

ETABLISSEMENT DU SERVICE
D'INFRASTRUCTURE DE LA DÉFENSE D'ÎLE
DE FRANCE

8 avenue du Président Kennedy BP 40202
78102 Saint Germain en Laye

SERVICE STRUCTURE

3-4 rue de la Mare à Tissier
91280 SAINT PIERRE DU PERRY

Bâtiment 27 : TOM MOREL LYCEE MILITAIRE DE SAINT-CYR



RAPPORT INDICE B

DIAGNOSTIC STRUCTUREL

Novembre 2024
IN-24-05813-SPI-BA-01
IND B

Rédacteur
A. ASFFAR

Vérificateur
S. STREIBL

Approbateur
A. BEN YOUNES

VISA



Table des matières

1	OBJET	3
2	PRESENTATION DE L'OUVRAGE	3
2.1	Localisation	3
2.2	Contexte et objectifs de la mission	4
3	INTERVENTION SUR SITE	4
3.1	Méthodologie de reconnaissance	4
3.2	Intervention structurelle.....	6
3.2.1	Implantation des sondages	6
3.2.2	Préparation de chantier	6
3.2.3	Rebouchages après l'intervention	7
3.3	Résultats des reconnaissances	7
3.3.1	Résultats des sondages destructifs	7
3.3.2	Résultats des essais de traction	7
3.3.3	Résultats des essais de compression.....	8
4	CAPACITE PORTANTE	9
4.1.1	Normes utilisées	9
4.1.2	Caractéristiques des matériaux	9
4.2	Résultats des capacités portantes.....	9
5	INSPECTION VISUELLE	11
5.1	Façades extérieures (photos 1 à 14)	11
5.2	Etages et terrasse (photos 15 à 24)	12
6	SYNTHESE ET PRECONISATIONS TECHNIQUES.....	13
6.1	Complexe d'étanchéité – Toiture + préconisations.....	14
6.2	Préconisations techniques – corrosion des armatures	17
7	CONCLUSION	19



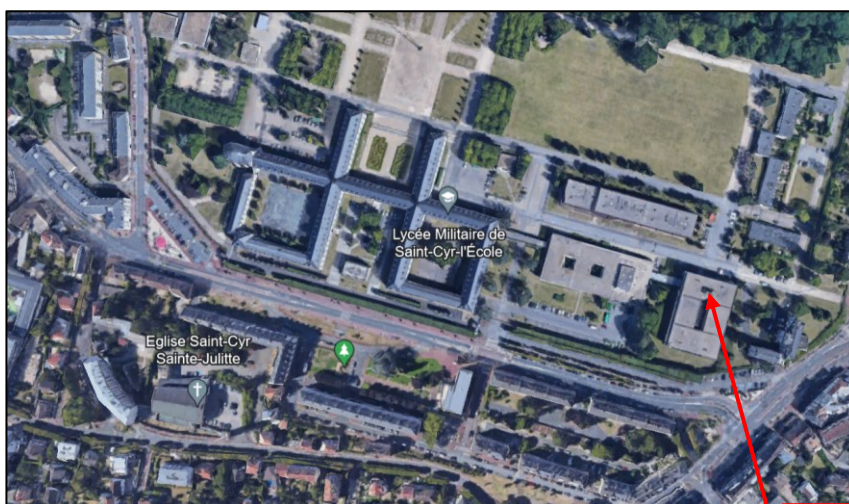
1 OBJET

À la demande de l'**Etablissement du Service Infrastructure de la Défense d'Île de France**, la société **INFRANEO** a réalisé un diagnostic structurel du Bâtiment Tom Morel, situé 240 All. De l'Ecole Spéciale Militaire de Saint-Cyr, 78210 Saint-Cyr-l'Ecole.

2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

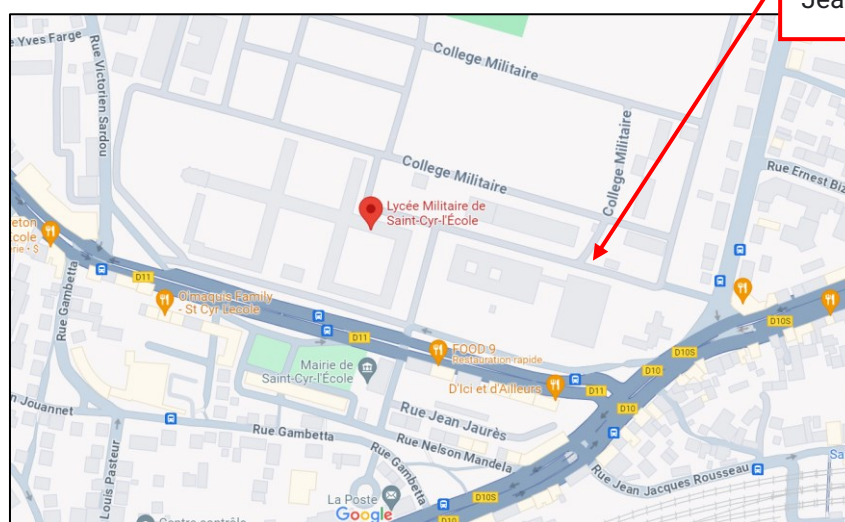
2.1 Localisation

Une vue en plan et une vue satellite de l'ouvrage sont présentées ci-dessous.



Vue satellite de l'ouvrage

Saint-Cyr-L'École Militaire, 2 Av. Jean Jaurès, 78210 Saint-Cyr



Localisation de l'ouvrage



2.2 Contexte et objectifs de la mission

L'objectif de cette mission est de caractériser l'état sanitaire de la structure afin de confirmer ou non l'aptitude de cette dernière à être réhabilitée.

Notre mission comprend la réalisation d'une campagne de reconnaissance structurelle, des prélèvements d'échantillons de béton et d'armatures pour analyses au laboratoire, une campagne d'inspection visuelle et la rédaction d'un rapport de diagnostic avec calculs de capacités portantes et des préconisations techniques de réparation.

3 INTERVENTION SUR SITE

L'intervention sur site s'est déroulée du 22 Juillet 2024 au 26 Juillet 2024.

3.1 Méthodologie de reconnaissance

Pour la reconnaissance structurelle, nous avons utilisé les moyens d'investigations suivants :

- Des sondages non destructifs par Ferroskan PS200

L'ensemble des sondages destructifs ont été rebouchés au mortier à prise rapide MADAREP.

Concernant les éléments en BA auscultés par sondages destructifs, nous avons d'abord procédé à la localisation des armatures par Ferroskan.

Ferroskan PS200 :

Objet :

- Détection des armatures,
- Détermination des enrobages et espacements des armatures.

Domaine d'application :

L'essai au scanner électromagnétique peut être utilisé sur toutes les structures contenant de l'acier. Il est principalement utilisé pour les structures en béton armé pour détecter les aciers présents.

Principe de l'essai :

Application d'un champ magnétique variable dans le temps à l'aide d'une (ou plusieurs) bobine(s) et mesure de la variation d'impédance dans la bobine induite par les courants de Foucault générés à la surface de l'acier.





NOTA : L'auscultation par Ferroskan sans sondage destructif d'étalonnage présente les limites suivantes :

- Le scanner électromagnétique donne la position et l'enrobage des aciers jusqu'à une profondeur de 100 mm.
- Si on est en présence de deux nappes d'aciers, la seconde peut ne pas être détectée par le scanner,
- Les résultats obtenus ne sont fiables à 100% à partir du moment où un étalonnage a été réalisé. Il consiste à relever l'enrobage des aciers ainsi que leurs types par un essai destructif.

3.2 Intervention structurale

3.2.1 Implantation des sondages

Les sondages ont été réalisés suivant le plan d'implantation en **ANNEXE 1**.

3.2.2 Préparation de chantier

Avant chaque sondage, nous avons pris soin de préparer une bâche en polyane pour maintenir la salle dans un état propre, similaire à son état initial.

Le sondage non destructif est systématiquement effectué avant le sondage destructif afin de localiser avec précision la position des armatures dans le plancher.



Exemple de la préparation d'une bâche polyane

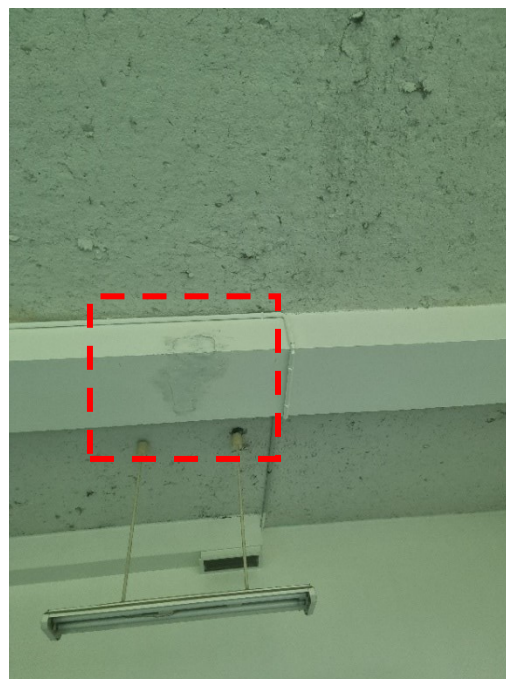


Sondage non-destructif

3.2.3 Rebouchages après l'intervention

Après chaque relevé, les sondages destructifs sont rebouchés avec du mortier à prise rapide Madarep Weber Saint Gobin, qui est agréé en tant que "mortier de réparation" et conforme à la norme NF 1504-3.

Après la réalisation des sondages, un nettoyage de la zone et l'évacuation des gravats ont été réalisés.



Rebouchage après des sondages destructifs

3.3 Résultats des reconnaissances

3.3.1 Résultats des sondages destructifs

Le plan de localisation avec les d'implantations des sondages et les résultats des reconnaissances sont présentés sous forme de fiches structures et reportés en **ANNEXE 1**.

3.3.2 Résultats des essais de traction

Des prélèvements d'aciers ont été réalisés sur les éléments investigués pour des essais à la traction.

L'essai est réalisé suivant la norme NF EN ISO 6892-1, dans le but de déterminer la nuance de l'acier. Après usinage, les échantillons sont soumis à la presse en traction munie de mores.

Après usinage, ils ont été soumis à la presse en traction munie de mores.

Les résultats des essais exploitables sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Réf.	Localisation	Nature	Diamètre * (mm)	Rp 0,2% (MPa)	Rm (MPa)	A5d (%) (MPa)
D5	R+1	Acier	10,28	477	545	22.3
P4	RDC	Acier	7.72	318	434	24.5
P5	RDC	Acier	8.05	345	427	28.1

* le diamètre après usinage.

Les résultats détaillés des essais de traction sont reportés en **ANNEXE 2**

3.3.3 Résultats des essais de compression

Les prélèvements d'échantillons de béton ont été réalisés par carottage pour des essais en compression afin de déterminer la classe de résistance.

Les essais de compression ont été réalisés :

- Au sein du laboratoire INFRANEO IDF de SAINT-PIERRE-DU-PERRAY ;
- Suivant la norme NF EN 13791 : 2019 : « Évaluation de la résistance à la compression sur site des structures et des éléments préfabriqués en béton » ;

Les résultats des essais de compression sont récapitulés dans le tableau suivant :

Réf. carotte	Élément ausculté	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	RC carotte brute (MPa)
P8	Poteau	74	140	16.1
P9	Poteau	74	139	13.8
P12	Poteau	74	150	14.2
P13	Poteau	74	139	16.6
PL9	Dalle	74	140	23.7
PL10	Dalle	74	137	20.8
PL11	Dalle	74	136	17.1
C8	Poteau R+2	74	141	13.8
C9	Dalle toiture	74	137	22.7
C10	Dalle toiture	74	139	20.4
RESISTANCE MOYENNE				17.92

Nous avons pris en compte, sécuritairement, pour les calculs, la classe de béton **C16/20**.

Les résultats détaillés des essais de compression sont reportés en **ANNEXE 3**.



4 CAPACITE PORTANTE

4.1.1 Normes utilisées

Les calculs ont été réalisés conformément à la réglementation en vigueur.

Les normes ci-dessous ont été utilisées lors de l'établissement des notes de calcul :

- BAEL 91 REVISEES 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites
- NF P06-001 : Bases de calcul des constructions Charges d'exploitation des bâtiments

4.1.2 Caractéristiques des matériaux

Les calculs ont été réalisés en prenant en compte les hypothèses suivantes, en attendant les résultats des tests en laboratoire :

- Masse volumique béton = 25 KN/m³
- Masse volumique de gravillons = 15 KN / m³
- Masse volumique étanchéité = 14 KN / m³
- Résistance à la compression du béton f_{ck} : 16 MPa
- Résistance à la traction des aciers : f_{yk} = 400 MPa.

4.2 Résultats des capacités portantes

Pour les planchers en béton armé, les charges d'exploitations sont déterminées par les 2 critères suivants :

- Moment résistant > Moment sollicitant ($M_r > M_s$) à l'ELU,
- La section des armatures existantes est supérieure à la section requise.

Les moments sollicitant sont calculés en conformité avec les normes de NF P 06-004. Nous avons pris en considération les valeurs spécifiées par ces normes pour déterminer les moments sollicitant dans les zones pertinentes. Par exemple, nous avons utilisé la valeur prescrite par la norme, soit une charge d'exploitation de 150 kg/m² pour les locaux d'habitation, afin de calculer le moment sollicitant de ce bâtiment au niveau des étages courants.

Pour les poutres, nous avons calculé la charge variable maximale en fonction des bandes de charges. En d'autres termes, nous avons déterminé la capacité de charge des poutres en tenant compte des charges qui s'appliquent sur la zone de chargement des poutres.



En ce qui concerne les murs et les voiles, nous évaluons uniquement leur capacité portante dans les combinaisons d'États Limites Ultimes (ELU). Cette capacité portante est exprimée en kN/ml.

La descente de charges n'a pas été prise en compte dans le calcul, ce qui signifie que la vérification de la flèche n'a pas été effectuée. Les calculs ont été réalisés en se basant sur l'état existant. Par conséquent, les moments sollicitant (M_s) et les moments résistants (M_r) ont été calculés conformément à nos observations sur site. La charge projetée n'a pas été incluse dans le calcul de la capacité portante.

Charges admissibles des poutres et dalles investiguées

Niveau	Éléments	Portée (m)	Moment résistant M_r (kN.m)	Moment sollicitant M_s (kN.m)	$M_s < M_r$	Charges d'exploitation admissibles (kN/m²)
Poutre BA						
SS	Pou1	4.83	0,2513	0,2501	OUI	2.50
SS	Pou2	4.83	0,1590	0,1578	OUI	2.50
RDC	Pou3	4.76	0,1758	0,1747	OUI	2.50
R+1	Pou4	4.98	0,2328	0,2319	OUI	2,50
R+2	Pou9	4.90	0,2284	0,2354	OUI	2.00
R+2	Pou6	4.92	0,2319	0,2319	OUI	1.00
R+2	Pou7	4.98	0,2319	0,2319	OUI	1.00
R+1	Pou10	4.94	0,2179	0,2170	OUI	2.50
Dalle BA						
Niveau	Éléments	Portée (m)	Aciers théoriques A_{th} (cm²)	Aciers réels A_r (cm²)	$A_{th} < A_r$	Charges d'exploitation admissibles (kN/m²)
SS	D1	6.30	7.06	7.07	OUI	1.50
SS	D2	6.30	7.06	7.07	OUI	1.50
RDC	D3	6.30	7.06	7.07	OUI	1.50
R+1	D4	6.30	7.06	7.07	OUI	1.50
R+1	D5	6.45	8.92	9.05	OUI	2.00
R+1	D6	6.45	7.51	7.85	OUI	2.00
R+2	D7	6.30	7.73	8.64	OUI	1.50
R+2	D8	6.30	7.73	8.64	OUI	1.50



Charges admissibles des poteaux investigués

Niveau	Élément	Nom	Section (cm x cm)	Nature	Type	Hauteur (m)	Effort admissible à l'ELU Nrd (MN)
SS	Poteaux	P1	50x50	BA	Non-rive	2.77	2.65
SS	Poteaux	P2	50x50	BA	Rive	2.77	2.58
SS	Poteaux	P3	R=48	BA	Non-rive	6.55	1.56
RDC	Poteaux	P4	R=48	BA	Non-rive	3.71	1.84
RDC	Poteaux	P5	R=48	BA	Non-rive	3.71	1.85
R+1	Poteaux	P6	35x35	BA	Non-rive	2.99	1.10
R+1	Poteaux	P7	35x35	BA	Non-rive	2.99	1.20
R+2	Poteaux	P8	35x35	BA	Non-rive	2.99	1.10

Les notes de calculs de capacité portante sont présentées en **ANNEXE 4**

5 INSPECTION VISUELLE

Une campagne d'inspection visuelle a été réalisée afin d'identifier et de caractériser les désordres structurels présents à l'intérieur et à l'extérieur du bâtiment. Le reportage photographique est joint en **ANNEXE 5**.

5.1 Façades extérieures (photos 1 à 14)

Le tableau suivant présente les désordres repérés sur les façades extérieures :

Implantation	Relever de désordres
Façade Nord	Fissures transversales en sous face de la dalle
Façade Est	Eclats de béton avec armatures apparentes et corrodées Traces de couleur rouille et moisissures sur le béton Corrosion sur le garde-corps et ancrages Dégradation des joints de dilatation (étanchéité non-assurée) Efflorescence apparue suivant fissures en sous faces de la dalle
Façade Sud	Eclatements du béton généralisé avec acier apparent corrodé Corrosion sur le garde-corps et ancrages Fissures en sous face du balcon accompagnées des traces d'infiltration d'eau



Façade Ouest	Fissures en sous face du balcon accompagnées d'infiltration d'eau Eclats de béton avec aciers dénudés généralisés sur le nez du balcon Traces de moisissure et de couleur rouille Corrosion de la partie bas du garde-corps Dégradation de joint de dilatation avec traces d'infiltration
---------------------	---

Le reportage photographique des désordres est présenté en **ANNEXE 1**.

Les relevés effectués en façade ont mis en évidence des éclats de bétons généralisés en nez de balcon et en bordure de murs, avec des armatures apparentes et corrodées.

5.2 Etages et terrasse (photos 15 à 24)

Implantation	Relever de désordres
Sous-sol	Traces d'infiltration d'eau Dégradation de joint de dilatation avec traces d'infiltration généralisé Réseau de fissures sur dallage Infiltration provenant de la chute d'eau
RDC	Ecaillage de peinture
1 Etage	Traces d'infiltration d'eau
2 Etage	Traces d'infiltration autour des réserves/tuyaux d'eau Ecaillage de peinture avec traces d'infiltration
Terrasse	Décollement de la membrane d'étanchéité au niveau des JDs Cour centrale : épaufrures, armatures apparentes corrodées

Le reportage photographique des désordres est présenté en **ANNEXE 5**.



6 SYNTHÈSE ET PRECONISATIONS TECHNIQUES

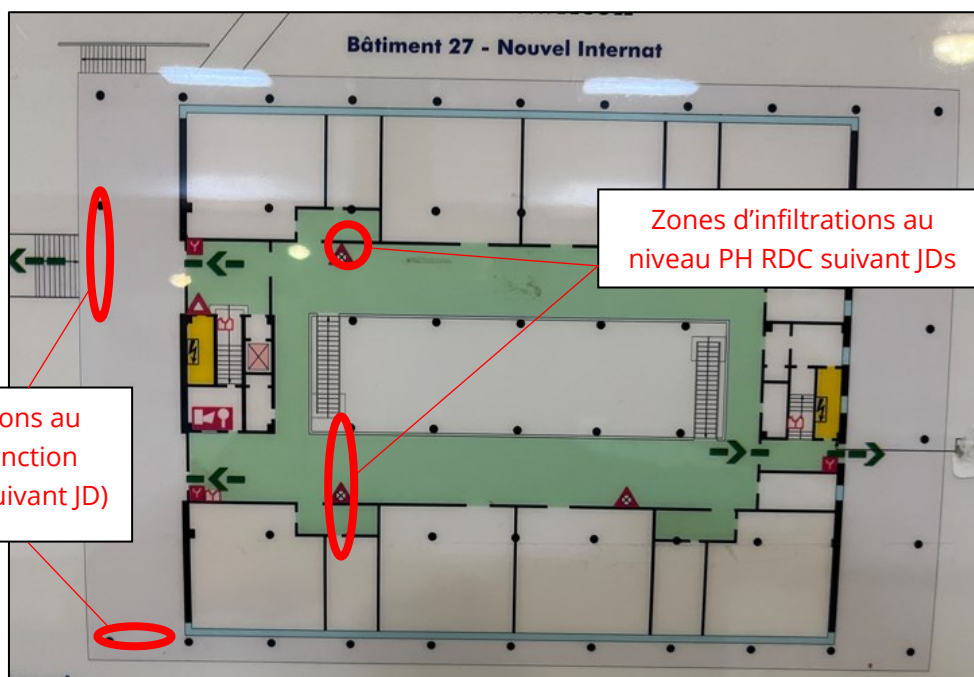
De manière générale, la structure du bâtiment est en bon état.

Les désordres repérés ne présentent aucun risque imminent quant à la stabilité de l'ouvrage.

Deux types de désordres principaux ont été identifiés :

- la présence de fissures, d'épaufrures de béton et la corrosion des armatures apparentes sur toutes les façades extérieures du bâtiment (y compris la cour centrale) ;
- des infiltrations d'eau ponctuelles sur tous les niveaux, notamment le long des joints de dilatations (vecteurs d'infiltrations en vue de leur état), au niveau des évacuations d'eau (descentes EP), et ainsi que sur les planchers hauts de certains niveaux.

Le plan suivant présente les zones d'infiltrations les plus importantes observées, suivie d'un reportage photographique des types de désordres repérés sur site :



Infiltration au niveau du coin du bâtiment (zone sensible)



Infiltration au niveau d'un JD



Infiltration d'eau au niveau d'une descente EP



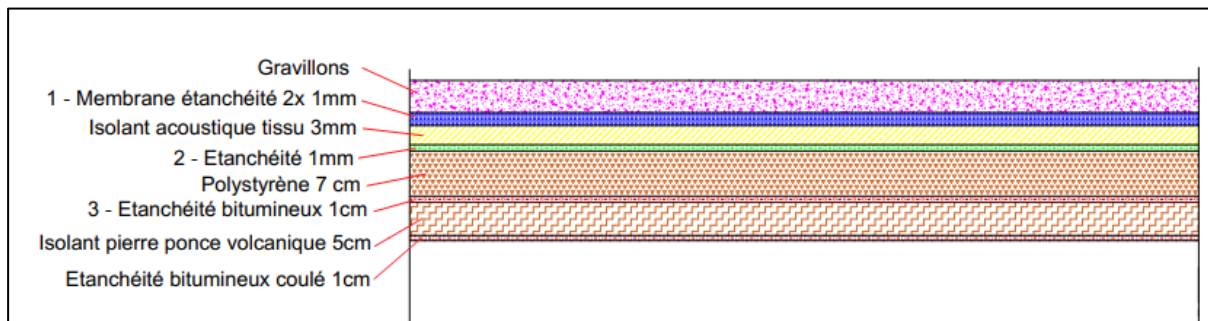
*Épaufrures de béton, avec armatures apparentes et corrodées
+ corrosion au niveau des garde-corps*

L'origine des désordres est une combinaison du vieillissement de la structure, de faibles enrobages des armatures (carbonatation du béton) et la présence d'humidité/d'infiltrations d'eaux (accélération de la corrosion).

Des travaux de remise en état des éléments structurels, de l'étanchéité, et des dispositifs d'évacuation d'eau (descentes EP) devront être menés.

6.1 Complexe d'étanchéité – Toiture + préconisations

La coupe du complexe d'étanchéité en toiture terrasse (y compris la cour intérieure centrale) est présentée ci-dessous :



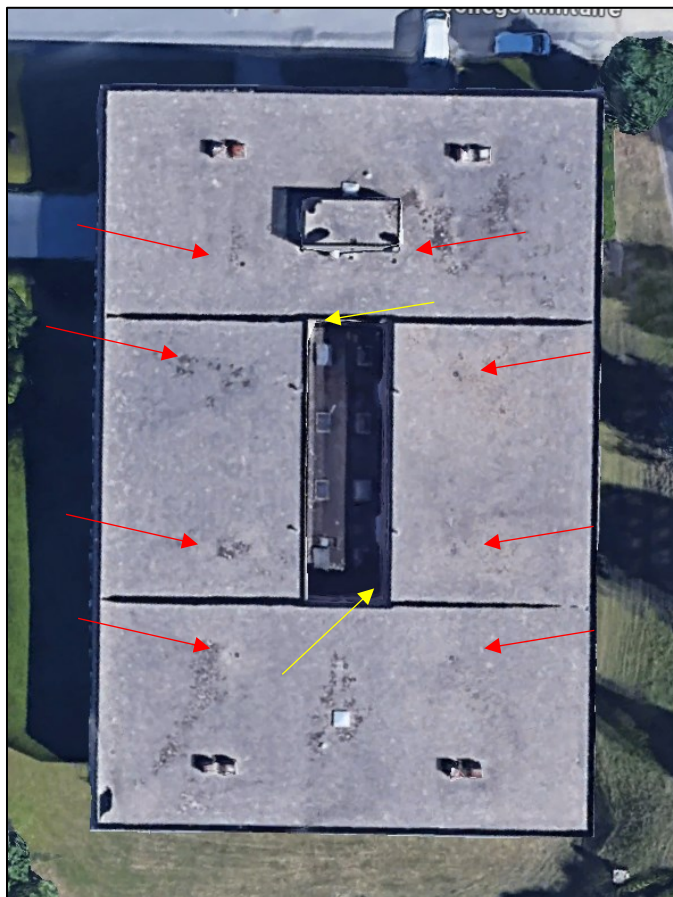
Toiture terrasse



Cour intérieure

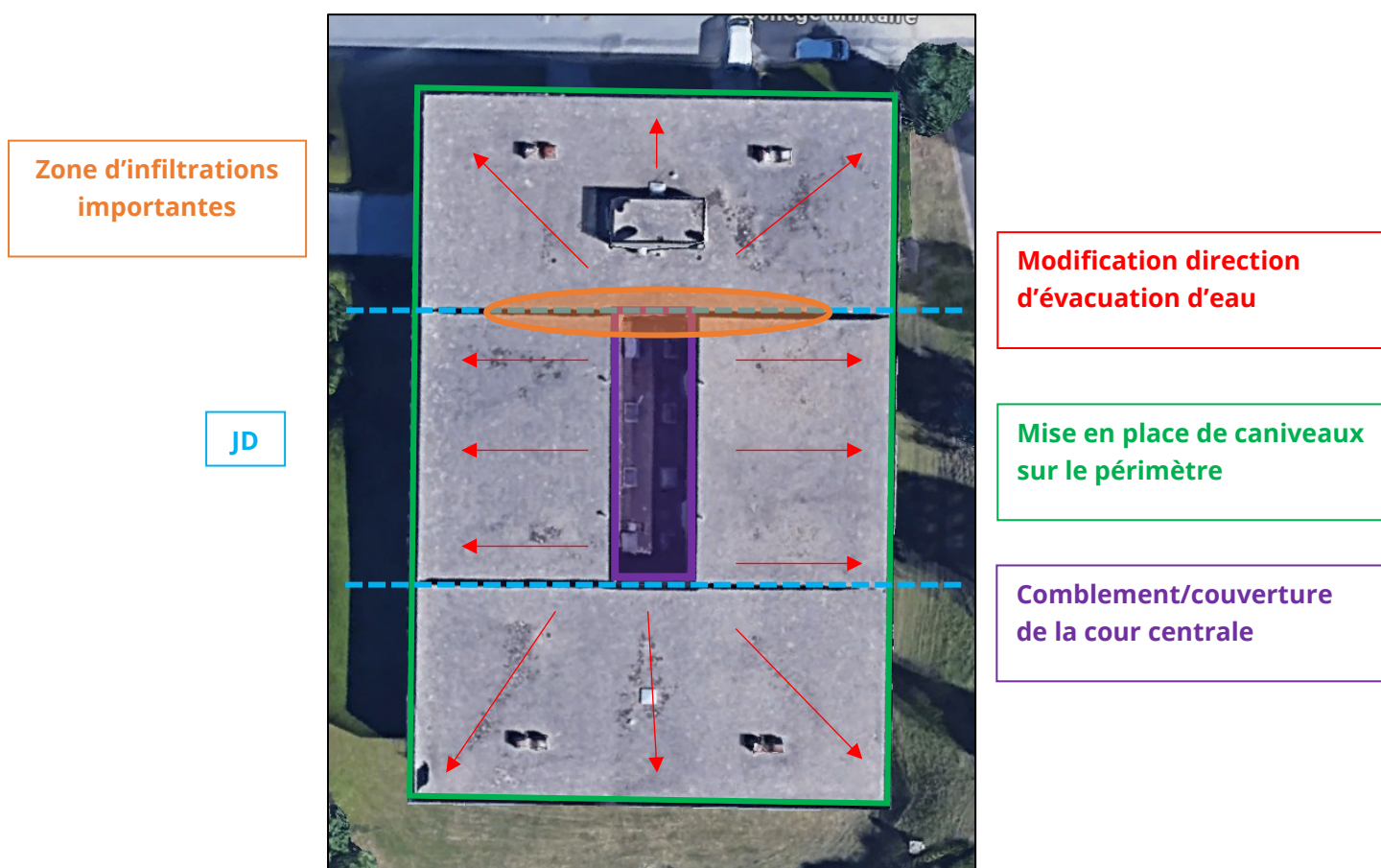
La pente pour diriger l'eau vers les grilles d'évacuation d'eau est induite par la pierre ponce, mis en évidence par notre intervention dans la cour intérieure (les différentes couches, autre que la pierre ponce, gardent les mêmes dimensions).

La figure ci-dessous présente l'implantation des grilles d'évacuation d'eau (rouge – toiture terrasse / jaune – cour intérieure) :



Le système d'évacuation d'eau mis en place (tuyaux EP traversants dans le bâtiment), avec le temps, présente une source de risque d'infiltration. Nous préconisons ainsi la modification des pentes de la toiture terrasse afin d'amener l'eau vers le périmètre extérieure du bâtiment (en y installant des caniveaux) afin de limiter les risques d'infiltrations à l'intérieur (cf. figure en page suivante).

La mise en place d'un système de couverture de la cour centrale est également préconisée, en vue des infiltrations importantes à proximité des angles nord de la cour centrale – le long des JDs.



6.2 Préconisations techniques – corrosion des armatures

Nous préconisons la mise en sécurité des éléments bétons instables et la passivation des armatures selon le mode opératoire suivant :

- Purge/élimination des éléments instables avec dégagement des armatures ;
- Nettoyage, brossage et protection des armatures à l'aide d'un produit anticorrosion ;
- Reprise à l'aide d'un mortier de réparation de classe R3 à minima ;
- Remise en état des JD défectueux.

Nota : Lors du dégagement des armatures, une mesure de la section résiduelle sera réalisée. Une perte de section peut être considérée acceptable jusqu'à environ 10%. Au-delà, l'ajout d'armatures additionnelles et/ou le remplacement des armatures corrodées sera nécessaire.

- **Élimination des zones dégradées :**

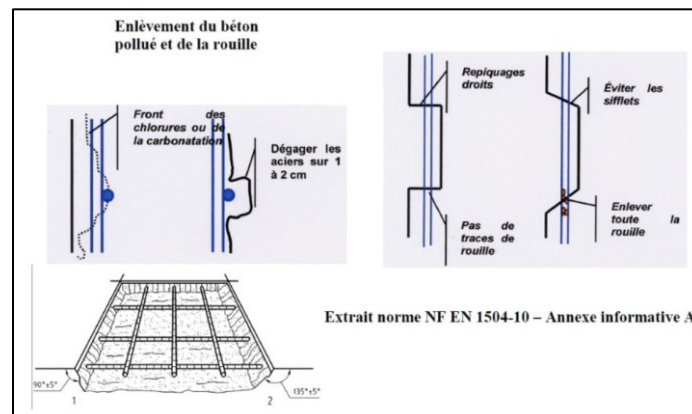
Les bétons doivent être retirés sur toutes les zones dégradées par moyen mécanique.

Dans le cas où les armatures seraient corrodées, il convient de les dégager par burinage ou repiquage. Selon la norme **NF P 95 101** un dégagement d'un minimum de 2 cm derrière l'armature corrodée est recommandé.

A noter que la bonne tenue dans le temps de la réparation dépend de phase d'élimination de la zone sous corrosion. Il est donc impératif d'éliminer l'intégralité de cette altération sur toute la périphérie de l'acier par décapage et brossage soigné ou par des moyens mécaniques.

Les surfaces de bétons sont ensuite nettoyées afin de faire disparaître toute poussière ou toute souillure subsistant après l'élimination des bétons dégradés. Ce nettoyage peut être réalisé par voie humide ou sèche (sablage, hydro-sablage, brossage, soufflage grenaillage ou à l'eau sous pression).

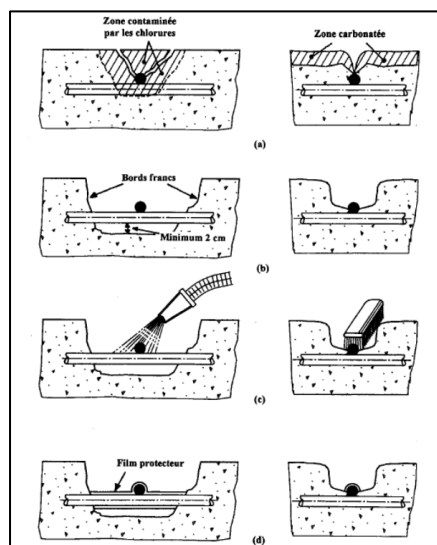
En effet, le support doit être propre, sain et avoir subi une préparation de surface adaptée permettant de le débarrasser de toute partie ou peu adhérente. Il doit être notamment exempt de trace d'huile, de graisse, de laitance, de produit de cure, d'anciens revêtements et de toute substance susceptible de nuire à l'adhérence du mortier de réparation.



• Protection des armatures :

La protection des armatures consiste à appliquer sur toute la surface de celle-ci dans la zone dégradée (périphérie complète) un produit assurant une protection vis-à-vis de la corrosion. Cette application doit suivre immédiatement le décapage, car l'oxydation des armatures risque de s'amorcer et de compromettre la bonne tenue de la réparation.

NOTA : pour les armatures qui sont fortement corrodées avec une perte de section (>10%), il convient mettre en place des armatures supplémentaires de la même nature par scellement y compris recouvrement.



• Réfection des bétons :

La réfection des bétons consiste à rétablir l'enrobage des armatures par la mise en œuvre de mortier, Ce dernier doit respecter les critères :

- de tenue verticale sans coffrage,
- de montée en résistance rapide et de résistance mécanique supérieure au béton support,
- d'adhérence supérieure ou égale à la cohésion du support,



- de coefficient de dilatation thermique et de module d'élasticité dynamique au moins équivalent au béton support,
- de bonne protection des aciers.

Le produit de protection sera choisi dans la famille des produits à base de liants hydrauliques et sera conforme à la norme **NF P 18-840**. Il convient de veiller à ne pas avoir d'interstice au niveau de la liaison entre le produit de réparation et le béton ancien.

7 CONCLUSION

Suite à la réalisation des investigations sur site, nous pouvons conclure sur les points suivants :

- Le bâtiment est en bon état et est apte à reprendre les charges des travaux réhabilitation ;
- La classe de béton des éléments reste faible (C16/20), mais n'ont pas de conséquence négatives quant à la capacité portante des éléments ;
- Les désordres repérés sur site ne mettent pas à risque la stabilité de l'ouvrage, mais nécessitent des travaux de remise en état et de réparation suivant les préconisations techniques présentées en **paragraphe 6.1**.

ANNEXE 1 : Plan d'implantation des sondages

ANNEXE 2 : Procès-verbaux des essais en laboratoire échantillons d'aciers

ANNEXE 3 : Procès-verbaux des essais en laboratoire échantillons en bétons

ANNEXE 4 : Les notes de calculs de capacités portantes des éléments structuraux

ANNEXE 5 : Reportage photographique des désordres sur site

Le présent rapport est établi pour la phase Diagnostic. Il ne peut pas servir de document pour la consultation et le chiffrage des entreprises en phase DCE ainsi que de document d'exécution en phase travaux. Il est indispensable de faire réaliser, par un MOE ou un AMO, les phases AVP et PRO afin de vérifier la faisabilité structurelle et technique du projet.

Fait à Saint-Pierre-du-Perray, le 11 novembre 2024.

AA

Ingénieur Structure

ABY

Responsable d'agence

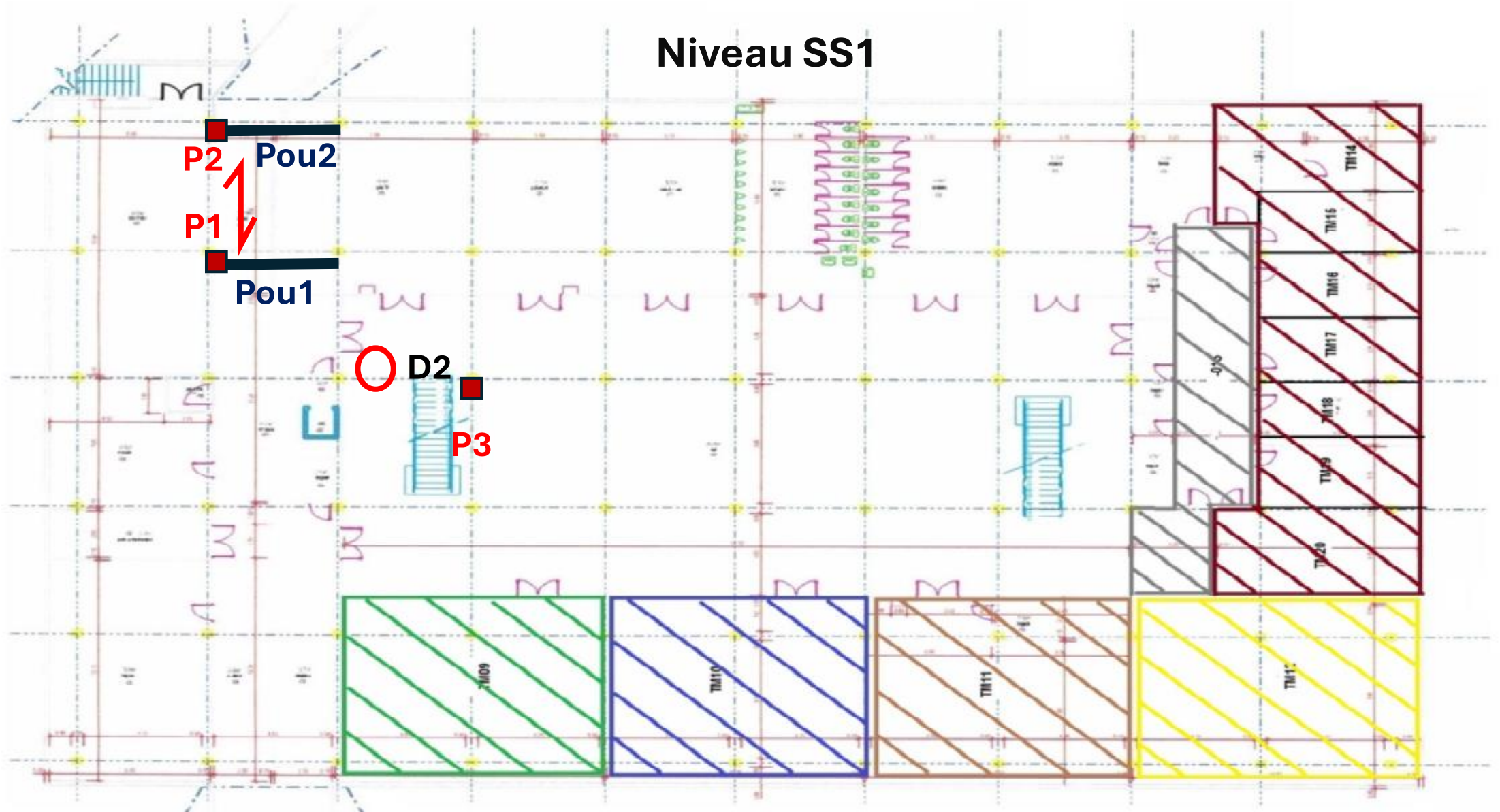


ANNEXE 1

Plan d'implantation et résultats des sondages destructifs (fiches de synthèse)



Niveau SS1

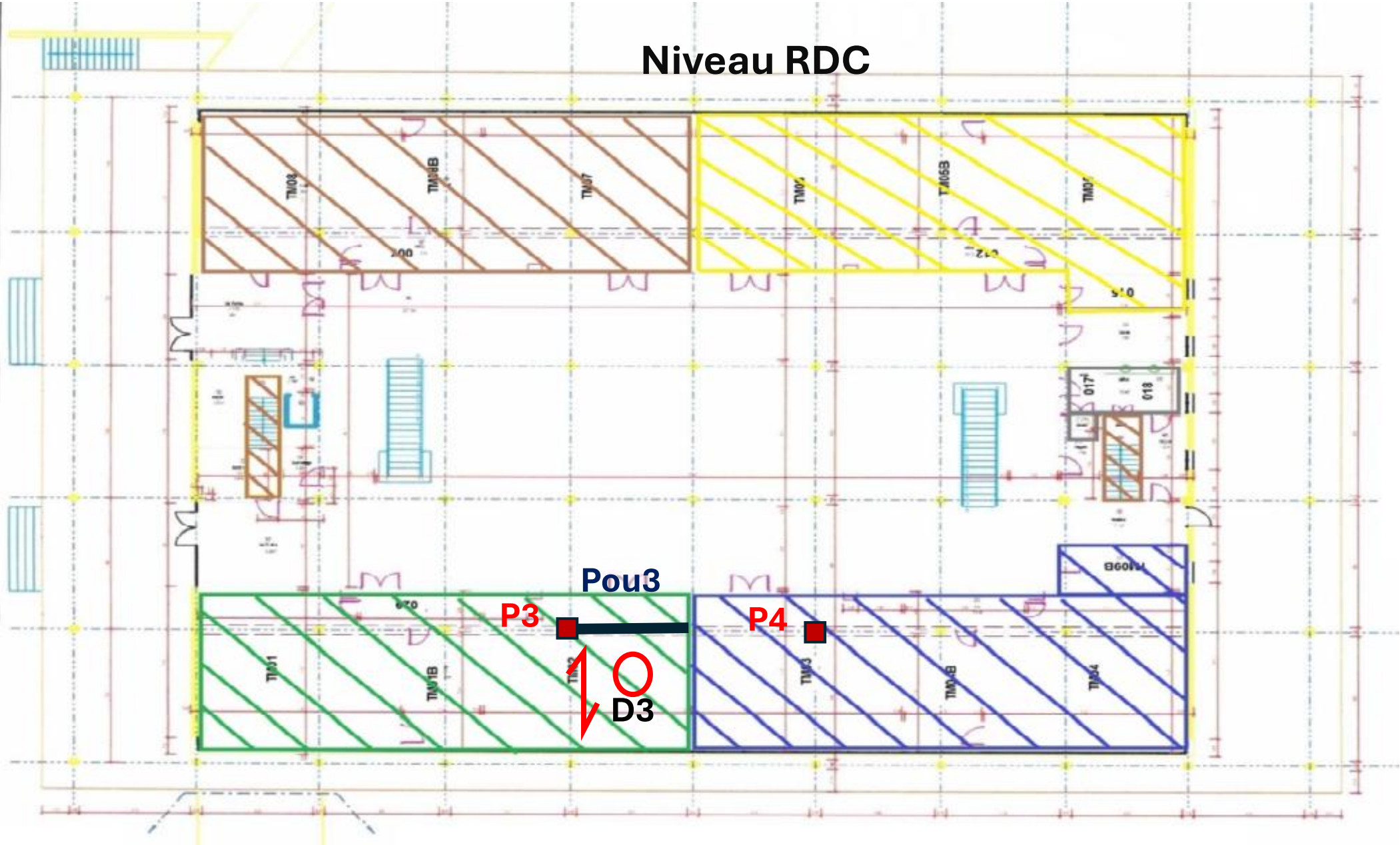


P : Sondage au niveau du Poteau

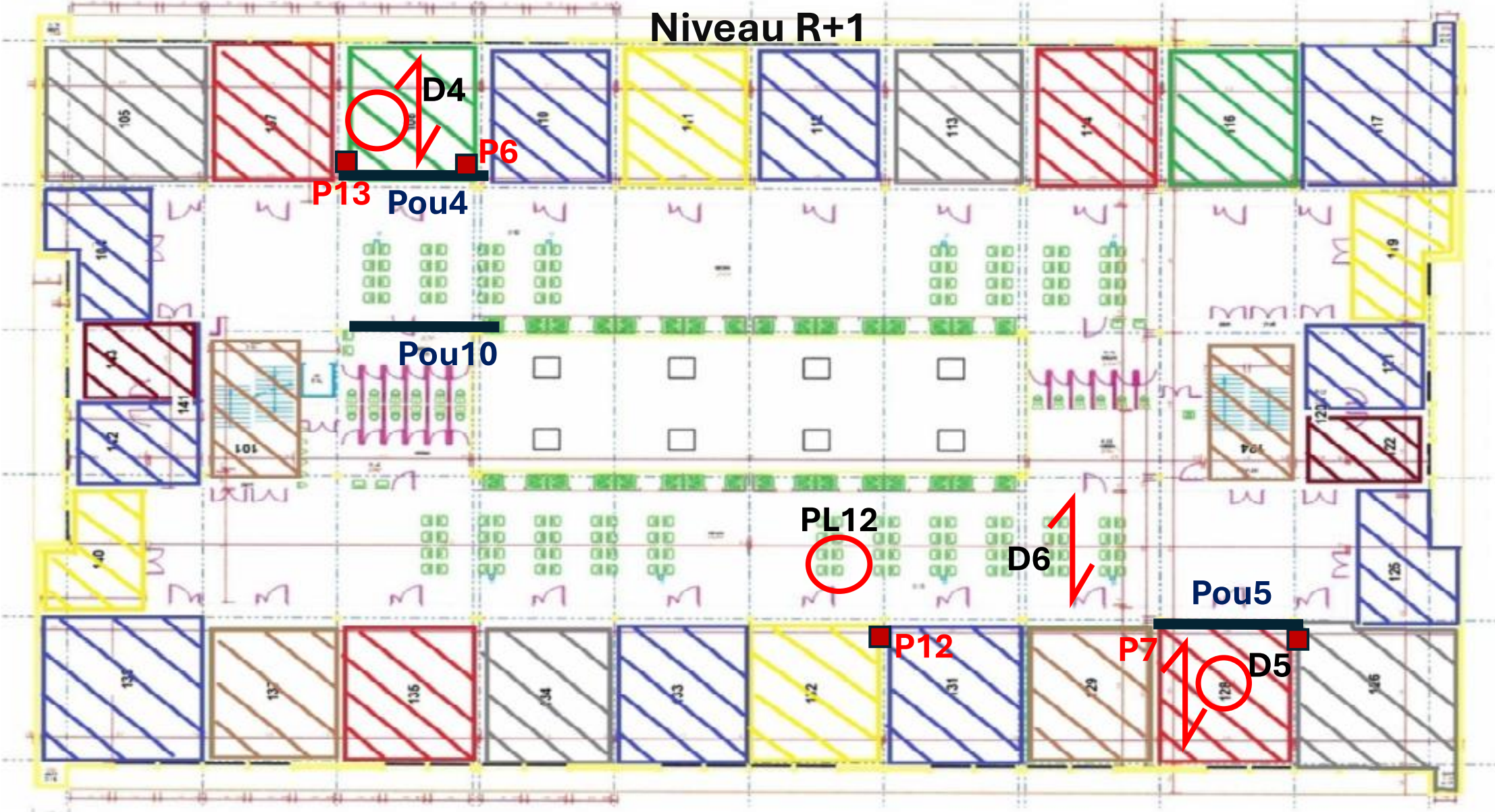
D : sondage au niveau de la poutre

Pou : Sondage au niveau de la poutre

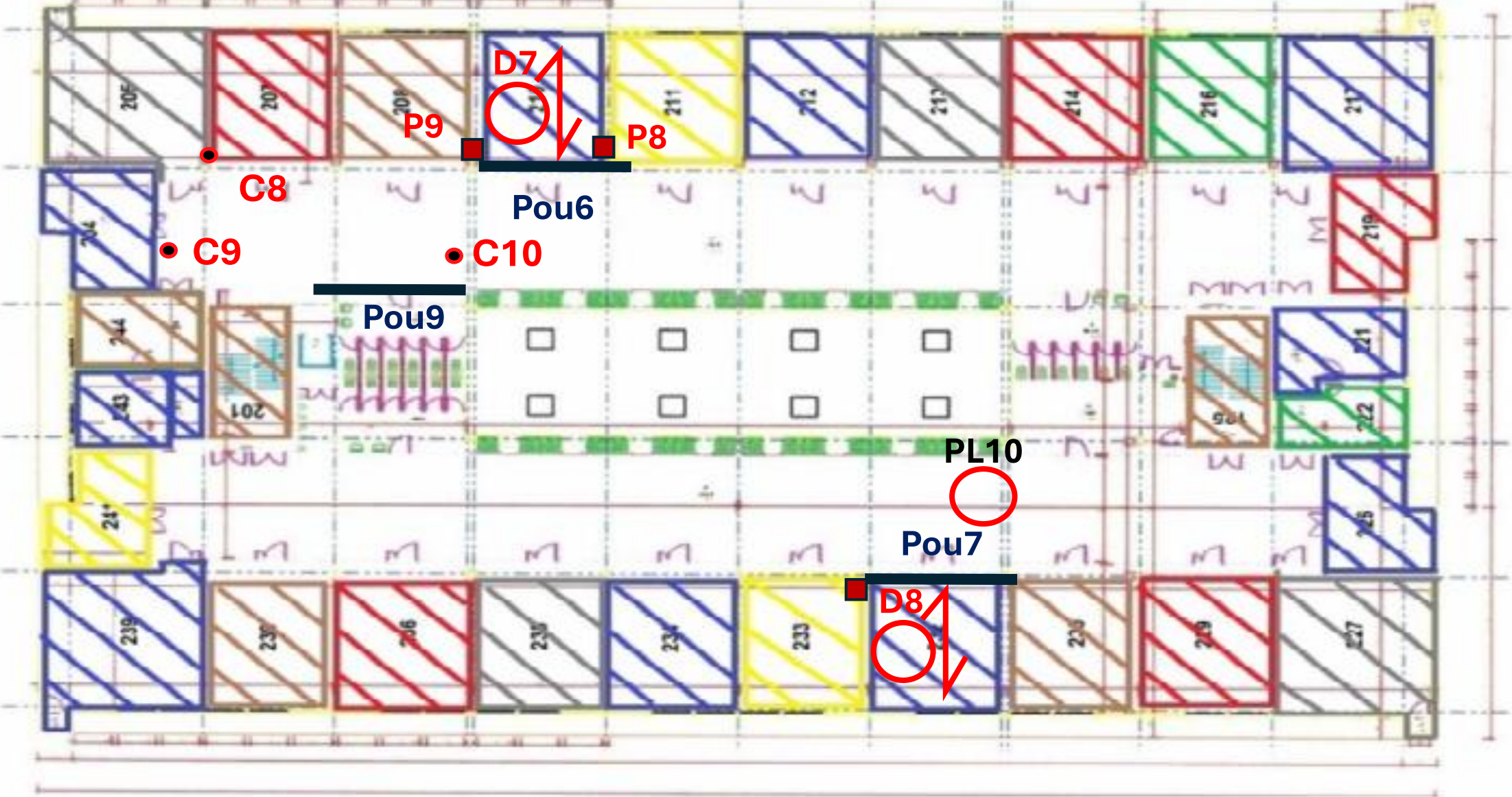
Niveau RDC



Niveau R+1



Niveau R+2

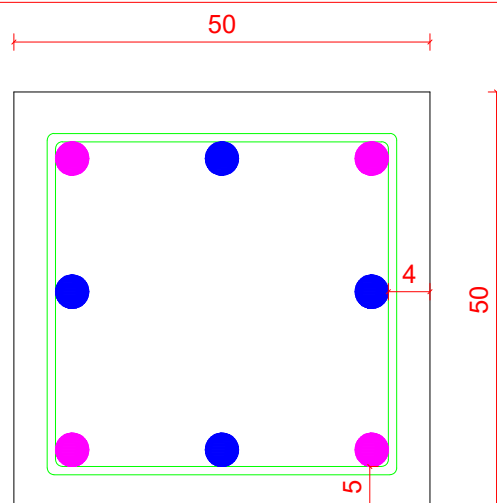


C : Carottage

Sondage P1

Poteau BA

Hauteur : 2.77 m



: 4 TOR Ø18 mm



: 4 TOR Ø12 mm

Cadre : RL8 Espacement : 17 cm

Epingle : RL6 Espacement : 17 cm



Niveau : Sous sol

Diagnostic reconnaissance structurelle

Date : 08 - 2024

Cotation en cm

Adresse : 240 Allée de l'Ecole Spéciale Militaire , 78210 Saint-Cyr

Client : ESID IDF

Dossier N°: IN-24-05813

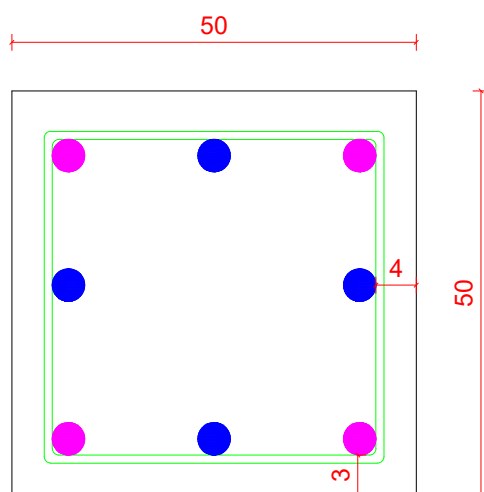


INFRANEO : 4 rue de la Mare à Tissier, 91280 SAINT PIERRE DU PERRY, TEL: 01.69.13.80.20

Sondage P2

Poteau BA

Hauteur : 2.77 m



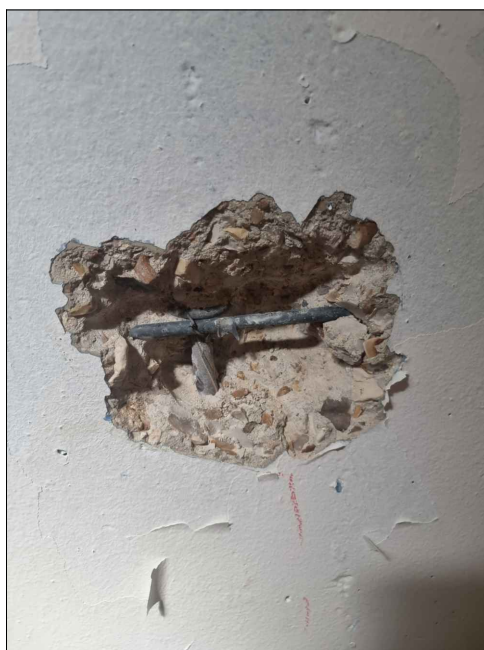
: 4 TOR Ø18 mm



: 4 TOR Ø12 mm

Cadre : RL8 Espacement : 17 cm

Epingle : RL6 Espacement : 17 cm



Niveau : Sous sol

Diagnostic reconnaissance structurelle

Date : 08 - 2024

Cotation en cm

Adresse : 240 Allée de l'Ecole Spéciale Militaire , 78210 Saint-Cyr

Client : ESID IDF

Dossier N°: IN-24-05813



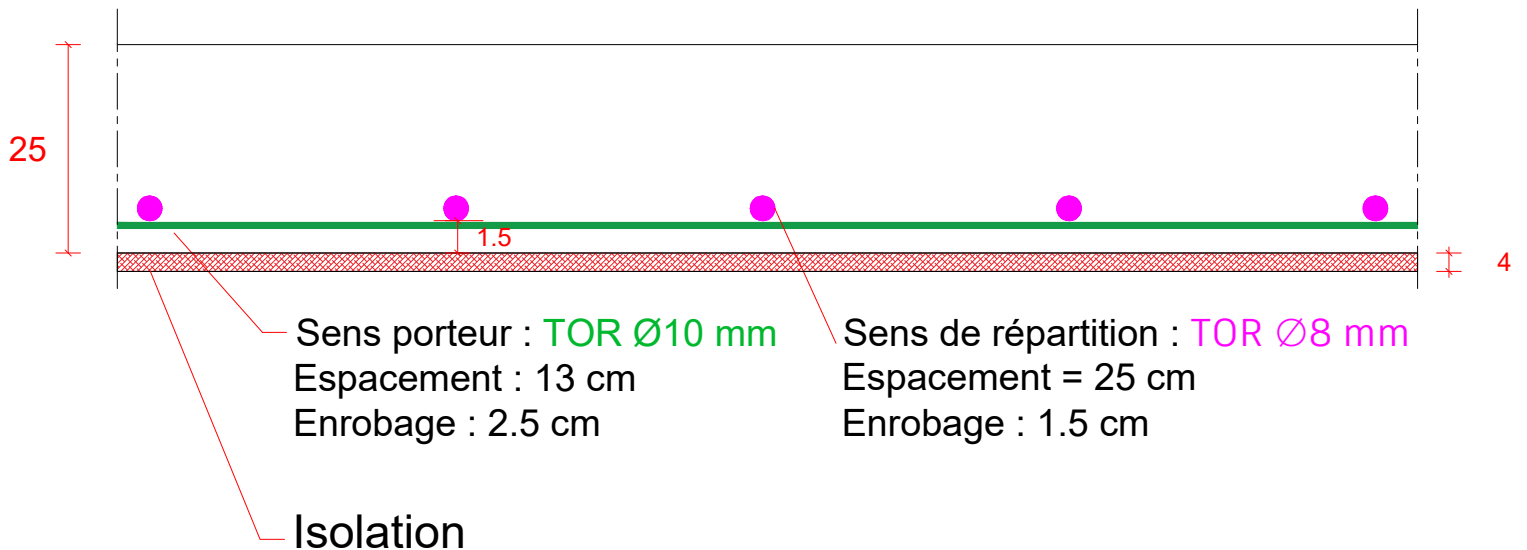
INFRANEO : 4 rue de la Mare à Tissier, 91280 SAINT PIERRE DU PERRY, TEL: 01.69.13.80.20

Sondage D1

Poutre BA

Coupe en travée

Portée: 6.50 m



Niveau : Sous sol

Diagnostic reconnaissance structurelle

Date : 08 - 2024

Cotation en cm

Adresse : 240 Allée de l'Ecole Spéciale Militaire , 78210 Saint-Cyr

Client : ESID IDF

Dossier N°: IN-24-05813



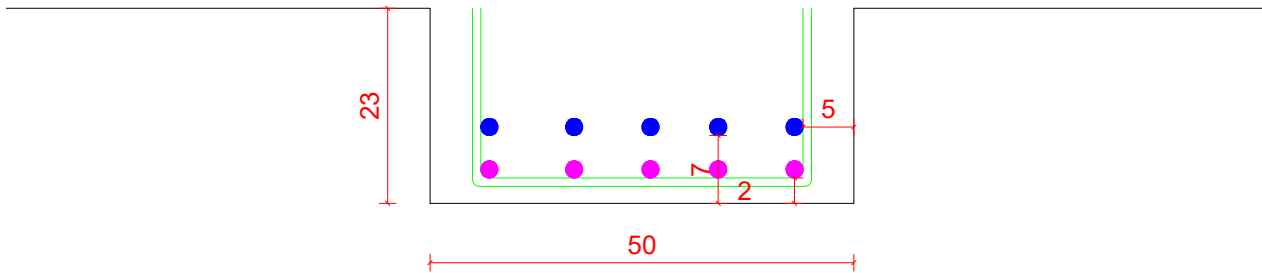
INFRANEO : 4 rue de la Mare à Tissier, 91280 SAINT PIERRE DU PERRY, TEL: 01.69.13.80.20

Sondage Pou 1


Poutre BA

Coupe en travée

Portée : 4.83 m



 : 5 TOR Ø18 mm Ex : 5 cm Ey : 2 cm

 : 5 TOR Ø16 mm Ex : 5 cm Ey : 7 cm

Cadre : RL8 Espace : 35 cm



Niveau : Sous sol

Diagnostic reconnaissance structurelle

Date : 08 - 2024

Cotation en cm

Adresse : 240 Allée de l'Ecole Spéciale Militaire , 78210 Saint-Cyr

Client : ESID IDF

Dossier N°: IN-24-05813



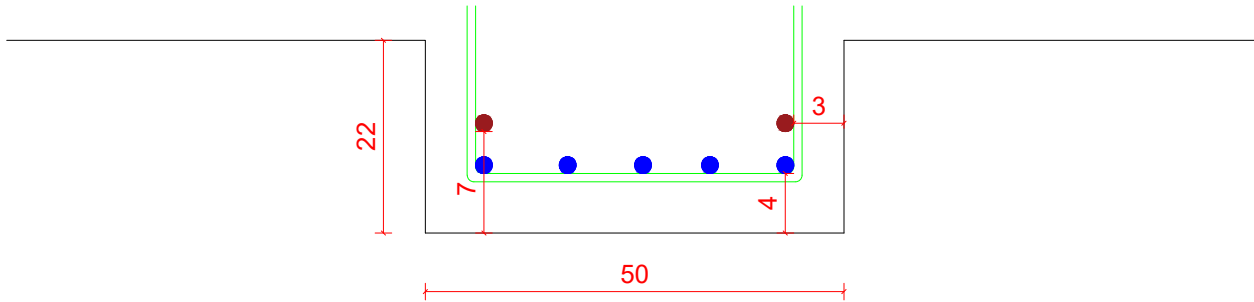
INFRANEO : 4 rue de la Mare à Tissier, 91280 SAINT PIERRE DU PERRY, TEL: 01.69.13.80.20

Sondage Pou 2


Poutre BA

Coupe en travée

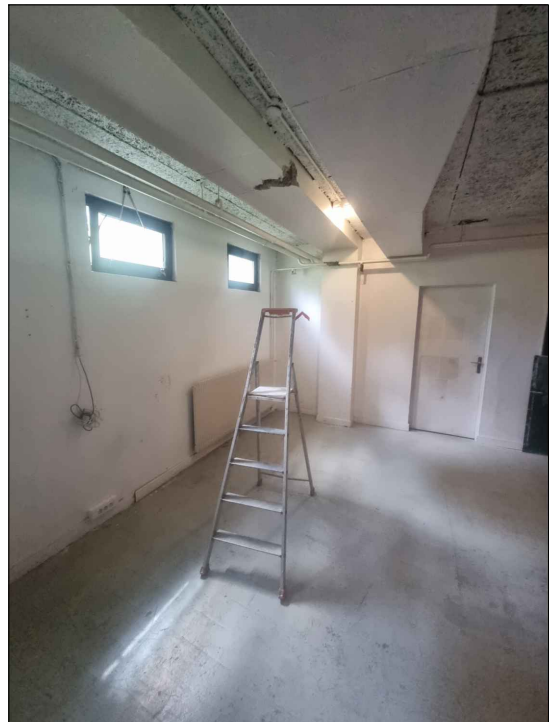
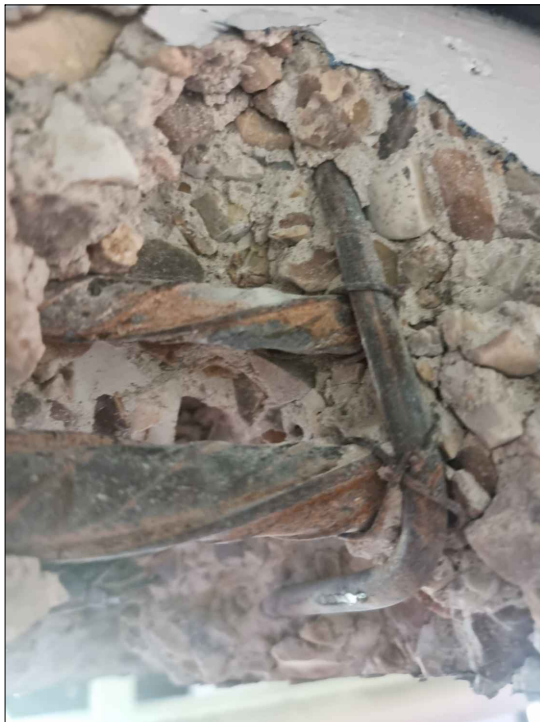
Portée : 4.83 m



 : 2 TOR Ø12 mm Ex : 3 cm Ey : 7 cm

 : 5 TOR Ø16 mm Ex : 3 cm Ey : 4 cm

Cadre : RL8 Espacement : 35 cm



Niveau : Sous sol

Diagnostic reconnaissance structurelle

Date : 08 - 2024

Cotation en cm

Adresse : 240 Allée de l'Ecole Spéciale Militaire , 78210 Saint-Cyr

Client : ESID IDF

Dossier N°: IN-24-05813

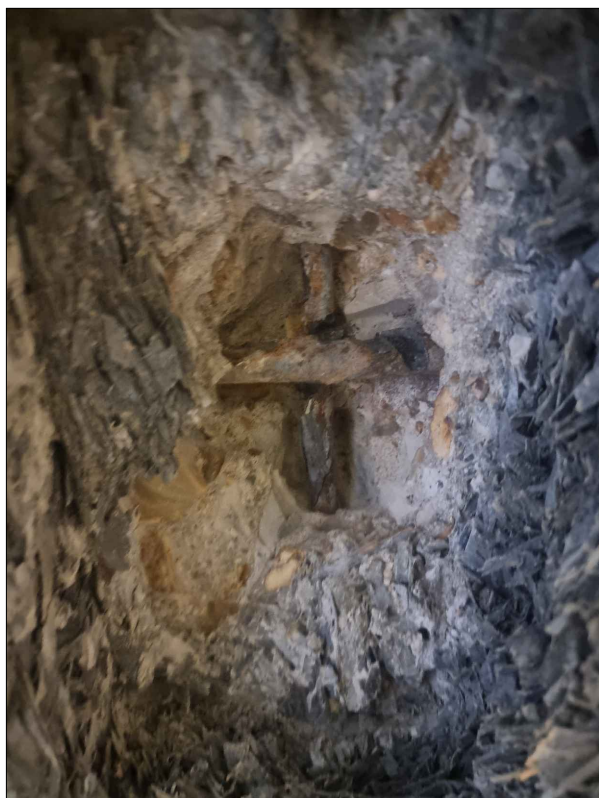
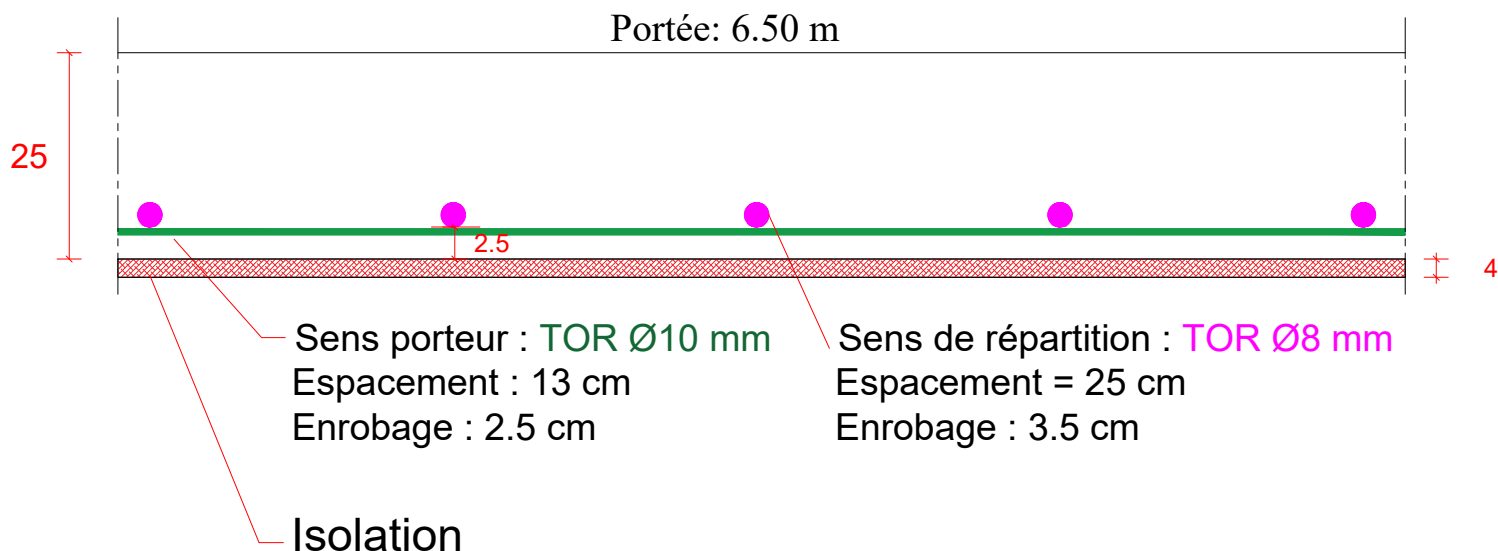


INFRANEO : 4 rue de la Mare à Tissier, 91280 SAINT PIERRE DU PERRY, TEL: 01.69.13.80.20

Sondage D2

Poutre BA

Coupe en travée



Niveau : Sous sol

Diagnostic reconnaissance structurelle

Date : 08 - 2024

Cotation en cm

Adresse : 240 Allée de l'Ecole Spéciale Militaire , 78210 Saint-Cyr

Client : ESID IDF

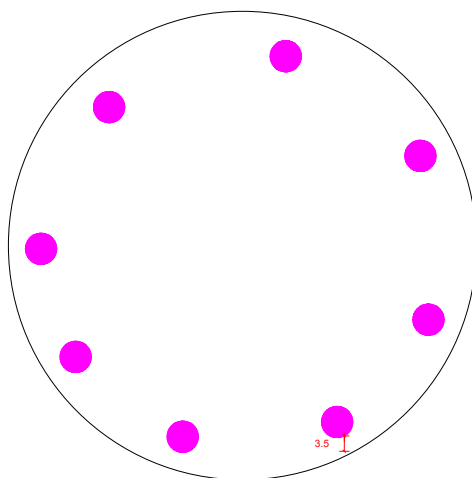
Dossier N°: IN-24-05813



INFRANEO : 4 rue de la Mare à Tissier, 91280 SAINT PIERRE DU PERRY, TEL: 01.69.13.80.20

Sondage P3

Poteau BA



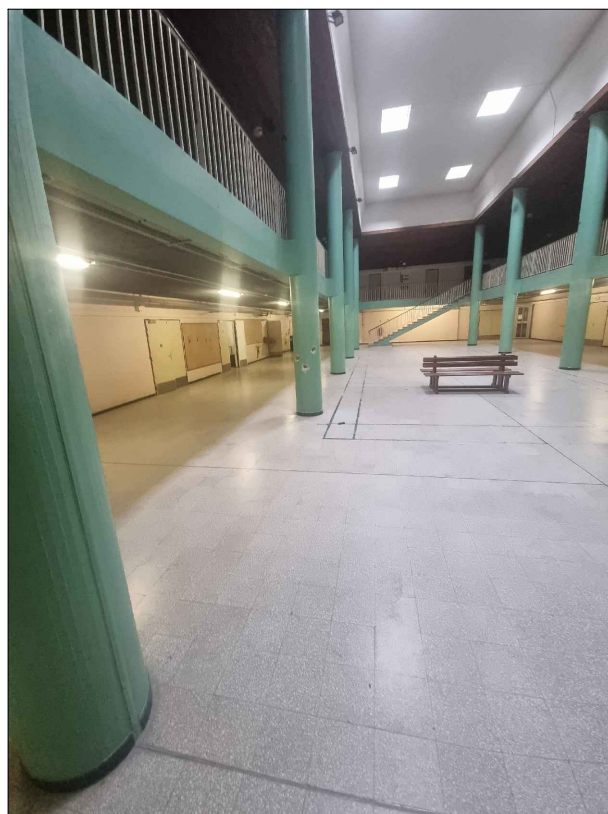
Hauteur : 6.55 m

Diamètre : 48 cm



: 8 TOR Ø12 mm Ey : 3.5 cm

Cadre : RL8 Espacement : 15 cm



Niveau : Sous sol

Diagnostic reconnaissance structurelle

Date : 08 - 2024

Cotation en cm

Adresse : 240 Allée de l'Ecole Spéciale Militaire , 78210 Saint-Cyr

Client : ESID IDF

Dossier N°: IN-24-05813



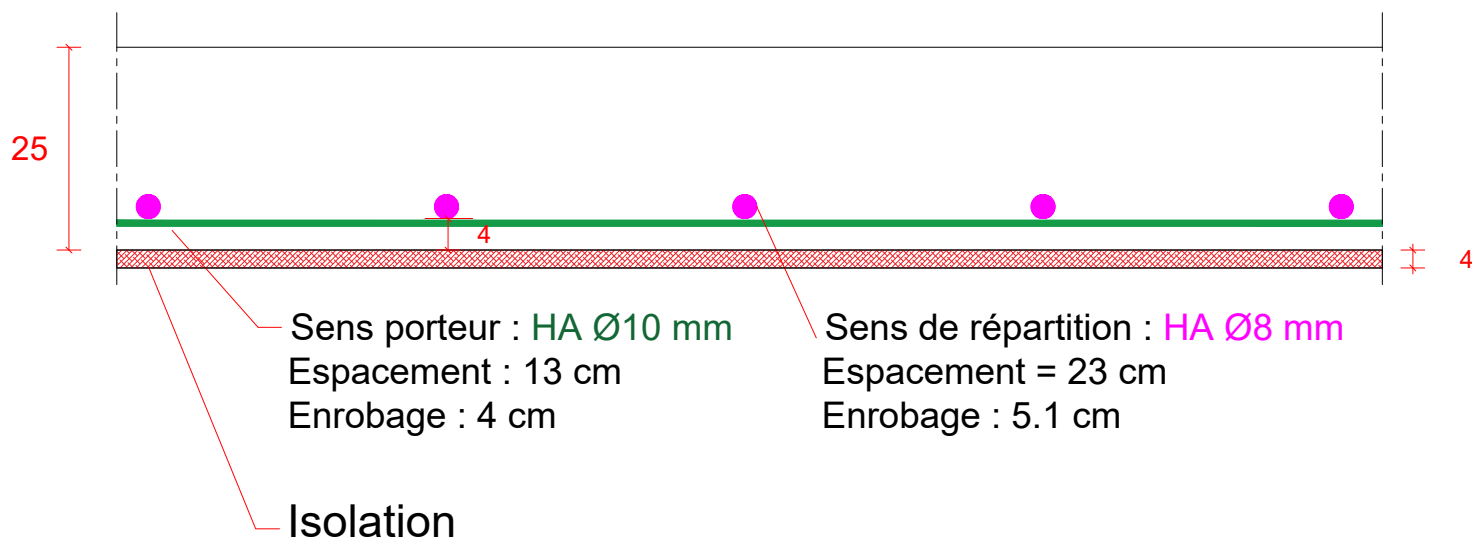
INFRANEO : 4 rue de la Mare à Tissier, 91280 SAINT PIERRE DU PERRY, TEL: 01.69.13.80.20

Sondage D3

Dalle BA

Coupe en travée

Portée: 6.10 m



Niveau : RDC

Diagnostic reconnaissance structurelle

Date : 08 - 2024

Cotation en cm

Adresse : 240 Allée de l'Ecole Spéciale Militaire , 78210 Saint-Cyr

Client : ESID IDF

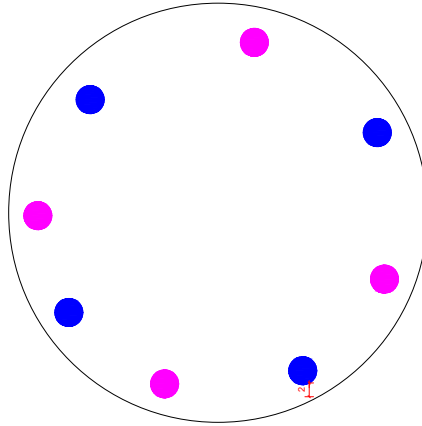
Dossier N°: IN-24-05813



INFRANEO : 4 rue de la Mare à Tissier, 91280 SAINT PIERRE DU PERRY, TEL: 01.69.13.80.20

Sondage P4

Poteau BA



Hauteur : 3.71 m

Diamètre : 48 cm

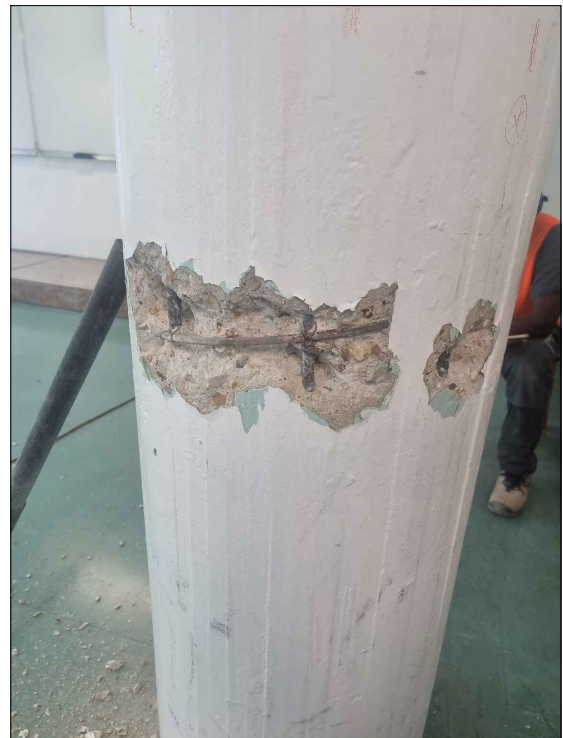


: 4 HA Ø16 mm Ey : 2.0 cm



: 4 HA Ø10 mm Ey : 2.0 cm

Cadre : RL8 Espacement : 15 cm



Niveau : RDC

Diagnostic reconnaissance structurelle

Date : 08 - 2024

Cotation en cm

Adresse : 240 Allée de l'Ecole Spéciale Militaire , 78210 Saint-Cyr

Client : ESID IDF

Dossier N°: IN-24-05813



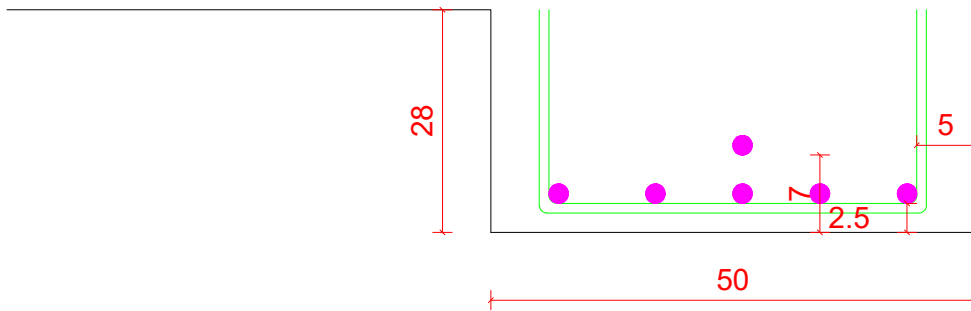
INFRANEO : 4 rue de la Mare à Tissier, 91280 SAINT PIERRE DU PERRY, TEL: 01.69.13.80.20


Sondage Pou 3

Poutre BA

Coupe en travée

Portée : 4.76 m



 : 6 HA Ø16 mm Ex : 5 cm Ey : 2.5 cm

Cadre : RL8 Espacement : 35 cm



Niveau : RDC

Diagnostic reconnaissance structurelle

Date : 08 - 2024

Cotation en cm

Adresse : 240 Allée de l'Ecole Spéciale Militaire , 78210 Saint-Cyr

Client : ESID IDF

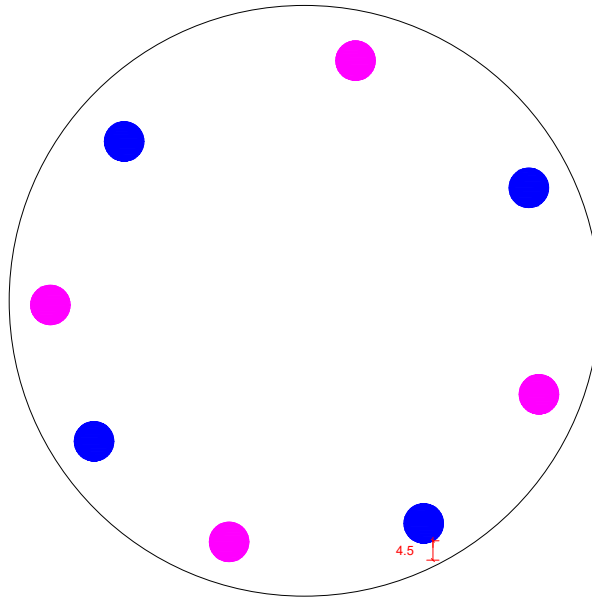
Dossier N°: IN-24-05813



INFRANEO : 4 rue de la Mare à Tissier, 91280 SAINT PIERRE DU PERRY, TEL: 01.69.13.80.20


Sondage P5


Poteau BA



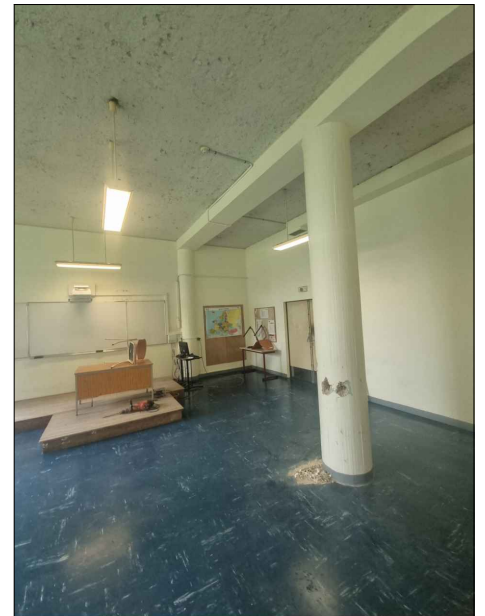
Hauteur : 3.71 m

Diamètre : 48 cm

 : 4 TOR Ø16 mm Ey : 4.5 cm

 : 4 TOR Ø12 mm Ey : 4.5 cm

Cadre : RL8 Espacement : 15 cm



Niveau : RDC

Diagnostic reconnaissance structurelle

Date : 08 - 2024

Cotation en cm

Adresse : 240 Allée de l'Ecole Spéciale Militaire , 78210 Saint-Cyr

Client : ESID IDF

Dossier N°: IN-24-05813



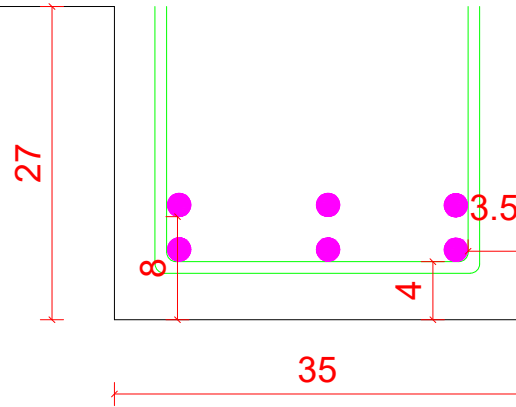
INFRANEO : 4 rue de la Mare à Tissier, 91280 SAINT PIERRE DU PERRY, TEL: 01.69.13.80.20


