

MAÎTRE D'OUVRAGE

GROUPE HOSPITALIER DU HAVRE

55bis rue Gustave Flaubert BP24, 76 083 LE HAVRE - CEDEX

OPERATION

DIAGNOSTIC SOLIDITE DES PLANCHERS INSTALLATION D'UNE CHAÎNE D'ANALYSE

BUREAUX D'ETUDES TECHNIQUES



EXACT INGENIERIE STRUCTURE SAS

6, Rue de la Poterne – 76000 Rouen

✉ contact@exact-ing.fr

☎ 09.72.12.61.98

NOTE TECHNIQUE DIAGNOSTIC

B	09.03.2026	Ajout étude des renforts	C.TRUBLIN	
A	20.02.2026	Mise à jour – Phase intermédiaire	C.TRUBLIN	
0	12.02.2026	Première diffusion	C.TRUBLIN	
Rév.	Date	Commentaires	Auteur	
N° d'affaire	PHASE	N° document	Révision	Date
26-004	DIAG/EXE	NTQ-01	B	09.03.2026

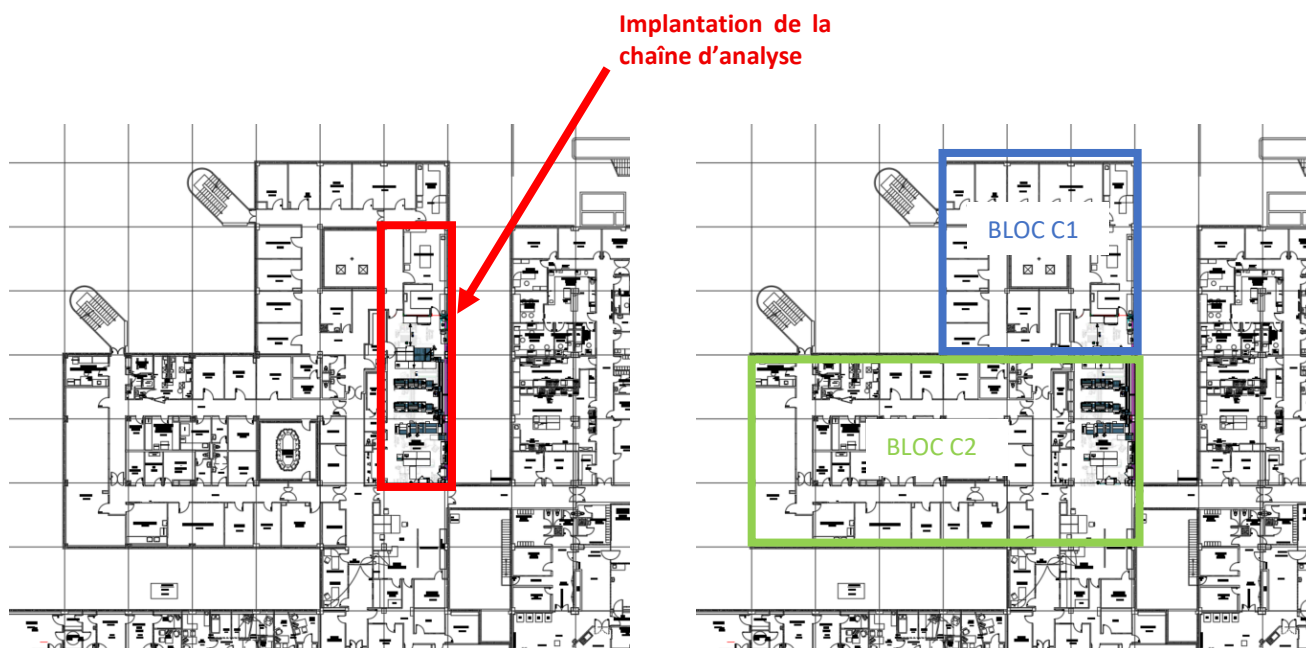
SOMMAIRE

1	Objet.....	3
2	Hypothèses générales pour l'étude	3
2.1	Documents de référence	3
2.2	Cadre normatif	3
2.3	Matériaux.....	4
2.3.1	Béton	4
2.3.2	Fers à béton	4
2.4	Chargements.....	4
2.4.1	Charges et surcharges permanentes.....	4
2.4.2	Surcharges d'exploitation courantes	4
2.4.3	Surcharges liées aux équipements	4
2.5	Détails de la zone d'étude.....	5
2.5.1	Eléments de structure et implantation des équipements	5
2.5.2	Armatures des dalles	6
2.5.3	Armatures des poutres	9
3	Vérifications réglementaires	9
3.1	Vérification des dalles.....	9
3.1.1	Modélisation	9
3.1.2	Synthèse des charges	9
3.1.3	Sollicitations	12
3.1.4	Vérifications	18
3.2	Vérification des poutres.....	27
3.2.1	Poutre 6 PB07.....	27
3.2.2	Poutre PB 713.....	28
3	Conclusions phase diagnostic.....	29
4	Préconisation de renforcement	29
5	ANNEXES	31
5.1	Justification renforcements bloc C1	31
5.2	Justification renforcements bloc C2	41

1 OBJET

Le bureau d'étude « EXACT INGENIERIE STRUCTURE » a été missionné dans le cadre d'une étude structure en vue de vérifier la compatibilité des ossatures béton d'un plancher champignon en vue de la mise en place d'une chaîne d'analyse dans le laboratoire situé entre les blocs C1 et C2 du bâtiment Fontenoy. Le présent document relate les détails des études menées concernant les vérifications structurelles de tenues en vue d'ajout d'équipements.

La zone étudiée est la suivante :



2 HYPOTHESES GENERALES POUR L'ETUDE

2.1 Documents de référence

- Documentation et implantation transmis par le laboratoire ROCHE, à savoir :
 - Implantation pour la phase initiale ;
 - Implantation pour la phase définitive ;
- Plans structure existante, à savoir :
 - Plans de coffrage PHT 2nd sous-sol des blocs C1 et C2
 - Plans d'armatures des dalles ;

2.2 Cadre normatif

Normes Eurocodes :

- Eurocode 0 : NF-EN-1990 + AN – Base de calcul des structures ;
- Eurocode 1 partie 1 : NF-EN-1991-1-1 + AN – Action sur les structures ;
- Eurocode 2 partie 1 : NF-EN-1992-1-1 + AN – Calcul des structures en béton ;

2.3 Matériaux

2.3.1 Béton

Classe de résistance : C25/30

Caractéristiques mécaniques du béton														
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{dk,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,0	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
E_{cm} (MPa)	27085	28608	29962	31476	32837	34077	35220	36283	37278	38214	39100	40743	42244	43631
ε_{cz} (‰)	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,20	2,29	2,42	2,52	2,60
ε_{cu2} (‰)	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,13	2,88	2,66	2,60	2,60
n	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	1,75	1,59	1,44	1,40	1,40

Classe d'exposition : Sans influence sur notre étude

2.3.2 Fers à béton

Armatures de type Fe E400 pour les poutres et les nervures ;

Armatures de type Fe E500 pour les treillis soudés ;

2.4 Chargements

2.4.1 Charges et surcharges permanentes

- Cloisonnement : 60 Kg/m²
- Faux plafond : 20 Kg/m²
- Chape ép. 2 cm : 40 Kg/m²
- Revêtement souple : 20 Kg/m²
- Allèges préfabriquées : 480 Kg/ml

2.4.2 Surcharges d'exploitation courantes

- Zone hors salle d'opération : 250 Kg/m²
Suivant indication du plan de coffrage transmis

2.4.3 Surcharges liées aux équipements

Les surcharges seront conformes aux préconisations du laboratoire ROCHE. Les plans transmis définissent les poids par pieds des équipements suivant les configurations en phase initiale et définitive. Les implantations et charges sont jointes en annexe de ce document pour les phases initiale et définitive. Dans les charges transmises, les charges seront définies comme suit :

- Prise en compte des charges ponctuelles unitaires pour les unités Cobas (charges ponctuelles supérieures à 100 Kg) ;

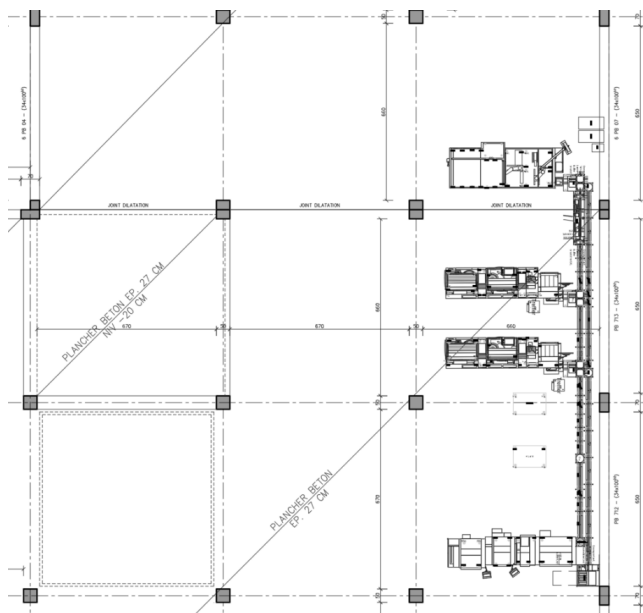
- Les charges inférieures à 100 Kg seront soit réparties sur les surfaces d'emprise, soit linéarisées du fait de leur faible importance et de leur proximité ;

2.5 Détails de la zone d'étude

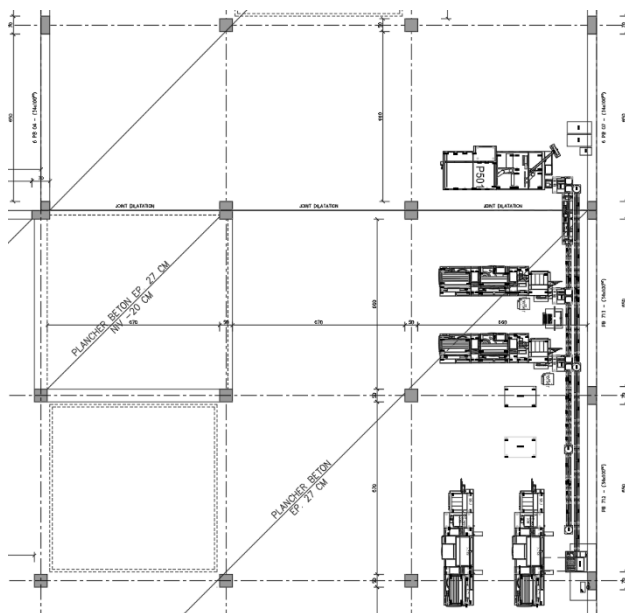
2.5.1 Eléments de structure et implantation des équipements

Suivant éléments transmis par le laboratoire, les implantations suivant les différents phasages sont les suivants.

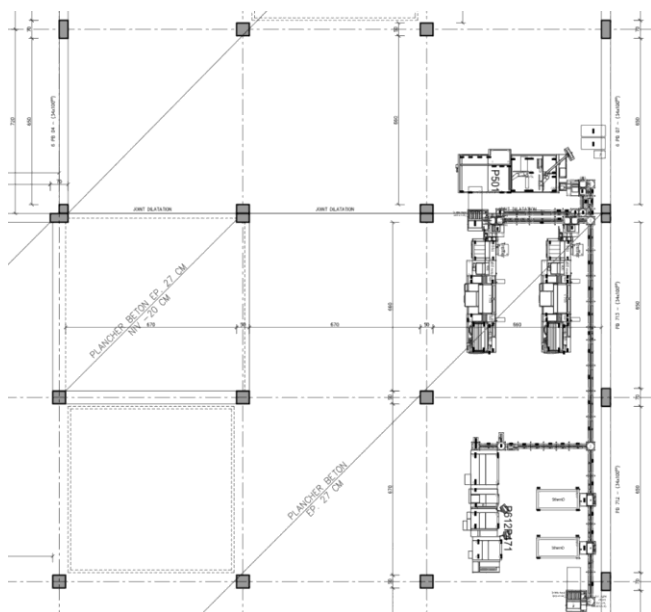
Phase initiale :



Phase intermédiaire :

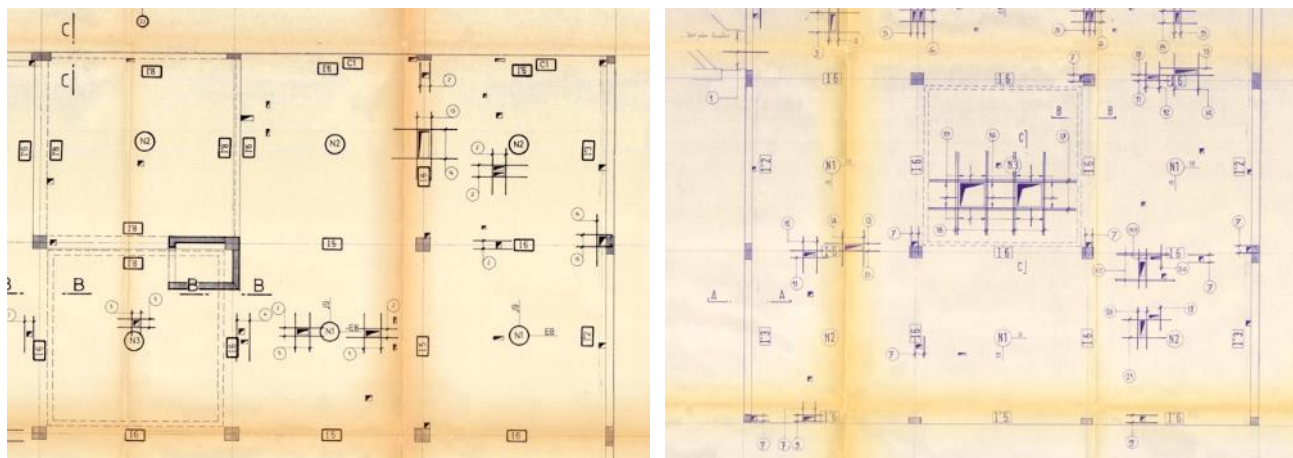


Phase finale :

