

CENTRE DES
MONUMENTS NATIONAUX

CNM

PROJET DE REHABILITATION DU BATIMENT B – PALAIS DE JUSTICE DE PARIS

Rapport d'étude G2 PRO

Référence 009.57147 | 02 | REV 0 – 13/12/2024



N° Affaire	009.57147
Rapport n°	02
Fichier	009.57147.03.R0_G2 Facade grand salle

Destinataire(s)			
Société(s)	Nom(s)	E-mail(s)	
CNM	Konstantina STAMPOULOLOU	konstantina.stampouloglou@monuments-nationaux.fr	

Révision	Date	Établi par	Vérifié par	Nb. pages
REV 0	13/12/2024	M. AVRIL / E. DAMPHOFFER	L. PAVEL	43
	Modifications :	Premier indice		

Agence Paris

Immeuble Central Seine
42-52 quai de la Rapée – CS 71230
75583 Paris Cedex 12
France
Tél : +33 1 82 51 52 00
info@terrasol.com

Agence Rhône-Alpes

Immeuble le Corner
97-101 boulevard Vivier Merle – CS 53324
69329 Lyon Cedex 03
France
Tél : +33 4 27 85 49 35
lyon@terrasol.com

Agence Sud-Ouest

42-44 avenue du Général Larminat
33000 Bordeaux
France
bordeaux@terrasol.com

TABLE DES MATIERES

1	OBJET	4
2	REFERENCES.....	4
3	PRINCIPALES CARACTERISTIQUES DU PROJET	6
4	SYNTHESE GEOTECHNIQUE	8
4.1	Campagnes existantes	8
4.2	Lithologie	9
4.3	Essais pressiométriques	10
4.4	Modèle géotechnique.....	10
5	SYNTHESE HYDROGEOLOGIQUE	11
6	RECONNAISSANCES DES FONDATIONS	11
7	CONFORTEMENT DES FONDATIONS EXISTANTES DE LA FAÇADE CONTEMPORAINE	15
7.1	Descentes de charge du projet	15
7.1.1	Façade contemporaine et poteaux associés	16
7.1.2	Doublet de poteaux 1007 + 1008	20
7.1.3	Evaluation de la capacité portante sans confortement des terrains.....	22
7.2	Confortement prévu par jet grouting	22
7.2.1	Principe du confortement.....	22
7.2.2	Portance des colonnes de jet grouting	23
7.2.3	Reprise des efforts horizontaux	24
7.3	Façade contemporaine	25
7.3.1	Zones d'influence des poteaux inclinés 1001 à 1006.....	25
7.3.2	Zones hors influence des poteaux inclinés	27
7.3.3	Doublet de poteaux 1007 + 1008	30
7.3.4	Résultats vis-à-vis des déplacements	32
7.3.5	Synthèse	33
8	FAÇADE MEDIEVALE	34
8.1	Descentes de charge du projet	35
8.2	Modélisation par éléments finis (Plaxis 2D)	37
8.2.1	Géométrie et maillage.....	37
8.2.2	Modélisation du terrain	37
8.2.3	Phasage du calcul	39
8.2.4	Résultats	39
9	CONCLUSION	42
9.1	Façade contemporaine	42
9.2	Façade médiévale.....	43

Annexe 1 : Conditions Générales de Terrasol

Annexe 2 : Calcul Foxta V4 – Justification des fondations de la façade contemporaine dans les zones des poteaux 1001 à 1006

Annexe 3 : Calcul Foxta V4 – Justification des fondations de la façade contemporaine hors des zones des poteaux 1001 à 1006

Annexe 4 : Calcul Foxta V4 – Justification des fondations du doublet de poteaux 1007+1008

1 OBJET

Dans le cadre du projet de réhabilitation d'une partie du Palais de Justice de Paris localisé dans le 1^{er} arrondissement au 36 Quai des Orfèvres, TERRASOL a établi, à la demande et pour le compte de l'Agence Publique pour l'Immobilier de la Justice (APIJ), cette note de calcul relative au renforcement des fondations de la façade de la Grand'Chambre et de la Grand'Salle.

Le présent rapport est rédigé dans le cadre d'une mission de type « **G2 – Etude géotechnique de projet** » selon la classification des missions géotechniques (norme NF P 94 500 révisée en novembre 2013) au sens de la norme NF P 94-500 révision 2013 annexée à nos conditions générales (Annexe 1).

2 REFERENCES

Le présent rapport fait références aux documents suivants :

- [1] Projet de réhabilitation du bâtiment B – Palais de justice de Paris – Rapport d'expertise géotechnique référencé par 009.57147.01.R0_Contre expertise G2-AVP_16.05.2024
- [2] Projet de réhabilitation du bâtiment B – Palais de justice de Paris – Rapport d'étude G2 PRO référencé par 009.57147.02.R2_Etude G2-PRO
- [3] Réhabilitation des façades – Cour de la Conciergerie – Palais de Justice – Rapport de diagnostic géotechnique élaboré par INFRANEO référencé par PA23.7984-2-3 Ind. C du 05/03/2024
- [4] Construction d'un local enterré – Cour de la Conciergerie – Palais de Justice – Rapport de diagnostic géotechnique et étude géotechnique de conception phase avant-projet élaboré par INFRANEO référencé par PA23.7984-2-2 Ind. C du 01/03/2024
- [5] Projet de restructuration du Palais de Justice de l'Ile de la Cité Bâtiment 5 – Locaux de la Conciergerie référencé par 2022_ARGOTECH_G5 Conciergerie_en cours_ind2 du 03/11/2022
- [6] Etude géologique et géotechnique – Rampe PMR et Mur de séparation – Palais de Justice de Paris de l'Ile de la Cité élaboré par GEOEXPERTS référencé par Etudes geotechniques_GEOEXPERT_nov20 indice 0 du 30/11/2020
- [7] Palais de la Cité, projet de liaison entre la Sainte Chapelle et la Conciergerie – Rapport de diagnostic archéologique référencé par Rapport 931 – Janvier 2022
- [8] Palais de Justice de l'Ile-de-la-Cité – Bâtiment B5 – Diagnostic archéologique référencé par 895_rapport_impression – Mai 2024
- [9] Coupe et photos de la fouille FMC2
- [10] Photos de la fouille FMC4
- [11] Plans d'archive de la cour des Hommes et de la façade de la Grand'Chambre et de la Grand'Salle
- [12] Palais de Justice – Palais de la cité Nord – AVP – Notice technique / Plans de structure / Plans de démolition – Février 2024
- [13] Palais de Justice – Palais de la cité Nord – AVP – Façade de la Grand'Chambre et de la Grand'Salle – Plans état actuel et état projeté – Février 2024
- [14] Coupe du projet de la façade de la Grand'Chambre et de la Grand'Salle – Format DWG référencée par Paris_PDJ_B5_Coupe-BF127-BF214

- [15] Palais de Justice – Palais de la cité Nord – AVP – Façade de la Grand’Chambre et de la Grand’Salle – Descentes de charges – version 3 du 18/10/2024, référencé par CON_Descente de charges Ind 3 241018
- [16] Palais de Justice – Palais de la cité Nord – AVP – Façade de la Grand’Chambre et de la Grand’Salle – Descentes de charges – version 4 du 07/11/2024, référencé par CON_R façade 241107
- [17] Note préliminaire d’évaluation des niveaux de plus hautes eaux souterraines, Burgéap, Réf IF2500157/1097607-01 du 12/07/2024
- [18] Estimation des débits d'exhaure en phase chantier, Burgéap, Réf IF2500157/1099513-01 du 12/07/2024

3 PRINCIPALES CARACTERISTIQUES DU PROJET

Le projet prévoit la réhabilitation du bâtiment B5 dont l'implantation est repérée sur la Figure 1. Cette étude est menée sous la direction de Mr. Christophe BOTTINEAU, Architecte en Chef des Monuments Historiques.



Figure 1 : Implantation du bâtiment B [1]

La présente note porte sur les aspects géotechniques liés aux travaux relatifs à la façade de la Grand'Chambre et de la Grand'Salle ; cela concerne des suppressions de planchers et de poteaux, l'ajout de poteaux inclinés, la modification d'ouvertures... uniquement pour le niveau du sous-sol, le niveau RdC et le niveau E0. Les étages supérieurs ne seront pas modifiés.

Cette façade est située sur le côté Nord du Palais de Justice (cf. implantation sur la Figure 2) entre la cour des Hommes d'un côté et la salle des Gardes et la salle des Gens d'Armes de l'autre. Cette zone comporte en fait 2 façades :

- L'ancienne façade médiévale située maintenant en intérieure contre la salle des Gardes et la salle des Gens d'Armes
- la façade contemporaine construite plus récemment et située en limite avec la cour des Hommes

Le niveau de la cour des Hommes est à la cote +32.3 m NVP et le sous-sol de la façade à 30.3 m NVP.

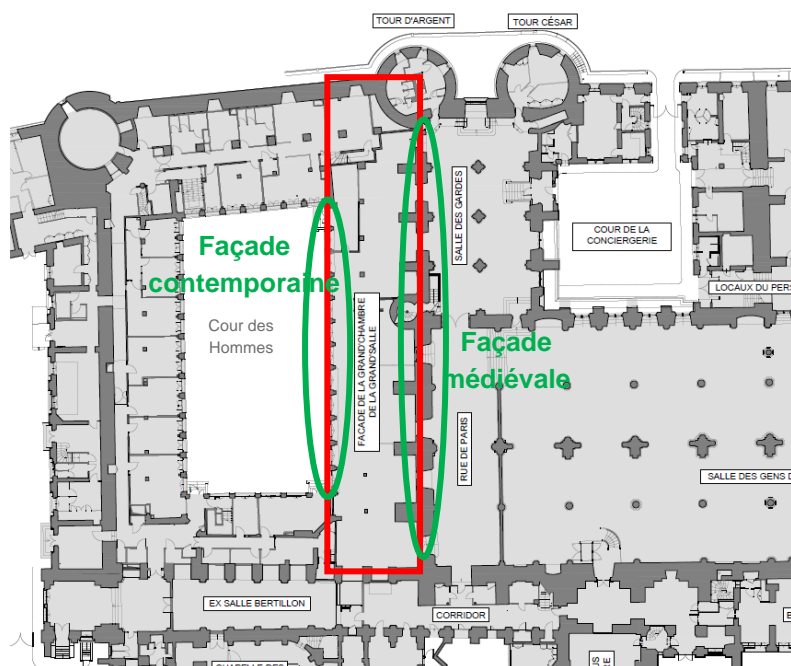


Figure 2 : Repérage de la zone concernée

Les fondations actuelles des 2 façades sont des semelles superficielles dont l'ancrage est estimé à la cote 28.9 m NVP selon les plans d'archives (pas d'information plus précise avec les reconnaissances réalisées – voir paragraphe 6).

Les vues en plan et coupes présentées ci-après illustrent l'étendue des travaux dans cette zone.

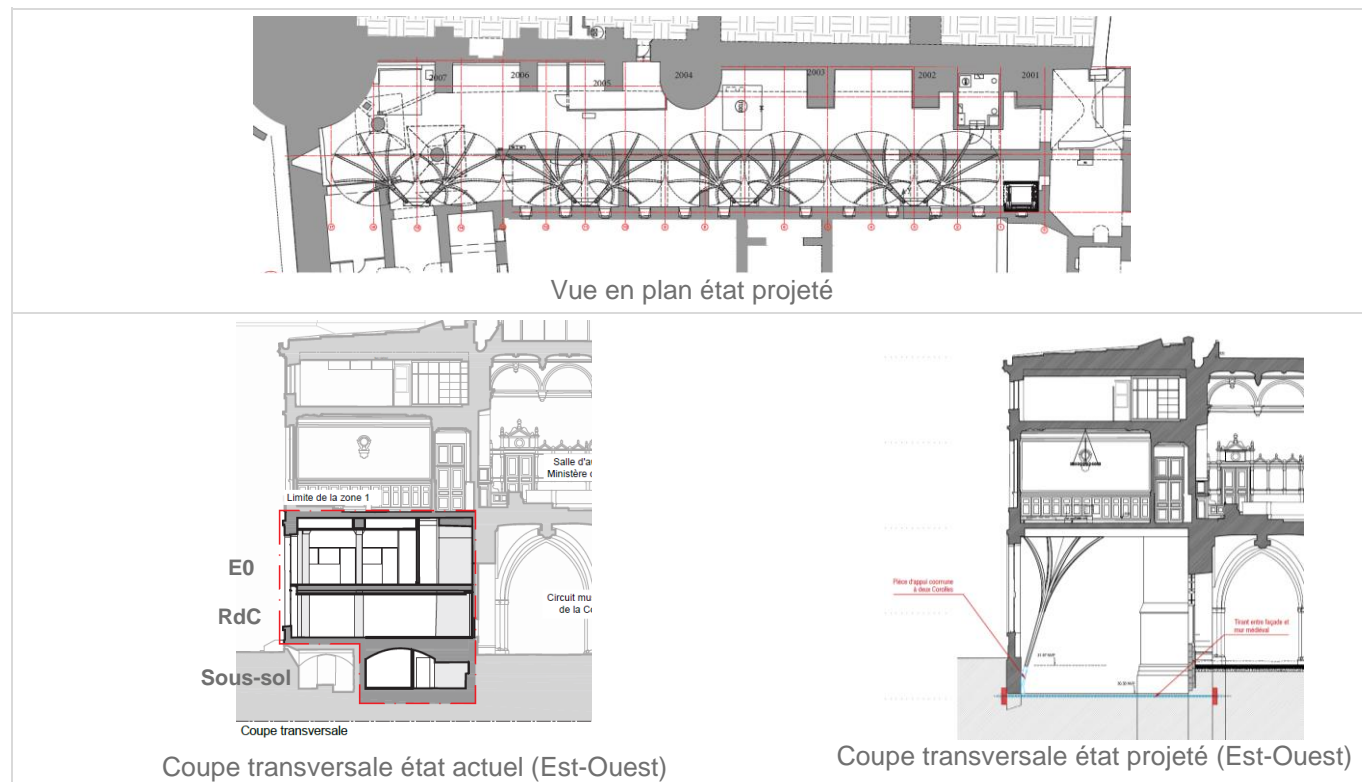


Figure 3 : Plans de la zone concernée

4 SYNTHÈSE GEOTECHNIQUE

Pour cette zone du Palais de Justice, les campagnes de reconnaissances géotechniques d'Infraneo [3] et [4] et Argotech [5] déjà synthétisées dans les rapports géotechniques de la cour Conciergerie et de la galerie Dauphine [1] et [2] ainsi que la campagne de reconnaissance de Geoexperts [6] ont été prises en compte.

En revanche, les sondages destructifs inclinés et le sondage carotté horizontal pour la cour de la Conciergerie n'ont pas été pris en compte comme ils concernent les fondations spécifiques à cette zone. De même, les reconnaissances pour la Galerie Dauphine ont été jugées moins représentatives compte tenu de leur distance par rapport à la zone concernée et n'ont de ce fait pas été considérées.

4.1 Campagnes existantes

Les sondages suivants des précédentes campagnes ont ainsi été pris en compte :

Lieu	Campagne	Nom	Type d'essai	Prof. Atteinte (m)
Cour de la Conciergerie	Infraneo 2023	SP1	Essais pressiométriques	30.2
Cour de la Conciergerie	Infraneo 2023	SC1	S. carotté rotatif Ø114 mm	20.0
Cour de la Conciergerie	Infraneo 2023	SD1	S. destructif au tricône Ø120 mm	4.0
Cour de la Conciergerie	Infraneo 2023	SD2	S. destructif au tricône Ø120 mm	5.0
Cour de la Conciergerie	Infraneo 2023	SD3	S. destructif au tricône Ø120 mm	6.3
Cour de la Conciergerie	Argotech 2022	PS01	Essais pressiométriques	20.03
Cour de la Conciergerie	Argotech 2022	PS02	Essais pressiométriques	20.05
Cour des Hommes	Geoexperts 2020	SP1	Essais pressiométriques	18.5
Cours des Hommes	Geoexperts 2020	SP2	Essais pressiométriques	8.0

Tableau 1 : Liste des sondages

Des essais pénétrométriques dynamiques ont également été réalisés par Infraneo en 2023 et 2024. Selon le rapport géotechnique de la cour Conciergerie et de la galerie Dauphine [2], ces derniers sont cohérents avec les essais pressiométriques ; ils n'ont donc pas été intégrés à la présente analyse.

Des essais pénétrométriques dynamiques ont aussi été réalisés par Geoexperts en 2020 ; ils n'ont pas été pris en compte du fait des refus obtenus à faible profondeur (1.7 m maximum).

Les sondages destructifs SD1, SD2 et SD3 d'INFRANEO sont relativement courts et les quelques informations qu'ils apportent ne remettent pas en cause les autres résultats. Ils ne sont pas évoqués par la suite.



La lithologie attendue au droit de l'ouvrage en se basant sur les données d'archives disponibles à TERRASOL est la suivante :

- La lithologie retenue comme modèle est donnée dans le Tableau 2.

4.3 Essais pressiométriques

Les résultats des essais pressiométriques pris en compte sont résumés sur la Figure 5.

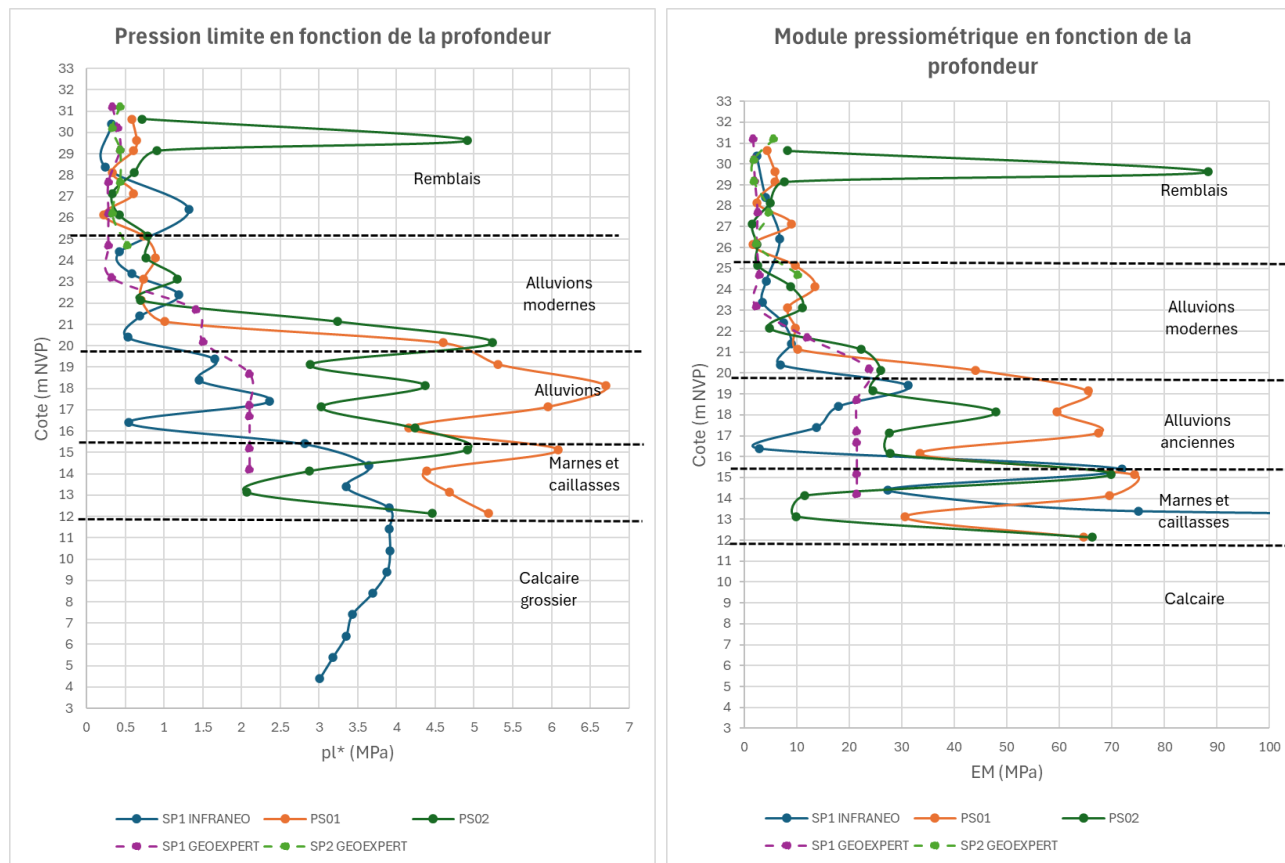


Figure 5 : Résultats des essais pressiométriques

4.4 Modèle géotechnique

Le modèle géotechnique retenu à partir des différentes interprétations est présenté dans le Tableau 2.

Horizon	Base de l'horizon	P_L (MPa)	E_M (MPa)	α	c' (kPa)	Φ (°)
	NVP					
Remblais	25.2	0.30	3.0	0.67	0	27
Alluvions modernes	19.8	0.50	5.0	0.67	0	28
Alluvions anciennes	15.4	2.0	20	0.50	0	33
Marnes et Caillasses	11.9	3.3	37	0.50	20	30
Calcaire grossier	< 4.5	5.0	200	0.50	50	30

Tableau 2 : Modèle géotechnique

5 SYNTHÈSE HYDROGÉOLOGIQUE

Une étude des niveaux des plus hautes eaux a été réalisée par BURGEAP en juillet 2024 [17]. Cette étude intègre les données mesurées à l'issue de la mise en place des puits et piézomètres ainsi que les données issues de base de données. Toutefois, ces valeurs devront être mises à jour à l'issue du suivi piézométrique automatique en cours, qui permettra d'observer les variations du niveau de la nappe sur une période d'un an.

Il apparaît que le niveau de la nappe des Alluvions suit le niveau de la Seine. Les niveaux suivants ont été définis :

- Niveau Eaux d'étiage (EB) : 26.4 m NVP
- Niveau mesuré en juillet 2024 : 26.7 m NVP
- Niveau de crue quinquennale (EC) : 30.3 m NVP
- Niveau de crue décennale : 31.1 m NVP
- Niveau de crue cinquantennale (EH) : 32.8 m NVP
- Niveau de crue centennale (EE) : 33.5 m NVP

Les caractéristiques hydrodynamiques sont présentées dans le rapport de BURGEAP [17].

6 RECONNAISSANCES DES FONDATIONS

Des fouilles ont été réalisées pour la reconnaissance des fondations des structures en place :

- Fouille RF6 réalisée par Geoexperts [6]
- Fouilles SD1 à SD5 présentées dans le rapport archéologique [7]
- Fouille RF1 dans la salle des Gardes réalisée par Infraneo et présentée dans le rapport archéologique [8]
- Fouilles FMC2 et FMC4 : nous ne disposons pas des rapports concernant ces fouilles mais de photos et de coupes pour FMC2 [9] et de photos pour FMC4 [10]. Par ailleurs, leur position nous a été précisée approximativement, FMC4 étant située au même endroit que RF6.

L'implantation de ces fouilles est présentée sur les figures ci-après.

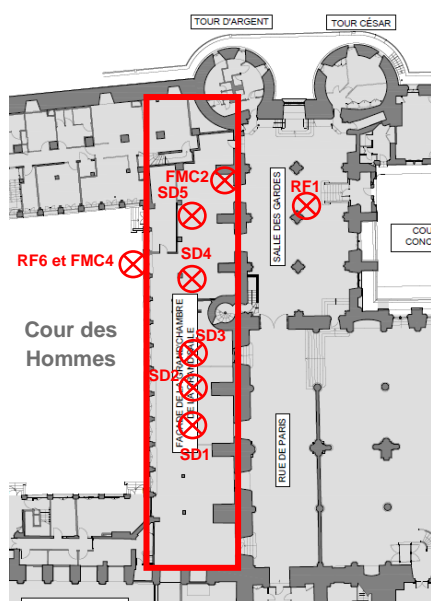


Figure 6 : Localisation des fouilles de reconnaissance à proximité de la façade de la Grand'Chambre et de la Grand'Salle

Toutes ces fouilles ont été réalisées au sous-sol de la façade de la Grand'Chambre et de la Grand'Salle soit à 30.3 m NVP environ, sauf RF6 et FMC4 réalisées dans la cour des Hommes à 32.3 m NVP et RF1 dans la salle des Gardes.

Concernant la façade contemporaine, la fouille RF6 a montré une base de la fondation à environ 1 m de profondeur soit environ 31.3 m NVP alors que le sous-sol est à 30.3 m NVP ; cette valeur n'est donc pas recevable.

De plus, la fouille FMC4 qui est a priori très proche de la fouille RF6 a atteint une profondeur de 4 m à l'intérieur d'une maçonnerie sans en reconnaître la base.

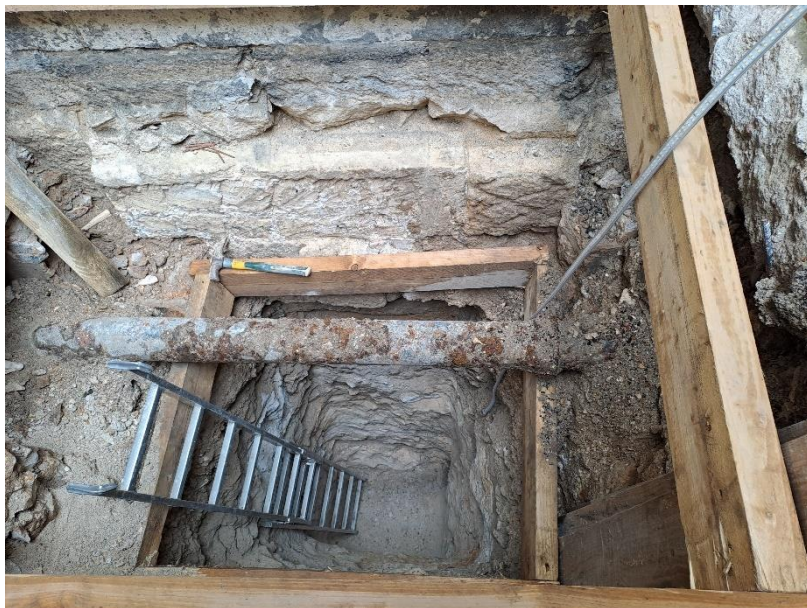


Figure 7 : Vue de la fouille FMC4

Il n'est donc pas possible de définir la profondeur des fondations de la façade contemporaine à partir de ces fouilles.

Nous avons donc retenu celle issue des plans d'archives dont nous disposons à 1.4 m environ sous le niveau du sous-sol soit environ 28.9 m NVP.

A partir de ces plans, nous avons également retenu une largeur de fondation de 90 cm.

Il faut noter la présence sur ces plans d'un égout le long de la façade contemporaine. Cet ouvrage n'a pourtant pas été retrouvé selon nos demandes.

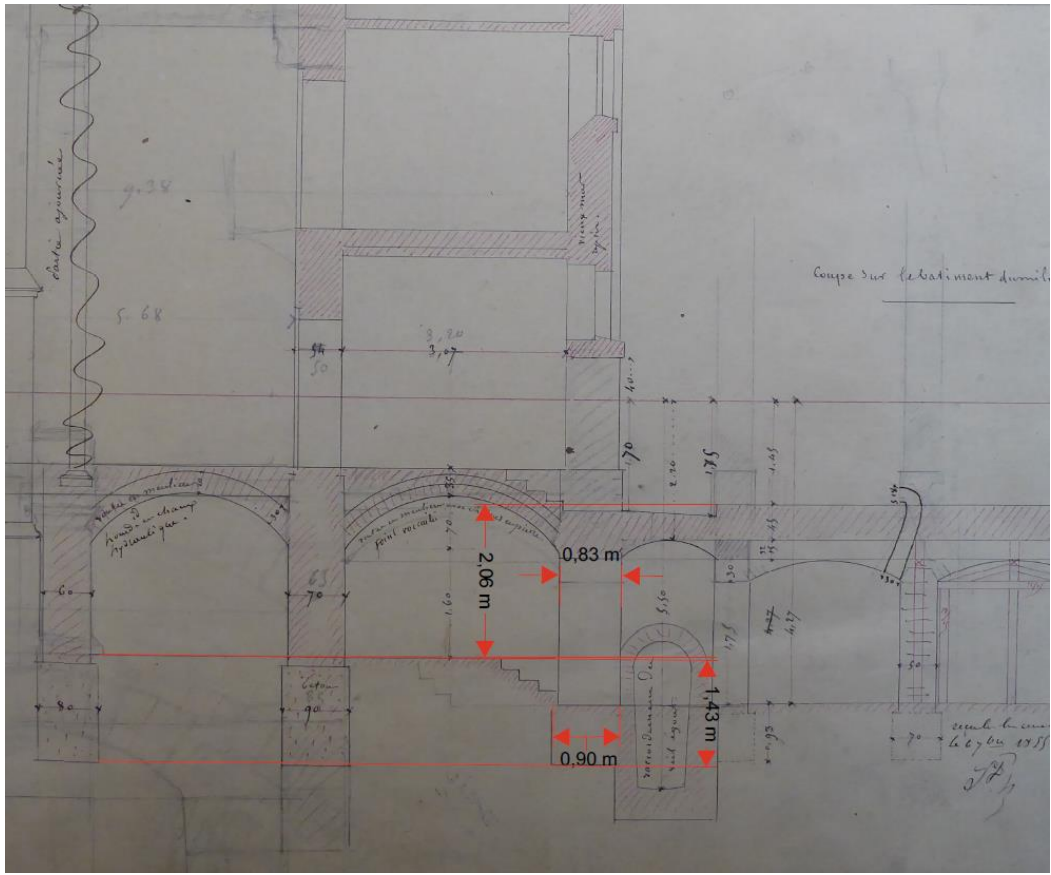


Figure 8 : Extrait d'un plan d'archive

Les fouilles SD1 à SD5 concernent les fondations d'un mur intérieur qui ne sont pas impactées par les travaux selon les notes de descente de charges [15] et [16].

Concernant la façade médiévale, la fouille FMC2 a atteint une profondeur de 26.3 m NVP sans reconnaître la base de la fondation qui devrait donc être encore plus basse. Ce niveau d'assise des fondations serait ainsi plus bas que le niveau de la nappe EB (26.4 m NVP). Cette fouille montre également un débord de 60 cm de la fondation filante entre les contreforts.

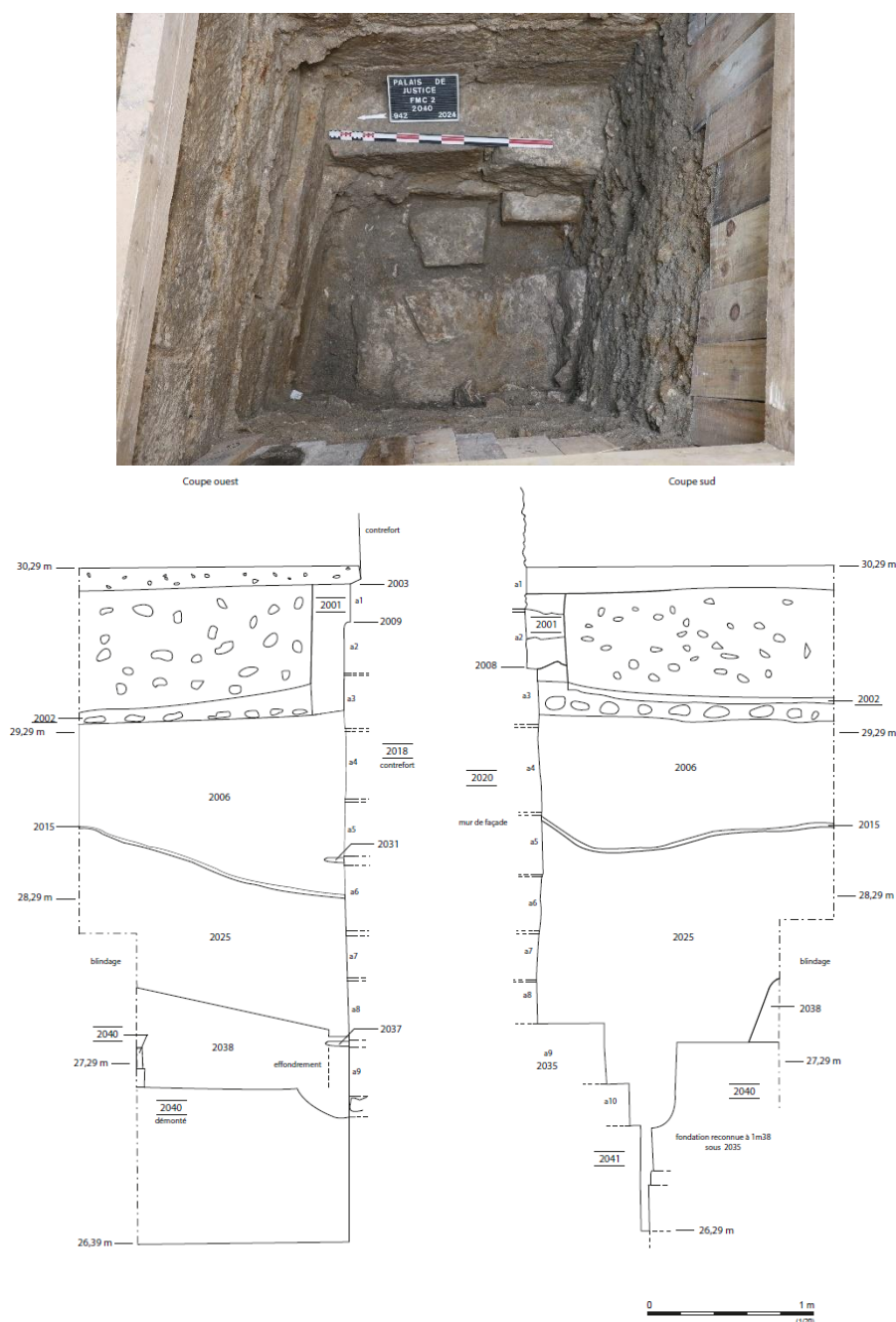


Figure 9 : Vue de la fouille FMC2 et de la coupe archéologique correspondante

La fouille RF1 dans la salle des Gardes à l'arrière de la façade médiévale a atteint une profondeur de 30.5 m NVP sans reconnaître la base de la fondation.

Par ailleurs, les plans d'archive dont nous disposons ne donnent pas d'informations sur le niveau de fondation de la façade médiévale.

Nous avons donc retenu 2 hypothèses de niveau de fondation pour cette façade médiévale : 26.3 m NVP selon la fouille FMC2 et 28.9 m NVP par analogie avec l'hypothèse retenue pour la façade contemporaine.

Il reste des incertitudes importantes sur les niveaux d'ancrage ainsi que sur la présence d'un égout le long de la façade contemporaine qu'il conviendra de lever soit par des reconnaissances complémentaires soit au démarrage des travaux.

7 CONFORTEMENT DES FONDATIONS EXISTANTES DE LA FAÇADE CONTEMPORAINE

7.1 Descentes de charge du projet

Les descentes de charges ont été calculées par LBA Architecture et Ingénierie dans les notes [15] et [16].

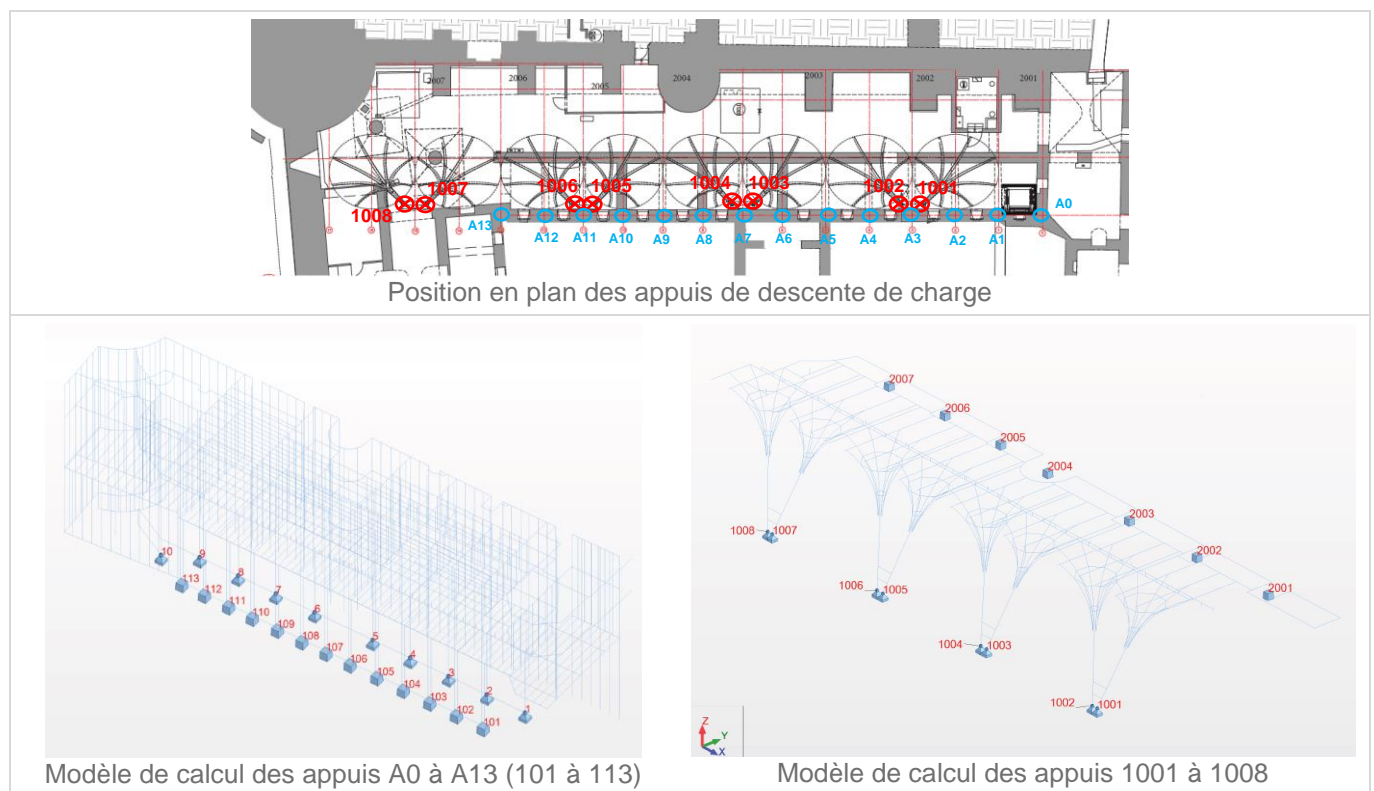


Figure 10 : Positions des appuis de descente de charge

Les charges sont décomposées en 2 parties :

- Les charges uniquement verticales des appuis de la façade actuelle dénommés A0 à A13 qui s'appliqueront aussi à l'état projeté selon le BE structure : elles sont fournies dans la note [15] en pied de fondation supposée par le BE Structure à 28.5 m NVP, après ajout du poids de ces dernières.

