No.15　施設の能力計算書

No.15　施設の能力計算書

(1) 最終処分場埋立能力計算書

数　量　計　算　書

【埋立完了】

設計数量総括表

設計書名：最終処分場拡張工事（埋立完了）

工　種	種　別	細　別	規　　格	単位	前回数量	今回数量	数量増減	摘　　要
土工				式		1		
	路体盛土工			式		1		
		被覆土		m3		33,127.0		
		廃棄物		m3		141,505.0		
法面工				式		1		
	法面工			式		1		
		盛土法面		m2		11,703.0		

土工　数量総括表

設計書名：最終処分場拡張工事（埋立完了）

工　種	種　別	細　別	規　　格	単位	前回数量	今回数量	数量増減	摘　　要
土工				式		1		
	路体盛土工			式		1		
		被覆土		m3		33,127.0		
		廃棄物		m3		141,505.0		

数量集計表

種　別：路体盛土工
規　格：

細　別	規　格	単位	一般計算書	追加盛土 数量計算書					合　計	摘　要
被覆土		m3	21,466.4	11,661.0					33,127.4	
廃棄物		m3	114,301.0	27,204.0					141,505.0	

平均断面体積計算表

名　称：盛土工

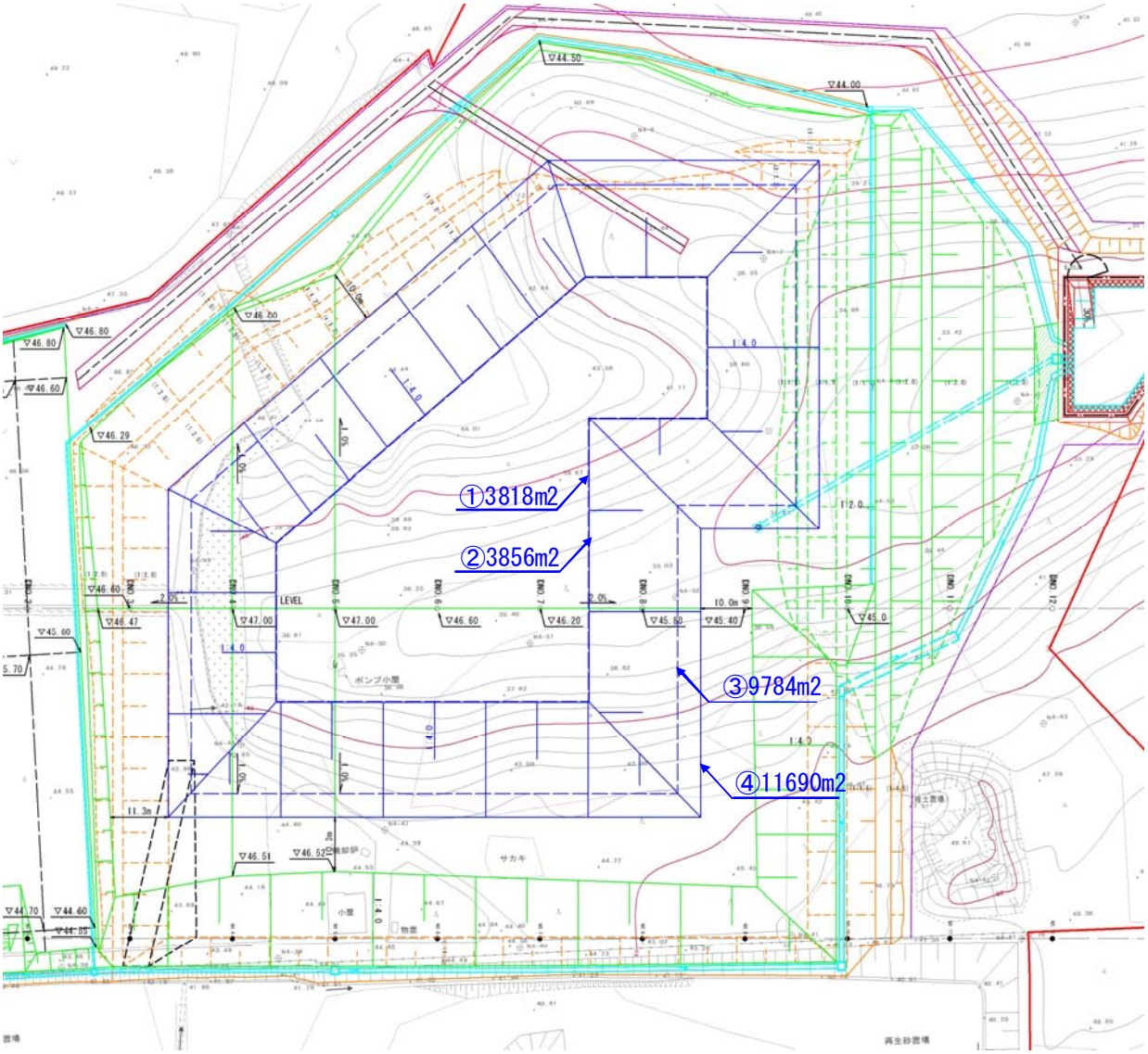
測　点	距 離(m)	被覆土			摘　要
		断面積(m2)	平均断面積(m2)	体 積(m3)	
DNO.2+10.0	－	0.00	－	－	
DNO.3	10.00	102.36	51.18	511.8	
DNO.4	20.00	138.29	120.33	2406.6	
DNO.5	20.00	154.84	146.57	2931.4	
DNO.6	20.00	178.81	166.83	3336.6	
DNO.7	20.00	198.54	188.68	3773.6	
DNO.8	20.00	197.07	197.81	3956.2	
DNO.9	20.00	226.86	211.97	4239.4	
DNO.9+1.37	1.37	226.86	226.86	310.8	
(同断)	0.00	139.12	－	－	
DNO.10	18.63	139.12	139.12	2591.8	
DNO.10+4.0	4.00	0.00	69.56	278.2	
小　計	154.0			21466.4	
合　計	154.0			21466.4	

平均断面体積計算表

名　称：盛土工

測　点	距 離(m)	廃棄物			摘　要
		断面積(m2)	平均断面積(m2)	体 積(m3)	
DNO.2+10.0	－	0.00	－	－	
DNO.3	10.00	299.29	149.65	1496.5	
DNO.4	20.00	764.02	531.66	10633.2	
DNO.5	20.00	942.40	853.21	17064.2	
DNO.6	20.00	1,019.33	980.87	19617.4	
DNO.7	20.00	1,116.84	1068.09	21361.8	
DNO.8	20.00	1,077.44	1097.14	21942.8	
DNO.9	20.00	1,003.58	1040.51	20810.2	
DNO.9+1.37	1.37	1,003.58	1003.58	1374.9	
(同断)	0.00	146.77	－	－	
DNO.10	18.63	146.77	146.77	2734.3	
DNO.10+4.0	4.00	0.00	73.39	293.6	
小　計	154.0			114301.0	
合　計	154.0			114301.0	

（盛土工）　　上部盛土　　数量計算書



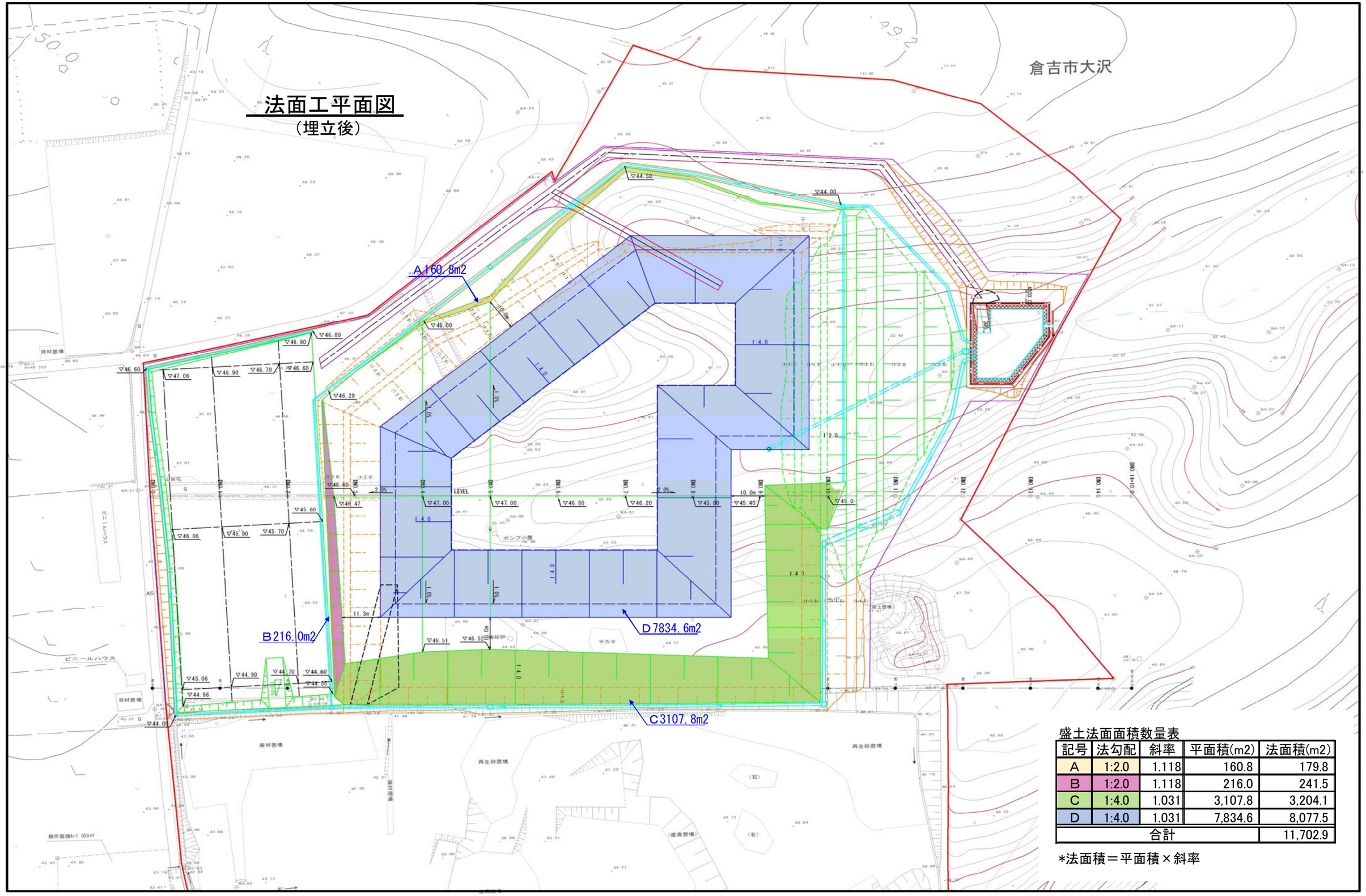
名称	規格	算　　式	単位	数　量
廃棄物		(①3818+③9784)/2×4.0	m3	27204.00
被覆土		(②3856+④11690)/2×5.0-27204	m3	11661.00

