COMPAGNIE DU CHEMIN DE FER
MONTREUX OBERLAND BERNOIS

Renouvellement de la gare de Rougemont **Pièce N°2.24**

MZ 12.57 **Avant-projet**

Nouveau pont sur la Combabelle

Note de calcul prédimensionnement

Lausanne, le 29. Janvier 2021

COMPAGNIE DU CHEMIN DE FER
MONTREUX OBERLAND BERNOIS SA
Rue de la Gare 22 – CP 1426
1820 Montreux 1

MOB
COMPAGNIE DU CHEMIN DE FER
MONTREUX OBERLAND BERNOIS

Impressum			
Auteur			MONOD-PIGUET + ASSOCIES IC S.A.
Diffusion			
			Compagnie du chemin de fer Montreux Oberland Bernois
Interne			
N° interne			20042 - 3.7 - Combabelle - Note de calcul.docx
Révisions			
Version	**Date**	**Auteur**	**Concerne**
-	26.02.2021	SGR	Version initiale V0

Table des matières

1 Méthode de calcul 4
1.1 Matériaux 4
1.2 Système statique 4
1.2.1 Charges ferroviaires 5
1.2.2 Charges sur le cadre (largeur 1.00m) 5
1.3 Resistance structurale 6
1.3.1 Armature minimale de flexion 6
1.3.2 Résistance ultime à la flexion 7
1.3.3 Résistance ultime à l'effort tranchant 7
1.4 Sécurité structurale 8
1.4.1 Etat limite ultime 8
1.5 Vérification pour l'état limite type 4 (fatigue) 10
1.5.1 Efforts pour la limite type 4 10
1.5.2 Charges sur le cadre (largeur 1.00m) 11
1.5.3 Moments 11
1.6 Vérification pour l'état limite de service 14
1.7 Vérification de la fissuration 14

Annexes

1 Méthode de calcul

1.1 Matériaux

Béton C30/37 :

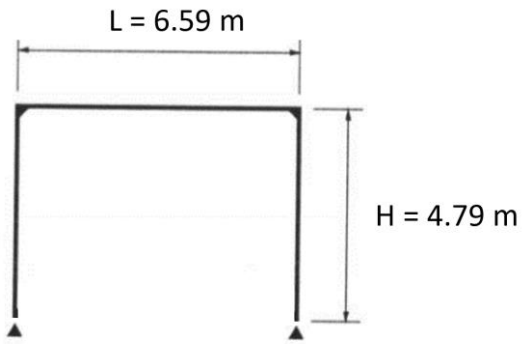
f_{cd}	=	20	N/mm2
τ_{cd}	=	1.1	N/mm2
E_{cm}	=	30000	N/mm2

Acier B500B

f_{sd}	=	435	N/mm2	
$\Delta\sigma_{sd,fat}$	=	145	N/mm2	($\phi \leq 20$ mm)
		135	N/mm2	(Etriers $\phi \leq 16$ mm)
		120	N/mm2	($\phi > 20$ mm)
E_s	=	210000	N/mm2	

1.2 Système statique

Le système modélisé est un portique.



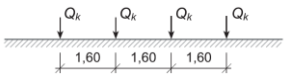
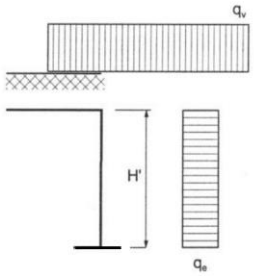
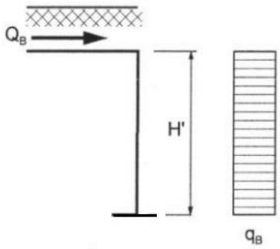
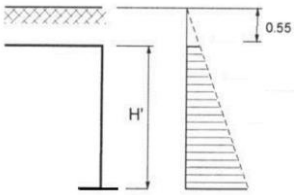
Ep. Dalle	hd	0.60	m
Ep. Murs	hm	0.55	m
Ep. Semelles	hr	0.60	m
Ep. milieu dalle	hd'	0.60	m
Ep. Ballast	e	0.55	m

Le nouveau pont est modélisé comme une section en U renversé. Les angles du portique sont considérés comme parfaitement encastrés.

Les semelles reposent sur des appuis ressorts linéaires. Le module de réaction vertical est défini selon l'abaque de Chardeisson. Ainsi, pour des sols avec une cohésion de 3 kN/m^2 et un angle de frottement de 35°, le coefficient admis est Ks = 40 MN/m^3.

Les valeurs obtenues ont été contrôlés avec des valeurs de Ks deux fois plus élevées et deux fois plus faibles. Les influences sont négligeables.

1.2.1 Charges ferroviaires

Modèle de charge : LM7	Dimensionnement/ calcul statique		Q_k = 4 x 200 kN $\phi = \frac{1.44}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.82 \leq 1.67$
Poussées des terres dues aux charges ferroviaires LM7	Dimensionnement/ calcul statique		qe = Ko * qv Ko = 1-sin φ
Charges au freinage au démarrage LM6	On suppose que cette charge est accompagnée d'une butée uniformément répartie dont la résultante vaut la moitié de Qb		QA_{k6} = 295 kN QB_{k6} = 246 kN qb = QB / (2 x H)
Poussée des terres	Poussée des terres répartie triangulairement		

Modèle de charges ferroviaires

LM7	62.5	kN/m2

Coefficients

α	1.0
Φ	1.41
Poussée des terres au repos	0.55

1.2.2 Charges sur le cadre (largeur 1.00m)

Poids propre	45.8	kN/m	
Ch. permanente	12.3	kN/m	
Poussée des terres inf.	53.5	kN/m	
Poussée des terres sup.	5.5	kN/m	
Poussée hydraulique min	0	kN/m	
Poussée hydraulique max	47.9	kN/m	
Ch. Ferroviaire vert	88.2	kN/m	Charge multipliée par α et ϕ répartie sur 2 x l'écartement des rails
Ch. Ferroviaire horiz	34.4	kN/m	Charge multipliée par α et k_o
Ch. Freinage, accel.	63.5	kN	Charge multipliée par α Hypothèse : diffusée sur l'entraxe des voies = 4.65m

