

FCENA-SUCCESS機能比較
および計算結果比較

2010年1月21日

富士通エフ・アイ・ピー(株)

<目次>

PKG名	シート	概要
—	FCENA-SUCGES機能比較	FCENA-SUCGES機能比較一覧表
BASEPLAN	BASEPLAN 機能比較	BASEPLANと杭基礎の震度法照査との機能比較
	BASEPLAN 計算結果比較	BASEPLANと杭基礎の震度法照査との計算結果比較
	BASEPLAN sample1	計算結果
ELNOAR	ELNOAR 等流	ELNOARと等流計算との機能比較および計算結果比較
	ELNOAR 等流計算結果(No.1~4)	計算結果
	ELNOAR 等流計算結果(No.5~7)	計算結果
	ELNOAR 等流計算結果(No.8~10)	計算結果
	ELNOAR 等流計算結果(No.11~14)	計算結果
	ELNOAR 不等流	ELNOARと不等流計算との機能比較および計算結果比較
RAINPAL (慣用法)	ELNOAR 不等流計算結果	計算結果
	RAINPAL(慣用法) 機能比較	RAINPALと(慣用法)と土留慣用法計算との機能比較
	RAINPAL(慣用法) Sample1	計算結果
	RAINPAL(慣用法) Sample2	計算結果
	RAINPAL(慣用法) Sample3	計算結果
RAINPAL (土留め弾塑性)	RAINPAL(慣用法) Sample4	計算結果
	RAINPAL(土留め弾塑性) 機能比較	RAINPALと(土留め弾塑性)と土留弾塑性解析との機能比較
RASINIC	RAINPAL(土留め弾塑性) 結果比較	計算結果
	RASINIC 機能比較	RASINICと擁壁設計計算との機能比較
	RASINIC 計算結果比較	RASINIC-1と擁壁設計計算との計算結果比較
	RASINIC sample1(RASINIC1)	計算結果
	RASINIC sample2(RASINIC1)	計算結果
RASINIC-1	RASINIC 計算結果比較(RASINIC2)	RASINIC-2と擁壁設計計算との計算結果比較
RASINIC-2	RASINIC sample1 (RASINIC2)	計算結果
	RASINIC sample2 (RASINIC2)	計算結果

FCENA-SUCCES 機能比較一覧

FCENA	機能(FCENAのみにあり)	SUCCES	(SUCCESSのみにあり)
BASEPLAN 250,000	<ul style="list-style-type: none"> ■建築基礎構造設計指針(平成5年11月) ■鉄道構造物等設計標準・同解説/基礎構造物・抗圧構造物(平成9年3月) ■港湾の施設の技術上の基準(平成11年4月) ■港湾の施設の技術上の基準(平成19年4月) ■設計要領第二集(橋梁・擁壁・カルバート)(平成18年4月) <p>・直接基礎</p>	杭基礎の震度法照査(H14) 80,000	
ELNOAR 300,000	<ul style="list-style-type: none"> ■建設省河川局治水課 平成6年2月『河道内の樹木の伐採・植樹のためのガイドライン(案)』 <p>・平均流速公式のレベル3</p>	等流計算Ⅱ 100,000 不等流計算Ⅱ 250,000	<ul style="list-style-type: none"> ■社団法人農業土木学会 平成13年2月『土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」基準書・技術書』 ■社団法人全国治水砂防協会 昭和61年5月『改訂版 砂防設計公式集』 <p>・土砂混入率を考慮した計算 ・湾曲部の水面形を考慮した計算 ・余裕高の計算</p>
RAINPAL 慣用法 300,000	<ul style="list-style-type: none"> ■鉄道総研基準(平成13年) ■日本建築学会(昭和63年) <p>・背面地盤の沈下量計算(近接程度の判定) ・土留壁材料(鋼管矢板) ・計算条件(支持力から定まる根入れ長の計算、パイピングの検討) ・上載荷重(部分分布荷重、列車荷重、重機荷重、覆工荷重) ・支保工計算(アンカーの内的安定計算、タイロッド)</p>	土留慣用計算 150,000	<ul style="list-style-type: none"> ■建設省中国地方建設局「土工工事設計マニュアル」(昭和62年10月) <p>・水圧計算(動水勾配を考慮、任意形水圧) ・施工ステップ(プレロード)</p>
RAINPAL 弾塑性解析 300,000	<ul style="list-style-type: none"> ■帝都高速度交通営団 土留工解析指針(案) ■日本建築学会 山留め設計施工指針 <p>・解析手法「荷重増分法」 ・解析モデル「森重の方法」 ・切梁の先行変位入力 ・タイロッド ・逆巻き工法 ・水中掘削 ・安定度判定グラフ ・脆性判定による根入れ長自動延長 ・杭の頭出し長さの直接指定 ・ソイルセメントの耐力検討 ・鋼管矢板</p>	土留弾塑性解析(土木) 400,000	<ul style="list-style-type: none"> ■建設省土木研究所「土木研究所資料 掘削土留め工設計指針(案)」(昭和57年3月) ■日本下水道事業団「設計基準(案) 土木設計編」(平成4年4月) ■社団法人日本鉄道技術協会「深い掘削土留工設計法」 ■首都高速道路厚生会「仮設構造物設計基準」(平成2年10月) ■鉄道総合技術研究所「鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル」(平成13年) <p>・弾塑性境界を“単一層”とするか、“多層”とするか指定可能 ・弾塑性境界の収束精度、全塑性時の強制終了を指定可能 ・弾塑性解析・弾性解析を選択可能 ・地盤の塑性化を考慮しない弾性体としての扱いを土層毎に指定可能 ・掘削底面以深の弾性域の有効主動側圧を無視した計算が可能</p>
RASINC RASINIC-1 RASINIC-2 250,000	<ul style="list-style-type: none"> ■土木構造物標準設計第2巻「擁壁類」(平成12年9月)(全日本建設技術協会) ■建築基礎構造設計指針(平成5年11月)(日本建築学会) ■港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成11年4月)(日本港湾協会) ■港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成19年4月)(日本港湾協会) ■鉄道構造物等設計標準・同解説(平成9年3月)基礎構造物・抗土圧構造物(鉄道総合技術研究所) ■設計要領第二集(橋梁・擁壁・カルバート)平成9年11月 <p>・使用鉄筋量算定時の自動算定機能</p>	擁壁の設計計算 200,000	<ul style="list-style-type: none"> ■道路橋示方書・同解説(Ⅳ下部構造編、Ⅴ耐震設計編、Ⅲコンクリート橋編)平成8年3月 ■道路橋示方書・同解説(Ⅳ下部構造編、Ⅴ耐震設計編、Ⅲコンクリート橋編)平成6年3月 <p>・地覆・天端増しに対応 ・軽量盛土工法(EPS工法とFCB工法)による土圧計算 ・杭本体の断面力計算 ・杭とフーチング結合部の照査 ・フーチングの剛性評価</p>

●設計基準

設計基準	BASEPLAN	杭基礎の震度法照査
道路橋示方書・同解説Ⅳ 下部構造編 平成14年3月 (社)日本道路協会	○	○
建築基礎構造設計指針・同解説 平成5年11月 (社)日本建築学会	○	×
鉄道構造物等設計標準・同解説基礎構造物・抗土圧構造物 平成9年3月 (財)鉄道総合技術研究所	○	×
港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成11年4月 日本港湾協会	○	×
港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成19年9月 日本港湾協会	○	×
設計要領第二集(橋梁・擁壁・カルバート) 平成18年4月 NEXCO	○	×

基準:道路橋のみ

●基礎種類

基礎種類	BASEPLAN	杭基礎の震度法照査
直接基礎	○	×
杭基礎	○	○

* 杭長・杭径の異なる * 同一杭長・杭径のみ
杭の混在が可能

●杭基礎の設定

項目	BASEPLAN	杭基礎の震度法照査
最大地層数	30層	20層
フーチング形状	矩形、円形	矩形
最大杭列数	30×30列	30×30列
杭種	鋼管杭、RC杭、 PC杭 、 PHC杭、SC杭、 場所打ち杭、 鋼管ソイルセメント杭、 プレボーリング杭 、 パイプロハンマ杭	鋼管杭、RC杭、 PHC杭、SC杭、 場所打ち杭、 鋼管ソイルセメント杭
杭配置	正方配置、千鳥配置、任意配置	正方配置、千鳥配置、任意配置、 間引き機能、斜杭機能
工法	・打ち込み杭 ・中掘り杭 ・場所打ち杭 ・ 場所打ちオールケーシング工法 ・プレボーリング杭工法 ・鋼管ソイルセメント工法	・打ち込み杭 ・中掘り杭 ・場所打ち杭 ・プレボーリング杭工法 ・鋼管ソイルセメント工法

●計算・照査

計算機能・照査項目	BASEPLAN	杭基礎の震度法照査
許容押込み支持力	○	○
杭の軸方向許容引抜き力	○	○
水平方向地盤反力係数	○	○
負の周面摩擦力	○	○
杭のバネ定数	○	○
杭の応力度の照査(断面力計算)	○	○
杭頭部の計算	○	○
群杭の考慮(道路橋、設計要領、鉄道)	○	×
杭の断面変化	○	○

計算結果
杭基礎(互層)

機能	条件	計算結果	備考
許容支持力	常時	○	
	地震時	○	
許容押し込み支持力	常時	○	
	地震時	○	
許容引抜き力	常時	○	
	地震時	○	
軸方向バネ定数自動計算		○	
水平方向地盤反力係数自動計算		×	・「BASEPLAN」は常時・地震時でそれぞれ繰り返し計算を行い算出。 (地震時 K_h /=常時 K_h *2)。 ・「杭基礎の震度照査」は地震時 K_h =常時 K_h *2
杭のバネ定数	常時	×	・杭の軸直角方向バネ定数のK1、K2、K3、K4の不一致。 「BASEPLAN」は杭基礎設計便覧(H18)のP357の理論より計算 「杭基礎の震度照査」は弾性床土上はりの微分方程式を用いて計算。
	地震時	×	
杭頭反力・杭頭変位	常時(橋軸)	○	
	常時(直角)	○	
	地震時(橋軸)	○	
	地震時(直角)	○	
杭本体の検討 (断面力・変位)	地震時(橋軸)	×	杭のバネ定数不一致のため。
	地震時(直角)	×	杭のバネ定数不一致のため。
杭本体の応力度照査	常時	○	
	地震時	×	杭のバネ定数不一致のため。
杭とフーチングの照査(Aの方法)		×	杭のバネ定数不一致のため。(水平支圧応力)

杭基礎(単層)

機能	条件	計算結果	備考
杭のバネ定数	常時	△	・杭の軸直角方向バネ定数のK1、K2、K3、K4の不一致。(誤差は1%以下。)
	地震時	△	
杭頭反力・杭頭変位	常時(橋軸)	○	
	常時(直角)	○	
	地震時(橋軸)	△	杭頭剛結の場合、x方向の変位(σ_x)が不一致。(誤差1%以下)
	地震時(直角)	△	杭頭剛結の場合、x方向の変位(σ_x)が不一致。(誤差1%以下)
杭本体の検討 (断面力・変位)	地震時(橋軸)	×	杭のバネ定数があわないため変位法の計算ですべてしています。
	地震時(直角)	×	杭のバネ定数があわないため変位法の計算ですべてしています。

・BASEPLANの杭の直角方向バネ定数の計算方法

(2) 杭の軸直角方向バネ定数

杭1本の軸直角方向バネ定数(K1~K4)は、水平方向地盤反力係数を用いた弾性床土上のはり理論に基づき算出される荷重と変位の関係から求められる。

- K1、K3 : 杭頭部に回転を生じないようにして、杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけ変位させるとき、杭頭部に作用させるべき軸直角方向力(kN/m)および曲げモーメント(kN・m/m)
- K2、K4 : 杭頭部に移動を生じないようにして、杭頭部を単位量だけ回転させるとき、杭頭部に作用させるべき軸直角方向力(kN/rad)および曲げモーメント(kN・m/rad)

(注意)

・道路橋示方書では、水平方向地盤反力係数が深さ方向によらず一定の場合を前提にしており、いわゆる多層地盤に対応できない。
本プログラムでは、『杭基礎設計便覧(平成19年版)』に記載されている多層地盤の解析に有用な伝達マトリクス法により多層地盤の解析が可能となっている。
なお、道路橋示方書による水平方向地盤反力係数が深さ方向によらず一定の場合の計算を行う場合は、各層の水平方向地盤反力係数を同じ値にしておけばよい。

・杭基礎の深度法照査の計算方法

β Le_fに関わりなく常に弾性床土上はりの微分方程式を用いて有限長の杭として解析しています。

(2) 杭の軸直角方向バネ定数

杭の軸直角方向バネ定数 K_1 、 K_2 、 K_3 、 K_4 は以下の式により算出します。

杭頭に軸直角方向力 H および曲げモーメント M_t が作用すると、杭頭の変位 u および回転角 α は、

$$\frac{M_t}{K_{HM}} + \frac{H}{K_{HH}} = u \quad , \quad \frac{M_t}{K_{OM}} + \frac{H}{K_{OH}} = \alpha$$

で表されます。

$$K_{HH} = \frac{1}{(Y_o)_{M=1}} \quad , \quad K_{OH} = \frac{1}{(\alpha_o)_{H=1}}$$

$$K_{HM} = \frac{1}{(Y_o)_{M=1}} \quad , \quad K_{OM} = \frac{1}{(\alpha_o)_{M=1}}$$

$$\text{杭頭剛結} \quad K_1 = \frac{K_{HM} \cdot K_{HH} - K_{OH}}{A} \quad , \quad \text{杭頭ヒンジ} \quad K_1 = K_{HH}$$

$$K_2 = \frac{K_{OM} \cdot K_{HH} - K_{OH}}{A} \quad , \quad K_2 = 0$$

$$K_3 = \frac{K_{HH} \cdot K_{OM} - K_{HM}}{A} \quad , \quad K_3 = 0$$

$$K_4 = \frac{K_{OH} \cdot K_{OM} - K_{HM}}{A} \quad , \quad K_4 = 0$$

ただし、 $A = K_{OH} \cdot K_{HM} - K_{HH} \cdot K_{OM}$

ここに、

- K_{HH} : 杭頭に単位の杭軸直角方向の変位を生じさせる杭軸直角方向の力 (kN/m)
- K_{OH} : 杭頭に単位の回転角を生じさせる杭軸直角方向の力 (kN/rad)
- K_{HM} : 杭頭に単位の杭軸直角方向の変位を生じさせる曲げモーメント (kN・m/m)
- K_{OM} : 杭頭に単位の回転角を生じさせる曲げモーメント (kN・m/rad)
- Y_o : 地表面変位 (m)
- α_o : 回転角 (rad)

・「BASEPLAN」

2. 2 極限鉛直支持力

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \Sigma (L_i \cdot f_i)$$

ここに、

- R_u : 極限鉛直支持力
- q_d : 杭先端における極限支持力
- A_p : 杭先端断面積
- U : 杭の周長
- L_i : 層厚
- f_i : 最大周面摩擦力

杭先端における極限支持力は以下のように算出される。

$$q_d = N \cdot \text{埋入率} \cdot \frac{1}{9} \cdot 300 = 5077.8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、

設計N値 (N) : 39.0

埋入率 : 2.17

(80)埋入率比(力価) = 支持層への換算埋入率深さ / 杭径

よって、極限鉛直支持力は以下のように算出される。

(常時) $R_u = 4426.0 \text{ (kN)}$
 (地震時) $R_u = 4426.0 \text{ (kN)}$

2. 3 許容押し込み支持力

(常時) $R_a = \frac{1}{3.0} \cdot R_u = 1475.3 \text{ (kN)}$

(地震時) $R_a = \frac{1}{2.0} \cdot R_u = 2213.0 \text{ (kN)}$

ここに、

R_a : 許容押し込み支持力

3. 許容引抜き力

(常時) $P_a = \frac{P_u}{6.0} + W = 412.0 \text{ (kN)}$

(地震時) $P_a = \frac{P_u}{3.0} + W = 823.9 \text{ (kN)}$

ここに、

P_a : 許容引抜き力

P_u : 最大周面摩擦力

(常時) $P_u = U \cdot \Sigma (L_i \cdot f_i) = 2471.8 \text{ (kN)}$

(地震時) $P_u = U \cdot \Sigma (L_i \cdot f_i \cdot D_E) = 2471.8 \text{ (kN)}$

W : 杭の有効重量

W = 杭長 * 杭の単位長さあたりの重量

= 20.400 (m) * 0.0 (kN/m) = 0.0 (kN)

・「杭基礎の震度照査」

3-2-3 許容支持力の計算

(1) 常時

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \Sigma (L_i \cdot f_i) = 5077.80 \times 0.38485 + 2.1991 \times 1124.00 = 4425.97 \text{ (kN)}$$

$$R_a = \frac{\gamma}{n} \cdot R_u$$

$$= \frac{1.0}{3.00} \times 4425.97 = 1475.32 \text{ (kN)}$$

(2) 地震時

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \Sigma (L_i \cdot f_i) = 5077.80 \times 0.38485 + 2.1991 \times 1124.00 = 4425.97 \text{ (kN)}$$

$$R_a = \frac{\gamma}{n} \cdot R_u$$

$$= \frac{1.0}{2.00} \times 4425.97 = 2212.99 \text{ (kN)}$$

3-2-4 許容引抜き力の計算

(1) 常時

$$P_u = U \cdot \Sigma (L_i \cdot f_i) = 2.1991 \times 1124.00 = 2471.80 \text{ (kN)}$$

$$P_a = \frac{1}{n} \cdot P_u$$

$$= \frac{1}{6.00} \times 2471.80 = 411.97 \text{ (kN)}$$

(2) 地震時

$$P_u = U \cdot \Sigma (L_i \cdot f_i) = 2.1991 \times 1124.00 = 2471.80 \text{ (kN)}$$

$$P_a = \frac{1}{n} \cdot P_u$$

$$= \frac{1}{3.00} \times 2471.80 = 823.93 \text{ (kN)}$$

杭の軸方向バネ定数

・杭頭剛結

	K _v (kN/m)	K ₁ (kN/m)	K ₂ (kN/rad)	K ₃ (kN・m/m)	K ₄ (kN・m/rad)
常時	275268.5	24139.9	49093.7	49093.7	180543.8
地震時	275268.5	37841.6	64134.2	64134.2	204592.4

・杭頭ヒンジ

	K _v (kN/m)	K ₁ (kN/m)	K ₂ (kN/rad)	K ₃ (kN・m/m)	K ₄ (kN・m/rad)
常時	275268.5	10790.3	0.0	0.0	0.0
地震時	275268.5	17837.2	0.0	0.0	0.0

杭の軸方向バネ定数

a) 杭諸元

打込み鋼管杭 φ700.0 (mm) L = 20.400 (m)
K_w = 275268.5 (kN/m)

b) 杭の軸直角方向バネ定数

杭頭剛結

No	K ₁ (kN/m)	K ₂ (kN/rad)	K ₃ (kN・m/m)	K ₄ (kN・m/rad)
1	24096.9	49040.4	49040.4	180448.9

杭頭ヒンジ

No	K ₁ (kN/m)	K ₂ (kN/rad)	K ₃ (kN・m/m)	K ₄ (kN・m/rad)
1	10768.3	0.0	0.0	0.0

2) 地震時

φ700.0 (mm) L = 20.400 (m)
K_w = 275268.5 (kN/m)

b) 杭の軸直角方向バネ定数

杭頭剛結

No	K ₁ (kN/m)	K ₂ (kN/rad)	K ₃ (kN・m/m)	K ₄ (kN・m/rad)
1	37868.8	64061.2	64061.2	204494.6

