

## Ville de Douarnenez

**Projet** Réaménagement du chemin du Triez

**Livrable** NOT\_001\_ESTACADES  
Note d'hypothèse et de calcul  
Principes de conception et de mise en œuvre

**Phase** AVP-A

**Date** 18/12/2024

**Rédaction**

Entreprise	Rédacteur	Contrôleur
BI Ingénierie	Michele Bonera	Razvan Ionica

**Révisions**

Date	Révision	Description
22/05/2024	1	Premier indice
10/07/2024	2	Reprise estimations
28/08/2024	3	Ajout images et reprise détails
18/12/2024	4	Justification

## SOMMAIRE

<b>I. DESCRIPTION DU PROJET</b> .....	<b>4</b>
<b>I.1. Objet de l'opération</b> .....	<b>4</b>
<b>I.2. Tronçons 1 et 3 (estacades)</b> .....	<b>4</b>
I.2.1. Présentation générale .....	4
<b>I.3. Les éléments constitutifs du projet</b> .....	<b>8</b>
<b>I.4. Fonctionnement structurel</b> .....	<b>8</b>
<b>I.1. Géométrie de l'ouvrage et données fonctionnelles</b> .....	<b>9</b>
I.1.1. Données de base .....	9
I.1.2. Tracé en élévation .....	9
I.1.3. Profil en travers .....	9
I.1.4. Evacuation des eaux de pluie .....	9
<b>I.2. Données naturelles</b> .....	<b>10</b>
I.2.1. Géologie et géotechnique .....	10
I.2.2. Données hydrauliques .....	12
I.2.3. Données météo-océaniques .....	13
I.2.4. Données sismiques .....	15
<b>II. HYPOTHESES DE CALCUL</b> .....	<b>16</b>
<b>II.1. Textes réglementaires et référentiels</b> .....	<b>16</b>
<b>II.2. Données du projet</b> .....	<b>16</b>
II.2.1. Durée d'utilisation du projet .....	16
II.2.2. Classes d'exécution et de tolérance au sens de la norme NF EN 13670/CN .....	16
II.2.3. Classes d'exécution et de tolérances au sens de la norme NF EN 1090-2 .....	16
<b>II.3. Matériaux</b> .....	<b>17</b>
II.3.1. Béton .....	17
II.3.2. Acier .....	19
II.3.1. Boulons .....	20
<b>II.4. Chargements</b> .....	<b>21</b>
II.4.1. Charges permanentes .....	21
II.4.2. Charges d'exploitation .....	21
II.4.3. Effet du vent .....	23
II.4.4. Effet de la neige .....	25
II.4.5. Effet de la température .....	25
II.4.1. Effet de la houle .....	27
II.4.2. Effet du retrait (béton) .....	29
II.4.3. Fluage du béton .....	29
II.4.4. Actions sismiques .....	29
II.4.5. Situations de projet accidentelles .....	31
<b>II.5. Combinaisons d'actions</b> .....	<b>32</b>
II.5.1. Coefficients ELU et ELS .....	32
II.5.2. Dénomination des cas de charges .....	33
II.5.1. ELU fondamental .....	33
II.5.2. ELS .....	33
II.5.3. ELU accidentel (sismique) .....	34
<b>II.6. Déformations</b> .....	<b>34</b>
<b>II.7. Calcul dynamique</b> .....	<b>35</b>
<b>III. RESULTATS GENERAUX</b> .....	<b>36</b>
<b>III.1. Préambule</b> .....	<b>36</b>

<b>III.2.</b>	<b>Modélisation.....</b>	<b>36</b>
<b>III.3.</b>	<b>Sections.....</b>	<b>37</b>
<b>III.4.</b>	<b>Justification des éléments structuraux.....</b>	<b>40</b>
III.4.1.	ELU fondamental.....	40
III.4.2.	ELU sismique .....	41
<b>III.1.</b>	<b>Déformations .....</b>	<b>42</b>
<b>III.2.</b>	<b>Vérifications détaillées .....</b>	<b>43</b>
III.2.1.	Piles .....	43
III.2.2.	Tablier.....	46
<b>III.3.</b>	<b>Stabilité de la structure.....</b>	<b>49</b>
<b>III.4.</b>	<b>Comportement dynamique.....</b>	<b>50</b>
<b>III.5.</b>	<b>Descente des charges.....</b>	<b>53</b>
<b>IV.</b>	<b>CONCLUSIONS SUR LES ETUDES DE DIMENSIONNEMENT.....</b>	<b>54</b>

## I. DESCRIPTION DU PROJET

### I.1. Objet de l'opération

L'objet de l'opération est le réaménagement du chemin du Treiz par la création de cheminement défini sur trois tronçons de nature différente selon les conditions du site :

- Tronçon 1 : Création d'un ouvrage de type estacade et d'une culée de raccord dans le prolongement de la passerelle Jean Marin ;
- Tronçon 2 : Reprise du chemin existant avec soutènement type perré avec parement en pierre naturelle ;
- Tronçon 3 : Création d'un ouvrage type estacade.



Figure 1 – Vue d'ensemble de l'opération

### I.2. Tronçons 1 et 3 (estacades)

#### I.2.1. Présentation générale

##### I.2.1.a. Tronçon 1

L'estacade du tronçon 1 a un tracé :

- Longueur développée à l'axe : 53.56 m
- Largeur hors tout : 2.84 m
- Largeur utile : 2.5 m
- Dénivelé : 58 cm

L'ouvrage proposé est une structure métallique composée de 7 portées d'environ 8 m. Le tablier est porté latéralement par deux poutres longitudinales principales et des traverses. L'ensemble est posé sur deux

culées et 6 files d'appui. Les appuis sont des piles – tubes métalliques, deux par file, positionnées sous les poutres principales longitudinales.

Les piles sont fondées par micropieux ancrées dans le massif rocheux (un micropieu sous chaque pile).

Des liaisons fixes sont prévues en têtes des piles. Le tablier est bloqué latéralement sur les culées. Les culées sont des éléments en béton armé fondées sur des fondations superficielles, du même type que pour l'ouvrage perré.

Les gardes corps sont de conception classique : poteaux et main courante en tubes ronds en acier avec des remplissages en maillage par fils en acier inoxydable.

Concernant les surfaces de marche des ouvrages, deux options ont été envisagées :

- Caillebotis en acier galvanisé maille 30x19
- Un platelage bois

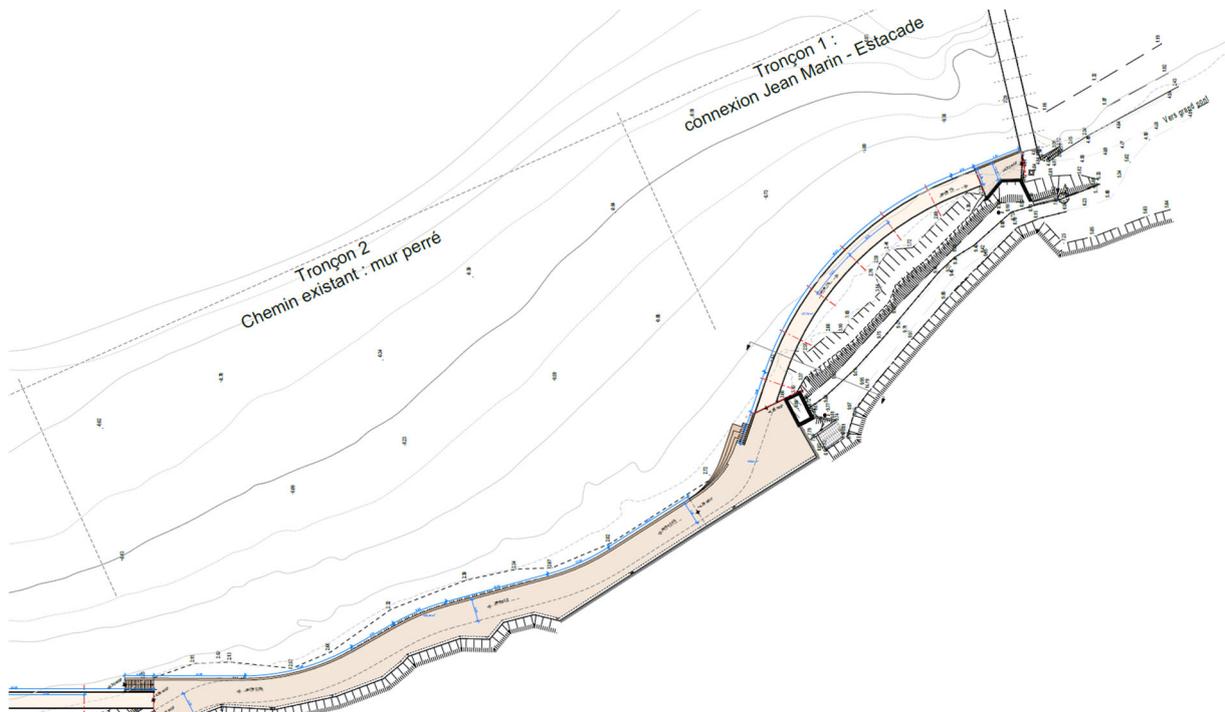


Figure 2 – Extrait du plan masse

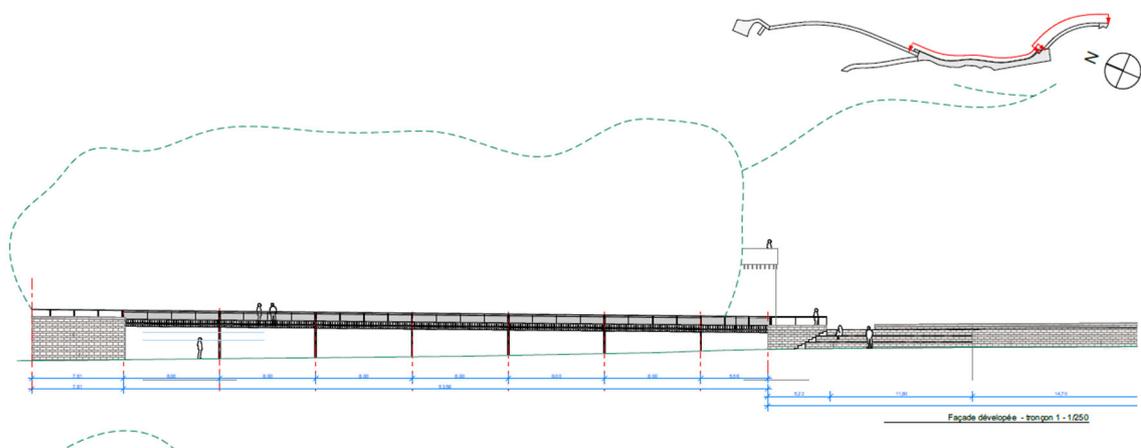


Figure 3 – Elévation

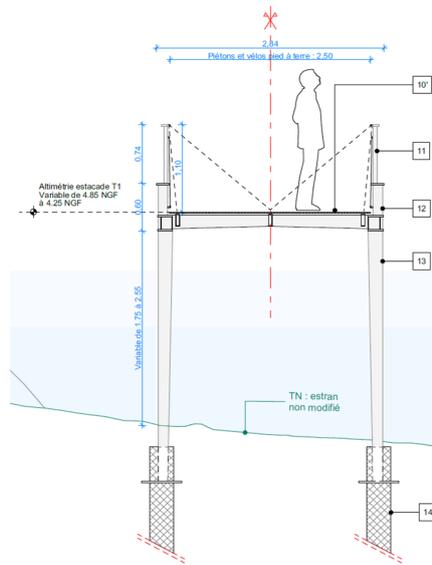


Figure 4 – Coupe transversale

#### 1.2.1.b. Tronçon 3

L'estacade du tronçon 3 a un tracé :

- Longueur développée à l'axe : 128.77 m
- Largeur hors tout : 2.84 m
- Largeur utile : 2.5 m
- Dénivelé : 0 cm

L'ouvrage proposé est une structure métallique composée de 11 portées d'environ 12 m. Le tablier est porté latéralement par deux poutres longitudinales principales et des traverses. L'ensemble est posé sur deux culées et 10 files d'appui. Les appuis sont des piles – tubes métalliques, deux par file, positionnées sous les poutres principales longitudinales.

Les piles sont fondées par micropieux ancrées dans le massif rocheux (un micropieu sous chaque pile).

Des liaisons fixes sont prévues en têtes des piles. Le tablier est bloqué latéralement sur les deux culées. Les culées sont des éléments en béton armé fondées sur des fondations superficielles, du même type que pour l'ouvrage perré.

Les gardes corps sont de conception classique : poteaux et main courante en tubes ronds en acier avec des remplissages en maillage par fils en acier inoxydable.

Concernant les surfaces de marche des ouvrages, deux options ont été envisagées :

