

13-17 QUAI ANATOLE FRANCE  
76 RUE DE LILLE  
75007 PARIS

**CREATION D'UN PLANCHER**

**CLIENT:**

**ENTREPRISE:**

S.T.T  
3 RUE DE LA TUILERIE  
37550 ST AVERTIN  
Tel: 02 47 27 22 98 Fax: 47 27 25 03

**Bureau d'Etude Technique:**

E.C.M F. GUILLON  
La Tuilerie  
79190 MONTALEMBERT  
Tel: 05 49 07 74 28 Fax: 05 49 07 74 35

**NOTE DE CALCULS DE L'OSSATURE METALLIQUE**

DATE :	indice	modifications
11 juin 1998	0	Création
23 juin 1998	A	CP terrasse inaccessible
25 Janvier 1999	B	Plan de récolement

DATE :	indice	modifications
--------	--------	---------------

SOMMAIRE

LIBELLE	PAGE
Hypothèses de calculs	1
Croquis de la structure	2
Solives secondaire terrasse jardin	3
Solives secondaire terrasse accessible	4
Solives primaires terrasse jardin	5
Solives primaires mitoyennes	6
Solives primaires terrasse accessible	7
Poutre principale entre jardin et accessible	8 à 13
Poutres principales jardin	14 à 19
Chevillage des solives primaires IPE200	20 à 21
Chevillage des solives secondaires IPE160	22 à 23

## HYPOTHESES DE CALCULS

### Terrasse accessible (largeur 2m)

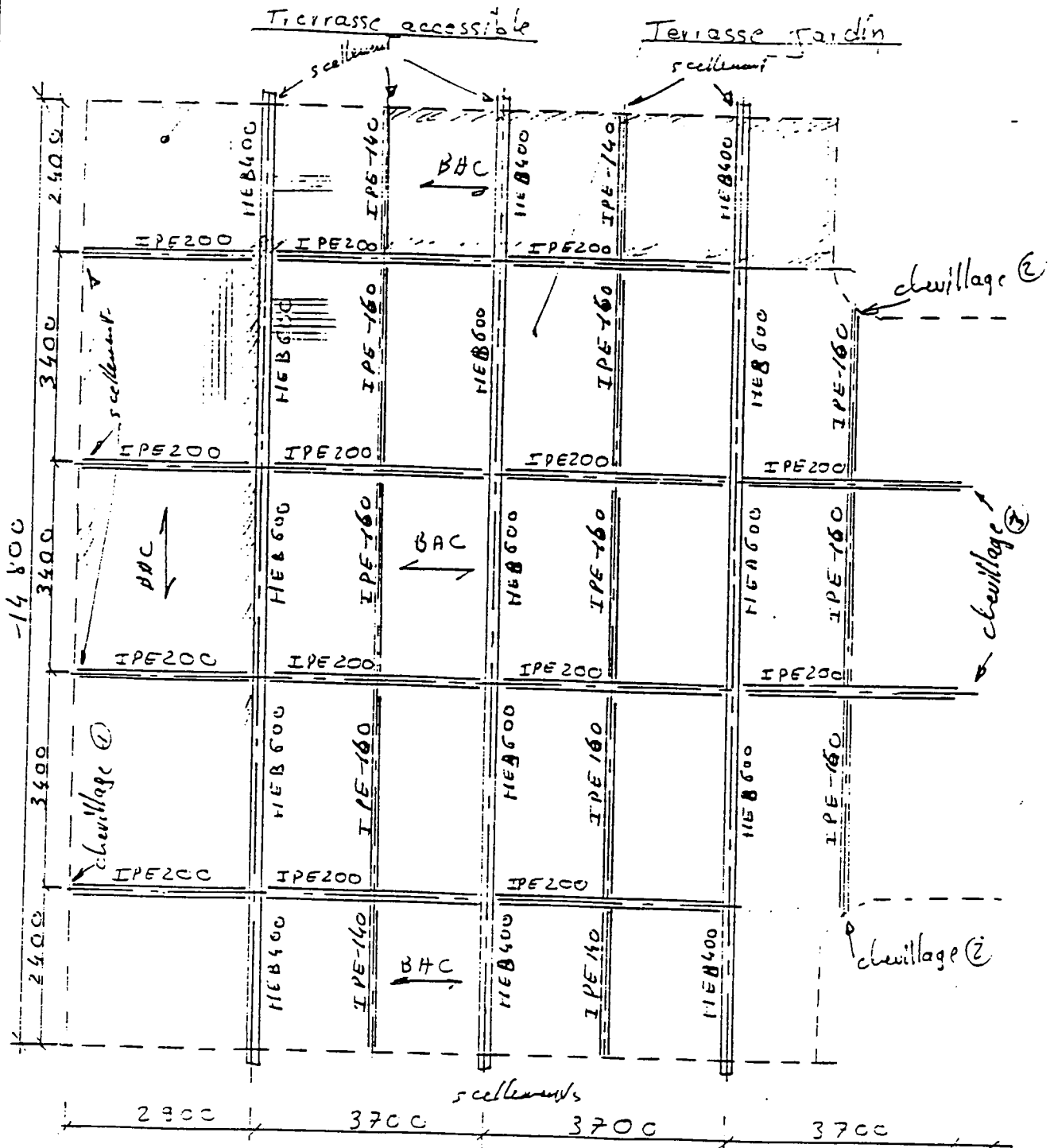
Charges permanentes: Dallette sur plot	100 kg/m <sup>2</sup>
Etanchéité + isolant	20 kg/m <sup>2</sup>
Dalle BA ep 10 sur bac	180 kg/m <sup>2</sup>
Faux plafond + gaine	<u>110 kg/m<sup>2</sup></u>
TOTAL	410 kg/m <sup>2</sup> hors cp ossature

Charge d'exploitation: 500 kg/m<sup>2</sup>

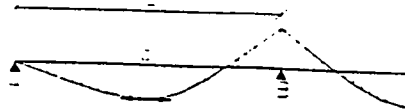
### Terrasse jardin inaccessible (systeme gravijardin)