法面工　数量総括表

設計書名：最終処分場拡張工事（埋立完了）

工　種	種　別	細　別	規　　格	単位	前回数量	今回数量	数量増減	摘　　要
法面工				式		1		
	法面工			式		1		
		盛土法面		m2		11,702.9		

法面工平面図
（埋立後）



盛土法面面積数量表

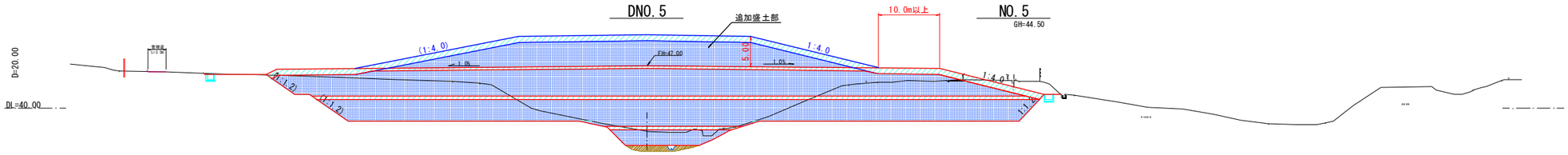
記号	法勾配	斜率	平面積(m2)	法面積(m2)
A	1:2.0	1.118	160.8	179.8
B	1:2.0	1.118	216.0	241.5
C	1:4.0	1.031	3,107.8	3,204.1
D	1:4.0	1.031	7,834.6	8,077.5
合計				11,702.9

*法面積＝平面積×斜率

(DNO.5)

名　称	数　量
被覆土	154.84
廃棄物	942.40

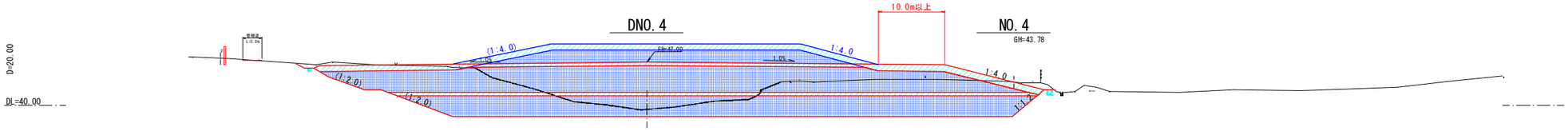
※追加盛土部は含まない



(DNO.4)

名　称	数　量
被覆土	138.29
廃棄物	764.02

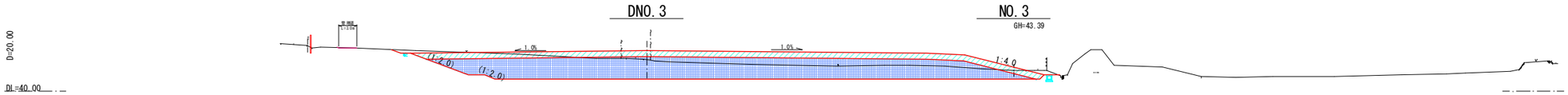
※追加盛土部は含まない

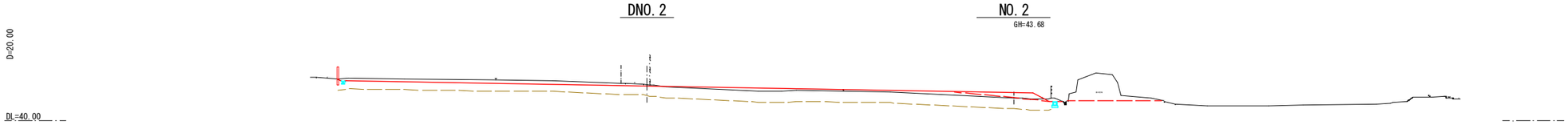


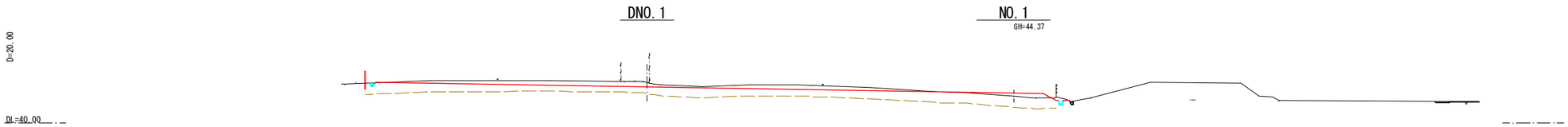
(DNO.3)

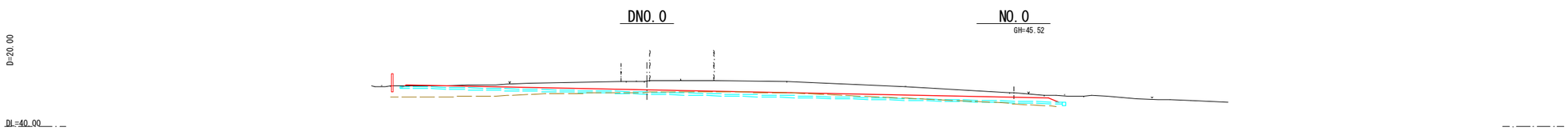
名　称	数　量
被覆土	102.36
廃棄物	299.29

※追加盛土部は含まない









被覆土

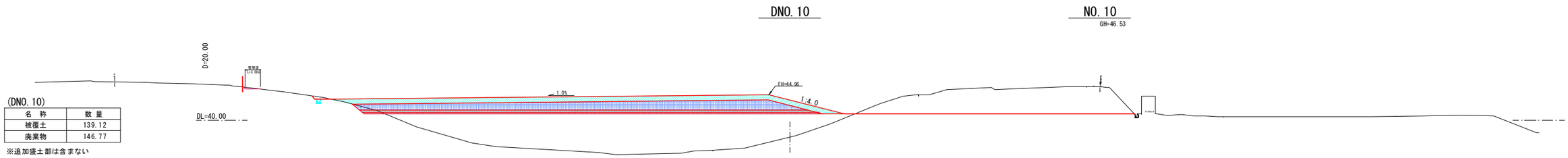
廃棄物

置き換え

【埋立完了】

株式会社　小鴨 産業廃棄物最終処分場（安定型）			
図　名	横断面図(1/2)		
位　置	倉　吉　市　国　府		
縮　尺	1:400	単　位	M
図　号	全 4 葉中の内 3		
平成　年度施行		株式会社 小鴨	

DNO.10

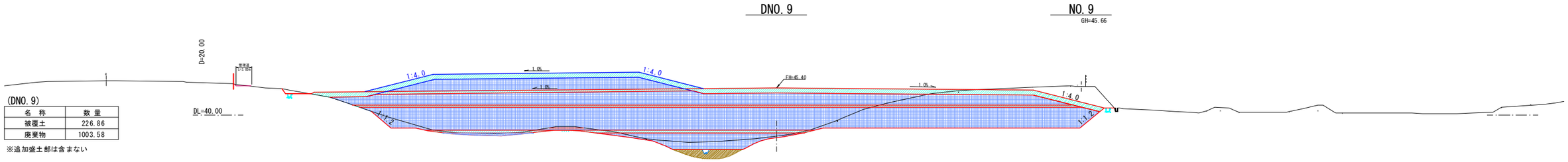


(DNO.10)

名　称	数 量
被覆土	139.12
廃棄物	146.77

※追加盛土部は含まない

DNO.9

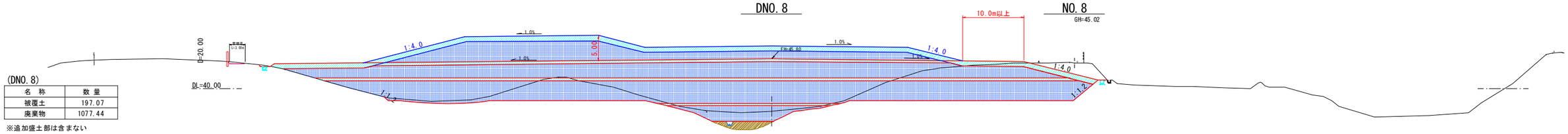


(DNO.9)

名　称	数 量
被覆土	226.86
廃棄物	1003.58

※追加盛土部は含まない

DNO.8

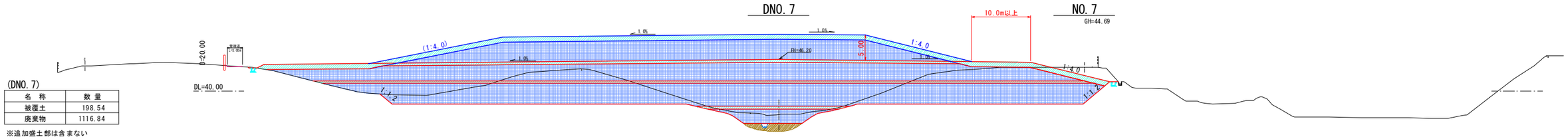


(DNO.8)