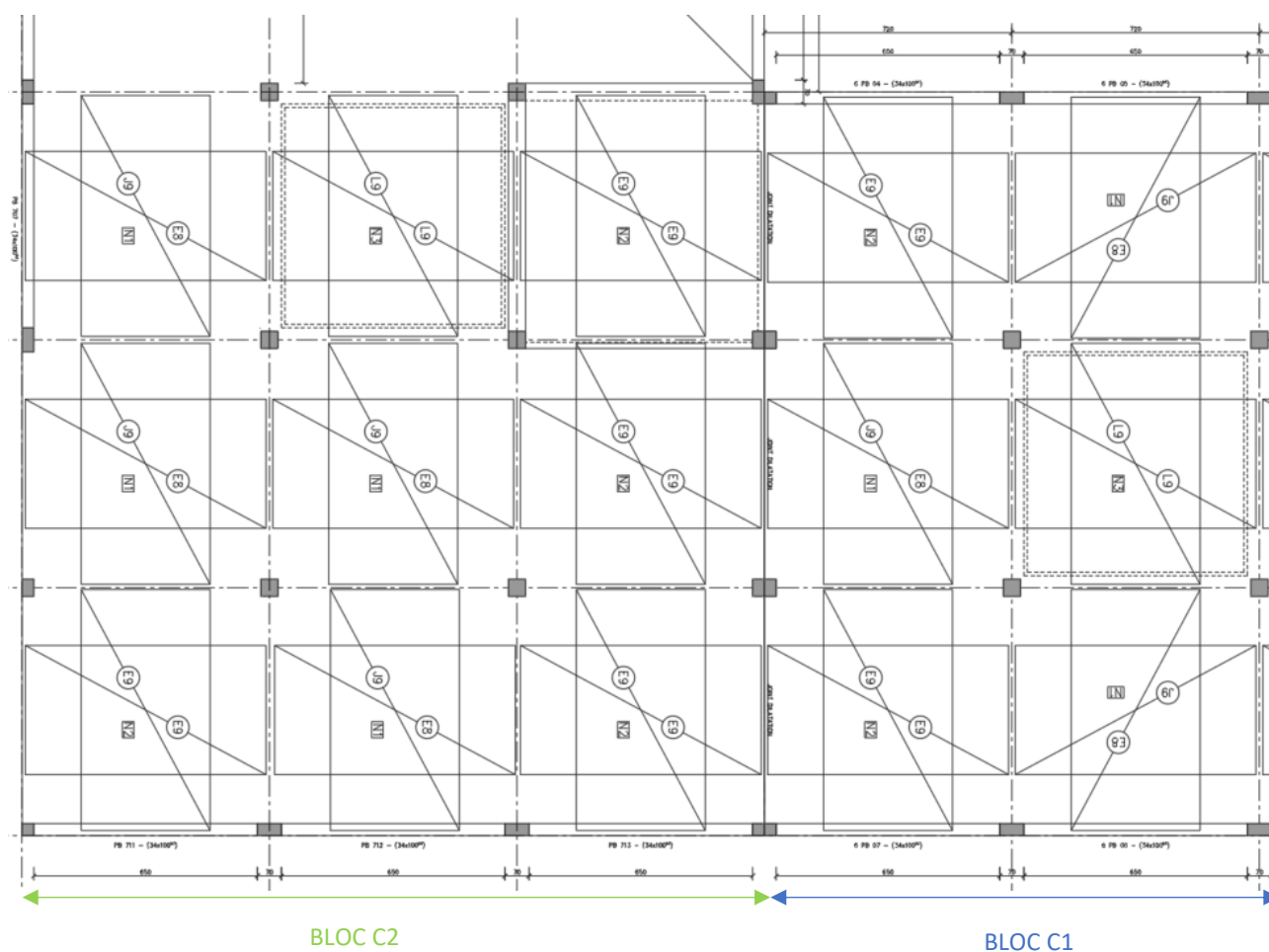


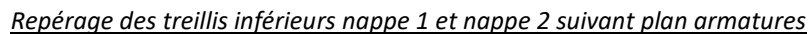
2.5.2 Armatures des dalles

2.5.2.1 Armatures inférieures



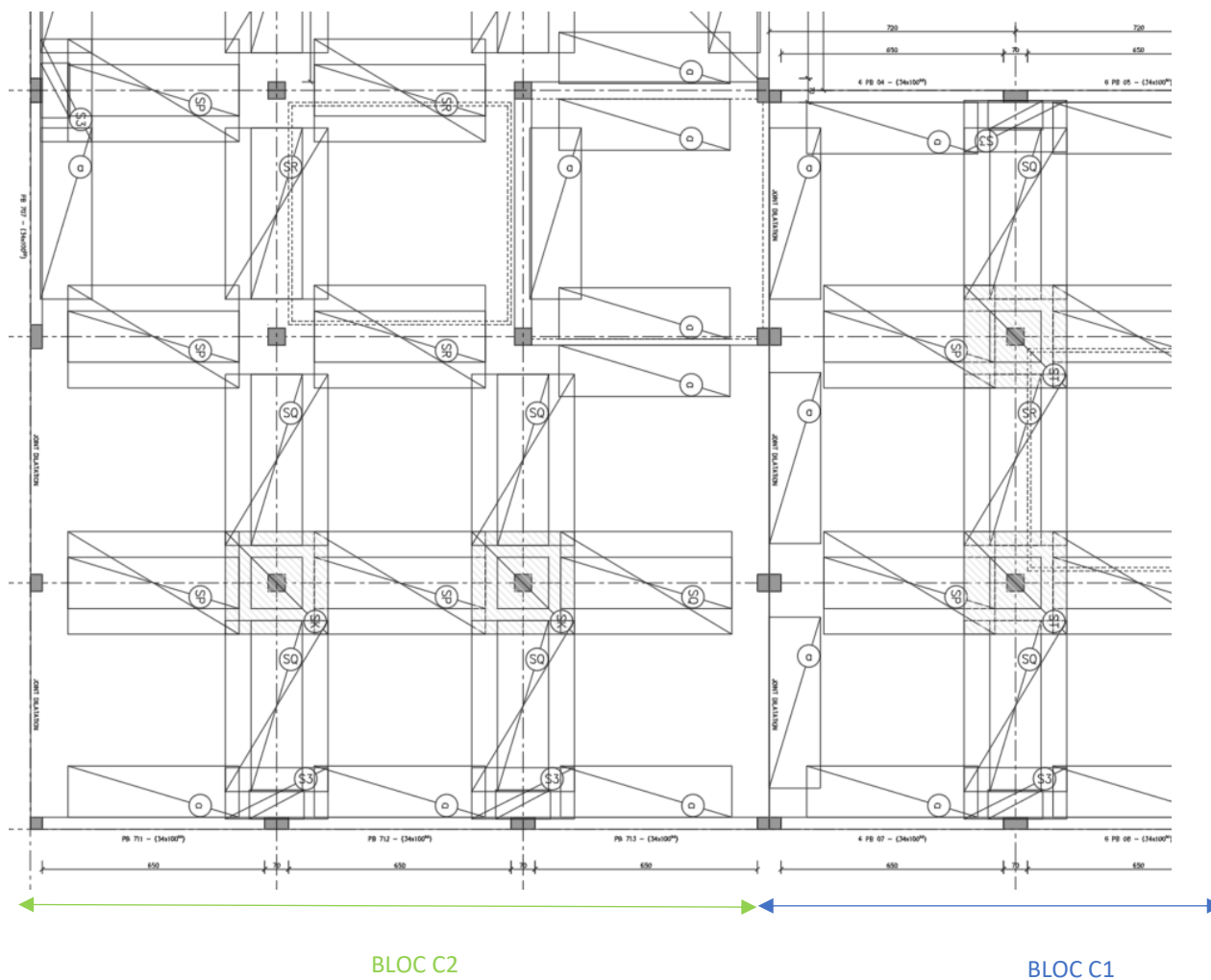
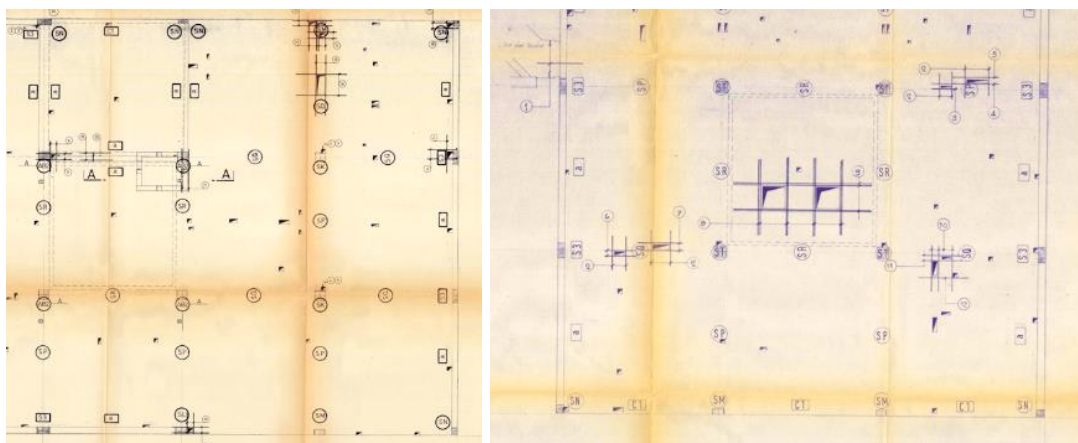
Extrait du plan d'armature dalle (C2 à gauche et C1 à droite)





Treillis N1 :	section d'acier	$A_x = 4,87 \text{ c}^2/\text{ml}$	$A_y = 3,75 \text{ c}^2/\text{ml}$
Treillis N2 :	section d'acier	$A_x = A_y = 3,56 \text{ c}^2/\text{ml}$	
Treillis E9 :	section d'acier	$A_x = 3,93 \text{ c}^2/\text{ml}$	$A_y = 0,94 \text{ c}^2/\text{ml}$
Treillis E8 :	section d'acier	$A_x = 2,62 \text{ c}^2/\text{ml}$	$A_y = 0,94 \text{ c}^2/\text{ml}$
Treillis I5 :	section d'acier	$A_x = 9,04 \text{ c}^2/\text{ml}$	$A_y = 1,68 \text{ c}^2/\text{ml}$
Treillis I6 :	section d'acier	$A_x = 10,26 \text{ c}^2/\text{ml}$	$A_y = 1,68 \text{ c}^2/\text{ml}$
Treillis I'8 :	section d'acier	$A_x = 16,08 \text{ c}^2/\text{ml}$	$A_y = 2,62 \text{ c}^2/\text{ml}$
Treillis I'6 :	section d'acier	$A_x = 10,26 \text{ c}^2/\text{ml}$	$A_y = 1,68 \text{ c}^2/\text{ml}$
Treillis I'5 :	section d'acier	$A_x = 9,04 \text{ c}^2/\text{ml}$	$A_y = 1,68 \text{ c}^2/\text{ml}$
Treillis I'2 :	section d'acier	$A_x = 4,49 \text{ c}^2/\text{ml}$	$A_y = 0,94 \text{ c}^2/\text{ml}$
Treillis I'3 :	section d'acier	$A_x = 5,24 \text{ c}^2/\text{ml}$	$A_y = 0,94 \text{ c}^2/\text{ml}$

2.5.2.2 Armatures supérieures



Treillis SP :	section d'acier	$A_x = 0,84 \text{ c}^2/\text{ml}$	$A_y = 1,88 \text{ c}^2/\text{ml}$
Treillis SK :	section d'acier	$A_x = A_y = 23,46 \text{ c}^2/\text{ml}$	
Treillis ST :	section d'acier	$A_x = A_y = 21,00 \text{ c}^2/\text{ml}$	

Treillis SR :	section d'acier	$A_x = 1,26 \text{ c}^2/\text{ml}$	$A_y = 3,20 \text{ c}^2/\text{ml}$
Treillis SM :	section d'acier	$A_x = 1,26 \text{ c}^2/\text{ml}$	$A_y = 3,20 \text{ c}^2/\text{ml}$
Treillis S3 :	section d'acier	$A_x = 13,40 \text{ c}^2/\text{ml}$	$A_y = 3,14 \text{ c}^2/\text{ml}$
Treillis a :	section d'acier	$A_x = 0,42 \text{ c}^2/\text{ml}$	$A_y = 0,94 \text{ c}^2/\text{ml}$

2.5.3 Armatures des poutres

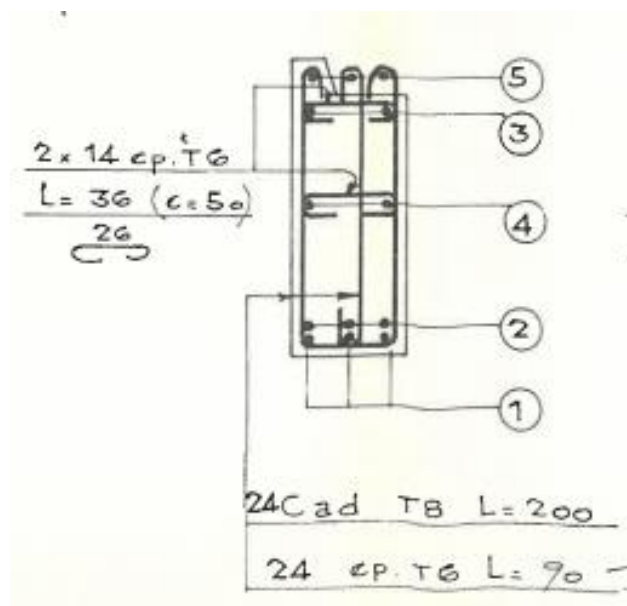
Poutres principales : PB 711, PB 712, PB713 et 6 PB03 → sections d'armatures identique

La section se compose comme suit :

aciers inférieurs : 3 T16 + 3 T14, soit $10,6 \text{ c}^2$

Aciers supérieurs : 3 T10 + 3 T8, soit $3,9 \text{ c}^2$

Aciers de cisaillement : Cad T8 e=20 + Ep. T6 e=9, soit $8,2 \text{ c}^2/\text{ml}$



3 VERIFICATIONS REGLEMENTAIRES

3.1 Vérification des dalles

3.1.1 Modélisation

Dalle de type plancher champignon. Poutres modélisées par appui linéique continu.

3.1.2 Synthèse des charges

3.1.2.1 Bâtiment C1

Cas	Type de charge	Liste									
2: Permanente	force nodale	7	FZ=-1,50	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:				
2: Permanente	force nodale	8	FZ=-1,50	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:				
2: Permanente	force nodale	9	FZ=-1,50	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:				
2: Permanente	force nodale	10	FZ=-1,50	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:				
2: Permanente	force nodale	11	FZ=-1,50	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:				
2: Permanente	force nodale	12	FZ=-1,50	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:				
2: Permanente	force nodale	13	FZ=-1,50	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:				
2: Permanente	force nodale	14	FZ=-1,50	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:				
2: Permanente	force nodale	15	FZ=-1,50	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:				
2: Permanente	force nodale	16	FZ=-1,50	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:				
2: Permanente	force nodale	17	FZ=-1,50	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:				
2: Permanente	force nodale	18	FZ=-1,50	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:				
2: Permanente	force nodale	19	FZ=-1,50	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:				
2: Permanente	force nodale	20	FZ=-1,50	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:				

2:Permanente	force nodale	21	FZ=-1,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	22	FZ=-1,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	23	FZ=-1,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	24	FZ=-1,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	25	FZ=-1,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	26	FZ=-1,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	27	FZ=-1,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	28	FZ=-1,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	29	FZ=-1,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	30	FZ=-1,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	31	FZ=-1,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	32	FZ=-1,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	(EF) surfacique uniforme	1	PZ=-6,75	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:					
2:Permanente	(EF) surfacique uniforme	1	PZ=-1,40	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:					
30:D'exploitati	(EF) surfacique uniforme	1	PZ=-2,50	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:					
31:D'exploitati	(EF) surfacique 3p (conto	1	PZ1=-7,50	PZ2=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N2X=0,0	N2Y=0,0	N3X=0,0	N3Y=0,0		
32:D'exploitati	(EF) surfacique 3p (conto	1	PZ1=-0,35	PZ2=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N2X=0,0	N2Y=0,0	N3X=0,0	N3Y=0,0		

3.1.2.2 Bâtiment C2

Phase initiale :

Cas	Type de charge	Liste											
2:Permanente	force nodale	10	FZ=-1,56	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	11	FZ=-1,56	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	12	FZ=-1,56	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	13	FZ=-1,56	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	14	FZ=-1,09	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	15	FZ=-1,09	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	16	FZ=-1,09	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	17	FZ=-1,09	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	18	FZ=-0,74	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	19	FZ=-0,74	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	20	FZ=-0,74	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	21	FZ=-0,74	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	22	FZ=-1,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	23	FZ=-1,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	24	FZ=-1,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	25	FZ=-1,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	26	FZ=-0,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	27	FZ=-0,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	28	FZ=-0,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	29	FZ=-0,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	30	FZ=-0,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	31	FZ=-0,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	32	FZ=-0,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	33	FZ=-0,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	34	FZ=-1,48	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	35	FZ=-1,48	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	36	FZ=-1,20	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	37	FZ=-1,20	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	38	FZ=-1,44	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	39	FZ=-1,44	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	40	FZ=-1,28	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	41	FZ=-1,28	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	42	FZ=-1,21	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	43	FZ=-1,21	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	44	FZ=-1,00	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	45	FZ=-1,00	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	46	FZ=-1,35	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	47	FZ=-1,35	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	48	FZ=-1,39	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	49	FZ=-1,39	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	(EF) linéaire 2p (2D)		MX1=0,0	MX2=0,0	PZ1=-0,35	PZ2=-0,35	MY1=0,0	MY2=0,0	N1X=27,80	N1Y=8,35	N2X=27,80	N2Y=21,50	
2:Permanente	(EF) linéaire 2p (2D)		MX1=0,0	MX2=0,0	PZ1=-0,35	PZ2=-0,35	MY1=0,0	MY2=0,0	N1X=28,00	N1Y=8,35	N2X=28,00	N2Y=21,50	
2:Permanente	(EF) linéaire 2p (2D)		MX1=0,0	MX2=0,0	PZ1=-0,35	PZ2=-0,35	MY1=0,0	MY2=0,0	N1X=28,20	N1Y=8,35	N2X=28,20	N2Y=21,50	
2:Permanente	(EF) linéaire 2p (2D)		MX1=0,0	MX2=0,0	PZ1=-0,35	PZ2=-0,35	MY1=0,0	MY2=0,0	N1X=28,40	N1Y=8,35	N2X=28,40	N2Y=21,50	
2:Permanente	(EF) surfacique uniforme	1	PZ=-6,75	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:					
47:D'exploitati	(EF) surfacique uniforme	1	PZ=-2,50	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:					
2:Permanente	(EF) surfacique 3p (conto	1	PZ1=-3,00	PZ2=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N2X=0,0	N2Y=0,0	N3X=0,0	N3Y=0,0	global	
2:Permanente	(EF) surfacique 3p (conto	1	PZ1=-2,00	PZ2=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N2X=0,0	N2Y=0,0	N3X=0,0	N3Y=0,0	global	
2:Permanente	(EF) surfacique 3p (conto	1	PZ1=-2,00	PZ2=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N2X=0,0	N2Y=0,0	N3X=0,0	N3Y=0,0	global	
2:Permanente	(EF) surfacique uniforme	1	PZ=-1,40	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:					

Phase intermédiaire :

Cas	Type de charge	Liste											
2:Permanente	force nodale	9	FZ=-1,20	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	10	FZ=-1,28	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	11	FZ=-1,48	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	12	FZ=-1,44	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	13	FZ=-1,20	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	14	FZ=-1,48	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2:Permanente	force nodale	15	FZ=-1,44	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						

