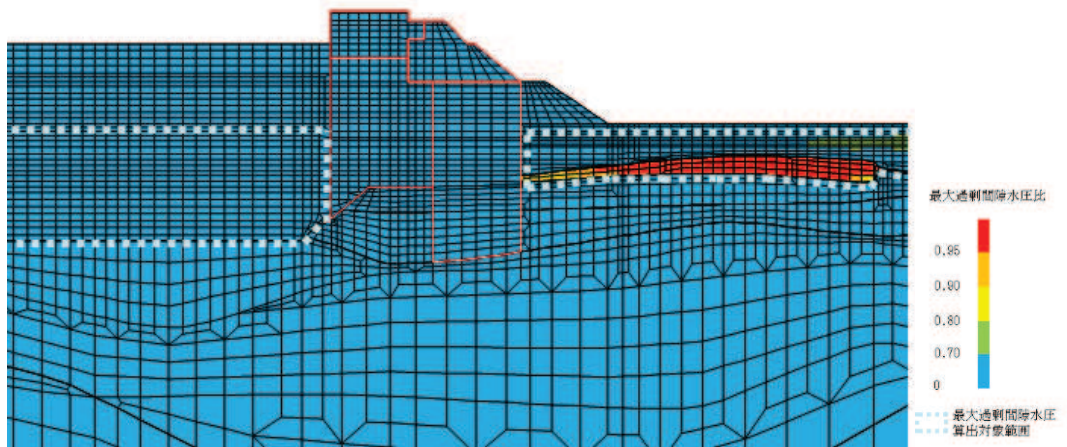


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-15 (3) 断面③の過剰間隙水圧比最大値分布
(解析ケース①, $S_s - F3 (-+)$)

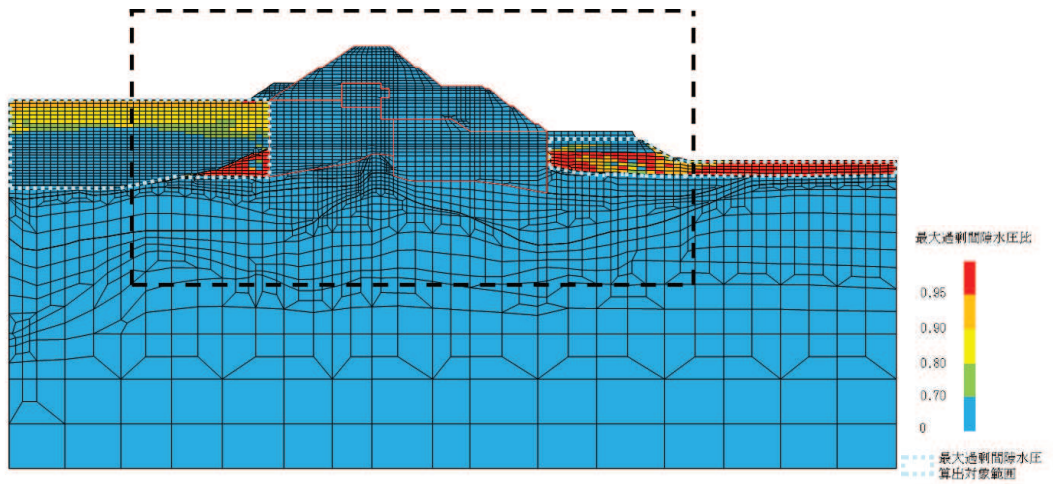


(a) 全体図

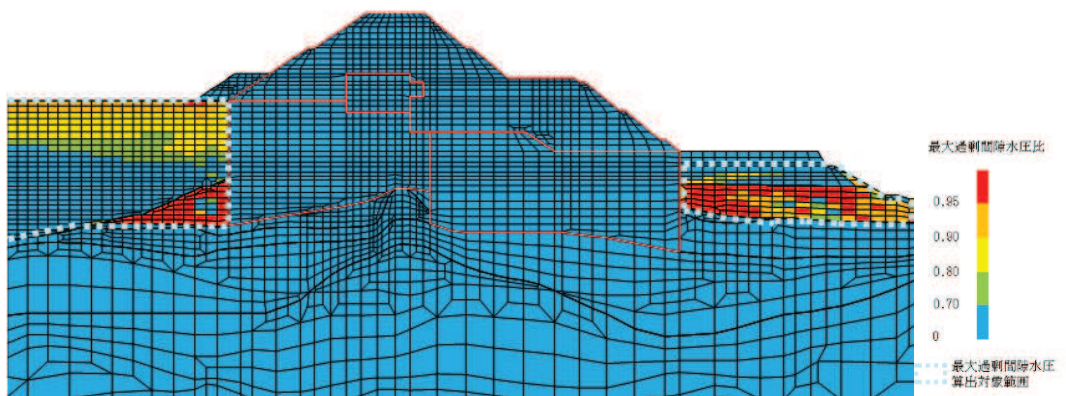


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-15 (4) 断面③の過剰間隙水圧比最大値分布
(解析ケース①, $S_s - N1$ (++))

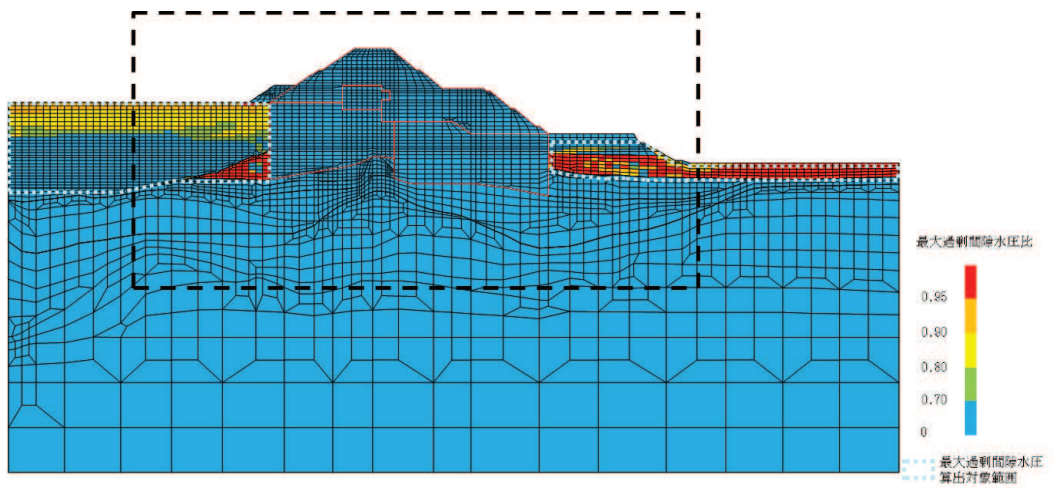


(a) 全体図

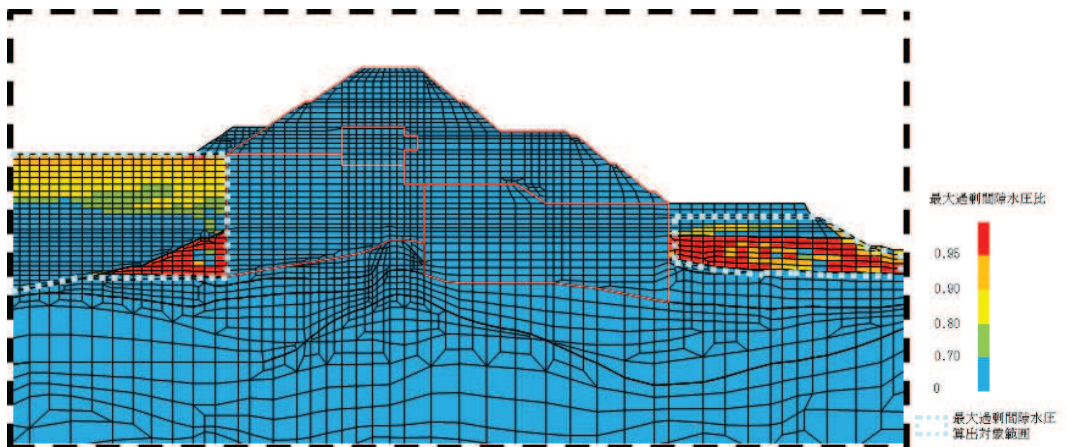


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-16 (1) 断面④の過剰間隙水圧比最大値分布
(解析ケース③, $S_s - D2$ (一一))

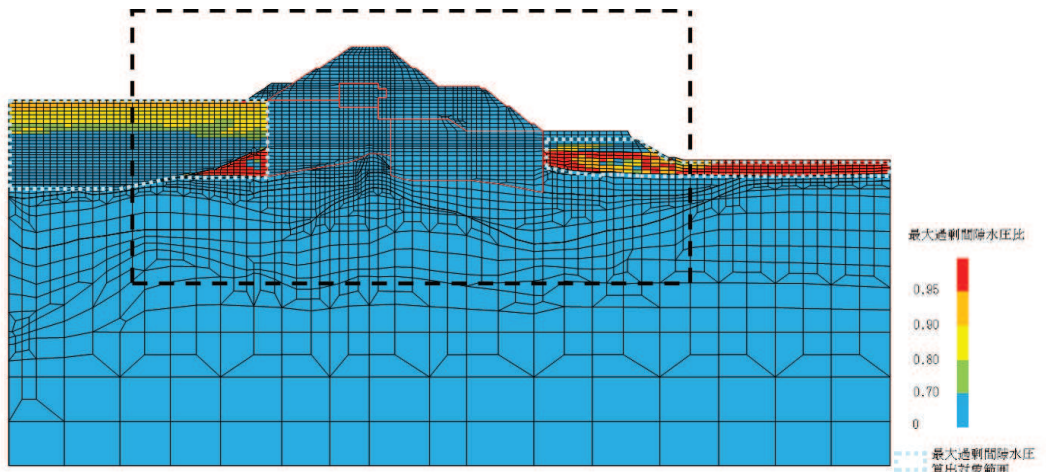


(a) 全体図

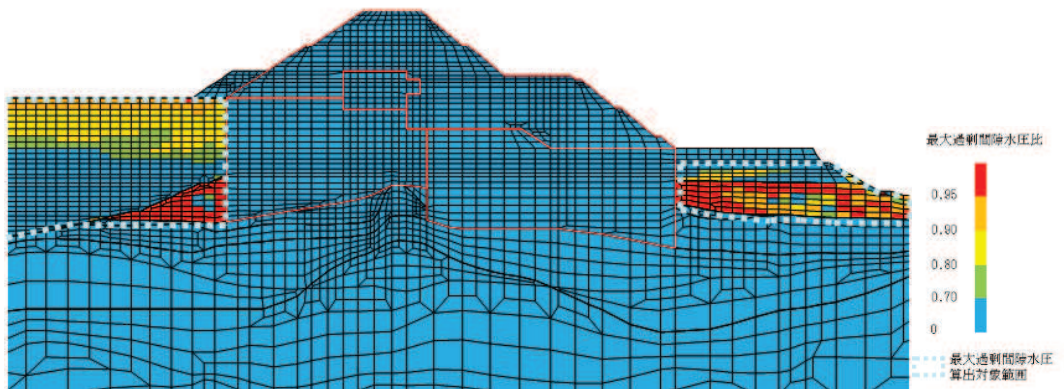


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-16 (2) 断面④の過剰間隙水圧比最大値分布
(解析ケース①, S_s-D2 (一一))