Sondage Pou 4

Poutre BA

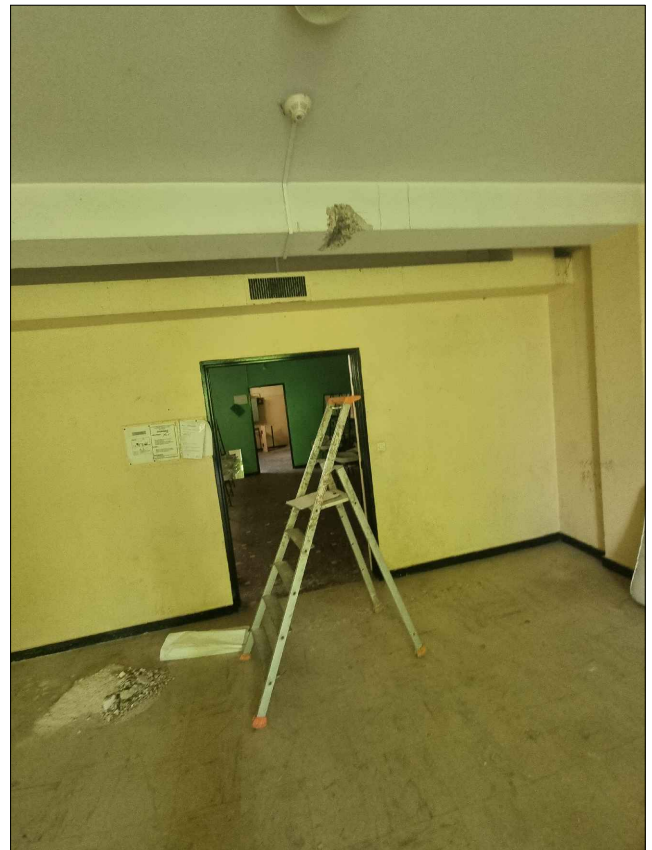
Coupe en travée

Portée : 4.89 m



 : 6 HA Ø20 mm Ex : 3.5 cm Ey : 4 cm et 8 cm

Cadre : RL8 Espacement : 24 cm



Niveau : R+1

Diagnostic reconnaissance structurelle

Date : 08 - 2024

Cotation en cm

Adresse : 240 Allée de l'Ecole Spéciale Militaire , 78210 Saint-Cyr

Client : ESID IDF

Dossier N°: IN-24-05813



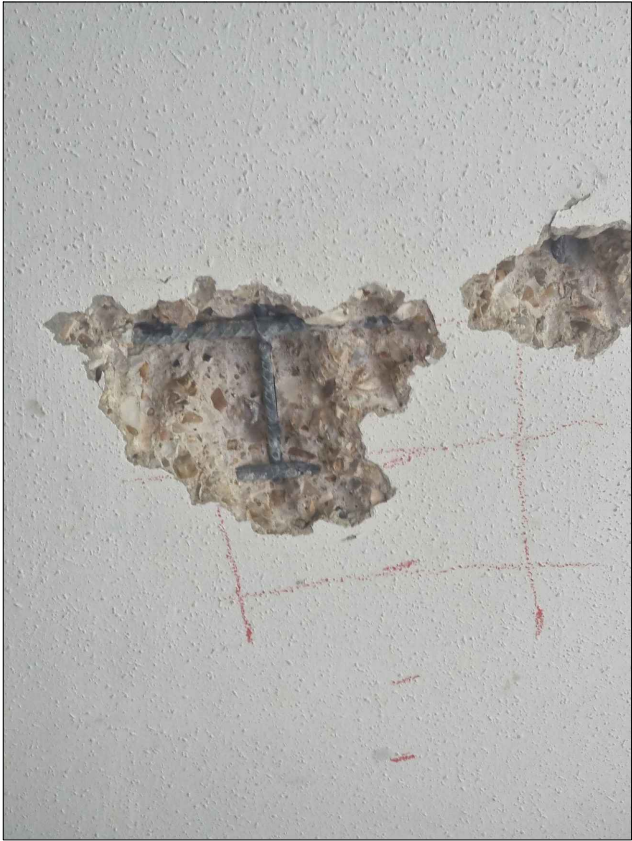
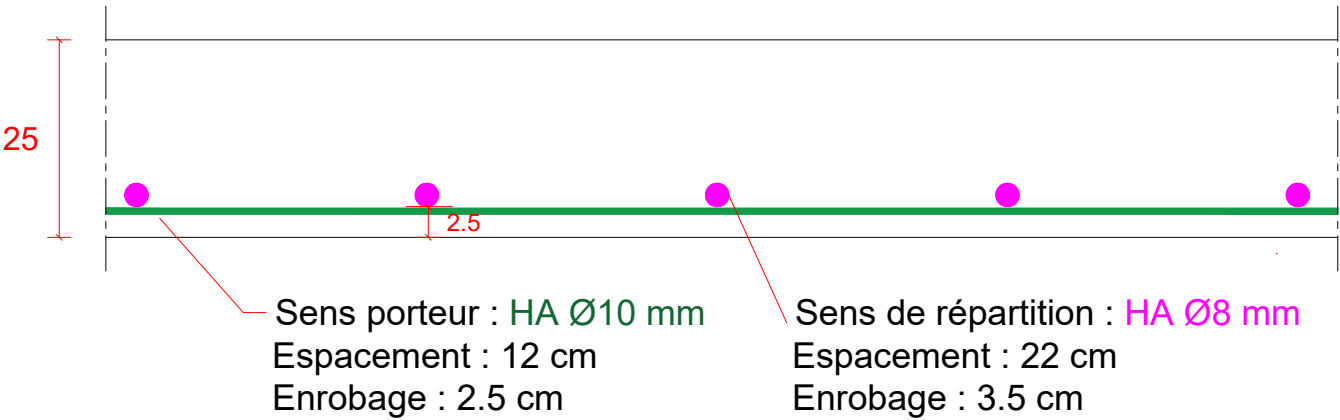
INFRANEO : 4 rue de la Mare à Tissier, 91280 SAINT PIERRE DU PERRY, TEL: 01.69.13.80.20


Sondage D4

Dalle BA

Coupe en travée

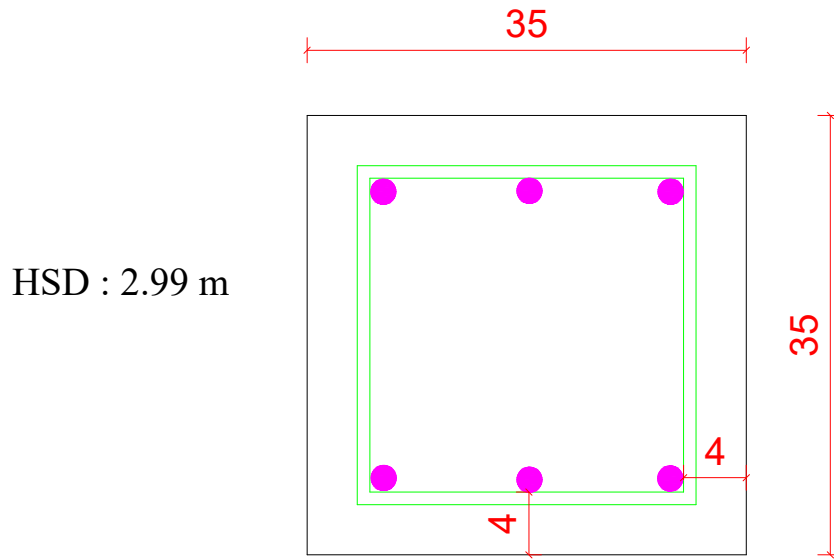
Portée: 6.84 m



Niveau : R+1	Diagnostic reconnaissance structurelle	Date : 08 - 2024	 INFRANEO
		Cotation en cm	
Adresse : 240 Allée de l'Ecole Spéciale Militaire , 78210 Saint-Cyr		Client : ESID IDF	
		Dossier N°: IN-24-05813	
INFRANEO : 4 rue de la Mare à Tissier, 91280 SAINT PIERRE DU PERRY, TEL: 01.69.13.80.20			

Sondage P6

Poteau BA



 : 6 HA Ø12 mm

Cadre : RL6 Espacement : 18 cm



Niveau : R+1

Diagnostic reconnaissance structurelle

Date : 08 - 2024

Cotation en cm

Adresse : 240 Allée de l'Ecole Spéciale Militaire , 78210 Saint-Cyr

Client : ESID IDF

Dossier N°: IN-24-05813

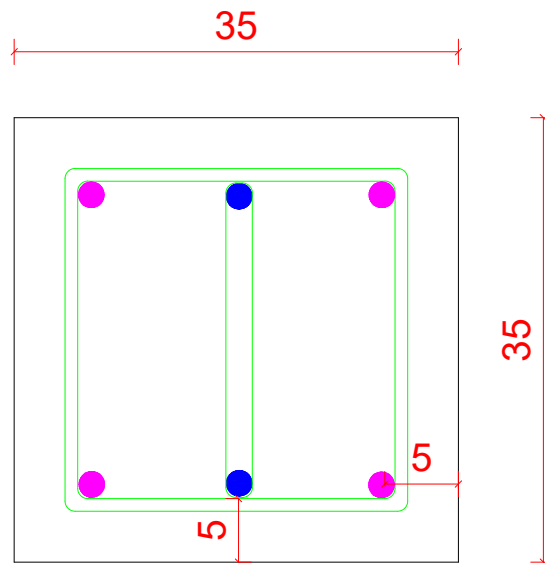


INFRANEO : 4 rue de la Mare à Tissier, 91280 SAINT PIERRE DU PERRY, TEL: 01.69.13.80.20

Sondage P7

Poteau BA

Hauteur : 2.99 m

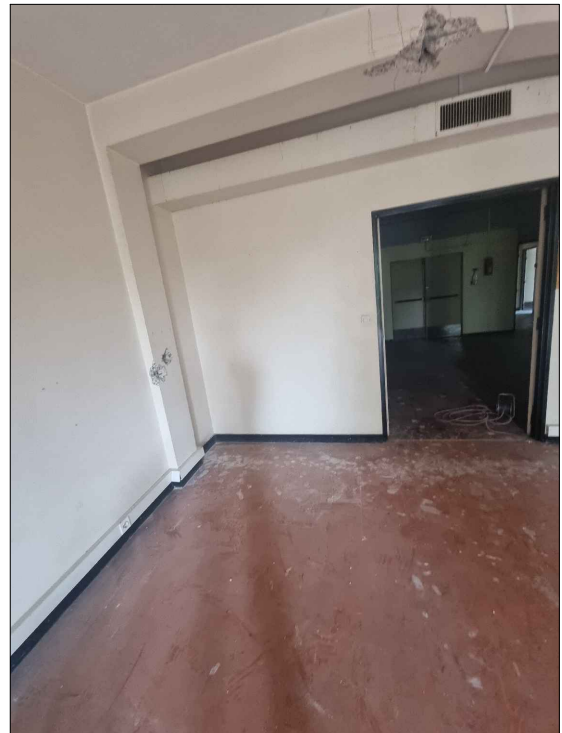


 : 4 TOR Ø16 mm

 : 2 TOR Ø12 mm

Cadre : RL8 Espacement : 14 cm

Epingle : RL6 Espacement : 14 cm



Niveau : R+1

Diagnostic reconnaissance structurelle

Date : 08 - 2024

Cotation en cm

Adresse : 240 Allée de l'Ecole Spéciale Militaire , 78210 Saint-Cyr

Client : ESID IDF

Dossier N°: IN-24-05813



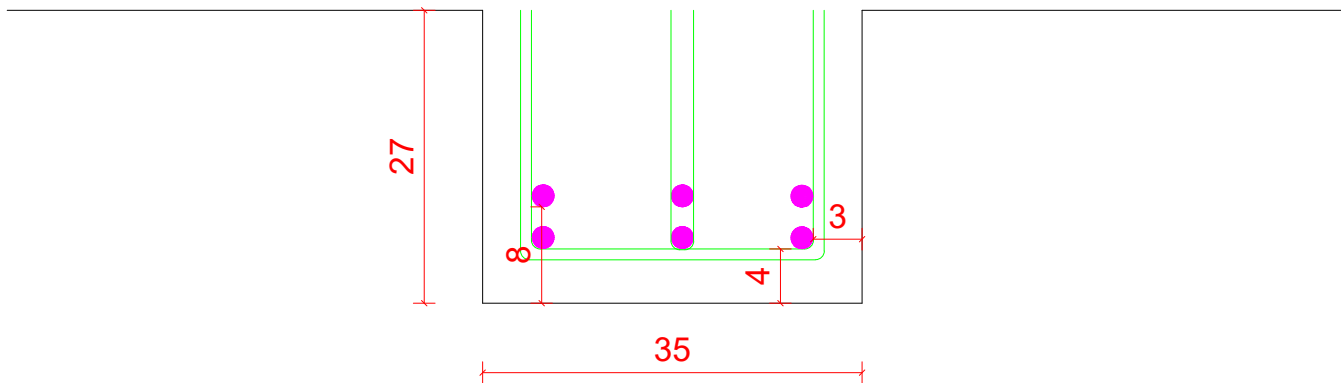
INFRANEO : 4 rue de la Mare à Tissier, 91280 SAINT PIERRE DU PERRY, TEL: 01.69.13.80.20


Sondage Pou 5

Poutre BA

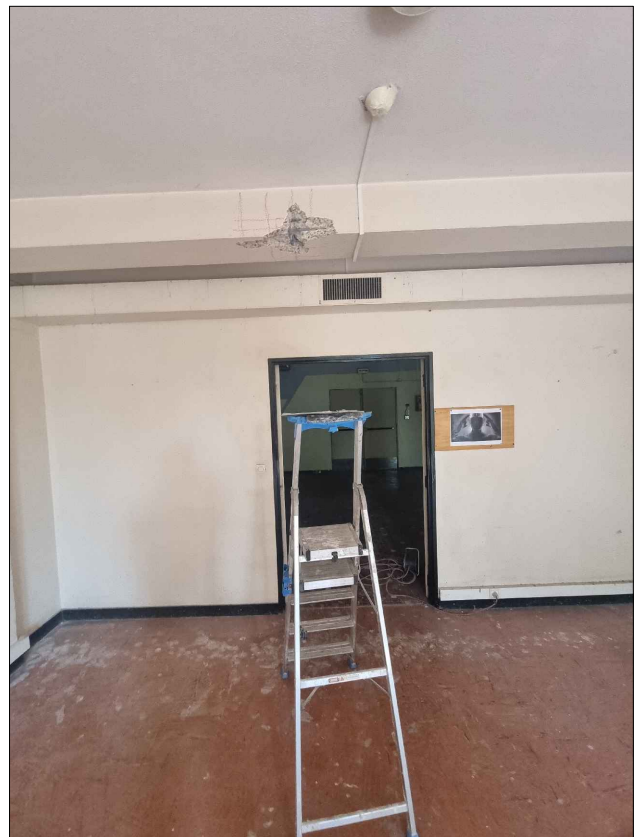
Coupe en travée

Portée : 4.92 m



 : 6 HA Ø16 mm Ex : 3.0 cm Ey : 4 cm et 8 cm

Cadre : RL8 Espacement : 25 cm



Niveau : R+1

Diagnostic reconnaissance structurelle

Date : 08 - 2024

Cotation en cm

Adresse : 240 Allée de l'Ecole Spéciale Militaire , 78210 Saint-Cyr

Client : ESID IDF

Dossier N°: IN-24-05813



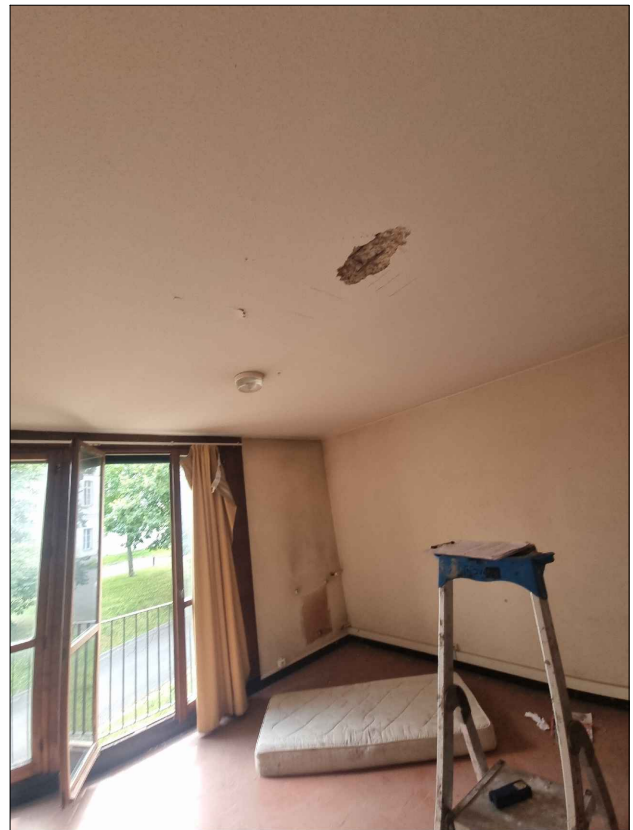
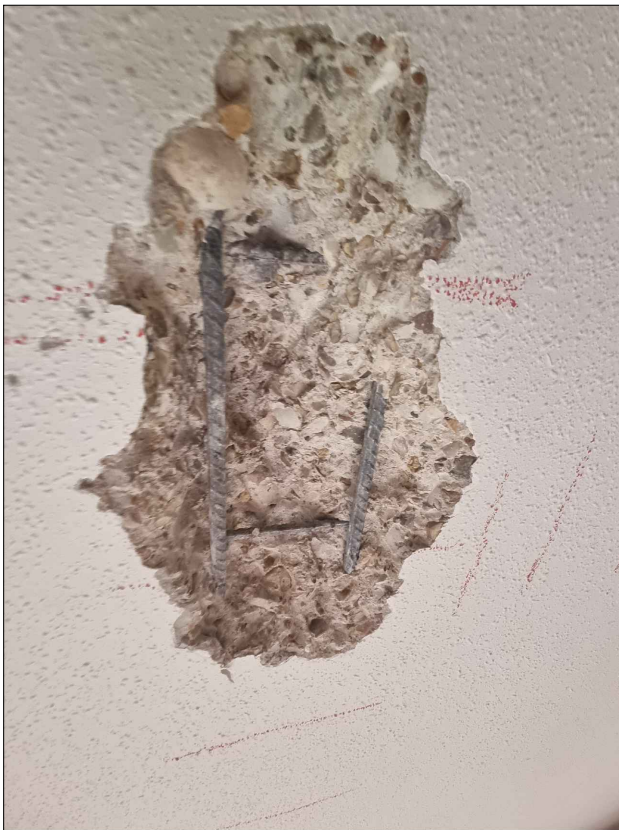
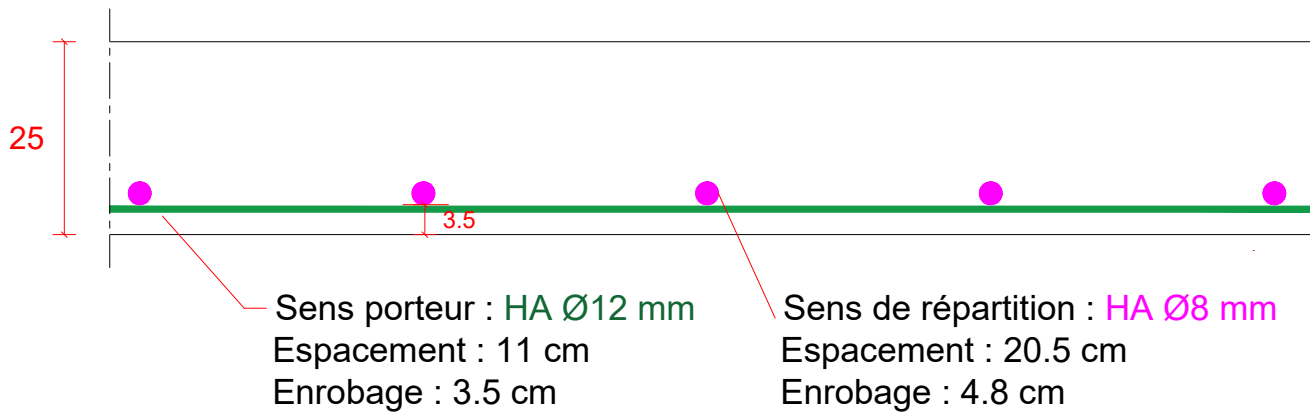
INFRANEO : 4 rue de la Mare à Tissier, 91280 SAINT PIERRE DU PERRY, TEL: 01.69.13.80.20

Sondage D5

Dalle BA

Coupe en travée

Portée: 6.84 m



Niveau : R+1

Diagnostic reconnaissance structurelle

Date : 08 - 2024

Cotation en cm

Adresse : 240 Allée de l'Ecole Spéciale Militaire , 78210 Saint-Cyr

Client : ESID IDF

Dossier N°: IN-24-05813



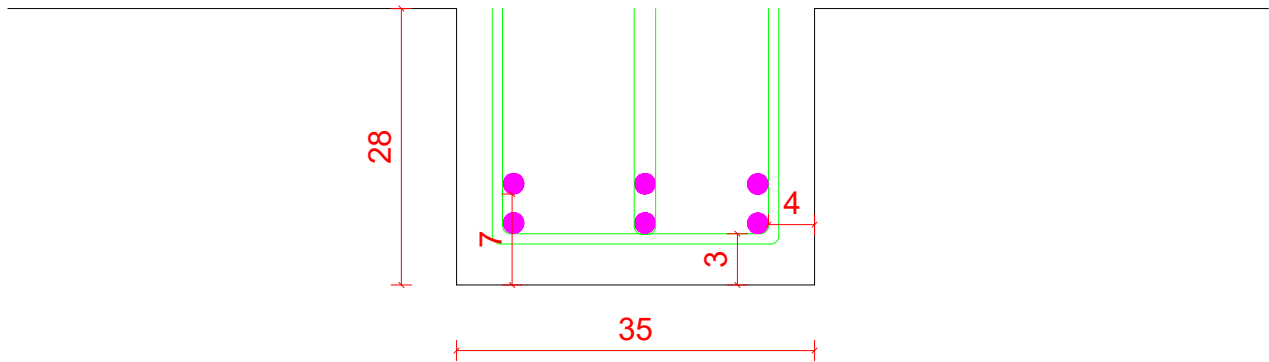
INFRANEO : 4 rue de la Mare à Tissier, 91280 SAINT PIERRE DU PERRY, TEL: 01.69.13.80.20

Sondage Pou 10

Poutre BA

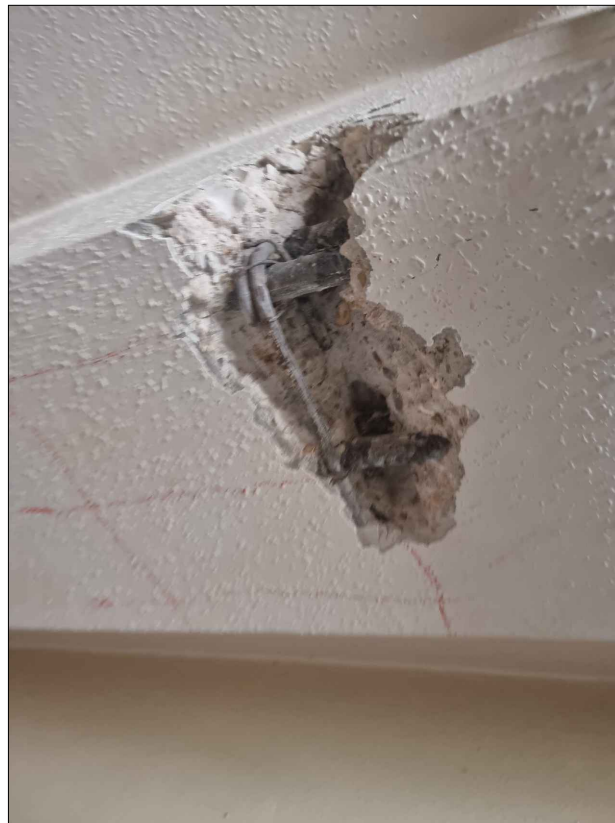
Coupe en travée

Portée : 4.92 m



 : 6 HA Ø20 mm Ex : 4 cm Ey : 3 cm et 8 cm

Cadre / Epingle : RL8 Espacement : 25 cm



Niveau : R+1

Diagnostic reconnaissance structurelle

Date : 08 - 2024

Cotation en cm

Adresse : 240 Allée de l'Ecole Spéciale Militaire , 78210 Saint-Cyr

Client : ESID IDF

Dossier N°: IN-24-05813

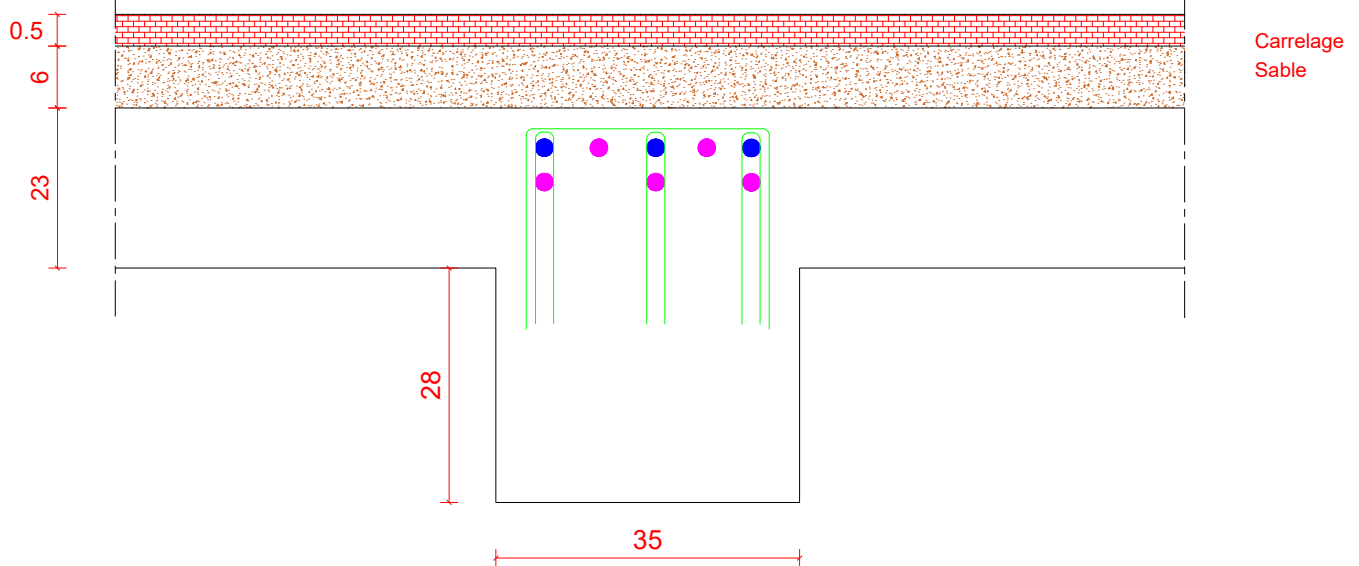


INFRANEO : 4 rue de la Mare à Tissier, 91280 SAINT PIERRE DU PERRY, TEL: 01.69.13.80.20

Sondage Pou 10

Poutre BA

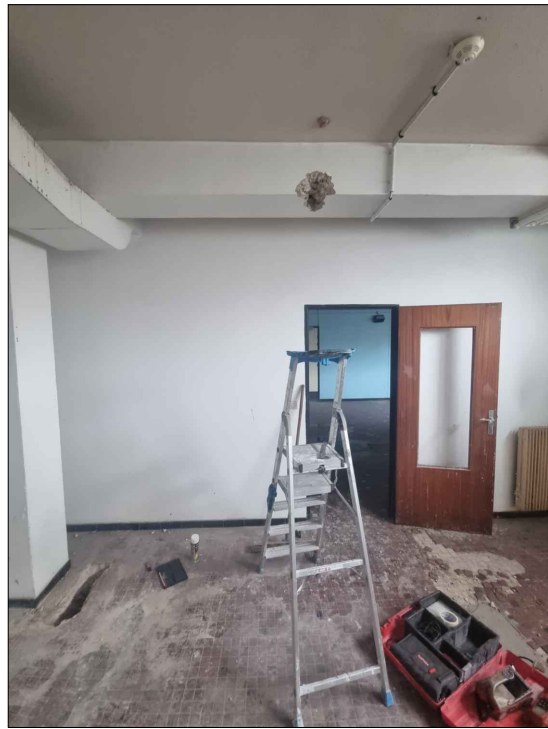
Coupe sur appui



● : 5 HA Ø20 mm Ey : 11 cm

● : 3 HA Ø10 mm

Cadre / Epingle : RL8 Espacement : 30 cm



Niveau : R+1

Diagnostic reconnaissance structurelle

Date : 08 - 2024

Cotation en cm

Adresse : 240 Allée de l'Ecole Spéciale Militaire , 78210 Saint-Cyr

Client : ESID IDF

Dossier N°: IN-24-05813



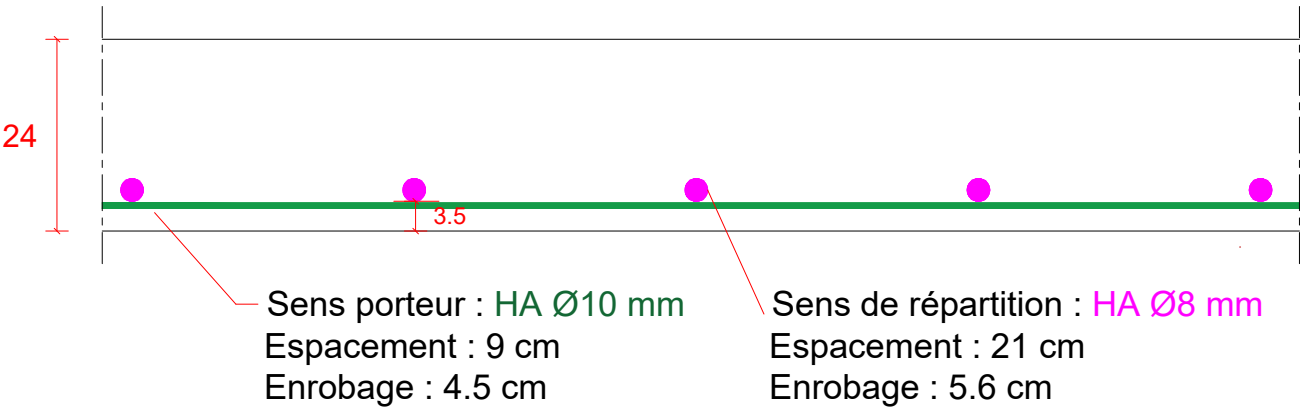
INFRANEO : 4 rue de la Mare à Tissier, 91280 SAINT PIERRE DU PERRY, TEL: 01.69.13.80.20

Sondage D6

Dalle BA

Coupe en travée

Portée: 6.60 m



Niveau : R+1

Diagnostic reconnaissance structurelle

Date : 08 - 2024

Cotation en cm

Adresse : 240 Allée de l'Ecole Spéciale Militaire , 78210 Saint-Cyr

Client : ESID IDF

Dossier N°: IN-24-05813

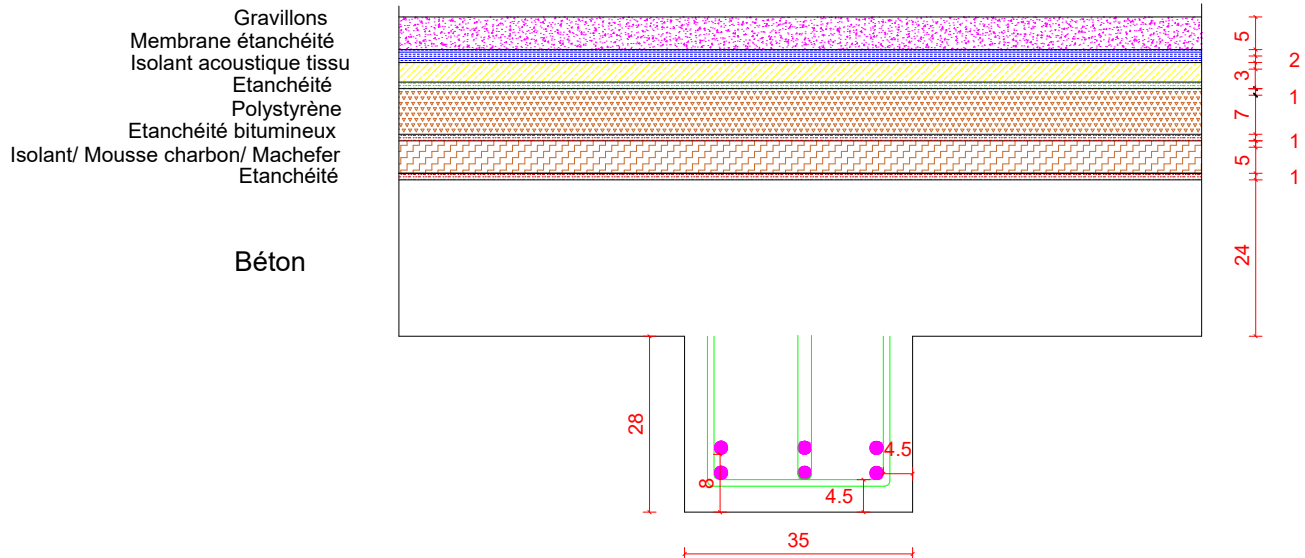


Sondage Pou 6

Poutre BA

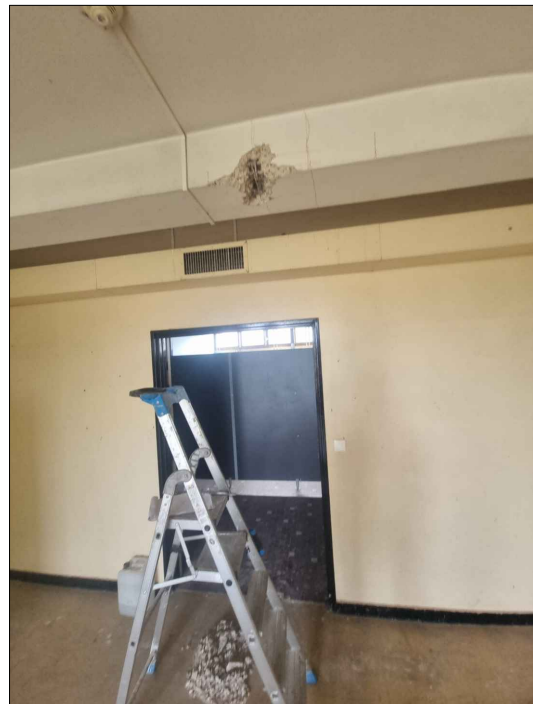
Coupe en travée

Portée : 4.92 m



: 6 HA Ø16 mm Ex : 4.5 cm Ey : 4.5 cm et 8 cm

Cadre / Epingle : RL8 Espacement : 25 cm



Niveau : R+2

Diagnostic reconnaissance structurelle

Date : 08 - 2024

Cotation en cm

Adresse : 240 Allée de l'Ecole Spéciale Militaire , 78210 Saint-Cyr

Client : ESID IDF

Dossier N°: IN-24-05813

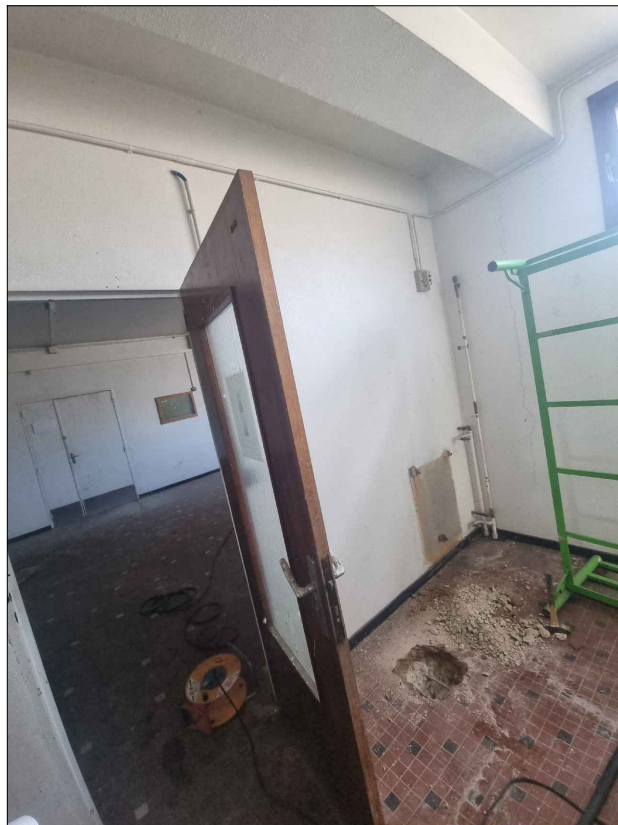
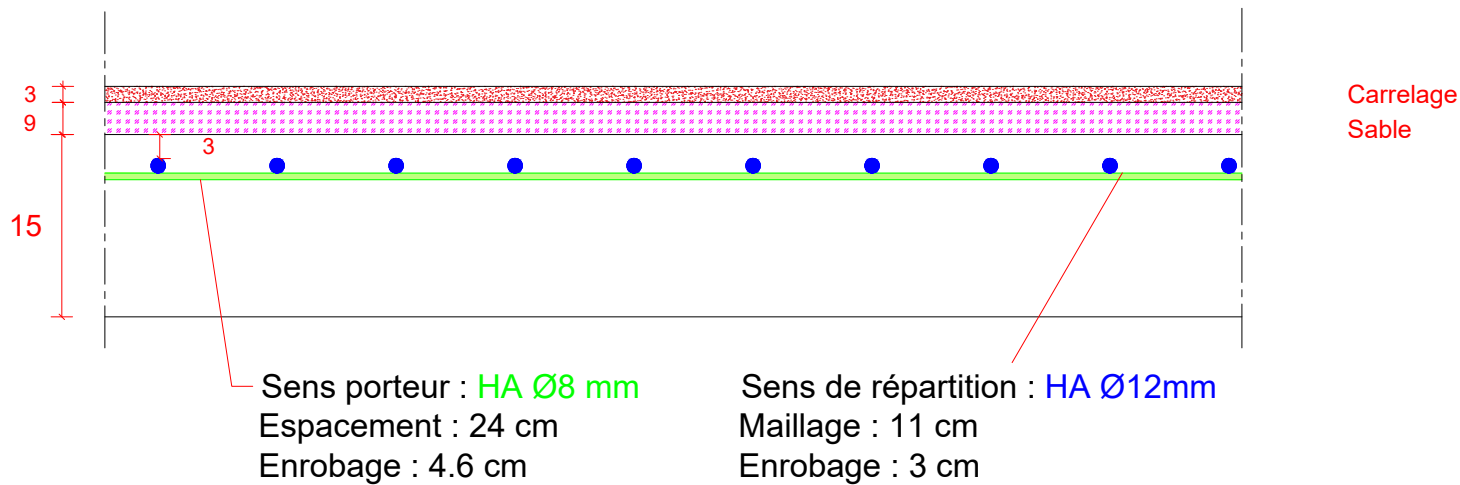


INFRANEO : 4 rue de la Mare à Tissier, 91280 SAINT PIERRE DU PERRY, TEL: 01.69.13.80.20

Sondage D6

Dalle BA

Coupe sur appui



Niveau : R+1

Diagnostic reconnaissance structurelle

Date : 08 - 2024

Cotation en cm

Adresse : 240 Allée de l'Ecole Spéciale Militaire , 78210 Saint-Cyr

Client : ESID IDF

Dossier N°: IN-24-05813

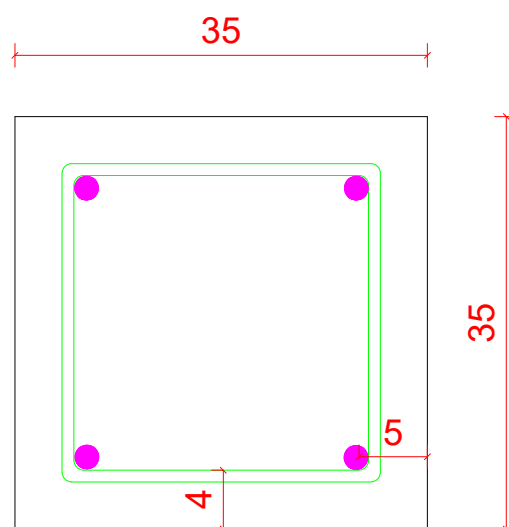


INFRANEO : 4 rue de la Mare à Tissier, 91280 SAINT PIERRE DU PERRY, TEL: 01.69.13.80.20

Sondage P8

Poteau BA

Hauteur : 2.99 m



: 4 TOR Ø12 mm

Cadre : RL6 Espacement : 15 cm



Niveau : R+2

Diagnostic reconnaissance structurelle

Date : 08 - 2024

Cotation en cm

Adresse : 240 Allée de l'Ecole Spéciale Militaire , 78210 Saint-Cyr

Client : ESID IDF

Dossier N°: IN-24-05813



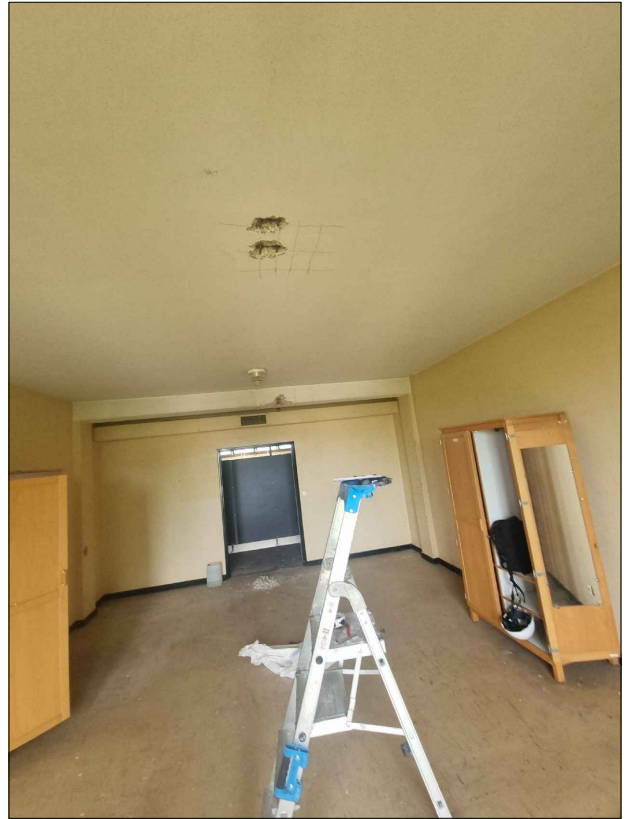
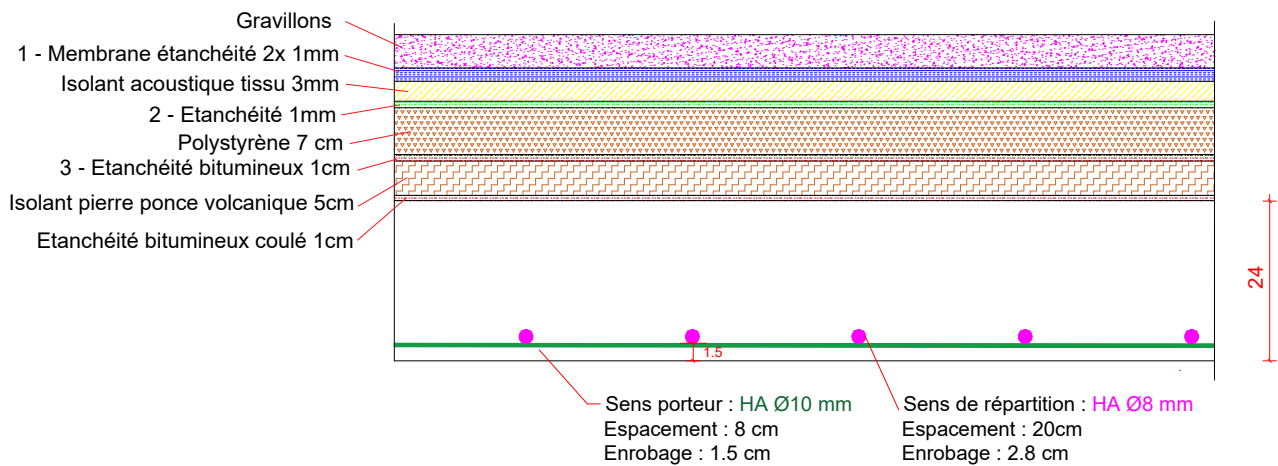
INFRANEO : 4 rue de la Mare à Tissier, 91280 SAINT PIERRE DU PERRY, TEL: 01.69.13.80.20

Sondage D7

Dalle BA

Coupe en travée

Portée: 6.85 m



Niveau : R+2

Diagnostic reconnaissance structurelle

Date : 08 - 2024

Cotation en cm

Adresse : 240 Allée de l'Ecole Spéciale Militaire , 78210 Saint-Cyr

Client : ESID IDF

Dossier N°: IN-24-05813



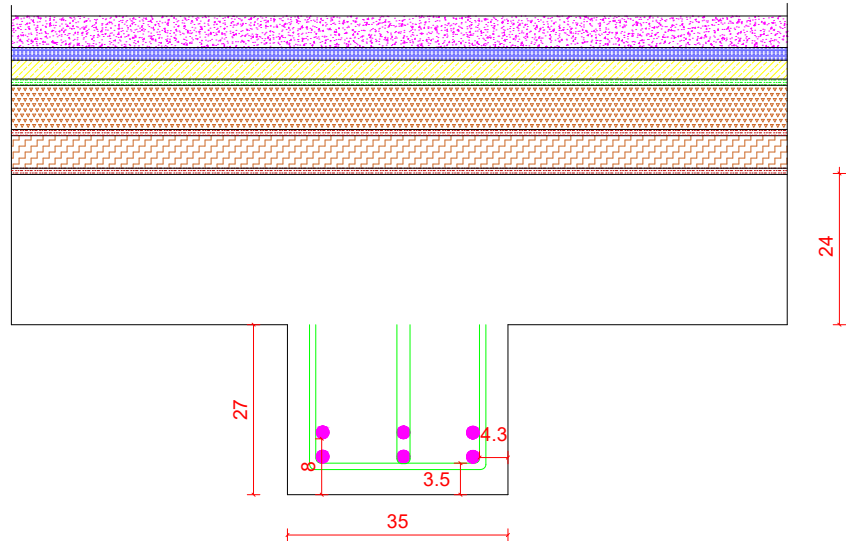
INFRANEO : 4 rue de la Mare à Tissier, 91280 SAINT PIERRE DU PERRY, TEL: 01.69.13.80.20

Sondage Pou 7

Poutre BA

Coupe en travée

Portée : 4.98 m



● : 6 HA Ø16 mm Ex : 4.5 cm Ey : 3.5 cm et 8 cm

Cadre / Epingle : RL8 Espacement : 25 cm



Niveau : R+2

Diagnostic reconnaissance structurelle

Date : 08 - 2024

Cotation en cm

Adresse : 240 Allée de l'Ecole Spéciale Militaire , 78210 Saint-Cyr

Client : ESID IDF

Dossier N°: IN-24-05813



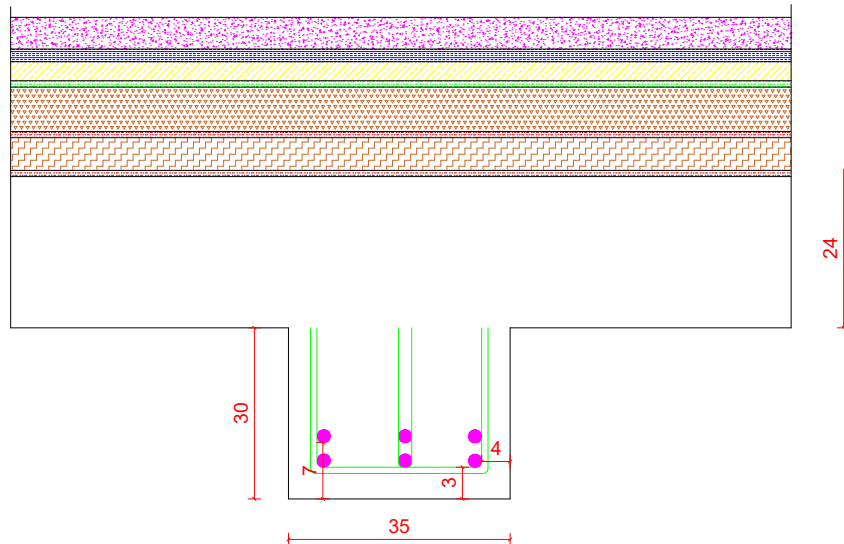
INFRANEO : 4 rue de la Mare à Tissier, 91280 SAINT PIERRE DU PERRY, TEL: 01.69.13.80.20

Sondage Pou 9

Poutre BA

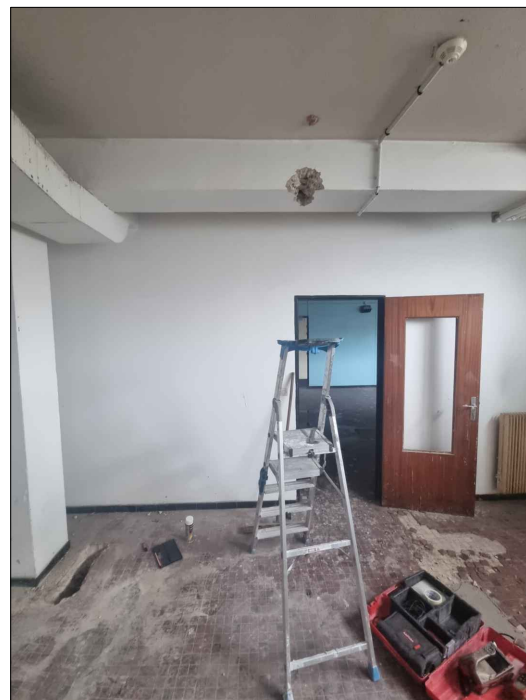
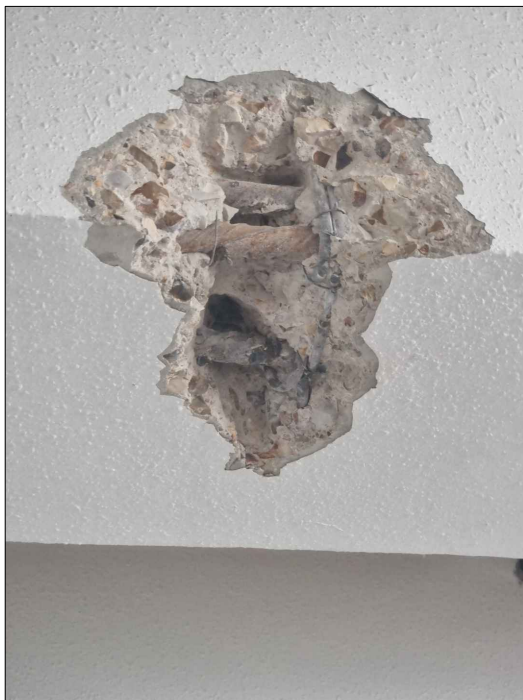
Coupe en travée

Portée : 4.92 m



: 6 HA Ø20 mm Ex : 4 cm Ey : 3 cm et 7 cm

Cadre / Epingle : RL8 Espacement : 28 cm



Niveau : R+2

Diagnostic reconnaissance structurelle

Date : 08 - 2024

Cotation en cm

Adresse : 240 Allée de l'Ecole Spéciale Militaire , 78210 Saint-Cyr

Client : ESID IDF

Dossier N°: IN-24-05813



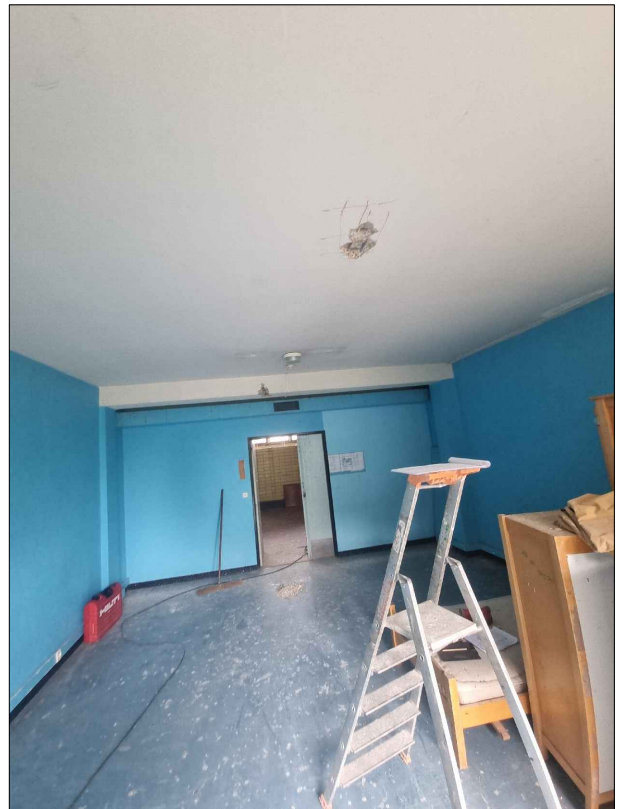
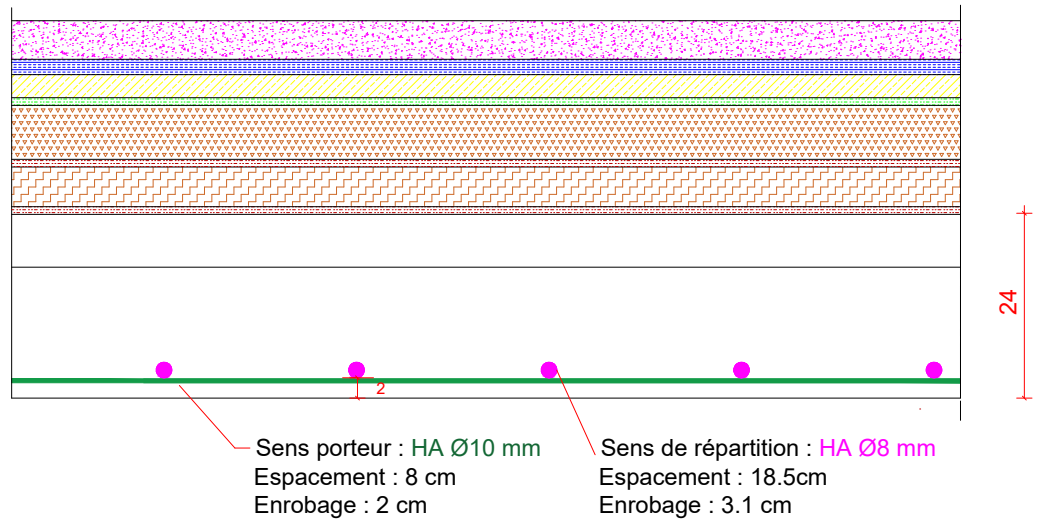
INFRANEO : 4 rue de la Mare à Tissier, 91280 SAINT PIERRE DU PERRY, TEL: 01.69.13.80.20

Sondage D8

Dalle BA

Coupe en travée

Portée: 6.85 m



Niveau : R+2

Diagnostic reconnaissance structurelle

Date : 08 - 2024

Cotation en cm

Adresse : 240 Allée de l'Ecole Spéciale Militaire , 78210 Saint-Cyr

Client : ESID IDF

Dossier N°: IN-24-05813



INFRANEO : 4 rue de la Mare à Tissier, 91280 SAINT PIERRE DU PERRY, TEL: 01.69.13.80.20

ANNEXE 2 :

Procès-verbaux des essais en laboratoire des échantillons d'armatures





RAPPORT D'ESSAIS / TEST REPORT (page 1/1)

RAPPORT D'ESSAIS N° / Test report # : C-050824-06940 (131557-0)

ANNEXES / Appendices : 0

CLIENT : **INFRA NEO**
Customer 91280 SAINT PIERRE DU PERRY FRANCE

N° COMMANDE (DC) : 24-012049 du : 31/07/2024
Order number 24-012049 on 07/31/2024

DATE DE RECEPTION : 05/08/2024
Receipt date 08/05/2024

AFFAIRE (DC) : IN-24-05813 Saint Cyr l'Ecole - Tom Morel
Contract

Les éprouvettes et les chutes seront conservées 3 mois ou réexpédiées à vos frais / Specimens and discards will be kept 3 months or send in your expenses.

ESSAI DE TRACTION / TENSILE TEST

Méthode d'essai / Test method : **NF EN ISO 6892-1 / 2019**

N° Test specimen	Dimensions Dimensions Ø (mm)	Position Position (1)	Section Cross section mm²	Temp. °C	Fm kN	ReH -	Rp 0.2% MPa	Rp 1% ---	Rm MPa	A5d % (Lo mm)	Z %	mE GPa	Position cassure Fracture localisation (2)
SO_C-050824-06940-001 (724368) / Fer à béton P4 (DC)													
2072558 non cofrac	7.72	L	46.75	24	20.31	0	318	---	434	24.5 (41.20)	74	209	R≤L0/3
SO_C-050824-06940-002 (724369) / Fer à béton P5 (DC)													
2072567 non cofrac	8.05	L	50.91	24	21.73	350	345	---	427	28.1 (41.09)	74	279	R≤L0/3
SO_C-050824-06940-003 (724370) / Fer à béton D5 (DC)													
2072576 non cofrac	10.28	L	83.02	24	53.54	513	477	---	645	22.3 (52.36)	41	226	Valide / Acceptable

(1) L : LONGITUDINAL / Longitudinal, T : TRANSVERSAL / Transverse, R : RADIAL / Radial, TA : TANGENTIEL / Tangential, TC : TRAVERS COURT / Through Thickness

(2) S : SOUDURE / weld, ZL : ZONE DE LIAISON / Fusion line, MB : METAL DE BASE / Base metal, ZAT : ZONE AFFECTEE THERMIQUEMENT / Heat affected zone

R<Lo/3 = distance entre la rupture et le repère le plus proche inférieur à Lo/3 ; 2/3Lo = distance entre la rupture et le repère le plus proche supérieur à Lo/3

R<Lo/4 = distance entre la rupture et le repère le plus proche inférieur à Lo/4 ; >Lo/4 = distance entre la rupture et le repère le plus proche supérieur à Lo/4

Le pourcentage d'extension du palier d'écoulement Ae est fourni uniquement sur demande.

Machine d'essai Testing machine : ZWICK 1474 0792FD344	Méthode Method : Méthode A223 / Method A223	N° extensomètre Extensometer : Mini MFA 2 3194DA344	Micromètre d'extérieur Palmer : MITUTOYO 0927DE344 et Table micrométrique 0947DD 344	Pied à coulisse Caliper-gauge : TESA 0816DP344
---	--	--	---	---

Technicien de laboratoire / Laboratory technician : **Mustapha Marzagui**

Date d'exécution des essais / Test date : **27/08/2024**

Cergy, le
28/08/2024

Chef de service ou suppléant :
Department head or his deputy
Damien GAYARD

ANNEXE 3 :

Procès-verbaux des essais en laboratoire échantillons en Béton



INFRANEO**Madame Wadi HASSAN**ZAC de Villepecle - 4 Rue de la Mare à Tissier
91280 SAINT PIERRE DU PERRY

RAPPORT D'ANALYSE

N° de rapport d'analyse : AR-24-EM-012958-01 Version du : 13/08/2024

Page 1/2

Dossier N° : 24Q006515

Date de réception : 02/08/2024

Référence Dossier : N° Projet :

Nom Projet :

Nom Commande : ST CYR L'ECOLE(78) - Lycée Militaire - Diagnostic

Référence Commande : 24-012061

N° Ech	Matrice	Référence échantillon	Préleveur
001	Béton	PL11	Client

Conservation de vos échantillons

Les échantillons seront conservés pendant 1 mois après la date d'édition du rapport. Sans avis contraire, ils seront détruits après cette période sans aucune communication de notre part.

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES France SAS

3 rue d'Oterswiller

67700 Saverne

SAS au capital de 115 750 €

APE 7120B RCS SAVERNE 529294100

TVA FR72529294100

Tél 03 88 021 562 - fax 03 88 916 531

Mail : Materiaux@Eurofins.com

RAPPORT D'ANALYSE

N° de rapport d'analyse : AR-24-EM-012958-01 Version du : 13/08/2024

Page 2/2

Dossier N° : 24Q006515

Date de réception : 02/08/2024

Référence Dossier : N° Projet :

Nom Projet :

Nom Commande : ST CYR L'ECOLE(78) - Lycée Militaire - Diagnostic

Référence Commande : 24-012061

N° Echantillon 24Q006515-001

Référence : PL11

Date de prélèvement : 31/07/2024

Début d'analyse : 08/08/2024

Essais Physiques

LE014 : **Résistance à la compression d'une carotte de béton** Prestation réalisée sur le site de Saverne (Non accrédité)
Essai mécanique [Analyse sous agrément Laboroute n°10-101] - NF EN 12504-1 - NF EN 12390-3

	Résultat	Unité	Limite
Charge maximale provoquant la rupture	73.7	kN	
Etat d'humidité de la surface	Sec		
Diamètre moyen de l'éprouvette réceptionnée	74	mm	
Hauteur moyenne de l'éprouvette préparée	136	mm	
Méthode de préparation de l'échantillon	Surfaçage		
Elancement de l'éprouvette préparée	1.8		
Résistance à la compression	17.1	MPa	
Type de rupture (en cas de rupture incorrecte)	-		
Information : classe de résistance	C16/20		

La reproduction de ce rapport n'est autorisée que sous sa forme intégrale. Il comporte 2 page(s).

Les résultats et conclusions éventuelles s'appliquent à l'échantillon tel qu'il a été reçu. Le laboratoire n'est pas responsable de la représentativité des échantillons. Les données transmises par le client pouvant affecter la validité des résultats (la date de prélèvement, la matrice, la référence échantillon et autres informations identifiées comme provenant du client), ne sauraient engager la responsabilité du laboratoire.

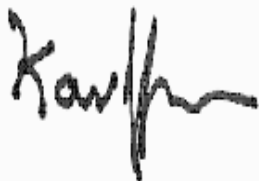
Les résultats non conformes aux limites ou références de qualité sont signalés par un rond noir ● .

Lors de l'émission d'une nouvelle version de rapport, toute modification est identifiée par une mise en forme gras, italique et souligné ou notifiée en observation.

Les résultats précédés du signe "<" correspondent à des limites de quantification. Tous les éléments de traçabilité et incertitude (déterminée avec k = 2) sont disponibles sur demande. Pour les résultats issus d'une sous-traitance, les rapports émis par des laboratoires accrédités sont disponibles sur demande.

MS : Matières Sèches

P.B. : Produit Brut



Thomas Kauffmann
Chef de groupe

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES France SAS

3 rue d'Otterswiller

67700 Saverne

SAS au capital de 115 750 €

APE 7120B RCS SAVERNE 529294100

TVA FR72529294100

Tél 03 88 021 562 - fax 03 88 916 531

Mail : Matériaux@Eurofins.com



INFRANEO**Madame Wadi HASSAN**ZAC de Villepecle - 4 Rue de la Mare à Tissier
91280 SAINT PIERRE DU PERRY

RAPPORT D'ANALYSE

N° de rapport d'analyse : AR-24-EM-012959-01 Version du : 13/08/2024

Page 1/2

Dossier N° : 24Q006515

Date de réception : 02/08/2024

Référence Dossier : N° Projet :

Nom Projet :

Nom Commande : ST CYR L'ECOLE(78) - Lycée Militaire - Diagnostic

Référence Commande : 24-012061

N° Ech	Matrice	Référence échantillon	Préleveur
002	Béton	P8	Client

Conservation de vos échantillons

Les échantillons seront conservés pendant 1 mois après la date d'édition du rapport. Sans avis contraire, ils seront détruits après cette période sans aucune communication de notre part.

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES France SAS

3 rue d'Oterswiller

67700 Saverne

SAS au capital de 115 750 €

APE 7120B RCS SAVERNE 529294100

TVA FR72529294100

Tél 03 88 021 562 - fax 03 88 916 531

Mail : Materiaux@Eurofins.com

RAPPORT D'ANALYSE

N° de rapport d'analyse : AR-24-EM-012959-01 Version du : 13/08/2024

Page 2/2

Dossier N° : 24Q006515

Date de réception : 02/08/2024

Référence Dossier : N° Projet :

Nom Projet :

Nom Commande : ST CYR L'ECOLE(78) - Lycée Militaire - Diagnostic

Référence Commande : 24-012061

N° Echantillon 24Q006515-002

Référence : P8

Date de prélèvement : 31/07/2024

Début d'analyse : 08/08/2024

Essais Physiques

LE014 : **Résistance à la compression d'une carotte de béton** Prestation réalisée sur le site de Saverne (Non accrédité)

Essai mécanique [Analyse sous agrément Laboroute n°10-101] - NF EN 12504-1 - NF EN 12390-3

	Résultat	Unité	Limite
Charge maximale provoquant la rupture	69.9	kN	
Etat d'humidité de la surface	Sec		
Diamètre moyen de l'éprouvette réceptionnée	74	mm	
Hauteur moyenne de l'éprouvette préparée	140	mm	
Méthode de préparation de l'échantillon	Surfaçage		
Elancement de l'éprouvette préparée	1.9		
Résistance à la compression	16.1	MPa	
Type de rupture (en cas de rupture incorrecte)	-		
Information : classe de résistance	C16/20		

La reproduction de ce rapport n'est autorisée que sous sa forme intégrale. Il comporte 2 page(s).

Les résultats et conclusions éventuelles s'appliquent à l'échantillon tel qu'il a été reçu. Le laboratoire n'est pas responsable de la représentativité des échantillons. Les données transmises par le client pouvant affecter la validité des résultats (la date de prélèvement, la matrice, la référence échantillon et autres informations identifiées comme provenant du client), ne sauraient engager la responsabilité du laboratoire.

Les résultats non conformes aux limites ou références de qualité sont signalés par un rond noir ●.

Lors de l'émission d'une nouvelle version de rapport, toute modification est identifiée par une mise en forme gras, italique et souligné ou notifiée en observation.

Les résultats précédés du signe "<" correspondent à des limites de quantification. Tous les éléments de traçabilité et incertitude (déterminée avec k = 2) sont disponibles sur demande. Pour les résultats issus d'une sous-traitance, les rapports émis par des laboratoires accrédités sont disponibles sur demande.

MS : Matières Sèches

P.B. : Produit Brut

Thomas Kauffmann
Chef de groupe

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES France SAS

3 rue d'Otterswiller

67700 Saverne

SAS au capital de 115 750 €

APE 7120B RCS SAVERNE 529294100

TVA FR72529294100

Tél 03 88 021 562 - fax 03 88 916 531

Mail : Matériaux@Eurofins.com



INFRANEO**Madame Wadi HASSAN**ZAC de Villepecle - 4 Rue de la Mare à Tissier
91280 SAINT PIERRE DU PERRY

RAPPORT D'ANALYSE

N° de rapport d'analyse : AR-24-EM-012960-01 Version du : 13/08/2024

Page 1/2

Dossier N° : 24Q006515

Date de réception : 02/08/2024

Référence Dossier : N° Projet :

Nom Projet :

Nom Commande : ST CYR L'ECOLE(78) - Lycée Militaire - Diagnostic

Référence Commande : 24-012061

N° Ech	Matrice	Référence échantillon	Préleveur
003	Béton	P12	Client

Conservation de vos échantillons

Les échantillons seront conservés pendant 1 mois après la date d'édition du rapport. Sans avis contraire, ils seront détruits après cette période sans aucune communication de notre part.

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES France SAS

3 rue d'Oterswiller

67700 Saverne

SAS au capital de 115 750 €

APE 7120B RCS SAVERNE 529294100

TVA FR72529294100

Tél 03 88 021 562 - fax 03 88 916 531

Mail : Materiaux@Eurofins.com

RAPPORT D'ANALYSE

N° de rapport d'analyse : AR-24-EM-012960-01 Version du : 13/08/2024

Page 2/2

Dossier N° : 24Q006515

Date de réception : 02/08/2024

Référence Dossier : N° Projet :

Nom Projet :

Nom Commande : ST CYR L'ECOLE(78) - Lycée Militaire - Diagnostic

Référence Commande : 24-012061

N° Echantillon **24Q006515-003**

Référence : P12

Date de prélèvement : 31/07/2024

Début d'analyse : 08/08/2024

Essais Physiques

	Résultat	Unité	Limite
LE014 : Résistance à la compression d'une carotte de béton Prestation réalisée sur le site de Saverne (Non accrédité) Essai mécanique [Analyse sous agrément Laboroute n°10-101] - NF EN 12504-1 - NF EN 12390-3			
Charge maximale provoquant la rupture	61.2	kN	
Etat d'humidité de la surface	Sec		
Diamètre moyen de l'éprouvette réceptionnée	74	mm	
Hauteur moyenne de l'éprouvette préparée	150	mm	
Méthode de préparation de l'échantillon	Surfaçage		
Elancement de l'éprouvette préparée	2.0		
Résistance à la compression	14.2	MPa	
Type de rupture (en cas de rupture incorrecte)	-		
Information : classe de résistance	C12/15		

La reproduction de ce rapport n'est autorisée que sous sa forme intégrale. Il comporte 2 page(s).

Les résultats et conclusions éventuelles s'appliquent à l'échantillon tel qu'il a été reçu. Le laboratoire n'est pas responsable de la représentativité des échantillons. Les données transmises par le client pouvant affecter la validité des résultats (la date de prélèvement, la matrice, la référence échantillon et autres informations identifiées comme provenant du client), ne sauraient engager la responsabilité du laboratoire.

Les résultats non conformes aux limites ou références de qualité sont signalés par un rond noir ●.

Lors de l'émission d'une nouvelle version de rapport, toute modification est identifiée par une mise en forme gras, italique et souligné ou notifiée en observation.

Les résultats précédés du signe "<" correspondent à des limites de quantification. Tous les éléments de traçabilité et incertitude (déterminée avec k = 2) sont disponibles sur demande. Pour les résultats issus d'une sous-traitance, les rapports émis par des laboratoires accrédités sont disponibles sur demande.

MS : Matières Sèches

P.B. : Produit Brut

Thomas Kauffmann
Chef de groupe

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES France SAS

3 rue d'Otterswiller

67700 Saverne

SAS au capital de 115 750 €

APE 7120B RCS SAVERNE 529294100

TVA FR72529294100

Tél 03 88 021 562 - fax 03 88 916 531

Mail : Matériaux@Eurofins.com



INFRANEO**Madame Wadi HASSAN**ZAC de Villepecle - 4 Rue de la Mare à Tissier
91280 SAINT PIERRE DU PERRY

RAPPORT D'ANALYSE

N° de rapport d'analyse : AR-24-EM-012961-01 Version du : 13/08/2024

Page 1/2

Dossier N° : 24Q006515

Date de réception : 02/08/2024

Référence Dossier : N° Projet :

Nom Projet :

Nom Commande : ST CYR L'ECOLE(78) - Lycée Militaire - Diagnostic

Référence Commande : 24-012061

N° Ech	Matrice	Référence échantillon	Préleveur
004	Béton	PL10	Client

Conservation de vos échantillons

Les échantillons seront conservés pendant 1 mois après la date d'édition du rapport. Sans avis contraire, ils seront détruits après cette période sans aucune communication de notre part.

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES France SAS

3 rue d'Oterswiller

67700 Saverne

SAS au capital de 115 750 €

APE 7120B RCS SAVERNE 529294100

TVA FR72529294100

Tél 03 88 021 562 - fax 03 88 916 531

Mail : Materiaux@Eurofins.com

RAPPORT D'ANALYSE

N° de rapport d'analyse : AR-24-EM-012961-01 Version du : 13/08/2024

Page 2/2

Dossier N° : 24Q006515

Date de réception : 02/08/2024

Référence Dossier : N° Projet :

Nom Projet :

Nom Commande : ST CYR L'ECOLE(78) - Lycée Militaire - Diagnostic

Référence Commande : 24-012061

N° Echantillon **24Q006515-004**

Référence : PL10

Date de prélèvement : 31/07/2024

Début d'analyse : 08/08/2024

Essais Physiques

LE014 : **Résistance à la compression d'une carotte de béton** Prestation réalisée sur le site de Saverne (Non accrédité)
Essai mécanique [Analyse sous agrément Laboroute n°10-101] - NF EN 12504-1 - NF EN 12390-3

	Résultat	Unité	Limite
Charge maximale provoquant la rupture	89.9	kN	
Etat d'humidité de la surface	Sec		
Diamètre moyen de l'éprouvette réceptionnée	74	mm	
Hauteur moyenne de l'éprouvette préparée	137	mm	
Méthode de préparation de l'échantillon	Surfaçage		
Elancement de l'éprouvette préparée	1.8		
Résistance à la compression	20.8	MPa	
Type de rupture (en cas de rupture incorrecte)	-		
Information : classe de résistance	C20/25		

La reproduction de ce rapport n'est autorisée que sous sa forme intégrale. Il comporte 2 page(s).

Les résultats et conclusions éventuelles s'appliquent à l'échantillon tel qu'il a été reçu. Le laboratoire n'est pas responsable de la représentativité des échantillons. Les données transmises par le client pouvant affecter la validité des résultats (la date de prélèvement, la matrice, la référence échantillon et autres informations identifiées comme provenant du client), ne sauraient engager la responsabilité du laboratoire.

Les résultats non conformes aux limites ou références de qualité sont signalés par un rond noir ● .

Lors de l'émission d'une nouvelle version de rapport, toute modification est identifiée par une mise en forme gras, italique et souligné ou notifiée en observation.

Les résultats précédés du signe "<" correspondent à des limites de quantification. Tous les éléments de traçabilité et incertitude (déterminée avec k = 2) sont disponibles sur demande. Pour les résultats issus d'une sous-traitance, les rapports émis par des laboratoires accrédités sont disponibles sur demande.

MS : Matières Sèches

P.B. : Produit Brut

Thomas Kauffmann
Chef de groupe

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES France SAS

3 rue d'Otterswiller

67700 Saverne

SAS au capital de 115 750 €

APE 7120B RCS SAVERNE 529294100

TVA FR72529294100

Tél 03 88 021 562 - fax 03 88 916 531

Mail : Matériaux@Eurofins.com



INFRANEO**Madame Wadi HASSAN**ZAC de Villepecle - 4 Rue de la Mare à Tissier
91280 SAINT PIERRE DU PERRY

RAPPORT D'ANALYSE

N° de rapport d'analyse : AR-24-EM-012962-01 Version du : 13/08/2024

Page 1/2

Dossier N° : 24Q006515

Date de réception : 02/08/2024

Référence Dossier : N° Projet :

Nom Projet :

Nom Commande : ST CYR L'ECOLE(78) - Lycée Militaire - Diagnostic

Référence Commande : 24-012061

N° Ech	Matrice	Référence échantillon	Préleveur
005	Béton	PL9	Client

Conservation de vos échantillons

Les échantillons seront conservés pendant 1 mois après la date d'édition du rapport. Sans avis contraire, ils seront détruits après cette période sans aucune communication de notre part.

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES France SAS

3 rue d'Oterswiller

67700 Saverne

SAS au capital de 115 750 €

APE 7120B RCS SAVERNE 529294100

TVA FR72529294100

Tél 03 88 021 562 - fax 03 88 916 531

Mail : Materiaux@Eurofins.com

RAPPORT D'ANALYSE

N° de rapport d'analyse : AR-24-EM-012962-01 Version du : 13/08/2024

Page 2/2

Dossier N° : 24Q006515

Date de réception : 02/08/2024

Référence Dossier : N° Projet :

Nom Projet :

Nom Commande : ST CYR L'ECOLE(78) - Lycée Militaire - Diagnostic

Référence Commande : 24-012061

N° Echantillon **24Q006515-005**

Référence : PL9

Date de prélèvement : 31/07/2024

Début d'analyse : 08/08/2024

Essais Physiques

LE014 : **Résistance à la compression d'une carotte de béton** Prestation réalisée sur le site de Saverne (Non accrédité)
Essai mécanique [Analyse sous agrément Laboroute n°10-101] - NF EN 12504-1 - NF EN 12390-3

	Résultat	Unité	Limite
Charge maximale provoquant la rupture	103	kN	
Etat d'humidité de la surface	Sec		
Diamètre moyen de l'éprouvette réceptionnée	74	mm	
Hauteur moyenne de l'éprouvette préparée	140	mm	
Méthode de préparation de l'échantillon	Surfaçage		
Elancement de l'éprouvette préparée	1.9		
Résistance à la compression	23.7	MPa	
Type de rupture (en cas de rupture incorrecte)	-		
Information : classe de résistance	C20/25		

La reproduction de ce rapport n'est autorisée que sous sa forme intégrale. Il comporte 2 page(s).

Les résultats et conclusions éventuelles s'appliquent à l'échantillon tel qu'il a été reçu. Le laboratoire n'est pas responsable de la représentativité des échantillons. Les données transmises par le client pouvant affecter la validité des résultats (la date de prélèvement, la matrice, la référence échantillon et autres informations identifiées comme provenant du client), ne sauraient engager la responsabilité du laboratoire.

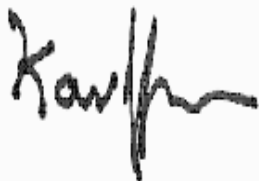
Les résultats non conformes aux limites ou références de qualité sont signalés par un rond noir ●.

Lors de l'émission d'une nouvelle version de rapport, toute modification est identifiée par une mise en forme gras, italique et souligné ou notifiée en observation.

Les résultats précédés du signe "<" correspondent à des limites de quantification. Tous les éléments de traçabilité et incertitude (déterminée avec k = 2) sont disponibles sur demande. Pour les résultats issus d'une sous-traitance, les rapports émis par des laboratoires accrédités sont disponibles sur demande.

MS : Matières Sèches

P.B. : Produit Brut



Thomas Kauffmann
Chef de groupe

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES France SAS

3 rue d'Otterswiller

67700 Saverne

SAS au capital de 115 750 €

APE 7120B RCS SAVERNE 529294100

TVA FR72529294100

Tél 03 88 021 562 - fax 03 88 916 531

Mail : Matériaux@Eurofins.com



INFRANEO**Madame Wadi HASSAN**ZAC de Villepecle - 4 Rue de la Mare à Tissier
91280 SAINT PIERRE DU PERRY

RAPPORT D'ANALYSE

N° de rapport d'analyse : AR-24-EM-012963-01 Version du : 13/08/2024

Page 1/2

Dossier N° : 24Q006515

Date de réception : 02/08/2024

Référence Dossier : N° Projet :

Nom Projet :

Nom Commande : ST CYR L'ECOLE(78) - Lycée Militaire - Diagnostic

Référence Commande : 24-012061

N° Ech	Matrice	Référence échantillon	Préleveur
006	Béton	P13	Client

Conservation de vos échantillons

Les échantillons seront conservés pendant 1 mois après la date d'édition du rapport. Sans avis contraire, ils seront détruits après cette période sans aucune communication de notre part.

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES France SAS

3 rue d'Oterswiller

67700 Saverne

SAS au capital de 115 750 €

APE 7120B RCS SAVERNE 529294100

TVA FR72529294100

Tél 03 88 021 562 - fax 03 88 916 531

Mail : Materiaux@Eurofins.com

RAPPORT D'ANALYSE

N° de rapport d'analyse : AR-24-EM-012963-01 Version du : 13/08/2024

Page 2/2

Dossier N° : 24Q006515

Date de réception : 02/08/2024

Référence Dossier : N° Projet :

Nom Projet :

Nom Commande : ST CYR L'ECOLE(78) - Lycée Militaire - Diagnostic

Référence Commande : 24-012061

N° Echantillon **24Q006515-006**

Référence : P13

Date de prélèvement : 31/07/2024

Début d'analyse : 08/08/2024

Essais Physiques

LE014 : **Résistance à la compression d'une carotte de béton** Prestation réalisée sur le site de Saverne (Non accrédité)
Essai mécanique [Analyse sous agrément Laboroute n°10-101] - NF EN 12504-1 - NF EN 12390-3

	Résultat	Unité	Limite
Charge maximale provoquant la rupture	71.0	kN	
Etat d'humidité de la surface	Sec		
Diamètre moyen de l'éprouvette réceptionnée	74	mm	
Hauteur moyenne de l'éprouvette préparée	139	mm	
Méthode de préparation de l'échantillon	Surfaçage		
Elancement de l'éprouvette préparée	1.9		
Résistance à la compression	16.6	MPa	
Type de rupture (en cas de rupture incorrecte)	-		
Information : classe de résistance	C16/20		

La reproduction de ce rapport n'est autorisée que sous sa forme intégrale. Il comporte 2 page(s).

Les résultats et conclusions éventuelles s'appliquent à l'échantillon tel qu'il a été reçu. Le laboratoire n'est pas responsable de la représentativité des échantillons. Les données transmises par le client pouvant affecter la validité des résultats (la date de prélèvement, la matrice, la référence échantillon et autres informations identifiées comme provenant du client), ne sauraient engager la responsabilité du laboratoire.

Les résultats non conformes aux limites ou références de qualité sont signalés par un rond noir ●.

Lors de l'émission d'une nouvelle version de rapport, toute modification est identifiée par une mise en forme gras, italique et souligné ou notifiée en observation.

Les résultats précédés du signe "<" correspondent à des limites de quantification. Tous les éléments de traçabilité et incertitude (déterminée avec k = 2) sont disponibles sur demande. Pour les résultats issus d'une sous-traitance, les rapports émis par des laboratoires accrédités sont disponibles sur demande.

MS : Matières Sèches

P.B. : Produit Brut

Thomas Kauffmann
Chef de groupe

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES France SAS

3 rue d'Otterswiller

67700 Saverne

SAS au capital de 115 750 €

APE 7120B RCS SAVERNE 529294100

TVA FR72529294100

Tél 03 88 021 562 - fax 03 88 916 531

Mail : Matériaux@Eurofins.com



INFRANEO**Madame Wadi HASSAN**ZAC de Villepecle - 4 Rue de la Mare à Tissier
91280 SAINT PIERRE DU PERRY

RAPPORT D'ANALYSE

N° de rapport d'analyse : AR-24-EM-012964-01 Version du : 13/08/2024

Page 1/2

Dossier N° : 24Q006515

Date de réception : 02/08/2024

Référence Dossier : N° Projet :

Nom Projet :

Nom Commande : ST CYR L'ECOLE(78) - Lycée Militaire - Diagnostic

Référence Commande : 24-012061

N° Ech	Matrice	Référence échantillon	Préleveur
007	Béton	P9	Client

Conservation de vos échantillons

Les échantillons seront conservés pendant 1 mois après la date d'édition du rapport. Sans avis contraire, ils seront détruits après cette période sans aucune communication de notre part.

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES France SAS

3 rue d'Otterswiller

67700 Saverne

SAS au capital de 115 750 €

APE 7120B RCS SAVERNE 529294100

TVA FR72529294100

Tél 03 88 021 562 - fax 03 88 916 531

Mail : Materiaux@Eurofins.com

RAPPORT D'ANALYSE

N° de rapport d'analyse : AR-24-EM-012964-01 Version du : 13/08/2024

Page 2/2

Dossier N° : 24Q006515

Date de réception : 02/08/2024

Référence Dossier : N° Projet :

Nom Projet :

Nom Commande : ST CYR L'ECOLE(78) - Lycée Militaire - Diagnostic

Référence Commande : 24-012061

N° Echantillon **24Q006515-007**

Référence : P9

Date de prélèvement : 31/07/2024

Début d'analyse : 08/08/2024

Essais Physiques

LE014 : **Résistance à la compression d'une carotte de béton** Prestation réalisée sur le site de Saverne (Non accrédité)
Essai mécanique [Analyse sous agrément Laboroute n°10-101] - NF EN 12504-1 - NF EN 12390-3

	Résultat	Unité	Limite
Charge maximale provoquant la rupture	59.3	kN	
Etat d'humidité de la surface	Sec		
Diamètre moyen de l'éprouvette réceptionnée	74	mm	
Hauteur moyenne de l'éprouvette préparée	139	mm	
Méthode de préparation de l'échantillon	Surfaçage		
Elancement de l'éprouvette préparée	1.9		
Résistance à la compression	13.8	MPa	
Type de rupture (en cas de rupture incorrecte)	-		
Information : classe de résistance	C12/15		

La reproduction de ce rapport n'est autorisée que sous sa forme intégrale. Il comporte 2 page(s).

Les résultats et conclusions éventuelles s'appliquent à l'échantillon tel qu'il a été reçu. Le laboratoire n'est pas responsable de la représentativité des échantillons. Les données transmises par le client pouvant affecter la validité des résultats (la date de prélèvement, la matrice, la référence échantillon et autres informations identifiées comme provenant du client), ne sauraient engager la responsabilité du laboratoire.

Les résultats non conformes aux limites ou références de qualité sont signalés par un rond noir ●.

Lors de l'émission d'une nouvelle version de rapport, toute modification est identifiée par une mise en forme gras, italique et souligné ou notifiée en observation.

Les résultats précédés du signe "<" correspondent à des limites de quantification. Tous les éléments de traçabilité et incertitude (déterminée avec k = 2) sont disponibles sur demande. Pour les résultats issus d'une sous-traitance, les rapports émis par des laboratoires accrédités sont disponibles sur demande.

MS : Matières Sèches

P.B. : Produit Brut

Thomas Kauffmann
Chef de groupe

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES France SAS

3 rue d'Otterswiller

67700 Saverne

SAS au capital de 115 750 €

APE 7120B RCS SAVERNE 529294100

TVA FR72529294100

Tél 03 88 021 562 - fax 03 88 916 531

Mail : Matériaux@Eurofins.com



INFRANEO**Madame Wadi HASSAN**ZAC de Villepecle - 4 Rue de la Mare à Tissier
91280 SAINT PIERRE DU PERRY

RAPPORT D'ANALYSE

N° de rapport d'analyse : AR-24-EM-012977-01 Version du : 13/08/2024

Page 1/2

Dossier N° : 24Q006587

Date de réception : 06/08/2024

Référence Dossier : N° Projet :

Nom Projet :

Nom Commande : ST CYR L'ECOLE(78) - Lycée Militaire - Diagnostic

Référence Commande : 24-012118

N° Ech	Matrice	Référence échantillon	Préleveur
001	Béton	C8	Client

Conservation de vos échantillons

Les échantillons seront conservés pendant 1 mois après la date d'édition du rapport. Sans avis contraire, ils seront détruits après cette période sans aucune communication de notre part.

