

AGORA RABAT

Note de calcul de structures – Bloc 5

R2	Mise à jour suivant remarques bureau de contrôle	18/12/2025	
R1	Mise à jour suivant remarques bureau de contrôle	27/10/2025	
R0	Mise à jour	29/09/2025	
INDICE	REVISION	DATE	CHECKED

Maître d'ouvrage :

ROYAUME DU MAROC FONDATION DE L'ACADEMIE DU ROYAUME DU MAROC



Projet :

PROJET DE DEMOLITION ET RECONSTRUCTION D'UN BATIMENT EXISTANT EN CENTRE MULTIFONCTIONNEL AGORA A RABAT



Bâtiment : AGORA RABAT		Bureau d'étude TECHNIPROJET place rabia al adaouiyah, résidence kays imm.G - 10 000 Rabat - Maroc e-mail : a.berrada@techniprojet.ma web: www.tp.ma T.: (+212) 537 68 63 70 F.: (+212) 537 68 63 88				
Bureau de contrôle : 		TECHNIPROJET PROJECT MANAGEMENT & ENGINEERING COMPANY				
REALISE PAR :	ECHELLE SCALE			-		
VERIFIE PAR :	PHASE			APS		
DATE FEVRIER 2020	TRAVAIL N°	JOB N°	ORDRE COMMERCANT	SHOP ORDER	PLAN N°	DRAWING N°
ORIGINAL ORIGINAL						

SOMMAIRE

TABLE DES MATIERES

1	Hypothèses de matériaux	4
1.1	Béton :	4
1.2	Acier :	4
2	Normes de calcul	4
3	Hypothèses caractéristiques du site	5
3.1	Portance du sol:	5
3.2	Sismicité du site:	5
3.3	Hypothèses du vent de calcul:	6
3.4	Dispositions des joints / blocs :	6
4	Hypothèses de charges	7
4.1	Charges permanentes – G :	7
4.1.1	Poids propre de la structure :	7
4.1.2	Détail des charges permanentes / Hors poids propre:	7
4.2	Surcharges d’exploitation – Q :	7
4.2.1	Surcharges au dallage / RDC / Etages:	7
4.2.2	Surcharges de plancher terrasse :	8
4.3	Charges sismiques – E :	8
5	Résistance au feu de la structure	8
6	Calculs	9
6.1	Modélisation :	9
6.2	Liste de pondération et de combinaisons :	9
6.3	Spectre d’analyse sismique :	10
6.4	Résultats d’analyse modale :	11
6.5	Déplacements – extrêmes globaux :	12
6.6	Vérification de la condition de cisaillement de base :	12
7	Justification des éléments porteurs	13
7.1	Justification des fondations :	13
7.1.1	Semelle S7b (370x370x90) / P11 :	13
7.1.2	Semelle S7 (340x340x90) / P13 :	18
7.2	Justification des poteaux :	24
7.2.1	Poteau P11 (90x160) – Niveau sous-sol :	24

7.2.2	Poteau P13 (60x60) – Niveau RDC :.....	26
7.2.3	Poteau P17 (55x55) – Niveau 3eme ET – double hauteur :.....	29
7.3	Justification d'un voile de contreventement - Voile Vc7:	33
7.4	Justification des éléments inclinés :	39
7.4.1	Poteaux en V en façade :	39
7.4.2	Poutres support des poteaux en V en façade :	45
7.4.3	Voiles inclinés en façade :	54
7.4.4	Poteau incliné P7 en façade :	60
7.4.5	Poutres supports du poteau P7 incliné en façade :	64

1 HYPOTHESES DE MATERIAUX

1.1 BETON :

L'ensemble des éléments en béton armé seront mis en œuvre avec un béton C30/37, soit :

- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours : 30 MPa ;
- La masse volumique du béton armé est : $\gamma_{\text{béton}} = 2500 \text{ Kg/m}^3$;

1.2 ACIER :

Les armatures sont des barres à haute adhérence avec :

- Nuance Fe E 500 ;
- Limite d'élasticité : 500 MPa ;
- Résistance à la traction : 550 MPa ;
- Allongement à la rupture : 12% ;
- Classe de ductilité : C ;

2 NORMES DE CALCUL

Les normes de justifications de la stabilité des éléments structuraux sont mentionnées ci-après :

Béton Armé	Fascicule n° 62 – Titre 1 – Section 1 - Règles BAEL 91 révisées 99
Charges	NF P 06.004 : Bases de calcul des constructions - Charges permanentes et charges d'exploitation dues aux forces de pesanteur
Vent	Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes – NV 65
Géotechnique	DTU 13.12 – Règles pour le calcul des fondations superficielles Eurocode 7 : Calcul géotechnique
Sismicité	Règles de construction parasismique – RPS 2000 – Version 2011

3 HYPOTHESES CARACTERISTIQUES DU SITE

3.1 PORTANCE DU SOL:

D'après le rapport géotechnique émis par le Laboratoire Public d'Essais et d'Etudes LPÉE, la contrainte de sol admissible pour le sol d'assise préconisé par le laboratoire et le système de fondations est:

On adoptera en conséquence des fondations superficielles pour la partie extension ancrées dans la formation rocheuse avec comme contrainte admissible : 5.00 bars à l'ELS.

Les résultats que les sondages sont restés à sec pendant la période de suivi s'étalant entre février et Mars 2023.

Les fondations des bâtiments seront de type superficiel sur semelle isolées rigidifiées par des longrines dans les deux sens, reposant sur un sol d'assise obtenu au niveau de la formation gréseuse.

Le taux de travail a été évalué à une valeur de 5 bars. Les tassements absolus sous chargement réel seront dans le domaine élastique de la formation rocheuse et resteront dans les limites admissibles.



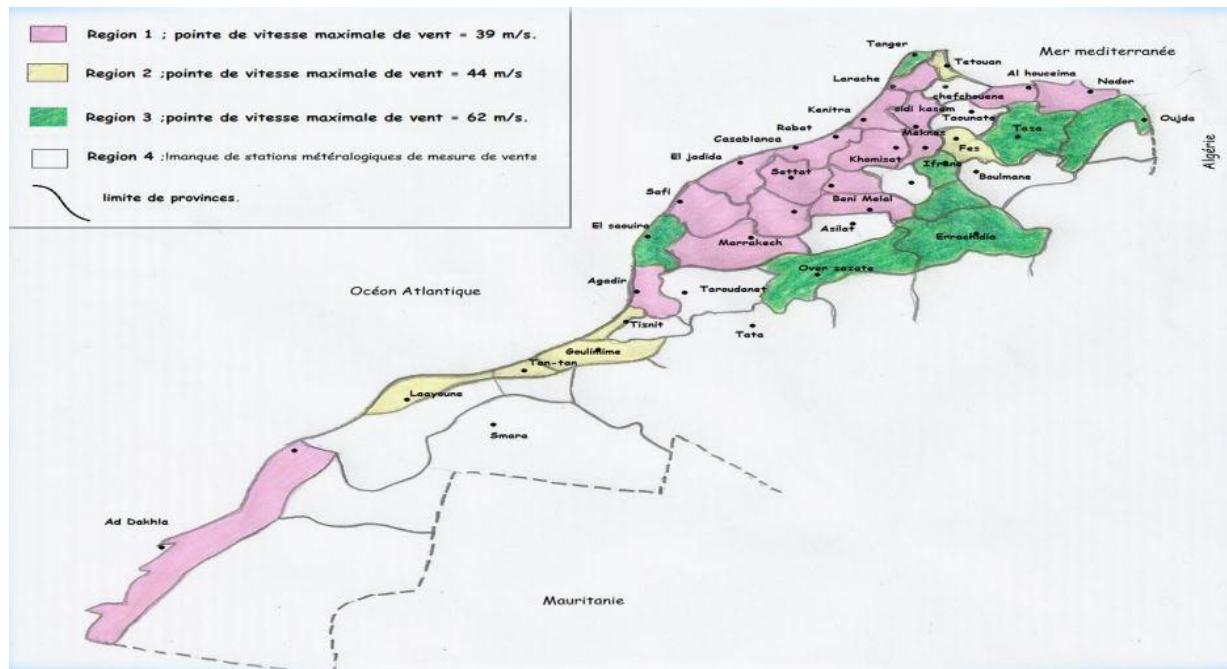
3.2 SISMICITE DU SITE:

En se référant au RPS 2011 et au rapport géotechnique, les hypothèses sismiques suivantes sont à retenir:

Zone de vitesse	zv 2
Zone d'accélération	za 2
Classe de structure	II
Type de site	S2
Coefficient de site	1.2
Coefficient de comportement	2

3.3 HYPOTHESES DU VENT DE CALCUL:

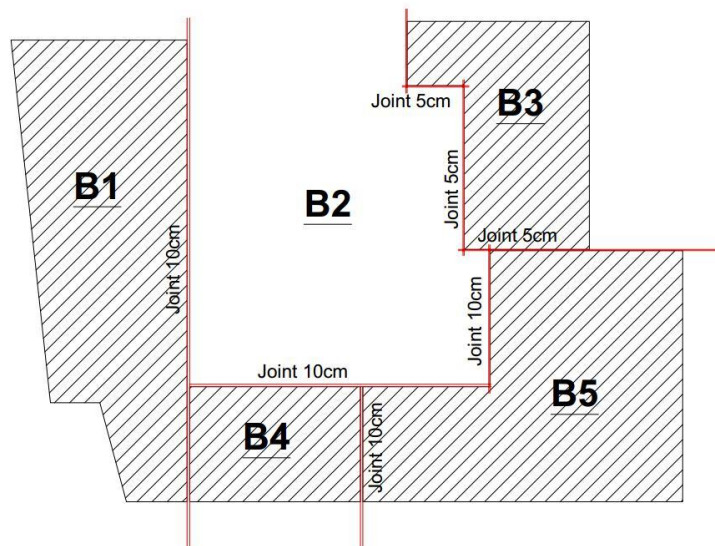
Les hypothèses des charges dues au vent du projet prises en considération sont les suivantes :



Zone	1
Type de site	Normal
Pression dynamique normale	53.5 daN/m ²
Effet de masque	1

3.4 DISPOSITIONS DES JOINTS / BLOCS :

Disposition des joints



4 HYPOTHESES DE CHARGES

4.1 CHARGES PERMANENTES — G :

4.1.1 Poids propre de la structure :

Le poids propre de la structure est pris en considération dans les différents calculs.

4.1.2 Détail des charges permanentes / Hors poids propre:

Au stade actuel des études nous retiendrons les valeurs suivantes :

4.1.2.1 *Etanchéité des terrasses et planchers non couverts :*

- Couche de protection mécanique/ gravillons (5 cm)..... 80 Kg/m²
- Forme de pente160 Kg/m²
- Faux plafond30 Kg/m²

Charge permanente de calcul.....G1 = 270 Kg/m²

4.1.2.2 *Étages et planchers couverts:*

- Couche de revêtement (7cm) + Revêtements.....200 Kg/m²
- Faux plafond30 Kg/m²
- Cloisons de distribution.....100 Kg/m²

Charge permanente de calcul.....G2 = 330 kg/m²

4.1.2.3 *Etanchéité des terrasses jardins:*

- Couche de protection gravillon roulé (5 cm) 80 Kg/m²
- Forme de pente 260 Kg/m²
- Faux plafond30 Kg/m²
- Terre végétalisée (50 cm).....1000 Kg/m²

Charge permanente de calcul.....G3 = 1400 kg/m²

4.1.2.4 *Façades et murs périphériques :*

Charge permanente de calcul.....G4 = 1700 kg/ml

4.1.2.5 *Escaliers :*

- Chape et revêtement.....G5 = 200 Kg/m²

4.2 SURCHARGES D'EXPLOITATION — Q :

Selon la norme NF P 06-004, on retient au stade actuel des études :

4.2.1 Surcharges au dallage / RDC / Etages:

- Dallage parking..... 250 Kg/m²
- Salle de cinéma avec tribunes.....400 Kg/m²

- Circulation intérieures.....500 Kg/m²
- Locaux techniques..... 1200 Kg/m²
- Salle de conférence, salle polyvalente..... 400 Kg/m²
- Escaliers et circulations verticales ouvertes au public.....500 Kg/m²
- Escaliers réservés au personnel de l'administration.....250 Kg/m²
- Balcons ouverts au public.....600 Kg/m²
- Ateliers divers..... 400 Kg/m²
- Salles de réunion, bureaux proprement dit..... 250 Kg/m²
- Sanitaires..... 250 Kg/m²
- Bureaux paysagers/ open space..... 350 Kg/m²
- Dépôts, archives, locaux techniques..... 500 Kg/m²

4.2.2 Surcharges de plancher terrasse :

- Équipements en terrasse..... 500 Kg/m²
- Locaux techniques..... 500 Kg/m²
- Terrasse inaccessible..... 100 Kg/m²
- Terrasse accessible (sans équipements)..... 150 Kg/m²

4.3 CHARGES SISMIQUES – E :

Les charges sismiques sont générées automatiquement sur le logiciel Robot Structural Analysis Professional.

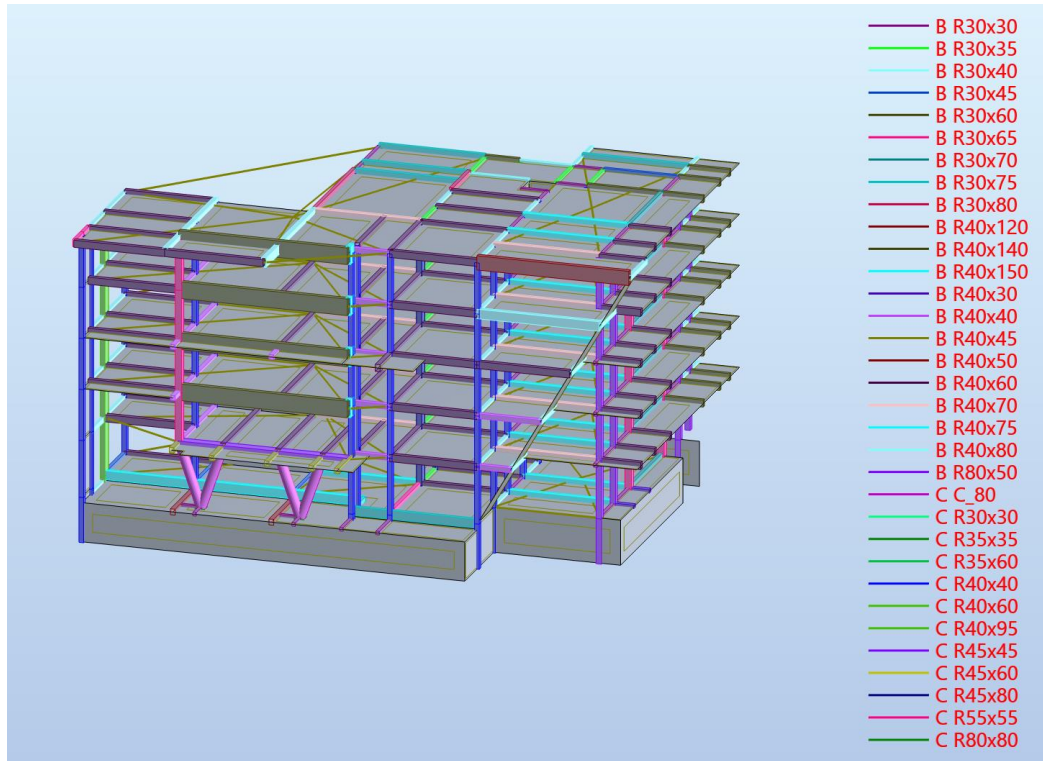
5 RESISTANCE AU FEU DE LA STRUCTURE

En se basant sur la notice de sécurité incendie du projet, les exigences en terme de résistance au feu de la structure sont les suivantes :

BATIMENTS	RESISTANCE AU FEU	
	STRUCTURES PORTEUSES	PLANCHERS
Agora	SF 1H	CF 1H

6 CALCULS

6.1 MODELISATION :



6.2 LISTE DE PONDERATION ET DE COMBINAISONS :

1: PP permanente	G1 1.00 PERM1
2: G permanente	G1 1.00 PERM2
3: Q d'exploitation	Q1 1.00 PERM21
11: Sismique R.P.S. 2011 Dir. - masses_X sismique	E1 1.00 SIS_X28
12: Sismique R.P.S. 2011 Dir. - masses_Y sismique	E2 1.00 SIS_Y29

Combinaison	Nom	Définition
4 (C)	ULS:STD/1=1*1.35 + 2*1.35	(1+2)*1.35
5 (C)	ULS:STD/2=1*1.00 + 2*1.00	(1+2)*1.00
6 (C)	ULS:STD/3=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50	(1+2)*1.35+3*1.50
7 (C)	ULS:STD/4=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.50	(1+2)*1.00+3*1.50
8 (C)	SLS:STD/1=1*1.00 + 2*1.00	(1+2)*1.00
9 (C)	SLS:STD/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00	(1+2+3)*1.00
13 (C) (CQC)	1 * X 0.3 * Y	11*1.00+12*0.30
14 (C) (CQC)	1 * X -0.3 * Y	11*1.00+12*-0.30
15 (C) (CQC)	0.3 * X 1 * Y	11*0.30+12*1.00
16 (C) (CQC)	0.3 * X -1 * Y	11*0.30+12*-1.00
17 (C) (CQC)	0.3 * X 0.3 * Y	(11+12)*0.30
18 (C) (CQC)	0.3 * X -0.3 * Y	11*0.30+12*-0.30
19 (C)	W	(1+2)*1.00+3*0.40
20 (C) (CQC)	Seisme +X	(1+2+13)*1.00+3*0.40
21 (C) (CQC)	Seisme -X	(1+2)*1.00+3*0.40+14*-1.00
22 (C) (CQC)	Seisme +Y	(1+2+15)*1.00+3*0.40
23 (C) (CQC)	Seisme -Y	(1+2+16)*1.00+3*0.40

6.3 SPECTRE D'ANALYSE SISMIQUE :

Type d'analyse: Sismique - R.P.S. 2011

Excentricité de masse $e_x = 5.000 \%$

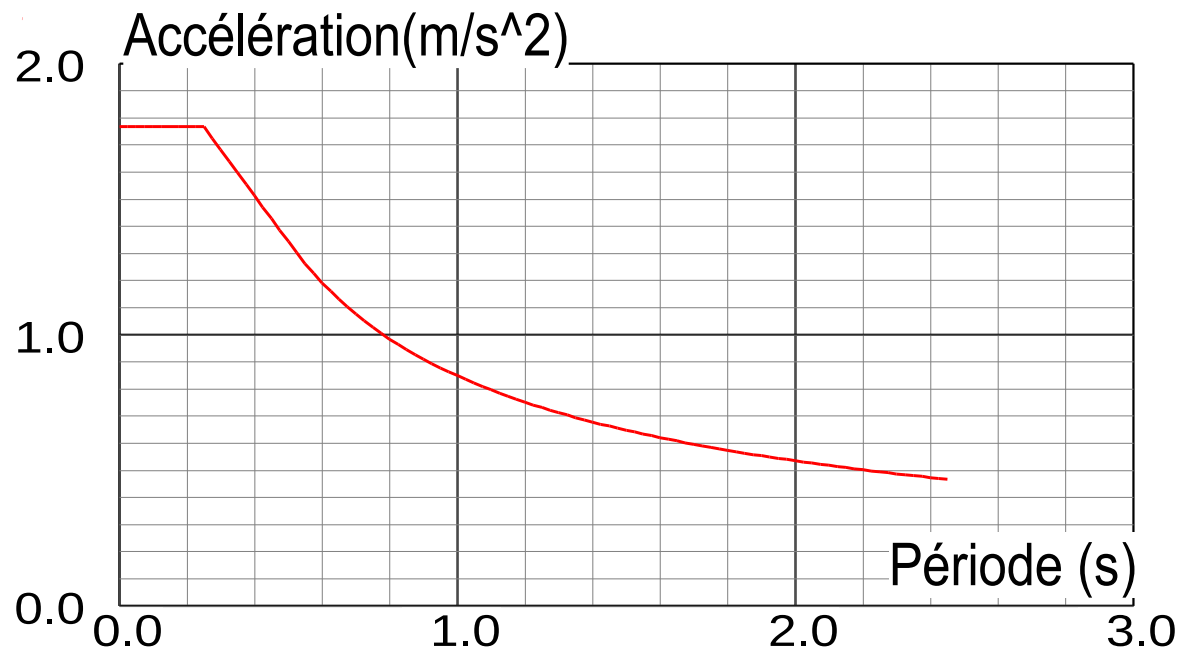
$e_y = 5.000 \%$

Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000



Données:

Zv : 2

Za : 2

Site : S2

Structure : II

Direction : Horizontale

K = : 2.000

= 1.000

Paramètres du spectre:

$\nu = 0.100$

I = 1.200

S = 1.200

6.4 RESULTATS D'ANALYSE MODALE :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
10/ 1	1.18	0.85	0.02	50.45	0.0	0.02	50.45	0.0
10/ 2	1.24	0.81	5.02	67.04	0.0	5.00	16.58	0.0
10/ 3	2.04	0.49	67.06	68.93	0.0	62.04	1.89	0.0
10/ 4	4.63	0.22	67.11	69.92	0.0	0.05	0.99	0.0
10/ 5	4.93	0.20	67.53	82.45	0.0	0.42	12.53	0.0
10/ 6	5.16	0.19	67.56	83.34	0.0	0.03	0.89	0.0
10/ 7	8.23	0.12	81.74	83.99	0.0	14.17	0.65	0.0
10/ 8	8.83	0.11	83.51	84.52	0.0	1.78	0.54	0.0
10/ 9	10.69	0.09	83.58	88.84	0.0	0.07	4.32	0.0
10/ 10	12.48	0.08	83.58	88.89	0.0	0.00	0.05	0.0
10/ 11	12.75	0.08	83.59	88.89	0.0	0.00	0.00	0.0
10/ 12	13.38	0.07	83.62	89.08	0.0	0.03	0.19	0.0
10/ 13	13.92	0.07	83.62	89.26	0.0	0.00	0.18	0.0
10/ 14	14.72	0.07	83.79	89.27	0.0	0.17	0.00	0.0
10/ 15	14.77	0.07	83.79	89.29	0.0	0.00	0.03	0.0
10/ 16	15.74	0.06	85.06	89.31	0.0	1.26	0.01	0.0
10/ 17	16.66	0.06	85.06	91.64	0.0	0.00	2.34	0.0
10/ 18	17.60	0.06	87.45	91.65	0.0	2.39	0.01	0.0
10/ 19	19.33	0.05	87.47	91.66	0.0	0.02	0.00	0.0
10/ 20	19.79	0.05	87.47	91.76	0.0	0.00	0.11	0.0
10/ 21	20.81	0.05	87.47	95.44	0.0	0.00	3.67	0.0
10/ 22	21.49	0.05	87.65	95.46	0.0	0.18	0.02	0.0
10/ 23	22.22	0.05	87.75	95.46	0.0	0.10	0.00	0.0
10/ 24	23.25	0.04	87.75	95.68	0.0	0.00	0.22	0.0
10/ 25	24.07	0.04	87.75	95.68	0.0	0.00	0.00	0.0
10/ 26	24.43	0.04	87.76	95.68	0.0	0.01	0.00	0.0
10/ 27	25.18	0.04	88.80	95.69	0.0	1.04	0.01	0.0
10/ 28	25.42	0.04	88.81	95.69	0.0	0.00	0.00	0.0
10/ 29	27.25	0.04	88.81	95.69	0.0	0.00	0.00	0.0
10/ 30	27.60	0.04	88.82	95.69	0.0	0.01	0.00	0.0
10/ 31	28.26	0.04	88.87	95.70	0.0	0.05	0.00	0.0
10/ 32	28.86	0.03	88.87	95.71	0.0	0.00	0.01	0.0
10/ 33	29.55	0.03	89.51	95.97	0.0	0.64	0.26	0.0
10/ 34	30.09	0.03	89.66	95.99	0.0	0.16	0.02	0.0
10/ 35	31.03	0.03	89.71	96.10	0.0	0.05	0.11	0.0
10/ 36	31.93	0.03	89.72	96.21	0.0	0.01	0.11	0.0
10/ 37	32.59	0.03	89.91	96.41	0.0	0.20	0.20	0.0
10/ 38	33.81	0.03	90.37	96.71	0.0	0.45	0.30	0.0

Mode	Fréquence (Hz)	Masses cumulées Ux (%)	Masses cumulées Uy (%)
37	32.59	89.91	96.41

Au 37^{ème} mode, à la fréquence 32.59 Hz < 33 Hz, nous constatons un pourcentage de masse convergentes cumulées dans la direction Ux = 89.91% soit quasiment 90% de la masse. En conclusion, nous considérons que l'analyse modale converge sans avoir recourt à un mode résiduel.

6.5 DEPLACEMENTS — EXTREMES GLOBAUX :

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Deg]	RY [Deg]	RZ [Deg]
MAX	3.47	6.48	1.52	0.35	0.57	0.28
Noeud	19442	17439	358	10518	15764	19402
Cas	20 (C) (CQC)	12	13 (C) (CQC)	22 (C) (CQC)	6 (C)	12
Mode		SRSS				SRSS
MIN	-2.01	-4.50	-3.96	-0.29	-0.20	-0.12
Noeud	19442	398	16773	10518	292	19402
Cas	21 (C) (CQC)	23 (C) (CQC)	6 (C)	16 (C) (CQC)	6 (C)	16 (C) (CQC)
Mode						

6.6 VERIFICATION DE LA CONDITION DE CISAILLEMENT DE BASE :

Conformément aux remarques du Bureau de Control et en se référant à l'article 6.4.1 de l'RPS 2011, on vérifie que la valeur de l'effort sismique latéral obtenu par analyse dynamique, servant au calcul, ne doit pas être inférieure à 90% de la valeur obtenue par l'approche statique équivalente.