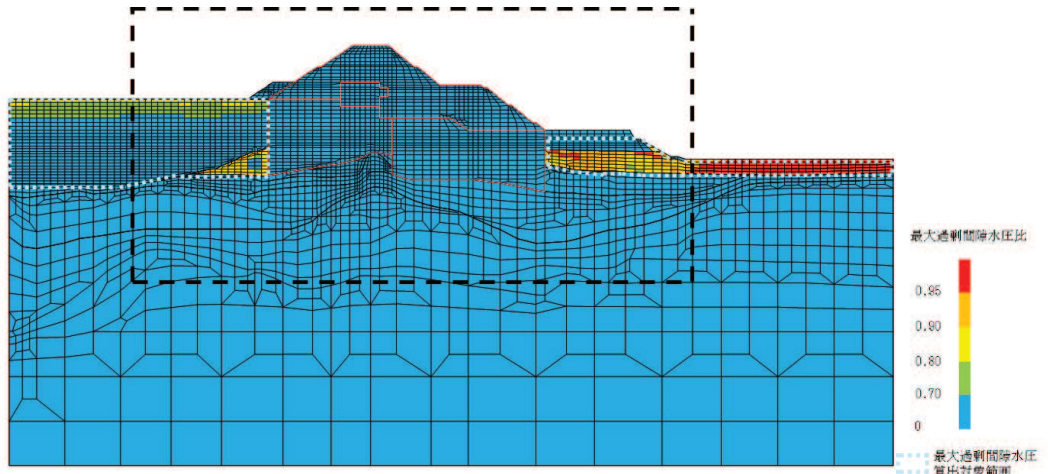


(a) 全体図

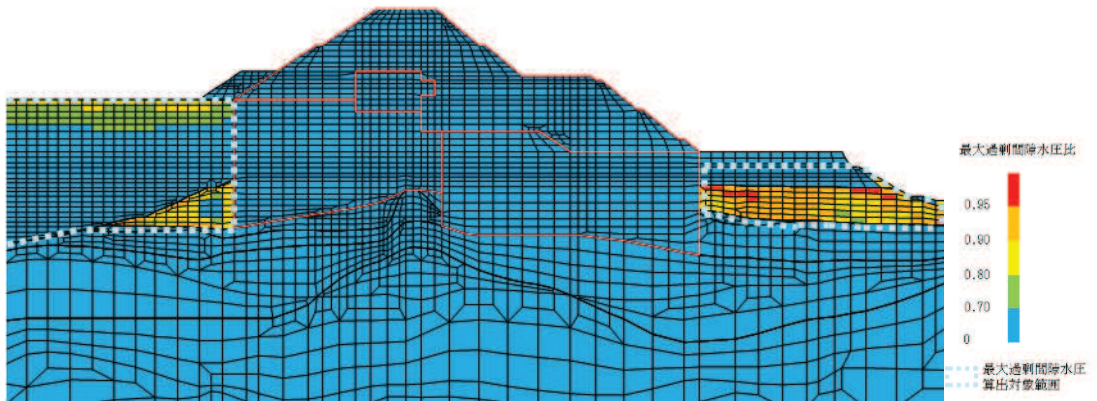


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-16 (3) 断面④の過剰間隙水圧比最大値分布
(解析ケース①, $S_s - D2 (-+)$)



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-16 (4) 断面④の過剰間隙水圧比最大値分布
(解析ケース①, $S_s - N1$ (++))

4.2 鋼管杭

4.2.1 曲げ軸力照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1-51～表 4.1-52 に示す。

鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 4.2-1 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、鋼管杭に発生する曲げ圧縮応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-1 (1) 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面①)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
①	S _s -D1	(++)	A	7828	361	92	247	0.38
		(-+)	A	7086	402	83	247	0.34
		(+-)	A	6028	624	73	247	0.30
		(--)	A	7560	533	90	247	0.37
	S _s -D2	(++)	A	8361	332	97	247	0.40
		(-+)	A	7642	505	90	247	0.37
		(+-)	A	8171	328	95	247	0.39
		(--)	A	8663	503	102	247	0.42
	S _s -D3	(++)	A	5164	518	62	247	0.26
		(-+)	A	6198	401	73	247	0.30
		(+-)	A	5907	376	70	247	0.29
		(--)	A	5662	385	67	247	0.28
	S _s -F1	(++)	A	5590	349	66	247	0.27
		(-+)	A	3352	426	41	247	0.17
	S _s -F2	(++)	A	6096	400	72	247	0.30
		(-+)	A	4090	445	50	247	0.21
	S _s -F3	(++)	A	5147	329	61	247	0.25
		(-+)	A	7728	473	91	247	0.37
	S _s -N1	(++)	A	4529	284	54	247	0.22
		(-+)	C	11987	985	79	382	0.21
②	S _s -D2	(--)	A	8287	527	98	247	0.40
③	S _s -D2	(--)	A	8522	486	100	247	0.41

表 4.2-1 (2) 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面②)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
①	S _s -D1	(++)	A	8102	315	94	247	0.39
		(-+)	A	6938	373	82	247	0.34
		(+-)	A	6698	610	80	247	0.33
		(--)	A	8047	450	95	247	0.39
	S _s -D2	(++)	A	10009	265	116	247	0.47
		(-+)	A	7263	412	85	247	0.35
		(+-)	A	7211	447	85	247	0.35
		(--)	A	10481	586	123	247	0.50
	S _s -D3	(++)	A	5584	452	67	247	0.28
		(-+)	A	6847	398	81	247	0.33
		(+-)	A	6582	418	78	247	0.32
		(--)	A	6140	329	72	247	0.30
	S _s -F1	(++)	A	7592	341	89	247	0.37
		(-+)	A	4033	415	49	247	0.20
	S _s -F2	(++)	A	6181	357	73	247	0.30
		(-+)	A	5666	443	67	247	0.28
	S _s -F3	(++)	A	7894	405	93	247	0.38
		(-+)	A	7704	411	90	247	0.37
	S _s -N1	(++)	A	4242	337	51	247	0.21
		(-+)	A	5530	128	64	247	0.26
②	S _s -D2	(--)	A	10728	537	126	247	0.52
③	S _s -D2	(--)	A	10106	536	118	247	0.48

表 4.2-1 (3) 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面③)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
①	S _s -D1	(++)	A	8752	365	102	247	0.42
		(-+)	A	6640	403	78	247	0.32
		(+-)	A	6387	302	75	247	0.31
		(--)	A	8506	470	100	247	0.41
	S _s -D2	(++)	A	8983	270	104	247	0.43
		(-+)	A	6767	471	80	247	0.33
		(+-)	A	6995	535	83	247	0.34
		(--)	A	9557	603	113	247	0.46
	S _s -D3	(++)	A	5550	456	66	247	0.27
		(-+)	A	6493	468	77	247	0.32
		(+-)	A	6343	377	75	247	0.31
		(--)	A	6138	324	72	247	0.30
	S _s -F1	(++)	A	5203	350	62	247	0.26
		(-+)	A	3757	380	45	247	0.19
	S _s -F2	(++)	A	5575	313	66	247	0.27
		(-+)	A	5073	436	61	247	0.25
S _s -F3	(++)	A	6458	436	76	247	0.31	
	(-+)	A	6943	415	82	247	0.34	
S _s -N1	(++)	A	5345	374	63	247	0.26	
	(-+)	D	691	10673	64	277	0.24	
②	S _s -D2	(--)	A	9673	622	114	247	0.47
③	S _s -D2	(--)	A	9285	662	110	247	0.45

表 4.2-1 (4) 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面④)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
①	S _s -D1	(++)	D	528	16074	91	277	0.33
		(-+)	D	1145	14609	89	277	0.33
		(+-)	D	695	21541	122	277	0.45
		(--)	D	868	14736	87	277	0.32
	S _s -D2	(++)	D	358	17546	98	277	0.36
		(-+)	D	977	18558	109	277	0.40
		(+-)	D	419	18889	105	277	0.38
		(--)	D	1412	20647	124	277	0.45
	S _s -D3	(++)	D	890	13454	80	277	0.29
		(-+)	D	836	12666	76	277	0.28
		(+-)	D	906	13987	83	277	0.30
		(--)	D	900	13078	78	277	0.29
	S _s -F1	(++)	D	702	11767	70	277	0.26
		(-+)	D	758	10922	66	277	0.24
	S _s -F2	(++)	D	348	13156	74	277	0.27
		(-+)	D	890	13010	78	277	0.29
	S _s -F3	(++)	D	805	13067	78	277	0.29
		(-+)	D	648	12250	72	277	0.26
S _s -N1	(++)	D	34	9644	53	277	0.20	
	(-+)	D	496	17637	99	277	0.36	
②	S _s -D2	(--)	D	620	18828	107	277	0.39
③	S _s -D2	(--)	D	1334	23425	138	277	0.50

表 4.2-1 (5) 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑤)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
①	S _s -D1	(++)	A	3671	488	45	251	0.18
		(-+)	A	3872	476	47	251	0.19
		(+-)	A	3722	399	45	251	0.18
		(--)	A	3789	400	46	251	0.19
	S _s -D2	(++)	A	3957	441	48	251	0.20
		(-+)	A	4028	506	49	251	0.20
		(+-)	A	3906	483	48	251	0.20
		(--)	A	4060	369	49	251	0.20
	S _s -D3	(++)	C	9733	1248	66	382	0.18
		(-+)	C	10206	1248	69	382	0.19
		(+-)	A	3536	485	44	251	0.18
		(--)	A	3692	491	45	251	0.18
	S _s -F1	(++)	C	7723	1215	53	382	0.14
		(-+)	C	7411	1240	52	382	0.14
	S _s -F2	(++)	C	9352	1219	64	382	0.17
		(-+)	A	3586	456	44	251	0.18
	S _s -F3	(++)	C	9467	1281	65	382	0.18
		(-+)	C	8869	1256	61	382	0.16
S _s -N1	(++)	C	5498	1309	40	382	0.11	
	(-+)	C	4994	1290	37	382	0.10	
②	S _s -D2	(-+)	A	3883	518	48	251	0.20
③	S _s -D2	(-+)	A	4060	502	50	251	0.20

表 4.2-1 (6) 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑥)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
①	S _s -D1	(++)	A	4152	481	51	251	0.21
		(-+)	A	4259	490	52	251	0.21
		(+-)	A	4137	397	50	251	0.20
		(--)	A	4275	406	51	251	0.21
	S _s -D2	(++)	A	4943	504	60	251	0.24
		(-+)	A	5057	490	61	251	0.25
		(+-)	A	4937	398	59	251	0.24
		(--)	A	5066	385	60	251	0.24
	S _s -D3	(++)	A	4212	548	52	251	0.21
		(-+)	A	4074	548	50	251	0.20
		(+-)	A	4191	342	50	251	0.20
		(--)	A	4276	528	52	251	0.21
	S _s -F1	(++)	A	3111	481	39	251	0.16
		(-+)	A	3065	471	38	251	0.16
	S _s -F2	(++)	A	3637	503	45	251	0.18
		(-+)	A	3838	450	47	251	0.19
	S _s -F3	(++)	A	5467	497	66	251	0.27
		(-+)	A	5022	463	60	251	0.24
S _s -N1	(++)	C	6593	1314	47	382	0.13	
	(-+)	C	6149	1337	44	382	0.12	
②	S _s -F3	(++)	C	14317	1078	94	382	0.25
③	S _s -F3	(++)	C	14772	1064	97	382	0.26