2.Permanente	force nodale	16	FZ=-1,20	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	17	FZ=-1,48	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	18	FZ=-1,20	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	19	FZ=-1,48	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	20	FZ=-1,20	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	21	FZ=-1,44	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	22	FZ=-1,28	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	23	FZ=-1,44	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	24	FZ=-1,28	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	25	FZ=-1,21	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	26	FZ=-0,99	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	27	FZ=-1,21	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	28	FZ=-0,99	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	29	FZ=-1,35	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	30	FZ=-1,39	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	31	FZ=-1,35	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	32	FZ=-1,39	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	33	FZ=-0,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	34	FZ=-0,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	35	FZ=-0,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	36	FZ=-0,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	37	FZ=-0,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	38	FZ=-0,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	39	FZ=-0,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	40	FZ=-0,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	(EF) linéaire 2p (2D)		MX1=0,0	MX2=0,0	PZ1=-0,35	PZ2=-0,35	MY1=0,0	MY2=0,0	N1X=28,10	N1Y=8,30	N2X=28,10	N2Y=21,20	
2.Permanente	(EF) linéaire 2p (2D)		MX1=0,0	MX2=0,0	PZ1=-0,35	PZ2=-0,35	MY1=0,0	MY2=0,0	N1X=27,90	N1Y=8,30	N2X=27,90	N2Y=21,20	
2.Permanente	(EF) linéaire 2p (2D)		MX1=0,0	MX2=0,0	PZ1=-0,35	PZ2=-0,35	MY1=0,0	MY2=0,0	N1X=27,70	N1Y=8,30	N2X=27,70	N2Y=19,80	
2.Permanente	(EF) linéaire 2p (2D)		MX1=0,0	MX2=0,0	PZ1=-0,35	PZ2=-0,35	MY1=0,0	MY2=0,0	N1X=27,50	N1Y=8,30	N2X=27,50	N2Y=19,80	
2.Permanente	(EF) surfacique uniforme	1	PZ=-6,75	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:					
3.D'exploitatio	(EF) surfacique uniforme	1	PZ=-2,50	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:					
2.Permanente	(EF) surfacique uniforme	1	PZ=-1,40	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:					
2.Permanente	(EF) surfacique 3p (cont	1	PZ1=-4,00	PZ2=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N2X=0,0	N2Y=0,0	N3X=0,0	N3Y=0,0	global	
2.Permanente	(EF) surfacique 3p (cont	1	PZ1=-3,00	PZ2=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N2X=0,0	N2Y=0,0	N3X=0,0	N3Y=0,0	global	
2.Permanente	(EF) surfacique 3p (cont	1	PZ1=-3,00	PZ2=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N2X=0,0	N2Y=0,0	N3X=0,0	N3Y=0,0	global	
2.Permanente	(EF) surfacique 3p (cont	1	PZ1=-3,00	PZ2=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N2X=0,0	N2Y=0,0	N3X=0,0	N3Y=0,0	global	
2.Permanente	(EF) surfacique 3p (cont	1	PZ1=-2,00	PZ2=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N2X=0,0	N2Y=0,0	N3X=0,0	N3Y=0,0	global	
2.Permanente	(EF) surfacique 3p (cont	1	PZ1=-2,00	PZ2=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N2X=0,0	N2Y=0,0	N3X=0,0	N3Y=0,0	global	
2.Permanente	(EF) surfacique 3p (cont	1	PZ1=-2,00	PZ2=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N2X=0,0	N2Y=0,0	N3X=0,0	N3Y=0,0	global	
2.Permanente	(EF) surfacique 3p (cont	1	PZ1=-2,00	PZ2=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N2X=0,0	N2Y=0,0	N3X=0,0	N3Y=0,0	global	
2.Permanente	(EF) surfacique 3p (cont	1	PZ1=-2,00	PZ2=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N2X=0,0	N2Y=0,0	N3X=0,0	N3Y=0,0	global	
2.Permanente	(EF) surfacique 3p (cont	1	PZ1=-2,00	PZ2=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N2X=0,0	N2Y=0,0	N3X=0,0	N3Y=0,0	global	
2.Permanente	(EF) surfacique 3p (cont	1	PZ1=-2,00	PZ2=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N2X=0,0	N2Y=0,0	N3X=0,0	N3Y=0,0	global	
2.Permanente	(EF) surfacique 3p (cont	1	PZ1=-2,00	PZ2=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N2X=0,0	N2Y=0,0	N3X=0,0	N3Y=0,0	global	
2.Permanente	(EF) surfacique 3p (cont	1	PZ1=-2,00	PZ2=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N2X=0,0	N2Y=0,0	N3X=0,0	N3Y=0,0	global	

Phase définitive :

Cas	Type de charge	Liste											
2.Permanente	force nodale	10	FZ=-1,56	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	11	FZ=-1,56	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	12	FZ=-1,56	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	13	FZ=-1,56	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	14	FZ=-1,09	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	15	FZ=-1,09	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	16	FZ=-1,09	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	17	FZ=-1,09	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	18	FZ=-0,74	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	19	FZ=-0,74	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	20	FZ=-0,74	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	21	FZ=-0,74	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	22	FZ=-1,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	23	FZ=-1,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	24	FZ=-1,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	25	FZ=-1,60	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	26	FZ=-0,82	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	27	FZ=-0,82	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	28	FZ=-0,82	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	29	FZ=-0,82	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	30	FZ=-0,82	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	31	FZ=-0,82	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	32	FZ=-0,82	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	33	FZ=-0,82	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	34	FZ=-1,20	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	35	FZ=-1,20	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	36	FZ=-1,28	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	37	FZ=-1,28	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	38	FZ=-1,48	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	39	FZ=-1,48	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	40	FZ=-1,44	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	force nodale	41	FZ=-1,44	CX=0,0	CY=0,0	AL=0,0	MEMO:						
2.Permanente	(EF) linéaire 2p (2D)		MX1=0,0	MX2=0,0	PZ1=-0,35	PZ2=-0,35	MY1=0,0	MY2=0,0	N1X=23,30	N1Y=12,40	N2X=28,20	N2Y=12,40	
2.Permanente	(EF) linéaire 2p (2D)		MX1=0,0	MX2=0,0	PZ1=-0,35	PZ2=-0,35	MY1=0,0	MY2=0,0	N1X=23,30	N1Y=12,60	N2X=28,20	N2Y=12,60	
2.Permanente	(EF) linéaire 2p (2D)		MX1=0,0	MX2=0,0	PZ1=-0,35	PZ2=-0,35	MY1=0,0	MY2=0,0	N1X=27,90	N1Y=6,60	N2X=27,90	N2Y=21,20	
2.Permanente	(EF) linéaire 2p (2D)		MX1=0,0	MX2=0,0	PZ1=-0,35	PZ2=-0,35	MY1=0,0	MY2=0,0	N1X=28,10	N1Y=6,60	N2X=28,10	N2Y=21,20	
2.Permanente	(EF) linéaire 2p (2D)		MX1=0,0	MX2=0,0	PZ1=0,0	PZ2=0,0	MY1=0,0	MY2=0,0	N1X=23,15	N1Y=21,15	N2X=28,10	N2Y=21,15	

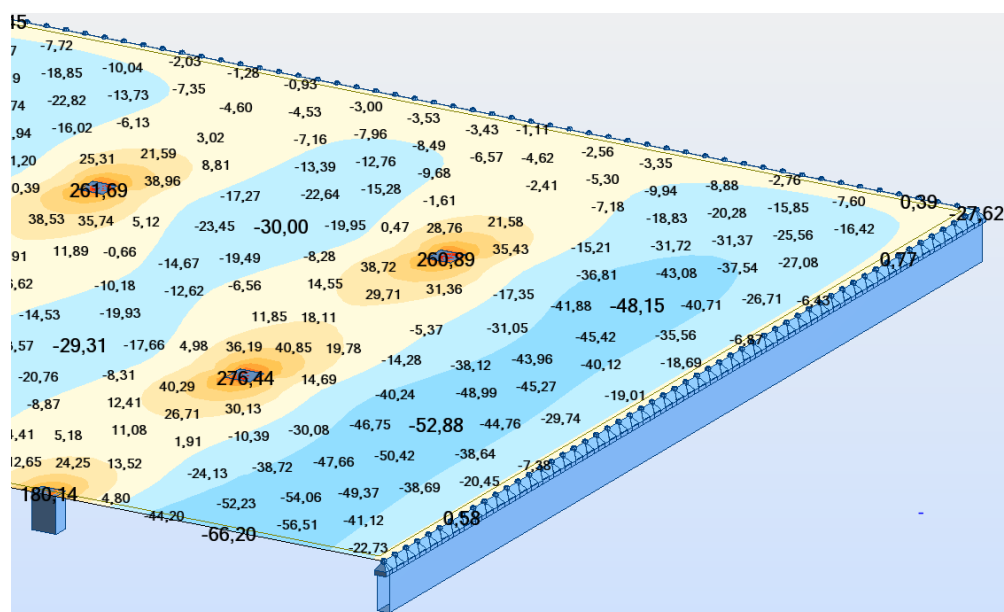
2:Permanente	(EF) linéaire 2p (2D)		MX1=0,0	MX2=0,0	PZ1=0,0	PZ2=0,0	MY1=0,0	MY2=0,0	N1X=23,15	N1Y=21,00	N2X=28,10	N2Y=21,00
2:Permanente	(EF) linéaire 2p (2D)		MX1=0,0	MX2=0,0	PZ1=0,0	PZ2=0,0	MY1=0,0	MY2=0,0	N1X=23,15	N1Y=20,85	N2X=28,10	N2Y=20,85
2:Permanente	(EF) surfacique uniforme	1	PZ=-6,75	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:				
42:D'exploitati	(EF) surfacique uniforme	1	PZ=-2,50	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:				
2:Permanente	(EF) surfacique 3p (conto	1	PZ1=-3,00	PZ2=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N2X=0,0	N2Y=0,0	N3X=0,0	N3Y=0,0	global
2:Permanente	(EF) surfacique 3p (conto	1	PZ1=-3,50	PZ2=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N2X=0,0	N2Y=0,0	N3X=0,0	N3Y=0,0	global
2:Permanente	(EF) surfacique 3p (conto	1	PZ1=-3,50	PZ2=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N2X=0,0	N2Y=0,0	N3X=0,0	N3Y=0,0	global
2:Permanente	(EF) surfacique 3p (conto	1	PZ1=-2,00	PZ2=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N2X=0,0	N2Y=0,0	N3X=0,0	N3Y=0,0	global
2:Permanente	(EF) surfacique 3p (conto	1	PZ1=-2,00	PZ2=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N2X=0,0	N2Y=0,0	N3X=0,0	N3Y=0,0	global
2:Permanente	(EF) surfacique uniforme	1	PZ=-1,40	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:				

3.1.3 Sollicitations

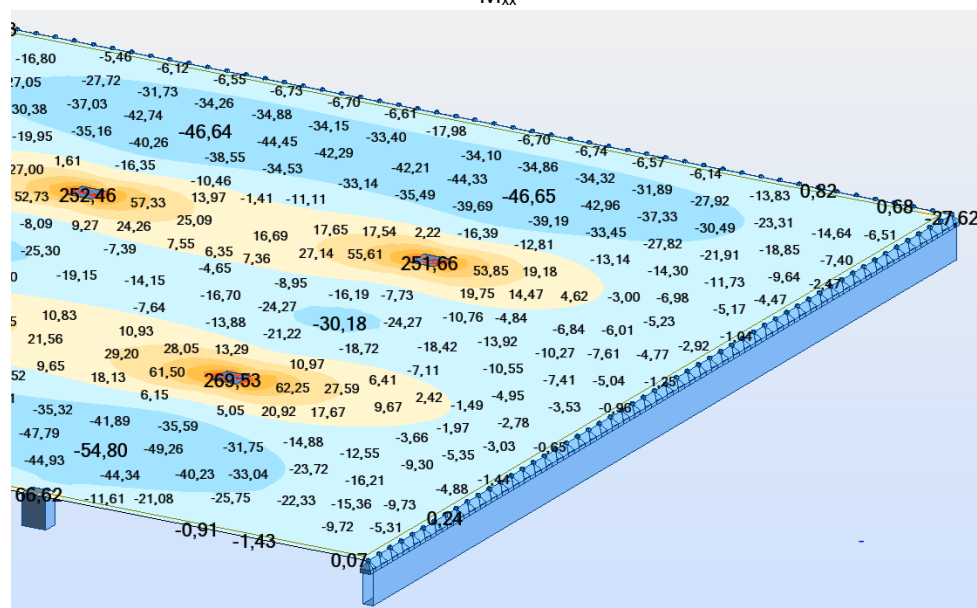
3.1.3.1 Bâtiment C1

Les variations entre la phase initiale, intermédiaire et définitive sont négligeables.

La cartographie des moments ainsi obtenue selon la méthode de Wood & Amer est alors :



M_{xx}



M_{yy}

Sollicitations de flexion à l'ELU

EXACT INGENIERIE STRUCTURE S.A.S

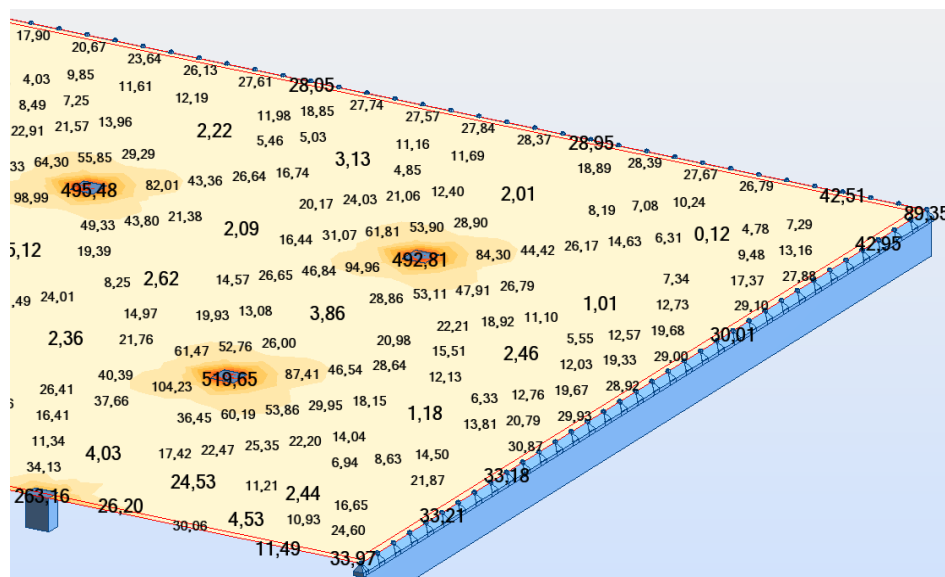
6, Rue de la Poterne – 76000 Rouen

✉ contact@exact-ing.fr

☎ 09.72.12.61.98

SIRET : 889 759 924 00026

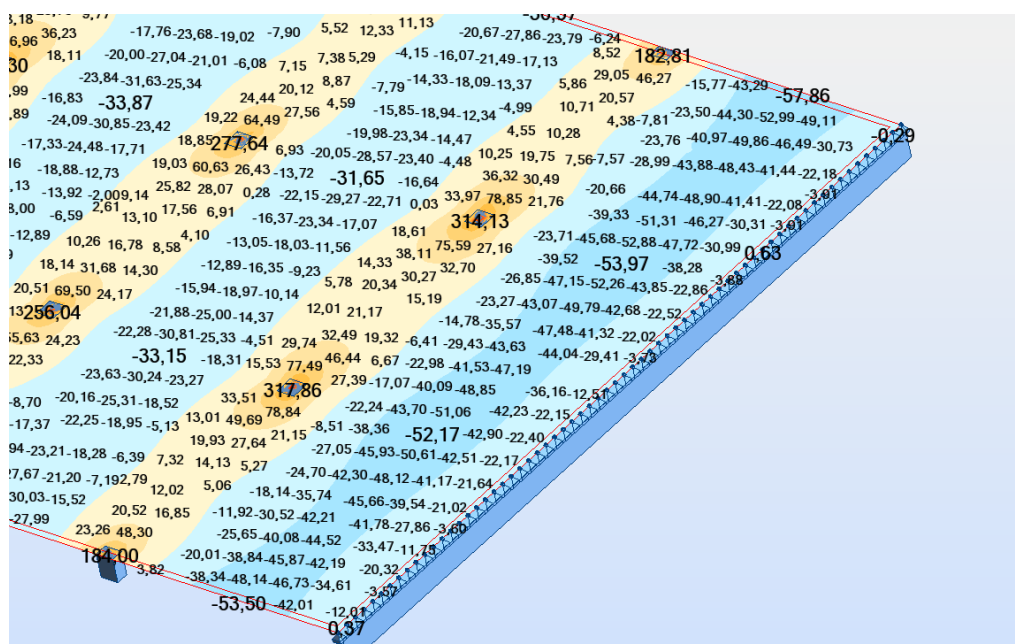
Sollicitations de flexion écrêtées sur appui critique :

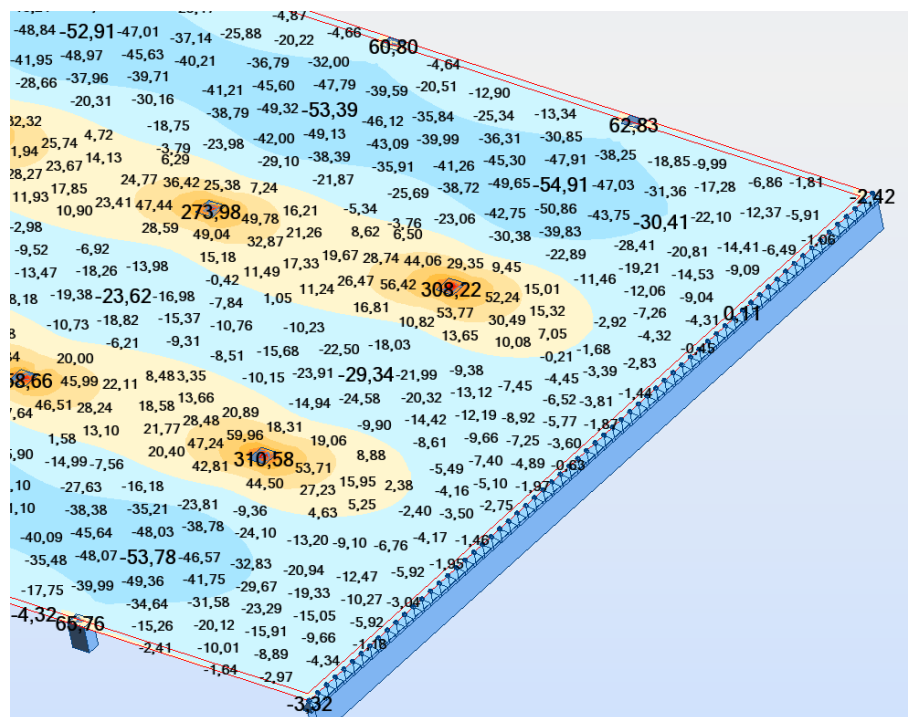
 $M_{xxapp}=116,99 \text{ kN.m/ml}$ $M_{yyapp}=137,61 \text{ kN.m/ml}$ *Sollicitation effort tranchant ELU pour vérification poinçonnement*

3.1.3.2 Bâtiment C2

Phase initiale :

La cartographie des moments ainsi obtenue selon la méthode de Wood & Amer est alors :