Les paramètres sismiques sont les suivants :

- v : 0.1
- z_a : 0.1
- I : 1.2
- S : 1.2
- K : 2
- T : 0.85 (déduite de l'analyse modale)
- D : 1.337
- ψ : 0.40

Vd suivant X (T)	Vd Suivant Y (T)	0.9 Vs (T)
1354	1043	770

7 JUSTIFICATION DES ELEMENTS PORTEURS

7.1 JUSTIFICATION DES FONDATIONS :

7.1.1 SEMELLE S7B (370x370x90) / P11 :

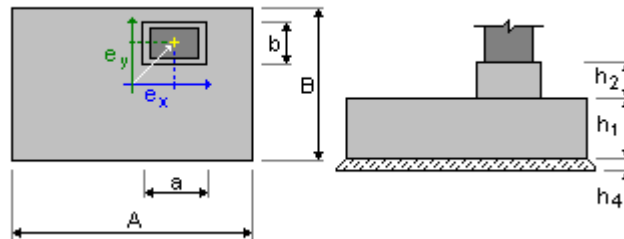
1 Semelle isolée: Foundation27

1.1 Données de base

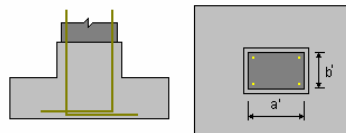
1.1.1 Principes

- Norme pour les calculs géotechniques : DTU 13.12
- Norme pour les calculs béton armé : BAEL 91 mod. 99
- Forme de la semelle : carrée

1.1.2 Géométrie:



A	= 3.70 (m)	a	= 1.65 (m)
B	= 3.70 (m)	b	= 0.90 (m)
h1	= 0.90 (m)	e_x	= 0.00 (m)
h2	= 1.00 (m)	e_y	= 0.00 (m)
h4	= 0.05 (m)		



a'	= 165.0 (cm)
b'	= 90.0 (cm)
c1	= 5.0 (cm)
c2	= 3.0 (cm)

1.1.3 Matériaux

- Béton : BETON30; Characteristic strength = 30.00 MPa
Poids volumique = 2501.36 (kG/m3)
- Armature longitudinale : type HA 500 Characteristic strength = 500.00 MPa
- Armature transversale : type HA 500 Characteristic strength = 500.00 MPa
- Armature additionnelle: : type HA 500 Characteristic strength = 500.00 MPa

1.1.4 Chargements:

Charges sur la semelle:

Cas	Nature	Groupe	N (T)	Fx (T)	Fy (T)	Mx (daN*m)	My (daN*m)	
ULS:STD/1=1*1.35 + 2*1.35		de calcul	----	605.63	12.13	-7.33	7005.93	42612.77
ULS:STD/2=1*1.00 + 2*1.00		de calcul	----	448.62	8.99	-5.43	5189.58	31565.01
ULS:STD/3=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50		de calcul	----	824.36	17.43	-10.09	8779.78	58622.11
ULS:STD/4=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.50		de calcul	----	667.34	14.28	-8.19	6963.42	47574.35
SLS:STD/1=1*1.00 + 2*1.00		de calcul	----	448.62	8.99	-5.43	5189.58	31565.01
SLS:STD/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00		de calcul	----	594.43	12.52	-7.27	6372.14	42237.91
W	de calcul(self-weight)		----	506.94	10.40	-6.17	5662.60	35834.17
Seisme +X	de calcul(self-weight)	----	526.06	6.01	-10.11	-15938.27		12491.58
Seisme -X	de calcul(self-weight)	----	514.94	13.09	-5.46	3325.58	52798.41	
Seisme +Y	de calcul(self-weight)	----	553.80	6.50	-12.25	-37123.46		19157.56
Seisme -Y	de calcul(self-weight)	----	463.42	12.18	-1.47	42669.52	40418.73	

Charges sur le talus:

Cas	Nature	Q1 (T/m2)
-----	--------	--------------

1.1.5 Liste de combinaisons

1/	ULS : ULS:STD/1=1*1.35 + 2*1.35 N=605.63 Mx=7005.93 My=42612.77 Fx=12.13 Fy=-7.33
2/	ULS : ULS:STD/2=1*1.00 + 2*1.00 N=448.62 Mx=5189.58 My=31565.01 Fx=8.99 Fy=-5.43
3/	ULS : ULS:STD/3=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50 N=824.36 Mx=8779.78 My=58622.11 Fx=17.43 Fy=-10.09
4/	ULS : ULS:STD/4=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.50 N=667.34 Mx=6963.42 My=47574.35 Fx=14.28 Fy=-8.19
5/	SLS : SLS:STD/1=1*1.00 + 2*1.00 N=448.62 Mx=5189.58 My=31565.01 Fx=8.99 Fy=-5.43
6/	SLS : SLS:STD/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 N=594.43 Mx=6372.14 My=42237.91 Fx=12.52 Fy=-7.27
7/	ALS : W N=506.94 Mx=5662.60 My=35834.17 Fx=10.40 Fy=-6.17
8/	ALS : Seisme +X N=526.06 Mx=-15938.27 My=12491.58 Fx=6.01 Fy=-10.11
9/	ALS : Seisme -X N=514.94 Mx=3325.58 My=52798.41 Fx=13.09 Fy=-5.46
10/	ALS : Seisme +Y N=553.80 Mx=-37123.46 My=19157.56 Fx=6.50 Fy=-12.25
11/	ALS : Seisme -Y N=463.42 Mx=42669.52 My=40418.73 Fx=12.18 Fy=-1.47
12/*	ULS : ULS:STD/1=1*1.35 + 2*1.35 N=605.63 Mx=7005.93 My=42612.77 Fx=12.13 Fy=-7.33
13/*	ULS : ULS:STD/2=1*1.00 + 2*1.00 N=448.62 Mx=5189.58 My=31565.01 Fx=8.99 Fy=-5.43
14/*	ULS : ULS:STD/3=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50 N=824.36 Mx=8779.78 My=58622.11 Fx=17.43 Fy=-10.09
15/*	ULS : ULS:STD/4=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.50 N=667.34 Mx=6963.42 My=47574.35 Fx=14.28 Fy=-8.19
16/*	SLS : SLS:STD/1=1*1.00 + 2*1.00 N=448.62 Mx=5189.58 My=31565.01 Fx=8.99 Fy=-5.43
17/*	SLS : SLS:STD/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 N=594.43 Mx=6372.14 My=42237.91 Fx=12.52 Fy=-7.27
18/*	ALS : W N=506.94 Mx=5662.60 My=35834.17 Fx=10.40 Fy=-6.17
19/*	ALS : Seisme +X N=526.06 Mx=-15938.27 My=12491.58 Fx=6.01 Fy=-10.11
20/*	ALS : Seisme -X N=514.94 Mx=3325.58 My=52798.41 Fx=13.09 Fy=-5.46
21/*	ALS : Seisme +Y N=553.80 Mx=-37123.46 My=19157.56 Fx=6.50 Fy=-12.25
22/*	ALS : Seisme -Y N=463.42 Mx=42669.52 My=40418.73 Fx=12.18 Fy=-1.47

1.2 Dimensionnement géotechnique

1.2.1 Principes

Dimensionnement de la fondation sur:

- Capacité de charge
- Glissement
- Renversment
- Soulèvement
- Arrachement

1.2.2 Sol:

Contraintes dans le sol: $\sigma_{ELU} = 0.75 \text{ (MPa)}$ $\sigma_{ELS} = 0.50 \text{ (MPa)}$

Niveau du sol:	$N_1 = 0.00 \text{ (m)}$
Niveau maximum de la semelle:	$N_a = 0.00 \text{ (m)}$
Niveau du fond de fouille:	$N_f = 0.00 \text{ (m)}$

well graded gravels

- Niveau du sol: 0.00 (m)
- Poids volumique: 2243.38 (kG/m3)

- Poids volumique unitaire: 2702.25 (kG/m3)
- Angle de frottement interne: 42.00 (Deg)
- Cohésion: 0.00 (MPa)

1.2.3 États limites

Calcul des contraintes

Attention - the selected soil database does not correspond to the geotechnical code. The calculations have been performed based on the default soil types.

Type de sol sous la fondation: uniforme

Combinaison dimensionnante **ULS : ULS:STD/3=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50**

N=824.36 Mx=8779.78 My=58622.11 Fx=17.43 Fy=-10.09

Coefficients de chargement: **1.35** * poids de la fondation
1.35 * poids du sol

Résultats de calculs: au niveau du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 83.58 (T)

Charge dimensionnante:

Nr = 907.94 (T) Mx = 27586.31 (daN*m) My = 91095.21 (daN*m)

Dimensions équivalentes de la fondation:

B' = 1

L' = 1

Épaisseur du niveau: Dmin = 1.90 (m)

Méthode de calculs de la contrainte de rupture: pressiométrique de contrainte (ELS), (DTU 13.12, 3.22)

q ELS = 0.50 (MPa)

qu = 1.50 (MPa)

Butée de calcul du sol:

qlim = qu / γ_f = 0.75 (MPa)

γ_f = 2.00

Contrainte dans le sol: qref = 0.72 (MPa)

Coefficient de sécurité: qlim / qref = 1.041 > 1

Soulèvement

Soulèvement ELU

Combinaison dimensionnante **ULS : ULS:STD/4=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.50**

N=667.34 Mx=6963.42 My=47574.35 Fx=14.28 Fy=-8.19

Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 61.91 (T)

Charge dimensionnante:

Nr = 729.26 (T) Mx = 22229.66 (daN*m) My = 74185.46 (daN*m)

Surface de contact

s = 100.00 (%)

s_{lim} = 10.00 (%)

Soulèvement ELS

Combinaison défavorable: **SLS : SLS:STD/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00**

N=594.43 Mx=6372.14 My=42237.91 Fx=12.52 Fy=-7.27

Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 61.91 (T)

Charge dimensionnante:

Nr = 656.35 (T) Mx = 19921.35 (daN*m) My = 65561.50 (daN*m)

S = 100.00 (%)
Slim = 100.00 (%)

Glissement

Combinaison dimensionnante **ULS : ULS:STD/3=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50**
N=824.36 Mx=8779.78 My=58622.11 Fx=17.43 Fy=-10.09
 Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol
 Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 61.91 (T)
 Charge dimensionnante:
 Nr = 886.27 (T) Mx = 27586.31 (daN*m) My = 91095.21 (daN*m)
 Dimensions équivalentes de la fondation: A_ = 3.70 (m) B_ = 3.70 (m)
 Surface du glissement: 13.69 (m²)
 Cohésion: C = 0.00 (MPa)
 Coefficient de frottement fondation - sol: tg(φ) = 0.90
 Valeur de la force de glissement F = 20.14 (T)
 Valeur de la force empêchant le glissement de la fondation:
 - su niveau du sol: F(stab) = 443.14 (T)
 Stabilité au glissement: 22 > 1

Renversement

Atour de l'axe OX

Combinaison dimensionnante **ALS : Seisme -Y N=463.42 Mx=42669.52**

My=40418.73 Fx=12.18 Fy=-1.47

Coefficients de chargement: **1.00 * poids de la fondation**
 1.00 * poids du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 61.91 (T)

Charge dimensionnante:

Nr = 525.33 (T) Mx = 45414.77 (daN*m) My = 63104.69 (daN*m)

Moment stabilisateur: Mstab = 953078.41 (daN*m)

Moment de renversement: Mrenv = 45414.77 (daN*m)

Stabilité au renversement: 20.99 > 1

Autour de l'axe OY
 Combinaison défavorable: **ALS : Seisme -X N=514.94 Mx=3325.58**
My=52798.41 Fx=13.09 Fy=-5.46
 Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol
 Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 61.91 (T)
 Charge dimensionnante:
 Nr = 576.85 (T) Mx = 13492.26 (daN*m) My = 77189.82 (daN*m)
 Moment stabilisateur: Mstab = 1046537.62 (daN*m)
 Moment de renversement: Mrenv = 77189.82 (daN*m)
 Stabilité au renversement: 13.56 > 1

Arrachement

Fx=10.40 Fy=-6.17	Combinaison dimensionnante	ALS : W N=506.94 Mx=5662.60 My=35834.17
	Coefficients de chargement:	1.00 * poids de la fondation 1.00 * poids du sol
	Effort stabilisateur:	W _{stab} = 64.88 (T)
	Effort d'arrachement:	W = 0.00 (T)
	Stabilité à l'arrachement:	∞

1.3 Dimensionnement Béton Armé

1.3.1 Principes

- Fissuration : préjudiciable
- Milieu : non agressif
- Prise en compte de la condition de non-fragilité : oui

1.3.2 Analyse du poinçonnement et du cisaillement

Poinçonnement

Combinaison dimensionnante **ULS : ULS:STD/3=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50**
N=824.36 Mx=8779.78 My=58622.11 Fx=17.43 Fy=-10.09
Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol
Charge dimensionnante:
Nr = 886.27 (T) Mx = 27586.31 (daN*m) My = 91095.21 (daN*m)
Longueur du périmètre critique: 7.93 (m)
Force de poinçonnement: 307.06 (T)
Hauteur efficace de la section heff = 0.90 (m)
Contrainte de cisaillement: 0.42 (MPa)
Contrainte de cisaillement admissible: 0.90 (MPa)
Coefficient de sécurité: 2.132 > 1

1.3.3 Ferrailage théorique

Semelle isolée:

Aciers inférieurs:

ULS : ULS:STD/3=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50 N=824.36 Mx=8779.78 My=58622.11 Fx=17.43
Fy=-10.09
My = 202085.08 (daN*m) $A_{sx} = 16.86$ (cm²/m)

ULS : ULS:STD/3=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50 N=824.36 Mx=8779.78 My=58622.11 Fx=17.43
Fy=-10.09
Mx = 267963.19 (daN*m) $A_{sy} = 23.03$ (cm²/m)

$$A_{s \min} = 8.57 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Aciers supérieurs:

$$A'_{sx} = 0.00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A'_{sy} = 0.00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A_{s \min} = 0.00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Espacement réglementaire maximal $e_{\max} = 0.25$ (m)

Fût:

Armature longitudinale A = 29.70 (cm²) $A_{\min.} = 29.70$ (cm²)
A = 2 * (Asx + Asy)
Asx = 5.57 (cm²) Asy = 9.28 (cm²)

1.3.4 Ferrailage réel

2.3.1 Semelle isolée:

Aciers inférieurs:

En X: 32 HA 500 16 l = 3.60 (m) e = 1*-1.70 + 31*0.11

En Y: 44 HA 500 16 l = 3.60 (m) e = 1*-1.71 + 43*0.08

Aciers supérieurs:

2.3.2 Fût

Armature longitudinale

En X: 9 HA 500 12 l = 5.42 (m) e = 1*-0.77 + 8*0.19

En Y: 5 HA 500 12 l = 6.97 (m) e = 1*-0.39 + 4*0.20

Armature transversale

8 HA 500 6 l = 4.98 (m) e = 1*0.65 + 5*0.20 + 2*0.09

2 Quantitatif:

- Volume de Béton = 13.81 (m3)
- Surface de Coffrage = 18.42 (m2)
- Acier HA 500
 - Poids total = 515.09 (kG)
 - Densité = 37.31 (kG/m3)
 - Diamètre moyen = 14.2 (mm)
 - Liste par diamètres:

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
6	39.82	8.84
12	83.62	74.27
16	273.60	431.98

7.1.2 SEMELLE S7 (340x340x90) / P13 :

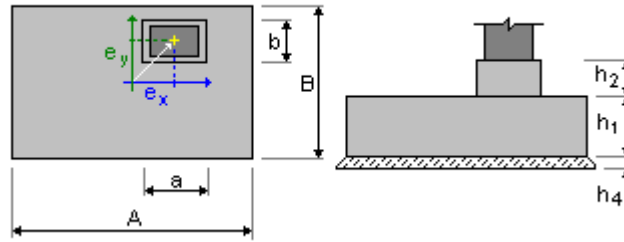
1 Semelle isolée: Foundation73

1.1 Données de base

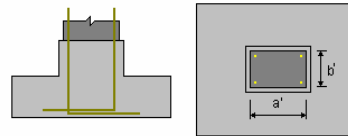
1.1.1 Principes

- Norme pour les calculs géotechniques : DTU 13.12
- Norme pour les calculs béton armé : BAEL 91 mod. 99
- Forme de la semelle : libre

1.1.2 Géométrie:



A	= 3.40 (m)	a	= 0.60 (m)
B	= 3.40 (m)	b	= 0.60 (m)
h1	= 0.90 (m)	ex	= 0.00 (m)
h2	= 1.00 (m)	ey	= 0.00 (m)
h4	= 0.05 (m)		



a'	= 60.0 (cm)
b'	= 60.0 (cm)
c1	= 5.0 (cm)
c2	= 3.0 (cm)

1.1.3 Matériaux

- Béton : BETON30; Characteristic strength = 30.00 MPa
Poids volumique = 2501.36 (kG/m3)
- Armature longitudinale : type HA 500 Characteristic strength = 500.00 MPa
- Armature transversale : type HA 500 Characteristic strength = 500.00 MPa
- Armature additionnelle: : type HA 500 Characteristic strength = 500.00 MPa

1.1.4 Chargements:

Charges sur la semelle:

Cas	Nature	Groupe	N (T)	Fx (T)	Fy (T)	Mx (daN*m)	My (daN*m)	
ULS:STD/1=1*1.35 + 2*1.35	de calcul	----	472.89	10.71	0.59	-666.60	13302.83	
ULS:STD/2=1*1.00 + 2*1.00	de calcul	----	350.29	7.93	0.43	-493.78	9853.94	
ULS:STD/3=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50	de calcul	----	678.57	16.28	0.92	-1074.27	20223.04	
ULS:STD/4=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.50	de calcul	----	555.97	13.50	0.77	-901.45	16774.16	
SLS:STD/1=1*1.00 + 2*1.00	de calcul	----	350.29	7.93	0.43	-493.78	9853.94	
SLS:STD/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00	de calcul	----	487.41	11.64	0.66	-765.56	14467.42	
W	de calcul(self-weight)	----	405.14	9.42	0.52	-602.49	11699.34	
Seisme +X	de calcul(self-weight)	----	424.84	9.19	-1.01	-1725.73	10207.39	
Seisme -X	de calcul(self-weight)	----	393.21	9.46	1.02	-20.29	12670.29	
Seisme +Y	de calcul(self-weight)	----	422.84	9.07	-1.51	-1760.05	10461.59	
Seisme -Y	de calcul(self-weight)	----	396.92	9.68	1.95	43.44	12198.21	

Charges sur le talus:

Cas	Nature	Q1 (T/m2)
-----	--------	-----------

1.1.5 Liste de combinaisons

- ULS : ULS:STD/1=1*1.35 + 2*1.35 N=472.89 Mx=-666.60 My=13302.83 Fx=10.71 Fy=0.59
- ULS : ULS:STD/2=1*1.00 + 2*1.00 N=350.29 Mx=-493.78 My=9853.94 Fx=7.93 Fy=0.43
- ULS : ULS:STD/3=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50 N=678.57 Mx=-1074.27 My=20223.04 Fx=16.28 Fy=0.92

4/ ULS : ULS:STD/4=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.50 N=555.97 Mx=-901.45 My=16774.16 Fx=13.50 Fy=0.77
5/ SLS : SLS:STD/1=1*1.00 + 2*1.00 N=350.29 Mx=-493.78 My=9853.94 Fx=7.93 Fy=0.43
6/ SLS : SLS:STD/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 N=487.41 Mx=-765.56 My=14467.42 Fx=11.64 Fy=0.66
7/ ALS : W N=405.14 Mx=-602.49 My=11699.34 Fx=9.42 Fy=0.52
8/ ALS : Seisme +X N=424.84 Mx=-1725.73 My=10207.39 Fx=9.19 Fy=-1.01
9/ ALS : Seisme -X N=393.21 Mx=-20.29 My=12670.29 Fx=9.46 Fy=1.02
10/ ALS : Seisme +Y N=422.84 Mx=-1760.05 My=10461.59 Fx=9.07 Fy=-1.51
11/ ALS : Seisme -Y N=396.92 Mx=43.44 My=12198.21 Fx=9.68 Fy=1.95
12/* ULS : ULS:STD/1=1*1.35 + 2*1.35 N=472.89 Mx=-666.60 My=13302.83 Fx=10.71 Fy=0.59
13/* ULS : ULS:STD/2=1*1.00 + 2*1.00 N=350.29 Mx=-493.78 My=9853.94 Fx=7.93 Fy=0.43
14/* ULS : ULS:STD/3=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50 N=678.57 Mx=-1074.27 My=20223.04 Fx=16.28 Fy=0.92
15/* ULS : ULS:STD/4=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.50 N=555.97 Mx=-901.45 My=16774.16 Fx=13.50 Fy=0.77
16/* SLS : SLS:STD/1=1*1.00 + 2*1.00 N=350.29 Mx=-493.78 My=9853.94 Fx=7.93 Fy=0.43
17/* SLS : SLS:STD/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 N=487.41 Mx=-765.56 My=14467.42 Fx=11.64 Fy=0.66
18/* ALS : W N=405.14 Mx=-602.49 My=11699.34 Fx=9.42 Fy=0.52
19/* ALS : Seisme +X N=424.84 Mx=-1725.73 My=10207.39 Fx=9.19 Fy=-1.01
20/* ALS : Seisme -X N=393.21 Mx=-20.29 My=12670.29 Fx=9.46 Fy=1.02
21/* ALS : Seisme +Y N=422.84 Mx=-1760.05 My=10461.59 Fx=9.07 Fy=-1.51
22/* ALS : Seisme -Y N=396.92 Mx=43.44 My=12198.21 Fx=9.68 Fy=1.95

1.2 Dimensionnement géotechnique

1.2.1 Principes

Dimensionnement de la fondation sur:

- Capacité de charge
- Glissement
- Renversment
- Soulèvement
- Arrachement

1.2.2 Sol:

Contraintes dans le sol: $\sigma_{ELU} = 0.75 \text{ (MPa)}$ $\sigma_{ELS} = 0.50 \text{ (MPa)}$

Niveau du sol: $N_1 = 0.00 \text{ (m)}$
Niveau maximum de la semelle: $N_a = 0.00 \text{ (m)}$
Niveau du fond de fouille: $N_f = 0.00 \text{ (m)}$

well graded gravels

- Niveau du sol: 0.00 (m)
- Poids volumique: 2243.38 (kG/m³)
- Poids volumique unitaire: 2702.25 (kG/m³)
- Angle de frottement interne: 42.00 (Deg)
- Cohésion: 0.00 (MPa)

1.2.3 États limites

Calcul des contraintes

Attention - the selected soil database does not correspond to the geotechnical code. The calculations have been performed based on the default soil types.

Type de sol sous la fondation: uniforme

Combinaison dimensionnante **ULS : ULS:STD/3=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50**
N=678.57 Mx=-1074.27 My=20223.04 Fx=16.28 Fy=0.92

Coefficients de chargement: **1.35** * poids de la fondation
1.35 * poids du sol

Résultats de calculs: au niveau du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 70.27 (T)

Charge dimensionnante:

Nr = 748.84 (T) Mx = -2783.71 (daN*m) My = 50550.59 (daN*m)

Dimensions équivalentes de la fondation:

$B' = 1$
 $L' = 1$
 Épaisseur du niveau: $D_{min} = 1.90 \text{ (m)}$

Méthode de calculs de la contrainte de rupture: pressiométrique de contrainte (ELS), (DTU 13.12, 3.22)

$q_{ELS} = 0.50 \text{ (MPa)}$
 $q_u = 1.50 \text{ (MPa)}$

Butée de calcul du sol:
 $q_{lim} = q_u / \gamma_f = 0.75 \text{ (MPa)}$
 $\gamma_f = 2.00$

Contrainte dans le sol: $q_{ref} = 0.68 \text{ (MPa)}$
 Coefficient de sécurité: $q_{lim} / q_{ref} = 1.11 > 1$

Soulèvement

Soulèvement ELU

Combinaison dimensionnante **ULS : $ULS:STD/4=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.50$**
N=555.97 Mx=-901.45 My=16774.16 Fx=13.50 Fy=0.77
 Coefficients de chargement: 1.00 * poids de la fondation
 1.00 * poids du sol
 Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 52.05 \text{ (T)}$
 Charge dimensionnante:
 $N_r = 608.02 \text{ (T)}$ $M_x = -2327.85 \text{ (daN*m)}$ $M_y = 41929.95 \text{ (daN*m)}$
 Surface de contact $s = 100.00 \text{ (%)}$
 $s_{lim} = 10.00 \text{ (%)}$

Soulèvement ELS

Combinaison défavorable: **SLS : $SLS:STD/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00$**
N=487.41 Mx=-765.56 My=14467.42 Fx=11.64 Fy=0.66
 Coefficients de chargement: 1.00 * poids de la fondation
 1.00 * poids du sol
 Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 52.05 \text{ (T)}$
 Charge dimensionnante:
 $N_r = 539.46 \text{ (T)}$ $M_x = -1986.05 \text{ (daN*m)}$ $M_y = 36163.43 \text{ (daN*m)}$
 Surface de contact $s = 100.00 \text{ (%)}$
 $s_{lim} = 100.00 \text{ (%)}$

Glissement

Combinaison dimensionnante **ULS : $ULS:STD/3=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50$**
N=678.57 Mx=-1074.27 My=20223.04 Fx=16.28 Fy=0.92
 Coefficients de chargement: 1.00 * poids de la fondation
 1.00 * poids du sol
 Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 52.05 \text{ (T)}$
 Charge dimensionnante:
 $N_r = 730.62 \text{ (T)}$ $M_x = -2783.71 \text{ (daN*m)}$ $M_y = 50550.59 \text{ (daN*m)}$
 Dimensions équivalentes de la fondation: $A_ = 3.40 \text{ (m)}$ $B_ = 3.40 \text{ (m)}$
 Surface du glissement: $11.56 \text{ (m}^2\text{)}$
 Cohésion: $C = 0.00 \text{ (MPa)}$
 Coefficient de frottement fondation - sol: $tg(\phi) = 0.90$
 Valeur de la force de glissement $F = 16.30 \text{ (T)}$
 Valeur de la force empêchant le glissement de la fondation:
 - su niveau du sol: $F(stab) = 365.31 \text{ (T)}$
 Stabilité au glissement: $22.41 > 1$

Renversement

Autour de l'axe OX

Fx=9.68 Fy=1.95

Combinaison dimensionnante **ALS : Seisme -Y N=396.92 Mx=43.44 My=12198.21**

Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation

1.00 * poids du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 52.05 (T)

Charge dimensionnante:

Nr = 448.97 (T) Mx = -3583.02 (daN*m) My = 30227.26 (daN*m)

Moment stabilisateur: Mstab = 748533.28 (daN*m)

Moment de renversement: Mrenv = 3626.45 (daN*m)

Stabilité au renversement: 206.4 > 1

Autour de l'axe OY

N=678.57 Mx=-1074.27 My=20223.04 Fx=16.28 Fy=0.92

Combinaison défavorable: **ULS : ULS:STD/3=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50**

Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation

1.00 * poids du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 52.05 (T)

Charge dimensionnante:

Nr = 730.62 (T) Mx = -2783.71 (daN*m) My = 50550.59 (daN*m)

Moment stabilisateur: Mstab = 1218045.78 (daN*m)

Moment de renversement: Mrenv = 50550.59 (daN*m)

Stabilité au renversement: 24.1 > 1

Arrachement

Fx=9.42 Fy=0.52

Combinaison dimensionnante **ALS : W N=405.14 Mx=-602.49 My=11699.34**

Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation

1.00 * poids du sol

Effort stabilisateur: Wstab = 54.77 (T)

Effort d'arrachement: W = 0.00 (T)

Stabilité à l'arrachement: ∞

1.3 Dimensionnement Béton Armé

1.3.1 Principes

- Fissuration : préjudiciable
- Milieu : non agressif
- Prise en compte de la condition de non-fragilité : oui

1.3.2 Analyse du poinçonnement et du cisaillement

Poinçonnement

Combinaison dimensionnante **ULS : ULS:STD/3=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50**
N=678.57 Mx=-1074.27 My=20223.04 Fx=16.28 Fy=0.92

Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation

1.00 * poids du sol

Charge dimensionnante:

Nr = 730.62 (T) Mx = -2783.71 (daN*m) My = 50550.59 (daN*m)

Longueur du périmètre critique: 5.23 (m)

Force de poinçonnement: 382.98 (T)

Hauteur efficace de la section heff = 0.90 (m)

Contrainte de cisaillement:	0.80 (MPa)
Contrainte de cisaillement admissible:	0.90 (MPa)
Coefficient de sécurité:	1.127 > 1

1.3.3 Ferrailage théorique

Semelle isolée:

Aciers inférieurs:

$$\begin{aligned} \text{ULS : ULS:STD/3} &= 1 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.35 + 3 \cdot 1.50 \quad N=678.57 \quad M_x=-1074.27 \quad M_y=20223.04 \quad F_x=16.28 \\ F_y=0.92 \quad M_y &= 237931.11 \text{ (daN}\cdot\text{m)} \quad A_{sx} = 20.63 \text{ (cm}^2\text{/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ULS : ULS:STD/3} &= 1 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.35 + 3 \cdot 1.50 \quad N=678.57 \quad M_x=-1074.27 \quad M_y=20223.04 \quad F_x=16.28 \\ F_y=0.92 \quad M_x &= 218450.63 \text{ (daN}\cdot\text{m)} \quad A_{sy} = 20.63 \text{ (cm}^2\text{/m)} \end{aligned}$$

$$A_{s \min} = 8.57 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Aciers supérieurs:

$$A'_{sx} = 0.00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A'_{sy} = 0.00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A_{s \min} = 0.00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$\text{Espacement réglementaire maximal} \quad e_{\max} = 0.25 \text{ (m)}$$