表 4.2-1 (7) 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, 杭①)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
①	S _s -D1	(++)	857	-603	14	277	0.06
		(-+)	-840	-603	14	277	0.06
		(+-)	857	-484	13	277	0.05
		(--)	-840	-484	13	277	0.05
	S _s -D2	(++)	-1262	-515	18	277	0.07
		(-+)	1279	-515	18	277	0.07
		(+-)	-1262	-571	18	277	0.07
		(--)	1279	-571	18	277	0.07
	S _s -D3	(++)	1006	-610	16	277	0.06
		(-+)	-989	-610	15	277	0.06
		(+-)	966	-566	15	277	0.06
		(--)	-949	-566	15	277	0.06
	S _s -F1	(++)	-712	-605	12	277	0.05
		(-+)	729	-605	12	277	0.05
	S _s -F2	(++)	760	-623	13	277	0.05
		(-+)	-743	-623	13	277	0.05
	S _s -F3	(++)	-987	-626	16	277	0.06
		(-+)	1004	-626	16	277	0.06
	S _s -N1	(++)	-427	-615	9	277	0.04
		(-+)	444	-615	9	277	0.04
②	S _s -D2	(-+)	-1113	-523	16	277	0.06
③	S _s -D2	(-+)	1359	-538	19	277	0.07

表 4.2-1 (8) 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, 杭②)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
①	S _s -D1	(++)	796	-730	14	277	0.06
		(-+)	-777	-730	14	277	0.06
		(+-)	651	-846	13	277	0.05
		(--)	678	-764	13	277	0.05
	S _s -D2	(++)	-1219	-651	18	277	0.07
		(-+)	1237	-651	19	277	0.07
		(+-)	-1219	-732	19	277	0.07
		(--)	1237	-732	19	277	0.07
	S _s -D3	(++)	942	-778	16	277	0.06
		(-+)	-924	-778	16	277	0.06
		(+-)	909	-729	15	277	0.06
		(--)	-890	-729	15	277	0.06
	S _s -F1	(++)	-655	-774	13	277	0.05
		(-+)	673	-774	13	277	0.05
	S _s -F2	(++)	699	-797	13	277	0.05
		(-+)	-681	-797	13	277	0.05
	S _s -F3	(++)	-930	-797	16	277	0.06
		(-+)	948	-797	16	277	0.06
	S _s -N1	(++)	163	-1221	10	277	0.04
		(-+)	375	-851	10	277	0.04
②	S _s -D2	(-+)	1013	-774	17	277	0.07
③	S _s -D2	(-+)	1318	-687	20	277	0.08

表 4.2-1 (9) 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, 杭③)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
①	S _s -D1	(++)	987	-900	17	277	0.07
		(-+)	-965	-900	17	277	0.07
		(+-)	987	-719	16	277	0.06
		(--)	-965	-719	16	277	0.06
	S _s -D2	(++)	-1569	-761	23	277	0.09
		(-+)	1591	-761	23	277	0.09
		(+-)	-1569	-858	24	277	0.09
		(--)	1591	-858	24	277	0.09
	S _s -D3	(++)	1201	-907	20	277	0.08
		(-+)	-1179	-907	19	277	0.07
		(+-)	1150	-860	19	277	0.07
		(--)	-1128	-860	19	277	0.07
	S _s -F1	(++)	-837	-906	16	277	0.06
		(-+)	859	-906	16	277	0.06
	S _s -F2	(++)	886	-932	16	277	0.06
		(-+)	-864	-932	16	277	0.06
S _s -F3	(++)	-1182	-929	20	277	0.08	
	(-+)	1204	-929	20	277	0.08	
S _s -N1	(++)	-456	-993	12	277	0.05	
	(-+)	478	-993	12	277	0.05	
②	S _s -D2	(-+)	1317	-905	21	277	0.08
③	S _s -D2	(-+)	1649	-806	24	277	0.09

表 4.2-1 (10) 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, 杭④)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
①	S _s -D1	(++)	1079	-836	18	277	0.07
		(-+)	-1055	-836	18	277	0.07
		(+-)	1079	-648	17	277	0.07
		(--)	-1055	-648	16	277	0.06
	S _s -D2	(++)	-1710	-689	24	277	0.09
		(-+)	1734	-689	24	277	0.09
		(+-)	-1710	-795	25	277	0.10
		(--)	1734	-795	25	277	0.10
	S _s -D3	(++)	1307	-838	20	277	0.08
		(-+)	-1283	-838	20	277	0.08
		(+-)	1236	-801	19	277	0.07
		(--)	-1212	-801	19	277	0.07
	S _s -F1	(++)	-913	-844	16	277	0.06
		(-+)	937	-844	16	277	0.06
	S _s -F2	(++)	962	-870	17	277	0.07
		(-+)	-938	-870	16	277	0.06
	S _s -F3	(++)	-1285	-861	20	277	0.08
		(-+)	1309	-861	21	277	0.08
	S _s -N1	(++)	-499	-930	12	277	0.05
		(-+)	523	-930	12	277	0.05
②	S _s -D2	(-+)	1447	-837	22	277	0.08
③	S _s -D2	(-+)	1765	-742	25	277	0.10

表 4.2-1 (11) 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, 杭⑤)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
①	S _s -D1	(++)	1095	-894	18	277	0.07
		(-+)	-1070	-894	18	277	0.07
		(+-)	1095	-702	17	277	0.07
		(--)	-1070	-702	17	277	0.07
	S _s -D2	(++)	-1740	-741	25	277	0.10
		(-+)	1765	-741	25	277	0.10
		(+-)	-1740	-854	25	277	0.10
		(--)	1765	-854	26	277	0.10
	S _s -D3	(++)	1324	-889	21	277	0.08
		(-+)	-1299	-889	21	277	0.08
		(+-)	1240	-865	20	277	0.08
		(--)	-1215	-865	20	277	0.08
	S _s -F1	(++)	-926	-903	17	277	0.07
		(-+)	951	-903	17	277	0.07
	S _s -F2	(++)	972	-927	17	277	0.07
		(-+)	-947	-927	17	277	0.07
	S _s -F3	(++)	-1300	-912	21	277	0.08
		(-+)	1325	-912	21	277	0.08
	S _s -N1	(++)	-506	-985	12	277	0.05
		(-+)	531	-985	13	277	0.05
②	S _s -D2	(--)	1476	-893	23	277	0.09
③	S _s -D2	(--)	1778	-798	26	277	0.10

4.2.2 せん断力照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1-51～表 4.1-52 に示す。

鋼管杭のせん断破壊に対する照査結果を表 4.2-2 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、鋼管杭に発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-2 (1) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面①)

解析 ケース	地震動		杭 種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
①	S _s -D1	(++)	C	6074	47	217	0.22
		(-+)	C	5376	41	217	0.19
		(+-)	C	4681	36	217	0.17
		(--)	C	6948	53	217	0.25
	S _s -D2	(++)	C	7435	57	217	0.27
		(-+)	C	7012	54	217	0.25
		(+-)	C	6200	48	217	0.23
		(--)	C	6589	51	217	0.24
	S _s -D3	(++)	C	4810	37	217	0.18
		(-+)	C	4663	36	217	0.17
		(+-)	C	4859	37	217	0.18
		(--)	C	4354	34	217	0.16
	S _s -F1	(++)	C	5213	40	217	0.19
		(-+)	D	1471	16	157	0.11
	S _s -F2	(++)	C	4875	38	217	0.18
		(-+)	C	3632	28	217	0.13
	S _s -F3	(++)	C	3892	30	217	0.14
		(-+)	C	6654	51	217	0.24
	S _s -N1	(++)	C	3652	28	217	0.13
		(-+)	C	4067	31	217	0.15
②	S _s -D2	(--)	C	6367	49	217	0.23
③	S _s -D2	(--)	C	6475	50	217	0.24

表 4.2-2 (2) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面②)

解析 ケース	地震動		杭 種	せん断力 (kN)	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値 τ_s / τ_{sa}
					τ_s (N/mm ²)	τ_{sa} (N/mm ²)	
①	S _s -D1	(++)	C	6171	47	217	0.22
		(-+)	C	5256	40	217	0.19
		(+-)	C	5543	43	217	0.20
		(--)	C	7210	55	217	0.26
	S _s -D2	(++)	C	8734	67	217	0.31
		(-+)	C	6106	47	217	0.22
		(+-)	C	5828	45	217	0.21
		(--)	C	7946	61	217	0.29
	S _s -D3	(++)	C	5014	39	217	0.18
		(-+)	C	5487	42	217	0.20
		(+-)	C	5676	44	217	0.21
		(--)	C	4623	36	217	0.17
	S _s -F1	(++)	C	5546	43	217	0.20
		(-+)	C	3276	25	217	0.12
	S _s -F2	(++)	C	4935	38	217	0.18
		(-+)	C	4335	33	217	0.16
S _s -F3	(++)	C	5876	45	217	0.21	
	(-+)	C	5837	45	217	0.21	
S _s -N1	(++)	C	3395	26	217	0.12	
	(-+)	C	5188	40	217	0.19	
②	S _s -D2	(--)	C	8130	62	217	0.29
③	S _s -D2	(--)	C	7684	59	217	0.28

表 4.2-2 (3) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面③)

解析 ケース	地震動		杭 種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
①	S _s -D1	(++)	C	6688	51	217	0.24
		(-+)	C	5013	39	217	0.18
		(+-)	C	4819	37	217	0.18
		(--)	C	7560	58	217	0.27
	S _s -D2	(++)	C	7851	60	217	0.28
		(-+)	C	5950	46	217	0.22
		(+-)	C	6037	46	217	0.22
		(--)	C	7178	55	217	0.26
	S _s -D3	(++)	C	5019	39	217	0.18
		(-+)	C	5279	41	217	0.19
		(+-)	C	5354	41	217	0.19
		(--)	C	4849	37	217	0.18
	S _s -F1	(++)	C	4290	33	217	0.16
		(-+)	C	2999	23	217	0.11
	S _s -F2	(++)	C	4793	37	217	0.18
		(-+)	C	3814	29	217	0.14
S _s -F3	(++)	C	4734	36	217	0.17	
	(-+)	C	6355	49	217	0.23	
S _s -N1	(++)	C	4262	33	217	0.16	
	(-+)	C	3478	27	217	0.13	
②	S _s -D2	(--)	C	7206	55	217	0.26
③	S _s -D2	(--)	C	6952	53	217	0.25

表 4.2-2 (4) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面④)

解析 ケース	地震動		杭 種	せん断力 (kN)	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値 τ_s / τ_{sa}
					τ_s (N/mm ²)	τ_{sa} (N/mm ²)	
①	S _s -D1	(++)	D	1186	13	157	0.09
		(-+)	D	1307	15	157	0.10
		(+-)	D	1343	15	157	0.10
		(--)	D	1304	14	157	0.09
	S _s -D2	(++)	D	1176	13	157	0.09
		(-+)	D	1488	16	157	0.11
		(+-)	D	1357	15	157	0.10
		(--)	D	1569	17	157	0.11
	S _s -D3	(++)	D	1042	12	157	0.08
		(-+)	D	995	11	157	0.08
		(+-)	D	1085	12	157	0.08
		(--)	D	1015	11	157	0.08
	S _s -F1	(++)	D	832	9	157	0.06
		(-+)	D	865	10	157	0.07
	S _s -F2	(++)	D	1045	12	157	0.08
		(-+)	D	989	11	157	0.08
S _s -F3	(++)	D	1113	12	157	0.08	
	(-+)	D	835	9	157	0.06	
S _s -N1	(++)	C	1568	12	217	0.06	
	(-+)	A	1166	15	157	0.10	
②	S _s -D2	(--)	D	1242	14	157	0.09
③	S _s -D2	(--)	D	1543	17	157	0.11

表 4.2-2 (5) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑤)