Charges permanentes: Gravillon+gravifiltre	
+substrat+vegetation	100 kg/m <sup>2</sup>
Etanchéité + isolant	20 kg/m <sup>2</sup>
Bac acier+dalle ep 7cm+ flocage	120 kg/m <sup>2</sup> (indice A)
Faux plafond + gaine	<u>110 kg/m<sup>2</sup></u>
TOTAL	350 kg/m <sup>2</sup> hors cp ossature

Charge d'exploitation:(entretien) 100 kg/m<sup>2</sup>



# SOLIVES SECONDAIRES TERRASSE JARDIN

LIMITE 1<sup>re</sup> SOL SECONDE

## CALCUL DE POUTRE

Portée en m	Ecart en m	Nb appuis	Ix cm <sup>4</sup>	Ix/vx cm <sup>3</sup>	Profil
3.400	1.950	2	869.30	108.7	IPE160
CP kg/m <sup>2</sup>	Surc. kg/m <sup>2</sup>	Qual bls	ep lame mm	coef cont	Moments
357	100	6.8	5.0	1,000	1,000
				0,500	RA
				0,500	RB

### Verification de la contrainte de flexion

$$CP = 660,45 \cdot \frac{4}{3} = 880,60 \text{ kg/ml}$$

$$Surch = \frac{185,00}{845,45} \cdot \frac{3}{2} = 277,50 \text{ kg/ml}$$

$$1158,10 \text{ kg/ml}$$

$$Mx \text{ max} = \frac{PI^2/8}{1673,45} \cdot \text{coef cont.} = M \text{ maxi} \quad d'ou \sigma = Mx / (Ix/vx) = 15,4 \text{ kg/mm}^2 \text{ en C}$$

$$i/v \text{ minimum} = 9,7272708 \text{ cm}^3$$

### Verification de la fleche

$$(5PL^4)/(384EI) \cdot \text{Coef. cont.} = \text{fleche cm}$$

CP seul	0,63	1,000	0,63	cm	soit	L/540	lx minimum
S seule	0,18	1,000	0,18	cm	soit	L/1928	135,25 cm <sup>4</sup>
CP+S	0,81	1,000	0,81	cm	soit	L/422	

### Réactions d'appuis

	P*I	* coef. cont	= kg			
RA	CP= 2245,53	0,500	1123 kg	* 4/3 =	1497 kg	
	S = 629,00	0,500	315 kg	* 3/2 =	472 kg	
			1437 kg		1969 kg pondérés	
RB	CP= 2245,53	0,500	1123 kg	* 4/3 =	1497 kg	
	S = 629,00	0,500	315 kg	* 3/2 =	472 kg	
			1437 kg		1969 kg pondérés	

### Attaches de l'ame (Par double cornières, double cisaillement)

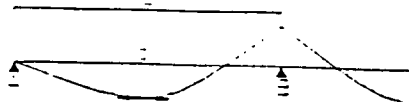
Nombre de boulons nécessaires	sigmae Bls=41								
diametre Bl	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Ar=	84,3	115	157	192	245	303	353	459	551
Adm/boul	4489	6123	8360	10223	13045	16134	18796	24440	29339
Nb Bls en A	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Nombre de Bls nécessaires pour respecter la pression diametrale < 72kg/mm <sup>2</sup>									
En A	1	1	1	1	1	1	1	1	1

### CONCLUSIONS:

**IPE160 SUR 2 APPUIS**

# SOLIVES SECONDAIRES TERRASSE ACCESSIBLE

SOLIVES SECONDAIRES



## CALCUL DE POUTRE

Portée en m	Ecart en m	Nb appuis	Ix cm4	Ix/vx cm3	Profil
2.400	1.850	2	541.20	77.3	IPE140
CP kg/m²	Surc. kg/m²	Qual bis	ep ame mm	coef cont	
417	500	6.8	4.7	1,000	Moments
				1,000	fleche
				0,500	RA
				0,500	RB

### Verification de la contrainte de flexion

$$CP = 771,45 \quad * \quad 4/3 = 1028,60 \text{ kg/ml}$$

$$Surc = 925,00 \quad * \quad 3/2 = 1387,50 \text{ kg/ml}$$

$$1696,45 \text{ kg/ml} \quad 2416,10 \text{ kg/ml}$$

$$Mx \text{ max} = \frac{P l^3}{8} \quad * \text{coef. cont.} = M \text{ maxi} \quad d'ou \sigma = Mx / (Ix/vx)$$

$$1739,59 \quad 1,000 \quad 1739,59 \text{ kg.m} \quad 22,5 \text{ kg/mm}^2 \text{ en C} \quad i/v \text{ minimum} \quad 72,483 \text{ cm}^3$$

### Verification de la fleche

$$(5PL^4)/(384EI) * \text{Coef. cont.} = \text{fleche cm}$$

CP seul	0,29	1,000	0,29 cm	soit	L/818	lx minimum
S seule	0,35	1,000	0,35 cm	soit	L/683	237,86 cm4
CP+S	0,64	1,000	0,64 cm	soit	L/372	

### Réactions d'appuis

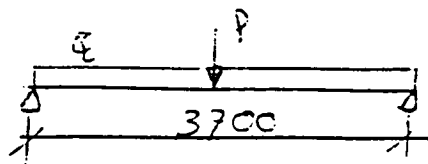
	P	* coef. cont	= kg		
RA	CP=	1851,48	0,500	926 kg	* 4/3 = 1234 kg
	S =	2220,00	0,500	1110 kg	* 3/2 = 1665 kg
				2036 kg	2899 kg pondérés
RB	CP=	1851,48	0,500	926 kg	* 4/3 = 1234 kg
	S =	2220,00	0,500	1110 kg	* 3/2 = 1665 kg
				2036 kg	2899 kg pondérés

### Attaches de l'ame (Par double cornières, double cisaillement)

Nombre de boulons nécessaires	sigmae BIs=41								
diametre BI	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Ar=	84.3	115	157	192	245	303	353	459	551
Adm/boul	4489	6123	8360	10223	13045	16134	18796	24440	29339
Nb BIs en A	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Nombre de BIs nécessaires pour respecter la pression diametrale < 72kg/mm²									
En A	1	1	1	1	1	1	1	1	1

## CONCLUSIONS:

## IPE140 SUR 2 APPUIS

Schloss P. maîtreTerrasse Jardin.