Fût:

$$\begin{aligned} \text{Armature longitudinale} \quad A &= 55.13 \text{ (cm}^2) \quad A_{\min.} = 9.60 \text{ (cm}^2) \\ A &= 2 \cdot (A_{sx} + A_{sy}) \\ A_{sx} &= 18.47 \text{ (cm}^2) \quad A_{sy} = 9.10 \text{ (cm}^2) \end{aligned}$$

1.3.4 Ferrailage réel

2.3.1 Semelle isolée:

Aciers inférieurs:

$$\begin{aligned} \text{En X:} \quad 36 \text{ HA } 500 \text{ } 16 \quad l &= 3.30 \text{ (m)} \quad e = 1 \cdot -1.57 + 35 \cdot 0.09 \\ \text{En Y:} \quad 36 \text{ HA } 500 \text{ } 16 \quad l &= 3.30 \text{ (m)} \quad e = 1 \cdot -1.57 + 35 \cdot 0.09 \end{aligned}$$

Aciers supérieurs:

2.3.2 Fût

Armature longitudinale

$$\begin{aligned} \text{En X:} \quad 9 \text{ HA } 500 \text{ } 12 \quad l &= 4.82 \text{ (m)} \quad e = 1 \cdot -0.24 + 8 \cdot 0.06 \\ \text{En Y:} \quad 17 \text{ HA } 500 \text{ } 12 \quad l &= 4.87 \text{ (m)} \quad e = 1 \cdot -0.24 + 16 \cdot 0.03 \end{aligned}$$

Armature transversale

$$8 \text{ HA } 500 \text{ } 6 \quad l = 2.28 \text{ (m)} \quad e = 1 \cdot 0.65 + 5 \cdot 0.20 + 2 \cdot 0.09$$

2 Quantitatif:

- Volume de Béton = 10.76 (m³)
- Surface de Coffrage = 14.64 (m²)
- Acier HA 500
 - Poids total = 491.21 (kG)
 - Densité = 45.63 (kG/m³)
 - Diamètre moyen = 14.2 (mm)
 - Liste par diamètres:

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
6	18.22	4.05
12	126.14	112.03
16	237.60	375.14

7.2 JUSTIFICATION DES POTEAUX :

7.2.1 POTEAU P11 (90x160) – NIVEAU SOUS-SOL :

1 Niveau:

- Nom :
- Niveau de l'étage : ---
- Tenue au feu : 1 h
- Fissuration : préjudiciable
- Milieu : non agressif

2 Poteau: Column15

2.1 Caractéristiques des matériaux:

- Béton : $f_{c28} = 30.00$ (MPa) Poids volumique= 2501.36 (kG/m³)
- Armature longitudinale : type HA 500 $f_e = 500.00$ (MPa)
- Armature transversale : type HA 500 $f_e = 500.00$ (MPa)

2.2 Géométrie:

- 2.2.1 Rectangle 90.0 x 165.0 (cm)
- 2.2.2 Epaisseur de la dalle = 0.20 (m)
- 2.2.3 Sous dalle = 3.75 (m)
- 2.2.4 Sous poutre = 3.65 (m)
- 2.2.5 Enrobage = 4.0 (cm)

2.3 Hypothèses de calcul:

- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Dispositions sismiques : oui
- Poteau préfabriqué : non
- Tenue au feu : forfaitaire
- Prédimensionnement : non
- Prise en compte de l'élancement : oui
- Compression : simple

- Cadres arrêtés : sous plancher
- Plus de 50% des charges appliquées: : après 90 jours

2.4 Chargements:

Cas	Nature	Groupe	N (T)
ULS:STD/1=1*1.35 + 2*1.35		de calcul	15586.57
ULS:STD/2=1*1.00 + 2*1.00		de calcul	15434.50
ULS:STD/3=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50		de calcul	15805.30
ULS:STD/4=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.50		de calcul	15653.23
SLS:STD/1=1*1.00 + 2*1.00		cal.ELS	15434.50
SLS:STD/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00		cal.ELS	15580.32
W	de calc. acc.(self-weight)	15	492.83
Seisme +X	de calc. acc.(self-weight)	15	511.95
Seisme -X	de calc. acc.(self-weight)	15	500.82
Seisme +Y	de calc. acc.(self-weight)	15	539.69
Seisme -Y	de calc. acc.(self-weight)	15	449.31

2.5 Résultats théoriques:

2.5.1 Analyse de l'Elancement

	Lu (m)	K	λ
Direction Y:	3.30	0.70	4.85
Direction Z:	3.30	0.70	8.89

2.5.2 Analyse détaillée

$\lambda = \max(\lambda_y ; \lambda_z)$
 $\lambda = 8.89$
 $\lambda < 50$
 $\alpha = 0.85 / (1 + 0.2 * (\lambda / 35)^2) = 0.84$
 $Br = 1.43 \text{ (m}^2\text{)}$
 $A = 150.80 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $N_{ulim} = \alpha [Br * f_{c28} / (0.9 * \gamma_b) + A * f_{e / \gamma_s}] = 3288.67 \text{ (T)}$

2.5.3 Analyse ELS

Contraintes dans l'acier

Combinaison défavorable: SLS:STD/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 (A)

Efforts sectionnels:

$$N = 580.32 \text{ (T)} \quad M_y = 0.00 \text{ (daN*m)} \quad M_z = 0.00 \text{ (daN*m)}$$

$$\sigma_{slim} = 250.00 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{smax} = 49.89 \text{ (MPa)}$$

$$y = 9.9 \text{ (cm)}$$

$$z = 159.2 \text{ (cm)}$$

$$\sigma_{smin} = 49.89 \text{ (MPa)}$$

$$y = 9.9 \text{ (cm)}$$

$$z = 159.2 \text{ (cm)}$$

$$\sigma_{slim} / \sigma_s = 5.01$$

Contraintes dans le béton

Combinaison défavorable: SLS:STD/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 (A)

Efforts sectionnels:

$$N = 580.32 \text{ (T)} \quad M_y = 0.00 \text{ (daN*m)} \quad M_z = 0.00 \text{ (daN*m)}$$

$$\sigma_{clim} = 18.00 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{Cmax} = 3.33 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{Cmin} = 0.00 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{Clim}/\sigma_{Cmax} = 5.41$$

2.5.4 Ferrailage:

- Coefficients de sécurité
- global (Rd/Sd) = 4.08
- section d'acier réelle A = 150.80 (cm²)

2.6 Ferrailage:

Barres principales:

- 48 HA 500 20 l = 3.91 (m)

Armature transversale:

- 25 Cad HA 500 8 l = 4.94 (m)
e = 25*0.15 (m)
- 450 Ep HA 500 8 l = 1.72 (m)
e = 25*0.15 (m)
- 100 Ep HA 500 8 l = 0.97 (m)
e = 25*0.15 (m)

3 Quantitatif:

- Volume de Béton = 5.42 (m³)
- Surface de Coffrage = 18.62 (m²)
- Acier HA 500
 - Poids total = 856.24 (kG)
 - Densité = 157.97 (kG/m³)
 - Diamètre moyen = 9.9 (mm)
 - Liste par diamètres:

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
8	996.24	393.23
20	187.68	463.01

7.2.2 POTEAU P13 (60x60) – NIVEAU RDC :

1 Niveau:

- Nom :
- Niveau de l'étage : ---
- Tenue au feu : 1 h
- Fissuration : préjudiciable
- Milieu : non agressif

2 Poteau: Column200

2.1 Caractéristiques des matériaux:

- Béton : $f_{c28} = 30.00$ (MPa) Poids volumique= 2501.36 (kG/m³)
- Armature longitudinale : type HA 500 $f_e = 500.00$ (MPa)
- Armature transversale : type HA 500 $f_e = 500.00$ (MPa)

2.2 Géométrie:

- 2.2.1 Rectangle 60.0 x 60.0 (cm)
- 2.2.2 Epaisseur de la dalle = 0.20 (m)
- 2.2.3 Sous dalle = 4.60 (m)
- 2.2.4 Sous poutre = 4.05 (m)
- 2.2.5 Enrobage = 4.0 (cm)

2.3 Hypothèses de calcul:

- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Dispositions sismiques : oui
- Poteau préfabriqué : non
- Tenue au feu : forfaitaire
- Prédimensionnement : non
- Prise en compte de l'élanement : oui
- Compression : simple
- Cadres arrêtés : sous plancher
- Plus de 50% des charges appliquées: : après 90 jours

2.4 Chargements:

Cas	Nature	Groupe	N (T)	
ULS:STD/1=1*1.35 + 2*1.35		de calcul	200	434.01
ULS:STD/2=1*1.00 + 2*1.00		de calcul	200	321.49
ULS:STD/3=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50		de calcul	200	620.21
ULS:STD/4=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.50		de calcul	200	507.69
SLS:STD/1=1*1.00 + 2*1.00		cal.ELS	200	321.49
SLS:STD/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00		cal.ELS	200	445.62
W	de calc. acc.(self-weight)	200	371.14	
Seisme +X	de calc. acc.(self-weight)	200	392.16	
Seisme -X	de calc. acc.(self-weight)	200	357.41	
Seisme +Y	de calc. acc.(self-weight)	200	388.50	
Seisme -Y	de calc. acc.(self-weight)	200	364.20	

2.5 Résultats théoriques:

2.5.1 Analyse de l'Elancement

	Lu (m)	K	λ
Direction Y:	4.80	1.00	27.71
Direction Z:	4.80	1.00	27.71

2.5.2 Analyse détaillée

$\lambda = \max(\lambda_y; \lambda_z)$
 $\lambda = 27.71$
 $\lambda < 50$
 $\alpha = 0.85 / (1 + 0.2 * (\lambda / 35)^2) = 0.76$
 $Br = 0.34 \text{ (m}^2\text{)}$
 $A = 36.95 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $N_{ulim} = \alpha [Br * f_{ct} / (0.9 * \gamma_b) + A * f_{yk} / \gamma_s] = 699.47 \text{ (T)}$

2.5.3 Analyse ELS

Contraintes dans l'acier

Combinaison défavorable: SLS:STD/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 (A)

Efforts sectionnels:

$$N = 445.62 \text{ (T)} \quad M_y = 0.00 \text{ (daN*m)} \quad M_z = 0.00 \text{ (daN*m)}$$

$$\sigma_{slim} = 250.00 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{smax} = 157.79 \text{ (MPa)}$$

$$y = 5.7 \text{ (cm)}$$

$$z = 54.3 \text{ (cm)}$$

$$\sigma_{smin} = 157.79 \text{ (MPa)}$$

$$y = 5.7 \text{ (cm)}$$

$$z = 54.3 \text{ (cm)}$$

$$\sigma_{slim} / \sigma_s = 1.58$$

Contraintes dans le béton

Combinaison défavorable: SLS:STD/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 (A)

Efforts sectionnels:

$$N = 445.62 \text{ (T)} \quad M_y = 0.00 \text{ (daN*m)} \quad M_z = 0.00 \text{ (daN*m)}$$

$$\sigma_{clim} = 18.00 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{cmax} = 10.52 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{cmin} = 0.00 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{clim} / \sigma_{cmax} = 1.71$$

2.5.4 Ferrailage:

- Coefficients de sécurité
- global (Rd/Sd) = 1.13
- section d'acier réelle A = 36.95 (cm²)

2.6 Ferrailage:

Barres principales:

- 24 HA 500 14 l = 4.76 (m)

Armature transversale:

- 35 Cad HA 500 8 $l = 2.24$ (m)
 $e = 7 \cdot 0.11 + 16 \cdot 0.15 + 12 \cdot 0.11$ (m)
- 350 Ep HA 500 8 $l = 0.67$ (m)
 $e = 7 \cdot 0.11 + 16 \cdot 0.15 + 12 \cdot 0.11$ (m)

3 Quantitatif:

- Volume de Béton = 1.46 (m3)
- Surface de Coffrage = 9.72 (m2)
- Acier HA 500
 - Poids total = 262.00 (kG)
 - Densité = 179.70 (kG/m3)
 - Diamètre moyen = 9.6 (mm)
 - Liste par diamètres:

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
8	313.91	123.91
14	114.24	138.10

7.2.3 POTEAU P17 (55X55) – NIVEAU 3EME ET – DOUBLE HAUTEUR :

1 Niveau:

- Nom : Undefined
- Niveau de l'étage : ---
- Tenue au feu : 1 h
- Fissuration : préjudiciable
- Milieu : non agressif

2 Poteau: Column634

2.1 Caractéristiques des matériaux:

- Béton : $f_{c28} = 30.00$ (MPa) Poids volumique= 2501.36 (kG/m3)
- Armature longitudinale : type HA 500 $f_e = 500.00$ (MPa)
- Armature transversale : type HA 500 $f_e = 500.00$ (MPa)

2.2 Géométrie:

- 2.2.1 Rectangle 55.0 x 55.0 (cm)
- 2.2.2 Epaisseur de la dalle = 0.00 (m)
- 2.2.3 Sous dalle = 7.80 (m)
- 2.2.4 Sous poutre = 6.30 (m)
- 2.2.5 Enrobage = 4.0 (cm)

2.3 Hypothèses de calcul:

- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Dispositions sismiques : oui
- Poteau préfabriqué : non
- Tenue au feu : forfaitaire
- Prédimensionnement : non

- Prise en compte de l'élanement : oui
- Compression : avec flexion
- Cadres arrêtés : sous plancher
- Plus de 50% des charges appliquées: : après 90 jours

2.4 Chargements:

Cas	Nature	Groupe	N (T)	Fy (T)	Fz (T)	My (daN*m)	Mz (daN*m)
ULS:STD/1=1*1.35 + 2*1.35 3038.58		de calcul	634	212.58	-1.71	2.67	5778.62
ULS:STD/2=1*1.00 + 2*1.00 2250.80		de calcul	634	157.47	-1.26	1.98	4280.46
ULS:STD/3=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50 5546.16		de calcul	634	300.70	-3.07	3.98	8193.78
ULS:STD/4=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.50 4758.38		de calcul	634	245.58	-2.63	3.29	6695.62
SLS:STD/1=1*1.00 + 2*1.00 2250.80		cal.ELS	634	157.47	-1.26	1.98	4280.46
SLS:STD/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 3922.52		cal.ELS	634	216.21	-2.17	2.85	5890.57
W de calc. acc.(self-weight)		634	180.96	-1.63	2.33	4924.51	2919.49
Seisme +X de calc. acc.(self-weight)		634	198.31	-7.80	-0.57	10805.99	-10516.21
Seisme -X de calc. acc.(self-weight)		634	168.70	-2.37	4.68	425.14	1497.53
Seisme +Y de calc. acc.(self-weight)		634	193.89	-13.97	0.62	8785.17	-23645.34
Seisme -Y de calc. acc.(self-weight)		634	176.92	9.08	2.46	4178.10	25880.19

2.5 Résultats théoriques:

Les exigences pour la méthode utilisée n'ont pas été satisfaites : Eccentricity $e_0 < 0.1h$

Le poteau ne satisfait pas les normes de la tenue au feu. Les exigences pour la méthode utilisée n'ont pas été satisfaites : Calculations with bending considered.

2.5.1 Analyse à l'ELU

Combinaison défavorable: Seisme +Y (C)

Efforts sectionnels:

Nsd = 193.89 (T) Msdy = 5851.23 (daN*m) Msdz = -27114.31 (daN*m)

Efforts de dimensionnement:

section centrale du poteau

N = 193.89 (T) N*etotz = 18869.54 (daN*m) N*etoty = -43840.33 (daN*m)

Excentrement:	ez (My/N)	ey (Mz/N)
statique	e0: 3.1 (cm)	-14.3 (cm)
due au montage	ea: 0.0 (cm)	2.0 (cm)
II genre	e2: 6.8 (cm)	6.8 (cm)
total	etot: 9.9 (cm)	-23.1 (cm)

2.5.1.1. Analyse détaillée-Direction Y:

2.5.1.1.1 Analyse de l'Elancement

Structure sans possibilité de translation

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
7.80	7.80	49.13	28.74	Poteau élancé

$\lambda > \lambda_{lim}$
49.13 > 28.74

$$\lambda_{lim} = \max \left\{ 25; \frac{15}{\sqrt{\nu_u}} \right\} \quad \nu_u = \frac{|N_{sd}|}{A_c \cdot f_{cd}} \quad 4.3.5.3.5(2)$$

$$\lambda > \lambda_{crit}$$

49.13 > 45.87 prise en compte de l'influence de l'élancement

$$\lambda_{crit} = 25 \cdot \left(2 - \frac{e_{01}}{e_{02}}\right), \quad |e_{02}| \geq |e_{01}| \quad (4.62)$$

2.5.1.1.2 Analyse de flambement

M2 = 8785.17 (daN*m) M1 = 1450.32 (daN*m) Mmid = 5851.23 (daN*m)
 Cas: section centrale du poteau, prise en compte de l'influence de l'élancement
 $e_0 = e_e = 0.6 \cdot e_{02} + 0.4 \cdot e_{01} = 3.1$ (cm)
 $e_{emin} = 0.4 \cdot e_{02}$
 $e_a = 0$
 $e_2 = K_1 \cdot l_0^2 / 10 \cdot (1/r) = 6.8$ (cm)
 $K_1 = 1.00$
 $1/r = 2 \cdot K_2 \cdot f_{yd} / (0.9 \cdot d \cdot E_s) = 0.01$
 $K_2 = 1.00$
 $d = 49.4$ (cm)
 $E_s = 200000.00$ (MPa)
 $f_{yd} = 500.00$ (MPa)
 $e_{tot} = e_0 + e_a + e_2 = 9.9$ (cm)

2.5.1.2. Analyse détaillée-Direction Z:

2.5.1.2.1 Analyse de l'Elancement

Structure sans possibilité de translation

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
7.80	7.80	49.13	28.74	Poteau élancé

$$\lambda > \lambda_{lim}$$

49.13 > 28.74

$$\lambda_{lim} = \max \left\{ 25; \frac{15}{\sqrt{\nu_u}} \right\} \quad \nu_u = \frac{|N_{sd}|}{A_c \cdot f_{cd}} \quad 4.3.5.3.5(2)$$

$$\lambda > \lambda_{crit}$$

49.13 > 29.91 prise en compte de l'influence de l'élancement

$$\lambda_{crit} = 25 \cdot \left(2 - \frac{e_{01}}{e_{02}}\right), \quad |e_{02}| \geq |e_{01}| \quad (4.62)$$

2.5.1.2.2 Analyse de flambement

M2 = -23645.34 (daN*m) M1 = -29426.95 (daN*m) Mmid = -27114.31 (daN*m)
 Cas: section centrale du poteau, prise en compte de l'influence de l'élancement
 $e_0 = e_e = 0.6 \cdot e_{02} + 0.4 \cdot e_{01} = -14.3$ (cm)
 $e_{emin} = 0.4 \cdot e_{02}$
 $e_a = \nu \cdot l_0 / 2 = 2.0$ (cm)
 $\nu = 1 / (100 \cdot h^2 (1/2)) = 0.01$
 $h = 31.20$ (m)
 $\nu > 1 / 200$
 $e_2 = K_1 \cdot l_0^2 / 10 \cdot (1/r) = 6.8$ (cm)
 $K_1 = 1.00$
 $1/r = 2 \cdot K_2 \cdot f_{yd} / (0.9 \cdot d \cdot E_s) = 0.01$
 $K_2 = 1.00$
 $d = 49.4$ (cm)
 $E_s = 200000.00$ (MPa)
 $f_{yd} = 500.00$ (MPa)
 $e_{tot} = e_0 + e_a + e_2 = -23.1$ (cm)

2.5.2 Analyse ELS

Contraintes dans l'acier

Combinaison défavorable: SLS:STD/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 (B)

Efforts sectionnels:

$$N = 216.21 \text{ (T)} \quad M_y = -6130.63 \text{ (daN*m)} \quad M_z = -5235.26 \text{ (daN*m)}$$

$$\sigma_{slim} = 250.00 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{smax} = 132.09 \text{ (MPa)}$$

$$y = 5.7 \text{ (cm)}$$

$$z = 49.3 \text{ (cm)}$$

$$\sigma_{smin} = 50.33 \text{ (MPa)}$$

$$y = 49.3 \text{ (cm)}$$

$$z = 5.7 \text{ (cm)}$$

$$\sigma_{slim}/\sigma_s = 1.89$$

Contraintes dans le béton

Combinaison défavorable: SLS:STD/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 (B)

Efforts sectionnels:

$$N = 216.21 \text{ (T)} \quad M_y = -6130.63 \text{ (daN*m)} \quad M_z = -5235.26 \text{ (daN*m)}$$

$$\sigma_{clim} = 18.00 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{cmax} = 9.52 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{cmin} = 0.00 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{clim}/\sigma_{cmax} = 1.89$$

2.5.3 Ferrailage:

- Coefficients de sécurité
- global (Rd/Sd) = 1.14
- section d'acier réelle A = 30.79 (cm²)

2.6 Ferrailage:

Barres principales:

- 20 HA 500 14 l = 7.76 (m)

Armature transversale:

- 71 Cad HA 500 8 l = 2.04 (m)
e = 71*0.11 (m)
- 568 Ep HA 500 8 l = 0.62 (m)
e = 71*0.11 (m)

3 Quantitatif:

- Volume de Béton = 1.91 (m³)
- Surface de Coffrage = 13.86 (m²)
- Acier HA 500
 - Poids total = 384.40 (kG)
 - Densité = 201.71 (kG/m³)
 - Diamètre moyen = 9.4 (mm)
 - Liste par diamètres:

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
8	498.57	196.80
14	155.20	187.61

7.3 JUSTIFICATION D'UN VOILE DE CONTREVENTEMENT - VOILE Vc7:

1 Niveau:

- Nom :
- Niveau de l'étage : supérieur 0.00 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : non agressif

2 Voile: Wall923

2.1 Caractéristiques des matériaux:

- Béton : $f_{c28} = 30.00$ (MPa) Densité = 2501.36 (kG/m³)
- Armature longitudinale : type HA 500 $f_e = 500.00$ (MPa)
- Armature transversale : type HA 500 $f_e = 500.00$ (MPa)
- Age du béton au chargement : 28
- Coefficient de comportement: $q = 2.50$

2.2 Géométrie:

Nom:

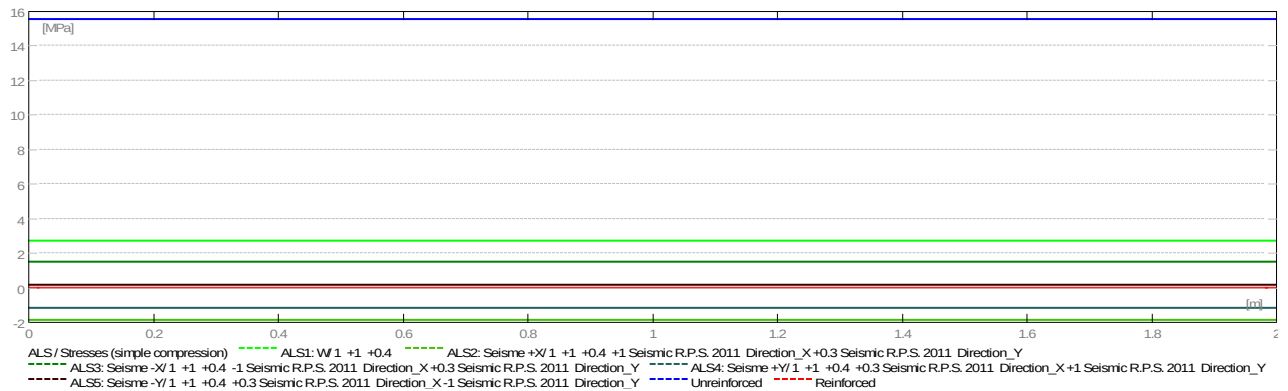
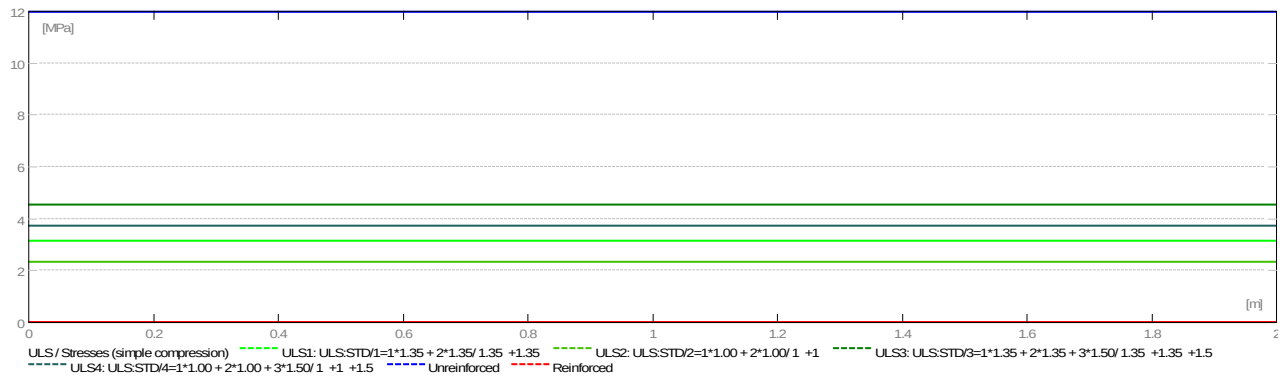
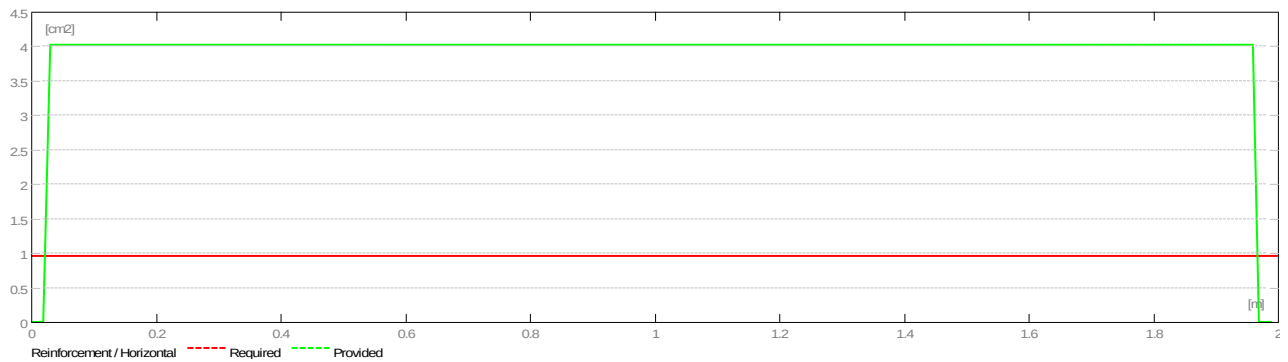
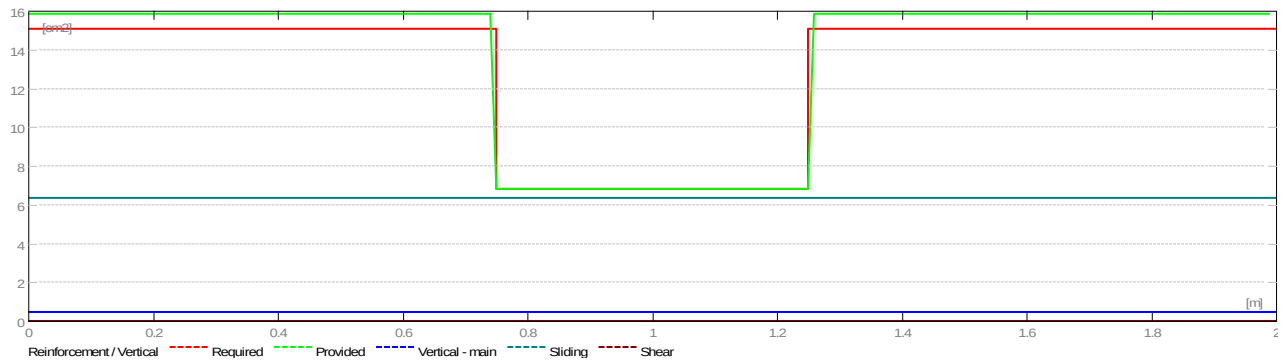
Longueur:	2.00 (m)
Epaisseur:	0.30 (m)
Hauteur:	3.80 (m)
Hauteur de la couronne:	0.00 (m)
Appui vertical:	deux bords
Conditions aux appuis:	plancher aboutissant de deux côtés