Dénomination appui	Nœud	Cas de charge						Assise de fondation				
		G kN	G' kN	Q kN	Q' kN	pp fondations kN	ELS kN	niveau NGF	larg m	ep m	A m²	sig bars
A0	100	365	8	67	13	204	657	+28.5	3.03	0.8	2.4	2.7
A1	101	496	8	99	13	101	715	+28.5	2.93	0.8	2.3	3.1
A2	102	352	8	33	13	201	607	+28.5	2.93	0.8	2.3	2.6
A3	103	342	8	47	13	200	609	+28.5	2.92	0.8	2.3	2.6
A4	104	301	8	34	13	199	554	+28.5	2.90	0.8	2.3	2.4
A5	105	359	8	47	13	201	627	+28.5	2.92	0.8	2.3	2.7
A6	106	533	7	60	12	192	804	+28.5	2.79	0.8	2.2	3.6
A7	107	329	7	33	11	182	562	+28.5	2.65	0.8	2.1	2.7
A8	108	343	7	50	12	183	595	+28.5	2.67	0.8	2.1	2.8
A9	109	344	7	38	12	186	587	+28.5	2.72	0.8	2.2	2.7
A10	110	542	7	66	12	184	810	+28.5	2.68	0.8	2.1	3.8
A11	111	328	7	31	11	181	558	+28.5	2.63	0.8	2.1	2.7
A12	112	283	7	22	11	176	499	+28.5	2.56	0.8	2.0	2.4
A13	113	383	6	31	11	105	536	+28.5	2.46	0.8	2.0	2.7

Figure 11 : Descentes de charge et longueur de diffusion des appuis de la façade contemporaine A0 à A13

- Les charges verticales et horizontales en pied des nouveaux poteaux inclinés dénommés 1001 à 1008 fournies dans la note [16] ; elles sont considérées en pied des pièces d'appui des poteaux inclinés selon échange avec le BE Structure, soit à 30.3 m NVP et contre le mur intérieur du sous-sol.

	G			Q			ELS		
	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]
1001	-1.3	0.8	2.2	31.2	31.8	108.3	29.9	32.6	110.5
1002	-65.1	62.3	215.4	-44.4	44.2	151.8	-109.5	106.5	367.2
1003	148.6	157.7	537.7	35.4	37.1	127.5	184.0	194.8	665.2
1004	-118.3	132.0	453.6	-28.6	32.1	110.0	-146.8	164.2	563.5
1005	124.3	139.8	476.7	40.0	44.5	152.3	164.3	184.3	629.0
1006	-111.5	118.6	408.6	-32.4	35.2	120.8	-144.0	153.8	529.4
1007	182.1	184.8	619.8	30.8	31.4	103.6	212.9	216.1	723.4
1008	-149.6	132.3	469.5	-27.2	23.8	86.4	-176.8	156.1	555.8

Figure 12 : Descente de charge des appuis 1001 à 1008

Dans notre analyse, nous avons dissocié :

- la façade contemporaine A0 à A13 et les poteaux associés 1001 à 1006 en linéarisant les efforts
- le doublet de poteaux 1007 + 1008 isolé de la façade et étudié avec les charges ponctuelles

7.1.1 Façade contemporaine et poteaux associés

Pour la façade, nous avons estimé les torseurs d'efforts à la base des fondations de la manière suivante :

- Différenciation entre les zones d'influence des poteaux (charges A0 à A13 + 1001 à 1006) et hors de ces zones (uniquement les charges A0 à A13).
- Analyse faite pour un doublet de poteaux et par poteau seul afin de garantir un dimensionnement enveloppe.
- Efforts longitudinaux non considérés compte tenu de la raideur des structures dans ce sens beaucoup plus importante par rapport à celle des fondations (effort horizontal longitudinal Fx et moment longitudinal associé, moment de torsion induit par la différence entre les efforts transversaux Fy de 2 poteaux d'un doublet, moment longitudinal induit par la différence entre les efforts verticaux Fz de 2 poteaux d'un doublet) : ces efforts devront être repris par les éléments de structure.
- Diffusion de l'effort vertical des poteaux inclinés 1001 à 1006 : conformément aux échanges avec le BE Structure, la charge verticale est diffusée à 45° sur la hauteur entre le sous-sol à 30.3 NVP et la base de la

fondation prise à 28.9 NVP soit sur 2 x cette hauteur de 1.4 m + entraxe entre 2 poteaux de 1.4 m = 4.2 m pour un doublet de poteaux ou 2.1 m pour un poteau seul

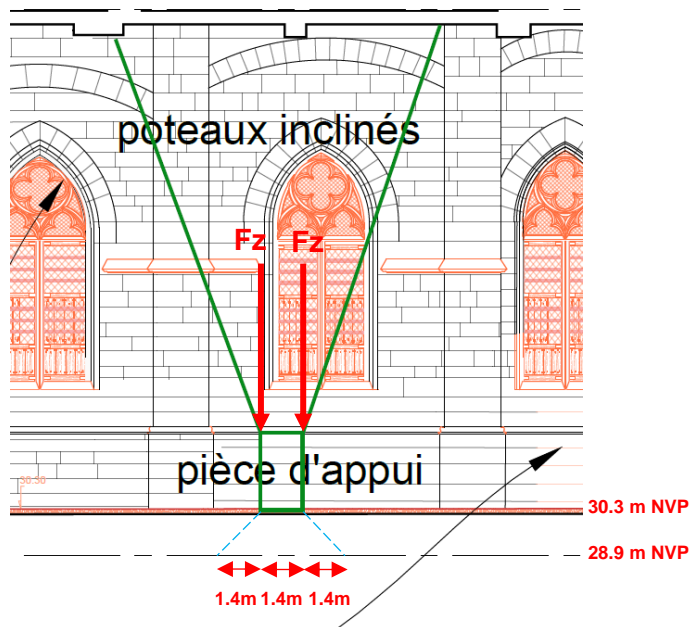


Figure 13 : Principe de diffusion des efforts verticaux des poteaux le long de la façade contemporaine

- Diffusion de l'effort horizontal transversal F_y des poteaux 1001 à 1006 sur 2 x demi-épaisseur du mur de 0.4 m + entraxe entre poteaux de 1.4 m soit 2.2 m pour un doublet de poteaux ou 1.1 m pour un poteau seul

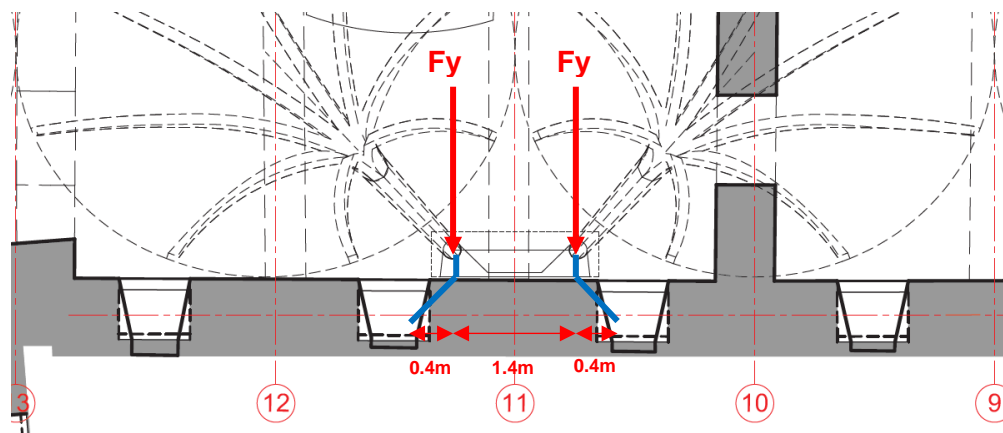


Figure 14 : Principe de diffusion des efforts horizontaux des poteaux le long de la façade contemporaine

- Correction du poids des fondations dans les charges verticales A0 à A13 pour tenir compte des élargissements de fondation (épaisseur considérée de 50 cm) et de la base de la fondation moins profonde que celle prise dans les notes de descente de charge ; ces corrections sont différentes entre les zones des poteaux et les zones hors poteaux du fait que les élargissements de fondation ne sont pas les mêmes (voir paragraphe 7).

- Effort vertical A0 à A13 linéarisé sur la longueur de la fondation associée à chaque appui et fournie dans la note [15] (entourée en bleu ci-dessous) sauf pour A0 corrigée à 1.82 ml et A13 corrigée à 2.25 ml selon les plans disponibles.

Dénomination appui	Nœud	Cas de charge						Assise de fondation				
		G	G'	Q	Q'	pp fondations	ELS	niveau NGF	larg	ep	A	sig
A0	100	365	8	67	13	204	657	+28.5	3.03	0.8	2.4	2.7
A1	101	496	8	99	13	101	715	+28.5	2.93	0.8	2.3	3.1
A2	102	352	8	33	13	201	607	+28.5	2.93	0.8	2.3	2.6
A3	103	342	8	47	13	200	609	+28.5	2.92	0.8	2.3	2.6
A4	104	301	8	34	13	199	554	+28.5	2.90	0.8	2.3	2.4
A5	105	359	8	47	13	201	627	+28.5	2.92	0.8	2.3	2.7
A6	106	533	7	60	12	192	804	+28.5	2.79	0.8	2.2	3.6
A7	107	329	7	33	11	182	562	+28.5	2.65	0.8	2.1	2.7
A8	108	343	7	50	12	183	595	+28.5	2.67	0.8	2.1	2.8
A9	109	344	7	38	12	186	587	+28.5	2.72	0.8	2.2	2.7
A10	110	542	7	66	12	184	810	+28.5	2.68	0.8	2.1	3.8
A11	111	328	7	31	11	181	558	+28.5	2.63	0.8	2.1	2.7
A12	112	283	7	22	11	176	499	+28.5	2.56	0.8	2.0	2.4
A13	113	383	6	31	11	105	536	+28.5	2.46	0.8	2.0	2.7

2.25

Figure 15 : Descentes de charge et longueur de diffusion des appuis de la façade contemporaine A0 à A13

- Torseur à la base des fondations le long de la façade contemporaine :
 - o Efforts verticaux des appuis A0 à A13 de la façade contemporaine issus de la note [15] linéarisés sur les longueurs définies précédemment
 - o Efforts verticaux et horizontaux Fz et Fy des poteaux inclinés 1001 à 1006 issus de la note [16] linéarisés sur les longueurs de diffusion définies précédemment pour obtenir Fz' et Fy' à la base de la fondation
 - o Calcul du moment transversal au centre de la fondation actuelle par le principe suivant :

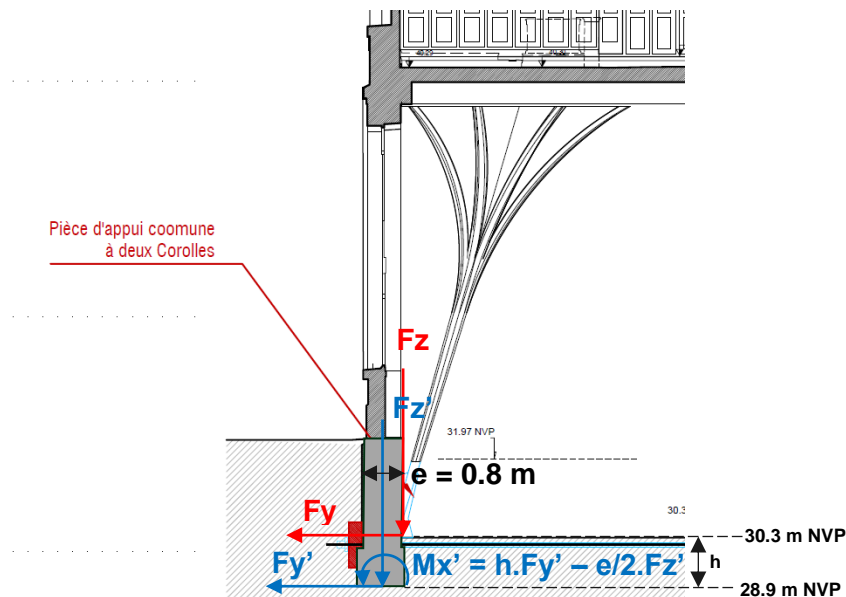


Figure 16 : Principe de calcul du torseur à la base des fondations le long de la façade contemporaine

- o Pour les zones de poteaux, cumul des charges verticales linéarisées 1001 à 1006 et A0 à A13 : les valeurs maximales et minimales A0 à A13 appliquées sur les mêmes zones que les charges des poteaux sont retenues.

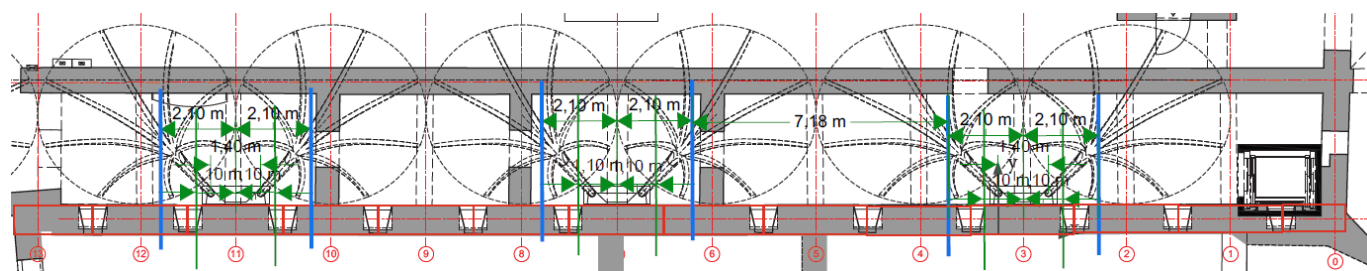


Figure 17 : Superposition des zones d'appuis de la façade contemporaine A0 à A13 et des zones d'appuis des poteaux 1001 à 1006 (diffusion horizontale entre traits verts – diffusion verticale entre traits bleus)

Poteaux	Appuis de la façade associés
1001	A2 à A3
1002	A3 à A4
1001+1002	A2 à A4
1003	A6 à A7
1004	A7 à A8
1003+1004	A6 à A8
1005	A10 à A11
1006	A11 à A12
1005+1006	A10 à A12

Tableau 3 : Correspondance entre les zones de poteaux et les zones d'appui de la façade contemporaine

Les torseurs d'efforts ainsi calculés au centre de la base des fondations sont les suivants, comprenant le poids propre des élargissements de fondation. Une charge verticale légèrement plus faible est considérée au droit des poteaux du fait du poids propre des élargissements de fondation. Les cas enveloppe étudiés par la suite sont figurés en orange. A noter qu'il n'y a qu'une charge verticale pour les appuis A0 à A13.

Appuis	Fz	Longueur d'application	Charge verticale linéarisée au droit des poteaux	Charge verticale linéarisée hors zone des poteaux
	kN	m	kN/ml	kN/ml
A0	657	1.82	367	370
A1	715	2.93	250	254
A2	607	2.93	213	217
A3	609	2.92	214	218
A4	554	2.9	197	201
A5	627	2.92	220	224
A6	804	2.79	294	298
A7	562	2.65	218	222
A8	595	2.67	229	232
A9	587	2.72	222	225
A10	810	2.68	308	312
A11	558	2.63	218	222
A12	499	2.56	201	204

A13	536	2.25	244	248
-----	-----	------	-----	-----

Tableau 4 : Efforts verticaux des appuis A0 à A13 de la façade contemporaine au centre de la base des fondations

Poteaux		FY (kN)	FZ (kN)	Long. de diffusion de FY (m)	Long. de diffusion de FZ (m)	Charge horiz. diffusée (kN/ml)	Charge vert. diffusée (kN/ml)	Appuis façade associés	Charge façade associée (kN/ml)	Charge vert. totale (kN/ml)	Moment (kN.m /ml)
1001	max	32.6	110.5	1.1	2.1	30	53	A2 à A3	214	267	20
	min								213	266	20
1002	max	106.5	367.2	1.1	2.1	97	175	A3 à A4	214	389	66
	min								197	372	66
1001+1002	max	139.1	477.7	2.2	4.2	63	114	A2 à A4	214	328	43
	min								197	311	43
1003	max	194.8	665.2	1.1	2.1	177	317	A6 à A7	294	611	121
	min								218	535	121
1004	max	164.2	563.5	1.1	2.1	149	269	A7 à A8	229	497	102
	min								218	486	102
1003+1004	max	359	1228.7	2.2	4.2	163	293	A6 à A8	294	587	111
	min								218	510	111
1005	max	184.3	629	1.1	2.1	168	300	A10 à A11	308	608	115
	min								218	517	115
1006	max	153.8	529.4	1.1	2.1	140	252	A11 à A12	218	470	95
	min								201	453	95
1005+1006	max	338.1	1158.4	2.2	4.2	154	276	A10 à A12	308	584	105
	min								201	476	105

Tableau 5 : Torseurs des efforts au centre de la base des fondations de la façade contemporaine dans les zones des poteaux

7.1.2 Doublet de poteaux 1007 + 1008

Pour le doublet de poteaux 1007 + 1008 isolé de la façade, le torseur d'efforts à la base des fondations a été estimé de la manière suivante :

- Aucune diffusion appliquée aux charges
- Analyse faite pour le doublet de poteaux car la fondation sera commune
- Efforts longitudinaux considérés compte tenu du caractère isolé du reste de la structure (effort horizontal longitudinal F_x et moment longitudinal associé, moment de torsion M_z induit par la différence entre les efforts F_y transversaux de 2 poteaux d'un doublet, moment longitudinal induit par la différence entre les efforts verticaux F_z de 2 poteaux d'un doublet).

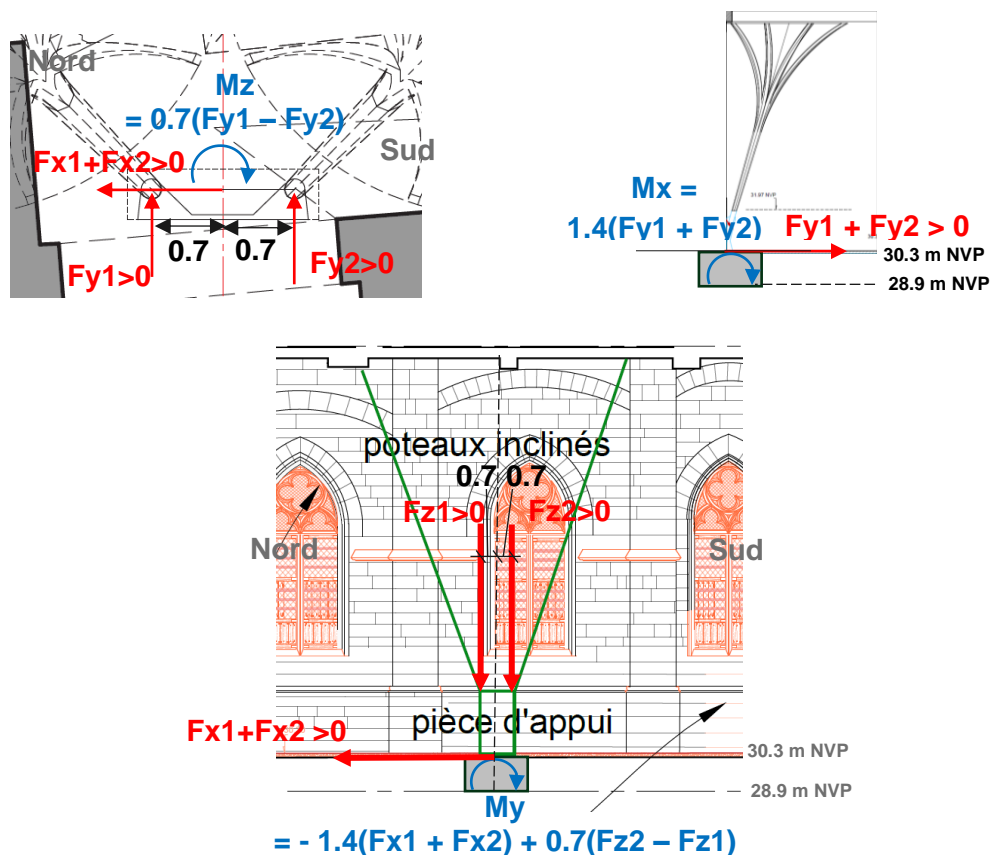


Figure 18 : Principe de calcul du torseur à la base des fondations du doublet de poteaux 1007+1008

- Un autre cas de charge est étudié en ajoutant le poids du chevrete de fondation (dimensions considérées : 3 m x 3 m x 1.4 m ht)

Les torseurs d'efforts ainsi calculés au centre de la base de la fondation sont les suivants (conventions selon les schémas précédents) :

Poteaux	Fy kN	Fz kN	Fx kN	Mx kN.m	My kN.m	Mz kN.m
1007	-216.1	723.4	212.9			
1008	-156.1	555.8	-176.8			
1007+1008 sans chevrete	-372	1279	36	-521	67	42.0
1007+1008 avec chevrete	-372	1594	36	-521	67	42.0

Tableau 6 : Torseurs des efforts au centre de la base de la fondation du doublet de poteaux 1007+1008

7.1.3 Evaluation de la capacité portante sans confortement des terrains

La capacité portante des terrains en place est estimée ci-après :

$$q_{net} = k_p \cdot p_{le}^* \cdot i_\delta = 240 \text{ kPa}$$

Avec k_p pris égal à 0.8 ; p_{le}^* pris égal à 0.3 MPa (remblais), i_δ pris égal à 1 de manière favorable bien qu'une composante horizontale au droit des fondations soit observée.

La valeur de q_{net} est inférieure à la descente de charge verticale de l'ordre de 300 à 700 kPa (sans prise en compte de l'excentricité du chargement), ce qui correspond à un état de rupture des sols sous cette descente de charge.

Nous pouvons supposer, du fait de la construction du Palais de Justice par phases successives et selon des durées de travaux relativement longues (moyens mis en œuvre au Moyen Age), que les terrains ont dû subir une consolidation dans le temps permettant d'établir progressivement un équilibre sous les charges mises en œuvre. Néanmoins, les coefficients de sécurité normatifs sur la portance ne sont pas du tout respectés.

Un confortement des fondations est donc nécessaire concernant la façade contemporaine. Pour le doublet de poteaux 1007-1008, en l'absence d'information et compte tenu de sa position, nous avons supposé qu'il n'y a pas de fondation existante et qu'une nouvelle fondation isolée serait de ce fait créée.

7.2 Confortement prévu par jet grouting

7.2.1 Principe du confortement

La reprise en sous-œuvre de la façade contemporaine intègre à la fois un élargissement des semelles de fondations associée à la réalisation de colonnes de jet grouting descendues jusqu'à une fondation porteuse. Il pourra être envisagé d'arrêter les colonnes de jet grouting dans les Alluvions Anciennes sous réserve que l'on puisse justifier dans ces formations d'un taux de travail de l'ELS de 0.5 MPa. Ce procédé permet en une seule phase de passer des fondations actuelles aux fondations définitives avec report de charge sur les formations portantes en profondeur.

Il est prévu :

- Une technique d'injection simple jet : le simple jet est adapté à la réhabilitation d'ouvrages du fait qu'il n'est pas envoyé d'air sous pression lors de la réalisation des colonnes de jet grouting. Par ailleurs, la technique d'injection retenue par l'entreprise devra être argumentée à partir de retours d'expérience sur des réhabilitations de bâtiments anciens ou historiques et dans des terrains similaires.
- La réalisation de colonnes de jet grouting selon les critères suivants :
 - Colonnes réalisées depuis le soubassement des murs de façades soit à 30.3 m NVP à l'intérieur en sous-sol et à 32.3 m NVP depuis l'extérieur dans la cour des Hommes ;
 - Diamètre de colonnes de 1.0 m. A noter que le retour d'expérience de colonnes de jet réalisées dans des terrains similaires montrent des diamètres de colonne de 1,4m. Néanmoins dans l'attente de plots d'essai, nous conservons un diamètre égal à 1m pour la présente étude de manière défavorable.
 - Longueur des colonnes de l'ordre de 12 m sous la base de la fondation à 28.9 m NVP ;
 - Une inclinaison des forages limitée préférentiellement à 25° pour garantir une meilleure efficacité du confortement. Une inclinaison plus importante peut conduire à des difficultés de réalisation et nécessite une très bonne maîtrise de ce procédé. Le cas échéant, il conviendra de valider ces valeurs avec les entreprises de jet grouting et des plots d'essai devront être réalisés pour confirmer la faisabilité de ce traitement.
 - Réalisation des colonnes en alterné pour ne pas déstabiliser les sols porteurs des fondations ;

- Résistance nominale moyenne à la compression du béton de sol de la colonnes $R_{c,j}$ de 5.0 MPa.
- Une longrine élargissant les fondations existantes afin de les liaisonner avec les colonnes de jet grouting situées en dehors des fondations existantes.

Concernant le doublet de poteaux 1007-1008 situé hors de la façade contemporaine, compte tenu des charges et afin d'homogénéiser les fondations, des colonnes de jet grouting selon le même principe sont proposées. Elles seront coiffées d'un chevêtre assurant la liaison entre ces colonnes et la pièce d'appui des poteaux inclinés.

La résistance nominale moyenne à la compression du « soljet » de la colonne, fixé à 5 MPa, constitue un point clé pour la justification du dimensionnement du confortement des fondations. Cette valeur est tributaire de nombreux facteurs complexes (nature du sol, hétérogénéité, rapport C/E, type de ciment et mouture, temps de durcissement, phénomène d'essorage et de décantation, apport d'eau en provenance du terrain, aération du coulis, etc.). Bustamante¹ (2002) renseigne quelques ordres de grandeurs dans le cas de colonnes issues de simple jet et à partir d'un coulis C/E ≥ 1 :

☞ Argile :	$1 < R_{c,j} < 4$ MPa (moyenne 3 MPa) ;
☞ Limon argileux :	$4 < R_{c,j} < 7$ MPa (moyenne 5 MPa) ;
☞ Sable fin limoneux :	$7 < R_{c,j} < 11$ MPa (moyenne 8 MPa) ;
☞ Sable :	$11 < R_{c,j} < 20$ MPa (moyenne 15 MPa) ;
☞ Grave :	$11 < R_{c,j} < 40$ MPa (moyenne 25 MPa) ;
☞ Craie :	$7 < R_{c,j} < 17$ MPa (moyenne 12 MPa).

Il sera tout de même nécessaire de s'assurer que le critère de résistance en compression du soljet de colonnes soit atteint dans les remblais et les Alluvions Modernes au moyen d'essais préalables et de convenance.

Nous recommandons la réalisation d'un plot d'essai pour permettre le calibrage de la méthode d'exécution.

7.2.2 Portance des colonnes de jet grouting

Le calcul justificatif de prédimensionnement du confortement par colonnes de jet est conforme à l'usage et porte sur :

- L'estimation de la portance limite de la colonne de soljet vis-à-vis du sol encaissant (désignée par Q_u) ;
- L'estimation de la portance dite « intrinsèque » de la section de la colonne de soljet vis-à-vis de ses matériaux constitutifs (désignée par $Q_{u,int}$).

L'objectif final étant de s'assurer que la charge caractéristique du projet Q_0 appliquée en tête de colonne satisfait bien aux conditions aux limites :

$$Q_0 \leq Q_u / F_s \quad \& \quad Q_0 \leq Q_{u,int} / F_{s,int}$$

Où : F_s et $F_{s,int}$ sont des coefficients de sécurité appliqués sur les portances ultimes avec :

- ☞ $F_s = 2.0$ pour la portance en pointe et pour le frottement latéral ;
- ☞ $F_{s,int} = 3.0$ et pourra être ramené à 2.5 ou même à 2.0 si les résistances ont été justifiées par des essais appropriés. Cela correspond à une contrainte moyenne admissible de 1670 kPa à l'ELS.

La contrainte maximale en compression dans les colonnes de jet sera limitée à 2 MPa à l'ELU en tête de colonne du fait de la résistance de la structure des fondations existantes. Cette valeur sera à confirmer par le BE structure et

¹ Bustamante M. (2002). Les colonnes de Jet grouting : dimensionnement et contrôle. Séminaire Franco-Tunisien : Pathologie des sols et fondations – Hammamet, 7-8 février 2002.

avec les reconnaissances de fondation à réaliser préalablement aux travaux et selon l'état des fondations. L'excentricité M/N est limitée à une valeur de B/8 permettant de ne pas avoir de zone tendue dans les colonnes.

La portance limite vis-à-vis du sol encaissant est évaluée selon la norme de dimensionnement d'une fondation profonde (NF P94-262). Il convient de rappeler que les valeurs de frottement latéral unitaire limite considérées dans ce cas sont relativement conservatrices au regard du mode de mise en œuvre.

Les valeurs retenues pour l'estimation de la capacité portante sont présentées dans le Tableau 7. Elles sont définies pour des pieux forés simples. Ces paramètres restent conservatifs au regard de la méthode de réalisation des colonnes.

Couche	Base de la couche (m NVP)	Épais. (m)	q _s (kPa)	kp _{max}	Ple* (MPa)
Remblai	25.2	3.7	29	-	0.30
Alluvions modernes	19.8	5.4	38	-	0.50
Alluvions anciennes	15.4	4.4	73	1.10	2.00
Marnes et Caillasses	11.9	3.5	160	1.45	3.30
Calcaire grossier	<4.5	>7.4	170	1.45	5.00

Tableau 7 : Caractéristiques du sol en frottement et en pointe

La capacité portante d'une colonne verticale de 1 m de diamètre est définie dans le tableau suivant pour une base à 17 ou 18 m NVP. Nous pouvons noter que la portance intrinsèque du soljet de la colonne constitue le caractère dimensionnant.

Ancrage colonnes	Diam.	Q _u _{pointe} [kN]	Q _u _{frottement} [kN]	Q _u _{adm} [kN]	Q _u _{int} [kN]	Q _u _{int,adm} [kN]	Q _u _{adm} [kN]
17 m NVP	1.0	1 710	1 620	1 665	3 927	1 309*	1 309*
18 m NVP	1.0	1 683	1 391	1 537	3 927	1 309*	1 309*

(*) la valeur retenue est évaluée pour un coef de sécurité F_{s-int} = 3

Tableau 8 : Portance des colonnes de la façade contemporaine

7.2.3 Reprise des efforts horizontaux

Les descentes de charge présentées au §7.1 (Tableau 5 et Tableau 6) montrent une composante horizontale qui devra également être reprise par les colonnes de jet grouting.

La contrainte horizontale maximale reprise par les colonnes en cisaillement à l'interface colonne de Jet – base de la fondation est estimée à l'aide de la formule suivante :

$$\tau = \sigma_N \times \tan(\varphi) \quad \text{et} \quad \sigma_N = \frac{N}{S}$$

Avec : N est l'effort axial régnant en tête de colonnes de jet grouting ; S est la surface de contact des fondations avec les colonnes de jet grouting, φ est l'angle de frottement des colonnes de jet grouting (pris égal à 38°).

Il convient de rappeler que cette analyse reste très conservatrice puisque l'apport de résistance des sols en place est négligé dans ce cas. Il sera recherché a minima un coefficient de sécurité global supérieur à 1.2 (coefficient de sécurité vis-à-vis du glissement des fondations superficielles).

7.3 Façade contemporaine

Les sollicitations dans les colonnes de jet grouting sont vérifiées via le module Groupie de Foxta. Les figures présentées montrent :

- la vue en plan des fondations avec le calepinage des colonnes de jet au niveau de l'arase inférieure des fondations,
- la coupe des fondations avec les colonnes de jet réalisées depuis l'extérieur dans la Cour des Hommes et depuis l'intérieur du bâtiment en sous-sol.

7.3.1 Zones d'influence des poteaux inclinés 1001 à 1006

7.3.1.1 Principe de confortement

Dans les zones d'influence des poteaux inclinés, les charges correspondent au cumul des charges linéarisées des poteaux inclinés 1001 à 1006 et des appuis de la façade A0 à A13 ; les 4 cas de charges retenus sont indiqués en orange dans le Tableau 5. Les charges sont multipliées par l'espacement des colonnes de jet précisé ci-après afin de ne modéliser qu'une seule colonne par file.

Ces zones ont une longueur de 4.2 m (longueur de diffusion des efforts horizontaux et verticaux maximale).

Il est prévu la réalisation des colonnes de jet depuis la cour des Hommes (32.3 m NVP) et le sous-sol de la façade (30.3 m NVP).

Il est retenu ce qui suit :

- Depuis la cour des Hommes : une ligne de colonnes de jet de 1 m de diamètre, espacées de 2.8 m et inclinées de 2° vers l'intérieur de la façade
- Depuis le sous-sol de la façade : une ligne de colonnes de jet de 1 m de diamètre, espacées de 2.8 m et inclinées de 25° vers la cour des Hommes.

Ces inclinaisons, définies selon les descentes de charge du projet, permettent de vérifier les contraintes dans les colonnes tel que présenté dans le chapitre précédent. Ces colonnes seront réalisées en quinconce.

Au droit du passage souterrain de la cour des Hommes, des tubages provisoires permettront aux forages de traverser cet ouvrage.

Il conviendra de vérifier également la présence d'un égout visible sur les archives le long de la façade contemporaine qui est dans l'emprise des colonnes extérieures. Si cet égout existe bien, il faudra valider sa traversée par tubage.

Cette implantation nécessitera un élargissement minimum des fondations de 30 cm à l'intérieur et de 80 cm côté cour des Hommes (en considérant une largeur de fondation actuelle de 90 cm) ; ces élargissements pourront être uniformisés avec ceux dans les zones hors influence des poteaux inclinés.

Comme les efforts sont uniquement transversaux et linéaires, une seule colonne de chaque file est modélisée soit 2 colonnes dans le même axe transversal (pas d'effet longitudinal).

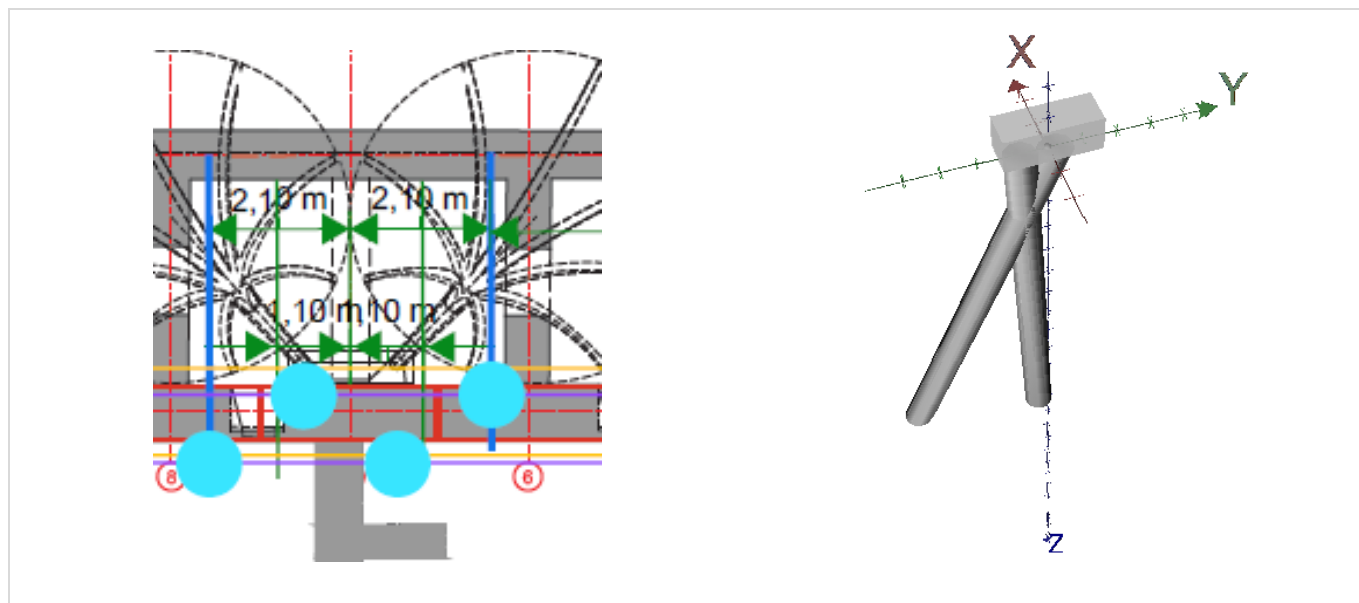


Figure 19 : Calepinage des colonnes de jet grouting et modèle linéarisé de la fondation de la façade contemporaine au droit des zones d'influence des poteaux inclinés 1001 à 1006

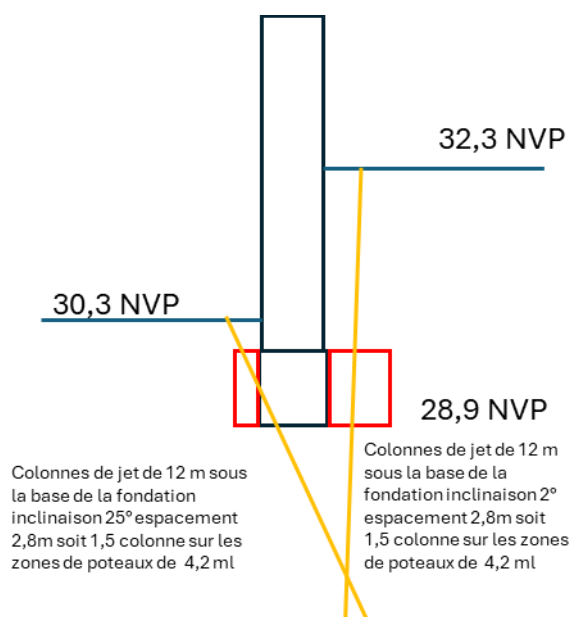


Figure 20 : Schéma des tirs des lignes de colonnes de jet de la fondation de la façade contemporaine au droit des zones d'influence des poteaux inclinés 1001 à 1006

7.3.1.2 Résultats vis-à-vis de la portance axiale

Les résultats obtenus, récapitulés dans le Tableau 9 (détails des calculs joint en Annexe 2), montrent que la portance des colonnes est vérifiée ($N_{ELS} < 1\,309\text{ kN}$) avec un comportement en compression (pas de traction).

Les 2 lignes de colonnes sont entièrement comprimées : l'excentricité de l'effort normal dans ces colonnes, correspondant au rapport M/N , reste admissible ($< B/8 = 0.13\text{ m}$ pour les colonnes de 1 m de diamètre).

Les niveaux de contrainte maximum en compression restent également admissibles ($< 1.5\text{ MPa}$ à l'ELS).

Ligne de colonnes de jet	Effort axial max (kN)	Effort axial min (kN)	Moment max (kN.m)	σ_{\max} (kPa)	Excentricité (m)
	ELS	ELS	ELS	ELS	ELS
Colonnes extérieures cour des Hommes	743	607	67	1439	0.12
Colonnes intérieures sous-sol	1075	821	50	1533	0.064

Tableau 9 : Résultats des efforts dans les colonnes de jet de la fondation de la façade contemporaine au droit des zones d'influence des poteaux inclinés 1001 à 1006

7.3.1.3 Résultats vis-à-vis des efforts horizontaux à l'interface fondation-colonne

Le cisaillement mobilisable à l'interface fondation – tête de colonne est estimé dans le tableau suivant. Les contraintes de cisaillement mobilisables sont largement supérieures aux contraintes de cisaillement mobilisées en tête de colonnes.

