

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جاتسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

National School of Built and Ground Works Engineering

Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de bases

Thème

Conception et étude d'un viaduc sur la
pénétrante de la ville de Ténès
(Situé de PK 4+212 au PK 4+542)

Présenté par :

M^{elle}. Nouha Khouloud CHERIF

Encadré par :

Dr. Mohamed AMIEUR

ملخص :

الهدف من هذا العمل هو تصميم ودراسة جسر بطول 330م. المنشأة الفنية عبارة عن جسر مكون من ثلاثة أجزاء: يبلغ طول الجزء المتوسط 152م، فيما يبلغ طول الجزئين الجانبيين 89م لكل واحد منهما، مع 15.5م عرضاً، يستند هذا الجسر على قائمين، القائم الأكثر ارتفاعاً يبلغ 8.5م. تم تنفيذ هذا التصميم الهندسي باستخدام برنامج « RM Bridge »

الكلمات الدلالية:

لبنة الخرسانة الجاهزة، تصميم بالاستطاعة، التابع المتتالي، عتالة متغيرة، خرسانة سابقة الاجهاد.

Summary :

This thesis aims at designing and studying a 330 meters bridge.

The conception shows the reasons why the box girder is to be the most convenient, a viaduct that consists of 3 spans, two shore spans of 89 meters for each and an intermediate main span of 152 meters, carrying a road of 15.5 m width across a river, based on 2 piers (8.5m for the highest).

This Front-End Engineering Design (FEED) was carried out by using the “RM Bridge” softwares model.

Key words: Cantilever, successive, Prestressing, Girders, Precasting.

Résumé :

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'un pont de 330 mètres linéaire.

L'ouvrage est un viaduc composé de 3 travées. Deux travées de rive de 89m et une travée intermédiaire de 152m, avec une largeur de 15.5m, le tablier repose sur 2 piles avec 8.5m de hauteur pour la pile la plus élancée.

La modélisation à été faite à l'aide du logiciel « RM Bridge ».

Mots clés : encorbellements successifs, précontrainte mixte, inertie variable, hauteur variable, voussoir.

Remerciement :

Je remercie d'abord **Ma mère** pour tout ce qu'elle a fait pour moi.

Je tiens à remercier **Dr. Mohamed Amieur** pour son encadrement, ses conseils et ses encouragements tout le long de la réalisation de mon travail.

Mes remerciements s'étendent à **Mr. Abderrahmane Maouchi** de m'avoir conseillé et aidé à réaliser ce travail.

Je remercie également toute ma famille, ainsi que mes amis pour tout le soutien qu'ils m'ont apporté.

Enfin toute mon sympathie, va à tous ceux qui, de près ou de loin m'ont aidé dans la réalisation de ce travail et à la mise au point de cette étude.

Merci à tous.

اهداء

إلى أمي وكفى...

Liste des figures

Figure I-1: Position des sections N°1 et N°2.....	15
Figure I-2 : Tracé en plan et profil en travers de l'ouvrage de franchissement.....	17
Figure I-3 : Profil en long de l'ouvrage de franchissement	18
Figure I-4: Carte de zonage sismique de l'Algérie	21
Figure I-5 : Rose des vents.....	22
Figure I-6 : Températures et précipitations	23
Figure II-1 : Domaine d'emploi de chaque type de ponts.....	28
Figure II-2 : Paramètres du dimensionnement d'un bipoutre à pièces de pont.....	29
Figure II-3 : Coupes transversales, vue en plan et vue en élévation de la 1 ^e variante	30
Figure II-4 : Paramètres du dimensionnement d'un caisson (à gauche, avec pièces de pont avec consoles, à droite, sans pièce de pont).....	32
Figure II-5 : Coupes transversales, vue en plan et vue en élévation de la 2 ^e variante	34
Figure II-6 : Coupes transversales, vue en plan et vue en élévation de la 3 ^e variante	36
Figure II-7 : Découpage en voussoirs	37
Figure II-8 : Variation de la hauteur du tablier.....	38
Figure II-9 : Evaluation du poids propre.....	39
Figure III-1 : Les cas de charges	44
Figure III-2 : Dimensions du trottoir.....	46
Figure IV-1 : Section transversale type (Section sur pile)	58
Figure IV-2 : Variation de la hauteur	59
Figure IV-3 : Fonction de variation de la hauteur	59
Figure IV-4 : Variation de l'épaisseur de l'hourdis inférieur	60
Figure IV-5 : Fonction de variation de l'épaisseur de l'hourdis inférieur	60
Figure IV-6 : Variation de l'épaisseur de l'âme	61
Figure IV-7 : Fonction de variation de l'épaisseur de l'âme.....	61
Figure IV-8 : Section à la clé Figure IV-9 : Section sur pile.....	61
Figure IV-10 : Vues en 3D du tablier	62
Figure IV-11 : Vues en 3D du tablier	62
Figure IV-12 : Piles activées.....	63
Figure IV-13 : Fléaux activés.....	64
Figure IV-14 : Tablier activé.....	64
Figure V-1 : Charges de chantier	65
Figure V-2 : Plan de câblage de fléau	75
Figure VI-1 : Disposition des armatures dans le voussoir sur pile.	78
Figure VI-2 : Disposition des armatures dans le voussoir à la clé.	78
Figure VI-3 : Armatures transversales (1 cadre et 1 épingle).....	80
Figure VII-1 : Vue en 3D du voussoir à la clé.	81
Figure VII-2 : Modèle en 3D du VSP	82
Figure VIII-1 : Définition géométrique de la section	87
Figure VIII-2 : Définition du repère global.....	89
Figure VIII-3 : Définition des abscisses locales	90
Figure IX-1 : Dimensions de la pile.	92

LISTE DES FIGURES

Figure IX-2 : Abaque de R. Walther et B. Houriet	94
Figure IX-3 : Modélisation des fondations (sens longitudinal)	97
Figure IX-4 : Vue en plan de la fondation.....	98
Figure IX-5 : Vue dans le sens longitudinal de la fondation.....	98
Figure IX-6 : Vue dans le sens transversal de la fondation.	98
Figure IX-7 : Abaque de R. Wather.....	100
Figure IX-8 : Ferrailage du pieu.	101

Liste des Tableaux

Tableau I-1 : travaux géotechniques achevés	19
Tableau I-2 : Interprétation des résultats des essais in situ.....	20
Tableau I-3 : Récapitulatif des données géotechniques	21
Tableau I-4 : Vitesses du vent	22
Tableau I-5:Températures moyennes	22
Tableau I-6:Précipitations	23
Tableau II-1:Présentation des trois variantes	28
Tableau II-2 : Appuis de la 1ère variante.	29
Tableau II-3 : Pré-dimensionnement de la 1ère variante	31
Tableau II-4 : Appuis de la 2ème variante.....	33
Tableau II-5 : Pré-dimensionnement de la 2ème variante.	33
Tableau II-6 : Appuis de la 3ème variante.....	35
Tableau II-7 : Pré-dimensionnement de la 3ème variante	37
Tableau II-8 : Propriétés mécaniques des voussoirs sur pile et à la clé.....	38
Tableau II-9 : Analyse multicritères.....	42
Tableau III-1 : Classe de ponts.....	43
Tableau III-2 : Poids propre	46
Tableau III-3 : Variations uniformes	46
Tableau III-4 : Gradient thermique.....	47
Tableau III-5 : Epaisseur à prendre en compte pour la pression du vent	47
Tableau III-6 : Coefficient a_1	48
Tableau III-7 : Valeurs de v_0	48
Tableau III-8 : Système de charges A.....	49
Tableau III-9 : Coefficients bc et charges S.....	50
Tableau III-10 : Système de charges Bc	50
Tableau III-11 : Système de charges Br	50
Tableau III-12 : Système de charge Bt.....	51
Tableau III-13 : L'effort de freinage correspondant à la charge A	52
Tableau III-14 : La force centrifuge	52
Tableau III-15 : Système de charge Mc 120	53
Tableau III-16 : Charges sur les trottoirs	54
Tableau III-17 : Classification des ponts pour la prise en compte du risque sismique.	54
Tableau III-18 : Coefficient d'accélération de zone.....	55
Tableau III-19 : Coefficient multiplicateurs des actions permanentes	55
Tableau III-20 : Coefficient multiplicateurs des actions dues au trafic.....	56
Tableau IV-1 : Propriétés géométriques des sections.....	63
Tableau V-1 : Charges sollicitant le fléau	66
Tableau V-2 : Répartition des câbles de fléau.....	67
Tableau V-3 : Charges sollicitant le tablier après clavage (à vide).....	68
Tableau V-4 : Contraintes en chaque section de voussoirs à la fibre comprimée, en phase de réalisation des fléaux	72
Tableau V-5 : Contraintes en chaque section de voussoirs à la fibre comprimée, en phase d'exploitation	73

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V-6 : contraintes en chaque section de voussoirs à la fibre comprimée, en phase d'exploitation	73
Tableau VI-1 : Efforts dus aux combinaisons d'actions.....	76
Tableau VII-1 : Efforts maximaux sur VSP.	84
Tableau VII-2 : Efforts maximaux sur VSC.	84
Tableau VII-3 : Ferrailage du VSP.	86
Tableau VII-4 : Ferrailage du VSC.	86
Tableau VIII-1 : Coefficients k1 et k2 de la torsion.....	88
Tableau IX-1 : Hauteur et poids propre des piles.....	93
Tableau IX-2 : Efforts maximaux sur les piles.....	93
Tableau IX-3 : Dimensionnement de la semelle.....	98
Tableau IX-4 : Efforts maximaux pour le pieu le plus sollicité	99

Table des matières

Introduction générale	13
I. Chapitre I : Présentation du projet et de l'ouvrage	14
I.1. Introduction :.....	14
I.2. Présentation de l'ouvrage :.....	14
I.3. Zone du projet :.....	14
I.3.1. La wilaya de Chlef :.....	14
I.3.2. La ville de Ténès :	15
I.3.3. Situation du projet :	15
I.4. Données fonctionnelles :.....	16
I.4.1. Tracé en plan :	16
I.4.2. Profil en long :	16
I.4.3. Profil en travers :.....	16
I.5. Données naturelles :	19
I.5.1. Topographie :	19
I.5.2. Hydrologie :	19
I.5.3. Données géotechniques :.....	19
I.5.4. Sismologie :	21
I.5.5. Données climatiques :	22
I.6. Conclusion :	23
II. Chapitre II : Conception générale.....	24
II.1. Introduction :.....	24
II.2. Règlements :.....	24
II.3. Caractéristiques des matériaux.....	24
II.3.1. Béton :	24
II.3.2. Aciers :	25
II.4. Choix du type d'ouvrage :	26
II.5. Proposition de variantes :	27
II.5.1. VARIANTE 1 : Pont mixte : Ouvrage de type bipoutre à pièces de pont avec consoles.....	29
II.5.2. VARIANTE 2 : Pont mixte : Ouvrage de type caisson à pièces de ponts avec consoles.....	32
II.5.3. VARIANTE 3 : Pont caisson en béton précontraint par encorbellements successifs.	35

TABLES DES MATIERES

II.6. Analyse multicritères :	41
II.6.1. Comparaison des variantes :	41
II.7. Conclusion :	42
III. Chapitre III : Charges et surcharges.....	43
III.1. Introduction :	43
III.2. Caractéristiques du pont :	43
III.2.1. Largeur roulable :	43
III.2.2. Largeur chargeable :	43
III.2.3. Nombre de voies :	43
III.2.4. Classe du pont :	43
III.2.5. Les cas de charges :	43
III.3. Evaluation des actions hors trafic :	44
III.3.1. Actions permanentes :	44
III.3.2. Actions variables hors trafic : Actions dues au vent :	47
III.4. Evaluation des actions dues au trafic :	47
III.4.1. Système de charges A :	47
III.4.2. Système de charges B :	49
III.4.3. Effort de freinage :	51
III.4.4. Forces centrifuges :	52
III.4.5. Charges militaires : Système de charges M_c :	53
III.4.6. Charges exceptionnelles : Convois types D :	53
III.4.7. Charges sur les trottoirs :	53
III.5. Actions accidentelles (Séisme)	54
III.5.1. Classification des ponts :	54
III.5.2. Coefficient d'accélération	55
III.6. Combinaisons d'actions :	55
III.6.1. Coefficients pour les actions permanentes :	55
III.6.2. Coefficients pour les actions dues au trafic :	55
III.6.3. Combinaisons d'actions :	56
III.7. Conclusion :	57
IV. Chapitre IV : Modélisation	58
IV.1. Introduction :	58
IV.2. Section transversale :	58

TABLES DES MATIERES

IV.3. Assemblage :	59
IV.4. Propriétés des sections :	63
IV.5. Phases de calcul :	63
IV.5.1. Phase 0 : réalisation des piles :	63
IV.5.2. Phase 1 : réalisation des fléaux.....	64
IV.5.3. Phase 2 : clavage du tablier.	64
IV.5.4. Phase 3 : exploitation.....	64
IV.5.5. Phase 4 : calcul.....	64
IV.6. Conclusion :	64
V. Chapitre V : Etude de la précontrainte	65
V.1. Introduction :	65
V.2. Cinématique de la construction :.....	65
V.3. Principe de câblage :	65
V.4. Précontrainte de fléau :	65
V.4.1. Calcul des sollicitations :	65
V.4.2. Calcul de la précontrainte de fléau :	66
V.5. Précontrainte de continuité :.....	68
V.5.1. Calcul des sollicitations :	68
V.5.2. Calcul de câbles de continuité :	68
V.6. Vérifications :	71
V.6.1. Vérification des câbles de fléau à l'ELU :	71
V.6.2. Vérification des dalles de compression :	71
V.6.3. Vérification des bielles de compression :	73
V.6.4. Vérification des déplacements à l'ELU :	74
V.7. Conclusion :	74
VI. Chapitre VI : Etude des armatures passives :	76
VI.1. Introduction :	76
VI.2. Efforts dus aux combinaisons d'actions:.....	76
VI.3. Armatures longitudinales :	76
VI.3.1. Sur pile :	76
VI.3.2. A la clé :	78
VI.4. Armatures transversales :	79
VI.5. Conclusion :	80

TABLES DES MATIERES

VII. Chapitres VII : Etude transversale	81
VII.1. Introduction :	81
VII.2. Principe de justification :	81
VII.3. Modélisation :	81
VII.4. Définition des charges et surcharges :	82
VII.4.1. Les charges permanentes :	82
VII.4.2. Les surcharges :	83
VII.4.3. Combinaisons d'actions :	83
VII.5. Résultats du calcul automatique :	84
VII.6. Ferrailage des voussoirs :	84
VII.7. Conclusion :	86
VIII. Chapitre VIII : Etude de la torsion	87
VIII.1. Introduction :	87
VIII.2. Constante de la torsion :	87
VIII.2.1. La constante de torsion de la partie tubulaire :	87
VIII.2.2. La constante de torsion des ailes :	87
VIII.3. Contrainte de cisaillement :	88
VIII.3.1. La contrainte de cisaillement dans la partie tubulaire :	88
VIII.3.2. La contrainte de cisaillement dans ailes :	88
VIII.4. Centre de torsion :	89
VIII.5. Armatures transversale :	91
VIII.6. Conclusion :	91
IX. Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure	92
IX.1. Introduction :	92
IX.2. Etude de la pile :	92
IX.2.1. Choix du type de la pile :	92
IX.2.2. Conception de la pile :	92
IX.2.3. Evaluation des charges et surcharges :	92
IX.2.4. Combinaisons d'actions :	93
IX.2.5. Résultats du calcul :	93
IX.2.6. Ferrailage de la pile :	93
IX.2.7. Vérification de la stabilité de la pile au flambement :	96
IX.3. Etude des fondations :	96

TABLES DES MATIERES

IX.3.1. Choix du type de fondations :	96
IX.3.2. Nombre de pieux :	97
IX.3.3. Modélisation des fondations :	97
IX.3.4. Etude de la semelle :	97
IX.3.5. Etude du pieu :	99
Conclusion générale :	102
Annexes	103
Bibliographie :	233

Introduction générale

Autrefois, les ponts étaient généralement construits en bois et pour des ouvrages plus importants et durables, la pierre et la maçonnerie furent utilisées. Ils ne supportaient qu'une circulation piétonne et devaient répondre à des besoins locaux tels qu'un franchissement de rivière ou de ravin.

Depuis, la construction des ponts a beaucoup évolué, aussi bien dans leur structure que dans leur mode d'exécution que dans les matériaux de construction. De nos jours, les études des ouvrages sont plus précises et détaillées, vu les nouvelles techniques de construction et l'utilisation des ponts.

Le projet de fin d'étude est choisi pour effectuer la conception et l'étude d'un viaduc sur la pénétrante de la ville de Ténès, ce projet va passer par plusieurs étapes ou phases.

Après le recueil des données naturelles et fonctionnelles, on va proposer de différentes variantes, le choix de la meilleure variante se fera après le pré-dimensionnement et l'analyse multicritère qualitative, la variante retenue va être étudiée, dans cette étude, on commence par définir les différentes charges et surcharges, puis modéliser le pont à l'aide d'un logiciel de calcul, ensuite étudier la superstructure avec ses différentes spécificités qui dépendent de la variante choisie, et enfin étudier l'infrastructure pour finir.

I. Chapitre I : Présentation du projet et de l'ouvrage

I.1. Introduction :

La réalisation du tronçon routier reliant Ténès – Tissemsilt est un projet dont les objectifs sont de contribuer au développement des échanges inter-régionaux de la wilaya de Tissemsilt, et des pays voisins du sud, ainsi que d'améliorer les conditions du transport et de déplacement. Le projet permettra d'enrichir le réseau routier de la wilaya afin de redynamiser les espaces intérieurs marginalisés et souvent enclavés jusqu'au là.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage OA 04/01 fait partie du projet de la réalisation d'une liaison autoroutière de 220km reliant Ténès-Tissemsilt, sur le tronçon entre le port de Ténès et Bouzghaia correspondant aux sections N°1 et N°2 de lot N°1 du PK 1+000 au PK 23+000 sur 22km. C'est un pont jumelé sur une longueur de 330m du PK 4+212 au PK 4+542.

I.3. Zone du projet :

I.3.1. La wilaya de Chlef ¹:

La wilaya de Chlef est située au nord-ouest du pays, dans le Tell occidental. Elle est délimitée par : Aïn Defla, Tipaza de l'est et Mostaganem, Relizane de l'ouest ; la mer Méditerranée du nord et Tissemsilt du sud. La wilaya est formée par quatre ensembles géographiques :

- Une côte Méditerranéenne s'étendant sur 120 km ;
- La chaîne de la Dahra au nord ;
- Les monts de l'Ouarsenis au sud ;
- La vallée du Chlef entre les deux ensembles montagneux.

La wilaya est caractérisée par un climat méditerranéen sub-humide dans la partie Nord et un climat continental au Sud, froid en hiver et chaud en été. Elle est située dans une cuvette séparée de la mer par les monts du Dahra. Malgré son climat sub-humide, Chlef est une des régions les plus chaudes d'Algérie. Pluviométrie moyenne de 420 mm/an. Important massif forestier (chêne liège et le chêne Vert).

Chlef et les travaux publics ² : En raison de sa situation géographique, la wilaya de Chlef relie les différentes parties du pays surtout entre l'est et l'ouest. Elle est considérée comme un pôle économique et touristique.

Réseau routier : La wilaya de Chlef est traversée par l'autoroute est-ouest sur une distance de 53.13 km, avec 7 viaducs, 4 échangeurs, 27 ouvrages d'art (passage supérieur et inférieur) et 17.99 km de routes de liaison secondaires.

¹ Wikipédia, l'adresse du site URL : <https://fr.wikipedia.org>, [En ligne], 01 Avril 2018.

² Wilaya de chlef, l'adresse du site URL : <http://www.wilaya-chlef.dz>, [En ligne], 01 Avril 2018

Et Ministère des Travaux Publics et des Transpot, l'adresse du site URL : <http://www.mtp.gov.dz>, [En ligne], 01 Avril 2018.

CHAPITRE I. Présentation du projet de l'ouvrage

RN : sur 304km :

- Route nationale 4.
- Route nationale 11.
- Route nationale 19.

CW : sur 560km.

CC : sur 2 371km.

Ouvrages d'art : La wilaya de Chlef dispose de 170 ouvrages d'art :

- 87 sur RN.
- 65 sur CW.
- 36 sur CC.
- Et 2 tunnels.

Infrastructures aéroportuaires : Un aéroport régional.

Infrastructures portuaires :

- Deux phares.
- Port Commercial.
- Trois ports de pêche.

I.3.2. La ville de Ténès³ :

Ténès est une ville côtière de la mer Méditerranée. Elle est située à 52 km au nord de Chlef, chef-lieu de la wilaya.

I.3.3. Situation du projet :

L'ouvrage d'art fait partie d'un tronçon de la pénétrante de Ténès sur 22km, dans les sections N°1 et N°2 de lot N°1 du PK 1+000 au PK 23+000, entre le port de Ténès et Bouzghaia. Le pont se situe exactement du PK 4+212 au PK 4+542.



Figure I-1: Position des sections N°1 et N°2.

³ Wikipédia, l'adresse du site URL : <https://fr.wikipedia.org>, [En ligne], 01 Avril 2018.

I.4. Données fonctionnelles :

Les données fonctionnelles sont les caractéristiques qui permettent d'assurer la fonction de l'ouvrage de franchissement. Le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers sont les trois éléments qui permettent de caractériser la géométrie d'une voie.

I.4.1. Tracé en plan :

Le tracé en plan est constitué par la projection horizontale de l'axe de la voie. Il se compose de différents courbes et alignements droits. Pour le présent ouvrage, on dispose :

- D'un alignement droit sur une longueur de 138m.
- Et d'une courbe sur une longueur de 192m d'un rayon $R=650m$.

I.4.2. Profil en long :

Le profil en long est une coupe verticale qui suit l'axe centrale de voirie, il définit en élévation le tracé en plan. Le profil en long du projet étudié se compose :

- D'une courbe concave sur une longueur de 294.68m avec un rayon de 6000 m.
- Et d'une pente de 6% sur une longueur de 35.32m.

I.4.3. Profil en travers :

Le profil en travers est une coupe perpendiculaire à l'axe de la voie dans le sens transversal, il définit la géométrie, les équipements et les devers. Dans le cas de ce projet, on a :

- Largeur du tablier : $L_R = 15.5m$.
- Quatre voies dont une de 4m, deux de 3.5m et une bande d'arrêt d'urgence de 2.5m.
- Deux trottoirs de 1.25m de largeur.
- Pente transversale de 2.5%.

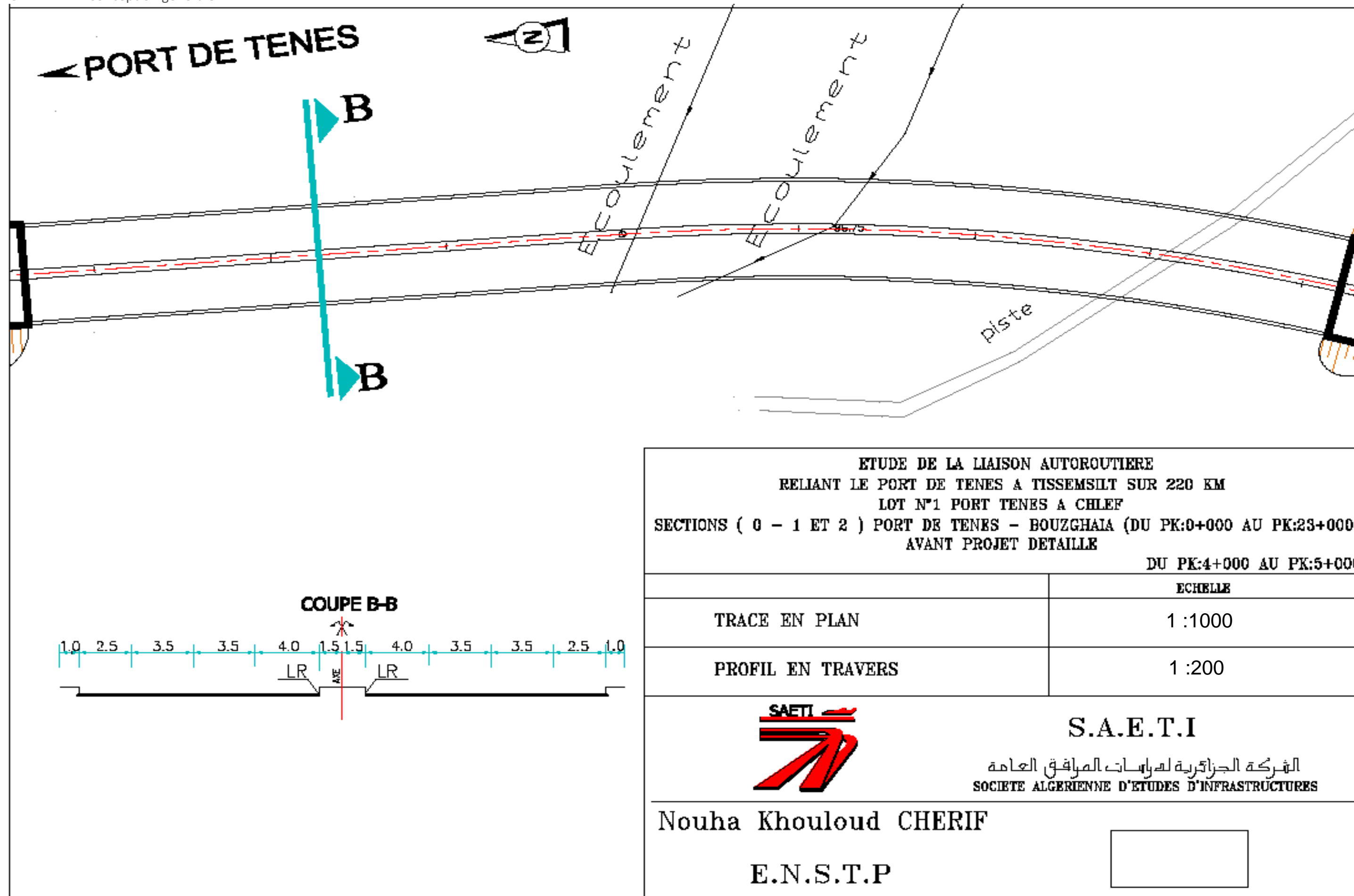


Figure I-2 : Tracé en plan et profil en travers de l'ouvrage de franchissement

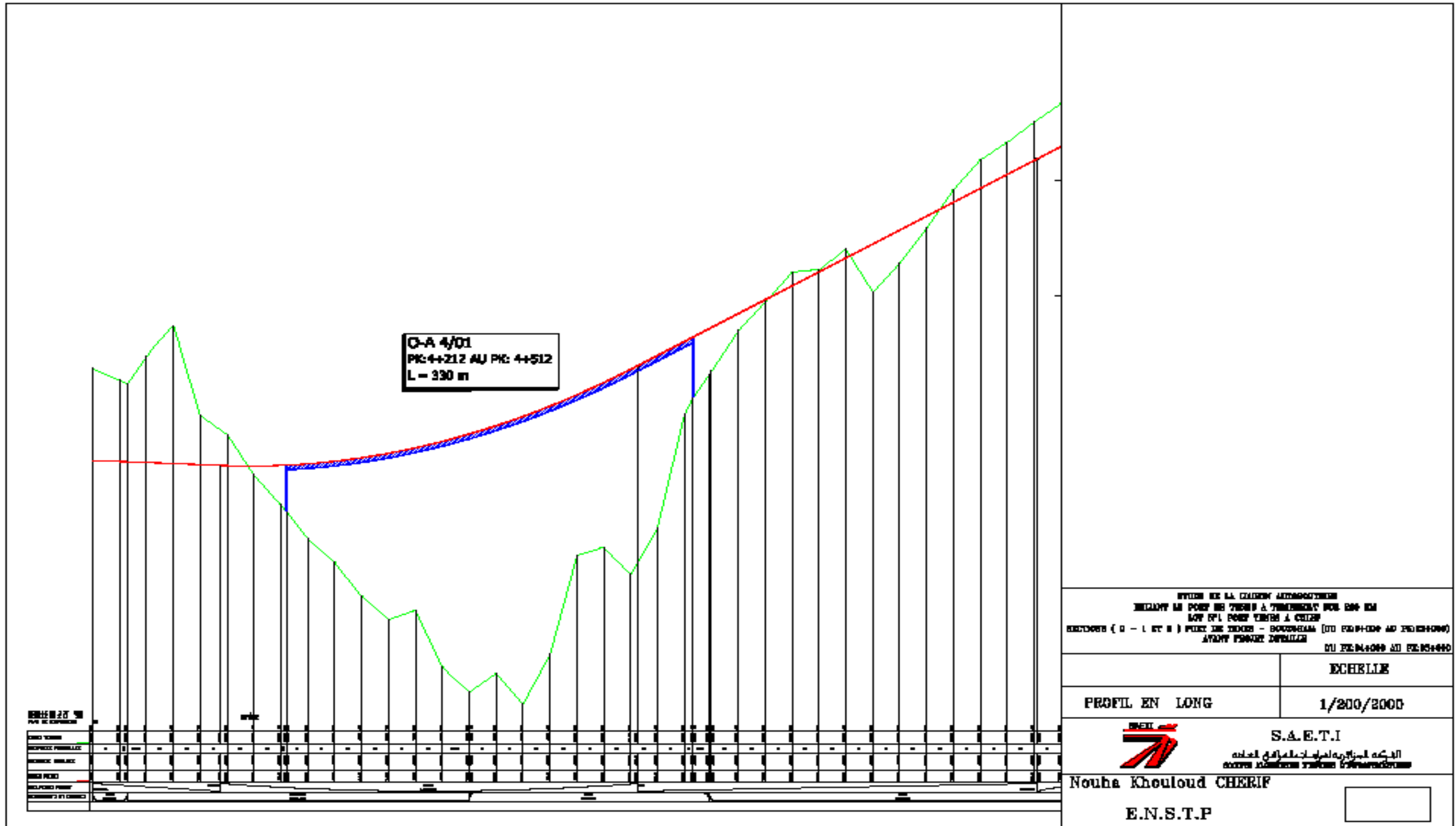


Figure I-3 : Profil en long de l'ouvrage de franchissement

I.5. Données naturelles :

Les données naturelles sont les éléments relatifs à l'environnement qui influencent l'ouvrage projeté, Les principaux renseignements à recueillir sur place sont évoqués ci-après :

I.5.1. Topographie :

L'ouvrage projeté servira de passage supérieur sur une zone accidentée, située entre PK 4+212 au PK 4+542. A l'emplacement de cet ouvrage, le terrain est à vocation agricole, il est très accidenté.

I.5.2. Hydrologie :

L'ouvrage franchit un cours d'eau, il est nécessaire de se renseigner sur certaines informations : les débits, la vitesse d'écoulement ; Il convient d'évaluer la hauteur d'affouillement potentielle au voisinage des appuis et de limiter autant que possible le nombre des appuis en site aquatique.

I.5.3. Données géotechniques :

I.5.3.1. Travaux achevés

Les investigations géotechniques qui ont été réalisées par le L.T.P.O sont synthétisées dans le Tableau ci-après :

Tableau I-1 : travaux géotechniques achevés

	N° sondage	type	Prof (m)	Observation
Sondage en place	SC05	Sondage carotté	30	prélèvements des échantillons intacts et remaniés pour les essais au laboratoire
	SP07	Sondage préssiométrique	30	
	SP08	Sondage préssiométrique	30	

I.5.3.2. Eaux superficielles et eaux souterraines :

Un piézomètre a été posé au droit du sondage SC.5 pour suivre et contrôler une éventuelle présence d'eau dans le sol.

I.5.3.3. Interprétation des résultats des essais in situ :

Les sondages réalisés ont traversés les formations géologiques décrites ci-après :

Tableau I-2 : Interprétation des résultats des essais in situ

Essai	Prof (m)	Description
SC.5	0 à 0.5	Terre végétale.
	0.5 à 2.5	Argile limono-graveleuse de couleur brunâtre.
	2.5 à 30	Marne grisâtre foncée à noirâtre traversées par des filonnets de calcite par endroit
SP.7	0 à 0.5	Terre végétale.
	0.5 à 2.5	Argile limono-sableuse.
	2.5 à 30	Marne grisâtre foncée, d'aspect schisteux, compact en profondeur. Elles sont parcourues par de calcite par endroit.
SP.8	0 à 0.2	Terre végétale.
	0.2 à 2.0	Argile limoneuse de couleur marron foncé.
	2.0 à 7.0	Marne verdâtre altérée.
	7.0 à 30	Marne grisâtre sombre, d'aspect schisteux, altérée au sommet et compactes en profondeur (24 à 30m).

I.5.3.4. Essais préssiométriques :

Pression limite et module préssiométrique : Les valeurs de la pression limite « Pl » et du module préssiométrique « E », obtenues à partir de 0m de profondeur et jusqu'à 9m de profondeur sont dans l'ensemble faibles à assez moyennes en surface pour les formations alluvionnaires devenant très bonne à partir de 9m de profondeur pour la marne grisâtre mise en évidence par les deux sondages réalisés et ce jusqu'à 30m.

Rapport E/Pl : Les valeurs E/Pl obtenues entre 3m suivent la variation de Pl en fonction de la profondeur et traduisent des niveaux sur-consolidés (E/Pl >16) dans l'ensemble avec quelques niveaux normalement consolidés ou sous-consolidés.

I.5.3.5. Essais au laboratoire :

Analyse granulo-sédimentométriques : La nature des sols en place est fine avec présence de sable ; et une fraction argileuse correspondante (éléments < 2 μm) nulle.

Limites d'ATTERBERG : Les valeurs obtenues de l'indice de plasticité (I_p) sont très variables, entre 12.32 et 22.45%, et les valeurs obtenues de limite de liquidité (W_L) sont de 30.03 à 44.44%. Selon l'abaque de plasticité de CASAGRANDE, il s'agit s'un sol moyennement plastique.

Mesure de poids spécifiques : Les valeurs du poids spécifiques obtenues sur des échantillons intacts ont données les résultats suivants :

- Poids spécifique humide : $2.13 < \gamma_h < 2.58 \text{ t/m}^3$.
- Poids spécifique sec : $2.00 < \gamma_d < 2.51 \text{ t/m}^3$.
- Poids spécifique des grains solides : $2.68 < \gamma_s < 2.70 \text{ t/m}^3$.

Ces valeurs caractérisent un matériau de bonne densité en général.

Mesure de la teneur en eau naturelle et du degré de saturation : Les valeurs obtenues de la teneur en eau naturelle (W%) sont entre 2 et 6.6% et celles du degré de saturation (SR) sont de 24 à 95%. Donc : il s'agit d'un matériau humide à très mouillé selon les endroits et les profondeurs.

Teneur en CaCO₃ : Les valeurs obtenues sont moyennes carbonatés, et caractérisent un matériau faiblement marneux dans l'ensemble.

I.5.3.6. Récapitulatif des données géotechniques :

Tableau I-3 : Récapitulatif des données géotechniques

Désignation O.A	PK-APD	Sondages	Nature géotechnique	Type de fondations	Ancrage (à partir du lit de l'oued)	Charge portance admissible
OA 04/01 viaduc	PK 4+212 au PK 4+542	SC.5 SP.7 SP.8	Marne grisâtre foncée compacte surmontée par des argiles limoneuses sableuses.	Fondations profondes, des pieux en béton armé forcés et tubés.	Fichés à 18m de profondeur au maximum.	343t/pieu de ϕ 1.2m

I.5.4. Sismologie :

La wilaya de Chlef précisément le commune de Ténès est classée en zone III, soit la zone de sismicité élevée. D'après la classification des groupes selon l'importance des ouvrages, ce Viaduc correspond au Groupe1, En prenant l'accélération sismique $A=0.30g$. Synthétiquement on remarque que c'est un site lâche, en type S3.

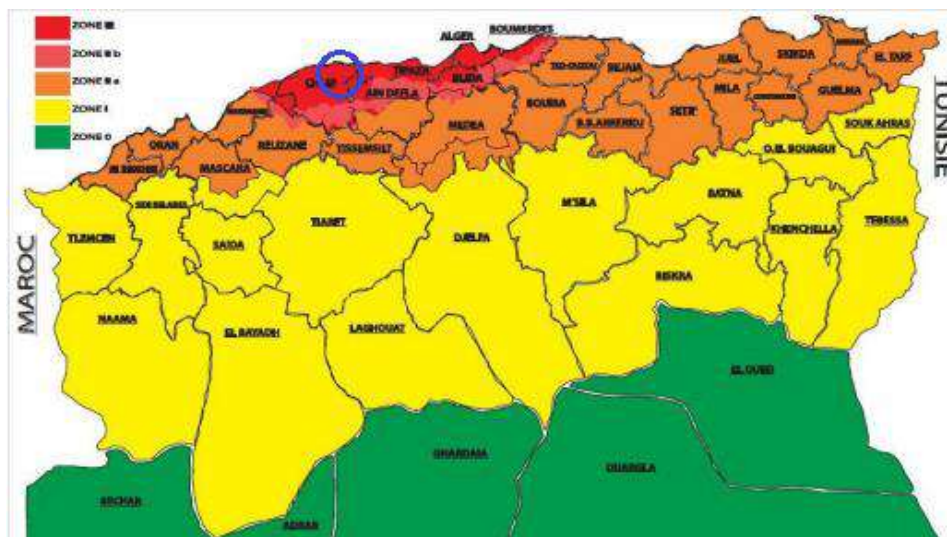


Figure I-4: Carte de zonage sismique de l'Algérie

I.5.5. Données climatiques⁴ :

I.5.5.1. Vent :

Les valeurs de la vitesse du vent moyenne de chaque mois à la wilaya de chlef sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau I-4 : Vitesses du vent

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc
Vitesse moyenne du vent (km/h)	10	10	10	10	9	9	8	8	8	8	9	9

Les valeurs de la vitesse du vent varient entre 8 et 10 km/h.

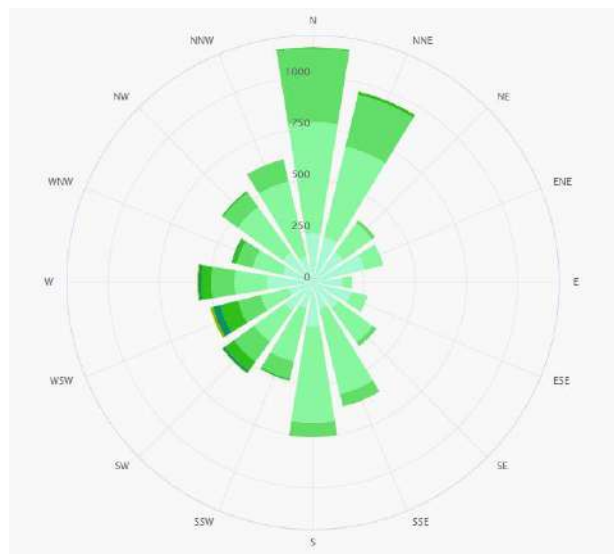


Figure I-5 : Rose des vents

Les vents dominants soufflent généralement de la mer vers le continent. La direction dominante est Nord/Sud.

I.5.5.2. Température :

Les valeurs de la température maximale et minimale moyennes de chaque mois à la wilaya de Chlef sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau I-5:Températures moyennes

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc
T _{max,moy} (°C)	17	18	21	24	29	34	38	38	33	28	21	17
T _{min,moy} (°C)	7	8	9	11	15	19	23	24	20	17	12	9

Les valeurs de la température maximale varient entre 17 °C (le mois de janvier et décembre) et 38°C (le mois de juillet et aout).

⁴ Meteo bleu, l'adresse du site URL : <https://www.meteoblue.com>, [En ligne], 08 Avril 2018

I.5.5.3. Précipitation :

Les valeurs moyennes des précipitations de chaque mois à la wilaya de chlef sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau I-6:Précipitations

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc
Précipitations (mm)	42	40	39	32	32	12	6	7	17	30	41	36

Les précipitations varient entre 6 et 42 mm, La différence de précipitations entre le mois le plus sec et le mois le plus humide est de 36 mm.

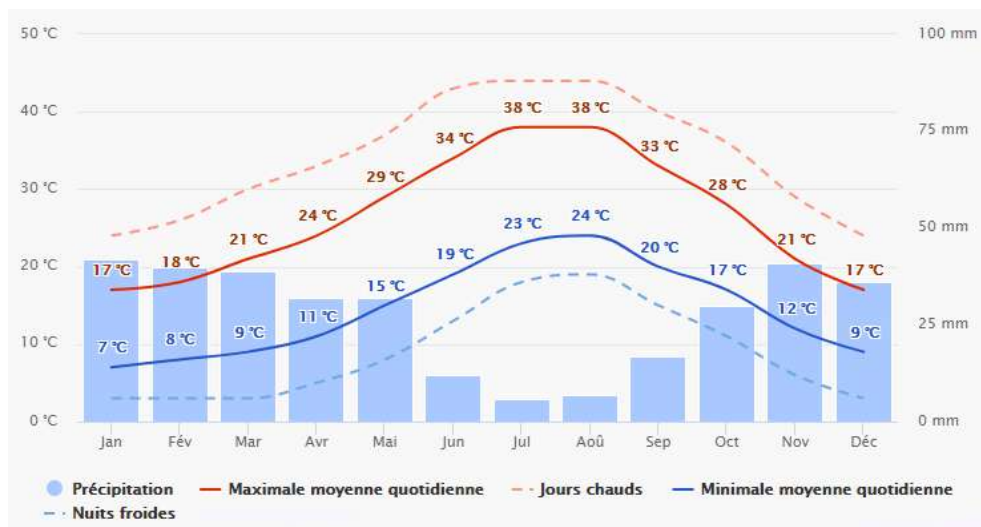


Figure I-6 : Températures et précipitations

I.6. Conclusion :

Dans le présent chapitre, on a regroupé toutes les données fonctionnelles et naturelles qui sont indispensables à connaître pour toute conception et étude d'un ouvrage, dans ce qui va suivre, on va proposer les variantes et les concevoir, identifier les caractéristique des matériaux utilisés et les règlements suivis.

II. Chapitre II : Conception générale

II.1. Introduction :

L'objectif de la conception est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté, en prenant compte des contraintes naturelles et fonctionnelles et des exigences esthétiques et de durabilité.

Après le recueil des données relatives à l'ouvrage et au site, il faut définir les solutions qui apparaissent les meilleurs, et retenir en fin, une seule qui répond le mieux aux exigences imposées. Cette solution va être étudiée en détail par la suite.

II.2. Règlements :

- Le calcul des sections en béton armé a été effectué selon les règles BAEL 91.
- Le calcul des sections en béton précontraint a été effectué selon les règles du BPEL 91.
- Documents SETRA
- RCPR : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- RPOA 2008 : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art
- Fascicule 62 titre V pour le pré dimensionnement des fondations.

II.3. Caractéristiques des matériaux

II.3.1. Béton :

Dosage : Le béton est dosé à 400 Kg/m³ de ciment CPA 325, avec un contrôle strict.

Densité : La masse volumique de béton armé $\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3$.

Résistance à la compression : Le caractère de base du béton est la résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise, et notée f_{c28} . Cette valeur permet de déduire les valeurs des caractères suivants :

- Les résistances à la compression à différents âges de j jours ($\neq 28j$.)
- La résistance à la traction à différents âges.
- Le module de déformation longitudinale du béton.

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa pour le béton du tablier.} \\ 27 \text{ MPa pour le béton d'appuis et les fondations.} \end{cases}$$

$$f_{cj} = \begin{cases} (j/4.76+0.83j)f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ (j/1.4+0.95j)f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{cases}$$

Pour B 35/45 : $f_{c28}=35\text{MPa} \rightarrow f_{cj} = (j/4.76+0.83j)f_{c28}$.

Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction se rapporte à la contrainte maximale atteinte sous chargement en traction.

La résistance à la traction (f_{tj}) est définie à partir de (f_{cj}).

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}.$$

$f_{t28} = 2.7$ MPa (Pour la superstructure).

$f_{t28} = 2.2$ MPa (Pour l'infrastructure).

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60$ MPa.

Contrainte admissible de compression :

A L'ELU : $f_{bu} = 0.85f_{c28} / \theta \gamma_b$

Le coefficient θ est fixé à « 1 » lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situations durables ou transitoires} \\ 1,15 & \text{en situations accidentelles} \end{cases}$$

A L'ELS : La contrainte de compression du béton est calculée avec l'expression suivante :

$$\gamma_b = \begin{cases} 0.5f_{c28} & \text{en service.} \\ 0.6f_{c28} & \text{en construction.} \end{cases}$$

Module de déformation longitudinale : On considère un module de déformation « E_{ij} » est donné par les formules suivantes :

- Module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures).

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa).}$$

- Module de déformation différée (longue durée).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa).}$$

Déformation transversale : Elle est donnée par la formule suivante :

$$G = E / 2(1 + \nu)$$

Avec $\nu = 0.2$ pour le béton précontraint (béton non fissuré ELS).

II.3.2. Aciers :

II.3.2.1. Aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint. Les armateurs actifs de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure. Ils sont classés par catégories : fils, barres, torons.

Caractéristiques géométriques :

- Nombre de torons par câble : 12 torons.
- Section nominale de l'acier : $A_p=12 \times 140 \text{mm}^2=1680 \text{mm}^2$.
- Diamètre extérieure de la gaine : $\Phi_g=80 \text{mm}$.

Caractéristiques mécaniques :

- Contrainte de rupture garantie : $f_{prg}=1860 \text{MPa}$.
- Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg}=1660 \text{MPa}$.
- Coefficient de frottement en courbe : $f=0,19 \text{ rad}^{-1}$.
- Coefficient de frottement en ligne : $v=2 \cdot 10^{-3} \text{m}^{-1}$.
- Le module d'élasticité longitudinale(E_p) pour les torons est 195000MPa .

II.3.2.2. Aciers passifs :

Limite élastique : Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de nuance Fe E400

- Limite d'élasticité $f_e= 400 \text{MPa}$.
- Module d'élasticité $E_s= 2 \cdot 10^5 \text{MPa}$.

Contrainte limite de traction : Dans le calcul relatif à l'ELU, on introduit un coefficient γ_s :

- $\gamma_s = 1$ situation accidentelle.
- $\gamma_s = 1.5$ situation durable ou transitoire.

Contraintes limites de traction : Fissuration peut nuisibles pas de limitation de contrainte.

Les contraintes limites de traction se diffèrent entre les aciers à haute adhérence et les aciers ronds lisses dans les cas suivants :

Pour les aciers à haute adhérence :

- En fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s= \min (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$.
- En fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_s= \min (0.4 f_e ; 88 \sqrt{\eta f_{tj}})$.

Pour les aciers ronds lisses :

- En fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s= 2/3 f_e$.
- En fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s= 0.8(2/3) f_e$.

Avec : $\eta=1,6$: aciers à haute adhérence.

$\eta=1,1$: ronds lisses et treillis soudés.

II.4. Choix du type d'ouvrage :

Pour obtenir la solution la plus avantageuse de point de vue technique, esthétique et économique, il faut d'abord définir tous les types d'ouvrage qui peuvent être envisagés pour le cas donné, ensuite faire le choix des variantes capables de satisfaire le mieux possible toutes les conditions imposées et les contraintes existantes. Ce choix se fait selon plusieurs critères généraux tel que :

- La nature de l'obstacle à franchir (oued, route, ...)

- L'utilisation (pont-route, pont-rail, ...)
- La géométrie (doit, biais ou courbe)
- Les matériaux de construction (béton, acier, ...)
- Le système mécanique (isostatique ou hyperstatique)
- La durée de vie (provisoire ou définitive)

Il existe d'autres paramètres propres au projet qui interviennent dans le choix du type d'ouvrage qui sont :

- Les profils de la chaussée (en long, en travers et en plan)
- Les positions possibles pour les appuis (présence de oued ou de route, terrain accidenté, ...)
- La nature du sol.
- Le gabarit à respecter (passage sur une autoroute, un chemin de wilaya, une voie ferroviaire, ...)
- L'ouverture de l'ouvrage (portée modeste, grande ou très grande)
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

II.5. Proposition de variantes :

Le premier facteur à prendre en considération pour proposer les variantes possibles, c'est la portée déterminante (la plus grande portée) ; d'après cet élément on définit les types d'ouvrage qui peuvent être projetés, sachant que chaque type d'entre eux a un domaine d'emploi convenu, bien défini dans les guides de conception. Rappelant que les types de ponts existants classés selon leurs matériaux de construction sont :

- Les ponts en béton armé.
- Les ponts métalliques.
- Les ponts mixtes.
- Les ponts en béton précontraint.

Après avoir fait la sélection de types de ponts qui ont un domaine d'emploi adéquat avec les données de l'ouvrage en question (surtout l'ouverture et la nature de sol) il faut garder les solutions les plus convenables et éliminer les autres :

1. Les types d'ouvrage de petite à moyenne portée (jusqu'à 40/50m) seront éliminer afin de réduire le nombre d'appuis (à cause du terrain accidenté).
2. Les ponts en arc et à béquilles seront aussi éliminer car ils ne sont envisageables que s'ils peuvent s'appuyer contre un massif rocheux (dans notre cas : sol marneux).
3. Les ponts à haubans et suspendus sont des ouvrages exceptionnels (longueur totale d'environ 1000m jusqu'à 1500m)

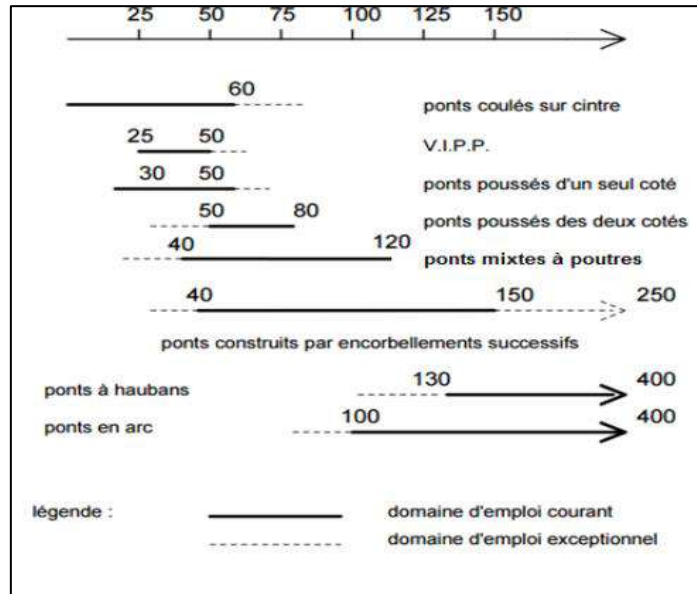


Figure II-1 : Domaine d'emploi de chaque type de ponts

Cette élimination mène à garder les ponts mixtes et les ponts construits par encorbellements successifs. On propose donc, les trois variantes suivantes :

- Variante 1 : Pont mixte : Bi-poutre ;
- Variante 2 : Pont mixte : Caisson ;
- Variante 3 : Pont caisson en béton précontraint.

Tableau II-1:Présentation des trois variantes

Type d'ouvrage	Gamme de portée	Balancement	Hauteur	Elancement sur pile	Elancement à la clé	Fonction mécanique
Pont mixte bipoutre	De 30 à 130m et de 40 à 90m dans le domaine courant.	0.7 à 0.9	Variable	1/16	1/56	Hyperstatique
Pont mixte caisson	De 50 à 150m et de 70 à 120m dans le domaine courant.	0.7 à 0.9	Variable	1/16	1/56	Hyperstatique
Pont en BP par encorbellements	De 30 à 200m et de 60 à 150m dans le domaine courant.	0.58 à 0.6	Variable	1/16	1/56	Hyperstatique

II.5.1. VARIANTE 1 : Pont mixte : Ouvrage de type bipoutre à pièces de pont avec consoles.

Les ponts mixtes à poutres peuvent être adaptés à plusieurs situations : milieu urbain ou rural ; leur domaine d'emploi est très large (portée déterminante de 30 m à 130 m, longueur totale de quelques dizaines de mètres à plus de 1 km et largeur totale de 7 m à environ de 20 m).

Une grande famille des ouvrages à poutres est celle de bipoutre à pièces de pont, cette dernière relie les deux poutres principales et consiste à soutenir la dalle ; ce type d'ouvrage est généralement utilisé lorsque la largeur du tablier dépasse 13/14m ou la portée maximale dépasse 90m.

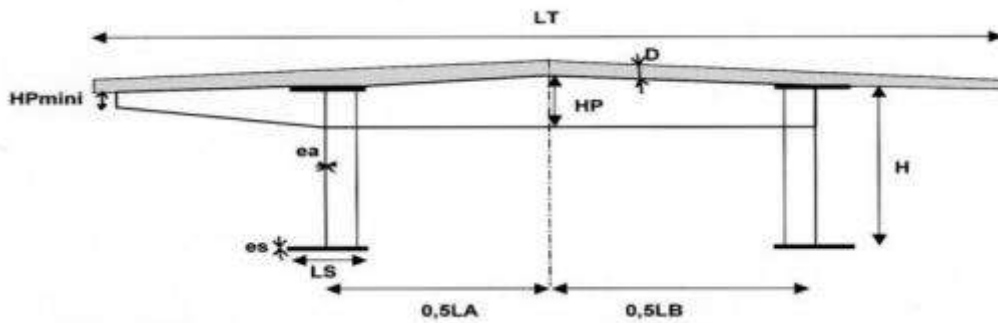


Figure II-2 : Paramètres du dimensionnement d'un bipoutre à pièces de pont

II.5.1.1. Implantation des appuis :

Dans les cas courants le rapport entre portée des travées de rive et portée des travées déterminantes peut atteindre 0,8 ; sauf si la brèche a des contraintes particulières, comme dans le cas présent (contraintes existantes : écoulements et piste) donc on opte pour 5 travées, 3 travées courantes de 90m et 2 travées de rive de 30 m (ce qui donne un balancement de 0.333).

Le tableau suivant indique les endroits des culées et des piles ainsi que la hauteur de chacune d'entre eux :

Tableau II-2 : Appuis de la 1ère variante.

Culée/pile	PK	Hauteur ⁵ (m)
C0	4+212.81	9.46
P1	4+242.81	13.74
P2	4+332.81	25.33
P3	4+422.81	27.05
P4	4+512.81	20.21
C5	4+542.81	10.86

⁵ La hauteur du terrain naturel jusqu'à la ligne rouge.

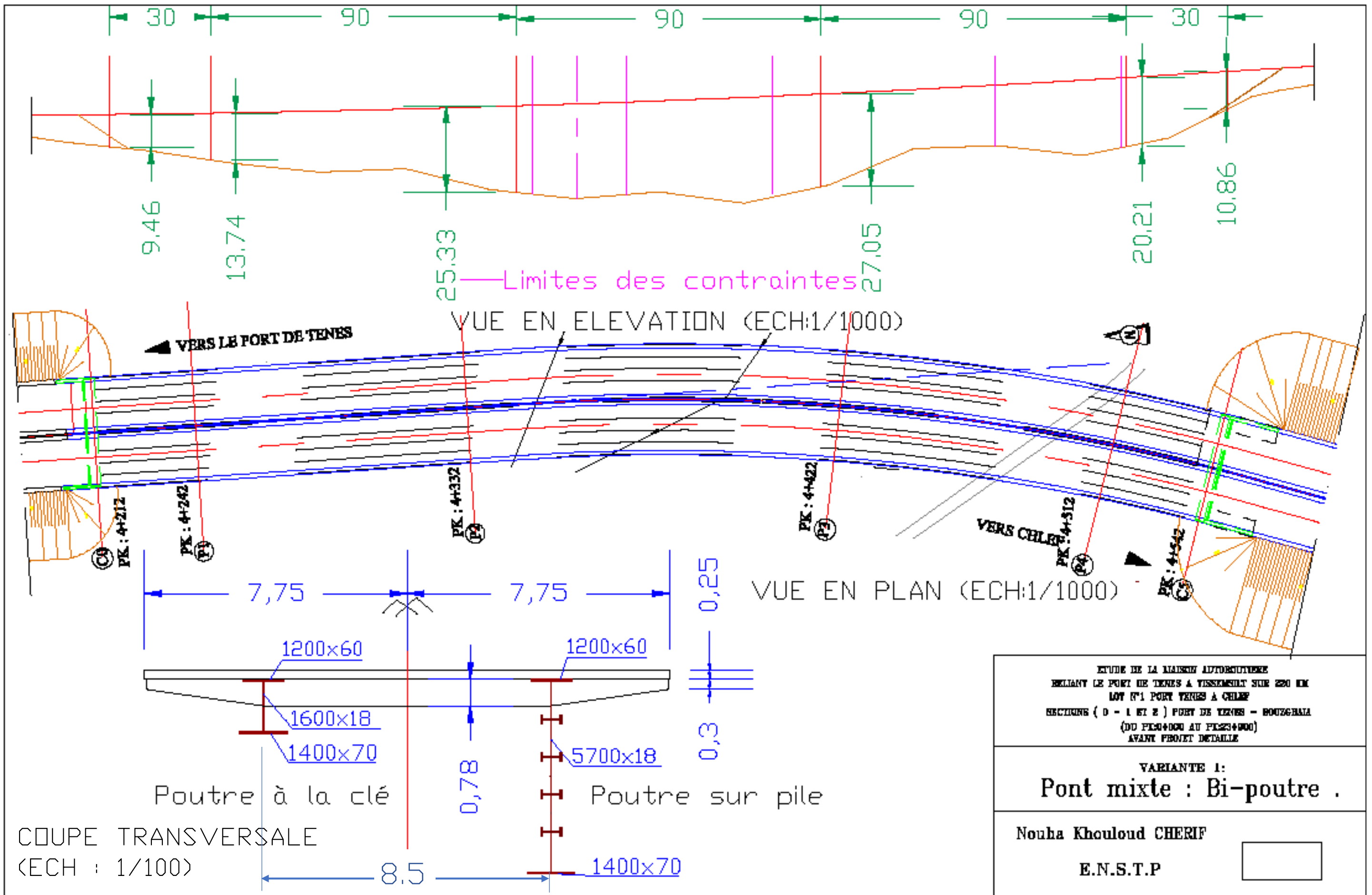


Figure II-3 : Coupes transversales, vue en plan et vue en élévation de la 1^{re} variante

II.5.1.2. Pré-dimensionnement⁶ :

On a choisis l’ouvrage de type bipoutre à pièces de pont avec consoles⁷, ces pièces de pont sont espacées tous les 4m environ.

Le pré-dimensionnement de la section transversale est résumé dans le tableau ci-après :

Tableau II-3 : Pré-dimensionnement de la 1ère variante

Hauteur des poutres H_w	$H_w = X/16$ à $X/18$ (sur pile). $H_w = X/56$ (à la clé).	$H_w = 5.7\text{m}$ (sur pile) $H_w = 1.6\text{m}$ (à la clé)
Entraxe des poutres	$L = \text{environ } 0,55 \text{ LT}$	$L = 8.5\text{m}$
Largeur des semelles inf. B_i	$0.25 + \frac{L_T}{40} + \frac{X}{125}$	$B_i = 1400\text{mm}$
Epaisseur des semelles inf. t_i⁸	$\frac{B_i}{t_i} \leq 0.9 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$t_i = 70\text{mm}$
Largeur des semelles sup. B_s	$B_i - 0,200$ pour un tablier à quatre voies	$B_s = 1200\text{mm}$
Epaisseur des semelles sup. t_s⁹	$\frac{B_s}{t_s} \leq 0.9 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$t_s = 60\text{mm}$
Epaisseur des âmes t_w	$\frac{d}{t_w} \leq 200$ (avec : $d = H_w - \frac{t_s + t_i}{2}$)	$t_w = 18\text{mm}$
Hauteur des pièces de pont	$H_p = \text{environ } 1/1 \text{ lème de LA.}$ $H_{p\text{min}} = \text{environ } 300 \text{ mm.}$	$H_p = 780\text{mm}$ $H_p = 300\text{mm}$
Epaisseur de la dalle	24 à 26 cm	$e_d = 25\text{cm}$

II.5.1.3. Avantages et inconvénients :

Les avantages :

- La légèreté du tablier, qui permet la réduction des appuis et des fondations.
- La consommation optimisée de matériau grâce au rendement mécanique élevé des poutres en I et le choix précis des dimensions.
- La rapidité d’exécution.
- Une panoplie riche de conceptions architecturales.
- Bonne résistance aux séismes.

⁶ Sétra, Guide de conception durable : Ponts mixtes acier-béton, version 4 d’aout 2009.

⁷ Pour les ouvrages de type bipoutre à pièces de pont sans console, la charpente métallique ne soutient pas la dalle qu’entre les deux poutres, donc les encorbellements de la dalle n’étant pas soutenus par les pièces de pont, leur largeur doit être limitée à des valeurs assez faibles, voisines de 2 m, ce qui conduit à un entraxe de poutres important. En conséquence, ils sont retenus pour un entraxe de poutres important est souhaitable. De plus, les solutions à pièces de pont avec consoles sont souvent préférables pour des raisons esthétiques.

⁸ BERNARD-GELY, A., & CALGARO, J-A. *Conception des ponts*, Lieu de l’édition : Presse de l’école nationale des ponts et chaussées, Avril 2006.

⁹ Même référence précédente.

- On peut rajouter aussi le recyclage des chutes de tôles.

Les inconvénients :

- La nécessité d'un renouvellement régulier de la protection anticorrosion.
- Une main d'œuvre qualifiée (soudeurs).
- Le coût de l'acier est très élevé.
- Risque de déversement des poutres en I et de voilement des âmes, ainsi que le phénomène de fatigue et le flambement.
- Risque d'accidents pendant les phases de déplacement des pièces lourdes (la mise en place de la charpente ou l'exécution de sa dalle).
- La sensibilité (aux chocs et aux incendies) du tablier de l'ouvrage mixte par rapport à celui de l'ouvrage en béton.
- Le nombre d'appuis de cette variante est supérieur que celui des deux autres variantes.

II.5.2. VARIANTE 2 : Pont mixte : Ouvrage de type caisson à pièces de ponts avec consoles.

Les ponts mixte de type caisson sont plus rares que ceux de type bipoutre ou multi-poutre, car ils sont plus complexes et plus couteux à construire et à entretenir, on ne choisit ce type d'ouvrages sauf dans le cas de la présence de contraintes particulières, on cite parmi elles :

- La portée maximale dépasse environ les 90 mètres,
- La largeur du tablier dépasse une vingtaine de mètres,
- La hauteur disponible pour inscrire le tablier est trop faible pour une structure à poutres,
- La courbure en plan est importante (portée angulaire $P/R > 0,2$).

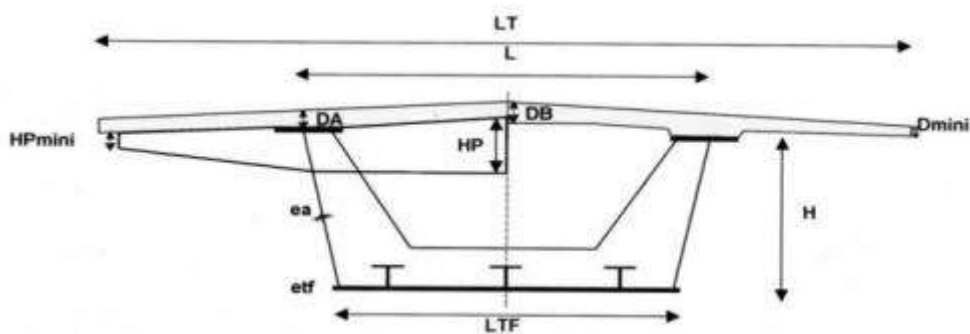


Figure II-4 : Paramètres du dimensionnement d'un caisson (à gauche, avec pièces de pont avec consoles, à droite, sans pièce de pont)

II.5.2.1. Implantation des appuis :

Pour cette variante, on a opté pour 3 travées, dont une intermédiaire de 130m et deux travées de rive de 100m chacune (ce qui donne un balancement de 0.77).

Les hauteurs des culées et des piles sont montrés dans le tableau ci-dessous, ainsi que leurs points kilométriques :

Tableau II-4 : Appuis de la 2ème variante.

Culée/pile	PK	Hauteur ¹⁰ (m)
C0	4+212.81	9.46
P1	4+312.81	20.94
P2	4+442.81	19.98
C3	4+542.81	10.86

II.5.2.2. Pré-dimensionnement¹¹ :

Comme pour les ouvrages à poutres, les caissons à pièces de pont sont plus difficiles à exécuter que les caissons simples. Ils sont donc généralement utilisés :

- lorsque la largeur du tablier dépasse 13/14 m,
- lorsque la portée dépasse environ 90 m.

Le pré-dimensionnement de la section transversale est résumé dans le tableau ci-après :

Tableau II-5 : Pré-dimensionnement de la 2ème variante.

Entraxe sup. des âmes	L = 0,50 à 0,55 LT.	L=8.5m
Hauteur des âmes	H _p : 1/16 à 1/18 de X H _c : 1/56 de X	H _p =8.2m (sur pile) H _c =2.3m (à la clé)
Inclinaison des âmes	De 0 à 50%.	16%
Hauteur des pièces de pont	H _p = environ 1/11ème de L. H _{pmin} = environ 300 mm.	H _p =780mm H _{pmin} =300mm
Largeur des semelles sup. B_s	Idem que pour les ponts à poutres. $(0.25 + \frac{LT}{40} + \frac{X}{125} - 0.2)$	B _s =1500mm
Epaisseur des semelles sup. t_s¹²	Idem que pour les ponts à poutres. $(\frac{B_s}{t_s} \leq 0.9 \sqrt{\frac{E}{f_y}})$	t _s =80mm
Epaisseur des âmes	e _a = 16 à 35 mm suivant section, largeur et portée. $e_a = 10 + \frac{XL_T}{100}$	e _a =30mm
Epaisseur de la tôle de fond	e _{tf} = 25 à 80 mm suivant section, largeur et portée.	e _{tf} =80mm
Epaisseur de la dalle	Caisson avec pièces de pont 24 à 26 cm	e _d =25cm

¹⁰ La hauteur du terrain naturel jusqu'à la ligne rouge.

¹¹ Setra, Guide de conception durable : Ponts mixtes acier-béton, version 4 d'aout 2009.

¹² BERNARD-GELY, A., & CALGARO, J-A. *Conception des ponts*, Lieu de l'édition : Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, Avril 2006.

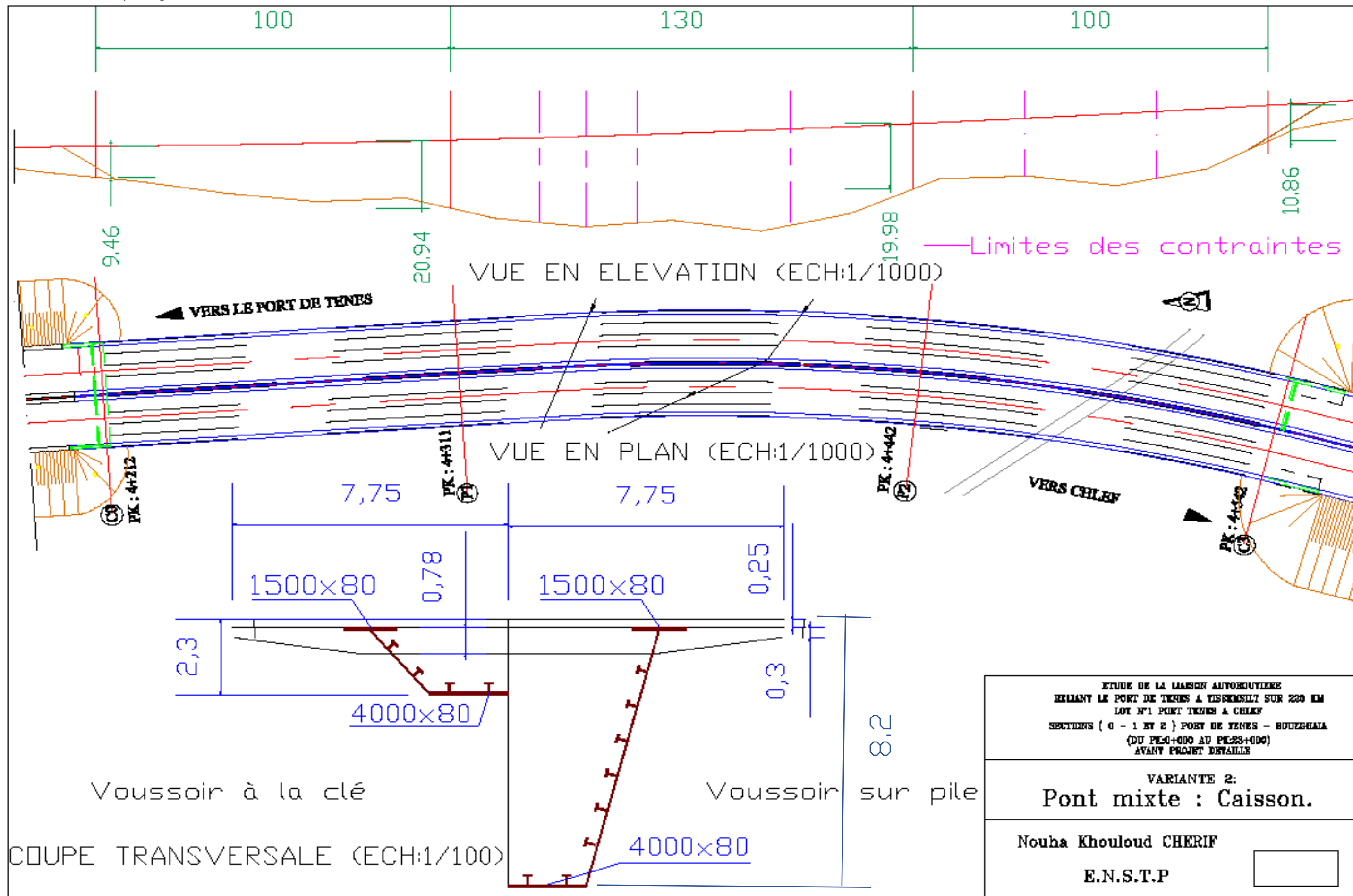


Figure II-5 : Coupes transversales, vue en plan et vue en élévation de la 2^e variante

II.5.2.3. Avantages et inconvénients :

Les avantages :

- La légèreté du tablier, qui permet la réduction des appuis et des fondations.
- Bonne résistance à la torsion.
- La rapidité d'exécution.
- Conceptions architecturales diverses.
- Bonne résistance aux séismes.
- On peut noter aussi le recyclage des chutes de tôles.

Les inconvénients :

- La nécessité d'un renouvellement régulier de la protection anticorrosion.
- Une main d'œuvre qualifiée (soudeurs).
- Le coût de l'acier est très élevé.
- Risque d'accidents pendant les phases de déplacement des pièces lourdes (la mise en place de la charpente ou l'exécution de sa dalle et les risques liés au soudage et à la mise en peinture).
- La sensibilité (aux chocs et aux incendies) du tablier de l'ouvrage mixte par rapport à celui de l'ouvrage en béton.

II.5.3. VARIANTE 3 : Pont caisson en béton précontraint par encorbellements successifs.

La construction par encorbellements successifs consiste à exécuter un ouvrage élément par élément, le tablier de pont est construit par l'avancement par tranches successives, en faisant supporter le poids propre de la nouvelle tranche à la partie déjà construite, ces tranches, appelées voussoirs, peuvent être bétonnées en place dans des coffrages mobiles ou bien préfabriquées, transportées et mis en place.

II.5.3.1. Implantation des appuis :

On a choisis la répartition longitudinale suivante : 3 travées, avec une travée centrale de 152m et 2 travées de rive de 89m. (Ce qui donne un balancement de 0.59).

Les positions et les hauteurs des culées et des piles sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau II-6 : Appuis de la 3ème variante

Culée/pile	PK	Hauteur (m)
C0	4+212.81	9.46
P1	4+301.81	17.95
P2	4+453.81	17.35
C3	4+542.81	10.86

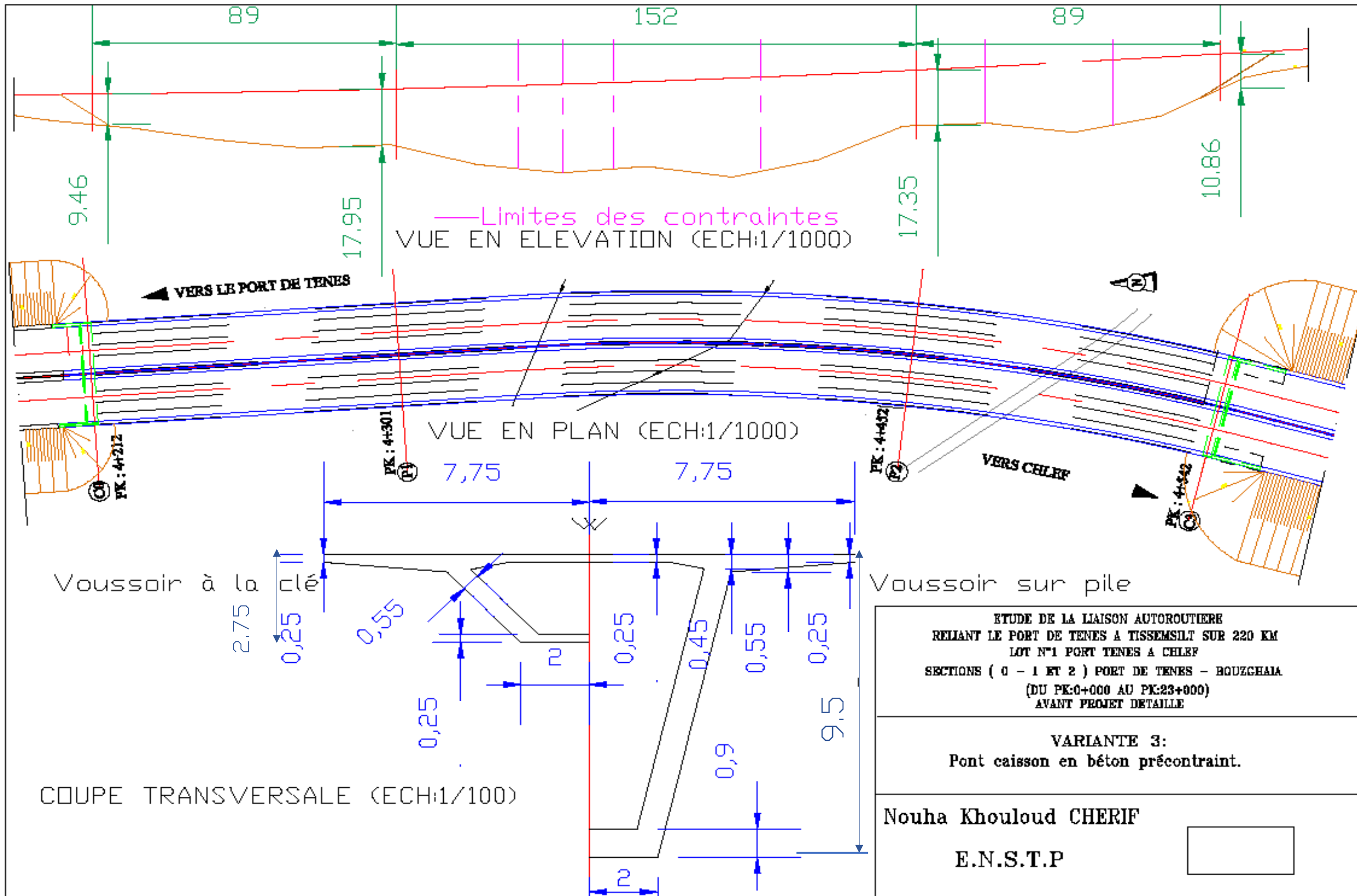


Figure II-6 : Coupes transversales, vue en plan et vue en élévation de la 3^e variante

II.5.3.2. Pré-dimensionnement¹³ :

Le pré-dimensionnement de la section transversale est résumé dans le tableau ci-après :

Tableau II-7 : Pré-dimensionnement de la 3ème variante

Hauteur voussoir sur pile	L/16 à L/18	H _p =9.5m
Hauteur voussoir à la clé	L/56	H _c =2.75m
Largeur	C=B/4 D=B/2 Largeur de l'encorbellement B'	C=3.875m D=7.75m B'=3.6m
Epaisseurs du hourdis sup.	e ₁ ≥ 20 ou 25 cm e ₂ =B'/5 à B'/7 e ₃ > e ₂ -10 et e ₃ > 1.5 e ₄ e ₄ = D/25 ou D/30 voir D/35	e ₁ =25cm e ₂ =55cm e ₃ =45cm e ₄ =25cm
Epaisseur du hourdis inf.	E _c =Max { 18cm ; 3 Φ ; E _a /3 } E _p =35 à 80 cm voir plus	E _c =25cm E _p =90cm
Epaisseur des âmes	E _a = $\frac{L}{275} + 1,25 \frac{B}{L} - 0,125$	E _a =55cm (à la clé) E _a =80cm (sur pile)
Inclinaison des âmes	De 0 à 50%.	15%

a) Découpage en voussoirs¹⁴ :

Les longueurs des différents types de voussoirs sont fixées à :

- Voussoir courant : L_{vc}=3.55 m.
- Voussoir sur pile : L_{vp}=8m.
- Voussoir de clavage : L_{clavage}=2m.
- Partie coulée sur cintre : L_{cc}=12m
- Nombre de voussoirs : on dispose de :
 - Pour chaque travée de rive : un voussoir de clavage et 20 voussoirs courants.
 - Pour la travée centrale : un voussoir de clavage et 40 voussoirs courant. Et 2 voussoirs sur pile.

Donc : N=85 voussoirs.

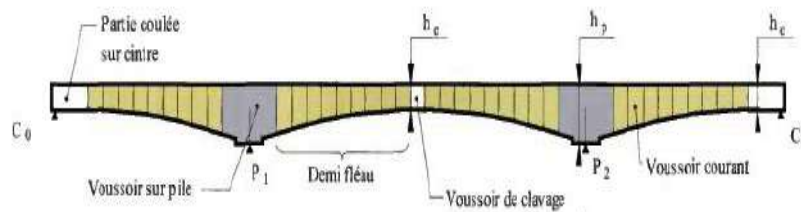


Figure II-7 : Découpage en voussoirs

¹³ Guides SETRA (service d'étude technique des routes et autoroutes) *ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*. Editer par Seta dans la collection « les outils », Juin 2003.

¹⁴ Même référence précédente.

b) Lois de variation :

La variation des différents paramètres suit une loi parabolique ; sauf l'épaisseur qui suit une loi linéaire ; à partir du voussoir à la clé jusqu'au voussoir sur pile :

- **La hauteur :** $H(x) = H_c + (H_p - H_c) \left(\frac{2x}{L}\right)^2$

Avec : H_c : La hauteur à la clé.

H_p : La hauteur sur pile.

- **L'épaisseur :** $e(x) = e_c + (e_p - e_c) \left(\frac{2x}{L}\right)$

Avec : e_c : L'épaisseur à la clé.

e_p : L'épaisseur sur pile.

- **La section :** $S(x) = S_c + (S_p - S_c) \left(\frac{2x}{L}\right)^2$

Avec : S_c : La section à la clé.

S_p : La section sur pile.

- **L'inertie :** $I(x) = I_c \left[1 + \left[\left(\frac{I_p}{I_c} \right)^{0.4} - 1 \right] \left[1 - \frac{x}{L} \right]^2 \right]^{(5/2)}$

Avec : I_c : L'inertie à la clé.

I_p : L'inertie sur pile.

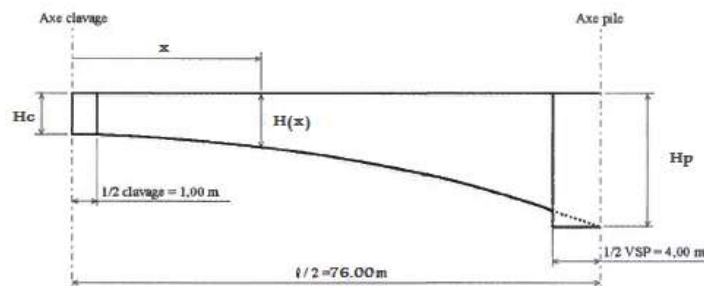


Figure II-8 : Variation de la hauteur du tablier

c) Propriétés des sections :

Les caractéristiques mécaniques des sections sont récapitulées dans le tableau ci-après :

Tableau II-8 : Propriétés mécaniques des voussoirs sur pile et à la clé

	Section à la clé	Section sur pile
H (m)	2.75	9.5
e (m)	0.25	0.8
S (m²)	9.628	22.6778
V (m)	1.878	5.265
V' (m)	0.8775	4.235
I (m⁴)	8.124	253.0

II.5.3.3. Estimation de la précontrainte de fléau :

a) Poids propre du tablier :

Le poids propre du demi-fléau ainsi que la position de son centre de gravité sont approchés par les formules suivantes ¹⁵ :

$$\begin{cases} P = \frac{S_p + 2S_c}{3} \cdot \gamma_b \cdot l_f \\ d = \frac{S_p + 5S_c}{4(S_p + 2S_c)} \cdot l_f \end{cases}$$

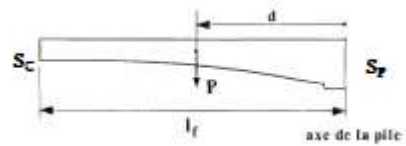


Figure II-9 : Evaluation du poids propre.

Avec : S_p : Surface de la section sur pile.

S_c : Surface de la section à la clé.

γ_b : Poids volumique du béton. $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$.

l_f : Longueur du demi-fléau. $l_f = 75 \text{ m}$.

$$\begin{cases} P = 26441.125 \text{ kN.} \\ d = 31.8 \text{ m.} \end{cases}$$

$$M_g = -840790.53 \text{ kN.m.}$$

b) Charge du chantier répartie :

La charge répartie du chantier est de $q_r = 2 \text{ kN/m}^2$ sur le demi-fléau ; cette charge inclut l'effet vertical du vent, s'applique sur les voussoirs terminés et sur l'équipage mobile.

Le moment dû à cette charge est de : $M_{qr} = \frac{q_r \cdot L_T \cdot l_f^2}{2}$

Avec : L_T : Largeur du tablier. $L_T = 15.5 \text{ m}$.

$$M_{qr} = -87187.5 \text{ kN.m.}$$

c) Charge du chantier concentrée :

On trouve de type de charges du chantier concentrées ; l'une est connue dont la valeur courante varie de 300 à 900 kN suivant la longueur des voussoirs et la largeur du tablier ; et l'autre est aléatoire de $(50 + 5 L_T) \text{ kN}$; toutes les deux sont appliquées en bout de fléau, à l'extrémité du dernier voussoir terminé ; donc on prend une charge concentrée de : $Q_c = 1000 \text{ kN}$.

Le moment dû à cette charge est de : $M_{Qc} = Q_c \cdot l_f$.

$$M_{Qc} = -75000 \text{ kN.m.}$$

Donc on retient un moment total de : $M_{tot} = M_g + M_{qr} + M_{Qc}$.

$$M_{tot} = -1002982.03 \text{ kN.m.}$$

¹⁵ Formules de Krawsky : Guides SETRA (service d'étude technique des routes et autoroutes) *ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*. Editer par Serta dans la collection « les outils », Juin 2003.

d) Nombre de câbles :

Câbles de fléau 12T15.
Diamètre gaine 80mm.
Béton B35

Les limites des contraintes sont :

- En compression : $\bar{\sigma}_b = 0.6f_c = 21\text{MPa}$.
- En traction : $\bar{\sigma}_t = 0.7f_t = 1.89\text{MPa}$.

Dans la section sur pile :

- La fibre supérieure travaille en traction : $\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S_p} + \frac{MV}{I} + \frac{Pe_0V}{I} \geq -\bar{\sigma}_t \dots (*)$
- La fibre inférieure travaille en compression : $\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S_p} - \frac{MV}{I} - \frac{Pe_0V}{I} \leq \bar{\sigma}_b \dots (**)$

L'effort P développé par les câbles de fléau dans la section sur pile doit satisfaire la condition (*) :

$$P \geq \frac{-\bar{\sigma}_t - \frac{MV}{I}}{\frac{1}{S_p} + \frac{Ve_0}{I}}$$

Avec :

$M = -1002.98\text{MN.m}$ $\bar{\sigma}_t = 1.89\text{MPa}$.
 $V = 5.265\text{m}$ $S_p = 22.6778\text{m}^2$.
 $e_0 = V - 2\phi_g = 5.1\text{m}$ $I = 253,00\text{m}^4$.

$P = 126.30\text{MN}$.

$$N_{\text{Câbles}} = \frac{P}{(1-p)P_0}$$

Avec :

p : La perte de précontrainte, estimée à 15%.

P₀ : L'effort limite développé par un câble.

$P_0 = S_{\text{câbles}} \cdot \sigma_0$. Et : $\sigma_0 = \text{Min} \{0.8f_{\text{prg}} ; 0.9f_{\text{peg}}\}$.

Avec : $S_{\text{câbles}}$: Section d'un câble 12T15. $S_{\text{câbles}} = 1680\text{mm}^2$.

f_{prg} : Contrainte de rupture garantie. $f_{\text{prg}} = 1860\text{MPa}$.

f_{peg} : Limite élastique conventionnelle à 0.1%. $f_{\text{peg}} = 1660\text{MPa}$.

σ_0 : Contrainte limite développée par un câble. $\sigma_0 = 1488\text{MPa}$.

$P_0 = 2.5\text{MN}$.

$$N_{\text{Câbles}} = \frac{126.30}{0.85 \times 2.5}$$

$N_{\text{Câbles}} = 59.44$ câbles. On prend :

$N_{\text{Câbles}} = 60$ câbles.