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES France SAS

3 rue d'Oterswiller

67700 Saverne

SAS au capital de 115 750 €

APE 7120B RCS SAVERNE 529294100

TVA FR72529294100

Tél 03 88 021 562 - fax 03 88 916 531

Mail : Materiaux@Eurofins.com

RAPPORT D'ANALYSE

N° de rapport d'analyse : AR-24-EM-012977-01 Version du : 13/08/2024

Page 2/2

Dossier N° : 24Q006587

Date de réception : 06/08/2024

Référence Dossier : N° Projet :

Nom Projet :

Nom Commande : ST CYR L'ECOLE(78) - Lycée Militaire - Diagnostic

Référence Commande : 24-012118

N° Echantillon **24Q006587-001**

Référence : C8

Date de prélèvement : 02/08/2024

Début d'analyse : 08/08/2024

Essais Physiques

LE014 : **Résistance à la compression d'une carotte de béton** Prestation réalisée sur le site de Saverne (Non accrédité)
Essai mécanique [Analyse sous agrément Laboroute n°10-101] - NF EN 12504-1 - NF EN 12390-3

	Résultat	Unité	Limite
Charge maximale provoquant la rupture	59.8	kN	
Etat d'humidité de la surface	Sec		
Diamètre moyen de l'éprouvette réceptionnée	74	mm	
Hauteur moyenne de l'éprouvette préparée	141	mm	
Méthode de préparation de l'échantillon	Surfaçage		
Elancement de l'éprouvette préparée	1.9		
Résistance à la compression	13.8	MPa	
Type de rupture (en cas de rupture incorrecte)	-		
Information : classe de résistance	C12/15		

La reproduction de ce rapport n'est autorisée que sous sa forme intégrale. Il comporte 2 page(s).

Les résultats et conclusions éventuelles s'appliquent à l'échantillon tel qu'il a été reçu. Le laboratoire n'est pas responsable de la représentativité des échantillons. Les données transmises par le client pouvant affecter la validité des résultats (la date de prélèvement, la matrice, la référence échantillon et autres informations identifiées comme provenant du client), ne sauraient engager la responsabilité du laboratoire.

Les résultats non conformes aux limites ou références de qualité sont signalés par un rond noir ● .

Lors de l'émission d'une nouvelle version de rapport, toute modification est identifiée par une mise en forme gras, italique et souligné ou notifiée en observation.

Les résultats précédés du signe "<" correspondent à des limites de quantification. Tous les éléments de traçabilité et incertitude (déterminée avec k = 2) sont disponibles sur demande. Pour les résultats issus d'une sous-traitance, les rapports émis par des laboratoires accrédités sont disponibles sur demande.

MS : Matières Sèches

P.B. : Produit Brut

Thomas Kauffmann
Chef de groupe

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES France SAS

3 rue d'Otterswiller

67700 Saverne

SAS au capital de 115 750 €

APE 7120B RCS SAVERNE 529294100

TVA FR72529294100

Tél 03 88 021 562 - fax 03 88 916 531

Mail : Matériaux@Eurofins.com



INFRANEO**Madame Wadi HASSAN**ZAC de Villepecle - 4 Rue de la Mare à Tissier
91280 SAINT PIERRE DU PERRY

RAPPORT D'ANALYSE

N° de rapport d'analyse : AR-24-EM-012978-01 Version du : 13/08/2024

Page 1/2

Dossier N° : 24Q006587

Date de réception : 06/08/2024

Référence Dossier : N° Projet :

Nom Projet :

Nom Commande : ST CYR L'ECOLE(78) - Lycée Militaire - Diagnostic

Référence Commande : 24-012118

N° Ech	Matrice	Référence échantillon	Préleveur
002	Béton	C9	Client

Conservation de vos échantillons

Les échantillons seront conservés pendant 1 mois après la date d'édition du rapport. Sans avis contraire, ils seront détruits après cette période sans aucune communication de notre part.

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES France SAS

3 rue d'Oterswiller

67700 Saverne

SAS au capital de 115 750 €

APE 7120B RCS SAVERNE 529294100

TVA FR72529294100

Tél 03 88 021 562 - fax 03 88 916 531

Mail : Materiaux@Eurofins.com

RAPPORT D'ANALYSE

N° de rapport d'analyse : AR-24-EM-012978-01 Version du : 13/08/2024

Page 2/2

Dossier N° : 24Q006587

Date de réception : 06/08/2024

Référence Dossier : N° Projet :

Nom Projet :

Nom Commande : ST CYR L'ECOLE(78) - Lycée Militaire - Diagnostic

Référence Commande : 24-012118

N° Echantillon **24Q006587-002**

Référence : C9

Date de prélèvement : 02/08/2024

Début d'analyse : 08/08/2024

Essais Physiques

LE014 : **Résistance à la compression d'une carotte de béton** Prestation réalisée sur le site de Saverne (Non accrédité)
Essai mécanique [Analyse sous agrément Laboroute n°10-101] - NF EN 12504-1 - NF EN 12390-3

	Résultat	Unité	Limite
Charge maximale provoquant la rupture	98.1	kN	
Etat d'humidité de la surface	Sec		
Diamètre moyen de l'éprouvette réceptionnée	74	mm	
Hauteur moyenne de l'éprouvette préparée	137	mm	
Méthode de préparation de l'échantillon	Surfaçage		
Elancement de l'éprouvette préparée	1.8		
Résistance à la compression	22.7	MPa	
Type de rupture (en cas de rupture incorrecte)	-		
Information : classe de résistance	C20/25		

La reproduction de ce rapport n'est autorisée que sous sa forme intégrale. Il comporte 2 page(s).

Les résultats et conclusions éventuelles s'appliquent à l'échantillon tel qu'il a été reçu. Le laboratoire n'est pas responsable de la représentativité des échantillons. Les données transmises par le client pouvant affecter la validité des résultats (la date de prélèvement, la matrice, la référence échantillon et autres informations identifiées comme provenant du client), ne sauraient engager la responsabilité du laboratoire.

Les résultats non conformes aux limites ou références de qualité sont signalés par un rond noir ●.

Lors de l'émission d'une nouvelle version de rapport, toute modification est identifiée par une mise en forme gras, italique et souligné ou notifiée en observation.

Les résultats précédés du signe "<" correspondent à des limites de quantification. Tous les éléments de traçabilité et incertitude (déterminée avec k = 2) sont disponibles sur demande. Pour les résultats issus d'une sous-traitance, les rapports émis par des laboratoires accrédités sont disponibles sur demande.

MS : Matières Sèches

P.B. : Produit Brut

Thomas Kauffmann
Chef de groupe

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES France SAS

3 rue d'Otterswiller

67700 Saverne

SAS au capital de 115 750 €

APE 7120B RCS SAVERNE 529294100

TVA FR72529294100

Tél 03 88 021 562 - fax 03 88 916 531

Mail : Matériaux@Eurofins.com



INFRANEO**Madame Wadi HASSAN**ZAC de Villepecle - 4 Rue de la Mare à Tissier
91280 SAINT PIERRE DU PERRY

RAPPORT D'ANALYSE

N° de rapport d'analyse : AR-24-EM-012979-01 Version du : 13/08/2024

Page 1/2

Dossier N° : 24Q006587

Date de réception : 06/08/2024

Référence Dossier : N° Projet :

Nom Projet :

Nom Commande : ST CYR L'ECOLE(78) - Lycée Militaire - Diagnostic

Référence Commande : 24-012118

N° Ech	Matrice	Référence échantillon	Préleveur
003	Béton	C10	Client

Conservation de vos échantillons

Les échantillons seront conservés pendant 1 mois après la date d'édition du rapport. Sans avis contraire, ils seront détruits après cette période sans aucune communication de notre part.

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES France SAS

3 rue d'Otterswiller

67700 Saverne

SAS au capital de 115 750 €

APE 7120B RCS SAVERNE 529294100

TVA FR72529294100

Tél 03 88 021 562 - fax 03 88 916 531

Mail : Materiaux@Eurofins.com

RAPPORT D'ANALYSE

N° de rapport d'analyse : AR-24-EM-012979-01 Version du : 13/08/2024

Page 2/2

Dossier N° : 24Q006587

Date de réception : 06/08/2024

Référence Dossier : N° Projet :

Nom Projet :

Nom Commande : ST CYR L'ECOLE(78) - Lycée Militaire - Diagnostic

Référence Commande : 24-012118

N° Echantillon **24Q006587-003**

Référence : C10

Date de prélèvement : 02/08/2024

Début d'analyse : 08/08/2024

Essais Physiques

LE014 : **Résistance à la compression d'une carotte de béton** Prestation réalisée sur le site de Saverne (Non accrédité)
Essai mécanique [Analyse sous agrément Laboroute n°10-101] - NF EN 12504-1 - NF EN 12390-3

	Résultat	Unité	Limite
Charge maximale provoquant la rupture	87.8	kN	
Etat d'humidité de la surface	Sec		
Diamètre moyen de l'éprouvette réceptionnée	74	mm	
Hauteur moyenne de l'éprouvette préparée	139	mm	
Méthode de préparation de l'échantillon	Surfaçage		
Elancement de l'éprouvette préparée	1.9		
Résistance à la compression	20.4	MPa	
Type de rupture (en cas de rupture incorrecte)	-		
Information : classe de résistance	C20/25		

La reproduction de ce rapport n'est autorisée que sous sa forme intégrale. Il comporte 2 page(s).

Les résultats et conclusions éventuelles s'appliquent à l'échantillon tel qu'il a été reçu. Le laboratoire n'est pas responsable de la représentativité des échantillons. Les données transmises par le client pouvant affecter la validité des résultats (la date de prélèvement, la matrice, la référence échantillon et autres informations identifiées comme provenant du client), ne sauraient engager la responsabilité du laboratoire.

Les résultats non conformes aux limites ou références de qualité sont signalés par un rond noir ●.

Lors de l'émission d'une nouvelle version de rapport, toute modification est identifiée par une mise en forme gras, italique et souligné ou notifiée en observation.

Les résultats précédés du signe "<" correspondent à des limites de quantification. Tous les éléments de traçabilité et incertitude (déterminée avec k = 2) sont disponibles sur demande. Pour les résultats issus d'une sous-traitance, les rapports émis par des laboratoires accrédités sont disponibles sur demande.

MS : Matières Sèches

P.B. : Produit Brut

Thomas Kauffmann
Chef de groupe

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES France SAS

3 rue d'Otterswiller

67700 Saverne

SAS au capital de 115 750 €

APE 7120B RCS SAVERNE 529294100

TVA FR72529294100

Tél 03 88 021 562 - fax 03 88 916 531

Mail : Matériaux@Eurofins.com



ANNEXE 4 :

Les notes de calculs de capacités portantes des
éléments structurels



Note Calcul du Poteau

POTEAU CARRE OU RECTANGULAIRE

B.A.E.L 91 révisé 99

Vers 1.0

PROJET : Capacité portante P1 au niveau SS
OUVRAGE : Lycée Militaire - ST CYR(78)
Dresser par : A. ASFFAR

Données

Dimensions du poteau	Grand coté du poteau	b =	0,50 m
	Petit coté du poteau	a =	0,50 m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	300 MPa
Contrainte du béton a 28 jours		Fcj =	16 MPa
Hauteur d'étage		Lo =	2,77 m
Poteau de rive : (1) oui ; (2) non		Type :	2
Effort ultime= 1.35 G + 1.5 Q		Nu =	2,55 MN
Nu/2 appliq. avt 28 j ==>> K= 1.2 ==>	On remplace Fc28 par Fcj	Coefficient réducteur K = 1	
Nu/2 appliq. avt 90 j ==>> K= 1.1			
Nu/2 appliq. aps 90 j ==>> K= 1			

Résultats

Périmètre de la section	$(2 \times a) + (2 \times b)$	u =	2,00 m
Moment quadratique de la section	$(b \times a^3) / 12$	I.mini =	0,005208 m4
Aire de la section	$(a \times b)$	B =	0,2500 m²
Aire de la section - 2 cm périphérique	$(a - 0.02) \times (b - 0.02)$	Br =	0,2304 m²
Longueur de flambement	si poteau de rive : Lf = Lo , sinon Lf = 0,7 Lo	Lf =	1,94 m
Rayon de giration	$(I.mini / B)^{1/2}$	i =	0,1443 m
Elancement	(Lf / i)	λ =	13,43
Control : Elancement <70		Control :	vérifié
Coefficient d'élancement	si $\lambda > 50$: $\alpha = (0.6 (50 / \lambda)^2) / K$ si $\lambda < 50$: $\alpha = (0.85 / (1 + 0.2 (\lambda / 35)^2)) / K$	α =	0,826
Section théorique d'acier	$[(Nu / \alpha) - (Br \times Fc28) / 1.35] \times (1.15 / Fe)$	Ath =	13,71 cm²
Section maximale d'acier	$(5 \% B)$	A.maxi =	125,00 cm²
Section de calcul minimale	maxi (0.2 % B ; 4 x u ; Ath)	Asc =	13,71 cm²
Control : Asc < A.maxi		Control :	vérifié
Choix d'une section commerciale	Choix des filants dans les angles Choix des filants intermédiaires sur b Choix des filants intermédiaires sur a	Choix 1 : Choix 2 : Choix 3 :	4 TOR 18 4 TOR 12
Diamètre des armatures comprimées		ϕ_l =	mm
Diamètre des aciers transversaux	$\phi_t < (\phi_l / 3)$	ϕ_t =	6 mm
Espacement des aciers transversaux	si Ath < Asc : St = mini (a+10 cm ; 40 cm) sinon : St = mini (a+10 cm ; 15 ϕ_l ; 40 cm)	St =	0 cm
Jonctions par recouvrement	Lr = 0.6 ls (soit 24 ϕ_l pour HA 400) (soit 30 ϕ_l pour HA 500 et RL 235)	Lr =	0 cm

Dispositions constructives

Espacement maxi des aciers comprimés	$e < (a + 10 \text{ cm})$	vérifié
Armatures longitudinales	si $\lambda < 35$ ==> Asc à placer dans les angles si $\lambda > 35$ ==> Asc à placer le long de b	vérifié

POTEAU CARRE OU RECTANGULAIRE

B.A.E.L 91 révisé 99

Vers 1.0

PROJET : Capacité portante P2 au niveau SS
OUVRAGE : Lycée Militaire - ST CYR(78)
Dresser par : A. ASFFAR

Données

Dimensions du poteau	Grand coté du poteau	b =	0,50 m
	Petit coté du poteau	a =	0,50 m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	300 MPa
Contrainte du béton a 28 jours		Fcj =	16 MPa
Hauteur d'étage		Lo =	2,77 m
Poteau de rive : (1) oui ; (2) non		Type :	1
Effort ultime= 1.35 G + 1.5 Q		Nu =	2,45 MN
Nu/2 appliq. avt 28 j ==>> K= 1.2 ==>	On remplace Fc28 par Fcj	Coefficient réducteur	K = 1
Nu/2 appliq. avt 90 j ==>> K= 1.1			
Nu/2 appliq. aps 90 j ==>> K= 1			

Résultats

Périmètre de la section	$(2 \times a) + (2 \times b)$	u =	2,00 m
Moment quadratique de la section	$(b \times a^3) / 12$	I.mini =	0,005208 m ⁴
Aire de la section	$(a \times b)$	B =	0,2500 m ²
Aire de la section - 2 cm périphérique	$(a - 0.02) \times (b - 0.02)$	Br =	0,2304 m ²
Longueur de flambement	si poteau de rive : Lf = Lo , sinon Lf = 0,7 Lo	Lf =	2,77 m
Rayon de giration	$(I.mini / B)^{1/2}$	i =	0,1443 m
Elancement	(Lf / i)	$\lambda =$	19,19
Control : Elancement <70		Control :	vérifié
Coefficient d'élancement	si $\lambda > 50 : \alpha = (0.6 (50 / \lambda)^2) / K$ si $\lambda < 50 : \alpha = (0.85 / (1 + 0.2 (\lambda / 35)^2)) / K$	$\alpha =$	0,802
Section théorique d'acier	$[(Nu / \alpha) - (Br \times Fc28) / 1.35] \times (1.15 / Fe)$	Ath =	12,46 cm ²
Section maximale d'acier	$(5 \% B)$	A.maxi =	125,00 cm ²
Section de calcul minimale	maxi (0.2 % B ; 4 x u ; Ath)	Asc =	12,46 cm ²
Control : Asc < A.maxi		Control :	vérifié
Choix d'une section commerciale	Choix des filants dans les angles Choix des filants intermédiaires sur b Choix des filants intermédiaires sur a	Choix 1 : Choix 2 : Choix 3 :	4 TOR 18 4 TOR 12
Diamètre des armatures comprimées		$\phi_l =$	mm
Diamètre des aciers transversaux	$\phi_t < (\phi_l / 3)$	$\phi_t =$	6 mm
Espacement des aciers transversaux	si Ath < Asc : St = mini (a+10 cm ; 40 cm) sinon : St = mini (a+10 cm ; 15 ϕ_l ; 40 cm)	St =	0 cm
Jonctions par recouvrement	Lr = 0.6 ls (soit 24 ϕ_l pour HA 400) (soit 30 ϕ_l pour HA 500 et RL 235)	Lr =	0 cm

Dispositions constructives

Espacement maxi des aciers comprimés	$e < (a + 10 \text{ cm})$	vérifié
Armatures longitudinales	si $\lambda < 35 \Rightarrow$ Asc à placer dans les angles si $\lambda > 35 \Rightarrow$ Asc à placer le long de b	vérifié

POTEAU CIRCULAIRE

B.A.E.L 91 révisé 99

Vers 1.0

PROJET : Capacité portante P3 au niveau SS
OUVRAGE : Lycée Militaire - ST CYR(78)
Dresser par : A. ASFFAR

Données

Diamètre du poteau	D =	0,48 m
Contrainte de l'acier utilisé	Fe =	300 MPa
Contrainte du béton a 28 jours	Fcj =	16 MPa
Hauteur d'étage	Lo =	6,55 m
Poteau de rive : (1) oui ; (2) non	Type :	2
Effort ultime= 1.35 G + 1.5 Q	Nu =	1,5 MN
Nu/2 appliq. avt 28 j ==>> K= 1.2 ==>>	On remplace Fc28 par Fcj Coefficient réducteur K = 1	
Nu/2 appliq. avt 90 j ==>> K= 1.1		
Nu/2 appliq. aps 90 j ==>> K= 1		

Résultats

Périmètre de la section	($\pi \times D$)	u =	1,51 m
Moment quadratique de la section	($\pi \times D^4$) / 64	I.mini =	0,002606 m4
Aire de la section	($\pi \times (\text{rayon}^2)$)	B =	0,1810 m²
Aire de la section - 2 cm périphérique	Aire de la section - 2 cm périphérique	Br =	0,1662 m²
Longueur de flambement	si poteau de rive : Lf = Lo ; sinon Lf = 0,7 Lo	Lf =	4,59 m
Rayon de giration	(I.mini / B) ^1/2	i =	0,1200 m
Elancement	(Lf / i)	λ =	38,21
Control : Elancement <70		Control :	vérifié
Coefficient d'élancement	si $\lambda > 50$: $\alpha = (0.6 (50 / \lambda)^2) / K$ si $\lambda < 50$: $\alpha = (0.85 / (1 + 0.2 (\lambda / 35)^2)) / K$	α =	0,686
Section théorique d'acier	[(Nu / α) - ((Br x Fc28) / 1.35)] x (1.15 / Fe)	Ath =	8,27 cm²
Section maximale d'acier	(5 % B)	A.maxi =	90,48 cm²
Section de calcul minimale	maxi (0.2 % B ; 4 x u ; Ath)	Asc =	8,27 cm²
Control : Asc < A.maxi		Control :	vérifié
Choix d'une section commerciale	Lire dans le tableau des aciers	Choix :	8 TOR 12
Diamètre des armatures comprimées		ϕ_l =	mm
Diamètre des aciers transversaux	$\phi_t < (\phi_l / 3)$	ϕ_t =	6 mm
Espacement des aciers transversaux	si Ath < Asc : St = mini (D+10 cm ; 40 cm) sinon : St = mini (D+10 cm ; 15 ϕ_l ; 40 cm)	St =	0 cm
Jonctions par recouvrement	lr = 0.6 ls (soit 24 ϕ_l pour HA 400) (soit 30 ϕ_l pour HA 500 et RL 235)	Lr =	0 cm

Dispositions constructives

Armatures longitudinales	Nombre > 6	vérifié
--------------------------	------------	---------

cfr. précautions d'utilisation

cfr. Hypothèses

POTEAU CIRCULAIRE

B.A.E.L 91 révisé 99

Vers 1.0

PROJET : Capacité portante P4 au niveau RDC
OUVRAGE : Lycée Militaire - ST CYR(78)
Dresser par : A. ASFFAR

Données

Diamètre du poteau	D =	0,48 m
Contrainte de l'acier utilisé	Fe =	300 MPa
Contrainte du béton a 28 jours	Fcj =	16 MPa
Hauteur d'étage	Lo =	3,71 m
Poteau de rive : (1) oui ; (2) non	Type :	2
Effort ultime= 1.35 G + 1.5 Q	Nu =	1,75 MN
Nu/2 appliq. avt 28 j ==>> K= 1.2 ==>>	On remplace Fc28 par Fcj	Coefficient réducteur K = 1
Nu/2 appliq. avt 90 j ==>> K= 1.1		
Nu/2 appliq. aps 90 j ==>> K= 1		

Résultats

Périmètre de la section	($\pi \times D$)	u =	1,51 m
Moment quadratique de la section	($\pi \times D^4$) / 64	I.mini =	0,002606 m4
Aire de la section	($\pi \times (\text{rayon}^2)$)	B =	0,1810 m²
Aire de la section - 2 cm périphérique	Aire de la section - 2 cm périphérique	Br =	0,1662 m²
Longueur de flambement	si poteau de rive : Lf = Lo ; sinon Lf = 0,7 Lo	Lf =	2,60 m
Rayon de giration	(I.mini / B) ^1/2	i =	0,1200 m
Elancement	(Lf / i)	λ =	21,64
Control : Elancement <70		Control :	vérifié
Coefficient d'élancement	si $\lambda > 50$: $\alpha = (0.6 (50 / \lambda)^2) / K$ si $\lambda < 50$: $\alpha = (0.85 / (1 + 0.2 (\lambda / 35)^2)) / K$	α =	0,790
Section théorique d'acier	[(Nu / α) - ((Br x Fc28) / 1.35)] x (1.15 / Fe)	Ath =	9,45 cm²
Section maximale d'acier	(5 % B)	A.maxi =	90,48 cm²
Section de calcul minimale	maxi (0.2 % B ; 4 x u ; Ath)	Asc =	9,45 cm²
Control : Asc < A.maxi		Control :	vérifié
Choix d'une section commerciale	Lire dans le tableau des aciers	Choix :	
Diamètre des armatures comprimées		ϕ_l =	mm
Diamètre des aciers transversaux	$\phi_t < (\phi_l / 3)$	ϕ_t =	6 mm
Espacement des aciers transversaux	si Ath < Asc : St = mini (D+10 cm ; 40 cm) sinon : St = mini (D+10 cm ; 15 ϕ_l ; 40 cm)	St =	0 cm
Jonctions par recouvrement	lr = 0.6 ls (soit 24 ϕ_l pour HA 400) (soit 30 ϕ_l pour HA 500 et RL 235)	Lr =	0 cm

Dispositions constructives

Armatures longitudinales	Nombre > 6	vérifié
--------------------------	------------	---------

cfr. précautions d'utilisation

cfr. Hypothèses

POTEAU CIRCULAIRE

B.A.E.L 91 révisé 99

Vers 1.0

PROJET : Capacité portante P5 au niveau RDC
OUVRAGE : Lycée Militaire - ST CYR(78)
Dresser par : A. ASFFAR

Données

Diamètre du poteau	D =	0,48 m
Contrainte de l'acier utilisé	Fe =	400 MPa
Contrainte du béton a 28 jours	Fcj =	16 MPa
Hauteur d'étage	Lo =	3,71 m
Poteau de rive : (1) oui ; (2) non	Type :	2
Effort ultime= 1.35 G + 1.5 Q	Nu =	1,82 MN
Nu/2 appliq. avt 28 j ==>> K= 1.2 ==>>	On remplace Fc28 par Fcj	Coefficient réducteur K = 1
Nu/2 appliq. avt 90 j ==>> K= 1.1		
Nu/2 appliq. aps 90 j ==>> K= 1		

Résultats

Périmètre de la section	($\pi \times D$)	u =	1,51 m
Moment quadratique de la section	($\pi \times D^4$) / 64	I.mini =	0,002606 m4
Aire de la section	($\pi \times (\text{rayon}^2)$)	B =	0,1810 m²
Aire de la section - 2 cm périphérique	Aire de la section - 2 cm périphérique	Br =	0,1662 m²
Longueur de flambement	si poteau de rive : Lf = Lo ; sinon Lf = 0,7 Lo	Lf =	2,60 m
Rayon de giration	(I.mini / B) ^1/2	i =	0,1200 m
Elancement	(Lf / i)	λ =	21,64
Control : Elancement <70		Control :	vérifié
Coefficient d'élancement	si $\lambda > 50$: $\alpha = (0.6 (50 / \lambda)^2) / K$ si $\lambda < 50$: $\alpha = (0.85 / (1 + 0.2 (\lambda / 35)^2)) / K$	α =	0,790
Section théorique d'acier	[(Nu / α) - ((Br x Fc28) / 1.35)] x (1.15 / Fe)	Ath =	9,64 cm²
Section maximale d'acier	(5 % B)	A.maxi =	90,48 cm²
Section de calcul minimale	maxi (0.2 % B ; 4 x u ; Ath)	Asc =	9,64 cm²
Control : Asc < A.maxi		Control :	vérifié
Choix d'une section commerciale	Lire dans le tableau des aciers	Choix :	
Diamètre des armatures comprimées		ϕ_l =	mm
Diamètre des aciers transversaux	$\phi_t < (\phi_l / 3)$	ϕ_t =	6 mm
Espacement des aciers transversaux	si Ath < Asc : St = mini (D+10 cm ; 40 cm) sinon : St = mini (D+10 cm ; 15 ϕ_l ; 40 cm)	St =	0 cm
Jonctions par recouvrement	lr = 0.6 ls (soit 24 ϕ_l pour HA 400) (soit 30 ϕ_l pour HA 500 et RL 235)	Lr =	0 cm

Dispositions constructives

Armatures longitudinales	Nombre > 6	vérifié
--------------------------	------------	---------

cfr. précautions d'utilisation

cfr. Hypothèses

POTEAU CARRE OU RECTANGULAIRE

B.A.E.L 91 révisé 99

Vers 1.0

PROJET : Capacité portante P6 au niveau R+1
OUVRAGE : Lycée Militaire - ST CYR(78)
Dresser par : A. ASFFAR

Données

Dimensions du poteau	Grand coté du poteau	b =	0,35 m
	Petit coté du poteau	a =	0,35 m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	300 MPa
Contrainte du béton a 28 jours		Fcj =	16 MPa
Hauteur d'étage		Lo =	2,99 m
Poteau de rive : (1) oui ; (2) non		Type :	2
Effort ultime= 1.35 G + 1.5 Q		Nu =	1,1 MN
Nu/2 appliq. avt 28 j ==>> K= 1.2 ==>	On remplace Fc28 par Fcj	Coefficient réducteur K = 1	
Nu/2 appliq. avt 90 j ==>> K= 1.1			
Nu/2 appliq. aps 90 j ==>> K= 1			

Résultats

Périmètre de la section	$(2 \times a) + (2 \times b)$	u =	1,40 m
Moment quadratique de la section	$(b \times a^3) / 12$	I.mini =	0,001251 m4
Aire de la section	$(a \times b)$	B =	0,1225 m²
Aire de la section - 2 cm périphérique	$(a - 0.02) \times (b - 0.02)$	Br =	0,1089 m²
Longueur de flambement	si poteau de rive : Lf = Lo , sinon Lf = 0,7 Lo	Lf =	2,09 m
Rayon de giration	$(I.mini / B)^{1/2}$	i =	0,1010 m
Elancement	(Lf / i)	$\lambda =$	20,72
Control : Elancement <70		Control :	vérifié
Coefficient d'élancement	si $\lambda > 50 : \alpha = (0.6 (50 / \lambda)^2) / K$ si $\lambda < 50 : \alpha = (0.85 / (1 + 0.2 (\lambda / 35)^2)) / K$	$\alpha =$	0,794
Section théorique d'acier	$[(Nu / \alpha) - (Br \times Fc28) / 1.35] \times (1.15 / Fe)$	Ath =	3,61 cm²
Section maximale d'acier	$(5 \% B)$	A.maxi =	61,25 cm²
Section de calcul minimale	maxi (0.2 % B ; 4 x u ; Ath)	Asc =	5,60 cm²
Control : Asc < A.maxi		Control :	vérifié
Choix d'une section commerciale	Choix des filants dans les angles Choix des filants intermédiaires sur b Choix des filants intermédiaires sur a	Choix 1 : Choix 2 : Choix 3 :	6 HA 12
Diamètre des armatures comprimées		$\phi_l =$	mm
Diamètre des aciers transversaux	$\phi_t < (\phi_l / 3)$	$\phi_t =$	6 mm
Espacement des aciers transversaux	si Ath < Asc : St = mini (a+10 cm ; 40 cm) sinon : St = mini (a+10 cm ; 15 ϕ_l ; 40 cm)	St =	40 cm
Jonctions par recouvrement	Lr = 0.6 ls (soit 24 ϕ_l pour HA 400) (soit 30 ϕ_l pour HA 500 et RL 235)	Lr =	0 cm

Dispositions constructives

Espacement maxi des aciers comprimés	$e < (a + 10 \text{ cm})$	vérifié
Armatures longitudinales	si $\lambda < 35 \Rightarrow$ Asc à placer dans les angles si $\lambda > 35 \Rightarrow$ Asc à placer le long de b	vérifié

POTEAU CARRE OU RECTANGULAIRE

B.A.E.L 91 révisé 99

Vers 1.0

PROJET : Capacité portante P7 au niveau R+1
OUVRAGE : Lycée Militaire - ST CYR(78)
Dresser par : A. ASFFAR

Données

Dimensions du poteau	Grand coté du poteau	b =	0,35 m
	Petit coté du poteau	a =	0,35 m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	300 MPa
Contrainte du béton a 28 jours		Fcj =	16 MPa
Hauteur d'étage		Lo =	2,99 m
Poteau de rive : (1) oui ; (2) non		Type :	2
Effort ultime= 1.35 G + 1.5 Q		Nu =	1,2 MN
Nu/2 appliq. avt 28 j ==>> K= 1.2 ==>	On remplace Fc28 par Fcj	Coefficient réducteur K = 1	
Nu/2 appliq. avt 90 j ==>> K= 1.1			
Nu/2 appliq. aps 90 j ==>> K= 1			

Résultats

Périmètre de la section	$(2 \times a) + (2 \times b)$	u =	1,40 m
Moment quadratique de la section	$(b \times a^3) / 12$	I.mini =	0,001251 m ⁴
Aire de la section	$(a \times b)$	B =	0,1225 m ²
Aire de la section - 2 cm périphérique	$(a - 0.02) \times (b - 0.02)$	Br =	0,1089 m ²
Longueur de flambement	si poteau de rive : Lf = Lo , sinon Lf = 0,7 Lo	Lf =	2,09 m
Rayon de giration	$(I.mini / B)^{1/2}$	i =	0,1010 m
Elancement	(Lf / i)	λ =	20,72
Control : Elancement <70		Control :	vérifié
Coefficient d'élancement	si $\lambda > 50$: $\alpha = (0.6 (50 / \lambda)^2) / K$ si $\lambda < 50$: $\alpha = (0.85 / (1 + 0.2 (\lambda / 35)^2)) / K$	α =	0,794
Section théorique d'acier	$[(Nu / \alpha) - (Br \times Fc28) / 1.35] \times (1.15 / Fe)$	Ath =	8,43 cm ²
Section maximale d'acier	$(5 \% B)$	A.maxi =	61,25 cm ²
Section de calcul minimale	maxi (0.2 % B ; 4 x u ; Ath)	Asc =	8,43 cm ²
Control : Asc < A.maxi		Control :	vérifié
Choix d'une section commerciale	Choix des filants dans les angles Choix des filants intermédiaires sur b Choix des filants intermédiaires sur a	Choix 1 : Choix 2 : Choix 3 :	4 HA 16 2 HA 12
Diamètre des armatures comprimées		ϕ_l =	mm
Diamètre des aciers transversaux	$\phi_t < (\phi_l / 3)$	ϕ_t =	6 mm
Espacement des aciers transversaux	si Ath < Asc : St = mini (a+10 cm ; 40 cm) sinon : St = mini (a+10 cm ; 15 ϕ_l ; 40 cm)	St =	0 cm
Jonctions par recouvrement	lr = 0.6 ls (soit 24 ϕ_l pour HA 400) (soit 30 ϕ_l pour HA 500 et RL 235)	Lr =	0 cm

Dispositions constructives

Espacement maxi des aciers comprimés	$e < (a + 10 \text{ cm})$	vérifié
Armatures longitudinales	si $\lambda < 35$ ==> Asc à placer dans les angles si $\lambda > 35$ ==> Asc à placer le long de b	vérifié

POTEAU CARRE OU RECTANGULAIRE

B.A.E.L 91 révisé 99

Vers 1.0

PROJET : Capacité portante P8 au niveau R+2
OUVRAGE : Lycée Militaire - ST CYR(78)
Dresser par : A. ASFFAR

Données

Dimensions du poteau	Grand coté du poteau	b =	0,35 m
	Petit coté du poteau	a =	0,35 m
Contrainte de l'acier utilisé	Fe =	300 MPa	
Contrainte du béton a 28 jours	Fcj =	16 MPa	
Hauteur d'étage	Lo =	2,99 m	
Poteau de rive : (1) oui ; (2) non	Type :	2	
Effort ultime= 1.35 G + 1.5 Q	Nu =	1,1 MN	
Nu/2 appliq. avt 28 j ==>>> K= 1.2 ==>>	On remplace Fc28 par Fcj	Coefficient réducteur	K = 1
Nu/2 appliq. avt 90 j ==>>> K= 1.1			
Nu/2 appliq. aps 90 j ==>>> K= 1			

Résultats

Périmètre de la section	$(2 \times a) + (2 \times b)$	u =	1,40 m
Moment quadratique de la section	$(b \times a^3) / 12$	I.mini =	0,001251 m4
Aire de la section	$(a \times b)$	B =	0,1225 m²
Aire de la section - 2 cm périphérique	$(a - 0.02) \times (b - 0.02)$	Br =	0,1089 m²
Longueur de flambement	si poteau de rive : Lf = Lo , sinon Lf = 0,7 Lo	Lf =	2,09 m
Rayon de giration	$(I.mini / B)^{1/2}$	i =	0,1010 m
Elancement	(Lf / i)	$\lambda =$	20,72
Control : Elancement <70		Control :	vérifié
Coefficient d'élancement	si $\lambda > 50 : \alpha = (0.6 (50 / \lambda)^2) / K$ si $\lambda < 50 : \alpha = (0.85 / (1 + 0.2 (\lambda / 35)^2)) / K$	$\alpha =$	0,794
Section théorique d'acier	$[(Nu / \alpha) - (Br \times Fc28) / 1.35] \times (1.15 / Fe)$	Ath =	3,61 cm²
Section maximale d'acier	$(5 \% B)$	A.maxi =	61,25 cm²
Section de calcul minimale	maxi $(0.2 \% B ; 4 \times u ; Ath)$	Asc =	5,60 cm²
Control : Asc < A.maxi		Control :	vérifié
Choix d'une section commerciale	Choix des filants dans les angles Choix des filants intermédiaires sur b Choix des filants intermédiaires sur a	Choix 1 : Choix 2 : Choix 3 :	4 HA 12
Diamètre des armatures comprimées		$\phi_l =$	mm
Diamètre des aciers transversaux	$\phi_t < (\phi_l / 3)$	$\phi_t =$	6 mm
Espacement des aciers transversaux	si Ath < Asc : St = mini (a+10 cm ; 40 cm) sinon : St = mini (a+10 cm ; 15 ϕ_l ; 40 cm)	St =	40 cm
Jonctions par recouvrement	Lr = 0.6 ls (soit 24 ϕ_l pour HA 400) (soit 30 ϕ_l pour HA 500 et RL 235)	Lr =	0 cm

Dispositions constructives

Espacement maxi des aciers comprimés	$e < (a + 10 \text{ cm})$	vérifié
Armatures longitudinales	si $\lambda < 35 \Rightarrow$ Asc à placer dans les angles si $\lambda > 35 \Rightarrow$ Asc à placer le long de b	vérifié

cfr. précautions d'utilisation

cfr. Hypothèses

Note Calcul de la Poutre

POUTRE BA A L'E.L.U.

B.A.E.L 91 révisé 99

CHANTIER :

Lycée Militaire ST CYR (78) -

Poutre(s) n° SP1

Sous sol

Nombre

1

Hypothèses d'études

Poutre soumise à la flexion simple

Dimensions de la poutre données

Sollicitations aux ELU connues

Raccourcissement du béton limité à 0.35 %

Allongement des aciers limités à 1 %

Pas de glissement entre acier et béton

Zone sismique : 1 = oui (élément primaire) ; 2 = non ou sismique élément secondaire

Type : 2

Données

Dimensions caractéristiques

Largeur

b0 = 0,50 m

Hauteur

h = 0,47 m

Hauteur utile des aciers tendus

d = 0,42 m

(si nécessaire)

Hauteur utile des aciers comprimés

d' = 0,02 m

Contrainte de l'acier utilisé

Fe = 400 MPa

Contrainte du béton à 28 jours

Fc28 = 16 MPa

En zone sismique $22\text{MPa} < Fc28 < 60\text{MPa}$

-

Moment réduit ultime

μ_l =

Moment ultime

1.35 G + 1.5 Q

Mu = 0,2512851 MN.m

Contrainte tangentielle ultime

1.35 G + 1.5 Q

Vu = 0,208 KN

Contraintes de calcul

Contrainte de compression du béton à l' ELU

$(0.85 \times Fc28) / 1.5$

Fbu = 9,07 MPa

Contrainte de traction des aciers

$(Fe / 1.15)$

Fsu = 347,83 MPa

Contrainte de compression du béton à l' ELS

$0.6 \times Fc28$

σ_{bc} = 9,6 MPa

Résistance du béton en traction

$0.6 + (0.06 \times Fc28)$

Ft28 = 1,56 MPa

Calcul des moments réduits

Moment ultime réduit

$Mu / (b \times d^2 \times Fbu)$

μ_μ = 0,310

si $\mu_\mu < \mu_l \Rightarrow$ Pas d'aciers comprimés

Système d'armatures retenu

si $\mu_\mu > \mu_l \Rightarrow$ Aciers comprimés nécessaires

Aciers comprimés nécessaires

Calcul des paramètres caractéristiques de la section

Coefficient de la fibre neutre

$1.25 \times (1 - (1 - (2 \times \mu_\mu))^{1/2})$

α = 0,48

Ordonnée de la fibre neutre

$\alpha \times d$

y = 0,20 m

Bras de levier du couple interne

$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$

Zb = 0,34 m

Détermination de la section théorique des aciers tendus et comprimés

Section théorique d' acier tendus

$Mu / (Zb \times Fsu)$

Ast = 21,13 cm²

Section théorique d' acier comprimé

$Mu / (Zb \times Fsu)$

Ac = 17,93 cm²

Détermination de la section minimale des aciers tendus et comprimés en zone sismique		
Section minimale des aciers tendus	$1,4 / f_e * B$	Ast = - cm ²
Section maximale des aciers tendus	$0,025 * B$	Ast = - cm ²
Amini dans zone critique des aciers comprimés	Ast / 2	Ac = - cm ²

Section des aciers tendus à prendre en compte pour le choix des aciers		
Section minimale	MAX [Mu/(ZbxFsu) ; 1,4fe * B)]	Ast = 21,13 cm ²
Choix des sections commerciales des tendus		
Lit n° 1	Choix : 6 HA 18	Ast 1 = 12,72 cm ²
Lit n° 2	Choix : 6 HA 16	Ast 2 = 10,05 cm ²
Lit n° 3	Choix :	Ast 3 = cm ²
Section réelle d'acier	Ast 1 + Ast 2 + Ast 3	Ast = 22,77 cm ²
Vérification de la section des aciers tendus		Vérifier

Section des aciers en chapeaux sur les appuis		
Section minimale pour reprendre 0,15 Mu	MAX [Mu/(ZbxFsu) ; 1,4fe * B)]	Ast' = 3,17 cm ²
Section réelle (souvent acier de construction)		Ast' = cm ²
Vérification de la section des aciers tendus		Non vérifier

Vérification de la contrainte tangentielle et des appuis		
Contrainte admissible	$\tau_{adm} = \text{Mini} (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{MPa})$	$\tau_{adm} = 2,13 \text{ MPa}$
Contrainte réelle	$\tau = V_u / b_o * d$	$\tau = 0,00 \text{ MPa}$
Vérification de la contrainte tangentielle		Vérifier
Section mini à ancrer	$A > V_u / f_{su}$	A = 0,01 cm ²
Section réelle	1° lit d'acier	A = 12,72 cm ²
Vérification de la section des aciers ancrer sur l'appui le plus chargé		Vérifier
Longueur d'appui de la bielle mini	$a > (2 * V_u * \gamma_b) / (b_o * 0,8 f_{cj})$	a = 0,0 cm
Longueur d'appui de la bielle réelle	a = appui - 3 - 2 cm	a = cm
Vérification de la longueur d'appui de la bielle sur l'appui le plus chargé		Vérifier

Dispositions constructives		
Aciers de peau	Si h > 70 cm ; (3 cm ² x hauteur (m))	A = cm ²
En zone sismique		
Diamètre de l'acier tendus le plus important		φl = mm
Armatures effort tranchant	φt > 6mm	φt = mm
Longueur critique	1,5 * h	lcrit = - cm
Espacement cadre en zone critique en partie courante	St < mini (24 φt ; 8 φl ; 0,25d)	St <= - cm
	St < 0,5d	St <= - cm
Longueur de recouvrement en partie courante	30% de majoration	Lr1 = - cm
Longueur de recouvrement en zone critique	50% de majoration	Lr2 = - cm

Schéma acier:

Détail descente de charge Poutre - 1 - Moment résistant

Composantes	Epaisseur (m)	Unité
Epaisseur de dalle	0,24	m
Epaisseur sable	0,04	m
Retombée de la poutre	0,23	m
Largeur de poutre	0,5	m
Portée de la poutre	4,83	m
Bande de charge	6,5	m
Charges permanentes		
Materiaux	Poids volumique (kN/m3)	Charges (kN/ml)
Béton pour la dalle	25	39
Béton pour la poutre	25	2,875
Sable	15	3,9
Totale (kN/ml)	45,775	
Charges d'exploitation		
Q (max de l'élément en kN/m²)	2,5	
Q (max de l'élément en kN/m)	16,25	
Combinaisons		
Combinaison ELU (MN/ml)	0,0862	
Moment resistant à l' ELU (MNm)	0,2513	
Effort tranchant ELU (kN)	0,2081	

Détail descente de charge Poutre - 1 - Moment sollicitant

Composantes	Epaisseur (m)	Unité
Epaisseur de dalle	0,24	m
Epaisseur Sable	0,04	m
Retombée de la poutre	0,23	m
Largeur de poutre	0,5	m
Portée de la poutre	4,83	m
Bande de charge	6,5	m
Charges permanentes		
Materiaux	Poids volumique (kN/m3)	Charges (kN/ml)
Béton pour la dalle	25	39
Béton pour la poutre	25	2,875
Sable	15	3,6
Totale (kN/ml)	45,475	
Charges d'exploitation		
Q (max de l'élément en kN/m²)	2,5	
Q (max de l'élément en kN/m)	16,25	
Combinaisons		
Combinaison ELU (MN/ml)	0,0858	
Moment sollicitant à l' ELU (MNm	0,2501	
Effort tranchant ELU (kN)	0,2071	

POUTRE BA A L'E.L.U.

B.A.E.L 91 révisé 99

CHANTIER :

Lycée Militaire ST CYR (78)

Poutre(s) n° SP2

Sous sol

Nombre

1

Hypothèses d'études

Poutre soumise à la flexion simple

Dimensions de la poutre données

Sollicitations aux ELU connues

Raccourcissement du béton limité à 0.35 %

Allongement des aciers limités à 1 %

Pas de glissement entre acier et béton

Zone sismique : 1 = oui (élément primaire) ; 2 = non ou sismique élément secondaire

Type : 2

Données

Dimensions caractéristiques

Largeur

b0 = 0,50 m

Hauteur

h = 0,47 m

Hauteur utile des aciers tendus

d = 0,42 m

(si nécessaire)

Hauteur utile des aciers comprimés

d' = 0,02 m

Contrainte de l'acier utilisé

Fe = 400 MPa

Contrainte du béton à 28 jours

Fc28 = 16 MPa

En zone sismique $22\text{MPa} < Fc28 < 60\text{Mpa}$

-

Moment réduit ultime

μ_l =

Moment ultime

1.35 G + 1.5 Q

Mu = 0,1589901 MN.m

Contrainte tangentielle ultime

1.35 G + 1.5 Q

Vu = 0,132 KN

Contraintes de calcul

Contrainte de compression du béton à l' ELU

$(0.85 \times Fc28) / 1.5$

Fbu = 9,07 MPa

Contrainte de traction des aciers

$(Fe / 1.15)$

Fsu = 347,83 MPa

Contrainte de compression du béton à l' ELS

$0.6 \times Fc28$

σ_{bc} = 9,6 MPa

Résistance du béton en traction

$0.6 + (0.06 \times Fc28)$

Ft28 = 1,56 MPa

Calcul des moments réduits

Moment ultime réduit

$Mu / (b \times d^2 \times Fbu)$

μ_μ = 0,196

si $\mu_\mu < \mu_l \Rightarrow$ Pas d'aciers comprimés

Système d'armatures retenu

si $\mu_\mu > \mu_l \Rightarrow$ Aciers comprimés nécessaires

Aciers comprimés nécessaires

Calcul des paramètres caractéristiques de la section

Coefficient de la fibre neutre

$1.25 \times (1 - (1 - (2 \times \mu_\mu))^{1/2})$

α = 0,28

Ordonnée de la fibre neutre

$\alpha \times d$

y = 0,12 m

Bras de levier du couple interne

$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$

Zb = 0,38 m

Détermination de la section théorique des aciers tendus et comprimés

Section théorique d' acier tendus

$Mu / (Zb \times Fsu)$

Ast = 12,14 cm²

Section théorique d' acier comprimé

$Mu / (Zb \times Fsu)$

Ac = 11,34 cm²

Détermination de la section minimale des aciers tendus et comprimés en zone sismique		
Section minimale des aciers tendus	$1,4 / f_e * B$	Ast = - cm ²
Section maximale des aciers tendus	$0,025 * B$	Ast = - cm ²
Amini dans zone critique des aciers comprimés	Ast / 2	Ac = - cm ²

Section des aciers tendus à prendre en compte pour le choix des aciers		
Section minimale	MAX [Mu/(ZbxFsu) ; 1,4fe * B)]	Ast = 12,14 cm ²
Choix des sections commerciales des tendus		
Lit n° 1	Choix : 2 HA 12	Ast 1 = 2,26 cm ²
Lit n° 2	Choix : 5 HA 16	Ast 2 = 10,05 cm ²
Lit n° 3	Choix :	Ast 3 = cm ²
Section réelle d'acier	Ast 1 + Ast 2 + Ast 3	Ast = 12,31 cm ²
Vérification de la section des aciers tendus		Vérifier

Section des aciers en chapeaux sur les appuis		
Section minimale pour reprendre 0,15 Mu	MAX [Mu/(ZbxFsu) ; 1,4fe * B)]	Ast' = 1,82 cm ²
Section réelle (souvent acier de construction)		Ast' = cm ²
Vérification de la section des aciers tendus		Non vérifier

Vérification de la contrainte tangentielle et des appuis		
Contrainte admissible	$\tau_{adm} = \text{Mini} (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{MPa})$	$\tau_{adm} = 2,13 \text{ MPa}$
Contrainte réelle	$\tau = V_u / b_o * d$	$\tau = 0,00 \text{ MPa}$
Vérification de la contrainte tangentielle		Vérifier
Section mini à ancrer	$A > V_u / f_{su}$	A = 0,00 cm ²
Section réelle	1° lit d'acier	A = 2,26 cm ²
Vérification de la section des aciers ancrer sur l'appui le plus chargé		Vérifier
Longueur d'appui de la bielle mini	$a > (2 * V_u * \gamma_b) / (b_o * 0,8 f_{cj})$	a = 0,0 cm
Longueur d'appui de la bielle réelle	a = appui - 3 - 2 cm	a = cm
Vérification de la longueur d'appui de la bielle sur l'appui le plus chargé		Vérifier

Dispositions constructives		
Aciers de peau	Si h > 70 cm ; (3 cm ² x hauteur (m))	A = cm ²
En zone sismique		
Diamètre de l'acier tendus le plus important		$\phi_l = \text{mm}$
Armatures effort tranchant	$\phi_t > 6\text{mm}$	$\phi_t = \text{mm}$
Longueur critique	$1,5 * h$	lcrit = - cm
Espacement cadre en zone critique en partie courante	St < mini (24 ϕ_t ; 8 ϕ_l ; 0,25d)	St <= - cm
	St < 0,5d	St <= - cm
Longueur de recouvrement en partie courante	30% de majoration	Lr1 = - cm
Longueur de recouvrement en zone critique	50% de majoration	Lr2 = - cm

Schéma acier:

Détail descente de charge Poutre - 2 - Moment résistant

Composantes	Epaisseur (m)	Unité
Epaisseur de dalle	0,24	m
Epaisseur sable	0,04	m
Retombée de la poutre	0,23	m
Largeur de poutre	0,5	m
Portée de la poutre	4,83	m
Bande de charge	4	m
Charges permanentes		
Materiaux	Poids volumique (kN/m3)	Charges (kN/ml)
Béton pour la dalle	25	24
Béton pour la poutre	25	2,875
Sable	15	2,4
Totale (kN/ml)	29,275	
Charges d'exploitation		
Q (max de l'élément en kN/m²)	2,5	
Q (max de l'élément en kN/m)	10	
Combinaisons		
Combinaison ELU (MN/ml)	0,0545	
Moment resistant à l' ELU (MNm)	0,1590	
Effort tranchant ELU (kN)	0,1317	

Détail descente de charge Poutre - 2 - Moment sollicitant

Composantes	Epaisseur (m)	Unité
Epaisseur de dalle	0,24	m
Epaisseur Sable	0,04	m
Retombée de la poutre	0,23	m
Largeur de poutre	0,5	m
Portée de la poutre	4,83	m
Bande de charge	4	m
Charges permanentes		
Materiaux	Poids volumique (kN/m3)	Charges (kN/ml)
Béton pour la dalle	25	24
Béton pour la poutre	25	2,875
Sable	15	2,1
Totale (kN/ml)	28,975	
Charges d'exploitation		
Q (max de l'élément en kN/m²)	2,5	
Q (max de l'élément en kN/m)	10	
Combinaisons		
Combinaison ELU (MN/ml)	0,0541	
Moment sollicitant à l' ELU (MNm	0,1578	
Effort tranchant ELU (kN)	0,1307	

POUTRE BA A L'E.L.U.

B.A.E.L 91 révisé 99

CHANTIER :

Lycée Militaire ST CYR (78)

Poutre(s) n° SP3

RDC

Nombre

1

Hypothèses d'études

Poutre soumise à la flexion simple

Dimensions de la poutre données

Sollicitations aux ELU connues

Raccourcissement du béton limité à 0.35 %

Allongement des aciers limités à 1 %

Pas de glissement entre acier et béton

Zone sismique : 1 = oui (élément primaire) ; 2 = non ou sismique élément secondaire

Type : 2

Données

Dimensions caractéristiques

Largeur

b0 = 0,50 m

Hauteur

h = 0,52 m

Hauteur utile des aciers tendus

d = 0,47 m

(si nécessaire)

Hauteur utile des aciers comprimés

d' = 0,025 m

Contrainte de l'acier utilisé

Fe = 400 MPa

Contrainte du béton à 28 jours

Fc28 = 16 MPa

En zone sismique 22MPa < Fc28 < 60 Mpa

-

Moment réduit ultime

μ_l =

Moment ultime

1.35 G + 1.5 Q

Mu = 0,1758082 MN.m

Contrainte tangentielle ultime

1.35 G + 1.5 Q

Vu = 0,148 KN

Contraintes de calcul

Contrainte de compression du béton à l' ELU

(0.85 x Fc28) / 1.5

Fbu = 9,07 MPa

Contrainte de traction des aciers

(Fe / 1.15)

Fsu = 347,83 MPa

Contrainte de compression du béton à l' ELS

0.6 x Fc28

σ_{bc} = 9,6 MPa

Résistance du béton en traction

0.6 + (0.06 x Fc28)

Ft28 = 1,56 MPa

Calcul des moments réduits

Moment ultime réduit

Mu / (b x d² x Fbu)

μ_μ = 0,177

si $\mu_\mu < \mu_l$ ==> Pas d'aciers comprimés

Système d'armatures retenu

si $\mu_\mu > \mu_l$ ==> Aciers comprimés nécessaires

Aciers comprimés nécessaires

Calcul des paramètres caractéristiques de la section

Coefficient de la fibre neutre

1.25 x (1 - (1 - (2 x μ_μ))^ 1/2)

α = 0,25

Ordonnée de la fibre neutre

α x d

y = 0,11 m

Bras de levier du couple interne

d x (1 - (0.4 x α))

Zb = 0,42 m

Détermination de la section théorique des aciers tendus et comprimés

Section théorique d' acier tendus

Mu / (Zb x Fsu)

Ast = 11,98 cm²

Section théorique d' acier comprimé

Mu / (Zb x Fsu)

Ac = 11,41 cm²

Détermination de la section minimale des aciers tendus et comprimés en zone sismique		
Section minimale des aciers tendus	$1,4 / f_e * B$	Ast = - cm ²
Section maximale des aciers tendus	$0,025 * B$	Ast = - cm ²
Amini dans zone critique des aciers comprimés	Ast / 2	Ac = - cm ²

Section des aciers tendus à prendre en compte pour le choix des aciers		
Section minimale	MAX [Mu/(ZbxFsu) ; 1,4fe * B)]	Ast = 11,98 cm ²
Choix des sections commerciales des tendus		
Lit n° 1	Choix : 6 HA 16	Ast 1 = 12,06 cm ²
Lit n° 2	Choix :	Ast 2 = cm ²
Lit n° 3	Choix :	Ast 3 = cm ²
Section réelle d'acier	Ast 1 + Ast 2 + Ast 3	Ast = 12,06 cm ²
Vérification de la section des aciers tendus		Vérifier

Section des aciers en chapeaux sur les appuis		
Section minimale pour reprendre 0,15 Mu	MAX [Mu/(ZbxFsu) ; 1,4fe * B)]	Ast' = 1,80 cm ²
Section réelle (souvent acier de construction)		Ast' = cm ²
Vérification de la section des aciers tendus		Non vérifier

Vérification de la contrainte tangentielle et des appuis		
Contrainte admissible	$\tau_{adm} = \text{Mini} (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{MPa})$	$\tau_{adm} = 2,13 \text{ MPa}$
Contrainte réelle	$\tau = V_u / b_o * d$	$\tau = 0,00 \text{ MPa}$
Vérification de la contrainte tangentielle		Vérifier
Section mini à ancrer	$A > V_u / f_{su}$	A = 0,00 cm ²
Section réelle	1° lit d'acier	A = 12,06 cm ²
Vérification de la section des aciers ancrer sur l'appui le plus chargé		Vérifier
Longueur d'appui de la bielle mini	$a > (2 * V_u * \gamma_b) / (b_o * 0,8 f_{cj})$	a = 0,0 cm
Longueur d'appui de la bielle réelle	a = appui - 3 - 2 cm	a = cm
Vérification de la longueur d'appui de la bielle sur l'appui le plus chargé		Vérifier

Dispositions constructives		
Aciers de peau	Si h > 70 cm ; (3 cm ² x hauteur (m))	A = cm ²
En zone sismique		
Diamètre de l'acier tendus le plus important		$\phi_l = \text{mm}$
Armatures effort tranchant	$\phi_t > 6\text{mm}$	$\phi_t = \text{mm}$
Longueur critique	$1,5 * h$	lcrit = - cm
Espacement cadre en zone critique en partie courante	St < mini (24 ϕ_t ; 8 ϕ_l ; 0,25d)	St <= - cm
	St < 0,5d	St <= - cm
Longueur de recouvrement en partie courante	30% de majoration	Lr1 = - cm
Longueur de recouvrement en zone critique	50% de majoration	Lr2 = - cm

Schéma acier:

Détail descente de charge Poutre - 3 - Moment résistant

Composantes	Epaisseur (m)	Unité
Epaisseur de dalle	0,24	m
Epaisseur sable	0,04	m
Retombée de la poutre	0,28	m
Largeur de poutre	0,5	m
Portée de la poutre	4,76	m
Bande de charge	4,53	m
Charges permanentes		
Materiaux	Poids volumique (kN/m3)	Charges (kN/ml)
Béton pour la dalle	25	27,18
Béton pour la poutre	25	3,5
Sable	15	2,718
Totale (kN/ml)	33,398	
Charges d'exploitation		
Q (max de l'élément en kN/m²)	2,5	
Q (max de l'élément en kN/m)	11,325	
Combinaisons		
Combinaison ELU (MN/ml)	0,0621	
Moment resistant à l' ELU (MNm)	0,1758	
Effort tranchant ELU (kN)	0,1477	

Détail descente de charge Poutre - 3 - Moment sollicitant

Composantes	Epaisseur (m)	Unité
Epaisseur de dalle	0,24	m
Epaisseur Sable	0,04	m
Retombée de la poutre	0,28	m
Largeur de poutre	0,5	m
Portée de la poutre	4,76	m
Bande de charge	4,53	m
Charges permanentes		
Materiaux	Poids volumique (kN/m3)	Charges (kN/ml)
Béton pour la dalle	25	27,18
Béton pour la poutre	25	3,5
Sable	15	2,418
Totale (kN/ml)	33,098	
Charges d'exploitation		
Q (max de l'élément en kN/m²)	2,5	
Q (max de l'élément en kN/m)	11,325	
Combinaisons		
Combinaison ELU (MN/ml)	0,0617	
Moment sollicitant à l' ELU (MNm	0,1747	
Effort tranchant ELU (kN)	0,1468	

POUTRE BA A L'E.L.U.

B.A.E.L 91 révisé 99

CHANTIER :

Lycée Militaire ST CYR (78)

Poutre(s) n° SP4

R+1

Nombre

1

Hypothèses d'études

Poutre soumise à la flexion simple

Dimensions de la poutre données

Sollicitations aux ELU connues

Raccourcissement du béton limité à 0.35 %

Allongement des aciers limités à 1 %

Pas de glissement entre acier et béton

Zone sismique : 1 = oui (élément primaire) ; 2 = non ou sismique élément secondaire

Type : 2

Données

Dimensions caractéristiques

Largeur

b0 = 0,35 m

Hauteur

h = 0,51 m

Hauteur utile des aciers tendus

d = 0,46 m

(si nécessaire)

Hauteur utile des aciers comprimés

d' = 0,04 m

Contrainte de l'acier utilisé

Fe = 400 MPa

Contrainte du béton à 28 jours

Fc28 = 16 MPa

En zone sismique 22MPa < Fc28 < 60 Mpa

-

Moment réduit ultime

μ_l =

Moment ultime

1.35 G + 1.5 Q

Mu = 0,2327944 MN.m

Contrainte tangentielle ultime

1.35 G + 1.5 Q

Vu = 0,190 KN

Contraintes de calcul

Contrainte de compression du béton à l' ELU

$(0.85 \times Fc28) / 1.5$

Fbu = 9,07 MPa

Contrainte de traction des aciers

$(Fe / 1.15)$

Fsu = 347,83 MPa

Contrainte de compression du béton à l' ELS

$0.6 \times Fc28$

σ_{bc} = 9,6 MPa

Résistance du béton en traction

$0.6 + (0.06 \times Fc28)$

Ft28 = 1,56 MPa

Calcul des moments réduits

Moment ultime réduit

$Mu / (b \times d^2 \times Fbu)$

μ_μ = 0,348

si $\mu_\mu < \mu_l \Rightarrow$ Pas d'aciers comprimés

Système d'armatures retenu

si $\mu_\mu > \mu_l \Rightarrow$ Aciers comprimés nécessaires

Aciers comprimés nécessaires

Calcul des paramètres caractéristiques de la section

Coefficient de la fibre neutre

$1.25 \times (1 - (1 - (2 \times \mu_\mu))^{1/2})$

α = 0,56

Ordonnée de la fibre neutre

$\alpha \times d$

y = 0,26 m

Bras de levier du couple interne

$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$

Zb = 0,36 m

Détermination de la section théorique des aciers tendus et comprimés

Section théorique d' acier tendus

$Mu / (Zb \times Fsu)$

Ast = 18,80 cm²

Section théorique d' acier comprimé

$Mu / (Zb \times Fsu)$

Ac = 15,97 cm²

Détermination de la section minimale des aciers tendus et comprimés en zone sismique		
Section minimale des aciers tendus	$1,4 / f_e * B$	Ast = - cm ²
Section maximale des aciers tendus	$0,025 * B$	Ast = - cm ²
Amini dans zone critique des aciers comprimés	Ast / 2	Ac = - cm ²

Section des aciers tendus à prendre en compte pour le choix des aciers		
Section minimale	MAX [Mu/(ZbxFsu) ; 1,4fe * B)]	Ast = 18,80 cm ²
Choix des sections commerciales des tendus		
Lit n° 1	Choix : 6 HA 20	Ast 1 = 18,84 cm ²
Lit n° 2	Choix :	Ast 2 = cm ²
Lit n° 3	Choix :	Ast 3 = cm ²
Section réelle d'acier	Ast 1 + Ast 2 + Ast 3	Ast = 18,84 cm ²
Vérification de la section des aciers tendus		Vérifier

Section des aciers en chapeaux sur les appuis		
Section minimale pour reprendre 0,15 Mu	MAX [Mu/(ZbxFsu) ; 1,4fe * B)]	Ast' = 2,82 cm ²
Section réelle (souvent acier de construction)		Ast' = cm ²
Vérification de la section des aciers tendus		Non vérifier

Vérification de la contrainte tangentielle et des appuis		
Contrainte admissible	$\tau_{adm} = \text{Mini} (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{MPa})$	$\tau_{adm} = 2,13 \text{ MPa}$
Contrainte réelle	$\tau = V_u / b_o * d$	$\tau = 0,00 \text{ MPa}$
Vérification de la contrainte tangentielle		Vérifier
Section mini à ancrer	$A > V_u / f_{su}$	A = 0,01 cm ²
Section réelle	1° lit d'acier	A = 18,84 cm ²
Vérification de la section des aciers ancrer sur l'appui le plus chargé		Vérifier
Longueur d'appui de la bielle mini	$a > (2 * V_u * \gamma_b) / (b_o * 0,8 f_{cj})$	a = 0,0 cm
Longueur d'appui de la bielle réelle	a = appui - 3 - 2 cm	a = cm
Vérification de la longueur d'appui de la bielle sur l'appui le plus chargé		Vérifier

Dispositions constructives		
Aciers de peau	Si h > 70 cm ; (3 cm ² x hauteur (m))	A = cm ²
En zone sismique		
Diamètre de l'acier tendus le plus important		ϕl = mm
Armatures effort tranchant	ϕt > 6mm	ϕt = mm
Longueur critique	1,5 * h	lcrit = - cm
Espacement cadre en zone critique en partie courante	St < mini (24 ϕt ; 8 ϕl ; 0,25d)	St <= - cm
	St < 0,5d	St <= - cm
Longueur de recouvrement en partie courante	30% de majoration	Lr1 = - cm
Longueur de recouvrement en zone critique	50% de majoration	Lr2 = - cm

Schéma acier:

Détail descente de charge Poutre - 4 - Moment résistant

Composantes	Epaisseur (m)	Unité
Epaisseur de dalle	0,24	m
Epaisseur sable	0,04	m
Retombée de la poutre	0,27	m
Largeur de poutre	0,35	m
Portée de la poutre	4,89	m
Bande de charge	5,9	m
Charges permanentes		
Materiaux	Poids volumique (kN/m3)	Charges (kN/ml)
Béton pour la dalle	25	35,4
Béton pour la poutre	25	2,3625
Sable	15	3,54
Totale (kN/ml)	41,3025	
Charges d'exploitation		
Q (max de l'élément en kN/m²)	2,5	
Q (max de l'élément en kN/m)	14,75	
Combinaisons		
Combinaison ELU (MN/ml)	0,0779	
Moment resistant à l' ELU (MNm)	0,2328	
Effort tranchant ELU (kN)	0,1904	

Détail descente de charge Poutre - 4 - Moment sollicitant

Composantes	Epaisseur (m)	Unité
Epaisseur de dalle	0,24	m
Epaisseur Sable	0,04	m
Retombée de la poutre	0,27	m
Largeur de poutre	0,35	m
Portée de la poutre	4,89	m
Bande de charge	5,9	m
Charges permanentes		
Materiaux	Poids volumique (kN/m3)	Charges (kN/ml)
Béton pour la dalle	25	35,4
Béton pour la poutre	25	2,3625
Sable	15	3,33
Totale (kN/ml)	41,0925	
Charges d'exploitation		
Q (max de l'élément en kN/m²)	2,5	
Q (max de l'élément en kN/m)	14,75	
Combinaisons		
Combinaison ELU (MN/ml)	0,0776	
Moment sollicitant à l' ELU (MNm	0,2319	
Effort tranchant ELU (kN)	0,1897	

POUTRE BA A L'E.L.U.

B.A.E.L 91 révisé 99

CHANTIER :

Lycée Militaire ST CYR (78)

Poutre n° Pou6

R+2

Nombre

1

Hypothèses d'études

Poutre soumise à la flexion simple

Dimensions de la poutre données

Sollicitations aux ELU connues

Raccourcissement du béton limité à 0.35 %

Allongement des aciers limités à 1 %

Pas de glissement entre acier et béton

Zone sismique : 1 = oui (élément primaire) ; 2 = non ou sismique élément secondaire

Type : 2

Données

Dimensions caractéristiques (si nécessaire)	Largeur	b0 = 0,35 m
	Hauteur	h = 0,51 m
	Hauteur utile des aciers tendus	d = 0,46 m
	Hauteur utile des aciers comprimés	d' = 0,04 m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe = 400 MPa
Contrainte du béton à 28 jours		Fc28 = 16 MPa
En zone sismique 22MPa < Fc28 < 60 Mpa		-
Moment réduit ultime		μ_l =
Moment ultime	1.35 G + 1.5 Q	Mu = 0,1987694 MN.m
Contrainte tangentielle ultime	1.35 G + 1.5 Q	Vu = 0,162 KN

Contraintes de calcul

Contrainte de compression du béton à l' ELU	$(0.85 \times Fc28) / 1.5$	Fbu = 9,07 MPa
Contrainte de traction des aciers	$(Fe / 1.15)$	Fsu = 347,83 MPa
Contrainte de compression du béton à l' ELS	$0.6 \times Fc28$	σ_{bc} = 9,6 MPa
Résistance du béton en traction	$0.6 + (0.06 \times Fc28)$	Ft28 = 1,56 MPa

Calcul des moments réduits

Moment ultime réduit	$Mu / (b \times d^2 \times Fbu)$	μ_μ = 0,297
si $\mu_\mu < \mu_l \Rightarrow$ Pas d'aciers comprimés		Système d'armatures retenu
si $\mu_\mu > \mu_l \Rightarrow$ Aciers comprimés nécessaires		Aciers comprimés nécessaires

Calcul des paramètres caractéristiques de la section

Coefficient de la fibre neutre	$1.25 \times (1 - (1 - (2 \times \mu_\mu))^{1/2})$	α = 0,45
Ordonnée de la fibre neutre	$\alpha \times d$	y = 0,21 m
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$	Zb = 0,38 m

Détermination de la section théorique des aciers tendus et comprimés

Section théorique d' acier tendus	$Mu / (Zb \times Fsu)$	Ast = 15,21 cm²
Section théorique d' acier comprimé	$Mu / (Zb \times Fsu)$	Ac = 13,64 cm²

Détermination de la section minimale des aciers tendus et comprimés en zone sismique		
Section minimale des aciers tendus	$1,4 / f_e * B$	Ast = - cm ²
Section maximale des aciers tendus	$0,025 * B$	Ast = - cm ²
Amini dans zone critique des aciers comprimés	Ast / 2	Ac = - cm ²

Section des aciers tendus à prendre en compte pour le choix des aciers		
Section minimale	MAX [Mu/(ZbxFsu) ; 1,4fe * B)]	Ast = 15,21 cm ²
Choix des sections commerciales des tendus		
Lit n° 1	Choix : 6 HA 18	Ast 1 = 15,26 cm ²
Lit n° 2	Choix :	Ast 2 = cm ²
Lit n° 3	Choix :	Ast 3 = cm ²
Section réelle d'acier	Ast 1 + Ast 2 + Ast 3	Ast = 15,26 cm ²
Vérification de la section des aciers tendus		Vérifier

Section des aciers en chapeaux sur les appuis		
Section minimale pour reprendre 0,15 Mu	MAX [Mu/(ZbxFsu) ; 1,4fe * B)]	Ast' = 2,28 cm ²
Section réelle (souvent acier de construction)		Ast' = cm ²
Vérification de la section des aciers tendus		Non vérifier

Vérification de la contrainte tangentielle et des appuis		
Contrainte admissible	$\tau_{adm} = \text{Mini} (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{MPa})$	$\tau_{adm} = 2,13 \text{ MPa}$
Contrainte réelle	$\tau = V_u / b_o * d$	$\tau = 0,00 \text{ MPa}$
Vérification de la contrainte tangentielle		Vérifier
Section mini à ancrer	$A > V_u / f_{su}$	A = 0,00 cm ²
Section réelle	1° lit d'acier	A = 15,26 cm ²
Vérification de la section des aciers ancrer sur l'appui le plus chargé		Vérifier
Longueur d'appui de la bielle mini	$a > (2 * V_u * \gamma_b) / (b_o * 0,8 f_{cj})$	a = 0,0 cm
Longueur d'appui de la bielle réelle	a = appui - 3 - 2 cm	a = 15,00 cm
Vérification de la longueur d'appui de la bielle sur l'appui le plus chargé		Vérifier

Dispositions constructives		
Aciers de peau	Si h > 70 cm ; (3 cm ² x hauteur (m))	A = cm ²
En zone sismique		
Diamètre de l'acier tendus le plus important		$\phi_l = 16 \text{ mm}$
Armatures effort tranchant	$\phi_t > 6\text{mm}$	$\phi_t = 8 \text{ mm}$
Longueur critique	$1,5 * h$	lcrit = - cm
Espacement cadre en zone critique en partie courante	St < mini (24 ϕ_t ; 8 ϕ_l ; 0,25d)	St <= - cm
	St < 0,5d	St <= - cm
Longueur de recouvrement en partie courante	30% de majoration	Lr1 = - cm
Longueur de recouvrement en zone critique	50% de majoration	Lr2 = - cm

Schéma acier:

Détail descente de charge poutre - 6 - Moment résistant

Composantes	Epaisseur (m)	Unité
Epaisseur gravillons	0,05	m
Epaisseur isolation	0,07	m
Epaisseur étanchéité	0,04	m
Epaisseur de dalle	0,24	m
Retombée de la poutre	0,27	m
Largeur de poutre	0,35	m
Portée de la poutre	4,92	m
Bande de charge	5,2	m

Charges permanentes

Materiaux	Poids volumique (kN/m3)	Charges (kN/ml)
Gravillons	15	3,9
Isolation	0,4	0,146
Etanchéité	14	2,912
Béton pour la dalle	25	31,2
Béton pour la poutre	25	2,3625
Totale (kN/ml)	42,8826	

Charges d'exploitation

Q (max de l'élément en kN/m²)	1
Q (max de l'élément en kN/m)	5,2

Combinaisons

Combinaison ELU (MN/ml)	0,0657
Moment résistant à l' ELU (MNm)	0,1988
Effort tranchant ELU (kN)	0,1616

Détail descente de charge poutre - 6 - Moment sollicitant

Composantes	Epaisseur (m)	Unité
Epaisseur gravillons	0,05	m
Epaisseur isolation	0,07	m
Epaisseur étanchéité	0,04	m
Epaisseur de dalle	0,24	m
Retombée de la poutre	0,27	m
Largeur de poutre	0,35	m
Portée de la poutre	4,92	m
Bande de charge	5,2	m

Charges permanentes

Materiaux	Poids volumique (kN/m3)	Charges (kN/ml)
Gravillons	15	3,9
Isolation	0,4	0,146
Etanchéité	14	2,912
Béton pour la dalle	25	31,2
Béton pour la poutre	25	2,3625
Totale (kN/ml)	42,8826	

Charges d'exploitation

Q (max de l'élément en kN/m²)	1
--------------------------------	---

Q (max de l'élément en kN/m)	5,2
Combinaisons	
Combinaison ELU (MN/ml)	0,0657
Moment sollicitant à l' ELU (MNm	0,1988
Effort tranchant ELU (kN)	0,1616

POUTRE BA A L'E.L.U.

B.A.E.L 91 révisé 99

CHANTIER :

Lycée Militaire ST CYR (78)

Poutre n° Pou7

R+2

Nombre

1

Hypothèses d'études

Poutre soumise à la flexion simple

Dimensions de la poutre données

Sollicitations aux ELU connues

Raccourcissement du béton limité à 0.35 %

Allongement des aciers limités à 1 %

Pas de glissement entre acier et béton

Zone sismique : 1 = oui (élément primaire) ; 2 = non ou sismique élément secondaire

Type : 2

Données

Dimensions caractéristiques

Largeur

b0 = 0,35 m

Hauteur

h = 0,51 m

Hauteur utile des aciers tendus

d = 0,46 m

(si nécessaire)

Hauteur utile des aciers comprimés

d' = 0,04 m

Contrainte de l'acier utilisé

Fe = 400 MPa

Contrainte du béton à 28 jours

Fc28 = 16 MPa

En zone sismique $22\text{MPa} < Fc28 < 60\text{MPa}$

-

Moment réduit ultime

μ_l =

Moment ultime

1.35 G + 1.5 Q

Mu = 0,231935 MN.m

Contrainte tangentielle ultime

1.35 G + 1.5 Q

Vu = 0,186 KN

Contraintes de calcul

Contrainte de compression du béton à l' ELU

$(0.85 \times Fc28) / 1.5$

Fbu = 9,07 MPa

Contrainte de traction des aciers

$(Fe / 1.15)$

Fsu = 347,83 MPa

Contrainte de compression du béton à l' ELS

$0.6 \times Fc28$

σ_{bc} = 9,6 MPa

Résistance du béton en traction

$0.6 + (0.06 \times Fc28)$

Ft28 = 1,56 MPa

Calcul des moments réduits

Moment ultime réduit

$Mu / (b \times d^2 \times Fbu)$

μ_μ = 0,347

si $\mu_\mu < \mu_l \Rightarrow$ Pas d'aciers comprimés

Système d'armatures retenu

si $\mu_\mu > \mu_l \Rightarrow$ Aciers comprimés nécessaires

Aciers comprimés nécessaires

Calcul des paramètres caractéristiques de la section

Coefficient de la fibre neutre

$1.25 \times (1 - (1 - (2 \times \mu_\mu))^{1/2})$

α = 0,56

Ordonnée de la fibre neutre

$\alpha \times d$

y = 0,26 m

Bras de levier du couple interne

$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$

Zb = 0,36 m

Détermination de la section théorique des aciers tendus et comprimés

Section théorique d' acier tendus

$Mu / (Zb \times Fsu)$

Ast = 18,71 cm²

Section théorique d' acier comprimé

$Mu / (Zb \times Fsu)$

Ac = 15,91 cm²

Détermination de la section minimale des aciers tendus et comprimés en zone sismique		
Section minimale des aciers tendus	$1,4 / f_e * B$	Ast = - cm ²
Section maximale des aciers tendus	$0,025 * B$	Ast = - cm ²
Amini dans zone critique des aciers comprimés	Ast / 2	Ac = - cm ²

Section des aciers tendus à prendre en compte pour le choix des aciers		
Section minimale	MAX [Mu/(ZbxFsu) ; 1,4fe * B)]	Ast = 18,71 cm ²
Choix des sections commerciales des tendus		
Lit n° 1	Choix : 6 HA 20	Ast 1 = 18,84 cm ²
Lit n° 2	Choix :	Ast 2 = cm ²
Lit n° 3	Choix :	Ast 3 = cm ²
Section réelle d'acier	Ast 1 + Ast 2 + Ast 3	Ast = 18,84 cm ²
Vérification de la section des aciers tendus		Vérifier

Section des aciers en chapeaux sur les appuis		
Section minimale pour reprendre 0,15 Mu	MAX [Mu/(ZbxFsu) ; 1,4fe * B)]	Ast' = 2,81 cm ²
Section réelle (souvent acier de construction)		Ast' = cm ²
Vérification de la section des aciers tendus		Non vérifier

Vérification de la contrainte tangentielle et des appuis		
Contrainte admissible	$\tau_{adm} = \text{Mini} (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{MPa})$	$\tau_{adm} = 2,13 \text{ MPa}$
Contrainte réelle	$\tau = V_u / b_o * d$	$\tau = 0,00 \text{ MPa}$
Vérification de la contrainte tangentielle		Vérifier
Section mini à ancrer	$A > V_u / f_{su}$	A = 0,01 cm ²
Section réelle	1° lit d'acier	A = 18,84 cm ²
Vérification de la section des aciers ancrer sur l'appui le plus chargé		Vérifier
Longueur d'appui de la bielle mini	$a > (2 * V_u * \gamma_b) / (b_o * 0,8 f_{cj})$	a = 0,0 cm
Longueur d'appui de la bielle réelle	a = appui - 3 - 2 cm	a = 15,00 cm
Vérification de la longueur d'appui de la bielle sur l'appui le plus chargé		Vérifier

Dispositions constructives		
Aciers de peau	Si h > 70 cm ; (3 cm ² x hauteur (m))	A = cm ²
En zone sismique		
Diamètre de l'acier tendus le plus important		$\phi_l = 16 \text{ mm}$
Armatures effort tranchant	$\phi_t > 6\text{mm}$	$\phi_t = 8 \text{ mm}$
Longueur critique	$1,5 * h$	lcrit = - cm
Espacement cadre en zone critique en partie courante	St < mini (24 ϕ_t ; 8 ϕ_l ; 0,25d)	St <= - cm
	St < 0,5d	St <= - cm
Longueur de recouvrement en partie courante	30% de majoration	Lr1 = - cm
Longueur de recouvrement en zone critique	50% de majoration	Lr2 = - cm

Schéma acier:

Détail descente de charge poutre - 7 - Moment résistant

Composantes	Epaisseur (m)	Unité
Epaisseur gravillons	0,05	m
Epaisseur isolation	0,07	m
Epaisseur étanchéité	0,04	m
Epaisseur de dalle	0,24	m
Retombée de la poutre	0,27	m
Largeur de poutre	0,35	m
Portée de la poutre	4,98	m
Bande de charge	6	m

Charges permanentes

Materiaux	Poids volumique (kN/m3)	Charges (kN/ml)
Gravillons	15	4,5
Isolation	0,4	0,168
Etanchéité	14	3,36
Béton pour la dalle	25	36
Béton pour la poutre	25	2,3625
Totale (kN/ml)	48,753	

Charges d'exploitation

Q (max de l'élément en kN/m²)	1
Q (max de l'élément en kN/m)	6

Combinaisons

Combinaison ELU (MN/ml)	0,0748
Moment résistant à l' ELU (MNm)	0,2319
Effort tranchant ELU (kN)	0,1863

Détail descente de charge poutre - 7 - Moment sollicitant

Composantes	Epaisseur (m)	Unité
Epaisseur gravillons	0,05	m
Epaisseur isolation	0,07	m
Epaisseur étanchéité	0,04	m
Epaisseur de dalle	0,24	m
Retombée de la poutre	0,27	m
Largeur de poutre	0,35	m
Portée de la poutre	4,98	m
Bande de charge	6	m

Charges permanentes

Materiaux	Poids volumique (kN/m3)	Charges (kN/ml)
Gravillons	15	4,5
Isolation	0,4	0,168
Etanchéité	14	3,36
Béton pour la dalle	25	36
Béton pour la poutre	25	2,3625
Totale (kN/ml)	48,753	

Charges d'exploitation

Q (max de l'élément en kN/m²)	1
--------------------------------	---

Q (max de l'élément en kN/m)	6
Combinaisons	
Combinaison ELU (MN/ml)	0,0748
Moment sollicitant à l' ELU (MNm	0,2319
Effort tranchant ELU (kN)	0,1863

POUTRE BA A L'E.L.U.