1.3 Resistance structurale

1.3.1 Armature minimale de flexion

Exigence de fissuration accrues pour le retrait

Géométrie:	Epaisseur **h** =	**550**	mm	
zoom	Largeur **b** =	1000	mm	
	Ø armature =	20	mm	
	Espacement **e** de l'armature =	150	mm	
Matériau:	Classe de **béton** :	C30/37		Pour les ouvrages d'art, il faut augmenter de 2 classes pour tenir compte de sur-résistances
	Classe d'acier d'**armature** :	B500B		
Sollicitation:	flexion (**F**) or traction (**T**):	T		
	Ouverture nominale de fissures w_{nom} =	**0.5**	mm	
	Niveau d'exigences :	**Accrues**		
	Coefficient k_1 =	0.78	voir 4.4.1.3 (99)	
A_s = 2 094 mm², ρ (%) = 0.427	$f_{ctd} = k_t * f_{ctm}$ =	2.27	N/mm², (98)	
	$T_{Rd,c}$ =	1251	kN	
	$\sigma_{\sigma,adm}$ selon fig. 31 resp. éq. 100a =	**366**	N/mm²	
	$A_{s,min}$ de fissuration (par côté) =	**1710**	mm²	$A_s / A_{s,min}$ ⇩
Solution 1: -> **Ø 20** **e 150**	A_s =	2094	mm²	122%

Exigence de fissuration élevées pour la flexion

Géométrie:	Epaisseur **h** =	**550**	mm	
zoom	Largeur **b** =	1000	mm	
	Enrobage **c** =	50	mm	
	Ø armature =	20	mm	
	Espacement **e** de l'armature =	150	mm	
Matériau:	Classe de **béton** :	C30/37		Pour les ouvrages d'art, il faut augmenter de 2 classes pour tenir compte de sur-résistances
	Classe d'acier d'**armature** :	B500B		
Sollicitation:	flexion (**F**) or traction (**T**):	F		
	Ouverture nominale de fissures w_{nom} =	**0.2**	mm	
	Niveau d'exigences :	**Élévées**		
A_s = 2 094 mm², ρ (%) = 0.427	$f_{ctd} = k_t * f_{ctm}$ =	3.45	N/mm², (98)	
	$\sigma_{\sigma,adm}$ selon fig. 31 resp. éq. 100a =	**231**	N/mm²	
	max M_{serv} =	**258**	kNm/m	

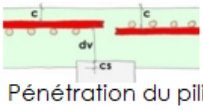
1.3.2 Résistance ultime à la flexion

Zoom

Béton f_{cd} =	20.0 N/mm²		C30/37
Acier d'armature f_{sd} =	435 N/mm²		B500B
Epaisseur **h** =	**550** mm (d=h-c-½Ø)		Standarc
Largeur **b** =	1 000 mm	Choc ? η_t ⇨	
Enrobage **c** =	50 mm		

Armature de flexion			première nappe				deuxième nappe		
Ø	e=	section	d_x	ρ_x	M_{xRd}	$0.85x_x$	d_y	ρ_y	M_{yRd}
mm	mm	mm²	mm	%	kNm/m	mm	mm	%	kNm/m
8	**150**	335	496	0.07%	71.7	9	488	0.07%	71
10	150	524	495	0.11%	111.4	13	485	0.11%	109
12	150	754	494	0.15%	159.2	19	482	0.16%	155
14	150	1 026	493	0.21%	**214.9**	26	479	0.21%	**209**
16	150	1 340	492	0.27%	**278.0**	34	476	0.28%	**269**
18	150	1 696	491	0.35%	**348**	43	473	0.36%	**335**
20	150	2 094	490	0.43%	**425**	54	470	0.45%	**407**
22	150	2 534	489	0.52%	**508**	65	467	0.54%	**483**
24.1	150	3 041	488	0.62%	**600**	78	464	0.66%	**568**
26	150	3 540	487	0.73%	**689**	91	461	0.77%	**649**
28.1	150	4 134	486	0.85%	**790**	106	458	0.90%	**740**
30	150	4 712	485	0.97%	**886**	121	455	1.04%	**824**
34	150	6 053	483	1.25%	**1 093**	155	449	1.35%	**1 004**
40	150	8 378	480	1.75%	**1 407**		440	1.90%	

1.3.3 Résistance ultime à l'effort tranchant

Géométrie :	Epaisseur **h** =	550	mm
	Largeur **b** =	1 000	mm
	Enrobage **c** =	50	mm
Pénétration du pilier ou du mur **cs** =		0	mm
Efforts :	V'_{zEd} =	**0**	kN/m
	m'_{Ed} =	0	kNm/m
	n'_{xEd} =		kN/m
Armatures :	Ø A_s =	20	mm
	espacement s =	150	mm
	Angle ϑ entre V_d et A_s =	0	° (0<ϑ<45)
	E_s =	205 000	N/mm²
B500B	f_{sd} =	435	N/mm²
Béton : C30/37	D_{max} =	16	mm
choix η_t : Standard	f_{cd} =	20.0	N/mm²
Traction par NON			
	τ_{cd} =	1.10	N/mm²
	f_{ctm} =	2.9	N/mm²
Plastification? NON	τ_d =	0.0	N/mm²
Flexion:	A_s =	2 094	mm²/m
	d_v =	490	mm
	ρ =	0.4274%	
	m_{Rd} =	425	kNm/m
Valeurs auxiliaires:	k_g =	1.50	
Plastification :	ε_v =	0.0000	
	k_d =	1.0000	

Résistance sans armature d'effort tranchant selon SIA262

V'_{zEd}/V'_{zRd} = 0.0% V'_{zRd} = **539** >0 kN/m

1.4 Sécurité structurale

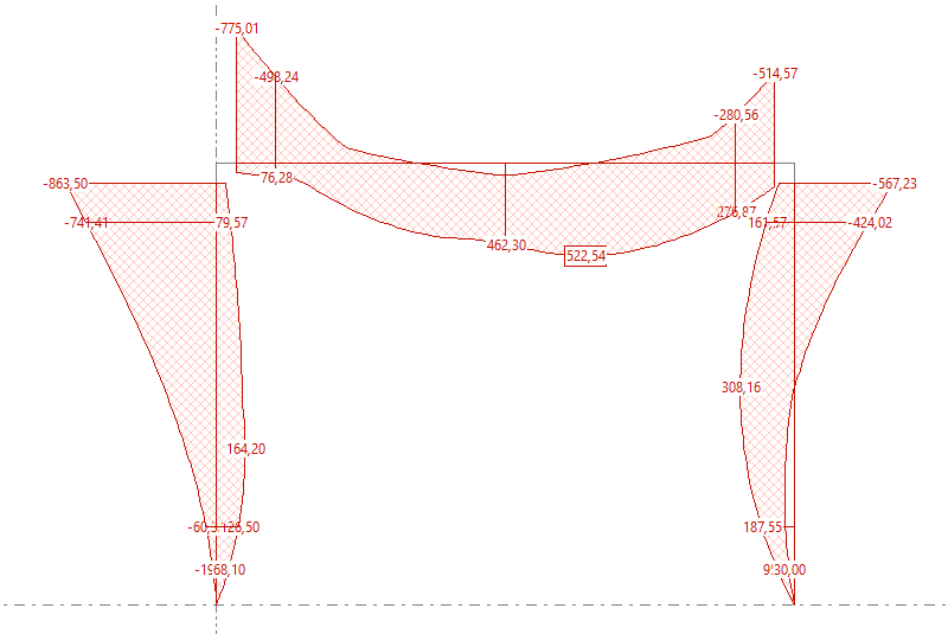
1.4.1 Etat limite ultime

Vérification pour l'état limite type 2 (ultime)