名　称	数 量
被覆土	197.07
廃棄物	1077.44

※追加盛土部は含まない

DNO.7

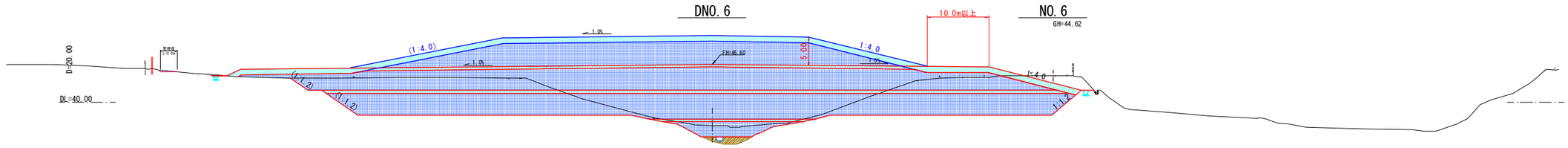


(DNO.7)

名　称	数 量
被覆土	198.54
廃棄物	1116.84

※追加盛土部は含まない

DNO.6



(DNO.6)

名　称	数 量
被覆土	178.81
廃棄物	1019.33

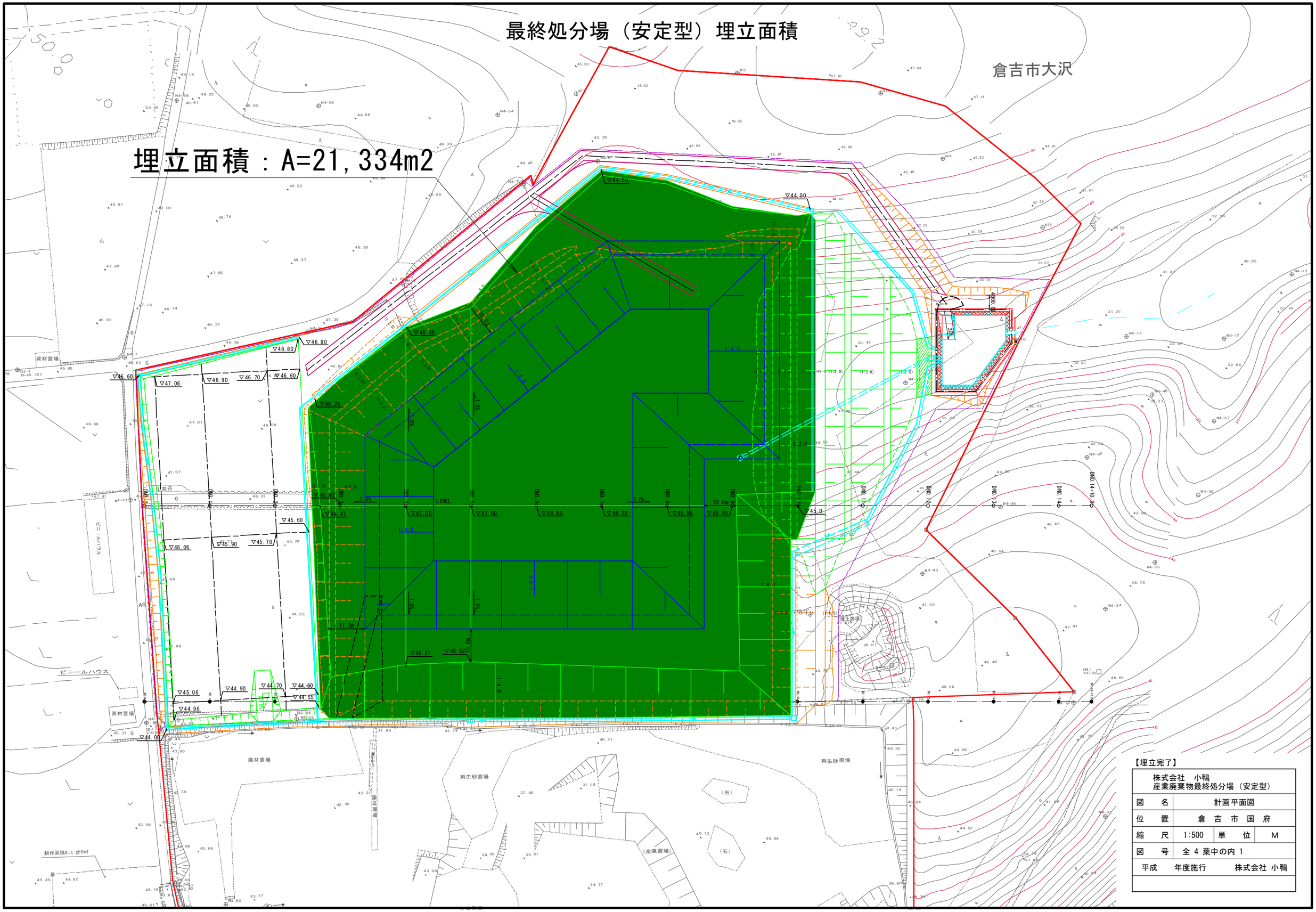
※追加盛土部は含まない

被覆土
廃棄物
置き換え

【埋立完了】

株式会社　小鴨 産業廃棄物最終処分場（安定型）			
図　　名	横断面図(2/2)		
位　　置	倉　吉　市　国　府		
縮　　尺	1:400	単　　位	M
図　　号	全 4 葉中の内 4		
平成　　年度施行		株式会社 小鴨	

最終処分場（安定型）埋立面積



【埋立完了】

株式会社　小鴨 産業廃棄物最終処分場（安定型）			
図　　名	計画平面図		
位　　置	倉　吉　市　国　府		
縮　　尺	1:500	単　　位	M
図　　号	全 4 葉中の内 1		
平成　　年度施行		株式会社 小鴨	

No.15　施設の能力計算書

(2) 最終処分場（排水計算）

2.4　排水検討

2.4.1　表面排水計画

1）流出量の算定

（1）　流域ごとの計画流出量

＊次頁「流域図」参照

合理式

$$Qp = \frac{1}{360} \times f \times r \times A \ (m3/s)$$

大流域		小流域		流出係数		計画流出量
流域名	面積 (ha)	流域名	流域面積：A (ha)	地目	f	Qp (m3/s)
A	1.17	A1	0.55	耕地	0.8	0.177
		A2	0.26		0.8	0.084
		A3	0.17		0.8	0.055
		A4	0.19		0.8	0.061
B	0.04	B1	0.04	裸地	1.0	0.016
C	3.43	C1	0.28	草地	0.8	0.090
		C2	0.46		0.8	0.148
		C3	0.13		0.8	0.042
		C4	0.09		0.8	0.029
		C5	0.16		0.8	0.052
		C6	0.13		0.8	0.042
		C7	0.66		0.8	0.213
		C8	0.34		0.8	0.110
		C9	0.47		0.8	0.151
		C10	0.37		0.8	0.119
		C11	0.15		0.8	0.048
		C12	0.19		0.8	0.061
D	0.47	D1	0.03	林地	0.7	0.008
		D2	0.32		0.7	0.090
		D3	0.07		0.7	0.020
		D4	0.05		0.7	0.014
E	0.32	E1	0.30	林地	0.7	0.085
		E2	0.02		0.7	0.006
		計	5.43	ha		

流出係数：f

裸地	耕地	草地	林地	密集市街地	一般市街地
1.0	0.8	0.8	0.7	0.9	0.8

【出典：最終処分場の構造・設備指針及び維持管理指針（H21年3月）P9】

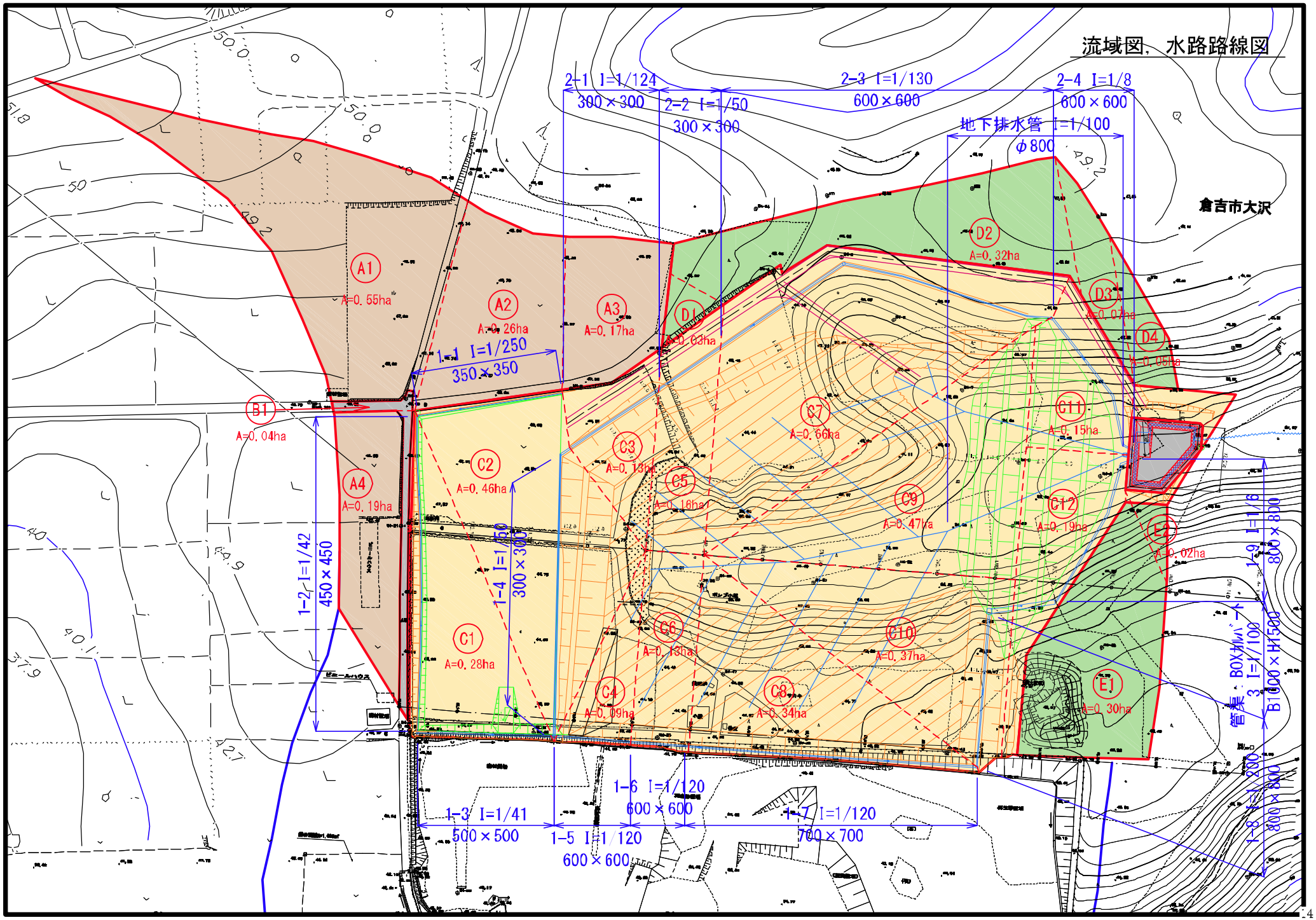
降雨強度；r　　倉吉市　30年確率　流域面積；50ha以下

$$r = \frac{188.2}{t\,1^{/3} - 0.853} = \frac{188.2}{10^{1/3} - 0.853} = 145 \quad mm/h$$