- Caillebotis en acier galvanisé maille 30x19
- Un platelage bois

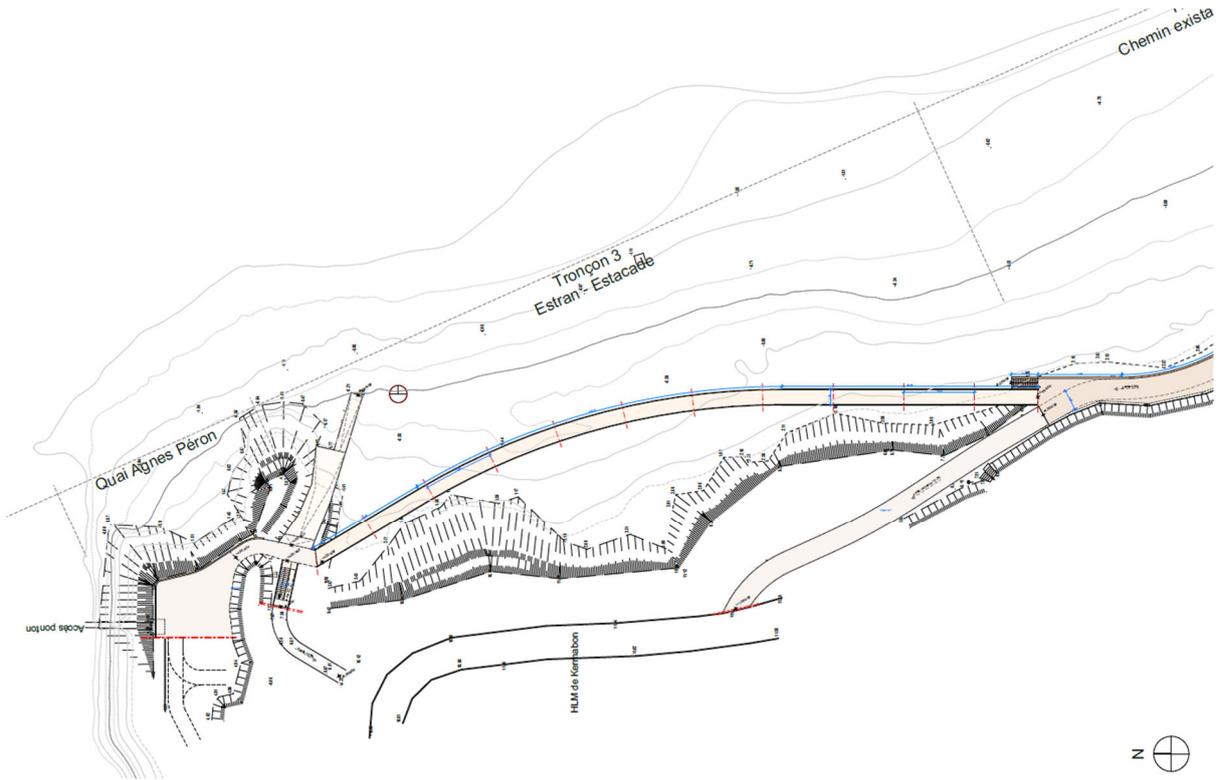


Figure 5 – Extrait du plan masse

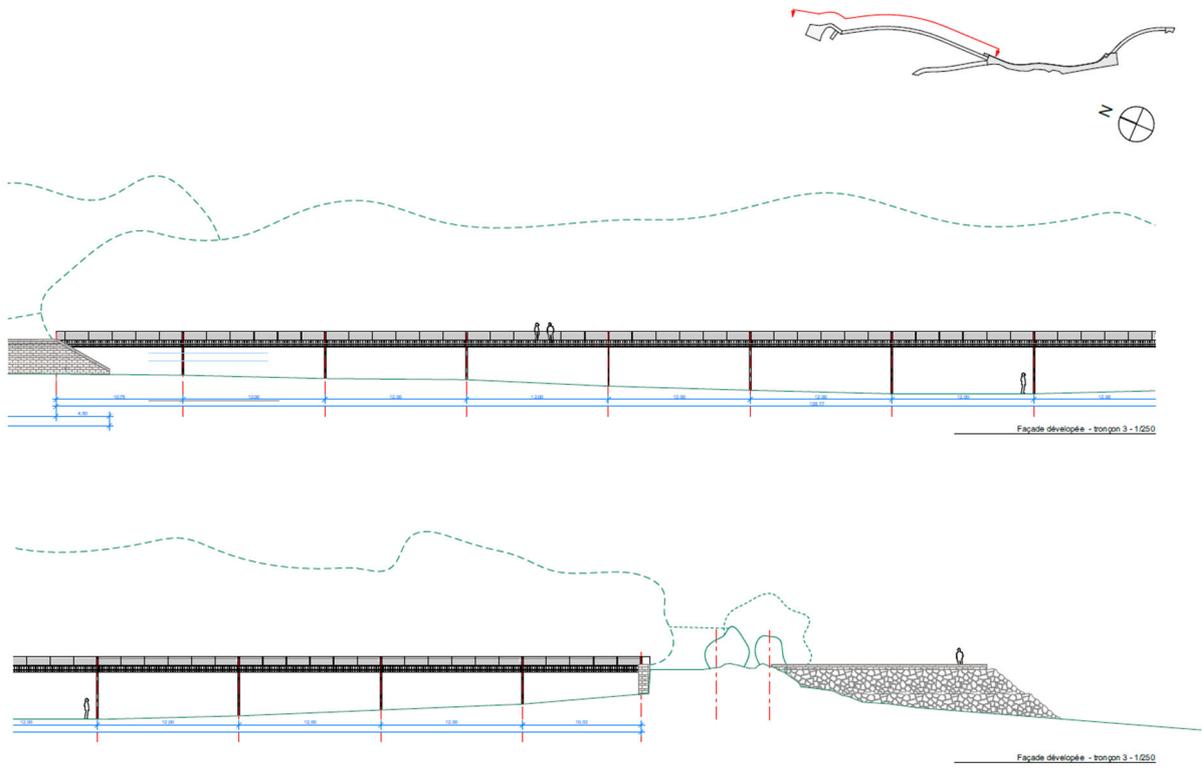


Figure 6 – Elévation

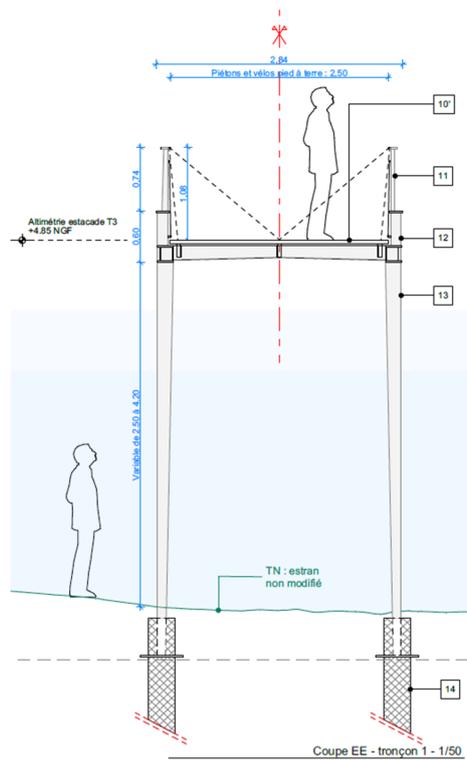


Figure 7 – Coupe transversale

### **I.3. Les éléments constitutifs du projet**

Le projet est constitué des éléments suivants :

- Les fondations profondes type micropieux
- Les massifs béton de protection des têtes de micropieux
- Les deux culées en béton armé
- Les piles de l'estacade, en tubes métalliques rectangulaires
- Le tablier en structure métallique (poutres principales et secondaire)
- La surface de marche (caillebotis / platelage bois)
- Les garde-corps en structure métallique

### **I.4. Fonctionnement structurel**

#### **Tronçon 1 (petite estacade)**

Le tablier de longueur totale de 54 m environ est un élément continu de 7 travées (2 culées +6 files d'appui), avec des portées d'environ 8 m et posé sur des piles métalliques.

Le point fixe se situe au droit de la culée Nord.

Au droit de la culée Sud (à proximité de la passerelle Jean Marin, où la file d'appui est orthogonale à l'axe de l'ouvrage), les dilatation longitudinales sont libérées.

#### **Tronçon 3 (estacade plus longue)**

Le tablier de longueur totale de 129 m environ est constitué de 2 sections de 5 et 6 travées respectivement, avec des portées d'environ 12 m et posées sur des piles métalliques.

Les points fixes des deux sections se situent au droit des culées.

Un joint de dilatation est prévu entre les deux sections, libérant les mouvements longitudinaux et garantissant la reprise des efforts transversaux entre les deux sections.

## Généralités

La stabilité transversale est réalisée par des portiques encastrés (piles et traverse métallique, à chaque file d'appui).

L'évasement des piles permet de moduler les efforts de flexion et de limiter les moments en pied tout en assurant la rigidité horizontale de l'ouvrage.

Les fondations sont de type micropieux (un micropieu par pile). Ces éléments sont intégrés dans le modèle de calcul. Des appuis élastiques sont modélisés le long des micropieux, avec une raideur calculée conformément aux résultats de l'étude géotechnique.

Il n'est pas prévu la mise en place de dispositifs mobiles (appareils d'appuis) type rotule en pied des piles : la connexion micropieu / pied de pile est modélisée comme un encastrement (continuité entre le pied de la pile et la tête du micropieu).

### **I.1. Géométrie de l'ouvrage et données fonctionnelles**

#### I.1.1. Données de base

Planimétrie

Tous les points sont repérés en coordonnées planes NTF-Lambert zone IV.

Altimétrie

Tous les plans sont rapportés au zéro du nivellement du réseau NGF-IGN 1969 (nouveau système des altitudes françaises).

Toutes les altitudes sont exprimées en mètres.

#### I.1.2. Tracé en élévation

##### *I.1.2.a. Tronçon 1*

Point haut +4.83 NGF (culée C0)

Point bas +4.25 NGF (culée C1)

Pente longitudinale constante  $\leq 1\%$

##### *I.1.2.b. Tronçon 3*

Point haut +4.85 NGF (culée C0)

Point bas +4.85 NGF (culée C1)

Pente longitudinale nulle.

#### I.1.3. Profil en travers

Variable selon courbure du tracé (dévers inférieurs à 1%).

#### I.1.4. Evacuation des eaux de pluie

L'évacuation des eaux en surface du tablier se fait par transparence du revêtement sur toute la longueur de l'ouvrage.

## I.2. Données naturelles

### I.2.1. Géologie et géotechnique

Voir rapport G2AVP n. 2023/11622/NANTS du 15/04/24 réalisé par GEOTEC, agence Lorient.

Implantation des sondages réalisés :



Stratigraphie de l'estran :

Sondage	SDe1(*)	SDe2(*)	SCe2/SPe2	SCe3/SPe3	SCe4/SPe4	F1	F2
Sable beige à graviers et galets (profondeur base/TA)	0.15	0.70	1.05	0.3	0.2	0.55	0.35
Sable argileux d'altération granitique (profondeur base/TA)	-	-	-	0.9	-	-	-
Arène d'altération sablo-graveleuse (profondeur base/TA)	-	-	1.2	1.8	0.4	-	0.5
Granite altéré et fracturé (profondeur base/TA)	-	-	-	6.4	-	>0.75	>0.75
Passée aréneuse (profondeur base/TA)				7.3			
Substratum granitique (profondeur base/TA)	>3.5	>5.5	>6.2	>8.6	>5.4		

Classe de sol pour l'analyse sismique : A

Les raideurs horizontales sont issues d'un modèle FOXTA réalisé par le BET GEOTEC.  
Les valeurs prises en compte dans le modèle de calcul sont résumées dans le tableau ci-dessous.

couche		diam micropieu m	découpage barre Robot m	Ressort K kN/m
1 remblai	1	0,25	0,12	67,41
	2	0,25	0,12	75,48
	3	0,25	0,12	83,58
	4	0,25	0,12	91,68
	5	0,25	0,12	99,75
	6	0,25	0,12	107,85
	7	0,25	0,12	115,92
	8	0,25	0,12	124,02
	9	0,25	0,12	132,12
	10	0,25	0,12	134,82
2 granite	>=11	0,25	0,12	5 571,00

## I.2.2. Données hydrauliques

Une étude hydraulique spécifique a été réalisée par DHI (référence du dossier).

### I.2.2.a. Niveaux d'eau – Marnage

Pour Douarnenez, le SHOM donne les valeurs suivantes pour les marées astronomiques (SHOM 2022) :

- PHMA (Plus Haute Marée Astronomique : Coeff. 120) : +7.39 m CM / +4.06 m NGF,
- PMVE (Pleine Mer de Vives Eaux moyenne : Coeff. 95) : +6.55 m CM / +3.22 m NGF,
- PMME (Pleine Mer de Mortes Eaux moyenne : Coeff. 45) : +5.05 m CM / +1.72 m NGF,
- NM (Niveau Moyen) : +3.83 m CM / +0.50 m NGF,
- BMME (Basse Mer de Mortes Eaux moyenne : Coeff. 45) : + 2.45 m CM / -0.88 m NGF,
- BMVE (Basse Mer de Vives Eaux moyenne : Coeff. 95) : + 0.95 m CM / -2.38 m NGF,
- PBMA (Plus Basse Marée Astronomique : Coeff. 120) : +0.12 m CM / -3.21 m NGF.

### I.2.2.b. Niveaux d'eau extrêmes

Les estimations de niveaux extrêmes de PM (en m IGN69) dans les travaux du SHOM / CEREMA 2022 pour l'entrée de la ria de Port Rhu sont données dans le tableau ci-dessous (voir Etude hydrodynamique DHI)

Période de retour	2022		
	Niveau	Int.Conf.70%	Int.Conf.95%
5 ans	4.46	4.45 à 4.47	4.45 à 4.48
10 ans	4.52	4.51 à 4.54	4.50 à 4.56
20 ans	4.58	4.56 à 4.60	4.55 à 4.64
50 ans	4.65	4.63 à 4.70	4.61 à 4.81
100 ans	4.70	4.67 à 4.78	4.66 à 4.98
200 ans	4.76	4.72 à 4.88	4.69 à 5.20
500 ans	4.83	4.77 à 5.03	4.74 à 5.59
1 000 ans	4.89	4.81 à 5.16	4.77 à 6.03

### I.2.2.c. Surélévation due au réchauffement climatique

Les projections d'élévation du niveau de la mer, en m, pour les scénarios SSP5-8.5 et SSP5-8.5 «Low Confidence» au point Long:-5 / Lat:48 au large de la pointe du Razpar rapport à la période 1995-2014 fournies sur le site de la NASA sur la base des travaux du GIEC de 2019 sont les suivantes : (voir Etude hydrodynamique DHI)

Scénario	2030	2050	2090	2100	2150
SSP5-8.5	0,11 (0,06/0,16)	0,24 (0,16/0,33)	0,62 (0,45/0,86)	0,75 (0,54/1,05)	1,23 (0,79/1,85)
SSP5-8.5 « Low Confidence »	0,11 (0,06/0,16)	0,24 (0,16/0,36)	0,67 (0,45/1,07)	0,84 (0,54/1,31)	1,90 (0,79/5,08)

Pour info, une synthèse des travaux du GIEC (Groupe d'Experts Intergouvernemental sur l'Évolution du Climat) a été faite par la Direction Générale de l'énergie et du climat, en février 2010.

Pour les projets d'aménagement en France métropolitaine, elle recommande la prise en compte des élévations suivantes (valeur en cm). Ces valeurs sont cohérentes avec l'étude hydrodynamique qui constitue la base des études de projet.

Hypothèse	2030	2050	2100
Optimiste	10	17	40
Pessimiste	14	25	60
Extrême	22	41	100

### I.2.2.a. Niveaux de projet

Le niveau de projet retenu sur les pièces graphiques du CCTP [R001] et du plan guide [R002] est PHMA 100 ans = +5.07 m NGF.

Conformément à l'étude hydrodynamique [R005], le niveau d'eau haut extrême avec une période de retour de 100 ans est NE PR100 ans = +5.45 m NGF.

#### Actuel:

=> NE PR<sub>100ans</sub> = **4,70m** IGN69

#### Echéance 2100 - SSP5-8.5: +0,75m

=> NE PR<sub>100ans</sub> = **5,45m** IGN69

(« Low Confidence » +0,84m: NE PR<sub>100ans</sub> = **5,54** IGN69)

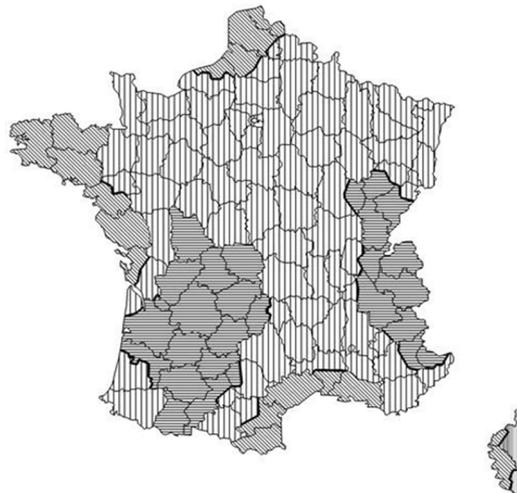
### I.2.3. Données météo-océaniques

#### I.2.3.a. Vent

Les effets du vent sont définis cf. à la norme NF EN 1991-4.

Région : Zone 3,  $v = 26$  m/s ;

Catégorie de terrain : 0 (mer ou zone côtière exposées aux vents de mer).



Régions :	1	2	3	4
Valeur de base de la vitesse de référence du vent $v_{b,0}$ [m/s]	22	24	26	28

#### I.2.3.b. Houle

La hauteur de la houle a été estimée à partir d'une étude hydrodynamique réalisée par DHI Ingénierie.

