

Note technique

Etude de faisabilité du remblai OAP37

Reconstruction des hôpitaux de Tarbes-
Lourdes

LANNE (65)



Affaire 3313104 - Novembre 2025

CENTRE HOSPITALIER DE TARBES-LOURDES

Boulevard de Lattre de Tassigny

B.P 1330

65013 TARBES Cedex 9

CLIENT

NOM	Centre Hospitalier de Tarbes - Lourdes
ADRESSE	Boulevard de Lattre de Tassigny, B. P. 1330, 65013 TARBES CEDEX 9
INTERLOCUTEUR	M. SABATIER – Directeur adjoint, – CH Tarbes-Lourdes M. GABASTOU – Directeur adjoint, – CH Tarbes-Lourdes M. HEINS – Direction des Travaux – CH Tarbes-Lourdes M. LEMAITRE – Direction technique de Projet AMO – A2MO M. PICOT – Chargé d'affaires - OTÉIS

ECR ENVIRONNEMENT

AGENCE	Bordeaux
ADRESSE	Parc d'activités du Courneau 3 avenue de Guitayne 35 520 LA CHAPELLE-DES-FOUGERETZ
TELEPHONE	05 57 26 79 79
MAIL	bordeaux@ecr-environnement.com

DATE	INDICE	OBSERVATION / MODIFICATION	REDACTEUR	VERIFICATEUR
07/11/2025	01		L. PÉRÉ	P. GANDILHON



SOMMAIRE

1.	PRESENTATION	3
1.1.	OBJET DE LA MISSION	3
1.2.	VERIFICATION A MENER	3
1.3.	DOCUMENTS REMIS POUR L'ETUDE.....	3
1.4.	PRESENTATION DU PROJET	4
2.	CHOIX DES DONNEES D'ENTREE.....	8
2.1.	CONTEXTE GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE	8
2.2.	CONTEXTE STRUCTURAL.....	17
2.3.	PRINCIPE RETENU	17
2.4.	LE MODELE DE CALCUL	18
2.5.	GEOMETRIE DU REMBLAI.....	20
3.	RISQUE DE LIQUEFACTION.....	22
3.1.	CATEGORIES DE BATIMENTS	22
3.2.	COEFFICIENT D'IMPORTANCE	23
3.3.	EXIGENCES SUR LE BATI NEUF	23
3.4.	CLASSES DE SOLS SELON L'EUROCODE 8.....	24
3.5.	LIQUEFACTION DES SOLS	25
4.	ANALYSE DES CONDITIONS DE STABILITE DES REMBLAIS.....	27
4.1.	EVALUATION DES TASSEMENTS	27
4.2.	STABILITE AU POINÇONNEMENT	29
4.3.	STABILITE AU GLISSEMENT	30
5.	CONCLUSION GENERALE	37
5.1.	MODELE GEOTECHNIQUE	37
5.2.	ANALYSES VIS-A-VIS DE LA STABILITE	39
5.3.	PRINCIPE RETENU	39
5.4.	SUIVI ET AUSCULTATION	40
	CONDITIONS PARTICULIÈRES	42

ANNEXES

- ✓ EXTRAIT DE LA NORME NF P 94-500 (2 PAGES)
- ✓ TALREN – COUPE 4 (13 PAGES)
- ✓ TALREN – COUPE 5 (19 PAGES)
- TALREN – COUPE 6 (15 PAGES)



1. PRESENTATION

1.1. Objet de la mission

Cette étude a été réalisée par la société **ECR ENVIRONNEMENT**, à la demande et pour le compte du **Centre Hospitalier de Tarbes-Lourdes**. Elle s'inscrit dans une mission globale type G2 PRO suivant la classification des missions d'ingénierie géotechnique établie en novembre 2013 (extrait de la norme NF P 94-500 présentée en annexe).

L'objectif de cette note est de définir l'approche méthodologique pour la conduite des études sur la stabilité du remblai OAP 37 et d'évaluer la faisabilité des géométries projetées ainsi que les méthodes de calculs permettant de produire les justifications requises.

1.2. Vérification à mener

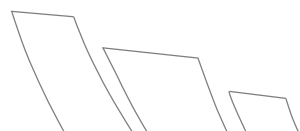
Pour le remblai OAP37, les vérifications doivent porter sur les points suivants :

- Contrôle des tassements des sols d'assises et des temps de consolidation ;
- Stabilité vis-à-vis du poinçonnement des sols d'assises lors de l'édification des ouvrages ;
- Stabilité des pentes de remblais à la rupture circulaire par glissement à court terme, à long terme et en prenant en compte le risque sismique.

1.3. Documents remis pour l'étude

Préalablement à la réalisation de cette note spécifique au remblai OAP 37, il nous a été fourni les documents suivants :

- PLAN MOUVEMENT TERRES PHASAGE POSSIBLE.
- Coupe 4 tas TV 20k 3-1 ;
- Coupe 5 tas TV 20k 3-1 ;
- Coupe 6 tas TV 20k 3-1.



Le projet a également fait l'objet d'études antérieures et utilisées dans le cadre de cette note :

- Rapport d'étude géotechnique G1-PGC n° RP21. 560.M du 15 octobre 2021 établi par INGÉSOL + Note technique complémentaire du 3 janvier 2022 sur agressivité eau et suivi piézométrique ;
- Etude 6411126 G2-AVP – ind 3 – ECR ENVIRONNEMENT - 27/02/2025 ;
- Campagne géophysique complémentaire 6411425 – Remblais Ouest - indice 01 – ECR ENVIRONNEMENT - 31/01/2025 ;
- Etude 6411680 G2-AVP/PRO – ind 1 – ECR ENVIRONNEMENT - 11/09/2025 ;
- Etude 3513815 - Note faisabilité Remblai Ouest - indice V2 – 16/09/2025 ;
- Etude 3313104 - Note faisabilité Remblai Est - indice V1 – 24/10/2025.

1.4. Présentation du projet

Dans le cadre de la reconstruction des hôpitaux de Tarbes-Lourdes, il est prévu de réaliser une plateforme générale en remblais ayant deux objectifs :

- **A court terme** : création d'une zone de stockage des matériaux excavés pour la construction de l'hôpital, puis la déconstruction du merlon anti-bruit Est. Une base vie de chantier sera également entreposée sur cette plateforme ;
- **A long terme** : La plateforme servira de niveau de terrain fini pour la construction de futurs bâtiments dont la finalité n'est pas connue à ce stade des études.

Les caractéristiques des bâtiments et leur déformations admissibles ne sont pas encore connues. Par conséquent, nous limiterons le champ d'application de la note faisabilité à l'utilisation de la plateforme à court terme avec une réflexion sur le comportement des sols après la fin du remblaiement.

La construction des bâtiments devra faire l'objet d'études géotechniques spécifiques.

Il est prévu que la plateforme soit constituée de terres extraites au droit du futur hôpital et du merlon Est. Les matériaux seront mis en œuvre en remblais par couches successives sur le profil topographique du terrain actuel, faiblement penté



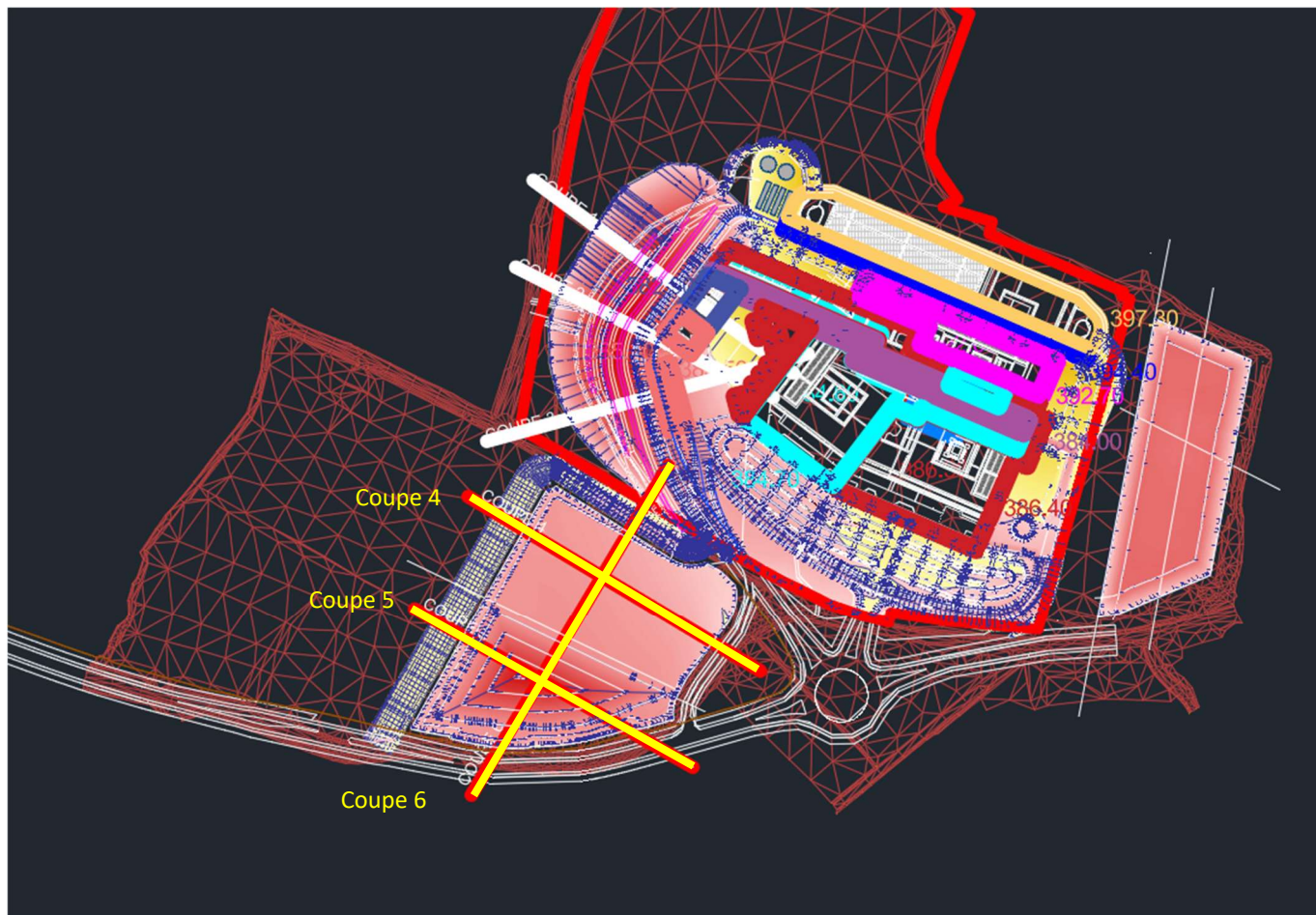


Figure 1 : plan de masse du projet de remblais OAP 37

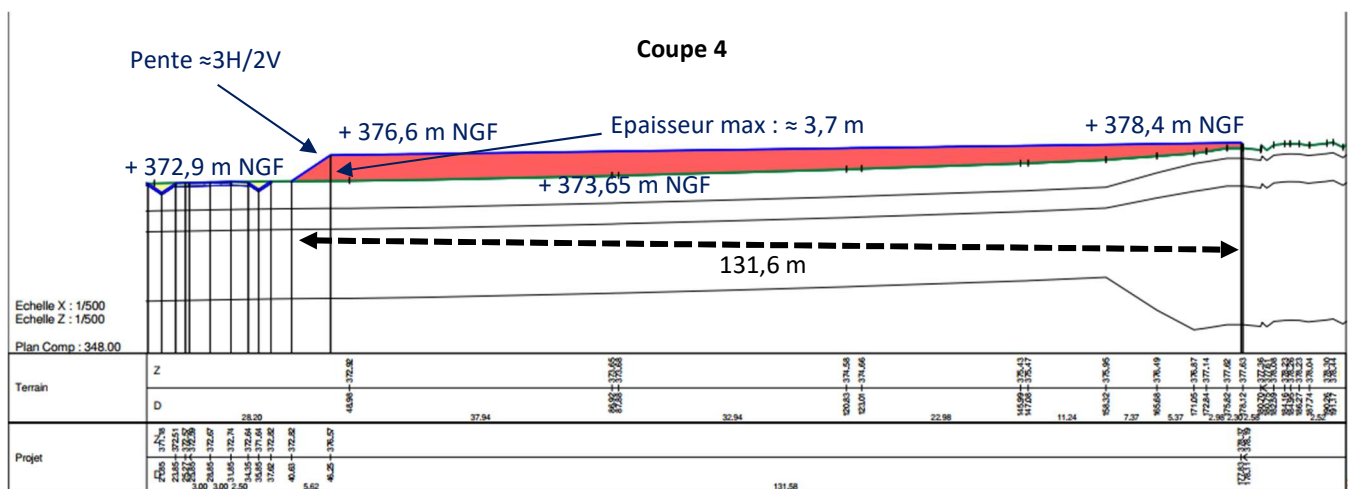
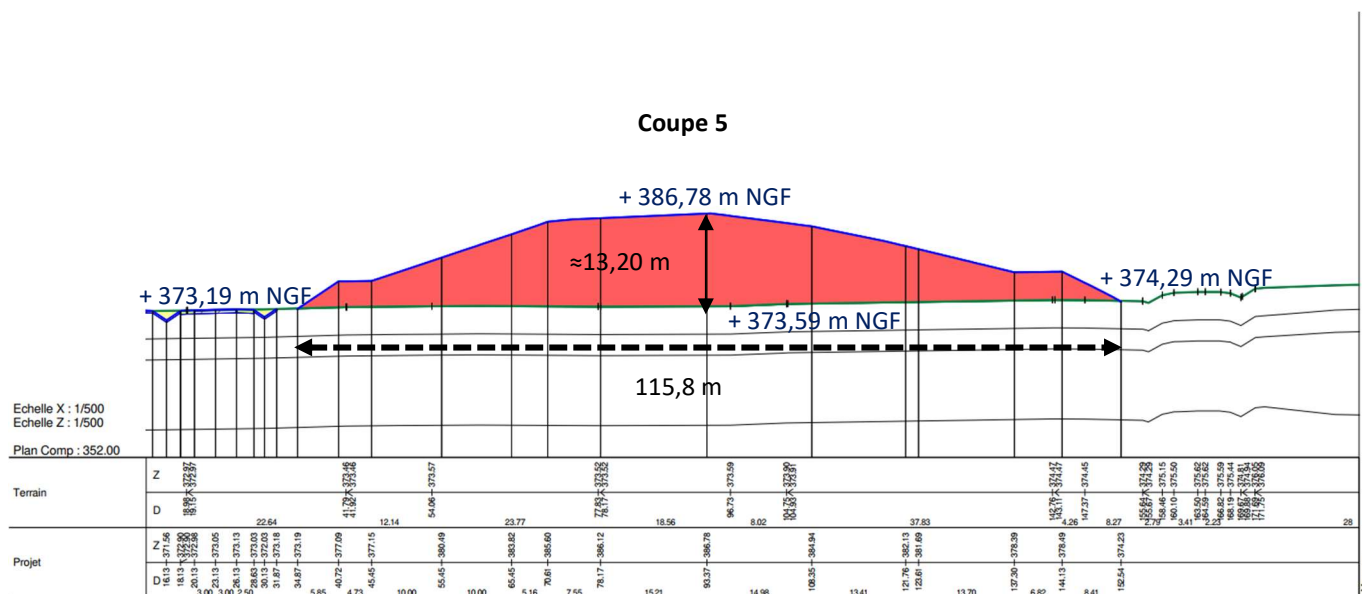


Figure 2 : Coupe 4.



Unité litho.	Pf* (MPa)	Pl* (MPa)	E _M (MPa)	Coef. α	Es (MPa)
U0/ Remblais technique	0,6	1,0	15	1/3	50

Au sens de l'Eurocode 7, ces sols pourront être associés à des argiles fermes.

Un décapage de la terre végétale et la réalisation d'une couche en matériaux drainants d'environ 1,5 m de hauteur, frottant, de bonne caractéristiques géotechniques et compacté selon les règles de l'art, sera à prévoir en base de remblai.



2. CHOIX DES DONNEES D'ENTREE

2.1. Contexte géologique et hydrogéologique

Les futures voiries Nord et Ouest de la zone OAP 37 ont fait l'objet d'une reconnaissance in situ (sondages à la pelle mécanique, sondage piézométrique, essais pénétrométriques et essais de perméabilité) et d'analyses en laboratoire, dans le cadre de l'étude n°6411680. Cette note de faisabilité se base également sur l'interprétation de la carte géologique du BRGM de BAGNERES-DE-BIGORRE au 1/50 000 ème. Les hypothèses géologiques et géotechniques prises en compte devront impérativement faire l'objet d'une vérification par des reconnaissances *in situ*.

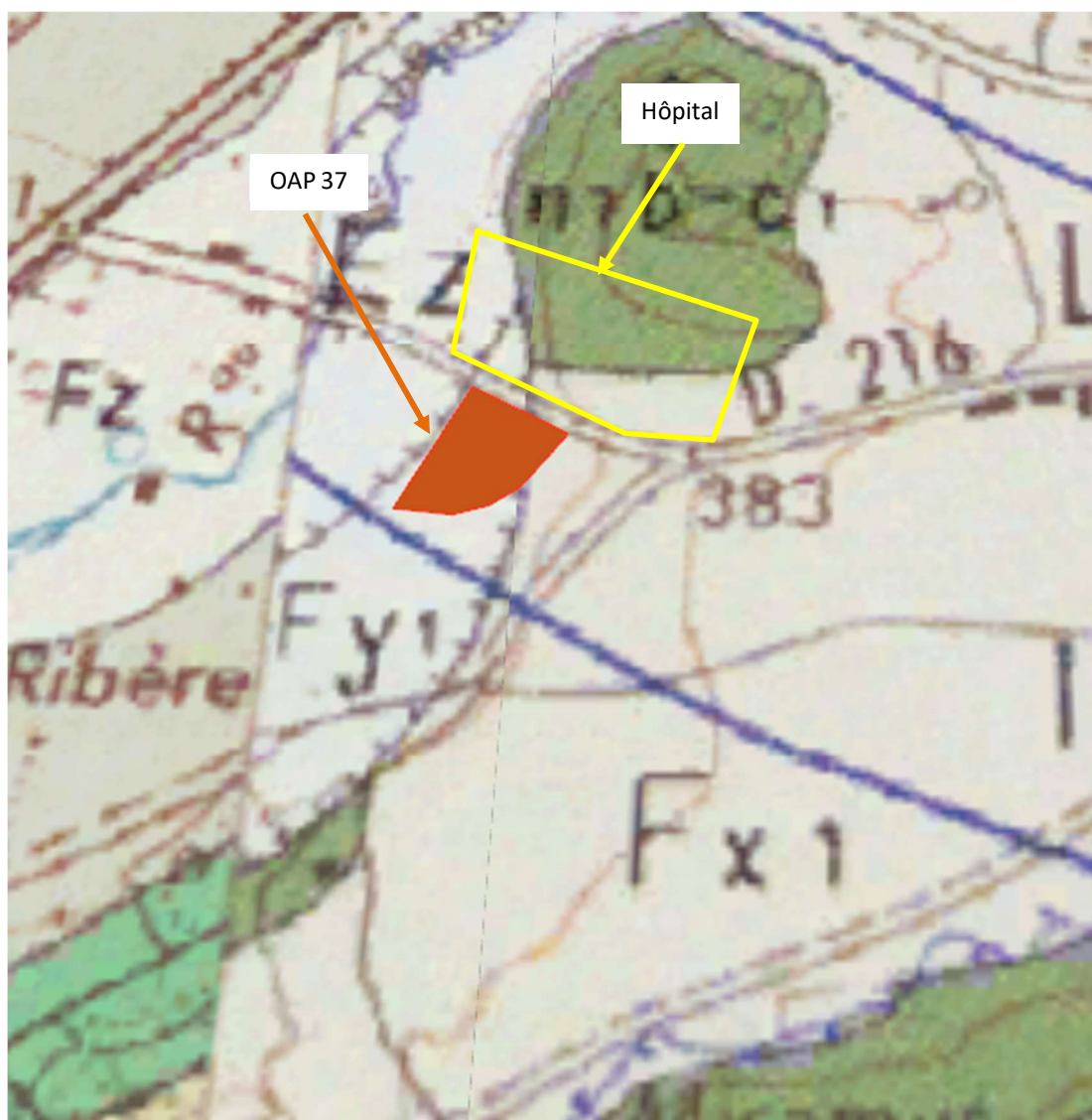


Figure 5 : Extrait de la carte géologique au 1/50 000 de BAGNERES-DE-BIGORRE

➤ **Géologie**

Le site de remblaiement se situe dans une zone recoupant plusieurs formations alluvionnaires à l’affleurement.

- **Fz : Alluvions récentes galets, graviers, sables et limons**

Selon la notice géologique, les dépôts en lien avec cette formation oscillent entre des nappes de galets, des sables limoneux et des limons. Le sondage BSS004CHCN, réalisé proche au niveau de la voirie actuellement au nord de la future zone de l’OAP 37, mentionne la présence d’une argile à galets sur une profondeur de 6,8 m par rapport au terrain naturel, puis le substratum schisteux jusqu’à une profondeur au-delà de 20 /TN.

Cette formation a été brièvement reconnue lors des sondages réalisés à l’Ouest du futur hôpital, au niveau du « Remblais Ouest » dans le sondage SP13 – SC13 : argile sablo-graveleuse à nombreux galets (dm à pluri-dm). Pour l’étude du remblai Ouest, il a été retenu un caractère compressible de cette couche notamment due à la matrice à tendance limono-argileuse que l’on considère comme dominante dans le comportement de ce sol.

Les sondages PM1 à PM4 et PZ2 réalisés dans le cadre de l’étude de voirie de l’OAP 37 ont permis d’identifier un sable +/- limono-graveleux à galets centimétriques à décimétriques. Les analyses en laboratoires dans ces sondages ont mis en avant des terrains classés I1 selon le GTR 2023, correspondant à des sables et graves très silteux.

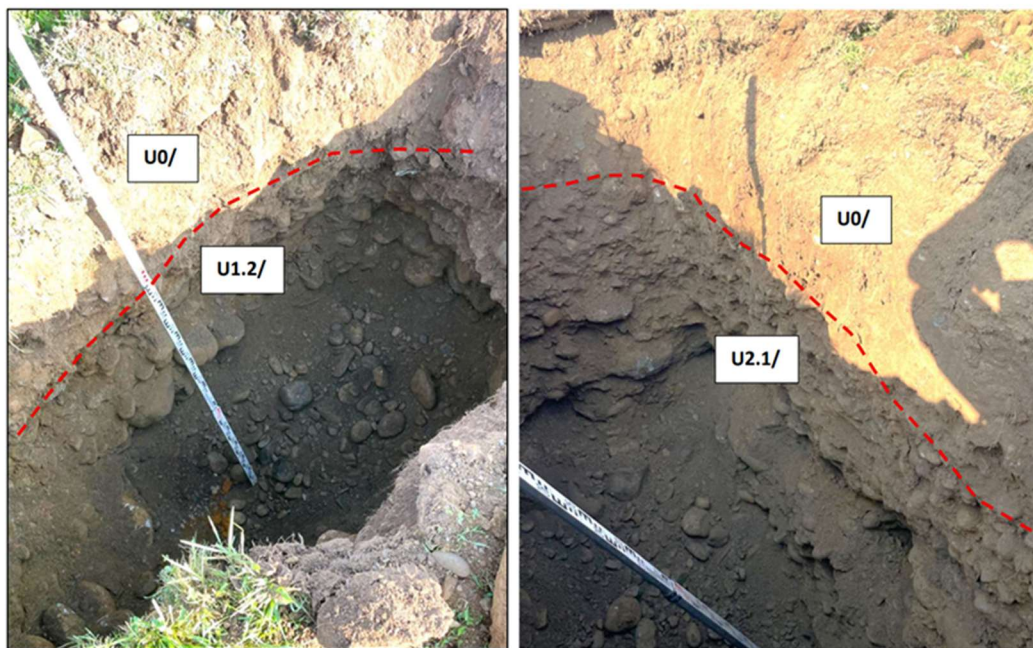
Dans les alluvions, des cheneaux remplis de matériaux graveleux et sableux sont susceptible d’être observés. Des variations latérales de natures sont donc suspectées. Pour pallier l’absence de données en nombre suffisant, **on retiendra un matériau médiocre, plutôt à tendance argileuse et compressibles**. La reconnaissance *in-situ* pourra permettre d’évaluer plus précisément la nature de ces sols alluvionnaires.



- Partie Ouest (Sondages PM1 à PM4 et Pz2) :

Comme indiqué sur les coupes lithologiques disponibles en annexes, les terrains, sous une frange végétalisée superficielle d'environ 30 à 40 cm [U0], sont essentiellement constitués par les horizons suivants :

- U1.2/ des sables plus ou moins limono-graveleux [marron] à galets centimétriques et décimétriques, visibles jusqu'à l'arrêt volontaire des sondages à la pelle mécanique à 2,0 m/TA (PM4-PM3) et 3,0 m/TA (PM1-PM2), ainsi que jusqu'à l'arrêt volontaire du sondage Pz2 à 5,1 m/TA.



Photographies des fouilles à la pelle mécanique [ECR Environnement – 13/06/2025]

Figure 6 : Photographies des fouilles à la pelle mécanique PM1 à PM4.

- **Fx1 et Fy1** : Galets, graviers, sables des terrasses de l'Aéroport d'Ossun et de Baudéan-Bagnères -Horgues (Fx1) et terrasse de Lézignan – Orincles-Juillan, terrasse de Hiis

La notice géologique de la carte de Bagnères-De-Bigorre au 1/ 50 000 ème indique que ces terrains sont composés de galets, de graviers et de sables. Les alluvions Fy1 ont une composition voisine des dépôts Fx.

Les sondages BSS du secteur (BSS002LHTF, BSS002LHTG, BSS002LHR), réalisés au droit de ces formations, mentionnent des terrains argileux et sableux pouvant contenir des cailloutis voire des galets. Les profondeurs de ces alluvions sont variables selon les positions de ces sondages. On notera qu'au droit du sondage BSS002LHTF, la formation de recouvrement sur le substratum atteint environ 2,5 m tandis que pour les sondages BSS002LHTG et BSS002LHR, les matériaux interprétés comme étant des alluvions sont observés jusqu'à 5,0 à 10,0 m de profondeur environ.

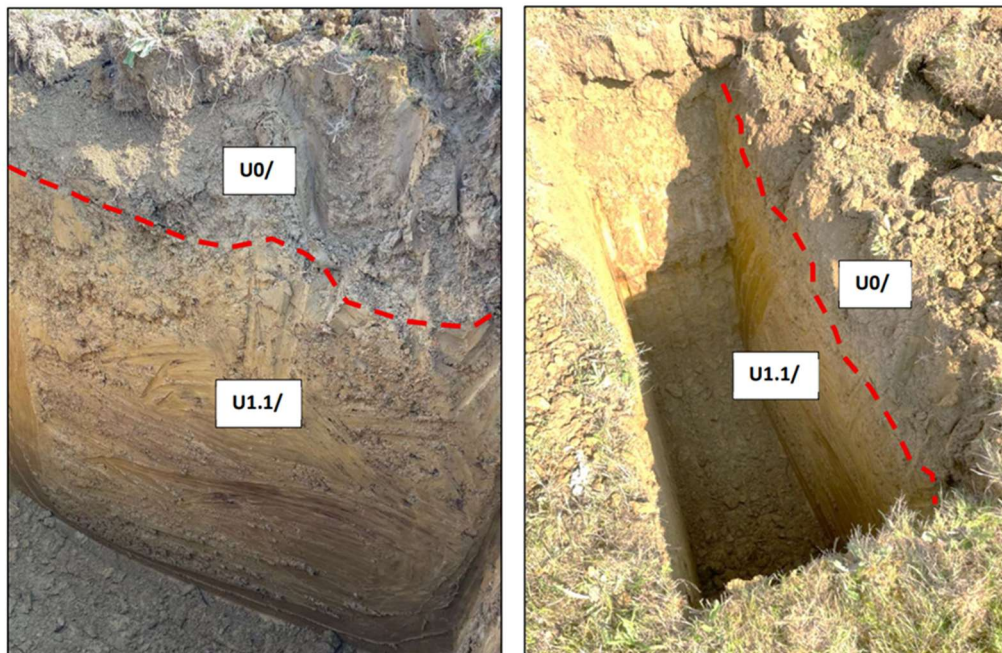
Les sondages PM5 et PM6 réalisés dans le cadre de l'étude de voirie de l'OAP37 mettent en avant la présence d'une argile limoneuse bariolée à quelques cailloutis (classée F2) et d'une argile à galets jusqu'à 2,5 à 3,0 m de profondeur.