洪水到達時間；t

流域面積	50ha以下	100ha以下	500ha以下
洪水到達時間（単位時間）　t ：分	10	20	30

【出典：最終処分場の構造・設備指針及び維持管理指針（H21年3月）P9】


流域図，水路路線図
倉吉市大沢
2-1 I=1/124
300×300
2-2 I=1/50
300×300
2-3 I=1/130
600×600
2-4 I=1/8
600×600
地下排水管 I=1/100
φ800
1-1 I=1/250
350×350
1-2 I=1/42
450×450
1-3 I=1/41
500×500
1-4 I=1/50
300×300
1-5 I=1/120
600×600
1-6 I=1/120
600×600
1-7 I=1/120
700×700
1-8 I=1/200
800×800
1-9 I=1/6
800×800
管渠：BOXカルバート
B1600×H1500
3 I=1/100
A1 A=0.55ha
A2 A=0.26ha
A3 A=0.17ha
A4 A=0.19ha
B1 A=0.04ha
C1 A=0.28ha
C2 A=0.46ha
C3 A=0.13ha
C4 A=0.09ha
C5 A=0.16ha
C6 A=0.13ha
C7 A=0.66ha
C8 A=0.34ha
C9 A=0.47ha
C10 A=0.37ha
C11 A=0.15ha
C12 A=0.19ha
D1 A=0.03ha
D2 A=0.32ha
D3 A=0.07ha
D4 A=0.05ha
E1 A=0.30ha
E2 A=0.02ha

(2) 各路線ごとの流出量

水路 路線番号	該当流域	計画流出量：Qp (m3/s)
1-1	A2	0.084 = 0.084
1-2	1-1路線+A1+A4+B1	0.084 + 0.177 + 0.061 + 0.016 = 0.338
1-3	1-2路線+C1	0.338 + 0.090 = 0.428
1-4	C2	0.148 = 0.148
1-5	1-3路線+1-4路線+C4	0.428 + 0.148 + 0.029 = 0.605
1-6	1-5路線+C6	0.605 + 0.042 = 0.647
1-7	1-6路線+C8	0.647 + 0.110 = 0.757
1-8	1-7路線+C10	0.757 + 0.119 = 0.876
1-9	1-8路線+C12+E1	0.876 + 0.061 + 0.085 = 1.022
2-1	A3+C3	0.055 + 0.042 = 0.097
2-2	2-1路線+C5+D1	0.097 + 0.052 + 0.008 = 0.157
2-3	2-2路線+C7+D2	0.157 + 0.213 + 0.090 = 0.460
2-4	2-3路線+C11+D3	0.460 + 0.048 + 0.020 = 0.528
3	1-8路線	0.876 = 0.876

2. 流下能力の計算

マンニング式

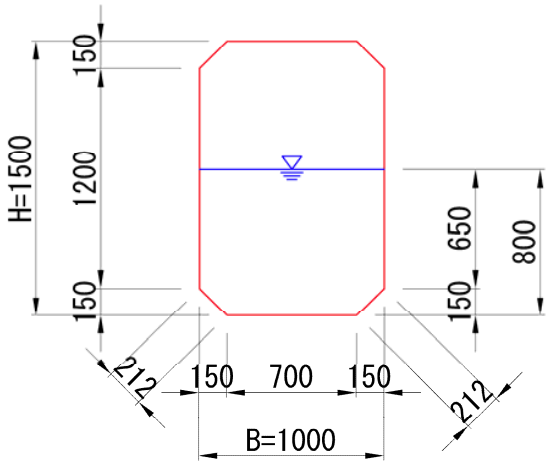
$$V=\frac{1}{n}\times R^{2/3}\times I^{1/2}$$

n：粗度係数（コンクリート水路：二次製品）　＝　0.013

水路路線名	名称	幅；B	高；H	断面積；A	潤辺；P	径深；R=A/P	粗度係数；n	勾配；I	流速；V	流下量；Q=A×V	計画流出量；Qp	断面余裕		判定 Q/Qp≧1.2または2.0
		(mm)	(mm)	(m2)	(m)	(m)		1/n	(m/s)	(m3/s)	(m3/s)	Q/Qp	V=3m/s未満：Q/Qp=1.2以上 V=3m/s以上：Q/Qp=2.0以上	
1-1	ﾌﾘｭｰﾑ	350	350	0.123	1.050	0.117	0.013	1/ 250	1.164	0.143	0.084	1.70	1.2	OK
1-2	〃	450	450	0.203	1.350	0.150	0.013	1/ 42	3.351	0.680	0.338	2.01	2.0	OK
1-3	〃	500	500	0.250	1.500	0.167	0.013	1/ 41	3.643	0.911	0.428	2.13	2.0	OK
1-4	〃	300	300	0.090	0.900	0.100	0.013	1/ 50	2.344	0.211	0.148	1.43	1.2	OK
1-5	〃	600	600	0.360	1.800	0.200	0.013	1/ 120	2.402	0.865	0.605	1.43	1.2	OK
1-6	〃	600	600	0.360	1.800	0.200	0.013	1/ 120	2.402	0.865	0.647	1.34	1.2	OK
1-7	〃	700	700	0.490	2.100	0.233	0.013	1/ 120	2.659	1.303	0.757	1.72	1.2	OK
1-8	〃	800	800	0.640	2.400	0.267	0.013	1/ 200	2.255	1.443	0.876	1.65	1.2	OK
1-9	〃	800	800	0.640	2.400	0.267	0.013	1/ 6	13.021	8.333	1.022	8.15	2.0	OK
2-1	〃	300	300	0.090	0.900	0.100	0.013	1/ 124	1.488	0.134	0.097	1.38	1.2	OK
2-2	〃	300	300	0.090	0.900	0.100	0.013	1/ 50	2.344	0.211	0.157	1.34	1.2	OK
2-3	〃	600	600	0.360	1.800	0.200	0.013	1/ 130	2.307	0.831	0.460	1.81	1.2	OK
2-4	〃	600	600	0.360	1.800	0.200	0.013	1/ 8	9.301	3.348	0.528	6.34	2.0	OK
3	BOX ｶﾙﾊﾞｰﾄ	1000	1500	0.778	2.424	0.321	0.013	1/ 200	2.550	1.984	0.876	2.26	2.0	OK

＊BOX(函渠)の断面余裕は流速に係わらず2.0とする。

3路線：ボックスカルバート流下能力の計算



水深；h=　0.80

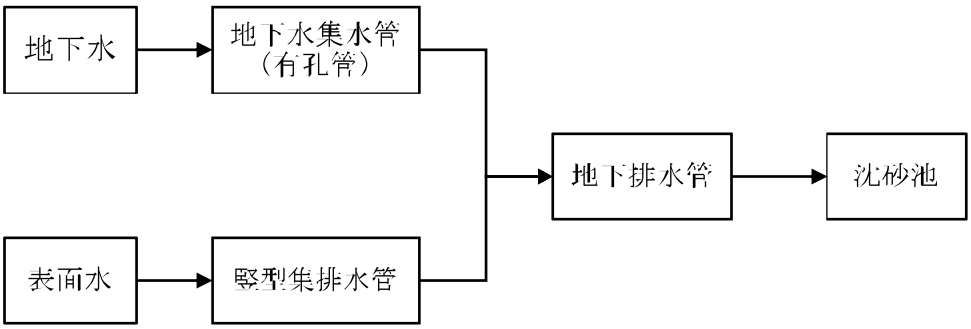
粗度係数；n=　0.013

勾配；I=　1/　200

断面積：A=	0.80×1.00−1/2×0.15×0.15×2	=	0.778 m2
潤辺：P=	(0.65+0.212) ×2+0.70	=	2.424 m
径深：R=A/P=	0.778 ／ 2.424	=	0.321 m
流速：V=	2.550 m/s		
流量：Q=	1.981 m3/s		

2.4.2　地下排水計画

開発中の埋立施設内の排水は以下に示す系統で流下させる。



1）地下水集水管（有孔管）

処理水量の算定

①過去の観測結果による場合、倉吉観測所における過去 30 年間の日最大降水量は 196mm/日であった。

よって、196mm÷86400sec＝0.0023mm/sec となる。

倉吉　最大日降水量　（単位:mm/日）

観測年	降水量	観測年	降水量	観測年	降水量
1986年	68.0	1996年	102.0	2006年	135.0
1987年	191.0	1997年	185.0	2007年	58.0
1988年	137.0	1998年	169.0	2008年	84.0
1989年	113.0	1999年	88.0	2009年	121.5
1990年	196.0	2000年	82.0	2010年	64.0
1991年	87.0	2001年	69.0	2011年	195.0
1992年	188.0	2002年	50.0	2012年	70.0
1993年	111.0	2003年	53.0	2013年	144.0
1994年	105.0	2004年	151.0	2014年	85.0
1995年	75.0	2005年	66.0	2015年	52.5