Pour info, dans l'étude on retrouve les deux paramètres suivants :

- Hs (hauteur significative), qui est représentative de l'intensité de la tempête (c'est une valeur « moyenne » calculée sur la durée de la tempête)
- Hm (hauteur maximale de vague de la tempête), soit la hauteur de la plus grosse vague qui est apparue sur toute la durée de l'évènement

La valeur prise en compte pour le dimensionnement de l'ouvrage est Hm

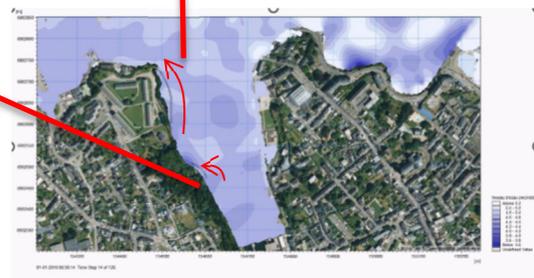
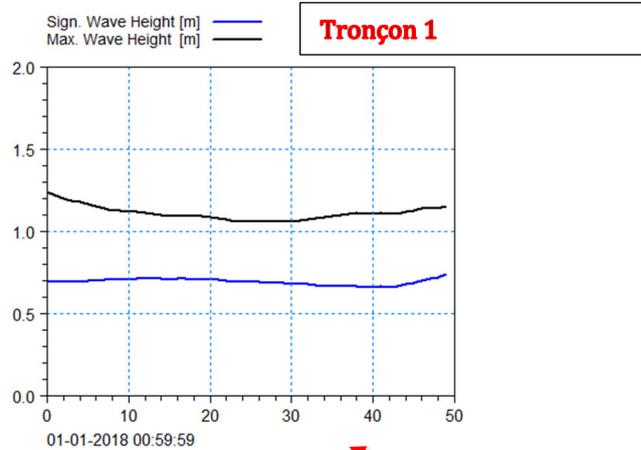
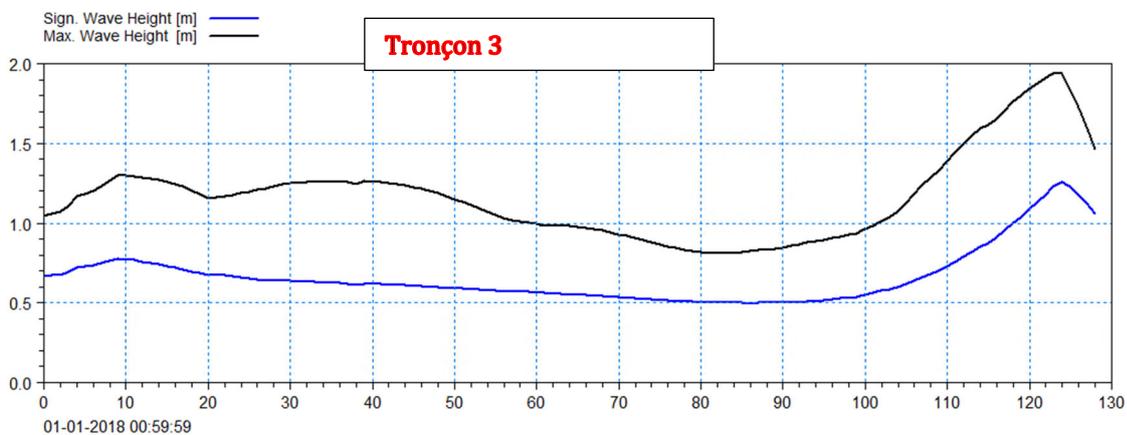
Pour le T50, nous retenons les valeurs suivantes :

- Tronçon 1 (passerelle 2 dans l'étude DHI) : hauteur de vague maximale Hmax de 1.3 à 1.3 m.
- Tronçon 3 (passerelle 1 dans l'étude DHI) : Hmax = 1.3 m en partie courante, 2 m à l'extrémité nord de la passerelle (2 dernières travées Nord)

L'étude a permis de modéliser l'évolution du niveau d'eau sur 2 minutes lors de la tempête T50, les phénomènes sont similaires pour les autres conditions.

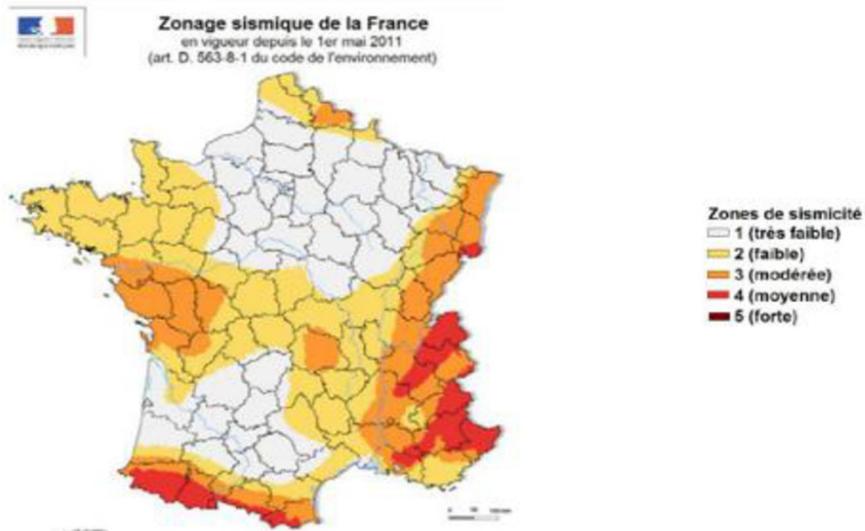
Ci-dessous sont illustrées les hauteurs de vague le long des passerelles (du sud vers le nord).

- La courbe noire correspond au niveau d'eau moyen (mean elevation)
- La courbe noire correspond au niveau maximum atteint pas le surface de l'eau lors de la tempête (Hm = max elevation).



#### I.2.4. Données sismiques

Conformément au Décret n° 2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français [R107], Douarnenez se situe en zone de sismicité 2 (faible), soit  $a_{gr} = 0.70 \text{ m}^2/\text{s}$ .



## **II. HYPOTHESES DE CALCUL**

### **II.1. Textes réglementaires et référentiels**

Le référentiel utilisé pour dimensionner le tablier de l'ouvrage est celui des Eurocodes :

- NF EN 1990/A1/NA [5] ;
- NF EN 1991-1-5 [6] ;
- NF EN 1991-1-5/NA [6] ;
- NF EN 1992-1-1 [7] ;
- NF EN 1992-2 [8] ;
- NF EN 1993-1-8 ;
- NF EN 1993-1-9 ;
- NF EN 1993-2 ;
- NF EN 1994-2 [9] ;
- NF EN 1995-1-1 et les amendements A1 et A2 [10] ;
- NF EN 1995-1-1/NA [10] ;
- NF EN 1995-1-2 [11] ;
- NF EN 1995-1-2/NA [11] ;
- NF EN 1995-2 [12] ;
- NF EN 1995-2/NA [12].

Ce référentiel est complété par la norme suivante :

- NF EN 14080 [13].

Et par les guides d'application de l'Eurocode suivants :

- Guide d'application EC0 et 1 - Sétra [2] ;
- Guide d'application EC2 - Sétra [3] ;
- Guide d'application EC3 et 4 - Sétra [4].

### **II.2. Données du projet**

#### **II.2.1. Durée d'utilisation du projet**

100 ans

#### **II.2.2. Classes d'exécution et de tolérance au sens de la norme NF EN 13670/CN**

(Norme NF EN 13670/CN)

L'organisation de la qualité, la mise en œuvre des bétons, la fourniture et la mise en œuvre des aciers (passifs et actifs) et l'exécution des étalements et des parements de l'ouvrage doivent respecter les exigences définies par la norme NF EN 13670/CN.

Pour l'application de ces normes, pour toutes les parties constitutives de l'ouvrage :

- La classe d'exécution à retenir au sens du 4.3.1 est la classe 3,
- La classe de tolérance à retenir au sens du 10.1 est la classe 1.

#### **II.2.3. Classes d'exécution et de tolérances au sens de la norme NF EN 1090-2**

(Norme NF EN 1090-2)

Au sens de la norme citée ci-dessus, les ouvrages relèvent des classes suivantes :

- Classe de fiabilité RC2
- Classe de conséquence CC2 (CC3 pour l'ouvrage au-dessus de la RD)
- Catégorie de service SC2 (charge dynamique)
- Catégorie de production PC2

- Classe d'exécution EXC3

### II.3. Matériaux

#### II.3.1. Béton

Massif de fondations (enterrées)

- classe de résistance C35/45 suivant EN 206
- classe structurale S4
- classe d'exposition (carbonatation) : XC4
- classe d'exposition salage, gel/dégel : XF3
- classe d'exposition chlorure (XS) : XS3
- classe d'exposition attaques chimiques (XA) : s.o.
- enrobage :  $55+10 = 65$  mm
- ouverture des fissures
  - o 0.3 mm ELS q-p
  - o 0.2 mm ELS freq

A titre d'information, C35/45 :

<b>C35/45</b>	$f_{ck}$	<input type="text" value="35"/>	N/mm <sup>2</sup>
	$R_{ck}$	<input type="text" value="45"/>	N/mm <sup>2</sup>
	$\gamma_c$	<input type="text" value="1.5"/>	
$\epsilon_{c2}$	<input type="text" value="2"/>	%	$\epsilon_{cu}$
			<input type="text" value="3.5"/>
			%
$\alpha_{cc}$	<input type="text" value="0.85"/>	<input type="text" value="?"/>	$f_{cd}$
			<input type="text" value="19.83"/>
			N/mm <sup>2</sup>
			$f_{cc} / f_{cd}$
			<input type="text" value="0.8"/>
			<input type="text" value="?"/>
			$\sigma_{c,adm}$
			<input type="text" value="13.5"/>
			N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{co}$	<input type="text" value="0.8"/>		$\tau_{cl}$
			<input type="text" value="2.257"/>
			N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctm}$	<input type="text" value="3.21"/>		$E_{cm}$
			<input type="text" value="34 077"/>
			N/mm <sup>2</sup>



**Classes d'exposition des bétons selon la norme NF EN 206-1**

Classe d'exposition	Description de l'environnement	Béton concerné
<b>XO</b>	Aucun risque de corrosion ou d'attaque	Béton non armé ou béton armé en environnement très sec
<b>XC</b>	Corrosion induite par carbonatation	Béton contenant des armatures ou des pièces métalliques noyées exposé à l'air et à l'humidité
	<b>XC1</b> Sec ou humide en permanence	
	<b>XC2</b> Humide, rarement sec	
	<b>XC3</b> Humidité modérée	
<b>XC4</b> Alternance d'humidité et de séchage		
<b>XD</b>	Corrosion induite par les chlorures ayant une origine autre que marine	Béton contenant des armatures ou des pièces métalliques noyées soumis au contact d'une eau ayant une origine autre que marine contenant des chlorures, y compris des sels de déverglaçage
	<b>XD1</b> Humidité modérée	
	<b>XD2</b> Humide, rarement sec	
	<b>XD3</b> Alternance d'humidité et de séchage	
<b>XS</b>	Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer	Béton contenant des armatures ou des pièces métalliques noyées soumis au contact des chlorures présents dans l'eau de mer ou à l'action de l'air véhiculant du sel marin
	<b>XS1</b> Exposé à l'air véhiculant du sel marin, mais pas en contact direct avec l'eau de mer	
	<b>XS2</b> Immergé en permanence	
	<b>XS3</b> Zone de marnage, zone soumise à des projections ou à des embruns	
<b>XF</b>	Attaque gel/dégel avec ou sans agent de déverglaçage	Béton soumis à une attaque significative due à des cycles gel/dégel alors qu'il est mouillé
	<b>XF1</b> Saturation modérée en eau sans agent de déverglaçage	
	<b>XF2</b> Saturation modérée en eau avec agent de déverglaçage	
	<b>XF3</b> Forte saturation en eau sans agent de déverglaçage	
	<b>XF4</b> Forte saturation en eau avec agent de déverglaçage	
<b>XA</b>	Attaques chimiques	Béton exposé aux attaques chimiques se produisant dans les sols naturels, les eaux de surface et/ou les eaux souterraines
	<b>XA1</b> Environnement à faible agressivité chimique	
	<b>XA2</b> Environnement d'agressivité chimique modérée	
	<b>XA3</b> Environnement à forte agressivité chimique	

**Tableau de modulation de la classe structurale**

Critère	Classe d'exposition						
	XO	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1 XS1 XA1	XD2 XS2 XA2	XD3 XS3 XA3
Durée d'utilisation de projet	100 ans : <b>+2</b>						
	25 ans et moins : <b>-1</b>						
Classe de résistance	≥ 30/37 : <b>-1</b>	≥ 30/37 : <b>-1</b>	≥ 30/37 : <b>-1</b>	≥ 35/45 : <b>-1</b>	≥ 40/50 : <b>-1</b>	≥ 40/50 : <b>-1</b>	≥ 45/55 : <b>-1</b>
	≥ 50/60 : <b>-2</b>	≥ 50/60 : <b>-2</b>	≥ 55/67 : <b>-2</b>	≥ 60/75 : <b>-2</b>	≥ 60/75 : <b>-2</b>	≥ 60/75 : <b>-2</b>	≥ 70/85 : <b>-2</b>
Nature du liant		Béton de classe ≥ 35/45 à base de CEM I sans cendres volantes : <b>-1</b>	Béton de classe ≥ 35/45 à base de CEM I sans cendres volantes : <b>-1</b>	Béton de classe ≥ 40/50 à base de CEM I sans cendres volantes : <b>-1</b>			
Enrobage compact	<b>-1</b>						

**Tableau 4.4N : Valeurs de l'enrobage minimal  $c_{\min,dur}$  requis vis-à-vis de la durabilité dans le cas des armatures de béton armé conformes à l'EN 10080**

Exigence environnementale pour $c_{\min,dur}$ (mm)							
Classe Structurale	Classe d'exposition selon Tableau 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

En absence d'un calcul d'ouverture de fissures on limitera la contrainte dans les aciers en fonction de l'espacement entre les barres par la « méthode sans calcul direct » (7.3.3 Norme NF EN 1992-1-1)

Contrainte de l'acier <sup>2</sup> [MPa]	Espacement maximal des barres [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	—
360	100	50	—

### II.3.1.a. Coefficient de dilatation thermique

Le coefficient de dilatation thermique  $\alpha_{cth}$  du béton est pris égal à  $1,0 \cdot 10^{-5}$  m/m/°C.

## II.3.2. Acier

### II.3.2.a. Acier d'armature

Les aciers HA des armatures passives sont de nuance Fe E 500, de qualité soudable et ont les caractéristiques suivantes :

- $F_e = 500$  MPa
- $\eta = 1.6$
- densité =  $7.85$  t/m<sup>3</sup>.

### II.3.2.b. Acier de charpente

En référence à la norme NF EN 10025 de Mars 2005, les caractéristiques des aciers employés dans l'ossature principale sont présentées dans le tableau ci-après.

Nuance qualité	Epaisseurs autorisées (mm)	Limite élastique minimale, $\sigma_e$ (Mpa)
S355 K2+N	$e \leq 16$	355
	$16 < e \leq 30$	345

S355 N	30<e≤40	345
	40<e≤63	335
	63<e≤80	325

Nuance qualité	Epaisseurs autorisées (mm)	Limite élastique minimale, $\sigma_e$ (Mpa)
S460 K2+N	e≤16	460
	16<e≤30	440
S460 N	30<e≤40	440
	40<e≤63	430
	63<e≤80	410

Tab. - Nuances d'acier pour la charpente

### II.3.1. Boulons

Type de boulons les plus couramment utilisés		Nuance acier	Module élastique E	Limite élastique $\sigma_e$	Charge Limite élastique $T_e$	Charge à la Rupture $T_r$	Allongement à la rupture	Résistance au cisaillement
Boulons à ancrage réparti par friction	Ancrage par gonflement du tube	S 275 JR à S 355 mc	210 GPa	275 MPa à 355 MPa	90 à 190 KN	110 à 240 KN	10 à 20 % mini	
	Boulons à tube fendu		210 GPa		30 à 90 KN			
Boulons à ancrage réparti scellé ou boulons à ancrage ponctuel	Barre HA 25 M26 - HA 32 M33	Fe E500	210 GPa	500 MPa	210 (filetage) à 246 KN	230 (filetage) à 270 KN	12 à 15 %	180 KN
	Barre HA 25 M26 - HA 32 M33				347 (filetage) à 402 KN	382 (filetage) à 442 KN	12 %	293 KN
	Barre pour boulons autoforeurs Ø 25/14 - 32/18,5 - 30/11 - 30/16	St E355* à E460*	210 GPa	470 MPa à 580 MPa	150 à 280 KN	200 à 360 KN		58 à 88 KN
(*) nuance acier de l'acier de la barre brute (matière première), après roulage de la barre (écrouissage) les performances sont améliorées								
Boulons en fibres de verre	Barres pleine - Ø24 à 32 mm	---	40 à 45 GPa		170 à 210 KN	240-300 KN à 460 à 680	2 à 3 %	90 à 150 KN
Boulons à ancrage ponctuel injectable sur toute sa longueur (protection contre la corrosion)	Barres Ø20 à 22 mm		210 GPa		140 à 230 KN	170 à 290 KN		
Tube d'injection à effet d'ancrage	Barres Ø 22/8 - 25/11 mm	E 335*	210 GPa	335 MPa		150 à 250 KN	15 % mini	

## II.4. Chargements

### II.4.1. Charges permanentes

Les charges permanentes prises en compte sur l'ouvrage sont :

- poids propre de la charpente métallique ;
- poids propre du revêtement + solives acier ;  $20 + 30 = 50 \text{ kg/m}^2$
- poids propre des garde-corps :  $15 \text{ kg/ml}$

### II.4.2. Charges d'exploitation

Les charges d'exploitation sont issues de l'Eurocode 1-2.