II.5.3.4. Avantages et inconvénients :

a) Les avantages :

Le principal avantage de la construction par encorbellements est la suppression des cintres et échafaudages, libérant ainsi l'espace situé au-dessous de l'ouvrage. Ce procédé est donc particulièrement adapté aux conditions suivantes :

- Ouvrages comportant des piles très hautes et franchissant des vallées larges et profondes (Cintre onéreux), (ce qui est le cas de notre ouvrage).
- Rivières à crues violentes et soudaines (cintre dangereux) ;
- Nécessité de dégager sur la voie franchie un gabarit de circulation ou de navigation pendant la construction (cintre gênant).

CHAPITRE II. Conception générale

La technique de l'encorbellement présente également d'autres avantages :

- Réduction et meilleure utilisation des coffrages, limités à la longueur d'un voussoir.
- Augmentation du rendement de la main-d'œuvre, dû à la mécanisation des tâches à l'intérieur d'un cycle répétitif.
- Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.
- Rapidité de construction dans le cas d'ouvrage à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour.
- Diverses géométries.
- Coût réduit.
- Ne nécessite pas d'entretien régulier.

b) Les inconvénients :

- Ouvrage beaucoup plus lourds qu'un ouvrage mixte, ce qui conduit à des appuis et des fondations importantes.
- Risque d'accidents surtout lorsque l'ouvrage franchit des voies circulées.
- Le tablier est assez épais, ce qui peut poser des problèmes dans certains sites (surtout sur le plan esthétique).

II.6. Analyse multicritères :

II.6.1. Comparaison des variantes :

a) Sur le plan technique et de l'exécution :

Le terrain accidenté et la hauteur importante rendent l'accès très difficile, de plus les contraintes existantes limitent les possibilités d'implantation des appuis, d'où, la nécessité de réduire le nombre de piles au maximum (variantes 2 et 3 sont meilleures de ce point de vu).

La suppression des cintres et échafaudages facilite encore plus l'exécution (le cas de la 3^{ème} variante).

Les éléments des ouvrages mixtes sont plus légers que ceux des ouvrages en béton, d'où, la facilité de la mise en place des caissons mixtes et surtout des éléments de bipoutre qui sont plus légers (pour cette caractéristique la 1^{ère} variante est avantageuse).

Une main-d'œuvre qualifiée est nécessaire, également pour les ponts mixtes bipoutres que pour les ponts mixtes caisson, surtout les soudeurs ; mais aussi pour les ponts en béton précontraint, surtout pour la pose des câbles.

Les sections tubulaires résistent mieux à la torsion, notamment qu'il y ait une courbure en plan (variantes 2 et 3)

b) Sur le plan économique :

Le tablier des ouvrages mixtes comporte une ossature métallique, et l'acier est un matériau assez cher, mais au même temps, il offre une légèreté qui permet la réduction des fondations.

CHAPITRE II. Conception générale

Le tablier du pont en béton précontraint est assez épais, donc non seulement la consommation de matériaux est élevée, mais aussi son poids est très lourd, ce qui conduit à des fondations importantes.

Mais la méthode de construction par encorbellements permet la suppression de tout cintre ou échafaudage ainsi que la réduction et la meilleure utilisation des coffrages ; et dans le cas des voussoirs préfabriqués à petites dimensions, le coût du matériel de pose est réduit.

c) Sur le plan esthétique :

La variation de la hauteur des 3 variantes donne une esthétique acceptable, or que les ponts mixtes ne font pas un objet attirant pour une satisfaction de l'esthétique de l'ouvrage. Par contre, les ouvrages caisson construit par encorbellements successifs donnent des ouvrages esthétiquement remarquables ; sauf que le découpage en voussoirs et la multiplicité des phases de bétonnage peuvent favoriser les différences de teinte entre deux voussoirs successifs. (Mais la 3^{ème} variante reste la meilleure esthétiquement parlant)

d) Sur le plan de l'entretien :

Les ouvrages mixtes nécessitent un entretien régulier contre la corrosion surtout dans une zone humide (le taux d'humidité à chlef peut atteindre jusqu'à 78% en hiver) ; d'ailleurs c'est le problème majeur de ce type d'ouvrages.

Par contre les ouvrages en béton précontraint, dans le cas normal, ne nécessitent aucun contrôle continu. (Donc la 3^{ème} variante est la plus intéressante sur ce plan).

e) Sur le plan des délais :

L'exécution globale des ouvrages mixtes est relativement rapide, vue l'utilisation des éléments préfabriqués (la 1^{ère} et la 2^{ème} variante sont acceptables en terme de délai).

Mais la construction par encorbellements permet : une souplesse d'exécution, en travaillant simultanément sur plusieurs bases de départ ; un bon rendement de la main-d'œuvre, grâce à la mécanisation et la répétition des tâches ; et enfin, une vitesse d'avancement, si les voussoirs sont préfabriqués, de 10m de tablier par jour (en effet, la 3^{ème} variante est la meilleure).

Le tableau suivant résume l'analyse multicritères :

Tableau II-9 : Analyse multicritères

Critère Variante	Exécution	Economie	Esthétique	Entretien	Moyenne
Pont mixte bipoutre	7/10	7/10	7/10	7/10	7/10
Pont mixte caisson	8/10	6/10	8/10	6/10	7/10
Pont caisson en BP par encorbellement	9/10	7/10	8/10	9/10	8.25/10

II.7. Conclusion :

La variante retenue est celle du pont caisson en béton précontraint construit par encorbellements successifs, car elle répond aux conditions naturelles et économiques du projet ; donc c'est elle qui va être étudiée en détails dans les chapitres suivants.

III. Chapitre III : Charges et surcharges

III.1. Introduction :

L'étude d'un pont a pour but la vérification de la fiabilité du dimensionnement, en prenant compte de la qualité exigée des matériaux qui seront utilisés. Pour assurer sa fonction, il doit être capable de résister à tous les efforts engendrés par son poids propre ainsi que à ceux dus aux actions naturelles et fonctionnelles.

Dans l'ensemble des charges et surcharges appliquées à un pont, on trouve deux types d'actions : les actions hors trafic et celles dues au trafic. Pour évaluer ces actions il faut d'abord identifier les caractéristiques du pont.

III.2. Caractéristiques du pont :

III.2.1. Largeur roulable :

La largeur roulable est la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou bordures :
 $L_r = 13.5\text{m}$.

III.2.2. Largeur chargeable :

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0.5m le long de chaque dispositif de retenue : $L_C = L_R - 2(0.5) = 12.5\text{m}$.

III.2.3. Nombre de voies :

Le nombre de voies est la partie entière de $L_R/3$: $N_v = 13.5/3 = 4\text{voies}$.

III.2.4. Classe du pont :

Les ponts routes sont classés en 3 classes ; selon la largeur roulable et leur destination, le tableau suivant résume les caractéristiques de chaque classe de ponts :

Tableau III-1 : Classe de ponts

Classe de ponts	Caractéristiques
1 ^{er} classe	$L_R \geq 7\text{m}$. Pont urbain ou en zone industrielle. Pont désigné par le CCTP (et $L_R < 7\text{m}$).
2 ^{ème} classe	$5.5\text{m} < L_R < 7\text{m}$.
3 ^{ème} classe	$L_R \leq 5.5\text{m}$

III.2.5. Les cas de charges :

Dans notre cas, nous allons étudier 5 cas de chargement possibles pour déterminer le moment le plus défavorable et l'effort tranchant maximal.

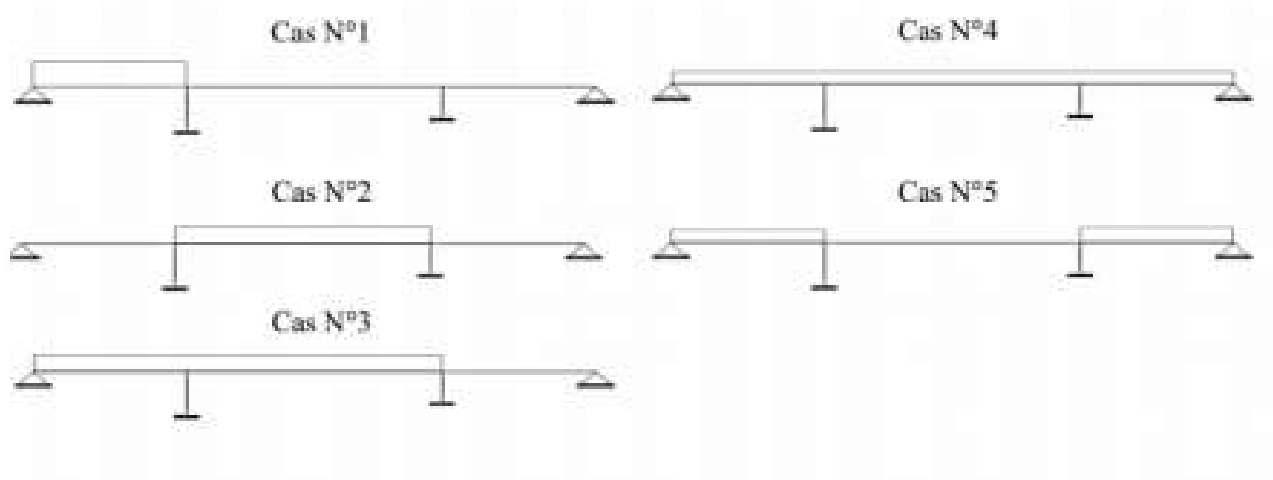


Figure III-1 : Les cas de charges

III.3. Evaluation des actions hors trafic :

Les actions hors trafic sont composées d'actions permanentes et actions variables.

III.3.1. Actions permanentes :

Les actions permanentes prises en compte sont : le poids propre et les actions thermiques

III.3.1.1. Poids propre :

Le poids propre comprend le poids de la structure porteuse (tablier) et le poids des éléments non porteurs et les installations fixes (revêtement, trottoirs, corniches, garde-corps, glissières de sécurité) :

$$G_P = G_{CP} + G_{CCP}.$$

a) Les éléments porteurs :

Ces charges concernent le tablier seul (charges permanentes) : $G_{CP} = G_{TC} + 2G_{TR}$.

Avec : G_{TC} : Poids propre d'une travée centrale.

G_{TR} : Poids propre d'une travée de rive.

- **Poids propre de la travée centrale :** $G_{TC} = G_p + 2G_{Vv} + G_c$.

Avec, G_p : Poids du voussoir sur pile.

G_{Vv} : Poids des voussoirs à hauteur variable.

G_c : Poids du voussoir de clavage.

Poids du voussoir sur pile : $G_p = \gamma_b \cdot S_p \cdot l_p$.

Avec : γ_b : Poids volumique du béton. $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$.

S_p : Surface de la section sur pile. $S_p = 22.6778 \text{ m}^2$.

l_p : Longueur du voussoir sur pile. $l_p = 4 \text{ m}$.

$$\rightarrow G_p = 2267.78 \text{ kN}.$$

Poids des voussoirs à hauteur variable : $G_{Vv} = \gamma_b \int_4^L S(x) dx$.

Avec : γ_b : Poids volumique du béton. $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$.

$S(x)$: La loi de variation la section. $S(x) = 9.628 + 0.0023 x^2$.

L : Longueur des voussoirs à hauteur variable. $L = 75\text{m}$.

$$\rightarrow \int_4^L S(x)dx = 406.81 \text{ m}^3.$$

$$\rightarrow G_{Vv} = 10170.19 \text{ kN}.$$

Poids du voussoir de clavage : $G_c = \gamma_b \cdot S_c \cdot l_c$.

Avec : γ_b : Poids volumique du béton. $\gamma_b = 25\text{kN/m}^3$.

S_c : Surface de la section à la clé. $S_c = 9.628\text{m}^2$.

l_c : Longueur du voussoir de clavage. $l_c = 2\text{m}$.

$$\rightarrow G_c = 481.4 \text{ kN}.$$

Alors : $G_{TC} = 23089.57 \text{ kN}$.

- **Poids propre de la travée de rive** : $G_{TR} = \frac{1}{2}G_p + G_{Vv} + G_{Vc}$.

Avec, G_p : Poids du voussoir sur pile.

G_{Vv} : Poids des voussoirs à hauteur variable.

G_{Vc} : Poids des voussoirs à hauteur constante.

Poids des voussoirs à hauteur constante : $G_{Vc} = \gamma_b \cdot S_c \cdot L_c$.

Avec : γ_b : Poids volumique du béton. $\gamma_b = 25\text{kN/m}^3$.

S_c : Surface de la section à la clé. $S_c = 9.628\text{m}^2$.

L_c : Longueur des voussoirs à hauteur constante. $L_c = 14\text{m}$.

$$\rightarrow G_{Vc} = 3369.8 \text{ kN}.$$

Alors : $G_{TR} = 14673.88 \text{ kN}$.

Donc : $G_{CP} = 52437.33 \text{ kN}$

$G_{CP} = 158.90 \text{ kN/ml}$

b) Les éléments non porteurs :

Ces charges concernent le poids de certains équipements comme le revêtement et les dispositifs de retenus (compléments des charges permanentes).

- **Revêtement** :

$$P_{rev} = \gamma_{BB} \cdot e_{rev} \cdot L_R .$$

Avec : γ_{BB} : Poids volumique du béton bitumineux. $\gamma_{BB} = 25\text{kN/m}^3$.

e_{rev} : Epaisseur de la couche de revêtement. $e = 0.08\text{m}$.

L_R : La largeur roulable. $L_R = 13.5\text{m}$.

$$\rightarrow P_{rev} = 27 \text{ kN/ml}.$$

- **Trottoir + Corniche :**

$$P_{\text{tro-cor}} = 2\gamma_b \cdot S_{\text{tro-cor}}$$

Avec :

γ_b : Poids volumique du béton. $\gamma_b = 25\text{kN/m}^3$.

$S_{\text{tro+cor}}$: La section transversale du trottoir-corniche.

$$S_{\text{tro-cor}} = 0.3914\text{m}^2$$

$$\rightarrow P_{\text{tro-cor}} = 10 \text{ kN/ml}$$

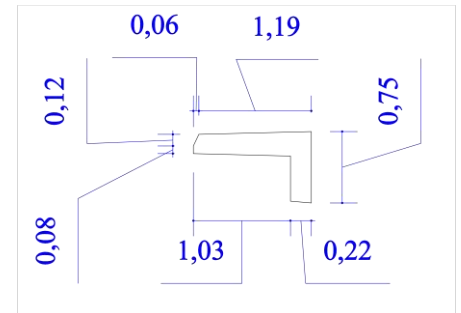


Figure III-2 : Dimensions du trottoir-corniche

- **Garde-corps :**

Le poids d'un garde-corps est estimé à 0.1t/ml (1kN/ml).

- **Glissière de sécurité :**

Les glissières souples standard sont les plus utilisées, et leur poids est de : 0.06t/ml (0.6kN/ml)

$$\text{Ce qui fait : } G_{\text{CPP}} = P_{\text{rev}} + P_{\text{tro-cor}} + 2P_{\text{GC}} + 2P_{\text{GS}}$$

$$\rightarrow G_{\text{CPP}} = 38.4 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{CPP}} = (P_{\text{rev}} + P_{\text{tro-cor}} + 2P_{\text{GC}} + 2P_{\text{GS}}) \times l$$

$$\text{Pour : } l = 330\text{m} \rightarrow G_{\text{CPP}} = 12672 \text{ kN}$$

Tableau III-2 : Poids propre

cas N°	l (m)	G_{CP} (kN)	G_{CPP} (kN)	G_{tot} (kN)
1	89	14673,88	3417,6	18091,48
2	152	23089,57	5836,8	28926,37
3	241	37763,45	9254,4	47017,85
4	330	52437,33	12672	65109,33
5	178	29347,76	6835,2	36182,96

III.3.1.2. Actions thermiques :

a) **Variations uniformes :**

On adopte les variations de température uniformes suivantes :

Tableau III-3 : Variations uniformes

Site	Variations (°C)
En Algérie du Nord (climat tempéré)	+35 et -15
Le proche et moyen Sud	+45 et -20
L 'extrême Sud	+50 et -30

On est en Algérie du nord donc la variation est de +35°C et -15°C.

b) Gradient thermique :

Tableau III-4 : Gradient thermique

	Gradient thermique (°C)	
	En phase de construction	En service
Type 1 (tablier métallique)	±18	±10
Type 2 (tablier mixte)	±15	±8
Type 3 (tablier béton)	±12	±7

On a un tablier du type 3, donc le gradient thermique est de ±12 °C en phase de construction et de ±7 °C en service.

c) Actions dues aux variations linéaires du tablier (retrait et fluage) :

Selon les règlements de béton armé et de béton précontraint, les actions dues aux variations linéaires du tablier engendrées par le retrait et le fluage sont considérées comme des actions permanentes.

III.3.2. Actions variables hors trafic : Actions dues au vent :

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut :

- 2,00 kN/m² pour les ouvrages en service ;
- 1,25 kN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

Les surfaces soumises à la pression du vent son en fonction du type de circulation et de la géométrie de l'ouvrage. Pour les déterminer il faut d'abord identifier l'épaisseur à prendre en compte.

Tableau III-5 : Epaisseur à prendre en compte pour la pression du vent

Dispositif de retenue sur la chaussée	Sur un côté	Sur les deux cotés
Garde-corps ajouré ou glissières	d + 30cm	d + 60cm
Garde-corps plein ou muret	d + d ₁	d + 2d ₁
Garde-corps ajouré et glissières	d + 60cm	d + 120cm

III.4. Evaluation des actions dues au trafic :

Les actions de trafic sur les ponts routiers consistent en actions variables et en actions accidentelles, représentées par différents modèles.

III.4.1. Système de charges A :

La charge A est une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A(l) par des coefficients ; où :

$$A(l) = 2.3 + 360/(l+12).$$

Le tableau suivant donne les valeurs du coefficient a_1 selon le cas :

Tableau III-6 : Coefficient a_1

Classe de pont \ Nombre de voies	Nombre de voies				
	1	2	3	4	≥ 5
1 ^{ère}	1	1	0.9	0.75	0.7
2 ^{ème}	1	0.9	-	-	-
3 ^{ème}	0.9	0.8	-	-	-

La charge A_1 est obtenue par :

$$A_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 \cdot A(l) \\ 4 - 0.002l \end{array} \right.$$

La charge A_1 obtenue est multiplier par un coefficient $a_2 = v_0 / v$.

v : la largeur d'une voie.

Et les valeurs de v_0 sont données par le tableau suivant :

Tableau III-7 : Valeurs de v_0

Classe de pont	v_0
Première classe	3.5m
Deuxième classe	3.0m
Troisième classe	2.75m

La charge $A_2 = a_2 \cdot A_1$ ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

Exemple de calcul :

Prenons le 1^{er} cas de charges : $l = 89m$.

$$A(l) = 2.3 + 360 / (89+12) ; A(l) = 5.86 \text{ kN/m}^2.$$

On a un pont de 1^{ère} classe avec 4 voies ; alors : $a_1=0.75$. $\rightarrow A(l) \cdot a_1 = 4.40 \text{ kN/m}^2$,
 et, $4-0.002l = 4-0.002(89) = 3.82 \text{ kN/m}^2$, donc, $A_1 = 4.40 \text{ kN/m}^2$.

$v = 3.5m$ et $v_0 = 3.5m \rightarrow a_2 = 1$, donc : $A_2 = 4.40 \text{ kN/m}^2$.

D'où :

- Pour une voie chargée : $A(l) = 4.40 \times 3.5$
 $A(l) = 15.39 \text{ kN/ml}$.
- Pour deux voies chargées : $A(l) = 4.40 \times 7$
 $A(l) = 30.79 \text{ kN/ml}$.
- Pour trois voies chargées : $A(l) = 4.40 \times 10.5$
 $A(l) = 46.18 \text{ kN/ml}$.
- Pour quatre voies chargées : $A(l) = 4.40 \times 13.5$
 $A(l) = 59.38 \text{ kN/ml}$.

Les résultats des autres cas sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau III-8 : Système de charges A

cas N°	l (m)	$A(l)$ (kN/m ²)	Une voie chargée (kN/ml)	Deux voies chargées (kN/ml)	Trois voies chargées (kN/ml)	Quatre voies chargées (kN/ml)
1	89	5,86	15,39	30,79	46,18	54,98
2	152	4,49	12,94	25,87	38,81	46,20
3	241	3,72	12,31	24,63	36,94	43,98
4	330	3,35	11,69	23,38	35,07	41,75
5	178	4,19	12,75	25,51	38,26	45,55

III.4.2. Système de charges B :

Le système de charges B comprend trois systèmes qui sont :

- Le système B_c se compose de camions types,
- Le système B_r se compose d'une roue isolée,
- Le système B_t se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux.

Les charges du système B sont calculées selon RCPR comme suit :

III.4.2.1. Système B_c :

La charge maximale du système B_c est de :

$$S = N_{\text{camions}} \times P_{\text{camion}} \times b_c.$$

Avec :

N_{camions} : nombre de camions.

P_{camion} : poids d'un camion.

b_c : coefficient en fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées.

Exemple de calcul :

Prenons le cas de 4 voies chargées. On a un pont de 1^{ère} classe avec 4 voies chargées, alors : $b_c=0.8$

On a 4 voies chargées donc 4 files transversalement et chaque file comprend 2 camions longitudinalement, ce qui fait : $N_{\text{camions}}=8$ camions.

La charge maximale du système B_c est donc : $S = 8 \times 30 \times 0.8 = 192t$.

Coefficient de majoration dynamique δ :

Le coefficient de majoration dynamique est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2l} + \frac{0.6}{1 + 4 \cdot \frac{G}{S}}$$

Avec :

l : La longueur de l'élément, $l = 330m$.

G : Sa charge permanente, $G = 6510,933t$.

S : Sa charge B_c maximale, $S = 192t$

D'où : $\delta = 1,010$.

Tous les résultats sont inscrits dans les tableaux suivants :

Tableau III-9 : Coefficients b_c et charges S

Nombre de files	b_c	Nombre de camions	Charge S (t)
1	1.20	2	72
2	1.10	4	132
3	0.95	6	171
4	0.80	8	192

Tableau III-10 : Système de charges B_c

Cas N°	l (m)	G (t)	δ_{1file}	δ_{2files}	δ_{3files}	δ_{4files}
1	89	1809,148	1,027	1,032	1,035	1,037
2	152	2892,637	1,016	1,020	1,021	1,023
3	241	4701,785	1,010	1,012	1,014	1,014
4	330	6510,933	1,008	1,009	1,010	1,010
5	178	3618,296	1,014	1,016	1,018	1,019

III.4.2.2. Système B_r :

Coefficient de majoration dynamique δ :

Le coefficient de majoration dynamique est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2l} + \frac{0.6}{1 + 4 \cdot \frac{G}{S}}$$

Avec :

l : La longueur de l'élément, $l = 330m$.

G : Sa charge permanente, $G = 6510,933t$.

S : Sa charge B_r maximale, $S = 10t$

D'où : $\delta = 1,006200443$.

Tous les résultats sont inscrits dans le tableau suivant :

Tableau III-11 : Système de charges B_r

Cas N°	l (m)	G (t)	S (t)	δ
1	89	1809,148	10	1,022
2	152	2892,637	10	1,013
3	241	4701,785	10	1,008
4	330	6510,933	10	1,006
5	178	3618,296	10	1,0113

III.4.2.3. Système B_t :

La charge maximale du système B_t est de :

$$S = N_t \times P_t \times b_t.$$

Avec :

N_{tandems} : nombre de tandems.

P_{tandem} : poids d'un tandem.

B_t : coefficient en fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées.

Exemple de calcul : prenons le cas d'une travée de rive avec 2 files chargée :

On a un pont de 1^{ère} classe, alors : $b_t=1.2$.

On a 2 files chargées transversalement, ce qui fait : $N_{\text{tandem}} = 2$ tandems.

La charge maximale du système B_t est donc :

$$S = 2 \times 32 \times 1.2 = 76.8t$$

Coefficient de majoration dynamique δ :

Le coefficient de majoration dynamique est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2l} + \frac{0.6}{1 + 4 \cdot \frac{G}{S}}$$

Avec :

l : La longueur de l'élément, $l = 330m$.

G : Sa charge permanente, $G = 6510,933t$.

S : Sa charge B_c maximale, $S = 192t$

D'où : $\delta = 1,00599334$.

Tous les résultats sont inscrits dans les tableaux suivant :

Tableau III-12 : Système de charge B_t

Cas N°	l (m)	G(t)	b_t	S1file	S2files	δ 1file	δ 2files
1	89	1809,148	1,2	38,4	76,8	1,024	1,021
2	152	2892,637	1,2	38,4	76,8	1,015	1,013
3	241	4701,785	1,2	38,4	76,8	1,009	1,008
4	330	6510,933	1,2	38,4	76,8	1,007	1,006
5	178	3618,296	1,2	38,4	76,8	1,0125	1,010

III.4.3. Effort de freinage :

Les charges de chaussée des systèmes A et B_c . sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation.

III.4.3.1. Effort de freinage correspondant à la charge A :

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à :

$$F_A = \frac{A \cdot S}{20 + 0.0035S}$$

Avec, S : la surface chargée.

Exemple de calcul : prenons le cas d'une travée de rive (le 1^{er} cas de charges) : $l=89\text{m}$ et $A(l)=5.86\text{ kN/m}^2$.

$$S = L_c \times l.$$

$$S = 12.5 \times 89 = 1112.5\text{m}^2.$$

$$F_A = (1112.5 \times 5.86) / (20 + 0.0035(1112.5)) = 273.05\text{kN}.$$

Les résultats des autres cas sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau III-13 : L'effort de freinage correspondant à la charge A

Cas N°	l (m)	$A(l)$ (kN/m ²)	S (m ²)	F_A (kN)
1	89	5,86	1112,5	273,05
2	152	4,49	1900	320,48
3	241	3,72	3012,5	367,19
4	330	3,35	4125	401,59
5	178	4,19	2225	335,88

III.4.3.2. Effort de freinage développé par le système Bc :

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions Bc que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner. Cet effort n'est pas à majorer pour effet dynamique. Cependant les coefficients bc du Tableau 23 s'appliquent aux efforts de freinage développés par le système Bc.

$$F_B = P_c \times b_c,$$

D'où : - Pour une voie chargée : $F_B = 300 \times 1.2$; $F_B = 360\text{kN}$.

- Pour deux voies chargées : $F_B = 300 \times 1.1$; $F_B = 330\text{kN}$.

- Pour trois voies chargées : $F_B = 300 \times 0.95$; $F_B = 285\text{kN}$.

- Pour quatre voies chargées : $F_B = 300 \times 0.8$; $F_B = 240\text{kN}$.

III.4.4. Forces centrifuges :

Les forces centrifuges sont calculées uniquement à partir du système Bc. Les camions du système Bc peuvent développer des efforts centrifuges, horizontaux, normaux à l'axe de la chaussée et appliqués à sa surface, dans le cas des ponts courbes.

On adopte, pour la force centrifuge développée par un essieu, une fraction de son poids égale aux valeurs mentionnées dans le tableau ci-après :

Tableau III-14 : La force centrifuge

Le rayon de la courbure R (m)	F_C
$R \leq 400\text{m}$	$\frac{R + 150}{6R + 350}$
$R > 400\text{m}$	$\frac{80}{R}$

Dans notre cas on a un rayon de 650m, donc : $F_C = 80/650 = 0.12\text{kN}$.

III.4.5. Charges militaires : Système de charges M_c :

Les charges du système M_c sont calculées selon RCPR comme suit :

Convoi M_c 120 :

La charge maximale du système M_c 120 est de :

$$S = N_c \times P_c$$

Avec :

P_c : Poids d'un véhicule.

N_c : Nombre de véhicules.

Exemple de calcul : prenons le cas d'une travée de rive (le 1^{er} cas de charges) : $l=89m$.

Pour $l=89m$, on dispose de 3 véhicules types du système M_c 120 (N_c =la partie entière de

$$\left(\frac{l-6.1}{30.5+6.1} \right) + 1).$$

$N_c=3$ véhicules, ce qui donne $S=3 \times 1100 = 3300$ kN.

Coefficient de majoration dynamique δ :

Le coefficient de majoration dynamique est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2l} + \frac{0.6}{1 + 4 \cdot \frac{G}{S}}$$

Avec :

l : La longueur de l'élément, $l = 89$.

G : Sa charge permanente, $G = 65109,33kN$.

S : Sa charge M_c maximale, $S = 3300kN$.

D'où : $\delta = 1,0279427$.

Les résultats des autres cas sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau III-15 : Système de charge M_c 120

Cas N°	l (m)	G (kN)	N_c	S (kN)	δ
1	89	18091,48	3	3 300	1,047
2	152	28926,37	4	4 400	1,035
3	241	47017,85	7	7 700	1,032
4	330	65109,33	9	9 900	1,028
5	178	36182,96	5	5 500	1,033

III.4.6. Charges exceptionnelles : Convois types D :

Convoi D 240 :

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 kN de poids total.

Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et de 18,60m de long.

III.4.7. Charges sur les trottoirs :

Une charge uniforme de 1.5kN/m² est appliquée sur les trottoirs de façon de produire l'effet maximal envisagé ; dans le sens transversal, les deux trottoirs peuvent être chargés au même temps comme ils peuvent être chargés chacun seul, dans les deux cas chaque trottoir doit être

totalemment chargé ; dans le sens longitudinal, les trottoirs sont chargés de la manière la plus défavorable.

Tableau III-16 : Charges sur les trottoirs

cas N°	l (m)	St (un chargé) (kN)	St (2 chargés) (kN)
1	89	133,5	267
2	152	228	456
3	241	361,5	723
4	330	495	990
5	178	267	534

III.5. Actions accidentelles (Séisme)

III.5.1. Classification des ponts :

On trouve trois groupes de ponts classés selon leur importance, pour la prise en compte du risque sismique. Le tableau suivant résume ces trois groupes et les caractéristiques des ponts dans chacun d'entre eux :

Tableau III-17 : Classification des ponts pour la prise en compte du risque sismique.

Groupe d'usage	Importance	Caractéristiques
Groupe 1	Stratégique	<ul style="list-style-type: none"> - Les ponts dont l'utilisation est primordiale pour les besoins de la sécurité civile, de la défense nationale ainsi que pour le maintien de l'ordre public ; - Les ponts supportant des pistes d'avion appartenant à des aéroports ; - Les ponts sur itinéraires d'acheminement des secours vers les zones affectées par le séisme et de desserte des installations d'implantation vitale (Groupe 1A / RPA 99).
Groupe 2	Important	<ul style="list-style-type: none"> - Autoroutes, routes express et voies à grande circulation ; - Liaisons assurant la continuité du réseau autoroutier ; - Grandes liaisons d'aménagement du territoire ; - Liaisons ferroviaires ; - les ponts situés dans les emprises des ports commerciaux maritimes ; - les ponts sur itinéraire de desserte des installations de grande importance (Groupe 1B/ RPA 99).
Groupe 3	Importance moyenne	<ul style="list-style-type: none"> - Les ponts qui ne sont rangés ni en groupe 1 ni en groupe 2.

Dans notre cas, le pont est dans le **Groupe 2**.

III.5.2. Coefficient d'accélération

Deux paramètres doivent être identifiés pour définir Le coefficient d'accélération de zone A, qui sont : la zone sismique (dans le chapitre II, on a déjà classé la zone du projet dans la zone de sismicité III : très élevée) ; et l'importance du pont (Groupe 2). Le tableau ci-après indique ce coefficient d'accélération :

Tableau III-18 : Coefficient d'accélération de zone

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Donc : le coefficient d'accélération de zone dans notre cas est de : **A=0.30**.

III.6. Combinaisons d'actions :

Il est nécessaire de former plusieurs combinaisons d'actions, pour obtenir les sollicitations correspondantes aux différents états limites. Ces combinaisons présentent différentes répartitions de charges appliquées en prenant compte de la probabilité de leur présence leurs valeurs maximales. Et enfin, les comparer avec les résistances des matériaux (béton, acier, sols...) et aussi les utiliser pour l'étude de la stabilité des éléments de fondation.

III.6.1. Coefficients pour les actions permanentes :

Il faut multiplier les valeurs caractéristiques définies auparavant par des coefficients du tableau suivant :

Tableau III-19 : Coefficient multiplicateurs des actions permanentes

Charges	G _{max}	G _{min}
Poids propre	1.06	0.9
Terres	1.05	0.95
Etanchéité	1.2	0.8
Enrobé et béton bitumineux	1.4	0.8
Autres équipements	1.2	0.8
Autres charges	1	1

III.6.2. Coefficients pour les actions dues au trafic :

Il faut multiplier les valeurs caractéristiques définies auparavant par des coefficients du tableau suivant :

Tableau III-20 : Coefficient multiplicateurs des actions dues au trafic

Charges	Nature de l'état limite	
	ELU de résistance	ELS
- Charges de chaussées et effets annexes, - Charges sur remblais.	1.07	1.20
- Charges militaires, - Charges exceptionnelles.	1.00	1.00
- Charges sur trottoirs, - Gardes corps, - Passerelles piétons.	1.07	1.00

III.6.3. Combinaisons d'actions :

III.6.3.1. Notations :

- T** : la variation uniforme de température,
 $\Delta\theta$: le gradient thermique vertical,
 G_{max} : l'ensemble des actions permanentes défavorable (y compris tassements d'appuis),
 G_{min} : l'ensemble des actions permanentes favorables,
 Q_r : les charges de chaussées A(l) ou B avec les charges de trottoirs,
 Q_{rp} : les charges militaires ou exceptionnelles,
 A_d : la charge accidentelle,
W : vent sur ouvrage.

III.6.3.2. Etats limites ultimes de résistances :

ELU - Combinaison fondamentale :

$$1,35 G_{max} + G_{min} + 1,5 Q_r + 1,5 \times 0,6 \times T + 1,5 \times 0,5 \times \Delta\theta$$

$$1,35 G_{max} + G_{min} + 1,35 Q_{rp} + 1,5 \times 0,6 \times T + 1,5 \times 0,5 \times \Delta\theta$$

$$1,35 G_{max} + G_{min} + 1,5 Q_r + 1,5 \times 0,6 \times W$$

$$1,35 G_{max} + G_{min} + 1,35 Q_{rp} + 1,5 \times 0,6 \times W$$

$$1,35 G_{max} + G_{min} + 1,5 W$$

ELU - Combinaison accidentelle :

$$G_{max} + G_{min} + 0,6 Q_r + A_d$$

$$G_{max} + G_{min} + A_d$$

III.6.3.3. Etats limites de service :

Combinaisons rares :

$$G_{max} + G_{min} + Q_r + 0,6 T + 0,5 \Delta\theta$$

$$G_{max} + G_{min} + Q_{rp} + 0,6 T + 0,5 \Delta\theta$$

$$G_{max} + G_{min} + T$$

$$G_{max} + G_{min} + \Delta\theta$$

$$G_{max} + G_{min} + W$$

Combinaisons fréquentes :

$$G_{\max} + G_{\min} + 0,6 Q_r + 0,6 T + 0,5 \Delta\theta$$

Combinaisons quasi permanentes :

$$G_{\max} + G_{\min}$$

III.6.3.4. Etats limites ultimes sismiques :

$$G + P + E + 0,4 \Delta T + D + \Psi Q$$

Combinaison des composantes de l'action sismique :

$$E = E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z.$$

$$E = E_y \pm 0.3E_x \pm 0.3E_z.$$

$$E = E_z \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y.$$

Avec :

G : valeur nominale des charges permanentes,

P : forces de précontrainte éventuelles (à long terme),

E : action sismique limitée au mouvement d'ensemble, obtenue par la combinaison la plus défavorable des composantes de l'action sismique,

E_x, E_y et E_z : efforts des actions sismiques dans chaque sens x, y et z.

Q : actions variables des charges d'exploitation,

ΔT : désigne les variations de température,

D : les déformations différées des matériaux (retrait et fluage du béton).

Ψ : coefficient de combinaison,

Ψ = 0,2 pour les ouvrages routiers urbains,

Ψ = 0,3 pour les lignes ferroviaires,

Ψ = 0 pour les autres cas.

III.7. Conclusion :

Toutes les charges et les surcharges sont évaluées selon RCPR et RPOA pour faire l'étude détaillée de l'ouvrage, cette étude commence par la modélisation de la structure, ou on effectue un modèle proche de la réalité avec un logiciel de calcul et on définit les phases de ce calcul.

IV. Chapitre IV : Modélisation

IV.1. Introduction :

La modélisation est effectuée par le logiciel « RM Bridge », qui est un logiciel pour la conception, l'analyse et la simulation de construction de pont ; il permet :

- La visualisation des conceptions de ponts.
- Le calcul du poids propre des structures.
- L'analyse et l'évaluation des charges de trafic.
- L'analyse des charges sismiques.
- L'étude de différentes phase de construction, en prenant compte le fluage et le retrait.

IV.2. Section transversale :

La construction d'un profil type se fait par des lignes de construction qui constituent des points références, ces derniers sont les nœuds qui définissent la forme de la section transversale type. Une fois la section est conçue on ajoute deux appuis au niveau de l'hourdis inférieur.

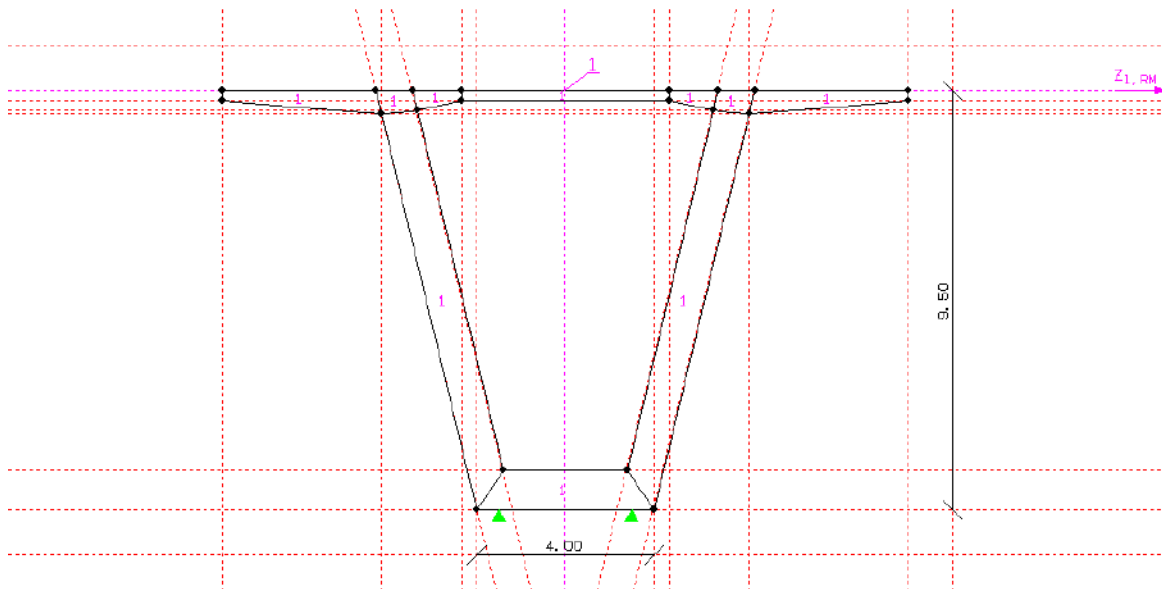


Figure IV-1 : Section transversale type (Section sur pile)

IV.3. Assemblage :

Le tablier se compose de voussoirs, qui sont constitué à partir de la répétition de section transversale type, pour passer de la section constante à la section variable, il faut appliquer des lois de variation au niveau de chaque élément qui varie :

Variation de la hauteur :

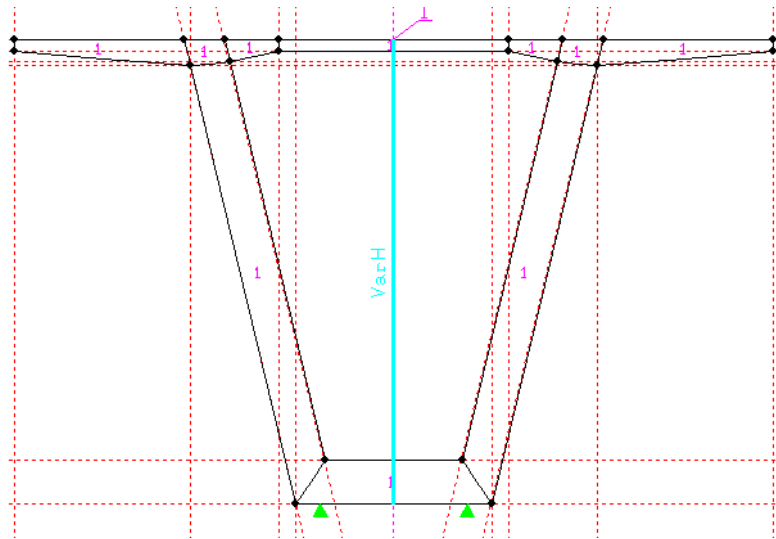


Figure IV-2 : Variation de la hauteur

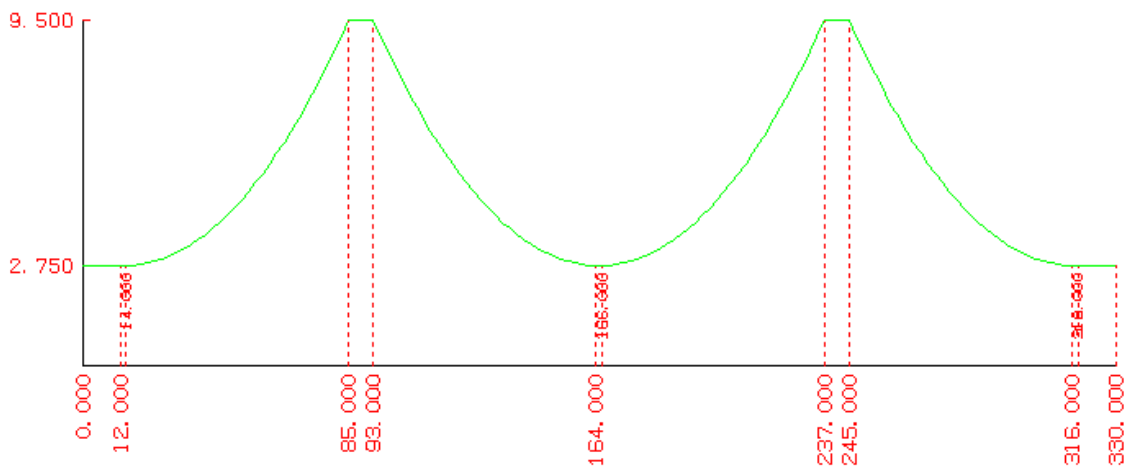


Figure IV-3 : Fonction de variation de la hauteur

Variation de l'épaisseur de l'hourdis inférieur :

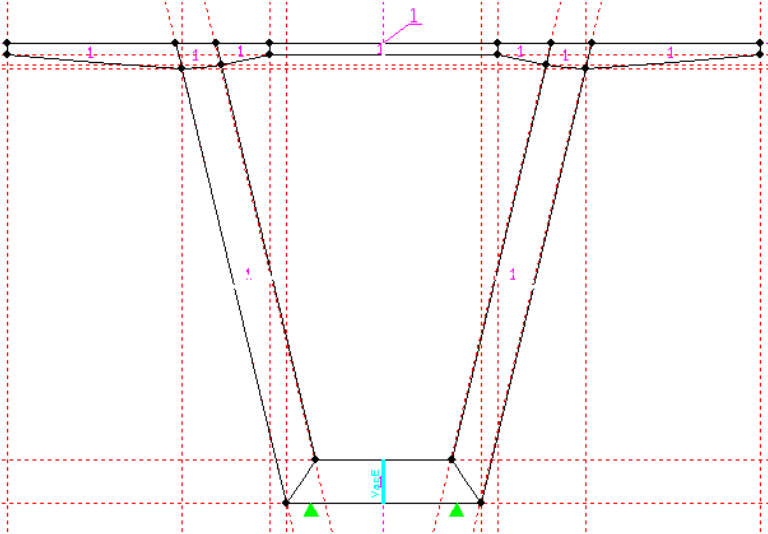


Figure IV-4 : Variation de l'épaisseur de l'hourdis inférieur

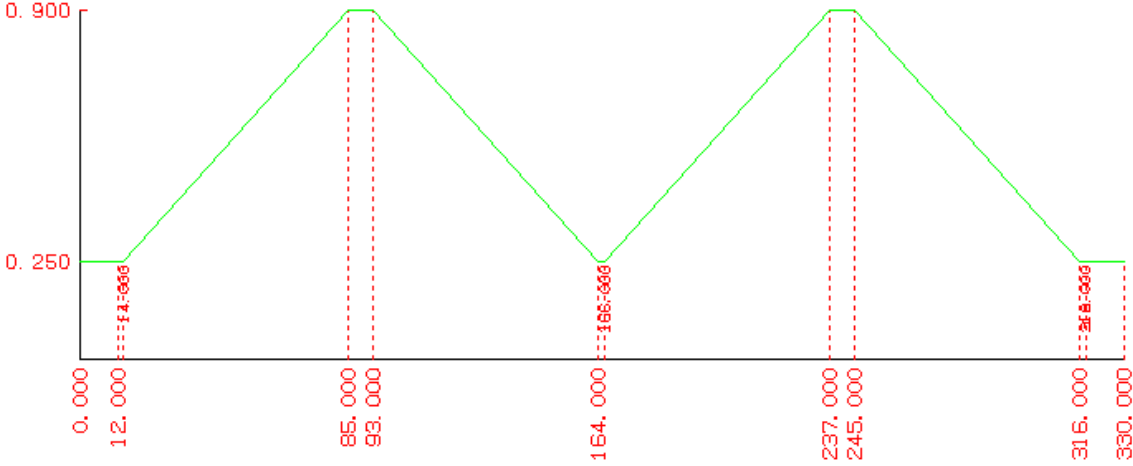


Figure IV-5 : Fonction de variation de l'épaisseur de l'hourdis inférieur

Variation de l'épaisseur de l'âme :

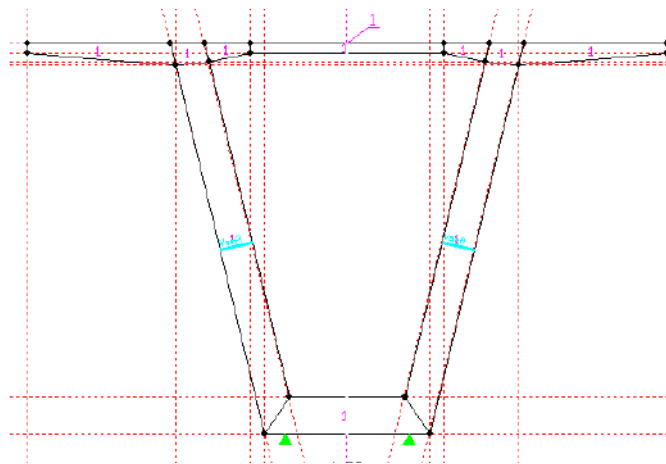


Figure IV-6 : Variation de l'épaisseur de l'âme

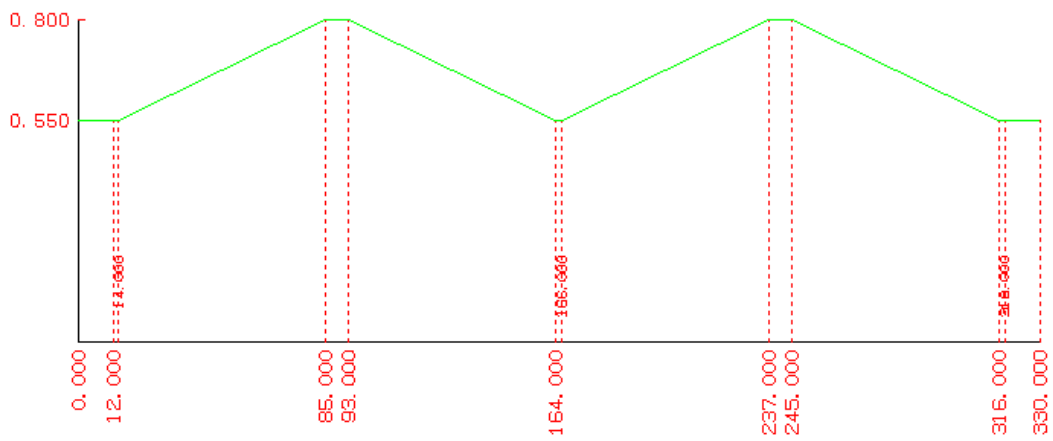


Figure IV-7 : Fonction de variation de l'épaisseur de l'âme

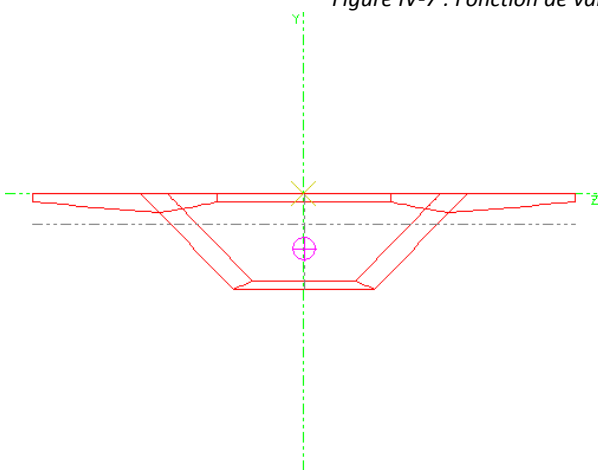


Figure IV-8 : Section à la clé

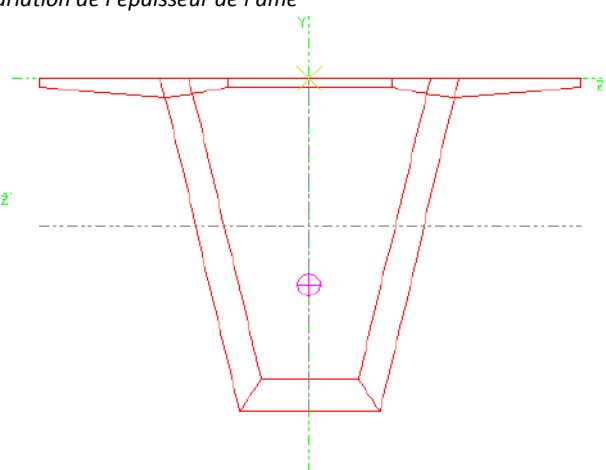


Figure IV-9 : Section sur pile

Le tablier est modélisé par des éléments barres, appuyé sur des appuis doubles au niveau des piles qu'elles sont appuyées eux même sur des appuis doubles avec le sol.



Figure IV-10 : Vues en 3D du tablier

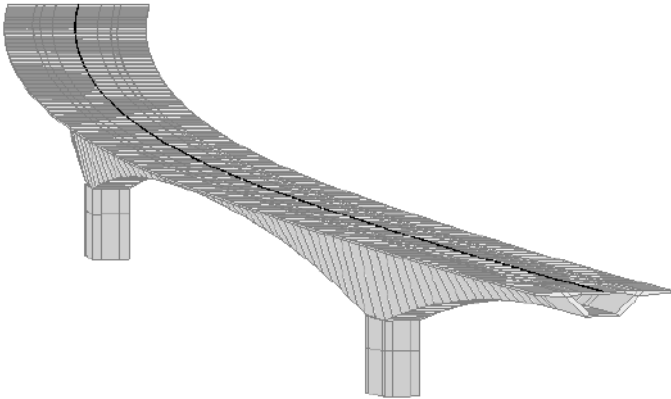


Figure IV-11 : Vues en 3D du tablier

IV.4. Propriétés des sections :

Les propriétés géométriques des sections sont données par le logiciel « RM Bridge », elles sont regroupées dans le tableau suivant : (de la section à la clé jusqu'à section sur pile)

Tableau IV-1 : Propriétés géométriques des sections

S (m ²)	I _z (m ⁴)	H (m)	v (m)	v' (m)
9,628	8,124	2,750	1,872	0,8775
9,814	8,546	2,767	1,864	0,9029
10,03	9,226	2,818	1,879	0,939
10,28	10,21	2,902	1,915	0,9867
10,56	11,57	3,020	1,973	1,047
10,88	13,37	3,172	2,051	1,121
11,24	15,72	3,358	2,149	1,209
11,65	18,75	3,586	2,265	1,321
12,11	22,60	3,830	2,399	1,431
12,62	27,48	4,117	2,551	1,566
13,19	33,60	4,510	2,791	1,719
13,82	41,23	4,791	2,903	1,888
14,51	50,69	5,180	3,104	2,076
15,27	62,35	5,602	3,32	2,282
16,10	76,65	6,057	3,551	2,506
17,00	94,11	6,547	3,798	2,749
17,97	115,3	7,070	4,061	3,009
19,03	141,0	7,626	4,338	3,288
20,16	171,8	8,218	4,632	3,586
21,38	208,8	8,842	4,941	3,901
22,68	253,0	9,500	5,265	4,235

IV.5. Phases de calcul :

Pour effectuer un calcul correct et organisé, on a créé 5 phases :

IV.5.1. Phase 0 : réalisation des piles :

Dans cette phase que les piles qui sont activées pour calculer leur poids propre avec le retrait et le fluage.



Figure IV-12 : Piles activées

IV.5.2. Phase 1 : réalisation des fléaux.

Tous les éléments sont activés dans cette phase sauf les voussoirs du clavage pour le calcul du poids propre du tablier avec retrait et fluage, et les autres charges participantes dans cette phase (charges du chantier, vent, température)

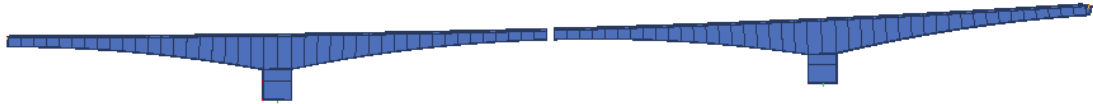


Figure IV-13 : Fléaux activés

IV.5.3. Phase 2 : clavage du tablier.

Dans cette phase, les mêmes éléments de la phase précédente sont activés plus les voussoirs du clavage et les parties coulées sur cintre, pour calculer le poids propre (tablier + revêtement) avec retrait et fluage.

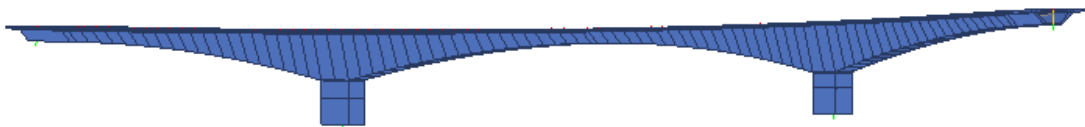


Figure IV-14 : Tablier activé

IV.5.4. Phase 3 : exploitation.

Dans cette phase, les mêmes éléments de la phase précédente sont activés pour le calcul des charges d'exploitation (charges de trafic, vent et température).

IV.5.5. Phase 4 : calcul

Cette phase est fictive, pour le calcul des combinaisons d'actions.

IV.6. Conclusion :

Après avoir conçu le modèle, inséré les phases et défini les charges et les cas de charges, on passe à faire sortir les diagrammes des efforts et les analyser pour enfin entamer la partie du calcul dans les différentes phases de vie de l'ouvrage.

V. Chapitre V : Etude de la précontrainte

V.1. Introduction :

L'étude de la précontrainte comporte la conception et la justification du câblage, pour en fin effectuer un tracé des câbles des différentes familles, ce tracé résulte du mode de construction et des phases successives rencontrées.

V.2. Cinématique de la construction :

On adapte la cinématique de construction suivante :

- 1) Construction des fléaux sur les piles P1 et P2.
- 2) Clavage P1-P2 et mise en tension des câbles éclisses de P1-P2.
- 3) Construction des parties coulées sur cintre près de C0 et C3.
- 4) Clavage C0-P1 et P2-C3, mise en tension des câbles éclisses C0-P1 et P2-C3 et passage sur appuis définitifs de P1 et P2.
- 5) Pose des équipements et mise en service.

V.3. Principe de câblage :

La précontrainte longitudinale d'un pont construit par encorbellement se compose de deux familles :

- **Les câbles de fléaux :** leur rôle est de résister aux moments négatifs dus principalement au poids propre du tablier qui croît après chaque avancée ; ces câbles sont mis en place au fur et à mesure de l'avancement de la construction et sont mis en tension d'une manière symétrique de chaque côté de la pile.
- **Les câbles de continuité :** leur rôle est d'assurer la continuité du tablier et de résister aux moments fléchissant et leurs variations importantes dues à l'effet des surcharges, du gradient thermique et des efforts de redistribution par fluage.

V.4. Précontrainte de fléau :

V.4.1. Calcul des sollicitations :

V.4.1.1. Moment dû au poids propre du tablier :

Pour la section sur pile, RM Bridge donne (voir **Annexe 7 Figure 5**), un moment dû au poids propre du demi-fléau de :

$$M_g = -869502.1 \text{ kN.m.}$$

V.4.1.2. Moment dû à la charge répartie du chantier :

Pour la section sur pile, RM Bridge donne (voir **Annexe 7 Figure 10**), un moment dû à une charge répartie de 2 kN/m^2 sur un demi-fléau de :

$$M_{qr} = -87402.1 \text{ kN.m.}$$

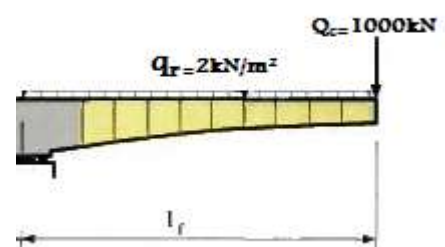


Figure V-1 : Charges de chantier

V.4.1.3. Moment dû à la charge concentrée du chantier :

Pour la section sur pile, RM Bridge donne (voir **Annexe 7 Figure 15**), un moment dû à une charge concentrée de 1000kN appliquée en bout de fléau, à l'extrémité du dernier voussoir terminé de :

$$M_{Qc} = -75000 \text{ kN.m.}$$

Donc : Le moment total maximal (sur pile) donné par RM Bridge est de :

$$M_{\text{tot}} = -1031904.2 \text{ kN.m.}$$

Tableau V-1 : Charges sollicitant le fléau

Charge	Poids propre G _{PP} = 197.3 kN/m	Charge du chantier répartie : q _r = 2kN/m	Charge du chantier concentrée : Q _c = 1000kN	Total
Moment (kN.m)	-869502.1	-87402.1	-75000	-1031904.2

V.4.2. Calcul de la précontrainte de fléau :

L'effort **P** développé par les câbles de fléau dans la section sur pile doit satisfaire les conditions suivantes ¹⁶:

Câbles de fléau 12T15.
Diamètre gaine 80mm.
Béton B35

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S_p} + \frac{MV}{I} + \frac{Pe_0V}{I} \geq 0 \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S_p} + \frac{MV'}{I} - \frac{Pe_0V'}{I} \leq \sigma_{\text{adm}} \end{cases}$$

- Le moment sur pile : M = -1031.9042 MN.m.
- La surface de la section sur pile : S_p = 22.6778 m².
- Son moment d'inertie : I = 252.96 m⁴.
- La distance du centre de gravité de la section sur pile à la fibre supérieure : V = 5.265 m.
- La distance du centre de gravité de la section sur pile à la fibre inférieure : V' = 4.235 m.
- L'excentrement du câble moyen (en supposant une répartition sur deux lits) :
e₀ = V - 2φ_g = 5.103 m.
- La contrainte admissible du béton : σ_{adm} = 0.6f_{c28} = 21 MPa.

Le dimensionnement de la précontrainte de fléau se fait d'après la 1^{ère} condition (à la fibre supérieure) :

$$P = \frac{\frac{MV}{I}}{\frac{1}{S_p} + \frac{Ve_0}{I}}$$

P = 142.89 MN.

$$N_{\text{Câbles}} = \frac{P}{(1-p)P_0}$$

Avec : p : La perte de précontrainte, estimée à 15%.
P₀ : L'effort limite développé par un câble.

¹⁶ Guides SETRA (service d'étude technique des routes et autoroutes) ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Editer par Serta dans la collection « les outils », Juin 2003.

$$P_0 = S_{\text{câbles}} \cdot \sigma_0, \text{ et } : \sigma_0 = \text{Min} \{0.8f_{\text{prg}} ; 0.9f_{\text{peg}}\}.$$

Avec : $S_{\text{câbles}}$: Section d'un câble 12T15. $S_{\text{câbles}} = 1680 \text{mm}^2$.

f_{prg} : Contrainte de rupture garantie. $f_{\text{prg}} = 1860 \text{MPa}$.

f_{peg} : Limite élastique conventionnelle à 0.1%. $f_{\text{peg}} = 1660 \text{MPa}$.

σ_0 : Contrainte limite développée par un câble. $\sigma_0 = 1488 \text{MPa}$.

$$P_0 = 2.5 \text{MN}.$$

$$\text{Donc : } N_{\text{Câbles}} = \frac{142.89}{0.85 \times 2.5} \rightarrow N_{\text{Câbles}} = 67.24 \text{câbles}.$$

On prend :

$$N_{\text{Câbles}} = 68 \text{câbles}.$$

Nous retiendrons donc 34 paires de câbles 12T15.

L'effort réel développé par les câbles de fléau dans la section sur pile est :

$$P_{\text{réel}} = N_{\text{Câbles}} \cdot (1-p) \cdot P_0 = 68 \times 0.85 \times 2.5.$$

$$P_{\text{réel}} = 144.5 \text{MN}.$$

La répartition des câbles de fléau dans le demi-fléau est montrée dans le tableau ci-après :

Tableau V-2 : Répartition des câbles de fléau

x (m)	M_z (MN.m)	P (MN)	$N_{\text{calculé}}$	$N_{\text{Câbles}}$	$N_{\text{arrêté}}$	$P_{\text{réel}}$ (MN)
0	0	0	0	0	2	0
3,55	-5,279	2,43	1,15	2	2	4,25
7,1	-14,049	6,37	3,00	4	2	8,50
10,65	-26,376	11,61	5,46	6	4	12,75
14,2	-42,341	17,89	8,42	10	2	21,25
17,75	-62,032	24,93	11,73	12	4	25,50
21,3	-85,553	32,43	15,26	16	4	34,00
24,85	-113,018	40,17	18,90	20	4	42,50
28,4	-144,557	47,95	22,56	24	4	51,00
31,95	-180,315	55,61	26,17	28	2	59,50
35,5	-220,455	62,25	29,29	30	4	63,75
39,05	-265,158	70,36	33,11	34	4	72,25
42,6	-314,625	77,35	36,40	38	2	80,75
46,15	-369,074	84,11	39,58	40	4	85,00
49,7	-428,748	90,65	42,66	44	2	93,50
53,25	-493,910	96,97	45,63	46	4	97,75
56,8	-564,846	103,09	48,51	50	2	106,25
60,35	-641,869	109,09	51,34	52	4	110,50
63,9	-725,313	114,95	54,09	56	4	119,00
67,45	-815,541	120,72	56,81	58	4	123,25
71	-912,939	126,42	59,49	60	4	127,50
75	-1031,904	142,89	67,24	68	0	144,50

V.5. Précontrainte de continuité :

V.5.1. Calcul des sollicitations :

V.5.1.1. Moment dû au poids propre du tablier :

Pour la section la plus sollicitée, RM Bridge donne (comme montrer dans l'Annexe 3), un moment dû au poids propre du tablier :

Pour la travée centrale (à la clé) : $M_g = 119482 \text{ kN.m}$.

Pour une travée de rive (2^{ème} voussoir après le voussoir du clavage) :

$$M_{\text{rev}} = 39056 \text{ kN.m}$$

V.5.1.2. Moment dû au poids propre du revêtement :

Pour la section la plus sollicitée, RM Bridge donne (comme montrer dans l'Annexe 3), un moment dû au poids propre du revêtement :

Pour la travée centrale (à la clé) : $M_g = 11888 \text{ kN.m}$.

Pour une travée de rive (2^{ème} voussoir après le voussoir du clavage) :

$$M_{\text{rev}} = 4064 \text{ kN.m}$$

Donc : Le moment total positif maximal donné par RM Bridge est de :

Pour la travée centrale (à la clé) :

$$M_{\text{PERM-SUM}} = 131370 \text{ kN.m}$$

Tableau V-3 : Charges sollicitant le tablier après clavage (à vide)

Charge		Poids propre du tablier	Poids propre du revêtement	Total
Moment (kN.m)	Travée centrale	119482	11888	131370
	Travée de rive	39056	4064	41633

V.5.2. Calcul de câbles de continuité :

V.5.2.1. Pour la travée centrale :

L'effort P développé par les câbles de continuité dans la section à la clé doit satisfaire les conditions suivantes¹⁷ :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S_c} + \frac{MV}{I} + \frac{Pe_0V}{I} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S_c} + \frac{MV}{I} - \frac{Pe_0V}{I} \geq 0 \end{array} \right.$$

¹⁷ Guides SETRA (service d'étude technique des routes et autoroutes) *ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*. Editer par Serta dans la collection « les outils », Juin 2003.

Le moment positif maximal : $M_{tot} = 131.370 \text{ MN.m}$.

traction. La surface de la section : $S_c = 9.628 \text{ m}^2$.

Son moment d'inertie : $I = 8.124 \text{ m}^4$.

La distance du centre de gravité de la section sur pile à la fibre supérieure :
 $V = 1.872 \text{ m}$.

La distance du centre de gravité de la section sur pile à la fibre inférieure :
 $V' = 0.8775 \text{ m}$.

L'excentrement du câble moyen (en supposant une répartition sur un seul lit)
: $e_0 = V' - \phi_g = 0.7965 \text{ m}$.

Le dimensionnement de la précontrainte de fléau se fait d'après la 2^{ème} condition (à la fibre inférieure) :

$$P = \frac{\frac{MV'}{I}}{\frac{1}{S_c} + \frac{V'e_0}{I}} \rightarrow P = 74.72 \text{ MN.}$$

$$N_{\text{Câbles}} = \frac{P}{(1-p)P_0}$$

Donc : $N_{\text{Câbles}} = \frac{74.72}{0.85 \times 2.5} \rightarrow N_{\text{Câbles}} = 35.16 \text{ câbles.}$

On prend : $N_{\text{Câbles}} = 36 \text{ câbles.}$

Nous retiendrons donc 18 paires de câbles 12T15.

L'effort réel développé par les câbles de continuité dans la section à la clé est :

$$P_{\text{réel}} = N_{\text{Câbles}} \cdot (1-p)P_0 = 36 \times 0.85 \times 2.5.$$

$$P_{\text{réel}} = 76.5 \text{ MN.}$$

La répartition des câbles de continuité dans la travée centrale est montrée dans le tableau ci-après :

Tableau.VI.2 Répartition des câbles de continuité dans la travée centrale.

x (m)	M _z (MN.m)	P (MN)	N _{calculé}	N _{Câbles}	N _{arrêté}	P _{réel} (MN)
Voussoir de clavage	131.370	74,72	35,16	36	0	76,5
0	128.620	73,16	34,43	36	0	76,5
3,55	122.220	68,42	32,20	34	2	72,25
7,1	112.105	61,00	28,71	30	4	63,75
10,65	981.890	51,35	24,16	26	4	55,25
14,2	803.820	39,94	18,80	20	6	42,5
17,75	585.740	27,42	12,90	14	6	29,75
21,3	326.440	14,29	6,72	8	6	17
24,85	245.900	1,00	0,47	2	6	4,25

V.5.2.2. Pour la travée de rive :

L'effort P développé par les câbles de continuité dans la section la plus sollicitée (du 2^{ème} voussoir après le voussoir du clavage) doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{sup} &= \frac{P}{S_c} - \frac{MV}{I} + \frac{Pe_0V}{I} \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_{inf} &= \frac{P}{S_c} + \frac{MV'}{I} - \frac{Pe_0V'}{I} \leq 0 \end{aligned} \right.$$

Le moment positif maximal pour une travée de rive (3^{ème} voussoir après le voussoir du clavage) : $M_{tot} = 41.63 \text{ MN.m}$.

La surface de la section : $S = 9.814 \text{ m}^2$.

Son moment d'inertie : $I = 8.546 \text{ m}^4$.

La distance du centre de gravité de la section sur pile à la fibre supérieure : $V = 1.864 \text{ m}$.

La distance du centre de gravité de la section sur pile à la fibre inférieure : $V' = 0.9029 \text{ m}$.

L'excentrement du câble moyen (en supposant une répartition sur un seul lit) : $e_0 = V' - \phi_g = 0.8219 \text{ m}$.

Le dimensionnement de la précontrainte de fléau se fait d'après la 2^{ème} condition (à la

fibre inférieure) : $P = \frac{\frac{MV'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{V'e_0}{I}} \rightarrow P = 23.46 \text{ MN}$.

$$N_{\text{Câbles}} = \frac{P}{(1-p)P_0}$$

Donc : $N_{\text{Câbles}} = \frac{23.46}{0.85 \times 2.5} \rightarrow N_{\text{Câbles}} = 11.04 \text{ câbles}$.

On prend : $N_{\text{Câbles}} = 12 \text{ câbles}$

Nous retiendrons donc une paire de câbles 12T15.

L'effort réel développé par les câbles de continuité (pour la travée de rive) est :

$$P_{\text{réel}} = N_{\text{Câbles}} \cdot (1-p)P_0 = 2 \times 0.85 \times 2.5$$

$$P_{\text{réel}} = 25.5 \text{ MN}$$

La répartition des câbles de continuité dans la travée de rive est montrée dans le tableau ci-après :

Tableau.VI.3 Répartition des câbles de continuité dans la travée de rive.

x (m)	M _z (MN.m)	P (MN)	N _{calculé}	N _{Câbles}	P _{réel} (MN)
Partie coulée	0	0	0	0	0
Voussoir de clavage	38.959	22,16	10,43	12	25,5
0	41.473	23,22	10,93	12	25,5
3,55	43.120	23,47	11,04	12	25,5
7,1	41.118	21,50	10,12	12	25,5
10,65	35.394	17,59	8,28	10	21,25
14,2	25.866	12,11	5,70	6	12,75
17,75	12.437	5,44	2,56	4	8,5

V.6. Vérifications :

V.6.1. Vérification des câbles de fléau à l'ELU :

Les câbles de fléau doivent satisfaire la condition suivante :

$$1.35M_g \leq A_p \cdot f_{yp} \cdot Z_p$$

$$M_g = 1031.9042 \text{ MN.m}$$

$$f_{yp} = 0.75 f_{prg} = 1395 \text{ MPa.}$$

$$Z_p = 8.34 \text{ m.}$$

$$\text{Section } 12T15 = 12 \times 140 = 1680 \text{ mm}^2 ; A_p = N_{\text{Câbles}} \cdot 1680 = 68 \times 1680 = 0.12 \text{ m}^2.$$

$$1.35M_g = 1.35(1031.90) = 1393.07 \text{ MN.m} = 1393070 \text{ kM.m}$$

$$A_p \cdot f_{yp} \cdot Z_p = 0.12 \times 1395 \times 8.34 = 1396.12 \text{ MN.m} = 1386120 \text{ kN}$$

La condition : $1.35M_g \leq A_p \cdot f_{yp} \cdot Z_p$ est **vérifiée**.

V.6.2. Vérification des dalles de compression :

Sur pile : Vérification à la fibre inférieure :

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S_p} + \frac{MV_l}{I} - \frac{Pe_0V_l}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{150.48}{22.68} + \frac{1031.9 \times 4.24}{252.95} - \frac{150.48 \times 4.24 \times 5.1}{252.95}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 11.3 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 21 \text{ MPa.}$$

Vérification des dalles de compression inférieures :

Le tableau suivant donne les contraintes en chaque section de voussoirs à la fibre comprimée, en phase de réalisation des fléaux :

Tableau V-4 : Contraintes en chaque section de voussoirs à la fibre comprimée, en phase de réalisation des fléaux

x (m)	P _{réel} (MN)	S (m ²)	M _z (MN.m)	I (m ⁴)	v' (m)	e ₀ (m)	σ _{inf} (MPa)
0	0	9,628	0	8,124	0,8775	1,71	0
3,55	4,25	9,814	-5,279	8,546	0,9029	1,702	0,23
7,1	8,50	10,03	-14,049	9,226	0,939	1,717	0,79
10,65	12,75	10,28	-26,376	10,21	0,9867	1,753	1,63
14,2	21,25	10,56	-42,341	11,57	1,047	1,811	2,36
17,75	25,50	10,88	-62,032	13,37	1,121	1,889	3,51
21,3	34,00	11,24	-85,553	15,72	1,209	1,987	4,41
24,85	42,50	11,65	-113,018	18,75	1,321	2,103	5,31
28,4	51,00	12,11	-144,557	22,60	1,431	2,237	6,14
31,95	59,50	12,62	-180,3151	27,48	1,566	2,389	6,89
35,5	63,75	13,19	-220,455	33,60	1,719	2,629	7,54
39,05	72,25	13,82	-265,158	41,23	1,888	2,741	8,30
42,6	80,75	14,51	-314,625	50,69	2,076	2,942	8,72
46,15	85,00	15,27	-369,074	62,35	2,282	3,158	9,25
49,7	93,50	16,1	-428,748	76,65	2,506	3,389	9,47
53,25	97,75	17,00	-493,910	94,11	2,749	3,636	9,80
56,8	106,25	17,97	-564,847	115,3	3,009	3,899	9,84
60,35	110,50	19,03	-641,869	141,0	3,288	4,176	10,01
63,9	119,00	20,16	-725,313	171,8	3,586	4,47	9,94
67,45	123,25	21,38	-815,541	208,8	3,901	4,779	10,00
71	127,50	22,68	-912,939	253,0	4,235	5,103	10,01
75	144,50	22,68	-1031,904	253,0	4,235	5,103	11,30

Toutes les valeurs des contraintes des fibres inférieures sont **inférieures** à la contrainte admissible ($\bar{\sigma}_b=21\text{MPa}$).

A mi- travée : Vérification à la fibre supérieure :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S_c} + \frac{MV}{I} - \frac{Pe_0V}{I}$$

Pour la travée centrale :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{76.5}{9.63} + \frac{131.37 \times 1.87}{8.12} - \frac{76.5 \times 0.72 \times 1.87}{8.12}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 8.29\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 21\text{MPa}.$$

Pour la travée de rive :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{25.5}{10.3} + \frac{43.12 \times 1.86}{9.23} - \frac{25.5 \times 0.78 \times 1.86}{9.23}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 2.24\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 21\text{MPa}.$$

Vérification des dalles de compression supérieures :

Pour la travée centrale :

Le tableau suivant donne les contraintes en chaque section de voussoirs à la fibre comprimée, en phase d'exploitation :

Tableau V-5 : Contraintes en chaque section de voussoirs à la fibre comprimée, en phase d'exploitation

x (m)	Préel (MN)	S (m ²)	M _z (MN.m)	I (m ⁴)	v (m)	e ₀ (m)	σ _{sup} (MPa)
Voussoir de clavage	76,5	9,628	131.37	8,124	1,872	0,7155	8,29
0	76,5	9,628	128.62	8,124	1,872	0,7155	6,54
3,55	72,25	9,814	122.22	8,546	1,864	0,7409	5,06
7,1	63,75	10,03	112.11	9,226	1,879	0,777	4,00
10,65	55,25	10,28	98.19	10,21	1,915	0,8247	2,41
14,2	42,5	10,56	80.38	11,57	1,973	0,885	1,64
17,75	29,75	10,88	58.57	13,37	2,051	0,959	0,77
21,3	17	11,24	32.64	15,72	2,149	1,047	0,06
24,85	4,25	11,65	2.46	18,75	2,265	1,159	0,7

Pour la travée de rive :

Le tableau suivant donne les contraintes en chaque section de voussoirs à la fibre comprimée, en phase d'exploitation :

Tableau V-6 : contraintes en chaque section de voussoirs à la fibre comprimée, en phase d'exploitation

x (m)	Préel (MN)	S (m ²)	M _z (MN.m)	I (m ⁴)	v (m)	e ₀ (m)	σ _{sup} (MPa)
Partie coulée	0	9,628	0	8,124	1,872	0,7155	0
Voussoir de clavage	25,5	9,628	38.959	8,124	1,872	0,7155	1,65
0	25,5	9,814	41.473	8,546	1,864	0,7409	2,28
3,55	25,5	10,03	43.120	9,226	1,879	0,777	2,24
7,1	25,5	10,28	41.118	10,21	1,915	0,8247	1,38
10,65	21,25	10,56	35.394	11,57	1,973	0,885	0,96
14,2	12,75	10,88	25.866	13,37	2,051	0,959	0,00
17,75	8,5	11,24	12.437	15,72	2,149	1,047	0,23

Toutes les valeurs des contraintes des fibres supérieures sont **inférieures** à la contrainte admissible (σ_{adm}=21MPa).

V.6.3. Vérification des bielles de compression :

Pour la vérification des bielles de compression, il faut que : σ_{max} ≤ σ_{adm}.

$$\frac{F}{A} \leq \bar{\sigma}_b.$$

Tel que :

$$\frac{F}{A} = \frac{R_{max} \cdot \sin\alpha}{\frac{b}{4} \cdot b_w}$$

- Avec :** **F** : Force de compression inclinée.
A : Surface de bielle.
R_{max} : Réaction maximale à la pile. $R_{\max}=45.86\text{MN}$. (voir **Annexe 7 Figure 81**)
a : angle d'inclinaison des bielles. $\alpha=45^\circ$.
b : Longueur de la pile. $b=8\text{m}$.
b_w : Epaisseur de la bielle. $b_w=0.8\text{m}$.

$$\frac{F}{A} = \frac{45.86.\sin 45}{\frac{8}{4} \times 0.8} = 20.27\text{MPa} \leq 21\text{MPa}.$$

Donc : la condition des bielles de compression est **vérifiée**.

V.6.4. Vérification des déplacements à l'ELU :

Le déplacement vertical maximal dû au poids propre dans la phase de construction est donné par le logiciel RM Bridge comme suit :

A t_0 (avant retrait et fluage) : $V_{y0}=5.75\text{cm}$.

A t_∞ (après retrait et fluage) : $V_{y\infty}=36\text{cm}$.

En comparant ces déplacements avec le déplacement maximal :

$$d_{\max} = \frac{L}{500} = \frac{152}{500} = 30.4\text{cm}.$$

On trouve qu'à t_0 : $V_{y0} \leq d_{\max}$.

Et à t_∞ : $V_{y\infty} > d_{\max}$; cette flèche est due seulement au poids propre mais en prenant compte de la contre flèche créée par la précontrainte la condition sera vérifiée.

Donc : la condition du déplacement est vérifiée.

V.7. Conclusion :

On a trouvé, après tous les calculs, 68 câbles de 12T15 pour les câbles de fléaux, et 36 pour les câbles de continuité, leurs dispositions sont montrées dans le plan du câblage, avec un espacement de 16 cm verticalement et horizontalement, on a aussi établi toutes les vérifications nécessaires.

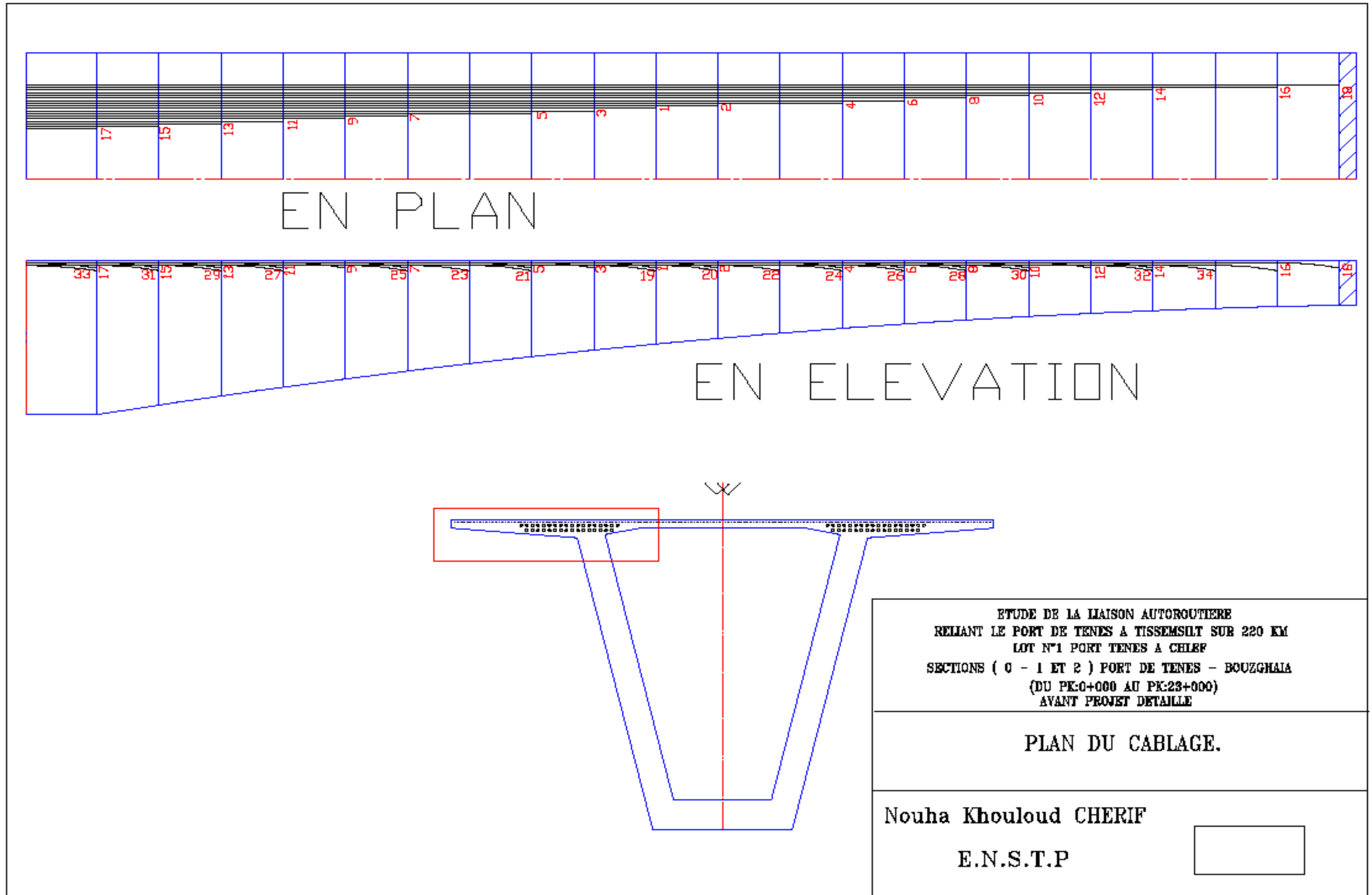


Figure V-2 : Plan de câblage de fléau

VI. Chapitre VI : Etude des armatures passives :

VI.1. Introduction :

Les armatures passives sont des armatures qui ne sont pas mis en tension avant d'être sollicité dans le béton précontraint contrairement aux armatures actives.

Les armatures longitudinales résistent à une portion du moment fléchissant dû au poids propre du tablier et ses variations et aux charges d'exploitation qui n'est pas supporté par les armatures actives (la précontrainte) ; les armatures transversales résistent à l'effort tranchant dû aux mêmes actions précédentes.

VI.2. Efforts dus aux combinaisons d'actions:

Les efforts (moment M_z et effort tranchant T) dus aux combinaisons d'actions donnés pas le logiciel de calcul « RM Bridge », sont montrés dans le tableau suivant : (voir les diagrammes des moments fléchissant M_z et des efforts tranchant Q_y)

Tableau VI-1 : Efforts dus aux combinaisons d'actions

Combinaison	$M_{\max}^{(-)}$ (kN.m)	$M_{\max}^{(+)}$ (kN.m)	T_{\max} (kN)
ELU-R fondamentales	-1321051	213275	45814
	-1275423	235311	45860
	-1321051	213275	45814
	-1275423	235311	45860
	-1109700	161301	39755
ELU-R accidentelles	-822000	119482	29448
	-906540	140272	31872
ELU-S durable	-1115551	183405	38452
ELU-S transitoire	-1115551	183405	38452
ELU-S accidentelle	-906540	140272	31872
ELS rares	-962900	154132	33488
	-944758	174305	33970
	-822000	119482	29448
	-822000	119482	29448
	-822000	119482	29448
ELS fréquente	-906540	140272	29448
ELS quasi-permanente	-822000	119482	29448

VI.3. Armatures longitudinales :

VI.3.1. Sur pile :

Sur pile, les armatures actives et passives doivent satisfaire la condition suivante :

$$A_s \cdot f_{ys} \cdot Z_s + A_p \cdot f_{yp} \cdot Z_p \geq M_{d,\max}$$

Avec :

$M_{d,\max}$: Moment maximal obtenue après l'analyse des combinaisons.

CHAPITRE VI. Etude des armatures passives

A_p : Section des armatures de la précontrainte.

f_{yp} : Contrainte limite de la précontrainte.

Z_p : Bras de levier entre les forces internes (de compression et de traction) dues à la précontrainte.

A_s : Section des armatures passives.

f_{ys} : Contrainte limite de l'armature passive.