ecart 3400

$$q \Rightarrow CP = 23 \text{ kg/m} \times 1.33 = 31 \text{ kg/m}$$

$$P \Rightarrow CP = 1123 \times 2 = 2246 \times 1.33 = 2988 \text{ kg} \\ ex = 315 \times 2 = \frac{630}{2876} \times 1.5 = \frac{945}{3933} \text{ kg}$$

$$M = \frac{31 \times 3.7^2}{8} + \frac{2988 \times 3.7}{4} = 3691 \text{ kg.m} \quad I/v > 154 \text{ cm}^3$$

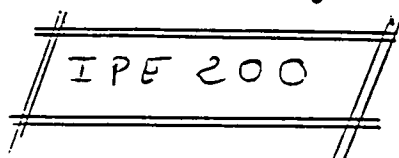
$$IPE200 \Rightarrow \sigma = 3933 / 194.3 = 20.2 \text{ kg/cm}^2 < 24$$

$$f = \frac{2876 \times 370^3}{48 \times E \times 1943} + \frac{5 \times 0.23 \times 370^4}{384 \times E \times 1943} = 0.74 + 0.01 = 0.75 \text{ cm} = l/493$$

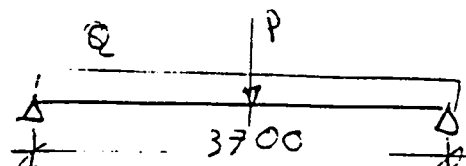
reactions d'appuis.

$$CP \Rightarrow 1166 \text{ kg} \downarrow$$

$$S \Rightarrow 315 \text{ kg} \uparrow$$



solives primaires  
mitoyennes



$$Q \Rightarrow CP = 23 \times 133 = 31 \text{ kg/m}$$

$$P \Rightarrow \begin{array}{l} CP = 1123 + 926 = 2049 \times 1.33 = 2726 \text{ kg} \\ ex = 315 + 1110 = 1425 \times 1.5 = 2138 \text{ kg} \\ \hline 3474 \qquad \qquad \qquad 4864 \text{ kg} \end{array}$$

$$M = \frac{31 \times 3.7^2}{8} + \frac{4864 \times 3.7}{4} = 4552 \text{ kg.m} \quad I/v > 190 \text{ cm}^3$$

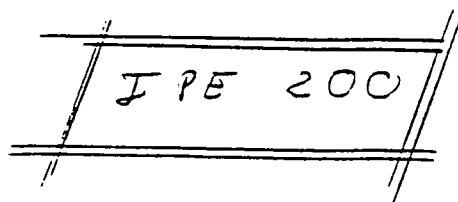
$$IPE 200 \quad \sigma = 4552 / 195.3 = 23.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = \frac{3474 \times 370^3}{4800 \times 1943.2} = 9.90 \text{ cm soit } l/411$$

reactions d'appuis.

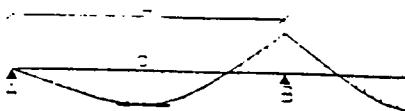
$$CP = 1067 \text{ kg} \downarrow$$

$$ex = 713 \text{ kg} \downarrow$$



# SOLIVES PRIMAIRES TERRASSE ACCESSIBLE

Moments fléchissants



## CALCUL DE POUTRE

Portée en m	Ecart en m	Nb appuis	Ix cm <sup>4</sup>	Ix/vx cm <sup>3</sup>	Profil
2.800	3.400	2	1943.20	194.3	IPE200
CP kg/m <sup>2</sup>	Surc. kg/m <sup>2</sup>	Qual bls	ep ams mm	coef cont	
417	500	6.8	5.6	1.000	Moments
				1.000	fleche
				0.500	RA
				0.500	RB

### Verification de la contrainte de flexion

$$CP = 1417.80 \quad * \quad 4/3 = 1890.40 \text{ kg/ml}$$

$$Surc = 1700.00 \quad * \quad 3/2 = 2550.00 \text{ kg/ml}$$

$$3117.80 \text{ kg/ml} \quad 4440.40 \text{ kg/ml}$$

$$Mx \text{ max} = \frac{P^2/8}{1.000} = 4351.59 \text{ kg.m} \quad \text{d'ou } \sigma = Mx / (Ix/vx) = 22.4 \text{ kg/mm}^2 \text{ en C}$$

i/v minimum 81.316333 cm<sup>3</sup>

### Verification de la fleche

$$(5PL^4)/(384EI) * \text{Coef. cont.} = \text{fleche cm}$$

CP seul	0.28	1.000	0.28	cm	soit	L/1007	lx minimum
S seule	0.33	1.000	0.33	cm	soit	L/840	694.17 cm <sup>4</sup>
CP+S	0.61	1.000	0.61	cm	soit	L/458	

### Réactions d'appuis

	P <sup>2</sup> /8	* coef. cont.	= kg			
RA	CP= 3969.84	0.500	1985 kg	* 4/3 =	2647 kg	
	S = 4760.00	0.500	2380 kg	* 3/2 =	3570 kg	
			4365 kg		6217 kg pondérés	
RB	CP= 3969.84	0.500	1985 kg	* 4/3 =	2647 kg	
	S = 4760.00	0.500	2380 kg	* 3/2 =	3570 kg	
			4365 kg		6217 kg pondérés	

### Attaches de l'ame (Par double cornières, double cisaillement)

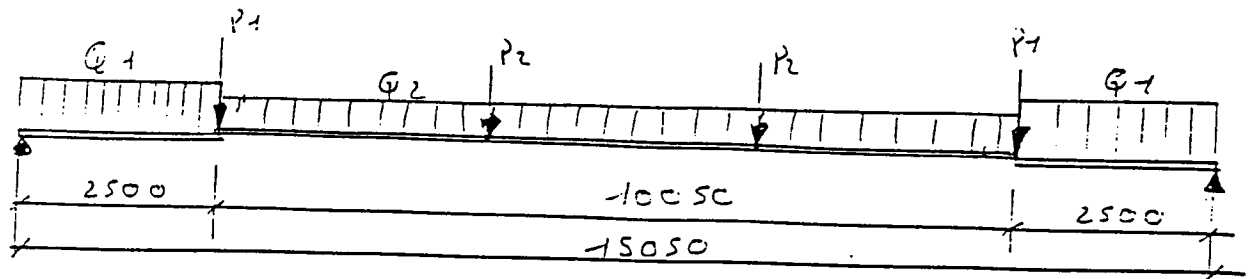
Nombre de boulons nécessaires	sigmae Bls=41								
diametre Bl	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Ar=	84.3	115	157	192	245	303	353	459	551
Adm/boul	4489	6123	8360	10223	13045	16134	18796	24440	29339
Nb Bls en A	2	2	1	1	1	1	1	1	1
Nombre de Bls nécessaires pour respecter la pression diamétrale < 72kg/mm <sup>2</sup>									
En A	2	2	1	1	1	1	1	1	1