解析 ケース	地震動		杭 種	せん断力 (kN)	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値 τ_s / τ_{sa}
					τ_s (N/mm ²)	τ_{sa} (N/mm ²)	
①	S _s -D1	(++)	C	3339	26	217	0.12
		(-+)	C	3539	27	217	0.13
		(+-)	C	3416	26	217	0.12
		(--)	C	3451	27	217	0.13
	S _s -D2	(++)	C	3553	27	217	0.13
		(-+)	C	3675	28	217	0.13
		(+-)	C	3519	27	217	0.13
		(--)	C	3703	29	217	0.14
	S _s -D3	(++)	C	3407	26	217	0.12
		(-+)	C	3576	28	217	0.13
		(+-)	C	3417	26	217	0.12
		(--)	C	3576	28	217	0.13
	S _s -F1	(++)	C	2704	21	217	0.10
		(-+)	C	2591	20	217	0.10
	S _s -F2	(++)	C	3276	25	217	0.12
		(-+)	C	3355	26	217	0.12
	S _s -F3	(++)	C	3317	26	217	0.12
		(-+)	C	3099	24	217	0.12
	S _s -N1	(++)	C	1942	15	217	0.07
		(-+)	C	1772	14	217	0.07
②	S _s -D2	(-+)	C	3612	28	217	0.13
③	S _s -D2	(-+)	C	3681	28	217	0.13

表 4.2-2 (6) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑥)

解析 ケース	地震動		杭 種	せん断力 (kN)	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値 τ_s / τ_{sa}
					τ_s (N/mm ²)	τ_{sa} (N/mm ²)	
①	S _s -D1	(++)	C	3139	24	217	0.12
		(-+)	C	3206	25	217	0.12
		(+-)	C	3148	24	217	0.12
		(--)	C	3199	25	217	0.12
	S _s -D2	(++)	C	3522	27	217	0.13
		(-+)	C	3590	28	217	0.13
		(+-)	C	3528	27	217	0.13
		(--)	C	3583	28	217	0.13
	S _s -D3	(++)	C	3134	24	217	0.12
		(-+)	C	3146	24	217	0.12
		(+-)	C	3128	24	217	0.12
		(--)	C	3163	25	217	0.12
	S _s -F1	(++)	C	2298	18	217	0.09
		(-+)	C	2264	18	217	0.09
	S _s -F2	(++)	C	2869	22	217	0.11
		(-+)	C	2950	23	217	0.11
	S _s -F3	(++)	C	4030	31	217	0.15
		(-+)	C	3932	30	217	0.14
	S _s -N1	(++)	C	1888	15	217	0.07
		(-+)	C	1830	14	217	0.07
②	S _s -F3	(++)	C	4159	32	217	0.15
③	S _s -F3	(++)	C	3964	31	217	0.15

表 4.2-2 (7) 鋼管杭のせん断照査における最大照査値 (断面⑦, 杭①)

解析 ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値 τ_s / τ_{sa}
				τ_s (N/mm ²)	τ_{sa} (N/mm ²)	
①	S _s -D1	(++)	-1196	15	157	0.10
		(-+)	1177	15	157	0.10
		(+-)	-1196	15	157	0.10
		(--)	1177	15	157	0.10
	S _s -D2	(++)	1651	21	157	0.14
		(-+)	-1670	21	157	0.14
		(+-)	1651	21	157	0.14
		(--)	-1670	21	157	0.14
	S _s -D3	(++)	-1360	17	157	0.11
		(-+)	1341	17	157	0.11
		(+-)	-1360	17	157	0.11
		(--)	1341	17	157	0.11
	S _s -F1	(++)	980	12	157	0.08
		(-+)	-999	13	157	0.09
	S _s -F2	(++)	-1062	13	157	0.09
		(-+)	1043	13	157	0.09
	S _s -F3	(++)	1329	17	157	0.11
		(-+)	-1348	17	157	0.11
	S _s -N1	(++)	642	8	157	0.06
		(-+)	-661	9	157	0.06
②	S _s -D2	(-+)	1565	20	157	0.13
③	S _s -D2	(-+)	-1688	21	157	0.14

表 4.2-2 (8) 鋼管杭のせん断照査における最大照査値 (断面⑦, 杭②)

解析 ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値 τ_s / τ_{sa}
				τ_s (N/mm ²)	τ_{sa} (N/mm ²)	
①	S _s -D1	(++)	-1521	19	157	0.13
		(-+)	1498	19	157	0.13
		(+-)	-1521	19	157	0.13
		(--)	1498	19	157	0.13
	S _s -D2	(++)	2077	26	157	0.17
		(-+)	-2100	26	157	0.17
		(+-)	2077	26	157	0.17
		(--)	-2100	26	157	0.17
	S _s -D3	(++)	-1722	22	157	0.15
		(-+)	1699	21	157	0.14
		(+-)	-1722	22	157	0.15
		(--)	1699	21	157	0.14
	S _s -F1	(++)	1243	16	157	0.11
		(-+)	-1266	16	157	0.11
	S _s -F2	(++)	-1351	17	157	0.11
		(-+)	1328	17	157	0.11
	S _s -F3	(++)	1683	21	157	0.14
		(-+)	-1707	21	157	0.14
	S _s -N1	(++)	817	10	157	0.07
		(-+)	-840	11	157	0.08
②	S _s -D2	(-+)	2007	25	157	0.16
③	S _s -D2	(-+)	-2092	26	157	0.17

表 4.2-2 (9) 鋼管杭のせん断照査における最大照査値 (断面⑦, 杭③)

解析 ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値 τ_s / τ_{sa}
				τ_s (N/mm ²)	τ_{sa} (N/mm ²)	
①	S _s -D1	(++)	-1753	22	157	0.15
		(-+)	1726	22	157	0.15
		(+-)	-1753	22	157	0.15
		(--)	1726	22	157	0.15
	S _s -D2	(++)	2434	30	157	0.20
		(-+)	-2462	31	157	0.20
		(+-)	2434	30	157	0.20
		(--)	-2462	31	157	0.20
	S _s -D3	(++)	-1998	25	157	0.16
		(-+)	1970	25	157	0.16
		(+-)	-1998	25	157	0.16
		(--)	1970	25	157	0.16
	S _s -F1	(++)	1436	18	157	0.12
		(-+)	-1464	18	157	0.12
	S _s -F2	(++)	-1552	19	157	0.13
		(-+)	1524	19	157	0.13
	S _s -F3	(++)	1952	24	157	0.16
		(-+)	-1979	25	157	0.16
	S _s -N1	(++)	939	12	157	0.08
		(-+)	-966	12	157	0.08
②	S _s -D2	(-+)	2356	29	157	0.19
③	S _s -D2	(-+)	-2385	30	157	0.20

表 4.2-2 (10) 鋼管杭のせん断照査における最大照査値 (断面⑦, 杭④)

解析 ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値 τ_s / τ_{sa}
				τ_s (N/mm ²)	τ_{sa} (N/mm ²)	
①	S _s -D1	(++)	-1679	21	157	0.14
		(-+)	1652	21	157	0.14
		(+-)	-1679	21	157	0.14
		(--)	1652	21	157	0.14
	S _s -D2	(++)	2356	29	157	0.19
		(-+)	-2384	30	157	0.20
		(+-)	2356	29	157	0.19
		(--)	-2384	30	157	0.20
	S _s -D3	(++)	-1921	24	157	0.16
		(-+)	1894	24	157	0.16
		(+-)	-1921	24	157	0.16
		(--)	1894	24	157	0.16
	S _s -F1	(++)	1377	17	157	0.11
		(-+)	-1404	18	157	0.12
	S _s -F2	(++)	-1482	19	157	0.13
		(-+)	1455	18	157	0.12
	S _s -F3	(++)	1876	23	157	0.15
		(-+)	-1904	24	157	0.16
	S _s -N1	(++)	896	11	157	0.08
		(-+)	-923	12	157	0.08
②	S _s -D2	(-+)	2239	28	157	0.18
③	S _s -D2	(-+)	-2310	29	157	0.19

表 4.2-2 (11) 鋼管杭のせん断照査における最大照査値 (断面⑦, 杭⑤)

解析 ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値 τ_s / τ_{sa}
				τ_s (N/mm ²)	τ_{sa} (N/mm ²)	
①	S _s -D1	(++)	-1694	21	157	0.14
		(-+)	1665	21	157	0.14
		(+-)	-1694	21	157	0.14
		(--)	1665	21	157	0.14
	S _s -D2	(++)	2370	29	157	0.19
		(-+)	-2399	30	157	0.20
		(+-)	2370	29	157	0.19
		(--)	-2399	30	157	0.20
	S _s -D3	(++)	-1933	24	157	0.16
		(-+)	1905	24	157	0.16
		(+-)	-1933	24	157	0.16
		(--)	1905	24	157	0.16
	S _s -F1	(++)	1385	17	157	0.11
		(-+)	-1414	18	157	0.12
	S _s -F2	(++)	-1491	19	157	0.13
		(-+)	1463	18	157	0.12
	S _s -F3	(++)	1886	24	157	0.16
		(-+)	-1915	24	157	0.16
	S _s -N1	(++)	902	12	157	0.08
		(-+)	-931	12	157	0.08
②	S _s -D2	(-+)	-2262	28	157	0.18
③	S _s -D2	(-+)	-2308	29	157	0.19

4.2.3 漂流物防護工の偏心荷重

(1) 偏心モーメント

評価対象断面及び入力地震動については、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値が最も厳しい「断面②， $S_s-D2(-)$ ，解析ケース②」とする。また、漂流物防護工の鉛直加振によって鋼管杭に生じる偏心モーメントを算定するための設計震度は表 4.3-1 に記載の最大鉛直震度 $k_v=1.6$ とする。

評価結果を表 4.2-3 に示す。

漂流物防護工の偏心モーメントを考慮することで、曲げ圧縮応力度が 2 割程度上昇するものの、許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-3 鋼管杭の偏心モーメントを考慮した照査値（断面②， $S_s-D2(-)$ ）

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
②* ¹	A	10728	537	126	247	0.52
②（偏心考慮）	A	12933	537* ²	151	247	0.62

注記*1：「4. 評価結果」の値を再掲。

*2：解析ケース②の値を流用した。

(2) ねじり応力

評価対象断面及び入力地震動については、鋼管杭のせん断破壊に対する照査値が最も厳しい「断面②， $S_s-D2(++)$ ，解析ケース①」とする。漂流物防護工の水平加振によって鋼管杭に生じるねじり応力を算定するための設計震度は、表 4.3-1 に記載の最大水平震度 $k_h=8.6$ とする。

評価結果を表 4.2-4 に示す。

漂流物防護工のねじり応力を考慮することで、せん断応力度が上昇するものの、許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-4 鋼管杭のねじり応力を考慮した照査値（断面②， $S_s-D2(++)$ ）

解析 ケース	杭種	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s/τ_{sa}
①*	C	67	217	0.31
①（ねじり考慮）	C	101	217	0.47

注記*1：「4. 評価結果」の値を再掲。

*2：解析ケース②の値を流用した。

4.3 鋼製遮水壁及び漂流物防護工

鋼管杭に発生する最大水平加速度から算出される最大水平震度 k_h は表 4.3-1 のとおりである。また、最大水平震度を示す地震動における各断面の深度分布を図 4.3-1 に示す。

上記より、保守的に評価に用いる設計水平震度は 9 とし、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の高さ方向に一様に作用するものとし、風荷重については 1kN/m^2 を考慮して評価を行った。

鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の照査結果を表 4.3-2 に示す。この結果から、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3-1 各評価断面における最大震度及び設計震度

