

PIES
Plateforme Infrastructure et Équipements Scolaires

SGPT
Sous-Groupe Plans-Types

Modèle Maçonnerie Chainée 3 x 50m²

Cahier d'exécution pour la construction de bâtiments scolaires à
trois niveaux en béton armé et à toiture plate



Cahier 6 CALCULS STRUCTURELS

(à l'attention du MTPTC)

Version révisée, Septembre 2016

1.	Hypothèses de calcul	3
1.1	Matériaux	3
1.2	Actions	3
2.	Limites d'application	5
2.1	Matériaux	5
2.2	Fondation	5
2.3	Séisme	5
2.4	Toiture	5
3.	Le concept structurel	6
3.1	Liste des plans d'exécution	7
3.2	Fondations	8
4.	Calculs et dimensionnement	9
4.1	Fondation	9
4.2	Calculs sismiques	17
4.3	Dimensionnement des Chainages	26
4.4	Toiture	37
	Lettre de certification	48
	Donnes de base	52

1. Hypothèses de calcul

1.1 Matériaux

Ci-dessous, les valeurs caractéristiques à respecter sont données pour la construction des murs en maçonnerie chaînée, les poutres et poteaux en béton armé et les fermes de la toiture en bois.

1.1.1 Armature

Grade 60 selon le standard ASTM A 615/A 615 M – 03a [ASTM]

limite min. d'élasticité	$f_{y,min}$	=	420 N/mm ²
limite min. de rupture	$f_{u,min}$	=	620 N/mm ²
élongation de rupture (dépendant du Ø)	$\epsilon_{u,min}$	=	7-9 %
limite d'élasticité, valeur de calcul	f_{sd}	=	365 N/mm ²
module d'élasticité	E_s	=	205 kN/mm ²

1.1.2 Béton

Béton C16/20 selon la norme SIA 262 [SIA 262]

résistance min. à la compression cylindre.	$f_{c,cylindre,k}$	=	20 N/mm ²
résistance min. à la compression cube	$f_{c,cube,k}$	=	25 N/mm ²
résistance à la compression	f_{cd}	=	13.5 N/mm ²
résistance au cisaillement (valeurs de calcul)	τ_{cd}	=	0.9 N/mm ²
module d'élasticité	E_c	=	25 kN/mm ²

1.1.3 Maçonnerie selon le code [SIA 265]

Poids propre	γ_k	=	1500 kg/m ³
Bloc ciment (valeurs calculés avec les grandes dimensions du bloc)			
Épaisseur	t	=	20 cm
Résistance min. à la compression, perpendiculaire à l'assise	f_{xk}	=	5.0 N/mm ²
Valeur de calcul de la résistance à la compression, perpendiculaire à l'assise	f_{xd}	=	2.5 N/mm ²
Valeur de calcul de la résistance à la compression, perpendiculaire aux joints verticaux	f_{yd}	=	1.5 N/mm ²
Mortier ciment			
Résistance min. à la compression	f_k	=	5.0 N/mm ²
Valeur de calcul	f_d	=	2.5 N/mm ²

1.1.4 Bois

Qualité C24 selon le code SIA 265 [SIA 265] ou

« Southern Yellow Pine » grade No.2

poids propre	γ_k	=	500 kg/m ³
valeur de calcul de la résistance à la flexion	$f_{m,d}$	=	7.6 N/mm ²
valeur de calcul de la résistance à la traction parallèlement aux fibres	$f_{t,0,d}$	=	4.3 N/mm ²

1.1.5 Tôles Ondulées

Épaisseur minimale des tôles ondulées 24 gauge

1.2 Actions

1.2.1 Vent

La structure est dimensionnée pour une vitesse de référence du vent de 42 m/s en correspondance avec la zone IV des règles de calcul intérimaires pour les bâtiments en Haïti

[MTPTC]. Les efforts sont calculés pour l'exposition de la catégorie II conformément avec l'Eurocode [EC 1].

1.2.2 Séisme

La forme du spectre de réponse est calculée selon les suppositions de la norme Suisse SIA 261 [SIA 261]. L'accélération maximale du sol PGA prise en considération est de 4.0 m/s^2 , conforme avec le rapport « Documentation for Initial Seismic Hazard Maps for Haiti » [USGS] pour une période de retour de 500 ans (analogue Eurocode / SIA).

Les efforts sont calculés pour un sol de qualité E (couche alluviale superficielle, $S = 1.4$) et un facteur d'importance $\gamma_f = 1.2$. Le facteur de ductilité des structures en maçonnerie chaînée est de $q = 2.5$ [EN 1998-1].

2. Limites d'application

2.1 Matériaux

Si les spécifications des barres d'armature varient de l'armature Grade 60 selon [ASTM], il faut adapter la disposition du renforcement longitudinale et transversale des chainages, poutres et poteaux selon besoins statiques.

Si la qualité du béton est plus élevée que le béton C16/20 ($f_{ck,cube} = 16 \text{ N/mm}^2$) [SIA 262], il faut adapter le taux d'armature minimal en prévention d'une rupture fragile selon les calculs d'un ingénieur qualifié.

Des blocs ciment pour la maçonnerie doivent respecter la résistance minimale de 5 N/mm^2 en compression, calculée avec la force de rupture en compression et les grandes dimensions du bloc. Il faut utiliser des blocs avec 4 parois transversaux. Des blocs avec 3 parois longitudinaux sont à favoriser.

2.2 Fondation

Les fondations minimales pour ancrer les chainages verticaux des murs en maçonnerie chaînée sont constituées d'une semelle filante de $0.60 \text{ m} \times 0.20 \text{ m}$ et un mur en roche et mortier d'hauteur 0.50 m . La profondeur est à adapter pour assurer une contrainte admissible minimale du sol de plus que 75 kN/m^2 .

2.3 Séisme

La limite des structures est donnée par l'accélération maximale du sol $a_{gd} = 4.0 \text{ m/s}^2$ en combinaison d'un sol de qualité E [SIA 261], voir partie « Actions - La structure est dimensionnée pour une vitesse de référence du vent de 42 m/s en correspondance avec la zone IV des règles de calcul intérimaires pour les bâtiments en Haïti [MTPTC]. Les efforts sont calculés pour l'exposition de la catégorie II conformément avec l'Eurocode [EC 1].

Séisme » de cette documentation.

2.4 Toiture

La toiture est calculé pour des forces d'arrachement de 300 kg/m^2 et des forces de pression de 125 kg/m^2 selon les critères données en « Actions - Vent ».

L'épaisseur minimal pour les tôles est de 26 gauges. Si des tôles de moins que 24 gauge sont utilisées, il faut adapter les distances des lattes à l'épaisseur des tôles.

3. Le concept structurel

Le bâtiment à un seul étage est présenté dans les Figure 1 et Figure 2 montrant la possibilité de construire 2 ou 3 salles de classe. Le bâtiment est de longueur 18 m (2 salles de classe) ou 26 m (3 salles de classe), de largeur 7 m et de hauteur 4.6 m. Les salles de classe sont de taille 8 m par 6.6 m.

La structure est caractérisée par les murs en maçonnerie chaînée arrangés en I et une toiture légère. En direction longitudinale, la structure est stabilisée par des murs en maçonnerie chaînée ($t = 20$ cm) de longueur 2.5 m et de hauteur 3 m (marqué bleu dans la Figure 1). Le chaînage supérieur (20 cm x 20 cm) traverse les ouvertures de fenêtres et portes. La portée d'ouverture est divisée par deux avec un poteau en béton armé. En direction transversal, des longs murs de 6.20 m avec pignons (marqué en rouge) clôturent les salles de classes et stabilisent le bâtiment en cas des actions horizontales.

Les murs sont assis sur des fondations en roche et mortier de ciment. Une semelle filante en béton armé évite des tassements différentiels. Les chaînages verticaux sont ancrés dans les semelles filantes avec le poids des murs au-dessus.

Les murs longitudinaux sont stabilisés hors plans par les murs transversaux. Un chaînage horizontal élargi (40 cm x 20 cm) stabilise les murs transversaux hors plans. Le chaînage vertical au milieu du mur transversal et les chaînages diagonaux sur le pignon assurent un bon comportement de la structure.

La toiture est constituée par des fermes en bois et des tôles ondulées. Les fermes sont ancrées par des boulons coulés dans les chaînages horizontaux. Des bandes de contreventement clouées sur les chevrons stabilisent la toiture.

Les fenêtres et portes sont construites en acier et bois non portant et léger. Les constructions sont vissées aux chaînages et poteaux en béton armé.



Figure 1 Concept structurel 2 salles de classe



Figure 2 Concept structurel 3 salles de classe

3.1 Plans d'exécution et liste de fers

Un dossier des plans types d'exécution sont élaborés pour le bâtiment [CCR]. Ils sont à utiliser dans l'ensemble des plans d'architecture. L'ordre des plans est la suivante :

Plan no	Plans	Echelle	Format
MC-3x50.10	Fondation situation	1 : 75	11x17
MC-3x50.11	Fondation coupes	1 : 75	11x17
MC-3x50.12	Fondation ferrailage	1 : 20	11x17
MC-3x50.20	Ferrailage parquet	1 : 75	11x17
MC-3x50.30	Murs Situation	1 : 75	11x17
MC-3x50.31	Chainages et murs élévation	1 : 75	11x17
MC-3x50.32	Chainages détails ferrailage	1 : 20	11x17
MC-3x50.33	Chainages et murs ferrailage	1 : 20	11x17
MC-3x50.34	Chainages détails ferrailages angles	1 : 10	11x17
MC-3x50.35	Muret sous fenêtre	1 : 20	11x17
MC-3x50.40	Toiture ferme élévation et coupe transv.	1 : 30	11x17
MC-3x50.41	Toiture ferme vue en plan	1 : 75	11x17
MC-3x50.42	Toiture ferme coupes	1 : 75	11x17
MC-3x50.43	Toiture ferme détail 1	1 : 5	11x17
MC-3x50.44	Toiture ferme détail 2	1 : 5	11x17
MC-3x50.45	Toiture ferme détail 3.1	1 : 5	11x17
MC-3x50.46	Toiture ferme détail 3.2a	1 : 5	11x17
MC-3x50.47	Toiture ferme détail 3.2b	1 : 5	11x17
MC-3x50.48	Toiture ferme détail 4	1 : 5	11x17
MC-3x50.49	Toiture ferme détail 5	1 : 5	11x17
MC-3x50.50	Toiture ferme détail 6	1 : 5	11x17
MC-3x50.51	Toiture contreventement	1 : 5	11x17
MC-3x50.52	Galerie détail 7	1 : 5	11x17
MC-3x50.53	Galerie détail 8	1 : 5	11x17
MC-3x50.54	Galerie détail 9	1 : 5	11x17

3.2 Fondations

Les fondations distribuent les charges verticales et horizontales des murs en maçonnerie chaînée. Elles sont constituées des semelles filantes de 0.60 m par 0.20 m et des murs en roche et mortier ciment de hauteur minimale 0.50 m pour assurer l'ancrage des forces verticales. Leur profondeur est à choisir en fonction de la qualité du sol du terrain.

4. Calculs et dimensionnement

4.1 Fondations

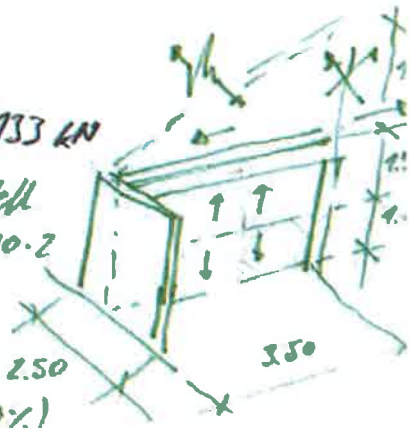
Charge seisme

Potds. latine: $\sim 5 \text{ fems/mur} \rightarrow N = 5 \cdot 2,66N = 13,3N$
in der Anzahl Ritzung

Positive mass:

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= 15 \text{ N/L}^2 \\ t &= 0,2 \text{ m} \end{aligned} \right\} \rho = 3 \text{ N/L}^2$$
$$L_{\text{tot}} = 2 \cdot 2,5 \text{ m} + 4,8 \text{ m} = 9,8 \text{ m}$$
$$L = (3 - 4,5) / 2 = 3,75 -$$
$$G_{\text{el}} = g \cdot L_{\text{el}} \cdot L = 733 \text{ kN}$$

→ vereinfachtes Modell

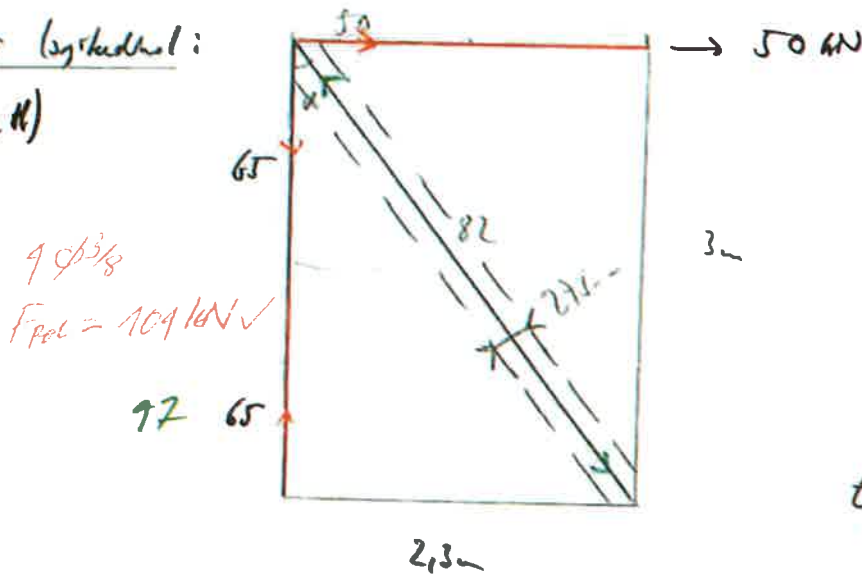
$$G \hat{=} 2 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot (2,50 \cdot 3,10 \cdot 2)$$


$S_{\text{act}} = 1.68$, $\eta = 1.5$ (TC) $\rightarrow S_d = \frac{1.68}{1.5} = 1.12 = \frac{94 \text{ kN}}{70\%} \cdot 2.50$

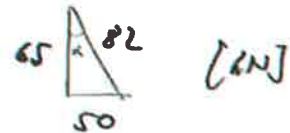
Lo. BGR 76 1.4
pwr II 1.2
pSA 4.0

$$H = S_d(N + L_{ul}) = 98 \text{ kN} \quad (\text{conservativ}) \rightarrow \text{ganzes Windausschnitt am Windkopf} \Rightarrow \text{sehr konservativ}$$

$\Rightarrow$ nur Lyapunov:



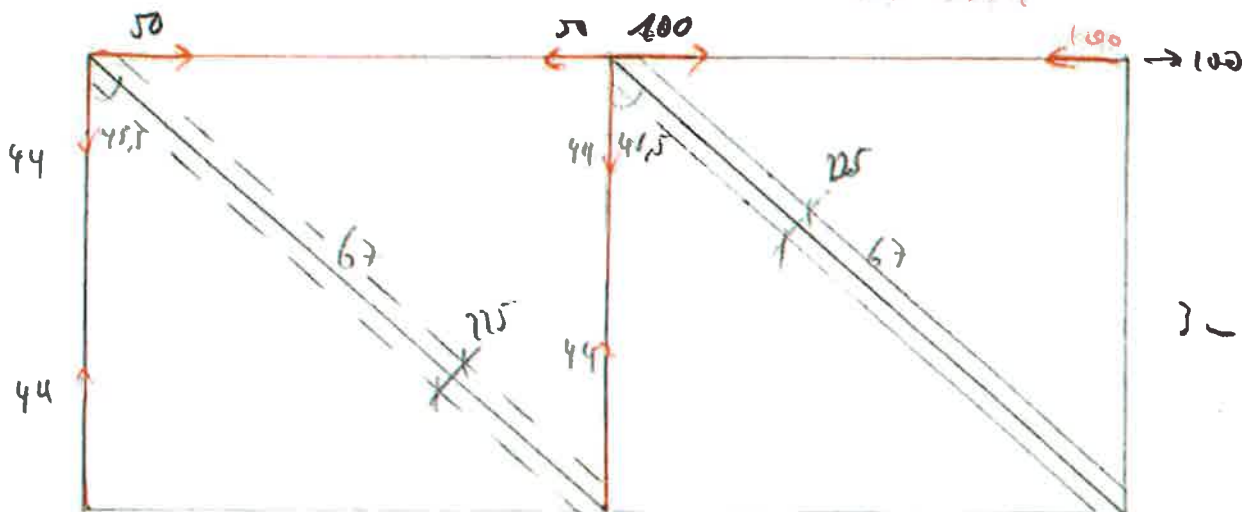
$$\alpha = \alpha_k \frac{23}{3} = 37.5^\circ \sim 37^\circ$$



$$t = \frac{0.0001}{2.5 \times 10^{-5}} = 275 \text{ i.d.}$$

$$L_v f_{x1} = 511 \mu\text{e}$$

new harvest:



4.1.1 Fondation longitudinal:

Fondation longitudinale

$T = 65 \text{ kN}$ à savoir dans le sol et la section filante

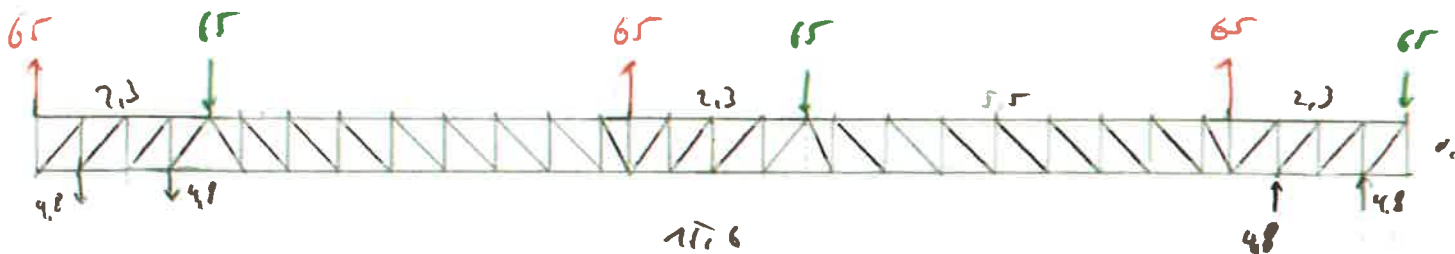
$$p = 12,5 \text{ kN/m}$$

$$l = \frac{T}{p} = 5,2 \text{ m} \quad \text{long. au coin}$$

$$p \text{ plus propre sur : } q = 2,5 \cdot 0,2 - 3 \cdot 1,5 \text{ kN/m}^2 = 22,5 \text{ kN}$$

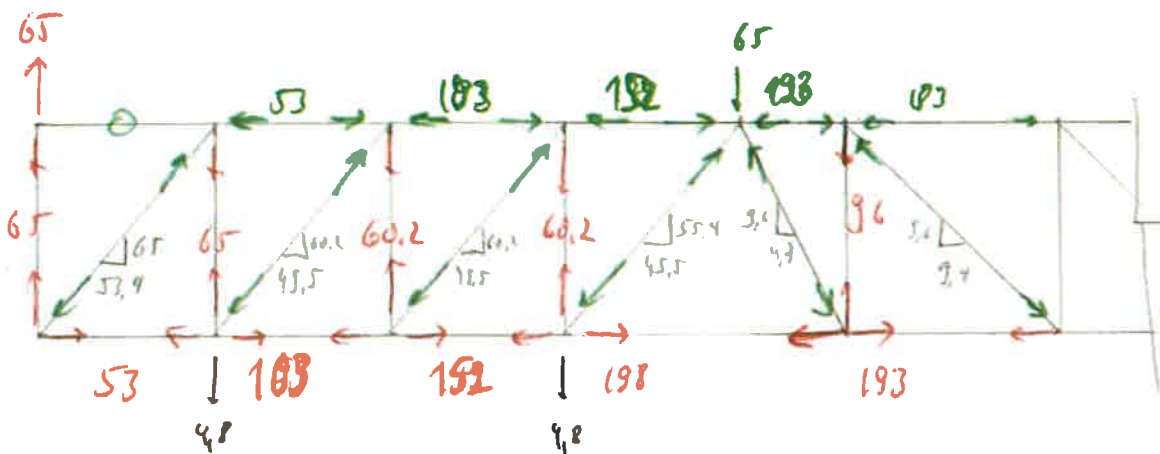
$$T - \frac{q}{2} = 54 \text{ kN} \quad \frac{54}{12,5} = 4,3 \text{ m} \quad \text{long.}$$

→ fondation en béton armé avec une section croisée



$$I = J = \frac{65 \cdot (1,15 + 1,15 \cdot 3 + 5,5 \cdot 2 + 2,3 \cdot 2 + 5,5 + 1,15 - 1,15 \cdot 2 - 5,5 \cdot 2 - 2,3 - 5,5)}{17,6}$$

$$= \frac{65 (115 \cdot 2 + 5,5 \cdot 0 + 2,3 \cdot 2)}{17,6} = \frac{3 \cdot \pi}{17,6} = 9,1 \text{ kN} < q = 22,5 \text{ kN/m}^2$$



Fundation Langstrahlbohr

$T = 65 \text{ kN}$ à ancrer dans le sol et la section filante

$$p = 11,5 \text{ kN/m}$$

$$l = \frac{T}{p} = 5,6 \text{ m} \quad \text{long. large au coin}$$

pour la poutre sur. $G = 2,5 \cdot 0,2 \cdot 3 \cdot 15 \text{ kN} = 22,5 \text{ kN}$

$$T - \frac{G}{2} = 54 \text{ kN}$$

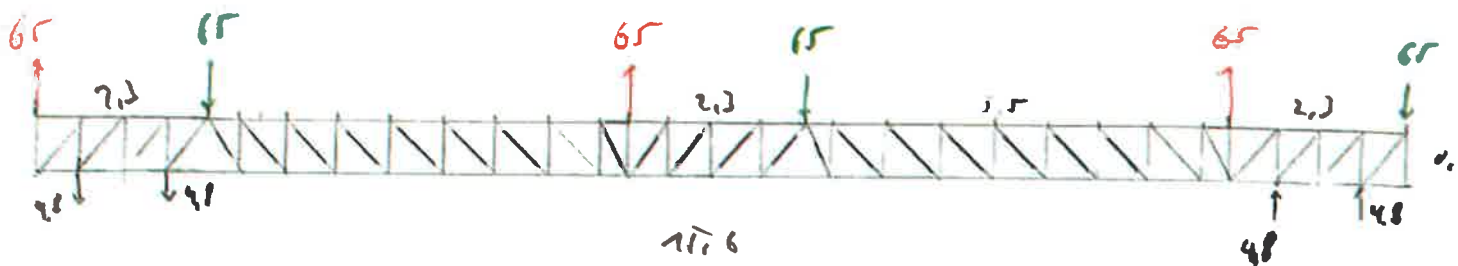
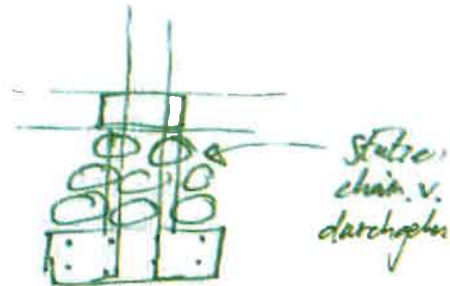
$$47 - \frac{22,5}{2} = 36 \text{ kN}$$

$$\frac{54}{11,5} = 4,7 \text{ m} \quad \text{long. large}$$

$$2,9 \text{ m}$$

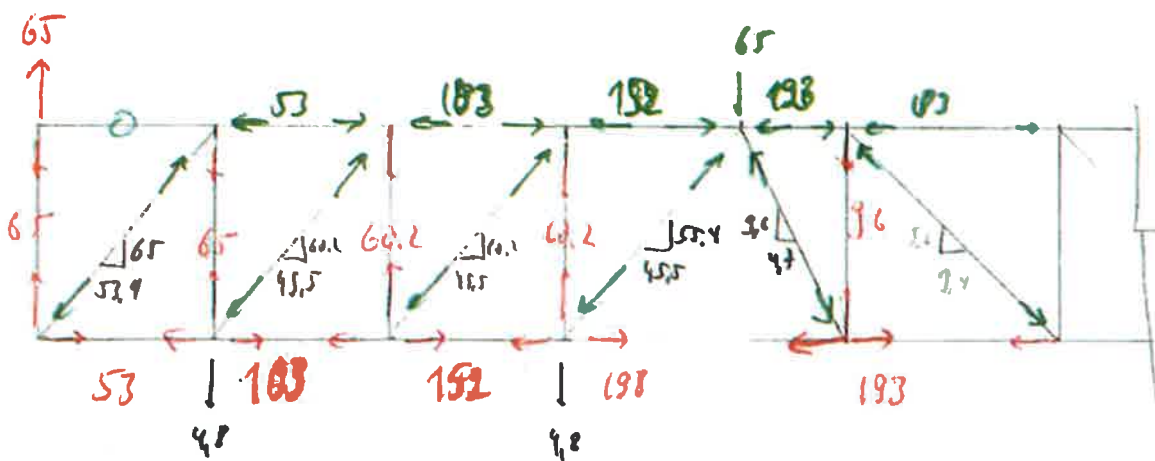
→ fondation en béton armé avec une section armée

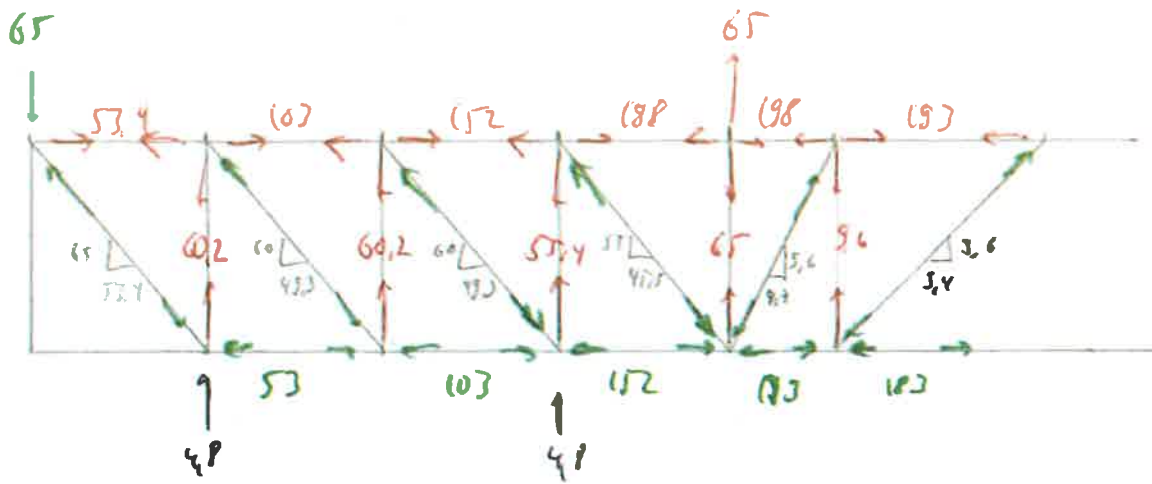
Le même Fondationsystem



$$d = B = \frac{65 \cdot (1,15 + 1,15 \cdot 3 + 1,15 \cdot 2 + 2,1 \cdot 2 + 1,15 + 1,15 - 1,15 \cdot 2 - 1,15 \cdot 2 - 1,15 - 1,15)}{17,6}$$

$$= \frac{65 \cdot (1,15 \cdot 2 + 1,15 \cdot 0 + 2,1 \cdot 2)}{17,6} = \frac{2 \cdot \pi}{17,6} = 9,1 \text{ kN} < 22,5 \text{ kN i.d.}$$





armature de la scabie: $T_{max} = 198 \text{ kN} \approx 8 \times \frac{3}{8}'' = 208 \text{ kN}$

armature en haut: $T_{max} = 198 \text{ kN} = 8 \times \frac{1}{4}'' = 185 \text{ kN}$

max: $\frac{3}{8}''$

choix: sous ^{valeur} ~~max~~ moment choisi: $\frac{60 \text{ kN}}{0.6} \approx 100 \text{ kN}$

$\frac{3}{8}'' @ 150, 2 \text{ sol. 11/12}$

$$n = \frac{1000}{100} = 10$$

$$n \cdot 2 \cdot 25 = 350 \text{ kN} \therefore$$

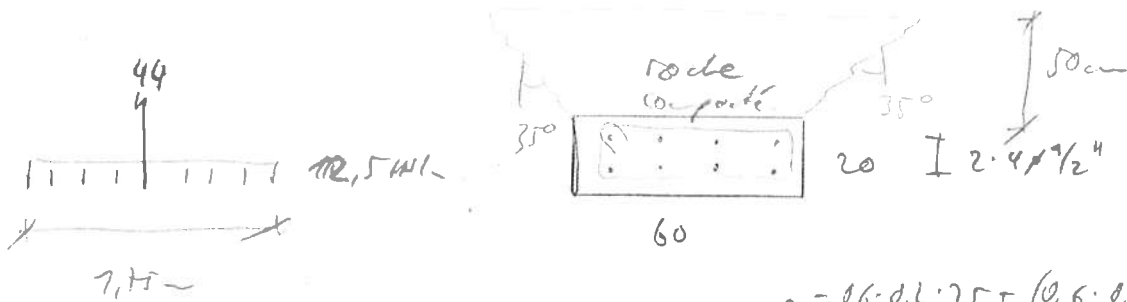
$$\Rightarrow \boxed{\frac{3}{8}'' @ 200}$$

en bas: $\frac{9.6 \text{ kN}}{0.7} = 14 \text{ kN} \quad \frac{3}{8}'' @ 200$
ou par dérivée...

4.1.2 Fondation transversale:

Fondation Lourd

$T = 44 \text{ kN}$ à ancrer dans la semelle armée



$$q = 16 \cdot 0,2 \cdot 2,5 + (0,6 \cdot 0,5 + 0,5 \cdot 0,2) \cdot 20$$

$$= 12,5 \text{ kN/m}$$

$$l = \frac{44}{12,5} = 3,52 \text{ m} \quad (\text{les deux côtés})$$

$$\rightarrow 1,75 \text{ m}$$

$$R_{\text{sol}} = q \frac{l^2}{2} = 19 \text{ kN}$$

$$R_{\text{sol}} = 26 \text{ kN} > 19 \text{ kN} \quad \text{i.d.}$$

Calc : $T = 44 \text{ kN}$

Mur longitudinal : $G = 2,5 \cdot 3 \cdot 0,2 \cdot 25 = 22,5 \text{ kN}$

$$\rightarrow \text{à ancrer : } T - G = 21,5 \text{ kN}$$

$$\frac{21,5}{12,5} = 1,7 \text{ m} \rightarrow \text{comme en cm!} \quad \checkmark$$

possible avec une fondation composée d'une semelle filante 60×20 et des roder au-dessus. ($0,5 \text{ m}$ hauteur)

Dépendant du type de sol, il faut ajouter une couche de gravier au-dessous de la semelle filante. jusqu'à une profondeur assez importante.

