



REPUBLIQUE DU BENIN



**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**ECOLE SUPERIEURE DE GENIE CIVIL
VERECHAGUINE A.K.**

Filière : GENIE CIVIL



**PROJET DE
BATIMENT TUTOIRE**

Niveau : Master Professionnel 1

Nom de l'Enseignant :

Prosper ZOHOUNGBOGBO

Ingénieur de conception / Génie civil

Année universitaire 2019-2020

www.cours-genie-civil.com

VERECHAGUINE AK
ECOLE SUPERIEURE DE GENIE CIVIL (E.S.G.C – VAK)

MASTER PROFESSIONNEL

MATIERE : PROJET DE BATIMENT TUTURE

OBJECTIFS

Mettre en application les notions antérieures de conception et de calcul pour concevoir et dimensionner les éléments structuraux et les équipements techniques principaux d'un bâtiment.

PROGRAMME DE COURS

- I – RAPPELS SUR LA DESCENTE DE CHARGES : Actions horizontales
- II – FONDATIONS SUPERFICIELLES : Contraintes de mitoyenneté
- III – DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS : POTEAUX – POUTRES – PLANCHERS (Dalles pleines) – ESCALIERS
- IV – CONTREVENTEMENT DES IMMEUBLES
- V – ISOLATION THERMIQUE ET ACOUSTIQUE DANS LES BATIMENTS
- VI – DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES
- VII – PRESENTATION DU DOSSIER D'EXECUTION
- VIII – PROJET DE BATIMENT

BIBLIOGRAPHIE

- 1 – *REGLES BAEL91 MODIFIEES 99*, EYROLLES 2001.
- 2 – Jacques LAMIRAULT & Henri RENAUD, *BETON ARME : GUIDE DE CALCUL*, FOUCHER 1993.
- 3 – Gérard PHILIPPONAT & Bertrand HUBERT, *FONDATIONS ET OUVRAGES EN TERRE* EYROLLES 2008.
- 4 – Jean-Pierre MOUGIN, *COURS DE BETON ARME*, EYROLLES 1998.
- 5 – Henry THONIER, *CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES DE BATIMENT TOMES 1 à 4*, PRESSE DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES NATHAN 1993.
- 6 – COLLECTION METHODES, *250 SOLUTIONS POUR EVITER LES DESORDRES DANS LES BATIMENTS*, LE MONITEUR 2007.
- 7 – André COIN et Evelyne ASMANI, *OSSATURES DES BATIMENTS*, SEBTP 2011
- 8 – Jean-Louis GRANJU, *BETON ARME : Théorie et applications selon l'Eurocode2*, EYROLLES 2011.

Chargé du cours : Prosper ZOHOUNGBOGBO, Ingénieur civil

SOMMAIRE

CHAPITRE I : RAPPELS SUR LA DESCENTE DES CHARGES Actions horizontales

CHAPITRE II : FONDATIONS SUPERFICIELLES : Contraintes de mitoyenneté

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS : POTEAUX –
POUTRES – PLANCHERS (Dalles pleines) – ESCALIERS

CHAPITRE IV : CONTREVENTEMENT DES IMMEUBLES

CHAPITRE V : ISOLATION THERMIQUE ET ACOUSTIQUE DANS LES BATIMENTS

CHAPITRE VI : DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

CHAPITRE VII : PRESENTATION DU DOSSIER D'EXECUTION

CHAPITRE VIII : PROJET DE BATIMENT

CHAPITRE I
RAPPELS SUR LA DESCENTE DES
CHARGES : Actions horizontales

DESCENTE DE CHARGES

1 – Définition

La descente de charges sur un élément quelconque d'un bâtiment consiste à évaluer l'ensemble des actions qui agissent sur cet élément (nature, intensité, direction, sens et point d'application) afin de déterminer les sollicitations induites qui permettront de dimensionner l'élément.

On distingue plusieurs types d'actions :

- Les actions permanentes : poids des éléments et ouvrages ;
- Les actions variables :
 - o Charges d'exploitation ;
 - o Charges climatiques de vent et de neige ;
 - o Température et retrait
- Les actions accidentelles : séisme, incendie

2 – Les actions

2.1 – Charges permanentes

Elles sont calculées en fonction des dimensions géométriques des éléments et des poids volumiques des matériaux les constituant. Nous donnons ci-après les valeurs des poids volumiques de certains matériaux.

MATÉRIAUX	Poids volumique kN / m ³	MATÉRIAUX	Poids volumique kN / m ³
BÉTONS		MATÉRIAUX DIVERS (suite)	
Béton non armé	22	Briquettes en vrac	8
Béton armé courant	25	Briquettes empilées	13
Béton de granulats légers	7,5 à 15,5	Calcaire compact	28
Béton bitumineux	22	Calcaire de dureté moyenne	22
		Calcaire tendre	18
		Cendres	8
MAÇONNERIES (sans enduits)		Classeurs, armoires, bibliothèques	6
Briques pleines	19	Coke	6,5
Briques creuses	9	Farine en sacs	5
Briques perforées	13,5	Farine en vrac	6
Parpaings pleins	21	Foin et paille en vrac	1
Parpaings creux porteurs	13,5	Foin et paille bottelés	1,5
Parpaings pleins de pouzzolane ou de laitier expansé	15	Fonte	72,5
Parpaings creux de pouzzolane ou de laitier expansé	9,2 à 9,5	Fourrages	10
Parpaings pleins de béton cellulaire autoclavé	8 à 8,2	Fumier en tas	12
		Fumier empilé	18
		Granit	28
ENDUITS		Gravier	17
Plâtre	10	Grès	25
Mortier aux liants hydrauliques	18	Herbes et trèfles	3,5
		Houille sèche	8
MATÉRIAUX DIVERS		Houille humide	10
Acier	78,5	Mâchefer	8
Aluminium	27	Malt	6
Asphalte coulé	18	Marbre	28
Avoine en vrac	5,5	Métaux cuivreux	89
Ballast concassé	18	Minette	20
Ballast roulé	19	Papier empilé	11
Ballast pour voie de chemin de fer	18,5	Papier en rouleaux	16
Blé, orge, seigle	8	Plomb	114
Blocs de liège	4	Pommes de terre	7
Bois en bûches, conifères secs	4,5	Raves	7
Bois en bûches, conifères humides	6,5	Sable	17 à 19
Bois en bûches feuillus sec	7	Sel en vrac	12
Bois en bûches feuillus humide	10	Sel en sacs	10
Bois en copeaux en vrac	2	Sucre en vrac	9,5
Bois en copeaux compact	3	Sucre en sacs	16
Bois durs tropicaux	10	Terre sèche	18
		Terre humide	21
		Verre	25

Nature du plancher	Pour une hauteur réelle totale (cm)	Poids surfacique (*) (kN/m ²)
A. Dalles pleines en béton armé	par cm	25
B. Planchers nervurés à poutrelles préfabriquées ou nervures coulées en place, avec entrevous (corps creux) en béton, entre axes : 60 cm.		
- Montages avec table de compression	12 + 4 16 + 4 20 + 4 25 + 5	2,50-2,60 2,75-2,85 3,10-3,30 3,60-4,00
- Montages sans table de compression	16 20 24	2,20-2,30 2,60-2,80 2,90-3,10
C. Dito avec entrevous en terre cuite		
- Montages avec table de compression	12 + 4 16 + 4 20 + 4 25 + 5	2,20-2,30 2,50-2,60 2,80-3,00 3,20-3,60
- Montage sans table de compression	16 20 24	1,90-2,00 2,20-2,40 2,50-2,70
D. Dito avec entrevous très légers (ex : polystyrène) ou sans entrevous.		
- Montages avec table de compression	12 + 5 16 + 5 20 + 5 25 + 5	1,50-1,70 1,70-2,00 1,80-2,10 2,40-2,80
E. Planchers préfabriqués à éléments jointifs de dalles alvéolées, à alvéoles de petites dimensions	12 16 20 24	2,00-2,50 2,40-2,90 2,80-3,30 3,20-3,70
REVETEMENTS DE PLANCHERS		
A. Chape en mortier de ciment	par cm	0,20
B. Dalle flottante, y compris sous-couche élastique	par cm	0,22
C. Carrelages scellés, y compris la couche de mortier de pose de 2 cm		
- Grès cérame mince (4,5 mm) format 5 x 5 et 2 x 2		0,50
- Grès cérame (9,0 mm) format 10 x 10		0,60
- Dallage céramique ou pierre dure de 15 à 30 mm		0,70-1,00
D. Carrelages ou dallages collés	par cm	0,20
E. Parquets de 23 mm y compris lambourdes		0,25
F. Sols minces textiles ou plastiques (collés ou tendus) et parquets mosaïque y compris ragréage du support		0,08
G. Chape flottante en asphalte 2 à 2,5 cm y compris couche élastique, revêtement de sol non compris		0,50

(*) La variation des poids moyens est due à la variation de la forme de la section

PLANCHERS

Nature de l'élément	Poids surfacique (*) (kN/m ²)
A. Support de la couverture	
- lattis (ou liteaux) sapin	0,03
- voligeage sapin	0,10
- support céramique	0,45
B. Couvertures métalliques	
- en zinc (voligeage et tasseaux compris)	0,25
- en alu 8/10 (plaques ondulées sans support)	0,03
- en alu 8/10 (voligeage et tasseaux compris)	0,17
- en acier inox (voligeage et tasseaux compris)	0,25
- en tôle ondulée d'acier galvanisé 8/10	0,06
C. Couvertures en ardoises	
- ardoises naturelles ordinaires (lattis et voligeage compris)	0,28
- ardoises modèle en amiante-ciment (lattis et voligeage compris)	0,30
D. Couvertures en tuiles	
- tuiles mécaniques à emboîtement (liteaux compris)	0,35-0,45
- tuiles plates (liteaux compris)	0,55-0,75
- tuiles canal (voliges comprises)	0,40-0,60
- tuiles béton (supports compris)	0,45
E. Couvertures en éléments auto-portants non métalliques	
- plaques ondulées d'amiante-ciment	0,17
- plaques profilées d'amiante-ciment sur support de tuiles canal (y compris les tuiles)	0,40
F. Sous-toitures	
- contreplaqués okoumé, par cm d'épaisseur	0,05
- panneaux de lin, par cm d'épaisseur	0,04
- plaques de plâtre (genre Placoplâtre ou Pregypan) par cm d'épaisseur	0,09
- panneaux de paille compressée, par cm d'épaisseur	0,03
- plaques planes d'amiante-ciment en 6 cm d'épaisseur	0,11
G. Terrasses	
- asphalte coulé en 0,5 cm d'épaisseur plus 1,5 cm d'asphalte coulé sablé	0,50
- étanchéité multicouche en ciment volcanique, enduit plastique ou feutre bitumé, épaisseur 2 cm	0,12
- gravillon pour protection de l'étanchéité par cm d'épaisseur	0,20
- protection de l'étanchéité réalisée par une couche d'asphalte gravillonné de 2 cm sur deux feuilles papier kraft	0,50

2.2 – Charges d'exploitation

a 1 — Valeurs des charges en fonction de la nature des locaux

Nature du local	Valeur de la charge en kN/m ² (1)
— Hébergement en chambres, salles de jeux et repos des crèches	1,5 **
— Hébergement collectif (dortoirs)	2,5 **
— Salles de restaurants, cafés, cantines (nombre de places assises < 100)	2,5 **
— Bureaux proprement dits	2,5 **
— Salles de réunions avec tables de travail	2,5 **
— Halles diverses (gares, etc..) où le public se déplace	4,0 *
— Salles d'exposition de :	
moins de 50 m ²	2,5 *
50 m ² ou plus	3,5 *
— Salles de réunions et lieux de culte avec assistance debout	5,0
— Salles, tribunes et gradins des lieux de spectacles et de sport avec places debout	6,0
— Salles de théâtre, de conférences, amphithéâtre, tribunes avec sièges	4,0

- Cuisines des collectivités, non compris gros matériel.....	2,5
- Salles de lecture des bibliothèques.....	4,0 **
- Salles de danse.....	5,0
- Boutiques et annexes.....	5,0 **
- Garages et parcs de stationnement de voitures légères.....	2,5
- Balcons.....	3,5
- Balcons de bâtiments recevant du public.....	6,0
- Loggias.....	dito locaux contigus
- Circulations intérieures des bâtiments.....	dito locaux desservis ou 5,0 si public

a 2 — Valeurs des charges en fonction du type d'utilisation

	Valeur kN/m ²
Bâtiments à usage d'habitation	
- Logements y compris combles aménageables.....	1,5 *
- Balcons.....	3,5
- Escaliers à l'exclusion des marches isolées, halls d'entrée.....	2,5
- Combles non aménageables dont l'utilisation n'est pas prévue a priori, non accessibles normalement :	
avec plancher.....	1,0
sans plancher.....	
partie accessible pour l'entretien : 1 kN concentré en un point quelconque des éléments de structure ou de supports de plafond sur lesquels l'on peut se déplacer.	
- Greniers proprement dits.....	2,5
- Etages des caves.....	2,5
Bâtiments de bureaux	
- Bureaux proprement dits.....	2,5 **
- Bureaux paysagers.....	3,5 **
- Circulations et escaliers.....	2,5
- Halls de réception.....	2,5
- Halls à guichet.....	4,0 *
- Salles de projections et de conférences à nombre de places limité (≤ 50 m ²) ..	3,5
- Cantines.....	2,5 à 3,5
- Salles de réunions avec tables.....	2,5
- Zone de dépôts.....	3,5
- Salles d'ordinateurs et de reprographie.....	2,5

Bâtiments hospitaliers et dispensaires	
1 Locaux hébergement	
— Chambres	1,5 **
— Circulations internes.....	2,5
2 Locaux médico-techniques	
— Salles d'opérations, salles de plâtres, salles de travail (obstétrique)	3,5
— pour les autres services, la charge peut être prévue d'une façon générale égale à	2,5
— En outre, dans les locaux de radiographie, les salles d'opérations et de plâtres, il y a lieu de prévoir des charges pour équipements suspendus en plafond.	
3 Autres locaux	
- Halls	4,0 **
— Circulations générales.....	4,0
— Bureaux.....	2,5 **
— Postes de personnel et de soins.....	2,5
— Salles de cours	2,5
— Salles de réunions, de conférences et de restauration générale :	
. local utilisable en tant que local de réception, de surface en principe supérieure à 100 m ²	4,0
. local de surface inférieure à 50 m ²	2,5
— Sanitaires.....	1,5
— Cuisines.....	5,0
— Buanderies.....	3,5
— Locaux de réserves, dépôts ou stockage.....	3,5 à 6
Bâtiments scolaires et universitaires	
— Salles de classe	2,5
— Amphithéâtres	3,5
— Ateliers, laboratoires, le matériel lourd étant à prendre en sus.....	2,5
— Circulations, escaliers.....	4,0
— Salles de réunions avec assistance debout	4,0
— Bibliothèques.....	4,0
— Surfaces de regroupement, d'abri, de détente et de jeu, salles polyvalentes . . .	4,0
— Dortoir collectif	2,5 **
— Hébergement individuel.....	1,5 **
— Dépôts, lingerie.....	4,0
— Cuisines collectives.....	5,0
— Dépôts des cuisines collectives.....	6,0
— Salles à manger de petites dimensions	2,5
— Cantines.....	3,5
— Sanitaires collectifs, locaux médicaux et sociaux.....	2,5

Pour les cloisons des bâtiments d'habitations et bureaux à défaut de les considérer avec précision, on peut utiliser les valeurs du tableau ci-après :

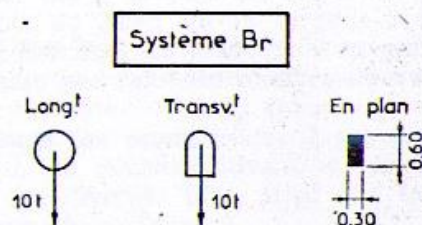
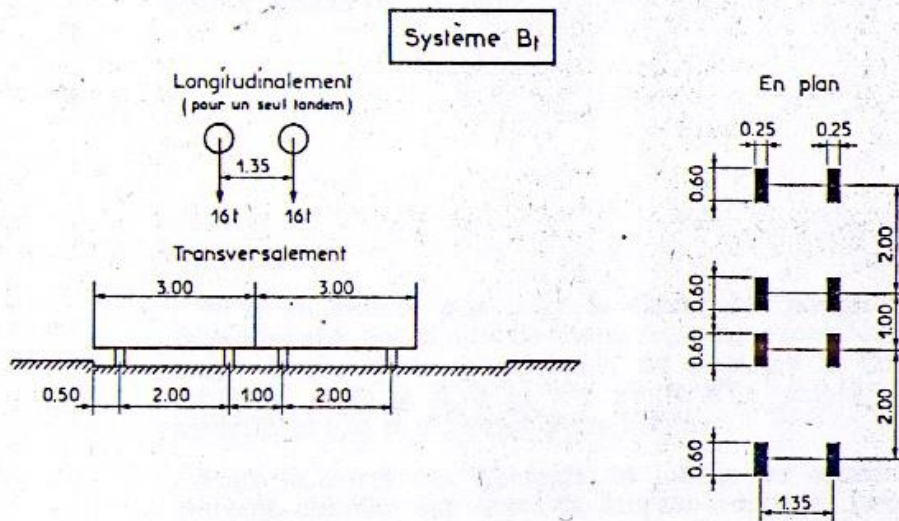
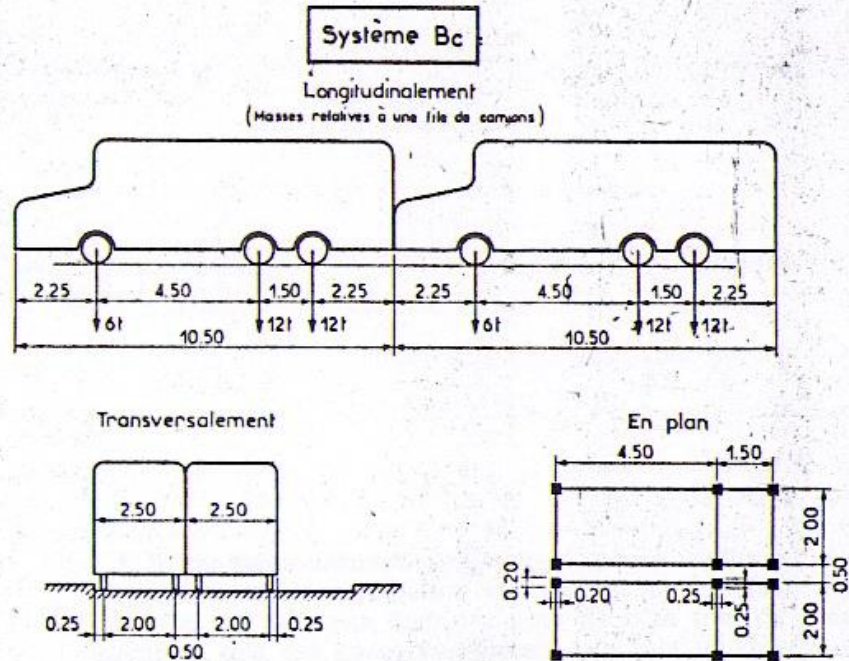
Cloisons	Poids linéique	Charge répartie	Si refends transversaux porteurs rapprochés
Très légère	≤ 1 KN/m	0,4 KN/m ²	0,2 KN/m ²
Légères	$\leq 2,5$ KN/m	1,0 KN/m ²	0,5 KN/m ²
Lourdes	$>2,5$ KN/m	Charge linéique réelle	-

Des efforts horizontaux sont à appliquer sur les paliers, escaliers et balcons conformément à la norme NF P 01-012 , à une hauteur de 1 m au-dessus de la zone de stationnement normal.

Certaines couvertures de locaux en sous-sol peuvent être soumises au passage de véhicules légers ou lourds :

- Pour les véhicules légers considérer 250 daN/m²
- Pour les véhicules lourds se référer aux charges du système B

* Les éléments du système B sont schématisés ci-dessous, les longueurs étant exprimées en mètres et les masses en tonnes.



Pour le véhicule des sapeurs-pompiers qui doit accéder dans les sous-sols interdits aux véhicules il faut considérer un poids de 13 000 daN avec deux essieux de 4 000 et 9 000 daN espacés de 4,5 m.

2.3 – Action de la neige

L'action à prendre en compte est définie dans les règles N84. Elle ne sera pas développée dans le cadre de ce cours.

2.4 – Action du vent

Ces effets sont extrêmement complexes. Dans le cadre de ce cours nous ne donnerons qu'un résumé des principales prescriptions.

Sauf dispositions contraires, des pièces du marché, l'action du vent est définie dans les règles NV65, révisées 69 conformément au DTU P 06-002.

La direction du vent est supposée horizontale. L'action exercée par le vent sur une des faces d'un élément de paroi est considérée comme normal à cet élément. Elle est fonction de :

- La vitesse du vent ;
- La catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble ;
- L'emplacement de l'élément considéré dans la construction et de son orientation par rapport au vent ;
- Dimension de l'élément considéré ;
- La forme de la paroi à laquelle appartient l'élément considéré.

La pression du vent à prendre en compte dans les calculs dépend de plusieurs paramètres dont :

- La région (pression dynamique de base): q_{v0} ;
- Le site (exposé, normal ou protégé) : k_s ;
- La hauteur du bâtiment : k_h ;
- De l'environnement autour du bâtiment (masque) : k_m ;
- La largeur de l'élément considéré : δ ;
- De la forme plus ou moins aérodynamique : C ;
- De la rigidité de la construction (période d'oscillation) : β ;

La pression dynamique de calcul q_c est obtenue par la formule :

$$q_c = q_{v0} \cdot k_s \cdot k_h \cdot k_m \cdot \delta \cdot C \cdot \beta$$

Le coefficient β ne s'utilise que pour des ouvrages susceptibles d'osciller.

2.4.1 – Pression dynamique de base : q_{v0}

Elle est obtenue en fonction de la vitesse du vent par :

$$q_{v0} = V^2/16,3$$

Avec :

q_{v0} en daN/m² ;

V : vitesse du vent en m/s

Par convention, la pression dynamique de base est celle qui s'exerce à une hauteur de 10m au-dessus du sol pour un site normal, sans effet de masque sur un élément dont la plus grande dimension est égale à 0,50m.

Dans les calculs il faut envisager une pression normale et une pression extrême dont le rapport est de 1,75.

A défaut de valeur plus précise, se référer aux règles NV65 dont nous donnons un extrait.

Tableau – Pressions dynamiques du vent pour une altitude inférieure à 1 000 m					
	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5
Pression dynamique de base normale(daN/m ²)	50	60	75	90	120
Pression dynamique de base extrême(daN/m ²)	87,5	105,0	131,0	157,5	210,0

Tableau – Vitesses instantanées du vent pour une altitude inférieure à 1 000 m					
	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5
Valeur normale :					
— en m/s.....	28,6	31,3	35,0	38,3	44,2
— en km/h.....	103,0	112,7	126,0	137,9	159,2
Valeur extrême :					
— en m/s.....	37,8	41,4	46,3	50,7	58,5
— en km/h.....	136,1	149,1	166,6	182,5	210,6

2.4.1 – Effet de hauteur

L'action du vent est croissante de l'altitude du point étudié par rapport au sol environnant. A la hauteur h au-dessus du sol, exprimée en mètres, l'action du vent sera celle de la pression dynamique de base multipliée par le coefficient k_h définie par :

$$K_h=2,5[(h+18)/(h+60)]$$

Pour les constructions en bordure du littoral, on adopte une pression constante entre 0 et 10m égale à celle régnant à 10m.

2.4.2 – Effet de site

Les coefficients à adopter sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau – Coefficient de site k_s à appliquer aux pressions de base du tableau 5					
	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5
Site protégé	0,80	0,80	0,80	0,80	(1)
Site normal	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Site exposé	1,35	1,30	1,25	1,20	1,20
(1) La notion de site protégé n'est pas prise en compte dans cette zone.					

Un site est considéré comme exposé lorsqu'il est à moins de 6km de la côte, dans une vallée étroite, montagne isolé.

Un site est considéré comme protégé lorsqu'il est situé en fond de cuvette bordée de colline et protégé du vent dans toutes les directions.

Dans les autres cas le site est considéré comme normal.

2.4.3 – Effet de masque

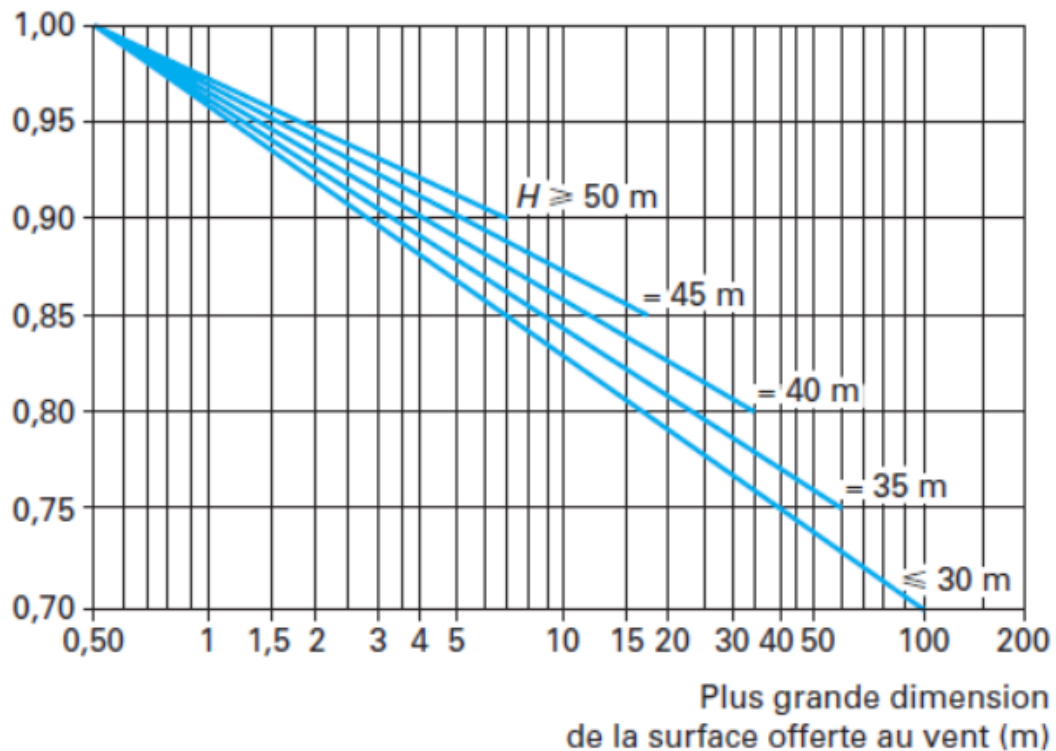
Il y a effet de masque lorsqu'une construction est masquée partiellement ou totalement par d'autres constructions ayant une grande probabilité de durée. L'effet de masque peut se traduire par une aggravation des actions du vent, lorsque la construction située derrière le masque se trouve dans une zone de sillage turbulent.

L'effet peut également se traduire par des réductions de l'ordre de 25% sous réserve que son cumul avec la réduction pour l'effet de dimension ne dépasse pas 33%.

2.4.4 – Effet de dimension

La pression du vent est fonction de la plus grande dimension de la surface offerte au vent. Le coefficient de réduction est lu sur le diagramme ci-après.

Coefficient de réduction des pressions dynamiques δ



On notera que ce coefficient est limité à 0,90 pour des immeubles d'une hauteur de 50 m ou plus, quelle qu'en soit la longueur.
Le coefficient de réduction garde une valeur constante (0,70) jusqu'à 30 m de hauteur, pour des bâtiments ayant plus de 100 m de longueur.

Figure – Coefficient de réduction δ des pressions dynamiques pour les grandes surfaces

2.4.5 – Effet de forme

L'aérodynamique de la construction joue un rôle important sur l'action du vent. Six catégories de forme sont définies par le NV65. Nous traiterons dans le cadre de ce cours uniquement le cas des constructions en contact avec le sol, à base rectangulaire de côté a et b avec $a \geq b$ ayant une toiture plane ou à deux versants.

L'action du vent sur les parois verticales se traduit par :

- Un effet de pression sur la face au vent $C_{e1} = 0,8$ qui est indépendante de la forme du bâtiment ;
- Un effet de succion sur la face sous le vent $C_{e2} = -(1,3\gamma_0 - 0,8)$;
- Une surpression ou dépression intérieure :

- Soit une surpression $C_i = +0,6(1,8 - 1,3\gamma_0)$;
- Soit une dépression $C_i = -0,6(1,3\gamma_0 - 0,8)$;

γ_0 est lu sur le tableau ci-après ;

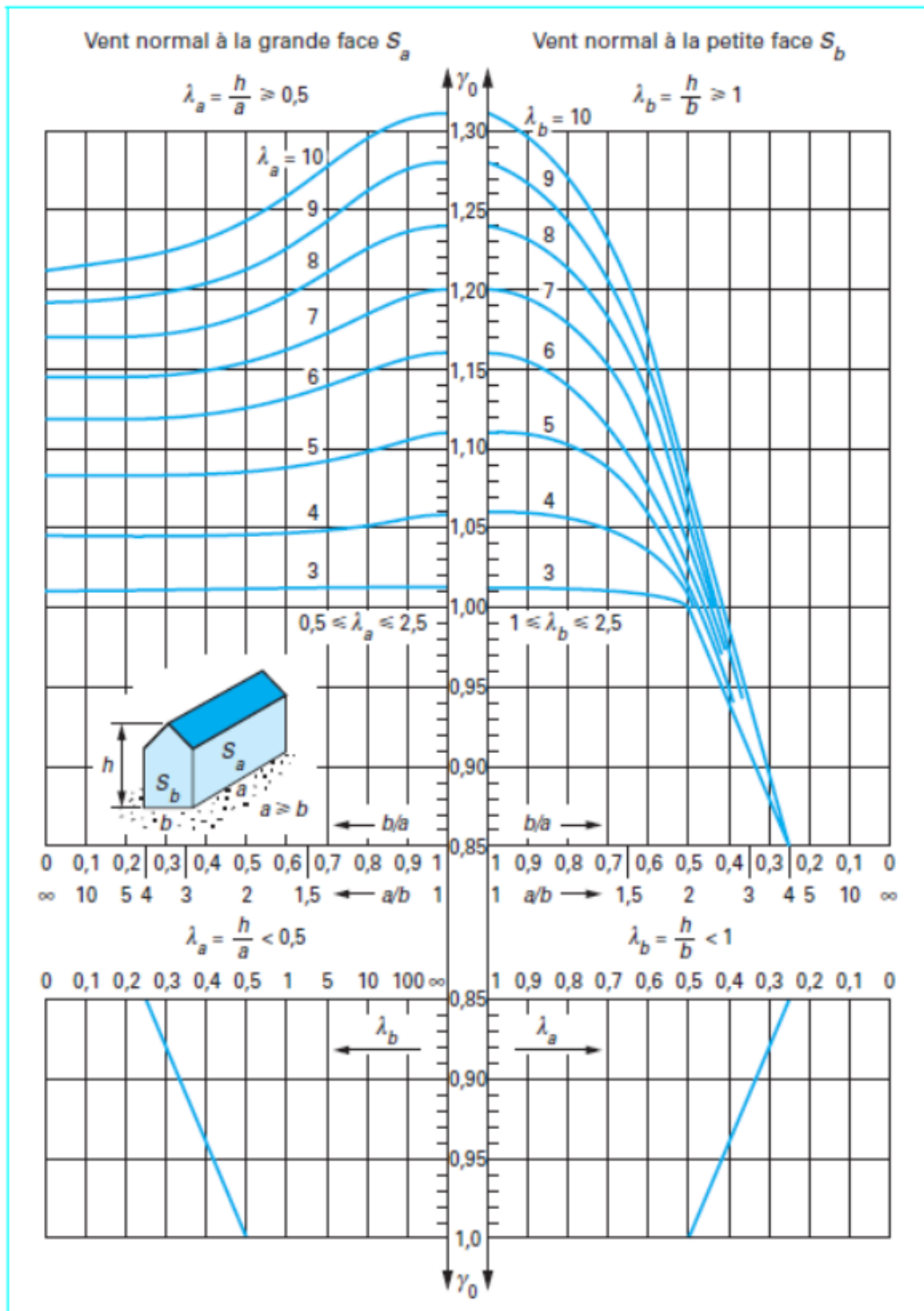


Figure - Coefficient γ_0 pour les constructions prismatiques à base quadrangulaire reposant sur le sol

Le coefficient global prend la valeur suivante :

- Pour une action sur l'ensemble du bâtiment : $C = C_{e1} - C_{e2} = 1,3\gamma_0$
- Pour une action sur une seule paroi :
 - o au vent $1,88 - 0,78 \gamma_0$ vers l'intérieur ;
 - o sous le vent $2,08\gamma_0 - 1,28$ vers l'extérieur

Pour les autres cas (actions sur toitures, constructions éloignées du sol, forme de base non rectangulaire, etc) se référer au règlement.

2.4.6 – Effet de la majoration dynamique

L'action du vent entraîne des phénomènes d'oscillation de la structure. La prise en compte des effets dynamiques du vent se traduit par la multiplication des différents coefficients précédents par le coefficient de majoration dynamique $\beta > 1$ et qui vaut :

$$\beta = \theta (1 + \xi\tau)$$

Le coefficient ξ appelé coefficient de réponse est sur les diagrammes ci-après en fonction de la période de vibration de la structure T.

Le coefficient τ appelé coefficient de pulsation dépendant de la hauteur au-dessus du sol et est lu sur l'échelle fonctionnelle ci-après.

Le coefficient θ appelé coefficient de hauteur vaut :

Hauteur totale	θ
$H < 30\text{m}$	0,70
$30 < H < 60$	$0,70 + 0,01(H-30)$
$H > 60$	1,00

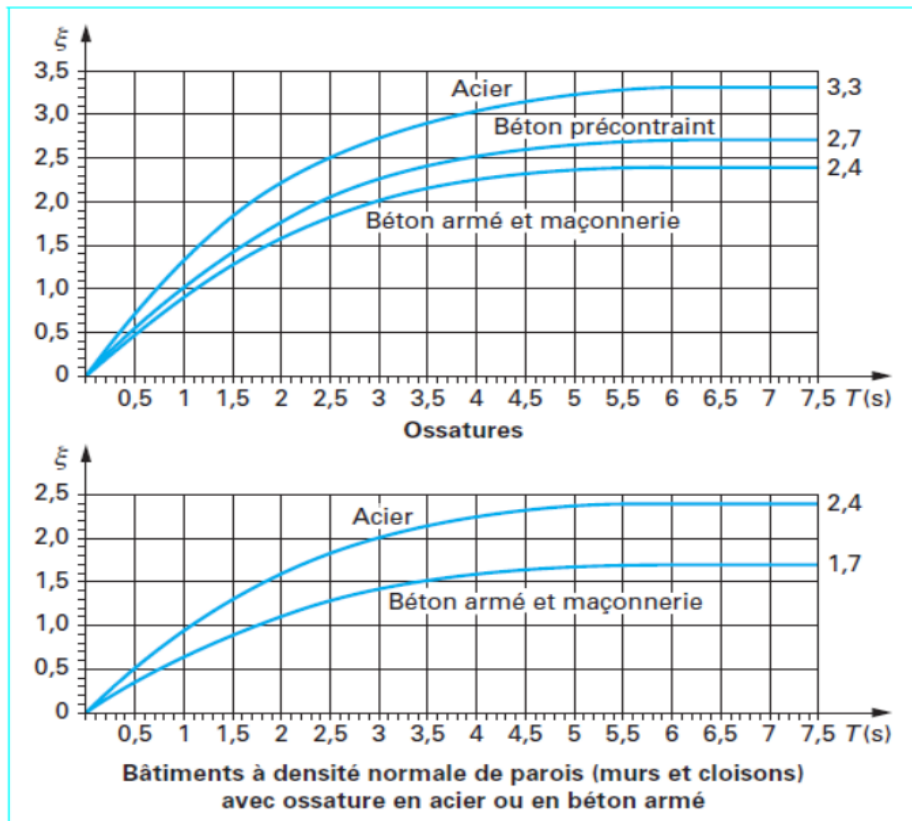


Figure - Coefficient de réponse

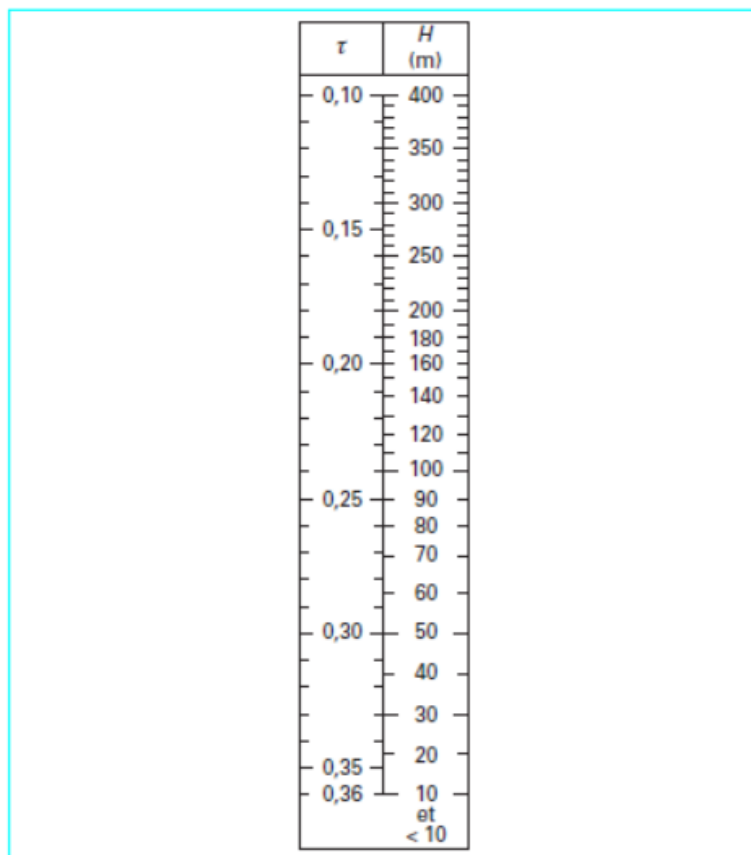


Figure - Coefficient de pulsation

Plusieurs méthodes existent pour déterminer la période de vibration du bâtiment T. Nous donnerons dans le cadre de ce cours, la méthode simplifiée. En considérant :

- H : hauteur totale du bâtiment exprimée en mètre ;
- L : longueur (a ou b) du bâtiment parallèle au vent en mètre ;

T est calculé par les formules du tableau ci-dessous.