断面	最大加速度となる標高	最大水平震度 k_h	設計水平震度	最大鉛直震度 k_v	設計鉛直震度
断面①	O. P. +29.0m	7.0	9	1.6	2
断面②	O. P. +29.0m	8.6			
断面③	O. P. +29.0m	7.8			
断面⑤	O. P. +29.0m	3.8			
断面⑥	O. P. +29.0m	5.6			

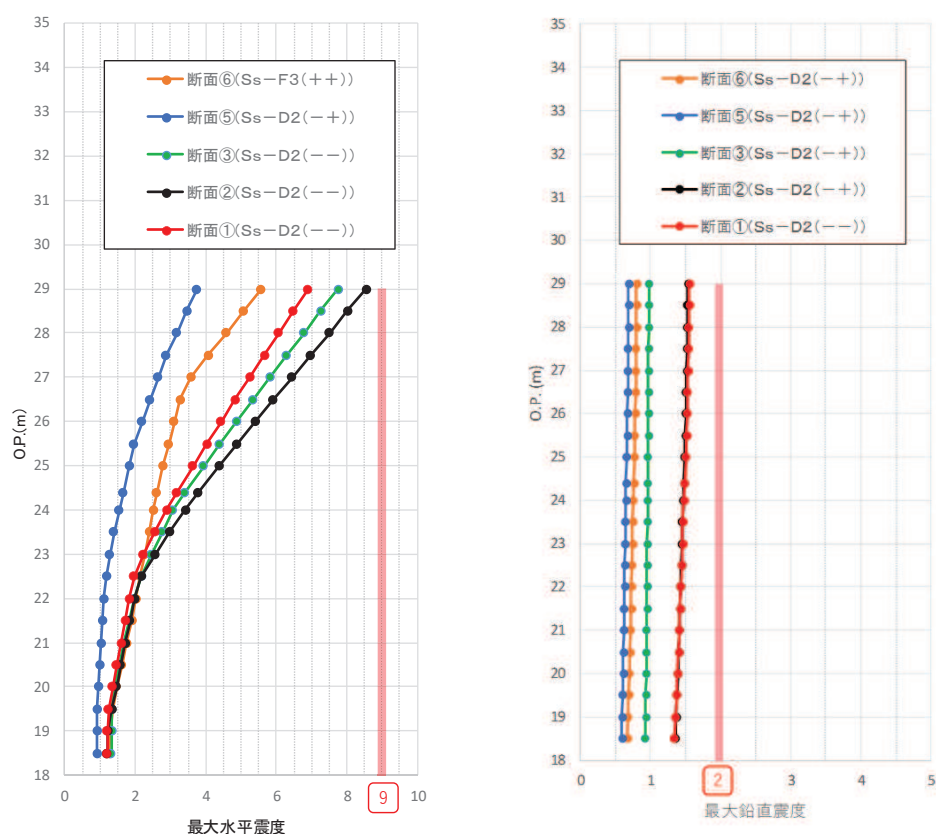


図 4.3-1 最大震度分布

表 4.3-2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要部材の照査結果

部材		材質	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製遮水壁	スキンプレート	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm ²)	24	315	0.08
	垂直リブ	SM490Y	圧縮応力度 (N/mm ²)	6	190	0.04
	水平リブ	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm ²)	27	315	0.09
			せん断応力度 (N/mm ²)	13	180	0.08
			合成応力度*	0.02	1.20	0.02
漂流物防護工	架台	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm ²)	21	315	0.08
			せん断応力度 (N/mm ²)	13	180	0.08
			合成応力度*	0.01	1.20	0.01
	防護工	SM570	曲げ応力度 (N/mm ²)	3	382	0.01
			せん断応力度 (N/mm ²)	2	217	0.01
			合成応力度*	0.01	1.20	0.01
	防護工取付け ボルト	強度区分 8.8	引張応力度 (N/mm ²)	52	540	0.10
			せん断応力度 (N/mm ²)	18	300	0.06

注記 * : 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断応力度から算出する。

4.4 RC 遮水壁

RC 遮水壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 4.4-1 に、鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 4.4-2 に、コンクリートのせん断破壊に対する照査結果を表 4.4-3 に示す。RC 遮水壁に対して許容応力度法による照査を行った結果、RC 遮水壁の主部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.4-1 (1) コンクリートの曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, RC①)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮	短期許容	照査値 σ_s / σ_{sa}
					応力度 σ_s (N/mm ²)	応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	
①	S _s -D1	(++)	-445	24	0.4	21	0.02
		(-+)	437	24	0.4	21	0.02
		(+-)	-445	15	0.4	21	0.02
		(--)	437	15	0.4	21	0.02
	S _s -D2	(++)	631	19	0.6	21	0.03
		(-+)	-639	19	0.6	21	0.03
		(+-)	631	20	0.6	21	0.03
		(--)	-639	20	0.6	21	0.03
	S _s -D3	(++)	-524	23	0.5	21	0.03
		(-+)	516	23	0.5	21	0.03
		(+-)	-524	17	0.5	21	0.03
		(--)	516	17	0.5	21	0.03
	S _s -F1	(++)	370	23	0.4	21	0.02
		(-+)	-378	23	0.4	21	0.02
	S _s -F2	(++)	-410	12	0.4	21	0.02
		(-+)	401	12	0.4	21	0.02
	S _s -F3	(++)	515	30	0.5	21	0.03
		(-+)	-523	30	0.5	21	0.03
	S _s -N1	(++)	239	14	0.3	21	0.02
		(-+)	-248	14	0.3	21	0.02
②	S _s -D2	(-+)	590	16	0.6	21	0.03
③	S _s -D2	(-+)	-727	19	0.7	21	0.04

表 4.4-1 (2) コンクリートの曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, RC②)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
①	S _s -D1	(++)	-773	58	0.5	21	0.03
		(-+)	760	58	0.5	21	0.03
		(+-)	-773	45	0.5	21	0.03
		(--)	760	45	0.5	21	0.03
	S _s -D2	(++)	1218	50	0.7	21	0.04
		(-+)	-1231	50	0.7	21	0.04
		(+-)	1218	53	0.7	21	0.04
		(--)	-1231	53	0.7	21	0.04
	S _s -D3	(++)	-961	53	0.6	21	0.03
		(-+)	948	53	0.6	21	0.03
		(+-)	-961	50	0.6	21	0.03
		(--)	948	50	0.6	21	0.03
	S _s -F1	(++)	667	57	0.4	21	0.02
		(-+)	-680	57	0.4	21	0.02
	S _s -F2	(++)	-711	61	0.4	21	0.02
		(-+)	697	61	0.4	21	0.02
	S _s -F3	(++)	931	64	0.6	21	0.03
		(-+)	-944	64	0.6	21	0.03
	S _s -N1	(++)	415	44	0.3	21	0.02
		(-+)	-428	44	0.3	21	0.02
②	S _s -D2	(-+)	1038	48	0.6	21	0.03
③	S _s -D2	(-+)	-1406	50	0.8	21	0.04

表 4.4-1 (3) コンクリートの曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, RC③)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
①	S _s -D1	(++)	-599	60	0.3	21	0.02
		(-+)	589	60	0.3	21	0.02
		(+-)	-599	48	0.3	21	0.02
		(--)	589	48	0.3	21	0.02
	S _s -D2	(++)	1070	51	0.5	21	0.03
		(-+)	-1080	51	0.5	21	0.03
		(+-)	1070	56	0.5	21	0.03
		(--)	-1080	56	0.5	21	0.03
	S _s -D3	(++)	-772	62	0.3	21	0.02
		(-+)	762	62	0.3	21	0.02
		(+-)	-772	45	0.3	21	0.02
		(--)	762	45	0.3	21	0.02
	S _s -F1	(++)	538	59	0.3	21	0.02
		(-+)	-548	59	0.3	21	0.02
	S _s -F2	(++)	-548	62	0.3	21	0.02
		(-+)	538	62	0.3	21	0.02
	S _s -F3	(++)	755	64	0.3	21	0.02
		(-+)	-765	64	0.3	21	0.02
	S _s -N1	(++)	318	47	0.2	21	0.01
		(-+)	-328	47	0.2	21	0.01
②	S _s -D2	(-+)	-844	62	0.4	21	0.02
③	S _s -D2	(-+)	-1181	52	0.5	21	0.03

表 4.4-2 (1) 鉄筋の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, RC①)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
①	S _s -D1	(++)	-445	24	35	294	0.12
		(-+)	437	24	34	294	0.12
		(+-)	-445	15	36	294	0.13
		(--)	437	15	35	294	0.12
	S _s -D2	(++)	631	19	51	294	0.18
		(-+)	-639	19	52	294	0.18
		(+-)	631	20	51	294	0.18
		(--)	-639	20	52	294	0.18
	S _s -D3	(++)	-524	23	42	294	0.15
		(-+)	516	23	41	294	0.14
		(+-)	-521	11	43	294	0.15
		(--)	512	11	42	294	0.15
	S _s -F1	(++)	370	23	29	294	0.10
		(-+)	-378	23	30	294	0.11
	S _s -F2	(++)	-410	12	34	294	0.12
		(-+)	401	12	33	294	0.12
S _s -F3	(++)	495	14	41	294	0.14	
	(-+)	-504	14	41	294	0.14	
S _s -N1	(++)	239	14	19	294	0.07	
	(-+)	-248	14	20	294	0.07	
②	S _s -D2	(-+)	590	16	48	294	0.17
③	S _s -D2	(-+)	-727	19	59	294	0.21

表 4.4-2 (2) 鉄筋の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, RC②)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
①	S _s -D1	(++)	-773	58	35	294	0.12
		(-+)	760	58	35	294	0.12
		(+-)	-773	45	36	294	0.13
		(--)	760	45	36	294	0.13
	S _s -D2	(++)	1218	50	59	294	0.21
		(-+)	-1231	50	59	294	0.21
		(+-)	1218	53	58	294	0.20
		(--)	-1231	53	59	294	0.21
	S _s -D3	(++)	-961	53	45	294	0.16
		(-+)	948	53	45	294	0.16
		(+-)	-961	50	46	294	0.16
		(--)	948	50	45	294	0.16
	S _s -F1	(++)	667	57	30	294	0.11
		(-+)	-680	57	31	294	0.11
	S _s -F2	(++)	-695	41	33	294	0.12
		(-+)	682	41	32	294	0.11
S _s -F3	(++)	899	41	43	294	0.15	
	(-+)	-912	41	44	294	0.15	
S _s -N1	(++)	415	44	18	294	0.07	
	(-+)	-428	44	19	294	0.07	
②	S _s -D2	(-+)	1038	48	50	294	0.18
③	S _s -D2	(-+)	-1406	50	68	294	0.24

表 4.4-2 (3) 鉄筋の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, RC③)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
①	S _s -D1	(++)	-599	60	18	294	0.07
		(-+)	589	60	18	294	0.07
		(+-)	-599	48	18	294	0.07
		(--)	589	48	18	294	0.07
	S _s -D2	(++)	1070	51	34	294	0.12
		(-+)	-1080	51	35	294	0.12
		(+-)	1070	56	34	294	0.12
		(--)	-1080	56	34	294	0.12
	S _s -D3	(++)	-763	53	24	294	0.09
		(-+)	753	53	23	294	0.08
		(+-)	-772	45	24	294	0.09
		(--)	762	45	24	294	0.09
	S _s -F1	(++)	538	59	16	294	0.06
		(-+)	-548	59	16	294	0.06
	S _s -F2	(++)	-548	62	16	294	0.06
		(-+)	538	62	16	294	0.06
S _s -F3	(++)	755	64	23	294	0.08	
	(-+)	-765	64	23	294	0.08	
S _s -N1	(++)	318	47	9	294	0.04	
	(-+)	-328	47	9	294	0.04	
②	S _s -D2	(-+)	-844	62	26	294	0.09
③	S _s -D2	(-+)	-1181	52	38	294	0.13