B.A.E.L 91 révisé 99

CHANTIER :

Lycée Militaire ST CYR (78)

Poutre n° Pou9

R+2

Nombre

1

Hypothèses d'études

Poutre soumise à la flexion simple

Dimensions de la poutre données

Sollicitations aux ELU connues

Raccourcissement du béton limité à 0.35 %

Allongement des aciers limités à 1 %

Pas de glissement entre acier et béton

Zone sismique : 1 = oui (élément primaire) ; 2 = non ou sismique élément secondaire

Type : 2

Données

Dimensions caractéristiques

Largeur

b0 = 0,35 m

Hauteur

h = 0,53 m

Hauteur utile des aciers tendus

d = 0,48 m

(si nécessaire)

Hauteur utile des aciers comprimés

d' = 0,03 m

Contrainte de l'acier utilisé

Fe = 400 MPa

Contrainte du béton à 28 jours

Fc28 = 16 MPa

En zone sismique 22MPa < Fc28 < 60 Mpa

-

Moment réduit ultime

μ_l =

Moment ultime

1.35 G + 1.5 Q

Mu = 0,2284203 MN.m

Contrainte tangentielle ultime

1.35 G + 1.5 Q

Vu = 0,186 KN

Contraintes de calcul

Contrainte de compression du béton à l' ELU

$(0.85 \times Fc28) / 1.5$

Fbu = 9,07 MPa

Contrainte de traction des aciers

$(Fe / 1.15)$

Fsu = 347,83 MPa

Contrainte de compression du béton à l' ELS

$0.6 \times Fc28$

σ_{bc} = 9,6 MPa

Résistance du béton en traction

$0.6 + (0.06 \times Fc28)$

Ft28 = 1,56 MPa

Calcul des moments réduits

Moment ultime réduit

$Mu / (b \times d^2 \times Fbu)$

μ_μ = 0,316

si $\mu_\mu < \mu_l \Rightarrow$ Pas d'aciers comprimés

Système d'armatures retenu

si $\mu_\mu > \mu_l \Rightarrow$ Aciers comprimés nécessaires

Aciers comprimés nécessaires

Calcul des paramètres caractéristiques de la section

Coefficient de la fibre neutre

$1.25 \times (1 - (1 - (2 \times \mu_\mu))^{1/2})$

α = 0,49

Ordonnée de la fibre neutre

$\alpha \times d$

y = 0,23 m

Bras de levier du couple interne

$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$

Zb = 0,38 m

Détermination de la section théorique des aciers tendus et comprimés

Section théorique d' acier tendus

$Mu / (Zb \times Fsu)$

Ast = 17,14 cm²

Section théorique d' acier comprimé

$Mu / (Zb \times Fsu)$

Ac = 14,69 cm²

Détermination de la section minimale des aciers tendus et comprimés en zone sismique		
Section minimale des aciers tendus	$1,4 / f_e * B$	Ast = - cm ²
Section maximale des aciers tendus	$0,025 * B$	Ast = - cm ²
Amini dans zone critique des aciers comprimés	Ast / 2	Ac = - cm ²

Section des aciers tendus à prendre en compte pour le choix des aciers		
Section minimale	MAX [Mu/(ZbxFsu) ; 1,4fe * B)]	Ast = 17,14 cm ²
Choix des sections commerciales des tendus		
Lit n° 1	Choix : 6 HA 20	Ast 1 = 18,84 cm ²
Lit n° 2	Choix :	Ast 2 = cm ²
Lit n° 3	Choix :	Ast 3 = cm ²
Section réelle d'acier	Ast 1 + Ast 2 + Ast 3	Ast = 18,84 cm ²
Vérification de la section des aciers tendus		Vérifier

Section des aciers en chapeaux sur les appuis		
Section minimale pour reprendre 0,15 Mu	MAX [Mu/(ZbxFsu) ; 1,4fe * B)]	Ast' = 2,57 cm ²
Section réelle (souvent acier de construction)		Ast' = cm ²
Vérification de la section des aciers tendus		Non vérifier

Vérification de la contrainte tangentielle et des appuis		
Contrainte admissible	$\tau_{adm} = \text{Mini} (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{MPa})$	$\tau_{adm} = 2,13 \text{ MPa}$
Contrainte réelle	$\tau = V_u / b_o * d$	$\tau = 0,00 \text{ MPa}$
Vérification de la contrainte tangentielle		Vérifier
Section mini à ancrer	$A > V_u / f_{su}$	A = 0,01 cm ²
Section réelle	1° lit d'acier	A = 18,84 cm ²
Vérification de la section des aciers ancrer sur l'appui le plus chargé		Vérifier
Longueur d'appui de la bielle mini	$a > (2 * V_u * \gamma_b) / (b_o * 0,8 f_{cj})$	a = 0,0 cm
Longueur d'appui de la bielle réelle	a = appui - 3 - 2 cm	a = 15,00 cm
Vérification de la longueur d'appui de la bielle sur l'appui le plus chargé		Vérifier

Dispositions constructives		
Aciers de peau	Si h > 70 cm ; (3 cm ² x hauteur (m))	A = cm ²
En zone sismique		
Diamètre de l'acier tendus le plus important		ϕl = 16 mm
Armatures effort tranchant	ϕt > 6mm	ϕt = 8 mm
Longueur critique	1,5 * h	lcrit = - cm
Espacement cadre en zone critique en partie courante	St < mini (24 ϕt ; 8 ϕl ; 0,25d)	St <= - cm
	St < 0,5d	St <= - cm
Longueur de recouvrement en partie courante	30% de majoration	Lr1 = - cm
Longueur de recouvrement en zone critique	50% de majoration	Lr2 = - cm

Schéma acier:

Détail descente de charge poutre - 9 - Moment résistant

Composantes	Epaisseur (m)	Unité
Epaisseur gravillons	0,05	m
Epaisseur isolation	0,07	m
Epaisseur étanchéité	0,04	m
Epaisseur de dalle	0,24	m
Retombée de la poutre	0,3	m
Largeur de poutre	0,35	m
Portée de la poutre	4,92	m
Bande de charge	5,3	m

Charges permanentes

Materiaux	Poids volumique (kN/m3)	Charges (kN/ml)
Gravillons	15	3,975
Isolation	0,4	0,148
Etanchéité	14	2,968
Béton pour la dalle	25	31,8
Béton pour la poutre	25	2,625
Totale (kN/ml)	44,1414	

Charges d'exploitation

Q (max de l'élément en kN/m²)	2
Q (max de l'élément en kN/m)	10,6

Combinaisons

Combinaison ELU (MN/ml)	0,0755
Moment résistant à l' ELU (MNm)	0,2284
Effort tranchant ELU (kN)	0,1857

Détail descente de charge poutre - 9 - Moment sollicitant

Composantes	Epaisseur (m)	Unité
Epaisseur gravillons	0,05	m
Epaisseur isolation	0,07	m
Epaisseur étanchéité	0,04	m
Epaisseur de dalle	0,24	m
Retombée de la poutre	0,3	m
Largeur de poutre	0,35	m
Portée de la poutre	4,92	m
Bande de charge	5,3	m

Charges permanentes

Materiaux	Poids volumique (kN/m3)	Charges (kN/ml)
Gravillons	15	3,975
Isolation	0,4	0,148
Etanchéité	14	2,968
Béton pour la dalle	25	31,8
Béton pour la poutre	25	2,625
Totale (kN/ml)	44,1414	

Charges d'exploitation

Q (max de l'élément en kN/m²)	1
--------------------------------	---

Q (max de l'élément en kN/m)	5,3
Combinaisons	
Combinaison ELU (MN/ml)	0,0675
Moment sollicitant à l' ELU (MNm	0,2044
Effort tranchant ELU (kN)	0,1662

POUTRE BA A L'E.L.U.

B.A.E.L 91 révisé 99

CHANTIER :

Lycée Militaire ST CYR (78)

Poutre(s) n° SP10

R+1

Nombre

1

Hypothèses d'études

Poutre soumise à la flexion simple

Dimensions de la poutre données

Sollicitations aux ELU connues

Raccourcissement du béton limité à 0.35 %

Allongement des aciers limités à 1 %

Pas de glissement entre acier et béton

Zone sismique : 1 = oui (élément primaire) ; 2 = non ou sismique élément secondaire

Type : 2

Données

Dimensions caractéristiques

Largeur

b0 = 0,35 m

Hauteur

h = 0,51 m

Hauteur utile des aciers tendus

d = 0,46 m

(si nécessaire)

Hauteur utile des aciers comprimés

d' = 0,04 m

Contrainte de l'acier utilisé

Fe = 400 MPa

Contrainte du béton à 28 jours

Fc28 = 16 MPa

En zone sismique $22\text{MPa} < Fc28 < 60\text{Mpa}$

-

Moment réduit ultime

μ_l =

Moment ultime

1.35 G + 1.5 Q

Mu = 0,2178944 MN.m

Contrainte tangentielle ultime

1.35 G + 1.5 Q

Vu = 0,175 KN

Contraintes de calcul

Contrainte de compression du béton à l' ELU

$(0.85 \times Fc28) / 1.5$

Fbu = 9,07 MPa

Contrainte de traction des aciers

$(Fe / 1.15)$

Fsu = 347,83 MPa

Contrainte de compression du béton à l' ELS

$0.6 \times Fc28$

σ_{bc} = 9,6 MPa

Résistance du béton en traction

$0.6 + (0.06 \times Fc28)$

Ft28 = 1,56 MPa

Calcul des moments réduits

Moment ultime réduit

$Mu / (b \times d^2 \times Fbu)$

μ_μ = 0,326

si $\mu_\mu < \mu_l \Rightarrow$ Pas d'aciers comprimés

Système d'armatures retenu

si $\mu_\mu > \mu_l \Rightarrow$ Aciers comprimés nécessaires

Aciers comprimés nécessaires

Calcul des paramètres caractéristiques de la section

Coefficient de la fibre neutre

$1.25 \times (1 - (1 - (2 \times \mu_\mu))^{1/2})$

α = 0,51

Ordonnée de la fibre neutre

$\alpha \times d$

y = 0,24 m

Bras de levier du couple interne

$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$

Zb = 0,36 m

Détermination de la section théorique des aciers tendus et comprimés

Section théorique d' acier tendus

$Mu / (Zb \times Fsu)$

Ast = 17,17 cm²

Section théorique d' acier comprimé

$Mu / (Zb \times Fsu)$

Ac = 14,95 cm²

Détermination de la section minimale des aciers tendus et comprimés en zone sismique		
Section minimale des aciers tendus	$1,4 / f_e * B$	Ast = - cm ²
Section maximale des aciers tendus	$0,025 * B$	Ast = - cm ²
Amini dans zone critique des aciers comprimés	Ast / 2	Ac = - cm ²

Section des aciers tendus à prendre en compte pour le choix des aciers		
Section minimale	MAX [Mu/(ZbxFsu) ; 1,4fe * B)]	Ast = 17,17 cm ²
Choix des sections commerciales des tendus		
Lit n° 1	Choix : 6 HA 20	Ast 1 = 18,84 cm ²
Lit n° 2	Choix :	Ast 2 = cm ²
Lit n° 3	Choix :	Ast 3 = cm ²
Section réelle d'acier	Ast 1 + Ast 2 + Ast 3	Ast = 18,84 cm ²
Vérification de la section des aciers tendus		Vérifier

Section des aciers en chapeaux sur les appuis		
Section minimale pour reprendre 0,15 Mu	MAX [Mu/(ZbxFsu) ; 1,4fe * B)]	Ast' = 2,58 cm ²
Section réelle (souvent acier de construction)		Ast' = cm ²
Vérification de la section des aciers tendus		Non vérifier

Vérification de la contrainte tangentielle et des appuis		
Contrainte admissible	$\tau_{adm} = \text{Mini} (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{MPa})$	$\tau_{adm} = 2,13 \text{ MPa}$
Contrainte réelle	$\tau = V_u / b_o * d$	$\tau = 0,00 \text{ MPa}$
Vérification de la contrainte tangentielle		Vérifier
Section mini à ancrer	$A > V_u / f_{su}$	A = 0,01 cm ²
Section réelle	1° lit d'acier	A = 18,84 cm ²
Vérification de la section des aciers ancrer sur l'appui le plus chargé		Vérifier
Longueur d'appui de la bielle mini	$a > (2 * V_u * \gamma_b) / (b_o * 0,8 f_{cj})$	a = 0,0 cm
Longueur d'appui de la bielle réelle	a = appui - 3 - 2 cm	a = cm
Vérification de la longueur d'appui de la bielle sur l'appui le plus chargé		Vérifier

Dispositions constructives		
Aciers de peau	Si h > 70 cm ; (3 cm ² x hauteur (m))	A = cm ²
En zone sismique		
Diamètre de l'acier tendus le plus important		ϕl = mm
Armatures effort tranchant	ϕt > 6mm	ϕt = mm
Longueur critique	1,5 * h	lcrit = - cm
Espacement cadre en zone critique en partie courante	St < mini (24 ϕt ; 8 ϕl ; 0,25d)	St <= - cm
	St < 0,5d	St <= - cm
Longueur de recouvrement en partie courante	30% de majoration	Lr1 = - cm
Longueur de recouvrement en zone critique	50% de majoration	Lr2 = - cm

Schéma acier:


Détail descente de charge Poutre - 10 - Moment résistant

Composantes	Epaisseur (m)	Unité
Epaisseur de dalle	0,24	m
Epaisseur sable	0,04	m
Retombée de la poutre	0,27	m
Largeur de poutre	0,35	m
Portée de la poutre	4,98	m
Bande de charge	5,3	m
Charges permanentes		
Materiaux	Poids volumique (kN/m3)	Charges (kN/ml)
Béton pour la dalle	25	31,8
Béton pour la poutre	25	2,3625
Sable	15	3,18
Totale (kN/ml)	37,3425	
Charges d'exploitation		
Q (max de l'élément en kN/m²)	2,5	
Q (max de l'élément en kN/m)	13,25	
Combinaisons		
Combinaison ELU (MN/ml)	0,0703	
Moment resistant à l' ELU (MNm)	0,2179	
Effort tranchant ELU (kN)	0,1750	

Détail descente de charge Poutre - 10 - Moment sollicitant

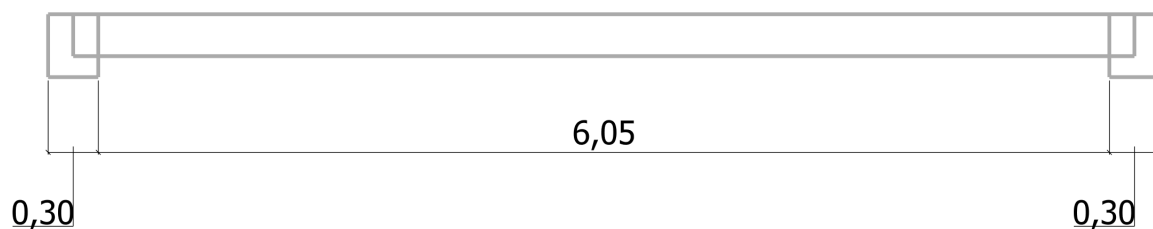
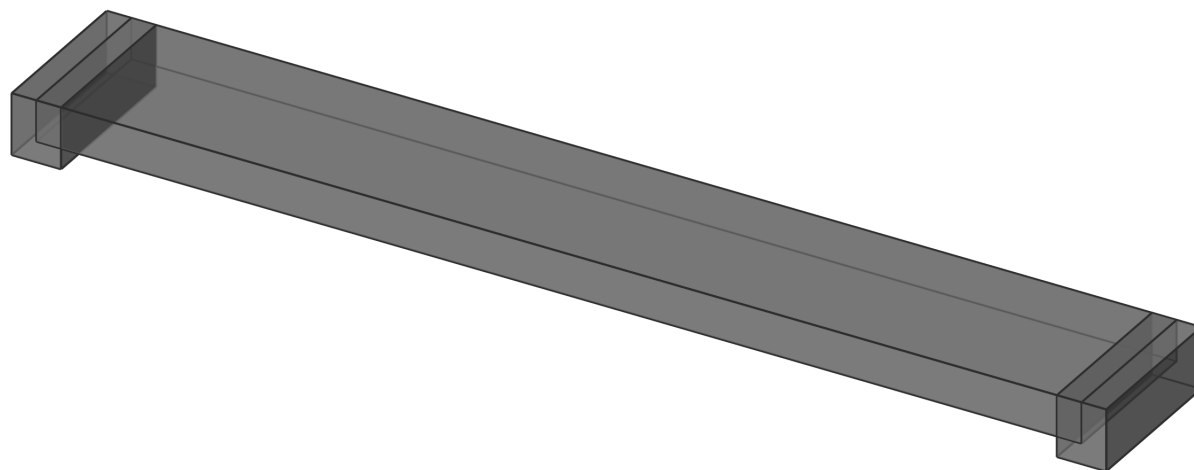
Composantes	Epaisseur (m)	Unité
Epaisseur de dalle	0,24	m
Epaisseur Sable	0,04	m
Retombée de la poutre	0,27	m
Largeur de poutre	0,35	m
Portée de la poutre	4,98	m
Bande de charge	5,3	m
Charges permanentes		
Materiaux	Poids volumique (kN/m3)	Charges (kN/ml)
Béton pour la dalle	25	31,8
Béton pour la poutre	25	2,3625
Sable	15	2,97
Totale (kN/ml)	37,1325	
Charges d'exploitation		
Q (max de l'élément en kN/m²)	2,5	
Q (max de l'élément en kN/m)	13,25	
Combinaisons		
Combinaison ELU (MN/ml)	0,0700	
Moment sollicitant à l' ELU (MNm	0,2170	
Effort tranchant ELU (kN)	0,1743	

Note Calcul de la Dalle

	Projet	Bâtiment 27 : TOM MOREL LYCEE MILITAIRE DE SAINT-CYR		
	Adresse			
	Note de calcul	1		
	Auteur		Date	
	Vérificateur		Date	
	Indice	0	Plan	

Dalle D1 en béton armé

1 Description de la géométrie



Travée : 1

Longueur $L = 6050 \text{ mm}$

Largeur de la poutre $b_w = 1000 \text{ mm}$

Hauteur totale de la poutre $H = 250 \text{ mm}$

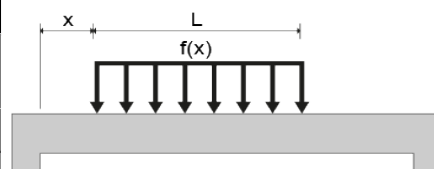
Largeur de l'appui gauche $b_{LS} = 300 \text{ mm}$

Largeur de l'appui droit $b_{RS} = 300 \text{ mm}$

2 Charges et combinaisons

Description des cas de charges								
	Titre	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	γ_{EQU}	γ_{STR}	$\gamma_{\text{EQU,Fav}}$	$\gamma_{\text{GEO,Fav}}$
1	Permanentes 1	-	-	-	1.1	1.35	0.9	1
2	Surcharges d'exploitation 1	0.7	0.5	0.3	1.5	1.5	0	0

Charges uniformes						
Charge ID	Travée ID	Cas ID	f (kN/m)	x	L (mm)	h'
1	1	1	0.60	0	6300	-
2	1	1	1.50	0	6300	-



Description des combinaisons			
ID	Combinaison	Norme	Type
101	0.9x[1 G]	ECELUEQU	ELU
102	1.1x[1 G]	ECELUEQU	ELU
103	0.9x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUEQU	ELU
104	1.1x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUEQU	ELU
105	1x[1 G]	ECELUSTR	ELU
106	1.35x[1 G]	ECELUSTR	ELU
107	1x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUSTR	ELU
108	1.35x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUSTR	ELU
109	1x[1 G]	ECELSQ	ELS
110	1x[1 G]+1x[2 Q]	ECELSQ	ELS
111	1x[1 G]	ECELSFQ	ELS
112	1x[1 G]+0.5x[2 Q]	ECELSFQ	ELS
113	1x[1 G]	ECELSQP	ELS
114	1x[1 G]+0.3x[2 Q]	ECELSQP	ELS

3 Hypothèses globales

Calcul béton :	EN1992-1-1 / EN1992-1-2.
Charges et combinaisons :	EN1990 / EN1991.
Calcul des aciers longitudinaux :	EN1992-1-1 / 6.1 - Méthode du « moment réduit limite ».
Calcul des aciers transversaux :	Méthode standard (EN1992-1-1, 6.2.2 / 6.2.3).
Béton :	Pas de béton avec fumée de silice. Pas de béton hautes performances.
Diagramme des aciers :	Diagramme à palier horizontal.
Dispositions sismiques :	Aucune disposition sismique.
Résistance au feu :	R 0
Poids propre :	Prise en compte du poids propre sans celui de la table de compression.
Mode de calcul de section :	Calcul en section en té.

3.1 Localisation

Localisation	France
Nom de l'élément	Poutre principale
ID de l'élément	1
Position	Poutre n° 1 Niveau n° 1
Plan	-
Niveau	0.00 m NGF
Coordonnées	$X_1 = 0.00 \text{ m}; Y_1 = 0.00 \text{ m}; Z_1 = 0.00 \text{ m}$ $X_2 = 0.00 \text{ m}; Y_2 = 0.00 \text{ m}; Z_2 = 0.00 \text{ m}$

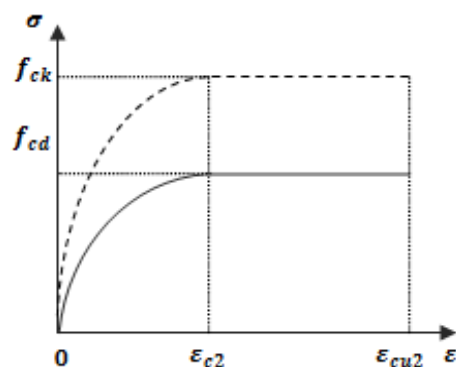
3.2 Unités

Longueurs	mm
Efforts	kN
Moments	kN · m
Contraintes	MPa (MN/m²)
Angles	°
Sections d'acier	cm²
Ouverture de fissure	mm

Toutes les longueurs sont liées à l'unité "Petites longueurs"

3.3 Matériaux

Qualité de béton
(EN1992-1-1 / 3.1)



Travée 1 Classe de béton : C20/25

$$f_{ck} = 20.00 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1.00 \times \frac{20.00 \text{ MPa}}{1.50} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \times (20.00 \text{ MPa})^{2/3} = 2.21 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \cdot \left[\frac{f_{ctm}}{10} \right]^{0.3}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \times \left[\frac{2.21 \text{ MPa}}{10} \right]^{0.3}$$

$$E_{cm} = 29961.95 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{c2} = 2.00\text{‰}$$

$$\varepsilon_{cu2} = 3.50\text{‰}$$

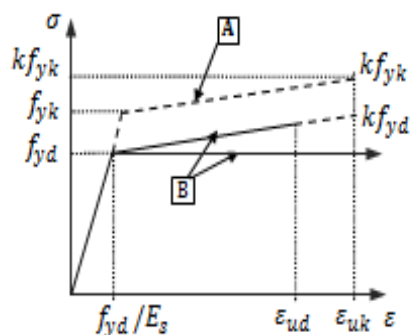
Densité :

$$\rho_c = 2500.00 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{ELU : } \gamma_c = 1.50$$

$$\text{ELUA : } \gamma_c = 1.20$$

Nuance d'acier
(EN1992-1-1 / Section 3 / Annexe C)



Travée 1 **Classe des aciers longitudinaux :**
B450A
Classe des aciers transversaux :
B500A

$$f_{yk} = 450.00 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450.00 \text{ MPa}}{1.15} = 391.30 \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} = 500.00 \text{ MPa}$$

Classe de ductilité : A

$$E_s = 200000.00 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{uk} = 25.00\%$$

$$\epsilon_{ud} = 0.9\epsilon_{uk} = 0.9 \times 25.00 = 22.50\%$$

Densité :

$$\rho_s = 7850.00 \text{ kg/m}^3$$

Palier plastique horizontal

$$k = 1.05$$

$$\text{ELU : } \gamma_s = 1.15$$

$$\text{ELUA : } \gamma_s = 1.00$$

Enrobages								
Haut			Bas			Lateral		
Enrobage	c _{nom}	c _{min,b}	Enrobage	c _{nom}	c _{min,b}	Enrobage	c _{nom}	c _{min,b}
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
25	25	8	25	25	8	25	25	8

Valeur minimale de l'enrobage pour la durabilité $c_{\min,dur} = 15 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (5))

Tolérance d'exécution $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$ (4.4.1.1 2(P))

Tolérance de sécurité $\Delta c_{dur,\gamma} = 0 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (6))

Réduction pour l'acier inoxydable $\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (7))

Réduction pour une protection supplémentaire $\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (8))

4 Coefficient de fluage

Le calcul du coefficient de fluage est effectué conformément à l'annexe B de l'EN1992-1-1.

Humidité relative $RH = 50.00\%$

Temps au chargement initial (en jours) $t_0 = 28$

Coefficient qui rend compte du $t = \infty \rightarrow \beta_c(t, t_0) = 1.0$

développement du fluage avec le temps après chargement

Span 1

Taille théorique de l'élément en mm
(B.6)

$$h_0 = \frac{2Ac}{u} = \frac{2 \times 2500.00 \text{ cm}^2}{2500 \text{ mm}} = 200.00 \text{ mm}$$

Influence de l'humidité (B.3a)

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} = 1 + \frac{1 - 50.00 \%}{0.1 \sqrt[3]{200.00}} = 1.85$$

Influence de la résistance du béton (B.4)

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16.8}{\sqrt{28.00}} = 3.17$$

Age de la charge t_0 , en considérant

$$\text{l'effet du type de ciment (B.9), en jours} \quad t_{0,c} = t_0 \cdot \left[\frac{9}{2 + (t_0)^{1.2}} + 1 \right]^{\alpha} = 28.00 \times \left[\frac{9}{2 + 28.00^{1.2}} + 1 \right]^{0.00} \geq 0.5$$

$$t_{0,c} = 28.00$$

Influence de la maturité du béton (B.5)

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_{0,c})^{0.2}} = \frac{1}{0.1 + (28.00)^{0.2}} = 0.49$$

Coefficient de fluage à long terme (B.2) $\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1.85 \times 3.17 \times 0.49 = 2.88$

Coefficient de fluage (B.1)

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_{\epsilon}(t, t_0) = 2.88 \times 1.00 = 2.88$$

5 Conditions minimales de résistance feu

Classe de résistance au feu

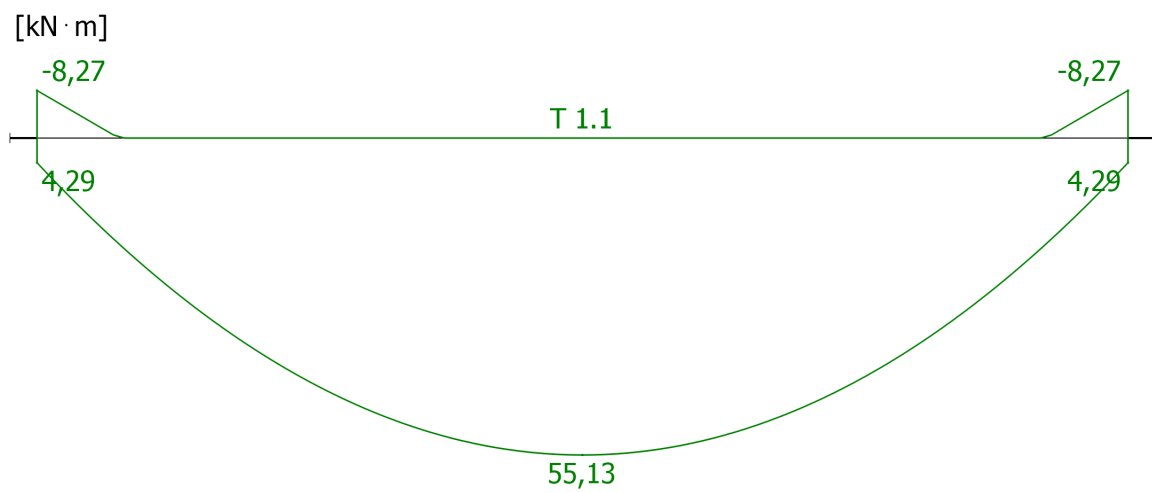
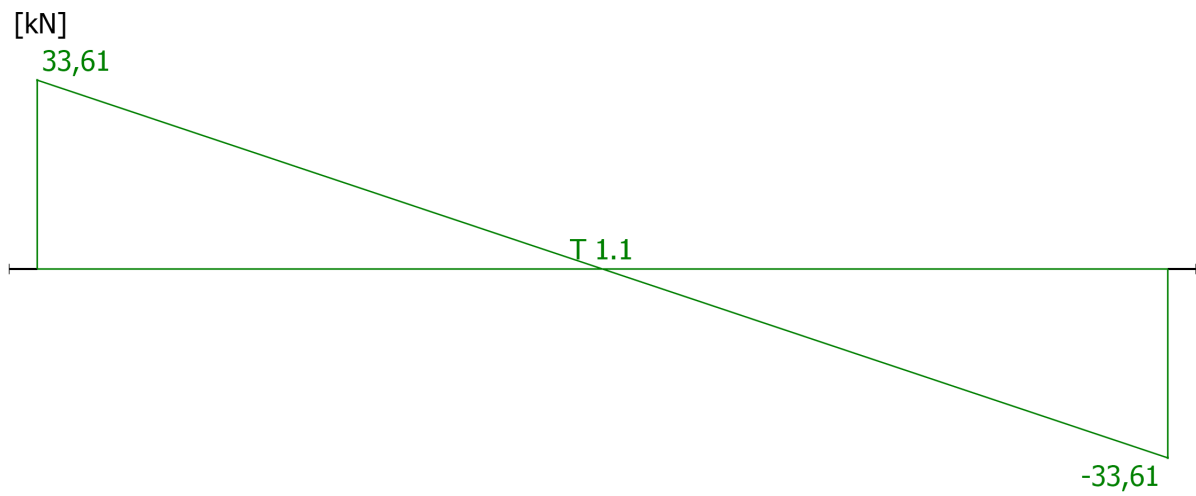
R0

6 Sollicitations internes

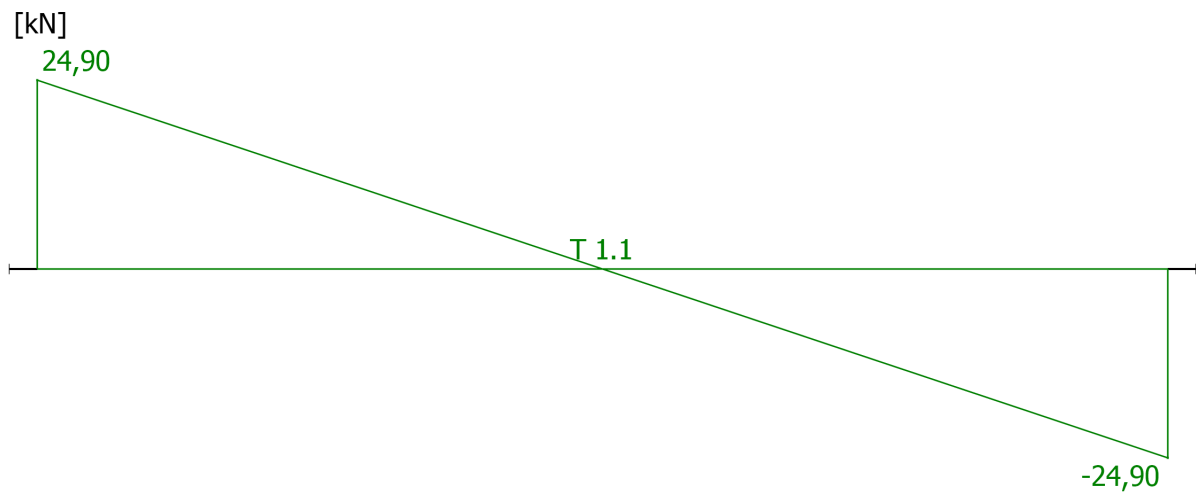
Tableau synthétique de résultats

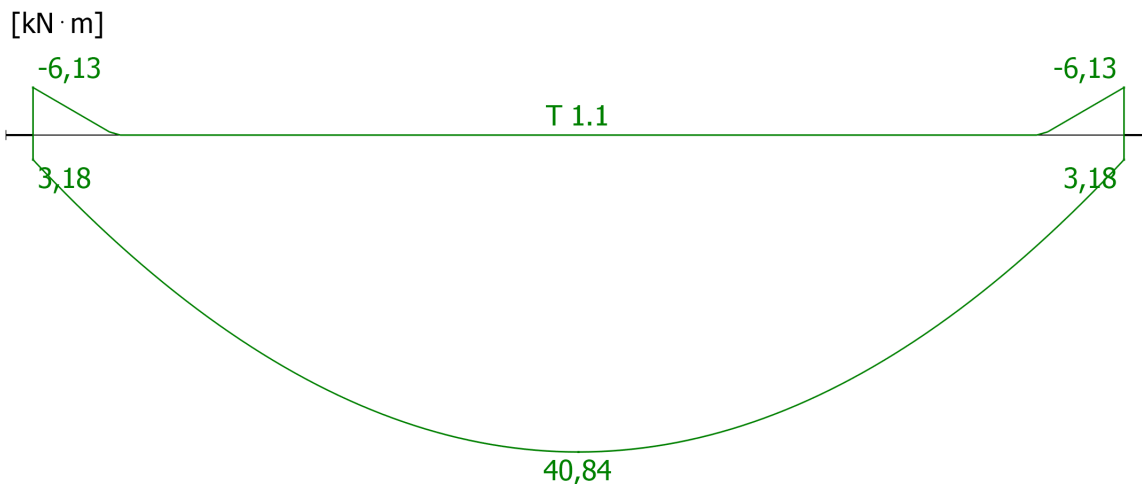
Travée - Coupe	Abscisse	Face	M_{Ed}	M_{cqc}	M_{fq}	M_{qp}	V_{Ed}	T_{Ed}
	(m)		(kN · m)	(kN · m)	(kN · m)	(kN · m)	(kN)	(kN · m)
1 - Appui gauche	0.00	Haut	-8.27	-6.13	-6.13	-6.13	33.61	0.00
		Bas	4.29	3.18	3.18	3.18	0.00	0.00
1 - Appui droit	6.05	Haut	-8.27	-6.13	-6.13	-6.13	0.00	0.00
		Bas	4.29	3.18	3.18	3.18	-33.61	0.00
1 - MInf	3.03	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	55.13	40.84	40.84	40.84	0.00	0.00
1 - VMax	6.05	Haut	-8.27	-6.13	-6.13	-6.13	0.00	0.00
		Bas	4.29	3.18	3.18	3.18	-33.61	0.00
1 - wk Max	3.03	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	55.13	40.84	40.84	40.84	0.00	0.00
1 - Contrainte Max Béton	3.03	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	55.13	40.84	40.84	40.84	0.00	0.00
1 - Contrainte Max Acier	3.03	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	55.13	40.84	40.84	40.84	0.00	0.00
1 - Flèche Max	0.00	Haut	-8.27	-6.13	-6.13	-6.13	33.61	0.00
		Bas	4.29	3.18	3.18	3.18	0.00	0.00

6.1 Enveloppe des combinaisons ELU

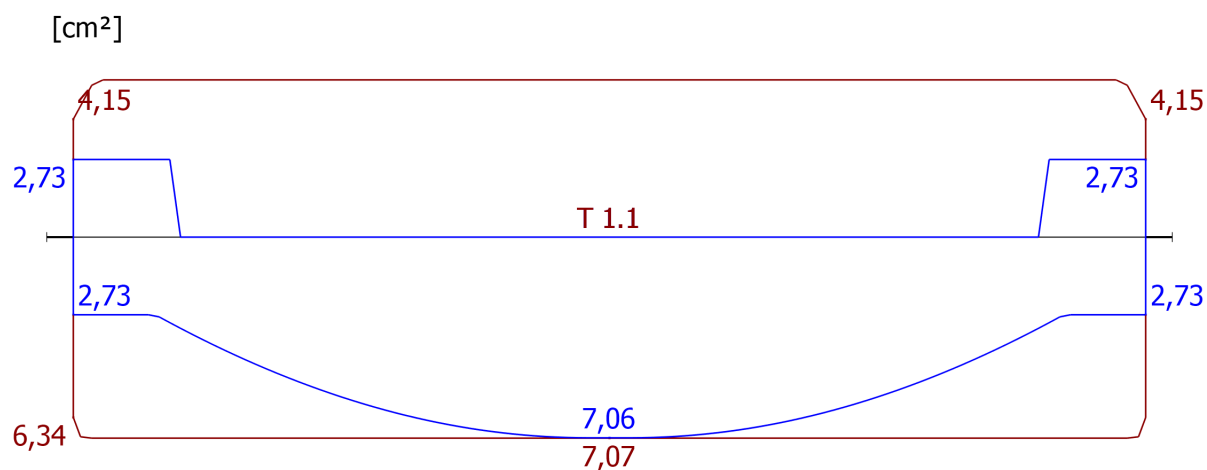


6.2 Enveloppe des combinaisons ELS





7 Aciers longitudinaux



Aciers longitudinaux								
Localisation			Couple			Armatures		
Travée - Coupe	Abscisse	Face	M _{Ed}	M _{Rd}	Travail	Théo	Réel	Min
	(mm)		(kN · m)	(kN · m)	Ratio	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
1 - Appui gauche	0	Bas	4.29	46.32	9.26 %	2.73	6.34	2.73
		Haut	-8.27	-33.57	24.63 %	2.73	4.15	
1 - Appui droit	6050	Bas	4.29	49.35	8.69 %	2.73	6.34	2.73
		Haut	-8.27	-35.82	23.08 %	2.73	4.15	
1 - MInf	3025	Bas	55.13	50.50	109.17 %	7.06	7.07	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - VMax	6050	Bas	4.29	49.35	8.69 %	2.73	6.34	2.73
		Haut	-8.27	-35.82	23.08 %	2.73	4.15	
1 - wk Max	3025	Bas	55.13	50.50	109.17 %	7.06	7.07	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - Contrainte Max Béton	3025	Bas	55.13	50.50	109.17 %	7.06	7.07	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - Contrainte Max Acier	3025	Bas	55.13	50.50	109.17 %	7.06	7.07	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - Flèche Max	0	Bas	4.29	46.32	9.26 %	2.73	6.34	2.73
		Haut	-8.27	-33.57	24.63 %	2.73	4.15	

Aciers longitudinaux réels			
Travée	Localisation	Famille	Armatures
1	Inférieur	1	$9 \times \varnothing 10$ (7.07 cm ²)
	Supérieur	1	$11 \times \varnothing 8$ (5.53 cm ²)
Aciers réels sur appuis			
Appui	Famille	Armatures	
1	1	(0.00 cm ²)	
2	1	(0.00 cm ²)	

La hauteur utile (d) est déterminée automatiquement en fonction du ferrailage réel.

7.1 Calcul détaillé

Travée	T 1.1, Section MInf, Abscisse 3025 mm, (Inf. barres)
Combinaison	ELU 106 : 1.35x[1 G]
Moment fléchissant de calcul	$M_{Ed} = -55.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Moment réduit	$\mu_{cu} = \frac{ M_{Ed} }{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{ -55.13 \text{ kN}\cdot\text{m} }{1000 \text{ mm} \times (210 \text{ mm})^2 \times 13.33 \text{ MPa}} = 0.09$
Moment limite réduit	$\mu_{lim} = 0.38$
Aciers comprimés non nécessaires.	$\mu_{cu} \leq \mu_{lim} : 0.09 \leq 0.38$
Axe neutre	$x_r = \frac{1}{\lambda} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{cu}})$ $x_r = \frac{1}{0.80} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.09}) \in [0;1] \rightarrow x_r = 0.12$
Bras de levier interne	$z_b = d \cdot (1 - 0.5\lambda \cdot x_r)$ $z_b = 210 \text{ mm} \times (1 - 0.5 \times 0.80 \times 0.12) = 200 \text{ mm}$
Contrainte de traction des armatures	$\sigma_s = 391.30 \text{ MPa}$
Section d'aciers tendus	$A_{s1} = \frac{ M_{Ed} }{z_b \cdot \sigma_s} = \frac{ -55.13 \text{ kN}\cdot\text{m} }{200 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa}} = 7.06 \text{ cm}^2$
Les pourcentages minimaux et maximaux longitudinaux sont définis par l'article 9.2.1.1 de l'EN1992-1-1 :	
Pourcentage minimal (9.1N)	$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d \\ 0.0013 b_w \cdot d \end{array} \right.$ $A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \times \frac{2.21 \text{ MPa}}{450.00 \text{ MPa}} \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \\ 0.0013 \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \end{array} \right.$ $A_{s,min} = 2.73 \text{ cm}^2$
Moment résistant	$M_{Rd} = 50.50 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Vérification au moment	$ M_{Ed} \leq M_{Rd} : -55.13 \text{ kN}\cdot\text{m} \leq 50.50 \text{ kN}\cdot\text{m} $
Taux de travail	109.17 % (Echoué)
Travée	T 1.1, Section Appui droit, Abscisse 6050 mm, (Sup. barres)
Combinaison	ELU 106 : 1.35x[1 G]
Travée	T 1.1, Section Appui gauche, Abscisse 0 mm, (Sup. barres)

Combination**ELU 106 : 1.35x[1 G]**

Moment fléchissant de calcul

$$M_{Ed} = 8.27 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Moment réduit

$$\mu_{cu} = \frac{|M_{Ed}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{|8.27 \text{ kN}\cdot\text{m}|}{1000 \text{ mm} \times (210 \text{ mm})^2 \times 13.33 \text{ MPa}} = 0.01$$

Moment limite réduit

$$\mu_{lim} = 0.38$$

Aciers comprimés non nécessaires.

$$\mu_{cu} \leq \mu_{lim} : 0.01 \leq 0.38$$

Axe neutre

$$x_r = \frac{1}{\lambda} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{cu}})$$

$$x_r = \frac{1}{0.80} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.01}) \in [0;1] \rightarrow x_r = 0.02$$

Bras de levier interne

$$z_b = d \cdot (1 - 0.5\lambda \cdot x_r)$$

$$z_b = 210 \text{ mm} \times (1 - 0.5 \times 0.80 \times 0.02) = 209 \text{ mm}$$

Contrainte de traction des armatures

$$\sigma_s = 391.30 \text{ MPa}$$

Section d'aciers tendus

$$A_{s1} = \frac{|M_{Ed}|}{z_b \cdot \sigma_s} = \frac{|8.27 \text{ kN}\cdot\text{m}|}{209 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa}} = 1.01 \text{ cm}^2$$

Les pourcentages minimaux et maximaux longitudinaux sont définis par l'article 9.2.1.1 de l'EN1992-1-1 :

Pourcentage minimal (9.1N)

$$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d \\ 0.0013 b_w \cdot d \end{array} \right.$$

$$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \times \frac{2.21 \text{ MPa}}{450.00 \text{ MPa}} \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \\ 0.0013 \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$A_{s,min} = 2.73 \text{ cm}^2$$

Moment résistant

$$M_{Rd} = 35.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Vérification au moment

$$|M_{Ed}| \leq |M_{Rd}| : |8.27 \text{ kN}\cdot\text{m}| \leq |35.82 \text{ kN}\cdot\text{m}|$$

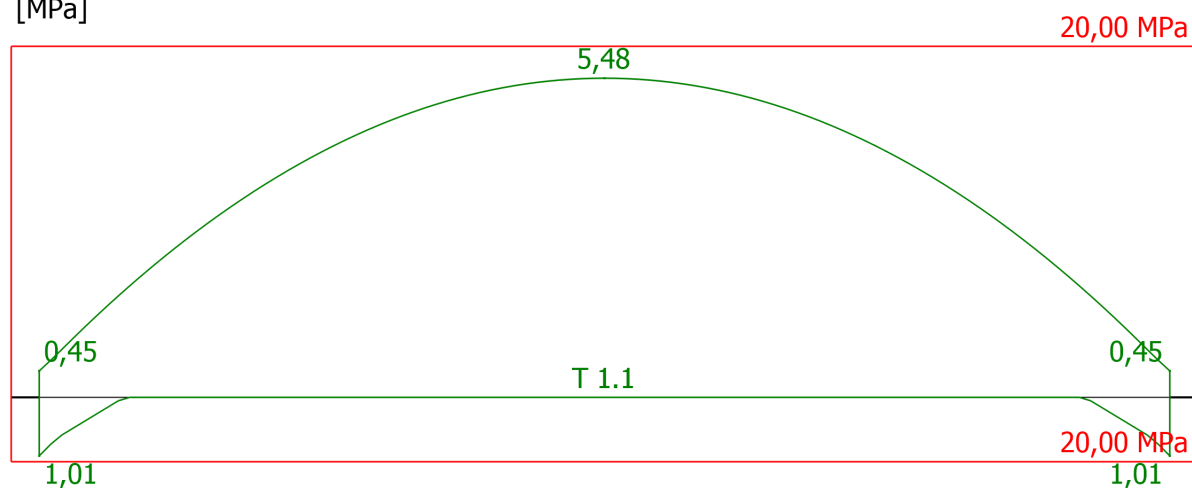
Taux de travail

$$23.08 \% \text{ (Réussi)}$$

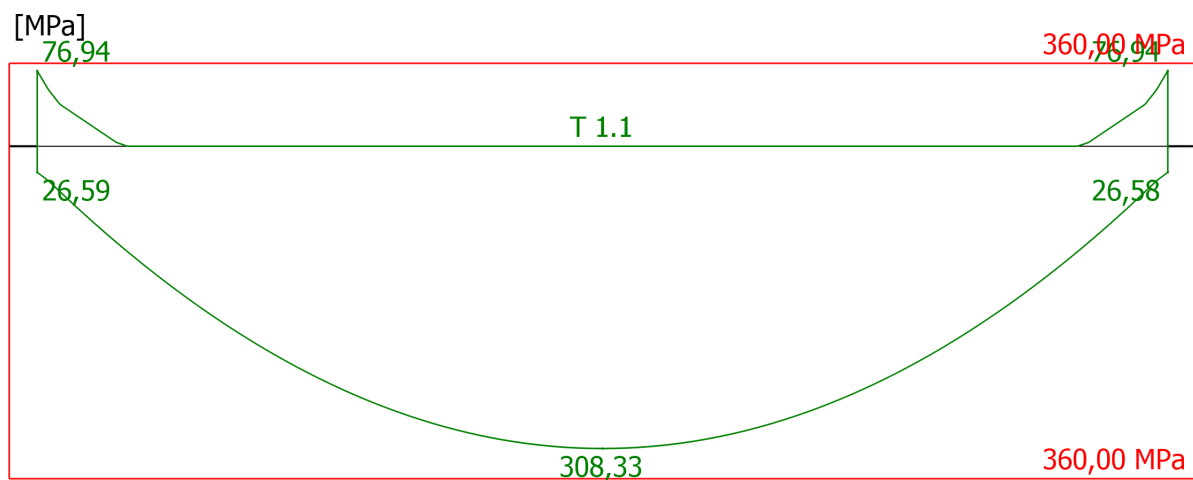
8 Vérification des contraintes**8.1 Enveloppe des combinaisons ELS-CRQ**

Contrainte de compression du béton

[MPa]

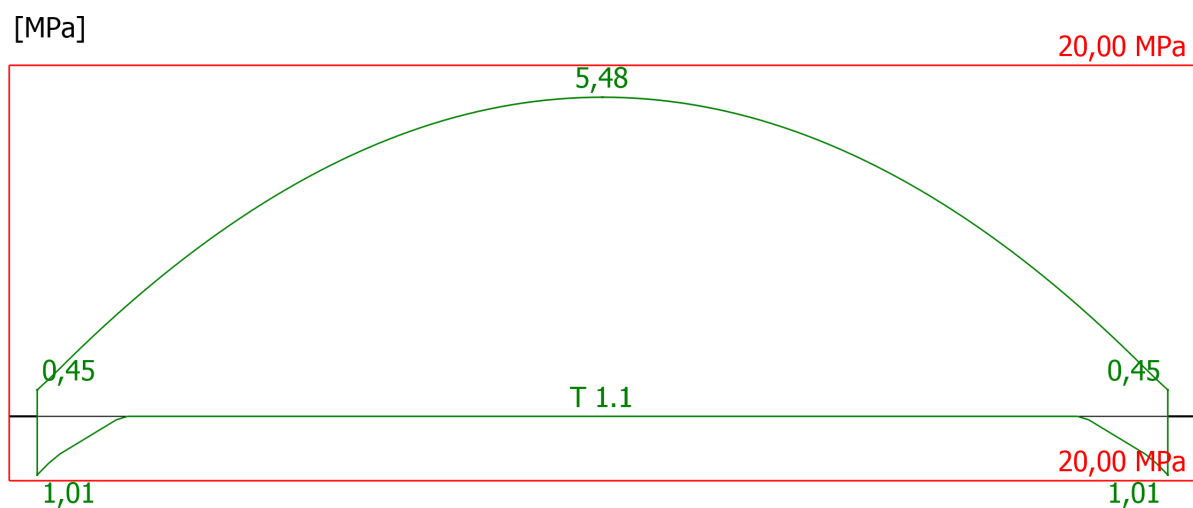


Contrainte de traction dans les armatures

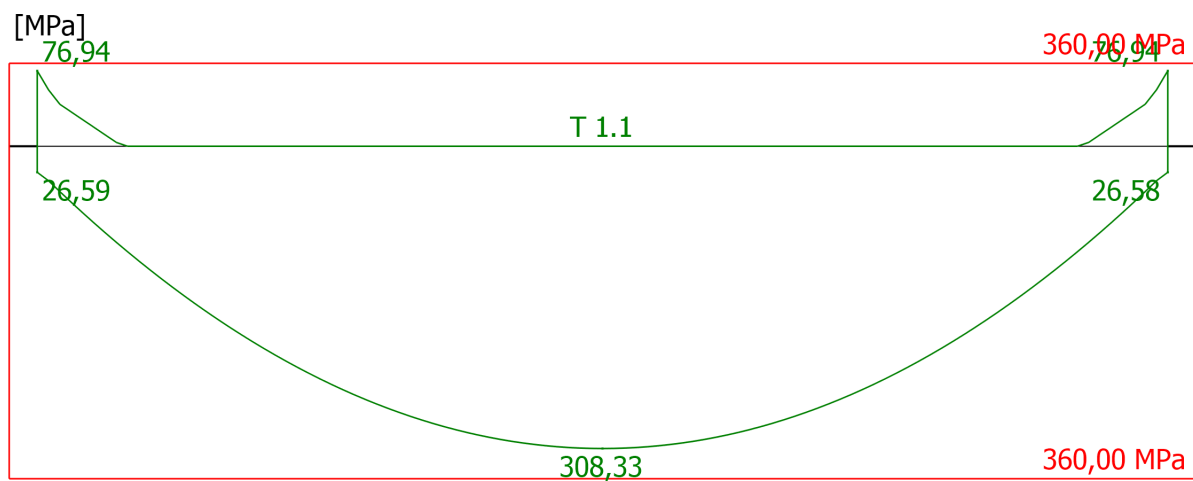


8.2 Enveloppe des combinaisons ELS-FRQ

Contrainte de compression du béton



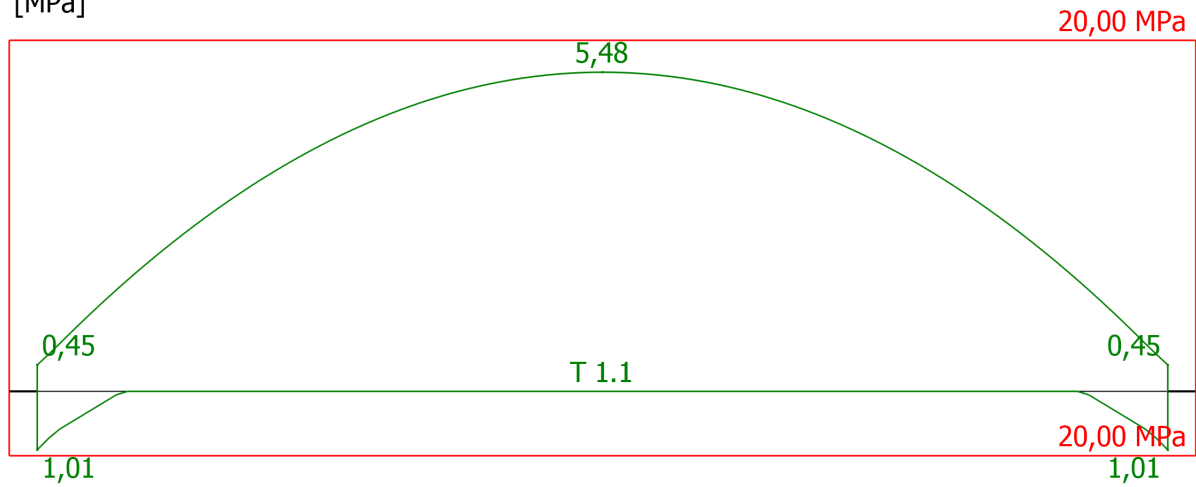
Contrainte de traction dans les armatures



8.3 Enveloppe des combinaisons ELS-QP

Contrainte de compression du béton

[MPa]



Contrainte de traction dans les armatures

[MPa]

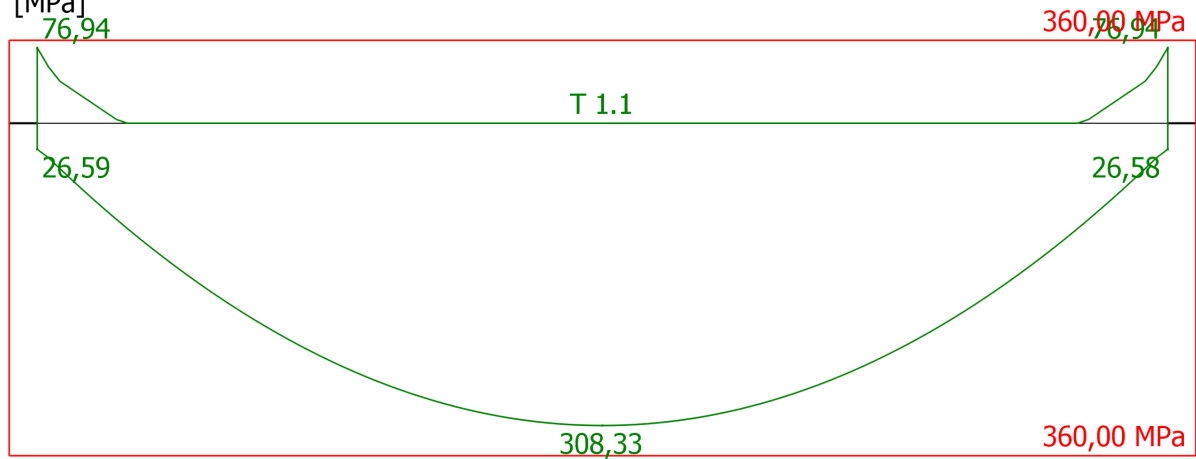


Tableau synthétique de résultats

Vérification des contraintes								
Travée - Coupe	Abscisse	Enveloppe Type	Contraintes (MPa)					
	(mm)		φ_{ef}	α_e	σ_c	Tx	σ_s	Tx
1 - Left Support	0	CRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		FRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		QP	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
1 - Right Support	6050	CRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		FRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		QP	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
1 - MInf	3025	CRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		FRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		QP	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
1 - VMax	6050	CRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		FRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		QP	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
1 - wk Max	3025	CRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		FRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		QP	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		CRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %

Vérification des contraintes								
Travée - Coupe	Abscisse	Enveloppe Type	Contraintes (MPa)					
	(mm)		φ_{ef}	α_e	σ_c	T_x	σ_s	T_x
1 - Max Conc Stress	3025	FRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		QP	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
1 - Max Steel Stress	3025	CRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		FRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		QP	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
1 - Max Deflection	0	CRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		FRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		QP	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %

Calcul détaillé des contraintes de traction d'acier

Travée

Combinaison

Moment de flexion ELS

Section d'armatures tendues

Section d'aciers comprimés

Coefficient d'équivalence pour les charges à long terme

Hauteur de béton comprimé

Le moment d'inertie

T 1.1, Section Contrainte Max Acier, Abscisse 3025 mm

Enveloppe des SLS QP combinaisons

$$M_{Ed} = 40.84 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$A_{s,t} = 7.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,c} = 5.53 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200000.00 \text{ MPa}}{7728.77 \text{ MPa}} = 25.88$$

$$x = 67 \text{ mm}$$

$$I = \frac{b_w \cdot x^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{s,c} \cdot (d_c - x)^2 + \alpha_e \cdot A_{s,t} \cdot (d_t - x)^2$$

$$I = \frac{1000 \text{ mm} \times (67 \text{ mm})^3}{3} + 25.88 \times 5.53 \text{ cm}^2 \times (37 \text{ mm} - 67 \text{ mm})^2 + 25.88 \times 7.07 \text{ cm}^2 \times (212 \text{ mm} - 67 \text{ mm})^2 = 49770.81 \text{ cm}^4$$

Contrainte de traction dans les armatures

$$\sigma_{s,t} = \alpha_e \cdot \frac{M_{Ed}}{I} \cdot (d_t - x)$$

$$\sigma_{s,t} = 25.88 \times \frac{40.84 \text{ kN}\cdot\text{m}}{49770.81 \text{ cm}} \times (212 \text{ mm} - 67 \text{ mm}) = 308.33 \text{ MPa}$$

Contrainte de compression des aciers

$$\sigma_{s,c} = \alpha_e \cdot \frac{M_{Ed}}{I} \cdot (d_c - x)$$

$$\sigma_{s,c} = 25.88 \times \frac{40.84 \text{ kN}\cdot\text{m}}{49770.81 \text{ cm}} \times (37 \text{ mm} - 67 \text{ mm})$$

$$\sigma_{s,c} = -63.24 \text{ MPa}$$

Contrainte de compression du béton

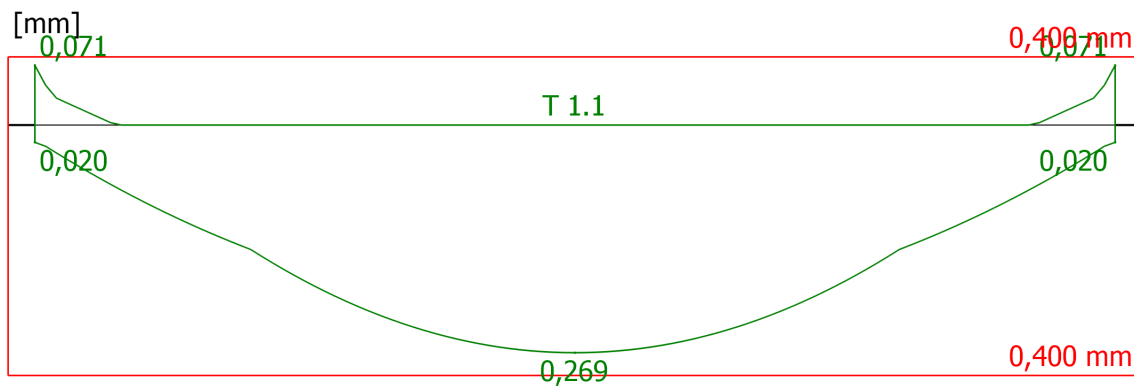
$$\sigma_{c,c} = -\frac{M_{Ed}}{I} \cdot x = -\frac{40.84 \text{ kN}\cdot\text{m}}{49770.81 \text{ cm}} \times 67 \text{ mm} = -5.48 \text{ MPa}$$

Contrainte de traction du béton

$$\sigma_{c,t} = \frac{M_{Ed}}{I} \cdot (h - x) = \frac{40.84 \text{ kN}\cdot\text{m}}{49770.81 \text{ cm}} \times (250 \text{ mm} - 67 \text{ mm})$$

$$\sigma_{c,t} = 15.03 \text{ MPa}$$

9 Vérification de l'ouverture de fissures



Vérification de l'ouverture des fissures									
Travée - Coupe	Abscisse	Section	$w_{k,top}$	$w_{k,bot}$	$S_{r,max}$	$\epsilon_{sm} - \epsilon_c$	$w_{k,max}$	w_{lim}	Travail Ratio
	(mm)	Localisation	(mm)	(mm)	(mm)	(‰)	(mm)	(mm)	
1 - Appui gauche	0	Supérieur	0.071	0.020	306	0.23	0.071	0.400	17.65 %
1 - Appui droit	6050	Supérieur	0.071	0.020	306	0.23	0.071	0.400	17.65 %
1 - MInf	3025	Inférieur	0.000	0.269	238	1.13	0.269	0.400	67.30 %
1 - VMax	6050	Inférieur	0.071	0.020	257	0.08	0.071	0.400	17.65 %
1 - wk Max	3025	Inférieur	0.000	0.269	238	1.13	0.269	0.400	67.30 %
1 - Contrainte Max Béton	3025	Inférieur	0.000	0.269	238	1.13	0.269	0.400	67.30 %
1 - Contrainte Max Acier	3025	Inférieur	0.000	0.269	238	1.13	0.269	0.400	67.30 %
1 - Flèche Max	0	Supérieur	0.071	0.020	306	0.23	0.071	0.400	17.65 %

Le calcul des ouvertures de fissures est réalisé conformément au §7.3.4 (1) de l'EN 1992-1-1.

Travée**Combinaison**

Position de l'axe neutre

Section tendue efficace, autour des aciers tendus (7.3.4(2), Fig. 7.1)

T 1.1, Coupe wk Max, Abscisse 3025 mm, Position : supérieur**Enveloppe des SLS QP combinaisons**

$$x_1 = 67 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 1000 \text{ mm} \times 61 \text{ mm} = 610.72 \text{ cm}^2$$

$$h_{c,eff} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 2.5(h-d) \\ \frac{h-x}{3} \\ \frac{h}{2} \end{array} \right.$$

$$h_{c,eff} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2.5 \times (250 \text{ mm} - 212 \text{ mm})}{250 \text{ mm} - 67 \text{ mm}} \\ \frac{250 \text{ mm}}{2} \end{array} \right. = 61 \text{ mm}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{7.07 \text{ cm}^2}{610.72 \text{ cm}^2} = 0.01$$

Ouverture de fissures maximal (7.3.4 (3), 7.11)

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{p,eff}}$$

$$S_{r,max} = 2.95 \times 31 \text{ mm} + 0.80 \times 0.50 \times 0.43 \times \frac{10 \text{ mm}}{0.01}$$

$$S_{r,max} = 238 \text{ mm}$$

Module de Young sécant

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \times \left(\frac{28.00 \text{ MPa}}{10} \right)^{0.3} = 29961.95 \text{ MPa}$$

Coefficient d'équivalence à court terme

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000.00 \text{ MPa}}{29961.95 \text{ MPa}} = 6.68$$

Différence à la contrainte moyenne (7.3.4 (2))

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \\ 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \end{array} \right. =$$

$$= \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{308.33 \text{ MPa} - 0.40 \times \frac{2.21 \text{ MPa}}{0.01} \times (1 + 6.68 \times 0.01)}{200000.00 \text{ MPa}} \\ 0.6 \times \frac{308.33 \text{ MPa}}{200000.00 \text{ MPa}} \end{array} \right.$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c = 1.13 \text{ ‰}$$

Ouverture de fissure (7.3.4 (1))

$$w_{k,bot} = S_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c) = 238 \text{ mm} \times 1.13 \text{ ‰} = 0.269 \text{ mm}$$

Vérification de l'ouverture des fissures

$$w_{k,bot} \leq w_{lim}; 0.269 \text{ mm} \leq 0.400 \text{ mm}$$

Réussi**10 Réactions d'appuis**

Cas de charge / combinaison		Appui 1	Appui 2
ID	Titre	Fz (kN)	Fz (kN)
1	Permanentes 1	-25.93	-25.88
2	Surcharges d'exploitation 1	0.00	0.00
101	0.9x[1 G]	-23.34	-23.29
102	1.1x[1 G]	-28.52	-28.46

Cas de charge / combinaison		Appui 1	Appui 2
ID	Titre	Fz (kN)	Fz (kN)
103	0.9x[1 G]+1.5x[2 Q]	-23.34	-23.29
104	1.1x[1 G]+1.5x[2 Q]	-28.52	-28.46
105	1x[1 G]	-25.93	-25.88
106	1.35x[1 G]	-35.00	-34.93
107	1x[1 G]+1.5x[2 Q]	-25.93	-25.88
108	1.35x[1 G]+1.5x[2 Q]	-35.00	-34.93
109	1x[1 G]	-25.93	-25.88
110	1x[1 G]+1x[2 Q]	-25.93	-25.88
111	1x[1 G]	-25.93	-25.88
112	1x[1 G]+0.5x[2 Q]	-25.93	-25.88
113	1x[1 G]	-25.93	-25.88
114	1x[1 G]+0.3x[2 Q]	-25.93	-25.88
	Max (ELU)	-35.00	-34.93
	Max (ELS)	-25.93	-25.88


11 Flèches

[mm]

T 1.1

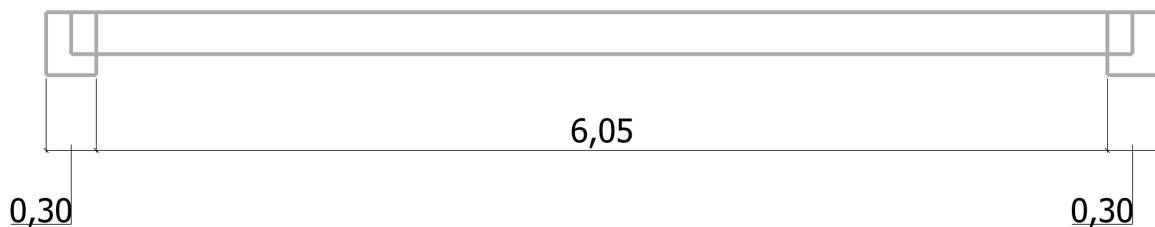
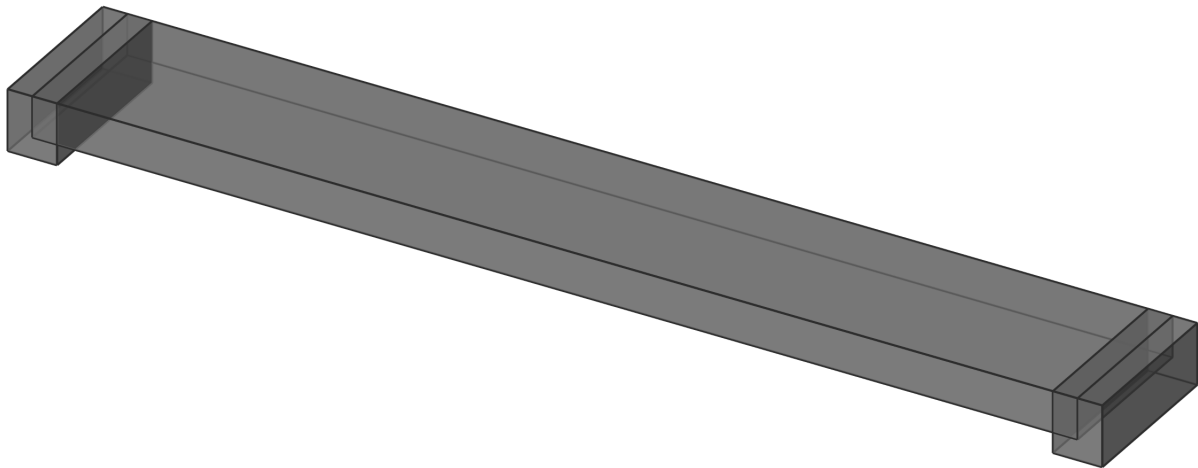
Vérification de la flèche				
Travée	L/d	Limite	Taux de travail	Statut
1	29,95	25,57	117.15 %	Echoué

La limite pour L/d est calculée conformément à l'EN 1992-1-1, 7.4.2, (7.16.a ou 7.16.b).

	Projet	Bâtiment 27 : TOM MOREL LYCEE MILITAIRE DE SAINT-CYR		
	Adresse			
	Note de calcul	1		
	Auteur		Date	
	Vérificateur		Date	
	Indice	0	Plan	

Dalle D2 en béton armé

1 Description de la géométrie



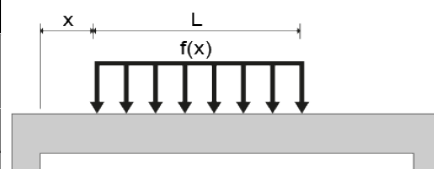
Travée : 1

Longueur $L = 6050 \text{ mm}$
 Largeur de la poutre $b_w = 1000 \text{ mm}$
 Hauteur totale de la poutre $H = 250 \text{ mm}$
 Largeur de l'appui gauche $b_{LS} = 300 \text{ mm}$
 Largeur de l'appui droit $b_{RS} = 300 \text{ mm}$

2 Charges et combinaisons

Description des cas de charges								
	Titre	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	γ_{EQU}	γ_{STR}	$\gamma_{\text{EQU,Fav}}$	$\gamma_{\text{GEO,Fav}}$
1	Permanentes 1	-	-	-	1.1	1.35	0.9	1
2	Surcharges d'exploitation 1	0.7	0.5	0.3	1.5	1.5	0	0

Charges uniformes						
Charge ID	Travée ID	Cas ID	f (kN/m)	x	L (mm)	h'
1	1	1	0.60	0	6300	-
2	1	1	1.50	0	6300	-



Description des combinaisons			
ID	Combinaison	Norme	Type
101	0.9x[1 G]	ECELUEQU	ELU
102	1.1x[1 G]	ECELUEQU	ELU
103	0.9x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUEQU	ELU
104	1.1x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUEQU	ELU
105	1x[1 G]	ECELUSTR	ELU
106	1.35x[1 G]	ECELUSTR	ELU
107	1x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUSTR	ELU
108	1.35x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUSTR	ELU
109	1x[1 G]	ECELSQ	ELS
110	1x[1 G]+1x[2 Q]	ECELSQ	ELS
111	1x[1 G]	ECELSFQ	ELS
112	1x[1 G]+0.5x[2 Q]	ECELSFQ	ELS
113	1x[1 G]	ECELSQP	ELS
114	1x[1 G]+0.3x[2 Q]	ECELSQP	ELS

3 Hypothèses globales

Calcul béton :	EN1992-1-1 / EN1992-1-2.
Charges et combinaisons :	EN1990 / EN1991.
Calcul des aciers longitudinaux :	EN1992-1-1 / 6.1 - Méthode du « moment réduit limite ».
Calcul des aciers transversaux :	Méthode standard (EN1992-1-1, 6.2.2 / 6.2.3).
Béton :	Pas de béton avec fumée de silice. Pas de béton hautes performances.
Diagramme des aciers :	Diagramme à palier horizontal.
Dispositions sismiques :	Aucune disposition sismique.
Résistance au feu :	R 0
Poids propre :	Prise en compte du poids propre sans celui de la table de compression.
Mode de calcul de section :	Calcul en section en té.

3.1 Localisation

Localisation	France
Nom de l'élément	Poutre principale
ID de l'élément	1
Position	Poutre n° 1 Niveau n° 1
Plan	-
Niveau	0.00 m NGF
Coordonnées	$X_1 = 0.00 \text{ m}; Y_1 = 0.00 \text{ m}; Z_1 = 0.00 \text{ m}$ $X_2 = 0.00 \text{ m}; Y_2 = 0.00 \text{ m}; Z_2 = 0.00 \text{ m}$

3.2 Unités

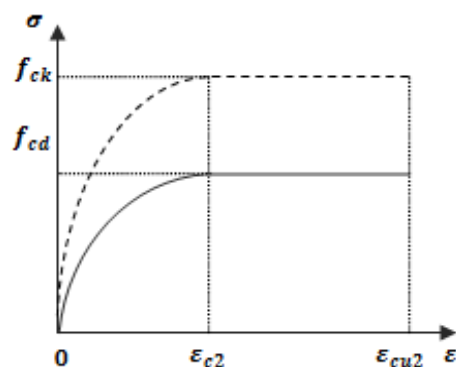
Longueurs	mm
Efforts	kN
Moments	kN · m
Contraintes	MPa (MN/m ²)
Angles	°
Sections d'acier	cm ²
Ouverture de fissure	mm

Toutes les longueurs sont liées à l'unité "Petites longueurs"

3.3 Matériaux

Qualité de béton

(EN1992-1-1 / 3.1)



Travée 1 Classe de béton : C20/25

$$f_{ck} = 20.00 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1.00 \times \frac{20.00 \text{ MPa}}{1.50} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \times (20.00 \text{ MPa})^{2/3} = 2.21 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \cdot \left[\frac{f_{ctm}}{10} \right]^{0.3}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \times \left[\frac{2.21 \text{ MPa}}{10} \right]^{0.3}$$

$$E_{cm} = 29961.95 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{c2} = 2.00\text{‰}$$

$$\varepsilon_{cu2} = 3.50\text{‰}$$

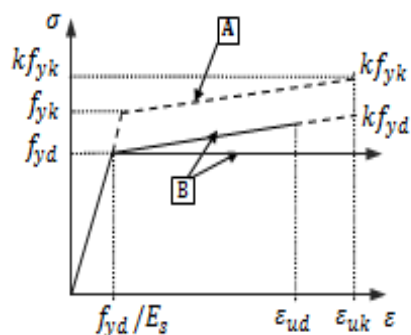
Densité :

$$\rho_c = 2500.00 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{ELU : } \gamma_c = 1.50$$

$$\text{ELUA : } \gamma_c = 1.20$$

Nuance d'acier
(EN1992-1-1 / Section 3 / Annexe C)



Travée 1 **Classe des aciers longitudinaux :**
B450A
Classe des aciers transversaux :
B500A

$$f_{yk} = 450.00 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450.00 \text{ MPa}}{1.15} = 391.30 \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} = 500.00 \text{ MPa}$$

Classe de ductilité : A

$$E_s = 200000.00 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{uk} = 25.00\%$$

$$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 0.9 \times 25.00 = 22.50\%$$

Densité :

$$\rho_s = 7850.00 \text{ kg/m}^3$$

Palier plastique horizontal

$$k = 1.05$$

$$\text{ELU : } \gamma_s = 1.15$$

$$\text{ELUA : } \gamma_s = 1.00$$

Enrobages								
Haut			Bas			Lateral		
Enrobage	c _{nom}	c _{min,b}	Enrobage	c _{nom}	c _{min,b}	Enrobage	c _{nom}	c _{min,b}
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
25	25	8	25	25	8	25	25	8

Valeur minimale de l'enrobage pour la durabilité $c_{\min, \text{dur}} = 15 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (5))

Tolérance d'exécution $\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm}$ (4.4.1.1 2(P))

Tolérance de sécurité $\Delta c_{\text{dur}, \gamma} = 0 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (6))

Réduction pour l'acier inoxydable $\Delta c_{\text{dur}, \text{st}} = 0 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (7))

Réduction pour une protection supplémentaire $\Delta c_{\text{dur}, \text{add}} = 0 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (8))

4 Coefficient de fluage

Le calcul du coefficient de fluage est effectué conformément à l'annexe B de l'EN1992-1-1.

Humidité relative $RH = 50.00\%$

Temps au chargement initial (en jours) $t_0 = 28$

Coefficient qui rend compte du $t = \infty \rightarrow \beta_c(t, t_0) = 1.0$

développement du fluage avec le temps après chargement

Span 1

Taille théorique de l'élément en mm
(B.6)

$$h_0 = \frac{2Ac}{u} = \frac{2 \times 2500.00 \text{ cm}^2}{2500 \text{ mm}} = 200.00 \text{ mm}$$

Influence de l'humidité (B.3a)

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} = 1 + \frac{1 - 50.00 \%}{0.1 \sqrt[3]{200.00}} = 1.85$$

Influence de la résistance du béton (B.4)

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16.8}{\sqrt{28.00}} = 3.17$$

Age de la charge t_0 , en considérant

$$\text{l'effet du type de ciment (B.9), en jours} \quad t_{0,c} = t_0 \cdot \left[\frac{9}{2 + (t_0)^{1.2}} + 1 \right]^{\alpha} = 28.00 \times \left[\frac{9}{2 + 28.00^{1.2}} + 1 \right]^{0.00} \geq 0.5$$

$$t_{0,c} = 28.00$$

Influence de la maturité du béton (B.5)

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_{0,c})^{0.2}} = \frac{1}{0.1 + (28.00)^{0.2}} = 0.49$$

Coefficient de fluage à long terme (B.2) $\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1.85 \times 3.17 \times 0.49 = 2.88$

Coefficient de fluage (B.1)

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_{\epsilon}(t, t_0) = 2.88 \times 1.00 = 2.88$$

5 Conditions minimales de résistance feu

Classe de résistance au feu

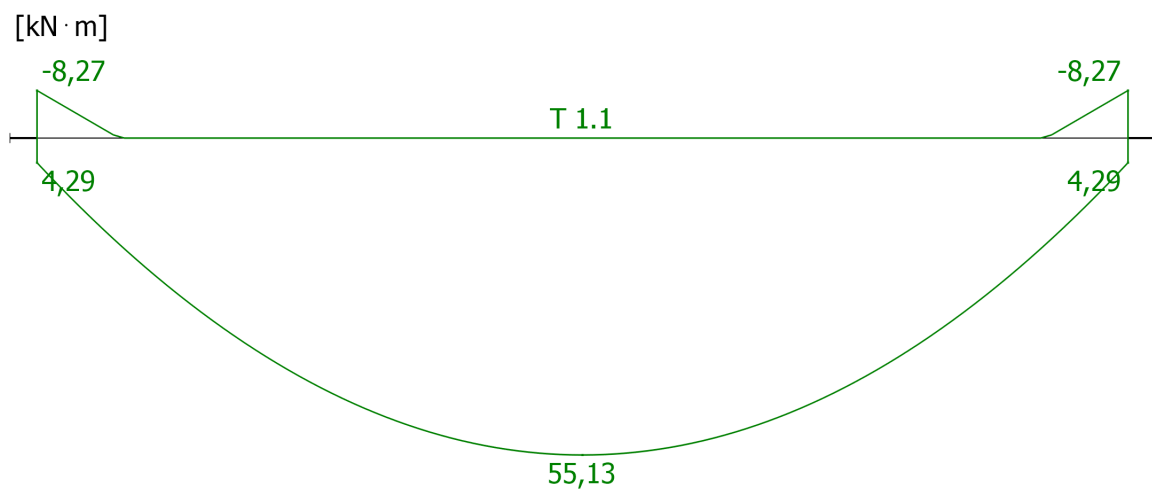
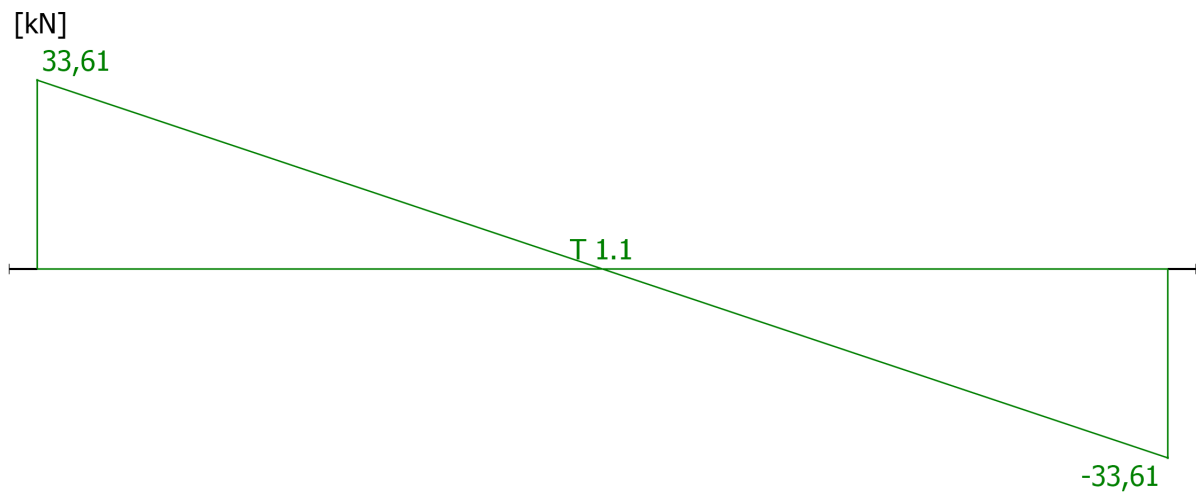
R0

6 Sollicitations internes

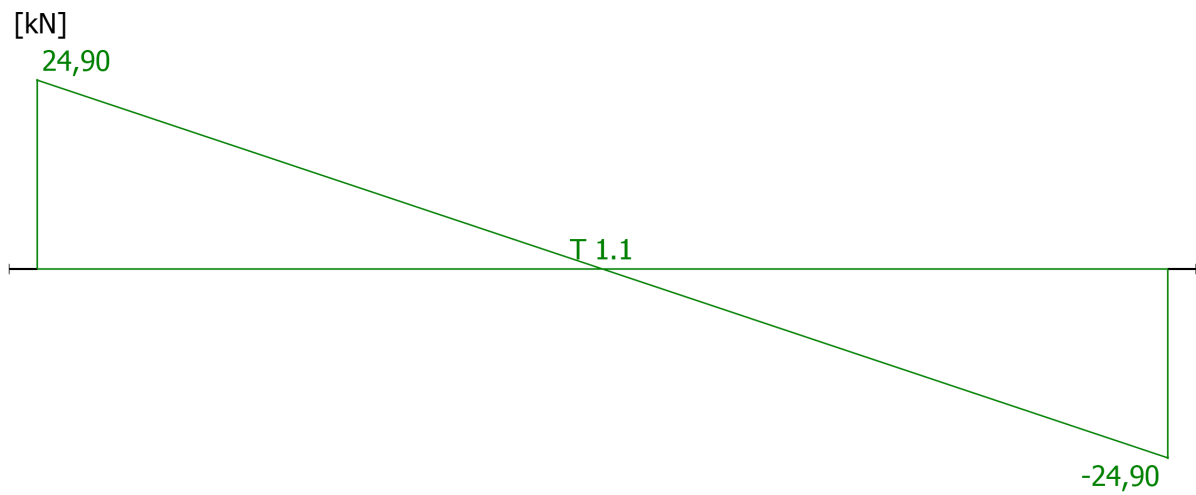
Tableau synthétique de résultats

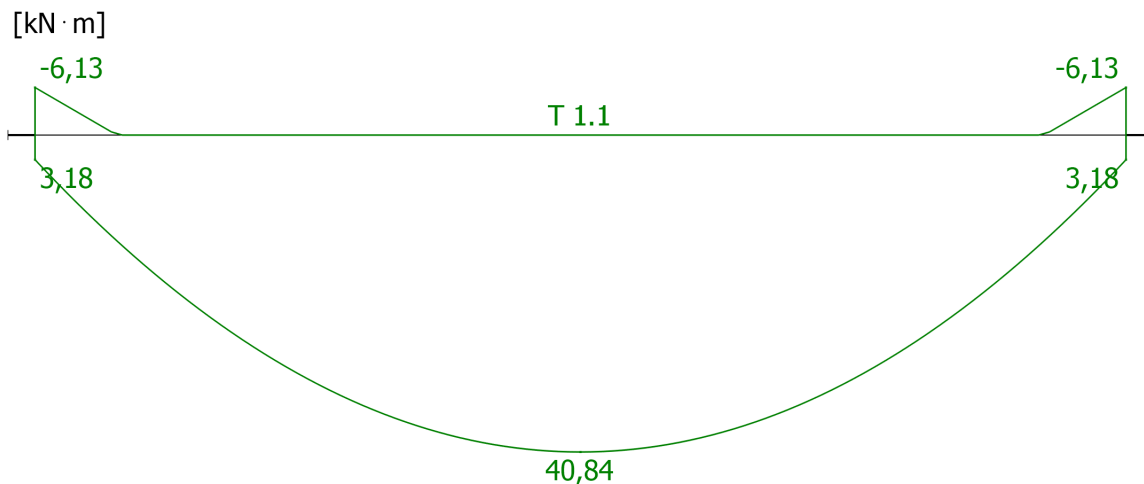
Travée - Coupe	Abscisse	Face	M_{Ed}	M_{cqc}	M_{fq}	M_{qp}	V_{Ed}	T_{Ed}
	(m)		(kN · m)	(kN · m)	(kN · m)	(kN · m)	(kN)	(kN · m)
1 - Appui gauche	0.00	Haut	-8.27	-6.13	-6.13	-6.13	33.61	0.00
		Bas	4.29	3.18	3.18	3.18	0.00	0.00
1 - Appui droit	6.05	Haut	-8.27	-6.13	-6.13	-6.13	0.00	0.00
		Bas	4.29	3.18	3.18	3.18	-33.61	0.00
1 - MInf	3.03	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	55.13	40.84	40.84	40.84	0.00	0.00
1 - VMax	6.05	Haut	-8.27	-6.13	-6.13	-6.13	0.00	0.00
		Bas	4.29	3.18	3.18	3.18	-33.61	0.00
1 - wk Max	3.03	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	55.13	40.84	40.84	40.84	0.00	0.00
1 - Contrainte Max Béton	3.03	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	55.13	40.84	40.84	40.84	0.00	0.00
1 - Contrainte Max Acier	3.03	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	55.13	40.84	40.84	40.84	0.00	0.00
1 - Flèche Max	0.00	Haut	-8.27	-6.13	-6.13	-6.13	33.61	0.00
		Bas	4.29	3.18	3.18	3.18	0.00	0.00

6.1 Enveloppe des combinaisons ELU

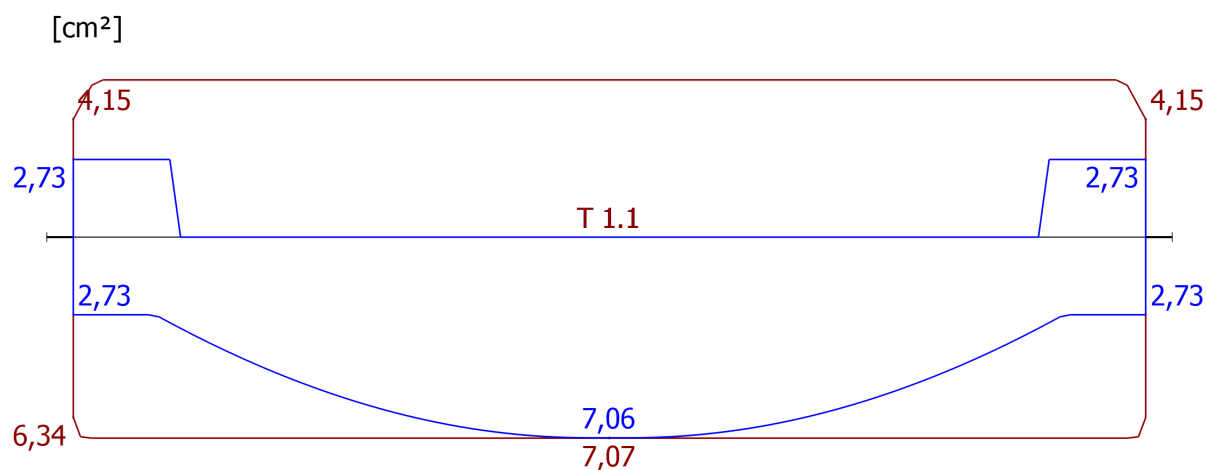


6.2 Enveloppe des combinaisons ELS





7 Aciers longitudinaux



Aciers longitudinaux								
Localisation			Couple			Armatures		
Travée - Coupe	Abscisse	Face	M _{Ed}	M _{Rd}	Travail	Théo	Réel	Min
	(mm)		(kN · m)	(kN · m)	Ratio	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
1 - Appui gauche	0	Bas	4.29	46.32	9.26 %	2.73	6.34	2.73
		Haut	-8.27	-33.57	24.63 %	2.73	4.15	
1 - Appui droit	6050	Bas	4.29	49.35	8.69 %	2.73	6.34	2.73
		Haut	-8.27	-35.82	23.08 %	2.73	4.15	
1 - MInf	3025	Bas	55.13	50.50	109.17 %	7.06	7.07	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - VMax	6050	Bas	4.29	49.35	8.69 %	2.73	6.34	2.73
		Haut	-8.27	-35.82	23.08 %	2.73	4.15	
1 - wk Max	3025	Bas	55.13	50.50	109.17 %	7.06	7.07	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - Contrainte Max Béton	3025	Bas	55.13	50.50	109.17 %	7.06	7.07	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - Contrainte Max Acier	3025	Bas	55.13	50.50	109.17 %	7.06	7.07	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - Flèche Max	0	Bas	4.29	46.32	9.26 %	2.73	6.34	2.73
		Haut	-8.27	-33.57	24.63 %	2.73	4.15	

Aciers longitudinaux réels			
Travée	Localisation	Famille	Armatures
1	Inférieur	1	$9 \times \varnothing 10$ (7.07 cm ²)
	Supérieur	1	$11 \times \varnothing 8$ (5.53 cm ²)
Aciers réels sur appuis			
Appui	Famille	Armatures	
1	1	(0.00 cm ²)	
2	1	(0.00 cm ²)	

La hauteur utile (d) est déterminée automatiquement en fonction du ferrailage réel.