杭頭ヒンジ

No	K ₁ (kN/m)	K ₂ (kN/rad)	K ₃ (kN・m/m)	K ₄ (kN・m/rad)
1	17799.7	0.0	0.0	0.0

杭の軸方向バネ定数の計算方法が異なるため結果が異なります。

杭本体の断面力と変位

・X方向 ・地震時 ・4列目

深度 (m)	杭頭剛結			杭頭ヒンジ		
	δx (cm)	S (kN)	M (kN・m)	δx (cm)	S (kN)	M (kN・m)
0.000	0.702	-165.00	126.63	0.925	-165.00	0.00
1.000	0.540	-95.66	-2.17	0.645	-77.94	-118.87
2.000	0.375	-44.86	-70.90	0.403	-20.18	-165.68
3.000	0.234	-11.25	-97.64	0.216	13.66	-167.21
4.000	0.128	8.36	-98.07	0.085	29.86	-144.23
5.000	0.048	17.69	-84.34	0.002	34.29	-111.40
6.000	0.001	20.17	-64.97	-0.042	31.79	-77.94
7.000	-0.025	18.62	-45.34	-0.080	25.93	-48.92
8.000	-0.035	15.14	-28.36	-0.061	19.10	-26.40
9.000	-0.036	11.12	-15.22	-0.063	12.72	-10.57
10.000	-0.031	7.38	-6.01	-0.041	7.49	-0.58
11.000	-0.024	4.33	-0.22	-0.029	3.62	4.86
12.000	-0.017	2.08	2.91	-0.018	1.03	7.08
13.000	-0.011	0.57	4.18	-0.010	-0.51	7.27
14.000	-0.006	-0.32	4.26	-0.004	-1.26	6.33
15.000	-0.002	-0.75	3.70	-0.000	-1.48	4.93
16.000	-0.000	-0.87	2.87	0.002	-1.39	3.48
17.000	0.001	-0.81	2.02	0.003	-1.14	2.20
18.000	0.002	-0.67	1.27	0.003	-0.85	1.21
19.000	0.002	-0.49	0.69	0.002	-0.57	0.50
20.000	0.001	-0.33	0.28	0.002	-0.34	0.05
20.400	0.001	-0.27	0.16	0.002	-0.26	-0.07

・最大値

変位法の計算でK1~K4が用いられるため結果が異なります。

値	変位 (cm)	せん断力 (kN)	モーメント (kN・m)			
			杭頭	地中(剛結)	地中(ヒンジ)	1/2Mmax
	0.702	-165.00	126.63	-100.30	-170.66	-85.33
深度(m)	0.000	0.000	0.000	3.496	2.520	5.737

(1) 橋軸方向

1) 地震時

1 列目

No	深度 (m)	バネ (kN/m)	変位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	15536.20	7.036	126.629	0.000
2	1.000	15536.20	5.320	-2.932	-119.941
3	2.000	15536.20	3.597	-75.100	-189.619
4	3.000	15536.20	2.119	-108.030	-175.298
5	4.000	15536.20	1.002	-117.643	-157.258
6	5.000	77681.00	0.276	-100.263	-117.243
7	6.000	77681.00	-0.114	-66.392	-70.006
8	7.000	77681.00	-0.276	-37.665	-35.639
9	8.000	25893.70	-0.307	-19.340	-16.743
10	9.000	25893.70	-0.288	-7.680	-4.582
11	10.000	25893.70	-0.203	-0.239	2.245
12	11.000	25893.70	-0.135	3.424	5.248
13	12.000	25893.70	-0.078	4.694	5.841
14	13.000	25893.70	-0.037	4.513	5.137
15	14.000	25893.70	-0.010	3.855	3.907
16	15.000	25893.70	0.003	2.580	2.808
17	16.000	25893.70	0.008	1.571	1.484
18	17.000	25893.70	0.008	0.694	0.529
19	18.000	77681.00	0.005	0.031	-0.137
20	19.000	77681.00	0.002	-0.368	-0.490
21	20.000	233043.00	0.000	-0.615	-0.878
22	20.400	233043.00	0.000	-0.685	-0.731

・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	126.629	
地中(剛結)	-117.700	4.044
地中(ヒンジ)	-176.912	2.656
1/2モーメント	-88.456	5.582

等流計算の詳細結果(No.1~4)です。
 それぞれの断面において、水深入力と流量入力のどちらかを掲載しております。

No.1 単断面(水深入力)
ELNOAR

4. 結果リスト(水深入力)

水深分割数	入力水深 (m)	水路勾配
20	5.000	0.00100

No.	水位 (m)	水深 (m)	水深比	断面積 (m ²)	潤辺長 (m)	径深 (m)	粗度係数	流速 (m/sec)	流量 (m ³ /sec)	水面幅 (m)	フルード数	エネルギー 補正係数
1	0.000	0.000	0.00000	0.000	10.000	0.00000	0.00200	0.000	0.000	10.000	0.00000	1.00000
2	0.250	0.250	0.05000	2.625	11.118	0.23610	0.00497	2.432	6.385	11.000	1.59081	1.00000
3	0.500	0.500	0.10000	5.500	12.236	0.44949	0.00892	2.722	14.970	12.000	1.28428	1.00000
4	0.750	0.750	0.15000	8.625	13.354	0.64587	0.00818	2.888	24.906	13.000	1.13246	1.00000
5	1.000	1.000	0.20000	12.000	14.472	0.82918	0.00925	3.016	36.197	14.000	1.04076	1.00000
6	1.250	1.250	0.25000	15.625	15.590	1.00223	0.01012	3.129	48.886	15.000	0.97923	1.00000
7	1.500	1.500	0.30000	19.500	16.708	1.16709	0.01085	3.232	63.021	16.000	0.93514	1.00000
8	1.750	1.750	0.35000	23.625	17.826	1.32529	0.01146	3.329	78.653	17.000	0.90212	1.00000
9	2.000	2.000	0.40000	28.000	18.944	1.47802	0.01199	3.423	95.832	18.000	0.87659	1.00000
10	2.250	2.250	0.45000	32.625	20.062	1.62618	0.01245	3.513	114.610	19.000	0.85637	1.00000
11	2.500	2.500	0.50000	37.500	21.180	1.77051	0.01285	3.601	135.037	20.000	0.84005	1.00000
12	2.750	2.750	0.55000	42.625	22.298	1.91157	0.01321	3.687	157.160	21.000	0.82669	1.00000
13	3.000	3.000	0.60000	48.000	23.416	2.04984	0.01359	3.771	181.029	22.000	0.81582	1.00000
14	3.250	3.250	0.65000	53.625	24.534	2.18570	0.01382	3.854	206.693	23.000	0.80635	1.00000
15	3.500	3.500	0.70000	59.500	25.652	2.31946	0.01408	3.936	234.198	24.000	0.79855	1.00000
16	3.750	3.750	0.75000	65.625	26.771	2.45139	0.01431	4.017	263.592	25.000	0.79193	1.00000
17	4.000	4.000	0.80000	72.000	27.889	2.58171	0.01453	4.096	294.920	26.000	0.78628	1.00000
18	4.250	4.250	0.85000	78.625	29.007	2.71059	0.01473	4.175	328.229	27.000	0.78146	1.00000
19	4.500	4.500	0.90000	85.500	30.125	2.83821	0.01491	4.252	363.565	28.000	0.77732	1.00000
20	4.750	4.750	0.95000	92.625	31.243	2.96470	0.01508	4.329	400.971	29.000	0.77376	1.00000
21	5.000	5.000	1.00000	100.000	32.361	3.09017	0.01523	4.405	440.493	30.000	0.77070	1.00000

等流計算 II

3 等流計算 (h → Q)

No.	水深 h (m)	水面幅 B (m)	潤辺 S (m)	通水 断面積 A (m ²)	合成 粗度係数 N	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m ³ /s)	フルード数 Fr
1	0.250	11.000	11.118	2.625	0.0050	0.236	2.432	6.385	1.591
2	0.500	12.000	12.236	5.500	0.0083	0.449	2.722	14.970	1.284
3	0.750	13.000	13.354	8.625	0.0082	0.646	2.888	24.906	1.132
4	1.000	14.000	14.472	12.000	0.0093	0.829	3.016	36.197	1.041
5	1.250	15.000	15.590	15.625	0.0101	1.002	3.129	48.886	0.979
6	1.500	16.000	16.708	19.500	0.0108	1.167	3.232	63.021	0.935
7	1.750	17.000	17.826	23.625	0.0115	1.325	3.329	78.653	0.902
8	2.000	18.000	18.944	28.000	0.0120	1.478	3.423	95.832	0.877
9	2.250	19.000	20.062	32.625	0.0124	1.626	3.513	114.610	0.856
10	2.500	20.000	21.180	37.500	0.0129	1.771	3.601	135.037	0.840
11	2.750	21.000	22.298	42.625	0.0132	1.912	3.687	157.160	0.827
12	3.000	22.000	23.416	48.000	0.0135	2.050	3.771	181.029	0.816
13	3.250	23.000	24.534	53.625	0.0138	2.186	3.854	206.693	0.806
14	3.500	24.000	25.652	59.500	0.0141	2.319	3.936	234.198	0.799
15	3.750	25.000	26.771	65.625	0.0143	2.451	4.017	263.592	0.792
16	4.000	26.000	27.889	72.000	0.0145	2.582	4.096	294.920	0.786
17	4.250	27.000	29.007	78.625	0.0147	2.711	4.175	328.229	0.781
18	4.500	28.000	30.125	85.500	0.0149	2.838	4.252	363.565	0.777
19	4.750	29.000	31.243	92.625	0.0151	2.965	4.329	400.971	0.774
20	5.000	30.000	32.361	100.000	0.0152	3.090	4.405	440.493	0.771

No.2 複断面 (流量入力)

ELNOAR

3. 結果リスト (流量入力)

入力流量 : 700.000 (m³/sec)

限界水深 (m)	限界水位 (m)	限界勾配	限界流速 (m/sec)
5.697	5.697	0.00607	5.433

No.	等流水位 (m)	等流水深 (m)	水路勾配	断面積 (m ²)	潤辺長 (m)	径深 (m)	粗度係数	等流流速 (m/sec)	判定	水面幅 (m)	フルード数	時刻補正係数
1	8.323	8.323	0.00100	255.015	57.222	4.45655	0.03120	2.745	常流	53.293	0.40084	1.00000

等流計算 II

6 結果一覧

水路底勾配 I = 0.00100
 水深 h = 8.323 (m)
 流速 V = 2.745 (m/s)
 流量 Q = 700.000 (m³/s)
 水面幅 B = 53.293 (m)
 通水断面積 A = 255.014 (m²)
 潤辺 S = 57.222 (m)
 径深 R = 4.457 (m)
 合成粗度係数 N = 0.0312
 フルード数 Fr = 0.401
 余裕高 Fb = 0.708 (m)
 余裕高判定 OK
 限界水深 hc = 5.697 (m)
 限界流速 Vc = 5.432 (m/s)
 限界勾配 Ic = 0.00607

No.3 二次放物線 (流量入力)

ELNOAR

3. 結果リスト (流量入力)

入力流量 : 100.000 (m³/sec)

限界水深 (m)	限界水位 (m)	限界勾配	限界流速 (m/sec)
2.561	2.561	0.00817	4.091

No.	等流水位 (m)	等流水深 (m)	水路勾配	断面積 (m ²)	潤辺長 (m)	径深 (m)	粗度係数	等流流速 (m/sec)	判定	水面幅 (m)	フルード数	時刻補正係数
1	4.214	4.214	0.00100	51.587	20.685	2.49388	0.03000	1.938	常流	18.361	0.36943	1.00000

等流計算 II

6 結果一覧

水路底勾配 I = 0.00100
 水深 h = 4.214 (m)
 流速 V = 1.938 (m/s)
 流量 Q = 100.000 (m³/s)
 水面幅 B = 18.361 (m)
 通水断面積 A = 51.587 (m²)
 潤辺 S = 20.685 (m)
 径深 R = 2.494 (m)
 フルード数 Fr = 0.369
 余裕高 Fb = 0.407 (m)
 余裕高判定 OK
 限界水深 hc = 2.561 (m)
 限界流速 Vc = 4.090 (m/s)
 限界勾配 Ic = 0.00818

No.4 U型断面(水深入力)
ELNOAR

4. 結果リスト(水深入力)

水深分割数	入力水深 (m)	水路勾配
20	5.000	0.00100

No.	水位 (m)	水深 (m)	水深比	断面積 (m ²)	潤辺長 (m)	径深 (m)	粗度係数	流速 (m/sec)	流量 (m ³ /sec)	水面幅 (m)	フルード数	流速補正係数
1	0.000	0.000	0.00000	0.000	3.638	0.00000	0.03000	0.000	0.000	3.638	0.00000	1.00000
2	0.250	0.250	0.05000	0.993	4.367	0.22732	0.03000	0.393	0.390	4.060	0.25332	1.00000
3	0.500	0.500	0.10000	2.011	4.869	0.41307	0.03000	0.585	1.176	4.100	0.26664	1.00000
4	0.750	0.750	0.15000	3.043	5.372	0.56641	0.03000	0.722	2.196	4.150	0.26920	1.00000
5	1.000	1.000	0.20000	4.086	5.874	0.69563	0.03000	0.828	3.382	4.200	0.26800	1.00000
6	1.250	1.250	0.25000	5.143	6.377	0.80645	0.03000	0.913	4.697	4.250	0.26521	1.00000
7	1.500	1.500	0.30000	6.211	6.879	0.90290	0.03000	0.985	6.116	4.300	0.26172	1.00000
8	1.750	1.750	0.35000	7.293	7.382	0.98791	0.03000	1.046	7.625	4.350	0.25796	1.00000
9	2.000	2.000	0.40000	8.386	7.884	1.06367	0.03000	1.098	9.211	4.400	0.25414	1.00000
10	2.250	2.250	0.45000	9.493	8.387	1.13195	0.03000	1.145	10.867	4.450	0.25039	1.00000
11	2.500	2.500	0.50000	10.611	8.889	1.19372	0.03000	1.186	12.587	4.500	0.24675	1.00000
12	2.750	2.750	0.55000	11.743	9.392	1.25030	0.03000	1.223	14.366	4.550	0.24326	1.00000
13	3.000	3.000	0.60000	12.886	9.894	1.30240	0.03000	1.257	16.200	4.600	0.23992	1.00000
14	3.250	3.250	0.65000	14.043	10.397	1.35066	0.03000	1.288	18.087	4.650	0.23675	1.00000
15	3.500	3.500	0.70000	15.211	10.899	1.39563	0.03000	1.316	20.025	4.700	0.23374	1.00000
16	3.750	3.750	0.75000	16.393	11.402	1.43772	0.03000	1.343	22.011	4.750	0.23089	1.00000
17	4.000	4.000	0.80000	17.586	11.904	1.47791	0.03000	1.367	24.046	4.800	0.22818	1.00000
18	4.250	4.250	0.85000	18.793	12.407	1.51470	0.03000	1.390	26.127	4.850	0.22561	1.00000
19	4.500	4.500	0.90000	20.011	12.909	1.55015	0.03000	1.412	28.254	4.900	0.22317	1.00000
20	4.750	4.750	0.95000	21.243	13.412	1.58388	0.03000	1.432	30.425	4.950	0.22086	1.00000
21	5.000	5.000	1.00000	22.486	13.914	1.61606	0.03000	1.452	32.642	5.000	0.21866	1.00000

等流計算Ⅱ

3 等流計算 (h → Q)

No.	水深 h (m)	水面幅 B (m)	潤辺 S (m)	通水 断面積 A (m ²)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m ³ /s)	フルード数 Fr
1	0.250	4.050	4.367	0.993	0.227	0.393	0.390	0.253
2	0.500	4.100	4.869	2.011	0.413	0.585	1.176	0.267
3	0.750	4.150	5.372	3.043	0.566	0.722	2.196	0.269
4	1.000	4.200	5.874	4.086	0.696	0.828	3.382	0.268
5	1.250	4.250	6.377	5.143	0.806	0.913	4.697	0.265
6	1.500	4.300	6.879	6.211	0.903	0.985	6.116	0.262
7	1.750	4.350	7.382	7.293	0.988	1.046	7.625	0.258
8	2.000	4.400	7.884	8.386	1.064	1.098	9.211	0.254
9	2.250	4.450	8.387	9.493	1.132	1.145	10.867	0.250
10	2.500	4.500	8.889	10.611	1.194	1.186	12.587	0.247
11	2.750	4.550	9.392	11.743	1.250	1.223	14.366	0.243
12	3.000	4.600	9.894	12.886	1.302	1.257	16.200	0.240
13	3.250	4.650	10.397	14.043	1.351	1.288	18.087	0.237
14	3.500	4.700	10.899	15.211	1.398	1.316	20.025	0.234
15	3.750	4.750	11.402	16.393	1.438	1.343	22.011	0.231
16	4.000	4.800	11.904	17.586	1.477	1.367	24.046	0.228
17	4.250	4.850	12.407	18.793	1.515	1.390	26.127	0.226
18	4.500	4.900	12.909	20.011	1.550	1.412	28.254	0.223
19	4.750	4.950	13.412	21.243	1.584	1.432	30.425	0.221
20	5.000	5.000	13.914	22.486	1.616	1.452	32.642	0.219

等流計算の詳細結果(No.5~7)です。
 それぞれの断面において、水深入力と流量入力のどちらかを掲載しております。

No.5 円管(水深入力)
ELNOAR

4. 結果リスト (水深入力)

水深分割数	入力水深 (m)	水路勾配
20	10.000	0.00100

No.	水位 (m)	水深 (m)	水深比	断面積 (m ²)	潤辺長 (m)	径深 (m)	粗度係数	流速 (m/sec)	流量 (m ³ /sec)	水面幅 (m)	フルード数	レイノルズ補正係数
1	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.00000	0.03000	0.000	0.000	0.000	0.00000	1.00000
2	0.500	0.500	0.05000	1.468	4.510	0.32551	0.03000	0.499	0.732	4.359	0.27455	1.00000
3	1.000	1.000	0.10000	4.088	6.435	0.63520	0.03000	0.779	3.184	6.000	0.30145	1.00000
4	1.500	1.500	0.15000	7.387	7.954	0.92878	0.03000	1.003	7.413	7.141	0.31515	1.00000
5	2.000	2.000	0.20000	11.182	9.273	1.20591	0.03000	1.194	13.354	8.000	0.32267	1.00000
6	2.500	2.500	0.25000	15.955	10.472	1.46628	0.03000	1.360	20.889	8.680	0.32638	1.00000
7	3.000	3.000	0.30000	19.817	11.593	1.70941	0.03000	1.507	29.864	9.165	0.32738	1.00000
8	3.500	3.500	0.35000	24.498	12.661	1.93492	0.03000	1.637	40.098	9.539	0.32626	1.00000
9	4.000	4.000	0.40000	29.337	13.694	2.14226	0.03000	1.752	51.390	9.798	0.32338	1.00000
10	4.500	4.500	0.45000	34.278	14.706	2.33086	0.03000	1.853	63.520	9.950	0.31892	1.00000
11	5.000	5.000	0.50000	39.270	15.708	2.50000	0.03000	1.942	76.249	10.000	0.31299	1.00000
12	5.500	5.500	0.55000	44.262	16.710	2.64986	0.03000	2.018	89.319	9.950	0.30563	1.00000
13	6.000	6.000	0.60000	49.203	17.722	2.77644	0.03000	2.082	102.454	9.798	0.29682	1.00000
14	6.500	6.500	0.65000	54.042	18.755	2.88148	0.03000	2.134	115.350	9.539	0.28648	1.00000
15	7.000	7.000	0.70000	58.723	19.823	2.96235	0.03000	2.174	127.676	9.165	0.27438	1.00000
16	7.500	7.500	0.75000	63.185	20.944	3.01687	0.03000	2.201	139.059	8.680	0.26027	1.00000
17	8.000	8.000	0.80000	67.357	22.143	3.04193	0.03000	2.213	149.061	8.000	0.24362	1.00000
18	8.500	8.500	0.85000	71.152	23.462	3.03267	0.03000	2.208	157.139	7.141	0.22350	1.00000
19	9.000	9.000	0.90000	74.452	24.981	2.98087	0.03000	2.183	162.531	6.000	0.19796	1.00000
20	9.500	9.500	0.95000	77.072	26.906	2.86452	0.03000	2.126	163.860	4.359	0.16151	1.00000
21	10.000	10.000	1.00000	78.540	31.418	2.50000	0.03000	1.942	152.497	0.000	0.00000	1.00000