②建設発生土処分場造成マニュアルによる場合、処理水量は 2.5L/秒/ha である。

建設発生土処分場造成マニュアル(P16)

ウ　処理水量の算出　0.0025m3/sec/ha

暗渠排水の処理水量は、2.5L／秒／ha(盛土面積当たり)を標準とする。

標記の排水量は豊水期平常流量が流域面積当たり平均 0.2L／秒／ha を示す地区を標準としており、観測結果があり豊水期平常流量が流域面積当たり 0.5L／秒／ha を上回る沢では、処理水量を盛土面積当たり 3.0L／秒／ha とすることができる。

鳥取県生活環境局との協議の結果、②建設発生土処分場造成マニュアルに基づく計算方式を採用することとした。

地下水処理水量は以下のとおり。

集水面積 2.35ha×0.0025m3/sec/ha＝0.006m3/sec
（流域図 C3～C10）

流下能力の計算
塩ビコルゲート有孔管 φ200
上砂堆積等を考慮し、通水断面は 50%とする。

$A' = \pi \cdot r^2 / 2$
A'：流積(m2)
r ：半径(m)

A'＝ π ×0.1^2/2
＝ 0.016 m2

$S = D/2 \cdot \theta$
S ：潤辺(m)
D ：管径(m)

S＝ 0.20/2 × θ
＝ 0.314 m

$V = 1/n \cdot (A'/S)^{2/3} \cdot I'^{1/2}$
V ：平均流速(m/sec)
n ：粗度係数 0.015
A'：流積(m2)
S ：潤辺(m)
I'：勾配 1/100

V＝ 1/0.015×(0.016/0.314)^(2/3)×0.0100^(1/2)
＝ 0.916 m/sec

建設発生土処分場造成マニュアル(H19改訂案)P16
③粗度係数は次表を標準とする。

管　　材	原　　管	流量計算に用いる粗度係数値
塩ビ	0.008～0.01	0.012
塩ビコルゲート	0.015	0.015
ポリエチレン	0.009～0.01	0.012
ポリエチレンコルゲート	0.015	0.015
網状管A種※	0.010～0.012	0.012
網状管B種※※	0.015	0.015
ヒューム管	0.013	0.013
空隙コンクリート	0.020	0.020

※ 網状管A種・・・網状管種の中で通常の円形断面を示すもの
※※網状管B種・・・網状管種の中でコルゲート状を示すもの

$Q = A' \cdot V$
Q ：流量(m3/sec)
A'：流積(m2)
V ：平均流速(m/sec)

Q＝ 0.016×0.916
＝ 0.0147m3/sec ＞ 0.006m3/sec ・・・ OK

2）竪型集排水管

竪型集排水設備を以下により計画する。

建設発生土処分場造成マニュアル（H19 改訂案）P26

5　竪集水坑

竪集水坑は、雨水及び盛土内の地下水を造成地区外へ排除し、また工事中の土砂の流出を防止するために設置する。

① 竪集水坑は造成地内の沢部やのり肩周辺など、水を積極的に排除すべき位置に配置するものとし、設置間隔は 50～100m を目安とする。

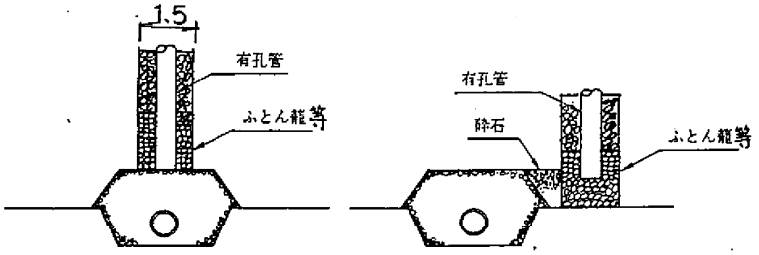
② 竪集水坑の構造は、中央部に有孔管（φ300）を設置し、その周辺の中詰め材として通水性に優れた栗石等を使用して,雨水等が速やかに下方の地下排水溝に流下する構造とする。

③ 竪集水坑の基礎形状は、地下排水溝が上部からの荷重に対して安定し、かつ、通水性に優れた材料により巻きたてる形状とする。

④ 竪集水坑の基礎天端幅は、地下排水管の３倍以上とする。縦断方向も同様の幅とする。

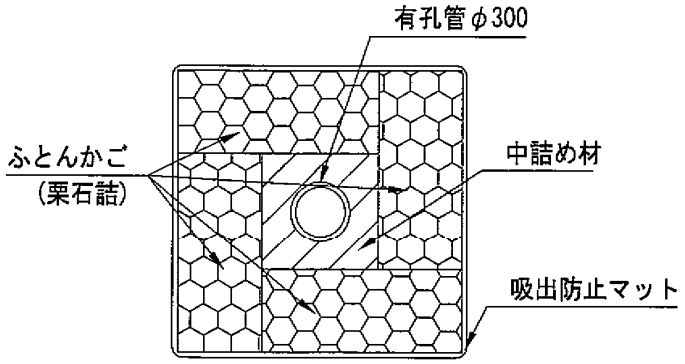
⑤ 竪集水坑は、吸出防止マットで巻き立て、泥土の流出を防ぐ。

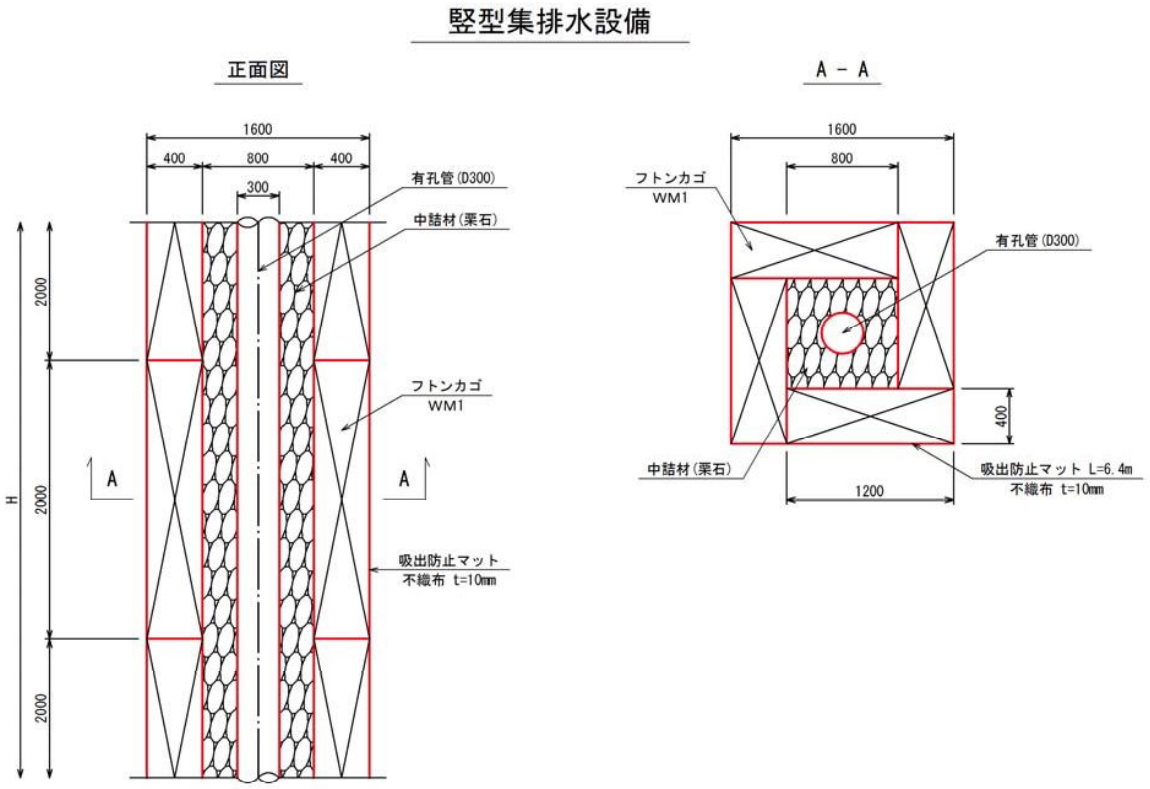
竪型集水暗渠の例



※　（産業廃棄物処分場の構造指針及び維持管理指針　P17 より抜粋）

ふとんかごによる処理例





3）地下排水管

上被りが 10m 程度あるため、**高密度ポリエチレン管**を採用する。

次頁の流下能力計算により、以下の 2 種類が選出される。

経済性よりダブル管の φ800 を採用する。

高密度ポリエチレン管

シングル管	φ1000
	35,900円/m
ダブル管	φ800
	22,700円/m

地下排水管の流下能力の計算

高密度ポリエチレン管(ダブル管)

1. 内径（直径）	0.80 m	A:流水断面	0.503 m^2
2. 水深	0.80 m	S:潤辺長	2.513 m
3. 粗度係数	0.010	R:径深 = A/P	0.200 m
4. 河床勾配 (1/	100)		
5. 計画流出量:Qp	0.758 m^3/s	B:水面幅	0.00 m

$V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$ …マンニング式

流速 V= 3.420 m/s

流量 Q= 1.720 m^3/s

Q/QP=2.0以上 2.27 ・・・・・ OK

流量Qを求める公式

$Q=(1/N)*[\ K3*I^{1/2}*D^{8/3}\ ]$

$A=(D^{2/8})*(\theta-\sin\theta)$

$S=(D/2)*\theta$

$R=(D/4)*(1-\sin\theta/\theta)$

$K3=(1/2)^{13/3}*\theta*(1-\sin\theta/\theta)^{5/3}$

$\cos(\theta/2)=1-(2H/D)$

$=$ -1.000

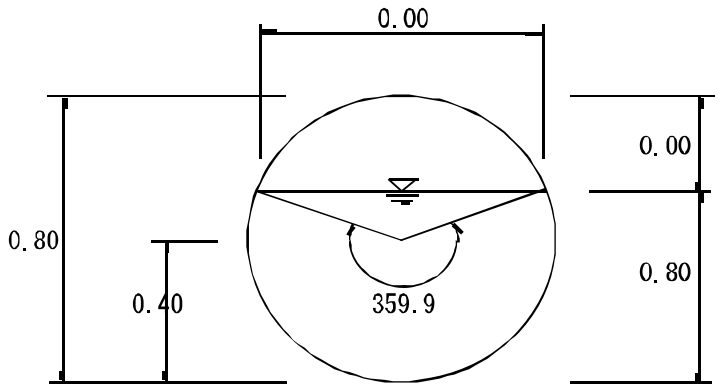
$\theta/2=$ 3.141 rad

$\theta=$ 6.282 rad

$=$ 359.9 度

$\sin\theta=$ -0.001

K3= 0.312



地下排水管の流下能力の計算

高密度ポリエチレン管(シングル管)