Actions	$\gamma_{Gsup}/\gamma_{Ginf}$
Poids propre	1.35/0.80
Ch. permanente	1.35/0.80
Poussée des terres inf.	1.35/0.70
Poussée des terres sup.	1.35/0.70
Poussée hydraulique	1.20/0.90
Ch. Ferroviaire vert.	1.45/1.00
Ch. Ferroviaire horiz	1.45/1.00
Ch. Freinage, accel.	1.45/1.00

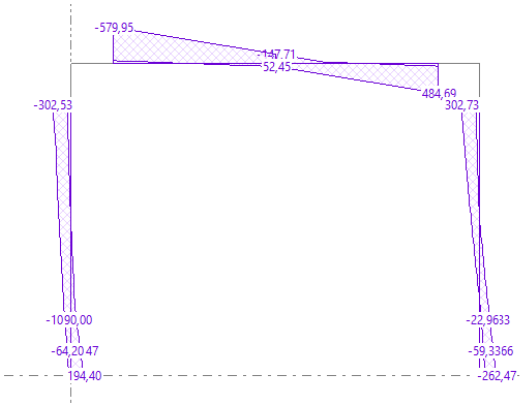
Efforts pour l'état limite type 2 (ultime)

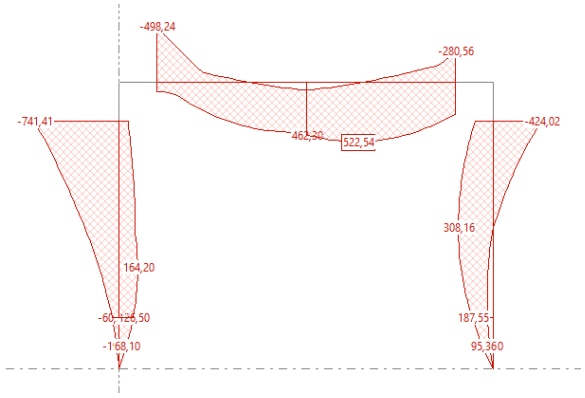
Moments



	M_{Ed} [kNm/m]	As min
Dalle angle de cadre	776	4129
Dalle travée supérieur	67	323
Dalle travée inférieur	523	2521
Murs angle de cadre sup.	864	4598
Murs travée interne	309	1644
Murs travée externe	35	186

Efforts tranchants





	V_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]
Dalle angle de cadre	580	499
Murs angle de cadre sup.	303	742

Vérification de la dalle à l'effort tranchant avec plastification des armatures (cas le plus critique)

Dalle

Géométrie :	Epaisseur **h** =	550	mm
	Largeur **b** =	1 000	mm
	Enrobage **c** =	50	mm
Pénétration du pilier ou du mur **cs** =		0	mm
Efforts :	V'_{zEd} =	**580**	kN/m
	m'_{Ed} =	499	kNm/m
	n'_{xEd} =		kN/m
Armatures :	Ø A_s =	34	mm
	espacement s =	150	mm
	Angle ϑ entre V_d et A_s =	0	° (0<ϑ<45)
	E_s =	205 000	N/mm²
B500B	f_{sd} =	435	N/mm²
Béton : C30/37	D_{max} =	16	mm
choix η_f : Standard	f_{cd} =	20.0	N/mm²
Traction par NON			
	τ_{cd} =	1.10	N/mm²
	f_{ctm} =	2.9	N/mm²
Plastification? OUI	τ_d =	1.4	N/mm²
Flexion:	A_s =	6 053	mm²/m
	d_v =	483	mm
	ρ =	1.2532%	
	m_{Rd} =	1 098	kNm/m
Valeurs auxiliaires:	k_g =	1.50	
Plastification :	ε_v =	0.0032	
	k_d =	0.3026	

Résistance sans armature d'effort tranchant selon SIA262 (20

V'_{zEd}/V'_{zRd} = **360.8%** V'_{zRd} = **161** >580 kN/m

Murs angle de cadre sup

Géométrie :	Epaisseur **h** =	550	mm
	Largeur **b** =	1 000	mm
	Enrobage **c** =	50	mm
Pénétration du pilier ou du mur **cs** =		0	mm
Efforts :	V'_{zEd} =	**303**	kN/m
	m'_{Ed} =	742	kNm/m
	n'_{xEd} =		kN/m
Armatures :	Ø A_s =	34	mm
	espacement s =	150	mm
	Angle ϑ entre V_d et A_s =	0	° (0<ϑ<45)
	E_s =	205 000	N/mm²
B500B	f_{sd} =	435	N/mm²
Béton : C30/37	D_{max} =	16	mm
choix η_f : Standard	f_{cd} =	20.0	N/mm²
Traction par NON			
	τ_{cd} =	1.10	N/mm²
	f_{ctm} =	2.9	N/mm²
Plastification? OUI	τ_d =	0.7	N/mm²
Flexion:	A_s =	6 053	mm²/m
	d_v =	483	mm
	ρ =	1.2532%	
	m_{Rd} =	1 098	kNm/m
Valeurs auxiliaires:	k_g =	1.50	
Plastification :	ε_v =	0.0032	
	k_d =	0.3026	

Résistance sans armature d'effort tranchant selon SIA262 (20

V'_{zEd}/V'_{zRd} = **188.5%** V'_{zRd} = **161** >303 kN/m

Il est nécessaire de prévoir de l'armature à l'effort tranchant dans les murs et la dalle.