等流計算 II

3 等流計算 (h → Q)

No.	水深 (m)	水面幅 (m)	潤辺 (m)	通水断面積 (m ²)	径深 (m)	流速 (m/s)	流量 (m ³ /s)	フルード数 Fr
	h	B	S	A	R	V	Q	Fr
1	0.500	4.359	4.510	1.468	0.326	0.499	0.732	0.275
2	1.000	6.000	6.435	4.088	0.635	0.779	3.184	0.301
3	1.500	7.141	7.954	7.387	0.929	1.003	7.413	0.315
4	2.000	8.000	9.273	11.182	1.206	1.194	13.354	0.323
5	2.500	8.680	10.472	15.955	1.466	1.360	20.889	0.326
6	3.000	9.165	11.593	19.817	1.709	1.507	29.864	0.327
7	3.500	9.539	12.661	24.498	1.935	1.637	40.098	0.326
8	4.000	9.798	13.694	29.337	2.142	1.752	51.390	0.323
9	4.500	9.950	14.706	34.278	2.331	1.853	63.520	0.319
10	5.000	10.000	15.708	39.270	2.500	1.942	76.249	0.313
11	5.500	9.950	16.710	44.262	2.649	2.018	89.319	0.306
12	6.000	9.798	17.722	49.203	2.776	2.082	102.454	0.297
13	6.500	9.539	18.755	54.042	2.881	2.134	115.350	0.286
14	7.000	9.165	19.823	58.723	2.962	2.174	127.676	0.274
15	7.500	8.680	20.944	63.185	3.017	2.201	139.059	0.260
16	8.000	8.000	22.143	67.357	3.042	2.213	149.061	0.244
17	8.500	7.141	23.462	71.152	3.033	2.208	157.139	0.224
18	9.000	6.000	24.981	74.452	2.980	2.183	162.531	0.198
19	9.500	4.359	26.906	77.072	2.865	2.126	163.860	0.162
20	10.000	0.000	31.418	78.540	2.500	1.942	152.497	0.000

No.6 矩形管(水深入力) ⇒天板の取扱いの違いにより、計算結果が異なる。
ELNOAR⇒潤辺長に天板を入れる

4. 結果リスト (水深入力)

水深分割数	入力水深 (m)	水路勾配
20	5.000	0.00100

No.	水位 (m)	水深 (m)	水深比	断面積 (m ²)	潤辺長 (m)	径深 (m)	粗度係数	流速 (m/sec)	流量 (m ³ /sec)	水面幅 (m)	フルード数	流速補正係数
1	0.000	0.000	0.00000	0.000	4.000	0.00000	0.03000	0.000	0.000	4.000	0.00000	1.00000
2	0.250	0.250	0.05000	1.062	4.707	0.22572	0.03000	0.341	0.362	4.500	0.22418	1.00000
3	0.500	0.500	0.10000	2.250	5.414	0.41557	0.03000	0.551	1.239	5.000	0.28227	1.00000
4	0.750	0.750	0.15000	3.500	5.914	0.59179	0.03000	0.719	2.518	5.000	0.27466	1.00000
5	1.000	1.000	0.20000	4.750	6.414	0.74054	0.03000	0.849	4.092	5.000	0.27817	1.00000
6	1.250	1.250	0.25000	6.000	6.914	0.86778	0.03000	0.952	5.714	5.000	0.27768	1.00000
7	1.500	1.500	0.30000	7.250	7.414	0.97785	0.03000	1.037	7.521	5.000	0.27520	1.00000
8	1.750	1.750	0.35000	8.500	7.914	1.07402	0.03000	1.109	9.426	5.000	0.27168	1.00000
9	2.000	2.000	0.40000	9.750	8.414	1.15875	0.03000	1.170	11.407	5.000	0.26763	1.00000
10	2.250	2.250	0.45000	11.000	8.914	1.23398	0.03000	1.223	13.450	5.000	0.26332	1.00000
11	2.500	2.500	0.50000	12.250	9.414	1.30122	0.03000	1.269	15.543	5.000	0.25894	1.00000
12	2.750	2.750	0.55000	13.500	9.914	1.36168	0.03000	1.309	17.678	5.000	0.25457	1.00000
13	3.000	3.000	0.60000	14.750	10.414	1.41633	0.03000	1.346	19.848	5.000	0.25027	1.00000
14	3.250	3.250	0.65000	16.000	10.914	1.46598	0.03000	1.378	22.048	5.000	0.24607	1.00000
15	3.500	3.500	0.70000	17.250	11.414	1.51127	0.03000	1.407	24.274	5.000	0.24201	1.00000
16	3.750	3.750	0.75000	18.500	11.914	1.55277	0.03000	1.434	26.521	5.000	0.23807	1.00000
17	4.000	4.000	0.80000	19.750	12.414	1.59092	0.03000	1.458	28.788	5.000	0.23428	1.00000
18	4.250	4.250	0.85000	21.000	12.914	1.62612	0.03000	1.480	31.072	5.000	0.23062	1.00000
19	4.500	4.500	0.90000	22.250	13.414	1.65869	0.03000	1.500	33.370	5.000	0.22711	1.00000
20	4.750	4.750	0.95000	23.438	14.121	1.65972	0.03000	1.500	35.166	4.500	0.21001	1.00000
21	5.000	5.000	1.00000	24.500	14.828	1.60122	0.03000	1.269	31.096	4.000	0.16977	1.00000

等流計算 II ⇒潤辺長に天板を入れない

3 等流計算 (h → Q)

No.	水深 (m)	水面幅 (m)	潤辺 (m)	通水断面積 (m ²)	径深 (m)	流速 (m/s)	流量 (m ³ /s)	フルード数 Fr
1	0.250	4.500	4.707	1.063	0.226	0.391	0.415	0.257
2	0.500	5.000	5.414	2.250	0.416	0.537	1.321	0.280
3	0.750	5.000	5.914	3.500	0.592	0.743	2.601	0.284
4	1.000	5.000	6.414	4.750	0.741	0.863	4.093	0.283
5	1.250	5.000	6.914	6.000	0.868	0.959	5.754	0.280
6	1.500	5.000	7.414	7.250	0.978	1.038	7.529	0.275
7	1.750	5.000	7.914	8.500	1.074	1.105	9.397	0.271
8	2.000	5.000	8.414	9.750	1.159	1.163	11.338	0.266
9	2.250	5.000	8.914	11.000	1.234	1.213	13.340	0.261
10	2.500	5.000	9.414	12.250	1.301	1.256	15.390	0.256
11	2.750	5.000	9.914	13.500	1.362	1.295	17.482	0.252
12	3.000	5.000	10.414	14.750	1.416	1.329	19.609	0.247
13	3.250	5.000	10.914	16.000	1.466	1.360	21.765	0.243
14	3.500	5.000	11.414	17.250	1.511	1.388	23.946	0.239
15	3.750	5.000	11.914	18.500	1.553	1.413	26.149	0.235
16	4.000	5.000	12.414	19.750	1.591	1.437	28.371	0.231
17	4.250	5.000	12.914	21.000	1.626	1.458	30.610	0.227
18	4.500	5.000	13.414	22.250	1.659	1.477	32.864	0.224
19	4.750	4.500	14.121	23.438	1.660	1.478	34.632	0.207
20	5.000	4.000	14.828	24.500	1.652	1.473	36.093	0.190

No.7 馬蹄形(流量入力)

ELNOAR

3. 結果リスト (流量入力)

入力流量 : 100.000 (m³/sec)

限界水深 (m)	限界水位 (m)	限界勾配	限界流速 (m/sec)
2.725	2.725	0.00961	4.694

No.	等流水位 (m)	等流水深 (m)	水路勾配	断面積 (m ²)	潤辺長 (m)	径深 (m)	粗度係数	等流流速 (m/sec)	判定	水面幅 (m)	フルード数	時刻補正係数
1	5.513	5.513	0.00100	48.784	17.989	2.71185	0.09000	2.050	常流	9.947	0.29568	1.00000

等流計算 II

5 結果一覧

水路底勾配	I =	0.00100
水深	h =	5.513 (m)
流速	V =	2.050 (m/s)
流量	Q =	100.000 (m ³ /s)
水面幅	B =	9.947 (m)
通水断面積	A =	48.784 (m ²)
潤辺	S =	17.989 (m)
径深	R =	2.712 (m)
フルード数	Fr =	0.296
限界水深	hc =	2.725 (m)
限界流速	Vc =	4.694 (m/s)
限界勾配	Ic =	0.00960

等流計算の詳細結果(No.8~10)です。
 それぞれの断面において、水深入力と流量入力のどちらかを掲載しております。

No.8 任意馬蹄形(水深入力)
ELNOAR

4. 結果リスト(水深入力)

水深分割数	入力水深 (m)	水路勾配
20	10.000	0.00100

No.	水位 (m)	水深 (m)	水深比	断面積 (m ²)	潤辺長 (m)	径深 (m)	粗度係数	流速 (m/sec)	流量 (m ³ /sec)	水面幅 (m)	フルード数	修正係数
1	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.00000	0.03000	0.000	0.000	0.000	0.00000	1.00000
2	0.500	0.500	0.05000	1.959	3.635	0.37333	0.03000	0.508	0.690	3.216	0.24950	1.00000
3	1.000	1.000	0.10000	3.166	4.905	0.64537	0.03000	0.767	2.429	4.000	0.27546	1.00000
4	1.500	1.500	0.15000	5.348	6.137	0.87147	0.03000	0.955	5.108	4.718	0.28660	1.00000
5	2.000	2.000	0.20000	7.874	7.334	1.07363	0.03000	1.109	8.729	5.377	0.29265	1.00000
6	2.500	2.500	0.25000	10.716	8.502	1.26035	0.03000	1.241	13.297	5.981	0.29613	1.00000
7	3.000	3.000	0.30000	13.846	9.645	1.43564	0.03000	1.358	18.807	6.533	0.29803	1.00000
8	3.500	3.500	0.35000	17.241	10.765	1.60162	0.03000	1.464	25.246	7.037	0.29884	1.00000
9	4.000	4.000	0.40000	20.876	11.865	1.75348	0.03000	1.561	32.591	7.495	0.29882	1.00000
10	4.500	4.500	0.45000	24.729	12.948	1.90394	0.03000	1.650	40.809	7.911	0.29815	1.00000
11	5.000	5.000	0.50000	28.779	14.015	2.05345	0.03000	1.733	49.861	8.284	0.29693	1.00000
12	5.500	5.500	0.55000	33.007	15.070	2.19030	0.03000	1.809	59.703	8.618	0.29525	1.00000
13	6.000	6.000	0.60000	37.391	16.112	2.32066	0.03000	1.880	70.233	8.914	0.29316	1.00000
14	6.500	6.500	0.65000	41.914	17.145	2.44466	0.03000	1.946	81.545	9.172	0.29072	1.00000
15	7.000	7.000	0.70000	46.557	18.170	2.56237	0.03000	2.007	93.428	9.394	0.28794	1.00000
16	7.500	7.500	0.75000	51.302	19.187	2.67382	0.03000	2.064	105.868	9.580	0.28487	1.00000
17	8.000	8.000	0.80000	56.132	20.198	2.77903	0.03000	2.116	118.796	9.732	0.28150	1.00000
18	8.500	8.500	0.85000	61.029	21.205	2.87739	0.03000	2.165	132.142	9.850	0.27787	1.00000
19	9.000	9.000	0.90000	65.976	22.209	2.97070	0.03000	2.210	145.831	9.933	0.27397	1.00000
20	9.500	9.500	0.95000	70.956	23.210	3.05713	0.03000	2.252	159.786	9.983	0.26932	1.00000
21	10.000	10.000	1.00000	75.953	24.210	3.13724	0.03000	2.290	173.928	10.000	0.26542	1.00000

等流計算Ⅱ

3 等流計算 (h → Q)

No.	水深 h (m)	水面幅 B (m)	潤辺 S (m)	通水 断面積 A (m ²)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m ³ /s)	フルード数 Fr
1	0.500	3.216	3.635	1.359	0.374	0.508	0.690	0.249
2	1.000	4.000	4.905	3.166	0.645	0.767	2.429	0.275
3	1.500	4.718	6.137	5.348	0.871	0.955	5.108	0.287
4	2.000	5.377	7.334	7.874	1.074	1.109	8.729	0.293
5	2.500	5.981	8.502	10.716	1.260	1.241	13.297	0.296
6	3.000	6.533	9.645	13.846	1.436	1.358	18.807	0.298
7	3.500	7.037	10.765	17.241	1.602	1.464	25.246	0.299
8	4.000	7.495	11.865	20.876	1.759	1.561	32.591	0.299
9	4.500	7.911	12.948	24.729	1.910	1.650	40.809	0.298
10	5.000	8.284	14.015	28.779	2.053	1.733	49.861	0.297
11	5.500	8.618	15.070	33.007	2.190	1.809	59.703	0.295
12	6.000	8.914	16.112	37.391	2.321	1.880	70.233	0.293
13	6.500	9.172	17.145	41.914	2.445	1.946	81.545	0.291
14	7.000	9.394	18.170	46.557	2.562	2.007	93.428	0.288
15	7.500	9.580	19.187	51.302	2.674	2.064	105.868	0.285
16	8.000	9.732	20.198	56.132	2.779	2.116	118.796	0.282
17	8.500	9.850	21.205	61.029	2.878	2.165	132.142	0.278
18	9.000	9.933	22.209	65.976	2.971	2.210	145.831	0.274
19	9.500	9.983	23.210	70.956	3.057	2.252	159.786	0.270
20	10.000	10.000	24.210	75.953	3.137	2.290	173.928	0.265

No.9 梶型 I (流量入力)
ELNOAR

3. 結果リスト (流量入力)

入力流量 : 20.000 (m³/sec)

限界水深 (m)	限界水位 (m)	限界勾配	限界流速 (m/sec)
1.178	1.178	0.01397	3.397

No.	等流水位 (m)	等流水深 (m)	水路勾配	断面積 (m ²)	潤辺長 (m)	径深 (m)	粗度係数	等流流速 (m/sec)	判定	水面幅 (m)	フルード数	時刻補正係数
1	3.074	3.074	0.00100	15.344	11.158	1.37513	0.03000	1.303	常流	4.867	0.23450	1.00000

等流計算 II

3 結果一覧

水路底勾配 I = 0.00100

水深 h = 3.074 (m)

流速 V = 1.303 (m/s)

流量 Q = 20.000 (m³/s)

水面幅 B = 4.867 (m)

通水断面積 A = 15.344 (m²)

潤辺 S = 11.158 (m)

径深 R = 1.375 (m)

フルード数 Fr = 0.234

限界水深 hc = 1.178 (m)

限界流速 Vc = 3.398 (m/s)

限界勾配 Ic = 0.01396

No.10 梶型 II (流量入力)
ELNOAR

3. 結果リスト (流量入力)

入力流量 : 20.000 (m³/sec)

限界水深 (m)	限界水位 (m)	限界勾配	限界流速 (m/sec)
1.394	1.394	0.01230	3.397

No.	等流水位 (m)	等流水深 (m)	水路勾配	断面積 (m ²)	潤辺長 (m)	径深 (m)	粗度係数	等流流速 (m/sec)	判定	水面幅 (m)	フルード数	時刻補正係数
1	3.200	3.200	0.00100	14.869	10.315	1.44146	0.03000	1.345	常流	4.800	0.24413	1.00000

等流計算 II

5 結果一覧

水路底勾配 I = 0.00100

水深 h = 3.200 (m)

流速 V = 1.345 (m/s)

流量 Q = 20.000 (m³/s)

水面幅 B = 4.800 (m)

通水断面積 A = 14.869 (m²)

潤辺 S = 10.315 (m)

径深 R = 1.441 (m)

フルード数 Fr = 0.244

限界水深 hc = 1.394 (m)

限界流速 Vc = 3.398 (m/s)

限界勾配 Ic = 0.01232

等流計算の詳細結果(No.11~14)です。
 それぞれの断面において、水深入力と流量入力のどちらかを掲載しております。

No.11 任意断面(水深入力)
ELNOAR

4. 結果リスト(水深入力)

水深分割数	入力水深 (m)	水路勾配
20	10.000	0.00100

No.	水位 (m)	水深 (m)	水深比	断面積 (m ²)	潤辺長 (m)	径深 (m)	粗度係数	流速 (m/sec)	流量 (m ³ /sec)	水面幅 (m)	フルード数	エネルギー 補正係数
1	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.00000	0.00000	0.000	0.000	0.000	0.00000	1.00000
2	0.500	0.500	0.05000	5.500	12.236	0.44949	0.02199	0.844	4.641	12.000	0.39814	1.00000
3	1.000	1.000	0.10000	12.000	14.472	0.82918	0.02332	1.197	14.365	14.000	0.41303	1.00000
4	1.500	1.500	0.15000	19.500	16.708	1.16709	0.02426	1.445	28.174	16.000	0.41807	1.00000
5	2.000	2.000	0.20000	28.000	18.944	1.47802	0.02497	1.643	46.006	18.000	0.42093	1.00000
6	2.500	2.500	0.25000	37.500	21.180	1.77051	0.02553	1.813	67.990	20.000	0.42236	1.00000
7	3.000	3.000	0.30000	48.000	23.416	2.04984	0.02597	1.965	94.317	22.000	0.42434	1.00000
8	3.500	3.500	0.35000	59.500	25.652	2.31946	0.02633	2.104	125.202	24.000	0.42630	1.00000
9	4.000	4.000	0.40000	72.000	27.889	2.58171	0.02664	2.234	160.867	26.000	0.42839	1.00000
10	4.500	4.500	0.45000	85.500	30.125	2.83821	0.02689	2.357	201.539	28.000	0.43030	1.00000
11	5.000	5.000	0.50000	100.000	32.361	3.09017	0.02711	2.474	247.442	30.000	0.43233	1.00000
12	5.500	5.500	0.55000	120.500	34.597	3.34299	0.02733	2.584	299.576	32.000	0.43446	1.00000
13	6.000	6.000	0.60000	142.000	36.833	3.59681	0.02753	2.688	358.829	34.000	0.43668	1.00000
14	6.500	6.500	0.65000	164.500	39.069	3.85163	0.02772	2.787	425.302	36.000	0.43900	1.00000
15	7.000	7.000	0.70000	188.000	41.305	4.10745	0.02789	2.881	499.115	38.000	0.44142	1.00000
16	7.500	7.500	0.75000	212.500	43.541	4.36427	0.02805	2.970	580.368	40.000	0.44394	1.00000
17	8.000	8.000	0.80000	238.000	45.777	4.62209	0.02819	3.054	669.011	42.000	0.44656	1.00000
18	8.500	8.500	0.85000	264.500	48.013	4.88091	0.02833	3.133	765.154	44.000	0.44928	1.00000
19	9.000	9.000	0.90000	292.000	50.249	5.14073	0.02847	3.208	868.907	46.000	0.45200	1.00000
20	9.500	9.500	0.95000	320.500	52.485	5.40155	0.02860	3.279	980.270	48.000	0.45472	1.00000
21	10.000	10.000	1.00000	350.000	54.721	5.66337	0.02873	3.346	1109.343	50.000	0.45744	1.00000