Cas de charge	Ligne de colonnes de jet	Surface d'une colonne (m ²)	Effort axial ELS en tête (kN)	Contrainte mobilisable en cisaillement (kPa)	Effort horizontal ELS en tête (kN)	Contrainte de cisaillement (kPa)
1	Colonnes extérieures	0.785	743	739	50	64
	Colonnes intérieures	0.785	1075	1069	19	25
2	Colonnes extérieures	0.785	690	686	80	102
	Colonnes intérieures	0.785	915	910	59	75
3	Colonnes extérieures	0.785	661	658	71	90
	Colonnes intérieures	0.785	890	886	50	64
4	Colonnes extérieures	0.785	607	604	63	81
	Colonnes extérieures	0.785	821	816	45	58

Tableau 10 : Contrainte horizontale reprise par les colonnes de jet de la façade contemporaine au droit des zones d'influence des poteaux inclinés 1001 à 1006

7.3.2 Zones hors influence des poteaux inclinés

7.3.2.1 Principe de confortement

Hors des zones d'influence des poteaux inclinés, les charges correspondent seulement aux charges verticales linéarisées des appuis de la façade A0 à A13 ; les 2 cas de charges retenus sont indiqués dans le Tableau 4. Les charges sont multipliées par l'espacement des colonnes de jet précisé ci-après afin de ne modéliser qu'une seule colonne par file.

Ces zones ont une longueur maximale de 7.2 m (entre les zones d'influence des poteaux inclinés).

Comme au droit des poteaux inclinés, il est prévu la réalisation des colonnes de jet depuis la cour des Hommes (32.3 m NVP) et le sous-sol de la façade (30.3 m NVP).

Il est retenu ce qui suit :

- Depuis la cour des Hommes : une ligne de colonnes de jet de 1 m de diamètre, espacées de 4.8 m et inclinées de 4° vers l'intérieur de la façade
- Depuis le sous-sol de la façade : une ligne de colonnes de jet de 1 m de diamètre, espacées de 4.8 m et inclinées de 10° vers la cour des Hommes

Les inclinaisons des colonnes ont été définies selon la descente de charge du projet de sorte à vérifier les contraintes en compression et limiter l'excentricité. Ces colonnes seront réalisées en quinconce.

Au droit du passage souterrain de la cour des Hommes, des tubages provisoires permettront aux forages de traverser cet ouvrage.

Il conviendra de vérifier également la présence d'un égout visible sur les archives le long de la façade contemporaine qui est dans l'emprise des colonnes extérieures. Si cet égout existe bien, il faudra valider sa traversée par tubage.

Cette implantation nécessitera un élargissement minimum des fondations de 70 cm à l'intérieur et de 70 cm côté cour des Hommes (en considérant une largeur de fondation actuelle de 90 cm) ; ces élargissements pourront être uniformisés avec ceux dans les zones d'influence des poteaux inclinés.

Comme les efforts sont uniquement transversaux et linéaires, une seule colonne de chaque file est modélisée soit 2 colonnes dans le même axe transversal (pas d'effet longitudinal).

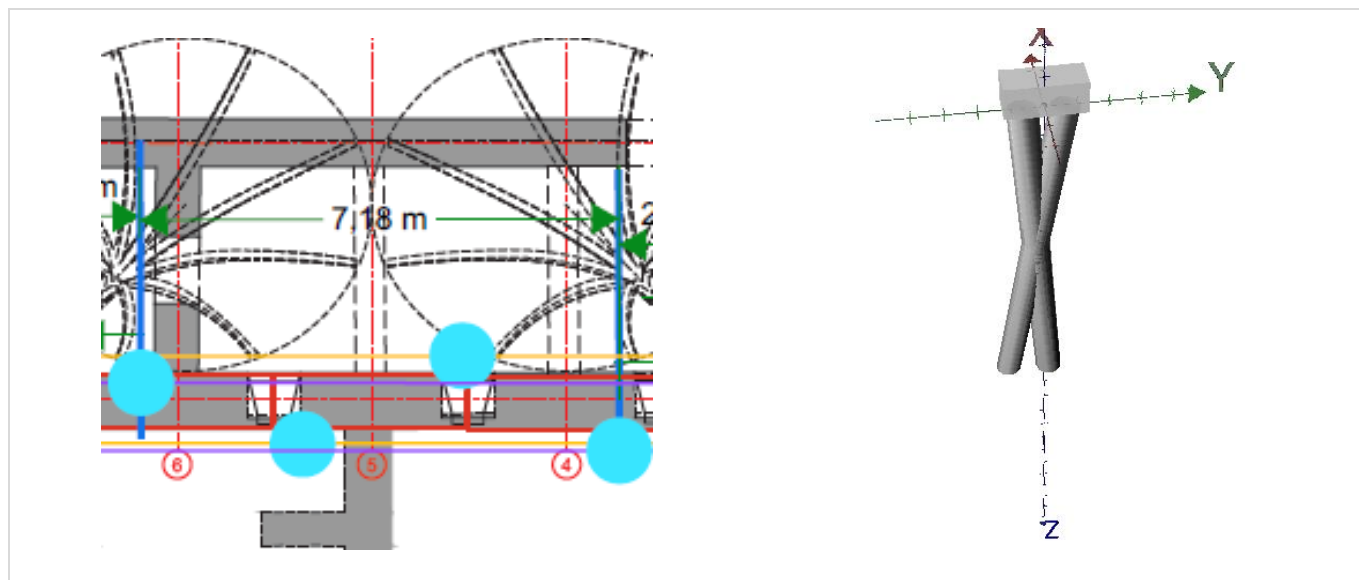


Figure 21 : Calepinage des colonnes de jet grouting et modèle linéarisé de la fondation de la façade contemporaine au droit des zones hors influence des poteaux inclinés 1001 à 1006

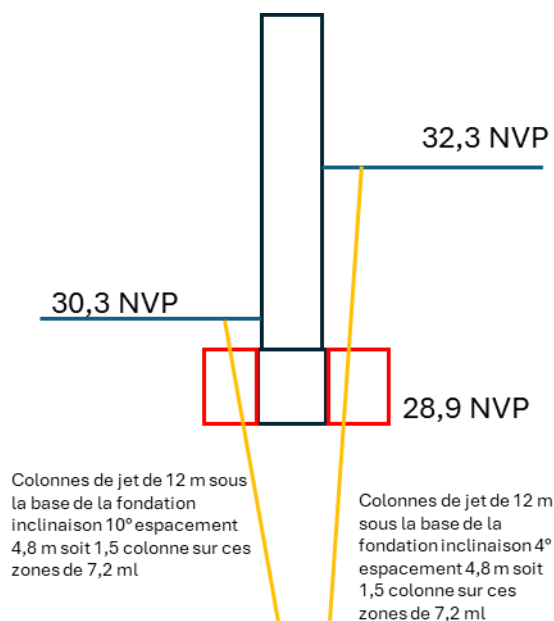


Figure 22 : Schéma des tirs des lignes de colonnes de jet de la fondation de la façade contemporaine au droit des zones hors influence des poteaux inclinés 1001 à 1006

7.3.2.2 Résultats vis-à-vis de la portance axiale

Les résultats obtenus, récapitulés dans le Tableau 11 (détails des calculs joint en Annexe 3), montrent que la portance des colonnes est vérifiée ($N_{ELS} < 1\,309\text{ kN}$) avec un comportement en compression (pas de traction).

Les 2 lignes de colonnes sont entièrement comprimées : l'excentricité de l'effort normal dans ces colonnes, correspondant au rapport M/N , reste admissible ($< B/8 = 0.13\text{ m}$ pour les colonnes de 1 m de diamètre).

Les niveaux de contrainte maximum en compression restent également admissibles ($< 1.5\text{ MPa}$ à l'ELS).

Ligne de colonnes de jet	Effort axial max (kN)	Effort axial min (kN)	Moment max (kN.m)	σ_{\max} (kPa)	Excentricité (m)
	ELS	ELS	ELS	ELS	ELS
Colonnes extérieures cour des Hommes	887	481	34	1348	0.05
Colonnes intérieures sous-sol	900	488	46	1480	0.06

Tableau 11 : Résultats des efforts dans les colonnes de jet de la fondation de la façade contemporaine au droit des zones hors influence des poteaux inclinés 1001 à 1006

7.3.2.3 Résultats vis-à-vis des efforts horizontaux à l'interface fondation-colonne

Le cisaillement mobilisable à l'interface fondation – tête de colonne est estimé dans le tableau suivant. Les contraintes de cisaillement mobilisables sont largement supérieures aux contraintes de cisaillement mobilisées en tête de colonnes.

Cas de charge	Ligne de colonnes de jet	Surface d'une colonne (m ²)	Effort axial ELS en tête (kN)	Contrainte mobilisable en cisaillement (kPa)	Effort horizontal ELS en tête (kN)	Contrainte de cisaillement (kPa)
1	Colonnes extérieures	0.785	887	883	41	52
	Colonnes intérieures	0.785	900	895	55	70
2	Colonnes extérieures	0.785	481	478	23	29
	Colonnes intérieures	0.785	488	485	29	37

Tableau 12 : Contrainte horizontale reprise par les colonnes de jet de la façade contemporaine au droit des zones hors influence des poteaux inclinés 1001 à 1006

7.3.3 Doublet de poteaux 1007 + 1008

7.3.3.1 Principe de confortement

Pour le doublet de poteaux 1007 + 1008 isolé de la façade contemporaine, les charges ponctuelles considérées sont indiquées en orange dans le Tableau 6.

En l'absence d'information et compte tenu de sa position, nous avons supposé qu'il n'y a pas de fondation existante et qu'une nouvelle fondation isolée serait de ce fait créée.

Elle sera constituée de colonnes de jet grouting coiffées d'un chevêtre assurant la liaison entre ces colonnes et la pièce d'appui des poteaux inclinés. Les colonnes de jet seront réalisées depuis le sous-sol de la façade (30.3 m NVP). La tête des colonnes (base du chevêtre) sera à la cote 28.9 m NVP par homogénéité avec les fondations de la façade contemporaine. Pour le cas de charge avec le poids du chevêtre, nous avons considéré une épaisseur de 1.4 m (du niveau du sous-sol à 30.3 m NVP à la base du chevêtre à 28.9 m NVP) et des dimensions de 3 m x 3 m pour assurer l'appui sur les colonnes.

Il est retenu 3 colonnes de jet de 1 m de diamètre, centrées sur l'axe de l'appui des poteaux, espacées de 1 m selon les axes X et Y de l'axe de l'appui des poteaux, inclinées de 15° verticalement selon un axe en plan à 5° de l'axe Y (cela correspond à l'inclinaison de la charge totale selon l'axe verticale et à l'orientation en plan de la résultante horizontale).

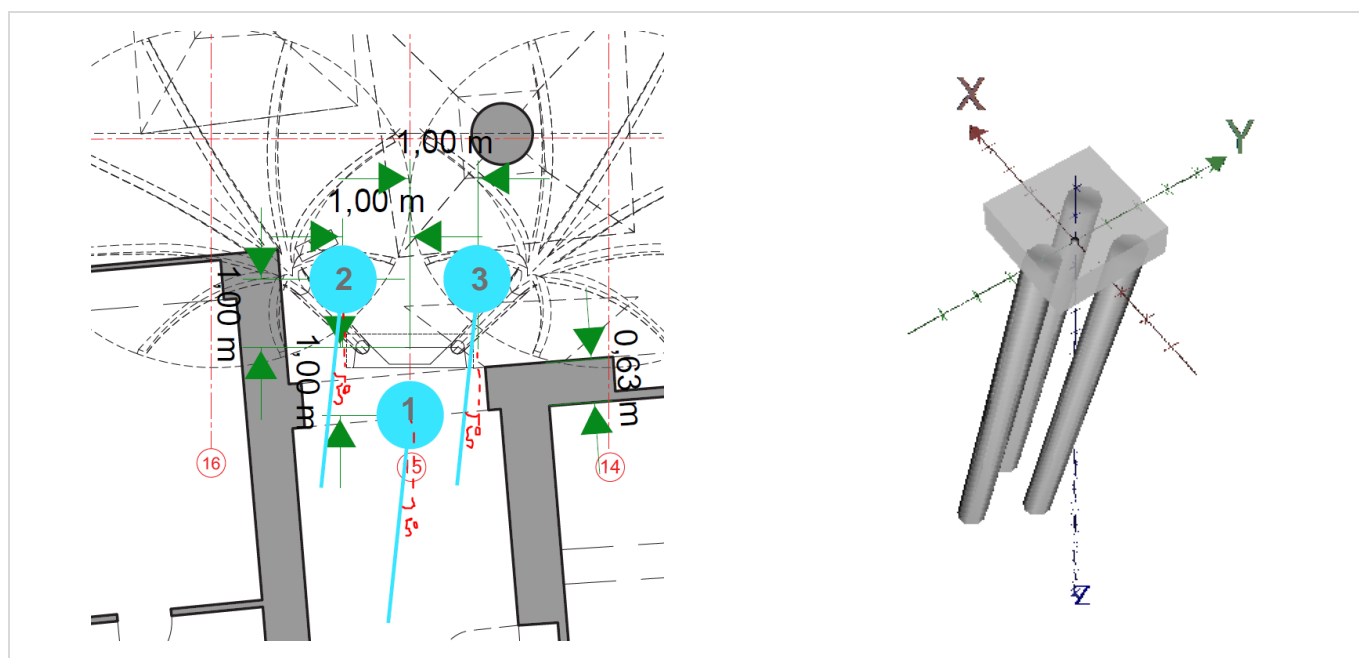


Figure 23 : Calepinage des colonnes de jet grouting et modèle de la fondation des poteaux inclinés 1007 + 1008

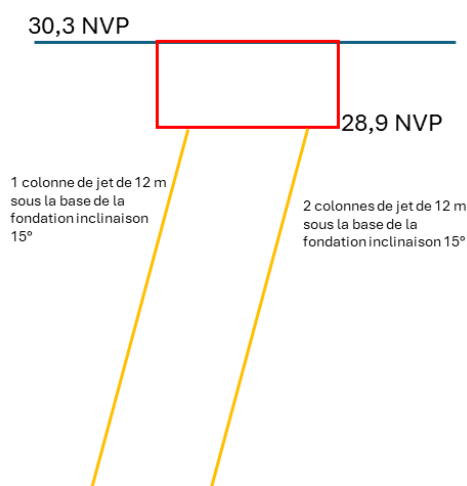


Figure 24 : Schéma des tirs des lignes de colonnes de jet de la fondation des poteaux inclinés 1007 + 1008

7.3.3.2 Résultats vis-à-vis de la portance axiale

Les résultats obtenus, récapitulés dans le Tableau 13 (détails des calculs joint en Annexe 4), montrent que la portance des colonnes est vérifiée ($N_{ELS} < 1\,309\text{ kN}$) avec un comportement en compression (pas de traction).

Les colonnes sont entièrement comprimées : l'excentricité de l'effort normal dans ces colonnes, correspondant au rapport M/N , reste admissible ($< B/8 = 0.13\text{ m}$ pour les colonnes de 1 m de diamètre).

Les niveaux de contrainte maximum en compression restent également admissibles (< 1.5 MPa à l'ELS).

Ligne de colonnes de jet	Effort axial max (kN)	Effort axial min (kN)	Moment max (kN.m)	σ_{\max} (kPa)	Excentricité (m)
	ELS	ELS	ELS	ELS	ELS
Colonne n°1	1087	932	24	1489	0.025
Colonne n°2	239	164	12	377	0.074
Colonne n°3	310	235	15	417	0.080

Tableau 13 : Résultats des efforts dans les colonnes de jet de la fondation des poteaux inclinés 1007 + 1008

7.3.3.3 Résultats vis-à-vis des efforts horizontaux à l'interface fondation-colonne

Le cisaillement mobilisable à l'interface fondation – tête de colonne est estimé dans le tableau suivant. Les contraintes de cisaillement mobilisables sont largement supérieures aux contraintes de cisaillement mobilisées en tête de colonnes.

Cas de charge	Ligne de colonnes de jet	Surface d'une colonne (m ²)	Effort axial ELS en tête (kN)	Contrainte mobilisable en cisaillement (kPa)	Effort horizontal ELS en tête (kN)	Contrainte de cisaillement (kPa)
Sans poids du chevrete	Colonne n°1	0.785	932	927	927	8
	Colonne n°2	0.785	164	164	164	14
	Colonne n°3	0.785	235	234	234	22
Avec poids du chevrete	Colonne n°1	0.785	1087	1082	1082	35
	Colonne n°2	0.785	239	238	238	19
	Colonne n°3	0.785	310	308	308	12

Tableau 14 : Contrainte horizontale reprise par les colonnes de jet de la fondation des poteaux inclinés 1007 + 1008

7.3.4 Résultats vis-à-vis des déplacements

Des sollicitations supplémentaires sont apportées à la façade existante par la réalisation des poteaux.

Les tassements obtenus entre les zones avec poteaux et hors poteaux sont du même ordre de grandeur (entre 0.3 et 0.7cm selon les cas de charge). Les déplacements horizontaux sont compris entre 0.5 et 1 cm, avec un différentiel de déplacement horizontal de l'ordre de 0.5 cm.

Il convient de noter que ces valeurs de déplacements sont conservatives car les déplacements induits par les sollicitations existantes ont déjà eu lieu du fait de l'ancienneté du bâtiment. Il sera regardé plus spécifiquement les différentiels de déplacements entre les zones entre poteaux et hors poteaux.

Par ailleurs, le projet prévoit la mise en œuvre de vérins de préchargement pour la mise en charge progressive des poteaux pendant la démolition des structures. Ces opérations de vérinage auront pour objectif également de compenser les déplacements différentiels des structures.

7.3.5 Synthèse

Les dimensionnements présentés ci-avant montrent que les descentes de charge sont reprises par le confortement par jet grouting :

- Les descentes de charge verticales, y compris leur excentricité et les moments associés, sont intégralement repris par les colonnes de jet avec un effort axial positif (compression) et inférieur à la portance du sol et à la résistance intrinsèque de chaque colonne. L'excentricité dans le long de toutes les colonnes est inférieure à $B/8$ (pas de zone tendue) et la contrainte maximale reste admissible au regard de la résistance intrinsèque de la colonne et de la résistance de la structure de la fondation.

Les descentes de charge horizontales sont reprises par le frottement à l'interface fondation – tête de colonne.

Les configurations de colonnes de jet grouting sont rappelées dans le tableau suivant.

Fondation	N° ligne / colonne	Diam. (m)	Longueur depuis la sous-face des fondations à 28.9 m NVP (m)	Espacement ou nombre de colonnes	Inclinaison du tir (°)
Façade Contemporaine Zones d'influence des poteaux 1001 à 1006 (longueur 4.2 m)	Extérieur	1.0	12	2.8 m	2° vers l'intérieur
	Intérieur	1.0	12	2.8 m	25° vers l'extérieur
Façade Contemporaine Zones hors influence des poteaux 1001 à 1006 (longueur 7.2 m)	Extérieur	1.0	12	4.8 m	4° vers l'intérieur
	Intérieur	1.0	12	4.8 m	10° vers l'extérieur
Doublet de poteaux 1007+1008	1	1.0	12	1 colonne	15° par rapport à la verticale, selon un axe en plan de 5° par rapport à l'axe Y des poteaux inclinés
	2	1.0	12	1 colonne	
	3	1.0	12	1 colonne	

Tableau 15 : Synthèse des configurations des colonnes de jet pour les fondations de façade contemporaine

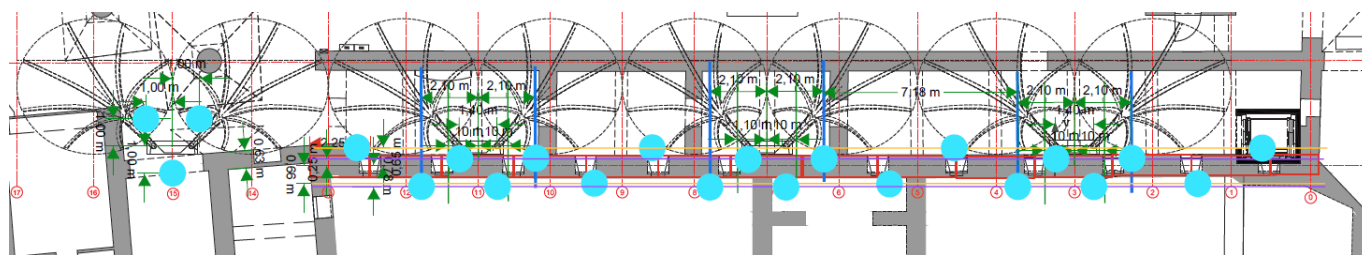


Figure 25 : Plan de principe de l'implantation des colonnes de jet grouting au droit de la façade contemporaine

Les choix d'inclinaison et d'orientation des colonnes dépendent directement de celles des résultantes des efforts.

Du fait des incertitudes sur les efforts au droit de la zone des poteaux, nous préconisons de prévoir dans les zones des poteaux des colonnes supplémentaires identiques à celles des zones hors poteaux. Ces colonnes reprendront les descentes de charge en cas d'efforts horizontaux réduits. Une armature pourra être intégrée dans les colonnes de jet grouting en cas de variabilité des descentes de charge induisant des contraintes en traction dans les colonnes.

Cette implantation est à valider avec la faisabilité notamment par rapport aux existants.

8 FAÇADE MEDIEVALE

Les fondations du mur de la Grand'salle de de la Salle des Gens d'Armes est située sur le côté Nord du Palais de Justice (cf. implantation sur la Figure 26), à l'Est de la cour de la conciergerie et de la Grand'salle.

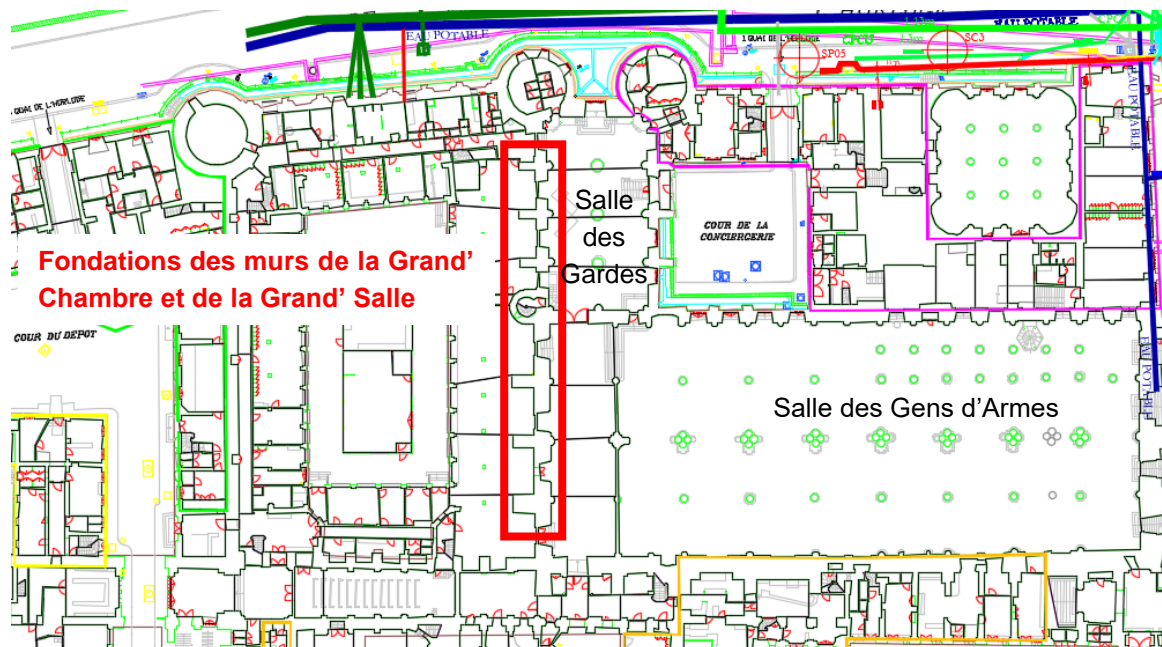


Figure 26 : Repérage des fondations des bâtiments

Avec le projet de réaménagement de la conciergerie, ces fondations sont soumises à un report de charge. Les charges actuelles et projet sont détaillées dans le document « DDC façade de la Grand'Chambre et de la Grand'Salle » (réf. [15] et [16]).

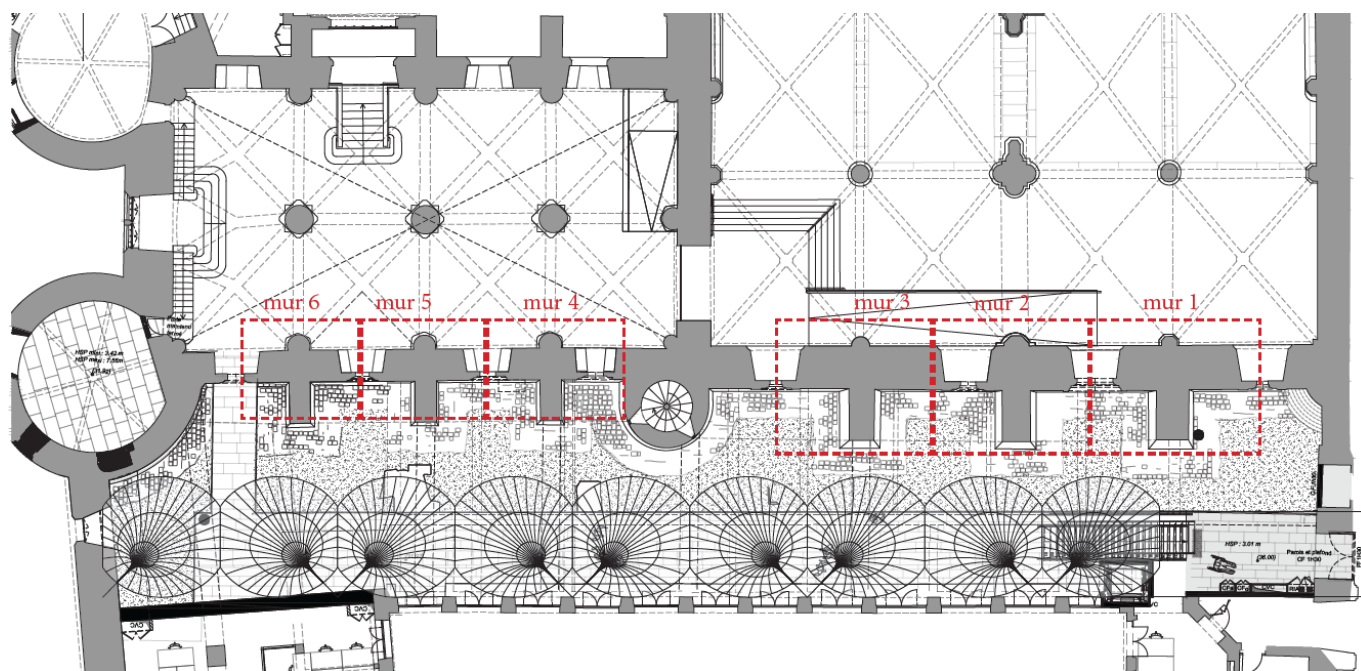


Figure 27 : Position des fondations étudiées

8.1 Descentes de charge du projet

Un recalcul de la descente de charge existante au droit des fondations a été menée par LBA Architecture et Ingénierie ainsi qu'un calcul de la descente de charge après travaux. Trois hypothèses ont été considérées par le bureau d'étude :

- Cas 1 : calcul de la DDC avec prise en compte des effets d'un tirant structurel entre la façade médiévale et la façade contemporaine (post contrainte de 250 kN), et d'une répartition de l'effort par le bâtiment adossé (Conciergerie) à hauteur de 40% ;
- Cas 2 : calcul de la DDC avec prise en compte des effets d'un tirant structurel entre la façade médiévale et la façade contemporaine (post contrainte de 300 kN), et d'une répartition de l'effort par le bâtiment adossé (Conciergerie) à hauteur de 25%
- Cas 3 : pas de prise en compte d'effet supplémentaire (tirant structurel et bâtiment adossé)

Les valeurs de ces descentes de charge, définies au centre de gravité de la fondation, sont rappelées dans l'annexe 5. Les numéros des fondations correspondent aux notations indiquées dans la figure 27.

kN/m²
ELS (G+Q)

4

4

			Mur 1	Mur 2	Mur 3	Mur 4	Mur 5	Mur 6
	Nexi	kN	8758.9	9268.7	9377.9	7139.9	6592.1	7017.3
	M exi	kNm	891	935	937	748	696	708
	e exi	m	0.10	0.10	0.10	0.10	0.11	0.10
	p+	bars	7.71	6.88	6.58	7.21	7.35	7.12
	p-	bars	5.37	4.89	4.76	4.18	4.38	4.47
1	N projet	kN	8585.0	9093.7	9255.0	7001.1	6475.3	6984.8
	M projet	kNm	691	381	-398	-484	-509	-348
	e projet	m	0.08	0.04	-0.04	-0.07	-0.08	-0.05
	p+	bars	7.23	5.99	4.80	4.16	4.25	4.78
	p-	bars	5.42	5.18	5.57	6.12	6.42	6.08
2	dM effet tirant 250 kN	kNm	475	475	475	475	475	475
3	dM bâtiment adossé 40%	kNm	68	202	513	454	450	388
1+2+3	M corrigé	kNm	1234	1058	590	445	416	515
	e corrigé	m	0.144	0.116	0.064	0.064	0.064	0.074
	p+	bars	8.21	6.95	6.06	6.38	6.55	6.67
	p-	bars	4.97	4.69	4.92	4.58	4.78	4.74
			6%	1%	-8%	-11%	-11%	-6%
			-8%	-4%	3%	10%	9%	6%

Tableau 16 : DDC ELS (cas 1)

kN/m²
ELS (G+Q)

4

4

			Mur 1	Mur 2	Mur 3	Mur 4	Mur 5	Mur 6
	Nexi	kN	8758.9	9268.7	9377.9	7139.9	6592.1	7017.3
	M exi	kNm	891	935	937	748	696	708
	e exi	m	0.10	0.10	0.10	0.10	0.11	0.10
	p+	bars	7.71	6.88	6.58	7.21	7.35	7.12
	p-	bars	5.37	4.89	4.76	4.18	4.38	4.47
1	N projet	kN	8585.0	9093.7	9255.0	7001.1	6475.3	6984.8
	M projet	kNm	691	381	-398	-484	-509	-348
	e projet	m	0.08	0.04	-0.04	-0.07	-0.08	-0.05
	p+	bars	7.23	5.99	4.80	4.16	4.25	4.78
	p-	bars	5.42	5.18	5.57	6.12	6.42	6.08
2	dM effet tirant 300 kN	kNm	570	570	570	570	570	570
3	dM bâtiment adossé 25%	kNm	43	126	321	284	281	242
1+2+3	M corrigé	kNm	1304	1077	493	370	342	464
	e corrigé	m	0.152	0.118	0.053	0.053	0.053	0.066
	p+	bars	8.33	6.98	5.94	6.20	6.37	6.56
	p-	bars	4.91	4.68	4.98	4.70	4.91	4.82
			8%	1%	-10%	-14%	-13%	-8%
			-9%	-4%	5%	13%	12%	8%

Tableau 17 : DDC ELS (cas 2)

kN/m²
ELS (G+Q)

4

4

			Mur 1	Mur 2	Mur 3	Mur 4	Mur 5	Mur 6
1	N _{exi}	kN	8758.9	9268.7	9377.9	7139.9	6592.1	7017.3
	M _{exi}	kNm	891	935	937	748	696	708
	e _{exi}	m	0.10	0.10	0.10	0.10	0.11	0.10
	p+	bars	7.71	6.88	6.58	7.21	7.35	7.12
	p-	bars	5.37	4.89	4.76	4.18	4.38	4.47
	N _{projet}	kN	8585.0	9093.7	9255.0	7001.1	6475.3	6984.8
	M _{projet}	kNm	691	381	-398	-484	-509	-348
	e _{projet}	m	0.08	0.04	-0.04	-0.07	-0.08	-0.05
	p+	bars	7.23	5.99	4.80	4.16	4.25	4.78
	p-	bars	5.42	5.18	5.57	6.12	6.42	6.08
2	dM effet tirant	kNm						
3	dM bâtiment adossé	kNm						
1+2+3	M corrigé	kNm	691	381	-398	-484	-509	-348
	e corrigé	m	0.081	0.042	-0.043	-0.069	-0.079	-0.050
	p+	bars	7.23	5.99	4.80	4.16	4.25	4.78
	p-	bars	5.42	5.18	5.57	6.12	6.42	6.08
			-6%	-13%	-27%	-42%	-42%	-33%
			1%	6%	17%	46%	47%	36%

Tableau 18 : Exemple de DDC ELS (cas 3)

Le cas 1 comprend une modification des contraintes sous l'assise de la fondation avec des réductions de la contrainte maximale de l'ordre de 10% et des augmentations de la contrainte minimale de l'ordre de 10%. Les excentricités des descentes de charge sont réduites ou augmentées de l'ordre de 5 cm.

Le cas 2 comprend des variations de contraintes de l'ordre de 14% et 13% respectivement. Les excentricités des descentes de charge sont réduites ou augmentées de l'ordre de 6 cm.

Le cas 3 comprend des variations importantes des valeurs de contraintes, de l'ordre de 42% et 46% respectivement. Les variations d'excentricités des descentes de charge atteignent 19 cm, avec une modification de la répartition des contraintes maximales et minimales, conduisant à apporter une surcharge en compression sur une partie de la semelle initialement moins comprimée.

La capacité portante des terrains en place a été estimée dans le §7.1.3 et montre que la capacité portante n'est pas vérifiée pour les descentes de charges existantes. Nous pouvons supposer, du fait de la construction du Palais de Justice par phases successives et selon des durées de travaux relativement longues (moyens mis en œuvre au Moyen Age), que les terrains ont dû subir une consolidation dans le temps permettant d'établir progressivement un équilibre sous les charges mises en œuvre. Néanmoins, au vu des désordres observés dans la cour de la Conciergerie, nous pouvons également supposer que l'équilibre de portance reste très limite et qu'il convient d'évaluer l'impact d'une modification de la descente de charge actuelle.

Afin de consolider cette approche, une modélisation éléments finis (Plaxis 2D) a été réalisée.

8.2 Modélisation par éléments finis (Plaxis 2D)

8.2.1 Géométrie et maillage

La stratigraphie étant identique sur toute la zone étudiée de la galerie, une seule coupe de calcul sera réalisée.

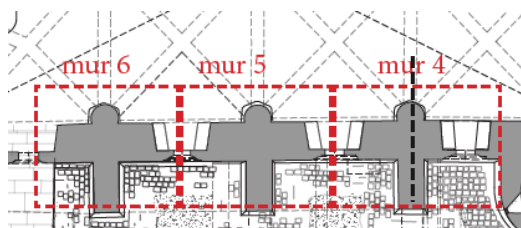


Figure 28 : Coupe modélisée (exemple mur 4)

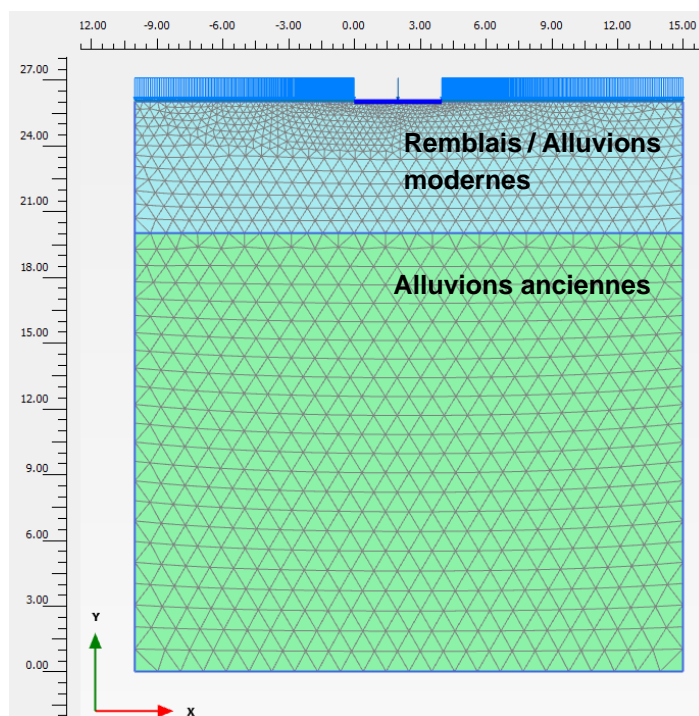


Figure 29 : Maillage du modèle 2D

Les dimensions du modèle, permettant d'éviter les effets de bord, sont les suivantes :

- Horizontalement : 25 m suivant l'axe X
- Verticalement : 26 m suivant l'axe Y, la base de la fondation étant situé à la cote +26 m NVP et la base du modèle à la cote 0 m NVP.

8.2.2 Modélisation du terrain

8.2.2.1 Paramètres géotechniques et loi de comportement

La stratigraphie retenue est présentée au §**Erreur ! Source du renvoi introuvable.** Le comportement des couches de sol est modélisé par la loi élasto-plastique non-linéaire avec écrouissage avec critère de rupture de Mohr-Coulomb (HSM). Cette loi présente l'avantage de distinguer le module de chargement de celui de déchargement, ce qui est important lors d'une variation des contraintes sous la fondation (chargement et déchargement).

Le jeu de paramètre retenu apparait ci-dessous, et dans lesquels :

- Les modules de déformation ont été calculés selon la relation $k.E_m$. Dans les alluvions on estime que $E_{sol} = 3.E_m$;
- K_0 est calculé à partir de la formule de Jacky : $1 - \sin(\phi')$.
- E_{50} correspond à E_{sol} ;
- $E_{oed} = E_{50}$;
- Le module déchargement/rechargement est calculé : $E_{ur} = 3.E_{50}$.
- Le paramètre de puissance « m » est considéré comme nul, ce qui annule la dépendance des modules de déformation avec l'état de contraintes.

Horizon	Base de l'horizon (m NVP)	E_{50} (MPa)	E_{ur} (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	K_0
Remblais / Alluvions modernes	20	12	36	0	27	0,55
Alluvions anciennes	0 *	60	180	0	33	0,455

Tableau 19 : Paramètres de sol du modèle 2D

(*) pour simplifier l'étude, la formation des alluvions a été considérée jusqu'à la cote 0 NVP. En effet, bien que la cote théorique de la base des AA soit à 16 m NVP, on estime que les déformations et plastification se concentrent dans les 10 premiers mètres sous la fondation.

On considère le niveau de la nappe à 28 m NVP.

Le TN est à la cote 30.3 m NVP. Les terrains situés au-dessus de la base de la fondation sont modélisés par une surcharge de 81 kPa.

8.2.2.2 Fondation

La fondation est modélisée par un élément plaque infiniment rigide. On considère que la fondation mesure 4 m de largeur.

8.2.2.3 Modélisation des chargements

La modélisation étant réalisée en 2 dimensions, il est nécessaire de linéariser la charge apportée par la fondation.

On calcule la largeur équivalente de la fondation en divisant la surface de la fondation par sa longueur et on linéarise la charge totale et le moment ELS donnés dans la DDC sur cette largeur équivalente. Ainsi l'excentrement correspond bien à ce qui est donné dans la DDC. Les charges sont appliquées en un point au centre de la fondation.

