

1 間知ブロック及び間知石練積み造擁壁

[illegible]

なお、裏込厚については、切土の場合、上・下端共に 30cm 以上、盛土の場合、上端 30cm 以上、下端においては、60cm 以上もしくは擁壁地上高さ（A）の 100 分の 20 のいずれか大きい方の数値以上とすること。

(2)コンクリート練積造擁壁の標準寸法

		擁		壁		単位：mm		
土	質	勾配	高さ A	下端部厚さ B	上端部厚さ C	控長	根入 D	裏込 E (盛土の場合)
第一種	岩・岩せつ・砂利	70°～75° (3分)	2 m以下 2 mを超え 3 m以下	400 以上 500 〃	400 以上	300 以上	350 以上 450 〃	――
		65°～70° (4分)	2 m以下 2 mを超え 3 m以下 3 mを超え 4 m以下	400 〃 450 〃 500 〃	〃	〃	350 以上 450 〃 600 〃	――
		65° 以下 (4分7厘)	3 m以下 3 mを超え 4 m以下 4 mを超え 5 m以下	400 以上 450 〃 600 〃	〃	〃	450 以上 600 〃 750 〃	――
第二種	砂・ローム・粘土	70°～75° (3分)	2 m以下 2 mを超え 3 m以下	500 以上 700 〃	〃	〃	350 以上 450 〃	600 以上
		65°～70° (4分)	2 m以下 2 mを超え 3 m以下 3 mを超え 4 m以下	450 〃 600 〃 750 〃	〃	〃	350 以上 450 〃 600 〃	600 以上 600 〃 800 〃
		65° 以下 (4分7厘)	2 m以下 2 mを超え 3 m以下 3 mを超え 4 m以下 4 mを超え 5 m以下	400 〃 500 〃 650 〃 800 〃	〃	〃	350 以上 450 〃 600 〃 750 〃	600 以上 600 〃 800 〃 1000 〃
第三種	その他の土質	70°～75° (3分)	2 m以下 2 mを超え 3 m以下	850 以上 900 〃	700 以上	〃	450 以上 600 〃	600 以上
		65°～70° (4分)	2 m以下 2 mを超え 3 m以下 3 mを超え 4 m以下	750 以上 850 〃 1050 〃	〃	〃	450 以上 600 〃 800 〃	600 以上 600 〃 800 〃
		65° 以下 (4分7厘)	2 m以下 2 mを超え 3 m以下 3 mを超え 4 m以下 4 mを超え 5 m以下	700 以上 800 〃 950 〃 1200 〃	〃	〃	450 以上 600 〃 800 〃 1000 〃	600 以上 600 〃 800 〃 1000 〃

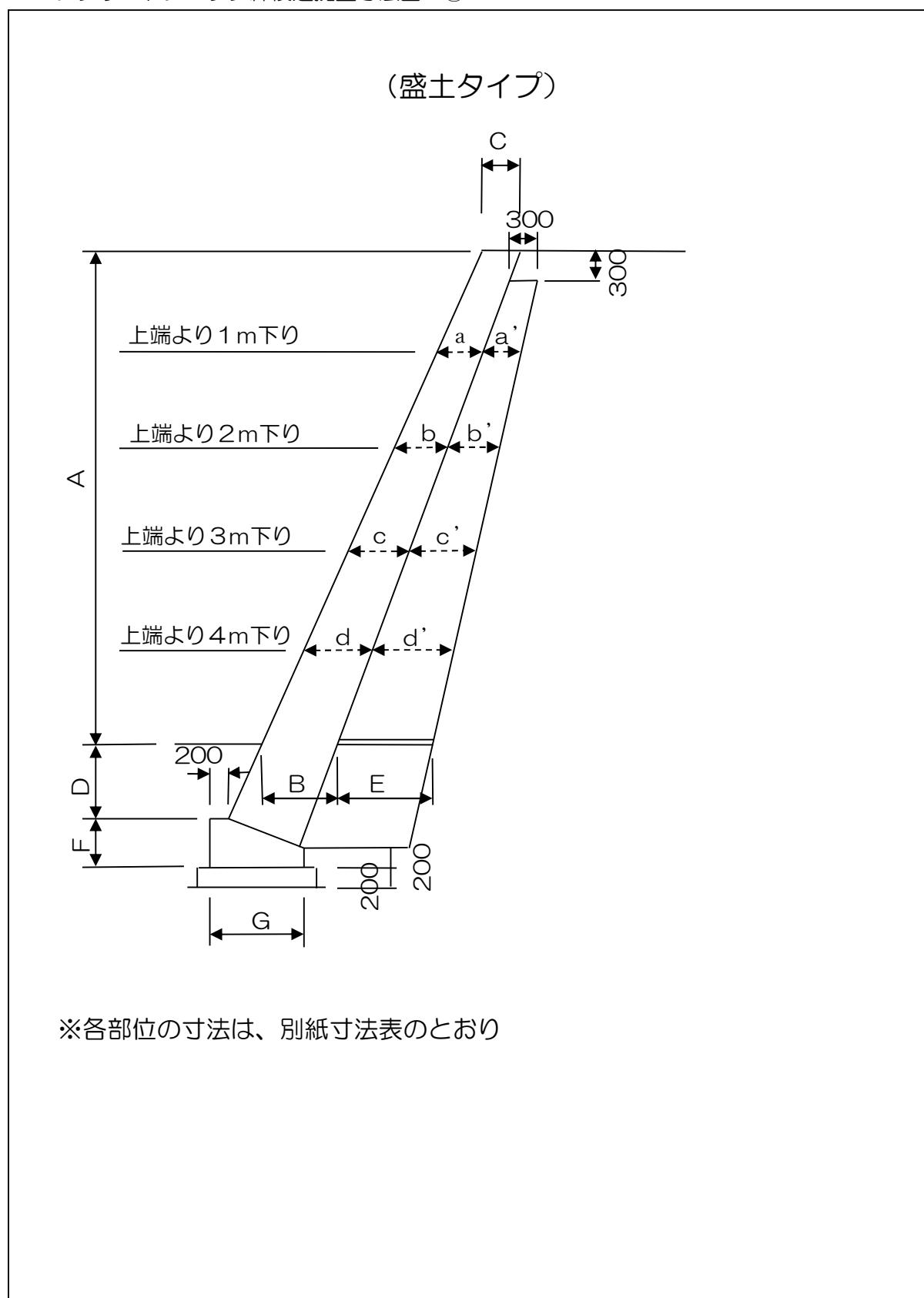
※ 1.切土の場合の裏込厚は、30 cm 以上とすること。

2.本市においては、谷積みを原則とする。

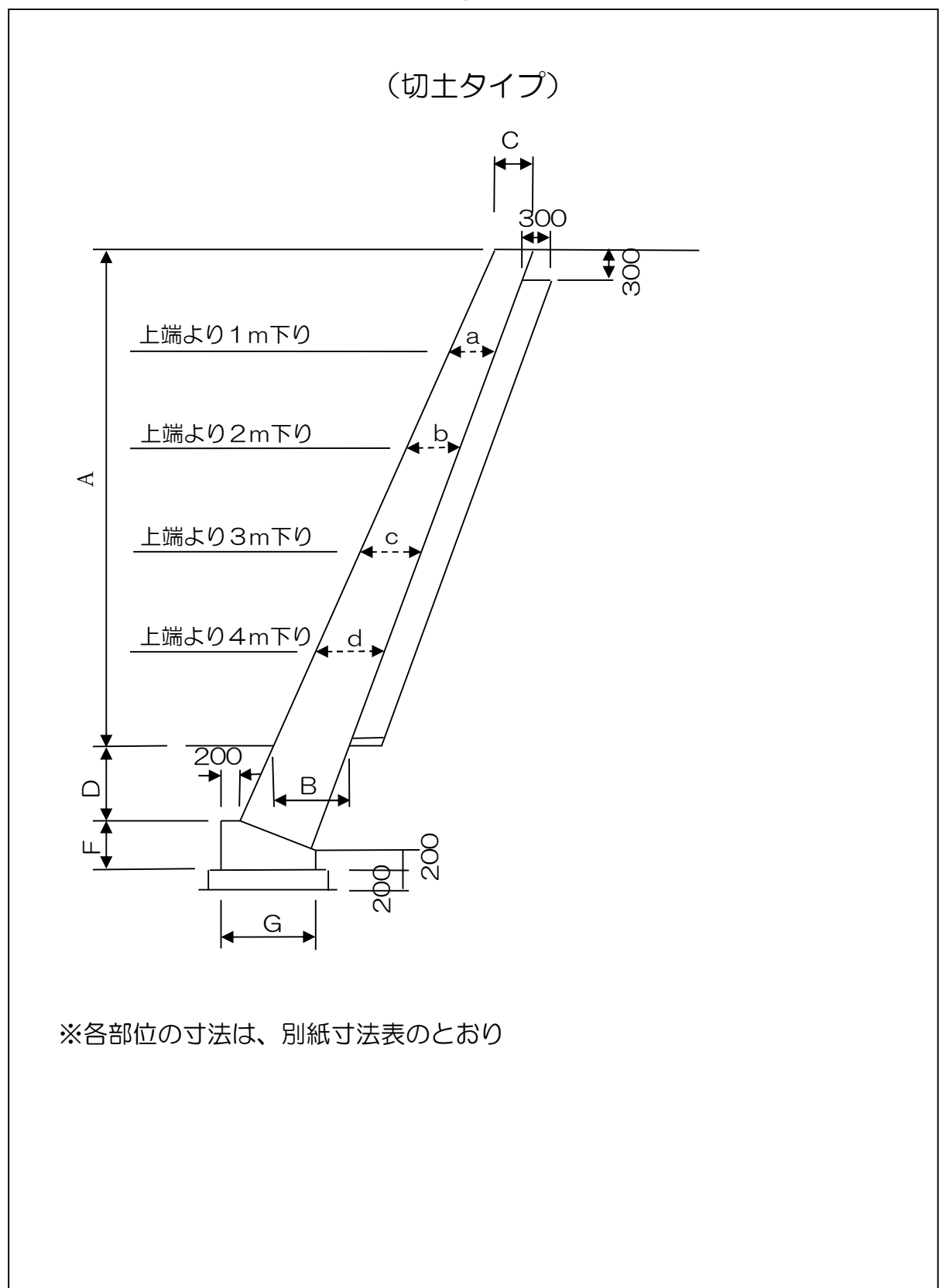
3.裏込めコンクリートを打設の際は抜き型枠を使用すること。

4.地盤の状況等により、本基準以外の寸法及び基礎を鉄筋コンクリート造に指示することがあります。

コンクリートブロック練積造擁壁寸法図 ①



コンクリートブロック練積造擁壁寸法図 ②



寸法表（第1種）

第1種（岩・岩せつ・砂利）

（単位：mm）

勾配	A(壁高) (m)	C (天端部)	a (1m 下り)	b (2m 下り)	c (3m 下り)	d (4m 下り)	B (下端部)	D (根入れ)	F (基礎高)	G (基礎幅)	地耐力 (kN/㎡)	
75°	2.0m 以下	400	400				400	350	300	600	75	
	2.0 超 3.0 未満		(B－C) *1.0/A＋C	(B－C) *2.0/A＋C			500	450		700		
	3.0m		434	467								
2.0m 以下	400					400	350	350	600			
2.0 超 3.0 未満	(B－C) *1.0/A＋C		(B－C) *2.0/A＋C			450	450		650			
3.0m	417		434									
70°	3.0 超 4.0 未満		(B－C) *1.0/A＋C	(B－C) *2.0/A＋C	(B－C) *3.0/A＋C			500	600	400	700	100
	4.0m		425	450	475							
	3.0m 以下		400	400				400	450	400	550	75
65°	3.0 超 4.0 未満		(B－C) *1.0/A＋C	(B－C) *2.0/A＋C	(B－C) *3.0/A＋C			450	600	400	600	100
	4.0m		413	425	438							
	4.0 超 5.0 未満		(B－C) *1.0/A＋C	(B－C) *2.0/A＋C	(B－C) *3.0/A＋C	(B－C) *4.0/A＋C	600	750	450	750	125	
	5.0m		440	480	520	560						

寸法表（第2種）

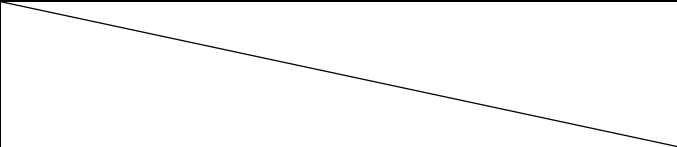
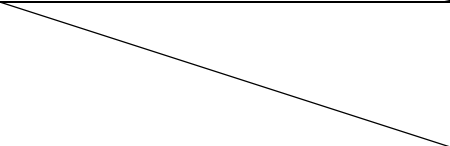
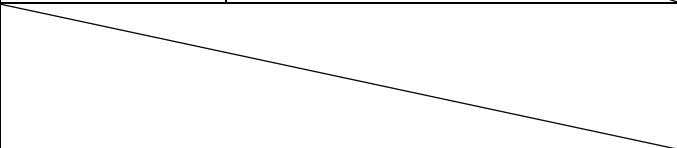
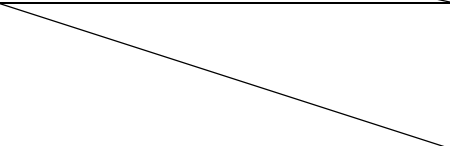
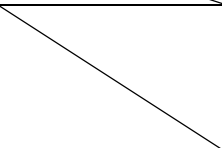
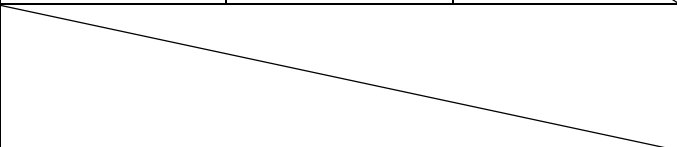
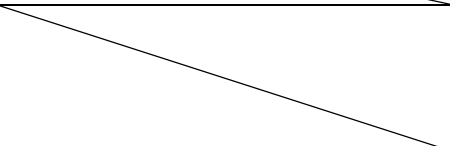
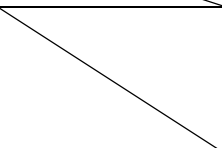
第2種（砂・ローム・粘土）

（単位：mm）

勾配	A(壁高) (m)	C (天端部)	a (1m 下り)	b (2m 下り)	c (3m 下り)	d (4m 下り)	B (下端部)	D (根入れ)	F (基礎高)	G (基礎幅)	地耐力 (kN/㎡)
75°	2.0m 未満	400	(B－C) *1.0/A＋C				500	350	350	700	75
	2.0m		450								
	2.0 超 3.0 未満		(B－C) *1.0/A＋C	(B－C) *2.0/A＋C			700	450	400	950	
	3.0m		500	600							
	70°		2.0m 未満	(B－C) *1.0/A＋C				450	350	350	
2.0m			425								
2.0 超 3.0 未満			(B－C) *1.0/A＋C	(B－C) *2.0/A＋C			600	450	400	800	
3.0m			467	533							
3.0 超 4.0 未満			(B－C) *1.0/A＋C	(B－C) *2.0/A＋C	(B－C) *3.0/A＋C		750	600	450	950	100
4.0m			488	575	663						
65°			2.0m 未満	(B－C) *1.0/A＋C				400	350	350	600
	2.0m		400								
	2.0 超 3.0 未満		(B－C) *1.0/A＋C	(B－C) *2.0/A＋C			500	450	400	700	
	3.0m		434	467							
	3.0 超 4.0 未満		(B－C) *1.0/A＋C	(B－C) *2.0/A＋C	(B－C) *3.0/A＋C		650	600	450	850	100
	4.0m		464	525	588						
	4.0 超 5.0 未満		(B－C) *1.0/A＋C	(B－C) *2.0/A＋C	(B－C) *3.0/A＋C	(B－C) *4.0/A＋ C	800	750	500	1000	125
	5.0m		480	560	640	720					

裏込厚（盛土の場合）

（単位：mm）

勾配	A(壁高) (m)	上 端 部	a' (1m 下り)	b' (2m 下り)	c' (3m 下り)	d' (4m 下り)	E (下端 部)
75°	2.0m 未 満	300	$300 \times 0.7 / (A - 0.3) + 300$				600
	2.0m		424				
	2.0 超 3.0 未満		$300 \times 0.7 / (A - 0.3) + 300$	$300 \times 1.7 / (A - 0.3) + 300$			
	3.0m		378	489			
70°	2.0m 未 満		$300 \times 0.7 / (A - 0.3) + 300$				
	2.0m		424				
	2.0 超 3.0 未満		$300 \times 0.7 / (A - 0.3) + 300$	$300 \times 1.7 / (A - 0.3) + 300$			
	3.0m		378	489			
	3.0 超 4.0 未満		$(E - 300) \times 0.7 / (A - 0.3) + 300$	$(E - 300) \times 1.7 / (A - 0.3) + 300$	$(E - 300) \times 2.7 / (A - 0.3) + 300$		A*1000 *0.2
	4.0m		395	530	665		800
65°	2.0m 未 満		$300 \times 0.7 / (A - 0.3) + 300$				600
	2.0m		424				
	2.0 超 3.0 未満	$300 \times 0.7 / (A - 0.3) + 300$	$300 \times 1.7 / (A - 0.3) + 300$				
	3.0m	378	489				
	3.0 超 4.0 未満	$(E - 300) \times 0.7 / (A - 0.3) + 300$	$(E - 300) \times 1.7 / (A - 0.3) + 300$	$(E - 300) \times 2.7 / (A - 0.3) + 300$		A*1000 *0.2	
	4.0m	395	530	665		800	
	4.0 超 5.0 未満	$(E - 300) \times 0.7 / (A - 0.3) + 300$	$(E - 300) \times 1.7 / (A - 0.3) + 300$	$(E - 300) \times 2.7 / (A - 0.3) + 300$	$(E - 300) \times 3.7 / (A - 0.3) + 300$	A*1000 *0.2	
	5.0m	405	554	703	851	1000	

寸法表（第3種）

第3種（その他の土質）

（単位：mm）

勾配	A(壁高) (m)	C (天端部)	a (1m 下り)	b (2m 下り)	c (3m 下り)	d (4m 下り)	B (下端部)	D (根入れ)	F (基礎高)	G (基礎幅)	地耐力 (kN/㎡)
75°	2.0m 未満	700	(B－C) *1.0/A＋C				850	450	450	1050	75
	2.0m		775								
	2.0 超 3.0 未満		(B－C) *1.0/A＋C	(B－C) *2.0/A＋C			900	600		1100	
	3.0m		767	834							
70°	2.0m 未満		(B－C) *1.0/A＋C				750	450	500	900	75
	2.0m		725								
	2.0 超 3.0 未満		(B－C) *1.0/A＋C	(B－C) *2.0/A＋C			850	600		1000	
	3.0m		750	800							
	3.0 超 4.0 未満		(B－C) *1.0/A＋C	(B－C) *2.0/A＋C	(B－C) *3.0/A＋C		1050	800	600	1250	100
	4.0m		788	875	963						
65°	2.0m 以下		700				700	450	500	800	75
	2.0 超 3.0 未満		(B－C) *1.0/A＋C	(B－C) *2.0/A＋C			800	600	550	900	
	3.0m		734	767							
	3.0 超 4.0 未満		(B－C) *1.0/A＋C	(B－C) *2.0/A＋C	(B－C) *3.0/A＋C		950	800	600	1050	100
	4.0m		763	825	888						
	4.0 超 5.0 未満		(B－C) *1.0/A＋C	(B－C) *2.0/A＋C	(B－C) *3.0/A＋C	(B－C) *4.0/A＋C	1200	1000	750	1350	125
	5.0m		800	900	1000	1100					

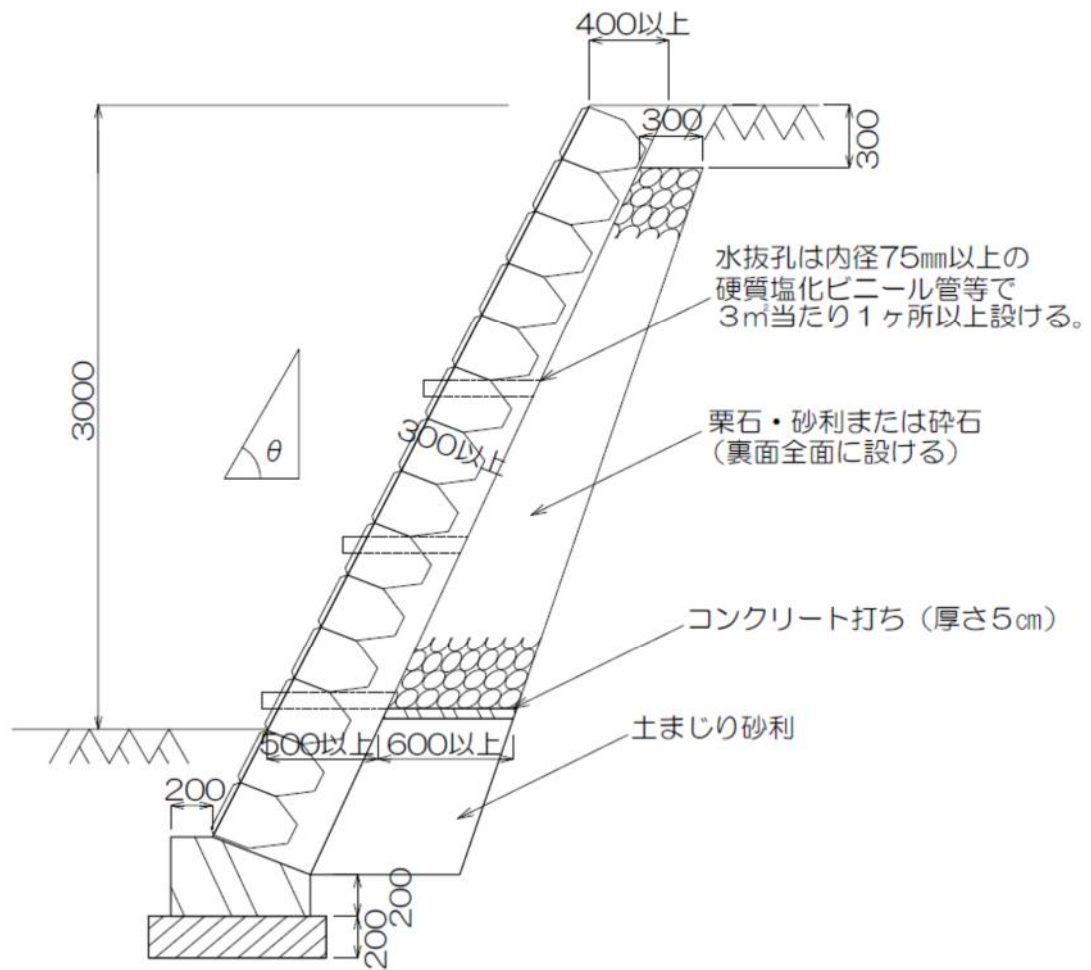
裏込厚（盛土の場合）

（単位：mm）

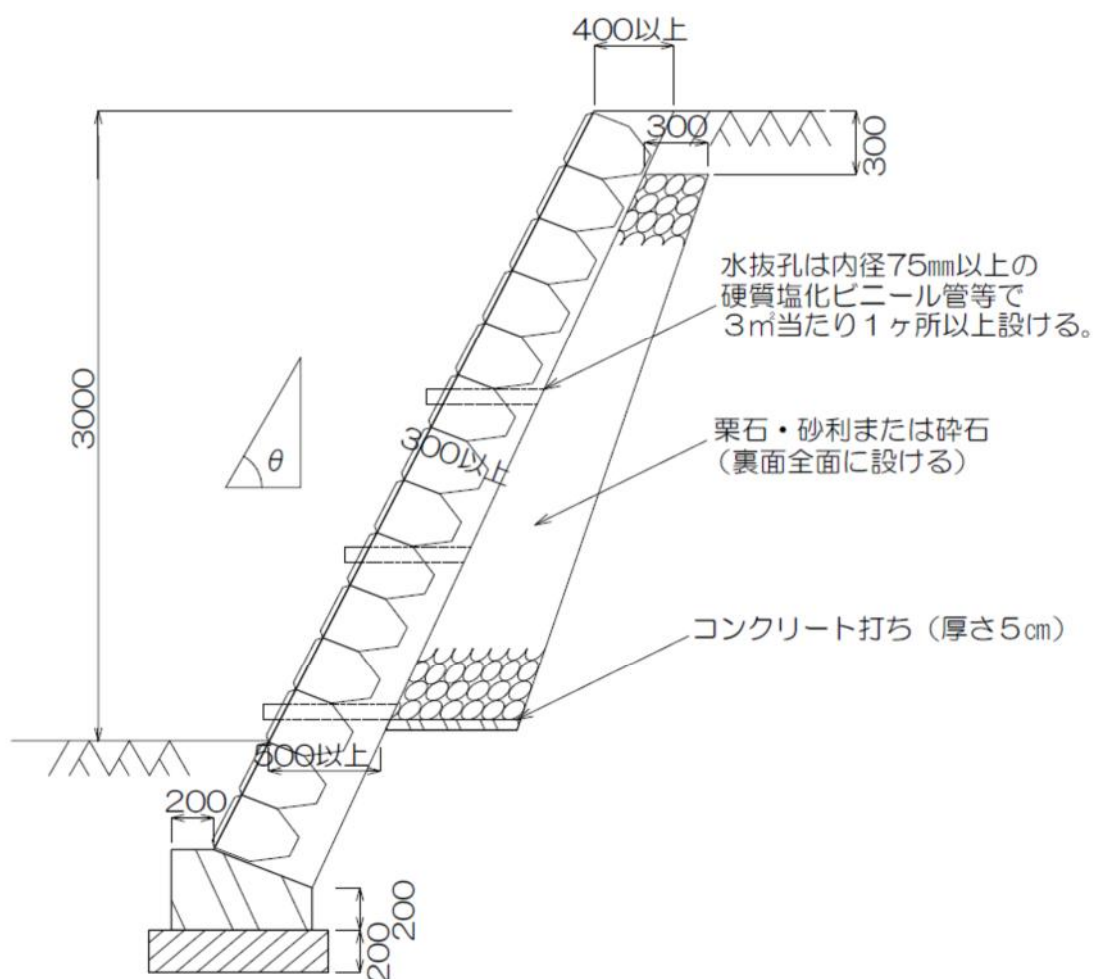
勾配	A(壁高) (m)	上 端 部	a' (1m 下り)	b' (2m 下り)	c' (3m 下り)	d' (4m 下り)	E (下端部)
75°	2.0m 未満	300	$300 \times 0.7 / (A - 0.3) + 300$				600
	2.0m		424				
	2.0 超 3.0 未満		$300 \times 0.7 / (A - 0.3) + 300$	$300 \times 1.7 / (A - 0.3) + 300$			
	3.0m		378	489			
70°	2.0m 未満		$300 \times 0.7 / (A - 0.3) + 300$				600
	2.0m		424				
	2.0 超 3.0 未満		$300 \times 0.7 / (A - 0.3) + 300$	$300 \times 1.7 / (A - 0.3) + 300$			
	3.0m		378	489			
	3.0 超 4.0 未満		$(E - 300) \times 0.7 / (A - 0.3) + 300$	$(E - 300) \times 1.7 / (A - 0.3) + 300$	$(E - 300) \times 2.7 / (A - 0.3) + 300$		$A \times 1000 \times 0.2$
	4.0m		395	530	665		800
65°	2.0m 未満		$300 \times 0.7 / (A - 0.3) + 300$				600
	2.0m		424				
	2.0 超 3.0 未満		$300 \times 0.7 / (A - 0.3) + 300$	$300 \times 1.7 / (A - 0.3) + 300$			
	3.0m		378	489			
	3.0 超 4.0 未満		$(E - 300) \times 0.7 / (A - 0.3) + 300$	$(E - 300) \times 1.7 / (A - 0.3) + 300$	$(E - 300) \times 2.7 / (A - 0.3) + 300$		$A \times 1000 \times 0.2$
	4.0m		395	530	665		800
	4.0 超 5.0 未満		$(E - 300) \times 0.7 / (A - 0.3) + 300$	$(E - 300) \times 1.7 / (A - 0.3) + 300$	$(E - 300) \times 2.7 / (A - 0.3) + 300$	$(E - 300) \times 3.7 / (A - 0.3) + 300$	$A \times 1000 \times 0.2$
	5.0m		405	554	703	851	1000

2 間知石練積み擁壁の参考図

(1)高さ3m（土質第2種 盛土） 単位mm



(2)高さ3m（土質第2種 切土） 単位mm



3 擁壁の施工の注意点

(1) コンクリートブロックについて

本市規則において、高さが2m以下のがけ面に設置する擁壁(令第6条第1項第1号の規定により設置するものを除く。)については、鉄筋コンクリート造、無筋コンクリート造又は間知石練積み造その他の練積み造のものとしなければならないと定めており、許可が不要な行為であってもコンクリートブロック擁壁（国土交通省認定外）、板柵、単管、H鋼横矢板等による擁壁は認められません。

ただし、令第14条の規定により、国土交通大臣が令第6条第1項第2号及び第7条から第10条までの規定による擁壁と構造材料及び構造方法が同等以上の効力があると認めるものについてはこの限りではありません。

(2) 隅角部の滑りの検討について

隅部における逆L型擁壁について、図3-1のような逆L型擁壁が内側に折れ曲がる場合は、一体として構造計算を行うか、市型擁壁の場合は、前面の底版を通常より1.5倍厚くし、背面の底版を連結させて、一体となるように施工してください。

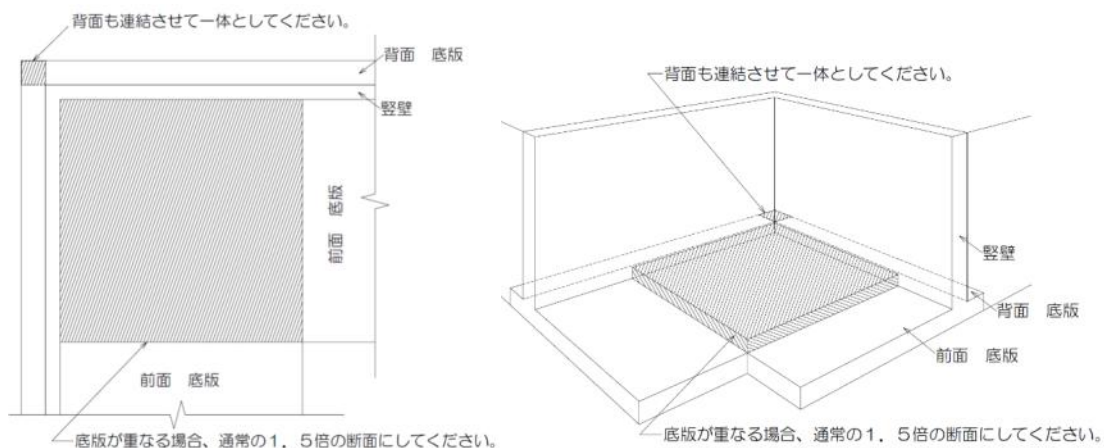


図3-1 逆L型擁壁隅角部（市型擁壁の場合）

(3) 区域外の崖・擁壁について

区域内に新たな崖や擁壁を設置する際には、区域外にある崖・擁壁により一体の崖や2段擁壁等を考慮し、安全に配慮しなければなりません。

(4) 開口補強について

給水管や排水管は擁壁を避けるように敷設することが原則ですが、取り込み口に擁壁があり開口補強が必要な場合には、国土交通省告示（平成19年国土交通省告示第594号）を参考とし補強を行う必要があります。

(5) 鉄筋のかぶりについて

市型の底板は純かぶりで60mmを確保する必要があります。ウマを使う場合はコンクリートを打つ前に取り外すか防錆処理を行ってください。

4 鉄筋コンクリート及び無筋コンクリート造擁壁の標準構造図

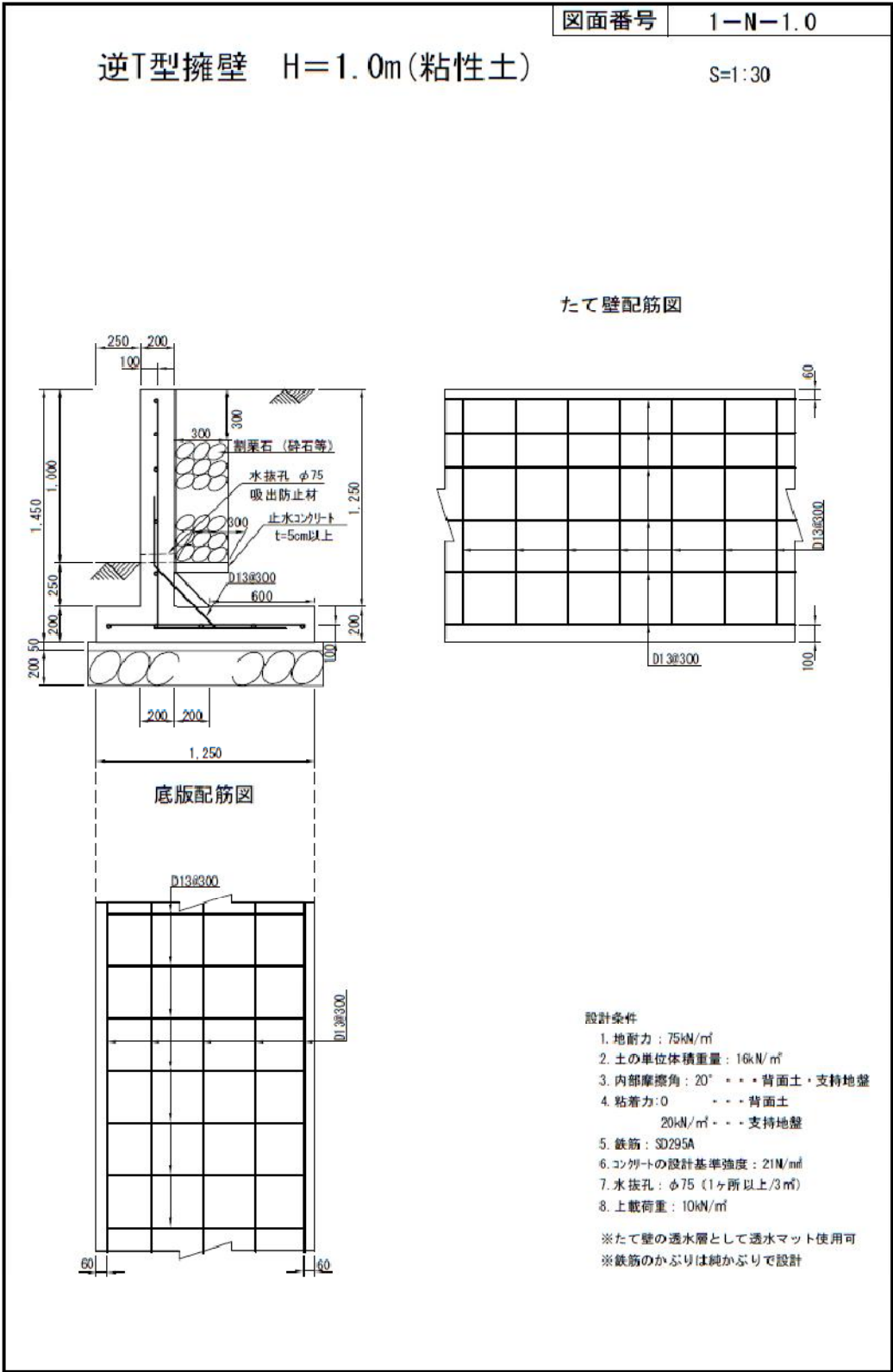
(1)種類

構造形式	土質	地耐力 kN/m ²	地上高さ (m)	図面番号	
				(形式)	(土質) — (高さ)
1. 逆T型 鉄筋コンクリート擁壁	粘性土(N)	75	1.0	1	N — 1.0
			1.5	1	N — 1.5
		100	2.0	1	N — 2.0
			2.5	1	N — 2.5
		125	3.0	1	N — 3.0 (A)
			3.5	1	N — 3.5
		150	4.0	1	N — 4.0
			4.5	1	N — 4.5
	砂質土(S)	50	1.0	1	S — 1.0
			1.5	1	S — 1.5
		100	2.0	1	S — 2.0
			2.5	1	S — 2.5
		150	3.0	1	S — 3.0 (A)
			3.5	1	S — 3.5
		200	4.0	1	S — 4.0
			4.5	1	S — 4.5
2. L型 鉄筋コンクリート擁壁	粘性土(N)	75	1.0	2	N — 1.0
			1.5	2	N — 1.5
		100	2.0	2	N — 2.0
			2.5	2	N — 2.5
		150	3.0	2	N — 3.0
			3.5	2	N — 3.5
		200	4.0	2	N — 4.0
			4.5	2	N — 4.5
	砂質土(S)	75	1.0	2	S — 1.0
			1.5	2	S — 1.5
		100	2.0	2	S — 2.0
			2.5	2	S — 2.5
		150	3.0	2	S — 3.0
			3.5	2	S — 3.5
		200	4.0	2	S — 4.0
			4.5	2	S — 4.5
3. 逆L型 鉄筋コンクリート擁壁	粘性土(N)	50	1.0	3	N — 1.0
			1.5	3	N — 1.5
		75	2.0	3	N — 2.0
			2.5	3	N — 2.5
		100	3.0	3	N — 3.0
			3.5	3	N — 3.5
			4.0	3	N — 4.0
			4.5	3	N — 4.5
4. 重力式擁壁			0.5~1.0	4	①~⑥
5. 無筋コンクリート擁壁			0.3~0.8	5	①~⑥