 M_{xx}

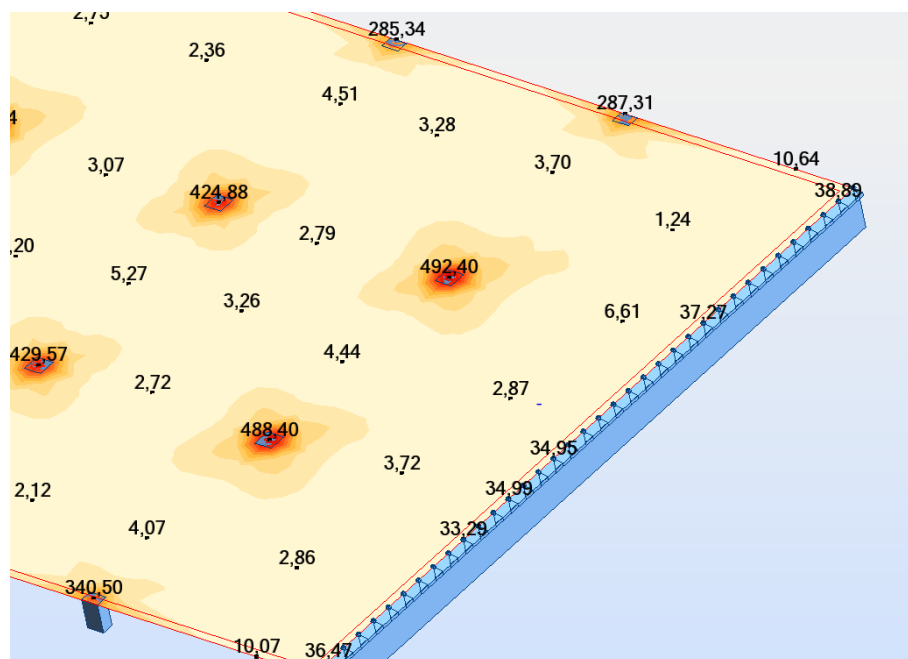

 M_{yy}

Sollicitations de flexion à l'ELU

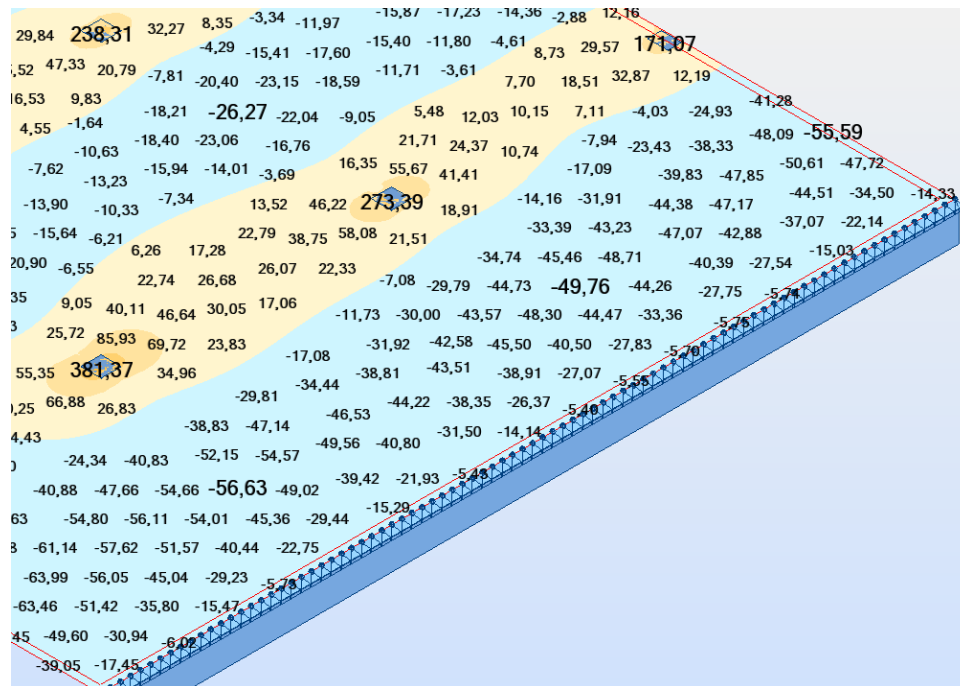
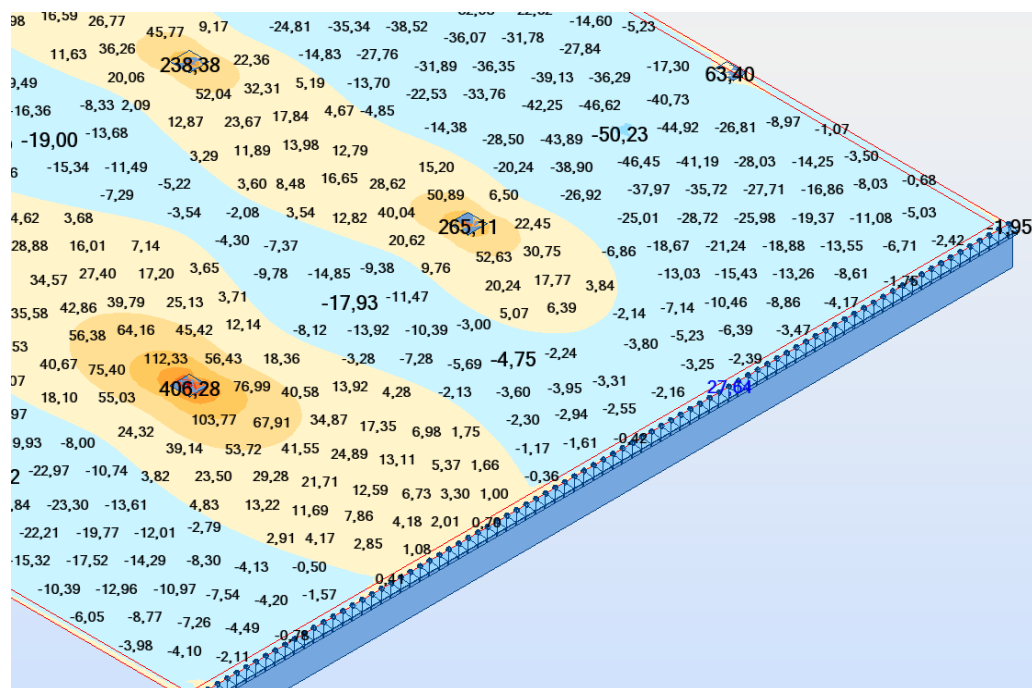
Sollicitations de flexion écrêtées sur appui critique :

$M_{xxapp}=144,91 \text{ kN.m/ml}$

$M_{yyapp}=150,39 \text{ kN.m/ml}$

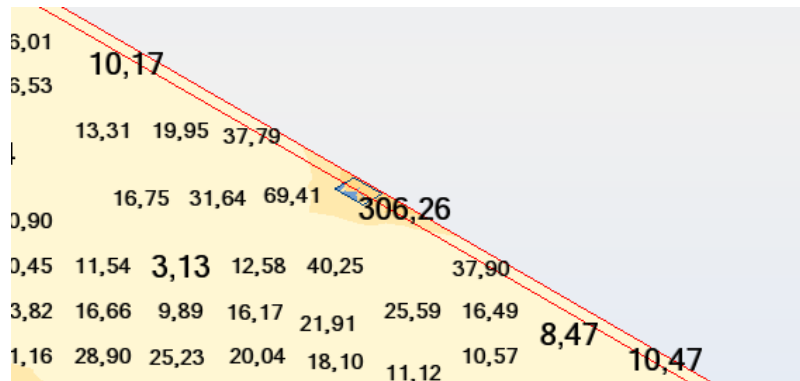


Sollicitation effort tranchant ELU pour vérification poinçonnement

Phase intermédiaire : M_{xx}  M_{yy} Sollicitations de flexion à l'ELU

Sollicitations de flexion écrêtées sur appui critique :

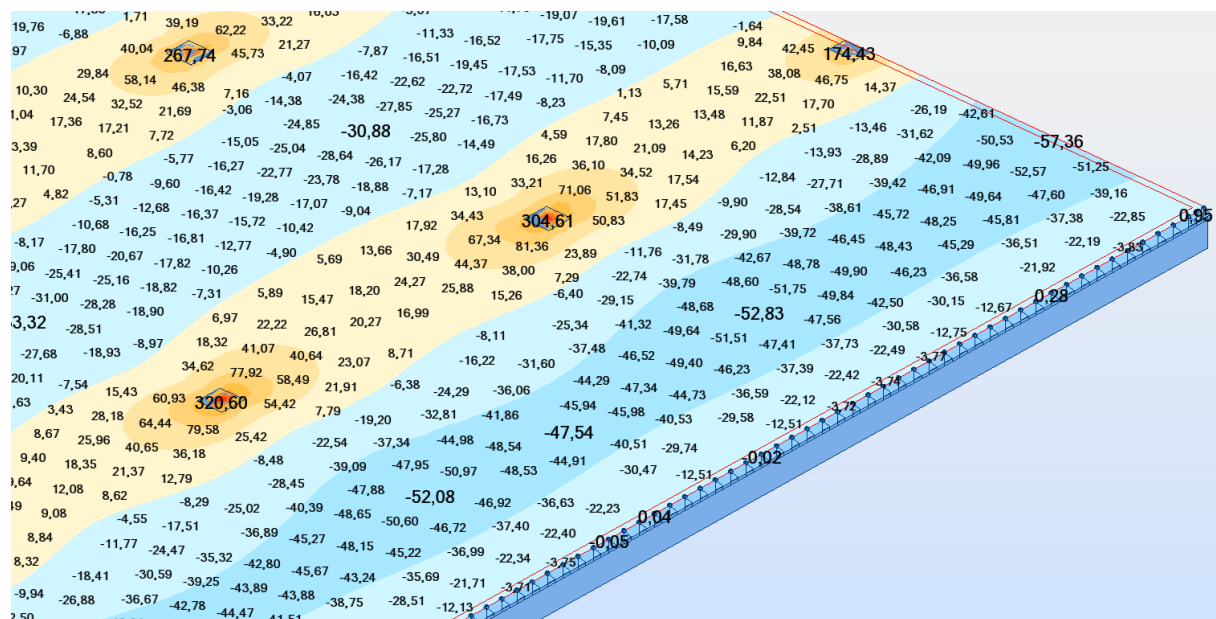
 $M_{xxapp}=145,81 \text{ kN.m/ml}$ $M_{yyapp}=158,07 \text{ kN.m/ml}$



Sollicitation effort tranchant ELU pour vérification poinçonnement

Phase définitive :

La cartographie des moments ainsi obtenue selon la méthode de Wood & Amer est alors :



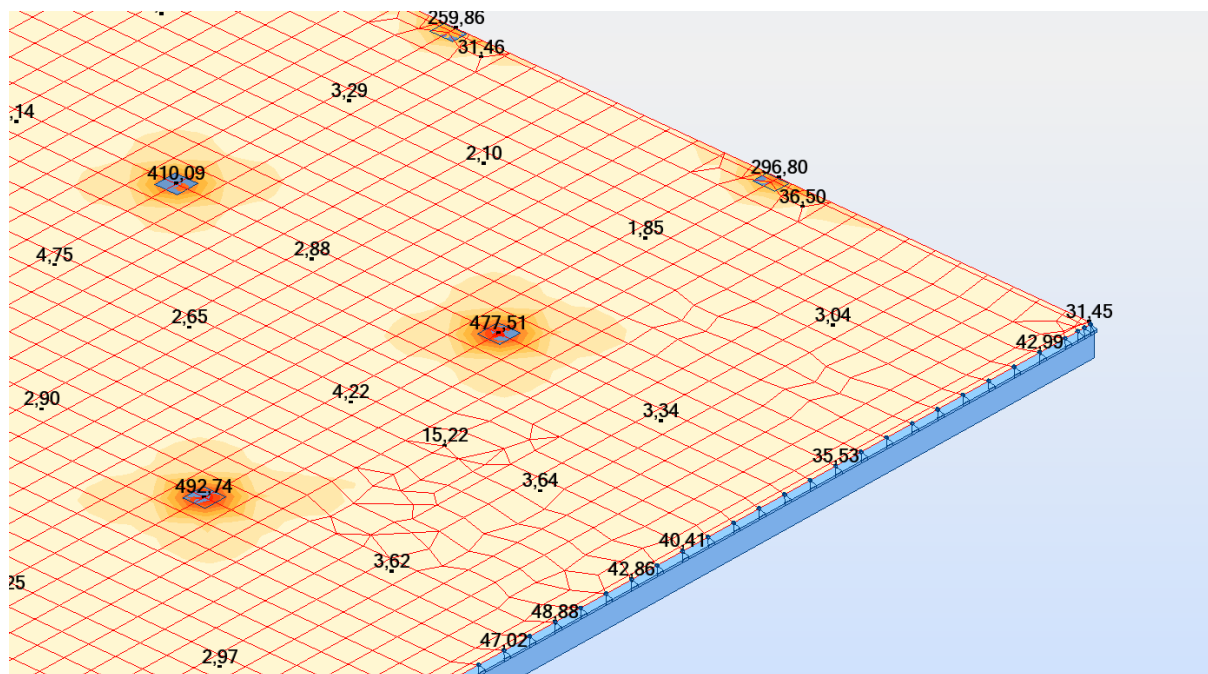
M_{xx}



Sollicitations de flexion écrêtées sur appui critique :

$$M_{xxapp}=146,09 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{yyapp}=151,64 \text{ kN.m/ml}$$



EXACT INGENIERIE STRUCTURE S.A.S

6, Rue de la Poterne – 76000 Rouen

 contact@exact-ing.fr

② 09.72.12.61.98

SIRET : 889 759 924 00026

3.1.4 Vérifications

3.1.4.1 Vérification du poinçonnement

Bloc C1 :

- En travée

Données

c_1	0,5	m	largeur du poteau rectangulaire suivant Ox ($c_1 \geq c_2$)
c_2	0,5	m	largeur du poteau rectangulaire suivant Oy ($c_2 \leq c_1$)
d_x	0,24	m	hauteur utile des armatures // Ox
d_y	0,23	m	hauteur utile des armatures // Oy
f_{ck}	25	MPa	résistance caractéristique du béton
f_{yk}	500	MPa	limite élastique de l'acier
$\beta \cdot V_{Ed}$	0,512	MN	charge de poinçonnement de calcul
γ_c	1,5		coefficient de sécurité sur le béton
γ_s	1,15		coefficient de sécurité sur l'acier
A_{sx}	6,20	cm ²	section des armatures de flexion // Ox sur une largeur $c_2 + 6d = 1,91$ m
A_{sy}	23,46	cm ²	section des armatures de flexion // Oy sur une largeur $c_1 + 6d = 1,91$ m

Calculs intermédiaires

A_{x0d}	3,25	cm ² /m	section des armatures // Ox par m de largeur
A_{y0d}	12,28	cm ² /m	section des armatures // Oy par m de largeur
A_{sw}		cm ²	aire des cours d'armatures sur un périmètre autour du poteau (cm ²)
s		m	espacement radial des cours d'armatures
$c_2 + 6d$	1,91	m	largeur de prise en compte des armatures longitudinales (§8.4.4(1))
$c_1 + 6d$	1,91	m	largeur de prise en compte des armatures longitudinales (§8.4.4(1))
d	0,235	m	hauteur utile moyenne de la dalle = 0,5 ($d_x + d_y$)
u_0	2	m	périmètre au nu du poteau
u_1	4,953	m	contour de référence à 2d du nu du poteau
v_0	1,089	MPa	contrainte de cisaillement au nu du poteau
v_1	0,440	MPa	contrainte de cisaillement sur le contour de référence
k	1,923		§8.4.4(1)
$v_{0d,c}$	0,466	MPa	§8.4.4(1)
v	0,54		§8.6N
$v_{0d,max}$	3,6	MPa	§8.4.5(3) coefficient 0,4 suivant Corrigendum N° 2 de l'EN 1992-1-1

Résultats

$v_0 = 1,089$	<	$v_{0d,max} = 3,6$ MPa	OK
$v_1 = 0,440$	<	$v_{0d,c} = 0,466$ MPa	OK

- En rive :

Données

c_1	0,5	m	largeur du poteau rectangulaire suivant Ox ($c_1 \geq c_2$)
c_2	0,34	m	largeur du poteau rectangulaire suivant Oy ($c_2 \leq c_1$)
d_x	0,24	m	hauteur utile des armatures // Ox
d_y	0,23	m	hauteur utile des armatures // Oy
f_{ck}	25	MPa	résistance caractéristique du béton
f_{yk}	500	MPa	limite élastique de l'acier
$\beta \cdot V_{Ed}$	0,307	MN	charge de poinçonnement de calcul
γ_c	1,5		coefficient de sécurité sur le béton
γ_s	1,15		coefficient de sécurité sur l'acier
A_{sx}	6,20	cm ²	section des armatures de flexion // Ox sur une largeur $c_2 + 6d = 1,75$ m
A_{sy}	23,46	cm ²	section des armatures de flexion // Oy sur une largeur $c_1 + 6d = 1,91$ m

Calculs intermédiaires

A_{x0d}	3,54	cm ² /m	section des armatures // Ox par m de largeur
A_{y0d}	12,28	cm ² /m	section des armatures // Oy par m de largeur
A_{sw}		cm ²	aire des cours d'armatures sur un périmètre autour du poteau (cm ²)

s_r espacement radial des cours d'armatures			
$c_2 + 6d$	1,75	m	largeur de prise en compte des armatures longitudinales (§8.4.4(1))
$c_1 + 6d$	1,91	m	largeur de prise en compte des armatures longitudinales (§8.4.4(1))
d	0,235	m	hauteur utile moyenne de la dalle = 0,5 ($d_x + d_y$)
u_0	1,68	m	périmètre au nu du poteau
u_1	4,833	m	contour de référence à 2d du nu du poteau
v_0	0,778	MPa	contrainte de cisaillement au nu du poteau
v_1	0,282	MPa	contrainte de cisaillement sur le contour de référence
k	1,923		§8.4.4(1)
$v_{fct,c}$	0,488	MPa	§8.4.4(1)
v	0,54		§8.6N
$v_{fct,min}$	3,6	MPa	§8.4.5(3) coefficient 0,4 suivant Corrigendum N° 2 de l'EN 1992-1-1

Résultats

$v_0 = 0,778$	<	$v_{fct,min} = 3,6$ MPa	OK
$v_1 = 0,282$	<	$v_{fct,c} = 0,488$ MPa	OK

Sur les deux vérifications, nous avons considéré les cas critiques sur les Bloc C1 et C2. Les sections répondent aux exigences vis-à-vis du poinçonnement.