Armatures d'effort tranchant

Dalle					Murs				
Efforts	Effort tranchant V_{zEd} =	580	kN		**Efforts**	Effort tranchant V_{zEd} =	303	kN	
zoom	Force normale N_{Ed} ou P_∞ =		kN (compression)		zoom	Force normale N_{Ed} ou P_∞ =		kN (compression)	
Géométrie	Hauteur h =	550	mm	Rectangle	**Géométrie**	Hauteur h =	550	mm	Rectangle
	z donné, sinon z = 0.9 *(h-c-Øétrier) =		mm			z donné, sinon z = 0.9 *(h-c-Øétrier) =		mm	
	Largeur (si P_∞ avec gaines, 4.3.3.3.5) b_W =	1000	mm			Largeur (si P_∞ avec gaines, 4.3.3.3.5) b_W =	1000	mm	
	Enrobage des étriers =	70	mm	Ø nb.		Enrobage des étriers =	70	mm	Ø nb.
	Inclinaison des bielles α =	30	°	mm pc.		Inclinaison des bielles α =	30	°	mm pc.
	Inclinaison de la précontrainte β_P =		°	10 6.67		Inclinaison de la précontrainte β_P =		°	10 6.67
Etriers	Diametre des étriers :	10	mm	Inclinaison	**Etriers**	Diametre des étriers :	10	mm	Inclinaison
	Nombre de Ø par étrier :	6.67	pc.			Nombre de Ø par étrier :	6.67	pc.	
	Distance des étriers s :	150	mm			Distance des étriers s :	150	mm	
	Inclinaison des étriers β =	90	°			Inclinaison des étriers β =	90	°	
Matériaux	Classe de **béton** :	C30/37			**Matériaux**	Classe de **béton** :	C30/37		
	choix η_f :	Standard	SIA262 4.2.1.3			choix η_f :	Standard	SIA262 4.2.1.3	
	Classe d'acier d'**armature** :	B500B				Classe d'acier d'**armature** :	B500B		
	coefficient de réduction k_c =	0.55	SIA262,4.2.1.7			coefficient de réduction k_c =	0.55	SIA262,4.2.1.7	
Calcul intermédiares	Etriers f_{sd} =	435	N/mm²	Reprise	Calcul intermédiares	Etriers f_{sd} =	435	N/mm²	Reprise
	Résistance réduite du béton $f_{c,red} = k_c * f_{cd}$ =	11.0	N/mm²			Résistance réduite du béton $f_{c,red} = k_c * f_{cd}$ =	11.0	N/mm²	
	Inclinaison des contraintes principales α_c =	45.0	°			Inclinaison des contraintes principales α_c =	45.0	°	
	σ_{cd} =	3.2	N/mm²			σ_{cd} =	1.7	N/mm²	
	σ_{sd} =	227	N/mm²			σ_{sd} =	118	N/mm²	
	ρ_W =	0.87%				ρ_W =	0.87%		
	z donné resp. calculé :	423	mm			z donné resp. calculé :	423	mm	
Vérification	$A_{sw,req}$ =	1821	mm²/m		**Vérification**	$A_{sw,req}$ =	951	mm²/m	
	V_{zEd} / V_{zRd} =	0.52	**<1: o.k.**			V_{zEd} / V_{zRd} =	0.27	**<1: o.k.**	

1.5 Vérification pour l'état limite type 4 (fatigue)

La vérification du béton armé à la fatigue se fait pour l'acier et pour le béton:

Pour l'acier: en limitant la différence entre les contraintes maximales et minimales sous la sollicitation de fatigue

Pour le béton : en limitant la contrainte de compression maximale sous l'effet des sollicitations permanentes et de fatigue.

Les facteurs de charge et le coefficient alpha sont pris égaux à 1.00. Les forces de freinage et de démarrage sont négligées (SIA 261 § 11.4.2.3).

1.5.1 Efforts pour la limite type 4

Modèle de charges ferroviaires

LM5	50	kN/m2

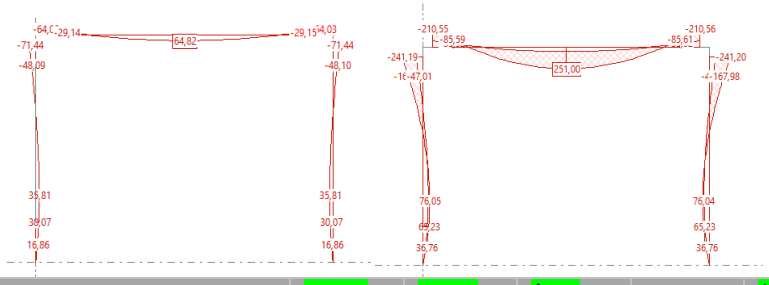
Coefficients

α	1.0
Φ	1.41
Poussée des terres au repos	0.55

1.5.2 Charges sur le cadre (largeur 1.00m)

Poids propre	45.8	kN/m	
Ch. permanente	12.3	kN/m	
Poussée des terres inf.	53.5	kN/m	
Poussée des terres sup.	5.5	kN/m	
Poussée hydraulique min	0	kN/m	
Poussée hydraulique max	47.9	kN/m	
Ch. Ferroviaire vert	70.5	kN/m	Charge multipliée par α et ϕ répartie sur 2 x l'écartement des rails
Ch. Ferroviaire horiz	27.5	kN/m	Charge multipliée par α et k_o
Ch. Freinage, accel.			Négligées

1.5.3 Moments



	$M_{Ed.max}$ [kNm/m]	$M_{Ed.min}$ [kNm/m]	ΔM_{Ed} [kNm/m]	As min	As min k ϕ
Dalle angle de cadre	211	64	147	3545	4791
Dalle travée	251	65	186	4062	5489
Murs angle de cadre sup.	242	72	170	4099	5539
Murs travée	76	35	41	989	1337

Le diamètre de façonnage est estimé à 15 ø. Le facteur de réduction de contrainte est k ϕ =0.74 pour les barres des angles de cadre.

Limite de fatigue

ø ≤ 20 mm $\Delta\sigma_{sd,D}$ = 0.8 x 145 = 116 N/mm2
ø > 20 mm $\Delta\sigma_{sd,D}$ = 0.8 x 120 = 96 N/mm2

Choix des armatures

	ELU type 2 As,nec [mm2]	ELU type 4 As,nec [mm2]	Choix armature
Dalle angle de cadre	Ø30 e=150	Ø34 e=150	Ø34 e=150
Dalle travée	Ø22 e=150	Ø34 e=150	Ø34 e=150
Murs angle de cadre sup.	Ø30 e=150	Ø34 e=150	Ø34 e=150
Murs travée	Ø18 e=150	Ø18 e=150	Ø18 e=150

Compression dans le béton

Efforts maximaux ΔM_{Edmax} = 195 kNm/m (dalle travée)

Contrainte dans le béton $\sigma_{cd,min}$ = 4.5 N/mm2

$\sigma_{cd,max}$ = 1.4 N/mm2

k_c = 0.8

$\sigma_{cd,max} = 0.5 \times k_c \times f_{cd} + 0.45 \times \sigma_{cd,min}$ = 8.6 N/mm2 > $\sigma_{Ed,max}$ = 4.5 N/mm2 OK

Efforts tranchants

	$V_{Ed.max}$ [kN/m]	$V_{Ed.min}$ [kN/m]	ΔV_{Ed} [kN/m]
Dalle angle de cadre	257	72	185
Murs angle de cadre sup.	155	50	105

Vérification à la fatigue dans les étriers

Pour la vérification à la fatigue ELU4, on a ΔVd=185 kN et α_{fat} = 40° d'après SIA 262 4.3.8.1.7.