擁壁標準構造図設計条件一覧表

	逆T型擁壁		L型擁壁		逆L型擁壁		重力的擁壁	無筋コンクリート擁壁
	粘性土	砂質土	粘性土	砂質土	粘性土	砂質土		
① 準拠基準	宅地防災		宅地防災		宅地防災		宅地防災	宅地防災
② 地震時検討	○ (H=2.0mまでは常時のみ) 土圧係数指定 (構造計算例のみ)		○ (H=2.0mまでは常時のみ)		○ (H=2.0mまでは常時のみ)		×	×
③ 土圧式	試験くさび法		試験くさび法		試験くさび法		試験くさび法	試験くさび法 (転倒のみ検討)
④ 仮想背面	かかと端 (鉛直)		かかと端 (鉛直)		実背面		かかと端 (鉛直)	実背面
⑤ 上載荷重	10kN/m ² (常時・地震時)		10kN/m ² (常時・地震時)		10kN/m ² (常時・地震時)		5kN/m ²	考慮しない
⑥ フェンス荷重	1.0kN/m (H=1.0mを除く)		1.0kN/m (H=1.0mを除く)		1.0kN/m (H=1.0mを除く)		考慮しない	考慮しない
⑦ 単位体積重量 (コンクリート) (背面土)	24.0kN/m ³ 17.0kN/m ³		24.0kN/m ³ 17.0kN/m ³		24.0kN/m ³ 16.0kN/m ³		24.0kN/m ³ 17.0kN/m ³	24.0kN/m ³ 16.0kN/m ³
⑧ 背面土 (粘着力・C) (内部摩擦角: φ)	C=0.0kN/m ² φ=20°		C=0.0kN/m ² φ=20°		C=0.0kN/m ² φ=20°		C=0.0kN/m ² φ=30°	C=0.0kN/m ² φ=20°
⑨ 支持地盤 (粘着力・C) (摩擦係数: μ)	C=20.0kN/m ² μ=tan φ =0.364		C=20.0kN/m ² μ=tan φ =0.364		C=20.0kN/m ² μ=tan φ =0.364		C=20.0kN/m ² μ=tan φ =0.577	C=20.0kN/m ² μ=tan φ =0.364
⑩ コンクリート 設計基準強度	σ=21N/mm ²		σ=21N/mm ²		σ=21N/mm ²		σ=21N/mm ²	σ=18N/mm ²
⑪ 地震時土圧	常時土圧+地震時慣性力		常時土圧+地震時慣性力		常時土圧+地震時慣性力		×	×
⑫ 設計水平露度	Kh=0.25 (大規模)		Kh=0.25 (大規模)		Kh=0.25 (大規模)		×	×
⑬ 鉄筋	SD295		SD295		SD295		無筋	無筋
⑭ 受働土圧	考慮しない		考慮しない		考慮しない		考慮しない	考慮しない
⑮ 水圧・浮力	考慮しない		考慮しない		考慮しない		考慮しない	考慮しない
⑯ 壁面摩擦角 (碎石又は透水マット)	透水層が碎石: 2/3 φ 透水マット: 1/2 φ		透水層が碎石: 2/3 φ 透水マット: 1/2 φ		透水層が碎石: 2/3 φ 透水マット: 1/2 φ		×	×

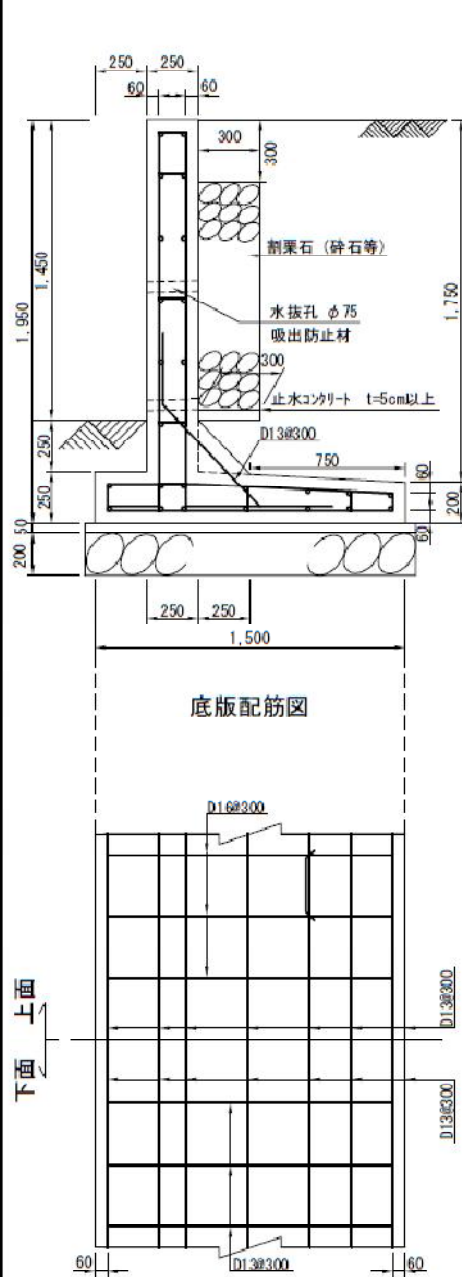
(2)逆 T 型擁壁 標準構造図



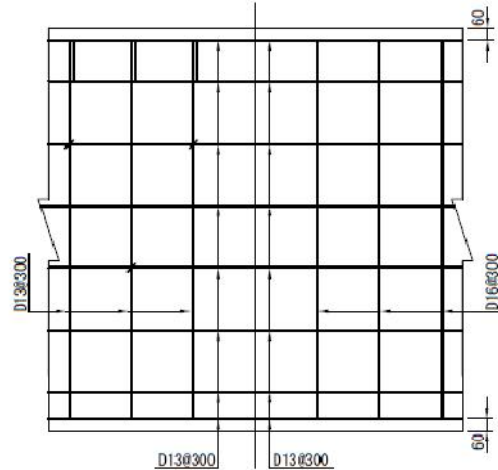
図面番号 1-N-1.5

逆T型擁壁 H=1.5m(粘性土)

S=1:30



たて壁配筋図
前面 背面



底板配筋図

設計条件

1. 地耐力: 100kN/m²
2. 土の単位体積重量: 16kN/m³
3. 内部摩擦角: 20° ... 背面土・支持地盤
4. 粘着力: 0 ... 背面土
20kN/m² ... 支持地盤
5. 鉄筋: SD295A
6. コンクリートの設計基準強度: 21N/mm²
7. 水抜孔: φ75 (1ヶ所以上/3m²)
8. 上載荷重: 10kN/m²
9. 風圧荷重: 1.0kN/m²

(擁壁天端から高さ1.1m)

※たて壁の透水層として透水マット使用可

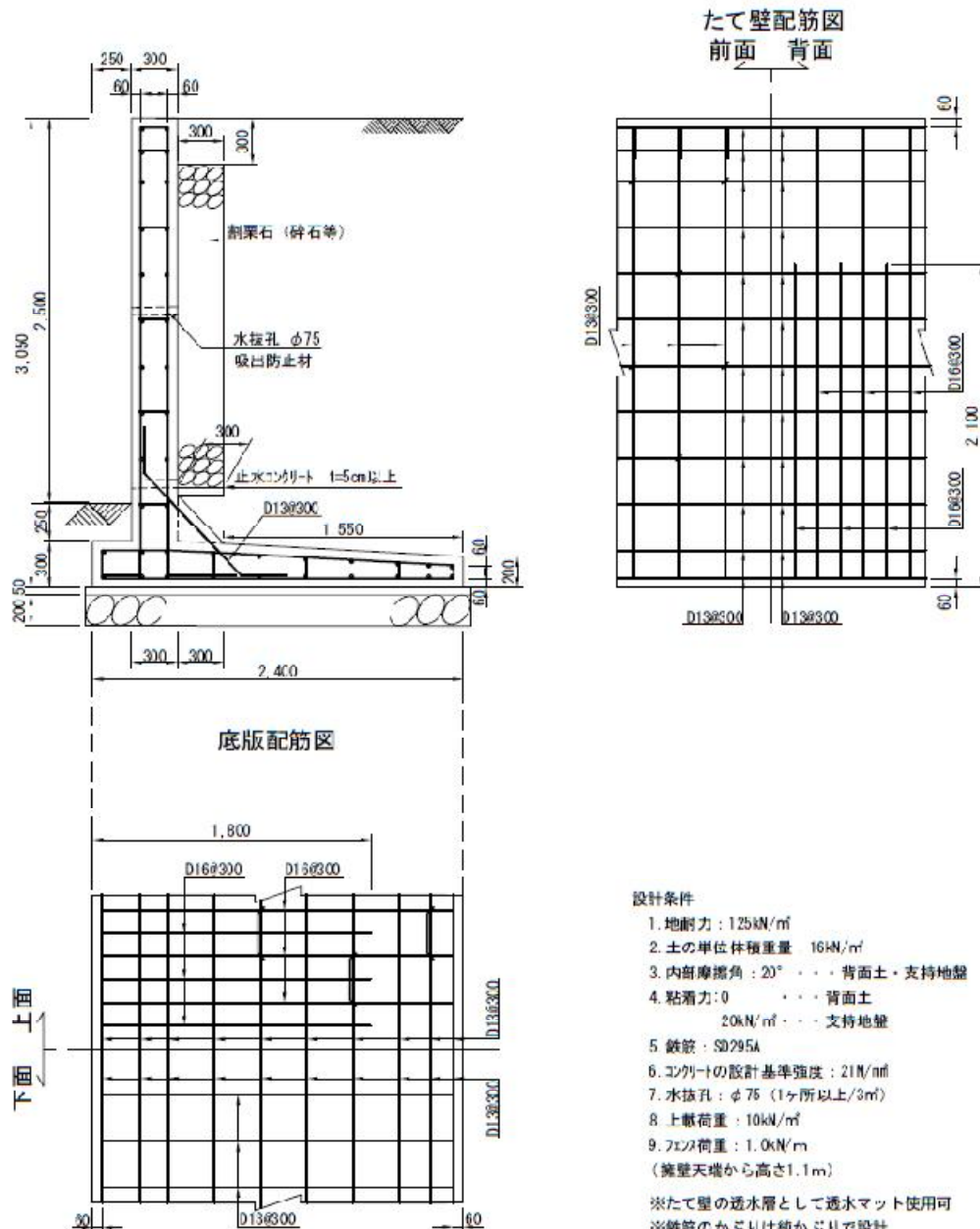
※鉄筋のかぶり厚は純かぶり厚で設計

S=1:40



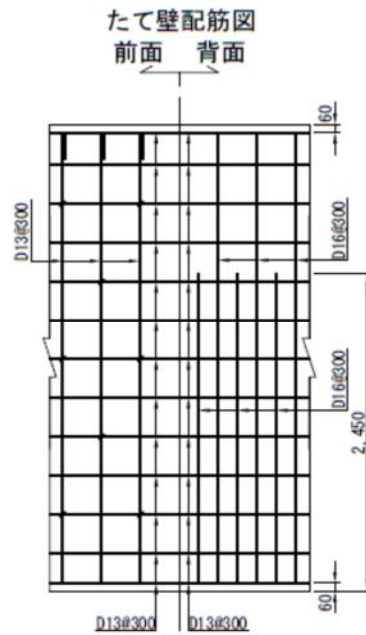
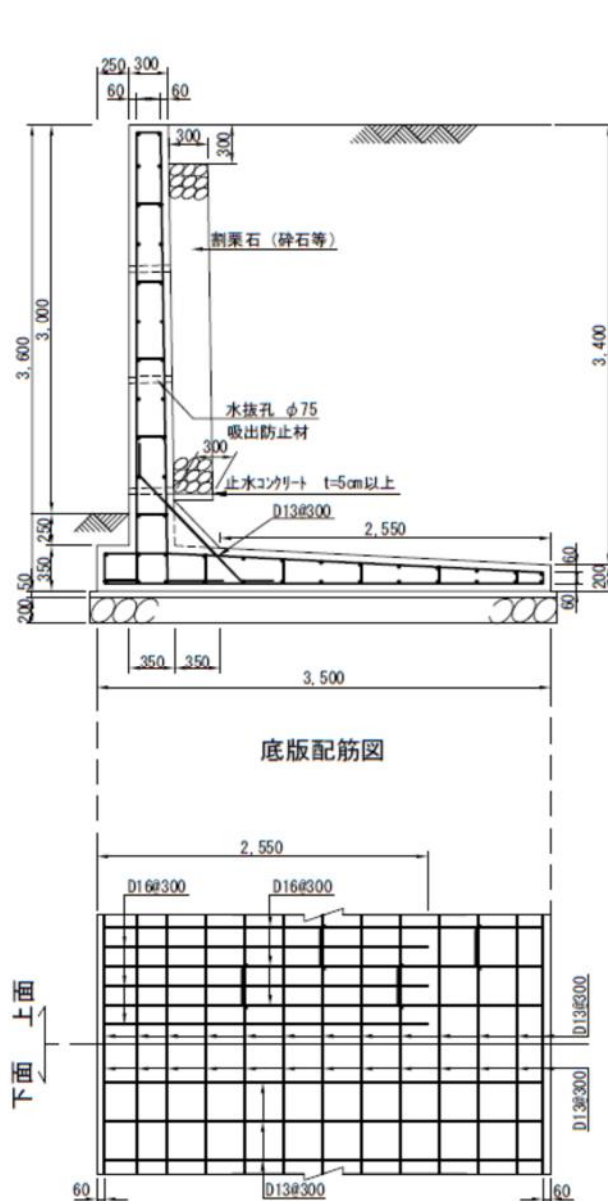
逆T型擁壁 H=2.5m(粘性土)

S=1:40



逆T型擁壁 H=3.0m(粘性土)

S=1:50



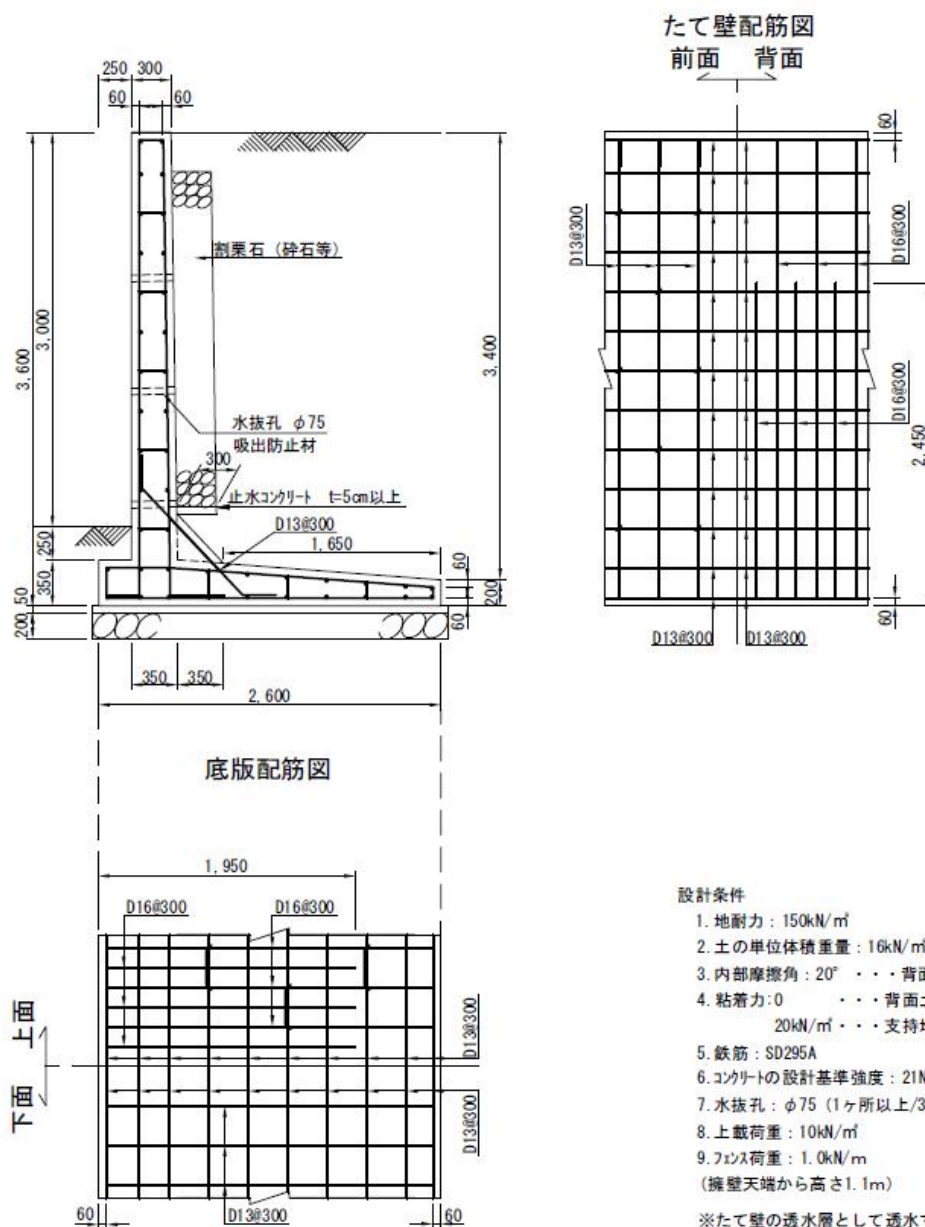
設計条件

1. 地耐力: 125kN/m²
2. 土の単位体積重量: 16kN/m³
3. 内部摩擦角: 20° ... 背面土・支持地盤
4. 粘着力: 0 ... 背面土
20kN/m² ... 支持地盤
5. 鉄筋: SD295A
6. コンクリートの設計基準強度: 21N/mm²
7. 水抜孔: φ75 (1ヶ所以上/3m²)
8. 上載荷重: 10kN/m²
9. フェンス荷重: 1.0kN/m
(擁壁天端から高さ1.1m)

※たて壁の透水路として透水マット使用可
※鉄筋のかぶり厚は純かぶり厚で設計

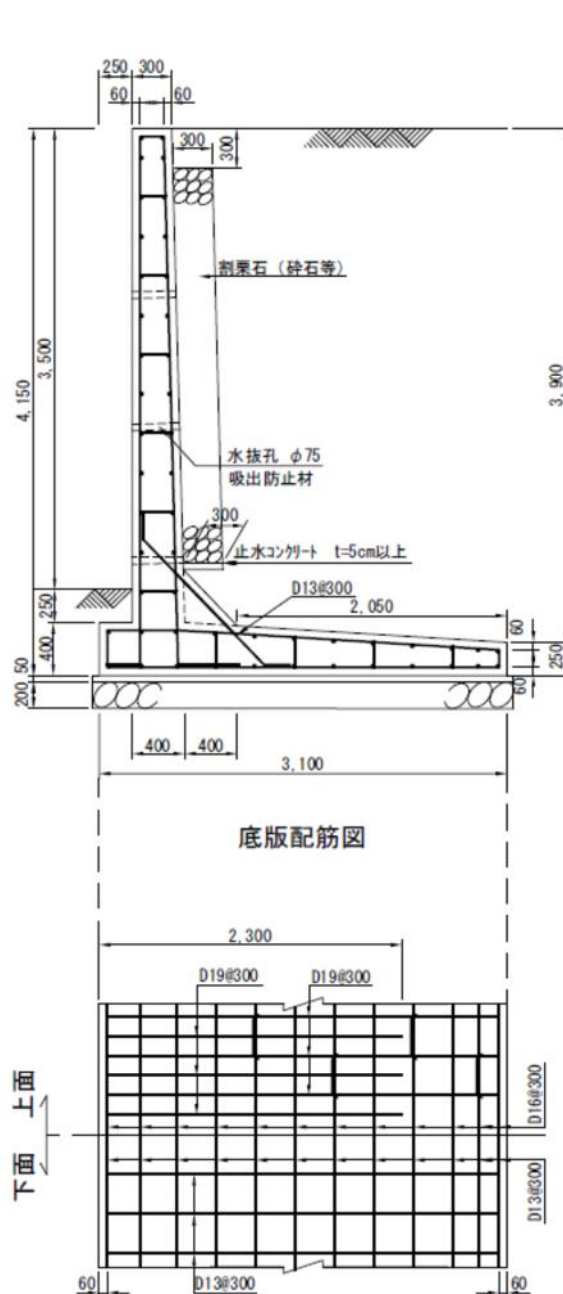
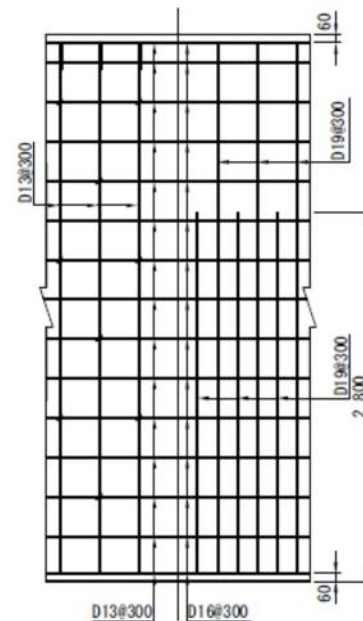
逆T型擁壁 H=3.0m(粘性土)

S=1:50



逆T型擁壁 H=3.5m(粘性土)

S=1:50

たて壁配筋図
前面 背面

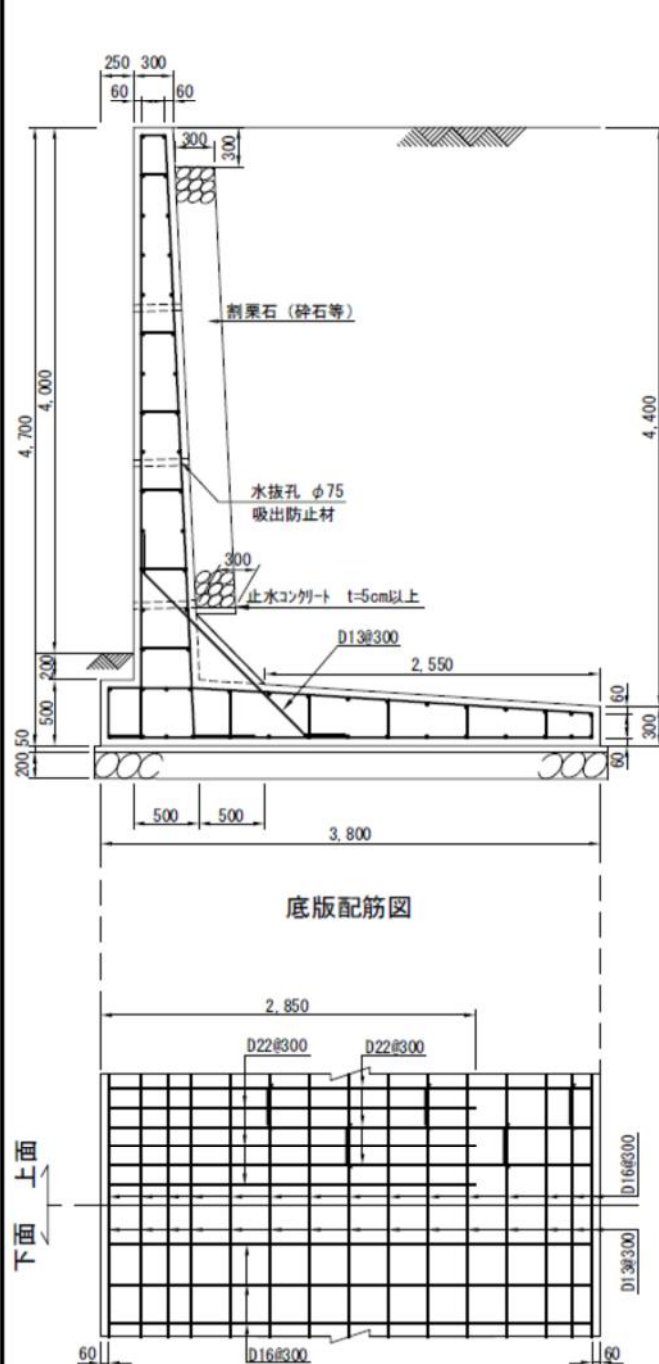
設計条件

1. 地耐力: 150kN/m²
2. 土の単位体積重量: 16kN/m³
3. 内部摩擦角: 20° ... 背面土・支持地盤
4. 粘着力: 0 ... 背面土
20kN/m² ... 支持地盤
5. 鉄筋: SD295A
6. コンクリートの設計基準強度: 21N/mm²
7. 水抜孔: φ75 (1ヶ所以上/3m)
8. 上載荷重: 10kN/m²
9. フォース荷重: 1.0kN/m
(擁壁天端から高さ1.1m)

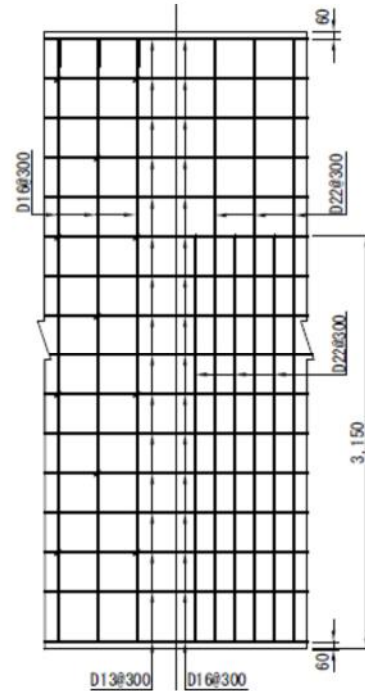
※たて壁の透水層として透水マット使用可
※鉄筋のかぶりとは純かぶり設計

逆T型擁壁 H=4.0m(粘性土)

S=1:50



底板配筋図

たて壁配筋図
前面 背面

設計条件

1. 地耐力: 200kN/m²
2. 土の単位体積重量: 16kN/m³
3. 内部摩擦角: 20° ... 背面土・支持地盤
4. 粘着力: 0 ... 背面土
20kN/m² ... 支持地盤
5. 鉄筋: SD295A
6. コンクリートの設計基準強度: 21N/mm²
7. 水抜孔: φ75 (1ヶ所以上/3m²)
8. 上載荷重: 10kN/m²
9. フェンス荷重: 1.0kN/m
(擁壁天端から高さ1.1m)

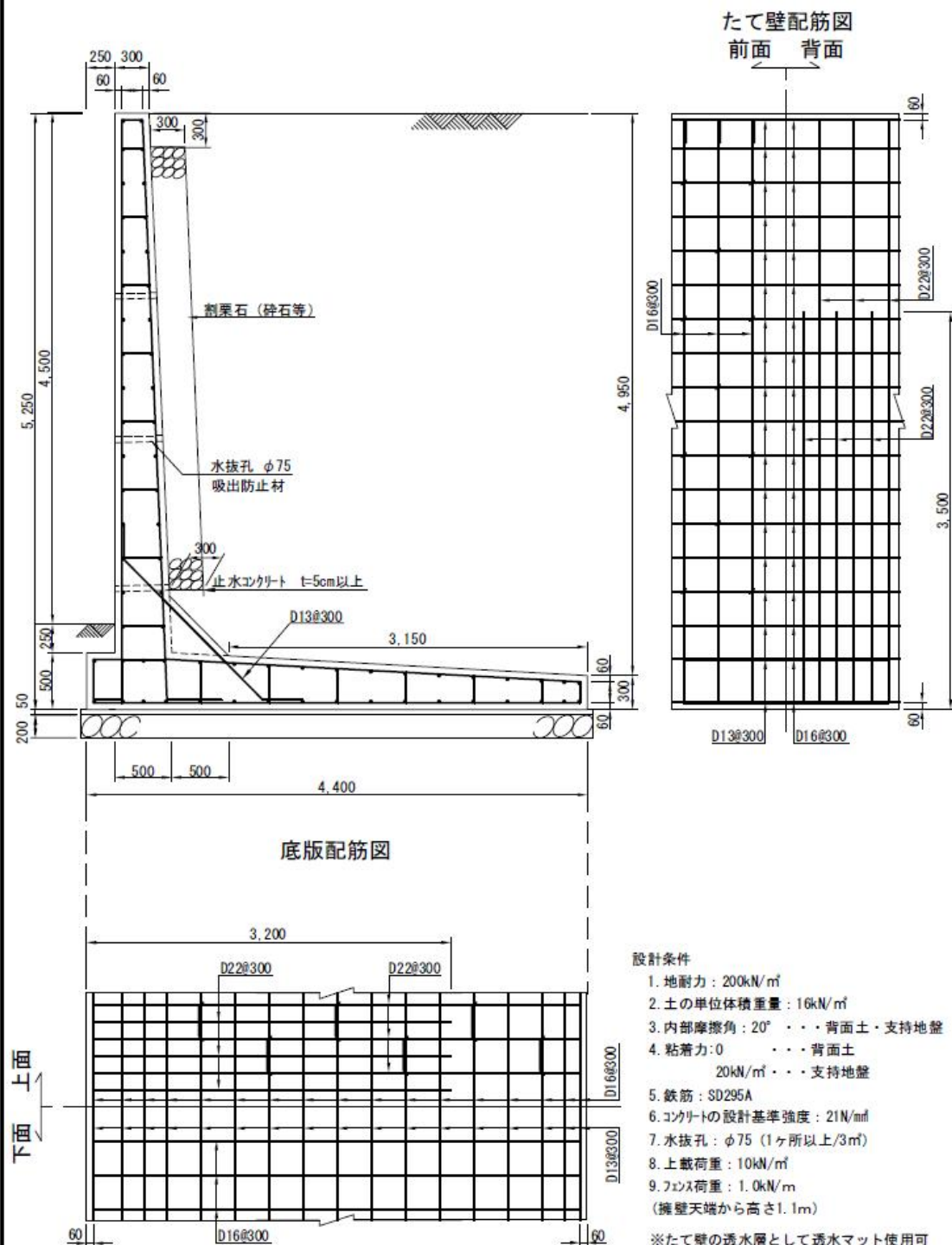
※たて壁の透水層として透水マット使用可
※鉄筋のかぶり純かぶり設計

図面番号

1-N-4.5

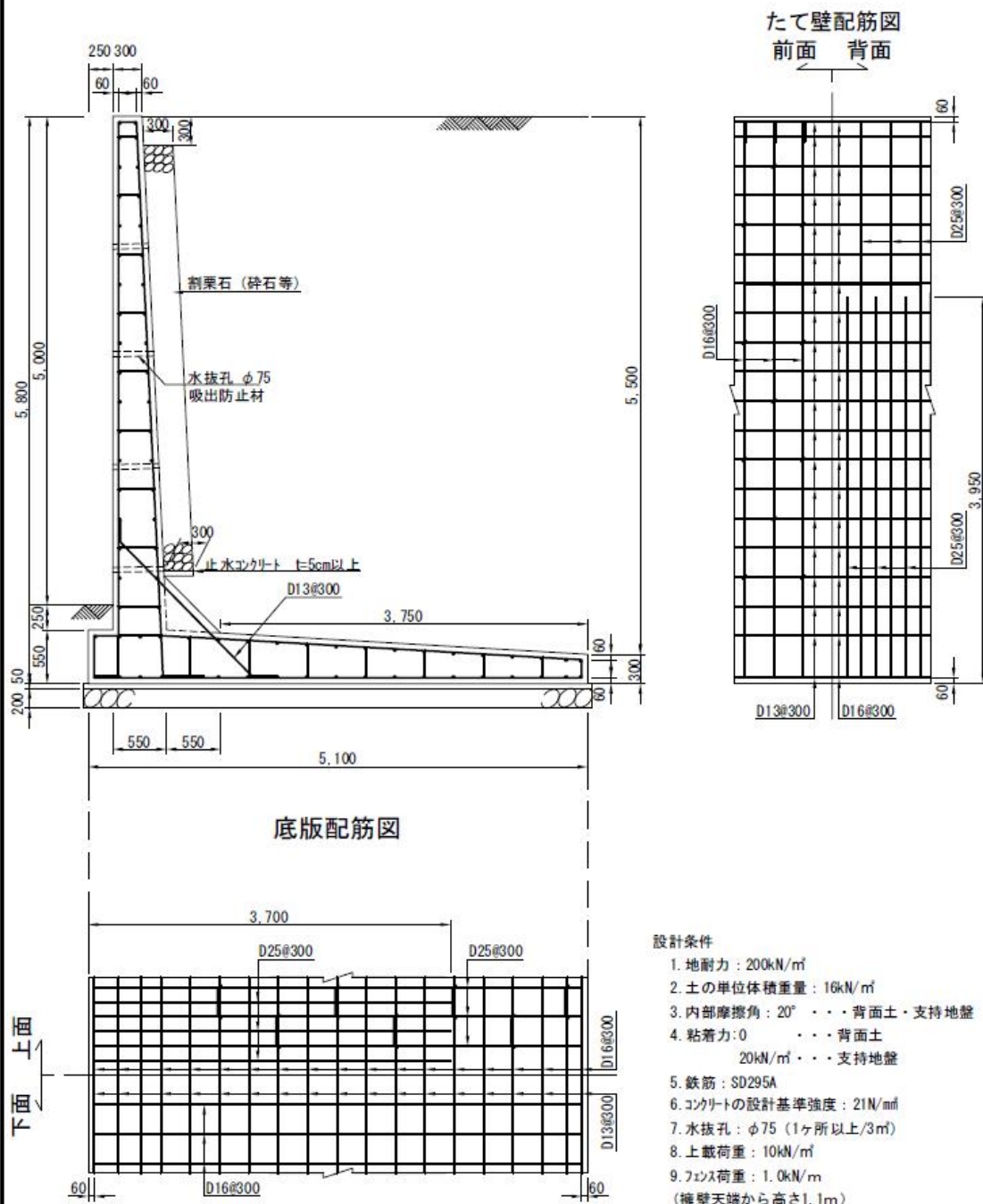
逆T型擁壁 H=4.5m(粘性土)

S=1:50



逆T型擁壁 $H=5.0\text{m}$ (粘性土)

S=1:60



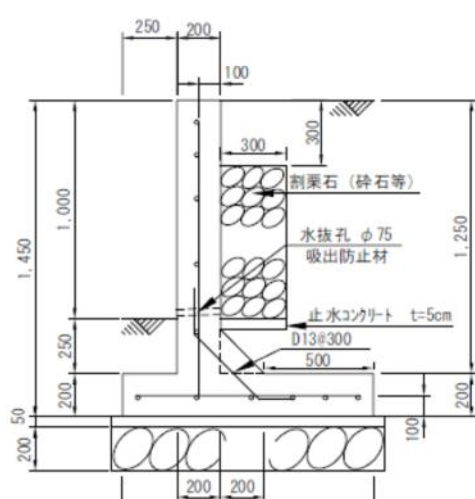
設計条件

1. 地耐力: 200kN/m²
2. 土の単位体積重量: 16kN/m³
3. 内部摩擦角: 20° ・ ・ ・ 背面土・支持地盤
4. 粘着力: 0 ・ ・ ・ 背面土
20kN/m² ・ ・ ・ 支持地盤
5. 鉄筋: SD295A
6. コンクリートの設計基準強度: 21N/mm²
7. 水抜孔: φ75 (1ヶ所以上/3m²)
8. 土載荷重: 10kN/m²
9. フェンス荷重: 1.0kN/m
(擁壁天端から高さ1.1m)

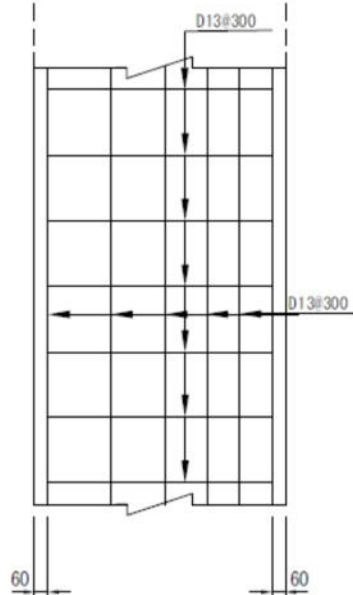
※たて壁の透水層として透水マット使用可
※鉄筋のかぶりは純かぶりで設計

逆T型擁壁 H=1.0m (砂質土)