1. 内径（直径）	1.00 m	A:流水断面	0.785 m^2
2. 水深	1.00 m	S:潤辺長	3.141 m
3. 粗度係数	0.016	R:径深 = A/P	0.250 m
4. 河床勾配 (1/	100)		
5. 計画流出量:Qp	0.758 m^3/s	B:水面幅	0.00 m

$V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$ …マンニング式

流速 V= 2.480 m/s

流量 Q= 1.947 m^3/s

Q/QP=2.0以上 2.57 ・・・・・ OK

流量Qを求める公式

$Q=(1/N)*[\ K3*I^{1/2}*D^{8/3}\ ]$

$A=(D^{2/8})*(\theta-\sin\theta)$

$S=(D/2)*\theta$

$R=(D/4)*(1-\sin\theta/\theta)$

$K3=(1/2)^{13/3}*\theta*(1-\sin\theta/\theta)^{5/3}$

$\cos(\theta/2)=1-(2H/D)$

$=$ -1.000

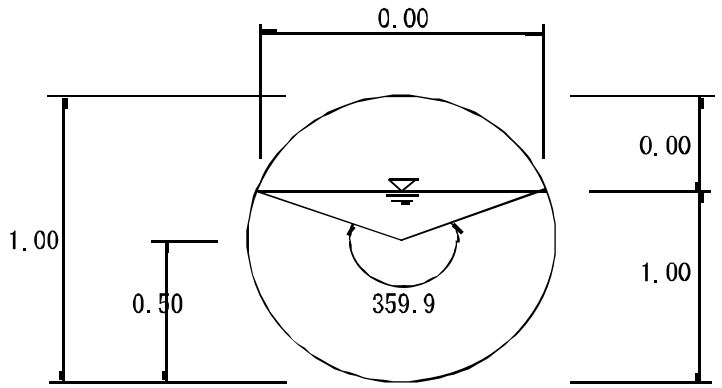
$\theta/2=$ 3.141 rad

$\theta=$ 6.282 rad

$=$ 359.9 度

$\sin\theta=$ -0.001

K3= 0.312



地下排水管に対する流出量
C流域のうちC3～C10区域の流水を流下させる。　　＊「流域図」参照

水路 路線番号	該当流域	計画流出量：Qp（m3/s）
地下排水管	C3～C10	0.042 ＋ 0.029 ＋ 0.052 ＋ 0.042 ＋ 0.213 ＋ 0.110
		0.151 ＋ 0.119 ＝ 0.758

2.5　防災施設

2.5.1　防災調整池及び沈砂池の検討

計画地下流の流下断面より、防災調整池及び沈砂池の設置検討を行なった。

下記の検討の結果、当最終処分場について防災調整池の整備は不要とし、施設流末部に沈砂池を設ける。

2.5.2　下流断面の検討

計画地下流には、水路は整備されていない。局部的な浸食による水道は見られるが、上流の山林から集まった水が谷底を流下し、自然水路を形成している。

谷底自然水路を流路として流下断面を検討する。

写真 2-1　検討断面付近現地状況

検討に使用する断面は、谷部のうち最も断面の小さい箇所とした。

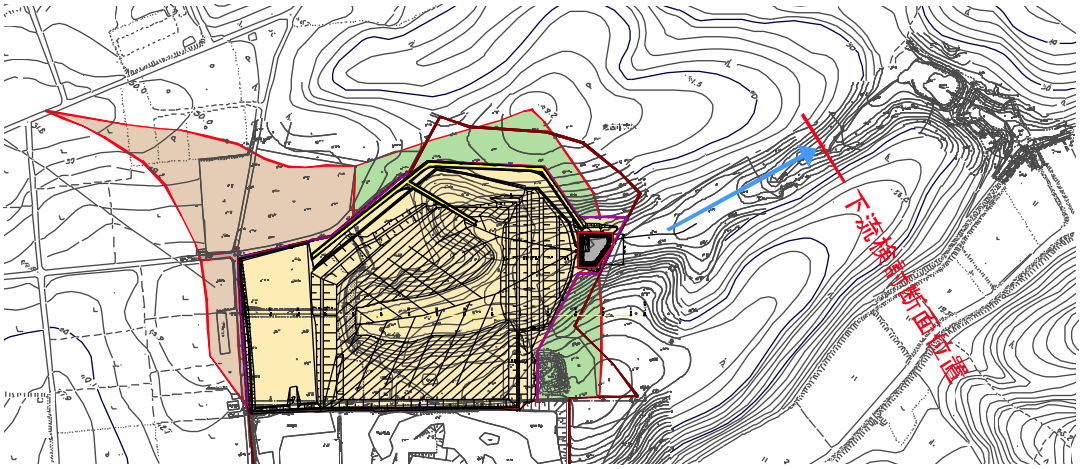


図 2-3　検討断面位置

30 年確率のピーク流量に対して下流断面の流下能力を比較する。

1） ピーク流量(雨量流出量)の算定

Qp＝1／360･f･r･A’

Qp ： 雨量流出量(m3/sec)

f ： 流出係数

r ： 到達時間内の降雨量強度(mm/h)

A’ ： 流出面積(ha)

洪水到達時間内の降雨強度

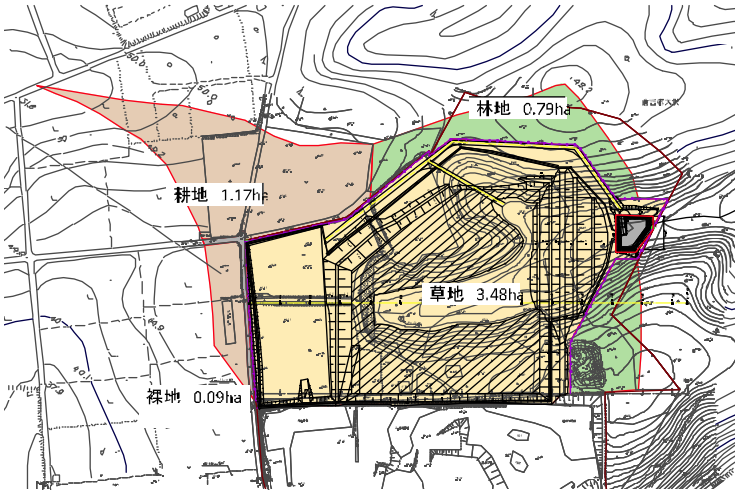
洪水到達時間：流域面積50ha以下=10分

降雨確率：30年

30年確率降雨強度式（倉吉観測所）

$$r = \frac{188.2}{t^{1/3}-0.853} = \frac{188.2}{10^{1/3}-0.853}$$

※降雨強度式は「河川計画の手引き【技術資料編】H26年4月（鳥取県）」による。



【開発中】

集水面積 (ha) 合計	利用区分(ha)				雨量強度 (m/hr)	平均 流出係数 ※	流出量 Q (m3/h)
	1.0 裸地	0.8 草地	0.8 耕地	0.7 林地			
5.53	0.09	3.48	1.17	0.79	144.6	0.789	6309

※平均流出係数…利用区分毎の係数を加重平均したもの。

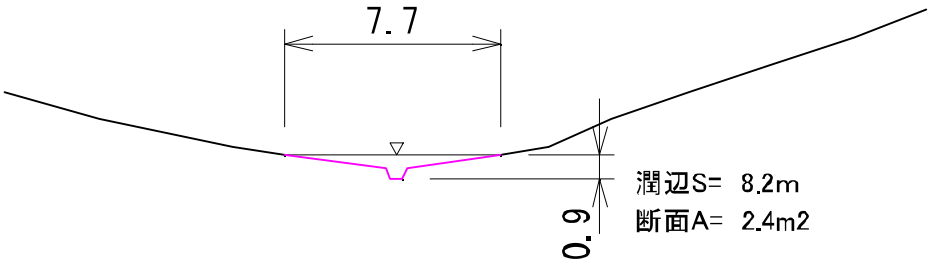
Qp＝ 1/360×0.789×144.6×5.5

＝ 6309 m3/h

＝ 1.753 m3/sec

2） 断面(自然水路)の流下能力算定

検討断面



流下能力の算定

Q ＝ A'・V

Q ： 流量(m3/sec)

A': 流水断面(m2) = 2.4

V ： 平均流速(m/sec) = 0.864

Q ＝ 2.4 × 0.864

＝ 2.074 m3/sec

$V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$

V ： 平均流速(m/sec)

n ： 粗度係数 0.1

R ： 径深(m)(＝A／S) = 0.2926

S ： 潤辺長(m) = 8.2

I ： 河床勾配 = 1/26

V ＝ 1/0.1×0.2926^2/3×1/26^1/2

＝ 0.864m/sec

判定結果

1.753m3/sec ＜ 2.074m3/sec ・・・ O.K

30年確率雨量強度におけるピーク流量は、下流断面において流下可能と判定された。
よって、防災調整池の設置は不要のため、流末部に沈砂池を設けることとする。

マニングの粗度係数 n

水路の形式	水路の状況	nの範囲	nの標準値
カルバード	現場打ちコンクリート		0.015
	コンクリート管		0.013
	コルゲートメタル管（1形）		0.024
	〃 （2形）		0.033
	〃 （ペービングあり）		0.012
	塩化ビニル管		0.010
	コンクリート2次製品		0.013
ライニングした水路	鋼，塗装なし，平滑	0.011～0.014	0.012
	モルタル	0.011～0.015	0.013
	木，カンナ仕上げ	0.012～0.018	0.015
	コンクリート，コテ仕上げ	0.011～0.015	0.015
	コンクリート，底面砂利	0.015～0.020	0.017
	石積み，モルタル目地	0.017～0.030	0.025
	空石積み	0.023～0.035	0.032
	アスファルト，平滑	0.013	0.013
ライニングなし水路	土，直線，等断面水路	0.016～0.025	0.022
	土，直線水路，雑草あり	0.022～0.033	0.027
	砂利，直線水路	0.022～0.030	0.025
	岩盤直線水路	0.025～0.040	0.035
自然水路	整正断面水路	0.025～0.033	0.030
	非常に不整正な断面，雑草，立木多し	0.075～0.150	0.100