## CONCLUSIONS:

## IPE200 SUR 2 APPUIS

Poutre principale

entre jardin et accessible.



$$Q1 \Rightarrow CP = -156 + 410 \times 3,7/4 = 536 \text{ kg}$$

$$ep = 500 \times 3,7/4 = 463 \text{ kg}$$

$$Q2 \Rightarrow CP = 212 + 350 \times 3,7/4 = 536 \text{ kg} \quad (\text{indice 1})$$

$$ep = 100 \times 3,7/4 = 93 \text{ kg}$$

$$P1 \Rightarrow CP = -1693 + 1067 = 2760 \text{ kg}$$

$$ep = 2030 + 713 = 2743 \text{ kg}$$

$$P2 \Rightarrow CP = -1985 + 1166 = 3151 \text{ kg}$$

$$ep = 2380 + 315 = 2695 \text{ kg}$$

Déplacement admissible. 50 mm.

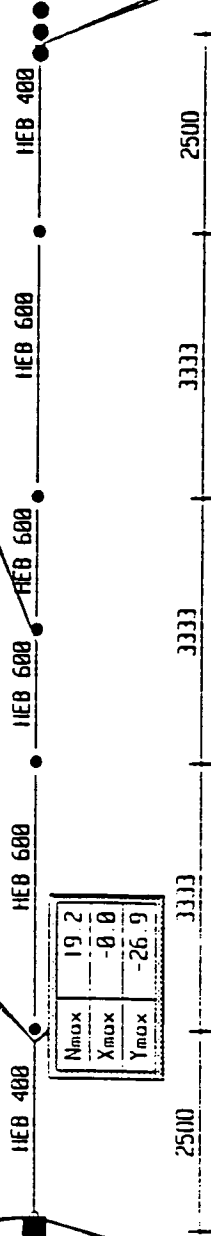
# POUIRE PRINCIPALE ENTRE JARDIN ET ACCESSIBLE

Mmax=0 mkg --> T=20305 N=0
Nmax=0 kg --> M=0 T=23828
I max=23828 kg --> M=0 N=0

Mmax=55167 mkg --> T=20305 N=0
Nmax=0 kg --> M=55167 T=20305
I max=20305 kg --> M=55167 N=0

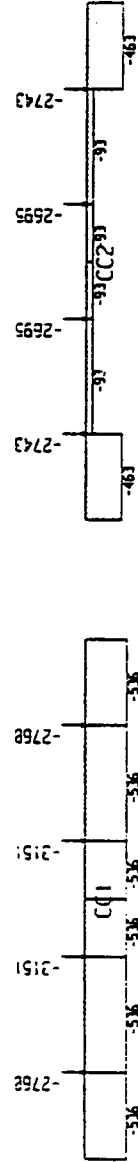
Nmax	19.2
Xmax	-0.0
Ymax	-26.9

X mm	0.0	CC1	CC2
Y mm	-29.2	-19.5	
TRANCHANT kg	0	0	0
NORMAL kg	0	0	0
MOMENT mkg	40352	26343	
Nmax	16.4	1.333	1.5
Xmax	-0.0	1	1
Ymax	-48.7	1	1
H B 600			



CC	U kg	II kg	M mkg
1	-9931	0	0
2	-7861	-1	0

CC	U kg	II kg	M mkg
1	-9931	0	0
2	-7861	-1	0

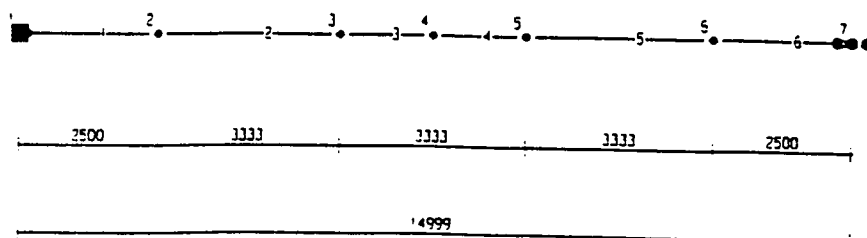


Affaire : POUTRE PRINCIPALE MITOYENNE  
 -----

DONNEES GENERALES  
 -----

NOMBRE DE NOEUDS -----	7	NOMBRE DE NOEUDS-SUPPORTS -	1
NOMBRE DE BARRES -----	6		
NOMBRE DE CAS DE CHARGES --	2	NOMBRE DE COMBINAISONS ----	1

POUTRE PRINCIPALE ENTRE JARDIN ET ACCESSIBLE



# COORDONNEES DES NOEUDS

NOEUD	X en M	Y en M	NOEUD	X en M	Y en M
1	0.00	0.00	2	2.50	0.00
3	0.00	0.00	4	7.50	0.00
5	0.00	0.00	6	12.50	0.00
7	15.00	0.00			

## DEFINITION DES BARRES

BARRE	ORI.	EXT.	PROFIL	RENF. mm	INERTIE cm4	I/V cm3	SECTION cm2	ELAST. kg/cm2	PRS:HT mm	LG mm	AILE mm	AME mm
1	1	2	HEB 400	0	57530	2880	197.8	21000000	0	0	0.0	0.0
2	2	3	HEB 600	0	171040	5700	270.0	21000000	0	0	0.0	0.0
3	3	4	HEB 600	0	171040	5700	270.0	21000000	0	0	0.0	0.0
4	4	5	HEB 600	0	171040	5700	270.0	21000000	0	0	0.0	0.0
5	5	6	HEB 600	0	171040	5700	270.0	21000000	0	0	0.0	0.0
6	6	7	HEB 400	0	57680	2880	197.8	21000000	0	0	0.0	0.0