Z_s : Bras de levier entre les forces internes (de compression et de traction) dues à l'armature passive.

$$f_{yp} = 0.75 f_{prg} = 1395 \text{ MPa.}$$

$$f_{ys} = f_{prg} / \gamma_s = 347.83 \text{ MPa.}$$

Sur pile : $M_{d,max} = -1321.05 \text{ MN.m.}$

$$A_p = 0.12 \text{ m}^2. \quad Z_p = 8.34 \text{ m.} \quad Z_s = 8.34 \text{ m.}$$

A la clé: $M_{d,max} = 235.31 \text{ MN.m.}$

$$A_p = 0.06 \text{ m}^2. \quad Z_p = 2.2 \text{ m.} \quad Z_s = 2.4 \text{ m.}$$

Donc, pour le dimensionnement des armatures passives, on a :

$$A_s \geq \frac{M_{d,max} - A_p f_{yp} Z_p}{f_{ys} Z_s}$$
$$A_s \geq \frac{1321.05 - 0.12 \times 1395 \times 8.34}{347.83 \times 8.34}$$

$$A_s \geq 300 \text{ m}^2.$$

Disposition constructive :

Le rapport entre la section des armatures passives et la section en béton est au moins de :

$$A_{s, \min} / B = 0.6\%.$$

$$A_s = 0.006 B = 1360.67 \text{ cm}^2.$$

Avec : B : Surface de la section (en béton) sur pile. $B = 22.6778 \text{ m}^2.$

Soit : 170HA32. ($A_s = 1367.18 \text{ cm}^2$).

14HA32/ml. ($e_{hs} = 9 \text{ cm}$).

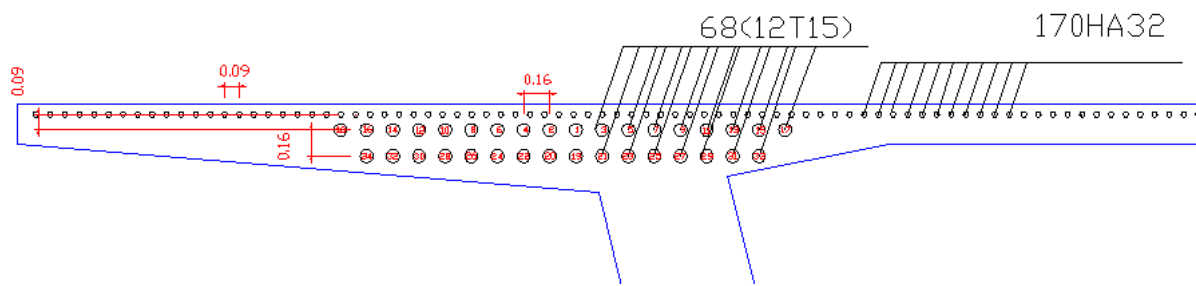


Figure VI-1 : Disposition des armatures dans le voussoir sur pile.

VI.3.2. A la clé :

A la clé, les armatures actives et passives doivent satisfaire la même condition ; donc pour le dimensionnement de ces armatures passives, on a toujours :

$$A_s \geq \frac{M_{d,max} - A_p f_{yp} Z_p}{f_{ys} Z_s}$$

$$A_s \geq \frac{235.31 - 0.06 \times 1395 \times 2.2}{347.83 \times 2.4}$$

$A_s \geq 595.81 \text{ cm}^2$.

Soit: 76HA32. ($A_s = 611.21 \text{ cm}^2$).

→ 14HA32/ml. ($e_{hs} = 9 \text{ cm}$).

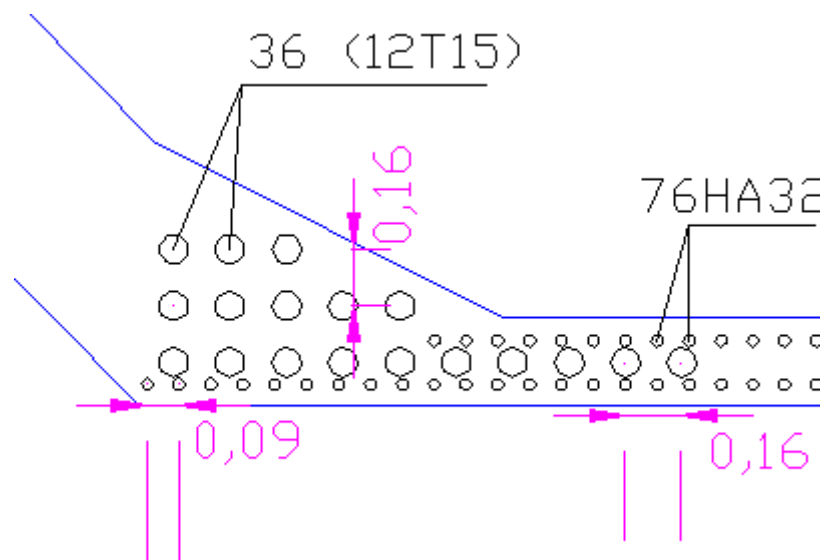


Figure VI-2 : Disposition des armatures dans le voussoir à la clé.

VI.4. Armatures transversales :

Pour le calcul des armatures transversales, on utilise la condition suivante :

$$\frac{A_{sw}}{S_t} \geq \frac{T_d}{f_{ys} \cdot Z_s \cdot \cotg(\alpha)}$$

$$\frac{T_d}{f_{ys} \cdot Z_s \cdot \cotg(\alpha)} = \frac{42.25}{347.83 \times 8.34 \times 1} = 1.45 \text{ cm.}$$

$$f_{ys} = f_{prg} / \gamma_s = 347.83 \text{ MPa.}$$

$$T_d^{max} = 45.86 \text{ MN. (Sur pile)}$$

$$T_d = 42.25 \text{ MN (Sur une distance de « } a = \frac{Z}{2} \cotg \alpha \text{ » de la pile).}$$

$$\alpha = 45^\circ.$$

Sur pile : $Z_s = 8.34 \text{ m.}$

$$A_{sw}(3\phi 16) = 6.03 \text{ cm}^2. \text{ (Pour un cadre et une épingle de } \phi 16).$$

$$\rightarrow S_t = 4.16 \text{ cm} < 5 \text{ cm}$$

→ Très serré.

Donc : on fait descendre quelques câbles de fléau dans les âmes pour participer à résister à l'effort tranchant.

On pose : $S_t = 5 \text{ cm}$ et on calcule le nombre de câbles nécessaires.

L'effort tranchant correspondant :

$$T'_d = \frac{A_{sw}}{S_t} (f_{ys} \cdot Z_s \cdot \cotg(\alpha))$$

$$T'_d = \frac{6.03}{5} 10^{-2} \times 347.83 \times 8.34 = 34.99 \text{ MN.}$$

$$T_d = T'_d + P \cdot \sin(\beta) \rightarrow P = \frac{T_d - T'_d}{\sin(\beta)} = \frac{42.29 - 35.03}{\sin 35^\circ} = 12.66 \text{ MN.}$$

Avec:

P: Effort de la précontrainte nécessaire pour résister à l'effort tranchant ($T'_d - T_d$).

β : Angle d'inclinaison des câbles. $20^\circ \leq \beta \leq 35^\circ$, on prend $\beta = 35^\circ$.

$$\rightarrow N_{\text{câbles}} = \frac{P}{0.85 P_0} = \frac{12.66}{0.85 \times 2.68} = 5.55 \text{ câbles. On prend : } N_{\text{câbles}} = 6 \text{ câbles.}$$

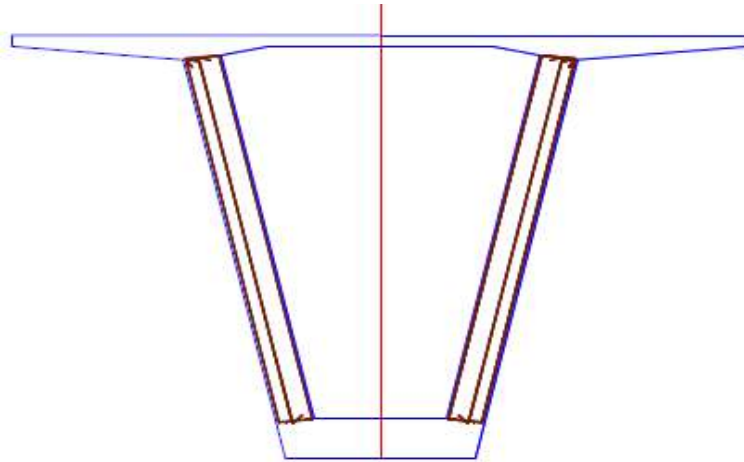


Figure VI-3 : Armatures transversales (1 cadre et 1 épingle)

VI.5. Conclusion :

Dans ce chapitre on a étudié les armatures passives, qui sont complémentaires aux câbles de précontrainte, on a opté pour 170 HA 32 pour les armatures longitudinales et un cadre et une épingle de diamètre de 16 mm et on a fait descendre 6 câbles 12T15 des câbles de fléau au voisinage du voussoir sur pile pour résister à l'effort tranchant dans les âmes.

VII. Chapitres VII : Etude transversale

VII.1. Introduction :

L'objet de ce chapitre, c'est principalement, la détermination de l'analyse transversale ainsi que le ferrailage transversale et les cadres (armature de couture) en armature passive. Avec l'aide de l'outil numérique.

VII.2. Principe de justification :

Le principal point à examiner lors du dimensionnement des ouvrages -en dehors de la flexion générale – est la flexion transversale. Dans un ouvrage de hauteur variable les calculs en flexion transversale sont menés généralement dans une section près de la pile et dans la section de clé Ceci permet de prendre en compte les différences de comportement entre deux sections de hauteurs extrêmes, la section proche de la pile, de hauteur plus importante, étant plus souple que celle de clé.

VII.3. Modélisation :

La modélisation est effectuée par le logiciel « RM Bridge ». Le caisson est modélisé par des éléments 'Barre' appuyés au niveau de la partie inférieure sur deux appuis doubles. On prendra une largeur du caisson égale à 1m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie.

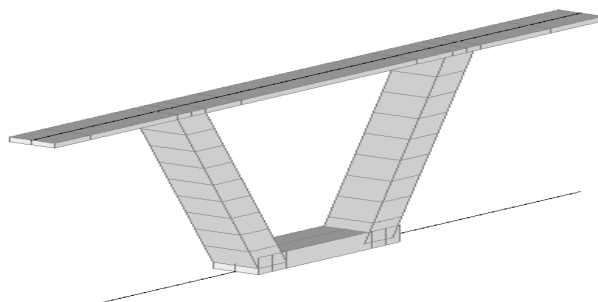


Figure VII-1 : Vue en 3D du voussoir à la clé.

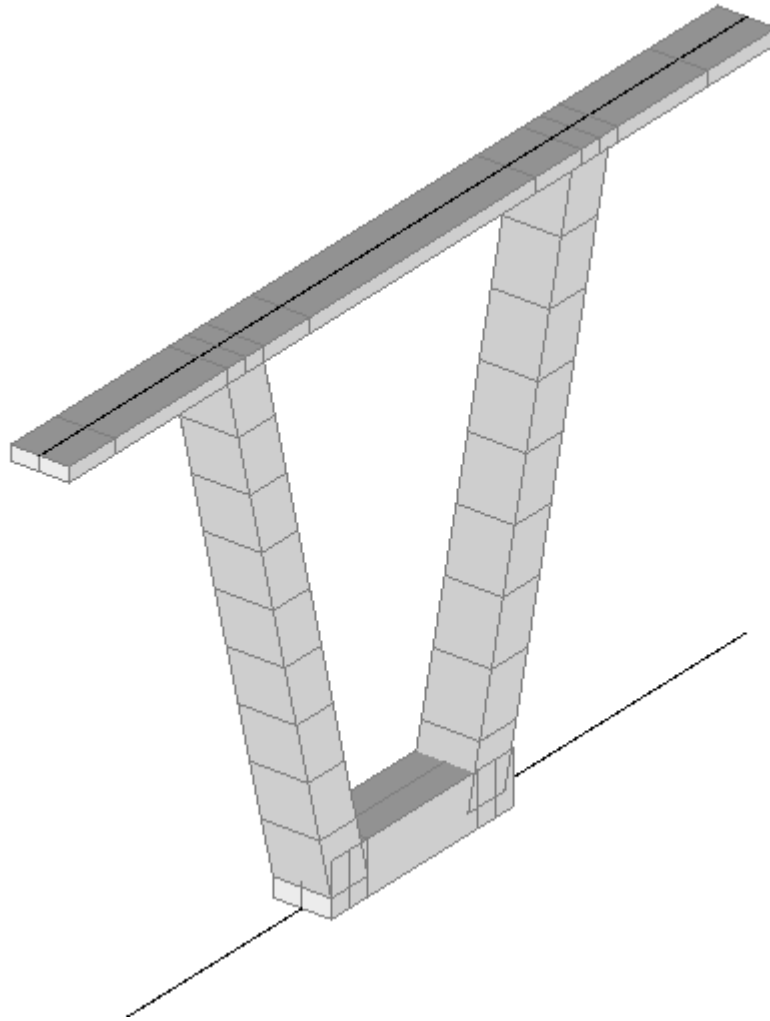


Figure VII-2 : Modèle en 3D du VSP

VII.4. Définition des charges et surcharges :

VII.4.1. Les charges permanentes :

- Le poids propre du tablier :

Pris automatiquement par « RM Bridge ».

- Revêtement :

$$P_{\text{rev}} = 0.08 * 1 * 2.5 = 2 \text{ kN/ml}$$

- Poids propre des trottoirs et corniche :

$$P_{\text{Cgauche}} = 8.4 \text{ kN/ml.}$$

$$P_{\text{Cdroite}} = 8.4 \text{ kN/ml.}$$

- Garde-corps :

Le poids d'un garde-corps est estimé selon RCPR à 1kN/ml.

- Glissières de sécurité de pont :

Les glissières souples standards sont les plus utilisées, elles sont composées d'éléments glissants, leurs poids est pris égal à : $P_{gl}=0.6 \text{ kN/ml}$

VII.4.2. Les surcharges :

- La charge routière type : A (l)

$$A(l)=15.39 \text{ kN/ml}$$

- La charge routière type : B (Bc, Bt, Br)

Système Bc : Ce système comporte des charges ponctuelles, les surcharges Bc sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique : $\delta=1.037$.

Système Bt : Ce système comporte des charges ponctuelles, les surcharges Bt sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique : $\delta=1.024$.

Système Br : Ce système comporte des charges ponctuelles, les surcharges Br sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique : $\delta=1.022$.

- La charge militaire Mc: Mc120

Ce système comporte des charges ponctuelles, les surcharges Mc120 sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique : $\delta=1.047$.

- Convoi exceptionnel : D240

$$D240=40.32\text{kN/m}$$

- Surcharges sur trottoirs : St

$$St=1.5\text{kN/m}^2$$

VII.4.3. Combinaisons d'actions :

Le voussoir doit être ferrailé sous le moment de la combinaison la plus défavorable, donnée par le RCPR :

ELU :

- 1) $1.35G + 1.6 (\text{Max} \{A(l) ; B\} + St)$
- 2) $1.35G + 1.35\text{Max} \{Mc120 ; D240\}$

ELS :

- 1) $G + 1.2 (\text{Max} \{A(l) ; B\} + St)$
- 2) $G + \text{Max} \{Mc120 ; D240\}$

VII.5. Résultats du calcul automatique :

Les efforts maximaux sont ceux obtenus de la première combinaison à l'ELU, ces efforts sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII-1 : Efforts maximaux sur VSP.

	Moment négatif (kN.m)	Moment positif (kN.m)
Dalle supérieure	-485.84	553.74
Dalle inférieure	-136.38	52.63
Ame droit	-732.43	335.75
Ame gauche	-900.52	123.76

Tableau VII-2 : Efforts maximaux sur VSC.

	Moment négatif (kN.m)	Moment positif (kN.m)
Dalle supérieure	-242.92	276.87
Dalle inférieure	-69.19	26.32
Ame droit	-366.21	167.88
Ame gauche	-450.26	61.88

VII.6. Ferrailage des voussoirs :

On prend comme exemple de calcul le ferrailage de la dalle supérieure de la section sur pile :

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$h = 0.25 \text{ m}$$

$$A_s \geq M / (Z \cdot \sigma_s)$$

$$\sigma_s = 347.83 \text{ MPa.}$$

– **Nappe supérieure :**

$$M = 485.84 \text{ kN.m}$$

$$Z = 0.9 d \rightarrow Z = 0.9 (h - c) \rightarrow Z = 0.9 (0.25 - 0.05)$$

$$\text{D'où : } Z = 0.18 \text{ m}$$

$$A_s \geq 0.485 / (0.18 \times 347.82) \rightarrow A_s = 77.6 \text{ cm}^2$$

On choisit : 10HA32.

CHAPITRE VII. Etude transversale

– Condition de non fragilité

$$A_{s,\min} = 0.23bd \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{s,\min} = 3.57\text{cm}^2$$

$A_s \geq A_{s,\min} \rightarrow$ Condition vérifiée

– Armatures transversales

$$A_t = A_s/3 \rightarrow A_t = 25.87\text{cm}^2$$

On choisit : 6HA25

– **Nappe supérieure :**

$$M = 553.74\text{kN.m}$$

$$A_s \geq 0.553/(0.18 \times 347.82) \rightarrow A_s = 88.45\text{cm}^2$$

On choisit : 12HA32

– Condition de non fragilité

$$A_{s,\min} = 0.23bd \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{s,\min} = 3.57\text{cm}^2$$

$A_s \geq A_{s,\min} \rightarrow$ Condition vérifiée

– Armatures transversales

$$A_t = A_s/3 \rightarrow A_t = 29.48\text{cm}^2$$

On choisit : 7HA25

Les autres calculs sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau VII-3 : Ferrailage du VSP.

	Nappe	M_z (kN.m)	Z (m)	A_s (cm ²)	$A_{s,min}$ (cm ²)	A_t (cm ²)	Armatures longitudinales	Armatures transversales
Dalle supérieure	Supérieure	485.84	0.18	77.60	3.57	25.87	10HA32	6HA25
	Inferieure	553.74	0.18	88.45	3.57	29.48	12HA32	7HA25
Dalle inferieure	Supérieure	136.38	0.77	5.09	13.66	4.55	7HA16	3HA14
	Inferieure	52.63	0.77	1.96	13.66	4.55	7HA16	3HA14
Ame droit	Gauche	732.43	0.68	30.96	12.05	10.32	4HA32	7HA14
	Droite	335.75	0.68	14.20	12.05	4.73	8HA16	4HA14
Ame Gauche	Gauche	900.52	0.68	38.07	12.05	12.69	5HA32	9HA14
	Droite	123.76	0.68	5.23	12.05	4.02	6HA16	3HA14

Tableau VII-4 : Ferrailage du VSC.

	Nappe	M_z (kN.m)	Z (m)	A_s (cm ²)	$A_{s,min}$ (cm ²)	A_t (cm ²)	Armatures longitudinales	Armatures transversales
Dalle supérieure	Supérieure	448.85	0.18	71.69	3.57	23.90	9HA32	5HA25
	Inferieure	547.35	0.18	87.42	3.57	29.14	11HA32	6HA25
Dalle inferieure	Supérieure	39.48	0.18	6.31	3.57	3.16	5HA14	3HA14
	Inferieure	15.23	0.18	2.43	3.57	1.19	3HA14	1HA14
Ame droit	Gauche	212.02	0.45	13.55	6.99	4.52	7HA16	3HA14
	Droite	97.2	0.45	6.21	6.99	2.33	4HA14	2HA14
Ame Gauche	Gauche	260.68	0.45	16.65	6.99	5.55	9HA16	3HA16
	Droite	35.83	0.45	2.29	6.99	2.33	4HA14	2HA14

VII.7. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a effectué l'étude transversale qui consiste à calculer les armatures longitudinales et transversales pour chaque élément de voussoir sur pile et de voussoir à la clé ; dans le chapitre suivant on va étudier un problème particulier qui est la torsion.

VIII. Chapitre VIII : Etude de la torsion

VIII.1. Introduction :

La courbure de l'ouvrage au niveau de la deuxième pile crée un moment de torsion assez important ce que nous incite à étudier les différentes caractéristiques : la constante et le centre de torsion ainsi que les contraintes tangentielles pour enfin mettre les armatures nécessaires.

VIII.2. Constante de la torsion :

VIII.2.1. La constante de torsion de la partie tubulaire :

La constante de torsion de la partie tubulaire se calcule par la formule suivante :

$$J_1 = \frac{4A_m^2}{\oint \frac{ds}{e}}$$

Avec : A_m : Aire délimité par le contour moyen. $A_m = 49.427m^2$.

t : épaisseurs des parois. $e_1 = 0.25m$; $e_2 = 0.9m$; $e_3 = 0.8m$

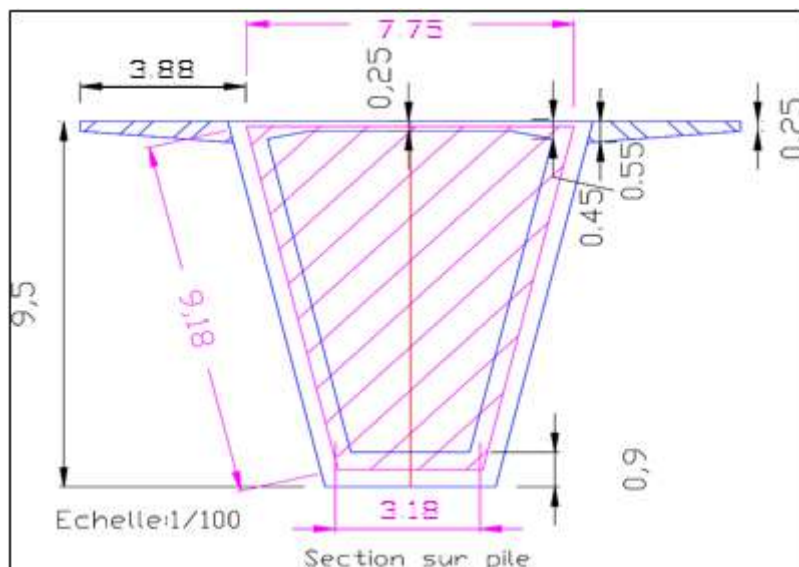


Figure VIII-1 : Définition géométrique de la section

$$J_1 = \frac{4(49.427)^2}{\frac{3.18}{0.9} + 2 \frac{9.18}{0.8} + \frac{7.75}{0.25}} = 170.00m^4.$$

VIII.2.2. La constante de torsion des ailes :

La constante de torsion des ailes (parois minces ouverte) est donnée par la formule suivante :

$$J_2 = 2[k_2 \cdot b \cdot e^3].$$

Avec : b : Largeur des parois minces. $b = 3.875m$.

t : Epaisseur des parois minces. $e = 0.077s + 0.25$.

k_2 : Coefficient de la torsion.

Tableau VIII-1 : Coefficients k_1 et k_2 de la torsion

b/e	1	1.2	1.5	1.75	2	2.5	3	4	5	6	8	10	∞
k_1	0.208	0.216	0.231	0.239	0.246	0.258	0.267	0.282	0.291	0.299	0.307	0.313	1/3
k_2	0.1406	0.1661	0.1958	0.214	0.229	0.249	0.263	0.281	0.291	0.299	0.307	0.313	1/3

$$b/e = \int_0^b \frac{ds}{0.077s+0.25} = 7,76. \quad \longrightarrow \quad k_2 = \frac{0.307-0.299}{8-6} (7.76-6) + 0.299 = 0.303.$$

$$J_2 = 2[(0.303)(3.47)(0.25)^3] = 0.033m^4.$$

VIII.3. Contrainte de cisaillement :

Les contraintes de cisaillement dues au couple de torsion sont données par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{max,f} = \frac{T}{2e.A_m} \text{ Pour une section fermée (unicellulaire).} \\ \tau_{max,o} = \frac{T}{k_1.b.e^2} \text{ Pour une section ouverte.} \end{array} \right.$$

Les moments de torsion dus aux combinaisons d’actions sont regroupés dans le tableau suivant : (voir les diagrammes des moments de torsion M_t)

Combinaison	$M_{t1,max}$ (kN.m) (Au niveau de la pile 1)	$M_{t2,max}$ (kN.m) (Au niveau de la pile 2)
ELU-R fondamentales	-10316.6	5171.2
ELU-R accidentelles	-4224.7	1937.8
ELU-S durable	-10263.4	5192.9
ELU-S transitoire	-10263.4	5192.9
ELU-S accidentelle	-4224.7	1937.8
ELS rares	-6899.1	3374.9
ELS fréquente	-4224.7	1937.8
ELS quasi-permanente	321.6	163

VIII.3.1. La contrainte de cisaillement dans la partie tubulaire :

$$\tau_{max,f1} = -1.67 \text{ MPa. (Au niveau de la pile 1)}$$

$$\tau_{max,f2} = 1.54 \text{ MPa. (Au niveau de la pile 2)}$$

VIII.3.2. La contrainte de cisaillement dans ailes :

$$\tau_{max,o1} = -628.64 \text{ MPa. (Au niveau de la pile 1)}$$

$$\tau_{max,o2} = 577.51 \text{ MPa. (Au niveau de la pile 2)}$$

Avec :

$$T_{1\max} = M_{t1,\max} = -41308.0 \text{ kN.m.}$$

$$T_{2\max} = M_{t2,\max} = 37945.2 \text{ kN.m.}$$

Section fermée :

$$e = 0.25 \text{ m} \quad ; \quad A_m = 49.427 \text{ m}^2$$

Section ouverte :

$$e = 0.25 \text{ m} \quad ; \quad b = 3.47 \text{ m}$$

$$k_1 = k_2 = 0.303.$$

VIII.4. Centre de torsion :

La section est symétrique par rapport à l'axe Oy (vertical), donc on peut déterminer le centre de flexion en considérant les contraintes de cisaillement dues à la composante V_z de l'effort tranchant. Il convient de pratiquer une coupure dans la section fermée, au milieu du hourdis supérieur par exemple pour appliquer la méthode dite « la méthode directe », afin de libérer le gauchissement dû à l'effort tranchant. Le flux de cisaillement isostatique est donné par la formule suivante :

$$\Phi_o = \frac{V_z}{I_y} S_y^*$$

Le diagramme de ce flux de cisaillement comme dans le cas d'une section ouverte puisqu'on a effectué une coupure.

Le moment d'inertie de la section : $I_y = 253.00 \text{ m}^4$.

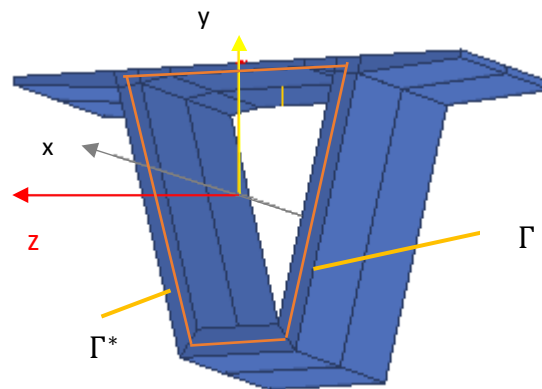


Figure VIII-2 : Définition du repère global

$$S_y^* = \int_{\Gamma^*} z e ds$$

$$S_{y1}^* = e s_1 \left(b - \frac{s_1}{2} \right) = 0.25 s_1 \left(7.75 - \frac{s_1}{2} \right)$$

$$S_{y2}^* = e \frac{s_2^2}{2} = 0.125 s_2^2$$

$$S_{y3}^* = e \frac{b^2}{2} + e'' \frac{b s_3}{2} = 7.51 + 3.10 s_3$$

$$S_{y4}^* = e \frac{b^2}{2} + e'' \frac{bh}{2} + e' s_4 \left(\frac{b'}{2} - \frac{s_4}{2} \right) = 37.70 + 0.9s_4 \left(2 - \frac{s_4}{2} \right)$$

Avec :

$$b = 7.75\text{m}, e = 0.25\text{m},$$

$$e'' = 0.8\text{m},$$

$$b' = 3.2\text{m}, e' = 0.9\text{m}.$$

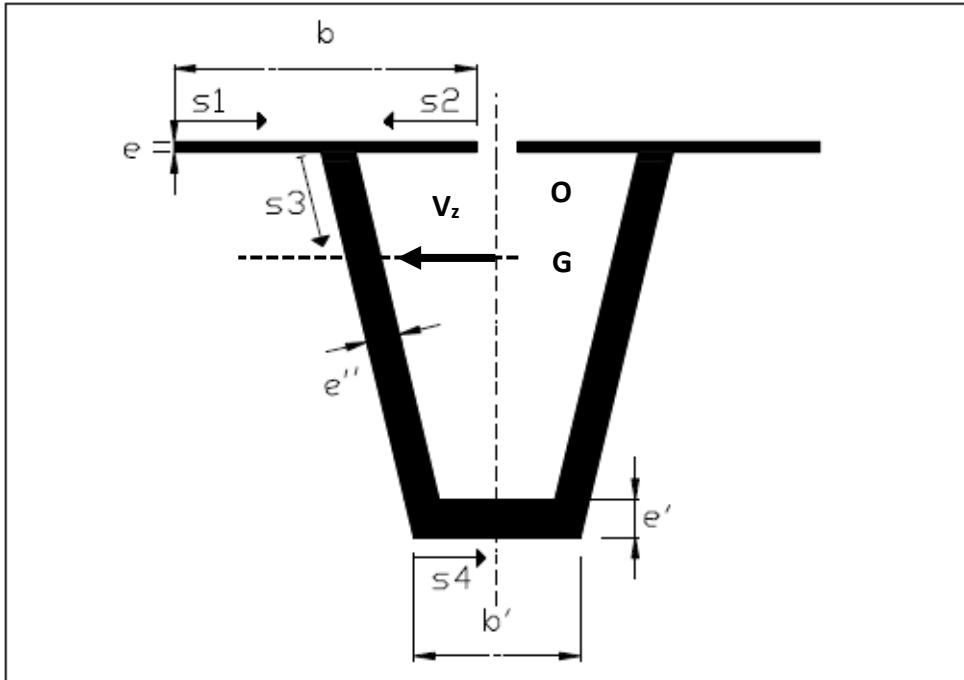


Figure VIII-3 : Définition des abscisses locales

On applique aux lèvres de la coupure un flux, a priori inconnu, noté $\Phi_1 = X_1 \varphi_1$:

φ_1 : Flux de cisaillement unité parcourant la cellule.

X_1 : Grandeur scalaire matérialisant l'intensité du flux de cisaillement inconnu Φ_1 .

Le flux total de la section est : $\Phi = \Phi_o + X_1 \varphi_1$

Le flux inconnu X_1 constitue à la solution de l'équation suivant :

$$\delta_{11}X + \delta_{1,iso} = 0$$

X : Flux de cisaillement hyperstatique au droit de la coupure en O.

On calcule ainsi :

$$\delta_{11} = \oint \frac{ds}{e} = \frac{b}{e} + \frac{2h}{e''} + \frac{b'}{e'} = 57.44.$$

$$\delta_{1,iso} = \oint \Phi_o \frac{ds}{e} = \left[\frac{b^3}{8} + \frac{eb^2h}{2e''} + \frac{bh^2}{4} + \frac{eb^2b'}{4e'} + \frac{e''b^2h}{e'} + \frac{b'^3}{24} \right] \frac{V_z}{I_y} = 567.38 \frac{V_z}{I_y}$$

$$\longrightarrow X = -9.87 \frac{V_z}{I_y}.$$

Le moment des forces, correspondant à ce flux de cisaillement, calculé au point O, est évalué comme suit :

$$M_{/O} = M_{o/O} + M_{f/O}.$$

$$M_{o/O} = A_m \left(eb^2 + \frac{3e''bh}{4} + \frac{e'b'^2}{12} \right) \frac{V_z}{I_y} = 2890.14 \frac{V_z}{I_y}$$

$$M_{f/O} = 2A_m X = -975.69 \frac{V_z}{I_y}$$

$$M_{/O} = 1914.45 \frac{V_z}{I_y}$$

On en déduit la distance du centre de flexion au point O :

$$d = 8.32m$$

VIII.5. Armatures transversale :

Pour calculer les armatures transversales de la torsion, on utilise la condition suivante :

$$\frac{A_{sw}}{S_t} \geq \frac{Q_z}{f_s \cdot y_s \cdot \cot g(\alpha)}$$

$$\frac{Q_z}{f_s \cdot y_s \cdot \cot g(\alpha)} = \frac{10.26}{347.83 \times 3.875 \times 1} = 0.76cm.$$

$$A_s(2\phi 16) = 4.02cm^2. \text{ (Pour un cadre de } \phi 16). \rightarrow S_t = 5.3cm > 5cm$$

Donc : on prend un cadre HA16.

VIII.6. Conclusion :

Le centre de torsion est en dessous du centre d'inertie pour la simple raison que la position de ce dernier est relevée par la présence des encorbellements latéraux, alors qu'ils jouent un rôle secondaire dans la reprise de l'effort tranchant. Un cadre de HA16 est considéré comme armature pour résister à cet effort.

IX. Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

IX.1. Introduction :

L'infrastructure comprend les piles, les culées et les fondations, le rôle de ces éléments est de servir d'appuis à la superstructure et de transmettre au sol les charges qui la sollicitent.

IX.2. Etude de la pile :

IX.2.1. Choix du type de la pile :

Les critères du choix du type de la pile sont principalement le mode de construction du tablier, le type et le mode d'exécution des fondations, et certaines autres exigences naturelles ou fonctionnelles liées au site.

Les piles doivent être à la fois souples en flexion dans le plan de l'ouvrage et rigide en torsion, dans notre cas, donc on a opté pour une section rectangulaire creuse (pile évidée).

IX.2.2. Conception de la pile :

Dimensions : $H = 8\text{m}$, $b = 4\text{m}$, $e = 0.8\text{m}$

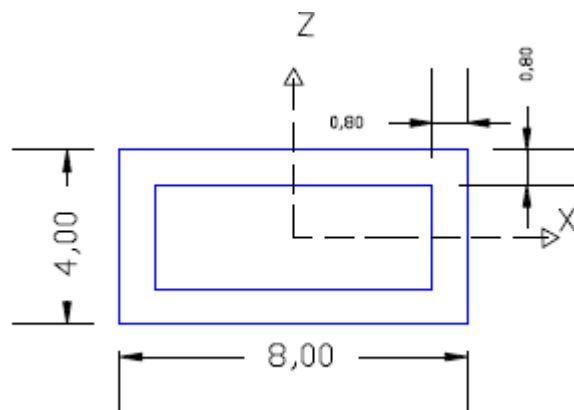


Figure IX-1 : Dimensions de la pile.

Conditions aux limites : le tablier est appuyé sur les piles ; tel qu'on libère le déplacement selon y et les rotations autour de O_x et O_z .

IX.2.3. Evaluation des charges et surcharges :

IX.2.3.1. Charges verticales intervenantes :

- Le poids propre de la structure : G .
- Les surcharges d'exploitation : système $A(l)$, système B_c , système M_{c120} et système D_{240} .
- Les charges sur trottoirs : St .

IX.2.3.2. Charges horizontales intervenantes :

- Effort de freinage développé par le système A et le système B_c .

- Poids propre de la pile :

$$G_{pile} = S_{pile} \cdot H_{pile} \cdot \gamma_b.$$

Avec :

S_{pile} : Surface de la section de la pile. $S_{pile} = (8 \times 4) - [(8 - 2(0.8)) \times (4 - 2(0.8))] = 16.64 \text{ m}^2$.

H_{pile} : Hauteur de la pile. $H_{pile} = CP - TN - H_p$.

(CP : Cote projet ; TN : Cote terrain naturel ; H_p : Hauteur du VSP. $H_p = 9.5 \text{ m}$).

γ_b : Poids volumique du béton. $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$.

Tableau IX-1 : Hauteur et poids propre des piles

	CP (m)	TN (m)	H_{pile} (m)	G_{pile} (kN)
Pile 1	115.57	97.62	8.45	3515.20
Pile 2	121.35	104.00	7.85	3265.60

IX.2.4. Combinaisons d'actions :

A l'ELU : $1.35G + 1.6(\text{Max} \{A(1) ; B_c\} + S_t)$. $1.35(G + \text{Max} \{M_{c120} ; D_{240}\})$.

A l'ELS : $G + 1.2(\text{Max} \{A(1) ; B_c\} + S_t)$. $G + \text{Max} \{M_{c120} ; D_{240}\}$.

IX.2.5. Résultats du calcul :

Le calcul des sollicitations et des combinaisons a été fait par le logiciel RM Bridge qui a donné les résultats des trois efforts M, N et T ; le tableau ci-après montre chaque effort maximal ainsi que les deux autres correspondants pour les deux piles :

Tableau IX-2 : Efforts maximaux sur les piles

	M_{max} (ELU 1)	N_{max} (ELU 1)	T_{max} (ELS 2)
Pile 1	$M_{max} = 837.456 \text{ MN.m}$ $N_{max} = 99.107 \text{ MN}$ $T = -57.766 \text{ MN}$	$M_{max} = 837.456 \text{ MN.m}$ $N_{max} = 99.107 \text{ MN}$ $T = -57.766 \text{ MN}$	$M = -0.148 \text{ MN.m}$ $N = -18 \text{ MN}$ $T_{max} = -77.984 \text{ MN}$
Pile 2	$M_{max} = -776.977 \text{ MN.m}$ $N_{max} = -98.978 \text{ MN}$ $T = -57.694 \text{ MN}$	$M_{max} = -776.977 \text{ MN.m}$ $N_{max} = -98.978 \text{ MN}$ $T = -57.694 \text{ MN}$	$M = 0.11 \text{ MN.m}$ $N = 13 \text{ MN}$ $T_{max} = -77.887 \text{ MN}$

IX.2.6. Ferrailage de la pile :

On va choisir d'étudier la pile la plus élancée et la plus sollicitée dans ce qui suit : la pile 1.

IX.2.6.1. Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales sont calculées avec les abaques pour dimensionnement des sections en béton armé (sections creuses) de R. Walther et B. Houriet.

Orientation de la section :

Condition d'orientation : $t_y/H \leq t_x/b$.

$$0.8/4 = 0.20$$

$$0.8/8 = 0.10$$

$$\longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 4 \text{ m}, t_x = 0.8 \text{ m.} \\ H = 8 \text{ m}, t_y = 0.8 \text{ m.} \end{array} \right.$$

H, b : Dimensions de la section.

t_x, t_y : Epaisseurs des parois de béton.

Paramètre :

$$\left\{ \begin{array}{l} t_y/H = 0.10 \quad \text{armature linéairement répartie.} \\ t_x/b = 0.20 \quad \beta = 0.15 \\ \beta : \text{Paramètre de répartition de l'armature} \end{array} \right.$$

→ Abaque A 10, 20, 15.

Effort normal : $N = 99.107 \text{ MN}$.

Moment fléchissant : $M_x = 837.456 \text{ MN.m}$.

Moment : $M_y = 0$.

Résistance du béton à 28 jours : $\beta_w = 27 \text{ MPa}$.

Limite d'élasticité de l'acier : $\sigma_f = 400 \text{ MPa}$.

Distances entre les bords de la section et les centres de gravité des barres d'armature :

$$h' = 0.5 t_y = 0.4 \text{ m.} \quad b' = 0.5 t_x = 0.4 \text{ m.}$$

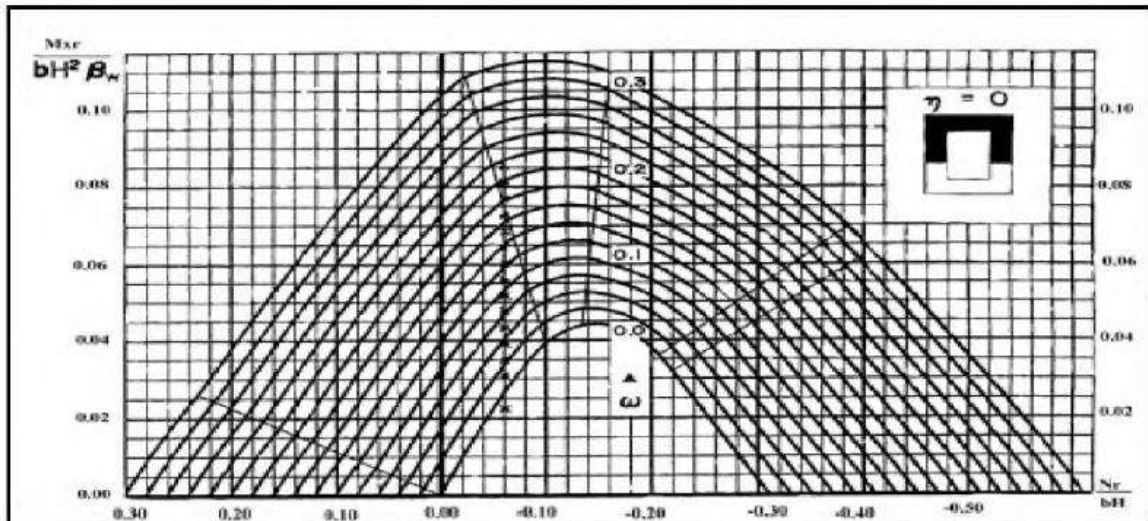


Figure IX-2 : Abaque de R. Walther et B. Houriet

Sollicitations :

$$n = \frac{N}{bH\beta_w} = 0.11.$$

$$m_x = \frac{M_x}{bH^2\beta_w} = 0.12.$$

$$m_y = \frac{M_y}{b^2H\beta_w} = 0. \text{ (Flexion composée)}$$

$$\eta = \frac{m_y}{m_x} = 0.$$

n, m_x, m_y : Efforts intérieurs relatifs sans dimension.

η : Rapport des moments relatifs sans dimension.

De l'abaque A 10, 20, 15 : $\omega = 0.3$ (pour : $\sigma_f = 460 \text{ MPa}$) → $\omega(400 \text{ MPa}) = 0.26$.

$$F_a = \frac{\omega b H \beta_w}{\sigma_f} \rightarrow F_a = 5616 \text{ cm}^2.$$

Pour chaque côté H (dans le sens de la longueur) on dispose de $(0.5 - \beta)F_a = 0.35F_a$.

$$\rightarrow 0.35F_a = 1965.6 \text{ cm}^2. \rightarrow 246 \text{ HA } 32.$$

Longueur disponible : $s = H - t_y = 720\text{cm}$.

2 couches d'armature : $2s = 1440\text{cm}$.

→ 18 HA 32 /ml.

Pour chaque côté b (dans le sens de la largeur) on dispose de $\beta F_a = 0.15F_a$.

→ $0.15F_a = 842.8\text{cm}^2$. → 106 HA 32.

Longueur disponible : $s = b - t_x = 320\text{cm}$.

2 couches d'armature : $2s = 640\text{cm}$.

→ 17 HA 32 /ml.

Condition de non fragilité :

$$A_{s, \min} \geq 0.23bd \frac{f_t}{f_e}$$

b : Largeur de la section. $b = 4\text{m}$.

d : Hauteur utile. $d = 0.9H = 7.2\text{m}$.

f_t : Résistance du béton à la traction à 28 jours. $f_t = 2.2\text{MPa}$.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier. $f_e = 400\text{MPa}$.

$$A_{s, \min} \geq 364.32\text{cm}^2$$

$0.15F_a = 841.8\text{cm}^2$ → Condition de non fragilité **vérifiée**.

IX.2.6.2. Armatures transversales :

Espacement des armatures d'effort tranchant ¹⁸:

L'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

$$S_{t, \max} \leq \text{Min} \{24 \Phi_t ; 8 \Phi_L ; 0,25 d\}$$

$$\text{Min} \{24 \Phi_t ; 8 \Phi_L ; 0,25 d\} = \text{Min} \{38.4 ; 25.6 ; 180\} = 25.6\text{cm}$$

$$S_{t, \max} = 25.6\text{cm}$$

Avec :

d : hauteur utile. $d = 7.2\text{m}$.

Φ_L : diamètre des armatures longitudinales. $\Phi_L = 32\text{mm}$.

Φ_t : diamètre des armatures transversales. $\Phi_t = 16\text{mm}$ ($\Phi_t \geq \Phi_L/3$)¹⁹

Section minimale des armatures d'effort tranchant :

La section A_t du brin ou des brins d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_L , doit satisfaire la relation suivante :

$$A_t \geq \frac{A_L f_{el} S_t (mm)}{16 \times f_{et} \cdot 100}$$

Avec : **S_t** : Espacement des armatures transversales. On prend : $S_t = 7\text{cm}$.

A_L : Section totale des armatures longitudinales. $A_L = 5616\text{cm}^2$.

¹⁸ [RPOA]

¹⁹ [BAEL]

f_{el}, f_{et} : Caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.
 $f_{el}=f_{et}= 400\text{MPa}$.

$$A_t \geq \frac{5616 \times 400}{16 \times 400} \frac{70}{100}$$

$$A_{t,\min} = 245.7 \text{cm}^2$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{T_{\max}}{f_{ys} \cdot Z_s \cdot \cot \alpha} = \frac{77.984}{347.825 \times 6.48 \times 1} 10^2 = 3.46 \text{cm} \rightarrow A_t = \frac{77.984 \times 0.07}{347.825 \times 6.48 \times 1} 10^4 = 24.22 \text{cm}^2 \text{ (pour } S_t = 7 \text{cm)}$$

→ $A_t < A_{t,\min}$ → on prend : $A_t = A_{t,\min} = 245.7 \text{cm}^2$. → Soit : 123 HA 16.

IX.2.7. Vérification de la stabilité de la pile au flambement :

La stabilité de la pile au flambement est vérifiée si $\lambda < 70$.

Avec : $\lambda = \frac{l_k}{i}$

et : $l_k = 0.5l$ (pour une pile appuyée) ; $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$

l_k : Longueur de flambement.

l : Hauteur de la pile.

i : Rayon giration.

I : Moment d'inertie de la section de la pile.

A : Surface de la section de la pile.

Dans le sens longitudinal :

$$\lambda = \frac{4.225}{1.46} = 2.9 < 70$$

Dans le sens transversal :

$$\lambda = \frac{4.225}{2.67} = 1.58 < 70$$

$l = 8.45\text{m}$.
$l_k = 4.225\text{m}$.
$I_y = 35.2939\text{m}^4$.
$I_x = 118.2379\text{m}^4$.
$A = 16.64\text{m}^2$.
$i_y = 1.46\text{m}$.
$i_x = 2.67\text{m}$.

IX.3. Etude des fondations :

IX.3.1. Choix du type de fondations :

L'emplacement, l'importance de l'ouvrage (grandes charges transmises au sol) et les résultats pressiométriques (faibles en surface), sont les paramètres du choix de type de fondations.

Les fondations superficielles ou semi-profondes ne seront pas bien adaptées aux appuis de l'ouvrage à construire, en raison de l'hétérogénéité géologique de la formation naturelle en surface et de la physionomie générale du site étudié (notamment son aspect topographique).

Les fondations les mieux appropriées aux appuis de l'ouvrage sont donc des fondations profondes, des pieux en béton armé forcés et tubés de diamètre 1.2m.

IX.3.2. Nombre de pieux :

Le nombre de pieu est calculé par la formule suivante :

$$N = \frac{N_{max}}{Q_{adm}}$$

N_{max} : L'effort normal maximal ; $N_{max} = 99107kN$.

Q_{adm} : La capacité portante d'un pieu ; $Q_{adm} = 3430kN$.

$N = 28.89$ \longrightarrow On prend : $N = 30$ pieux

Soit 6x5 pieux.

IX.3.3. Modélisation des fondations :

La modélisation des pieux et de la semelle se fait d'une façon similaire à celle des piles et du tablier, ou la semelle joue le rôle d'une poutre principale et les pieux sont encastrés avec, et qui est encastré elle-même avec la pile.

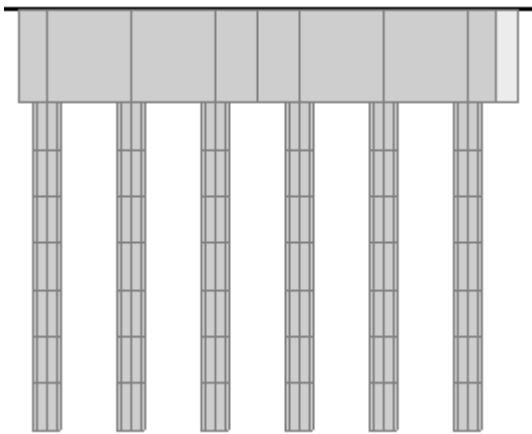


Figure IX-3 : Modélisation des fondations (sens longitudinal)

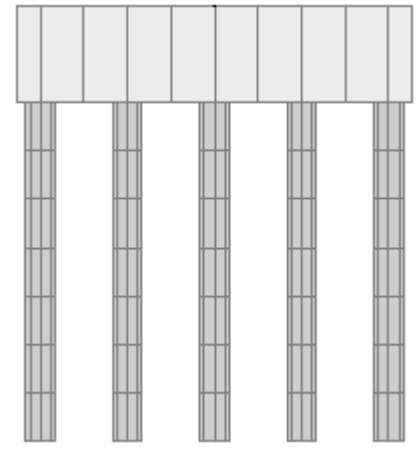


Figure VIII-7 : Modélisation des fondations (sens transversal)

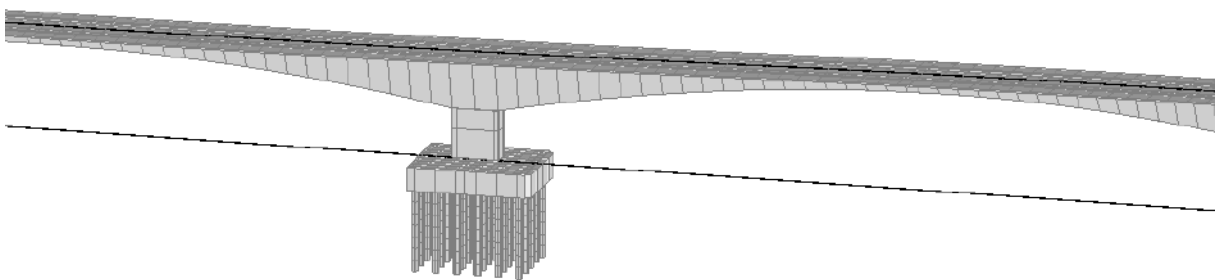


Figure VIII-8 : Vue en 3D des fondations.

IX.3.4. Etude de la semelle :

IX.3.4.1. Dimensionnement de la semelle :

Les dimensions de la semelle sont comme suit :

Longueur : $L_{semelle} = (N-1) L + 2D = (6-1)(3.6) + 2(1.2)$;

CHAPITRE VIII. Etude de l'infrastructure

Largeur : $l_{\text{semelle}} = (N-1)L + 2D = (5-1)(3.6) + 2(1.2)$;

Hauteur : $h > L/2.5 = 1.44\text{m}$;

Tableau IX-3 : Dimensionnement de la semelle

L_{semelle} (m)	l_{semelle} (m)	H_{semelle} (m)
20.4	16.8	4

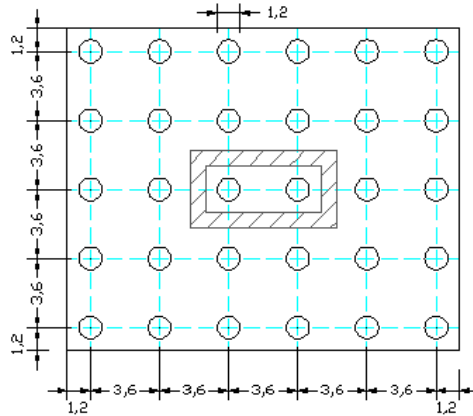


Figure IX-4 : Vue en plan de la fondation.

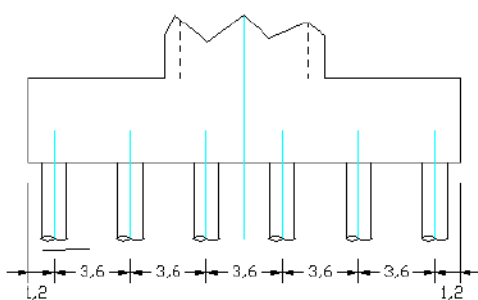


Figure IX-5 : Vue dans le sens longitudinal de la fondation.

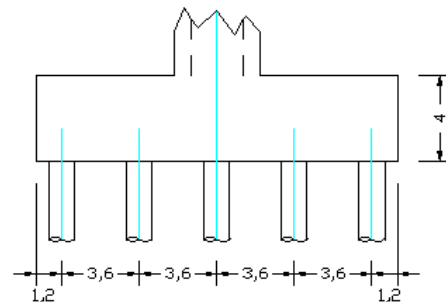


Figure IX-6 : Vue dans le sens transversal de la fondation.

IX.3.4.2. Ferrailage de la semelle : (Méthode des consoles)

a) Armatures transversales :

Le ferrailage sera en flexion simple pour une section de (b_0, h) :

Avec : $A_{s,\text{min}} = 0.0025b_0.d = 468\text{cm}^2$ (Armatures sollicitées en traction)

$$A_{s,min} = 0.0010b_0.d = 187.2\text{cm}^2 \text{ (Armatures sur face comprimée)}$$

$$A_{s1} = \frac{M}{\bar{\sigma}_a d}$$

Tel que : $M = R_{max} \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right)$

$$A_{s1} = 148.1\text{cm}^2.$$

→ 24HA32 (193.1cm²)

→ 5HA32/ml (St = 20cm)

$$R_{max} = 106632.6\text{kN}.$$

$$L = 3.6\text{m}. \quad b = 8\text{m}.$$

$$b_0 = D + h = 1.2 + 4 = 5.2\text{m}.$$

$$d = 0.9h = 3.6\text{m}.$$

$$\bar{\sigma}_a = 400\text{MPa}$$

Les armatures transversales sont placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur :

$$b_0 = 5.2\text{m}.$$

b) Armatures longitudinales :

$$A_{s2} = A_{s1}/3 = 148.1/3 = 49.37\text{cm}^2.$$

$$A_{s2} = 49.37\text{cm}^2.$$

→ 16HA20 (50.26cm²)

→ 4HA20/ml (St = 25 cm)

IX.3.5. Etude du pieu :

IX.3.5.1. Dimensions du pieu :

Diamètre : (comme on a déjà vu) $D = 1.2\text{m}$.

Hauteur : le bon sol se trouve à 18m de profondeur (à partir du terrain naturel actuel). $H = 18 - 4 = 14\text{m}$.

IX.3.5.2. Ferrailage du pieu :

a) Résultats du calcul automatique :

Le calcul des sollicitations et des combinaisons a été fait par le logiciel RM Bridge qui a donné les résultats des trois efforts M, N et T ; le tableau ci-après montre chaque effort maximal ainsi que les deux autres correspondants pour le pieu le plus sollicité :

Tableau IX-4 : Efforts maximaux pour le pieu le plus sollicité

Pieu 8	Pieu 18
$M_{max} = -68 \text{ kN.m}$ $N = 3286 \text{ kN}$ $T = -4 \text{ kN}.$	$M = 0$ $N_{max} = 3989 \text{ kN}$ $T_{max} = -7 \text{ kN}$

b) Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales sont calculées avec les abaques pour dimensionnement des sections en béton armé de R. Walther :

$$h'/D = 0.05/1.2 = 0.04$$

Sollicitations :

$$n = \frac{N}{\pi R^2 \beta_w} = 0.08.$$

$$m = \frac{M}{\pi R^2 D \beta_w} = 0$$

n, m : Efforts intérieurs relatifs sans dimension.

De l'abaque : $\omega = 0.1$ (pour : $\sigma_f = 460$ MPa) $\rightarrow \omega(400 \text{ MPa}) = 0.09$.

$$F_a = \frac{\omega \pi R^2 \beta_w}{\sigma_f} \rightarrow F_a = 110.64 \text{ cm}^2.$$

\rightarrow 24HA25 (122.72 cm²)

\rightarrow 7HA25/ml ($S_t = 15$ cm)

Effort normal : $N = 3,989$ MN.

Moment fléchissant : $M = 0$ MN.m

Résistance du béton à 28 jours : $\beta_w = 27/0.6$
 $\beta_w = 45$ MPa.

Limite d'élasticité de l'acier : $\sigma_f = 400$ MPa.

Enrobage : $h' = 5$ cm.

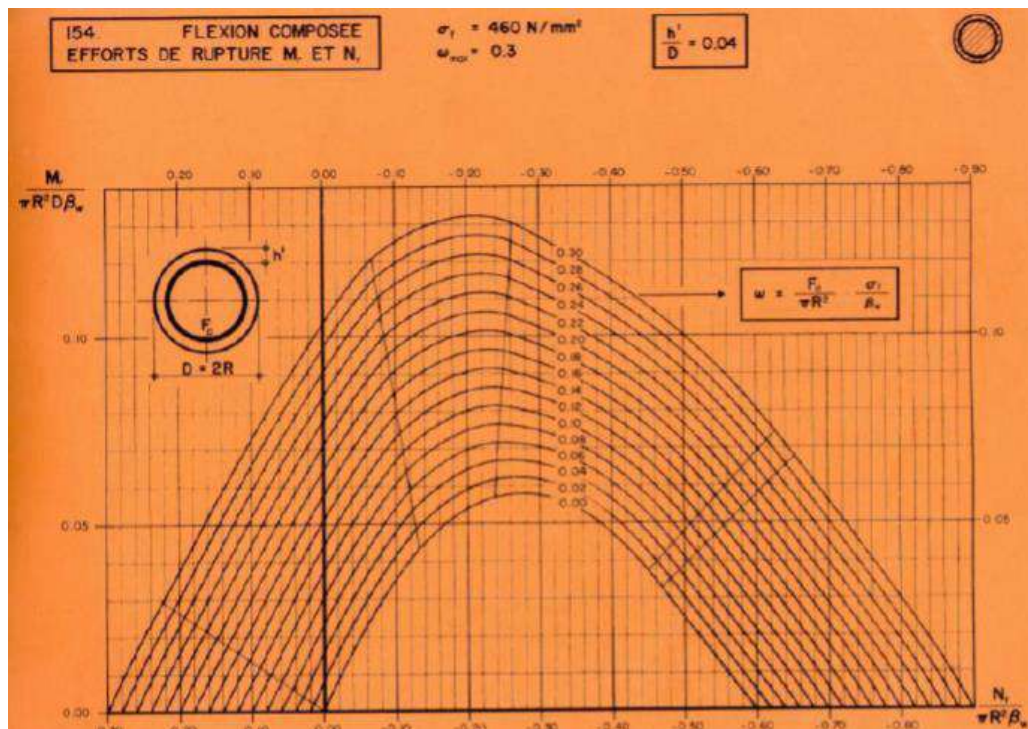


Figure IX-7 : Abaque de R. Wather.

c) Armatures transversales :

Des cerces qui répondent aux conditions suivantes :

- $\Phi_{\min} = 10$ mm.
- $S_{t,\min} = 12\Phi_L = 30$ cm.
- Des renforts sont prévus sur :

CHAPITRE VIII. Etude de l'infrastructure

-Une profondeur $2D$ à partir de la tête du pieu.

-une longueur $\pm 2D$ à partir de chaque interface entre deux couches présentant une différence marquée de raideur au cisaillement (rapport des modules de cisaillement > 6).

→ On prend des cerces de HA12

→ $S_t = 20\text{cm}$ (zone courante) ; $S_t = 10\text{cm}$ (zone de jonction)

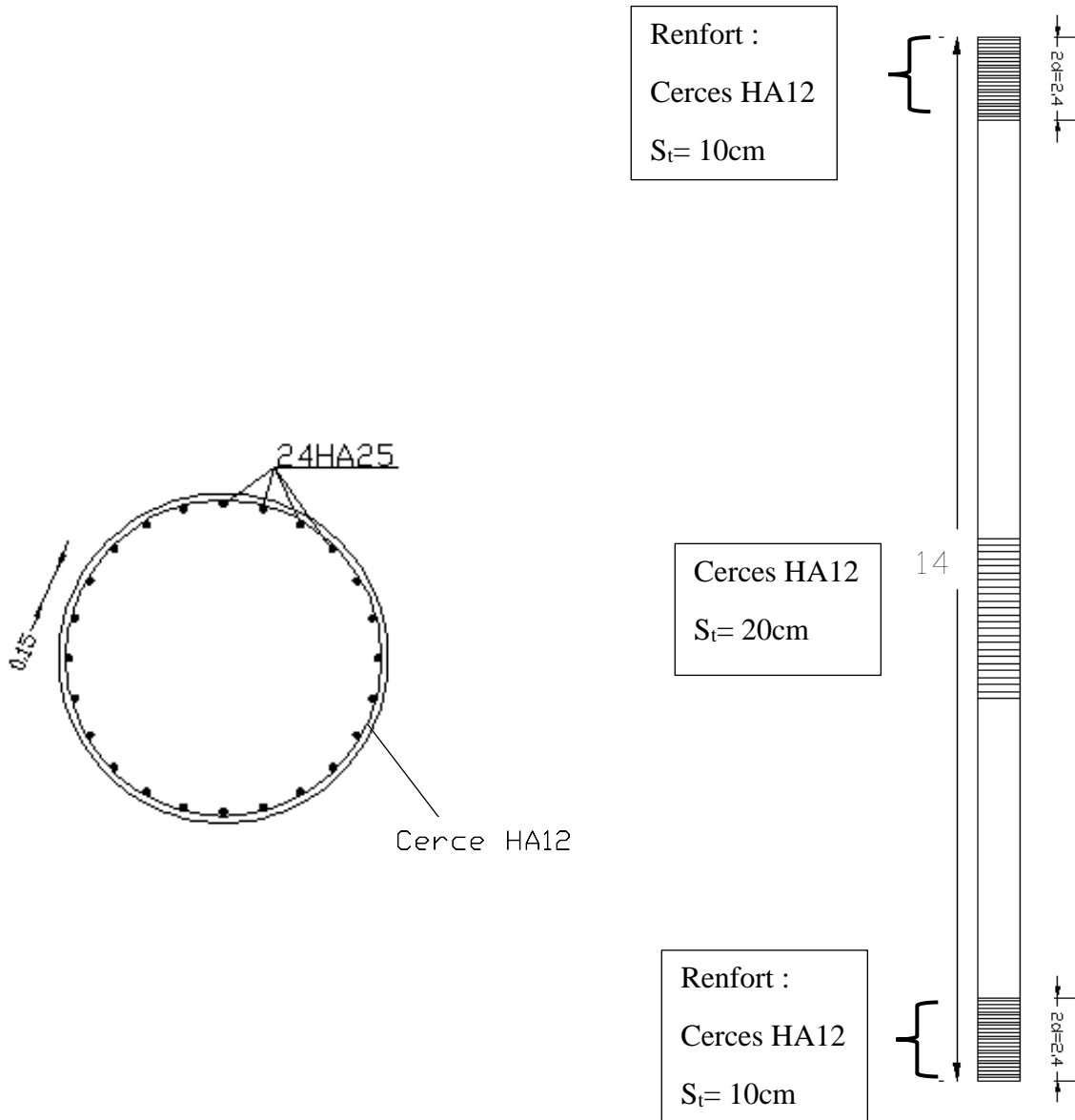


Figure IX-8 : Ferrailage du pieu.

Conclusion générale :

La conception et l'étude d'un pont se basent sur plusieurs exigences. Le projet de fin d'étude permet à l'élève ingénieur de connaître les différentes étapes techniques qui précèdent la réalisation d'un pont, d'approfondir les connaissances liées à ces techniques et de mettre en évidence la maîtrise de plusieurs domaines de sciences tel que la résistance des matériaux la mécanique des milieux continus et les procédés de la précontrainte.

Dans mon projet de fin d'étude j'ai fait connaissance de différentes étapes de calcul d'un pont construit par encorbellement successif, l'étude m'a permis de connaître la construction des ponts en béton précontraint, et des diverses procédures de réalisation et de vérification

L'élève ingénieur doit faire appel à une bonne conception et avoir un sens aigu du détail pour atteindre les meilleurs résultats et réalisations.

Annexes

Annexe 1 :

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

N° sondage	Profondeur(m)	PI (bar)	E (bar)	E/PI*
SP.7	3	3	33	10.7
	6	1.9	20	10.2
	9	6	53	8.9
	12	30.8	4847	157.6
	15	32.9	5834	177.1
	18	36.1	29936	829.2
	21	34.1	3255	95.5
	24	38.3	5043	131.8
	27	35.2	6488	184.3
	30	33.9	3913	115.5
SP.8	3	1.8	16	8.9
	6	3.6	42	11.6
	9	7.4	85	11.4
	12	28.8	32467	1129.1
	15	34.9	3792	105.6
	18	35.9	3918	112.3
	21	35.2	6872	195.2
	24	39.2	17051	435
	27	38.3	6765	176.6
	30	33.3	13851	415.6

Annexe 2 :

Le moment fléchissant M_z dû à « PERM-SUM » :

(PERM-SUM = Poids propre du tablier avec retrait et fluage + Poids propre du revêtement)

On a découpé le tablier en 89 barres (90 nœuds).

Nœud	M_z dû au PP-tablier avec RF (kN.m)	M_z dû au PP-revêtement (kN.m)
101	0	0
102	34279	3647
103	36420	3855
104	37692	3941
105	35684	3666
106	30324	3030
107	21530	2034
108	9206	677
109	-6755	-1040
110	-26474	-3119

Annexes

111	-50088	-5558
112	-77752	-8358
113	-109637	-11519
114	-145935	-15041
115	-186855	-18924
116	-232632	-23168
117	-283520	-27773
118	-339798	-32739
119	-401768	-38067
120	-469760	-43756
121	-544128	-49806
122	-625254	-56219
123	-713548	-62993
124	-821931	-71052
125	-708934	-62551
126	-616612	-55391
127	-531478	-48593
128	-453119	-42158
129	-381152	-36086
130	-315221	-30376
131	-254996	-25028
132	-200172	-20042
133	-150469	-15418
134	-105631	-11155
135	-65425	-7255
136	-29637	-3715
137	1923	-537
138	29433	2280
139	53042	4735
140	72888	6830
141	89091	8563
142	101759	9935
143	110987	10946
144	116857	11595
145	119445	11884
146	119472	11887
147	116991	11610
148	111226	10972
149	102105	9974
150	89547	8614
151	73457	6893
152	53729	4812
153	30241	2369
154	2858	-434
155	-28573	-3598
156	-64222	-7122

157	-104279	-11007
158	-148952	-15252
159	-198473	-19858
160	-253095	-24824
161	-313093	-30150
162	-378767	-35836
163	-450444	-41882
164	-528474	-48287
165	-613236	-55052
166	-705130	-62177
167	-817961	-70667
168	-709484	-62609
169	-621164	-55840
170	-540039	-49433
171	-465696	-43389
172	-397751	-37707
173	-335850	-32388
174	-279661	-27431
175	-228880	-22836
176	-183228	-18603
177	-142449	-14733
178	-106309	-11225
179	-74595	-8079
180	-47116	-5294
181	-23699	-2872
182	-4189	-812
183	11550	887
184	23643	2223
185	32196	3198
186	37306	3812
187	39056	4064
188	37519	3954
189	35223	3733
190	0	0

Annexe 3 :

Effort tranchant dû à la combinaison la plus défavorable (ELU-R fondamentale) :

Nœud	Effort tranchant (kN)
101	-11292
102	-5961
103	-5074
104	-3560
105	-2332
106	-1083

Annexes

107	173
108	1429
109	2701
110	3996
111	5321
112	6691
113	8104
114	9565
115	11081
116	12653
117	14299
118	16056
119	17695
120	19430
121	21266
122	23212
123	25362
124	-45860
125	-42249
126	-39369
127	-36643
128	-34060
129	-31609
130	-29269
131	-27031
132	-24926
133	-22898
134	-20952
135	-19080
136	-17278
137	-15533
138	-13839
139	-12189
140	-10580
141	-9007
142	-7372
143	-5863
144	-4385
145	-3035
146	-2214
147	-1098
148	29
149	1167
150	2320
151	3492
152	4686

Annexes

153	5908
154	7162
155	8455
156	9791
157	11100
158	12431
159	13831
160	15304
161	16858
162	18500
163	20237
164	22075
165	24024
166	26110
167	-44165
168	-40323
169	-37377
170	-34584
171	-31934
172	-29415
173	-27017
174	-24729
175	-22403
176	-20291
177	-18258
178	-16294
179	-14390
180	-12554
181	-10767
182	-9278
183	-7303
184	-5761
185	-4439
186	-3150
187	-1891
188	-968
189	-457
190	2604

Annexe 4 :

Contraintes de cisaillement :

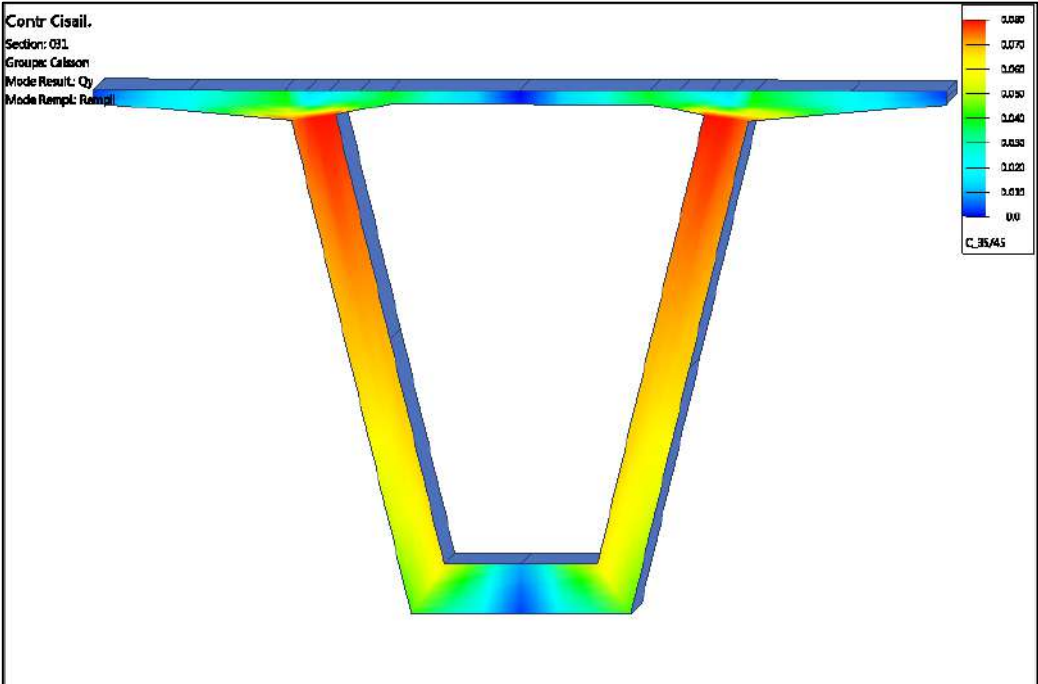


Figure 1 : Contrainte de cisaillement Q_y dans la section sur pile

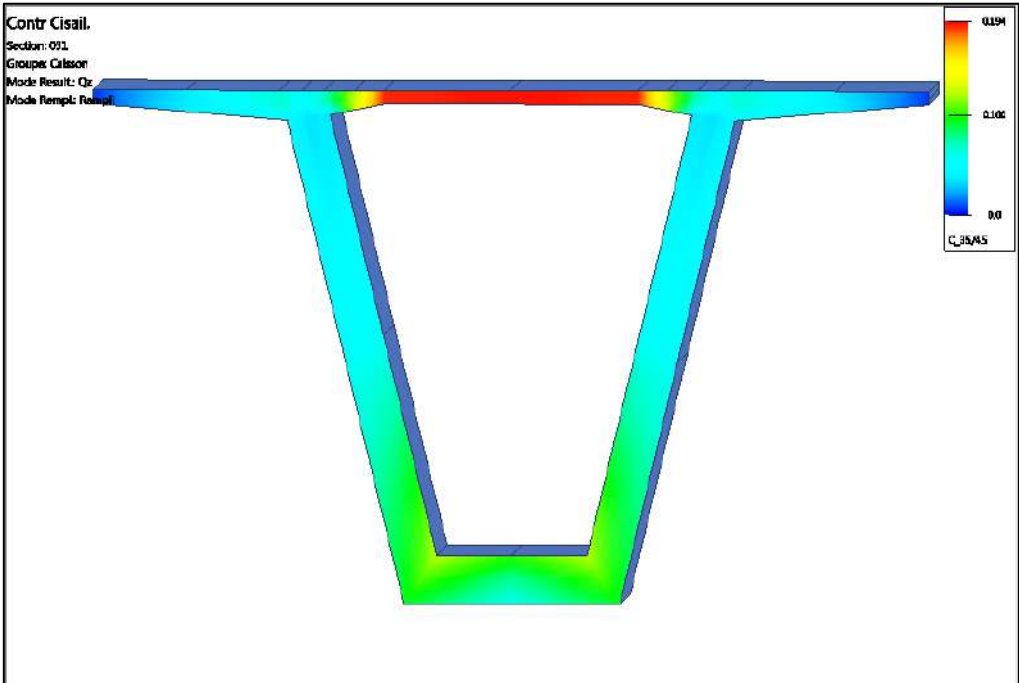


Figure 2 : Contrainte de cisaillement Q_z dans la section sur pile

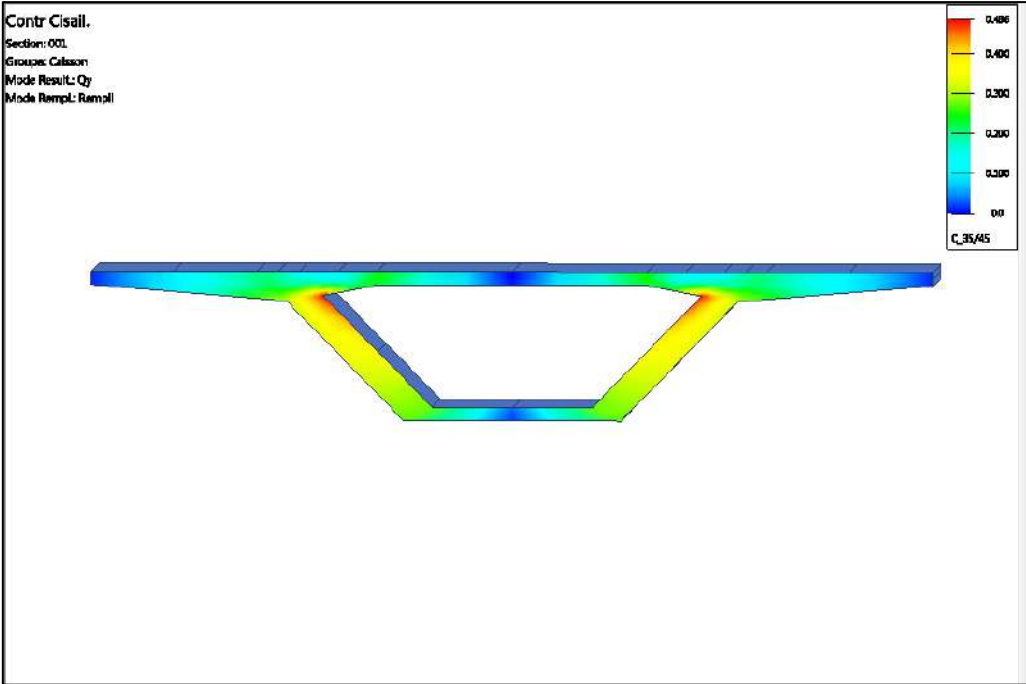


Figure 3 : Contrainte de cisaillement Q_y dans la section à la clé

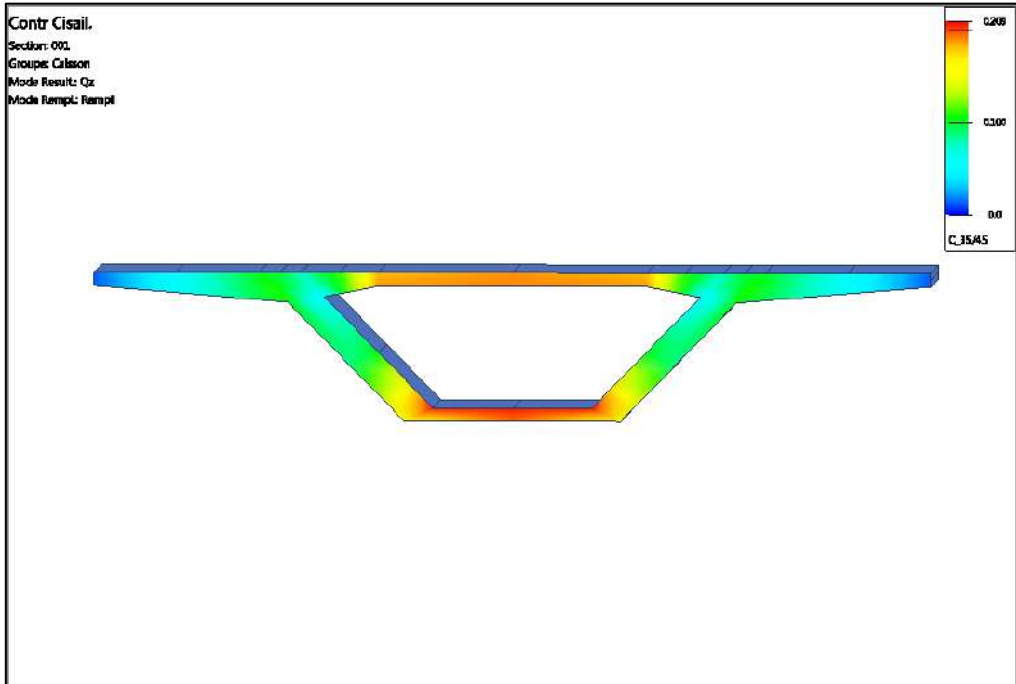
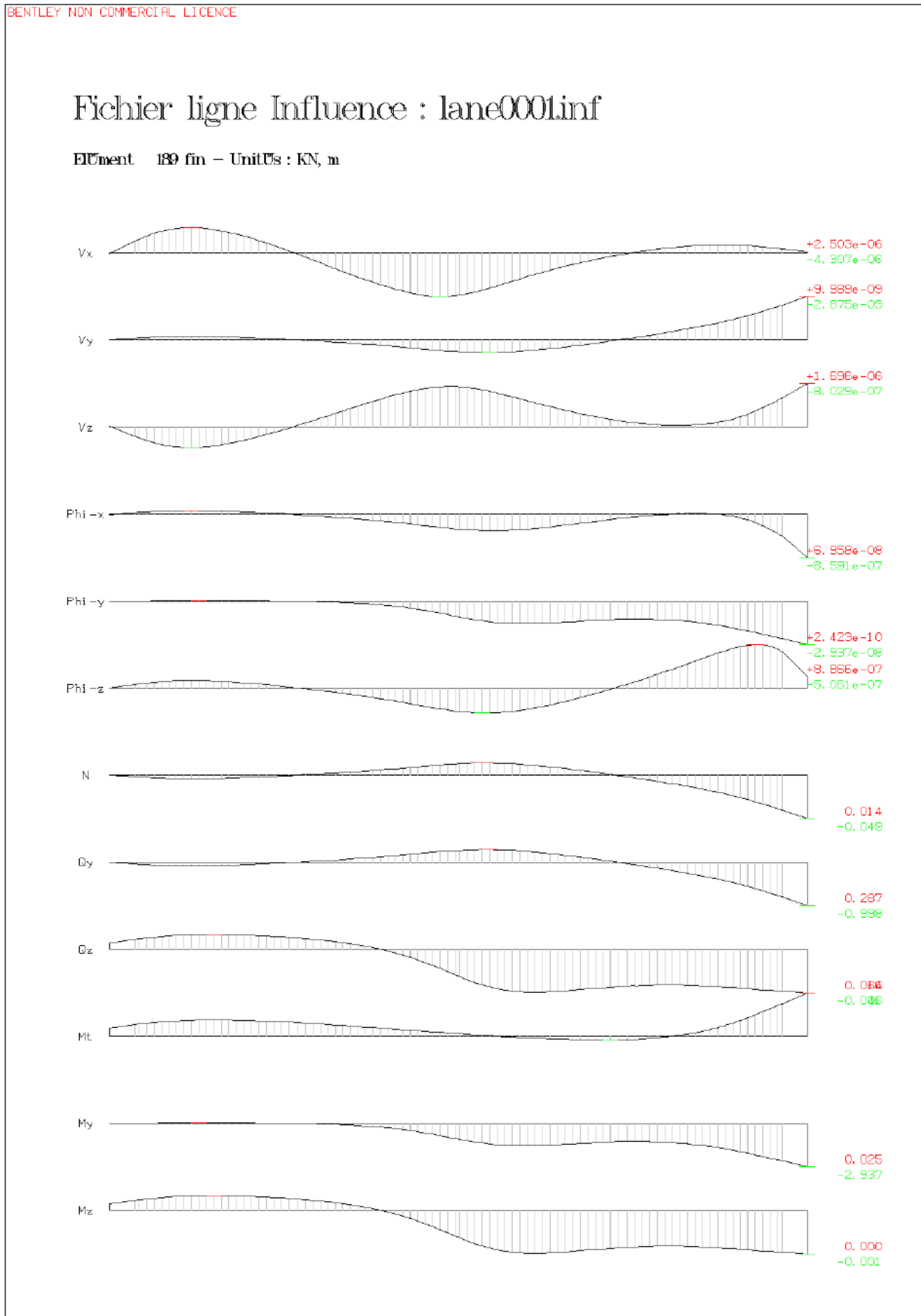
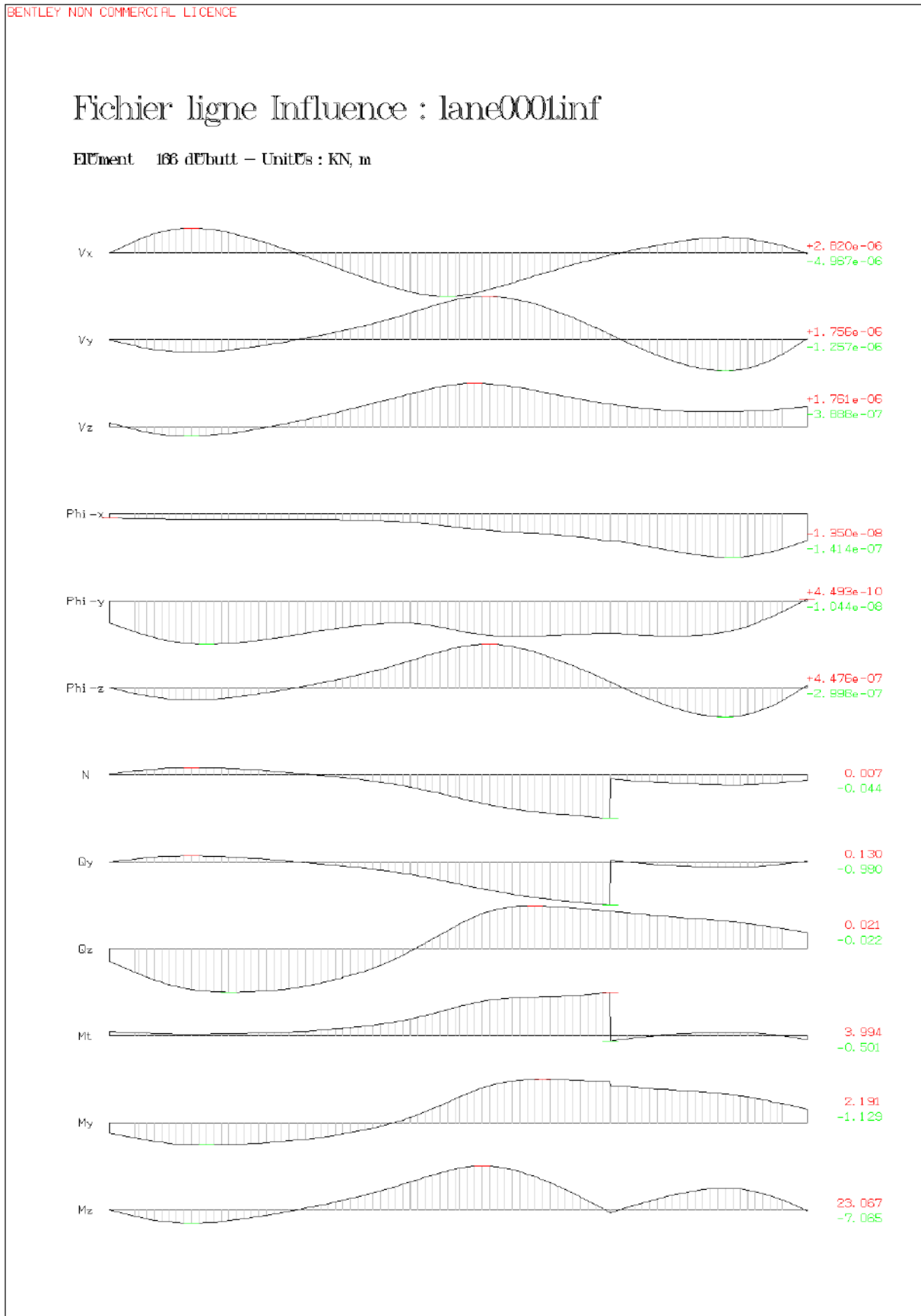


Figure 4 : Contrainte de cisaillement Q_z dans la section à la clé

Annexe 5 :