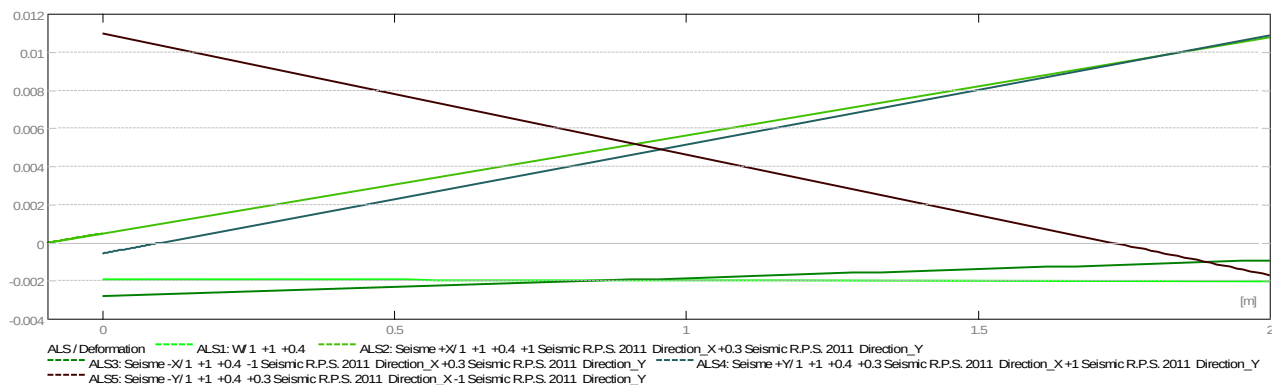
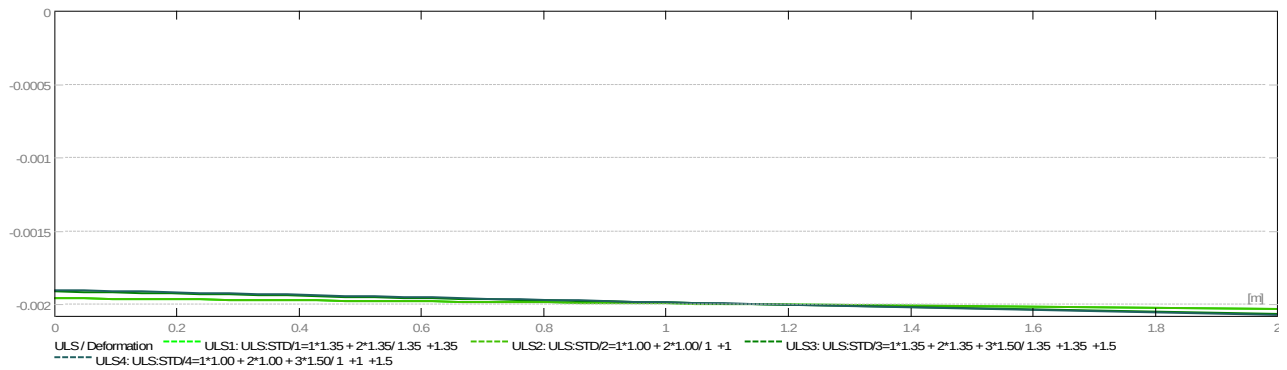
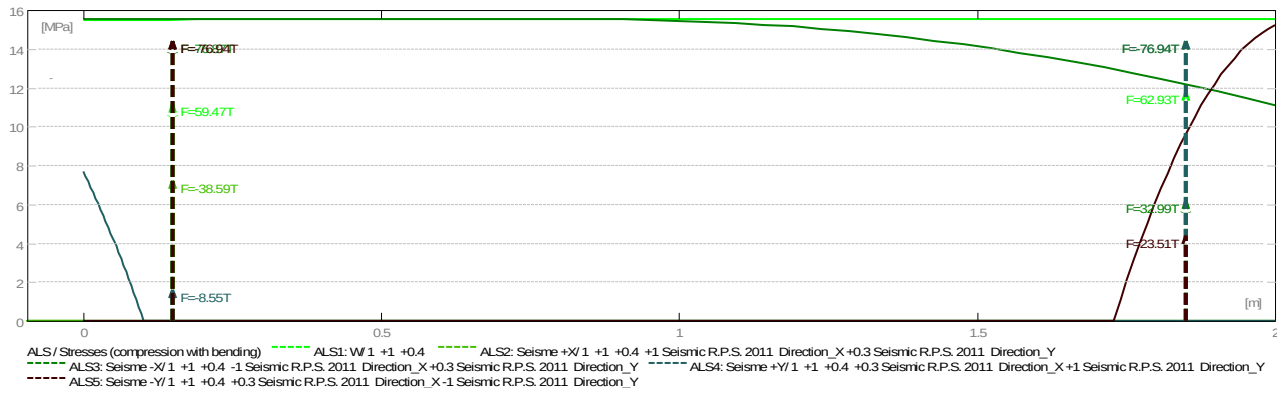
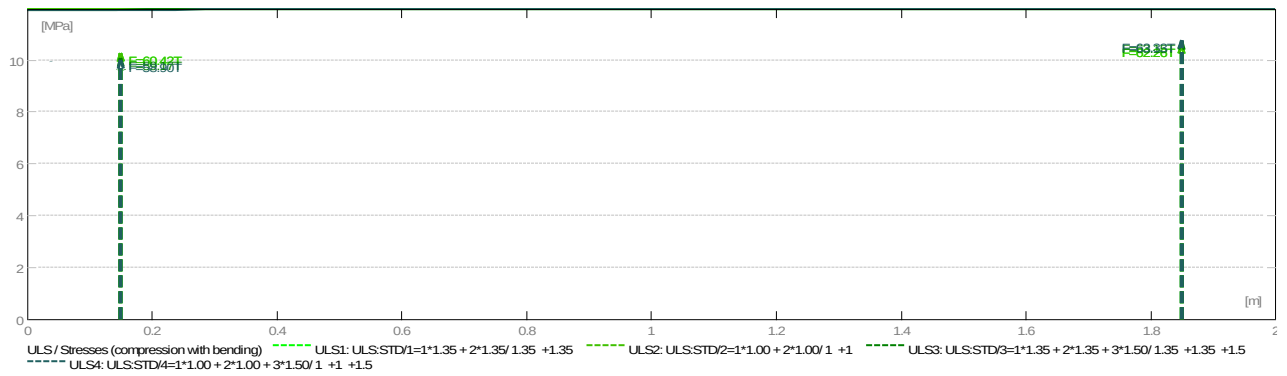
2.3 Hypothèses de calcul:

Calculs suivant :	BAEL 91 mod. 99
Enrobage :	4.0 (cm)

2.4 Résultats théoriques:

2.4.1 Diagrammes





2.4.2 Résultats théoriques - détaillés:

2.4.2.1 Combinaisons

2.4.2.1.1 Sollicitations ELU

ELU.1	-	ULS:STD/1=1*1.35 + 2*1.35/ 1.35 +1.35
ELU.2	-	ULS:STD/2=1*1.00 + 2*1.00/ 1 +1
ELU.3	-	ULS:STD/3=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50/ 1.35 +1.35 +1.5
ELU.4	-	ULS:STD/4=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.50/ 1 +1 +1.5

2.4.2.1.2 Interactions en ACC

	ACC.1	-	W/ 1 +1 +0.4
Direction_Y	ACC.2	-	Seisme +X/ 1 +1 +0.4 +1 Seismic R.P.S. 2011 Direction_X +0.3 Seismic R.P.S. 2011
Direction_Y	ACC.3	-	Seisme -X/ 1 +1 +0.4 -1 Seismic R.P.S. 2011 Direction_X +0.3 Seismic R.P.S. 2011
Direction_Y	ACC.4	-	Seisme +Y/ 1 +1 +0.4 +0.3 Seismic R.P.S. 2011 Direction_X +1 Seismic R.P.S. 2011
Direction_Y	ACC.5	-	Seisme -Y/ 1 +1 +0.4 +0.3 Seismic R.P.S. 2011 Direction_X -1 Seismic R.P.S. 2011

2.4.2.2 Longueur de flambement

$L_f = 3.23$ (m)
 $L_f_{rnf} = 3.04$ (m)
 $L_f = 0.93$ (m)
 $L_f_{rnf} = 0.70$ (m)

2.4.2.3 Elancement

$\lambda = 10.78$
 $\lambda_{rnf} = 8.08$
 $\lambda_{seism} = 11.55$
 $\lambda_{seism_{rnf}} = 8.66$

2.4.2.4 Coefficient α

$\alpha/\alpha_1 = 1,1$ (Age du béton au chargement :28)
 $\alpha = 0.58$
 $\alpha_{rnf} = 0.76$
 $\alpha_{seism} = 0.57$
 $\alpha_{seism_{rnf}} = 0.76$

2.4.2.5 Résistance du voile non armé

$\sigma_{ulim} = 11.95$ (MPa)
 $\sigma_{ulim_{seism}} = 15.53$ (MPa)

2.4.2.6 Armatures réparties

Combinaison dimensionnante: ELU 3

$N_{umax} = 138.36$ (T/m)
 $\sigma_{umax} = 4.52$ (MPa)
 $N_{ulim} = 365.49$ (T/m)
 $\sigma_{ulim} = 11.95$ (MPa)

$N_{umax} < N_{ulim} \Rightarrow$ Voile non armé
 138.36 (T/m) < 365.49 (T/m)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$N_{umax} = 82.55$ (T/m)
 $\sigma_{umax} = 2.70$ (MPa)
 $N_{ulim} = 474.96$ (T/m)
 $\sigma_{ulim} = 15.53$ (MPa)

$N_{umax} < N_{ulim} \Rightarrow$ Voile non armé
 82.55 (T/m) < 474.96 (T/m)

2.4.2.7 Armatures de bord

2.4.2.7.1 Bord gauche

2.4.2.7.1.1 Raidisseur en flexion composé

Af L = 15.08 (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.4.2.7.1.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$\rho = 0,001 \cdot q \cdot \sigma_i / \sigma_{ulim}$

$\sigma_i = 15.52$ (MPa)

$\sigma_{ulim} = 15.53$ (MPa)

bf = 1.00 (m)

AfL min = 7.50 (cm²)

2.4.2.7.1.3 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur: d'

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$\sigma_i = 15.52$ (MPa)

$\sigma_{ulim} = 15.53$ (MPa)

d' = 0.75 (m)

2.4.2.7.2 Bord droit

2.4.2.7.2.1 Raidisseur en flexion composé

Af R = 15.08 (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.4.2.7.2.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$\rho = 0,001 \cdot q \cdot \sigma_i / \sigma_{ulim}$

$\sigma_i = 15.53$ (MPa)

$\sigma_{ulim} = 15.53$ (MPa)

bf = 1.00 (m)

AfRmin = 7.50 (cm²)

2.4.2.7.2.4 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur: d'

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$\sigma_i = 15.53$ (MPa)

$\sigma_{ulim} = 15.53$ (MPa)

d' = 0.75 (m)

2.4.2.8 Cisaillement (BAEL91 A5.1,23) (PS92 11.821.3)

Armatures horizontales

Combinaison dimensionnante-ELU: ELU 3

Vu = 8.02 (T)

$\tau = 0.15$ (MPa)

Ah = 0.00 (cm²/m)

Combinaison dimensionnante-ACC: ACC 4

Vu = 8.95 (T)

V* = 15.67 (T)

$\tau^* = 0.32$ (MPa)

$\tau_{lim} = 1.20$ (MPa)

$\alpha_V = 2.21$

Ath = 0.00 (cm²/m)

Armatures verticales

Combinaison dimensionnante: ACC 2

Vu = 6.46 (T)

V* = 11.31 (T)

$\tau^* = 0.23$ (MPa)

$\tau_{lim} = 1.20$ (MPa)

$\alpha_V = 1.44$

Atv = 0.00 (cm²/m)

2.4.2.9 Glissement (PS92 11.821.3)

Combinaison dimensionnante: ACC 2

Vu = 6.46 (T)

V* = 11.31 (T)

x = 0.00 (m)

$\alpha_R = 0.00$

Fb = $\alpha_R \cdot x \cdot \sigma_{ulim} \cdot a = 0.00$ (T)

ftj = 2.40 (MPa)
At = 6.34 (cm²/m)

2.5 Ferrailage:

Armatures verticales:

Zone	X1	Quantité	Acier	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Espacement (m)
X0	(m)					
0.75	1.25	6	HA 500	10.0	4.28	0.23

X0 - Début de la zone
X1 - Fin de la zone

Armatures horizontales:

Type	Quantité	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Espacement (m)	Forme
droit	30	HA 500	8.0	1.92	0.00	0.00	0.25	

Epingles:

Quantité	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
24	HA 500	8.0	0.23	0.00	0.00	00

Armature de bord (Af):

	Quantité	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C	Forme
Armatures longitudinales - gauche	14	HA 500	12.0	4.36	0.00	0.00	
Armatures longitudinales - droite	14	HA 500	12.0	4.36	0.00	0.00	
Armature transversale - gauche	38	HA 500	8.0	0.20	0.65	0.20	31
Armature transversale - droite	38	HA 500	8.0	0.20	0.65	0.20	31
Épingles - gauche	152	HA 500	8.0	0.20	0.00	0.00	00
Épingles - droite	152	HA 500	8.0	0.20	0.00	0.00	00

3 Quantitatif:

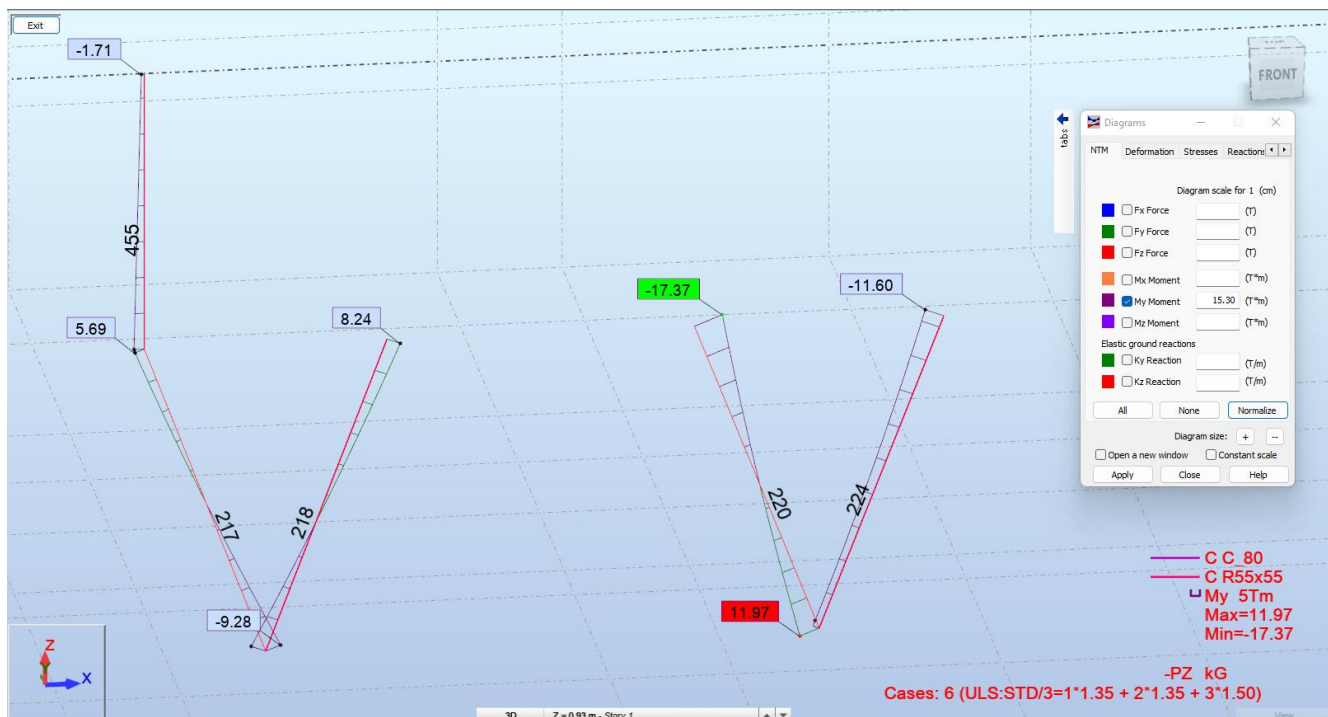
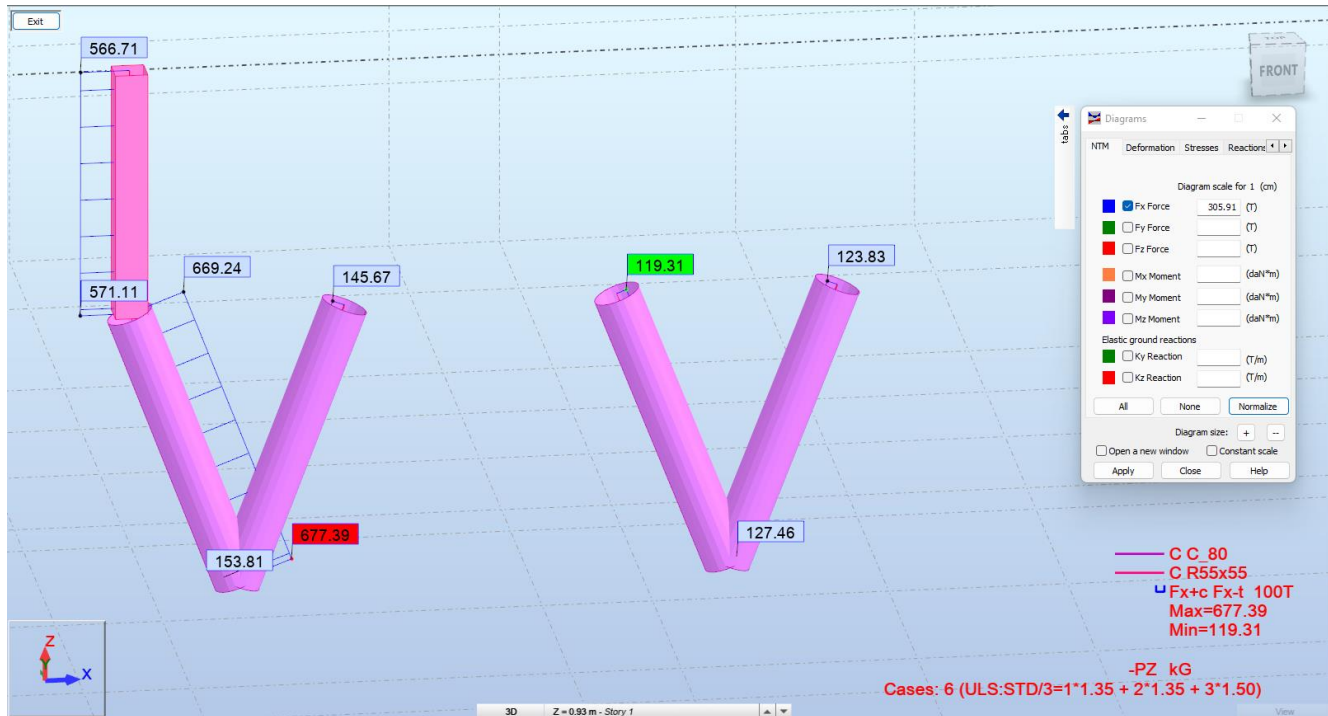
- Volume de Béton = 2.28 (m³)
- Surface de Coffrage = 17.48 (m²)
- Acier HA 500
 - Poids total = 249.65 (kG)
 - Densité = 109.49 (kG/m³)
 - Diamètre moyen = 9.2 (mm)
- Liste par diamètres:

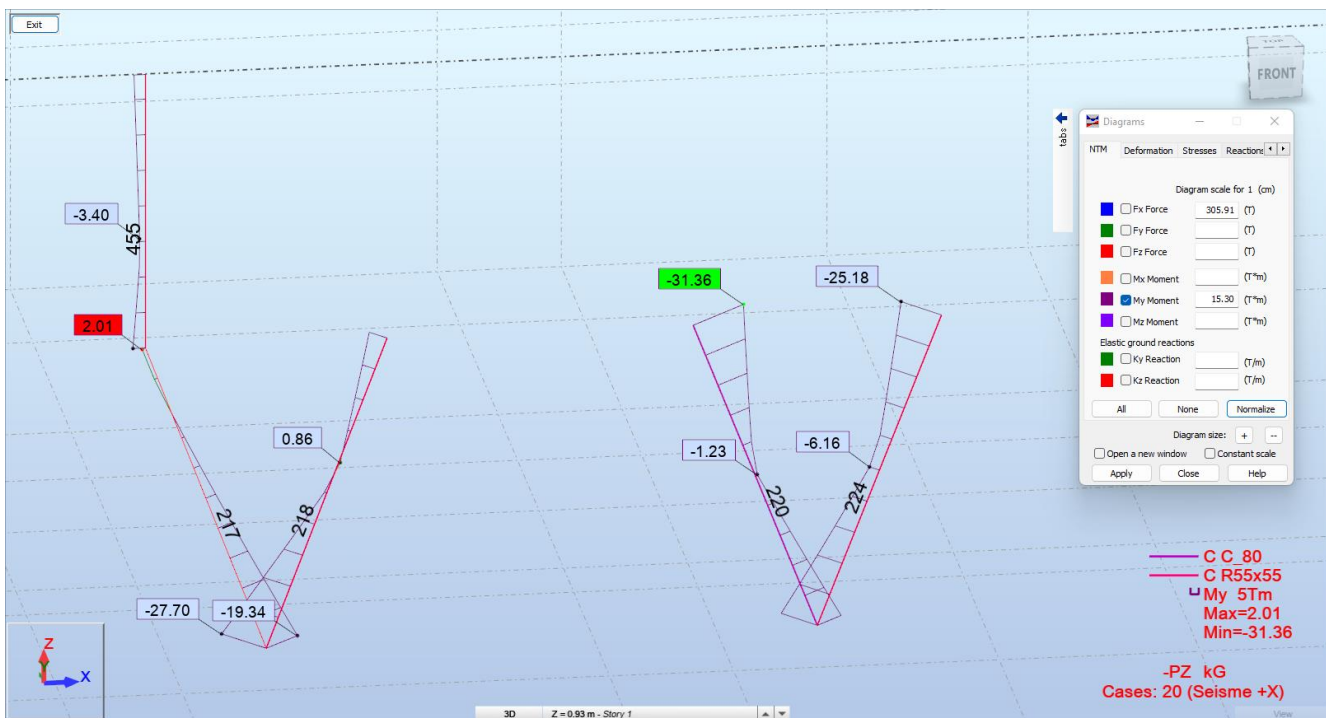
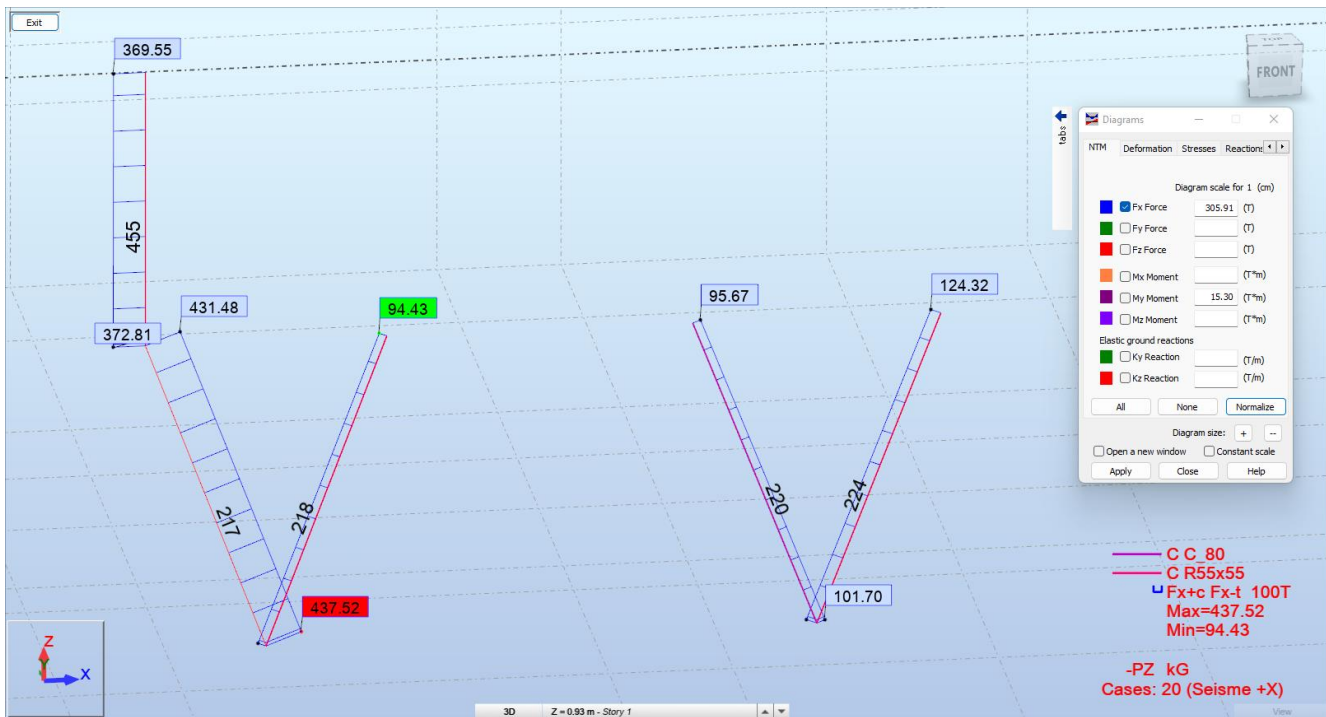
Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
8	317.55	125.34
10	25.68	15.84
12	122.13	108.47

7.4 JUSTIFICATION DES ELEMENTS INCLINES :

7.4.1 POTEAUX EN V EN FAÇADE :

On note les captures d'écrans suivantes tirées du modèle de calcul.





Pour le calcul des poteaux circulaires inclinés, nous considérons un poteau carré de surface égale, soit un poteau carré de 70 cm de côté à considérer.

On considère le calcul du poteau le moins chargé, celui-ci favorisant l'effet de flexion composée dans le poteau.