7.1 Calcul détaillé

Travée	T 1.1, Section MInf, Abscisse 3025 mm, (Inf. barres)
Combinaison	ELU 106 : 1.35x[1 G]
Moment fléchissant de calcul	$M_{Ed} = -55.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Moment réduit	$\mu_{cu} = \frac{ M_{Ed} }{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{ -55.13 \text{ kN}\cdot\text{m} }{1000 \text{ mm} \times (210 \text{ mm})^2 \times 13.33 \text{ MPa}} = 0.09$
Moment limite réduit	$\mu_{lim} = 0.38$
Aciers comprimés non nécessaires.	$\mu_{cu} \leq \mu_{lim} : 0.09 \leq 0.38$
Axe neutre	$x_r = \frac{1}{\lambda} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{cu}})$ $x_r = \frac{1}{0.80} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.09}) \in [0; 1] \rightarrow x_r = 0.12$
Bras de levier interne	$z_b = d \cdot (1 - 0.5\lambda \cdot x_r)$ $z_b = 210 \text{ mm} \times (1 - 0.5 \times 0.80 \times 0.12) = 200 \text{ mm}$
Contrainte de traction des armatures	$\sigma_s = 391.30 \text{ MPa}$
Section d'aciers tendus	$A_{s1} = \frac{ M_{Ed} }{z_b \cdot \sigma_s} = \frac{ -55.13 \text{ kN}\cdot\text{m} }{200 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa}} = 7.06 \text{ cm}^2$
Les pourcentages minimaux et maximaux longitudinaux sont définis par l'article 9.2.1.1 de l'EN1992-1-1 :	
Pourcentage minimal (9.1N)	$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d \\ 0.0013 b_w \cdot d \end{array} \right.$ $A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \times \frac{2.21 \text{ MPa}}{450.00 \text{ MPa}} \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \\ 0.0013 \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \end{array} \right.$ $A_{s,min} = 2.73 \text{ cm}^2$
Moment résistant	$M_{Rd} = 50.50 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Vérification au moment	$ M_{Ed} \leq M_{Rd} : -55.13 \text{ kN}\cdot\text{m} \leq 50.50 \text{ kN}\cdot\text{m} $
Taux de travail	109.17 % (Echoué)
Travée	T 1.1, Section Appui droit, Abscisse 6050 mm, (Sup. barres)
Combinaison	ELU 106 : 1.35x[1 G]
Travée	T 1.1, Section Appui gauche, Abscisse 0 mm, (Sup. barres)

Combination**ELU 106 : 1.35x[1 G]**

Moment fléchissant de calcul

$$M_{Ed} = 8.27 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Moment réduit

$$\mu_{cu} = \frac{|M_{Ed}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{|8.27 \text{ kN}\cdot\text{m}|}{1000 \text{ mm} \times (210 \text{ mm})^2 \times 13.33 \text{ MPa}} = 0.01$$

Moment limite réduit

$$\mu_{lim} = 0.38$$

Aciers comprimés non nécessaires.

$$\mu_{cu} \leq \mu_{lim} : 0.01 \leq 0.38$$

Axe neutre

$$x_r = \frac{1}{\lambda} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{cu}})$$

$$x_r = \frac{1}{0.80} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.01}) \in [0;1] \rightarrow x_r = 0.02$$

Bras de levier interne

$$z_b = d \cdot (1 - 0.5\lambda \cdot x_r)$$

$$z_b = 210 \text{ mm} \times (1 - 0.5 \times 0.80 \times 0.02) = 209 \text{ mm}$$

Contrainte de traction des armatures

$$\sigma_s = 391.30 \text{ MPa}$$

Section d'aciers tendus

$$A_{s1} = \frac{|M_{Ed}|}{z_b \cdot \sigma_s} = \frac{|8.27 \text{ kN}\cdot\text{m}|}{209 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa}} = 1.01 \text{ cm}^2$$

Les pourcentages minimaux et maximaux longitudinaux sont définis par l'article 9.2.1.1 de l'EN1992-1-1 :

Pourcentage minimal (9.1N)

$$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d \\ 0.0013 b_w \cdot d \end{array} \right.$$

$$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \times \frac{2.21 \text{ MPa}}{450.00 \text{ MPa}} \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \\ 0.0013 \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$A_{s,min} = 2.73 \text{ cm}^2$$

Moment résistant

$$M_{Rd} = 35.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Vérification au moment

$$|M_{Ed}| \leq |M_{Rd}| : |8.27 \text{ kN}\cdot\text{m}| \leq |35.82 \text{ kN}\cdot\text{m}|$$

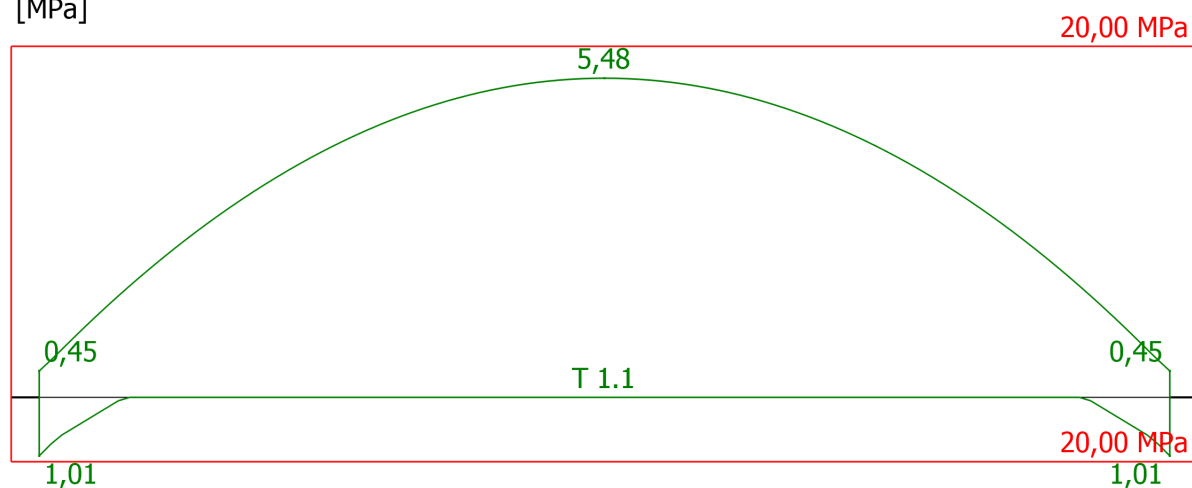
Taux de travail

$$\mathbf{23.08 \% \text{ (Réussi)}}$$

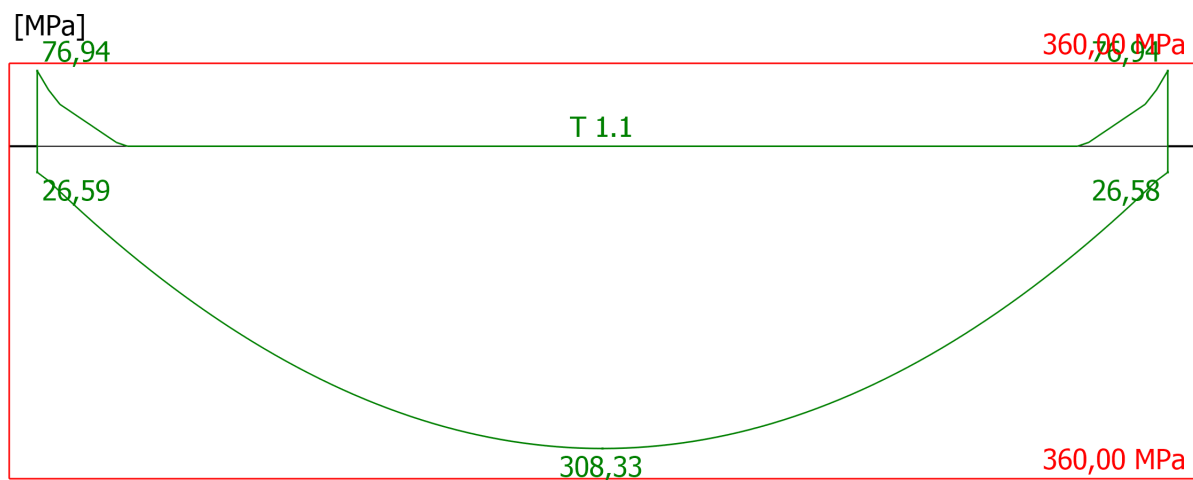
8 Vérification des contraintes**8.1 Enveloppe des combinaisons ELS-CRQ**

Contrainte de compression du béton

[MPa]

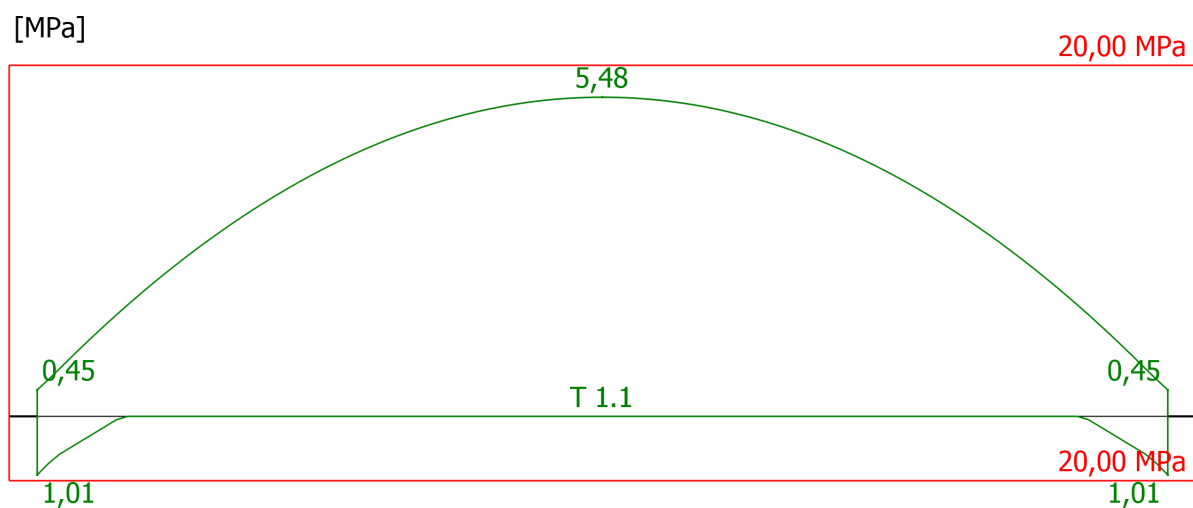


Contrainte de traction dans les armatures

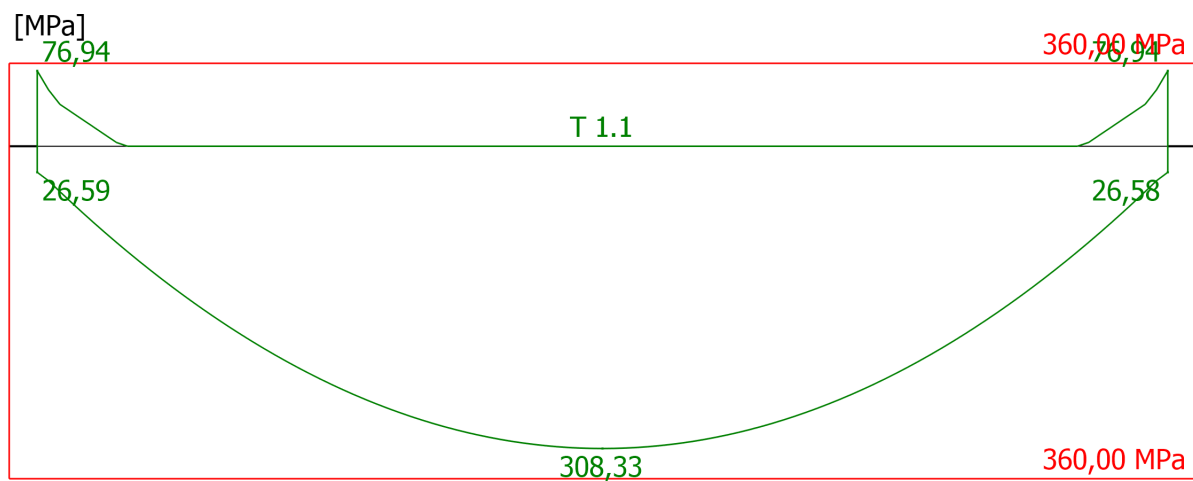


8.2 Enveloppe des combinaisons ELS-FRQ

Contrainte de compression du béton



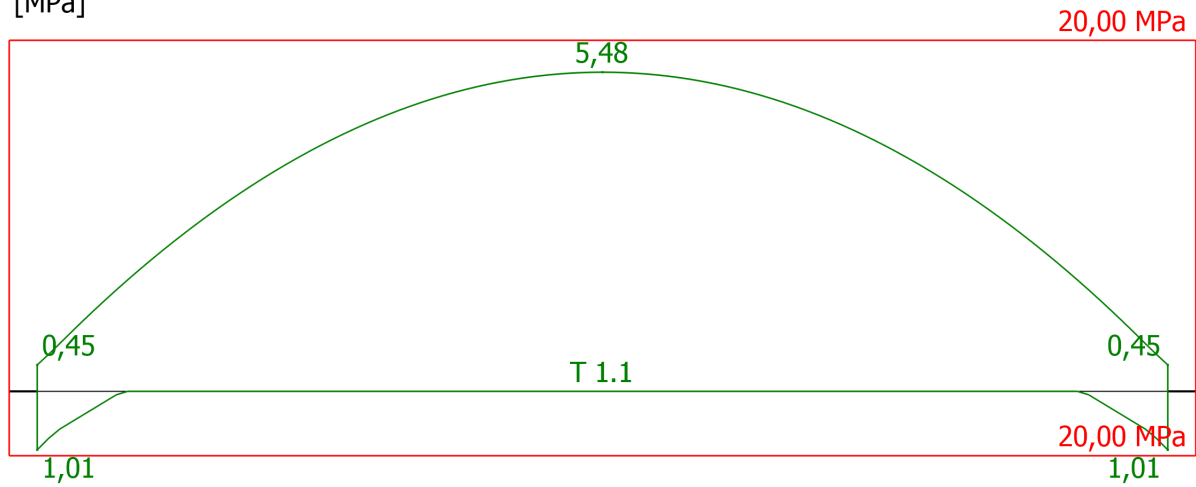
Contrainte de traction dans les armatures



8.3 Enveloppe des combinaisons ELS-QP

Contrainte de compression du béton

[MPa]



Contrainte de traction dans les armatures

[MPa]

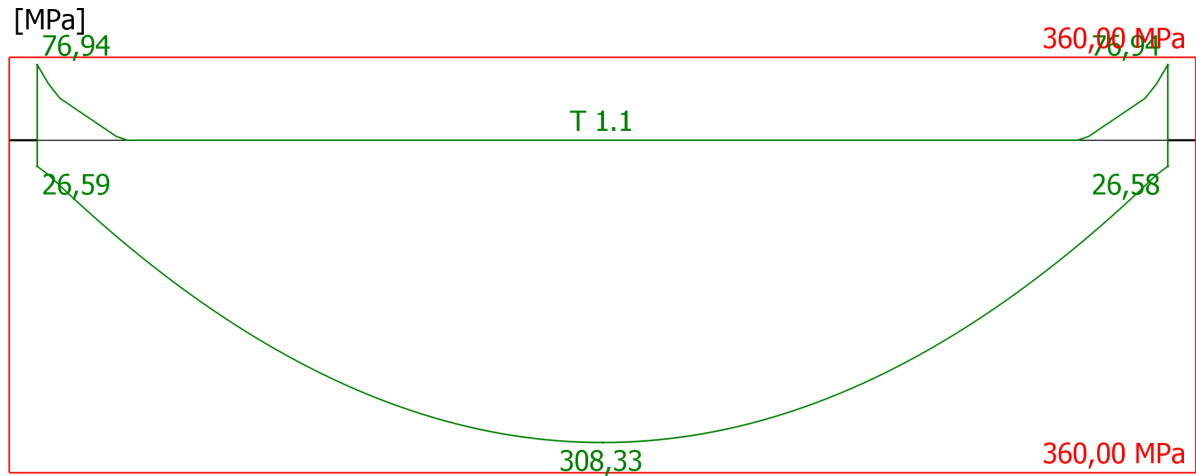


Tableau synthétique de résultats

Vérification des contraintes								
Travée - Coupe	Abscisse	Enveloppe Type	Contraintes (MPa)					
	(mm)		φ_{ef}	α_e	σ_c	Tx	σ_s	Tx
1 - Left Support	0	CRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		FRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		QP	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
1 - Right Support	6050	CRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		FRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		QP	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
1 - MInf	3025	CRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		FRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		QP	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
1 - VMax	6050	CRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		FRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		QP	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
1 - wk Max	3025	CRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		FRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		QP	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		CRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %

Vérification des contraintes								
Travée - Coupe	Abscisse	Enveloppe Type	Contraintes (MPa)					
	(mm)		φ_{ef}	α_e	σ_c	T_x	σ_s	T_x
1 - Max Conc Stress	3025	FRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		QP	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
1 - Max Steel Stress	3025	CRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		FRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		QP	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
1 - Max Deflection	0	CRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		FRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		QP	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %

Calcul détaillé des contraintes de traction d'acier

Travée

T 1.1, Section Contrainte Max Acier, Abscisse 3025 mm

Combinaison

Enveloppe des SLS QP combinaisons

Moment de flexion ELS

$$M_{Ed} = 40.84 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Section d'armatures tendues

$$A_{s,t} = 7.07 \text{ cm}^2$$

Section d'aciers comprimés

$$A_{s,c} = 5.53 \text{ cm}^2$$

Coefficient d'équivalence pour les charges à long terme

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200000.00 \text{ MPa}}{7728.77 \text{ MPa}} = 25.88$$

Hauteur de béton comprimé

$$x = 67 \text{ mm}$$

Le moment d'inertie

$$I = \frac{b_w \cdot x^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{s,c} \cdot (d_c - x)^2 + \alpha_e \cdot A_{s,t} \cdot (d_t - x)^2$$

$$I = \frac{1000 \text{ mm} \times (67 \text{ mm})^3}{3} + 25.88 \times 5.53 \text{ cm}^2 \times (37 \text{ mm} - 67 \text{ mm})^2$$

$$+ 25.88 \times 7.07 \text{ cm}^2 \times (212 \text{ mm} - 67 \text{ mm})^2 = 49770.81 \text{ cm}^4$$

Contrainte de traction dans les armatures

$$\sigma_{s,t} = \alpha_e \cdot \frac{M_{Ed}}{I} \cdot (d_t - x)$$

$$\sigma_{s,t} = 25.88 \times \frac{40.84 \text{ kN}\cdot\text{m}}{49770.81 \text{ cm}} \times (212 \text{ mm} - 67 \text{ mm}) = 308.33 \text{ MPa}$$

Contrainte de compression des aciers

$$\sigma_{s,c} = \alpha_e \cdot \frac{M_{Ed}}{I} \cdot (d_c - x)$$

$$\sigma_{s,c} = 25.88 \times \frac{40.84 \text{ kN}\cdot\text{m}}{49770.81 \text{ cm}} \times (37 \text{ mm} - 67 \text{ mm})$$

$$\sigma_{s,c} = -63.24 \text{ MPa}$$

Contrainte de compression du béton

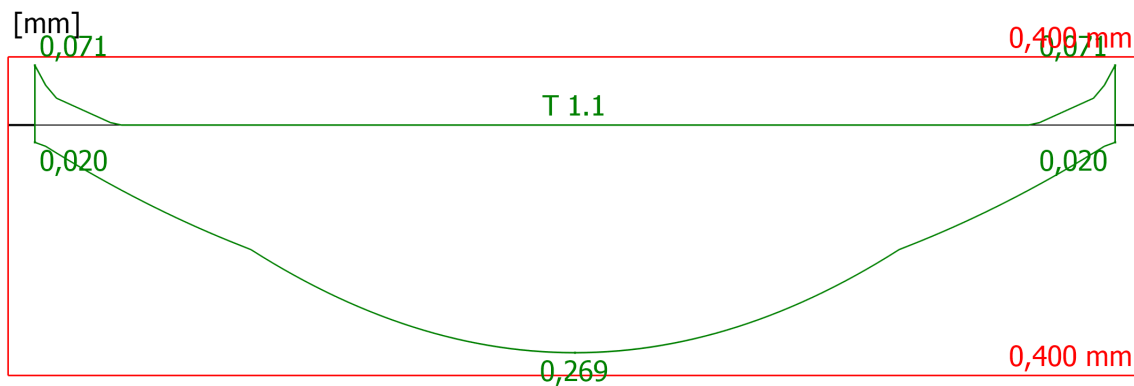
$$\sigma_{c,c} = -\frac{M_{Ed}}{I} \cdot x = -\frac{40.84 \text{ kN}\cdot\text{m}}{49770.81 \text{ cm}} \times 67 \text{ mm} = -5.48 \text{ MPa}$$

Contrainte de traction du béton

$$\sigma_{c,t} = \frac{M_{Ed}}{I} \cdot (h - x) = \frac{40.84 \text{ kN}\cdot\text{m}}{49770.81 \text{ cm}} \times (250 \text{ mm} - 67 \text{ mm})$$

$$\sigma_{c,t} = 15.03 \text{ MPa}$$

9 Vérification de l'ouverture de fissures



Vérification de l'ouverture des fissures									
Travée - Coupe	Abscisse	Section	$w_{k,top}$	$w_{k,bot}$	$S_{r,max}$	$\epsilon_{sm} - \epsilon_c$	$w_{k,max}$	w_{lim}	Travail Ratio
	(mm)	Localisation	(mm)	(mm)	(mm)	(‰)	(mm)	(mm)	
1 - Appui gauche	0	Supérieur	0.071	0.020	306	0.23	0.071	0.400	17.65 %
1 - Appui droit	6050	Supérieur	0.071	0.020	306	0.23	0.071	0.400	17.65 %
1 - MInf	3025	Inférieur	0.000	0.269	238	1.13	0.269	0.400	67.30 %
1 - VMax	6050	Inférieur	0.071	0.020	257	0.08	0.071	0.400	17.65 %
1 - wk Max	3025	Inférieur	0.000	0.269	238	1.13	0.269	0.400	67.30 %
1 - Contrainte Max Béton	3025	Inférieur	0.000	0.269	238	1.13	0.269	0.400	67.30 %
1 - Contrainte Max Acier	3025	Inférieur	0.000	0.269	238	1.13	0.269	0.400	67.30 %
1 - Flèche Max	0	Supérieur	0.071	0.020	306	0.23	0.071	0.400	17.65 %

Le calcul des ouvertures de fissures est réalisé conformément au §7.3.4 (1) de l'EN 1992-1-1.

Travée**Combinaison**

Position de l'axe neutre

Section tendue efficace, autour des aciers tendus (7.3.4(2), Fig. 7.1)

T 1.1, Coupe wk Max, Abscisse 3025 mm, Position : supérieur**Enveloppe des SLS QP combinaisons**

$$x_1 = 67 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 1000 \text{ mm} \times 61 \text{ mm} = 610.72 \text{ cm}^2$$

$$h_{c,eff} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 2.5(h-d) \\ \frac{h-x}{3} \\ \frac{h}{2} \end{array} \right.$$

$$h_{c,eff} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2.5 \times (250 \text{ mm} - 212 \text{ mm})}{250 \text{ mm} - 67 \text{ mm}} \\ \frac{250 \text{ mm}}{2} \end{array} \right. = 61 \text{ mm}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{7.07 \text{ cm}^2}{610.72 \text{ cm}^2} = 0.01$$

Ouverture de fissures maximal (7.3.4 (3), 7.11)

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{p,eff}}$$

$$S_{r,max} = 2.95 \times 31 \text{ mm} + 0.80 \times 0.50 \times 0.43 \times \frac{10 \text{ mm}}{0.01}$$

$$S_{r,max} = 238 \text{ mm}$$

Module de Young sécant

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \times \left(\frac{28.00 \text{ MPa}}{10} \right)^{0.3} = 29961.95 \text{ MPa}$$

Coefficient d'équivalence à court terme

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000.00 \text{ MPa}}{29961.95 \text{ MPa}} = 6.68$$

Différence à la contrainte moyenne (7.3.4 (2))

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \\ 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \end{array} \right. =$$

$$= \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{308.33 \text{ MPa} - 0.40 \times \frac{2.21 \text{ MPa}}{0.01} \times (1 + 6.68 \times 0.01)}{200000.00 \text{ MPa}} \\ 0.6 \times \frac{308.33 \text{ MPa}}{200000.00 \text{ MPa}} \end{array} \right.$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c = 1.13 \text{ ‰}$$

Ouverture de fissure (7.3.4 (1))

$$w_{k,bot} = S_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c) = 238 \text{ mm} \times 1.13 \text{ ‰} = 0.269 \text{ mm}$$

Vérification de l'ouverture des fissures

$$w_{k,bot} \leq w_{lim}; 0.269 \text{ mm} \leq 0.400 \text{ mm}$$

Réussi**10 Réactions d'appuis**

Cas de charge / combinaison		Appui 1	Appui 2
ID	Titre	Fz (kN)	Fz (kN)
1	Permanentes 1	-25.93	-25.88
2	Surcharges d'exploitation 1	0.00	0.00
101	0.9x[1 G]	-23.34	-23.29
102	1.1x[1 G]	-28.52	-28.46

Cas de charge / combinaison		Appui 1	Appui 2
ID	Titre	Fz (kN)	Fz (kN)
103	0.9x[1 G]+1.5x[2 Q]	-23.34	-23.29
104	1.1x[1 G]+1.5x[2 Q]	-28.52	-28.46
105	1x[1 G]	-25.93	-25.88
106	1.35x[1 G]	-35.00	-34.93
107	1x[1 G]+1.5x[2 Q]	-25.93	-25.88
108	1.35x[1 G]+1.5x[2 Q]	-35.00	-34.93
109	1x[1 G]	-25.93	-25.88
110	1x[1 G]+1x[2 Q]	-25.93	-25.88
111	1x[1 G]	-25.93	-25.88
112	1x[1 G]+0.5x[2 Q]	-25.93	-25.88
113	1x[1 G]	-25.93	-25.88
114	1x[1 G]+0.3x[2 Q]	-25.93	-25.88
	Max (ELU)	-35.00	-34.93
	Max (ELS)	-25.93	-25.88


11 Flèches

[mm]

T 1.1

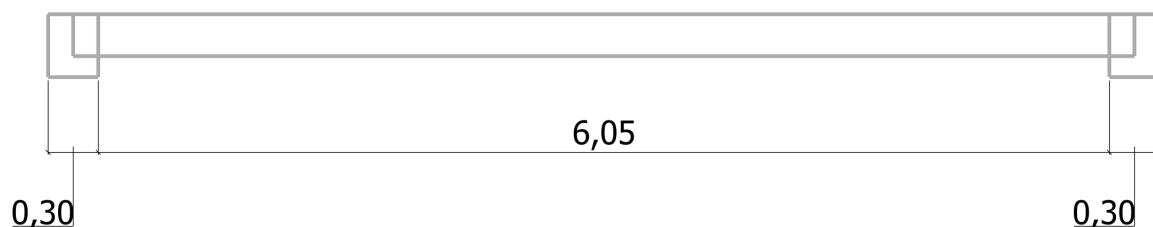
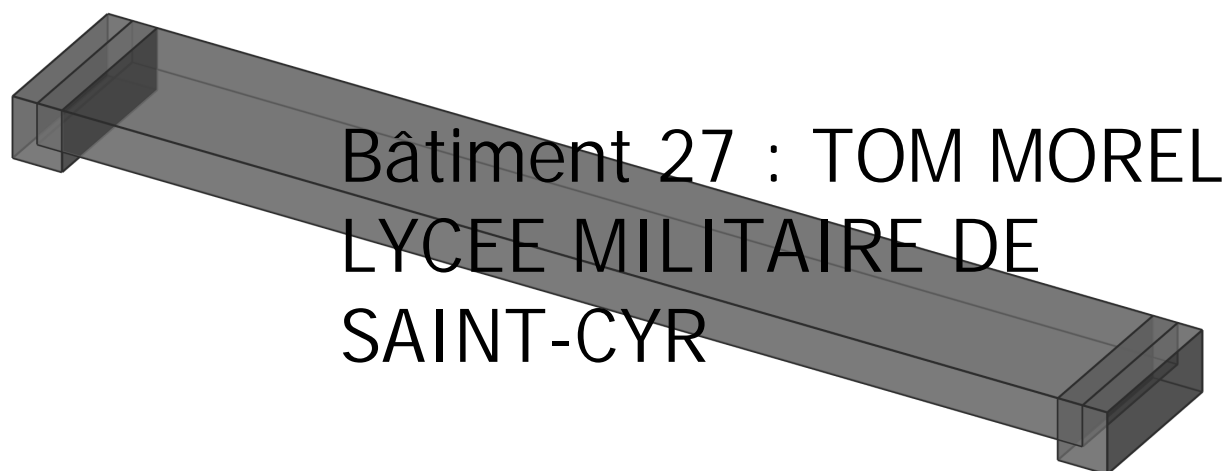
Vérification de la flèche				
Travée	L/d	Limite	Taux de travail	Statut
1	29,95	25,57	117.15 %	Echoué

La limite pour L/d est calculée conformément à l'EN 1992-1-1, 7.4.2, (7.16.a ou 7.16.b).

	Projet	Bâtiment 27 : TOM MOREL LYCEE MILITAIRE DE SAINT-CYR		
	Adresse			
	Note de calcul	1		
	Auteur		Date	
	Vérificateur		Date	
	Indice	0	Plan	

Dalle D3 en béton armé

1 Description de la géométrie



Travée : 1

Longueur $L = 6050 \text{ mm}$

Largeur de la poutre $b_w = 1000 \text{ mm}$

Hauteur totale de la poutre $H = 250 \text{ mm}$

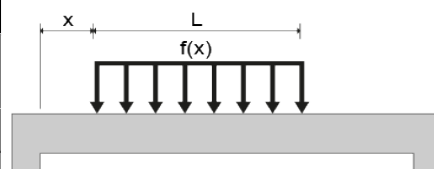
Largeur de l'appui gauche $b_{LS} = 300 \text{ mm}$

Largeur de l'appui droit $b_{RS} = 300 \text{ mm}$

2 Charges et combinaisons

Description des cas de charges								
	Titre	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	γ_{EQU}	γ_{STR}	$\gamma_{\text{EQU,Fav}}$	$\gamma_{\text{GEO,Fav}}$
1	Permanentes 1	-	-	-	1.1	1.35	0.9	1
2	Surcharges d'exploitation 1	0.7	0.5	0.3	1.5	1.5	0	0

Charges uniformes						
Charge ID	Travée ID	Cas ID	f (kN/m)	x	L (mm)	h'
1	1	1	0.60	0	6300	-
2	1	1	1.50	0	6300	-



Description des combinaisons			
ID	Combinaison	Norme	Type
101	0.9x[1 G]	ECELUEQU	ELU
102	1.1x[1 G]	ECELUEQU	ELU
103	0.9x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUEQU	ELU
104	1.1x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUEQU	ELU
105	1x[1 G]	ECELUSTR	ELU
106	1.35x[1 G]	ECELUSTR	ELU
107	1x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUSTR	ELU
108	1.35x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUSTR	ELU
109	1x[1 G]	ECELSQ	ELS
110	1x[1 G]+1x[2 Q]	ECELSQ	ELS
111	1x[1 G]	ECELSFQ	ELS
112	1x[1 G]+0.5x[2 Q]	ECELSFQ	ELS
113	1x[1 G]	ECELSQP	ELS
114	1x[1 G]+0.3x[2 Q]	ECELSQP	ELS

3 Hypothèses globales

Calcul béton :	EN1992-1-1 / EN1992-1-2.
Charges et combinaisons :	EN1990 / EN1991.
Calcul des aciers longitudinaux :	EN1992-1-1 / 6.1 - Méthode du « moment réduit limite ».
Calcul des aciers transversaux :	Méthode standard (EN1992-1-1, 6.2.2 / 6.2.3).
Béton :	Pas de béton avec fumée de silice. Pas de béton hautes performances.
Diagramme des aciers :	Diagramme à palier horizontal.
Dispositions sismiques :	Aucune disposition sismique.
Résistance au feu :	R 0
Poids propre :	Prise en compte du poids propre sans celui de la table de compression.
Mode de calcul de section :	Calcul en section en té.

3.1 Localisation

Localisation	France
Nom de l'élément	Poutre principale
ID de l'élément	1
Position	Poutre n° 1 Niveau n° 1
Plan	-
Niveau	0.00 m NGF
Coordonnées	X ₁ = 0.00 m; Y ₁ = 0.00 m; Z ₁ = 0.00 m X ₂ = 0.00 m; Y ₂ = 0.00 m; Z ₂ = 0.00 m

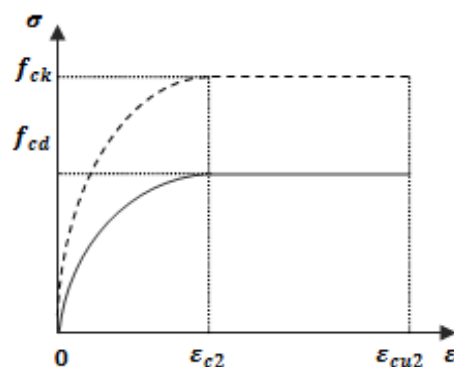
3.2 Unités

Longueurs	mm
Efforts	kN
Moments	kN · m
Contraintes	MPa (MN/m²)
Angles	°
Sections d'acier	cm²
Ouverture de fissure	mm

Toutes les longueurs sont liées à l'unité "Petites longueurs"

3.3 Matériaux

Qualité de béton
(EN1992-1-1 / 3.1)



Travée 1 Classe de béton : C20/25

$$f_{ck} = 20.00 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1.00 \times \frac{20.00 \text{ MPa}}{1.50} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \times (20.00 \text{ MPa})^{2/3} = 2.21 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \cdot \left[\frac{f_{ctm}}{10} \right]^{0.3}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \times \left[\frac{2.21 \text{ MPa}}{10} \right]^{0.3}$$

$$E_{cm} = 29961.95 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{c2} = 2.00\text{‰}$$

$$\varepsilon_{cu2} = 3.50\text{‰}$$

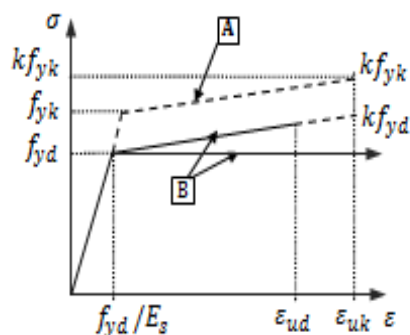
Densité :

$$\rho_c = 2500.00 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{ELU : } \gamma_c = 1.50$$

$$\text{ELUA : } \gamma_c = 1.20$$

Nuance d'acier
(EN1992-1-1 / Section 3 / Annexe C)



Travée 1 **Classe des aciers longitudinaux :**
B450A
Classe des aciers transversaux :
B500A

$$f_{yk} = 450.00 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450.00 \text{ MPa}}{1.15} = 391.30 \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} = 500.00 \text{ MPa}$$

Classe de ductilité : A

$$E_s = 200000.00 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{uk} = 25.00\%$$

$$\epsilon_{ud} = 0.9\epsilon_{uk} = 0.9 \times 25.00 = 22.50\%$$

Densité :

$$\rho_s = 7850.00 \text{ kg/m}^3$$

Palier plastique horizontal

$$k = 1.05$$

$$\text{ELU : } \gamma_s = 1.15$$

$$\text{ELUA : } \gamma_s = 1.00$$

Enrobages								
Haut			Bas			Lateral		
Enrobage	c _{nom}	c _{min,b}	Enrobage	c _{nom}	c _{min,b}	Enrobage	c _{nom}	c _{min,b}
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
25	25	8	25	25	8	25	25	8

Valeur minimale de l'enrobage pour la durabilité $c_{\min,dur} = 15 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (5))

Tolérance d'exécution $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$ (4.4.1.1 2(P))

Tolérance de sécurité $\Delta c_{dur,\gamma} = 0 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (6))

Réduction pour l'acier inoxydable $\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (7))

Réduction pour une protection supplémentaire $\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (8))

4 Coefficient de fluage

Le calcul du coefficient de fluage est effectué conformément à l'annexe B de l'EN1992-1-1.

Humidité relative $RH = 50.00\%$

Temps au chargement initial (en jours) $t_0 = 28$

Coefficient qui rend compte du $t = \infty \rightarrow \beta_c(t, t_0) = 1.0$

développement du fluage avec le temps après chargement

Span 1

Taille théorique de l'élément en mm
(B.6)

$$h_0 = \frac{2Ac}{u} = \frac{2 \times 2500.00 \text{ cm}^2}{2500 \text{ mm}} = 200.00 \text{ mm}$$

Influence de l'humidité (B.3a)

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} = 1 + \frac{1 - 50.00 \%}{0.1 \sqrt[3]{200.00}} = 1.85$$

Influence de la résistance du béton (B.4)

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16.8}{\sqrt{28.00}} = 3.17$$

Age de la charge t_0 , en considérant

$$\text{l'effet du type de ciment (B.9), en jours} \quad t_{0,c} = t_0 \cdot \left[\frac{9}{2 + (t_0)^{1.2}} + 1 \right]^{\alpha} = 28.00 \times \left[\frac{9}{2 + 28.00^{1.2}} + 1 \right]^{0.00} \geq 0.5$$

$$t_{0,c} = 28.00$$

Influence de la maturité du béton (B.5)

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_{0,c})^{0.2}} = \frac{1}{0.1 + (28.00)^{0.2}} = 0.49$$

Coefficient de fluage à long terme (B.2) $\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1.85 \times 3.17 \times 0.49 = 2.88$

Coefficient de fluage (B.1)

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_{\epsilon}(t, t_0) = 2.88 \times 1.00 = 2.88$$

5 Conditions minimales de résistance feu

Classe de résistance au feu

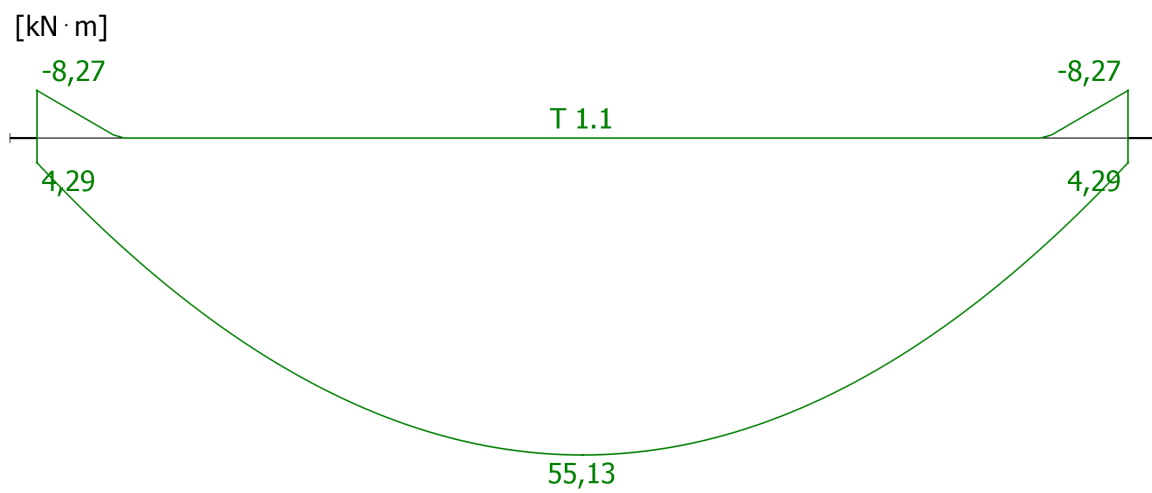
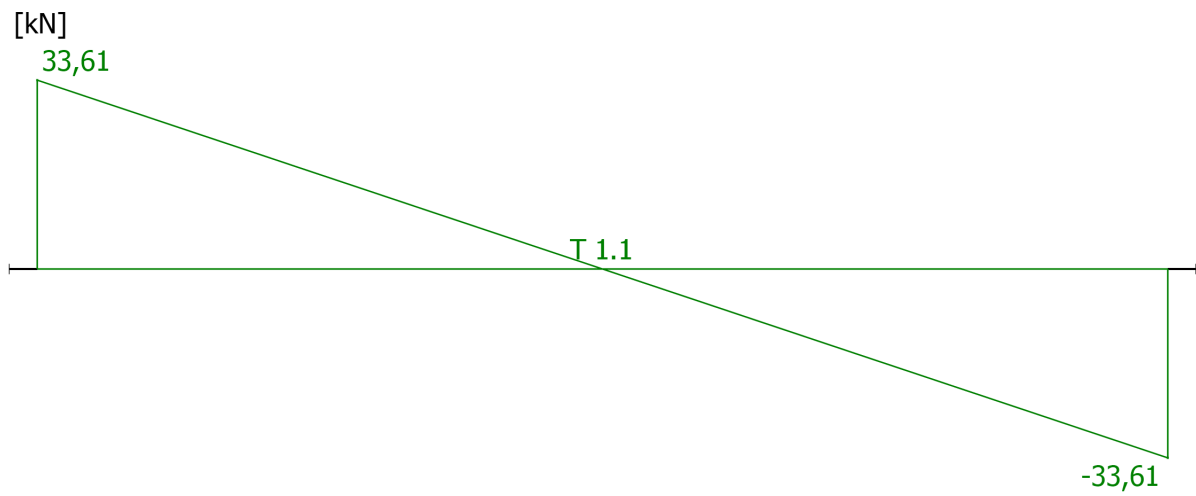
R0

6 Sollicitations internes

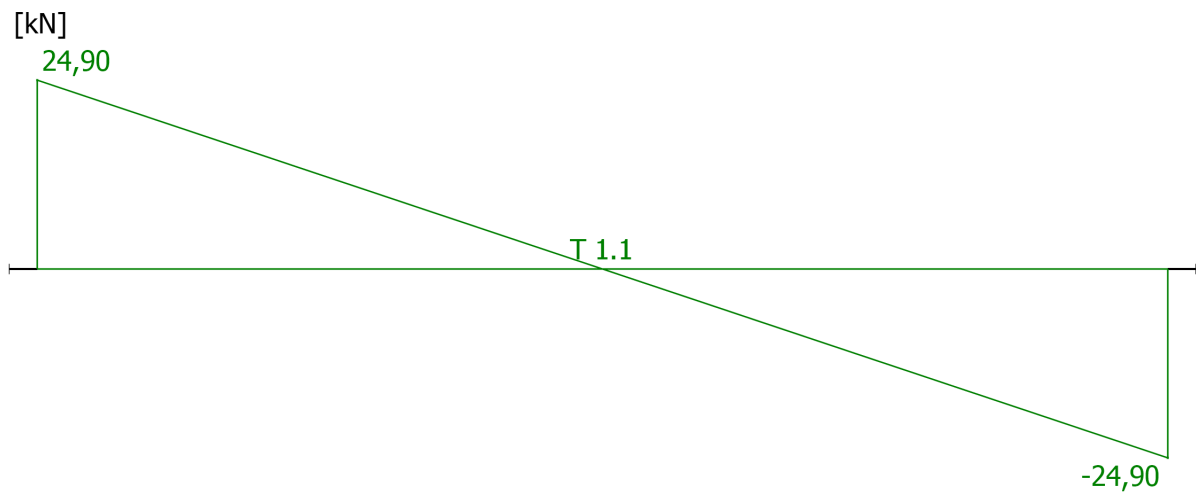
Tableau synthétique de résultats

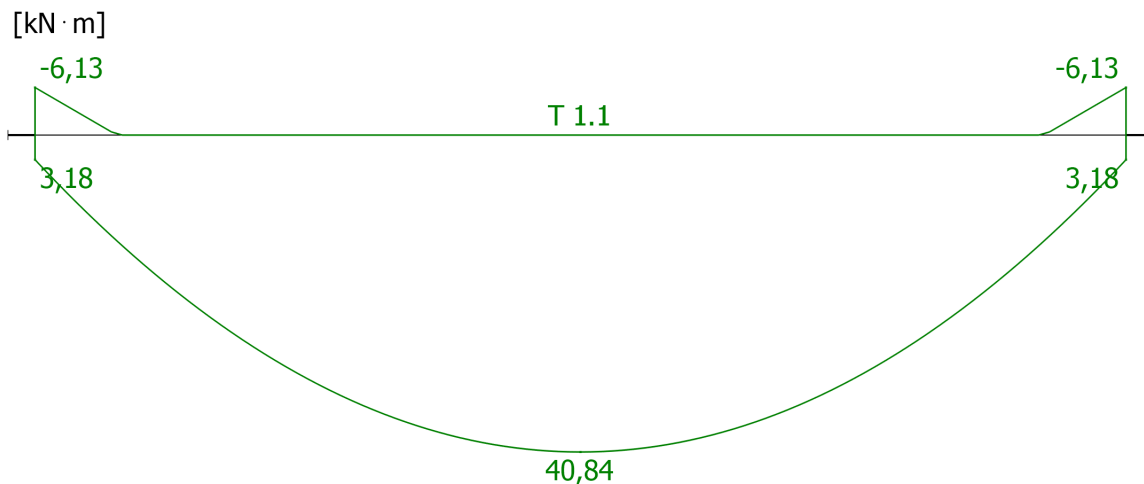
Travée - Coupe	Abscisse	Face	M_{Ed}	M_{cqc}	M_{fq}	M_{qp}	V_{Ed}	T_{Ed}
	(m)		(kN · m)	(kN · m)	(kN · m)	(kN · m)	(kN)	(kN · m)
1 - Appui gauche	0.00	Haut	-8.27	-6.13	-6.13	-6.13	33.61	0.00
		Bas	4.29	3.18	3.18	3.18	0.00	0.00
1 - Appui droit	6.05	Haut	-8.27	-6.13	-6.13	-6.13	0.00	0.00
		Bas	4.29	3.18	3.18	3.18	-33.61	0.00
1 - MInf	3.03	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	55.13	40.84	40.84	40.84	0.00	0.00
1 - VMax	6.05	Haut	-8.27	-6.13	-6.13	-6.13	0.00	0.00
		Bas	4.29	3.18	3.18	3.18	-33.61	0.00
1 - wk Max	3.03	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	55.13	40.84	40.84	40.84	0.00	0.00
1 - Contrainte Max Béton	3.03	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	55.13	40.84	40.84	40.84	0.00	0.00
1 - Contrainte Max Acier	3.03	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	55.13	40.84	40.84	40.84	0.00	0.00
1 - Flèche Max	0.00	Haut	-8.27	-6.13	-6.13	-6.13	33.61	0.00
		Bas	4.29	3.18	3.18	3.18	0.00	0.00

6.1 Enveloppe des combinaisons ELU

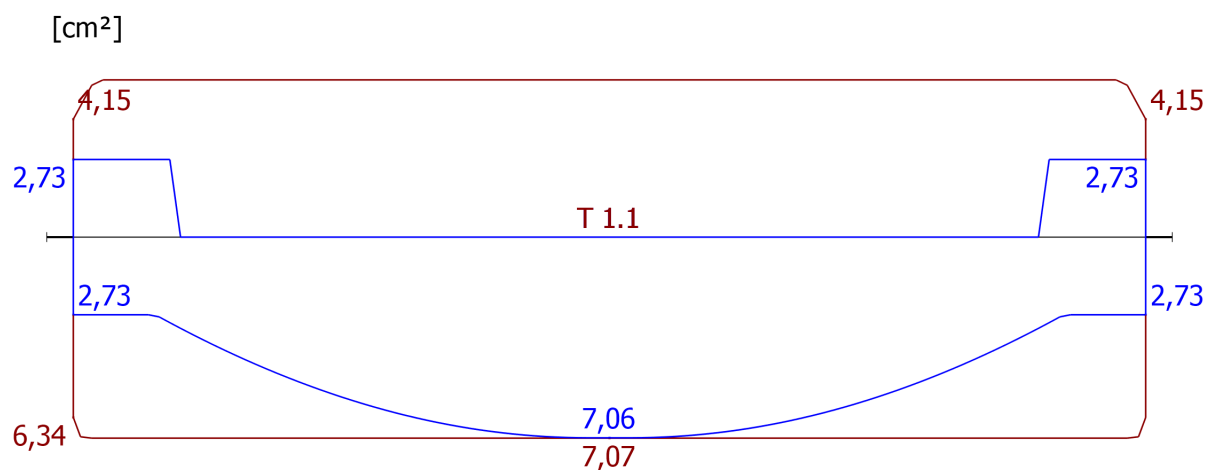


6.2 Enveloppe des combinaisons ELS





7 Aciers longitudinaux



Aciers longitudinaux								
Localisation			Couple			Armatures		
Travée - Coupe	Abscisse	Face	M _{Ed}	M _{Rd}	Travail	Théo	Réel	Min
	(mm)		(kN · m)	(kN · m)	Ratio	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
1 - Appui gauche	0	Bas	4.29	46.32	9.26 %	2.73	6.34	2.73
		Haut	-8.27	-33.57	24.63 %	2.73	4.15	
1 - Appui droit	6050	Bas	4.29	49.35	8.69 %	2.73	6.34	2.73
		Haut	-8.27	-35.82	23.08 %	2.73	4.15	
1 - MInf	3025	Bas	55.13	50.50	109.17 %	7.06	7.07	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - VMax	6050	Bas	4.29	49.35	8.69 %	2.73	6.34	2.73
		Haut	-8.27	-35.82	23.08 %	2.73	4.15	
1 - wk Max	3025	Bas	55.13	50.50	109.17 %	7.06	7.07	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - Contrainte Max Béton	3025	Bas	55.13	50.50	109.17 %	7.06	7.07	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - Contrainte Max Acier	3025	Bas	55.13	50.50	109.17 %	7.06	7.07	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - Flèche Max	0	Bas	4.29	46.32	9.26 %	2.73	6.34	2.73
		Haut	-8.27	-33.57	24.63 %	2.73	4.15	

Aciers longitudinaux réels			
Travée	Localisation	Famille	Armatures
1	Inférieur	1	$9 \times \varnothing 10$ (7.07 cm ²)
	Supérieur	1	$11 \times \varnothing 8$ (5.53 cm ²)
Aciers réels sur appuis			
Appui	Famille	Armatures	
1	1	(0.00 cm ²)	
2	1	(0.00 cm ²)	

La hauteur utile (d) est déterminée automatiquement en fonction du ferrailage réel.

7.1 Calcul détaillé

Travée	T 1.1, Section MInf, Abscisse 3025 mm, (Inf. barres)
Combinaison	ELU 106 : 1.35x[1 G]
Moment fléchissant de calcul	$M_{Ed} = -55.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Moment réduit	$\mu_{cu} = \frac{ M_{Ed} }{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{ -55.13 \text{ kN}\cdot\text{m} }{1000 \text{ mm} \times (210 \text{ mm})^2 \times 13.33 \text{ MPa}} = 0.09$
Moment limite réduit	$\mu_{lim} = 0.38$
Aciers comprimés non nécessaires.	$\mu_{cu} \leq \mu_{lim} : 0.09 \leq 0.38$
Axe neutre	$x_r = \frac{1}{\lambda} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{cu}})$ $x_r = \frac{1}{0.80} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.09}) \in [0;1] \rightarrow x_r = 0.12$
Bras de levier interne	$z_b = d \cdot (1 - 0.5\lambda \cdot x_r)$ $z_b = 210 \text{ mm} \times (1 - 0.5 \times 0.80 \times 0.12) = 200 \text{ mm}$
Contrainte de traction des armatures	$\sigma_s = 391.30 \text{ MPa}$
Section d'aciers tendus	$A_{s1} = \frac{ M_{Ed} }{z_b \cdot \sigma_s} = \frac{ -55.13 \text{ kN}\cdot\text{m} }{200 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa}} = 7.06 \text{ cm}^2$
Les pourcentages minimaux et maximaux longitudinaux sont définis par l'article 9.2.1.1 de l'EN1992-1-1 :	
Pourcentage minimal (9.1N)	$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d \\ 0.0013 b_w \cdot d \end{array} \right.$ $A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \times \frac{2.21 \text{ MPa}}{450.00 \text{ MPa}} \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \\ 0.0013 \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \end{array} \right.$ $A_{s,min} = 2.73 \text{ cm}^2$
Moment résistant	$M_{Rd} = 50.50 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Vérification au moment	$ M_{Ed} \leq M_{Rd} : -55.13 \text{ kN}\cdot\text{m} \leq 50.50 \text{ kN}\cdot\text{m} $
Taux de travail	109.17 % (Echoué)
Travée	T 1.1, Section Appui droit, Abscisse 6050 mm, (Sup. barres)
Combinaison	ELU 106 : 1.35x[1 G]
Travée	T 1.1, Section Appui gauche, Abscisse 0 mm, (Sup. barres)

Combinaison**ELU 106 : 1.35x[1 G]**

Moment fléchissant de calcul

$$M_{Ed} = 8.27 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Moment réduit

$$\mu_{cu} = \frac{|M_{Ed}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{|8.27 \text{ kN}\cdot\text{m}|}{1000 \text{ mm} \times (210 \text{ mm})^2 \times 13.33 \text{ MPa}} = 0.01$$

Moment limite réduit

$$\mu_{lim} = 0.38$$

Aciers comprimés non nécessaires.

$$\mu_{cu} \leq \mu_{lim} : 0.01 \leq 0.38$$

Axe neutre

$$x_r = \frac{1}{\lambda} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{cu}})$$

$$x_r = \frac{1}{0.80} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.01}) \in [0;1] \rightarrow x_r = 0.02$$

Bras de levier interne

$$z_b = d \cdot (1 - 0.5\lambda \cdot x_r)$$

$$z_b = 210 \text{ mm} \times (1 - 0.5 \times 0.80 \times 0.02) = 209 \text{ mm}$$

Contrainte de traction des armatures

$$\sigma_s = 391.30 \text{ MPa}$$

Section d'aciers tendus

$$A_{s1} = \frac{|M_{Ed}|}{z_b \cdot \sigma_s} = \frac{|8.27 \text{ kN}\cdot\text{m}|}{209 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa}} = 1.01 \text{ cm}^2$$

Les pourcentages minimaux et maximaux longitudinaux sont définis par l'article 9.2.1.1 de l'EN1992-1-1 :

Pourcentage minimal (9.1N)

$$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d \\ 0.0013 b_w \cdot d \end{array} \right.$$

$$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \times \frac{2.21 \text{ MPa}}{450.00 \text{ MPa}} \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \\ 0.0013 \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$A_{s,min} = 2.73 \text{ cm}^2$$

Moment résistant

$$M_{Rd} = 35.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Vérification au moment

$$|M_{Ed}| \leq |M_{Rd}| : |8.27 \text{ kN}\cdot\text{m}| \leq |35.82 \text{ kN}\cdot\text{m}|$$

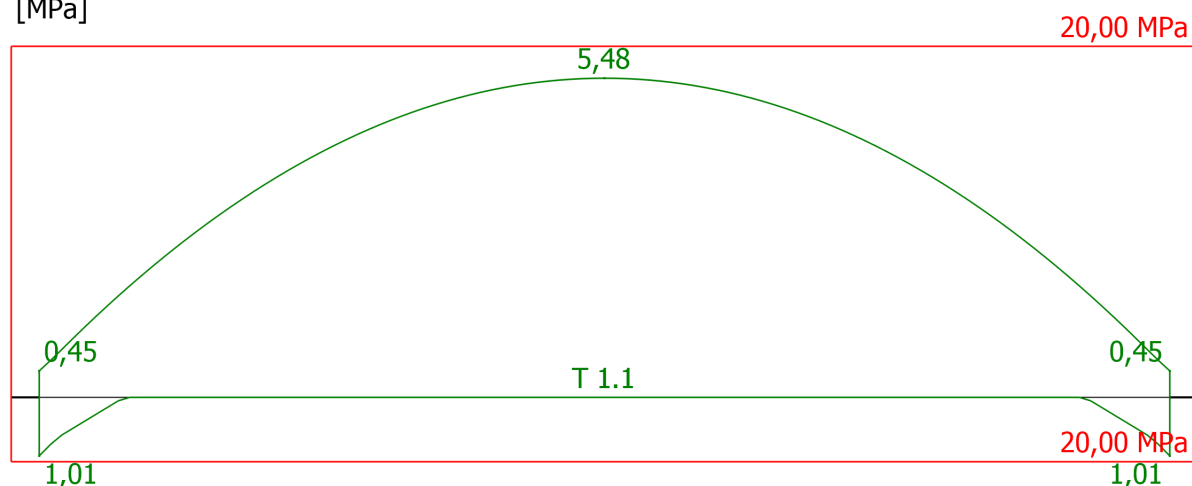
Taux de travail

$$\mathbf{23.08 \% \text{ (Réussi)}}$$

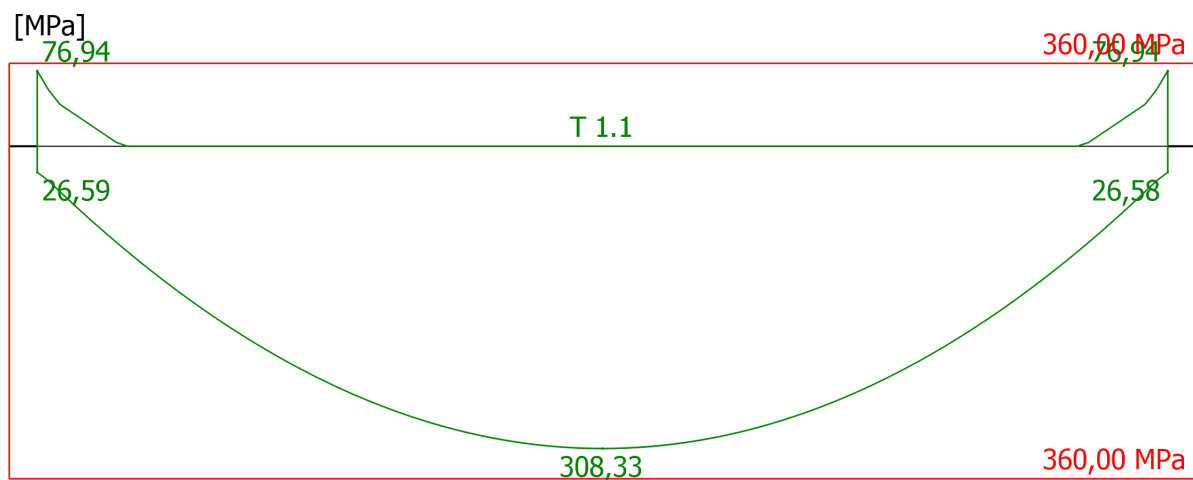
8 Vérification des contraintes**8.1 Enveloppe des combinaisons ELS-CRQ**

Contrainte de compression du béton

[MPa]

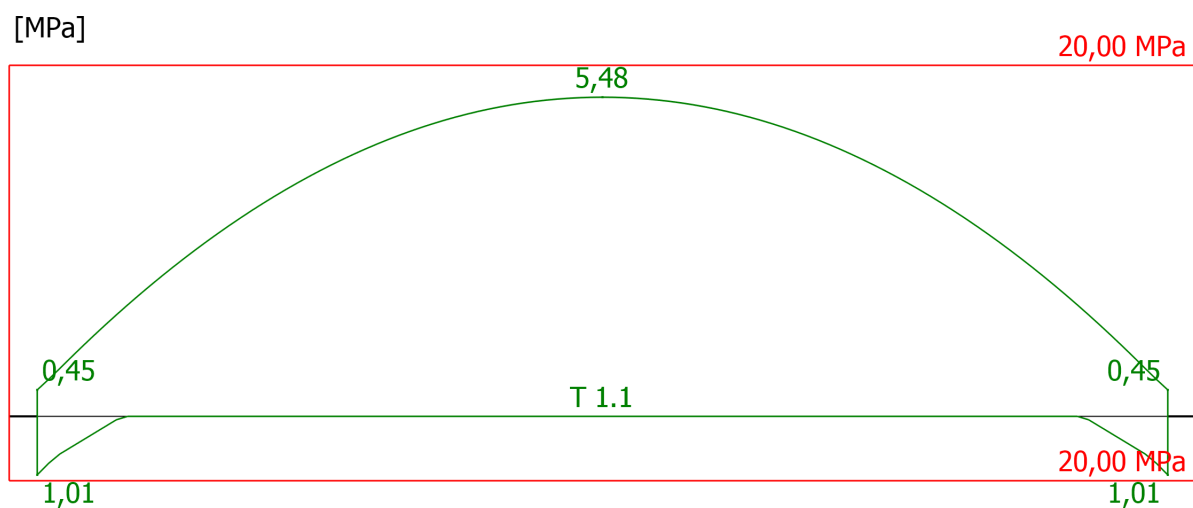


Contrainte de traction dans les armatures

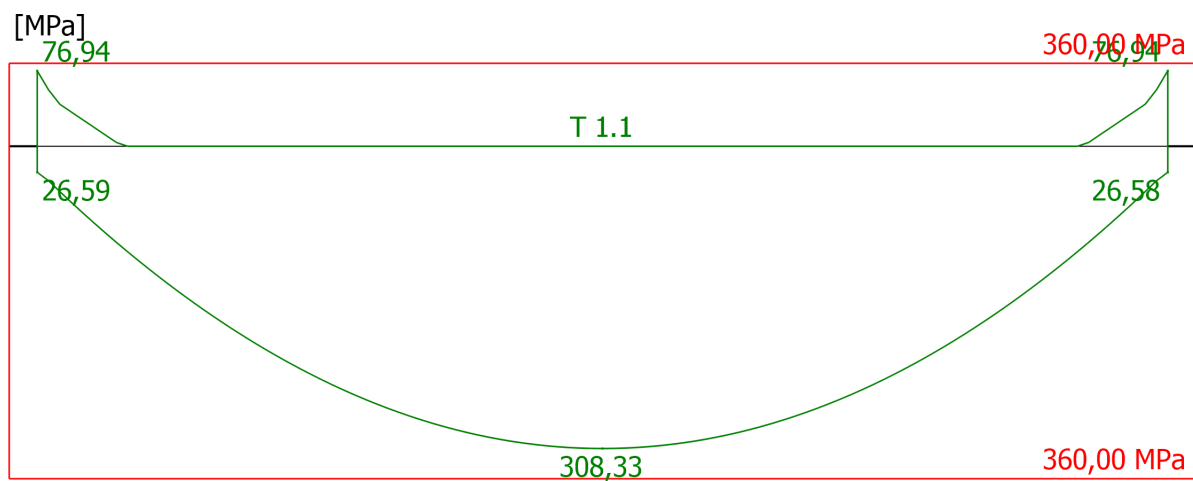


8.2 Enveloppe des combinaisons ELS-FRQ

Contrainte de compression du béton



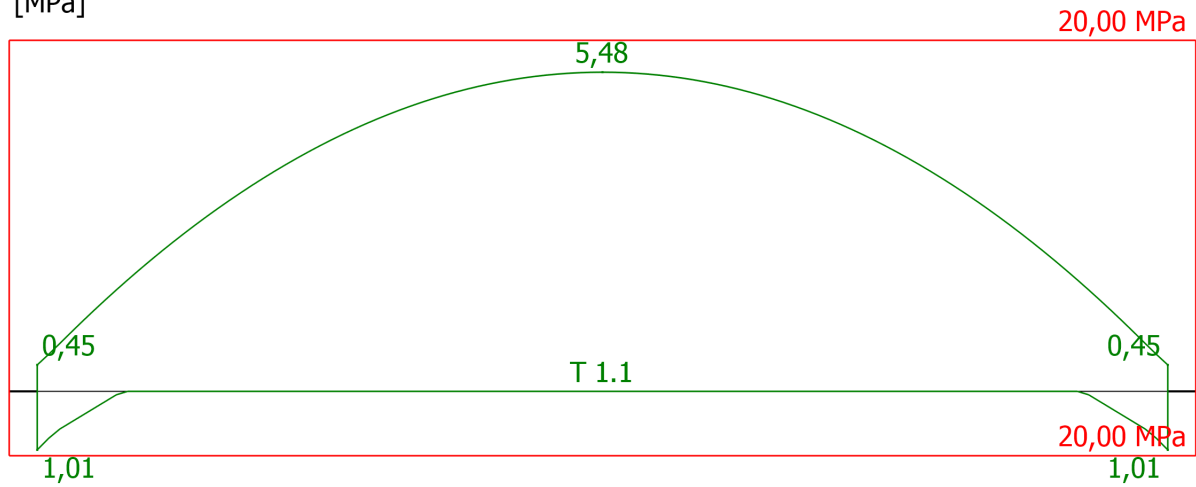
Contrainte de traction dans les armatures



8.3 Enveloppe des combinaisons ELS-QP

Contrainte de compression du béton

[MPa]



Contrainte de traction dans les armatures

[MPa]

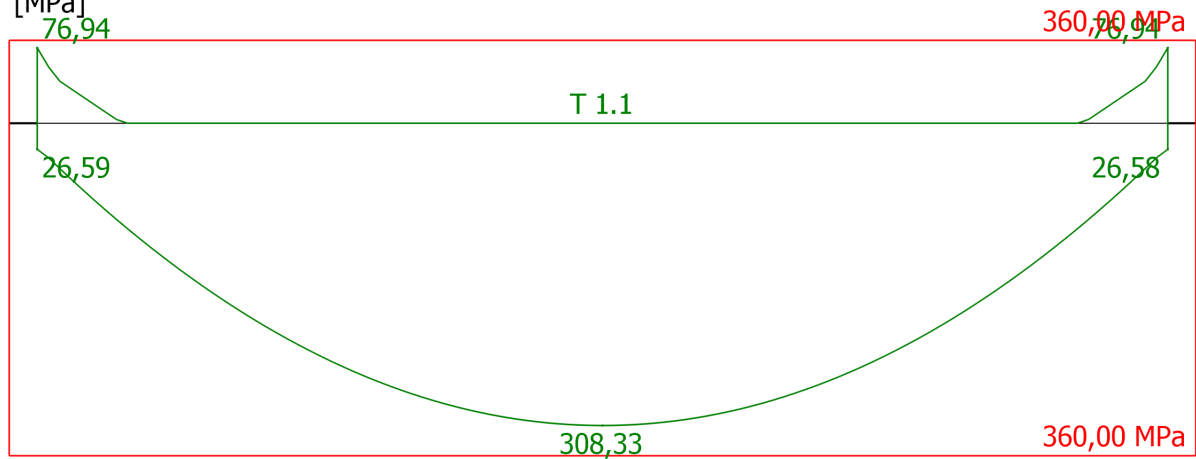


Tableau synthétique de résultats

Vérification des contraintes								
Travée - Coupe	Abscisse	Enveloppe Type	Contraintes (MPa)					
	(mm)		φ_{ef}	α_e	σ_c	Tx	σ_s	Tx
1 - Left Support	0	CRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		FRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		QP	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
1 - Right Support	6050	CRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		FRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		QP	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
1 - MInf	3025	CRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		FRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		QP	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
1 - VMax	6050	CRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		FRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		QP	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
1 - wk Max	3025	CRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		FRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		QP	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		CRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %

Vérification des contraintes								
Travée - Coupe	Abscisse	Enveloppe Type	Contraintes (MPa)					
	(mm)		φ_{ef}	α_e	σ_c	T _x	σ_s	T _x
1 - Max Conc Stress	3025	FRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		QP	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
1 - Max Steel Stress	3025	CRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		FRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		QP	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
1 - Max Deflection	0	CRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		FRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		QP	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %

Calcul détaillé des contraintes de traction d'acier

Travée

T 1.1, Section Contrainte Max Acier, Abscisse 3025 mm

Combinaison

Enveloppe des SLS QP combinaisons

Moment de flexion ELS

$$M_{Ed} = 40.84 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Section d'armatures tendues

$$A_{s,t} = 7.07 \text{ cm}^2$$

Section d'aciers comprimés

$$A_{s,c} = 5.53 \text{ cm}^2$$

Coefficient d'équivalence pour les charges à long terme

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200000.00 \text{ MPa}}{7728.77 \text{ MPa}} = 25.88$$

Hauteur de béton comprimé

$$x = 67 \text{ mm}$$

Le moment d'inertie

$$I = \frac{b_w \cdot x^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{s,c} \cdot (d_c - x)^2 + \alpha_e \cdot A_{s,t} \cdot (d_t - x)^2$$

$$I = \frac{1000 \text{ mm} \times (67 \text{ mm})^3}{3} + 25.88 \times 5.53 \text{ cm}^2 \times (37 \text{ mm} - 67 \text{ mm})^2$$

$$+ 25.88 \times 7.07 \text{ cm}^2 \times (212 \text{ mm} - 67 \text{ mm})^2 = 49770.81 \text{ cm}^4$$

Contrainte de traction dans les armatures

$$\sigma_{s,t} = \alpha_e \cdot \frac{M_{Ed}}{I} \cdot (d_t - x)$$

$$\sigma_{s,t} = 25.88 \times \frac{40.84 \text{ kN}\cdot\text{m}}{49770.81 \text{ cm}} \times (212 \text{ mm} - 67 \text{ mm}) = 308.33 \text{ MPa}$$

Contrainte de compression des aciers

$$\sigma_{s,c} = \alpha_e \cdot \frac{M_{Ed}}{I} \cdot (d_c - x)$$

$$\sigma_{s,c} = 25.88 \times \frac{40.84 \text{ kN}\cdot\text{m}}{49770.81 \text{ cm}} \times (37 \text{ mm} - 67 \text{ mm})$$

$$\sigma_{s,c} = -63.24 \text{ MPa}$$

Contrainte de compression du béton

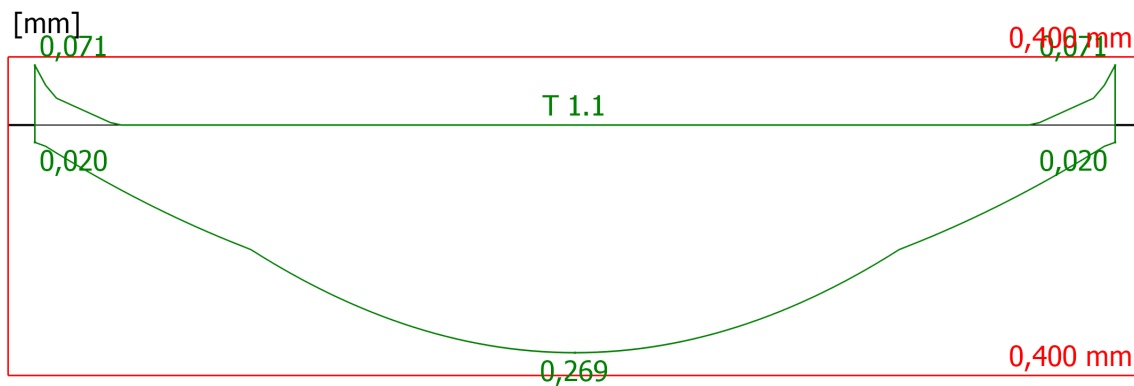
$$\sigma_{c,c} = -\frac{M_{Ed}}{I} \cdot x = -\frac{40.84 \text{ kN}\cdot\text{m}}{49770.81 \text{ cm}} \times 67 \text{ mm} = -5.48 \text{ MPa}$$

Contrainte de traction du béton

$$\sigma_{c,t} = \frac{M_{Ed}}{I} \cdot (h - x) = \frac{40.84 \text{ kN}\cdot\text{m}}{49770.81 \text{ cm}} \times (250 \text{ mm} - 67 \text{ mm})$$

$$\sigma_{c,t} = 15.03 \text{ MPa}$$

9 Vérification de l'ouverture de fissures



Vérification de l'ouverture des fissures									
Travée - Coupe	Abscisse	Section	w _{k,top}	w _{k,bot}	S _{r,max}	ε _{sm} - ε _c	w _{k,max}	w _{lim}	Travail Ratio
	(mm)	Localisation	(mm)	(mm)	(mm)	(‰)	(mm)	(mm)	
1 - Appui gauche	0	Supérieur	0.071	0.020	306	0.23	0.071	0.400	17.65 %
1 - Appui droit	6050	Supérieur	0.071	0.020	306	0.23	0.071	0.400	17.65 %
1 - MInf	3025	Inférieur	0.000	0.269	238	1.13	0.269	0.400	67.30 %
1 - VMax	6050	Inférieur	0.071	0.020	257	0.08	0.071	0.400	17.65 %
1 - wk Max	3025	Inférieur	0.000	0.269	238	1.13	0.269	0.400	67.30 %
1 - Contrainte Max Béton	3025	Inférieur	0.000	0.269	238	1.13	0.269	0.400	67.30 %
1 - Contrainte Max Acier	3025	Inférieur	0.000	0.269	238	1.13	0.269	0.400	67.30 %
1 - Flèche Max	0	Supérieur	0.071	0.020	306	0.23	0.071	0.400	17.65 %

Le calcul des ouvertures de fissures est réalisé conformément au §7.3.4 (1) de l'EN 1992-1-1.

Travée**Combinaison**

Position de l'axe neutre

Section tendue efficace, autour des aciers tendus (7.3.4(2), Fig. 7.1)

T 1.1, Coupe wk Max, Abscisse 3025 mm, Position : supérieur**Enveloppe des SLS QP combinaisons**

$$x_1 = 67 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 1000 \text{ mm} \times 61 \text{ mm} = 610.72 \text{ cm}^2$$

$$h_{c,eff} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 2.5(h - d) \\ \frac{h - x}{3} \\ \frac{h}{2} \end{array} \right.$$

$$h_{c,eff} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2.5 \times (250 \text{ mm} - 212 \text{ mm})}{250 \text{ mm} - 67 \text{ mm}} \\ \frac{250 \text{ mm}}{2} \end{array} \right. = 61 \text{ mm}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{7.07 \text{ cm}^2}{610.72 \text{ cm}^2} = 0.01$$

Ouverture de fissures maximal (7.3.4 (3), 7.11)

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{p,eff}}$$

$$S_{r,max} = 2.95 \times 31 \text{ mm} + 0.80 \times 0.50 \times 0.43 \times \frac{10 \text{ mm}}{0.01}$$

$$S_{r,max} = 238 \text{ mm}$$

Module de Young sécant

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \times \left(\frac{28.00 \text{ MPa}}{10} \right)^{0.3} = 29961.95 \text{ MPa}$$

Coefficient d'équivalence à court terme

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000.00 \text{ MPa}}{29961.95 \text{ MPa}} = 6.68$$

Différence à la contrainte moyenne (7.3.4 (2))

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \\ 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \end{array} \right. =$$

$$= \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{308.33 \text{ MPa} - 0.40 \times \frac{2.21 \text{ MPa}}{0.01} \times (1 + 6.68 \times 0.01)}{200000.00 \text{ MPa}} \\ 0.6 \times \frac{308.33 \text{ MPa}}{200000.00 \text{ MPa}} \end{array} \right.$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c = 1.13 \text{ ‰}$$

Ouverture de fissure (7.3.4 (1))

$$w_{k,bot} = S_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c) = 238 \text{ mm} \times 1.13 \text{ ‰} = 0.269 \text{ mm}$$

Vérification de l'ouverture des fissures

$$w_{k,bot} \leq w_{lim}; 0.269 \text{ mm} \leq 0.400 \text{ mm}$$

Réussi**10 Réactions d'appuis**

Cas de charge / combinaison		Appui 1	Appui 2
ID	Titre	Fz (kN)	Fz (kN)
1	Permanentes 1	-25.93	-25.88
2	Surcharges d'exploitation 1	0.00	0.00
101	0.9x[1 G]	-23.34	-23.29
102	1.1x[1 G]	-28.52	-28.46

Cas de charge / combinaison		Appui 1	Appui 2
ID	Titre	Fz (kN)	Fz (kN)
103	0.9x[1 G]+1.5x[2 Q]	-23.34	-23.29
104	1.1x[1 G]+1.5x[2 Q]	-28.52	-28.46
105	1x[1 G]	-25.93	-25.88
106	1.35x[1 G]	-35.00	-34.93
107	1x[1 G]+1.5x[2 Q]	-25.93	-25.88
108	1.35x[1 G]+1.5x[2 Q]	-35.00	-34.93
109	1x[1 G]	-25.93	-25.88
110	1x[1 G]+1x[2 Q]	-25.93	-25.88
111	1x[1 G]	-25.93	-25.88
112	1x[1 G]+0.5x[2 Q]	-25.93	-25.88
113	1x[1 G]	-25.93	-25.88
114	1x[1 G]+0.3x[2 Q]	-25.93	-25.88
	Max (ELU)	-35.00	-34.93
	Max (ELS)	-25.93	-25.88


11 Flèches

[mm]

T 1.1

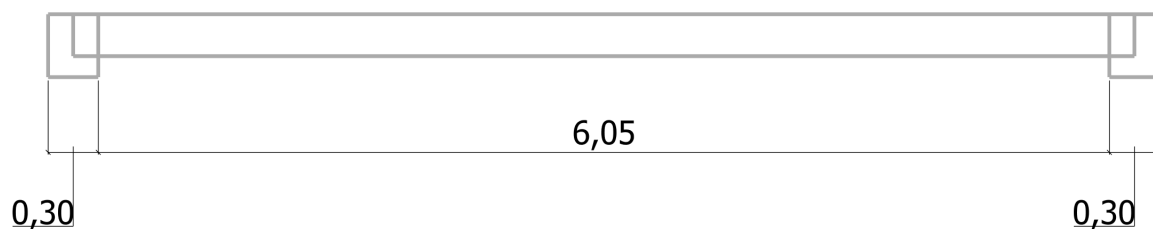
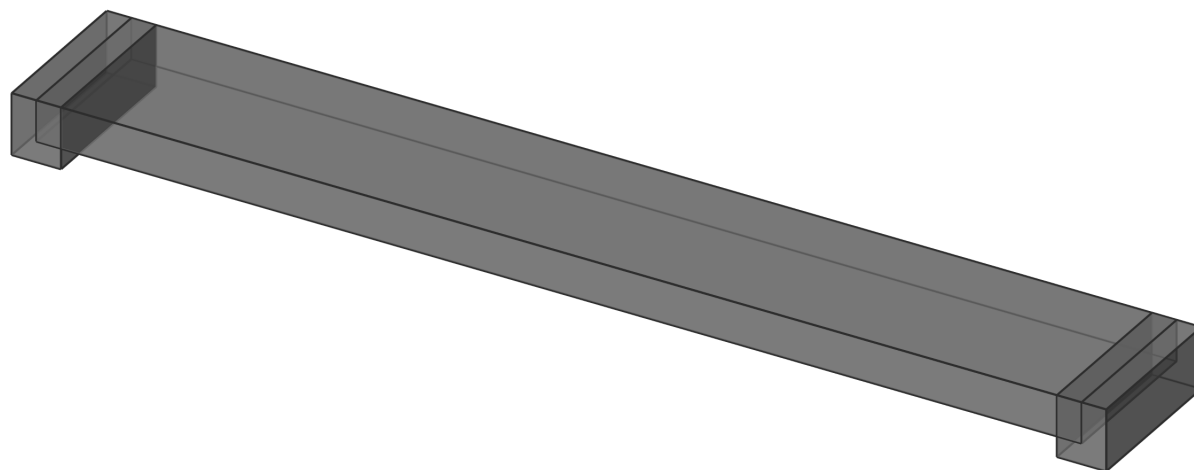
Vérification de la flèche				
Travée	L/d	Limite	Taux de travail	Statut
1	29,95	25,57	117.15 %	Echoué

La limite pour L/d est calculée conformément à l'EN 1992-1-1, 7.4.2, (7.16.a ou 7.16.b).

	Projet	Bâtiment 27 : TOM MOREL LYCEE MILITAIRE DE SAINT-CYR		
	Adresse			
	Note de calcul	1		
	Auteur		Date	
	Vérificateur		Date	
	Indice	0	Plan	

Dalle D4 en béton armé

1 Description de la géométrie



Travée : 1

Longueur $L = 6050 \text{ mm}$

Largeur de la poutre $b_w = 1000 \text{ mm}$

Hauteur totale de la poutre $H = 250 \text{ mm}$

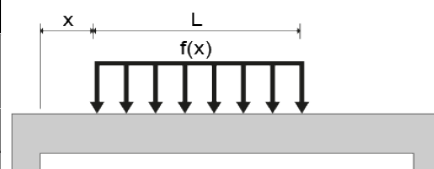
Largeur de l'appui gauche $b_{LS} = 300 \text{ mm}$

Largeur de l'appui droit $b_{RS} = 300 \text{ mm}$

2 Charges et combinaisons

Description des cas de charges								
	Titre	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	γ_{EQU}	γ_{STR}	$\gamma_{\text{EQU,Fav}}$	$\gamma_{\text{GEO,Fav}}$
1	Permanentes 1	-	-	-	1.1	1.35	0.9	1
2	Surcharges d'exploitation 1	0.7	0.5	0.3	1.5	1.5	0	0

Charges uniformes						
Charge ID	Travée ID	Cas ID	f (kN/m)	x	L (mm)	h'
1	1	1	0.60	0	6300	-
2	1	1	1.50	0	6300	-



Description des combinaisons			
ID	Combinaison	Norme	Type
101	0.9x[1 G]	ECELUEQU	ELU
102	1.1x[1 G]	ECELUEQU	ELU
103	0.9x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUEQU	ELU
104	1.1x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUEQU	ELU
105	1x[1 G]	ECELUSTR	ELU
106	1.35x[1 G]	ECELUSTR	ELU
107	1x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUSTR	ELU
108	1.35x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUSTR	ELU
109	1x[1 G]	ECELSQ	ELS
110	1x[1 G]+1x[2 Q]	ECELSQ	ELS
111	1x[1 G]	ECELSFQ	ELS
112	1x[1 G]+0.5x[2 Q]	ECELSFQ	ELS
113	1x[1 G]	ECELSQP	ELS
114	1x[1 G]+0.3x[2 Q]	ECELSQP	ELS

3 Hypothèses globales

Calcul béton :	EN1992-1-1 / EN1992-1-2.
Charges et combinaisons :	EN1990 / EN1991.
Calcul des aciers longitudinaux :	EN1992-1-1 / 6.1 - Méthode du « moment réduit limite ».
Calcul des aciers transversaux :	Méthode standard (EN1992-1-1, 6.2.2 / 6.2.3).
Béton :	Pas de béton avec fumée de silice. Pas de béton hautes performances.
Diagramme des aciers :	Diagramme à palier horizontal.
Dispositions sismiques :	Aucune disposition sismique.
Résistance au feu :	R 0
Poids propre :	Prise en compte du poids propre sans celui de la table de compression.
Mode de calcul de section :	Calcul en section en té.