3.1.4.2 Vérifications vis-à-vis de la flexion ELU

3.1.4.2.1 Bloc C1

- Vérification suivant sollicitation maximale M_{xx} en rive bloc C1 :

Le moment sollicitant maximale est de **66,20 kN.m/ml**.

Le calcul donne une aire de la section d'armatures : $A_s = \frac{M_{Ed}}{d f_{yd}(1-0.4\xi)} = 8.61 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $A_{s,min} = 3.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$
contre une section en place 10,26 cm²/ml (treillis l'6)

Avec :

Résistance de calcul en compression du béton : $f_{cd} = 16.67 \text{ MPa}$ (3.15)

Valeur moyenne de la résistance en traction du béton : $f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa}$ Tableau 3.1

Limite d'élasticité de calcul de l'acier : $f_{yd} = 347.83 \text{ MPa}$

Moment réduit : $\mu = 0.075$

Hauteur relative de béton comprimé : $\xi = 0.098$

Coefficient : $k_c = 0.40$ (7.1)

Coefficient : $k = 1.00$ (7.1)

- Vérification suivant sollicitation maximale M_{xx}/M_{yy} en travée entre 2 poteaux bloc C1 :

Le moment sollicitant maximale est de **54,80 kN.m/ml**.

Le calcul donne une aire de la section d'armatures : $A_s = \frac{M_{Ed}}{d f_{yd}(1-0.4\xi)} = 7.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $A_{s,min} = 3.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$
contre une section en place 10,26 cm²/ml (treillis I6)

Avec :

Résistance de calcul en compression du béton : $f_{cd} = 16.67 \text{ MPa}$ (3.15)

Valeur moyenne de la résistance en traction du béton : $f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa}$ Tableau 3.1

Limite d'élasticité de calcul de l'acier : $f_{yd} = 347.83 \text{ MPa}$

Moment réduit : $\mu = 0.062$

Hauteur relative de béton comprimé : $\xi = 0.080$

Coefficient : $k_c = 0.40$ (7.1)

Coefficient : $k = 1.00$ (7.1)

- Vérification suivant sollicitation maximale M_{xx} en travée courante sous zone chaîne d'analyse :

Le moment sollicitant maximale est de **45,27 kN.m/ml**.

Le calcul donne une aire de la section d'armatures : $A_s = \frac{M_{Ed}}{d f_{yd}(1-0.4\xi)} = 5.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $A_{s,min} = 3.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$
contre une section en place 4,87 cm²/ml (treillis N1)

Avec :

Résistance de calcul en compression du béton : $f_{cd} = 16.67 \text{ MPa}$ (3.15)

Valeur moyenne de la résistance en traction du béton : $f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa}$ Tableau 3.1

Limite d'élasticité de calcul de l'acier : $f_{yd} = 347.83 \text{ MPa}$

Moment réduit : $\mu = 0.051$

Hauteur relative de béton comprimé : $\xi = 0.066$

Coefficient : $k_c = 0.40$ (7.1)

Coefficient : $k = 1.00$ (7.1)

La dalle présente un déficit d'armatures dans cette zone. Un renforcement sera donc nécessaire. Nous préconisons la mise en œuvre de plats carbones.

- Vérification suivant sollicitation maximale M_{xx} sur appui :

Le moment sollicitant maximale est de **116,99 kN.m/ml**.

Le calcul donne une aire de la section d'armatures : $A_s = \frac{M_{Ed}}{d f_{yd}(1-0.4\xi)} = 15.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $A_{s,min} = 3.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$
contre une section en place **23,46 cm²/ml**

Avec :

Résistance de calcul en compression du béton : $f_{cd} = 16.67 \text{ MPa}$ (3.15)

Valeur moyenne de la résistance en traction du béton : $f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa}$ Tableau 3.1

Limite d'élasticité de calcul de l'acier : $f_{yd} = 347.83 \text{ MPa}$

Moment réduit : $\mu = 0.133$

Hauteur relative de béton comprimé : $\xi = 0.179$

Coefficient : $k_c = 0.40$ (7.1)

Coefficient : $k = 1.00$ (7.1)

- Vérification suivant sollicitation maximale M_{yy} sur appui :

Le moment sollicitant maximale est de **137,61 kN.m/ml**.

Le calcul donne une aire de la section d'armatures : $A_s = \frac{M_{Ed}}{d f_{yd}(1-0.4\xi)} = 18.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $A_{s,min} = 3.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$
contre une section en place **23,46 cm²/ml**

Avec :

Résistance de calcul en compression du béton : $f_{cd} = 16.67 \text{ MPa}$ (3.15)

Valeur moyenne de la résistance en traction du béton : $f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa}$ Tableau 3.1

Limite d'élasticité de calcul de l'acier : $f_{yd} = 347.83 \text{ MPa}$

Moment réduit : $\mu = 0.156$

Hauteur relative de béton comprimé : $\xi = 0.213$

Coefficient : $k_c = 0.40$ (7.1)

Coefficient : $k = 1.00$ (7.1)

3.1.4.2.2 Bloc C2

Phase transitoire (intermédiaire) :

- Vérification suivant sollicitation maximale M_{xx} en rive bloc C2 :

Le moment sollicitant maximale est de **55,59 kN.m/ml**.

Le calcul donne une aire de la section d'armatures : $A_s = \frac{M_{Ed}}{d f_{yd}(1-0.4\xi)} = 7.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $A_{s,min} = 3.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$ contre une section en place $10,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (treillis l'6). Section à laquelle nous pouvons ajouter les armatures de section de la rive, soit 1 HA10 portant la section totale à $11,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Permettant ainsi de répondre aux sollicitations.

Avec :

Résistance de calcul en compression du béton : $f_{cd} = 16.67 \text{ MPa}$ (3.15)

Valeur moyenne de la résistance en traction du béton : $f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa}$ Tableau 3.1

Limite d'élasticité de calcul de l'acier : $f_{yd} = 347.83 \text{ MPa}$

Moment réduit : $\mu = 0.063$

Hauteur relative de béton comprimé : $\xi = 0.081$

Coefficient : $k_c = 0.40$ (7.1)

Coefficient : $k = 1.00$ (7.1)

- Vérification suivant sollicitation maximale M_{xx}/M_{yy} entre deux poteaux bloc C2 :

Le moment sollicitant maximale est de **56,63 kN.m/ml**.

Le calcul donne une aire de la section d'armatures : $A_s = \frac{M_{Ed}}{d f_{yd}(1-0.4\xi)} = 7.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $A_{s,min} = 3.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$ contre une section en place $10,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (treillis l6).

Avec :

Résistance de calcul en compression du béton : $f_{cd} = 16.67 \text{ MPa}$ (3.15)

Valeur moyenne de la résistance en traction du béton : $f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa}$ Tableau 3.1

Limite d'élasticité de calcul de l'acier : $f_{yd} = 347.83 \text{ MPa}$

Moment réduit : $\mu = 0.080$

Hauteur relative de béton comprimé : $\xi = 0.104$

Coefficient : $k_c = 0.40$ (7.1)

Coefficient : $k = 1.00$ (7.1)

- Vérification suivant sollicitation maximale M_{xx} en travée courante sous zone chaîne d'analyse :

Le moment sollicitant maximale est de **47,85 kN.m/ml**

Le calcul donne une aire de la section d'armatures : $A_s = \frac{M_{Ed}}{d f_{yd}(1-0.4\xi)} = 6.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $A_{s,min} = 3.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$, pour une section mise en œuvre de **4,87 cm²/ml (treillis N1)**

Avec :

Résistance de calcul en compression du béton : $f_{cd} = 16.67 \text{ MPa}$ (3.15)

Valeur moyenne de la résistance en traction du béton : $f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa}$ Tableau 3.1

Limite d'élasticité de calcul de l'acier : $f_{yd} = 347.83 \text{ MPa}$

Moment réduit : $\mu = 0.054$

Hauteur relative de béton comprimé : $\xi = 0.070$

Coefficient : $k_c = 0.40$ (7.1)

Coefficient : $k = 1.00$ (7.1)

La dalle présente un déficit d'armatures dans cette zone. Un renforcement sera donc nécessaire. Nous préconisons la mise en œuvre de plats carbonés.

- Vérification suivant sollicitation maximale M_{xx} sur appui :

Le moment sollicitant maximale est de **146,09 kN.m/ml**.

Le calcul donne une aire de la section d'armatures : $A_s = \frac{M_{Ed}}{d f_{yd}(1-0.4\xi)} = 20.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $A_{s,min} = 3.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$ contre une section en place **23,46 cm²/ml**

Avec :

Résistance de calcul en compression du béton : $f_{cd} = 16.67 \text{ MPa}$ (3.15)

Valeur moyenne de la résistance en traction du béton : $f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa}$ Tableau 3.1

Limite d'élasticité de calcul de l'acier : $f_{yd} = 347.83 \text{ MPa}$

Moment réduit : $\mu = 0.166$

Hauteur relative de béton comprimé : $\xi = 0.228$

Coefficient : $k_c = 0.40$ (7.1)

Coefficient : $k = 1.00$ (7.1)

- Vérification suivant sollicitation maximale M_{yy} sur appui :

Le moment sollicitant maximale est de **151,64 kN.m/ml**.

Le calcul donne une aire de la section d'armatures : $A_s = \frac{M_{Ed}}{d f_{yd}(1-0.4\xi)} = 20.95 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $A_{s,min} = 3.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$
contre une section en place 23,46 cm²/ml

Avec :

Résistance de calcul en compression du béton : $f_{cd} = 16.67 \text{ MPa}$ (3.15)

Valeur moyenne de la résistance en traction du béton : $f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa}$ Tableau 3.1

Limite d'élasticité de calcul de l'acier : $f_{yd} = 347.83 \text{ MPa}$

Moment réduit : $\mu = 0.172$

Hauteur relative de béton comprimé : $\xi = 0.238$

Coefficient : $k_c = 0.40$ (7.1)

Coefficient : $k = 1.00$ (7.1)

Phase définitive :

- Vérification suivant sollicitation maximale M_{xx} en rive bloc C2 :

Le moment sollicitant maximale est de **57,36 kN.m/ml**.

Le calcul donne une aire de la section d'armatures : $A_s = \frac{M_{Ed}}{d f_{yd}(1-0.4\xi)} = 7.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $A_{s,min} = 3.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$
contre une section en place 10,26 cm²/ml (treillis l'6). Section à laquelle nous pouvons ajouter les armatures de section de la rive, soit 1 HA10 portant la section totale à 11,05 cm²/ml. Permettant ainsi de répondre aux sollicitations.

Avec :

Résistance de calcul en compression du béton : $f_{cd} = 16.67 \text{ MPa}$ (3.15)

Valeur moyenne de la résistance en traction du béton : $f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa}$ Tableau 3.1

Limite d'élasticité de calcul de l'acier : $f_{yd} = 347.83 \text{ MPa}$

Moment réduit : $\mu = 0.065$

Hauteur relative de béton comprimé : $\xi = 0.084$

Coefficient : $k_c = 0.40$ (7.1)

Coefficient : $k = 1.00$ (7.1)

- Vérification suivant sollicitation maximale M_{xx}/M_{yy} entre deux poteaux bloc C2 :

Le moment sollicitant maximale est de **52,53 kN.m/ml**.

Le calcul donne une aire de la section d'armatures : $A_s = \frac{M_{Ed}}{d f_{yd}(1-0.4\xi)} = 6.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $A_{s,min} = 3.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$ contre une section en place 10,26 cm²/ml (treillis I6).

Avec :

Résistance de calcul en compression du béton : $f_{cd} = 16.67 \text{ MPa}$ (3.15)

Valeur moyenne de la résistance en traction du béton : $f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa}$ Tableau 3.1

Limite d'élasticité de calcul de l'acier : $f_{yd} = 347.83 \text{ MPa}$

Moment réduit : $\mu = 0.060$

Hauteur relative de béton comprimé : $\xi = 0.077$

Coefficient : $k_c = 0.40$ (7.1)

Coefficient : $k = 1.00$ (7.1)

- Vérification suivant sollicitation maximale M_{xx} en travée courante sous zone chaîne d'analyse :

Le moment sollicitant maximale est de **48,25 kN.m/ml**

Le calcul donne une aire de la section d'armatures : $A_s = \frac{M_{Ed}}{d f_{yd}(1-0.4\xi)} = 6.21 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $A_{s,min} = 3.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$, pour une section mise en œuvre de 4,87 cm²/ml (treillis N1)

Avec :

Résistance de calcul en compression du béton : $f_{cd} = 16.67 \text{ MPa}$ (3.15)

Valeur moyenne de la résistance en traction du béton : $f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa}$ Tableau 3.1

Limite d'élasticité de calcul de l'acier : $f_{yd} = 347.83 \text{ MPa}$

Moment réduit : $\mu = 0.055$

Hauteur relative de béton comprimé : $\xi = 0.070$

Coefficient : $k_c = 0.40$ (7.1)

Coefficient : $k = 1.00$ (7.1)

La dalle présente un déficit d'armatures dans cette zone. Un renforcement sera donc nécessaire. Nous préconisons la mise en œuvre de plats carbonés.

- Vérification suivant sollicitation maximale M_{xx} sur appui :

Le moment sollicitant maximale est de **145,81 kN.m/ml**.

Le calcul donne une aire de la section d'armatures : $A_s = \frac{M_{Ed}}{d f_{yd}(1-0.4\xi)} = 20.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $A_{s,min} = 3.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$
contre une section en place 23,46 cm²/ml

Avec :

Résistance de calcul en compression du béton : $f_{cd} = 16.67 \text{ MPa}$ (3.15)

Valeur moyenne de la résistance en traction du béton : $f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa}$ Tableau 3.1

Limite d'élasticité de calcul de l'acier : $f_{yd} = 347.83 \text{ MPa}$

Moment réduit : $\mu = 0.144$

Hauteur relative de béton comprimé : $\xi = 0.195$

Coefficient : $k_c = 0.40$ (7.1)

Coefficient : $k = 1.00$ (7.1)

- Vérification suivant sollicitation maximale M_{yy} sur appui :

Le moment sollicitant maximale est de **158,07 kN.m/ml**.

Le calcul donne une aire de la section d'armatures : $A_s = \frac{M_{Ed}}{d f_{yd}(1-0.4\xi)} = 21.94 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $A_{s,min} = 3.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$
contre une section en place 23,46 cm²/ml

Avec :

Résistance de calcul en compression du béton : $f_{cd} = 16.67 \text{ MPa}$ (3.15)

Valeur moyenne de la résistance en traction du béton : $f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa}$ Tableau 3.1

Limite d'élasticité de calcul de l'acier : $f_{yd} = 347.83 \text{ MPa}$

Moment réduit : $\mu = 0.167$

Hauteur relative de béton comprimé : $\xi = 0.230$

Coefficient : $k_c = 0.40$ (7.1)

Coefficient : $k = 1.00$ (7.1)

3.2 Vérification des poutres

Les poutres les plus sollicitées sont les poutre PB 711, PB712, PB713 et 6 PB07 le longeant l'installation. Après linéarisation des charges (charges réparties équivalentes), la vérification des poutres les plus critiques donne (poutre 6 PB07 et PB713) :

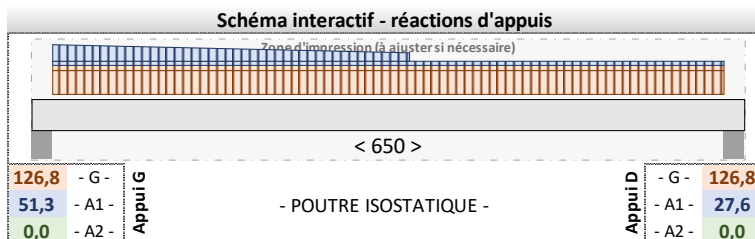
3.2.1 Poutre 6 PB07

Géométrie			
Portée de calcul	L	6,50	[m]
Longueur appui gauche	A _G	0,20	[m]
Longueur appui droit	A _D	0,20	[m]

Hypothèses de chargement			
Type action A1	Q cat. C (réunion)		
Type action A2	Q cat. E (stockage)		
Stabilité au feu	R60	- 3 faces	

Charges (L)			
Linéique n°1	G	0,00	6,50
Linéique n°2	G	0,00	6,50
Linéique n°3	A1	0,00	6,50
Linéique n°4	A1	0,00	3,45

Charges (P)			
Ponctuelle n°1	G	0,00	0,0
Ponctuelle n°2	A1	0,00	0,0
Ponctuelle n°3	G	0,00	0,0
Ponctuelle n°4	A1	0,00	0,0



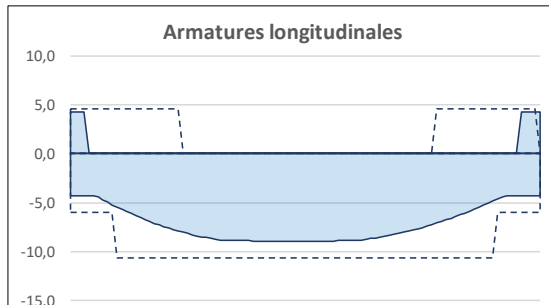
CALCUL BETON SUIVANT EC2

Caractéristiques poutre EC2			
Section	Largeur	b	34 [cm]
	Hauteur	h	100 [cm]
	Largeur (T)	b _T -b	0 [cm]
	Epaisseur (T)	h _T	0 [cm]
Hypothèses	Classe de résistance		C25/30
	Classe d'exposition		XC1
	Nuance et ductilité		500 A
	Enrobage	c	30 [mm]

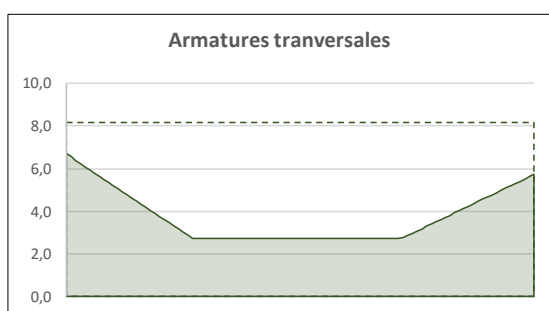
Ferrailage longitudinal				
Nappe	Nb	φ	x _i	x _f
INF	3	HA16	0,00	6,50
INF	3	HA14	0,65	5,85
SUP	3	HA14	0,00	1,50
SUP	3	HA14	5,00	6,50