Calcul de Section en Flexion Composée

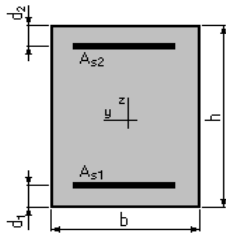
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 70.0$ (cm)

$h = 70.0$ (cm)

$d_1 = 4.0$ (cm)

$d_2 = 4.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	1270.00	180.00
2.	ELA	960.00	310.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 24.5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 24.5$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 49.0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 245.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 1.00$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 1.00$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 1270.00 (kN) M = 180.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	5.39	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 61.9$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 41.3$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 0.23$ (‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3.50$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		

tendue: $\sigma_s = 46.7$ (MPa) comprimée: $\sigma'_s = 434.8$ (MPa)

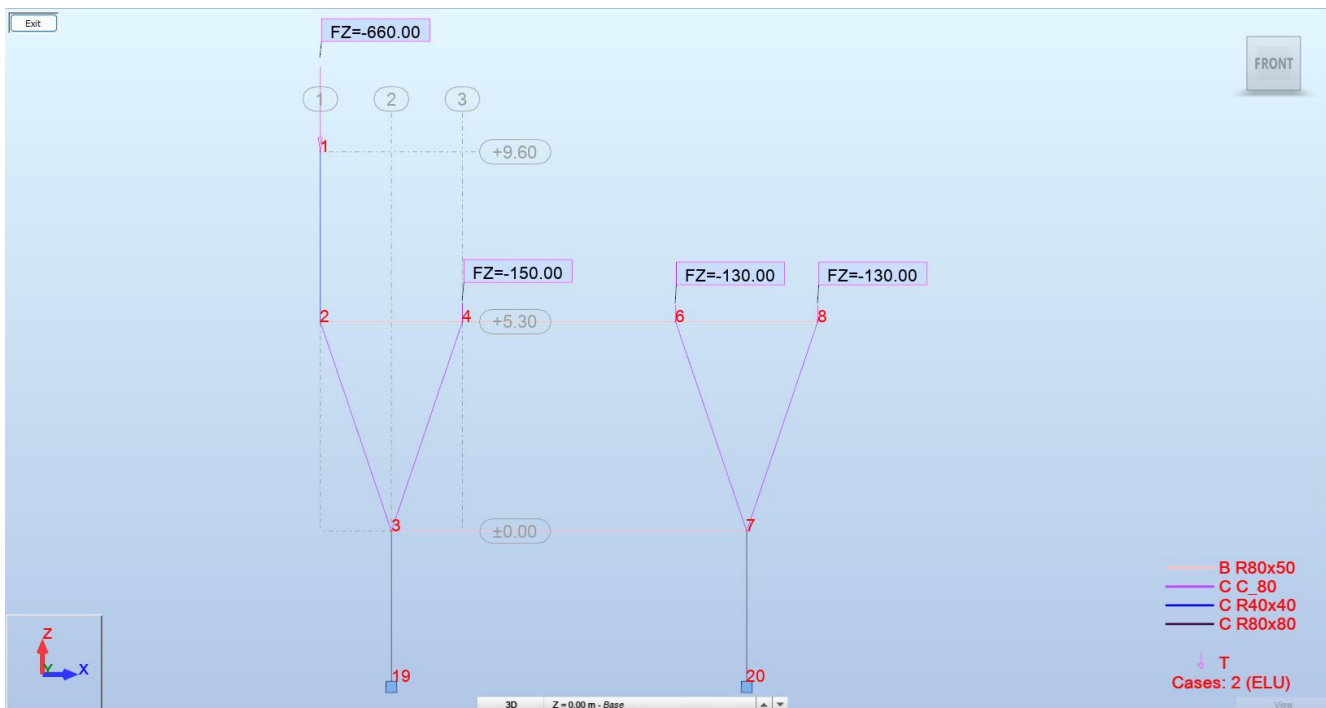
Cas N° 2: Type ELA N = 960.00 (kN) M = 310.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5.36 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 40.4$ (cm)
Bras de levier: $Z = 49.9$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 2.22$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)
Contrainte de l'acier:

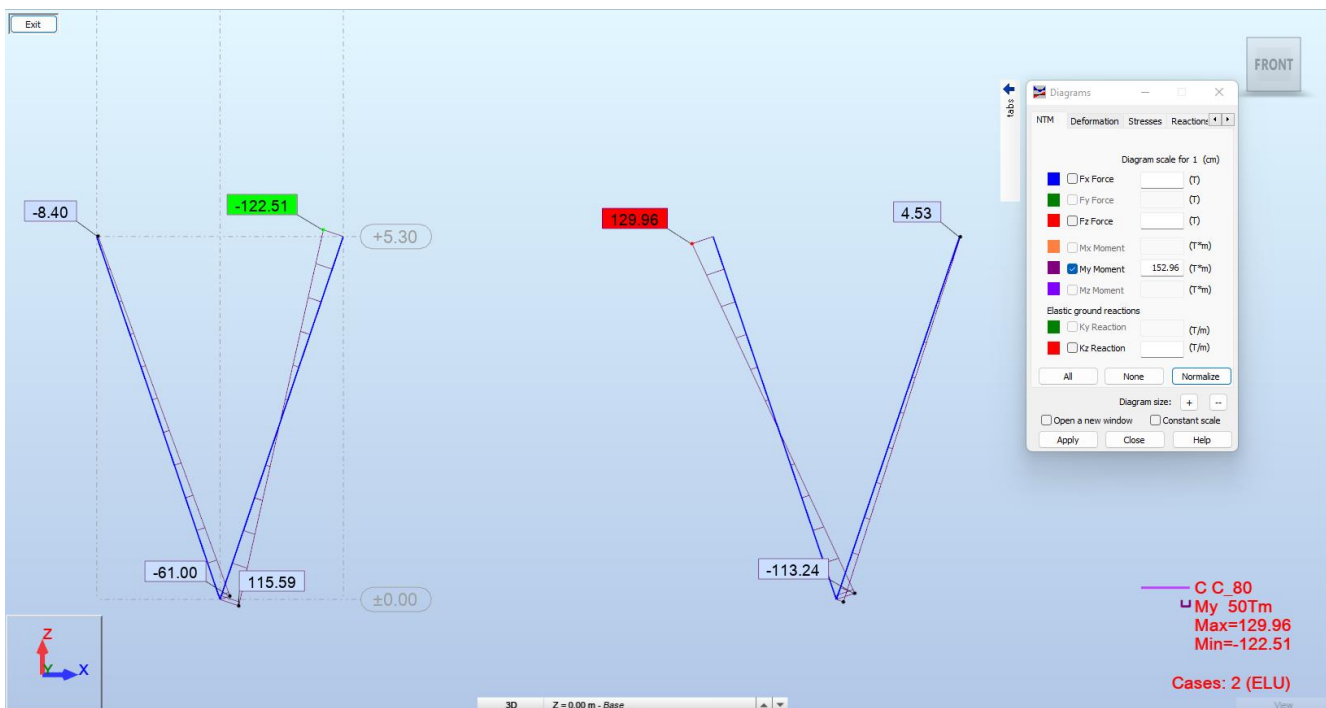
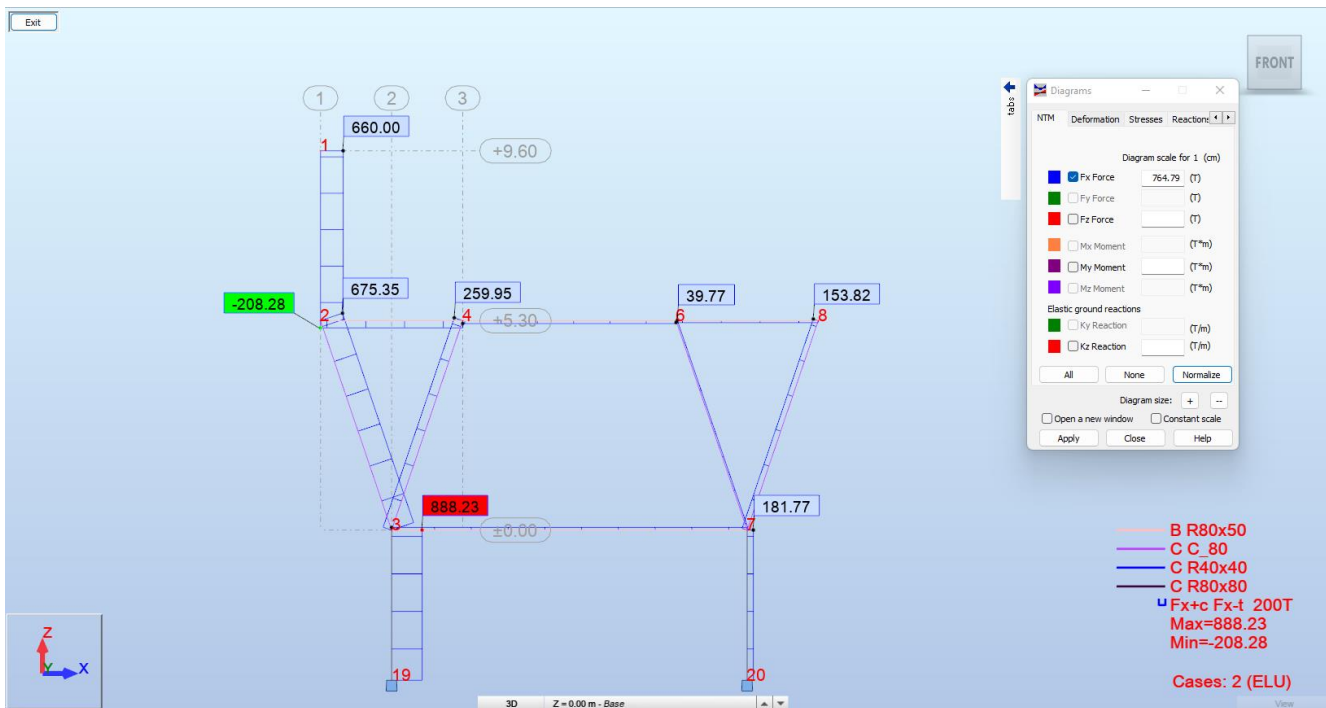
tendue: $\sigma_s = 444.5$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 500.0$ (MPa)

On conclut que les effets géométriques d'inclinaisons des poteaux sont repris en parties par les éléments porteurs adjacents (poutres et dalles) et réduisent les efforts et sollicitations internes dans les poteaux.

Par soucis de sécurité, nous allons considérer que les poteaux inclinés reprennent l'ensemble des efforts induits par l'inclinaison. Un 2^{ème} modèle de calcul supplémentaire a été établi à cet effet ne considérant que les poteaux inclinés en V avec les poutres maîtresses support et en appliquant l'effort normal ELU déduit du modèle principal.



On note les sollicitations suivantes tirées du 2^{ème} modèle de calcul.



On conclut que l'effort normal de dimensionnement initial garde le même ordre de grandeur tandis que le moment interne du 2^{ème} modèle est ~ 10 fois plus grand.

Avec les nouvelles sollicitations pour la même section carrée du poteau nous concluons la section d'armatures à mettre en place justifiées ci-après.

Calcul de Section en Flexion Composée

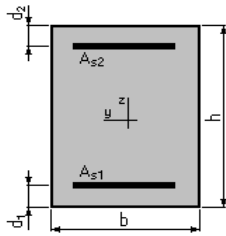
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 70.0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 70.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 4.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 4.0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	390.00	1300.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 44.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 44.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 49.0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \max} = 245.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 1.80$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 1.00$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

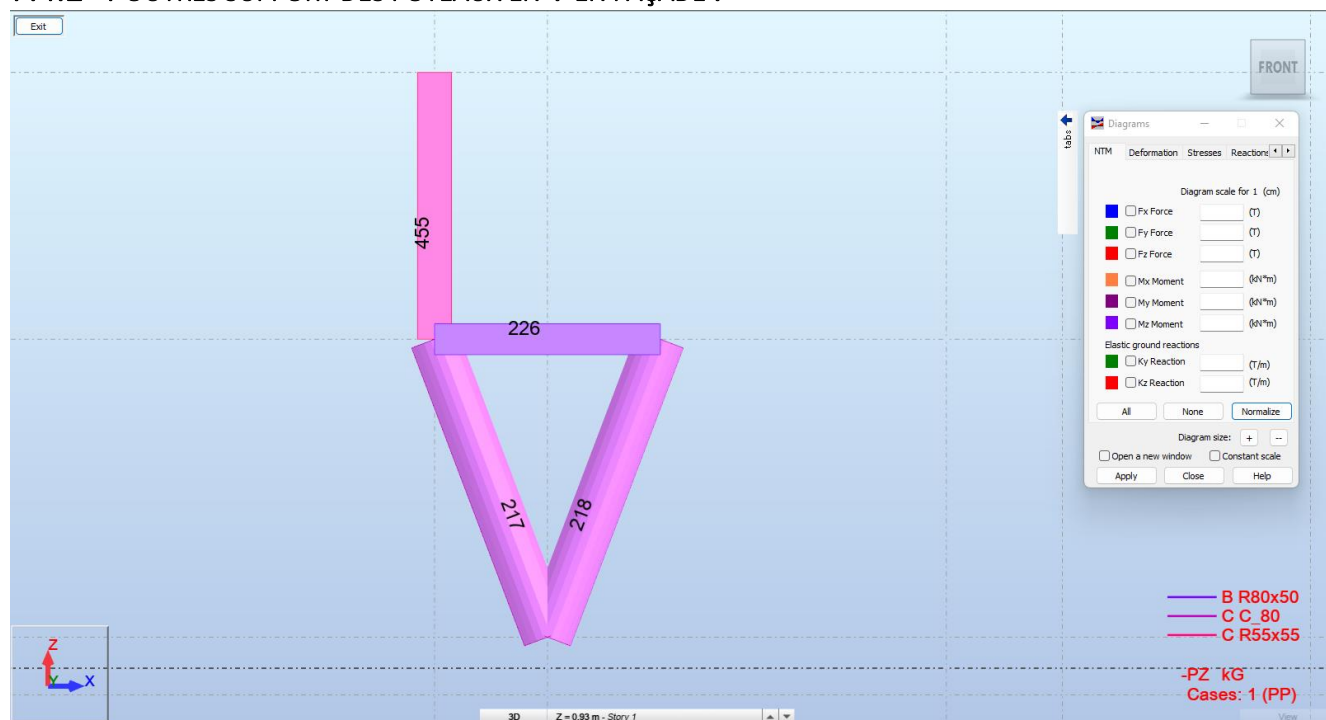
Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 390.00 (kN) M = 1300.00 (kN*m)

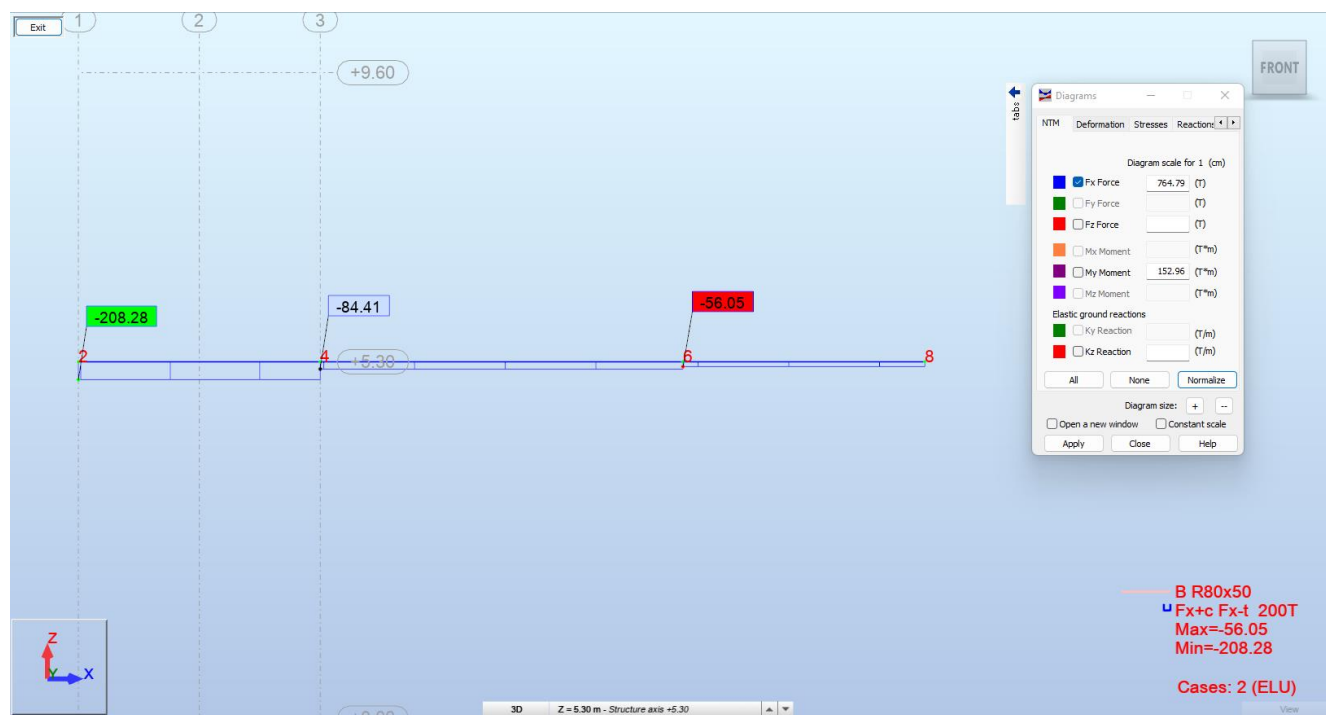
Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 11.5$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 61.4$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 2.11$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		

tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa) comprimée: $\sigma'_s = 274.9$ (MPa)

7.4.2 POUTRES SUPPORT DES POTEaux EN V EN FAÇADE :



La



D'après le calcul suivant le modèle principal, nous avons constaté que l'effet de traction dans la poutre est diffusé dans les éléments plans (dalles adjacentes). Le calcul prendra en considération la traction tirée du 2^{ème} modèle de calcul (voir photo ci-haut).

1 Niveau:

- Nom : Undefined
- Niveau de l'étage : ---
- Tenue au feu : 1 h
- Fissuration : préjudiciable
- Milieu : non agressif

2 Poutre: Beam226 identiques: 1

Nombre d'éléments

2.1 Caractéristiques des matériaux:

- Béton : $f_{c28} = 30.00$ (MPa) Densité = 2501.36 (kG/m³)
- Armature longitudinale : type HA 500 $f_e = 500.00$ (MPa)
- Armature transversale : type HA 500 $f_e = 500.00$ (MPa)
- Armature additionnelle: : type HA 500 $f_e = 500.00$ (MPa)

2.2 Géométrie:

2.2.1	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	P1	Travée	0.80	2.84	0.80

Section de 0.00 à 2.84 (m)
80.0 x 50.0 (cm)
Pas de plancher gauche
Pas de plancher droit

2.3 Hypothèses de calcul:

- Règlement de la combinaison : BAEL 91
- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Dispositions sismiques : oui
- Poutres préfabriquées : non
- Enrobage : Aciers inférieurs $c = 4.0$ (cm)
: latéral $c_1 = 4.0$ (cm)
: supérieur $c_2 = 4.0$ (cm)
- Tenue au feu : forfaitaire
- Coefficient de redistribution des moments sur appui : 0.80
- Ancrage du ferrailage inférieur:
 - appuis de rive (gauche) : Auto
 - appuis de rive (droite) : Auto
 - appuis intermédiaires (gauche) : Auto
 - appuis intermédiaires (droite) : Auto

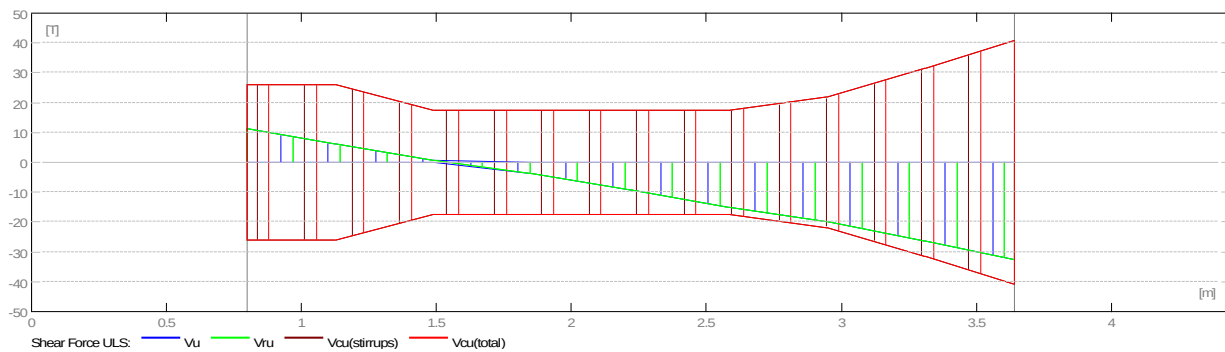
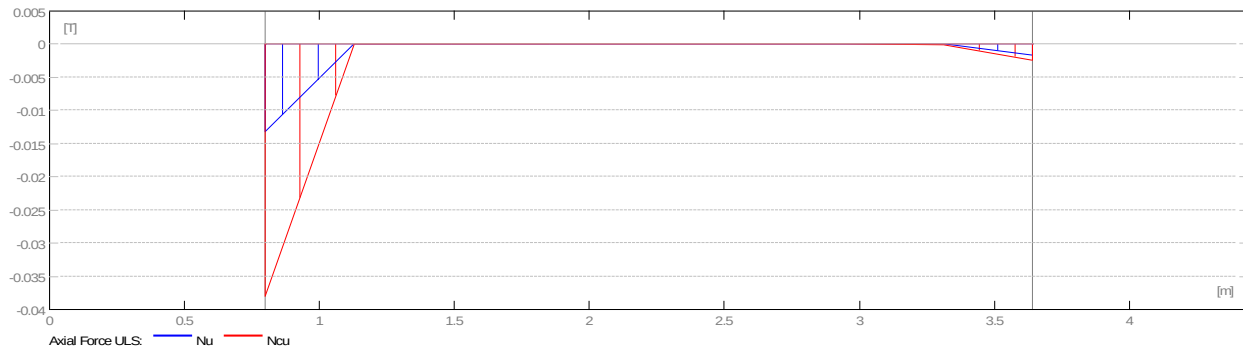
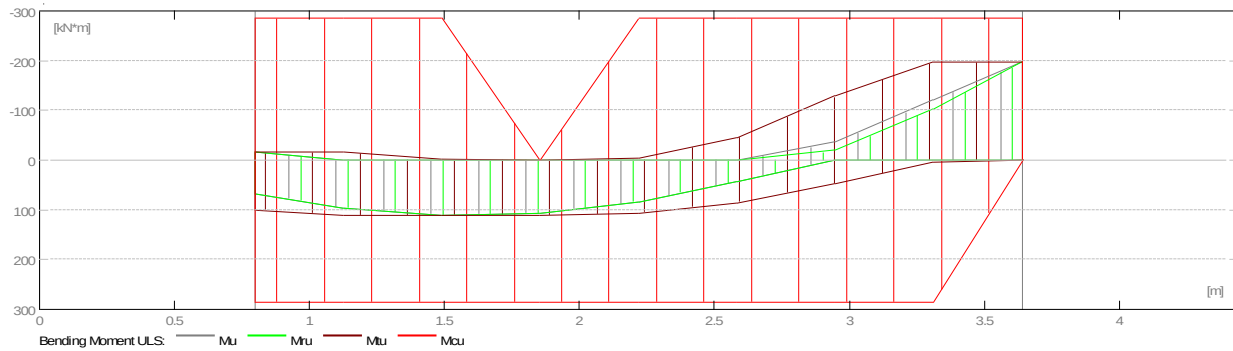
2.4 Chargements:

2.5 Résultats théoriques:

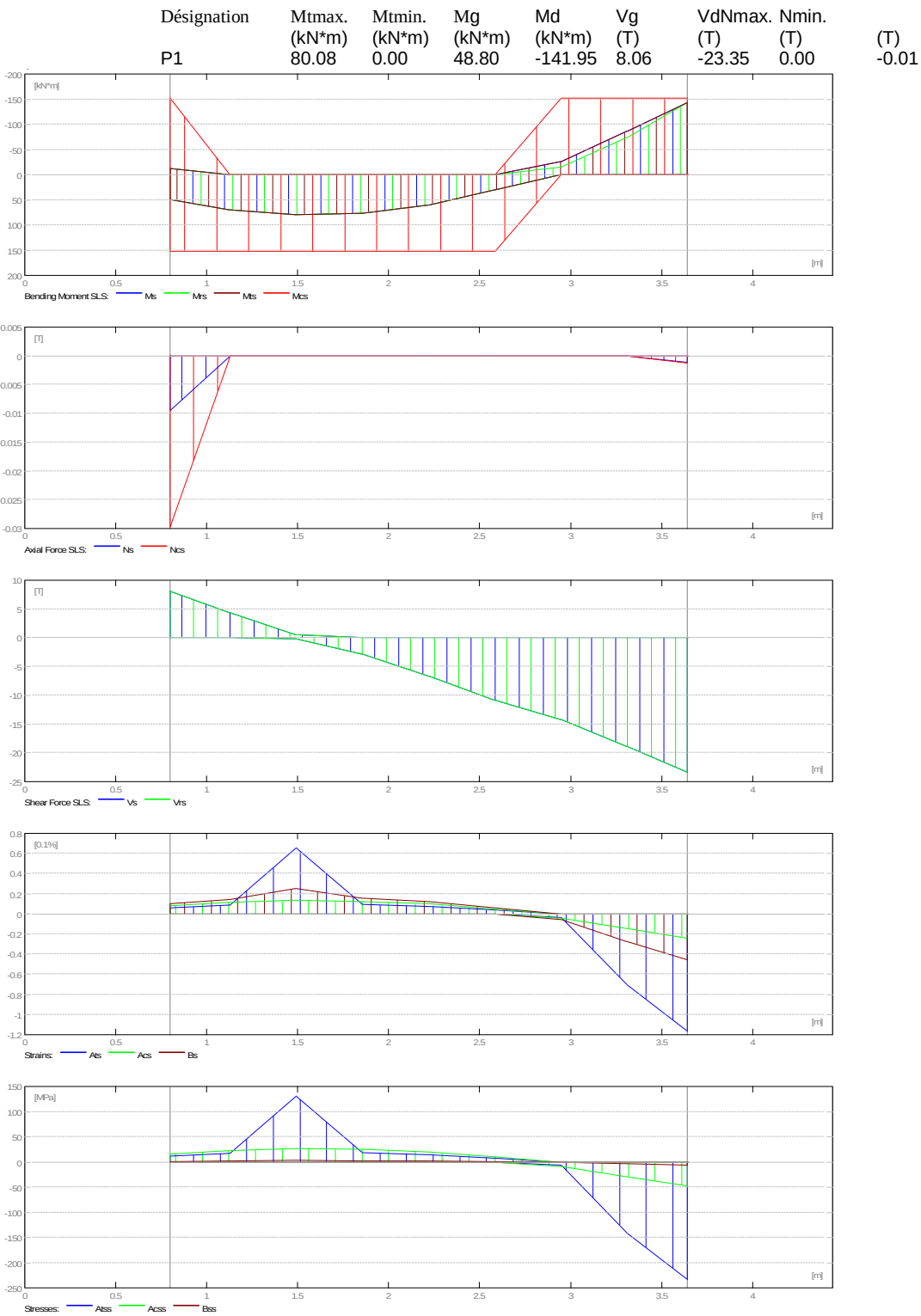
Detailing condition. Transverse reinforcement spacing does not satisfy maximum spacing requirements. Span no. 1 Safety factor: 0.99

2.5.1 Sollicitations ELU

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (T)	Vd (T)	Nmax. (T)	Nmin. (T)
P1	111.38	-44.95	99.70	-197.86	11.35	-32.58	0.00	-0.01