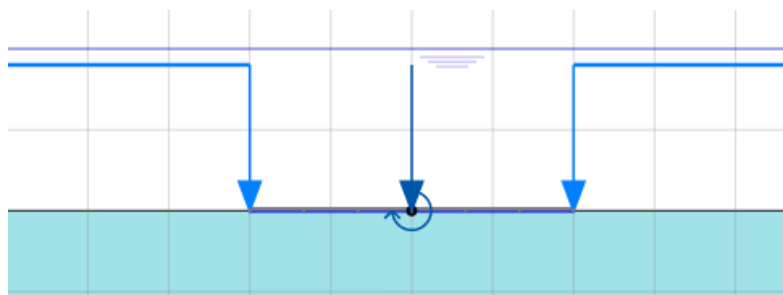


Figure 30 : Fondation et charge appliquée

Les calculs présentés dans ce document ont été menés sur les murs n°1 et n°4, pour lesquels la contrainte au sol et les variations de contraintes sont maximales.

		Charges existant			Charges projet		
Hyp DDC	Mur	Fv [kN]	M [kN.m]	e [m]	Fv [kN]	M [kN.m]	e [m]
Cas 1	mur1	2 425	247	0.10	2 377	342	0.14
	mur4	2 284	239	0.10	2 240	142	0.06
Cas 2	mur1	2 425	247	0.10	2 377	361	0.15
	mur1 bis	2 425	247	0.10	2 425*	361	0.15
Cas 3	mur4	2 285	239	0.10	2 072	-163	-0.08
	mur4 bis	2 285	239	0.10	2 285*	-163	-0.07

Tableau 20 : Charges appliquées au centre de gravité de la fondation

(*) On étudie les cas du mur 4 (hypothèse DDC cas 3) et du mur 1 (hypothèse DDC cas 2), pour lequel on maintient la charge verticale existante lors de la phase projet. L'objectif est de modéliser l'impact de la diminution de la charge totale verticale sur la rotation de la semelle.

8.2.3 Phasage du calcul

Le phasage de calcul est le suivant :

- Phase initiale : initialisation des contraintes avec K_0 , activation de la surcharge modélisant les terrains situés au-dessus de la base de la fondation
- Phase 1 : Activation de la charge « existant » sur la fondation
- Phase 2 : Activation de la charge « projet » sur la fondation

8.2.4 Résultats

A titre d'exemple, on présente ci-après les déplacements calculés dans les phases de chargement « existant » et « projet » pour le cas du mur 1 avec l'hypothèse DDC cas n°2.

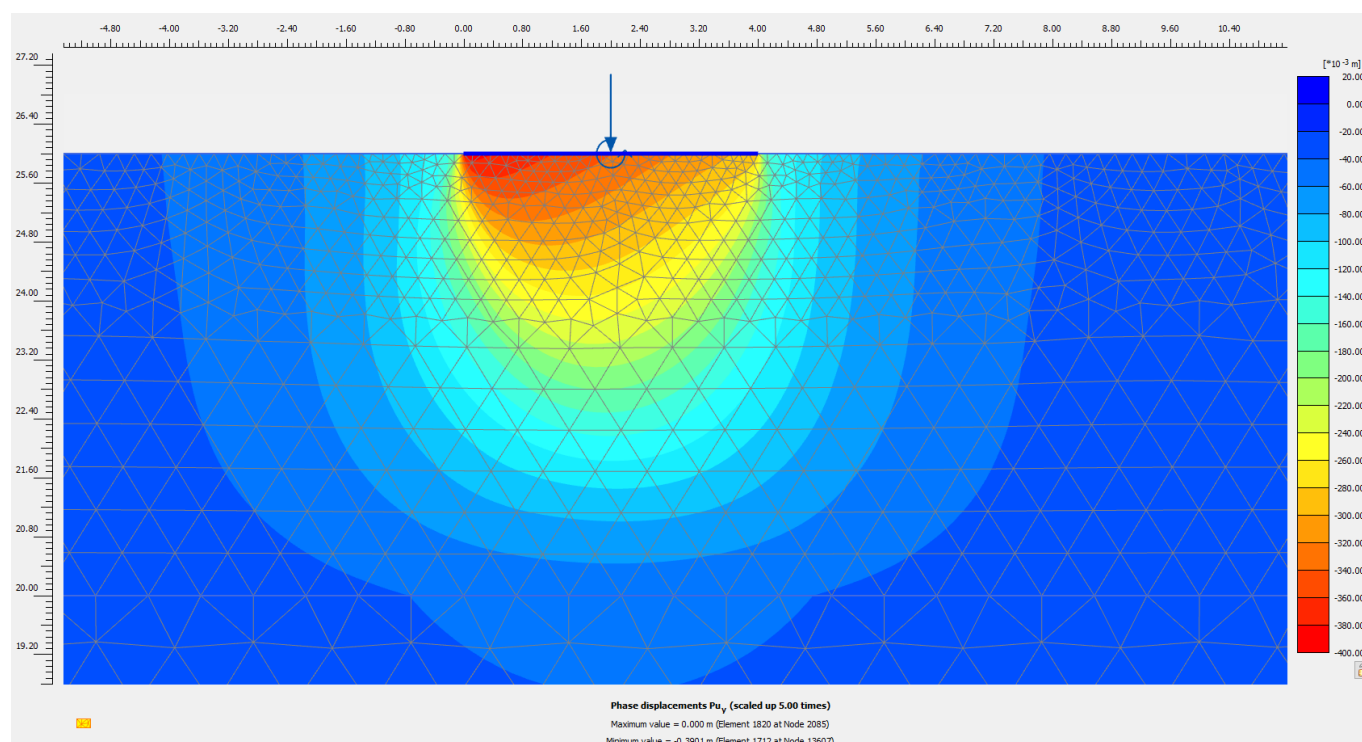


Figure 31 : Déplacement de phase - EXISTANT

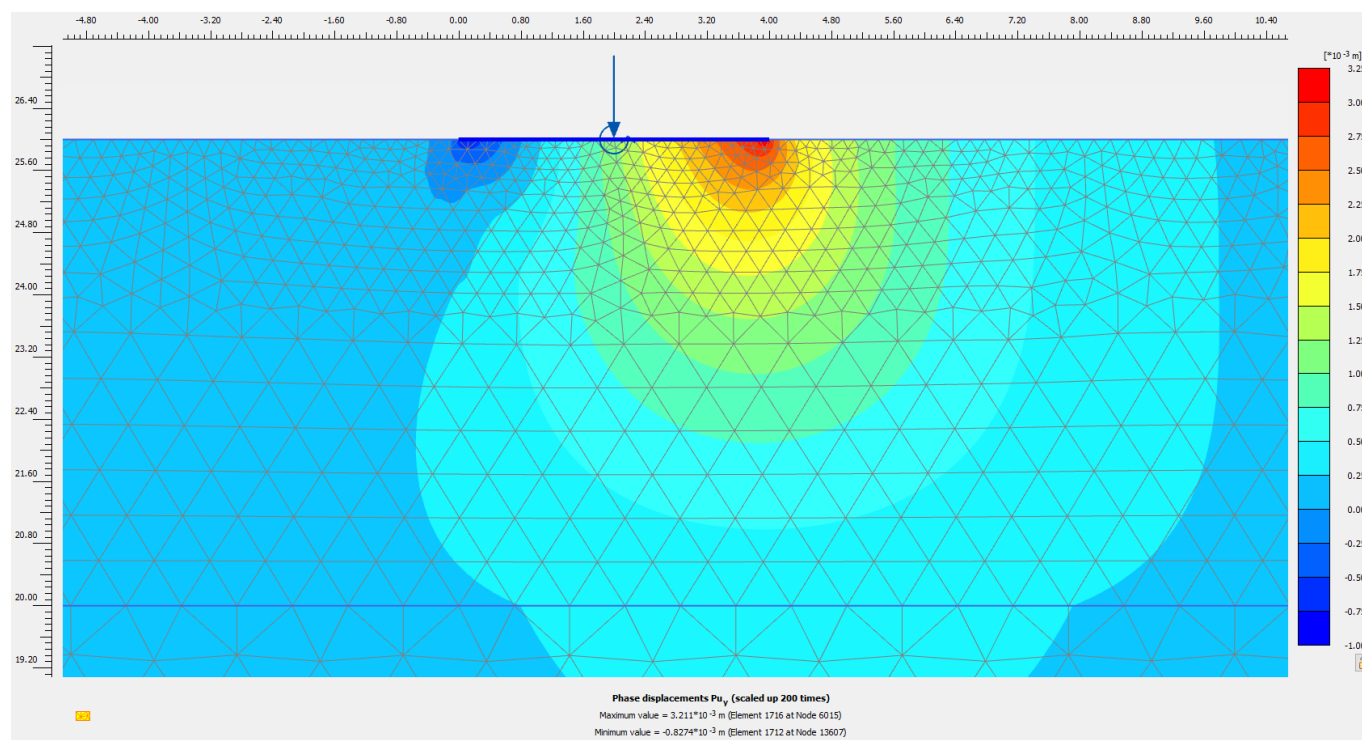


Figure 32 : Déplacement de phase – PROJET

On présente ci-après un tableau récapitulatif des résultats de calcul en termes de rotation de la semelle.

Tableau 21 : Rotation des semelles

Hyp DDC	Mur	Charges existant		Charges projet		Rotations				Déplacement extrémité de la semelle*	
		Fv [kN]	e [m]	Fv [kN]	e [m]	θ_{exist} (°)	θ_{projet} (°)	$\Delta\theta$ (°)	Δpente	u_{y1} [mm]	u_{y2} [mm]
Cas 1	mur1	2 425	0.10	2 377	0.14	1.40	1.45	0.05	1/1150	~0	-3
	mur4	2 284	0.10	2 240	0.06	1.30	1.25	-0.05	1/1150	-3	+1
Cas 2	mur1	2 425	0.10	2 377	0.15	1.40	1.46	0.06	1/950	+1	-3
	mur1bis	2 425	0.10	2 425	0.15	1.40	1.55	0.15	1/380	+9	-1
Cas 3	mur4	2 285	0.10	2 072	-0.08	1.30	1.09	-0.21	1/270	-13	+2
	mur4bis	2 285	0.10	2 285	-0.07	1.30	0.80	-0.50	1/110	-5	+25

*Déplacement positif = tassement

• Valeur des rotations

L'Eurocode 7 propose un intervalle de valeurs limites de la rotation relative, allant de 1/2000 à 1/300 en fonction du type de structure, pour empêcher qu'un état limite de service ne soit atteint. A la vue de la sensibilité du bâtiment historique, le critère devrait faire partie de la fourchette basse de cet intervalle.

Les rotations calculées avec les hypothèses de DDC cas n°3 sont supérieures aux valeurs acceptables (1/270). La rotation de la fondation induite par le passage du chargement existant au chargement projet n'est pas admissible.

Les rotations calculées avec les hypothèses de DDC cas n°1 et cas n°2 valent environ 1‰. Bien qu'elles semblent relativement limitées, elles sont deux fois supérieures au critère la plus sévère proposé par de l'Eurocode 7 de 0.5‰.

• Calculs de sensibilité

Comme expliqué au §8.2.2.3, des calculs de sensibilité (calculs « bis ») ont été réalisés afin de comprendre plus finement l'impact du chargement des fondations sur les rotations calculées. Deux configurations ont été testées :

- Une configuration pour laquelle on a un changement de sens de l'excentricité entre la phase existante et la phase projet (mur 4 avec l'hypothèse DDC cas 3) ;
- Une configuration pour laquelle on n'a pas de changement de sens de l'excentricité entre la phase existante et la phase projet (mur 1 avec l'hypothèse DDC cas 2) ;

Dans les deux configurations, les valeurs des charges verticales Fv pour le calcul « bis » ont été prises égales à la charge verticale existante. Les valeurs des moments ont été conservées.

Configuration	Fv projet (kN)	Fv projet calcul bis (kN)	variation Fv	$\Delta\theta$ (°)	$\Delta\theta$ calcul bis (°)	variation $\Delta\theta$
changement de signe de l'excentricité	2072	2285	+10%	0.21	0.50	+138%
pas de changement de signe de l'excentricité	2377	2425	+2%	-0.06	-0.15	+150%

Tableau 22 : Impact de la valeur de Fv sur les rotations

Les calculs réalisés montrent que, quelle que soit la configuration testée (avec ou sans changement de signe de l'excentricité), une faible variation de la valeur de la charge verticale implique une variation importante de la rotation de la semelle.

9 CONCLUSION

Dans le cadre du projet de réhabilitation d'une partie du Palais de Justice de Paris localisé dans le 1^{er} arrondissement au 36 Quai des Orfèvres, TERRASOL a établi, à la demande et pour le compte de l'Agence Publique pour l'Immobilier de la Justice (APIJ), la présente note de calcul de type G2 PRO relative au renforcement des fondations de la façade de la Grand'Chambre et de la Grand'Salle.

L'ensemble des essais nécessaires au projet, relatifs aux jet grouting, seront définis pour la phase DCE/ACT.

Des reconnaissances complémentaires géotechniques, des fondations (dimensions et profondeur) et des ouvrages existants (égout le long de la façade contemporaine) devront être réalisées préférentiellement pour la phase DCE/ACT ou au démarrage des travaux.

9.1 Façade contemporaine

Les confortements prévus sous les fondations de la façade contemporaine seront réalisés au moyen de colonnes de jet grouting. Les colonnes de jet grouting, de 1 m de diamètre et ancrées dans les Alluvions anciennes, devront être réalisées en alterné pour ne pas déstabiliser le sol d'assise des fondations. Des longrines élargissant les fondations existantes afin de les liasonner avec les colonnes de jet grouting situées en dehors des fondations existantes sont à prévoir pour tous les confortements prévus côté intérieur en sous-sol et aussi côté extérieur depuis la cour des Hommes. Ces longrines seront à réaliser par passes pour ne pas déstabiliser les fondations existantes.

Les dimensionnements réalisés ont conduit aux maillages définis dans les tableaux ci-après. Ils dépendent fortement des charges notamment pour leur inclinaison et leur orientation.

Du fait des incertitudes sur les efforts au droit de la zone des poteaux, nous préconisons de prévoir dans les zones des poteaux des colonnes supplémentaires identiques à celles des zones hors poteaux. Ces colonnes reprendront les descentes de charge en cas d'efforts horizontaux réduits.

L'implantation des colonnes est à valider avec la faisabilité notamment par rapport aux existants. Les configurations de colonnes de jet grouting sont rappelées dans le Tableau 23.

Fondation	N° ligne / colonne	Diam. (m)	Longueur depuis la sous-face des fondations à 28.9 m NVP (m)	Espacement ou nombre de colonnes	Inclinaison du tir (°)
Façade Contemporaine Zones d'influence des poteaux 1001 à 1006 (longueur 4.2 m)	Extérieur	1.0	12	2.8 m	2° vers l'intérieur
	Intérieur	1.0	12	2.8 m	25° vers l'extérieur
		1.0	12	2.8 m	10° vers l'extérieur
Façade Contemporaine Zones hors influence des poteaux 1001 à 1006 (longueur 7.2 m)	Extérieur	1.0	12	4.8 m	4° vers l'intérieur
	Intérieur	1.0	12	4.8 m	10° vers l'extérieur
	1	1.0	12	1 colonne	

Doublet de poteaux 1007+1008	2	1.0	12	1 colonne	15° par rapport à la verticale, selon un axe de 5° par rapport à l'axe Y des poteaux inclinés
	3	1.0	12	1 colonne	

Tableau 23 : Synthèse des configurations des colonnes de jet pour les fondations de façade contemporaine

Le projet prévoit la mise en œuvre de vérins de préchargement pour la mise en charge progressive des poteaux pendant la démolition des structures. Ces opérations de vérinage auront pour objectif également de compenser les différentiels de déplacements des structures.

9.2 Façade médiévale

Un recalcul de la descente de charge existante au droit des fondations a été menée par LBA Architecture et Ingénierie ainsi qu'un calcul de la descente de charge après travaux. Trois hypothèses ont été considérées par le bureau d'étude, intégrant ou pas la mise en œuvre de tirants structurels permettant d'équilibrer les efforts horizontaux et l'apport structurel du bâtiment adossé (Conciergerie).

Les descentes de charge montrent une réduction de l'effort axial mais une modification de la répartition de la contrainte sous la base de la fondation, les valeurs minimales et maximales pouvant être réduites ou augmentées de façon significative (jusqu'à +42%).

Pour rappel, la capacité portante des terrains en place n'est pas vérifiée pour les descentes de charges existantes. Nous pouvons supposer, du fait de la construction du Palais de Justice par phases successives et selon des durées de travaux relativement longues (moyens mis en œuvre au Moyen Age), que les terrains ont dû subir une consolidation dans le temps permettant d'établir progressivement un équilibre sous les charges mises en œuvre. Au vu des désordres observés dans la cour de la Conciergerie, nous pouvons également supposer que l'équilibre de portance reste très limite bien qu'il n'est pas fait état de désordres dans cette zone du Palais.

Les résultats des analyses de sensibilité montrent que des variations de rotations de semelle de l'ordre de 0.05° (mise en pente de 1/1150) pour le cas le plus favorable (tirants structurels + prise en compte du bâtiment adossé) à 0.2° (mise en pente de 1/270) pour le cas le plus défavorable (pas de tirant structurel et pas d'apport du bâtiment adossé). Selon l'Eurocode 7, un intervalle de valeurs limites de la rotation relative, allant de 1/2000 à 1/300 en fonction du type de structure, est recommandé pour empêcher qu'un état limite de service ne soit atteint. A la vue de la sensibilité du bâtiment historique, le critère devrait faire partie de la fourchette basse de cet intervalle.

Par ailleurs l'étude de sensibilité sur la valeur de l'effort axial (effort constant et une répartition des contraintes modifiée) montre une variabilité importante des résultats avec des variations de rotations atteignant 0.5° (mise en pente de 1/110). Ces résultats n'apparaissent pas acceptables la structure en place.

Sans confortement des fondations, nous préconisons donc de limiter fortement les variations de contraintes pour rester au plus proche d'une pente de 1/2000 du fait de la sensibilité des bâtiments.

Du fait de la forte sensibilité des résultats de calculs aux variations d'efforts et/ou de moments, une étude détaillée de la structure est à mener pour fiabiliser les descentes de charges et quantifier l'apport des bâtiments adjacents. Sans confortement des fondations par jet grouting, un tirant structurel est à prévoir pour chaque mur de fondation soit 7 tirants (en incluant la zone de l'escalier) et sa charge devra être dimensionnée pour induire des déplacements et rotation des fondations existantes admissibles.

Annexe 1 : Conditions Générales de Terrasol

CONDITIONS GÉNÉRALES DES MISSIONS DE TERRASOL

En conformité avec la norme NF P 94-500 (version du 30/11/2013)

1. ÉTENDUE DE LA MISSION

1.1. Rappel des principes

Par référence à la norme NF P 94-500 sur les missions d'ingénierie géotechnique (dont un extrait du chapitre 4 est joint à la présente proposition ou au présent rapport), il appartient au maître d'ouvrage (ou à son mandataire) de veiller à ce que toutes les missions d'ingénierie géotechnique nécessaires à la conception puis à l'exécution de l'ouvrage soient engagées avec les moyens opportuns et confiées à des hommes de l'Art.

L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique suit la succession des phases d'élaboration du projet, chacune de ces missions ne couvrant qu'un domaine spécifique de la conception ou de l'exécution :

- les missions d'étude géotechnique préalable (G1) (phases Étude de Site - ES- et Principes Généraux de Construction – PGC), d'étude géotechnique de conception (G2) (phases AVP, PRO et DCE/ACT), d'études géotechniques de réalisation (G3/G4) (phases EXE/VISA et DET/AOR) sont réalisées dans l'ordre successif ;
- exceptionnellement, une mission confiée à Terrasol peut ne contenir qu'une partie des prestations décrites dans la mission type correspondante après accord explicite, le client confiant obligatoirement le complément de la mission à un autre prestataire spécialisé en ingénierie géotechnique ;
- l'exécution d'investigations géotechniques engage Terrasol uniquement sur la conformité des travaux exécutés à ceux contractuellement commandés et sur l'exactitude des résultats qu'elle fournit ;
- toute mission d'ingénierie géotechnique n'engage Terrasol sur son devoir de conseil que dans le cadre strict, d'une part, des objectifs explicitement définis dans notre proposition technique sur la base de laquelle la commande ou le contrat et leurs avenants éventuels ont été établis, d'autre part, du projet du client décrit par les documents graphiques ou plans cités dans le rapport ;
- toute mission d'étude géotechnique préalable (G1) ou de diagnostic géotechnique (G5) exclut tout engagement de Terrasol sur les quantités, coûts et délais d'exécution des futurs ouvrages géotechniques. De convention expresse, la responsabilité de Terrasol ne peut être engagée que dans l'hypothèse où la mission suivante d'étude géotechnique de projet lui est confiée ;
- une mission d'étude géotechnique de conception (G2) engage Terrasol en tant qu'assistant technique à la maîtrise d'œuvre dans les limites du bon de commande ou du contrat fixant l'étendue de la mission et la (ou les) partie(s) d'ouvrage(s) concerné(s).

1.2. Recommandations sur l'enchaînement des missions

Il est précisé que toute mission d'étude géotechnique repose sur une investigation du sol dont la maille ne permet pas de lever la totalité des aléas toujours possibles en milieu naturel. En effet, des hétérogénéités, naturelles ou du fait de l'homme, des discontinuités et des aléas d'exécution peuvent apparaître compte tenu du rapport entre le volume échantillonné ou testé et le volume sollicité par l'ouvrage, et ce d'autant plus que ces singularités éventuelles peuvent être limitées en extension.

Il est notamment rappelé que, conformément à la logique d'enchaînement des missions géotechniques telle que définie dans la norme

NF P 94-500, l'ingénierie géotechnique chargée de l'étude et du suivi géotechnique d'exécution (mission G3) devra être informée de tout élément géotechnique nouveau mis en évidence lors de l'exécution des travaux et qui peut avoir une influence sur les conclusions et recommandations des études géotechniques conduites lors des étapes précédentes (missions G1 et G2), et ce afin qu'elle en analyse les conséquences sur les conditions d'exécution voire la conception de l'ouvrage géotechnique. En particulier tout caractère évolutif nouveau mis en lumière (notamment glissement, érosion, dissolution, remblais évolutifs, tourbe), doit conduire à une validation, par l'ingénierie géotechnique en charge d'une étape de la conception ou de l'exécution, de l'application des recommandations des étapes précédentes. En effet, un tel caractère évolutif peut remettre en cause ces recommandations, notamment s'il s'écoule un laps de temps important avant leur mise en œuvre.

1.3. Les documents établis dans le cadre d'une mission

Le rapport géotechnique constitue le compte-rendu de la mission d'ingénierie géotechnique définie par la commande ou le contrat au titre de laquelle (duquel) il a été établi et dont les références sont rappelées sur le rapport. A défaut de clauses particulières contractuelles, la remise du rapport géotechnique fixe la fin de la mission. Le rapport géotechnique et ses éventuelles annexes constituent un ensemble indissociable. Les deux exemplaires de référence en sont les deux originaux conservés : un par le client et le second par Terrasol. Dans ce cadre, toute conclusion qui pourrait être tirée d'une communication ou reproduction partielle ne saurait engager la responsabilité de Terrasol. En particulier l'utilisation, même partielle, de ces conclusions par un autre maître d'ouvrage ou par un autre constructeur, ou pour un autre ouvrage que celui objet de la mission confiée, ne pourra en aucun cas engager la responsabilité de Terrasol.

2. RESPONSABILITÉ

La responsabilité de Terrasol ne saurait être engagée en dehors du cadre de la mission délimitée par la présente proposition et des documents (rapport ou autres) qui seront établis par lui. En particulier, toute modification apportée au projet ou à son environnement nécessite la réactualisation des documents et ce dans le cadre d'une nouvelle mission.

Terrasol certifie qu'il est titulaire de polices d'assurances couvrant sa responsabilité civile professionnelle pour tous les risques liés à l'exécution des prestations, objet de la présente proposition.

La responsabilité de Terrasol sera strictement limitée à la réparation des dommages matériels et immatériels dont il serait prouvé qu'ils ont été causés par un manquement ou une inexécution de ses obligations et ce, dans la limite du montant des honoraires reçus au titre de la présente proposition.

3. MODALITÉS D'EXÉCUTION DE LA MISSION

La mission de Terrasol ne saura débuter sans la transmission par écrit par le client d'une commande qui devra être acceptée par Terrasol.

Cette commande pourra prendre la forme d'un bon de commande ou d'un contrat auquel sera annexée la présente proposition.

ENCHAÎNEMENT DES MISSIONS D'INGÉNIERIE GÉOTECHNIQUE

(Extraits de la norme NF P 94-500 du 30 novembre 2013 – Chapitre 4.2)

Le Maître d'Ouvrage doit associer l'ingénierie géotechnique au même titre que les autres ingénieries à la Maîtrise d'Œuvre et ce, à toutes les étapes successives de conception, puis de réalisation de l'ouvrage. Le Maître d'Ouvrage, ou son mandataire, doit veiller à la synchronisation des missions d'ingénierie géotechnique avec les phases effectives à la Maîtrise d'Œuvre du projet.

L'enchaînement et la définition synthétique des missions d'ingénierie géotechnique sont donnés tableau 1 et page suivante. Deux ingénieries géotechniques différentes doivent intervenir : la première pour le compte du Maître d'Ouvrage ou de son mandataire lors des étapes 1 à 3, la seconde pour le compte de l'entreprise lors de l'étape 3.

Tableau 1 — Enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique

Enchaînement des missions G1 à G4	Phase de la maîtrise d'œuvre	Missions d'ingénierie géotechnique (GN) et Phase de la mission		Objectifs à atteindre pour les ouvrages géotechniques	Niveau de management des risques géotechniques attendu	Prestations d'investigations géotechniques à réaliser
Étape 1 : Étude géotechnique préalable (G1)		Étude géotechnique préalable (G1) Phase Étude de Site (ES)		Spécificités géotechniques du site	Première identification des risques présentés par le site	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
	Étude préliminaire, Esquisse, APS	Études géotechniques préalable (G1) Phase Principes Généraux de Construction (PGC)		Première adaptation des futurs ouvrages aux spécificités du site	Première identification des risques pour les futurs ouvrages	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
Étape 2 : Étude géotechnique de conception (G2)	APD/AVP	Étude géotechnique de conception (G2) Phase Avant-projet (AVP)		Définition et comparaison des solutions envisageables pour le projet	Mesures préventives pour la réduction des risques identifiés, mesures correctives pour les risques résiduels avec détection au plus tôt de leur survenance	Fonction du site et de la complexité du projet (choix constructifs)
	PRO	Études géotechniques de conception (G2) Phase Projet (PRO)		Conception et justifications du projet		Fonction du site et de la complexité du projet (choix constructifs)
	DCE/ACT	Étude géotechnique de conception (G2) Phase DCE/ACT		Consultation sur le projet de base / Choix de l'entreprise et mise au point du contrat de travaux		
Étape 3 : Étude géotechnique de réalisation (G3/G4)		A la charge de l'entreprise	A la charge du maître d'ouvrage			
	EXE/VISA	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Étude (en interaction avec la phase Suivi)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) : Phase Supervision de l'étude géotechnique d'exécution (en interaction avec la phase Supervision du suivi)	Étude d'exécution conforme aux exigences du projet, avec maîtrise de la qualité, du délai et du coût	Identification des risques résiduels, mesures correctives, contrôle du management des risques résiduels (réalité des actions, vigilance, mémorisation, capitalisation des retours d'expérience)	Fonction des méthodes de construction et des adaptations proposées si des risques identifiés surviennent
	DET/AOR	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Suivi (en interaction avec la phase Étude)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) : Phase Supervision du suivi géotechnique d'exécution (en interaction avec la phase Supervision de l'étude)	Exécution des travaux en toute sécurité et en conformité avec les attentes du maître d'ouvrage		Fonction du contexte géotechnique observé et du comportement de l'ouvrage et des avoisinants en cours de travaux
À toute étape d'un projet sur un ouvrage existant	Diagnostic	Diagnostic géotechnique (G5)		Influence d'un élément géotechnique spécifique sur le projet ou sur l'ouvrage existant	Influence de cet élément géotechnique sur les risques géotechniques identifiés	Fonction de l'élément géotechnique étudié

CLASSIFICATION DES MISSIONS D'INGÉNIERIE GÉOTECHNIQUE

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 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES PRÉALABLES (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'avoisinants 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 PROJET (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 avoisinants), 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 avoisinants), des notes de calcul de dimensionnement, un avis sur les valeurs seuils et une approche des quantités.

Phase DCE/ATC

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, participé à la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux.

ÉTAPE 3 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DE RÉALISATION (G3 et G4, distinctes et simultanées)

ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXÉCUTION (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 complémentaires 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'EXÉCUTION (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 géotechniques seront réalisés ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 2 et/ou 3).

Annexes	Conditions générales de Terrasol	p. 3 / 3
---------	----------------------------------	----------

Annexe 2 : Calcul Foxta V4 – Justification des fondations de la façade contemporaine dans les zones des poteaux 1001 à 1006

Données

Titre du projet : Palais de Justice - Façade contemporaine

Numéro d'affaire : 000

Commentaires : N/A

Titre du calcul : Facade contemporaine - Zone de poteaux - Colonnes depuis l'intérieur 25° et l'extérieur 2° (Cas1)

Mode général : Mode Groupie+

Mode Groupie+ : Mode simplifié

Pas maximal (m) : 0,30

Modifier les paramètres avancés : Non

Définition des pieux

N°	XP	YP	Cote	tête α	β	L	D	Liaison	Elx	Ely	ES	Γ
1	0,00	-0,78	28,90	2,0	90,0	12,00	1,00	Articulé	7,36E04	7,36E04	1,18E06	1,00
2	0,00	0,25	28,90	-25,0	90,0	12,00	1,00	Articulé	7,36E04	7,36E04	1,18E06	1,00

Raideurs additionnelles en pointe de pieux : Non

Type de courbe de réaction : À partir des données pressiométriques

Type de sollicitation latérale : Sollicitations permanentes en tête dominant

Cote de référence (m) : 28,90

Définition du sol

N°	Nom	Couleur	Cote	base αY	αX	EM	α	pf*	pl*	qsl	Type de sol	qpl
1	Remblais		25,20	0,0	0,0	3,00E03	0,67	2,00E02	3,00E02	29,00	Sol fin	345,00
2	Alluvions modernes		19,80	0,0	0,0	5,00E03	0,67	3,30E02	5,00E02	38,00	Sol fin	575,00
3	Alluvions anciennes		15,40	0,0	0,0	2,00E04	0,50	1,30E03	2,00E03	73,00	Sol granulaire	2200,00
4	Marnes et Caillasses		11,90	0,0	0,0	3,70E04	0,50	2,15E03	3,30E03	160,00	Sol fin	4785,00
5	Calcaire Grossier		0,00	0,0	0,0	2,00E05	0,50	3,25E03	5,00E03	170,00	Sol fin	7250,00

Cas de chargement

N°	TX	MY	TY	MX	TZ	MZ
1	0,00	0,00	-496,00	-339,00	1710,00	0,00
2	0,00	0,00	-496,00	-339,00	1497,00	0,00
3	0,00	0,00	-469,00	-321,00	1449,00	0,00
4	0,00	0,00	-430,00	-294,00	1334,00	0,00

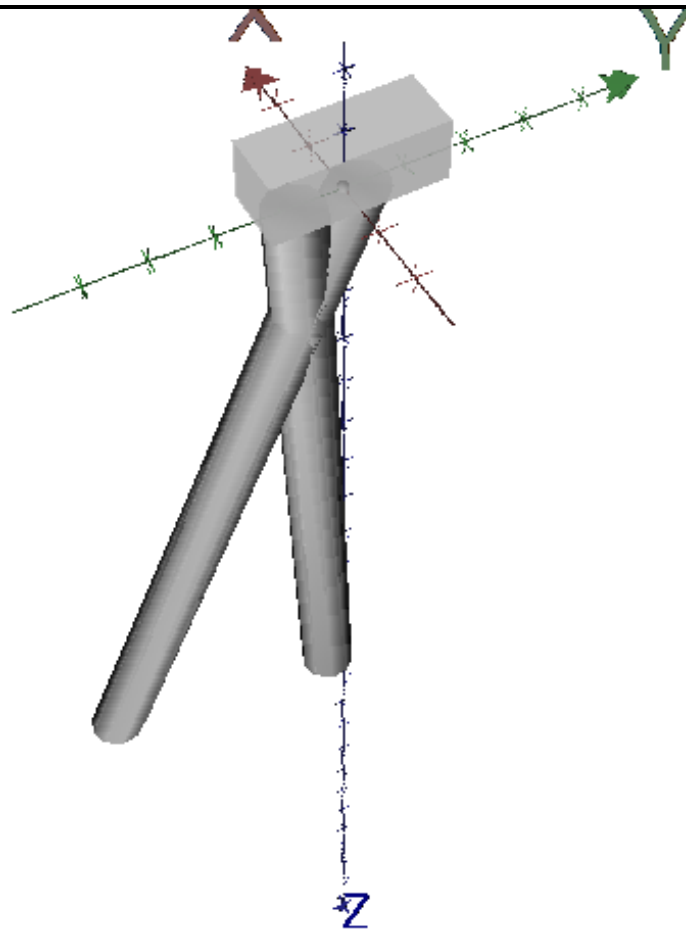


FoXta v4
v4.1.16

Imprimé le : 20/11/2024 - 18:14:18
Calcul réalisé par : MAGEO

Projet : Dimensionnement facade contemporaine v4
Module : Groupie+ (Cas 1/3)
Titre du calcul : Facade contemporaine - Zone de poteaux - Colonnes depuis l'intérieur

Onglet "Paramètres généraux"



Chargement/déplacement de la semelle

N° cas charge	TX	MY	TY	MX	TZ	MZ	UX	rot/Y	UY	rot/X	UZ	rot/Z
1	0,00	0,00	-496,00	-339,00	1710,00	0,00	2,313E-18	0,000E00	-5,845E-03	1,642E-03	6,617E-03	-3,196E-18
2	0,00	0,00	-496,00	-339,00	1497,00	0,00	1,976E-18	0,000E00	-9,410E-03	-1,541E-03	3,770E-03	-2,747E-18
3	0,00	0,00	-469,00	-321,00	1449,00	0,00	1,924E-18	0,000E00	-8,310E-03	-1,049E-03	3,856E-03	-2,672E-18
4	0,00	0,00	-430,00	-294,00	1334,00	0,00	1,778E-18	0,000E00	-7,469E-03	-9,782E-04	3,417E-03	-2,469E-18



FoXta v4
v4.1.16

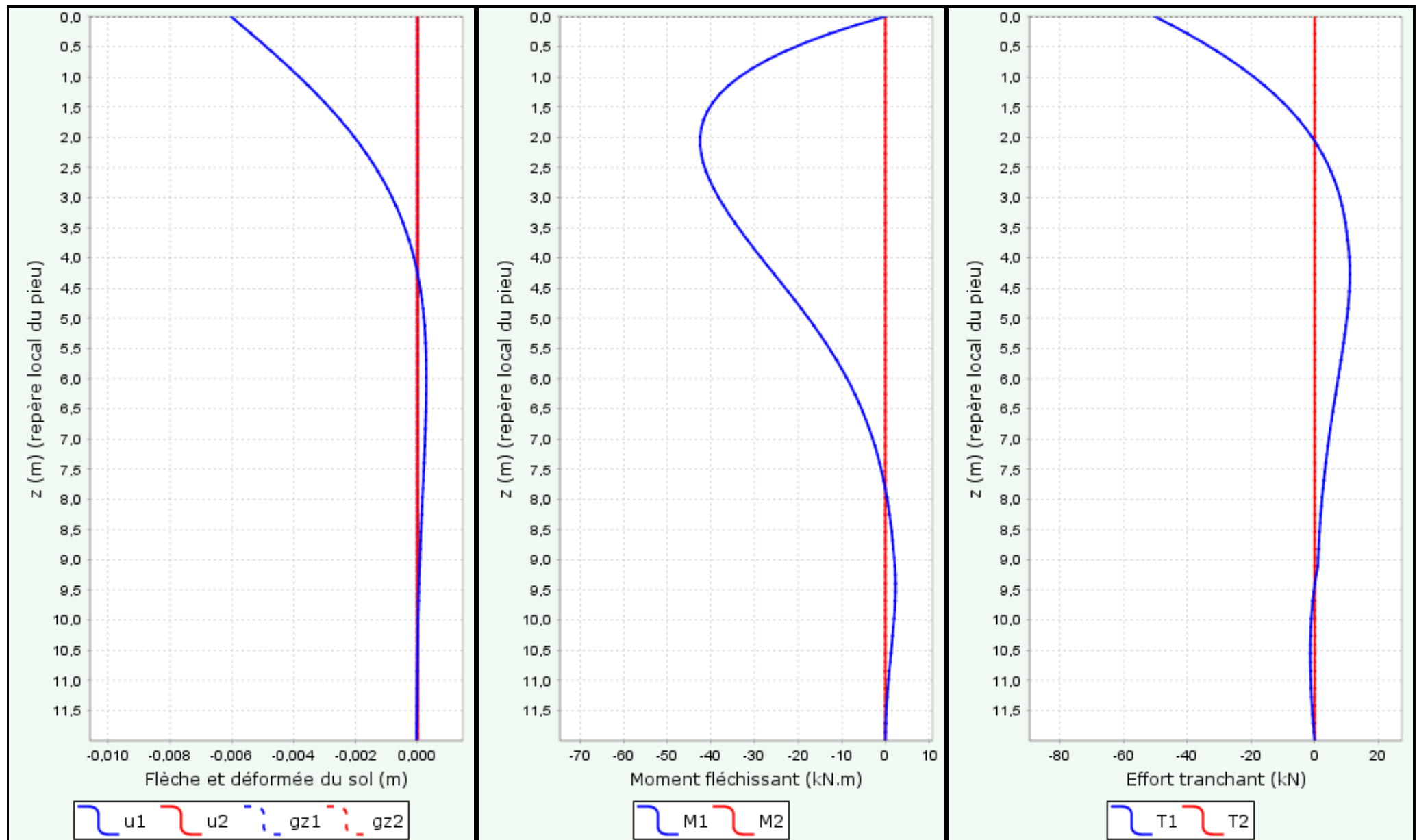
Imprimé le : 20/11/2024 - 18:14:18
Calcul réalisé par : MAGEO

Projet : Dimensionnement facade contemporaine v4
Module : Groupie+ (Cas 1/3)
Titre du calcul : Facade contemporaine - Zone de poteaux - Colonnes depuis l'intérieur