- Partie Nord-Est (Sondages PM5 et PM6) :

Comme indiqué sur les coupes lithologiques disponibles en annexes, les terrains, sous une frange végétalisée superficielle d'environ 40 cm [U0], sont essentiellement constitués par les horizons suivants :

- **U1.1/** des argiles plus ou moins limoneuses [marron / ocre / grisâtres] à cailloutis et galets, visibles jusqu'à l'arrêt volontaire des sondages à la pelle mécanique à 2,5 m/TA en PM5 et 3,0 m/TA en PM6.



Photographies des fouilles à la pelle mécanique [ECR Environnement – 13/06/2025]

Figure 7 : Photographies des fouilles à la pelle mécanique PM5 et PM6.

Il y a une cohérence sur la présence de graves entre la définition de la carte géologique et les reconnaissances en aval. Néanmoins, il persiste une inconnue sur la proportion d'argile et la cohésion dans ces terrains. En se basant sur ces premiers éléments, **il conviendra d'adopter un terrain à tendance argileuse et compressible pour cette couche d'alluvions.** Cette prise de position pourra être revue en fonction des futurs sondages à réaliser sur le site.

Il conviendra également d'anticiper la difficulté de différencier les alluvions Fx1 et Fy1 compte tenu de leurs compositions lithologiques proches selon la carte géologique.

- n7b-c1 : Flysch noir ardoisier de Bigorre :

Cette formation a été reconnue dans le cadre des campagnes d'investigations réalisées au droit du projet d'hôpital. Au droit des voiries de l'OAP37, cette entité n'a pas été atteinte mais elle est attendue en profondeur, sous la couche d'alluvions.



En l'absence de sondages au droit de la zone, on pourra retenir la décomposition :

- **U2** : flyschs et schistes ardoisiers très fracturés et altérés, admettant des remplissages argilo-limoneux, pouvant atteindre 1,0 à 2,0 m d'épaisseur environ ;
- **U3** : flyschs et schistes ardoisiers +/- massifs reconnus sur des épaisseurs supérieurs à 10 m.

Compte tenu de l'absence de données géotechniques au droit de la zone étudiée, la construction de la géométrie du sous-sol s'appuie sur une extrapolation des sondages réalisés pour la voirie de l'OAP 37 tout en restant cohérent avec les limites de couches indiquées par la carte géologique au 1/ 50 000 ème.

Cette première analyse a permis d'intégrer une limite provisoire entre les dépôts alluvionnaires Fy1/Fx1 et Fz :

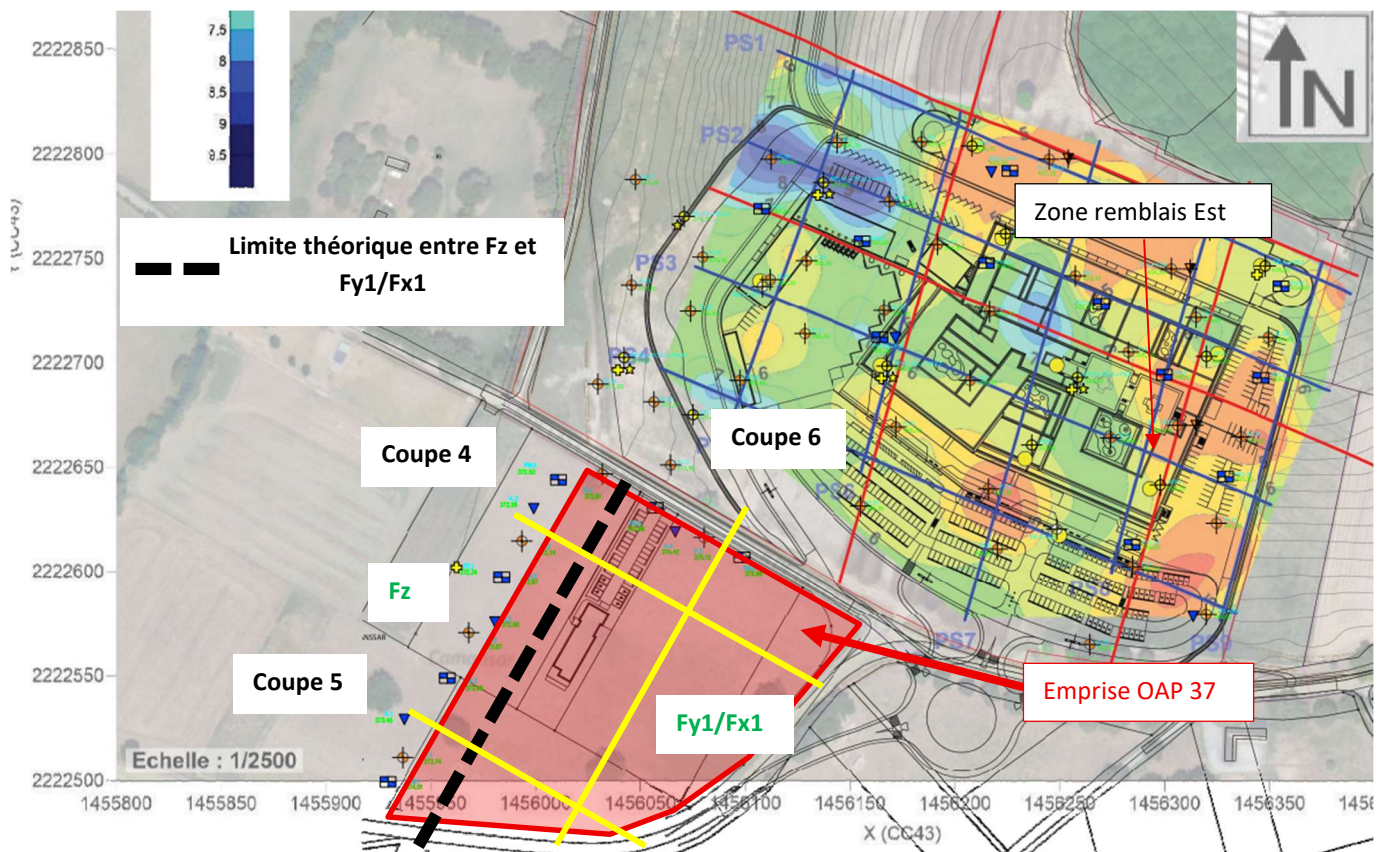


Figure 8 : Extrait du plan des sondages géologiques, géophysiques et schématisation de la limite entre les couches U1/U2/U3 et Fx1.

➤ Hydrogéologie

Le sondage piézométrique PZ2 installé à proximité de la zone étudiée, dont la base est fichée dans les alluvions Fz, indique un niveau d'eau à 4,4 m/TN de profondeur soit à la cote + 367,9 m NGF.

Selon les données du BRGM, le site d'étude est localisé au droit d'une zone potentiellement sujette aux débordements de nappe ou à des inondations de cours d'eau mais reste en dehors d'une zone à risque entraînant une servitude d'utilité publique.

Dans les configurations étudiées, **le niveau d'eau sera donc situé proche du terrain naturel actuel, censé représenter un cas défavorable ($\approx$ EH)**. Une évaluation de l'impact d'une inondation amenant 1,5 m de hauteur d'eau en pied de talus sera effectuée.

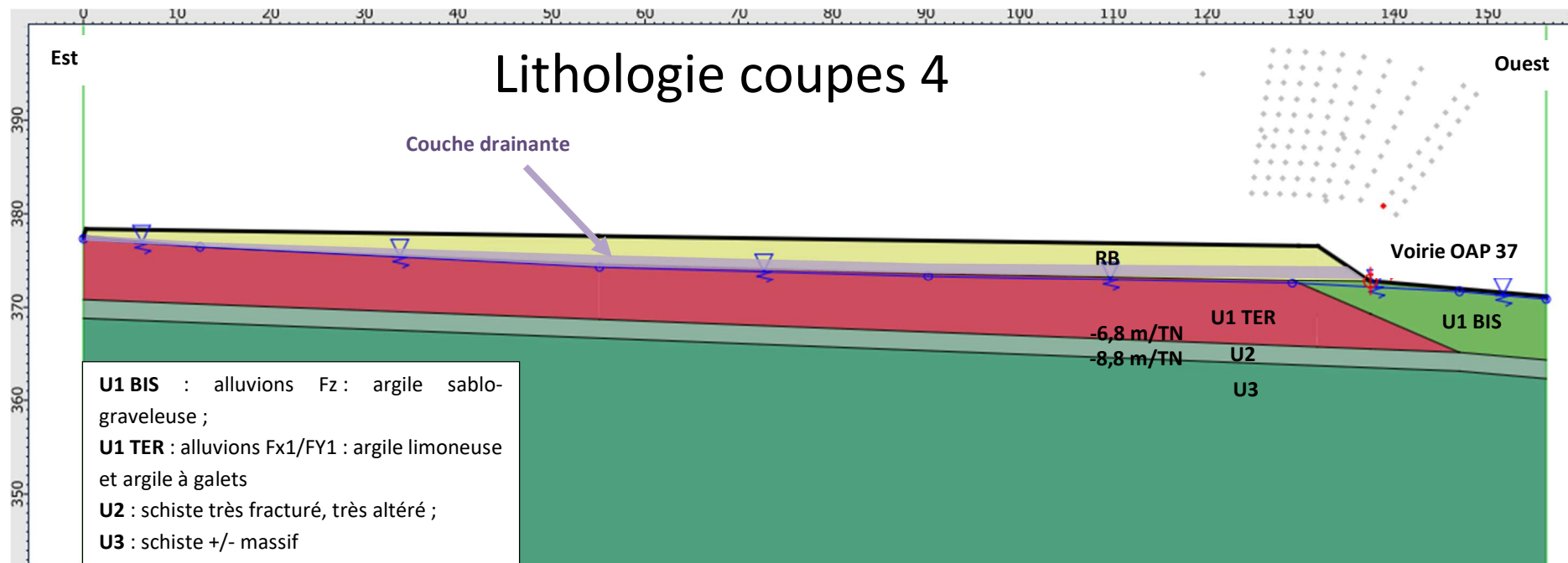
➤ Choix des profondeurs de couches

Compte tenu des éléments évoqués précédemment, les sondages permettent d'établir une première hypothèse de transition entre les alluvions Fz et Fy1/Fx1. Le sondage BSS004CHCN, issu de la banque de données du BRGM permet d'observer une base des alluvions (Fz ?) vers 6,8 m/TN de profondeur. En l'absence d'autre éléments, on retiendra donc une profondeur d'alluvions Fz et Fy1/Fx1 de 6,8 m par rapport au terrain naturel. Le substratum schisteux sera quant à lui subdivisé en deux entités :

- U2 : schiste altéré pris par hypothèse sur 2 m d'épaisseur ;
- U3 : schiste +/- massif jusqu'à la fin du modèle.



➤ Représentation graphique des coupes de sols sous le remblai OAP37.



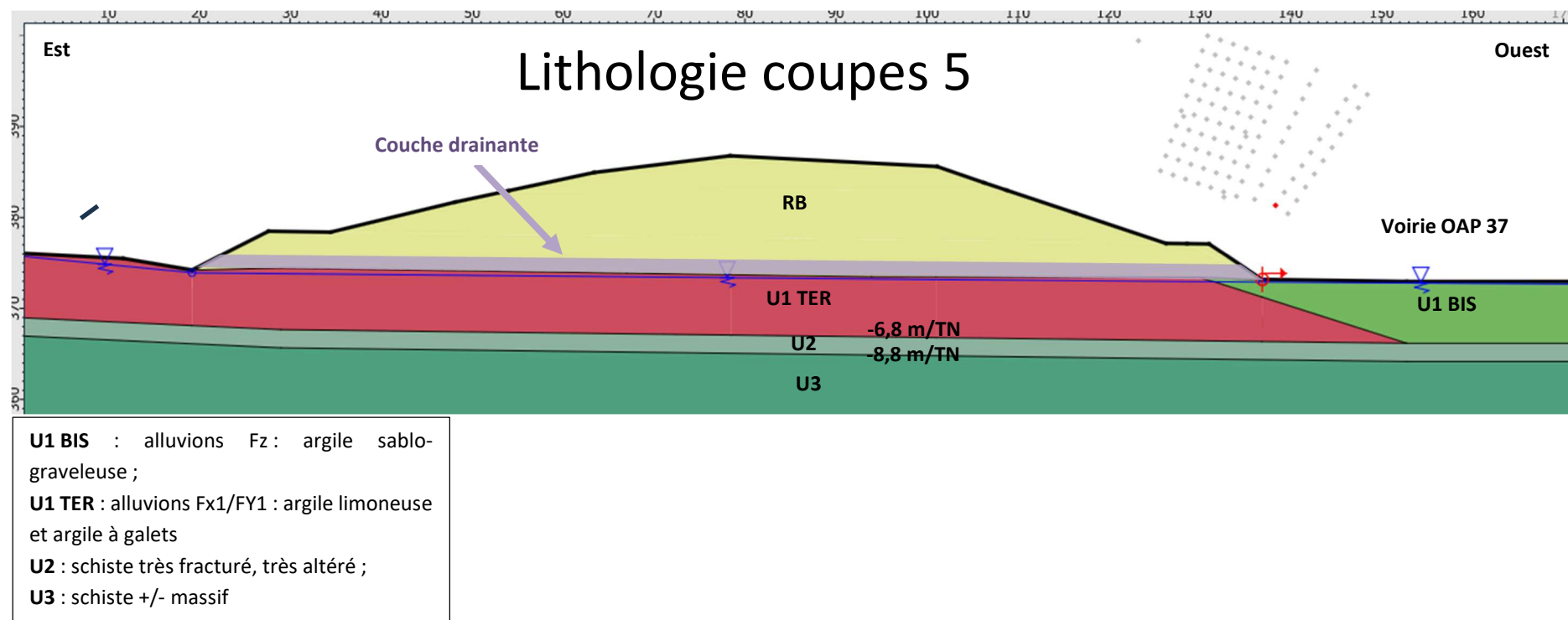
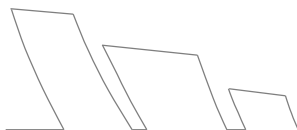
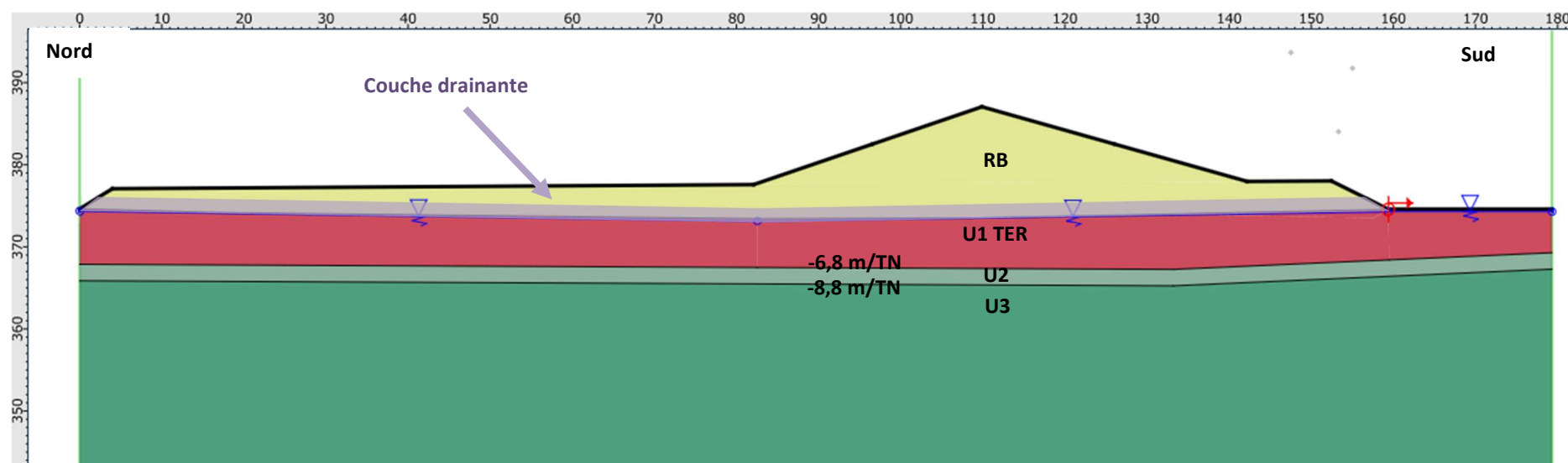


Figure 10 : modèle lithologique sous TALREN pour la coupe 5.

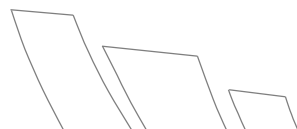


Lithologie coupe 6



U1 BIS : alluvions Fz : argile sablo-graveleuse ;
U1 TER : alluvions Fx1/FY1 : argile limoneuse et argile à galets
U2 : schiste très fracturé, très altéré ;
U3 : schiste +/- massif

Figure 11 : modèle lithologique sous TALREN pour la coupe 6.



2.2. Contexte structural

Dans le secteur, des failles normales de direction Nord-Sud et Nord-Ouest-Sud-Est sont signalées par la carte géologique. A l'échelle du projet, des discontinuités géologiques sont donc suspectées et peuvent être présentes sous le faciès de recouvrement.

Ces failles peuvent créer des zones de faiblesses, caractérisées par un approfondissement de matériaux argileux par affaissement du substratum et une altération du massif rocheux amplifiée par un faisceau de fractures dans le couloir de failles. Cette caractéristique peut influencer la capacité au massif de sol à résister à un glissement de grande ampleur et également sur les tassements dans une couche compressible.

Une analyse de cet aléa a été réalisée au droit du futur hôpital et du remblais Ouest (G2 PRO 3513815 et notes de faisabilité des remblais Ouest et Est). Les reconnaissances géologiques et géophysiques n'ont pas permis de confirmer la présence d'un réseau de fractures importantes au droit de cette zone. Mais les reconnaissances restent ponctuelles et ne permettent pas d'écarter totalement le risque de présence d'accidents géologiques.

Pour le remblai de l'OAP 37 et en l'absence de sondage in situ, cet aléa ne peut donc pas être considéré comme nul. Une campagne de reconnaissance mêlant profils sismiques et reconnaissances géologiques in situ pourra être organisée pour quantifier cet aléa.

2.3. Principe retenu

Cette première étude consiste donc à évaluer la faisabilité de la mise d'un remblai sur un profil topographique relativement plat. La substitution de matériaux de faibles qualités par des terrains non compressibles n'est pas envisagée dans ces modèles.

Pour cette note de faisabilité, il a été conservé une technique de montée par phase du remblai avec une analyse sur les résultats obtenus et la pertinence de la méthode vis-à-vis du contexte géotechnique utilisé dans les vérifications.



2.4. Le modèle de calcul

La stabilité des ouvrages en remblais a été étudiée selon les coupes 4, 5 et 6 transmises par le BE OTEIS :

- Des caractéristiques géométriques de l'ouvrage ;
- Des conditions géotechniques et hydrogéologiques mises en évidence par les reconnaissances réalisées ;
- De l'environnement topographique et hydrologique de l'aménagement.

Les paramètres retenus pour les sols en place sont ceux donnés par les reconnaissances et essais réalisés sur la voirie ceinturant l'OAP 37 au Nord et à l'Ouest et de notre connaissance du secteur par l'intermédiaire de la carte géologique.

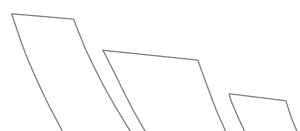
Pour les matériaux du remblais mis en œuvre, les paramètres pris en compte correspondent à un sol argileux ferme, correspondant à des matériaux fins traités. Dans ce modèle, l'action du traitement permet de conserver une cohésion à long terme. Ces valeurs restent théoriques et devront faire l'objet de mesure en laboratoire.

En base du remblai, une couche drainante en matériaux frottants sur une épaisseur d'un mètre devra être mise en œuvre et compactée selon les règles de l'art. Néanmoins, dans une approche sécuritaire, nous avons considéré que la couche de remblais ne participait pas à la stabilité du talus. Les paramètres intrinsèques de la couche drainante sont considérés similaires à ceux de la couche de remblais argileux.

La réutilisation des matériaux du site pour les remblais devra faire l'objet d'une étude spécifique.

Nous retiendrons donc le modèle de terrain et les paramètres suivants :

Unité litho.	Epaisseur (m)	Mas. vol. γ (kN/m ³)	PI* (MPa)	E_m (MPa)	Angle ϕ' (°)	Cohésion C' (kPa)	Angle ϕ_u (°)	Cohésion C _u (kPa)	Coef. α
U0/ Remblais technique + complexe drainant*	-	21	1,00	15,0	22	10	-	-	1/3
U1 BIS Argile sablo graveleuse à galet	6,80	20	0,55	8,7	25	0	0	60	2/3
U1 TER : Argile +/- limoneuse +/- à galets	6,80	20	0,55	8,7	25	0	0	60	2/3
U2/ Schiste ardoisier +/- fracturé à quelques passages argileux	2,00	24	3,30	63,0	35	15	25	50	1/2
U3/ Schiste ardoisier / Flysch +/- massif	>15,00	27	4,50	250,0	40	40	30	100	1/2



* Les caractéristiques mécaniques de la couche drainante sont prises sécuritairement égales à celles des remblais techniques

Afin de tenir compte d'un site sujet aux remontées de nappe voire d'une potentielle inondation par remontée de la nappe, le niveau d'eau a été retenu à une position jugée défavorable, confondu avec le niveau du terrain naturel à long et court terme.

Pour étudier les impacts d'une montée du niveau d'eau vis-à-vis de la stabilité au glissement, le niveau d'eau a été augmenté pour atteindre une hauteur d'environ 1,5 m par rapport au terrain actuel.

➤ Estimation de la cohésion non drainée C_u

En l'absence de données d'essai triaxial, les valeurs de cohésion non drainée C_u , ont été évaluées à partir des essais pressiométriques, avec les corrélations suivantes :

- Les relations de Cassan (*Les essais in situ en mécanique des sols, 1 – réalisation et interprétation – 1988*) :

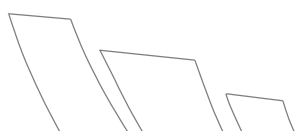
Cas	C_u (MPa)
$PI^* \leq 0,3$ MPa	$PI^*/5,5$
$0,3 \text{ MPa} \leq PI^* \leq 1,0$ MPa	$0,03 + PI^*/12$
$1,0 \text{ MPa} \leq PI^* \leq 2,5$ MPa	$0,085 + PI^*/35$

- Les corrélations entre résultats des essais pressiométriques et caractéristiques intrinsèques des sols du Nord de la France (*Corrélation entre les résultats des essais pressiométriques et les caractéristiques intrinsèques des sols du Nord de la France - Jean-Michel VAILLANT, Valentin CATTEAU – juillet 2012*) :

Tableau 4 . Caractéristiques à court terme (C_u ; ϕ_u) en fonction de PI^*

Type de sol	Caractéristiques mécaniques		
	PI^* (MPa)	C_u (MPa)	ϕ_u (°)
Limon	$PI^* \leq 0,3$	$C_u = PI^*/8$	$\phi_u = 20,2 - 0,2C_u$ (C_u en kPa)
	$0,3 \leq PI^* \leq 1$	$C_u = 0,037PI^* + 0,027$	
	$PI^* \geq 1$	$C_u = 0,035PI^* + 0,060$	
Argile	$PI^* \leq 0,3$	$C_u = 0,15PI^*$	$\phi_u = 14,3 - 0,1C_u$ (C_u en kPa)
	$0,3 \leq PI^* \leq 1$	$C_u = 0,067PI^* + 0,024$	
	$PI^* \geq 1$	$C_u = 0,052PI^* + 0,039$	

➤ Accroissement par consolidation du sol



Dans le cas d'une montée de remblai par phases, la cohésion non drainée prise en compte pour les phases ultérieures tient compte de l'accroissement dû à la consolidation du sol par les deux formules suivantes :

- Sous le corps du remblai : $Cu = Cu0 + U\lambda_{cu}\gamma_r H_r$
- Sous les talus : $Cu = Cu0 + \frac{1}{2}U\lambda_{cu}\gamma_r H_r$

Avec :

- $Cu0$: cohésion drainée initiale ;
- U : le degré de consolidation
- λ_{cu} accroissement de cohésion en fonction de la contrainte de consolidation. En l'absence d'essai triaxiaux $\lambda_{cu} = 0,30$ pour la suite du projet ;
- γ_r : poids volumique du remblai ;
- H_r : hauteur de remblai de la phase précédente.

2.5. Géométrie du remblai

Le modèle utilisé, à ce stade des études, intègre des couches d'alluvions à tendances argileuses et compressibles sur des épaisseurs homogènes de 6,8 m. L'étude de la pertinence d'une montée phasée du remblai permettant une consolidation des couches compressibles progressives, s'évalue avec les vérifications liées à la stabilité du remblais (poinçonnement, tassements et stabilité au glissement). Les phasages suivants ont été retenus

▪ Coupe 4

Paramètre	Phase 1 - RB1
Epaisseur max (m)	3,7
Hr max (m)	3,7

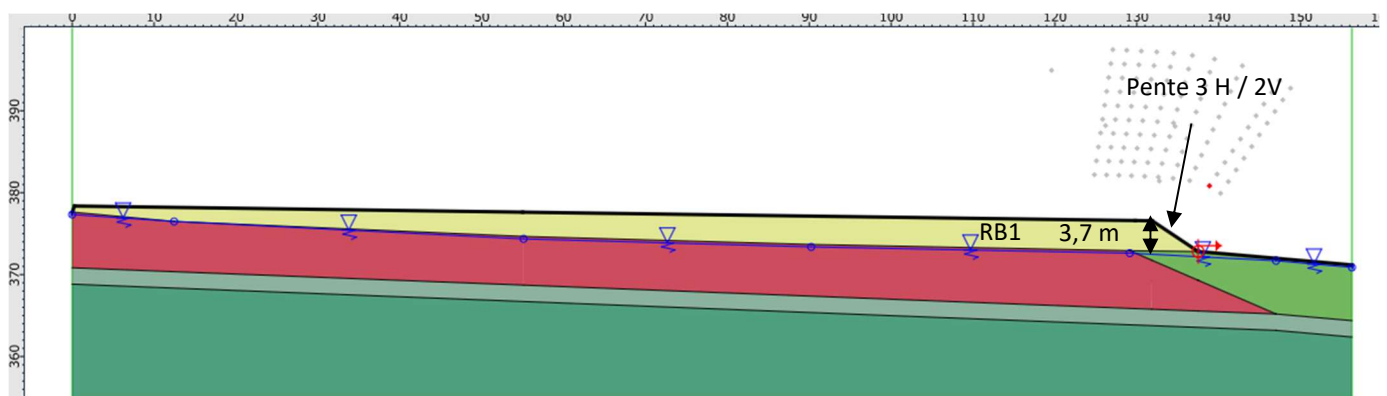
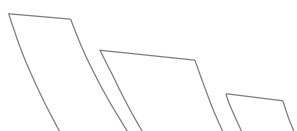


Figure 12 : Phasage du remblais – coupe 4.