Type de structure	T en secondes
Contreventement par murs de maçonnerie ou de béton banché non armé	$0,06 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{2L + H}}$
Contreventement par voiles de béton armé	$0,08 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{L + H}}$
Contreventement par ossature de béton armé	$0,09 \frac{H}{\sqrt{L}}$
Contreventement par ossature métallique	$0,10 \frac{H}{\sqrt{L}}$

2.4.7 – Résultantes générales

Pour calculer la résultante globale de poussée sur un bâtiment parallélépipédique de hauteur H, il faut multiplier la surface au vent par la pression dynamique et par le coefficient k_F qui vaut :

$$k_F = 2,5 - (105/H) \ln[1 + (H/60)]$$

Le moment de renversement du bâtiment sous l'action du vent à la côte zéro est obtenue en multipliant la surface au vent par la pression dynamique et par le coefficient k_M qui vaut :

$$k_M = 1,25 - (105/H) + [(6300/H^2) \ln(1 + (H/60))]$$

2.5 – Actions sismiques

L'action du séisme à prendre en compte est définie dans les règles PS 69 ou PS 92. Elle ne sera pas développée dans le cadre de ce cours.

3 – Descente de charges – Calcul pratique

3.1 – Pré dimensionnement des éléments

Avant de faire la descente des charges il faut pré dimensionner les éléments en vue de tenir compte de leur poids propre dans les charges permanentes.

3.1.1 – Dalles

- Dalles pleines

	Sur appuis simples	Dalle continue
Epaisseur	L/20 à L/30	L/25 à L/35

- Plancher en corps creux

Epaisseur : L/20 à L/25

Avec L portée de la dalle entre axe

3.1.2 – Poutres

	Poutre sur appuis simples	Poutre continue
Hauteur totale h	L/10 à L/16	L/14 à L/18
Largeur b d'une section rectangulaire	0,3h à 0,6h	
Largeur b ₀ d'une section en té	0,2h à 0,4h	

Avec L : portée entre nus des appuis

Valable pour des résistances de béton \geq à 25 MPa.

3.1.3 – Poteaux

A représentant le plus petit côté d'un poteau rectangulaire ou le diamètre d'un poteau circulaire, il faut prendre :

- pour un poteau rectangulaire : $a \sim lf/10$;
- Pour un poteau circulaire : $a \sim lf/9$;

3.1.4 – Voiles

L'épaisseur des voiles ne doit pas, sauf cas exceptionnel, descendre en dessous de 15 cm. Les valeurs courantes sont de 15 cm à 20 cm en fonction de la charge et de l'isolement acoustique cherchée.

Pour certains voiles assurant le contreventement d'IGH l'épaisseur peut atteindre 100 cm.

3.1.5 – Escalier

L'épaisseur à prendre obéit à la relation :

$$h \geq L/28 ;$$

Avec L projection horizontale de la volée ou la longueur horizontale entre points d'appuis.

3.2 – Généralités

Pour chaque poteau, les charges permanentes à prendre en compte outre son propre poids est:

- La charge de plancher qu'il porte ;
- La part de cloison reportée sur lui ;
- Le poids propre des poutres reportées sur lui ;
- Les éléments spéciaux : acrotère, escaliers, gaines, etc ;

Un calcul rigoureux de descente de charges sur poteaux n'est en réalité effectif qu'après le calcul des poutres, puisque théoriquement, les efforts tranchants dépendent des moments.

En pratique la descente de charges sur poteaux précède le calcul des poutres et il est donc impossible de tenir compte de l'effet de continuité des poutres. Le calcul pratique se fait en considérant que les poutres sont simplement appuyées sur les poteaux (travées isostatiques). Ceci sous-estime la charge sur les poteaux centraux et surcharge les poteaux de rives.

Pour corriger les charges ainsi calculées, le règlement BAEL conseille l'utilisation des coefficients de majoration, soit :

- 15% pour les poteaux centraux d'un bâtiment à deux travées ;
- 10% pour les poteaux centraux voisins des poteaux de rives dans les bâtiments à trois travées et plus.

Pour les charges d'exploitation, il n'y a aucune difficulté particulière.

Pour les bâtiments d'habitation, on peut appliquer la loi de dégression en tenant compte du fait qu'il est exceptionnel que la totalité des surcharges soit appliquée simultanément sur tous les étages d'un immeuble :

- Pour la toiture terrasse et le dernier étage, prendre la surcharge complète ;
- Réduire de 10% la surcharge de l'avant dernier étage ;
- Réduire de 20% la surcharge de l'étage en-dessous ;
- Réduire de 30% la surcharge pour l'étage inférieur ;
- Réduire de 40% la surcharge pour l'étage en-dessous du précédent ;
- Réduire de 50% la surcharge pour tous les autres étages, RDC et sous-sol ;

3.3 – Exemple de calcul

Soit le bâtiment d'habitation de sept étages comportant quatre files de poteaux comme sur le schéma ci-après.

Section des poteaux intérieurs

Sous-sol et RDC : 35 x 35

1^{er} et 2^{ème} : 28 x 28

3^e et 4^e : 25 x 25

5^e et 6^e : 22 x 22

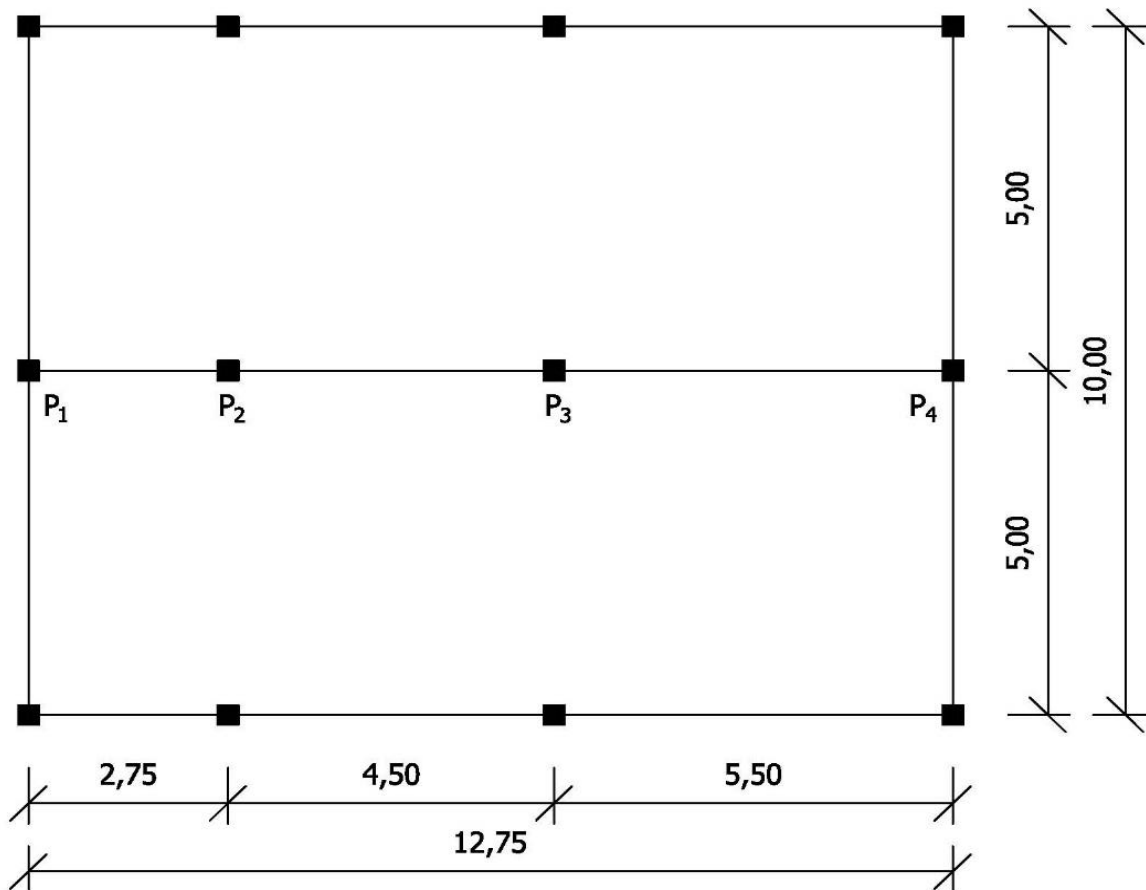
7^e : 16 x 22

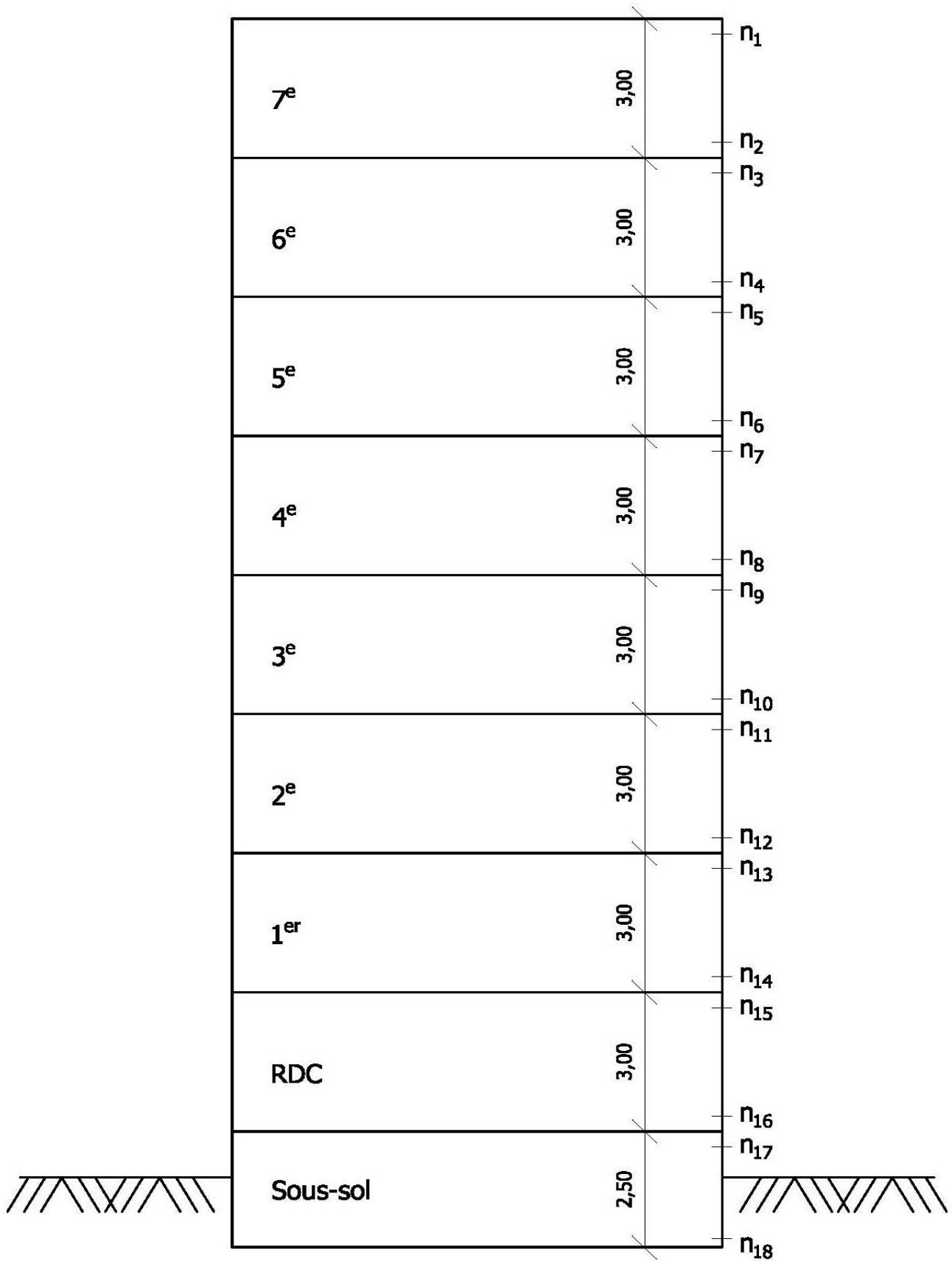
Les poteaux extérieurs sont de section constante 35 x 35.

Pression dynamique de calcul du vent : 115 daN/m²

Evaluer les charges horizontales dues au vent sur les poteaux.

Vue en plan





COUPE

CHAPITRE II
FONDATEMENTS SUPERFICIELLES :
Contraintes de mitoyenneté

FONDATIONS SUPERFICIELLES

1 – GENERALITES

On appelle fondation, la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise, et qui a pour fonction de transmettre à celui-ci le poids propre de l'édifice, ainsi que les surcharges d'exploitation, climatiques et accidentelles appliquées sur la construction. La fondation est également désignée par le terme « infrastructure ».

Ainsi, l'infrastructure est la partie la plus importante d'un ouvrage car elle constitue la base sur laquelle se repose la superstructure. Etant enterrée, les inspections de cette partie d'ouvrage en vue de l'observation des désordres s'avère difficile et délicate. Par ailleurs le substratum sur lequel la fondation repose est l'un des éléments les moins maîtrisés en construction à cause de sa complexité.

Dans le processus d'érection d'un immeuble, les travaux de fondations posent en général les problèmes les plus complexes à résoudre.

1.1 - Règlement : DTU 13.12

Le règlement utilisé pour le dimensionnement des fondations (semelles filantes, semelles isolées sous poteau, sur puits, sous poteau décalé, excentré, radier, etc) est le DTU 13.12.

1.2 – Critères de choix de dimensionnement

Le choix d'un type de fondation varie avec de nombreux critères qui interfèrent :

- ✓ La structure du sous-sol intéressé et les charges à lui transmettre ;
- ✓ La conception de la superstructure de l'ouvrage et sa destination ;
- ✓ La nature des couches traversées, la présence d'eau éventuelle et le matériau utilisé ;
- ✓ Le site, les données d'études disponibles.

Ainsi trois critères fondamentaux justifient le choix d'un type de fondation :

- ✓ La profondeur à laquelle on trouve le bon sol. Ce critère permettra de recourir à des fondations :

- ❖ Superficielles ;
 - ❖ Semi-profondes ;
 - ❖ Profondes
- ✓ La nature du bon sol rencontré. En effet pour des sols valables rencontrés à une même profondeur, la solution variera avec :
- ❖ Leurs portances respectives ;
 - ❖ Leur degré de compressibilité ;
 - ❖ L'importance de l'ouvrage.
- ✓ La conception de l'ouvrage.

1.3 – Contraintes admissibles sur le sol

La fixation de la contrainte admissible est basée sur les informations ci-après :

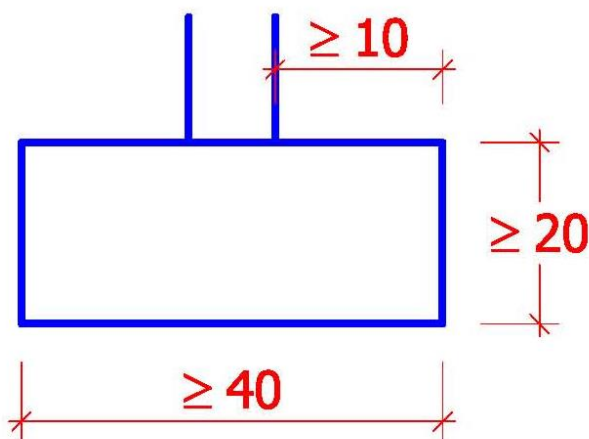
- ✓ Résultats des essais de sol effectués soit :
- ❖ Dans le cadre des études en cours;
 - ❖ En référence à des essais de reconnaissance dans la même zone pour un sol similaire ;
- ✓ Hypothèses théoriques d'écoles : A défauts d'essais expérimentaux, on pourra prendre les valeurs moyennes suivantes.
- ❖ Sols pulvérulents en couche résistantes :
 - Sable fin et moyen : 1 à 2 bars ;
 - Sable grossier (1à3mm) : 2 à 3 bars ;
 - Sable et gravier (jusqu'à 70mm) : 3 à 4 bars ;
 - ❖ Sols cohérents (glaise, argile, marne) protégés contre toute infiltration d'eau :
 - mou: 0,4 bar ;
 - consistant : 0,8 bar ;
 - mi-dur : 1,5 à 3 bars ;
 - dur : 3 à 5 bars ;
 - ❖ Roche peu fissurée, non désagrégée et de stratification favorable :

- En couches régulières : 10 à 15 bars ;
- En masse ou en colonnes : 30 bars ;

Remarques : Il est indispensable de confirmer les hypothèses par des essais pour des travaux importants.

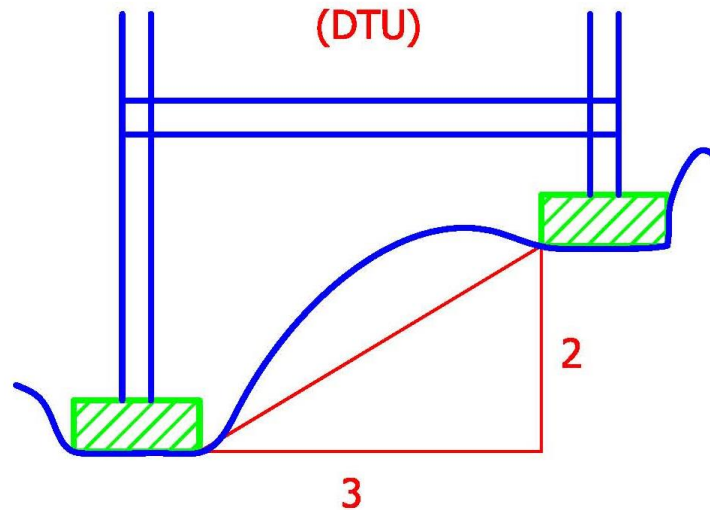
2 – DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

- ✓ Dosages minimaux en ciment
 - ❖ Propreté : 150 Kg/m³ ;
 - ❖ Béton non armé : 200 à 250 Kg/m³ ;
 - ❖ Béton armé : 300 Kg/m³.
- ✓ Dimensions minimales = dimension de l'élément qui ouvre. En règle générale :
 - ❖ Largeur = 40 cm ;
 - ❖ Hauteur = 20 cm ;
 - ❖ Débord= 10 cm.



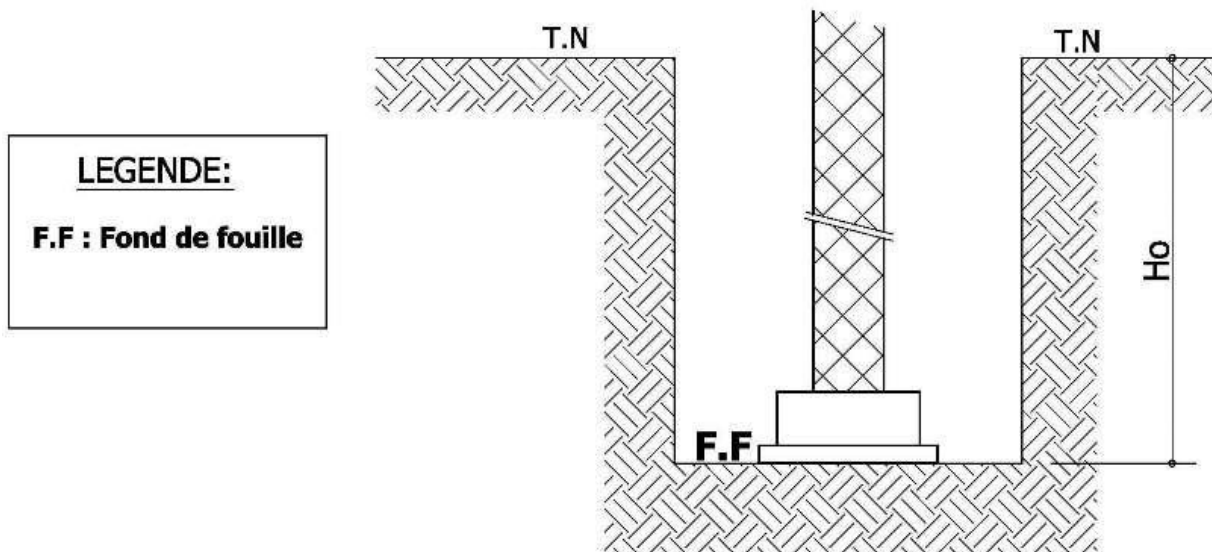
- ✓ Béton de propreté : Epaisseur de 5 à 10 cm.

- ✓ Dénivelées : La dénivellation entre les bords voisins de deux semelles successives $2V$ pour $3H$. Dans le cas où cette pente n'est pas respectée, le DTU demande de tenir compte de l'action de la semelle haute sur la semelle basse par l'intermédiaire du sol.

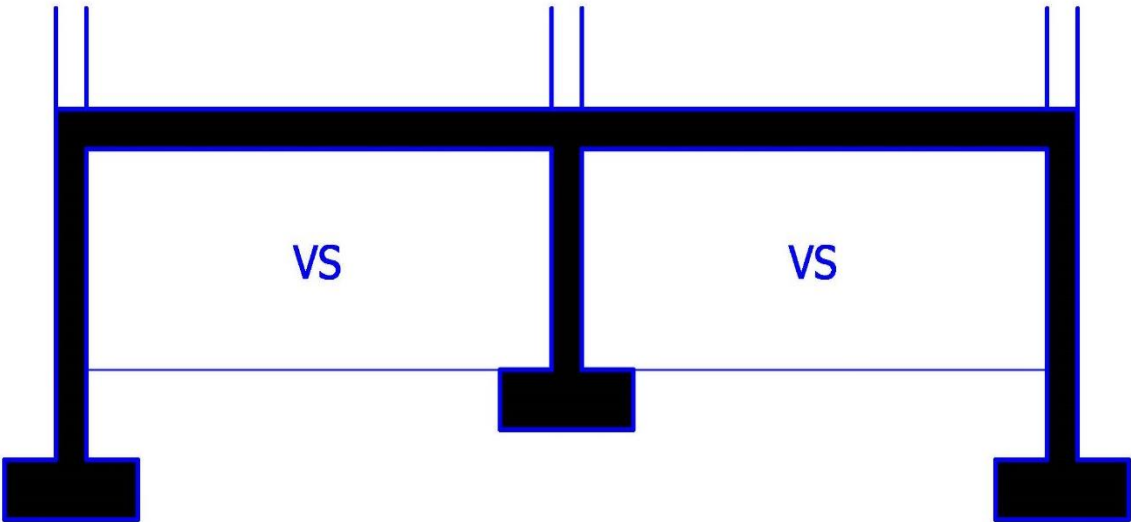
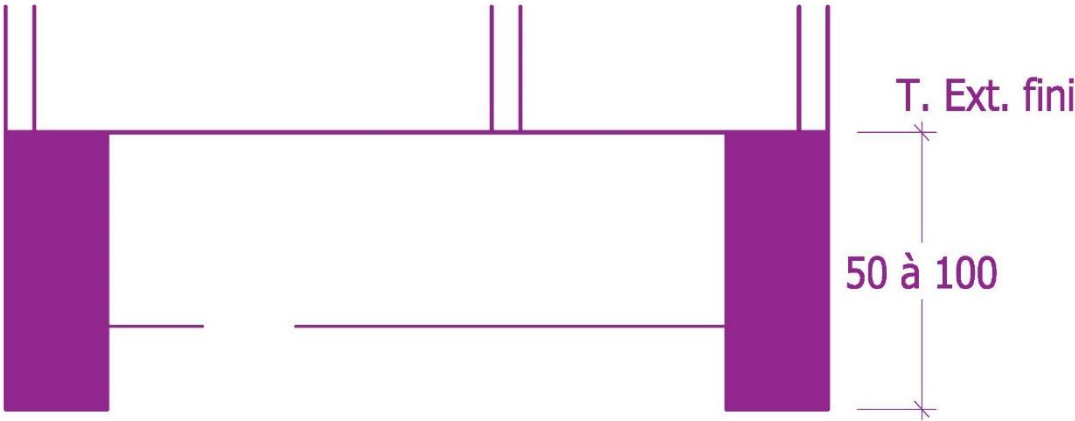


La profondeur d'ancrage minimale d'une fondation par rapport au niveau extérieur fini est de :

- ✓ 50 cm pour les régions tempérées ;
- ✓ 100 cm dans les montagnes ;



Pour éviter d'ancrer profondément toutes les fondations il existe plusieurs solutions consistant à créer une ceinture profonde autour du bâtiment. Cette ceinture pour être efficace doit être elle assez profonde



3 –DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

3.1 – Coffrage

Se référer aux cours de BA et de fondations.

3.2 – Charges à prendre en compte

Se sont les charges maximales verticales, horizontales ou inclinées, apportées par la construction telles qu'elles résultent des prescriptions des documents techniques du marché.

La valeur de σ_s correspond aux actions normales et est prise égale au tiers de $\sigma_{rupture}$.

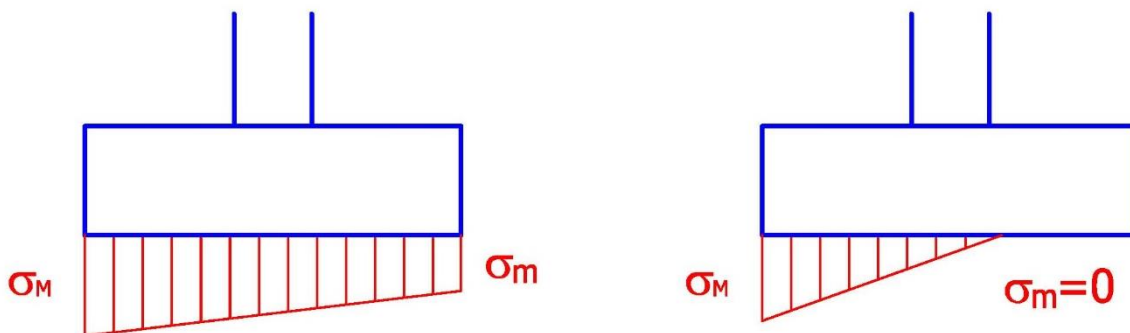
Des tassements différentiels prévisibles peuvent amener à réduire la valeur précédente de σ_s , poids propre + surcharge

Lorsqu'on fait intervenir l'effet du vent dans le calcul des charges agissant sur la semelle, on peut majorer de 33% le taux de travail du sol, pour autant que le vent n'agisse pas toujours avec la même intensité dans une direction dominante. Donc deux vérifications sont à faire :

- ✓ Poids propre + surcharge : $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$;
- ✓ Poids propre + surcharge + vent : $\sigma_s < 1,33\overline{\sigma}_s$

La dernière vérification n'est pas nécessaire si la sollicitation due au vent est inférieure au tiers de celle due au poids propre + surcharge.

Lorsque la répartition est non uniforme vérifier que :



$$3/4\sigma_M + 1/4\sigma_m \leq \sigma_{sol}$$

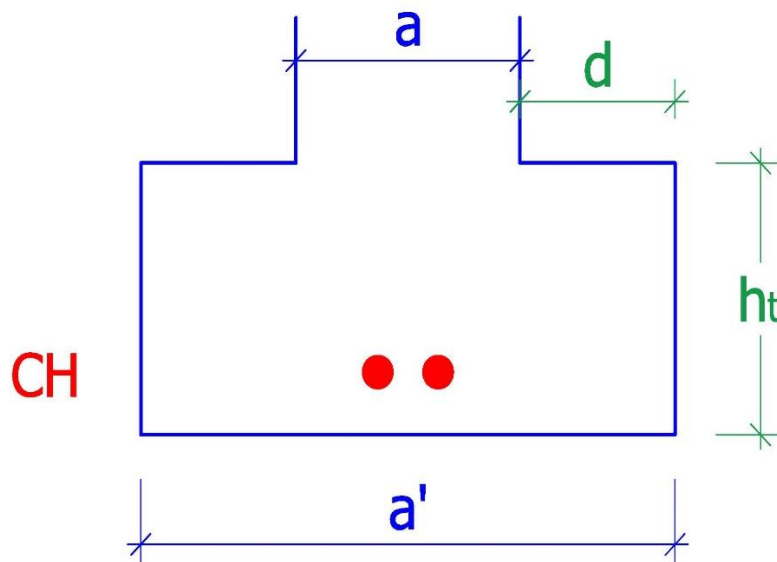
3.3 – Semelles continues sous mur

Semelle en béton non armé

La semelle est non armée si :

$$d \leq 0,5h_t$$

Avec $d = 0,5 (a' - a)$



Si la règle forfaitaire ci-dessus n'est pas satisfaite, il faut vérifier la contrainte de traction du béton. Par ailleurs il faut prévoir au choix un chaînage soit dans la semelle, soit dans le mur (solution la plus utilisée). Ce chaînage doit respecter les conditions ci-après :

- 3 Φ 12 Dx ;
- 2 HA12 fe E400 ;
- 2 HA10 fe E500.

Semelle en béton armé

Les règles de dimensionnement sont celles étudiées dans les cours de BA et de fondations. Une seule remarque à faire en ce qui concerne le coffrage.

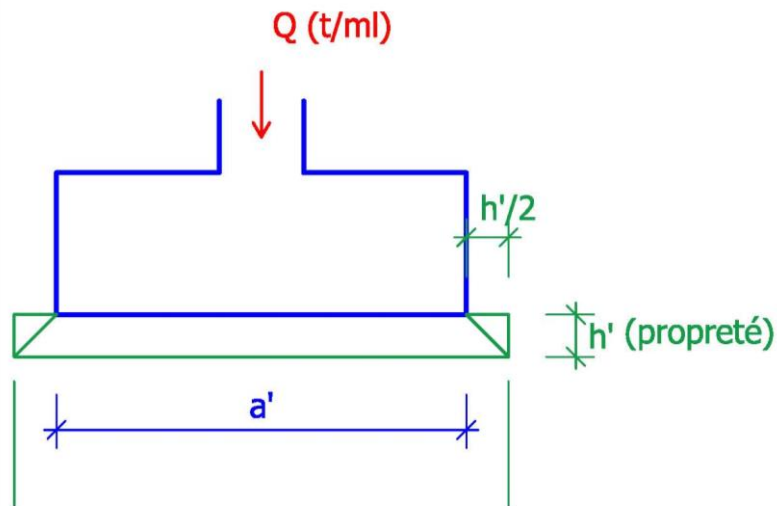
Conformément au schéma ci-dessous, il est courant de voir la vérification ci-après :

$$\sigma_{sol} \leq Q/a$$

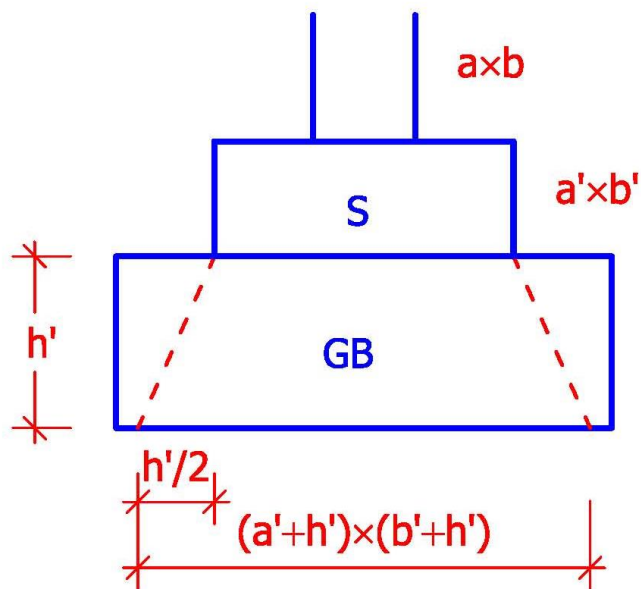
Mais cette pratique assez courante ne tient pas compte de la diffusion de la charge dans le béton de propreté. Donc on devrait avoir :

$$\sigma_{sol} \leq Q/(a+h')$$

Remarque :



3.4 – Semelles isolées



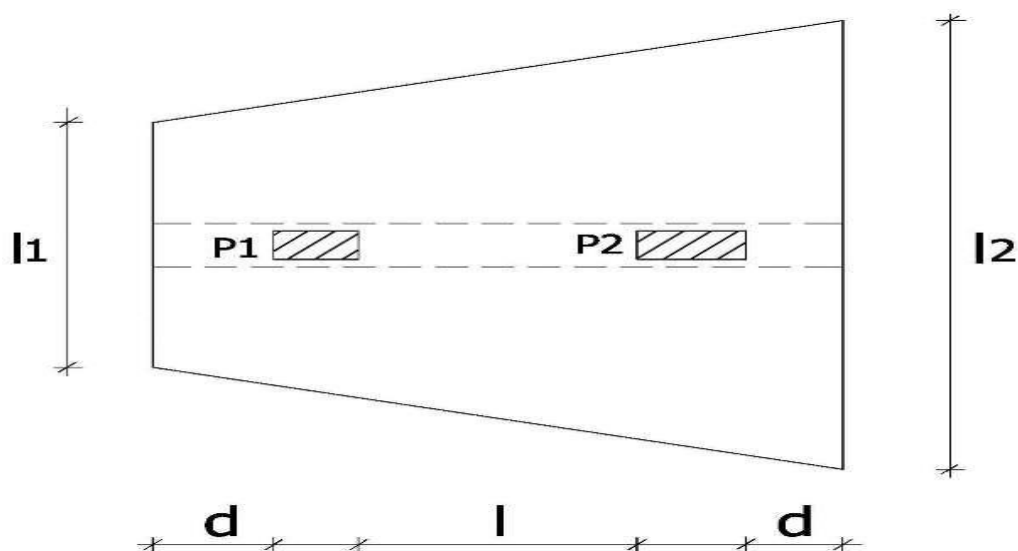
3.5 – Semelle continue sous poteaux

Quand les poteaux dans une direction donnée sont proches les uns des autres, les semelles peuvent se chevaucher. Pour résoudre ce problème on calcule une semelle continue sous cette file de poteaux.

Le coffrage de cette semelle doit être tel que :

- ✓ La contrainte sous la semelle soit inférieure au taux de travail du sol ;
- ✓ Son centre de gravité coïncide avec le centre de gravité des charges sur les différents poteaux. Ce principe permet de déterminer les débords de part et d'autre des poteaux extrêmes ;
- ✓ Le fonctionnement de cette semelle qui doit être assez rigide, se fait dans deux directions :
 - ❖ Transversalement, elle agit comme une semelle rectangulaire sous poteaux (Condition de rigidité des semelles homothétiques) ;
 - ❖ Longitudinalement, elle agit comme une poutre renversée avec les poteaux comme appuis (soit sa hauteur h_t compris entre $l/6$ et $l/9$, avec l distance entre axe des poteaux).

Remarques : Il est également possible en place des débords inégaux, de calculer des semelles trapézoïdales en plan



Application :

On considère deux poteaux ayant les caractéristiques ci-après :

- ✓ P1 30 cm x 30 cm, $P_{ser}=45.000$ daN ;
- ✓ P2 30 x 35 cm, $P_{ser}= 52.000$ daN ;
- ✓ Distance entre le centre de gravité des deux poteaux : 150 cm – $f_{c28}=22$ MPa –
Enrobage : 4 cm – Taux de travail du sol : 1,2 bar – Acier fe E400.

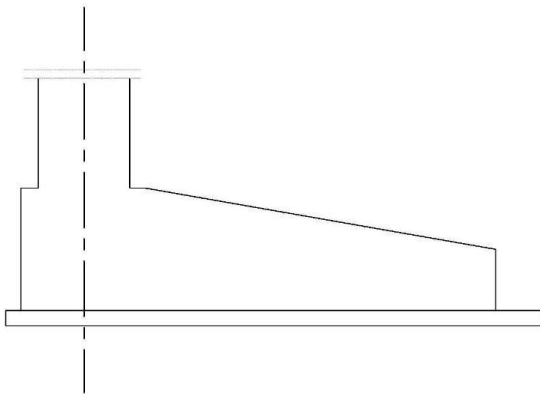
Dimensionner la semelle continue sous ces deux poteaux.

3.6 – Semelle excentrée

Plusieurs solutions existent.

3.6.1 – Semelle excentrée

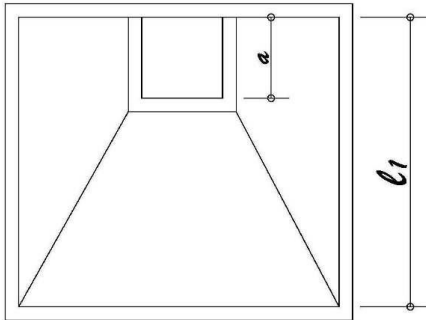
Une semelle est excentrée lorsque la résultante des efforts verticaux ne coïncide pas avec le centre de gravité de la semelle.



L'équilibre exige que la résultante des pressions sur le terrain soit égale et directement opposée à l'effort vertical agissant sur le poteau, d'où l'allure de la courbe des pressions avec des contraintes plus élevées à gauche qu'à droite du côté de l'excentrement de la semelle. La répartition des pressions n'est pas uniforme.

Si la semelle est assez rigide et adossée à un mur mitoyen, on peut admettre une répartition linéaire (triangulaire) et la largeur b concernée est :

$$l_1 = 1,5a$$

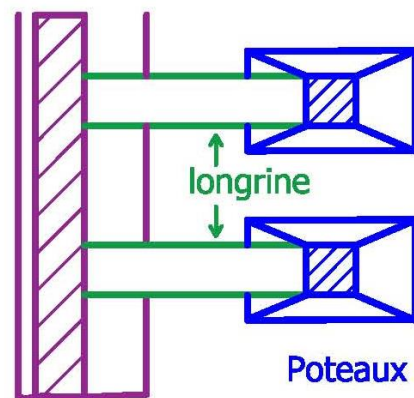
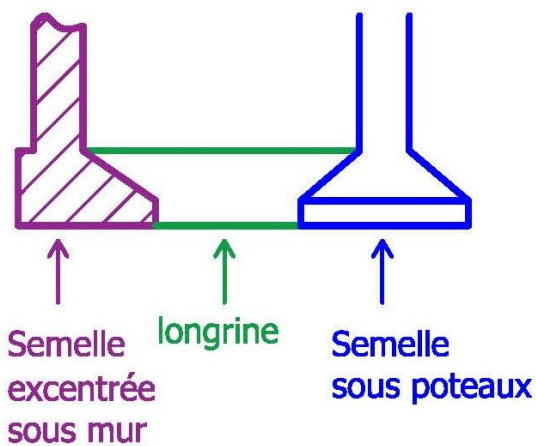
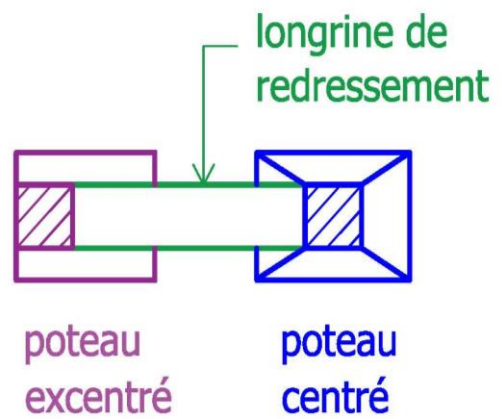
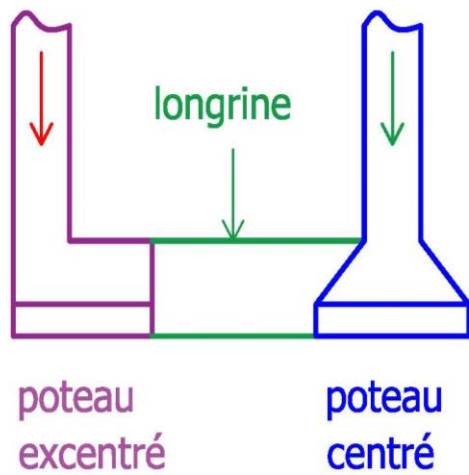


Toute la partie de la semelle au-delà de l_1 est inutile. Si la pression σ_1 est trop forte, la seule manière de la diminuer est d'augmenter la dimension l_2 dans l'autre sens.