3.1 Localisation

Localisation	France
Nom de l'élément	Poutre principale
ID de l'élément	1
Position	Poutre n° 1 Niveau n° 1
Plan	-
Niveau	0.00 m NGF
Coordonnées	$X_1 = 0.00 \text{ m}; Y_1 = 0.00 \text{ m}; Z_1 = 0.00 \text{ m}$ $X_2 = 0.00 \text{ m}; Y_2 = 0.00 \text{ m}; Z_2 = 0.00 \text{ m}$

3.2 Unités

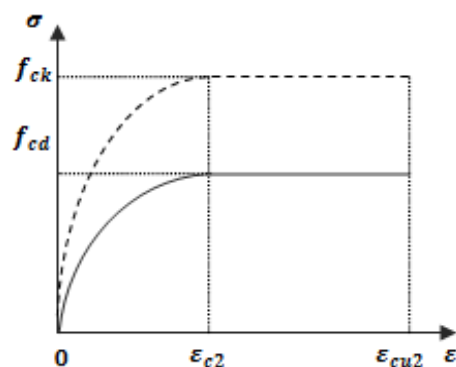
Longueurs	mm
Efforts	kN
Moments	kN · m
Contraintes	MPa (MN/m ²)
Angles	°
Sections d'acier	cm ²
Ouverture de fissure	mm

Toutes les longueurs sont liées à l'unité "Petites longueurs"

3.3 Matériaux

Qualité de béton

(EN1992-1-1 / 3.1)



Travée 1 Classe de béton : C20/25

$$f_{ck} = 20.00 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1.00 \times \frac{20.00 \text{ MPa}}{1.50} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \times (20.00 \text{ MPa})^{2/3} = 2.21 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \cdot \left[\frac{f_{ctm}}{10} \right]^{0.3}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \times \left[\frac{2.21 \text{ MPa}}{10} \right]^{0.3}$$

$$E_{cm} = 29961.95 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{c2} = 2.00\text{‰}$$

$$\varepsilon_{cu2} = 3.50\text{‰}$$

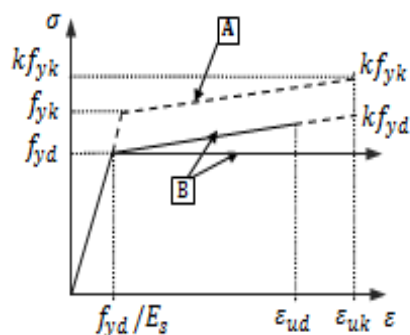
Densité :

$$\rho_c = 2500.00 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{ELU : } \gamma_c = 1.50$$

$$\text{ELUA : } \gamma_c = 1.20$$

Nuance d'acier
(EN1992-1-1 / Section 3 / Annexe C)



Travée 1 **Classe des aciers longitudinaux :**
B450A
Classe des aciers transversaux :
B500A

$$f_{yk} = 450.00 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450.00 \text{ MPa}}{1.15} = 391.30 \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} = 500.00 \text{ MPa}$$

Classe de ductilité : A

$$E_s = 200000.00 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{uk} = 25.00\%$$

$$\varepsilon_{ud} = 0.9\varepsilon_{uk} = 0.9 \times 25.00 = 22.50\%$$

Densité :

$$\rho_s = 7850.00 \text{ kg/m}^3$$

Palier plastique horizontal

$$k = 1.05$$

$$\text{ELU : } \gamma_s = 1.15$$

$$\text{ELUA : } \gamma_s = 1.00$$

Enrobages								
Haut			Bas			Lateral		
Enrobage	c _{nom}	c _{min,b}	Enrobage	c _{nom}	c _{min,b}	Enrobage	c _{nom}	c _{min,b}
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
25	25	8	25	25	8	25	25	8

Valeur minimale de l'enrobage pour la durabilité $c_{\min, \text{dur}} = 15 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (5))

Tolérance d'exécution $\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm}$ (4.4.1.1 2(P))

Tolérance de sécurité $\Delta c_{\text{dur}, \gamma} = 0 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (6))

Réduction pour l'acier inoxydable $\Delta c_{\text{dur}, \text{st}} = 0 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (7))

Réduction pour une protection supplémentaire $\Delta c_{\text{dur}, \text{add}} = 0 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (8))

4 Coefficient de fluage

Le calcul du coefficient de fluage est effectué conformément à l'annexe B de l'EN1992-1-1.

Humidité relative $RH = 50.00\%$

Temps au chargement initial (en jours) $t_0 = 28$

Coefficient qui rend compte du $t = \infty \rightarrow \beta_c(t, t_0) = 1.0$

développement du fluage avec le temps après chargement

Span 1

Taille théorique de l'élément en mm
(B.6)

$$h_0 = \frac{2Ac}{u} = \frac{2 \times 2500.00 \text{ cm}^2}{2500 \text{ mm}} = 200.00 \text{ mm}$$

Influence de l'humidité (B.3a)

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} = 1 + \frac{1 - 50.00 \%}{0.1 \sqrt[3]{200.00}} = 1.85$$

Influence de la résistance du béton (B.4)

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16.8}{\sqrt{28.00}} = 3.17$$

Age de la charge t_0 , en considérant

$$\text{l'effet du type de ciment (B.9), en jours} \quad t_{0,c} = t_0 \cdot \left[\frac{9}{2 + (t_0)^{1.2}} + 1 \right]^{\alpha} = 28.00 \times \left[\frac{9}{2 + 28.00^{1.2}} + 1 \right]^{0.00} \geq 0.5$$

$$t_{0,c} = 28.00$$

Influence de la maturité du béton (B.5)

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_{0,c})^{0.2}} = \frac{1}{0.1 + (28.00)^{0.2}} = 0.49$$

Coefficient de fluage à long terme (B.2) $\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1.85 \times 3.17 \times 0.49 = 2.88$

Coefficient de fluage (B.1)

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_{\epsilon}(t, t_0) = 2.88 \times 1.00 = 2.88$$

5 Conditions minimales de résistance feu

Classe de résistance au feu

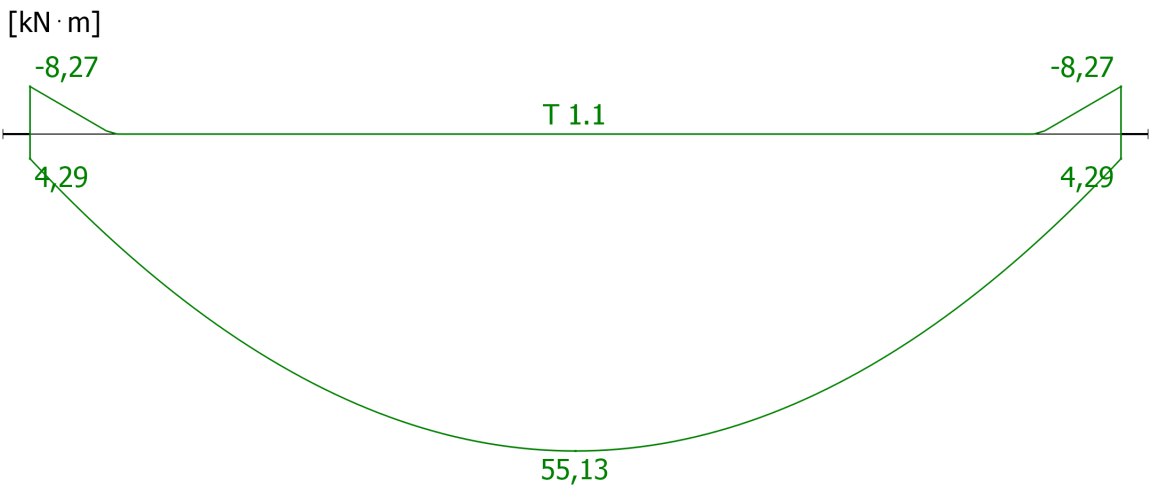
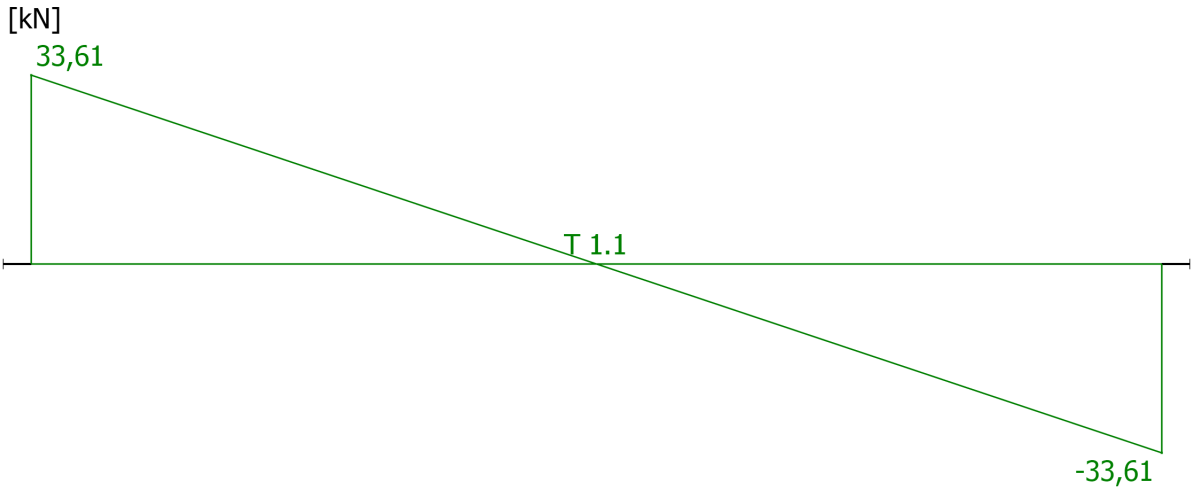
R0

6 Sollicitations internes

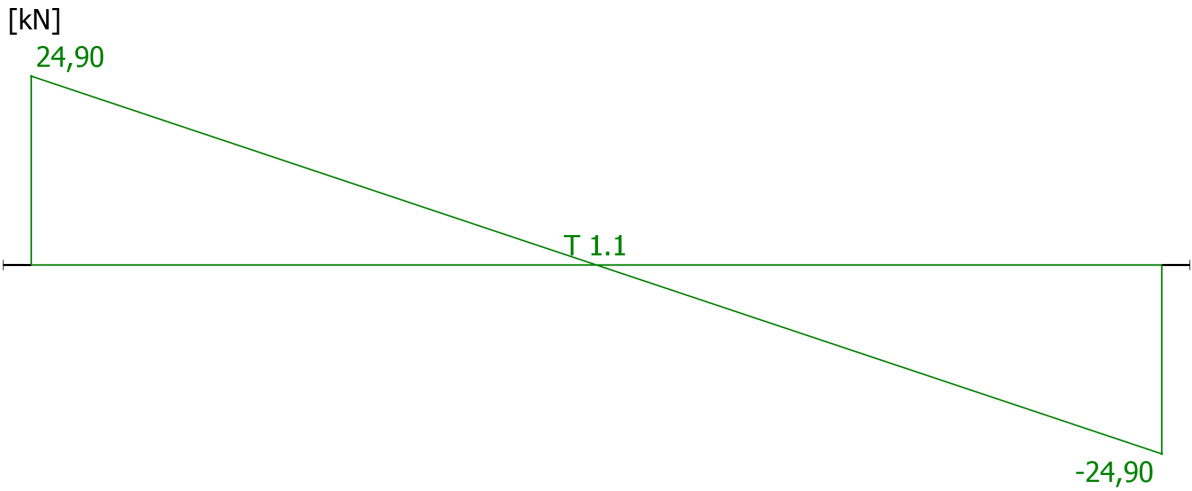
Tableau synthétique de résultats

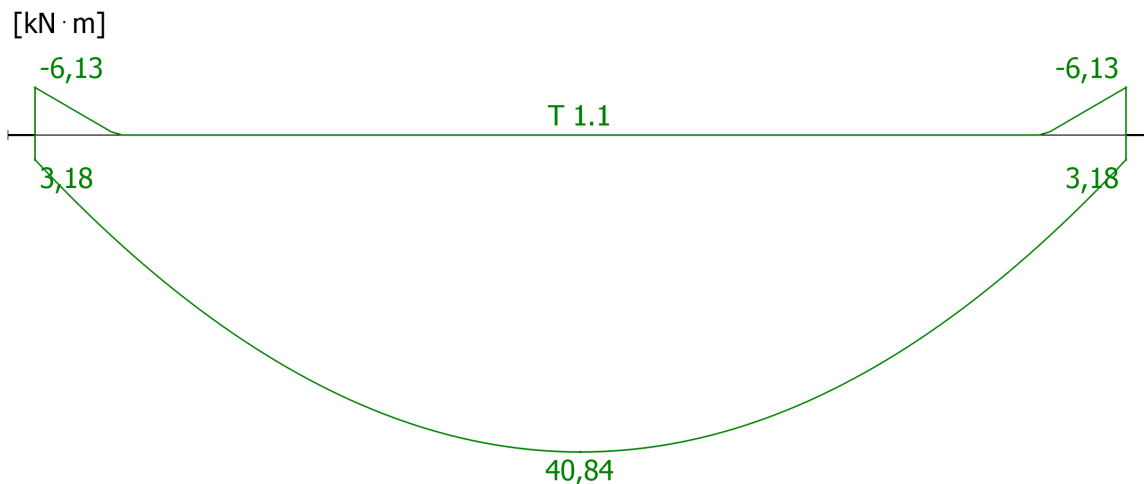
Travée - Coupe	Abscisse	Face	M_{Ed}	M_{cqc}	M_{fq}	M_{qp}	V_{Ed}	T_{Ed}
	(m)		(kN · m)	(kN · m)	(kN · m)	(kN · m)	(kN)	(kN · m)
1 - Appui gauche	0.00	Haut	-8.27	-6.13	-6.13	-6.13	33.61	0.00
		Bas	4.29	3.18	3.18	3.18	0.00	0.00
1 - Appui droit	6.05	Haut	-8.27	-6.13	-6.13	-6.13	0.00	0.00
		Bas	4.29	3.18	3.18	3.18	-33.61	0.00
1 - MInf	3.03	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	55.13	40.84	40.84	40.84	0.00	0.00
1 - VMax	6.05	Haut	-8.27	-6.13	-6.13	-6.13	0.00	0.00
		Bas	4.29	3.18	3.18	3.18	-33.61	0.00
1 - wk Max	3.03	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	55.13	40.84	40.84	40.84	0.00	0.00
1 - Contrainte Max Béton	3.03	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	55.13	40.84	40.84	40.84	0.00	0.00
1 - Contrainte Max Acier	3.03	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	55.13	40.84	40.84	40.84	0.00	0.00
1 - Flèche Max	0.00	Haut	-8.27	-6.13	-6.13	-6.13	33.61	0.00
		Bas	4.29	3.18	3.18	3.18	0.00	0.00

6.1 Enveloppe des combinaisons ELU

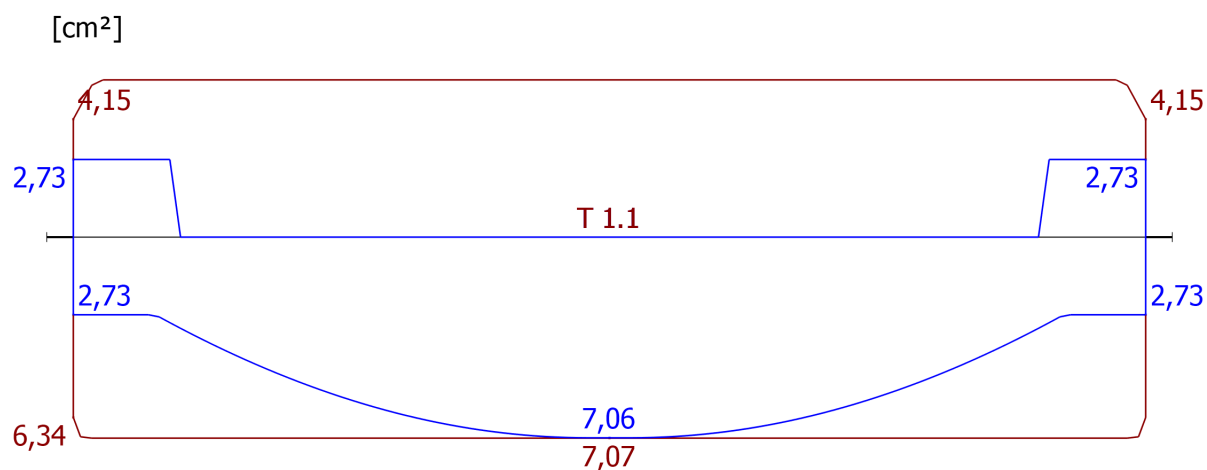


6.2 Enveloppe des combinaisons ELS





7 Aciers longitudinaux



Aciers longitudinaux								
Localisation			Couple			Armatures		
Travée - Coupe	Abscisse	Face	M _{Ed}	M _{Rd}	Travail	Théo	Réal	Min
	(mm)		(kN · m)	(kN · m)	Ratio	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
1 - Appui gauche	0	Bas	4.29	46.32	9.26 %	2.73	6.34	2.73
		Haut	-8.27	-33.57	24.63 %	2.73	4.15	
1 - Appui droit	6050	Bas	4.29	49.35	8.69 %	2.73	6.34	2.73
		Haut	-8.27	-35.82	23.08 %	2.73	4.15	
1 - MInf	3025	Bas	55.13	50.50	109.17 %	7.06	7.07	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - VMax	6050	Bas	4.29	49.35	8.69 %	2.73	6.34	2.73
		Haut	-8.27	-35.82	23.08 %	2.73	4.15	
1 - wk Max	3025	Bas	55.13	50.50	109.17 %	7.06	7.07	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - Contrainte Max Béton	3025	Bas	55.13	50.50	109.17 %	7.06	7.07	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - Contrainte Max Acier	3025	Bas	55.13	50.50	109.17 %	7.06	7.07	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - Flèche Max	0	Bas	4.29	46.32	9.26 %	2.73	6.34	2.73
		Haut	-8.27	-33.57	24.63 %	2.73	4.15	

Aciers longitudinaux réels			
Travée	Localisation	Famille	Armatures
1	Inférieur	1	$9 \times \varnothing 10$ (7.07 cm ²)
	Supérieur	1	$11 \times \varnothing 8$ (5.53 cm ²)
Aciers réels sur appuis			
Appui	Famille	Armatures	
1	1	(0.00 cm ²)	
2	1	(0.00 cm ²)	

La hauteur utile (d) est déterminée automatiquement en fonction du ferrailage réel.

7.1 Calcul détaillé

Travée	T 1.1, Section MInf, Abscisse 3025 mm, (Inf. barres)
Combinaison	ELU 106 : 1.35x[1 G]
Moment fléchissant de calcul	$M_{Ed} = -55.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Moment réduit	$\mu_{cu} = \frac{ M_{Ed} }{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{ -55.13 \text{ kN}\cdot\text{m} }{1000 \text{ mm} \times (210 \text{ mm})^2 \times 13.33 \text{ MPa}} = 0.09$
Moment limite réduit	$\mu_{lim} = 0.38$
Aciers comprimés non nécessaires.	$\mu_{cu} \leq \mu_{lim} : 0.09 \leq 0.38$
Axe neutre	$x_r = \frac{1}{\lambda} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{cu}})$ $x_r = \frac{1}{0.80} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.09}) \in [0; 1] \rightarrow x_r = 0.12$
Bras de levier interne	$z_b = d \cdot (1 - 0.5\lambda \cdot x_r)$ $z_b = 210 \text{ mm} \times (1 - 0.5 \times 0.80 \times 0.12) = 200 \text{ mm}$
Contrainte de traction des armatures	$\sigma_s = 391.30 \text{ MPa}$
Section d'aciers tendus	$A_{s1} = \frac{ M_{Ed} }{z_b \cdot \sigma_s} = \frac{ -55.13 \text{ kN}\cdot\text{m} }{200 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa}} = 7.06 \text{ cm}^2$
Les pourcentages minimaux et maximaux longitudinaux sont définis par l'article 9.2.1.1 de l'EN1992-1-1 :	
Pourcentage minimal (9.1N)	$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d \\ 0.0013 b_w \cdot d \end{array} \right.$ $A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \times \frac{2.21 \text{ MPa}}{450.00 \text{ MPa}} \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \\ 0.0013 \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \end{array} \right.$ $A_{s,min} = 2.73 \text{ cm}^2$
Moment résistant	$M_{Rd} = 50.50 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Vérification au moment	$ M_{Ed} \leq M_{Rd} : -55.13 \text{ kN}\cdot\text{m} \leq 50.50 \text{ kN}\cdot\text{m} $
Taux de travail	109.17 % (Echoué)
Travée	T 1.1, Section Appui droit, Abscisse 6050 mm, (Sup. barres)
Combinaison	ELU 106 : 1.35x[1 G]
Travée	T 1.1, Section Appui gauche, Abscisse 0 mm, (Sup. barres)

Combination**ELU 106 : 1.35x[1 G]**

Moment fléchissant de calcul

$$M_{Ed} = 8.27 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Moment réduit

$$\mu_{cu} = \frac{|M_{Ed}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{|8.27 \text{ kN}\cdot\text{m}|}{1000 \text{ mm} \times (210 \text{ mm})^2 \times 13.33 \text{ MPa}} = 0.01$$

Moment limite réduit

$$\mu_{lim} = 0.38$$

Aciers comprimés non nécessaires.

$$\mu_{cu} \leq \mu_{lim} : 0.01 \leq 0.38$$

Axe neutre

$$x_r = \frac{1}{\lambda} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{cu}})$$

$$x_r = \frac{1}{0.80} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.01}) \in [0;1] \rightarrow x_r = 0.02$$

Bras de levier interne

$$z_b = d \cdot (1 - 0.5\lambda \cdot x_r)$$

$$z_b = 210 \text{ mm} \times (1 - 0.5 \times 0.80 \times 0.02) = 209 \text{ mm}$$

Contrainte de traction des armatures

$$\sigma_s = 391.30 \text{ MPa}$$

Section d'aciers tendus

$$A_{s1} = \frac{|M_{Ed}|}{z_b \cdot \sigma_s} = \frac{|8.27 \text{ kN}\cdot\text{m}|}{209 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa}} = 1.01 \text{ cm}^2$$

Les pourcentages minimaux et maximaux longitudinaux sont définis par l'article 9.2.1.1 de l'EN1992-1-1 :

Pourcentage minimal (9.1N)

$$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d \\ 0.0013 b_w \cdot d \end{array} \right.$$

$$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \times \frac{2.21 \text{ MPa}}{450.00 \text{ MPa}} \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \\ 0.0013 \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$A_{s,min} = 2.73 \text{ cm}^2$$

Moment résistant

$$M_{Rd} = 35.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Vérification au moment

$$|M_{Ed}| \leq |M_{Rd}| : |8.27 \text{ kN}\cdot\text{m}| \leq |35.82 \text{ kN}\cdot\text{m}|$$

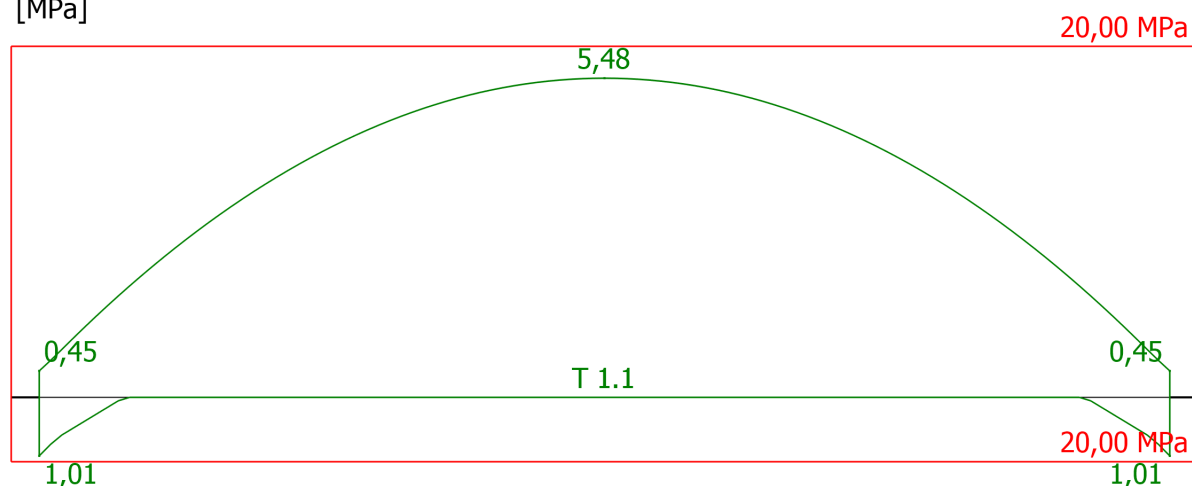
Taux de travail

$$23.08 \% \text{ (Réussi)}$$

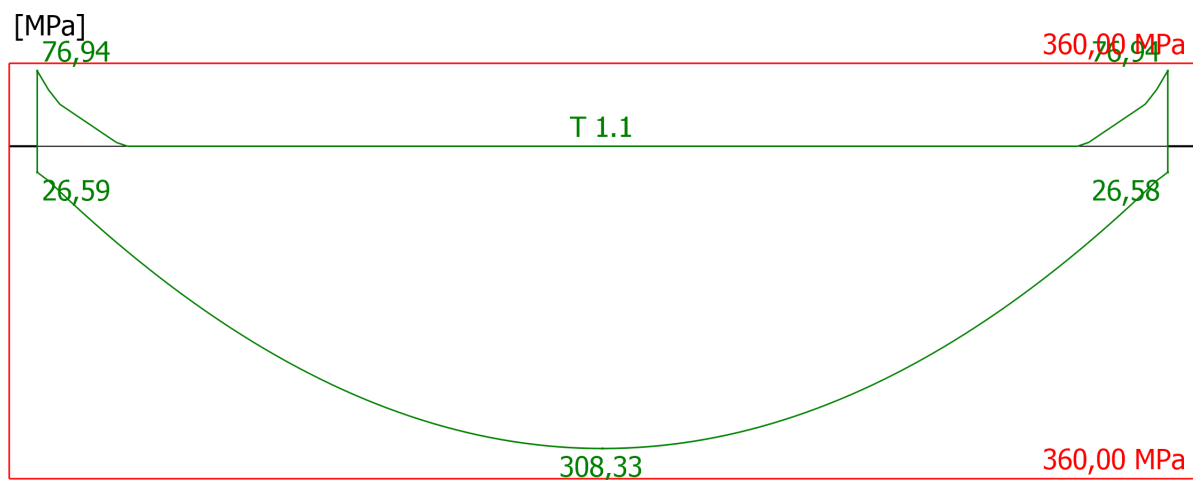
8 Vérification des contraintes**8.1 Enveloppe des combinaisons ELS-CRQ**

Contrainte de compression du béton

[MPa]

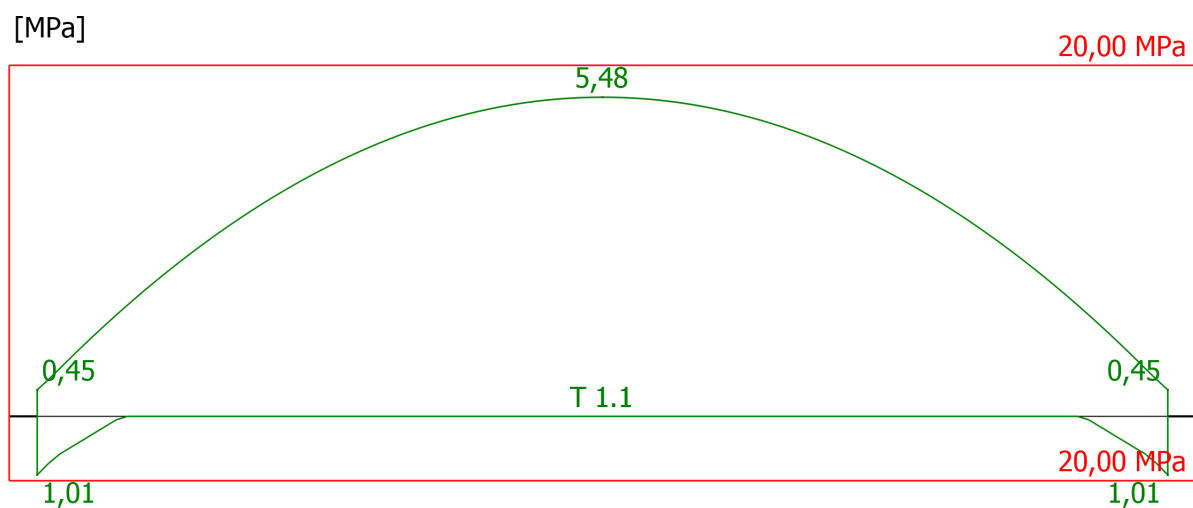


Contrainte de traction dans les armatures

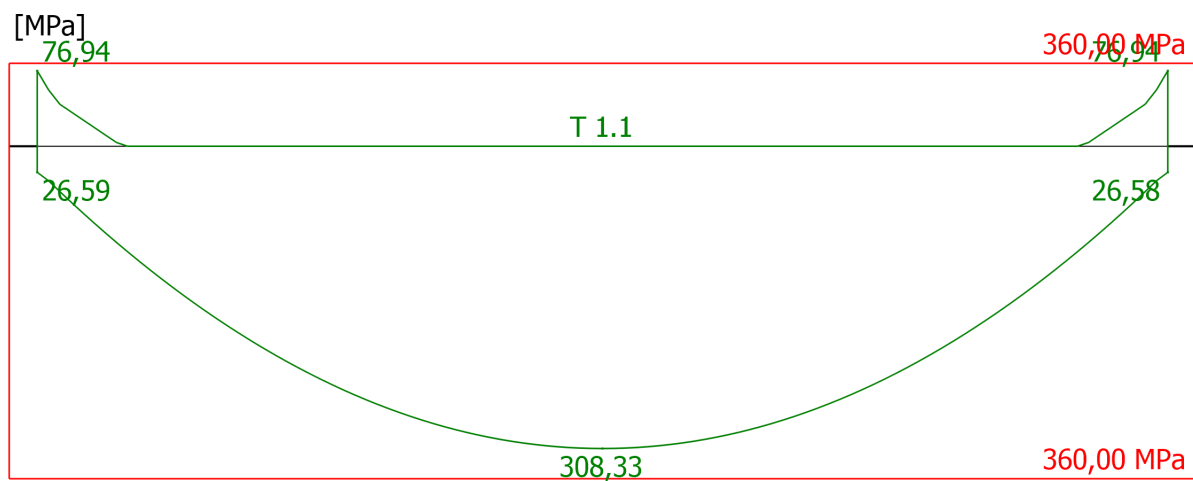


8.2 Enveloppe des combinaisons ELS-FRQ

Contrainte de compression du béton



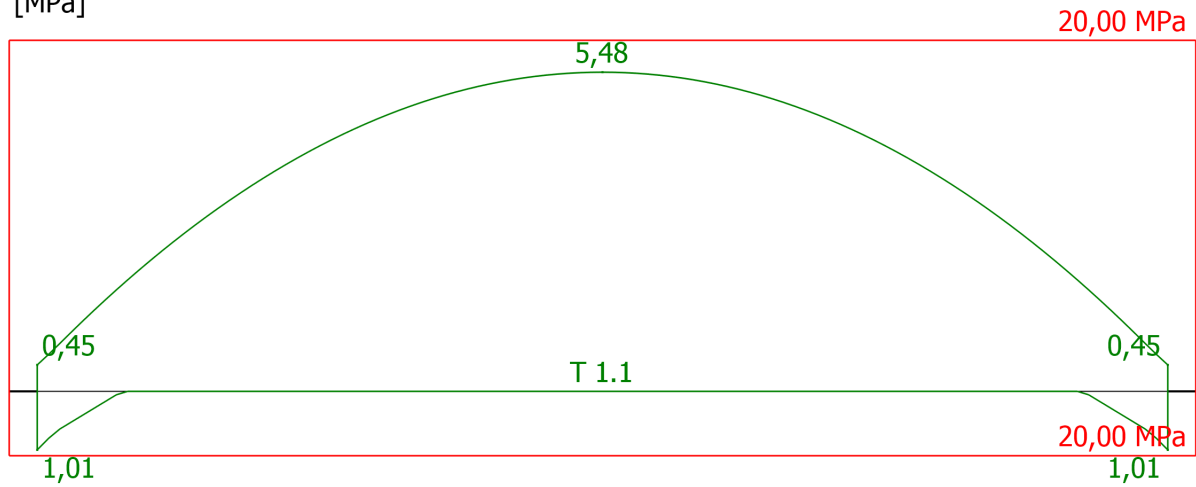
Contrainte de traction dans les armatures



8.3 Enveloppe des combinaisons ELS-QP

Contrainte de compression du béton

[MPa]



Contrainte de traction dans les armatures

[MPa]

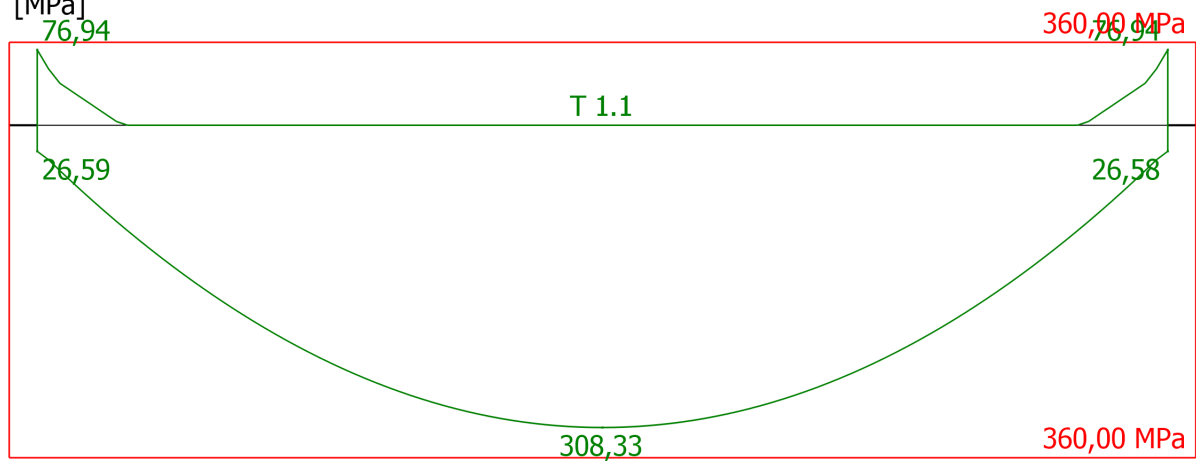


Tableau synthétique de résultats

Vérification des contraintes								
Travée - Coupe	Abscisse	Enveloppe Type	Contraintes (MPa)					
	(mm)		φ_{ef}	α_e	σ_c	Tx	σ_s	Tx
1 - Left Support	0	CRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		FRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		QP	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
1 - Right Support	6050	CRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		FRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		QP	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
1 - MInf	3025	CRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		FRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		QP	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
1 - VMax	6050	CRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		FRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		QP	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
1 - wk Max	3025	CRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		FRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		QP	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		CRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %

Vérification des contraintes								
Travée - Coupe	Abscisse	Enveloppe Type	Contraintes (MPa)					
	(mm)		φ_{ef}	α_e	σ_c	T _x	σ_s	T _x
1 - Max Conc Stress	3025	FRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		QP	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
1 - Max Steel Stress	3025	CRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		FRQ	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
		QP	3,88	25,88	5.48	27.40 %	308.33	85.65 %
1 - Max Deflection	0	CRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		FRQ	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %
		QP	3,88	25,88	1.01	5.03 %	76.94	21.37 %

Calcul détaillé des contraintes de traction d'acier

Travée

T 1.1, Section Contrainte Max Acier, Abscisse 3025 mm

Combinaison

Enveloppe des SLS QP combinaisons

Moment de flexion ELS

$$M_{Ed} = 40.84 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Section d'armatures tendues

$$A_{s,t} = 7.07 \text{ cm}^2$$

Section d'aciers comprimés

$$A_{s,c} = 5.53 \text{ cm}^2$$

Coefficient d'équivalence pour les charges à long terme

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200000.00 \text{ MPa}}{7728.77 \text{ MPa}} = 25.88$$

Hauteur de béton comprimé

$$x = 67 \text{ mm}$$

Le moment d'inertie

$$I = \frac{b_w \cdot x^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{s,c} \cdot (d_c - x)^2 + \alpha_e \cdot A_{s,t} \cdot (d_t - x)^2$$

$$I = \frac{1000 \text{ mm} \times (67 \text{ mm})^3}{3} + 25.88 \times 5.53 \text{ cm}^2 \times (37 \text{ mm} - 67 \text{ mm})^2$$

$$+ 25.88 \times 7.07 \text{ cm}^2 \times (212 \text{ mm} - 67 \text{ mm})^2 = 49770.81 \text{ cm}^4$$

Contrainte de traction dans les armatures

$$\sigma_{s,t} = \alpha_e \cdot \frac{M_{Ed}}{I} \cdot (d_t - x)$$

$$\sigma_{s,t} = 25.88 \times \frac{40.84 \text{ kN}\cdot\text{m}}{49770.81 \text{ cm}} \times (212 \text{ mm} - 67 \text{ mm}) = 308.33 \text{ MPa}$$

Contrainte de compression des aciers

$$\sigma_{s,c} = \alpha_e \cdot \frac{M_{Ed}}{I} \cdot (d_c - x)$$

$$\sigma_{s,c} = 25.88 \times \frac{40.84 \text{ kN}\cdot\text{m}}{49770.81 \text{ cm}} \times (37 \text{ mm} - 67 \text{ mm})$$

$$\sigma_{s,c} = -63.24 \text{ MPa}$$

Contrainte de compression du béton

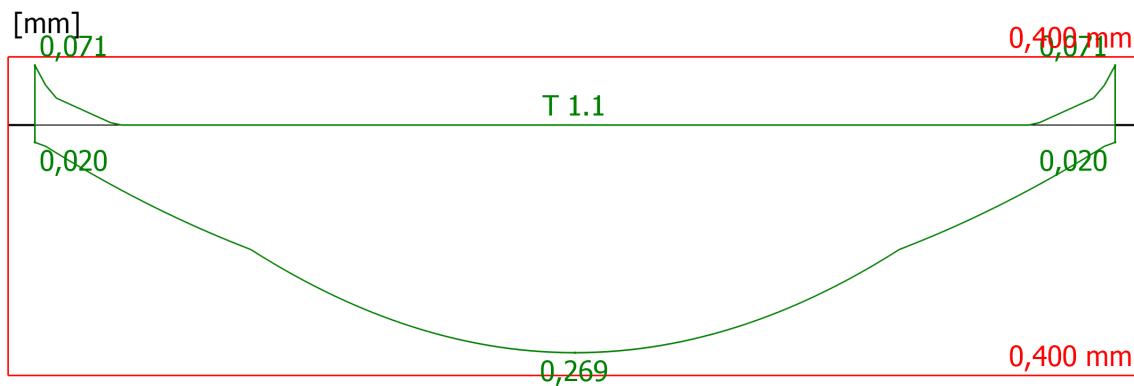
$$\sigma_{c,c} = -\frac{M_{Ed}}{I} \cdot x = -\frac{40.84 \text{ kN}\cdot\text{m}}{49770.81 \text{ cm}} \times 67 \text{ mm} = -5.48 \text{ MPa}$$

Contrainte de traction du béton

$$\sigma_{c,t} = \frac{M_{Ed}}{I} \cdot (h - x) = \frac{40.84 \text{ kN}\cdot\text{m}}{49770.81 \text{ cm}} \times (250 \text{ mm} - 67 \text{ mm})$$

$$\sigma_{c,t} = 15.03 \text{ MPa}$$

9 Vérification de l'ouverture de fissures



Vérification de l'ouverture des fissures									
Travée - Coupe	Abscisse	Section	w _{k,top}	w _{k,bot}	S _{r,max}	ε _{sm} - ε _c	w _{k,max}	w _{lim}	Travail Ratio
	(mm)	Localisation	(mm)	(mm)	(mm)	(‰)	(mm)	(mm)	
1 - Appui gauche	0	Supérieur	0.071	0.020	306	0.23	0.071	0.400	17.65 %
1 - Appui droit	6050	Supérieur	0.071	0.020	306	0.23	0.071	0.400	17.65 %
1 - MInf	3025	Inférieur	0.000	0.269	238	1.13	0.269	0.400	67.30 %
1 - VMax	6050	Inférieur	0.071	0.020	257	0.08	0.071	0.400	17.65 %
1 - wk Max	3025	Inférieur	0.000	0.269	238	1.13	0.269	0.400	67.30 %
1 - Contrainte Max Béton	3025	Inférieur	0.000	0.269	238	1.13	0.269	0.400	67.30 %
1 - Contrainte Max Acier	3025	Inférieur	0.000	0.269	238	1.13	0.269	0.400	67.30 %
1 - Flèche Max	0	Supérieur	0.071	0.020	306	0.23	0.071	0.400	17.65 %

Le calcul des ouvertures de fissures est réalisé conformément au §7.3.4 (1) de l'EN 1992-1-1.

Travée**Combinaison**

Position de l'axe neutre

Section tendue efficace, autour des aciers tendus (7.3.4(2), Fig. 7.1)

T 1.1, Coupe wk Max, Abscisse 3025 mm, Position : supérieur**Enveloppe des SLS QP combinaisons**

$$x_1 = 67 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 1000 \text{ mm} \times 61 \text{ mm} = 610.72 \text{ cm}^2$$

$$h_{c,eff} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 2.5(h - d) \\ \frac{h - x}{3} \\ \frac{h}{2} \end{array} \right.$$

$$h_{c,eff} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2.5 \times (250 \text{ mm} - 212 \text{ mm})}{250 \text{ mm} - 67 \text{ mm}} \\ \frac{250 \text{ mm}}{2} \end{array} \right. = 61 \text{ mm}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{7.07 \text{ cm}^2}{610.72 \text{ cm}^2} = 0.01$$

Ouverture de fissures maximal (7.3.4 (3), 7.11)

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{p,eff}}$$

$$S_{r,max} = 2.95 \times 31 \text{ mm} + 0.80 \times 0.50 \times 0.43 \times \frac{10 \text{ mm}}{0.01}$$

$$S_{r,max} = 238 \text{ mm}$$

Module de Young sécant

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \times \left(\frac{28.00 \text{ MPa}}{10} \right)^{0.3} = 29961.95 \text{ MPa}$$

Coefficient d'équivalence à court terme

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000.00 \text{ MPa}}{29961.95 \text{ MPa}} = 6.68$$

Différence à la contrainte moyenne (7.3.4 (2))

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \\ 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \end{array} \right. =$$

$$= \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{308.33 \text{ MPa} - 0.40 \times \frac{2.21 \text{ MPa}}{0.01} \times (1 + 6.68 \times 0.01)}{200000.00 \text{ MPa}} \\ 0.6 \times \frac{308.33 \text{ MPa}}{200000.00 \text{ MPa}} \end{array} \right.$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c = 1.13 \text{ ‰}$$

Ouverture de fissure (7.3.4 (1))

$$w_{k,bot} = S_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c) = 238 \text{ mm} \times 1.13 \text{ ‰} = 0.269 \text{ mm}$$

Vérification de l'ouverture des fissures

$$w_{k,bot} \leq w_{lim}; 0.269 \text{ mm} \leq 0.400 \text{ mm}$$

Réussi**10 Réactions d'appuis**

Cas de charge / combinaison		Appui 1	Appui 2
ID	Titre	Fz (kN)	Fz (kN)
1	Permanentes 1	-25.93	-25.88
2	Surcharges d'exploitation 1	0.00	0.00
101	0.9x[1 G]	-23.34	-23.29
102	1.1x[1 G]	-28.52	-28.46

Cas de charge / combinaison		Appui 1	Appui 2
ID	Titre	Fz (kN)	Fz (kN)
103	0.9x[1 G]+1.5x[2 Q]	-23.34	-23.29
104	1.1x[1 G]+1.5x[2 Q]	-28.52	-28.46
105	1x[1 G]	-25.93	-25.88
106	1.35x[1 G]	-35.00	-34.93
107	1x[1 G]+1.5x[2 Q]	-25.93	-25.88
108	1.35x[1 G]+1.5x[2 Q]	-35.00	-34.93
109	1x[1 G]	-25.93	-25.88
110	1x[1 G]+1x[2 Q]	-25.93	-25.88
111	1x[1 G]	-25.93	-25.88
112	1x[1 G]+0.5x[2 Q]	-25.93	-25.88
113	1x[1 G]	-25.93	-25.88
114	1x[1 G]+0.3x[2 Q]	-25.93	-25.88
	Max (ELU)	-35.00	-34.93
	Max (ELS)	-25.93	-25.88


11 Flèches

[mm]

T 1.1

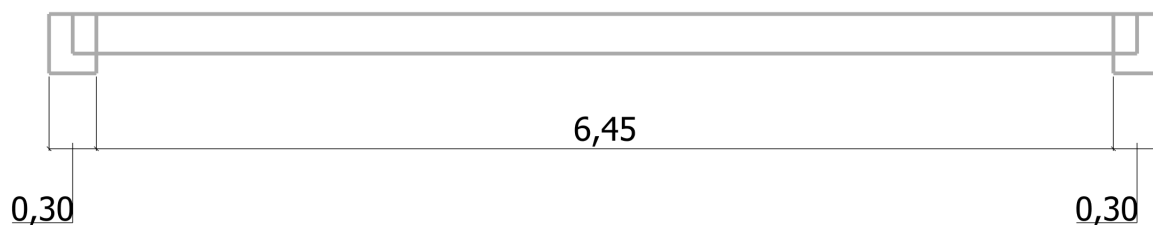
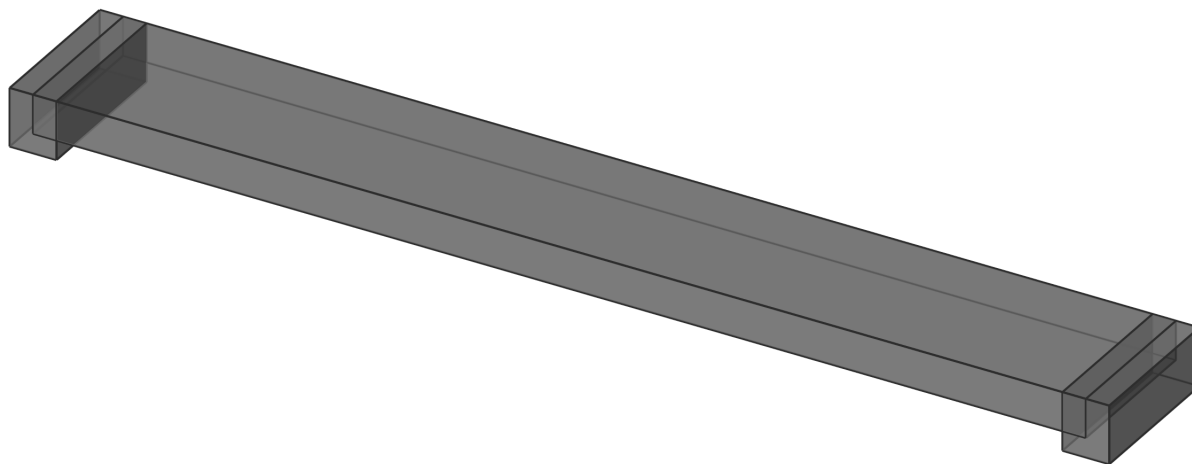
Vérification de la flèche				
Travée	L/d	Limite	Taux de travail	Statut
1	29,95	25,57	117.15 %	Echoué

La limite pour L/d est calculée conformément à l'EN 1992-1-1, 7.4.2, (7.16.a ou 7.16.b).

	Projet	Bâtiment 27 : TOM MOREL LYCEE MILITAIRE DE SAINT-CYR		
	Adresse			
	Note de calcul	1		
	Auteur		Date	
	Vérificateur		Date	
	Indice	0	Plan	

Dalle D5 en béton armé

1 Description de la géométrie



Travée : 1

Longueur $L = 6450 \text{ mm}$

Largeur de la poutre $b_w = 1000 \text{ mm}$

Hauteur totale de la poutre $H = 250 \text{ mm}$

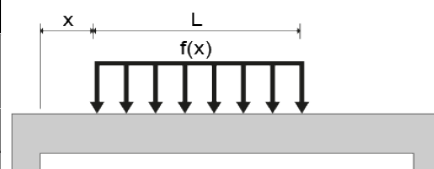
Largeur de l'appui gauche $b_{LS} = 300 \text{ mm}$

Largeur de l'appui droit $b_{RS} = 300 \text{ mm}$

2 Charges et combinaisons

Description des cas de charges								
	Titre	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	γ_{EQU}	γ_{STR}	$\gamma_{\text{EQU,Fav}}$	$\gamma_{\text{GEO,Fav}}$
1	Permanentes 1	-	-	-	1.1	1.35	0.9	1
2	Surcharges d'exploitation 1	0.7	0.5	0.3	1.5	1.5	0	0

Charges uniformes						
Charge ID	Travée ID	Cas ID	f (kN/m)	x	L (mm)	h'
1	1	1	0.60	0	6300	-
2	1	1	2.00	0	6300	-



Description des combinaisons			
ID	Combinaison	Norme	Type
101	0.9x[1 G]	ECELUEQU	ELU
102	1.1x[1 G]	ECELUEQU	ELU
103	0.9x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUEQU	ELU
104	1.1x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUEQU	ELU
105	1x[1 G]	ECELUSTR	ELU
106	1.35x[1 G]	ECELUSTR	ELU
107	1x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUSTR	ELU
108	1.35x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUSTR	ELU
109	1x[1 G]	ECELSQ	ELS
110	1x[1 G]+1x[2 Q]	ECELSQ	ELS
111	1x[1 G]	ECELSFQ	ELS
112	1x[1 G]+0.5x[2 Q]	ECELSFQ	ELS
113	1x[1 G]	ECELSQP	ELS
114	1x[1 G]+0.3x[2 Q]	ECELSQP	ELS

3 Hypothèses globales

Calcul béton :	EN1992-1-1 / EN1992-1-2.
Charges et combinaisons :	EN1990 / EN1991.
Calcul des aciers longitudinaux :	EN1992-1-1 / 6.1 - Méthode du « moment réduit limite ».
Calcul des aciers transversaux :	Méthode standard (EN1992-1-1, 6.2.2 / 6.2.3).
Béton :	Pas de béton avec fumée de silice. Pas de béton hautes performances.
Diagramme des aciers :	Diagramme à palier horizontal.
Dispositions sismiques :	Aucune disposition sismique.
Résistance au feu :	R 0
Poids propre :	Prise en compte du poids propre sans celui de la table de compression.
Mode de calcul de section :	Calcul en section en té.

3.1 Localisation

Localisation	France
Nom de l'élément	Poutre principale
ID de l'élément	1
Position	Poutre n° 1 Niveau n° 1
Plan	-
Niveau	0.00 m NGF
Coordonnées	$X_1 = 0.00 \text{ m}; Y_1 = 0.00 \text{ m}; Z_1 = 0.00 \text{ m}$ $X_2 = 0.00 \text{ m}; Y_2 = 0.00 \text{ m}; Z_2 = 0.00 \text{ m}$

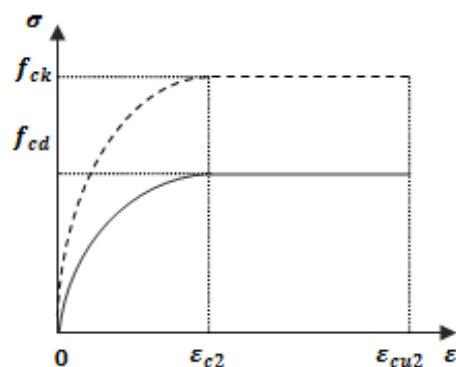
3.2 Unités

Longueurs	mm
Efforts	kN
Moments	kN · m
Contraintes	MPa (MN/m ²)
Angles	°
Sections d'acier	cm ²
Ouverture de fissure	mm

Toutes les longueurs sont liées à l'unité "Petites longueurs"

3.3 Matériaux

Qualité de béton
(EN1992-1-1 / 3.1)



Travée 1 Classe de béton : C20/25

$$f_{ck} = 20.00 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1.00 \times \frac{20.00 \text{ MPa}}{1.50} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \times (20.00 \text{ MPa})^{2/3} = 2.21 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \cdot \left[\frac{f_{ctm}}{10} \right]^{0.3}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \times \left[\frac{2.21 \text{ MPa}}{10} \right]^{0.3}$$

$$E_{cm} = 29961.95 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{c2} = 2.00\text{‰}$$

$$\varepsilon_{cu2} = 3.50\text{‰}$$

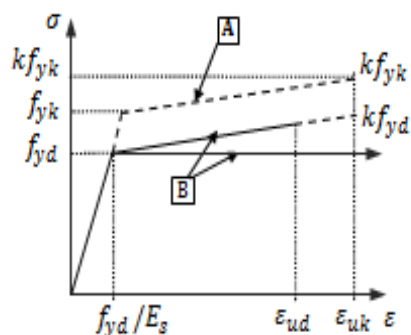
Densité :

$$\rho_c = 2500.00 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{ELU : } \gamma_c = 1.50$$

$$\text{ELUA : } \gamma_c = 1.20$$

Nuance d'acier
(EN1992-1-1 / Section 3 / Annexe C)



Travée 1 **Classe des aciers longitudinaux :**
B450A
Classe des aciers transversaux :
B500A

$$f_{yk} = 450.00 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450.00 \text{ MPa}}{1.15} = 391.30 \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} = 500.00 \text{ MPa}$$

Classe de ductilité : A

$$E_s = 200000.00 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{uk} = 25.00\%$$

$$\epsilon_{ud} = 0.9\epsilon_{uk} = 0.9 \times 25.00 = 22.50\%$$

Densité :

$$\rho_s = 7850.00 \text{ kg/m}^3$$

Palier plastique horizontal

$$k = 1.05$$

$$\text{ELU : } \gamma_s = 1.15$$

$$\text{ELUA : } \gamma_s = 1.00$$

Enrobages								
Haut			Bas			Lateral		
Enrobage	c _{nom}	c _{min,b}	Enrobage	c _{nom}	c _{min,b}	Enrobage	c _{nom}	c _{min,b}
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
25	25	8	25	25	8	25	25	8

Valeur minimale de l'enrobage pour la durabilité $c_{\min, \text{dur}} = 15 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (5))

Tolérance d'exécution $\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm}$ (4.4.1.1 2(P))

Tolérance de sécurité $\Delta c_{\text{dur}, \gamma} = 0 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (6))

Réduction pour l'acier inoxydable $\Delta c_{\text{dur}, \text{st}} = 0 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (7))

Réduction pour une protection supplémentaire $\Delta c_{\text{dur}, \text{add}} = 0 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (8))

4 Coefficient de fluage

Le calcul du coefficient de fluage est effectué conformément à l'annexe B de l'EN1992-1-1.

Humidité relative $RH = 50.00\%$

Temps au chargement initial (en jours) $t_0 = 28$

Coefficient qui rend compte du $t = \infty \rightarrow \beta_c(t, t_0) = 1.0$

développement du fluage avec le temps après chargement

Span 1

Taille théorique de l'élément en mm
(B.6)

$$h_0 = \frac{2Ac}{u} = \frac{2 \times 2500.00 \text{ cm}^2}{2500 \text{ mm}} = 200.00 \text{ mm}$$

Influence de l'humidité (B.3a)

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} = 1 + \frac{1 - 50.00 \%}{0.1 \sqrt[3]{200.00}} = 1.85$$

Influence de la résistance du béton (B.4)

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16.8}{\sqrt{28.00}} = 3.17$$

Age de la charge t_0 , en considérant

$$\text{l'effet du type de ciment (B.9), en jours} \quad t_{0,c} = t_0 \cdot \left[\frac{9}{2 + (t_0)^{1.2}} + 1 \right]^{\alpha} = 28.00 \times \left[\frac{9}{2 + 28.00^{1.2}} + 1 \right]^{0.00} \geq 0.5$$

$$t_{0,c} = 28.00$$

Influence de la maturité du béton (B.5)

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_{0,c})^{0.2}} = \frac{1}{0.1 + (28.00)^{0.2}} = 0.49$$

Coefficient de fluage à long terme (B.2) $\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1.85 \times 3.17 \times 0.49 = 2.88$

Coefficient de fluage (B.1)

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_{\epsilon}(t, t_0) = 2.88 \times 1.00 = 2.88$$

5 Conditions minimales de résistance feu

Classe de résistance au feu

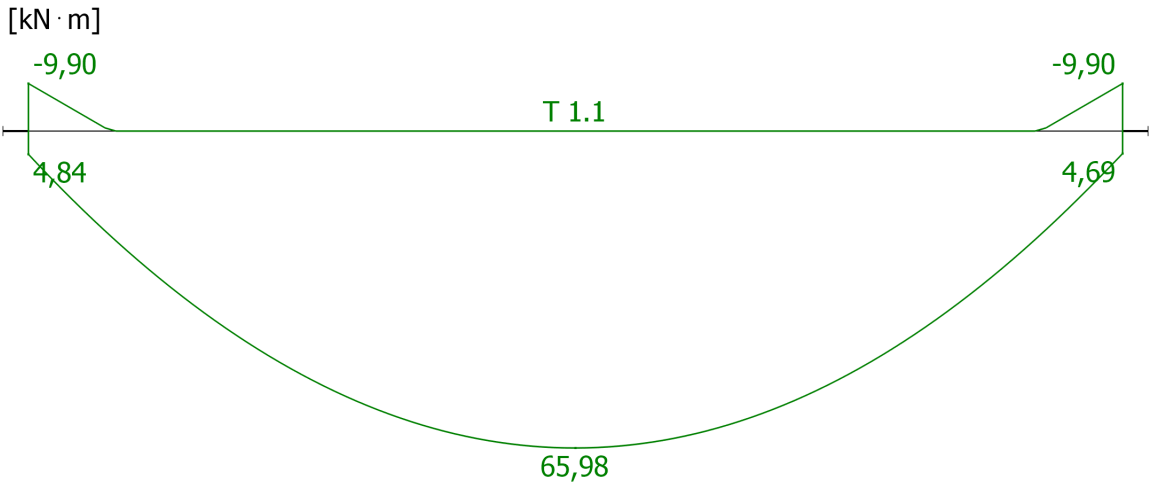
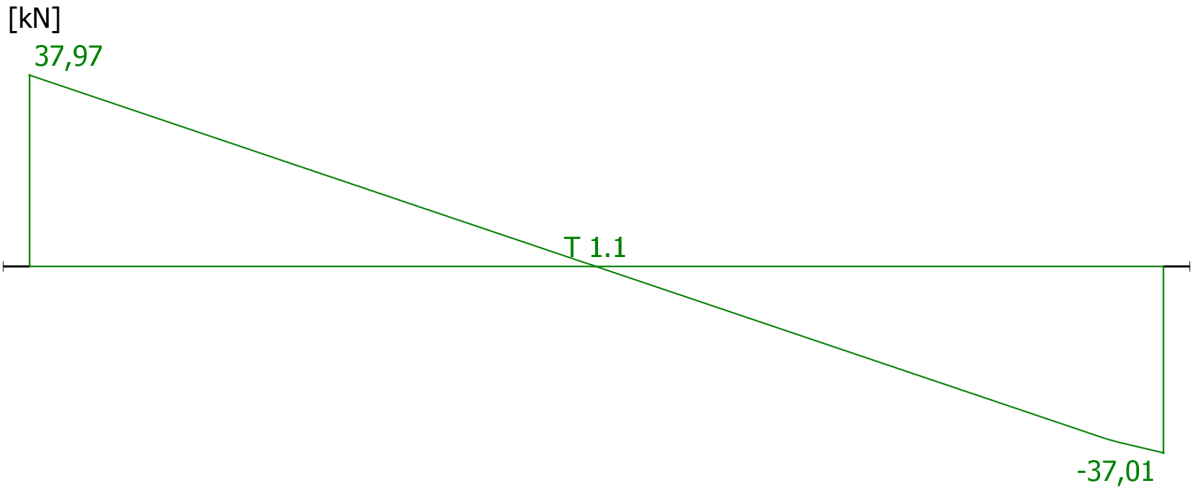
R0

6 Sollicitations internes

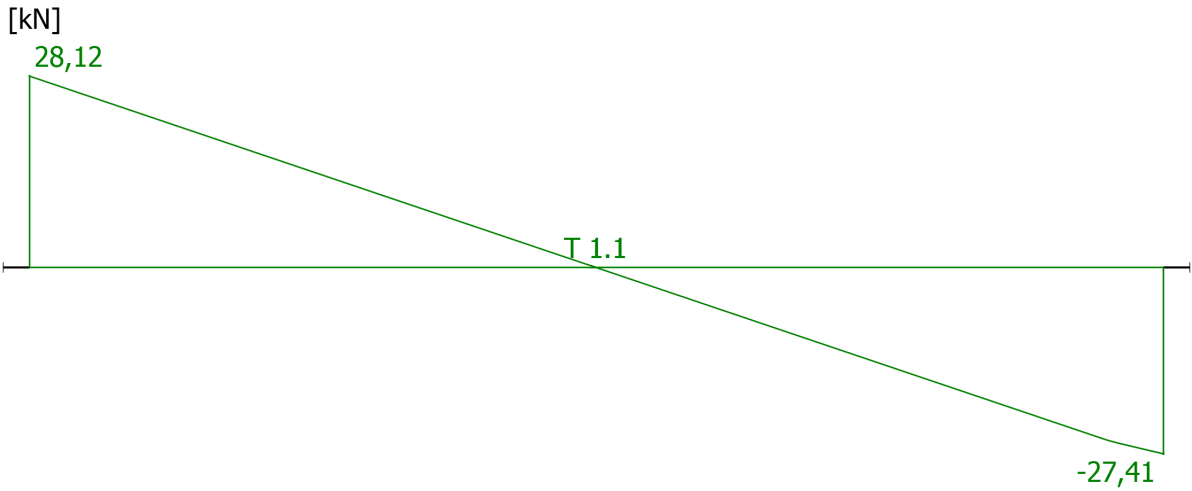
Tableau synthétique de résultats

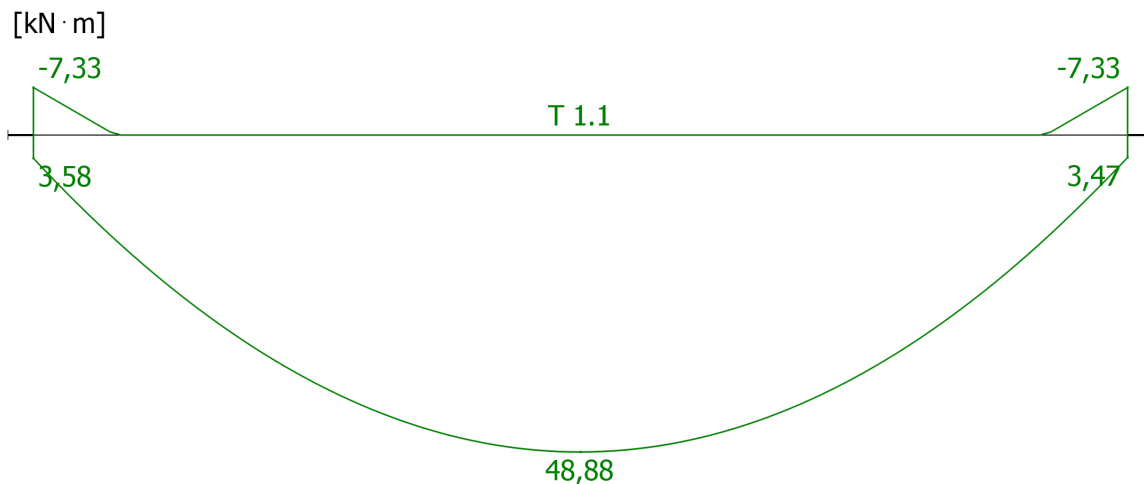
Travée - Coupe	Abscisse	Face	M_{Ed}	M_{cqc}	M_{fq}	M_{qp}	V_{Ed}	T_{Ed}
	(m)		(kN · m)	(kN · m)	(kN · m)	(kN · m)	(kN)	(kN · m)
1 - Appui gauche	0.00	Haut	-9.90	-7.33	-7.33	-7.33	37.97	0.00
		Bas	4.84	3.58	3.58	3.58	0.00	0.00
1 - Appui droit	6.45	Haut	-9.90	-7.33	-7.33	-7.33	0.00	0.00
		Bas	4.69	3.47	3.47	3.47	-37.01	0.00
1 - MInf	3.23	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	65.98	48.88	48.88	48.88	-0.05	0.00
1 - VMax	0.00	Haut	-9.90	-7.33	-7.33	-7.33	37.97	0.00
		Bas	4.84	3.58	3.58	3.58	0.00	0.00
1 - wk Max	3.23	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	65.98	48.88	48.88	48.88	-0.05	0.00
1 - Contrainte Max Béton	3.23	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	65.98	48.88	48.88	48.88	-0.05	0.00
1 - Contrainte Max Acier	3.23	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	65.98	48.88	48.88	48.88	-0.05	0.00
1 - Flèche Max	0.00	Haut	-9.90	-7.33	-7.33	-7.33	37.97	0.00
		Bas	4.84	3.58	3.58	3.58	0.00	0.00

6.1 Enveloppe des combinaisons ELU

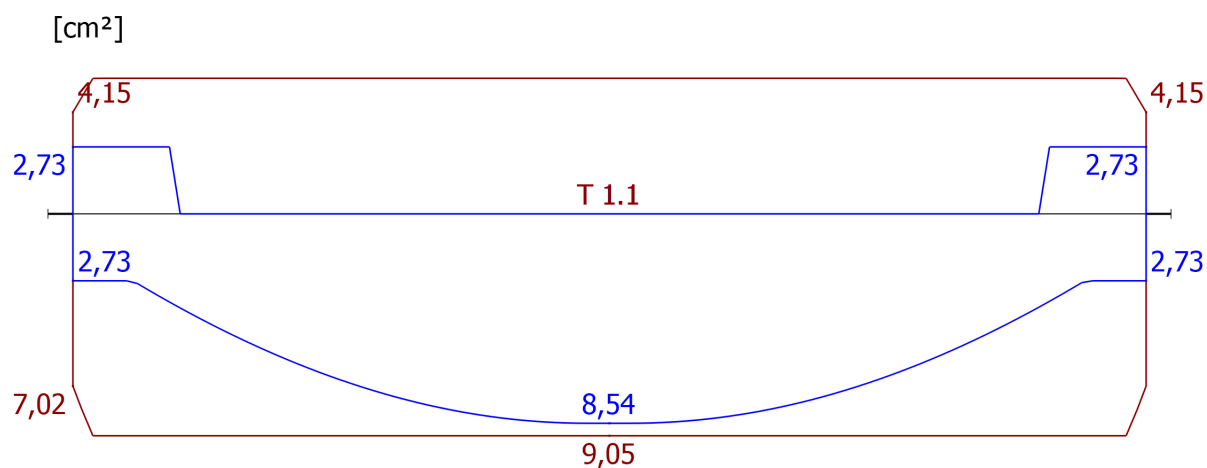


6.2 Enveloppe des combinaisons ELS





7 Aciers longitudinaux



Aciers longitudinaux								
Localisation			Couple			Armatures		
Travée - Coupe	Abscisse	Face	M _{Ed}	M _{Rd}	Travail	Théo	Réal	Min
	(mm)		(kN · m)	(kN · m)	Ratio	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
1 - Appui gauche	0	Bas	4.84	51.36	9.42 %	2.73	7.02	2.73
		Haut	-9.90	-33.57	29.48 %	2.73	4.15	
1 - Appui droit	6450	Bas	4.69	54.58	8.59 %	2.73	7.02	2.73
		Haut	-9.90	-35.82	27.63 %	2.73	4.15	
1 - MInf	3225	Bas	65.98	65.81	100.26 %	8.54	9.05	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - VMax	0	Bas	4.84	51.36	9.42 %	2.73	7.02	2.73
		Haut	-9.90	-33.57	29.48 %	2.73	4.15	
1 - wk Max	3225	Bas	65.98	65.81	100.26 %	8.54	9.05	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - Contrainte Max Béton	3225	Bas	65.98	65.81	100.26 %	8.54	9.05	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - Contrainte Max Acier	3225	Bas	65.98	65.81	100.26 %	8.54	9.05	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - Flèche Max	0	Bas	4.84	51.36	9.42 %	2.73	7.02	2.73
		Haut	-9.90	-33.57	29.48 %	2.73	4.15	

Aciers longitudinaux réels			
Travée	Localisation	Famille	Armatures
1	Inférieur	1	$8 \times \varnothing 12$ (9.05 cm ²)
	Supérieur	1	$11 \times \varnothing 8$ (5.53 cm ²)
Aciers réels sur appuis			
Appui	Famille	Armatures	
1	1	(0.00 cm ²)	
2	1	(0.00 cm ²)	

La hauteur utile (d) est déterminée automatiquement en fonction du ferrailage réel.

7.1 Calcul détaillé

Travée	T 1.1, Section MInf, Abscisse 3225 mm, (Inf. barres)
Combinaison	ELU 106 : 1.35x[1 G]
Moment fléchissant de calcul	$M_{Ed} = -65.98 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Moment réduit	$\mu_{cu} = \frac{ M_{Ed} }{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{ -65.98 \text{ kN}\cdot\text{m} }{1000 \text{ mm} \times (210 \text{ mm})^2 \times 13.33 \text{ MPa}} = 0.11$
Moment limite réduit	$\mu_{lim} = 0.38$
Aciers comprimés non nécessaires.	$\mu_{cu} \leq \mu_{lim} : 0.11 \leq 0.38$
Axe neutre	$x_r = \frac{1}{\lambda} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{cu}})$ $x_r = \frac{1}{0.80} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.11}) \in [0;1] \rightarrow x_r = 0.15$
Bras de levier interne	$z_b = d \cdot (1 - 0.5\lambda \cdot x_r)$ $z_b = 210 \text{ mm} \times (1 - 0.5 \times 0.80 \times 0.15) = 197 \text{ mm}$
Contrainte de traction des armatures	$\sigma_s = 391.30 \text{ MPa}$
Section d'aciers tendus	$A_{s1} = \frac{ M_{Ed} }{z_b \cdot \sigma_s} = \frac{ -65.98 \text{ kN}\cdot\text{m} }{197 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa}} = 8.54 \text{ cm}^2$
Les pourcentages minimaux et maximaux longitudinaux sont définis par l'article 9.2.1.1 de l'EN1992-1-1 :	
Pourcentage minimal (9.1N)	$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d \\ 0.0013 b_w \cdot d \end{array} \right.$ $A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \times \frac{2.21 \text{ MPa}}{450.00 \text{ MPa}} \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \\ 0.0013 \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \end{array} \right.$ $A_{s,min} = 2.73 \text{ cm}^2$
Moment résistant	$M_{Rd} = 65.81 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Vérification au moment	$ M_{Ed} \leq M_{Rd} : -65.98 \text{ kN}\cdot\text{m} \leq 65.81 \text{ kN}\cdot\text{m} $
Taux de travail	100.26 % (Echoué)
Travée	T 1.1, Section Appui droit, Abscisse 6450 mm, (Sup. barres)
Combinaison	ELU 106 : 1.35x[1 G]
Travée	T 1.1, Section Appui gauche, Abscisse 0 mm, (Sup. barres)

Combinaison**ELU 106 : 1.35x[1 G]**

Moment fléchissant de calcul

$$M_{Ed} = 9.90 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Moment réduit

$$\mu_{cu} = \frac{|M_{Ed}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{|9.90 \text{ kN}\cdot\text{m}|}{1000 \text{ mm} \times (210 \text{ mm})^2 \times 13.33 \text{ MPa}} = 0.02$$

Moment limite réduit

$$\mu_{lim} = 0.38$$

Aciers comprimés non nécessaires.

$$\mu_{cu} \leq \mu_{lim} : 0.02 \leq 0.38$$

Axe neutre

$$x_r = \frac{1}{\lambda} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{cu}})$$

$$x_r = \frac{1}{0.80} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.02}) \in [0; 1] \rightarrow x_r = 0.02$$

Bras de levier interne

$$z_b = d \cdot (1 - 0.5\lambda \cdot x_r)$$

$$z_b = 210 \text{ mm} \times (1 - 0.5 \times 0.80 \times 0.02) = 208 \text{ mm}$$

Contrainte de traction des armatures

$$\sigma_s = 391.30 \text{ MPa}$$

Section d'aciers tendus

$$A_{s1} = \frac{|M_{Ed}|}{z_b \cdot \sigma_s} = \frac{|9.90 \text{ kN}\cdot\text{m}|}{208 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa}} = 1.21 \text{ cm}^2$$

Les pourcentages minimaux et maximaux longitudinaux sont définis par l'article 9.2.1.1 de l'EN1992-1-1 :

Pourcentage minimal (9.1N)

$$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d \\ 0.0013 b_w \cdot d \end{array} \right.$$

$$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \times \frac{2.21 \text{ MPa}}{450.00 \text{ MPa}} \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \\ 0.0013 \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$A_{s,min} = 2.73 \text{ cm}^2$$

Moment résistant

$$M_{Rd} = 35.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Vérification au moment

$$|M_{Ed}| \leq |M_{Rd}| : |9.90 \text{ kN}\cdot\text{m}| \leq |35.82 \text{ kN}\cdot\text{m}|$$

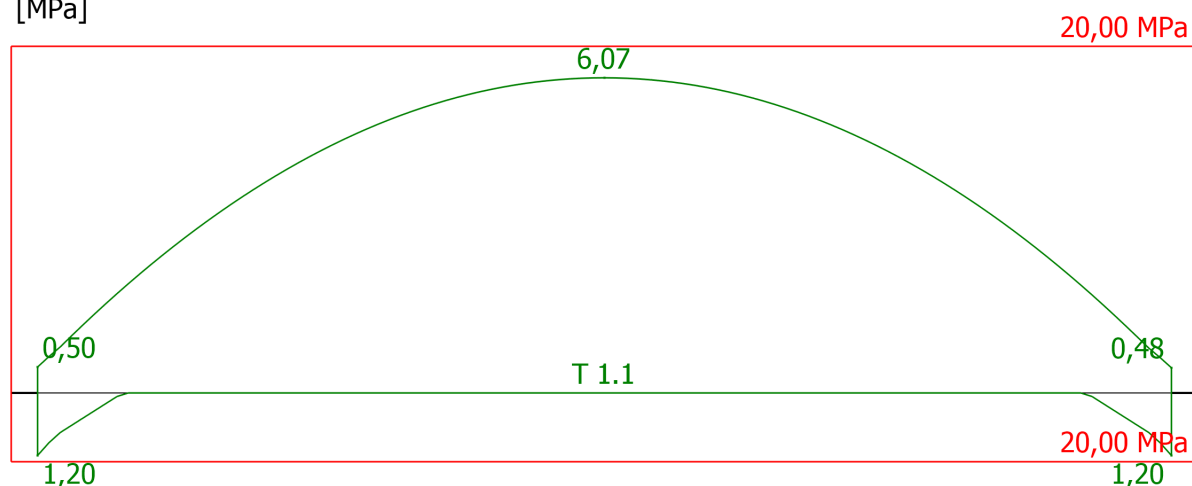
Taux de travail

$$27.63 \% \text{ (Réussi)}$$

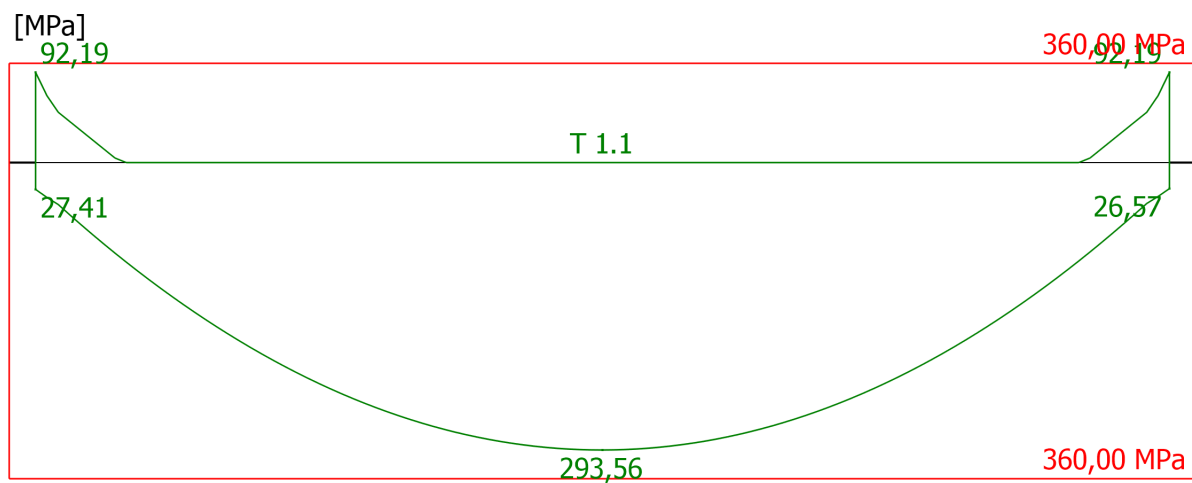
8 Vérification des contraintes**8.1 Enveloppe des combinaisons ELS-CRQ**

Contrainte de compression du béton

[MPa]

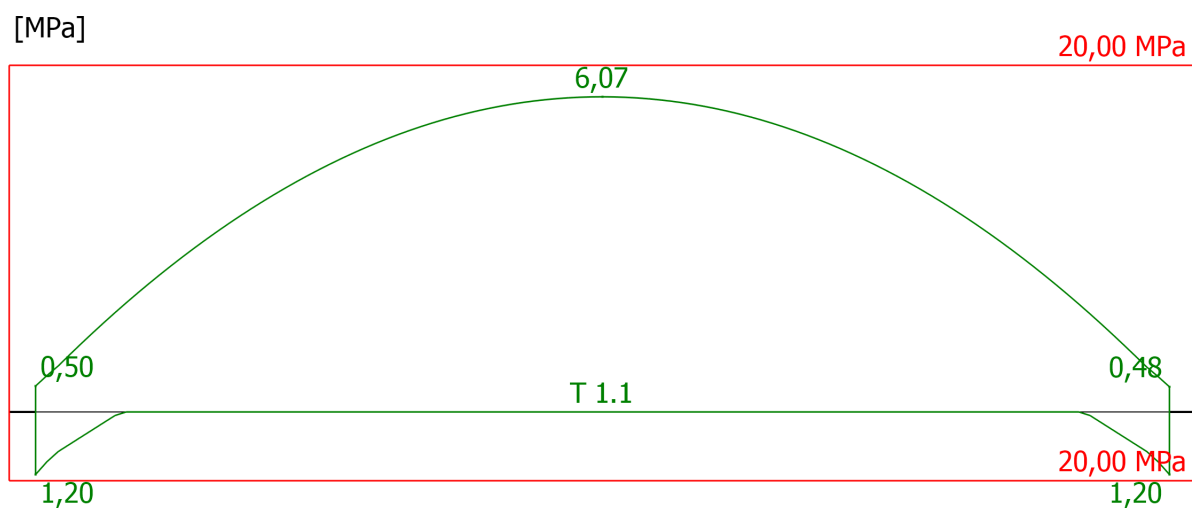


Contrainte de traction dans les armatures

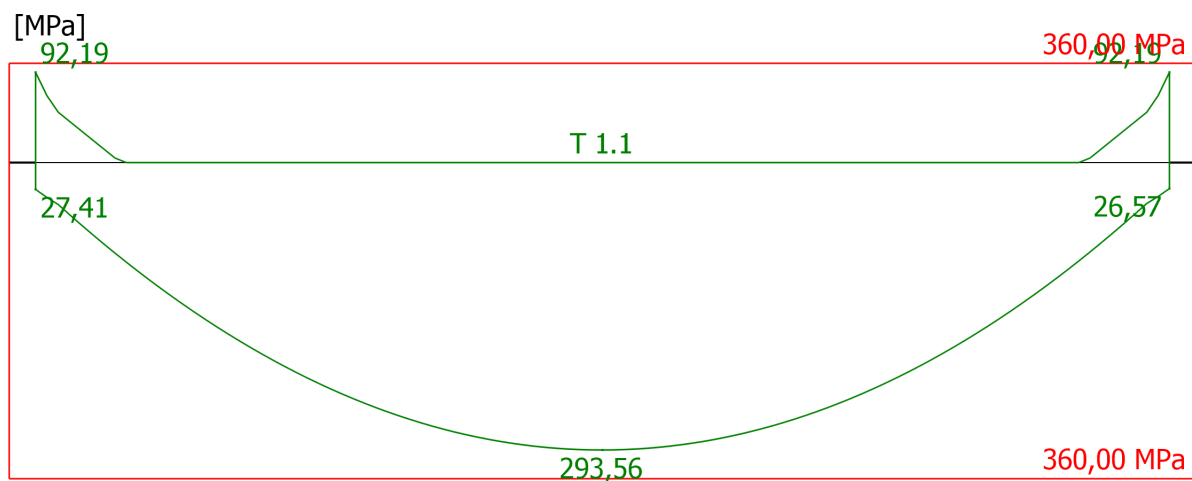


8.2 Enveloppe des combinaisons ELS-FRQ

Contrainte de compression du béton



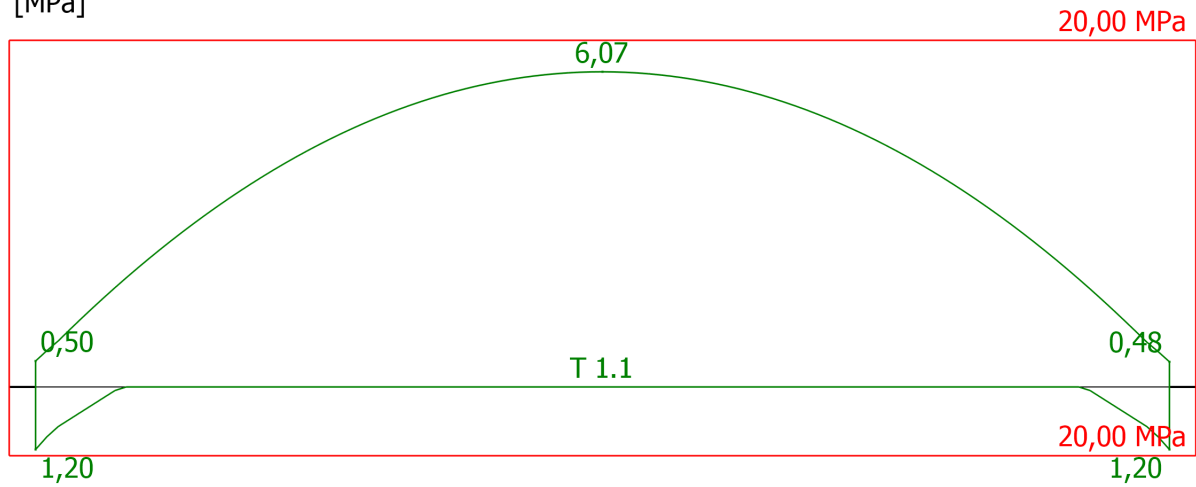
Contrainte de traction dans les armatures



8.3 Enveloppe des combinaisons ELS-QP

Contrainte de compression du béton

[MPa]



Contrainte de traction dans les armatures

[MPa]

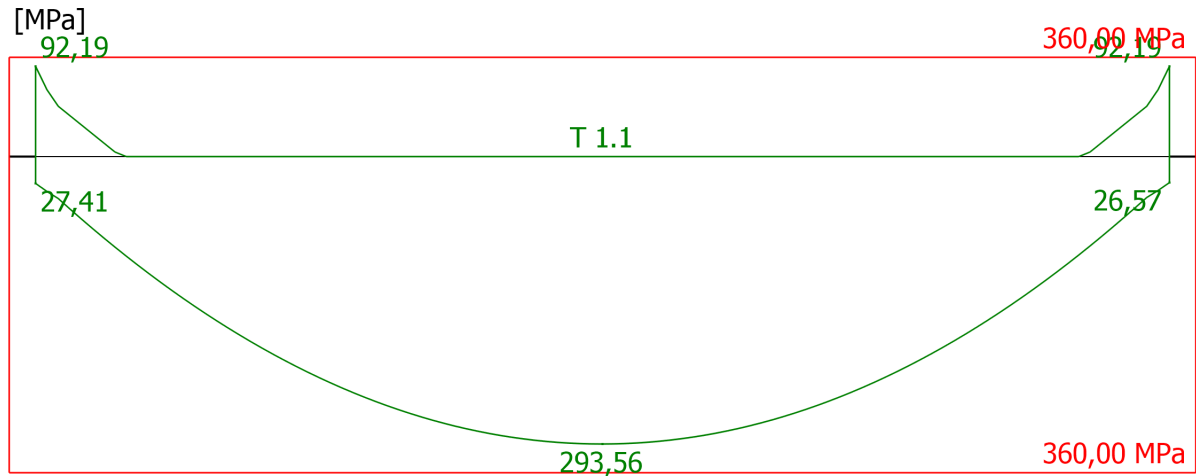


Tableau synthétique de résultats

Vérification des contraintes								
Travée - Coupe	Abscisse	Enveloppe Type	Contraintes (MPa)					
	(mm)		φ_{ef}	α_e	σ_c	T_x	σ_s	T_x
1 - Left Support	0	CRQ	3,88	25,88	1.20	6.02 %	92.19	25.61 %
		FRQ	3,88	25,88	1.20	6.02 %	92.19	25.61 %
		QP	3,88	25,88	1.20	6.02 %	92.19	25.61 %
1 - Right Support	6450	CRQ	3,88	25,88	1.20	6.02 %	92.19	25.61 %
		FRQ	3,88	25,88	1.20	6.02 %	92.19	25.61 %
		QP	3,88	25,88	1.20	6.02 %	92.19	25.61 %
1 - MInf	3225	CRQ	3,88	25,88	6.07	30.34 %	293.56	81.55 %
		FRQ	3,88	25,88	6.07	30.34 %	293.56	81.55 %
		QP	3,88	25,88	6.07	30.34 %	293.56	81.55 %
1 - VMax	0	CRQ	3,88	25,88	1.20	6.02 %	92.19	25.61 %
		FRQ	3,88	25,88	1.20	6.02 %	92.19	25.61 %
		QP	3,88	25,88	1.20	6.02 %	92.19	25.61 %
1 - wk Max	3225	CRQ	3,88	25,88	6.07	30.34 %	293.56	81.55 %
		FRQ	3,88	25,88	6.07	30.34 %	293.56	81.55 %
		QP	3,88	25,88	6.07	30.34 %	293.56	81.55 %
		CRQ	3,88	25,88	6.07	30.34 %	293.56	81.55 %

Vérification des contraintes								
Travée - Coupe	Abscisse	Enveloppe Type	Contraintes (MPa)					
	(mm)		φ_{ef}	α_e	σ_c	T_x	σ_s	T_x
1 - Max Conc Stress	3225	FRQ	3,88	25,88	6.07	30.34 %	293.56	81.55 %
		QP	3,88	25,88	6.07	30.34 %	293.56	81.55 %
1 - Max Steel Stress	3225	CRQ	3,88	25,88	6.07	30.34 %	293.56	81.55 %
		FRQ	3,88	25,88	6.07	30.34 %	293.56	81.55 %
		QP	3,88	25,88	6.07	30.34 %	293.56	81.55 %
1 - Max Deflection	0	CRQ	3,88	25,88	1.20	6.02 %	92.19	25.61 %
		FRQ	3,88	25,88	1.20	6.02 %	92.19	25.61 %
		QP	3,88	25,88	1.20	6.02 %	92.19	25.61 %

Calcul détaillé des contraintes de traction d'acier

Travée

T 1.1, Section Contrainte Max Acier, Abscisse 3225 mm

Combinaison

Enveloppe des SLS QP combinaisons

Moment de flexion ELS

$$M_{Ed} = 48.88 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Section d'armatures tendues

$$A_{s,t} = 9.05 \text{ cm}^2$$

Section d'aciers comprimés

$$A_{s,c} = 5.53 \text{ cm}^2$$

Coefficient d'équivalence pour les charges à long terme

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200000.00 \text{ MPa}}{7728.77 \text{ MPa}} = 25.88$$

Hauteur de béton comprimé

$$x = 73 \text{ mm}$$

Le moment d'inertie

$$I = \frac{b_w \cdot x^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{s,c} \cdot (d_c - x)^2 + \alpha_e \cdot A_{s,t} \cdot (d_t - x)^2$$

$$I = \frac{1000 \text{ mm} \times (73 \text{ mm})^3}{3} + 25.88 \times 5.53 \text{ cm}^2 \times (37 \text{ mm} - 73 \text{ mm})^2$$

$$+ 25.88 \times 9.05 \text{ cm}^2 \times (211 \text{ mm} - 73 \text{ mm})^2 = 59085.83 \text{ cm}^4$$

Contrainte de traction dans les armatures

$$\sigma_{s,t} = \alpha_e \cdot \frac{M_{Ed}}{I} \cdot (d_t - x)$$

$$\sigma_{s,t} = 25.88 \times \frac{48.88 \text{ kN}\cdot\text{m}}{59085.83 \text{ cm}} \times (211 \text{ mm} - 73 \text{ mm}) = 293.56 \text{ MPa}$$

Contrainte de compression des aciers

$$\sigma_{s,c} = \alpha_e \cdot \frac{M_{Ed}}{I} \cdot (d_c - x)$$

$$\sigma_{s,c} = 25.88 \times \frac{48.88 \text{ kN}\cdot\text{m}}{59085.83 \text{ cm}} \times (37 \text{ mm} - 73 \text{ mm})$$

$$\sigma_{s,c} = -77.83 \text{ MPa}$$

Contrainte de compression du béton

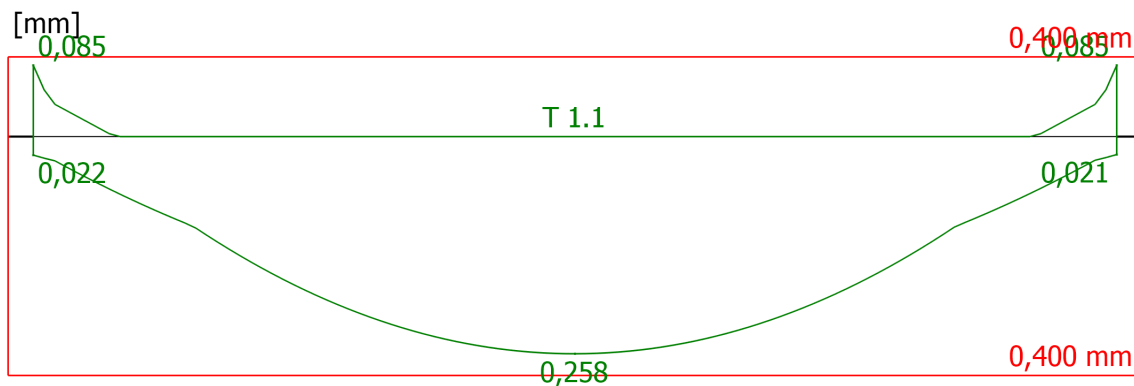
$$\sigma_{c,c} = -\frac{M_{Ed}}{I} \cdot x = -\frac{48.88 \text{ kN}\cdot\text{m}}{59085.83 \text{ cm}} \times 73 \text{ mm} = -6.07 \text{ MPa}$$

Contrainte de traction du béton

$$\sigma_{c,t} = \frac{M_{Ed}}{I} \cdot (h - x) = \frac{48.88 \text{ kN}\cdot\text{m}}{59085.83 \text{ cm}} \times (250 \text{ mm} - 73 \text{ mm})$$

$$\sigma_{c,t} = 14.61 \text{ MPa}$$

9 Vérification de l'ouverture de fissures



Vérification de l'ouverture des fissures									
Travée - Coupe	Abscisse	Section	$w_{k,top}$	$w_{k,bot}$	$S_{r,max}$	$\epsilon_{sm} - \epsilon_c$	$w_{k,max}$	w_{lim}	Travail Ratio
	(mm)	Localisation	(mm)	(mm)	(mm)	(‰)	(mm)	(mm)	
1 - Appui gauche	0	Supérieur	0.085	0.022	306	0.28	0.085	0.400	21.14 %
1 - Appui droit	6450	Supérieur	0.085	0.021	306	0.28	0.085	0.400	21.14 %
1 - MInf	3225	Inférieur	0.000	0.258	224	1.15	0.258	0.400	64.46 %
1 - VMax	0	Supérieur	0.085	0.022	306	0.28	0.085	0.400	21.14 %
1 - wk Max	3225	Inférieur	0.000	0.258	224	1.15	0.258	0.400	64.46 %
1 - Contrainte Max Béton	3225	Inférieur	0.000	0.258	224	1.15	0.258	0.400	64.46 %
1 - Contrainte Max Acier	3225	Inférieur	0.000	0.258	224	1.15	0.258	0.400	64.46 %
1 - Flèche Max	0	Supérieur	0.085	0.022	306	0.28	0.085	0.400	21.14 %

Le calcul des ouvertures de fissures est réalisé conformément au §7.3.4 (1) de l'EN 1992-1-1.