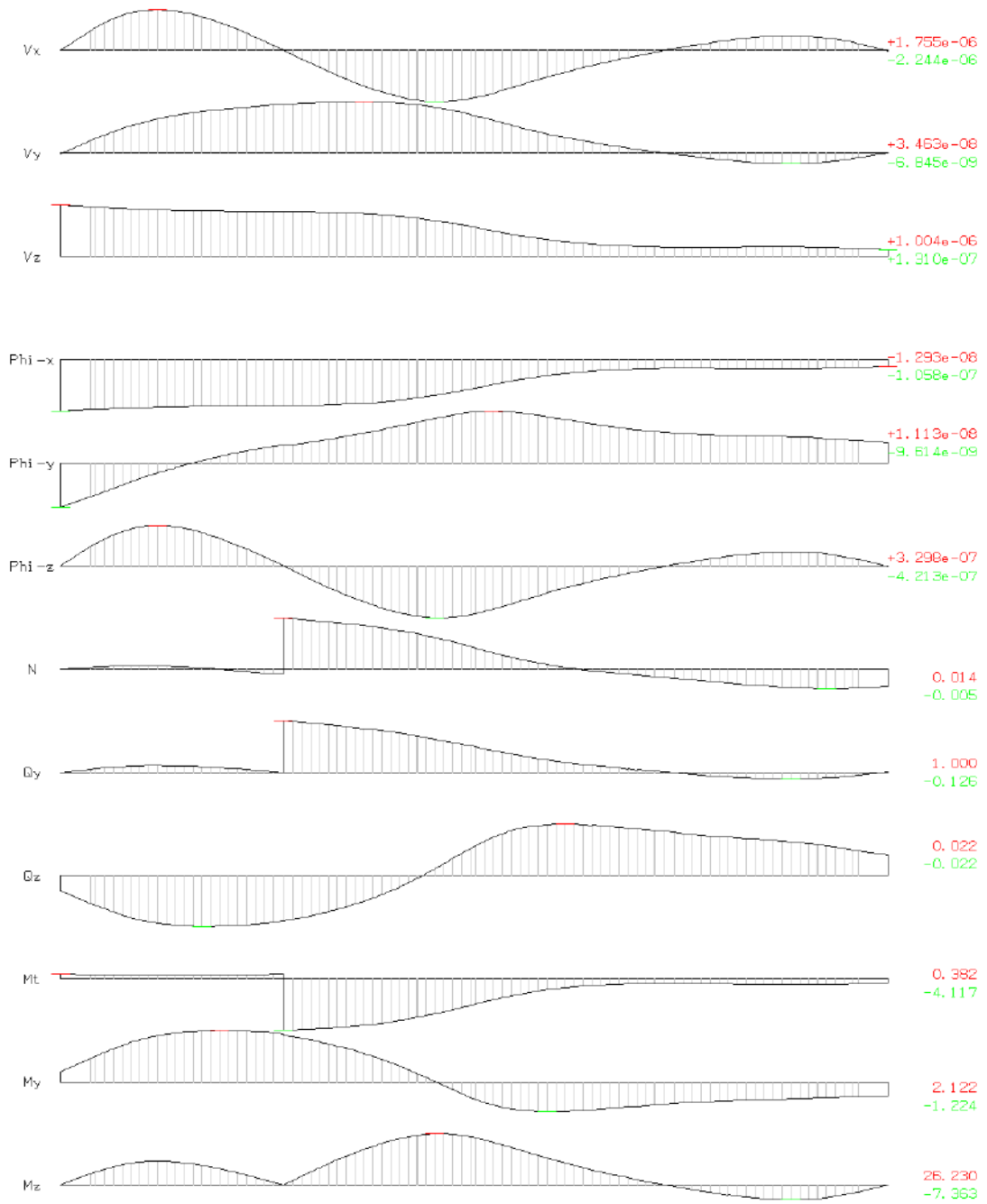
Les lignes d'influence :





Fichier ligne Influence : lane0001.inf

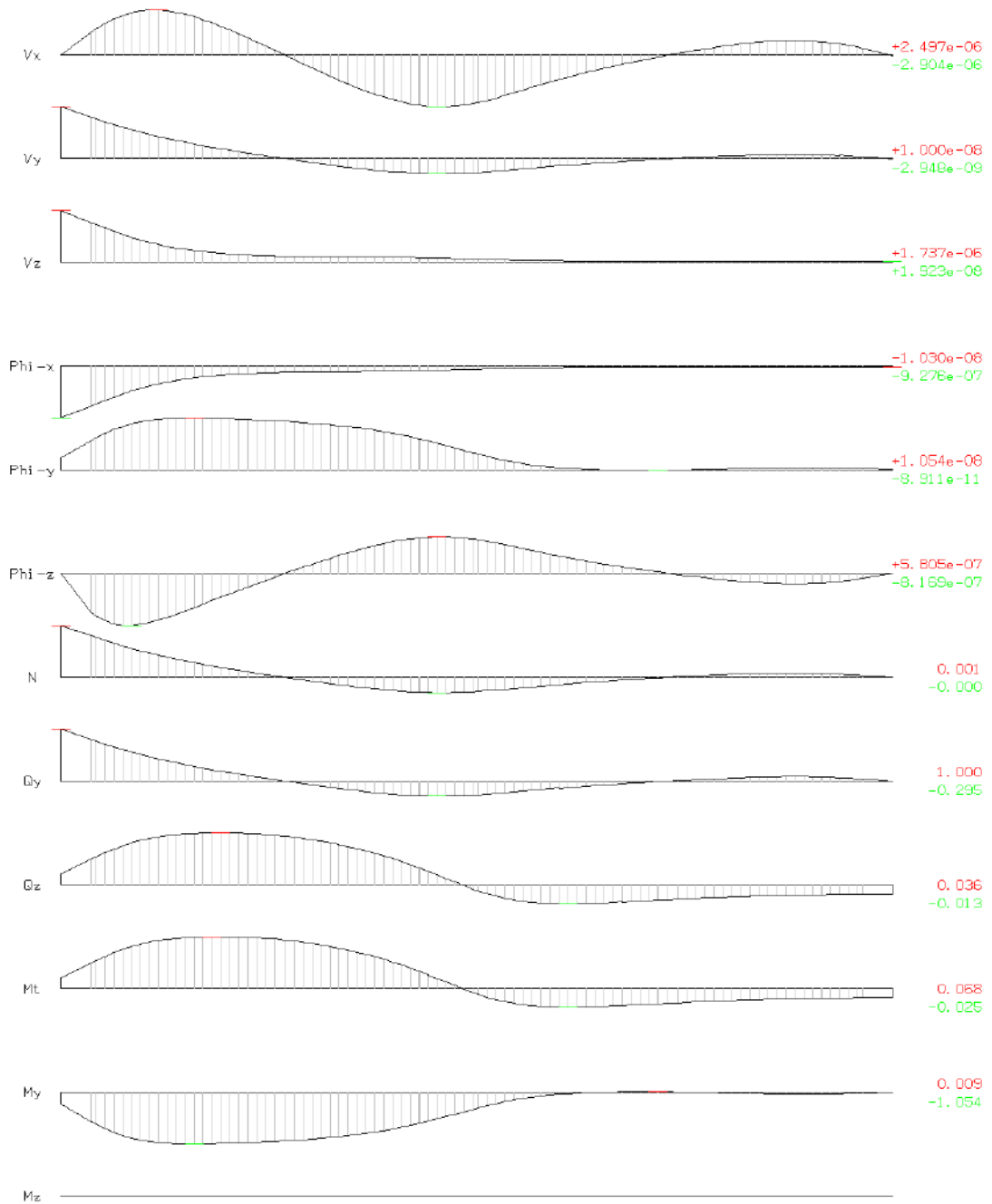
Element 124 dbutt - Units : KN, m



BENTLEY NON COMMERCIAL LICENCE

Fichier ligne Influence : lane0001inf

Element 101 dUbutt - Units : KN, m



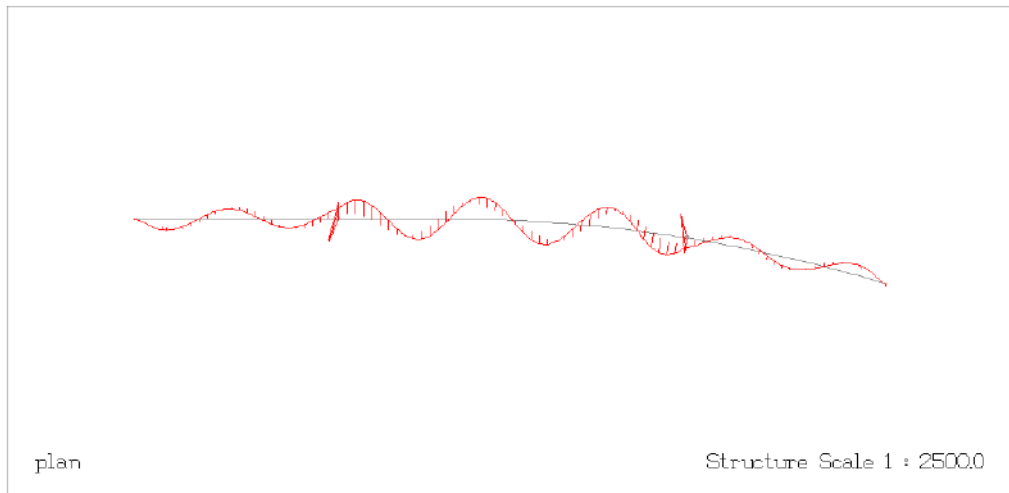
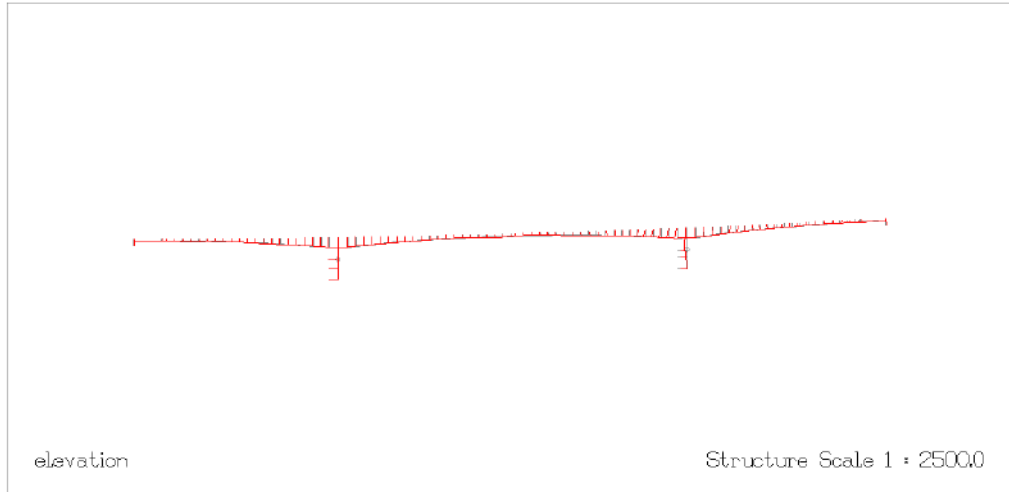
BENTLEY NON COMMERCIAL LICENCE

Annexe 6 :

Mode sismique (50) :



Eigenmode eigen#50 (Factor 10, 21.632 (Hz))
Stage



Annexe 7 :

***Résultats du
calcul
automatique***

**Phase 1 :
Réalisation des
fléaux**

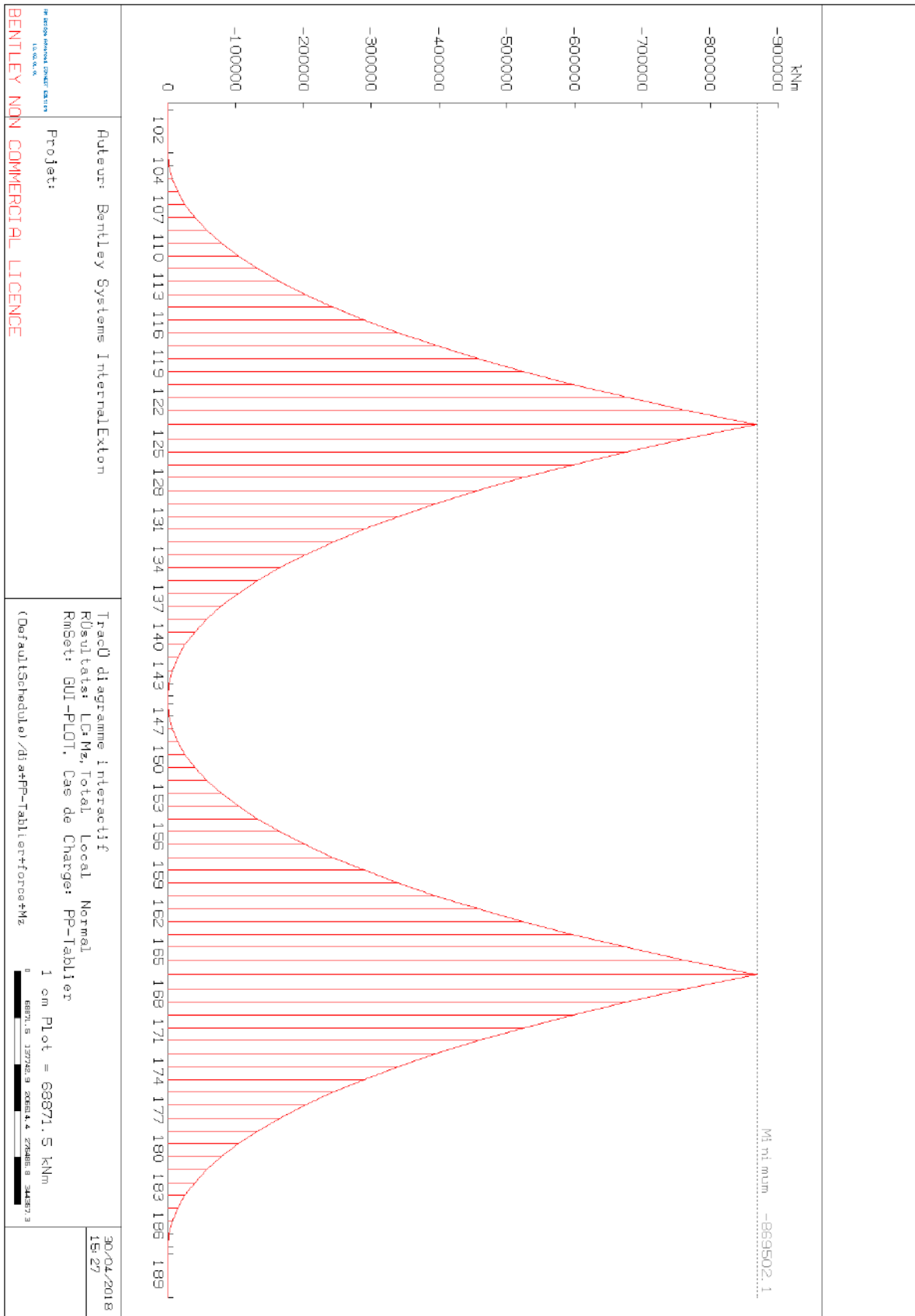


Figure 5 : Diagramme du moment fléchissant Mz dû au poids propre du tablier dans la phase de réalisation des fléaux

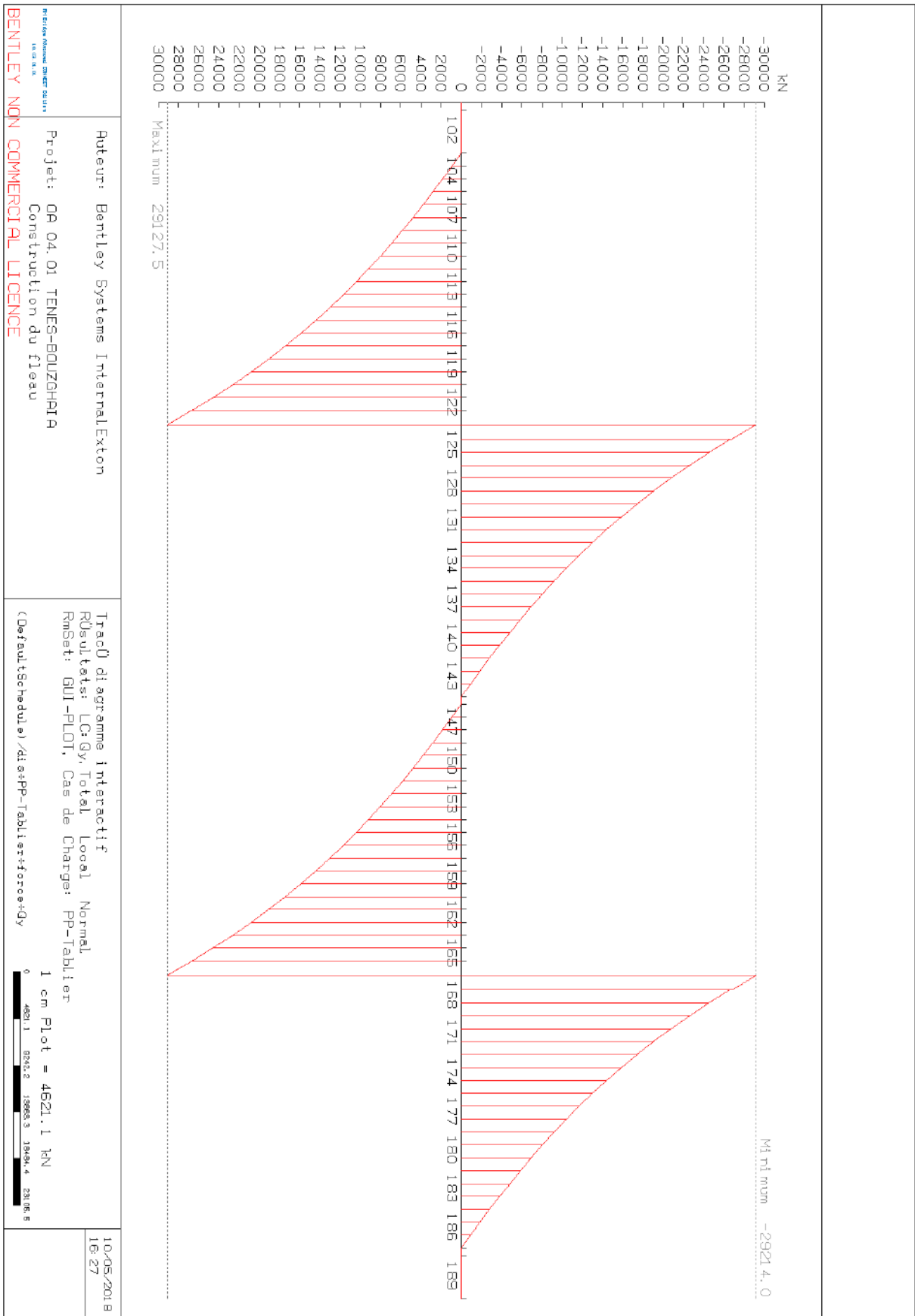


Figure 6 : Diagramme de la force verticale Q_y due au poids propre du tablier dans la phase de réalisation des fléaux

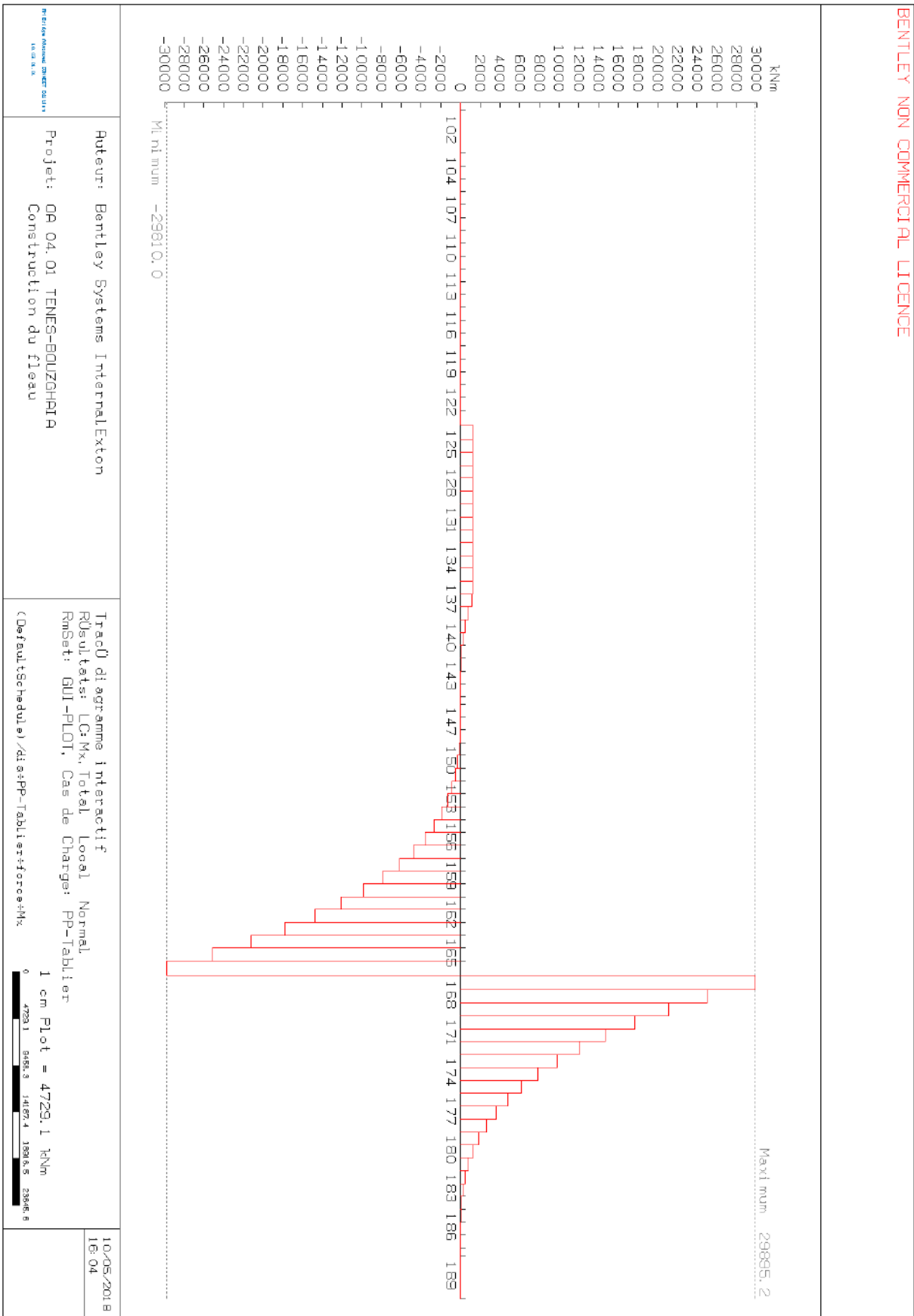


Figure 7 : Diagramme du moment de torsion Mt dû au poids propre du tablier dans la phase de réalisation des fléaux

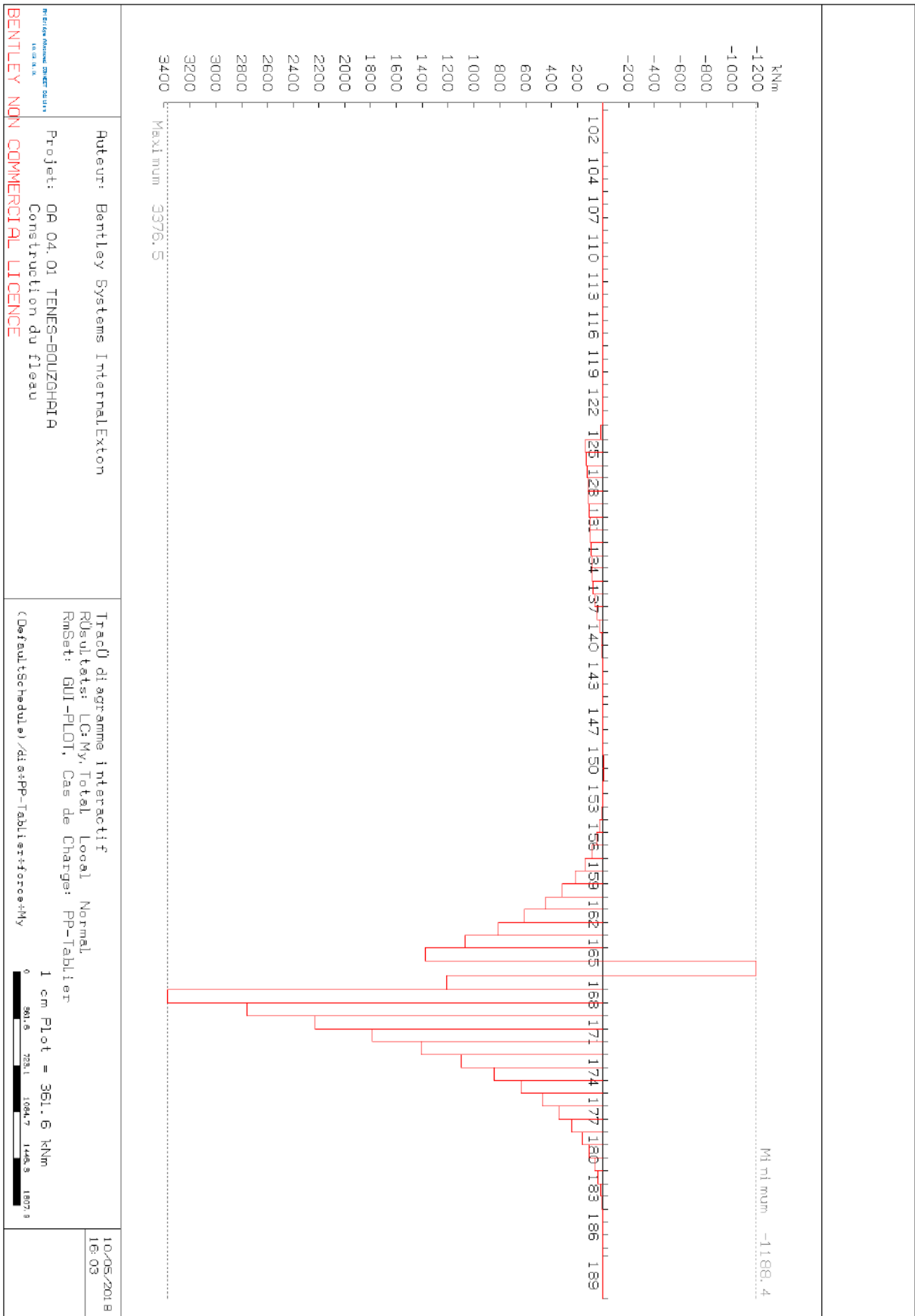


Figure 8 : Diagramme du moment My dû au poids propre du tablier dans la phase de réalisation des fléaux

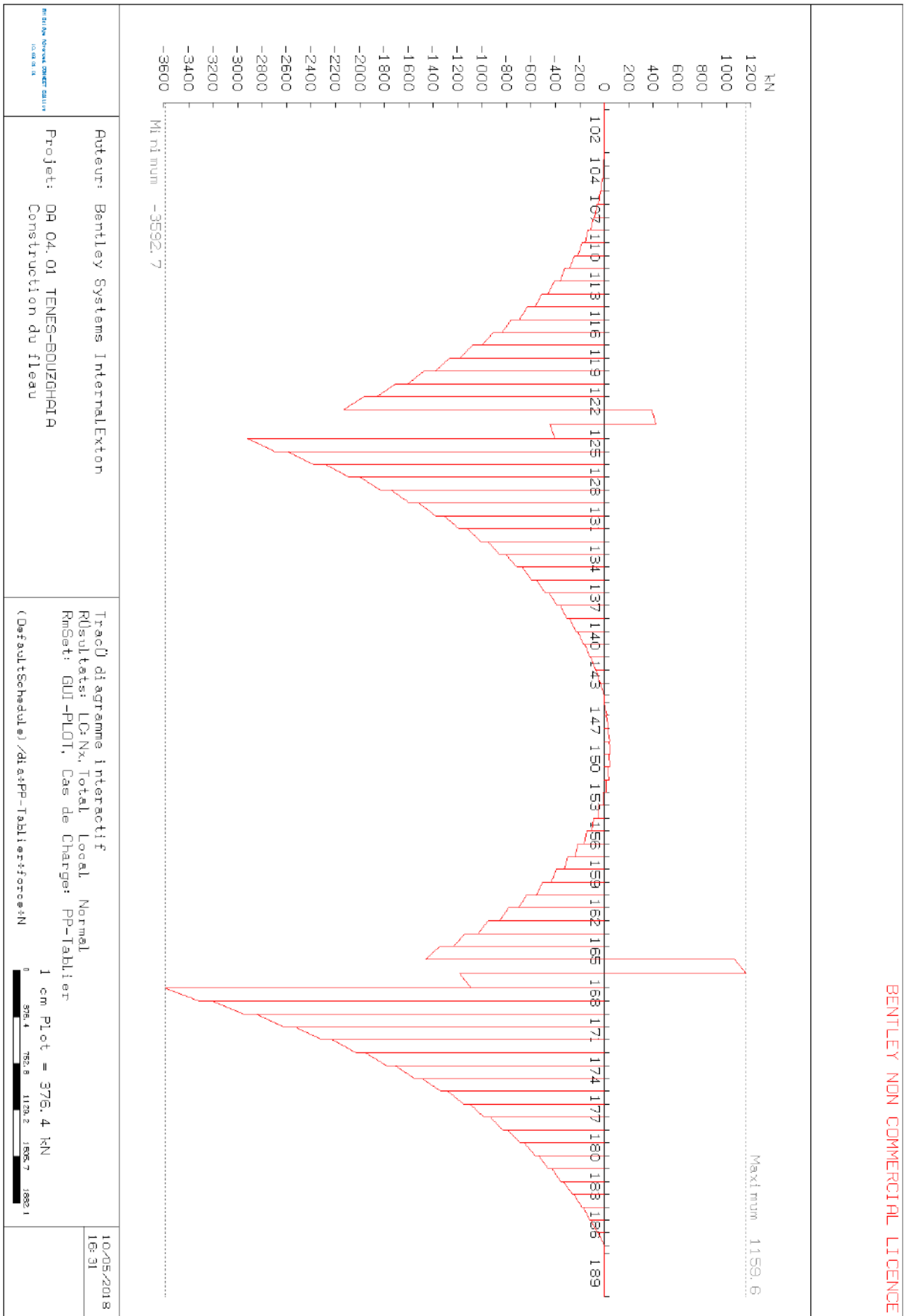


Figure 9 : Diagramme de la force horizontale N (normale à la section) due au poids propre du tablier dans la phase de réalisation des fléaux

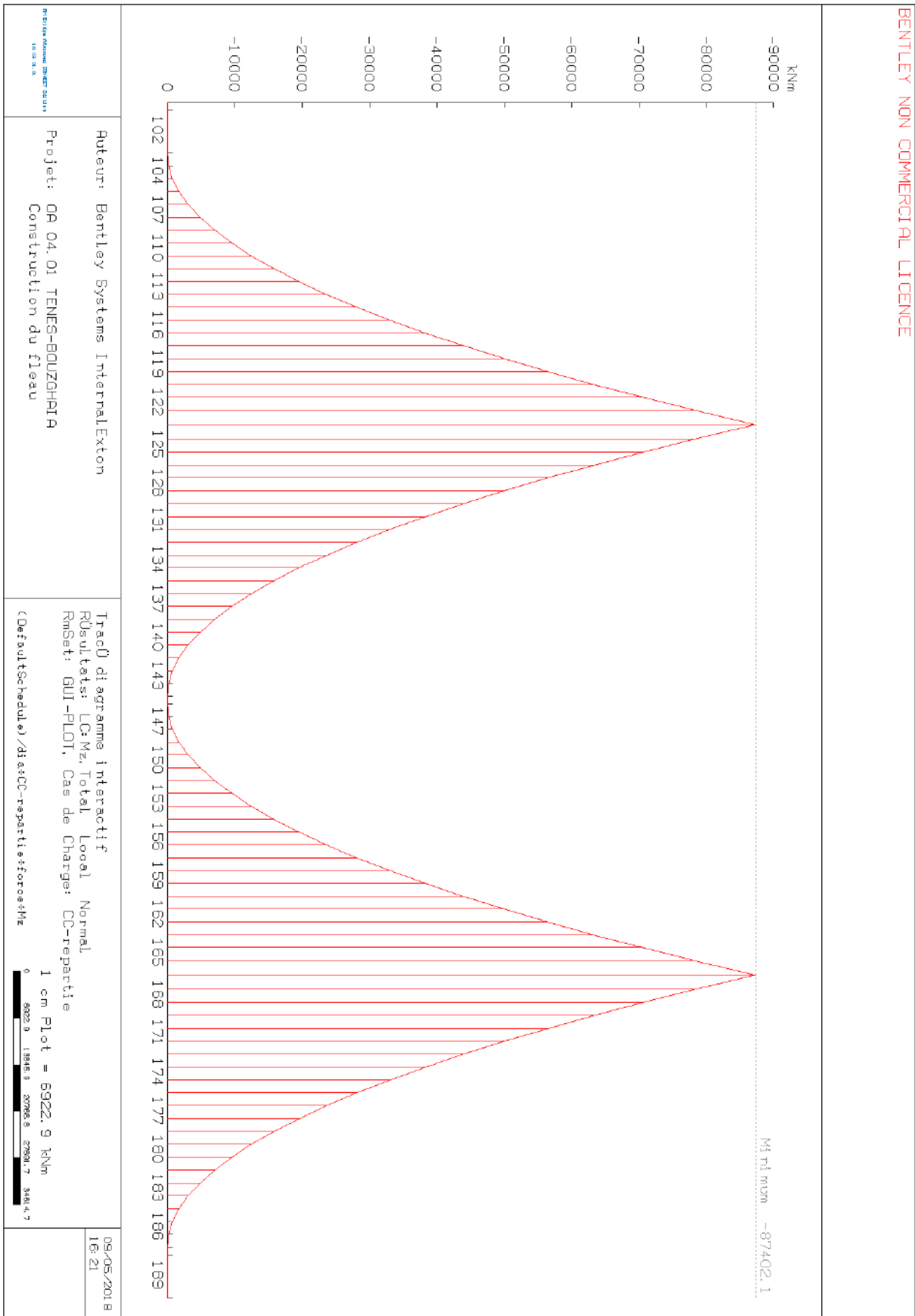


Figure 10 : Diagramme du moment fléchissant M_z dû à la charge répartie du chantier dans la phase de réalisation des fléaux.

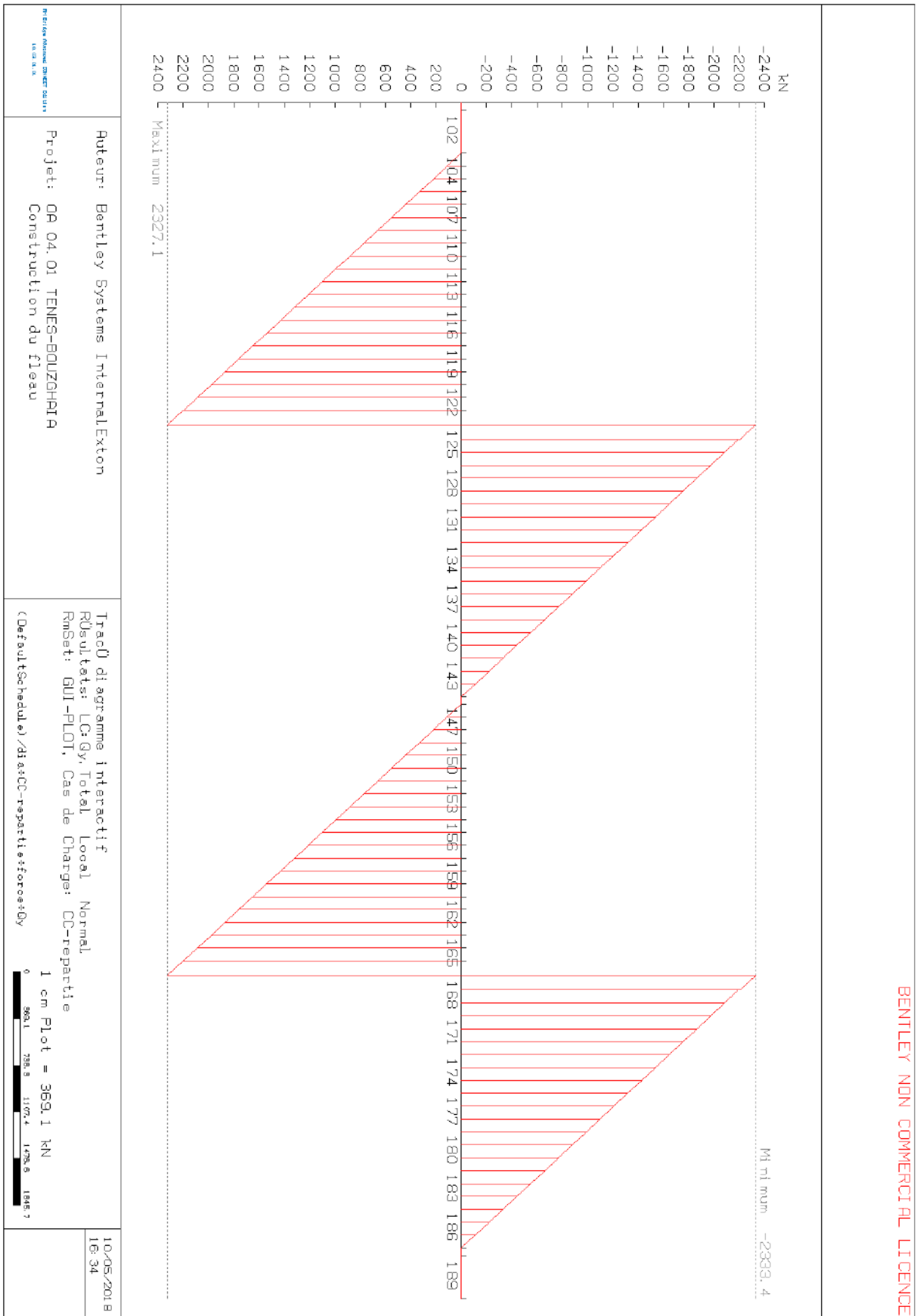


Figure 11 : Diagramme de la force verticale Q_y due à la charge répartie du chantier dans la phase de réalisation des fléaux.

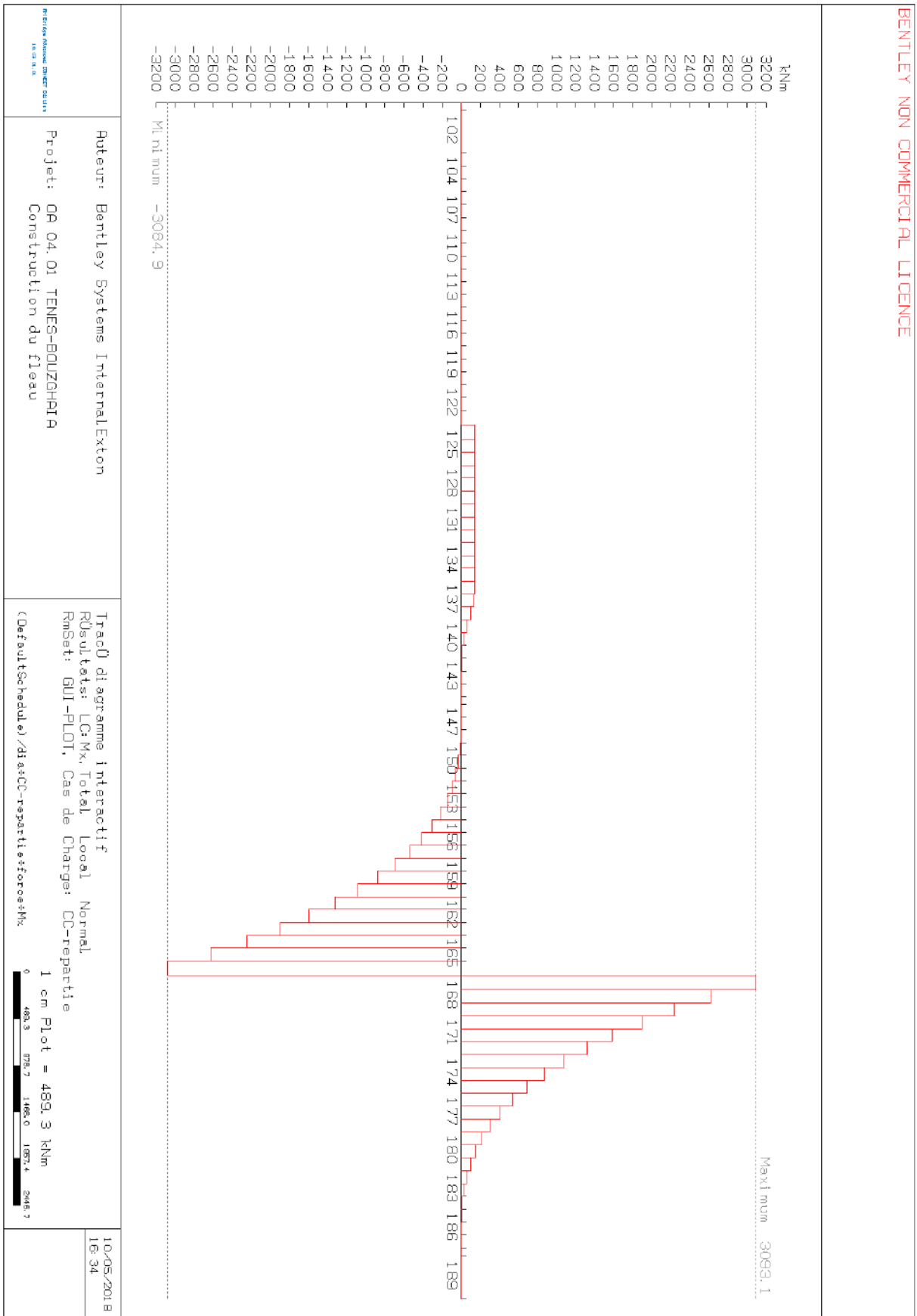


Figure 12 : Diagramme du moment de torsion Mt dû à la charge répartie du chantier dans la phase de réalisation des fléaux.

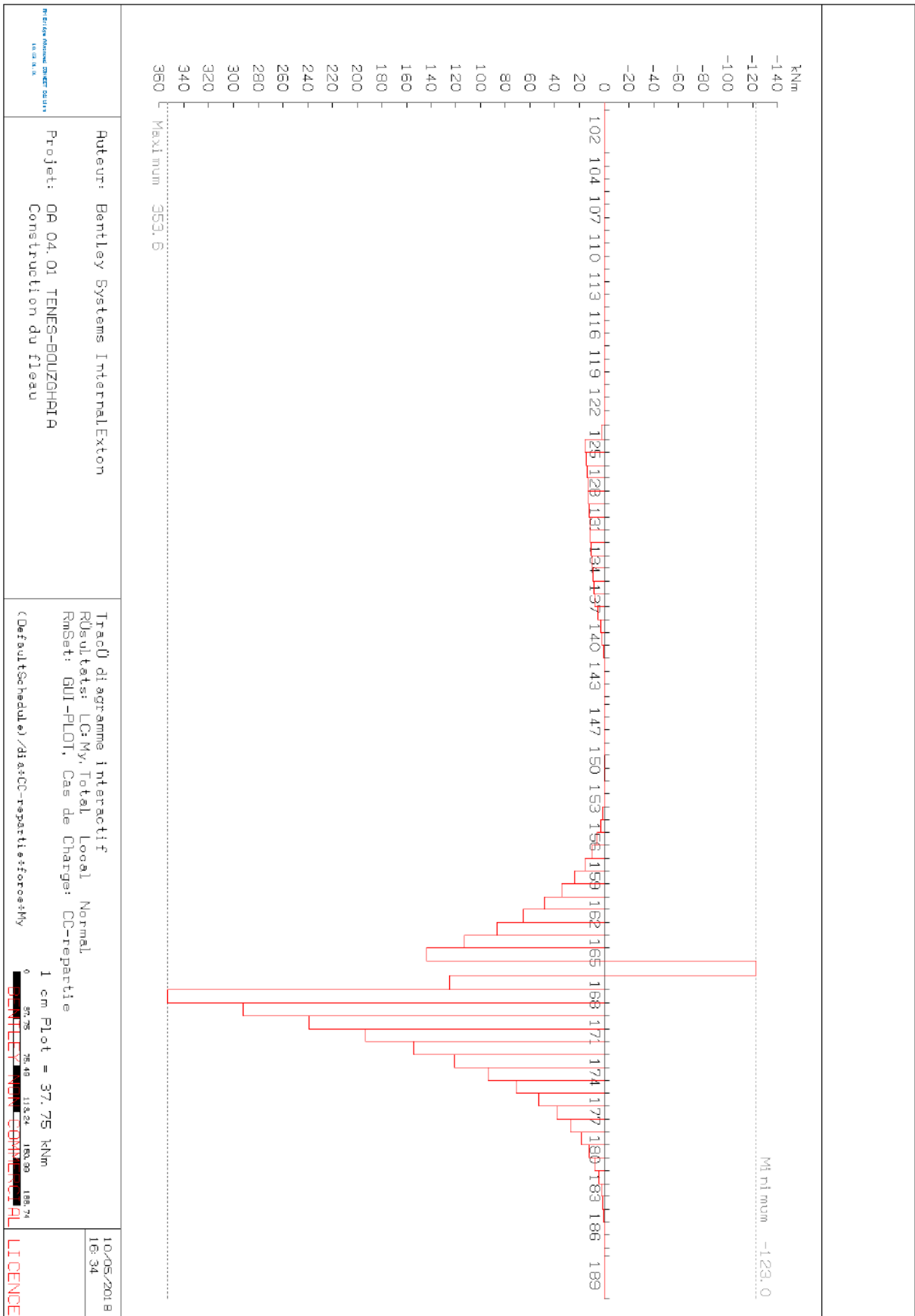


Figure 13 : Diagramme du moment My dû à la charge répartie du chantier dans la phase de réalisation des fléaux

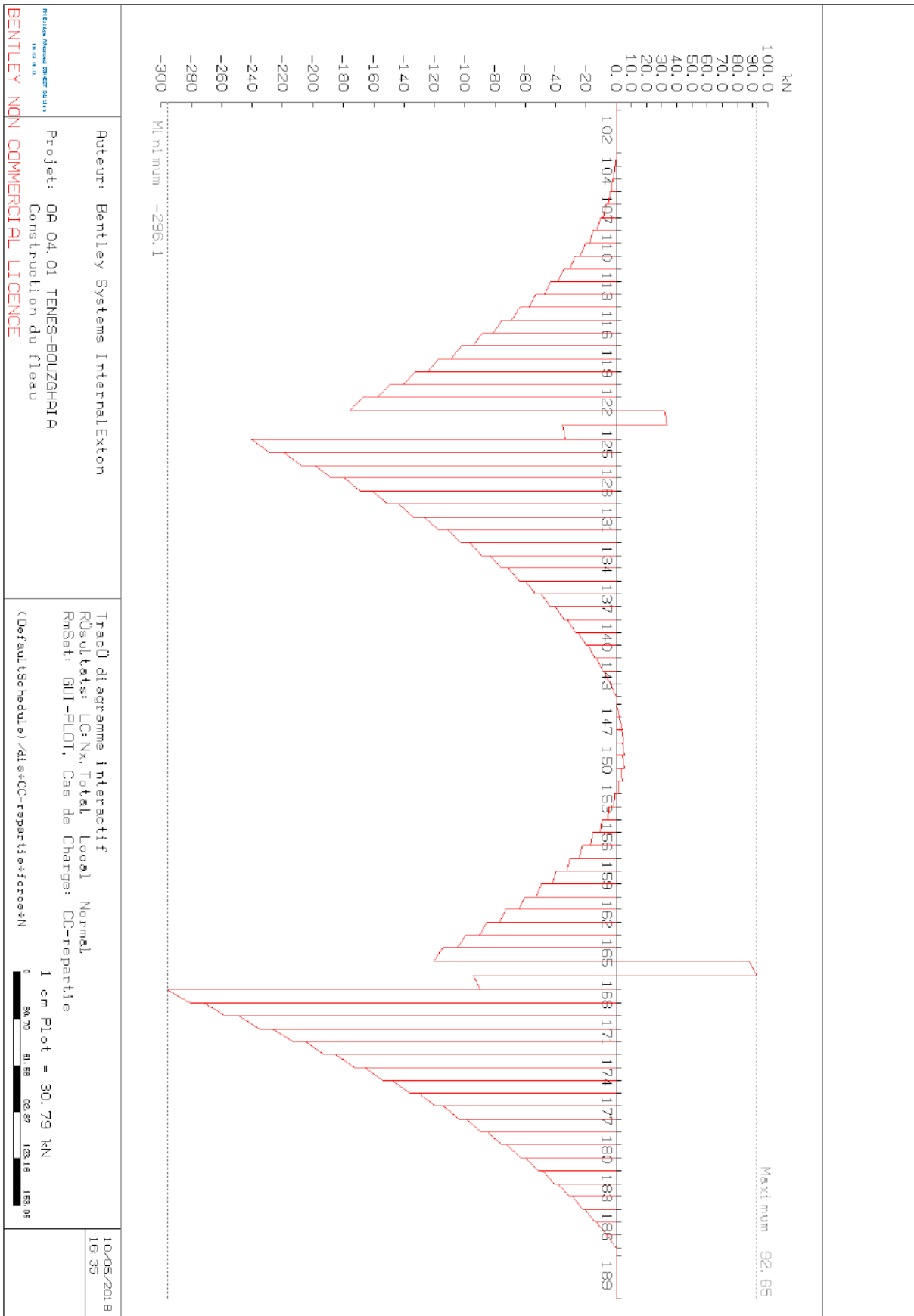


Figure14: Diagramme de la force horizontale N (normale à la section) due à la charge répartie du chantier dans la phase de réalisation des fléaux

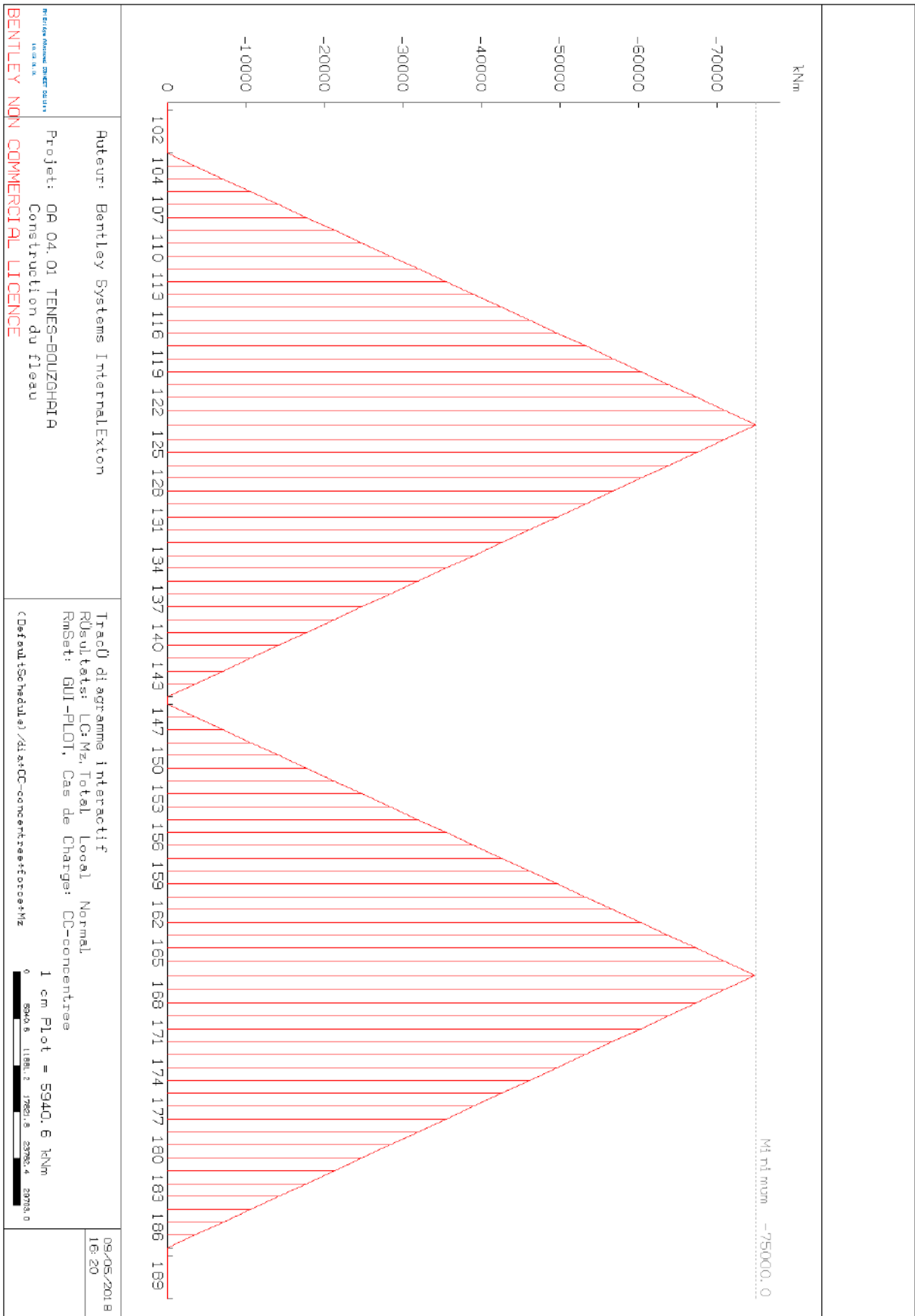


Figure 15 : Diagramme du moment fléchissant Mz dû à la charge concentrée du chantier dans la phase de réalisation des fléaux

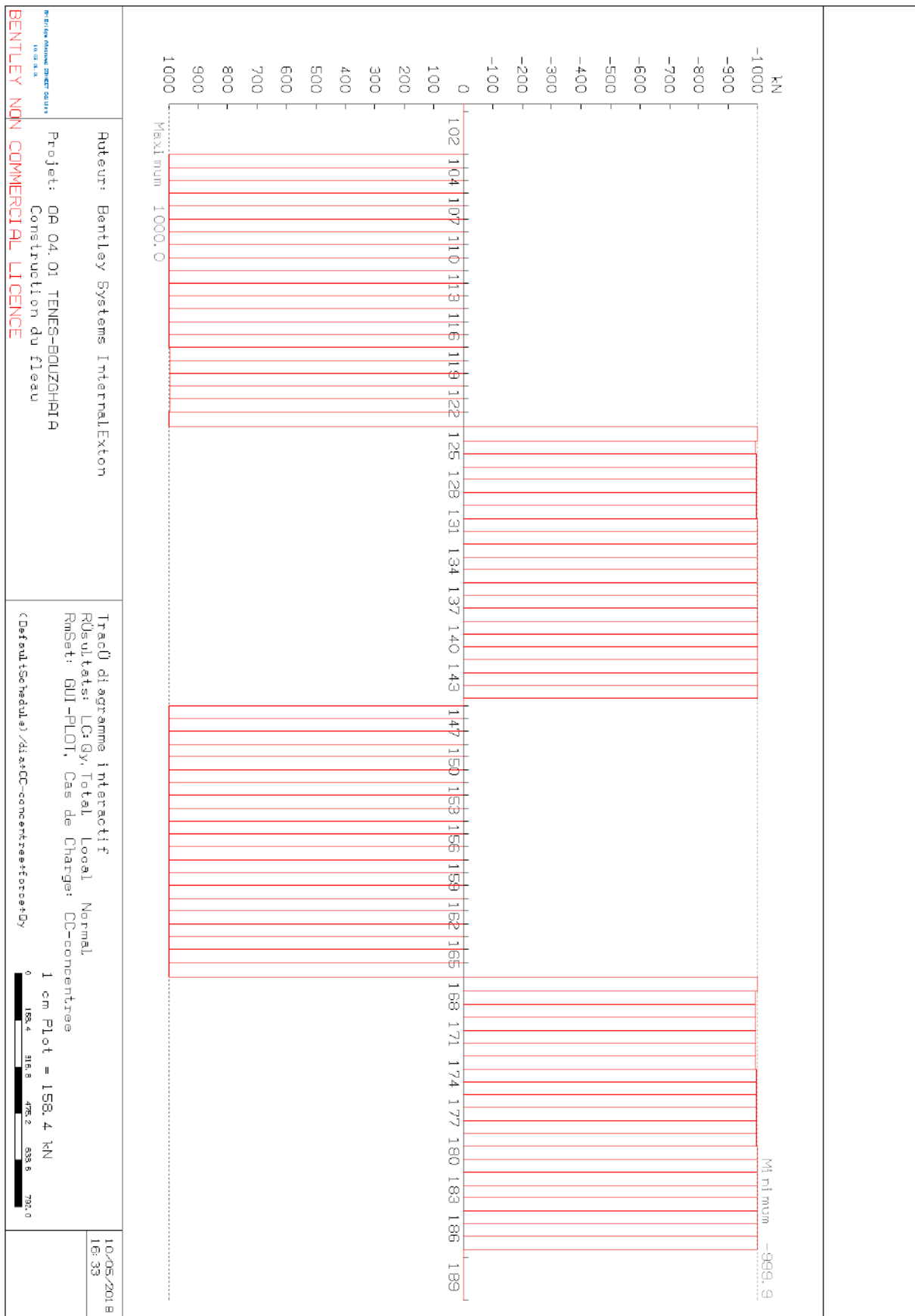


Figure 16 : Diagramme de la force verticale Q_y due à la charge concentrée du chantier dans la phase de réalisation des fléaux

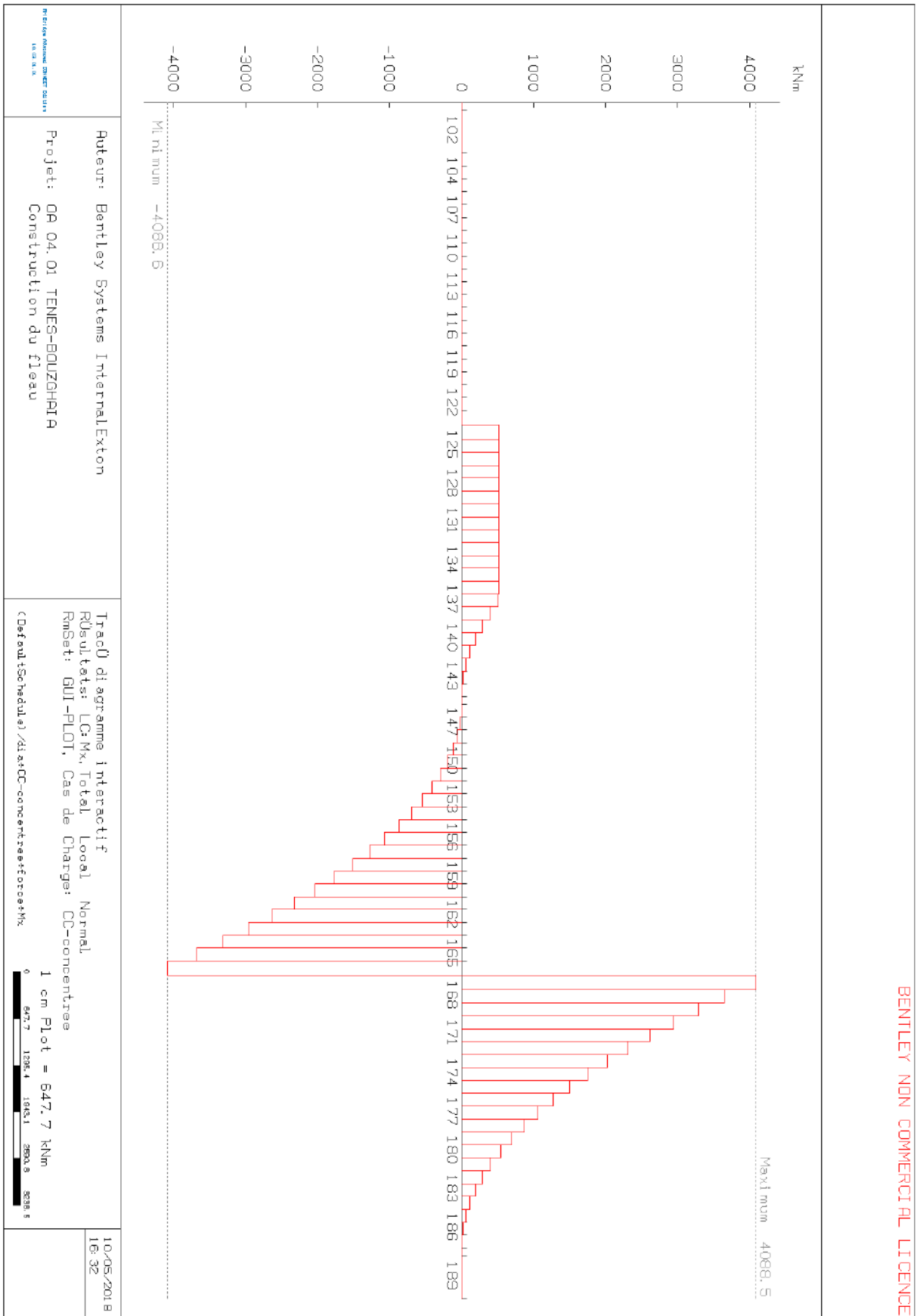


Figure 17: Diagramme du moment de torsion M_t dû à la charge concentrée du chantier dans la phase de réalisation des fléaux

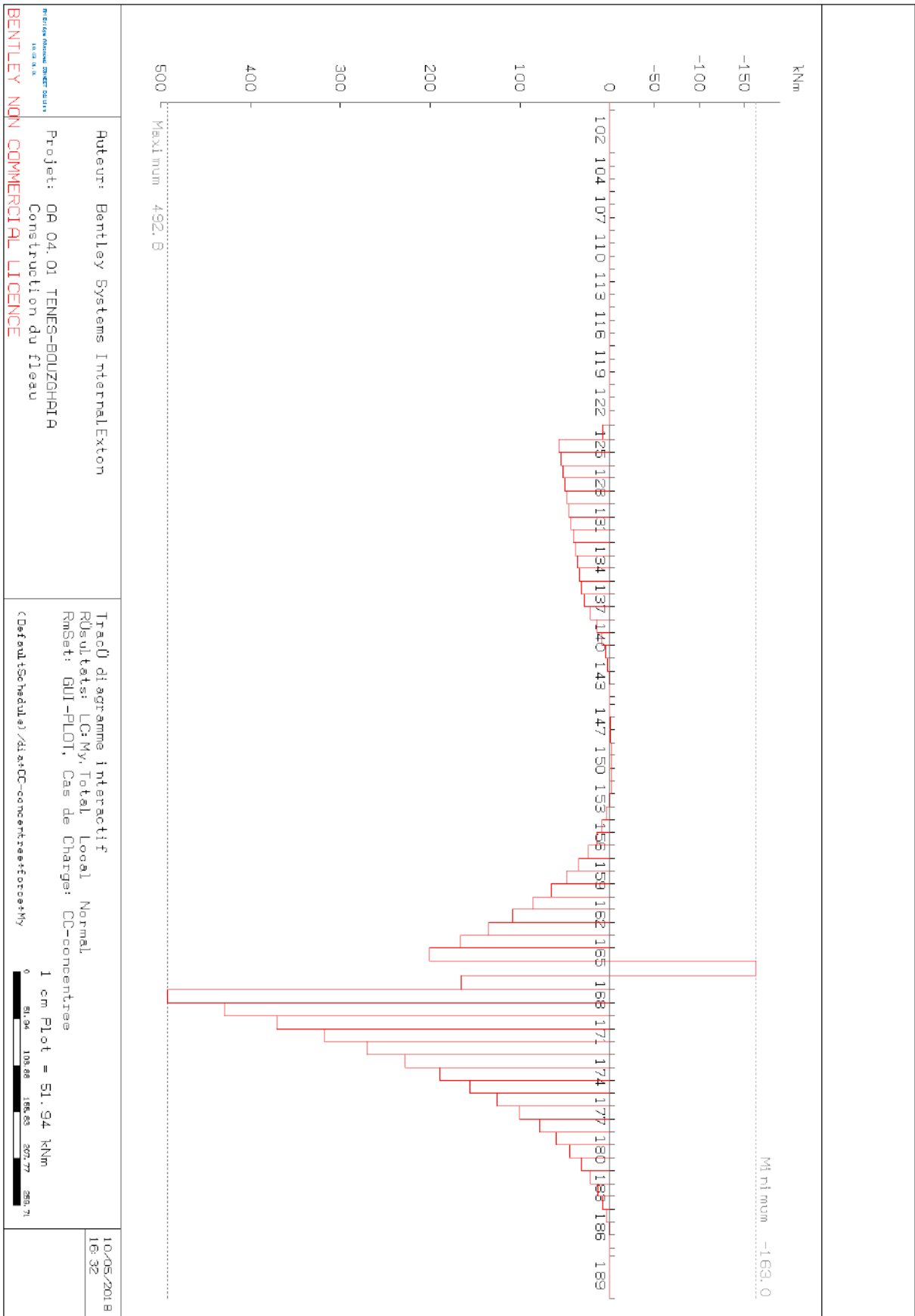


Figure 18 : Diagramme du moment de torsion M_t dû à la charge concentrée du chantier dans la phase de réalisation des fléaux

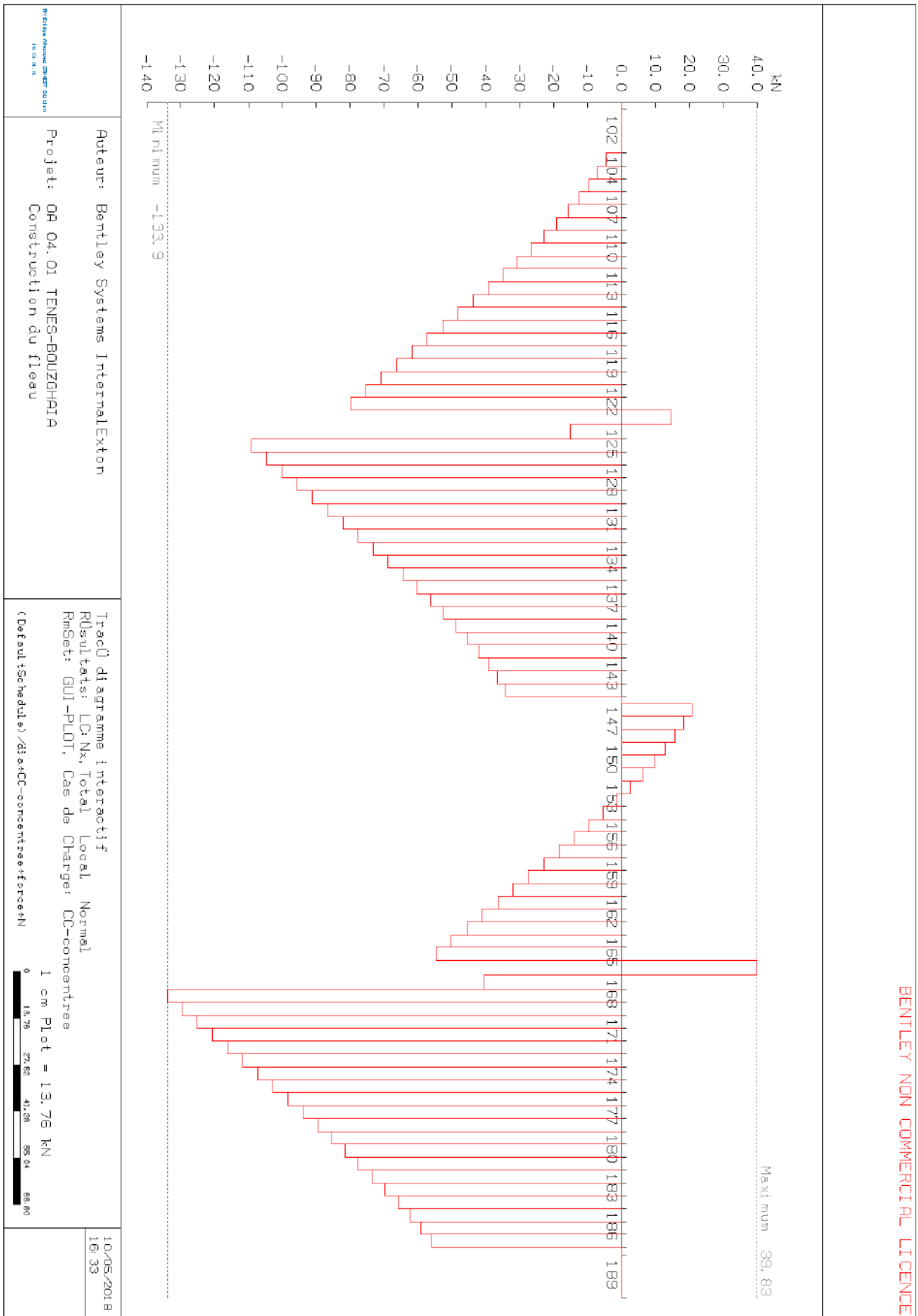


Figure 19 : Diagramme de la force horizontale N (normale à la section) due à la charge concentrée du chantier dans la phase de réalisation des fléaux

Phase 2 :
Clavage du tablier
(à vide)

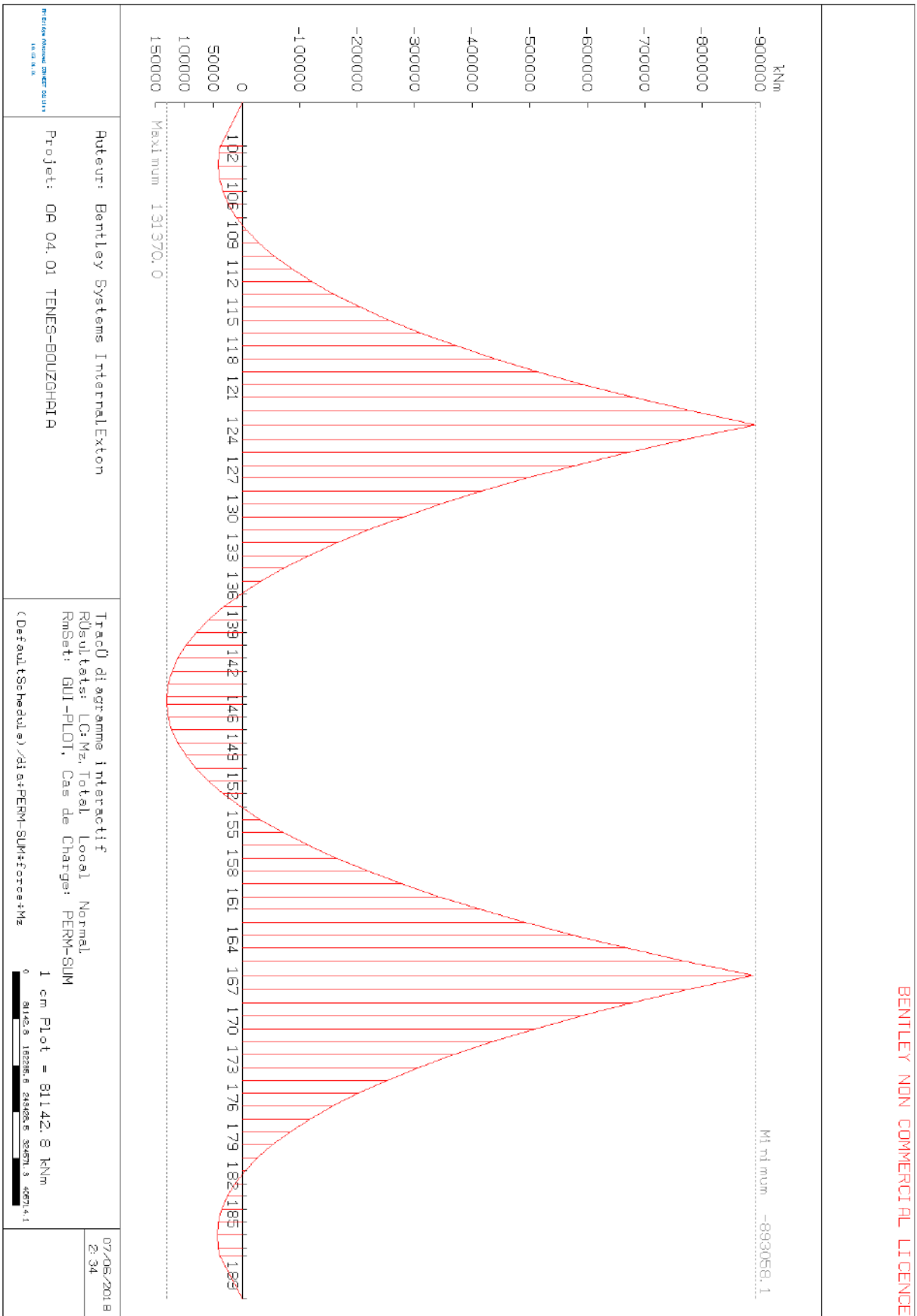


Figure 20 : Diagramme du moment fléchissant Mz dû au « PERM-SUM » après clavage du tablier

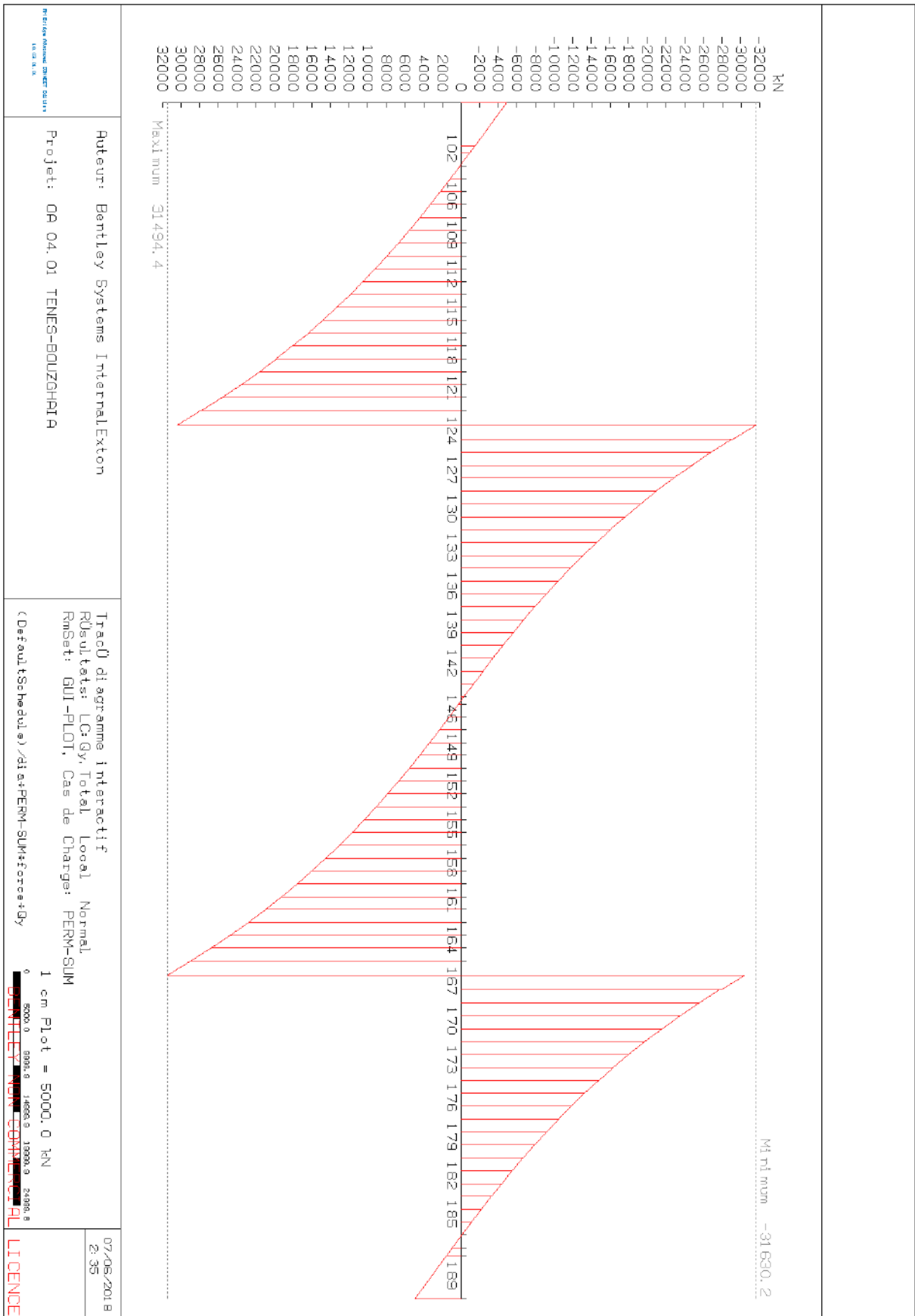


Figure 21 : Diagramme de l'effort vertical Q_y dû au « PERM-SUM » après clavage du tablier

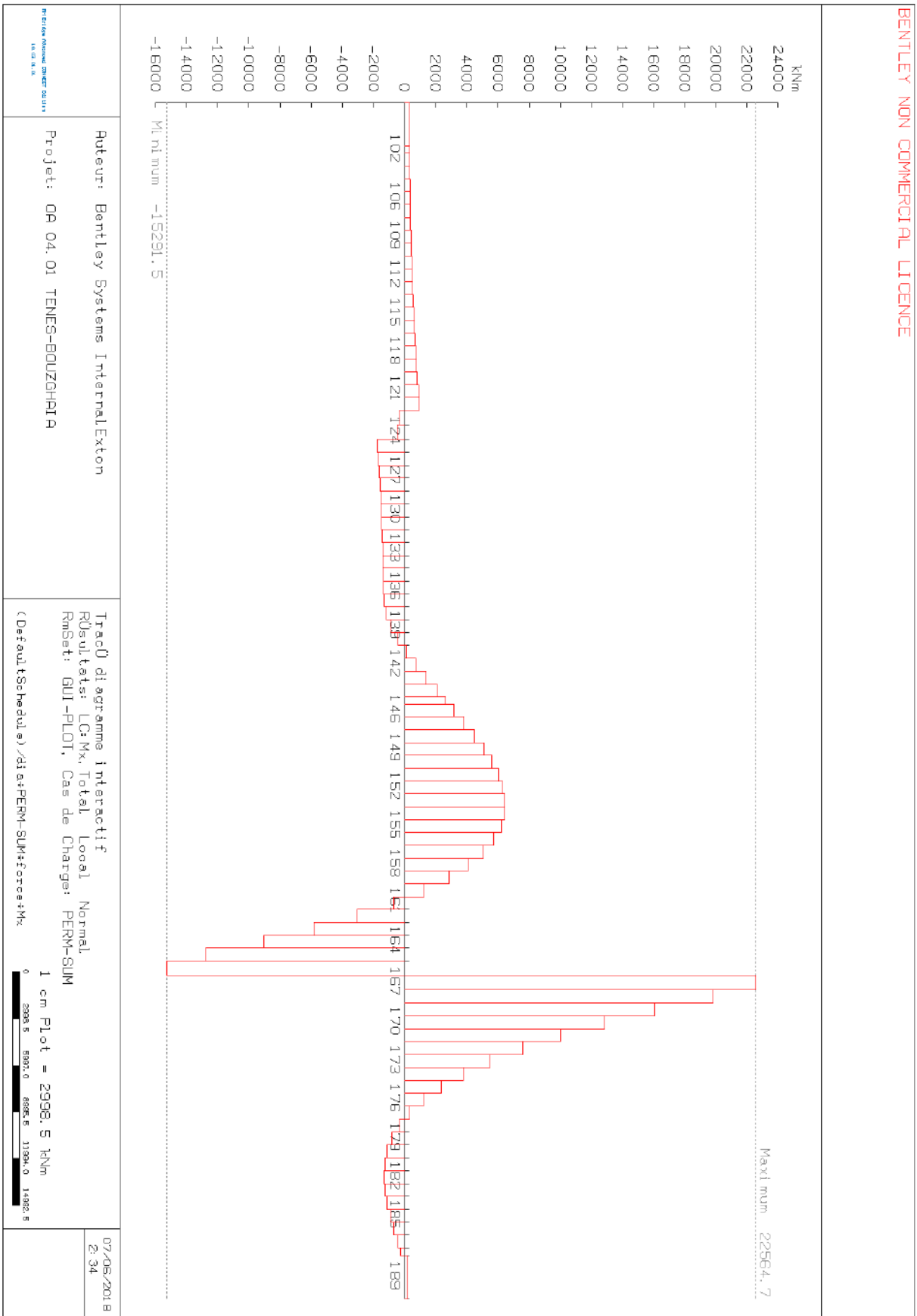


Figure 22 : Diagramme du moment de torsion Mt dû au « PERM-SUM » après clavage du tablier

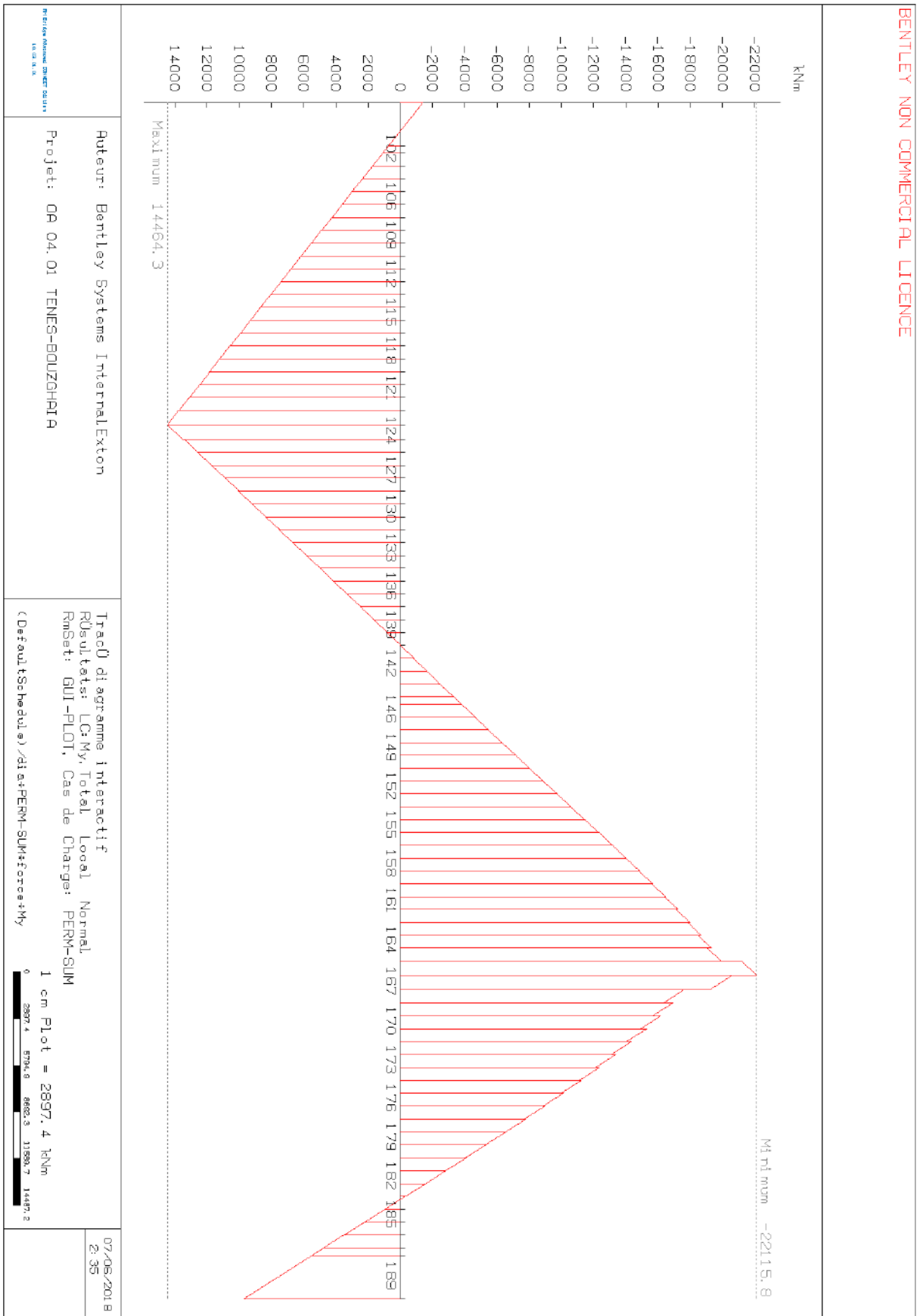


Figure 23 : Diagramme du moment MY dû au « PERM-SUM » après clavage du tablier

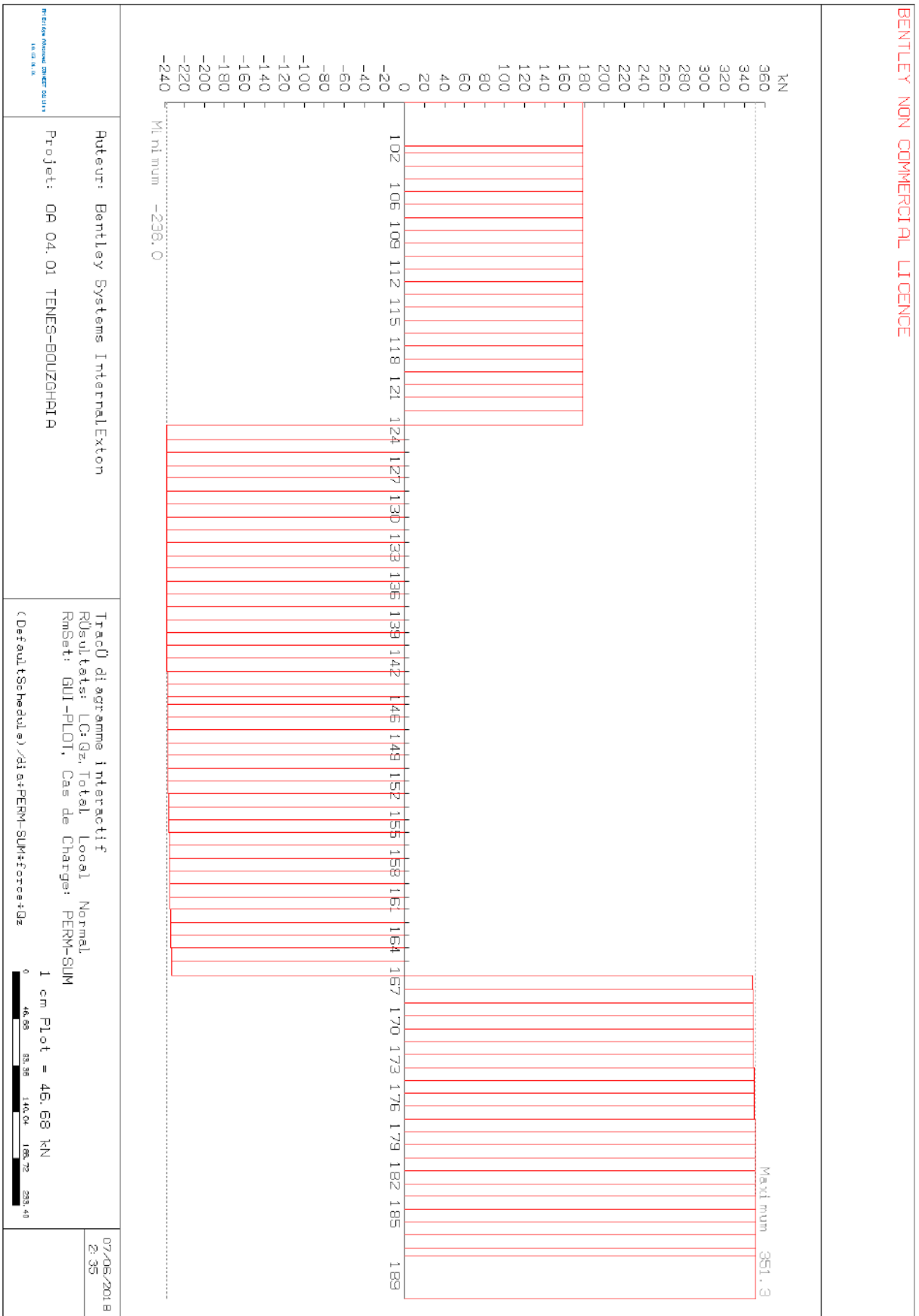


Figure 24 : Diagramme de la force Qz due au « PERM-SUM » après clavage du tablier