Elles sont définies ci-dessous :

#### II.4.2.a. Charge uniformément répartie, $q_{fk}$

$5 \text{ kN/m}^2$

Dans le cas de chargement sur toute la longueur de l'ouvrage et conformément à EN 5.3.2.1 (2) :

$$q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{L + 30} \text{ kN/m}^2 \quad \dots (5.1)$$

$$q_{fk} \geq 2,5 \text{ kN/m}^2 ; q_{fk} \leq 5,0 \text{ kN/m}^2$$

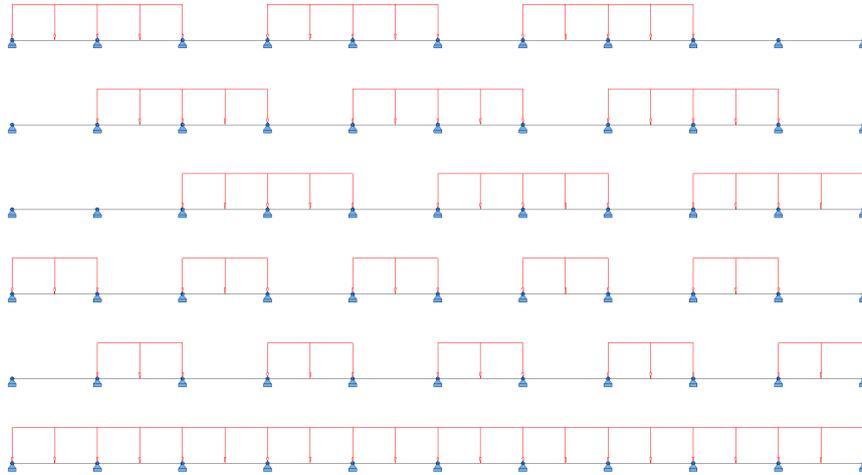
où :

$L$  est la longueur chargée en [m].

Partie de l'ouvrage	Longueur [m]	$q_{fk}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Franchissement complet	130	2.75
1 travée	12	4.86
2 travées continues	24	4.22
3 travées continues	36	3.85

Tronçon 3	Longueur [m]	$q_{fk}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Franchissement complet	55	3.45
1 travée	8	5.00
2 travées continues	16	4.61
3 travées continues	24	4.22

Des chargements partiels « en damier » seront appliqués sur les travées, comme illustré dans l'image ci-dessous.



#### II.4.2.a. Forces horizontales

Selon EN 1991-2 §5.4 ; les efforts statiques à considérer sont les suivants :

- 10% de la charge verticale uniformément répartie (à calculer selon les longueurs de chargement)

#### II.4.2.b. Charge concentrée, $Q_{fwk}$ – véhicule d'entretien

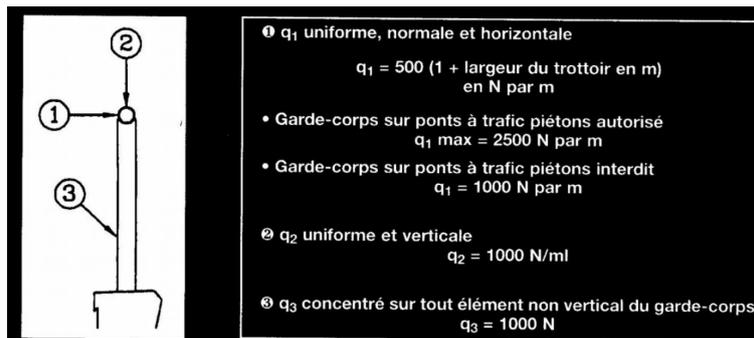
Non prévu

#### II.4.2.c. Actions sur les garde-corps, $q_{gc}$

Selon NF EN P98-405, la valeur utilisée est une force uniformément répartie de

$$500 ( 1 + 2.5 ) = 500 ( 3.5 ) = 1.75 \text{ kN/ml}$$

agissant horizontalement ( $q_{gch}$ ) en tête du garde-corps.



### II.4.3. Effet du vent

Les effets du vent ont été étudiés en prenant en compte la prise au vent de la structure et du tablier.

<b>Vitesse de base de vent</b>			
région		3	
vitesse de base	v,b	26	m/s <sup>2</sup>
<b>Vitesse du vent moyen</b>			
catégorie du terrain		0	
z,0		0,005	m
z,min		1	m
hauteur où calculer la pression de vent	z	4	m
facteur de terrain	k,r	0,162	
coefficient de rugosité à la hauteur z	c,r(z)	1,081	
site		Plat	
coefficient d'orographie	c,0	1	
vitesse du vent moyen	v,m	28,1	m/s <sup>2</sup>
<b>Pression dynamique de pointe</b>			
turbulence du vent	lv(z)	0,150	
densité air	p	1,225	kg/m <sup>3</sup>
pression dynamique de pointe	qp(z)	0,991	kN/m <sup>2</sup>

réf: NF EN 1991-1-4/NA de mars 2008

Dans le cas de vent concomitant à la houle (z=1m)

<b>Vitesse de base de vent</b>			
région		3	
vitesse de base	v,b	26	m/s <sup>2</sup>
<b>Vitesse du vent moyen</b>			
catégorie du terrain		0	
z,0		0,005	m
z,min		1	m
hauteur où calculer la pression de vent	z	1	m
facteur de terrain	k,r	0,162	
coefficient de rugosité à la hauteur z	c,r(z)	0,857	
site		Plat	
coefficient d'orographie	c,0	1	
vitesse du vent moyen	v,m	22,3	m/s <sup>2</sup>
<b>Pression dynamique de pointe</b>			
turbulence du vent	lv(z)	0,189	
densité air	p	1,225	kg/m <sup>3</sup>
pression dynamique de pointe	qp(z)	0,706	kN/m <sup>2</sup>

réf: NF EN 1991-1-4/NA de mars 2008

Concernant la surface d'application :

- Rive (pleine)
  - o H=20 cm
  - o Taux remplissage 100%
  - o Surface équivalente = 0.2 m<sup>2</sup>/ml
  
- Poutre échelle
  - o H=40 cm
  - o Taux remplissage 20%
  - o Trainée 1.75
  - o Surface équivalente :  $0.4 \text{ m} * 0.2 * 1.75 = 0.14 \text{ m}^2/\text{ml}$
  
- Remplissage garde-corps
  - o H=50 cm
  - o Taux remplissage 5%
  - o Trainée 2
  - o Surface équivalente :  $0.5 \text{ m} * 0.05 * 2 = 0.05 \text{ m}^2/\text{ml}$

Surface équivalente totale = 0.39 m<sup>2</sup>/ml, soit :

- Vent caractéristique =  $1 \text{ kN}/\text{m}^2 * 0.39 = 0.4 \text{ kN}/\text{ml}$
- Vent concomitant à la houle =  $0.71 \text{ kN}/\text{m}^2 * 0.39 = 0.3 \text{ kN}/\text{ml}$

#### II.4.4. Effet de la neige

S.O.

#### II.4.5. Effet de la température

Les effets de la température ont été étudiés :

- par une variation uniforme de la température sur la structure
- par un gradient d'amplitude appliqué sur la surface du tablier.

#### Selon EN 1991-1-5 : Type 1 tablier métallique

(1) Pour les besoins de la présente Partie, les tabliers de ponts sont groupés de la manière suivante :

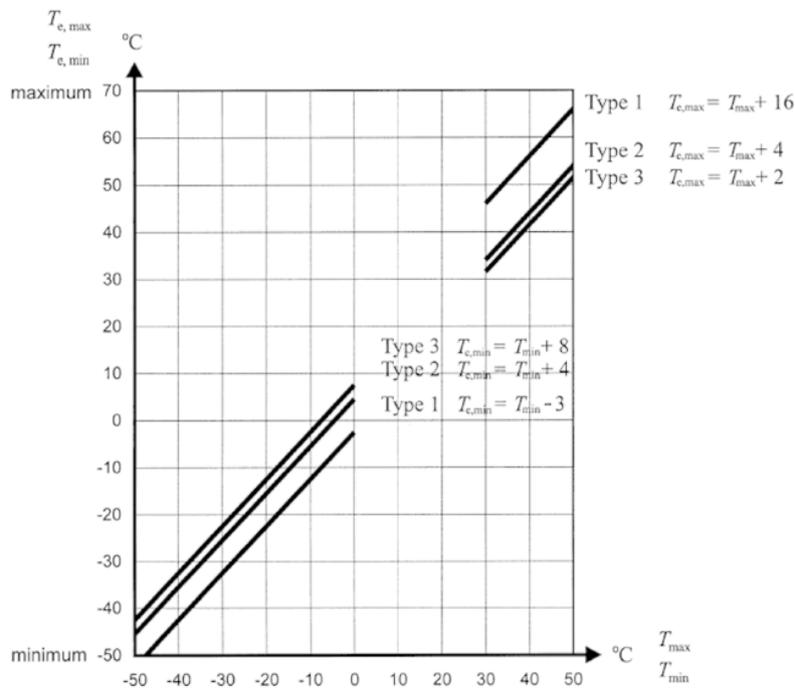
Type 1 tablier métallique :

- poutre caisson métallique
- poutre en treillis ou en profilé métallique

Type 2 tablier mixte

Type 3 tablier en béton :

- dalle en béton
- poutre en béton
- poutre caisson en béton



#### Températures sous abri

Département du Finistère

Température maximale de l'air sous abri :  $T_{max} = 35^{\circ}\text{C}$

Température minimale de l'air sous abri :  $T_{min} = -15^{\circ}\text{C}$

#### A l'air hors abri

Température de l'environnement extérieur  $T_{out}$  :

Été :  $T_{out}$   
 $= T_{max} + T5 = 35 + 10 = 45^{\circ}\text{C}$  pour des surfaces sombres  
 $= T_{max} + T4 = 35 + 0 = 35^{\circ}\text{C}$  pour des surfaces légèrement colorées  
 $= T_{max} + T3 = 35 - 10 = 25^{\circ}\text{C}$  pour des surfaces claires

Hiver :  $T_{out}$   
 $= T_{min} = -15^{\circ}\text{C}$   
 $T3 = -10^{\circ}\text{C}$   
 $T4 = 0^{\circ}\text{C}$   
 $T5 = 10^{\circ}\text{C}$

#### II.4.5.a. Composante de température uniforme

Selon la clause A.1(3) de l'AN EN1991.1.5, la température T0 est 10°C.

Structure métallique : composante de température uniforme : clause 6.1.3.1 (4)

Te min= -15-3= -18°C

Te max =35+16= 41°C

L'étendue de la composant uniforme de température est donc de  $\Delta TN = T_{\max} - T_{\min} = 59^\circ\text{C}$

Pour le delta thermique on prend :

$\Delta TN$ , contraction=  $T_0 - T_{\min} = 10 - (-18) = 28^\circ\text{C}$

$\Delta TN$ , expansion =  $T_{\max} - T_0 = 41 - 10 = 31^\circ\text{C}$

#### II.4.5.b. Composante de gradient thermique

Selon EN 1991-1-5/AN

Eté :  $\Delta T_{m, \text{heat}} = 18$

Hiver :  $\Delta T_{m, \text{cool}} = 13$

Nous considérons un gradient non linéaire discontinu avec une différence de température +/-15° C. Le gradient est noté  $\Delta TM$ .

#### II.4.5.c. Combinaison des composantes

Les combinaisons suivantes sont retenues (6.1.5 de NF EN 1991-1-5) :

$$\begin{array}{l} \Delta TN + 0,75 \Delta TM \\ 0,35 \Delta TN + \Delta TM \end{array}$$

#### II.4.5.d. Joints de dilatation

Pour les joints de dilatation, l'étendue maximale des variations positives de la composante uniforme de température d'un pont à prendre en compte est  $\Delta TN, \text{exp} + 15^\circ\text{C}$ , et l'étendue maximale des variations négatives  $\Delta TN, \text{con} + 15^\circ\text{C}$ .

## II.4.1. Effet de la houle

### Effort horizontal

Nous considérons un effort au niveau de la rive du tablier correspondant à une bande pleine de 40 cm de haut, soit un effort de 0.60 kN/ml

**MORISON**

**1 Computation of Wave Parameters:**

Hmax incident = 1.26 m  
 Wave period = Tp = 16.00 s  
 Wave Length = L = 81.76 m  
 Water Depth = d = 2.70 m  
 a = 0.63 = Hmax/2  
 m = 0.0768 = 2p/L  
 k = 0.3927 = 2p/T

résidu (L) -1.6E-05

calcul Lp

$\rho = 1030$  kg/m<sup>3</sup>  
 $Cd = 2.0$   
 $Cm = 2.5$

**2 Computation of Wave Cinematic:** t = 16.00 s  $\eta(x,y=0,t) = z = 0.63$  m

DIRECT horizontal only

	TUBE							Current speed		WAVE CINEMATIC						NORMAL TO TUBE				
	x (2) (m)	y (2) (m)	z (2) (m)	H (m)	B (m)	S (m <sup>2</sup> )	beta	uc (m/s)	$\theta$ rad	u (m/s)	v (m/s)	du/dt (m/s <sup>2</sup> )	dv/dt (m/s <sup>2</sup> )	U (m/s)	du/dt (m/s <sup>2</sup> )	Fd (KN/m)	Fi (KN/m)	Ftot (KN/m)	Ftot (KN/ml)	Mtot (KNm)
1	0.00	0.00	0.00	0.40	1	3	1	0.0	-6.28	1.21	0.00	0.00	-0.10	1.21	0.00	1.51	0.00	1.51	0.60	1.63
2	0.00	0.00	-1.00	0.00	1	3	1	0.0	-6.28	1.19	0.00	0.00	-0.06	1.19	0.00	1.47	0.00	1.47	0.00	0.00
3	0.00	0.00	-2.00	0.00	1	3	1	0.0	-6.28	1.19	0.00	0.00	-0.03	1.19	0.00	1.45	0.00	1.45	0.00	0.00
4	0.00	0.00	-3.00	0.00	1	3	1	0.0	-6.28	1.18	0.00	0.00	0.01	1.18	0.00	1.44	0.00	1.44	0.00	0.00
5	0.00	0.00	-4.00	0.00	1	3	1	0.0	-6.28	1.19	0.00	0.00	0.05	1.19	0.00	1.46	0.00	1.46	0.00	0.00
6	0.00	0.00	-5.00	0.00	1	3	1	0.0	-6.28	1.20	0.00	0.00	0.08	1.20	0.00	1.49	0.00	1.49	0.00	0.00
7	0.00	0.00	-6.00	0.00	1	3	1	0.0	-6.28	1.22	0.00	0.00	0.12	1.22	0.00	1.54	0.00	1.54	0.00	0.00
8	0.00	0.00	-7.00	0.00	1	3	1	0.0	-6.28	1.25	0.00	0.00	0.16	1.25	0.00	1.61	0.00	1.61	0.00	0.00
9	0.00	0.00	-8.00	0.00	1	3	1	0.0	-6.28	1.28	0.00	0.00	0.19	1.28	0.00	1.70	0.00	1.70	0.00	0.00
10	0.00	0.00	-9.00	0.00	1	3	1	0.0	-6.28	1.33	0.00	0.00	0.23	1.33	0.00	1.81	0.00	1.81	0.00	0.00
11	0.00	0.00	-10.00	0.00	1	3	1	0.0	-6.28	1.38	0.00	0.00	0.27	1.38	0.00	1.95	0.00	1.95	0.00	0.00
12	0.00	0.00	-11.00	0.00	1	3	1	0.0	-6.28	1.43	0.00	0.00	0.32	1.43	0.00	2.11	0.00	2.11	0.00	0.00
13	0.00	0.00	-12.00	0.00	1	3	1	0.0	-6.28	1.50	0.00	0.00	0.36	1.50	0.00	2.32	0.00	2.32	0.00	0.00
14	0.00	0.00	-13.00	0.00	1	3	1	0.0	-6.28	1.57	0.00	0.00	0.41	1.57	0.00	2.55	0.00	2.55	0.00	0.00

### Effort vertical

Il n'existe pas de référentiel normatif pour les efforts verticaux d'une houle à travers une surface semi-transparente (tablier de pont avec revêtement en caillebotis).

Nous prenons en compte un effort statique équivalent basé sur les hypothèses détaillées ci-dessous.

Il est d'abord à noter que le NE (niveau d'eau extrême) avec une période de retour de 20 ans et pour le scénario d'augmentation du niveau de la mer SSP5-8.5 «Low Confidence» est de 5.45 NGF.

Le NE se situe donc plus haut que le niveau du tablier pour les deux tronçons de l'ouvrage (entre 4.25 NGF et 4.85 NGF).