表 4.4-3 (1) コンクリートのせん断照査における最大照査値 (断面⑦, RC①)

解析 ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値 τ_s / τ_{sa}
				τ_s (N/mm ²)	τ_{sa} (N/mm ²)	
①	S _s -D1	(++)	-254	0.1	0.82	0.13
		(-+)	250	0.1	0.82	0.13
		(+-)	-254	0.1	0.82	0.13
		(--)	250	0.1	0.82	0.13
	S _s -D2	(++)	364	0.1	0.82	0.13
		(-+)	-368	0.1	0.82	0.13
		(+-)	364	0.1	0.82	0.13
		(--)	-368	0.1	0.82	0.13
	S _s -D3	(++)	-301	0.1	0.82	0.13
		(-+)	297	0.1	0.82	0.13
		(+-)	-301	0.1	0.82	0.13
		(--)	297	0.1	0.82	0.13
	S _s -F1	(++)	212	0.1	0.82	0.13
		(-+)	-217	0.1	0.82	0.13
	S _s -F2	(++)	-233	0.1	0.82	0.13
		(-+)	229	0.1	0.82	0.13
S _s -F3	(++)	295	0.1	0.82	0.13	
	(-+)	-299	0.1	0.82	0.13	
S _s -N1	(++)	137	0.1	0.82	0.13	
	(-+)	-142	0.1	0.82	0.13	
②	S _s -D2	(-+)	337	0.1	0.82	0.13
③	S _s -D2	(-+)	-420	0.1	0.82	0.13

表 4.4-3 (2) コンクリートのせん断照査における最大照査値 (断面⑦, RC②)

解析 ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値 τ_s / τ_{sa}
				τ_s (N/mm ²)	τ_{sa} (N/mm ²)	
①	S _s -D1	(++)	207	0.1	0.82	0.13
		(-+)	-203	0.1	0.82	0.13
		(+-)	207	0.1	0.82	0.13
		(--)	-203	0.1	0.82	0.13
	S _s -D2	(++)	-292	0.1	0.82	0.13
		(-+)	295	0.1	0.82	0.13
		(+-)	-292	0.1	0.82	0.13
		(--)	295	0.1	0.82	0.13
	S _s -D3	(++)	239	0.1	0.82	0.13
		(-+)	-235	0.1	0.82	0.13
		(+-)	239	0.1	0.82	0.13
		(--)	-235	0.1	0.82	0.13
	S _s -F1	(++)	-170	0.1	0.82	0.13
		(-+)	174	0.1	0.82	0.13
	S _s -F2	(++)	189	0.1	0.82	0.13
		(-+)	-185	0.1	0.82	0.13
S _s -F3	(++)	-236	0.1	0.82	0.13	
	(-+)	240	0.1	0.82	0.13	
S _s -N1	(++)	-111	0.1	0.82	0.13	
	(-+)	115	0.1	0.82	0.13	
②	S _s -D2	(-+)	-280	0.1	0.82	0.13
③	S _s -D2	(-+)	310	0.1	0.82	0.13

表 4.4-3 (3) コンクリートのせん断照査における最大照査値 (断面⑦, RC③)

解析 ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値 τ_s / τ_{sa}
				τ_s (N/mm ²)	τ_{sa} (N/mm ²)	
①	S _s -D1	(++)	209	0.1	0.82	0.13
		(-+)	-206	0.1	0.82	0.13
		(+-)	209	0.1	0.82	0.13
		(--)	-206	0.1	0.82	0.13
	S _s -D2	(++)	-363	0.1	0.82	0.13
		(-+)	367	0.1	0.82	0.13
		(+-)	-363	0.1	0.82	0.13
		(--)	367	0.1	0.82	0.13
	S _s -D3	(++)	262	0.1	0.82	0.13
		(-+)	-259	0.1	0.82	0.13
		(+-)	262	0.1	0.82	0.13
		(--)	-259	0.1	0.82	0.13
	S _s -F1	(++)	-184	0.1	0.82	0.13
		(-+)	187	0.1	0.82	0.13
	S _s -F2	(++)	187	0.1	0.82	0.13
		(-+)	-184	0.1	0.82	0.13
	S _s -F3	(++)	-258	0.1	0.82	0.13
		(-+)	261	0.1	0.82	0.13
	S _s -N1	(++)	-112	0.1	0.82	0.13
		(-+)	115	0.1	0.82	0.13
②	S _s -D2	(-+)	313	0.1	0.82	0.13
③	S _s -D2	(-+)	377	0.1	0.82	0.13

4.5 背面補強工

背面補強工のすべり安全率による評価結果を表 4.5-1 に示す。これらの結果から、背面補強工のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

また、図 4.5-1 に背面補強工の全時刻での局所安全係数分布を示す。これにより、鋼管杭が背面補強工に接する部分について、背面補強工は全時刻を通じてせん断破壊していないことが確認できるため、背面補強工は鋼管杭からの反力に対して弾性範囲である。

表 4.5-1 (1) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面①)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	25.52	24.8
		(-+)	45.09	25.7
		(+-)	46.90	25.8
		(--)	37.06	21.9
	S _s -D2	(++)	13.49	23.1
		(-+)	17.47	22.1
		(+-)	17.47	25.2
		(--)	6.92	24.7
	S _s -D3	(++)	20.99	27.9
		(-+)	20.01	31.1
		(+-)	28.53	29.3
		(--)	21.11	31.5
	S _s -F1	(++)	16.02	25.9
		(-+)	18.92	40.2
	S _s -F2	(++)	27.80	25.5
		(-+)	30.72	33.4
	S _s -F3	(++)	27.74	35.7
		(-+)	28.66	20.7
	S _s -N1	(++)	7.39	35.5
		(-+)	7.60	29.3
②	S _s -D2	(--)	6.92	24.8
③		20.34	23.8	

表 4.5-1 (2) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面②)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	37.05	26.6
		(-+)	18.74	29.3
		(+-)	46.88	25.3
		(--)	37.05	24.2
	S _s -D2	(++)	6.91	20.7
		(-+)	17.45	27.1
		(+-)	13.46	26.9
		(--)	6.92	21.0
	S _s -D3	(++)	20.98	27.4
		(-+)	7.33	30.7
		(+-)	7.80	29.5
		(--)	6.35	32.4
	S _s -F1	(++)	19.53	29.1
		(-+)	22.72	38.3
	S _s -F2	(++)	27.77	28.7
		(-+)	30.71	32.6
	S _s -F3	(++)	27.82	27.7
		(-+)	28.65	22.9
	S _s -N1	(++)	7.37	34.4
		(-+)	7.57	26.5
②	S _s -D2	(--)	6.91	20.3
③			6.92	21.8

表 4.5-1 (3) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面③)

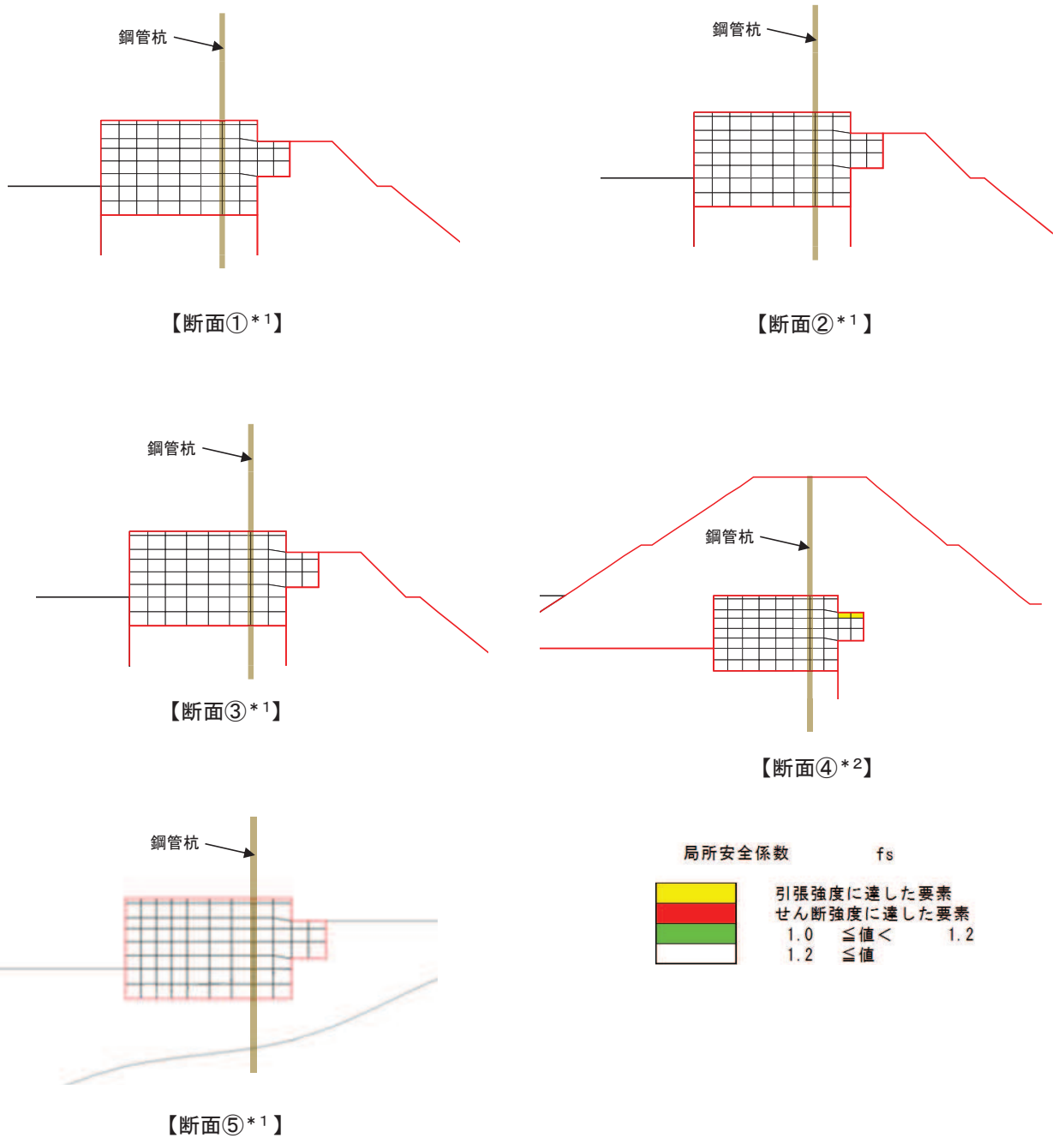
解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	37.13	24.3
		(-+)	45.06	28.5
		(+-)	45.42	28.7
		(--)	37.05	23.6
	S _s -D2	(++)	6.91	23.0
		(-+)	16.34	28.1
		(+-)	13.67	26.5
		(--)	6.91	23.3
	S _s -D3	(++)	11.15	29.7
		(-+)	20.00	31.0
		(+-)	20.95	32.2
		(--)	21.08	31.0
	S _s -F1	(++)	16.54	34.0
		(-+)	22.71	37.5
	S _s -F2	(++)	27.78	31.1
		(-+)	30.71	37.3
	S _s -F3	(++)	26.83	31.2
		(-+)	28.65	21.9
	S _s -N1	(++)	7.56	31.0
		(-+)	7.63	30.9
②	S _s -D2	(--)	6.91	22.8
③			6.92	23.9