Travée**Combinaison**

Position de l'axe neutre

Section tendue efficace, autour des aciers tendus (7.3.4(2), Fig. 7.1)

T 1.1, Coupe wk Max, Abscisse 3225 mm, Position : supérieur**Enveloppe des SLS QP combinaisons**

$$x_1 = 73 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 1000 \text{ mm} \times 59 \text{ mm} = 588.81 \text{ cm}^2$$

$$h_{c,eff} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 2.5(h - d) \\ \frac{h - x}{3} \\ \frac{h}{2} \end{array} \right.$$

$$h_{c,eff} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2.5 \times (250 \text{ mm} - 211 \text{ mm})}{\frac{250 \text{ mm} - 73 \text{ mm}}{3}} \\ \frac{250 \text{ mm}}{2} \end{array} \right. = 59 \text{ mm}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{9.05 \text{ cm}^2}{588.81 \text{ cm}^2} = 0.02$$

Ouverture de fissures maximal (7.3.4 (3), 7.11)

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{p,eff}}$$

$$S_{r,max} = 2.95 \times 31 \text{ mm} + 0.80 \times 0.50 \times 0.43 \times \frac{12 \text{ mm}}{0.02}$$

$$S_{r,max} = 224 \text{ mm}$$

Module de Young sécant

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \times \left(\frac{28.00 \text{ MPa}}{10} \right)^{0.3} = 29961.95 \text{ MPa}$$

Coefficient d'équivalence à court terme

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000.00 \text{ MPa}}{29961.95 \text{ MPa}} = 6.68$$

Différence à la contrainte moyenne (7.3.4 (2))

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \\ 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \end{array} \right. =$$

$$= \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{293.56 \text{ MPa} - 0.40 \times \frac{2.21 \text{ MPa}}{0.02} \times (1 + 6.68 \times 0.02)}{200000.00 \text{ MPa}} \\ 0.6 \times \frac{293.56 \text{ MPa}}{200000.00 \text{ MPa}} \end{array} \right.$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c = 1.15 \text{ ‰}$$

Ouverture de fissure (7.3.4 (1))

$$w_{k,bot} = S_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c) = 224 \text{ mm} \times 1.15 \text{ ‰} = 0.258 \text{ mm}$$

Vérification de l'ouverture des fissures

$$w_{k,bot} \leq w_{lim}; 0.258 \text{ mm} \leq 0.400 \text{ mm}$$

Réussi**10 Réactions d'appuis**

Cas de charge / combinaison		Appui 1	Appui 2
ID	Titre	Fz (kN)	Fz (kN)
1	Permanentes 1	-29.21	-28.18
2	Surcharges d'exploitation 1	0.00	0.00
101	0.9x[1 G]	-26.29	-25.36
102	1.1x[1 G]	-32.14	-31.00

Cas de charge / combinaison		Appui 1	Appui 2
ID	Titre	Fz (kN)	Fz (kN)
103	0.9x[1 G]+1.5x[2 Q]	-26.29	-25.36
104	1.1x[1 G]+1.5x[2 Q]	-32.14	-31.00
105	1x[1 G]	-29.21	-28.18
106	1.35x[1 G]	-39.44	-38.04
107	1x[1 G]+1.5x[2 Q]	-29.21	-28.18
108	1.35x[1 G]+1.5x[2 Q]	-39.44	-38.04
109	1x[1 G]	-29.21	-28.18
110	1x[1 G]+1x[2 Q]	-29.21	-28.18
111	1x[1 G]	-29.21	-28.18
112	1x[1 G]+0.5x[2 Q]	-29.21	-28.18
113	1x[1 G]	-29.21	-28.18
114	1x[1 G]+0.3x[2 Q]	-29.21	-28.18
	Max (ELU)	-39.44	-38.04
	Max (ELS)	-29.21	-28.18


11 Flèches

[mm]

T 1.1

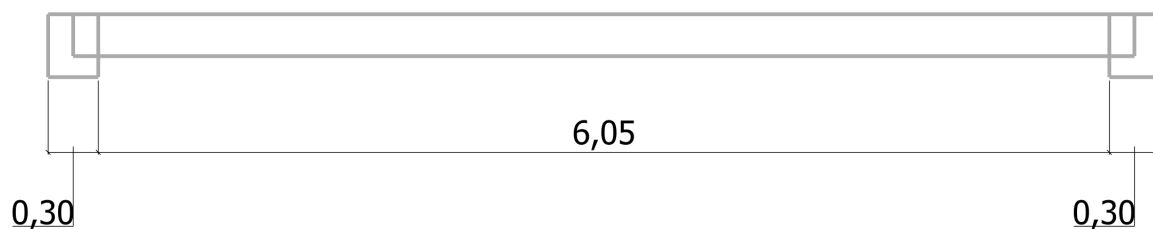
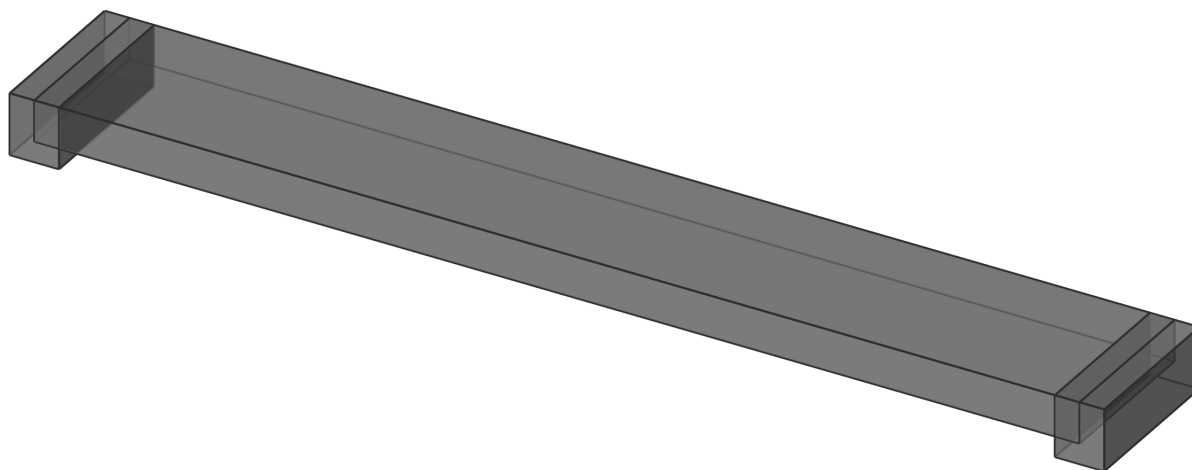
Vérification de la flèche				
Travée	L/d	Limite	Taux de travail	Statut
1	31,84	21,13	150.68 %	Echoué

La limite pour L/d est calculée conformément à l'EN 1992-1-1, 7.4.2, (7.16.a ou 7.16.b).

	Projet	Bâtiment 27 : TOM MOREL LYCEE MILITAIRE DE SAINT-CYR		
	Adresse			
	Note de calcul	1		
	Auteur		Date	
	Vérificateur		Date	
	Indice	0	Plan	

Dalle D6 en béton armé

1 Description de la géométrie



Travée : 1

Longueur $L = 6050 \text{ mm}$

Largeur de la poutre $b_w = 1000 \text{ mm}$

Hauteur totale de la poutre $H = 250 \text{ mm}$

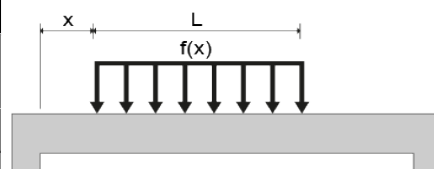
Largeur de l'appui gauche $b_{LS} = 300 \text{ mm}$

Largeur de l'appui droit $b_{RS} = 300 \text{ mm}$

2 Charges et combinaisons

Description des cas de charges								
	Titre	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	γ_{EQU}	γ_{STR}	$\gamma_{\text{EQU,Fav}}$	$\gamma_{\text{GEO,Fav}}$
1	Permanentes 1	-	-	-	1.1	1.35	0.9	1
2	Surcharges d'exploitation 1	0.7	0.5	0.3	1.5	1.5	0	0

Charges uniformes						
Charge ID	Travée ID	Cas ID	f (kN/m)	x	L (mm)	h'
1	1	1	0.60	0	6300	-
2	1	1	2.00	0	6300	-



Description des combinaisons			
ID	Combinaison	Norme	Type
101	0.9x[1 G]	ECELUEQU	ELU
102	1.1x[1 G]	ECELUEQU	ELU
103	0.9x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUEQU	ELU
104	1.1x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUEQU	ELU
105	1x[1 G]	ECELUSTR	ELU
106	1.35x[1 G]	ECELUSTR	ELU
107	1x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUSTR	ELU
108	1.35x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUSTR	ELU
109	1x[1 G]	ECELSQ	ELS
110	1x[1 G]+1x[2 Q]	ECELSQ	ELS
111	1x[1 G]	ECELSFQ	ELS
112	1x[1 G]+0.5x[2 Q]	ECELSFQ	ELS
113	1x[1 G]	ECELSQP	ELS
114	1x[1 G]+0.3x[2 Q]	ECELSQP	ELS

3 Hypothèses globales

Calcul béton :	EN1992-1-1 / EN1992-1-2.
Charges et combinaisons :	EN1990 / EN1991.
Calcul des aciers longitudinaux :	EN1992-1-1 / 6.1 - Méthode du « moment réduit limite ».
Calcul des aciers transversaux :	Méthode standard (EN1992-1-1, 6.2.2 / 6.2.3).
Béton :	Pas de béton avec fumée de silice. Pas de béton hautes performances.
Diagramme des aciers :	Diagramme à palier horizontal.
Dispositions sismiques :	Aucune disposition sismique.
Résistance au feu :	R 0
Poids propre :	Prise en compte du poids propre sans celui de la table de compression.
Mode de calcul de section :	Calcul en section en té.

3.1 Localisation

Localisation	France
Nom de l'élément	Poutre principale
ID de l'élément	1
Position	Poutre n° 1 Niveau n° 1
Plan	-
Niveau	0.00 m NGF
Coordonnées	$X_1 = 0.00 \text{ m}; Y_1 = 0.00 \text{ m}; Z_1 = 0.00 \text{ m}$ $X_2 = 0.00 \text{ m}; Y_2 = 0.00 \text{ m}; Z_2 = 0.00 \text{ m}$

3.2 Unités

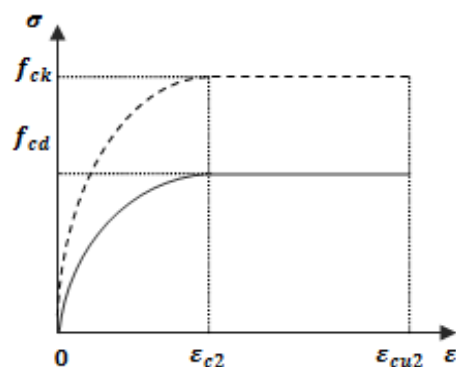
Longueurs	mm
Efforts	kN
Moments	kN · m
Contraintes	MPa (MN/m ²)
Angles	°
Sections d'acier	cm ²
Ouverture de fissure	mm

Toutes les longueurs sont liées à l'unité "Petites longueurs"

3.3 Matériaux

Qualité de béton

(EN1992-1-1 / 3.1)



Travée 1 Classe de béton : C20/25

$$f_{ck} = 20.00 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1.00 \times \frac{20.00 \text{ MPa}}{1.50} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \times (20.00 \text{ MPa})^{2/3} = 2.21 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \cdot \left[\frac{f_{ctm}}{10} \right]^{0.3}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \times \left[\frac{2.21 \text{ MPa}}{10} \right]^{0.3}$$

$$E_{cm} = 29961.95 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{c2} = 2.00\text{‰}$$

$$\varepsilon_{cu2} = 3.50\text{‰}$$

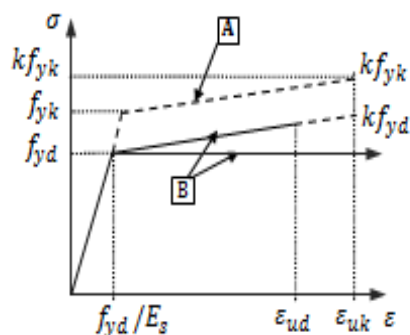
Densité :

$$\rho_c = 2500.00 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{ELU : } \gamma_c = 1.50$$

$$\text{ELUA : } \gamma_c = 1.20$$

Nuance d'acier
(EN1992-1-1 / Section 3 / Annexe C)



Travée 1 **Classe des aciers longitudinaux :**
B450A
Classe des aciers transversaux :
B500A

$$f_{yk} = 450.00 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450.00 \text{ MPa}}{1.15} = 391.30 \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} = 500.00 \text{ MPa}$$

Classe de ductilité : A

$$E_s = 200000.00 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{uk} = 25.00\%$$

$$\epsilon_{ud} = 0.9\epsilon_{uk} = 0.9 \times 25.00 = 22.50\%$$

Densité :

$$\rho_s = 7850.00 \text{ kg/m}^3$$

Palier plastique horizontal

$$k = 1.05$$

$$\text{ELU : } \gamma_s = 1.15$$

$$\text{ELUA : } \gamma_s = 1.00$$

Enrobages								
Haut			Bas			Lateral		
Enrobage	c _{nom}	c _{min,b}	Enrobage	c _{nom}	c _{min,b}	Enrobage	c _{nom}	c _{min,b}
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
25	25	8	25	25	8	25	25	8

Valeur minimale de l'enrobage pour la durabilité $c_{\min,dur} = 15 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (5))

Tolérance d'exécution $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$ (4.4.1.1 2(P))

Tolérance de sécurité $\Delta c_{dur,\gamma} = 0 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (6))

Réduction pour l'acier inoxydable $\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (7))

Réduction pour une protection supplémentaire $\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (8))

4 Coefficient de fluage

Le calcul du coefficient de fluage est effectué conformément à l'annexe B de l'EN1992-1-1.

Humidité relative $RH = 50.00\%$

Temps au chargement initial (en jours) $t_0 = 28$

Coefficient qui rend compte du $t = \infty \rightarrow \beta_c(t, t_0) = 1.0$

développement du fluage avec le temps après chargement

Span 1

Taille théorique de l'élément en mm
(B.6)

$$h_0 = \frac{2Ac}{u} = \frac{2 \times 2500.00 \text{ cm}^2}{2500 \text{ mm}} = 200.00 \text{ mm}$$

Influence de l'humidité (B.3a)

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} = 1 + \frac{1 - 50.00 \%}{0.1 \sqrt[3]{200.00}} = 1.85$$

Influence de la résistance du béton (B.4)

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16.8}{\sqrt{28.00}} = 3.17$$

Age de la charge t_0 , en considérant

$$\text{l'effet du type de ciment (B.9), en jours} \quad t_{0,c} = t_0 \cdot \left[\frac{9}{2 + (t_0)^{1.2}} + 1 \right]^\alpha = 28.00 \times \left[\frac{9}{2 + 28.00^{1.2}} + 1 \right]^{0.00} \geq 0.5$$

$$t_{0,c} = 28.00$$

Influence de la maturité du béton (B.5)

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_{0,c})^{0.2}} = \frac{1}{0.1 + (28.00)^{0.2}} = 0.49$$

Coefficient de fluage à long terme (B.2) $\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1.85 \times 3.17 \times 0.49 = 2.88$

Coefficient de fluage (B.1)

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_\epsilon(t, t_0) = 2.88 \times 1.00 = 2.88$$

5 Conditions minimales de résistance feu

Classe de résistance au feu

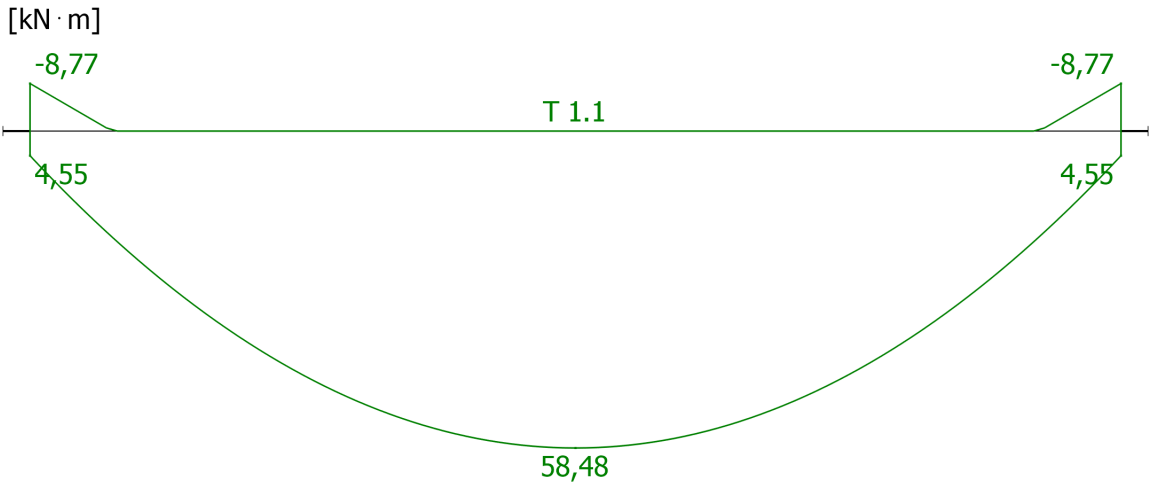
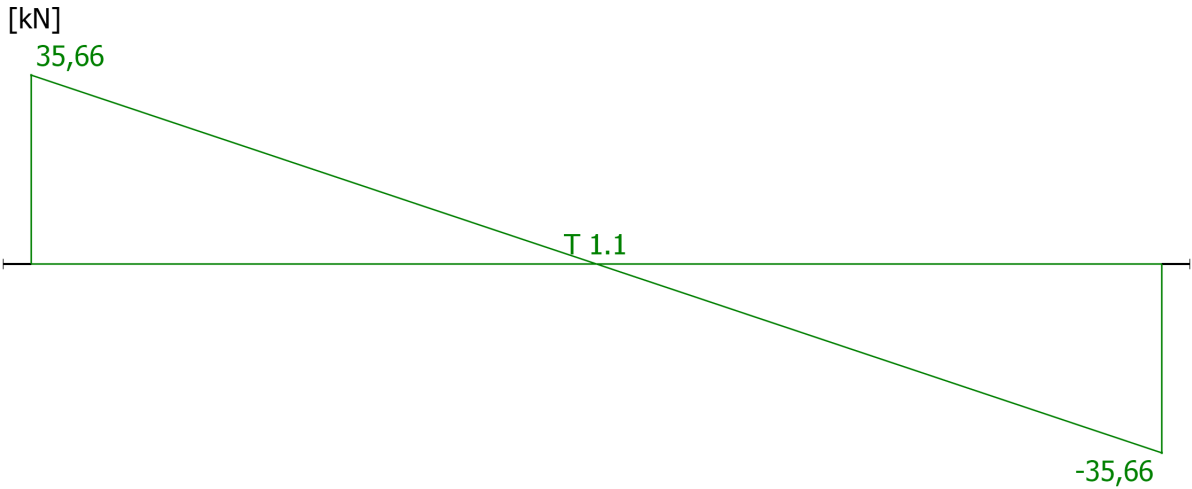
R0

6 Sollicitations internes

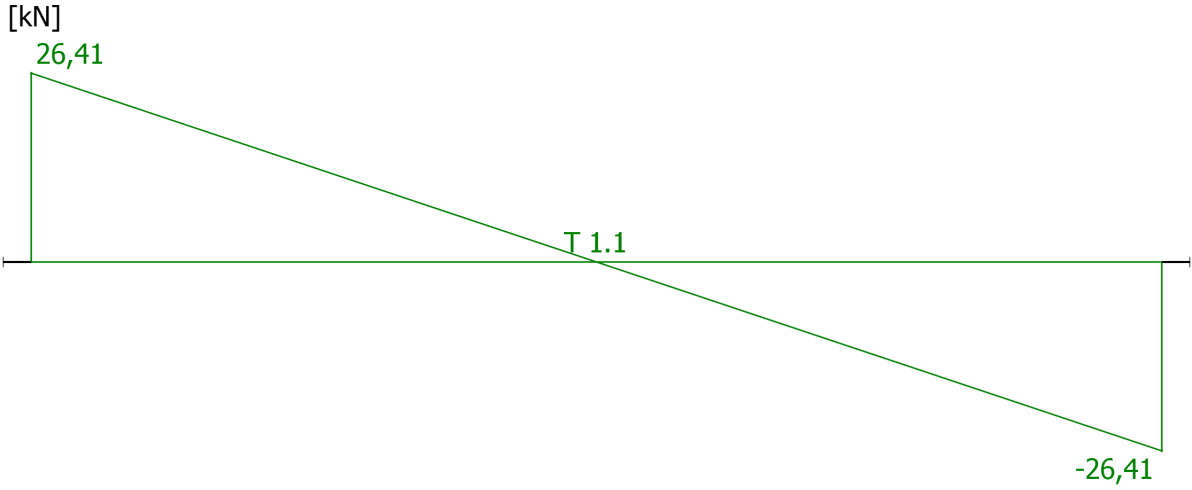
Tableau synthétique de résultats

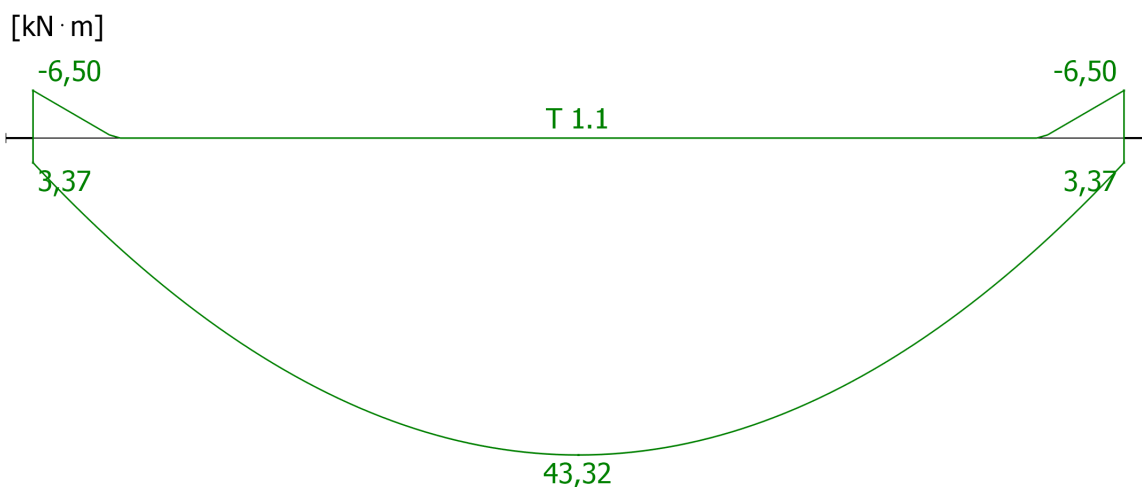
Travée - Coupe	Abscisse	Face	M_{Ed}	M_{cqc}	M_{fq}	M_{qp}	V_{Ed}	T_{Ed}
	(m)		(kN · m)	(kN · m)	(kN · m)	(kN · m)	(kN)	(kN · m)
1 - Appui gauche	0.00	Haut	-8.77	-6.50	-6.50	-6.50	35.66	0.00
		Bas	4.55	3.37	3.37	3.37	0.00	0.00
1 - Appui droit	6.05	Haut	-8.77	-6.50	-6.50	-6.50	0.00	0.00
		Bas	4.55	3.37	3.37	3.37	-35.66	0.00
1 - MInf	3.03	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	58.48	43.32	43.32	43.32	0.00	0.00
1 - VMax	6.05	Haut	-8.77	-6.50	-6.50	-6.50	0.00	0.00
		Bas	4.55	3.37	3.37	3.37	-35.66	0.00
1 - wk Max	3.03	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	58.48	43.32	43.32	43.32	0.00	0.00
1 - Contrainte Max Béton	3.03	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	58.48	43.32	43.32	43.32	0.00	0.00
1 - Contrainte Max Acier	3.03	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	58.48	43.32	43.32	43.32	0.00	0.00
1 - Flèche Max	0.00	Haut	-8.77	-6.50	-6.50	-6.50	35.66	0.00
		Bas	4.55	3.37	3.37	3.37	0.00	0.00

6.1 Enveloppe des combinaisons ELU

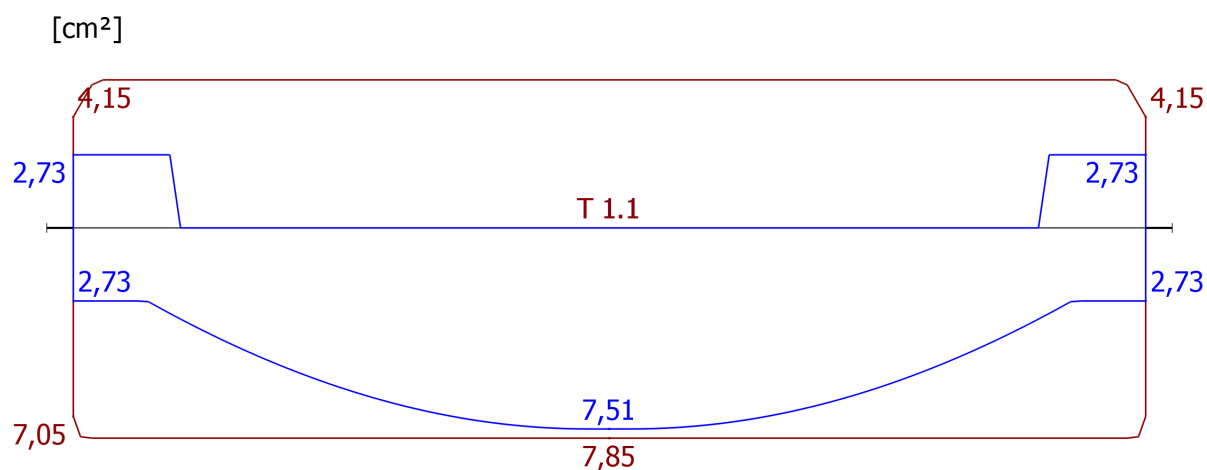


6.2 Enveloppe des combinaisons ELS





7 Aciers longitudinaux



Aciers longitudinaux								
Localisation			Couple			Armatures		
Travée - Coupe	Abscisse	Face	M _{Ed}	M _{Rd}	Travail	Théo	Réel	Min
	(mm)		(kN · m)	(kN · m)	Ratio	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
1 - Appui gauche	0	Bas	4.55	51.96	8.75 %	2.73	7.05	2.73
		Haut	-8.77	-33.57	26.13 %	2.73	4.15	
1 - Appui droit	6050	Bas	4.55	55.35	8.22 %	2.73	7.05	2.73
		Haut	-8.77	-35.82	24.49 %	2.73	4.15	
1 - MInf	3025	Bas	58.48	56.84	102.89 %	7.51	7.85	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - VMax	6050	Bas	4.55	55.35	8.22 %	2.73	7.05	2.73
		Haut	-8.77	-35.82	24.49 %	2.73	4.15	
1 - wk Max	3025	Bas	58.48	56.84	102.89 %	7.51	7.85	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - Contrainte Max Béton	3025	Bas	58.48	56.84	102.89 %	7.51	7.85	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - Contrainte Max Acier	3025	Bas	58.48	56.84	102.89 %	7.51	7.85	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - Flèche Max	0	Bas	4.55	51.96	8.75 %	2.73	7.05	2.73
		Haut	-8.77	-33.57	26.13 %	2.73	4.15	

Aciers longitudinaux réels			
Travée	Localisation	Famille	Armatures
1	Inférieur	1	10 × ø10 (7.85 cm²)
	Supérieur	1	11 × ø8 (5.53 cm²)
Aciers réels sur appuis			
Appui	Famille	Armatures	
1	1	(0.00 cm²)	
2	1	(0.00 cm²)	

La hauteur utile (d) est déterminée automatiquement en fonction du ferrailage réel.

7.1 Calcul détaillé

Travée

T 1.1, Section MInf, Abscisse 3025 mm, (Inf. barres)

Combinaison

ELU 106 : 1.35x[1 G]

Moment fléchissant de calcul

$$M_{Ed} = -58.48 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Moment réduit

$$\mu_{cu} = \frac{|M_{Ed}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{|-58.48 \text{ kN}\cdot\text{m}|}{1000 \text{ mm} \times (210 \text{ mm})^2 \times 13.33 \text{ MPa}} = 0.10$$

Moment limite réduit

$$\mu_{lim} = 0.38$$

Aciers comprimés non nécessaires.

$$\mu_{cu} \leq \mu_{lim} : 0.10 \leq 0.38$$

Axe neutre

$$x_r = \frac{1}{\lambda} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{cu}})$$

$$x_r = \frac{1}{0.80} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.10}) \in [0;1] \rightarrow x_r = 0.13$$

Bras de levier interne

$$z_b = d \cdot (1 - 0.5\lambda \cdot x_r)$$

$$z_b = 210 \text{ mm} \times (1 - 0.5 \times 0.80 \times 0.13) = 199 \text{ mm}$$

Contrainte de traction des armatures

$$\sigma_s = 391.30 \text{ MPa}$$

Section d'aciers tendus

$$A_{s1} = \frac{|M_{Ed}|}{z_b \cdot \sigma_s} = \frac{|-58.48 \text{ kN}\cdot\text{m}|}{199 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa}} = 7.51 \text{ cm}^2$$

Les pourcentages minimaux et maximaux longitudinaux sont définis par l'article 9.2.1.1 de l'EN1992-1-1 :

Pourcentage minimal (9.1N)

$$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d \\ 0.0013 b_w \cdot d \end{array} \right.$$

$$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \times \frac{2.21 \text{ MPa}}{450.00 \text{ MPa}} \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \\ 0.0013 \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$A_{s,min} = 2.73 \text{ cm}^2$$

Moment résistant

$$M_{Rd} = 56.84 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Vérification au moment

$$|M_{Ed}| \leq |M_{Rd}| : |-58.48 \text{ kN}\cdot\text{m}| \leq |56.84 \text{ kN}\cdot\text{m}|$$

Taux de travail

102.89 % (Echoué)

Travée

T 1.1, Section Appui droit, Abscisse 6050 mm, (Sup. barres)

Combinaison

ELU 106 : 1.35x[1 G]

Travée

T 1.1, Section Appui gauche, Abscisse 0 mm, (Sup. barres)

Combination**ELU 106 : 1.35x[1 G]**

Moment fléchissant de calcul

$$M_{Ed} = 8.77 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Moment réduit

$$\mu_{cu} = \frac{|M_{Ed}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{|8.77 \text{ kN}\cdot\text{m}|}{1000 \text{ mm} \times (210 \text{ mm})^2 \times 13.33 \text{ MPa}} = 0.01$$

Moment limite réduit

$$\mu_{lim} = 0.38$$

Aciers comprimés non nécessaires.

$$\mu_{cu} \leq \mu_{lim} : 0.01 \leq 0.38$$

Axe neutre

$$x_r = \frac{1}{\lambda} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{cu}})$$

$$x_r = \frac{1}{0.80} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.01}) \in [0;1] \rightarrow x_r = 0.02$$

Bras de levier interne

$$z_b = d \cdot (1 - 0.5\lambda \cdot x_r)$$

$$z_b = 210 \text{ mm} \times (1 - 0.5 \times 0.80 \times 0.02) = 208 \text{ mm}$$

Contrainte de traction des armatures

$$\sigma_s = 391.30 \text{ MPa}$$

Section d'aciers tendus

$$A_{s1} = \frac{|M_{Ed}|}{z_b \cdot \sigma_s} = \frac{|8.77 \text{ kN}\cdot\text{m}|}{208 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa}} = 1.08 \text{ cm}^2$$

Les pourcentages minimaux et maximaux longitudinaux sont définis par l'article 9.2.1.1 de l'EN1992-1-1 :

Pourcentage minimal (9.1N)

$$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d \\ 0.0013 b_w \cdot d \end{array} \right.$$

$$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \times \frac{2.21 \text{ MPa}}{450.00 \text{ MPa}} \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \\ 0.0013 \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$A_{s,min} = 2.73 \text{ cm}^2$$

Moment résistant

$$M_{Rd} = 35.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Vérification au moment

$$|M_{Ed}| \leq |M_{Rd}| : |8.77 \text{ kN}\cdot\text{m}| \leq |35.82 \text{ kN}\cdot\text{m}|$$

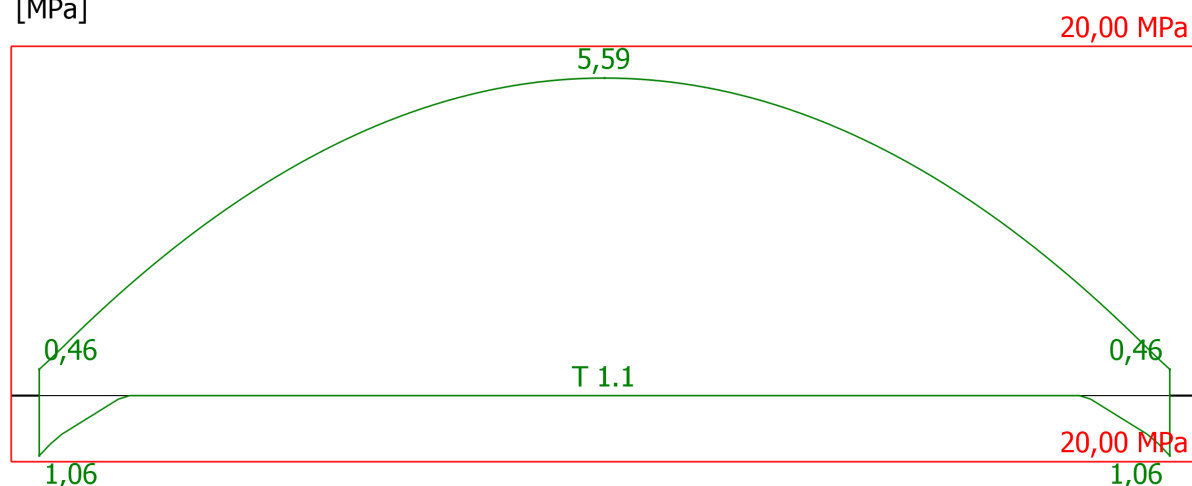
Taux de travail

$$24.49 \% \text{ (Réussi)}$$

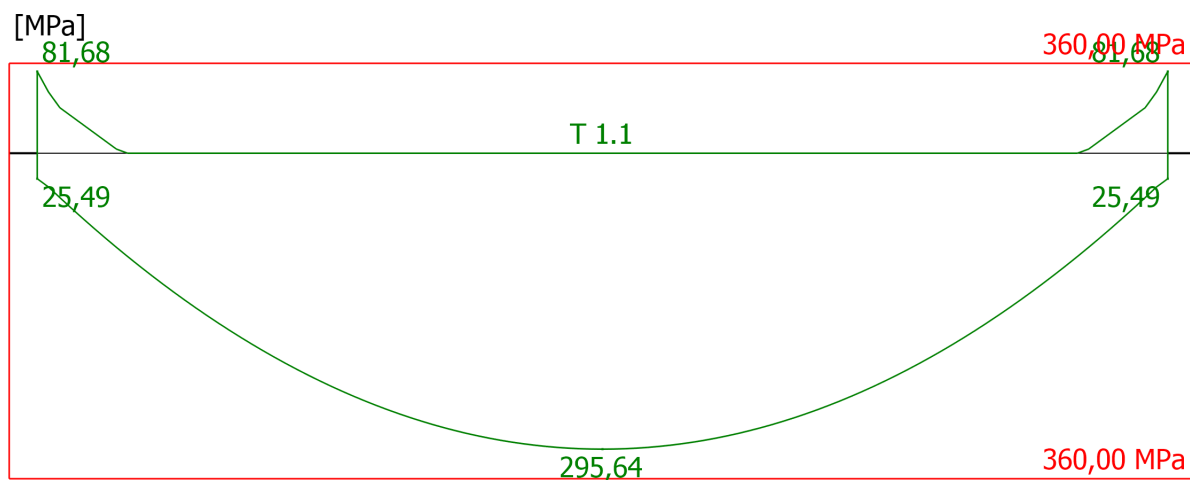
8 Vérification des contraintes**8.1 Enveloppe des combinaisons ELS-CRQ**

Contrainte de compression du béton

[MPa]

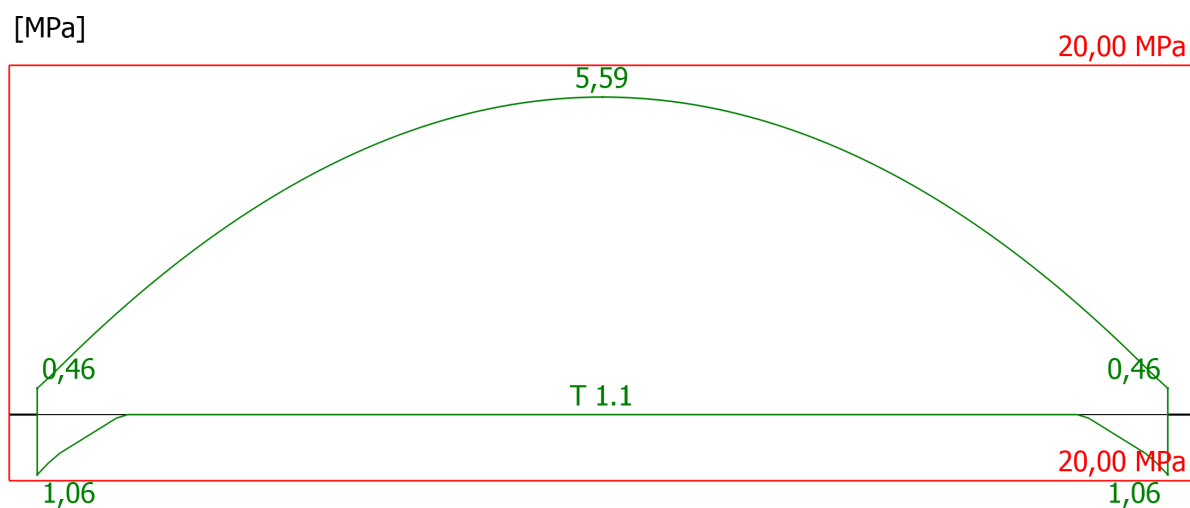


Contrainte de traction dans les armatures

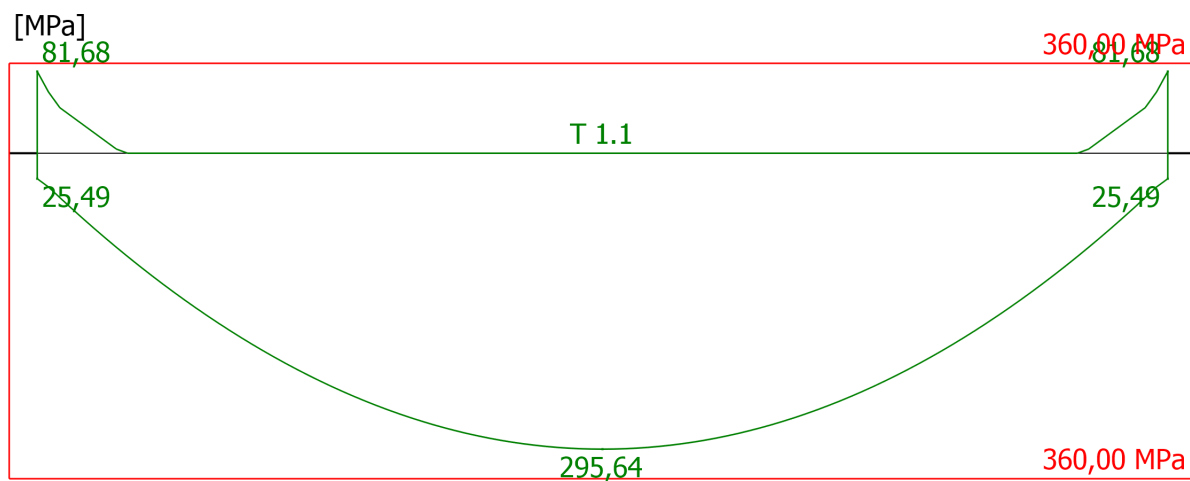


8.2 Enveloppe des combinaisons ELS-FRQ

Contrainte de compression du béton



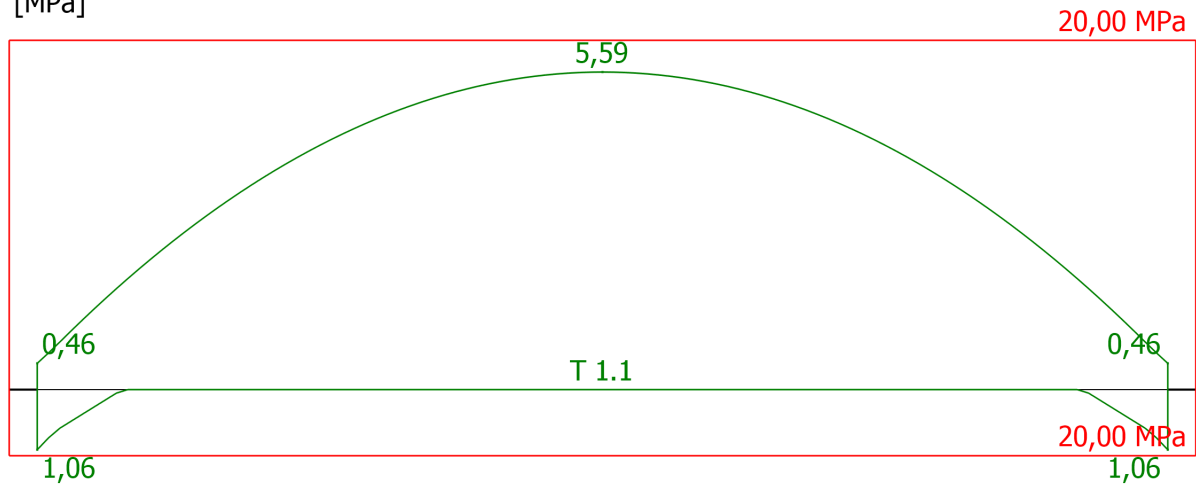
Contrainte de traction dans les armatures



8.3 Enveloppe des combinaisons ELS-QP

Contrainte de compression du béton

[MPa]



Contrainte de traction dans les armatures

[MPa]

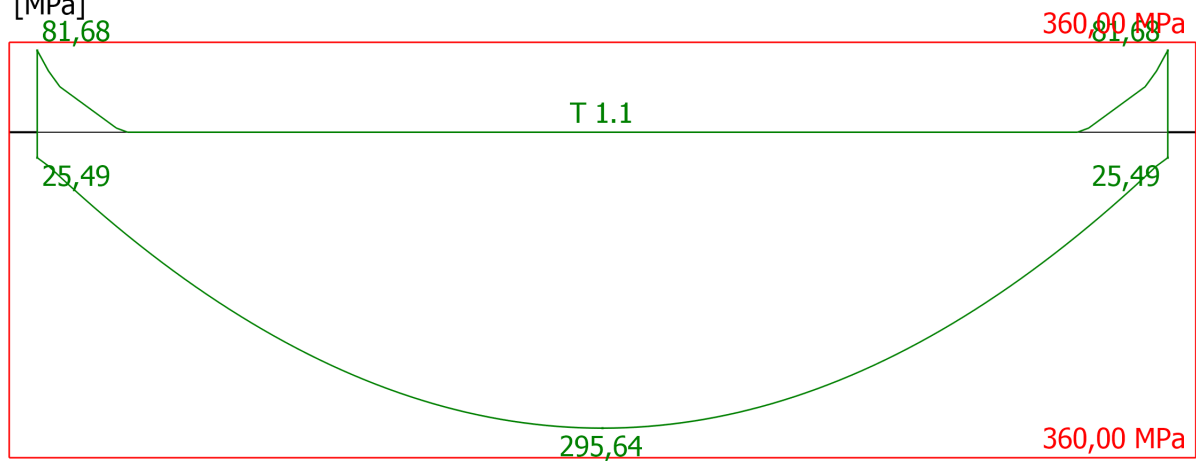


Tableau synthétique de résultats

Vérification des contraintes								
Travée - Coupe	Abscisse	Enveloppe Type	Contraintes (MPa)					
	(mm)		φ_{ef}	α_e	σ_c	Tx	σ_s	Tx
1 - Left Support	0	CRQ	3,88	25,88	1.06	5.29 %	81.68	22.69 %
		FRQ	3,88	25,88	1.06	5.29 %	81.68	22.69 %
		QP	3,88	25,88	1.06	5.29 %	81.68	22.69 %
1 - Right Support	6050	CRQ	3,88	25,88	1.06	5.29 %	81.68	22.69 %
		FRQ	3,88	25,88	1.06	5.29 %	81.68	22.69 %
		QP	3,88	25,88	1.06	5.29 %	81.68	22.69 %
1 - MInf	3025	CRQ	3,88	25,88	5.59	27.95 %	295.64	82.12 %
		FRQ	3,88	25,88	5.59	27.95 %	295.64	82.12 %
		QP	3,88	25,88	5.59	27.95 %	295.64	82.12 %
1 - VMax	6050	CRQ	3,88	25,88	1.06	5.29 %	81.68	22.69 %
		FRQ	3,88	25,88	1.06	5.29 %	81.68	22.69 %
		QP	3,88	25,88	1.06	5.29 %	81.68	22.69 %
1 - wk Max	3025	CRQ	3,88	25,88	5.59	27.95 %	295.64	82.12 %
		FRQ	3,88	25,88	5.59	27.95 %	295.64	82.12 %
		QP	3,88	25,88	5.59	27.95 %	295.64	82.12 %
		CRQ	3,88	25,88	5.59	27.95 %	295.64	82.12 %

Vérification des contraintes								
Travée - Coupe	Abscisse	Enveloppe Type	Contraintes (MPa)					
	(mm)		φ_{ef}	α_e	σ_c	T _x	σ_s	T _x
1 - Max Conc Stress	3025	FRQ	3,88	25,88	5.59	27.95 %	295.64	82.12 %
		QP	3,88	25,88	5.59	27.95 %	295.64	82.12 %
1 - Max Steel Stress	3025	CRQ	3,88	25,88	5.59	27.95 %	295.64	82.12 %
		FRQ	3,88	25,88	5.59	27.95 %	295.64	82.12 %
		QP	3,88	25,88	5.59	27.95 %	295.64	82.12 %
1 - Max Deflection	0	CRQ	3,88	25,88	1.06	5.29 %	81.68	22.69 %
		FRQ	3,88	25,88	1.06	5.29 %	81.68	22.69 %
		QP	3,88	25,88	1.06	5.29 %	81.68	22.69 %

Calcul détaillé des contraintes de traction d'acier

Travée

T 1.1, Section Contrainte Max Acier, Abscisse 3025 mm

Combinaison

Enveloppe des SLS QP combinaisons

Moment de flexion ELS

$$M_{Ed} = 43.32 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Section d'armatures tendues

$$A_{s,t} = 7.85 \text{ cm}^2$$

Section d'aciers comprimés

$$A_{s,c} = 5.53 \text{ cm}^2$$

Coefficient d'équivalence pour les charges à long terme

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200000.00 \text{ MPa}}{7728.77 \text{ MPa}} = 25.88$$

Hauteur de béton comprimé

$$x = 70 \text{ mm}$$

Le moment d'inertie

$$I = \frac{b_w \cdot x^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{s,c} \cdot (d_c - x)^2 + \alpha_e \cdot A_{s,t} \cdot (d_t - x)^2$$

$$I = \frac{1000 \text{ mm} \times (70 \text{ mm})^3}{3} + 25.88 \times 5.53 \text{ cm}^2 \times (37 \text{ mm} - 70 \text{ mm})^2$$

$$+ 25.88 \times 7.85 \text{ cm}^2 \times (212 \text{ mm} - 70 \text{ mm})^2 = 53971.57 \text{ cm}^4$$

Contrainte de traction dans les armatures

$$\sigma_{s,t} = \alpha_e \cdot \frac{M_{Ed}}{I} \cdot (d_t - x)$$

$$\sigma_{s,t} = 25.88 \times \frac{43.32 \text{ kN}\cdot\text{m}}{53971.57 \text{ cm}} \times (212 \text{ mm} - 70 \text{ mm}) = 295.64 \text{ MPa}$$

Contrainte de compression des aciers

$$\sigma_{s,c} = \alpha_e \cdot \frac{M_{Ed}}{I} \cdot (d_c - x)$$

$$\sigma_{s,c} = 25.88 \times \frac{43.32 \text{ kN}\cdot\text{m}}{53971.57 \text{ cm}} \times (37 \text{ mm} - 70 \text{ mm})$$

$$\sigma_{s,c} = -67.82 \text{ MPa}$$

Contrainte de compression du béton

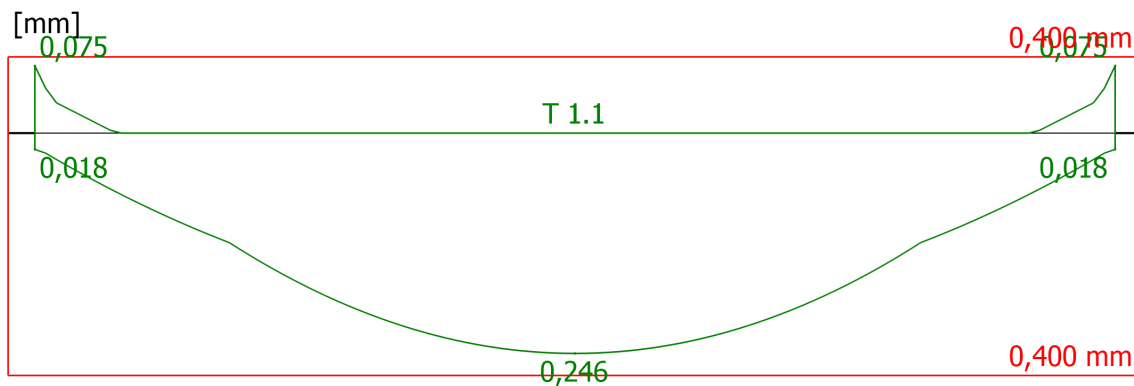
$$\sigma_{c,c} = -\frac{M_{Ed}}{I} \cdot x = -\frac{43.32 \text{ kN}\cdot\text{m}}{53971.57 \text{ cm}} \times 70 \text{ mm} = -5.59 \text{ MPa}$$

Contrainte de traction du béton

$$\sigma_{c,t} = \frac{M_{Ed}}{I} \cdot (h - x) = \frac{43.32 \text{ kN}\cdot\text{m}}{53971.57 \text{ cm}} \times (250 \text{ mm} - 70 \text{ mm})$$

$$\sigma_{c,t} = 14.47 \text{ MPa}$$

9 Vérification de l'ouverture de fissures



Vérification de l'ouverture des fissures									
Travée - Coupe	Abscisse	Section	w _{k,top}	w _{k,bot}	S _{r,max}	ε _{sm} - ε _c	w _{k,max}	w _{lim}	Travail Ratio
	(mm)	Localisation	(mm)	(mm)	(mm)	(‰)	(mm)	(mm)	
1 - Appui gauche	0	Supérieur	0.075	0.018	306	0.25	0.075	0.400	18.76 %
1 - Appui droit	6050	Supérieur	0.075	0.018	306	0.25	0.075	0.400	18.76 %
1 - MInf	3025	Inférieur	0.000	0.246	221	1.11	0.246	0.400	61.47 %
1 - VMax	6050	Inférieur	0.075	0.018	238	0.08	0.075	0.400	18.76 %
1 - wk Max	3025	Inférieur	0.000	0.246	221	1.11	0.246	0.400	61.47 %
1 - Contrainte Max Béton	3025	Inférieur	0.000	0.246	221	1.11	0.246	0.400	61.47 %
1 - Contrainte Max Acier	3025	Inférieur	0.000	0.246	221	1.11	0.246	0.400	61.47 %
1 - Flèche Max	0	Supérieur	0.075	0.018	306	0.25	0.075	0.400	18.76 %

Le calcul des ouvertures de fissures est réalisé conformément au §7.3.4 (1) de l'EN 1992-1-1.

Travée**Combinaison**

Position de l'axe neutre

Section tendue efficace, autour des aciers tendus (7.3.4(2), Fig. 7.1)

T 1.1, Coupe wk Max, Abscisse 3025 mm, Position : supérieur**Enveloppe des SLS QP combinaisons**

$$x_1 = 70 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 1000 \text{ mm} \times 60 \text{ mm} = 601.15 \text{ cm}^2$$

$$h_{c,eff} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 2.5(h - d) \\ \frac{h - x}{3} \\ \frac{h}{2} \end{array} \right.$$

$$h_{c,eff} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2.5 \times (250 \text{ mm} - 212 \text{ mm})}{250 \text{ mm} - 70 \text{ mm}} \\ \frac{250 \text{ mm}}{2} \end{array} \right. = 60 \text{ mm}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{7.85 \text{ cm}^2}{601.15 \text{ cm}^2} = 0.01$$

Ouverture de fissures maximal (7.3.4 (3), 7.11)

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{p,eff}}$$

$$S_{r,max} = 2.95 \times 31 \text{ mm} + 0.80 \times 0.50 \times 0.43 \times \frac{10 \text{ mm}}{0.01}$$

$$S_{r,max} = 221 \text{ mm}$$

Module de Young sécant

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \times \left(\frac{28.00 \text{ MPa}}{10} \right)^{0.3} = 29961.95 \text{ MPa}$$

Coefficient d'équivalence à court terme

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000.00 \text{ MPa}}{29961.95 \text{ MPa}} = 6.68$$

Différence à la contrainte moyenne (7.3.4 (2))

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \\ 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \end{array} \right. =$$

$$= \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{295.64 \text{ MPa} - 0.40 \times \frac{2.21 \text{ MPa}}{0.01} \times (1 + 6.68 \times 0.01)}{200000.00 \text{ MPa}} \\ 0.6 \times \frac{295.64 \text{ MPa}}{200000.00 \text{ MPa}} \end{array} \right.$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c = 1.11 \text{ ‰}$$

Ouverture de fissure (7.3.4 (1))

$$w_{k,bot} = S_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c) = 221 \text{ mm} \times 1.11 \text{ ‰} = 0.246 \text{ mm}$$

Vérification de l'ouverture des fissures

$$w_{k,bot} \leq w_{lim}; 0.246 \text{ mm} \leq 0.400 \text{ mm}$$

Réussi**10 Réactions d'appuis**

Cas de charge / combinaison		Appui 1	Appui 2
ID	Titre	Fz (kN)	Fz (kN)
1	Permanentes 1	-27.50	-27.44
2	Surcharges d'exploitation 1	0.00	0.00
101	0.9x[1 G]	-24.75	-24.69
102	1.1x[1 G]	-30.25	-30.18

Cas de charge / combinaison		Appui 1	Appui 2
ID	Titre	Fz (kN)	Fz (kN)
103	0.9x[1 G]+1.5x[2 Q]	-24.75	-24.69
104	1.1x[1 G]+1.5x[2 Q]	-30.25	-30.18
105	1x[1 G]	-27.50	-27.44
106	1.35x[1 G]	-37.13	-37.04
107	1x[1 G]+1.5x[2 Q]	-27.50	-27.44
108	1.35x[1 G]+1.5x[2 Q]	-37.13	-37.04
109	1x[1 G]	-27.50	-27.44
110	1x[1 G]+1x[2 Q]	-27.50	-27.44
111	1x[1 G]	-27.50	-27.44
112	1x[1 G]+0.5x[2 Q]	-27.50	-27.44
113	1x[1 G]	-27.50	-27.44
114	1x[1 G]+0.3x[2 Q]	-27.50	-27.44
	Max (ELU)	-37.13	-37.04
	Max (ELS)	-27.50	-27.44


11 Flèches

[mm]

T 1.1

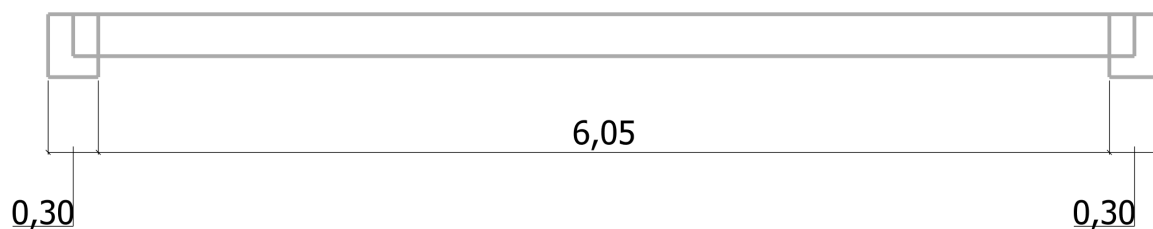
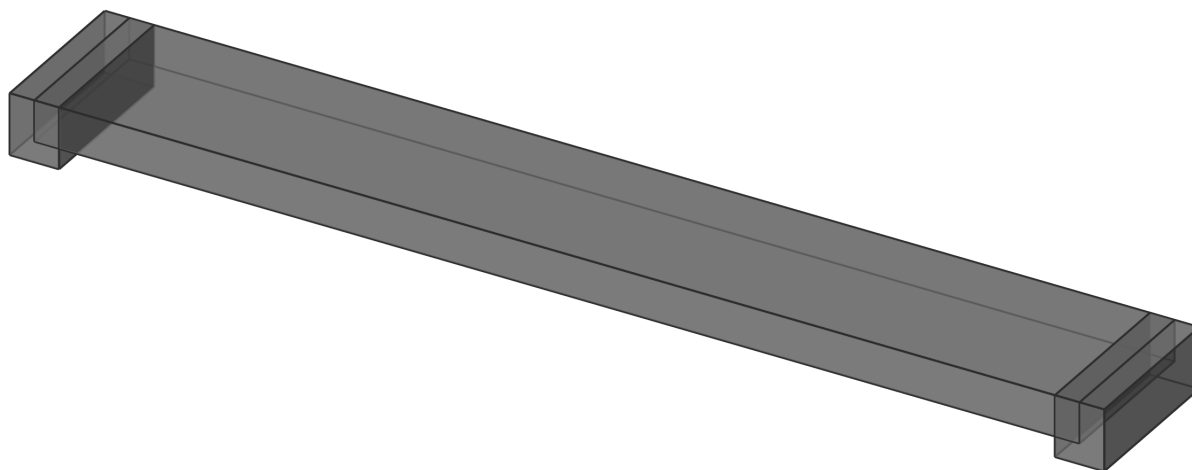
Vérification de la flèche				
Travée	L/d	Limite	Taux de travail	Statut
1	29,95	24,02	124.68 %	Echoué

La limite pour L/d est calculée conformément à l'EN 1992-1-1, 7.4.2, (7.16.a ou 7.16.b).

	Projet	Bâtiment 27 : TOM MOREL LYCEE MILITAIRE DE SAINT-CYR		
	Adresse			
	Note de calcul	1		
	Auteur		Date	
	Vérificateur		Date	
	Indice	0	Plan	

Dalle D7 en béton armé

1 Description de la géométrie



Travée : 1

Longueur $L = 6050 \text{ mm}$

Largeur de la poutre $b_w = 1000 \text{ mm}$

Hauteur totale de la poutre $H = 250 \text{ mm}$

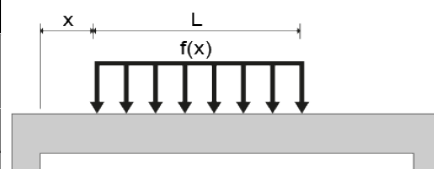
Largeur de l'appui gauche $b_{LS} = 300 \text{ mm}$

Largeur de l'appui droit $b_{RS} = 300 \text{ mm}$

2 Charges et combinaisons

Description des cas de charges								
	Titre	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	γ_{EQU}	γ_{STR}	$\gamma_{\text{EQU,Fav}}$	$\gamma_{\text{GEO,Fav}}$
1	Permanentes 1	-	-	-	1.1	1.35	0.9	1
2	Surcharges d'exploitation 1	0.7	0.5	0.3	1.5	1.5	0	0

Charges uniformes						
Charge ID	Travée ID	Cas ID	f (kN/m)	x	L (mm)	h'
1	1	1	1.34	0	6300	-
2	1	1	1.50	0	6300	-



Description des combinaisons			
ID	Combinaison	Norme	Type
101	0.9x[1 G]	ECELUEQU	ELU
102	1.1x[1 G]	ECELUEQU	ELU
103	0.9x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUEQU	ELU
104	1.1x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUEQU	ELU
105	1x[1 G]	ECELUSTR	ELU
106	1.35x[1 G]	ECELUSTR	ELU
107	1x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUSTR	ELU
108	1.35x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUSTR	ELU
109	1x[1 G]	ECELSQ	ELS
110	1x[1 G]+1x[2 Q]	ECELSQ	ELS
111	1x[1 G]	ECELSFQ	ELS
112	1x[1 G]+0.5x[2 Q]	ECELSFQ	ELS
113	1x[1 G]	ECELSQP	ELS
114	1x[1 G]+0.3x[2 Q]	ECELSQP	ELS

3 Hypothèses globales

Calcul béton :	EN1992-1-1 / EN1992-1-2.
Charges et combinaisons :	EN1990 / EN1991.
Calcul des aciers longitudinaux :	EN1992-1-1 / 6.1 - Méthode du « moment réduit limite ».
Calcul des aciers transversaux :	Méthode standard (EN1992-1-1, 6.2.2 / 6.2.3).
Béton :	Pas de béton avec fumée de silice. Pas de béton hautes performances.
Diagramme des aciers :	Diagramme à palier horizontal.
Dispositions sismiques :	Aucune disposition sismique.
Résistance au feu :	R 0
Poids propre :	Prise en compte du poids propre sans celui de la table de compression.
Mode de calcul de section :	Calcul en section en té.

3.1 Localisation

Localisation	France
Nom de l'élément	Poutre principale
ID de l'élément	1
Position	Poutre n° 1 Niveau n° 1
Plan	-
Niveau	0.00 m NGF
Coordonnées	$X_1 = 0.00 \text{ m}; Y_1 = 0.00 \text{ m}; Z_1 = 0.00 \text{ m}$ $X_2 = 0.00 \text{ m}; Y_2 = 0.00 \text{ m}; Z_2 = 0.00 \text{ m}$

3.2 Unités

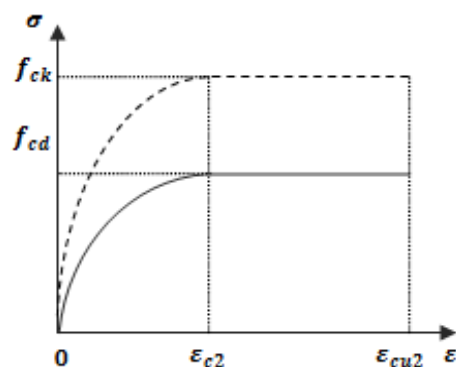
Longueurs	mm
Efforts	kN
Moments	kN · m
Contraintes	MPa (MN/m ²)
Angles	°
Sections d'acier	cm ²
Ouverture de fissure	mm

Toutes les longueurs sont liées à l'unité "Petites longueurs"

3.3 Matériaux

Qualité de béton

(EN1992-1-1 / 3.1)



Travée 1 Classe de béton : C20/25

$$f_{ck} = 20.00 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1.00 \times \frac{20.00 \text{ MPa}}{1.50} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \times (20.00 \text{ MPa})^{2/3} = 2.21 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \cdot \left[\frac{f_{ctm}}{10} \right]^{0.3}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \times \left[\frac{2.21 \text{ MPa}}{10} \right]^{0.3}$$

$$E_{cm} = 29961.95 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{c2} = 2.00\text{‰}$$

$$\varepsilon_{cu2} = 3.50\text{‰}$$

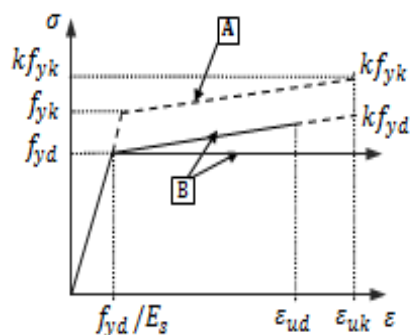
Densité :

$$\rho_c = 2500.00 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{ELU : } \gamma_c = 1.50$$

$$\text{ELUA : } \gamma_c = 1.20$$

Nuance d'acier
(EN1992-1-1 / Section 3 / Annexe C)



Travée 1 **Classe des aciers longitudinaux :**
B450A
Classe des aciers transversaux :
B500A

$$f_{yk} = 450.00 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450.00 \text{ MPa}}{1.15} = 391.30 \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} = 500.00 \text{ MPa}$$

Classe de ductilité : A

$$E_s = 200000.00 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{uk} = 25.00\%$$

$$\varepsilon_{ud} = 0.9\varepsilon_{uk} = 0.9 \times 25.00 = 22.50\%$$

Densité :

$$\rho_s = 7850.00 \text{ kg/m}^3$$

Palier plastique horizontal

$$k = 1.05$$

$$\text{ELU : } \gamma_s = 1.15$$

$$\text{ELUA : } \gamma_s = 1.00$$

Enrobages								
Haut			Bas			Lateral		
Enrobage	c_{nom}	$c_{min,b}$	Enrobage	c_{nom}	$c_{min,b}$	Enrobage	c_{nom}	$c_{min,b}$
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
25	25	8	25	25	8	25	25	8

Valeur minimale de l'enrobage pour la durabilité $c_{min,dur} = 15 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (5))

Tolérance d'exécution $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$ (4.4.1.1 2(P))

Tolérance de sécurité $\Delta c_{dur,\gamma} = 0 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (6))

Réduction pour l'acier inoxydable $\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (7))

Réduction pour une protection supplémentaire $\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (8))

4 Coefficient de fluage

Le calcul du coefficient de fluage est effectué conformément à l'annexe B de l'EN1992-1-1.

Humidité relative $RH = 50.00\%$

Temps au chargement initial (en jours) $t_0 = 28$

Coefficient qui rend compte du $t = \infty \rightarrow \beta_c(t, t_0) = 1.0$

développement du fluage avec le temps après chargement

Span 1

Taille théorique de l'élément en mm
(B.6)

$$h_0 = \frac{2Ac}{u} = \frac{2 \times 2500.00 \text{ cm}^2}{2500 \text{ mm}} = 200.00 \text{ mm}$$

Influence de l'humidité (B.3a)

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} = 1 + \frac{1 - 50.00 \%}{0.1 \sqrt[3]{200.00}} = 1.85$$

Influence de la résistance du béton (B.4)

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16.8}{\sqrt{28.00}} = 3.17$$

Age de la charge t_0 , en considérant

$$\text{l'effet du type de ciment (B.9), en jours} \quad t_{0,c} = t_0 \cdot \left[\frac{9}{2 + (t_0)^{1.2}} + 1 \right]^{\alpha} = 28.00 \times \left[\frac{9}{2 + 28.00^{1.2}} + 1 \right]^{0.00} \geq 0.5$$

$$t_{0,c} = 28.00$$

Influence de la maturité du béton (B.5)

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_{0,c})^{0.2}} = \frac{1}{0.1 + (28.00)^{0.2}} = 0.49$$

Coefficient de fluage à long terme (B.2) $\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1.85 \times 3.17 \times 0.49 = 2.88$

Coefficient de fluage (B.1)

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_{\epsilon}(t, t_0) = 2.88 \times 1.00 = 2.88$$

5 Conditions minimales de résistance feu

Classe de résistance au feu

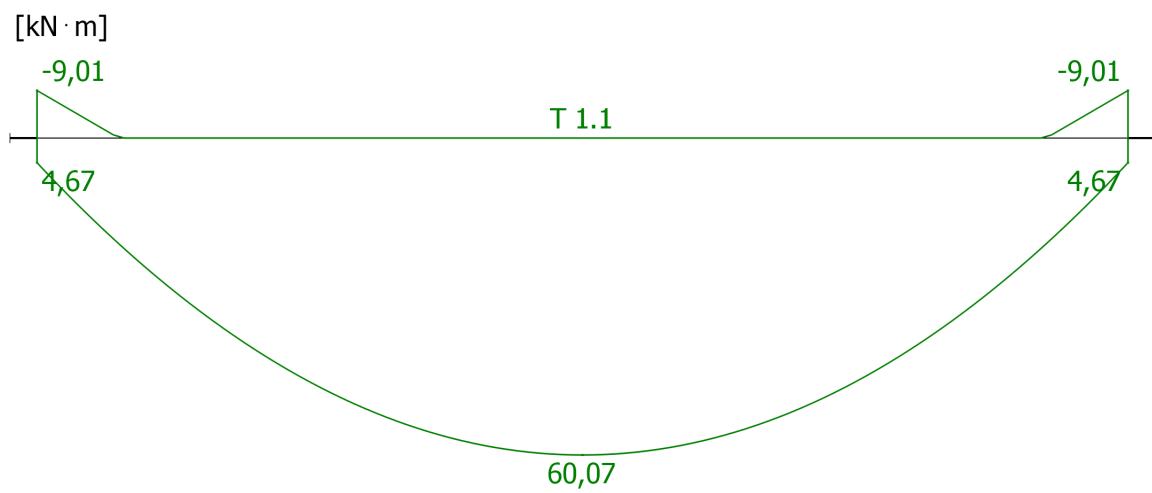
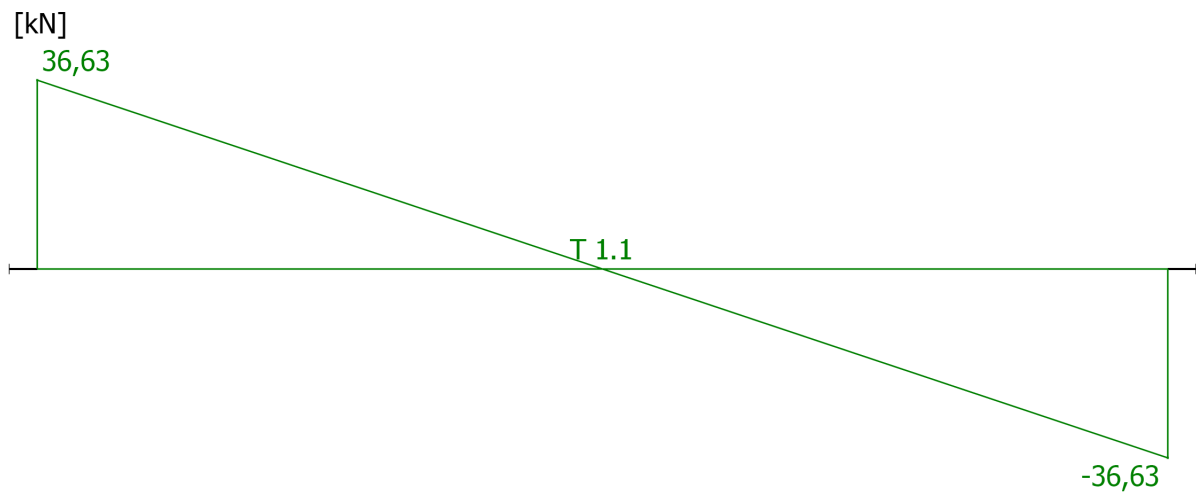
R0

6 Sollicitations internes

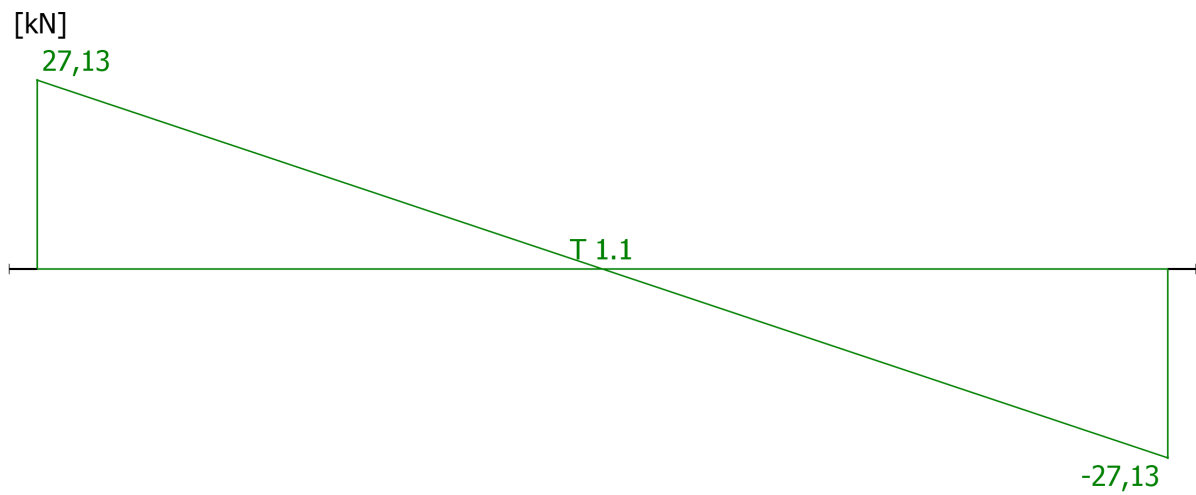
Tableau synthétique de résultats

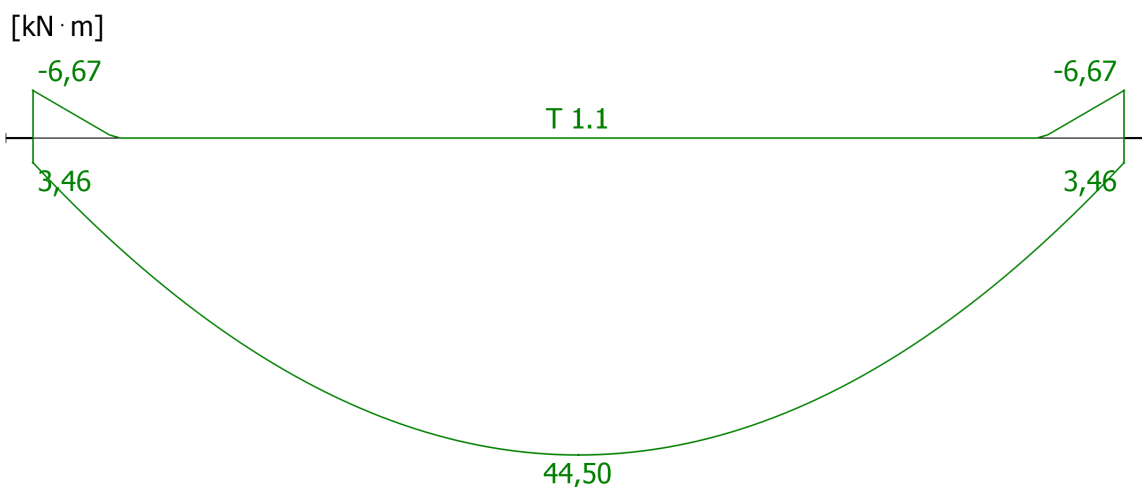
Travée - Coupe	Abscisse	Face	M_{Ed}	M_{cqc}	M_{fq}	M_{qp}	V_{Ed}	T_{Ed}
	(m)		(kN · m)	(kN · m)	(kN · m)	(kN · m)	(kN)	(kN · m)
1 - Appui gauche	0.00	Haut	-9.01	-6.67	-6.67	-6.67	36.63	0.00
		Bas	4.67	3.46	3.46	3.46	0.00	0.00
1 - Appui droit	6.05	Haut	-9.01	-6.67	-6.67	-6.67	0.00	0.00
		Bas	4.67	3.46	3.46	3.46	-36.63	0.00
1 - MInf	3.03	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	60.07	44.50	44.50	44.50	0.00	0.00
1 - VMax	6.05	Haut	-9.01	-6.67	-6.67	-6.67	0.00	0.00
		Bas	4.67	3.46	3.46	3.46	-36.63	0.00
1 - wk Max	3.03	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	60.07	44.50	44.50	44.50	0.00	0.00
1 - Contrainte Max Béton	3.03	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	60.07	44.50	44.50	44.50	0.00	0.00
1 - Contrainte Max Acier	3.03	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	60.07	44.50	44.50	44.50	0.00	0.00
1 - Flèche Max	0.00	Haut	-9.01	-6.67	-6.67	-6.67	36.63	0.00
		Bas	4.67	3.46	3.46	3.46	0.00	0.00

6.1 Enveloppe des combinaisons ELU

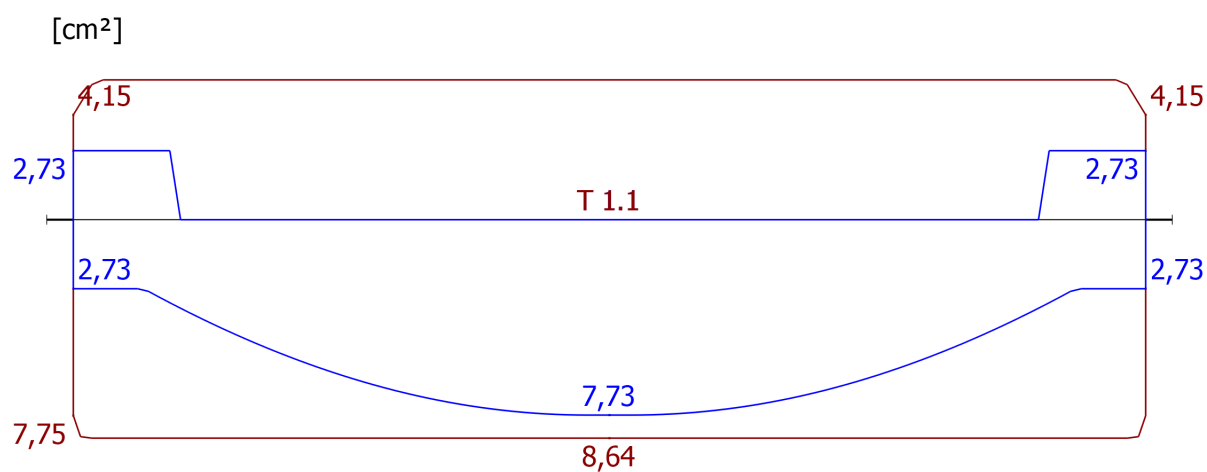


6.2 Enveloppe des combinaisons ELS





7 Aciers longitudinaux



Aciers longitudinaux								
Localisation			Couple			Armatures		
Travée - Coupe	Abscisse	Face	M _{Ed}	M _{Rd}	Travail	Théo	Réal	Min
	(mm)		(kN · m)	(kN · m)	Ratio	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
1 - Appui gauche	0	Bas	4.67	57.55	8.12 %	2.73	7.75	2.73
		Haut	-9.01	-33.57	26.84 %	2.73	4.15	
1 - Appui droit	6050	Bas	4.67	61.28	7.62 %	2.73	7.75	2.73
		Haut	-9.01	-35.82	25.15 %	2.73	4.15	
1 - MInf	3025	Bas	60.07	63.11	95.19 %	7.73	8.64	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - VMax	6050	Bas	4.67	61.28	7.62 %	2.73	7.75	2.73
		Haut	-9.01	-35.82	25.15 %	2.73	4.15	
1 - wk Max	3025	Bas	60.07	63.11	95.19 %	7.73	8.64	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - Contrainte Max Béton	3025	Bas	60.07	63.11	95.19 %	7.73	8.64	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - Contrainte Max Acier	3025	Bas	60.07	63.11	95.19 %	7.73	8.64	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - Flèche Max	0	Bas	4.67	57.55	8.12 %	2.73	7.75	2.73
		Haut	-9.01	-33.57	26.84 %	2.73	4.15	

Aciers longitudinaux réels			
Travée	Localisation	Famille	Armatures
1	Inférieur	1	11 × ø10 (8.64 cm²)
	Supérieur	1	11 × ø8 (5.53 cm²)
Aciers réels sur appuis			
Appui	Famille	Armatures	
1	1	(0.00 cm²)	
2	1	(0.00 cm²)	

La hauteur utile (d) est déterminée automatiquement en fonction du ferrailage réel.