Les effets verticaux de la houle sont donc à prendre en compte dans la configuration suivante :

- creux de la houle correspondant au niveau du tablier
- hauteur maximale de houle au-dessus du tablier = Hm

La sous-pression sur le tablier est calculée en prenant en compte la pression de la colonne d'eau correspondant à Hm, multipliée par le taux de remplissage du revêtement. Cette valeur est augmentée par un coefficient de traînée issu de l'EN 1991-1-4.

Pour une période de retour de 20 ans, nous considérons une pression caractéristique de soulèvement pk de :

- tronçon 1 : 1.3 m x 10 kN/m<sup>3</sup> = 13 kN/m<sup>2</sup>
- tronçon 3 (partie courante) : 1.3 m x 10 kN/m<sup>3</sup> = 13 kN/m<sup>2</sup>
- tronçon 3 (partie courante) : 2.0 m x 10 kN/m<sup>3</sup> = 20 kN/m<sup>2</sup>

## TABLIER EN CAILLEBOTIS

Caillebotis en maille 30x19  
Epaisseur plat porteur 3 mm  
Taux de remplissage  $3/19 = 15\%$

Le coefficient de trainée est estimé à partir de la Fig.7.33 de l'EN 1991-1-4, soit 1.75 pour un taux de remplissage de 15 %

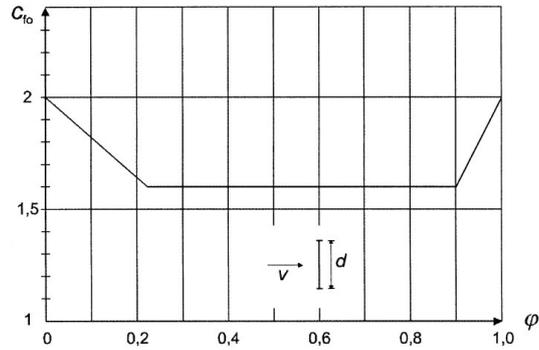


Figure 7.33 — Coefficient de force  $c_{f,0}$  d'une structure en treillis plane composée de profils en fonction du taux de remplissage  $\phi$

Le coefficient global à appliquer à la pression caractéristique vaux :

$$0.15 \times 1.75 = 0.2625$$

Les pressions de calcul sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Partie de l'ouvrage	Hm (m)	densité (kN/m <sup>3</sup> )	pk sous-pression caract. (kN/m <sup>2</sup> )	c <sub>0</sub>	p,eff sous-pression efficace (kN/m <sup>2</sup> )
Tronçon 1 tout	1,3	10	13	0,2625	3,41
Tronçon 3 partie courante	1,3	10	13	0,2625	3,41
2 travées Nord	2	10	20	0,2625	5,25

#### II.4.2. Effet du retrait (béton)

s.o.

#### II.4.3. Fluage du béton

s.o.

#### II.4.4. Actions sismiques

Douarnenez est en zone sismique d'aléa faible 2  
a<sub>gr</sub> = 0.7 m/s<sup>2</sup>

Classement de la zone de sismicité	a <sub>gr</sub> , accélération maximale de référence au niveau d'un sol de type rocheux (m/s <sup>2</sup> )
1	Non concerné
2	0,7
3	1,1
4	1,6
5	3

Selon l'arrêté du 26 octobre 2011 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts de la classe dite « à risque normal », l'ouvrage est en catégorie d'importance II (g<sub>1</sub> = 1.0)

L'accélération horizontale de calcul au niveau d'un sol de type rocheux est donc de :

a<sub>g</sub> = g<sub>1</sub> \* a<sub>gr</sub> = 0.7 m/s<sup>2</sup> (soit environ 7% g)

Classes (préc. Classification)	Catégorie d'importance (nouvelle classification)	Coefficient d'importance γ <sub>1</sub>	Ponts de la classe dite de « risque normal »...
A	I	Non concerné	- qui n'appartiennent pas au domaine public et qui ne desservent pas d'ERP de catégorie d'importance III ou IV.
B	II	1,0	- qui n'appartiennent pas au domaine public et desservent un ERP - appartiennent au domaine public (mais non classé III ou IV)
C	III	1,2	- qui appartiennent au domaine public et qui portent, franchissent ou longent une autoroute, route express, voie à grande circulation ou liaison ferroviaire à grande vitesse - ponts canaux qui n'appartiennent pas à la classe à risque spécial - ponts situés dans les emprises des ports maritimes et fluviaux à l'exception des ports de plaisance - ponts des pistes d'aérodrome et de voies de circulation d'aéronefs situés à leurs abords (non classé IV)
D	IV	1,4	- ponts des pistes d'aérodrome de code C, D, E ou F (cf. arrêté du 10 juillet 2006) - ponts de voie de circulation d'aéronefs situés aux abords d'une piste de code C, D, E ou F - 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 - pont de catégorie d'importance II ou III dont l'endommagement pourrait provoquer des dommages à un bâtiment, un équipement ou une installation de catégorie d'importance IV.

Tableau 2 : Catégories d'importance des ponts de la classe dite « à risque normal »

Selon EN 1998-2/AN

Selon EN 1998-2

### 5.5 Combinaison de l'action sismique avec d'autres actions

(1)P La valeur de calcul  $E_d$  des effets des actions en situation sismique de calcul doit être déterminée conformément à **6.4.3.4** de l'EN 1990:2002, et à **3.2.4(1)** de l'EN 1998-1:2004, de la manière suivante :

$$E_d = G_k + P_k + A_{Ed} + \psi_{21} Q_{1k} + Q_2 \quad \dots (5.4)$$

où :

- « + » signifie « combiné à » ;
- $G_k$  sont les actions permanentes avec leurs valeurs caractéristiques ;
- $P_k$  est la valeur caractéristique de précontrainte toutes pertes déduites ;
- $A_{Ed}$  est l'action sismique de calcul ;
- $Q_{1k}$  est la valeur caractéristique de la charge due au trafic ;
- $\psi_{21}$  est le coefficient de combinaison applicable aux charges dues au trafic conformément à **4.1.2(3)P** ; et
- $Q_2$  est la valeur quasi-permanente des actions de longue durée (par exemple poussée des terres, poussée hydrostatique, courants, etc.)

#### NOTE

Les actions de longue durée sont considérées concomitantes à l'action sismique de calcul.

(2)P Il n'est pas nécessaire de combiner les effets de l'action sismique avec les effets d'action dus aux déformations imposées (provoquées par la température, le retrait, le tassement des appuis, les mouvements résiduels du terrain dus à la formation de failles sismiques).

### Masses associées

(4)P Les valeurs quasi permanentes des actions variables doivent être prises égales à  $\psi_{2,1} Q_{k,1}$  où  $Q_{k,1}$  est la valeur caractéristique de la charge due au trafic.

$\psi_{2,2} = 0$ , il n'y a donc pas de masses associées à prendre en compte

#### NOTE

La valeur attribuée à :  $\psi_{2,1}$  pour être utilisée dans un pays peut être trouvée dans l'Annexe Nationale du présent document. Les valeurs recommandées sont les suivantes :

- Ponts soumis à un trafic bormal et passerelles piétonnes. En général et conformément à la recommandation de l'EN 1990:2002, Annexe 2,  $\psi_{2,1} = 0$ .

### Coefficient d'amortissement visqueux

Le coefficient d'amortissement visqueux a été évalué à 2% (acier soudé), conformément à EN 1998-2

#### 4.1.3 Amortissement de la structure et rigidité des éléments

(1) Dans le cas d'une analyse spectrale, les valeurs suivantes des rapports d'amortissement visqueux équivalents  $\xi$  peuvent être choisies sur la base du matériau constitutif des éléments, pour lesquels la plus grande partie de l'énergie de déformation est dissipée au cours de la réponse sismique. Ceci se produit généralement avec les piles.

- Acier soudé 0,02
- Acier boulonné 0,04
- Béton armé 0,05
- Béton précontraint 0,02

### Module d'élasticité du béton pour l'analyse sismique

Selon EN 1998-1, 4.3.1, dans les bâtiments en béton (...) il convient généralement d'évaluer la rigidité des éléments porteurs en tenant compte des effets de la fissuration. Il convient que cette rigidité corresponde à l'amorce de la plastification de l'armature.

À moins qu'une analyse plus précise des éléments fissurés ne soit réalisée, les propriétés de rigidité élastique à la flexion et au cisaillement des éléments de béton et de maçonnerie peuvent être considérées comme égales à la moitié de la rigidité correspondante des éléments non fissurés.

Nous considérons donc un module élastique du béton pour l'analyse sismique de  $E/2$

### Classe de sol

Classe A

### Coefficient de comportement horizontal

Le coefficient de comportement horizontal a été évalué à 1.5, conformément à EN 1998-2

Type d'éléments ductiles	Comportement sismique	
	Ductile limité	Ductile
Piles en béton armé :		
Piles verticales en flexion	1,5	$3,5 \lambda(\alpha_s)$
Béquilles inclinées fléchies	1,2	$2,1 \lambda(\alpha_s)$
Piles en acier :		
Piles verticales en flexion	1,5	3,5
Béquilles inclinées fléchies	1,2	2,0
Piles avec contreventement normal	1,5	2,5
Piles avec contreventement excentré	—	3,5
Assemblage rigide des culées au tablier :		
En générale	1,5	1,5
Structures bloquées (voir 4.1.6(9), (10))	1,0	1,0
Arcs	1,2	2,0
$\alpha_s = L_p/h$ est le rapport de portée d'effort tranchant de la pile, où $L_p$ est la distance entre la rotule plastique et le point de moment nul et $h$ est la hauteur de la section transversale dans la direction de flexion de la rotule plastique. Pour $\alpha_s \geq 3$ $\lambda(\alpha_s) = 1,0$ $3 > \alpha_s \geq 1,0$ $\lambda(\alpha_s) = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}}$		

**Tableau 4.1 Valeurs maximales du coefficient de comportement  $q$**

Extrait EN 1998-2

### Coefficient de comportement vertical

La composante verticale du spectre est négligée en zone 2, conformément à EN 1998-2

### Combinaison des réponses modale

Nous considérons la Combinaison Quadratique complète (CQC)

#### II.4.5. Situations de projet accidentelles

##### II.4.5.a. Choc d'un véhicule sur les piles

s.o.

## II.5. Combinaisons d'actions

### II.5.1. Coefficients ELU et ELS

EN 1990/A1 :

Action	Symbole	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Charges de trafic	gr1	0,40	0,40	0
	$Q_{fwk}$	0	0	0
	gr2	0	0	0
Forces dues au vent	$F_{wk}$	0,3	0,2	0
Actions de la température	$T_k$	0,6 <sup>1)</sup>	0,6	0,5
Charges de neige	$Q_{Sn,k}$ (pendant l'exécution)	0,8	—	0
Charges de construction	$Q_c$	1,0	—	1,0

1) La valeur recommandée  $\psi_0$  pour les actions dues à la température peut dans la plupart des cas être réduite à zéro pour les états-limites ultimes EQU, STR et GEO. Voir aussi les Eurocodes de projet.

Tableau A2.2 - Valeurs recommandées des coefficients  $\psi$  pour les passerelles

Où gr1 est la charges distribuée, et Qfwk la charge concentrée

Pour les combinaisons ELU :

Situations de projet durable et transitoire	Actions permanentes		Pré-contrainte	Action variable dominante (*)	Actions variables d'accompagnement (*)	
	défavorables	favorables			principale (le cas échéant)	autres
(Eq. 6.10)	$\gamma_{G,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

$$\gamma_{G,sup} = 1,35^{1)}$$

$$\gamma_{G,inf} = 1,00.$$

$\gamma_Q = 1,35$  lorsque Q représente des actions défavorables dues aux trafics routier ou de piétons (0 lorsqu'elles sont favorables).

Pour les combinaisons ELS :

Combinaison	Actions permanentes $G_d$		Précontrainte	Actions variables $Q_d$	
	défavorables	favorables		dominante	autres
Caractéristique	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Fréquente	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	P	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Quasi-permanente	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	P	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

Tableau A2.6 - Valeurs de calcul des actions à utiliser dans la combinaison d'actions

Pour les combinaisons ELU sismique :

Situation de projet	Actions permanentes		Précontrainte	Action accidentelle ou sismique	Actions variables d'accompagnement (**)	
	défavorables	favorables			principale (le cas échéant)	autres
accidentelle (*) (Eq. 6.11 a/b)	$G_{k,i,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$A_d$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$ ou $\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
sismique (***) (Eq. 6.12 a/b)	$G_{k,i,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$A_{Ed} = \gamma_1 A_{Ek}$		$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

(\*) Dans le cas des situations de projet accidentelles, l'action variable principale peut être prise avec sa valeur fréquente, ou, comme dans les combinaisons sismiques d'actions, avec sa valeur quasi-permanente. Le choix sera précisé dans l'Annexe nationale, en fonction de l'action accidentelle considérée.

(\*\*) Les actions variables sont celles considérées aux tableaux A2.1 à A2.3.

(\*\*\*) Des situations de projet sismiques particulières peuvent être spécifiées par l'Annexe nationale ou pour le projet individuel. Pour les ponts ferroviaires, il n'est nécessaire de charger qu'une seule voie et le modèle de charge SW/2 peut être ignoré.

NOTE Les valeurs de calcul du présent tableau peuvent être modifiées dans l'Annexe nationale. Les valeurs recommandées sont  $\gamma = 1,0$  pour toutes les actions non sismiques.

## II.5.2. Dénomination des cas de charges

L'ouvrage est à vérifier pour les situations de projet suivantes :

- situations de projet transitoires ;
- situations de projet durables ;
- situations de projet accidentelles.

Pour chaque situation de projet, on définit les combinaisons de l'État Limite de Service (ELS) et de l'État Limite Ultime (ELU)

Dans les paragraphes ci-après sont données les principales combinaisons correspondant aux situations de projet durables et accidentelles.

Les notations retenues pour les actions sont les suivantes :

- $G_{k,sup}$  : charges permanentes pondérales défavorables ;  
 $G_{k,inf}$  : charges permanentes pondérales favorables ;  
 $Q_k$  : charge variable uniformément répartie (verticale et horizontale) ;  
 $V$  : vent ;  
 $T_k$  : effets thermiques ;  
 $A_d$  : action accidentelle (séisme)

La lettre k signifie que l'on considère les valeurs caractéristiques des sollicitations.

### II.5.1. ELU fondamental

En accord avec les Eurocodes, les 3 combinaisons de charges suivantes sont à étudier successivement pour les vérifications aux ELU :

- 1.35  $G_{k,sup}$  (ou 1.0  $G_{k,inf}$ ) + 1.35  $Q_k$  + 1.5 (0.6  $T_k$ ) + 1.5 (0.3  $V$ )  
1.35  $G_{k,sup}$  (ou 1.0  $G_{k,inf}$ ) + 1.5  $T_k$  + 1.35 (0.4  $Q_k$ ) + 1.5 (0.3  $V$ )  
1.35  $G_{k,sup}$  (ou 1.0  $G_{k,inf}$ ) + 1.5 vent + 1.35 (0.4  $Q_k$ ) + 1.5 (0.6  $T_k$ )

### II.5.2. ELS

En accord avec les Eurocodes, les 3 combinaisons de charges suivantes sont à étudier successivement pour les vérifications aux ELS.

#### ELS quasi permanent

$G_{k,sup}$  (ou  $G_{k,inf}$ ) + 0.5  $T_k$

#### ELS fréquent

$G_{k,sup}$  (ou  $G_{k,inf}$ ) + 0.4  $Q_k$  + 0.5  $T_k$

$G_{k,sup}$  (ou  $G_{k,inf}$ ) + 0.6  $T_k$

#### ELS caractéristique

$G_{k,sup}$  (ou  $G_{k,inf}$ ) +  $Q_k$  + 0.6  $T_k$  + 0.3  $V$

$G_{k,sup}$  (ou  $G_{k,inf}$ ) +  $T_k$  + 0.4  $Q_k$  + 0.3  $V$

$G_{k,sup}$  (ou  $G_{k,inf}$ ) +  $V$  + 0.4  $Q_k$  + 0.6  $T_k$

#### II.5.3. ELU accidentel (sismique)

1.0  $G_{k,sup}$  (ou 1.0  $G_{k,inf}$ ) +  $A_d$  + 0.5  $T_k$

### **II.6. Déformations**

Conformément à l'EN 1993-2, il n'est pas prévu de limite de flèche verticales pour les passerelles piétonnes en structure métallique.