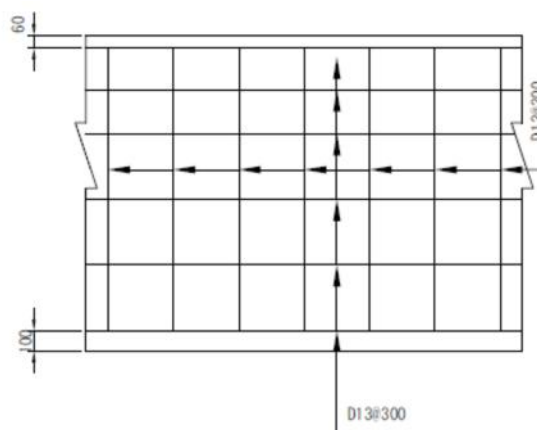
S=1 : 30



底版配筋图



たて壁配筋図



- 設計条件
1. 地耐力: 50 kN/m^2
 2. 土の単位体積重量: 17 kN/m^3
 3. 内部摩擦角: 30° ・ ・ ・ 背面土・支持地盤
 4. 粘着力: 0° ・ ・ ・ 背面土・支持地盤
 5. 鉄筋: SD295A
 6. コンクリートの設計基準強度: 21 kN/mm^2
 7. 水抜孔: $\phi 75$ (1ヶ所以上/3m)
 8. 土載荷重: 10 kN/m^2

※たて壁の透水層として透水マット使用可
※鉄筋のかぶりは純かぶりで設計

図面番号

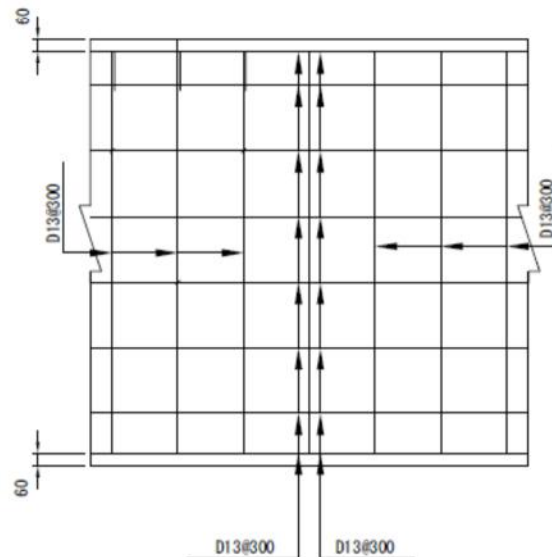
1-S-1.5

逆T型擁壁 H=1.5m (砂質土)

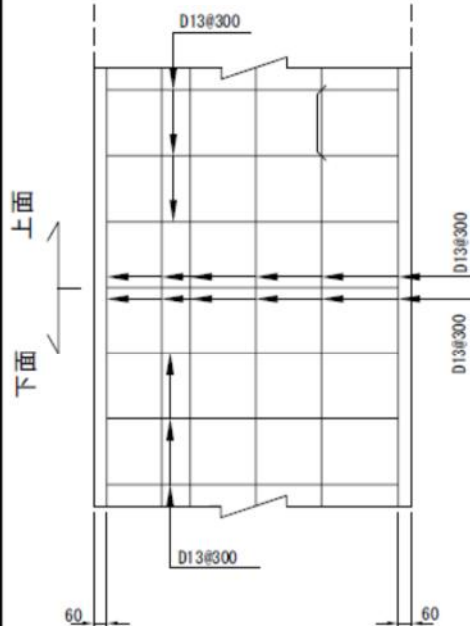
S=1:30

たて壁配筋図

前面 背面



底板配筋図



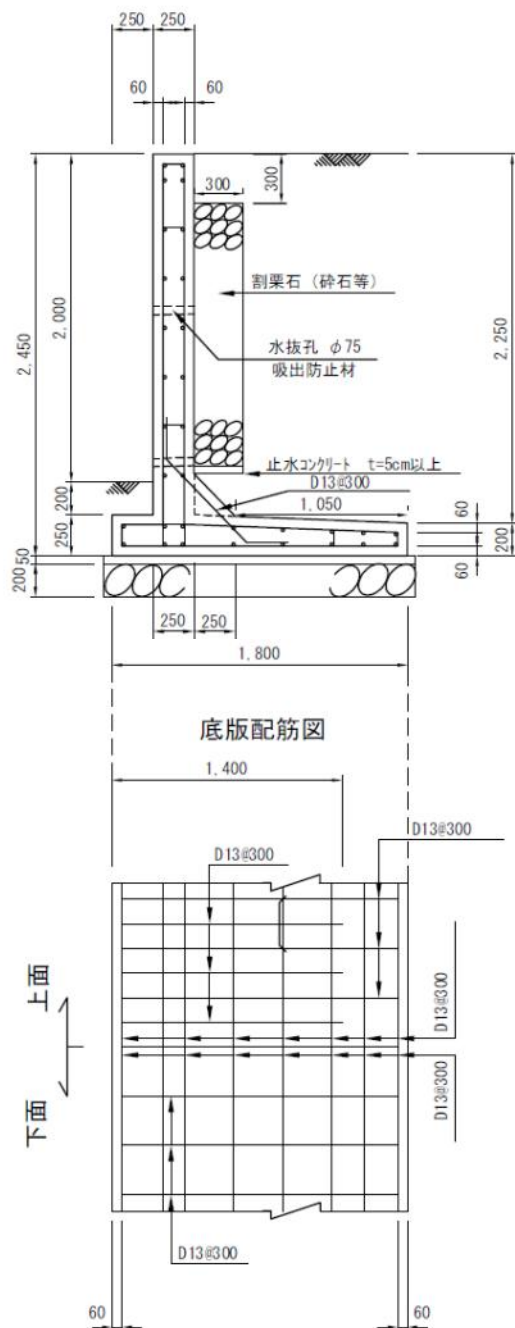
設計条件

1. 地耐力: 100kN/m²
2. 土の単位体積重量: 17kN/m³
3. 内部摩擦角: 30° ... 背面土・支持地盤
4. 粘着力: 0° ... 背面土・支持地盤
5. 鉄筋: SD295A
6. コンクリートの設計基準強度: 21kN/mm²
7. 水抜孔: φ75 (1ヶ所以上/3m²)
8. 上載荷重: 10kN/m²
9. フェンス荷重: 1.0kN/m (擁壁天端高さから1.1m)

※たて壁の透水層として透水マット使用可
※鉄筋のかぶり厚は純かぶり厚で設計

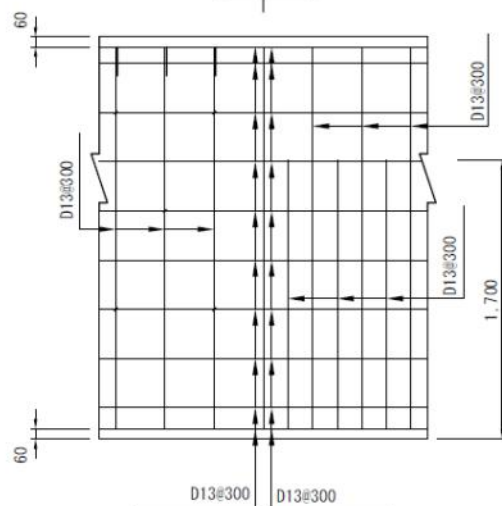
逆T型擁壁 H=2.0m (砂質土)

S=1:40



たて壁配筋図

前面 背面



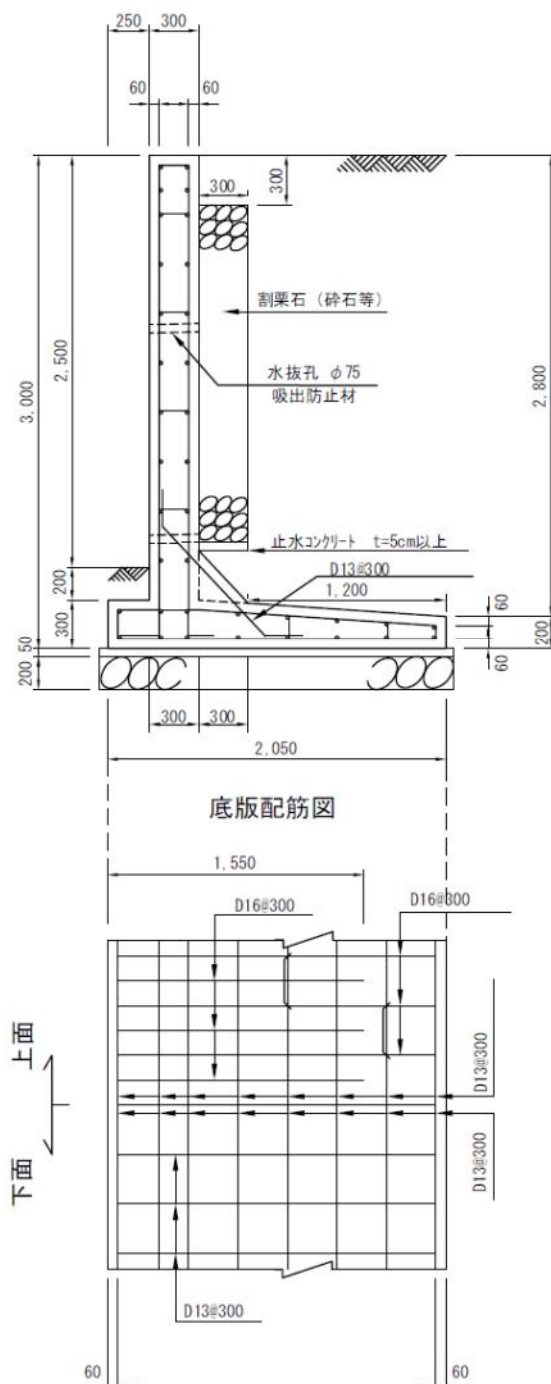
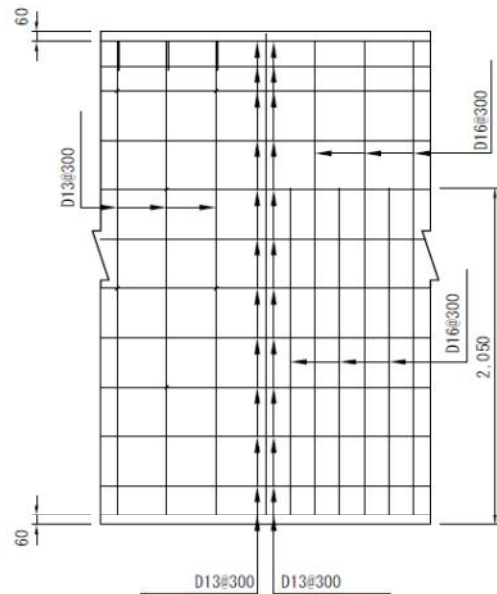
設計条件

- 設計条件
1. 地耐力: 100kN/m²
 2. 土の単位体積重量: 17kN/m³
 3. 内部摩擦角: 30° ・ ・ ・ 背面土・支持地盤
 4. 粘着力: 0° ・ ・ ・ 背面土・支持地盤
 5. 鉄筋: SD295A
 6. コンクリートの設計基準強度: 21kN/mm²
 7. 水抜孔: φ75 (1ヶ所以上/3m²)
 8. 上載荷重: 10kN/m²
 9. ユニフォーム: 1.0kN/m (擁壁天端高さから1.1m)

※たて壁の透水層として透水マット使用可
※鉄筋のかぶりは純かぶりで設計

逆T型擁壁 H=2.5m (砂質土)

S=1:40

たて壁配筋図
前面 背面

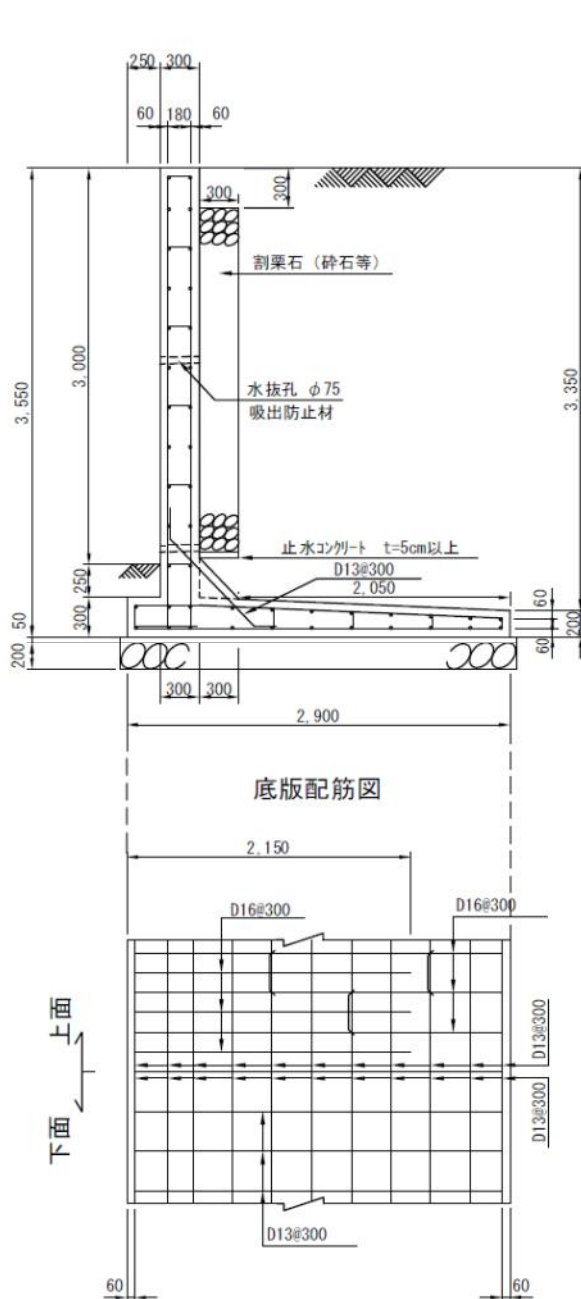
設計条件

1. 地耐力: 100kN/m²
2. 土の単位体積重量: 17kN/m³
3. 内部摩擦角: 30° …… 背面土・支持地盤
4. 粘着力: 0° …… 背面土・支持地盤
5. 鉄筋: SD295A
6. コンクリートの設計基準強度: 21kN/mm²
7. 水抜孔: φ75 (1ヶ所以上/3m)
8. 上載荷重: 10kN/m²
9. フェンス荷重: 1.0kN/m (擁壁天端高さから1.1m)

※たて壁の透水層として透水マット使用可
※鉄筋のかぶりは純かぶり設計

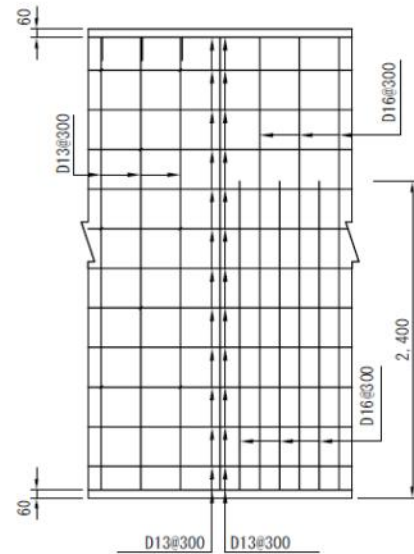
逆T型擁壁 H=3.0m A(砂質土)

S=1:50



たて壁配筋図

前面 背面



設計条件

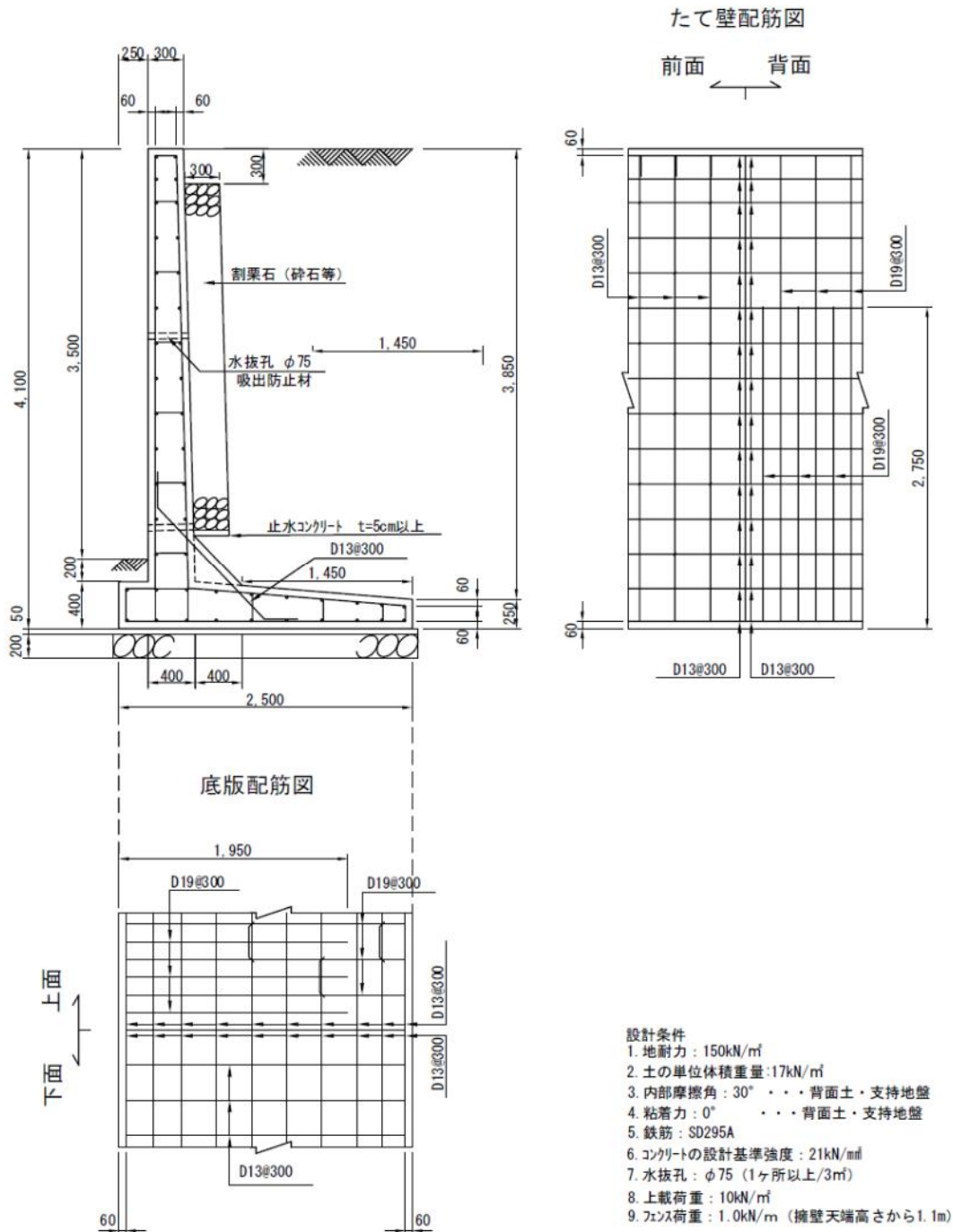
1. 地耐力: 100kN/m²
2. 土の単位体積重量: 17kN/m³
3. 内部摩擦角: 30° …… 背面土・支持地盤
4. 粘着力: 0° …… 背面土・支持地盤
5. 鉄筋: SD295A
6. コンクリートの設計基準強度: 21kN/mm²
7. 水抜孔: $\phi 75$ (1ヶ所以上/3m²)
8. 上載荷重: 10kN/m²
9. フェンス荷重: 1.0kN/m (擁壁天端高さから1.1m)

※たて壁の透水層として透水マット使用可

※鉄筋のかぶり厚は純かぶり厚で設計

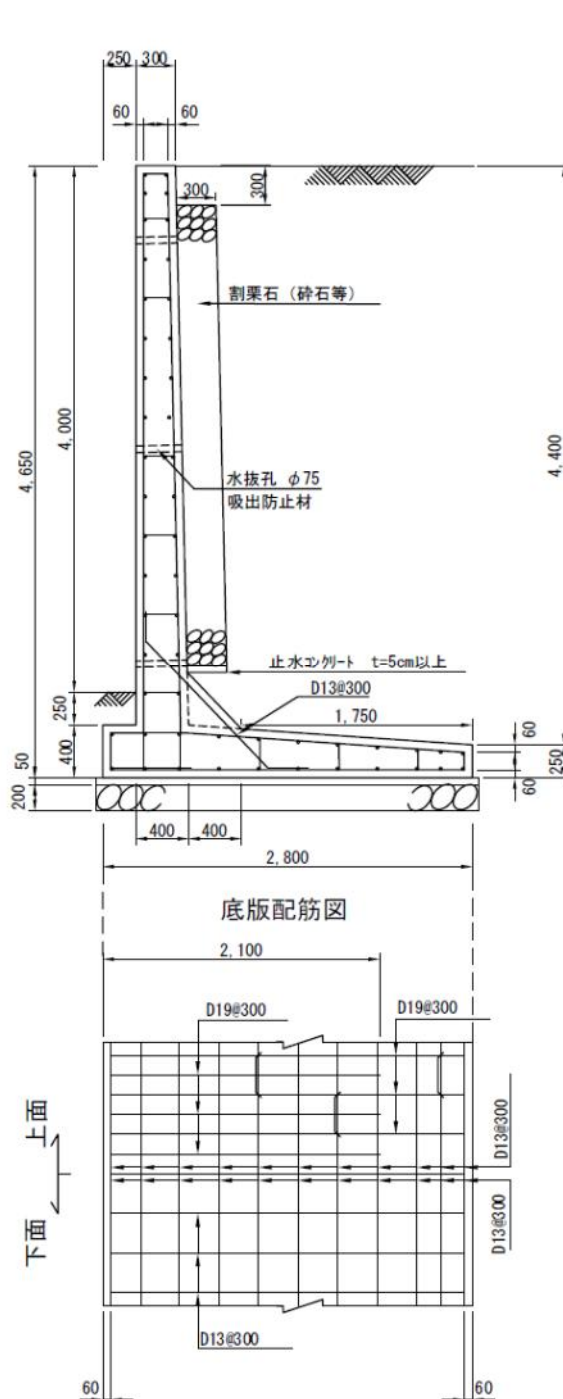
逆T型擁壁 H=3.5m(砂質土)

S=1:50



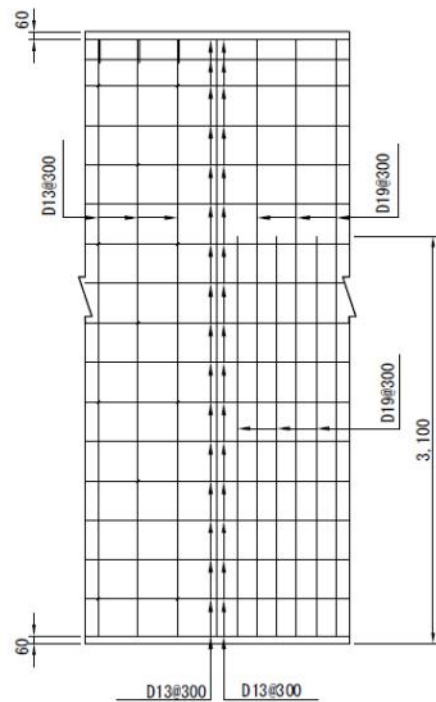
逆T型擁壁 H=4.0m(砂質土)

S=1:50



たて壁配筋図

前面 背面



設計条件

- 設計条件
1. 地耐力: 200kN/m²
 2. 土の単位体積重量: 17kN/m³
 3. 内部摩擦角: 30° . . . 背面土・支持地盤
 4. 粘着力: 0° . . . 背面土・支持地盤
 5. 鉄筋: SD295A
 6. コンクリートの設計基準強度: 21kN/mm²
 7. 水抜孔: φ75 (1ヶ所以上/3m²)
 8. 上載荷重: 10kN/m²
 9. 7.2x1.2m荷重: 1.0kN/m² (擁壁天端高さから1.1m)

※たて壁の透水層として透水マット使用可

※鉄筋のかぶりは純かぶりで設計

図面番号

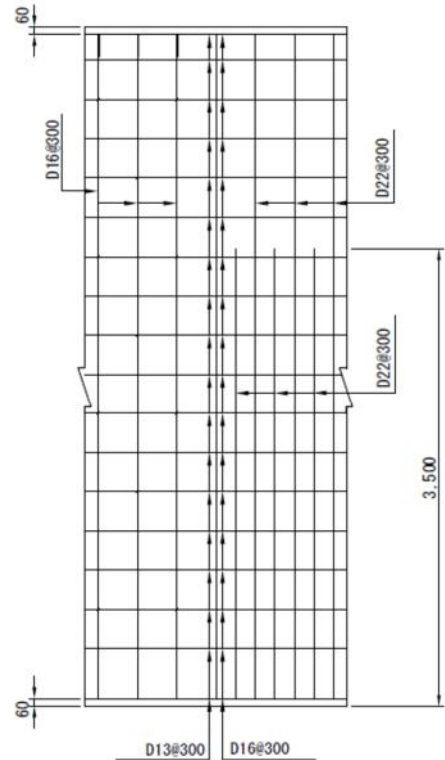
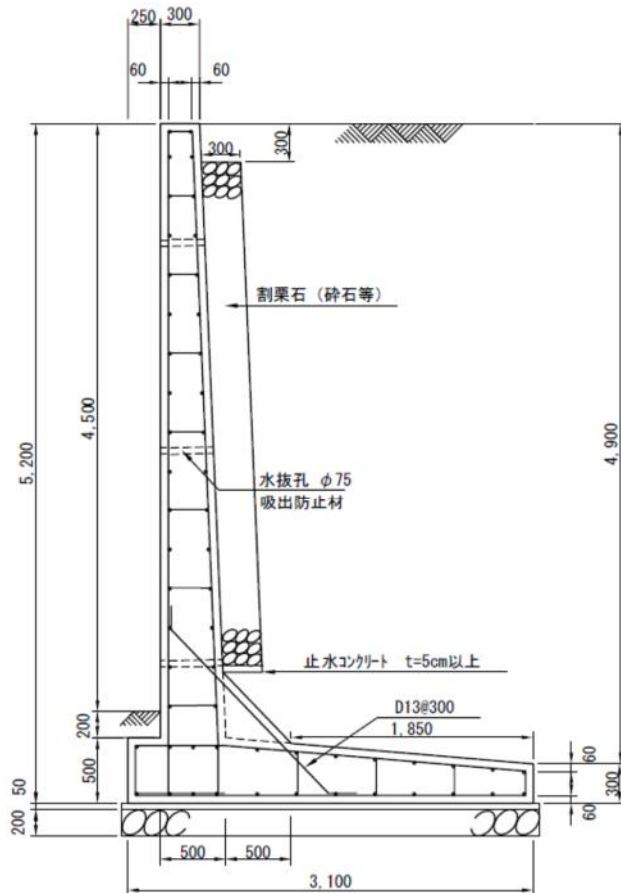
1-S-4.5

逆T型擁壁 H=4.5m(砂質土)

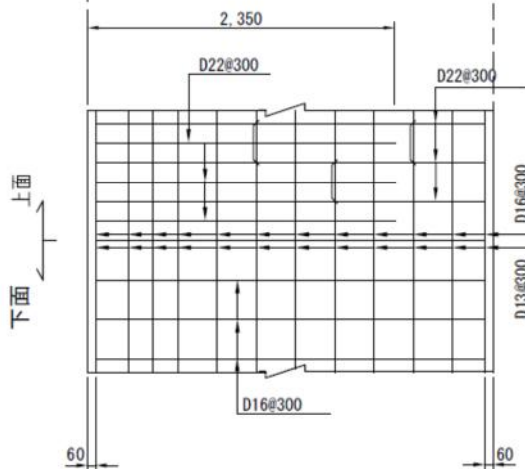
S=1:50

たて壁配筋図

前面 背面



底盤配筋図



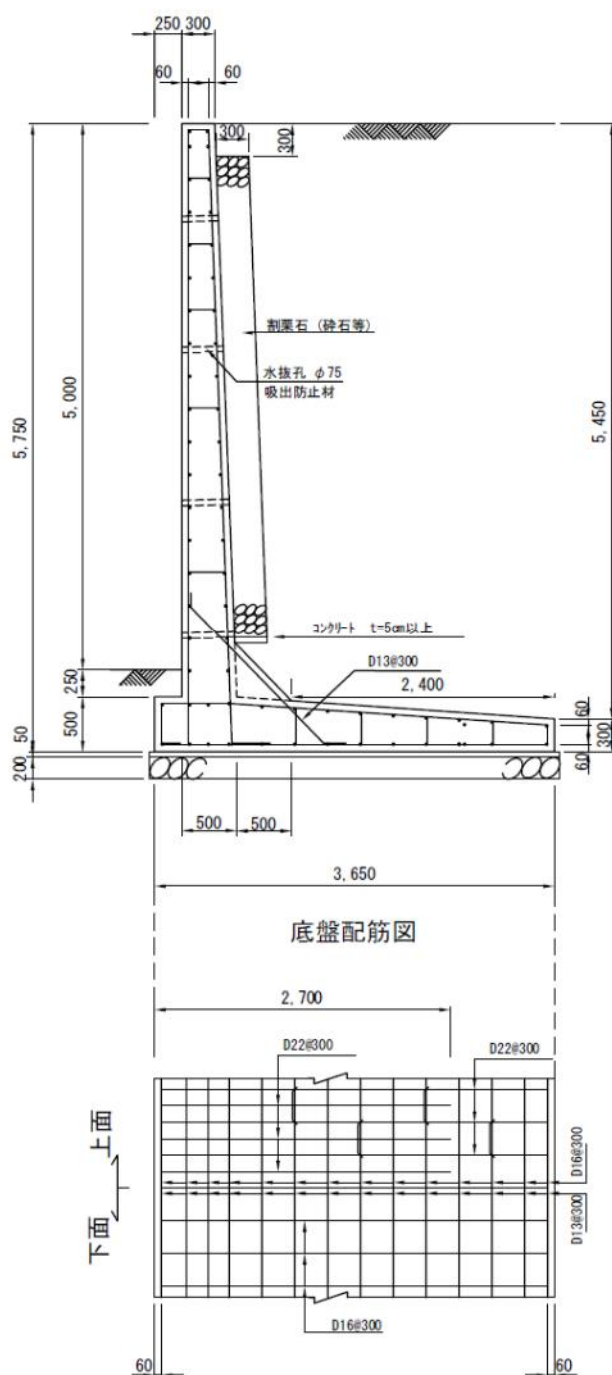
設計条件

1. 地耐力: 200kN/m²
2. 土の単位体積重量: 17kN/m³
3. 内部摩擦角: 30° . . . 背面土・支持地盤
4. 粘着力: 0° . . . 背面土・支持地盤
5. 鉄筋: SD295A
6. コンクリートの設計基準強度: 21kN/mm²
7. 水抜孔: φ75 (1ヶ所以上/3m²)
8. 上載荷重: 10kN/m²
9. フェンス荷重: 1.0kN/m (擁壁天端高さから1.1m)

※たて壁の透水層として透水マット使用可
※鉄筋のかぶりとは純かぶり設計

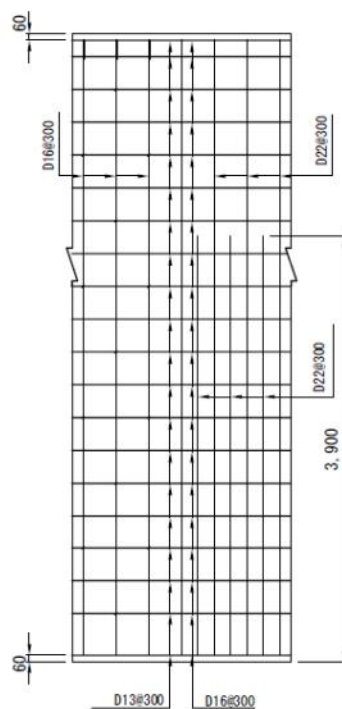
逆T型擁壁 H=5.0m(砂質土)

$S=1:60$



たて壁配筋図

前面 背面

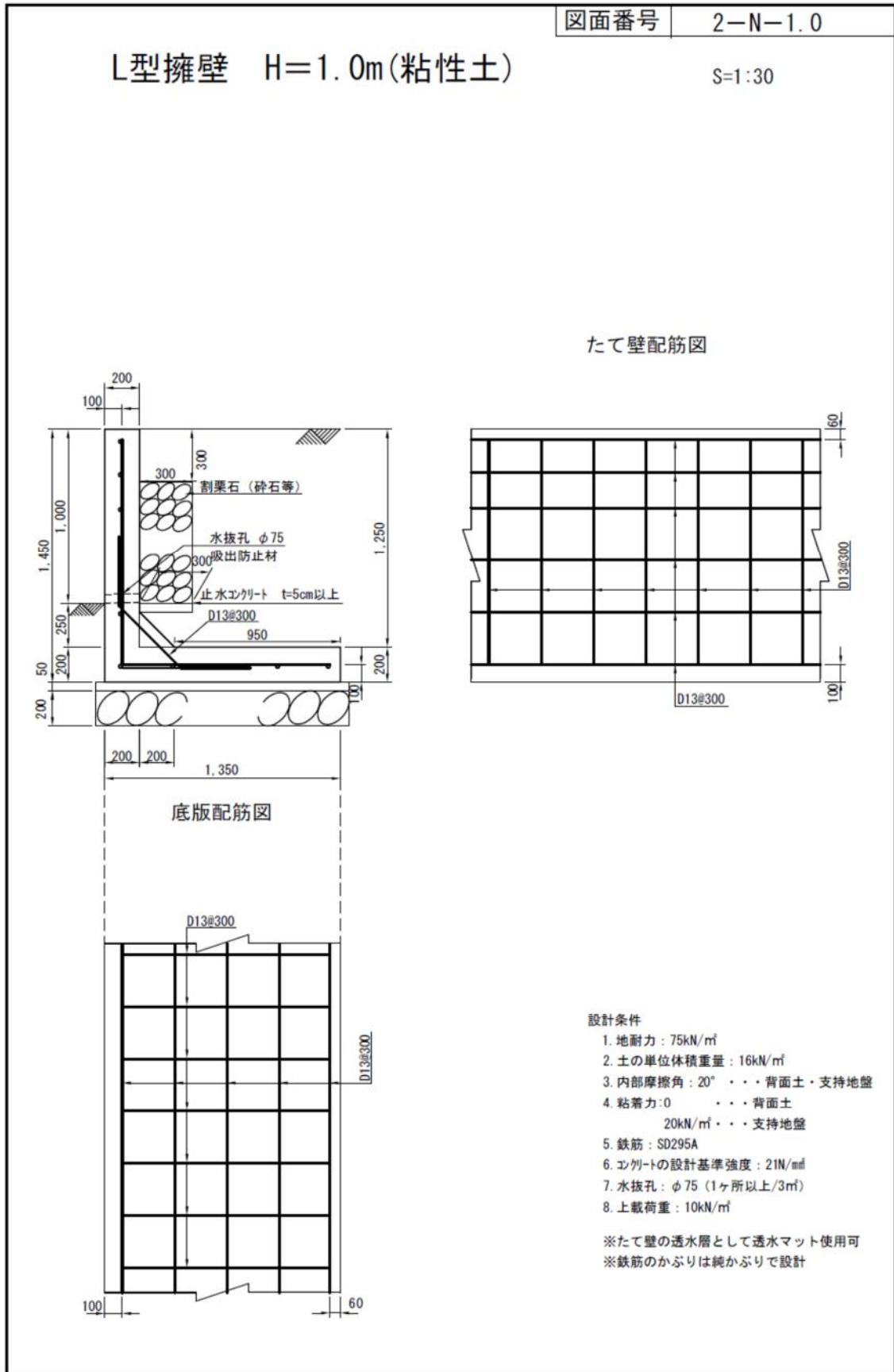


設計条件

- 設計条件
1. 地耐力: 200kN/m²
 2. 土の単位体積重量: 17kN/m³
 3. 内部摩擦角: 30°・・・背面土・支持地盤
 4. 粘着力: 0°・・・背面土・支持地盤
 5. 鉄筋: SD295
 6. コンクリートの設計基準強度: 21kN/mm²
 7. 水抜孔: φ75 (1ヶ所以上/3m)
 8. 上載荷重: 10kN/m²
 9. ユニフォーム: 1.0kN/m (擁壁天端高さから1.1m)