等流計算 II

2 等流計算 (h → Q)

No.	水深 h (m)	水面幅 B (m)	潤辺 S (m)	通水 断面積 A (m ²)	合成 粗度係数 N	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m ³ /s)	フルード数 Fr
1	0.500	12.000	12.236	5.500	0.0220	0.449	0.844	4.641	0.398
2	1.000	14.000	14.472	12.000	0.0233	0.829	1.197	14.365	0.413
3	1.500	16.000	16.708	19.500	0.0243	1.167	1.445	28.174	0.418
4	2.000	18.000	18.944	28.000	0.0250	1.478	1.643	46.006	0.421
5	2.500	20.000	21.180	37.500	0.0255	1.771	1.813	67.990	0.423
6	3.000	22.000	23.416	48.000	0.0260	2.050	1.965	94.317	0.425
7	3.500	24.000	25.652	59.500	0.0263	2.319	2.104	125.202	0.427
8	4.000	26.000	27.889	72.000	0.0266	2.582	2.234	160.867	0.429
9	4.500	28.000	30.125	85.500	0.0269	2.839	2.357	201.539	0.431
10	5.000	30.000	32.361	100.000	0.0271	3.090	2.474	247.442	0.433
11	5.500	32.000	34.597	120.500	0.0273	3.343	2.584	299.576	0.435
12	6.000	34.000	36.833	142.000	0.0275	3.596	2.688	358.829	0.437
13	6.500	36.000	39.069	164.500	0.0277	3.851	2.787	425.302	0.439
14	7.000	38.000	41.305	188.000	0.0279	4.107	2.881	499.115	0.441
15	7.500	40.000	43.541	212.500	0.0281	4.364	2.970	580.368	0.443
16	8.000	42.000	45.777	238.000	0.0282	4.622	3.054	669.011	0.445
17	8.500	44.000	48.013	264.500	0.0283	4.880	3.133	765.154	0.447
18	9.000	46.000	50.249	292.000	0.0284	5.140	3.208	868.907	0.449
19	9.500	48.000	52.485	320.500	0.0285	5.401	3.279	980.270	0.451
20	10.000	50.000	54.721	350.000	0.0286	5.663	3.346	1109.343	0.453

No.12 任意形管 (ELNOARのみ)

No.13 複断面レベル2 (流量入力)
ELNOAR

3. 結果リスト (流量入力)

入力流量 : 79.300 (m³/sec)

限界水深 (m)	限界水位 (m)	限界勾配	限界流速 (m/sec)
2.481	2.481	0.00920	4.273

No.	等流水位 (m)	等流水深 (m)	水路勾配	断面積 (m ²)	濡辺長 (m)	径深 (m)	粗度係数	等流流速 (m/sec)	判定	水面幅 (m)	フルード数	水位補正係数
1	4.451	4.451	0.00100	42.067	17.589	2.39159	0.03000	1.885	常流	13.902	0.34617	1.00000

等流計算 II

5 結果一覧

水路底勾配 I = 0.00100

水深 h = 4.451 (m)

平均流速 V = 1.885 (m/s)

流量 Q = 79.300 (m³/s)

水面幅 B = 13.902 (m)

通水断面積 A = 42.066 (m²)

フルード数 Fr = 0.346

限界水深 hc = 2.481 (m)

限界流速 Vc = 4.273 (m/s)

No.14 任意断面レベル2(水深入力)
ELNOAR

4. 結果リスト (水深入力)

水深分割数	入力水深 (m)	水路勾配
20	10.000	0.00100

No.	水位 (m)	水深 (m)	水深比	断面積 (m ²)	溜辺長 (m)	径深 (m)	粗度係数	流速 (m/sec)	流量 (m ³ /sec)	水面幅 (m)	フルード数	工時補正係数
1	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.00000	0.00000	0.000	0.000	0.000	0.00000	1.00000
2	0.500	0.500	0.05000	2.750	6.414	0.42874	0.08233	0.556	1.529	6.000	0.26237	1.00000
3	1.000	1.000	0.10000	6.000	7.828	0.78644	0.08378	0.784	4.704	7.000	0.27049	1.00000
4	1.500	1.500	0.15000	9.750	9.243	1.05489	0.08477	0.942	9.189	8.000	0.27272	1.00000
5	2.000	2.000	0.20000	14.000	10.657	1.31371	0.08549	1.089	14.965	9.000	0.27378	1.00000
6	2.500	2.500	0.25000	18.750	12.071	1.55330	0.08603	1.177	22.073	10.000	0.27463	1.00000
7	3.000	3.000	0.30000	24.000	13.485	1.77372	0.08645	1.274	30.574	11.000	0.27550	1.00000
8	3.500	3.500	0.35000	29.750	14.899	1.99671	0.08680	1.363	40.538	12.000	0.27645	1.00000
9	4.000	4.000	0.40000	36.000	16.314	2.20673	0.08708	1.445	52.037	13.000	0.27747	1.00000
10	4.500	4.500	0.45000	42.750	17.728	2.41145	0.08732	1.524	65.142	14.000	0.27855	1.00000
11	5.000	5.000	0.50000	50.000	19.142	2.61204	0.08752	1.599	79.927	15.000	0.27969	1.00000
12	5.500	5.500	0.55000	60.250	20.556	2.85560	0.08744	1.700	102.421	21.000	0.32059	1.00000
13	6.000	6.000	0.60000	71.000	21.971	3.12842	0.08738	1.809	128.470	22.000	0.32174	1.00000
14	6.500	6.500	0.65000	82.250	23.385	3.40788	0.08736	1.917	157.860	23.000	0.32379	1.00000
15	7.000	7.000	0.70000	94.000	24.799	3.68743	0.08736	2.020	189.907	24.000	0.32609	1.00000
16	7.500	7.500	0.75000	106.250	26.213	3.96456	0.08737	2.119	225.196	25.000	0.32842	1.00000
17	8.000	8.000	0.80000	119.000	27.627	4.23821	0.08740	2.215	263.536	26.000	0.33067	1.00000
18	8.500	8.500	0.85000	132.250	29.042	4.50798	0.08742	2.308	304.952	27.000	0.33282	1.00000
19	9.000	9.000	0.90000	146.000	30.456	4.77371	0.08745	2.394	349.477	28.000	0.33485	1.00000
20	9.500	9.500	0.95000	160.250	31.870	5.03553	0.08749	2.478	397.145	29.000	0.33677	1.00000
21	10.000	10.000	1.00000	175.000	33.284	5.29353	0.08752	2.560	447.995	30.000	0.33858	1.00000

等流計算 II

2 等流計算 (h → Q)

No.	水深 h (m)	水面幅 B (m)	通水断面積 A (m ²)	流量 Q (m ³ /s)	平均流速 V (m/s)	フルード数 Fr
1	0.500	6.000	2.750	1.529	0.556	0.262
2	1.000	7.000	6.000	4.704	0.784	0.270
3	1.500	8.000	9.750	9.189	0.942	0.273
4	2.000	9.000	14.000	14.965	1.089	0.274
5	2.500	10.000	18.750	22.073	1.177	0.275
6	3.000	11.000	24.000	30.574	1.274	0.276
7	3.500	12.000	29.750	40.538	1.363	0.276
8	4.000	13.000	36.000	52.037	1.445	0.277
9	4.500	14.000	42.750	65.142	1.524	0.279
10	5.000	15.000	50.000	79.927	1.599	0.280
11	5.500	21.000	60.250	102.421	1.700	0.321
12	6.000	22.000	71.000	128.469	1.809	0.322
13	6.500	23.000	82.250	157.860	1.917	0.324
14	7.000	24.000	94.000	189.907	2.020	0.326
15	7.500	25.000	106.250	225.195	2.119	0.328
16	8.000	26.000	119.000	263.536	2.215	0.331
17	8.500	27.000	132.250	304.952	2.308	0.333
18	9.000	28.000	146.000	349.477	2.394	0.335
19	9.500	29.000	160.250	397.145	2.478	0.337
20	10.000	30.000	175.000	447.995	2.560	0.339

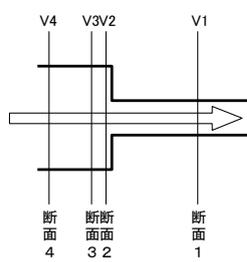
不等流計算システムについて

計算手法・入力方法の違い

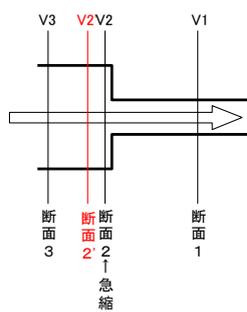
計算結果に相違点はありません。
※詳細は別紙

<例>急縮の場合

ELNOAR



SUCCESS(不等流計算Ⅱ)



機能の違い

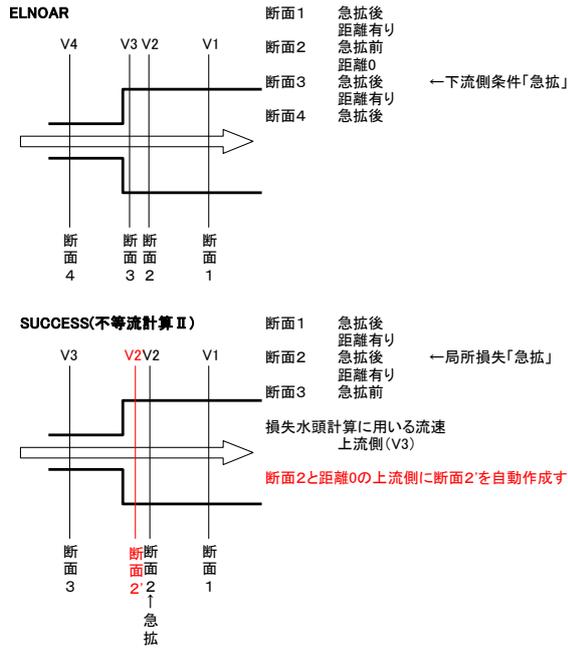
○・・・機能有り
×・・・機能無し
△・・・制限付き

機能	ELNOAR	不等流計算Ⅱ	備考
データロガー機能(ファイルからデータ読み)	○	×	
土砂混入率の考慮	×	○	
湾曲部の水面形の考慮	×	○	
余裕高の計算	×	○	
樹木群の考慮	○	×	レベル3断面
河川縦断面	○	○	
河川横断面	×	○	

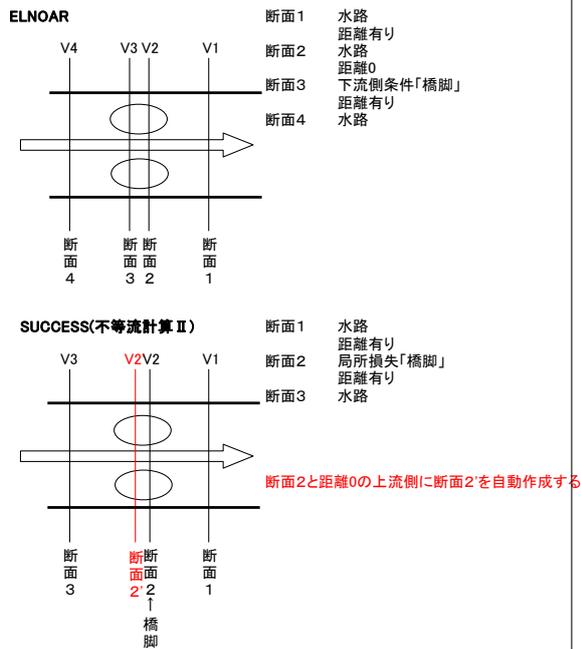
損失種類について

急拡	○	○	
急縮	○	○	
漸拡	○	○	
漸縮	×	○	
堰	○	×	パラメータが多いので「任意の損失」では対応不可
水門	○	×	パラメータが多いので「任意の損失」では対応不可
段落ち	○	○	ELNOARは損失係数、不等流計算Ⅱは段落ち高を入力する
段上げ	×	○	
合流	○	○	ELNOARは本・支流の設定が必須
分流	×	○	
橋脚	○	○	
オリフィス1	○	×	
オリフィス2	○	×	
流入	×	○	
流出	×	○	
スクリーン	×	○	
屈折	○	○	
曲がり	○	△	「任意の損失」で可能
任意の損失	×	○	損失係数と流速選択による

<例>急拡の場合



<例>橋脚の場合



不等流計算の詳細結果です。

結果リスト
ELNOAR

3. 結果リスト

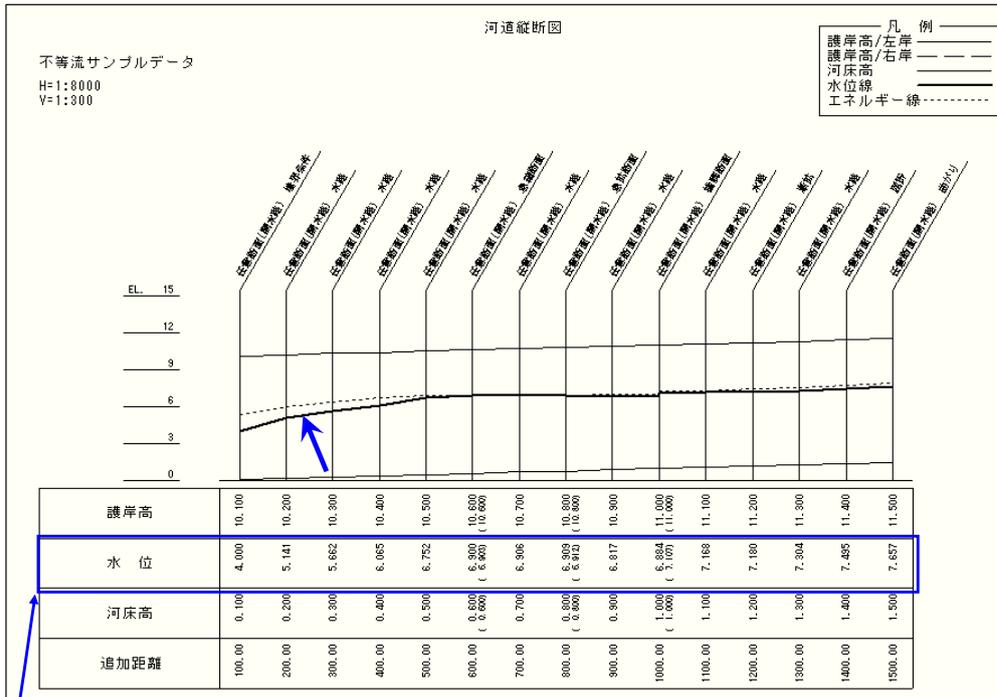
No.	追加距離 (m)	河床高 (m)	流量 (m³/sec)	断面積 (m²)	流速 (m/sec)	水面幅 (m)	径深 (m)	粗度係数	工物 ⁺ 補正係数	工物 ⁻ 補正係数	水位 (m)	水深 (m)	限界水深 (m)	フルード数
1	100.000	0.100	200.000	39.000	5.128	10.000	2.19101	0.03000	1.00000	5.342	4.000	3.900	3.443	0.32951
2	200.000	0.200	200.000	49.408	4.048	10.000	2.48507	0.03000	1.00000	5.977	5.141	4.941	3.443	0.58176
3	300.000	0.300	200.000	59.823	3.730	10.000	2.58740	0.03000	1.00000	6.372	5.682	5.362	3.443	0.51451
4	400.000	0.400	200.000	66.648	3.531	10.000	2.65684	0.03000	1.00000	6.701	6.065	5.665	3.443	0.47385
5	500.000	0.500	100.000	62.522	1.599	10.000	2.77822	0.03000	1.00000	6.883	6.752	6.252	2.169	0.20433
6	600.000	0.600	100.000	188.390	0.529	30.000	4.43646	0.03000	1.00000	6.914	6.900	6.300	1.043	0.06734
7	600.000	0.600	100.000	189.076	0.529	30.000	4.43788	0.03000	1.00000	6.917	6.903	6.303	1.043	0.06730
8	700.000	0.700	100.000	196.169	0.537	30.000	4.39361	0.03000	1.00000	6.920	6.906	6.206	1.043	0.06893
9	800.000	0.800	100.000	193.265	0.546	30.000	4.34096	0.03000	1.00000	6.924	6.909	6.109	1.043	0.07052
10	800.000	0.800	100.000	193.357	0.545	30.000	4.34250	0.03000	1.00000	6.927	6.912	6.112	1.043	0.07047
11	900.000	0.900	100.000	59.173	1.630	10.000	2.71005	0.03000	1.00000	6.963	6.817	5.917	2.169	0.22192
12	1000.000	1.000	100.000	58.842	1.639	10.000	2.70308	0.03000	1.00000	7.032	6.884	5.884	2.169	0.22330
13	1000.000	1.000	100.000	61.070	1.637	10.000	2.74917	0.03000	1.00000	7.244	7.107	6.107	2.169	0.21166
14	1100.000	1.100	100.000	60.694	1.648	10.000	2.74132	0.03000	1.00000	7.307	7.169	6.068	2.169	0.21363
15	1200.000	1.200	100.000	47.842	2.030	8.000	2.39883	0.03000	1.00000	7.403	7.180	5.980	2.517	0.27304
16	1300.000	1.300	100.000	48.032	2.082	8.000	2.40063	0.03000	1.00000	7.525	7.304	6.004	2.517	0.27142
17	1400.000	1.400	100.000	48.760	2.051	8.000	2.41505	0.03000	1.00000	7.710	7.495	6.095	2.517	0.26536
18	1500.000	1.500	100.000	49.257	2.030	8.000	2.42475	0.03000	1.00000	7.867	7.657	6.157	2.517	0.26136