Efforts	Effort tranchant V_{zEd} =	185	kN				Pieu ? :	Non	
zoom	Force normale N_{Ed} ou P_∞ =		kN (compression)				η_i =	1.00	
Géométrie	Hauteur h =	550	mm	Rectangle				(44)	(46)
	z donné, sinon z = 0.9 *(h-c-Øétrier) =		mm						
	Largeur (si P_∞ avec gaines, 4.3.3.3.5) b_W =	1000	mm						
	Enrobage des étriers =	50	mm	Ø	nb.	section	s	$V_{Rd,s}$	$V_{Rd,c}$
	Inclinaison des bielles α =	40	°	mm	pc.	mm²/m	mm	kN	kN
	Inclinaison de la précontrainte β_P =		°	10	6.67	3492	150	248	2 389
Etriers	Diametre des étriers :	10	mm	Inclinaison des bielles:					
	Nombre de Ø par étrier :	6.67	pc.			30°<alpha<45°		SIA 262, 4.3.3.3.2	
	Distance des étriers s :	150	mm				SIA262, 5.5.2.2:		
	Inclinaison des étriers β =	90	°				max s =	250 mm	
Matériaux	Classe de **béton** :	C30/37							
	choix η_f :	Standard	SIA262 4.2.1.3						
	Classe d'acier d'**armature** :	B500fat							
	coefficient de réduction k_c =	0.55	SIA262,4.2.1.7						
Calcul intermédiares	Etriers f_{sd} =	135	N/mm²	Reprise de la traction F_{TVd} =				110 kN	
	Résistance réduite du béton $f_{c,red} = k_c * f_{cd}$ =	11.0	N/mm²				req A_{sL} =	817 mm²/m	
	Inclinaison des contraintes principales α_c =	45.0	°				ØA_{sL} =	20 mm	
	σ_{cd} =	0.9	N/mm²				req nb ΔA_{sL} =	3	
	σ_{sd} =	101	N/mm²				Choix de ΔA_{sL} =	3Ø20	
	ρ_w =	0.87%					min ρ_w =	0.10% éq (110)	
	z donné resp. calculé :	441	mm				ΔA_{sL} = / req A_{sL} =	115%	
Vérification	$A_{sw,req}$ =	2607	mm²/m						
	V_{zEd} / V_{zRd} =	0.75	**<1: o.k.**						

Vérification à la fatigue dans le béton

	$M_{Ed.max}$ [kNm/m]	$M_{Ed.min}$ [kNm/m]	ΔM_{Ed} [kNm/m]
Dalle angle de cadre	211	64	147
Murs angle de cadre sup.	242	72	170

Efforts maximaux ΔM_{Edmax} = 170 kNm/m (murs angle de cadre)

Efforts	Effort tranchant V_{zEd} =	242	kN
zoom	Force normale N_{Ed} ou P_∞ =		kN (compression)
Géométrie	Hauteur h =	550	mm Rectangle
	z donné, sinon z = 0.9 *(h-c-Øétrier) =		mm
	Largeur (si P_∞ avec gaines, 4.3.3.3.5) b_W =	1000	mm
	Enrobage des étriers =	50	mm Ø nb.
	Inclinaison des bielles α =	40	° mm pc.
	Inclinaison de la précontrainte β_P =		° 10 6.67
Etriers	Diametre des étriers :	10	mm Inclinaison
	Nombre de Ø par étrier :	6.67	pc.
	Distance des étriers s :	150	mm
	Inclinaison des étriers β =	90	°
Matériaux	Classe de **béton** :	C30/37	
	choix η_f :	Standard	SIA262 4.2.1.3
	Classe d'acier d'**armature** :	B500fat	
	coefficient de réduction k_c =	0.55	SIA262.4.2.1.7
Calcul intermédiares	Etriers f_{sd} =	135	N/mm² Reprise
	Résistance réduite du béton $f_{c,red} = k_c * f_{cd}$ =	11.0	N/mm²
	Inclinaison des contraintes principales α_o =	45.0	°
	σ_{cd} =	1.1	N/mm²
	σ_{sd} =	132	N/mm²
	ρ_W =	0.87%	
	z donné resp. calculé :	441	mm
Vérification	$A_{sw,req}$ =	3411	mm²/m
	V_{zEd} / V_{zRd} =	0.98	<1: o.k.

Efforts	Effort tranchant V_{zEd} =	72	kN
zoom	Force normale N_{Ed} ou P_∞ =		kN (compression)
Géométrie	Hauteur h =	550	mm Rectangle
	z donné, sinon z = 0.9 *(h-c-Øétrier) =		mm
	Largeur (si P_∞ avec gaines, 4.3.3.3.5) b_W =	1000	mm
	Enrobage des étriers =	50	mm Ø nb.
	Inclinaison des bielles α =	40	° mm pc.
	Inclinaison de la précontrainte β_P =		° 10 6.67
Etriers	Diametre des étriers :	10	mm Inclinaison
	Nombre de Ø par étrier :	6.67	pc.
	Distance des étriers s :	150	mm
	Inclinaison des étriers β =	90	°
Matériaux	Classe de **béton** :	C30/37	
	choix η_f :	Standard	SIA262 4.2.1.3
	Classe d'acier d'**armature** :	B500fat	
	coefficient de réduction k_c =	0.55	SIA262.4.2.1.7
Calcul intermédiares	Etriers f_{sd} =	135	N/mm² Reprise
	Résistance réduite du béton $f_{c,red} = k_c * f_{cd}$ =	11.0	N/mm²
	Inclinaison des contraintes principales α_o =	45.0	°
	σ_{cd} =	0.3	N/mm²
	σ_{sd} =	39	N/mm²
	ρ_W =	0.87%	
	z donné resp. calculé :	441	mm
Vérification	$A_{sw,req}$ =	1015	mm²/m
	V_{zEd} / V_{zRd} =	0.29	<1: o.k.