※たて壁の透水層として透水マット使用可
※鉄筋のかぶりは純かぶりで設計

(3)L 型擁壁 標準構造図

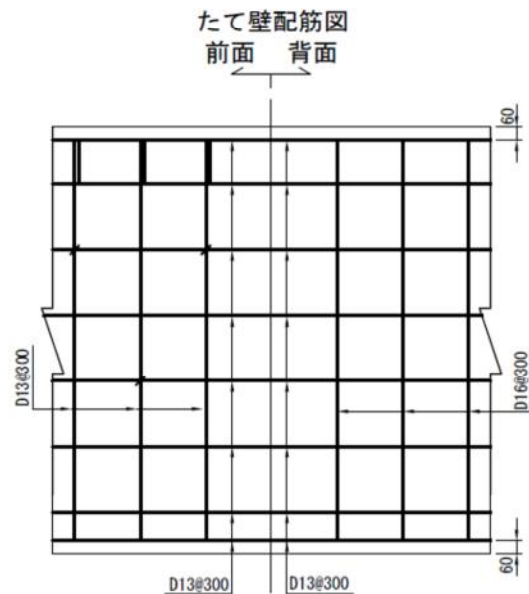
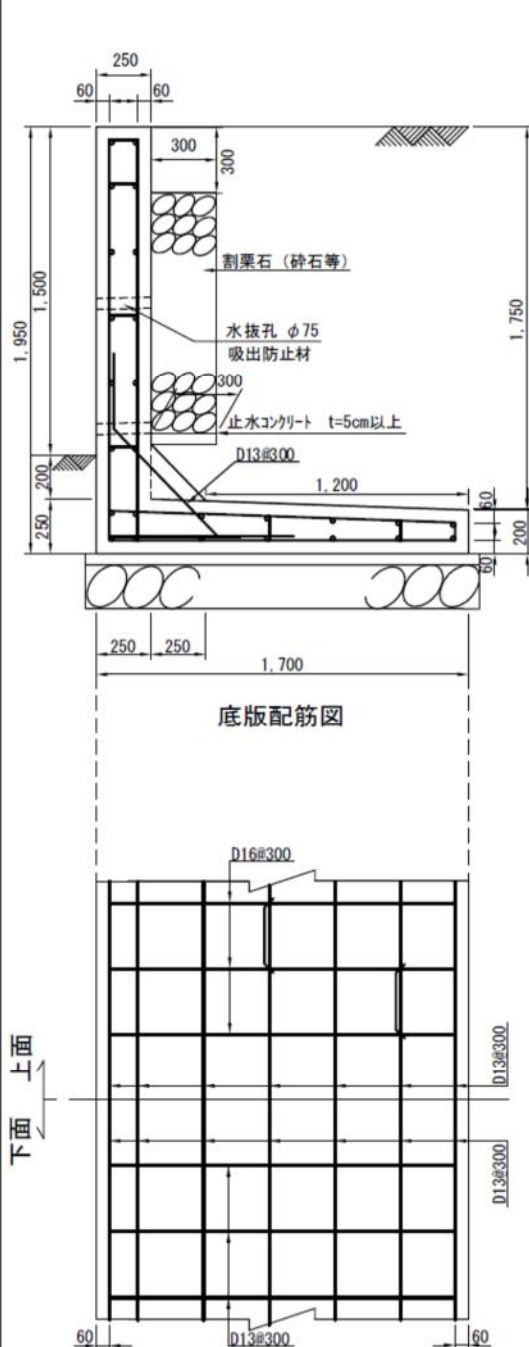


図面番号

2-N-1.5

L型擁壁 H=1.5m(粘性土)

S=1:30



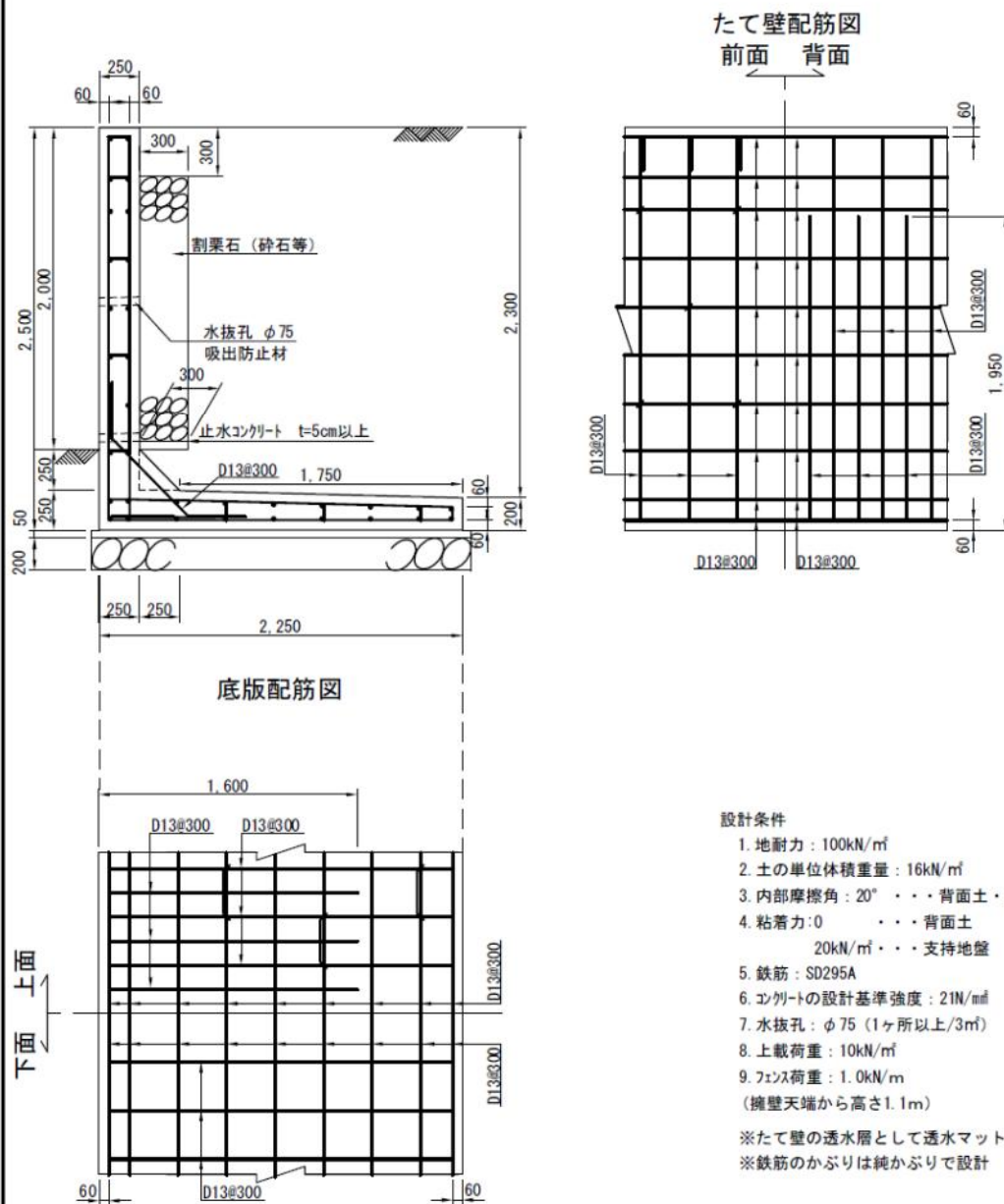
設計条件

1. 地耐力: 100kN/m^2
2. 土の単位体積重量: 16kN/m^3
3. 内部摩擦角: 20° ... 背面土・支持地盤
4. 粘着力: 0 ... 背面土
 20kN/m^2 ... 支持地盤
5. 鉄筋: SD295A
6. コンクリートの設計基準強度: 21N/mm^2
7. 水抜孔: $\phi 75$ (1ヶ所以上/ 3m^2)
8. 上載荷重: 10kN/m^2
9. フェンス荷重: 1.0kN/m
(擁壁天端から高さ1.1m)

※たて壁の透水層として透水マット使用可
※鉄筋のかぶりは純かぶり設計

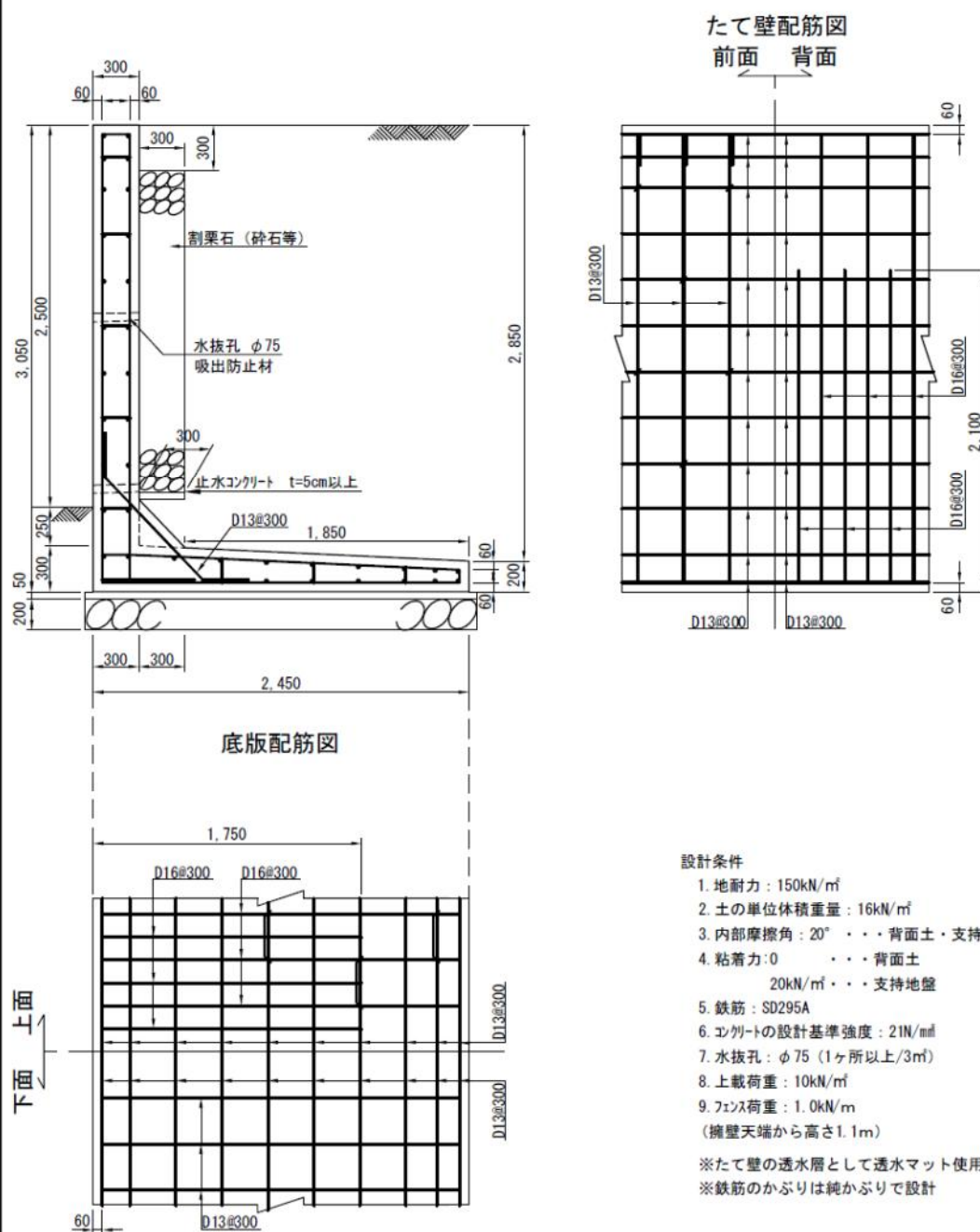
L型擁壁 H=2.0m(粘性土)

S=1:40



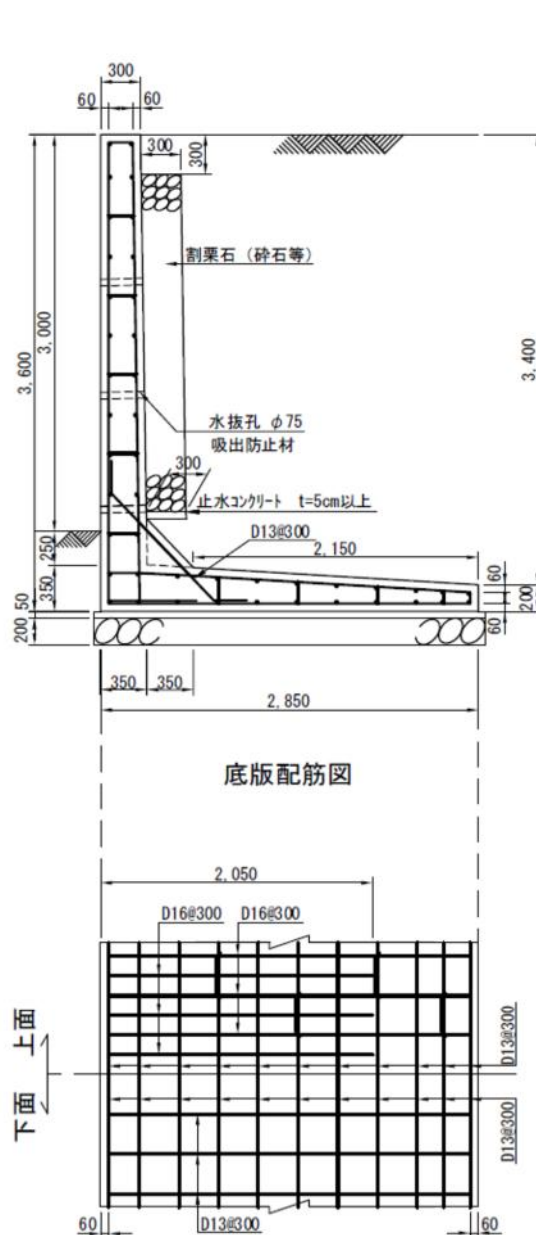
L型擁壁 H=2.5m(粘性土)

S=1:40

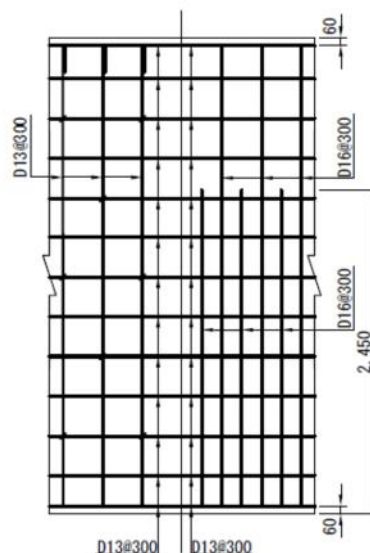


L型擁壁 H=3.0m(粘性土)

S=1:50



たて壁配筋図
前面 背面



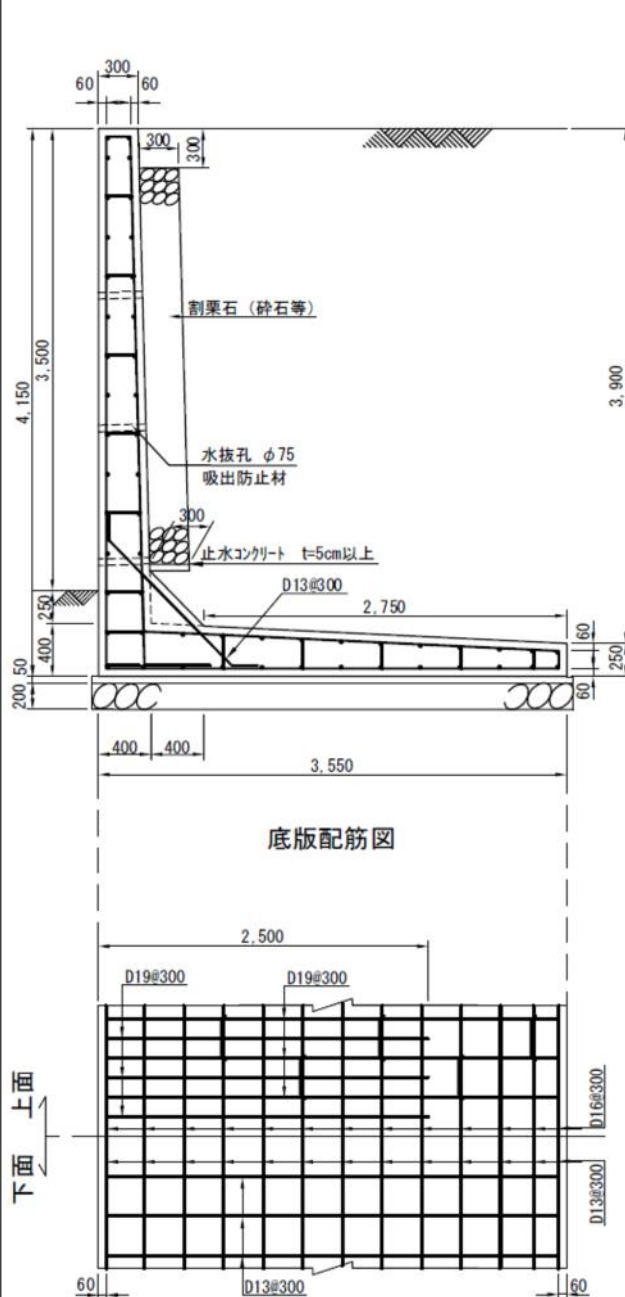
設計条件

1. 地耐力: 150 kN/m^2
 2. 土の単位体積重量: 16 kN/m^3
 3. 内部摩擦角: 20° . . . 背面土・支持地盤
 4. 粘着力: 0 . . . 背面土
 20 kN/m^2 . . . 支持地盤
 5. 鉄筋: SD295A
 6. コンクリートの設計基準強度: 21 N/mm^2
 7. 水抜孔: $\phi 75$ (1ヶ所以上/ 3 m^2)
 8. 上載荷重: 10 kN/m^2
 9. フェース荷重: 1.0 kN/m
- (擁壁手端から高さ1.1m)

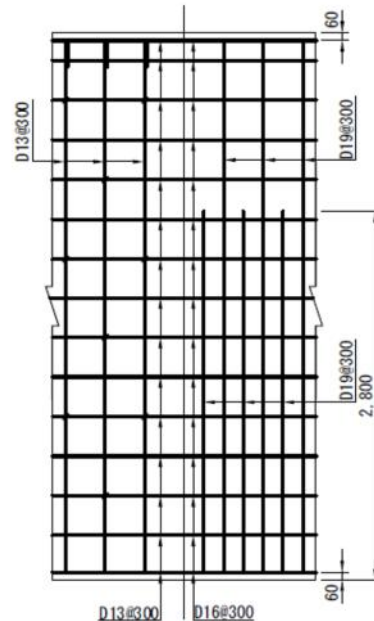
※たて壁の透水層として透水マット使用可
※鉄筋のかぶりは純かぶりで設計

L型擁壁 H=3.5m(粘性土)

S=1:50



たて壁配筋図
前面 背面



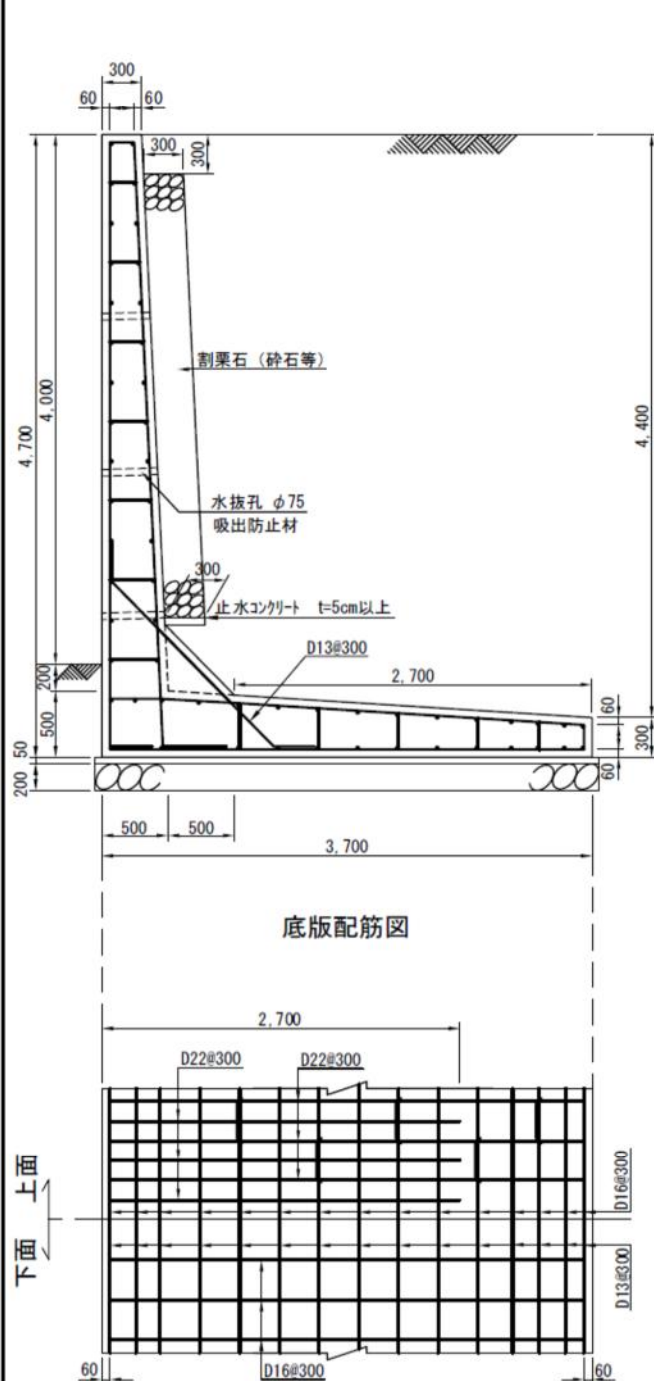
設計条件

1. 地耐力: 150 kN/m^2
2. 土の単位体積重量: 16 kN/m^3
3. 内部摩擦角: 20° ・ ・ ・ 背面土・支持地盤
4. 粘着力: 0 ・ ・ ・ 背面土
 20 kN/m^2 ・ ・ ・ 支持地盤
5. 鉄筋: SD295A
6. コンクリートの設計基準強度: 21 N/mm^2
7. 水抜孔: $\phi 75$ (1ヶ所以上/ 3 m^2)
8. 上載荷重: 10 kN/m^2
9. フェース荷重: 1.0 kN/m
(擁壁天端から高さ1.1 m)

※たて壁の透水層として透水マット使用可
※鉄筋のかぶりは純かぶりで設計

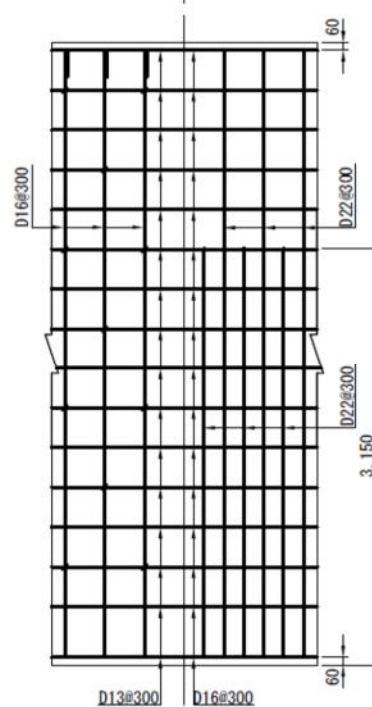
L型擁壁 H=4.0m(粘性土)

S=1:50



たて壁配筋図

前面 背面



設計条件

1. 地耐力: 200 kN/m^2
2. 土の単位体積重量: 16 kN/m^3
3. 内部摩擦角: 20° ・・・背面土・支持地盤
4. 粘着力: 0 ・・・背面土
 20 kN/m^2 ・・・支持地盤
5. 鉄筋: SD295A
6. コンクリートの設計基準強度: 21 N/mm^2
7. 水抜孔: $\phi 75$ (1ヶ所以上/ 3 m^2)
8. 上載荷重: 10 kN/m^2
9. フェース荷重: 1.0 kN/m
(擁壁天端から高さ 1.1 m)

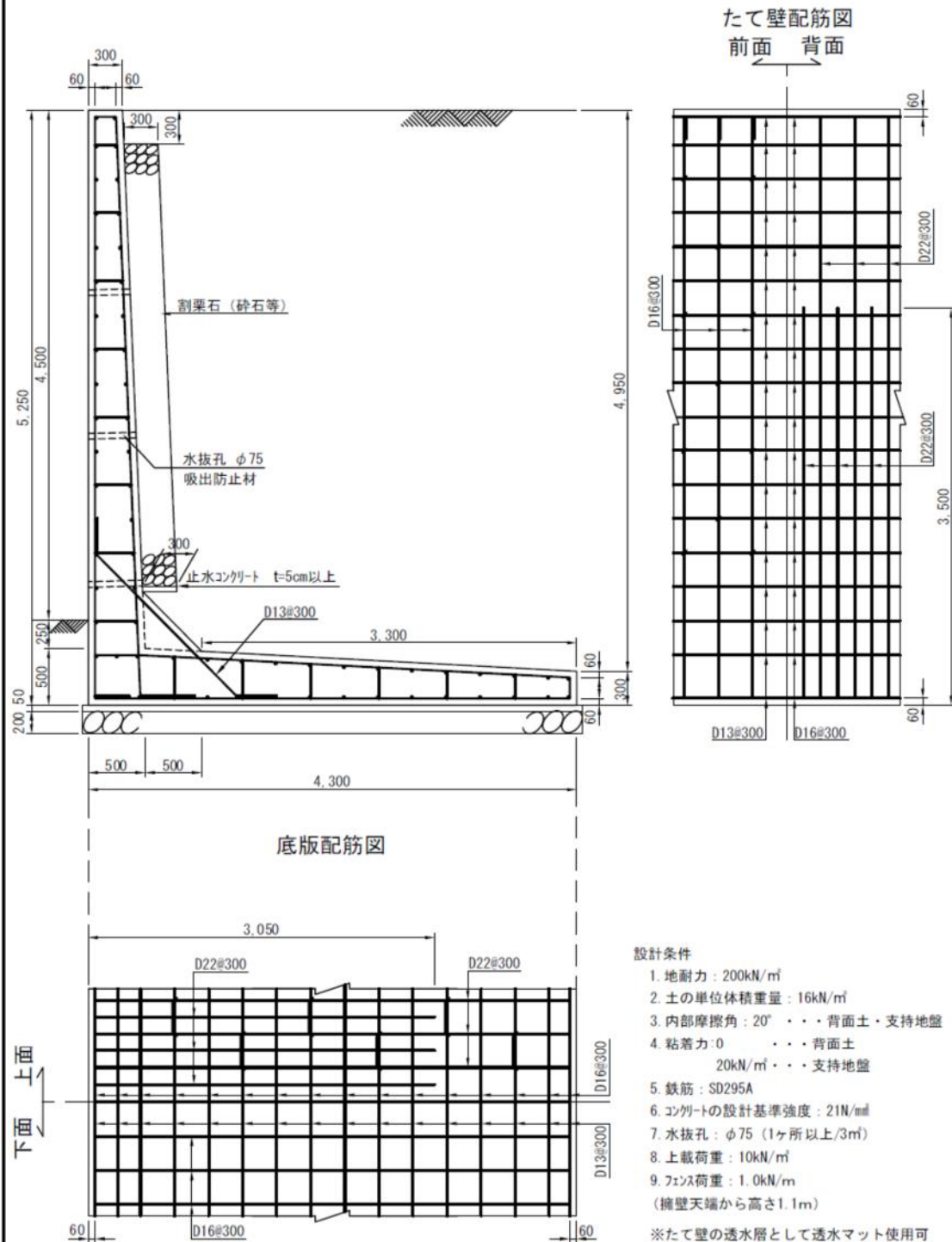
※たて壁の透水層として透水マット使用可
※鉄筋のかぶりは純かぶりで設計

図面番号

2-N-4.5

L型擁壁 H=4.5m(粘性土)

S=1:50

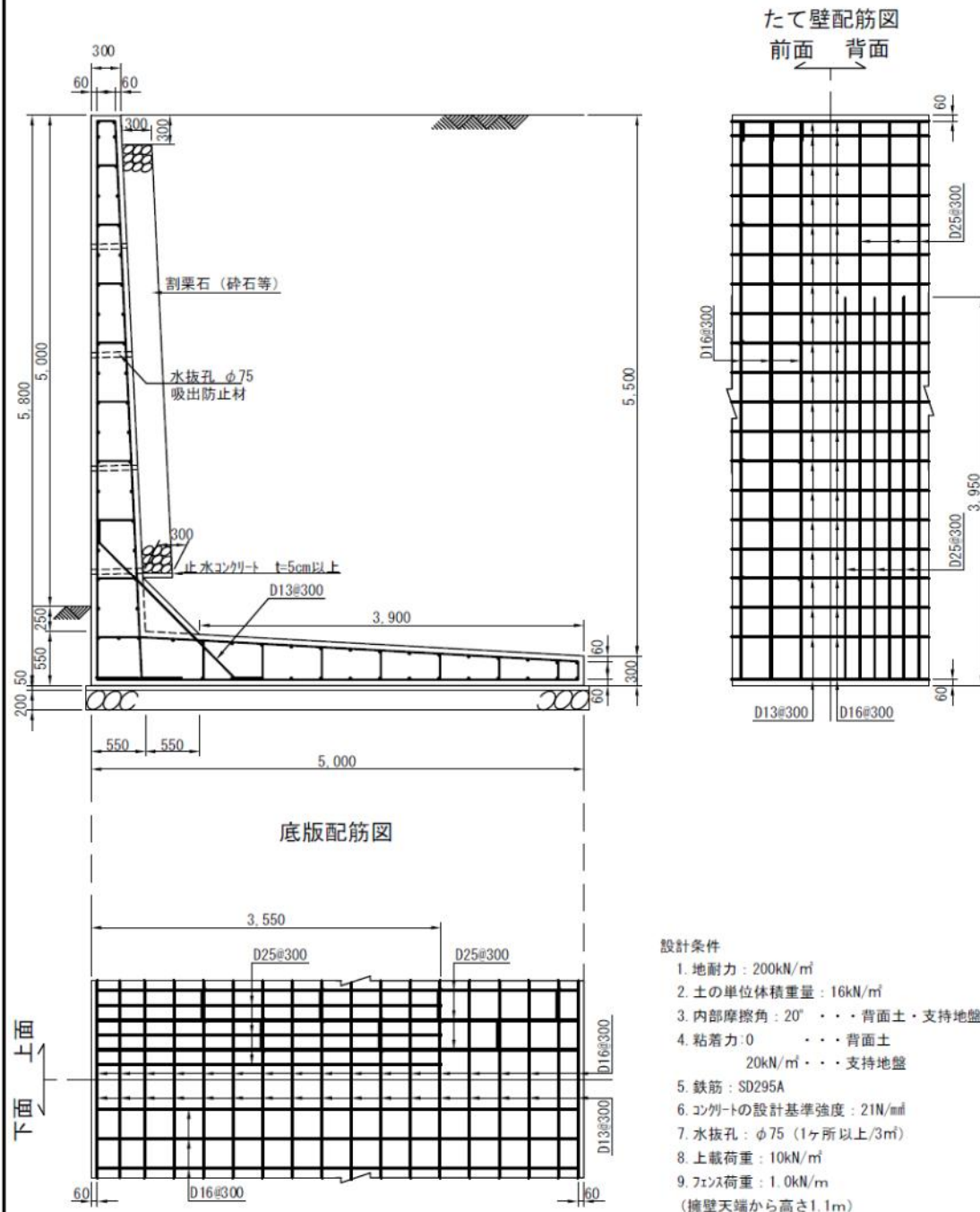


図面番号

2-N-5.0

L型擁壁 H=5.0m(粘性土)

S=1:60



設計条件

1. 地耐力: 200kN/m²
2. 土の単位体積重量: 16kN/m³
3. 内部摩擦角: 20° …… 背面土・支持地盤
4. 粘着力: 0 …… 背面土
20kN/m² …… 支持地盤
5. 鉄筋: SD295A
6. コンクリートの設計基準強度: 21N/mm²
7. 水抜孔: φ75 (1ヶ所以上/3m²)
8. 上載荷重: 10kN/m²
9. フェンス荷重: 1.0kN/m
(擁壁天端から高さ1.1m)

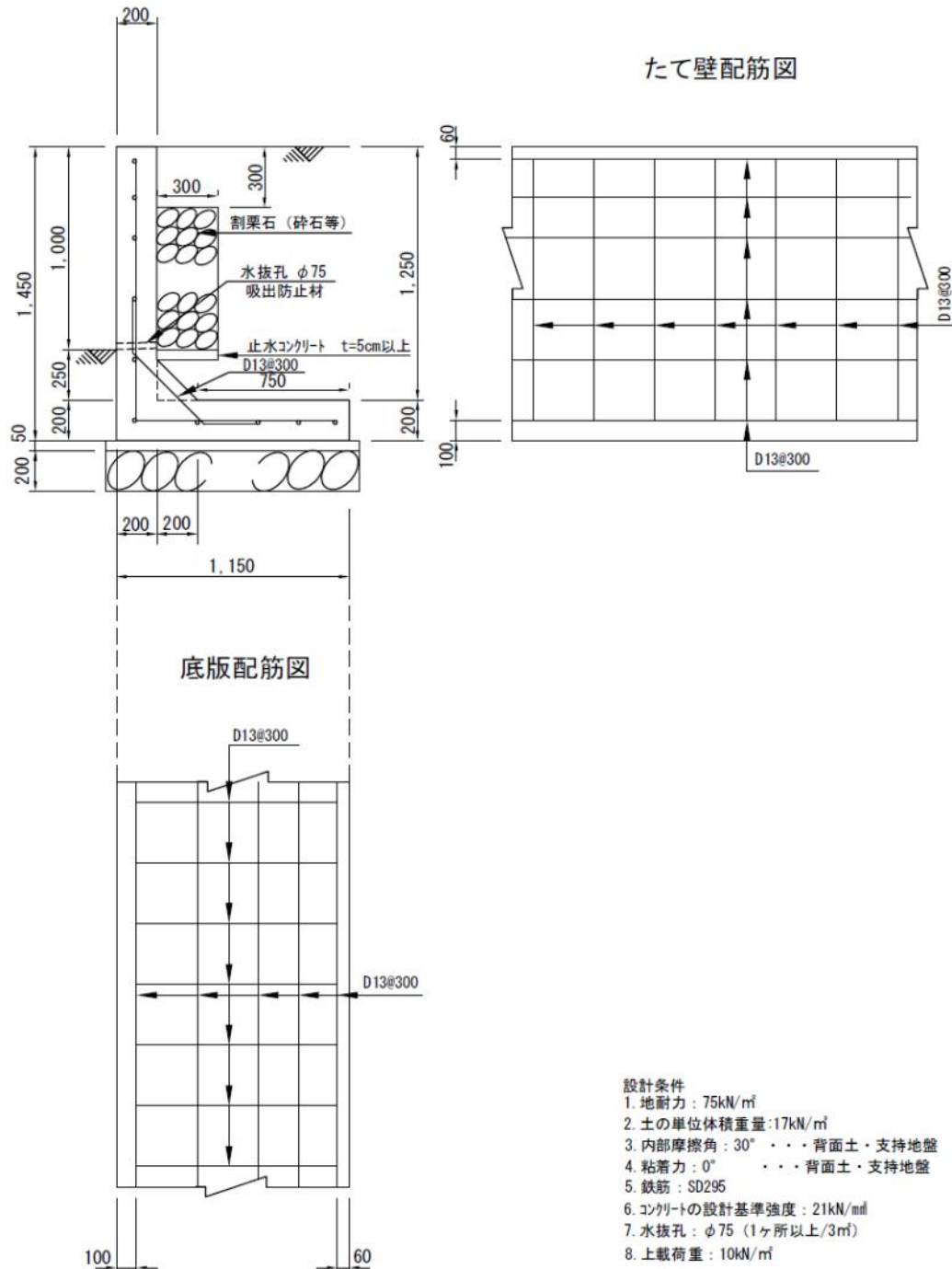
※たて壁の透水層として透水マット使用可
※鉄筋のかぶりは純かぶり設計

図面番号

2-S-1.0

L型擁壁 H=1.0m(砂質土)