不等流計算Ⅱ

2-2 不等流概略結果

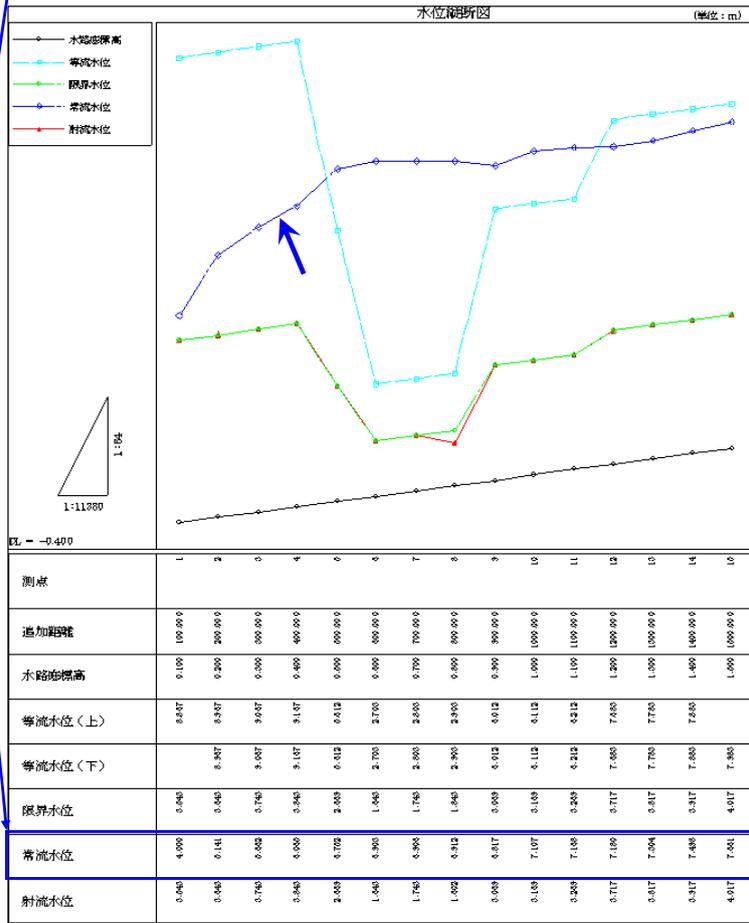
No.	測点	追加距離 AL (m)	水路底 標高 Z (m)	流量 Q (m³/s)	限界 水深 hc (m)	常流 水深 h (m)	射流 水深 h (m)	限界水位 hc+Z (m)	常流水位 h+Z (m)	射流水位 h+Z (m)	常流 粗度 係数 N	射流 粗度 係数 N	常流 流速 V (m/s)	射流 流速 V (m/s)	常流 径深 R (m)	射流 径深 R (m)	常流 フルード 数 Fr	射流 フルード 数 Fr
1	1	100.000	0.100	200.000	3.443	3.900	3.443	3.543	4.000	3.543	0.030	0.030	5.128	5.809	2.191	2.039	0.330	1.000
2	2	200.000	0.200	200.000	3.443	4.941	3.443	3.643	5.141	3.643	0.030	0.030	4.048	5.809	2.485	2.039	0.582	1.000
3	3	300.000	0.300	200.000	3.443	5.982	3.443	3.743	5.682	3.743	0.030	0.030	3.730	5.809	2.587	2.039	0.515	1.000
4	4	400.000	0.400	200.000	3.443	5.665	3.443	3.843	6.065	3.843	0.030	0.030	3.531	5.809	2.656	2.039	0.474	1.000
5	5	500.000	0.500	100.000	2.169	6.252	2.169	2.669	6.752	2.669	0.030	0.030	1.599	4.810	2.778	1.513	0.204	1.000
6	6	600.000	0.600	100.000	1.043	6.303	1.043	1.643	6.903	1.643	0.030	0.030	0.529	3.197	4.438	0.975	0.067	1.000
7	7	700.000	0.700	100.000	1.043	6.206	1.043	1.743	6.906	1.743	0.030	0.030	0.537	3.197	4.390	0.975	0.069	1.000
8	8	800.000	0.800	100.000	1.043	6.112	0.802	1.843	6.912	1.802	0.030	0.030	0.545	4.157	4.342	0.761	0.070	1.483
9	9	900.000	0.900	100.000	2.169	5.917	2.169	3.069	6.817	3.069	0.030	0.030	1.630	4.610	2.710	1.513	0.222	1.000
10	10	1000.000	1.000	100.000	2.169	6.107	2.169	3.169	7.107	3.169	0.030	0.030	1.637	4.610	2.749	1.513	0.212	1.000
11	11	1100.000	1.100	100.000	2.169	6.068	2.169	3.269	7.168	3.269	0.030	0.030	1.643	4.610	2.741	1.513	0.214	1.000
12	12	1200.000	1.200	100.000	2.517	5.980	2.517	3.717	7.180	3.717	0.030	0.030	2.030	4.966	2.397	1.545	0.273	1.000
13	13	1300.000	1.300	100.000	2.517	6.004	2.517	3.817	7.304	3.817	0.030	0.030	2.082	4.966	2.401	1.545	0.271	1.000
14	14	1400.000	1.400	100.000	2.517	6.098	2.517	3.917	7.498	3.917	0.030	0.030	2.050	4.966	2.416	1.545	0.265	1.000
15	15	1500.000	1.500	100.000	2.517	6.161	2.517	4.017	7.661	4.017	0.030	0.030	2.029	4.966	2.425	1.545	0.261	1.000

縦断面
ELNOAR

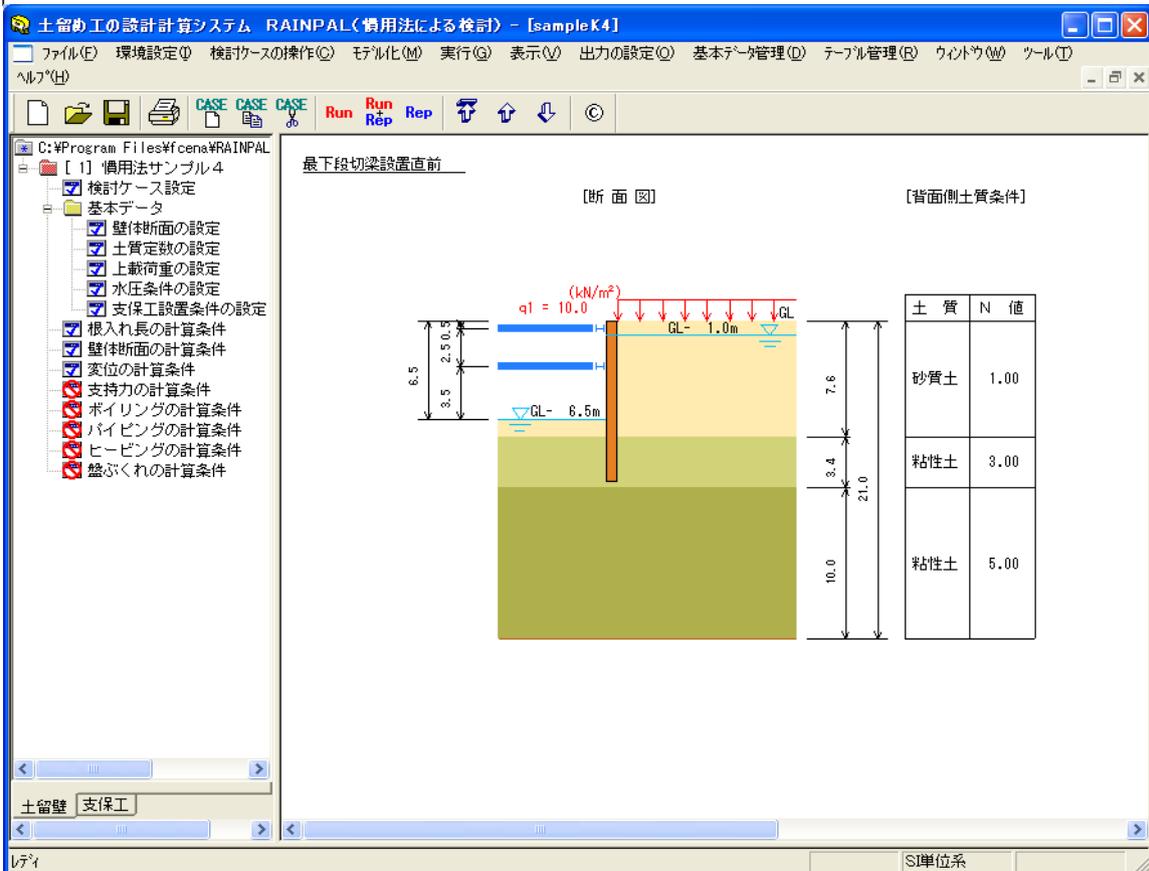
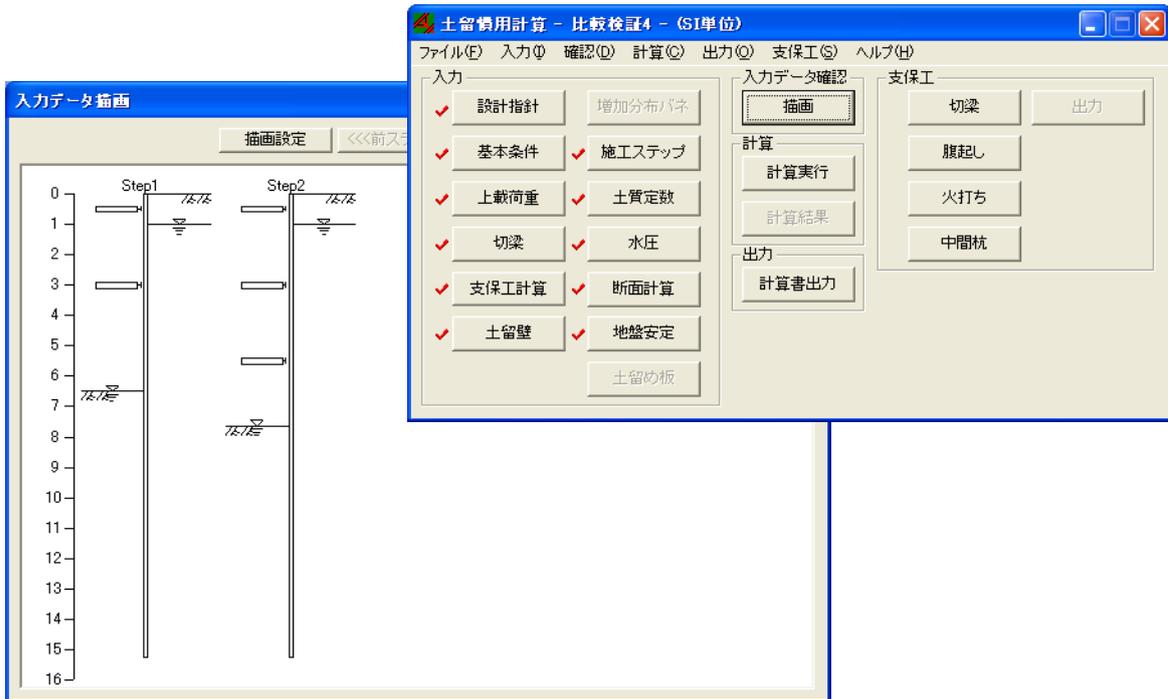


水位線として、
常流水位
のみを出す。

不等流計算Ⅱ



水位線として、
等流水位
限界水位
常流水位
射流水位
を出す。



機能比較

	機能	Rainpal	川田テクノ
対応設計基準	日本道路協会	○	○
	日本道路公団	○	○
	首都高速道路公団	○	○
	鉄道総合技術研究所	○	○
	日本下水道事業団	○	○
	土木学会	○	○
	日本建築学会	○	○
	建設省中国地方建設局「土木工事設計マニュアル」(昭和62年10月)		○
土留壁材料	鋼矢板	○	○
	鋼管矢板	○	
	地下連続壁	○	○
	ソイルセメント壁	○	○
	親杭式土留め壁	○	○
計算条件	支持力から定まる根入れ長の計算	○	
	壁体断面の計算	○	○
	変位の計算	○	○
	ボーリングの検討	○	○
	パイピングの検討	○	
	ヒーピングの検討	○	○
	盤ぶくれの検討	○	○
上載荷重	等分布荷重	○	○
	部分分布荷重	○	
	列車荷重	○	
	重機荷重	○	
	覆工荷重	○	
		○	
水圧	三角形分布	○	○
	四角形分布	○	○
	動水勾配を考慮		○
	任意形水圧		○
支保工計算	切梁	○	○
	腹起し	○	○
	火打ち	○	○
	中間杭	○	○
	アンカー	○	○
	アンカーの内的安定計算	○	
	タイロッド	○	
施工ステップ	掘削	○	○
	プレロード		○
	盛り替え	○	○
	埋戻し	○	○
土層種類	粘性土	○	○
	砂質土	○	○
	空域	○	○
	水域	○	○

Sample1

設計基準 日本道路協会
 工事概要 鋼矢板仮設構造物の設計例
 3段切梁撤去時に盛替え梁を設置
 地下水位: GL-1.0m

結果が一致

2. 土留壁のまとめ

2.1 設計根入れ長

種別 CASE	タイトル	設計根入れ長 (m)	土留壁全長 (m)
1	自立時	6.324	8.824
2	最下段切梁設置直前	5.816	12.116
3	掘削完了時	6.182	13.182

ゆえに 土留壁全長は 13.182 (m) によって 13.200 (m) とする。

2.2 土留壁断面簡置

(1) 最大断面力

種別 CASE	タイトル	曲げモーメント (kN.m/a)	せん断力 (kN/a)
1	自立時	12.05	
2	最下段切梁設置直前	125.14	115.40
3	掘削完了時	73.81	89.53
4	最下段切梁撤去時	51.98	84.17

最大曲げモーメント $M_{max} = 125.14$ (kN.m/a) 最下段切梁設置直前
 最大せん断力 $S_{max} = 115.40$ (kN/a) 最下段切梁設置直前

(2) 断面の決定

設計断面サイズ [YSP-III]
 断面係数 $Z : 1310.0$ (cm³/a)
 全断面積 $A : 191.0$ (cm²/a)
 断面二次モーメント $I_x : 16400$ (cm⁴/a)
 断面係数の剛性率 $\alpha_2 : 0.60$

曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z \cdot \alpha} = 158.21 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{sa} = 270.00 \text{ N/mm}^2 \text{ (0.K)}$$

2.3 たわみ

(1) 掘削完了時の最大変位 $\delta = 10.189 \text{ cm} \leq \delta_a = 30.000 \text{ cm}$ (0.K)

(2) 自立時の壁体傾動変位 $\delta = 0.891 \text{ cm} \leq \delta_a = 30.000 \text{ cm}$ (0.K)

2.4 支保工反力

種別 CASE	タイトル	切梁 (kN/a)						
		1段切梁	2段切梁	3段切梁	4段切梁	5段切梁	6段切梁	7段切梁
1	最下段切梁設置直前	129.8	146.8					
2	掘削完了時	128.4	80.0	102.5				
3	最下段切梁撤去時	128.4	86.2					
	最大反力	129.8	146.8	102.5				

種別 CASE	タイトル	盛替え梁 (kN/a)						
		1段盛替え梁	2段盛替え梁	3段盛替え梁	4段盛替え梁	5段盛替え梁	6段盛替え梁	7段盛替え梁
1	最下段切梁撤去時	86.4						
	最大反力	86.4						

7 安定計算一覧表

施工ステップ	掘削深 (m)	つり合いの深さ (m)	仮想支持点 (m)	必要根入れ長 (m)
1	自立時	2.50		6.33 (GL- 8.83)
2	最下段切梁設置直前	6.50	4.60 (GL- 11.18)	5.82 (GL- 12.12)
3	掘削完了時	7.00	5.15 (GL- 12.15)	6.18 (GL- 13.18)

土留の壁全長 = 13.50 m

8 断面計算一覧表

施工ステップ	掘削深 (m)	Mmax (kN.m)	Smax (kN)	応力度 σ (N/mm ²)	せん断 τ (N/mm ²)	変位 δ (mm)
1	自立時	2.50	12.05	11.25	15.3	8.91
2	最下段切梁設置直前	6.50	125.13	115.40	159.2	
3	掘削完了時	7.00	73.82	95.54	89.9	98.93
4	1次盛替え時	7.00	51.98	84.16	66.1	

土留の壁 123

$Z = 1310$ (cm³/m)
 $I = 16400$ (cm⁴/m)
 剛性率 (1) = 60 (k)
 剛性率 (2) = 60 (k)
 $\sigma_{sa} = 270$ (N/mm²)
 δ_a (自立時) = 75.00 (mm)
 δ_a (切梁設置時) = 300.00 (mm)

9 切梁反力集計表

施工ステップ	1段目	2段目	3段目	4段目	
1	自立時	1.00	4.00	5.50	6.85
2	最下段切梁設置直前	129.8	146.7		
3	掘削完了時	128.5	80.0	102.5	
4	1次盛替え時	128.5	96.2		86.4
	M A X	129.8	146.7	102.5	86.4

切梁反力 (kN/m) 切梁設置位置 (m)

※ 支保工の設計では、慣用法では最終掘削時における切梁反力を、強固な土法においては各段の最大切梁反力を用いる。

掘削完了時

土留め壁天端での変位
 $\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$
 $= 3.66 + 4.89 + 0.34$
 $= 8.91 \leq 75.00 \text{ mm}$

ここで、

P : 側圧の合力 (kN)
 ΣM : 掘削底面回りのモーメント (kN.m)
 H : 土留壁天端から掘削底面までの深さ (m)
 h_0 : 掘削底面から各力作用点までの高さ (m)

掘削完了時

掘削完了時の変位
 $\delta_2 = P / K = 188.29 / 57.05 = 3.29 \text{ mm}$

スパン中央切込み

$$\delta_1 = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \times 50.0 \times 1.4^4}{384 \times 2.10 \times 10^4 \times 16400 \times 10^{-8} \times 0.600} = 0.00798 \text{ m} = 7.98 \text{ mm}$$

土留め壁のたわみ

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 = 7.98 + 3.29 = 11.27 \text{ mm}$$

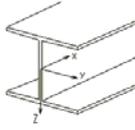
86.40 \leq 300.00 mm

4. 切梁の計算

4.1 切梁

4.1.1 1段目切梁

- (1) 設計条件
- 支保工反力 $R = 129.80 \text{ kN/a}$
 - 最大スパン $L = 4.40 \text{ m}$
 - 軸力分担幅 $b = 4.40 \text{ m}$
 - 温度差による軸力 $\Delta N = 120.00 \text{ kN}$
 - 鉛直荷重 (自重含む) $w = 5.00 \text{ kN/m}$



- (2) 使用鋼材 H-250×250×9×14 (H-250)
- 断面係数 $Z_y = 860 \text{ cm}^3$
 - 断面積 $A = 91.43 \text{ cm}^2$
 - 断面二次半径 $r_y = 10.80 \text{ cm}$
 - 圧縮フランジ幅 $b = 25.0 \text{ cm}$

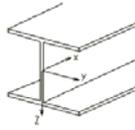
- (3) 断面力
- 曲げモーメント $M = (w \cdot L^2) / 8 = 12.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 - 軸力 $N = R \cdot b + \Delta N = 691.12 \text{ kN}$

- (4) 応力度
- 軸方向圧縮応力度 $\sigma_c = \frac{N}{A} = 75.6 \text{ N/mm}^2$
 - 曲げ圧縮応力度 $\sigma_{bcy} = \frac{M}{Z_y} = 14.1 \text{ N/mm}^2$
 - $\sigma_c + \sigma_{bc} = 89.7 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 130.2 \text{ N/mm}^2 \text{ (0.K)}$

3.1 支保工設置位置の騰起し

3.1.1 1段目騰起し

- (1) 設計条件
- 支保工反力 $R = 129.80 \text{ kN/a}$
 - 最大スパン $L = 3.000 \text{ m}$
 - 軸力分担幅 $L_z = 2.000 \text{ m}$
 - 温度差による軸力 $\Delta N = 0.00 \text{ kN}$



- (2) 使用鋼材 H-250×250×9×14 (H-250)
- 断面係数 $Z_y = 860 \text{ cm}^3$
 - 断面積 $A = 91.43 \text{ cm}^2$
 - 断面二次半径 $r_y = 10.80 \text{ cm}$
 - 断面二次半径 $r_z = 6.32 \text{ cm}$
 - ウェブ断面積 $A_w = (h - 2 \cdot t_2) \cdot t_1 = 19.980 \text{ cm}^2$
 - 圧縮フランジ幅 $b = 25.0 \text{ cm}$

- (3) 断面力
- 曲げモーメント $M = (R \cdot L^2) / 8 = 149.03 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 - 軸力 $N = R \cdot L_z + \Delta N = 259.60 \text{ kN}$
 - せん断力 $S = (R \cdot L) / 2 = 184.70 \text{ kN}$