Contrainte dans le béton $\sigma_{cd,min}$ = 1.1 N/mm2

$\sigma_{cd,max}$ = 0.3 N/mm21

k_c = 0.55

$\sigma_{cd,max} = 0.5 \times k_c \times f_{cd} + 0.45 \times \sigma_{cd,min}$ = 5.6 N/mm2 > $\sigma_{Ed,max}$ = 1.1 N/mm2 OK

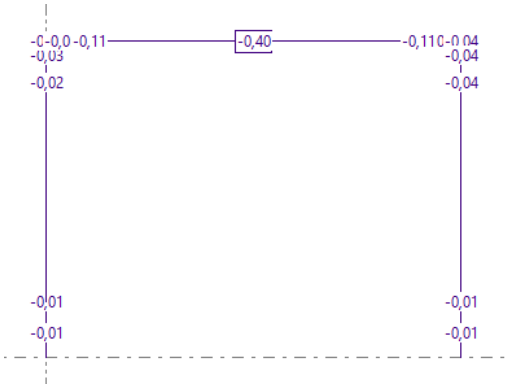
1.6 Vérification pour l'état limite de service

Cas de charge quasi permanent

W_{el} = 0.40 mm

Hypothèse : $W_{fiss} = 6 \times W_{el}$

W_{fiss} = 2.4 mm < L/700 = 9.4 mm OK

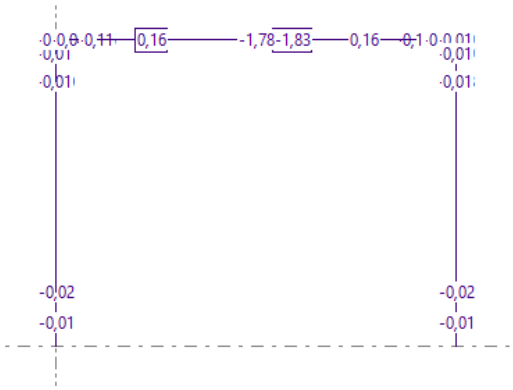


Cas de charge fréquent

W_{el} = 2.22 mm

Géométrie: Dalle	épaisseur H =	550	mm	
	largeur B =	1000	mm	
	enrobage c =	50	mm	
Armatures:	As tendue Ø =	34	mm	
	As comprimée Ø =	18	mm	
	entraxe des barres =	150	mm	
Béton:	fluage φ =	2.0		
Hauteur statique:	d =	483	mm	Afficher SIA 262, page 69, § 4.4.3.2
Armature tendue:	A_s =	6053	mm²	
	ρ =	1.25	% d'armature dans la zone tendue	
Armature comprim	A_s' =	1696	mm²	
	ρ' =	0.35	% d'armature dans la zone comprimée	
Fluage:	(1+φ) =	3.00	selon 4.4.3.2.4	
Fissuration:	$(1-20\rho')/(10\rho^{0.7})$ =	1.99	selon 4.4.3.2.5, éq (102), 1er facteur	
	(0.75+0.1φ) =	0.95	selon 4.4.3.2.5, éq. (102), 2e facteur	
	$(H/d)^3$ =	1.48	selon 4.4.3.2.5, éq. (102), 3e facteur	
Déformations	w / w_c =	2.80		

L	w_c	$w_{c\varphi}$	w	w / L
		§4.4.3.2.4	§4.4.3.2.5	
mm	mm	éq(101) mm	éq(102) mm	
6 590	2.22	6.7	6.2	1 / 1061



W_{fiss} = 5.5 mm < L/(15v - 400) = 6.0 mm OK

Ces

1.7 Vérification de la fissuration

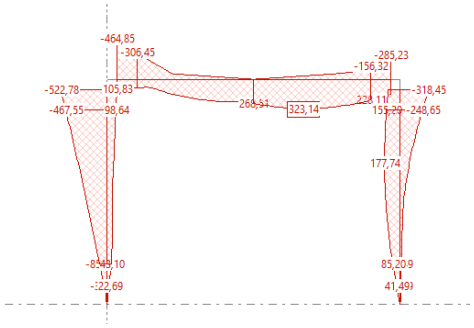
Le moment de fissuration minimal est calculé à la p. 4 pour l'armature minimale (Ø20 e = 150)

$M_{fiss\ Rd}$ = 258 kNm/m

En regardant le schéma des moments à l'état limite de service fréquent, l'armature minimale satisfait les conditions élevées presque partout.

Le moment de résistance à la fissuration aux angles de cadre est pour un (Ø34 e = 150) $M_{fiss\ Rd}$ =601 kNm/m

Les ouverture des fissures respectent les conditions élevées de la norme SIA 262 (w_{max} = 0.2 mm)

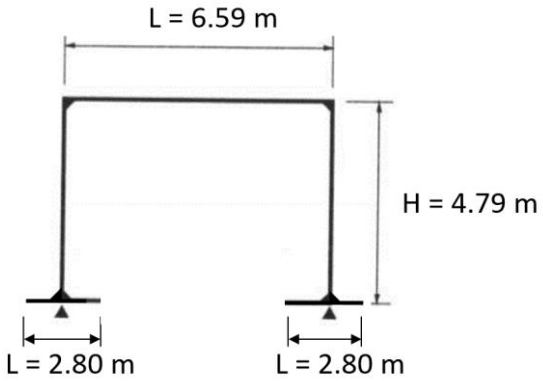


1.8 Vérification des semelles

1.8.1 Vérification au glissement

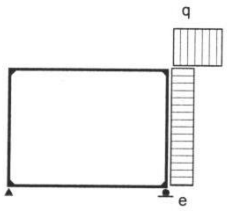
Charges sur le cadre (largeur 1.00m)

Charges sur le portique			Charges sur une semelle		
Poids propre	45.8	kN/m	Verticale	151	kN
Ch. permanente	12.3	kN/m	Verticale	40.5	kN
Poussée des terres inf.	53.5	kN/m	Horizontale	142	kN
Poussée des terres sup.	5.5	kN/m			
Poussée hydraulique min	0	kN/m	Horizontale	115	kN
Poussée hydraulique max	47.9	kN/m			
Ch. Ferroviaire vert	88.2	kN/m	Verticale	290	kN
Ch. Ferroviaire horiz	34.4	kN/m	Horizontale	164	kN
Ch. Freinage, accel.	63.5	kN	Horizontale	152	kN



Cas le plus défavorable :

Le convoi freine/accélère juste devant l'ouvrage



Charges sur une semelle		
Poids propre	151	kN
Ch. permanente	40.5	kN
Poussée des terres	142	kN
Poussée hydraulique	115	kN
Ch. Ferroviaire vert	0	kN
Ch. Ferroviaire horiz	82	kN
Ch. Freinage, accel.	152	kN

$E_N = 1 \times 151 + 40.5$

$\delta = 2/3\ \varphi'$

$E_T = 1.35 \times 142 + 1.45 \times (82+152) + 1.20 \times 115$

$R_T = E_N \times \tan\delta = 74.8 \quad > \quad E_T = 669$ Glissement KO

La mise en place de buttons est nécessaire

1.8.2 Vérification au poinçonnement

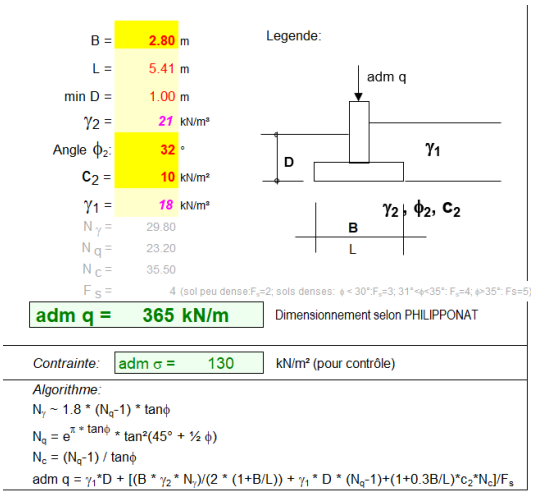
Hypothèses : charges reparties sur l'ensemble des semelles