Coupe 5

Paramètre	Phase 1 - RB1	Phase 2 - RB2	Phase 3 - RB2
Epaisseur max (m)	4,0	5,0	4,2
Hr max (m)	4,0	9,0	13,2

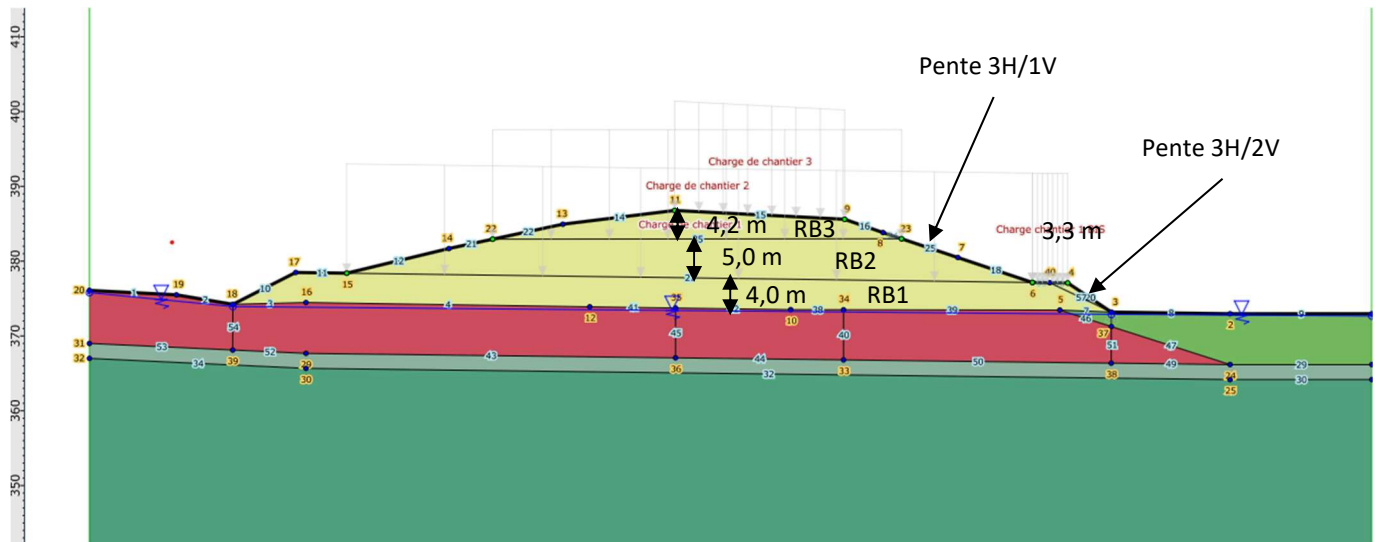


Figure 13 : Phasage du remblais – coupe 5.

■ Coupe 6

Paramètre	Phase 1 - RB1	Phase 2 - RB2	Phase 3 - RB2
Epaisseur max (m)	4,0	5,0	4,5
Hr max (m)	4,0	9,0	13,5

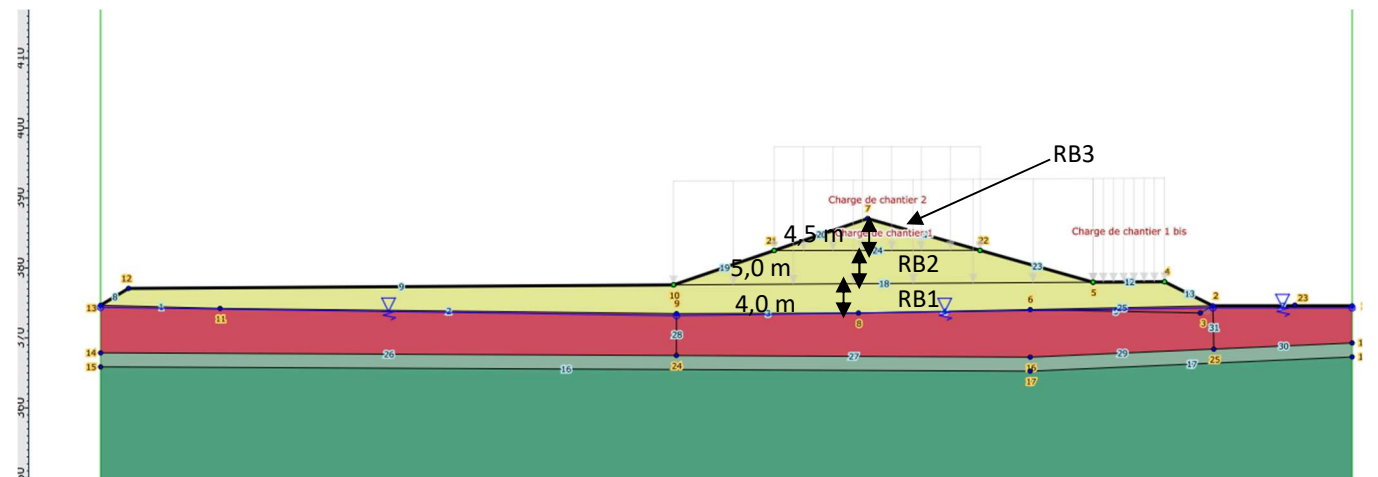


Figure 14 : Phasage du remblais – coupe 3.

3. RISQUE DE LIQUEFACTION

3.1. Catégories de bâtiments

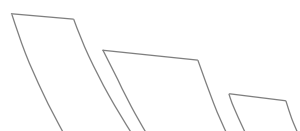
Les bâtiments à risque normal sont classés en 4 catégories d'importance croissante, de la catégorie I à faible enjeu, à la catégorie IV qui regroupe les structures stratégiques et indispensables à la gestion de crise. Le tableau suivant définit les catégories d'importance des bâtiments :

Catégorie d'importance	Description
I 	■ Bâtiments dans lesquels il n'y a aucune activité humaine nécessitant un séjour de longue durée.
II 	■ Habitations individuelles. ■ Établissements recevant du public (ERP) de catégories 4 et 5. ■ Habitations collectives de hauteur inférieure à 28 m. ■ Bureaux ou établissements commerciaux non ERP, h ≤ 28 m, max. 300 pers. ■ Bâtiments industriels pouvant accueillir au plus 300 personnes. ■ Parcs de stationnement ouverts au public
III 	■ ERP de catégories 1, 2 et 3. ■ Habitations collectives et bureaux, h > 28 m. ■ Bâtiments pouvant accueillir plus de 300 personnes. ■ Établissements sanitaires et sociaux. ■ Centres de production collective d'énergie. ■ Établissements scolaires.
IV 	■ Bâtiments indispensables à la sécurité civile, la défense nationale et le maintien de l'ordre public. ■ Bâtiments assurant le maintien des communications, la production et le stockage d'eau potable, la distribution publique de l'énergie. ■ Bâtiments assurant le contrôle de la sécurité aérienne. ■ Établissements de santé nécessaires à la gestion de crise. ■ Centres météorologiques.

Figure 15 : Tableau des catégories d'importance des bâtiments – source : developpement-durable.gouv.fr

Pour la considération du risque sismique, il conviendra de retenir que la plateforme de l'OAP 37 servira de base vie de chantier (assimilable à des bureaux avec un maximum de 300 personnes) et de stockage des matériaux issus des travaux d'excavation pour la construction de l'hôpital et de la déconstruction du merlon Est. Dans sa configuration finale, la plateforme servira d'assise pour futurs bâtiments dont la finalité n'est pas connue.

Dans le cadre de cette étude, on limitera l'utilisation de cette plateforme, à sa phase chantier : base vie et stockage de matériaux. L'ensemble plateforme + base vie sera assimilé à une classe **d'importance II (à confirmer par le Maître d'Ouvrage)**. Le projet est donc soumis **aux exigences de conception parasismiques** suivant l'Eurocode 8.



3.2. Coefficient d'importance

A chaque catégorie d'importance est associé un coefficient d'importance γ_I , qui vient moduler l'action sismique de référence conformément à l'Eurocode 8.

Le tableau suivant définit le coefficient d'importance γ_I selon la catégorie d'importance des bâtiments :

Catégorie d'importance	Coefficient d'importance γ_I
I	0,8
II	1
III	1,2
IV	1,4

Figure 16 : Tableau des coefficients d'importance – source : developpement-durable.gouv.fr

Dans le cas d'un ouvrage de catégorie II, le coefficient d'importance γ_I à prendre en compte est de 1,0

3.3. Exigences sur le bâti neuf

Les exigences sur le bâti neuf dépendent de la catégorie d'importance du bâtiment et de la zone de sismicité.

Le tableau suivant récapitule les exigences à prendre en compte en fonction de la catégorie des bâtiments :

	I	II	III	IV
				
Zone 1	aucune exigence			
Zone 2	aucune exigence			
Zone 3	aucune exigence			
Zone 4	aucune exigence			
Zone 5	aucune exigence			
		PS-MI ¹	Eurocode 8 ³ $a_g=1,1 \text{ m/s}^2$	Eurocode 8 ³ $a_g=1,1 \text{ m/s}^2$
		PS-MI ¹	Eurocode 8 ³ $a_g=1,6 \text{ m/s}^2$	Eurocode 8 ³ $a_g=1,6 \text{ m/s}^2$
		CP-MI ²	Eurocode 8 ³ $a_g=3 \text{ m/s}^2$	Eurocode 8 ³ $a_g=3 \text{ m/s}^2$

¹ Application possible (en dispense de l'Eurocode 8) des PS-MI sous réserve du respect des conditions de la norme PS-MI

² Application possible du guide CP-MI sous réserve du respect des conditions du guide

³ Application obligatoire des règles Eurocode 8

Figure 17 : Exigences sur le bâti neuf – source : developpement-durable.gouv.fr

Selon le décret n°2010-1255 du 22 octobre 2010 portant sur la délimitation des zones de sismicité du territoire français et entré en vigueur depuis le 01 mai 2011, le projet se situe en **zone de sismicité 4**, avec accélération au rocher $a_{gr} = 1,6 \text{ m/s}^2$.

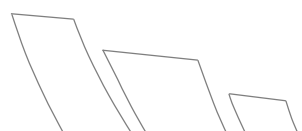
3.4. Classes de sols selon l'Eurocode 8

La nature locale du sol influence fortement la sollicitation ressentie au niveau des bâtiments. L'Eurocode 8 distingue 7 catégories principales de sols (de la classe A à la classe S2) pour lesquelles est défini un coefficient de sol S. Le paramètre S permet de traduire l'amplification de la sollicitation sismique exercée par certains sols.

Le tableau suivant récapitule les différentes classes de sol en fonction du profil stratigraphique :

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Paramètres						
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (coups/30 cm)	c_u (kPa)	Type de sol	Pressiomètre		CPT q_c (MPa)
						PI (MPa)	E_M (MPa)	
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant.	>800				> 5	> 100	
B	Dépôts raides de sables, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des caractéristiques mécaniques avec la profondeur	360-800	>50	>250	sols granulaires	> 2	> 20	> 15
					sols cohérents	> 2	> 25	> 3,5
C	Dépôts profonds de sables de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines de mètres à plusieurs centaines de mètres.	180-360	15-50	70-250	sols granulaires	> 1	> 8	> 5
					sols cohérents	> 0,5	> 5	> 1,5
D	Dépôts de sols sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant en majorité des sols cohérents mous à fermes.	< 180	< 15	<70	sols granulaires	< 1	< 8 MPa	< 5
					sols cohérents	< 0,5	< 5 Mpa	< 1,5
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de v_s de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $v_s > 800 \text{ m/s}$.							
S ₁	Dépôts composés, ou contenant, une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé ($IP > 40$) et une teneur en eau importante.	< 100						
S ₂	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes 1 à E ou S ₁ .							

Figure 18 : Classes de sol – source : Eurocode 8



Suivant la nature du sol, les paramètres S (coefficient de sol), TB (limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectre constante), TC (limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectre constante) et TD (valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant) à prendre en compte sont données dans le tableau suivant :

Classe de sol	S	TB (s)	TC (s)	TD (s)
A	1,0	0,03	0,20	2,5
B	1,35	0,05	0,25	2,5
C	1,5	0,06	0,40	2,0
D	1,6	0,10	0,60	1,5
E	1,8	0,08	0,45	1,25

Figure 19 : Spectre de réponse élastique de type 2 (zones 1 à 4)

Les paramètres mécaniques choisis dans le modèle classe les alluvions comme un sol C mais la profondeur choisie dans le modèle impose la considération d'une **classe E**.

Concernant la présente étude, les sols rencontrés appartiennent à la classe E. Les paramètres à considérer pour le projet sont les suivants : $S = 1,8$, $TB = 0,08$ s, $TC = 0,45$ s, $TD = 1,25$ s.

3.5. Liquéfaction des sols

On appelle liquéfaction d'un sol un processus conduisant à la perte totale de résistance au cisaillement du sol par augmentation de la pression interstitielle. Elle est accompagnée de déformations dont l'amplitude peut être limitée ou quasi illimitée.

D'après l'Eurocode 8, un sol n'est pas considéré comme liquéfiable lorsqu'une des conditions suivantes au moins est remplie :

- les sables contiennent de l'argile en proportion supérieure à 20 %, avec un indice de plasticité $IP > 10$;
- les sables contiennent des silts en proportion supérieure à 35 % et, simultanément le nombre de coups SPT, normalisé pour l'effet de surcharge due au terrain et du rapport d'énergie, $N1(60) > 20$;
- les sables sont propres, avec la valeur du nombre de coups SPT, normalisé pour l'effet de surcharge due au terrain et du rapport d'énergie $N1(60) > 30$.



et lorsque, en même temps :

$$\frac{\gamma_i \cdot a_{gr} \cdot s}{g} < 0,15$$

Avec :

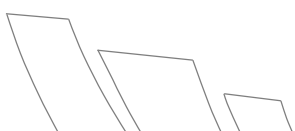
- γ_i : coefficient dépendant de la catégorie d'importance de l'ouvrage ; ici $\gamma_i = 1,0$ pour une **catégorie d'importance II à confirmer par le Maître d'Ouvrage/Maître d'Œuvre**.
- a_{gr} : accélération maximale de référence dépendant de la zone de sismicité (zone de sismicité 4 – aléa modéré) ; ici $a_{gr} = 1,6 \text{ m/s}^2$.
- S : paramètre de sol dépendant de la classe de sol (classe E) ; ici $S = 1,80$.
- g : constante de gravité terrestre ; $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

$$\text{Dans le cas présent, } \frac{\gamma_i \cdot a_{gr} \cdot s}{g} = 0,29$$

Le calcul indique que la condition précédente n'est pas respectée, pour un sol classé E. **Par conséquent, les alluvions peuvent théoriquement avoir une sensibilité au risque de liquéfaction.**

Les analyses en laboratoires réalisées dans les alluvions interprétées comme étant ceux notées Fz, mettent en avant des terrains classés I1 considérés comme **des sables et graves très silteux**. L'essai en laboratoire réalisé sur le sondage PM5, dont l'emplacement et la nature indique qu'il peut s'agir des alluvions Fy1 et Fx1, met en avant un matériau **F2 (argile peu plastique)** avec un indice de plasticité $I_p=24$. **Les essais en laboratoire tendent à confirmer la présence d'un sol avec des proportions d'argile non négligeables.**

La reconnaissance in situ devra donc intégrer des essais spécifiques à la quantification réelle de cet aléa au droit du site. La campagne pourra être constituée **d'essais SPT et/ou CPT et des profils sismiques**. Cette campagne sera complétée par la réalisation d'essais en laboratoire (Identifications GTR, sédimentométries, poids volumiques, limites d'Atterberg, Essais de cisaillement classiques et cycliques...).



4. ANALYSE DES CONDITIONS DE STABILITE DES REMBLAIS

4.1. Evaluation des tassements

➤ Méthode œdométrique

Les sols du modèle géotechnique n'ont pas fait l'objet d'essai œdométrique en laboratoire lors des études réalisées dans le secteur par ECR ENVIRONNEMENT. Par conséquent l'utilisation de cette solution de calcul n'est pas possible à ce stade de l'étude.

➤ Méthode pressiométrique

Dans une approche complémentaire, les tassements sous remblais peuvent également être estimés à partir des essais pressiométriques réalisés dans les terrains d'assises.

Le tassement est calculé à l'aide de la formule :

$$\Delta H = H_0 \times \frac{\Delta \sigma'_v}{\frac{E_m}{\alpha}}$$

Avec

H_0 : la hauteur de la couche compressible ;

$\Delta \sigma'_v$: Surcharge apportée par le remblai = $\gamma_r \times H_r$;

E_m : le module pressiométrique ;

α : coefficient rhéologique.

Les résultats sont les suivants :

Couche U1 BIS et U1 TER / $E_m = 8,7 \text{ MPa}$ / $\alpha = 2/3$			
Hauteur de remblais (m)	5,0	9,0	13,5
Surcharge $\Delta \sigma'_v$ (KPa)	105,0	189,0	283,5
Tassement ΔH (cm)	5,5	10,0	15,0

La méthode pressiométrique met en avant des tassements compris entre 5,5 et 15,0 cm dans les couches U1 BIS et U1 TER.



➤ **Commentaires sur les résultats**

Les estimations de tassements obtenues avec la méthode pressiométrique indiquent des déplacements verticaux compris entre 5,5 et 15,0 cm. Il conviendra de rappeler que ces valeurs théoriques indiquées resteront dans tous les cas et strictement des ordres de grandeurs.

Dans le cadre du projet global, des estimations de tassement réalisées selon la méthode œdométrique et pressiométriques, dans une même couche argileuse ont montré des différences de tassements significatives pouvant atteindre 20 à 30 cm environ. Ces tassements sont conséquents et devront être pris en compte dans l'utilisation finale de la plateforme.

Une première estimation du temps de consolidation peut être effectuée en considérant que les alluvions U1 BIS et U1 TER possèdent un coefficient de consolidation en laboratoire égal à celui de l'argile de recouvrement U1 détaillée dans étude G2 AVP du futur hôpital $C_v = 2,3 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$. En prenant en compte un coefficient de consolidation « réel » (Cf Rapport n° 3513815 - Note faisabilité Remblai Ouest_V2) :

$$Cv_{in\ situ} = 10 \times Cv_{labo}$$

Le temps de consolidation à 90 % d'une couche de 6,8 m de matériau argileux et compressible est de 197 jours. En prenant compte le tassement obtenus par la méthode pressiométrique, 90 % du tassement seraient alors consommés à la fin de cette période, laissant environ 1,5 cm de tassement résiduel.

Cette première estimation reste néanmoins **très incertaine** compte tenu des hypothèses formulées, de l'imposition de la méthode de calcul de tassement liée au manque d'essai et du fait que les alluvions en place ne sont pas totalement argileuses comme la formation de recouvrement U1.



4.2. Stabilité au poinçonnement

- Sols mous cohérents (U1 et U1 Quat SIA) :

Une vérification de la stabilité au poinçonnement est réalisée pour des remblais à court terme, dans le cas de sols mous cohérents sous le remblai. La vérification vis-à-vis du poinçonnement est réalisée à court terme avec un facteur de sécurité minimal visé $F = 1,5$ (absence de coefficients partiels sur les paramètres et les actions).

Le coefficient de sécurité vis-à-vis du poinçonnement est donné par l'égalité suivante

$$F = \frac{C_u \times N_c}{\gamma_r H_r}$$

Avec

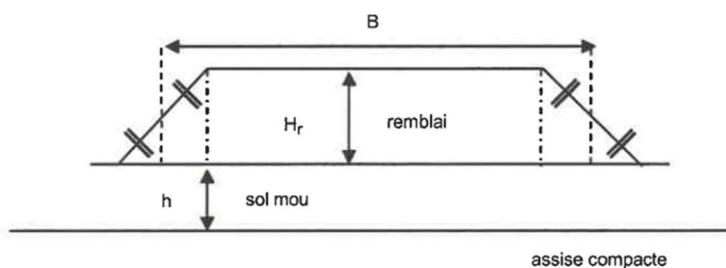
C_u : cohésion non drainée du sol, en kPa (Cf. Chapitre 2.2).

γ_r : poids volumique du remblai, en kN/m³

H_r : Hauteur du remblai, en m.

N_c : Coefficient de portance d'une semelle de largeur B reposant sur un sol mou d'épaisseur h . La largeur de fondation équivalente à B est la largeur moyenne du remblai. N_c est donné soit par un abaque soit par les relations suivante :

- $0 < B/h < 1,49 \rightarrow N_c = \pi + 2$;
- $1,49 < B/h < 10 \rightarrow N_c \approx 0,468 B/h + 4,445$;
- $B/h > 10 \rightarrow N_c \approx 9,125$.



- Vérification du poinçonnement pour les sols mous cohérents :

Paramètre	Coupe 4 - F	Coupe 5 - F	Coupe 6 - F
Hr (m)	3,7	13,5	13,5
γ_r (kN/m ³)	21,0	21,0	21,0
B (m)	130,0	69,3	37,9
h (m)	5,8	6,8	6,8
B/h	22,4	10,2	5,6
NC	9,125	9,125	7,053
Cu initiale (kPa)	60,0	60,0	60,0
F	7,0	1,9	1,5

- Commentaire sur les résultats

Les calculs indiquent que les facteurs de sécurité sur le poinçonnement sont systématiquement supérieurs à $F = 1,5$.

4.3. Stabilité au glissement

Les calculs de stabilité à la rupture sont traités suivant la méthode des tranches de Bishop (rupture circulaire).

Deux niveaux de nappes ont été considéré dans les modélisations :

- **A court terme** : niveau d'eau proche du terrain naturel afin de simuler un contexte hydrogéologique défavorable ;
- **A long terme** : Niveau d'eau proche du terrain naturel et à 1,5 m de hauteur par rapport au terrain naturel actuel afin de tenir compte d'une possible inondation.



Pour l'analyse des ouvrages dont la stabilité n'est pas dépendante d'un ouvrage de soutènement, il est recherché un facteur de sécurité global minimal $F \geq 1,00$, en tenant compte de coefficients partiels sur les paramètres et les actions (Eurocodes).

Paramètres	Coefficients partiels Eurocodes	
	Fondamental – Ouvrage courant	Sismique
Poids volumique des terres γ_p	1,00	1,00
Angle de frottement γ_ϕ	1,25	1,25
Cohésion effective $\gamma_{C'}$	1,25	1,25
Cohésion non drainée γ_{Cu}	1,40	1,40
Surcharge variable γ_Q	1,30	1,00
Sécurité sur la méthode de calcul	1,10	1,00
Condition de stabilité / Coefficient de sécurité F	$F = \frac{\sum \text{des moments résistants}}{\sum \text{des moments moteurs}} \geq 1,0$	

Les surcharges suivantes ont été appliquées dans les coupes de calculs (à valider par le BET structure) :

- Surcharge de chantier : 10 KPa :

Les calculs de stabilité ont été réalisés avec le logiciel TALREN V5. Les coupes sont présentées en annexes.

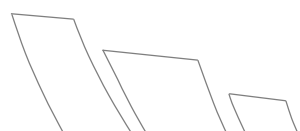
➤ Stabilité lors des phases de montée en remblai (court terme)

Le facteur de sécurité minimal visé est de $F = 1,0$.

Les caractéristiques mécaniques introduites dans le calcul de stabilité en combinaison fondamentale à court terme sont :

- Pour les sols cohérents (considérés complètement saturés) :
 - $\Phi_u = 0$;
 - C_u = cohésion non drainée.
- Pour les sols frottants :
 - Seule la stabilité à long terme est vérifiée.

Les facteurs de sécurité minimaux obtenus pour des surfaces de glissements sont les suivants, par phase :



▪ **Coupe 4**

Coupe 4	CT
Phase	Phase 1
Hr	3,7
Fmin	1,92

▪ **Coupe 5**

Coupe 5	CT		
Phase	Phase 1	Phase 2	Phase 3
Hr	4,00	9,00	13,20
Fmin	2,04	1,16	0,99

▪ **Coupe 6**

Coupe 6	CT		
Phase	Phase 1	Phase 2	Phase 3
Hr	4,00	9,00	13,50
Fmin	2,40	1,63	1,32

Les calculs montrent que les facteurs minimaux de sécurité sur les cercles de glissements sont supérieurs ou très proches de 1 pour toutes les phases de montée du remblai selon les coupes étudiées.



➤ **Stabilité à long terme**

Le facteur de sécurité minimal visé est $F=1,0$.

Les caractéristiques mécaniques introduites dans le calcul de stabilité en combinaison fondamentale à long terme sont :

- C' et ϕ issus des cisaillements CD ou de la bibliographie.

▪ **Coupe 4**

Coupe 4	LT	
	Nappe EH	Nappe TN +1,5 m
Phase	Phase finale	Phase finale
Hr	3,70	3,70
Fmin	1,00	1,02

* Adoucissement de la pente afin d'obtenir un facteur de sécurité supérieur à $F=1,00$.

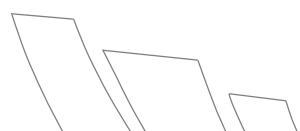
▪ **Coupe 5**

Coupe 5	LT	
	Nappe EH	Nappe TN +1,5 m
Phase	Phase finale	Phase finale
Hr	13,20	13,20
Fmin	1,02	1,17

▪ **Coupe 6**

Coupe 6	LT	
	Nappe EH	Nappe TN +1,5 m
Phase	Phase finale	Phase finale
Hr	13,50	13,50
Fmin	1,64	1,00

Les calculs montrent que les facteurs minimaux de sécurité sur les cercles de glissements sont supérieurs à 1 pour les deux configurations de nappe (EH et TN + 1,5 m).



➤ **Stabilité lors de sollicitations sismiques (court terme)**

En application des normes parasismiques définissant les exigences sur le bâti neuf, l'Eurocode 8 s'applique et impose la prise en compte des paramètres suivants :

Pour rappel :

- **Zone de sismicité :**

- Zone de sismicité : **4** Accélération au rocher : **$a_{gr} = 1,60 \text{ m/s}^2$**

- **Catégorie d'importance :**

- Catégorie d'importance : **II**
- Coefficient d'importance : **$\gamma_I = 1,00$**
- Coefficient sismique r : **2,00** (voir tableau ci-dessous)

Tableau 7.1 — Valeurs du facteur r pour le calcul du coefficient sismique horizontal

Type d'ouvrage de soutènement	r
Murs-poids libres pouvant accepter un déplacement jusqu'à $d_r = 300 \alpha \cdot S$ (mm)	2
Murs-poids libres pouvant accepter un déplacement jusqu'à $d_r = 200 \alpha \cdot S$ (mm)	1,5
Murs fléchis en béton armé, murs ancrés ou contreventés, murs en béton renforcé fondés sur pieux verticaux, murs d'infrastructure encastrés et culées de ponts	1

Figure 20 : Valeurs du facteur r pour le calcul du coefficient sismique horizontal.

- **Classe de sol :**

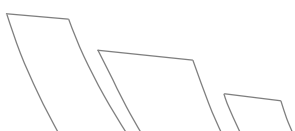
- Classe de sol : **E** Paramètre de sol **$S : 1,80$**

- **Nature du relief :**

- Coefficient d'amplification topographique **$ST : 1,00$ (Terrain naturel actuel relativement plat)**

- **Représentation de l'action sismique :**

- Accélération horizontale de calcul au rocher : ($a_g = a_{gr} \times \gamma_I$) => **$a_g = 1,60 \text{ m/s}^2$**
- Coefficient sismique horizontal, $k_h = a_g \cdot \frac{s}{r} \cdot \frac{ST}{g}$ => **$k_h = 0,147$**
- Coefficient sismique vertical, $k_v = (0,5 \times k_h)$ => **$k_v = 0,073$**



La justification de la stabilité en combinaison accidentelle sismique est effectuée en considérant les actions suivantes :

- Pour la combinaison accidentelle de séisme pesant : + kh ; + kv
- Pour la combinaison accidentelle de séisme allégeant : + kh ; - kv

Les caractéristiques mécaniques introduites dans le calcul de stabilité en combinaisons sismiques à court terme sont :

- Pour les sols cohérents :
 - $\Phi_u = 0$;
 - C_u = cohésion non drainée en tenant compte d'une consolidation simplifiée pour une montée de remblais phasée. L'augmentation de la cohésion est calculée les terrains U1 BIS et U1 TER, avec la géométrie finale du remblai selon la formule d'accroissement de C_u indiquée dans le chapitre 2.4.
- Pour les sols frottants :
 - C' et ϕ issus des cisaillement CD ou de la bibliographie.

Le coefficient de sécurité minimal visé est $F = 1,0$

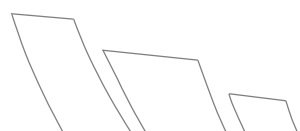
Les facteurs de sécurité minimaux calculés sur les cercles de grands glissements les plus défavorables sont les suivants :

▪ Coupe 4

Coupe 4	Sis - CT	
	+kv	- kv
Phase	Phase finale	Phase finale
Hr	3,70	3,70
Fmin	1,38	1,50

▪ Coupe 5

Coupes 5	Sis - CT	
	+kv	- kv
Phase	Phase finale	Phase finale
Hr	13,20	13,20
Fmin	1,07	1,15



▪ **Coupe 6**

Coupe 6	Sis - CT	
	+kv	- kv
Phase	Phase finale	Phase finale
Hr	13,50	13,50
Fmin	1,25	1,32

Les calculs montrent que les facteurs de sécurité sont globalement satisfaisants sur toutes les configurations de remblais, dans le cas d'un matériau à tendance argileuse, en tenant compte d'une amélioration de cohésion par consolidation liée à une montée phasée de remblais.