Il est prévu une contre-flèche verticale de fabrication destinée à éliminer la flèche de l'ouvrage sous l'ensemble des charges permanentes et une fraction des charges d'exploitation.

## **II.7. Calcul dynamique**

Les modes propres principaux de la structure, sous poids propre et sous charges permanentes maximales, seront calculés afin d'identifier les modes verticaux et horizontaux susceptibles d'être excités par des chargements de piétons.

L'objectif de cette étude est de s'assurer du confort des piétons sous les sollicitations dynamiques susceptibles d'être appliquées à la structure, soit :

- La marche et la course des piétons ;
- Le vent.

Il n'existe pas, à ce jour, de documents normatifs identifiant les cas de chargements dynamiques ni les critères de vérifications à prendre en compte sur les ponts routiers.

Ainsi, l'étude pourra se baser sur les textes et ouvrages présents dans la littérature et relatifs à l'analyse dynamique des passerelles piétonnes, et plus particulièrement :

- '*Vibration problems in structures*', de H. Bachman aux éditions de l'Institut Polytechnique de Zurich,
- '*Passerelles piétonnes- Evaluation du comportement vibratoire sous l'action des piétons*', guide méthodologique édité par le SETRA.

L'ouvrage est conçu et équipé de façon à ce que le confort des usagers soit assuré : cet objectif est atteint lorsque sous l'effet du vent ou de charge d'exploitation, l'accélération verticale en tout point du tablier n'excède pas 0.5 m/s<sup>2</sup> et l'accélération latérale est limitée à 0.1m/s<sup>2</sup> (valeurs de seuil préconisé par la norme prENV 1995-2).

### **Rappel: CLASSES ET NIVEAUX DE CONFORT DES PASSERELLES**

#### *Classe de passerelle*

Classe IV : passerelle très peu utilisée, construite pour relier des zones très faiblement peuplées ou pour assurer la continuité du cheminement piétonnier dans des zones coupées par une autoroute ou une voie rapide.

Classe III : passerelle normalement utilisée, pouvant parfois être traversée par des groupes importants mais sans jamais être chargée sur toute sa surface.

Classe II : passerelle urbaine reliant des zones peuplées, soumise à un trafic important et pouvant être parfois chargée sur toute sa surface.

Classe I : passerelle urbaine reliant des zones à forte concentration piétonnière (présence d'une gare ou d'une station de métro à proximité, par exemple) ou fréquemment empruntée par des foules denses (manifestations, touristes ...), soumise à un trafic très important.

#### *Niveaux de confort*

Confort maximum : les accélérations soumises par la structure sont pratiquement imperceptibles par les usagers.

Confort moyen : les accélérations subies par la structure sont simplement perceptibles par les usagers.

Confort minimum : dans des configurations de chargement peu fréquentes, les accélérations subies par la structure sont ressenties par les usagers, sans pour autant devenir intolérables.

Il convient de noter que les indications ci-dessus ne peuvent constituer des critères absolus : la notion de confort est fortement subjective et une même accélération est ressentie différemment selon les personnes.

Nous avons choisi de nous placer dans un critère de confort moyen avec une accélération verticale située dans une plage entre 0.5 m/s<sup>2</sup> et 2.5 m/s<sup>2</sup>.

Selon NF EN 1995-2, le coefficient d'amortissement est de 1.3 %.

Suivant les descriptions ci-dessus, la passerelle est considérée de classe III.

### III. RESULTATS GENERAUX

#### III.1. Préambule

Nous présentons dans ce chapitre les résultats de calcul du tronçon 3 (grande estacade).

Cette structure constitue un cas de figure enveloppe et représentatif pour les deux tronçons du projet :

- Le fonctionnement structurel ainsi que les sections et leur assemblages sont les mêmes dans les deux ouvrages
- Les portées longitudinales entre les piles sont plus importantes, sollicitant davantage les poutres longitudinales à la flexion ;
- La longueur totale est environ le double que celle du tronçon 1. Cela amplifie les effets non linéaires d'instabilité dynamique et de charge critique ;

#### III.2. Modélisation

Le modèle de calcul est composé des éléments suivants :

- Les micropieux, en tube métallique rond de diamètre 150 mm
- Les piles, en caisson métallique rectangulaire (PRS) à géométrie variable, de largeur constante 100 mm et hauteur variable entre 115 mm en pied et 185 mm en tête
- Des traverses, en caisson métallique rectangulaire (PRS), le largeur 200 mm et hauteur 150 mm
- Des poutres longitudinales de type « poutre échelle », constituées de :
  - Une fibre inférieure en caisson métallique (PRS), de 170x200 ht mm
  - Des montants en plat métallique 25x125 mm
  - Une fibre supérieure en plat métallique 25x150 mm

Des appuis élastiques horizontaux sont disposés le long des micropieux afin de modéliser la raideur des sol à l'interface sol / fondations.

Un appuis simple est modélisé en pied des micropieux.

Les culées sont modélisées par une rotule à l'axe de l'ouvrages, et des appuis simples aux extrémités du tablier.

Le joint de dilatation à mi-ouvrage est modélisé par un relâchement de barre, libérant les moments MX/MY/MZ ainsi que les translations longitudinales.

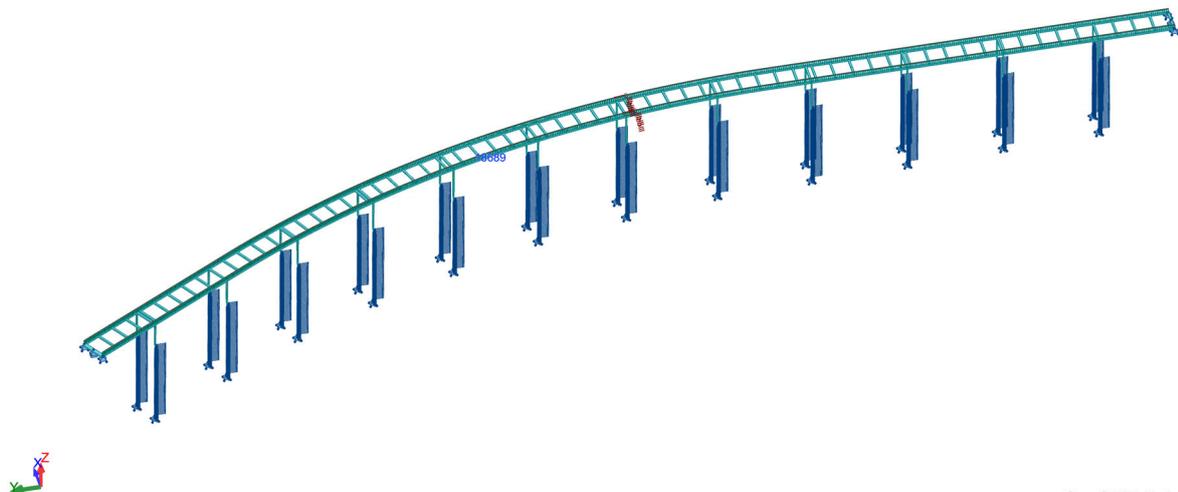
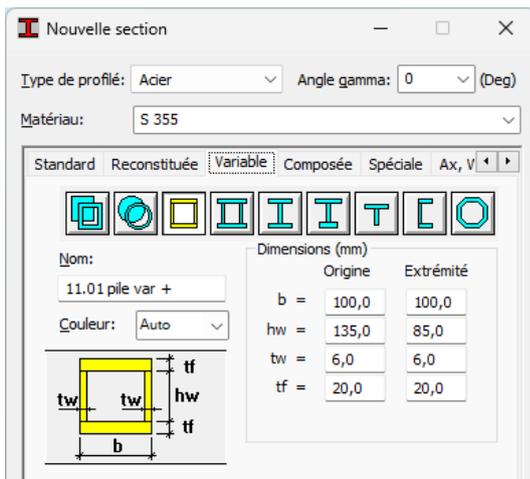
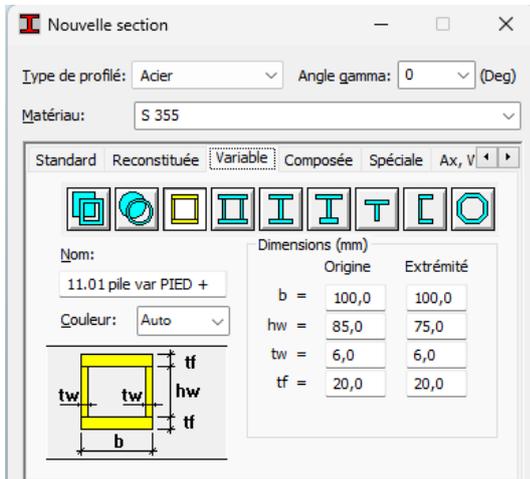
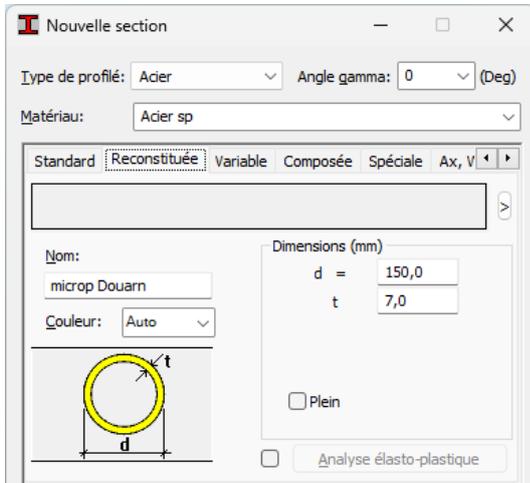
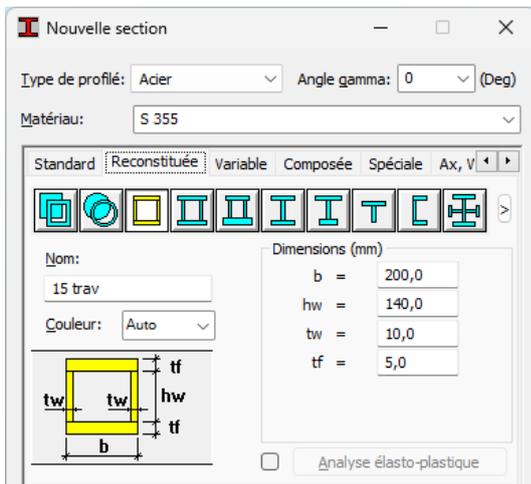
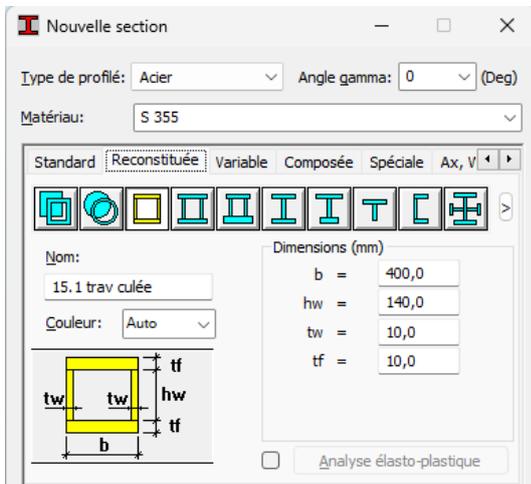
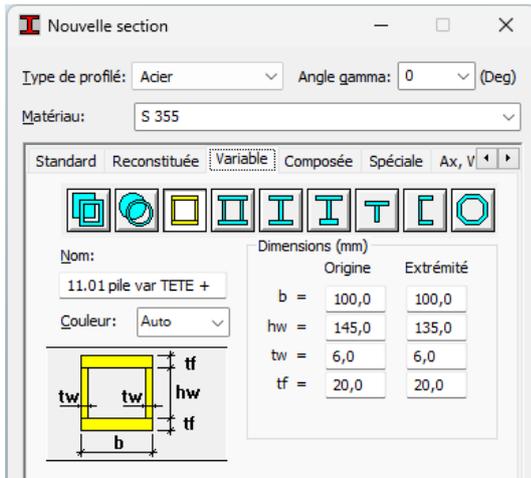


Figure 5 – Vue du modèle de calcul

### III.3. Sections





**Nouvelle section**

Type de profilé: Acier Angle gamma: 0 (Deg)

Matériau: S 355

Standard Reconstituée Variable Composée Spéciale Ax, V

Nom: 12 fibre inf

Couleur: Auto

Dimensions (mm)

b = 170,0  
hw = 150,0  
tw = 8,0  
tf = 22,0

Analyse élasto-plastique

**Nouvelle section**

Type de profilé: Acier Angle gamma: 0 (Deg)

Matériau: S 355

Standard Reconstituée Variable Composée Spéciale Ax, V

Nom: 14 mont

Couleur: Auto

Dimensions (mm)

b = 25,0  
h = 125,0  
t = 0,0

Plein

Analyse élasto-plastique

**Nouvelle section**

Type de profilé: Acier Angle gamma: 0 (Deg)

Matériau: S 355

Standard Reconstituée Variable Composée Spéciale Ax, V

Nom: 13 fibre sup

Couleur: Auto

Dimensions (mm)

b = 150,0  
h = 25,0  
t = 0,0

Plein

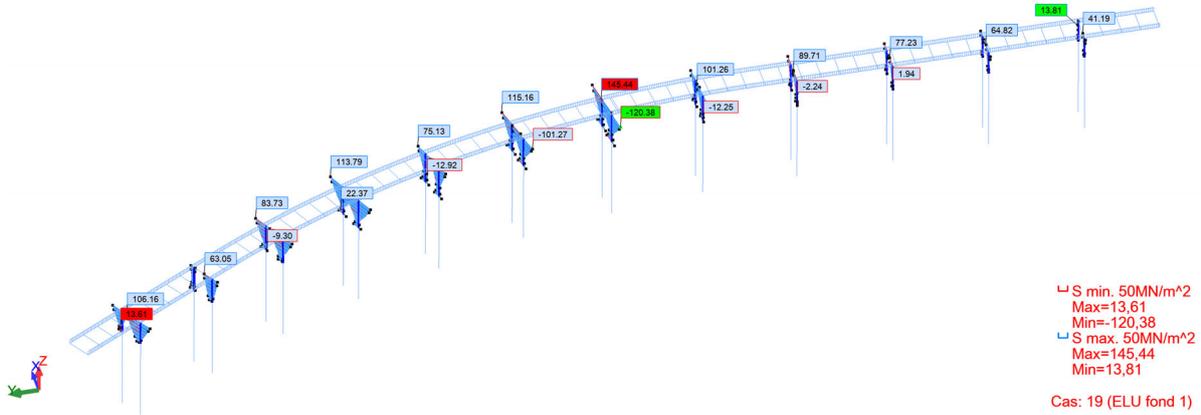
Analyse élasto-plastique

### III.4. Justification des éléments structurels

#### III.4.1. ELU fondamental

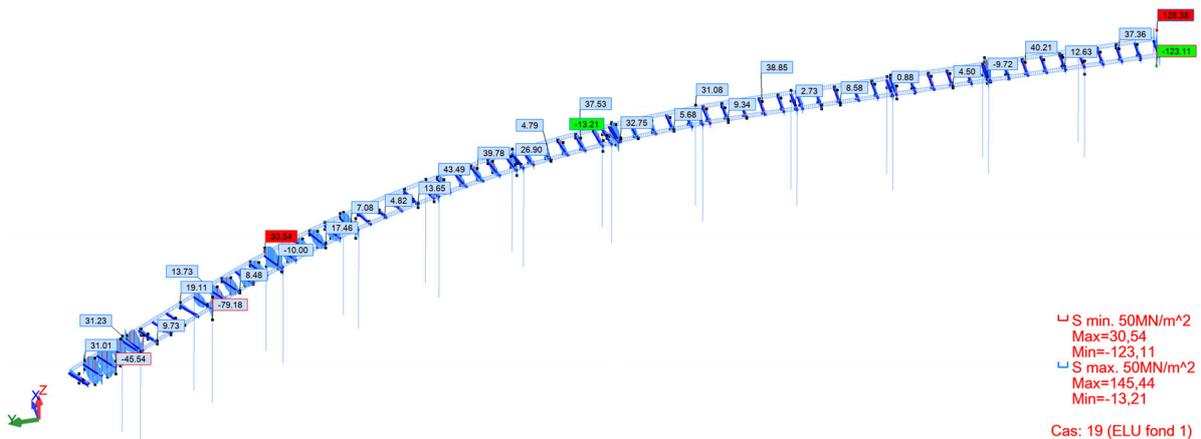
Piles

$s_{rd,ELU} \max = 145 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}$  OK