4.2 Calculs parasismique

Erdbebenberechnung und -bemessung Ersatzkraftverfahren nach SIA Norm 260 und 261 (2003)

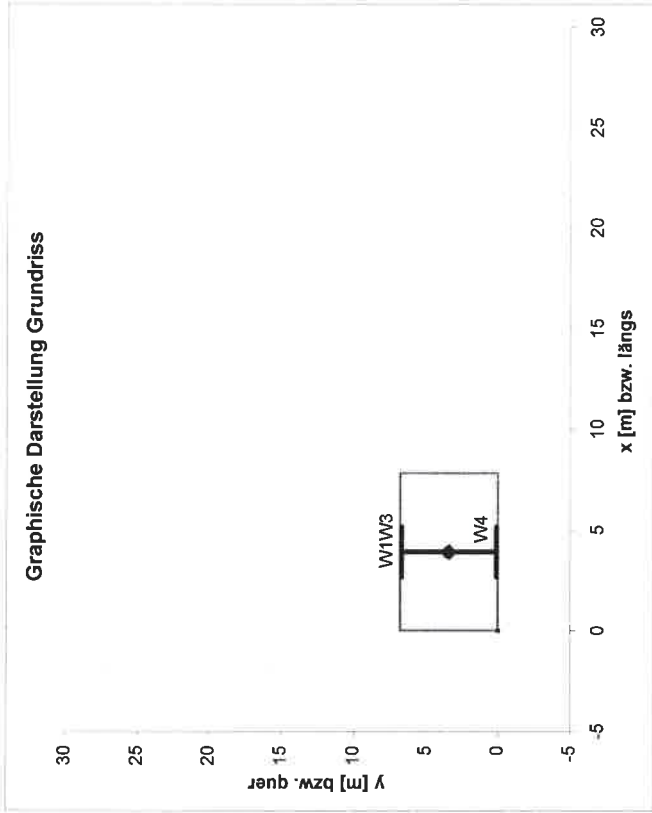
Allgemeine Gebäudedaten

Adresse	Maconnerie Chainée
Bezeichnung	
Baujahr	2012
Umbaujahre	
Nutzung	
Architekt	
Ingenieur	SVI, DDC, Haiti

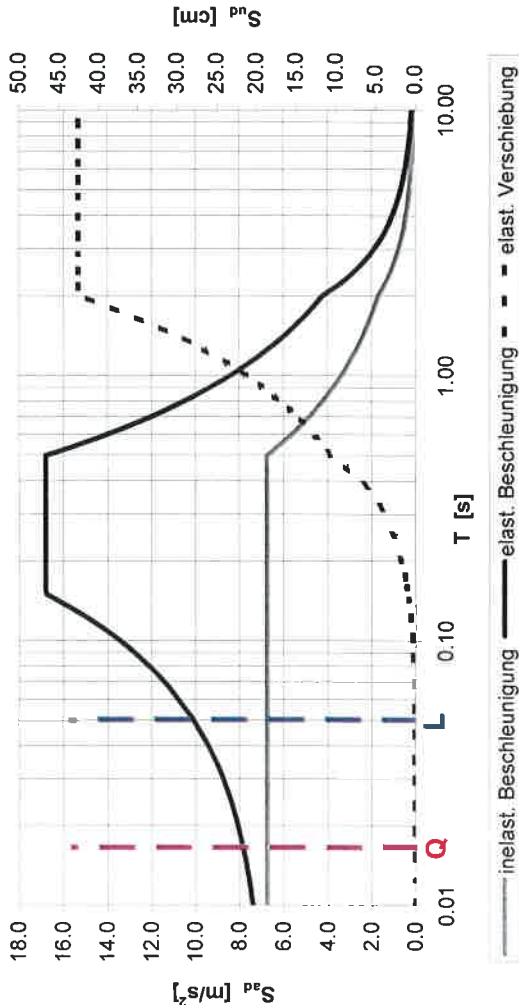
Erdbebeeinwirkung

Beschl. USGS / Spekt. SIA 261

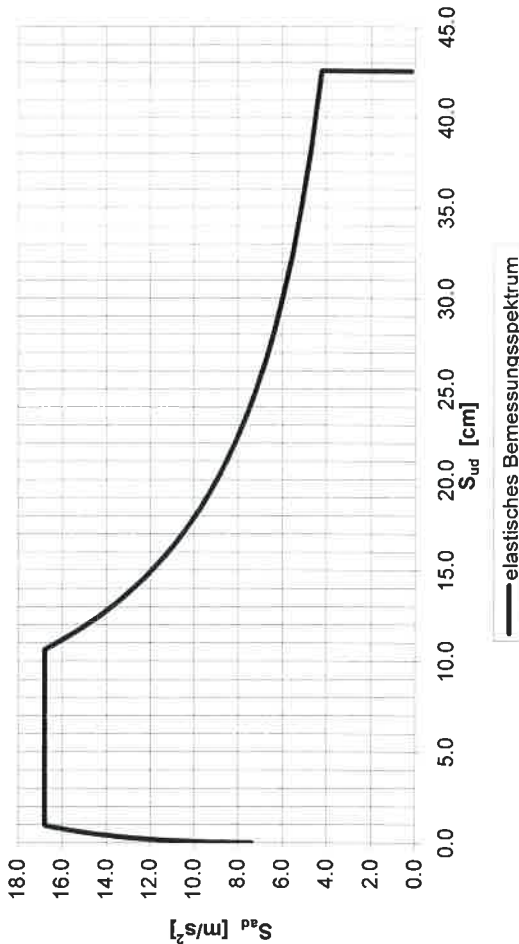
Bauwerksklasse	BWK	γ_r	1.20
Erdbebenzone	Z	a_{gd}	4.00 m/s ²
Baugrundklasse	BGK	S	1.40
Verhaltensbeiwert q		q	2.5



horizontale Bemessungsspektren, $\zeta = 5\%$



ADRS-Format, $\zeta = 5\%$



Erdbebenberechnung und -bemessung Ersatzkraftverfahren nach SIA Norm 260 und 261 (2003)

Mehrmassenschwinger (MMS)

Stockwerkmassen für die aussergewöhnliche Bemessungssituation Erdbeben
gemäss SIA Norm 260 und 261

(*) Spannhorizont Decke über 1. UG Anzahl Geschosse über (*) 2 ← Ganze Zahl zw. 2 und 10

Geschoss bzw. Decke über	Ständige Einwirkung G_k [kN]	Veränderl. Einwirkung $\sum \psi_2 Q_{ki}$ [kN]	Totale Einwirkung E_d [kN]	Geschoss- fläche A [m ²]	Plausibilitäts- kontrolle 1) h_{Beton} [cm]	Geschoss- höhe h [m]	Geschoss- höhe $\sum h$ [m]	Geschoss- massen m [t]	Index
1. OG	80		80	207.0	2	1.50	0.00	0.010	0.0
EG	108		108	207.0	2	1.50	3.00	0.09	0.0
Summe			188		4	3.00	1.50	0.08	0.0

1. Eigenform des MMS (Kragarm)

gemäss SIA Dokumentation D 0171

Variante 1: $\approx$ gleiche Steifigkeit in allen Geschossen

über die Gebäudehöhe konstantes EI beeinflusst vom EMS nur f_1 und k^* jedoch nicht m^* , h^* , G und f_1 (Bedingung: $\det A = 0$).

$$EI_{\text{eff}, S, 5} = 24.0 \text{ GN/m}^2 \quad EI_{\text{eff}}(f_1) = 12.0 \text{ GNm}^2$$

$$\text{Anpassung/Korrektur für } EI_{\text{eff}} \text{ (i.a. } = 1) \rightarrow 0.50$$

$$f_1 = 60.32 \text{ Hz} \quad \det A = -4.6E-09 \text{ i.O.}$$

$$f_1 = 60.32 \text{ Hz} \quad T_1 = 0.02 \text{ Hz}$$

$$f_1^T = \{ 0.323 \quad 1.000 \}$$

$$\text{normiert auf } \phi_{1,n} = 1$$

Variante 2: wesentlich ungleiche Steifigkeit in den verschiedenen Geschossen

und/oder elastische Einspannung des Kragarms (Drehfeder)

f_1 und ϕ_1 mit Statikprogramm berechnen (z.B. Axis-VM)

$$f_1 = \text{Hz} \quad \text{korr. elast. Steifigkeit im plast. Ber. } EI = \text{GNm}^2$$

$$\phi_1^T = \{ \} \quad \leftarrow \text{normiert auf } \phi_{1,n} = 1 \text{ einzugeben}$$

$$\text{Drehfeder} \quad k_{xx} = \text{GNm/rad} \quad \leftarrow \text{wird verwendet zur Berechnung der Verschiebung } \Delta \text{ infolge der Feder}$$

1) Plausibilitätskontrolle gibt Geschosseinwirkung umgerechnet in eine fiktive Betonhöhe bezogen auf die Geschossfläche an.

Umrechnungsfaktoren MMS zu EMS

gemäss SIA Dokumentation D 0171, Anhang A2

Verwendete Variante zur Bestimmung der 1. Eigenform

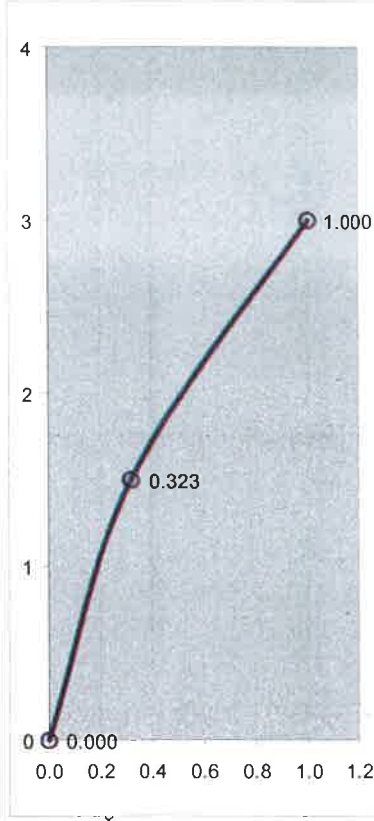
verallgemeinerte Masse	$m = \phi_1^T \cdot M \cdot \phi_1$	=	9	t
verallgemeinerte Steifigkeit	$k = \phi_1^T \cdot K \cdot \phi_1$	=	1336.4	MN/m
Partizipationsfaktor	$\Gamma = \phi_1^T \cdot M \cdot 1$	=	12	t
	$\Gamma = L / m$	=	1.259	

Äquivalenter modaler Einmassenschwinger (EMS)

gemäss SIA Dokumentation D 0171, Anhang A2

modale Masse	$m^* = \Gamma^2 \cdot L$	=	15	t
Massenverhältnis	$\alpha_m^* = m^* / m_{\text{tot}}$	=	0.77	
modale Höhe	$h^* = L^0 / L$	=	2.54	m
Höhenverhältnis	$\alpha_h^* = h^* / h_{\text{tot}}$	=	0.85	
	$L^0 = \sum h_i \cdot m_i \cdot \phi_{1,i}$	=	30	tm
modale Steifigkeit	$k^* = \Gamma^2 \cdot k$	=	2117.4	MN/m
Steifigkeitsverhältnis	$\alpha_k^* = k^* \cdot h^3 / EI$	=	4.77	
Eigenfrequenz des EMS	$f = \sqrt{(k^* / m^*)} / (2\pi)$	=	60.32	Hz
(Kontrolle von f_1 MMS)	$T = 1 / f$	=	0.02	s

1. Eigenvektor des MMS



Erdbebenberechnung und -bemessung

Ersatzkraftverfahren nach SIA Norm 260 und 261 (2003)

Mehrmassenschwinger (MMS)

Stockwerkmassen für die aussergewöhnliche Bemessungssituation Erdbeben gemäss SIA Norm 260 und 261

(*) Einspannhorizont

Decke über 1. UG

Anzahl Geschosse über (*)

2

← Ganze Zahl zw. 2 und 10

Geschoss bzw. Decke über	Ständige Einwirkung G_k [kN]	Veränderl. Einwirkung $\sum \psi_{2i} Q_{ki}$ [kN]	Totale Einwirkung E_d [kN]	Geschoss- fläche A [m ²]	Plausibilitäts- kontrolle ¹⁾ h_{Beton} [cm]	Geschoss- höhe h [m]	Geschoss- höhe $\sum h$ [m]	Geschoss- massen m [t]	Index
1. OG	80		80	207.0	2	1.50	0.00	0.00	10
EG	108		108	207.0	2	1.50	3.00	8.22	9
Summe			188		4	3.00	1.50	11.0	1

1. Eigenform des MMS (Kragarm)

gemäss SIA Dokumentation D 0171

Variante 1: $\approx$ gleiche Steifigkeit in allen Geschossen

1. Eigenfrequenz f_1

Kontrolle mit Methode Rayleigh

1. Eigenvektor ϕ_1

normiert auf $\phi_{1,n} = 1$

wesentlich ungleiche Steifigkeit in den verschiedenen Geschossen

und/oder elastische Einspannung des Kragarms (Drehfeder)

f_1 und ϕ_1 mit Statikprogramm berechnen (z.B. Axis-VM)

$f_1 =$ Hz

$\phi_1^T = \{$

$\}$ geben

$\leftarrow$ normiert auf $\phi_{1,n} = 1$ einzu-

geben

1) Plausibilitätskontrolle gibt Geschosseinwirkung umgerechnet in eine fiktive Betonhöhe bezogen auf die Geschossfläche an.

über die Gebäudehöhe konstantes EI beeinflusst vom EMS nur f und k^* jedoch nicht m^* , h^* , G und f_1 (Bedingung: $\det A = 0$)

$EI_{\text{eff}, S, 5} = 2.6 \text{ GN/m}^2$

$EI_{\text{eff}}(f_1) = 1.3 \text{ GNm}^2$

Anpassung/Korrektur für EI_{eff} (i.a. = 1) $\rightarrow$ 0.50

$f_1 = 19.89 \text{ Hz}$

$\det A = -3.5E-09$

$f_1 = 19.89 \text{ Hz}$

$T_1 = 0.05 \text{ s}$

$\leftarrow$ Da die Steifigkeitsmatrix K unbekannt ist, werden die Steifigkeiten k und k^* aus f berechnet

$\rightarrow$

$\leftarrow$ normiert auf $\phi_{1,n} = 1$ einzu-

geben

$\leftarrow$ wird verwendet zur Berechnung der Verschiebung Δ infolge der Feder

$\leftarrow$ Plausibilitätskontrolle gibt Geschosseinwirkung umgerechnet in eine fiktive Betonhöhe bezogen auf die Geschossfläche an.