Le calcul se fait comme s'il s'agit d'une triple console.

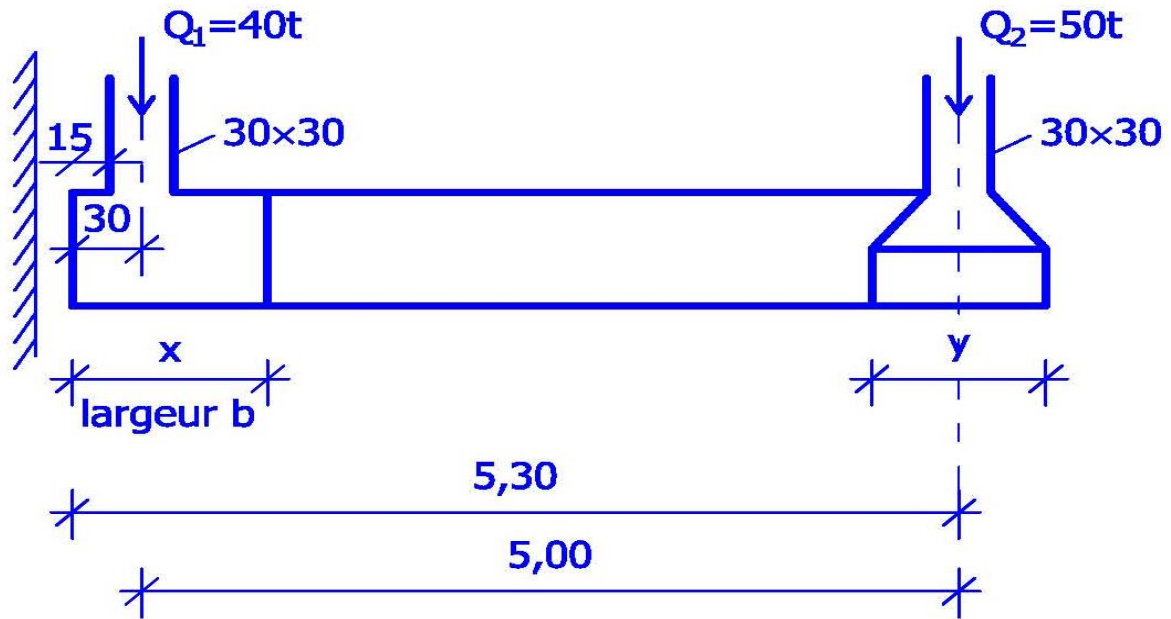
3.6.2 – Semelle excentrée avec poutre de redressement

Pour éviter les contraintes de la solution précédente (largeur efficace de la semelle assez petite, répartition triangulaire des contraintes avec une forte contrainte en pointe $\sigma_1 = 2\sigma_m$), ou bien avec un sol plastifiable et plastifié l'exercice d'un moment en pied de poteau, on met en place une poutre de redressement liant la semelle excentrée à la semelle centrée voisine. Le procédé entraîne un redressement de la semelle excentrée et amène une **répartition uniforme** des contraintes sous cette dernière. Cette contrainte est de moitié celle qui aurait existé en l'absence de la poutre de redressement avec une semelle de dimension identique.



Application :

Soit une semelle excentrée liée à une semelle centrée par une poutre de redressement telle que représentée par la figure ci-dessous.



Semelle excentrée (x,b) – $P_{ser} = 40.000 \text{ daN}$;

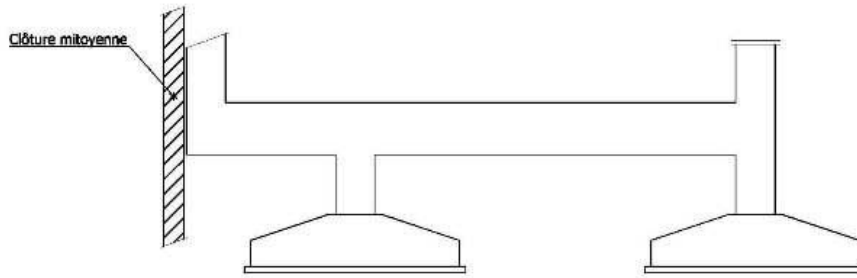
Semelle centrée (y,b) – $P_{ser} = 50.000 \text{ daN}$

Taux de travail du sol = 1,5 bar – Acier fe E400 – $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

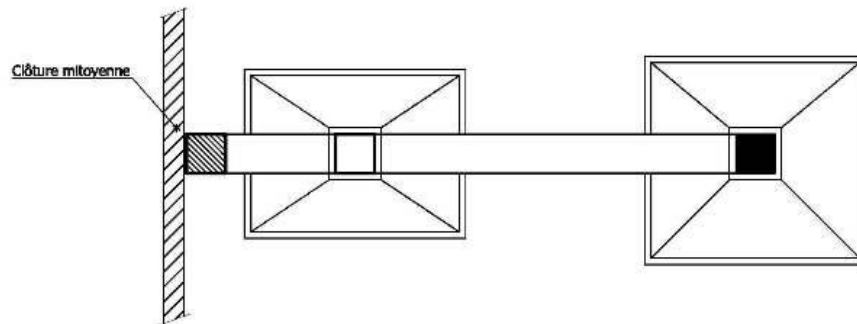
3.6.3 – Semelle décalée sous poteau : Longrine en porte-à-faux

On adopte cette solution lorsque le voisin à construire sur le mur mitoyen ou très proche de celui-ci. Pour éviter des désordres dans la construction voisine, on reprend le poteau par une longrine en porte-à-faux qui s'appuie sur une semelle décalée conformément au schéma ci-dessous.

LEGENDE:	
■	Poteaux à continuer
□	Poteaux s'arrêtant
■	Poteaux démarrant



VUE EN ELEVATION



VUE EN PLAN

Il n'y a pas de difficultés majeures dans ce cas. Il y a lieu tout simplement de tenir compte pour la semelle décalée d'un supplément de charge due à l'excentricité du chargement et sur la semelle centrée éventuellement de la réduction de charge. Toutefois il faut vérifier que la semelle centrée ne se soulève pas. Dans le cas où les charges verticales descendantes seules n'arrivent pas à assurer l'équilibre, on peut mobiliser le dallage ou faire un massif en fondation.

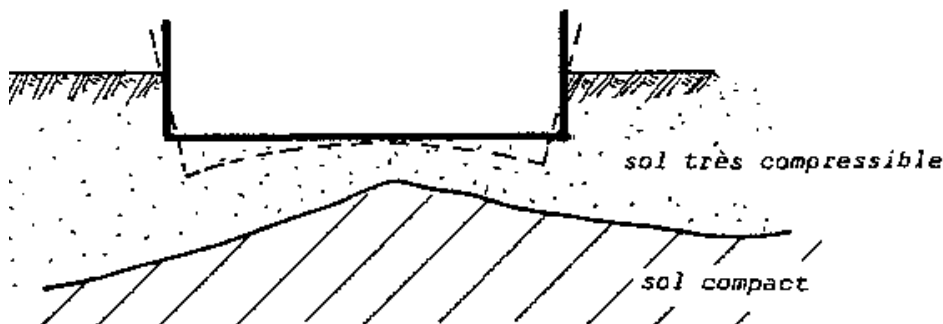
3.7 – Radier

C'est un système de fondation offrant un appui continu sous l'ouvrage dans le but de :

- Diminuer la pression sur le sol : on parle dans ce cas de **radier répartiteur de charge**. Le radier peut être général ou partiel;
- Servir de support à un revêtement d'étanchéité : **radier formant un cuvelage étanche**.

Lorsque le sol est très mauvais, les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entre-axe des poteaux. On a affaire alors à un radier général occupant toute la surface du bâtiment. Il s'agit de sols inconsistants, et très compressibles tels que : glaises, argiles molles, vases, tourbes, marnes grasses dont le taux ne dépasse pas 1 bar. Cette solution de radier général est la plupart du temps une excellente solution apportée à un problème de fondation. Elle est susceptible de réduire au maximum les désordres à craindre en raison des tassements éventuels. Il y a toutefois deux cas à éviter :

- Les sols trop compressibles entraînant des tassements trop différents d'un point à un autre aboutissant progressivement à une inclinaison importante ;
- Les points durs qui pourraient entraîner des concentrations de contraintes importantes.



Un radier est infiniment raide par rapport à sa superstructure, autrement, les hypothèses de descente de charges (poutres et dalles articulées sur poteaux) sont valables. Le radier doit assurer le passage de charges déterminées à l'avance dans le sol.

3.7.1 – Effet de la sous pression

Soient :

- P : le poids total du bâtiment ;
- S : la surface au sol ;
- z pression hydrostatique ;

Pour éviter le soulèvement du bâtiment, il faut vérifier l'inégalité :

$$P \geq k.S.z$$

Avec k coefficient de sécurité supérieur à 1,5.

Il est important de ne pas surestimer la valeur de P.

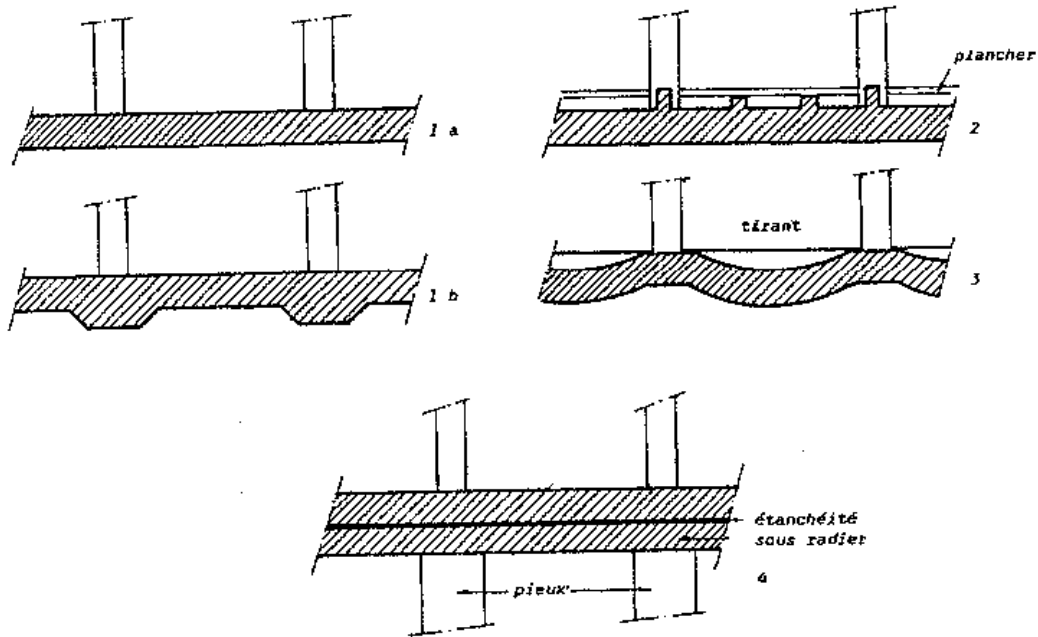
3.7.2 – Coffrage d'un radier

Un radier ne peut efficacement jouer son rôle répartiteur de charge que s'il est assez raide vis-à-vis du sol sous-jacent.

On distingue plusieurs types de radier :

- Radier nervuré constitué par une dalle généralement peu épaisse, renforcée par une poutraison (nervure) orthogonale qui lui confère une grande inertie. Les nervures découpent alors le radier en dalles de dimensions réduites calculées comme portant sur quatre (04) côtés. Les nervures peuvent être en allège ou en retombée ;
- Radier plaque constitué d'une dalle pleine d'épaisseur uniforme ;
- Radier vouté avec tirant (très peu utilisé) ;
- Radier sur pieu.

Seuls les deux premiers types sont très utilisés.



Pour le premier type on peut se fixer en première approximation :

- Une épaisseur des dalles telles que $e \geq l/25$;
- une hauteur des poutres $h \geq l/10$;

l désignant la portée de l'élément considéré.

Pour le second type l'épaisseur est essentiellement basée sur le principe de non poinçonnement par le poteau. Toutefois si le ou les poteaux susceptibles de poinçonner la plaque sont en nombre assez réduit, il est possible de faire un dimensionnement par rapport à une charge plus faible et de réaliser un sur épaisseur au droit des poteaux pouvant créer un poinçonnement.

3.7.3 – Mode de calcul

La dalle d'un radier est calculée comme reposant sur un sol élastique, réagissant de bas en haut sous les charges, à la manière de la poussée d'Archimède.

Un radier est donc sollicité par la réaction du sol, et peut être considéré comme un véritable plancher inversé très chargé (2.000 à 8.000 daN/m² en général) bien plus que n'importe quel plancher industriel.

La difficulté de l'étude d'un radier réside dans la détermination du diagramme (approché ou exact) des réactions du terrain, car cela dépend des coefficients d'élasticité relative de la structure du radier et du sol.

On pourrait envisager d'utiliser la théorie des plaques sur sol élastique. Une telle façon de procéder est en général tellement laborieuse qu'on a presque toujours calculé les radiers en choisissant a priori un diagramme de réaction de sol et en veillant à ce que les éléments de réaction associés à ce diagramme redonnent bien, à l'aplomb de chaque point porteur, une réaction d'intensité égale et de sens opposé à la charge provenant de la superstructure.

Dans ce cadre, on doit avant tout satisfaire la statique à savoir faire coïncider le centre de gravité du radier avec le point d'application de la résultante des charges.

Application :

Considérons un bâtiment à 3 travées longitudinales et une travée transversal comme ci-dessous. La contrainte du sol est de 1,5 bar, $f_{c28}=22$ Mpa, acier feE400 MPa, enrobage 4cm. Les charges sont récapitulées dans le tableau ci-dessous. Calculer le coffrage et le ferrailage du radier.

DESIGNATION	G (daN)	Q(daN)
A1	25.000	5.000
B1	45.000	7.500
C1	55.000	8.500
D1	30.000	6.500
A2	35.000	7.000
B2	60.000	10.000
C2	50.000	8.500
D2	30.000	6.000

4 – QUELQUES PROBLEMES RENCONTRES EN FONDATION

4.1 - Fondation sur sol gonflant

Dans le cas de fondation sur terrain gonflant il est nécessaire de prendre certaines dispositions adaptées. Plusieurs solutions existent.

Première solution : Réaliser des constructions suffisamment **rigides** pour qu'ils ne subissent que des mouvements d'ensemble. C'est le cas :

- ✓ d'un radier épais ;
- ✓ de la réalisation de longrines croisées (solution économiquement onéreuse) ;
- ✓ de l'exécution de voiles pour rigidifier (problème d'architecture).

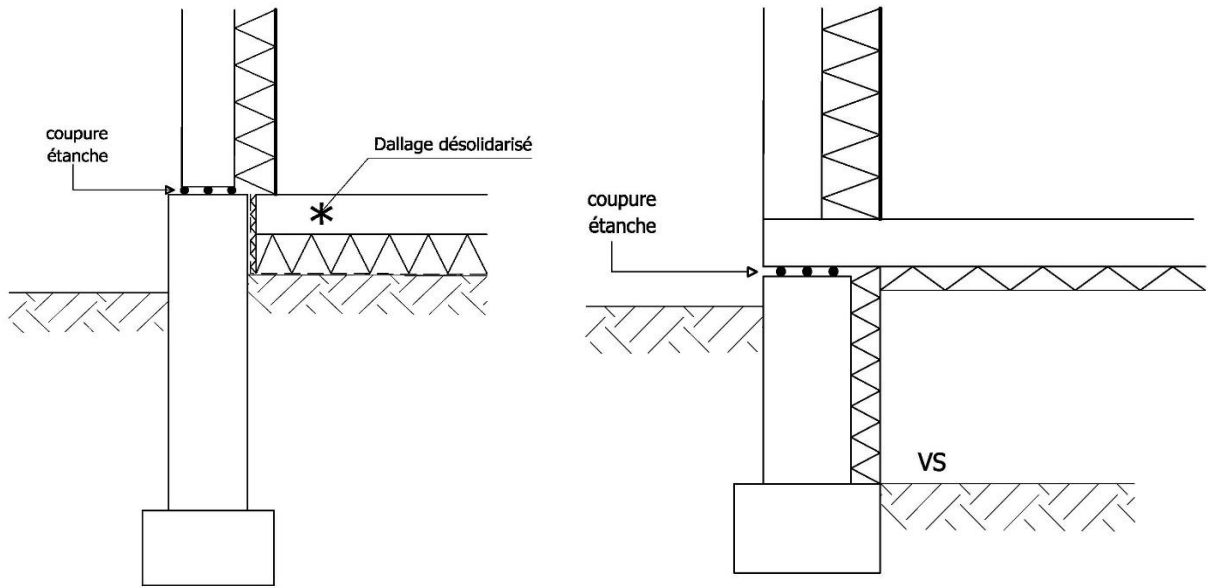
Deuxième solution : Construction sur fondations profondes socquetées sur la hauteur des couches gonflantes (frottement négatif), puis réalisation d'un plancher bas avec vide sanitaire de 10 cm au minimum entre le plancher et le terrain. Cette solution est très onéreuse.

Troisième solution : Fondations suffisamment profondes pour que le sol portant ne soit plus affecté par les variations de teneur en eau.

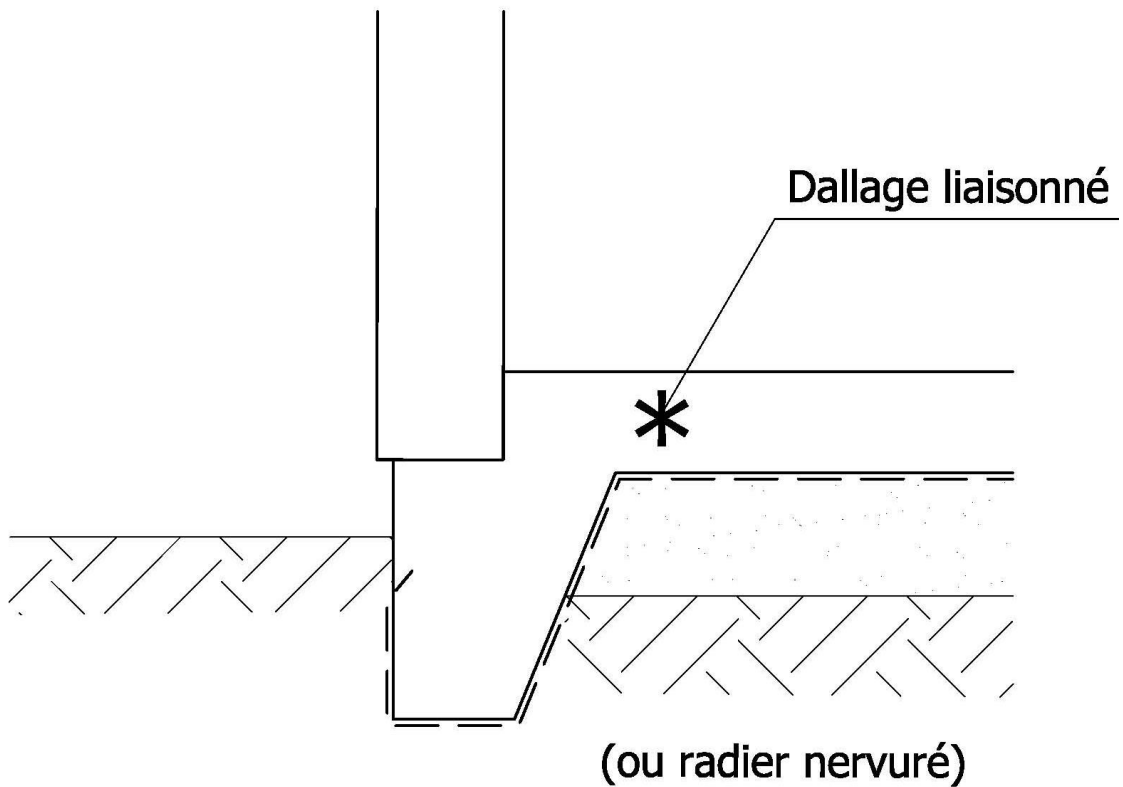
Contrainte admissible du sol supérieure à la pression de gonflement et plancher bas avec vide sanitaire ou dallage sur couches de substitution du terrain superficiel gonflant (La substitution sera faite sur une épaisseur de 50 cm à 100 cm)

4.2 - Remontée d'eau capillaire

Contre la remontée d'eau capillaire, il faut prévoir une **coupure étanche**. Elle sera constituée d'une chape au mortier, avec une feuille plastique entre deux couches de mortier.



Dans le cas du radier nervuré, pour réaliser un isolement en sous face conformément au schéma ci-dessous, il est nécessaire que l'isolant puisse assurer une capacité portante minimale.



CHAPITRE III
DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS
PORTEURS : Poteaux – Poutres –
Planchers (Dalles pleines) – Escaliers

CHAPITRE IV
CONTREVENTEMENT DES IMMEUBLES

CONTREVENTEMENT DES IMMEUBLES

1 – Types de contreventement

Le contreventement d'une construction de l'ensemble des éléments structuraux qui concourent à sa résistance aux actions autres que gravitaires, en général horizontales telles que le vent, les séismes, la poussée des terres.

Le contreventement des constructions est assurée généralement par un ou plusieurs des dispositifs suivants :

- Portiques constitués de poutres et poteaux ;
- Palées de contreventement ;
- Voiles rigides simples ou composés.

Le contreventement peut être :

- Interne : voiles de refends internes, cages d'escaliers, noyau central ;
- Ou externe : voiles de pignons, façades en X.

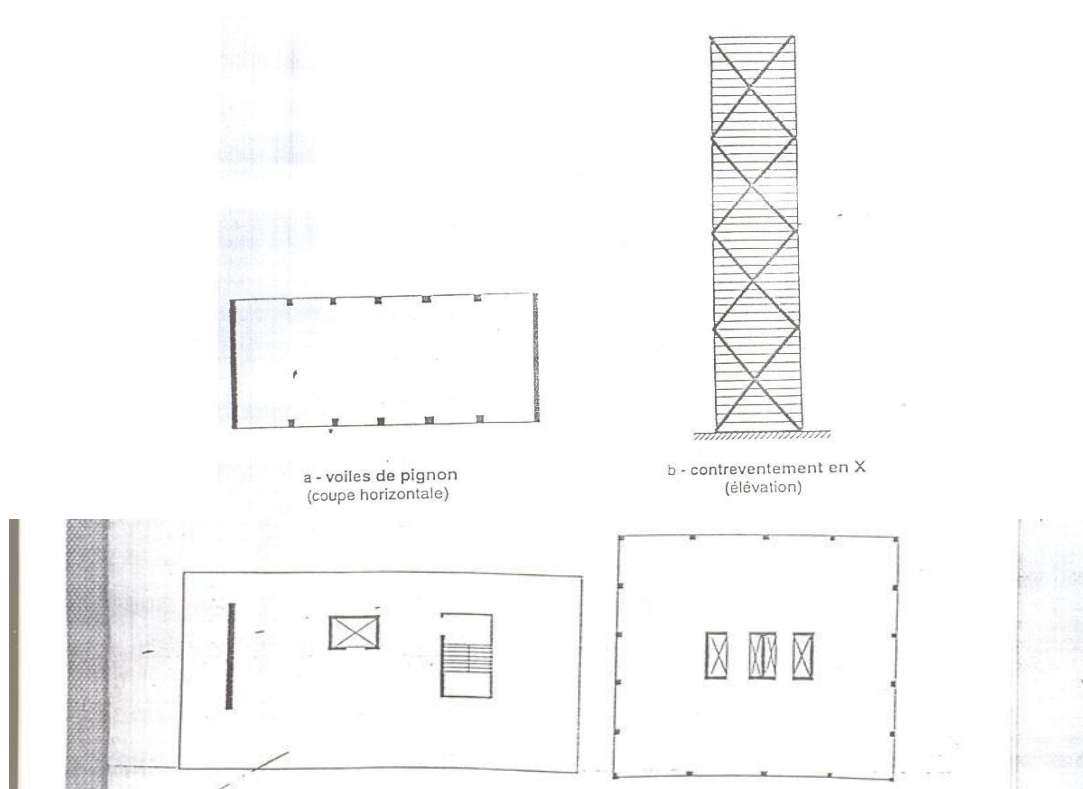


Figure 1 : Dispositifs de contreventement en éléments simples

On peut considérer deux types de voiles :

- Voile simple rectangulaire (droit ou en I) d'épaisseur t et de hauteur h ;
- Voile composé de plusieurs voiles simples, en forme de T, U, L, H, Z, etc, assemblés de façon à former un ensemble rigide.

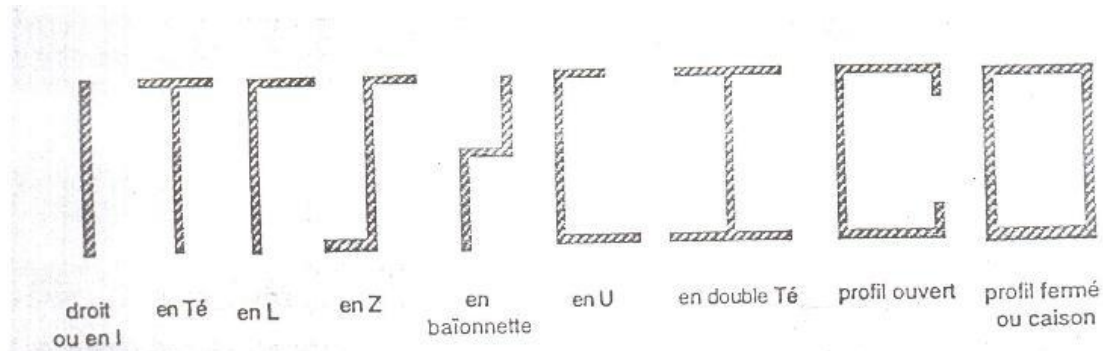


Figure 2 : Contreventement par voiles

2 – Comment limiter les déformations en tête de bâtiments dues au vent et au séisme

Les déformations dans les étages supérieurs peuvent être gênantes pour les occupants sous l'action du vent et paniquantes sous l'action du séisme. Ainsi, les règles PS92 limitent à $H/250$ la valeur maximale de la déformation horizontale.

Pour en limiter les effets, on peut, par exemple, augmenter la rigidité des voiles, disposer des retours pour en augmenter l'inertie, rapprocher le centre de torsion de la résultante du vent ou du séisme, préférer un contreventement par la façade plutôt que par des voiles internes, etc.

Un moyen efficace consiste à utiliser une poutre raidisseuse, de préférence au sommet du bâtiment, qui s'appuiera sur les poteaux de façade et provoquera dans le voile un moment de signe contraire à celui de vent.

Cette solution peut se présenter lorsqu'on a un étage technique au dernier niveau (climatisation, réserve d'eau pour l'incendie, machinerie d'ascenseur, pompes et surpresseurs pour alimentation en eau,....)

3 – Conception des contreventements

3.1 – Formes des bâtiments

On distingue :

- Les formes simples si aucune droite joignant deux points quelconques u bâtiment ne coupe pas le contour extérieur ;
- Les formes complexes dans le cas contraire ;

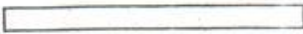



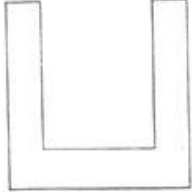
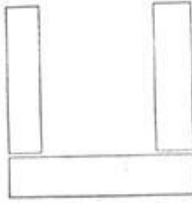
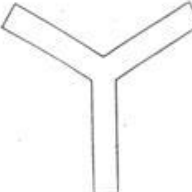
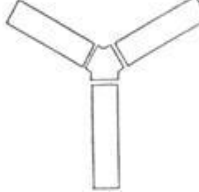
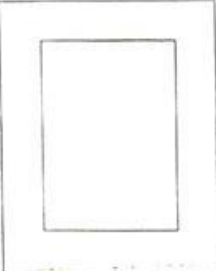
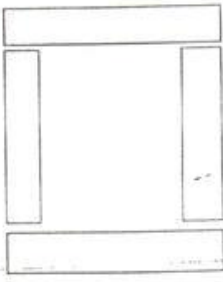
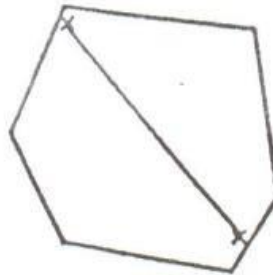
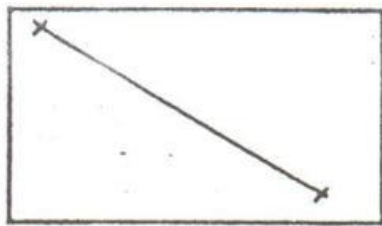
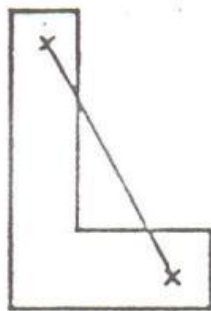
Type	Forme déconseillée	Forme conseillée
Bande longue		
En L		
En U		
En Y		
Tube creux		

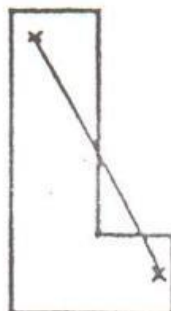
Figure 3 : Bâtiments de formes simples



Formes convexes (formes simples)



vue en plan



élévation

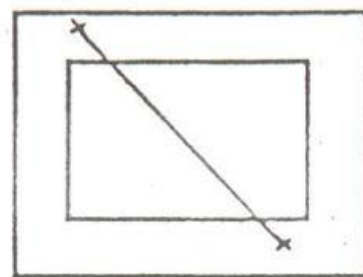


Figure 4 : Bâtiments de formes complexes

Les formes complexes posent généralement des problèmes de calcul importants, car elles ne relèvent pas des règles applicables aux bâtiments courants. Elles seront à éviter, principalement en calcul parasismique.

On appelle excentricité la distance du centre de torsion à la résultante de l'action extérieure (vent ou séisme).

Les formes complexes ont en général des excentricités importantes et provoquent de ce fait des moments de torsion non négligeables. Il convient de transformer les formes complexes en formes simples en prévoyant des joints de rupture.

3.2 – Contreventements

Rechercher une structure de contreventement dont l'excentricité soit la plus faible possible.
Essayer de respecter les symétries.

Pour le calcul au séisme, on essaiera de rester dans le cadre des bâtiments réguliers.

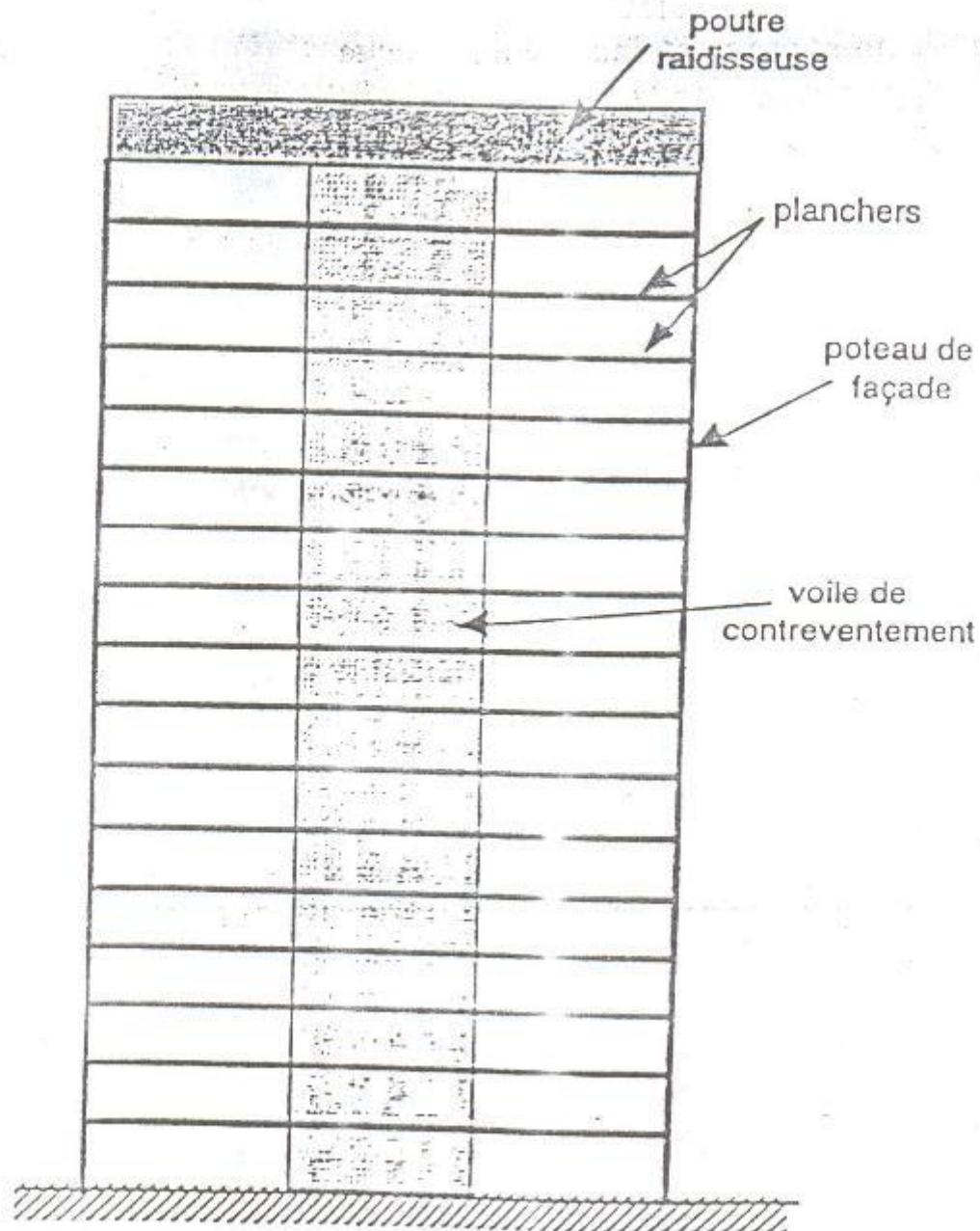


Figure 5 : Structure de contreventement

On constate l'influence de l'excentricité de la structure par rapport aux sollicitations du vent. Ainsi dans le cas N°3, le voile de droite reprend, à lui seul, un effort supérieur à la résultante du vent.

Il faut éviter les voiles tous concourants, car dans ce cas, la résistance à la torsion est nulle. Même si le centre de torsion est situé au point de concours des voiles, l'équilibre est instable.

On préférera les tubes fermés, cages d'escalier ou d'ascenseurs avec linteaux de bonne hauteur au droit des ouvertures ou bien un contreventement en façade.

De même, on évitera de disposer des éléments rigides aux extrémités des bâtiments pour limiter les contraintes de traction dues au retrait.

3.3 – Méthodologie de conception et de calcul des contreventements

- Définir la forme du bâtiment ;
- Dégrossissage des éléments de contreventement ;
- Calcul des sollicitations dues au vent et au séisme ;
- Pour chaque voile simple ou composé, déterminer :
 - ✓ les caractéristiques géométriques ;
 - ✓ les centres de torsion de chaque voile
- Déterminer la répartition des sollicitations de vent ou séisme :
 - ✓ deux voiles parallèles ;
 - ✓ n voiles parallèles ;
 - ✓ voiles quelconques
- Calculer les voiles en BA (contraintes et acier)

3.4 – Exemple de dimensionnement rapide

Données :

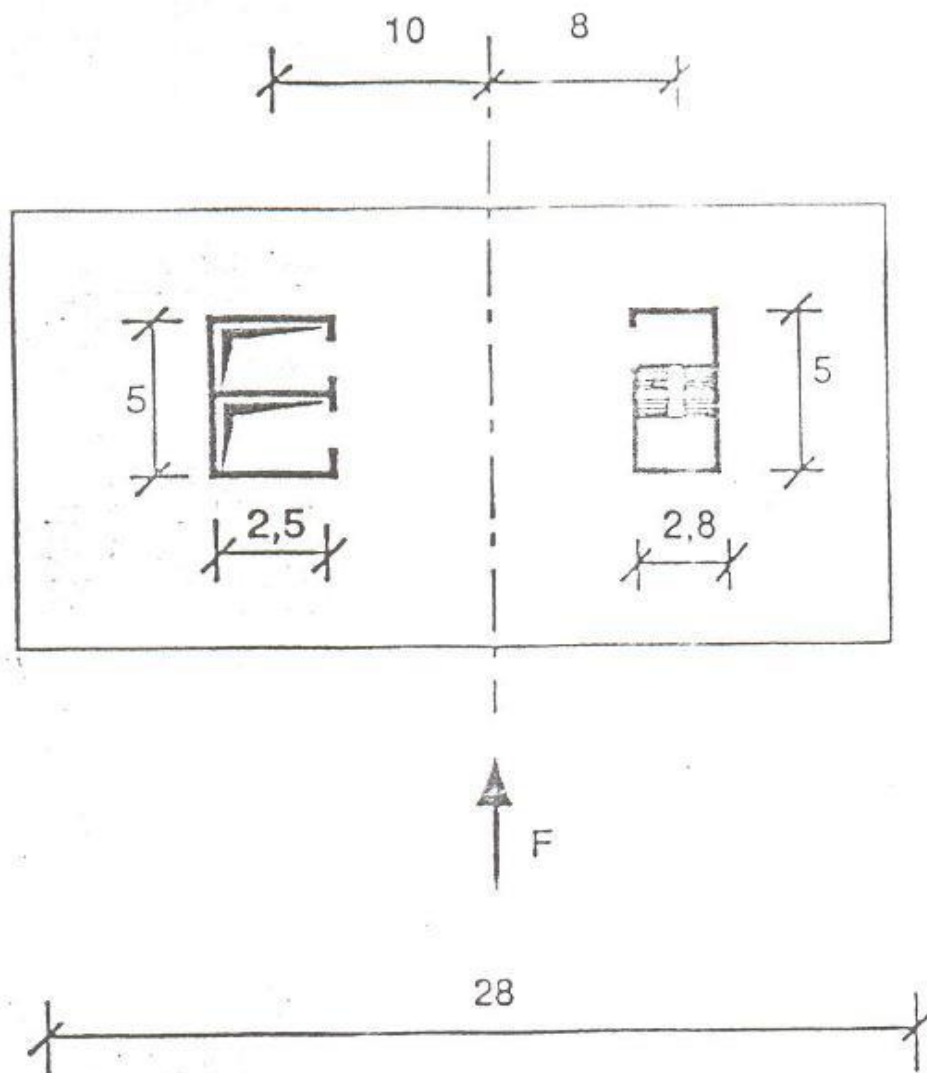
Vent région 2 : $q_v0=0,7 \text{ kN/m}^2$;

Hauteur du bâtiment : 12 étages de 3m ;

Dimension en plan : $A=28\text{m}$ et $B=14\text{m}$;

Epaisseur des voiles : 0,20m ;

Linteaux supposés tels que l'on peut considérer les cages comme des tubes fermés.