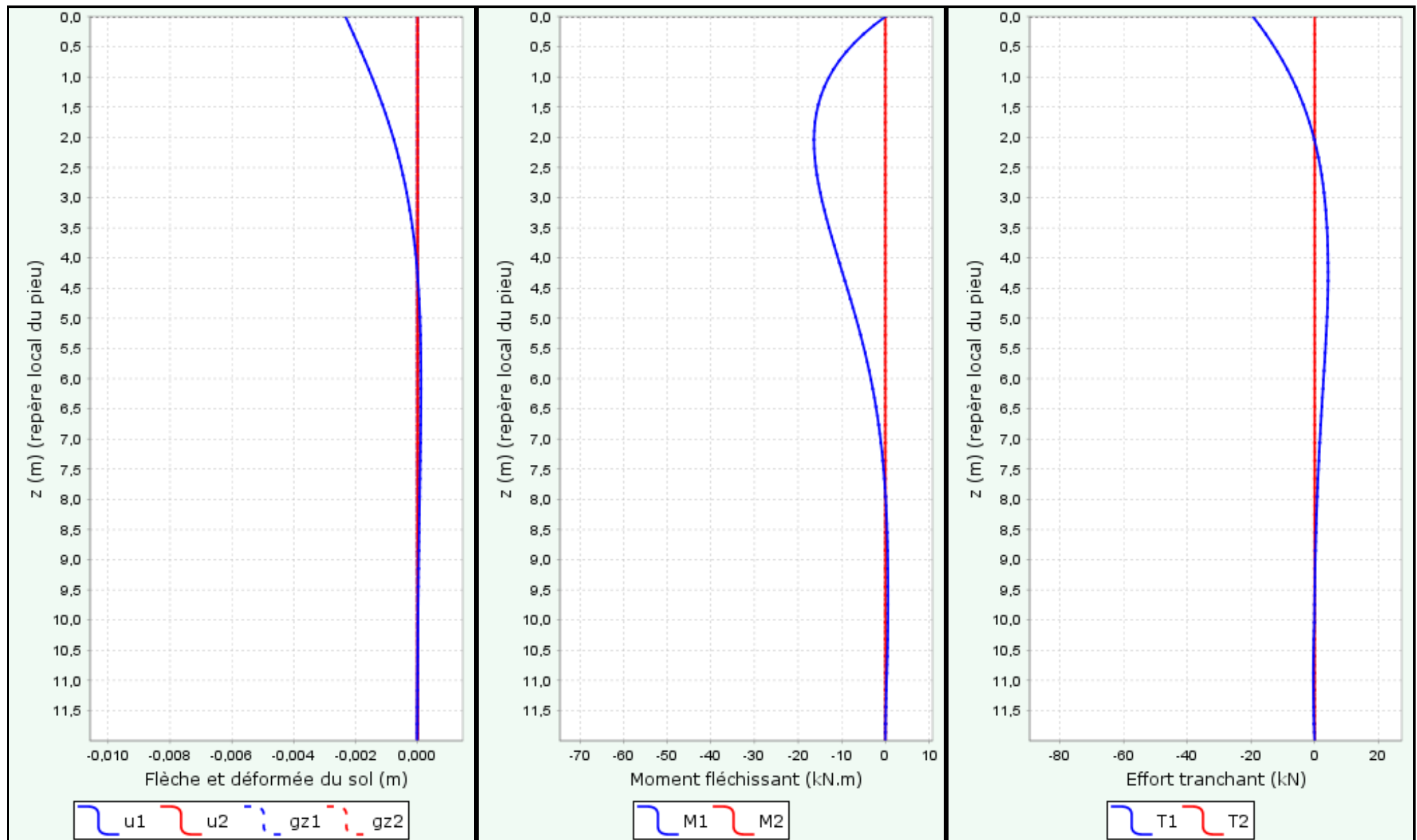
Efforts en tête des pieux

N° cas charge	N° pieu	T1	M1	T2	M2	Tz	Mz
1	1	-50,207	0,000	-0,000	0,000	742,875	0,000
1	2	-19,375	0,000	-0,000	0,000	1074,700	0,000
2	1	-79,780	0,000	-0,000	0,000	690,112	0,000
2	2	-59,089	0,000	-0,000	0,000	915,248	0,000
3	1	-70,538	0,000	-0,000	0,000	661,291	0,000
3	2	-50,054	0,000	-0,000	0,000	890,210	0,000
4	1	-63,397	0,000	-0,000	0,000	607,381	0,000
4	2	-45,198	0,000	-0,000	0,000	820,779	0,000

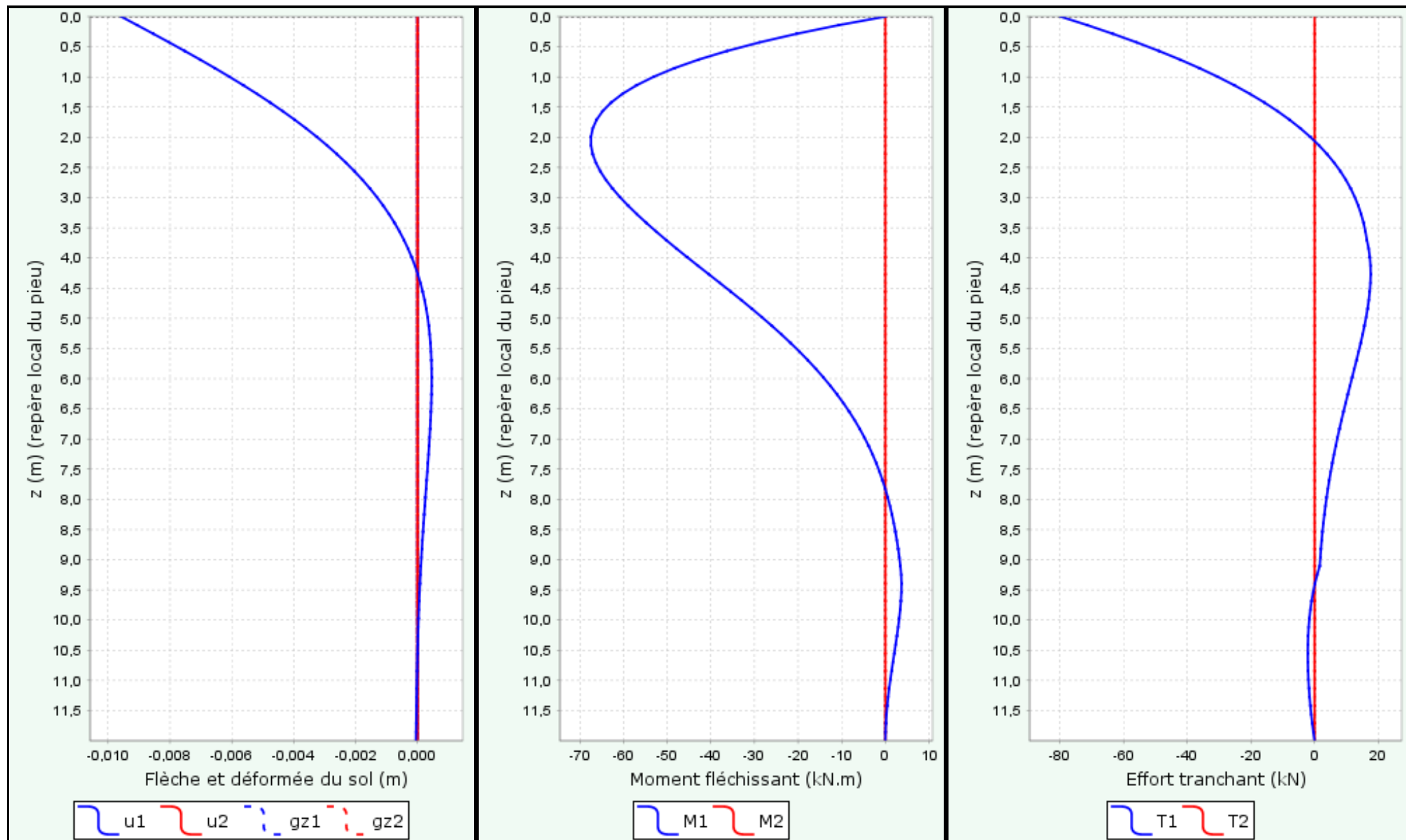
Comportement latéral pour le cas de chargement 1 et pour le pieu 1



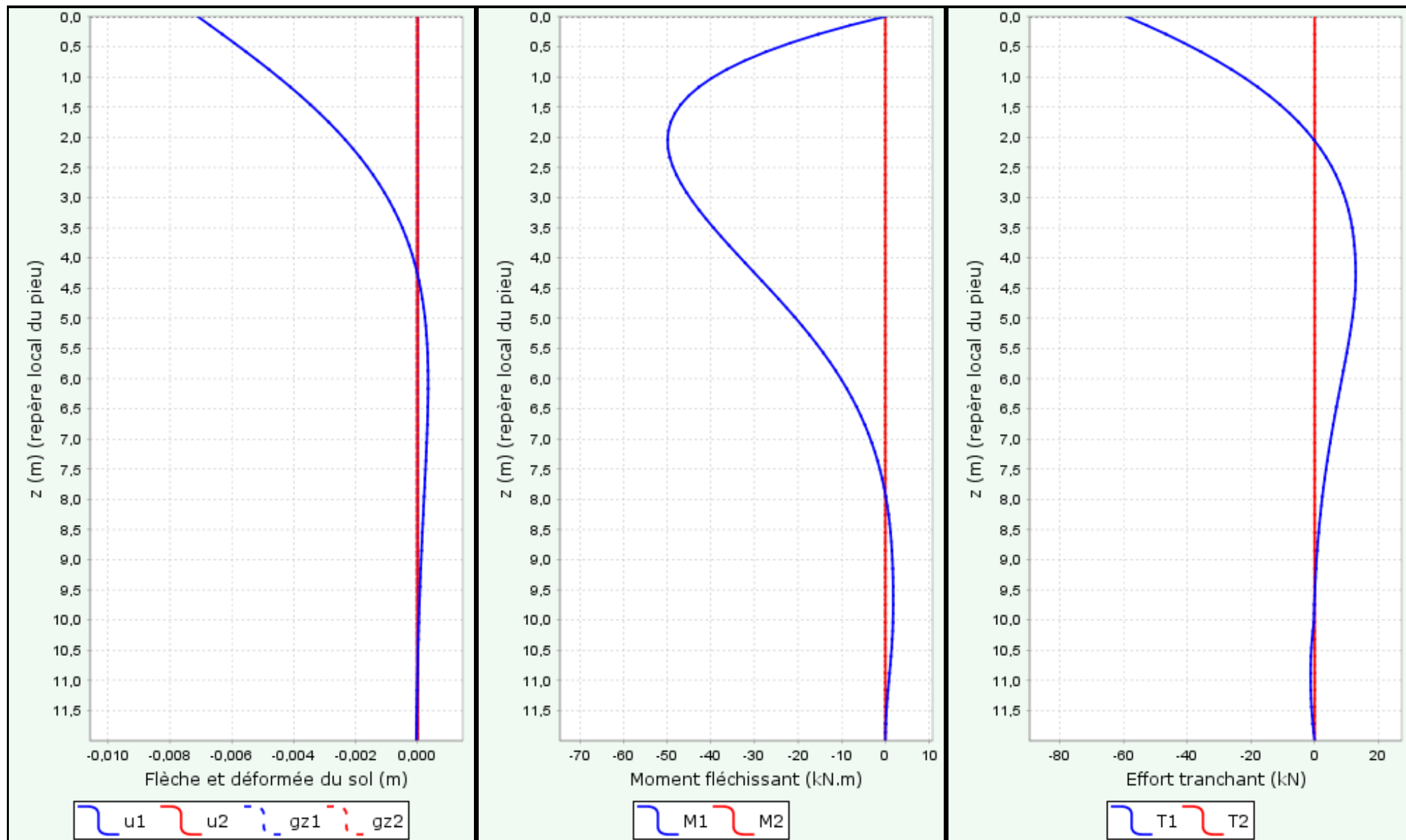
Comportement latéral pour le cas de chargement 1 et pour le pieu 2



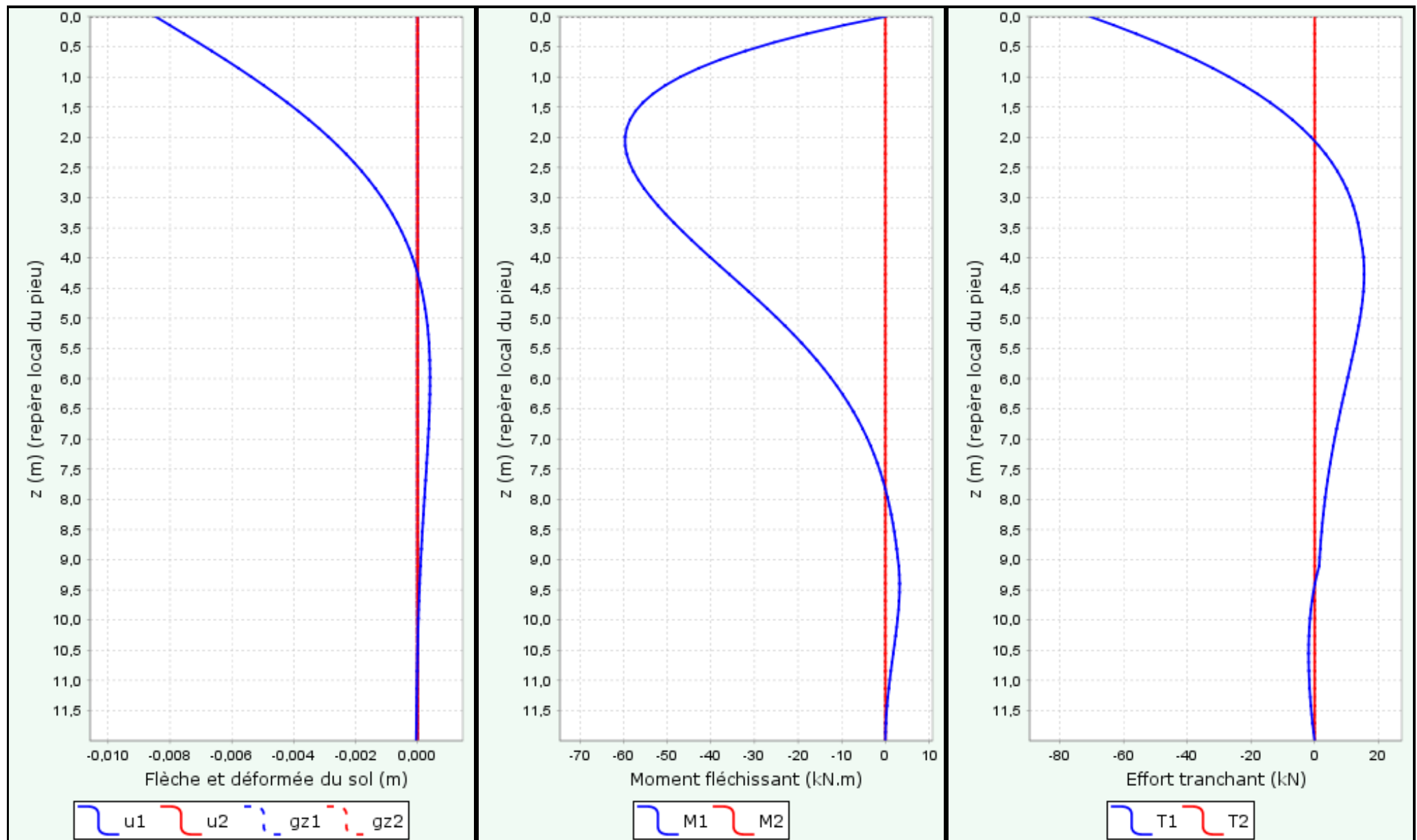
Comportement latéral pour le cas de chargement 2 et pour le pieu 1



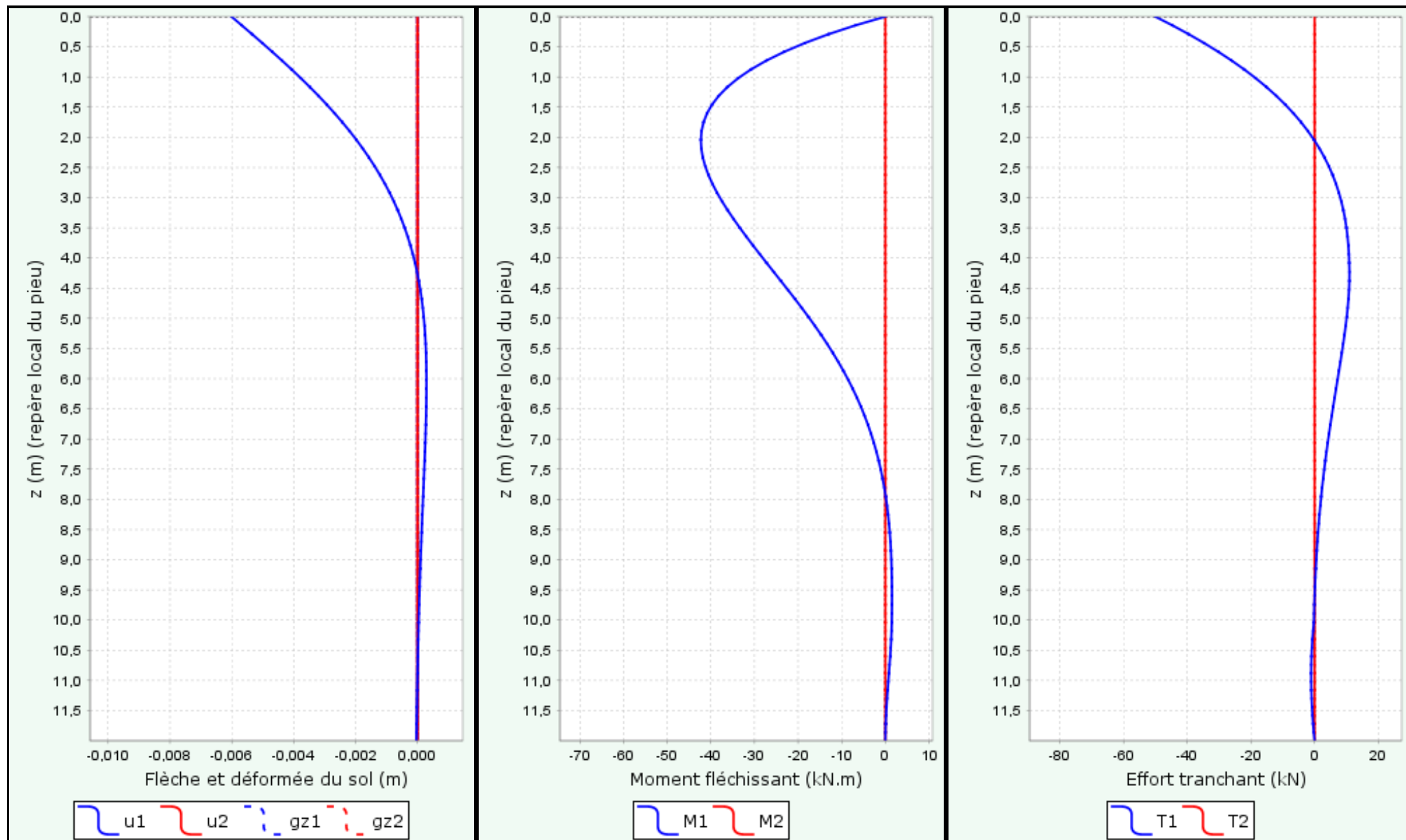
Comportement latéral pour le cas de chargement 2 et pour le pieu 2



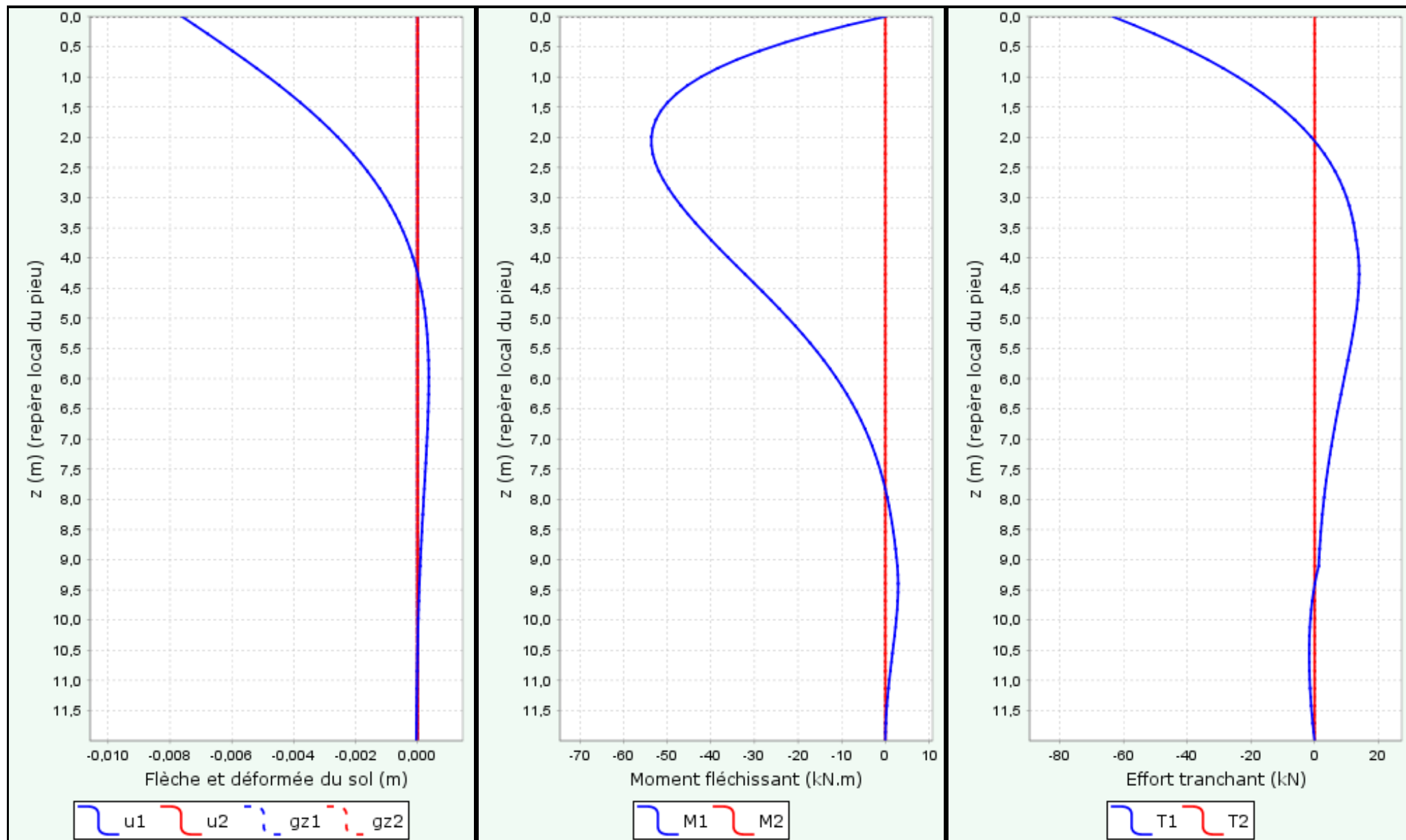
Comportement latéral pour le cas de chargement 3 et pour le pieu 1



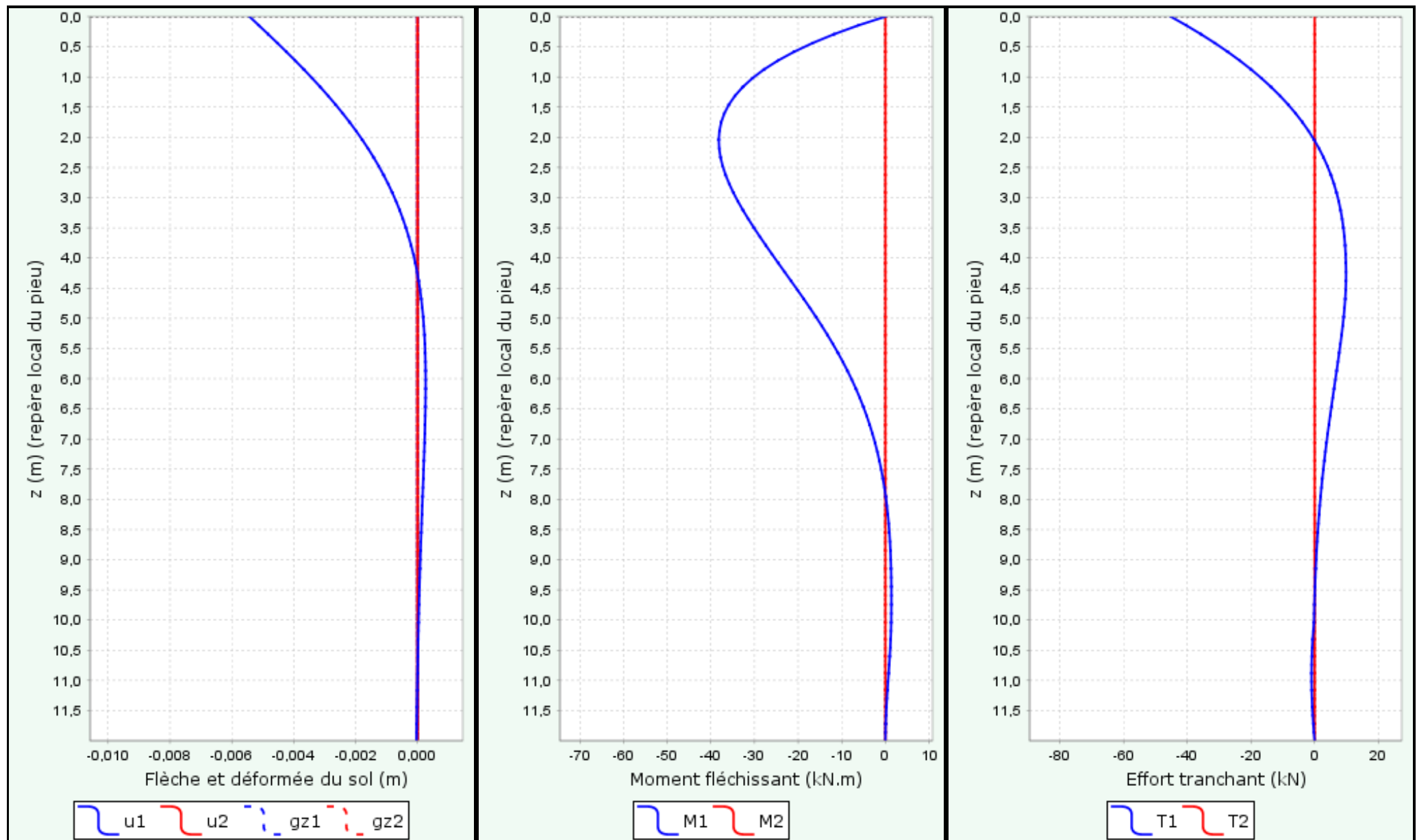
Comportement latéral pour le cas de chargement 3 et pour le pieu 2



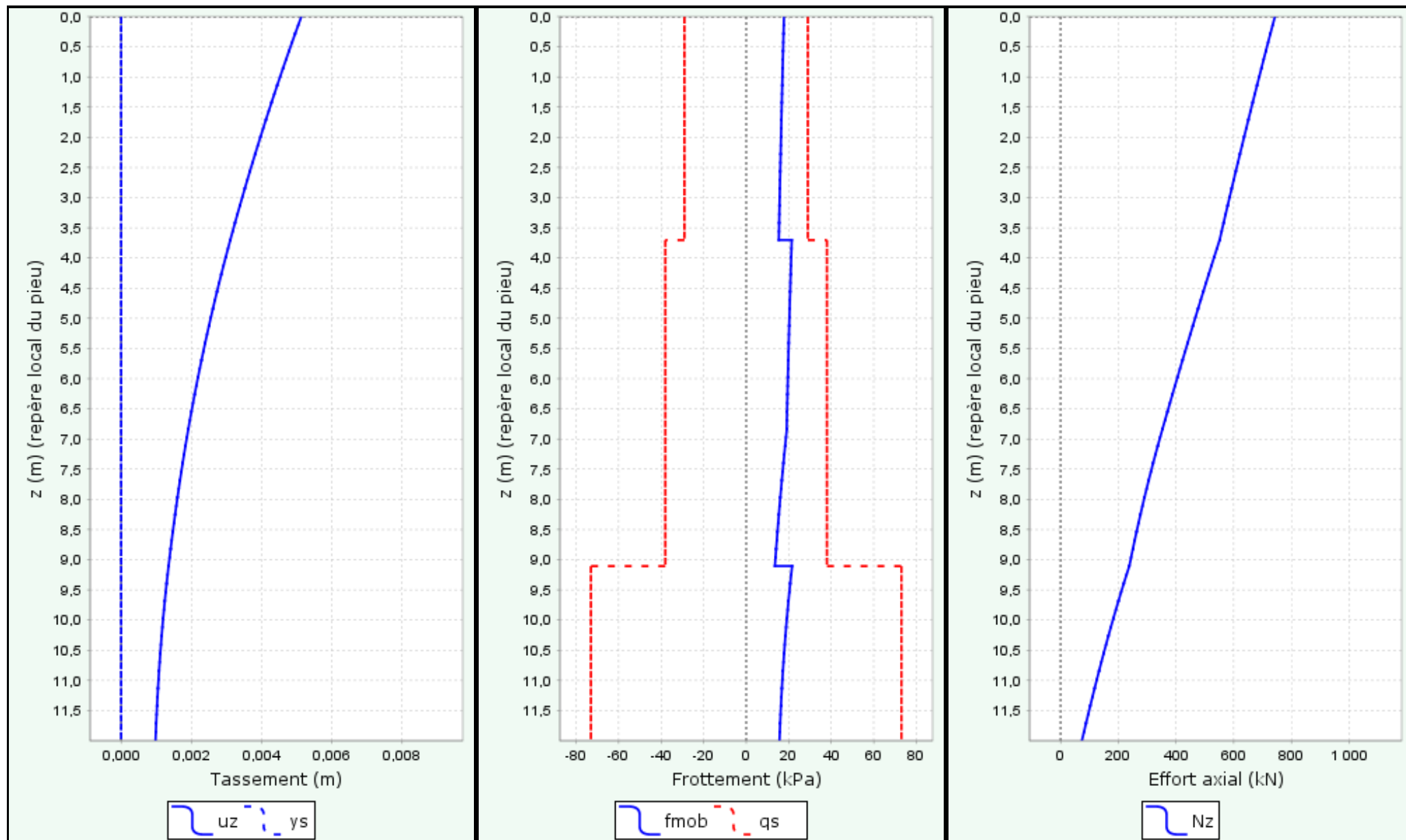
Comportement latéral pour le cas de chargement 4 et pour le pieu 1



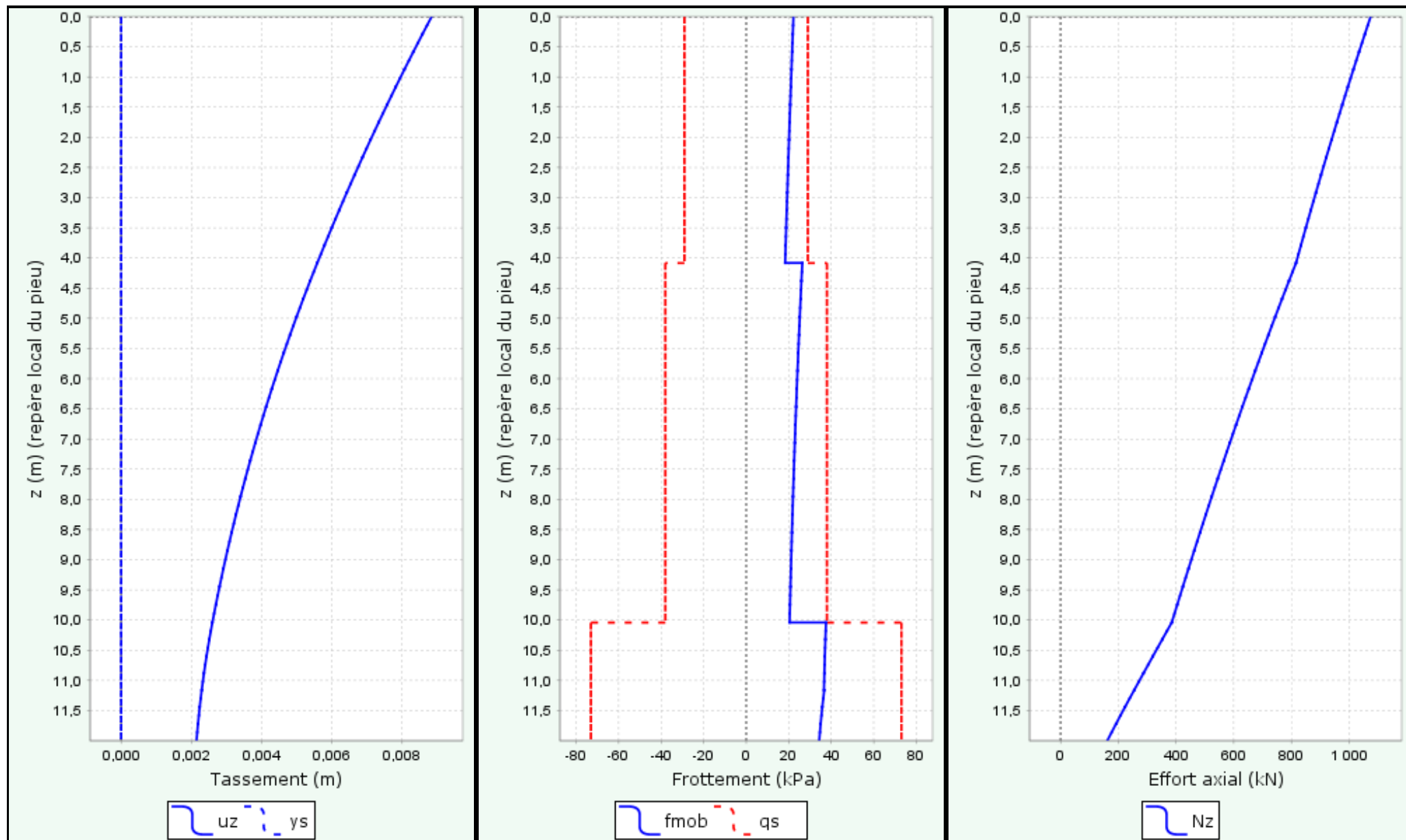
Comportement latéral pour le cas de chargement 4 et pour le pieu 2



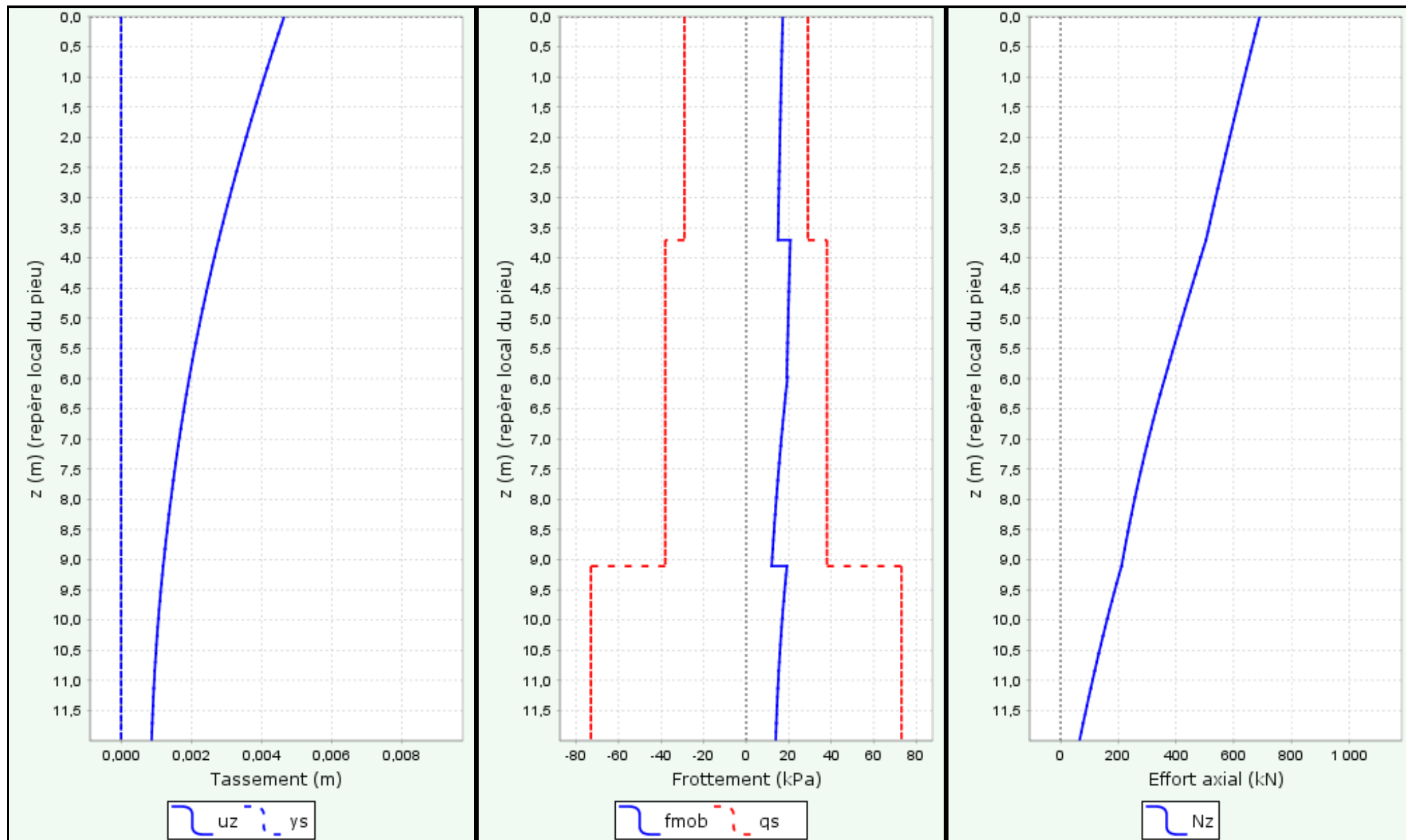
Comportement axial pour le cas de chargement 1 et pour le pieu 1