Umrechnungsfaktoren MMS zu EMS

gemäss SIA Dokumentation D 0171, Anhang A2

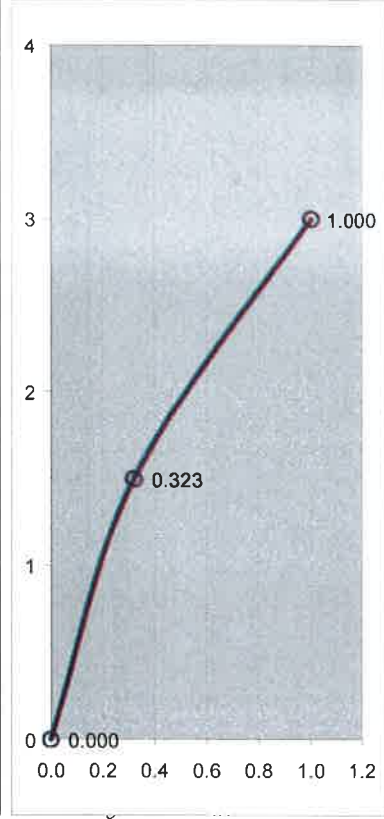
Verwendete Variante zur Bestimmung der 1. Eigenform	Variante 1
verallgemeinerte Masse	$m = \phi_1^T \cdot M \cdot \phi_1 = 9 \text{ t}$
verallgemeinerte Steifigkeit	$k = \phi_1^T \cdot K \cdot \phi_1 = 145.3 \text{ MN/m}$
Partizipationsfaktor	$L = \phi_1^T \cdot M \cdot 1 = 12 \text{ t}$
	$\Gamma = L / m = 1.259$

Äquivalenter modaler Einmassenschwinger (EMS)

gemäss SIA Dokumentation D 0171, Anhang A2

modale Masse	$m^* = \Gamma \cdot L = 15 \text{ t}$
Massenverhältnis	$\alpha_m^* = m^* / m_{\text{tot}} = 0.77$
modale Höhe	$h^* = L^0 / L = 2.54 \text{ m}$
Höhenverhältnis	$\alpha_h^* = h^* / h_{\text{tot}} = 0.85$
	$L^0 = \sum h_i \cdot m_i \cdot \phi_{1,i} = 30 \text{ tm}$
modale Steifigkeit	$k^* = \Gamma^2 \cdot k = 230.2 \text{ MN/m}$
Steifigkeitsverhältnis	$\alpha_k^* = k^* \cdot h^3 / EI = 4.77$
Eigenfrequenz des EMS	$f = \sqrt{(k^* / m^*)} / (2\pi) = 19.89 \text{ Hz}$
(Kontrolle von f_1 MMS)	$T = 1 / f = 0.05 \text{ s}$

1. Eigenvektor des MMS



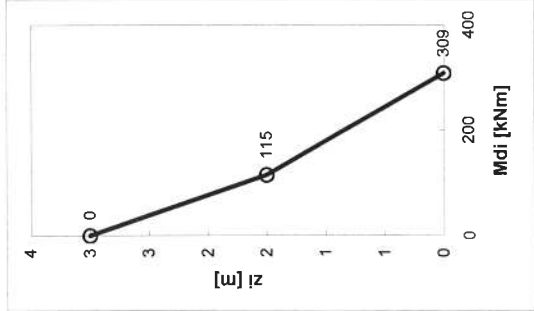
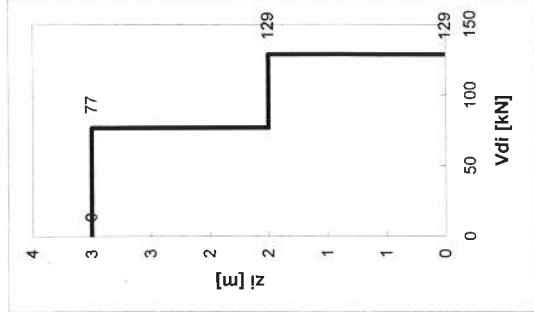
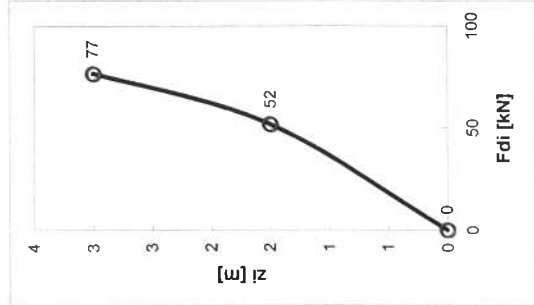
Erdbebenberechnung und -bemessung Ersatzkraftverfahren nach SIA Norm 260 und 261 (2003)

Querrichtung

Erdbebeeinwirkung des Gebäudes (MMS)

Gebäude	Grundfrequenz	f_1	=	60.32	Hz
	Grundschwingzeit	T_1	= $1 / f_1$	0.02	s
	Ordinate des Bem.spektrums	$S_d(T_1)$	= gem. Spektr.	0.685	-
	Horizontale Ersatzkraft	F_d	= $S_d(T_1) \cdot E_d$	129	[kN]
	Horizontale Verformung oben	w_d	= $q \cdot 11 F_{d,1}^2 / (60 E_{I_{ref}})$	0.0	[cm]
	max. Stockwerkschiefstellung	δ_{max}	= $(\phi_{i+1} - \phi_i)_{max} \cdot w_d / \eta_i$	0.01	%

Geschoss i	z_i [m]	E_{di} [kN]	F_{di} [kN]	V_{di} [kN]	M_{di} [kNm]
1. OG	3.00	80	77	77	115
EG	1.50	108	52	129	309
Summe		188	129		

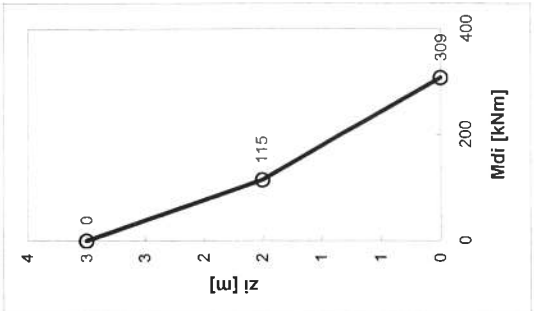
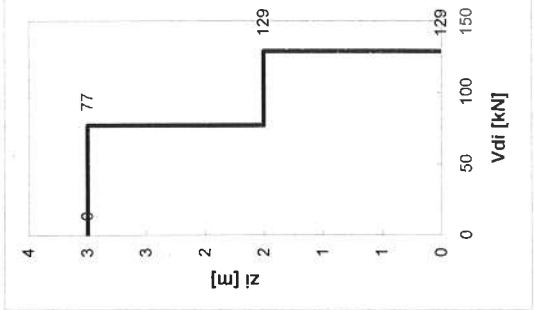
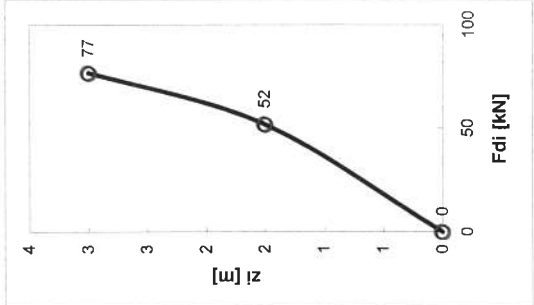


Längsrichtung

Erdbebeeinwirkung des Gebäudes (MMS)

Gebäude	Grundfrequenz	f_1	=	19.89	Hz
	Grundschwingzeit	T_1	= $1 / f_1$	0.05	s
	Ordinate des Bem.spektrums	$S_d(T_1)$	= gem. Spektr.	0.685	-
	Horizontale Ersatzkraft	F_d	= $S_d(T_1) \cdot E_d$	129	[kN]
	Horizontale Verformung oben	w_d	= $q \cdot 11 F_{d,1}^2 / (60 E_{I_{ref}})$	0.1	[cm]
	max. Stockwerkschiefstellung	δ_{max}	= $(\phi_{i+1} - \phi_i)_{max} \cdot w_d / \eta_i$	0.06	%

Geschoss i	z_i [m]	E_{di} [kN]	F_{di} [kN]	V_{di} [kN]	M_{di} [kNm]
1. OG	3.00	80	77	77	115
EG	1.50	108	52	129	309
Summe		188	129		



Erdbebenberechnung und -bemessung Ersatzkraftverfahren nach SIA Norm 260 und 261 (2003)

Verteilung der horizontalen Ersatzkraft auf die einzelnen Wände
gemäss Bachmann 2002/2004.

Gebäudegeometrie

Zufällige Exzentrizität von M gem. SIA 261 Zif. 16.5.2.7 berücksichtigt

nein

Teilfläche 1 & 2 (Rechtecke)				Teilfläche 3 & 4 (Dreiecke)				Gesamtfläche			
Seitenlängen	Ursprung	Fläche	Massenzentrum	Seitenlängen	Ursprung	Fläche	Massenzentrum	Fläche	Massenzentrum		
$l_{x,längs}$ [m]	x_0 [m]	y_0 [m]	x_M [m]	$l_{x,längs}$ [m]	$y_{0,quer}$ [m]	A [m ²]	x_M [m]	A [m ²]	x_M [m]	y_M [m]	
7.8	6.8	0.0	3.9	53	3.4	0	0.0	53	3.9	3.4	
			0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0.0	

Massenzentrum und Steifigkeitszentrum

	Koordinaten		Exzentrizitäten		Horizontale Ersatzkraft und Torsionsmoment				Erdbeben in			
	x [m]	y [m]	$e_{d,x}$ [m]	$e_{d,y}$ [m]	Horizontale Ersatzkraft	F_d [kN]	Torsionsmoment in S	T_d [kNm]	y-Rtg./Quertg.	x-Rtg./Längstg.		
Massenzentrum	3.9	3.4	0.0	0.0	sup				129	0	129	0
Steifigkeitszentrum	3.9	3.4	0.0	0.0	inf				0	0	0	0

Elemente zur horizontalen Aussteifung: Wände und Kerne

Verteilung der Ersatzkräfte proportional zu I^0_3

Elementdefinition	Kern/Wand Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	Summe Σ
Elementtyp	Kern, Wand	Wand																		4.79
Elementrichtung	quer, längs	quer																		I_x
Elementmaterial	MW, SB	MW																		0.52
x-Koordinate	x [m]	3.9																		I_y
y-Koordinate	y [m]	3.4																		I_y
E-Modul (ungerissen)	E [GN/m ²]	5.0																		
Abminderungsfaktor eff. Steifigkeit	-	1.00																		

Trägheitsmoment der Wände	Kern/Wand Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	Summe Σ
Wandlänge	l_w [m]	6.60																		24.0
Wandbreite	b_w [m]	0.20																		$E I_{x,eff}$
Trägheitsmoment	I_w [m ⁴]	4.8																		2.6

Trägheitsmoment der Kerne	Kern/Wand Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	Summe Σ
Trägheitsmoment	I_k [m ⁴]																			24.0

Verteilung der hor. Kräfte	Kern/Wand Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	Summe Σ
ohne Torsion	$F_d(T)$ [kN]	129																		24.0
infolge T bei $F_{d,längs, sup}$	$F_{d,l,s}(T)$ [kN]	0																		$E I_{y,eff}$
infolge T bei $F_{d,längs, inf}$	$F_{d,l,i}(T)$ [kN]	0																		2.6
infolge T bei $F_{d,quer, sup}$	$F_{d,q,s}(T)$ [kN]	0																		
infolge T bei $F_{d,quer, inf}$	$F_{d,q,i}(T)$ [kN]	0																		
Bemessungersatzkraft	$F_{d,Abs}$ [kN]	129																		
" in % der Geb.ersatzkraft	$F_{d,Abs}/F_d$ [%]	100																		

x, y: frei gewähltes Koordinatensystem
x₂, y₂: Koordinatensyst. mit Ursprung in S
Bemessungersatzkraft F_{di}

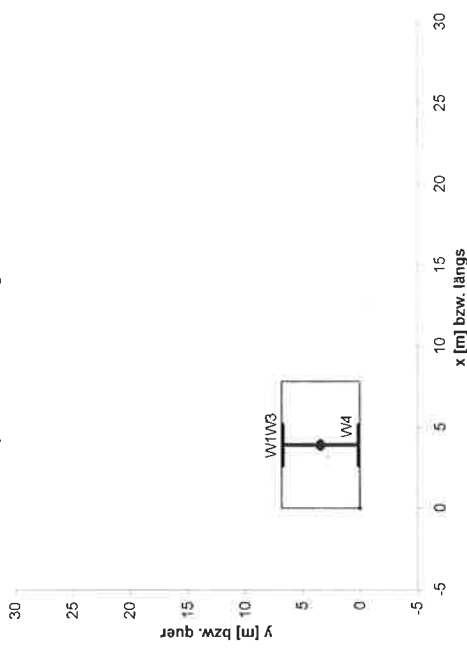
Stiefigkeitszentrum: $x_s = \Sigma(E_i \cdot l_{ix} \cdot x_i) / \Sigma(E_i \cdot l_{iy})$
 $y_s = \Sigma(E_i \cdot l_{iy} \cdot y_i) / \Sigma(E_i \cdot l_{ix})$

Verteilung der Horizontalkraft (ohne Torsion): $F_{ix} = F_x [E_i \cdot l_{ix} / \Sigma(E_i \cdot l_{ix})]$
Torsion: $F_{iy} = F_y [E_i \cdot l_{iy} / \Sigma(E_i \cdot l_{iy})]$

infolge Torsion: $F_{ix}(T) = -T_s [E_i \cdot l_{iy} y_{2i} / \Sigma(E_i \cdot l_{iy} y_{2i}^2 + E_i \cdot l_{ix} x_{2i}^2)]$
 $F_{iy}(T) = T_s [E_i \cdot l_{ix} x_{2i} / \Sigma(E_i \cdot l_{ix} x_{2i}^2 + E_i \cdot l_{iy} y_{2i}^2)]$

Massgebende Ersatzkraft für die Wand i. Ein allfällig günstig wirkender Einfluss der Torsion auf die Ersatzkraft wird konservativerweise nicht berücksichtigt.