Solutions :

Vent nord sud

$$q_H = q_{v0} K_s K_h K_m \delta C \beta$$

$$q_{v0} = 0,70 \text{ kN/m}^2;$$

$$K_s = 1;$$

$$K_h = 2,5[(h+18)/(h+60)] = 2,5[(36+18)/(36+60)] = 1,406;$$

$$K_m = 1$$

$$\delta = 0,70 \text{ pour } H \geq 30 \text{ m};$$

$$\delta = 0,80 \text{ pour } H = 40 \text{ m};$$

$$\delta = 0,90 \text{ pour } H \geq 50 \text{ m};$$

$$\delta = 0,76;$$

$$C = 1,3 \text{ (varie entre 1,04 et 1,69 ; vaut 1,3 en général)}$$

$$\beta = 1,1 \text{ (pris forfaitairement) ;}$$

$$\text{D'où } q_c = 1,07 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$\text{Effort résultant général dû au vent : } F = 1,07 \times 28 \times 36 = 1.079 \text{ kN ;}$$

$$\text{Moment résultant général : } M = 1.080 \times 36 / 2 = 19.422 \text{ KNm ;}$$

Calcul des inerties :

$$\text{Ascenseur : } I_1 = (2,5 \times 5^3/12) - (2,1 \times 4,6^3/12) = 9 \text{ m}^4 ; I/v = 9/2,5 = 3,60 \text{ m}^3$$

$$\text{Escalier : } I_2 = (2,8 \times 5^3/12) - (2,4 \times 4,6^3/12) = 9,7 \text{ m}^4 ; I/v = 9,7/2,5 = 3,88 \text{ m}^3$$

Le contreventement est légèrement dissymétrique.

Effort repris par les voiles

$$R_1 = 8F/18 \text{ et } R_2 = 10F/18 ;$$

Moments :

$$M_1 = 8M/18 = 8.632 \text{ kNm} ;$$

$$M_2 = 10M/18 = 10.790 \text{ kN.m}$$

Remarques: Pour les contraintes, on vérifiera qu'elles sont inférieures à 5 MPa pour une structure symétrique et 2 à 3 MPa pour une structure dissymétrique.

Vérifications :

$$\sigma_1 = M_1/(I_1/v_1) = 8,632/3,6 = 2,4 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_2 = M_2/(I_2/v_2) = 10,79/3,88 = 2,78 \text{ MPa} ;$$

CHAPITRE V
ISOLATION THERMIQUE ET
ACOUSTIQUE DANS LES BATIMENTS

ISOLATION THERMIQUE ET ACOUSTIQUE

1 – Isolement des murs

1.1 – Isolation thermique

Les qualités d'isolation thermique d'un mur sont fonctions du coefficient de transmission K, qui est la densité de flux de chaleur qui traverse le mur en régime permanent de températures (gradient constant). Il s'exprime en kilocalories par heure, par m² et par degré centésimal. Son calcul nécessite la connaissance du coefficient de conduction λ ou « conductibilité thermique » qui est la densité du flux de chaleur traversant l'unité d'épaisseur d'un matériau pour un gradient de 1 degré.

K se calcule par la formule :

$$1/K = 0,20 + \Sigma(e/\lambda)$$

Où :

0,20 représente la résistance de transmission aux parois intérieure et extérieure ;

e l'épaisseur en mètres d'une couche parallèle à la façade constituant le mur ;

λ son coefficient de conduction

Si le mur comporte des vides d'air non ventilés d'au moins 20 mm d'épaisseur, il faut chaque vide pour une résistance p_v de 0,18.

Si le vide est ventilé (protection contre condensation, pluie et soleil), on ne doit pas compter les matériaux au-delà du vide, mais on peut prendre en compte une résistance de parois de 0,28 au lieu de 0,20.

S'il s'agit de matériaux hétérogènes il faut tenir compte de cette hétérogénéité pour calculer K moyen, fonction des K élémentaires intéressant chacun une surface de transmission déterminée.

Le coefficient de conduction λ est variable selon les matériaux, il varie essentiellement selon :

- Le poids volumique ;
- La teneur en humidité du matériau ;
- La température.

On peut distinguer quatre coefficients différents pour un matériau donné :

- Le premier, tiré de l'essai de laboratoire ;
- Le second, correspondant aux parois intérieures des locaux ;
- Le troisième, aux parois extérieures normales ;
- Le quatrième, aux murs mal isolés en climat très humide.

Celui qui nous intéresse est le troisième, mais il faut savoir que le rapport du 1^{er} au 2^e peut atteindre :

- Briques : 1,65
- Pierres : 2,15
- Mortier : 1,90
- Plâtre : 2,15
- Bétons : 2,00
- Bois : 1,25

Nous donnons ci-dessous, les valeurs courantes de 3^e utilisées dans la pratique, selon CARDIERGUES.

MATERIAUX	Poids volumique	λ
Brique normale	1 800	0,75
Brique légère	1 400	0,52
Calcaire	2 000	1,20
Grès	2 400	1,70
Granit	2 800	2,90
Basalte	2 900	3,20
Marbres	2 650	2,50
Enduits au mortier	1 800	0,70
Enduits plâtre	1 200	0,60
Carreaux de plâtre	1 000	0,35
Plâtre cellulaire	400	0,18
Béton ordinaire non vibré	2 000	1,00
Béton ordinaire vibré	2 200	2,20
Béton caverneux	1 800	1,80
Béton armé	2 500	1,40
Bétons légers (ponce, laitier, pouzzolane, etc)	300	0,08
	400	0,10
	500	0,12
	600	0,15
	800	0,25
	1 000	0,30
	1 200	0,40
	1 400	0,45
	400	0,20

Béton cellulaire	600	0,30
	800	0,40
	1 000	0,60
	1 200	0,75
	1 400	0,95
Sapin, peuplier, pin	500	0,11
Chêne, hêtre, châtaignier	700	0,15
Panneaux de fibres bois mous	400	0,045
Panneaux de fibres bois mi-durs	900	0,100
Panneaux de fibres bois durs	1 100	0,13
Panneaux végétaux	100	0,035
	200	0,040
Liège	200	0,040
	300	0,050
	400	0,060
Poudres minérales	600	0,18
	800	0,20
	1 000	0,30
	1 400	0,35
	1 600	0,45
	1 800	0,50

Quelques exemples pratiques

Nature du mur	Ep cm	Nature de l'enduit intérieur	Ep mm	Nature de l'enduit extérieur	Ep mm	Poids daN/m ²	K
Agglomérés en béton	15	Plâtre	15	Ciment	15	360	2,70
Agglomérés en béton	25	Plâtre	15	Ciment	15	570	2,20
Béton caverneux	20					405	2,05
Béton cellulaire	15					90	1,43
Béton cellulaire	20					120	1,16
Pierre prétaillée	15	Plâtre				320	2,85
Briques pleines	11					235	2,55
Briques pleines	22					425	1,85
Agglomérés béton creux	15					185	1,84

Nous donnons quelques valeurs des coefficients K et des coefficients d'isolation phonique I en décibels relatifs aux murs intérieurs.

Nature du mur	Ep cm	Nature de l'enduit	Ep mm	P	K	I
Aggloméré béton plein	15	plâtre		360	1,70	48

Béton banché	15	plâtre		345	2,51	47
Béton banché	20	plâtre		445	2,25	49
Béton cellulaire	15			90	1,43	42
Béton cellulaire	20			120	1,16	43
Béton cellulaire	7,5	Vide	3	90	1,14	46
Béton cellulaire	7,5	Laine de verre	3	95	0,69	48
Briques pleines	11	plâtre		235	2,55	45
Briques pleines	11	vide	3	433	1,39	49
Agglomérés béton creux	15	plâtre		185	1,84	43
	20	plâtre		310	1,66	47
Briques creuses	11	plâtre		230	1,78	45
Briques creuses	11	vide	3	425	0,97	47
BA	4	Pouzzôlane	11	310	1,64	47
BA	4	Laine de verre	6	160	0,54	55
BA	4	Laine de verre	3	155	0,89	48

Quelques illustrations

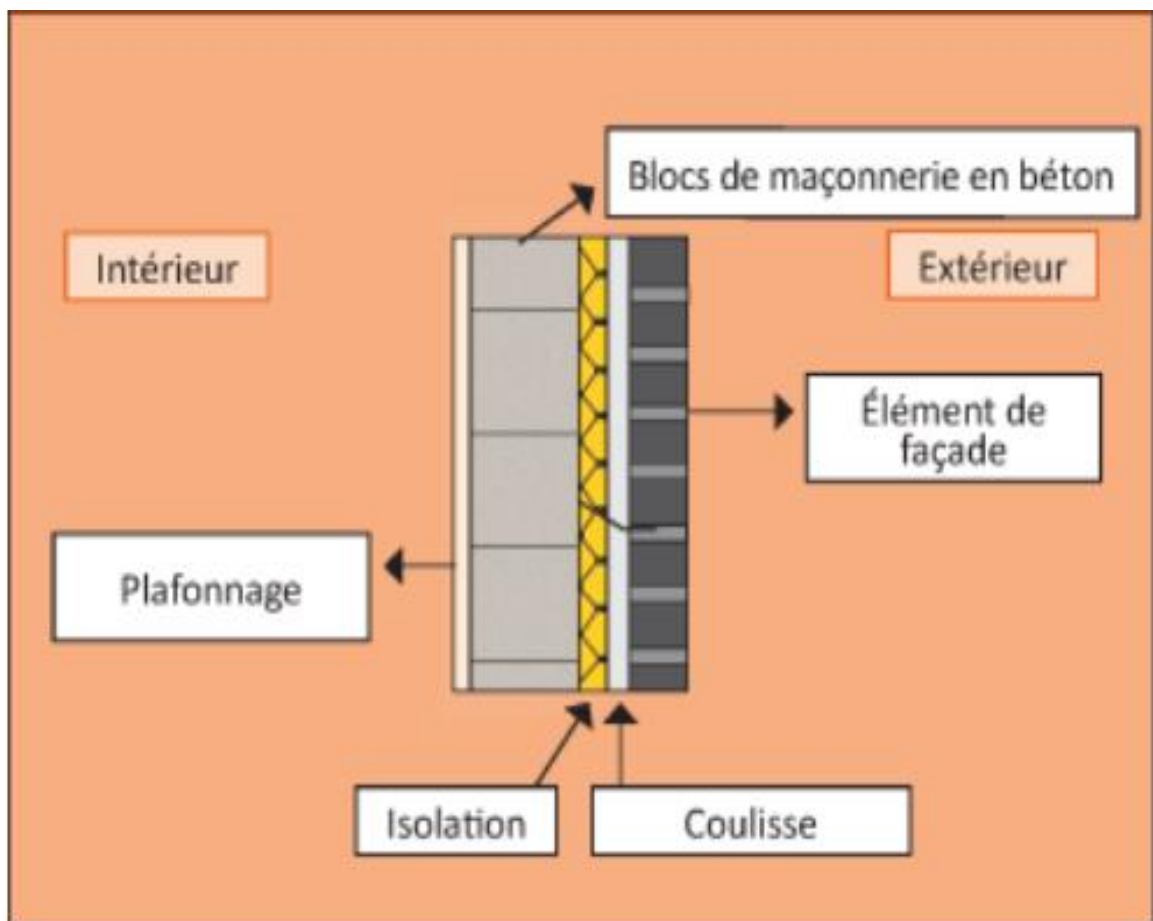


Figure 1.1 : Isolation thermique d'un mur creux

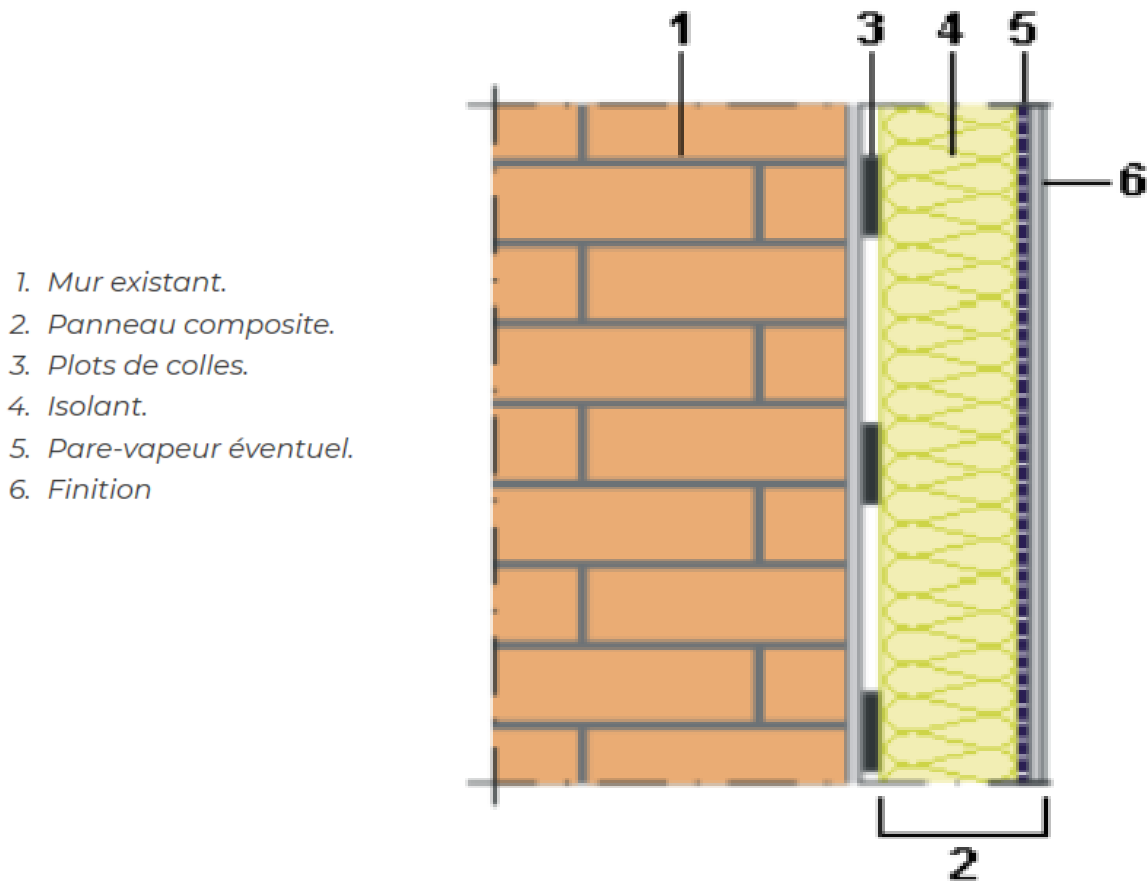


Figure 1.2 : Isolation thermique d'un mur existant

1.2 – Isolation phonique

Elle n'est à considérer sérieusement dans les remplissages d'ossatures que pour les murs intérieurs dont nous avons parlé en ce qui concerne l'isolation thermique. Il n'y a pas à en parler pour les murs extérieurs pour lesquels les fenêtres jouent un rôle déterminant.

L'isolation sonore d'un mur se mesure par l'intensité de bruit absorbé par ce mur. On l'exprime en décibels (dB). On estime qu'un mur intérieur doit absorber, de 42 à 45 dB. Cette valeur est appelée I.

Le coefficient d'isolation I dépend principalement du poids en m^2 de mur. La figure ci-dessous donne les courbes classiques de I. La texture du matériau lui-même n'a qu'une importance secondaire, les deux lignes de dispersion de la figure en tiennent compte, la plupart des matériaux se tenant aux environs de la ligne médiane, et les matériaux cellulaires vers le tracé supérieur. Les matériaux très légers (laines minérales) peuvent être comptés, en plus de l'effet dû au poids, pour 2 à 2,5 dB par cm d'épaisseur et les vides, à

condition qu'il n'y ait aucune liaison rigide entre les feuillets, pour 1 dB par cm d'épaisseur jusqu'à 10 cm et pour une constante de 10 dB ensuite.

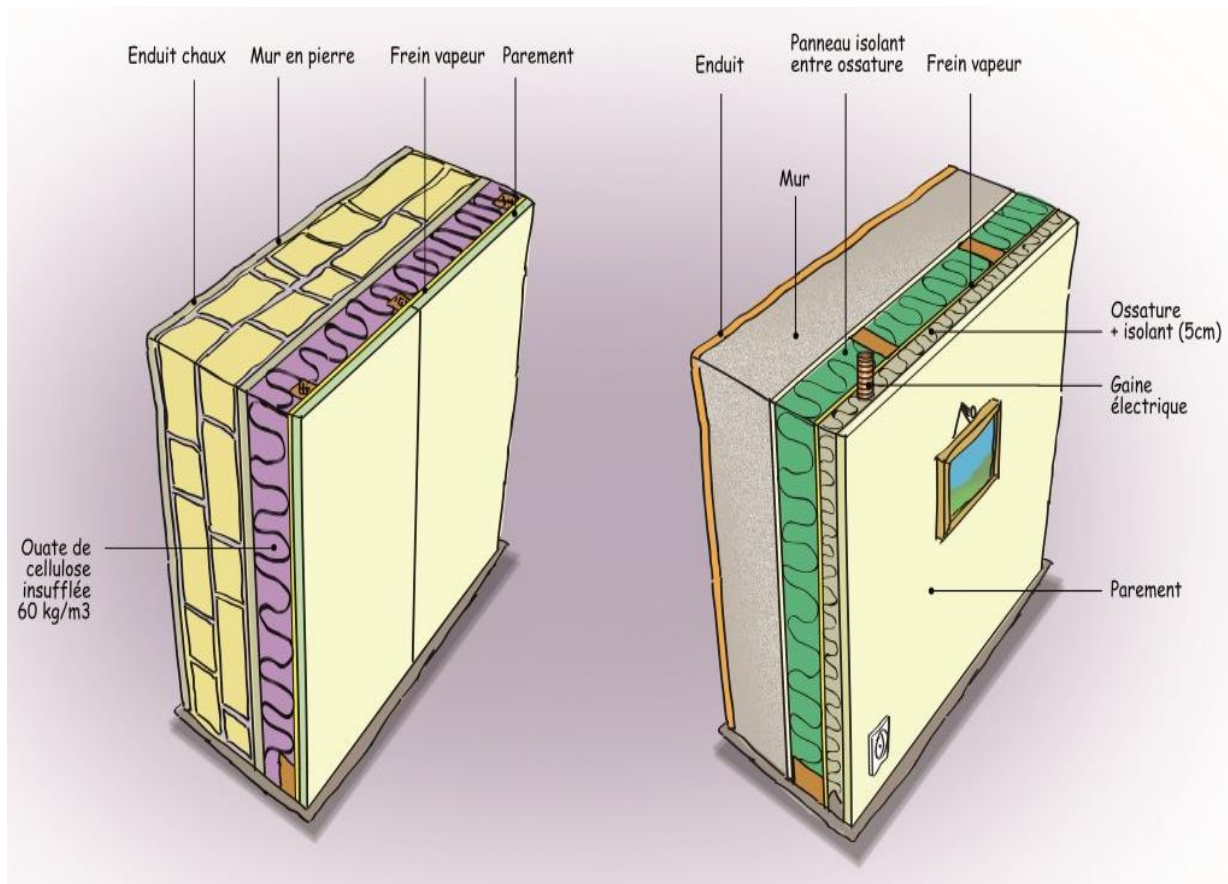


Figure 2.1 : Isolation phonique des murs

2 – Isolement des planchers

2.1 – Isolation thermique

Pour les planchers courants, il n'y a pas lieu de s'en préoccuper car il importe peu qu'un local soit isolé thermiquement de ceux situés au-dessus ou au-dessous. On doit cependant s'en soucier s'il s'agit de locaux au-dessus de passages, galeries portiques, etc.

Une excellente solution, dans ces cas, consiste à prévoir au-dessous d'un plancher en hourdis en béton ou en terre cuite un caissonnage d'air constitué par une dalle mince accrochée au plancher et supportant une couche de matériau isolant. Cette dalle porteuse peut être soit en béton armé, soit en céramique armée, soit réalisée à l'aide d'un enduit sur treillis. Le matériau isolant peut être, par exemple de la laine de verre ou de roche.

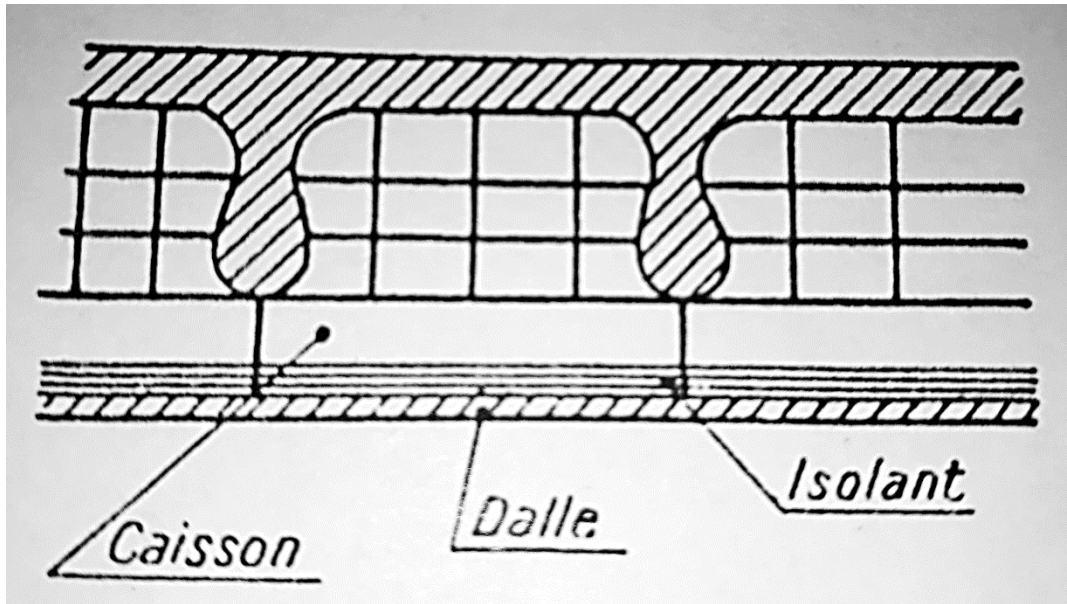


Figure 2.1 : Isolation thermique des planchers

2.2 – Isolation phonique

Il est important de distinguer nettement l'isolation contre les bruits aériens de l'isolation contre les bruits d'impact.

L'isolation contre les bruits aériens dépend du poids et suit la même loi que celle relative aux murs ; les calculs correspondants sont donc très simple.

Un point important est l'amortissement des bruits d'impact qui est fonction de la destination des locaux. Nous donnons ci-dessous et selon CARDIERGUES les réductions réclamées par rapport au plancher en béton nu.

Bureau bruyant, dactylographie : 5 décibels ;

Bureau moyen, téléphone : 10 décibels ;

Habitations : 15 décibels;

Lecture, écriture : 20 décibels;

Etude ou sommeil : 25 décibels.

On doit donc réaliser les planchers de manière à obtenir ces réductions. Voici selon la Building Research Station les réductions à escompter de différents planchers par rapport au plancher en béton nu, compté pour zéro décibel.

Planchers normaux :

Béton nu : 0 ;

Linoléum : 5 ;

Parquet, carpeite, caoutchouc : 5-10 ;

Caoutchouc sur caoutchouc mousse : 20

Planchers flottants :

Dalle en béton de 5cm sur mâchefer : 5-10 ;

Dalle en béton de 5cm sur liège granulé : 10-15 ;

Dalle en béton de 5cm sur laine laitier ou roseau : 15-20 ;

Dalle en béton de 5cm sur laine de verre : 20-25 ;

Parquet sur panneaux en fibre de 12mm : 10 ;

Parquet sur bande de feutre 10 à 20 mm : 10-15 ;

Parquet sur laine laitier ou roseau de 12 mm : 10-20 ;

Parquet sur laine de verre : 15-20.

Plafonds suspendus

Panneau en fibre accroché 1 cm + plâtre 5mm : 5-10 ;

Panneau accroché (crochets feutrés) en plâtre de 10 mm : 10-15.

On voit donc qu'il n'est pratiquement pas possible d'atteindre 20 – 25 dB, qu'avec la laine de verre sous dalle flottante.

Pour une bonne efficacité, la laine de verre doit être retournée suivant la cloison ou le mur pour isoler sur la tranche la section droite de la dalle flottante. Il est recommandé de disposer sous la plinthe, un caoutchouc amortisseur de section spéciale.

On peut également réaliser une isolation efficace avec une dalle flottante posée sur sable sec (3 à 5 cm) surtout si le plancher sous-jacent est d'un type lourd. Il faut protéger dans ce

cas, le sable par un papier supérieur sous la dalle flottante pour éviter que le liant frais de celle-ci lors de son coulage ne pénètre dans le sable.

On calcule facilement l'isolement global d'un plancher compte tenu de l'isolement propre de la structure, de sa masse, variant de 250 à 500 Kg au m², et de la réduction spéciale apportée par le système amortisseur des bruits d'impact.

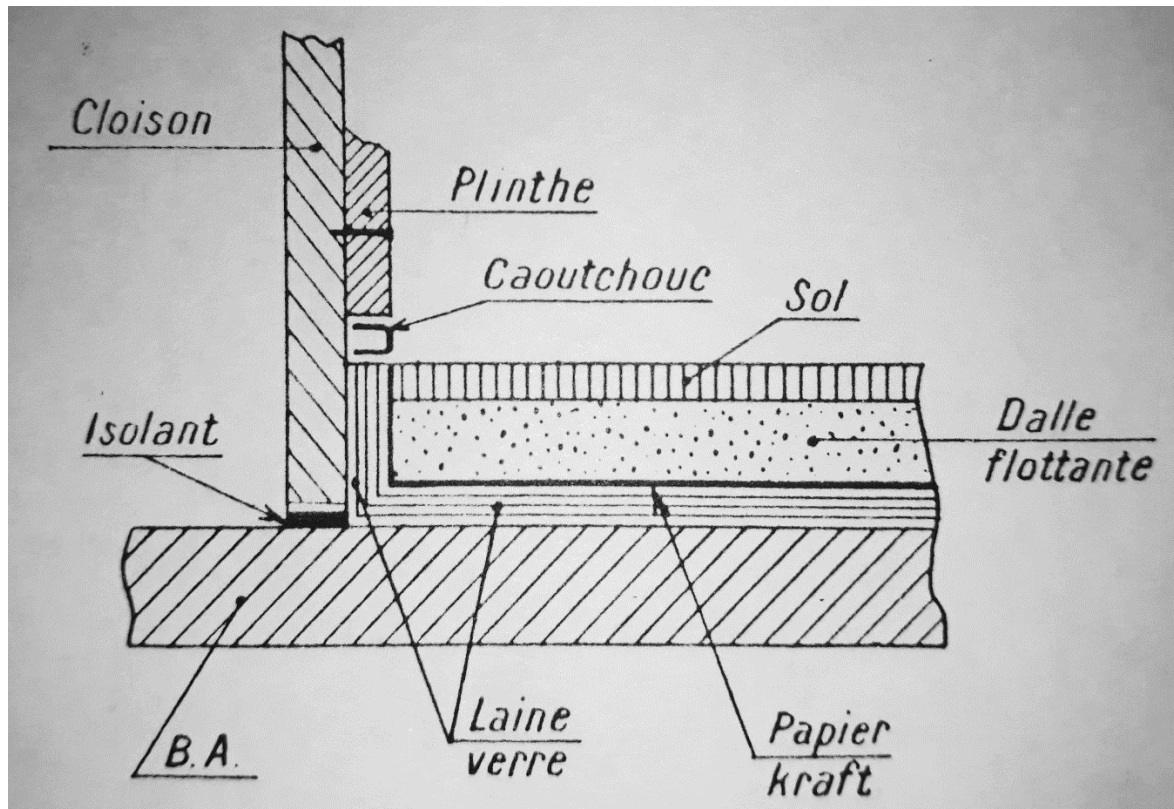


Figure 2.2 : Isolation phonique des planchers

Pour le plancher lui-même, il faut compter de 45 à 50 dB selon sa masse, auxquels il faut ajouter les chiffres du tableau qui précède. Ce sera là l'isolement aux bruits aériens, largement assuré la plupart du temps puisque l'ajout peut varier de 5 à 25 dB donnant au total : 50 à 75 dB ce qui est excellent.

Par contre pour les bruits d'impact, seules les réductions données sont à considérer puisque l'amortissement apporté par la structure elle-même est à peu près nul. Il y a toutefois des exceptions à cette règle, c'est le cas notamment des hourdis entre poutrelles (préfabriquées ou non) constitué par un matériau amortisseur, bois, fibres de bois, copeaux, roseaux, etc..., surtout lorsqu'une certaine épaisseur enrobe convenablement la poutrelle.

CHAPITRE VI
DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

1. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

1.1 Protection des armatures

Indépendamment des valeurs minimales fixées au paragraphe 1.2.3, l'**enrobage** de toute armature (qu'il s'agisse d'une armature longitudinale, d'une armature transversale ou même d'une armature secondaire non calculée), défini comme la distance de l'axe de cette armature au parement le plus voisin, diminuée du rayon nominal de celle-ci, est au moins égal à :

- 5 cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives (cas de certaines constructions industrielles) ;
- 3 cm pour les parois, coffrées ou non, soumises (ou susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou exposées aux intempéries ou à des condensations ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (voir remarques ci-après) ;
- 1 cm pour les parois situées dans des locaux couverts et clos, et non exposées aux condensations (par exemple, planchers intérieurs de logements ou bureaux).

La valeur de 5 cm peut être réduite à 3 cm si, soit les armatures, soit le béton sont convenablement protégés par un procédé à l'efficacité démontrée. La valeur de 3 cm peut être réduite à 2 cm lorsque la résistance caractéristique du béton à la compression est au moins égale à 40 MPa.

Remarques :

- a) les enrobages des armatures doivent tenir compte des *enlèvements* éventuels de matière postérieurs à la mise en place du béton (bouchardage, lavage ou brossage précoce) ; les valeurs précédentes n'admettent donc aucune tolérance en moins ;
- b) dans le cas général, et en particulier dans celui des ouvrages à la mer, ou exposés aux embruns, aux brouillards salins, ou à des atmosphères très agressives, il ne convient pas d'augmenter inconsidérément les enrobages très au-delà des valeurs minimales fixées précédemment, car on risque alors une *accentuation de la fissuration* ;
- c) le respect des enrobages prescrits précédemment ne suffit pas à assurer une protection efficace des armatures ; de manière générale, l'enrobage minimal doit être fixé compte tenu de la dimension maximale des granulats et de la maniabilité du béton et il est essentiel de mettre en œuvre un béton de bonne compacité.

1.2 Possibilités de bétonnage correct

Les prescriptions qui suivent s'ajoutent à celles du paragraphe 1.1 concernant la protection des armatures ; leur respect s'impose pour assurer un bon enrobage des barres et, en conséquence, une adhérence convenable. De ce point de vue, il y a toujours intérêt à utiliser des barres de diamètre aussi réduit que possible.

1.2.1 Armatures de plaques ou de coques

Le diamètre des barres employées comme **armatures de plaques ou de coques** doit être au plus égal au dixième de l'épaisseur totale de ces éléments.

1.2.2 Barres en paquets

Les barres peuvent être groupées en **paquets**, à condition de les disposer de façon compacte et d'opposer le minimum de gêne à la mise en place du béton. Dans tous les cas, la hauteur du paquet doit être au plus égale au double de sa largeur, d'où les dispositions de la figure 1 pour les paquets de deux et trois barres.

Les paquets de plus de trois barres ne peuvent être utilisés que s'ils ne sont soumis à aucune sollicitation d'entraînement (armatures de tirants, par exemple).

1.2.3 Enrobage

L'**enrobage** de chaque armature est au moins égal à :

- son diamètre, si elle est isolée ;
- la largeur du paquet dont elle fait partie, dans le cas contraire.

1.2.4 Distances entre armatures voisines

Entre deux armatures voisines, la **distance libre** (évaluée à partir des sections nominales) est au moins égale, dans toutes les directions, à :

- leur diamètre, si elles sont isolées ;
- la largeur des paquets dont elles font partie, dans le cas contraire.

En outre, cette même distance libre doit être au moins égale à c_g dans la direction verticale et à $1,5 c_g$ dans la direction horizontale, c_g désignant la grosseur du plus gros granulat utilisé.

Les dispositions concernant l'enrobage et les distances entre armatures voisines sont schématiquement représentées sur la figure 2, dans le cas le plus général de paquets de largeur a et de hauteur $b \leq 2a$.

1.2.5 Maillage des armatures

Les **mailles** des grilles formées par les armatures doivent être assez larges pour ne pas affecter l'homogénéité du béton frais lors de sa mise en place. Dans le cas de poutres, les dispositions indiquées au paragraphe 1.2.4 sont valables pour l'espacement des armatures longitudinales, tant que l'espacement des cours successifs des armatures transversales est au moins égal à deux fois la distance libre entre armatures longitudinales. Quand il n'en est pas ainsi, il convient de vérifier que le quotient r_g de l'aire par le périmètre du vide intérieur d'une maille de grille (rayon moyen de la maille) satisfait aux inégalités suivantes :

- $r_g \geq c_g/1,4$ si les plus gros éléments du granulat sont roulés ;
- $r_g \geq c_g/1,2$ si les plus gros éléments du granulat sont concassés.

1.2.6 Entassement d'armatures

On doit éviter les **entassements excessifs d'armatures** ; ceux-ci peuvent notamment se rencontrer dans les zones de croisement ou de jonction des éléments de la structure.

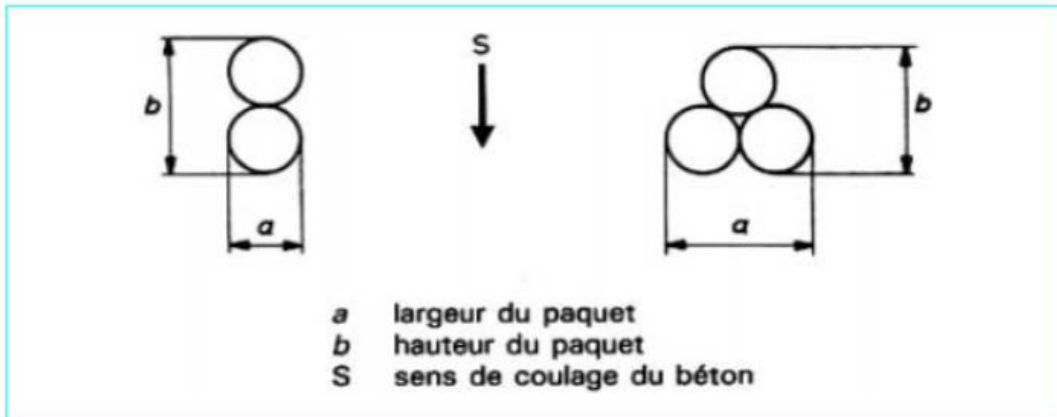


Figure 1 – Dispositions des paquets de 2 ou 3 barres

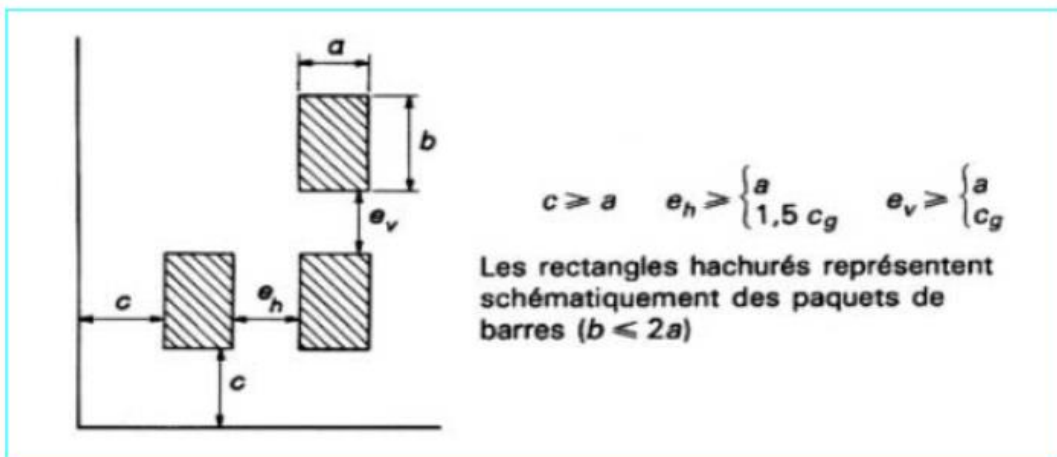


Figure 2 – Enrobages et distances minimales entre barres ou paquets de barres

S'il n'est pas possible d'éviter de tels entassements, il y a lieu de mettre en œuvre un **béton spécial** (granulat moins gros, éventuellement dosage plus important) ; mention doit en être portée sur les plans.

Le rayon moyen r_m du moule ou coffrage (quotient du volume du moule par la surface des parois et des armatures) doit être au moins égal à c_g .

1.2.7 Béton vibré par aiguilles

Quand le béton doit être **vibré par aiguilles**, il convient de ménager des intervalles de dimensions suffisantes pour permettre le passage des aiguilles, à des distances telles que l'efficacité de la vibration s'étende à la totalité du béton.

1.2.8 Pièces de grandes dimensions

Dans certaines **pièces de très grandes dimensions**, c'est-à-dire dont les moules ont des dimensions telles que les ouvriers peuvent y pénétrer et y travailler, il convient d'adopter des dispositions d'armatures permettant à ceux-ci d'accéder à l'intérieur et d'atteindre tous les points où le béton doit être mis en place.