## ARTICULATIONS DES BARRES

BARRE	1	NOEUD	1
BARRE	6	NOEUD	7

DEPLACEMENT NOEUD 7 EN Y DE : 0.00cm

## DESCRIPTION DES CAS DE CHARGES

CAS	CH.	DESIGNATION	NOEUD	BARRE	VALEUR	APPLIC.	LG. APPLIC.
1		CHARGE UNIFORME Y		1	-536		
1		CHARGE UNIFORME Y		6	-536		
1		CHARGE UNIFORME Y		2	-536		
1		CHARGE UNIFORME Y		3	-536		
1		CHARGE UNIFORME Y		4	-536		
1		CHARGE UNIFORME Y		5	-536		
1		FORCE AU NOEUD Y	2		-2760		
1		FORCE AU NOEUD Y	6		-2760		
1		FORCE AU NOEUD Y	3		-3151		
1		FORCE AU NOEUD Y	5		-3151		
2		CHARGE UNIFORME Y		1	-463		
2		CHARGE UNIFORME Y		6	-463		
2		CHARGE UNIFORME Y		2	-93		
2		CHARGE UNIFORME Y		3	-93		
2		CHARGE UNIFORME Y		4	-93		
2		CHARGE UNIFORME Y		5	-93		
2		FORCE AU NOEUD Y	2		-2743		
2		FORCE AU NOEUD Y	6		-2743		
2		FORCE AU NOEUD Y	3		-2695		
2		FORCE AU NOEUD Y	5		-2695		

## COMBINAISONS DES CAS DE CHARGES

No 1 : CC1 x 1.333 - CC2 x 1.5 -

EFFORTS DANS LES BARRES PAR CAS DE CHARGES (SUITE)

BARRE	NOEUD	CAS CH.	EFF.NORM.	n	EFF. TRAN.	MOMENT	nf	n+nf
5	5	2	-0	-0.00	-3160	16204	2.84	2.84
5	5	1	-0	-0.00	-9931	33152	9.04	9.04
5	5	1	-0	-0.00	-5903	16204	9.63	9.63
5	5	1	-0	-0.00	-9931	0	0.00	0.00
5	5	1	-0	-0.00	-7060	0	0.00	0.00

ACTIONS AUX APPUIS PAR CAS DE CHARGES

NOEUD	CAS CHARGE	ACTION HORIZONT. (Kg)	ACTION VERTIC. (kg)	MOMENT (m.kg)
1	1	0	-9931	0
1	2	-0	-7060	0
7	1	0	-9931	0
7	2	-0	-7060	0

EFFORTS DANS LES BARRES PAR COMBINAISONS

BARRE	NOEUD	COMBIN.	EFF.NORM.	n	EFF. TRAN.	MOMENT	nf	n+nf
1	1	1	0	0.00	23828	0	0.00	0.00
1	2	1	0	0.00	20306	55168	19.16	19.16
2	2	1	0	0.00	12512	55168	9.68	9.68
2	3	1	0	0.00	9666	92128	16.16	16.16
3	3	1	0	0.00	1423	92128	16.16	16.16
3	4	1	0	0.00	0	93314	16.37	16.37
4	4	1	-0	-0.00	-0	93314	16.37	16.37
4	5	1	-0	-0.00	-1423	92128	16.16	16.16
5	5	1	-0	-0.00	-9666	92128	16.16	16.16
5	6	1	-0	-0.00	-12512	55168	9.68	9.68
6	6	1	-0	-0.00	-20306	55168	19.16	19.16
6	7	1	-0	-0.00	-23828	0	0.00	0.00

380017007.01

Parties PrincipalesJardin

$$Q1 \Rightarrow CP = 156 + 410 \times 3,7/2 = 915 \text{ f/m.l.}$$

$$ex = 500 \times 3,7/2 = 925 \text{ f/m.l.}$$

$$Q2 \Rightarrow CP = 212 + 350 \times 3,7/2 = 860 \text{ f/m.l. (indice 1)}$$

$$ex = 100 \times 3,7/2 = 185 \text{ f/m.l.}$$

$$P1 \Rightarrow CP = 1067 \times 2 = 2134 \text{ f. (indice 0)}$$

$$ex = 713 \times 2 = 1426 \text{ f.}$$

$$P2 \Rightarrow CP = 1166 \times 2 = 2332 \text{ f. (indice 1)}$$

$$ex = 315 \times 2 = 630 \text{ f.}$$

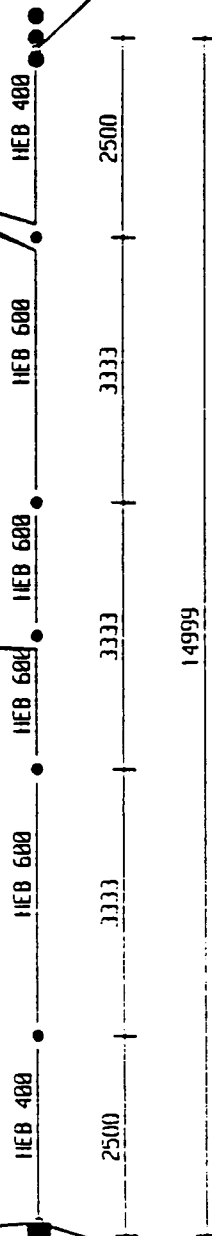
# POUTRES PRINCIPALES

Mmax=0 mkg	> T=16130 N=1
Nmax=0 kg	> M=0 I=22640
Imax=22640 kg	> M=0 N=0

X min	CC1	CC2
Y min	-0.0	-0.0
	-31.3	-11.4
TRONCHANT kg	0	0
NORMAL kg	0	0
MOMENT mkg	43293	14754
Nmax	14.0	1.5
Xmax	-0.0	1
Ymax	-42.0	1