Ferrailage transversal				
Type	φ	es	x _i	x _f
CAD	HA8	0,20	0,00	6,50
EP	HA6	0,09	0,00	6,50

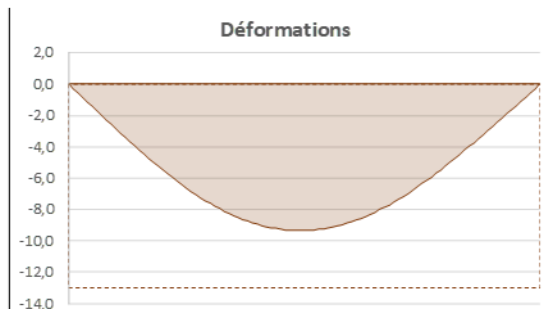
Vérification des dispositions constructives			
Dispositions à froid	Enrobage considéré	c	30 [mm]
	Enrobage minimal	c _{nom}	26 [mm]
	Résistance considérée	f _{ck}	25 [MPa]
	Résistance minimale	f _{c,min}	20 [MPa]
Dispositions à chaud	CDG armatures	a _m	53 [mm]
	Valeur minimale	a _{min}	25 [mm]
	Section considérée		340 [mm]
	Section minimale		120 [mm]



longitudinale inférieure	Moment de flexion	M _{Ed,inf}	0,0 [kNm]
	Section en œuvre	A _{s,min}	10,6 [cm²]
	Section minimale	A _{s,min}	8,9 [cm²]
Armature longitudinale supérieure	Comb. ELU : G		
	Moment de flexion	M _{Ed,sup}	0,0 [kNm]
	Section en œuvre	A _{s,min}	4,6 [cm²]
Armature d'effort tranchant	Combinaison ELU : 1,35G + 1,5Q1		
	Effort tranchant	V _{Ed}	248,0 [kN]
	Section en œuvre	A _{sw/s}	8,2 [cm²/m]
	Section minimale	A _{sw/s}	6,7 [cm²/m]



Vérification des états limites de service					✓
Contraintes acier et béton	Combinaison ELS CAR : G + Q1				
	Moment de flexion	M_{Ed}	268,6	[kNm]	
	Contrainte acier	σ_s	295,5	[MPa]	
	Contrainte maximale	$0,8 f_{yk}$	400,0	[MPa]	
	Contrainte béton	σ_b	6,6	[MPa]	
Fissuration et flèche	Combinaison ELS QP : G + 0,6Q1				
	Moment de flexion	M_{Ed}	243,4	[kNm]	
	Fissuration de calcul	w_k	0,20	[mm]	
	Valeur maximale	w_{max}	0,40	[mm]	
	Flèche totale	a_{tot}	9,3	[mm]	
	Flèche maximale	a_{lim}	13,0	[mm]	

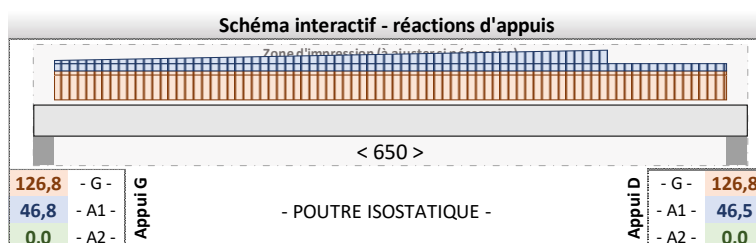


La section de la poutre est vérifiée.

3.2.2 Poutre PB 713

Géométrie		
Portée de calcul	L	6,50 [m]
Longueur appui gauche	A_G	0,20 [m]
Longueur appui droit	A_D	0,20 [m]

Hypothèses de chargement		
Type action A1	Q cat. C (réunion)	
Type action A2	Q cat. E (stockage)	
Stabilité au feu	R60	- 3 faces



Charges (L)	Cas	x_i	x_f	p_i	p_f
Linéique n°1	G	0,00	6,50	25,7	25,7
Linéique n°2	G	0,00	6,50	4,8	4,8
Linéique n°3	A1	0,00	6,50	7,2	7,2
Linéique n°4	A1	0,00	5,35	3,3	14,1

Charges (P)	Cas	X	V	C
Ponctuelle n°1	G	0,00	0,0	0,0
Ponctuelle n°2	A1	0,00	0,0	0,0
Ponctuelle n°3	G	0,00	0,0	0,0
Ponctuelle n°4	A1	0,00	0,0	0,0

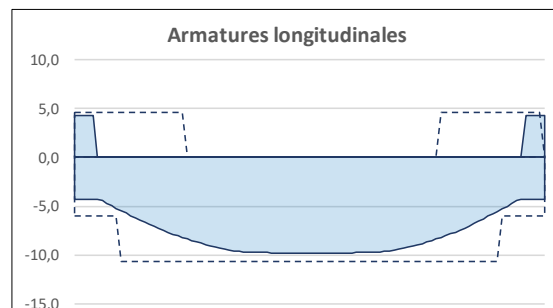
CALCUL BETON SUIVANT EC2

Caractéristiques poutre EC2				
Section	Largeur	b	34	[cm]
	Hauteur	h	100	[cm]
	Largeur (T)	b_T	0	[cm]
	Epaisseur (T)	h_T	0	[cm]
Hypothèses	Classe de résistance	C25/30		
	Classe d'exposition	XC1		
	Nuance et ductilité	500 A		
	Enrobage	c	30	[mm]

Ferrailage longitudinal				
Nappe	Nb	ϕ	x_i	x_f
INF	3	HA16	0,00	6,50
INF	3	HA14	0,65	5,85
SUP	3	HA14	0,00	1,50
SUP	3	HA14	5,00	6,50

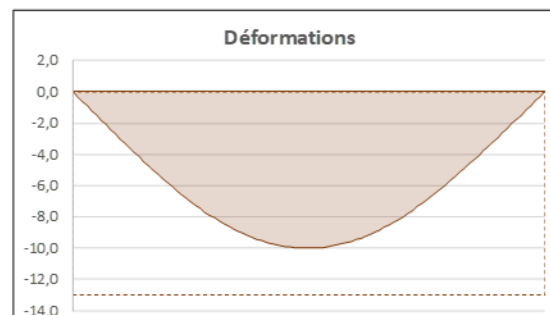
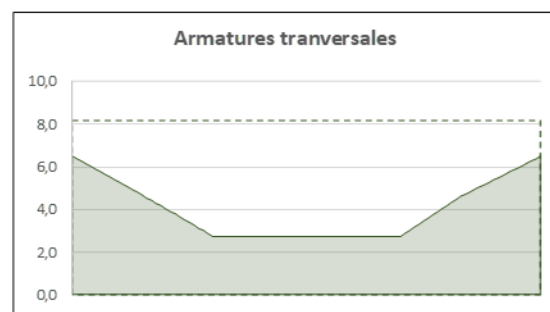
Ferrailage transversal				
Type	ϕ	es	x_i	x_f
CAD	HA8	0,20	0,00	6,50
EP	HA6	0,09	0,00	6,50

Vérification des dispositions constructives					✓
Dispositions à froid	Enrobage considéré	c	30	[mm]	
	Enrobage minimal	c_{nom}	26	[mm]	
	Résistance considérée	f_{ck}	25	[MPa]	
	Résistance minimale	$f_{c,min}$	20	[MPa]	
Dispositions à chaud	CDG armatures	a_m	53	[mm]	
	Valeur minimale	a_{min}	25	[mm]	
	Section considérée		340	1000	[mm]
	Section minimale		120	0	[mm]



Résistance aux états limites ultimes				#DIV/DI
Armature longitudinale inférieure	Combinaison ELU : 1,35G + 1,5Q1			
	Moment de flexion	$M_{Ed,inf}$	405,9	[kNm]
	Section en œuvre	$A_{S,min}$	10,6	[cm ²]
	Section minimale	$A_{S,min}$	9,8	[cm ²]
Armature longitudinale supérieure	Comb. ELU : G			
	Moment de flexion	$M_{Ed,sup}$	0,0	[kNm]
	Section en œuvre	$A_{S,min}$	4,6	[cm ²]
	Section minimale	$A_{S,min}$	4,3	[cm ²]
Armature d'effort tranchant	Combinaison ELU : 1,35G + 1,5Q1			
	Effort tranchant	V_{Ed}	241,4	[kN]
	Section en œuvre	$A_{sw/s}$	8,2	[cm ² /m]
	Section minimale	$A_{sw/s}$	6,5	[cm ² /m]

Vérification des états limites de service				✓
Contraintes acier et béton	Combinaison ELS CAR : G + Q1			
	Moment de flexion	M_{Ed}	291,2	[kNm]
	Contrainte acier	σ_s	320,3	[MPa]
	Contrainte maximale	$0,8 f_{vk}$	400,0	[MPa]
	Contrainte béton	σ_b	7,1	[MPa]
Fissuration et flèche	Combinaison ELS QP : G + 0,6Q1			
	Moment de flexion	M_{Ed}	257,1	[kNm]
	Fissuration de calcul	w_k	0,22	[mm]
	Valeur maximale	w_{max}	0,40	[mm]
	Flèche totale	a_{tot}	10,0	[mm]
	Flèche maximale	a_{lim}	13,0	[mm]

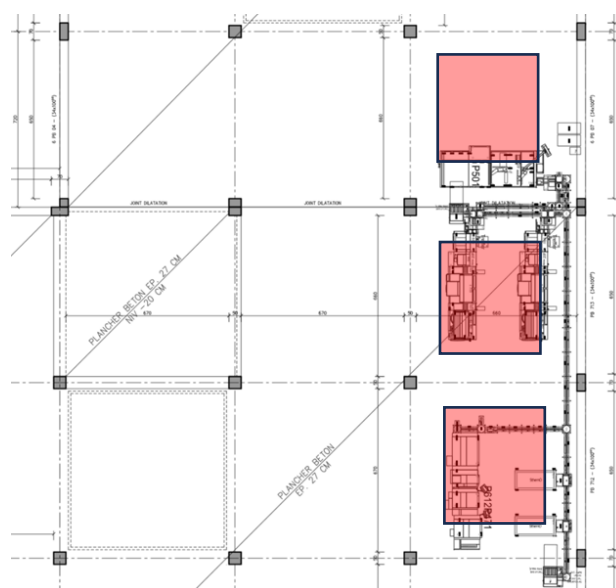


La section de la poutre est vérifiée.

3 CONCLUSIONS PHASE DIAGNOSTIC

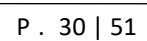
À la suite des vérifications menées, il ressort les points suivants :

- Les poutres de rive répondent aux exigences normatives de résistance ;
- Les planchers entre poteaux, sur les rives et au droit des têtes de poteaux répondent aux conditions de solidité ;
- Les planchers en travée courante, présentent des déficits d'armatures eut égard aux sollicitations obtenues. Il sera nécessaire de les renforcer localement (voir schéma, localisation en rouge). L'utilisation de plats carbone nous semble être la solution la plus adaptée ;



4 PRECONISATION DE RENFORCEMENT

Nous préconisons de renforcer les trames impactées par mise en place de plat carbone. Les schémas ci-après définissent les



5 ANNEXES

5.1 Justification renforcements bloc C1

CRITÈRE ET RÈGLES DE CALCUL

Renforcement PRFC en flexion de la poutre

Concrete Society Technical Report No. 55 (TR 55) : design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials, Third Edition 2012.

EN 1992-1-1. Eurocode 2 : Calcul des structures en béton armé - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments

Pays : France

HYPOTHÈSES DE CALCUL

- **Géométrie**

Section transversale = Dalle

Hauteur = 270 mm



- **Béton**

Résistance en compression du béton

Résistance du béton (f_{ck}) = 25 MPa

Eprouvette cylindrique = 25 MPa

Eprouvette cubique = 30 MPa

- **Armatures en acier**

Couches de renforcement

Couche inférieure	d_1 mm	Acier f_{yk} (MPa)	E_s (MPa)	Diamètre (mm)	Espacement centre à centre (mm)
1.	30	(B400) 400	200000	10.00	200
2.	35	(B400) 400	200000	6.00	300

- Coefficients partiels de sécurité

Défini par (Eurocode)

Béton

$$\gamma_c \text{ (Fondamental)} = 1.50$$

$$\gamma_c \text{ (Accidentel)} = 1.20$$

$$\gamma_c \text{ (Feu)} = 1.00$$

$$\alpha_{cc} = 1.00$$

Acier

$$\gamma_s \text{ (Fondamental)} = 1.15$$

$$\gamma_s \text{ (Accidentel)} = 1.00$$

$$\gamma_s \text{ (Feu)} = 1.00$$

- Coefficients de pondération des charges

Combinaisons Eurocode par défaut	Charges permanentes	Charges d'exploitation
Nouvelles charges du projet	1.35	1.50
Rupture du renfort PRFC	1.00	0.70
Situation d'incendie	1.00	0.60
ELS, caractéristique	1.00	1.00

Catégorie C : lieux de réunion

$$\psi_1 = 0.7$$

$$\psi_2 = 0.6$$

RÉSISTANCE DU PRFC

- Renfort PRFC principal

Simplement collé. Sika CarboDur® S

Sika® CarboDur® S812	Type de fibre	Coefficients partiels de sécurité	ε_{fk}	E_{fk} (MPa)	t_f (mm)	Espacement centre à centre (mm)	Largeur (mm)
Couche: 1	Carbone	$\gamma_{FRP,E}: 1.10, \gamma_{FRP,m}: 1.05, \gamma_{FRP,E}: 1.25, \gamma_A: 4.00$	0.0176	165000.00	1.200	1000	80.00

COMBINAISONS DE CHARGES ATTENDUES

- Charges initiales

(Positif) M_i : 35.52 kN·m/m

- Charges attendues (conception du renforcement)

Charges permanentes

(Positif) M_G : 38.48 kN·m/m

Charges d'exploitation

(Positif) M_Q : 9.69 kN·m/m**RÉSULTATS**

- Résumé des résultats

Charges attendues à l'ELU			
chargement	M_{Ed} (kN·m/m)	M_{Rd} (kN·m/m)	$M_{Rd} \geq M_{Ed}$ ($N_{Ed} = N_{Rd}$)
$S_{Ed} = 1.35 \cdot S_G + 1.50 \cdot S_Q$	66.48	66.82	Section renforcée $66.82 \text{ kN·m/m} \geq 66.48 \text{ kN·m/m}$ ✓

Rupture des armatures à l'ELU			
chargement	M_{Ed} (kN·m/m)	M_{Rd} (kN·m/m)	$M_{Rd} \geq M_{Ed}$ ($N_{Ed} = N_{Rd}$)
$S_{Ed} = 1.00 \cdot S_G + 0.70 \cdot S_Q$	45.26	45.38	Section non renforcée $45.38 \text{ kN·m/m} \geq 45.26 \text{ kN·m/m}$ ✓

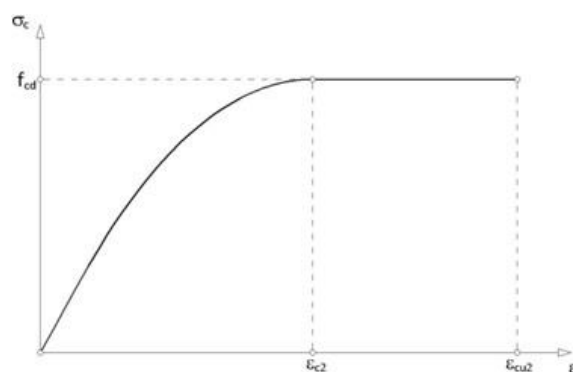
- Etats Limites Ultime

Lorsque la section transversale est analysée pour déterminer sa résistance au moment ultime, les hypothèses suivantes devraient être faites :

La distribution des déformations dans le béton en compression et les déformations dans les armatures, que ce soit en traction ou compression, proviennent de l'hypothèse que les sections restent planes et qu'aucun glissement longitudinal ne se produit entre ou à l'intérieur des éléments de la section.

Les contraintes dans le béton en compression proviennent de la courbe contrainte-déformation dans le paragraphe 3.1.7 de la norme EN 1992-1-1.

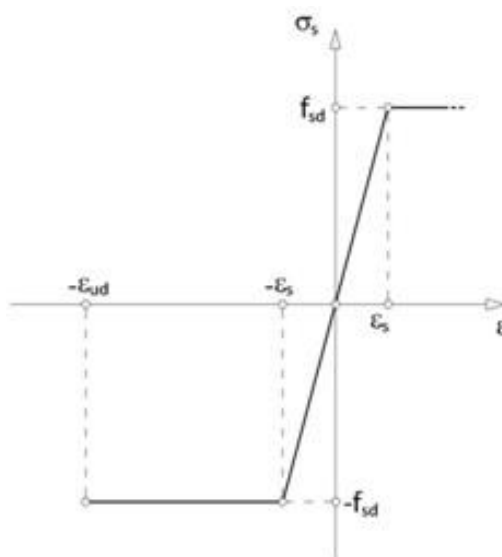
avec



f_{cd} (MPa)	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}	n
16.7	0.0020	0.0035	2

La résistance en traction du béton est négligée.

Les contraintes dans les armatures internes proviennent des courbes de contrainte-déformation dans le paragraphe 3.2 de la norme EN 1992-1-1.

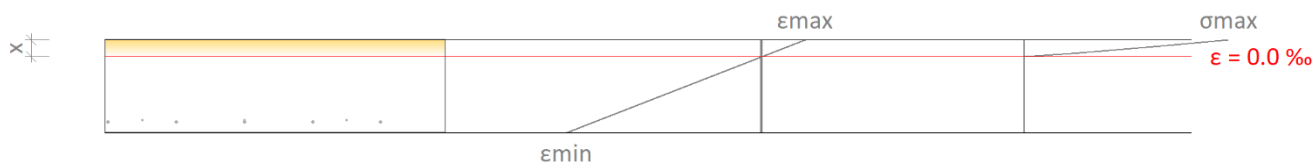


Les déformations de la section transversale devrait tenir compte des déformations dans la structure existante au moment de la mise en place des renforts PRFC.