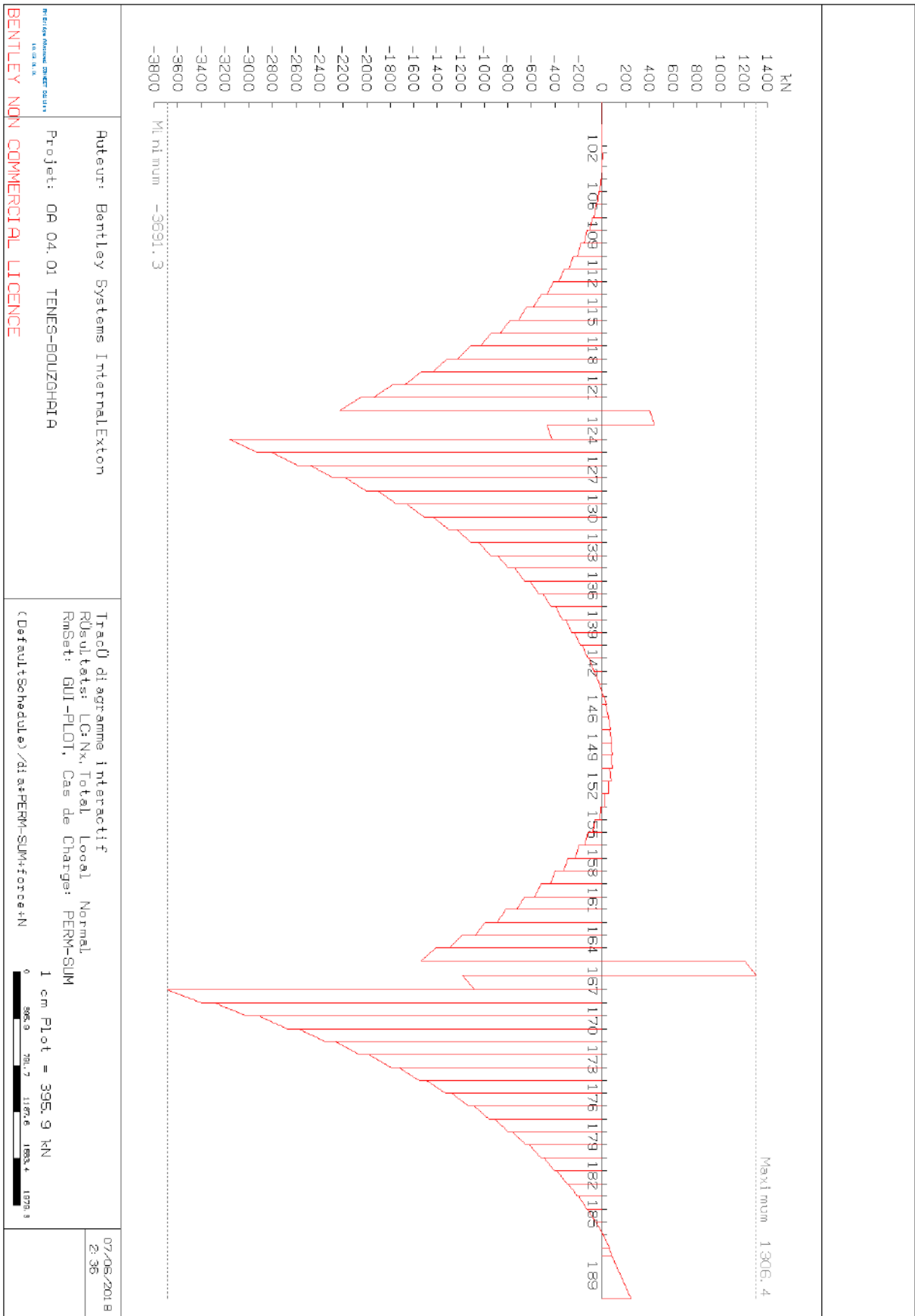


Figure 25 : Diagramme de la force horizontale (normale à la section N due au « PERM-SUM » après clavage du tablier

Phase 3 :
Exploitation
(Chargé)

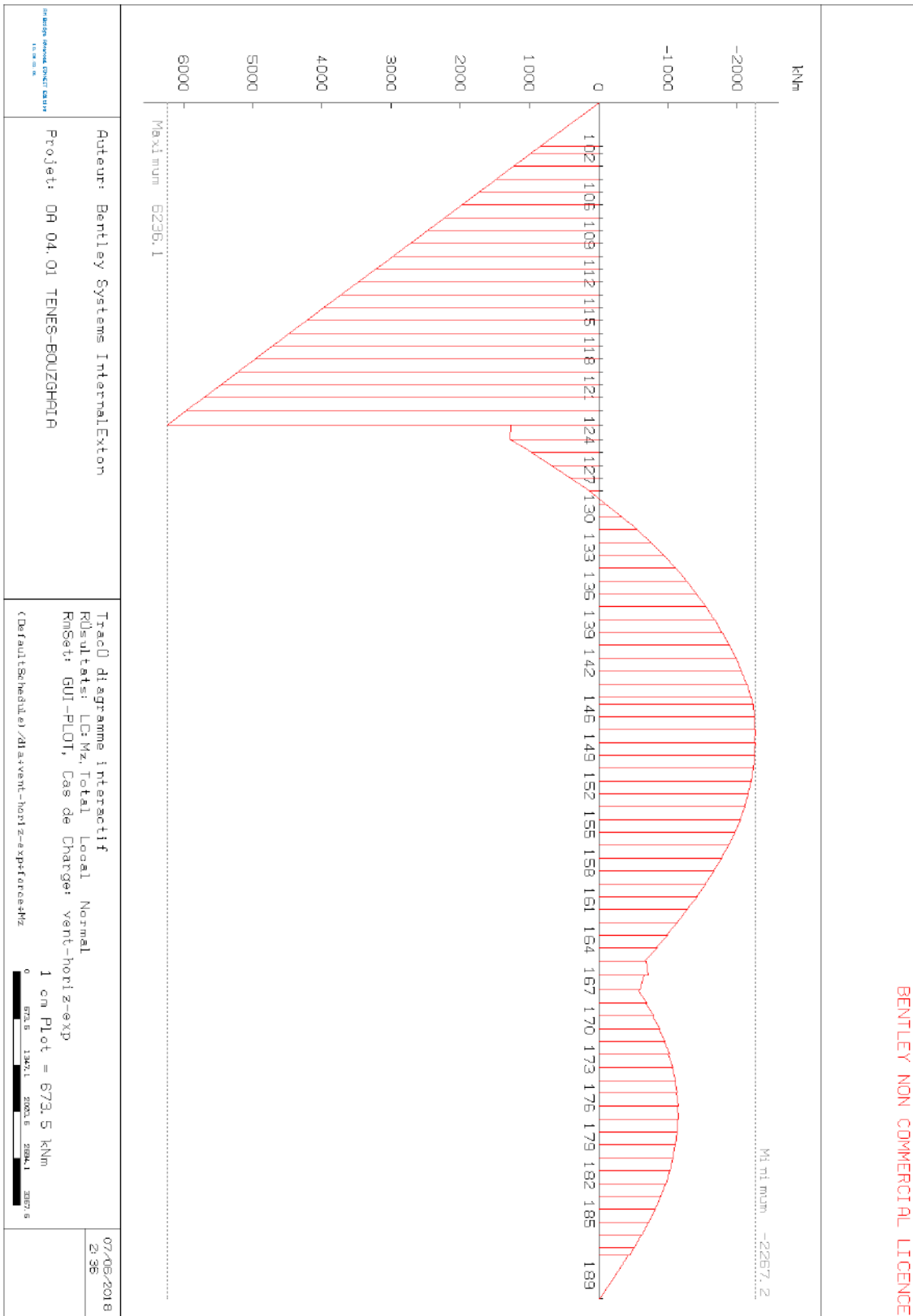


Figure 26 : Diagramme du moment fléchissant Mz dû au vent horizontal en phase d'exploitation

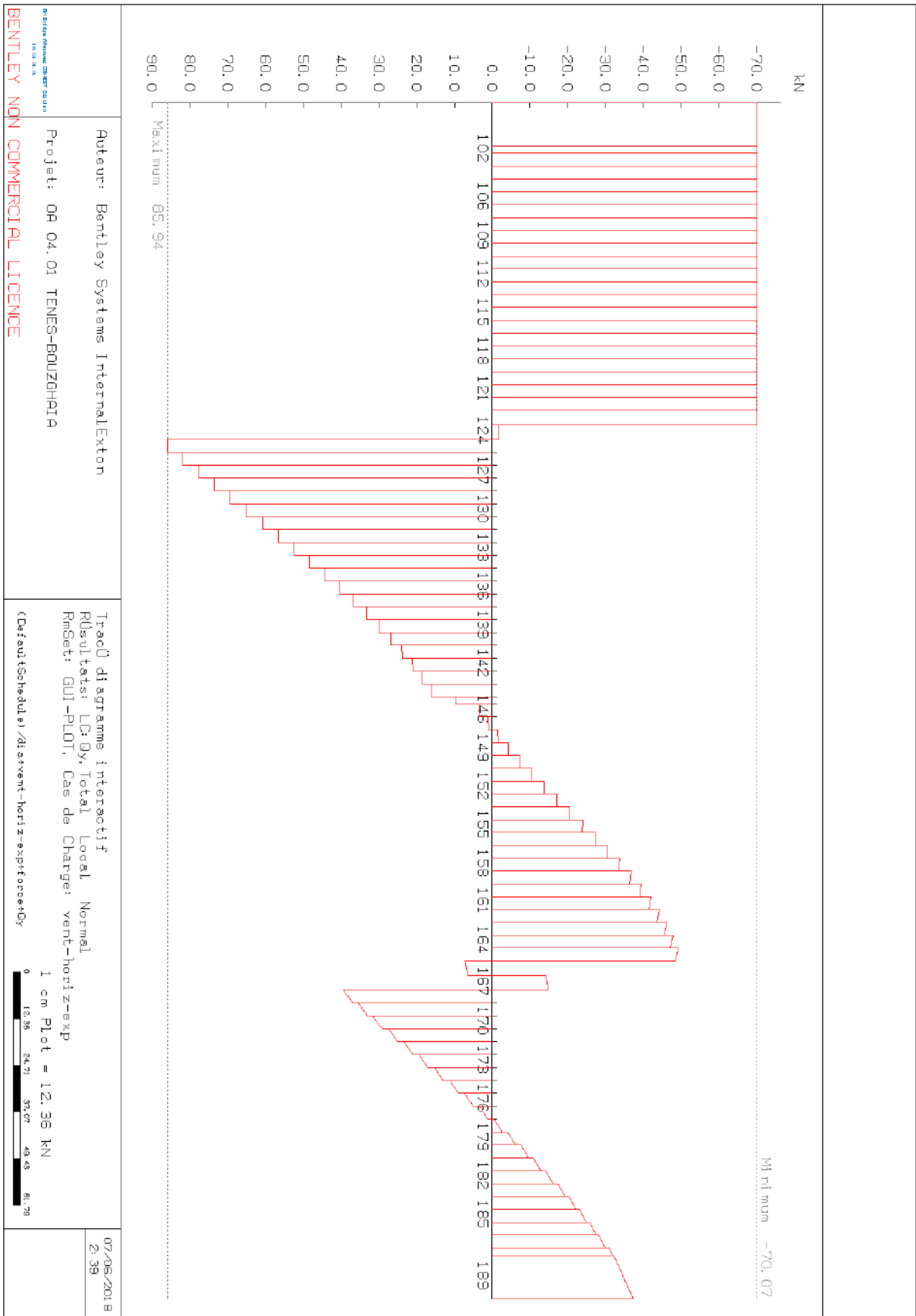


Figure 27 : Diagramme de l'effort vertical Q_y dû au vent horizontal en phase d'exploitation

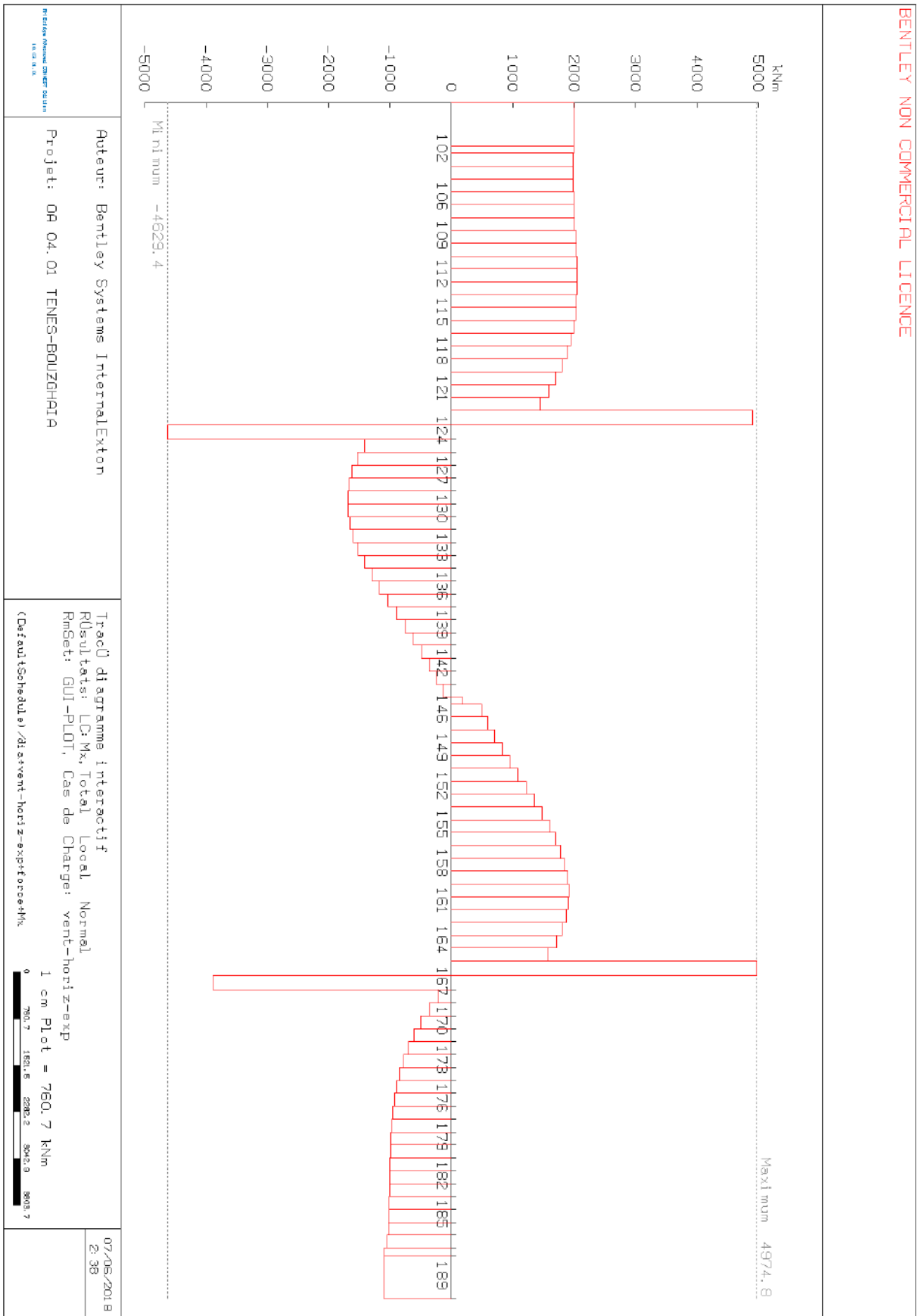
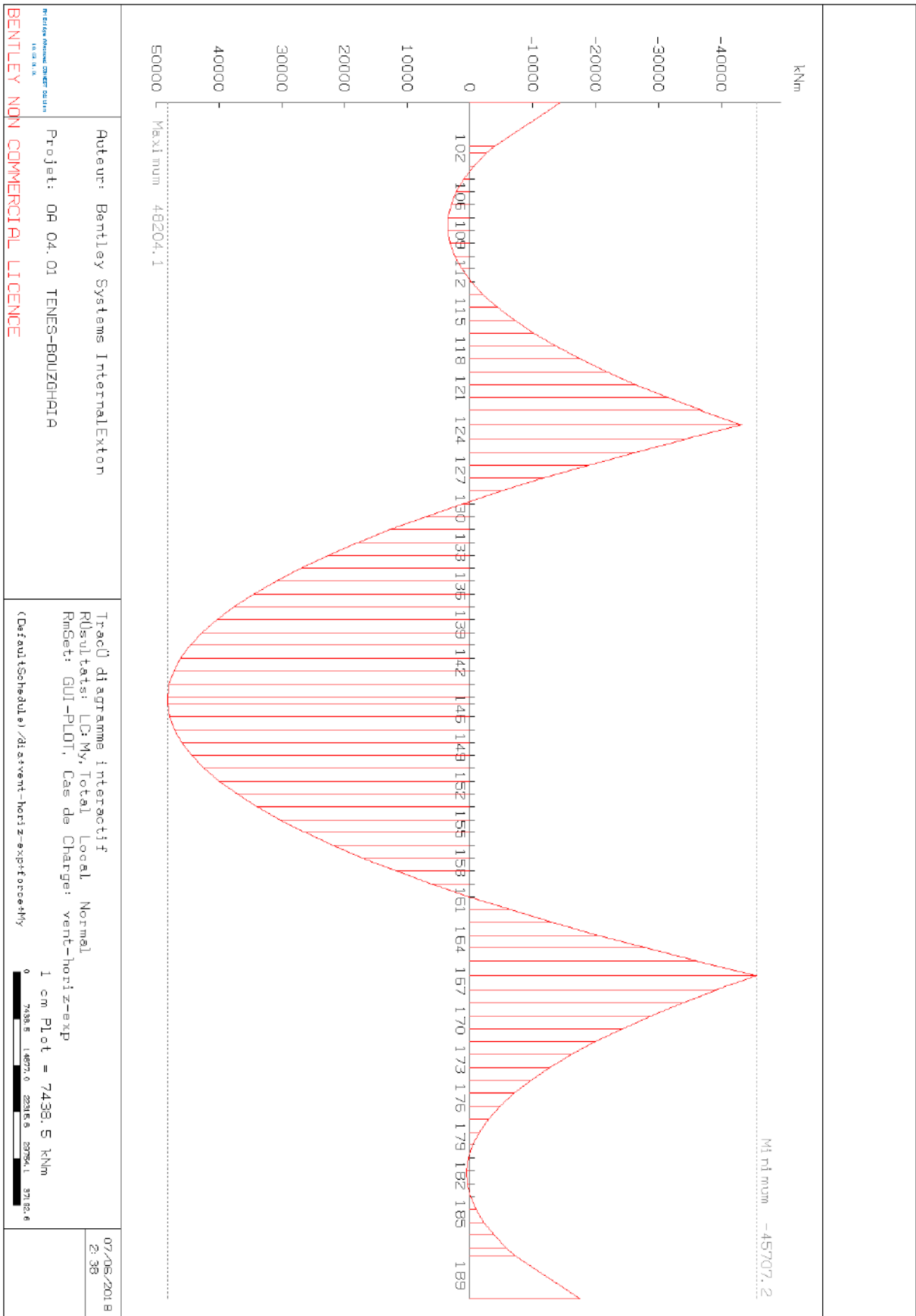


Figure 28 : Diagramme du moment de torsion Mt dû au vent horizontal en phase d'exploitation



Figur 29: Diagramme du moment M_y dû au vent horizontal en phase d'exploitation

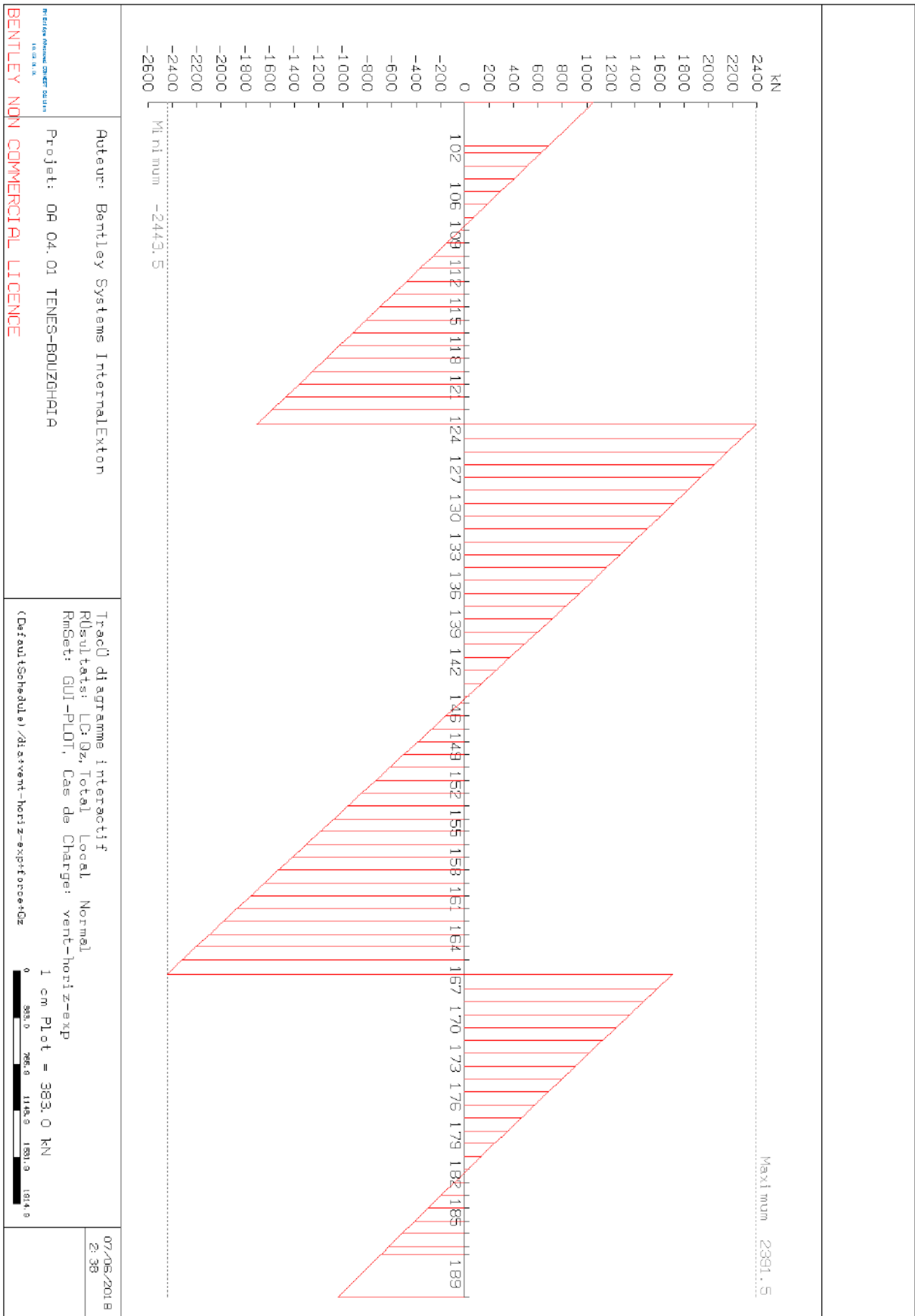


Figure 30 : Diagramme de la force Qz due au vent horizontal en phase d'exploitation

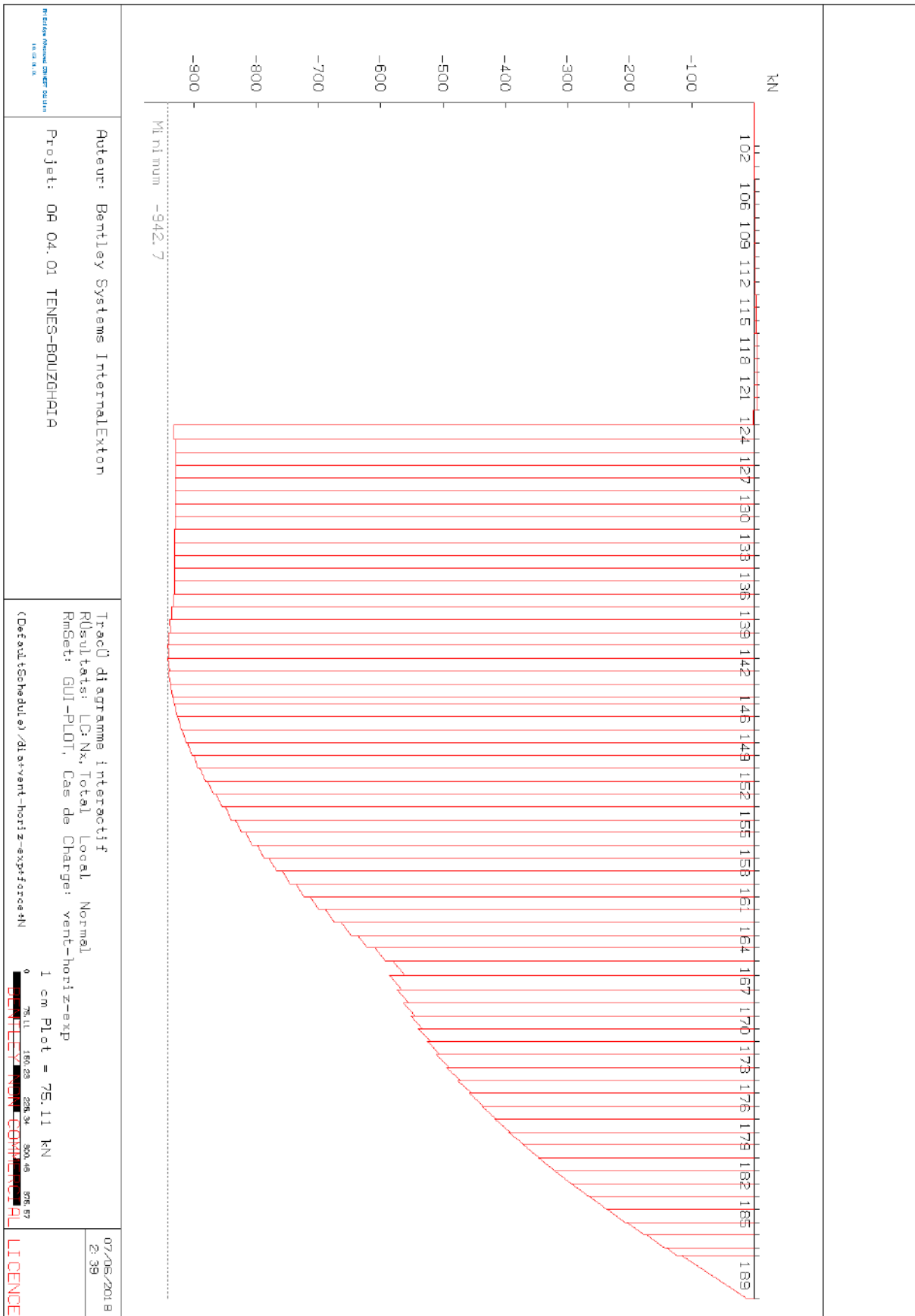


Figure 31 : Diagramme de la force horizontale (normale à la section N) due au vent horizontal en phase d'exploitation

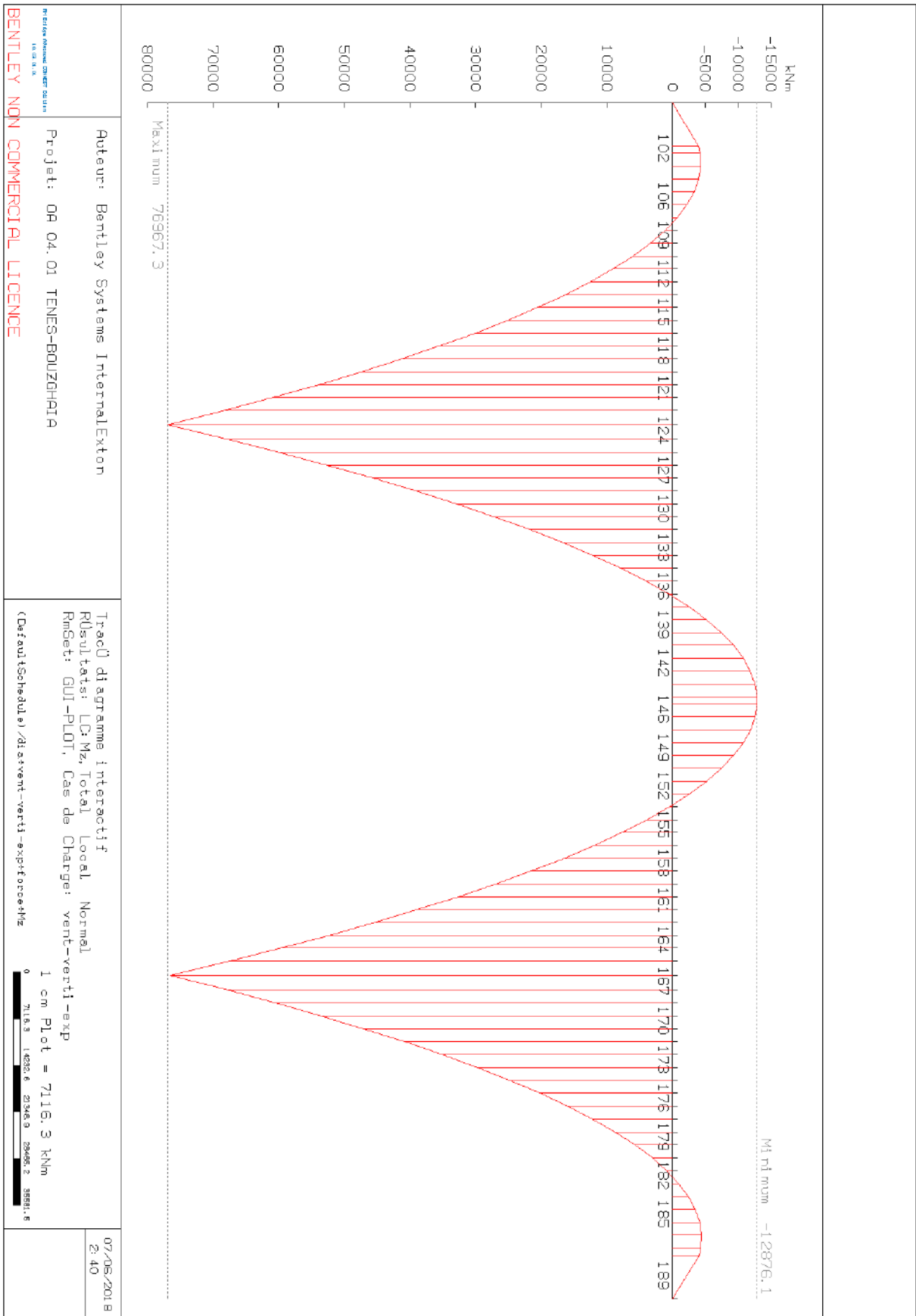


Figure 35 : Diagramme du moment fléchissant Mz dû au vent vertical en phase d'exploitation

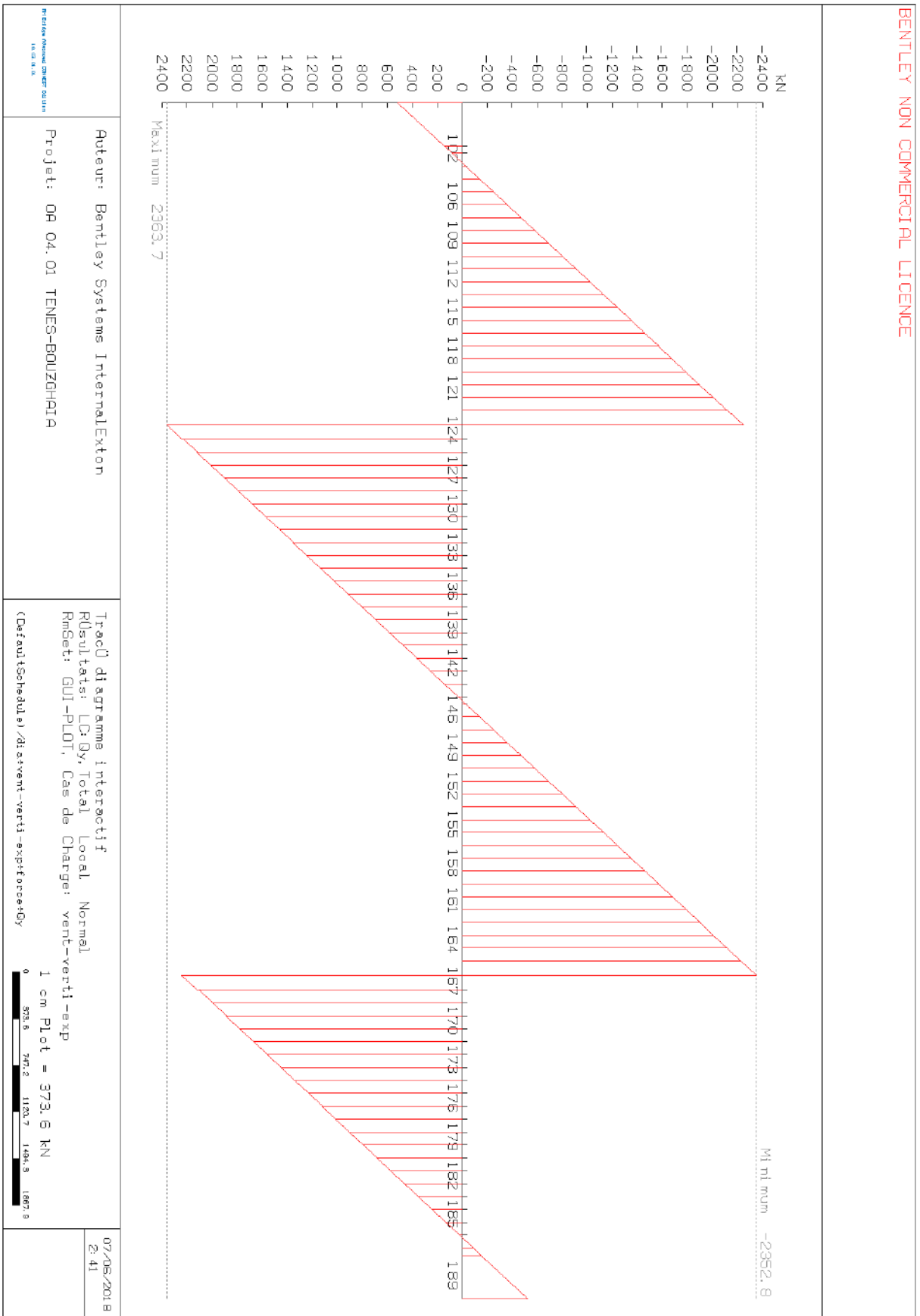


Figure 36 : Diagramme de l'effort vertical Q_y dû au vent vertical en phase d'exploitation

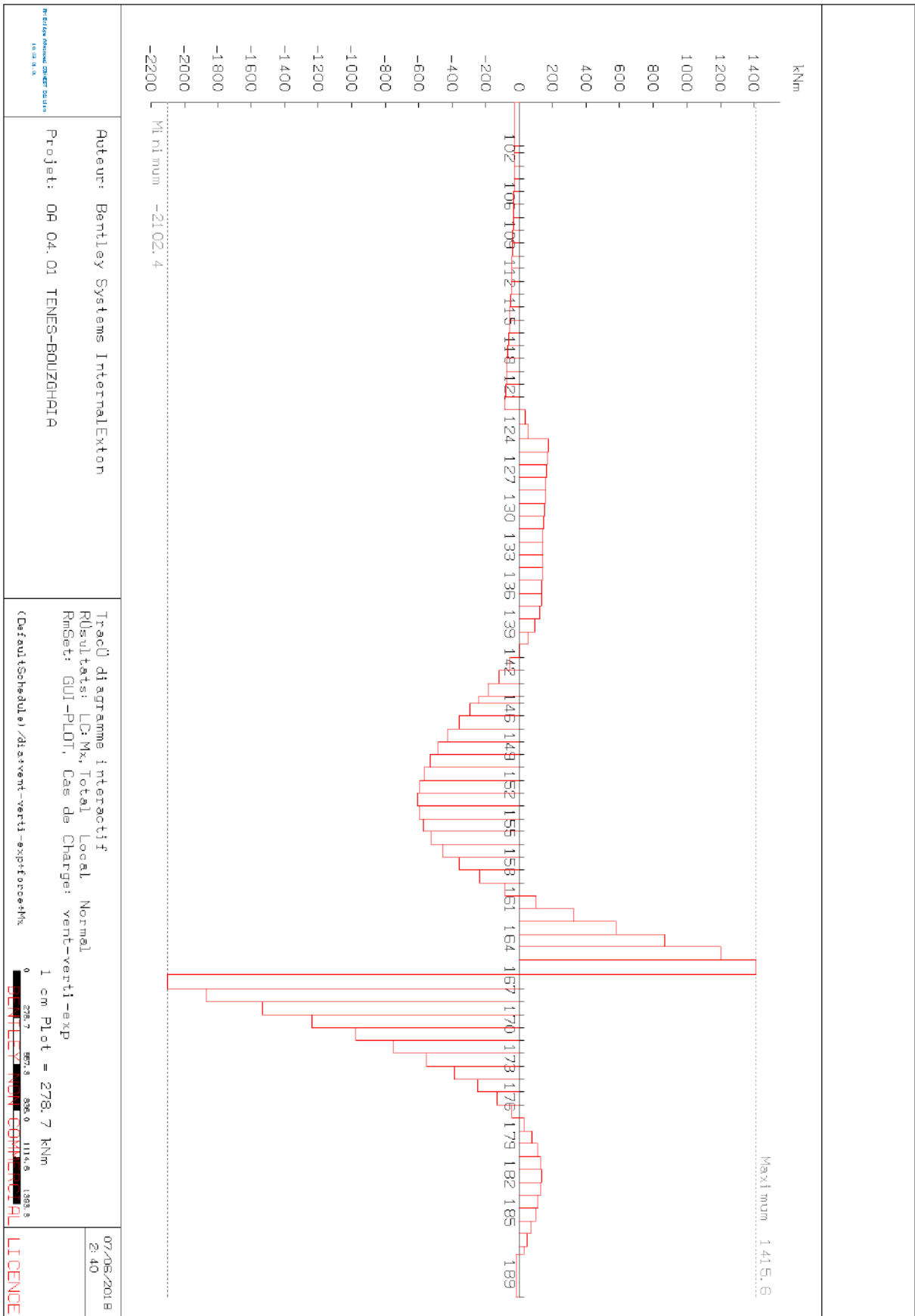


Figure 37 : Diagramme du moment de torsion M_t dû au vent vertical en phase d'exploitation

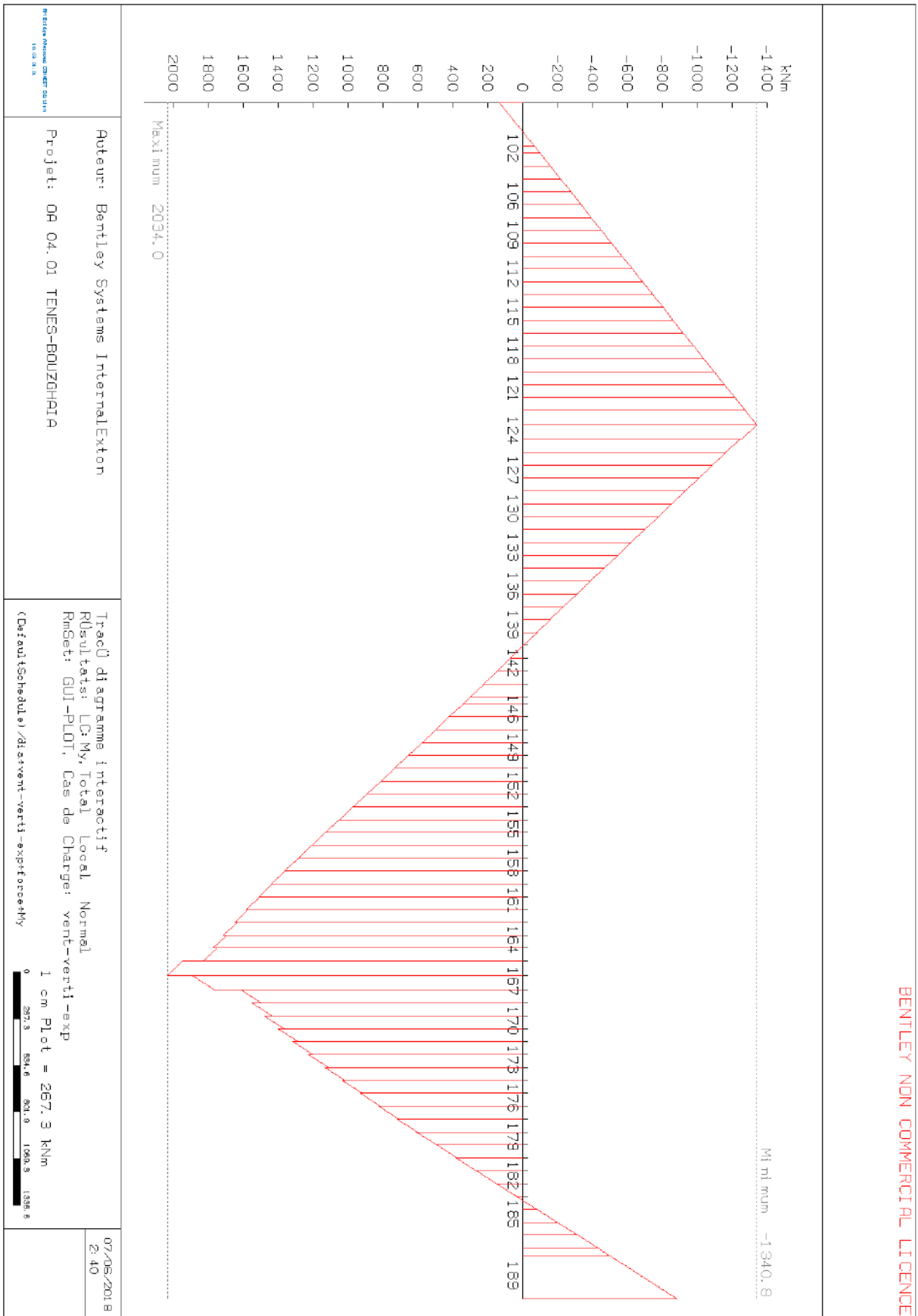


Figure 38 : Figure 65 : Diagramme du moment My dû au vent vertical en phase d'exploitation



Figure 39 : Diagramme de la force Qz due au vent vertical en phase d'exploitation

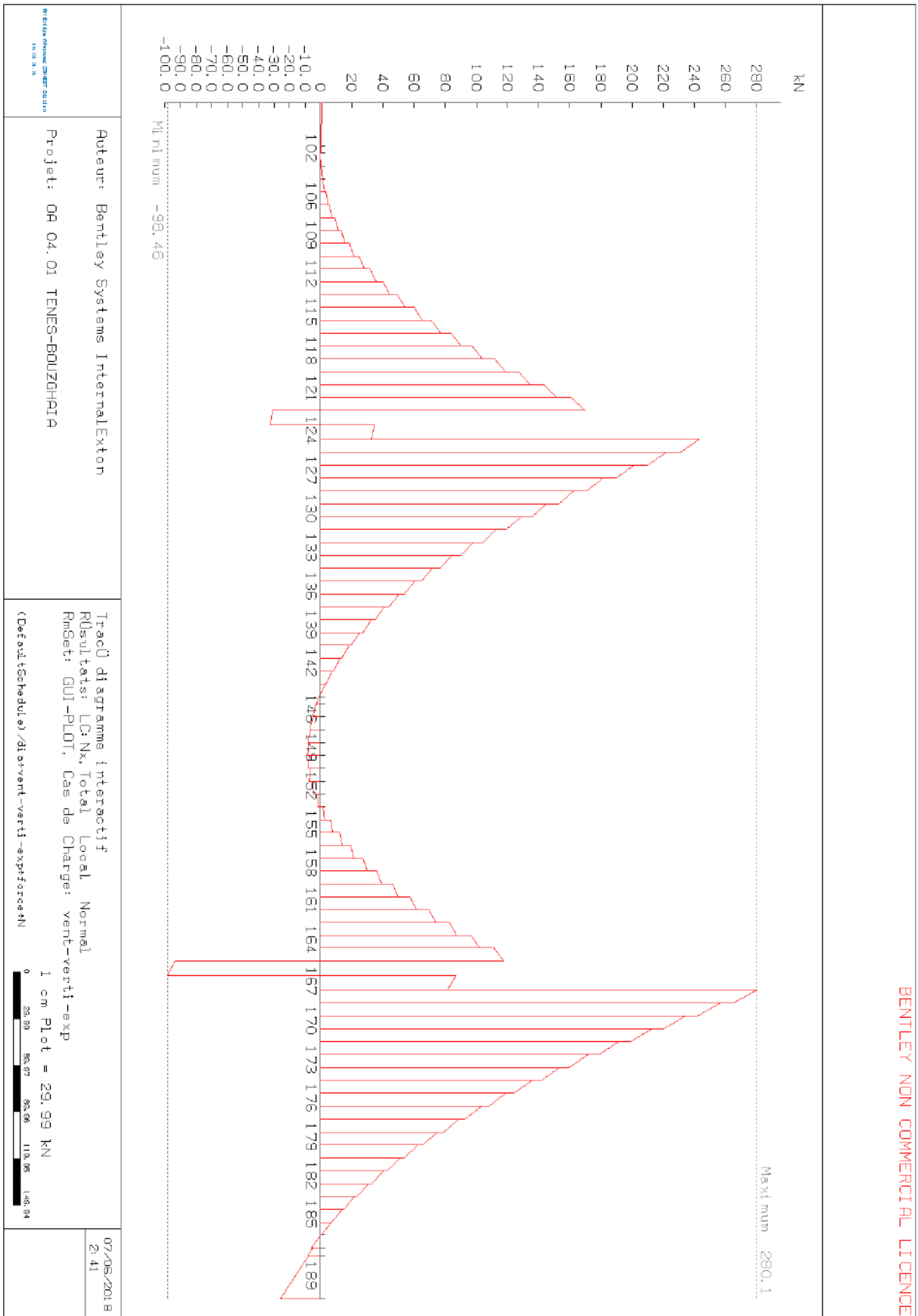


Figure 40: Diagramme de la force horizontale (normale à la section N due au vent vertical en phase d'exploitation)

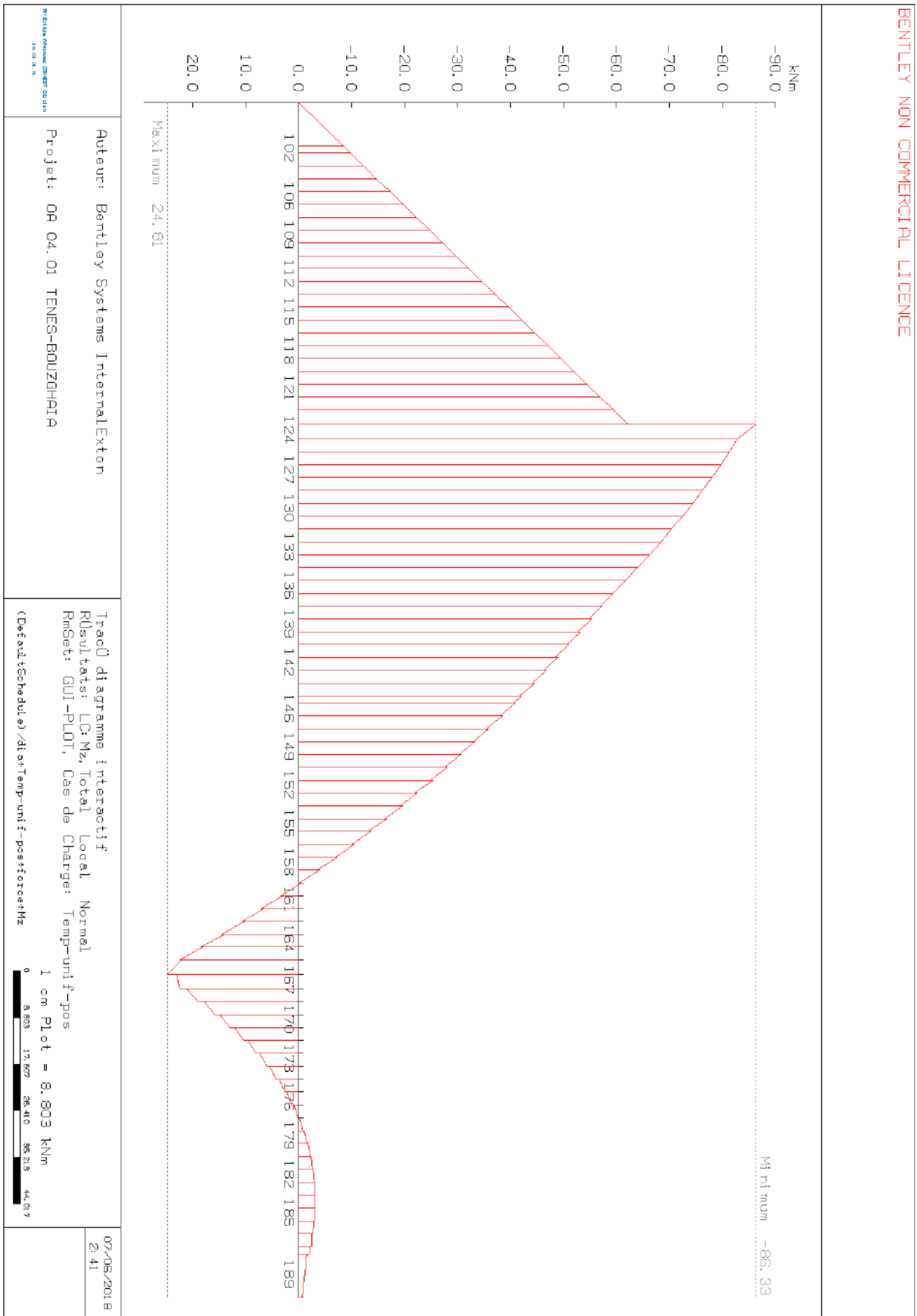


Figure 41 : Diagramme du moment fléchissant Mz dû à la variation de la température uniforme positive en phase d'exploitation

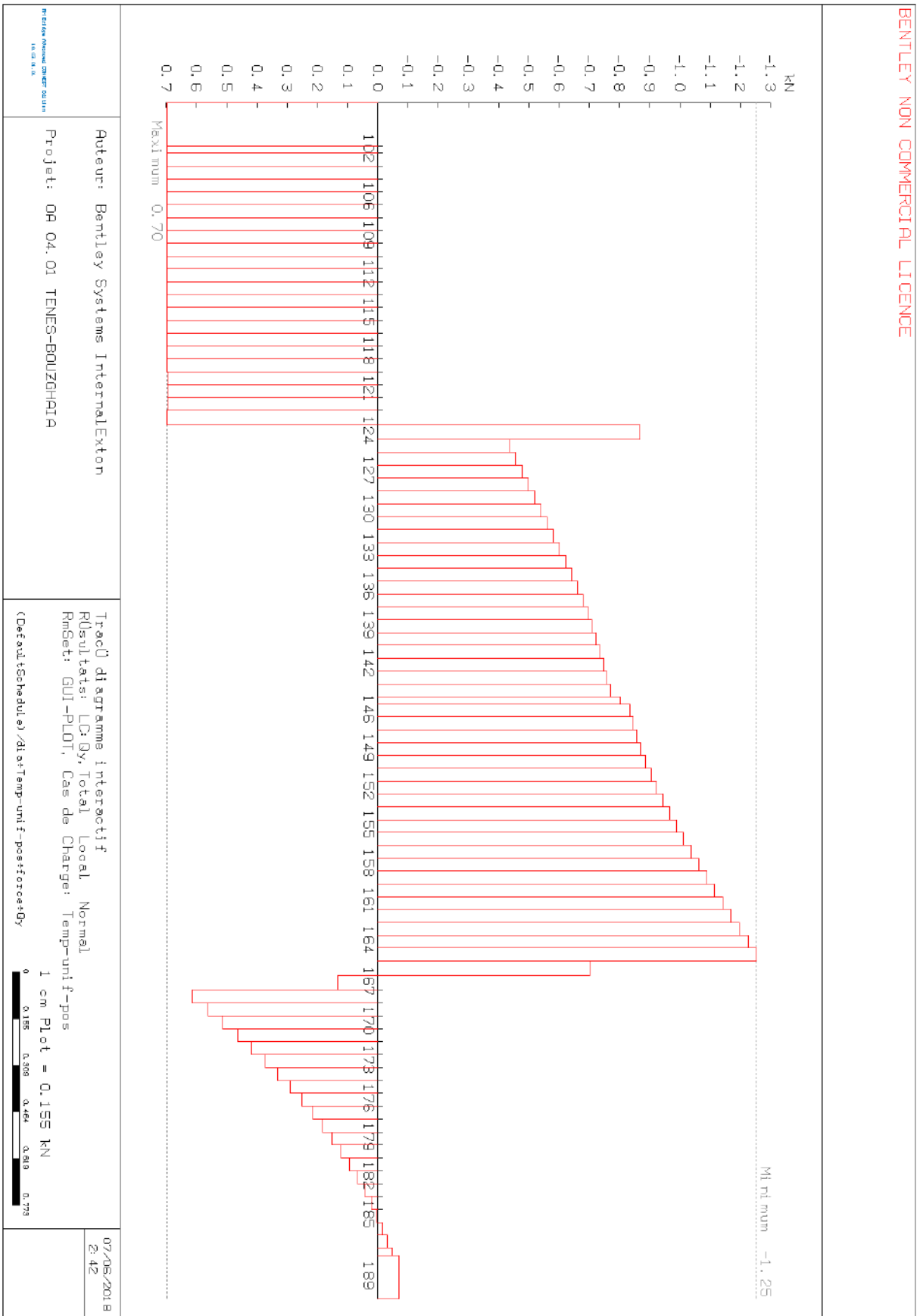


Figure 42 : Diagramme de l'effort vertical Q_y dû à la variation de la température uniforme positive en phase d'exploitation

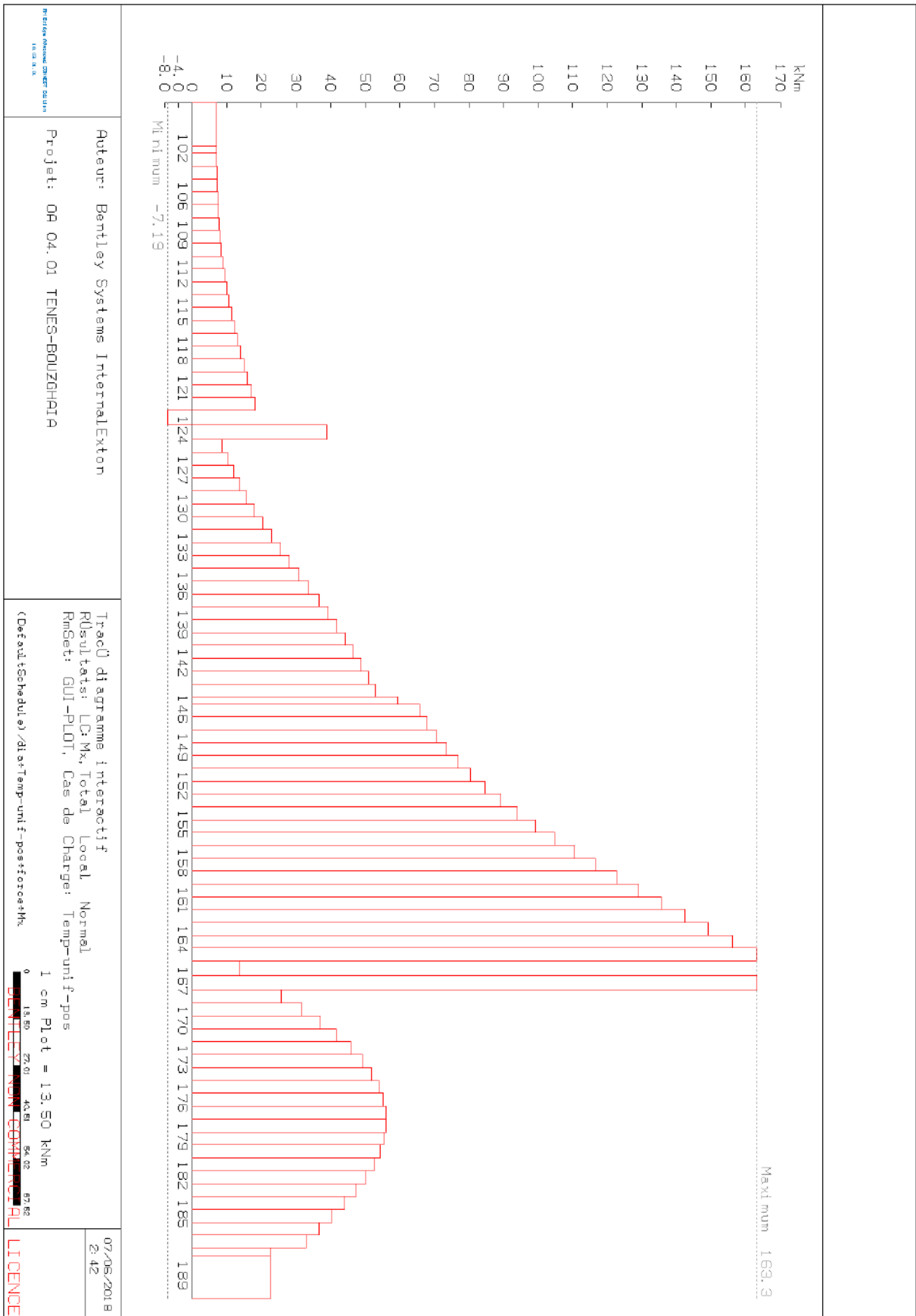


Figure 43 : Diagramme du moment de torsion Mt dû à la variation de la température uniforme positive en phase d'exploitation

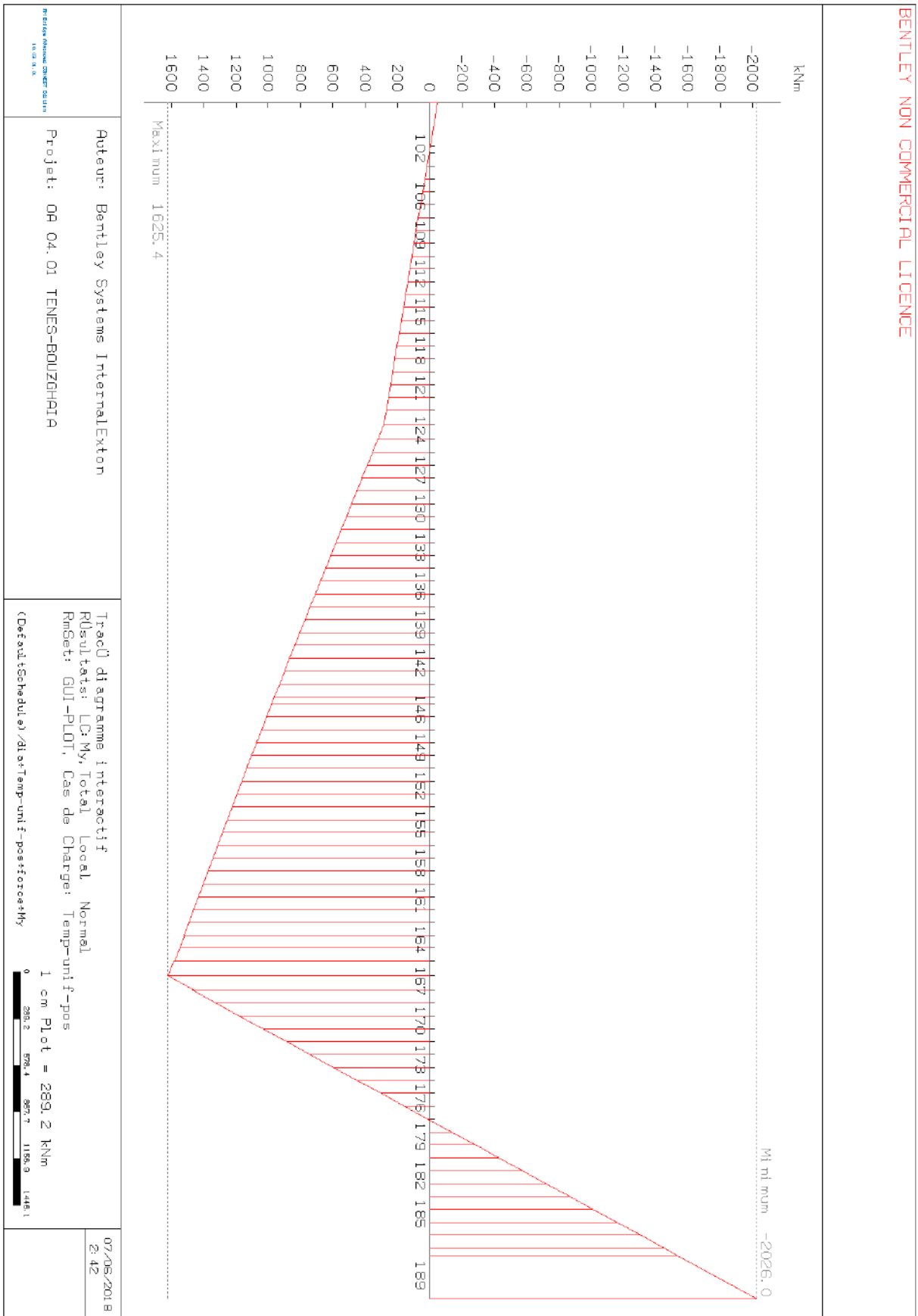


Figure 44 : Diagramme du moment M_x dû à la variation de la température uniforme positive en phase d'exploitation

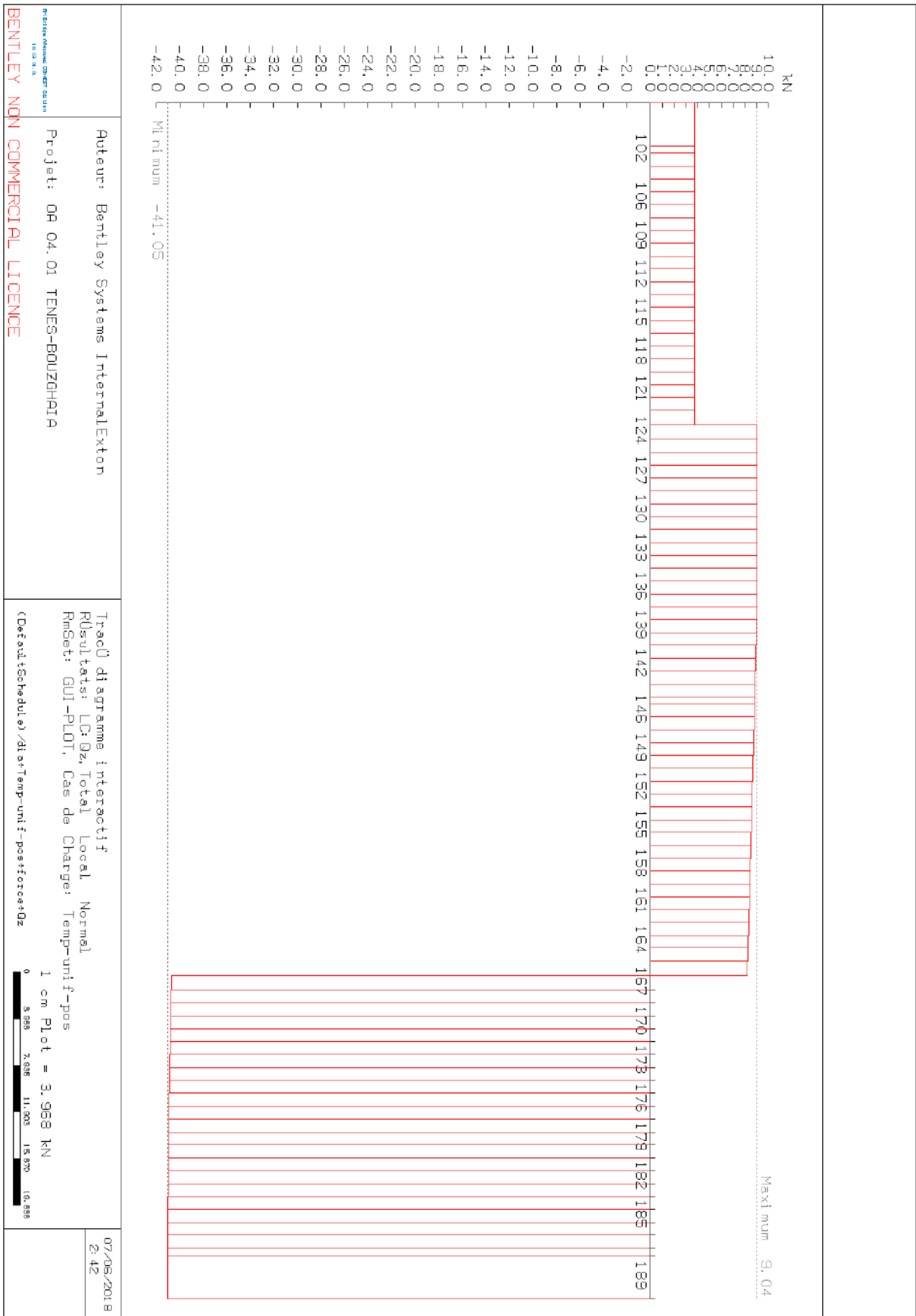


Figure 45 : Diagramme de la force Q_z due à la variation de la température uniforme positive en phase d'exploitation

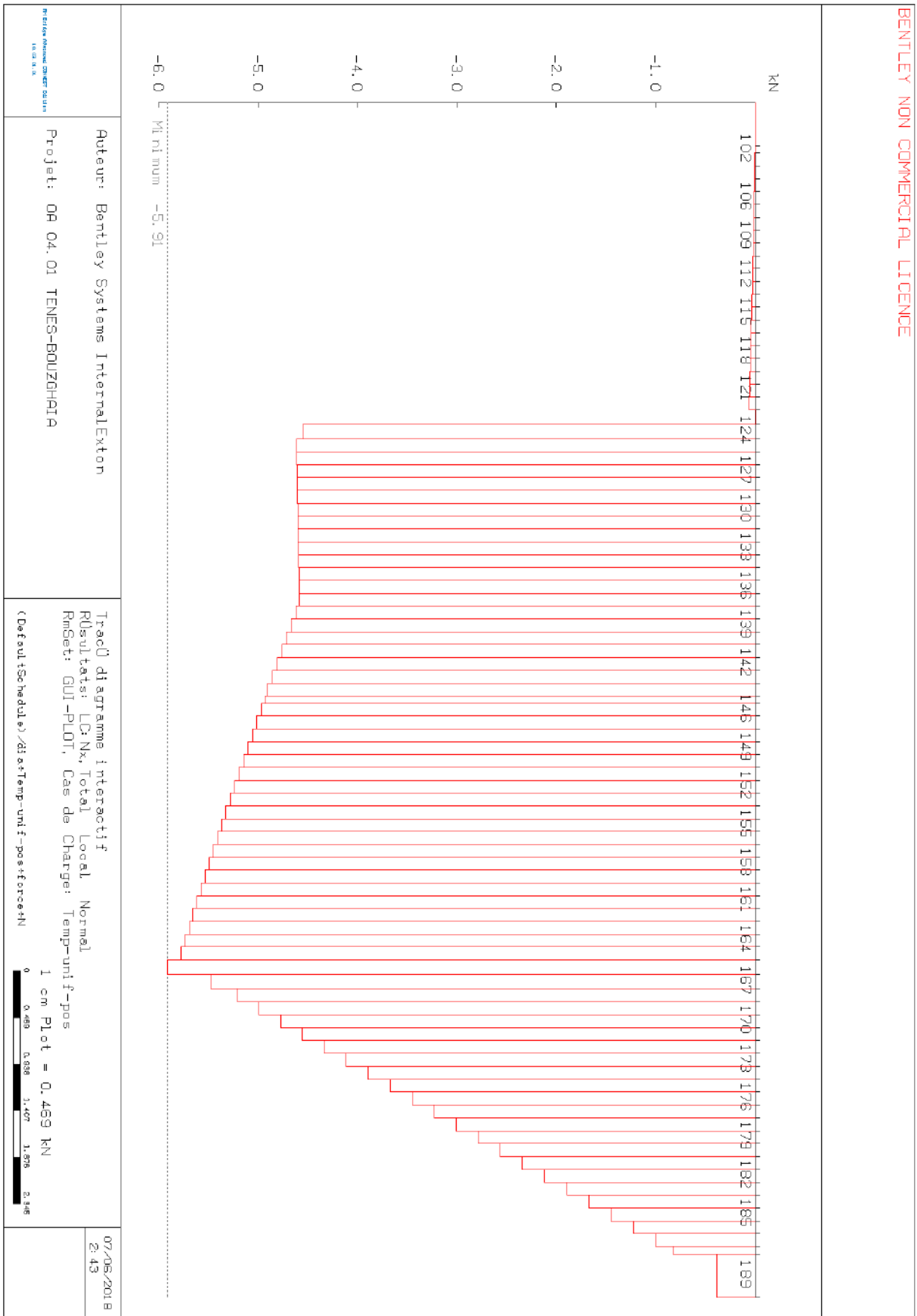


Figure 46 : Diagramme de la force horizontale (normale à la section) N due à la variation de la température uniforme positive en phase d'exploitation

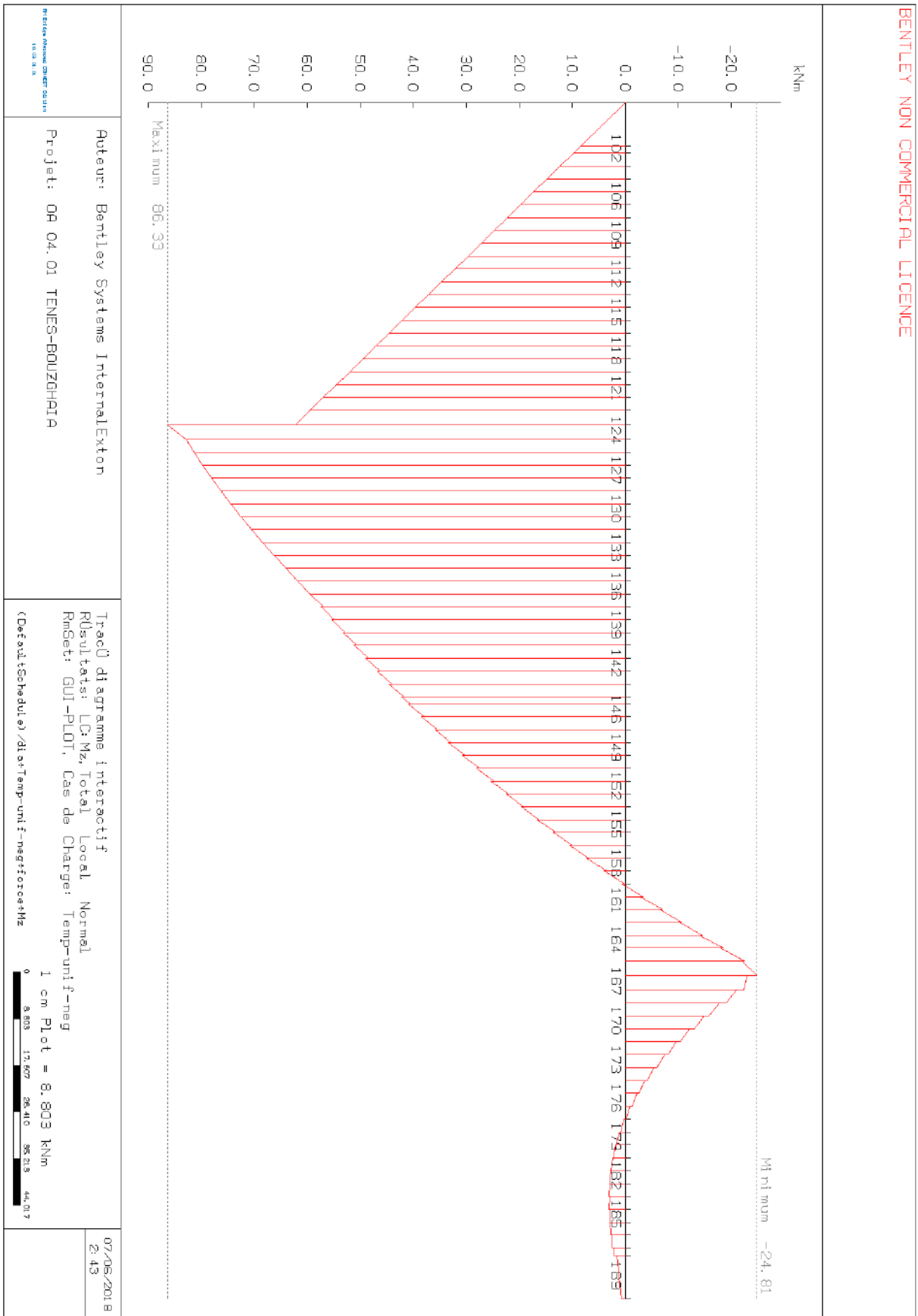


Figure 47 : Diagramme du moment fléchissant Mz dû à la variation de la température uniforme négative en phase d'exploitation

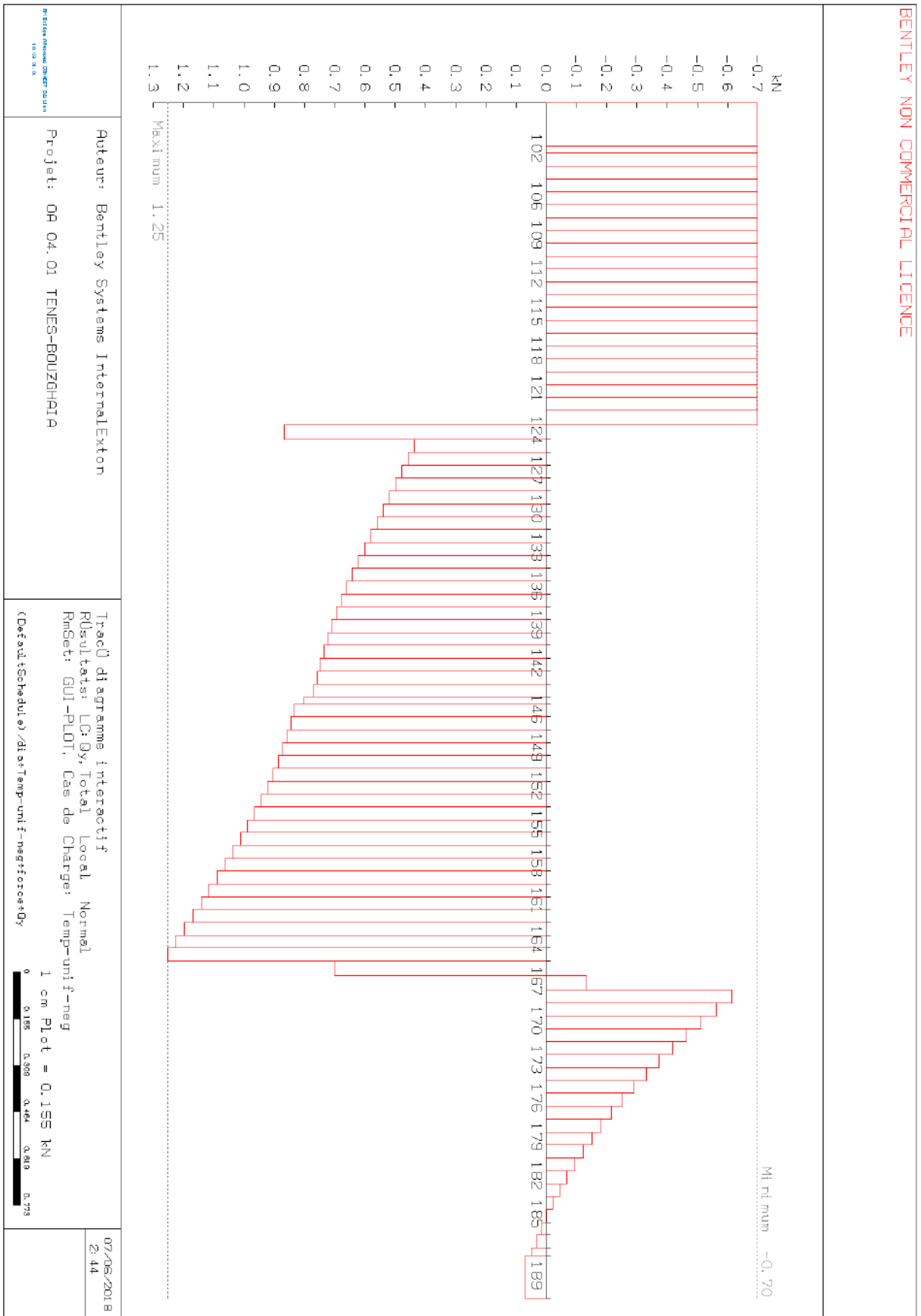


Figure 49: Diagramme de l'effort vertical Q_y dû à la variation de la température uniforme négative en phase d'exploitation

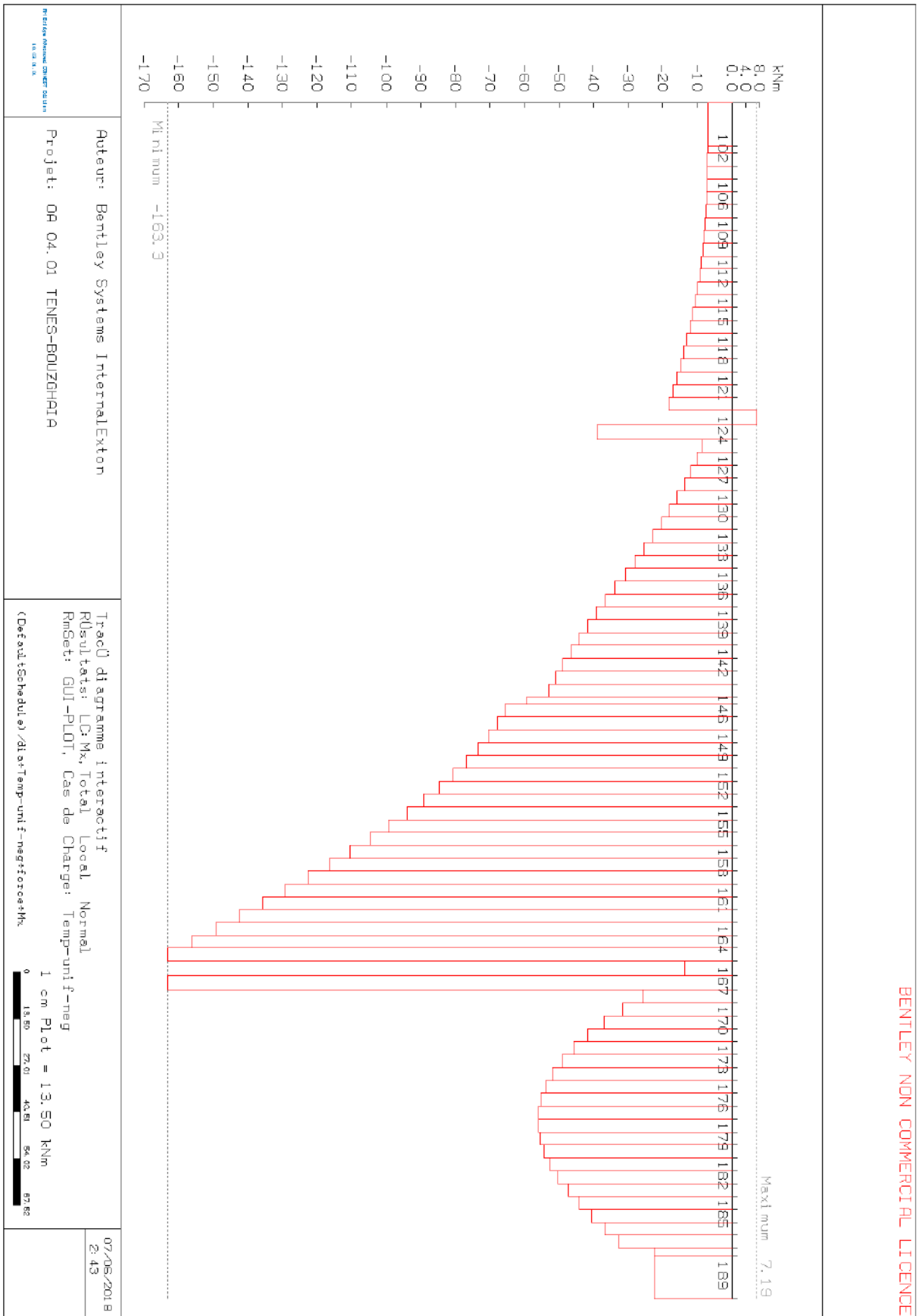


Figure 50 : Diagramme du moment de torsion M_t dû à la variation de la température uniforme négative en phase d'exploitation

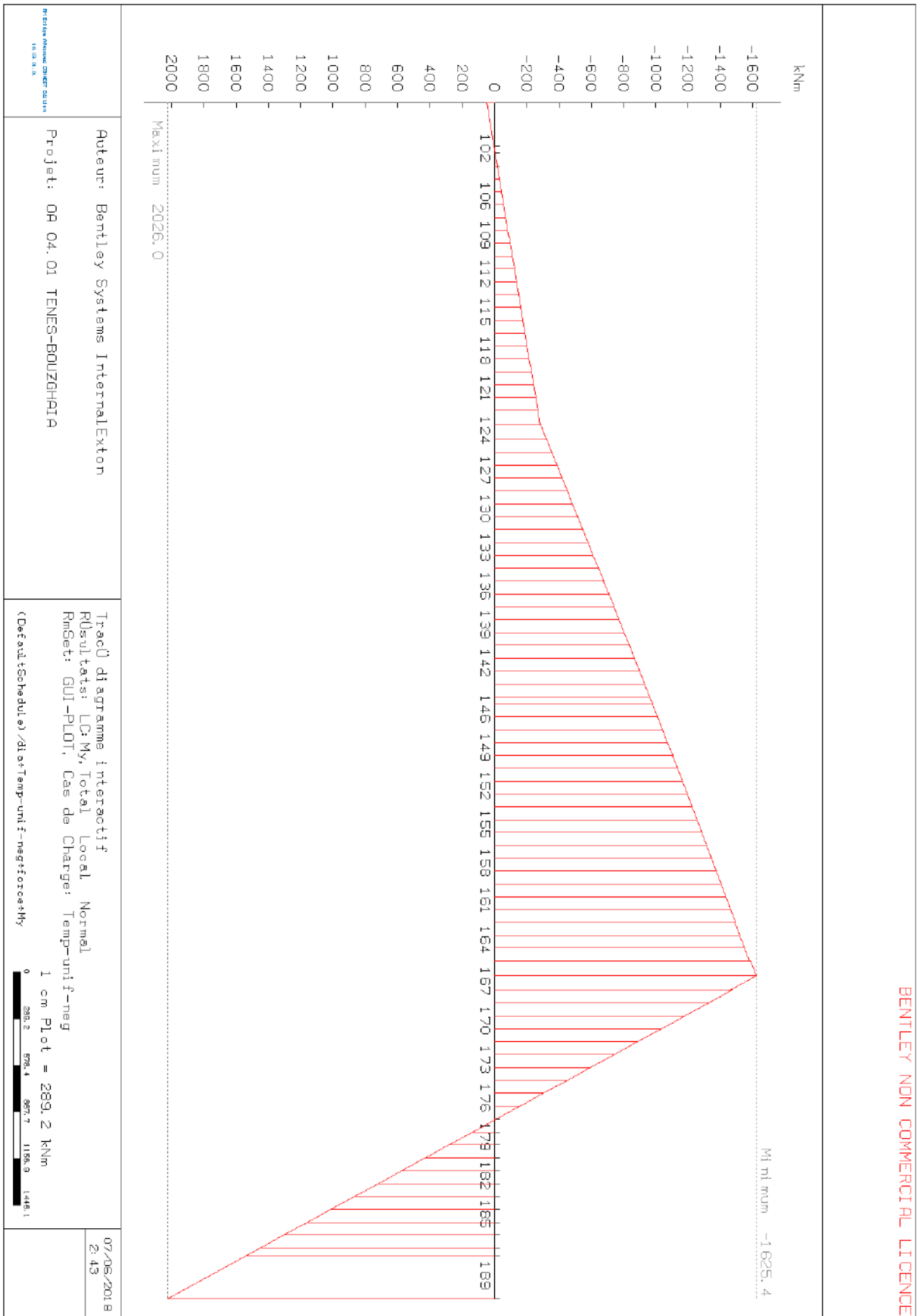


Figure 51: Diagramme du moment My dû à la variation de la température uniforme négative en phase d'exploitation