Graphische Darstellung Grundriss



Ersatzkraftverfahren nach SIA Norm 260 und 261 (2003)

keine Kapazitätsbemessung

Erdbebenberechnung und -bemessung

Beanspruchung der Kerne und Wände

Elementdefinition		Kern/Wand Nr.																			
Elementtyp	Kern, Wand	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18		
Elementrichtung	quer, längs																				
Elementmaterial	SB, MW																				
Querrichtung	Längsrichtung	Kern/Wand Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
Normalkraft N _d OK Wand	1. OG	1. OG	[kN]	142	119	245	119	245	388												
	EG																				EG
	1. UG	1. UG	[kN]																		
	UK Bodenplatte	UK Bodenplatte	N _{d,F} [kN] ¹⁾																		
Querrichtung	Längsrichtung	Kern/Wand Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
Biegemoment M _d UK Wand	1. OG	1. OG	[kNm]	115	58	154	58	154													
	EG																				EG
	FM zulässig	FM zulässig	M _F [kNm] ²⁾																		
	Flexionsbew.		bei [m] ³⁾																		
Querrichtung	Längsrichtung	Kern/Wand Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
Querkraft V _d	1. OG	1. OG	[kN]	77	38	64	38	64													
	EG																				EG
	1. UG	1. UG	V _d (u) [kN] ³⁾																		
	Auflagerkraft ³⁾		Kern/Wand Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Querrichtung	Längsrichtung																				
Decke 0.	1. UG	1. UG	Q _d [kN]	129	64	64															
Bodenplatte			[kN]																		

1) Normalkraft, die zur Berechnung von $M_{d,2}$ verwendet wird

2) zulässiges Fundationsmoment $M_{d,F}$, d.h. überdruckt mit halber Wandlänge klaffend (siehe Seite 8)

3) plast. Höhe und Querkraft/Auflagerkraft erst korrekt, wenn Seite 7 und 8 ausgefüllt

Farbe und Schnittschnitt:

xx Wand/Kern mit massgebender Beanspruchung aus Erdbeneinwirkung in x-Richtung/Längsrichtung

yy Wand/Kern mit massgebender Beanspruchung aus Erdbeneinwirkung in y-Richtung/Querrichtung

Bemessungsmoment: $M_{d,F}^+(z > l_w) = (z - h_w) / (l_w - h_w) \cdot M_{d,ESH}$

Erhöhte Querkraft: $V_{d,F}^+ = M_{d,F}^+ \cdot ESH / M_{d,ESH} \cdot \kappa \cdot V_{d,F}$

(bei Kapazitätsbemessung)

Modell:

23

Erdbebenberechnung und -bemessung

Ersatzkraftverfahren nach SIA Norm 260 und 261 (2003)

Geschoss über dem Einspannhorizont

Bemessung der Mauerwerkswände im Geschoss über dem Einspannhorizont

gemäss SIA Norm 266 erweiterter Nachweis

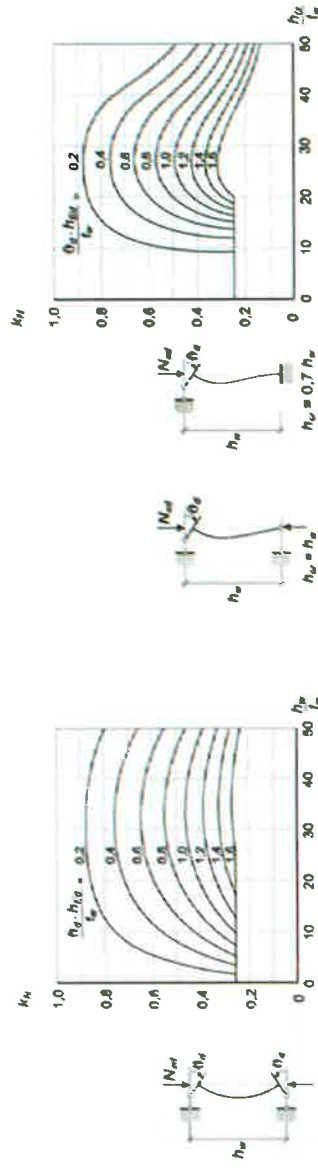
Mauwerksqualität	Benutz.Def.	
		$f_{kd} = 2.5 \text{ N/mm}^2$
		$f_{kd} = 2.5 \text{ N/mm}^2$
		$f_{yd} = 1.13 \text{ N/mm}^2$
$E_{sk} = 5000 \text{ N/mm}^2$	$\eta_1 = 1.50$	$E_{kd} = 2'500 \text{ N/mm}^2$

Legende

- 1) Deckenverformung elastisch gemäss Cedrus oder Handrechnung
- 2) Deckenverformung gerissen inkl. Kriechen mit $n_c = 2$
- 3) k_w ist gemäss Diagramm SIA 266 Figur 3 zu bestimmen.

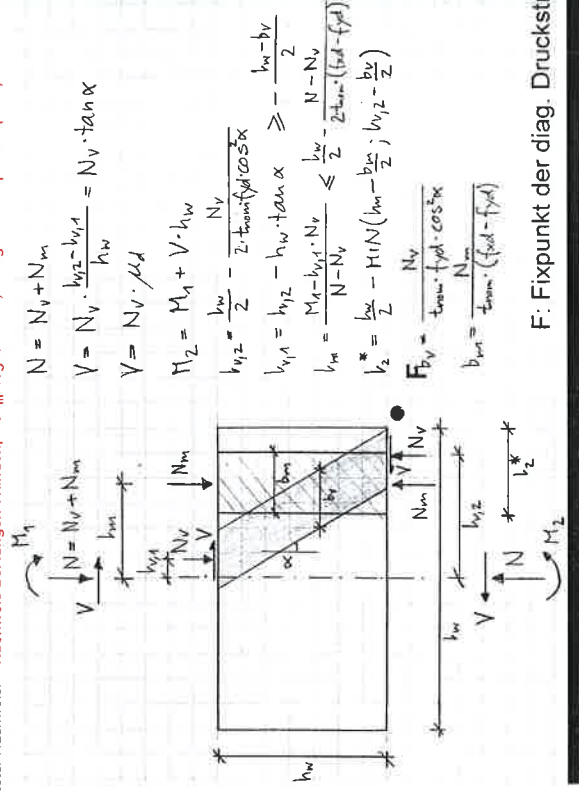
[illegible]

SIA 266 Figur 3 (Ausschnitt für den Fall mit Deckenverdrehung):



SIA 266 erweiterter Nachweis:

Nachweis bei langen Wänden, wo l_m negativ wird, infolge des Fixpunkts (sehr) konservativ,



F: Fixpunkt der diag. Druckstr

Erdbebenberechnung und -bemessung Ersatzkraftverfahren nach SIA Norm 260 und 261 (2003)

wählbares Geschoss

1. OG 1. OG
quer längs

Bemessung der Mauerwerkswände in wählbarem Geschoss gemäss SIA Norm 266 erweiterter Nachweis

Mauerwerksqualität	Benutz.Def.	$f_{kd} = 2.0 \text{ N/mm}^2$
$E_{sk} = 4000 \text{ N/mm}^2$	$\eta_1 = 1.50$	$f_{xd} = 2.0 \text{ N/mm}^2$ $f_{yd} = 0.90 \text{ N/mm}^2$ $E_{xd} = 2'000 \text{ N/mm}^2$

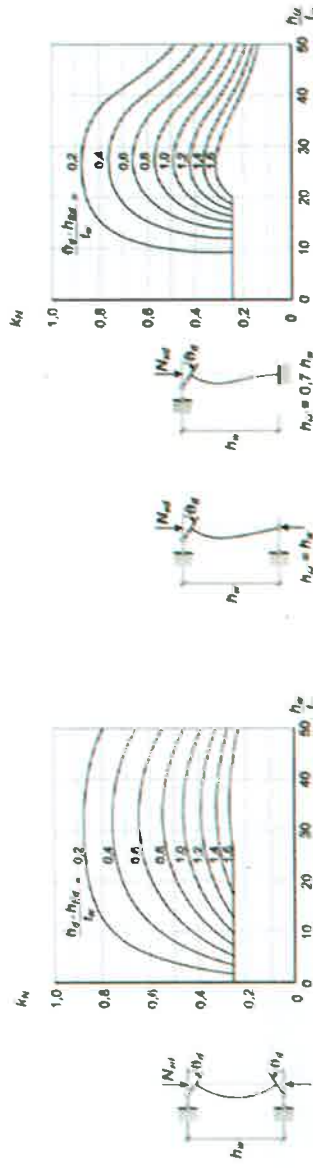
Benennungswert des Koeffizienten der inneren Reibung der Lagerfugen ≤ 0.6
$\mu_d \leq 0.70$

Legende

- 1) Deckenverformung elastisch gemäss Cedrus oder Handrechnung
- 2) Deckenverformung gerissen inkl. Kriechen mit $\eta_c = 2$
- 3) k_N ist gemäss Diagrammen SIA 266 Figur 3 zu bestimmen.

Elementdef.		Einwirkung & Wandkennwerte										Querkraftbeanspruchung mit exzentrischer Normalkraft										Querkraftwiderstand										Erfüllungs- faktor				
Wand Nr.	Element- richtung	N _{ed} [kN]	V _d [kN]	M _{21d} [kNm]	l _w [m]	l _w [m]	h _w [m]	s _d ¹⁾ [-]	h ₀ [m]	d [m]	A _s [mm²/m]	A _s ' [mm²/m]	Anteil gerissen [-]	s _d ²⁾ [-]	l ₂ [*] [m]	h _{ed} [m]	∂ _d ³⁾ h _{ed} /l _w [-]	h _{ed} /l _w [-]	h _{ex} [m]	k _N ³⁾ [-]	N _{Rd} [kN]	Nachweise	l _{com} [m]	Auswahl l _{com}	N _v [kN]	l _{v,1} [m]	b _v [m]	l _{v,2} [m]	N _m [kN]	l _m [m]	b _m [m]	μ _d ⁴⁾ [-]	V _{Rd} [kN]	Nachweise	Q _{ed,skat,V} [-]	0.81
1	quer	142	77	0	6.6	0.200	1.50	0.0000	0.10	0.10	1	1	1.00	0.0000	6.60	24.7	0.00	15.0	3.0	1.00	2640	i.O.	0.20	tw	89	1.88	0.74	2.93	53	-3.18	0.24	0.70	62	nef		
2																																				
3	längs	119	38	0	2.5	0.200	1.50	0.0000	0.10	0.10	1	1	1.00	0.0000	0.84	9.6	0.00	15.0	3.0	1.00	334	i.O.	0.20	tw	101	-0.22	0.84	0.83	18	1.21	0.08	0.70	71	i.O.	1.84	
4	längs	119	38	0	2.5	0.200	1.50	0.0000	0.10	0.10	1	1	1.00	0.0000	0.84	9.6	0.00	15.0	3.0	1.00	334	i.O.	0.20	tw	101	-0.22	0.84	0.83	18	1.21	0.08	0.70	71	i.O.	1.84	
5																																				
6																																				
7																																				
8																																				
9																																				
10																																				
11																																				
12																																				
13																																				
14																																				
15																																				
16																																				
17																																				
18																																				
19																																				

SIA 266 Figur 3 (Ausschnitt für den Fall mit Deckenverdrrehung):



SIA 266 erweiterter Nachweis:

Nachweis bei langen Wänden, wo l_m negativ wird, infolge des Fixpunkts (sehr) konservativ.

$$N = N_v + N_m$$

$$V = N_v \cdot \frac{h_{w,2} - h_{v,1}}{h_w} = N_v \cdot \tan \alpha$$

$$V = N_v \cdot \mu_d$$

$$H_2 = M_1 + V \cdot h_w$$

$$h_{w,2} = \frac{h_w}{2} - \frac{2 \cdot \tan \alpha \cdot f_{yd} \cdot \cos^2 \alpha}{N_v}$$

$$h_{v,1} = h_{w,2} - h_w \cdot \tan \alpha \geq -\frac{h_w - b_v}{2}$$

$$l_m = \frac{M_1 - h_{v,1} \cdot N_v}{N - N_v} \leq \frac{h_w}{2} - \frac{N - N_v}{2 \cdot \tan \alpha \cdot (f_{yd} - f_{yd})}$$

$$l_m^* = \frac{h_w}{2} - H_1 N \left(h_m - \frac{b_m}{2} \right) / h_{v,2} - \frac{b_v}{2}$$

$$b_v = \frac{N_v}{\tan \alpha \cdot f_{yd} \cdot \cos^2 \alpha}$$

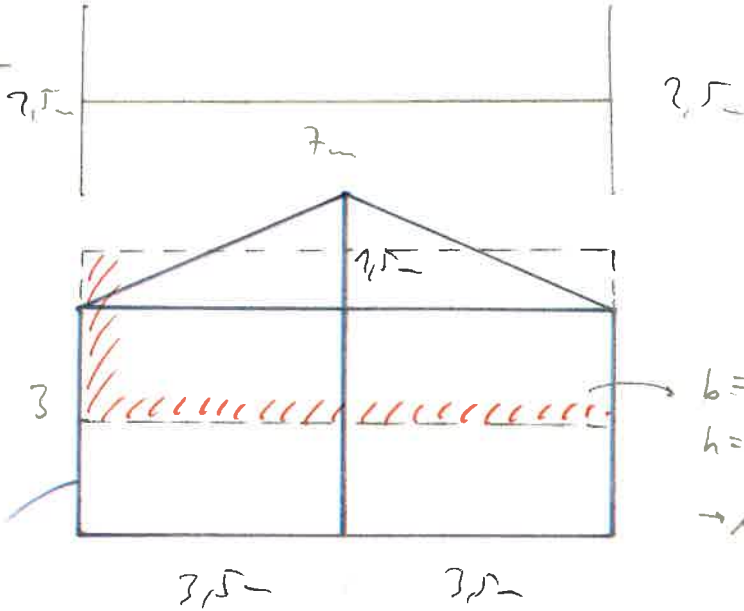
$$b_m = \frac{N_m}{\tan \alpha \cdot (f_{yd} - f_{yd})}$$

F: Fixpunkt der diag. Druckstrebe

4.3 Dimensionnement des Chainages

Plans transversal hors plan

Geometrie:



$$\left. \begin{array}{l} t = 0,2m \\ \gamma = 15 kN/m^3 \end{array} \right\} g = 3 kN/m^2$$

$$S_{del} = 1,68 \rightarrow h = S_{del} \cdot g = 5 kN/m^2$$

↑
hoy conservative? (3 kN/m²)

$$q = 1,5 \cdot 2 \rightarrow h = 3 kN/m^2$$

$$\rightarrow l = 1,5 \cdot 7,5 = 11,25$$

charge
20x20

charge horizontale charge: $p = 2,15 \cdot 5 kN/m^2 = 11,15 kN/m$

$$M_{max} = \frac{p \cdot l^2}{8} = \frac{11,15 \cdot 6,8^2}{8} = 29 kNm$$

$$V_{max} = \frac{p \cdot l}{2} = \frac{11,15 \cdot 6,8}{2} = 38 kN$$

20 $\square$ 20 $\square$ 4x1/2" : $M_{red} = 12 kNm$

20 $\square$ 20 $\square$ 4x1/2" : $M_{red} = 65,3 kNm$ (✓)

$l = 600 \rightarrow M_{red} = 72,3 kNm$ ✓ (de l'etage)

charge horizontale: 200x600mm

Model 82.01: 1.06: 80 kN $\rightarrow \frac{80 kN}{1,06} = 75 kN$

$S_d \cdot 12 = 20 kNm$! plus grande !

(hoy conservative)

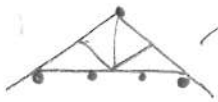
$H_{61} = 24,7 \text{ kN} \rightarrow 3 \text{ éléments} \rightarrow 8 \text{ kN/élément}$ (conservateur ?)