表 4.5-1 (4) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面④)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	32.31	12.6
		(-+)	32.31	12.9
		(+-)	29.17	12.5
		(--)	32.31	12.7
	S _s -D2	(++)	13.41	13.6
		(-+)	13.56	11.6
		(+-)	13.57	14.4
		(--)	13.58	13.5
	S _s -D3	(++)	30.17	14.7
		(-+)	21.41	14.3
		(+-)	15.60	14.6
		(--)	29.73	14.5
	S _s -F1	(++)	19.50	14.9
		(-+)	22.45	15.6
	S _s -F2	(++)	35.96	15.6
		(-+)	27.86	15.0
	S _s -F3	(++)	26.84	13.0
		(-+)	26.73	14.2
	S _s -N1	(++)	7.53	12.6
		(-+)	7.52	13.4
②	S _s -D2	(--)	13.58	13.4
③			13.58	12.9

表 4.5-1 (5) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面⑤)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	40.36	36.9
		(-+)	56.34	42.4
		(+-)	40.36	37.5
		(--)	48.09	40.1
	S _s -D2	(++)	20.38	36.5
		(-+)	17.67	37.9
		(+-)	20.38	36.1
		(--)	26.73	37.4
	S _s -D3	(++)	11.32	40.4
		(-+)	21.31	46.8
		(+-)	24.96	40.1
		(--)	18.23	43.8
	S _s -F1	(++)	19.44	51.3
		(-+)	18.84	43.1
	S _s -F2	(++)	28.34	37.5
		(-+)	30.63	41.3
	S _s -F3	(++)	27.64	35.0
		(-+)	26.68	36.0
	S _s -N1	(++)	7.28	56.2
		(-+)	7.48	40.6
②	S _s -D2	(-+)	10.15	39.3
③			17.67	35.8



注記*1：全ての解析ケースかつ全時刻において引張及びせん断強度に達した要素が無かった

*2：引張強度に達した要素がある「S s - D 2 (-+)」, 解析ケース①での全時刻の局所安全係数分布

図 4.5-1 背面補強工の全時刻での局所安全係数分布（断面①～断面⑤）

4.6 置換コンクリート

置換コンクリートのすべり安全率による評価結果を表 4.6-1 に示す。これらの結果から、置換コンクリートのすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.6-1 (1) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面①)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	25.50	5.2
		(-+)	46.84	5.1
		(+-)	25.50	5.1
		(--)	46.85	5.1
	S _s -D2	(++)	12.92	5.2
		(-+)	25.50	4.9
		(+-)	25.30	5.3
		(--)	25.49	4.9
	S _s -D3	(++)	8.83	6.4
		(-+)	28.90	6.3
		(+-)	28.70	6.6
		(--)	13.20	6.2
	S _s -F1	(++)	20.11	5.3
		(-+)	15.94	6.0
	S _s -F2	(++)	28.22	5.9
		(-+)	28.46	5.1
	S _s -F3	(++)	26.71	6.6
		(-+)	26.86	5.8
	S _s -N1	(++)	7.54	4.2
		(-+)	7.35	6.2
②	S _s -D2	(--)	25.49	4.6
③			25.49	5.3

表 4.6-1 (2) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面②)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	25.48	5.9
		(-+)	46.83	5.8
		(+-)	25.48	6.6
		(--)	29.15	5.7
	S _s -D2	(++)	12.91	5.9
		(-+)	25.49	5.8
		(+-)	25.29	6.0
		(--)	25.49	5.3
	S _s -D3	(++)	8.82	6.8
		(-+)	28.88	7.6
		(+-)	29.71	7.5
		(--)	13.18	7.0
	S _s -F1	(++)	20.10	7.2
		(-+)	19.47	7.2
	S _s -F2	(++)	30.67	6.9
		(-+)	28.47	6.4
	S _s -F3	(++)	26.71	6.6
		(-+)	26.83	6.2
S _s -N1	(++)	7.52	4.6	
	(-+)	7.37	7.1	
②	S _s -D2	(--)	25.48	5.2
③			25.49	5.6

表 4.6-1 (3) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面③)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	25.48	6.9
		(-+)	32.30	6.3
		(+-)	46.98	7.5
		(--)	32.30	6.5
	S _s -D2	(++)	13.55	7.1
		(-+)	13.40	6.9
		(+-)	25.29	7.2
		(--)	25.48	6.5
	S _s -D3	(++)	29.71	8.5
		(-+)	15.60	8.2
		(+-)	29.71	7.7
		(--)	15.58	8.0
	S _s -F1	(++)	22.69	9.0
		(-+)	22.31	9.1
	S _s -F2	(++)	28.16	8.3
		(-+)	27.75	7.9
	S _s -F3	(++)	26.71	8.3
		(-+)	26.84	6.9
S _s -N1	(++)	7.53	5.6	
	(-+)	7.38	8.0	
②	S _s -D2	(--)	25.48	6.4
③		13.42	6.8	

表 4.6-1 (4) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面④)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	25.48	9.0
		(-+)	46.83	8.7
		(+-)	25.48	8.4
		(--)	46.84	8.5
	S _s -D2	(++)	25.30	8.8
		(-+)	25.50	8.2
		(+-)	25.29	8.9
		(--)	25.48	8.3
	S _s -D3	(++)	8.82	11.3
		(-+)	15.61	11.0
		(+-)	8.50	11.5
		(--)	15.61	10.5
	S _s -F1	(++)	22.45	11.1
		(-+)	15.93	11.1
	S _s -F2	(++)	25.14	11.4
		(-+)	28.38	8.6
S _s -F3	(++)	26.71	9.8	
	(-+)	26.86	8.5	
S _s -N1	(++)	7.53	6.3	
	(-+)	7.53	8.9	
②	S _s -D2	(--)	25.48	8.5
③			25.48	8.7

4.7 改良地盤

(1) 評価結果

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 4.7-1 に示す。これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.7-1 (1) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面①)

解析ケース	地震動		発生時刻(s)	最小すべり安全率
①	S _s -D1	(++)	32.33	3.0
		(-+)	25.52	3.2
		(+-)	46.84	2.8
		(--)	14.63	3.4
	S _s -D2	(++)	13.44	3.3
		(-+)	25.29	3.1
		(+-)	8.36	3.0
		(--)	25.31	3.1
	S _s -D3	(++)	28.91	3.6
		(-+)	8.85	3.0
		(+-)	15.63	3.4
		(--)	8.85	3.3
	S _s -F1	(++)	17.27	2.9
		(-+)	20.12	3.1
	S _s -F2	(++)	35.99	3.1
		(-+)	28.22	3.3
	S _s -F3	(++)	26.87	3.2
		(-+)	26.72	3.3
	S _s -N1	(++)	7.35	3.0
		(-+)	7.66	2.6
②	S _s -D2	(--)	25.30	2.9
③			25.31	3.6

表 4.7-1 (2) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面①, 平均値-1 σ 強度)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
① (平均値- 1 σ 強度)	S _s -D1	(++)	32.33	3.0
		(-+)	25.52	3.1
		(+-)	46.84	2.8
		(--)	14.63	3.4
	S _s -D2	(++)	13.44	3.3
		(-+)	25.29	3.1
		(+-)	8.36	2.9
		(--)	25.31	3.1
	S _s -D3	(++)	28.91	3.5
		(-+)	8.85	3.0
		(+-)	15.63	3.4
		(--)	8.85	3.2
	S _s -F1	(++)	17.27	2.9
		(-+)	20.12	3.1
	S _s -F2	(++)	35.99	3.1
		(-+)	28.22	3.3
	S _s -F3	(++)	26.87	3.1
		(-+)	26.72	3.2
	S _s -N1	(++)	7.35	3.0
		(-+)	7.66	2.5

表 4.7-1 (3) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面②)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	32.31	3.5
		(-+)	25.50	3.4
		(+-)	46.83	3.5
		(--)	25.49	3.9
	S _s -D2	(++)	13.42	3.5
		(-+)	25.28	3.8
		(+-)	25.50	3.6
		(--)	25.30	3.7
	S _s -D3	(++)	15.59	4.3
		(-+)	29.73	4.4
		(+-)	15.60	4.2
		(--)	7.61	4.4
	S _s -F1	(++)	19.49	3.9
		(-+)	22.48	5.1
	S _s -F2	(++)	28.48	3.1
		(-+)	27.16	4.4
S _s -F3	(++)	26.84	3.8	
	(-+)	26.71	3.7	
S _s -N1	(++)	7.54	3.9	
	(-+)	7.65	2.6	
②	S _s -D2	(--)	25.29	3.6
③			25.30	3.8

表 4.7-1 (4) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面②, 平均値-1 σ 強度)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
① (平均値- 1 σ 強度)	S _s -D1	(++)	32.31	3.5
		(-+)	25.50	3.4
		(+-)	46.83	3.5
		(--)	25.49	3.8
	S _s -D2	(++)	13.42	3.5
		(-+)	25.28	3.8
		(+-)	25.50	3.5
		(--)	25.30	3.7
	S _s -D3	(++)	15.60	4.3
		(-+)	29.75	4.4
		(+-)	15.59	4.2
		(--)	7.61	4.4
	S _s -F1	(++)	19.49	3.8
		(-+)	22.48	5.1
	S _s -F2	(++)	28.48	3.1
		(-+)	27.16	4.4
	S _s -F3	(++)	26.84	3.8
		(-+)	26.71	3.7
	S _s -N1	(++)	7.54	3.9
		(-+)	7.65	2.6

表 4.7-1 (5) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面③)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	32.30	2.9
		(-+)	46.99	3.4
		(+-)	29.16	2.9
		(--)	46.97	3.5
	S _s -D2	(++)	8.31	3.3
		(-+)	13.55	3.1
		(+-)	13.44	3.1
		(--)	25.26	3.3
	S _s -D3	(++)	30.16	3.4
		(-+)	29.72	3.4
		(+-)	15.58	3.3
		(--)	29.72	3.4
	S _s -F1	(++)	19.49	3.5
		(-+)	22.69	4.2
	S _s -F2	(++)	28.48	3.2
		(-+)	27.87	3.5
	S _s -F3	(++)	26.82	3.4
		(-+)	26.72	3.3
	S _s -N1	(++)	7.40	3.7
		(-+)	7.64	2.8
②	S _s -D2	(--)	13.55	3.1
③		25.30	3.7	

表 4.7-1 (6) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面③, 平均値-1 σ 強度)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
① (平均値- 1 σ 強度)	S _s -D1	(++)	32.30	2.9
		(-+)	46.99	3.4
		(+-)	29.16	2.9
		(--)	46.97	3.4
	S _s -D2	(++)	8.31	3.2
		(-+)	13.55	3.1
		(+-)	13.44	3.1
		(--)	25.26	3.3
	S _s -D3	(++)	30.16	3.4
		(-+)	29.72	3.4
		(+-)	15.58	3.3
		(--)	29.72	3.4
	S _s -F1	(++)	19.49	3.5
		(-+)	22.69	4.1
	S _s -F2	(++)	28.48	3.2
		(-+)	27.87	3.5
	S _s -F3	(++)	26.82	3.4
		(-+)	26.72	3.3
	S _s -N1	(++)	7.40	3.7
		(-+)	7.64	2.7