➤ **Commentaire sur les résultats des calculs de stabilité**

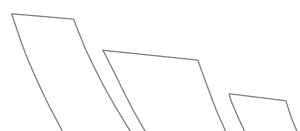
Les premières vérifications de la stabilité aux glissements, réalisés avec modèle hypothétique sans reconnaissance in situ, montrent que les facteurs de sécurité sont satisfaisants pour les surfaces circulaires de ruptures les plus défavorables calculées à longs termes et à courts termes, en prenant compte un niveau piézométrique proche du TN (cas défavorable possiblement rencontré en période de hautes eaux). La prise en compte d'un accroissement de la cohésion, même simplifiée permet d'obtenir des facteurs de sécurité supérieurs à $F=1,00$ pour l'ensemble des coupes même sous sollicitations sismiques.

On notera que même pour une augmentation du niveau d'eau à 1,5 m par rapport au terrain naturel (simulation simplifiée d'une inondation), les facteurs de sécurité sont acceptables l'ensembles des coupes. .

Un regard critique doit néanmoins être porté vis-à-vis de ces premières conclusions par rapport à l'importance des données d'entrée, incluses dans le modèle de calculs. Dans cette analyse, le modèle géotechnique intègre des alluvions dont la nature tend vers un sol à tendance argileuse d manière homogène. Des variations de lithologies pourront être détectées lors des sondages.

La nature et les paramètres intrinsèques de ces alluvions ont un impact significatif sur les facteurs de sécurité calculés. L'augmentation d'une cohésion non drainée et/ou de la cohésion effective et/ou de l'angle de frottement permet de légitimer des géométries de remblais, non justifiées avec le modèle actuel principalement sous sollicitations sismiques.

L'autre paramètre jouant un rôle essentiel dans le calcul des facteurs de sécurité sur les cercles de glissement est la nappe. Dans le modèle actuel, le niveau d'eau est considéré à une profondeur constante de $-0,3$ m/TN de profondeur et rentre en compte dans les moments moteurs participant à la déstabilisation du remblai. Un suivi piézométrique sur une durée significative accompagnée par d'une étude hydrogéologique afin d'estimer les niveaux caractéristiques (EB, EH, EE) s'avèrent être nécessaires.



5. CONCLUSION GENERALE

5.1. Modèle géotechnique

L'extrapolation des reconnaissances in situ réalisées au droit du futur hôpital et de la voirie de l'OAP 37 ainsi que l'étude de la carte géologique, ont permis d'établir un premier modèle géotechnique.

A ce stade, compte tenu des fortes incertitudes de ce modèle liées à l'absence de reconnaissance in situ, les paramètres qui influencent la stabilité des talus (profondeurs de couches, les paramètres des sols et le niveau de la nappe) ont été associés à des valeurs prudentes.

Cette étude a montré la faisabilité de la mise en œuvre d'un remblai sur la parcelle OAP 37 avec les hypothèses basées sur les données bibliographiques du secteur, sans considération de contraintes liées à la réalisation de constructions sur le remblai. Elle a également mis en évidence une grande influence des paramètres géotechniques dans la stabilité de l'ouvrage dont certains pourraient remettre en cause la stabilité des talus s'ils n'étaient pas correctement évalués. Afin d'obtenir des coefficients de sécurité satisfaisants, des adaptations de géométrie (pente des talus) ou de préparation du sol supports sont potentiellement nécessaires.

Avec le contexte géotechnique utilisé, les premières estimations ont montré qu'il n'est pas, théoriquement, nécessaire d'utiliser une consolidation progressive des sols afin de vérifier la stabilité du talus. Néanmoins, cette première orientation doit être évaluée par l'intermédiaire de sondages in situ.

Dans ce modèle, il a été considéré que le remblai était constitué de produits de terrassement U1 à U3 contenant une proportion de fines importante et traités à la chaux. La confirmation sur la possibilité de réemploi de ces matériaux devra l'objet d'une étude spécifique. Des essais en laboratoires devront être réalisés afin d'en obtenir des paramètres intrinsèques utilisables dans les calculs de stabilité.

Dans ces conditions, une campagne de reconnaissance géotechnique est indispensable afin de confirmer les conditions de mise en œuvre et les conditions de stabilité de cet ouvrage. Ses objectifs sont les suivants :

- Déterminer la nature et les paramètres mécaniques des sols en présence et notamment les alluvions Fz et Fy1/Fx1 ;
- Quantifier l'aléa de liquéfaction dans les alluvions ;
- Vérifier les profondeurs des couches ;
- Confirmer le niveau de la nappe.

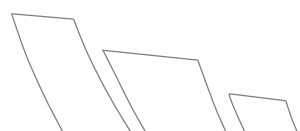


En parallèle, nous estimons qu'une étude spécifique de réutilisation des matériaux devra être menée et répondre aux objectifs suivants :

- Nature des sols après terrassement ;
- Aptitude au traitement ;
- Caractéristiques mécaniques utilisables dans les modèles.

En première hypothèse, le tableau suivant résume la composition type d'une campagne de reconnaissances in situ complémentaires, applicable pour le remblai OAP37 :

Paramètre	Type de sondage
Identification des sols	11 sondages avec essais pressiométriques à 20 m, 10 fouilles à la pelle mécanique, 6 sondages à la tarière jusqu'à 10 m ; 6 identifications GTR avec masses volumiques ; 4 profils sismiques (aléa liquéfaction).
Profondeur et compressibilité des sols U1 BIS (Fz) et U1 TER (Fy1/Fx1)	4 Sondages carottés avec prélèvement d'échantillons intacts pour 4 essais à l'œdomètre
Paramètres intrinsèques court et long terme avec détermination de λ_{cu}	4 Essais de cisaillement triaxial CU + u et UU
Cohésion non drainée Cu	14 essais au pénétromètre statique CPT
Niveau d'eau	3 piézomètres avec suivi
Aptitude au traitement U1 et U2	Fouilles à la pelle et essais d'aptitude au traitement à la chaux
Réemploi des matériaux U3	Etude spécifique à définir.



5.2. Analyses vis-à-vis de la stabilité

En considérant un modèle géotechnique actuel, le calcul avec la méthode pressiométrique (méthode par défaut en l'absence d'essai œdométrique) que les tassements sont estimés entre 10 et 15 cm en fonction de la hauteur de remblais et de la méthode utilisée. Ces valeurs ont un faible indice de confiance et **il conviendra de retenir que les tassements seront de l'ordre de plusieurs dizaines de centimètres**. Compte tenu de l'organisation des travaux, ces tassements même importants restent gérables car les bâtiments seront construits bien après l'hôpital.

En ce qui concerne le temps de consolidation, une première ébauche permet d'estimer un temps de consolidation de 200 jours pour une phase. Néanmoins, cette valeur reste très pessimiste et peu utilisable en l'état à cause de la prise en compte d'un indice de compressibilité similaire à un matériau argileux. Les essais à l'œdomètre permettront d'estimer le temps de consolidation réel.

Les premières vérifications du **poinçonnement** des couches U1 BIS et U1 TER permettent de s'orienter vers une résistance satisfaisante de ces couches avec les géométries projetées, même sans améliorations de la cohésion non drainée avec une montée en phase.

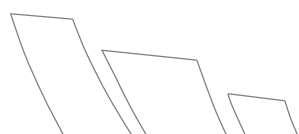
Dans les conditions du sous-sols évoqués dans cette note, les calculs de **stabilité au glissement** ont permis de confirmer que les géométries de talus permettant d'obtenir des coefficients de sécurité satisfaisant. Dans un cas simplifié de remontée exceptionnelle de niveau de la nappe 1,5 m/TN, les coefficients de sécurité sont satisfaisants. Une réflexion devra néanmoins se développer sur la capacité réelle des terrains à résister à un cisaillement lors d'une décrue. Il pourra être envisagé de réaliser une couche drainante jusqu'à la hauteur d'eau exceptionnelle du secteur afin de neutraliser l'augmentation de pression interstitielle dans le remblai. Dans tous les cas, une étude hydrogéologique des plus hautes eaux sur la parcelle est pertinente.

Néanmoins, l'étude de l'impact des profondeurs de couches et de la nappe ainsi que des paramètres intrinsèques des sols a montré que des changements pouvaient avoir des conséquences importantes sur les facteurs de sécurité calculés. Par conséquent, les reconnaissances in-situ sont indispensables pour statuer sur la stabilité globale finale de la plateforme de l'OAP 37.

5.3. Principe retenu

Le modèle géotechnique met en avant des épaisseurs de couches alluvionnaire U1 BIS et U1 TER significatives, prises par hypothèse jusqu'à 6,8 m de profondeur dans les coupes. Ces terrains ont été considérés comme « compressibles » mais la nature réelle de ces terrains et leur supposée prédisposition à la déformation constitue un axe d'évaluation pour les prochaines études.

En considérant les paramètres de sols du modèle, les premiers calculs permettent d'obtenir des coefficients de sécurité sur le poinçonnement et sur les cercles de glissements, à courts termes, plutôt satisfaisants sans considérer



une amélioration de la consolidation par une montée phasée. Dans ces conditions, il est donc théoriquement possible de s'affranchir d'une montée phasée du remblai permettant d'améliorer la stabilité du remblai dans sa phase chantier. Sous sollicitations sismiques, la théorie de consolidation est utilisée mais uniquement lorsque la totalité du remblai est construite.

En conclusion, le contexte géotechnique utilisé dans cette note de faisabilité ouvre la voie vers une possible abstraction d'une montée phasée du remblai. Les sondages in situ sont nécessaires pour évaluer définitivement cette première tendance.

D'autres solutions telles que la substitution de forte épaisseur de matériaux ou d'amélioration de sols restent possibles et pourront faire l'objet de dimensionnement ultérieurs, avec les sondages réalisés au droit du projet.

5.4. Suivi et auscultation

L'auscultation géotechnique fait partie intégrante de la conception et de la réalisation des remblais sur sol compressible. Elle permet notamment d'adapter la construction par l'acquisition de paramètres en temps réel et de s'assurer de la stabilité de l'ouvrage.

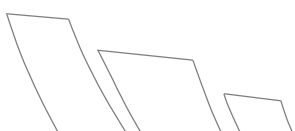
Dans les opérations de préchargement, une auscultation doit permettre de vérifier la stabilité de l'ouvrage et de contrôler les déplacements. Par conséquent le plan d'auscultation devra être conçu afin de cibler les paramètres à mesurer pour bien suivre le comportement de l'ouvrage et des avoisinants, en particulier :

- Les déplacements (tassements et déplacement horizontaux) -> inclinomètres, tassomètres, profilomètre cibles topographique ;
- Les surpressions interstitielles -> capteur de pression inertielles ;
- Les niveaux piézométriques des nappes -> Piézomètre avec système de suivi.

Pour chaque domaine de surveillance, il conviendra de définir des valeurs seuil pour lesquelles chaque franchissement devra faire l'objet d'une réponse adaptée en cours de chantier :

- Seuil de vigilance -> Augmentation de la fréquence de contrôle ;
- Seuil d'alerte -> mise en place d'action correctrice ;
- Seuil d'arrêt -> mise en arrêt du chantier et mise en place de moyens de stabilité.

L'entrepreneur prévoira à sa charge la campagne d'auscultation pendant toute la phase des travaux. Ces mesures devront débuter avant la réalisation des travaux. Chaque mesure devra être analysée et synthétisée avant envoi au Maître d'Œuvre et au géotechnicien titulaire de la mission G4 pour avis. Les seuils seront définis en concertation avec la maîtrise d'œuvre et l'entreprise avant travaux.



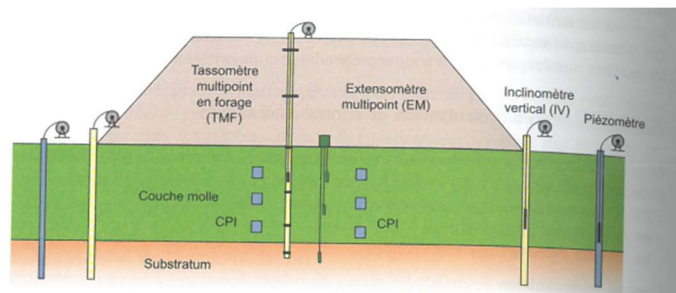


Fig. 8.65. Exemple d'instrumentation complète de remblai sur sol compressible

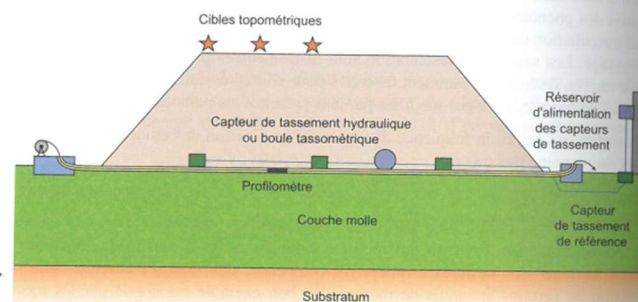


Fig. 8.66. Profilomètre hydrostatique et cibles topométriques

Figure 18 : Exemple d'instrumentation de remblais sur sol compressible (Amélioration et Renforcement des sols, tome 1 – 2018).

*

* *

Nous rappelons que cette note technique a été menée dans le cadre d'une étude globale de conception de niveau projet (G2-PRO).

Toute modification de projet devra nous être indiquée afin de vérifier l'adéquation des préconisations au nouveau projet.

Les conclusions de ce présent rapport sont données sous réserve des conditions particulières jointes.

Rédacteur :

Léon PÉRÉ, chargé d'Affaires

Contrôle interne :

Paul GANDILHON, chargé d'Affaires

CONDITIONS PARTICULIÈRES

Le présent rapport ou Procès-verbal ainsi que toutes annexes, constituent un ensemble indissociable.

La Société E.C.R. ENVIRONNEMENT serait dégagée de toute responsabilité dans le cas d'une mauvaise utilisation de toute communication ou reproduction partielle de ce document, sans accord écrit préalable. En particulier, il ne s'applique qu'aux ouvrages décrits et uniquement à ces derniers.

Si en l'absence de plans précis des ouvrages projetés, nous avons été amenés dans le présent rapport à faire une ou des hypothèses sur le projet, il appartient à notre client ou à son maître d'œuvre de communiquer par écrit à la société ECR ENVIRONNEMENT ses observations éventuelles sans quoi, il ne pourrait en aucun cas et pour aucune raison nous être reproché d'avoir établi notre étude pour le projet que nous avons décrit.

Cette étude est basée sur des reconnaissances dont le caractère ponctuel ne permet pas de s'affranchir des aléas des milieux naturels, et ne peut prétendre traduire le comportement du sol dans son intégralité.

Ainsi, tout élément nouveau mis en évidence lors de l'exécution des fondations ou de leurs travaux préparatoires et n'ayant pu être détecté lors de la reconnaissance des sols (ex. : remblais anciens ou nouveaux, cavités, hétérogénéités localisées, venue d'eau, etc.) doit être signalé à E.C.R. ENVIRONNEMENT qui pourra reconsidérer tout ou une partie du Rapport. Pour ces raisons, et sauf stipulation contraire explicite de notre part, l'utilisation de nos résultats pour chiffrer à forfait le coût de tout ou une partie des ouvrages d'infrastructure ne saurait en aucun cas engager notre responsabilité.

De même, des changements concernant l'implantation, la conception ou l'importance des ouvrages par rapport aux hypothèses de base de cette étude, peuvent conduire à modifier les conclusions et prescriptions du Rapport et doivent être portés à la connaissance d'E.C.R. ENVIRONNEMENT.

La Société E.C.R. ENVIRONNEMENT ne saurait être rendue responsable des modifications apportées à son étude que dans le cas où elle aurait donné son accord écrit sur les dites modifications.

Les altitudes indiquées pour chaque sondage (qu'il s'agisse de cote de références rattachées à un repère arbitraire ou de cotes NGF) ne sont données qu'à titre indicatif. Seules font foi les profondeurs mesurées depuis le sommet des sondages et comptées à partir du niveau du sol au moment de la réalisation des essais. Pour que ces altitudes soient garanties, il convient qu'elles soient relevées par un Géomètre-Expert. Il en va de même pour l'implantation des sondages sur le terrain.



ANNEXES

Extrait de la norme NF P 94-500 (2 pages)

TALREN – Coupe 4 (13 pages)

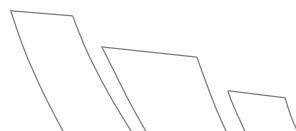
TALREN - Coupes 5 - (19 pages)

TALREN - Coupes 6 - (15 pages)



Annexe 1

Extrait de la norme NF P 94-500



EXTRAIT DE LA NORME NF P 94-500 – Novembre 2013

L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étapes 1 à 3) doit suivre les étapes de conception et de réalisation de tout projet pour contribuer à la maîtrise des risques géotechniques. Le maître d'ouvrage ou son mandataire doit faire réaliser successivement chacune de ces missions par une ingénierie géotechnique. Chaque mission s'appuie sur des données géotechniques adaptées issues d'investigations géotechniques appropriées.

ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (G1)

Cette mission exclut toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages géotechniques qui entre dans le cadre de la mission d'étude géotechnique de conception (étape 2). Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire. Elle comprend deux phases :

Phase Étude de Site (ES)

Elle est réalisée en amont d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour une première identification des risques géotechniques d'un site.

- Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisnants avec visite du site et des alentours.
- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport donnant pour le site étudié un modèle géologique préliminaire, les principales caractéristiques géotechniques et une première identification des risques géotechniques majeurs.

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

Elle est réalisée au stade d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour réduire les conséquences des risques géotechniques majeurs identifiés. Elle s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport de synthèse des données géotechniques à ce stade d'étude (première approche de la ZIG, horizons porteurs potentiels, ainsi que certains principes généraux de construction envisageables (notamment fondations, terrassements, ouvrages enterrés, améliorations de sols)

ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

Cette mission permet l'élaboration du projet des ouvrages géotechniques et réduit les conséquences des risques géotechniques importants identifiés. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend trois phases :

Phase Avant-projet (AVP)

Elle est réalisée au stade de l'avant-projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport donnant les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet, les principes de construction envisageables (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions générales vis-à-vis des nappes et des avoisnants), une ébauche dimensionnelle par type d'ouvrage géotechnique et la pertinence d'application de la méthode observationnelle pour une meilleure maîtrise des risques géotechniques.

Phase Projet (PRO)

Elle est réalisée au stade du projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées suffisamment représentatives pour le site.

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un dossier de synthèse des hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet (valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques en particulier), des notes techniques donnant les choix constructifs des ouvrages géotechniques (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions vis-à-vis des nappes et des avoisnants), des notes de calcul de dimensionnement, un avis sur les valeurs seuils et une approche des quantités.

Phase DCE / ACT

Elle est réalisée pour finaliser le Dossier de Consultation des Entreprises et assister le maître d'ouvrage pour l'établissement des Contrats de Travaux avec le ou les entrepreneurs retenus pour les ouvrages géotechniques.

- Établir ou participer à la rédaction des documents techniques nécessaires et suffisants à la consultation des entreprises pour leurs études de réalisation des ouvrages géotechniques (dossier de la phase Projet avec plans, notices techniques, cahier des charges particulières, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel).
- Assister éventuellement le maître d'ouvrage pour la sélection des entreprises, analyser les offres techniques, participer à la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux.



ÉTAPE 3 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DE RÉALISATION (G3 et G 4, distinctes et simultanées) ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)

Cette mission permet de réduire les risques géotechniques résiduels par la mise en œuvre à temps de mesures correctives d'adaptation ou d'optimisation. Elle est confiée à l'entrepreneur sauf disposition contractuelle contraire, sur la base de la phase G2 DCE/ACT. Elle comprend deux phases interactives :

Phase Étude

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Étudier dans le détail les ouvrages géotechniques : notamment établissement d'une note d'hypothèses géotechniques sur la base des données fournies par le contrat de travaux ainsi que des résultats des éventuelles investigations complémentaires, définition et dimensionnement (calculs justificatifs) des ouvrages géotechniques, méthodes et conditions d'exécution (phasages généraux, suivis, auscultations et contrôles à prévoir, valeurs seuils, dispositions constructives complémentaires éventuelles).
- Élaborer le dossier géotechnique d'exécution des ouvrages géotechniques provisoires et définitifs : plans d'exécution, de phasage et de suivi.

Phase Suivi

- Suivre en continu les auscultations et l'exécution des ouvrages géotechniques, appliquer si nécessaire des dispositions constructives prédéfinies en phase Étude.
- Vérifier les données géotechniques par relevés lors des travaux et par un programme d'investigations géotechniques complémentaire si nécessaire (le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats).
- Établir la prestation géotechnique du dossier des ouvrages exécutés (DOE) et fournir les documents nécessaires à l'établissement du dossier d'interventions ultérieures sur l'ouvrage (DIUO).

SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

Cette mission permet de vérifier la conformité des hypothèses géotechniques prises en compte dans la mission d'étude et suivi géotechniques d'exécution. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend deux phases interactives :

Phase Supervision de l'étude d'exécution

- Donner un avis sur la pertinence des hypothèses géotechniques de l'étude géotechnique d'exécution, des dimensionnements et méthodes d'exécution, des adaptations ou optimisations des ouvrages géotechniques proposées par l'entrepreneur, du plan de contrôle, du programme d'auscultation et des valeurs seuils.

Phase Supervision du suivi d'exécution

- Par interventions ponctuelles sur le chantier, donner un avis sur la pertinence du contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur (G3), du comportement tel qu'observé par l'entrepreneur de l'ouvrage et des avoisinants concernés (G3), de l'adaptation ou de l'optimisation de l'ouvrage géotechnique proposée par l'entrepreneur (G3).
- donner un avis sur la prestation géotechnique du DOE et sur les documents fournis pour le DIUO.

DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)

Pendant le déroulement d'un projet ou au cours de la vie d'un ouvrage, il peut être nécessaire de procéder, de façon strictement limitative, à l'étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques, dans le cadre d'une mission ponctuelle.

Ce diagnostic géotechnique précise l'influence de cet ou ces éléments géotechniques sur les risques géotechniques identifiés ainsi que leurs conséquences possibles pour le projet ou l'ouvrage existant.

- Définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Étudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans la globalité du projet ou dans l'étude de l'état général de l'ouvrage existant.
- Si ce diagnostic conduit à modifier une partie du projet ou à réaliser des travaux sur l'ouvrage existant, des études géotechniques de conception et/ou d'exécution ainsi qu'un suivi et une supervision géotechnique seront réalisés ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 2 et/ou 3).



Annexe 2

TALREN - coupe 4



Données du projet

Numéro d'affaire : 3313104

Titre du calcul : Coupe 4

Lieu : LANNE

Commentaires : N/A

Système d'unités : kN, kPa, kN/m3

γw : 10.0

Couches de sol

	Nom	Couleur	γ	φ	c	Δc	qs clous	pl	KsB	Anisotropie	Favorable	Coefficients de sécurité spécifiques
1	U1 TER SIA LT		20,0	25,00	0,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
2	U1 TER SIA CT		20,0	0,01	60,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
3	U1 BIS SIA LT		20,0	25,00	0,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
4	U1 BIS SIA CT		20,0	0,01	60,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
5	U2 LT		24,0	35,00	15,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
6	U2 CT		24,0	35,00	50,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
7	U3 LT		27,0	35,00	40,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
8	U3 CT		27,0	35,00	100,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
9	RB		21,0	22,00	10,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
10	U1 TER CT AMEL 1		20,0	0,01	77,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
11	U1 TER CT AMEL 2		20,0	0,01	69,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non

Couches de sol (cont.)

	Nom	Couleur	Γγ	Γc	Γtan(φ)	Type de cohésion	Courbe
1	U1 TER SIA LT		-	-	-	Effective	Linéaire
2	U1 TER SIA CT		-	-	-	Non drainée	Linéaire
3	U1 BIS SIA LT		-	-	-	Effective	Linéaire
4	U1 BIS SIA CT		-	-	-	Non drainée	Linéaire
5	U2 LT		-	-	-	Effective	Linéaire
6	U2 CT		-	-	-	Non drainée	Linéaire
7	U3 LT		-	-	-	Effective	Linéaire
8	U3 CT		-	-	-	Non drainée	Linéaire
9	RB		-	-	-	Effective	Linéaire
10	U1 TER CT AMEL 1		-	-	-	Non drainée	Linéaire
11	U1 TER CT AMEL 2		-	-	-	Non drainée	Linéaire

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	156,270	371,180	2	137,490	372,820	3	131,870	376,570	4	129,140	372,920	5	90,240	373,680	6	55,110	374,660
7	12,440	376,490	8	0,290	378,370	9	0,000	377,630	10	147,000	371,990	11	147,000	365,190	12	147,000	363,190
13	156,270	364,380	14	156,270	362,380	15	0,000	370,830	16	0,000	368,830	17	55,000	377,622	18	131,859	372,887
19	131,820	365,772	20	131,853	371,746	21	55,122	368,715	22	137,500	369,302	23	137,500	365,554	24	137,495	369,304
25	129,815	376,598	26	131,867	375,588												

Segments

	Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2
1	9	7	2	7	6	3	6	5	4	5	4	7	9	8	9	3	2	10	2	10
11	1	10	13	11	13	14	14	12	15	12	16	17	8	17	19	4	18	20	2	18
24	19	20	26	20	4	27	20	18	28	15	21	29	19	21	30	21	6	32	11	22
33	11	23	34	19	23	35	23	24	36	24	20	37	24	22	38	24	2	39	3	25
40	17	25	41	25	26	42	26	18	43	26	3	44	26	2						