$\rightarrow$ charge verticale : $P = 8 \text{ kN} \cdot 1,5 = 12 \text{ kN}$ (O.C)

 $20 \times 48 \frac{1}{2}'' : P_{ed} = 12,2 \text{ kN}$

$+ \text{charge de la mer hors plan}$ 

$H_{61} = 24,7 \text{ kN} \rightarrow 5 \text{ éléments} \rightarrow 5 \text{ kN/élément}$



$\rightarrow P_{ed} = \frac{12}{8} \cdot 5 = 7,5 \text{ kN} < 12,2 \text{ kN}$

charge de la mer : $P = \frac{7,5}{2} = \frac{5 \text{ kN} \cdot 2 \cdot 3,5 \cdot 1,5^2}{2} = 19,7 \text{ kN}$

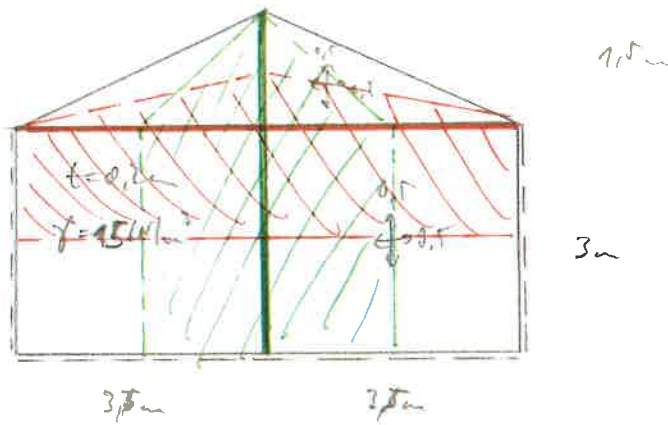
$\rightarrow P_{ed} = 12,2 \text{ kN}$

$48 \frac{1}{2}''$  $37 \frac{1}{2}'' \rightarrow P_{ed} = 28,4 \text{ kN}$

charge verticale $200 \times 400 \text{ mm}$

$48 \frac{1}{2}''$, $\pm 6 \text{ bars } \# 3/8'' @ 150$

Plan horizontal hors plan



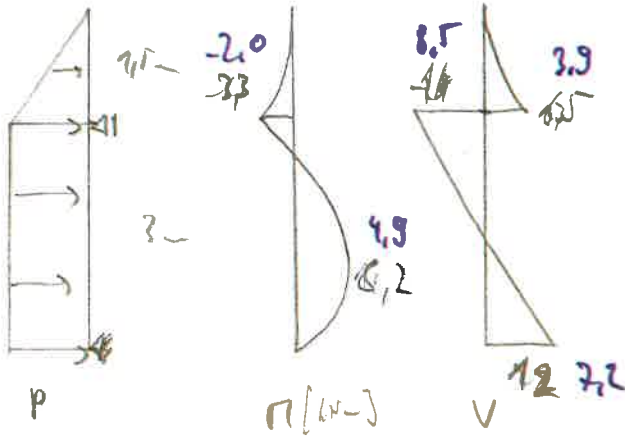
Solisme: plateau: $S_{d,pl} = 1,66$ $q = 1,5 - 2,0$

$$h = g \cdot S_d = 8 \cdot 1,66 = 13,28 > P_{vent} = 3 \text{ kN/m}^2$$

$$3 \text{ kN/m}^2 =$$

charge vertical: $p = \frac{h \cdot 3,5}{2} = \frac{13,28 \cdot 3,5}{2} = 23,24$

+ ev. charge de la toiture horizontale.



$$H = 2 \cdot 1,66$$

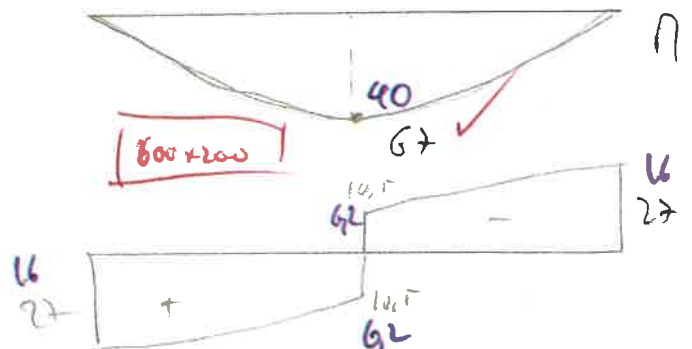
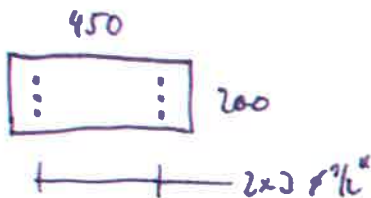
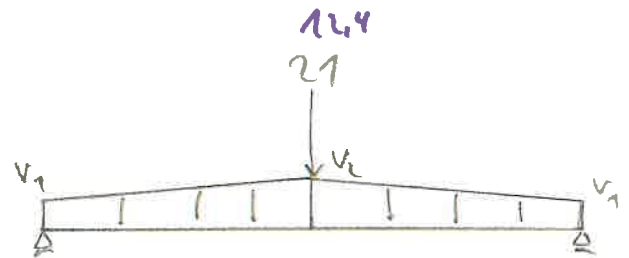
$$12,4$$



Charge horizontale:

$$V_1 = \frac{h \cdot 1,5}{2} = \frac{7,5}{2} = 3,75$$

$$V_2 = \frac{h \cdot (1,5 + 0,5)}{2} = \frac{11,25}{2} = 5,6$$



charges : vent : $p_s = 3 \text{ kN/m}^2$

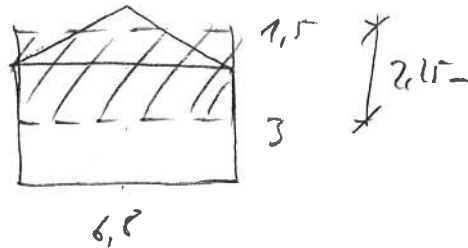
solsme : $t = 0,2 \text{ m}$
 $\delta = 15 \text{ kN/m}^3$ } $g = 3 \text{ kN/m}^2$

$$S_{d,el} = 1,68 \rightarrow h_{el} = S_{d,el} \cdot g = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$q \approx 1,5-2 \rightarrow h = \frac{h_{el}}{q} \approx 3,33 - 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\Rightarrow h = 3 \text{ kN/m}^2$$

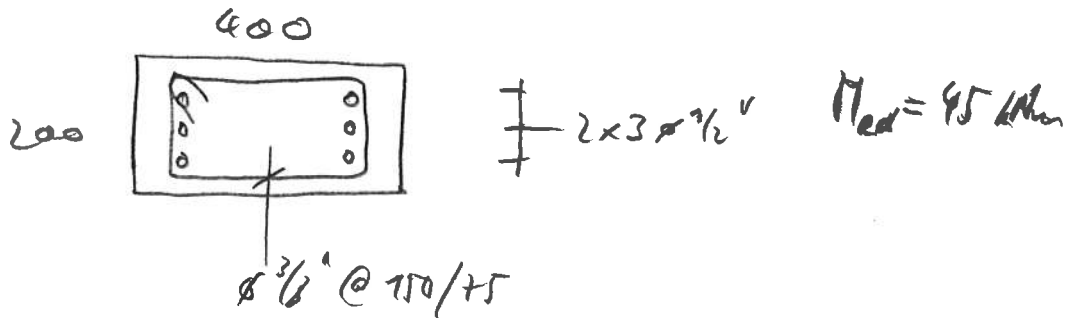
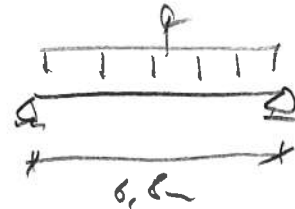
réaction charge horizontale :
 (solsme)



$$q = 2,15 \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 6,45 \text{ kN/m}$$

$$H_{max} = \frac{q \cdot l}{8} = 39 \text{ kN}$$

$$V_{max} = \frac{q \cdot l}{2} = 23 \text{ kN}$$



$$\frac{200 - 2 \cdot 20 - 2 \cdot 1,5 - 3 \cdot 12,7}{2} = 41 \text{ mm} \quad \text{i.e.}$$

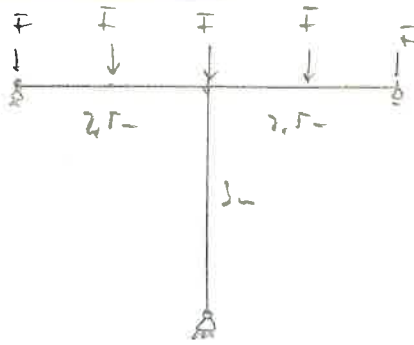
$\approx$ espacer entre les barres $\phi 1/2"$ ✓

4.3.3 Calculs des colonnes

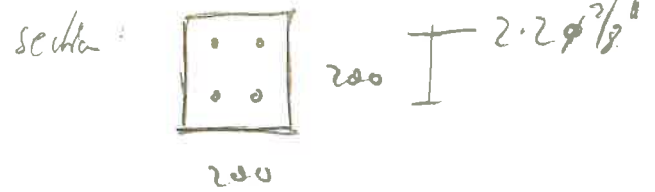
Poteau mur façade

1/1

Système:



F: charge des fermes.



réaction du poteau:

$$N_d = 2F$$

max compression: $2F = 2 \cdot 12.5 \text{ kN} = 25 \text{ kN}$

poide propre: $G = 0.2 \cdot 0.2 \cdot 25 \cdot 1.25 \cdot 4.5 = 3.4 \text{ kN}$

$\frac{1}{2}$ poteau: $C = 0.2 \cdot 0.2 \cdot 25 \cdot 1.25 \cdot 1.5 = 2 \text{ kN}$

$$30 \text{ kN} = N_d$$

max tension: $2F = 2 \cdot T_d = 2 \cdot (-20.7) \text{ kN} = -41 \text{ kN}$

poide propre: $C = \frac{(3.4 + 2) \cdot 0.8}{1.25} = 3.2 \text{ kN}$

$$-38 \text{ kN} = T_d$$

Dimension: Tension: $41 \frac{1}{2} \text{ kN} = 185 \text{ kN} = T_d \gg T_d \checkmark$

Impression: M-N-Interaction: $l_0 = 3000 \text{ mm}$

$$e_{0,d} = \frac{l_0}{30} = 2 \text{ m} \quad / \quad \alpha: \frac{l_{0,d}}{2} = 7.5 \text{ m} \rightarrow e_{0,d} = 2 \text{ m}$$

$$\alpha_1 = 0.005$$

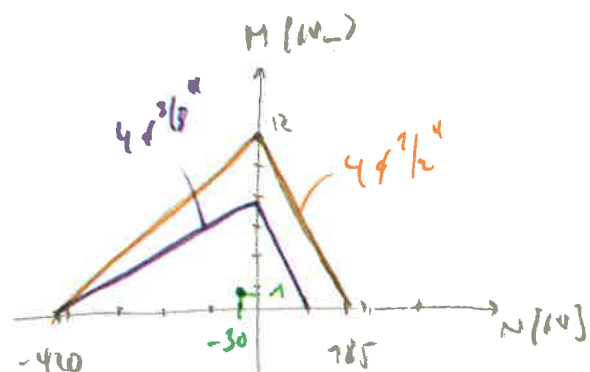
$$e_{0,d} = 0$$

$$e_{2,d} = \frac{2 f_{ct} l_{0,d}^2}{5 (100 - 2 \cdot 20 - 2 \cdot 10 - 12) \pi^2} = 20 \text{ mm}$$

$$e_d = 36 \text{ mm}$$

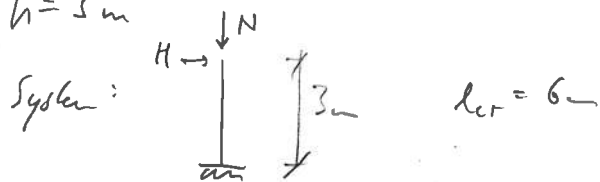
$$N_d = N_d \cdot 36 = 30 \text{ kN} \cdot 0.036 = 1 \text{ kNm}$$

i.o. ✓



Poleman: 20x20, 4x9h"

$$h = 3 \text{ m}$$



$$\begin{aligned} \text{Action: } N_T &\approx 2,5 \text{ kN} \quad (\text{Failure}) \\ N_g &= 0,2 \cdot 0,2 \cdot 1,5 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 1,5 \text{ kN} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} N_T \\ N_g \end{aligned}} \right\} N_{Ed} = 4 \text{ kN} \quad (\text{Ständig})$$

$$H = 2 \text{ kN} \rightarrow P_T = 6 \text{ kN}$$

$$\text{Zoniere: } e_{ex} = \frac{d}{50} = 6,1 \text{ mm} \quad / \quad \alpha_1: \frac{l_{cr}}{2} = 15 \text{ mm}$$

$$\alpha_2: \frac{0,01}{\sqrt{L}} = 0,0018 \rightarrow 0,005$$

$$e_{ed} = \frac{6 \text{ kNm}}{2,5 \text{ kN}} = 2,4 \text{ m} = 2400 \text{ mm}$$

$$e_{ed} = \frac{2 f_{ed}}{5 (200 - 2 \cdot 30 - 2 \cdot 10 - 12)} \cdot \frac{6000^2}{h^2} = 117 \text{ mm}$$

$$e_d = e_{ex} + e_{ed} + e_{ed} = 2524 \text{ mm}$$

$$\rightarrow P_d = N_d \cdot e_d = 10 \text{ kNm}$$

$$P_{red} (N=0) = 12,2 \text{ kNm} \quad \text{i.d.}$$

4.4 Toiture

charge de la dalle

paroi propre:

1 feune:

$$g = 0,25 \text{ kN/m}^2$$

$$b = 1,5 \text{ m}$$

$$l = 7 \text{ m}$$

$$\rightarrow G_k = 2,625 \text{ kN} \rightarrow 1,3 \text{ kN/appuis}$$

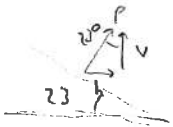
Vent arrachant:

$$p_h = 3 \text{ kN/m}^2$$

$$b = 1,5 \text{ m}$$

$$l = 7 \text{ m}$$

$$\alpha = 23^\circ$$



$$\rightarrow V = \frac{p_h \cdot b \cdot l}{2} \cdot \cos \alpha = 14,9 \text{ kN} \quad (\text{Tension})$$

$$H = \frac{p_h \cdot b \cdot l}{2} \cdot \sin \alpha = 6,2 \text{ kN}$$

Vent pousant:

$$p_h = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\rightarrow V = 2,2 \text{ kN}$$

$$b = 1,5 \text{ m}$$

$$H = 3,1 \text{ kN}$$

$$l = 7 \text{ m}$$

$$\alpha = 23^\circ$$

max. force tension:

$$T_d = 1,5 \cdot V - 0,8 \cdot G = 20,7 \text{ kN}$$

max. force compression:

$$P_d = 1,5 \cdot V + 1,35 \cdot G = 12,5 \text{ kN}$$

Ferme en Bois

	Nombre	b	h	l	G	
Arbalétrier	4	50	150	4400	66.0	
Poinçon	2	50	100	1555	7.8	
Fiche	4	50	100	1770	17.7	
Entrait	1	100	100	7550	37.8	
Joint Entrait	2	50	100	700	3.5	
Joint Fiche	2	100	100	520	5.2	
Joint Poinçon bas	1	100	150	820	6.2	
Joint Poinçon haut	1	100	200	620	6.2	
	400				2.8	
					153.1	kg/ferme
					1.53	kN/ferme
		b			1.56	m
		l			7	m
					0.14	kN/m ²

Lattes en Bois

Lattes	Nombre	b	h	l	G	
	16	50	100	1400	56	kg
					0.56	kN
			b		1.4	m
			l		7	m
					0.06	kN/m ²

Toles métalliques endulées

0.05 kN/m²

Toiture totale

0.25 kN/m²

b 1.4 m
gk 0.35 kN/m
gd 0.47 kN/m

Vent arrachant

qk 3 kN/m²
qd 4.5 kN/m²
b 1.4 m
l 0.6 m
Pd 3.8 kN

Vent pressant

qk 1.5 kN/m²
qd 2.25 kN/m²
b 1.4 m
l 0.6 m
Pd 1.9 kN

$l = 1,40$ porte sur plusieurs portées...