1.3 Reprises de bétonnage

L'emplacement et la configuration de toute surface de reprise, correspondant à un arrêt de bétonnage, doivent être indiqués sur les plans d'exécution, ainsi que la disposition des armatures éventuellement nécessaires, déterminées par application de la Règle des coutures.

1.4 Poussées au vide

1.4.1 Armatures donnant des poussées au vide

Il convient d'éviter, dans toute la mesure du possible, les dispositions d'armatures donnant lieu à des *poussées au vide*.

Lorsqu'il n'est pas possible d'éviter de telles dispositions, par exemple lorsque la poussée au vide d'une barre courbe tendue est dirigée vers un parement, cette barre doit être entourée d'armatures disposées normalement à sa ligne moyenne et ancrées dans la masse du béton (figure 3). La même disposition est applicable à la poussée au vide d'une barre courbe comprimée dirigée vers un parement.

Dans les coques trop minces pour que de telles armatures puissent être prévues, on peut accepter la poussée au vide d'armatures courbes, sous réserve que leur rayon de courbure r satisfasse à la condition :

$$\frac{r}{\emptyset} \geq \frac{5}{3} \frac{f_e}{f_{tj}} \left(1 + 0,4 \frac{\emptyset}{c_s} \right)$$

avec \emptyset diamètre nominal des armatures,
 c_s distance de leur axe à la paroi, du côté de la poussée au vide.

1.4.2 Ancrage par courbure

Les poussées au vide qui pourraient résulter de la mise en jeu mécanique d'**ancrages par courbure** doivent être équilibrées par des armatures de tracé et de section appropriés. C'est notamment le cas d'ancrages à simple coude comportant un retour rectiligne parallèle à une paroi et disposé au voisinage immédiat de celle-ci (figure 4).

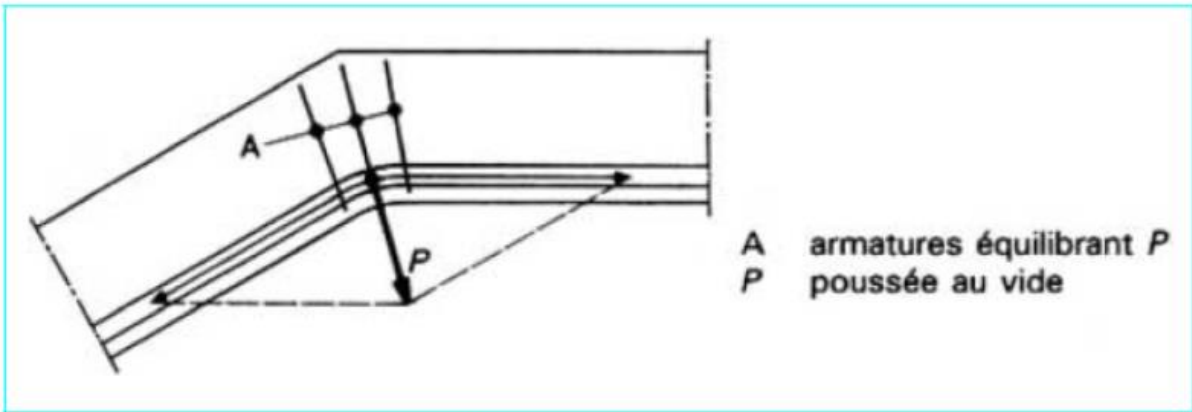


Figure 3 - Armatures équilibrant une poussée au vide

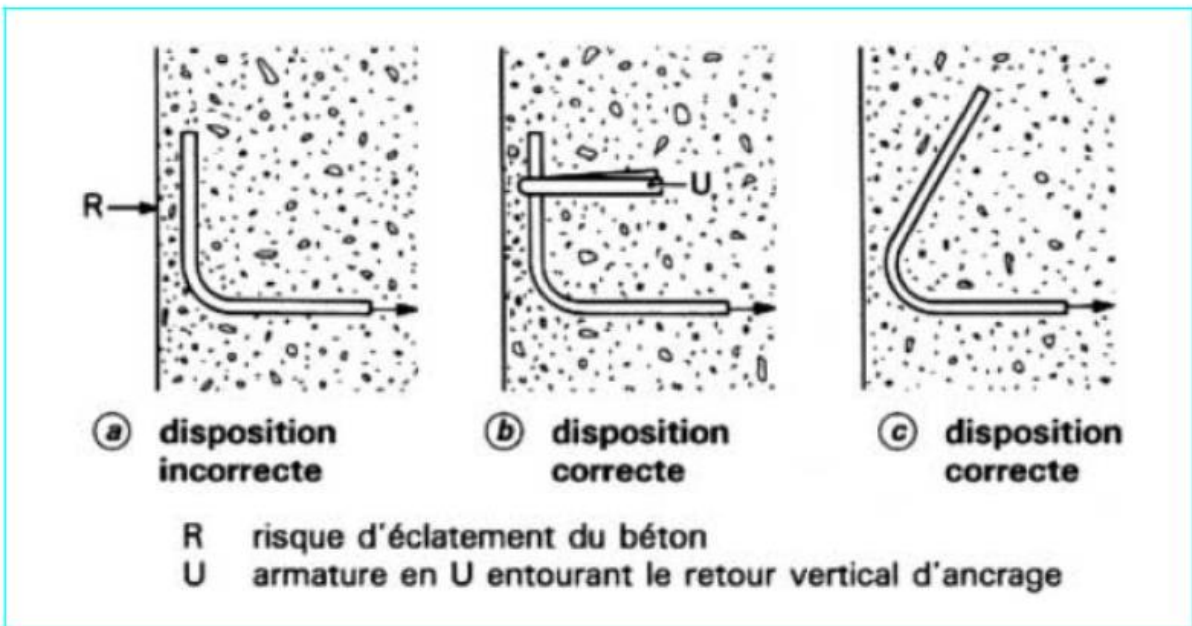


Figure 4 - Ancrage à simple coude

2. Dispositions particulières

2.1 Éléments comprimés

Les dispositions ci-après s'appliquent à tous les éléments comprimés, en particulier aux poteaux soumis à des compressions axiales ou excentrées. Ces éléments doivent comporter des armatures longitudinales et transversales comme indiqué aux paragraphes 2.1.1 et 2.1.2.

2.1.1 Armatures longitudinales

2.1.1.1 Limite d'élasticité

Elles peuvent être indifféremment constituées de ronds lisses, de barres HA ou de treillis soudé. Mais les Règles BAEL recommandent d'utiliser des aciers de **limite d'élasticité au moins égale à 400 MPa**, ce qui élimine donc en pratique les ronds lisses (classes Fe E 215 et Fe E 235).

2.1.1.2 Section

La **section** de ces armatures est d'au moins 4 cm² par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à la direction des armatures.

Exemple :

— dans un poteau de section rectangulaire 16 × 24 cm², on doit avoir :

$$A_l \geq 4 \times \frac{32 + 48}{100} = 3,2 \text{ cm}^2$$

— dans un poteau de section rectangulaire 40 × 60 cm², on doit avoir :

$$A_l \geq 4 \times \frac{80 + 120}{100} = 8 \text{ cm}^2$$

Par ailleurs, la section d'armatures longitudinales est au moins égale à 0,2 % de la section comprimée, sans pouvoir dépasser 5 % en dehors des zones de recouvrement des barres.

2.1.1.3 Résistance à la flexion

Les armatures longitudinales sont réparties dans la section de façon à assurer au mieux la **résistance à la flexion** de la pièce dans les directions les plus défavorables.

Dans une pièce de section rectangulaire, la distance entre axes de deux armatures voisines sur une même face est au plus égale à la plus petite des deux valeurs :

- la longueur du petit côté du rectangle augmentée de 10 cm ;
- 40 cm.

Dans les pièces de section polygonale, il convient de prévoir au moins une armature dans chaque angle, et dans celles de section circulaire au moins six barres régulièrement réparties sur le contour.

Les ancrages et recouvrements d'armatures longitudinales sont rectilignes et ont, en principe, une longueur de 0,6 l_s ; cependant si, dans certains cas de charge, des armatures sont

susceptibles d'être tendues, la longueur d'ancrage de celles-ci est à déterminer en fonction de la contrainte maximale de traction.

2.1.2 Armatures transversales

2.1.2.1 Ceinture continue

Ces armatures sont disposées en cours successifs plans et normaux à l'axe longitudinal de la pièce. Dans chaque cours, elles forment une **ceinture continue** parallèle au contour de la pièce, et embrassent toutes les armatures longitudinales de diamètre supérieur ou égal à 20 mm, de façon à empêcher tout déplacement éventuel de celles-ci vers la paroi la plus voisine. Il est donc loisible de ne pas entourer par des armatures transversales les armatures longitudinales de diamètre inférieur à 20 mm et qui ne se trouvent pas dans les angles de la pièce.

Le tracé des armatures constituant la ceinture continue visée au premier alinéa de ce paragraphe ne comporte ni angle rentrant ni recouvrement parallèle à la paroi (figure 5).

2.1.2.2 Diamètre

Le **diamètre** des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent. Cette règle conduit aux valeurs du tableau ci-après.

Tableau 1 – Diamètres des armatures (en millimètres)	
Armatures longitudinales \varnothing	Armatures transversales \varnothing minimal
≤ 16	5
20	6
25	8
32	10
40	12

L'**espacement** des cours d'armatures transversales est au plus égal à la plus petite des trois valeurs :

- 15 fois le diamètre des barres longitudinales *prises en compte dans les calculs* (cette condition n'a donc pas à être respectée dans les poteaux armés au pourcentage minimal) ;
- 40 cm ;
- la plus petite dimension de la section transversale de la pièce augmentée de 10 cm.

Dans les zones de recouvrement des armatures longitudinales, on doit avoir au moins trois cours d'armatures transversales sur la hauteur du recouvrement.

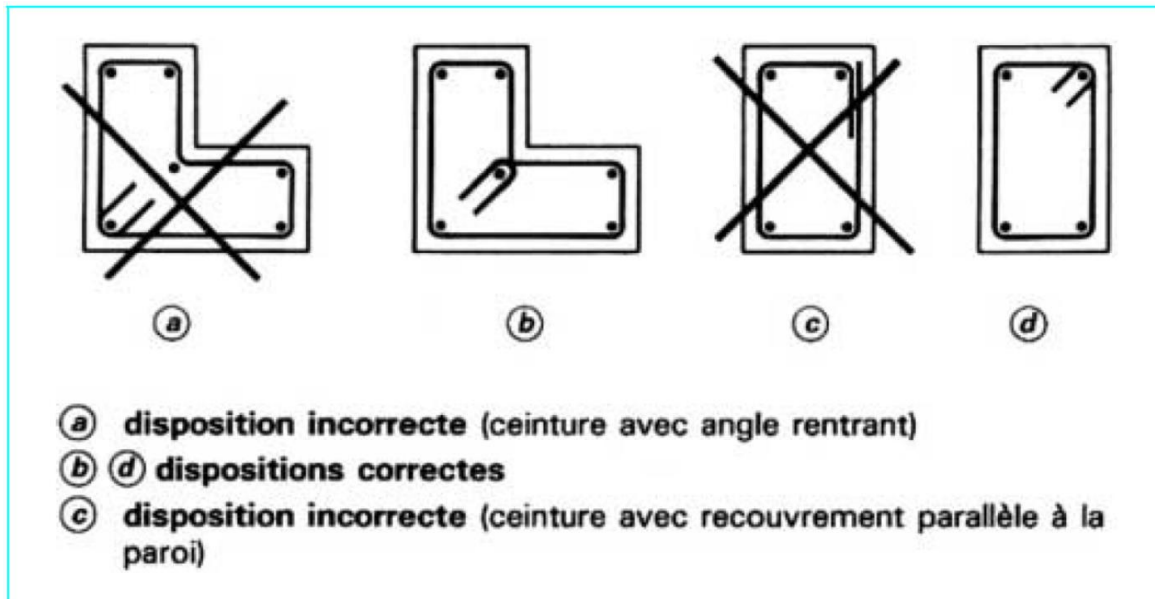


Figure 5 - Tracé des armatures transversales

2.2 Éléments fléchis

2.2.1 Armatures tendues

2.2.1.1 Condition de non-fragilité

Ces armatures doivent satisfaire à la **condition de non-fragilité**. Pour les pièces simplement fléchies cette condition impose :

$$A \geq A_{min} = \frac{(I/V) f_{t28}}{0,9d f_e}$$

où I/V désigne le module de résistance de la section.

2.2.1.2 Armatures de premier lit

En règle générale, les armatures de premier lit (nappe inférieure en travée) sont prolongées sur appuis et y sont ancrées avec leur longueur de scellement s'il s'agit d'ancrages rectilignes, et dans des conditions équivalentes s'il s'agit d'ancrages avec courbure.

2.2.1.3 Longueur des barres

Les longueurs des barres arrêtées avant les appuis doivent satisfaire à la « **règle du décalage** ».

2.2.2 Armatures comprimées

2.2.2.1 Armatures longitudinales comprimées

Il est rappelé que seules les armatures longitudinales comprimées entourées tous les 15 diamètres au plus par des armatures transversales peuvent être prises en compte dans les calculs de résistance.

2.2.2.2 Moment de flexion

La part du moment de flexion équilibré par les armatures comprimées doit être inférieure à 40 % du moment agissant ultime. Dans le cas de flexion composée, cette règle s'applique aux moments rapportés au centre de gravité des armatures tendues.

2.2.3 Armatures transversales

2.2.3.1 Section et espacement

Les sections et espacements de ces armatures doivent notamment vérifier les conditions indiquées aux chapitres précédents.

2.2.3.2 Diamètre

Le diamètre des armatures d'âme d'une poutre est au plus égal à $h/35$, avec h hauteur totale de la section de la poutre, à $b_0/10$, avec b_0 épaisseur de l'âme, ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales.

L'application de cette règle (rarement déterminante) conduit à ne mettre :

- des armatures transversales de diamètre 8 mm que si la hauteur de section de la poutre est supérieure à 28 cm et la largeur à 8 cm ;
- des armatures transversales de diamètre 10 mm que si la hauteur de la poutre est supérieure à 35 cm et la largeur à 10 cm.

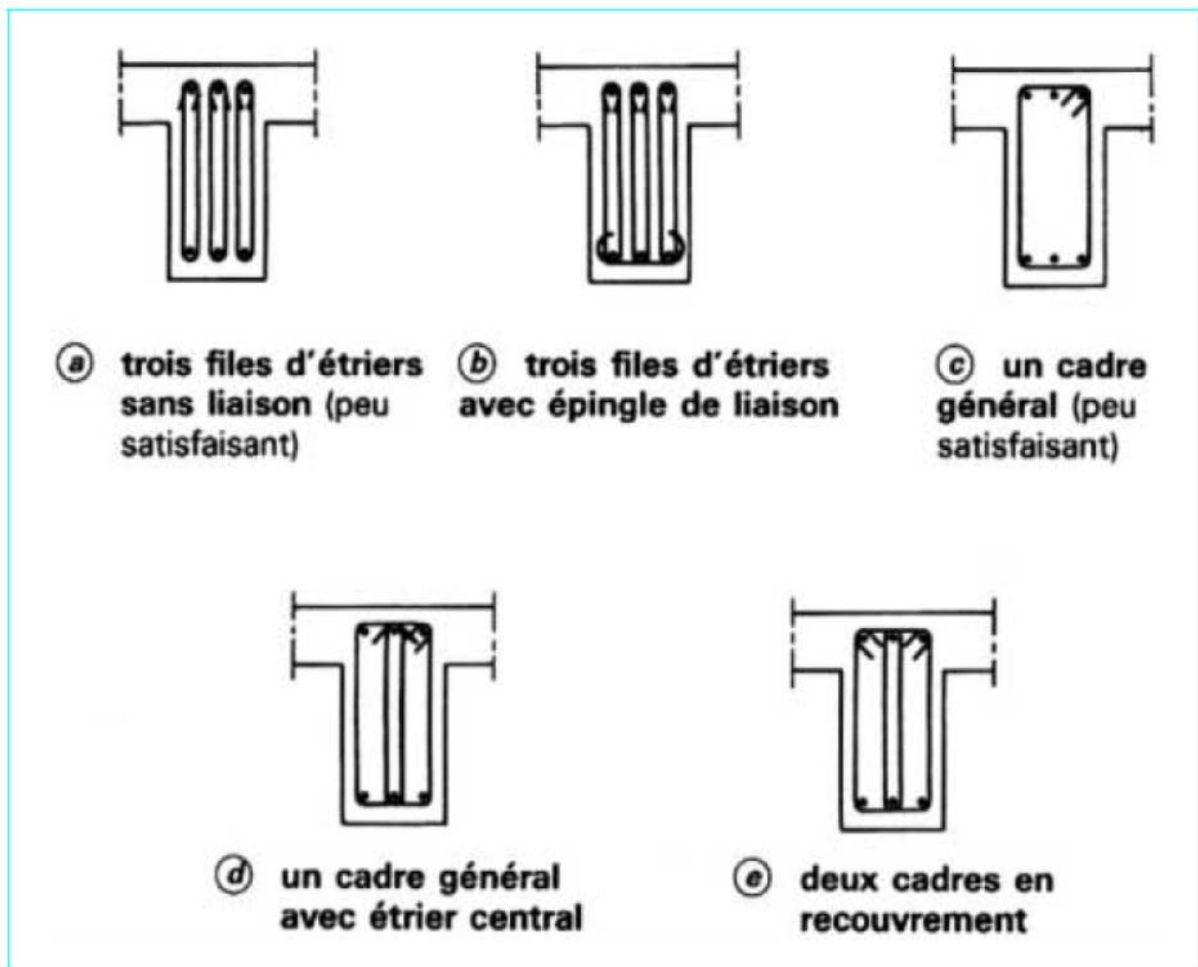


Figure 6 - Armatures transversales

2.2.3.3 Liaisons entre les files d'étriers

Lorsqu'il n'est pas prévu de cadre général ou de systèmes de cadres se recouvrant, il convient de disposer des épingles de liaison entre les files d'étriers.

La figure 6 donne diverses solutions possibles dans le cas de trois files de barres :

- la solution (a) est peu satisfaisante, car elle n'assure pas de liaison transversale entre les différentes files de barres, ni une certaine résistance à la torsion de la poutre ;
- la solution (c) est également à éviter dans des poutres très sollicitées, l'armature de la file centrale pouvant ne pas résister dans de bonnes conditions aux efforts de compression résultant des moments de continuité sur appuis et aux composantes verticales des efforts de compression véhiculés par les bielles de béton (figure 5) ;
- les solutions (b), (d) et (e) sont satisfaisantes.

2.3 Dalles sur appuis continus

2.3.1 Domaine d'application

Le paragraphe 2.3 s'applique aux dalles dont les appuis sont constitués :

- soit par des éléments continus en béton armé (nervures, poutres ou murs) auxquels elles sont liées ;
- soit par des murs sur lesquels elles reposent.

Elles peuvent comporter éventuellement des bords libres et des appuis quasi ponctuels, mais les dalles qui reposent essentiellement sur des appuis de cette dernière catégorie entrent dans le domaine des *planchers-dalles* et des *planchers-champignons* dont les méthodes de calcul sont définies à l'annexe E4 des Règles BAEL.

Les dalles ne comportent en principe que des armatures parallèles à leur feuillet moyen. Les dalles solidaires de leurs appuis sont calculées en faisant intervenir la **portée libre**, c'est-à-dire la portée entre parements des éléments porteurs, si ceux-ci sont d'épaisseur constante ; le cas des dalles comportant des goussets peut être traité comme indiqué sur la figure 7 extraite de l'annexe 12B des Règles BPEL 91.

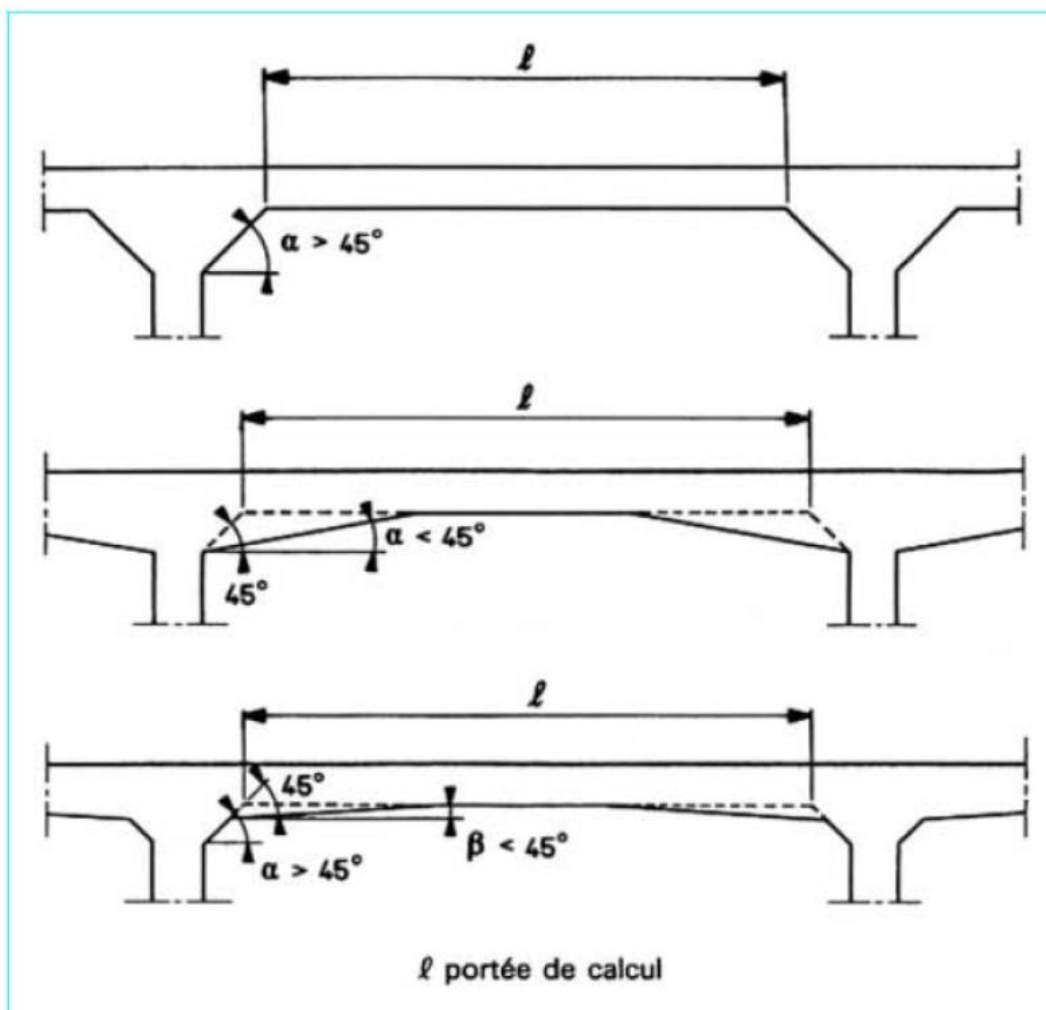


Figure 7 - Dalles avec goussets. Portées à prendre en compte dans les calculs

2.3.2 Procédés de calcul approchés

2.3.2.1 Dalles utilisées comme hourdis de compression

La détermination et la justification des dalles en tant que telles, c'est-à-dire fonctionnant en plaques soumises à des forces agissant perpendiculairement au feuillet moyen, sont normalement conduites en faisant abstraction de leur rôle éventuel de tables de compression des poutres.

2.3.2.2 Dalles rectangulaires appuyées sur leurs quatre côtés, dont le rapport des portées est inférieur à 0,4 (ou supérieur à 2,5) et soumises uniquement à des charges réparties

Ces dalles peuvent être calculées à la flexion comme des poutres dans le sens de la petite portée ; on doit toutefois tenir compte de ce que, sur les petits côtés, les moments d'encastrement atteignent des valeurs du même ordre que sur les grands (figure 8).

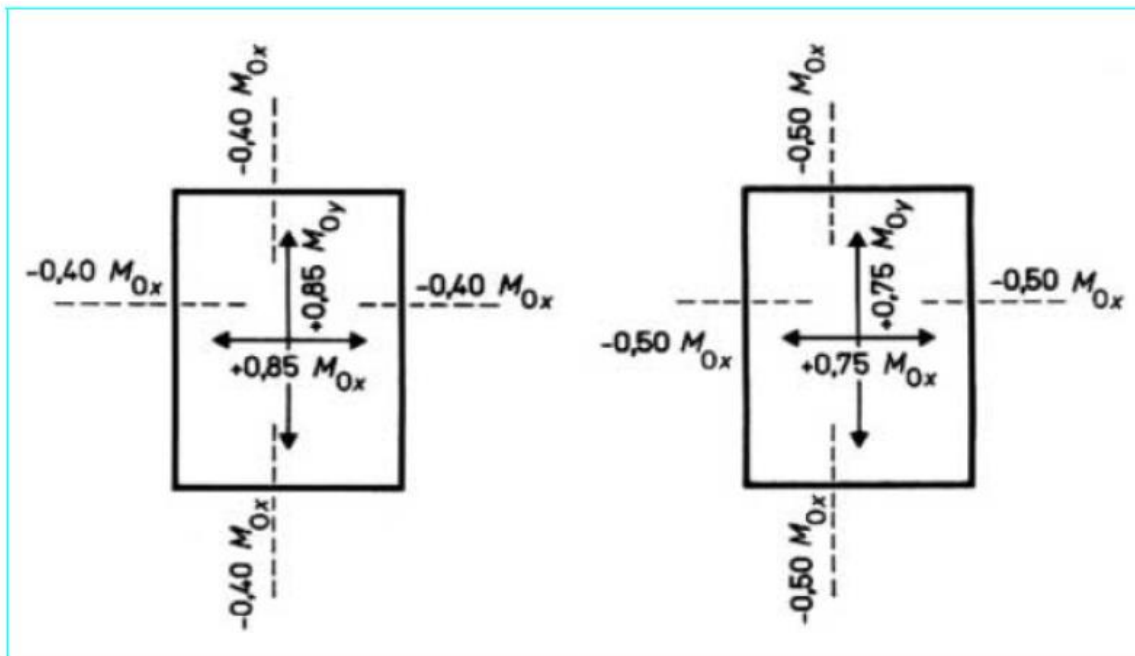


Figure 8 - Répartition des moments en travée et sur appuis dans les panneaux de dalle rectangulaires

2.3.2.3 Dalles rectangulaires reposant sur leurs quatre côtés et n'entrant pas dans la catégorie précédente

Il peut donc s'agir :

- de dalles dont le rapport des portées est compris entre 0,4 et 2,5 ; quelle que soit la nature des charges (réparties ou concentrées) ;
- de dalles supportant des charges concentrées, quel que soit le rapport des portées.

Dans les panneaux portant dans deux directions orthogonales, si l'on désigne par M_0 le moment maximal calculé dans l'hypothèse de l'articulation sur appuis, par M_t le moment maximal considéré en travée, par M_w et M_e les valeurs absolues adoptées pour les moments

sur appuis respectivement à gauche et à droite, on doit, dans la direction de la portée principale (en général, petite portée) vérifier l'inégalité :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25M_0$$

Les moments de flexion sont donc calculés à partir de ceux, M_{0x} et M_{0y} , qui se développeraient dans le panneau considéré, supposé articulé sur son contour (M_{0x} M_{0y} , M_{0x} s'exerçant dans le sens de la petite portée). Les moments maximaux en travée peuvent être pris égaux à $0,85 M_{0x}$ et $0,85 M_{0y}$, ou $0,75 M_{0x}$ et $0,75 M_{0y}$, selon les conditions d'encastrement. Les moments d'encastrement sur les grands côtés sont alors évalués respectivement à $0,40 M_{0x}$ (correspondant à $0,85 M_{0x}$ en travée) et à $0,50 M_{0x}$ (correspondant à $0,75 M_{0x}$ en travée) et, comme au paragraphe 2.3.2.2, on doit prendre, pour les moments d'encastrement sur les petits côtés, des valeurs du même ordre que sur les grands (figure 8).

Dans un pont à poutres sous chaussée dont le hourdis de couverture déborde en encorbellement, on peut prendre comme moments en travée $0,80 M_{0x}$ pour les dalles de rive, $0,75 M_{0x}$ pour les dalles centrales, les moments d'encastrement n'étant pas inférieurs à $0,50 M_{0x}$. Dans les dalles portant dans une seule direction et calculées comme telles, on peut appliquer les règles forfaitaires données pour les poutres.

Une fois connus les moments en travée et sur appuis, on en déduit les sections d'armatures A_{xt} et A_{xa} , calculées avec une hauteur utile d_x , A_{yt} et A_{ya} ($= A_{xa}$), A_{yt} étant calculée avec une hauteur utile :

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2}$$

2.3.3 Dispositions constructives

2.3.3.1 Sections minimales

Sauf dans les cas visés ci-après, au paragraphe d), les conditions suivantes doivent être respectées :

a) Dans un panneau rectangulaire de portées l_x et l_y ($l_x \leq l_y$), la section A_y des **armatures parallèles à la direction**, exprimée en cm^2/m , doit être au moins égale à la section minimale définie en fonction de l'épaisseur h exprimée en mètre, par :

$$A_{y \min} = 6 h$$

s'il s'agit de barres ou fils à haute adhérence des classes Fe E 500 ou Fe TE 500, ou de treillis soudés lisses ou à haute adhérence (pour une dalle de 16 cm d'épaisseur par exemple, $A_{y \min} = 0,96 \text{ cm}^2/\text{m}$, soit $5\phi 5$ par mètre) ;

$$\text{ou} \quad A_{y \min} = 8 h$$

s'il s'agit de barres ou fils à haute adhérence des classes Fe E 400 ou Fe TE 400.

b) Les armatures parallèles à la direction l_x doivent présenter une section A_x au moins égale à la section minimale définie par :

$$A_{xmin} = \frac{3 - \alpha}{2} A_{ymin} (\text{cm}^2/\text{m})$$

avec

$$\alpha = l_x/l_y (\alpha \leq 1)$$

Dans un panneau carré ($\alpha = 1$), on a donc $A_x \text{ min} = A_y \text{ min}$, et dans un panneau de grande longueur ($\alpha \approx 0$) : $A_x \text{ min} = 1,5 A_y \text{ min}$.

c) Indépendamment de la condition, en chaque point la section des armatures inférieures parallèles à la direction l_y doit être telle que :

$$A_y \geq \frac{A_x}{3}$$

si les charges appliquées comprennent des forces localisées ; b
ou

$$A_y \geq \frac{A_x}{4}$$

dans le cas contraire.

d) Les conditions $A_x \geq A_{xmin}$ et $A_y \geq A_{ymin}$ doivent, en principe, être respectées pour les armatures inférieures et pour les armatures supérieures. Toutefois, les Règles BAEL dispensent de cette vérification pour les armatures sur appuis des dalles continues sous réserve :

— soit que les sections A_x et A_y des aciers en travée, toutes deux supérieures aux valeurs minimales, soient respectivement capables d'équilibrer le moment isostatique, relatif au panneau de dalle considéré comme articulé sur son contour ;

— soit que l'on ait :

$$A_t + \frac{A_{aw} + A_{ae}}{2} \geq 2 A_{min} \quad (\text{dans chaque sens})$$

avec A_t section des aciers en travée,

A_{aw} , A_{ae} section des aciers sur appuis gauche et droite, respectivement.

Les Règles BAEL n'admettent toutefois aucune dérogation sur les appuis d'équilibrage des porte-à-faux.

Enfin, si l'on majore de 20 % les aciers calculés en flexion, ainsi que les aciers de répartition [c] ci-avant] on est totalement dispensé du calcul des sections minimales.

Dans certains cas extrêmement particuliers, tel, par exemple, le cas de dalles de petites dimensions ($l_x \leq 1\text{m}$, avec $l_x/h \leq 20$ environ) sans charges localisées fixes ou mobiles importantes, ceinturées par des butées efficaces, les Règles BAEL dispensent même totalement de la mise en place d'armatures de flexion ; on peut en effet considérer que l'équilibre de telles dalles se réalise par un fonctionnement en voûte.

2.3.3.2 Diamètre maximal des armatures

Le diamètre des armatures ne peut excéder le dixième de l'épaisseur h de la dalle :

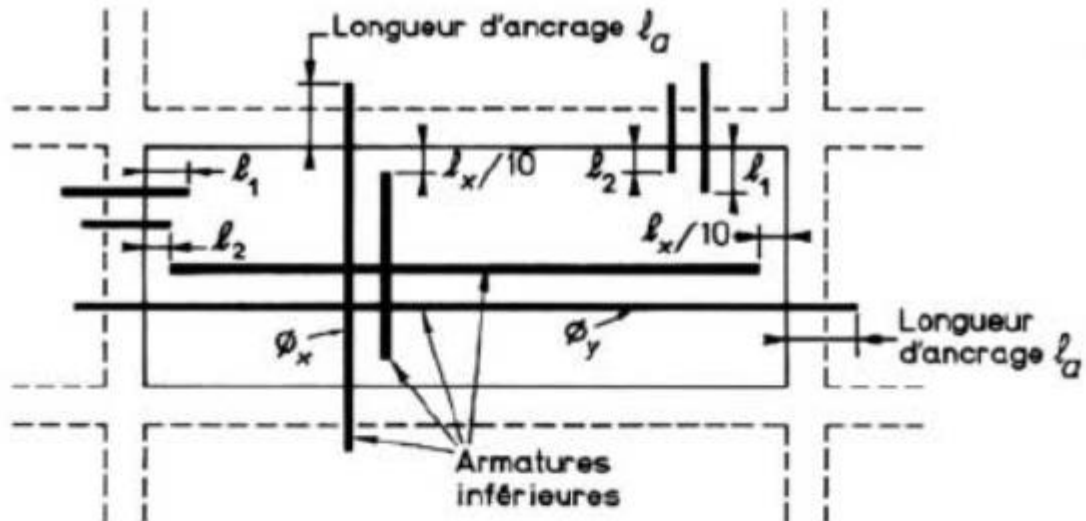
$$\varnothing \leq \frac{h}{10}$$

2.3.3.3 Disposition des armatures

Les aciers inférieurs forment un quadrillage uniforme dans les deux directions. Les aciers les plus proches de la face tendue sont ceux parallèles au petit côté. Si la dalle supporte des charges localisées mobiles, toutes les barres inférieures doivent traverser le contour d'appui théorique, et être totalement ancrées au-delà de ce contour.

Sinon, on peut arrêter au plus une barre sur deux avant ce contour, comme indiqué figure **9a**. En cas d'emploi de treillis soudés, l'ancrage peut ne comporter qu'une soudure de fil transversal, à condition que la dalle ne soit pas soumise à des charges localisées mobiles, provoquant des effets dynamiques sensibles ou créant un risque de poinçonnement.

Peuvent être ainsi conçus, par exemple, les ancrages des treillis soudés armant des dalles qui ne supportent que des véhicules légers de masse au plus égale à 3,5 t.

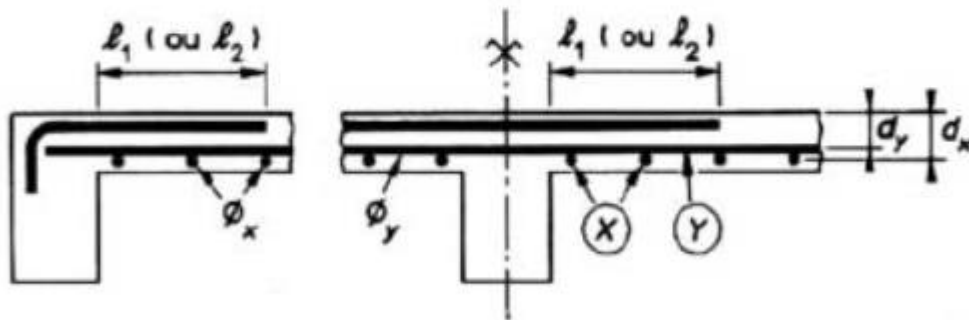


$$l_1 = \text{Max} [\lambda l_x; l_a] \text{ avec } \lambda \approx 0,05 + 0,3 \frac{M_{ax}}{M_{Ox}}$$

$$l_2 = \text{Max} \left[\frac{l_1}{2}; l_a \right]$$

(Deux barres seulement sont représentées pour chaque système d'armatures)

(a)



I coupe sur appui de rive II coupe sur appui intermédiaire

(X) armatures dans le sens de la petite portée (l_x)

(Y) armatures dans le sens de la grande portée (l_y)

(Les armatures des poutres-supports ne sont pas représentées)

(b)

Figure 9 - Disposition des armatures dans une dalle bordée de poutres

Sur tous les appuis n'appartenant pas au contour extérieur général de la dalle, il convient de prévoir des armatures supérieures en *chapeaux* ; sur les grands côtés, ces armatures doivent dépasser le contour théorique (nus d'appui) du panneau de dalle alternativement des longueurs l_1 et l_2 définies par la figure **9b**. Sur les petits côtés, les armatures supérieures ont la même section et dépassent des mêmes longueurs que sur les grands côtés. En rive, sur les parties du contour général d'appui où pourraient se développer des moments d'encastrement partiel, il convient de prévoir des *chapeaux* capables d'équilibrer un moment de signe contraire au moment de flexion maximal dans la travée adjacente et d'une valeur au moins égale à 15 % de ce dernier. Ces chapeaux doivent être totalement ancrés dans les poutres (ou murs) de rive. Ils s'étendent au-delà de la limite théorique du panneau de rive, soit de la longueur l_1 , soit de la longueur l_2 .

2.3.3.4 Espacements maximaux entre barres d'une même direction

a) Si la fissuration est peu préjudiciable, l'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs du tableau ci-après.

Tableau – Écartement maximal des armatures d'une même nappe		
	Armatures parallèles au sens ℓ_x	Armatures parallèles au sens ℓ_y
Charges uniformément réparties seulement	Min [3 h ; 33 cm]	Min [4 h ; 45 cm]
Présence de charges localisées	Min [2 h ; 25 cm]	Min [3 h ; 33 cm]
<i>h</i> : épaisseur totale du panneau de dalle.		