Les contraintes dans le renfort PRFC proviennent de l'hypothèse que le PRFC a une déformation linéaire élastique caractéristique jusqu'à rupture.

Equilibre de la section. Charges initiales

$$M_i = 35.52 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$



Déformation minimale et maximale

$$\varepsilon_{\max} = 0.42 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{\min} = -1.91 \text{ ‰}$$

Contrainte maximale dans le béton

$$f_c = 6.29 \text{ MPa}$$

Profondeur de la fibre neutre

$$x = 48.89 \text{ mm}$$

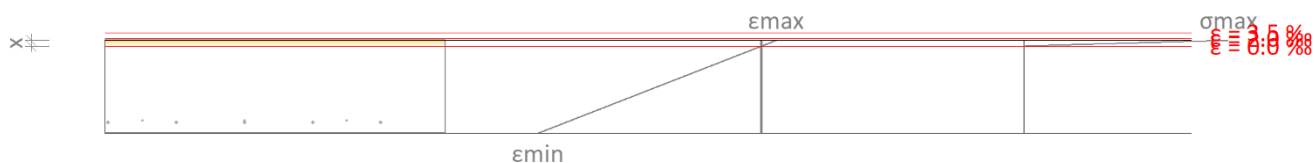
Contrainte et déformation des armatures			
Réf.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ε (‰)
No. 10	-105	-329.58	-1.65
No. 6.32	-100	-320.96	-1.60

Rupture du renfort PRFC. Combinaison de charges minimum reprise par l'élément non renforcé..

$$S_{Ed} = 1.00 \cdot S_G + 0.70 \cdot S_Q$$

$$45.38 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \geq 45.26 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \quad \checkmark$$

$$M_{Rd} : 45.38 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$



Déformation minimale et maximale

$$\varepsilon_{\max} = 1.49 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{\min} = -22.57 \text{ ‰}$$

Contrainte maximale dans le béton

$$f_c = 19.47 \text{ MPa}$$

Profondeur de la fibre neutre

$$x = 16.71 \text{ mm}$$

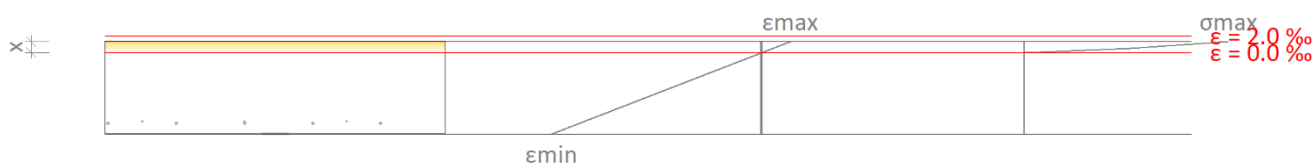
Contrainte et déformation des armatures			
Réf.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ε (‰)
No. 10	-105	-400.00	-19.90
No. 6.32	-100	-400.00	-19.45

Section renforcée et charges attendues.

$$S_{Ed} = 1.35 \cdot S_G + 1.50 \cdot S_Q$$

$$66.82 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \geq 66.48 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \quad \checkmark$$

$$M_{Rd} : \underline{66.82} \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$



Déformation minimale et maximale

$$\varepsilon_{\max} = 1.33 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{\min} = -9.85 \text{ ‰}$$

Contrainte maximale dans le béton

$$f_c = 14.82 \text{ MPa}$$

Profondeur de la fibre neutre

$$x = 32.22 \text{ mm}$$

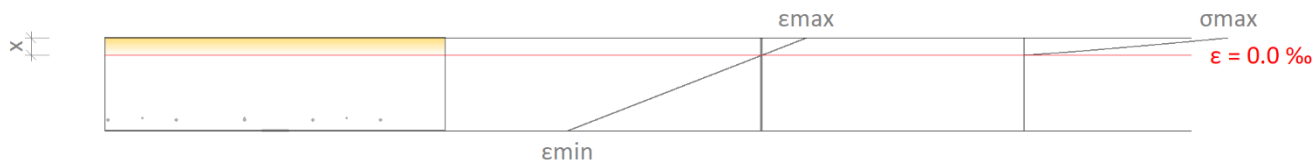
Contrainte et déformation des armatures			
Réf.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ε (‰)
No. 10	-105	-347.83	-8.60
No. 6.32	-100	-347.83	-8.40
FRP	-136	-1137.14	-7.96

- **Etats limite de service**

Les contraintes à l'ELS dans les armatures à la combinaison d'actions caractéristiques ne devraient pas excéder les limites de calcul de l'Eurocode 2, partie 1-1.

Equilibre de la section. Combinaison de charges caractéristiques à l'ELS

$$S_{Ed} = 1.00 \cdot S_G + 1.00 \cdot S_Q$$



Déformation minimale et maximale

$$\varepsilon_{\max} = 0.72 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{\min} = -3.16 \text{ ‰}$$

Contrainte maximale dans le béton

$$f_c = 8.23 \text{ MPa}$$

Profondeur de la fibre neutre

$$x = 50.38 \text{ mm}$$

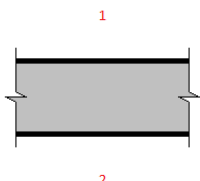
Contrainte et déformation des armatures			
Réf.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ε (‰)
No. 10	-105	-400.00	-2.73
No. 6.32	-100	-400.00	-2.65
FRP	-136	-202.76	-1.23

Dans le cas d'importantes charges d'exploitation roulantes durant le durcissement de l'adhésif, la résistance réduite de l'adhésif ne peut pas être déterminée selon les données indiquées dans le TR55, 6.9.4, considérant que les charges agissantes au cours de cette période correspondent à une combinaison de charges quasi-permanente.

$$\varepsilon_{fe, \text{séchage}} = 0.000401 > 0.000200$$

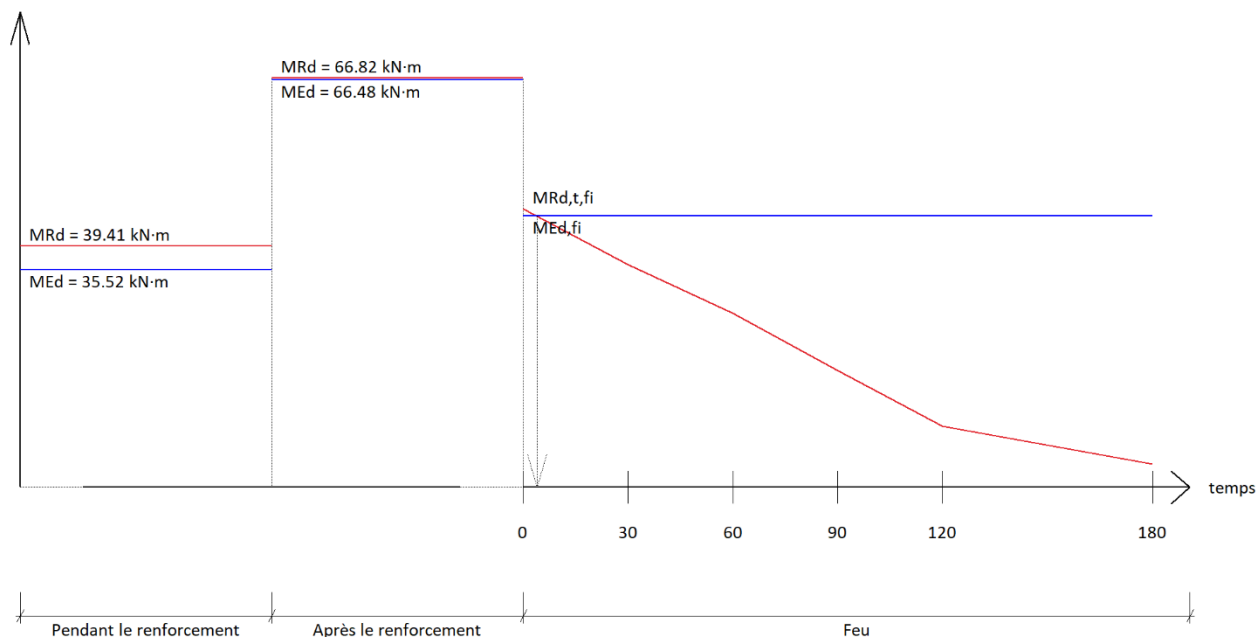
- **Résistance au feu**

La méthode de l'isotherme à 500°C peut être utilisée afin de déterminer la capacité portante maximale de la section transversale et de comparer la capacité avec la combinaison d'actions pertinente. (EN-1992-2-4.2 et annexe B)

Surfaces exposées	
	1. Non exposé
	2. Exposée

$$M_{Ed,fi} = 44.29 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

M (kN·m/m)



Durée de résistance au feu (4.0 min.) < 30 min. Classe de résistance au feu: $t = 0$

- Vérification supplémentaire**

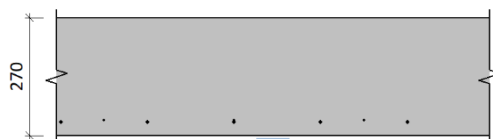
De plus, si le moment résistant ultime est inférieur à 1,15 fois la valeur attendue, la section doit être calculée de sorte que la déformation au centre de gravité des armatures tendues ne soit pas inférieure à $0.002 + f_{yk}/(E_s \gamma_s)$.

$$0.00860 \geq 0.00374 \quad \checkmark$$

- Disposition des composites PRFC**

Les résultats précédents correspondent au profil des PRFC ci-dessous :

Renfort PRFC principal : Sika® CarboDur® S812. Espacement centre à centre : 1000 mm



SPÉCIFICATION DU PRODUIT

- **Lamelles Sika CarboDur® collées**

Le renforcement doit être fait en utilisant les lamelles pultrudées CarboDur, polymères renforcés de fibre de carbone, collées sur les surfaces extérieures de la structure à l'aide de l'adhésif structural epoxy Sikadur®-30.

Le matériau doit être une lamelle PRFC unidirectionnelle, pultrudée et avoir une densité de fibre >68%

Les lamelles doivent droites, plates et sans torsion.

Le matériau doit avoir un suivi à long terme (>25 ans) pour le renforcement de structure.

Les rapports d'essais concernant la réaction du joint d'adhésif soumis aux effets climatiques après 100 jours doivent être transmis.

- **Préparation de la surface du béton**

Toutes les parties non adhérentes doivent être supprimées et le béton dégradé doit être réparé comme indiqué précédemment. Les gros trous et les cavités doivent être comblés avec un mortier de réparation adapté.

Les produits de réparation doivent être complètement compatible avec l'adhésif structural.

La résistance en traction du béton de surface doit être vérifiée avec au moins essais de traction directe.

Le béton doit être agé d'au moins 28 jours.

La laitance de surface du support doit être enlevée et une surface rugueuse doit être créée.

La surface du support devra être nettoyée afin d'éliminer toute trace d'huile, de graisse et tous autres contaminants comme des particules ou des salissures.

Le taux d'humidité du support doit être inférieur à 4%.

- **Lamelles Sika CarboDur®**

Les matériaux doivent respecter les performances caractéristiques décrites par la suite :

- **Propriétés des lamelles Sika CarboDur® S:**

Densité de fibre		> 68%
Température de transition vitreuse.		> 100°C
Module d'élasticité	EN 2561/ASTM D3039	≈ 170000 N/mm ² (MPa)
Résistance à la traction	EN 2561/ASTM D3039	≈ 3100 N/mm ² (MPa)
Déformation à rupture	EN 2561/ASTM D3039	> 1.7%

- **Résine époxy**

Le matériau devra être à base époxydique et combiner primaire, mastic et adhésif en un produit.

Le matériau ne devra pas contenir de substances dangereuses pour la santé, l'hygiène et l'environnement.

Le matériau devra être résistant au fluage à long terme établi par un rapport indépendant.

Le matériau devra respecter les exigences de la norme EN 1504-4 en tant que produit de collage structural pour renforcement par lamelles collées.

- **Propriétés de l'adhésif structural Sikadur®-30:**

L'adhésif doit respecter la norme EN 1504-4.

Densité (mélange A+B) à 23°C	1.65 kg/l + 0.1 kg/l
Résistance au cisaillement incliné des armatures en acier:	50° ≥ 50 N/mm ²
	60° ≥ 60 N/mm ²
	70° ≥ 70 N/mm ²
Résistance d'adhérence:	≥ 14 N/mm ²
Force de cisaillement:	≥ 12 N/mm ²
Force de compression:	≥ 30 N/mm ²
Retrait / dilatation	≤ 0.1%
Maniabilité:	85 min. à 23°C
Réaction à l'eau	Passer
Module d'élasticité:	≥ 2000 N/mm ²
Coefficient d'expansion thermique:	≤ 100 x 10 ⁻⁶
Température de transition vitreuse:	≥ 40°C
Durabilité	Passer

En conformité avec l'exigence FIP

Taux d'affaissement	Pas d'affaissement supérieur à 3-5 mm en vertical
Plasticité	4000 m ² à +15°C à 15 kg
Variation de volume	0.04%
Résistance au cisaillement à 15°C	>14 N/mm ²
Résistance au cisaillement à 35°C	>26 N/mm ²

Module d'élasticité en compression	9600 N/mm ²
Module d'élasticité en traction	11200 N/mm ²

- **Procédure d'application**

Les lamelles devront être coupées à la longueur souhaitée en utilisant soit à la disqueuse soit à la scie à métaux.

Les lamelles devront être nettoyées et dégraissées avec le Nettoyant Sikadur.

L'adhésif structural devra être appliqué sur les lamelles de façon à avoir une épaisseur approximative de 1 mm de chaque côté de la lamelle et 2 mm au milieu.

Une très fine couche d'adhésif devra être appliquée sur la surface du support afin de remplir chaque petite cavité ou irrégularités.

La lamelle encollée devra être positionnée et plaquée manuellement sur le support, dans un premier temps en appliquant une légère pression puis à l'aide d'un rouleau maroufleur jusqu'à ce que la colle reflut sur les bords de la lamelle. L'excédent de colle devra être enlevé.

Dans le cas de lamelles croisées, la surface des lamelles sous-jacentes devra être nettoyée et dégraissée et au droit du croisement, il conviendra de rattraper l'épaisseur de la première lamelle avec de la colle appliquée en sifflet, ainsi la lamelle supérieure sera connectée au support sur toute sa surface.

Le système de renforcement collé ne devra pas être perturbé pendant au moins 24 heures et les vibrations devront être réduites durant le temps de prise de la colle.

Si nécessaire, le système mis en place devra être protégé à l'aide d'un revêtement adéquat (les tests de compatibilité entre le revêtement et la lamelle devront être disponibles).

5.2 Justification renforcements bloc C2

CRITÈRE ET RÈGLES DE CALCUL

Renforcement PRFC en flexion de la poutre

Concrete Society Technical Report No. 55 (TR 55): design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials, Third Edition 2012.

EN 1992-1-1. Eurocode 2: Calcul des structures en béton armé - Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments

Pays: France

HYPOTHÈSES DE CALCUL

- **Géométrie**

Section transversale = Dalle

Hauteur = 270 mm



- **Béton**

Résistance en compression du béton

Résistance du béton (f_{ck}) = 25 MPa

Eprouvette cylindrique = 25 MPa

Eprouvette cubique = 30 MPa

- **Armatures en acier**

Couches de renforcement

Couche inférieure	d_1 mm	Acier f_{yk} (MPa)	E_s (MPa)	Diamètre (mm)	Espacement centre à centre (mm)
1.	30	(B400) 400	200000	10.00	200
2.	35	(B400) 400	200000	6.00	300

- **Coefficients partiels de sécurité**

Défini par (Eurocode)

Béton

γ_c (Fondamental) = 1.50

γ_c (Accidentel) = 1.20

γ_c (Feu) = 1.00

α_{cc} = 1.00

Acier

γ_s (Fondamental) = 1.15

γ_s (Accidentel) = 1.00

γ_s (Feu) = 1.00

- **Coefficients de pondération des charges**

Combinaisons Eurocode par défaut	Charges permanentes	Charges d'exploitation
Nouvelles charges du projet	1.35	1.50
Rupture du renfort PRFC	1.00	0.70
Situation d'incendie	1.00	0.60
ELS, caractéristique	1.00	1.00

Catégorie C : lieux de réunion

$\psi_1 = 0.7$

$\psi_2 = 0.6$

RÉSISTANCE DU PRFC

- Renfort PRFC principal

Simplement collé. Sika CarboDur® S

Sika® CarboDur® S812	Type de fibre	Coefficients partiels de sécurité	ε_{fk}	E_{fk} (MPa)	t_f (mm)	Espacement centre à centre (mm)	Largeur (mm)
Couche: 1	Carbone	$\gamma_{FRP,E}: 1.10, \gamma_{FRP,m}: 1.05, \gamma_{FRP,e}: 1.25, \gamma_A: 4.00$	0.0176	165000.00	1.200	1000	80.00

COMBINAISONS DE CHARGES ATTENDUES

- Charges initiales

(Positif) M_i : 30.25 kN·m/m

- Charges attendues (conception du renforcement)

Charges permanentes

(Positif) M_G : 35.41 kN·m/m

Charges d'exploitation

(Positif) M_Q : 9.42 kN·m/m

RÉSULTATS

- Résumé des résultats

Charges attendues à l'ELU			
chargement	M_{Ed} (kN·m/m)	M_{Rd} (kN·m/m)	$M_{Rd} \geq M_{Ed}$ ($N_{Ed} = N_{Rd}$)
$S_{Ed} = 1.35 \cdot S_G + 1.50 \cdot S_Q$	61.93	66.79	Section renforcée $66.79 \text{ kN·m/m} \geq 61.93 \text{ kN·m/m}$ ✓

Rupture des armatures à l'ELU			
chargement	M_{Ed} (kN·m/m)	M_{Rd} (kN·m/m)	$M_{Rd} \geq M_{Ed}$ ($N_{Ed} = N_{Rd}$)
$S_{Ed} = 1.00 \cdot S_G + 0.70 \cdot S_Q$	42.00	45.38	Section non renforcée $45.38 \text{ kN·m/m} \geq 42.00 \text{ kN·m/m}$ ✓

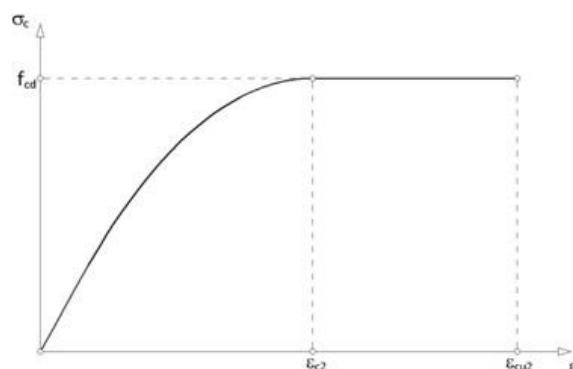
- **Etats Limites Ultime**

Lorsque la section transversale est analysée pour déterminer sa résistance au moment ultime, les hypothèses suivantes devraient être faites :

La distribution des déformations dans le béton en compression et les déformations dans les armatures, que ce soit en traction ou compression, proviennent de l'hypothèse que les sections restent planes et qu'aucun glissement longitudinal ne se produit entre ou à l'intérieur des éléments de la section.