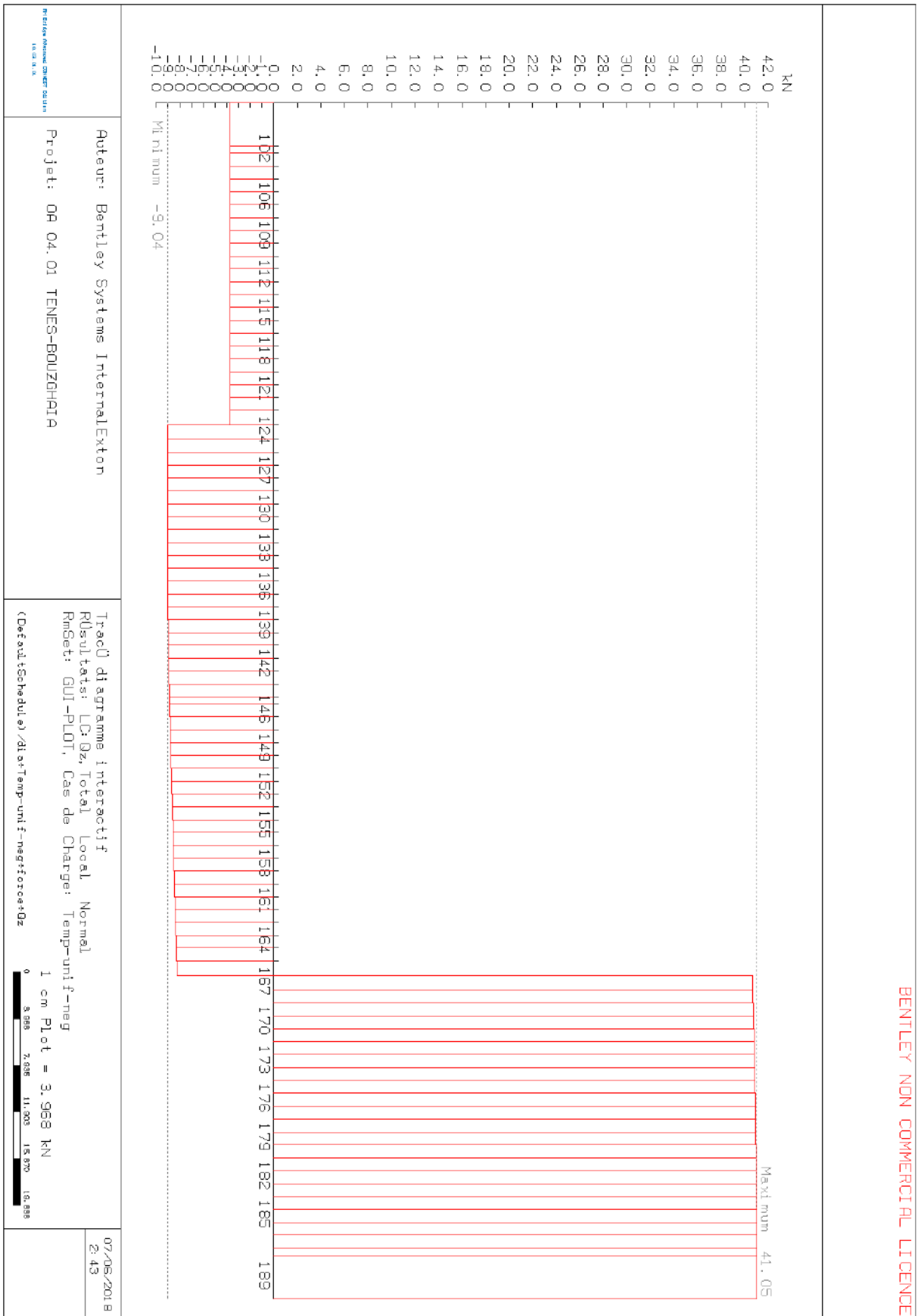


Figure 52 : Diagramme de la force Qz due à la variation de la température uniforme négative en phase d'exploitation

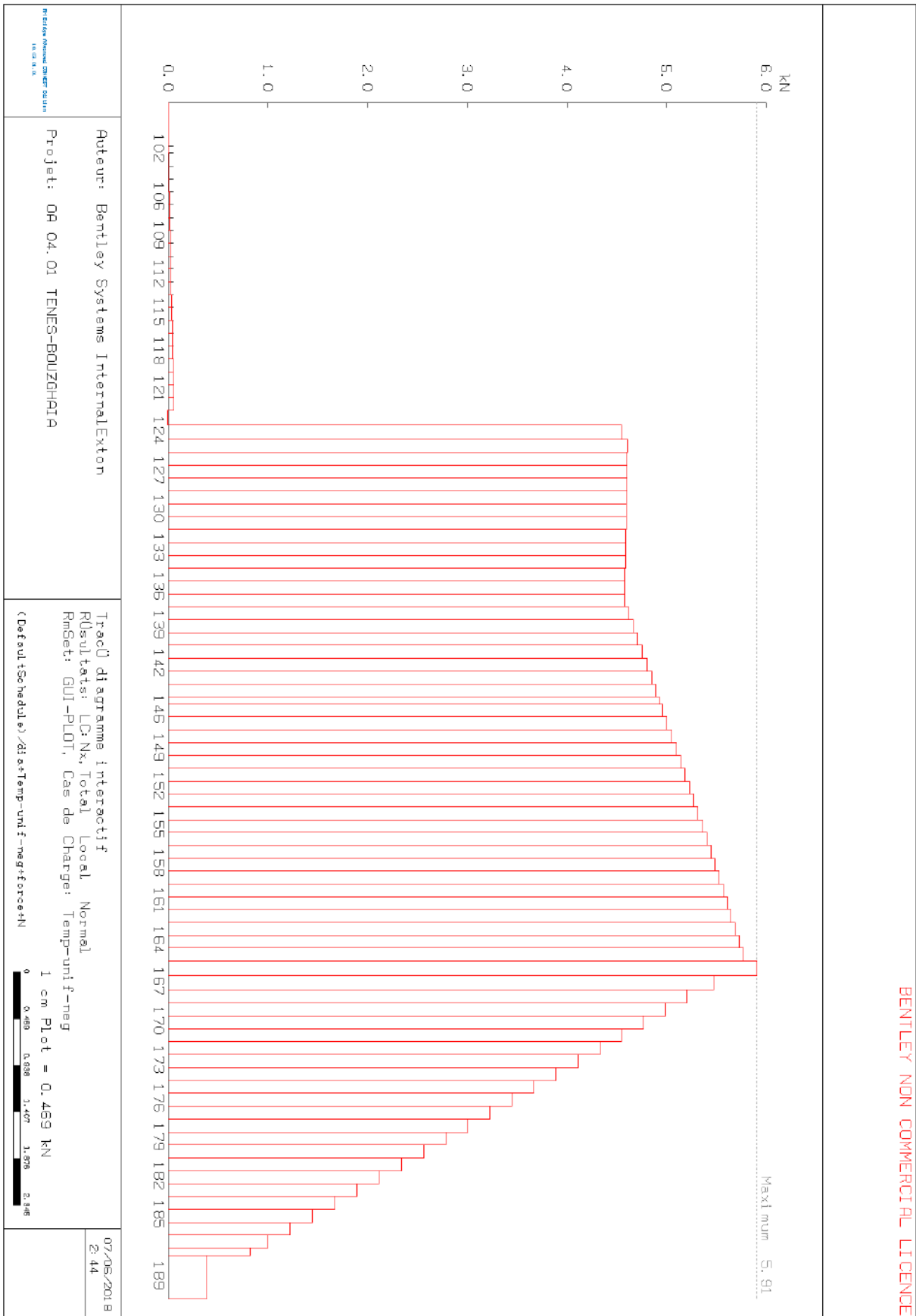


Figure 53 : Diagramme de la force horizontale (normale à la section) N due à la variation de la température uniforme négative en phase d'exploitation

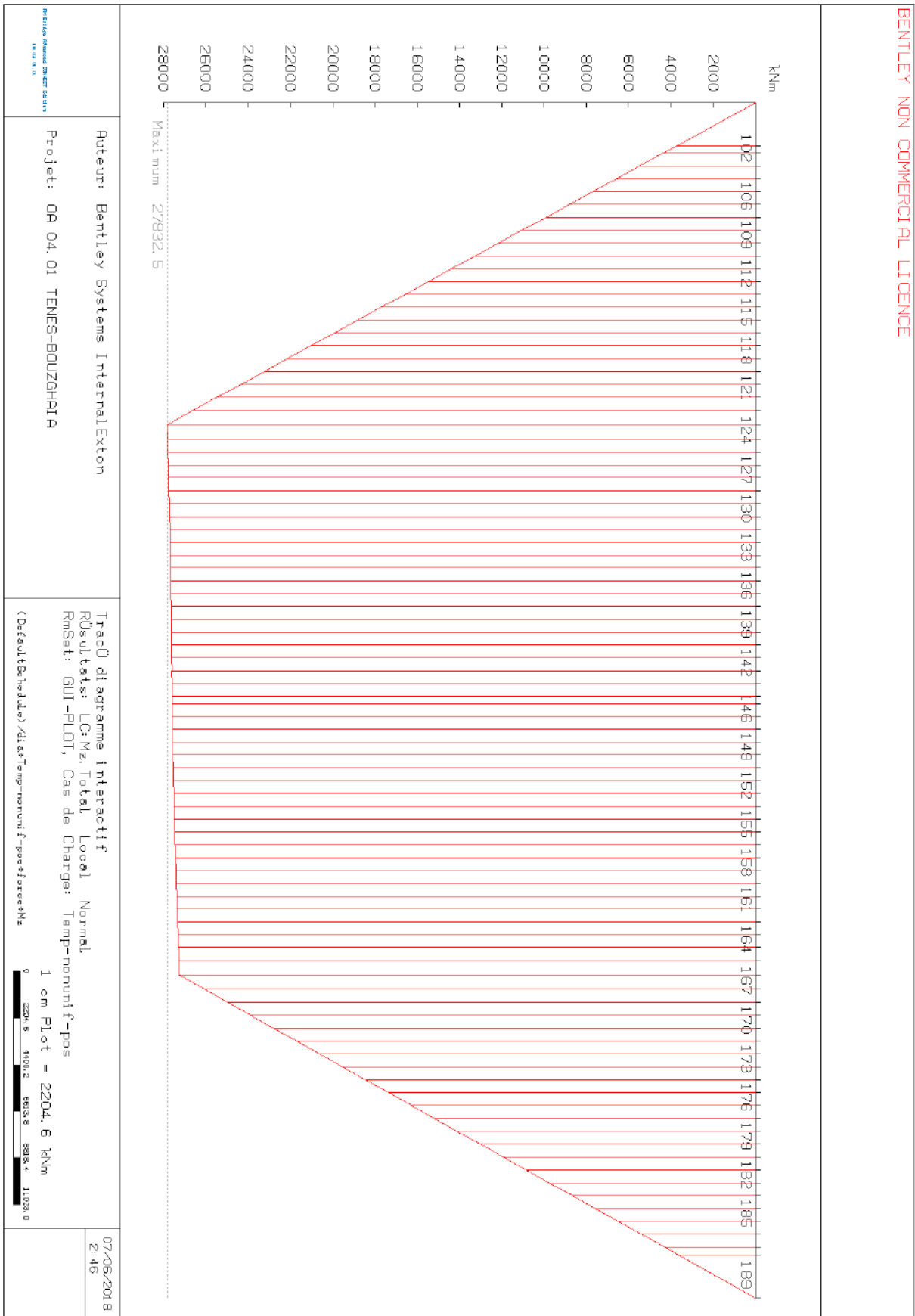


Figure 54 : Diagramme du moment fléchissant Mz dû au gradient thermique positif en phase d'exploitation

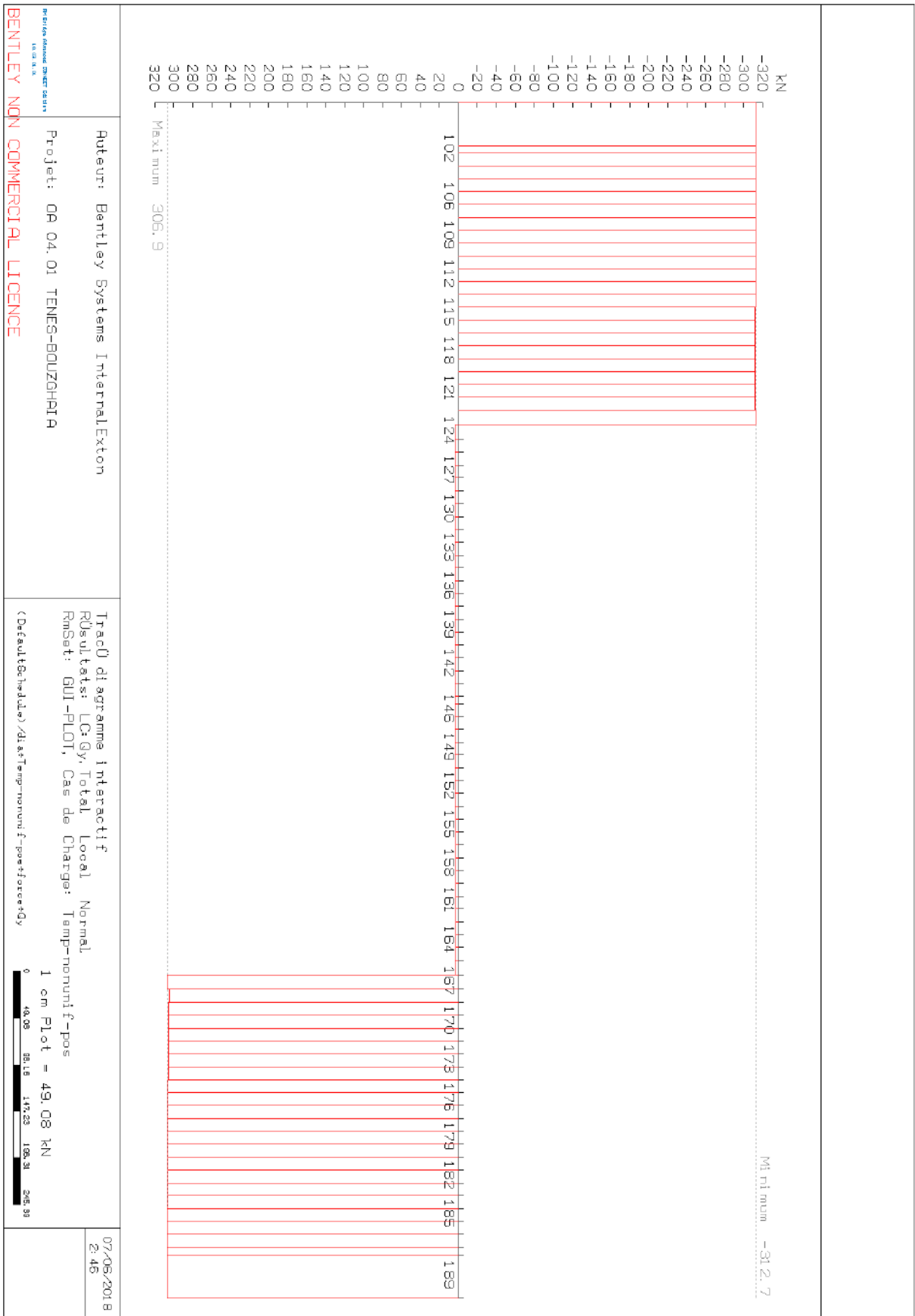


Figure 55 : Diagramme de l'effort vertical Q_y dû au gradient thermique positif en phase d'exploitation

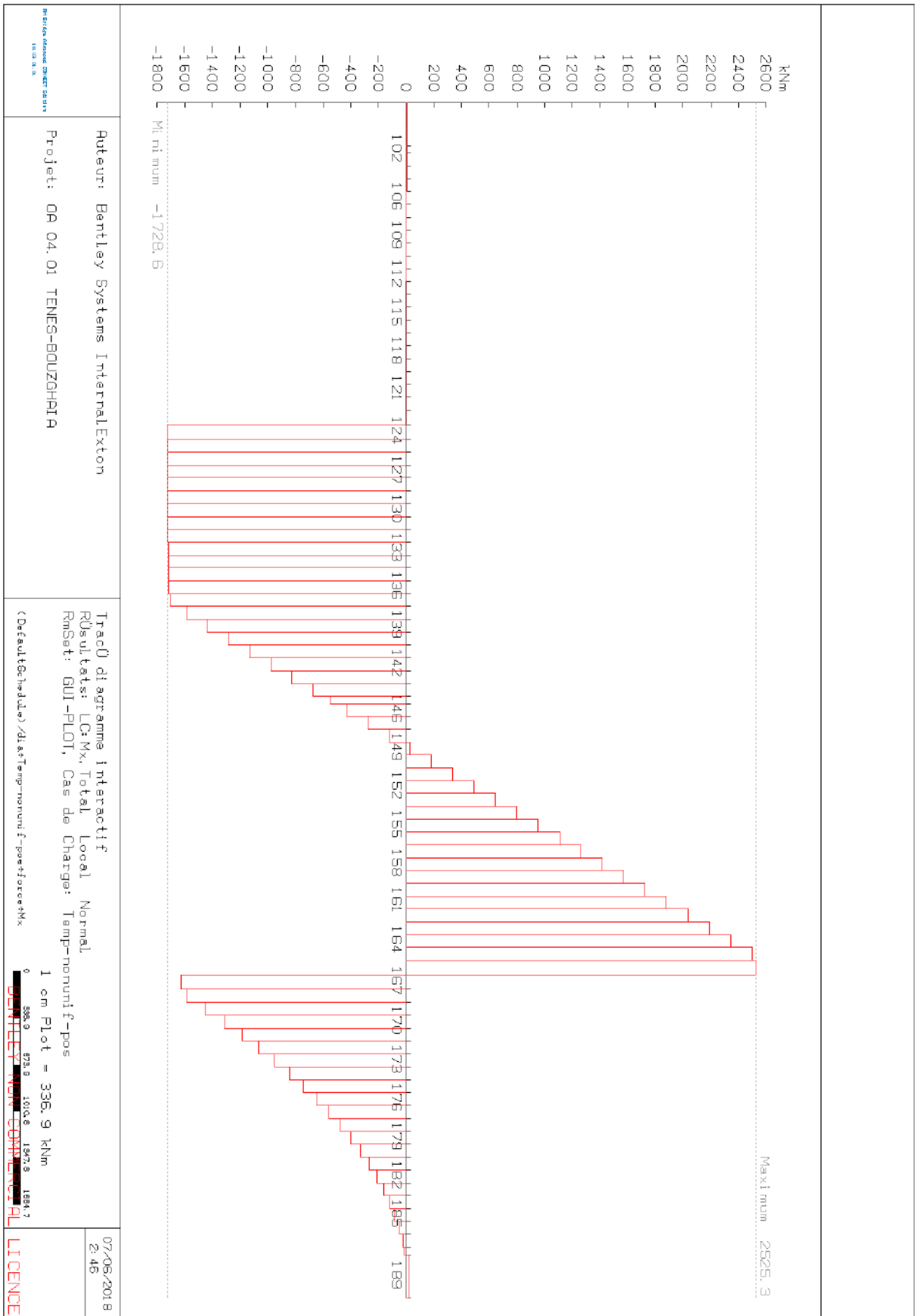


Figure 56 : Diagramme du moment de torsion Mt dû au gradient thermique positif en phase d'exploitation

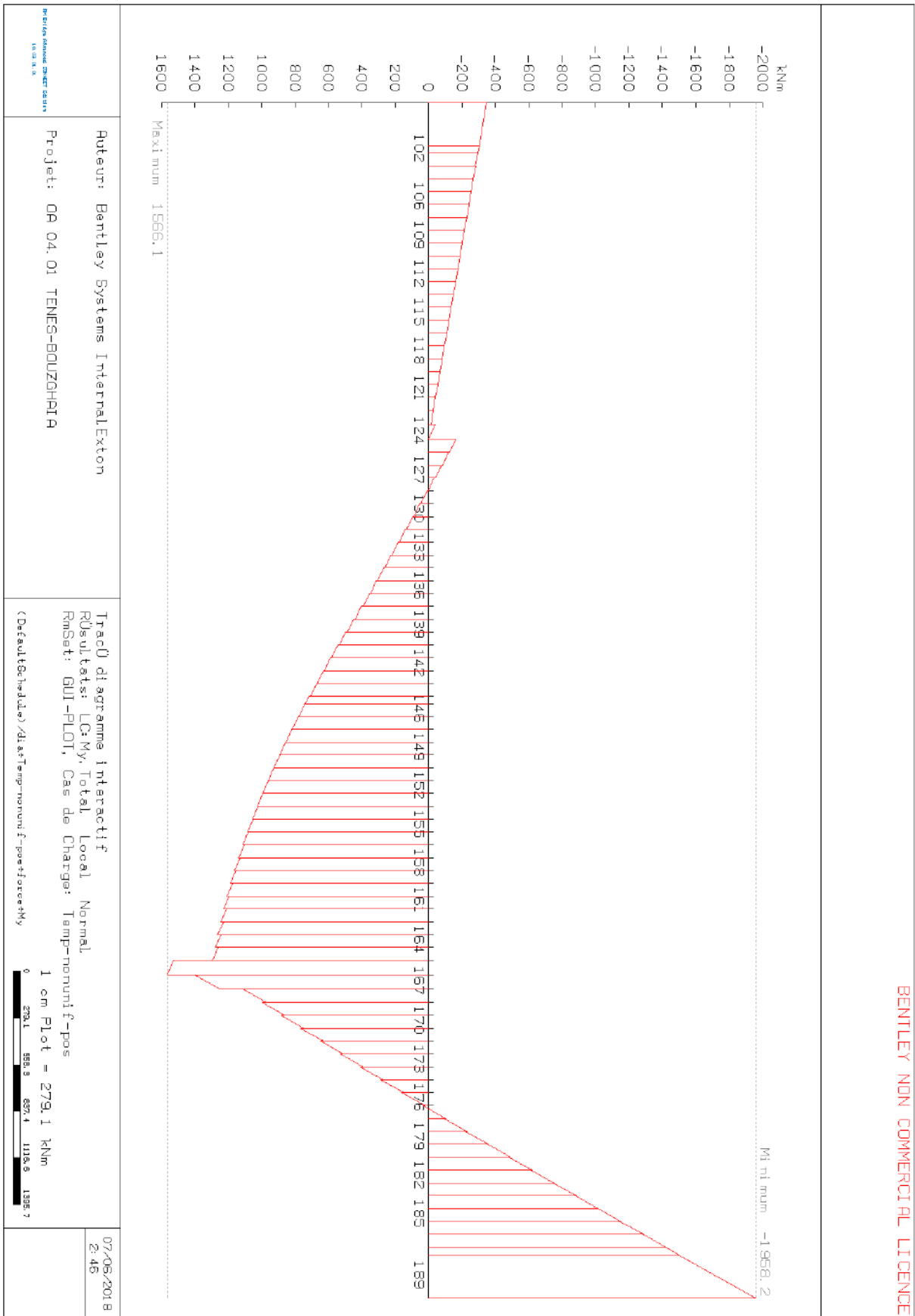


Figure 57 : Diagramme du moment My dû au gradient thermique positif en phase d'exploitation

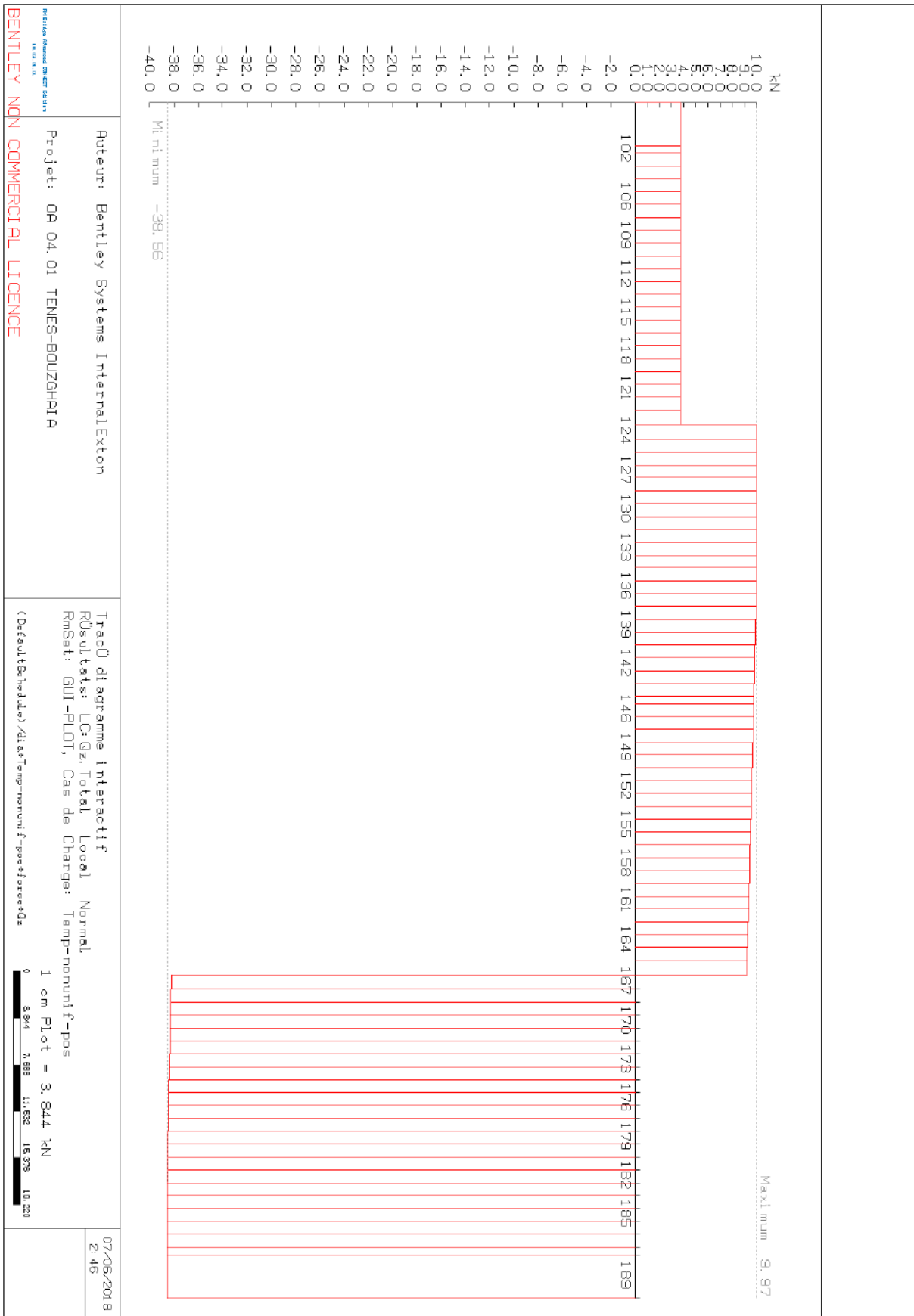


Figure 58: Diagramme de la force Q_z due au gradient thermique positif en phase d'exploitation

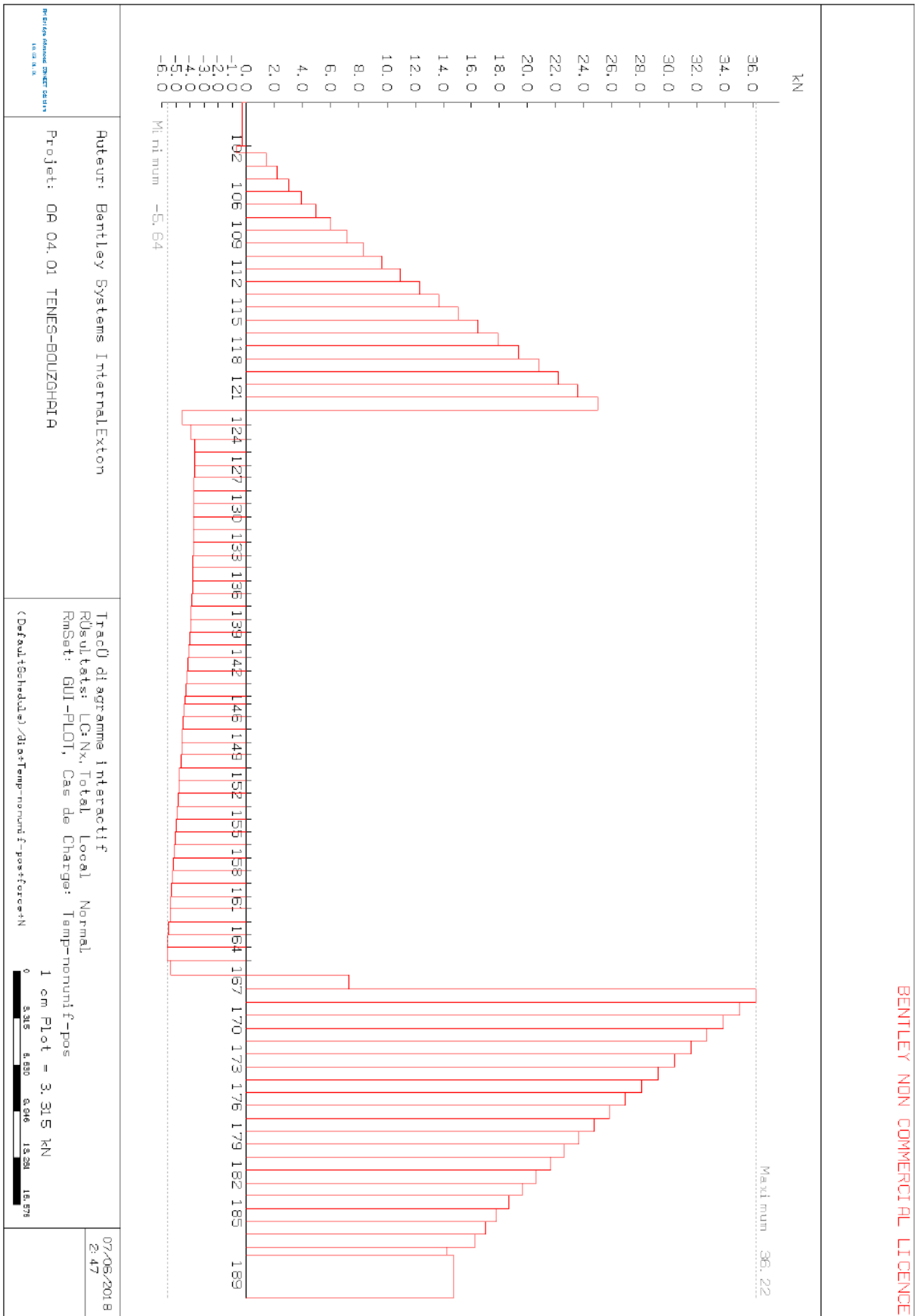


Figure 59 : Diagramme de la force horizontale (normale à la section) N due au gradient thermique positif en phase d'exploitation

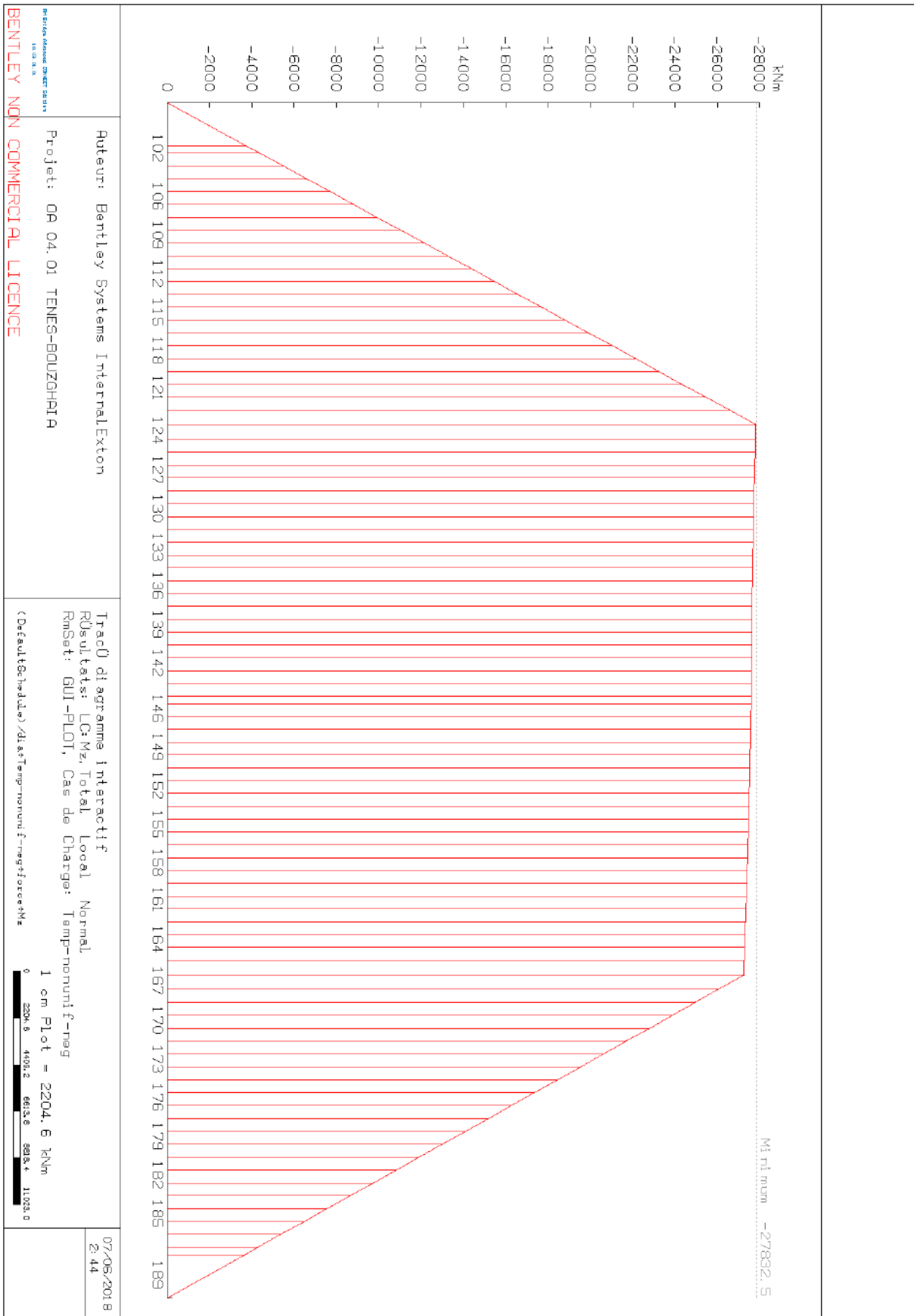


Figure 60 : Diagramme du moment fléchissant Mz dû au gradient thermique négatif en phase d'exploitation

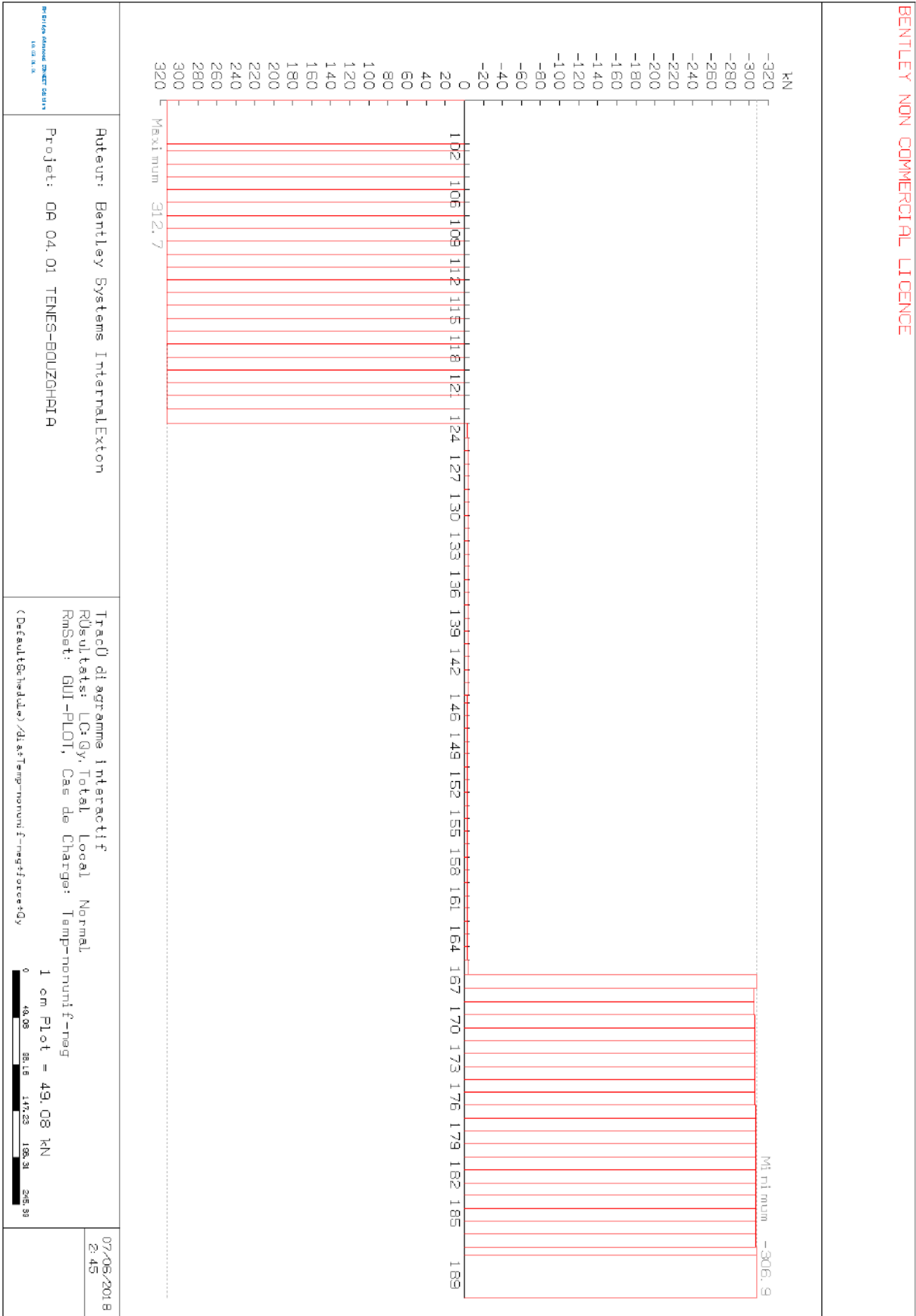


Figure 61 : Diagramme de l'effort vertical Qy dû au gradient thermique négatif en phase d'exploitation

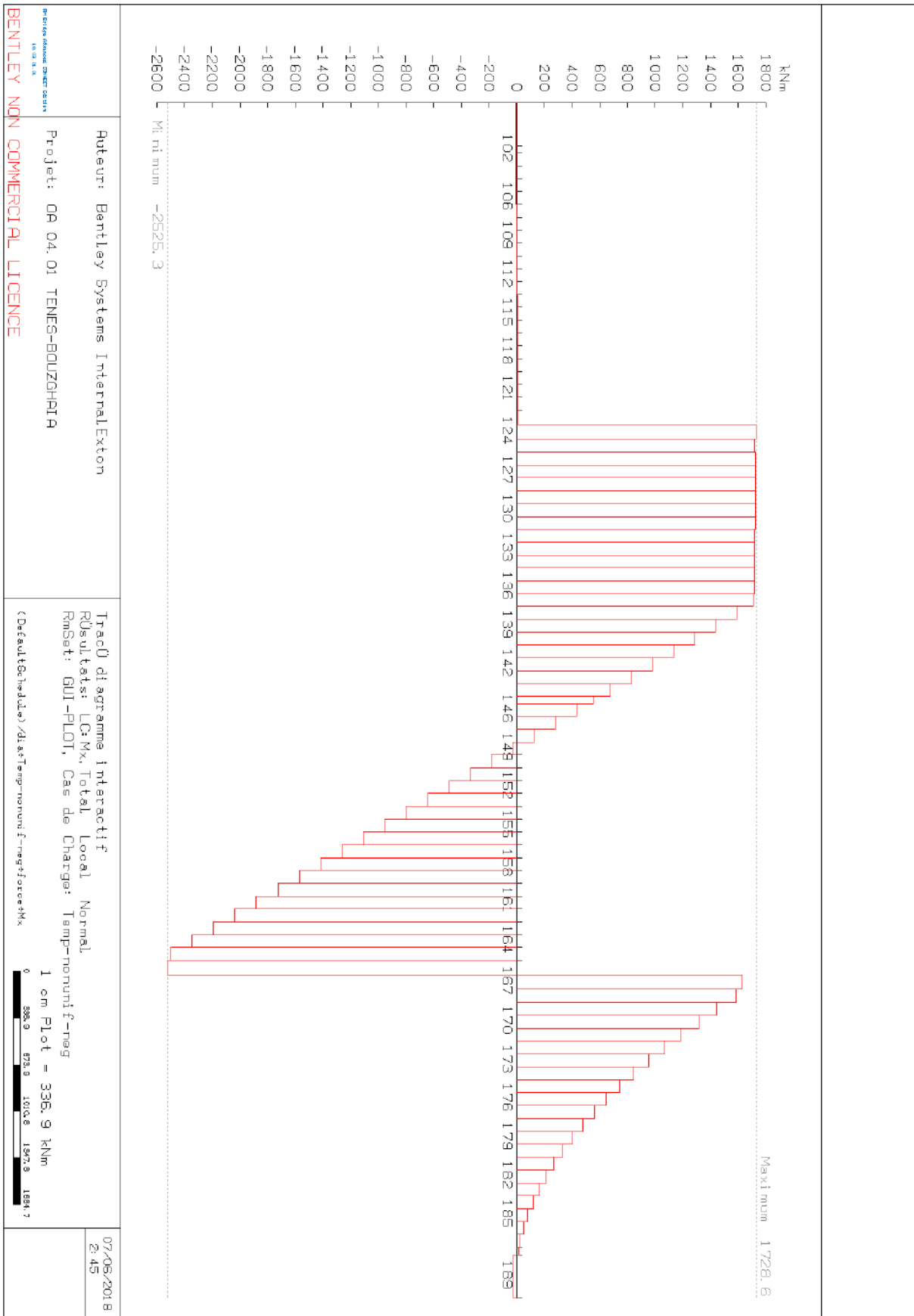


Figure 61 : Diagramme du moment de torsion M_t dû au gradient thermique négatif en phase d'exploitation



Figure 62 : Diagramme du moment My dû au gradient thermique négatif en phase d'exploitation

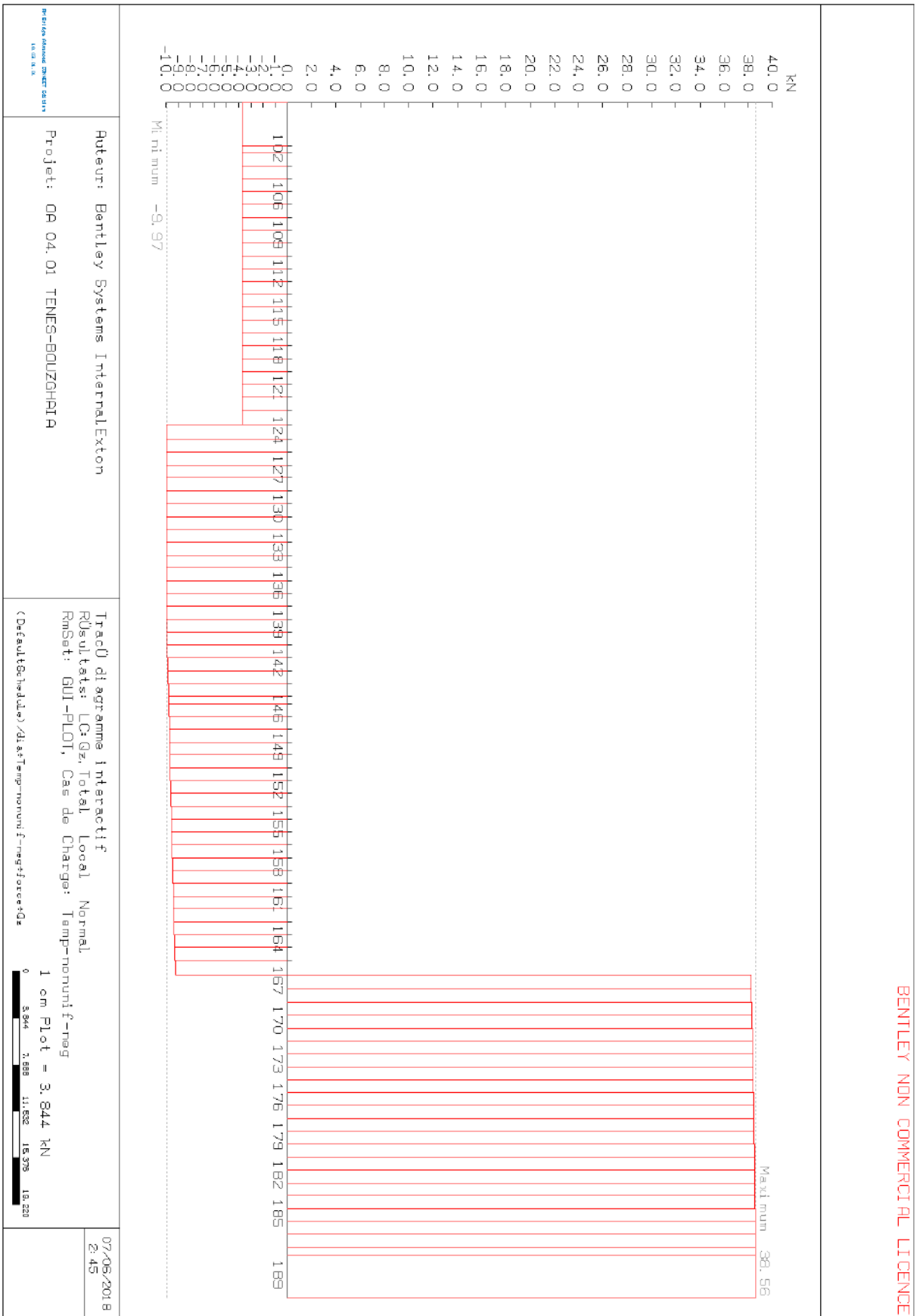


Figure 62 : Diagramme de la force Qz due au gradient thermique négatif en phase d'exploitation

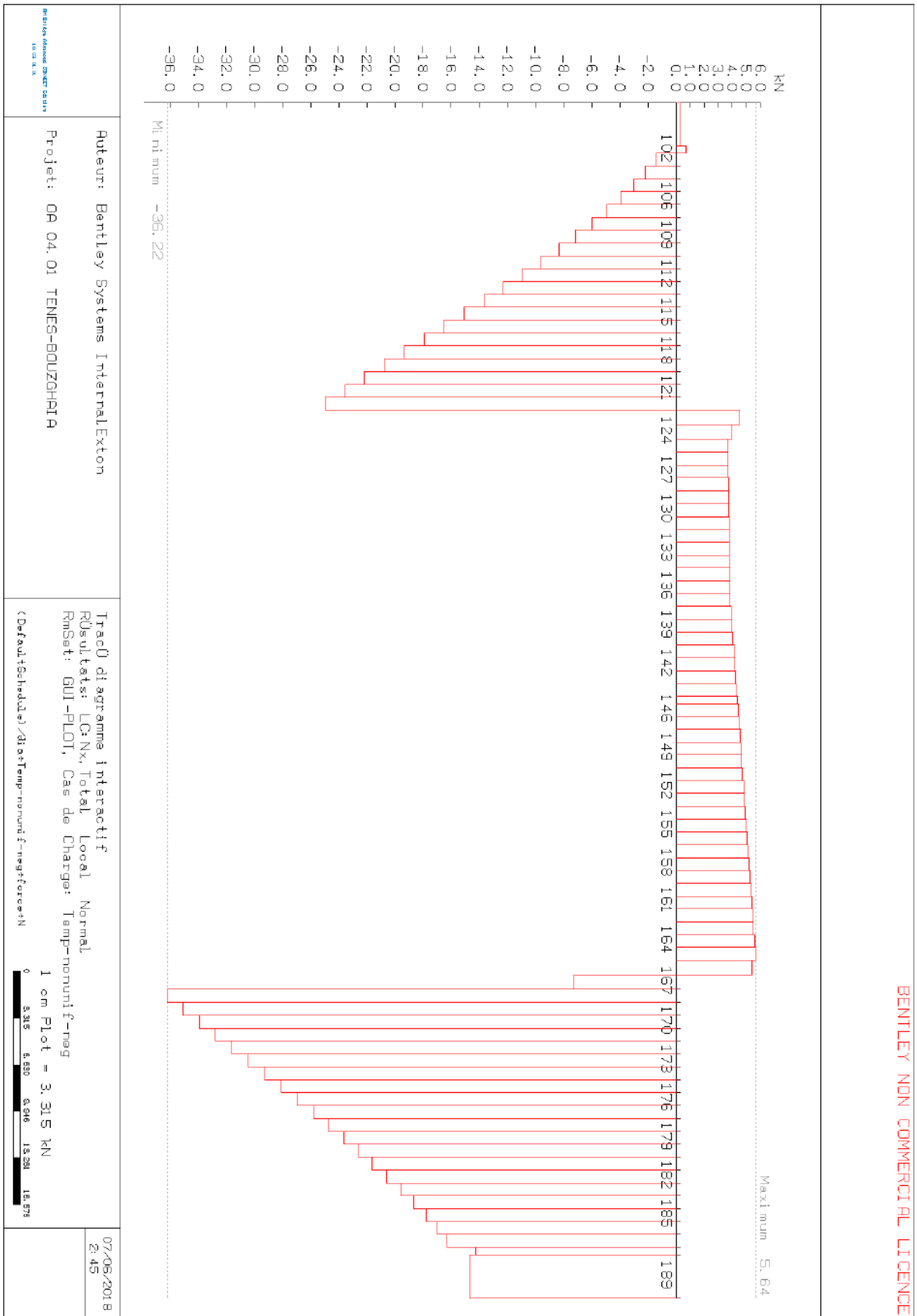


Figure 63 : Diagramme de la force horizontale (normale à la section) N due au gradient thermique négatif en phase d'exploitation

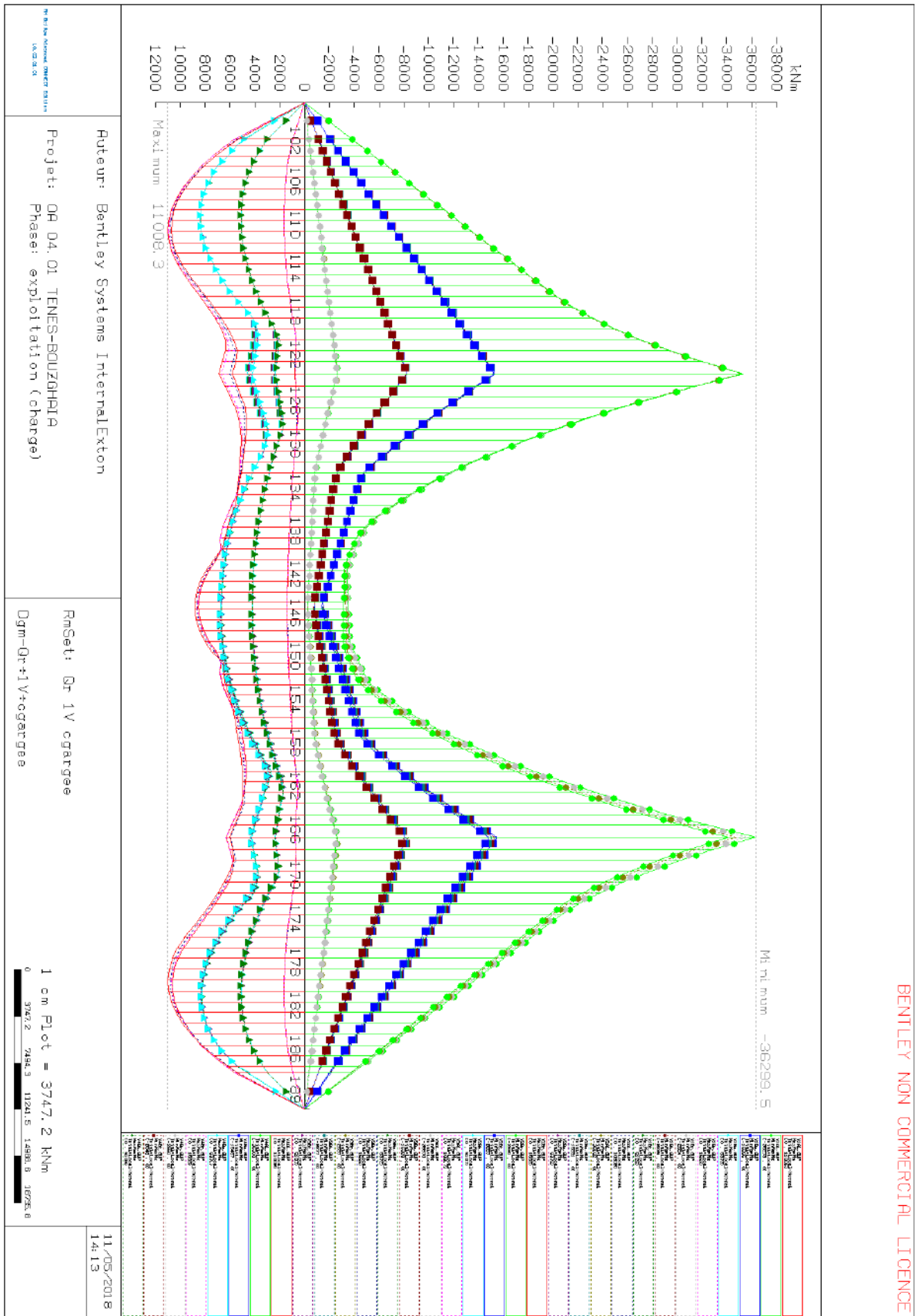


Figure 64 : Enveloppe du diagramme du moment fléchissant Mz dû aux charges de chaussées A(I) ou B pour une seule voie chargée avec les charges du trottoir

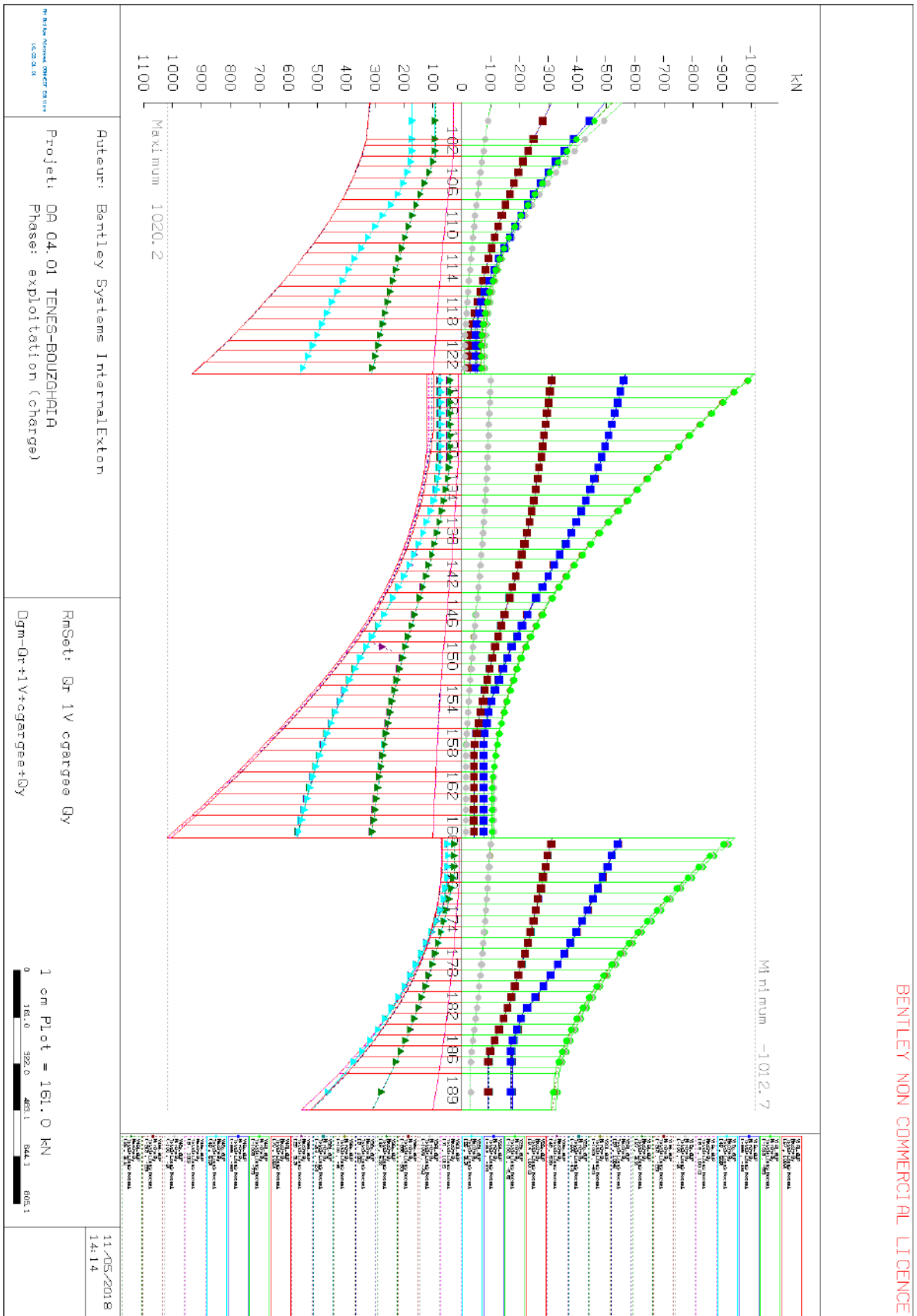


Figure 65 : Enveloppe du diagramme de la force verticale Q_y due aux charges de chaussées A(I) ou B pour une seule voie chargée avec les charges du trottoir

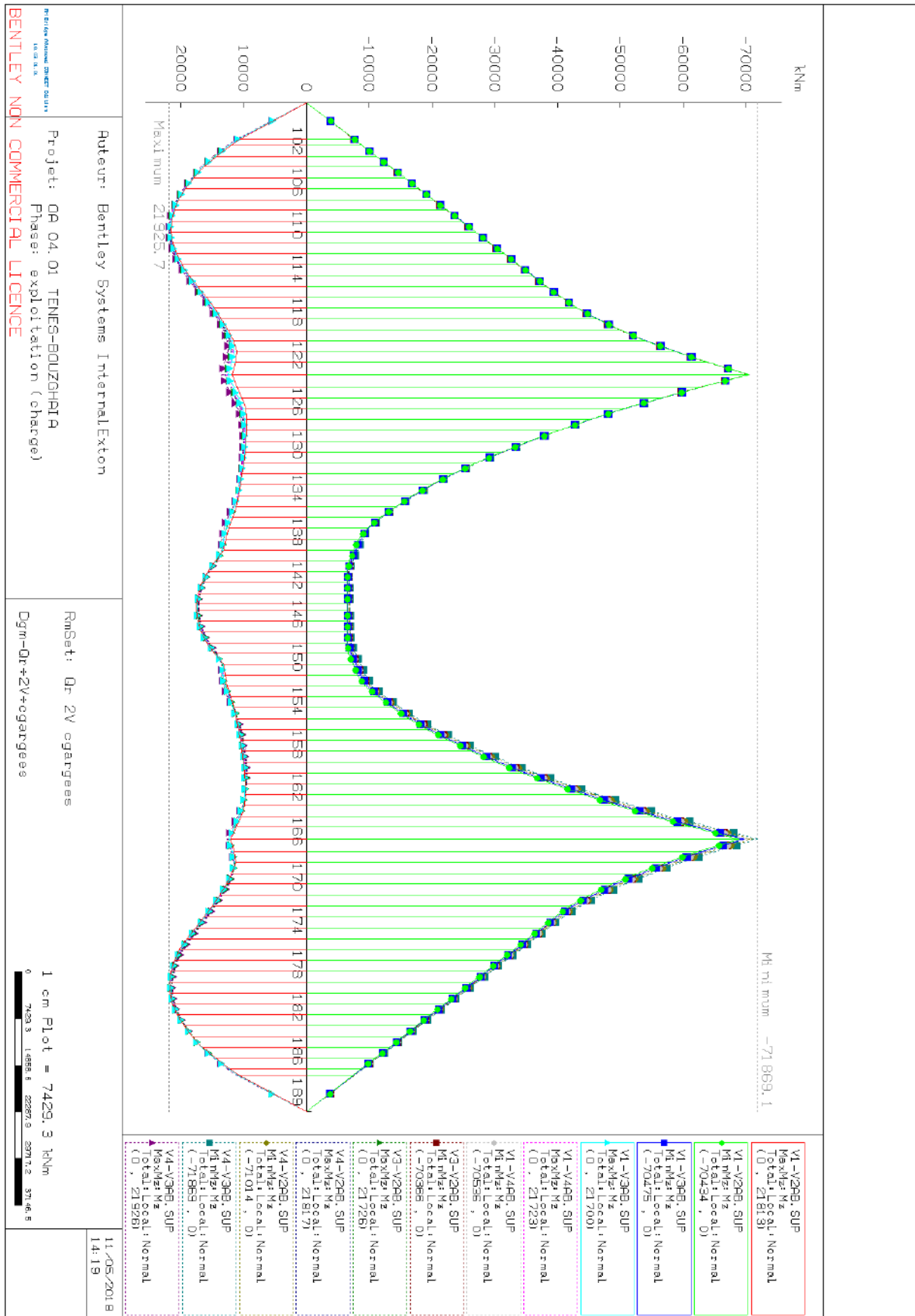


Figure 66 : Enveloppe du diagramme du moment fléchissant Mz dû aux charges de chaussées A(l) ou B pour deux voies chargées avec les charges du trottoir

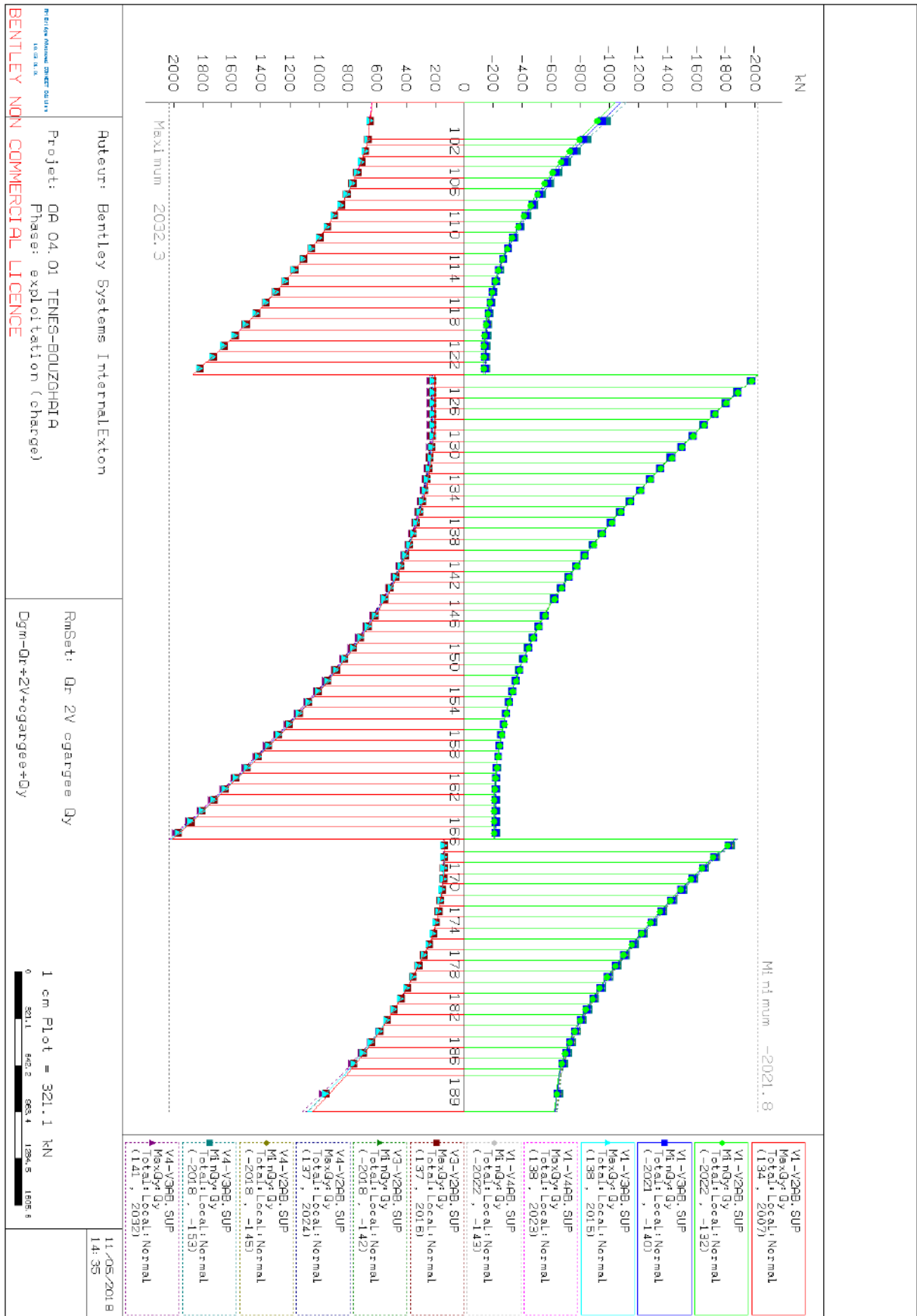


Figure 67 : Enveloppe du diagramme de la force verticale Q_y due aux charges de chaussées A(l) ou B pour deux voies chargées avec les charges du trottoir

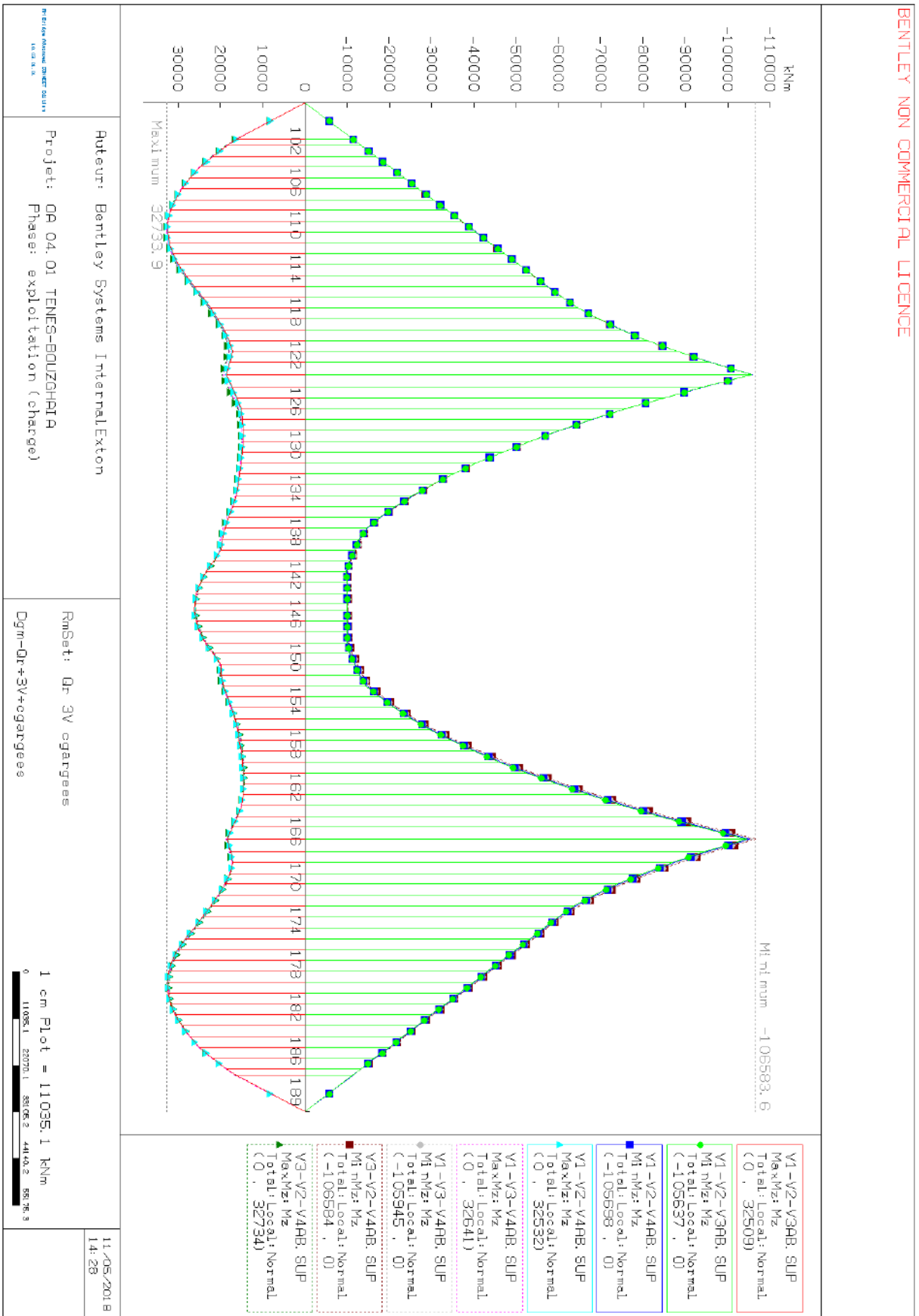


Figure 68 : Enveloppe du diagramme du moment fléchissant M_z dû aux charges de chaussées A(l) ou B pour trois voies chargées avec les charges du trottoir

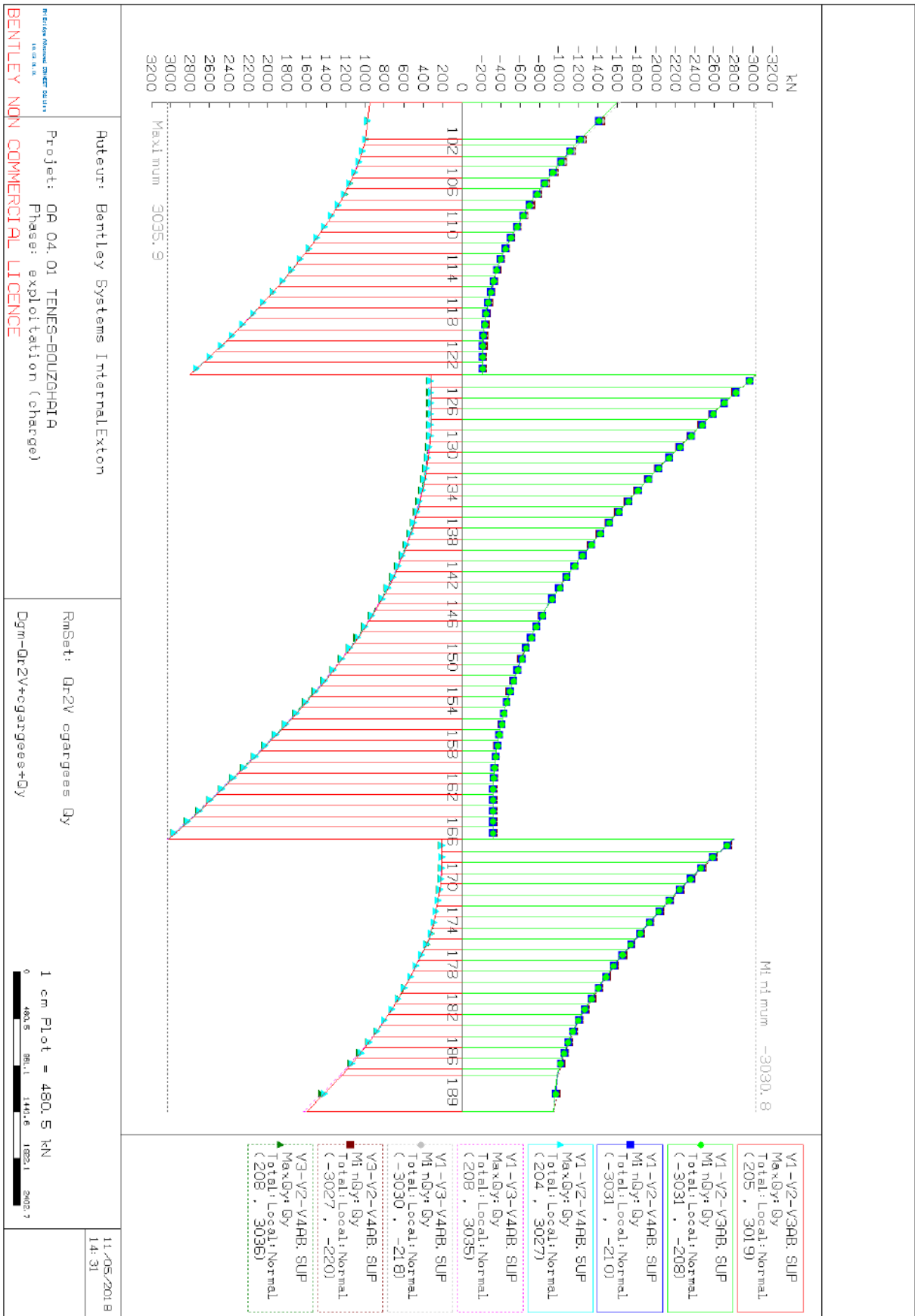


Figure 69 : Enveloppe du diagramme de la force verticale Qy due aux charges de chaussées A(I) ou B pour trois voies chargées avec les charges du trottoir

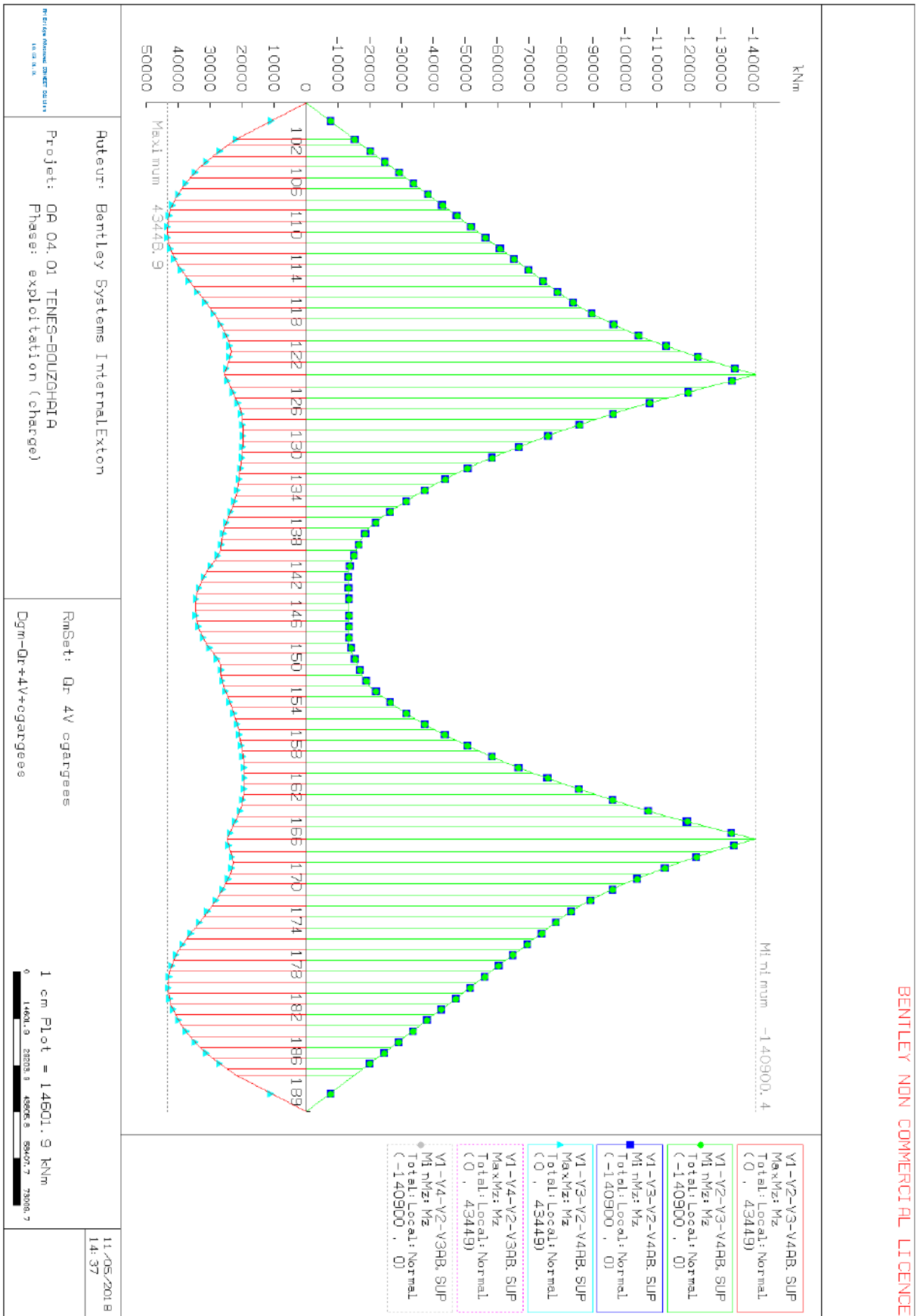


Figure 70 : Enveloppe du diagramme du moment fléchissant Mz dû aux charges de chaussées A(I) ou B pour quatre voies chargées avec les charges du trottoir

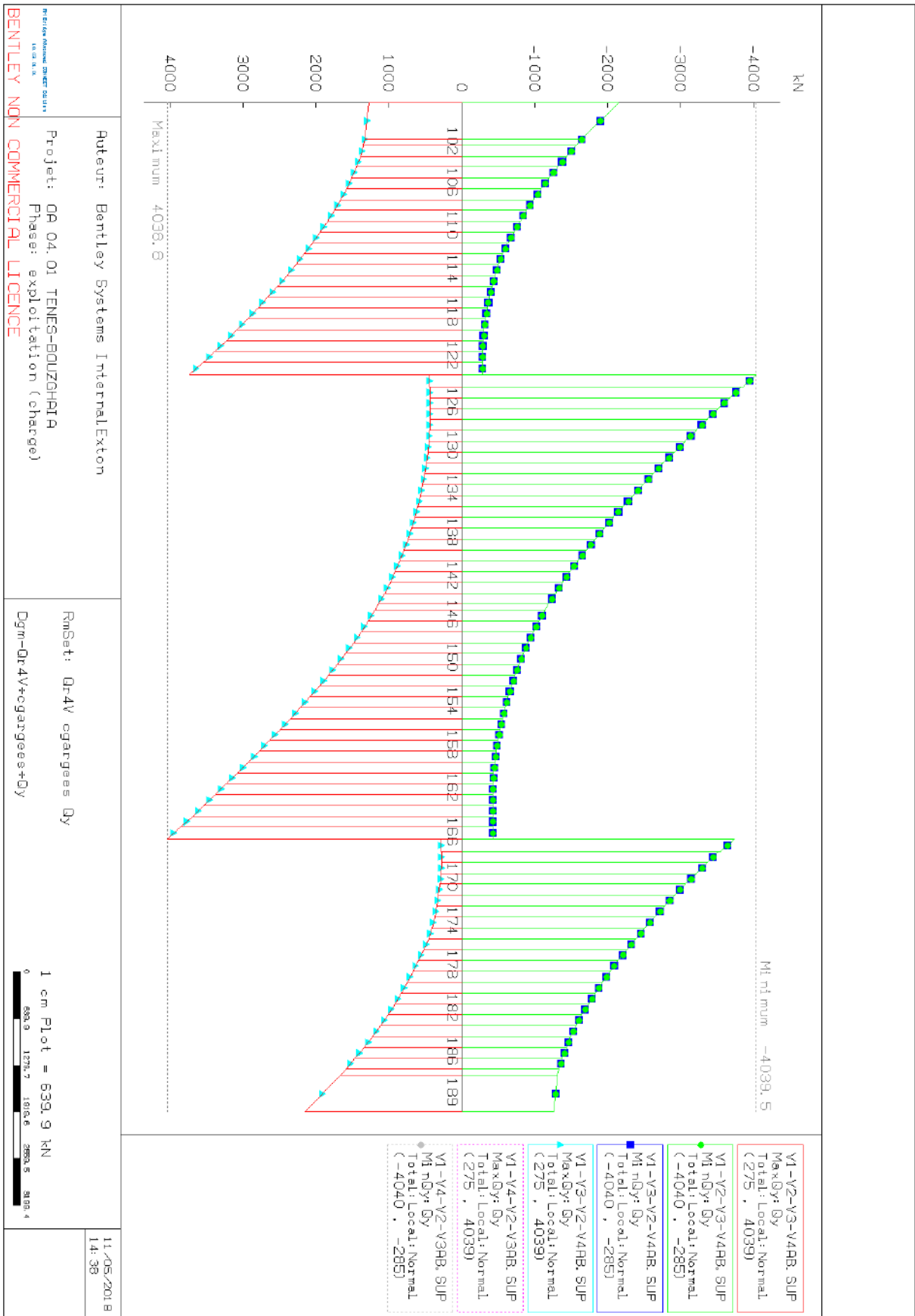


Figure 71 : Enveloppe du diagramme de la force verticale Q_y due aux charges de chaussées A(II) ou B pour quatre voies chargées avec les charges du trottoir

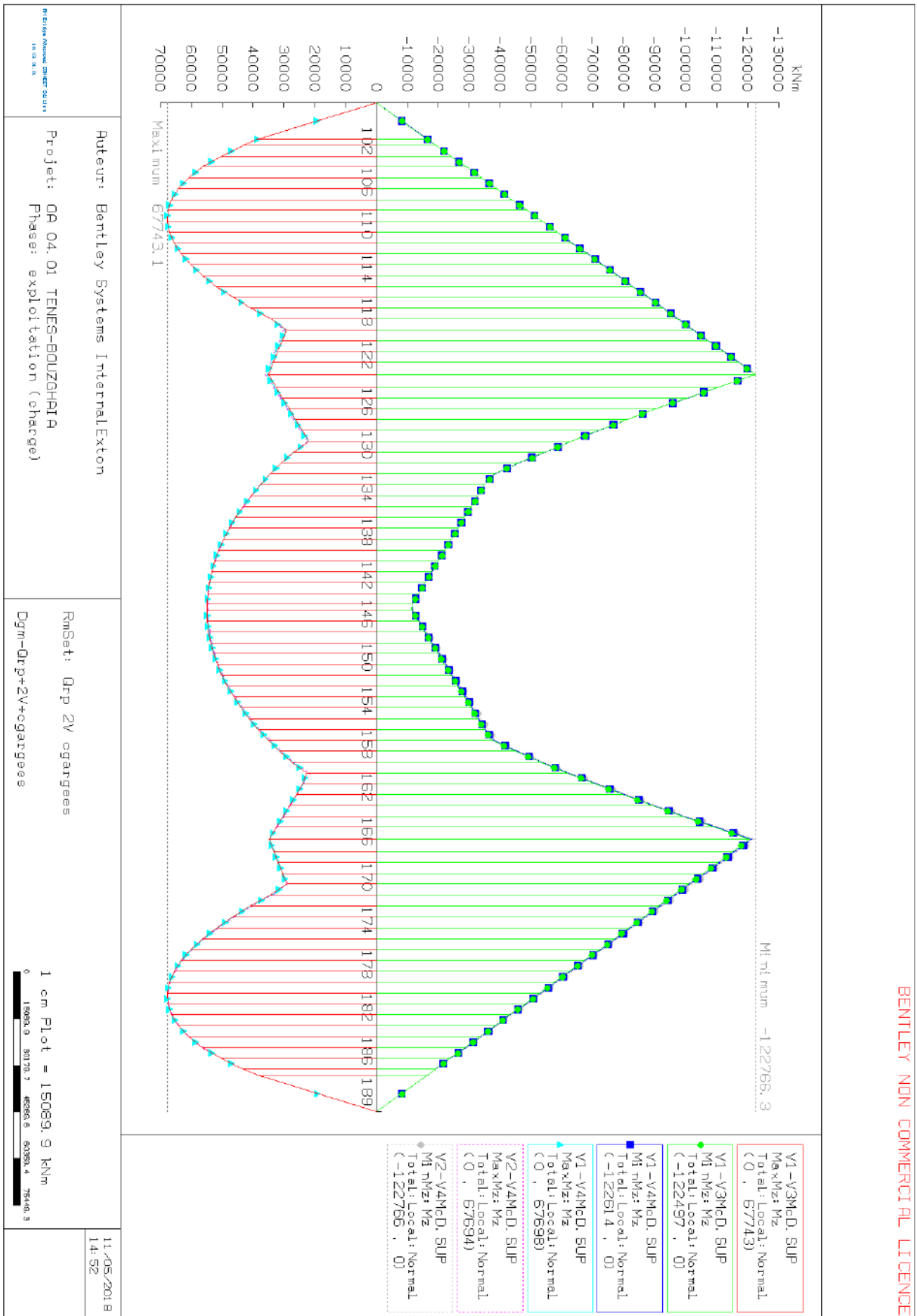


Figure 74 : Enveloppe du diagramme du moment fléchissant Mz dû aux charges militaires ou exceptionnelles pour deux voies chargées