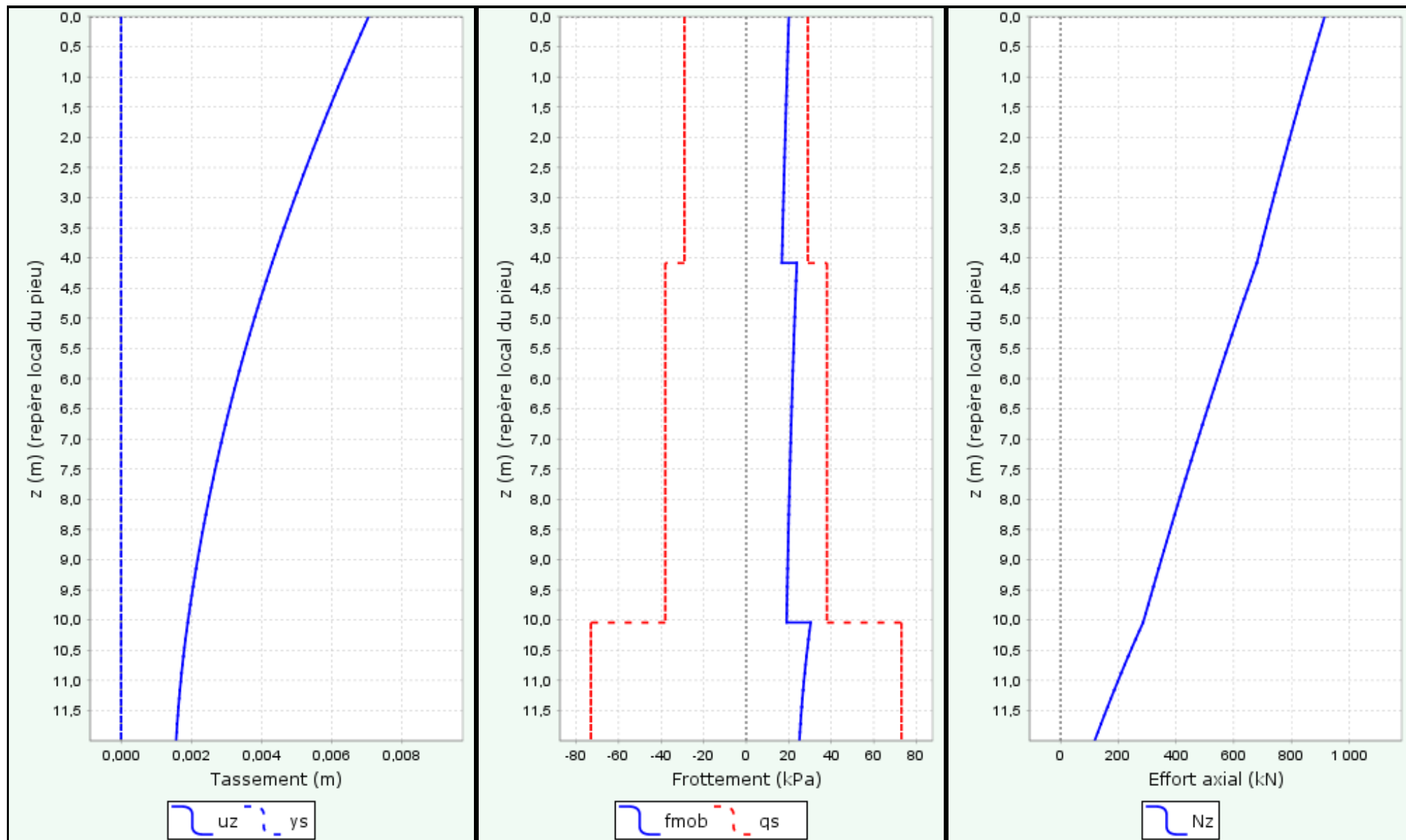
Comportement axial pour le cas de chargement 1 et pour le pieu 2



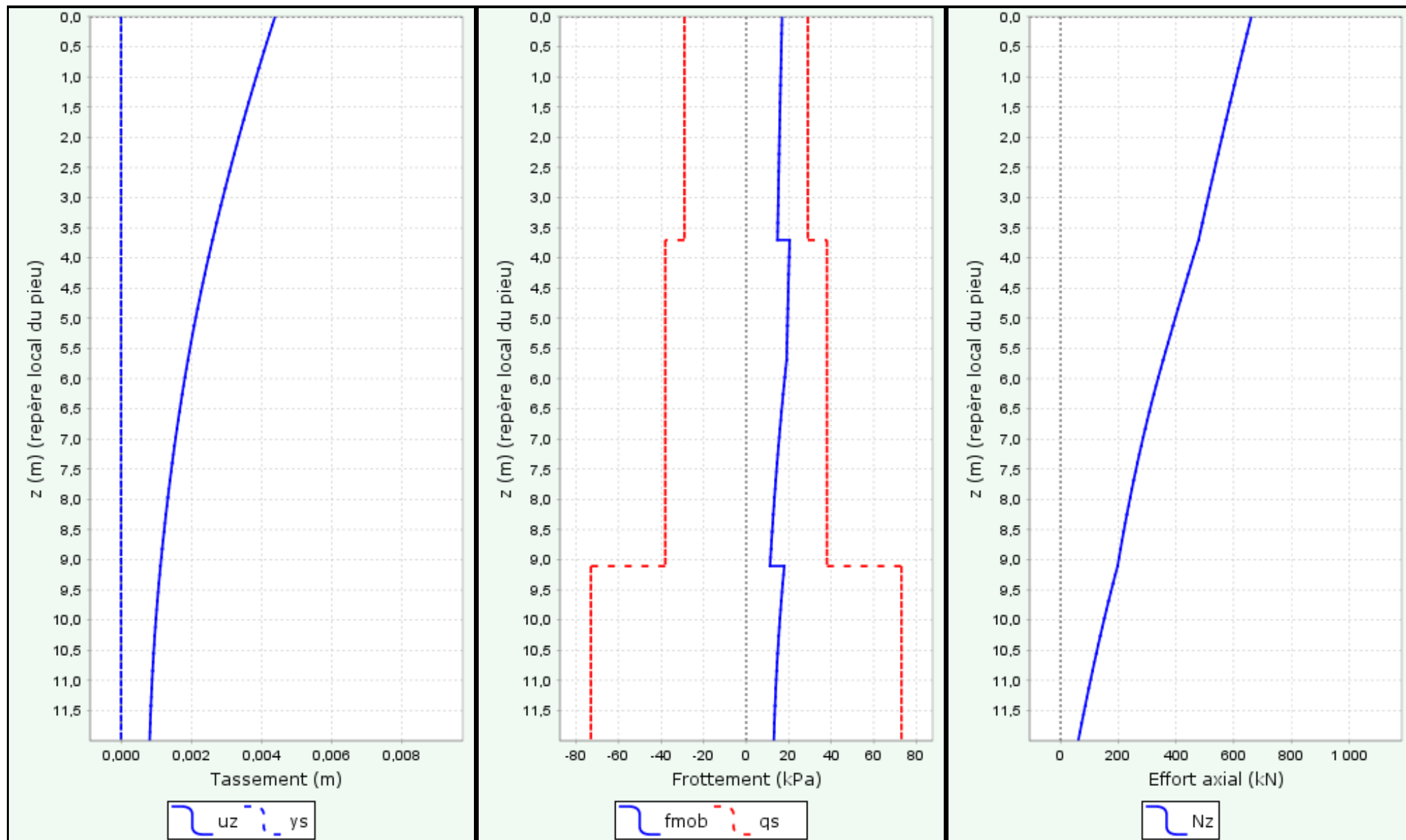
Comportement axial pour le cas de chargement 2 et pour le pieu 1



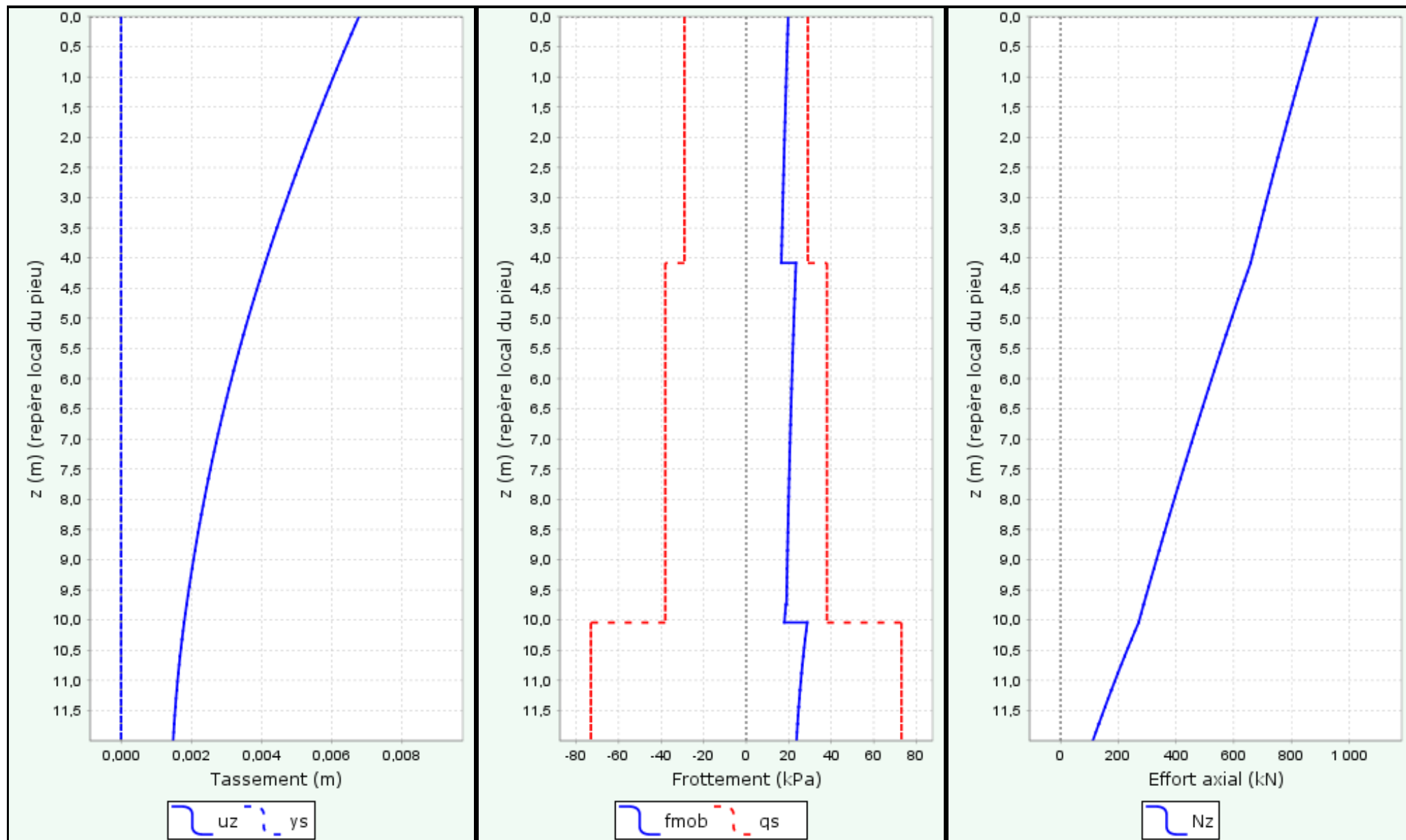
Comportement axial pour le cas de chargement 2 et pour le pieu 2



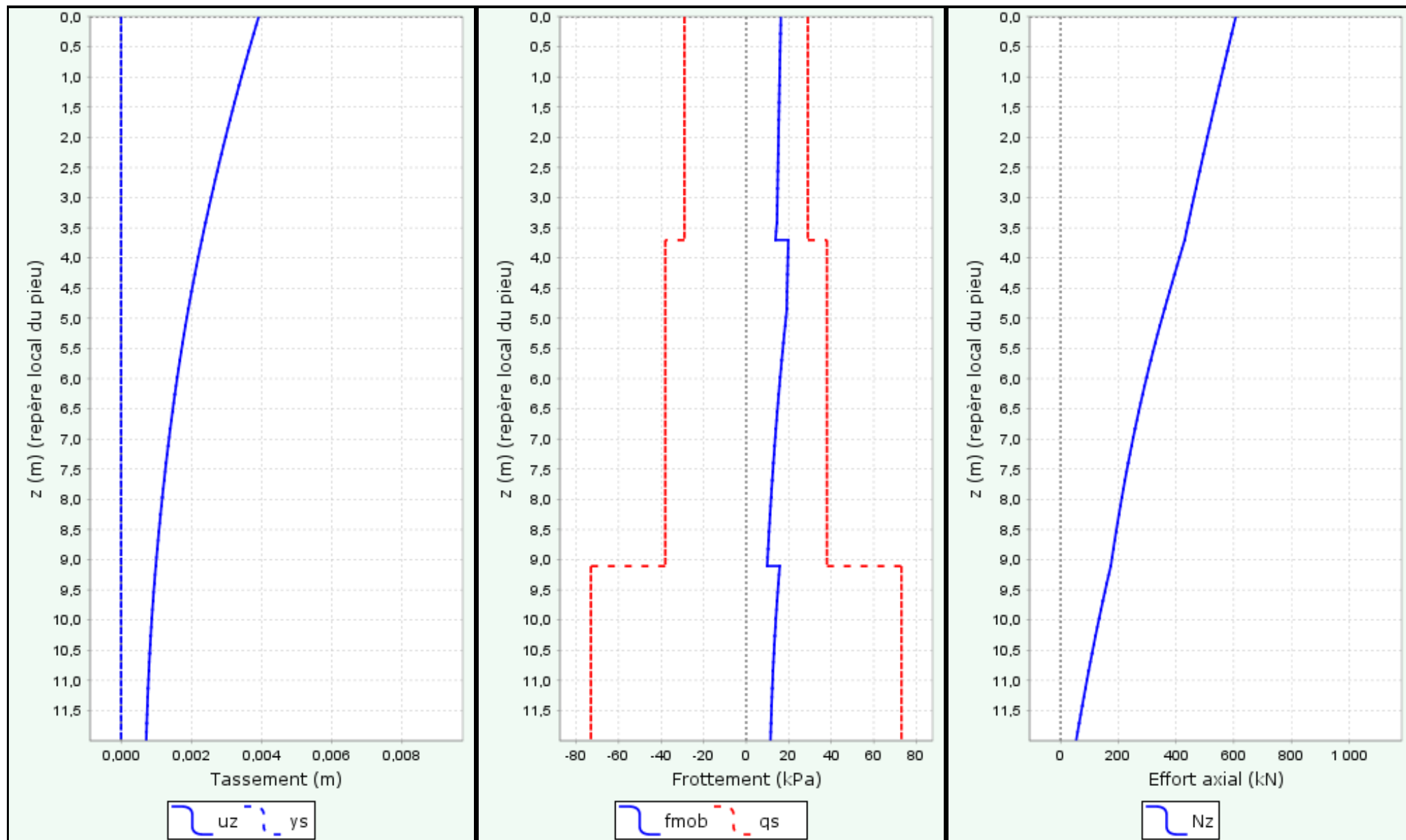
Comportement axial pour le cas de chargement 3 et pour le pieu 1



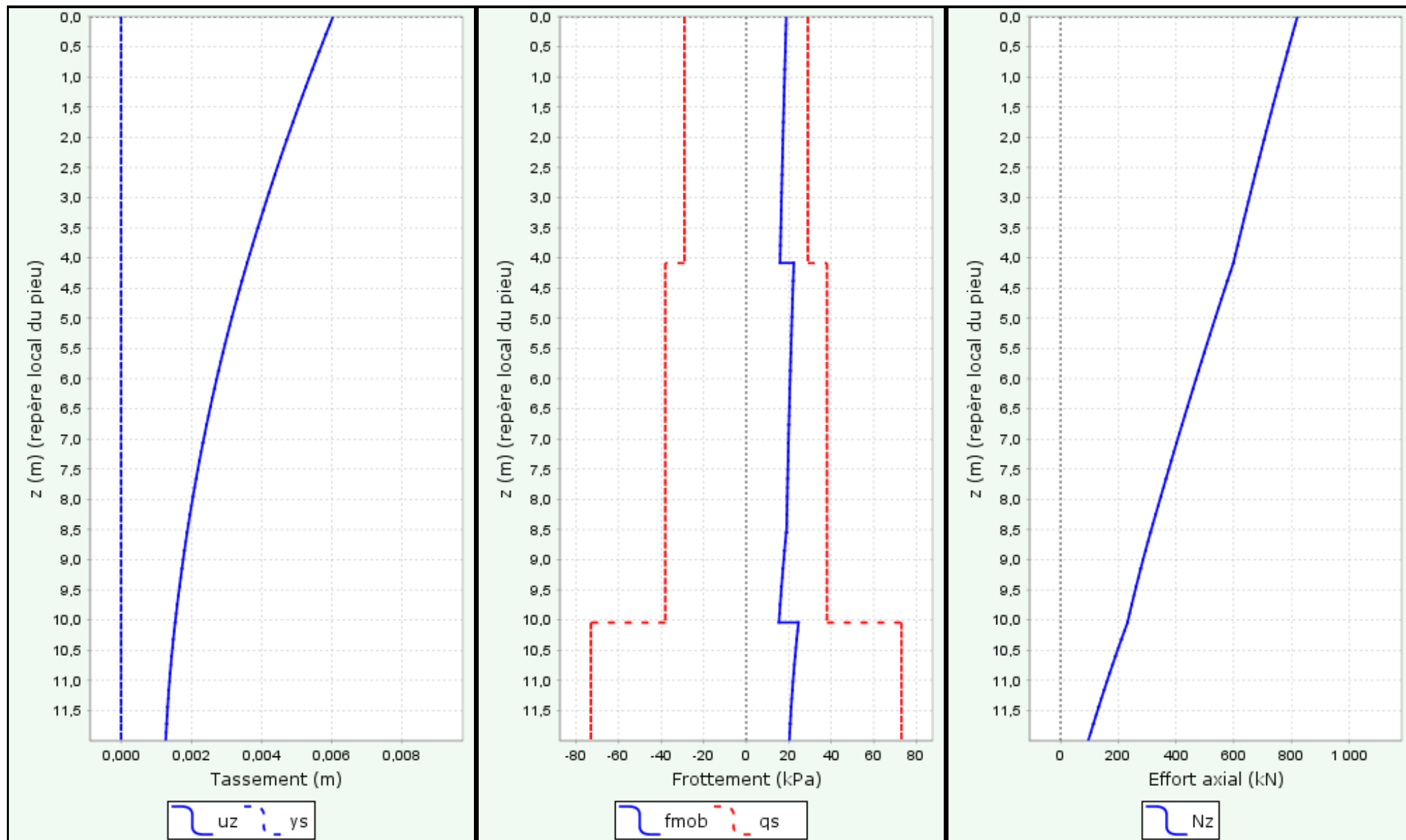
Comportement axial pour le cas de chargement 3 et pour le pieu 2



Comportement axial pour le cas de chargement 4 et pour le pieu 1



Comportement axial pour le cas de chargement 4 et pour le pieu 2



Annexe 3 : Calcul Foxta V4 – Justification des fondations de la façade contemporaine hors des zones des poteaux 1001 à 1006

Données

Titre du projet : Palais de Justice - Façade contemporaine

Numéro d'affaire : 000

Commentaires : N/A

Titre du calcul : Facade contemporaine - Zone hors poteaux - Colonnes depuis l'intérieur 10° et l'extérieur 4° (Cas2)

Mode général : Mode Groupie+

Mode Groupie+ : Mode simplifié

Pas maximal (m) : 0,30

Modifier les paramètres avancés : Non

Définition des pieux

N°	XP	YP	Cote	tête α	β	L	D	Liaison	Elx	Ely	ES	Γ
1	0,00	-0,66	28,90	4,0	90,0	12,00	1,00	Articulé	7,36E04	7,36E04	1,18E06	1,00
2	0,00	0,65	28,90	-10,0	90,0	12,00	1,00	Articulé	7,36E04	7,36E04	1,18E06	1,00

Raideurs additionnelles en pointe de pieux : Non

Type de courbe de réaction : À partir des données pressiométriques

Type de sollicitation latérale : Sollicitations permanentes en tête dominant

Cote de référence (m) : 28,90

Définition du sol

N°	Nom	Couleur	Cotebase	αY	αX	EM	α	pf*	pl*	qsl	Type de sol	qpl
1	Remblais		25,20	0,0	0,0	3,00E03	0,67	2,00E02	3,00E02	29,00	Sol fin	345,00
2	Alluvions modernes		19,80	0,0	0,0	5,00E03	0,67	3,30E02	5,00E02	38,00	Sol fin	575,00
3	Alluvions anciennes		15,40	0,0	0,0	2,00E04	0,50	1,30E03	2,00E03	73,00	Sol granulaire	2200,00
4	Marnes et Caillasses		11,90	0,0	0,0	3,70E04	0,50	2,15E03	3,30E03	160,00	Sol fin	4785,00
5	Calcaire Grossier		0,00	0,0	0,0	2,00E05	0,50	3,25E03	5,00E03	170,00	Sol fin	7250,00

Cas de chargement

N°	TX	MY	TY	MX	TZ	MZ
1	0,00	0,00	0,00	0,00	1778,00	0,00
2	0,00	0,00	0,00	0,00	963,00	0,00

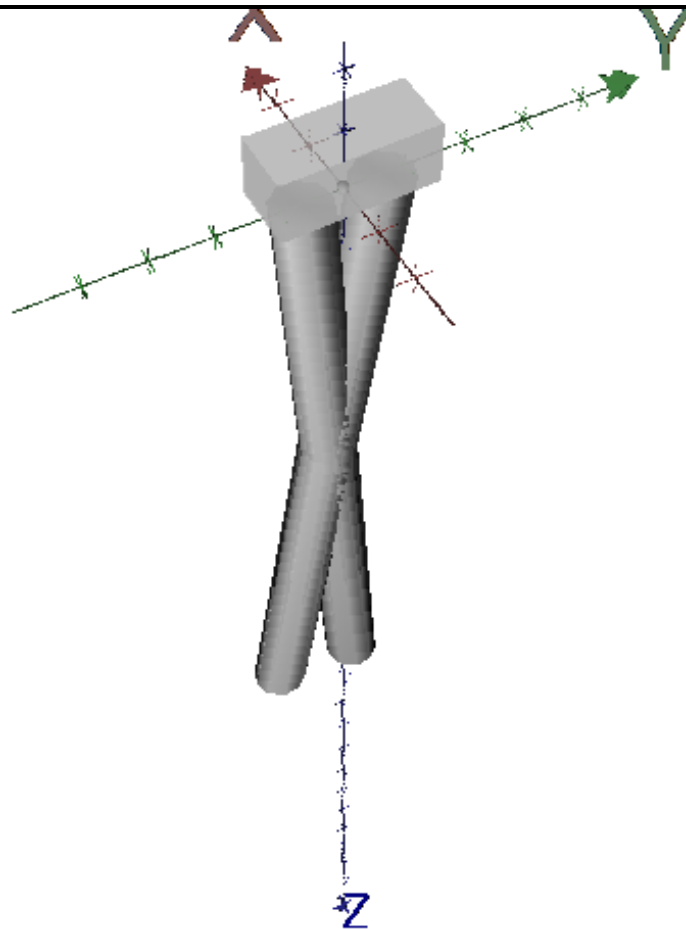


FoXta v4
v4.1.16

Imprimé le : 20/11/2024 - 18:17:05
Calcul réalisé par : MAGEO

Projet : Dimensionnement facade contemporaine v4
Module : Groupie+ (Cas 2/3)
Titre du calcul : Facade contemporaine - Zone hors poteaux - Colonnes depuis l'intérieur

Onglet "Paramètres généraux"



Chargement/déplacement de la semelle

N° cas charge	TX	MY	TY	MX	TZ	MZ	UX	rot/Y	UY	rot/X	UZ	rot/Z
1	0,00	0,00	0,00	0,00	1778,00	0,00	3,310E-19	0,000E00	5,312E-03	1,184E-03	6,982E-03	-1,148E-18
2	0,00	0,00	0,00	0,00	963,00	0,00	1,814E-19	0,000E00	2,911E-03	6,191E-04	3,180E-03	-6,290E-19



FoXta v4
v4.1.16

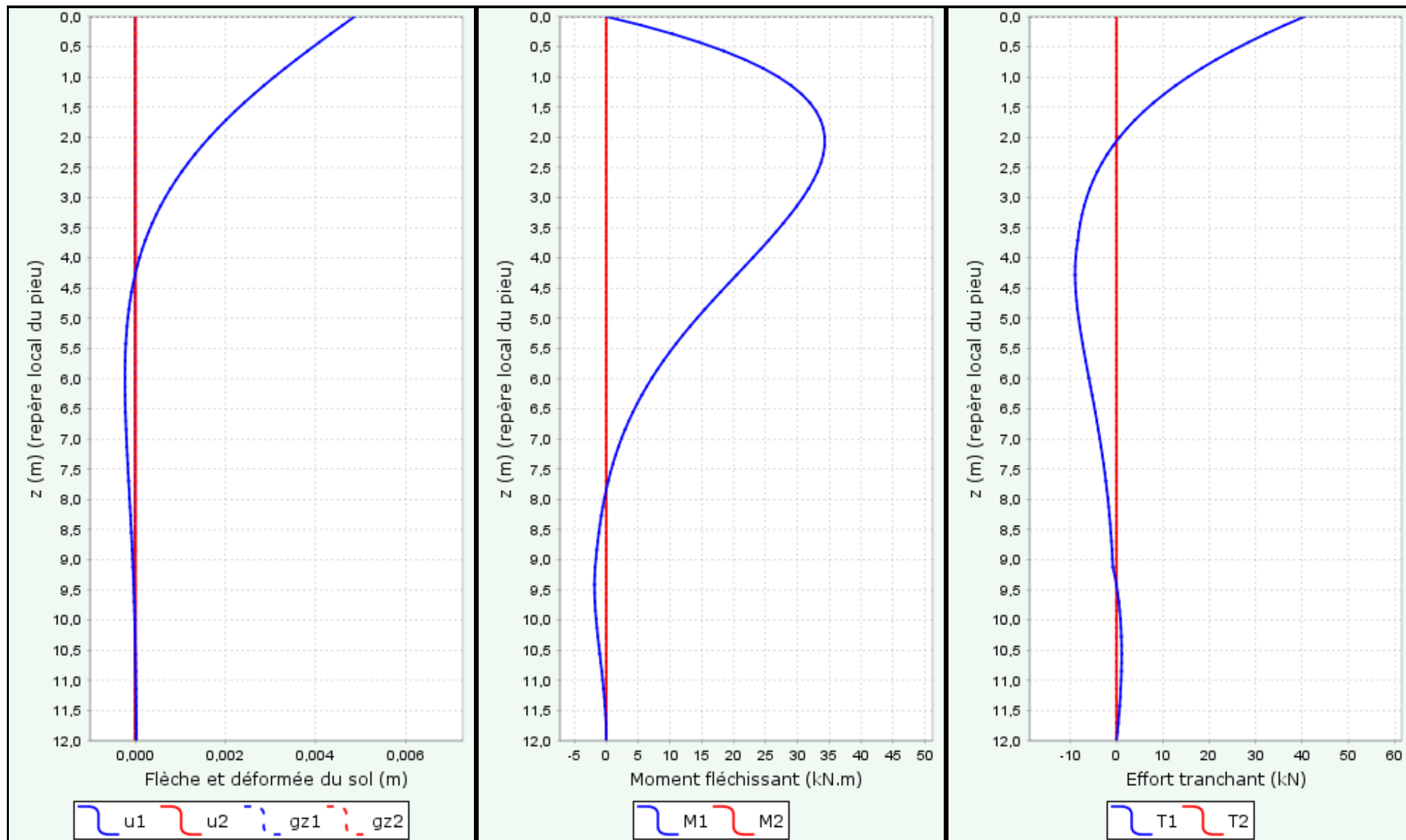
Imprimé le : 20/11/2024 - 18:17:05
Calcul réalisé par : MAGEO

Projet : Dimensionnement facade contemporaine v4
Module : Groupie+ (Cas 2/3)
Titre du calcul : Facade contemporaine - Zone hors poteaux - Colonnes depuis l'intérieur

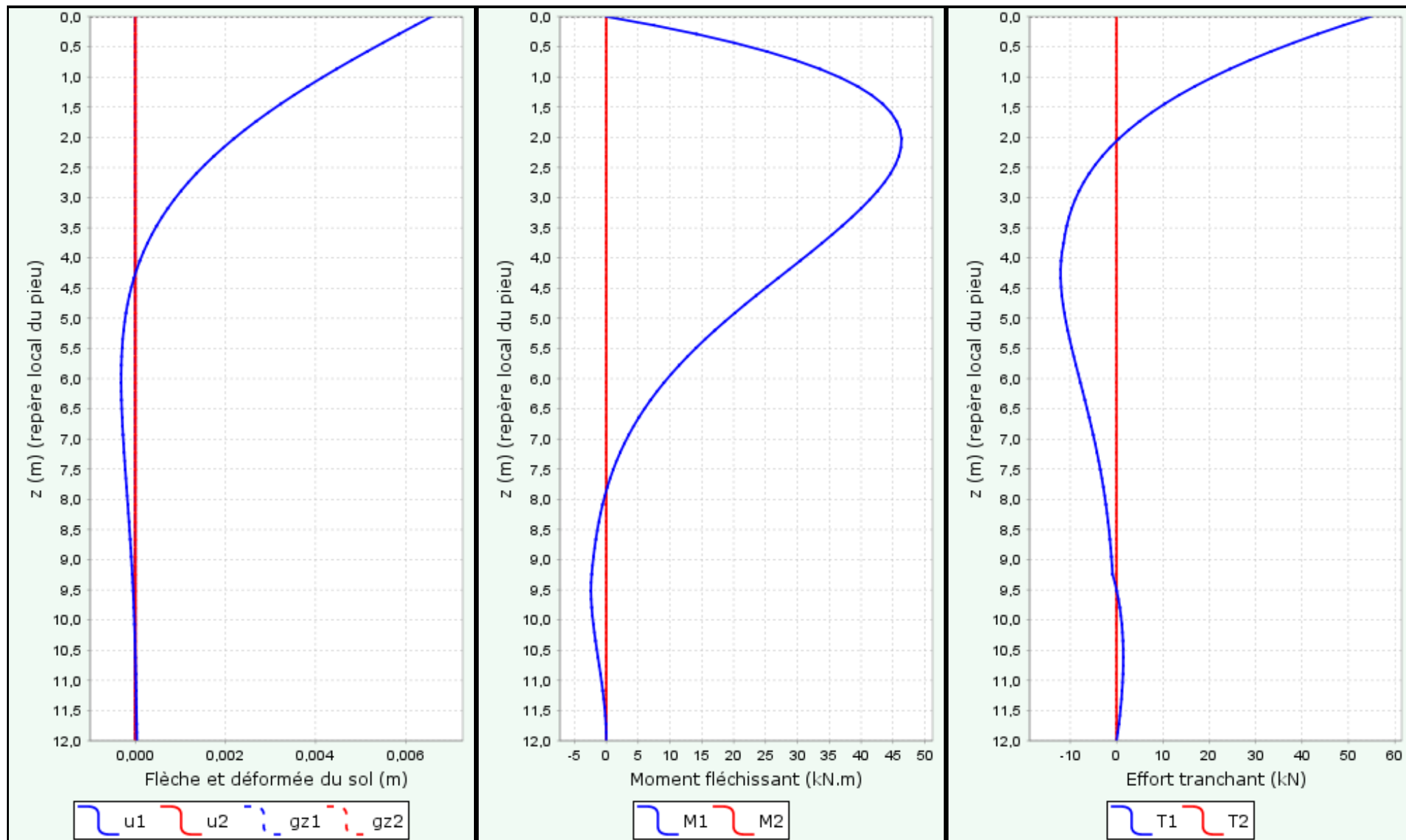
Efforts en tête des pieux

N° cas charge	N° pieu	T1	M1	T2	M2	Tz	Mz
1	1	40,536	0,000	0,000	0,000	887,203	0,000
1	2	54,781	0,000	-0,000	0,000	899,946	0,000
2	1	22,577	0,000	0,000	0,000	480,570	0,000
2	2	29,056	0,000	-0,000	0,000	487,537	0,000

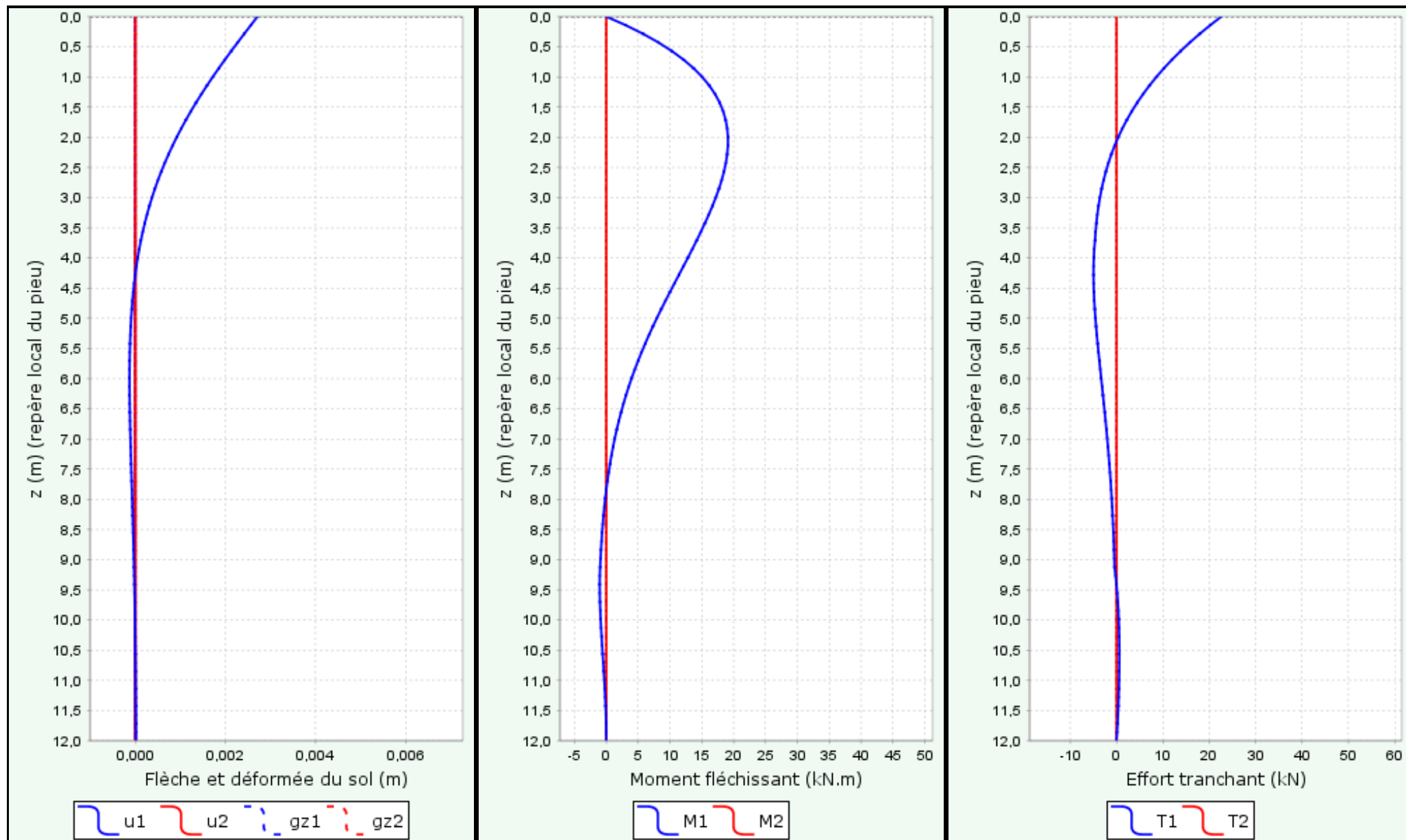
Comportement latéral pour le cas de chargement 1 et pour le pieu 1



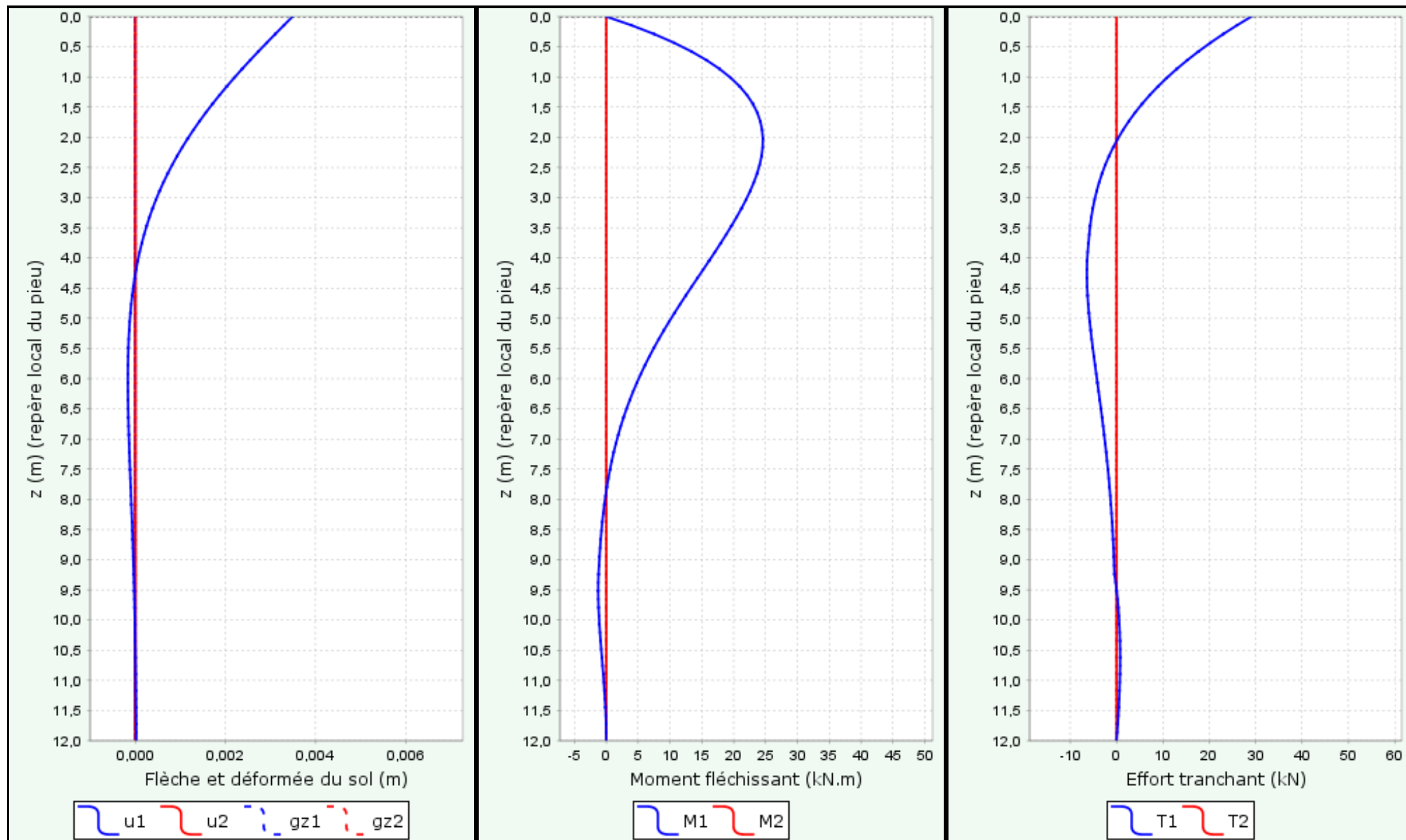
Comportement latéral pour le cas de chargement 1 et pour le pieu 2