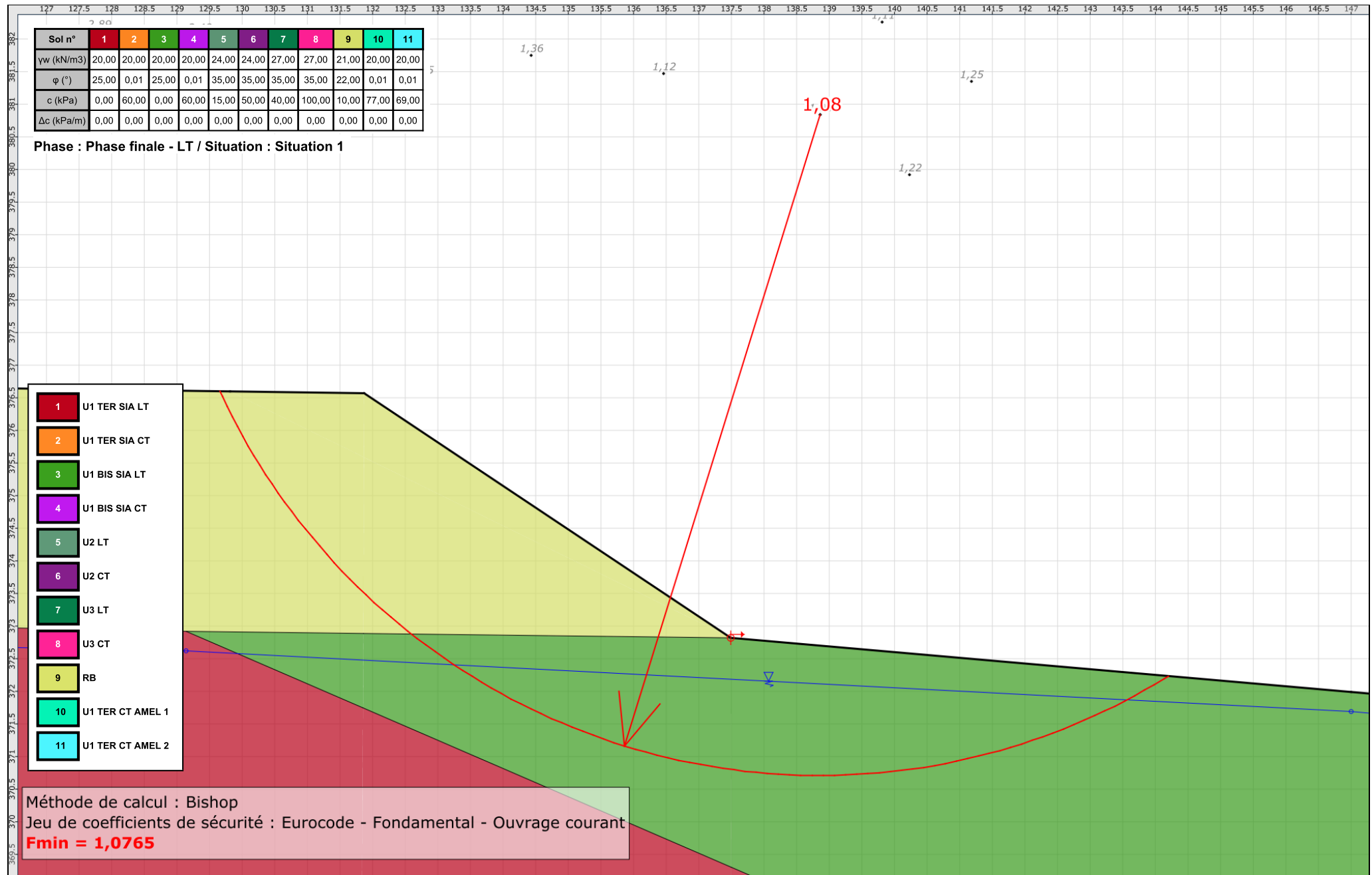
Surcharges réparties

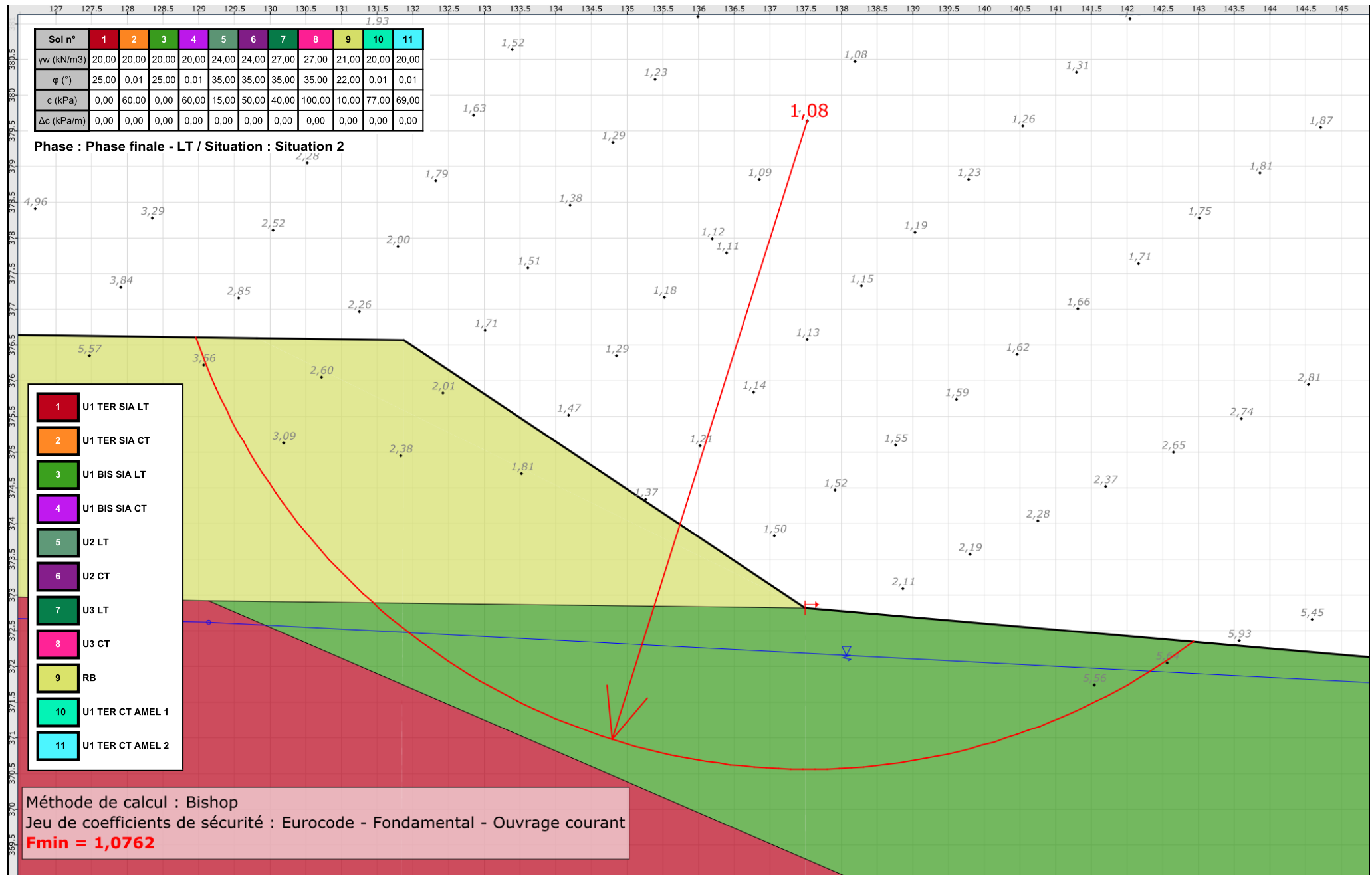
	Nom	X gauche	Y gauche	q gauche	X droite	Y droite	q droite	Ang/horizontale
1	Charge de chantier 1	0,290	378,370	10,0	131,870	376,570	10,0	90,00

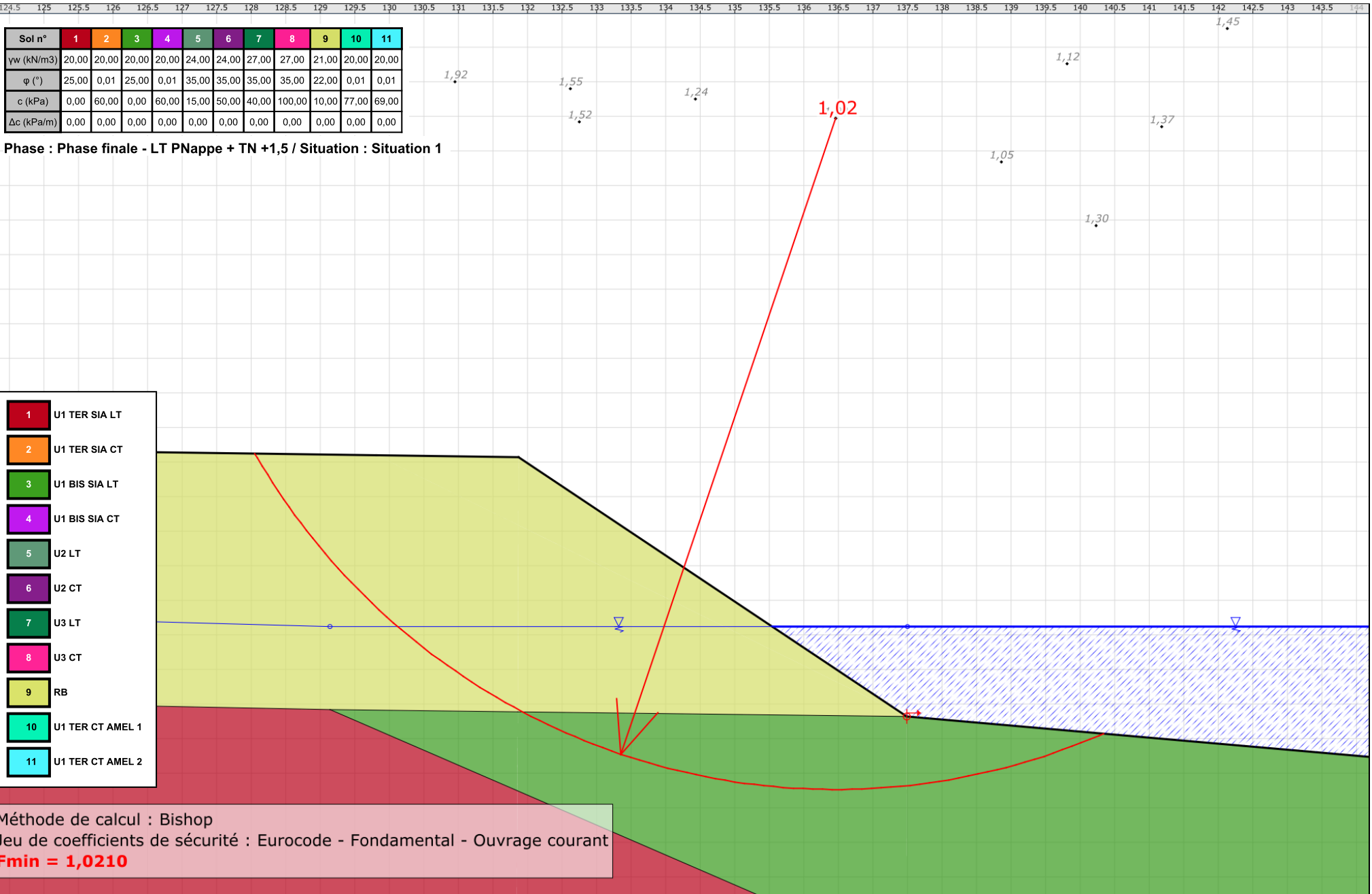


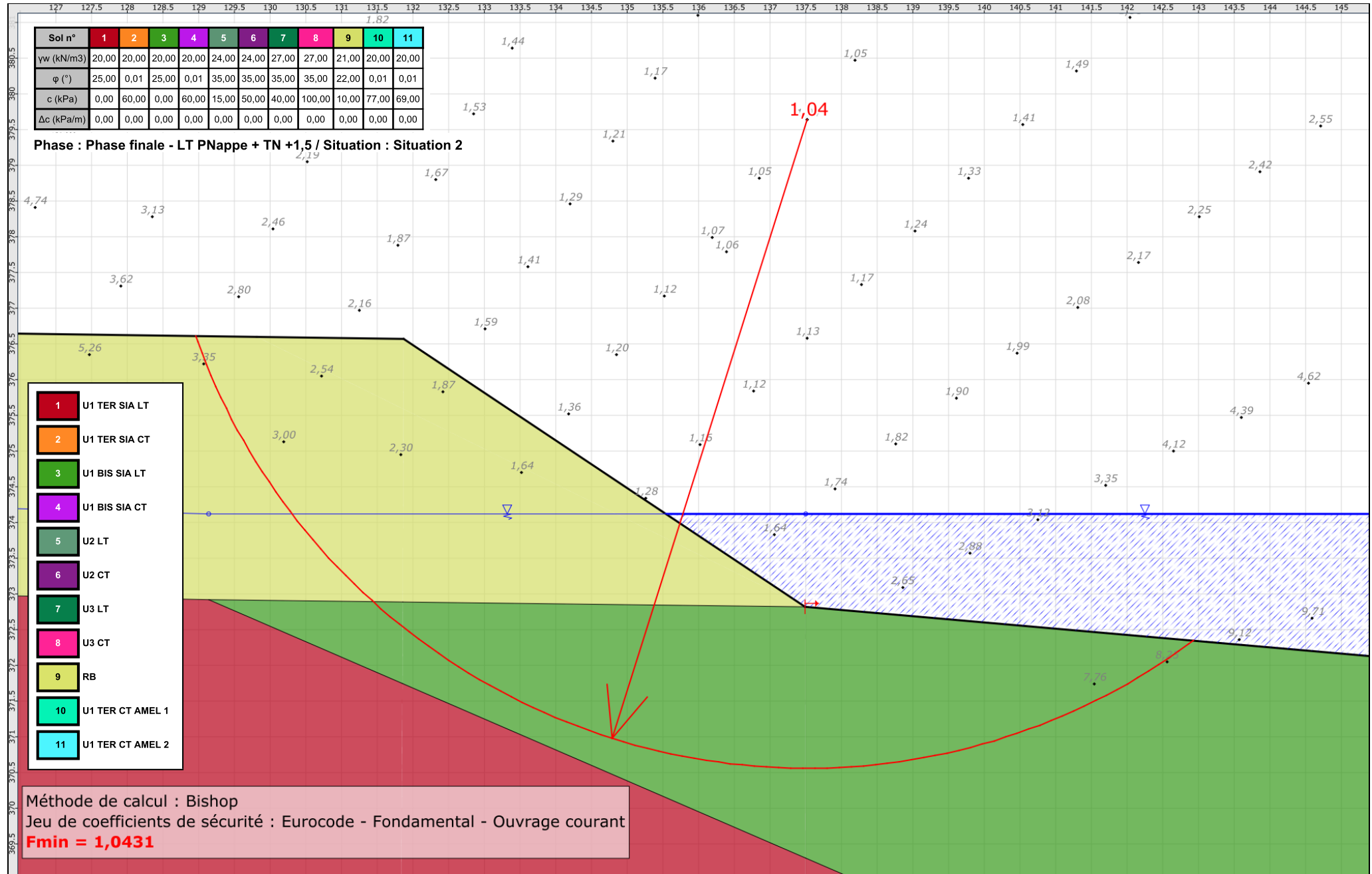
Talren v5
v5.2.10

Imprimé le : 7 nov. 2025 13:12:57
Calcul réalisé par : ECR ENVIRONNEMENT OUEST
Projet : Coupe 4









Sol n°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
γ_w (kN/m ³)	20,00	20,00	20,00	20,00	24,00	24,00	27,00	27,00	21,00	20,00	20,00
φ (°)	25,00	0,01	25,00	0,01	35,00	35,00	35,00	35,00	22,00	0,01	0,01
c (kPa)	0,00	60,00	0,00	60,00	15,00	50,00	40,00	100,00	10,00	77,00	69,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

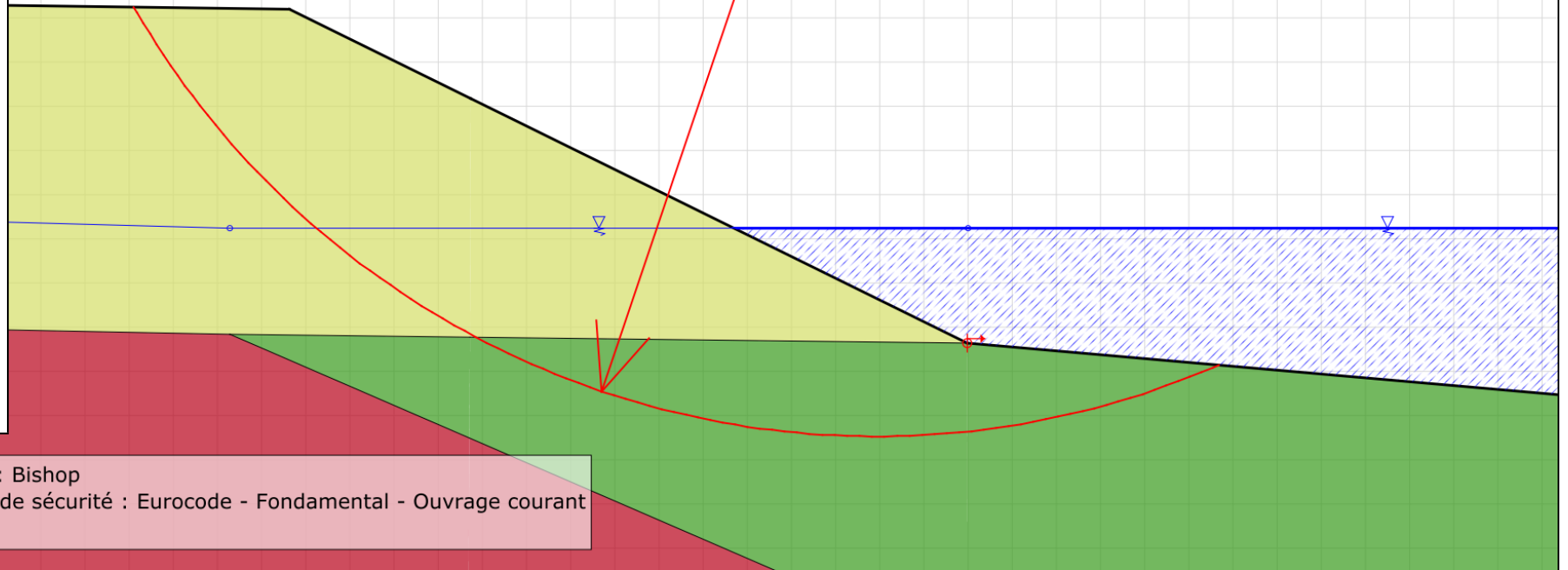
Phase : Phase finale - LT PNappe + TN +1,5 2H/1V / Situation : Situation 1

- 1 U1 TER SIA LT
- 2 U1 TER SIA CT
- 3 U1 BIS SIA LT
- 4 U1 BIS SIA CT
- 5 U2 LT
- 6 U2 CT
- 7 U3 LT
- 8 U3 CT
- 9 RB
- 10 U1 TER CT AMEL 1
- 11 U1 TER CT AMEL 2

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité : Eurocode - Fondamental - Ouvrage courant

Fmin = 1,0646



Sol n°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
γ_w (kN/m ³)	20,00	20,00	20,00	20,00	24,00	24,00	27,00	27,00	21,00	20,00	20,00
φ (°)	25,00	0,01	25,00	0,01	35,00	35,00	35,00	35,00	22,00	0,01	0,01
c (kPa)	0,00	60,00	0,00	60,00	15,00	50,00	40,00	100,00	10,00	77,00	69,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

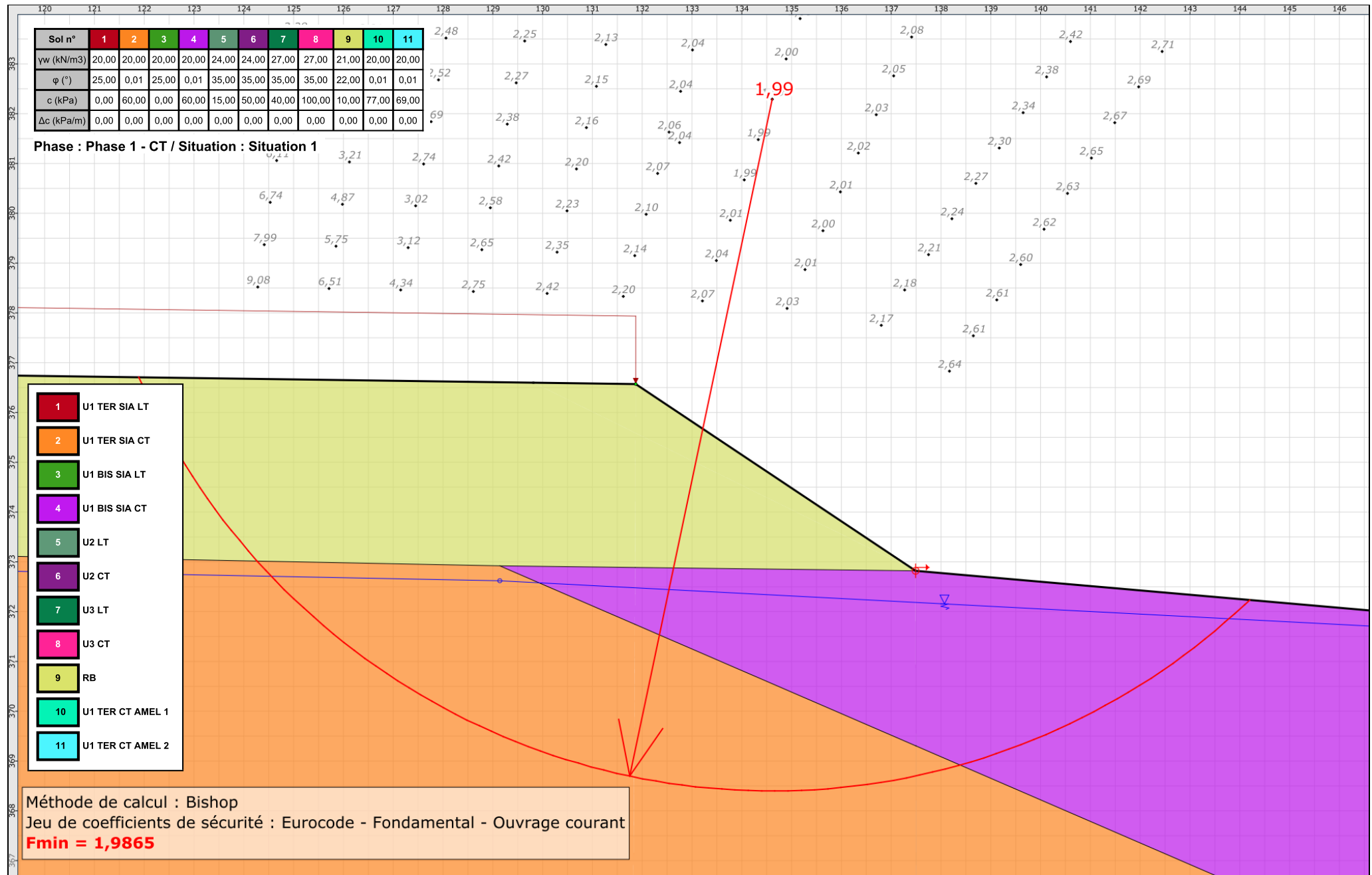
Phase : Phase finale - LT PNappe + TN +1,5 2H/1V / Situation : Situation 2

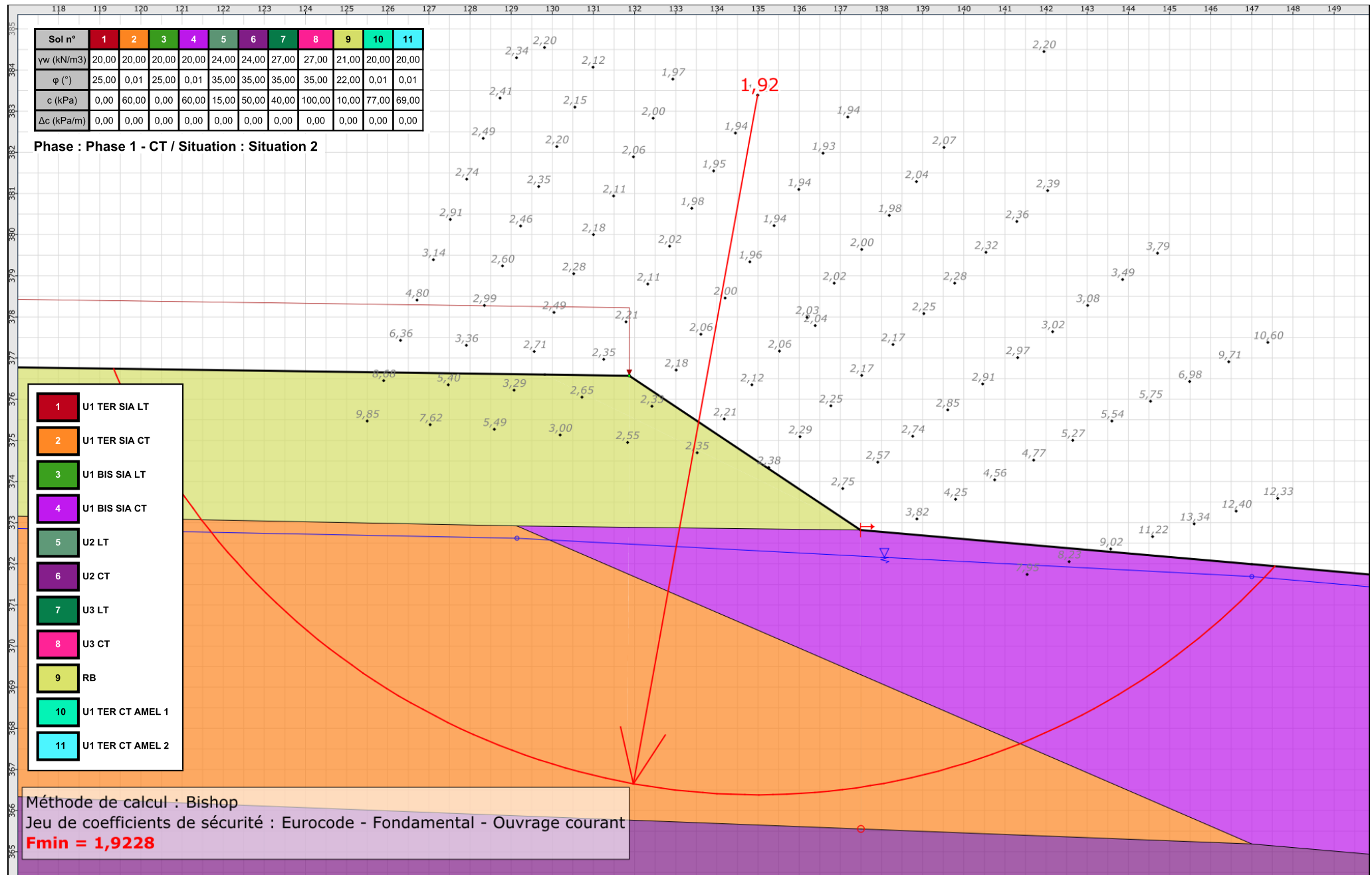
- 1 U1 TER SIA LT
- 2 U1 TER SIA CT
- 3 U1 BIS SIA LT
- 4 U1 BIS SIA CT
- 5 U2 LT
- 6 U2 CT
- 7 U3 LT
- 8 U3 CT
- 9 RB
- 10 U1 TER CT AMEL 1
- 11 U1 TER CT AMEL 2