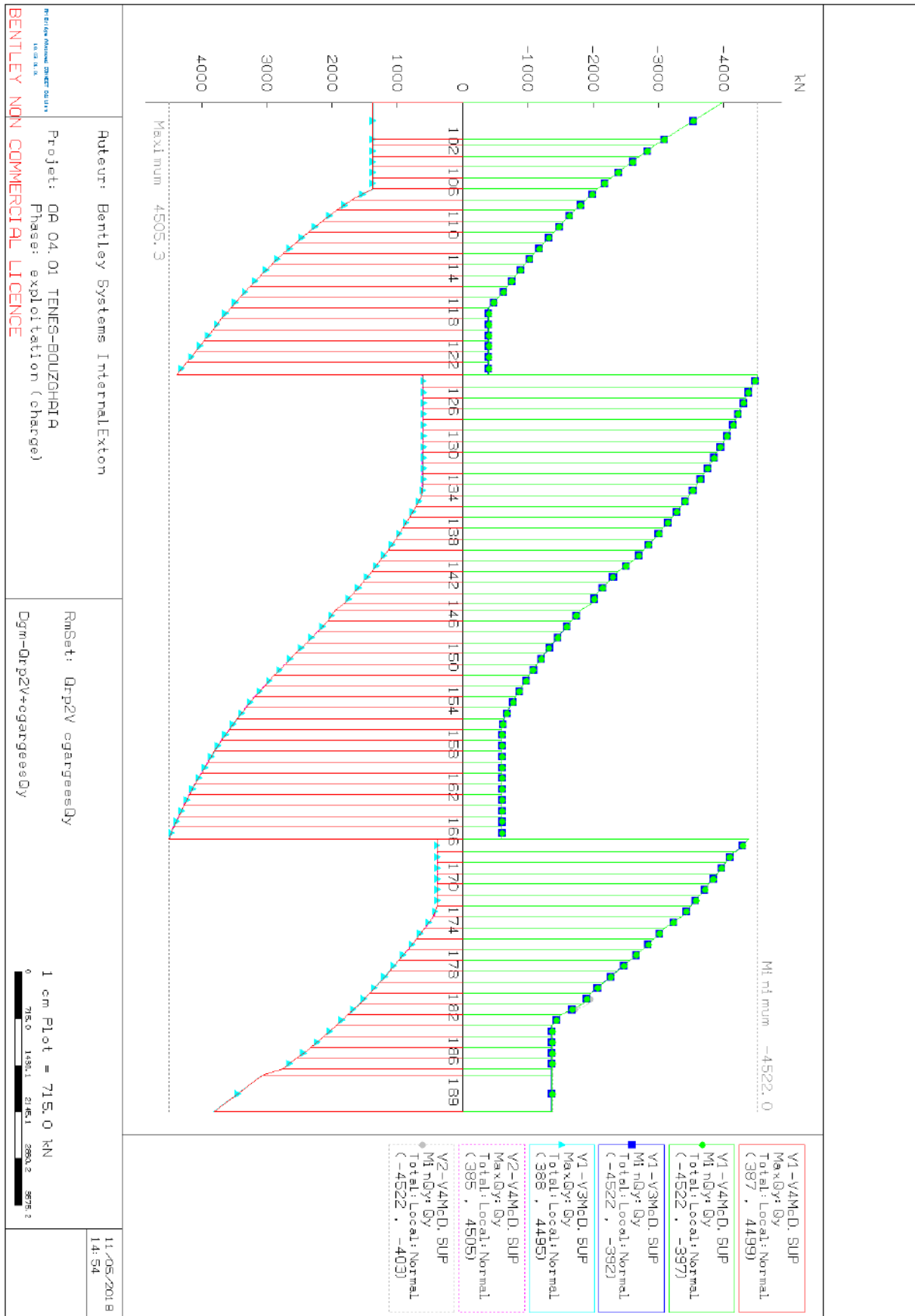


Figure 75 : Enveloppe du diagramme de la force verticale Qy due aux charges aux charges militaires ou exceptionnelles pour deux voies chargées

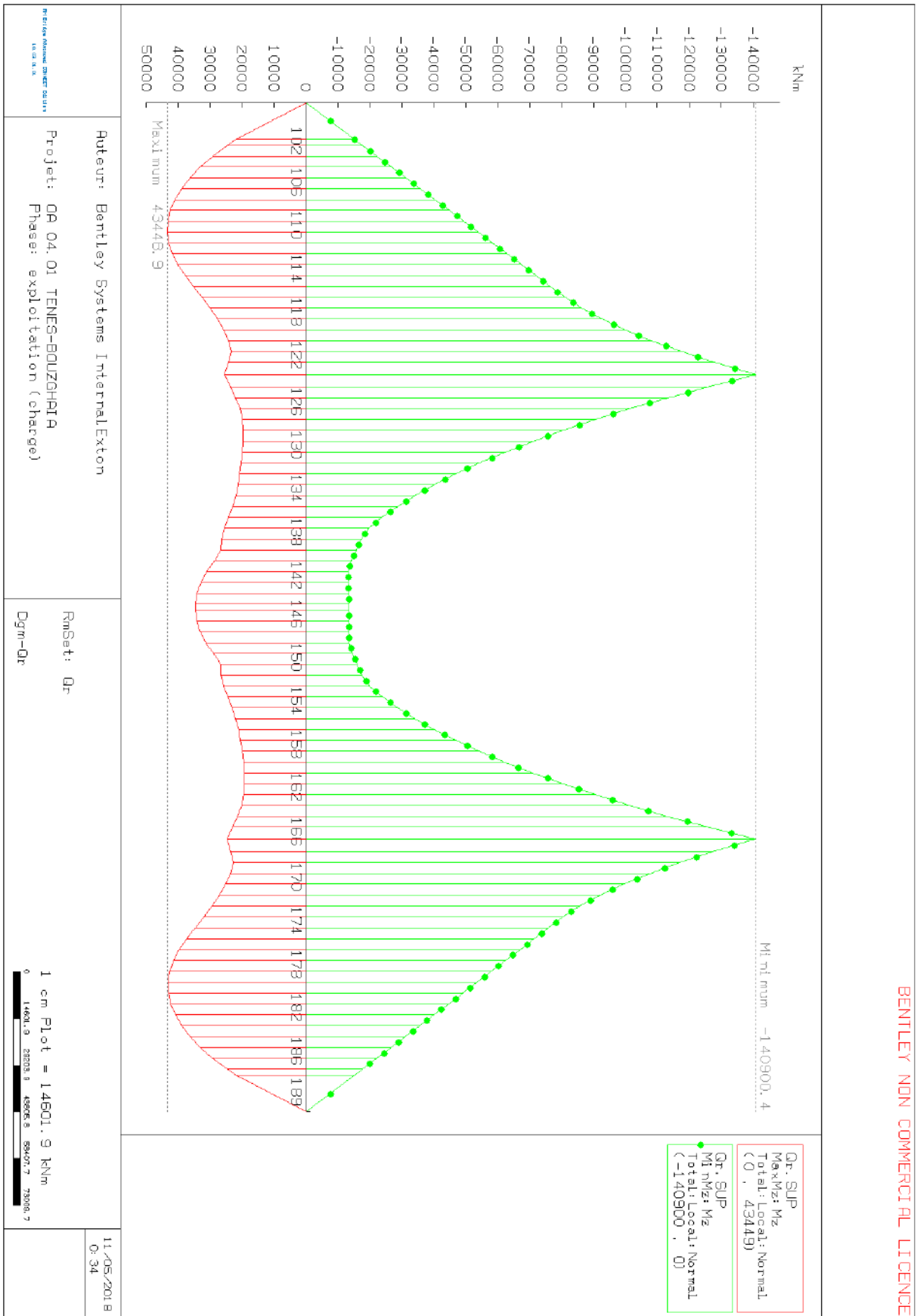


Figure 76 : Enveloppe du diagramme du moment fléchissant Mz maximum dû aux charges de chaussées A(l) pour quatre voies chargées

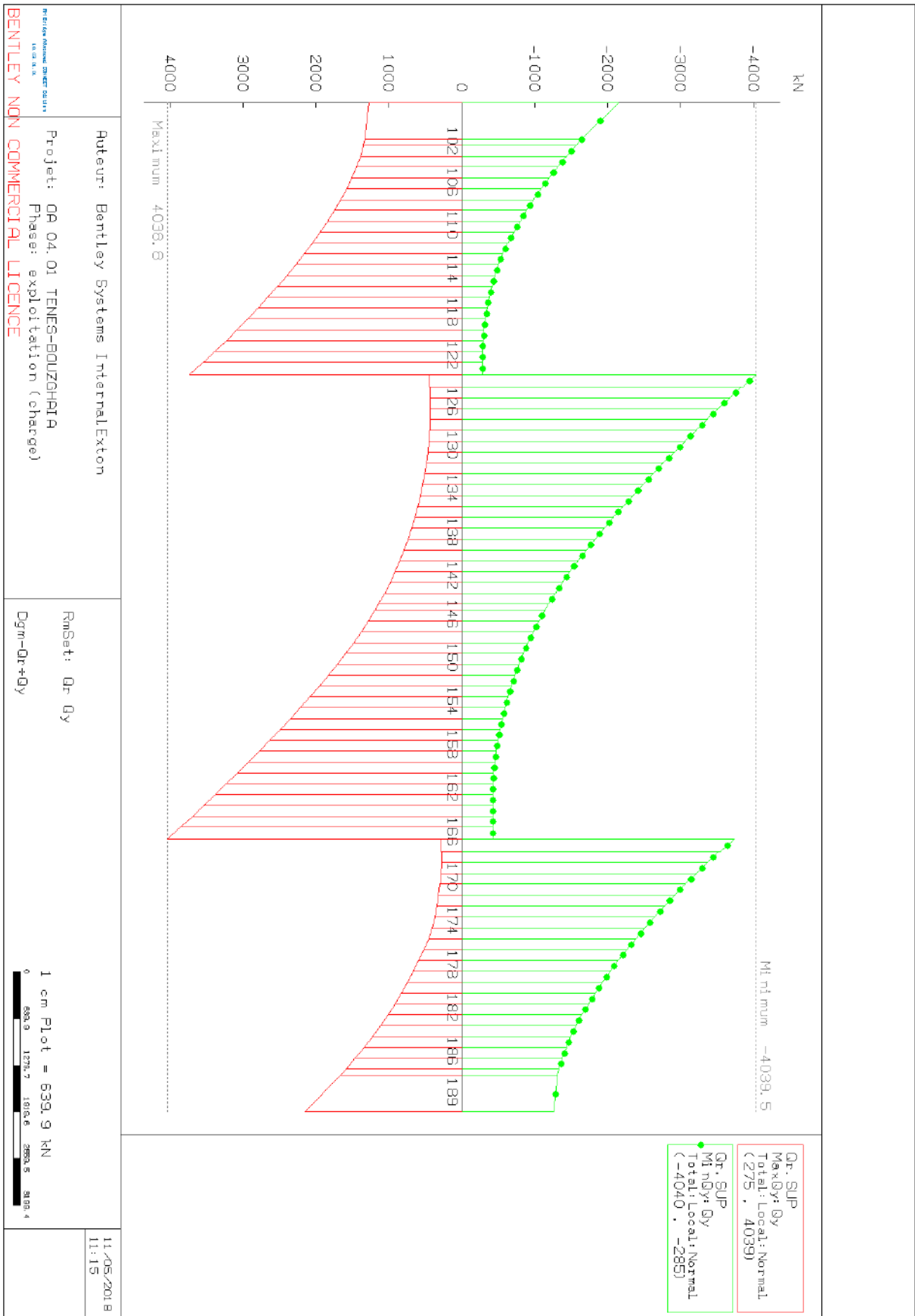


Figure 77 : Enveloppe du diagramme de la force verticale Q_y maximum due aux charges de chaussées A(I) pour quatre voies chargées

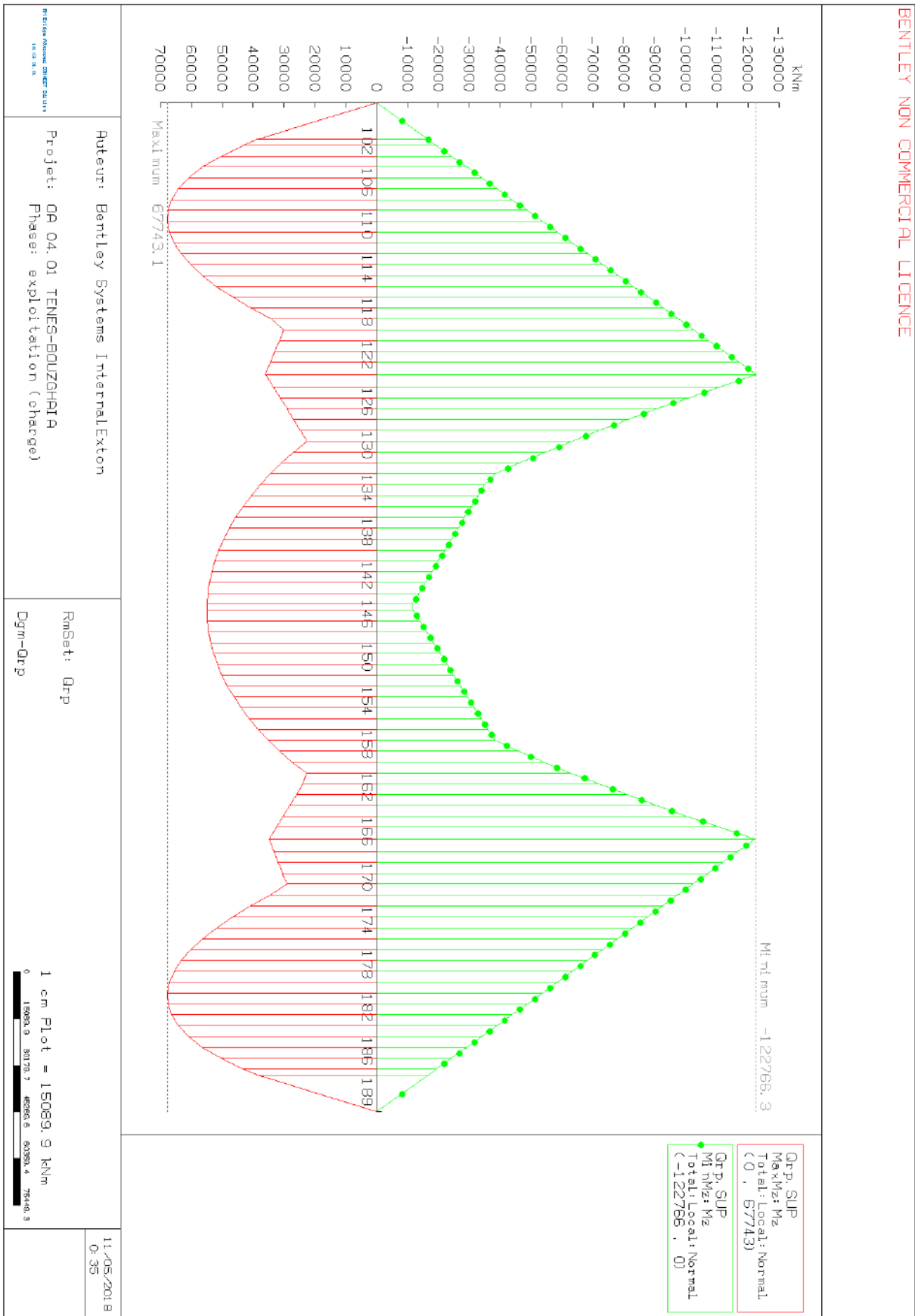


Figure 78 : Enveloppe du diagramme du moment fléchissant Mz maximum dû aux charges exceptionnelles pour deux voies chargées

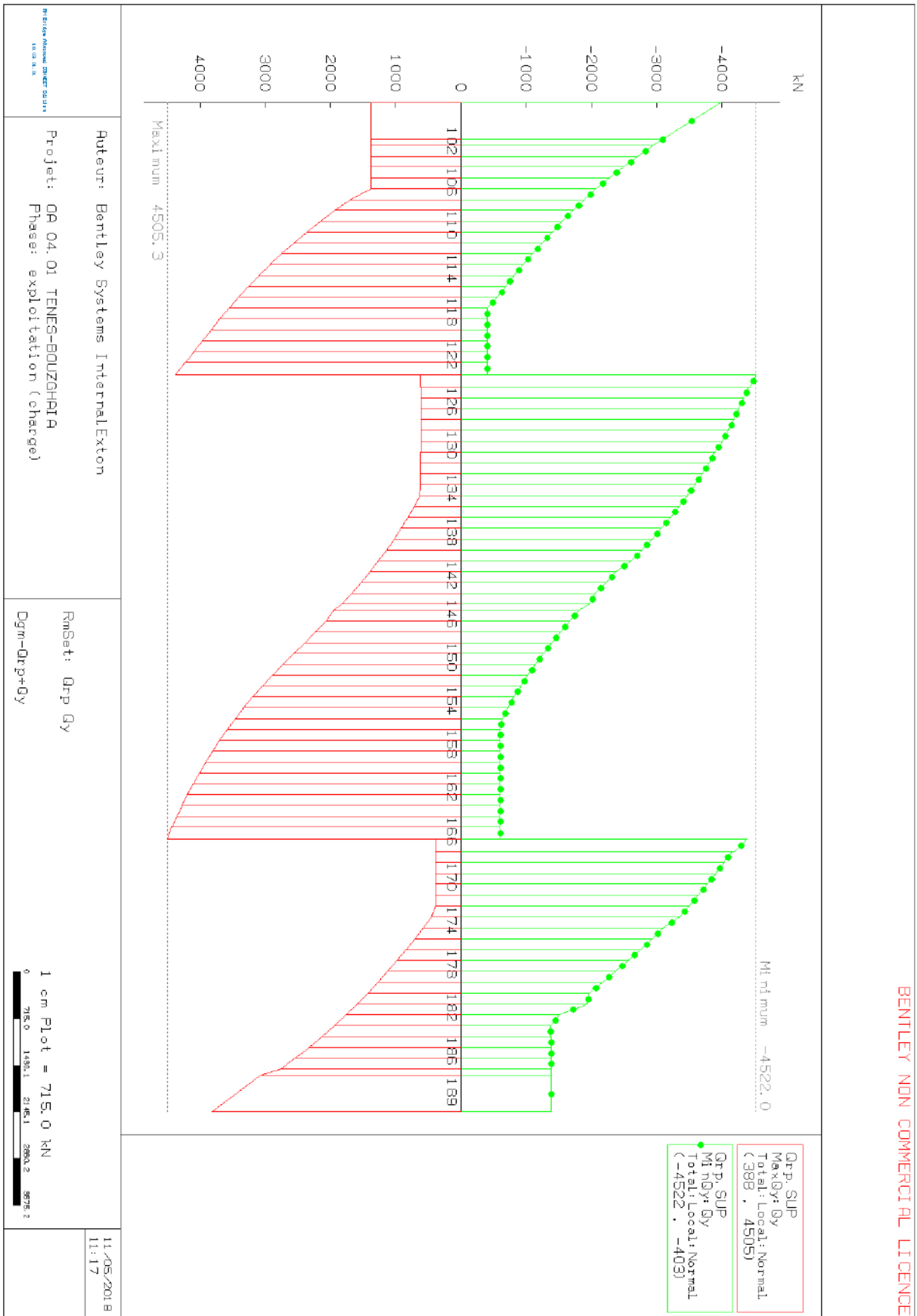


Figure 79 : Enveloppe du diagramme de la force verticale Q_y maximum due aux charges exceptionnelles pour deux voies chargées

**Combinaisons
d'actions :**

-Moment fléchissant M_z .

-Effort tranchant Q_y .

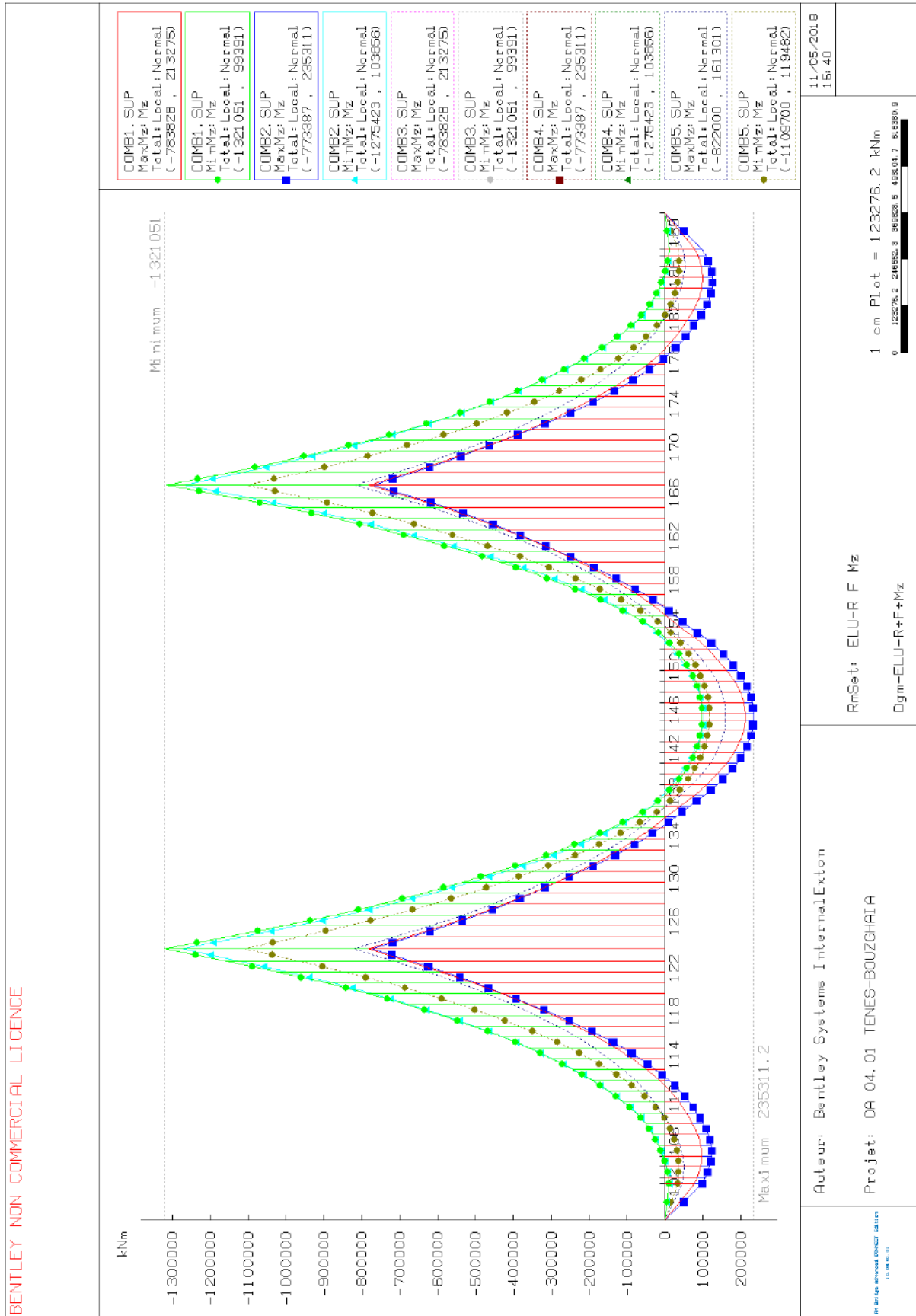


Figure 80 : ELU de résistance combinaison fondamentale (moment fléchissant M_z)

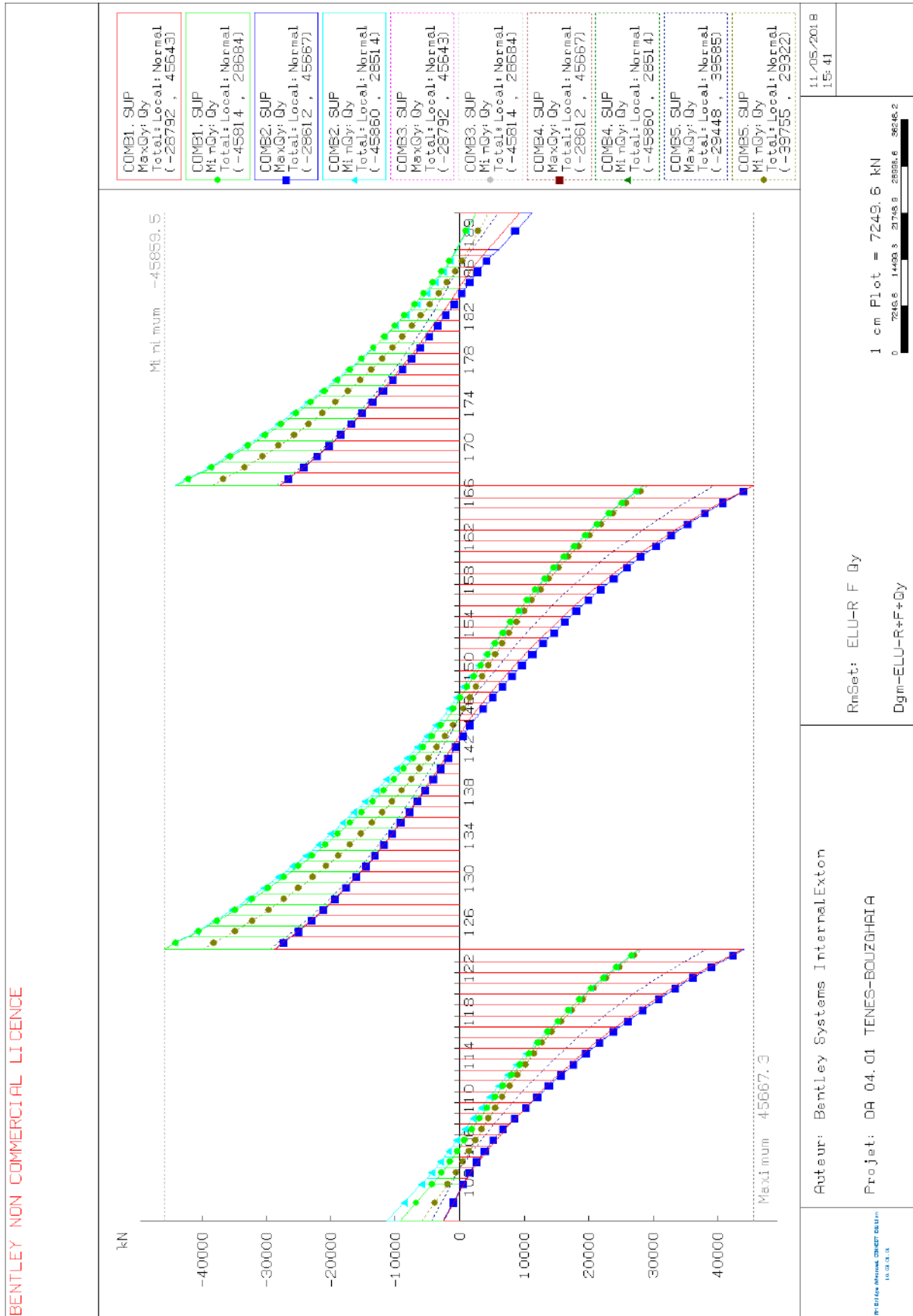


Figure 81 : ELU de résistance combinaison fondamentale (l'effort tranchant Q_y)

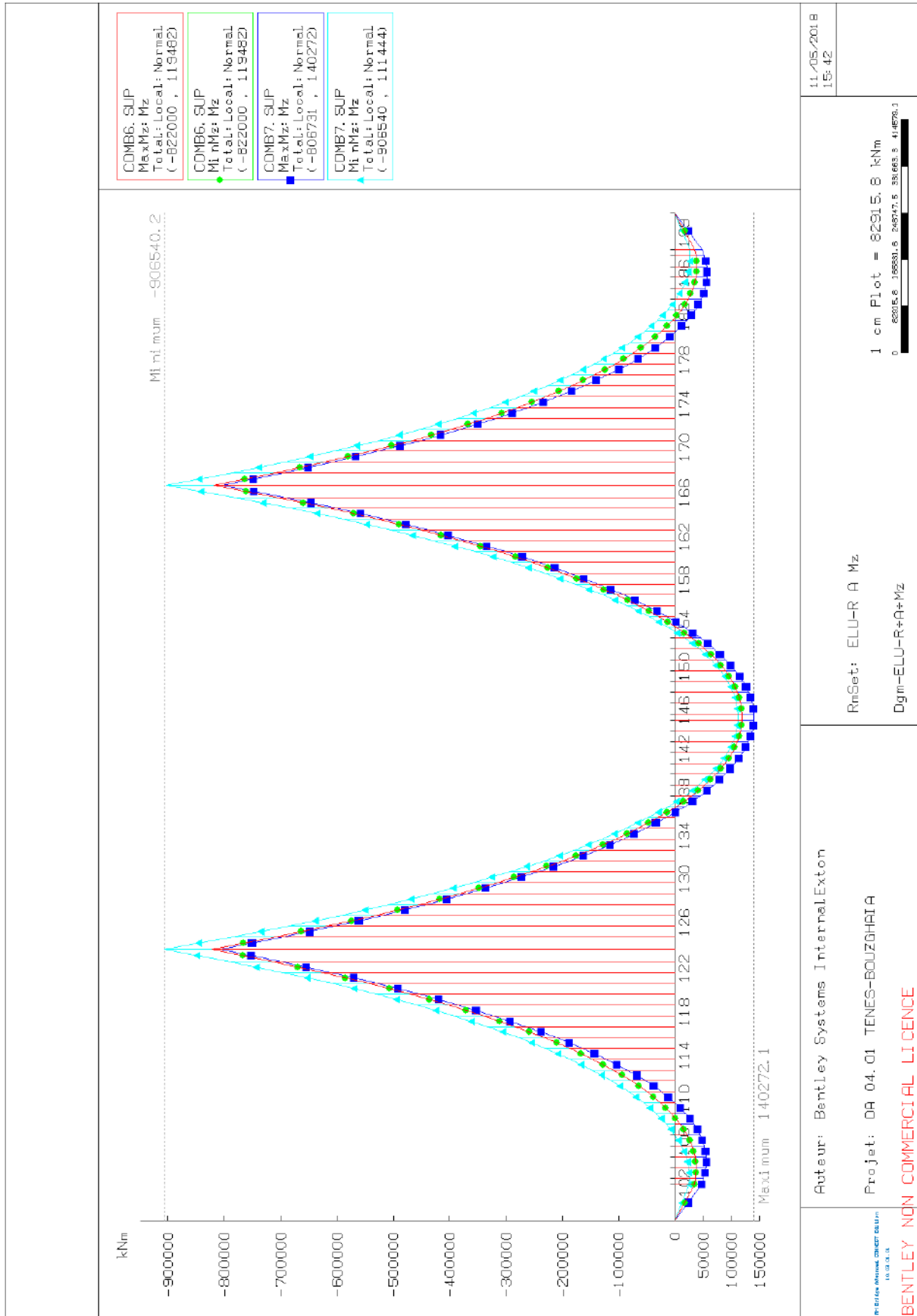


Figure 82 : ELU de résistance combinaison accidentelle (moment fléchissant M_z)

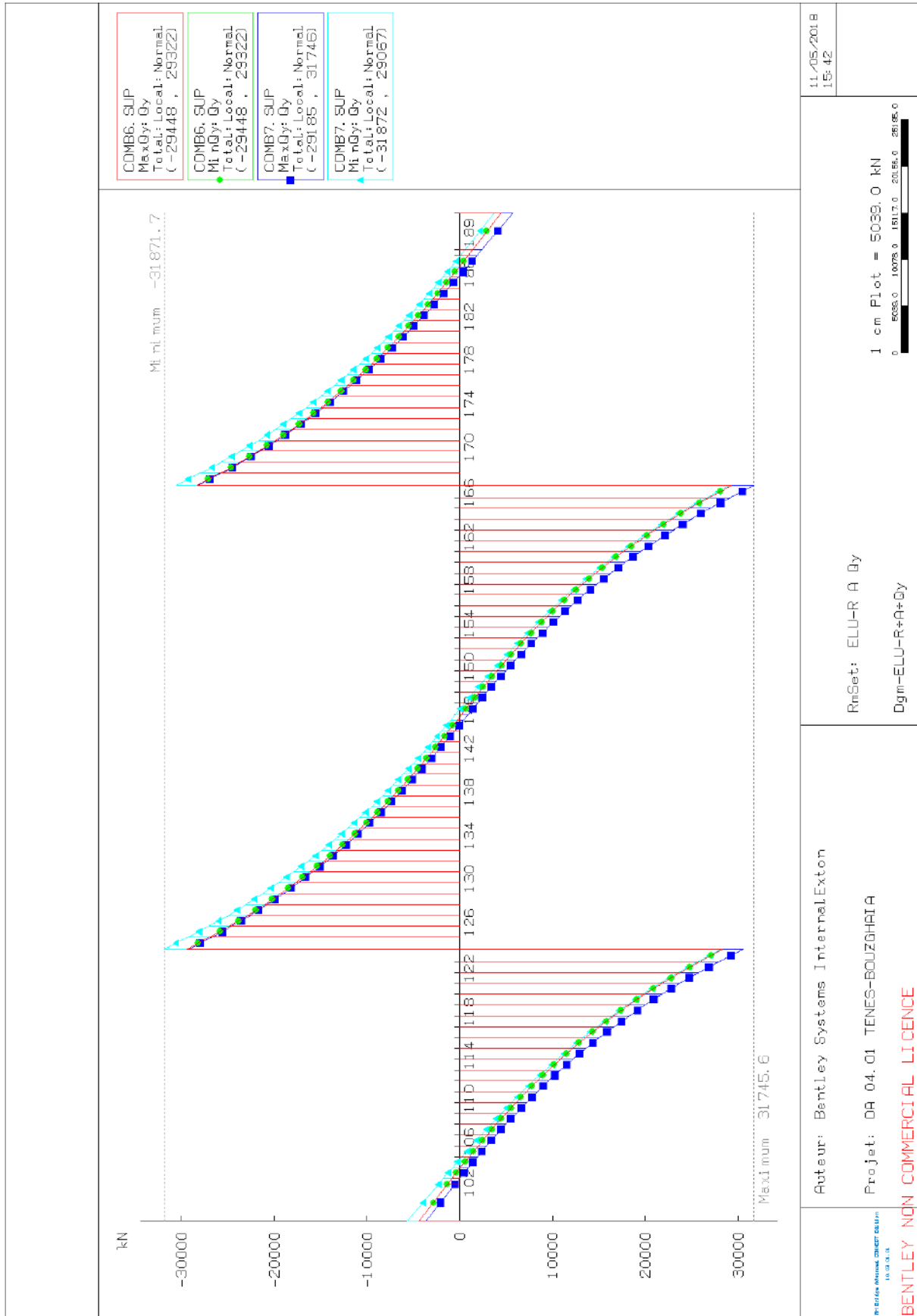


Figure 83 : ELU de résistance combinaison accidentelle (l'effort tranchant Q_y)

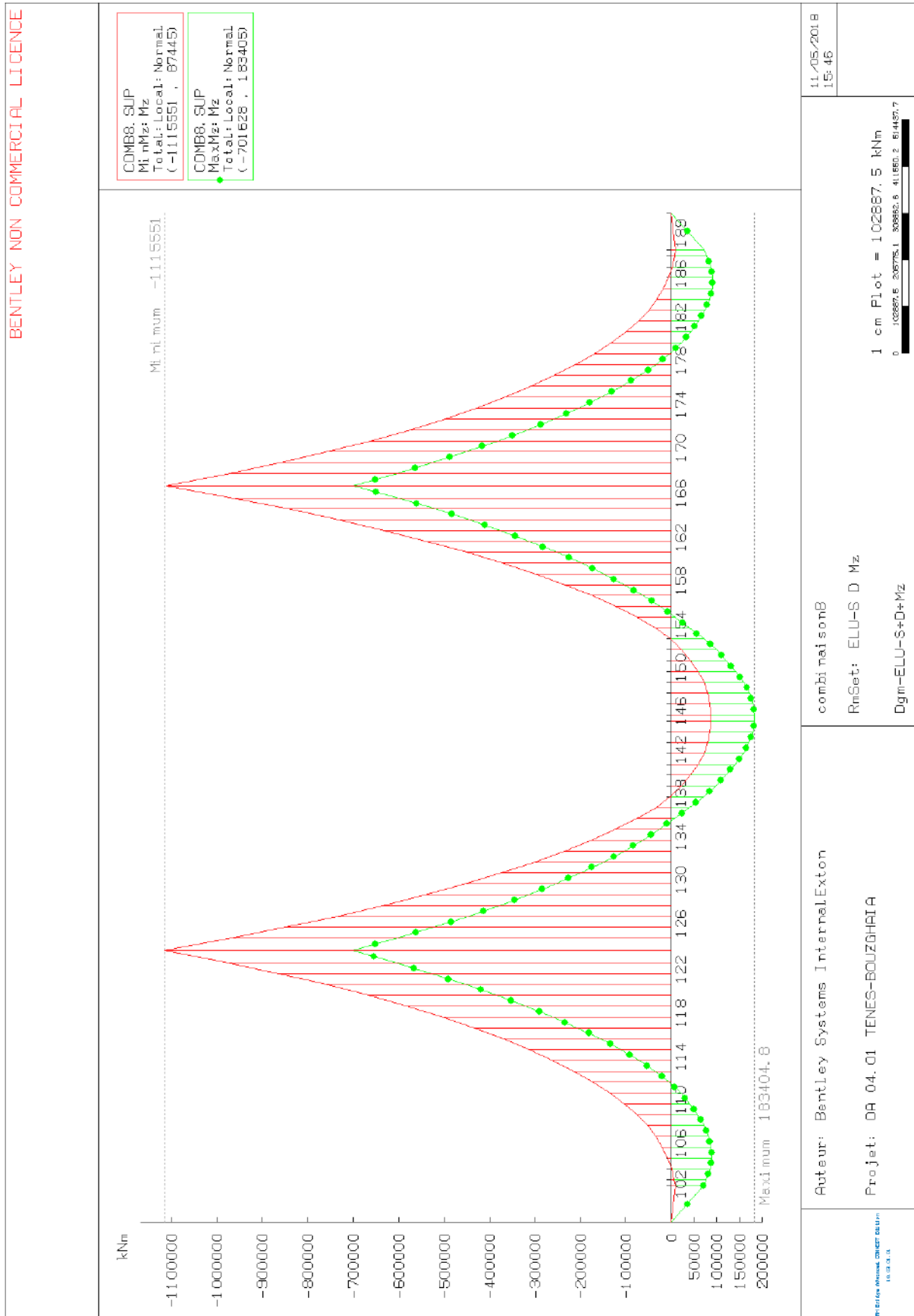


Figure 84 : ELU d'équilibre statique en situation durable (moment fléchissant M_z)

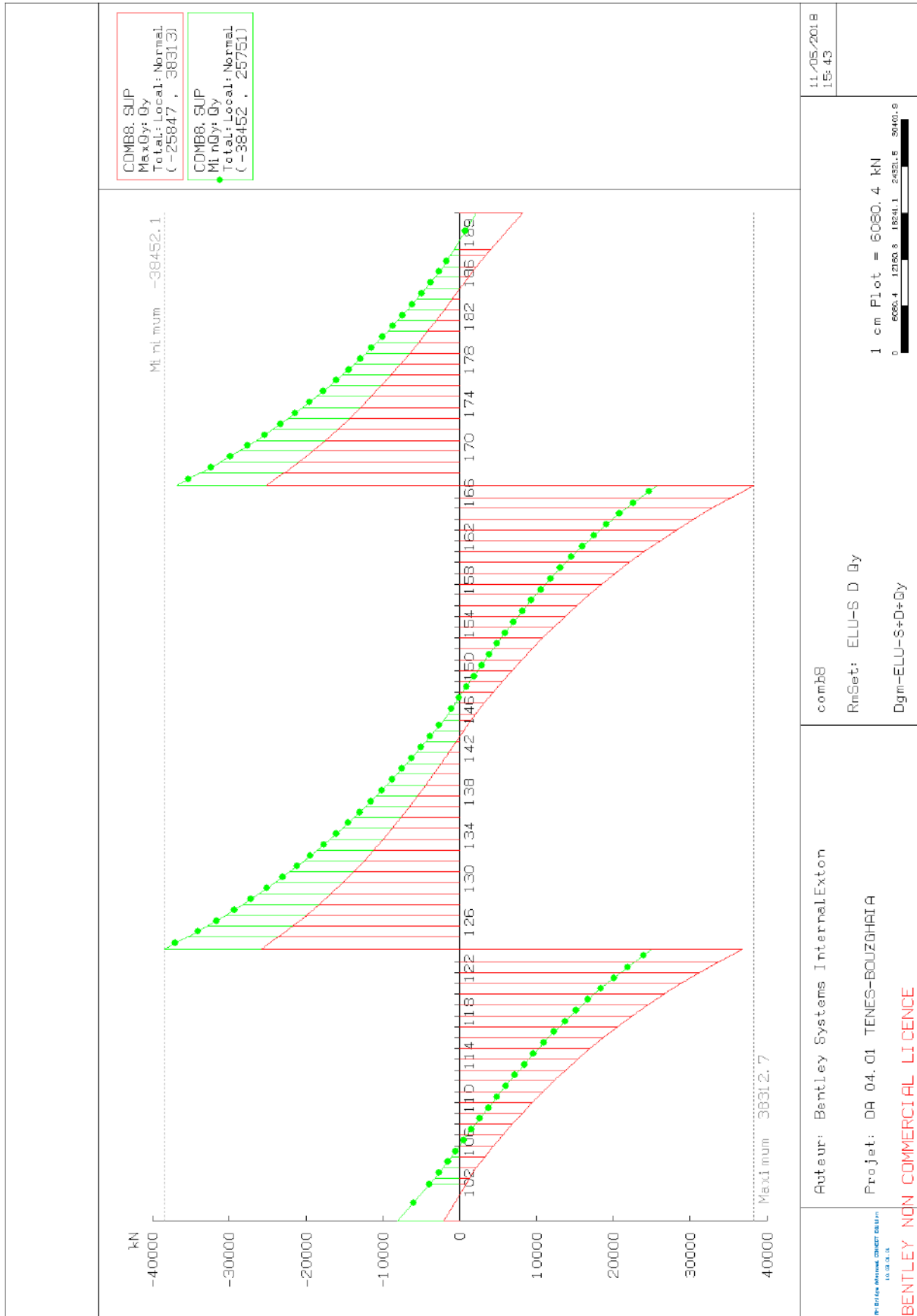


Figure 85 : ELU d'équilibre statique en situation durable (l'effort tranchant Q_y)

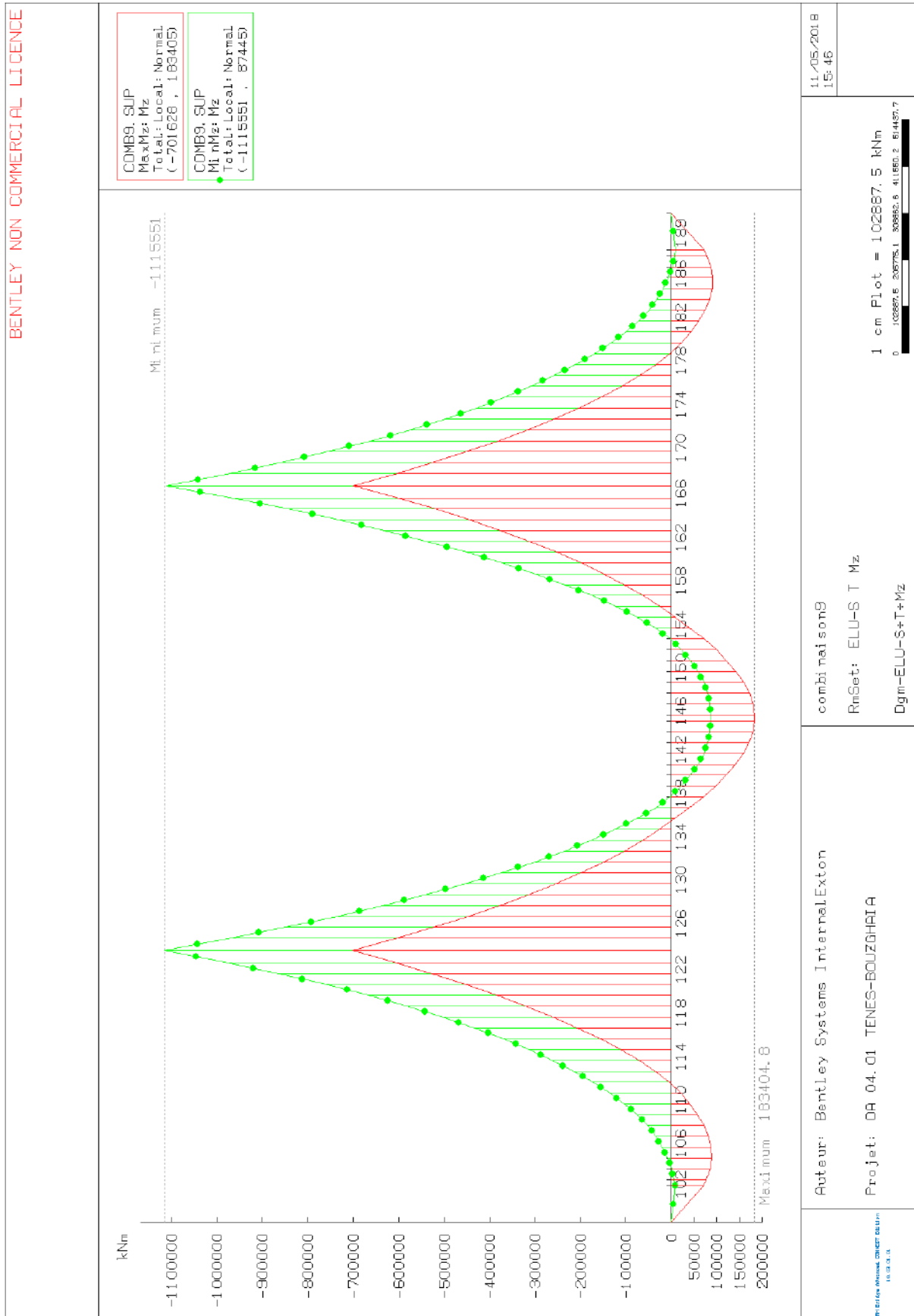


Figure 86 : ELU d'équilibre statique en situation transitoire (moment fléchissant M_z)

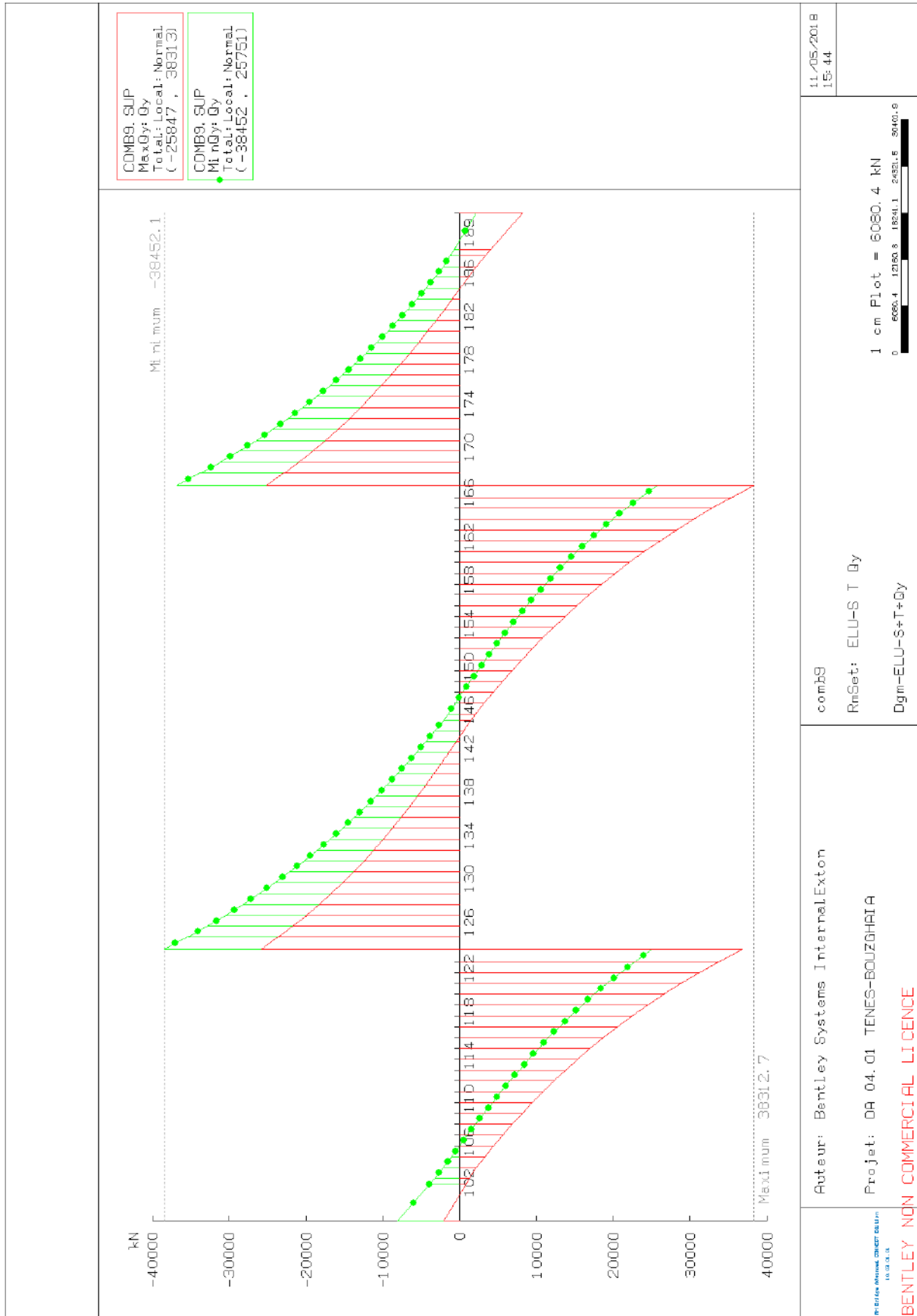


Figure 87 : ELU d'équilibre statique en situation transitoire (l'effort tranchant Q_y)

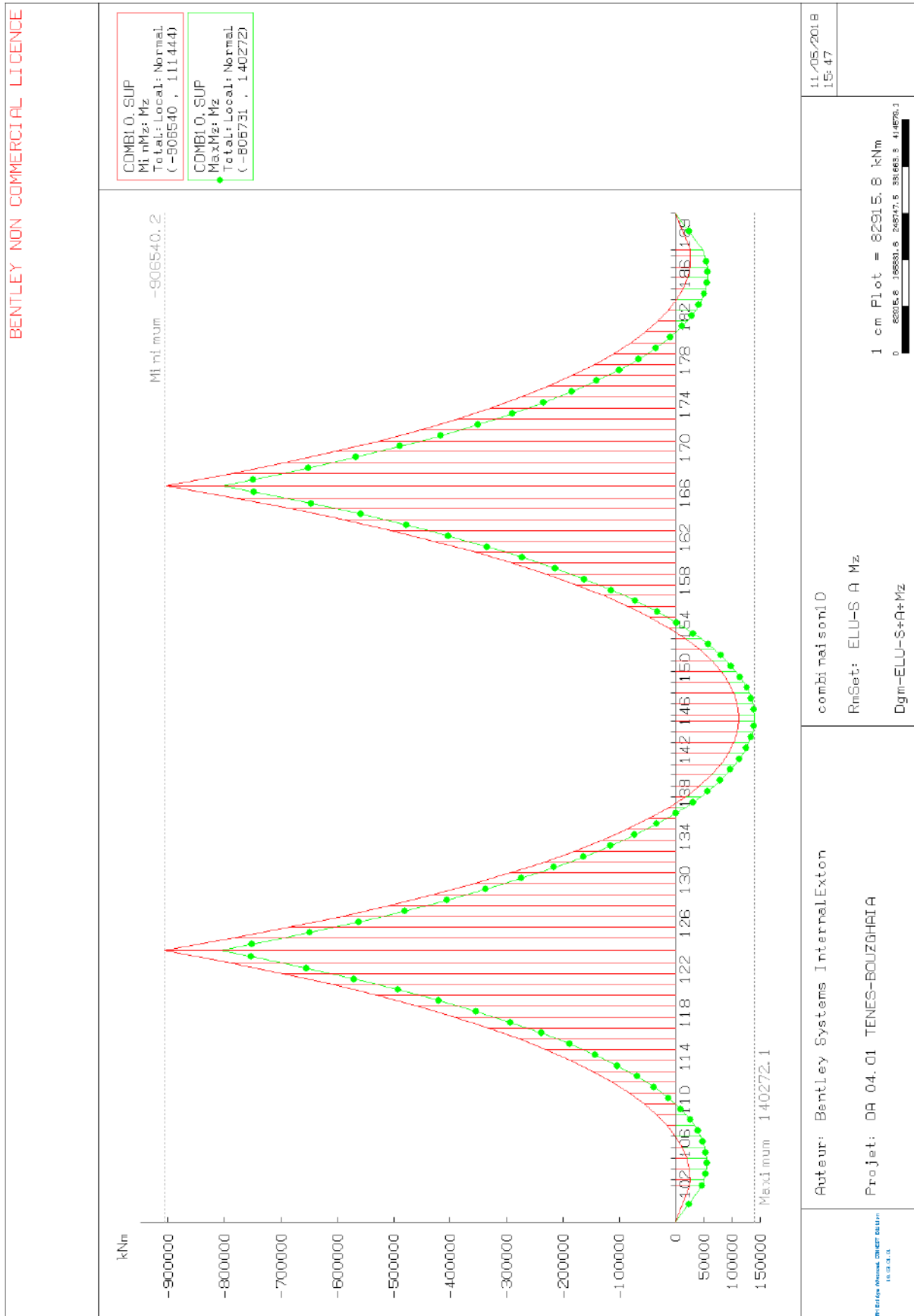


Figure 88 : ELU d'équilibre statique en situation accidentelle (moment fléchissant M_z)

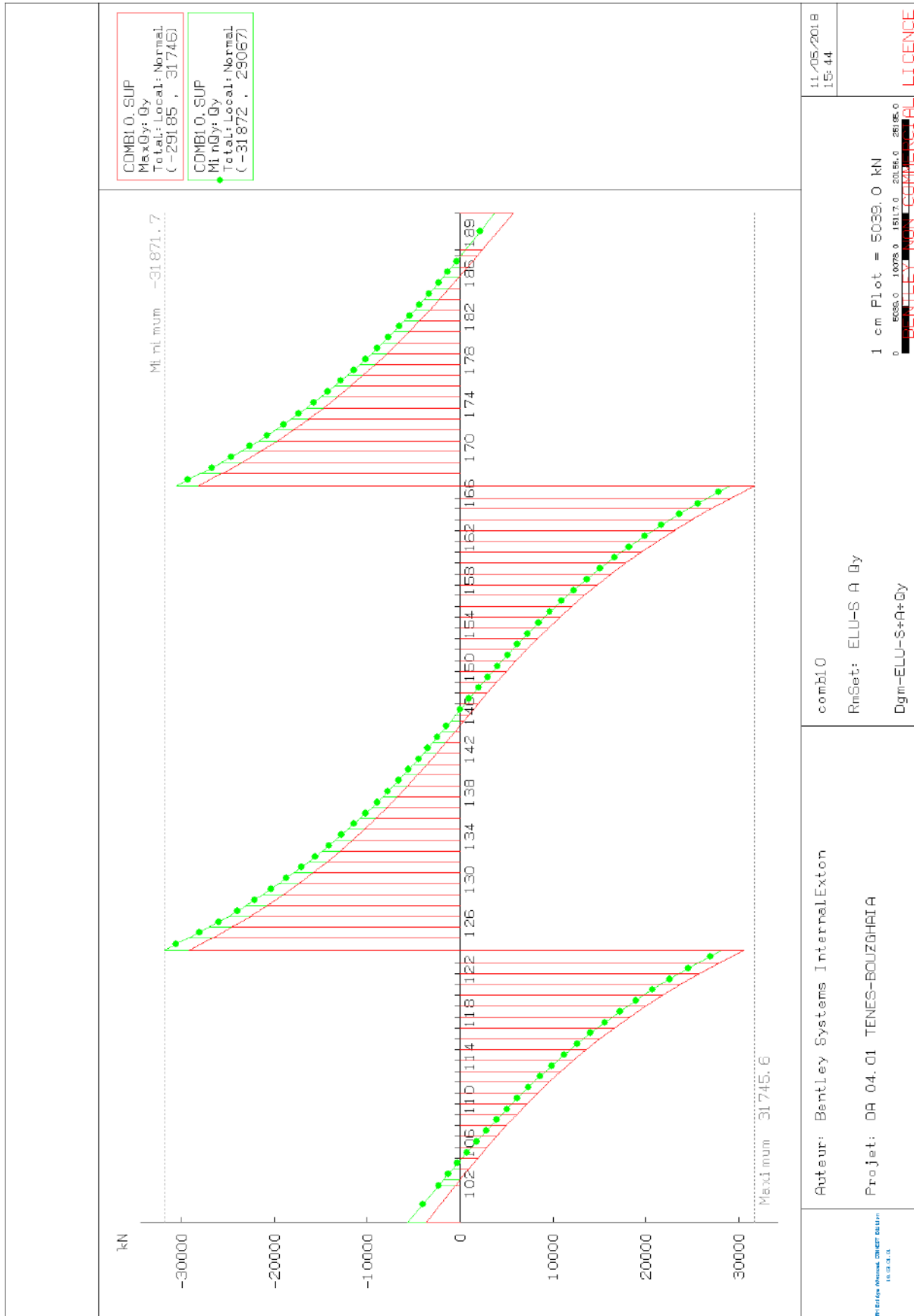


Figure 89 : ELU d'équilibre statique en situation accidentelle (l'effort tranchant Q_y)

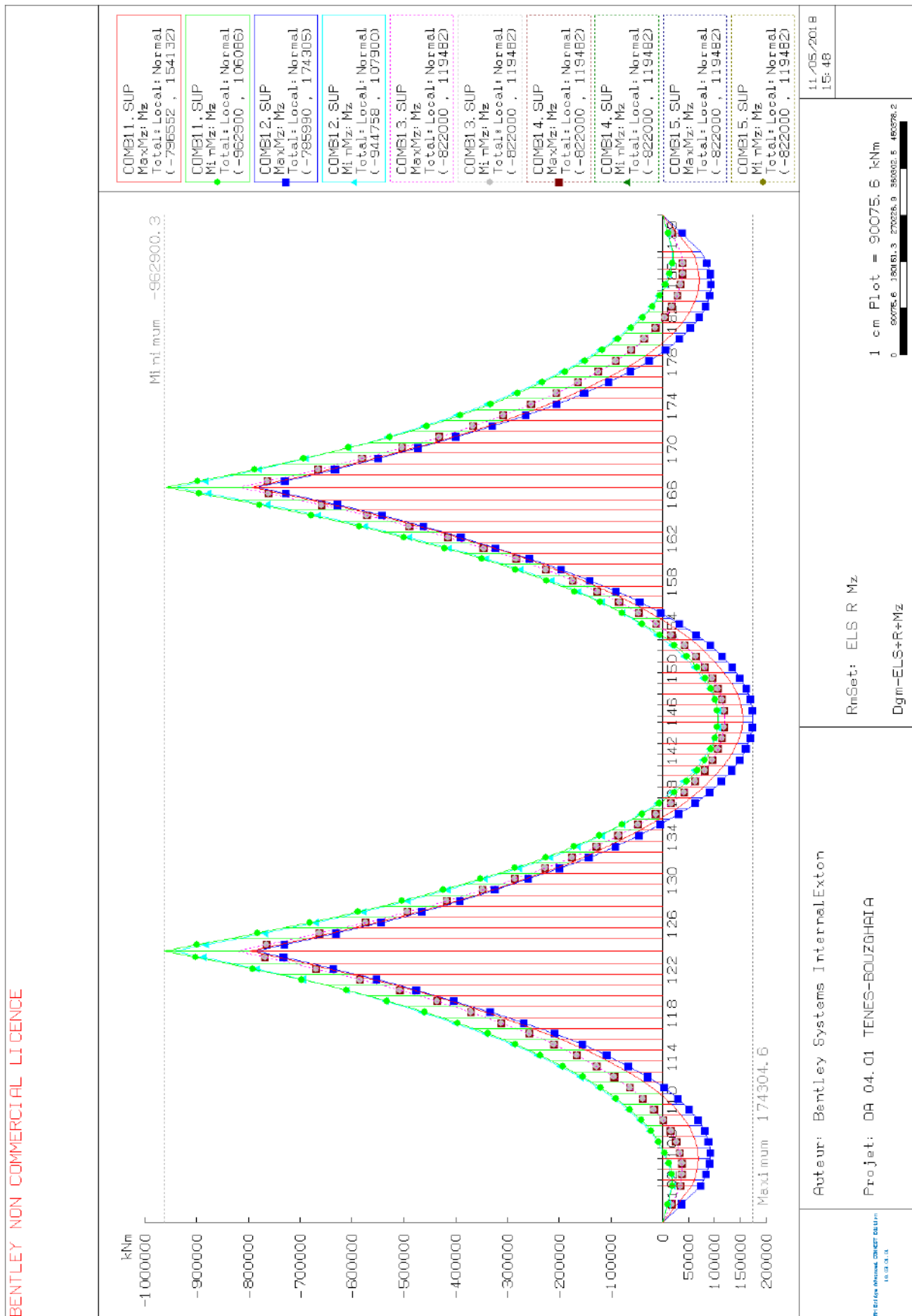


Figure 90 : ELS combinaison rare (moment fléchissant M_z)

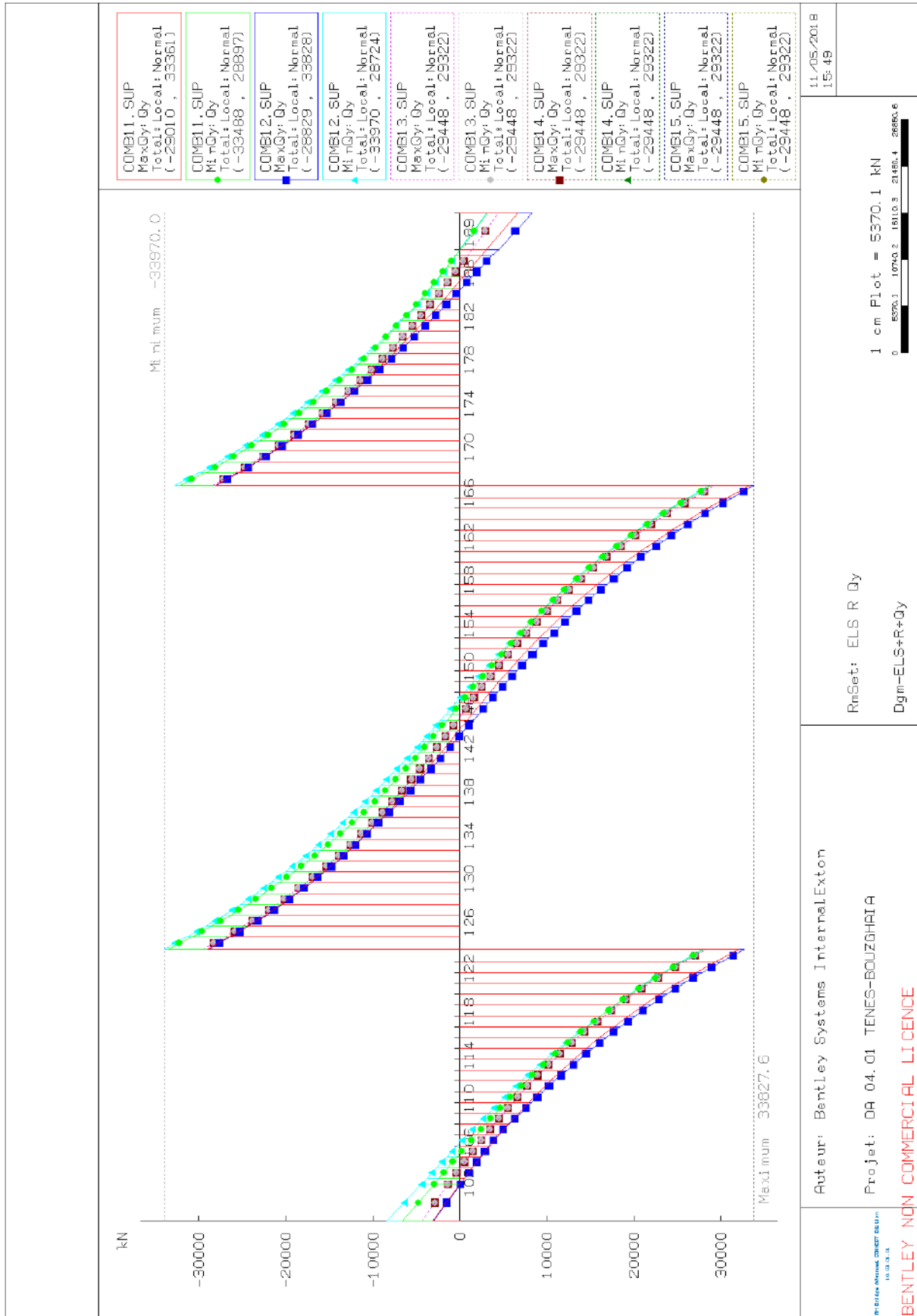


Figure 91 : ELS combinaison rare (l'effort tranchant Q_y)

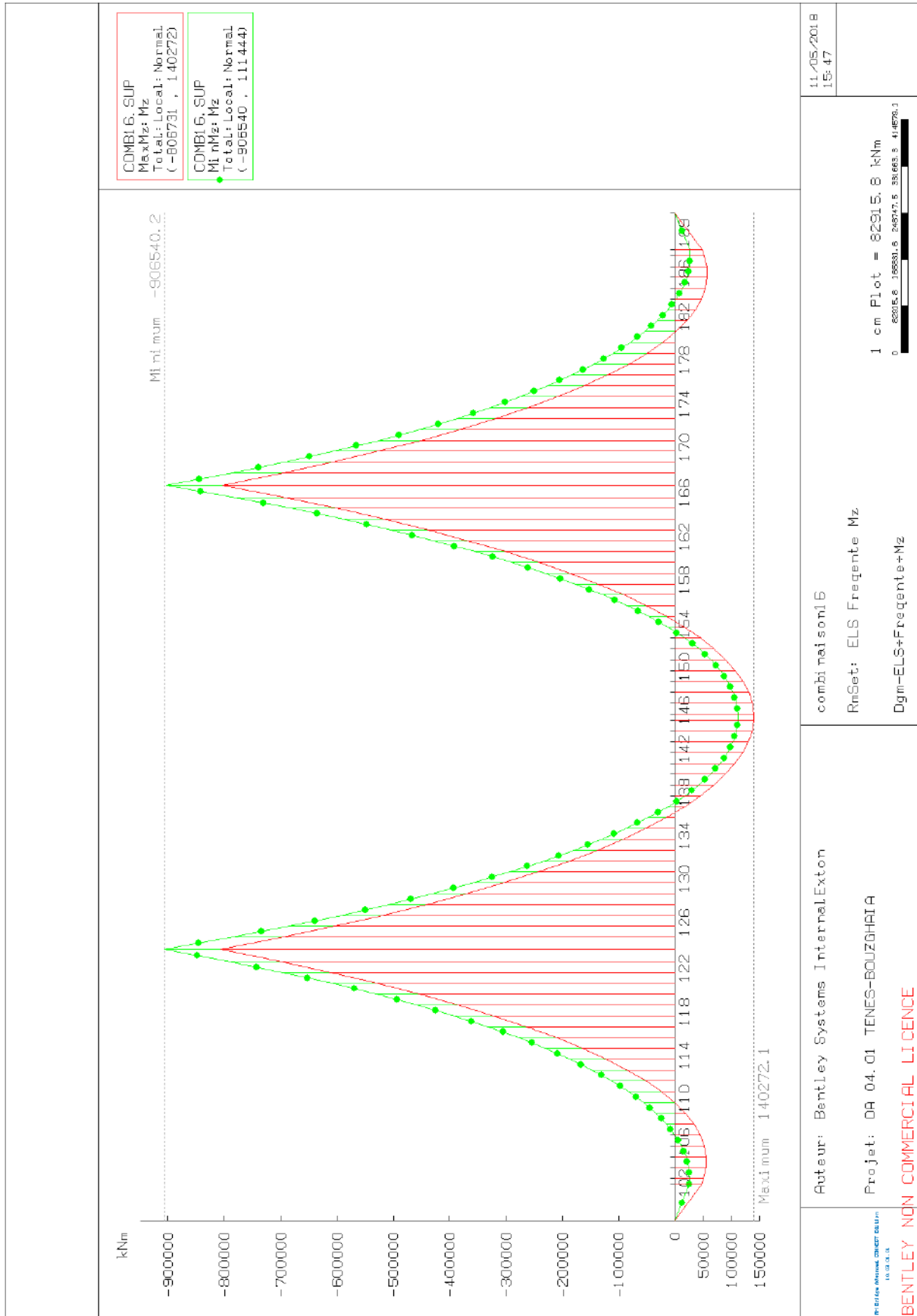


Figure 92 : ELS combinaison fréquente (moment fléchissant M_z)

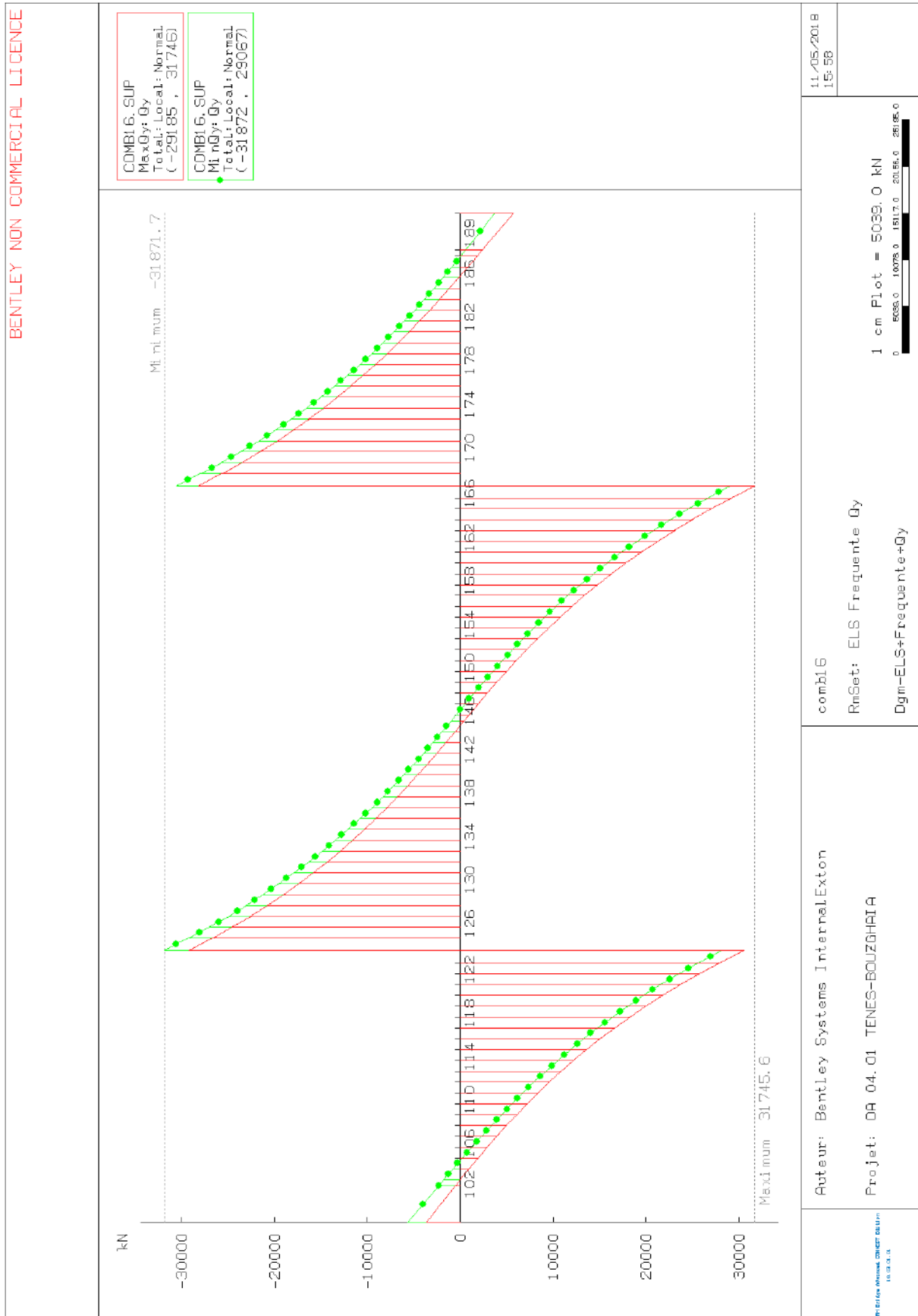


Figure 93 : ELS combinaison fréquente (l'effort tranchant Q_y)

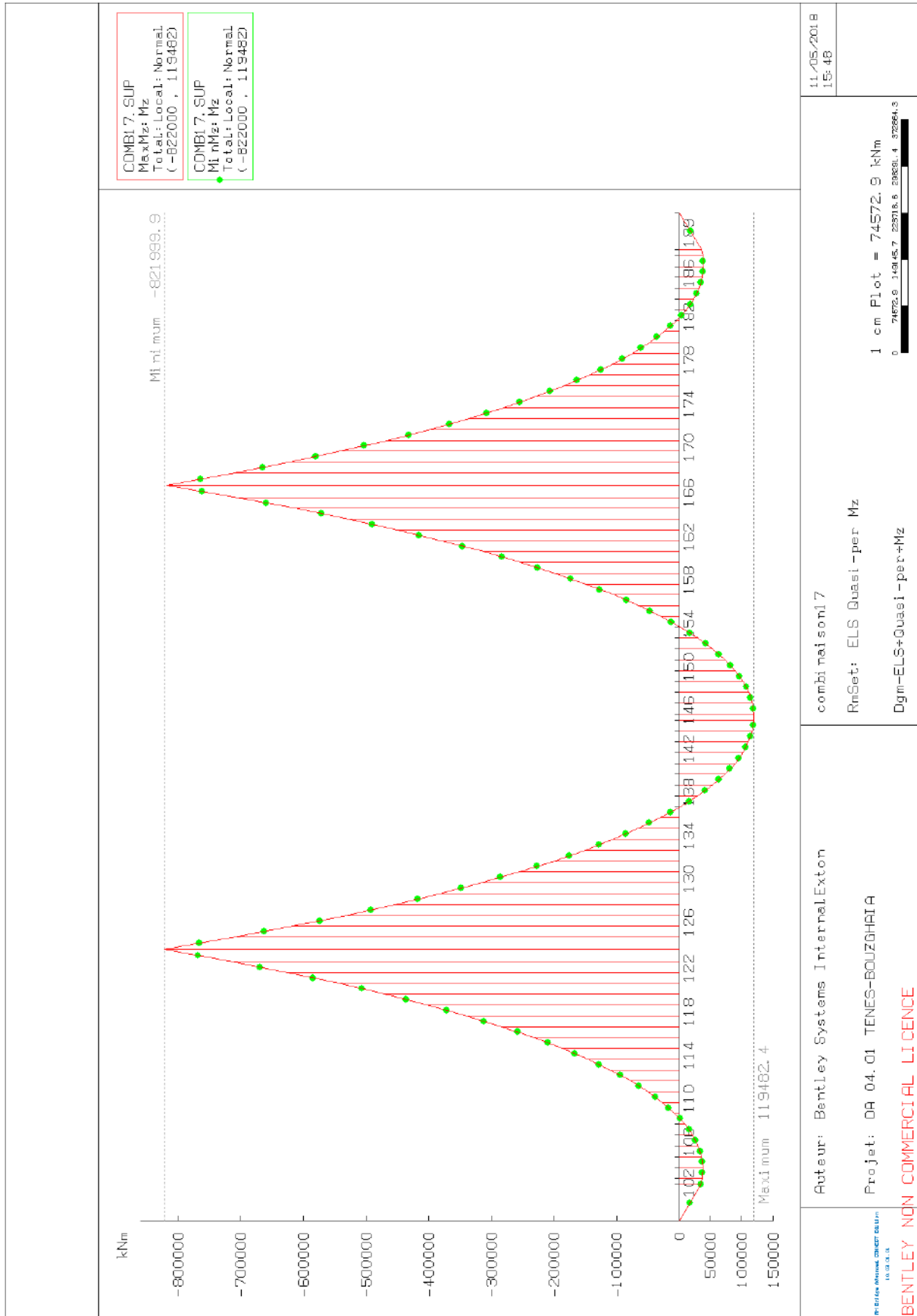


Figure 94 : ELS combinaison quasi-permanente (moment fléchissant M_z)

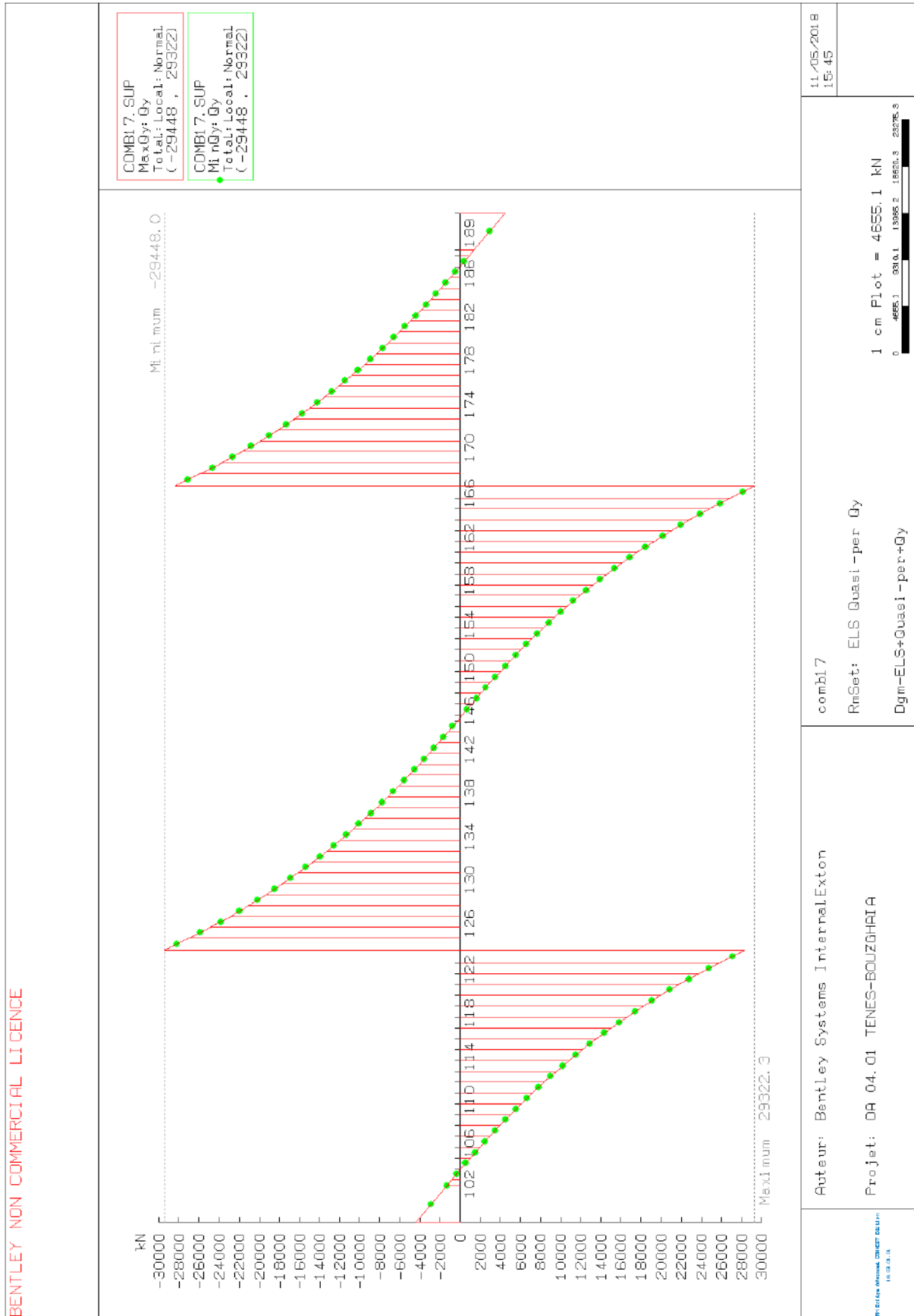


Figure 95 : ELS combinaison quasi-permanente (l'effort tranchant Q_y)

**Combinaisons
d'actions :**

-Moment de torsion M_t

-Effort tranchant Q_z .