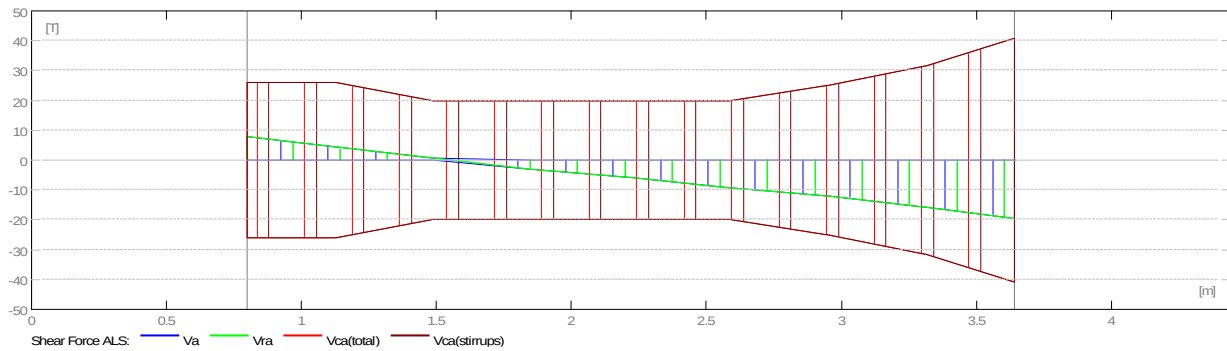
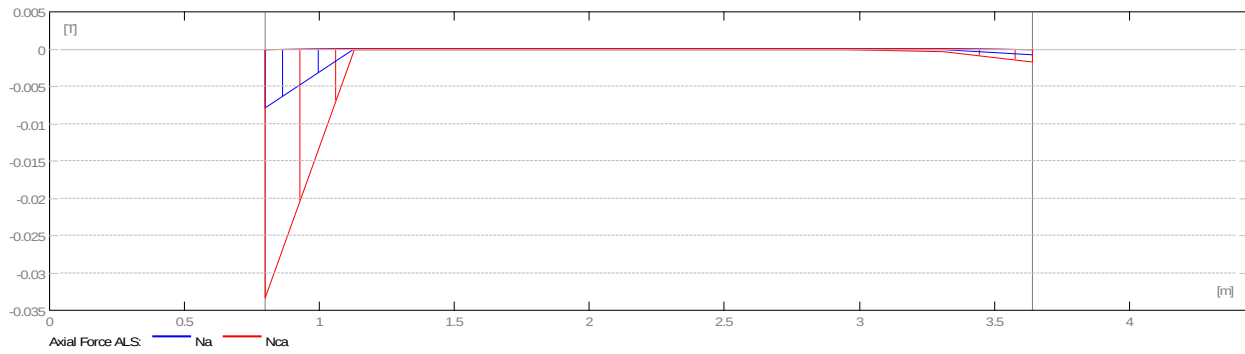
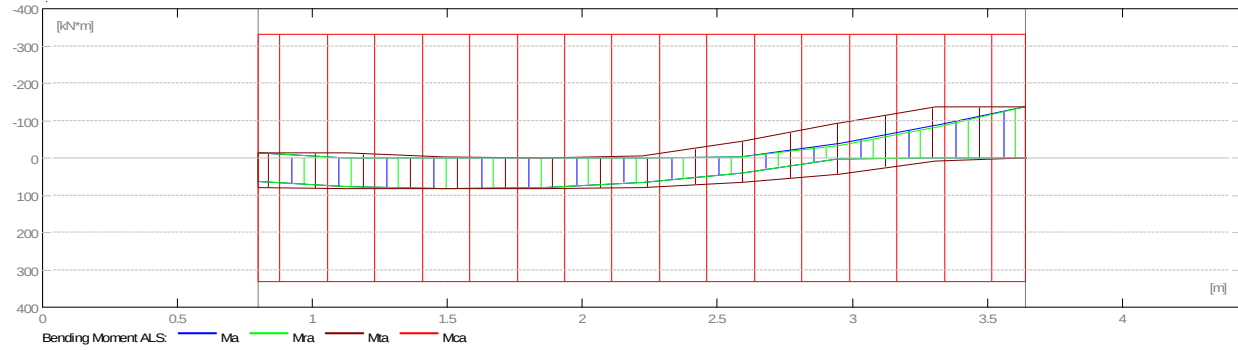


2.5.2 Sollicitations ELS



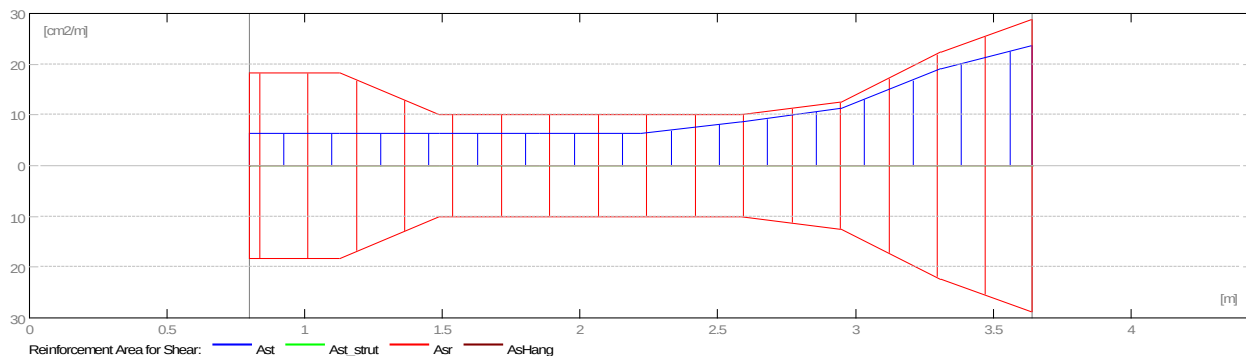
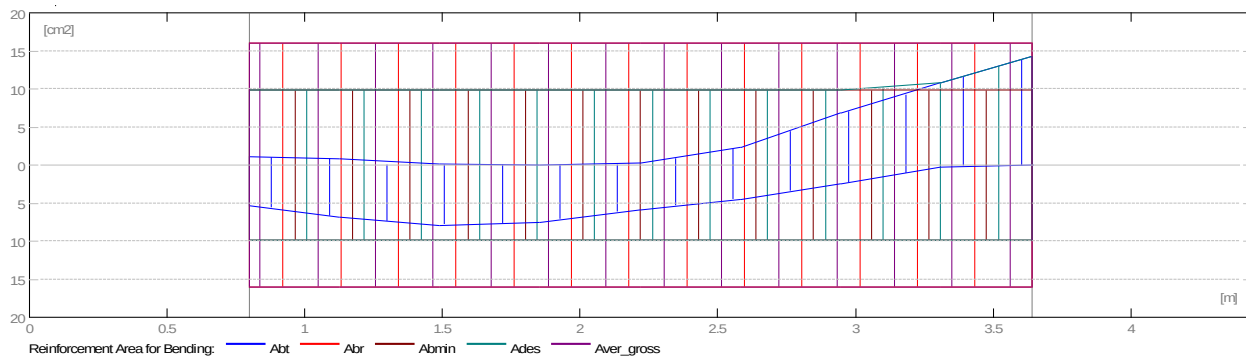
2.5.3 Sollicitations ELU - combinaison rare

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (T)	Vd (T)	Nmax. (T)	Nmin. (T)
P1	83.55	-43.41	78.68	-137.09	7.83	-19.50	0.00	-0.01



2.5.4 Sections Théoriques d'Acier

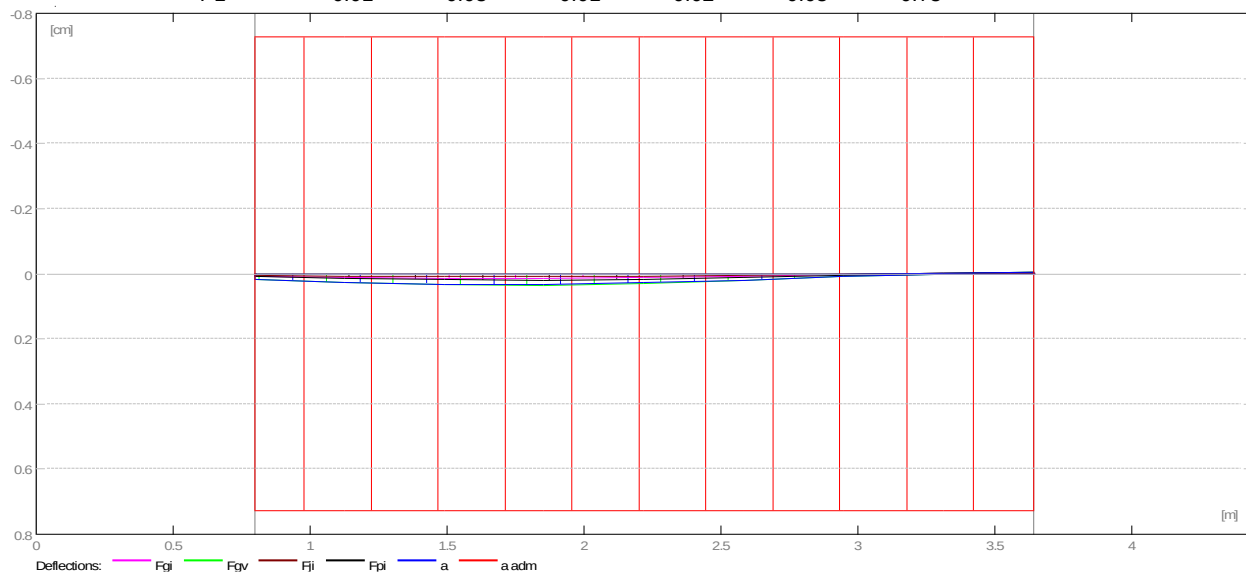
Désignation	Travée (cm ²)		Appui gauche (cm ²)		Appui droit (cm ²)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	7.88	0.00	5.27	1.12	0.03	14.32



2.5.5 Flèches

- F_{gi} - flèche due aux charges permanentes totales
- F_{gv} - flèche de longue durée due aux charges permanentes
- F_{ji} - flèche due aux charges permanentes à la pose des cloisons
- F_{pi} - flèche due aux charges permanentes et d'exploitation
- ΔF_t - part de la flèche totale comparable à la flèche admissible
- F_{adm} - flèche admissible

Travée	F_{gi} (cm)	F_{gv} (cm)	F_{ji} (cm)	F_{pi} (cm)	ΔF_t (cm)	F_{adm} (cm)
P1	0.01	0.03	0.01	0.02	0.03	0.73



2.5.6 Contrainte dans la bielle comprimée

Valeur admissible: 16.00 (MPa)

	a/add (m)	σ_{bc} A (MPa)	Atheor (cm ²)	Ar (cm ²)
Span P1 Left support				
Vu = 11.35(T)				
Lower diagonal	0.74	0.38	2.56	16.08
Span P1 Right support				
Vu = 32.58(T)				
Lower diagonal	0.74	1.08	7.35	16.08

2.6 Résultats théoriques - détaillés:

2.6.1 P1 : Travée de 0.80 à 3.64 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm ²)	A travée (cm ²)	A compr. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
0.80	99.70	-16.71	48.80	-12.01	78.68	-12.53	1.12	5.27	0.00
1.13	111.38	-16.71	69.84	0.00	83.55	-12.53	0.88	6.84	0.00
1.49	111.38	-1.83	80.08	0.00	83.55	-1.38	0.10	7.88	0.00
1.86	111.38	0.00	76.04	0.00	83.55	-0.16	0.01	7.49	0.00
2.22	106.50	-3.63	59.76	0.00	79.09	-5.24	0.24	5.83	0.00
2.58	85.64	-44.95	30.29	0.00	65.86	-43.41	2.32	4.45	0.00
2.95	46.44	-128.82	0.00	-26.45	42.52	-93.56	6.84	2.43	0.00
3.31	4.19	-197.86	0.00	-86.42	7.18	-137.09	10.76	0.33	0.00
3.64	0.00	-197.86	0.00	-141.95	0.71	-137.09	14.32	0.03	0.00

Abscisse (m)	ELU		ELS	
	N max. (T)	N min. (T)	N max. (T)	N min. (T)
0.80	0.00	-0.01	0.00	-0.01
1.13	0.00	0.00	0.00	0.00
1.49	0.00	0.00	0.00	0.00
1.86	0.00	0.00	0.00	0.00
2.22	0.00	0.00	0.00	0.00
2.58	0.00	0.00	0.00	0.00
2.95	0.00	0.00	0.00	0.00
3.31	0.00	-0.00	0.00	-0.00
3.64	0.00	-0.00	0.00	-0.00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max. (T)	V red. (T)	V max. (T)	V red. (T)	V max. (T)	V red. (T)
0.80	11.35	11.35	8.06	8.06	7.83	7.83
1.13	6.18	6.18	4.37	4.37	4.37	4.37
1.49	0.86	0.86	0.51	0.51	0.86	0.86
1.86	-3.83	-3.83	-2.78	-2.78	-2.97	-2.97
2.22	-9.22	-9.22	-6.63	-6.63	-5.94	-5.94
2.58	-15.15	-15.15	-10.88	-10.88	-9.31	-9.31
2.95	-19.78	-19.78	-14.18	-14.18	-11.88	-11.88
3.31	-26.41	-26.41	-18.93	-18.93	-15.79	-15.79
3.64	-32.58	-32.58	-23.35	-23.35	-19.50	-19.50

Abscisse (m)	ε_{α}	$\varepsilon_{\alpha\chi}$	ε_{β}	σ_{α} (MPa)	$\sigma_{\alpha\chi}$ (MPa)	σ_{β}^* (MPa)
0.80	0.06	0.00	0.10	12.12	0.00	1.36
1.13	0.09	0.00	0.15	17.35	0.00	1.94
1.49	0.66	0.00	0.25	131.40	0.00	3.40
1.86	0.09	0.00	0.16	18.89	0.00	2.11
2.22	0.07	0.00	0.12	14.84	0.00	1.66
2.58	0.04	0.00	0.06	7.52	0.00	0.84
2.95	-0.03	0.00	-0.06	-6.57	0.00	-0.73
3.31	-0.71	0.00	-0.27	-141.80	0.00	-3.67
3.64	-1.16	0.00	-0.45	-232.93	0.00	-6.02

*- contraintes dans ELS, déformations en ELS

2.7 Ferrailage:

2.7.1 P1 : Travée de 0.80 à 3.64 (m)

Armature longitudinale:

- Aciers inférieurs

4	HA 500	16	$l = 4.36 \text{ de } 0.04 \text{ à } 4.40$
4	HA 500	16	$l = 4.26 \text{ de } 0.09 \text{ à } 4.35$

- Chapeaux

4	HA 500	16	$l = 4.36 \text{ de } 0.04 \text{ à } 4.40$
4	HA 500	16	$l = 4.26 \text{ de } 0.09 \text{ à } 4.35$

Aciers de peau:

2	HA 500	10	$l = 3.56 \text{ de } 0.44 \text{ à } 4.00$
7	HA 500	8	$l = 0.92$

$$e = 1 \cdot 0.22 + 6 \cdot 0.40 \text{ (m)}$$

Armature transversale:

2	HA 500	10	$l = 3.56$
---	--------	----	------------

$$e = 1 \cdot 0.36 \text{ (m)}$$

21	HA 500	8	$l = 2.44$
----	--------	---	------------

$$e = 1 \cdot 0.07 + 4 \cdot 0.11 + 7 \cdot 0.20 + 2 \cdot 0.16 + 4 \cdot 0.09 + 3 \cdot 0.07 \text{ (m)}$$

21	HA 500	8	$l = 1.52$
----	--------	---	------------

$$e = 1 \cdot 0.07 + 4 \cdot 0.11 + 7 \cdot 0.20 + 2 \cdot 0.16 + 4 \cdot 0.09 + 3 \cdot 0.07 \text{ (m)}$$

3 Quantitatif:

- Volume de Béton = 1.78 (m3)
- Surface de Coffrage = 7.51 (m2)

- Acier HA 500

- Poids total = 148.59 (kG)
- Densité = 83.66 (kG/m3)
- Diamètre moyen = 11.4 (mm)
- Liste par diamètres:

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
8	89.47	35.32
10	7.12	4.39
16	68.96	108.88

La section d'armatures minimale supplémentaire à prévoir pour reprendre la traction dans la poutre est justifiée comme suit.

Calcul d'une Section en Traction Simple

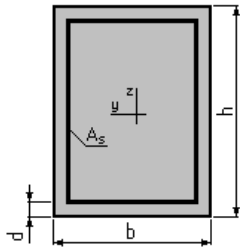
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30.0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 80.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 50.0 \text{ (cm)}$$

$$d = 4.0 \text{ (cm)}$$

3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	2100.00
Etat Limite de Service	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00

4. Résultats:

Acier:

Section théorique $A_s = 48.3 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 19.2 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 1.81 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\text{min}} = 0.48 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

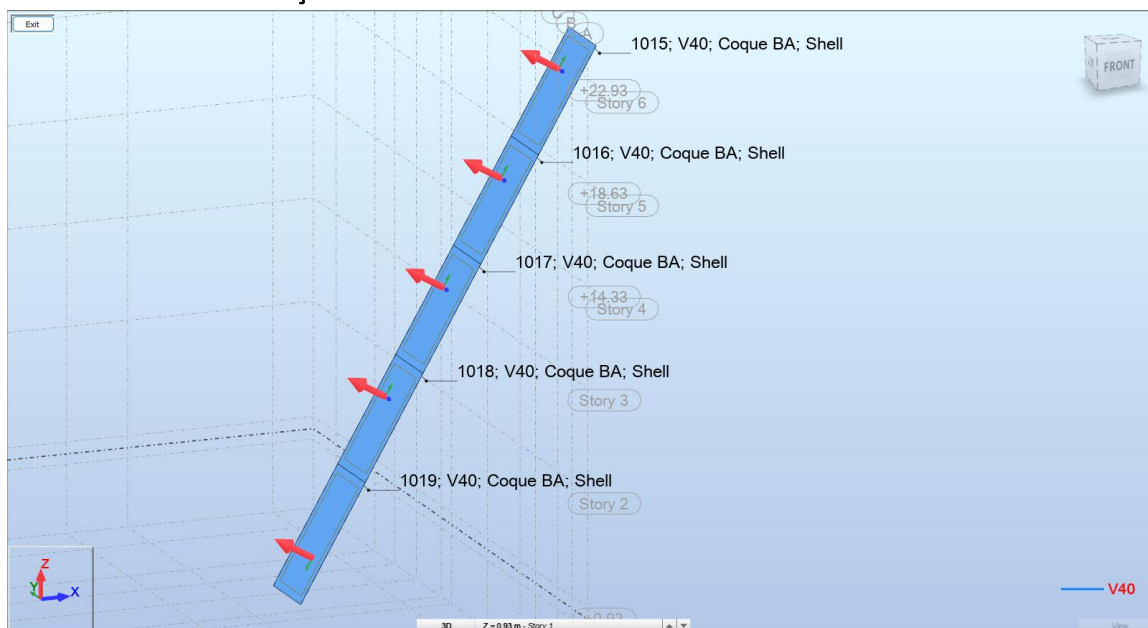
Cas ELU $N = 2100.00 \text{ (kN)}$

Contrainte de l'acier: $\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00 \text{ (‰)}$

Soit 48.3 cm^2 de plus à prévoir en plus des armatures prévues pour la traction, soit 6x4 HA 16 de plus.

7.4.3 VOILES INCLINES EN FAÇADE :



Panneau	Coupe	Cas	NRx [T]	MRz [Tm]	TRy [T]
1015	20133-430	ELU - 6 (C)	-56.47	-12.66	5.22
	20133-430	Seisme +X - 20 (C) (CQC)	-34.24	-43.86	15.83
	20133-430	Seisme -X - 21 (C) (CQC)	-46.93	64.89	-21
	20133-430	Seisme +Y - 22 (C) (CQC)	-46.68	37.69	-11.92
	20133-430	Seisme -Y - 23 (C) (CQC)	-23.82	-86.56	30.54
1016	20203-0	ELU - 6 (C)	-136.82	-2.17	-0.7
	20203-0	Seisme +X - 20 (C) (CQC)	-54.78	-69.89	22.09
	20203-0	Seisme -X - 21 (C) (CQC)	-144.24	120.43	-38.3
	20203-0	Seisme +Y - 22 (C) (CQC)	-104.07	79.75	-21.33
	20203-0	Seisme -Y - 23 (C) (CQC)	-52.7	-157.47	42.34
1017	20273-0	ELU - 6 (C)	-188.97	-11.98	4.82
	20273-0	Seisme +X - 20 (C) (CQC)	6.75	-51.52	36.06
	20273-0	Seisme -X - 21 (C) (CQC)	-263.09	124.88	-5.53
	20273-0	Seisme +Y - 22 (C) (CQC)	-113.12	125.2	45.22
	20273-0	Seisme -Y - 23 (C) (CQC)	-40.48	-203.32	-22.54
1018	20343-0	ELU - 6 (C)	-268.35	-11.89	-1.67
	20343-0	Seisme +X - 20 (C) (CQC)	-51.22	-167.31	25.31
	20343-0	Seisme -X - 21 (C) (CQC)	-316.7	26.97	-2.25
	20343-0	Seisme +Y - 22 (C) (CQC)	-182.74	-236.94	42.41
	20343-0	Seisme -Y - 23 (C) (CQC)	-72.44	156.27	-33.99
1019	20344-34	ELU - 6 (C)	-349.01	48.96	-18.9
	20344-34	Seisme +X - 20 (C) (CQC)	-91.3	-309.91	39.13
	20344-34	Seisme -X - 21 (C) (CQC)	-365.51	29.78	-3.95
	20344-34	Seisme +Y - 22 (C) (CQC)	-214.27	-578.63	89.27
	20344-34	Seisme -Y - 23 (C) (CQC)	-137.14	528.85	-97.05

Cas N° 1: Type ELA N = 1370.00 (kN) M = 5290.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.26 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 47.2$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 272.1$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1.94$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELA N = 2140.00 (kN) M = 5780.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.36 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 64.1$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 265.4$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2.82$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

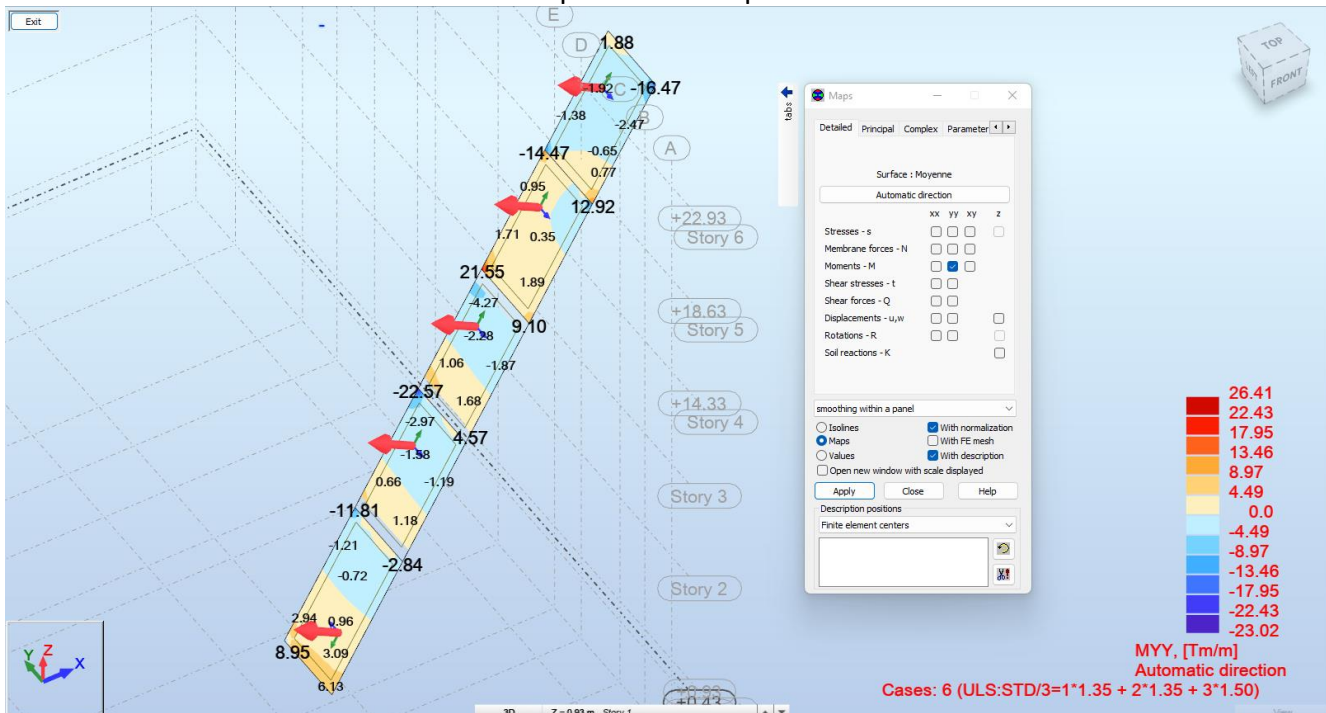
tendue: $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

- Vérification du voile au cisaillement et au glissement au sens du PS 92 Art. 11.8.2 :

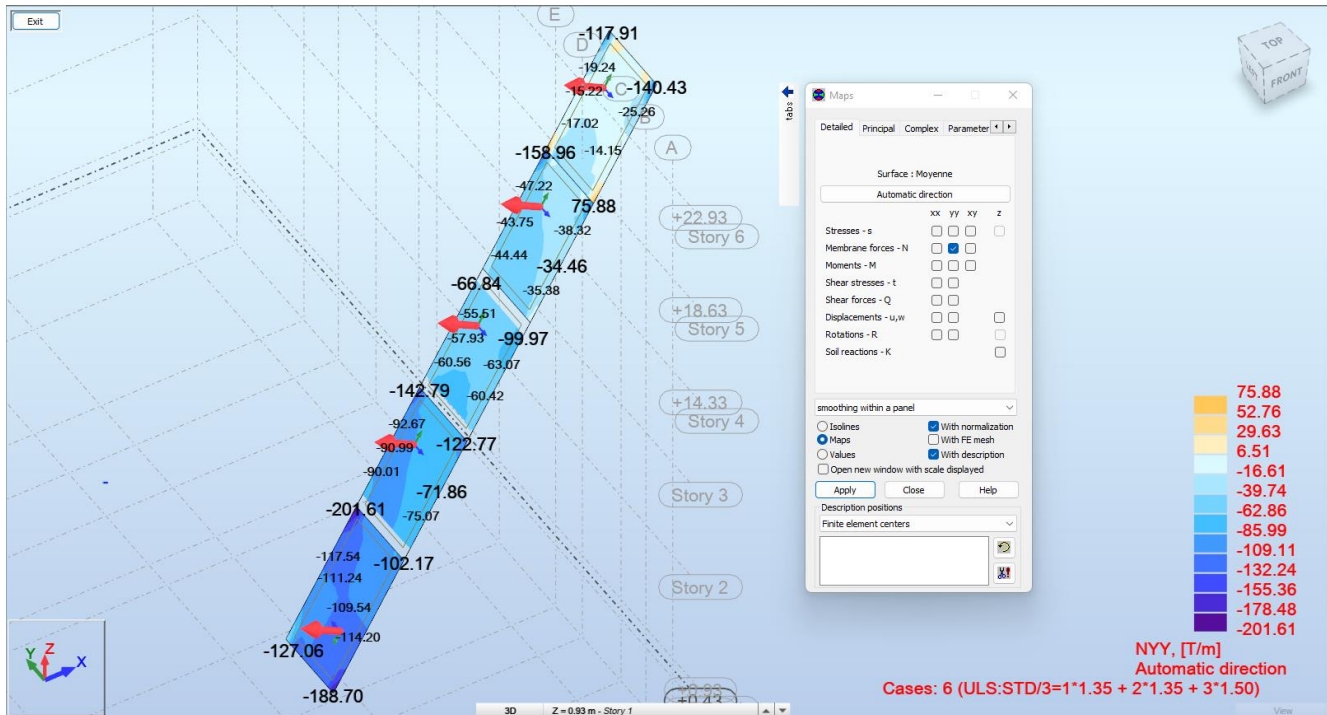
		PS 92 Art. 11.8.2	Voile		
		Sollicitations	Cisaillement		
		N (T)	Lf (m)	4.8	
		M (T.m)	λ	41.56921938	
		V (T)	α	0.662963199	
		e (m)	Nu lim (T)	2139.545581	
			ω_r	0.338983051	
		Dimensions voile	σ (Mpa)	1.822033898	Voile
		H (m)	α_n	0.911312574	
		ep (m)	V* (T)	135	
		b (m)	α_v	1.451349655	
		ε (e/b)	M lim (T.m)	198.535	
		γ_b	τ^* (Mpa)	1.271186441	
		1.15	τ_1 (Mpa)	0.436634948	
		fc 28 (Mpa) Fe (Mpa)	τ_2 (Mpa)	1.325420304	à retenir
		30 500	τ_3 (Mpa)	0.73613813	
		Acier (cm²)	τ_{lim} (Mpa)	1.2	armatures à prévoir
Coef. Comportement		q	St (cm)	15	
Arm. De rive		Af (cm²)	At (cm²)	0.094915254	
		f _{tj} 28 (Mpa)	Ha	> 0.047457627	e = 15 cm
		la section At est disposée verticalement & horizontalement			
			Glissement		
			σ_M (Mpa)	11.78468831	
Membrure		m (cm)	σ_m (Mpa)	-8.140620511	
			X (m)	1.744757425	
			Fb (T)	411.2284485	
		Armature HA	s (cm²)	0.5	
			a" (cm²/ml)	3.333333333	
		zone hors membrure	L (m)	1.85	
			Vérif (T)	346.9154301	
		le glissement est		vérifié	