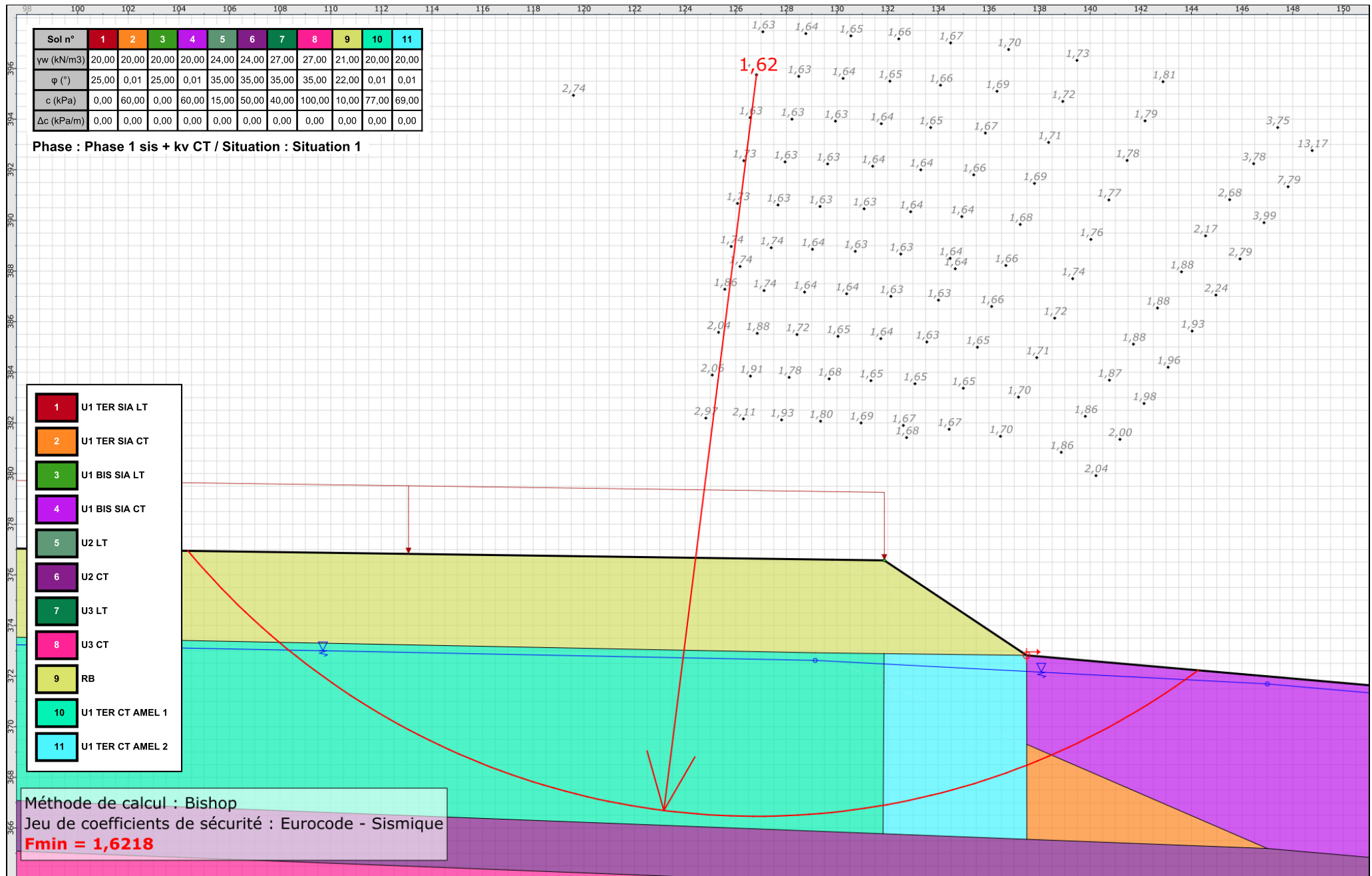
Méthode de calcul : Bishop

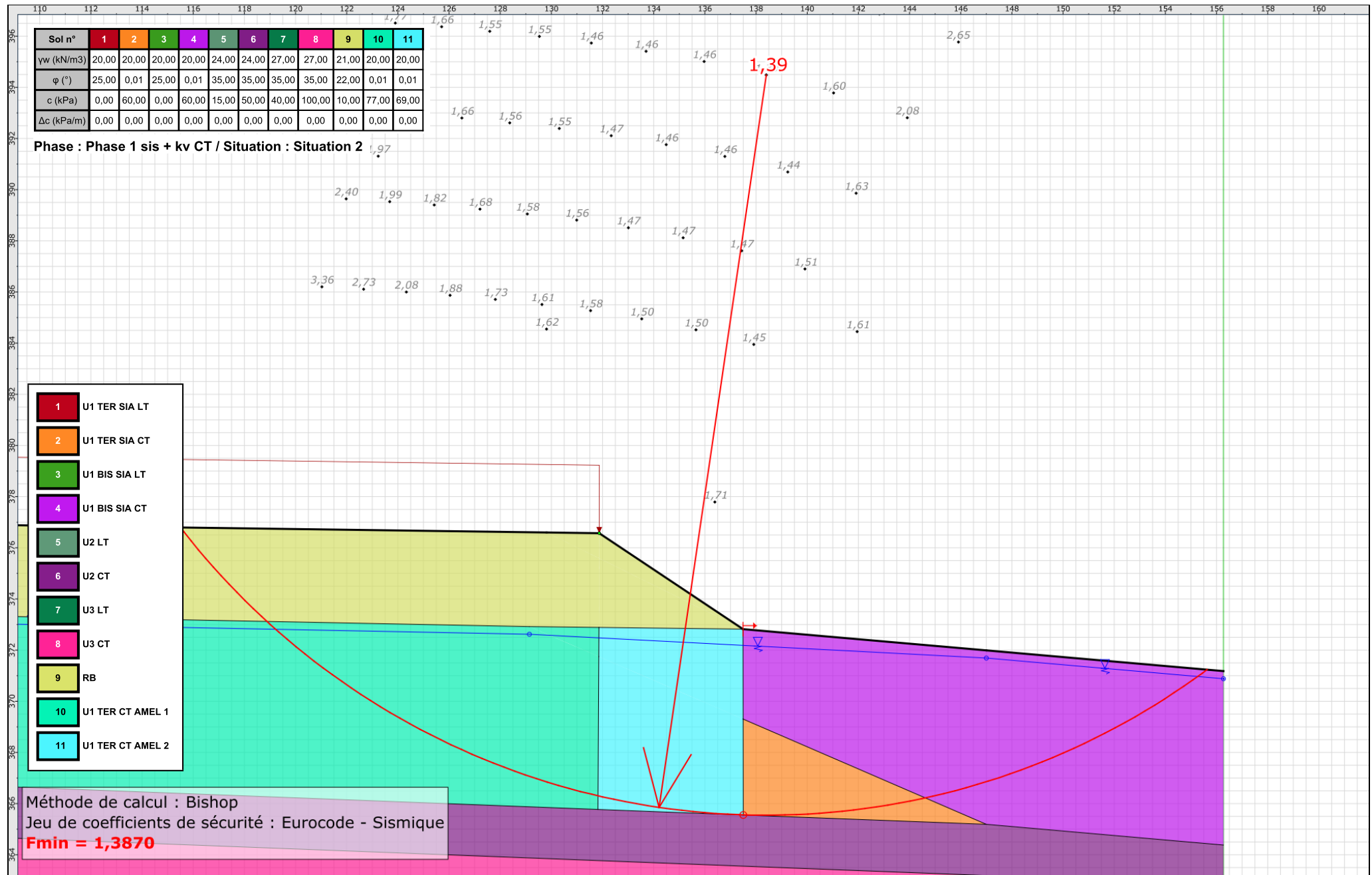
Jeu de coefficients de sécurité : Eurocode - Fondamental - Ouvrage courant

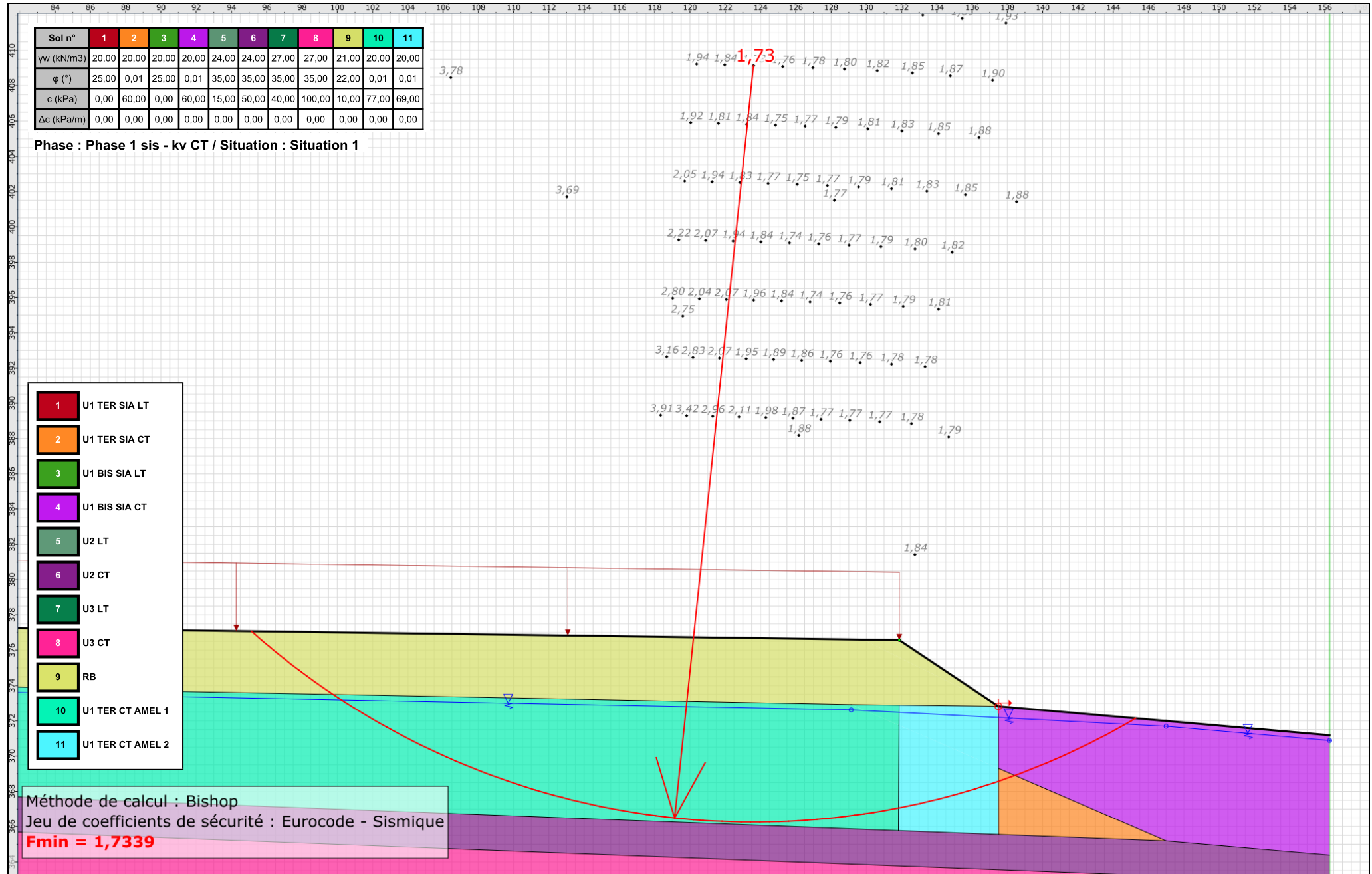
Fmin = 1,1330

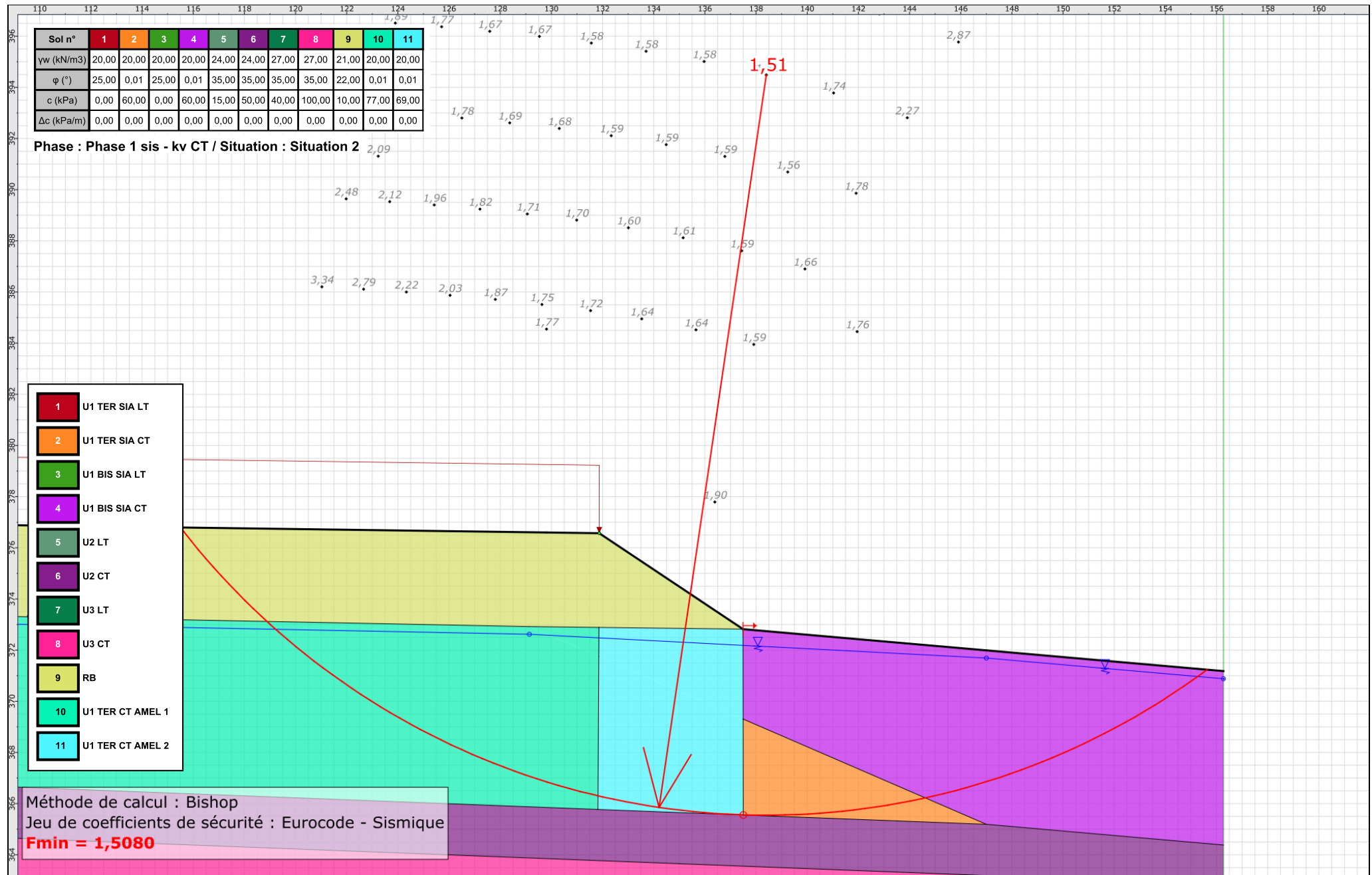






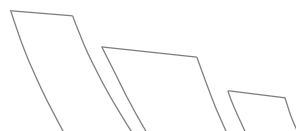






Annexe 3

TALREN - coupe 5



Données du projet

Numéro d'affaire : 3313104

Titre du calcul : Coupe 5

Lieu : LANNE

Commentaires : N/A

Système d'unités : kN, kPa, kN/m3

γw : 10.0

Couches de sol

	Nom	Couleur	γ	φ	c	Δc	qs clous	pl	KsB	Anisotropie	Favorable	Coefficients de sécurité spécifiques
1	U1 TER SIA LT		20,0	25,00	0,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
2	U1 TER SIA CT		20,0	0,01	60,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
3	U2 LT		24,0	35,00	15,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
4	U2 CT		24,0	35,00	50,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
5	U3 LT		27,0	35,00	40,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
6	U3 CT		27,0	35,00	100,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
7	RB		21,0	22,00	10,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
8	U1 BIS SIA LT		20,0	25,00	0,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
9	U1 BIS SIA CT		20,0	0,01	60,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
10	U1 TER CT AMEL 1		20,0	0,01	134,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
11	U1 TER CT AMEL 2		20,0	0,01	97,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non

Couches de sol (cont.)

	Nom	Couleur	Γγ	Γc	Γtan(φ)	Type de cohésion	Courbe
1	U1 TER SIA LT		-	-	-	Effective	Linéaire
2	U1 TER SIA CT		-	-	-	Non drainée	Linéaire
3	U2 LT		-	-	-	Effective	Linéaire
4	U2 CT		-	-	-	Non drainée	Linéaire
5	U3 LT		-	-	-	Effective	Linéaire
6	U3 CT		-	-	-	Non drainée	Linéaire
7	RB		-	-	-	Effective	Linéaire
8	U1 BIS SIA LT		-	-	-	Effective	Linéaire
9	U1 BIS SIA CT		-	-	-	Non drainée	Linéaire
10	U1 TER CT AMEL 1		-	-	-	Non drainée	Linéaire
11	U1 TER CT AMEL 2		-	-	-	Effective	Linéaire

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	171,750	372,970	2	152,770	372,970	3	136,880	373,190	4	131,030	377,090	5	129,960	373,460	6	126,300	377,150
7	116,300	380,490	8	106,300	383,820	9	101,140	385,600	10	93,920	373,520	11	78,380	386,780	12	67,000	373,900
13	63,400	384,940	14	48,140	381,690	15	34,450	378,390	16	28,990	374,470	17	27,620	378,490	18	19,210	374,230
19	11,650	375,500	20	0,000	376,090	22	54,000	382,938	23	108,762	383,000	24	152,770	366,170	25	152,770	364,170
27	171,750	366,170	28	171,750	364,170	29	28,990	367,670	30	28,990	365,670	31	0,000	369,000	32	0,000	367,000
33	101,000	366,797	34	101,000	373,508	35	78,500	373,738	36	78,500	367,070	37	136,867	371,253	38	136,857	366,363
39	19,185	368,120	40	128,615	377,121												

Segments

	Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2
1	20	19	2	19	18	3	18	16	4	16	12	7	5	3	8	3	2	9	2	1
10	18	17	11	17	15	12	15	14	14	13	11	15	11	9	16	9	8	18	7	6
20	4	3	21	14	22	22	13	22	24	8	23	25	7	23	27	15	6	29	24	27
30	25	28	32	30	25	34	30	32	35	22	23	38	10	34	39	5	34	40	34	33
41	12	35	42	10	35	43	29	36	44	33	36	45	36	35	46	5	37	47	24	37
48	37	3	49	24	38	50	33	38	51	38	37	52	29	39	53	31	39	54	39	18
55	6	40	56	4	40	57	40	3												

Surcharges réparties (1/2)

	Nom	X gauche	Y gauche	q gauche	X droite	Y droite	q droite	Ang/horizontale
1	Charge de chantier 1	34,450	378,390	10,0	126,300	377,150	10,0	90,00
2	Charge de chantier 2	54,000	382,938	10,0	108,762	383,000	10,0	90,00
3	Charge de chantier 3	78,380	386,780	10,0	101,140	385,600	10,0	90,00



Talren v5
v5.2.10

Imprimé le : 7 nov. 2025 13:12:21
Calcul réalisé par : ECR ENVIRONNEMENT OUEST
Projet : Coupe 5

Données du projet

Surcharges réparties (2/2)

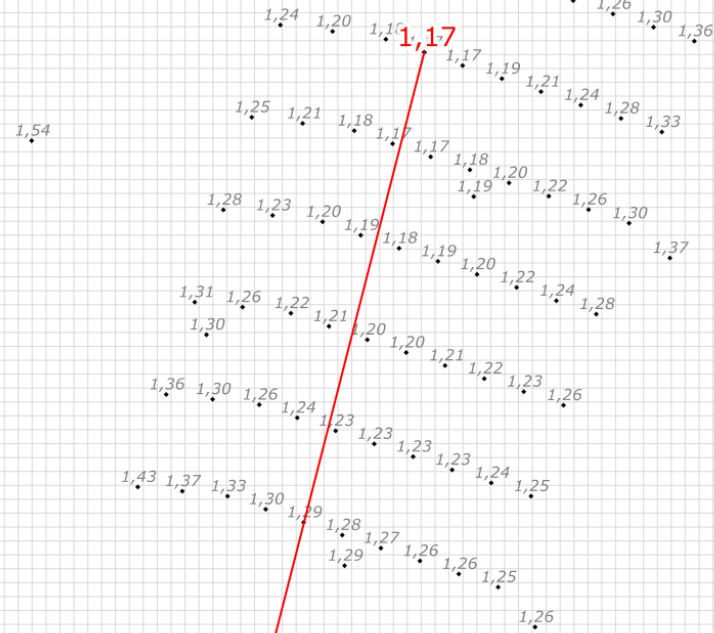
	Nom	X gauche	Y gauche	q gauche	X droite	Y droite	q droite	Ang/horizontale
4	Charge chantier 1 BIS	126,300	377,150	10,0	131,030	377,090	10,0	90,00

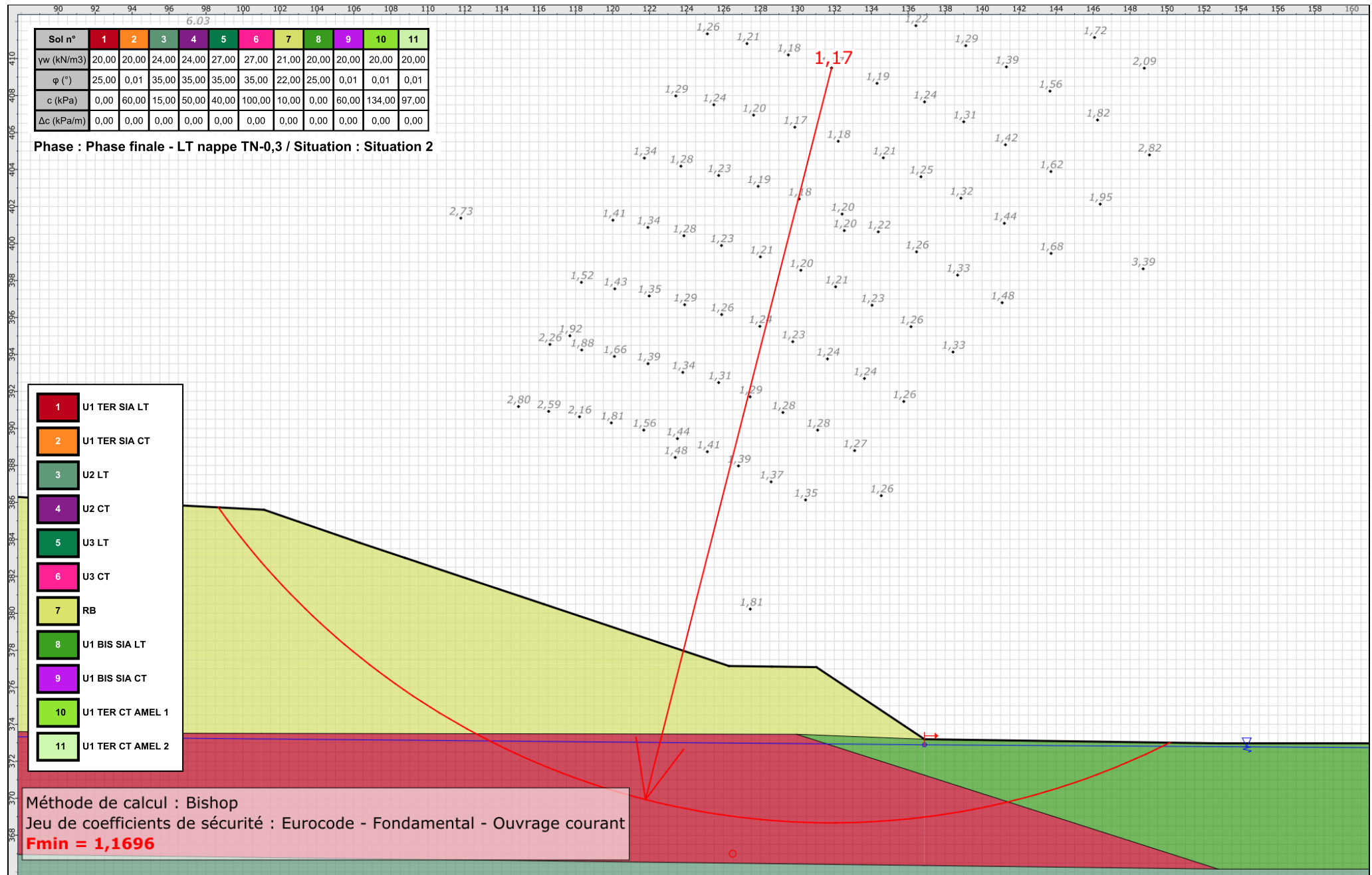
Sol n°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
γ_w (kN/m ³)	20,00	20,00	24,00	24,00	27,00	27,00	21,00	20,00	20,00	20,00	20,00
φ (°)	25,00	0,01	35,00	35,00	35,00	35,00	22,00	25,00	0,01	0,01	0,01
c (kPa)	0,00	60,00	15,00	50,00	40,00	100,00	10,00	0,00	60,00	134,00	97,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

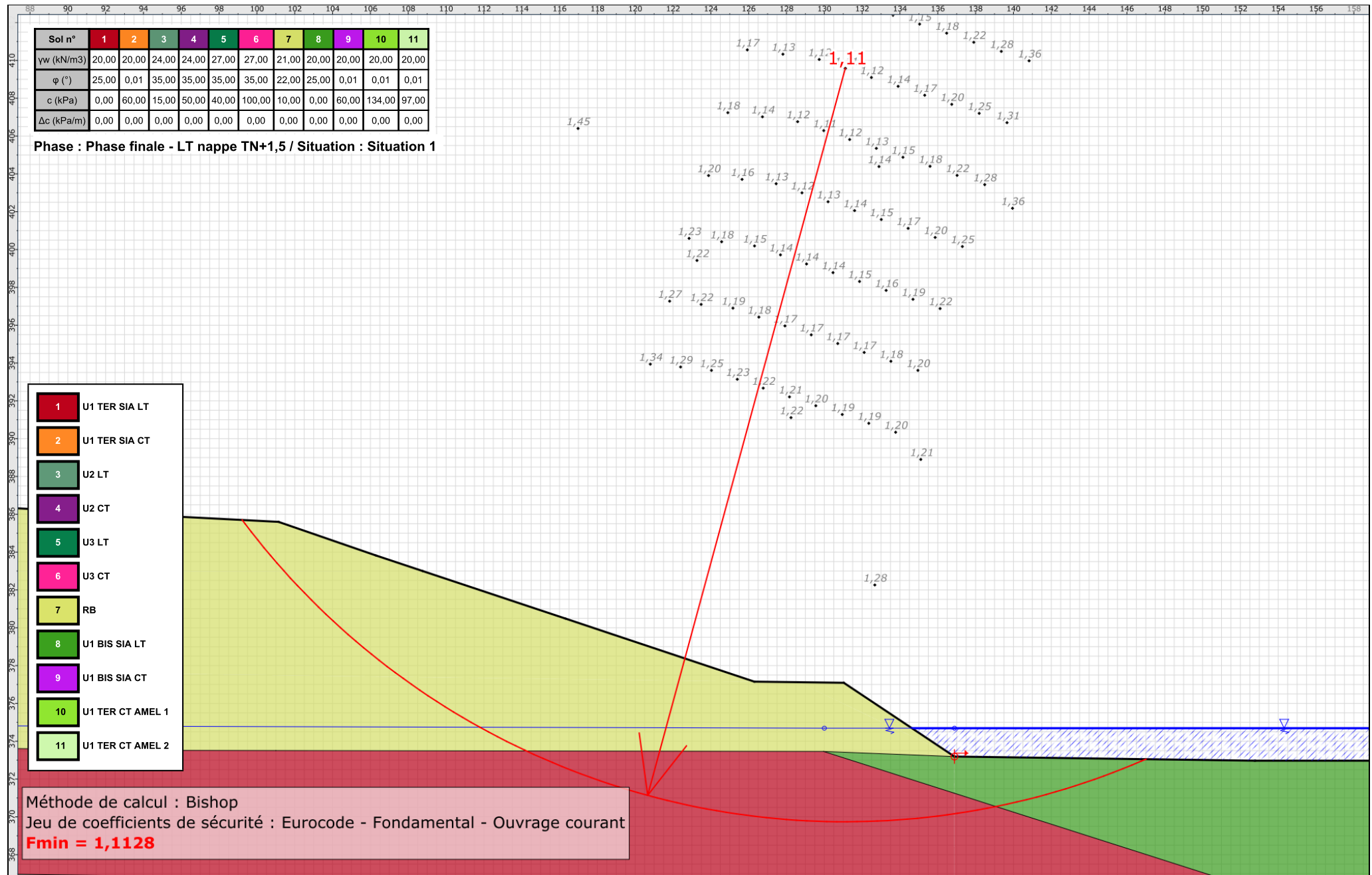
Phase : Phase finale - LT nappe TN-0,3 / Situation : Situation 1

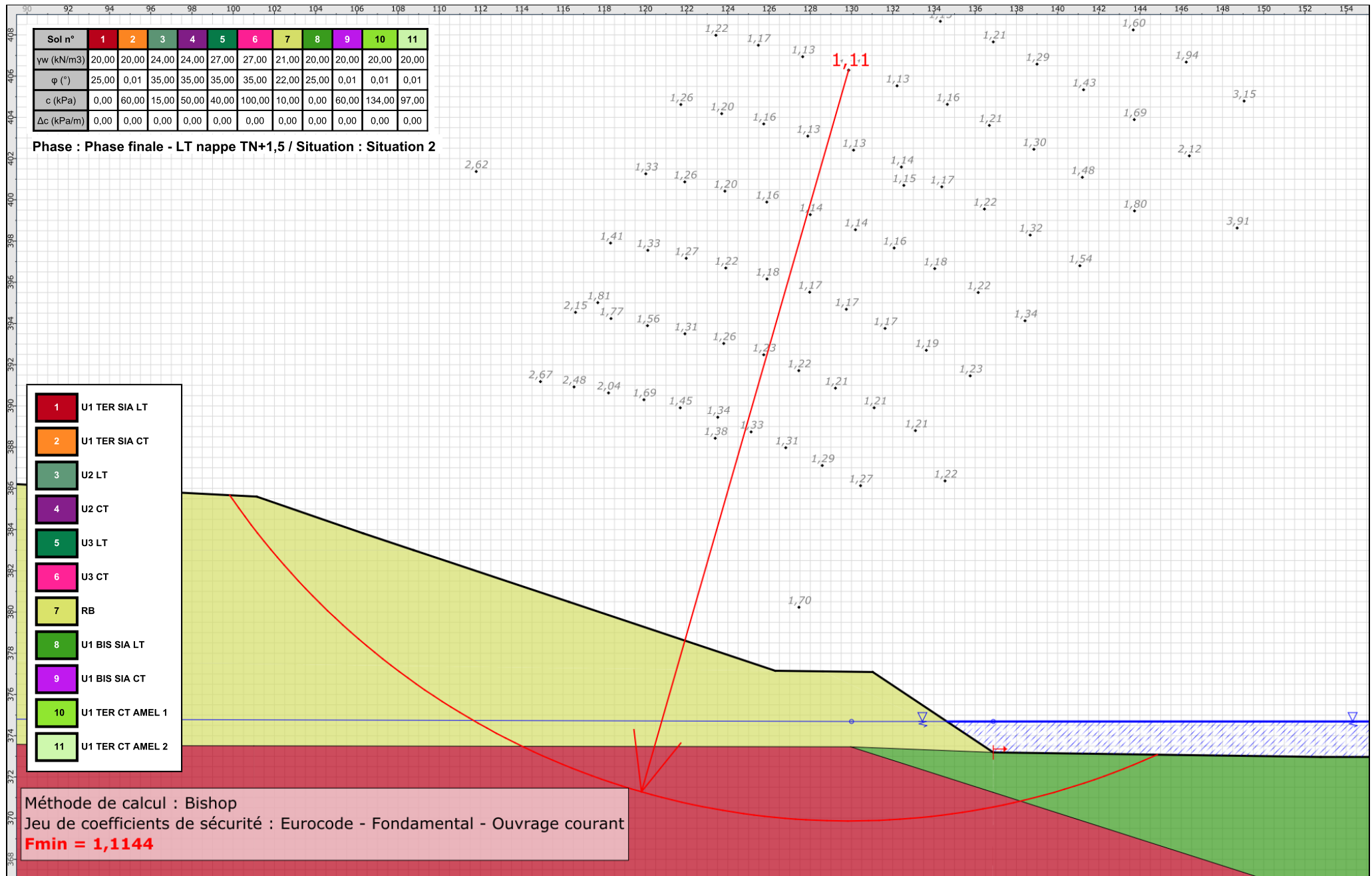
- 1 U1 TER SIA LT
- 2 U1 TER SIA CT
- 3 U2 LT
- 4 U2 CT
- 5 U3 LT
- 6 U3 CT
- 7 RB
- 8 U1 BIS SIA LT
- 9 U1 BIS SIA CT
- 10 U1 TER CT AMEL 1
- 11 U1 TER CT AMEL 2