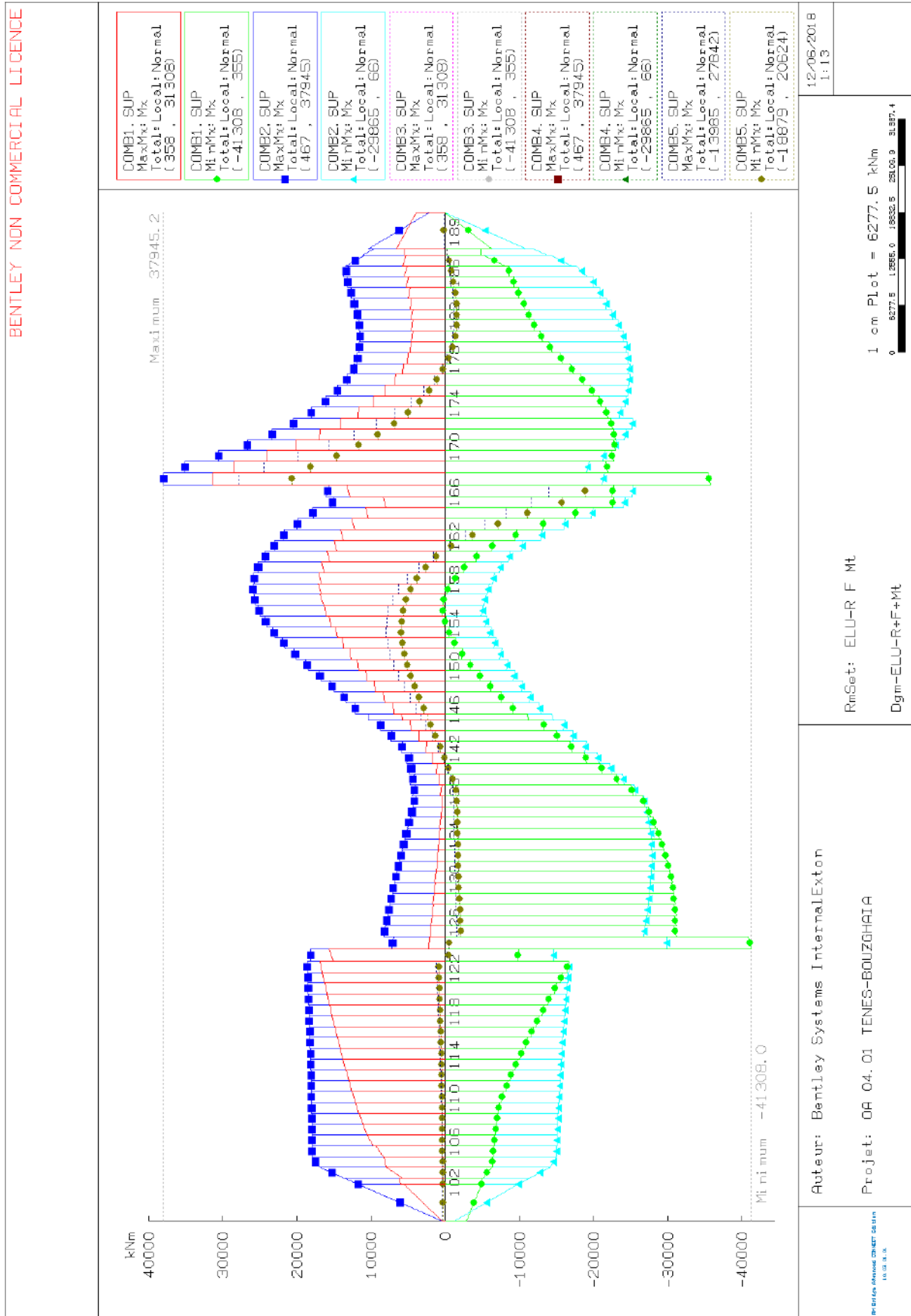


Figure 96 : ELU de résistance combinaison fondamentale (moment de torsion M_t)

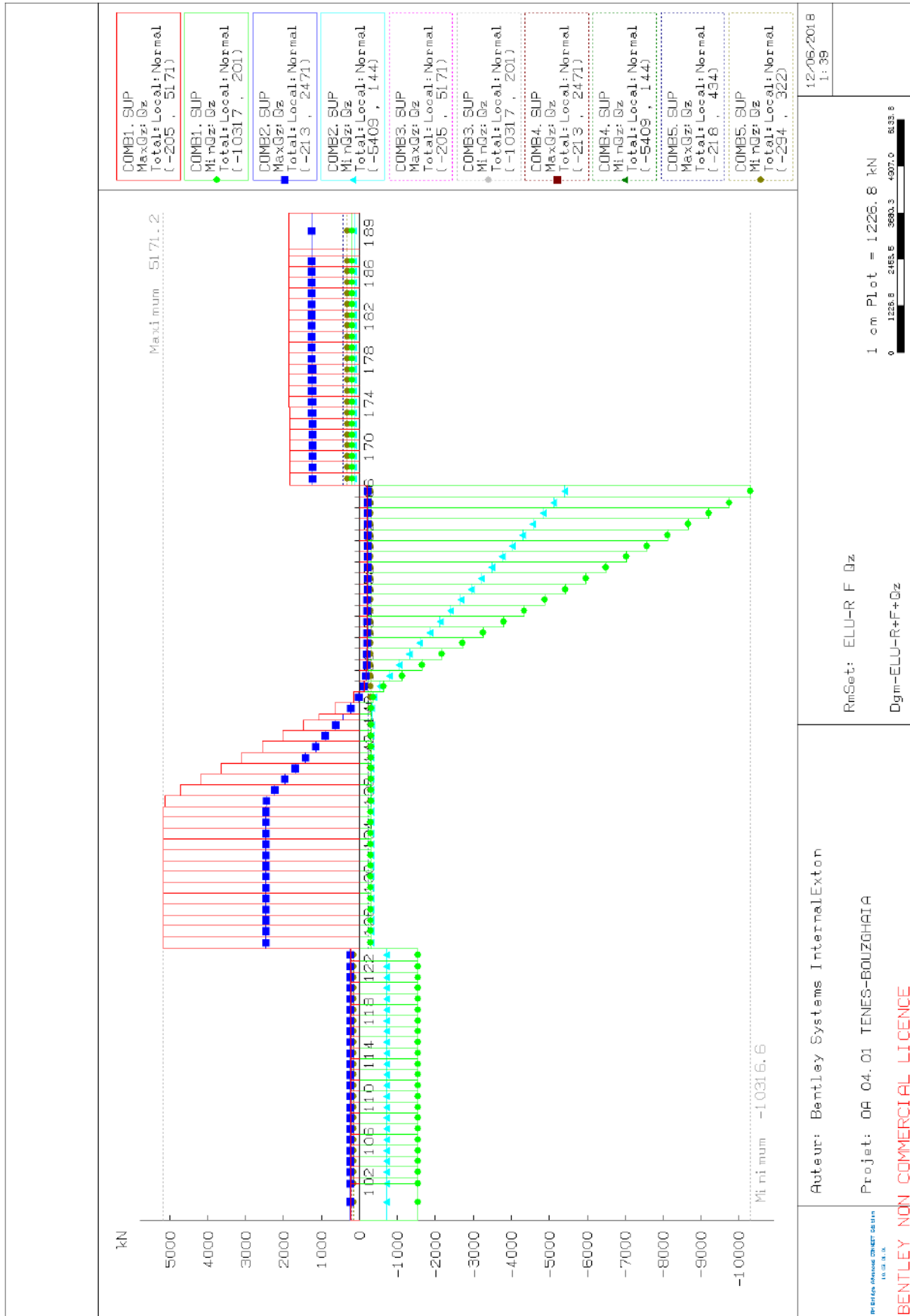


Figure 97 : ELU de résistance combinaison fondamentale (effort tranchant Qz)

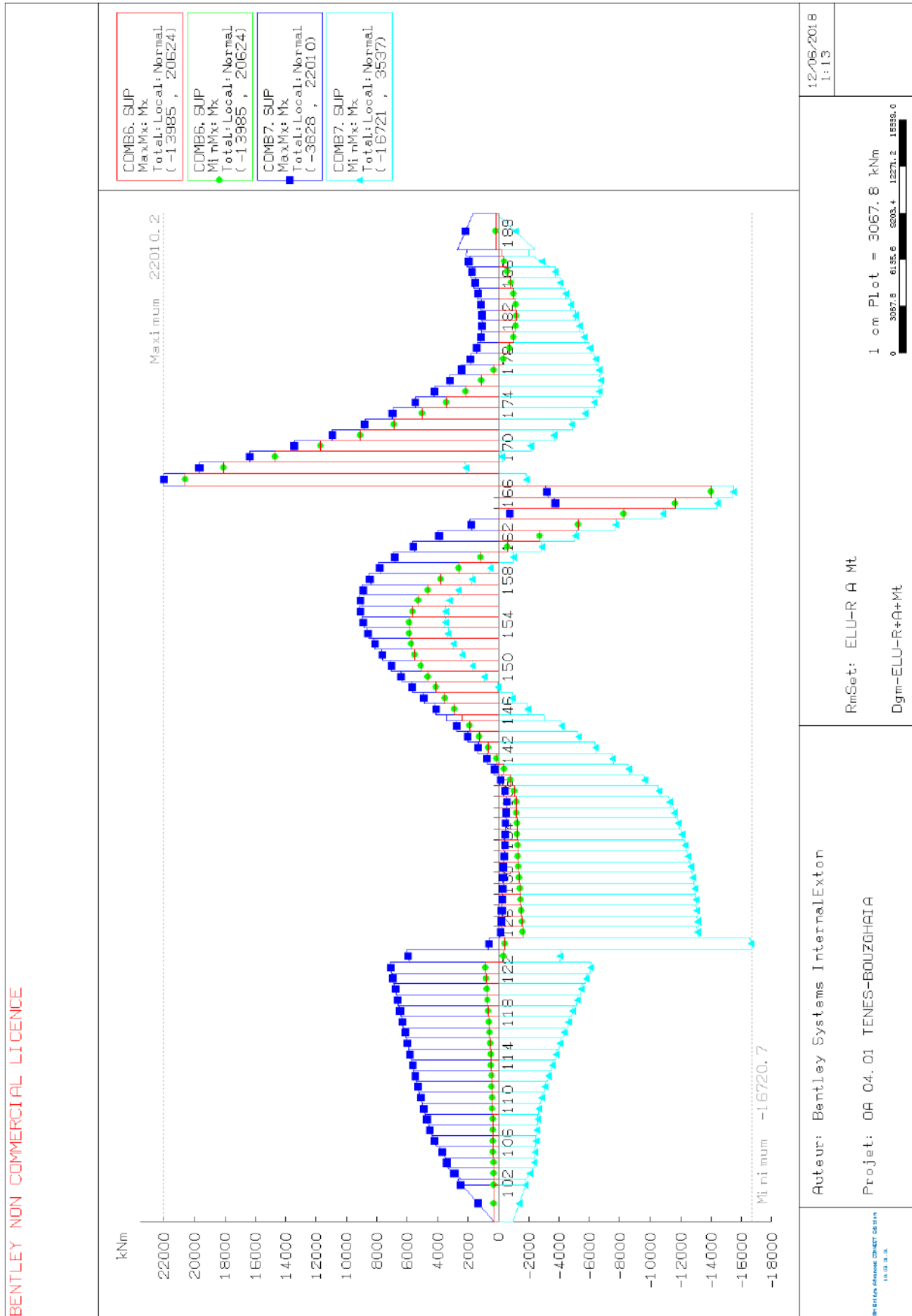


Figure 98 : ELU de résistance combinaison accidentelle (moment de torsion M_t)

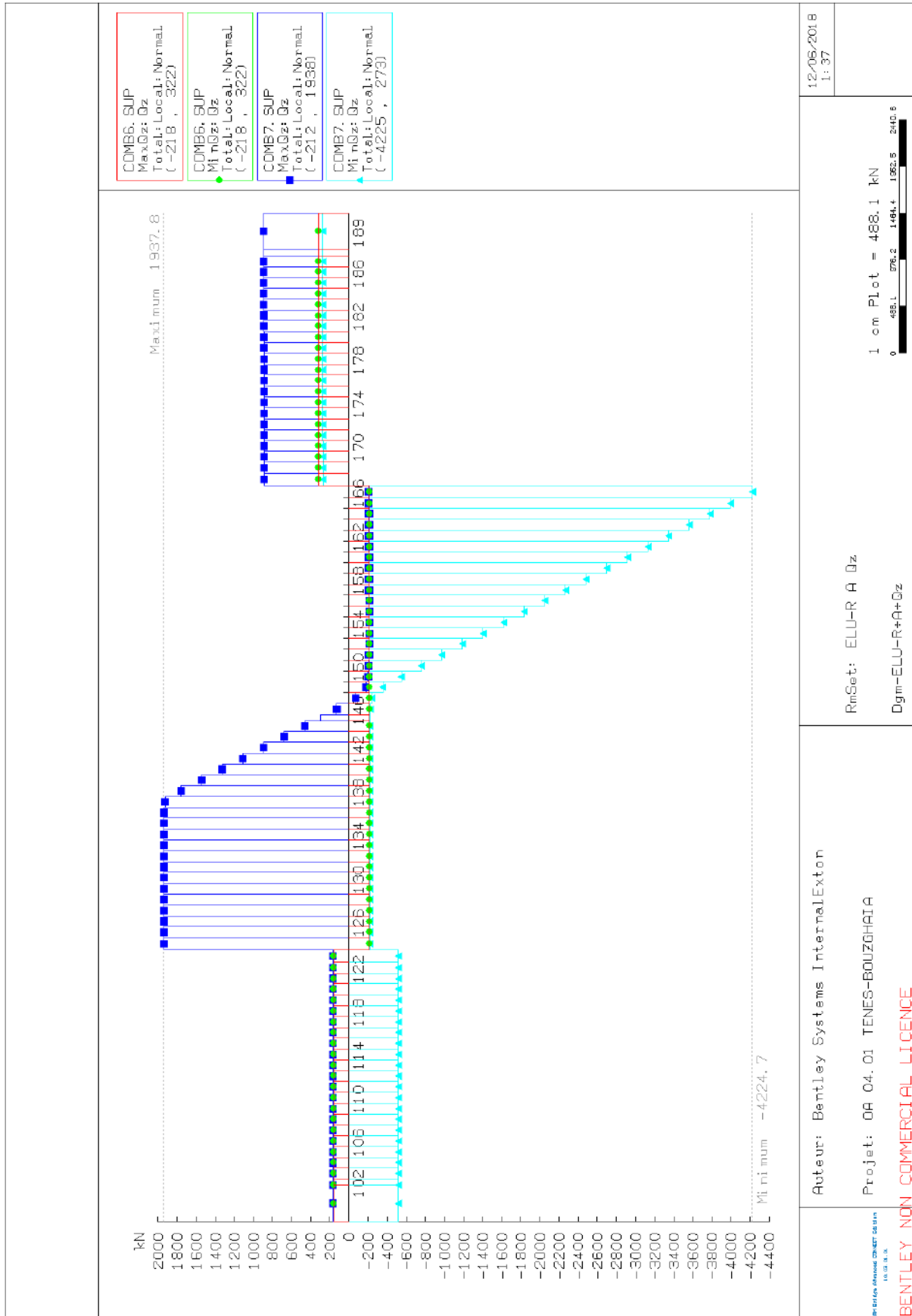


Figure 99 : ELU de résistance combinaison accidentelle (effort tranchant Q_z)

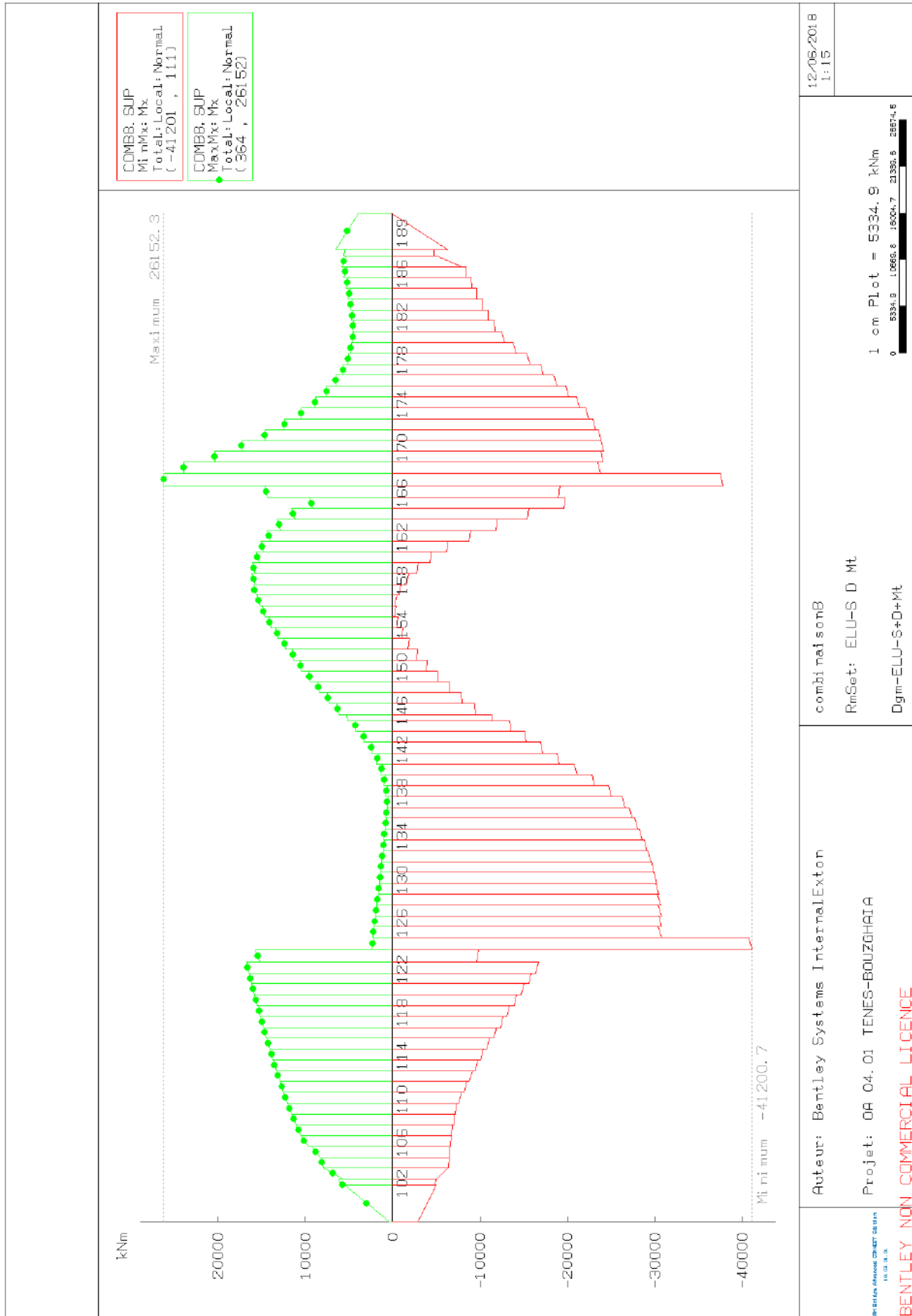


Figure 100 : ELU d'équilibre statique en situation durable (moment de torsion M_t)

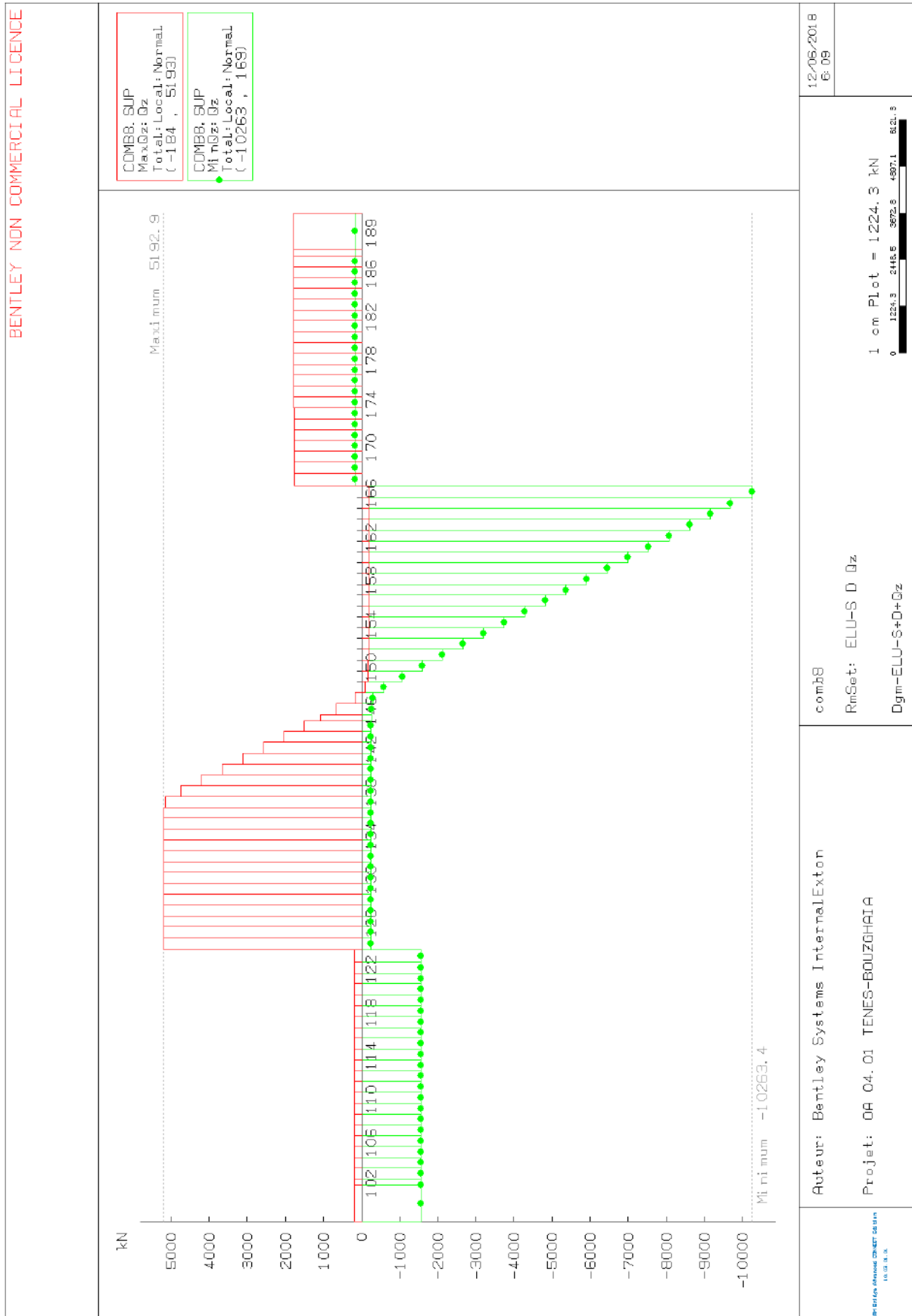


Figure 101 : ELU d'équilibre statique en situation durable (effort tranchant Q_z)

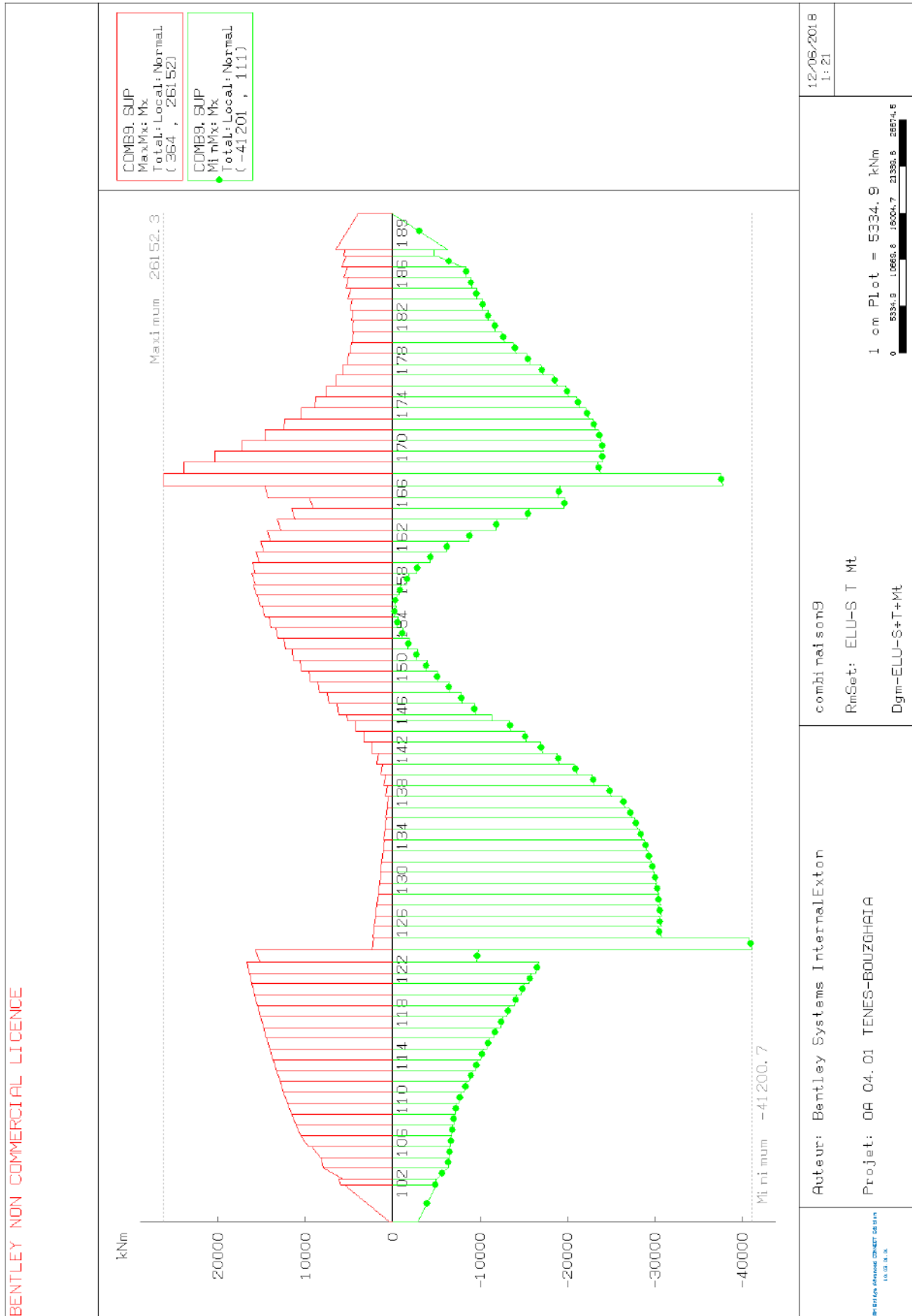


Figure 102 : ELU d'équilibre statique en situation transitoire (moment de torsion M_t)

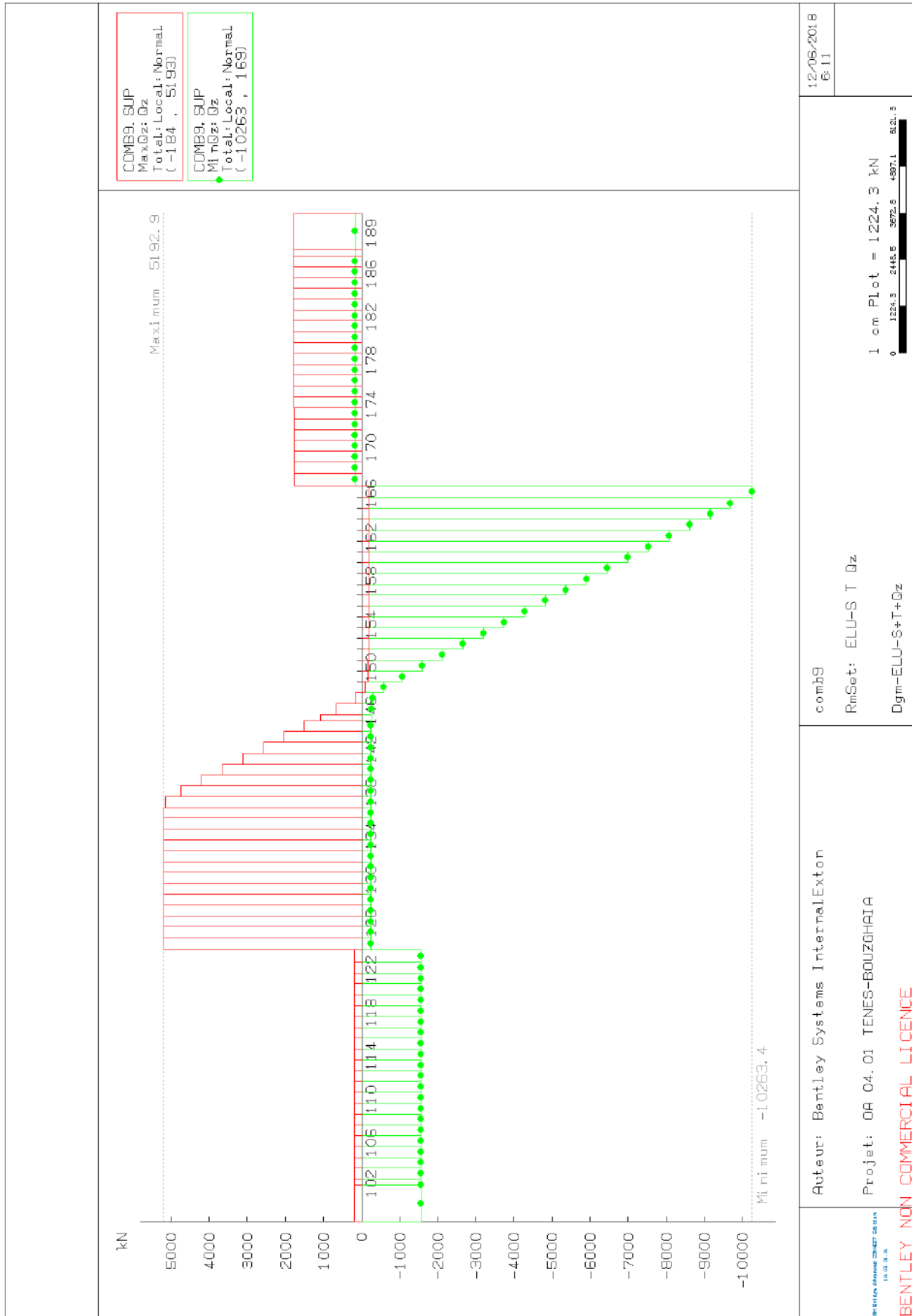


Figure 103 : ELU d'équilibre statique en situation transitoire (effort tranchant Q_z)

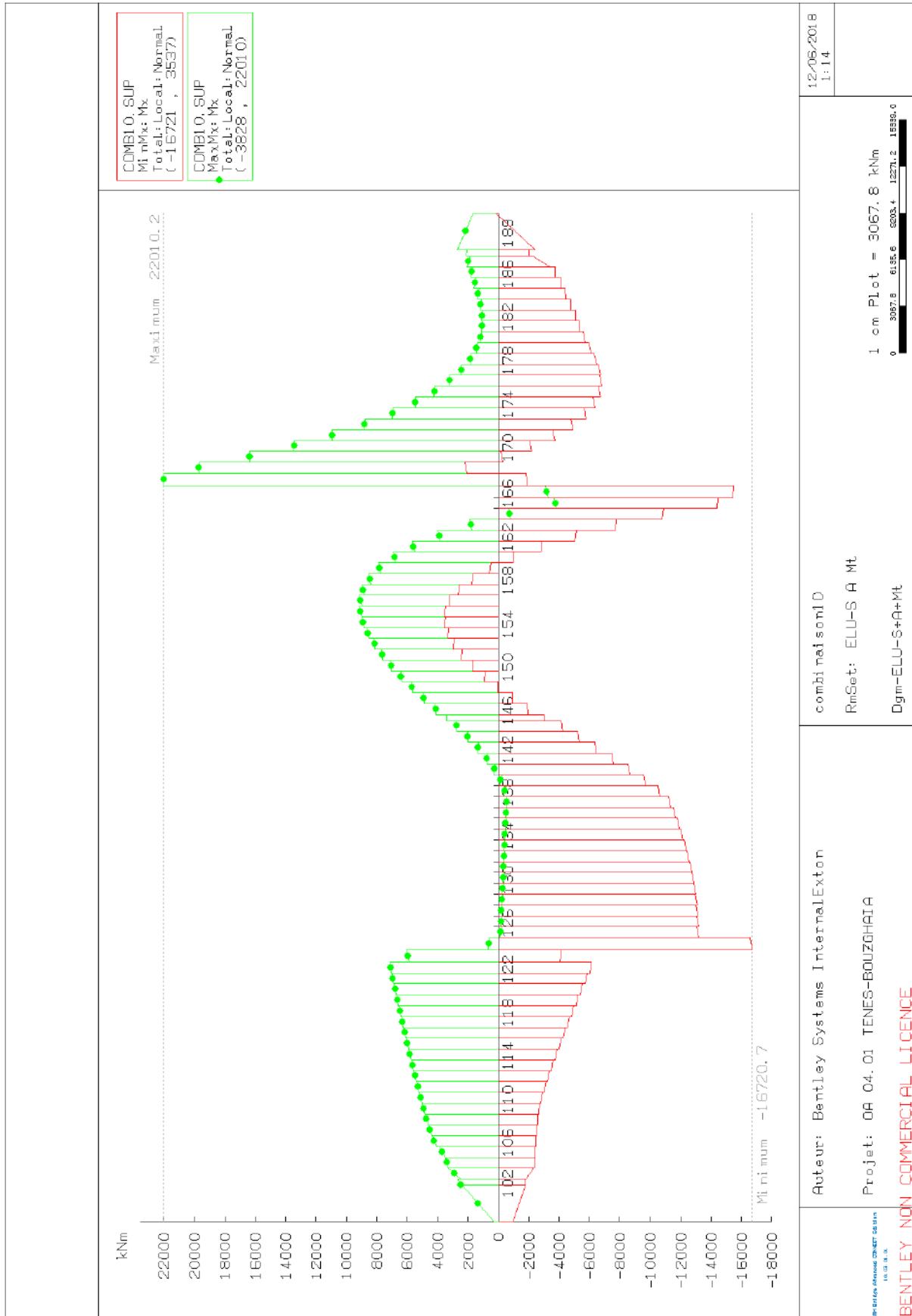


Figure 104 : ELU d'équilibre statique en situation accidentelle (moment de torsion M_t)

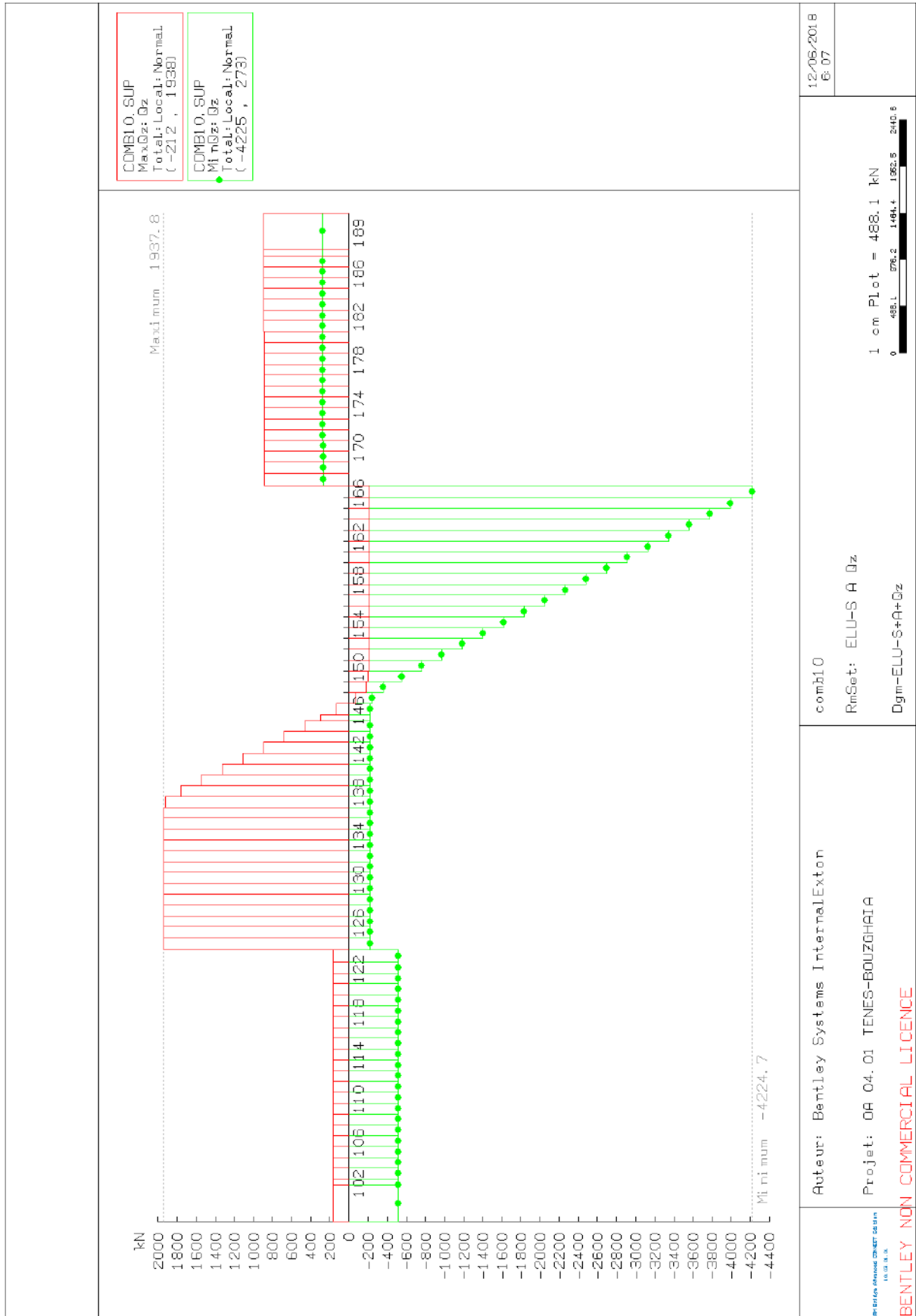


Figure 105 : ELU d'équilibre statique en situation accidentelle (effort tranchant Qz)

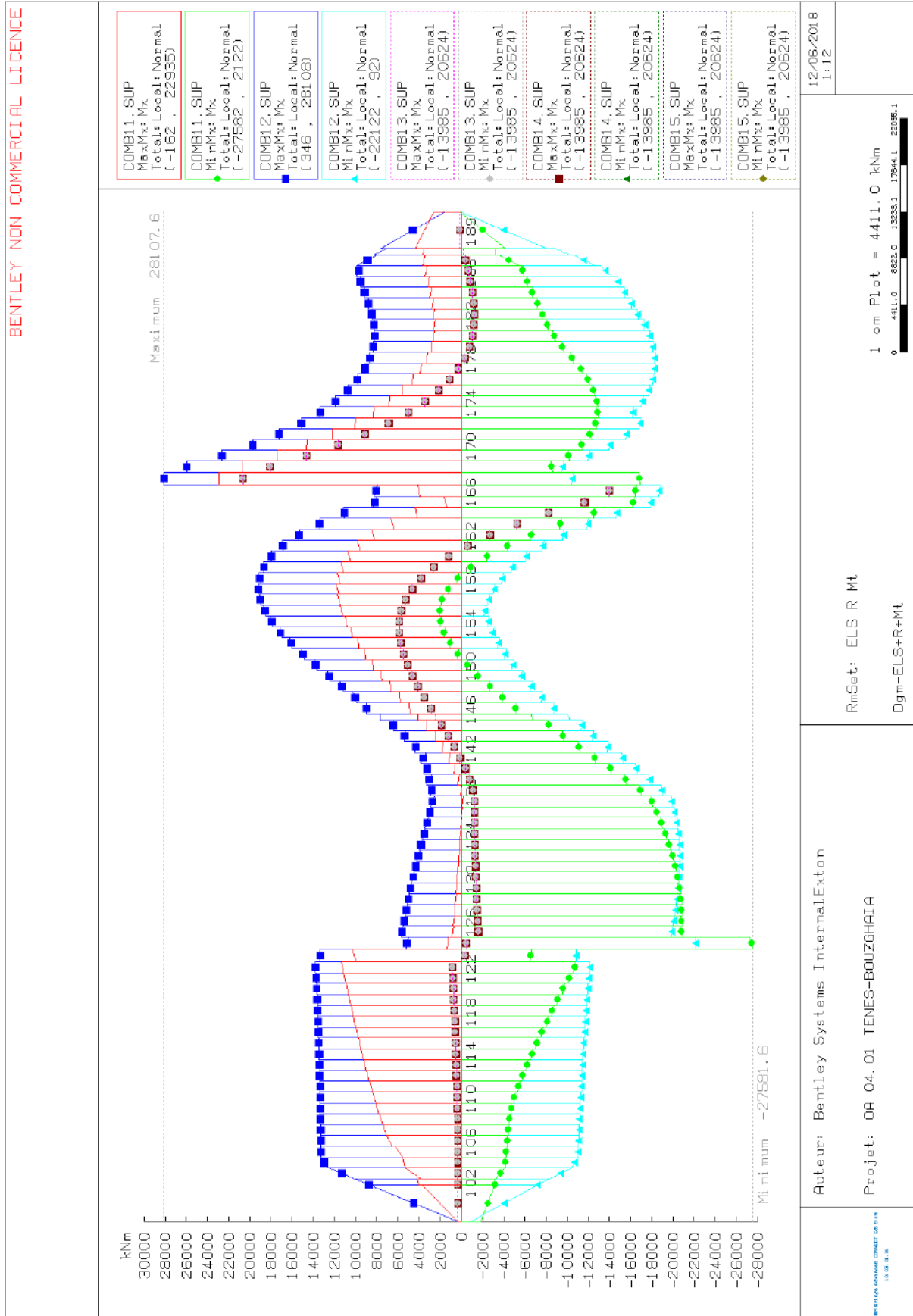


Figure 106 : ELS combinaison rare (moment de torsion M_t)

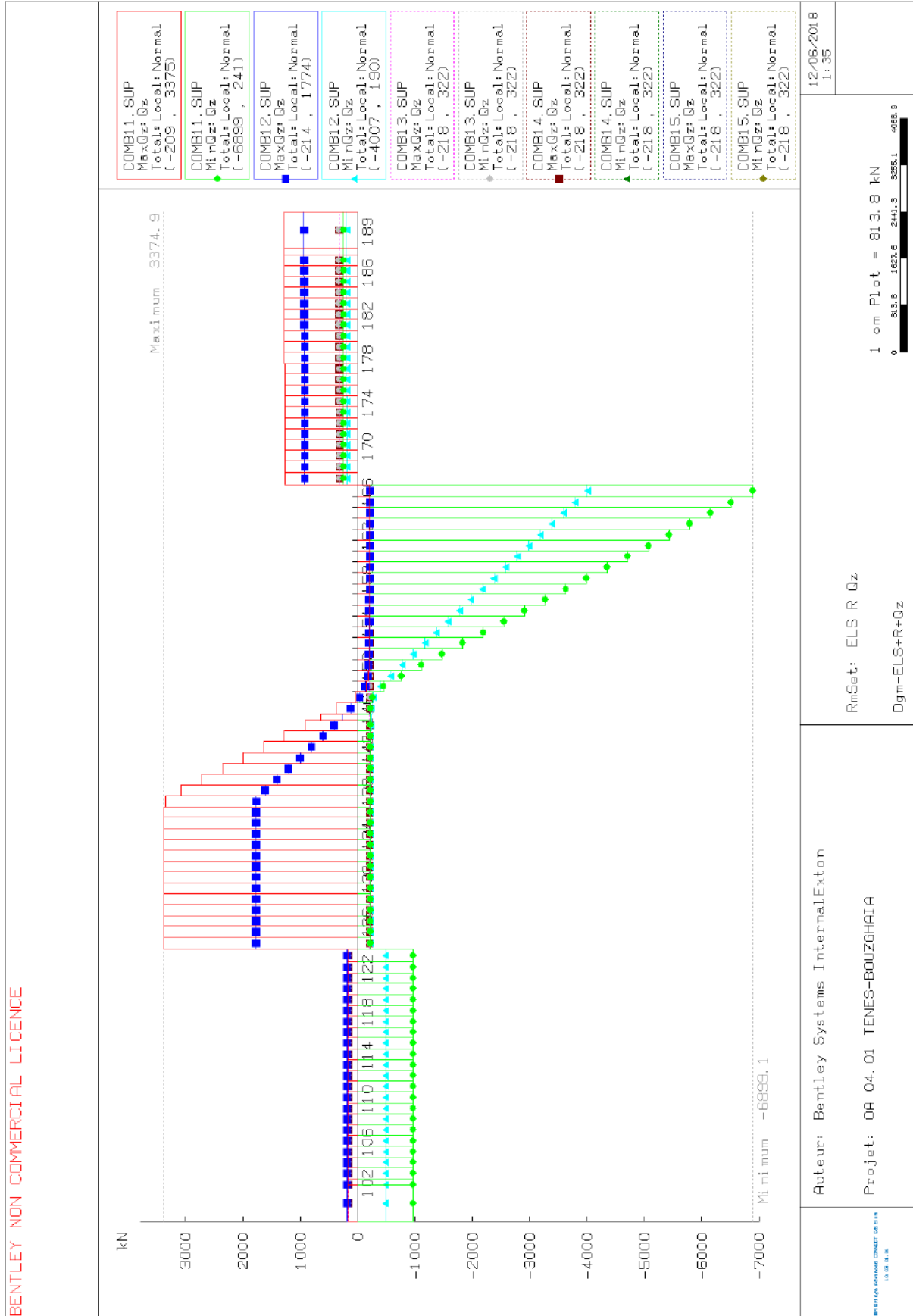


Figure 107 : ELS combinaison rare (effort tranchant Qz)

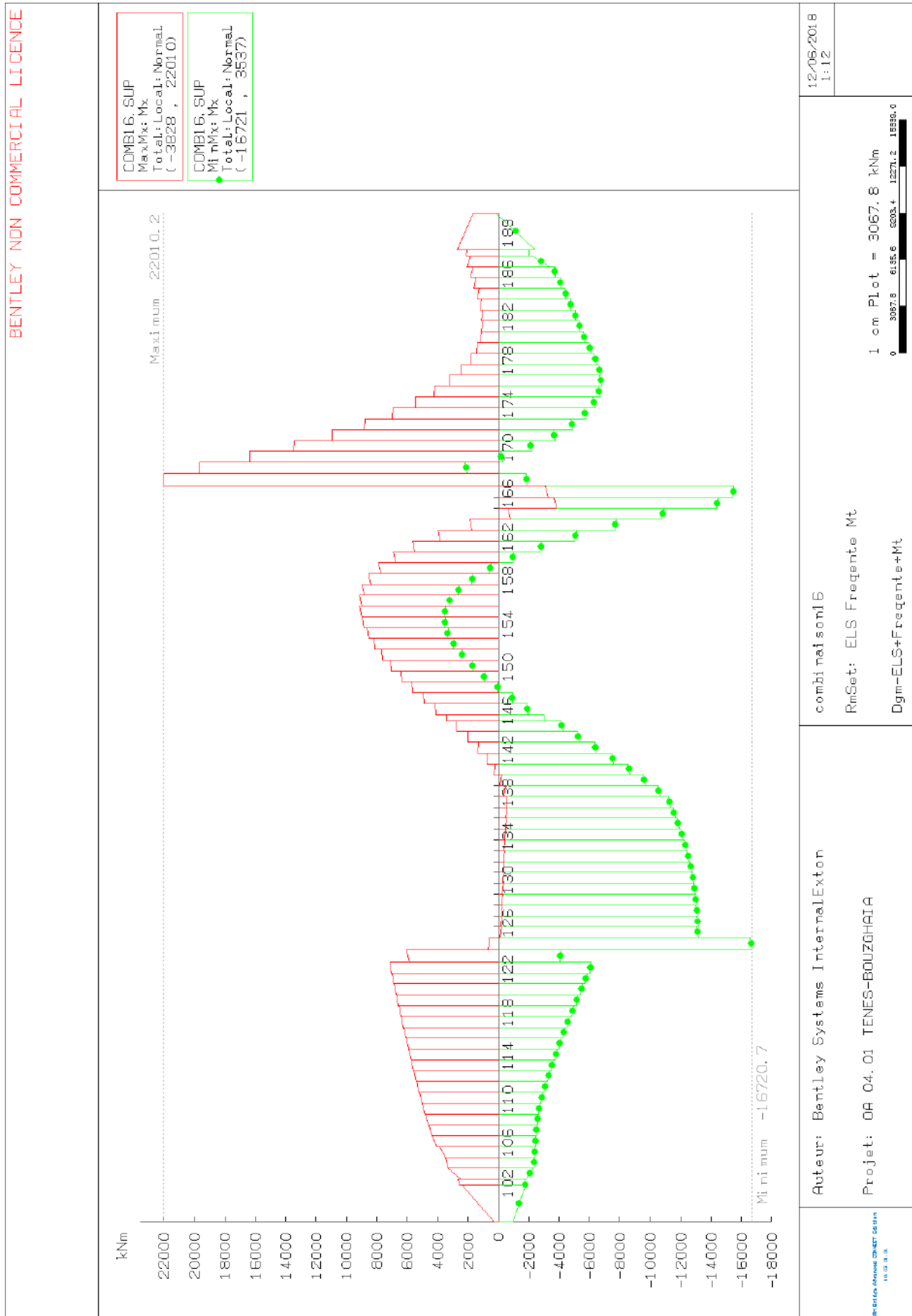


Figure 108 : ELS combinaison fréquente (moment de torsion M_t)

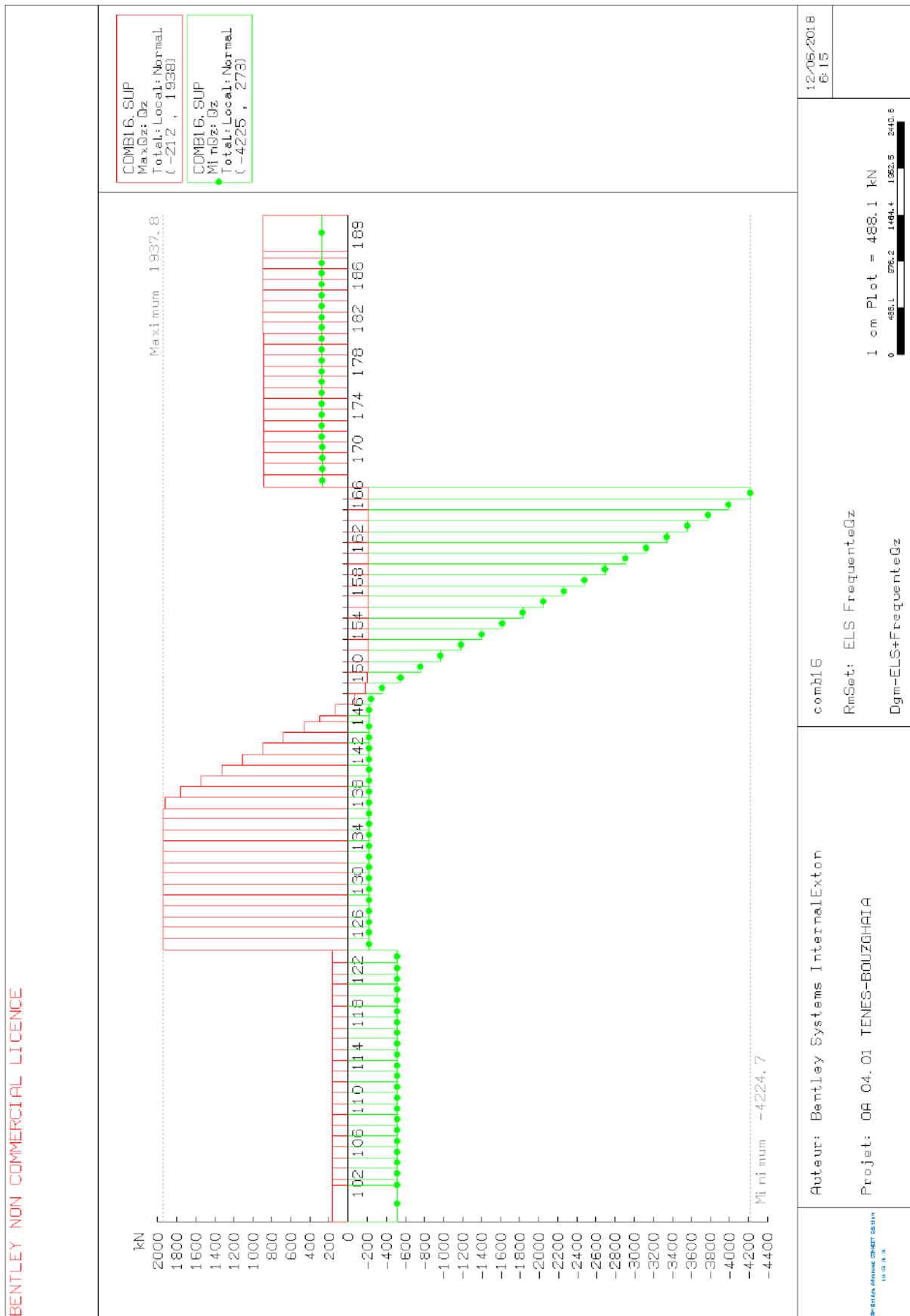


Figure 109 : ELS combinaison fréquente (effort tranchant Q_z)

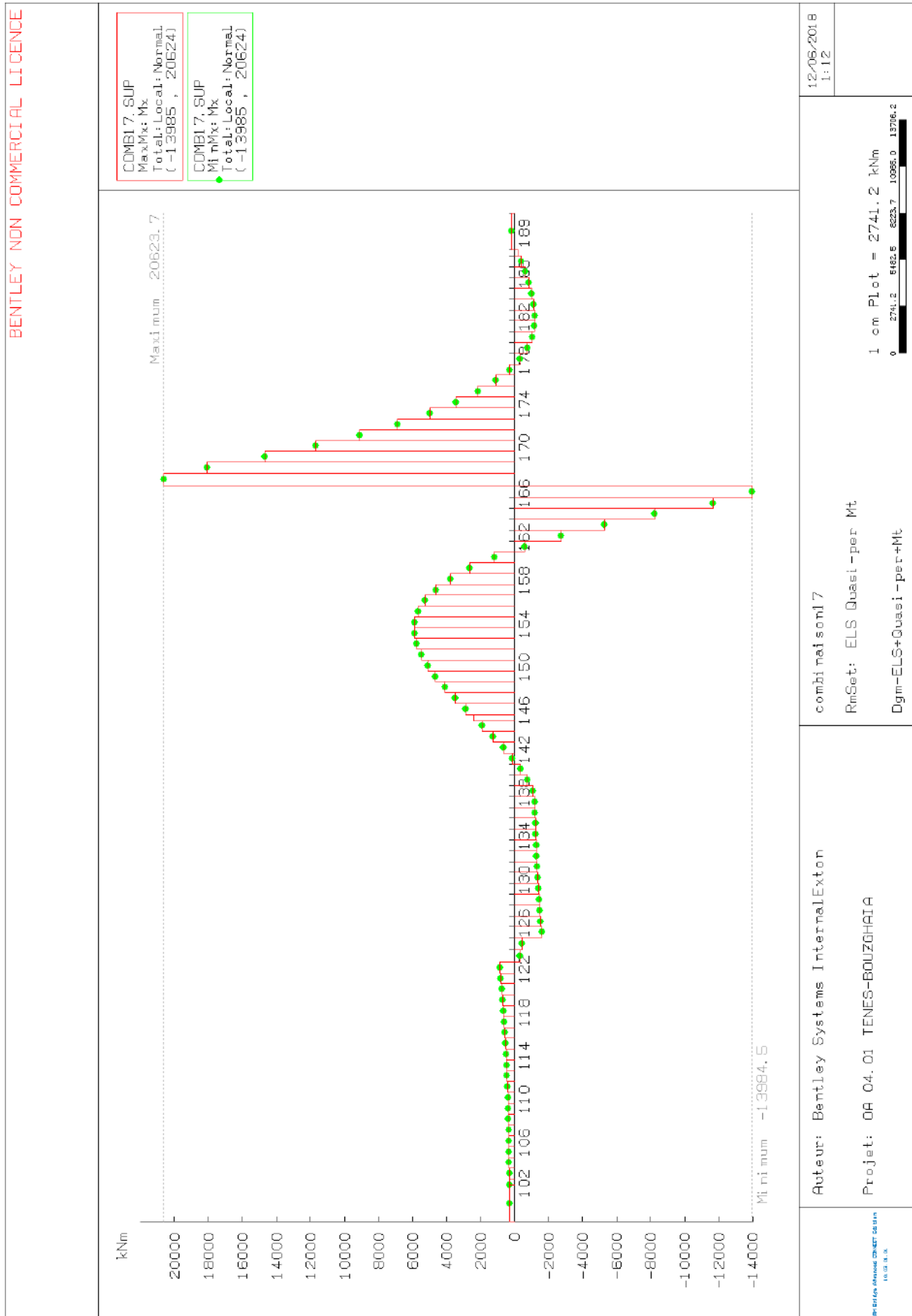


Figure 110 : ELS combinaison quasi-permanente (moment de torsion M_t)

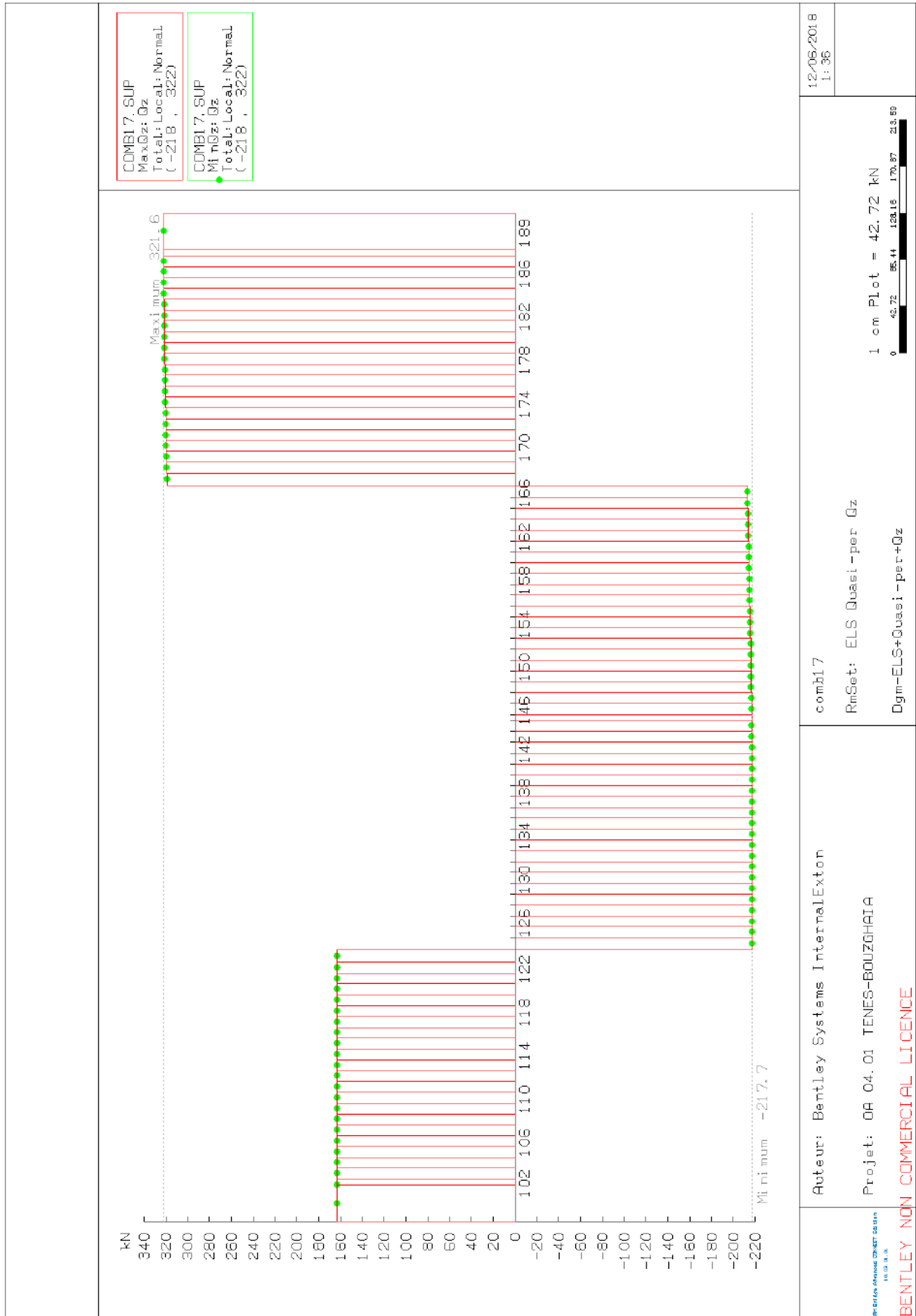


Figure 111 : ELS combinaison quasi-permanente (effort tranchant Qz)

**Combinaisons
d'actions :**

- Sur pile**
- Sur semelle**
- Sur pieux**

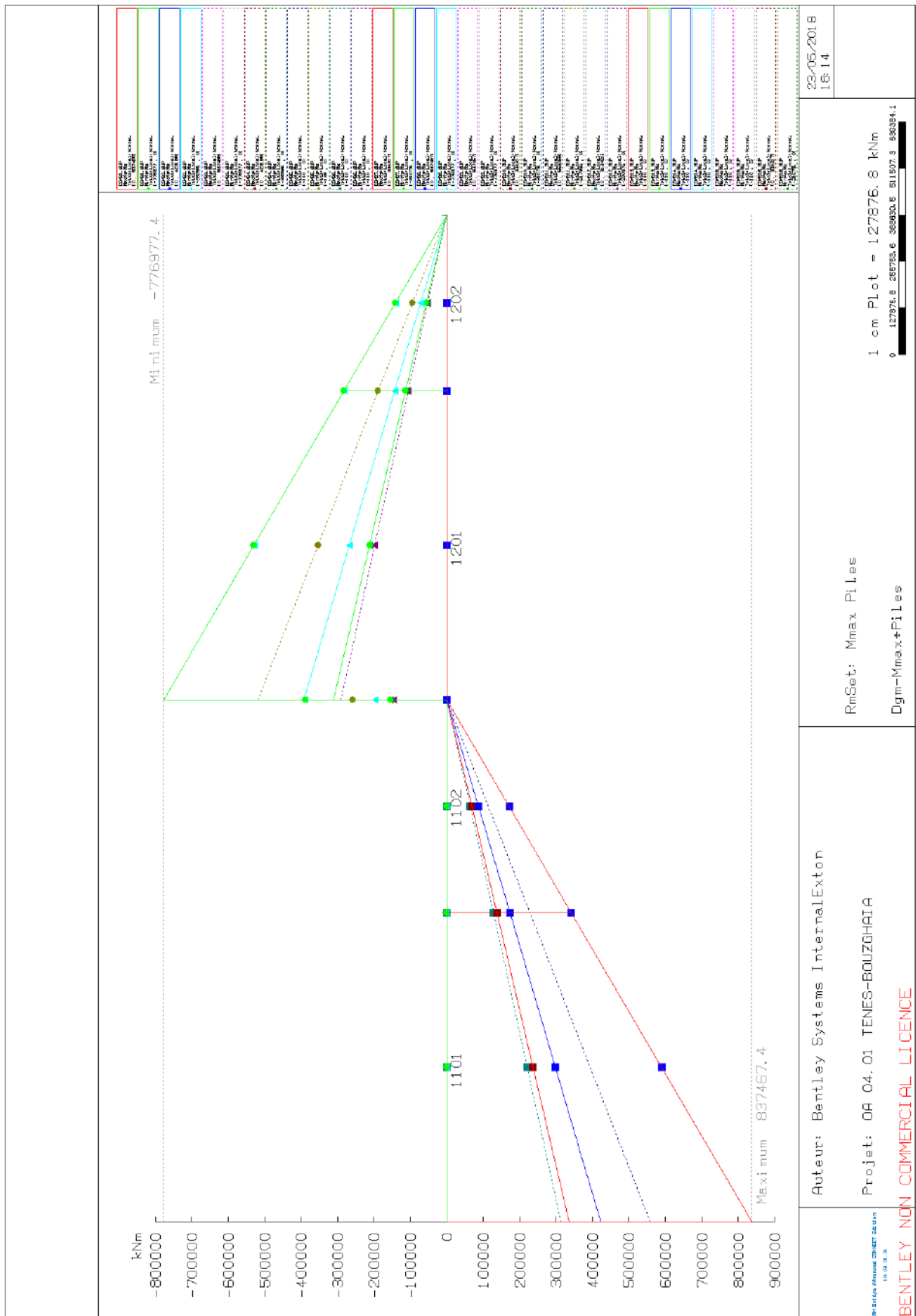


Figure 112 : Enveloppe des combinaisons d'actions sur les piles (moment fléchissant M_z)

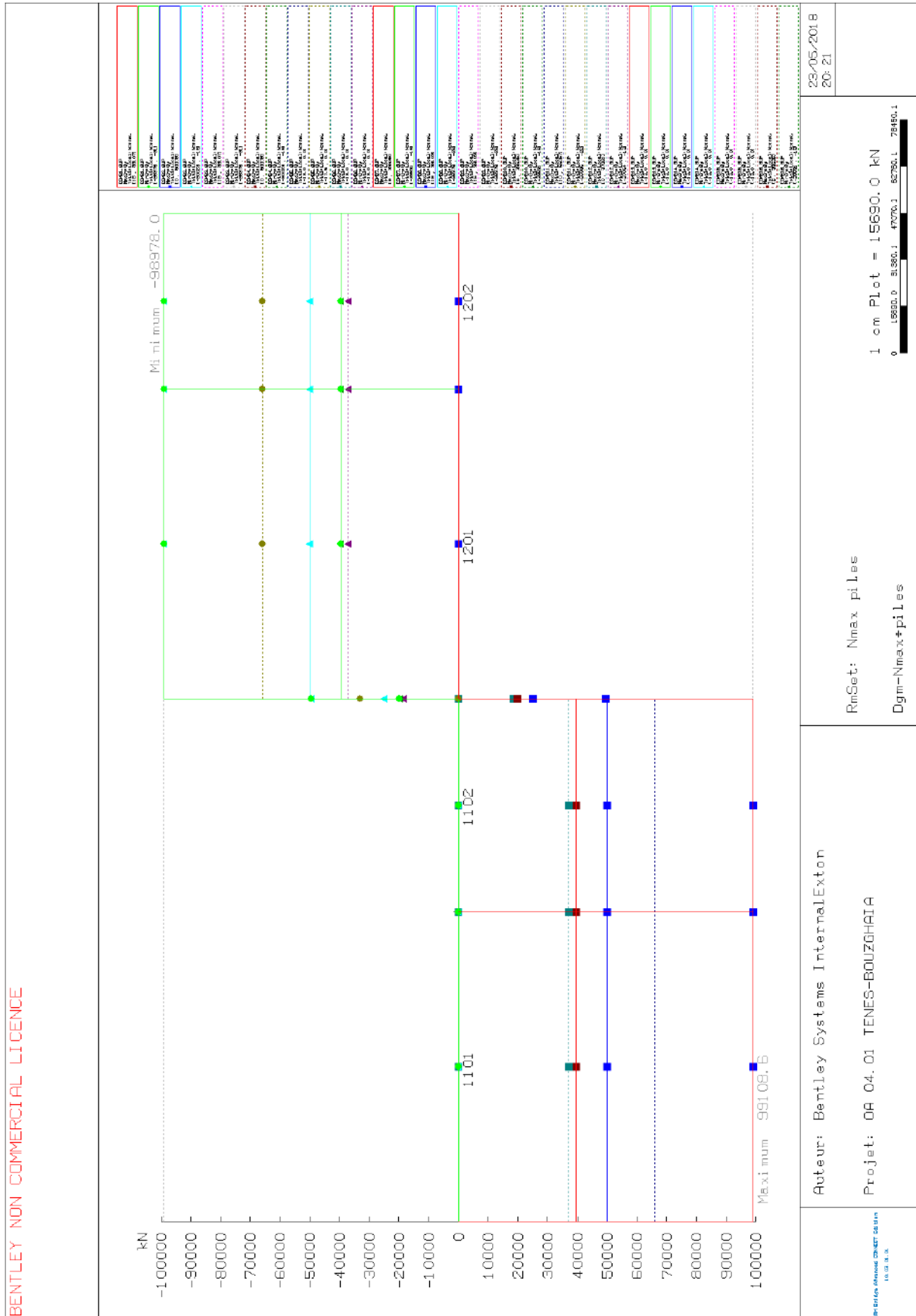


Figure 113 : Enveloppe des combinaisons d'actions sur les piles (Effort normale N_y)

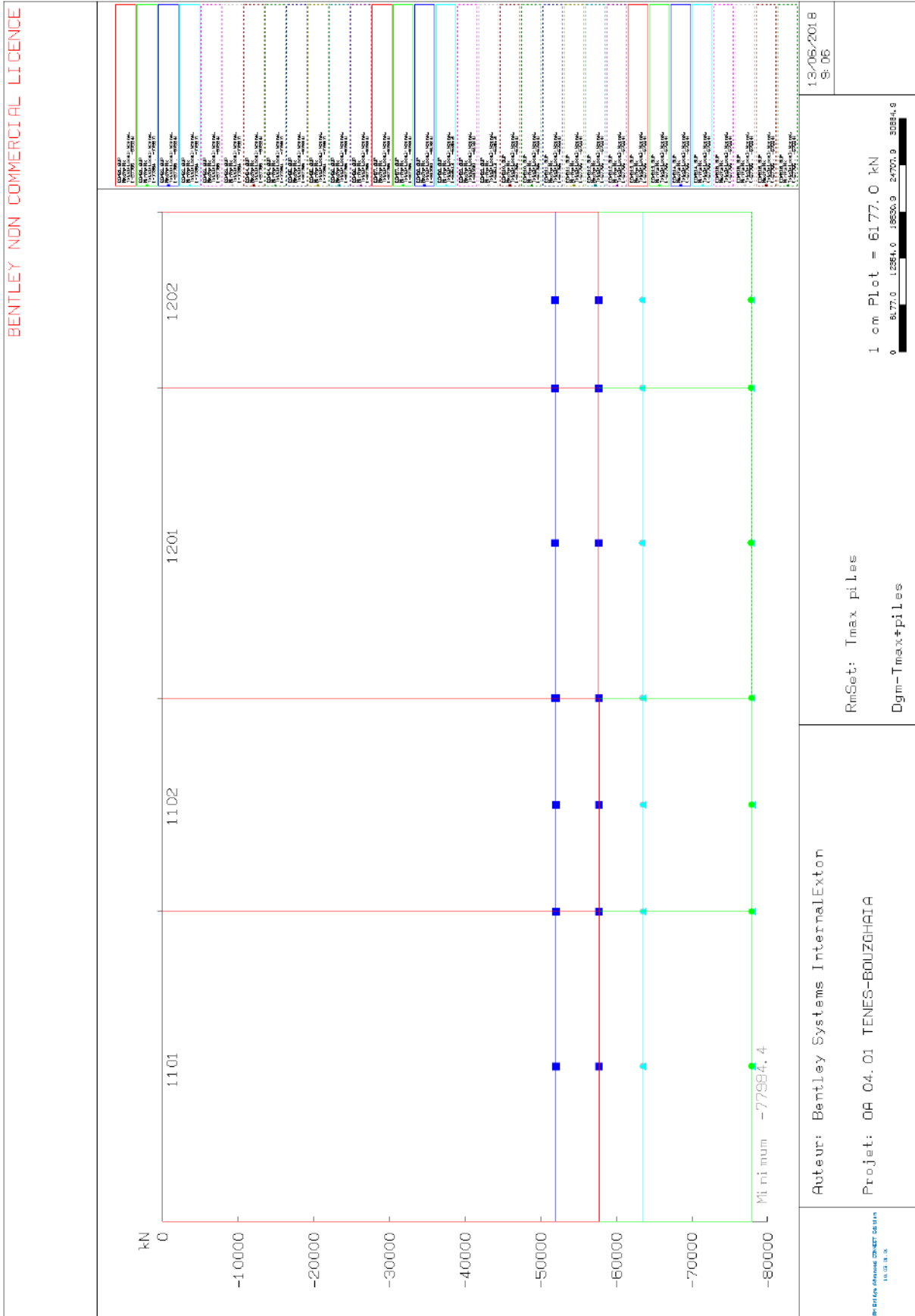


Figure 114 : Enveloppe des combinaisons d'actions sur les piles (Effort tranchant T_x)

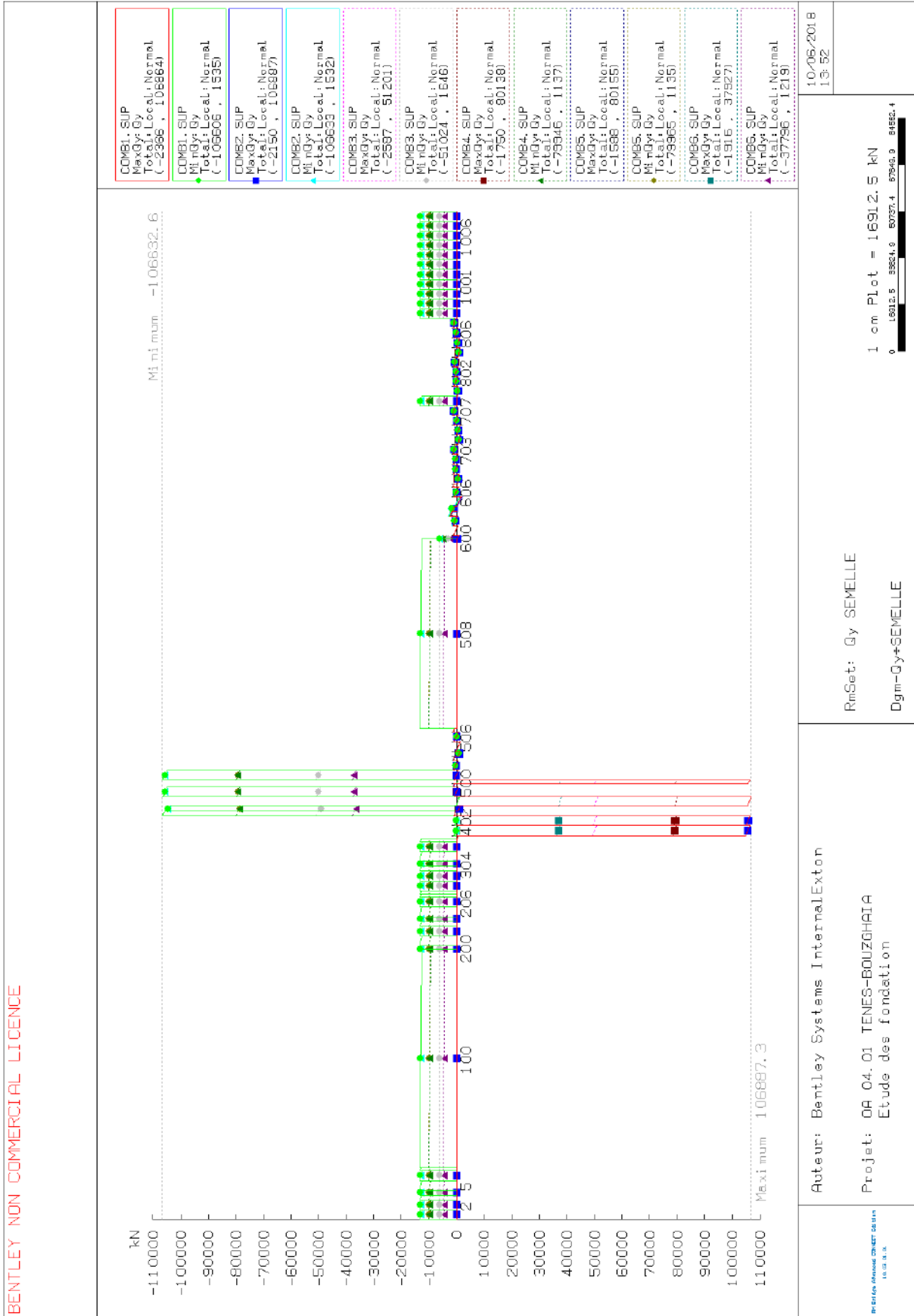


Figure 115 : Enveloppe des combinaisons d'actions sur la semelle (Réaction verticale)

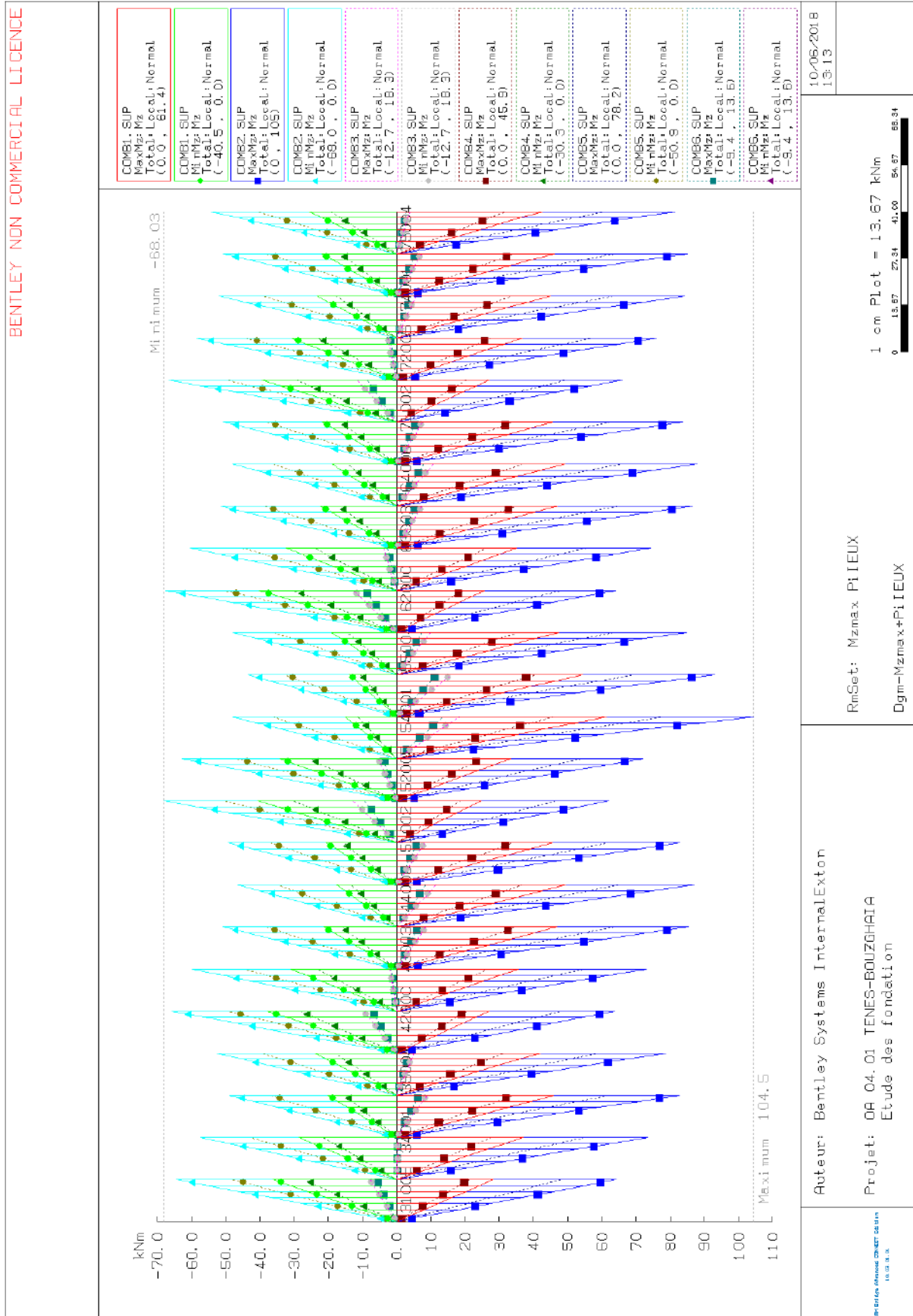


Figure 116 : Enveloppe de combinaisons d'action sur les pieux (Moment M_z).

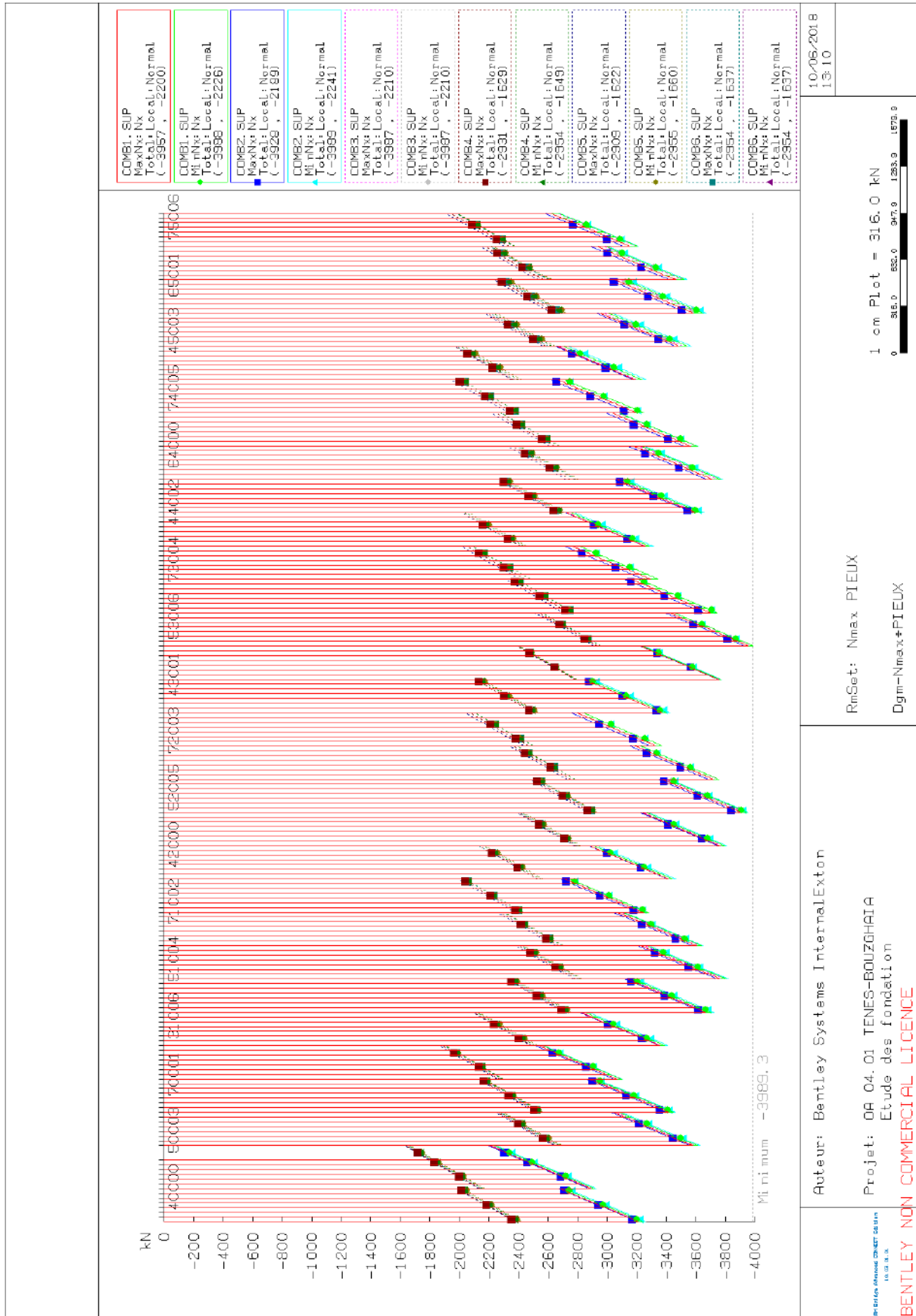


Figure 117 : Enveloppe de combinaisons d'action sur les pieux (Effort Normal).

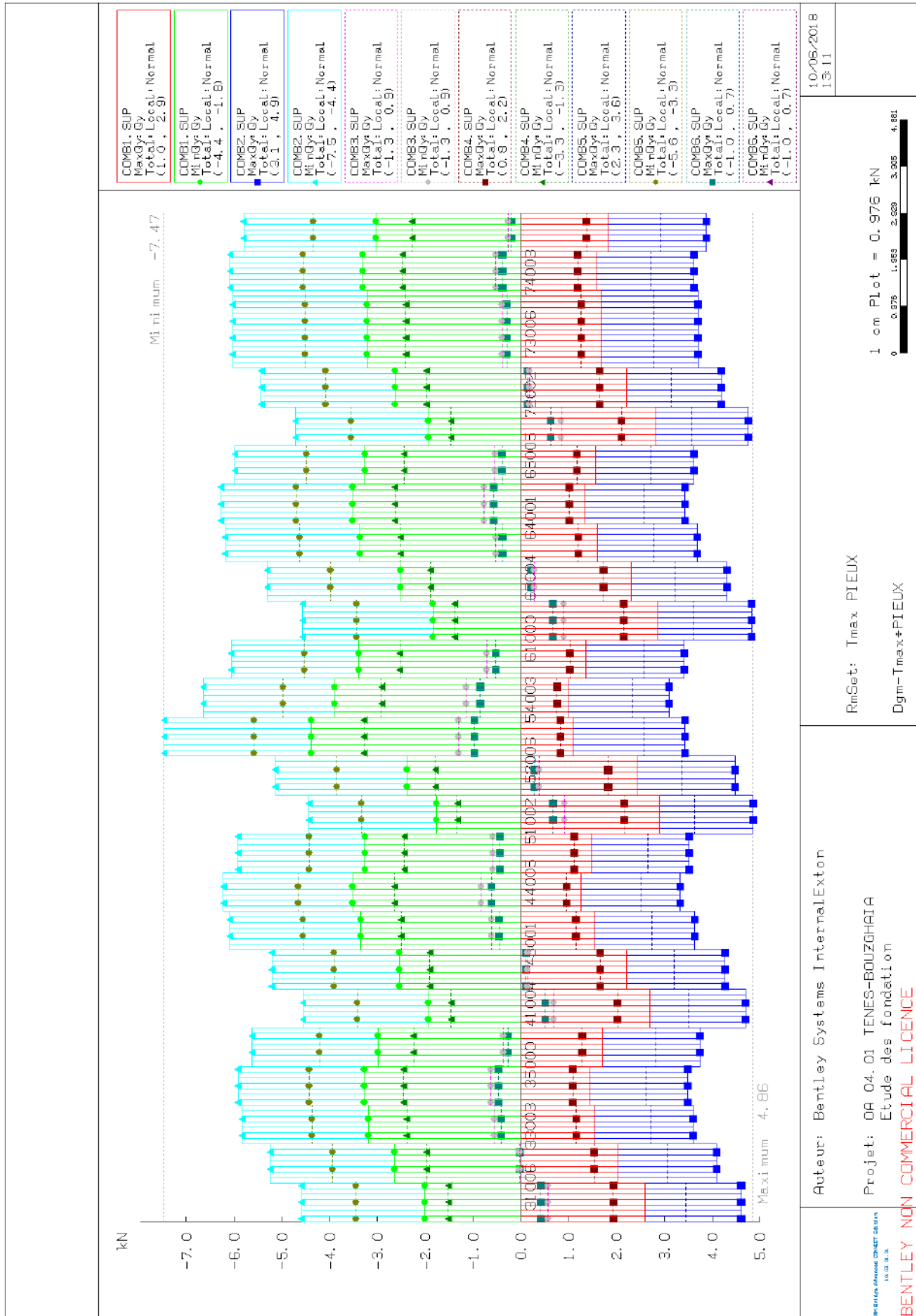


Figure 118 : Enveloppe de combinaisons d'action sur les pieux (Effort tranchant).

Bibliographie :

- BERNARD-GELY .A & CALGARO .J-A, *conception des ponts*. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. Avril 2006
- CALGARO .J-A, *projet et construction des ponts*. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. mai 2007
- CALGARO .J-A, *poutres à parois minces étude de cisaillement*. HERMES paris. 1998
- LEBET .J-P & M A. HIRT PONT EN ACIER, *conception et dimensionnement des ponts métalliques et mixtes acier-béton*. Edt : PRESSES POLYTECHNIQUES ET UNIVERSITAIRES ROMANDES, volume 12, Traité de GC de l'école polytechnique fédérale de Lausanne. 2009
- MATHIVAT .J, *construction par encorbellement des ponts en béton précontraint*. Edt EYROLLES Paris. 1979.
- SETRA (service d'étude technique des routes et autoroutes), Guide de conception durable : *Ponts mixtes acier-béton*, Editer par Serta version 4 d'aout 2009.
- SETRA (service d'étude technique des routes et autoroutes), Guide de conception, *ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*. Editer par Serta dans la collection « les outils », Juin 2003.
- WALTER .R, *Abaques pour le dimensionnement des sections en béton armé*. Presse polytechniques romandes. Lausanne.
- WALTER .R & HOURIET .B, *Abaques pour le dimensionnement des sections en béton armé (sections creuses)*. Presse polytechniques romandes. Lausanne.