社団法人 日本道路協会 道路土工－排水工指針 22ページ

2.5.3　沈砂池の規模の決定

開発区域からの流出水を対象に沈砂池の必要面積を算定する。
算定方法には以下を適用する。

最終処分場の構造･設備指針及び維持管理指針（H21.3）P11

② 防災調整池の設置が必要ない最終処分場においては、埋立区域外の流末部に沈砂池を設置することとし、その必要面積は、（式４）により算定のこと。

$A = Q / U_0$　　・・・（式４）

A　：沈砂池の必要面積（㎡）
Q　：処理水量（㎥／ｈ）
U0　：限界沈降速度（ｍ／ｈ、＝Ｈ／Ｔ）
H　：沈澱物を堆積させる部分を除いた沈砂池の有効深さ（ｍ）
T　：滞留時間（ｈ）

③ 式４における処理水量（Q）の算定は、4-1-17④によるものとし、開発区域からの流出水を対象として、雨量は降雨確率３年の時間降雨強度を標準とする。
　また、沈降速度は**表－4.1.7**によるものとし、比重２．６５、直径０．０７４㎜の粒子の速度４㎜／sec（１４．４ｍ／ｈ）を標準とする。
④ 沈砂池面積は、必要面積Aの１．５～２．０倍を見込むものとする。
⑤ 沈砂池の深さは、沈澱物が再懸濁するおそれのない水深（１ｍ程度）を考慮し、これに**表－4.1.6**を標準とする年間流出土砂量を、池底に堆積させるのに必要な深さを加えた深さとする。
　また、堆積土砂量を検討し、浚渫の維持管理計画を立てるものとする。
⑥ 沈砂池の構造は、壁面が容易に崩壊せず、止水性が十分確保できるものとし、素掘りでないものとする。

1） ピーク流量（雨量流出量）の算定

Qp＝1／360･f･r･A’

Qp ： 雨量流出量（m3/sec）

f ： 流出係数

r ： 到達時間内の降雨量強度（mm/h）

A’ ： 流出面積（ha）

洪水到達時間内の降雨強度

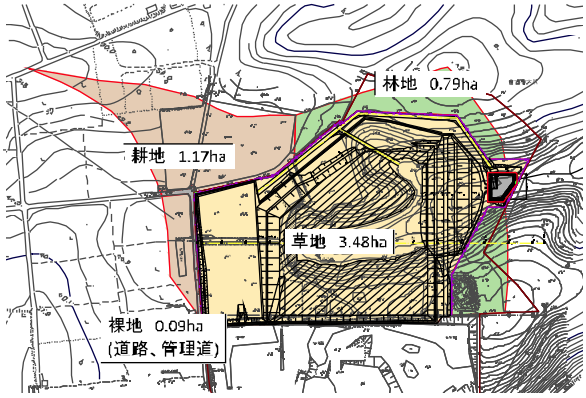
洪水到達時間：流域面積50ha以下=10分

降雨確率：3年

（3年確率降雨強度式（倉吉観測所））

$$r = \frac{155.6}{t^{0.40} - 0.632} = \frac{155.6}{10^{0.40} - 0.632}$$

※降雨強度式は「河川計画の手引き【技術資料編】H26年4月（鳥取県）」による。



集水面積 (ha) 合計	利用区分(ha)				雨量強度 (m/hr)	平均 流出係数 ※	流出量 Q (m3/h)
	1.0 裸地	0.8 耕地	0.8 草地	0.7 林地			
5.53	0.09	1.17	3.48	0.79	82.8	0.789	3613

※平均流出係数…利用区分毎の係数を加重平均したもの。

Qp＝ 1/360×0.789×82.8×5.5

＝ 3613 m3/h

2） 沈砂池の面積

A＝Q／U_0

A ： 沈砂池の必要面積A（m2）

Qp ： 処理水量（m3/h）

U_0 ： 限界沈降速度（m/h、=H/T）．．．14.4m/hを標準とする。

A＝ 3613/14.4

＝ 250.9m2

必要面積は必要面積Aに1.5倍の安全率をかけたものとする。

沈砂池必要面積＝必要面積A×1.5＝250.9×1.5 ≒ 376 m2

よって、沈砂池の必要面積は 376m2 となった。

3） 沈砂池容量の算定

1年間当りの堆積土砂量

地表の状況	1ha当たり流出土砂量（m3／年）	流出面積（ha）	流出土砂量（m3）
裸地・荒廃地	400	0.09	36.0
間伐地・草地	15	4.65	69.8
択伐地	2		
普通の林地	1	0.79	0.8
計			106.6

最終処分場の構造・設備指針及び維持管理指針（H21年3月）P11

浚渫回数を年1回とした場合に必要となる沈砂池堆積

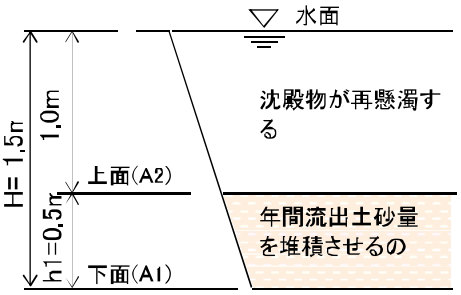
＝ 106.6／1 ≒ 107 m3

沈砂池の大きさ

水面　= 392m2 ＞ 376m2 ・・・ O. K

上面 A1= 342m2

下面 A2= 317m2　※面積の根拠図は次頁に示す。

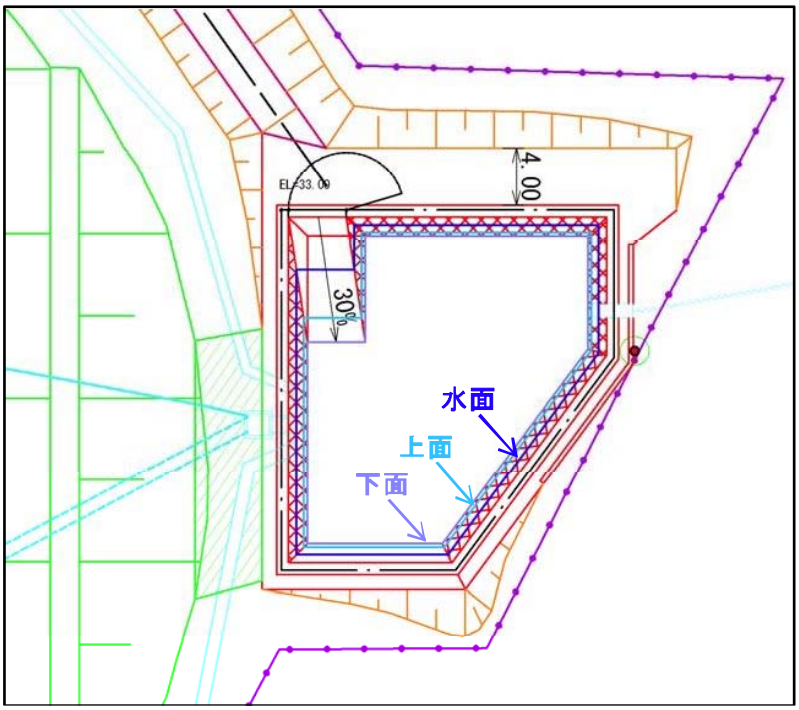


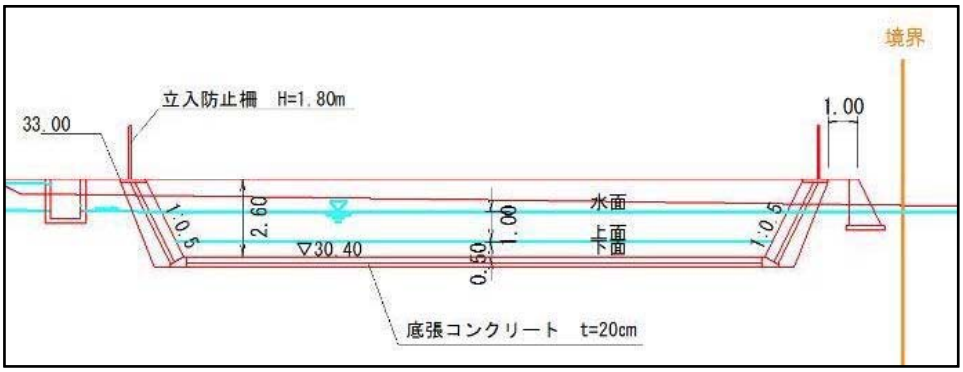
容量（池底に堆積させることのできる流出土砂量）

V= (上面A1+下面A2)×1/2×h1

(342.0 + 317.0)×1 / 2 × 0.5 ＝ 164.8 ＞ 107 ・・・ O. K

沈砂池の面積根拠図





ＣＡＤによる計測

水面　A=392m2

上面　A=342m2

下面　A=317m2

No.15　施設の能力計算書

(3) 破砕機能力計算書

株式会社　小鴨　殿

HMP-1200型（220kw）

廃木材破砕機　処理能力の計算

平成29年　12月　26日

株式会社　シーケイエス・チューキ

広島県福山市箕島町6280-10

TEL　084-920-3311　FAX　084-920-3345

HMP－1200型（220ｋｗ）　破砕機

機　械　仕　様

型　　式	水平投入下部排出ハンマーミル
名　　称	HMP－1200型（220ｋｗ）
投　入　口	650ｍｍ×1164ｍｍ
回　転　数	893 min^{-1}
ロ　ー　タ　ー	基板　SS400　　溶接・機械加工仕上 ローター厚　　＝　34ｍｍ ローター枚数　＝　7枚
ハ　ン　マ　ー	耐摩耗両刃型 装着数　＝　24 本　　回転径　　φ1208ｍｍ
ス　ク　リーン	7分割挿入引き出し架装式ロストルスタイル スクリーンサイズ　＝　約63×74mm
伝　　導	ウエッジベルト伝導 本体側　　：　φ630×8V×8本掛 モーター側　：　φ475×8V×8本掛
軸　　受	自動調芯コロ軸受　　＃２３２３８Ｃ３
オイルシール	TB220－260－22
軸　受　給　油	循環給油方式
扉　開　閉	油圧シリンダーによる 油圧シリンダー　　140H8R－71TC80C140N－550－A0
動　　力	220ｋｗ　×　6P　（1185min^{-1}）　全閉外扇型 始動方式＝コンドルファースターターによる