PS 92 Art. 11.8.2		Voile	
		Cisaillement	
Sollicitations		Lf (m)	4.8
N (T)	137	λ	41.56921938
M (T.m)	528	α	0.662963199
V (T)	97	Nu lim (T)	2139.545581
e (m)	3.854014599	ω_f	0.338983051
Dimensions voile		σ (Mpa)	1.161016949
H (m)	4.8	α_n	1.306445627
ep (m)	0.4	V* (T)	145.5
b (m)	2.95	α_v	1.230124061
ϵ (e/b)	1.306445627	M lim (T.m)	160.185
yb	ys	τ^* (Mpa)	1.370056497
1.15	1	τ_1 (Mpa)	0.415648674
fc 28 (Mpa)	Fe (Mpa)	τ_2 (Mpa)	1.242002211
30	500	τ_3 (Mpa)	0.614740137
Acier (cm ²)		τ_{lim} (Mpa)	1.2
Coef. Comportement	q	St (cm)	15
Arm. De rive	Af (cm ²)	At (cm ²)	0.226741996
	ftj 28 (Mpa)	Ha	> 0.113370998
la section At est disposée		verticalement & horizontalement	
		Glissement	
		σ_M (Mpa)	10.26185004
		σ_m (Mpa)	-7.939816145
		X (m)	1.663169586
		Fb (T)	341.3439379
		s (cm ²)	0.5
		a" (cm ² /ml)	3.333333333
		L (m)	1.85
		Vérif (T)	295.2549213
		le glissement est vérifié	
Membrure		m (cm)	0.55
		Armature	HA
		zone hors membrure	

- Vérification du voile en flexion composée dans le plan du voile à l'ELU :



Calcul de Section en Flexion Composée



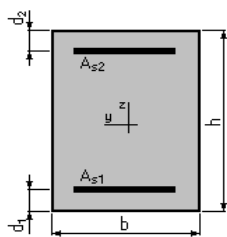
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 40.0$ (cm)

$d_1 = 4.0$ (cm)

$d_2 = 4.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	190.00	270.00

- On note que 190 kN est tirée de 560 kN / 2.95 m (560 kN tirée du tableau des efforts internes dans le voile)

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 16.3 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 10.1 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \max} = 90.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0.45 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0.28 \text{ (\%)} $	maximum	$\rho_{\max} = 2.25 \text{ (\%)} $

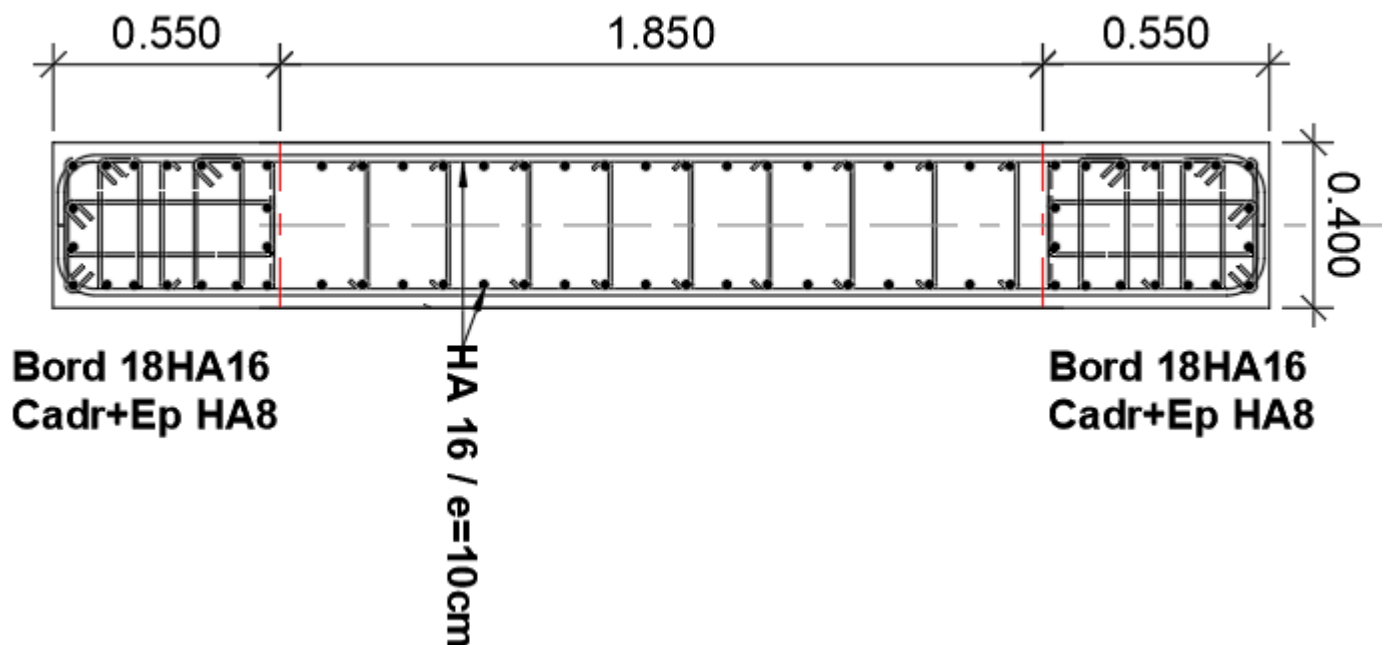
Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 190.00 \text{ (kN)}$ $M = 270.00 \text{ (kN*m)}$

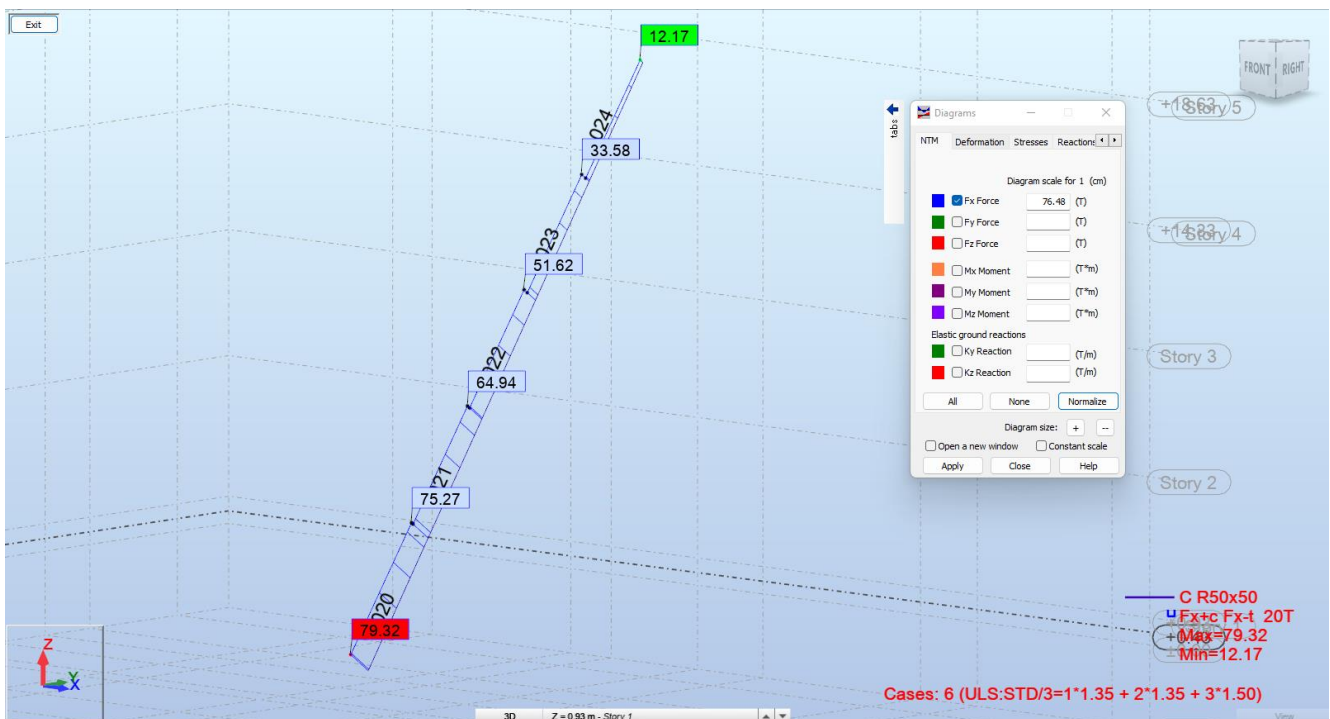
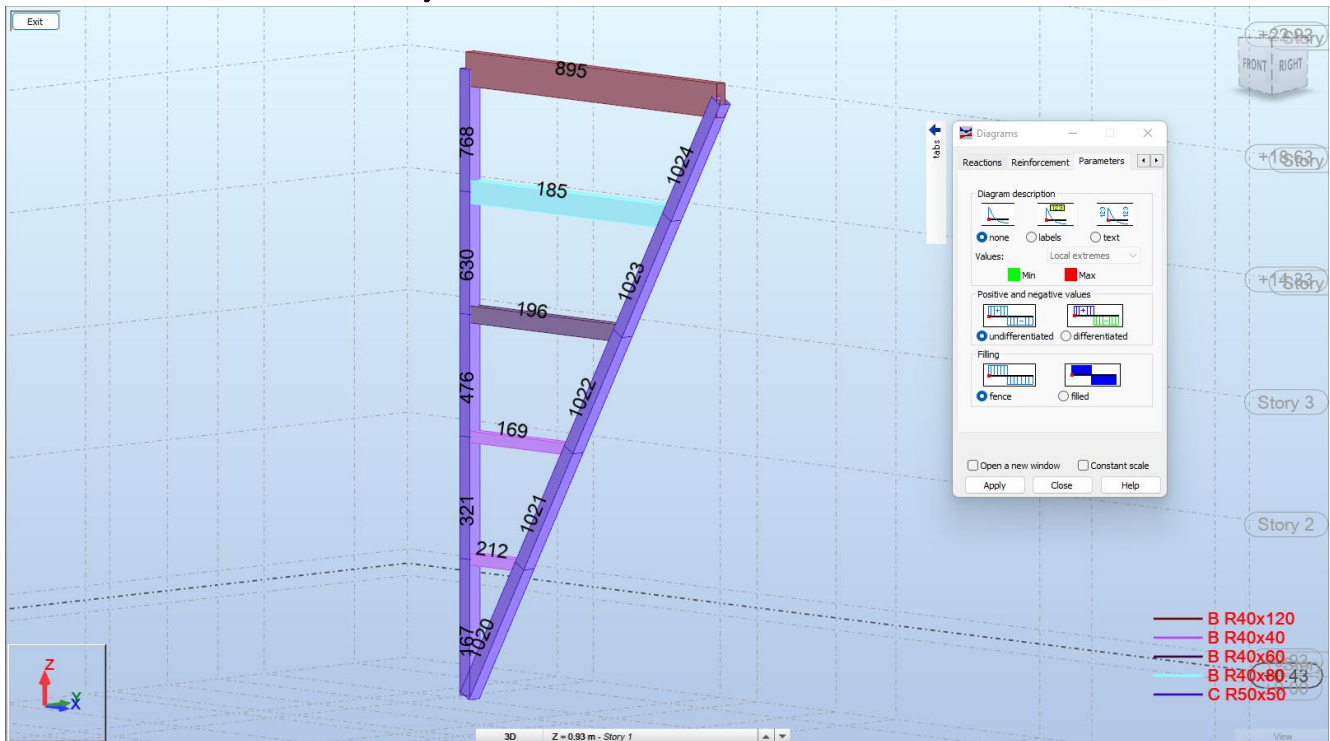
Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 6.6 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 33.4 \text{ (cm)}$
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00 \text{ (‰)}$
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2.25 \text{ (‰)}$
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

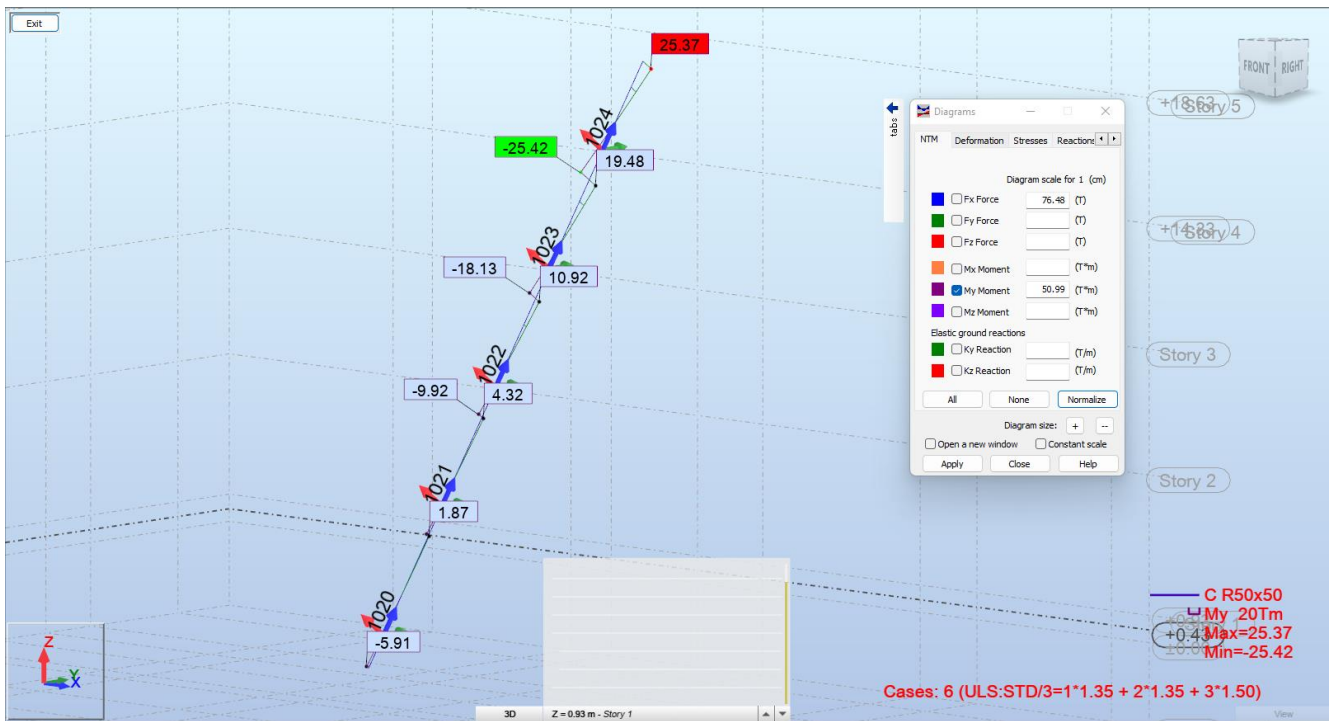
- On conclut donc que la section d'armatures mises en place dans le voile incliné sert à pallier à l'ensemble des cas de charges considérés dans le calcul.



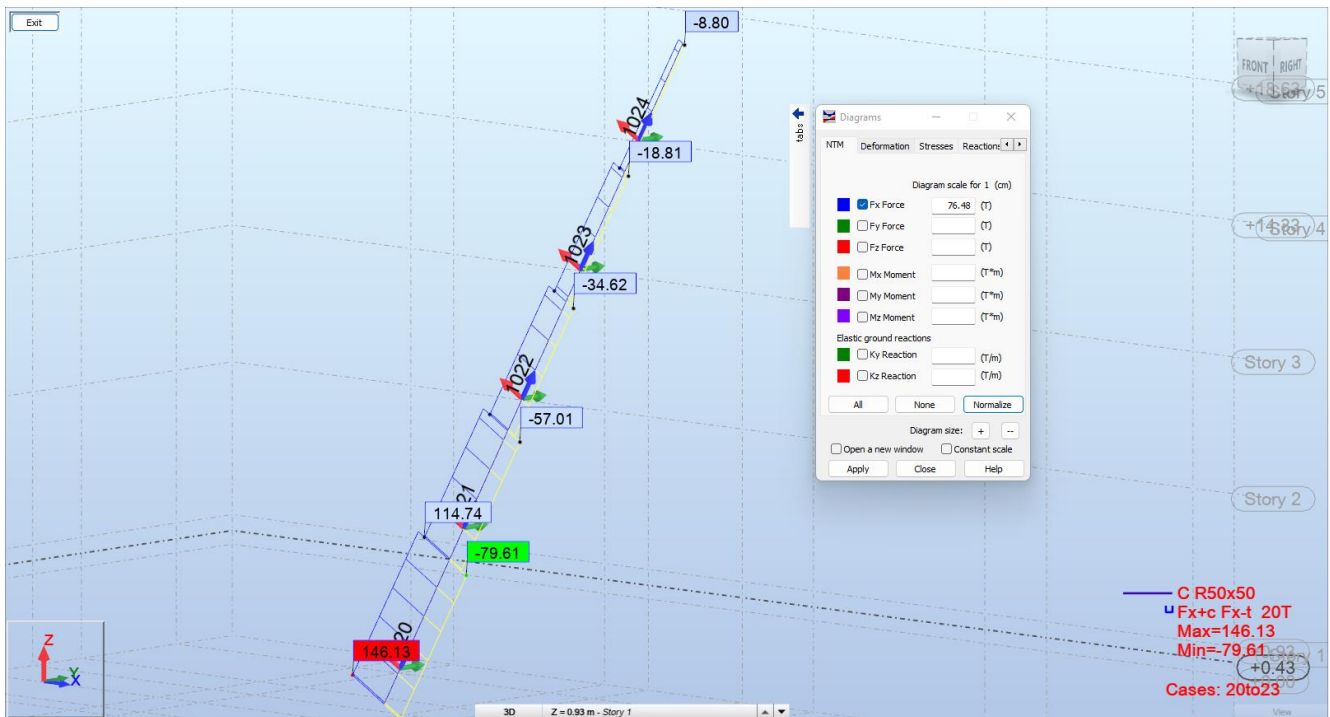
7.4.4 POTEAU INCLINE P7 EN FAÇADE :



Effort normal N à l'ELU



Moments M_y à l'ELU



Efforts normaux N à l'ELA

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	340.00	260.00
2.	ELA	90.00	260.00
3.	ELA	1460.00	60.00
4.	ELA	-800.00	60.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 12.5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 12.5 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 25.0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 125.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 1.00 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 1.00 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5.00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 340.00 (kN) M = 260.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.22	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 9.1 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 42.4 \text{ (cm)}$	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00 \text{ (‰)}$	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 2.45 \text{ (‰)}$	
Contrainte de l'acier:		

tendue: $\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$ comprimée: $\sigma_s' = 274.2 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2: Type ELA N = 90.00 (kN) M = 260.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.12	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 6.4 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 43.4 \text{ (cm)}$	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00 \text{ (‰)}$	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1.63 \text{ (‰)}$	
Contrainte de l'acier:		

tendue: $\sigma_s = 500.0 \text{ (MPa)}$ comprimée: $\sigma_s' = 123.6 \text{ (MPa)}$

Cas N° 3: Type ELA N = 1460.00 (kN) M = 60.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	3.91	Pivot: C
Position de l'axe neutre:	$y = 55.8 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 23.7 \text{ (cm)}$	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 0.00 \text{ (‰)}$	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3.25 \text{ (‰)}$	
Contrainte de l'acier:		
comprimée:	$\sigma_s' = 500.0 \text{ (MPa)}$	

Cas N° 4: Type ELA **N = -800.00 (kN)** **M = 60.00 (kN*m)**

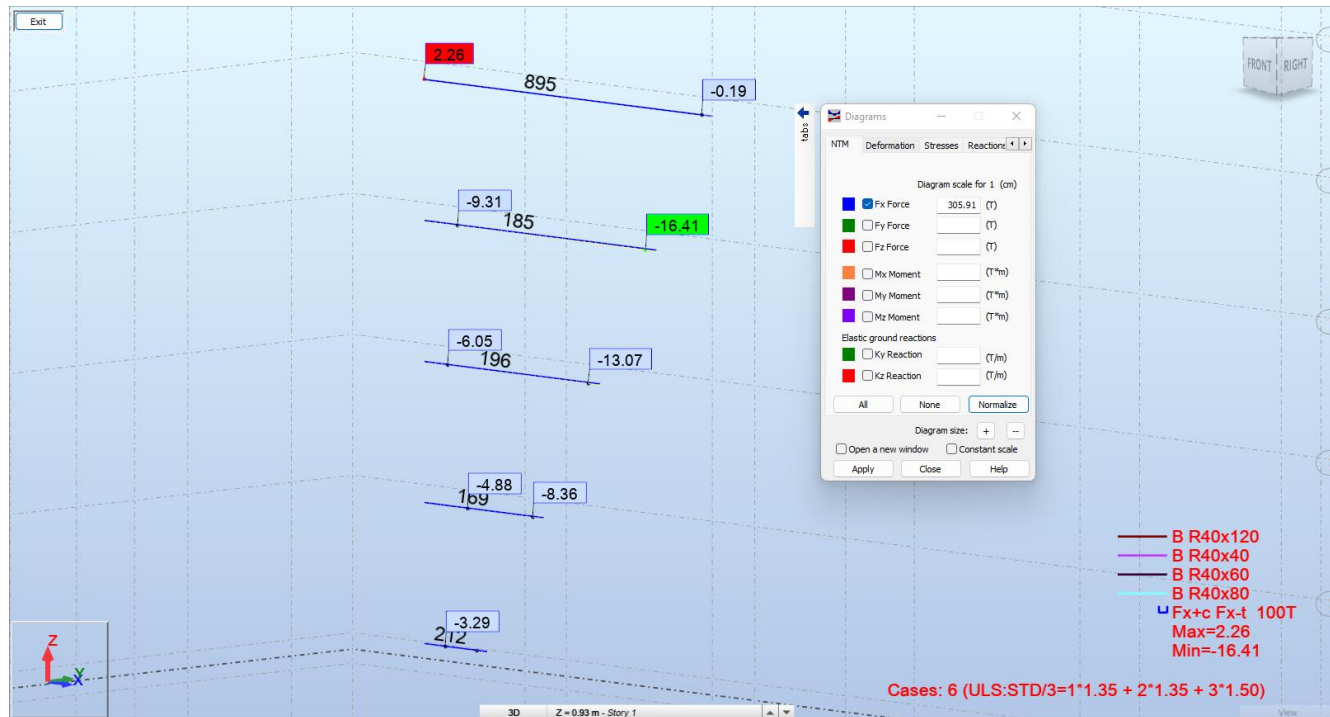
Coefficient de sécurité: 1.15 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = -1.6$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 46.0$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

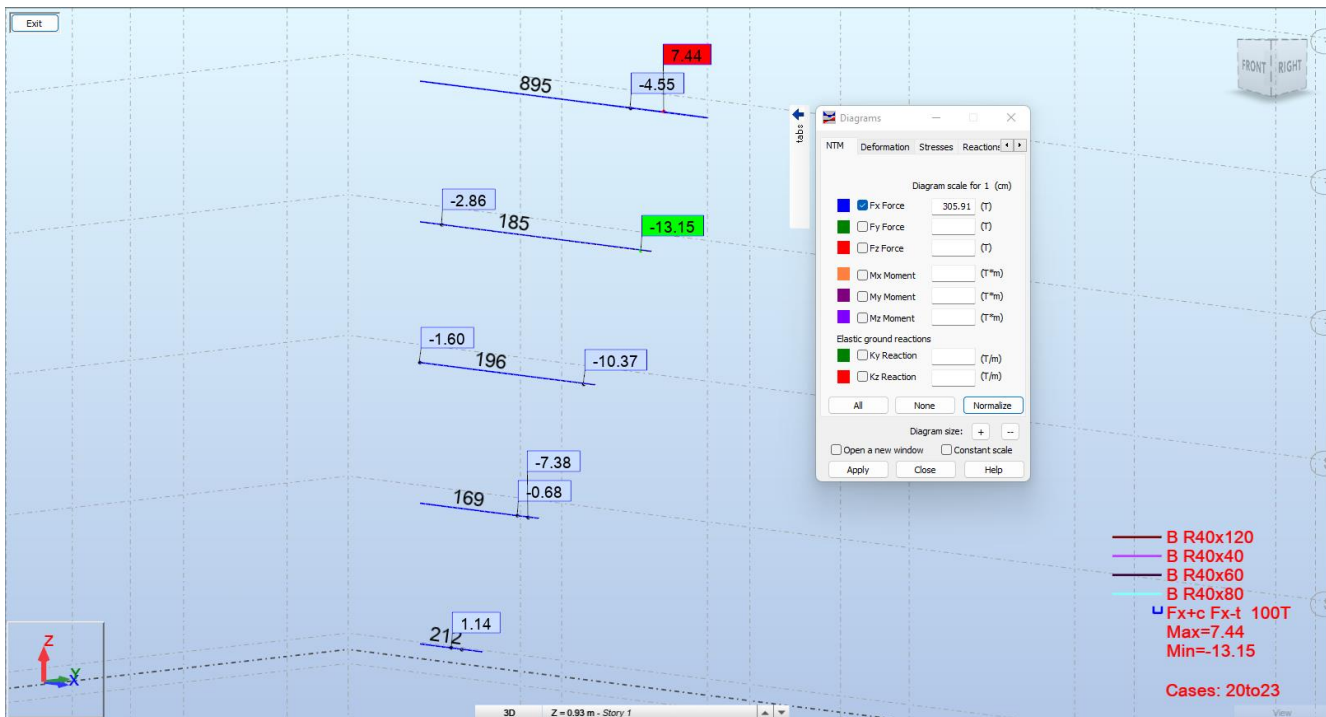
7.4.5 POUTRES SUPPORTS DU POTEAU P7 INCLINE EN FAÇADE :

Les poutres reposant sur les poteaux inclinés P7 seront sujettes de sollicitations de traction. La traction devra être prise en considération dans la justification de la section d'armatures des poutres concernées.