7.1 Calcul détaillé

Travée	T 1.1, Section MInf, Abscisse 3025 mm, (Inf. barres)
Combinaison	ELU 106 : 1.35x[1 G]
Moment fléchissant de calcul	$M_{Ed} = -60.07 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Moment réduit	$\mu_{cu} = \frac{ M_{Ed} }{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{ -60.07 \text{ kN}\cdot\text{m} }{1000 \text{ mm} \times (210 \text{ mm})^2 \times 13.33 \text{ MPa}} = 0.10$
Moment limite réduit	$\mu_{lim} = 0.38$
Aciers comprimés non nécessaires.	$\mu_{cu} \leq \mu_{lim} : 0.10 \leq 0.38$
Axe neutre	$x_r = \frac{1}{\lambda} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{cu}})$ $x_r = \frac{1}{0.80} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.10}) \in [0;1] \rightarrow x_r = 0.13$
Bras de levier interne	$z_b = d \cdot (1 - 0.5\lambda \cdot x_r)$ $z_b = 210 \text{ mm} \times (1 - 0.5 \times 0.80 \times 0.13) = 199 \text{ mm}$
Contrainte de traction des armatures	$\sigma_s = 391.30 \text{ MPa}$
Section d'aciers tendus	$A_{s1} = \frac{ M_{Ed} }{z_b \cdot \sigma_s} = \frac{ -60.07 \text{ kN}\cdot\text{m} }{199 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa}} = 7.73 \text{ cm}^2$
Les pourcentages minimaux et maximaux longitudinaux sont définis par l'article 9.2.1.1 de l'EN1992-1-1 :	
Pourcentage minimal (9.1N)	$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d \\ 0.0013 b_w \cdot d \end{array} \right.$ $A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \times \frac{2.21 \text{ MPa}}{450.00 \text{ MPa}} \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \\ 0.0013 \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \end{array} \right.$ $A_{s,min} = 2.73 \text{ cm}^2$
Moment résistant	$M_{Rd} = 63.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Vérification au moment	$ M_{Ed} \leq M_{Rd} : -60.07 \text{ kN}\cdot\text{m} \leq 63.11 \text{ kN}\cdot\text{m} $
Taux de travail	95.19 % (Réussi)
Travée	T 1.1, Section Appui droit, Abscisse 6050 mm, (Sup. barres)
Combinaison	ELU 106 : 1.35x[1 G]
Travée	T 1.1, Section Appui gauche, Abscisse 0 mm, (Sup. barres)

Combinaison**ELU 106 : 1.35x[1 G]**

Moment fléchissant de calcul

$$M_{Ed} = 9.01 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Moment réduit

$$\mu_{cu} = \frac{|M_{Ed}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{|9.01 \text{ kN}\cdot\text{m}|}{1000 \text{ mm} \times (210 \text{ mm})^2 \times 13.33 \text{ MPa}} = 0.02$$

Moment limite réduit

$$\mu_{lim} = 0.38$$

Aciers comprimés non nécessaires.

$$\mu_{cu} \leq \mu_{lim} : 0.02 \leq 0.38$$

Axe neutre

$$x_r = \frac{1}{\lambda} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{cu}})$$

$$x_r = \frac{1}{0.80} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.02}) \in [0; 1] \rightarrow x_r = 0.02$$

Bras de levier interne

$$z_b = d \cdot (1 - 0.5\lambda \cdot x_r)$$

$$z_b = 210 \text{ mm} \times (1 - 0.5 \times 0.80 \times 0.02) = 208 \text{ mm}$$

Contrainte de traction des armatures

$$\sigma_s = 391.30 \text{ MPa}$$

Section d'aciers tendus

$$A_{s1} = \frac{|M_{Ed}|}{z_b \cdot \sigma_s} = \frac{|9.01 \text{ kN}\cdot\text{m}|}{208 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa}} = 1.11 \text{ cm}^2$$

Les pourcentages minimaux et maximaux longitudinaux sont définis par l'article 9.2.1.1 de l'EN1992-1-1 :

Pourcentage minimal (9.1N)

$$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d \\ 0.0013 b_w \cdot d \end{array} \right.$$

$$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \times \frac{2.21 \text{ MPa}}{450.00 \text{ MPa}} \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \\ 0.0013 \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$A_{s,min} = 2.73 \text{ cm}^2$$

Moment résistant

$$M_{Rd} = 35.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Vérification au moment

$$|M_{Ed}| \leq |M_{Rd}| : |9.01 \text{ kN}\cdot\text{m}| \leq |35.82 \text{ kN}\cdot\text{m}|$$

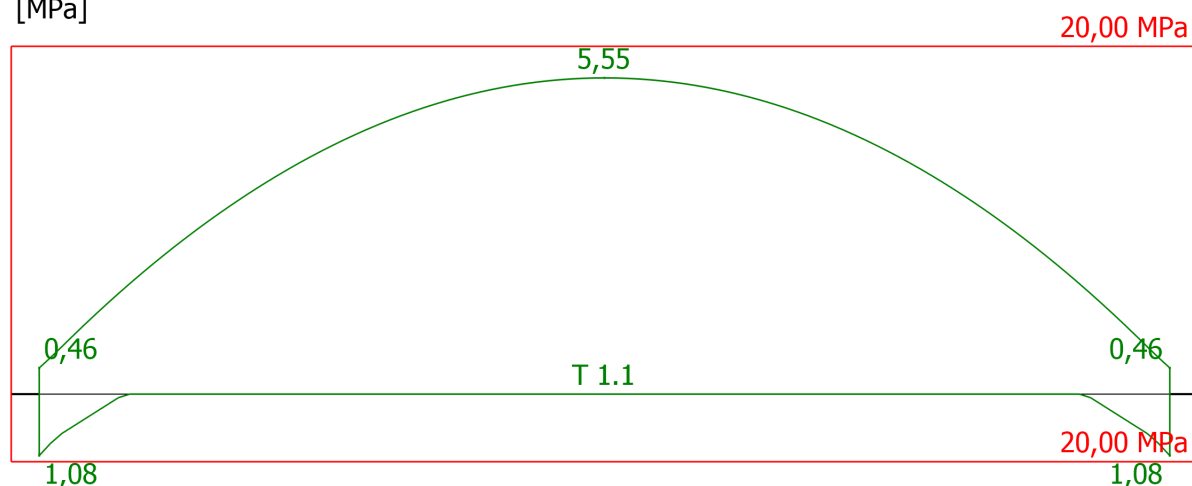
Taux de travail

$$25.15 \% \text{ (Réussi)}$$

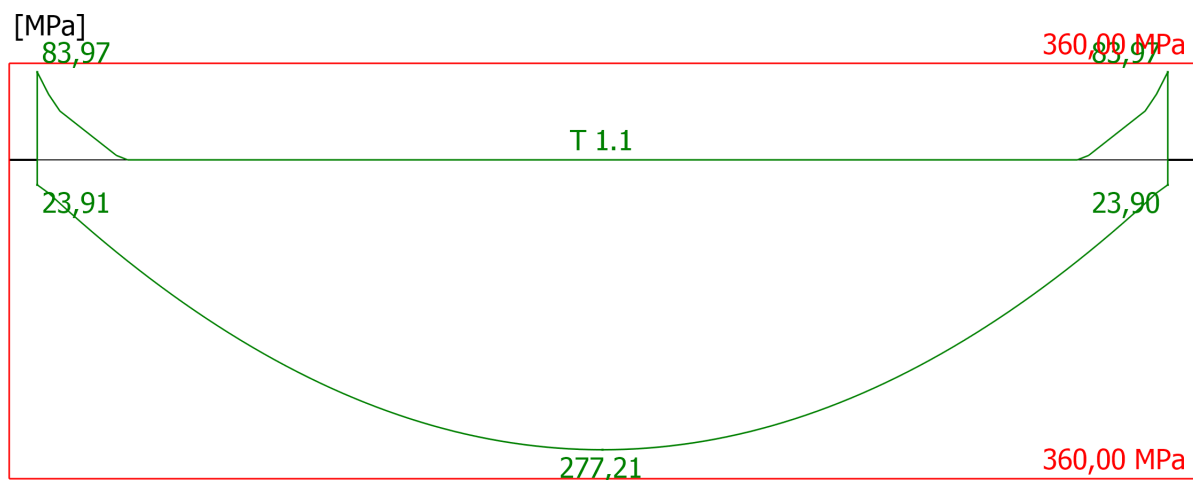
8 Vérification des contraintes**8.1 Enveloppe des combinaisons ELS-CRQ**

Contrainte de compression du béton

[MPa]

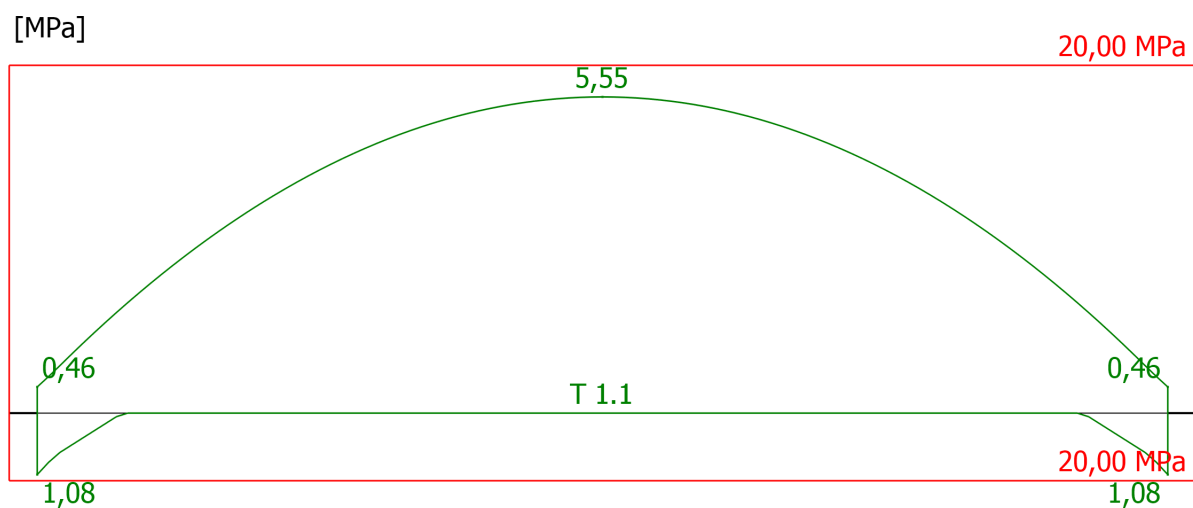


Contrainte de traction dans les armatures

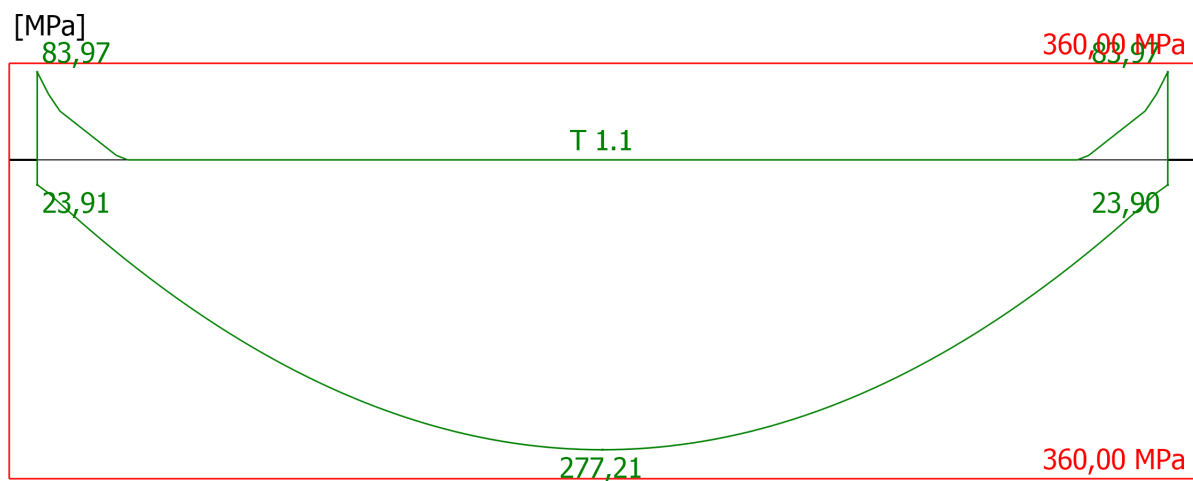


8.2 Enveloppe des combinaisons ELS-FRQ

Contrainte de compression du béton



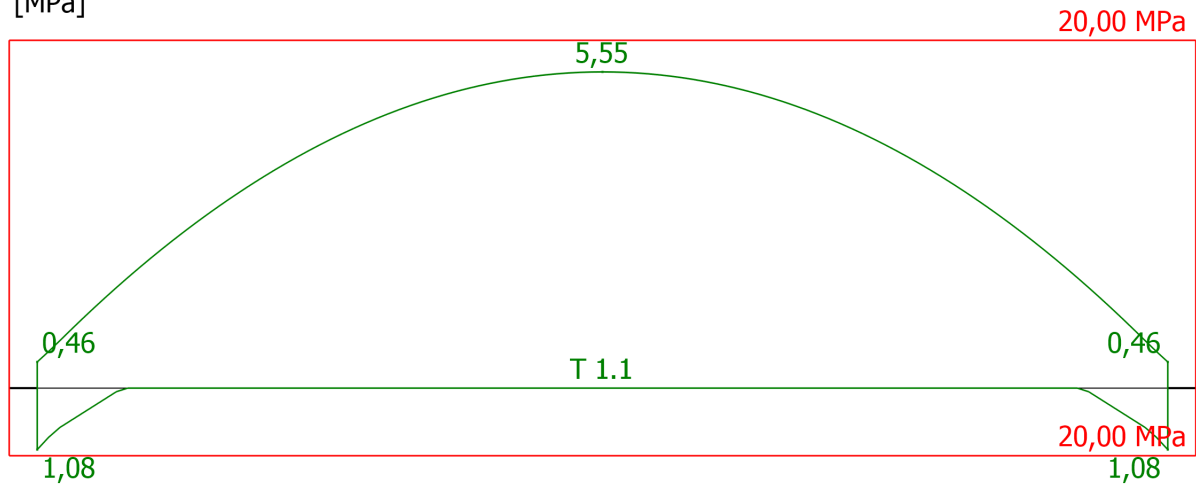
Contrainte de traction dans les armatures



8.3 Enveloppe des combinaisons ELS-QP

Contrainte de compression du béton

[MPa]



Contrainte de traction dans les armatures

[MPa]

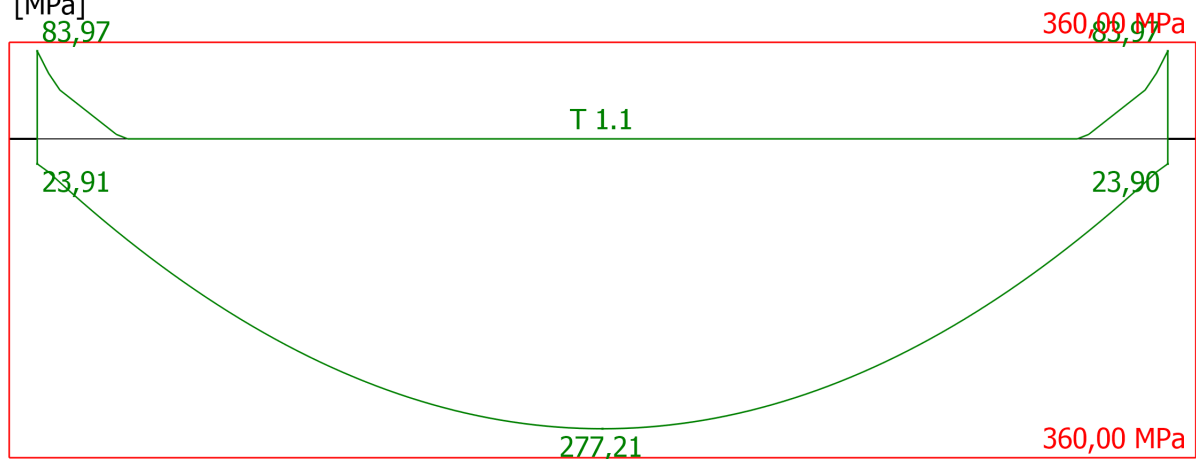


Tableau synthétique de résultats

Vérification des contraintes								
Travée - Coupe	Abscisse	Enveloppe Type	Contraintes (MPa)					
	(mm)		φ_{ef}	α_e	σ_c	Tx	σ_s	Tx
1 - Left Support	0	CRQ	3,88	25,88	1.08	5.39 %	83.97	23.33 %
		FRQ	3,88	25,88	1.08	5.39 %	83.97	23.33 %
		QP	3,88	25,88	1.08	5.39 %	83.97	23.33 %
1 - Right Support	6050	CRQ	3,88	25,88	1.08	5.39 %	83.97	23.33 %
		FRQ	3,88	25,88	1.08	5.39 %	83.97	23.33 %
		QP	3,88	25,88	1.08	5.39 %	83.97	23.33 %
1 - MInf	3025	CRQ	3,88	25,88	5.55	27.74 %	277.21	77.00 %
		FRQ	3,88	25,88	5.55	27.74 %	277.21	77.00 %
		QP	3,88	25,88	5.55	27.74 %	277.21	77.00 %
1 - VMax	6050	CRQ	3,88	25,88	1.08	5.39 %	83.97	23.33 %
		FRQ	3,88	25,88	1.08	5.39 %	83.97	23.33 %
		QP	3,88	25,88	1.08	5.39 %	83.97	23.33 %
1 - wk Max	3025	CRQ	3,88	25,88	5.55	27.74 %	277.21	77.00 %
		FRQ	3,88	25,88	5.55	27.74 %	277.21	77.00 %
		QP	3,88	25,88	5.55	27.74 %	277.21	77.00 %
		CRQ	3,88	25,88	5.55	27.74 %	277.21	77.00 %

Vérification des contraintes								
Travée - Coupe	Abscisse	Enveloppe Type	Contraintes (MPa)					
	(mm)		φ_{ef}	α_e	σ_c	T_x	σ_s	T_x
1 - Max Conc Stress	3025	FRQ	3,88	25,88	5.55	27.74 %	277.21	77.00 %
		QP	3,88	25,88	5.55	27.74 %	277.21	77.00 %
1 - Max Steel Stress	3025	CRQ	3,88	25,88	5.55	27.74 %	277.21	77.00 %
		FRQ	3,88	25,88	5.55	27.74 %	277.21	77.00 %
		QP	3,88	25,88	5.55	27.74 %	277.21	77.00 %
1 - Max Deflection	0	CRQ	3,88	25,88	1.08	5.39 %	83.97	23.33 %
		FRQ	3,88	25,88	1.08	5.39 %	83.97	23.33 %
		QP	3,88	25,88	1.08	5.39 %	83.97	23.33 %

Calcul détaillé des contraintes de traction d'acier

Travée

T 1.1, Section Contrainte Max Acier, Abscisse 3025 mm

Combinaison

Enveloppe des SLS QP combinaisons

Moment de flexion ELS

$$M_{Ed} = 44.50 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Section d'armatures tendues

$$A_{s,t} = 8.64 \text{ cm}^2$$

Section d'aciers comprimés

$$A_{s,c} = 5.53 \text{ cm}^2$$

Coefficient d'équivalence pour les charges à long terme

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200000.00 \text{ MPa}}{7728.77 \text{ MPa}} = 25.88$$

Hauteur de béton comprimé

$$x = 72 \text{ mm}$$

Le moment d'inertie

$$I = \frac{b_w \cdot x^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{s,c} \cdot (d_c - x)^2 + \alpha_e \cdot A_{s,t} \cdot (d_t - x)^2$$

$$I = \frac{1000 \text{ mm} \times (72 \text{ mm})^3}{3} + 25.88 \times 5.53 \text{ cm}^2 \times (37 \text{ mm} - 72 \text{ mm})^2$$

$$+ 25.88 \times 8.64 \text{ cm}^2 \times (212 \text{ mm} - 72 \text{ mm})^2 = 58011.64 \text{ cm}^4$$

Contrainte de traction dans les armatures

$$\sigma_{s,t} = \alpha_e \cdot \frac{M_{Ed}}{I} \cdot (d_t - x)$$

$$\sigma_{s,t} = 25.88 \times \frac{44.50 \text{ kN}\cdot\text{m}}{58011.64 \text{ cm}} \times (212 \text{ mm} - 72 \text{ mm}) = 277.21 \text{ MPa}$$

Contrainte de compression des aciers

$$\sigma_{s,c} = \alpha_e \cdot \frac{M_{Ed}}{I} \cdot (d_c - x)$$

$$\sigma_{s,c} = 25.88 \times \frac{44.50 \text{ kN}\cdot\text{m}}{58011.64 \text{ cm}} \times (37 \text{ mm} - 72 \text{ mm})$$

$$\sigma_{s,c} = -70.15 \text{ MPa}$$

Contrainte de compression du béton

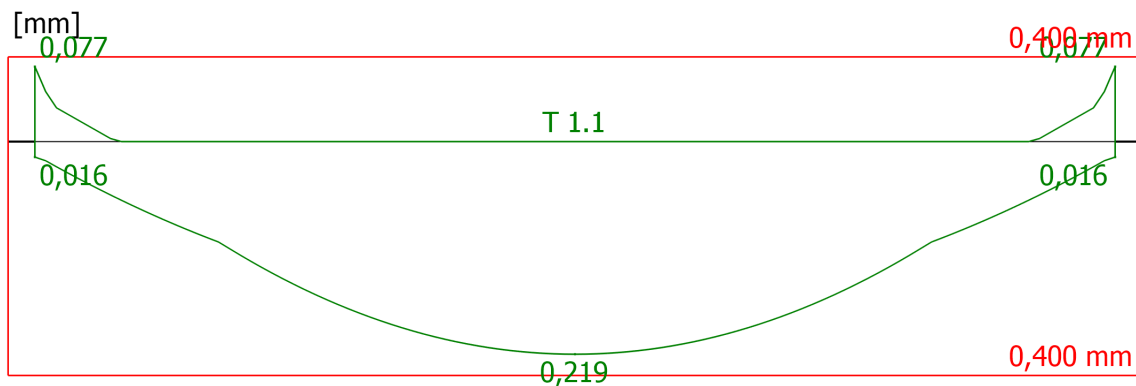
$$\sigma_{c,c} = -\frac{M_{Ed}}{I} \cdot x = -\frac{44.50 \text{ kN}\cdot\text{m}}{58011.64 \text{ cm}} \times 72 \text{ mm} = -5.55 \text{ MPa}$$

Contrainte de traction du béton

$$\sigma_{c,t} = \frac{M_{Ed}}{I} \cdot (h - x) = \frac{44.50 \text{ kN}\cdot\text{m}}{58011.64 \text{ cm}} \times (250 \text{ mm} - 72 \text{ mm})$$

$$\sigma_{c,t} = 13.63 \text{ MPa}$$

9 Vérification de l'ouverture de fissures



Vérification de l'ouverture des fissures									
Travée - Coupe	Abscisse	Section	$w_{k,top}$	$w_{k,bot}$	$S_{r,max}$	$\epsilon_{sm} - \epsilon_c$	$w_{k,max}$	w_{lim}	Travail Ratio
	(mm)	Localisation	(mm)	(mm)	(mm)	(‰)	(mm)	(mm)	
1 - Appui gauche	0	Supérieur	0.077	0.016	307	0.25	0.077	0.400	19.31 %
1 - Appui droit	6050	Supérieur	0.077	0.016	307	0.25	0.077	0.400	19.31 %
1 - MInf	3025	Inférieur	0.000	0.219	208	1.05	0.219	0.400	54.74 %
1 - VMax	6050	Inférieur	0.077	0.016	223	0.07	0.077	0.400	19.31 %
1 - wk Max	3025	Inférieur	0.000	0.219	208	1.05	0.219	0.400	54.74 %
1 - Contrainte Max Béton	3025	Inférieur	0.000	0.219	208	1.05	0.219	0.400	54.74 %
1 - Contrainte Max Acier	3025	Inférieur	0.000	0.219	208	1.05	0.219	0.400	54.74 %
1 - Flèche Max	0	Supérieur	0.077	0.016	307	0.25	0.077	0.400	19.31 %

Le calcul des ouvertures de fissures est réalisé conformément au §7.3.4 (1) de l'EN 1992-1-1.

Travée**Combinaison**

Position de l'axe neutre

Section tendue efficace, autour des aciers tendus (7.3.4(2), Fig. 7.1)

T 1.1, Coupe wk Max, Abscisse 3025 mm, Position : supérieur**Enveloppe des SLS QP combinaisons**

$$x_1 = 72 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 1000 \text{ mm} \times 59 \text{ mm} = 592.20 \text{ cm}^2$$

$$h_{c,eff} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 2.5(h - d) \\ \frac{h - x}{3} \\ \frac{h}{2} \end{array} \right.$$

$$h_{c,eff} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2.5 \times (250 \text{ mm} - 212 \text{ mm})}{\frac{250 \text{ mm} - 72 \text{ mm}}{3}} \\ \frac{250 \text{ mm}}{2} \end{array} \right. = 59 \text{ mm}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{8.64 \text{ cm}^2}{592.20 \text{ cm}^2} = 0.01$$

Ouverture de fissures maximal (7.3.4 (3), 7.11)

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{p,eff}}$$

$$S_{r,max} = 2.95 \times 31 \text{ mm} + 0.80 \times 0.50 \times 0.43 \times \frac{10 \text{ mm}}{0.01}$$

$$S_{r,max} = 208 \text{ mm}$$

Module de Young sécant

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \times \left(\frac{28.00 \text{ MPa}}{10} \right)^{0.3} = 29961.95 \text{ MPa}$$

Coefficient d'équivalence à court terme

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000.00 \text{ MPa}}{29961.95 \text{ MPa}} = 6.68$$

Différence à la contrainte moyenne (7.3.4 (2))

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \\ 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \end{array} \right. =$$

$$= \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{277.21 \text{ MPa} - 0.40 \times \frac{2.21 \text{ MPa}}{0.01} \times (1 + 6.68 \times 0.01)}{200000.00 \text{ MPa}} \\ 0.6 \times \frac{277.21 \text{ MPa}}{200000.00 \text{ MPa}} \end{array} \right.$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c = 1.05 \text{ ‰}$$

Ouverture de fissure (7.3.4 (1))

$$w_{k,bot} = S_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c) = 208 \text{ mm} \times 1.05 \text{ ‰} = 0.219 \text{ mm}$$

Vérification de l'ouverture des fissures

$$w_{k,bot} \leq w_{lim}; 0.219 \text{ mm} \leq 0.400 \text{ mm}$$

Réussi**10 Réactions d'appuis**

Cas de charge / combinaison		Appui 1	Appui 2
ID	Titre	Fz (kN)	Fz (kN)
1	Permanentes 1	-28.25	-28.18
2	Surcharges d'exploitation 1	0.00	0.00
101	0.9x[1 G]	-25.43	-25.36
102	1.1x[1 G]	-31.08	-31.00

Cas de charge / combinaison		Appui 1	Appui 2
ID	Titre	Fz (kN)	Fz (kN)
103	0.9x[1 G]+1.5x[2 Q]	-25.43	-25.36
104	1.1x[1 G]+1.5x[2 Q]	-31.08	-31.00
105	1x[1 G]	-28.25	-28.18
106	1.35x[1 G]	-38.14	-38.05
107	1x[1 G]+1.5x[2 Q]	-28.25	-28.18
108	1.35x[1 G]+1.5x[2 Q]	-38.14	-38.05
109	1x[1 G]	-28.25	-28.18
110	1x[1 G]+1x[2 Q]	-28.25	-28.18
111	1x[1 G]	-28.25	-28.18
112	1x[1 G]+0.5x[2 Q]	-28.25	-28.18
113	1x[1 G]	-28.25	-28.18
114	1x[1 G]+0.3x[2 Q]	-28.25	-28.18
	Max (ELU)	-38.14	-38.05
	Max (ELS)	-28.25	-28.18


11 Flèches

[mm]

T 1.1

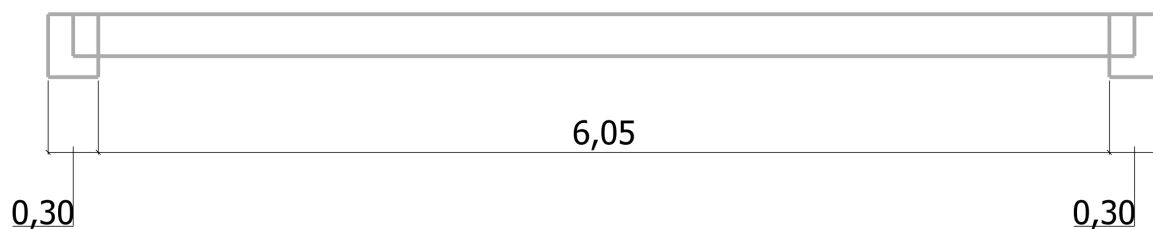
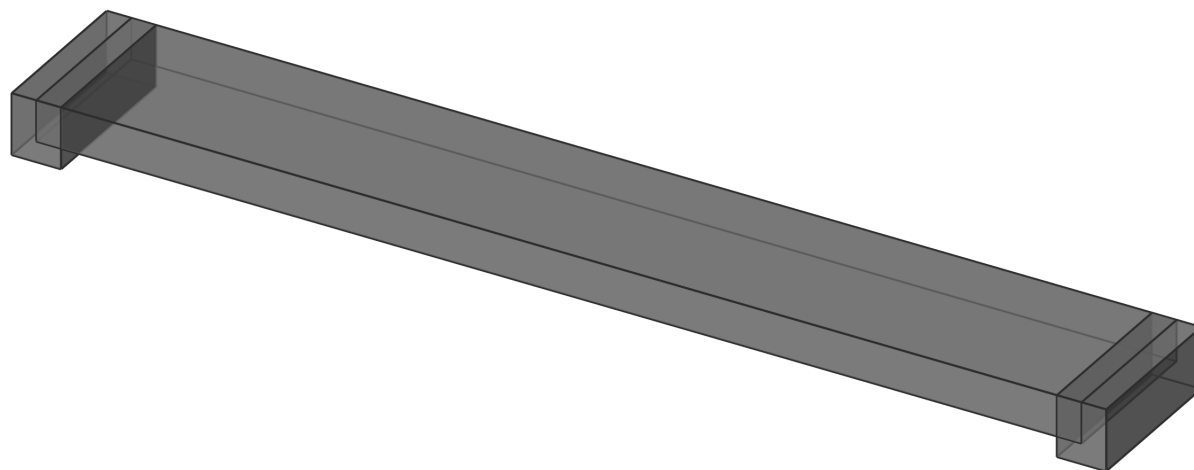
Vérification de la flèche				
Travée	L/d	Limite	Taux de travail	Statut
1	29,95	23,35	128.28 %	Echoué

La limite pour L/d est calculée conformément à l'EN 1992-1-1, 7.4.2, (7.16.a ou 7.16.b).

	Projet	Bâtiment 27 : TOM MOREL LYCEE MILITAIRE DE SAINT-CYR		
	Adresse			
	Note de calcul	1		
	Auteur		Date	
	Vérificateur		Date	
	Indice	0	Plan	

Dalle D8 en béton armé

1 Description de la géométrie



Travée : 1

Longueur $L = 6050 \text{ mm}$

Largeur de la poutre $b_w = 1000 \text{ mm}$

Hauteur totale de la poutre $H = 250 \text{ mm}$

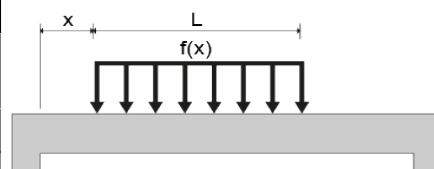
Largeur de l'appui gauche $b_{LS} = 300 \text{ mm}$

Largeur de l'appui droit $b_{RS} = 300 \text{ mm}$

2 Charges et combinaisons

Description des cas de charges								
	Titre	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	γ_{EQU}	γ_{STR}	$\gamma_{\text{EQU,Fav}}$	$\gamma_{\text{GEO,Fav}}$
1	Permanentes 1	-	-	-	1.1	1.35	0.9	1
2	Surcharges d'exploitation 1	0.7	0.5	0.3	1.5	1.5	0	0

Charges uniformes						
Charge ID	Travée ID	Cas ID	f (kN/m)	x	L (mm)	h'
1	1	1	1.34	0	6300	-
2	1	1	1.50	0	6300	-



Description des combinaisons			
ID	Combinaison	Norme	Type
101	0.9x[1 G]	ECELUEQU	ELU
102	1.1x[1 G]	ECELUEQU	ELU
103	0.9x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUEQU	ELU
104	1.1x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUEQU	ELU
105	1x[1 G]	ECELUSTR	ELU
106	1.35x[1 G]	ECELUSTR	ELU
107	1x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUSTR	ELU
108	1.35x[1 G]+1.5x[2 Q]	ECELUSTR	ELU
109	1x[1 G]	ECELSQ	ELS
110	1x[1 G]+1x[2 Q]	ECELSQ	ELS
111	1x[1 G]	ECELSFQ	ELS
112	1x[1 G]+0.5x[2 Q]	ECELSFQ	ELS
113	1x[1 G]	ECELSQP	ELS
114	1x[1 G]+0.3x[2 Q]	ECELSQP	ELS

3 Hypothèses globales

Calcul béton :	EN1992-1-1 / EN1992-1-2.
Charges et combinaisons :	EN1990 / EN1991.
Calcul des aciers longitudinaux :	EN1992-1-1 / 6.1 - Méthode du « moment réduit limite ».
Calcul des aciers transversaux :	Méthode standard (EN1992-1-1, 6.2.2 / 6.2.3).
Béton :	Pas de béton avec fumée de silice. Pas de béton hautes performances.
Diagramme des aciers :	Diagramme à palier horizontal.
Dispositions sismiques :	Aucune disposition sismique.
Résistance au feu :	R 0
Poids propre :	Prise en compte du poids propre sans celui de la table de compression.
Mode de calcul de section :	Calcul en section en té.

3.1 Localisation

Localisation	France
Nom de l'élément	Poutre principale
ID de l'élément	1
Position	Poutre n° 1 Niveau n° 1
Plan	-
Niveau	0.00 m NGF
Coordonnées	X ₁ = 0.00 m; Y ₁ = 0.00 m; Z ₁ = 0.00 m X ₂ = 0.00 m; Y ₂ = 0.00 m; Z ₂ = 0.00 m

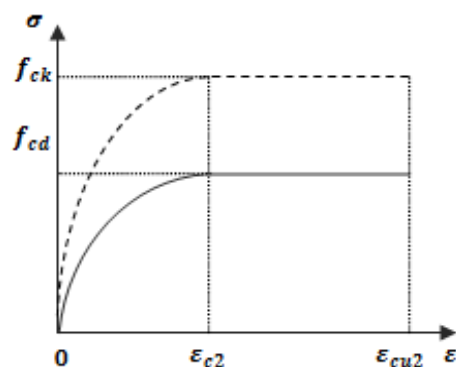
3.2 Unités

Longueurs	mm
Efforts	kN
Moments	kN · m
Contraintes	MPa (MN/m²)
Angles	°
Sections d'acier	cm²
Ouverture de fissure	mm

Toutes les longueurs sont liées à l'unité "Petites longueurs"

3.3 Matériaux

Qualité de béton
(EN1992-1-1 / 3.1)



Travée 1 Classe de béton : C20/25

$$f_{ck} = 20.00 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1.00 \times \frac{20.00 \text{ MPa}}{1.50} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \times (20.00 \text{ MPa})^{2/3} = 2.21 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \cdot \left[\frac{f_{ctm}}{10} \right]^{0.3}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \times \left[\frac{2.21 \text{ MPa}}{10} \right]^{0.3}$$

$$E_{cm} = 29961.95 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{c2} = 2.00\text{‰}$$

$$\varepsilon_{cu2} = 3.50\text{‰}$$

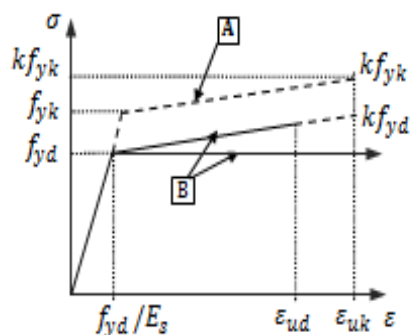
Densité :

$$\rho_c = 2500.00 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{ELU : } \gamma_c = 1.50$$

$$\text{ELUA : } \gamma_c = 1.20$$

Nuance d'acier
(EN1992-1-1 / Section 3 / Annexe C)



Travée 1 **Classe des aciers longitudinaux :**
B450A
Classe des aciers transversaux :
B500A

$$f_{yk} = 450.00 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450.00 \text{ MPa}}{1.15} = 391.30 \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} = 500.00 \text{ MPa}$$

Classe de ductilité : A

$$E_s = 200000.00 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{uk} = 25.00\%$$

$$\varepsilon_{ud} = 0.9\varepsilon_{uk} = 0.9 \times 25.00 = 22.50\%$$

Densité :

$$\rho_s = 7850.00 \text{ kg/m}^3$$

Palier plastique horizontal

$$k = 1.05$$

$$\text{ELU : } \gamma_s = 1.15$$

$$\text{ELUA : } \gamma_s = 1.00$$

Enrobages								
Haut			Bas			Lateral		
Enrobage	c _{nom}	c _{min,b}	Enrobage	c _{nom}	c _{min,b}	Enrobage	c _{nom}	c _{min,b}
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
25	25	8	25	25	8	25	25	8

Valeur minimale de l'enrobage pour la durabilité $c_{\min,dur} = 15 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (5))

Tolérance d'exécution $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$ (4.4.1.1 2(P))

Tolérance de sécurité $\Delta c_{dur,\gamma} = 0 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (6))

Réduction pour l'acier inoxydable $\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (7))

Réduction pour une protection supplémentaire $\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (8))

4 Coefficient de fluage

Le calcul du coefficient de fluage est effectué conformément à l'annexe B de l'EN1992-1-1.

Humidité relative $RH = 50.00\%$

Temps au chargement initial (en jours) $t_0 = 28$

Coefficient qui rend compte du $t = \infty \rightarrow \beta_c(t, t_0) = 1.0$

développement du fluage avec le temps après chargement

Span 1

Taille théorique de l'élément en mm
(B.6)

$$h_0 = \frac{2Ac}{u} = \frac{2 \times 2500.00 \text{ cm}^2}{2500 \text{ mm}} = 200.00 \text{ mm}$$

Influence de l'humidité (B.3a)

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} = 1 + \frac{1 - 50.00 \%}{0.1 \sqrt[3]{200.00}} = 1.85$$

Influence de la résistance du béton (B.4)

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16.8}{\sqrt{28.00}} = 3.17$$

Age de la charge t_0 , en considérant

$$t_{0,c} = t_0 \cdot \left[\frac{9}{2 + (t_0)^{1.2}} + 1 \right]^{\alpha} = 28.00 \times \left[\frac{9}{2 + 28.00^{1.2}} + 1 \right]^{0.00} \geq 0.5$$

$$t_{0,c} = 28.00$$

Influence de la maturité du béton (B.5)

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_{0,c})^{0.2}} = \frac{1}{0.1 + (28.00)^{0.2}} = 0.49$$

Coefficient de fluage à long terme (B.2) $\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1.85 \times 3.17 \times 0.49 = 2.88$

Coefficient de fluage (B.1)

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_{\epsilon}(t, t_0) = 2.88 \times 1.00 = 2.88$$

5 Conditions minimales de résistance feu

Classe de résistance au feu

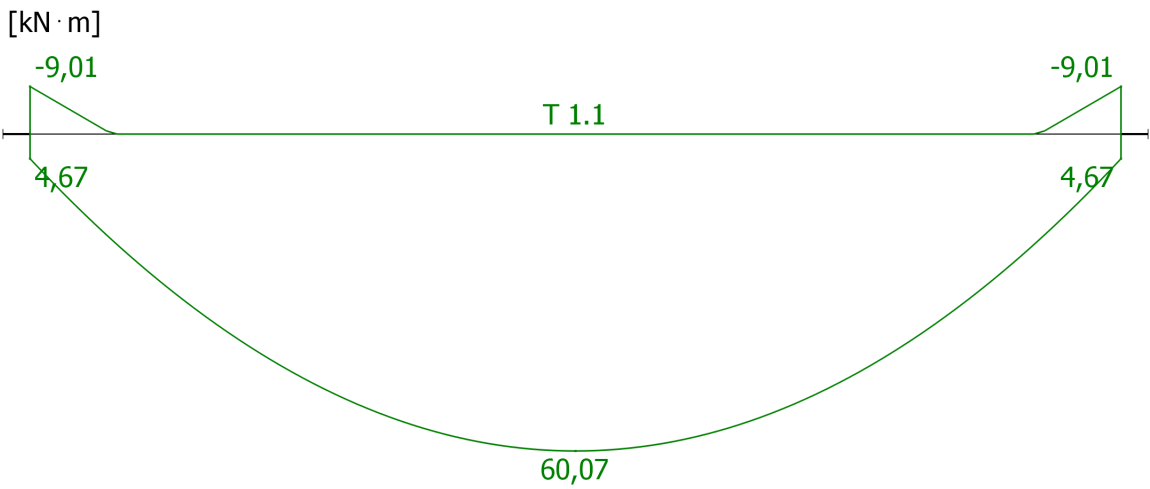
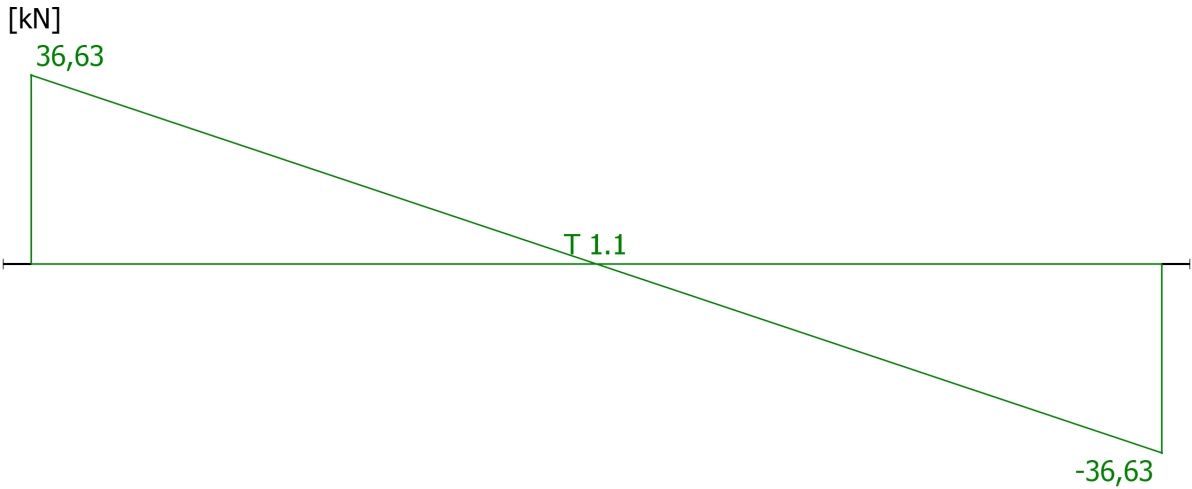
R0

6 Sollicitations internes

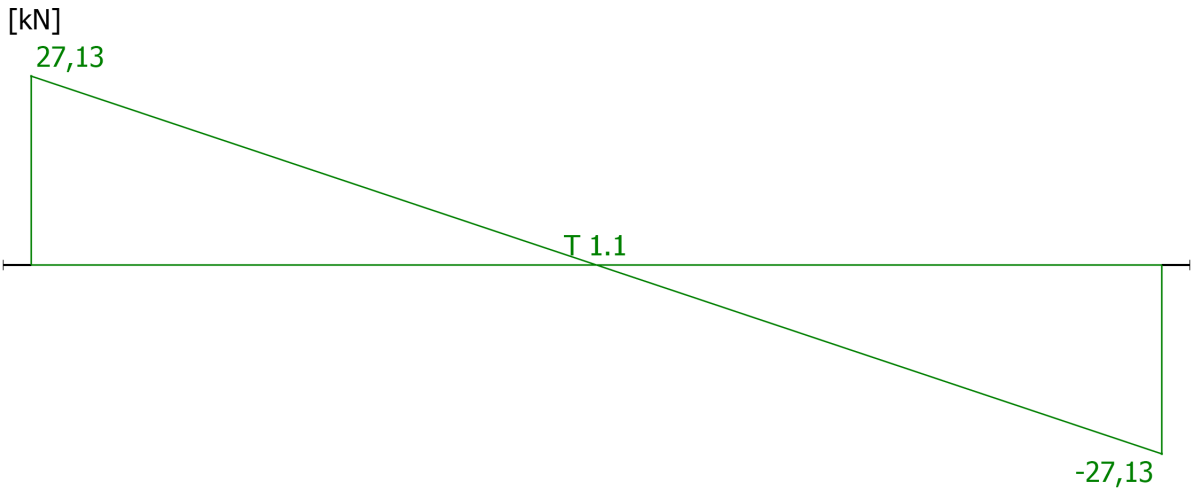
Tableau synthétique de résultats

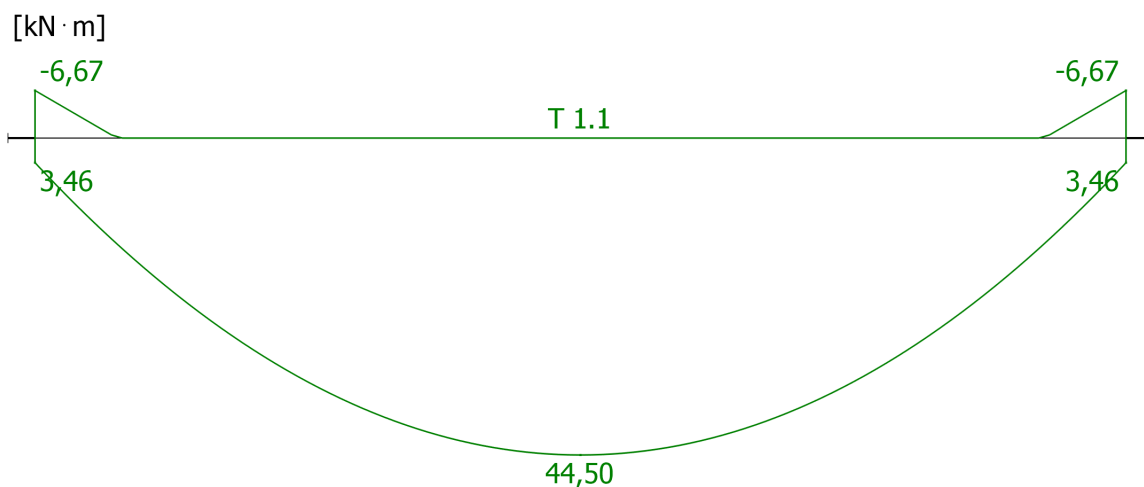
Travée - Coupe	Abscisse	Face	M_{Ed}	M_{cqc}	M_{fq}	M_{qp}	V_{Ed}	T_{Ed}
	(m)		(kN · m)	(kN · m)	(kN · m)	(kN · m)	(kN)	(kN · m)
1 - Appui gauche	0.00	Haut	-9.01	-6.67	-6.67	-6.67	36.63	0.00
		Bas	4.67	3.46	3.46	3.46	0.00	0.00
1 - Appui droit	6.05	Haut	-9.01	-6.67	-6.67	-6.67	0.00	0.00
		Bas	4.67	3.46	3.46	3.46	-36.63	0.00
1 - MInf	3.03	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	60.07	44.50	44.50	44.50	0.00	0.00
1 - VMax	6.05	Haut	-9.01	-6.67	-6.67	-6.67	0.00	0.00
		Bas	4.67	3.46	3.46	3.46	-36.63	0.00
1 - wk Max	3.03	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	60.07	44.50	44.50	44.50	0.00	0.00
1 - Contrainte Max Béton	3.03	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	60.07	44.50	44.50	44.50	0.00	0.00
1 - Contrainte Max Acier	3.03	Haut	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Bas	60.07	44.50	44.50	44.50	0.00	0.00
1 - Flèche Max	0.00	Haut	-9.01	-6.67	-6.67	-6.67	36.63	0.00
		Bas	4.67	3.46	3.46	3.46	0.00	0.00

6.1 Enveloppe des combinaisons ELU

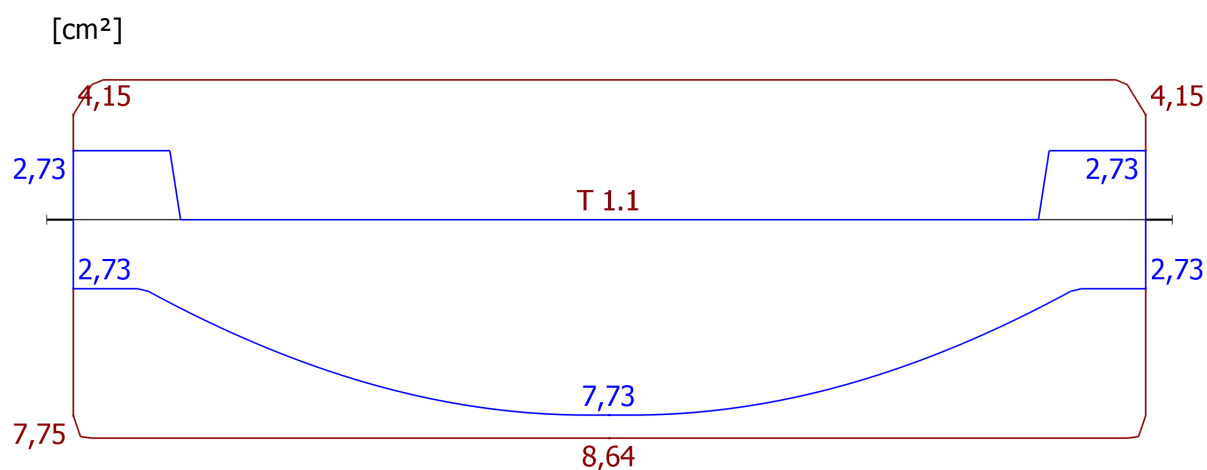


6.2 Enveloppe des combinaisons ELS





7 Aciers longitudinaux



Aciers longitudinaux								
Localisation			Couple			Armatures		
Travée - Coupe	Abscisse	Face	M _{Ed}	M _{Rd}	Travail	Théo	Réel	Min
	(mm)		(kN · m)	(kN · m)	Ratio	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
1 - Appui gauche	0	Bas	4.67	57.55	8.12 %	2.73	7.75	2.73
		Haut	-9.01	-33.57	26.84 %	2.73	4.15	
1 - Appui droit	6050	Bas	4.67	61.28	7.62 %	2.73	7.75	2.73
		Haut	-9.01	-35.82	25.15 %	2.73	4.15	
1 - MInf	3025	Bas	60.07	63.11	95.19 %	7.73	8.64	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - VMax	6050	Bas	4.67	61.28	7.62 %	2.73	7.75	2.73
		Haut	-9.01	-35.82	25.15 %	2.73	4.15	
1 - wk Max	3025	Bas	60.07	63.11	95.19 %	7.73	8.64	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - Contrainte Max Béton	3025	Bas	60.07	63.11	95.19 %	7.73	8.64	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - Contrainte Max Acier	3025	Bas	60.07	63.11	95.19 %	7.73	8.64	2.73
		Haut	-	-	-	0.00	5.53	
1 - Flèche Max	0	Bas	4.67	57.55	8.12 %	2.73	7.75	2.73
		Haut	-9.01	-33.57	26.84 %	2.73	4.15	

Aciers longitudinaux réels			
Travée	Localisation	Famille	Armatures
1	Inférieur	1	11 × ø10 (8.64 cm²)
	Supérieur	1	11 × ø8 (5.53 cm²)
Aciers réels sur appuis			
Appui	Famille	Armatures	
1	1	(0.00 cm²)	
2	1	(0.00 cm²)	

La hauteur utile (d) est déterminée automatiquement en fonction du ferrailage réel.

7.1 Calcul détaillé

Travée

T 1.1, Section MInf, Abscisse 3025 mm, (Inf. barres)

Combinaison

ELU 106 : 1.35x[1 G]

Moment fléchissant de calcul

$$M_{Ed} = -60.07 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Moment réduit

$$\mu_{cu} = \frac{|M_{Ed}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{|-60.07 \text{ kN}\cdot\text{m}|}{1000 \text{ mm} \times (210 \text{ mm})^2 \times 13.33 \text{ MPa}} = 0.10$$

Moment limite réduit

$$\mu_{lim} = 0.38$$

Aciers comprimés non nécessaires.

$$\mu_{cu} \leq \mu_{lim} : 0.10 \leq 0.38$$

Axe neutre

$$x_r = \frac{1}{\lambda} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{cu}})$$

$$x_r = \frac{1}{0.80} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.10}) \in [0;1] \rightarrow x_r = 0.13$$

Bras de levier interne

$$z_b = d \cdot (1 - 0.5\lambda \cdot x_r)$$

$$z_b = 210 \text{ mm} \times (1 - 0.5 \times 0.80 \times 0.13) = 199 \text{ mm}$$

Contrainte de traction des armatures

$$\sigma_s = 391.30 \text{ MPa}$$

Section d'aciers tendus

$$A_{s1} = \frac{|M_{Ed}|}{z_b \cdot \sigma_s} = \frac{|-60.07 \text{ kN}\cdot\text{m}|}{199 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa}} = 7.73 \text{ cm}^2$$

Les pourcentages minimaux et maximaux longitudinaux sont définis par l'article 9.2.1.1 de l'EN1992-1-1 :

Pourcentage minimal (9.1N)

$$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d \\ 0.0013 b_w \cdot d \end{array} \right.$$

$$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \times \frac{2.21 \text{ MPa}}{450.00 \text{ MPa}} \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \\ 0.0013 \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$A_{s,min} = 2.73 \text{ cm}^2$$

Moment résistant

$$M_{Rd} = 63.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Vérification au moment

$$|M_{Ed}| \leq |M_{Rd}| : |-60.07 \text{ kN}\cdot\text{m}| \leq |63.11 \text{ kN}\cdot\text{m}|$$

Taux de travail

95.19 % (Réussi)

Travée

T 1.1, Section Appui droit, Abscisse 6050 mm, (Sup. barres)

Combinaison

ELU 106 : 1.35x[1 G]

Travée

T 1.1, Section Appui gauche, Abscisse 0 mm, (Sup. barres)

Combinaison**ELU 106 : 1.35x[1 G]**

Moment fléchissant de calcul

$$M_{Ed} = 9.01 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Moment réduit

$$\mu_{cu} = \frac{|M_{Ed}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{|9.01 \text{ kN}\cdot\text{m}|}{1000 \text{ mm} \times (210 \text{ mm})^2 \times 13.33 \text{ MPa}} = 0.02$$

Moment limite réduit

$$\mu_{lim} = 0.38$$

Aciers comprimés non nécessaires.

$$\mu_{cu} \leq \mu_{lim} : 0.02 \leq 0.38$$

Axe neutre

$$x_r = \frac{1}{\lambda} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{cu}})$$

$$x_r = \frac{1}{0.80} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.02}) \in [0; 1] \rightarrow x_r = 0.02$$

Bras de levier interne

$$z_b = d \cdot (1 - 0.5\lambda \cdot x_r)$$

$$z_b = 210 \text{ mm} \times (1 - 0.5 \times 0.80 \times 0.02) = 208 \text{ mm}$$

Contrainte de traction des armatures

$$\sigma_s = 391.30 \text{ MPa}$$

Section d'aciers tendus

$$A_{s1} = \frac{|M_{Ed}|}{z_b \cdot \sigma_s} = \frac{|9.01 \text{ kN}\cdot\text{m}|}{208 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa}} = 1.11 \text{ cm}^2$$

Les pourcentages minimaux et maximaux longitudinaux sont définis par l'article 9.2.1.1 de l'EN1992-1-1 :

Pourcentage minimal (9.1N)

$$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d \\ 0.0013 b_w \cdot d \end{array} \right.$$

$$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \times \frac{2.21 \text{ MPa}}{450.00 \text{ MPa}} \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \\ 0.0013 \times 1000 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$A_{s,min} = 2.73 \text{ cm}^2$$

Moment résistant

$$M_{Rd} = 35.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Vérification au moment

$$|M_{Ed}| \leq |M_{Rd}| : |9.01 \text{ kN}\cdot\text{m}| \leq |35.82 \text{ kN}\cdot\text{m}|$$

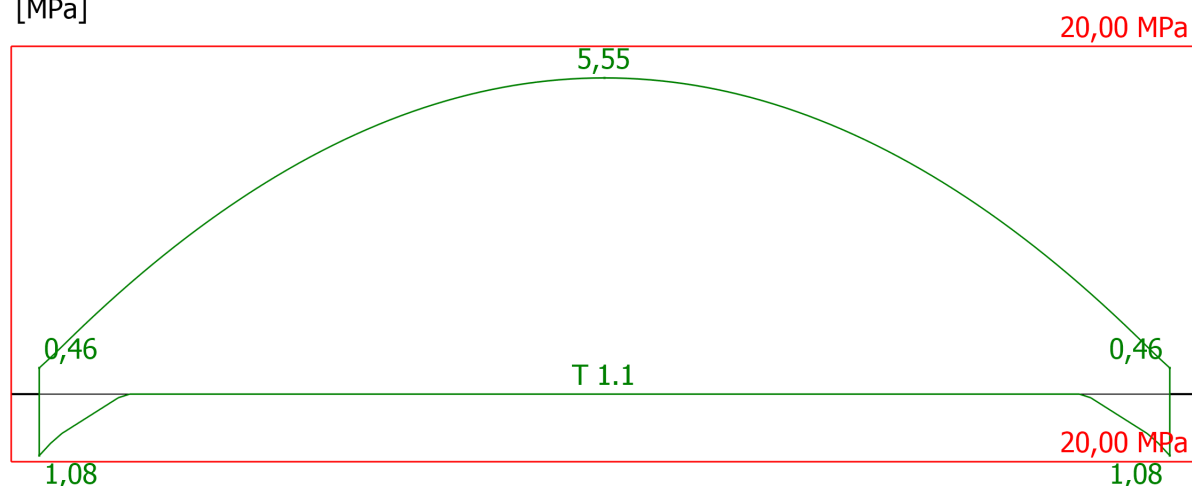
Taux de travail

$$25.15 \% \text{ (Réussi)}$$

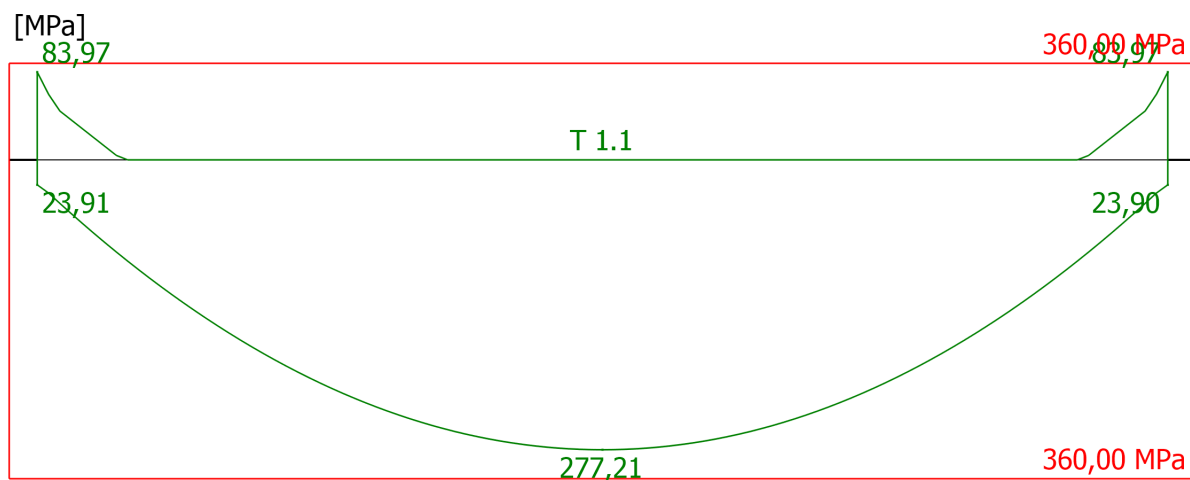
8 Vérification des contraintes**8.1 Enveloppe des combinaisons ELS-CRQ**

Contrainte de compression du béton

[MPa]

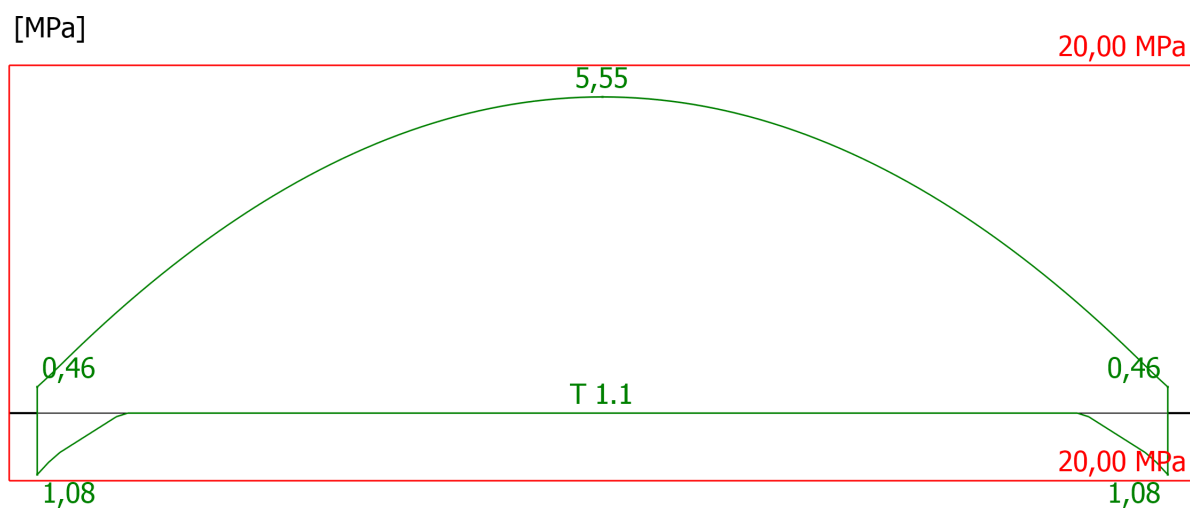


Contrainte de traction dans les armatures

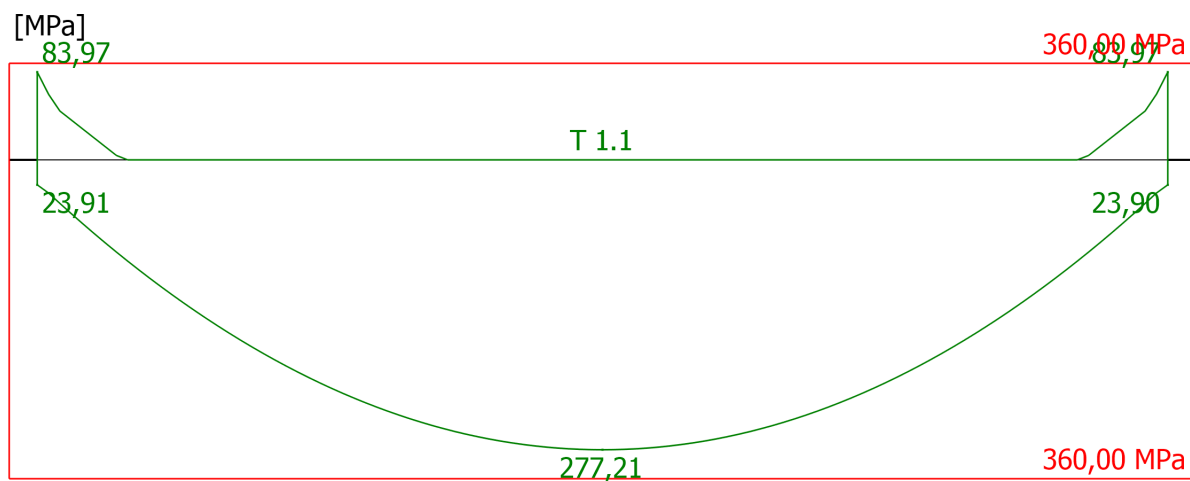


8.2 Enveloppe des combinaisons ELS-FRQ

Contrainte de compression du béton



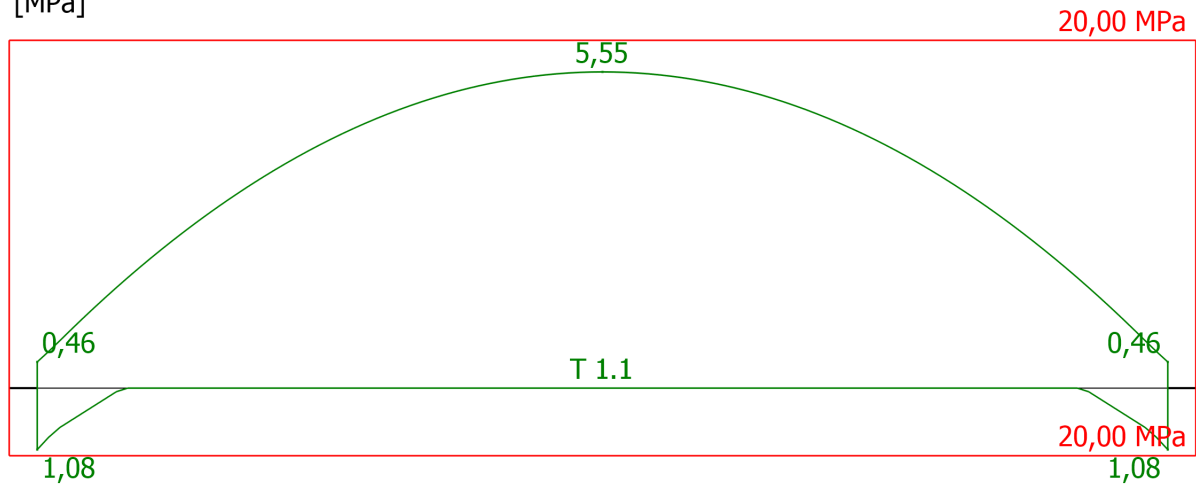
Contrainte de traction dans les armatures



8.3 Enveloppe des combinaisons ELS-QP

Contrainte de compression du béton

[MPa]



Contrainte de traction dans les armatures

[MPa]



Tableau synthétique de résultats

Vérification des contraintes								
Travée - Coupe	Abscisse	Enveloppe Type	Contraintes (MPa)					
	(mm)		φ_{ef}	α_e	σ_c	Tx	σ_s	Tx
1 - Left Support	0	CRQ	3,88	25,88	1.08	5.39 %	83.97	23.33 %
		FRQ	3,88	25,88	1.08	5.39 %	83.97	23.33 %
		QP	3,88	25,88	1.08	5.39 %	83.97	23.33 %
1 - Right Support	6050	CRQ	3,88	25,88	1.08	5.39 %	83.97	23.33 %
		FRQ	3,88	25,88	1.08	5.39 %	83.97	23.33 %
		QP	3,88	25,88	1.08	5.39 %	83.97	23.33 %
1 - MInf	3025	CRQ	3,88	25,88	5.55	27.74 %	277.21	77.00 %
		FRQ	3,88	25,88	5.55	27.74 %	277.21	77.00 %
		QP	3,88	25,88	5.55	27.74 %	277.21	77.00 %
1 - VMax	6050	CRQ	3,88	25,88	1.08	5.39 %	83.97	23.33 %
		FRQ	3,88	25,88	1.08	5.39 %	83.97	23.33 %
		QP	3,88	25,88	1.08	5.39 %	83.97	23.33 %
1 - wk Max	3025	CRQ	3,88	25,88	5.55	27.74 %	277.21	77.00 %
		FRQ	3,88	25,88	5.55	27.74 %	277.21	77.00 %
		QP	3,88	25,88	5.55	27.74 %	277.21	77.00 %
		CRQ	3,88	25,88	5.55	27.74 %	277.21	77.00 %

Vérification des contraintes								
Travée - Coupe	Abscisse	Enveloppe Type	Contraintes (MPa)					
	(mm)		φ_{ef}	α_e	σ_c	T_x	σ_s	T_x
1 - Max Conc Stress	3025	FRQ	3,88	25,88	5.55	27.74 %	277.21	77.00 %
		QP	3,88	25,88	5.55	27.74 %	277.21	77.00 %
1 - Max Steel Stress	3025	CRQ	3,88	25,88	5.55	27.74 %	277.21	77.00 %
		FRQ	3,88	25,88	5.55	27.74 %	277.21	77.00 %
		QP	3,88	25,88	5.55	27.74 %	277.21	77.00 %
1 - Max Deflection	0	CRQ	3,88	25,88	1.08	5.39 %	83.97	23.33 %
		FRQ	3,88	25,88	1.08	5.39 %	83.97	23.33 %
		QP	3,88	25,88	1.08	5.39 %	83.97	23.33 %

Calcul détaillé des contraintes de traction d'acier

Travée

Combinaison

Moment de flexion ELS

Section d'armatures tendues

Section d'aciers comprimés

Coefficient d'équivalence pour les charges à long terme

Hauteur de béton comprimé

Le moment d'inertie

T 1.1, Section Contrainte Max Acier, Abscisse 3025 mm

Enveloppe des SLS QP combinaisons

$$M_{Ed} = 44.50 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$A_{s,t} = 8.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,c} = 5.53 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200000.00 \text{ MPa}}{7728.77 \text{ MPa}} = 25.88$$

$$x = 72 \text{ mm}$$

$$I = \frac{b_w \cdot x^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{s,c} \cdot (d_c - x)^2 + \alpha_e \cdot A_{s,t} \cdot (d_t - x)^2$$

$$I = \frac{1000 \text{ mm} \times (72 \text{ mm})^3}{3} + 25.88 \times 5.53 \text{ cm}^2 \times (37 \text{ mm} - 72 \text{ mm})^2 + 25.88 \times 8.64 \text{ cm}^2 \times (212 \text{ mm} - 72 \text{ mm})^2 = 58011.64 \text{ cm}^4$$

Contrainte de traction dans les armatures

$$\sigma_{s,t} = \alpha_e \cdot \frac{M_{Ed}}{I} \cdot (d_t - x)$$

$$\sigma_{s,t} = 25.88 \times \frac{44.50 \text{ kN}\cdot\text{m}}{58011.64 \text{ cm}} \times (212 \text{ mm} - 72 \text{ mm}) = 277.21 \text{ MPa}$$

Contrainte de compression des aciers

$$\sigma_{s,c} = \alpha_e \cdot \frac{M_{Ed}}{I} \cdot (d_c - x)$$

$$\sigma_{s,c} = 25.88 \times \frac{44.50 \text{ kN}\cdot\text{m}}{58011.64 \text{ cm}} \times (37 \text{ mm} - 72 \text{ mm})$$

$$\sigma_{s,c} = -70.15 \text{ MPa}$$

Contrainte de compression du béton

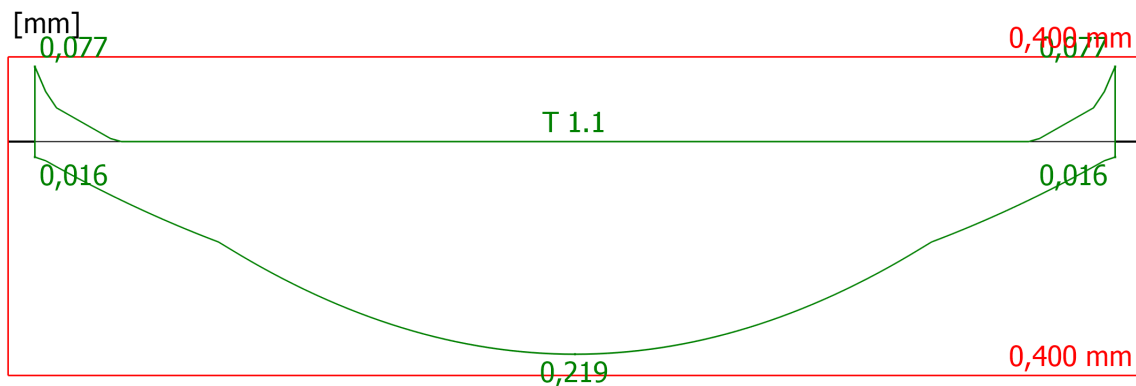
$$\sigma_{c,c} = -\frac{M_{Ed}}{I} \cdot x = -\frac{44.50 \text{ kN}\cdot\text{m}}{58011.64 \text{ cm}} \times 72 \text{ mm} = -5.55 \text{ MPa}$$

Contrainte de traction du béton

$$\sigma_{c,t} = \frac{M_{Ed}}{I} \cdot (h - x) = \frac{44.50 \text{ kN}\cdot\text{m}}{58011.64 \text{ cm}} \times (250 \text{ mm} - 72 \text{ mm})$$

$$\sigma_{c,t} = 13.63 \text{ MPa}$$

9 Vérification de l'ouverture de fissures



Vérification de l'ouverture des fissures									
Travée - Coupe	Abscisse	Section	w _{k,top}	w _{k,bot}	S _{r,max}	ε _{sm} - ε _c	w _{k,max}	w _{lim}	Travail Ratio
	(mm)	Localisation	(mm)	(mm)	(mm)	(‰)	(mm)	(mm)	
1 - Appui gauche	0	Supérieur	0.077	0.016	307	0.25	0.077	0.400	19.31 %
1 - Appui droit	6050	Supérieur	0.077	0.016	307	0.25	0.077	0.400	19.31 %
1 - MInf	3025	Inférieur	0.000	0.219	208	1.05	0.219	0.400	54.74 %
1 - VMax	6050	Inférieur	0.077	0.016	223	0.07	0.077	0.400	19.31 %
1 - wk Max	3025	Inférieur	0.000	0.219	208	1.05	0.219	0.400	54.74 %
1 - Contrainte Max Béton	3025	Inférieur	0.000	0.219	208	1.05	0.219	0.400	54.74 %
1 - Contrainte Max Acier	3025	Inférieur	0.000	0.219	208	1.05	0.219	0.400	54.74 %
1 - Flèche Max	0	Supérieur	0.077	0.016	307	0.25	0.077	0.400	19.31 %

Le calcul des ouvertures de fissures est réalisé conformément au §7.3.4 (1) de l'EN 1992-1-1.

Travée**Combinaison**

Position de l'axe neutre

Section tendue efficace, autour des aciers tendus (7.3.4(2), Fig. 7.1)

T 1.1, Coupe wk Max, Abscisse 3025 mm, Position : supérieur**Enveloppe des SLS QP combinaisons**

$$x_1 = 72 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 1000 \text{ mm} \times 59 \text{ mm} = 592.20 \text{ cm}^2$$

$$h_{c,eff} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 2.5(h - d) \\ \frac{h - x}{3} \\ \frac{h}{2} \end{array} \right.$$

$$h_{c,eff} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2.5 \times (250 \text{ mm} - 212 \text{ mm})}{250 \text{ mm} - 72 \text{ mm}} \\ \frac{250 \text{ mm}}{2} \end{array} \right. = 59 \text{ mm}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{8.64 \text{ cm}^2}{592.20 \text{ cm}^2} = 0.01$$

Ouverture de fissures maximal (7.3.4 (3), 7.11)

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{p,eff}}$$

$$S_{r,max} = 2.95 \times 31 \text{ mm} + 0.80 \times 0.50 \times 0.43 \times \frac{10 \text{ mm}}{0.01}$$

$$S_{r,max} = 208 \text{ mm}$$

Module de Young sécant

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \times \left(\frac{28.00 \text{ MPa}}{10} \right)^{0.3} = 29961.95 \text{ MPa}$$

Coefficient d'équivalence à court terme

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000.00 \text{ MPa}}{29961.95 \text{ MPa}} = 6.68$$

Différence à la contrainte moyenne (7.3.4 (2))

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \\ 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \end{array} \right. =$$

$$= \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{277.21 \text{ MPa} - 0.40 \times \frac{2.21 \text{ MPa}}{0.01} \times (1 + 6.68 \times 0.01)}{200000.00 \text{ MPa}} \\ 0.6 \times \frac{277.21 \text{ MPa}}{200000.00 \text{ MPa}} \end{array} \right.$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c = 1.05 \text{ ‰}$$

Ouverture de fissure (7.3.4 (1))

$$w_{k,bot} = S_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c) = 208 \text{ mm} \times 1.05 \text{ ‰} = 0.219 \text{ mm}$$

Vérification de l'ouverture des fissures

$$w_{k,bot} \leq w_{lim}; 0.219 \text{ mm} \leq 0.400 \text{ mm}$$

Réussi**10 Réactions d'appuis**

Cas de charge / combinaison		Appui 1	Appui 2
ID	Titre	Fz (kN)	Fz (kN)
1	Permanentes 1	-28.25	-28.18
2	Surcharges d'exploitation 1	0.00	0.00
101	0.9x[1 G]	-25.43	-25.36
102	1.1x[1 G]	-31.08	-31.00

Cas de charge / combinaison		Appui 1	Appui 2
ID	Titre	Fz (kN)	Fz (kN)
103	0.9x[1 G]+1.5x[2 Q]	-25.43	-25.36
104	1.1x[1 G]+1.5x[2 Q]	-31.08	-31.00
105	1x[1 G]	-28.25	-28.18
106	1.35x[1 G]	-38.14	-38.05
107	1x[1 G]+1.5x[2 Q]	-28.25	-28.18
108	1.35x[1 G]+1.5x[2 Q]	-38.14	-38.05
109	1x[1 G]	-28.25	-28.18
110	1x[1 G]+1x[2 Q]	-28.25	-28.18
111	1x[1 G]	-28.25	-28.18
112	1x[1 G]+0.5x[2 Q]	-28.25	-28.18
113	1x[1 G]	-28.25	-28.18
114	1x[1 G]+0.3x[2 Q]	-28.25	-28.18
	Max (ELU)	-38.14	-38.05
	Max (ELS)	-28.25	-28.18

11 Flèches

[mm]

T 1.1

Vérification de la flèche				
Travée	L/d	Limite	Taux de travail	Statut
1	29,95	23,35	128.28 %	Echoué

La limite pour L/d est calculée conformément à l'EN 1992-1-1, 7.4.2, (7.16.a ou 7.16.b).

ANNEXE 5:

Reportage photographique de l'inspection visuelle





Photo 1 : fissures transversales – Façade Nord



Photo 2 : éclats de béton & aciers apparents et corrodés – Façade Est



Photo 3 : traces de couleur rouille & moisissures – Façade Est

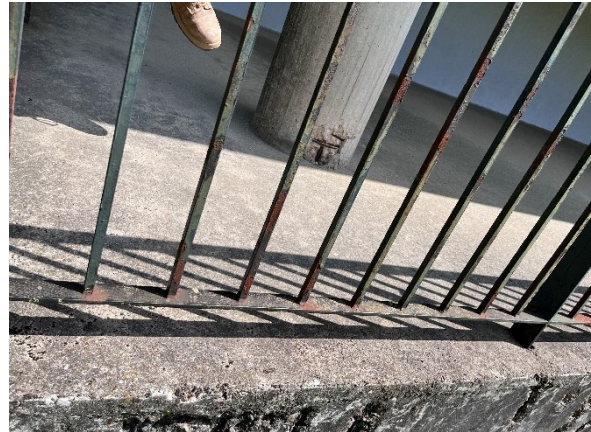


Photo 4 : Corrosion sur garde-corps – Façade Est



Photo 5 : Dégradation de joint de dilatation – Façade Est



Photo 6 : Efflorescence apparue sur les fissures en sous faces du balcon– Façade Est



Photo 7 : Eclats de béton généralisé – Façade Sud



Photo 8 : Corrosion sur garde-corps – Façade Sud



Photo 9 : Fissures accompagnées des traces d'infiltration – Façade Sud



Photo 10 : Fissures accompagnées des traces d'infiltration – Façade Ouest



Photo 11 : Eclats de béton généralisé avec aciers dénudés – Façade Ouest



Photo 12 : Traces de moisissures et béton épaufré – Façade Ouest



Photo 13 : Corrosion sur garde-corps – Façade Ouest



Photo 14 : Joint de dilatation dégradé – Façade Ouest



Photo 15 : Traces d'infiltration d'eau – Sous-sol



Photo 16 : Joint de dilatation dégradé & traces d'infiltration d'eau – Sous-sol



Photo 17 : Fissures sur dallage – Sous-sol

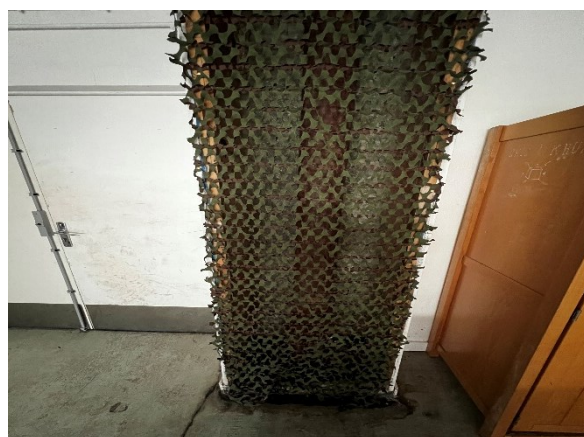


Photo 18 : Infiltration d'eau au voisinage de chute d'eau – Sous-sol



Photo 19 : Ecaillage de peinture – RDC

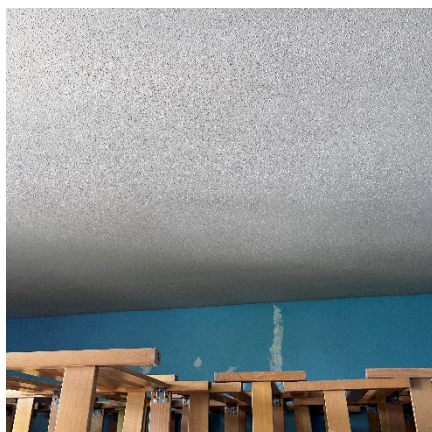


Photo 20 : Traces d'infiltration d'eau – 1^{er} Etage



Photo 21 : Traces d'infiltration d'eau – 2^{ème} Etage

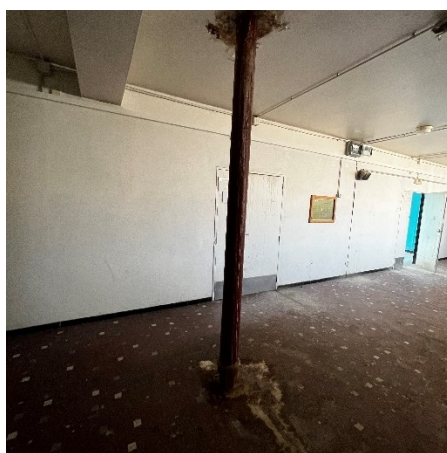


Photo 22 : Traces d'infiltration d'eau au niveau du descente EP – 2^{ème} Etage



Photo 23 : Ecaillage de peinture – 2^{ème} Etage



Photo 24 : Décollement de la membrane d'étanchéité – Terrasse



Photo 25 : Epaufures de béton et armatures apparentes corrodées – cour centrale



Photo 26 : Epaufures de béton et armatures apparentes corrodées – cour centrale