(4) 鋼材の照査

軸力と曲げモーメントを同時に受ける部材として照査する。

- a) 応力度
- 軸方向圧縮応力度 $\sigma_c = \frac{N}{A} = 28.4 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \sigma_{ca} = 144.6 \text{ N/mm}^2 \text{ (0.K)}$
 - 曲げ圧縮応力度 $\sigma_{bcy} = \frac{M}{Z_y} = 169.6 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \sigma_{cb} = 187.3 \text{ N/mm}^2 \text{ (0.K)}$
 - せん断応力度 $\tau = \frac{S}{A_w} = 92.4 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \tau_{ca} = 120.0 \text{ N/mm}^2 \text{ (0.K)}$

11 切梁の計算 (1 段目切梁)

11-1 設計条件

- 切梁反力 $R = 129.38 \text{ kN/a}$
- 軸力分担幅 $B = 4.40 \text{ m}$
- 鉛直荷重 $P_v = 5.00 \text{ kN/m}$
- 座層長 (y軸) $l_y = 4.40 \text{ m}$
- 座層長 (z軸) $l_z = 4.40 \text{ m}$
- フランジ固定点間距離 $L_b = 4.50 \text{ m}$
- 圧縮フランジ幅 $b = 0.25 \text{ m}$
- 温度軸力 $P_t = 120.00 \text{ kN}$



11-2 使用鋼材

- 鋼材名 H-250×250 (リース)
- 断面積 $A = 91.43 \text{ cm}^2$
- 断面係数 $Z_y = 860.00 \text{ cm}^3$
- 断面係数 $Z_z = 229.00 \text{ cm}^3$
- 断面二次半径 $r_y = 10.80 \text{ cm}$
- 断面二次半径 $r_z = 6.32 \text{ cm}$

11-3 断面力

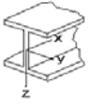
- 軸力 $N = R \cdot B + P_t = 129.38 \times 4.40 + 120.00 = 684.06 \text{ kN}$
- 曲げモーメント (Y軸) $M_y = \frac{1}{8} \times P_v \cdot l_y^2 = \frac{1}{8} \times 5.00 \cdot (4.40)^2 = 12.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- 曲げモーメント (Z軸) $M_z = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (水平力=0)

11-4 応力度

- 圧縮応力度 $\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{684.06 \times 10^3}{91.43 \times 10^2} = 74.9 \leq 146.5 \text{ N/mm}^2$
- 曲げ応力度 (Y軸) $\sigma_{bcy} = \frac{M_y}{Z_y} = \frac{12.10 \times 10^6}{860.00 \times 10^3} = 14.1 \leq 181.4 \text{ N/mm}^2$
- 曲げ応力度 (Z軸) $\sigma_{bcz} = \frac{M_z}{Z_z} = \frac{0.00 \times 10^6}{229.00 \times 10^3} = 0.0 \text{ N/mm}^2$
- 合成応力度 $\sigma_c + \sigma_{bcy} + \sigma_{bcz} = 74.9 + 14.1 + 0.0 = 89.0 \leq 210.0 \text{ N/mm}^2$

15-2 使用鋼材

- 鋼材名 H-250×250 (リース)
- 断面積 $A = 91.43 \text{ cm}^2$
- 断面係数 $Z_y = 860.00 \text{ cm}^3$
- 断面係数 $Z_z = 229.00 \text{ cm}^3$
- 断面二次半径 $r_y = 10.80 \text{ cm}$
- 断面二次半径 $r_z = 6.32 \text{ cm}$



15-3 断面力

断面力は単純梁に切梁反力を等分布荷重として眺みさせて算出する

- 軸力 $N = R \cdot B + P_t = 129.38 \times 2.00 + 0.00 = 258.75 \text{ kN}$
- 曲げモーメント (Y軸) $M_y = \frac{1}{8} \times R \cdot L^2 = \frac{1}{8} \times 129.38 \cdot (3.00)^2 = 144.42 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- 曲げモーメント (Z軸) $M_z = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (鉛直力=0)
- せん断力 $S = \frac{1}{2} \times R \cdot L = \frac{1}{2} \times 129.38 \cdot 3.00 = 192.56 \text{ kN}$

15-4 応力度

- 圧縮応力度 $\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{258.75 \times 10^3}{91.43 \times 10^2} = 28.1 \leq 173.8 \text{ N/mm}^2$
 - 曲げ応力度 (Y軸) $\sigma_{bcy} = \frac{M_y}{Z_y} = \frac{144.42 \times 10^6}{860.00 \times 10^3} = 167.9 \leq 187.3 \text{ N/mm}^2$
 - 曲げ応力度 (Z軸) $\sigma_{bcz} = \frac{M_z}{Z_z} = \frac{0.00 \times 10^6}{229.00 \times 10^3} = 0.0 \text{ N/mm}^2$
 - 合成応力度 $\sigma_c + \sigma_{bcy} + \sigma_{bcz} = 28.1 + 167.9 + 0.0 = 196.0 \leq 210.0 \text{ N/mm}^2$
 - せん断応力度 $\tau = \frac{S}{A_w} = \frac{192.56 \times 10^3}{19.98 \times 10^2} = 96.4 \leq 120.0 \text{ N/mm}^2$
- 但し、 $\sigma_{bcy}, \sigma_{bcz}$ は Y軸および Z軸まわりの曲げ圧縮応力度とする。

Sample2

設計基準 日本道路協会
 工事概要 切梁式親杭式土留壁の設計例
 土留杭間隔 1.5m

結果が一部異なる

2. 土留壁のまとめ

2.1 設計根入れ長

検討 CASE	タイトル	設計根入れ長 (m)	土留壁全長 (m)
1	最下段切梁設置直前	2.037	13.637
2	掘削完了時	1.500	14.100

$\Delta M = M_p - M_a = 134.57 - 134.55 = 0.02 > 0$

掘削深さ H = 12.800 m
 Ma = Mpとなるつり合い深さ Z = 0.759 m
 根入れ長 D = Z × 1.2 = 0.911 m
 最小根入れ長 = 1.500 m

2.2 土留壁断面照査

(1) 最大断面力

検討 CASE	タイトル	曲げモーメント (kN・m/本)	せん断力 (kN/本)
1	最下段切梁設置直前	109.12	89.07
2	掘削完了時	40.83	80.53

最大曲げモーメント $M_{max} = 109.12$ (kN・m/本) 最下段切梁設置直前
 最大せん断力 $S_{max} = 89.07$ (kN/本) 最下段切梁設置直前

(2) 断面の決定
 設計断面サイズ H=2E0×25)×0.4×14.4) ; H=2E0 ; (F) (3) (1) (2)

断面係数 Z = 860.0 (cm³/本)
 ウェブ断面積 Aw = 70.0 (cm²/本)
 全断面積 A = 81.4 (cm²/本)
 断面二次モーメント Ix = 10730 (cm⁴/本)

ゆげ応力度 $\sigma_b = \frac{M_{max}}{Z} = 126.88$ N/mm² ≤ $\sigma_{bs} = 270.0$ N/mm² (0.4)

せん断応力度 $\tau = \frac{S_{max}}{A_w} = 45.08$ N/mm² ≤ $\tau_{cs} = 120.0$ N/mm² (0.4)

2.4 支保工反力

切梁 (1本当たり) 親杭ピッチ: 1.500 m (kN/本)

検討 CASE	タイトル	1段切梁	2段切梁	3段切梁	4段切梁	5段切梁	6段切梁	7段切梁
1	最下段切梁設置直前	259.2	119.0	163.1				
2	掘削完了時	263.4	121.2	121.2	89.8			
	最大反力	263.4	121.2	163.1	89.8			

切梁 (単位m当たり) (kN/m)

検討 CASE	タイトル	1段切梁	2段切梁	3段切梁	4段切梁	5段切梁	6段切梁	7段切梁
1	最下段切梁設置直前	172.8	79.3	108.7				
2	掘削完了時	175.6	80.8	80.8	59.8			
	最大反力	175.6	80.8	108.7	59.8			

7 安定計算一覧表

施工ステップ	掘削深 (m)	つり合い深さ (m)	傾倒率 (mm)	必要根入れ長 (m)	
1	最下段切梁設置直前	11.60	1.73(12.13.30)	0.34(12.12.54)	2.74(12.12.54)
2	掘削完了時	12.60	3.73(12.13.36)	0.73(12.13.55)	0.21(12.13.17)

二留の壁全長 = 4.10 m

8 断面計算一覧表

施工ステップ	掘削深 (m)	Mmax (kN・m/本)	Smax (kN/本)	ゆげ応力 (N/mm ²)	せん断力 (N/mm ²)	変位 (mm)
1	最下段切梁設置直前	11.60	109.15	89.0	126.8	49.1
2	掘削完了時	12.60	35.34	57.0	51.2	28.3

二留の壁 --25)×250(リース)
 Z = 708 (cm³/本)
 A = 850 (cm²/本)
 Aw = 79.2 (cm²/本)
 Ixsa = 210 (cm⁴/本)
 Ixsa = 120 (cm⁴/本)
 0.2(自立時) = 0.0 (mm)
 0.2(梁設置直前) = 30.0 (mm)

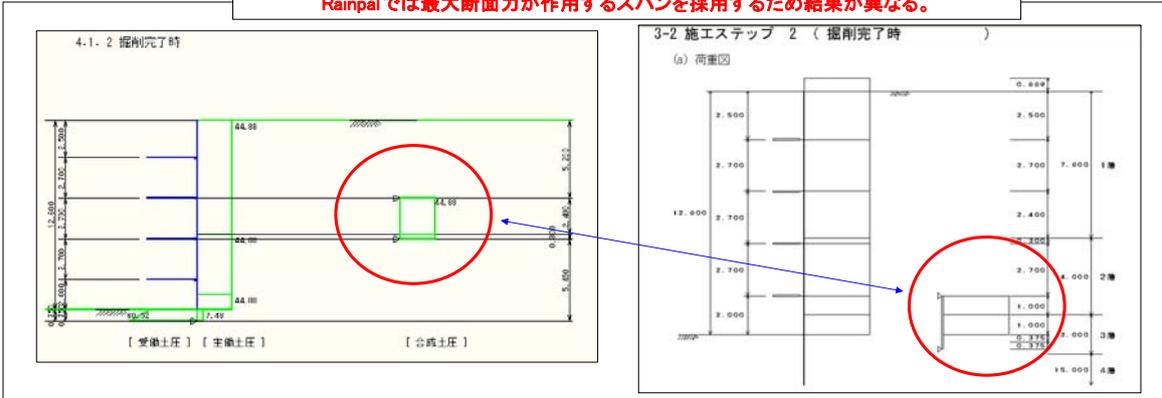
9 切梁反力集計表

施工ステップ	1段目 (2.50)	2段目 (3.2)	3段目 (1.6)	4段目 (0.3)		
1	最下段切梁設置直前	172.8	79.3	108.7	108.7	59.8
2	掘削完了時	175.6	80.8	80.8	59.8	
	MAX	175.6	80.8	108.7	59.8	

切梁反力 (kN) 切梁設置位置 (m)

※ 支保工の設計では、費用法では掘削開始時における切梁反力を、移動法においては各段の最大切梁反力を用いる。

Rainpalでは最大断面力が作用するスパンを採用するため結果が異なる。



Sample3

設計基準 日本道路協会
 工事概要 一重橋切りの設計例
 対象構造物 橋脚フーチング
 施工場所 河川の中

結果が一致

2. 土留壁のまとめ

2.1 設計根入れ長

検討 CASE	タイトル	設計根入れ長 (m)	土留壁全長 (m)
1	自立時	4.700	0.700
2	第2段切梁設置直前	3.120	9.620
3	掘削完了時	2.732	11.632

ゆえに 土留壁全長は 11.632 (m) によって 11.700 (m) とする。

2.2 土留壁断面照査

(1) 最大断面力

検討 CASE	タイトル	曲げモーメント (kN.m/m)	せん断力 (kN/m)
1	自立時	79.87	
2	第2段切梁設置直前	216.24	103.33
3	掘削完了時	222.39	180.36
4	最下段切梁撤去時	208.98	182.85

最大曲げモーメント $M_{max} = 222.39$ (kN.m/m) 掘削完了時
 最大せん断力 $S_{max} = 182.85$ (kN/m) 最下段切梁撤去時

(2) 断面の決定
 設計断面サイズ [YSP-IV]
 断面係数 $Z : 2060.0$ (cm³/m)
 全断面積 $A : 242.5$ (cm²/m)
 断面二次モーメント $I_x : 31900$ (cm⁴/m)
 断面係数の剛性率 $\alpha_2 : 0.60$

曲げ応力度
 $\sigma_b = \frac{M_{max}}{Z \cdot \alpha} = 179.93$ N/mm² $\leq \sigma_{bs} = 270.00$ N/mm² (0.K)

2.4 支保工反力

検討 CASE	タイトル	1段切梁	2段切梁	3段切梁	4段切梁	5段切梁	6段切梁	7段切梁
1	第2段切梁設置直前	189.5						
2	掘削完了時	132.5	300.2					
3	最下段切梁撤去時	200.8						
	最大反力	200.8	300.2					

(a) モーメントのつり合いによる根入れ長
 モーメントのつり合い深さに安全率 (1.20) を乗じた値とする。

施工名称	掘削深さ m	つり合い深さ m	根入れ長 m	矢板全長 m
2次掘削時	6.500	2.607	3.120	9.620
最終掘削時	8.900	2.276	2.732	11.632

8 断面計算一覧表

施工ステップ	掘削深 (m)	M _{max} (kN-m)	S _{max} (kN)	応力度 σ (N/mm ²)	せん断 τ (N/mm ²)	変位 δ (mm)
1 自立時	4.00	120.88	50.00	97.6	---	72.40
2 2次掘削時	6.50	216.24	103.32	174.9	---	---
3 最終掘削時	8.90	222.49	180.39	180.0	---	86.51

土留め壁 123
 $Z = 2060$ (cm³/m)
 $I = 31900$ (cm⁴/m)
 剛性率 (I) = 60 (kg)
 剛性率 (Z) = 60 (kg)
 $\sigma_{sa} = 270$ (N/mm²)
 δ_a (自立時) = 120.00 (mm)
 δ_a (切梁設置時) = 300.00 (mm)

9 切梁反力集計表

施工ステップ	1段目	2段目
1 自立時		
2 2次掘削時	189.5	
3 最終掘削時	132.5	300.2
4 最下段切梁撤去時	0.0	
	M A X	189.5 300.2

切梁反力 (kN/m) 切梁設置位置 (m)

※ 支保工の設計では、慣用法では最終掘削時における切梁反力を、検証手法においては各段の最大切梁反力を用いる。

Sample4

設計基準 日本道路協会
 工事概要 鋼矢板設構造物の設計例
 対象構造物 橋脚フーチング
 地下水位 G. L. -0.976m

結果が一致

2. 土留壁のまとめ

2.1 設計根入れ長

検討 CASE	タイトル	設計根入れ長 (m)	土留壁全長 (m)
1	最下段切梁設置直前	7.162	13.662
2	掘削完了時	8.181	15.815

ゆえに 土留壁全長は 15.815 (m) よって 15.900 (m) とする。

2.2 土留壁断面照査

(1) 最大断面力

検討 CASE	タイトル	曲げモーメント (kN・m/m)	せん断力 (kN/m)
1	最下段切梁設置直前	223.84	145.41
2	掘削完了時	182.59	149.49

最大曲げモーメント $M_{max} = 223.84$ (kN・m/m) 最下段切梁設置直前
 最大せん断力 $S_{max} = 149.49$ (kN/m) 掘削完了時

(2) 断面の決定
 設計断面サイズ [VSP-IV]

断面係数 $Z : 2080.0$ (cm³/m)
 全断面積 $A : 242.5$ (cm²/m)
 断面二次モーメント $I_x : 31900$ (cm⁴/m)
 断面係数の剛性率 $\alpha_z : 0.60$

曲げ応力度
 $\sigma_s = \frac{M_{max}}{Z \cdot \alpha} = 101.10$ N/mm² $\leq \sigma_{bs} = 270.00$ N/mm² (0.K)

2.3 交差工反力

切梁 (kN/m)

検討 CASE	タイトル	1段切梁	2段切梁	3段切梁	4段切梁	5段切梁	6段切梁	7段切梁
1	最下段切梁設置直前	11.9	132.2					
2	掘削完了時	19.8	122.9	154.3				
	最大反力	11.9	132.2	154.3				

6 安定計算一覧表

施工ステップ	掘削深 (m)	つり合い深さ (m)	仮想支持点 (m)	必要根入れ長 (m)
1	最下段切梁設置直前	6.50	6.21(G.L. - 12.71)	7.45(G.L. - 9.95)
2	掘削完了時	7.63	6.87(G.L. - 14.50)	8.24(G.L. - 15.88)

土留の壁全長 = 16.00 m

7 断面計算一覧表

施工ステップ	掘削深 (m)	Mmax (kN・m)	Smax (kN)	応力度 σ (N/mm ²)	せん断 τ (N/mm ²)	変位 δ (mm)
1	最下段切梁設置直前	226.70	145.91	103.4	—	—
2	掘削完了時	182.94	149.08	101.3	—	119.28

土留の壁 123
 $Z = 2080$ (cm³/m)
 $I = 31900$ (cm⁴/m)
 剛性率(1) = 60 (K)
 剛性率(2) = 60 (K)
 $\sigma_{sa} = 270$ (N/mm²)
 δ_a (自立時) = 0.00 (mm)
 δ_a (切梁設置時) = 300.00 (mm)

8 切梁反力集計表

施工ステップ	1段目	2段目	3段目
1	81.2	181.0	181.0
2	88.1	122.2	153.7
MAX			
	81.2	181.0	153.7

切梁反力 (kN/m) 切梁設置位置 (m)