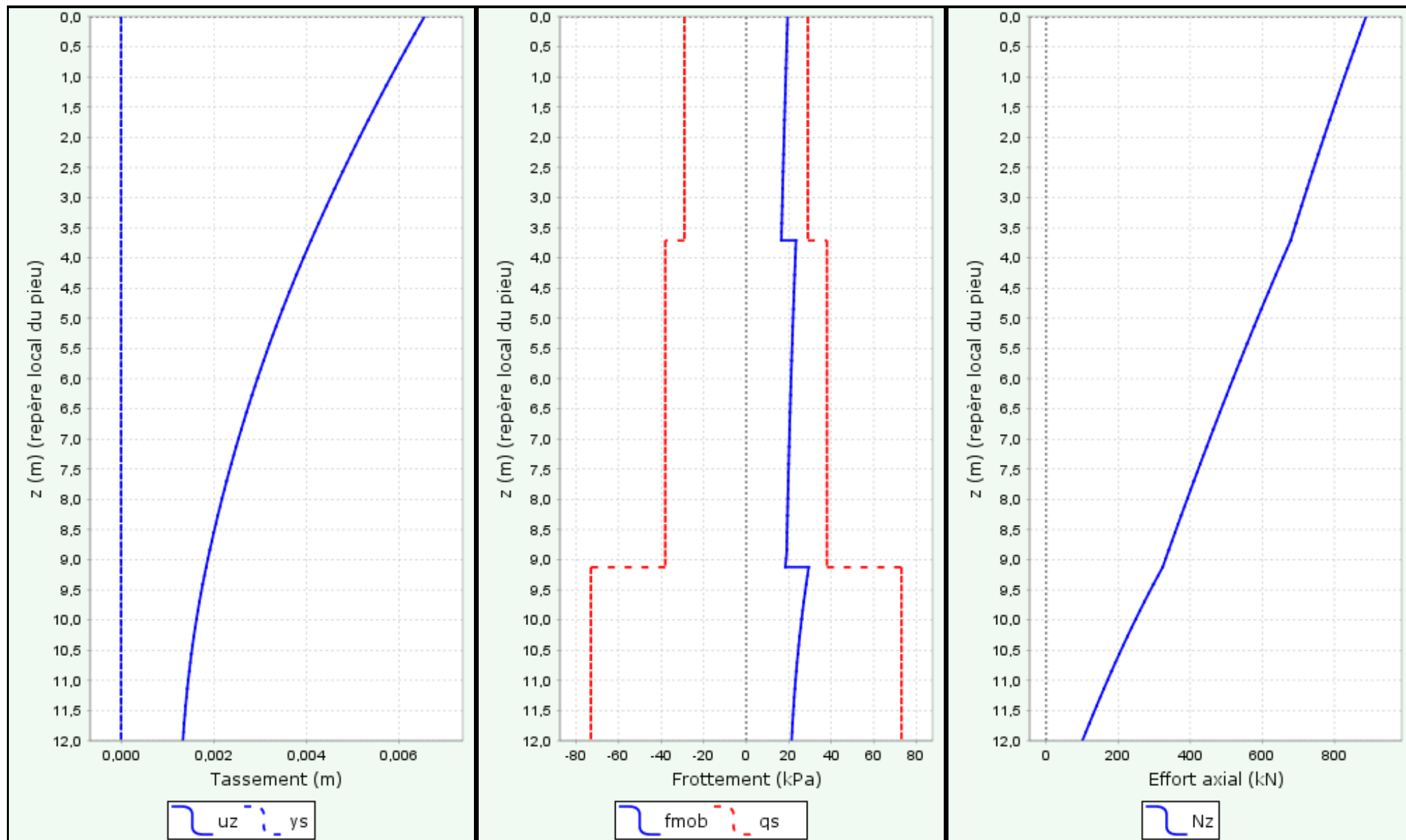
Comportement latéral pour le cas de chargement 2 et pour le pieu 1



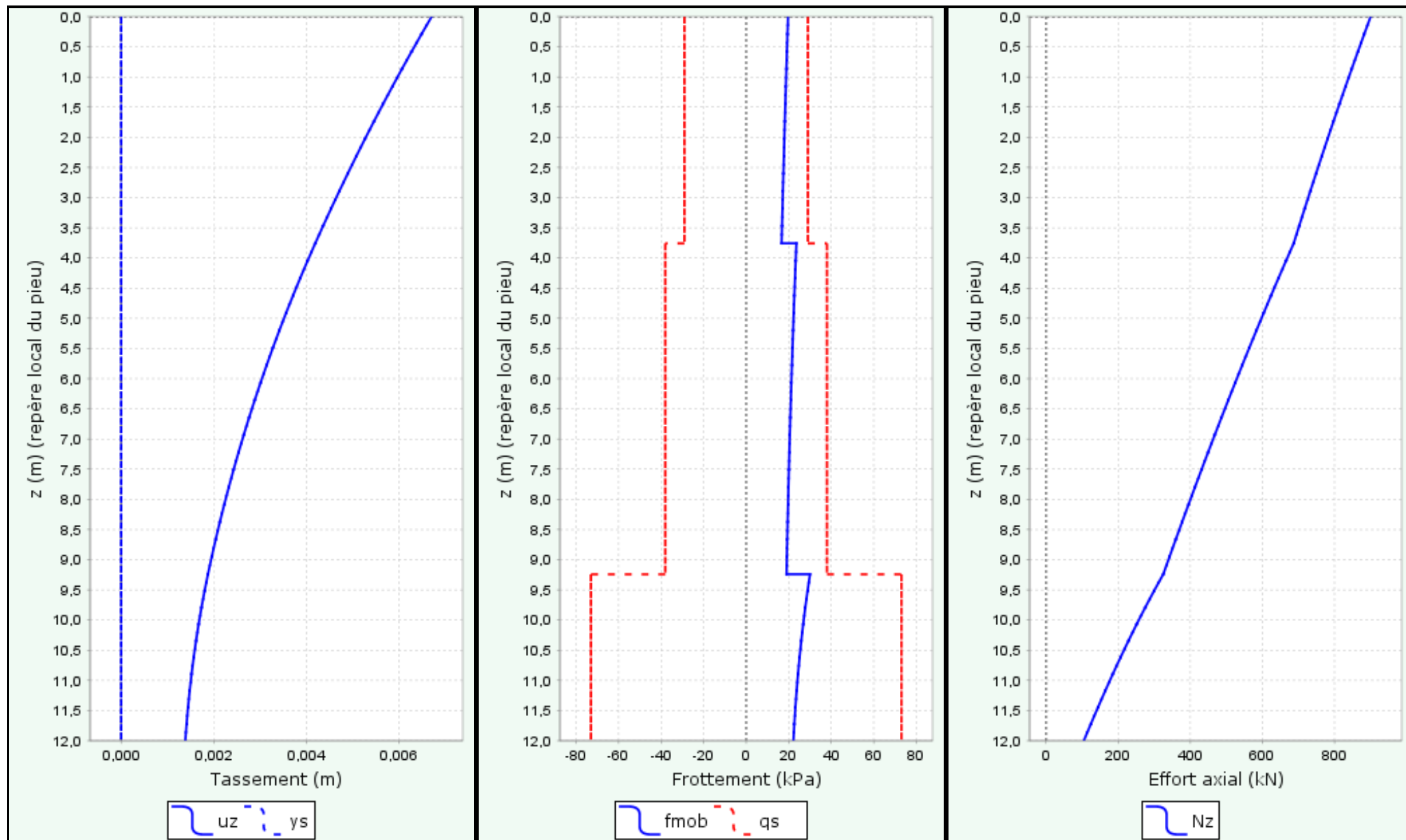
Comportement latéral pour le cas de chargement 2 et pour le pieu 2



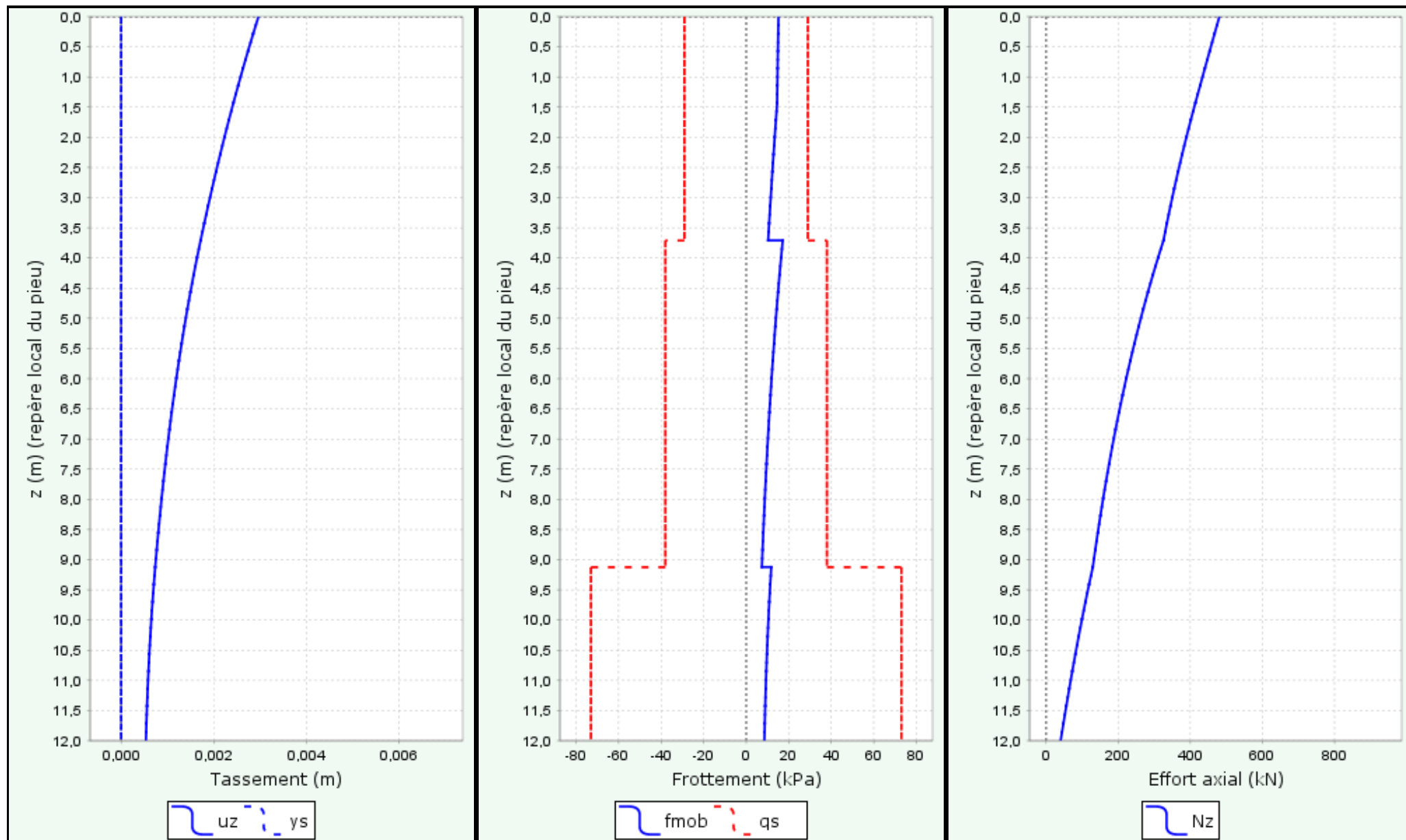
Comportement axial pour le cas de chargement 1 et pour le pieu 1



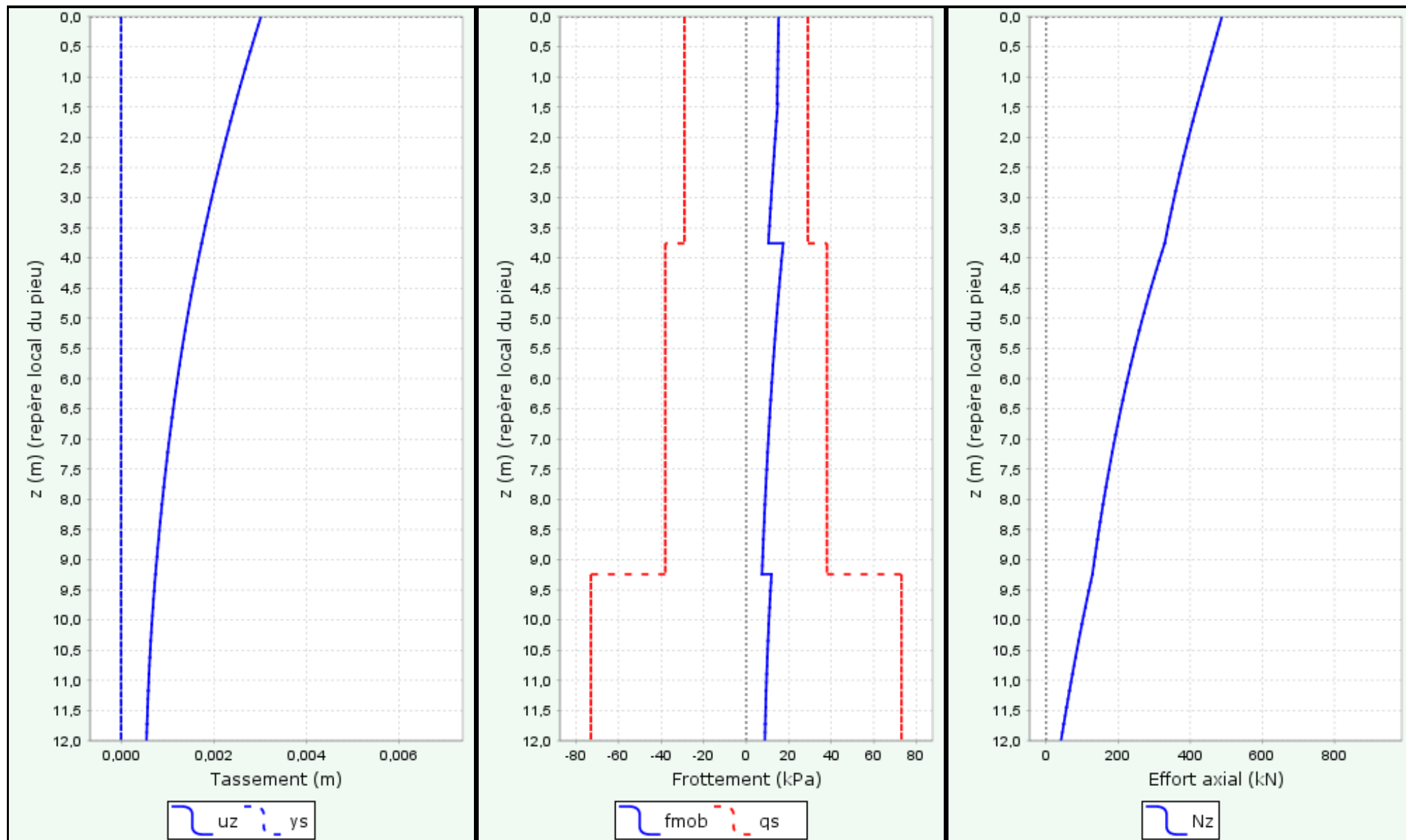
Comportement axial pour le cas de chargement 1 et pour le pieu 2



Comportement axial pour le cas de chargement 2 et pour le pieu 1



Comportement axial pour le cas de chargement 2 et pour le pieu 2



Annexe 4 : Calcul Foxta V4 – Justification des fondations du doublet de poteaux 1007+1008

Données

Titre du projet : Palais de Justice - Façade contemporaine

Numéro d'affaire : 000

Commentaires : N/A

Titre du calcul : Facade contemporaine - Poteaux 1007+1008 (Cas3)

Mode général : Mode Groupie+

Mode Groupie+ : Mode simplifié

Pas maximal (m) : 0,30

Modifier les paramètres avancés : Non

Définition des pieux

N°	XP	YP	Cotetête	α	β	L	D	Liaison	Elx	Ely	ES	Γ
1	0,00	-1,00	28,90	15,0	-85,0	12,00	1,00	Articulé	7,36E04	7,36E04	1,18E06	1,00
2	1,00	1,00	28,90	15,0	-85,0	12,00	1,00	Articulé	7,36E04	7,36E04	1,18E06	1,00
3	-1,00	1,00	28,90	15,0	-85,0	12,00	1,00	Articulé	7,36E04	7,36E04	1,18E06	1,00

Raideurs additionnelles en pointe de pieux : Non

Type de courbe de réaction : À partir des données pressiométriques

Type de sollicitation latérale : Sollicitations permanentes en tête dominant

Cote de référence (m) : 28,90

Définition du sol

N°	Nom	Couleur	Cotebase	αY	αX	EM	α	pf*	pl*	qsl	Type de sol	qpl
1	Remblais		25,20	0,0	0,0	3,00E03	0,67	2,00E02	3,00E02	29,00	Sol fin	345,00
2	Alluvions modernes		19,80	0,0	0,0	5,00E03	0,67	3,30E02	5,00E02	38,00	Sol fin	575,00
3	Alluvions anciennes		15,40	0,0	0,0	2,00E04	0,50	1,30E03	2,00E03	73,00	Sol granulaire	2200,00
4	Marnes et Caillasses		11,90	0,0	0,0	3,70E04	0,50	2,15E03	3,30E03	160,00	Sol fin	4785,00
5	Calcaire Grossier		0,00	0,0	0,0	2,00E05	0,50	3,25E03	5,00E03	170,00	Sol fin	7250,00

Cas de chargement

N°	TX	MY	TY	MX	TZ	MZ
1	36,00	67,00	-372,00	-521,00	1279,00	42,00
2	36,00	67,00	-372,00	-521,00	1594,00	42,00

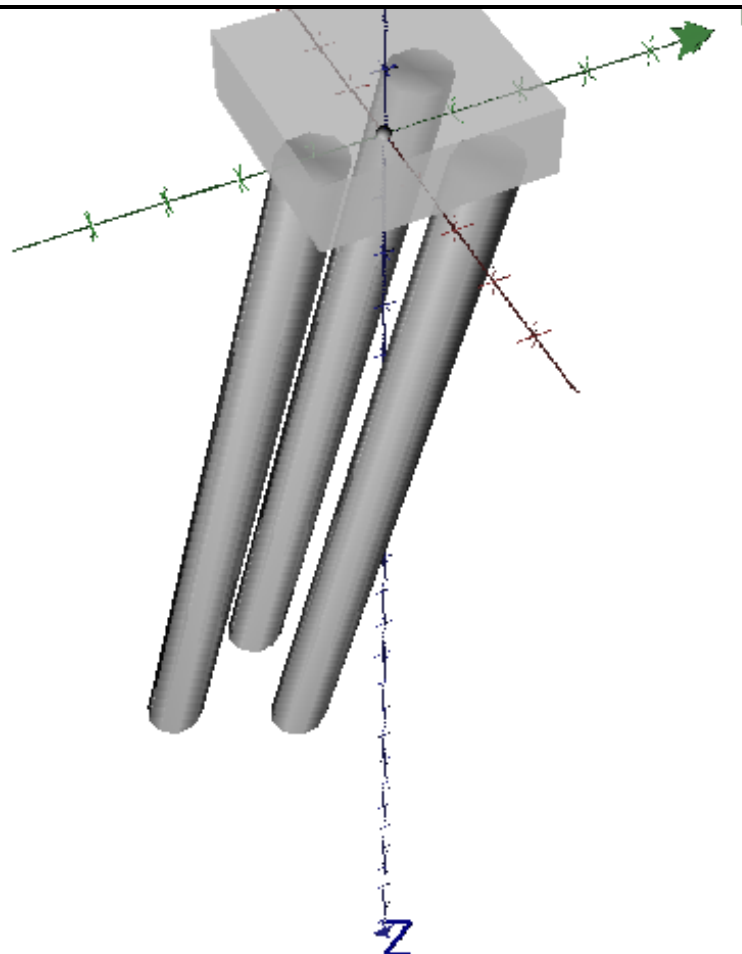


FoXta v4
v4.1.16

Imprimé le : 20/11/2024 - 18:18:40
Calcul réalisé par : MAGEO

Projet : Dimensionnement facade contemporaine v4
Module : Groupie+ (Cas 3/3)
Titre du calcul : Facade contemporaine - Poteaux 1007+1008

Onglet "Paramètres généraux"



Chargement/déplacement de la semelle

N° cas charge	TX	MY	TY	MX	TZ	MZ	UX	rot/Y	UY	rot/X	UZ	rot/Z
1	36,00	67,00	-372,00	-521,00	1279,00	42,00	4,478E-04	1,152E-04	-1,962E-03	-3,025E-03	3,771E-03	4,136E-04
2	36,00	67,00	-372,00	-521,00	1594,00	42,00	1,748E-04	1,286E-04	9,556E-04	-3,656E-03	5,659E-03	3,604E-04



FoXta v4
v4.1.16

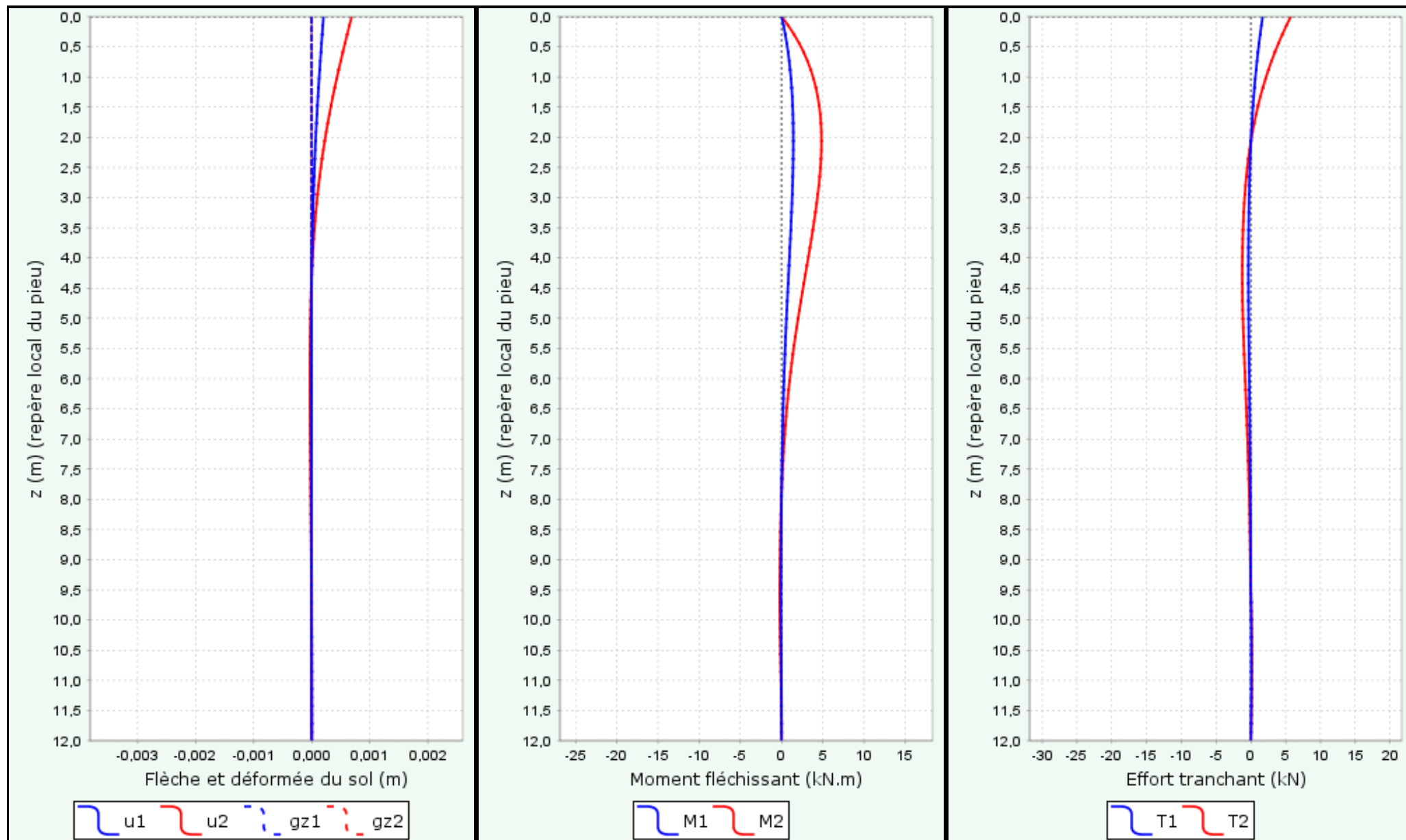
Imprimé le : 20/11/2024 - 18:18:40
Calcul réalisé par : MAGEO

Projet : Dimensionnement facade contemporaine v4
Module : Groupie+ (Cas 3/3)
Titre du calcul : Facade contemporaine - Poteaux 1007+1008

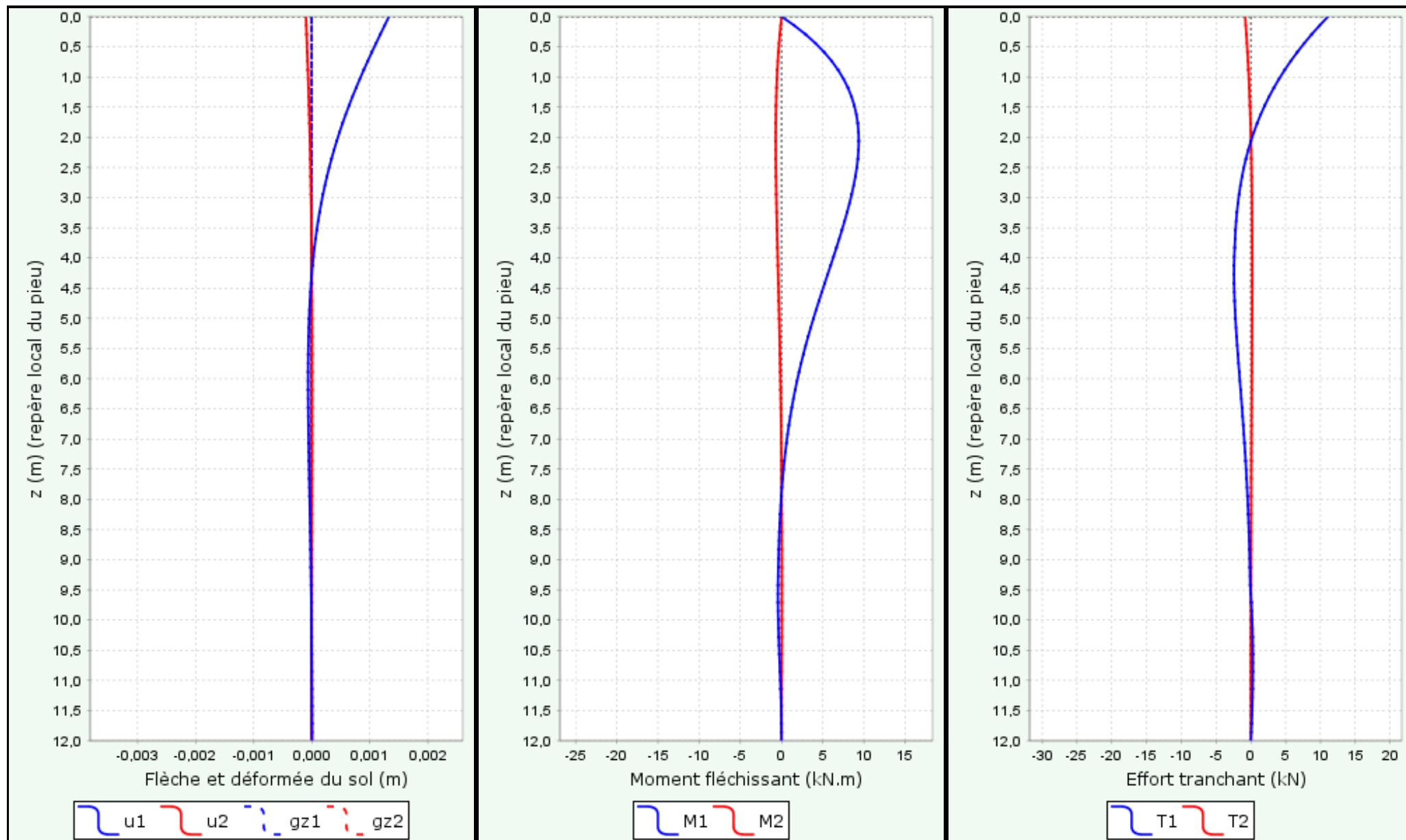
Efforts en tête des pieux

N° cas charge	N° pieu	T1	M1	T2	M2	Tz	Mz
1	1	1,679	0,000	5,722	0,000	932,199	0,000
1	2	11,073	0,000	-0,840	0,000	164,470	0,000
1	3	17,205	0,000	-1,441	0,000	235,477	0,000
2	1	-27,360	0,000	5,134	0,000	1087,470	0,000
2	2	-14,716	0,000	-0,585	0,000	239,088	0,000
2	3	-9,494	0,000	-1,108	0,000	309,851	0,000

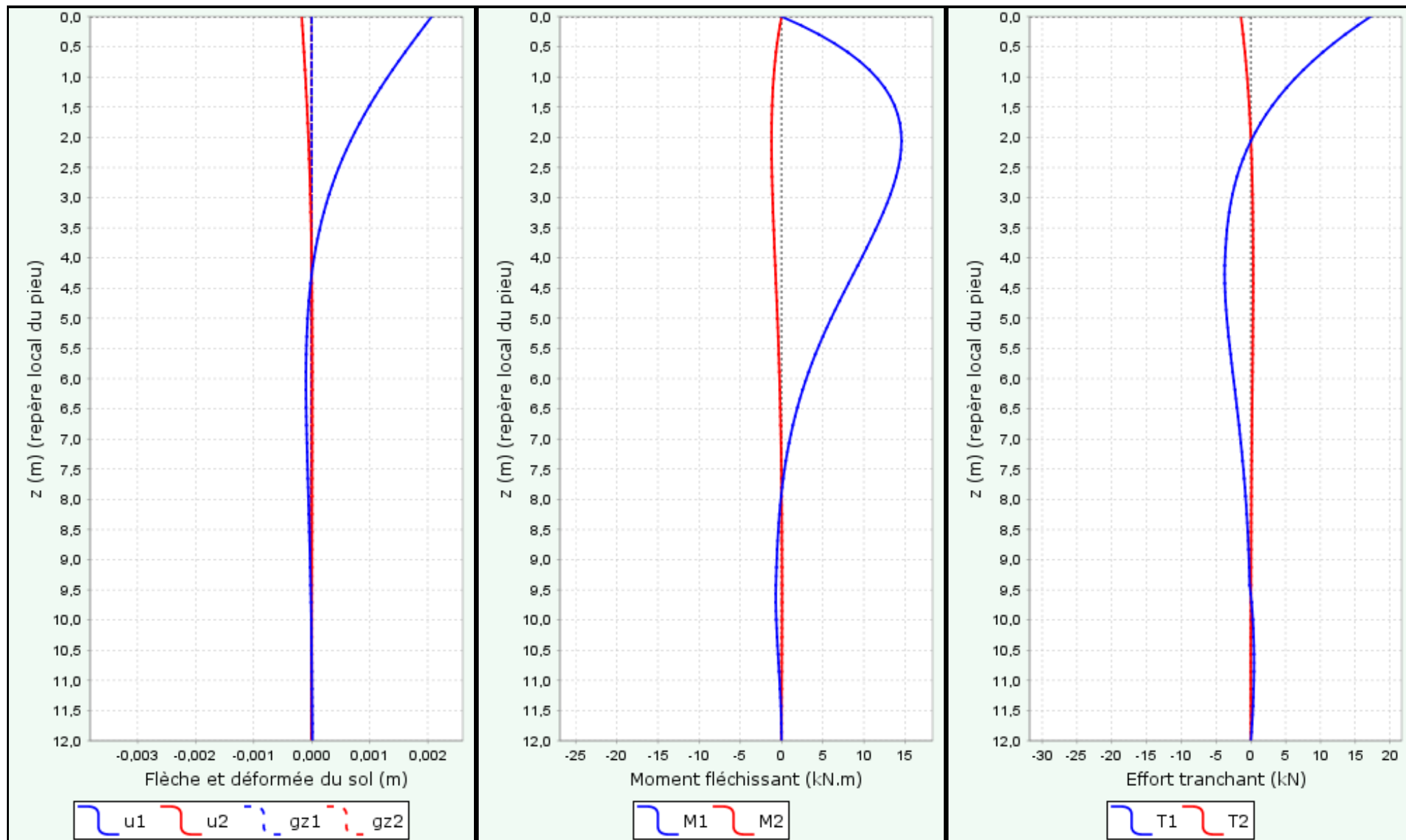
Comportement latéral pour le cas de chargement 1 et pour le pieu 1



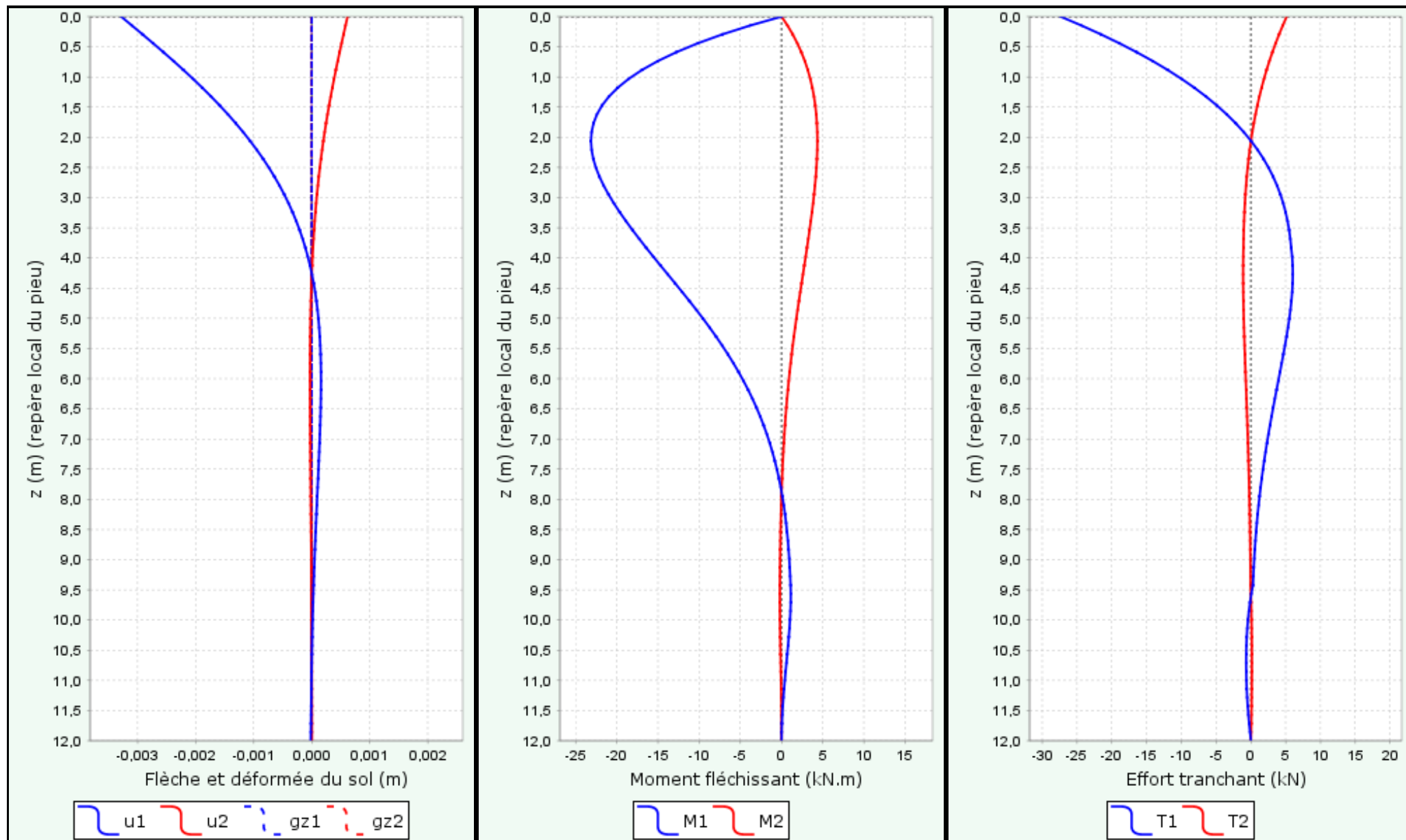
Comportement latéral pour le cas de chargement 1 et pour le pieu 2



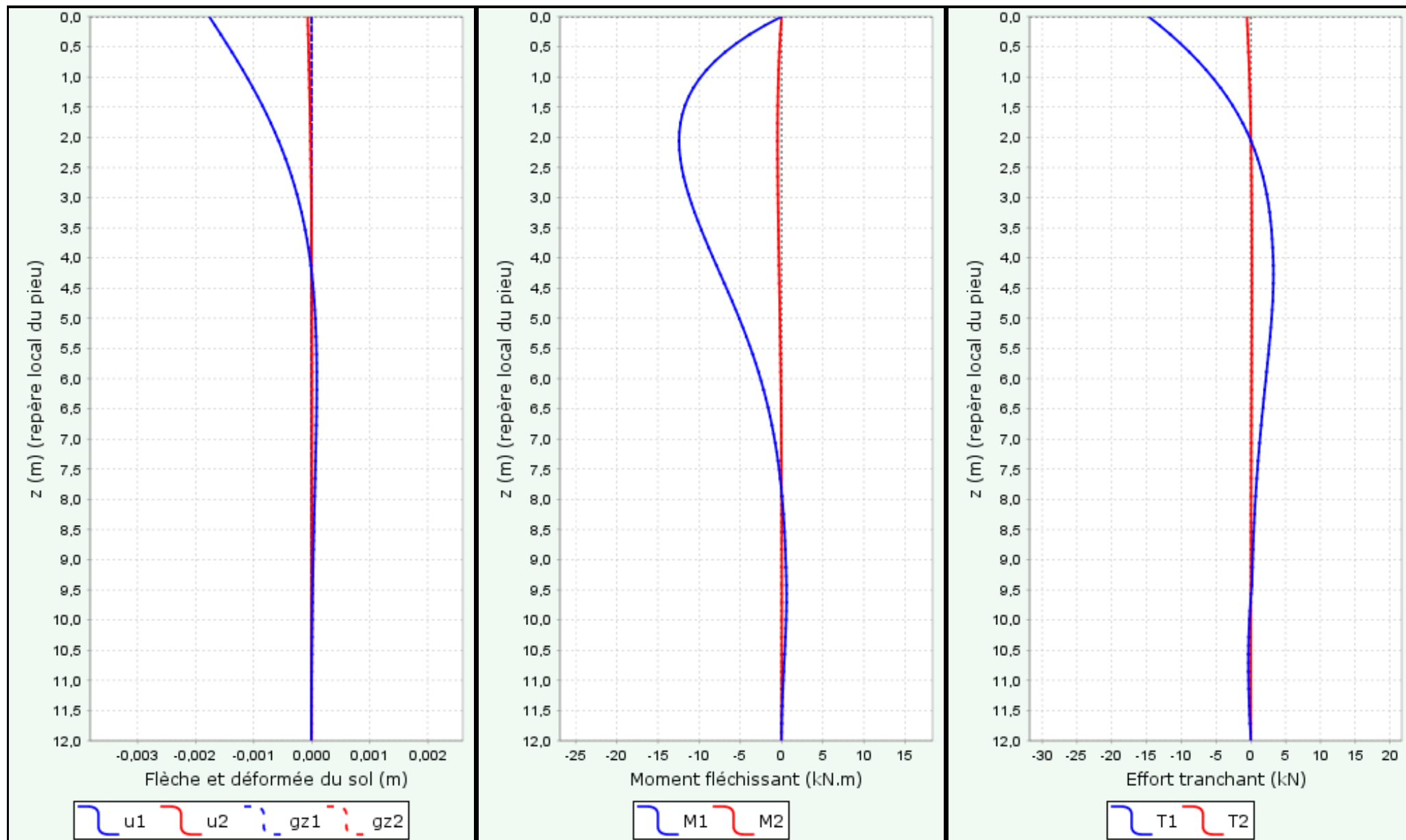
Comportement latéral pour le cas de chargement 1 et pour le pieu 3