Charges sur le cadre L = 5.41 m

Charges totales		
Poids propre	816	kN
Ch. permanente	219	kN
Ch. Ferroviaire vert	290	kN

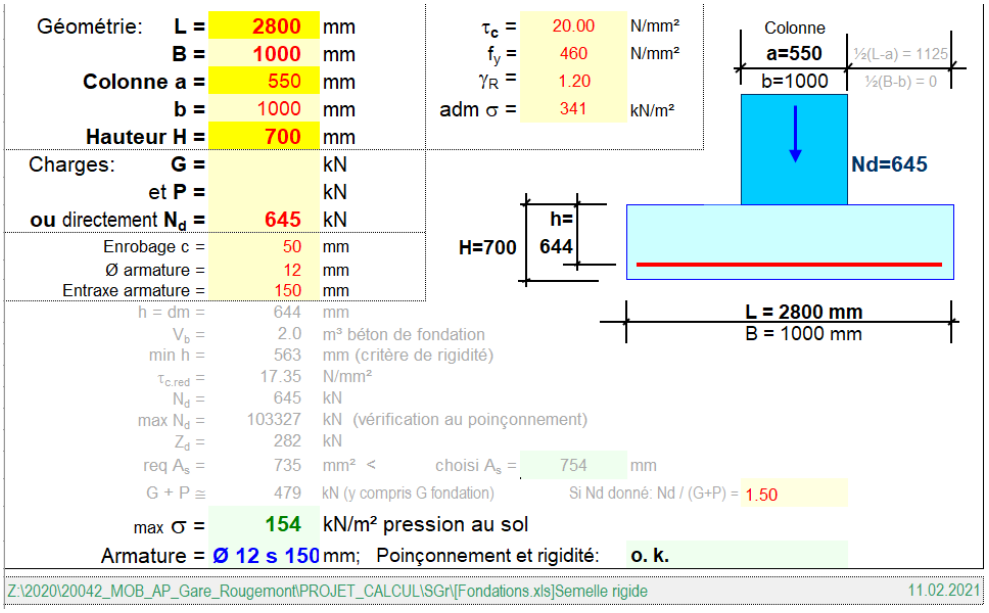
E_N = 1.45 x 290 + 1.35 x (816 + 219) = 1817 kN

R_N = 365 x 5.41 = 1975 kN



R_N = 1975 kN > E_N = 1817 kN OK

1.8.3 Vérification des armatures à l'ELU



1.8.4 Vérification à la fatigue

Cas de charge	Charges		Cas et facteur	
	Fz [KN]	My [KNm]	$V_{Ed.max}$ [kN/m]	$V_{Ed.min}$ [kN/m]
Poids propre	159	27	1.0	1.0
Ch. permanente	40.5	-15	1.0	1.0
Poussée des terres	0	89	1.0	1.0
Ch. Ferroviaire vert	290	103	1.0	0
Ch. Ferroviaire horiz	0	1	1.0	0
Ch. Freinage, accel.	17	+/-70	1.0	0

$V_{Ed.max}$ = 507 kN/m $V_{Ed.min}$ = 200 kN/m

Vérification des armatures à la fatigue

Efforts	Effort tranchant V_{zEd} =	307	kN					Pieu ? :	Non
zoom	Force normale N_{Ed} ou P_m =		kN (compression)					η_i =	1.00
Géométrie	Hauteur h =	750	mm	Rectangle				(44)	(46)
	z donné, sinon z = 0.9 * (h-c-Øétrier) =		mm						
	Largeur (si P_m avec gaines, 4.3.3.3.5) b_W =	1000	mm						
	Enrobage des étriers =	70	mm	Ø	nb.	section	s	$V_{Rd.s}$	$V_{Rd.c}$
	Inclinaison des bielles α =	30	°	mm	pc.	mm²/m	mm	kN	kN
	Inclinaison de la précontrainte β_P =		°	12	6.67	5029	150	707	2 864
Etriers	Diametre des étriers :	12	mm	Inclinaison des bielles:					
	Nombre de Ø par étrier :	6.67	pc.			30°<alpha<45°		SIA 262, 4.3.3.3.2	
	Distance des étriers s :	150	mm				SIA262, 5.5.2.2:		
	Inclinaison des étriers β =	90	°				max s =	300 mm	
Matériaux	Classe de **béton** :	C30/37							
	choix η_1 :	Standard	SIA262 4.2.1.3						
	Classe d'acier d'**armature** :	B500fat							
	coefficient de réduction k_c =	0.55	SIA262,4.2.1.7						
Calcul intermédiares	Etriers f_{sd} =	135	N/mm²	Reprise de la traction F_{Tvd} =				266 kN	
	Résistance réduite du béton $f_{c,red} = k_c * f_{cd}$ =	11.0	N/mm²				req A_{sL} =	1969 mm²/m	
	Inclinaison des contraintes principales α_p =	45.0	°				ØA_{sL} =	20 mm	
	σ_{cd} =	1.2	N/mm²				req nb ΔA_{sL} =	7	
	σ_{sd} =	59	N/mm²				Choix de ΔA_{sL} =	7Ø20	
	ρ_W =	1.26%					min ρ_W =	0.10% éq (110)	
	z donné resp. calculé :	601	mm				ΔA_{sL} = / req A_{sL} =	111%	
Vérification	$A_{sw,req}$ =	2184	mm²/m						
	V_{zEd} / V_{zRd} =	0.43	**<1: o.k.**						