※ 支保工の設計では、慣用法では最終掘削時における切梁反力を、弾塑性法においては各段の最大切梁反力を用いる。

番号	FIP RAINPAL	川田 土留弾塑性解析(土木)	備考	
1	土木学会	トンネル標準示方書(開削編)・同解	●	
2	首都高速道路公団	仮設構造物設計基準	●	
3	日本道路協会	共同溝設計指針	●	
4	日本道路協会	道路土工(仮設構造物工)指針	●	
5	日本建築学会	山留め設計施工指針	×	
6	帝都高速交通営団	土留工設計指針(案)	×	
指針・基準	建設省土木研究所	「土木研究所資料 掘削土留め工設計指針(案)」(昭和57年3月)	●	
	日本下水道事業団	「設計基準(案)土留設計編」(平成4年4月)	×	
	社団法人日本鉄道技術協会	「深い掘削土留工設計法」	×	
	首都高速道路厚生会	「仮設構造物設計基準」(平成2年10月)	×	
	鉄道総合技術研究所	「鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル」(平成13年3月)	×	
	7	鋼矢板	設定	●
	8	鋼管矢板	鋼管矢板テーブル	●
9	鋼管矢板	設定	×	
10	鋼管矢板	鋼管矢板テーブル	×	
11	地下連続壁	設定	×	
12	地下連続壁	深度方向の断面変化	×	
13	地下連続壁	形状効果ハネ	円形	
14	地下連続壁	形状効果ハネ	矩形	
15	地下連続壁	予測計算ひび割れ考慮	×	
16	土留め壁	設定	●	
17	土留め壁	ソイルセメント芯材テーブル	●	
18	土留め壁	ソイルセメント耐力検討	●	
19	土留め壁	設定	●	
20	土留め壁	土留杭H鋼材テーブル	●	
21	土留め壁	根固め幅考慮	×	
22	土留め壁	側圧抵抗考慮	●	
23	土留め壁	止水性考慮	×	
24	土留め壁	埋め戻し時水位設定	最終掘削底面固定	
25	土留め壁	埋め戻し時水位設定	掘削底面	
26	土留め壁	設定	●	
27	土留め壁	深度方向の断面変化	●	
28	土留め壁	形状効果ハネ	円形	
29	土留め壁	形状効果ハネ	矩形	
30	支保工	設定	●	
31	支保工	切梁	●	
32	支保工	材料テーブル	●	
33	支保工	フルロード考慮	●	
34	支保工	RC梁(逆巻)	●	
35	支保工	設定	×	
36	支保工	アンカー	●	
37	支保工	材料テーブル	●	
38	支保工	初期張力考慮	●	
39	支保工	アンカー一体考慮	×	
40	支保工	タイロッド	●	
41	支保工	材料テーブル	×	
42	支保工	自動計算	●	
43	支保工	支保工ばね	●	
44	支保工	直接入力	●	
45	支保工	設置	●	
46	支保工	施工ステップごと設置	●	
47	支保工	盛り替え・撤去可能	●	
48	支保工	構築壁	●	
49	支保工	設置と撤去	×	
50	土質	設定	●	
51	土質	砂質土	●	
52	土質	粘性土	●	
53	土質	水質	×	
54	土質	空域	×	
55	土質	粘着力増分	●	
56	土質	被圧地下水	●	
57	土質	壁面摩擦角	●	
58	土質	定義方法	直接入力	
59	土質	定義方法	背面側と掘削側を別定義可能	
60	土質	定義方法	施工ステップごと別定義可能	
61	土質	基準に準拠	●	
62	土質	土木学会	トンネル標準示方書(開削編)・同解	
63	土質	首都高速道路公団	仮設構造物設計基準	
64	土質	日本道路協会	共同溝設計指針	
65	土質	日本道路協会	道路土工(仮設構造物工)指針	
66	土質	帝都高速交通営団	土留工設計指針(案)	
67	土質	ランキン・レザール	●	
68	土質	先端建設技術センター	大深度土留め設計・施工指針	
69	土質	建設省土木研究所	土留工設計指針(案)	
70	土質	建設省土木研究所	土留工設計指針(案)	
71	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
72	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
73	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
74	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
75	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
76	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
77	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
78	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
79	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
80	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
81	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
82	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
83	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
84	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
85	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
86	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
87	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
88	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
89	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
90	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
91	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
92	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
93	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
94	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
95	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
96	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
97	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
98	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
99	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
100	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
101	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
102	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
103	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
104	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
105	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
106	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
107	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
108	土質	土留工設計指針(案)	土留工設計指針(案)	
109	出力	報告書	印刷	
110	出力	報告書	DXFファイル	
111	出力	報告書	XMLファイル	
112	出力	報告書	WORDファイル	

土留め弾塑性計算 結果比較

検証データ sampleD1

最大変位	ステップ	1	2	3	4	5	6	7	8
FIP	δ (mm)	17.680	16.700	24.110	30.590	35.930	40.440	43.650	44.660
	深度(m)	0.000	4.900	11.000	12.600	13.900	15.400	16.700	17.500
KTS	δ (mm)	19.668	18.267	25.245	33.257	41.098	47.901	53.157	55.156
	深度(m)	0.000	0.000	9.000	11.500	13.500	15.000	16.500	17.500

最大モーメント	ステップ	1	2	3	4	5	6	7	8
FIP	M(kN・m/m)	-120.080	101.930	238.000	365.740	489.530	633.720	773.250	793.650
	深度(m)	5.400	19.600	6.900	9.800	12.500	15.000	17.200	19.000
KTS	M(kN・m/m)	-118.487	79.148	215.409	339.504	454.430	590.819	725.770	740.050
	深度(m)	5.500	19.500	6.516	9.516	12.500	15.000	17.016	19.000

最大せん断力	ステップ	1	2	3	4	5	6	7	8
FIP	S(kN/m)	-46.160	61.940	160.070	247.060	266.280	305.780	301.320	254.530
	深度(m)	3.300	1.800	3.516	6.516	9.516	12.016	14.515	14.516
KTS	S(kN/m)	-45.321	56.926	141.909	224.687	249.796	290.080	286.273	252.276
	深度(m)	3.500	1.800	3.516	6.516	9.516	12.016	14.516	14.516

切梁反力	段目	1	2	3	4	5	6	7
FIP	最大値(kN/m)	81.10	219.53	316.79	287.75	322.20	285.09	243.02
KTS	最大値(kN/m)	76.07	179.22	282.82	273.66	316.77	267.18	236.29

●設計基準

設計基準	RASINIC1 RASINIC2	擁壁の 設計計算
道路土工「擁壁工指針」平成11年3月	○	○
道路橋示方書・同解説 平成14年3月	○	○
道路橋示方書・同解説 (IV下部構造編、V耐震設計編、Ⅲコンクリート橋 編) 平成8年3月	×	○
道路橋示方書・同解説 (IV下部構造編、V耐震設計編、Ⅲコンクリート橋 編) 平成6年3月	×	○
土木構造物標準設計第2巻「擁壁類」平成12年9月	○	×
建築基礎構造設計指針 平成5年11月	○	×
港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成11年4月	○	×
港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成19年7月	○	×
鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物 平成9年3月	○	×
設計要領第二集(橋梁・擁壁・カルバート)平成9年11	○	×

●土圧計算方法

計算方法	RASINIC1 RASINIC2	擁壁の 設計計算
クーロン土圧	○	○
試行くさび土圧	○	○

●対応形状

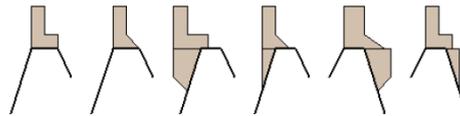
形状	RASINIC1 RASINIC2	擁壁の 設計計算
逆T型	○	○
L型	○	○
逆L型の片持ち式	○	○
重力式	○	○
もたれ式	○	○
擁壁形式	○	○
擁壁天端形状	△	○

擁壁天端形状 (RASINIC)



擁壁天端形状 (擁壁の設計計算)

・・・形状自由に設定



●上載荷重

RASINIC

(3) 規定土圧計算・土上車載荷重

①土圧計算式がクーロンの場合

以下の2パターン。(上載荷重は常時、地震時各々任意の値を入力可能。)



図1.2.1 土圧計算式がクーロンの場合の背面地盤形状

②土圧計算式が試行くさびの場合

最大10線分の任意の形状が入力可能。
(上載荷重は常時、地震時各々任意の値を入力可能。また、荷重有無は、連続的に各線分に対し設定可能)

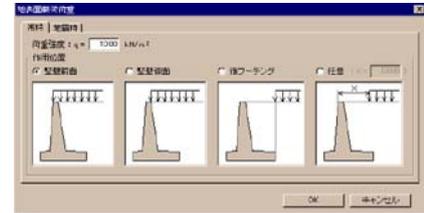


図1.2.2 土圧計算式が試行くさびの場合の背面地盤形状の例

擁壁の設計計算
くさび



クーロン



●基礎種類

基礎種類	RASINIC1 RASINIC2	擁壁の 設計計算
直接基礎	○	○
杭基礎	○	○

●杭基礎の設定

項目	RASINIC1 RASINIC2	擁壁の 設計計算
対応杭種	任意杭	鋼管杭、 PHC杭、 SC杭、 場所打ち杭、 任意杭
杭列数	≤6	30×30列
地層数	単層	10層
杭配置および補正機能	任意配置 斜杭機能	正方配置、 間引き機能、 斜杭機能

●安定計算・照査
・直接基礎

照査方法	RASINIC1 RASINIC2	擁壁の 設計計算
滑動	○	○
転倒	○	○
支持力	○	○

* 擁壁の設計計算は軽量盛土を考慮することが可能

・杭基礎

照査方法	RASINIC1 RASINIC2	擁壁の 設計計算
許容支持力	○	○
引抜き力の計算	×	○
杭反力	○	○
変位量の計算	○	○
杭の断面計算(たて壁下部と任意位置)	○	○
杭本体の断面力	×	○
杭とフーチング結合部の照査	×	○
フーチングの剛性評価	×	○

●配筋

配筋	RASINIC1 RASINIC2	擁壁の 設計計算
自動配筋	○	×
鉄筋径(D6~51)	○	○

* 擁壁の設計計算は最小鉄筋量の計算が入力時に可能です。

sample1(逆T型擁壁 直接基礎)

機能	条件1	条件2	計算結果	備考
荷重計算	自重(躯体)	鉛直力	○	
		モーメント	○	
荷重計算(常時)	土圧	すべり角	○	
		水平土圧	○	
		鉛直土圧	○	
荷重計算(地震時)	土圧	すべり角	○	
		水平土圧	○	
		鉛直土圧	○	
安定計算(常時)	照査	転倒	○	
		滑動	○	
		支持力	○	
安定計算(地震時)	照査	転倒	○	
		滑動	○	
		支持力	○	
部材の自動計算			-	RASINICのみの機能。最小鉄筋量の算出はあります。
断面計算(堅壁基部)(常時)		すべり角	○	
		曲げモーメント	○	
		せん断力	○	
断面計算(堅壁基部)(地震時)		すべり角	○	
		曲げモーメント	○	
		せん断力	○	
断面計算(堅壁中間)(常時)		すべり角	×	・RASINICは、基部と同じすべり角で曲げモーメント、せん断計算。 ・「擁壁の設計計算」は計算位置で新たにすべり角決定→曲げモーメント、せん断計算を行っているので一致しません。
		曲げモーメント	×	
		せん断力	×	
断面計算(堅壁中間)(地震時)		すべり角	×	・RASINICは、基部と同じすべり角で曲げモーメント、せん断計算。 ・「擁壁の設計計算」は計算位置で新たにすべり角決定→曲げモーメント、せん断計算を行っているので一致しません。
		曲げモーメント	×	
		せん断力	×	
断面計算(フーチング)(常時)	前フーチング	せん断力	○	
	前フーチング	せん断力	○	
	後フーチング	曲げモーメント	○	
	後フーチング	せん断力	○	
断面計算(フーチング)(地震時)	前フーチング	せん断力	○	
	前フーチング	せん断力	○	
	後フーチング	曲げモーメント	○	
	後フーチング	せん断力	○	

sample2(逆T型擁壁 杭基礎)

機能	条件1	条件2	計算結果	備考
荷重計算	自重(躯体)	鉛直力	○	
		モーメント	-	アームの原点位置が異なるため比較できません。
荷重計算(常時)	土圧	すべり角	○	
		水平土圧	○	
		鉛直土圧	○	
荷重計算(地震時)	土圧	すべり角	×	・RASINICでは、土圧合力P計算時に使用する水平方向地震力の計算時に浮力を考慮しない土塊重量を使用しているが、「擁壁の設計計算」では、浮力を考慮した土塊重量を用いているため計算が一致しません。
		水平土圧	×	
		鉛直土圧	×	
杭の計算(水位なしで計算)	常時	残留水圧	○	
		揚圧力	○	
		バネ定数	○	
		杭反力	○	
		外力	○	
	地震時	杭変位	○	
		照査	○	
		杭反力	○	
		外力	○	
		照査	○	
断面計算(堅壁基部)	常時	すべり角	○	
		曲げモーメント	○	
	地震時	せん断力	○	
		すべり角	○	
断面計算(フーチング)(常時)	前フーチング	せん断力	○	
	前フーチング	せん断力	○	
	前フーチング	応力度	○	
	後フーチング	曲げモーメント	○	
	後フーチング	せん断力	○	
	後フーチング	応力度	○	
断面計算(フーチング)(地震時)	前フーチング	せん断力	○	
	前フーチング	せん断力	○	
	前フーチング	応力度	○	
	後フーチング	曲げモーメント	○	
	後フーチング	せん断力	○	
	後フーチング	応力度	○	

(a)主働土圧合力P (kN/m) (tf/m)

A点の主働土圧合力Pを求める場合、 α を変化させて、

P_1, P_2, \dots, P_n を求め、その最大値が求めるPである。(本システムでは、0.1度刻みで α を変化させています)

$$P = \frac{H \cdot \cos(\alpha - \phi) + W \cdot \sin(\alpha - \phi) - C \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\alpha - \phi - j - \delta)} \quad (2.1.16)$$

ここで、

- α : 仮想すべり面の傾角 (崩壊角) (度)
- ϕ : 土の内部摩擦角 (度)
- C : 土の粘着力 (kN/m²) (tf/m²)
- j : 壁面が鉛直面となす角 (度)
- δ : 壁面摩擦角 (度)
- l : AB面の長さ
- W : 浮力を考慮した土塊重量+上載荷重

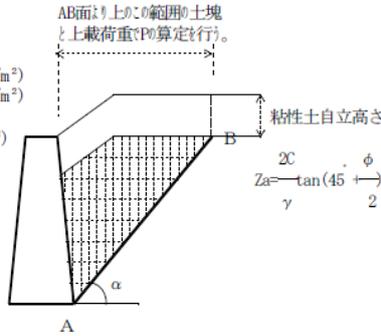
- H : 水平方向地震力 ($W \cdot Kh$) (kN/m²) (tf/m²)
- W : 浮力を考慮した土塊重量+上載荷重 (kN/m²) (tf/m²)

Kh : 水平震度
である。

(b)受働土圧強度Pp (kN/m²) (tf/m²)

クーロン系2の算定方法に従う。

RASINICは地震時慣性力計算時に浮力を考慮しない土塊重量を使用しています。水位を考慮した場合、地震時の土圧は一致しません。

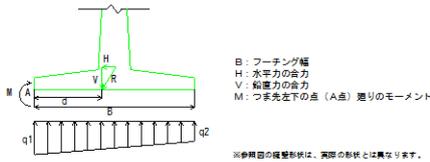


・「RASINIC1」
安定計算

5-2 安定計算

(1) 常時

① CASE 1 (仮設構内での載荷重を考慮する)



【作用場所】

$$d = \frac{I_{Ax} - I_{My}}{I_V} = 3.703 \text{ (m)}$$

【転倒に対する検討】

$$\text{偏心距離 (e1)} = \frac{B}{2} - d = 0.55 \text{ (m)}$$

$$\frac{B}{6} = 1.417 \text{ (m)} \geq |e1| \rightarrow \text{OK}$$

【滑動に対する検討】

$$\text{安全率 (F_s)} = \frac{V\mu + CB + \mu \times \text{土質係数} \times \text{土圧の合力}}{\text{土圧の合力}} = 1.67 \geq 1.50 \text{ (入力値)} \rightarrow \text{OK}$$

ここで、

- μ : 擁壁底版と支持地盤の間の摩擦係数
- CB: 擁壁底版と支持地盤の間の付着力
- α : 土質係数 (土質係数 = 0.5)

とする。

【基礎地盤の支持力】

$$\text{偏心距離 (e2)} = \frac{B}{2} - d_2 = 0.55 \text{ (m)}$$

$$q_1, q_2 = \frac{V}{B} \left(1 \pm \frac{e_2}{B} \right)$$

$$= 295.1 \text{ (kN/m}^2\text{)}, 130.7 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq 300.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

断面計算

(1) たて壁

	A-A断面		B-B断面	
	常時	地震時	常時	地震時
使用鉄筋	A _s cm ²	D32 63,536	D32 31,768	φ 250
幅	b cm	100.00	100.00	
有効高さ	d cm	133.00	83.00	
鉄筋のかぶり	d' cm	7.00	7.00	
n p		0.0717	0.0574	
曲げモーメント	M kNm/m	1089.63	1713.16	136.20
せん断力	Q kN/m	380.10	591.17	95.03
[RQ]	[C]	7.121	7.121	7.723
	[S]	15.585	15.585	19.255
	[Z]	0.000	0.000	0.000
	発生	σ_c N/mm ²	4.39	6.90
応力度	σ_s N/mm ²	144.00	226.40	57.11
	f N/mm ²	0.2858	0.4445	0.1145
許容	σ_{ca} N/mm ²	7.00	10.50	7.00
	σ_{sa} N/mm ²	180.00	270.00	180.00
応力度	τ_a N/mm ²	0.3600	0.5400	0.3600

注) 平均せん断応力度を算定する

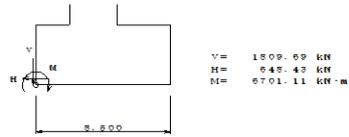
RASINICは任意位置の土圧計算時にたて壁下端と同じすべり角を使用し、擁壁の設計計算では、任意位置で再度すべり角を計算しているため結果が異なります。

・「擁壁の設計計算」

5-2 安定計算

1) 常時

（転倒および滑動に対する検討）



< 転倒 >

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{8.500}{2} - \frac{6701.11}{1809.69} = 0.547 \text{ m}$$

$$\leq \pm \frac{B}{6.0} = \pm \frac{8.500}{6.0} = \pm 1.417 \text{ m} \rightarrow \text{OK}$$

< 滑動 >

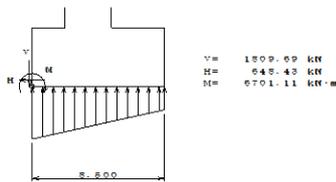
$$F_s = \frac{C_e \cdot A_s + V \cdot \tan \theta B}{H}$$

$$= \frac{0.000 \times 7.406 + 1809.69 \times 0.600}{645.43}$$

$$= 1.675 \geq F_{sa} = 1.500 \rightarrow \text{OK}$$

$$A_s = (B - 2 \cdot e) L = (8.500 - 2 \times 0.547) \times 1.000 = 7.406 \text{ m}^2$$

< 地盤反力度 >



$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{8.500}{2} - \frac{6701.11}{1809.69} = 0.547 \text{ m}$$

$e < B/6$ なので、台形分布となる。

$$q = \frac{V}{D \cdot B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

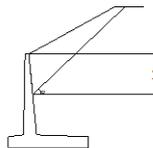
$$= \frac{1809.69}{1.000 \times 8.500} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.547}{8.500} \right)$$

$$= 295.12 \text{ kN/m}^2 \leq q_{sa} = 300.00 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{OK}$$

2) 土圧

2-1) 前壁ケース名: 「常時」

・土圧力



- 奥行き方向土圧作用幅 B = 1.000 m
- 一般目の土圧作用高さ h₁ = 4.300 m
- 基礎土の単位体積重量 (大気中) γ_s = 19.00 kN/m³
- 基礎土の単位体積重量 (水中) γ_{sw} = 10.00 kN/m³
- 基礎土の内部摩擦角 ϕ = 30.000 度
- 土圧作用面と鉛直面のなす角度 α_1 = 5.499 度
- 壁面摩擦角 θ = 20.000 度

$$P_1 = \frac{\gamma_s \sin(\alpha - \theta)}{\cos(\alpha - \theta - \alpha_1 - \theta)}$$

すべり角 (度)	土圧			合計	土圧力 P ₁ (kN)
	土圧	土圧	土圧		
45.000	809.86	13.87	523.73	120.67	
43.000	465.56	11.12	496.68	120.99	
44.000	479.59	10.44	496.03	120.98	

$$\text{土圧水平力 } P_h = P_1 \cdot \cos(\alpha_1 + \theta) = 120.99 \times \cos(26.499^\circ) = 109.20 \text{ kN}$$

$$\text{作用位置 } Y_h = 1.433 \text{ m}$$

$$\text{土圧鉛直力 } P_v = P_1 \cdot \sin(\alpha_1 + \theta) = 120.99 \times \sin(26.499^\circ) = 52.09 \text{ kN}$$

$$\text{作用位置 } Y_v = -0.312 \text{ m}$$

項目	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	作用位置		曲げモーメント	
			X(m)	Y(m)	M _x (kN·m)	M _y (kN·m)
基礎土砂土圧	—	109.20	—	1.433	—	156.52
合計	0.00	109.20	—	—	0.00	156.52