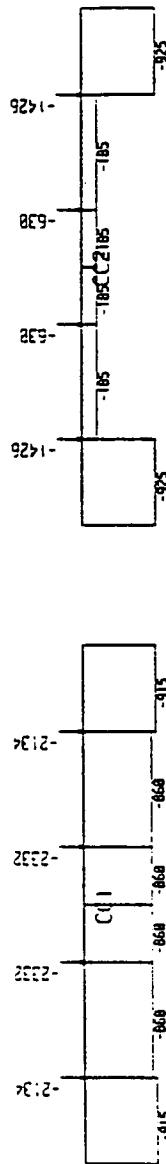
Mmax=48462 mkg	--> T=16130 N=1
Nmax=-1 kg	--> M=48462 I=16130
Imax=-16130 kg	--> M=48462 N=-1

Nmax	0.5
Xmax	-0.0
Ymax	-23.0



CC	U kg	II kg	M mkg
1	-11854	-1	0
2	-5294	-1	0

CC	U kg	II kg	M mkg
1	-11854	0	0
2	-5294	-1	0

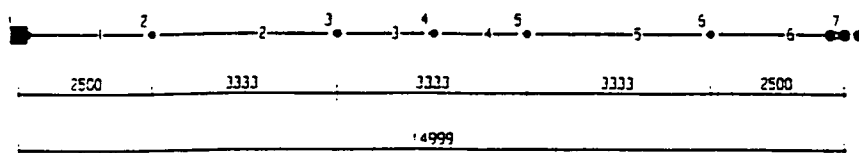


Affaire : poutre principale courante  
-----

DONNEES GENERALES  
-----

NOMBRE DE NOEUDS -----	7	NOMBRE DE NOEUDS-SUPPORTS -	1
NOMBRE DE BARRES -----	6		
NOMBRE DE CAS DE CHARGES --	2	NOMBRE DE COMBINAISONS ----	1

POUTRES PRINCIPALES



## COORDONNEES DES NOEUDS

NOEUD	X en M	Y en M	NOEUD	X en M	Y en M
1	0.00	0.00	2	2.50	0.00
3	0.00	0.00	4	7.50	0.00
5	0.00	0.00	6	12.50	0.00

## DEFINITION DES BARRES

BARRE	ORI.	EXT.	PROFIL	RENF. mm	INERTIE cm4	I/V cm3	SECTION cm2	ELAST. kg/cm2	PRS:HT mm	LG mm	AILE mm	AME mm
1	1	2	HEB 400	0	57680	2880	197.8	2100000	0	0	0.0	0.0
2	2	3	HEB 600	0	171040	5700	270.0	2100000	0	0	0.0	0.0
3	3	4	HEB 600	0	171040	5700	270.0	2100000	0	0	0.0	0.0
4	4	5	HEB 600	0	171040	5700	270.0	2100000	0	0	0.0	0.0
5	5	6	HEB 600	0	171040	5700	270.0	2100000	0	0	0.0	0.0
6	6	7	HEB 400	0	57680	2880	197.8	2100000	0	0	0.0	0.0

## ARTICULATIONS DES BARRES

BARRE	1	NOEUD	1
BARRE	6	NOEUD	7

DEPLACEMENT NOEUD 7 EN Y DE : 0.00cm

## DESCRIPTION DES CAS DE CHARGES

CAS	CH.	DESIGNATION	NOEUD	BARRE	VALEUR	APPLIC.	LG.	APPLIC.
1		CHARGE UNIFORME Y		1	-915			
1		CHARGE UNIFORME Y		6	-915			
1		FORCE AU NOEUD Y	2		-2134			
1		FORCE AU NOEUD Y	6		-2134			
1		FORCE AU NOEUD Y	3		-2332			
1		FORCE AU NOEUD Y	5		-2332			
1		CHARGE UNIFORME Y		2	-860			
1		CHARGE UNIFORME Y		3	-860			
1		CHARGE UNIFORME Y		4	-860			
1		CHARGE UNIFORME Y		5	-860			
2		CHARGE UNIFORME Y		1	-925			
2		CHARGE UNIFORME Y		6	-925			
2		CHARGE UNIFORME Y		2	-185			
2		CHARGE UNIFORME Y		3	-185			
2		CHARGE UNIFORME Y		4	-185			
2		CHARGE UNIFORME Y		5	-185			
2		FORCE AU NOEUD Y	2		-1426			
2		FORCE AU NOEUD Y	6		-1426			
2		FORCE AU NOEUD Y	3		-630			
2		FORCE AU NOEUD Y	5		-630			

## COMBINAISONS DES CAS DE CHARGES

No 1 : C01 x 1.33 - C02 x 1.5 -

DEPLACEMENTS DES NOEUDS - ROTATIONS DES NOEUDS  
-----  
PAR CAS DE CHARGE

NOEUD	CAS CHARGE	DEPLACEMENT en X(cm)	DEPLACEMENT en Y(cm)	ROTATION(deg.)
1	1	0.00	0.00	0.00
1	2	0.00	0.00	0.00
2	1	-0.00	-1.73	-0.30
2	2	-0.00	-0.65	-0.11
3	1	-0.00	-2.97	-0.11
3	2	-0.00	-1.08	-0.04
4	1	-0.00	-3.13	-0.00
4	2	-0.00	-1.14	-0.00
5	1	-0.00	-2.97	.11
5	2	-0.00	-1.08	.04
6	1	-0.00	-1.73	.30
6	2	-0.00	-0.65	.11
7	1	0.00	0.00	0.00
7	2	0.00	0.00	0.00

DEPLACEMENTS DES NOEUDS - ROTATIONS DES NOEUDS  
-----  
PAR COMBINAISON NON PONDEREE

NOEUD	COMBINAIS.	DEPLACEMENT en X(cm)	DEPLACEMENT en Y(cm)	ROTATION(deg.)
1	1	0.00	0.00	0.00
2	1	-0.00	-2.38	-0.40
3	1	-0.00	-4.05	-0.15
4	1	-0.00	-4.28	-0.00
5	1	-0.00	-4.05	.15
6	1	-0.00	-2.38	.40
7	1	0.00	0.00	0.00