Méthode de calcul : Bishop
 Jeu de coefficients de sécurité : Eurocode - Fondamental - Ouvrage courant
Fmin = 1,1698







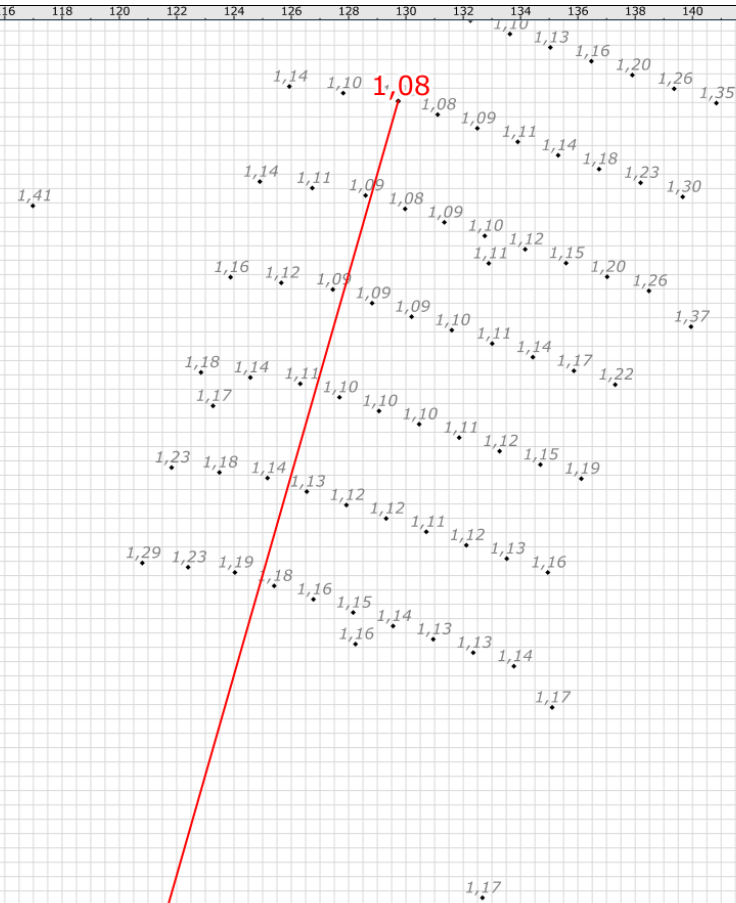


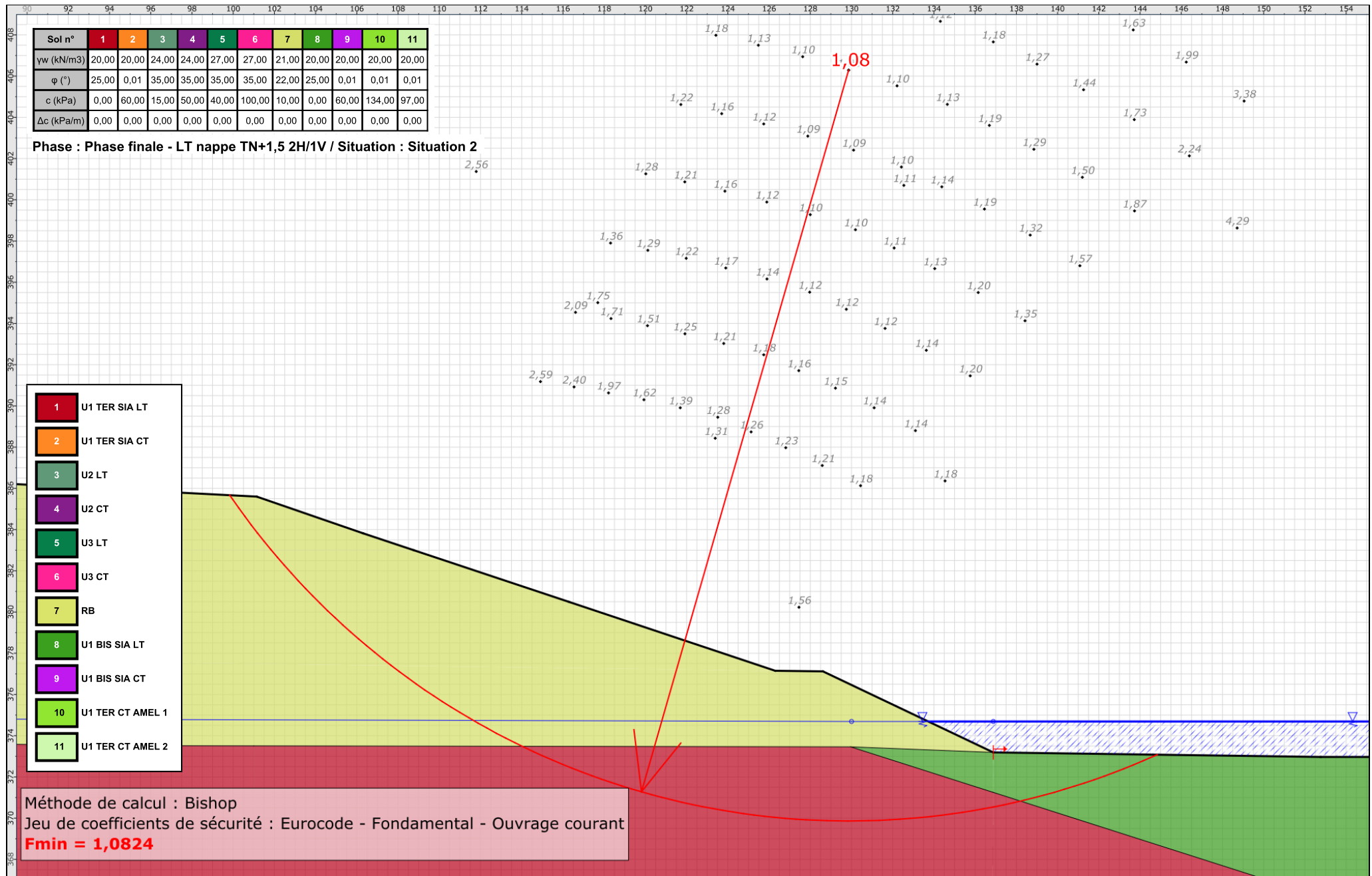
Sol n°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
γ_w (kN/m ³)	20,00	20,00	24,00	24,00	27,00	27,00	21,00	20,00	20,00	20,00	20,00
φ (°)	25,00	0,01	35,00	35,00	35,00	35,00	22,00	25,00	0,01	0,01	0,01
c (kPa)	0,00	60,00	15,00	50,00	40,00	100,00	10,00	0,00	60,00	134,00	97,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

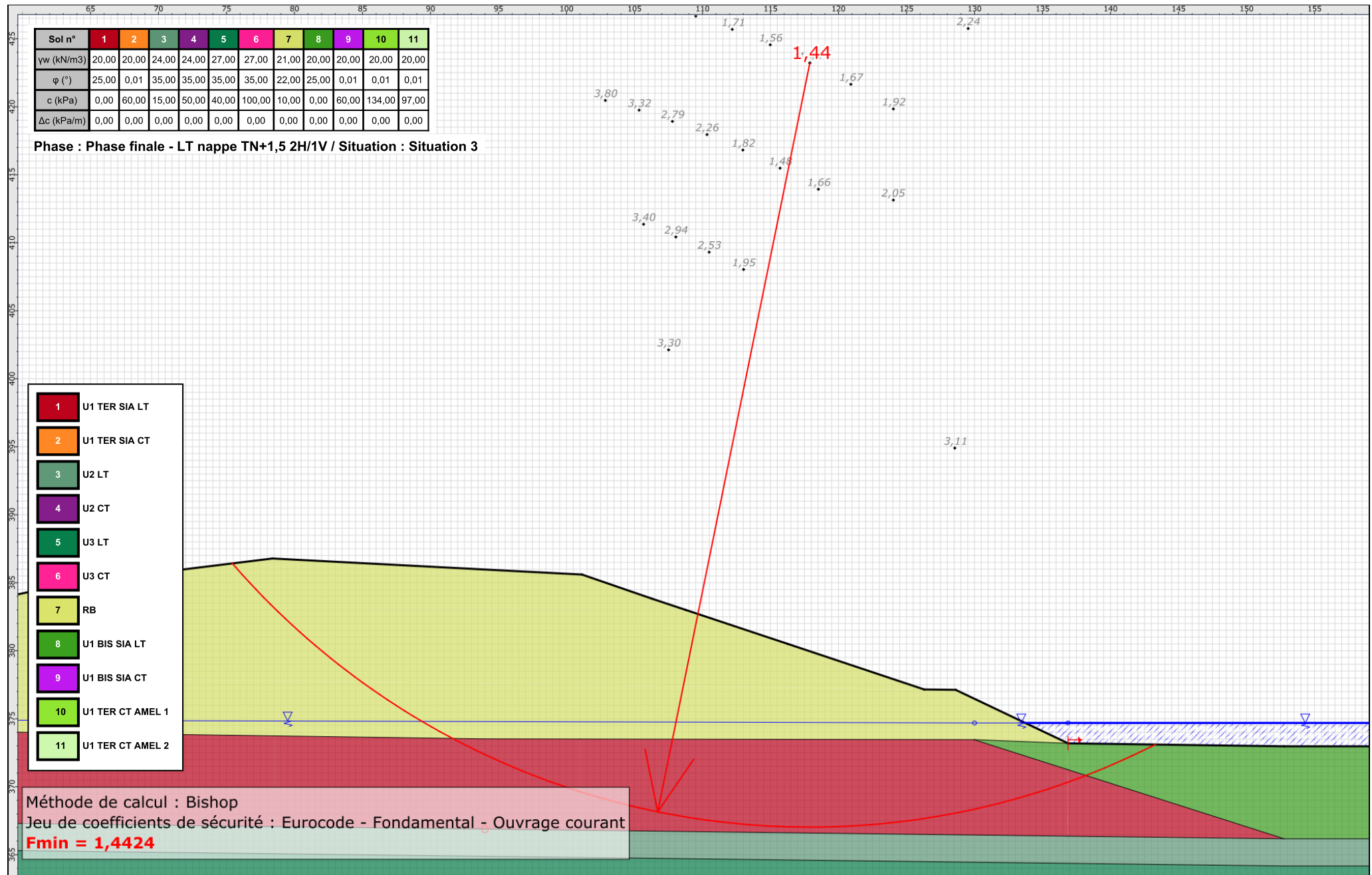
Phase : Phase finale - LT nappe TN+1,5 2H/1V / Situation : Situation 1

1	U1 TER SIA LT
2	U1 TER SIA CT
3	U2 LT
4	U2 CT
5	U3 LT
6	U3 CT
7	RB
8	U1 BIS SIA LT
9	U1 BIS SIA CT
10	U1 TER CT AMEL 1
11	U1 TER CT AMEL 2

Méthode de calcul : Bishop
 Jeu de coefficients de sécurité : Eurocode - Fondamental - Ouvrage courant
Fmin = 1,0847







Sol n°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
γ_w (kN/m ³)	20,00	20,00	24,00	24,00	27,00	27,00	21,00	20,00	20,00	20,00	20,00
φ (°)	25,00	0,01	35,00	35,00	35,00	35,00	22,00	25,00	0,01	0,01	0,01
c (kPa)	0,00	60,00	15,00	50,00	40,00	100,00	10,00	0,00	60,00	134,00	97,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Phase : Phase 1 - CT / Situation : Situation 1

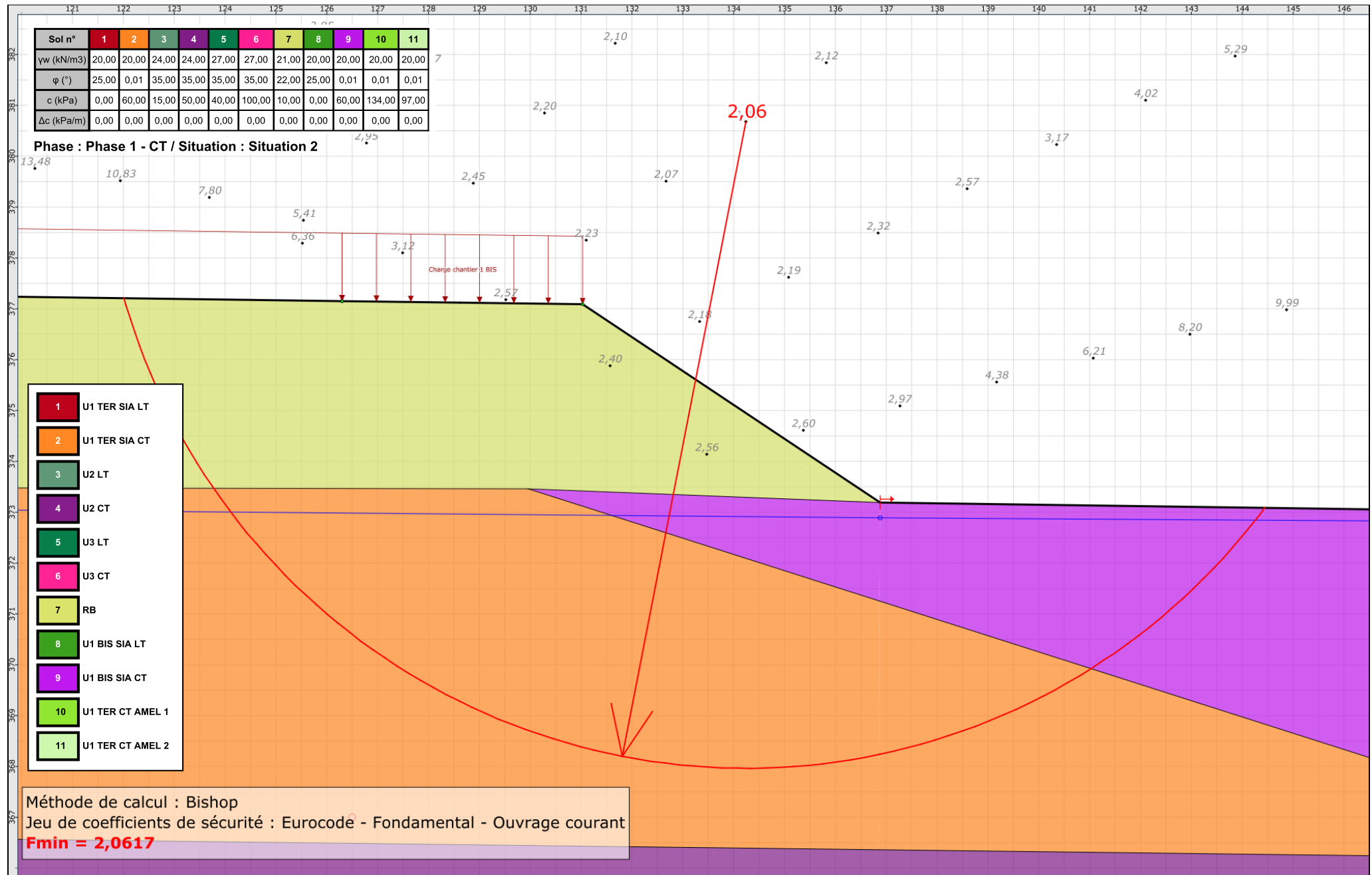
- 1 U1 TER SIA LT
- 2 U1 TER SIA CT
- 3 U2 LT
- 4 U2 CT
- 5 U3 LT
- 6 U3 CT
- 7 RB
- 8 U1 BIS SIA LT
- 9 U1 BIS SIA CT
- 10 U1 TER CT AMEL 1
- 11 U1 TER CT AMEL 2

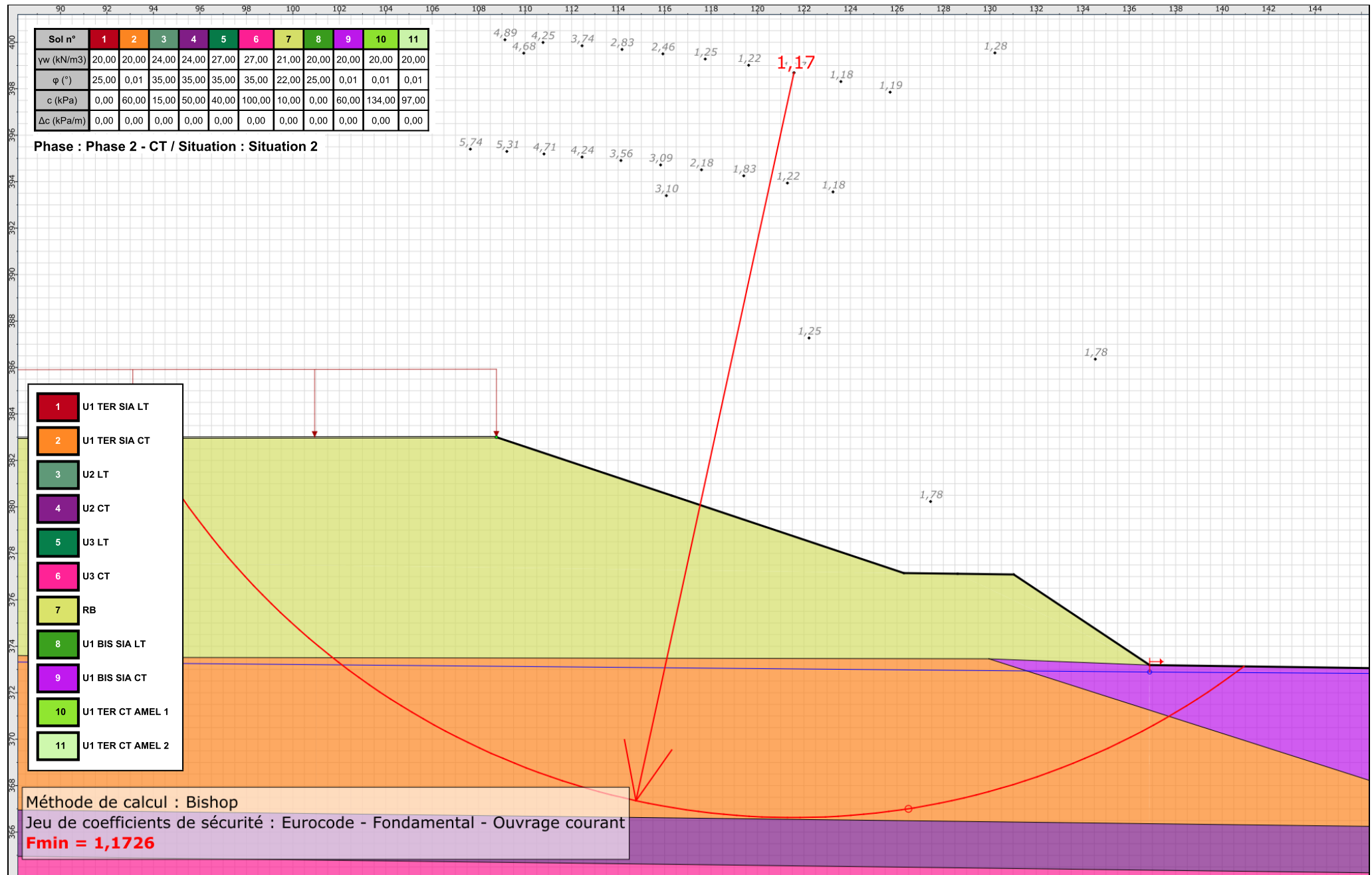
Méthode de calcul : Bishop

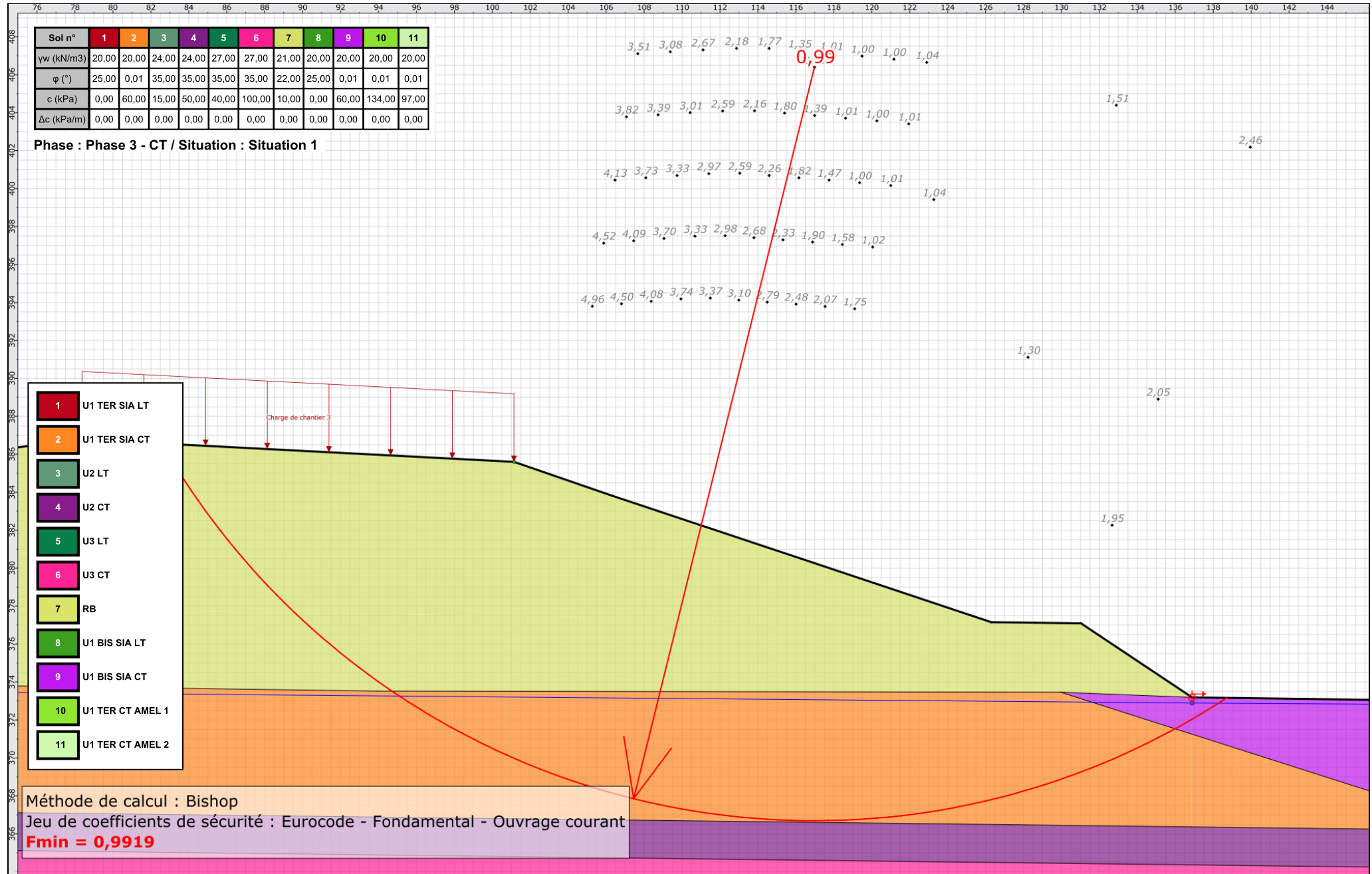
Jeu de coefficients de sécurité : Eurocode - Fondamental - Ouvrage courant