S=1:30



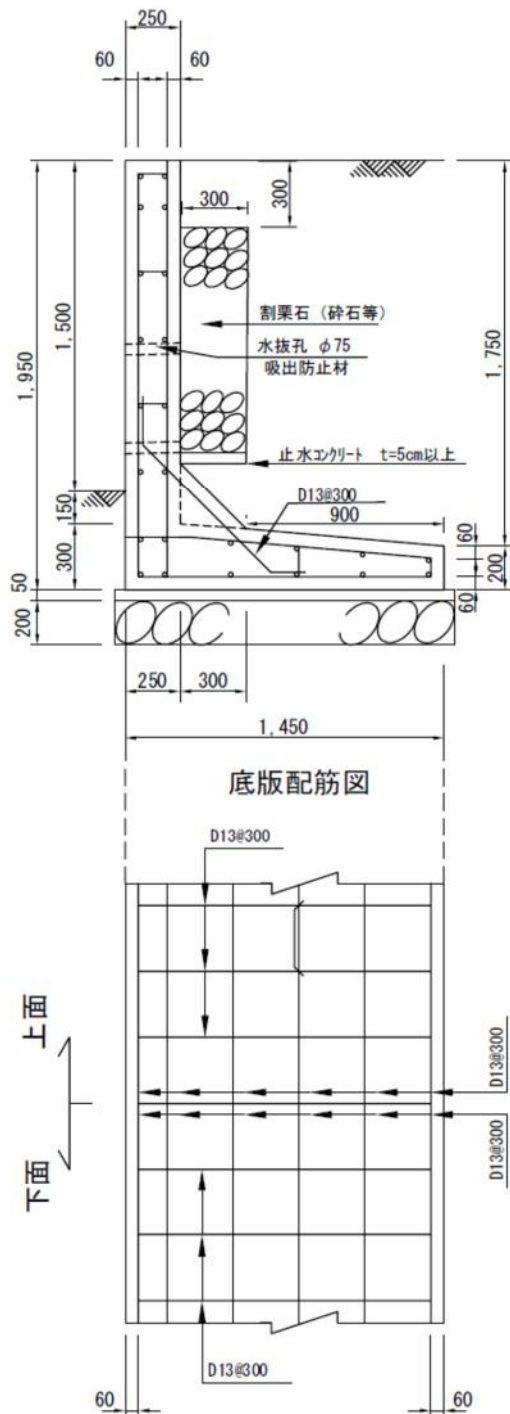
※たて壁の透水層として透水マット使用可
※鉄筋のかぶり純かぶり設計

図面番号

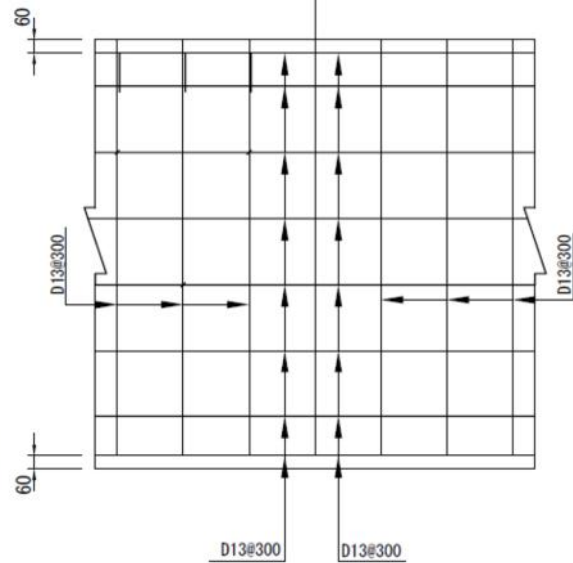
2-S-1.5

L型擁壁 H=1.5m(砂質土)

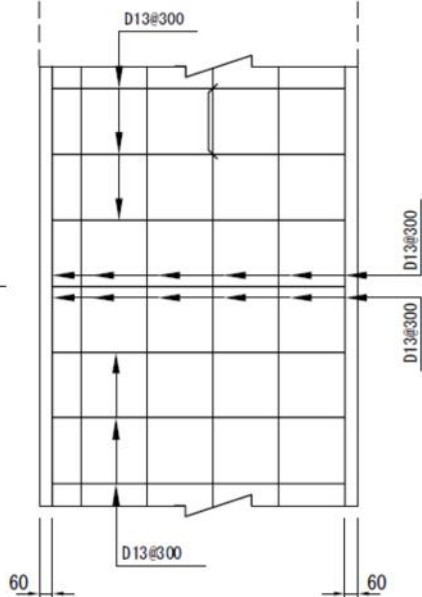
S=1:30



たて壁配筋図
前面 背面



底板配筋図



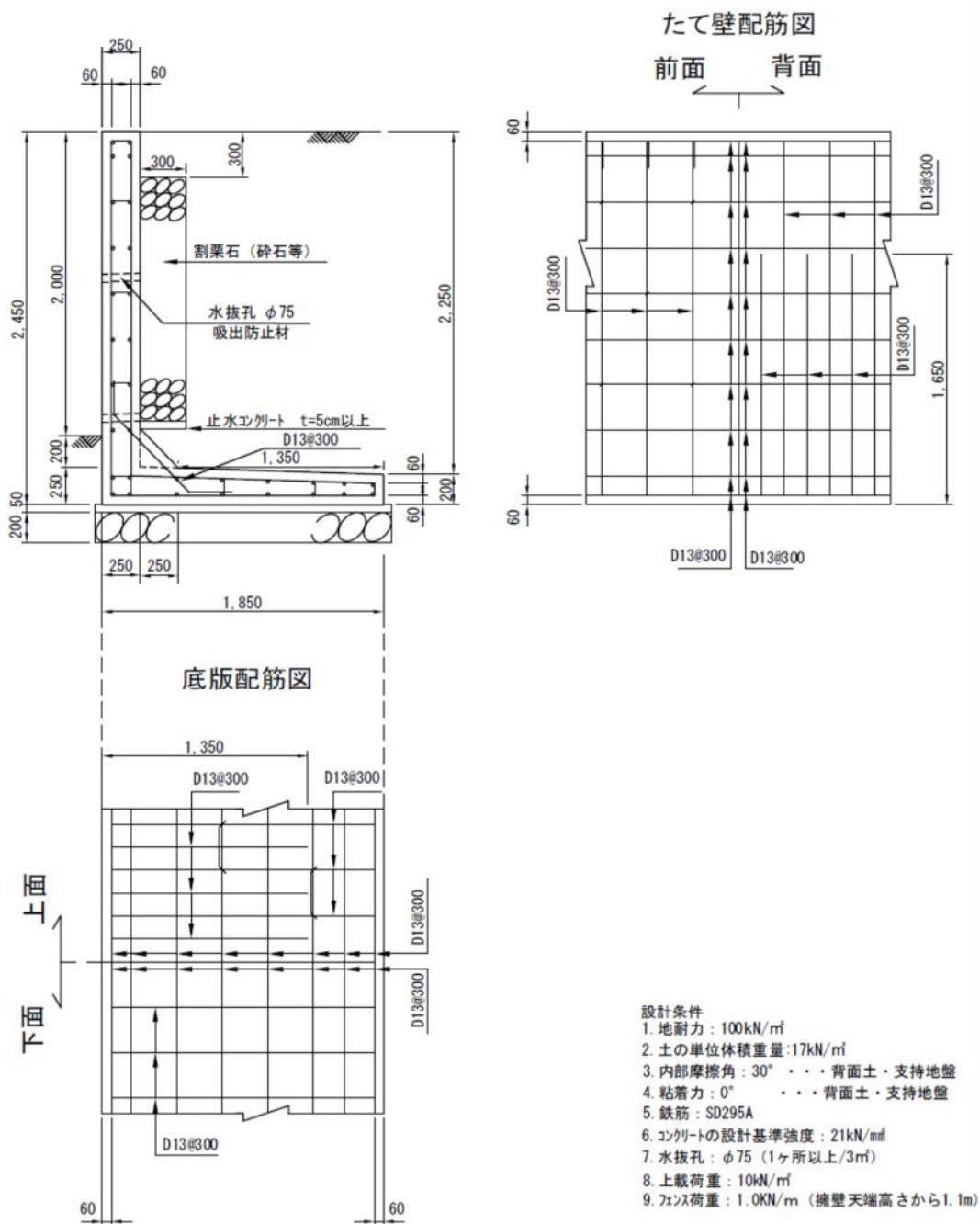
設計条件

1. 地耐力: 100kN/m²
2. 土の単位体積重量: 17kN/m³
3. 内部摩擦角: 30° ... 背面土・支持地盤
4. 粘着力: 0° ... 背面土・支持地盤
5. 鉄筋: SD295A
6. コンクリートの設計基準強度: 21kN/m²
7. 水抜孔: φ75 (1ヶ所以上/3m²)
8. 上載荷重: 10kN/m²
9. フェンス荷重: 1.0kN/m (擁壁天端高さから1.1m)

※たて壁の透水層として透水マット使用可
※鉄筋のかぶり厚は純かぶり設計

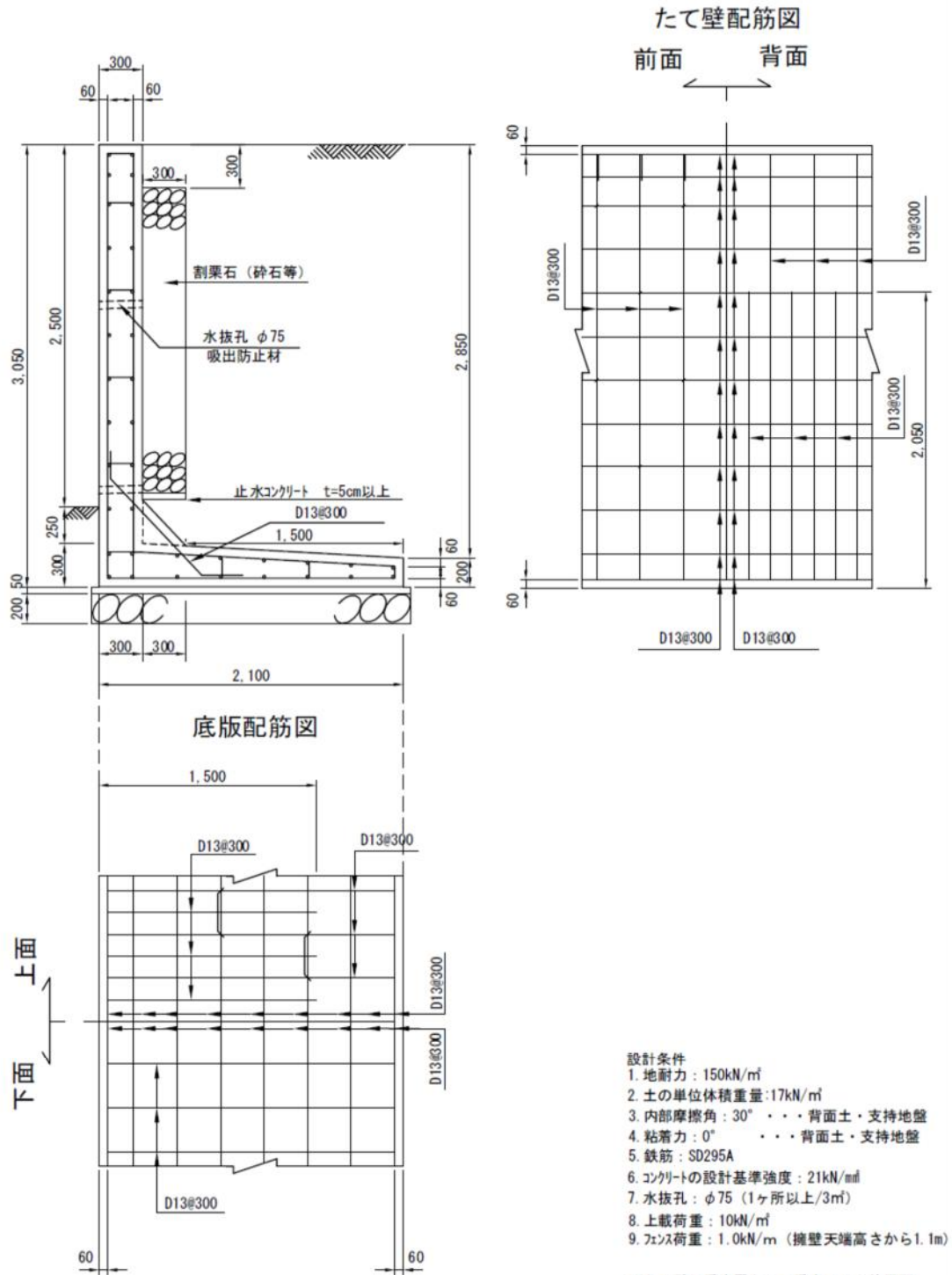
L型擁壁 H=2.0m(砂質土)

S=1:40



L型擁壁 H=2.5m(砂質土)

S=1:40



- 設計条件
1. 地耐力: 150kN/m²
 2. 土の単位体積重量: 17kN/m³
 3. 内部摩擦角: 30° . . . 背面土・支持地盤
 4. 粘着力: 0° . . . 背面土・支持地盤
 5. 鉄筋: SD295A
 6. コンクリートの設計基準強度: 21kN/mm²
 7. 水抜孔: φ 75 (1ヶ所以上/3m²)
 8. 上載荷重: 10kN/m²
 9. 7.2t荷重: 1.0kN/m (擁壁顶端高さから1.1m)

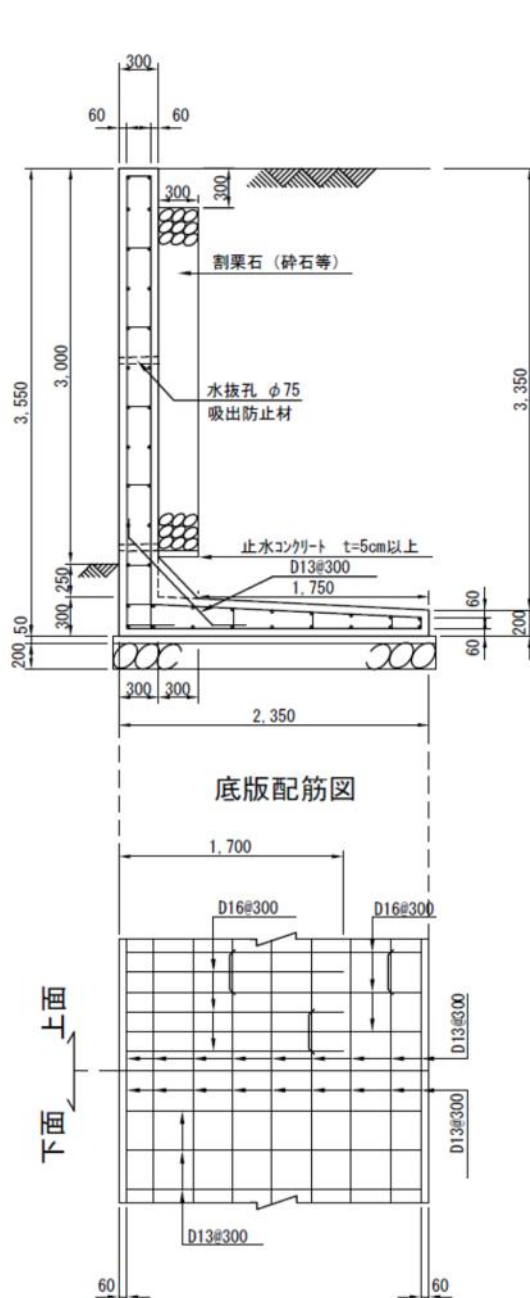
※たて壁の透水層として透水マット使用可
※鉄筋のかぶりは純かぶりで設計

図面番号

2-S-3.0

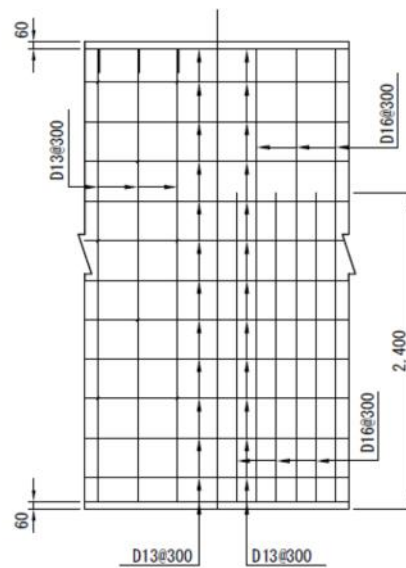
L型擁壁 H=3.0m(砂質土)

S=1:50



たて壁配筋図

前面 背面



設計条件

1. 地耐力: 150kN/m²
2. 土の単位体積重量: 17kN/m³
3. 内部摩擦角: 30° ... 背面土・支持地盤
4. 粘着力: 0° ... 背面土・支持地盤
5. 鉄筋: SD295A
6. コンクリートの設計基準強度: 21kN/mm²
7. 水抜孔: φ75 (1ヶ所以上/3m²)
8. 上載荷重: 10kN/m² (1.0 t/m²)
9. フェンス荷重: 1.0kN/m (擁壁天端高さから1.1m)

※たて壁の透水層として透水マット使用可
※鉄筋のかぶり厚は純かぶり厚で設計

図面番号

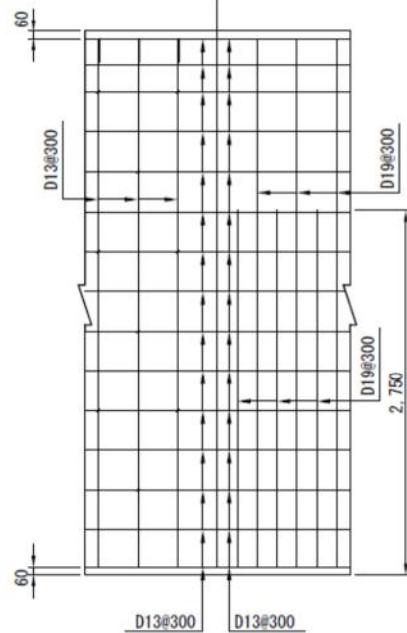
2-S-3.5

L型擁壁 H=3.5m(砂質土)

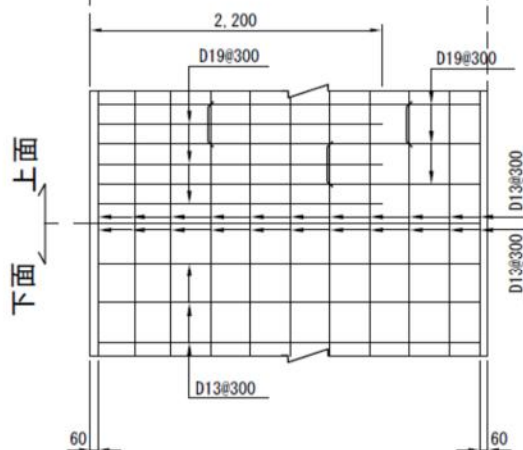
S=1:50

たて壁配筋図

前面 背面



底板配筋図



設計条件

1. 地耐力: 150 kN/m²
2. 土の単位体積重量: 17kN/m³
3. 内部摩擦角: 30° ... 背面土・支持地盤
4. 粘着力: 0° ... 背面土・支持地盤
5. 鉄筋: SD295A
6. コンクリートの設計基準強度: 21kN/mm²
7. 水抜孔: φ75 (1ヶ所以上/3m²)
8. 上載荷重: 10kN/m²
9. フェンス荷重: 1.0kN/m (擁壁天端高さから1.1m)

※たて壁の透水層として透水マット使用可

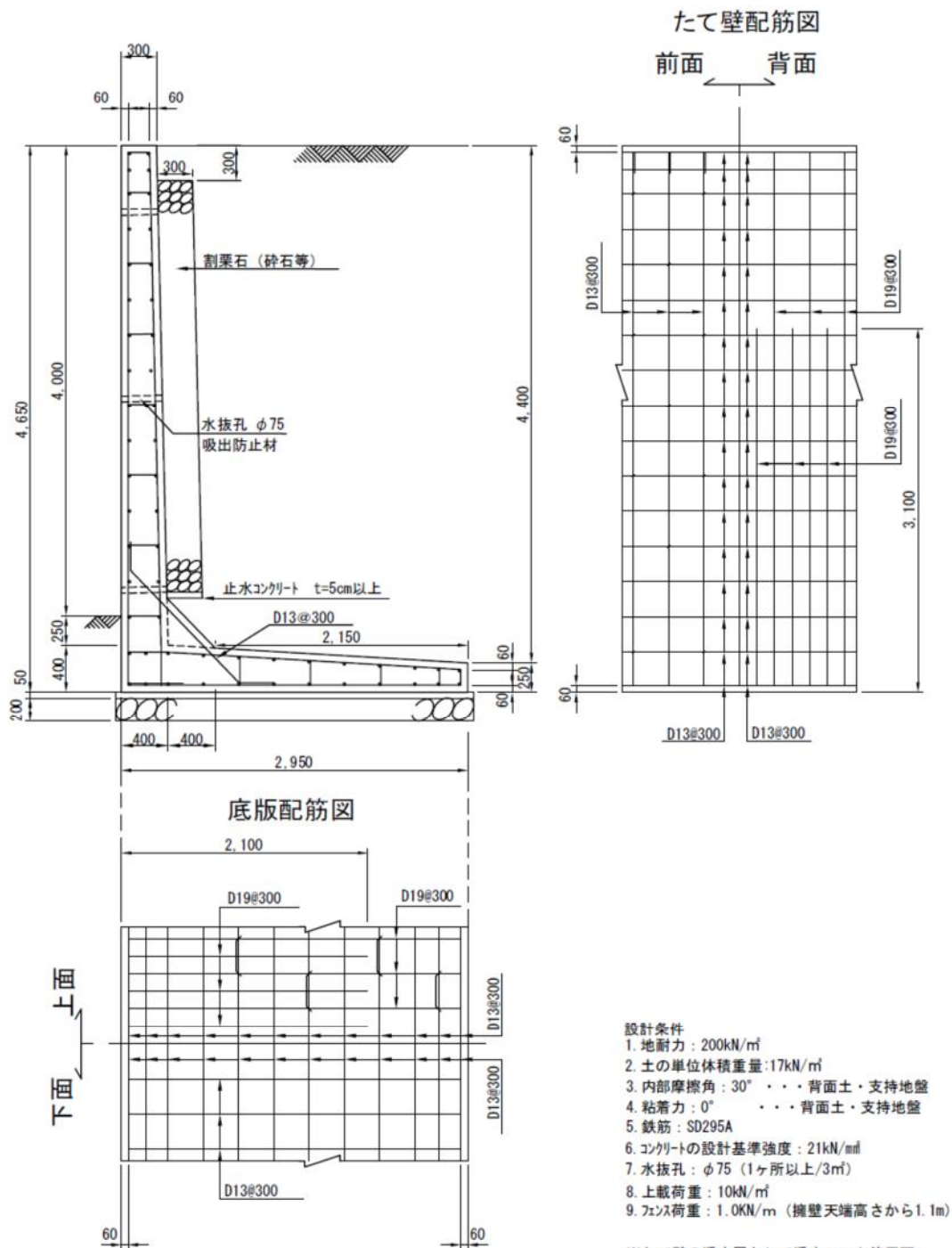
※鉄筋のかぶりは純かぶり設計

図面番号

2-S-4.0

L型擁壁 H=4.0m(砂質土)

S=1:50



図面番号

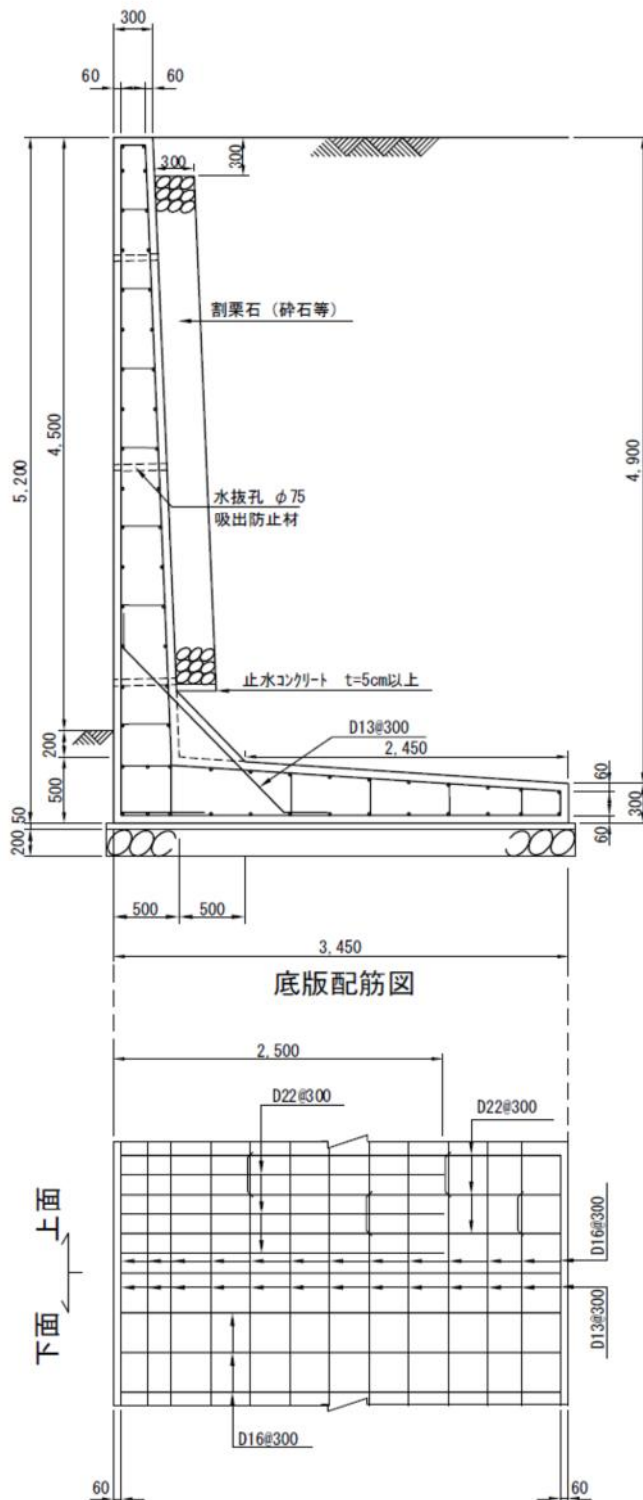
2-S-4.5

L型擁壁 H=4.5m(砂質土)

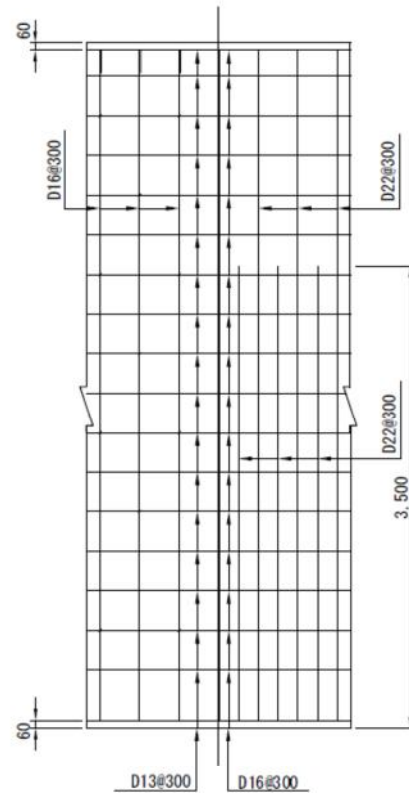
S=1:50

たて壁配筋図

前面 背面



底板配筋図

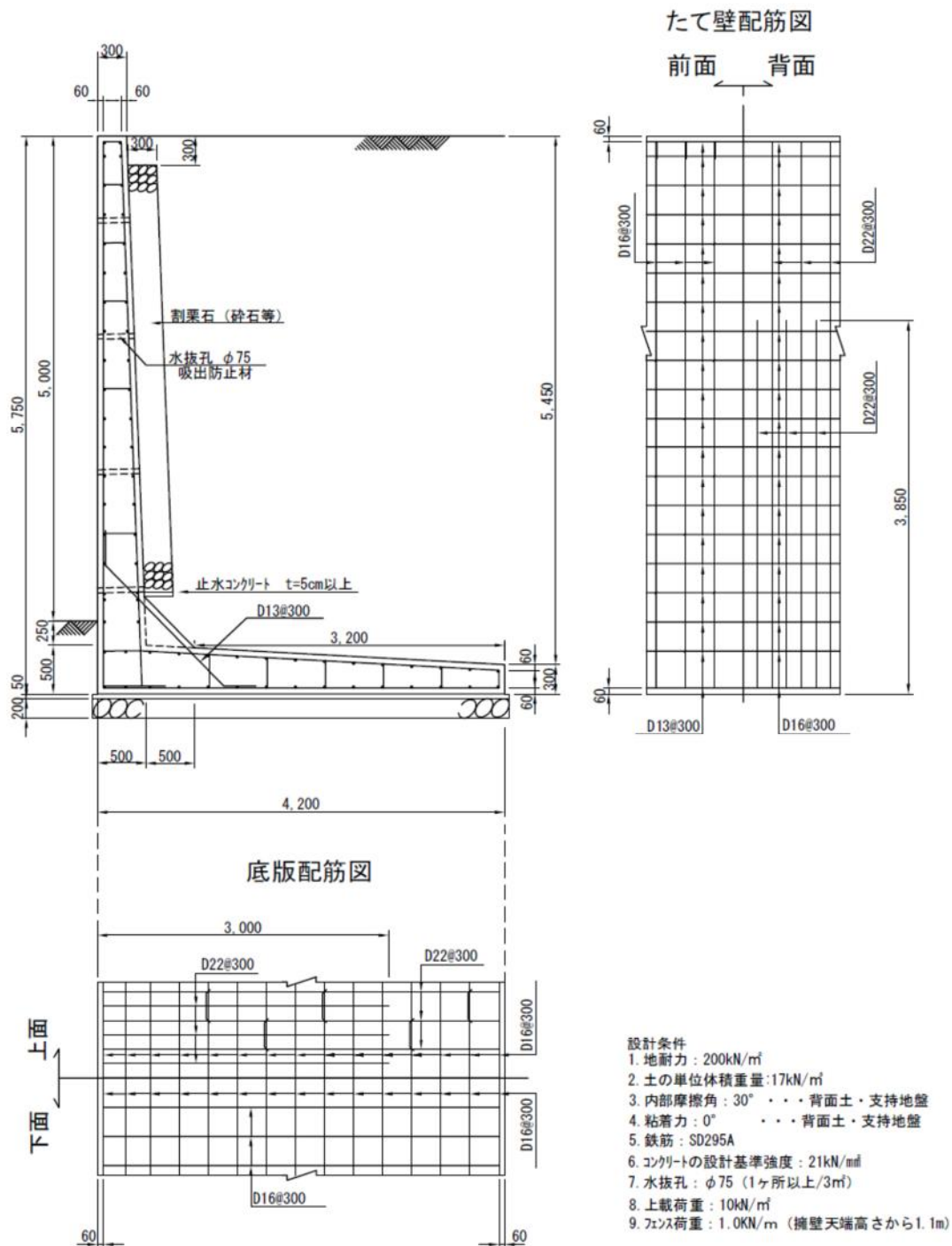


1. 地耐力: 200kN/m²
2. 土の単位体積重量: 17kN/m³
3. 内部摩擦角: 30° ... 背面土・支持地盤
4. 粘着力: 0° ... 背面土・支持地盤
5. 鉄筋: SD295A
6. コンクリートの設計基準強度: 21kN/mm²
7. 水抜孔: φ75 (1ヶ所以上/3m²)
8. 上載荷重: 10kN/m²
9. フェンス荷重: 1.0kN/m (擁壁天端高さから1.1m)

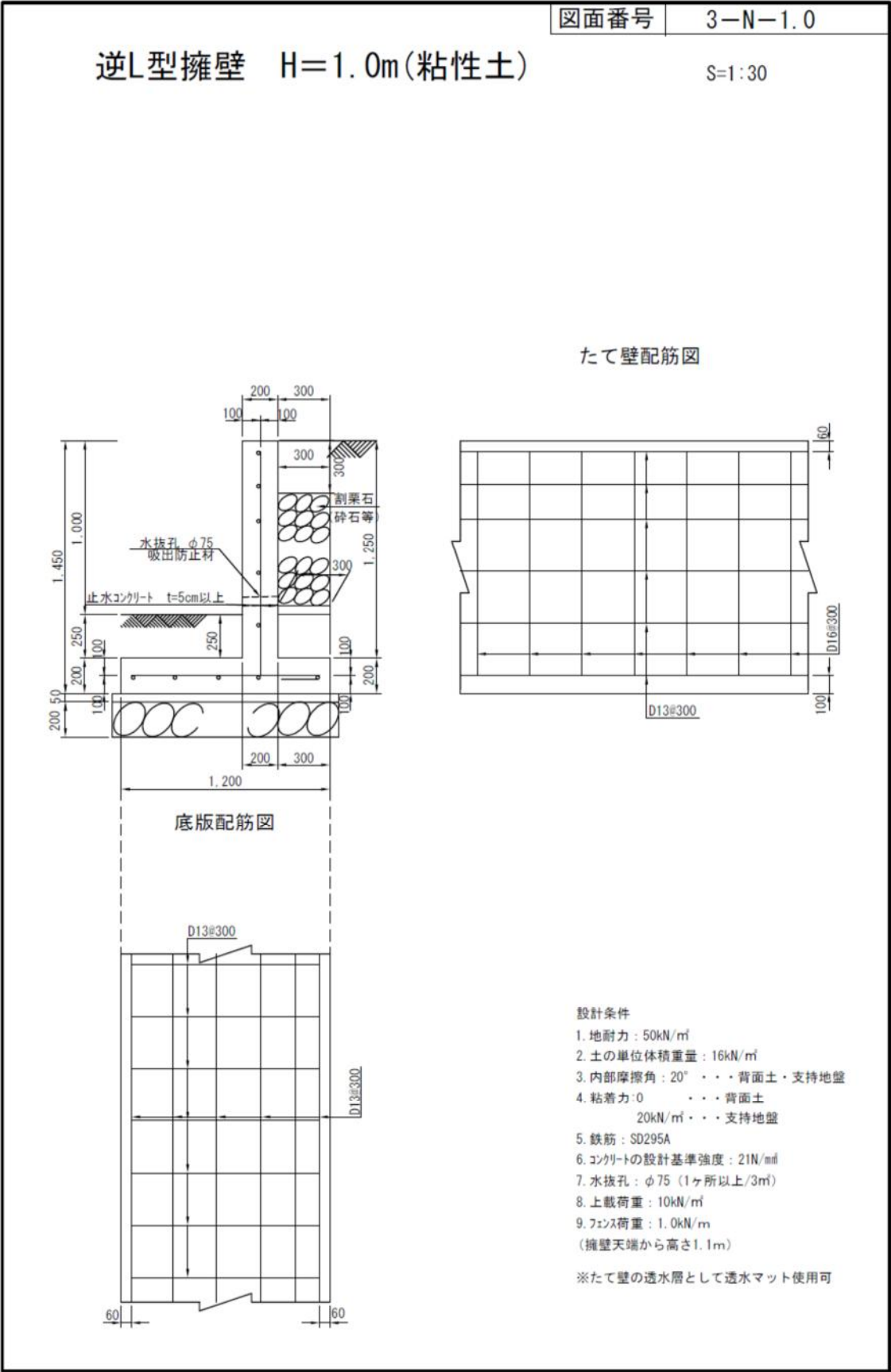
※たて壁の透水層として透水マット使用可
※鉄筋のかぶりとは純かぶり設計

L型擁壁 H=5.0m(砂質土)