・「RASINIC1」
安定計算

地震震時

土圧は、試行くさびより求める。尚、上図において

$$\begin{aligned} H_0 &= 6.57 \text{ (m)} & V_0 &= 7.30 \text{ (m)} & D_0 &= 9.82 \text{ (m)} \\ H_1 &= 0.00 \text{ (m)} & V_1 &= 0.00 \text{ (m)} & D_1 &= 0.00 \text{ (m)} \\ H_2 &= 3.29 \text{ (m)} & V_2 &= 7.30 \text{ (m)} & D_2 &= 9.82 \text{ (m)} \\ H_3 &= 0.00 \text{ (m)} & & & N &= 0.0 \\ & & & & q &= 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

であり、最大土圧を与えるすべり角 (α) は、48.00度となる。

$$\begin{aligned} \text{粘性土の自立高さ (Z)} &= \frac{c}{\gamma} \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) = 0.00 \text{ (m)} \\ W_s &= 431.8 \text{ (kN/m)} \\ W_a &= \frac{W_s}{\cos \phi} = 437.3 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

したがって、土圧合力は、以下の式によって求める。

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{C_2 \cdot \cos \phi}{\cos(\alpha - \phi + \delta)} = 199.4 \text{ (kN/m)} \\ C_2 &= C_1 - C_0 = \frac{W_s \cdot \sin(\alpha - \phi + \delta)}{\cos \phi} - C \cdot (D_2 - D_1) = 230.0 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここで、

$$\begin{aligned} \beta &= 0.000 \text{ (度)} \\ \alpha &= \text{仮想すべり面の傾角 (度)} && (= 48.00) \\ \delta &= \text{壁面摩擦角 (度)} && (= 15.00) \\ \phi &= \text{背面土の内部摩擦角 (度)} && (= 30.00) \\ C &= \text{背面土の粘着力 (kN/m}^2\text{)} && (= 0.0) \\ \gamma &= \text{背面土の粘着力 (kN/m}^2\text{)} && (= 18.0) \\ \theta &= \tan^{-1}(K_a) && (= 0.090) \\ K_a &= \text{水平震度} && (= 0.16) \end{aligned}$$

である。また、水平土圧力 (P_h) と鉛直土圧力 (P_v) は以下の通りである。

$$\begin{aligned} P_h &= P_a \cdot \cos \delta = 192.6 \text{ (kN/m)} \\ P_v &= P_a \cdot \sin \delta = 51.6 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

奥行き2mなので一致

杭反力と変位

5.2 杭の計算

杭反力及び変位の計算は、変位法による。

以下の計算は、奥行き幅 2.000 m あたりについて行う。
(杭データ、杭頭条件等は設計条件の章を参照)

杭の特性値

$$\begin{aligned} \beta &= 0.5059 \text{ (m}^{-1}\text{)} \\ \beta L &= 7.589 \geq 3.0 \end{aligned}$$

よって長杭とみなす。

外力計算

	常時	地震時
KV (kN/m)	5.970E+005	5.970E+005
K1 (kN/m)	1.642E+005	2.761E+005
K2 (kN/m)	1.622E+005	2.294E+005
K3 (kN/m)	1.622E+005	2.294E+005
K4 (kN/m)	3.207E+005	3.813E+005

変位

項目	常時	地震時
外 力		
H0 kN	294.44	518.72
V kN	1089.86	998.87
M kNm	-924.52	-48.62
変 位		
δx cm	0.073	0.101
δy cm	0.091	0.084
位 角	-1.389E-004	8.151E-005

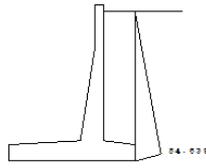
杭反力

列	杭軸座標における反力				フーチング座標系における反力	
	P_H kN	P_v kN	M/E kNm	V kN	H kN	
常時	1	387.33	142.22	-162.82	387.33	142.22
	2	702.53	142.22	-162.82	702.53	142.22
地震時	1	591.90	259.36	-199.99	591.90	259.36
	2	406.97	259.36	-199.99	406.97	259.36

許容支持力 長期 620.0 kN 短期 930.0 kN
杭頭に生じる内力としての曲げモーメント $M_e = -M_t$

・「擁壁の設計計算」

・主働土圧強度



高さ (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	土圧の圧 E ($\gamma \cdot h$) (kN/m ²)	土圧係数 K_a	土圧強度 e_a (kN/m ²)
7.300~	18.00	0.00	0.41882	0.00
0.000			0.41882	54.64

ここに、 $P_a = K_a \cdot \Sigma (\gamma \cdot h)$

・主働土圧力

高さ (m)	土圧強度 e_a (kN/m ²)	主働土圧力 P (kN)	土圧作用角 $\alpha + \delta$ (度)	土圧鉛直力 P_v (kN)	土圧水平力 P_h (kN)
7.300~	0.00	398.87	15.000	100.23	388.28
0.000	54.64				
合計		398.87		100.23	388.28

ここに、 $P = \frac{P_v + P_a \cdot \sin \delta}{\cos \delta} \cdot B$

$$\begin{aligned} P_v &= P \cdot \sin(\alpha + \delta) \\ P_h &= P \cdot \cos(\alpha + \delta) \end{aligned}$$

高さ (m)	土圧鉛直力 P_v (kN)	土圧水平力 P_h (kN)	アーム長 X (m)	アーム長 Y (m)	モーメント M_v (kN・m)	モーメント M_h (kN・m)
7.300~	0.00	100.23	6.000	2.433	619.41	997.50
0.000		388.28				
合計		100.23			619.41	997.50

ここに、 $M_v = P_v \cdot X$
 $M_h = P_h \cdot Y$

5-5 杭反力および変位の計算

1) 常時・浮力

a) 調査結果

支持力 $R_{max} = 702.5 \text{ kN} > R_a = 620.0 \text{ kN}$ --- OK
 $R_{min} = 387.3 \text{ kN} > R_a = -620.0 \text{ kN}$ --- OK
 変位 $\delta x = 0.73 \text{ mm}$ $\delta y = 18.0 \text{ mm}$ --- OK

b) 計算結果

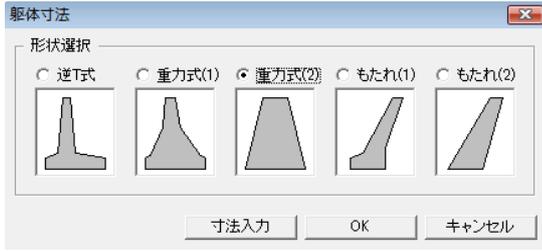
作用力 $V = 1089.86 \text{ kN}$
 $H = 294.44 \text{ kN}$
 $M = -924.52 \text{ kN}\cdot\text{m}$

杭のバネ値 $K_v = 597000. \text{ kN/m}$
 $K_1 = 164164. \text{ kN/m}$
 $K_2 = 162236. \text{ kN/m}$
 $K_3 = 162236. \text{ kN/m}$
 $K_4 = 320468. \text{ kN/m}$

変位の計算 回転角 $\alpha = -0.00013894 \text{ rad}$
 水平変位 $\delta x = 0.73 \text{ mm}$
 鉛直変位 $\delta y = 0.91 \text{ mm}$

x (m)	n (本)	θ (度)	PHI 90°		PHI 0°		Mt (kN・m)
			ヒンジ結合	剛結合	ヒンジ結合	剛結合	
1	1	0.000	301.63	387.33	142.22	142.22	-162.82
-1	1	0.000	188.22	702.53	142.22	142.22	-162.82

RASINIC2のサンプル1の応力度計算は擁壁の設計計算ではできません。
 擁壁の設計計算は「重力式(2)」または「もたれ(2)」は安定計算のみとなります。



sample1(重力式)

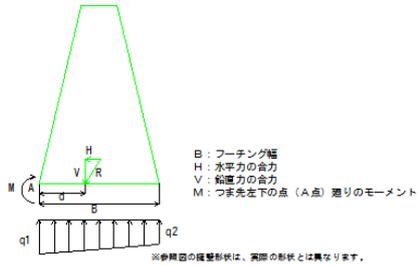
機能	条件1	条件2	計算結果	備考
荷重計算 (常時)	自重	鉛直力	○	
		水平力	○	
		モーメント	○	
	土圧	すべり角	○	
		水平土圧	○	
安定計算(常時)	鉛直土圧	○		
	転倒	○		
	滑動	○		
	支持力	○		

sample2(もたれ式)

機能	条件1	条件2	計算結果	備考
荷重計算 (常時)	自重	鉛直力	○	
		モーメント	○	
		すべり角	○	
	土圧	水平土圧	○	
		鉛直土圧	○	
安定計算(常時)	転倒	○		
	滑動	○		
	支持力	○		
	堅壁の応力計算・照査 (堅壁下面) (常時)	躯体断面力	鉛直力	○
鉛直モーメント			○	
アーム(重心)			○	
土圧		鉛直力	×	土圧力P1が異なるため直力・水平力が一致しません。
		水平力	×	
		アーム(重心)	○	
曲げモーメント	×	同上理由。		
堅壁の応力計算・照査 (堅壁中央) (常時)	躯体断面力	鉛直力	○	
		鉛直モーメント	○	
		アーム(重心)	○	
	土圧	鉛直力	×	土圧力P1が異なるため直力・水平力が一致しません。
		水平力	×	
		アーム(重心)	○	
曲げモーメント	×	同上理由。		
応力計算・照査 (フーチング) (常時)	断面力	曲げモーメント	○	
		せん断力	○	
	照査	曲げ応力	○	
		せん断応力	○	

・「RASINIC2」
安定計算

(1) 常時



【作用場所】

$$d = \frac{\sum M_0 - \sum M_1}{\sum V} = 1.347 \text{ (m)}$$

【転倒に対する検討】

$$\text{偏心距離 (} e_1 \text{)} = \frac{B}{2} - d_1 = 0.40 \text{ (m)}$$

$$\frac{B}{6} = 0.583 \text{ (m)} \geq |e_1| \rightarrow \text{OK}$$

【滑動に対する検討】

$$\text{安全率 (} F_s \text{)} = \frac{V\mu + cB + \alpha \cdot \text{土重側土圧の合力} \cdot \alpha}{\text{運動力の合力}} = 1.52 \geq 1.50 \text{ (入力値)} \rightarrow \text{OK}$$

ここで、

- μ : 擁壁底版と支持地盤の間の摩擦係数
- cB : 擁壁底版と支持地盤の間の付着力
- α : 土重側土圧係数 (=0.5)

とする。

【基礎地盤の支持力】

$$\text{偏心距離 (} e_2 \text{)} = \frac{B}{2} - d_2 = 0.40 \text{ (m)}$$

$$q_1, q_2 = \frac{V}{D} \left(1 \pm \frac{6e_2}{D} \right)$$

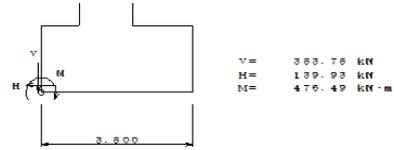
$$= 170.9 \text{ (kN/m}^2\text{)}, \quad 31.2 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq 300.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

・「擁壁の設計計算」

4-2 安定計算

1) 常時

《転倒および滑動に対する照査》



< 転倒 >

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{3.500}{2} - \frac{476.49}{353.75} = 0.403 \text{ m}$$

$$\leq \pm \frac{B}{6.0} = \pm \frac{3.500}{6.0} = \pm 0.583 \text{ m} \rightarrow \text{OK}$$

< 滑動 >

$$F_s = \frac{c_s \cdot A_s + V \cdot \tan \phi_B}{H}$$

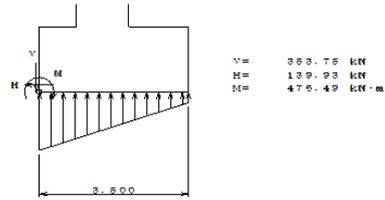
$$= \frac{0.000 \times 2.694 + 353.75 \times 0.600}{139.93}$$

$$= 1.517 \geq F_a = 1.500 \rightarrow \text{OK}$$

$$A_s = (B - 2 \cdot e) \cdot L = (3.500 - 2 \times 0.403) \times 1.000 = 2.694 \text{ m}^2$$

《支持に対する照査》

< 地盤反力度 >



$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{3.500}{2} - \frac{476.49}{353.75} = 0.403 \text{ m}$$

$e < B/6$ なので、台形分布となる。

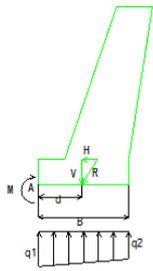
$$q = \frac{V}{D \cdot B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$= \frac{353.75}{1.000 \times 3.500} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.403}{3.500} \right)$$

$$= 170.90 \text{ kN/m}^2, \quad 31.24 \text{ kN/m}^2 \leq q_a = 300.00 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{OK}$$

・「RASINIC2」
安定計算

(1) 常時



B : フーチング幅
H : 水平力の合力
V : 鉛直力の合力
M : つま先左下の点 (A点) 廻りのモーメント

※参照図の壁型形状は、実際の形状とは異なります。

【作用場所】

$$d = \frac{\sum M_H - \sum M_V}{\sum V} = 1.564 \text{ (m)}$$

【転倒に対する検討】

$$\text{偏心距離 (e)} = \frac{B}{2} - d = -0.15 \text{ (m)}$$

$$\frac{B}{6} = 0.472 \text{ (m)} \geq |e| \rightarrow \text{OK}$$

【滑動に対する検討】

$$\text{安全率 (F_s)} = \frac{V\mu + C_B \cdot B + \text{受働土圧の合力} \cdot \alpha}{\text{滑動力の合力}} = 1.55 \geq 1.50 \text{ (入力値)} \rightarrow \text{OK}$$

ここで、

μ : 擁壁底版と支持地盤の間の摩擦係数
 C_B : 擁壁底版と支持地盤の間の付着力
 α : 受働土圧係数係数 (=0.5)

とする。

【基礎地盤の支持力】

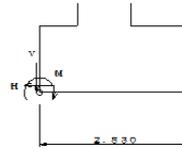
$$q_1, q_2 = \frac{V}{B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = 64.0 \text{ (kN/m}^2), 122.9 \text{ (kN/m}^2) \leq 300.0 \text{ (kN/m}^2) \rightarrow \text{OK}$$

・「擁壁の設計計算」

5-2 安定計算

1) 常時

《転倒および滑動に対する照査》



V = 264.42 kN
 H = 102.34 kN
 M = 413.44 kN·m

《転倒》

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{2.830}{2} - \frac{413.44}{264.42} = -0.149 \text{ m}$$

$$\leq \pm \frac{B}{6} = \pm \frac{2.830}{6} = \pm 0.472 \text{ m} \rightarrow \text{OK}$$

《滑動》

$$F_s = \frac{C_B \cdot A + V \cdot \tan \theta_B}{H}$$

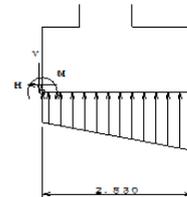
$$= \frac{0.000 \times 2.830 + 264.42 \times 0.600}{102.34}$$

$$= 1.550 \geq F_a = 1.500 \rightarrow \text{OK}$$

$$A = B \cdot D = 2.830 \times 1.000 = 2.830 \text{ m}^2$$

《支持に対する照査》

《地盤反力度》



V = 264.42 kN
 H = 102.34 kN
 M = 413.44 kN·m

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{2.830}{2} - \frac{413.44}{264.42} = -0.149 \text{ m}$$

$e < B/6$ なので、台形分布となる。

$$q = \frac{V}{D \cdot B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$= \frac{264.42}{1.000 \times 2.830} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.149}{2.830} \right)$$

$$= \frac{64.01 \text{ kN/m}^2}{122.86 \text{ kN/m}^2} \leq q_a = 300.00 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{OK}$$

たて壁断面力計算

(A-A断面)

【断面力の計算】

設計断面中心位置 X0 = 1.915 m
Y0 = 1.100 m

荷重項目	鉛直力 V (kN/m)	アーム Xm	鉛直モーメント Mv (kNm/m)	水平力 H (kN/m)	アーム Ym	水平モーメント Mh (kNm/m)
躯体自重	189.92	-1.102	-199.30			
主働土圧	8.85	-1.605	-14.21	76.13	2.300	175.10
残留水圧			0.00	0.00	0.000	0.00
任意荷重	0.00	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00
合計	189.77	-1.125	-213.51	76.13	2.300	175.10

【応力度の計算】

コンクリート断面の緑応力度の計算

$$\sigma_{c1} = \frac{V}{B_1} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B_1}\right) = 0.035 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 4.000 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{V}{B_1} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B_1}\right) = 0.173 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 4.000 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

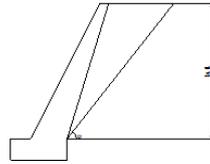
ここで、

- V : 断面照査位置に作用する鉛直力 (kN/m) (= 189.77)
- M : 断面照査位置に作用する曲げモーメント (kN・m/m) (= -38.40)
- σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²) (= 4.000)
- σ_{cat} : コンクリートの許容曲げ引張応力度 (N/mm²) (= 0.200)
- B₁ : 部材の幅 (cm) (= 183.00)
- e : 偏心距離 (M/V) (cm) (= -20.24)

である。

土圧が異なるため結果が一致しません。

2-1) 南壁ケース名: 「南時」
・土圧力



奥行き方向土圧作用幅
一般目の土圧作用高さ
基礎土砂の単位体積重量 (大気中)
(水中)
基礎土砂の内部摩擦角
土圧作用面と鉛直面のなす角度
壁面摩擦角

B = 1.000 m
ht = 6.900 m
 $\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_{st} = 11.00 \text{ kN/m}^3$
 $\phi = 35.000 \text{ 度}$
 $\alpha_1 = -16.699 \text{ 度}$
 $\delta = 23.333 \text{ 度}$

$$P_1 = \frac{W \cdot \sin(\alpha - \delta)}{\cos(\alpha - \delta - \alpha_1 - \delta)}$$

深さ α (度)	重量			土圧力 P ₁ (kN)
	土砂 W (kN)	総重量 W _{tot} (kN)	合計 W _{tot} (kN)	
52.000	223.14	33.21	262.35	77.98
52.400	223.92	32.44	266.25	78.00
53.000	215.94	31.30	247.23	77.93

土圧水平力 $P_h = P_1 \cdot \cos(\alpha_1 + \delta) = 78.00 \times \cos(6.634^\circ) = 77.48 \text{ kN}$

作用位置 $Y_p = 2.300 \text{ m}$

土圧鉛直力 $P_v = P_1 \cdot \sin(\alpha_1 + \delta) = 78.00 \times \sin(6.634^\circ) = 9.01 \text{ kN}$

作用位置 $Y_p = -1.605 \text{ m}$

3) 南壁の集計

3-1) 南時

項目	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	作用位置		曲げモーメント	
			X(m)	Y(m)	Mx(kNm)	Mz(kNm)
躯体自重	189.92		-1.102		-199.30	
主働土圧	9.01	77.48	-1.605	2.300	-14.46	175.21
合計	189.93	77.48			-213.76	175.21

曲げモーメントの合計

$$M = M_x + M_z = 175.21 + (-213.76) = -38.55 \text{ kNm}$$

単位幅あたりの鉛直力

$$V = 189.93 / 1.000 = 189.93 \text{ kN/m}$$

単位幅あたりの水平力

$$H = 77.48 / 1.000 = 77.48 \text{ kN/m}$$

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = -38.55 / 1.000 = -38.55 \text{ kNm/m}$$