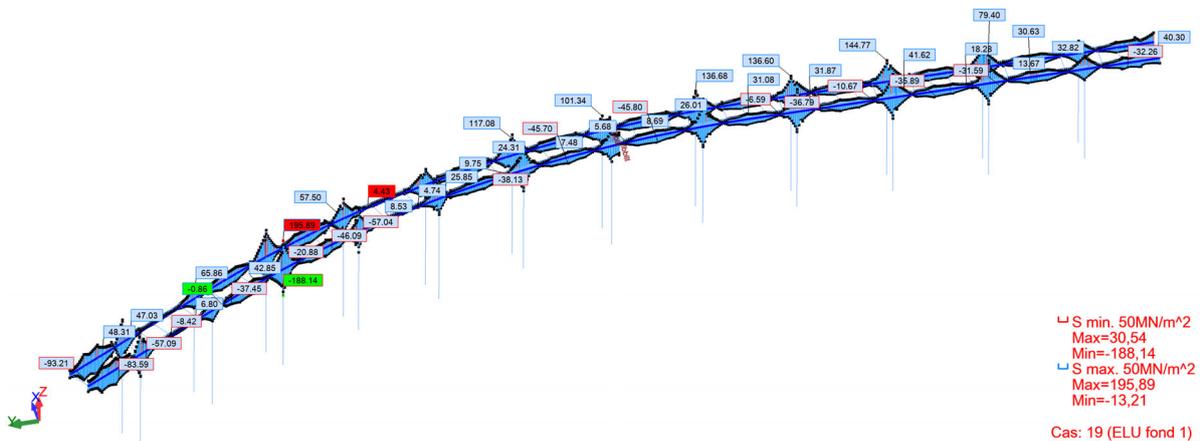
Traverses

$s_{rd,ELU} \max = 31 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}$  OK



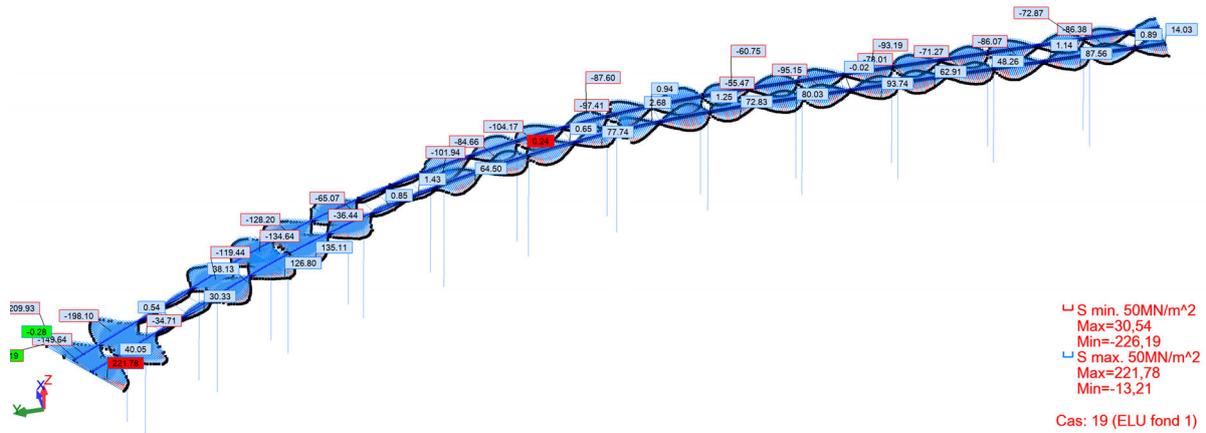
Poutre échelle – Fibre inférieure

$s_{rd,ELU} \max = 196 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}$  OK



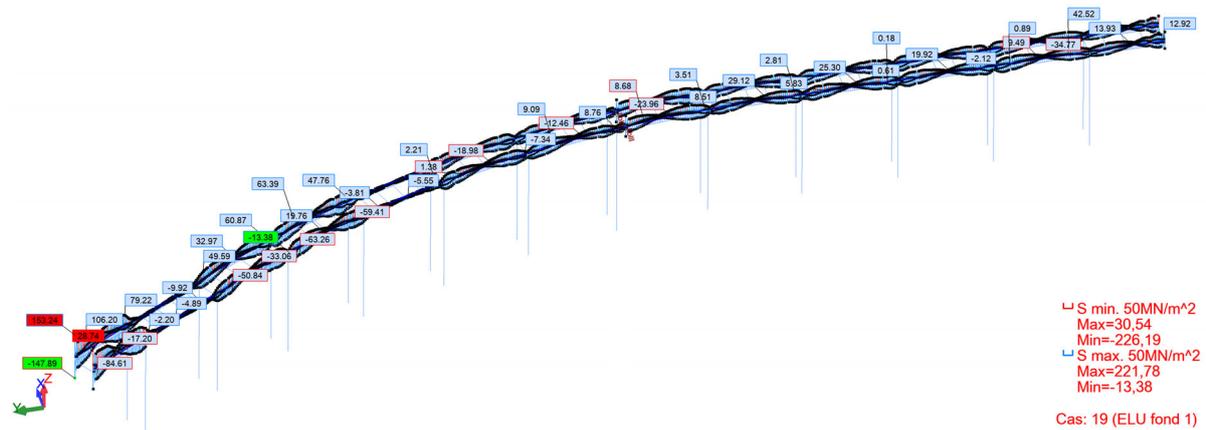
Poutre échelle – Montants

s,rd,ELU max = 222 MPa < 355 MPa OK



Poutre échelle – Fibre supérieure

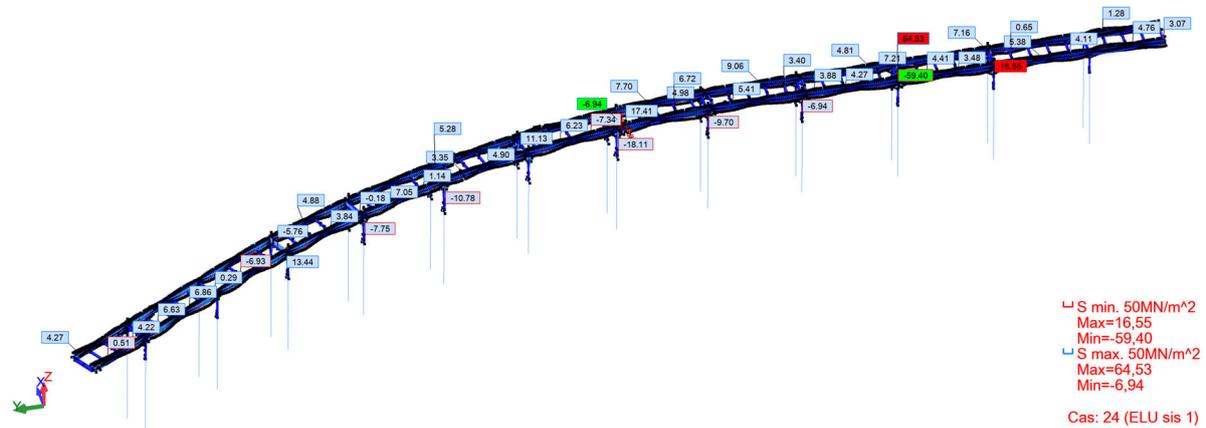
s,rd,ELU max = 154 MPa < 355 MPa OK



III.4.2. ELU sismique

Tout élément confondu

s,rd,ELU max = 65 MPa < 355 MPa OK





### III.2. Vérifications détaillées

#### III.2.1. Piles

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 28398 Poteau DOUARN\_28398

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 21 ELU fond 3 (1+2+3)\*1.35+4\*0.54+10\*0.90+13\*1.50

**MATERIAU:**

S 355 ( S 355 ) fy = 355.00 MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION:** 11.01 pile var TETE +

h=205.0 mm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=100.0 mm	Ay=60.00 cm <sup>2</sup>	Az=17.40 cm <sup>2</sup>	Ax=77.40 cm <sup>2</sup>
tw=6.0 mm	Iy=4943.61 cm <sup>4</sup>	Iz=884.89 cm <sup>4</sup>	Ix=2636.48 cm <sup>4</sup>
tf=30.0 mm	Wply=588.07 cm <sup>3</sup>	Wplz=231.78 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N <sub>Ed</sub> = 91.33 kN	My <sub>Ed</sub> = 43.77 kN*m	Mz <sub>Ed</sub> = -13.52 kN*m	Vy <sub>Ed</sub> = -5.34 kN
Nc,Rd = 2747.70 kN	My,pl,Rd = 208.77 kN*m	Mz,pl,Rd = 82.28 kN*m	Vy,T,Rd = 1229.73 kN
Nb,Rd = 2747.70 kN	My,c,Rd = 208.77 kN*m	Mz,c,Rd = 82.28 kN*m	Vz <sub>Ed</sub> = -13.04 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 208.77 kN*m	MN <sub>z,Rd</sub> = 82.28 kN*m	Vz,T,Rd = 356.63 kN
			Tt <sub>Ed</sub> = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 0.50 m	Lam <sub>y</sub> = 0.08
Lcr,y = 0.50 m	Xy = 1.00
Lamy = 6.42	kyy = 0.96



en z:

Lz = 0.50 m	Lam <sub>z</sub> = 0.19
Lcr,z = 0.50 m	Xz = 1.00
Lamz = 14.84	kyz = 0.59

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.21 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.16 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.66} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.66} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\tau_{xy,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\tau_{xz,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$\lambda_{y} = 6.42 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 14.84 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.33 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.30 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Profil correct !!!**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.  
**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 28399 Poteau DOUARN\_28399

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 21 ELU fond 3 (1+2+3)\*1.35+4\*0.54+10\*0.90+13\*1.50

**MATERIAU:**

S 355 ( S 355 ) fy = 355.00 MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION:** 11.01 pile var +

h=195.0 mm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=100.0 mm	Ay=60.00 cm <sup>2</sup>	Az=16.20 cm <sup>2</sup>	Ax=76.20 cm <sup>2</sup>
tw=6.0 mm	Iy=4374.79 cm <sup>4</sup>	Iz=858.34 cm <sup>4</sup>	Ix=2295.12 cm <sup>4</sup>
tf=30.0 mm	Wply=549.67 cm <sup>3</sup>	Wplz=226.14 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 91.73 kN	My,Ed = 37.25 kN*m	Mz,Ed = -10.85 kN*m	Vy,Ed = -5.34 kN
Nc,Rd = 2705.10 kN	My,pl,Rd = 195.13 kN*m	Mz,pl,Rd = 80.28 kN*m	Vy,T,Rd = 1229.73 kN
Nb,Rd = 1359.15 kN	My,c,Rd = 195.13 kN*m	Mz,c,Rd = 80.28 kN*m	Vz,Ed = -13.04 kN
	MN,y,Rd = 195.13 kN*m	MN,z,Rd = 80.28 kN*m	Vz,T,Rd = 332.03 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 2.68 m	Lam_y = 0.53
Lcr,y = 2.68 m	Xy = 0.82
Lamy = 40.85	kyy = 0.81



en z:

Lz = 2.68 m	Lam_z = 1.07
Lcr,z = 2.68 m	Xz = 0.50
Lamz = 81.48	kyz = 0.46

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))  
 My,Ed/MN,y,Rd = 0.19 < 1.00 (6.2.9.1.(2))  
 Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.14 < 1.00 (6.2.9.1.(2))  
 (My,Ed/MN,y,Rd)^1.66 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.66 = 0.10 < 1.00 (6.2.9.1.(6))  
 Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)  
 Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.6-7)  
 Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)\*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)  
 Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)\*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

Lambda,y = 40.85 < Lambda,max = 210.00      Lambda,z = 81.48 < Lambda,max = 210.00      STABLE  
 N,Ed/(Xy\*N,Rk/gM1) + kyy\*My,Ed/(XLT\*My,Rk/gM1) + kyz\*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.26 < 1.00 (6.3.3.(4))  
 N,Ed/(Xz\*N,Rk/gM1) + kzy\*My,Ed/(XLT\*My,Rk/gM1) + kzz\*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.25 < 1.00 (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 28400 Poteau DOUARN\_28400

**POINT:** 7

**COORDONNEE:** x = 1.00 L = 0.46 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 20 ELU fond 2 (1+2+3)\*1.35+4\*0.54+10\*1.50+13\*0.60

**MATERIAU:**

S 355 ( S 355 )  $f_y = 355.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: 11.01 pile var PIED +**

h=115.0 mm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=100.0 mm	Ay=40.00 cm <sup>2</sup>	Az=9.00 cm <sup>2</sup>	Ax=49.00 cm <sup>2</sup>
tw=6.0 mm	Iy=958.02 cm <sup>4</sup>	Iz=532.41 cm <sup>4</sup>	Ix=1299.67 cm <sup>4</sup>
tf=20.0 mm	Wply=206.87 cm <sup>3</sup>	Wplz=142.30 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 72.84 kN	My,Ed = -1.31 kN*m	Mz,Ed = 7.78 kN*m	Vy,Ed = -7.04 kN
Nc,Rd = 1739.50 kN	My,pl,Rd = 73.44 kN*m	Mz,pl,Rd = 50.52 kN*m	Vy,T,Rd = 819.80 kN
Nb,Rd = 1739.50 kN	My,c,Rd = 73.44 kN*m	Mz,c,Rd = 50.52 kN*m	Vz,Ed = -5.15 kN
	MN,y,Rd = 73.44 kN*m	MN,z,Rd = 50.52 kN*m	Vz,T,Rd = 184.46 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 0.46 m	Lam_y = 0.13
Lcr,y = 0.46 m	Xy = 1.00
Lamy = 9.89	kzy = 0.35



en z:

Lz = 0.46 m	Lam_z = 0.18
Lcr,z = 0.46 m	Xz = 1.00
Lamz = 13.81	kzz = 0.89

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.04 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.02 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.15 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.66} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.66} = 0.05 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $\tau_{u,ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)  
 $\tau_{u,tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$\lambda_{y} = 9.89 < \lambda_{max} = 210.00$        $\lambda_{z} = 13.81 < \lambda_{max} = 210.00$       STABLE  
 $N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.14 < 1.00$  (6.3.3.(4))  
 $N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.19 < 1.00$  (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

### III.2.2. Tablier

#### CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 24997 Barre\_24997

**POINT:** 7

**COORDONNEE:** x = 1.00 L =

0.20 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 19 ELU fond 1 (1+2+3+4)\*1.35+10\*0.90+13\*0.60

**MATERIAU:**

S 355 ( S 355 )  $f_y = 355.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: 13 fibre sup**

h=25.0 mm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=150.0 mm	Ay=37.50 cm <sup>2</sup>	Az=37.50 cm <sup>2</sup>	Ax=37.50 cm <sup>2</sup>
tw=12.5 mm	Iy=19.53 cm <sup>4</sup>	Iz=703.12 cm <sup>4</sup>	Ix=68.77 cm <sup>4</sup>
tf=12.5 mm	Wply=23.44 cm <sup>3</sup>	Wplz=140.63 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 120.40 kN	My,Ed = 0.41 kN*m	Mz,Ed = 0.08 kN*m	Vy,Ed = 0.56 kN
Nc,Rd = 1331.25 kN	My,Ed,max = 0.41 kN*m	Mz,Ed,max = 0.20 kN*m	Vy,T,Rd = 765.52 kN
Nb,Rd = 1220.56 kN	My,c,Rd = 8.32 kN*m	Mz,c,Rd = 49.92 kN*m	Vz,Ed = 2.86 kN
	MN,y,Rd = 7.57 kN*m	MN,z,Rd = 49.92 kN*m	Vz,T,Rd = 765.52 kN
			Tt,Ed = 0.04 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 0.20 m	Lam_y = 0.36
Lcr,y = 0.20 m	Xy = 0.92
Lamy = 27.72	kyy = 0.94



en z:

Lz = 0.20 m	Lam_z = 0.06
Lcr,z = 0.20 m	Xz = 1.00
Lamz = 4.62	kyz = 0.56

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.68} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.68} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$\lambda_{y} = 27.72 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 4.62 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.15 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.12 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Profil correct !!!**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 25640 Barre\_25640

**POINT:** 7

**COORDONNEE:** x = 1.00 L =

0.20 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 19 ELU fond 1 (1+2+3+4)\*1.35+10\*0.90+13\*0.60

**MATERIAU:**

S 355 ( S 355 ) fy = 355.00 MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION:** 12 fibre inf

h=194.0 mm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=170.0 mm

Ay=74.80 cm<sup>2</sup>

Az=24.00 cm<sup>2</sup>

Ax=98.80 cm<sup>2</sup>

tw=8.0 mm

Iy=6012.38 cm<sup>4</sup>

Iz=3377.35 cm<sup>4</sup>

Ix=5379.80 cm<sup>4</sup>

tf=22.0 mm

Wply=733.28 cm<sup>3</sup>

Wplz=512.30 cm<sup>3</sup>

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N<sub>Ed</sub> = -145.54 kN

My<sub>Ed</sub> = 43.80 kN\*m

Mz<sub>Ed</sub> = -0.37 kN\*m

Vy<sub>Ed</sub> = 3.53 kN

Nt<sub>Rd</sub> = 3507.40 kN

My<sub>pl,Rd</sub> = 260.31 kN\*m

Mz<sub>pl,Rd</sub> = 181.87 kN\*m

Vy<sub>T,Rd</sub> = 1495.50 kN

My<sub>c,Rd</sub> = 260.31 kN\*m

Mz<sub>c,Rd</sub> = 181.87 kN\*m

Vz<sub>Ed</sub> = 4.46 kN

MN<sub>y,Rd</sub> = 260.31 kN\*m

MN<sub>z,Rd</sub> = 181.87 kN\*m

Vz<sub>T,Rd</sub> = 487.52 kN

Tt<sub>Ed</sub> = 2.24 kN\*m

Classe de la section = 1

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.04 < 1.00$  (6.2.3.(1))

$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.17 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))

$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.66} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.66} = 0.05 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00$  (6.2.6-7)

$\tau_{y,Ed}/(\tau_y/(f_y/\sqrt{3})gM0) = 0.02 < 1.00$  (6.2.6)

$\tau_{z,Ed}/(\tau_z/(f_y/\sqrt{3})gM0) = 0.01 < 1.00$  (6.2.6)

*Profil correct !!!*

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 27638 Barre\_27638

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

0.00 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 19 ELU fond 1 (1+2+3+4)\*1.35+10\*0.90+13\*0.60

**MATERIAU:**

S 355 ( S 355 ) fy = 355.00 MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: 14 mont**

h=125.0 mm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=25.0 mm	Ay=31.25 cm <sup>2</sup>	Az=31.25 cm <sup>2</sup>	Ax=31.25 cm <sup>2</sup>
tw=12.5 mm	Iy=406.90 cm <sup>4</sup>	Iz=16.28 cm <sup>4</sup>	Ix=55.83 cm <sup>4</sup>
tf=12.5 mm	Wply=97.66 cm <sup>3</sup>	Wplz=19.53 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 1.26 kN	My,Ed = 0.10 kN*m	Mz,Ed = -2.77 kN*m	Vy,Ed = -10.77 kN
Nc,Rd = 1109.38 kN	My,Ed,max = 0.15 kN*m	Mz,Ed,max = -2.77 kN*m	Vy,T,Rd = 633.65 kN
Nb,Rd = 660.86 kN	My,c,Rd = 34.67 kN*m	Mz,c,Rd = 6.93 kN*m	Vz,Ed = 0.11 kN
	MN,y,Rd = 34.67 kN*m	MN,z,Rd = 6.93 kN*m	Vz,T,Rd = 633.65 kN
			Tt,Ed = -0.08 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 0.50 m	Lam_y = 0.18
Lcr,y = 0.50 m	Xy = 1.00
Lamy = 13.86	kzy = 0.55



en z:

Lz = 0.50 m	Lam_z = 0.91
Lcr,z = 0.50 m	Xz = 0.60
Lamz = 69.28	kzz = 0.59

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

$N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $My,Ed/MN,y,Rd = 0.00 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.40 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $(My,Ed/MN,y,Rd)^{1.66} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.66} = 0.22 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.02 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.01 < 1.00$  (6.2.6)  
 $Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.01 < 1.00$  (6.2.6)

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$\lambda_{y} = 13.86 < \lambda_{y,max} = 210.00$       $\lambda_{z} = 69.28 < \lambda_{z,max} = 210.00$      STABLE  
 $N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.15 < 1.00$  (6.3.3.(4))  
 $N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.24 < 1.00$  (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 28426 Barre\_28426

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

0.00 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 22 ELU houle 1 (1+2+3)\*1.00+(12+14)\*1.50+10\*0.90

**MATERIAU:**

S 355 ( S 355 )     fy = 355.00 MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: 15.0 trav en plus**

h=170.0 mm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=200.0 mm	Ay=60.00 cm <sup>2</sup>	Az=28.00 cm <sup>2</sup>	Ax=88.00 cm <sup>2</sup>
tw=10.0 mm	Iy=4072.33 cm <sup>4</sup>	Iz=4529.33 cm <sup>4</sup>	Ix=6158.36 cm <sup>4</sup>
tf=15.0 mm	Wply=563.00 cm <sup>3</sup>	Wplz=566.00 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = -121.76 kN	My,Ed = -22.59 kN*m	Mz,Ed = -11.22 kN*m	Vy,Ed = -4.65 kN
Nt,Rd = 3124.00 kN	My,pl,Rd = 199.87 kN*m	Mz,pl,Rd = 200.93 kN*m	Vy,T,Rd = 1227.72 kN
	My,c,Rd = 199.87 kN*m	Mz,c,Rd = 200.93 kN*m	Vz,Ed = 12.61 kN
	MN,y,Rd = 199.87 kN*m	MN,z,Rd = 200.93 kN*m	Vz,T,Rd = 573.25 kN
			Tt,Ed = 0.20 kN*m
			Classe de la section = 1

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

- $N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.04 < 1.00$  (6.2.3.(1))  
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.11 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.06 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.66} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.66} = 0.03 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $\tau_{y,Ed}/(\sigma_{yk}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)  
 $\tau_{z,Ed}/(\sigma_{yk}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

*Profil correct !!!*

**III.3. Stabilité de la structure**

Sous combinaisons ELU, le coefficient critique est de  $16 > 10$ .

Aucune analyse du second ordre n'est donc nécessaire.

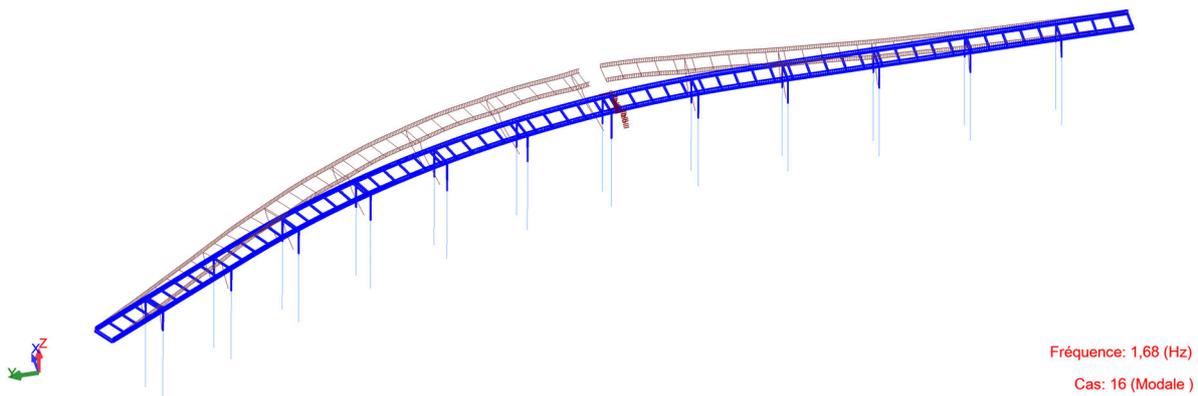
Mode	Coef.crit.	Précision
1	1,66E+01	4,34E-04
2	1,90E+01	4,98E-03
3	2,04E+01	4,32E-04
4	2,23E+01	3,39E-03
5	2,40E+01	7,90E-03
6	2,41E+01	6,39E-03
7	2,52E+01	3,55E-03
8	2,52E+01	4,94E-03
9	2,53E+01	4,74E-03
10	2,74E+01	5,05E-03

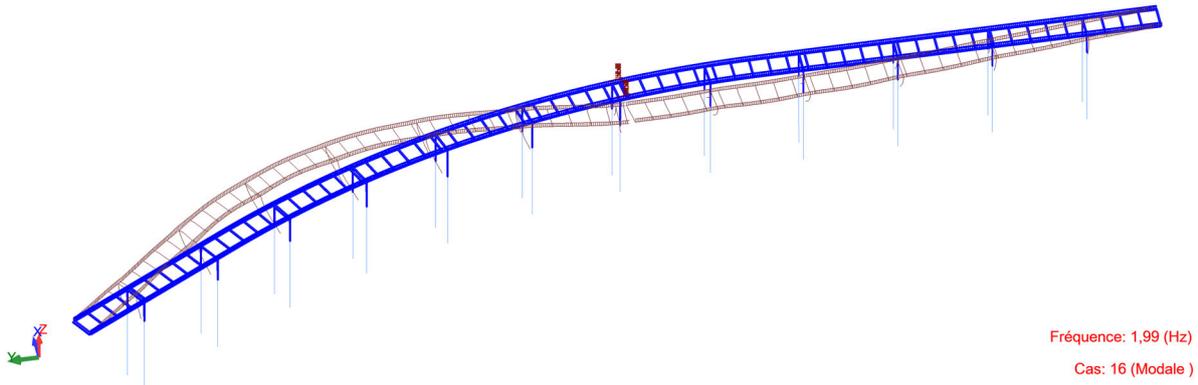
### III.4. Comportement dynamique

Pour la vérification du comportement dynamique de l'ouvrage, nous utilisons la méthode indiquée par le guide « Passerelles piétonnes – évaluation du comportement vibratoire sous l'action des piétons », Sétra, Mars 2006.

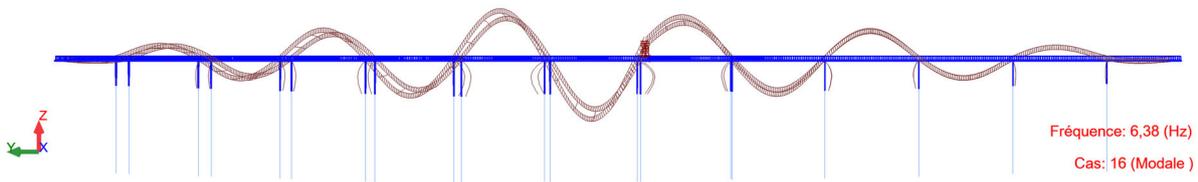
Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale			Masses Cumulées		
			UX [%]	UY [%]	UZ [%]	UX [%]	UY [%]	UZ [%]
1	1,68	0,6	57,4	6,68	0	57,4	6,68	0
2	1,99	0,5	0,9	7,05	0	58,3	13,73	0
3	2,36	0,42	16,13	0,79	0	74,43	14,52	0
4	2,85	0,35	0	0,5	0	74,44	15,01	0
5	3,38	0,3	3,94	0,28	0	78,37	15,29	0
6	3,9	0,26	0,14	0,05	0	78,51	15,34	0
7	4,51	0,22	2,01	0,28	0	80,52	15,62	0
8	5,02	0,2	0,03	1,22	0	80,55	16,84	0
9	5,15	0,19	0,01	42,68	0	80,56	59,52	0
10	5,74	0,17	0,97	0,05	0	81,53	59,56	0

Les premiers modes propres concernent tous des modes horizontaux (sens transversal), avec une fréquence minimale de 1.68 Hz.





Le premier mode propre vertical est le mode, avec une fréquence de 6.38 Hz.



Les fréquences des modes propres obtenus, sont à comparer aux plages de fréquence indiquées par le même guide cité au-dessus, pour les activités de marche et de course des piétons.

Désignation	Spécificité	Plage de fréquences (Hz)
Marche	Contact continu avec le sol	1,6 à 2,4
Course	Contact discontinu	2 à 3,5

Tableau 1.1

Pour le mode vertical à 6.38 Hz, suivant les tableaux en dessous nous sommes dans la **plage 4** de fréquence verticale.

Pour les fréquences horizontales, le mode 1 de la passerelle est un mode de translation latérale pure avec une fréquence de 1.68 Hz. Il se situe dans la **plage 3** de fréquence horizontale.

Accélération	0	0,5	1	2,5
Plage 1	Max			
Plage 2		Moyen		
Plage 3			Min	
Plage 4				

Tableau 2.1 : plages d'accélération (en  $m/s^2$ ) pour les vibrations verticales

Fréquence	0	1	1,7	2,1	2,6	5
Plage 1						
Plage 2						
Plage 3						
Plage 4						

Tableau 2.3 : plages de fréquence (en Hz) des vibrations verticales et longitudinales

Accélération	0	0,10	0,15	0,3	0,8
Plage 1	Max				
Plage 2			Moyen		
Plage 3				Min	
Plage 4					

Tableau 2.2 : plages d'accélération (en  $m/s^2$ ) pour les vibrations horizontales - L'accélération est limitée dans tous les cas à  $0,10 m/s^2$  pour éviter la synchronisation forcée

Fréquence	0	0,3	0,5	1,1	1,3	2,5
Plage 1						
Plage 2						
Plage 3						
Plage 4						

Tableau 2.4 : plages de fréquence (en Hz) des vibrations horizontales transversales

Pour une passerelle de classe III (foule peu dense), les plages de fréquence obtenues, ne nécessitent pas la prise en compte d'un cas de charge pour le contrôle des accélérations.

Trafic	Classe	Cas de charge à retenir pour le contrôle des accélérations		
		Plage où se situe la fréquence propre		
		1	2	3
Peu dense	III	Cas 1	Néant	Néant
Dense	II	Cas 1	Cas 1	Cas 3
Très dense	I	Cas 2	Cas 2	Cas 3

Cas 1 : foule peu dense et dense

Cas 2 : foule très dense

Cas 3 : complément foule (2° harmonique)

Tableau 2.5 : vérifications - cas de charge à considérer

### III.5. Descente des charges

<b>Tablier</b>	<b>Platelage caillebotis (semi transparent )</b>
----------------	--

Tronçon	3 (estacade plus longue)				
Schéma statique	Encastrement en pied des poteaux				
combinaison	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]
ELS car	2	7	130	12	2
	2	7	50	12	2
ELS car (houle)	9	4	-72	7	15
ELU	2	7	130	13	25
	2	7	50	13	25
ELU (houle)	25	7	-113	10	32
ELU sismique	2	4	30	7	2

Tronçon	1 (estacade plus courte)				
Schéma statique	Encastrement en pied des poteaux				
combinaison	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]
ELS car	2	7	130	12	2
	2	7	50	12	2
ELS car (houle)	9	4	-100	7	15
ELU	2	7	130	13	25
	2	7	50	13	25
ELU (houle)	25	7	-155	10	32
ELU sismique	2	4	30	7	2

#### **IV. CONCLUSIONS SUR LES ETUDES DE DIMENSIONNEMENT**

Les études de dimensionnement effectuées permettent de valider la faisabilité de réalisation de la structure proposée.

Les contraintes, en tout point de l'ouvrage, sont limitées aux contraintes admissibles.

Les déplacements sont acceptables et sont largement inférieurs au 1/300ème de la portée pour les déplacements verticaux sous charges variables.

Le comportement horizontale est maîtrisé. Les portiques transversaux repartis de manière homogène sur l'ouvrage permettent la reprise des efforts dus au vent et à la houle sur le tablier.

L'ouvrage présente un coefficient de charge critique de 16, ce qui confirme la bonne stabilité de la structure proposée.

Les études dynamiques réalisées à ce stade montrent un fonctionnement dans les paramètres réglementaires quant au confort des usagers. Les études en phase Projet permettront de confirmer ce point, ainsi que la nécessité de prévoir l'amortissement de l'ouvrage dans les marchés travaux.