S=1:60



(4)逆L型擁壁 標準構造図

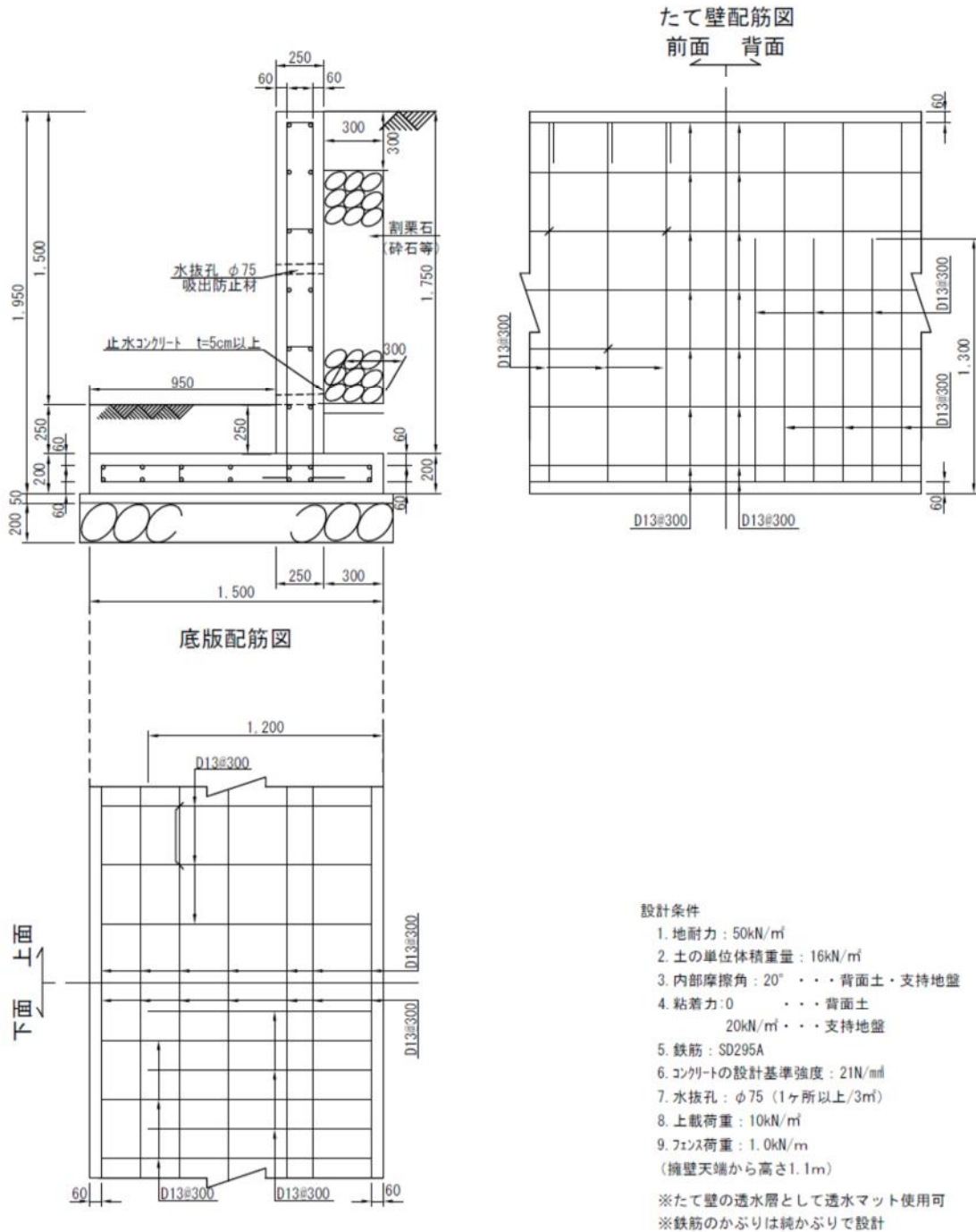


図面番号

3-N-1.5

逆L型擁壁 H=1.5m(粘性土)

S=1:30

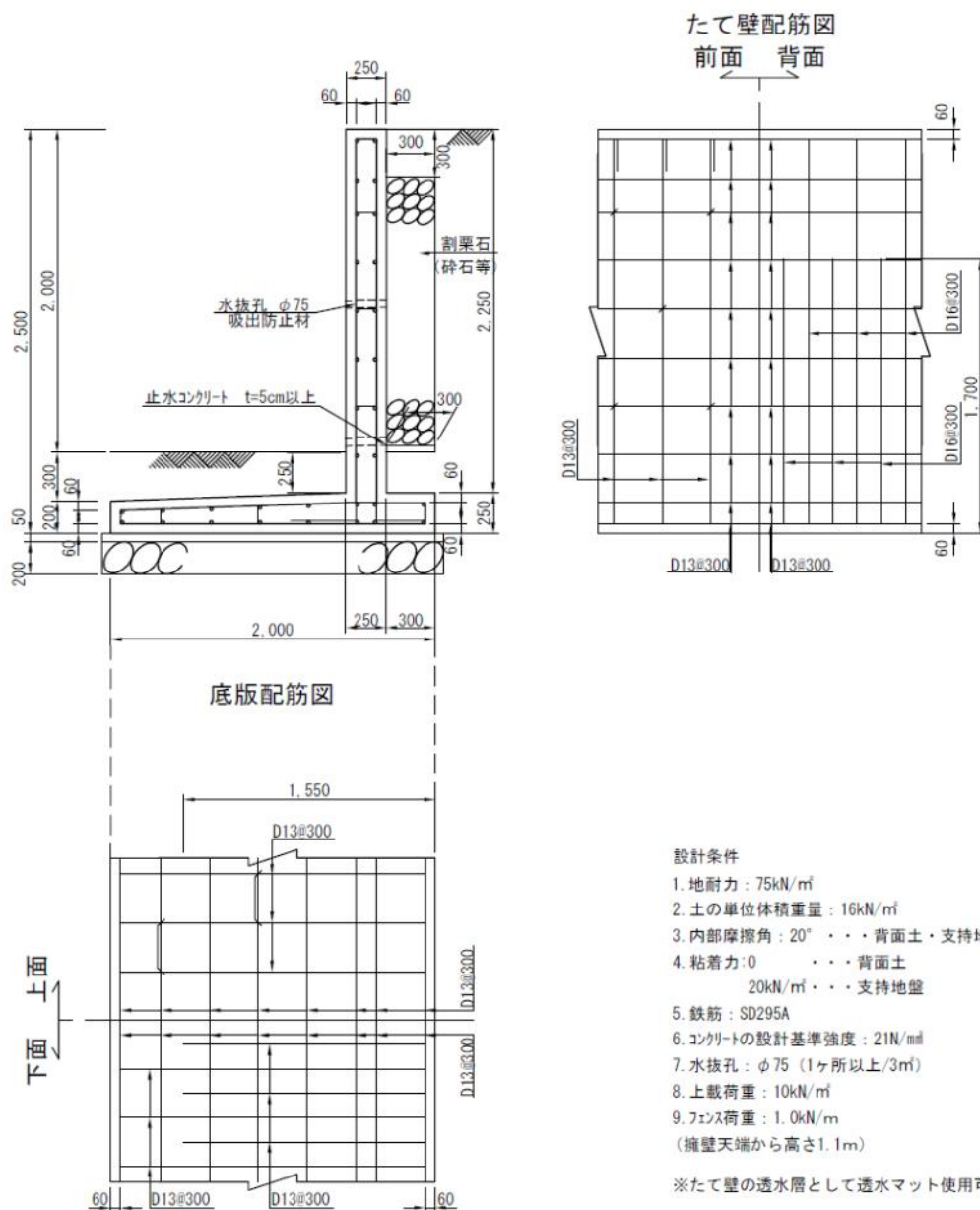


図面番号

3-N-2.0

逆L型擁壁 H=2.0m(粘性土)

S=1:40

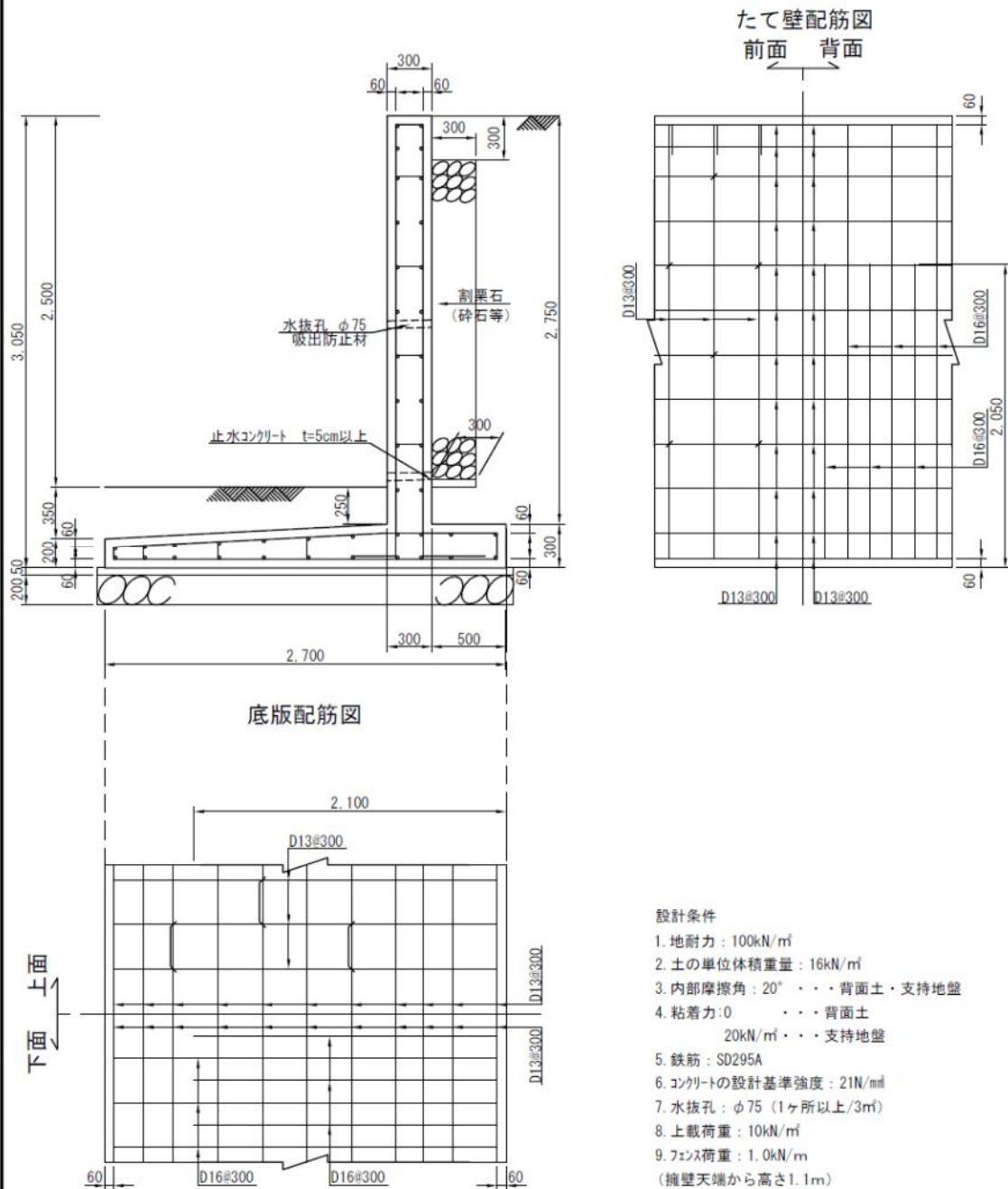


図面番号

3-N-2.5

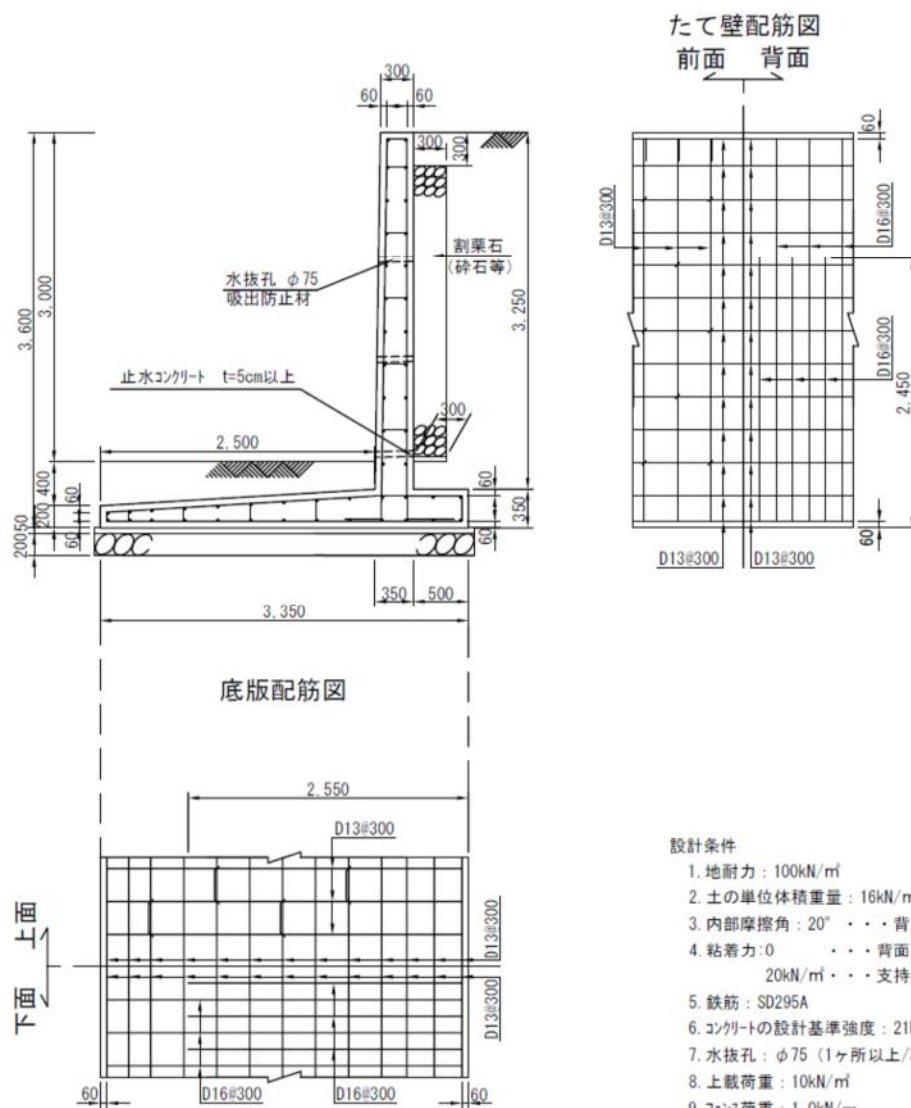
逆L型擁壁 H=2.5m(粘性土)

S=1:40



逆L型擁壁 H=3.0m(粘性土)

S=1 : 60



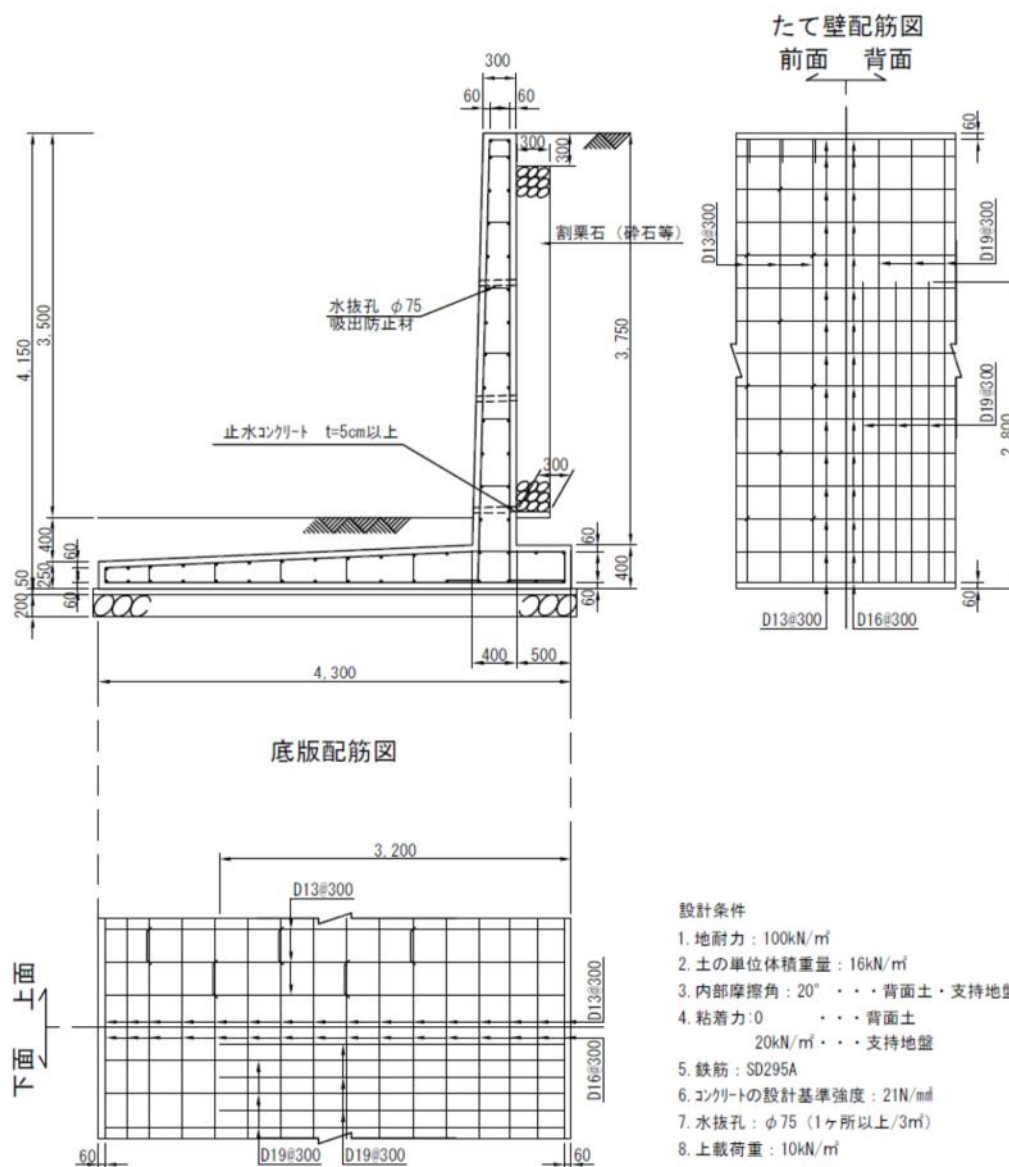
設計条件

1. 地耐力: 100kN/m^2
2. 土の単位体積重量: 16kN/m^3
3. 内部摩擦角: 20° ・・・背面土・支持地盤
4. 粘着力: 0 ・・・背面土
 20kN/m^2 ・・・支持地盤
5. 鉄筋: SD295A
6. コンクリートの設計基準強度: 21N/mm^2
7. 水抜孔: $\phi 75$ (1ヶ所以上/ 3m^2)
8. 上載荷重: 10kN/m^2
9. フェンス荷重: 1.0kN/m
(擁壁天端から高さ 1.1m)

※たて壁の透水層として透水マット使用可
※鉄筋のかぶりは純かぶりで設計

逆L型擁壁 $H=3.5\text{m}$ (粘性土)

$S=1:60$



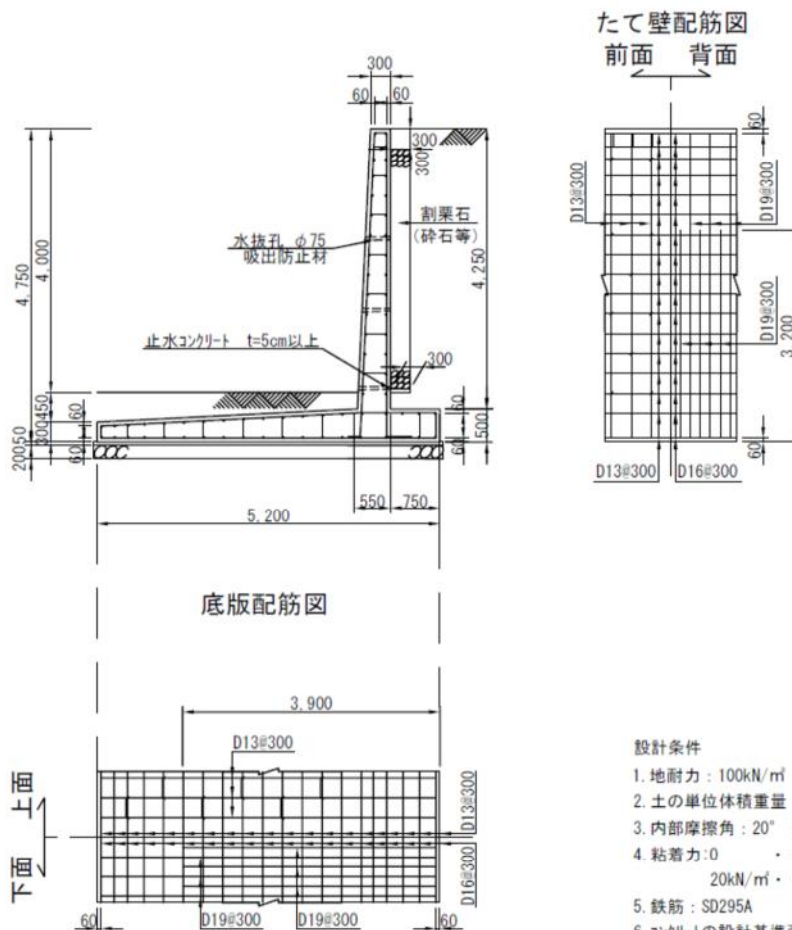
設計条件

1. 地耐力: 100 kN/m^2
2. 土の単位体積重量: 16 kN/m^3
3. 内部摩擦角: 20° ・ ・ ・ 背面土 ・ 支持地盤
4. 粘着力: 0 ・ ・ ・ 背面土
 20 kN/m^2 ・ ・ ・ 支持地盤
5. 鉄筋: SD295A
6. コンクリートの設計基準強度: 21 N/mm^2
7. 水抜孔: $\phi 75$ (1ヶ所以上/ 3 m^2)
8. 上載荷重: 10 kN/m^2
9. フェンス荷重: 1.0 kN/m
(擁壁天端から高さ 1.1 m)

※たて壁の透水層として透水マット使用可

逆L型擁壁 H=4.0m(粘性土)

S=1:100



設計条件

1. 地耐力: 100kN/m²
2. 土の単位体積重量: 16kN/m³
3. 内部摩擦角: 20° ・ ・ ・ 背面土・支持地盤
4. 粘着力: 0 ・ ・ ・ 背面土
20kN/m² ・ ・ ・ 支持地盤
5. 鉄筋: SD295A
6. コンクリートの設計基準強度: 21N/mm²
7. 水抜孔: φ75 (1ヶ所以上/3m²)
8. 上載荷重: 10kN/m²
9. フェンス荷重: 1.0kN/m
(擁壁天端から高さ1.1m)

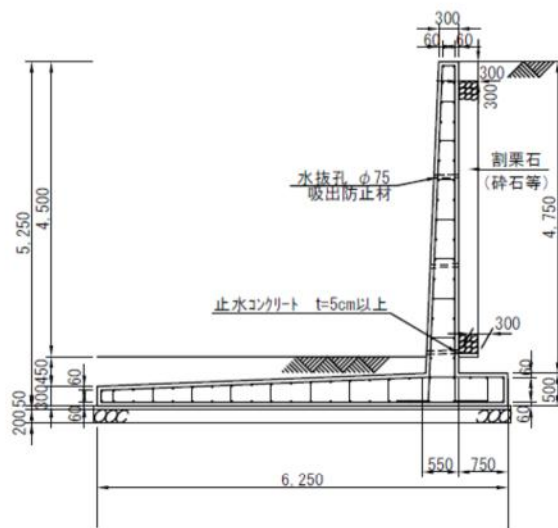
※たて壁の透水層として透水マット使用可

図面番号

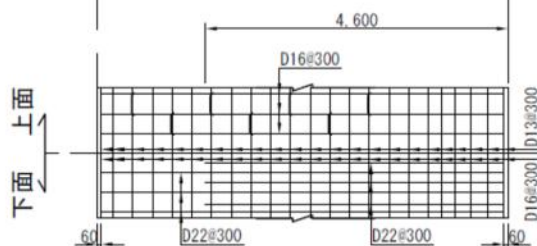
3-N-4.5

逆L型擁壁 H=4.5m(粘性土)

S=1:100

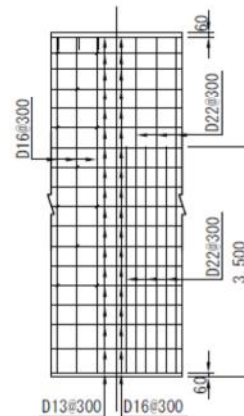


底板配筋図



たて壁配筋図

前面 背面



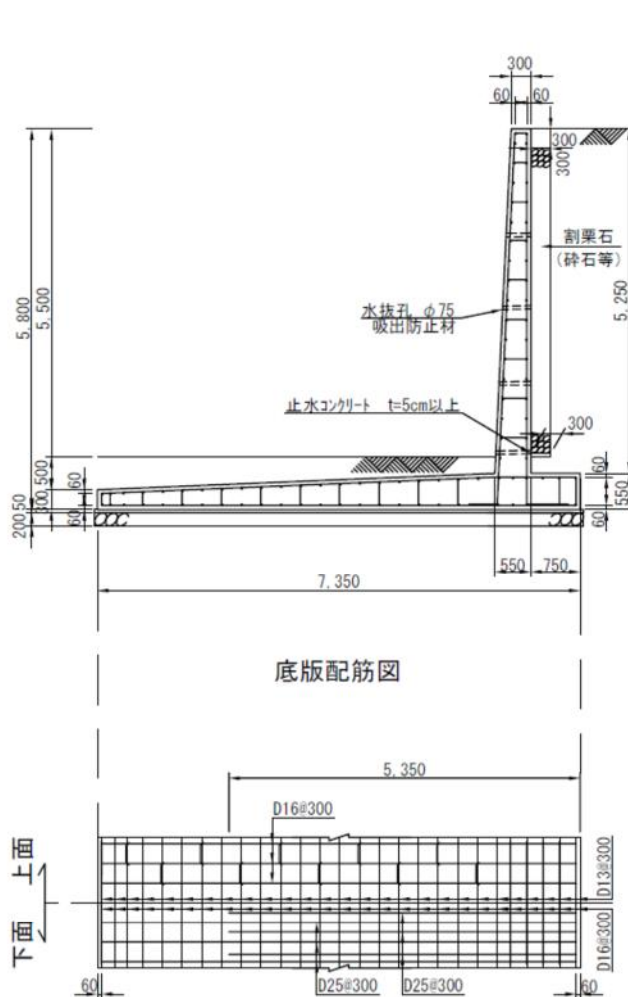
設計条件

1. 地耐力: 100kN/m²
2. 土の単位体積重量: 16kN/m³
3. 内部摩擦角: 20°・・・背面土・支持地盤
4. 粘着力: 0・・・背面土
20kN/m²・・・支持地盤
5. 鉄筋: SD295A
6. コンクリートの設計基準強度: 21N/mm²
7. 水抜孔: φ75 (1ヶ所以上/3m)
8. 上載荷重: 10kN/m²
9. フェンス荷重: 1.0kN/m
(擁壁天端から高さ1.1m)

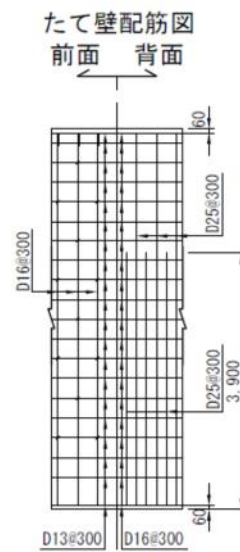
※たて壁の透水層として透水マット使用可

逆L型擁壁 H=5.0m(粘性土)

S=1 : 100



底版配筋图



たて壁配筋図
前面 背面

設計条件

1. 地耐力: 100 kN/m^2
2. 土の単位体積重量: 16 kN/m^3
3. 内部摩擦角: 20° ・ ・ ・ 背面土 ・ 支持地盤
4. 粘着力: 0 ・ ・ ・ 背面土
 20 kN/m^2 ・ ・ ・ 支持地盤
5. 鉄筋: SD295A
6. コンクリートの設計基準強度: 21 N/mm^2
7. 水抜孔: $\phi 75$ (1ヶ所以上/3m)
8. 土載荷重: 10 kN/m^2
9. フェンス荷重: 1.0 kN/m
(擁壁天端から高さ1.1m)

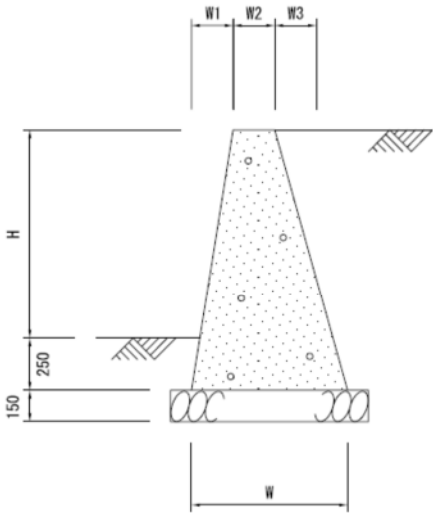
※たて壁の透水層として透水マット使用可

図面番号 4－①～⑥

重力式擁壁H=0.5m～1.0m

①～⑥

S=1:30

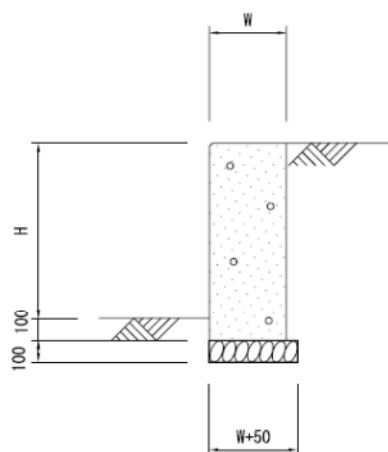


番 号	タイプ	寸法表(単位：mm)					必要地耐力 (KN/m ²)
		高さ H	幅 W	幅 W1	幅 W2	幅 W3	
①	H=0.5m	500	500	150	150	200	30
②	H=0.6m	600	550	200	150	200	30
③	H=0.7m	700	600	200	200	200	40
④	H=0.8m	800	650	200	200	250	40
⑤	H=0.9m	900	700	200	200	300	50
⑥	H=1.0m	1000	750	200	200	350	50

※上載荷重：5KN/m² (0.5tf/m²)

無筋コンクリート擁壁 $H=0.3\sim0.8\text{m}$ $S=1:30$

①～⑥



番 号	タイプ	寸法表(単位: mm)	
		高さ H	幅 W
①	$H=0.3\text{m}$	300	150
②	$H=0.4\text{m}$	400	200
③	$H=0.5\text{m}$	500	250
④	$H=0.6\text{m}$	600	250
⑤	$H=0.7\text{m}$	700	300
⑥	$H=0.8\text{m}$	800	350

※上載荷重：考慮しない
転倒のみ検討

5 鉄筋コンクリート造擁壁の構造計算例（逆T型（粘性土）：H＝5.0mタイプ）

1) 設計条件

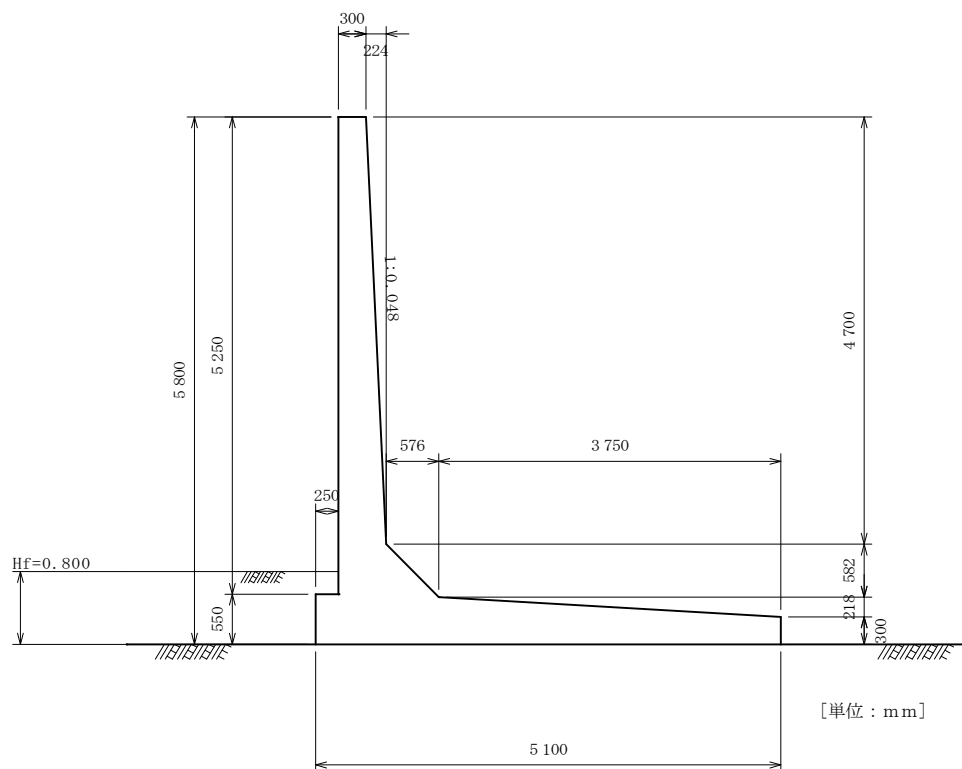
1.1 適用基準

ぎょうせい、宅地防災マニュアルの解説 平成10年5月

1.2 形式

『逆T型－A（直接基礎）』

1.3 形状寸法



奥行方向幅（ブロック長） B = 5000(mm)

1.4 地盤条件

地震規模： 大規模

地域区分： A

地盤種別： II種

地盤種別の判定

$$T_g = 4 \sum \frac{H_i}{V_{si}} = 0.000 \quad (T_g < 0.2)$$

ここに、

T_g : 地盤の特性値(s)

H_i : i番目の地層の厚さ(m)

V_{si} : i番目の地層の平均せん断弾性波速度(m/s)

粘性土の場合

$$V_{si}=100N_i^{1/3}(1 \leq N_i \leq 25)$$

砂質土の場合

$$V_{si}=80N_i^{1/3}(1 \leq N_i \leq 50)$$

N_i : 標準貫入試験によるi番目の地層の平均N値

N値が0の場合は $V_{si}=50$ m/s, $V_{si} < 50$ m/sの時は $V_{si}=50$ m/s

i : 当該地盤が地表面から耐震設計上の基礎面までn層に区分される
ときの地表面からi番目の地層の番号

地層 番号	層種	層厚 H_i (m)	平均 N値	V_{si} (m/s)
1	砂質土	10.000	50.0	294.723

1.5 使用材料

【コンクリート】 縦壁（鉄筋コンクリート）： $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)
底版（鉄筋コンクリート）： $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)

【鉄筋】 種類：SD295

【内部摩擦角】 背面土砂：20.00 (度)

【単位体積重量】

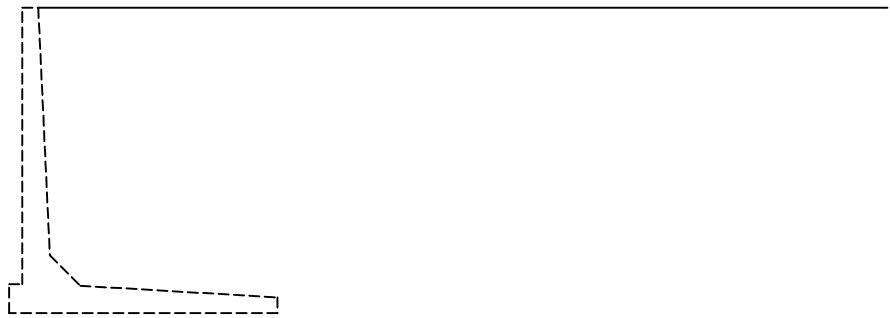
(kN/m³)

躯体	鉄筋コンクリート	24.000	
水	躯体浮力算出用	9.800	
	土砂浮力算出用	9.000	
土砂		湿潤重量	飽和重量
背面		16.000	16.800
前面		16.000	16.800

【設計水平震度】 $K_h = 0.25$

1.6 土砂

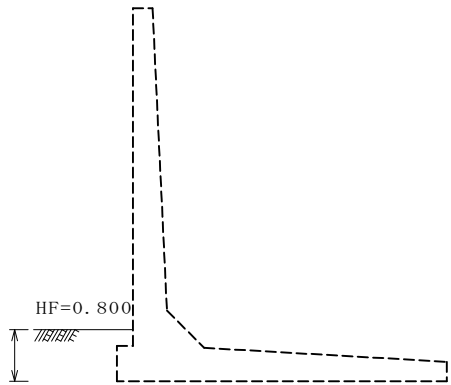
(1)背面土砂形状



擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.000
土圧を考慮しない高さHr	(m)	0.000

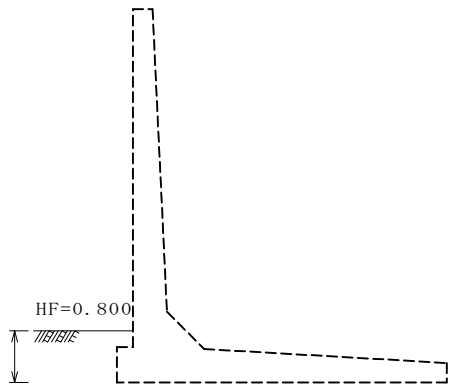
(2) 前面土砂形状

[1] 常時



高さ	安定計算		つま先版の設計時
	鉛直力	水平力	
0.800	無 視	無 視	無 視

[2] 大地震時



高さ	安定計算		つま先版の設計時
	鉛直力	水平力	
0.800	無 視	無 視	無 視

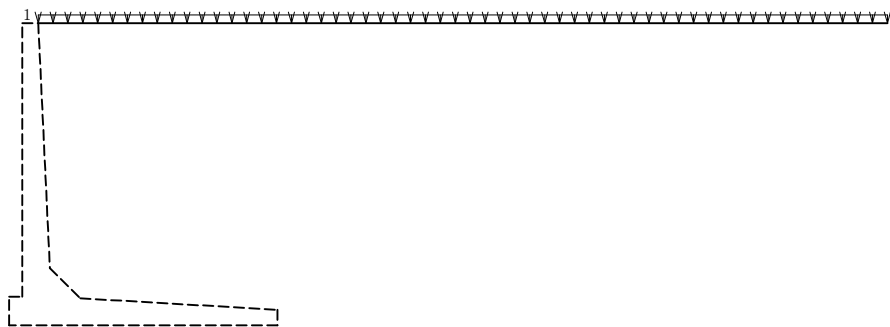
1.7 載荷荷重

[1]常時



番号	載荷位置 (m)	載荷幅 (m)	荷重強度 (kN/m ²)		有効な検討		
			始端側	終端側	安定	豎壁	底板
1	0.000	∞	10.000	10.000	○	○	○