表 4.7-1 (7) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面④)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	32.32	3.6
		(-+)	32.32	4.1
		(+-)	29.18	3.5
		(--)	32.33	4.0
	S _s -D2	(++)	13.47	4.0
		(-+)	13.56	3.3
		(+-)	13.45	3.9
		(--)	13.58	3.5
	S _s -D3	(++)	15.60	4.0
		(-+)	21.41	4.1
		(+-)	15.61	3.9
		(--)	29.73	4.3
	S _s -F1	(++)	19.51	4.2
		(-+)	22.43	4.5
	S _s -F2	(++)	35.96	4.5
		(-+)	27.89	4.3
	S _s -F3	(++)	26.84	3.6
		(-+)	26.74	3.9
	S _s -N1	(++)	7.56	4.2
		(-+)	7.53	3.6
②	S _s -D2	(--)	13.58	3.6
③			13.58	3.3

表 4.7-1 (8) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面④, 平均値-1 σ 強度)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
① (平均値- 1 σ 強度)	S _s -D1	(++)	32.32	3.6
		(-+)	32.32	4.1
		(+-)	29.18	3.4
		(--)	32.33	4.0
	S _s -D2	(++)	13.47	4.0
		(-+)	13.56	3.3
		(+-)	13.45	3.9
		(--)	13.58	3.5
	S _s -D3	(++)	15.60	3.9
		(-+)	21.41	4.1
		(+-)	15.61	3.9
		(--)	29.73	4.2
	S _s -F1	(++)	19.51	4.1
		(-+)	22.43	4.5
	S _s -F2	(++)	35.96	4.4
		(-+)	27.88	4.3
	S _s -F3	(++)	26.84	3.6
		(-+)	26.74	3.9
	S _s -N1	(++)	7.56	4.2
		(-+)	7.53	3.6

(2) 局所破壊が津波防護機能へ及ぼす影響について

図 4.1-7 に示す, 各断面での改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布のうち, 引張破壊が生じている断面 (断面①~断面④) について, 局所的な破壊が津波防護機能へ及ぼす影響を確認する。

a. 局所安全係数分布図と検討すべり線の重ね合わせ

断面①~断面④について, 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布に検討すべり線を重ね合わせた図を図 4.7-1 に示す。

これにより, 検討すべり線は, 引張破壊に達した要素をおおむね通過していることが確認できることから, 引張破壊に達した要素を考慮し改良地盤の健全性を確保していることを確認した。

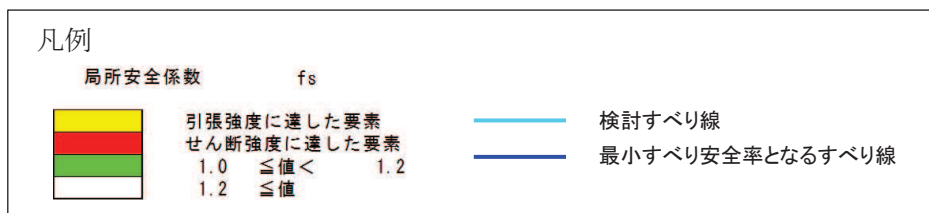
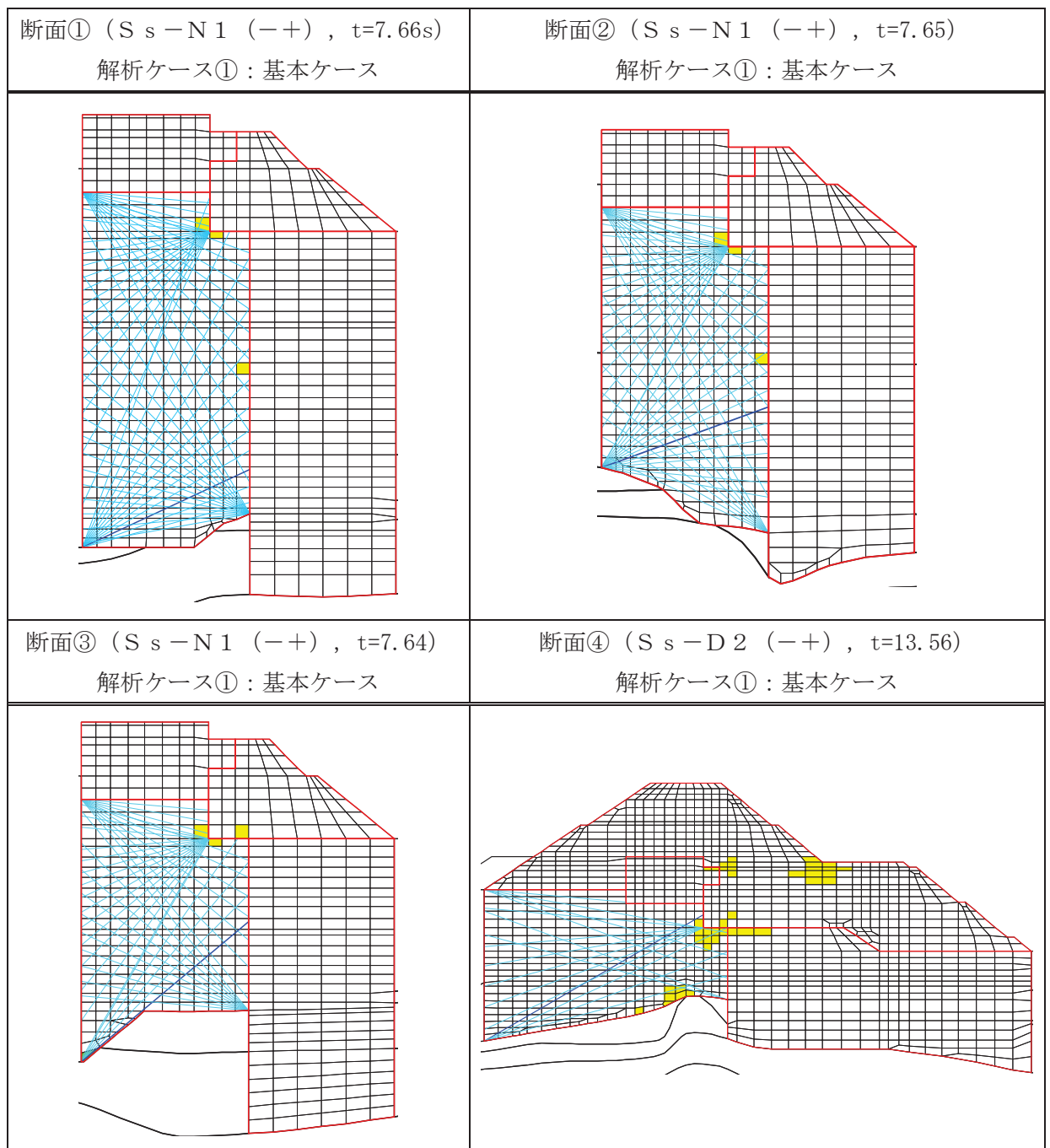


図 4.7-1 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布と
検討すべり線の重ね合わせ (断面①～断面④)

b. 応力状態に着目した追加すべり検討

改良地盤に局所的な引張破壊が生じている断面①～断面④について、引張破壊している要素の応力状態に着目し、引張強度に達した要素を基点とした、クラック方向のすべり線を追加しすべり安全率照査を行う。図 4.7-2 に断面①～断面④について、改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線を示す。ここで、クラック方向は、引張強度に達した要素に生じている引張応力の直交方向とする。

図 4.7-2 に示した追加すべり線における最小すべり安全率を表 4.7-2 に示す。この結果より、引張強度に達した要素を基点とした、クラック方向のすべり線を追加した場合において、改良地盤のすべり安全率は、当初のすべり線でのすべり安全率と比較し同等以上であり、健全であることを確認した。

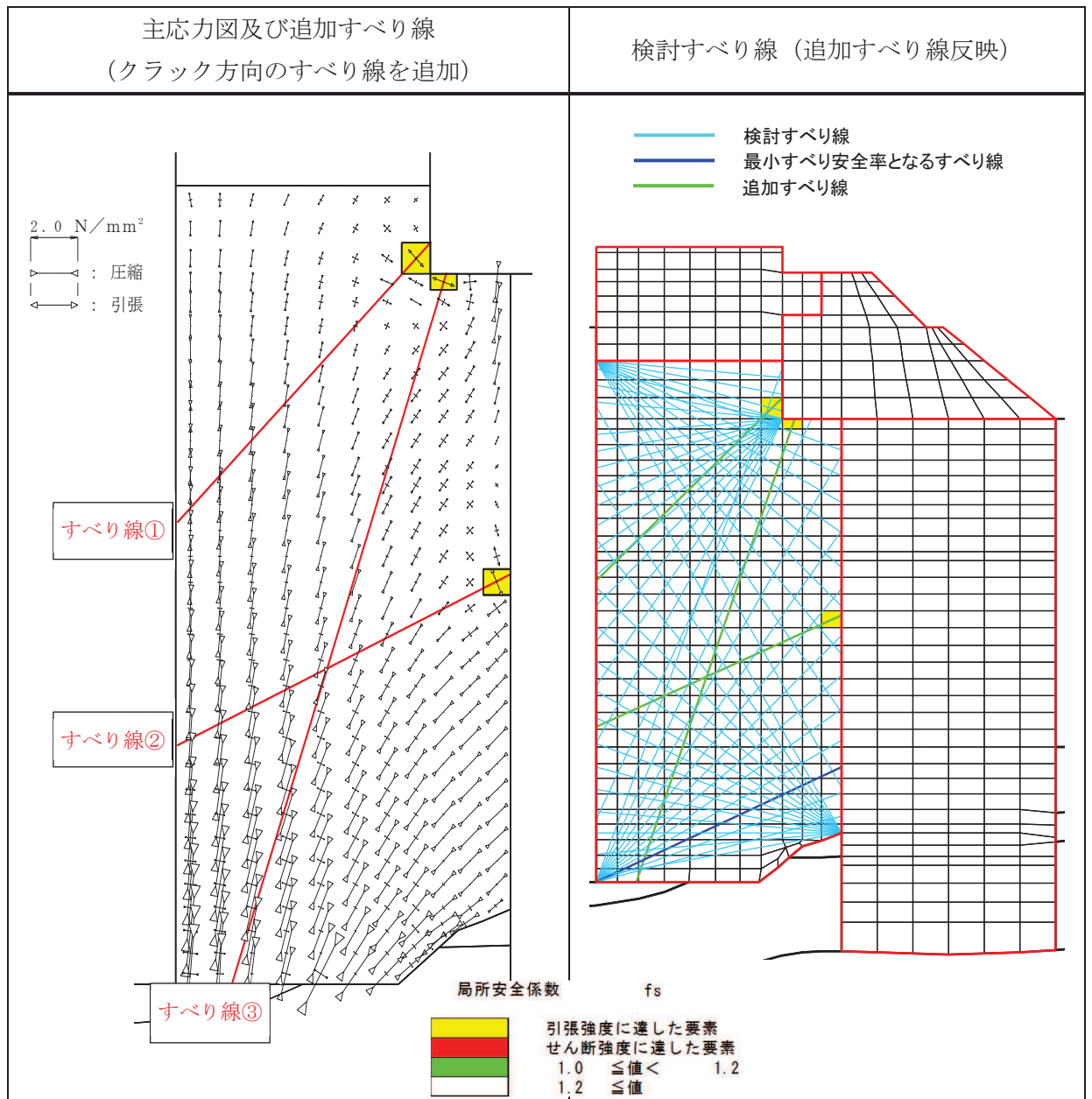


図 4.7-2(1) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線

(断面①, S s - N 1 (-+), t=7.66s)

解析ケース①: 基本ケース