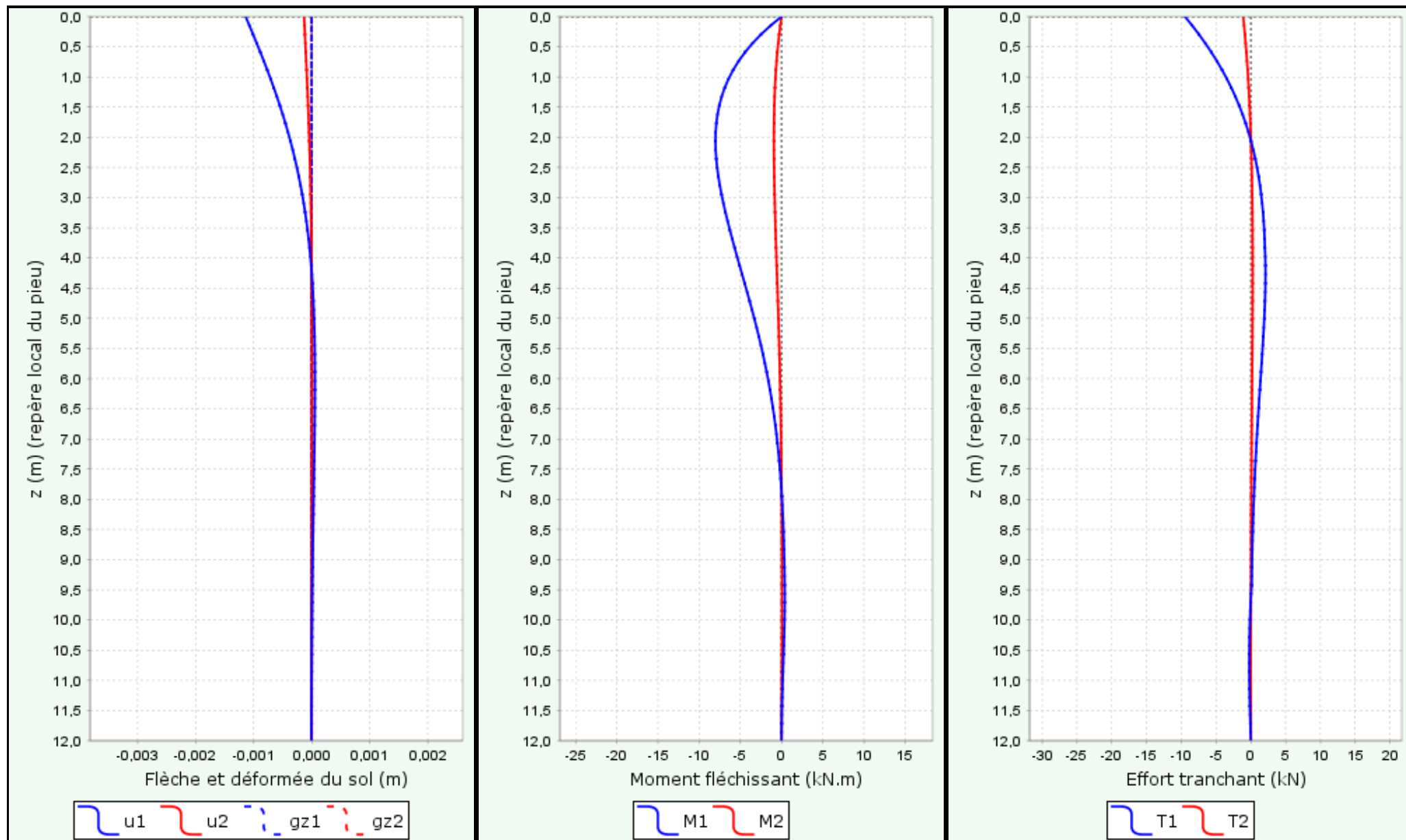
Comportement latéral pour le cas de chargement 2 et pour le pieu 1



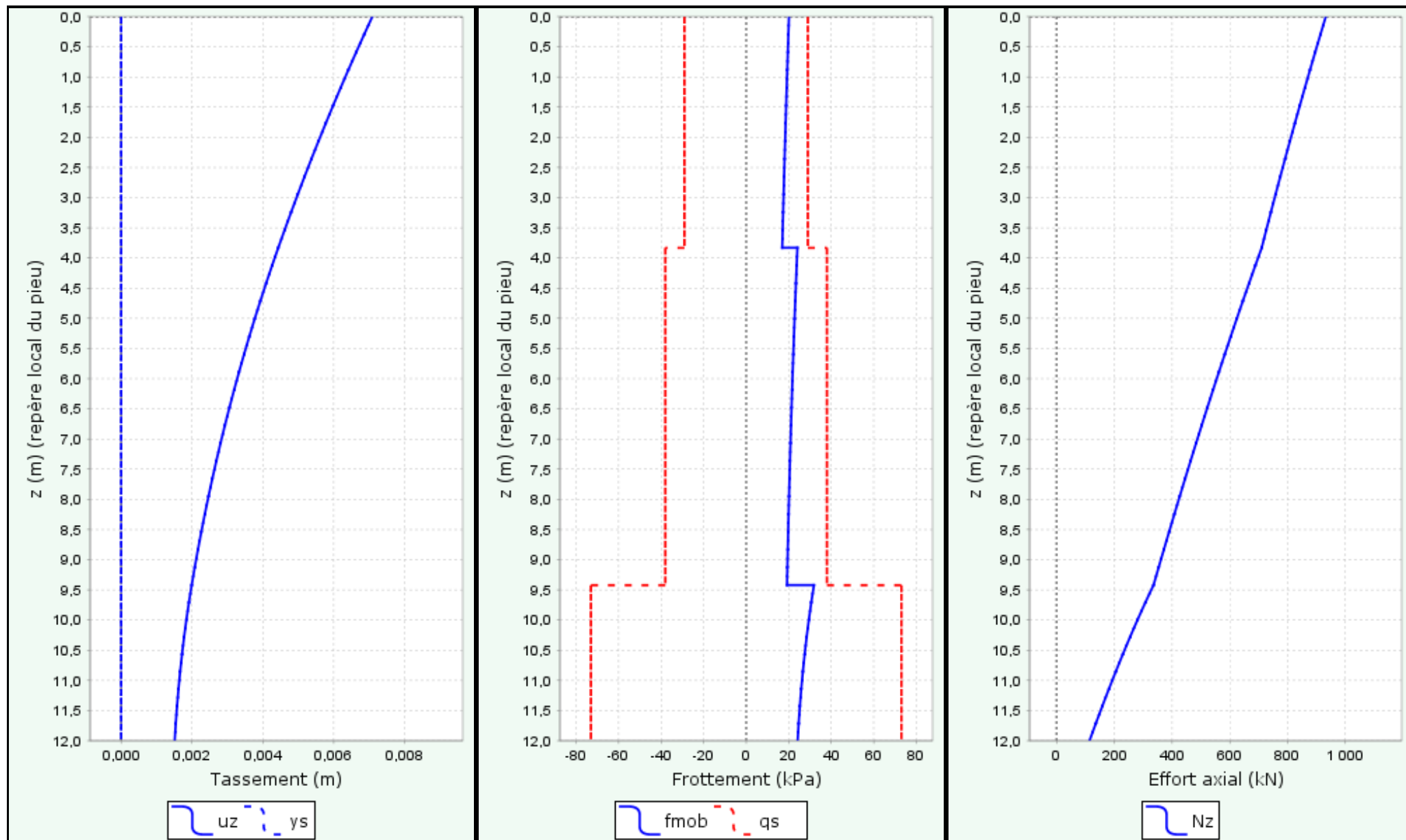
Comportement latéral pour le cas de chargement 2 et pour le pieu 2



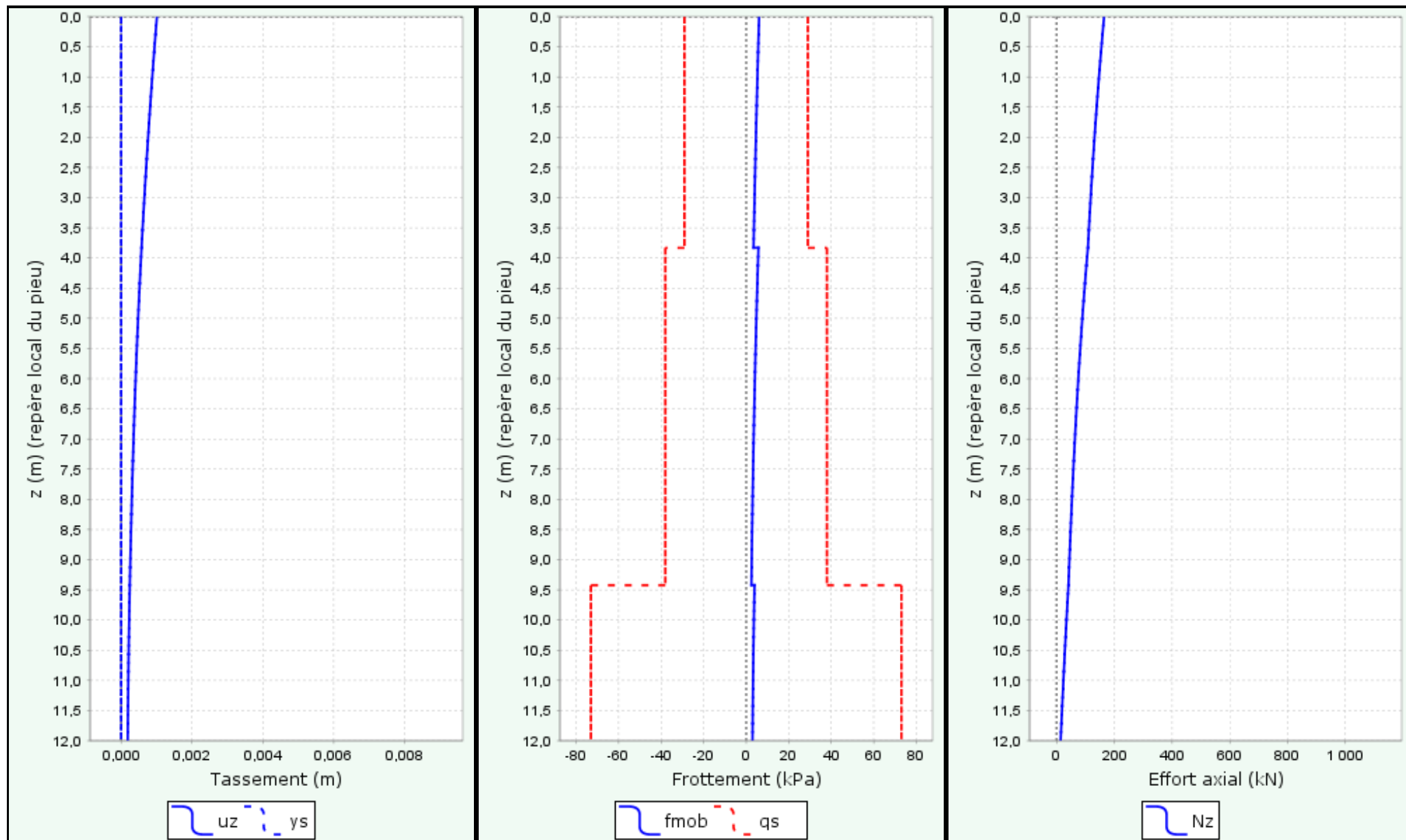
Comportement latéral pour le cas de chargement 2 et pour le pieu 3



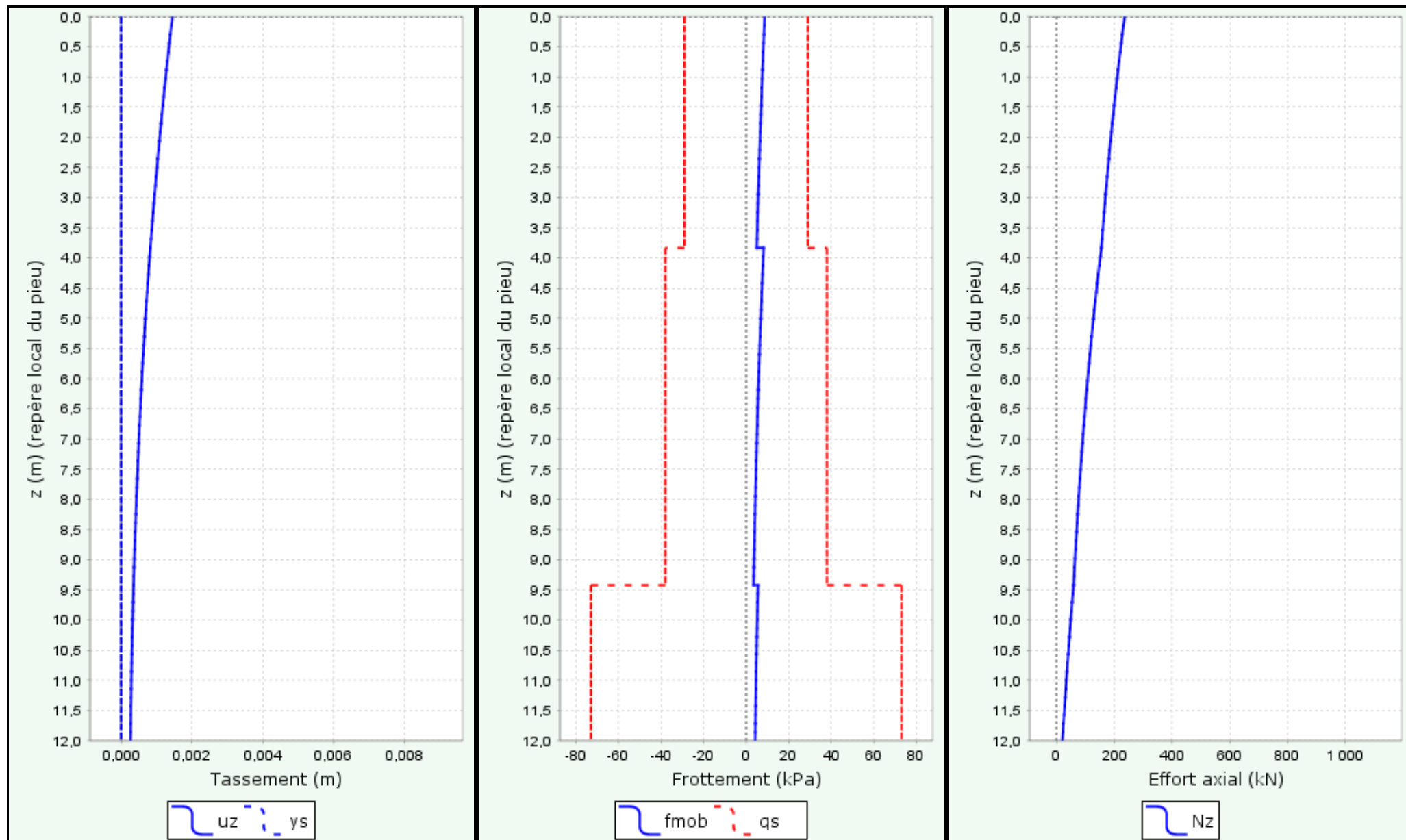
Comportement axial pour le cas de chargement 1 et pour le pieu 1



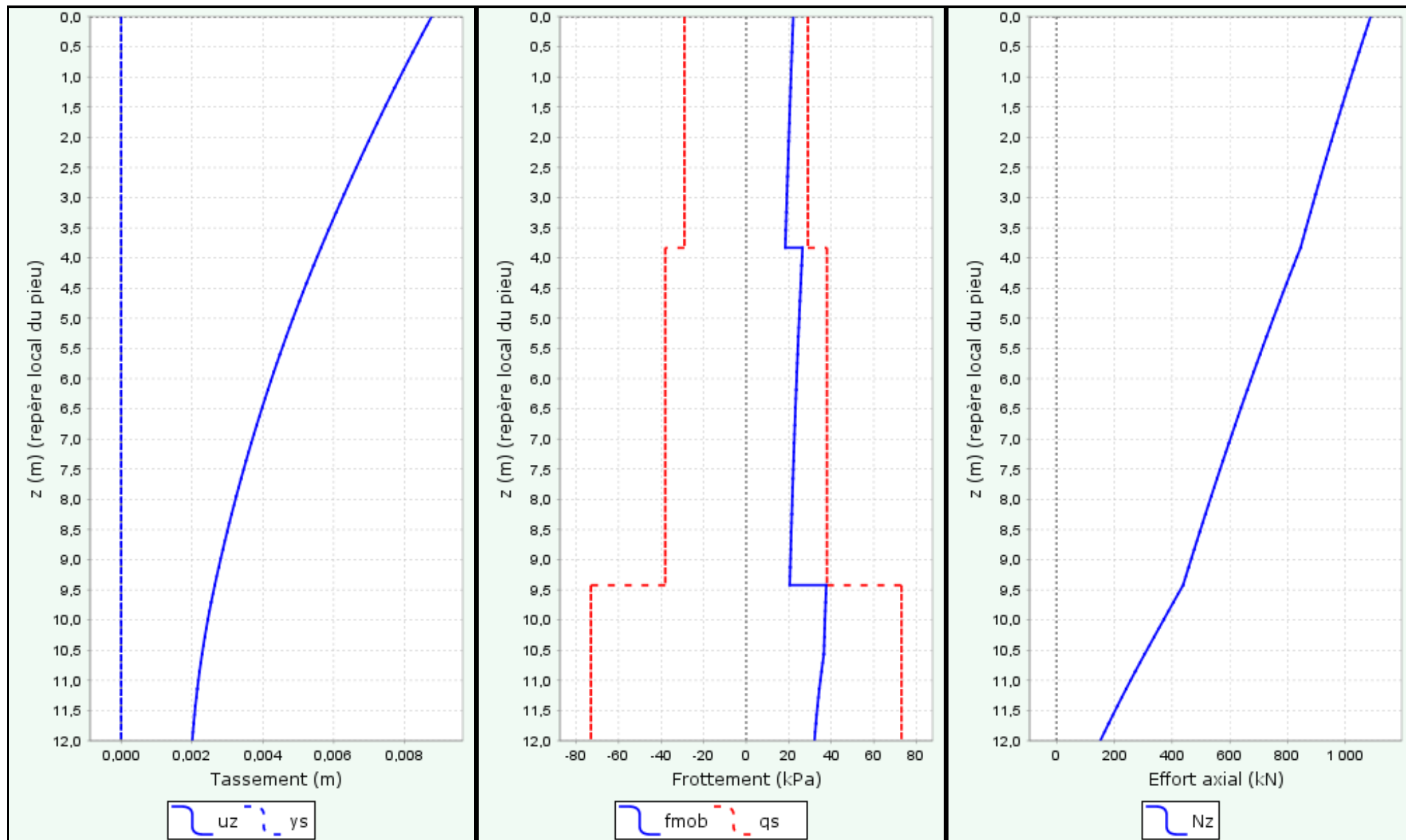
Comportement axial pour le cas de chargement 1 et pour le pieu 2



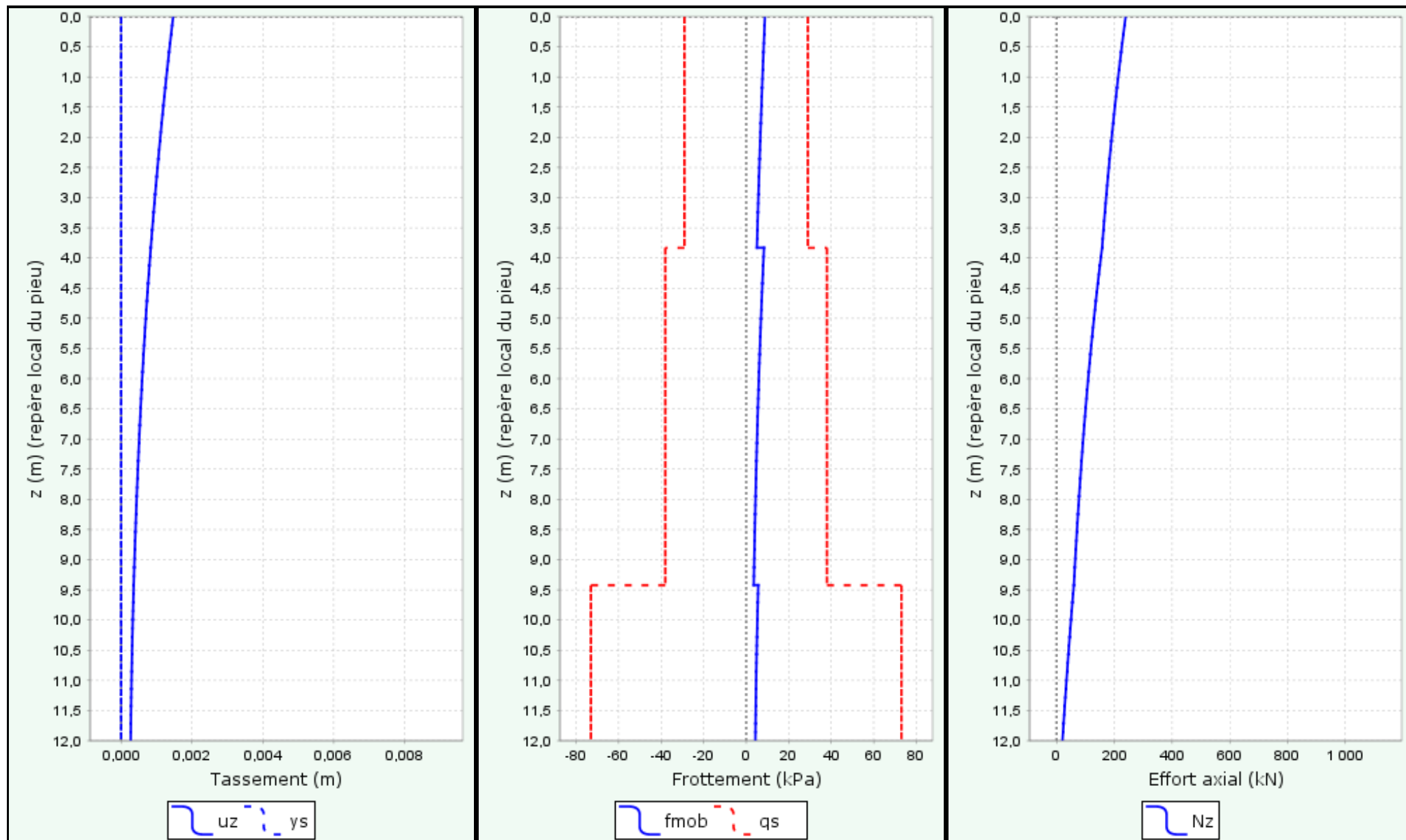
Comportement axial pour le cas de chargement 1 et pour le pieu 3



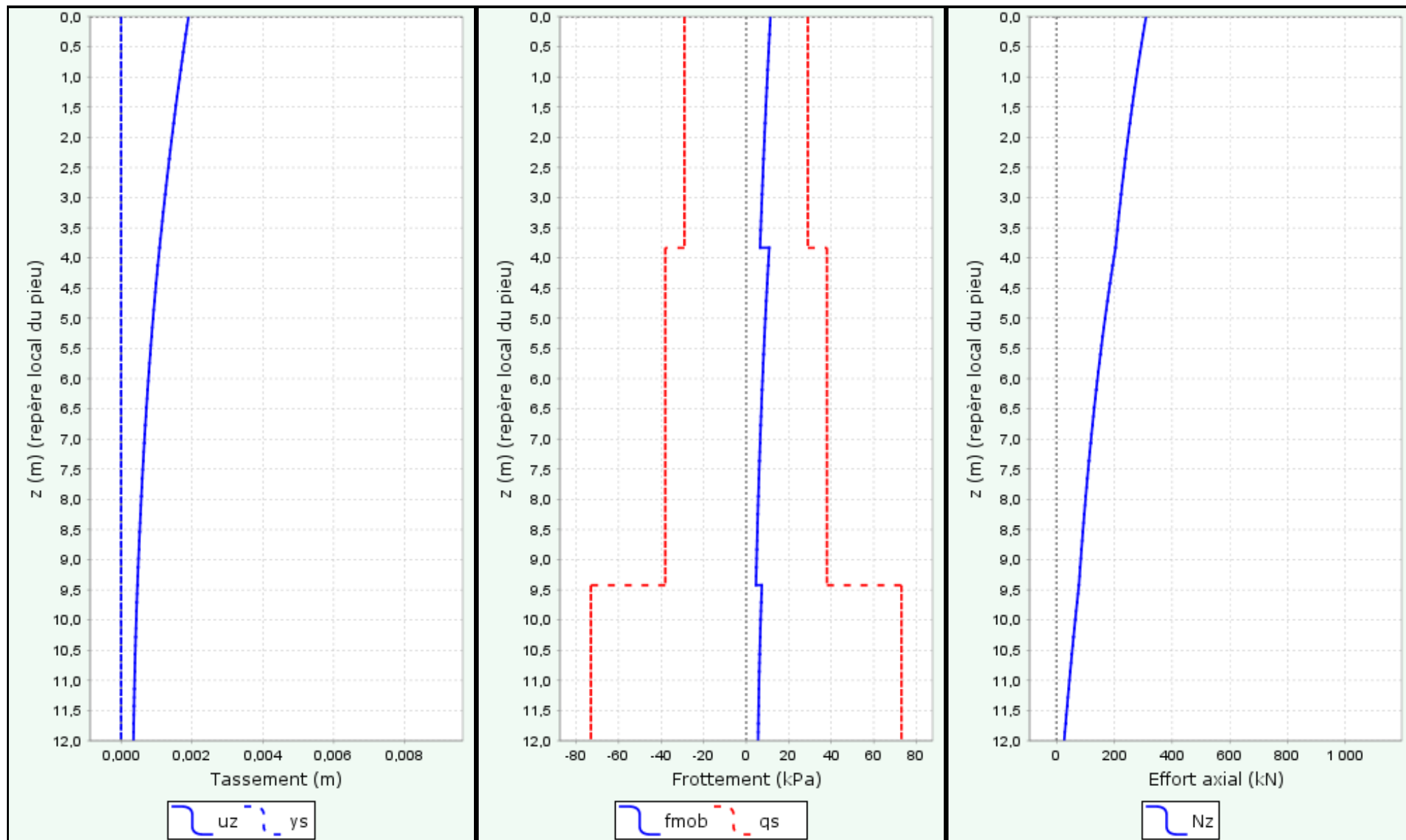
Comportement axial pour le cas de chargement 2 et pour le pieu 1



Comportement axial pour le cas de chargement 2 et pour le pieu 2



Comportement axial pour le cas de chargement 2 et pour le pieu 3



Annexe 5 : Descentes de charge de la façade médiévale

kN/m²
ELS (G+Q)

4

4

			Mur 1	Mur 2	Mur 3	Mur 4	Mur 5	Mur 6
	Nexi	kN	8758.9	9268.7	9377.9	7139.9	6592.1	7017.3
	M exi	kNm	891	935	937	748	696	708
	e exi	m	0.10	0.10	0.10	0.10	0.11	0.10
	p+	bars	7.71	6.88	6.58	7.21	7.35	7.12
	p-	bars	5.37	4.89	4.76	4.18	4.38	4.47
1	N projet	kN	8585.0	9093.7	9255.0	7001.1	6475.3	6984.8
	M projet	kNm	691	381	-398	-484	-509	-348
	e projet	m	0.08	0.04	-0.04	-0.07	-0.08	-0.05
	p+	bars	7.23	5.99	4.80	4.16	4.25	4.78
	p-	bars	5.42	5.18	5.57	6.12	6.42	6.08
2	dM effet tirant	300 kN	570	570	570	570	570	570
3	dM batiment adossé	25%	43	126	321	284	281	242
1+2+3	M corrigé	kNm	1304	1077	493	370	342	464
	e corrigé	m	0.152	0.118	0.053	0.053	0.053	0.066
	p+	bars	8.33	6.98	5.94	6.20	6.37	6.56
	p-	bars	4.91	4.68	4.98	4.70	4.91	4.82
			8%	1%	-10%	-14%	-13%	-8%
			-9%	-4%	5%	13%	12%	8%

ELS QP (G+0.6 Q)

			Mur 1	Mur 2	Mur 3	Mur 4	Mur 5	Mur 6
	Nexi	kN	8493.2	8997.4	9115.8	6878.9	6352.2	6773.0
	M exi	kNm	979	1012	1014	784	745	753
	e exi	m	0.12	0.11	0.11	0.11	0.12	0.11
	p+	bars	7.68	6.83	6.53	7.10	7.26	7.02
	p-	bars	5.12	4.67	4.56	3.92	4.09	4.20
1	N projet	kN	8356.2	8858.3	9026.5	6774.1	6265.0	6767.8
	M projet	kNm	815	619	-172	-315	-355	-223
	e projet	m	0.10	0.07	-0.02	-0.05	-0.06	-0.03
	p+	bars	7.30	6.19	4.95	4.39	4.45	4.88
	p-	bars	5.16	4.86	5.29	5.67	5.97	5.71
2	dM effet tirant	300 kN	570	570	570	570	570	570
3	dM batiment adossé	25%	35	89	286	256	259	227
1+2+3	M corrigé	kNm	1420	1277	684	511	474	574
	e corrigé	m	0.170	0.144	0.076	0.075	0.076	0.085
	p+	bars	8.38	7.12	6.05	6.36	6.52	6.63
	p-	bars	4.65	4.40	4.72	4.30	4.50	4.47
			9%	4%	-7%	-10%	-10%	-6%
			-9%	-6%	4%	10%	10%	7%

G

			Mur 1	Mur 2	Mur 3	Mur 4	Mur 5	Mur 6
	Nexi	kN	8094.7	8590.5	8722.8	6487.4	5992.3	6406.4
	M exi	kNm	1110	1128	1129	838	817	822
	e exi	m	0.14	0.13	0.13	0.13	0.14	0.13
	p+	bars	7.64	6.75	6.45	6.93	7.14	6.88
	p-	bars	4.73	4.34	4.25	3.54	3.65	3.80
1	N projet	kN	8012.9	8505.1	8683.8	6433.5	5949.5	6442.3
	M projet	kNm	1001	975	166	-61	-125	-34
	e projet	m	0.12	0.11	0.02	-0.01	-0.02	-0.01
	p+	bars	7.39	6.48	5.19	4.74	4.76	5.03
	p-	bars	4.76	4.40	4.87	4.99	5.29	5.16
2	dM effet tirant	300 kN	570	570	570	570	570	570
3	dM batiment adossé	25%	24	33	235	214	226	204
1+2+3	M corrigé	kNm	1595	1578	971	722	671	740
	e corrigé	m	0.199	0.185	0.112	0.112	0.113	0.115
	p+	bars	8.45	7.34	6.23	6.61	6.74	6.73
	p-	bars	4.26	3.97	4.34	3.69	3.88	3.96
			11%	9%	-3%	-5%	-6%	-2%
			-10%	-9%	2%	4%	6%	4%

kN/m²
ELS (G+Q)

4

4

			Mur 1	Mur 2	Mur 3	Mur 4	Mur 5	Mur 6
	Nexi	kN	8758.9	9268.7	9377.9	7139.9	6592.1	7017.3
	M exi	kNm	891	935	937	748	696	708
	e exi	m	0.10	0.10	0.10	0.10	0.11	0.10
	p+	bars	7.71	6.88	6.58	7.21	7.35	7.12
	p-	bars	5.37	4.89	4.76	4.18	4.38	4.47
1	N projet	kN	8585.0	9093.7	9255.0	7001.1	6475.3	6984.8
	M projet	kNm	691	381	-398	-484	-509	-348
	e projet	m	0.08	0.04	-0.04	-0.07	-0.08	-0.05
	p+	bars	7.23	5.99	4.80	4.16	4.25	4.78
	p-	bars	5.42	5.18	5.57	6.12	6.42	6.08
2	dM effet tirant	250 kN	475	475	475	475	475	475
3	dM batiment adossé	40%	68	202	513	454	450	388
1+2+3	M corrigé	kNm	1234	1058	590	445	416	515
	e corrigé	m	0.144	0.116	0.064	0.064	0.064	0.074
	p+	bars	8.21	6.95	6.06	6.38	6.55	6.67
	p-	bars	4.97	4.69	4.92	4.58	4.78	4.74
			6%	1%	-8%	-11%	-11%	-6%
			-8%	-4%	3%	10%	9%	6%

ELS QP (G+0.6 Q)

			Mur 1	Mur 2	Mur 3	Mur 4	Mur 5	Mur 6
	Nexi	kN	8493.2	8997.4	9115.8	6878.9	6352.2	6773.0
	M exi	kNm	979	1012	1014	784	745	753
	e exi	m	0.12	0.11	0.11	0.11	0.12	0.11
	p+	bars	7.68	6.83	6.53	7.10	7.26	7.02
	p-	bars	5.12	4.67	4.56	3.92	4.09	4.20
1	N projet	kN	8356.2	8858.3	9026.5	6774.1	6265.0	6767.8
	M projet	kNm	815	619	-172	-315	-355	-223
	e projet	m	0.10	0.07	-0.02	-0.05	-0.06	-0.03
	p+	bars	7.30	6.19	4.95	4.39	4.45	4.88
	p-	bars	5.16	4.86	5.29	5.67	5.97	5.71
2	dM effet tirant	250 kN	475	475	475	475	475	475
3	dM batiment adossé	40%	56	142	458	409	415	363
1+2+3	M corrigé	kNm	1346	1236	761	569	534	616
	e corrigé	m	0.161	0.140	0.084	0.084	0.085	0.091
	p+	bars	8.25	7.07	6.15	6.50	6.67	6.72
	p-	bars	4.71	4.42	4.67	4.20	4.39	4.41
			7%	3%	-6%	-8%	-8%	-4%
			-8%	-5%	3%	7%	7%	5%

G

			Mur 1	Mur 2	Mur 3	Mur 4	Mur 5	Mur 6
	Nexi	kN	8094.7	8590.5	8722.8	6487.4	5992.3	6406.4
	M exi	kNm	1110	1128	1129	838	817	822
	e exi	m	0.14	0.13	0.13	0.13	0.14	0.13
	p+	bars	7.64	6.75	6.45	6.93	7.14	6.88
	p-	bars	4.73	4.34	4.25	3.54	3.65	3.80
1	N projet	kN	8012.9	8505.1	8683.8	6433.5	5949.5	6442.3
	M projet	kNm	1001	975	166	-61	-125	-34
	e projet	m	0.12	0.11	0.02	-0.01	-0.02	-0.01
	p+	bars	7.39	6.48	5.19	4.74	4.76	5.03
	p-	bars	4.76	4.40	4.87	4.99	5.29	5.16
2	dM effet tirant	250 kN	475	475	475	475	475	475
3	dM batiment adossé	40%	38	52	375	342	362	326
1+2+3	M corrigé	kNm	1514	1502	1017	756	712	767
	e corrigé	m	0.189	0.177	0.117	0.117	0.120	0.119
	p+	bars	8.31	7.23	6.28	6.69	6.84	6.79
	p-	bars	4.33	4.02	4.31	3.63	3.80	3.92
			9%	7%	-3%	-3%	-4%	-1%
			-8%	-7%	1%	3%	4%	3%

kN/m²
ELS (G+Q)

4

4

		Mur 1	Mur 2	Mur 3	Mur 4	Mur 5	Mur 6	
1 2 3 1+2+3	Nexi	kN	8758.9	9268.7	9377.9	7139.9	6592.1	7017.3
	M exi	kNm	891	935	937	748	696	708
	e exi	m	0.10	0.10	0.10	0.10	0.11	0.10
	p+	bars	7.71	6.88	6.58	7.21	7.35	7.12
	p-	bars	5.37	4.89	4.76	4.18	4.38	4.47
	N projet	kN	8585.0	9093.7	9255.0	7001.1	6475.3	6984.8
	M projet	kNm	691	381	-398	-484	-509	-348
	e projet	m	0.08	0.04	-0.04	-0.07	-0.08	-0.05
	p+	bars	7.23	5.99	4.80	4.16	4.25	4.78
	p-	bars	5.42	5.18	5.57	6.12	6.42	6.08
	dM effet tirant	kNm						
	dM batiment adossé	kNm						
	M corrigé	kNm	691	381	-398	-484	-509	-348
	e corrigé	m	0.081	0.042	-0.043	-0.069	-0.079	-0.050
	p+	bars	7.23	5.99	4.80	4.16	4.25	4.78
	p-	bars	5.42	5.18	5.57	6.12	6.42	6.08
			-6%	-13%	-27%	-42%	-42%	-33%
		1%	6%	17%	46%	47%	36%	

ELS QP (G+0.6 Q)

		Mur 1	Mur 2	Mur 3	Mur 4	Mur 5	Mur 6	
1 2 3 1+2+3	Nexi	kN	8493.2	8997.4	9115.8	6878.9	6352.2	6773.0
	M exi	kNm	979	1012	1014	784	745	753
	e exi	m	0.12	0.11	0.11	0.11	0.12	0.11
	p+	bars	7.68	6.83	6.53	7.10	7.26	7.02
	p-	bars	5.12	4.67	4.56	3.92	4.09	4.20
	N projet	kN	8356.2	8858.3	9026.5	6774.1	6265.0	6767.8
	M projet	kNm	815	619	-172	-315	-355	-223
	e projet	m	0.10	0.07	-0.02	-0.05	-0.06	-0.03
	p+	bars	7.30	6.19	4.95	4.39	4.45	4.88
	p-	bars	5.16	4.86	5.29	5.67	5.97	5.71
	dM effet tirant	kNm						
	dM batiment adossé	kNm						
	M corrigé	kNm	815	619	-172	-315	-355	-223
	e corrigé	m	0.098	0.070	-0.019	-0.047	-0.057	-0.033
	p+	bars	7.30	6.19	4.95	4.39	4.45	4.88
	p-	bars	5.16	4.86	5.29	5.67	5.97	5.71
			-5%	-9%	-24%	-38%	-39%	-31%
		1%	4%	16%	45%	46%	36%	

G

		Mur 1	Mur 2	Mur 3	Mur 4	Mur 5	Mur 6	
1 2 3 1+2+3	Nexi	kN	8094.7	8590.5	8722.8	6487.4	5992.3	6406.4
	M exi	kNm	1110	1128	1129	838	817	822
	e exi	m	0.14	0.13	0.13	0.13	0.14	0.13
	p+	bars	7.64	6.75	6.45	6.93	7.14	6.88
	p-	bars	4.73	4.34	4.25	3.54	3.65	3.80
	N projet	kN	8012.9	8505.1	8683.8	6433.5	5949.5	6442.3
	M projet	kNm	1001	975	166	-61	-125	-34
	e projet	m	0.12	0.11	0.02	-0.01	-0.02	-0.01
	p+	bars	7.39	6.48	5.19	4.74	4.76	5.03
	p-	bars	4.76	4.40	4.87	4.99	5.29	5.16
	dM effet tirant	kNm						
	dM batiment adossé	kNm						
	M corrigé	kNm	1001	975	166	-61	-125	-34
	e corrigé	m	0.125	0.115	0.019	-0.010	-0.021	-0.005
	p+	bars	7.39	6.48	5.19	4.74	4.76	5.03
	p-	bars	4.76	4.40	4.87	4.99	5.29	5.16
			-3%	-4%	-20%	-32%	-33%	-27%
		1%	1%	14%	41%	45%	36%	