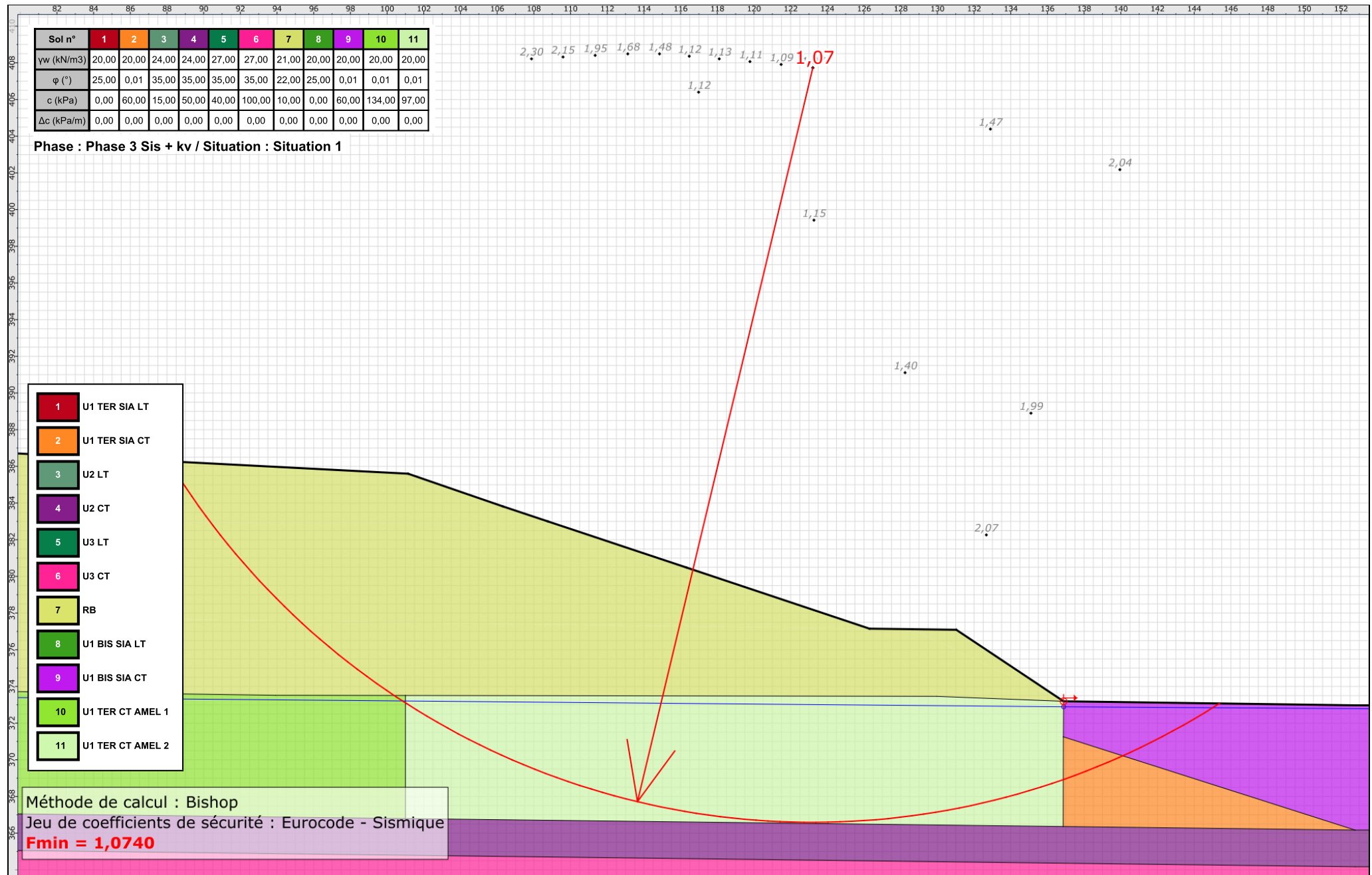
Fmin = 2,0386

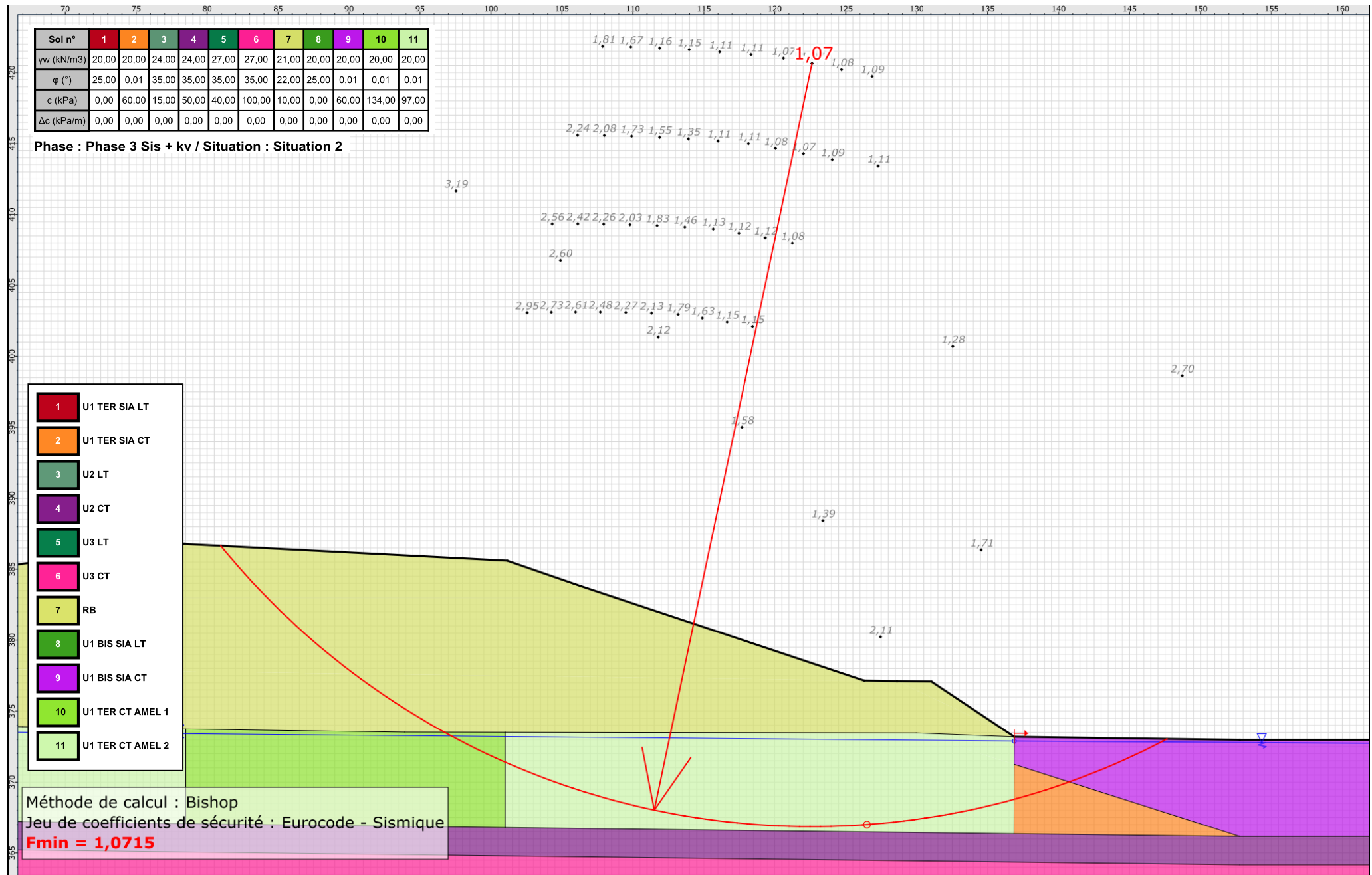
Charge chantier 1 BIS











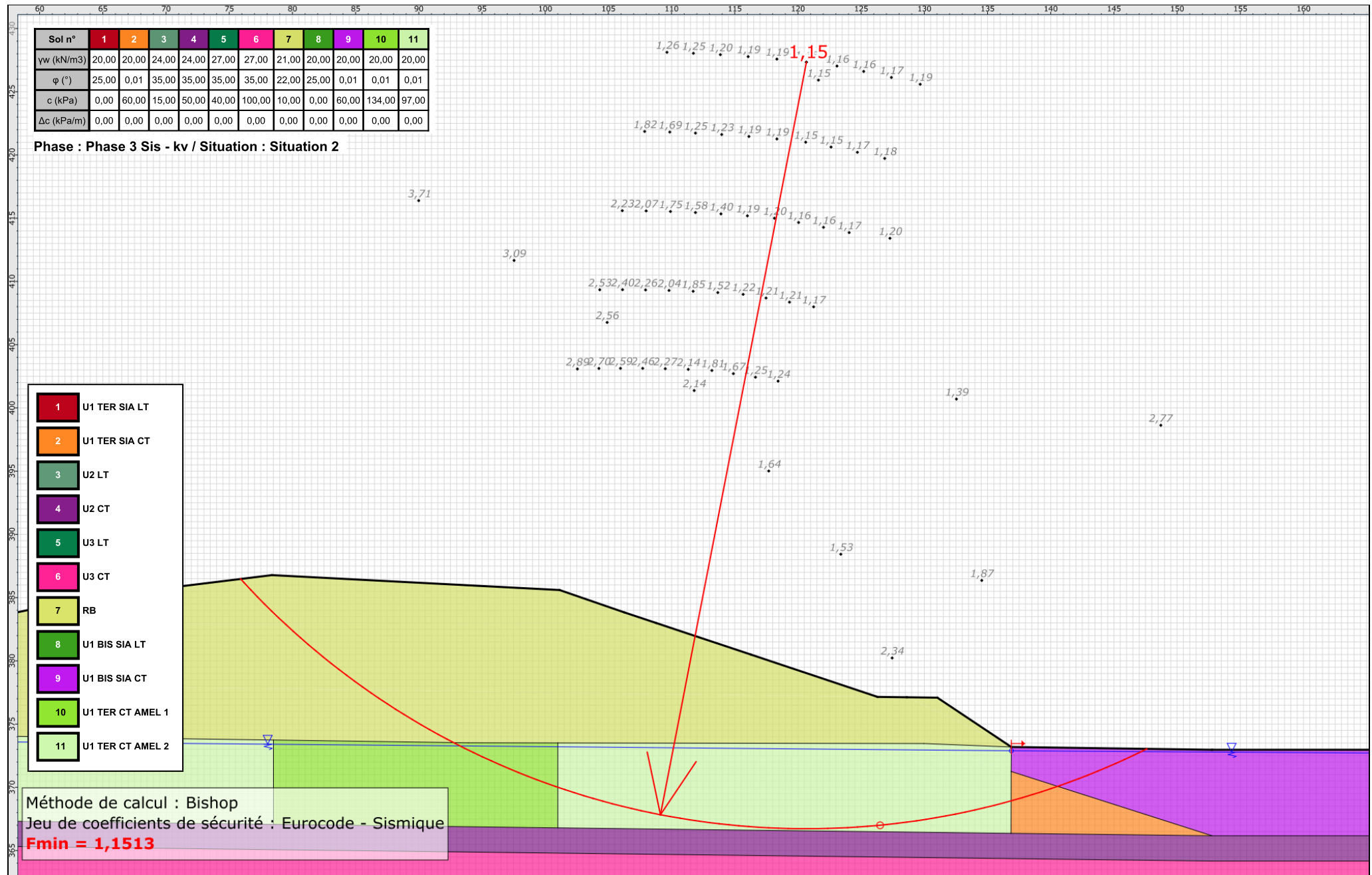
Sol n°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
γ_w (kN/m ³)	20,00	20,00	24,00	24,00	27,00	27,00	21,00	20,00	20,00	20,00	20,00
φ (°)	25,00	0,01	35,00	35,00	35,00	35,00	22,00	25,00	0,01	0,01	0,01
c (kPa)	0,00	60,00	15,00	50,00	40,00	100,00	10,00	0,00	60,00	134,00	97,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Phase : Phase 3 Sis - kv / Situation : Situation 2

1	U1 TER SIA LT
2	U1 TER SIA CT
3	U2 LT
4	U2 CT
5	U3 LT
6	U3 CT
7	RB
8	U1 BIS SIA LT
9	U1 BIS SIA CT
10	U1 TER CT AMEL 1
11	U1 TER CT AMEL 2

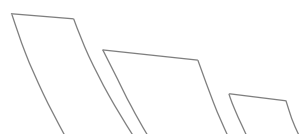
Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité : Eurocode - Sismique

Fmin = 1,1513

Annexe 4

TALREN - coupe 6



Données du projet

Numéro d'affaire : 3313104

Titre du calcul : Coupe 6

Lieu : LANNE

Commentaires : N/A

Système d'unités : kN, kPa, kN/m3

γw : 10.0

Couches de sol

	Nom	Couleur	γ	φ	c	Δc	qs clous	pl	KsB	Anisotropie	Favorable	Coefficients de sécurité spécifiques
1	U1 BIS SIA LT		20,0	25,00	0,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
2	U1 BIS SIA CT		20,0	0,01	60,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
3	U1 TER SIA LT		20,0	25,00	0,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
4	U1 TER SIA CT		20,0	0,01	60,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
5	U2 LT		24,0	35,00	15,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
6	U2 CT		24,0	35,00	50,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
7	U3 LT		27,0	35,00	40,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
8	U3 CT		27,0	35,00	100,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
9	RB		21,0	22,00	10,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
10	U1 TER CT AMEL 2		20,0	0,01	97,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non

Couches de sol (cont.)

	Nom	Couleur	Γγ	Γc	Γtan(φ)	Type de cohésion	Courbe
1	U1 BIS SIA LT		-	-	-	Effective	Linéaire
2	U1 BIS SIA CT		-	-	-	Non drainée	Linéaire
3	U1 TER SIA LT		-	-	-	Effective	Linéaire
4	U1 TER SIA CT		-	-	-	Non drainée	Linéaire
5	U2 LT		-	-	-	Effective	Linéaire
6	U2 CT		-	-	-	Non drainée	Linéaire
7	U3 LT		-	-	-	Effective	Linéaire
8	U3 CT		-	-	-	Non drainée	Linéaire
9	RB		-	-	-	Effective	Linéaire
10	U1 TER CT AMEL 2		-	-	-	Non drainée	Linéaire

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	179,320	374,590	2	159,370	374,590	3	157,550	373,570	4	152,440	378,030	5	142,190	377,970	6	133,180	374,050
7	109,890	387,060	8	108,580	373,560	9	82,520	373,480	10	82,090	377,580	11	17,110	374,220	12	4,000	377,080
13	0,000	374,670	14	0,000	367,870	15	0,000	365,870	16	133,180	367,250	17	133,180	365,250	18	179,320	369,280
19	179,320	367,280	21	96,500	382,494	22	126,000	382,526	23	171,120	374,690	24	82,500	367,486	25	159,500	368,408

Segments

	Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2
1	13	11	2	11	9	3	9	8	4	8	6	5	6	3	6	3	2	7	2	1
8	13	12	9	12	10	12	5	4	13	4	2	16	15	17	17	17	19	18	10	5
19	10	21	20	7	21	22	7	22	23	5	22	24	22	21	25	6	2	26	14	24
27	16	24	28	24	9	29	16	25	30	18	25	31	25	2						

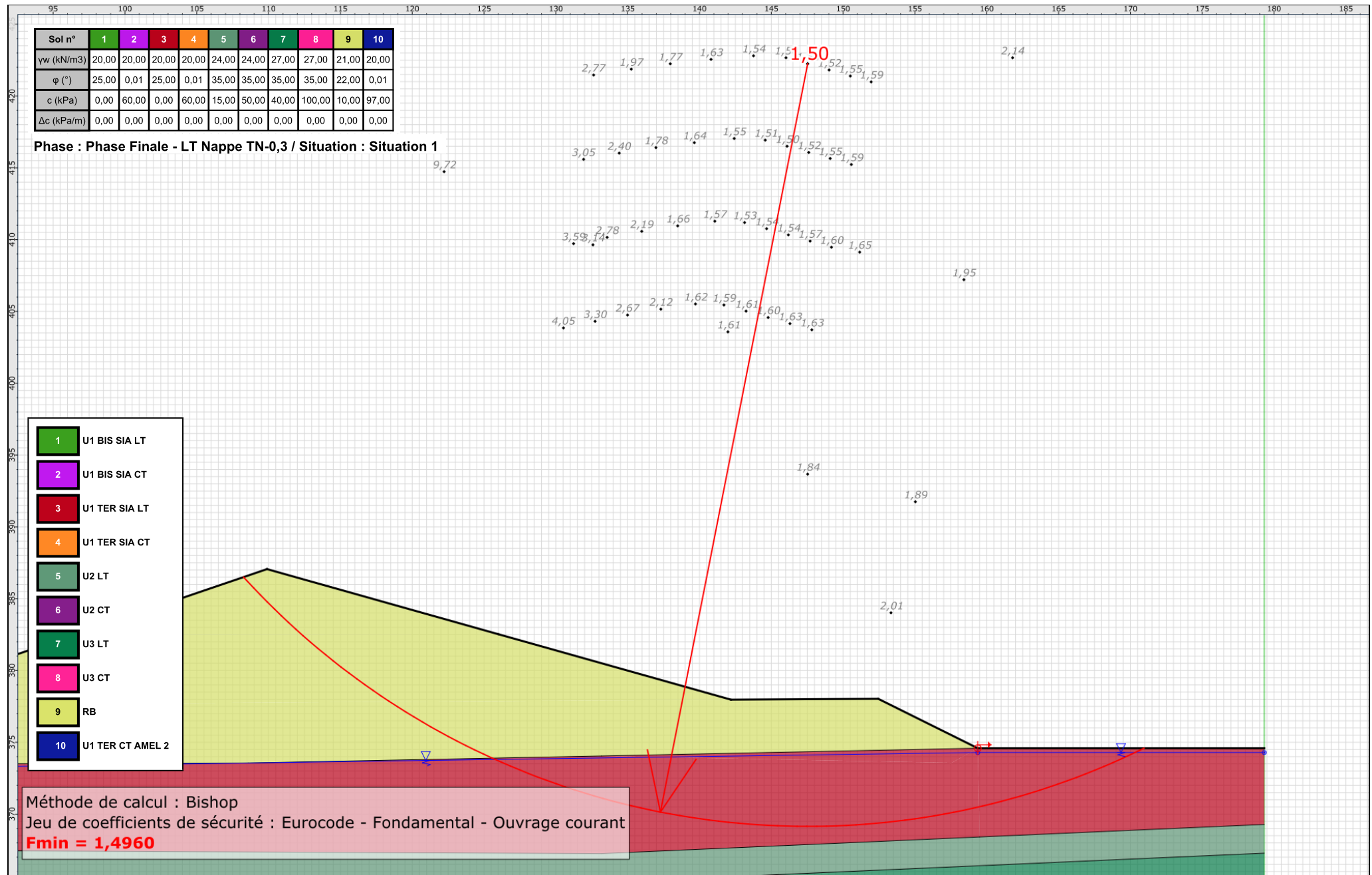
Surcharges réparties

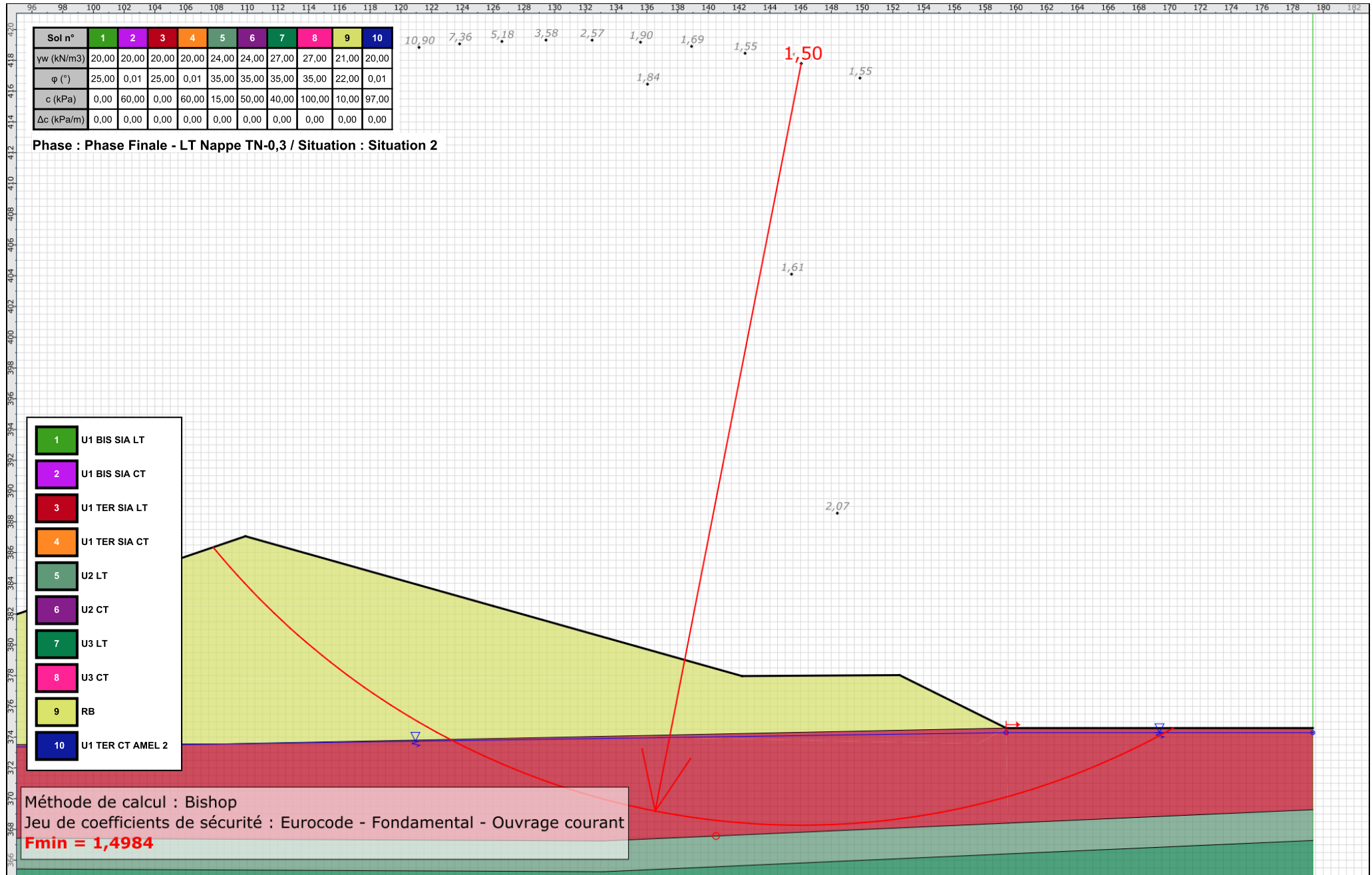
	Nom	X gauche	Y gauche	q gauche	X droite	Y droite	q droite	Ang/horizontale
1	Charge de chantier 1	82,090	377,580	10,0	142,190	377,970	10,0	90,00
2	Charge de chantier 1 bis	142,190	377,970	10,0	152,440	378,030	10,0	90,00
3	Charge de chantier 2	96,500	382,494	10,0	126,000	382,526	10,0	90,00

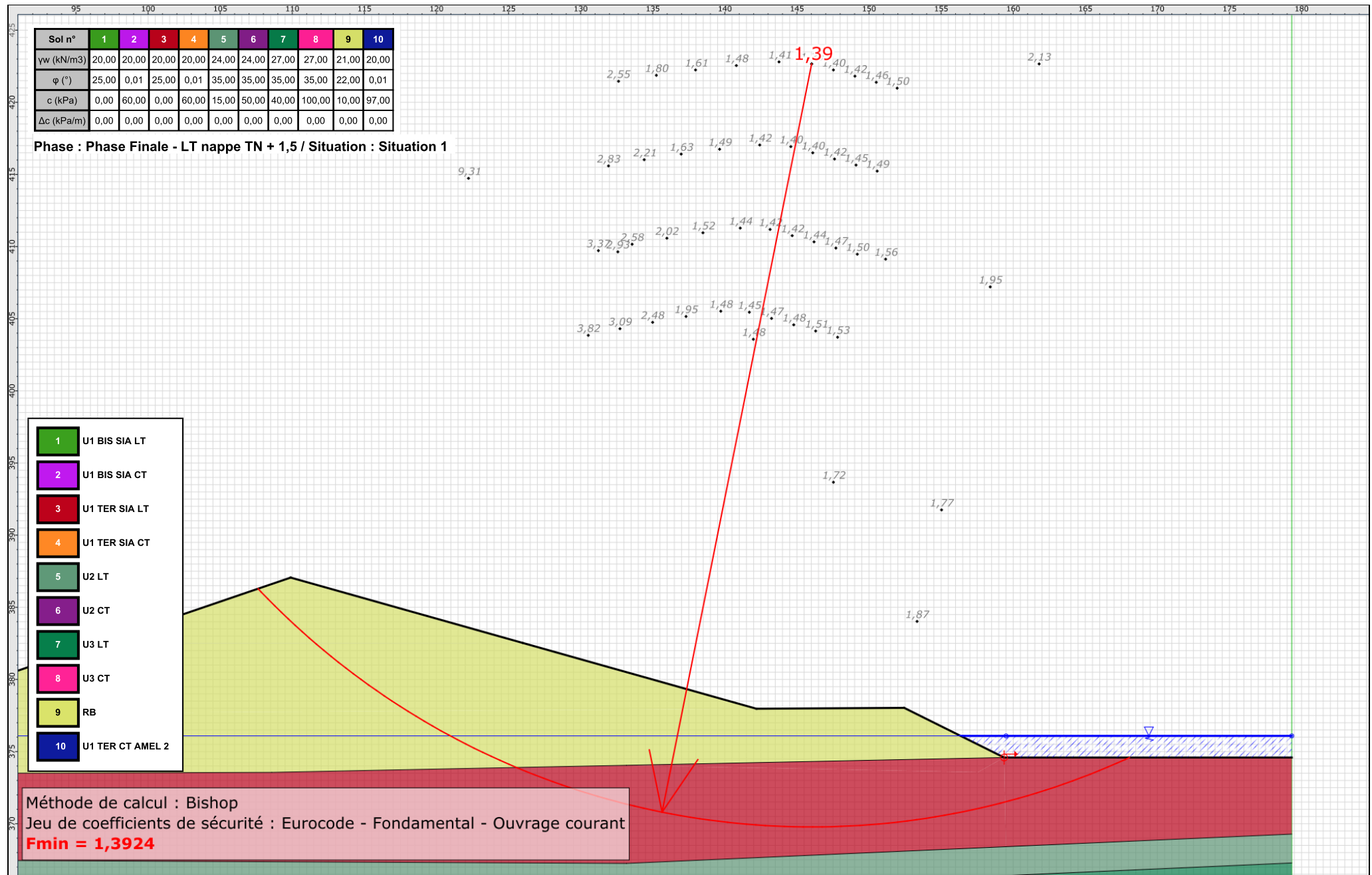


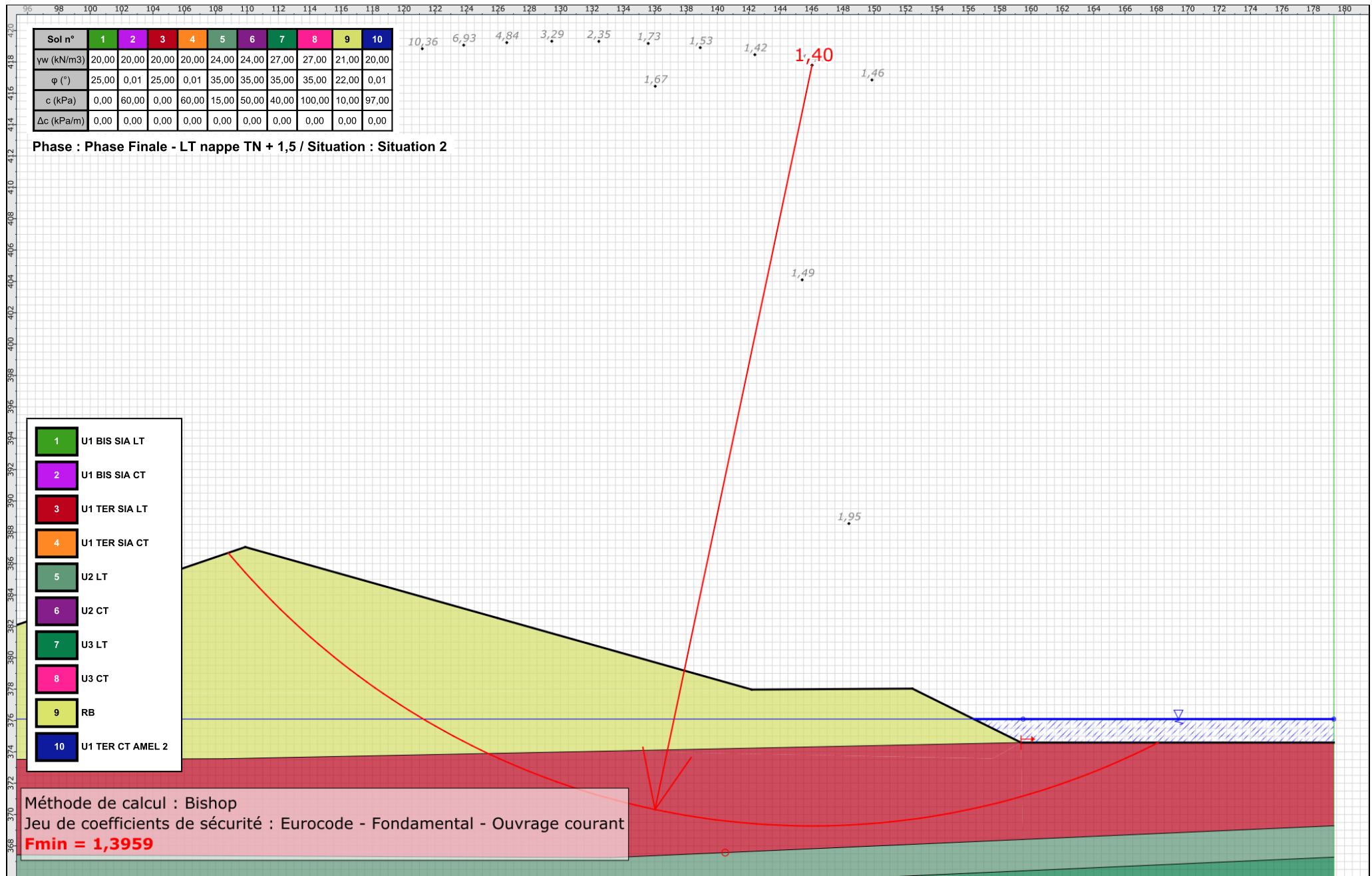
Talren v5
v5.2.10

Imprimé le : 7 nov. 2025 13:11:27
Calcul réalisé par : ECR ENVIRONNEMENT OUEST
Projet : Coupe 6









Sol n°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
γ_w (kN/m ³)	20,00	20,00	20,00	20,00	24,00	24,00	27,00	27,00	21,00	20,00
φ (°)	25,00	0,01	25,00	0,01	35,00	35,00	35,00	35,00	22,00	0,01
c (kPa)	0,00	60,00	0,00	60,00	15,00	50,00	40,00	100,00	10,00	97,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Phase : Phase 1 -CT / Situation : Situation 1

Charge de chantier 1 bis

1	U1 BIS SIA LT
2	U1 BIS SIA CT
3	U1 TER SIA LT
4	U1 TER SIA CT
5	U2 LT
6	U2 CT
7	U3 LT
8	U3 CT
9	RB
10	U1 TER CT AMEL 2

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité : Eurocode - Fondamental - Ouvrage courant

Fmin = 2,3957