EFFORTS DANS LES BARRES PAR CAS DE CHARGES  
-----

BARRE	NOEUD	CAS CH.	EFF.NORM.	n	EFF.TRAN.	MOMENT	nf	n+nf
1	1	1	0	0.00	11053	0	0.00	0.00
1	1	2	0	0.00	5293	0	0.00	0.00
1	2	1	0	0.00	8766	24773	8.60	8.60
1	2	2	0	0.00	2981	10343	3.59	3.59
2	2	1	0	0.00	6632	24773	4.35	4.35
2	2	2	0	0.00	1555	10343	1.81	1.81
2	3	1	0	0.00	3765	42100	7.39	7.39
2	3	2	0	0.00	938	14498	2.54	2.54
3	3	1	0	0.00	1433	42100	7.39	7.39
3	3	2	0	0.00	308	14498	2.54	2.54
3	4	1	0	0.00	0	43294	7.60	7.60
3	4	2	0	0.00	0	14755	2.59	2.59
4	4	1	0	0.00	-0	43294	7.60	7.60
4	4	2	0	0.00	0	14755	2.59	2.59
4	5	1	-0	-0.00	-1433	42100	7.39	7.39
4	5	2	-0	-0.00	-308	14498	2.54	2.54
5	5	1	-0	-0.00	-3765	42100	7.39	7.39
5	5	2	-0	-0.00	-938	14498	2.54	2.54
5	6	1	-0	-0.00	-6632	24773	4.35	4.35

EFFORTS DANS LES BARRES PAR CAS DE CHARGES (SUITE)

BARRE	NOEUD	CAS CH.	EFF.NORM.	n	EFF.TRAN.	MOMENT	nf	n+nf
5	6	2	-0	-0.00	-1555	10343	1.81	1.81
6	6	1	-0	-0.00	-8766	24773	8.60	8.60
6	6	2	-0	-0.00	-2381	10343	3.59	3.59
6	6	2	-0	-0.00	-11053	0	0.00	0.00
6	6	2	-0	-0.00	-5293	0	0.00	0.00

ACTIONS AUX APPUIS PAR CAS DE CHARGES

NOEUD	CAS CHARGE	ACTION HORIZONT. (Kg)	ACTION VERTIC. (kg)	MOMENT (m.kg)
1	1	-0	-11053	0
1	2	-0	-5293	0
7	1	0	-11053	0
7	2	-0	-5293	0

EFFORTS DANS LES BARRES PAR COMBINAISONS

BARRE	NOEUD	COMBIN.	EFF.NORM.	n	EFF.TRAN.	MOMENT	nf	n+nf
1	1	1	0	0.00	22641	0	0.00	0.00
1	2	1	0	0.00	16130	48463	16.83	16.83
2	2	1	0	0.00	11152	48463	8.50	8.50
2	3	1	0	0.00	6415	77739	13.64	13.64
3	3	1	0	0.00	2369	77739	13.64	13.64
3	4	1	0	0.00	0	79713	13.98	13.98
4	4	1	0	0.00	-0	79713	13.98	13.98
4	5	1	-0	-0.00	-2369	77739	13.64	13.64
5	5	1	-0	-0.00	-6415	77739	13.64	13.64
5	6	1	-0	-0.00	-11152	48463	8.50	8.50
6	6	1	-0	-0.00	-16130	48463	16.83	16.83
6	7	1	-0	-0.00	-22641	0	0.00	0.00



Projet de client:

STT

Dimensionnement pour

Lieu:

Page:

1 de 3

Offre:

98021

Projet:

RUE DE LILLE

No de liste:

Date:

23/06/98

Nom:

E.C.M

Hilti France  
1, rue Jean Mermoz  
Rond Point Merantais  
78778 Magny-les-Hameaux  
Tel.: 01 30 12 50 09

ST AVERTIN

No de téléphone:

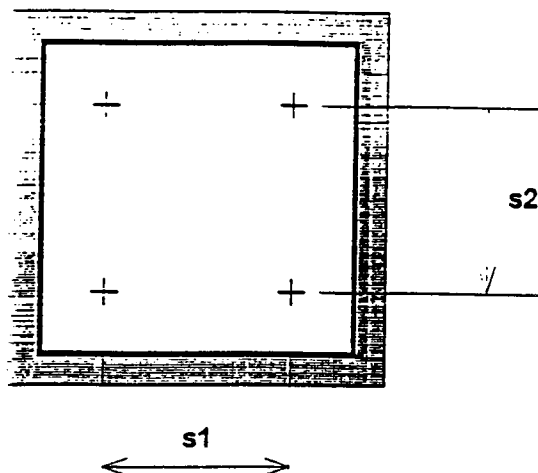
Responsable: F. GUILLON

*chevillage 1*

## Dimensionnement pour HVU-HAS - M20

Selon Socotec

### Disposition



#### Platine d'ancrage:

$l_x=200 \text{ mm}$   $l_y=200 \text{ mm}$

$s_1=120 \text{ mm}$   $s_2=120 \text{ mm}$

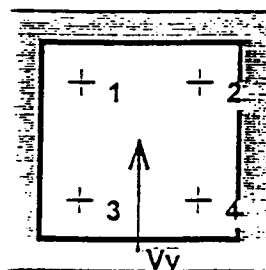
Résistance à la traction  $f_u=350 \text{ N/mm}^2$

Hauteur de la platine d'ancrage ignorée

— Cheville

○ Cheville dans trou oblong

### Charges



#### Charge de cisaillement:

$V_y=4365 \text{ daN}$

#### Moments:

$M_x=437 \text{ Nm}$



### Béton

Résistance à la compression:  $25 \text{ N/mm}^2$

Épaisseur de l'élément en béton  $h: 300 \text{ mm}$



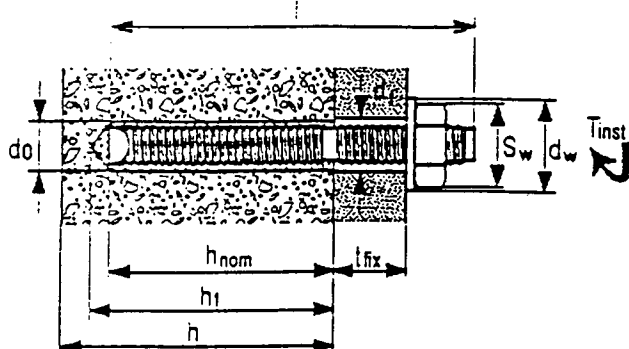
Hilti France  
1, rue Jean Mermoz  
Rond Point Merantais  
78778 Magny-les-Hameaux  
Tel.: 01 30 12 50 09