La valeur de la traction calculée par le modèle de calcul est illustrée comme suit.



Traction dans les poutres à l'ELU



Traction dans les poutres à l'ELA

Calcul d'une Section en Traction Simple

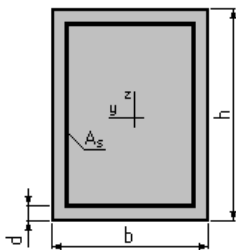
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 40.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d = 4.0$ (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	170.00
Etat Limite de Service	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	140.00

4. Résultats:

Acier:

Section théorique	$A_s = 8.4 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 8.4 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0.63 \text{ (\%)}\text{}$
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.42 \text{ (\%)}\text{}$

Analyse par Cas:

Cas ELU N = 170.00 (kN)

Contrainte de l'acier: $\sigma_s = 202.4 \text{ (MPa)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1.01 \text{ (\%)}\text{}$

Cas ELA N = 140.00 (kN)

Contrainte de l'acier: $\sigma_s = 166.7 \text{ (MPa)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.83 \text{ (\%)}\text{}$

La section d'armatures de traction minimale supplémentaire à considérer pour les poutres supports du poteau P7 incliné en façade est de 8.4 cm^2 soit 4 HA 16.

1 Niveau:

- Nom : ---
- Niveau de l'étage : ---
- Tenue au feu : 1 h
- Fissuration : préjudiciable
- Milieu : non agressif

2 Poutre: Beam185 identiques: 1

Nombre d'éléments

2.1 Caractéristiques des matériaux:

- Béton : $f_{c28} = 30.00$ (MPa) Densité = 2501.36 (kg/m³)
- Armature longitudinale : type HA 500 $f_e = 500.00$ (MPa)
- Armature transversale : type HA 500 $f_e = 500.00$ (MPa)
- Armature additionnelle: : type HA 500 $f_e = 500.00$ (MPa)

2.2 Géométrie:

2.2.1	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	P1	Travée	0.50	9.73	0.50

Section de 0.00 à 9.73 (m)
40.0 x 65.0 (cm)
Pas de plancher gauche
Pas de plancher droit

2.3 Hypothèses de calcul:

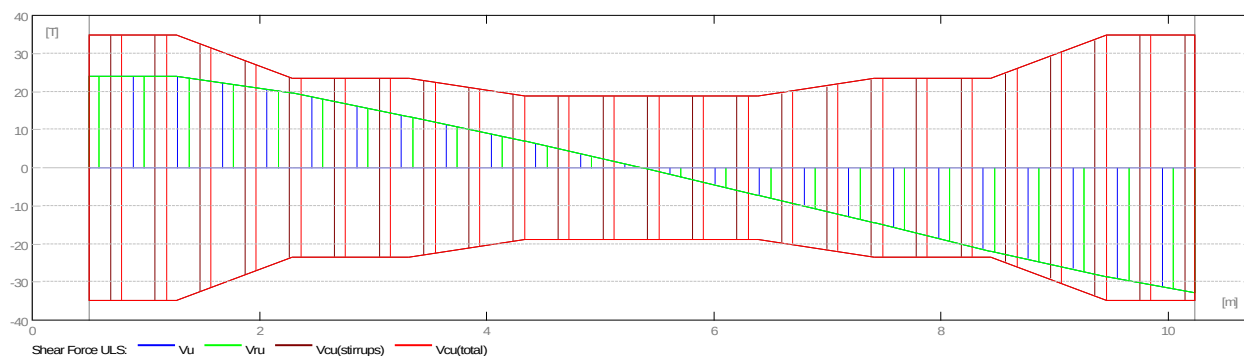
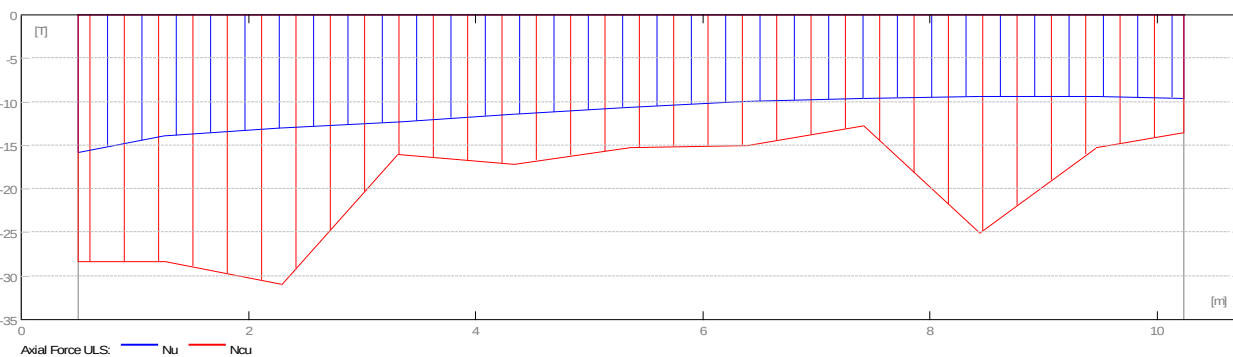
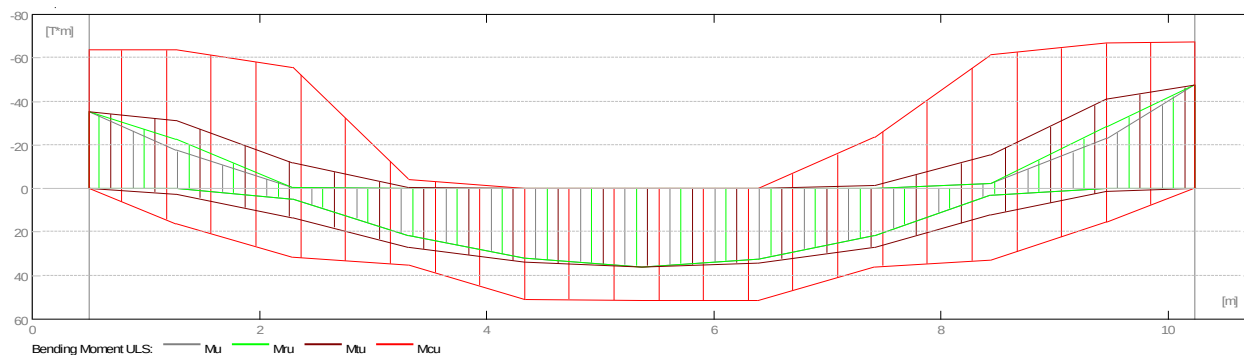
- Règlement de la combinaison : BAEL 91
- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Dispositions sismiques : oui
- Poutres préfabriquées : non
- Enrobage : Aciers inférieurs $c = 4.0$ (cm)
: latéral $c_1 = 4.0$ (cm)
: supérieur $c_2 = 4.0$ (cm)
- Tenue au feu : forfaitaire
- Coefficient de redistribution des moments sur appui : 0.80
- Ancrage du ferrailage inférieur:
 - appuis de rive (gauche) : Auto
 - appuis de rive (droite) : Auto
 - appuis intermédiaires (gauche) : Auto
 - appuis intermédiaires (droite) : Auto

2.4 Chargements:

2.5 Résultats théoriques:

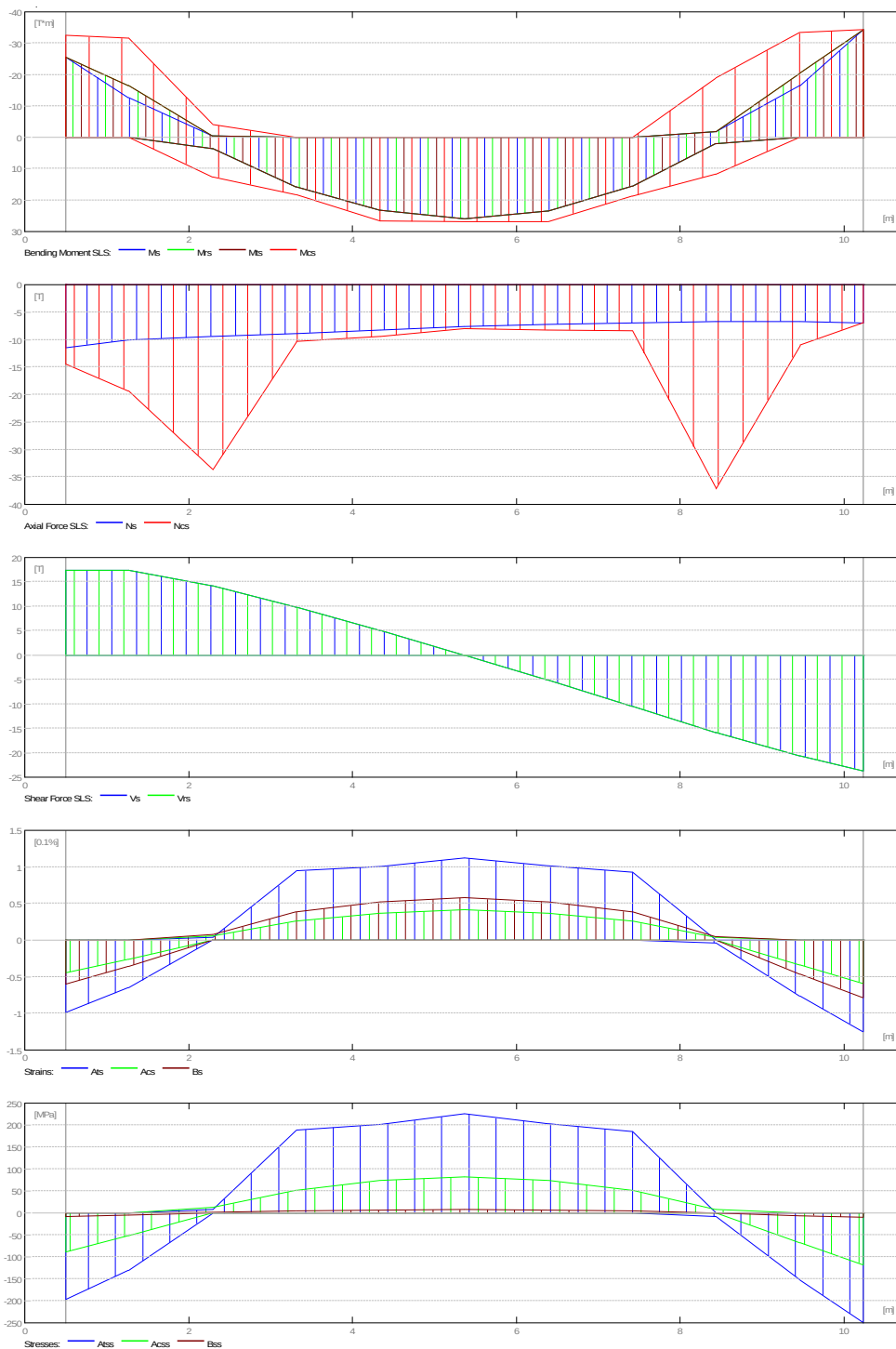
2.5.1 Sollicitations ELU

Désignation	Mtmax. (T*m)	Mtmin. (T*m)	Mg (T*m)	Md (T*m)	Vg (T)	Vd (T)	Nmax. (T)	Nmin. (T)
P1	35.84	-1.24	-35.47	-47.36	23.98	-32.78	0.00	-15.80



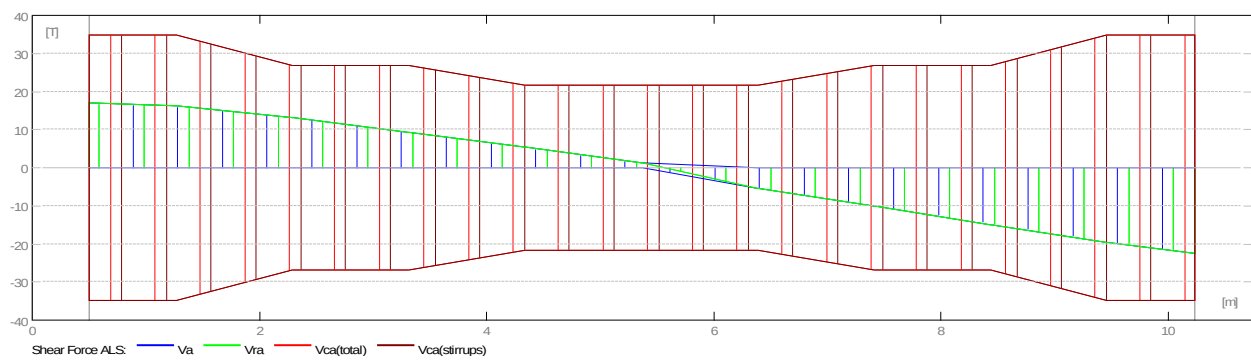
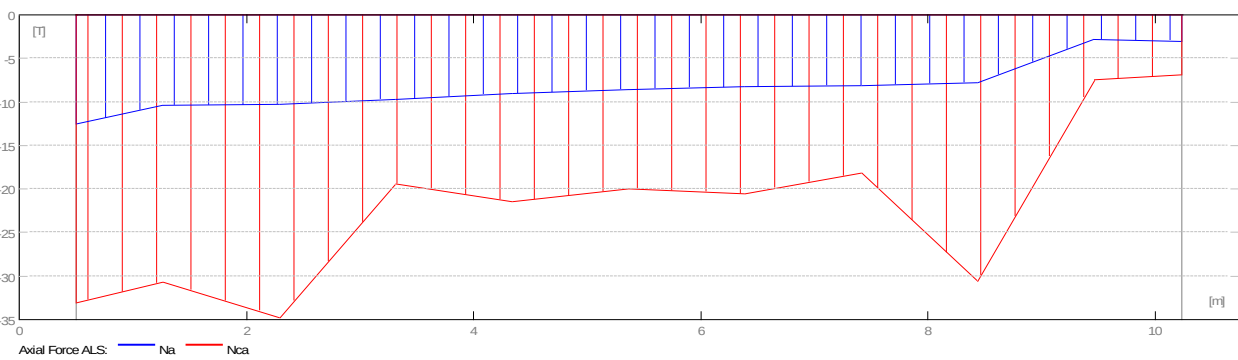
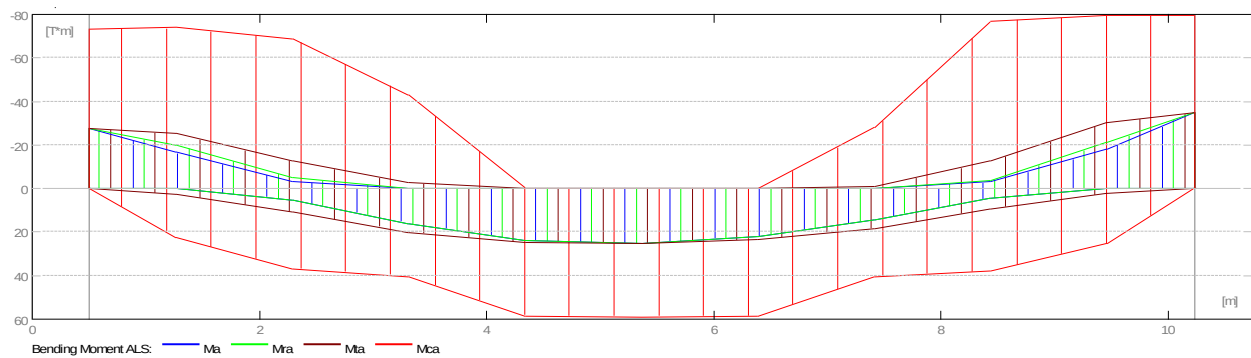
2.5.2 Sollicitations ELS

Désignation	Mtmax. (T*m)	Mtmin. (T*m)	Mg (T*m)	Md (T*m)	Vg (T)	VdNmax. (T)	Nmin. (T)	
P1	25.90	0.00	-25.64	-34.26	17.39	-23.74	0.00	-11.46



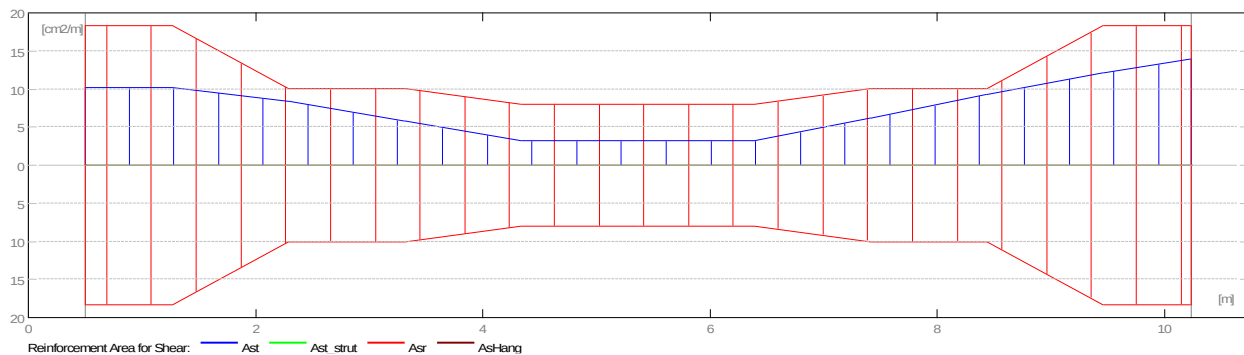
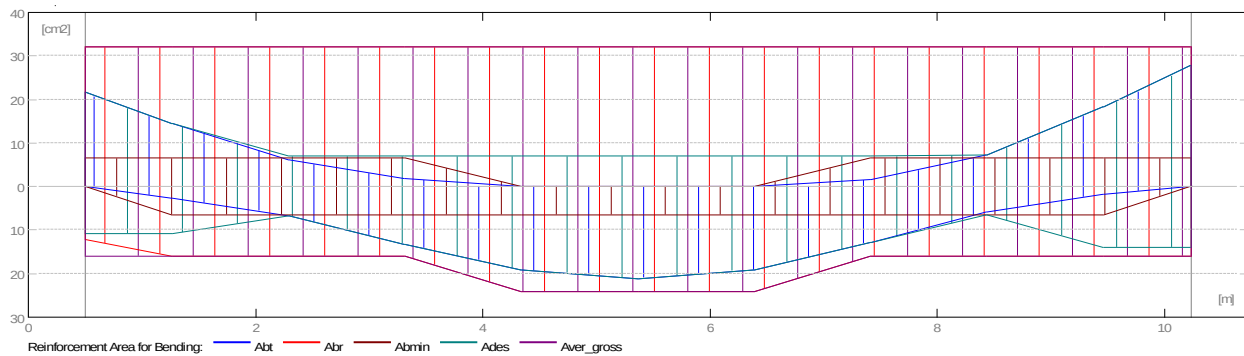
2.5.3 Sollicitations ELU - combinaison rare

Désignation	Mtmax. (T^*m)	Mtmin. (T^*m)	Mg (T^*m)	Md (T^*m)	Vg (T)	Vd (T)	Nmax. (T)	Nmin. (T)
P1	25.25	-2.62	-27.62	-34.92	16.94	-22.45	0.00	-12.48



2.5.4 Sections Théoriques d'Acier

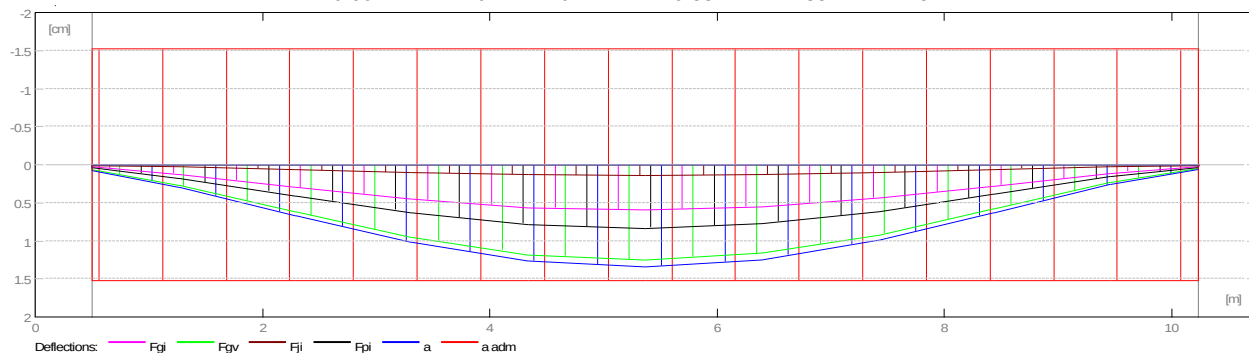
Désignation	Travée (cm ²)		Appui gauche (cm ²)		Appui droit (cm ²)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	21.17	0.00	0.00	21.64	0.00	27.85



2.5.5 Flèches

- F_{gi} - flèche due aux charges permanentes totales
- F_{gv} - flèche de longue durée due aux charges permanentes
- F_{ji} - flèche due aux charges permanentes à la pose des cloisons
- F_{pi} - flèche due aux charges permanentes et d'exploitation
- ΔF_t - part de la flèche totale comparable à la flèche admissible
- F_{adm} - flèche admissible

Travée	F_{gi} (cm)	F_{gv} (cm)	F_{ji} (cm)	F_{pi} (cm)	ΔF_t (cm)	F_{adm} (cm)
P1	0.60	1.26	0.14	0.83	1.35	1.52



2.5.6 Contrainte dans la bielle comprimée

Valeur admissible: 16.00 (MPa)

		a/add (m)	$\sigma_{bc\ A}$ (MPa)	A_{theor} (cm ²)	A_r (cm ²)
Span P1	Left support				
	$V_u = 23.98(T)$				
	Lower diagonal	0.44	2.67	5.41	12.21
Span P1	Right support				
	$V_u = 32.78(T)$				
	Lower diagonal	0.44	3.65	7.39	16.08

2.6 Résultats théoriques - détaillés:

2.6.1 P1 : Travée de 0.50 à 10.23 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm ²)	A travée (cm ²)	A compr. (cm ²)
	M max. (T*m)	M min. (T*m)	M max. (T*m)	M min. (T*m)	M max. (T*m)	M min. (T*m)			
0.50	0.00	-35.47	0.00	-25.64	0.00	-27.62	21.64	0.00	0.00
1.27	2.43	-31.34	0.00	-16.49	2.76	-25.13	14.40	2.60	14.40
2.30	13.37	-11.91	3.51	-0.38	10.92	-12.72	6.18	6.75	0.00
3.32	27.00	-0.30	15.69	0.00	20.15	-2.62	1.86	13.31	13.31
4.34	34.03	0.00	23.26	0.00	24.61	0.00	0.00	19.16	0.00
5.37	35.84	0.00	25.90	0.00	25.25	0.00	0.00	21.17	0.00
6.39	34.12	0.00	23.37	0.00	23.62	0.00	0.00	19.06	0.00
7.41	26.97	-1.24	15.47	0.00	18.25	-1.12	1.61	12.77	12.77
8.44	12.32	-15.59	2.11	-1.77	9.56	-12.54	7.24	5.93	0.00
9.46	1.49	-41.12	0.00	-20.47	2.37	-30.43	18.23	1.68	18.23
10.23	0.00	-47.36	0.00	-34.26	0.00	-34.92	27.85	0.00	0.00

Abscisse (m)	ELU		ELS	
	N max. (T)	N min. (T)	N max. (T)	N min. (T)
0.50	0.00	-15.80	0.00	-11.46
1.27	0.00	-13.91	0.00	-10.08
2.30	0.00	-13.04	0.00	-9.44
3.32	0.00	-12.29	0.00	-8.89
4.34	0.00	-11.41	0.00	-8.26
5.37	0.00	-10.60	0.00	-7.67
6.39	0.00	-9.97	0.00	-7.21
7.41	0.00	-9.55	0.00	-6.91
8.44	0.00	-9.34	0.00	-6.75
9.46	0.00	-9.34	0.00	-6.75
10.23	0.00	-9.56	0.00	-6.90

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max. (T)	V red. (T)	V max. (T)	V red. (T)	V max. (T)	V red. (T)
0.50	23.98	23.98	17.39	17.39	16.94	16.94
1.27	24.11	24.11	17.45	17.45	16.14	16.14
2.30	19.71	19.71	14.24	14.24	13.15	13.15
3.32	13.54	13.54	9.77	9.77	9.41	9.41
4.34	6.98	6.98	5.03	5.03	5.36	5.36
5.37	-0.13	-0.13	-0.09	-0.09	1.18	1.18
6.39	-7.14	-7.14	-5.16	-5.16	-5.32	-5.32
7.41	-14.48	-14.48	-10.47	-10.47	-10.02	-10.02
8.44	-21.91	-21.91	-15.83	-15.83	-14.90	-14.90
9.46	-28.58	-28.58	-20.67	-20.67	-19.50	-19.50
10.23	-32.78	-32.78	-23.74	-23.74	-22.45	-22.45

Abscisse (m)	ε_α	$\varepsilon_{\alpha\chi}$	ε_β	σ_α (MPa)	$\sigma_{\alpha\chi}$ (MPa)	σ_β^* (MPa)
0.50	-0.99	0.00	-0.60	-197.48	0.00	-8.01
1.27	-0.65	0.00	-0.36	-130.56	0.00	-4.81
2.30	0.04	0.00	0.07	8.12	0.00	0.98
3.32	0.94	0.00	0.39	188.84	0.00	5.22
4.34	1.01	0.00	0.52	202.19	0.00	6.94
5.37	1.13	0.00	0.58	225.20	0.00	7.73
6.39	1.02	0.00	0.52	203.14	0.00	6.97
7.41	0.93	0.00	0.39	186.14	0.00	5.14
8.44	-0.04	0.00	0.04	-7.97	0.00	0.59
9.46	-0.77	0.00	-0.46	-153.22	0.00	-6.17
10.23	-1.25	0.00	-0.79	-249.74	0.00	-10.47

*- contraintes dans ELS, déformations en ELS

2.7 Ferrailage:

2.7.1 P1 : Travée de 0.50 à 10.23 (m)

Armature longitudinale:

- Aciers inférieurs

4	HA 500	16	$l = 11.21$ de 0.04 à 10.69
4	HA 500	16	$l = 10.74$ de 0.18 à 10.64
4	HA 500	16	$l = 3.48$ de 3.61 à 7.09

- Chapeaux

4	HA 500	16	$l = 11.21$ de 0.04 à 10.69
4	HA 500	16	$l = 11.11$ de 0.09 à 10.64
8	HA 500	16	$l = 11.01$ de 0.14 à 10.59

Aciers de peau:

2	HA 500	12	$l = 10.15$ de 0.29 à 10.44
24	HA 500	8	$l = 0.52$

$$e = 1 \cdot 0.27 + 23 \cdot 0.40 \text{ (m)}$$

Armature transversale:

57	HA 500	8	$l = 1.94$
$e = 1 \cdot 0.05 + 12 \cdot 0.11 + 10 \cdot 0.20 + 12 \cdot 0.25 + 10 \cdot 0.20 + 12 \cdot 0.11 \text{ (m)}$			
57	HA 500	8	$l = 1.55$
$e = 1 \cdot 0.05 + 12 \cdot 0.11 + 10 \cdot 0.20 + 12 \cdot 0.25 + 10 \cdot 0.20 + 12 \cdot 0.11 \text{ (m)}$			
2	HA 500	12	$l = 10.15$
$e = 1 \cdot 0.21 \text{ (m)}$			

3 Quantitatif:

- Volume de Béton = 2.79 (m3)
- Surface de Coffrage = 18.37 (m2)
- Acier HA 500
 - Poids total = 542.17 (kG)
 - Densité = 194.27 (kG/m3)
 - Diamètre moyen = 12.5 (mm)
 - Liste par diamètres:

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
8	211.27	83.39
12	20.31	18.04
16	279.15	440.74