Vérification du béton à la fatigue

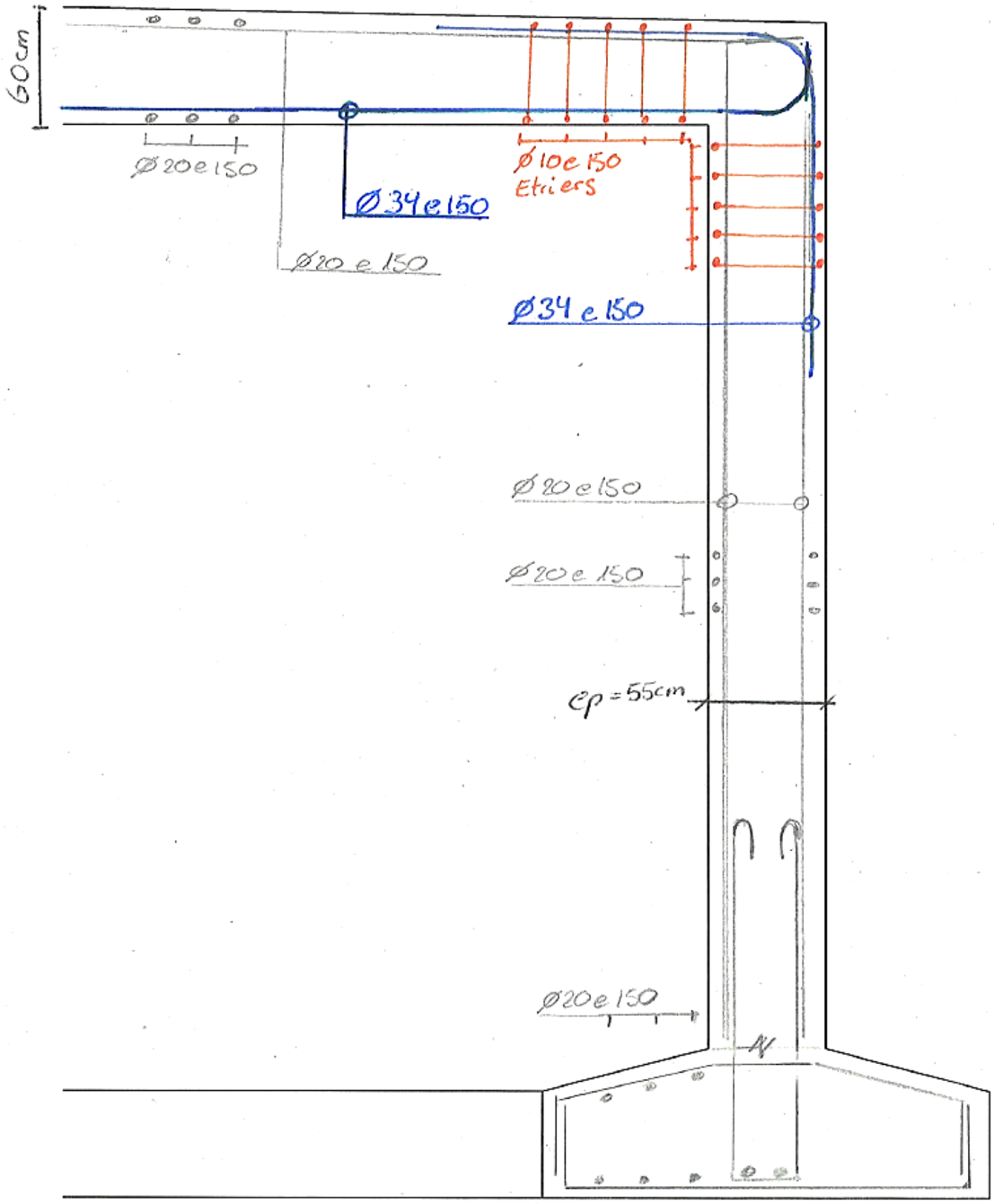
Efforts	Effort tranchant V_{zEd} =	507	kN
zoom	Force normale N_{Ed} ou P_∞ =		kN (compression)
Géométrie	Hauteur h =	750	mm Rectangle
	z donné, sinon z = 0.9 * (h-c-Øétrier) =		mm
	Largeur (si P_∞ avec gaines, 4.3.3.3.5) b_W =	1000	mm
	Enrobage des étriers =	70	mm
	Inclinaison des bielles α =	30	°
	Inclinaison de la précontrainte β_P =		°
Etriers	Diametre des étriers :	12	mm
	Nombre de Ø par étrier :	6.67	pc.
	Distance des étriers s :	150	mm
	Inclinaison des étriers β =	90	°
Matériaux	Classe de **béton** :	C30/37	
	choix η_f :	Standard	SIA262 4.2.1.3
	Classe d'acier d'**armature** :	B500fat	
	coefficient de réduction k_c =	0.55	SIA262,4.2.1.7
Calcul intermédiares	Etriers f_{sd} =	135	N/mm²
	Résistance réduite du béton $f_{c,red} = k_c * f_{cd}$ =	11.0	N/mm²
	Inclinaison des contraintes principales α_o =	45.0	°
	σ_{cd} =	1.9	N/mm²
	σ_{sd} =	97	N/mm²
	ρ_W =	1.26%	
	z donné resp. calculé :	601	mm
Vérification	$A_{sw,req}$ =	3607	mm²/m
	V_{zEd} / V_{zRd} =	0.72	<1: o.k.

Efforts	Effort tranchant V_{zEd} =	200	kN
zoom	Force normale N_{Ed} ou P_∞ =		kN (compression)
Géométrie	Hauteur h =	750	mm Rectangle
	z donné, sinon z = 0.9 * (h-c-Øétrier) =		mm
	Largeur (si P_∞ avec gaines, 4.3.3.3.5) b_W =	1000	mm
	Enrobage des étriers =	70	mm
	Inclinaison des bielles α =	30	°
	Inclinaison de la précontrainte β_P =		°
Etriers	Diametre des étriers :	12	mm
	Nombre de Ø par étrier :	6.67	pc.
	Distance des étriers s :	150	mm
	Inclinaison des étriers β =	90	°
Matériaux	Classe de **béton** :	C30/37	
	choix η_f :	Standard	SIA262 4.2.1.3
	Classe d'acier d'**armature** :	B500fat	
	coefficient de réduction k_c =	0.55	SIA262,4.2.1.7
Calcul intermédiares	Etriers f_{sd} =	135	N/mm²
	Résistance réduite du béton $f_{c,red} = k_c * f_{cd}$ =	11.0	N/mm²
	Inclinaison des contraintes principales α_o =	45.0	°
	σ_{cd} =	0.8	N/mm²
	σ_{sd} =	38	N/mm²
	ρ_W =	1.26%	
	z donné resp. calculé :	601	mm
Vérification	$A_{sw,req}$ =	1423	mm²/m
	V_{zEd} / V_{zRd} =	0.28	<1: o.k.

Contrainte dans le béton $\sigma_{cd,min}$ = 1.9 N/mm2

$\sigma_{cd,max}$ = 0.8 N/mm21

k_c = 0.55

$\sigma_{cd,max} = 0.5 \times k_c \times f_{cd} + 0.45 \times \sigma_{cd,min}$ = 6.4 N/mm2 > $\sigma_{Ed,max}$ = 1.9 N/mm2 OK

1.9 Schéma d'armature