[2]大地震時



番号	載荷位置 (m)	載荷幅 (m)	荷重強度 (kN/m ²)		有効な検討		
			始端側	終端側	安定	豎壁	底板
1	0.000	∞	10.000	10.000	○	○	○

1.8 その他荷重

考慮しない

1.9 浮力

浮力を考慮しない

1.10 土圧

・土圧係数

荷重状態	安定計算 土圧係数	断面計算 土圧係数
常 時	0.50000	0.50000

- 土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷 重 状 態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	断面計算時	切 土	
常 時	0.000	13.333	———	———

- 安定計算時の土圧の仮想背面は、かかと端(かかとから鉛直に伸ばした線)
- 安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 0.000 (度)
- 豎壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度 2.726 (度)
- 水位以下の土圧算出時の地震時慣性力は設計水平震度を適用

1.11 水圧

- 静水圧の取扱い

荷 重 状 態	背 面	前 面
常 時	無 視	無 視
地震時	無 視	無 視

1.12 基礎の条件

1.12.1 許容せん断抵抗算出用データ

照査に用いる底版幅	全 幅
基礎底面と地盤との間の付着力 CB (kN/m ²)	20.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 μ	0.364

1.13 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.13.1 安定計算の許容値

荷重状態	許容偏心量 e_B / B (m)	滑動安全率	許容支持力度 (kN/m ²)
常時	1/6	1.500	200.000
大地震時	1/2	1.000	600.000

ここに、

B : 基礎幅(m)

e_B : 荷重の偏心量(m), ただし、 $e_B = M_B / V$

M_B : 基礎底面に作用するモーメント(kN.m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

1.13.2 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 縦壁（水中部材）

(N/mm²)

荷重状態	コンクリートの圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の引張応力度 σ_{sa}	せん断応力度	
			τ_{a1}	τ_{a2}
常時	7.000	195.000	0.700	1.600
大地震時	21.000	295.000	2.100	3.200

2) 底版（水中部材）

(N/mm²)

荷重状態	コンクリートの圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の引張応力度 σ_{sa}	せん断応力度	
			τ_{a1}	τ_{a2}
常時	7.000	195.000	0.700	1.600
大地震時	21.000	295.000	2.100	3.200

ここに、

τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合のせん断応力度

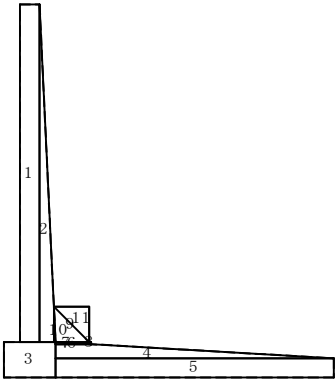
τ_{a2} : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

2)安定計算

2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1)躯体自重

1)ブロック割り



2)自重・重心

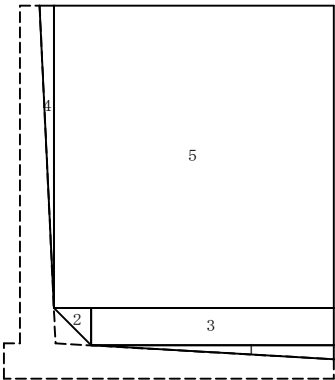
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi(m³)	重心位置(m)		Vi・Xi	Vi・Yi
			Xi	Yi		
1	0.300× 5.250× 1.000	1.575	0.400	3.175	0.630	5.001
2	1/2× 0.250× 5.250× 1.000	0.656	0.633	2.300	0.416	1.509
3	0.800× 0.550× 1.000	0.440	0.400	0.275	0.176	0.121
4	1/2× 4.300× 0.250× 1.000	0.538	2.233	0.383	1.200	0.206
5	4.300× 0.300× 1.000	1.290	2.950	0.150	3.805	0.194
6	0.550× 0.032× 1.000	0.018	1.075	0.534	0.019	0.009
7	-1/2× 0.550× 0.032× 1.000	-0.009	0.983	0.529	-0.009	-0.005
8	-1/2× 0.032× 0.032× 1.000	-0.001	1.339	0.539	-0.001	0.000
9	0.544× 0.550× 1.000	0.299	1.046	0.825	0.313	0.247
10	-1/2× 0.026× 0.550× 1.000	-0.007	0.783	0.733	-0.006	-0.005
11	-1/2× 0.544× 0.550× 1.000	-0.150	1.137	0.917	-0.170	-0.137
Σ		4.650	——	——	6.375	7.140

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 6.375 / 4.650 = 1.371 \text{ (m)}$

$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 7.140 / 4.650 = 1.536 \text{ (m)}$

(2)背面土砂

1)ブロック割り



2)体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi(m ³)	重心位置(m)		Vi・Xi	Vi・Yi
			Xi	Yi		
1	1/2× 3.750× 0.218× 1.000	0.409	3.850	0.445	1.574	0.182
2	1/2× 0.576× 0.582× 1.000	0.168	1.158	0.906	0.194	0.152
3	3.750× 0.582× 1.000	2.182	3.225	0.809	7.039	1.766
4	1/2× 0.224× 4.700× 1.000	0.526	0.699	4.233	0.368	2.226
5	4.326× 4.700× 1.000	20.333	2.937	3.450	59.716	70.149
Σ		23.618	——	——	68.891	74.475

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 68.891 / 23.618 = 2.917$ (m)

$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 74.475 / 23.618 = 3.153$ (m)

2.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力による鉛直力、水平力

(1)自重による作用力

[1]常時

位 置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.000 \times 4.650 = 111.593$	1.371
土砂(背面)	$16.000 \times 23.618 = 377.888$	2.917
合 計	489.481	2.564

[2]大地震時

位 置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.000 \times 4.650 = 111.593$	1.371
土砂(背面)	$16.000 \times 23.618 = 377.888$	2.917
合 計	489.481	2.564

位 置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体(鉄筋)	$111.593 \times 0.25 = 27.898$	1.536
土砂(背面)	$377.888 \times 0.25 = 94.472$	3.153
合 計	122.370	2.784

2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot (q1 + q2) \cdot L$$

水平力

$$H = N \cdot kH$$

ここに、

q : 載荷荷重強度

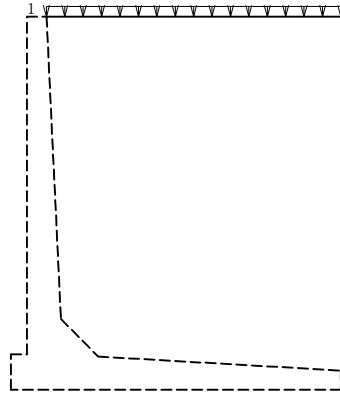
L : 載荷荷重長さ

kH : 設計水平震度，kH = 0.250（大規模）

X : つま先位置から合力作用点までの距離

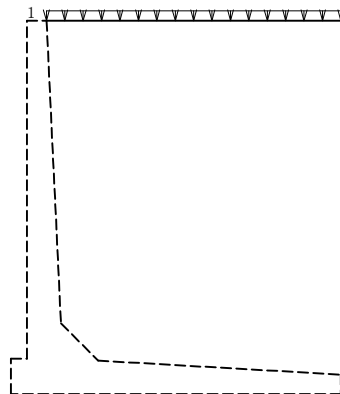
Y : 底版底面から合力作用点までの距離

[1]常時



番号	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	水平力 H (kN)	作用位置 X (m)	作用位置 Y (m)
1	10.000	10.000	4.550	45.500	——	2.825	——

[2]大地震時



番号	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	水平力 H (kN)	作用位置 X (m)	作用位置 Y (m)
1	10.000	10.000	4.550	45.500	11.375	2.825	5.800

2.4 土圧・水圧

[1]常時（水位1）、大地震時（水位2）

仮想背面の位置（つま先からの距離）	$x_p = 5.100 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 5.800 \text{ m}$
水位面より上の高さ	$H_1 = 5.800 \text{ m}$
水位面より下の高さ	$H_2 = 0.000 \text{ m}$
土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 16.000 \text{ kN/m}^3$
土砂のせん断抵抗角	$\phi = 20.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 0.000^\circ$

土圧作用面上端土圧（載荷荷重から 5 kN/m^2 を控除）

$$p_1 = q \cdot K = 5.000 \times 0.5000 = 2.500 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\ &= 0.5000 \times 16.000 \times 5.800 + 2.500 \\ &= 48.900 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p_3 = p_2 = 48.900 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (2.500 + 48.900) \times 5.800 = 149.060 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (48.900 + 48.900) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 149.060 + 0.000 = 149.060 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 149.060 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 149.060 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 149.060 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 149.060 \times \left(\frac{2 \times 2.500 + 48.900}{2.500 + 48.900} \times \frac{5.800}{3} + 0.000 \right) \\ &= 302.199 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

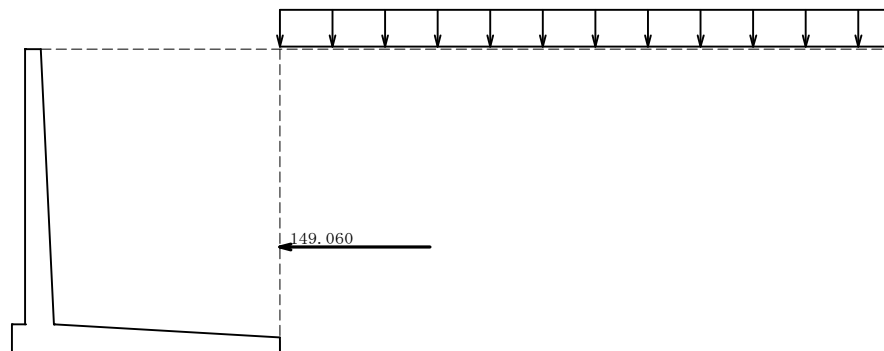
$$\begin{aligned}
 M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\
 &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 48.900 + 48.900}{48.900 + 48.900} \times \frac{0.000}{3} \right) \\
 &= 0.000 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M1 + M2}{P1 + P2} = \frac{302.199 + 0.000}{149.060 + 0.000} = 2.027 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 5.100 - 2.027 \times \tan 0.000^\circ = 5.100 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 2.027 = 2.027 \text{ m}$$

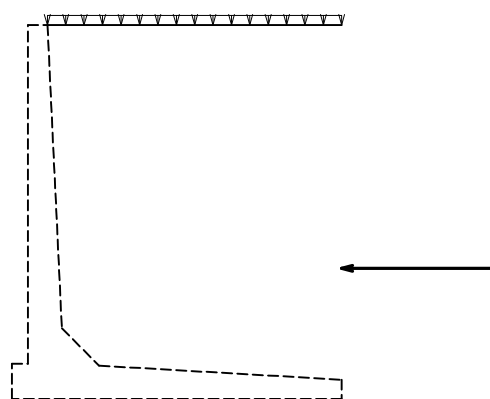
• 土圧図



2.5 作用力の集計

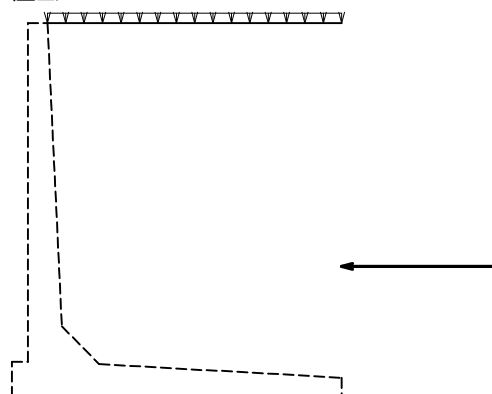
(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時 (水位1)



項 目	鉛直力 N _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)	
			X _i (m)	Y _i (m)	M _{xi} = N _i · X _i	M _{yi} = H _i · Y _i
自 重	489.481	0.000	2.564	0.000	1255.241	0.000
載荷、雪	45.500	0.000	2.825	0.000	128.538	0.000
土 圧	0.000	149.060	5.100	2.027	0.000	302.145
合 計	534.981	149.060	———	———	1383.779	302.145

[2]大地震時（水位2）



項 目	鉛直力 N_i (kN)	水平力 H_i (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)	
			X_i (m)	Y_i (m)	$M_{xi} = N_i \cdot X_i$	$M_{yi} = H_i \cdot Y_i$
自 重	489.481	122.370	2.564	2.784	1255.241	340.739
載荷、雪	45.500	11.375	2.825	5.800	128.538	65.975
土 圧	0.000	149.060	5.100	2.027	0.000	302.145
合 計	534.981	282.805	——	——	1383.779	708.858

荷重状態（水 位）	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN.m)
常時(水位1)	534.981	149.060	1081.634
大地震時(水位2)	534.981	282.805	674.920

(2)フーチング中心での作用力の集計

鉛 直 力 : $N_c = N_o$ (kN)
 水 平 力 : $H_c = H_o$ (kN)
 回 転 モ ー メ ン ト : $M_c = N_o \cdot B_f / 2.0 - M_o$ (kN.m)
 ここに、
 フーチング土圧方向幅 : $B_f = 5.100$ (m)

■単位幅当り

荷重状態（水 位）	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時(水位1)	534.981	149.060	282.567
大地震時(水位2)	534.981	282.805	689.281

■全幅(5.000m)当り

荷重状態（水 位）	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時(水位1)	2674.904	745.300	1412.837
大地震時(水位2)	2674.904	1414.026	3446.404

2.6 安定計算結果

2.6.1 転倒に対する安定

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mt}{\Sigma V}$$

ここに、

d : 底版つま先から合力の作用点までの距離(m)

ΣMr : 底版つま先回りの抵抗モーメント(kN.m)

ΣMt : 底版つま先回りの転倒モーメント(kN.m)

ΣV : 底版下面における全鉛直荷重(kN)

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離(m)

B : 底版幅(m), B = 5.100

$$e_a = B/n$$

ここに、

e_a : 許容偏心距離(m)

n : 安全率

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN.m)	ΣMt (kN.m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)	e_a (m)
常時 (水位1)	1383.779	302.145	534.981	2.022	0.528	≤ 0.850
大地震時 (水位2)	1383.779	708.858	534.981	1.262	1.288	≤ 2.550

2.6.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{R_v \cdot \mu + C_B \cdot B}{R_H}$$

ここに、

R_v : 底版下面における全鉛直荷重(kN)

R_H : 底版下面における全水平荷重(kN)

μ : 底版と支持地盤の間の摩擦係数, $\mu = 0.364$

C_B : 底版と支持地盤の間の付着力(kN/m²), $C_B = 20.000$

B : 底版幅(m), B = 5.100

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R_v (kN)	水平荷重 R_H (kN)	安全率 F_s	必要安全率 F_{sa}
常時 (水位1)	534.981	149.060	1.991	≥ 1.500
大地震時 (水位2)	534.981	282.805	1.049	≥ 1.000

2.6.3 支持に対する照査

1) 合力作用点が底版中央の底版幅1/3（ミドルサード）の中にある場合

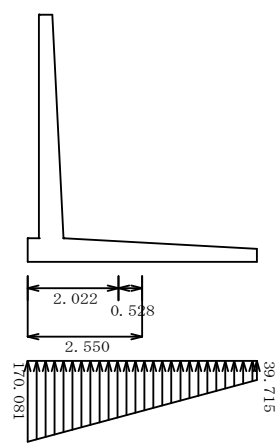
$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$
$$q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

2) 合力作用点が底版中央の底版幅2/3の中にある場合

$$q_1 = \frac{2 \Sigma V}{3 \cdot (B/2 - e)}$$

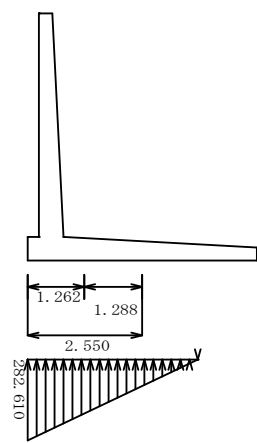
ここに、
ΣV ：底版下面に作用する全鉛直荷重(kN)
B ：底版幅(m), B = 5.100
e ：偏心量(m)

[1]常時(水位1)



地盤反力の 作用幅(m) x及びB	地盤反力 の形状	地盤反力度 (kN/m²)		
		qmin	qmax	許容値
5.100	台 形	39.715	170.081	≤ 200.000

[2]大地震時(水位2)



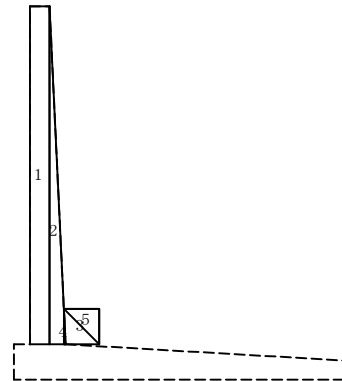
地盤反力の 作用幅(m) x及びB	地盤反力 の形状	地盤反力度 (kN/m²)		
		qmin	qmax	許容値
3.786	三角形	0.000	282.610	≤ 600.000

3) 壁の設計

3.1 壁基部の設計

3.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) ブロック割り



(2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi(m³)	重心位置(m)		Vi・Xi	Vi・Yi
			Xi	Yi		
1	0.300 × 5.250 × 1.000	1.575	0.150	2.625	0.236	4.134
2	1/2 × 0.250 × 5.250 × 1.000	0.656	0.383	1.750	0.251	1.148
3	0.545 × 0.550 × 1.000	0.300	0.797	0.275	0.239	0.083
4	-1/2 × 0.026 × 0.550 × 1.000	-0.007	0.533	0.183	-0.004	-0.001
5	-1/2 × 0.545 × 0.550 × 1.000	-0.150	0.886	0.367	-0.133	-0.055
Σ		2.374	—	—	0.590	5.309

$$\begin{aligned} \text{重心 } XG &= \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 0.590 / 2.374 = 0.249 \text{ (m)} \\ YG &= \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 5.309 / 2.374 = 2.236 \text{ (m)} \end{aligned}$$

3.1.2 躯体自重，その他荷重

(1) 躯体自重

[1] 常時

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.000 \times 2.374 = 56.976$	0.027

[2] 大地震時

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.000 \times 2.374 = 56.976$	0.027

位置	$H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体(鉄筋)	$56.976 \times 0.250 = 14.244$	2.236

3.1.3 土圧・水圧

[1]常時（水位1）、大地震時（水位2）

仮想背面の位置（断面中心からの距離）	$x_p = 0.275 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 5.250 \text{ m}$
水位面より上の高さ	$H_1 = 5.250 \text{ m}$
水位面より下の高さ	$H_2 = 0.000 \text{ m}$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 16.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂のせん断抵抗角	$\phi = 20.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 13.333^\circ$

土圧作用面上端土圧（載荷荷重から 5 kN/m^2 を控除）

$$p_1 = q \cdot K = 5.000 \times 0.5000 = 2.500 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\ &= 0.5000 \times 16.000 \times 5.250 + 2.500 \\ &= 44.500 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p_3 = p_2 = 44.500 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (2.500 + 44.500) \times 5.250 = 123.375 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (44.500 + 44.500) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 123.375 + 0.000 = 123.375 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 123.375 \times \cos(2.726^\circ + 13.333^\circ) = 118.561 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 123.375 \times \sin(2.726^\circ + 13.333^\circ) = 34.129 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 123.375 \times \left(\frac{2 \times 2.500 + 44.500}{2.500 + 44.500} \times \frac{5.250}{3} + 0.000 \right) \\ &= 227.391 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

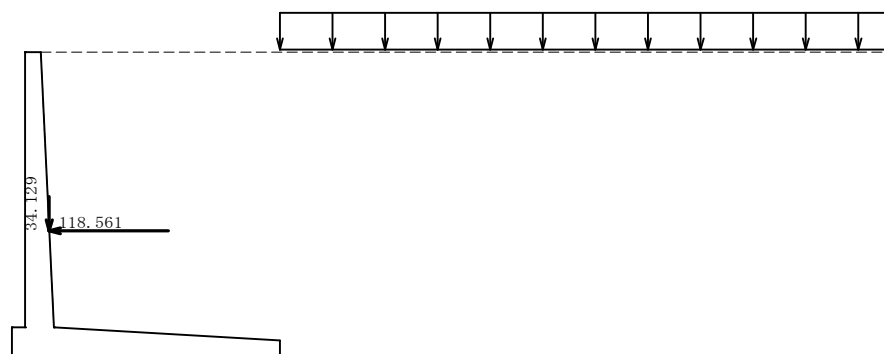
$$\begin{aligned}
 M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\
 &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 44.500 + 44.500}{44.500 + 44.500} \times \frac{0.000}{3} \right) \\
 &= 0.000 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M1 + M2}{P1 + P2} = \frac{227.391 + 0.000}{123.375 + 0.000} = 1.843 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.843 \times \tan 2.726^\circ - 0.275 = -0.187 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.843 = 1.843 \text{ m}$$

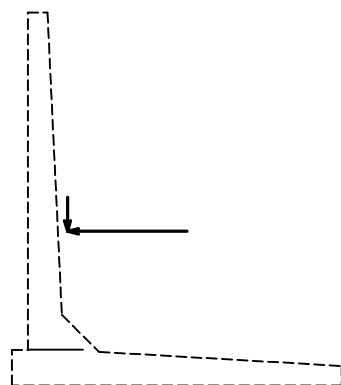
• 土圧図



3.1.4 断面力の集計

(偏心モーメント及び軸力を無視するため鉛直力は集計されません)

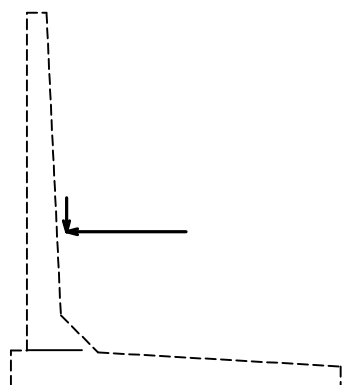
[1]常時 (水位1)



項 目	N _i (kN)	H _i (kN)	X _i (m)	Y _i (m)	M = M _{xi} + M _{yi} (kN.m)
自 重	56.976	0.000	0.027	0.000	0.000
土 圧	34.129	118.561	-0.187	1.843	218.517
合 計	0.000	118.561	—	—	218.517

※X_i は設計断面中心からの距離 (前面側に向かって+)、Y_i は設計断面からの高さ

[2]大地震時（水位2）

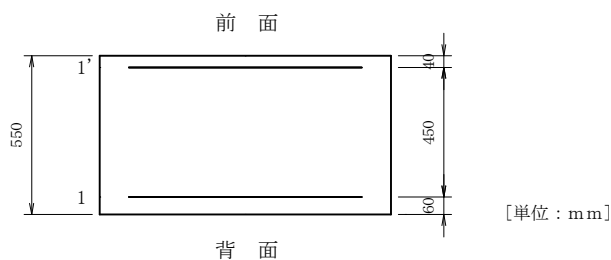


項 目	N _i (kN)	H _i (kN)	X _i (m)	Y _i (m)	M = M _{xi} + M _{yi} (kN.m)
自 重	56.976	14.244	0.027	2.236	31.851
土 圧	34.129	118.561	-0.187	1.843	218.517
合 計	0.000	132.805	—	—	250.368

※X_i は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、Y_i は設計断面からの高さ

3.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



位 置		かぶり (cm)	鉄 筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ²)
前面	1'	4.0	D16	1.986	3.33	6.620
	2'	—	—	—	—	—
背面	1	6.0	D22	3.871	6.67	25.807
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 25.476 (cm²)

圧縮側必要鉄筋量 6.535 (cm²)

(2)曲げ応力度の照査

（参考）

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{ A_{s'} \cdot (x - d') + A_s \cdot (x - d) \} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right) + n \cdot A_s' \cdot \frac{(x-d') \cdot (h/2-d')}{x} + n \cdot A_s \cdot \frac{(x-d) \cdot (h/2-d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm), h = 550.000
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- A_s : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- A_s' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N.mm)

荷重状態 (水 位)	M (kN.m)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
常時 (水位1)	218.517	0.000	15.408	5.890	≤ 7.000	192.602	≤ 195.000
大地震時 (水位2)	250.368	0.000	15.408	6.748	≤ 21.000	220.676	≤ 295.000

(3) せん断応力度の照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot j \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

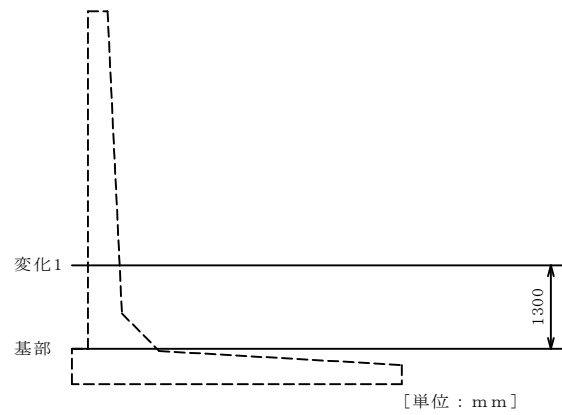
ここに、

- τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (N/mm²)
- S_h : 作用せん断力 (N)
- d : 部材断面の有効高 (mm)
- b : 部材断面幅 (mm)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d (cm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		
				計算値 τ	許容値 τ _{a1}	許容値 τ _{a2}
常時 (水位1)	118.561	49.000	0.897	0.270	≤ 0.700	1.600
大地震時 (水位2)	132.805	49.000	0.897	0.302	≤ 2.100	3.200

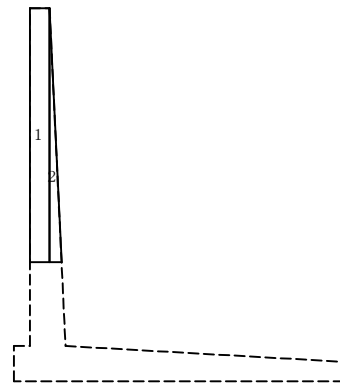
3.2 壁壁变化位置[1]の設計

基部からの距離＝ 1.300 m



3.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) ブロック割り



(2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi(m³)	重心位置(m)		Vi・Xi	Vi・Yi
			Xi	Yi		
1	0.300× 3.950× 1.000	1.185	0.150	1.975	0.178	2.340
2	1/2× 0.188× 3.950× 1.000	0.371	0.363	1.317	0.135	0.489
Σ		1.556	—	—	0.312	2.829

重心 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 0.312 / 1.556 = 0.201 \text{ (m)}$

$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 2.829 / 1.556 = 1.818 \text{ (m)}$

3.2.2 躯体自重，その他荷重

(1) 躯体自重

[1] 常時

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.000 \times 1.556 = 37.344$	0.043

[2]大地震時

位 置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.000 \times 1.556 = 37.344$	0.043

位 置	$H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体(鉄筋)	$37.344 \times 0.250 = 9.336$	1.818

3.2.3 土圧・水圧

[1]常時（水位1）、大地震時（水位2）

仮想背面の位置（断面中心からの距離）	$x_p = 0.244 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 3.950 \text{ m}$
水位面より上の高さ	$H_1 = 3.950 \text{ m}$
水位面より下の高さ	$H_2 = 0.000 \text{ m}$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 16.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂のせん断抵抗角	$\phi = 20.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 13.333^\circ$

土圧作用面の上端土圧（載荷荷重から 5 kN/m^2 を控除）

$$p_1 = q \cdot K = 5.000 \times 0.5000 = 2.500 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\ &= 0.5000 \times 16.000 \times 3.950 + 2.500 \\ &= 34.100 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面の下端土圧

$$p_3 = p_2 = 34.100 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (2.500 + 34.100) \times 3.950 = 72.285 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (34.100 + 34.100) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 72.285 + 0.000 = 72.285 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 72.285 \times \cos(2.726^\circ + 13.333^\circ) = 69.464 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 72.285 \times \sin(2.726^\circ + 13.333^\circ) = 19.996 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 72.285 \times \left(\frac{2 \times 2.500 + 34.100}{2.500 + 34.100} \times \frac{3.950}{3} + 0.000 \right) \end{aligned}$$

$$= 101.676 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= P_2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \cdot \frac{H_2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 34.100 + 34.100}{34.100 + 34.100} \times \frac{0.000}{3} \right) \end{aligned}$$

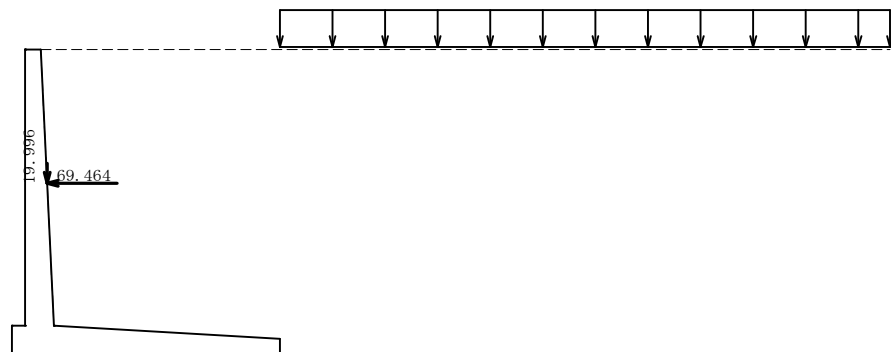
$$= 0.000 \text{ kN.m}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{101.676 + 0.000}{72.285 + 0.000} = 1.407 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.407 \times \tan 2.726^\circ - 0.244 = -0.177 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.407 = 1.407 \text{ m}$$

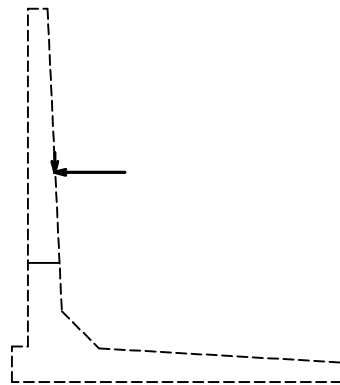
• 土圧図



3.2.4 断面力の集計

(偏心モーメント及び軸力を無視するため鉛直力は集計されません)

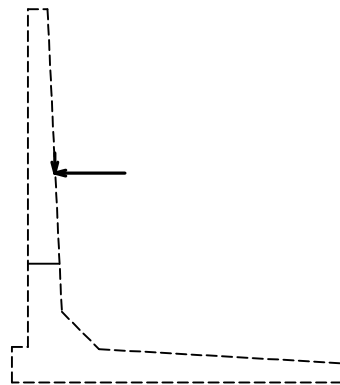
[1]常時（水位1）



項 目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN.m)
自 重	37.344	0.000	0.043	0.000	0.000
土 圧	19.996	69.464	-0.177	1.407	97.709
合 計	0.000	69.464	———	———	97.709

※ X_i は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、 Y_i は設計断面からの高さ

[2]大地震時（水位2）

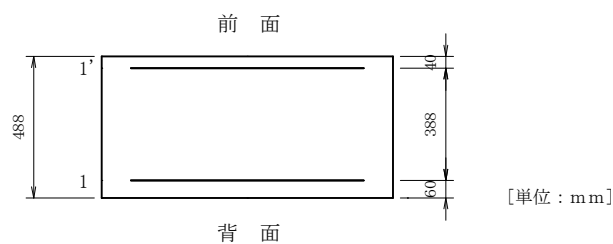


項 目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN.m)
自 重	37.344	9.336	0.043	1.818	16.974
土 圧	19.996	69.464	-0.177	1.407	97.709
合 計	0.000	78.800	———	———	114.683

※ X_i は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、 Y_i は設計断面からの高さ

3.2.5 断面計算（許容応力度法）

1) 鉄筋配置



位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前面	1'	4.0	D16	1.986	1.67	3.310
	2'	—	—	—	—	—
背面	1	6.0	D22	3.871	3.33	12.903
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 12.789 (cm²)

圧縮側必要鉄筋量 3.281 (cm²)

2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{As' \cdot (x - d') + As \cdot (x - d)\} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right) + n \cdot As' \cdot \frac{(x - d') \cdot (h/2 - d')}{x} + n \cdot As \cdot \frac{(x - d) \cdot (h/2 - d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

ここに、

x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

h : 部材断面の高さ(mm), h = 488.000

b : 部材断面幅(mm), b = 1000.000

d : 部材の有効高(mm)

d' : 鉄筋のかぶり(mm)

As : 引張側鉄筋の全断面積(mm²)

As' : 圧縮側鉄筋の全断面積(mm²)

n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00

e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離(mm)

σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度(N/mm²)

σ_s : 鉄筋の引張応力度(N/mm²)

M : 曲げモーメント(N.mm)

荷重状態 (水位)	M (kN.m)	N (kN)	X (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
常時 (水位1)	97.709	0.000	10.818	4.359	≤ 7.000	193.309	≤ 195.000
大地震時 (水位2)	114.683	0.000	10.818	5.116	≤ 21.000	226.891	≤ 295.000

3)せん断応力度の照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot j \cdot d} \leq \tau_{al}$$

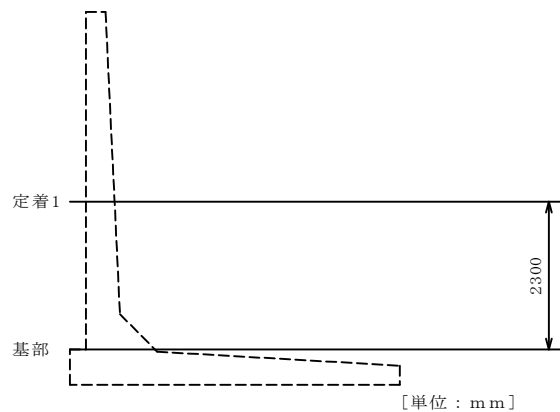
ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度(N/mm²)
 S_h : 作用せん断力(N)
 d : 部材断面の有効高(mm)
 b : 部材断面幅(mm)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	j	せん断応力度(N/mm ²)	
				計算値 τ	許容値 $2/3 \tau_a$
常時 (水位1)	69.464	42.800	0.915	0.177	≤ 0.467
大地震時 (水位2)	78.800	42.800	0.915	0.201	≤ 1.400

3.3 縦壁定着位置[1]の設計

基部からの距離 = 2.300 m



変化位置+定着長 : 35 ϕ と応力度より定まる定着位置との比較

$$l_2 = \text{Max}(l_{2a}, l_{2b})$$

$$l_{2a} = 2.070 < l_{2b} = 2.300 \text{ より、} l_{2b} \text{ を採用}$$

ここに、

$$l_1 : \text{鉄筋応力度が許容引張応力度に等しくなる位置(m), } l_1 = 1.300$$

$$l_{2a} : \text{断面変化位置} l_1 \text{ に定着長} l \text{ を加えた位置(m)}$$

$$l_{2a} = l_1 + l = 1.300 + 0.770 = 2.070$$

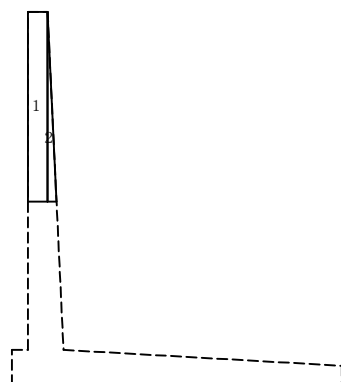
$$l_{2b} : \text{鉄筋応力度が許容引張応力度の} 1/2 \text{ 以内の位置(m), } l_{2b} = 2.300$$

$$l : \text{定着長(mm), } l = 35 \cdot \phi = 35 \times 22 = 770$$

$$\phi : \text{鉄筋の直径(mm), } \phi = 22$$

3.3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) ブロック割り



(2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 $V_i(\text{m}^3)$	重心位置(m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$
			X_i	Y_i		
1	$0.300 \times 2.950 \times 1.000$	0.885	0.150	1.475	0.133	1.305
2	$1/2 \times 0.140 \times 2.950 \times$	0.207	0.347	0.983	0.072	0.203
Σ		1.092	—	—	0.205	1.509

$$\text{重心 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.205 / 1.092 = 0.187 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 1.509 / 1.092 = 1.382 \text{ (m)}$$