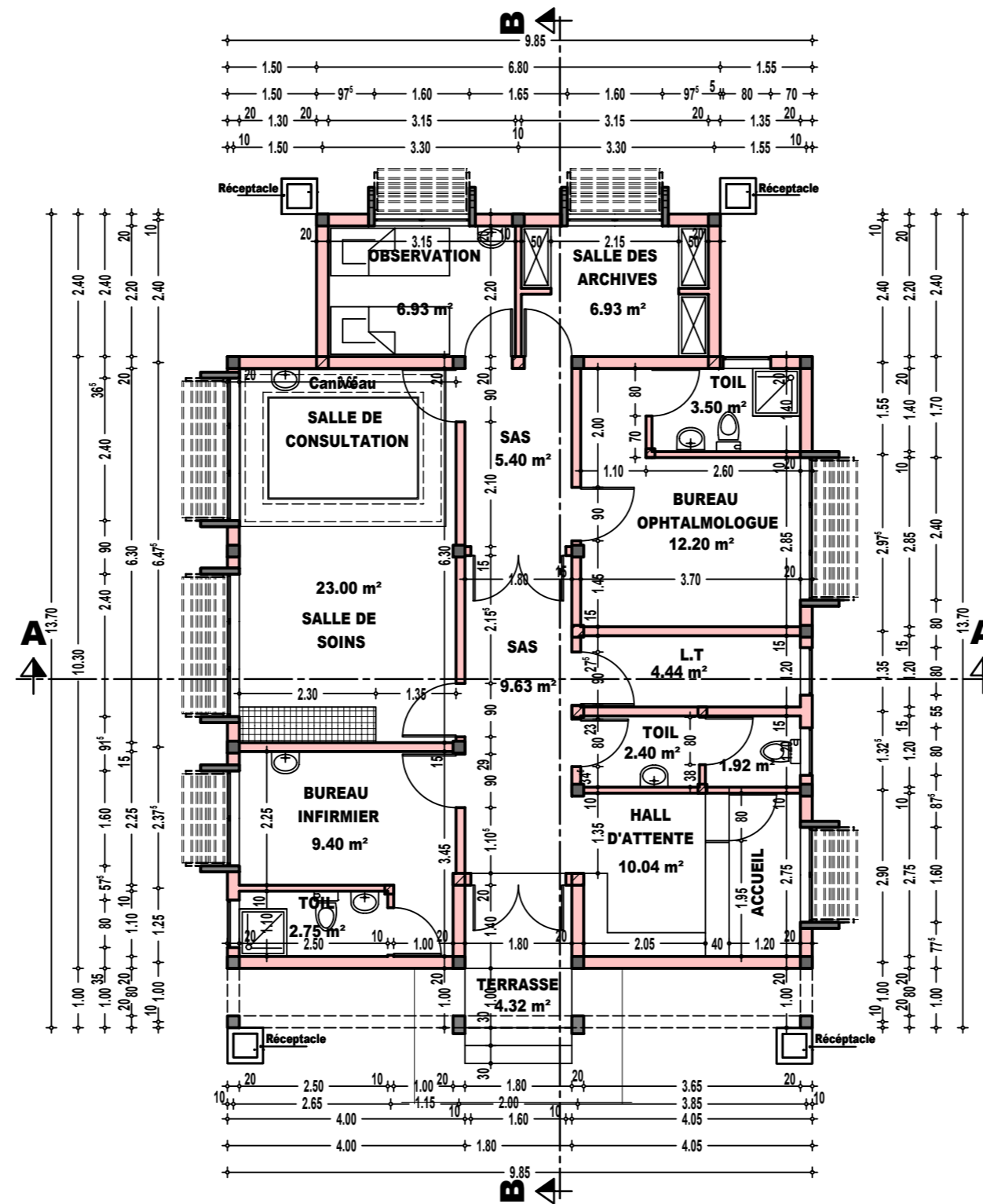
b) Dans le cas de dalles faisant au plus 40 cm d'épaisseur, dans le sens l_x , qu'il y ait ou non des charges localisées, ces espacements sont réduits à :

Min [2 h ; 25 cm] si la fissuration est préjudiciable (avec $\emptyset \geq 6mm$) ;

et Min [1,5 h ; 20 cm] si la fissuration est très préjudiciable (avec $\emptyset \geq 8mm$).

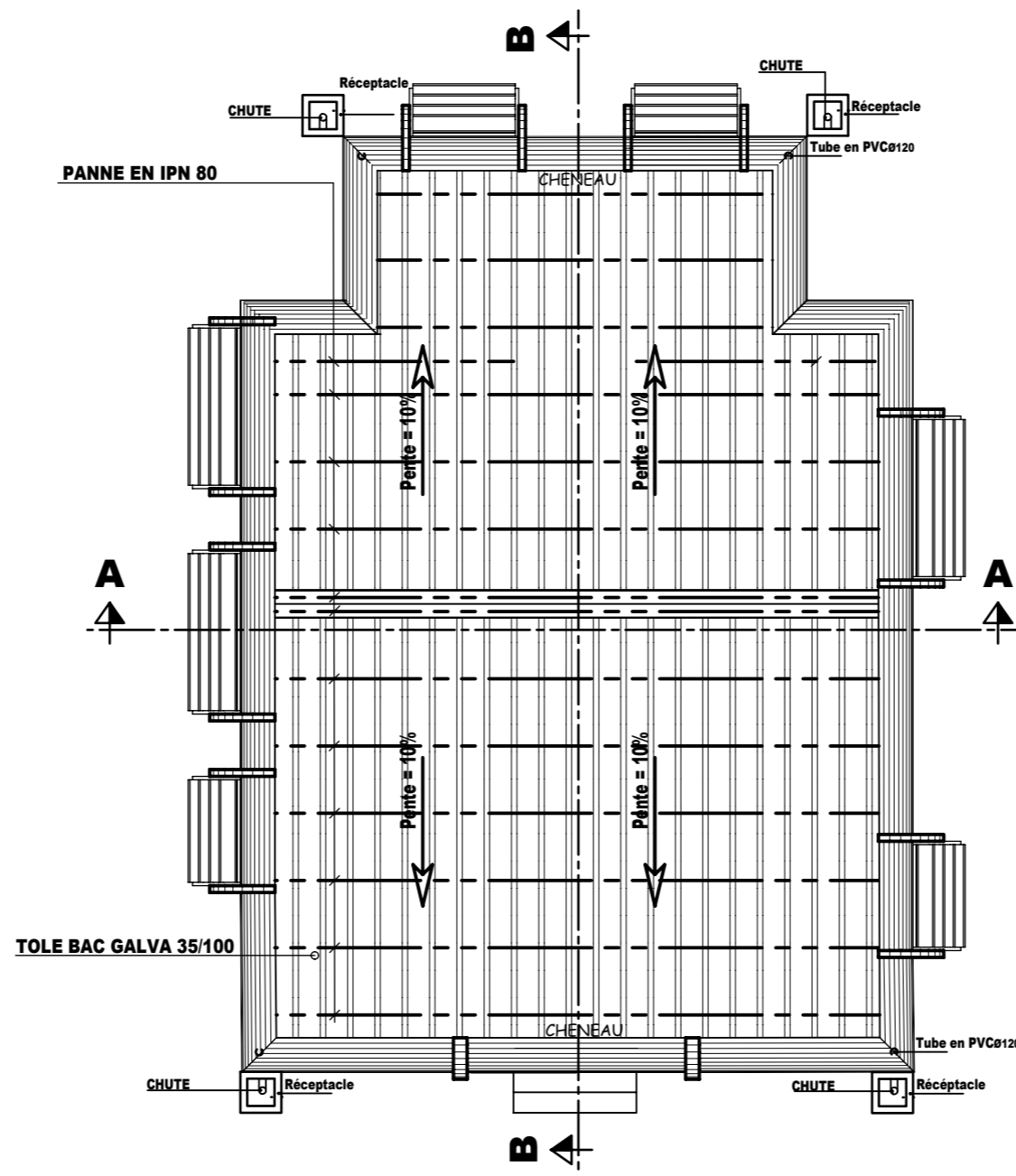
CHAPITRE VII
PRESENTATION DU DOSSIER
D'EXECUTION

DOSSIER ARCHITECTURAL



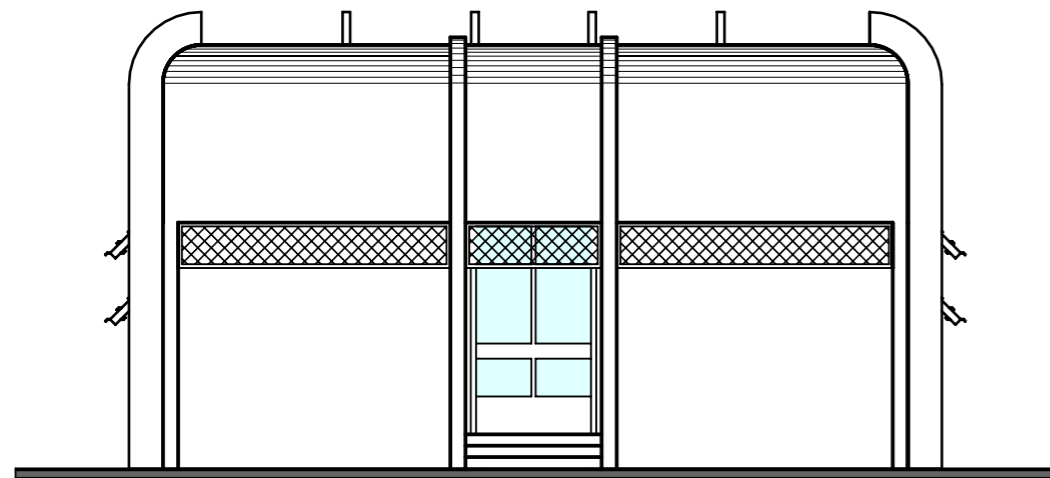
PLAN DE NIVEAU

Echelle: 1/100



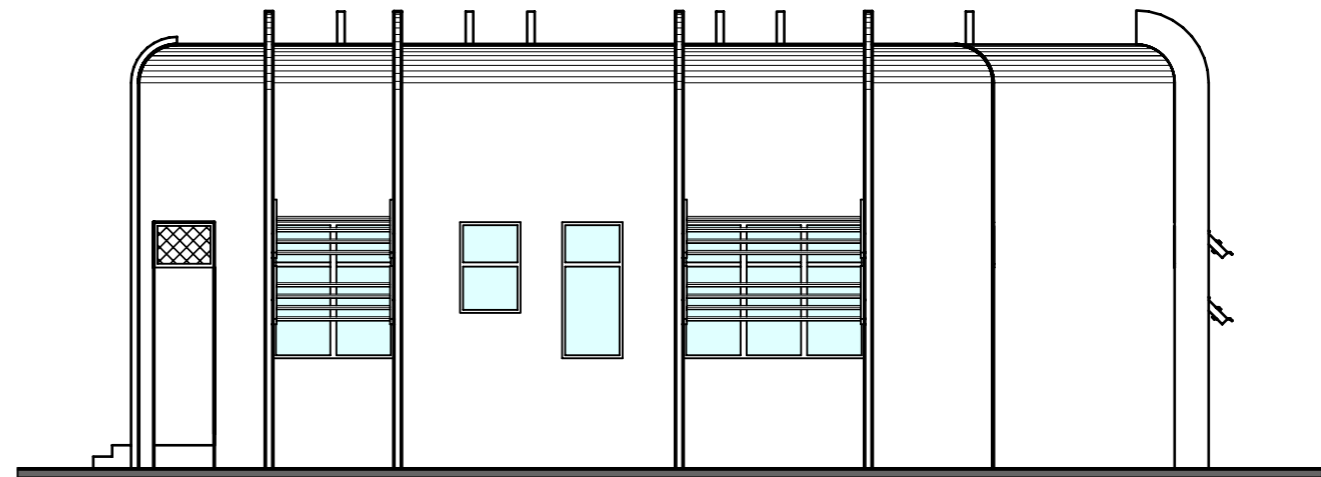
PLAN DE TOITURE

Echelle: 1/100



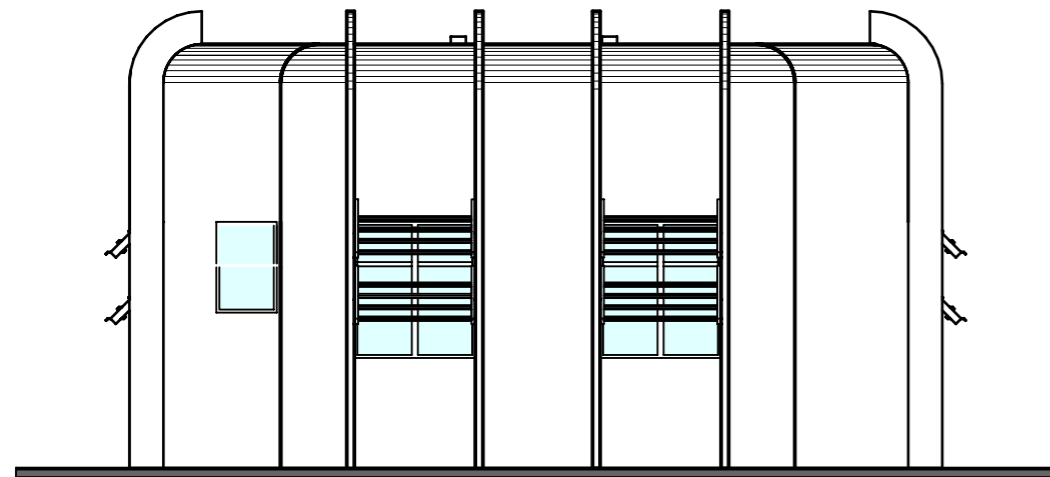
FACADE PRINCIPALE

Echelle: 1/100



FACADE LATERALE DROITE

Echelle: 1/100



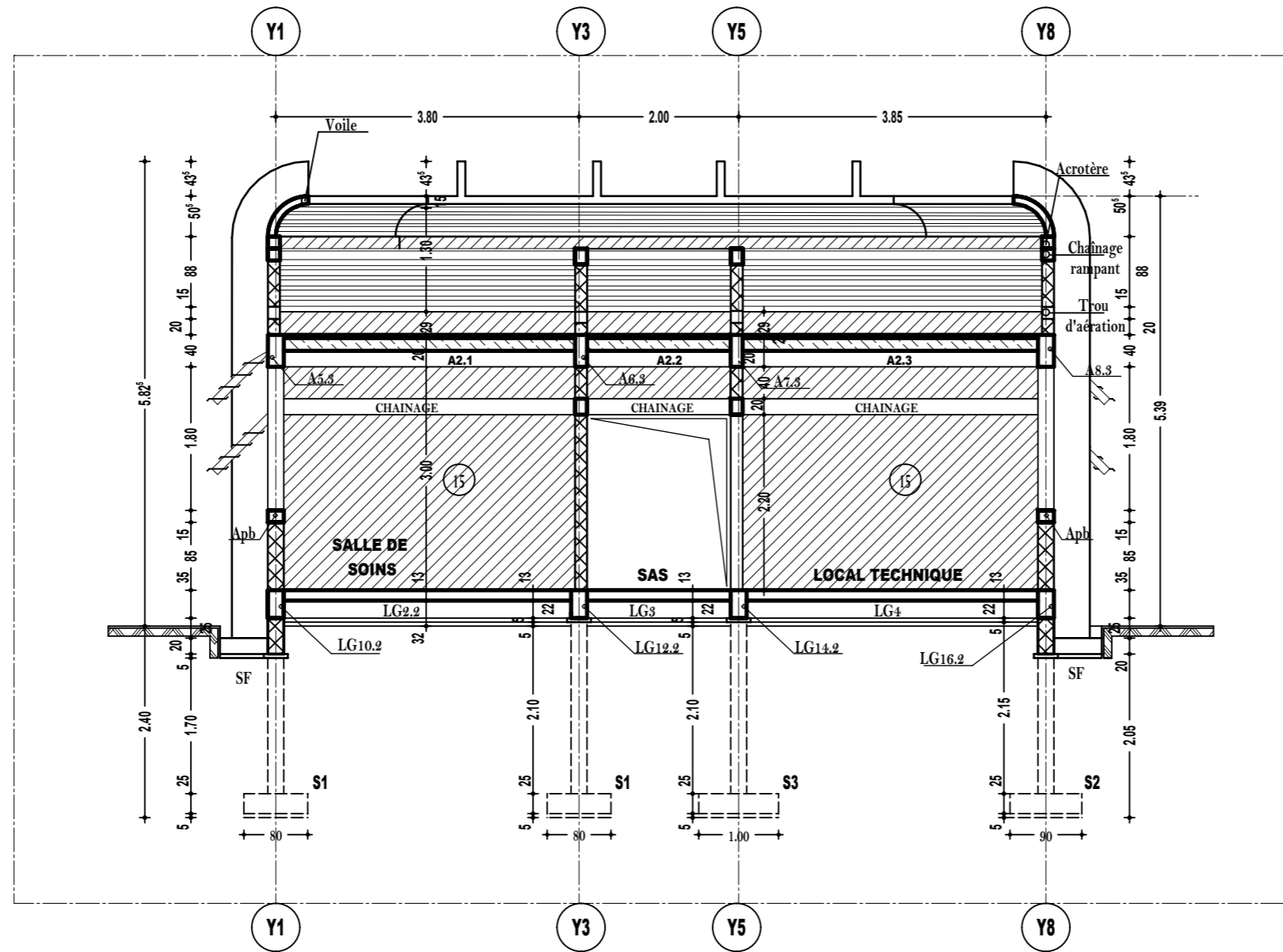
FACADE POSTERIEURE

Echelle: 1/100



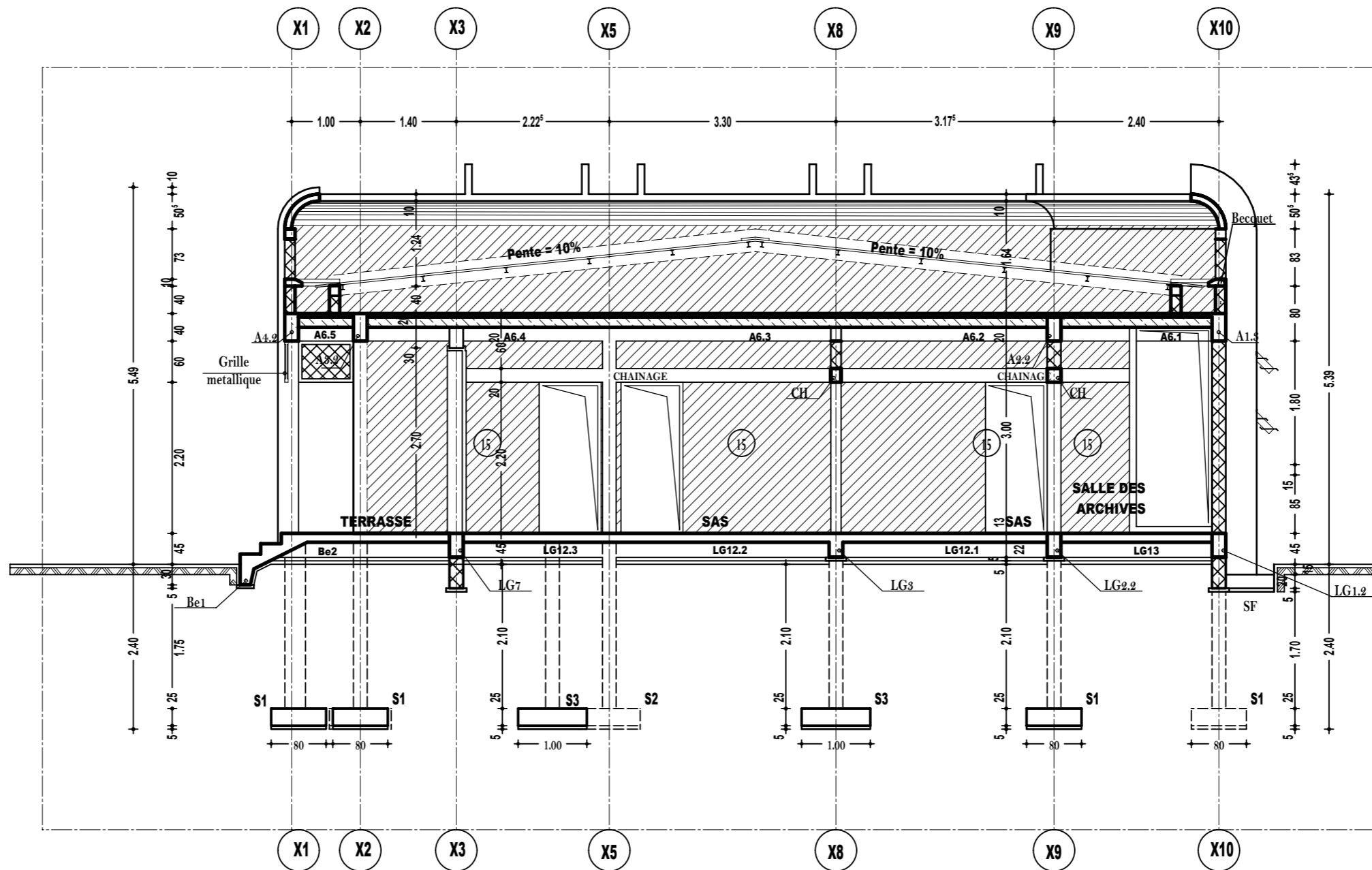
FACADE LATERALE GAUCHE

Echelle: 1/100



COUPE GENERALE COFFRAGE A - A

Echelle: 1/75



COUPE GENERALE COFFRAGE B - B

Echelle: 1/75

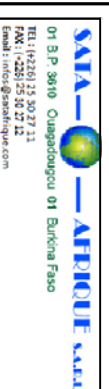
DOSSIER TECHNIQUE

REPUBLIQUE DU BENIN

HÔPITAL DE ZONE DE SAVE OPHTHAMOLOGIE

 **MINISTERE DE LA SANTE**

CONCEPTION
ARCHITECTURALE



AFRIQUE OMNITECH
03 BP 183, Jericho Cotonou-Bénin
Tél: (+229) 21 30 18 46 / Fax: (+229) 21 30 25 02
E-Mail: afriqueomnitech@gmail.com
www.afrique-omnitech.com

BUREAU DE CONTROLES
TECHNIQUES



ENGINEERING CONSULTING AND CONSTRUCTION OFFICE
071 BP 291 Cotonou
Tél: (229) 21 38 69 93 / 90 90 64 48
E-Mail: eccogc@yahoo.fr

LABORATOIRE

ENTREPRISE EXECUTANTE
GROS OEUVRE



03BP 3505 Cotonou - Bénin
Tél: (+229) 21 33 95 31

PLANS D'EXECUTIONS

ECHELLE:

MODIFICATIONS

N°	Date	Nature	Structure
A	16/03/16	Corrections conformément aux observations de ECCO-GC. Réf: 011/DG/ECCO-GC/2016	ECCO-GC
B	16/03/16	Corrections conformément aux observations de ECCO-GC. Réf: 024/DG/ECCO-GC/2016	ECCO-GC
C			
D			

MAR. 2016



YACIER CONSEILS & SERVICES
ACS SMI

Ingénierie 3D - Etudes techniques de structure : bâtiment, travaux publics, assainissement -
environnement - expertise - gestion de projets - développement d'applications informatiques spécialisées -
aménagement - dessin assisté par ordinateur - formation

09 BP 349 Cotonou
(Rén. Bénin)
TEL : (00229) 211 506 80
962 919 97
E-Mail: acier_cs@yahoo.fr

CONCEPTION : Prosper ZOHOUNGBO
VERIFICATION : Prosper ZOHOUNGBO

HOPITAL DE ZONE DE SAVE

OPHTHALMOLOGIE

Vue en plan fondation: Implantation des semelles

MATRE D'OUVRAGE



MINISTERE DE LA SANTE

MATRE D'OEUVRE



AFRIQUE OMNITECH

BUREAU DE CONTROLE



ENTREPRISE EXECUTANTE



Date :
Ingenieurs: Dessinateurs:

Mars. 2016
Firmine H. Carmelia G.

Echelles :
Vérificateur:

1/75
Prosper Z.

MODIFICATIONS

Réf: 011/DG/ECOC-QC/2016 du 08
Février 2016

N° PE/ BA125-A



09 BP 340 Cotonou (République)
TEL.: (00229) 21-15-06-00/95 56 50 81
Email: : acier_cs@yahoo.fr

HYPOTHESES DE CALCUL

- * Profondeur de fouille/T.N
- pour toutes les semelles = 1,40m
- * Contrainte adm. sol = 1,60 bars
- * Enrobage:
 - 4cm en fondation
 - 2,5cm en élévation
- * Béton
 - Fc28: 22MPa à 28 jours.
- * Acier: Fe400
- * Fissuration:
 - préjudiciable en fondation
 - peu préjudiciable en élévation
- * Dosage béton:
 - A définir par formulation suivant les résistances à obtenir.

SECTION POTEAUX

P1	(20x20)
P2	(20x30)
PD1	(10x60)
Ra	(20x20)
Ra3	(15x15)

NOTA BENE:

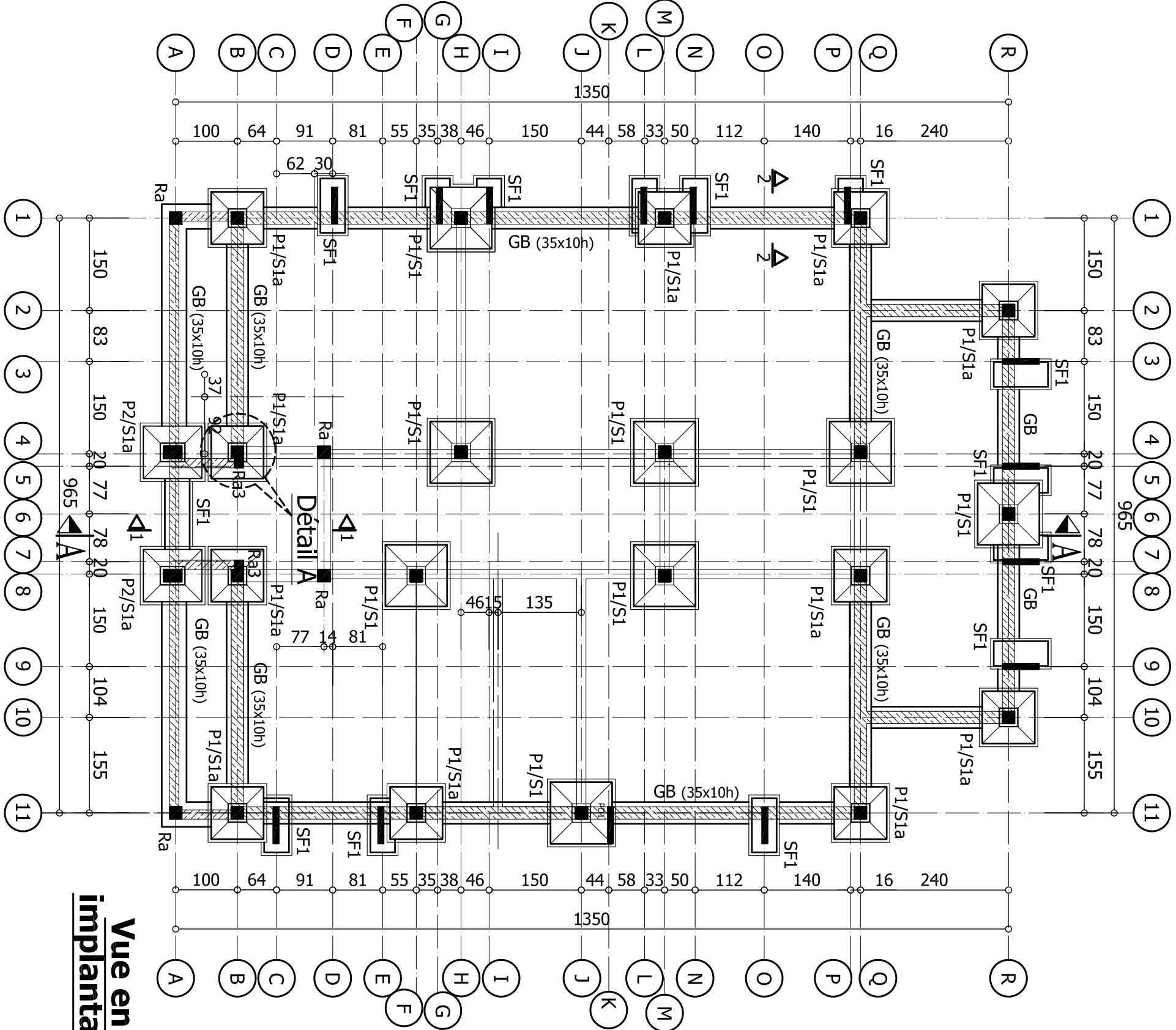
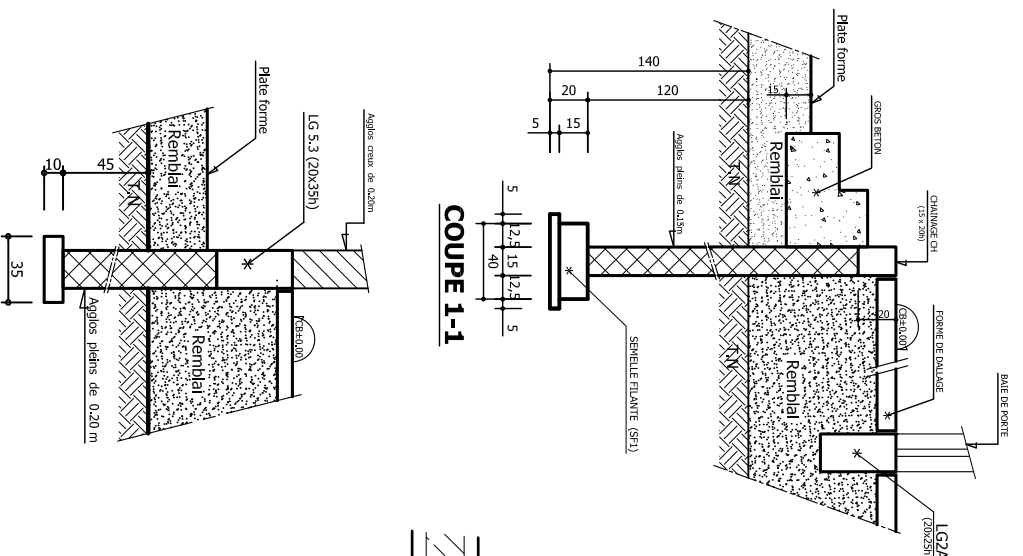
- 1- COUPE GENERALE A-A
Se référer au plan N° PE/BA 164.
- 2- AUTRES DETAILS:
Se référer aux plans N° PE/BA 155; PE/BA 156.

SECTION SEMELLES

S1	100x100x25ht
S1a	85x85x25ht
SF1	40x15ht

LEGENDE:

- P1 : Poteau type 1
- Ra : Raidisseur
- S1 : Semelle isolée type 1
- SF1 : Semelle type type 1
- GB : Gros béton
- Mur de soubassement
- Voiles en béton armé



Vue en plan fondation: implantation des semelles

HOPITAL DE ZONE DE SAVE
OPHTHALMOLOGIE
Vue en plan fondation:
Implantation des poteaux



Date :	Mars. 2016	Ingenieurs:	Firmin H.	Dessinateurs:	Carmélia G.
Echelles :	1/75	Vérificateur:	Prosper Z.		

MODIFICATIONS	
A	Réf: 011/DG/ECOC-QC/2016 du 08 Février 2016
B	
C	
D	
E	

No PE/ BA126-A
L'ACIER
Conseils & Services
 09 BP 340 Cotonou (République)
 TEL : (00229) 21-15-00-95 46 50 81
 Email : l'acier_cs@ yahoo.fr

HYPOTHESES DE CALCUL

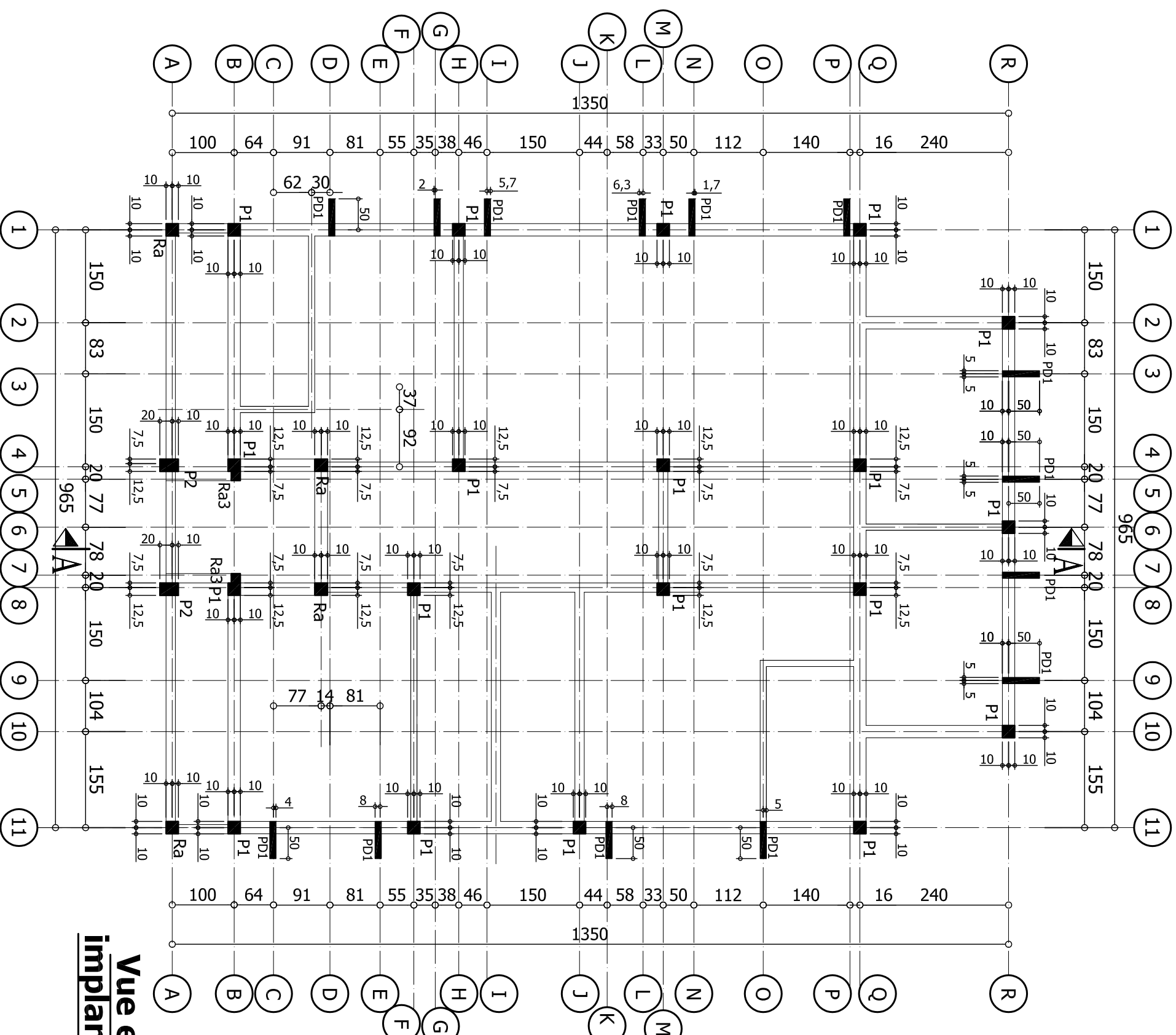
- * Profondeur de fouille/T.N
- pour toutes les semelles = 1,40m
- * Contrainte adm. sol = 1,60 bars
- * Enrobage:
 - 4cm en fondation
 - 2,5cm en élévation
- * Béton
 - Fes : 22MPa à 28 jours.
- * Acier: fe400
- * Fissuration:
 - préjudiciable en fondation
 - peu préjudiciable en élévation
- * Dosage béton:
 - A définir par formulation suivant les résistances à obtenir.