Les contraintes dans le béton en compression proviennent de la courbe contrainte-déformation dans le paragraphe 3.1.7 de la norme EN 1992-1-1.

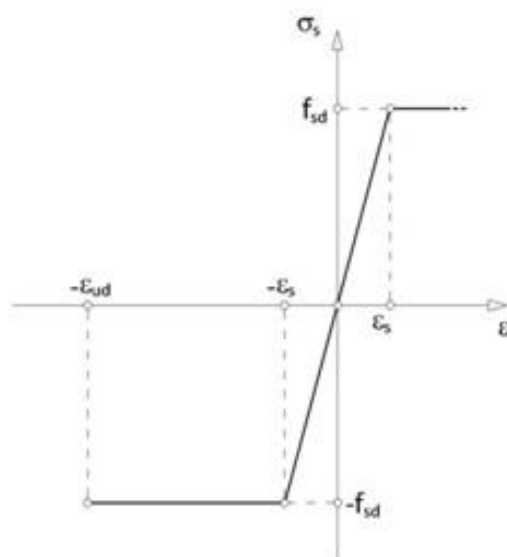
avec



f_{cd} (MPa)	ε_{c2}	ε_{cu2}	n
16.7	0.0020	0.0035	2

La résistance en traction du béton est négligée.

Les contraintes dans les armatures internes proviennent des courbes de contrainte-déformation dans le paragraphe 3.2 de la norme EN 1992-1-1.

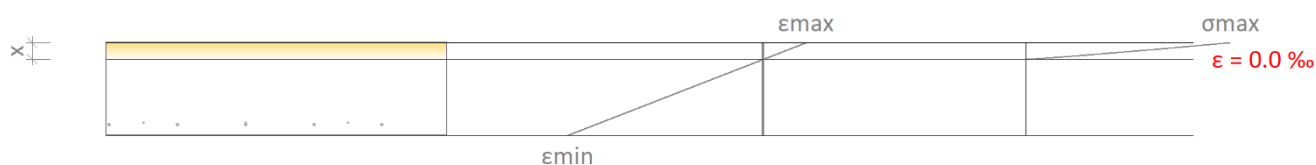


Les déformations de la section transversale devrait tenir compte des déformations dans la structure existante au moment de la mise en place des renforts PRFC.

Les contraintes dans le renfort PRFC proviennent de l'hypothèse que le PRFC a une déformation linéaire élastique caractéristique jusqu'à rupture.

Equilibre de la section. Charges initiales

$M_i = 30.25 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$



Déformation minimale et maximale

$$\varepsilon_{\max} = 0.36 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{\min} = -1.62 \text{ ‰}$$

Contrainte maximale dans le béton

$$f_c = 5.41 \text{ MPa}$$

Profondeur de la fibre neutre

$$x = 48.64 \text{ mm}$$

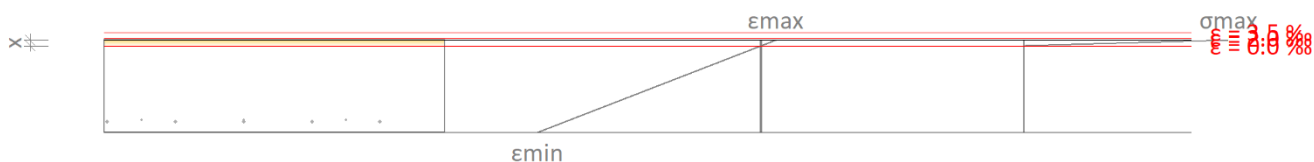
Contrainte et déformation des armatures			
Réf.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ε (‰)
No. 10	-105	-280.51	-1.40
No. 6.32	-100	-273.18	-1.37

Rupture du renfort PRFC. Combinaison de charges minimum reprise par l'élément non renforcé.

$$S_{Ed} = 1.00 \cdot S_G + 0.70 \cdot S_Q$$

$$45.38 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \geq 42.00 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \quad \checkmark$$

$$M_{Rd} : 45.38 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$



Déformation minimale et maximale

$$\varepsilon_{\max} = 1.49 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{\min} = -22.57 \text{ ‰}$$

Contrainte maximale dans le béton

$$f_c = 19.47 \text{ MPa}$$

Profondeur de la fibre neutre

$$x = 16.71 \text{ mm}$$

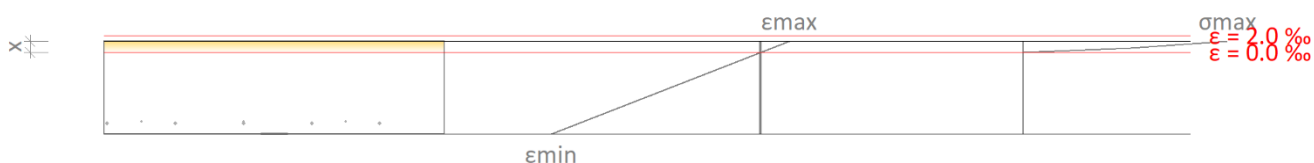
Contrainte et déformation des armatures			
Réf.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ε (‰)
No. 10	-105	-400.00	-19.90
No. 6.32	-100	-400.00	-19.45

Section renforcée et charges attendues.

$$S_{Ed} = 1.35 \cdot S_G + 1.50 \cdot S_Q$$

$$66.79 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \geq 61.93 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \quad \checkmark$$

$$M_{Rd} : 66.79 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$



Déformation minimale et maximale

$$\varepsilon_{\max} = 1.31 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{\min} = -9.56 \text{ ‰}$$

Contrainte maximale dans le béton

$$f_c = 14.70 \text{ MPa}$$

Profondeur de la fibre neutre

$$x = 32.59 \text{ mm}$$

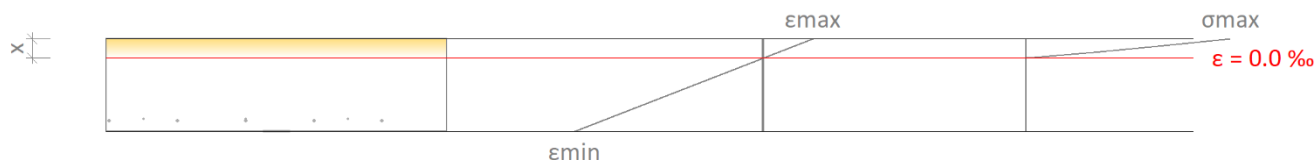
Contrainte et déformation des armatures			
Réf.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ε (‰)
No. 10	-105	-347.83	-8.35
No. 6.32	-100	-347.83	-8.15
FRP	-136	-1137.14	-7.96

- **Etats limite de service**

Les contraintes à l'ELS dans les armatures à la combinaison d'actions caractéristiques ne devrait pas excéder les limites de calcul de l'Eurocode 2, partie 1-1.

Equilibre de la section. Combinaison de charges caractéristiques à l'ELS

$$S_{Ed} = 1.00 \cdot S_G + 1.00 \cdot S_Q$$



Déformation minimale et maximale

$$\varepsilon_{\max} = 0.61 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{\min} = -2.30 \text{ ‰}$$

Contrainte maximale dans le béton

$$f_c = 7.00 \text{ MPa}$$

Profondeur de la fibre neutre

$$x = 56.24 \text{ mm}$$

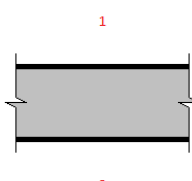
Contrainte et déformation des armatures			
Réf.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ε (‰)
No. 10	-105	-395.87	-1.98
No. 6.32	-100	-385.10	-1.93
FRP	-136	-109.02	-0.66

Dans le cas d'importantes charges d'exploitation roulantes durant le durcissement de l'adhésif, la résistance réduite de l'adhésif ne peut pas être déterminée selon les données indiquées dans le TR55, 6.9.4, considérant que les charges agissantes au cours de cette période correspondent à une combinaison de charges quasi-permanente.

$$\varepsilon_{fe,séchage} = 0.000490 > 0.000200$$

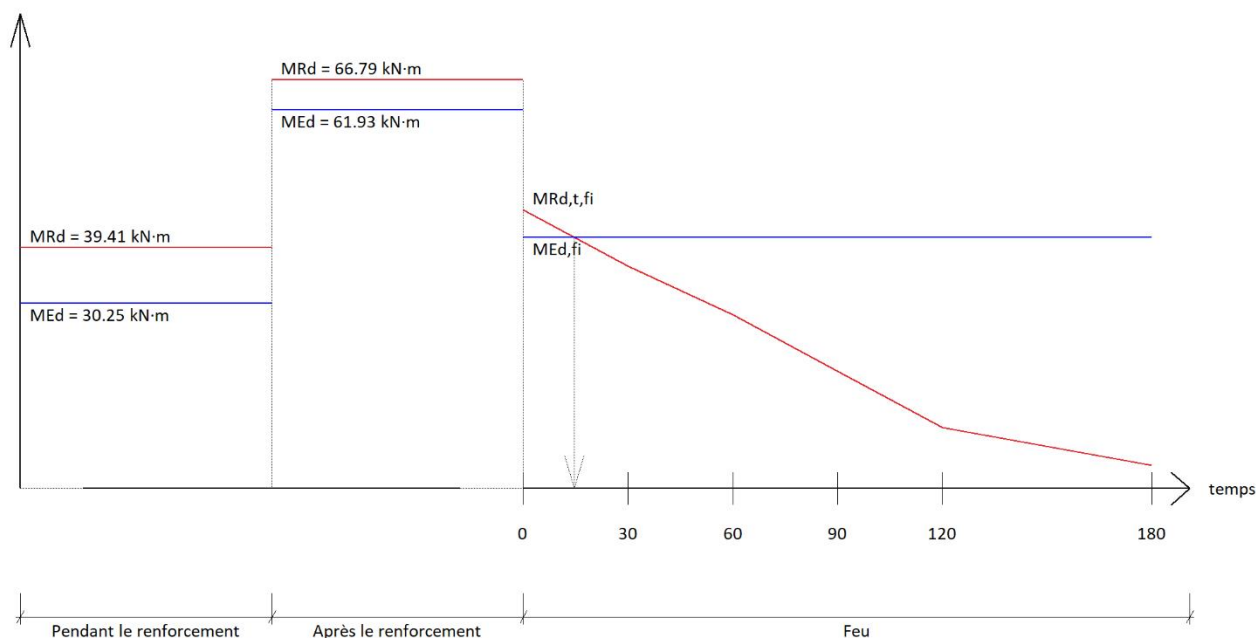
- Résistance au feu**

La méthode de l'isotherme à 500°C peut être utilisée afin de déterminer la capacité portante maximale de la section transversale et de comparer la capacité avec la combinaison d'actions pertinente. (EN-1992-2-4.2 et annexe B)

Surfaces exposées	
	1. Non exposé
	2. Exposée

$$M_{Ed,fi} = 41.06 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

M (kN·m/m)



Durée de résistance au feu (14.6 min.) < 30 min. Classe de résistance au feu: t = 0

- Vérification supplémentaire**

De plus, si le moment résistant ultime est inférieur à 1,15 fois la valeur attendue, la section doit être calculée de sorte que la déformation au centre de gravité des armatures tendues ne soit pas inférieure à $0.002 + f_{yk}/(E_s \gamma_s)$.

$$0.00835 \geq 0.00374 \quad \checkmark$$

5.6. Disposition des composites PRFC

Les résultats précédents correspondent au profil des PRFC ci-dessous:

Renfort PRFC principal: Sika® CarboDur® S812. Espacement centre à centre: 1000 mm



SPÉCIFICATION DU PRODUIT

- **Lamelles Sika CarboDur® collées**

Le renforcement doit être fait en utilisant les lamelles pultrudées CarboDur, polymères renforcés de fibre de carbone, collées sur les surfaces extérieures de la structure à l'aide de l'adhésif structural epoxy Sikadur®-30.

Le matériau doit être une lamelle PRFC unidirectionnelle, pultrudée et avoir une densité de fibre >68%

Les lamelles doivent être droites, plates et sans torsion.

Le matériau doit avoir un suivi à long terme (>25 ans) pour le renforcement de structure.

Les rapports d'essais concernant la réaction du joint d'adhésif soumis aux effets climatiques après 100 jours doivent être transmis.

- **Préparation de la surface du béton**

Toutes les parties non adhérentes doivent être supprimées et le béton dégradé doit être réparé comme indiqué précédemment. Les gros trous et les cavités doivent être comblés avec un mortier de réparation adapté.

Les produits de réparation doivent être complètement compatibles avec l'adhésif structural.

La résistance en traction du béton de surface doit être vérifiée avec au moins deux essais de traction directe.

Le béton doit être âgé d'au moins 28 jours.

La laitance de surface du support doit être enlevée et une surface rugueuse doit être créée.

La surface du support devra être nettoyée afin d'éliminer toute trace d'huile, de graisse et tout autre contaminant comme des particules ou des salissures.

Le taux d'humidité du support doit être inférieur à 4%.

- **Lamelles Sika CarboDur®**

Les matériaux doivent respecter les performances caractéristiques décrites par la suite :

○ **Propriétés des lamelles Sika CarboDur® S:**

Densité de fibre		> 68%
Température de transition vitreuse.		> 100°C
Module d'élasticité	EN 2561/ASTM D3039	≈ 170000 N/mm ² (MPa)
Résistance à la traction	EN 2561/ASTM D3039	≈ 3100 N/mm ² (MPa)
Déformation à rupture	EN 2561/ASTM D3039	> 1.7%

• **Résine époxy**

Le matériau devra être à base époxydique et combiner primaire, mastic et adhésif en un produit.

Le matériau ne devra pas contenir de substances dangereuses pour la santé, l'hygiène et l'environnement.

Le matériau devra être résistant au fluage à long terme établi par un rapport indépendant.

Le matériau devra respecter les exigences de la norme EN 1504-4 en tant que produit de collage structural pour renforcement par lamelles collées.

○ **Propriétés de l'adhésif structural Sikadur®-30:**

L'adhésif doit respecter la norme EN 1504-4.

Densité (mélange A+B) à 23°C	1.65 kg/l + 0.1 kg/l
Résistance au cisaillement incliné des armatures en acier:	50° ≥ 50 N/mm ²
	60° ≥ 60 N/mm ²
	70° ≥ 70 N/mm ²
Résistance d'adhérence:	≥ 14 N/mm ²
Force de cisaillement:	≥ 12 N/mm ²
Force de compression:	≥ 30 N/mm ²
Retrait / dilatation	≤ 0.1%
Maniabilité:	85 min. à 23°C
Réaction à l'eau	Passer
Module d'élasticité:	≥ 2000 N/mm ²
Coefficient d'expansion thermique:	≤ 100 x 10 ⁻⁶
Température de transition vitreuse:	≥ 40°C
Durabilité	Passer

En conformité avec l'exigence FIP

Taux d'affaissement	Pas d'affaissement supérieur à 3-5 mm en vertical
Plasticité	4000 m2 à +15°C à 15 kg
Variation de volume	0.04%
Résistance au cisaillement à 15°C	>14 N/mm ²
Résistance au cisaillement à 35°C	>26 N/mm ²
Module d'élasticité en compression	9600 N/mm ²
Module d'élasticité en traction	11200 N/mm ²

- **Procédure d'application**

Les lamelles devront être coupées à la longueur souhaitées en utilisant soit à la disqueuse soit à la scie à métaux.

Les lamelles devront être nettoyées et dégraissées avec le Nettoyant Sikadur.

L'adhésif structural devra être appliqué sur les lamelles de façon à avoir une épaisseur approximative de 1 mm de chaque côté de la lamelle et 2 mm au milieu.

Une très fine couche d'adhésif devra être appliquée sur le surface du support afin de remplir chaque petite cavités ou irrégularités.

La lamelle encollée devra être positionnée et plaquée manuellement sur le support, dans un premier temps en appliquant une légère pression puis à l'aide d'une rouleau maroufleur jusqu'à ce que la colle reflut sur les bords de la lamelle. l'excédent de colle devra être enlevé.

Dans la cas de lamelles croisées, la surface des lamelles sous jacentes devra être nettoyée et dégraissée et au droit du croisement, il conviendra de rattraper l'épaisseur de la première lamelle avec de la colle appliquée en sifflet, ainsi la lamelle supérieure sera connectée au support sur toute sa surface.

Le système de renforcement collé ne devra pas être perturbé pendant au moins 24 heures et les vibrations devront être réduites durant le temps de prise de la colle.

Si nécessaire, le système mis en place devra être protégé à l'aide d'un revêtement adéquat (les tests de compatibilité entre le revêtement et la lamelle devront être disponibles).