設　計　条　件

1. 機　　種　　ハンマーミル型　破砕機
2. 型　　式　　HMP－1200 型（220 k w）
3. 処 理 物　　廃　木　材

4. 機 械 仕 様

ハンマー刃先径	φ 1208 mm
機　械　巾	1164 mm
回　転　数	893 min^{-1}
ハンマー数	24 本
ロストルスクリーンサイズ	約 63×74 mm
動　　力	220 k w x 6 P （1185min-1）

5. ハンマー打撃面積

ハンマーの打撃部　長さ	0.11 m
ハンマーの打撃巾	0.04 m
打　撃　面　積	0.11×0.04 ＝ 0.0044 m^2
打　撃　効　率	0.533

6. ハンマー周速

$$V = \frac{\pi D N}{60} = \frac{\pi \times 1.208 \times 893}{60} = 56.45 \text{ m／S}$$

V ＝ ハンマー周速　m／S
D ＝ ハンマー回転径　1.208m
N ＝ 回転数　893 min^{-1}

7. 処理能力計算

計算式　Q ＝ W × L × N × V × i × K × T × δ

Q	＝	処　理　量	kg／H
W	＝	ハンマー刃先巾	0.04 m
L	＝	ハンマー破砕部　長さ	0.11 m
N	＝	ハンマー本数	24本
V	＝	ハンマー周速	54.65m／S
i	＝	ハンマー打撃効率（添付図参照）	0.533
K	＝	破砕系数（経験値）	0.0018

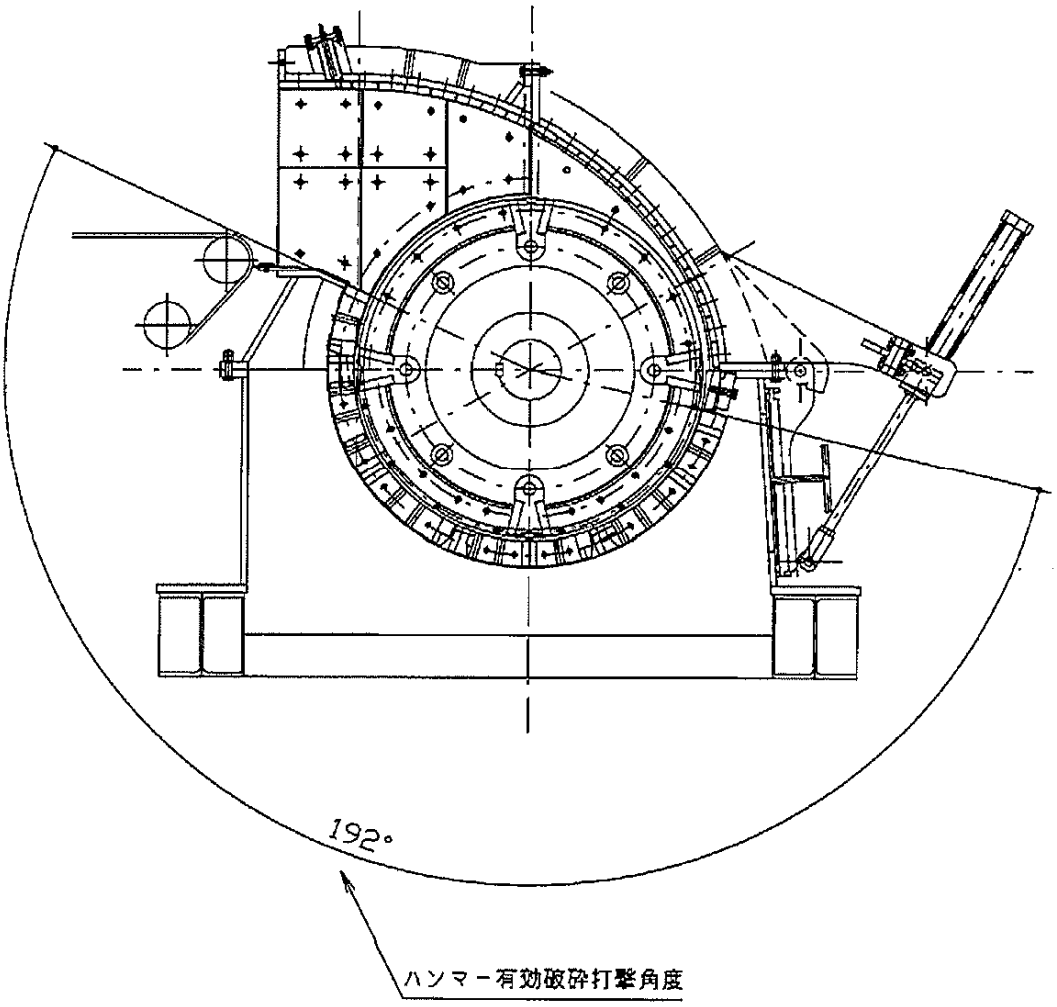
（破砕機駆動モーター　＝　220kw時）

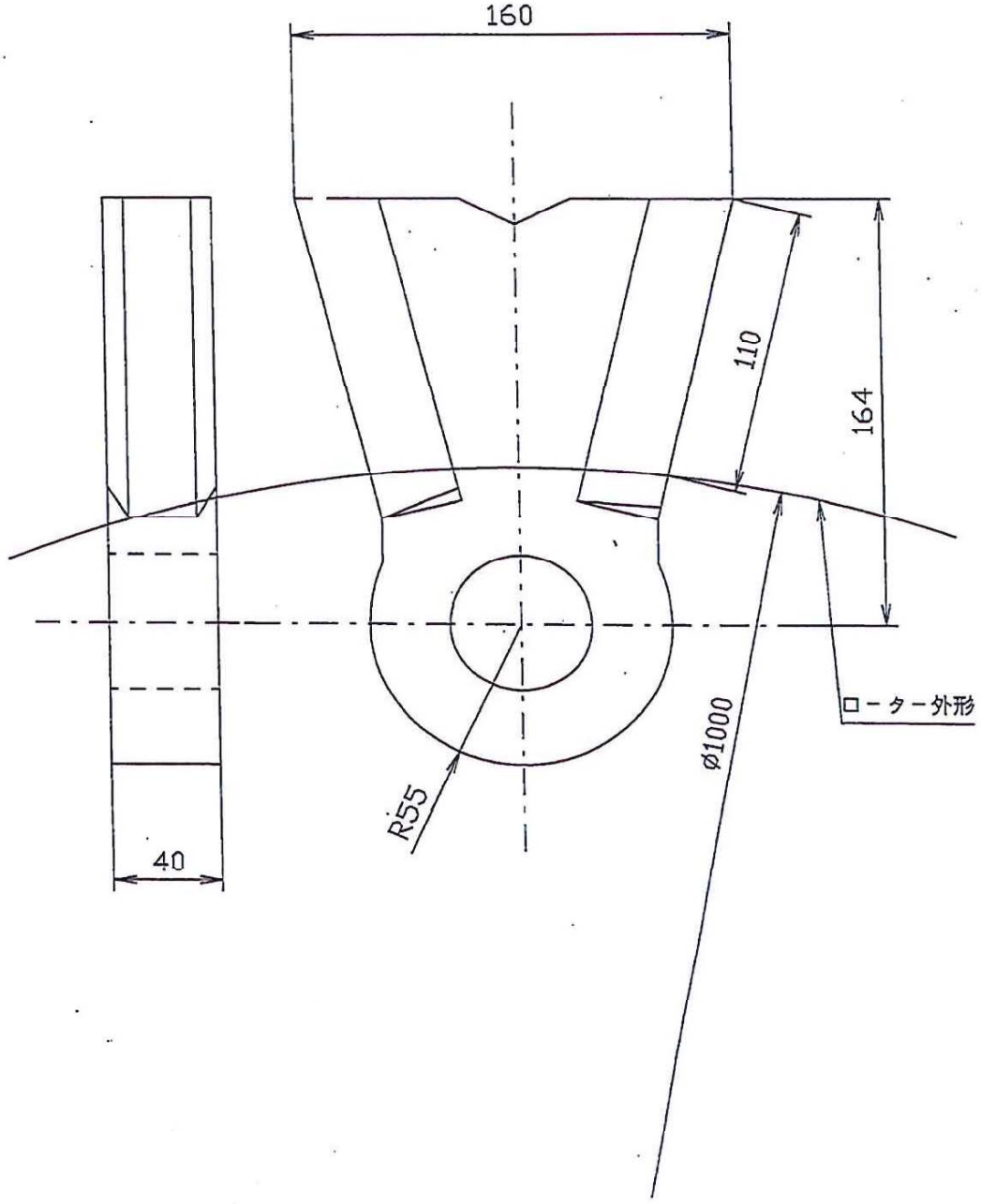
T	＝		3600秒
δ	＝	廃木材比重	550kg／m^3

Q ＝ 0.04m×0.11m×24本×54.65m/S×0.533×0.0018×3600S×550kg/m^3

＝ 10963 kg／H

打撃効率説明図



ハンマー打撃効率＝192/360＝0.533

ハンマー形状図