SECTION POTEAUX

P1	(20x20)
P2	(20x30)
PD1	(10x60)
Ra	(20x20)
Ra1	(15x20)

LEGENDE:

- P1 : Poteau type 1
- Ra : Raidisseur
- Voiles en béton armé



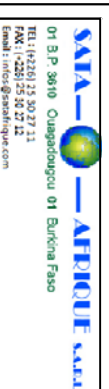
Vue en plan fondation:
implantation des poteaux

REPUBLIQUE DU BENIN

HÔPITAL DE ZONE DE SAVE OPHTHAMOLOGIE

 **MINISTERE DE LA SANTE**

CONCEPTION
ARCHITECTURALE



AFRIQUE OMNITECH
03 BP 183, Jericho, Cotonou-Bénin
Tél: (+229) 21 30 18 46 / Fax: (+229) 21 30 25 02
E-Mail: afriqueomnitech@gmail.com
www.afrique-omnitech.com

BUREAU DE CONTROLES
TECHNIQUES



ENGINEERING CONSULTING AND CONSTRUCTION OFFICE
071 BP 291 Cotonou
Tél: (229) 21 38 69 93 / 90 90 64 48
E-Mail: eccogc@yahoo.fr

LABORATOIRE

ENTREPRISE EXECUTANTE
GROS OEUVRE



03BP 3505 Cotonou - Bénin
Tél: (+229) 21 33 95 31

N° PE/BA127-A

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POTEAUX ET SEMELLES

ECHELLE:

MODIFICATIONS

N°	Date	Nature	Structure
A	16/03/16	Corrections conformément aux observations de ECCO-GC. Réf: 011/DG/ECCO-GC/2016	ECCO-GC
B			
C			
D			

MAR. 2016



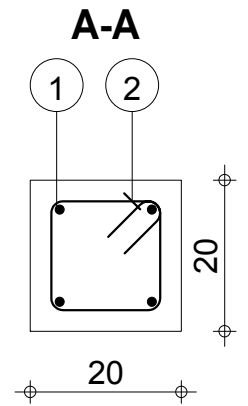
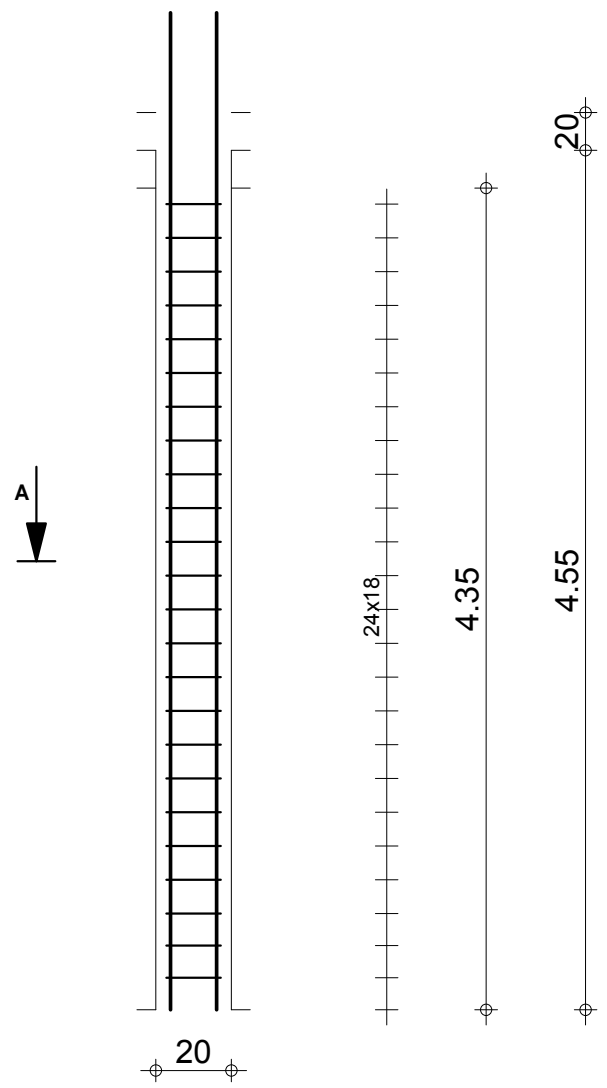
YACIER CONSEILS & SERVICES
ACS S.A.S

Ingenierie 81P - Etudes techniques de structure : bâtiment, travaux publics, assainissement -
environnement - expertise - gestion de projets - développement d'applications informatiques spécialisées -
aménagement - dessin assisté par ordinateur - formation

09 BP 349 Cotonou
(Rég. Bénin)
TEL : (00229) 211 506 80
962 919 97
E-Mail: acier_cs@yahoo.fr

CONCEPTION : Prosper ZOHOUNGBOGBO
VERIFICATION : Prosper ZOHOUNGBOGBO

Pos.	Armature	Code	Forme
①	4HA 12 l=5.28	00	5.28
②	24HA 6 l=72	31	



Tél. Fax

Acier HA 400 = 18.7 kg Béton : BETON22 = 0.174 m3
 Acier HA 400 = 3.83 kg Surface du coffrage = 3.48 m2
 Enrobage 2.5 cm



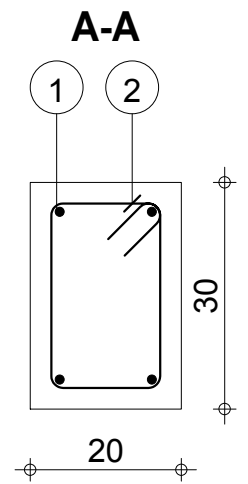
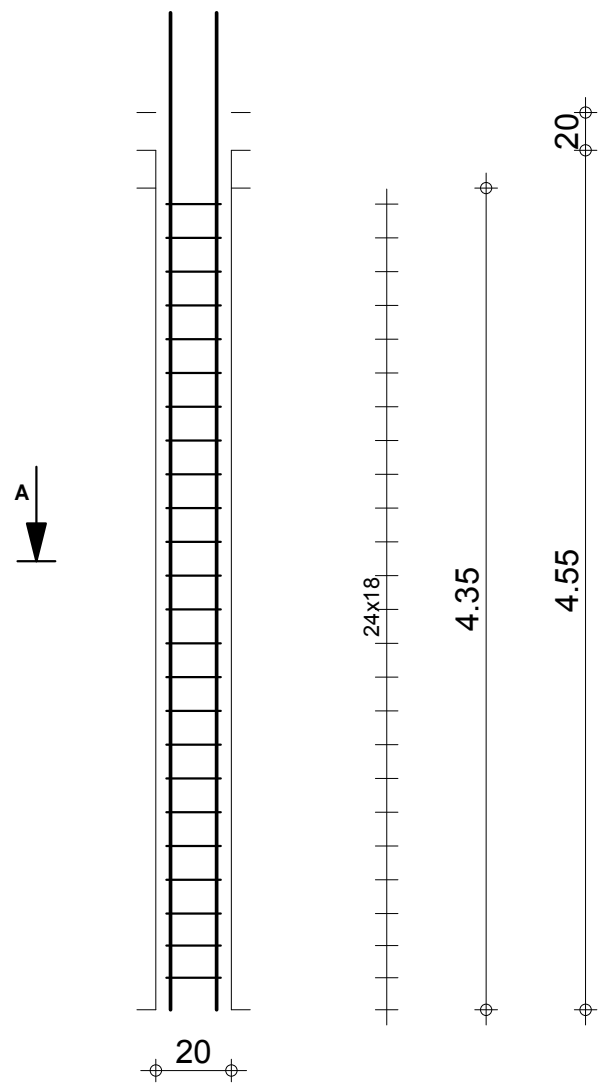
**FONDATION
OPHTAMOLOGIE**

**P1
Section 20x20**

www.cours-genie-civil.com

Echelle pour la vue 1/20 x 2.5cm/m
 Echelle pour la section 1/10

Pos.	Armature	Code	Forme
①	4HA 12 l=5.28	00	5.28
②	24HA 6 l=92	31	



Tél. Fax

Acier HA 400 = 18.7 kg Béton : BETON22 = 0.261 m3
 Acier HA 400 = 4.89 kg Surface du coffrage = 4.35 m2
 Enrobage 2.5 cm

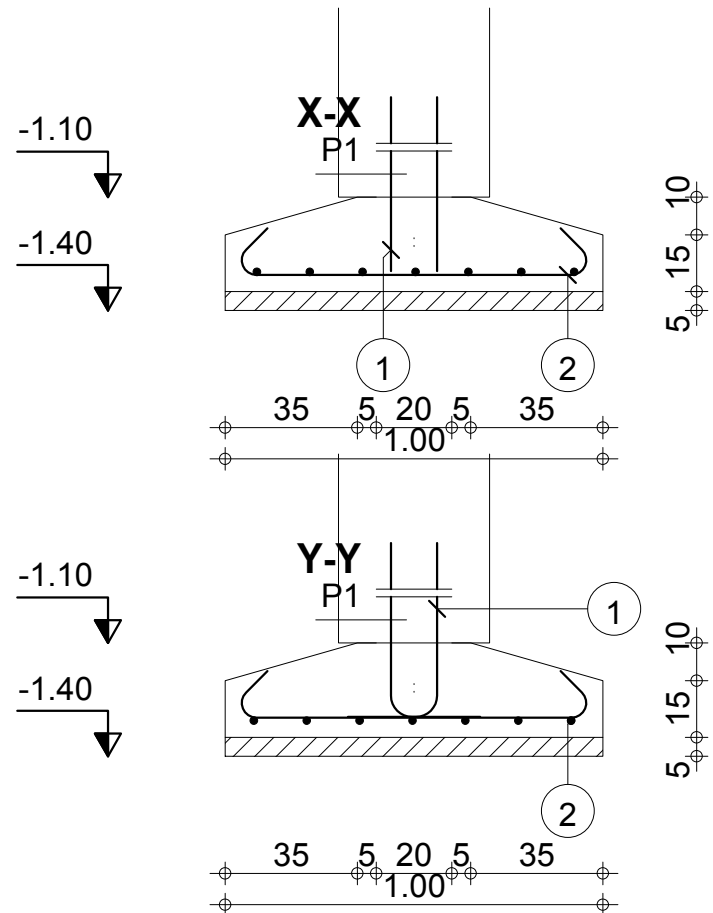
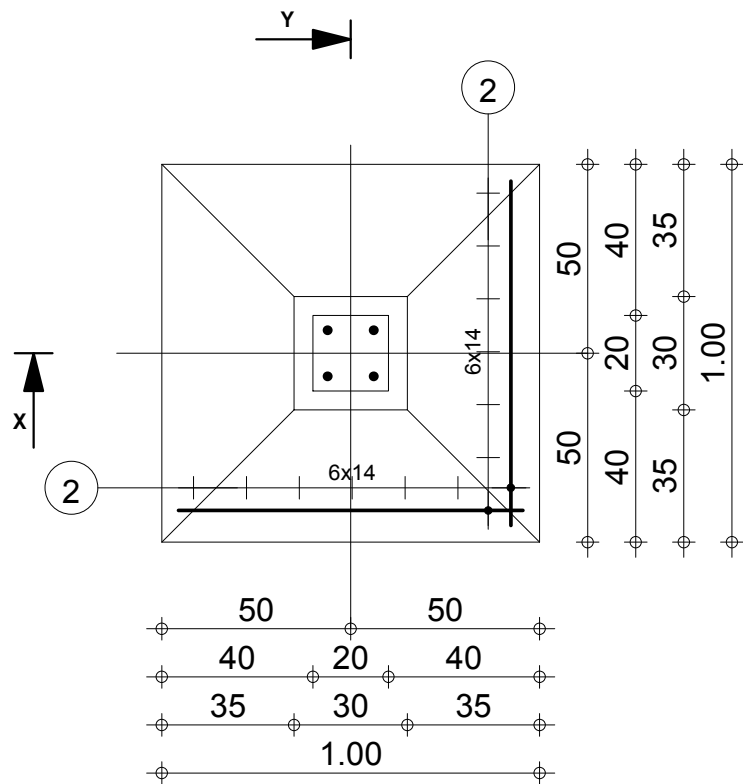


**FONDATION
OPHTAMOLOGIE**

P2
Section 20x30

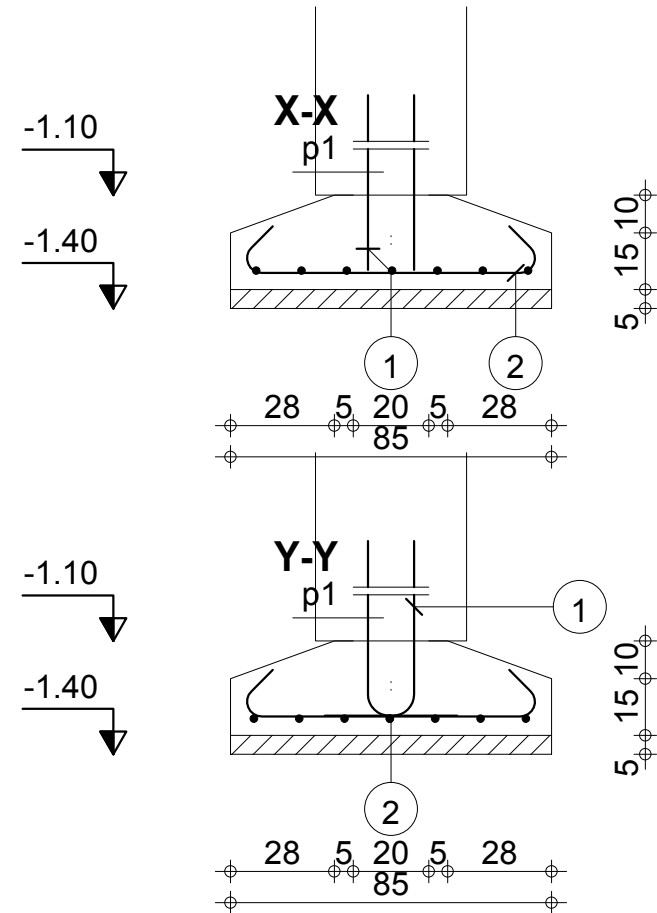
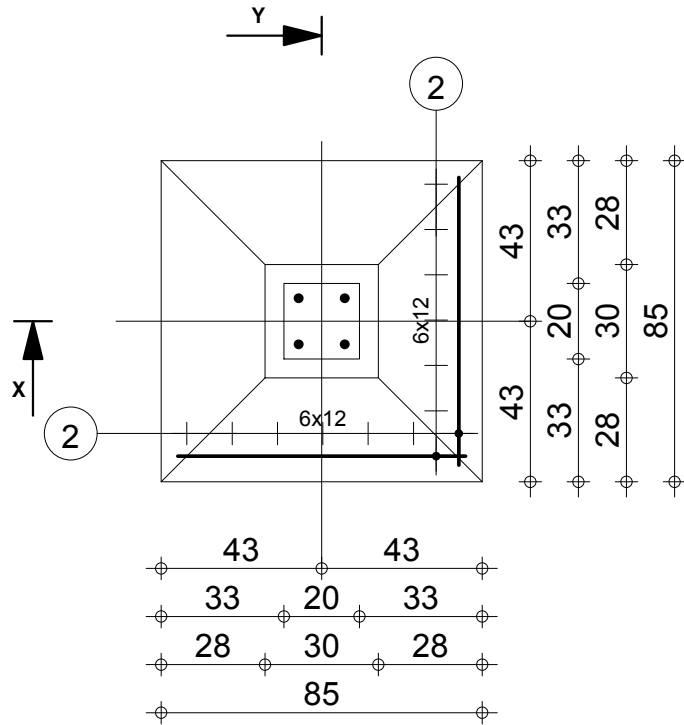
www.cours-genie-civil.com

Echelle pour la vue 1/20 x 2.5cm/m
 Echelle pour la section 1/10



Pos.	Armature	Code	Forme
①	4HA 12 l=91	00	
②	14HA 8 l=1.18	00	

Tél.		Fax		Acier HA 400 = 9.73 kg	
Fissuration préjudiciable				Béton : BETON22 = 0.217 m ³	
		S1		Surface du coffrage = 1.55 m ²	
				Densité = 44.84 kg/ m ³	
		Nombre 1		Enrobage c1 = 4 cm, c2 = 2.5 cm	
				Echelle pour la vue 1/20	
www.cours-genie-civil.com				Page 1/1	



Pos.	Armature		Code	Forme
①	4HA 12	l=91	00	
②	14HA 8	l=1.03	00	

Tél.		Fax		Acier HA 400 = 8.9 kg	
Fissuration préjudiciable				Béton : BETON22 = 0.16 m ³	
		S1a		Surface du coffrage = 1.18 m ²	
				Densité = 55.63 kg/ m ³	
		Nombre 1		Enrobage c1 = 4 cm, c2 = 2.5 cm	
				Echelle pour la vue 1/20	
www.cours-genie-civil.com				Page 1/1	

HOPITAL DE ZONE DE SAVE

OPHTHALMOLOGIE

Vue en plan fondation: Implantation des longrines

MATRE D'OUVRAGE



MINISTERE
DE LA SANTE

MATRE D'OEUVRE



AFRIQUE OMNITECH
03 BP 483 Akouma Cotonou
Tél: (+229) 21 31 18 46
E-Mail: info@omnitech.ci@gmail.com
www.omnitech-consult.com

BUREAU DE
CONTROLE



ENTREPRISE
EXECUTANTE



Date :
Mars. 2016

Ingenieurs: Firmine H.
Dessinateurs: Carmélia G.

Echelles :
Vérificateur:

1/75
Prosper Z.

MODIFICATIONS

Ref: 011/DG/ECO-CQ/2016 du 08
Février 2016

N° PE/ BA128-A



L'ACIER
Conseil & Services
09 BP 340 Cotonou (République)
TEL: (+00229) 21-41-54-00/95 46 50 81
E-mail: acier_cs@yahoou.fr

HYPOTHESES DE CALCUL

- * Profondeur de fouille/T.N
- pour toutes les semelles = 1,40m
- * Contrainte adm. sol = 1,60 bars
- * Enrobage:
 - 4cm en fondation
 - 2,5cm en élévation
- * Béton
 - f_{cm} : 22MPa à 28 jours.
- * Acier: fe=400
- * Fissuration:
 - préjudiciable en fondation
 - peu préjudiciable en élévation
- * Dosage béton:
 - A définir par formulation suivant les résistances à obtenir.

SECTION POTEAUX

P1	(20x20)
P2	(20x30)
PD1	(10x60)
Ra	(20x20)
Ra1	(15x20)
Ra2	(10x15)
Ra3	(15x15)
Ra4	(15x20)

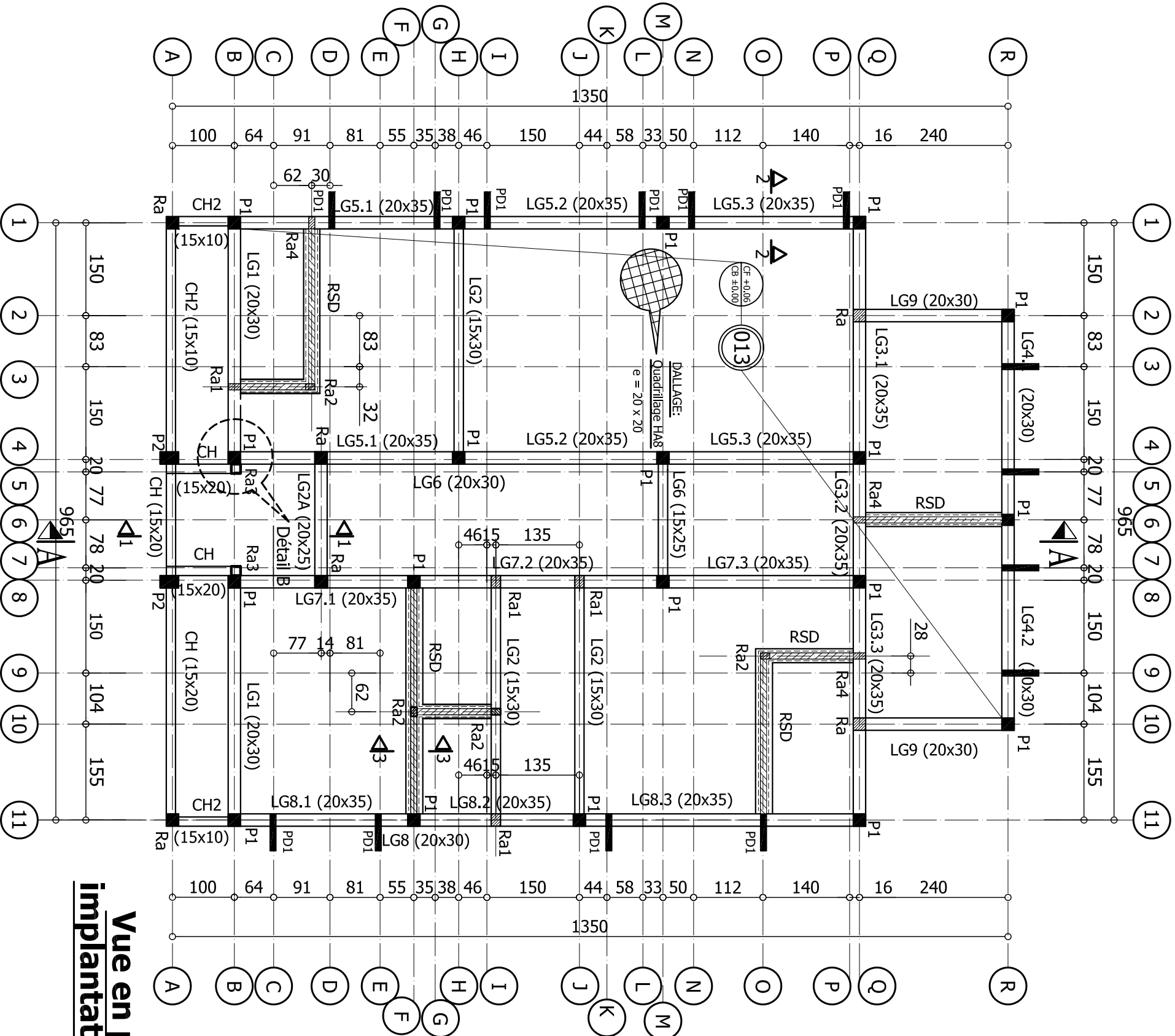
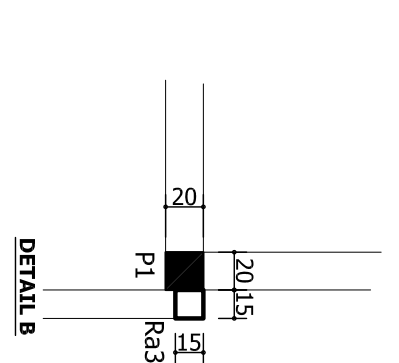
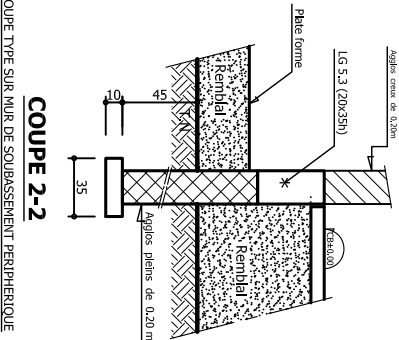
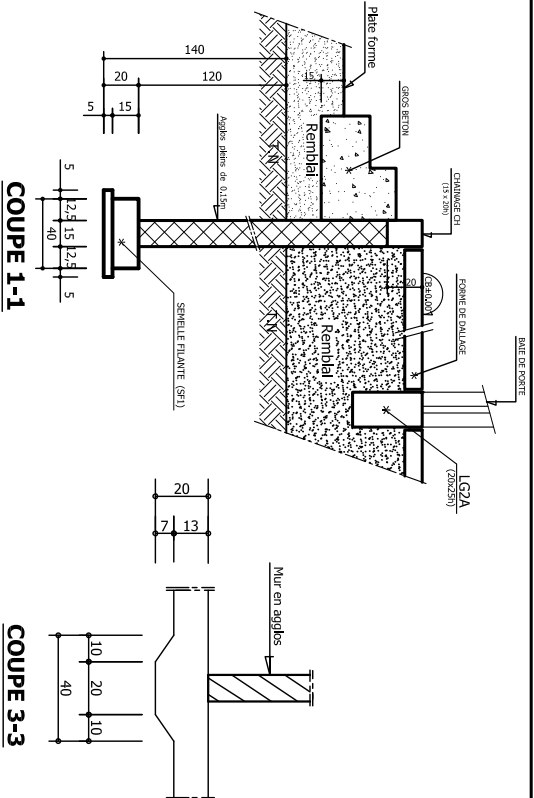
NOTA BENE:

- 1- COUPE GENERALE A-A
Se référer au plan N° PE/BA 164.
- 2- AUTRES DETAILS:
Se référer aux plans N° PE/BA 155;
PE/BA 156.

LEGENDE:

- Poteaux à continuer
- Poteaux s'arrêtant
- ▨ Poteaux démarrants
- ▩ Mur de soutassement
- Voiles en béton armé
- P1 : Poteau type 1

CF Cote Fini
CB Cote Béton




Vue en plan fondation: Implantation des longrines

REPUBLIQUE DU BENIN

HÔPITAL DE ZONE DE SAVE OPHTHAMOLOGIE

 **MINISTERE DE LA SANTE**

CONCEPTION
ARCHITECTURALE

 **AFRIQUE S&A**
01 B.P. 9610 - Ouangangouou 01 Burkina Faso
Tél: (+229) 21 50 27 11
Fax: (+229) 21 50 27 12
Email: info@afrique-sa.com

 **AFRIQUE OMNITECH**
03 BP 183, Jericho Cotonou-Bénin
Tél: (+229) 21 30 18 46 / Fax: (+229) 21 30 25 02
E-Mail: afriqueomni@ymail.com
www.afrique-omni.com

BUREAU DE CONTROLES
TECHNIQUES



ENGINEERING CONSULTING AND CONSTRUCTION OFFICE
071 BP 291 Cotonou
Tél: (229) 21 38 69 93 / 90 90 64 48
E-Mail: eccogc@yahoo.fr

LABORATOIRE

ENTREPRISE EXECUTANTE
GROS OEUVRE



03BP 3505 Cotonou - Bénin
Tél: (+229) 21 33 95 31

N° PE/BA129-B

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES LONGRINES

ECHELLE:

MODIFICATIONS

N°	Date	Nature	Structure
A	16/03/16	Corrections conformément aux observations de ECCO-GC. Réf: 011/DG/ECCO-GC/2016	ECCO-GC
B	16/03/16	Corrections conformément aux observations de ECCO-GC. Réf: 024/DG/ECCO-GC/2016	ECCO-GC
C			
D			

MAR. 2016



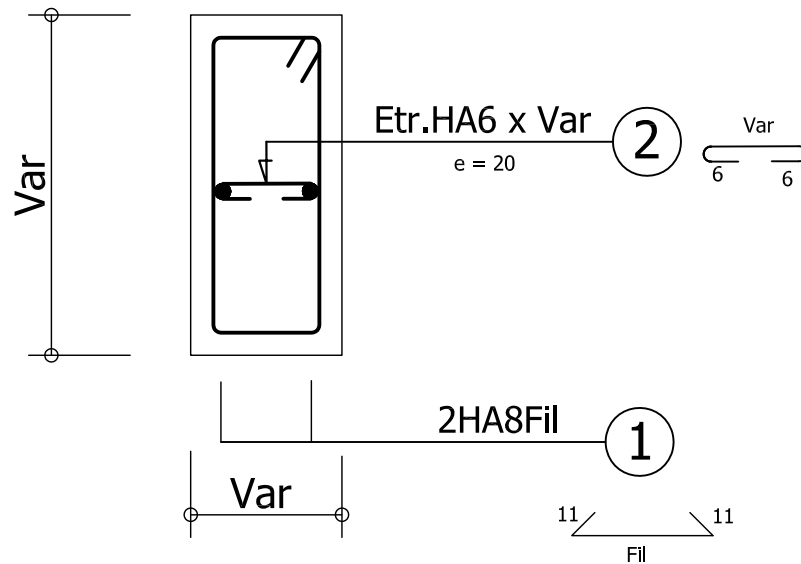
VACIER CONSEILS & SERVICES
ACS S&I

Ingénierie 81P - Etudes techniques de structure : bâtiment, travaux publics, assainissement -
environnement - expertise - gestion de projets - développement d'applications informatiques spécialisées -
aménagement - dessin assisté par ordinateur - formation

09 BP 349 Cotonou
(Rég. Bénin)
TEL : (00229) 211 506 89
962 919 97
E-Mail: acier_cs@yahoo.fr

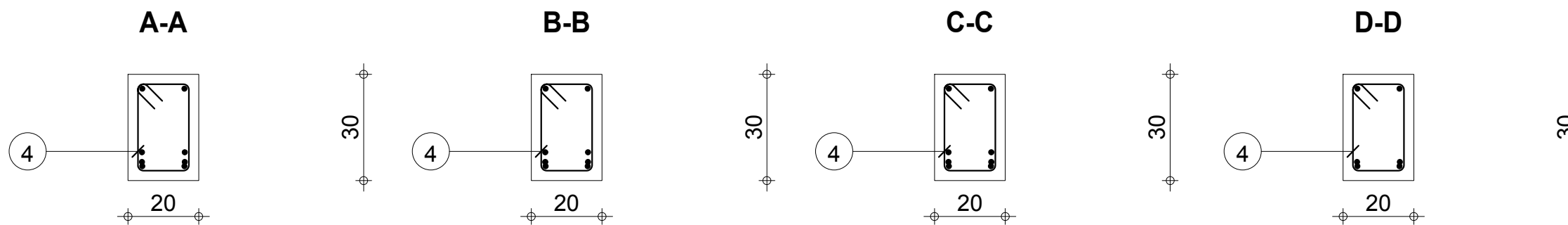
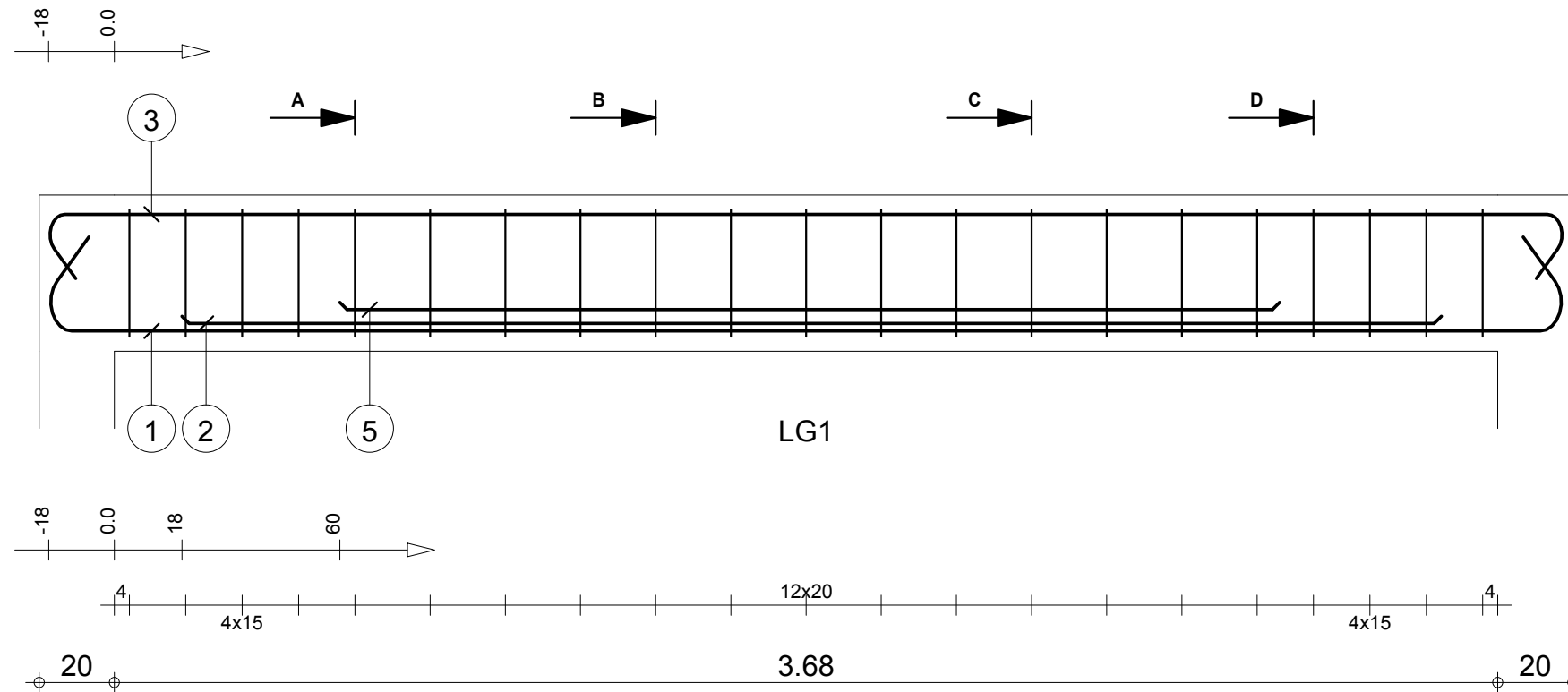
CONCEPTION : Prosper ZOHOUNGBO
Firmine HOUNTONDJI
VERIFICATION : Prosper ZOHOUNGBO

PRINCIPE D'EXECUTION DES ARMATURES DE PEAU



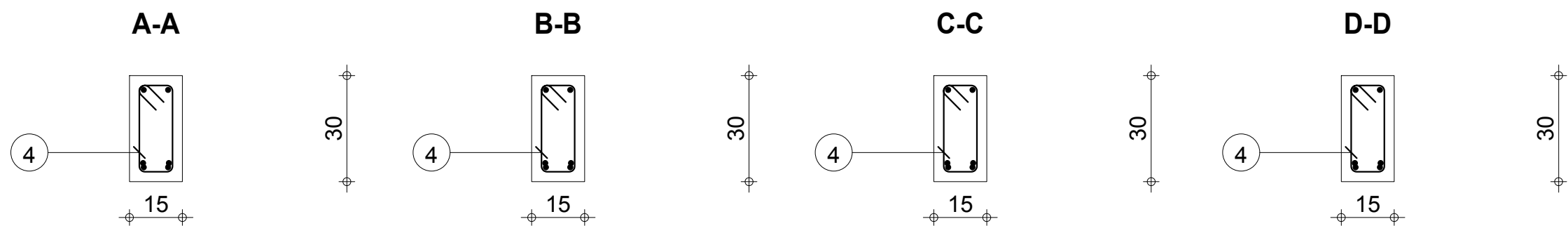
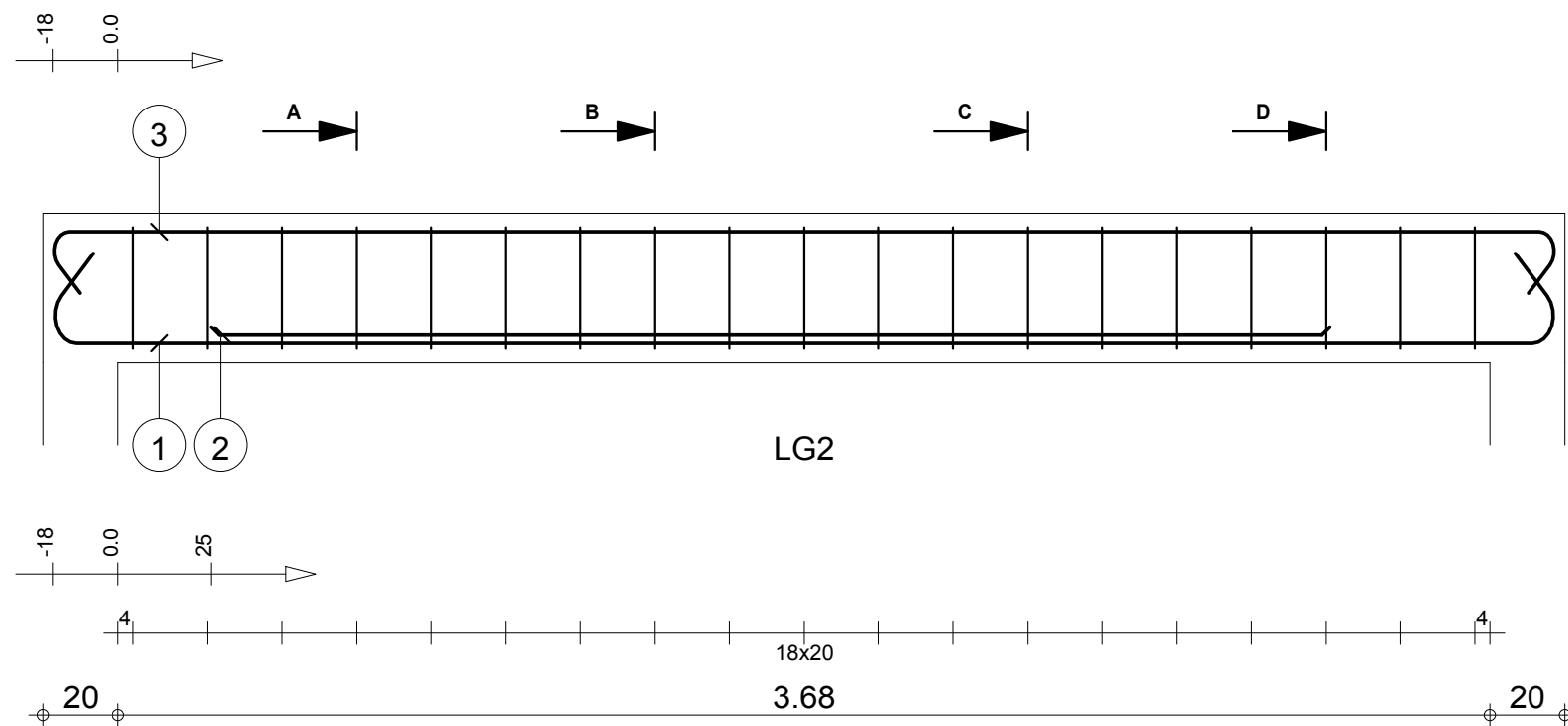
Le ferrailage de la longrine ci-après:
LG2;
sera complété par des armatures de peau
conformément au schéma ci-dessus.