3.3.2 躯体自重，その他荷重

(1) 躯体自重

[1] 常時

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.000 \times 1.092 = 26.208$	0.033

[2] 大地震時

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.000 \times 1.092 = 26.208$	0.033

位置	$H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体(鉄筋)	$26.208 \times 0.250 = 6.552$	1.382

3.3.3 土圧・水圧

[1]常時（水位1）、大地震時（水位2）

仮想背面の位置（断面中心からの距離）	$x_p = 0.220 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 2.950 \text{ m}$
水位面より上の高さ	$H_1 = 2.950 \text{ m}$
水位面より下の高さ	$H_2 = 0.000 \text{ m}$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 16.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂のせん断抵抗角	$\phi = 20.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 13.333^\circ$

土圧作用面上端土圧（載荷荷重から 5 kN/m^2 を控除）

$$p_1 = q \cdot K = 5.000 \times 0.5000 = 2.500 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\ &= 0.5000 \times 16.000 \times 2.950 + 2.500 \\ &= 26.100 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p_3 = p_2 = 26.100 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (2.500 + 26.100) \times 2.950 = 42.185 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (26.100 + 26.100) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 42.185 + 0.000 = 42.185 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 42.185 \times \cos(2.726^\circ + 13.333^\circ) = 40.539 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 42.185 \times \sin(2.726^\circ + 13.333^\circ) = 11.670 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 42.185 \times \left(\frac{2 \times 2.500 + 26.100}{2.500 + 26.100} \times \frac{2.950}{3} + 0.000 \right) \\ &= 45.108 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

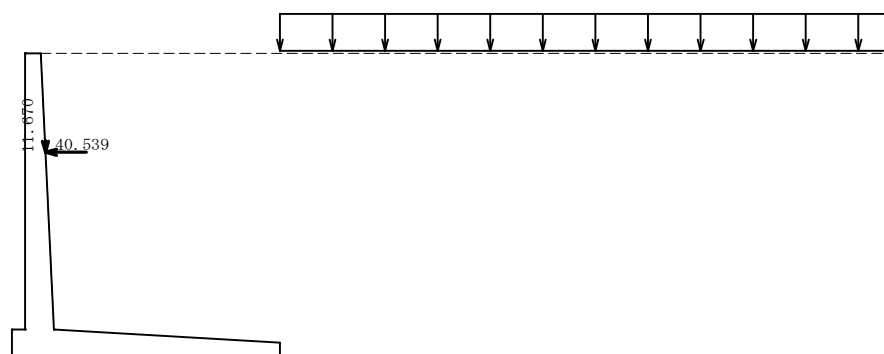
$$\begin{aligned}
 M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\
 &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 26.100 + 26.100}{26.100 + 26.100} \times \frac{0.000}{3} \right) \\
 &= 0.000 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M1 + M2}{P1 + P2} = \frac{45.108 + 0.000}{42.185 + 0.000} = 1.069 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.069 \times \tan 2.726^\circ - 0.220 = -0.170 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.069 = 1.069 \text{ m}$$

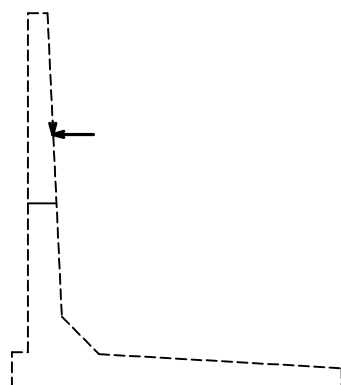
• 土圧図



3.3.4 断面力の集計

(偏心モーメント及び軸力を無視するため鉛直力は集計されません)

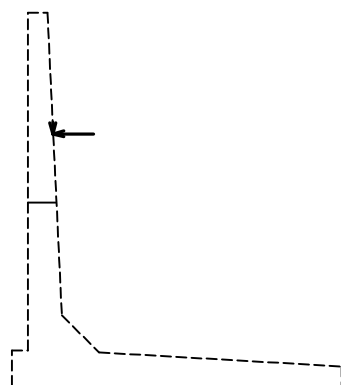
[1]常時 (水位1)



項 目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN.m)
自 重	26.208	0.000	0.033	0.000	0.000
土 圧	11.670	40.539	-0.170	1.069	43.348
合 計	0.000	40.539	———	———	43.348

※ X_i は設計断面中心からの距離 (前面側に向かって+)、 Y_i は設計断面からの高さ

[2]大地震時（水位2）



項 目	N _i (kN)	H _i (kN)	X _i (m)	Y _i (m)	M = M _{xi} + M _{yi} (kN.m)
自 重	26.208	6.552	0.033	1.382	9.053
土 圧	11.670	40.539	-0.170	1.069	43.348
合 計	0.000	47.091	————	————	52.401

※X_i は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、Y_i は設計断面からの高さ

3.3.5 断面計算（許容応力度法）

1) 曲げ応力度の照査

（参考）

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{As' \cdot (x - d') + As \cdot (x - d)\} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right) + n \cdot As' \cdot \frac{(x - d') \cdot (h/2 - d')}{x} + n \cdot As \cdot \frac{(x - d) \cdot (h/2 - d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm), h = 440.000
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N.mm)

荷重状態 (水 位)	M (kN.m)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
常時 (水位1)	43.348	0.000	10.098	2.343	≤ 7.000	97.096	≤ 97.500
大地震時 (水位2)	52.401	0.000	10.098	2.832	≤ 21.000	117.374	≤ 147.500

2) せん断応力度の照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot j \cdot d} \leq \tau_{al}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度(N/mm²)

S_h : 作用せん断力(N)

d : 部材断面の有効高(mm)

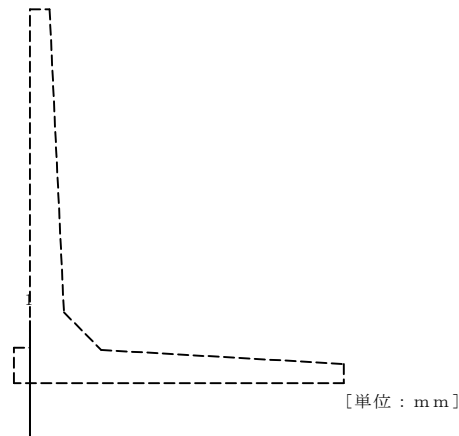
b : 部材断面幅(mm)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	j	せん断応力度(N/mm ²)	
				計算値 τ	許容値 $2/3 \tau_a$
常時 (水位1)	40.539	38.000	0.910	0.117	≤ 0.467
大地震時 (水位2)	47.091	38.000	0.910	0.136	≤ 1.400

4) つま先版の設計

4.1 照査位置[1]の設計

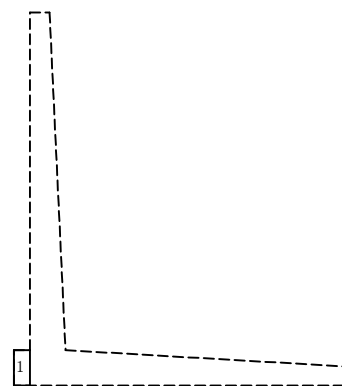
付け根からの距離＝ 0.000 m



4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi
1	0.250× 0.550× 1.000	0.138	0.125	0.017
Σ		0.138	——	0.017

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 0.017 / 0.138 = 0.125 \text{ (m)}$

4.1.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力による鉛直力

(1) 自重による作用力

[1] 常時、大地震時

位 置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
軀 体	$24.000 \times 0.138 = 3.300$	0.125

4.1.3 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

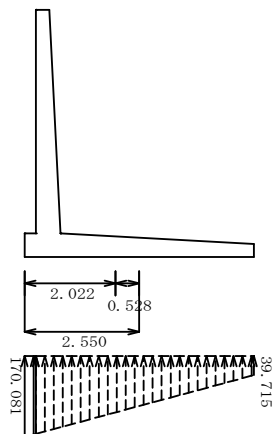
ここに、

q1 : つま先版前面位置の地盤反力度

q2 : つま先版設計位置の地盤反力度

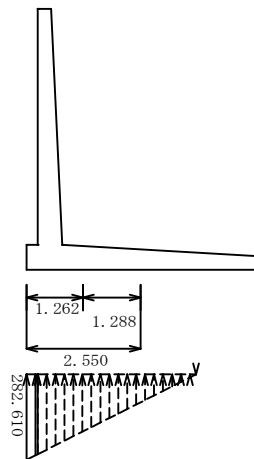
L : 地盤反力作用幅 L = 0.250 (m)

[1] 常時(水位1)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
170.081	163.691	-41.721	0.126

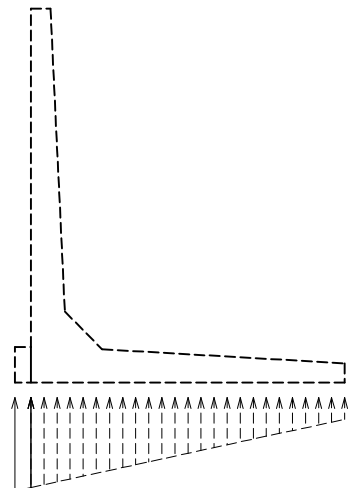
[2]大地震時(水位2)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
282.610	263.948	-68.320	0.126

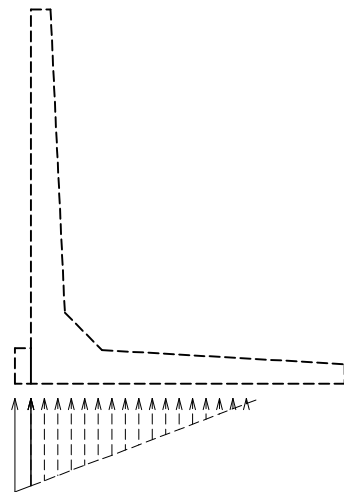
4.1.4 断面力の集計

[1]常時 (水位1)



項 目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i • X _i (kN.m)
自 重	-3.300	0.125	-0.412
地盤反力	41.721	0.126	5.248
合 計	38.421	—	4.836

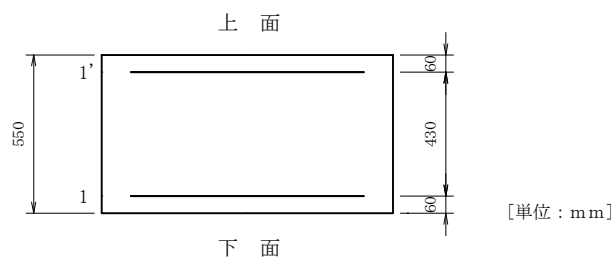
[2]大地震時（水位2）



項 目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN,m)
自 重	-3.300	0.125	-0.412
地盤反力	68.320	0.126	8.637
合 計	65.020	—	8.225

4.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ²)
上 面	1'	6.0	D22	3.871	6.67	25.807
	2'	—	—	—	—	—
下 面	1	6.0	D16	1.986	3.33	6.620
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 0.567 (cm²)

圧縮側必要鉄筋量 2.211 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{As' \cdot (x - d') + As \cdot (x - d)\} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right) + n \cdot As' \cdot \frac{(x - d') \cdot (h/2 - d')}{x} + n \cdot As \cdot \frac{(x - d) \cdot (h/2 - d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

ここに、

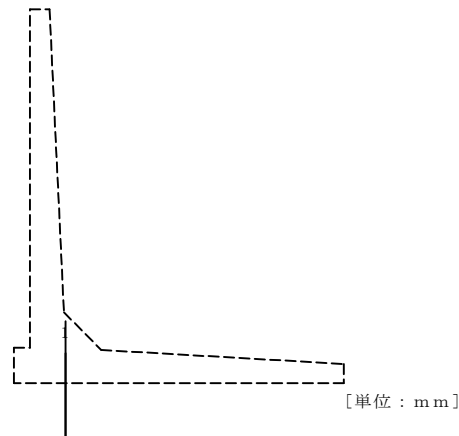
- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm), $h = 550.000$
- b : 部材断面幅 (mm), $b = 1000.000$
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, $n = 15.00$
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N.mm)

荷重状態 (水 位)	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時 (水位1)	4.836	8.077	0.211	≤ 7.000	16.000	≤ 195.000
大地震時 (水位2)	8.225	8.077	0.358	≤ 21.000	27.212	≤ 295.000

5)かかと版の設計

5.1 照査位置[1]の設計

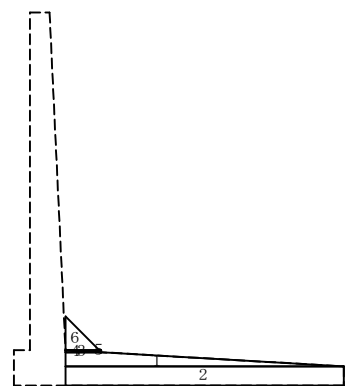
付け根からの距離＝ 0.000 m



5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1)躯体自重

1)ブロック割り



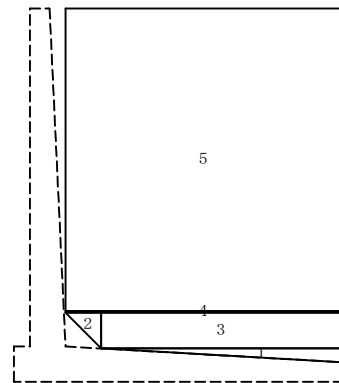
2)自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi
1	1/2× 4.300× 0.250× 1.000	0.538	1.433	0.770
2	4.300× 0.300× 1.000	1.290	2.150	2.774
3	0.550× 0.032× 1.000	0.018	0.275	0.005
4	-1/2× 0.550× 0.032× 1.000	-0.009	0.183	-0.002
5	-1/2× 0.032× 0.032× 1.000	-0.001	0.539	0.000
Σ		1.971	—	3.570

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 3.570 / 1.971 = 1.811 \text{ (m)}$

(2)背面土砂

1)ブロック割り



2)体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi
1	1/2 × 3.750 × 0.218 × 1.000	0.409	3.050	1.247
2	1/2 × 0.550 × 0.555 × 1.000	0.153	0.367	0.056
3	3.750 × 0.555 × 1.000	2.083	2.425	5.052
4	4.300 × 0.026 × 1.000	0.114	2.150	0.245
5	4.300 × 4.700 × 1.000	20.210	2.150	43.451
Σ		22.969	——	50.051

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 50.051 / 22.969 = 2.179 \text{ (m)}$

5.1.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力による鉛直力

(1)自重による作用力

[1]常時、大地震時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 1.971 = 47.316$	1.811
土砂(背面)	$16.000 \times 22.969 = 367.499$	2.179

5.1.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot (q1 + q2) \cdot L$$

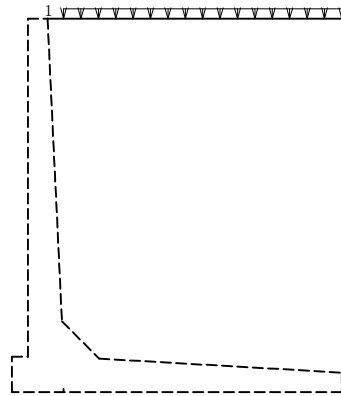
ここに、

q : 地表面載荷荷重強度

L : 地表面載荷荷重長さ

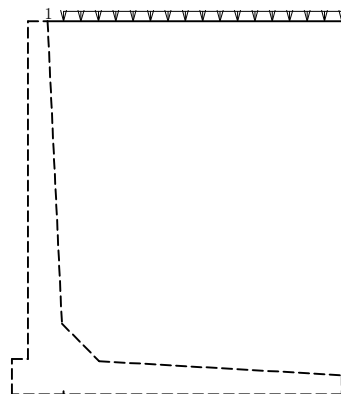
X : 設計断面位置から合力作用点までの距離

[1]常時



番号	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
1	10.000	10.000	4.300	43.000	2.150

[2]大地震時



番号	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
1	10.000	10.000	4.300	43.000	2.150

5.1.4 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

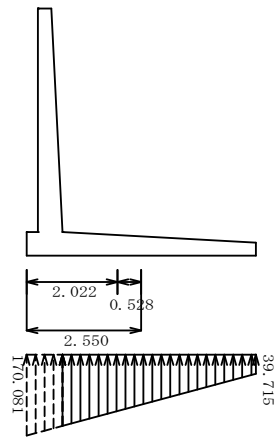
ここに、

q1 : かかと版前面位置の地盤反力度

q2 : かかと版設計位置の地盤反力度

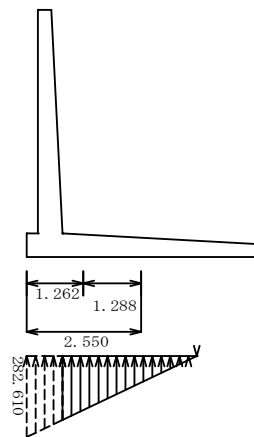
L : 地盤反力作用幅 L = 4.300 (m)

[1]常時(水位1)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
39.715	149.631	407.095	1.734

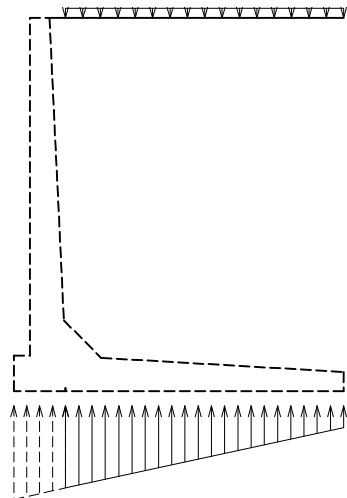
[2]大地震時(水位2)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
0.000	222.893	332.779	0.995

5.1.5 断面力の集計

[1]常時 (水位1)



項 目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN.m)
自 重	414.815	2.137	886.503

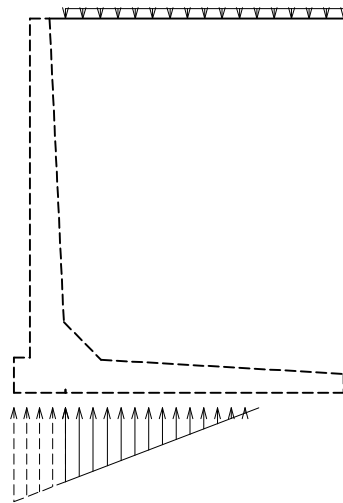
項 目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN.m)
載荷、雪	43.000	2.150	92.450
地盤反力	-407.095	1.734	-705.891
合 計	50.720	——	273.062

縦壁基部の断面力 $M1 = 218.517$ kN.m

かかと版付け根の断面力 $M3 = 273.062$ kN.m

$M3 > M1$ となったので、付け根の断面力として $M1$ を適用します。

[2]大地震時（水位2）



項 目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN.m)
自 重	414.815	2.137	886.503
載荷、雪	43.000	2.150	92.450
地盤反力	-332.779	0.995	-331.226
合 計	125.036	——	647.727

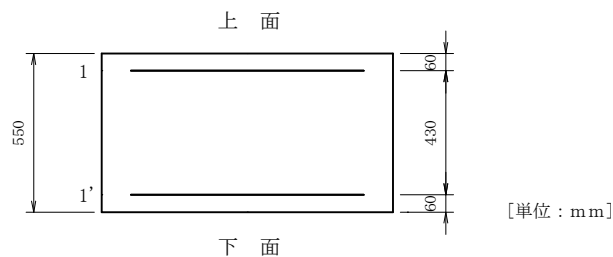
縦壁基部の断面力 $M1 = 250.368$ kN.m

かかと版付け根の断面力 $M3 = 647.727$ kN.m

$M3 > M1$ となったので、付け根の断面力として $M1$ を適用します。

5.1.6 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



位 置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ²)
上 面	1	6.0	D22	3.871	6.67	25.807
	2	—	—	—	—	—
下 面	1'	6.0	D16	1.986	3.33	6.620
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 25.594 (cm²)

圧縮側必要鉄筋量 6.566 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{As' \cdot (x - d') + As \cdot (x - d)\} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right) + n \cdot As' \cdot \frac{(x - d') \cdot (h/2 - d')}{x} + n \cdot As \cdot \frac{(x - d) \cdot (h/2 - d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

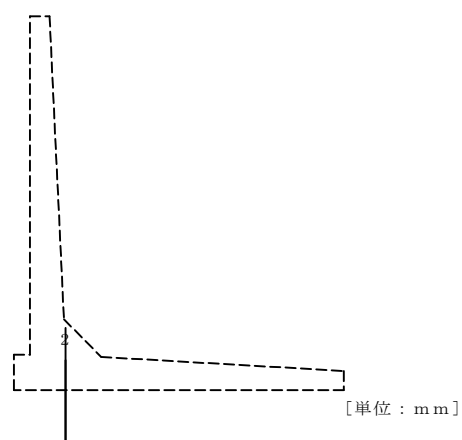
ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離(mm)
- h : 部材断面の高さ(mm), h = 550.000
- b : 部材断面幅(mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高(mm)
- d' : 鉄筋のかぶり(mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積(mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積(mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離(mm)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度(N/mm²)
- σ_s : 鉄筋の引張応力度(N/mm²)
- M : 曲げモーメント(N.mm)

荷重状態 (水 位)	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時 (水位1)	218.517	15.509	5.972	≤ 7.000	193.430	≤ 195.000
大地震時 (水位2)	250.368	15.509	6.842	≤ 21.000	221.625	≤ 295.000

5.2 照査位置[2]の設計

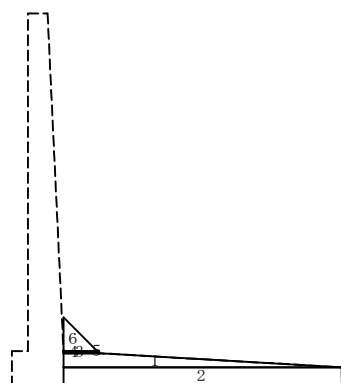
付け根からの距離= 0.000 m



5.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1)ブロック割り



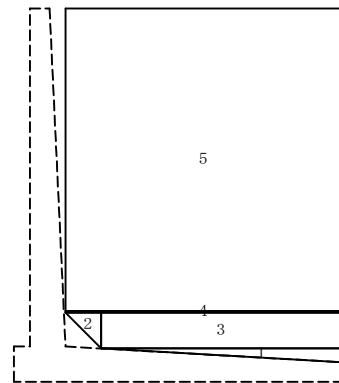
2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi
1	1/2× 4.300× 0.250× 1.000	0.538	1.433	0.770
2	4.300× 0.300× 1.000	1.290	2.150	2.774
3	0.550× 0.032× 1.000	0.018	0.275	0.005
4	-1/2× 0.550× 0.032× 1.000	-0.009	0.183	-0.002
5	-1/2× 0.032× 0.032× 1.000	-0.001	0.539	0.000
6	1/2× 0.518× 0.524× 1.000	0.136	0.173	0.023
Σ		1.971	—	3.570

重心位置	$XG = \sum (Vi \cdot Xi) / \sum Vi =$	$3.570 /$	$1.971 =$	1.811 (m)
------	---------------------------------------	-----------	-----------	---------------------

(2) 背面土砂

1) ブロック割り



2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$
1	$1/2 \times 3.750 \times 0.218 \times 1.000$	0.409	3.050	1.247
2	$1/2 \times 0.550 \times 0.555 \times 1.000$	0.153	0.367	0.056
3	$3.750 \times 0.555 \times 1.000$	2.083	2.425	5.052
4	$4.300 \times 0.026 \times 1.000$	0.114	2.150	0.245
5	$4.300 \times 4.700 \times 1.000$	20.210	2.150	43.451
Σ		22.969	—	50.051

重心位置 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 50.051 / 22.969 = 2.179 \text{ (m)}$

5.2.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力による鉛直力

(1) 自重による作用力

[1] 常時、大地震時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 1.971 = 47.316$	1.811
土砂(背面)	$16.000 \times 22.969 = 367.499$	2.179

5.2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot (q_1 + q_2) \cdot L$$

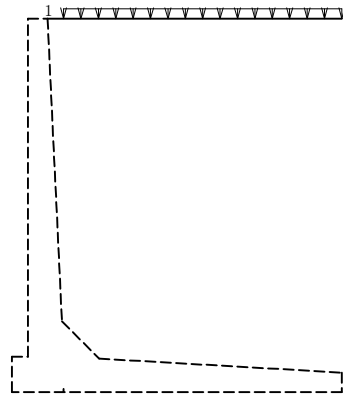
ここに、

q : 地表面載荷荷重強度

L : 地表面載荷荷重長さ

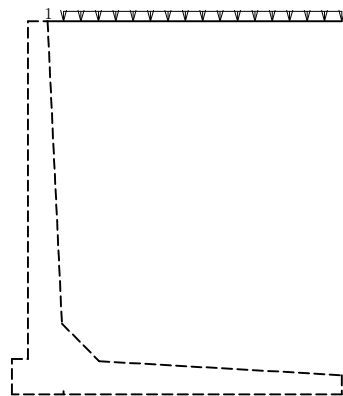
X : 設計断面位置から合力作用点までの距離

[1]常時



番号	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
1	10.000	10.000	4.300	43.000	2.150

[2]大地震時



番号	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
1	10.000	10.000	4.300	43.000	2.150

5.2.4 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

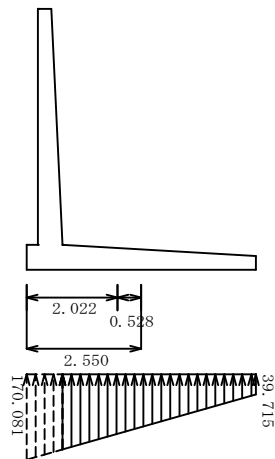
ここに、

q1 : かかと版前面位置の地盤反力度

q2 : かかと版設計位置の地盤反力度

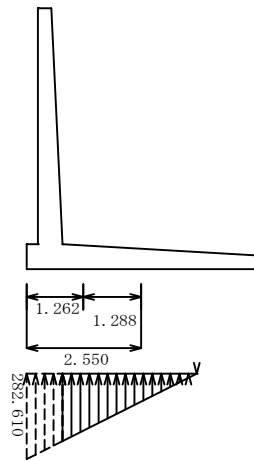
L : 地盤反力作用幅 L = 4.300 (m)

[1]常時(水位1)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
39.715	149.631	407.095	1.734

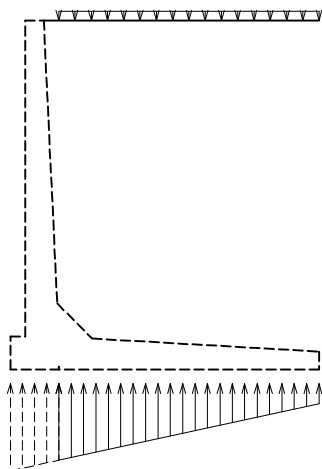
[2]大地震時(水位2)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
0.000	222.893	332.779	0.995

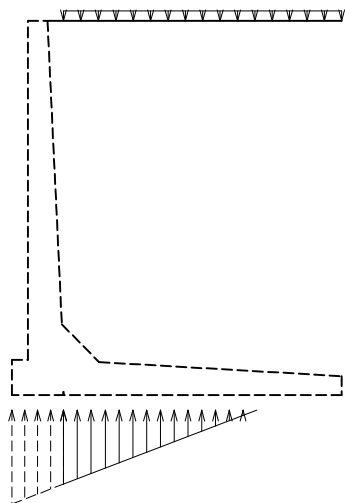
5.2.5 断面力の集計

[1]常時（水位1）



項 目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN.m)
自 重	414.815	2.137	886.503
載荷、雪	43.000	2.150	92.450
地盤反力	-407.095	1.734	-705.891
合 計	50.720	—	273.062

[2]大地震時（水位2）



項 目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN.m)
自 重	414.815	2.137	886.503
載荷、雪	43.000	2.150	92.450
地盤反力	-332.779	0.995	-331.226
合 計	125.036	—	647.727

5.2.6 断面計算（許容応力度法）

(1)せん断応力度の照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot j \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

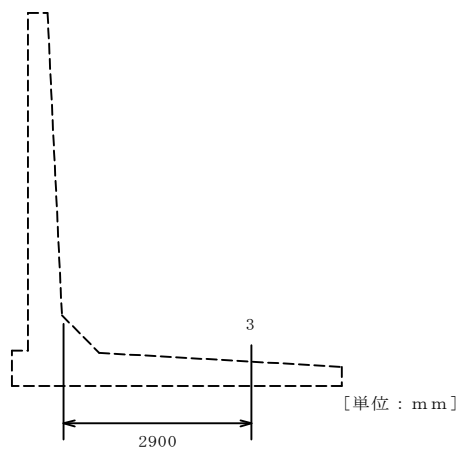
ここに、

- τ_m : コンクリートの最大せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 作用せん断力(N)
- d : 部材の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (mm)	j	せん断応力度(N/mm ²)	
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}
常時 (水位1)	50.720	490.000	0.898	0.115 ≤	0.700
大地震時 (水位2)	125.036	490.000	0.898	0.284 ≤	2.100

5.3 照査位置[3]の設計

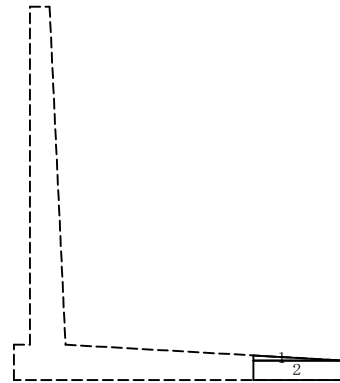
付け根からの距離＝ 2.900 m



5.3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



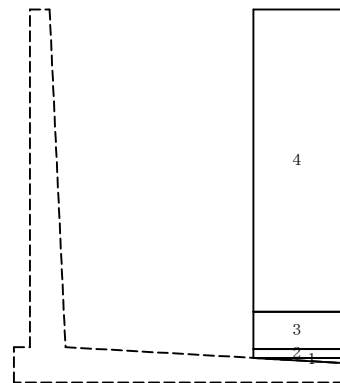
2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi
1	$1/2 \times 1.400 \times 0.081 \times 1.000$	0.057	0.467	0.027
2	$1.400 \times 0.300 \times 1.000$	0.420	0.700	0.294
Σ		0.477	—	0.321

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 0.321 / 0.477 = 0.672 \text{ (m)}$

(2) 背面土砂

1) ブロック割り



2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi
1	$1/2 \times 1.400 \times 0.081 \times 1.000$	0.057	0.933	0.053
2	$1.400 \times 0.137 \times 1.000$	0.191	0.700	0.134
3	$1.400 \times 0.582 \times 1.000$	0.815	0.700	0.570
4	$1.400 \times 4.700 \times 1.000$	6.580	0.700	4.606
Σ		7.643	—	5.363

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 5.363 / 7.643 = 0.702 \text{ (m)}$

5.3.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力による鉛直力

(1) 自重による作用力

[1] 常時、大地震時

位 置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
軀 体	$24.000 \times 0.477 = 11.448$	0.672
土砂(背面)	$16.000 \times 7.643 = 122.288$	0.702

5.3.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot (q1 + q2) \cdot L$$

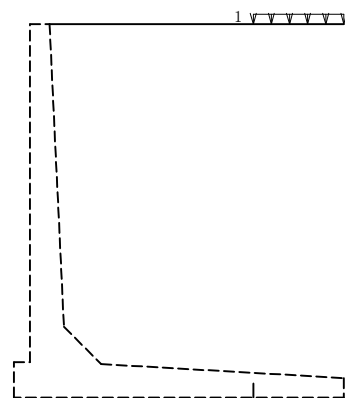
ここに、

q : 地表面載荷荷重強度

L : 地表面載荷荷重長さ

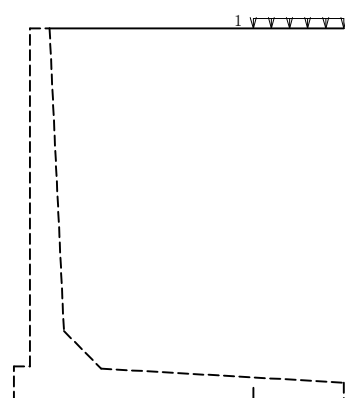
X : 設計断面位置から合力作用点までの距離

[1] 常時



番号	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
1	10.000	10.000	1.400	14.000	0.700

[2] 大地震時



番号	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
1	10.000	10.000	1.400	14.000	0.700

5.3.4 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

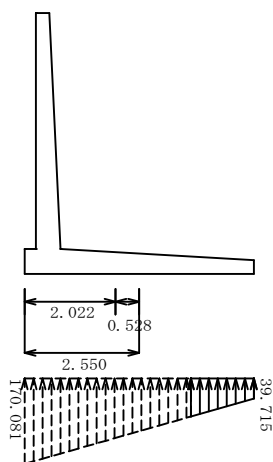
ここに、

q1 : かかと版前面位置の地盤反力度

q2 : かかと版設計位置の地盤反力度

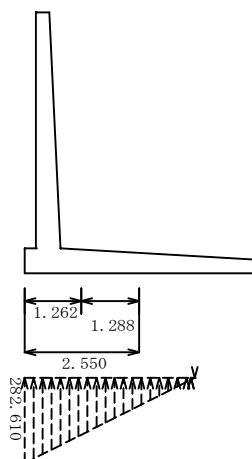
L : 地盤反力作用幅 L = 1.400 (m)

[1]常時(水位1)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
39.715	75.502	80.652	0.628

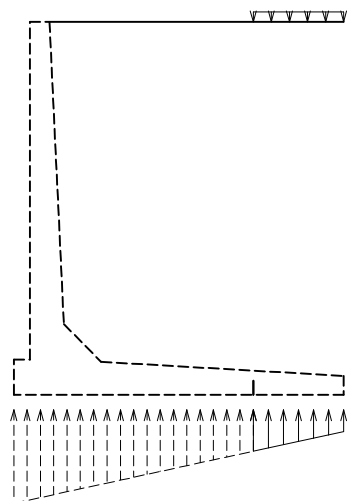
[2]大地震時(水位2)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
0.000	6.420	0.276	0.029

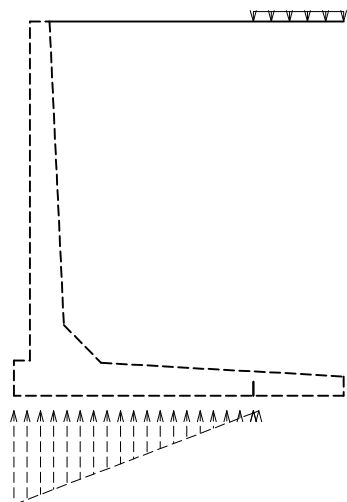
5.3.5 断面力の集計

[1]常時（水位1）



項 目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN.m)
自 重	133.736	0.699	93.509
載荷、雪	14.000	0.700	9.800
地盤反力	-80.652	0.628	-50.611
合 計	67.084	—	52.698

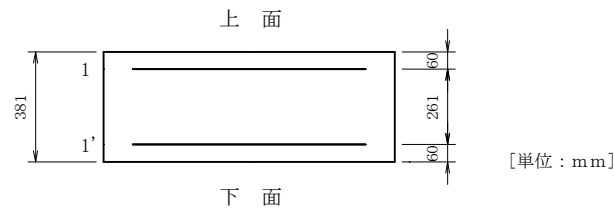
[2]大地震時（水位2）



項 目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN.m)
自 重	133.736	0.699	93.509
載荷、雪	14.000	0.700	9.800
地盤反力	-0.276	0.029	-0.008
合 計	147.460	—	103.301

5.3.6 断面計算（許容応力度法）

(1) 鉄筋配置



位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上 面	1	6.0	D22	3.871	6.67	25.807
	2	—	—	—	—	—
下 面	1'	6.0	D16	1.986	3.33	6.620
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 12.059 (cm²)

圧縮側必要鉄筋量 3.094 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{As' \cdot (x - d') + As \cdot (x - d)\} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right) + n \cdot As' \cdot \frac{(x - d') \cdot (h/2 - d')}{x} + n \cdot As \cdot \frac{(x - d) \cdot (h/2 - d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離(mm)
- h : 部材断面の高さ(mm), h = 381.395
- b : 部材断面幅(mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高(mm)
- d' : 鉄筋のかぶり(mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積(mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積(mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離(mm)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度(N/mm²)
- σ_s : 鉄筋の引張応力度(N/mm²)
- M : 曲げモーメント(N.mm)

荷重状態 (水 位)	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時 (水位1)	52.698	12.002	2.899	≤ 7.000	72.955	≤ 195.000
大地震時 (水位2)	103.301	12.002	5.683	≤ 21.000	143.011	≤ 295.000

(3) せん断応力度の照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot j \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度(N/mm²)

S_h : 作用せん断力(N)

d : 部材の有効高(mm)

b : 部材断面幅(mm)

τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (mm)	j	せん断応力度(N/mm ²)	
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}
常時 (水位1)	67.084	321.395	0.868	0.240	≤ 0.700
大地震時 (水位2)	147.460	321.395	0.868	0.528	≤ 2.100