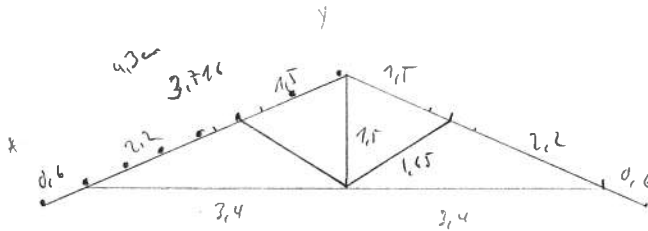
espacement $d \approx 0,67$

charges: $p_k^- = 3,6 \text{ kN/m}^2 \rightarrow p_d^- = 4,5 \text{ kN/m}^2$ / $p_k^+ = 1,25 \text{ kN/m}^2 \rightarrow p_d^+ = 2,25 \text{ kN/m}^2$

efforts: $M_{max} = \frac{p_d^- \cdot d \cdot l^2}{8} = 1,10 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot d = 0,61 \text{ kNm}$ $V_{max} = \frac{p_d^- \cdot d \cdot l}{2} = 1,52 \text{ kN}$

$\frac{4,3}{7} = 0,61 \text{ m} = d$

system:

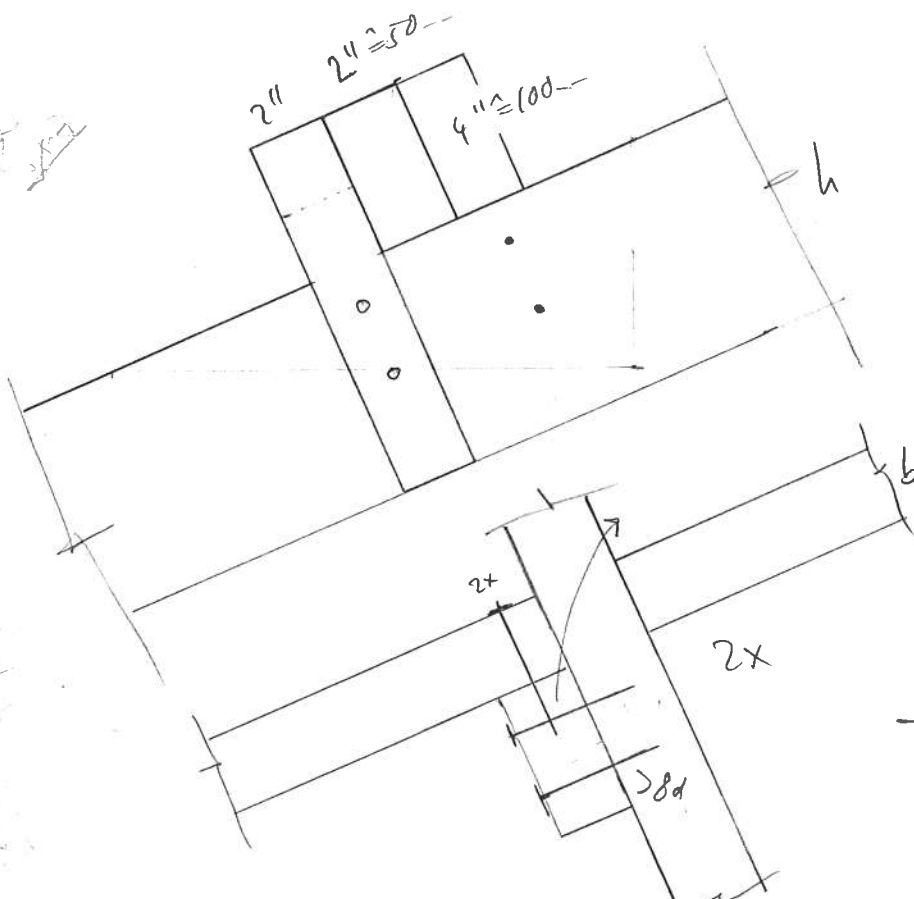


porte sur plusieurs portées $\rightarrow M_d \approx M_{max} \cdot \frac{1}{1,25} = 0,528 \text{ kNm}$

$\Rightarrow$ section $\begin{matrix} 50/2'' \\ 100/4'' \end{matrix}$

Fixation aux Wagners: $T_{max} = p_d^- \cdot d \cdot l = 3,8 \text{ kN}$

/ $T_{max} = \frac{T_{max} \cdot l \cdot e^+}{p_d^-} = 1,5 \text{ kN}$



$R_d = 92 d^{1,7}$

$s = 8d$

$s < 50 \rightarrow d < \frac{50}{8} = 6,25$

$(3 + 0,9d)d < 50 \rightarrow d < 6,15$

$s = 7d \rightarrow 7 \cdot 7d < 50$

$\rightarrow d < \frac{50}{14} = 3,57$

with: $d = 3,5$

$R_d = 0,77 \text{ kN} \cdot 10 = 0,77 \text{ kN}$

$\frac{T_{max}}{R_d} = 4,4 \text{ kN}$

$\rightarrow$ fil de ligature $\phi 3$

ou
hurricane stops.

Hebende Kräfte

Stab Nr.1					
Schnittkraft		x-Pos	N	Q	M
Max	N	1.000	0.2287	3.282	2.191
Min	N	0.000	-3.256e-15	3.800	4.059e-16
Max	Q	0.000	-3.256e-15	3.800	4.059e-16
Min	Q	1.000	0.2287	3.282	2.191
Max	M	1.000	0.2287	3.282	2.191
Min	M	0.000	-3.256e-15	3.800	4.059e-16

Stab Nr.2					
Schnittkraft		x-Pos	N	Q	M
Max	N	1.000	35.54	2.335	0.9154
Min	N	0.000	34.85	-3.709	2.191
Max	Q	0.6666	35.31	2.854	-0.6920
Min	Q	0.3333	35.08	-4.228	-0.2666
Max	M	0.000	34.85	-3.709	2.191
Min	M	0.6666	35.31	-0.9461	-0.6920

Stab Nr.3					
Schnittkraft		x-Pos	N	Q	M
Max	N	1.000	27.41	2.529	-4.444e-15
Min	N	0.000	26.73	-3.515	0.9154
Max	Q	0.6666	27.18	3.048	-1.727
Min	Q	0.3333	26.96	-4.034	-1.422
Max	M	0.000	26.73	-3.515	0.9154
Min	M	0.6666	27.18	-0.7522	-1.727

Stab Nr.7					
Schnittkraft		x-Pos	N	Q	M
Max	N	0.000	-27.32	-1.357e-17	4.410e-17
Min	N	0.000	-27.32	-1.357e-17	4.410e-17
Max	Q	0.000	-27.32	-1.357e-17	4.410e-17
Min	Q	0.000	-27.32	-1.357e-17	4.410e-17
Max	M	0.000	-27.32	-1.357e-17	4.410e-17
Min	M	1.000	-27.32	-1.357e-17	-3.269e-17

Stab Nr.9					
Schnittkraft		x-Pos	N	Q	M
Max	N	0.000	13.07	4.685e-15	-9.053e-18
Min	N	0.000	13.07	4.685e-15	-9.053e-18
Max	Q	0.000	13.07	4.685e-15	-9.053e-18
Min	Q	0.000	13.07	4.685e-15	-9.053e-18
Max	M	1.000	13.07	4.685e-15	3.025e-17
Min	M	0.000	13.07	4.685e-15	-9.053e-18

Stab Nr.11					
Schnittkraft		x-Pos	N	Q	M
Max	N	0.000	-10.55	-1.374e-18	3.507e-18
Min	N	0.000	-10.55	-1.374e-18	3.507e-18
Max	Q	0.000	-10.55	-1.374e-18	3.507e-18
Min	Q	0.000	-10.55	-1.374e-18	3.507e-18
Max	M	0.000	-10.55	-1.374e-18	3.507e-18
Min	M	1.000	-10.55	-1.374e-18	2.248e-18

1. Element

2. Element

100 x 150

50 x 150

100 x 200

50 x 200

100 x 150 ($\alpha = 0,82$)

(50 x 150 : $\alpha = 0,83$)

100 x 150

50 x 150

100 x 100

50 x 100

25 x 150

50 x 100

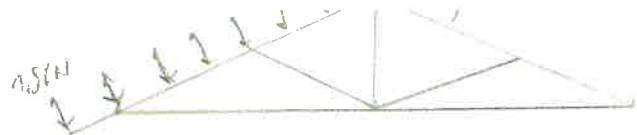
25 x 100

50 x 50

50 x 50

25 x 50

mit Zwickeln -
verriegelt



Drückende Kräfte

Stab Nr.1

Schnittkraft		x-Pos	N	Q	M
Max	N	1.000	0.2287	-2.418	-1.336
Min	N	0.000	2.656e-16	-1.900	-5.898e-17
Max	Q	0.000	2.656e-16	-1.900	-5.898e-17
Min	Q	1.000	0.2287	-2.418	-1.336
Max	M	0.000	2.656e-16	-1.900	-5.898e-17
Min	M	1.000	0.2287	-2.418	-1.336

1.6 kN/m

2.6 kN/m

50 x 100

25 x 100

Stab Nr.2

Schnittkraft		x-Pos	N	Q	M
Max	N	1.000	-26.84	-2.383	-0.7883
Min	N	0.000	-27.53	2.973	-1.336
Max	Q	0.000	-27.53	2.973	-1.336
Min	Q	1.000	-26.84	-2.383	-0.7883
Max	M	0.6666	-27.07	0.03572	0.5272
Min	M	0.000	-27.53	2.973	-1.336

100 x 100

50 x 100

Stab Nr.3

Schnittkraft		x-Pos	N	Q	M
Max	N	1.000	-19.41	-2.253	-2.318e-15
Min	N	0.000	-20.10	3.102	-0.7883
Max	Q	0.000	-20.10	3.102	-0.7883
Min	Q	1.000	-19.41	-2.253	-2.318e-15
Max	M	0.6666	-19.64	0.1653	1.235
Min	M	0.000	-20.10	3.102	-0.7883

100 x 100

25 x 100

Stab Nr.7

Schnittkraft		x-Pos	N	Q	M
Max	N	0.000	22.45	-1.331e-17	-2.343e-17
Min	N	0.000	22.45	-1.331e-17	-2.343e-17
Max	Q	0.000	22.45	-1.331e-17	-2.343e-17
Min	Q	0.000	22.45	-1.331e-17	-2.343e-17
Max	M	1.000	22.45	-1.331e-17	4.686e-17
Min	M	0.000	22.45	-1.331e-17	-2.343e-17

50 x 100

25 x 100

50 x 50

Stab Nr.9

Schnittkraft		x-Pos	N	Q	M
Max	N	0.000	-9.999	3.675e-15	2.865e-17
Min	N	0.000	-9.999	3.675e-15	2.865e-17
Max	Q	0.000	-9.999	3.675e-15	2.865e-17
Min	Q	0.000	-9.999	3.675e-15	2.865e-17
Max	M	0.000	-9.999	3.675e-15	2.865e-17
Min	M	1.000	-9.999	3.675e-15	-1.481e-17

50 x 100

25 x 100

100 x 50

50 x 50

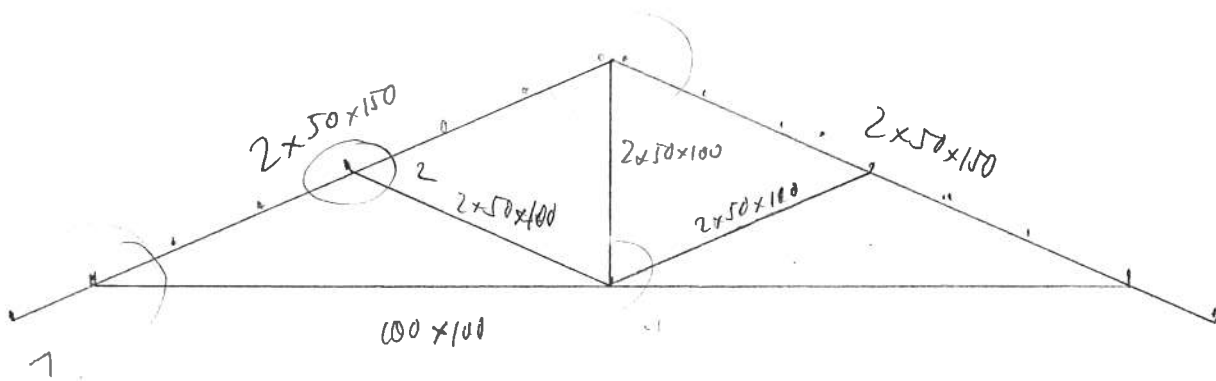
Stab Nr.11

Schnittkraft		x-Pos	N	Q	M
Max	N	0.000	8.072	3.877e-18	2.521e-18
Min	N	0.000	8.072	3.877e-18	2.521e-18
Max	Q	0.000	8.072	3.877e-18	2.521e-18
Min	Q	0.000	8.072	3.877e-18	2.521e-18
Max	M	0.000	8.072	3.877e-18	2.521e-18
Min	M	1.000	8.072	3.877e-18	-2.541e-18

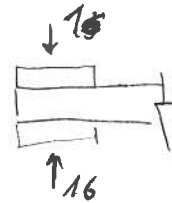
50 x 50

25 x 50

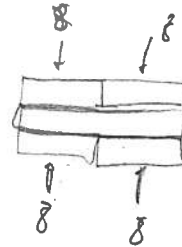
Clair: $d=3,5$



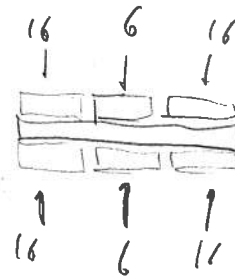
1) $H = -27,3 / 22,5 \text{ kN} : \frac{27,3}{0,87} = \frac{12,3}{0,87} = 31,3 \approx 32$



2) $D = -10 / 13,1 \text{ kN} : \frac{10,1}{0,87} = \frac{12,1}{0,87} = 15 \rightarrow 16$



3) $V = -10,5 / 8,9 \text{ kN} : \frac{10,5}{0,87} = \frac{10,5}{0,87} = 12$

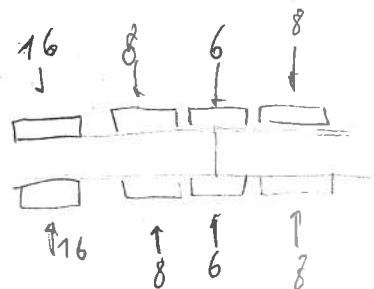


$D = \sqrt{12,4^2 + 2,5^2} = 27,5 \text{ kN}$
 $D = \sqrt{(-15,4)^2 + (-2,3)^2} = 19,5 \text{ kN} : \frac{27,5}{0,87} = 32$

4) $T = -10,5 / 8,1 \text{ kN} \Rightarrow 12$

$D = -10 / 12,1 \Rightarrow 16$

$H = -27,3 / 22,5 \Rightarrow 32 / 26$



distances/espacements: $5d = 17,5$

$6d = 21$

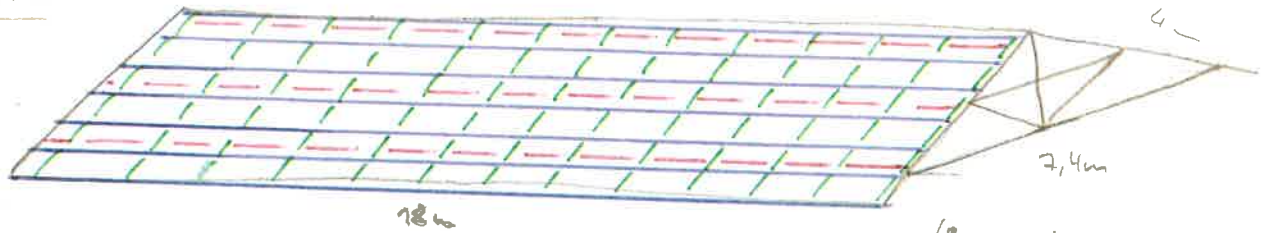
$15d = 52,5$

$10d = 35$

32.4	128
16.4	64
12.1	12
32.2	64
12.1	12
16.2	32
...	64 /

Toiture en bois

Géométrie:



Lattes: $s = 0,4 \text{ m}$

$50 \times 50 \text{ mm}^2$

$g = 0,0125 \text{ kN/m}^2$

$$l = \left(\frac{8 \text{ m}}{0,4 \text{ m}} + 1 \right) \cdot 18 \text{ m} = 378 \text{ m} \quad c = 4,725$$

Chevrons: $s = 1,0 \text{ m}$

$50 \times 100 \text{ mm}^2$

$g = 0,025 \text{ kN/m}^2$

$$l = \left(\frac{18}{1} + 1 \right) \cdot 8 \text{ m} = 152 \text{ m} \quad c = 3,825$$

Pannes: $s = 1,0 \text{ m}$

$100 \times 300 \text{ mm}^2$

$g = 0,3 \text{ kN/m}^2$

$$l = \left(\frac{4}{1,0} + 1 \right) 2 \cdot 18 \text{ m} = 188 \text{ m} \quad c = 9,425$$

62,5 kN

Charges: Vent: $P_h^{\ominus} = -3 \text{ kN/m}^2$
 $P_s^+ = 1,5 \text{ kN/m}^2$

$$\frac{62,5}{18 \cdot 7,4} = 0,47 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{later: } \sim 0,05 \text{ kN/m}^2$$

poids propre: $0,6 \text{ kN/m}^2$

$$\text{total } \sim 0,55 \text{ kN/m}^2$$

Lattes: $M_{\text{max}}^{\ominus} = \frac{q_{\text{lat}} \cdot l^2}{8} = \frac{(1,5 \cdot (-3) + 0,6 \cdot 1,35) \cdot 10^2 \cdot 0,4}{8} = -0,1845 \text{ kNm}$

$$V_{\text{max}}^{\ominus} = \frac{q_{\text{lat}} \cdot l}{8} = \frac{(0,6 \cdot 1,35 + 1,5 \cdot 1,5) \cdot 10^2 \cdot 0,4}{8} = 0,153 \text{ kN}$$

$$V_{\text{min}} = \frac{(1,5 \cdot (-3) + 0,6 \cdot 1,35) \cdot 10^2 \cdot 0,4}{2} = 0,149 \text{ kN}$$



Chevrons: $M_{\text{max}}^{\ominus} = \frac{(1,5 \cdot (-3) + 0,6 \cdot 1,35) \cdot 10^2 \cdot 1,0}{8} = -0,46 \text{ kNm}$

$$V_{\text{max}} = \frac{(1,5 \cdot (-3) + 0,6 \cdot 1,35) \cdot 10^2 \cdot 1,0}{2} = -1,85 \text{ kN}$$



Pannes: $M_{\text{max}}^{\ominus} = \frac{(1,5 \cdot (-3) + 0,6 \cdot 1,35) \cdot 7,4^2 \cdot 1,0}{8} = -27,7 \text{ kNm}$

$$V_{\text{max}} = \frac{(1,5 \cdot (-3) + 0,6 \cdot 1,35) \cdot 7,4 \cdot 1,0}{2} = 14,2 \text{ kN}$$



128 kN zu verankern!

Vent

	Lattes	chevrons	pannes	
repartition m	0.49	1.38	1.33	7.75
hauteur mm	50	100	300	
largeur mm	100	100	200	
section mm ²	5000	10000	60000	
poids kN/m	0.025	0.05	0.3	
n -	20	14	4	
longueur m	312.19	112	144	
Poids kN	7.8048	5.6	43.2	56.60 Poids totale
				0.42 kN/m ² sans tôles
vent - kN/m ²	-2.25	-2.25	-2.25	0.05 tôles
vent + kN/m ²	1.25	1.25	1.25	kN/m ²
Moment - kNm	-0.32	-0.84	-27.37	
Effort Tranchant kN	0.93	2.52	14.12	
M/Mr	0.87	0.57	1.04	excel sheet
Moment + kNm	0.30	0.77	25.19	
Effort Tranchant kN	0.85	2.32	13.00	
w mm	1.2	0.4	7.2	poids propre
w_zul mm	4.6	4.4	25.8	
w_zul/w	3.9	12.5	3.6	
clous				
diametre mm	5	5		
l mm	130	200		
lh mm	80	100		
Rd kN	0.48	0.6		
n -	4	9		

Voir - 3601 / 1041 0010

	Lattes	chevrons	pannes	
spacing m	0.62	1.00	1.00	7.75
hauteur mm	50	100	300	
largeur mm	100	100	200	
section mm ²	5000	10000	60000	
poids kN/m	0.025	0.05	0.3	
n -	16	19	5	
longeur m	250.2580645	152	180	
Poids kN	6.256451613	7.6	54	

67.86 Poids totale
0.51 kN/m² sans tôles
0.05 tôles
kN/m² =

vent - kN/m ²	-3	-3	-3	
vent + kN/m ²	1.5	1.5	1.5	
Moment - kNm ★	-0.29	-0.47	-28.11	
Effort Tranchant kN	1.16	1.87	14.51	
M/Mr	0.79	0.32	1.06	excel sheet
Moment + kNm	0.23	0.38	22.56	
Effort Tranchant kN	0.93	1.50	11.65	

w mm	0.5	0.1	7.2
w_zul mm	3.3	3.3	25.8
w_zul/w	6.2	30.7	3.6

clous			
diametre mm	4	5	
l mm	140	200	
lh mm	90	100	
Rd kN	0.432	0.6	
n -	6	7	

$$\# \quad \eta = \frac{(1.5 \cdot p + 1.35 \cdot g) \cdot l^2 \cdot b}{8}$$

$$V = \eta \cdot \frac{4}{L} = \frac{(1.5 \cdot p + 1.35 \cdot g) \cdot l \cdot b}{4}$$

$$\left. \begin{array}{l} p = -3 \text{ kN/m}^2 \\ g_{\text{table}} = 0,5 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right\} 2,5 \text{ kN/m}^2 \quad T = \gamma \cdot A \cdot 2,5 \text{ kN/m}^2 = 540 \text{ kN}$$

$$A = 6 \cdot 4 \cdot 18 \cdot 4 \cdot 2 = 144 \text{ m}^2$$

lattes - chevrons

$$\left. \begin{array}{l} n_{\text{lattes}} = 2 \cdot 16 = 32 \\ n_{\text{chevrons}} = 15 \end{array} \right\} 32 \cdot 18 = 608 \text{ croissures} \quad \rightarrow \quad \frac{T}{u} = \frac{540}{608} = 0,85 \text{ kN/croissure}$$

$$R(\phi 4 \text{ ---}, l_H = 80 \text{ ---}) = 0,4 \text{ kN/clou} \quad \rightarrow \quad \frac{T}{u \cdot R} = 2,2 \text{ clous}$$

$\rightarrow$ 3 clous par croissure

ou fil de ligature: $\phi = 1,5 \text{ ---}$
 $f_{td} = 225 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \quad T_d = 2 \cdot \frac{\pi^2}{4} \cdot f_{td} = 0,795 \text{ kN}$

$\rightarrow$ 2 enroulements et 1 clou

chevrons - pannes

$$\left. \begin{array}{l} g_{\text{lattes}} = 8 \text{ kN} \\ g_{\text{chevrons}} = 6 \text{ kN} \end{array} \right\} 14 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad T = 540 - 14 = 526 \text{ kN}$$

$$\left. \begin{array}{l} n_{\text{chevrons}} = 15 \\ n_{\text{pannes}} = 2 \cdot 4 = 8 \end{array} \right\} 152 \text{ croissures} \quad \rightarrow \quad \frac{T}{u} = 3,46 \text{ kN/croissure}$$

$$R(\phi 5 \text{ ---}, l_H = 100 \text{ ---}) = 0,6 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \frac{T}{u \cdot R} = 6 \text{ clous}$$

ou fil de ligature: $\phi = 1,5 \text{ ---}$
 $f_{td} = 225 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \quad T_d = 0,795 \text{ kN}$

$\rightarrow$ 4 enroulements + 2 clous

encrage des pannes

$$g_{\text{pannes}} = 43 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad T = 526 - 43 = 483 \text{ kN}$$

$$483 \text{ kN} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2 \cdot 4} = 30 \text{ kN}$$

$$\frac{2}{3} \Rightarrow \begin{array}{ccc} 1/4 & 1/2 & 1/4 \\ \hline \Delta & \Delta & \Delta \\ & \uparrow & \\ & T_{\text{max}} & \end{array}$$

Lettre de Certification

Date	20. August 2012
Document Nr.	4712.002-05
Edité par	SVI / YM, Basler & Hofmann AG

Basler & Hofmann AG
Ingenieure, Planer und
Berater

Forchstrasse 395
Postfach
CH-8032 Zürich
T +41 44 387 11 22
F +41 44 387 11 00

www.baslerhofmann.ch

Ecole modèle en maçonnerie chaînée

1. Certification

Basler & Hofmann AG, engagé par la Direction du développement et de la coopération DDC, certifie que les calculs, plans d'exécution et détails pour les structures en annexe de ce dossier [CCR] sont élaborés selon les règles de l'art et basés sur les documents

- « règles de calcul intérimaires pour les bâtiment en Haïti », MTPTC, 2011
- « Normes Suisses SIA 260 à 267 :2003 » (conforme avec Eurocodes)

Les calculs de l'ingénieur du projet Sebastian Villiger ont été vérifiés par un deuxième ingénieur et sont approuvés.

2. Délimitation

Basler & Hofmann AG ne peut pas être rendu responsable pour l'utilisation future des plans et documents du dossier. La responsabilité de la suite du projet (i.e. implantation des bâtiments sur le terrain, adaptation des fondations au sol existant) et de l'exécution (i.e. contrôle du mis en place des barres d'armature, assurance de la qualité des matériaux) reste la responsabilité du maître d'ouvrage.

3. Hypothèses de calcul

3.1 Matériaux

3.1.1 Armature

Grade 60 selon le standard ASTM A 615/A 615 M – 03a [ASTM]

limite min. d'élasticité	$f_{y,min}$	=	420 N/mm ²
limite min. de rupture	$f_{u,min}$	=	620 N/mm ²
élongation de rupture	$\epsilon_{u,min}$	=	7-9 % (dépendant du Ø)
limite d'élasticité (valeur de calcul)	f_{sd}	=	365 N/mm ²
module d'élasticité	E_s	=	205 kN/mm ²

3.1.2 BétonBéton **C16/20** selon la norme SIA 262 [SIA 262]

résistance min. à la compression cylindr.	$f_{c,cylindre,k}$	=	16 N/mm ²
résistance min. à la compression cube	$f_{c,cube,k}$	=	20 N/mm ²
résistance à la compression	f_{cd}	=	10.5 N/mm ²
résistance au cisaillement	τ_{cd}	=	0.8 N/mm ²
(valeurs de calcul)			
modul d'élasticité	E_c	=	25 kN/mm ²

3.1.3 Maçonnerie selon la norme SIA 265 [SIA 265]

poids propre	γ_k	=	1500 kg/m ³
--------------	------------	---	------------------------

Bloc ciment (valeurs calculés avec la section globale du bloc)

épaisseur	t	=	20 cm
résistance min. à la compression, perpendiculaire à l'assise	f_{xk}	=	5.0 N/mm ²
valeur de calcul de la résistance à la compression, perpendiculaire à l'assise	f_{xd}	=	2.5 N/mm ²
valeur de calcul de la résistance à la compression, perpendiculaire aux joints verticaux	f_{yd}	=	1.5 N/mm ²

Mortier ciment

résistance min. à la compression	f_k	=	5.0 N/mm ²
valeur de calcul	f_d	=	2.5 N/mm ²

3.1.4 Bois

Qualité C24 selon le code SIA 265 [SIA 265] ou

« Southern Yellow Pine » grade No.2

poids propre	γ_k	=	500 kg/m ³
valeur de calcul de la résistance à la flexion	$f_{m,d}$	=	7.6 N/mm ²
valeur de calcul de la résistance à la traction parallèlement aux fibres	$f_{t,0,d}$	=	4.3 N/mm ²

3.1.5 Tôles Ondulées

Epaisseur minimale des tôles ondulées 24 gauge

3.2 Actions**3.2.1 Vent**

La structure est dimensionnée pour une vitesse de référence du vent de 42 m/s en correspondance avec la zone IV des règles de calcul intérimaires pour les bâtiments en Haïti [MTPTC]. Les efforts sont calculés pour l'exposition de la catégorie II conformément avec l'Eurocode [EC 1].

3.2.2 Séisme

La forme du spectre de réponse est calculée selon les suppositions de la norme Suisse SIA 261 [SIA 261]. L'accélération maximale du sol PGA prise en considération est de 4.0 m/s², conforme avec le rapport « Documentation for Initial

Seismic Hazard Maps for Haiti » [USGS] pour une période de retour de 500 ans (analogue Eurocode / SIA).

Les efforts sont calculés pour un sol de qualité E (couche alluviale superficielle, $S = 1.4$) et un facteur d'importance $\gamma_f = 1.2$. Le facteur de ductilité des structures en maçonnerie chaînée est de $q = 2.5$ [EN 1998-1].

4. Données de base

- [ASTM] – A 615/A 615M – 03a ; Standard Specification for Deformed and Plain Billet-Steel Bars for Concrete Reinforcement
<http://xa.yimg.com/kq/groups/23711357/561765320/name/ASTM+A615.pdf> (15.6.2012)
 - [CCR] – 2 dossiers de plans d'exécution « Modèle Maçonnerie Chaînée, 2/3 salles de classe », 22 pages, août 2012
 - [EC 1] – Eurocode 1 : actions sur les structures ; Partie 5 : Action du vent, 2005
 - [EN 1998-1] Calcul des structures pour leur résistance aux séismes
Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments
Chapitre 9 : Règles particulières aux bâtiments en maçonnerie
 - [MTPTC] – Règles de calcul intérimaires pour les bâtiments en Haïti, 2011
- Normes Suisse (conforme avec Eurocode)
- [SIA 260] – Base pour l'élaboration des projets de structures porteuses, 2003
 - [SIA 261] – Actions sur les structures porteuses, 2003
 - [SIA 262] – Structure en béton, 2003
 - [SIA 265] – Structure en bois, 2003
 - [SIA 266] – Maçonnerie, 2003
 - [SIA 267] – Géotechnique, 2003
- [USGS] – Documentation for Initial Seismic Hazard Maps for Haiti, Open File Report 2010-1067, 2010

5. Signatures



Sebastian Villiger
20.08.2012, Pétiyon Ville, Haïti



Yves Mondet
20.08.2012, Zürich, Suisse

Données de base

[MTPTC]	Code National du Bâtiment d'Haïti (CNBH) 2012, Janvier 2013
[USGS]	Documentation for Initial Seismic Hazard Maps for Haiti, Open File Report 2010-1067, 2010
[SIA 260]	Base pour l'élaboration des projets de structures porteuses, 2013
[SIA 261]	Actions sur les structures porteuses, 2013
[SIA 262]	Structure en béton, 2013
[SIA 267]	Géotechnique, 2013
[ASTM]	A 615/A 615M – 03a ; Standard Specification for Deformed and Plain Billet-Steel Bars for Concrete Reinforcement:

Révision

Port-au-Prince, Septembre 2016

Pascale Louis, Ingénieur Civil
Centre de Compétences Reconstruction – CCR/DDC, Port-au-Prince, Haïti

Sebastian Villiger, Ingénieur Civil
Oliver Ruefenacht, Ingénieur Civil
Basler & Hofmann AG, Zurich, Suisse