No de client:  
STT  
ST AVERTIN  
No de téléphone:  
Responsable: F. GUILLON

Dimensionnement pour  
Lieu:

Page: 2 de 2  
Offre: 98021  
Projet: RUE DE LILLE  
No de liste:  
Date: 23/06/98  
Nom: E.C.M

## Détails de pose



### HVU-HAS - M20



Perforateur  
TE25



Mèche  
TE-Ç 22/27 S



Ouverture sur plats Sw  
30 mm

Couple de serrage Tinst: 260 Nm  
Diamètre du trou de passage df: 25 mm  
Epaisseur minimale de l'élément en béton h: 255 mm

Pour les dimensions et les données de pose de la cheville, reportez vous au manuel technique

## Résultats pour HVU-HAS - M20

Cheville	1	2	3	4
Vx [daN]	0	0	0	0
Vy [daN]	1091	1091	1091	1091
Vres [daN]	1091	1091	1091	1091
N [daN]	155	155	0	0
Res [daN]	1102	1102	1091	1091
Moment de flexion [Nm]	0	0	0	0
F rec. [daN]	1562	1562	1562	1562
Infl. du béton	1.00	1.00	1.00	1.00
Infl. des bords	1.00	1.00	1.00	1.00
Infl. de l'entr'axe fA	0.60	0.60	0.60	0.60
Infl. totale	0.60	0.60	0.60	0.60

Hilti France

1, rue Jean Mermoz  
Rond Point Merantais  
78778 Magny-les-Hameaux  
Tel.: 01 30 12 50 09

STT

ST AVERTIN

No de téléphone:

Responsable: F. GUILLON

Lieu:

*cheville e*

Offre: 98021

Projet: RUE DE LILLE

No de liste:

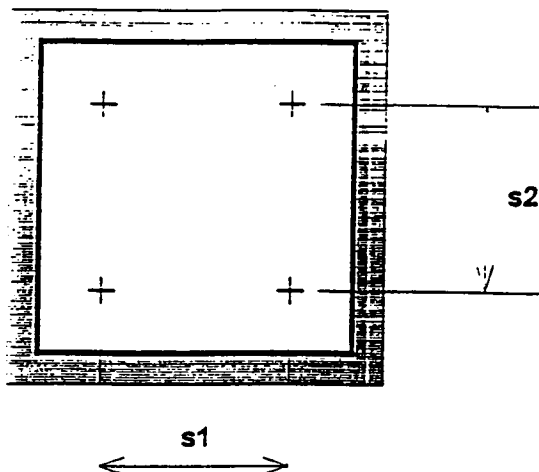
Date: 23/06/98

Nom: E.C.M

## Dimensionnement pour HSA-K - M12

Selon Socotec

### Disposition



#### Platine d'ancrage:

$l_x=200 \text{ mm}$   $l_y=200 \text{ mm}$

$s_1=120 \text{ mm}$   $s_2=120 \text{ mm}$

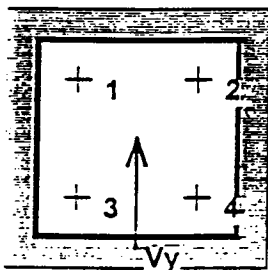
Résistance à la traction  $f_u=350 \text{ N/mm}^2$

Hauteur de la platine d'ancrage ignorée

— Cheville

○ Cheville dans trou oblong

### Charges



#### Charge de cisaillement:

$V_y=1437 \text{ daN}$

#### Moments:

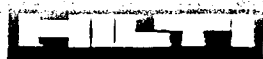
$M_x=144 \text{ Nm}$



### Béton

Résistance à la compression:  $25 \text{ N/mm}^2$

Epaisseur de l'élément en béton h: 300 mm



Hilti France

1, rue Jean Mermoz

Rond Point Merantais

78778 Magny-les-Hameaux

Tel.: 01 30 12 50 09

No de client:

STT

ST AVERTIN

No de téléphone:

Responsable: F. GUILLON

Dimensionnement pour

Lieu:

Page: 2 de 2

Offre: 98021

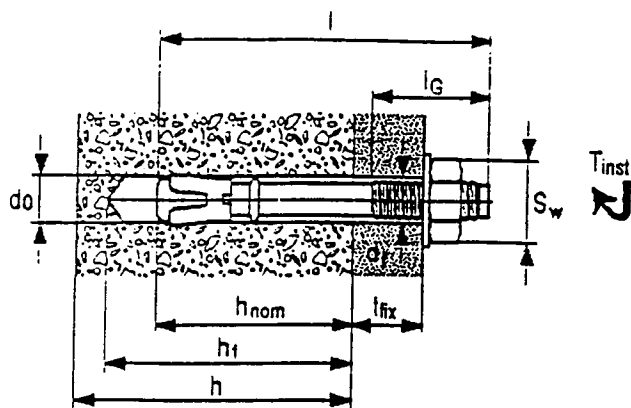
Projet: RUE DE LILLE

No de liste:

Date: 23/06/98

Nom: E.C.M

## Détails de pose



### HSA-K - M12



Perforateur

TE5, TE15



Mèche

TE-CX 12/22, TE-C 12/27

Ouverture sur plats  $S_w$ 

19 mm

Couple de serrage  $T_{inst}$ : 50 Nm  
 Diamètre du trou de passage  $d_f$ : 14 mm  
 Epaisseur minimale de l'élément en béton  $h$ : 120 mm

Pour les dimensions et les données de pose de la cheville, reportez vous au manuel technique

## Résultats pour HSA-K - M12

Cheville	1	2	3	4
Vx [daN]	0	0	0	0
Vy [daN]	359	359	359	359
Vres [daN]	359	359	359	359
N [daN]	49	49	1	1
Res [daN]	363	363	359	359
Moment de flexion [Nm]	0	0	0	0
F rec. [daN]	901	901	901	901
Infl. du béton	1.00	1.00	1.00	1.00
Infl. des bords	1.00	1.00	1.00	1.00
Infl. de l'entr'axe fA	0.83	0.83	0.83	0.83
Infl. totale	0.83	0.83	0.83	0.83