Pos.	Armature		Code	Forme
①	2HA 12	l=4.41	00	
②	2HA 10	l=3.35	00	
③	2HA 8	l=4.29	00	
④	21HA 6	l=92	31	
⑤	2HA 10	l=2.50	00	



Tenue au feu 0h	Fissuration préjudiciable	Tél.	Fax	Reprise de bétonnage : Oui	Béton : BETON22 = 0.245 m3	Acier HA 400 = 18.4 kg
LONGRINES OPHTAMOLOGIE					Surface du coffrage = 3.3 m2	Acier HA 400 = 4.28 kg
					Densité = 92.65 kg/ m3 Diamètre moyen = 8.42mm	Enrobage inférieur 2.5 cm Enrobage latéral 2.5 cm
LG1 : LG1 Section 20x30		Nombre 1		Echelle pour la vue 5.56cm/m x 7.69cm/m Echelle pour la section 6.67cm/m		Page 1/1

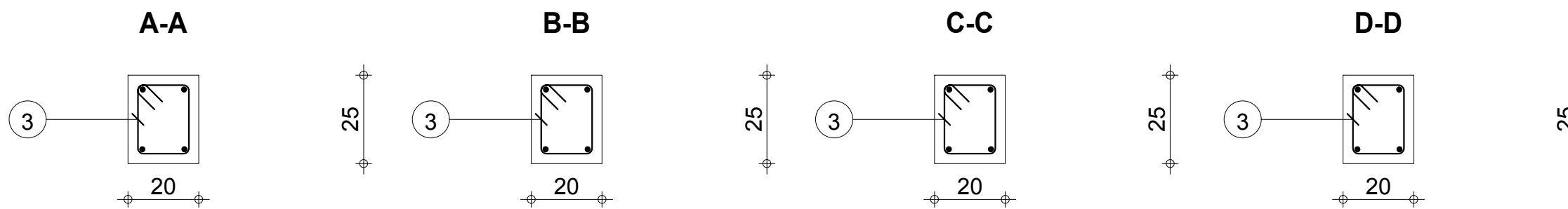
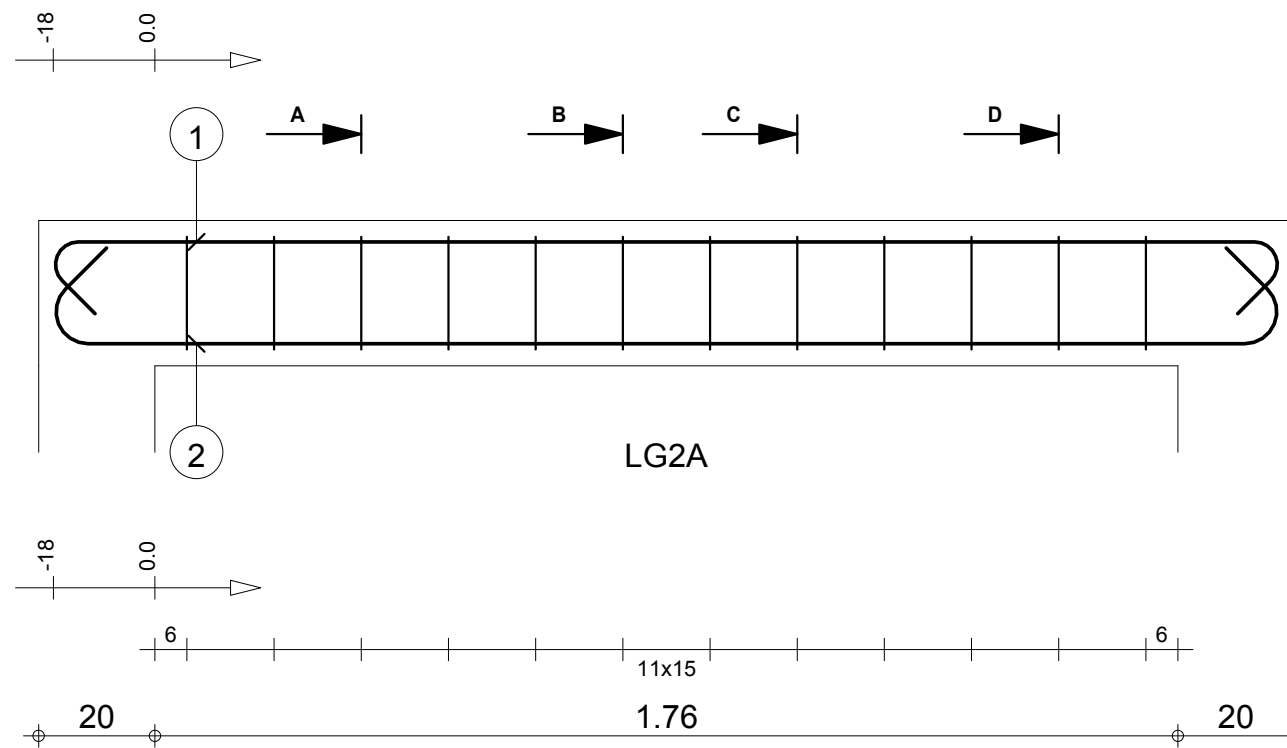
Pos.	Armature		Code	Forme
①	2HA 12	l=4.41	00	
②	2HA 12	l=3.00	00	
③	2HA 8	l=4.29	00	
④	19HA 6	l=82	31	



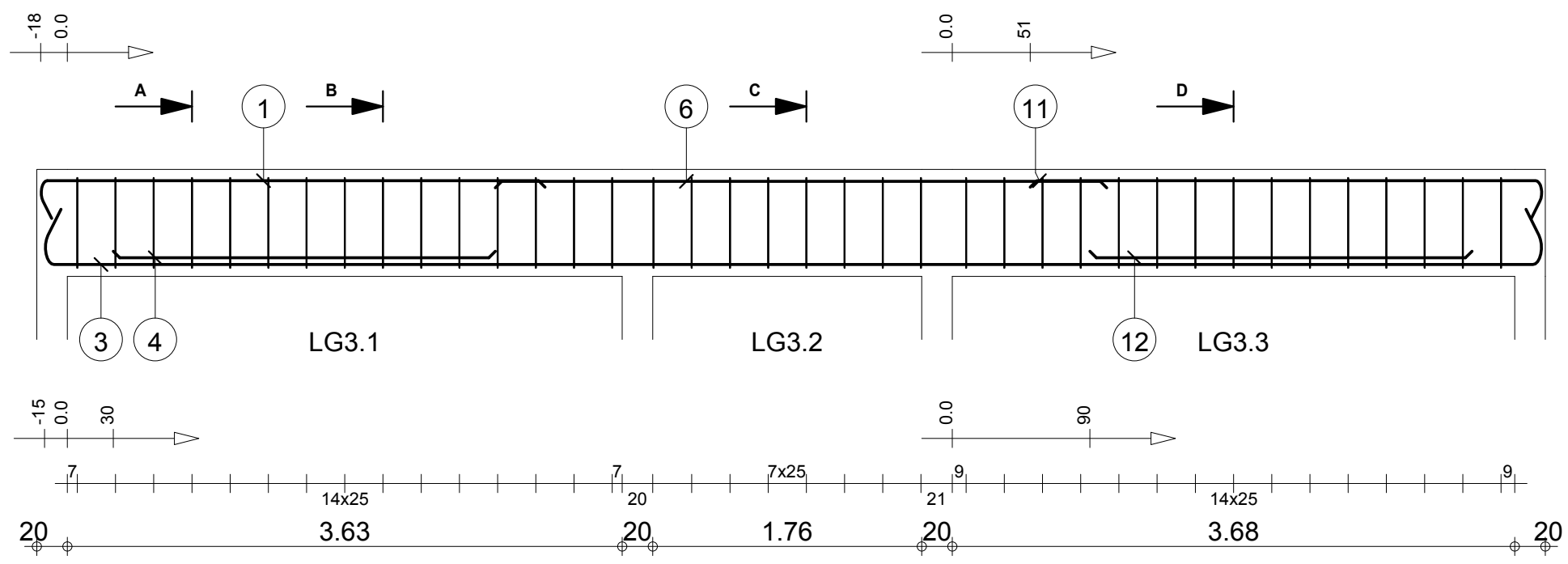
Tenue au feu 0h	Fissuration préjudiciable	Tél.	Fax	Béton : BETON22 = 0.184 m3	Acier HA 400 = 16.5 kg
			Reprise de bétonnage : Oui	Surface du coffrage = 3.09 m2	Acier HA 400 = 3.45 kg
LONGRINES OPHTAMOLOGIE		LG2 : LG2 Section 15x30		Densité = 108.7 kg/ m3	Enrobage inférieur 2.5 cm
		Nombre 1		Diamètre moyen = 8.72mm	Enrobage latéral 2.5 cm
		www.cours-genie-civil.com		Echelle pour la vue 1/20 x 6.67cm/m	Enrobage supérieur 2.5 cm
				Echelle pour la section 6.67cm/m	Page 1/1



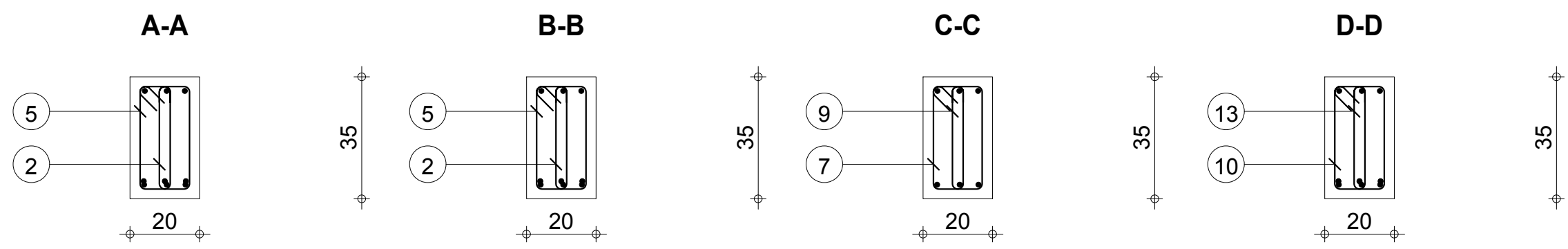
Pos.	Armature		Code	Forme
①	2HA 8	l=2.37	00	
②	2HA 10	l=2.45	00	
③	12HA 6	l=82	31	



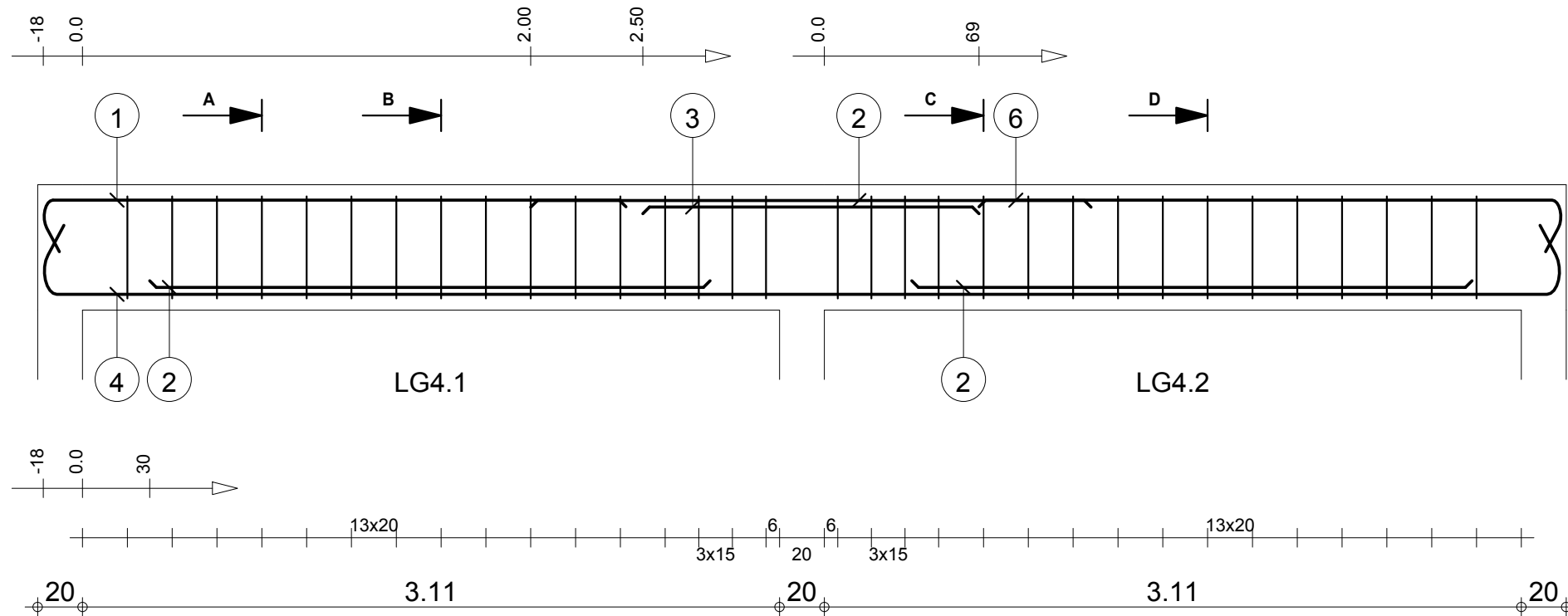
Tenue au feu 0h	Fissuration préjudiciable	Tél.	Fax	Béton : BETON22 = 0.108 m3	Acier HA 400 = 4.89 kg
			Reprise de bétonnage : Oui	Surface du coffrage = 1.53 m2	Acier HA 400 = 2.18 kg
		LG2A : LG2A Section 20x25 www.cours-genie-civil.com		Enrobage inférieur 2.5 cm Enrobage supérieur 2.5 cm Enrobage latéral 2.5 cm	
				Densité = 65.46 kg/ m3 Diamètre moyen = 7.49mm	
		Nombre 1		Page 1/1	



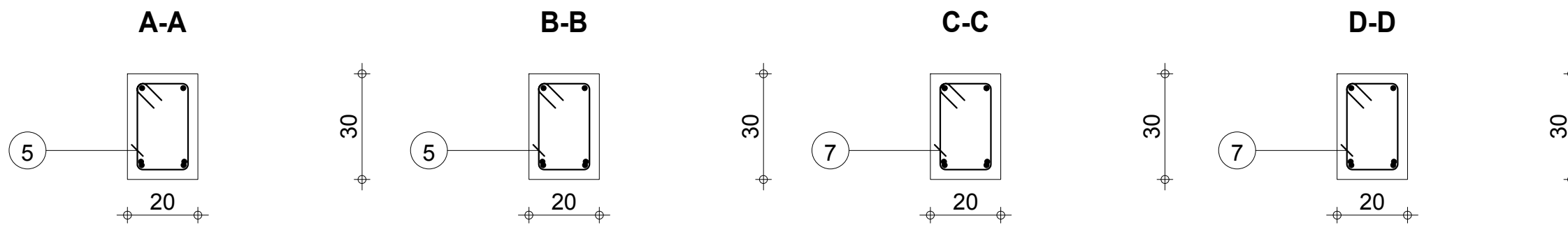
Pos.	Armature		Code	Forme
①	3HA 8	l=3.43	00	
②	15HA 6	l=73		
③	3HA 12	l=10.18	00	
④	3HA 10	l=2.50	00	
⑤	15HA 6	l=1.01	31	
⑥	3HA 12	l=4.00	00	
⑦	8HA 6	l=1.01*	31	
⑨	8HA 6	l=73		
⑩	15HA 6	l=1.01	31	
⑪	3HA 8	l=3.48	00	
⑫	3HA 10	l=2.50	00	
⑬	15HA 6	l=73		



Tenue au feu 0h	Fissuration préjudiciable	Tél.	Fax	Reprise de bétonnage : Oui	Béton : BETON22 = 0.691 m3	Acier HA 400 = 55.2 kg
					Surface du coffrage = 8.86 m2	Acier HA 400 = 14.7 kg
					Densité = 101.2 kg/ m3	Enrobage inférieur 2.5 cm
					Diamètre moyen = 8.47mm	Enrobage supérieur 2.5 cm
						Enrobage latéral 2.5 cm
						Echelle pour la vue 2.5cm/m x 1/20
						Echelle pour la section 6.67cm/m

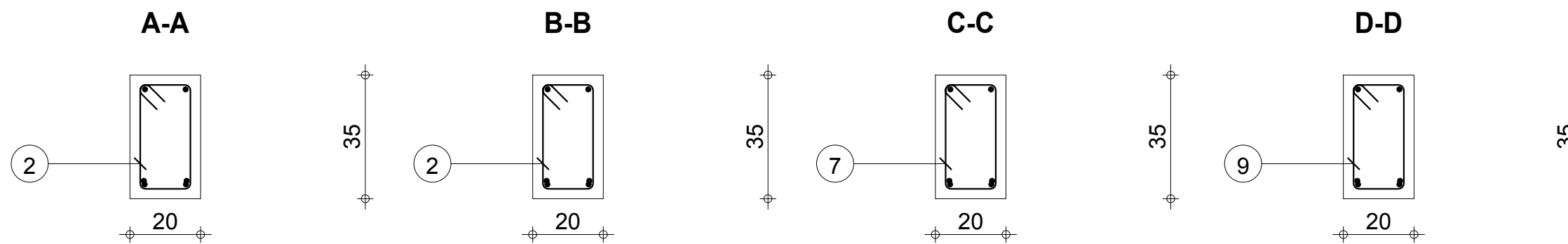
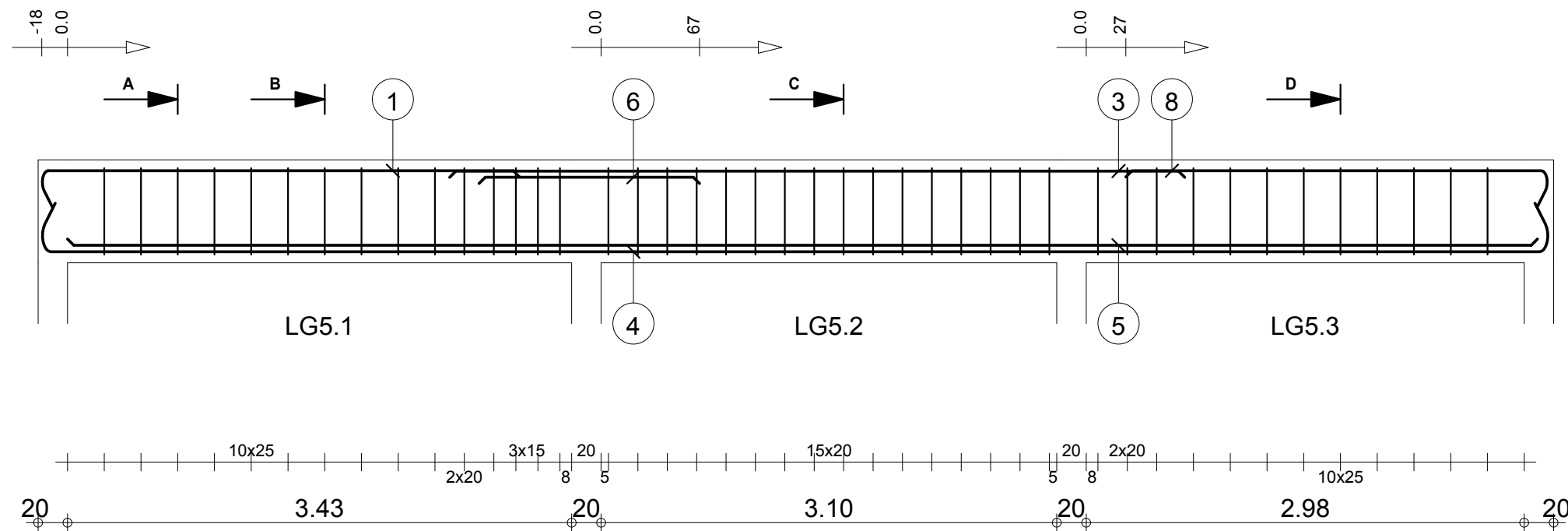


Pos.	Armature		Code	Forme
①	2HA 8	l=2.73	00	
②	6HA 10	l=2.50	00	
③	2HA 10	l=1.50	00	
④	2HA 10	l=7.11	00	
⑤	16HA 6	l=92	31	
⑥	2HA 8	l=2.73	00	
⑦	16HA 6	l=92	31	



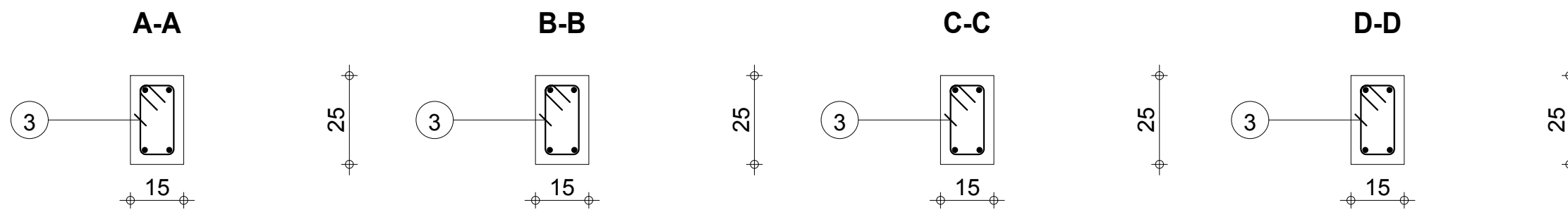
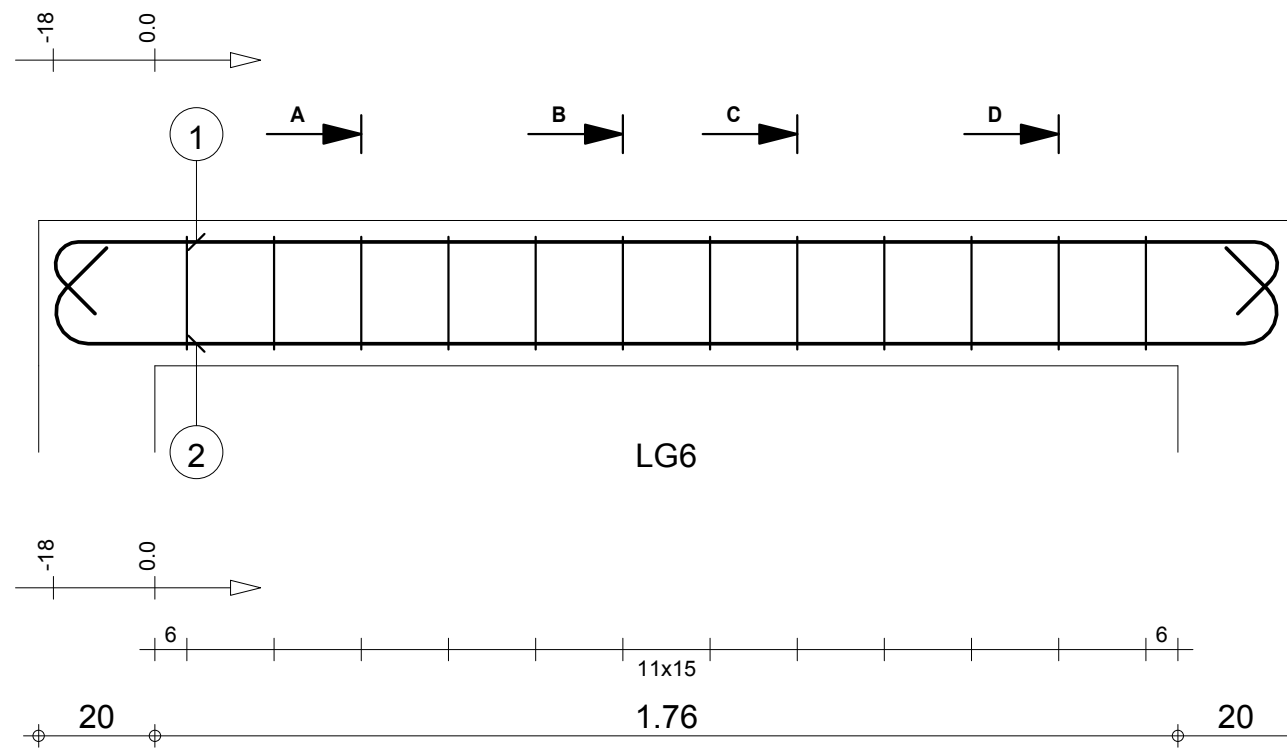
Tenue au feu 0h	Fissuration préjudiciable	Tél.	Fax	Reprise de bétonnage : Oui	Béton : BETON22 = 0.409 m3	Acier HA 400 = 24.2 kg
				Nombre 1	Surface du coffrage = 5.46 m2	Acier HA 400 = 6.52 kg
					Densité = 75.06 kg/ m3	Enrobage inférieur 2.5 cm
					Diamètre moyen = 8.08mm	Enrobage supérieur 2.5 cm
						Enrobage latéral 2.5 cm
						Echelle pour la vue 3.57cm/m x 6.67cm/m
						Echelle pour la section 6.67cm/m

Pos.	Armature		Code	Forme
①	2HA 8	l=3.38	00	
②	15HA 6	l=1.01	31	
③	2HA 10	l=5.00	00	
④	2HA 10	l=10.59	00	
⑤	2HA 10	l=10.00	00	
⑥	2HA 8	l=1.50	00	
⑦	16HA 6	l=1.01	31	
⑧	2HA 8	l=3.00	00	
⑨	12HA 6	l=1.01	31	

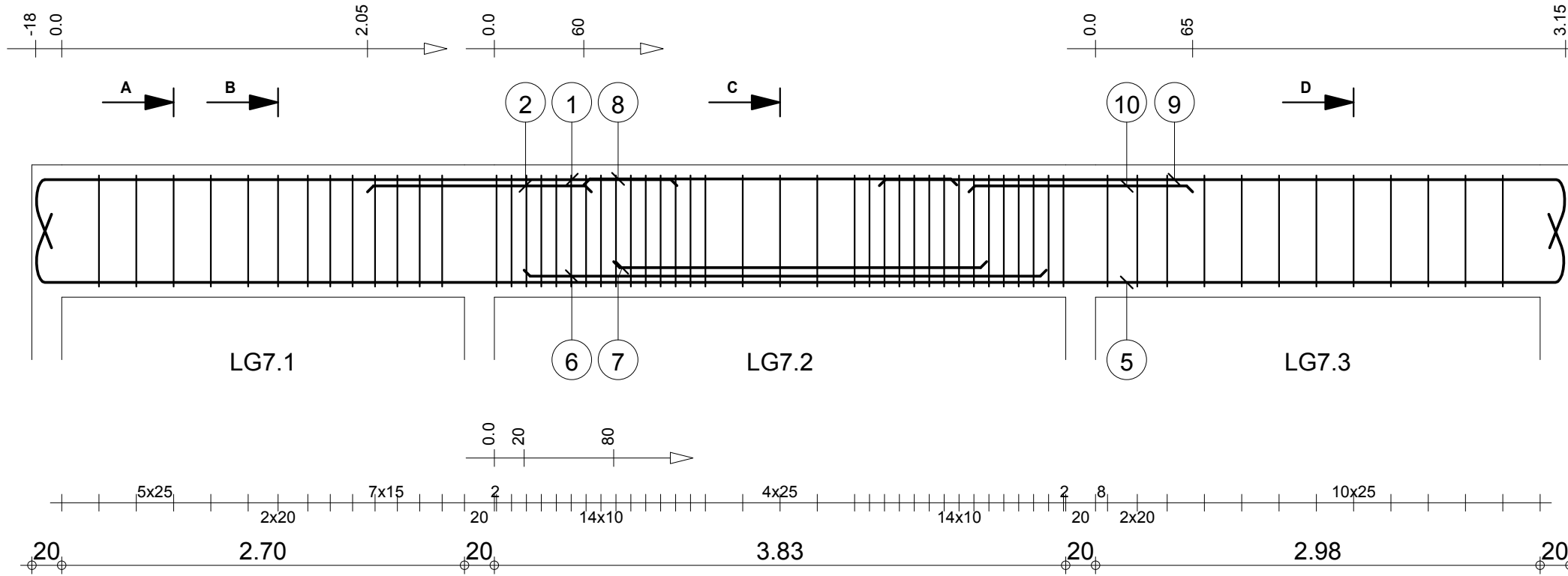


Tenue au feu 0h	Fissuration préjudiciable	Tél.	Fax	Reprise de bétonnage : Oui	Béton : BETON22 = 0.722 m3	Acier HA 400 = 37.8 kg
				Nombre 1	Surface du coffrage = 9.26 m2	Acier HA 400 = 9.68 kg
					Densité = 65.65 kg/ m3	Enrobage inférieur 2.5 cm
					Diamètre moyen = 8.14mm	Enrobage latéral 2.5 cm
						Enrobage supérieur 2.5 cm
						Echelle pour la vue 2.5cm/m x 1/20
						Echelle pour la section 6.67cm/m
						Page 1/1

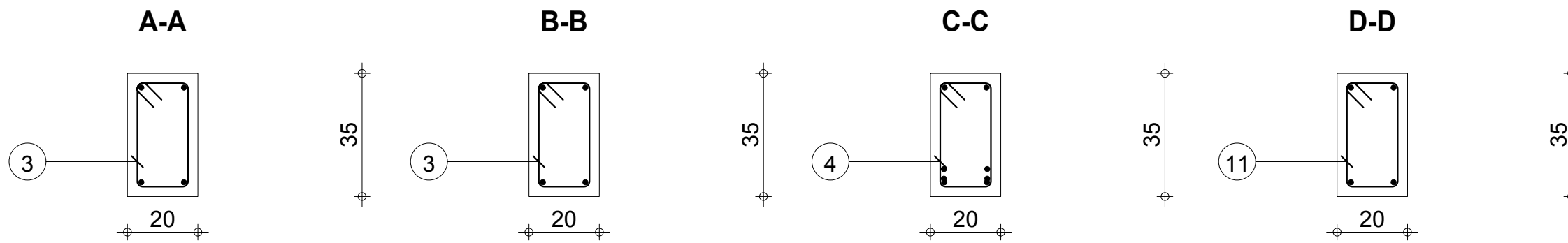
Pos.	Armature		Code	Forme
①	2HA 8	l=2.37	00	
②	2HA 10	l=2.45	00	
③	12HA 6	l=72	31	



Tenue au feu 0h	Fissuration préjudiciable	Tél.	Fax	Béton : BETON22 = 0.081 m3	Acier HA 400 = 4.89 kg
			Reprise de bétonnage : Oui	Surface du coffrage = 1.42 m2	Acier HA 400 = 1.91 kg
				Densité = 83.95 kg/ m3	Enrobage inférieur 2.5 cm
				Diamètre moyen = 7.59mm	Enrobage latéral 2.5 cm
					Enrobage supérieur 2.5 cm
					Echelle pour la vue 7.69cm/m
					Echelle pour la section 6.67cm/m

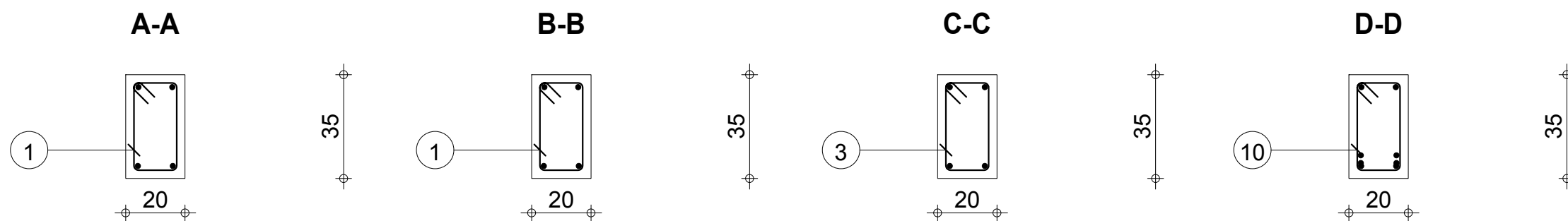
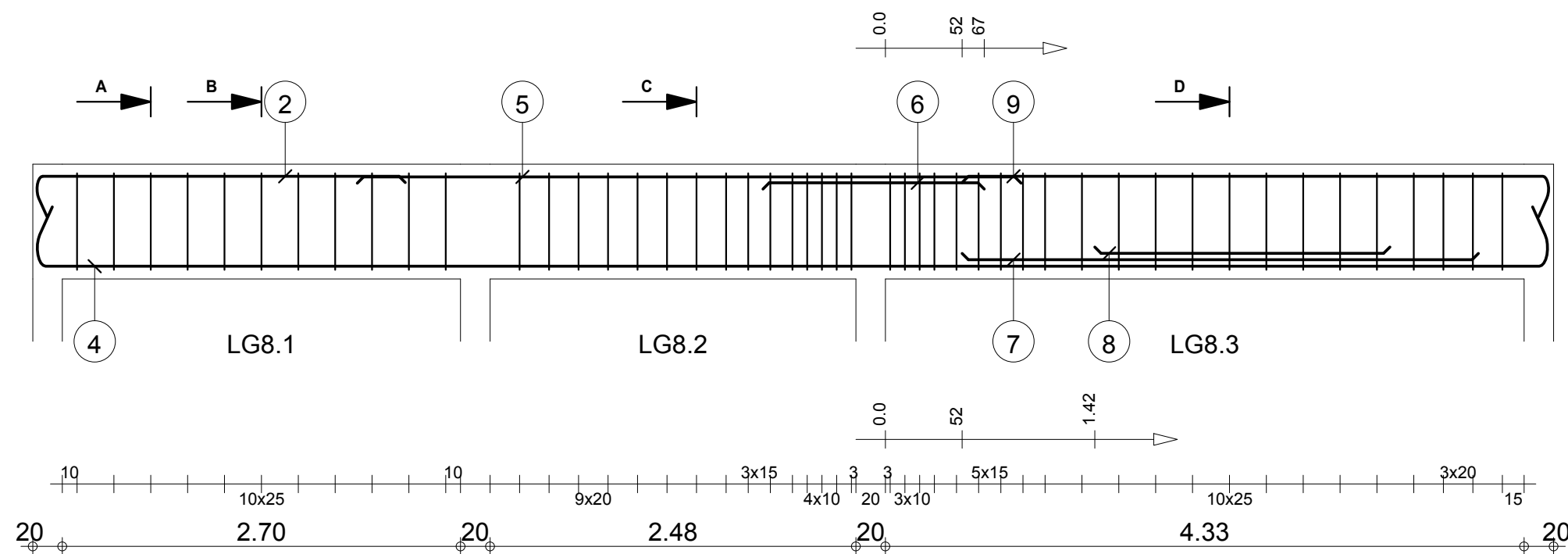


Pos.	Armature		Code	Forme
①	2HA 12	l=4.49	00	
②	2HA 10	l=1.50	00	
③	13HA 6	l=1.02	31	
④	33HA 6	l=1.02	31	
⑤	2HA 12	l=10.63	00	
⑥	2HA 10	l=3.50	00	
⑦	2HA 10	l=2.50	00	
⑧	2HA 8	l=2.50	00	
⑨	2HA 12	l=4.79	00	
⑩	2HA 10	l=1.50	00	
⑪	12HA 6	l=1.02	31	



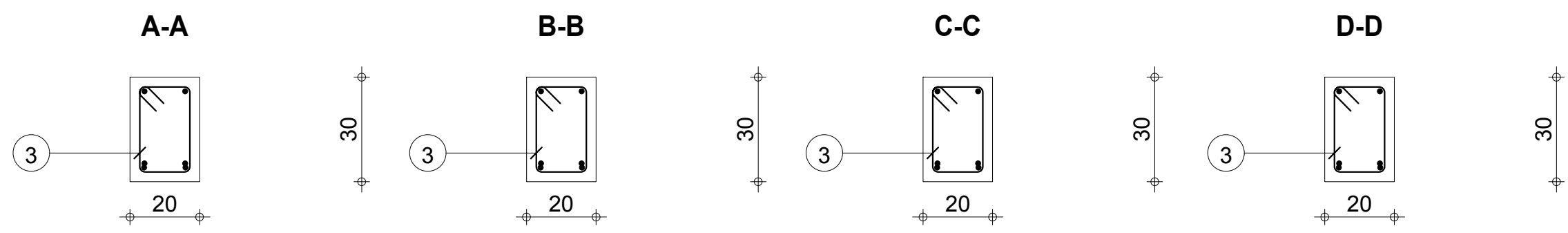
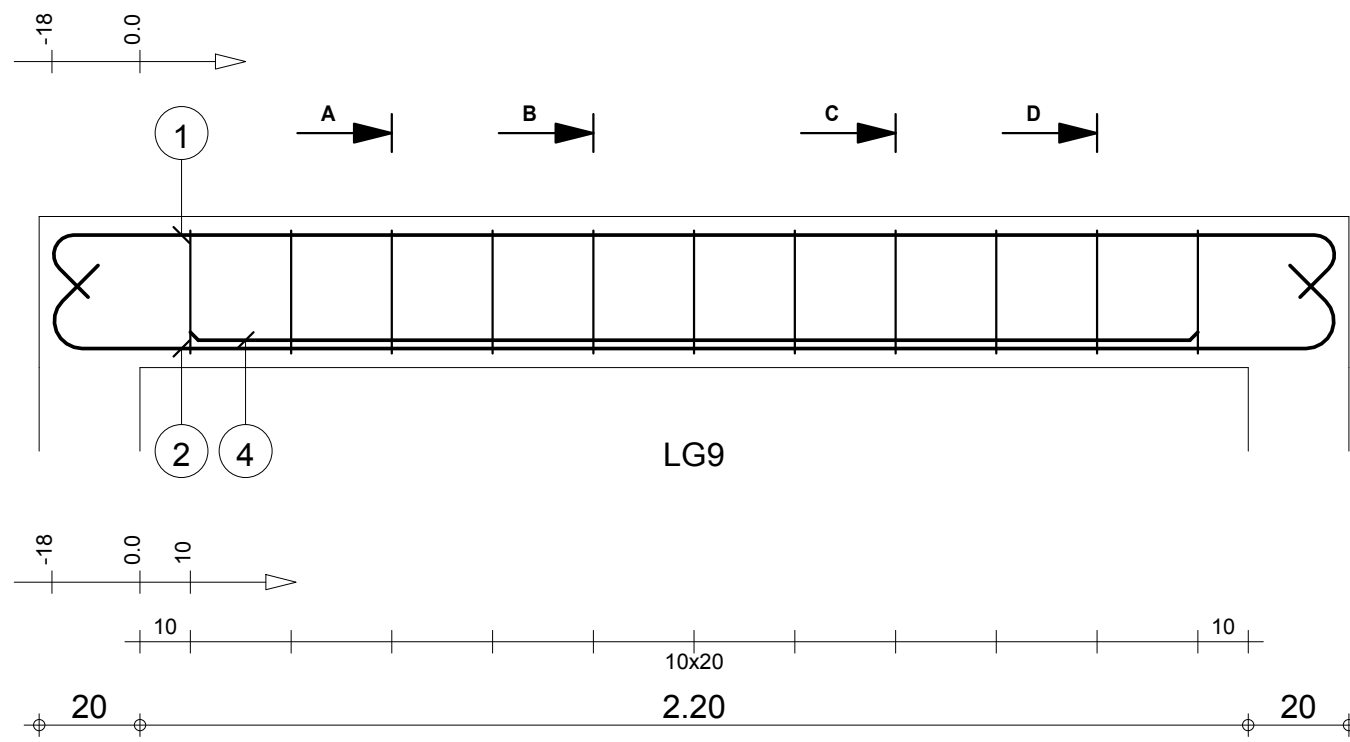
Tenue au feu 0h	Fissuration préjudiciable	Tél.	Fax	Reprise de bétonnage : Oui	Béton : BETON22 = 0.722 m3	Acier HA 400 = 48.4 kg
					Surface du coffrage = 9.26 m2	Acier HA 400 = 13.1 kg
					Densité = 85.18 kg/ m3	Enrobage inférieur 2.5 cm
					Diamètre moyen = 8.63mm	Enrobage latéral 2.5 cm
						Enrobage supérieur 2.5 cm
						Echelle pour la vue 2.63cm/m x 6.67cm/m
						Echelle pour la section 6.67cm/m
						Page 1/1

Pos.	Armature		Code	Forme
①	11HA 6	l=1.02	31	
②	2HA 8	l=2.63	00	
③	15HA 6	l=1.02	31	
④	2HA 12	l=10.63	00	
⑤	2HA 12	l=4.50	00	
⑥	2HA 10	l=1.50	00	
⑦	2HA 10	l=3.50	00	
⑧	2HA 10	l=2.00	00	
⑨	2HA 8	l=4.11	00	
⑩	22HA 6	l=1.02	31	



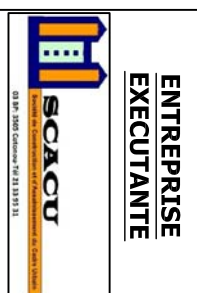
Tenue au feu 0h	Fissuration préjudiciable	Tél.	Fax	Béton : BETON22 = 0.722 m3	Acier HA 400 = 40.8 kg
			Reprise de bétonnage : Oui	Surface du coffrage = 9.26 m2	Acier HA 400 = 10.8 kg
LONGRINES OPHTAMOLOGIE		LG8 Section 20x35		Enrobage inférieur 2.5 cm Enrobage latéral 2.5 cm Enrobage supérieur 2.5 cm	
		Nombre 1		Densité = 71.61 kg/ m3 Diamètre moyen = 8.48mm	
				Echelle pour la vue 2.5cm/m x 5.56cm/m Echelle pour la section 5.56cm/m	
					Page 1/1

Pos.	Armature		Code	Forme
①	2HA 8	l=2.81	00	
②	2HA 10	l=2.89	00	
③	11HA 6	l=92	31	
④	2HA 8	l=2.00	00	



Tenue au feu 0h	Fissuration préjudiciable	Tél.	Fax	Reprise de bétonnage : Oui	Béton : BETON22 = 0.156 m3	Acier HA 400 = 7.36 kg
				Nombre 1	Surface du coffrage = 2.12 m2	Acier HA 400 = 2.24 kg
					Densité = 61.54 kg/ m3	Enrobage inférieur 2.5 cm
					Diamètre moyen = 7.66mm	Enrobage supérieur 2.5 cm
						Enrobage latéral 2.5 cm
						Echelle pour la vue 6.67cm/m
						Echelle pour la section 6.67cm/m
						Page 1/1

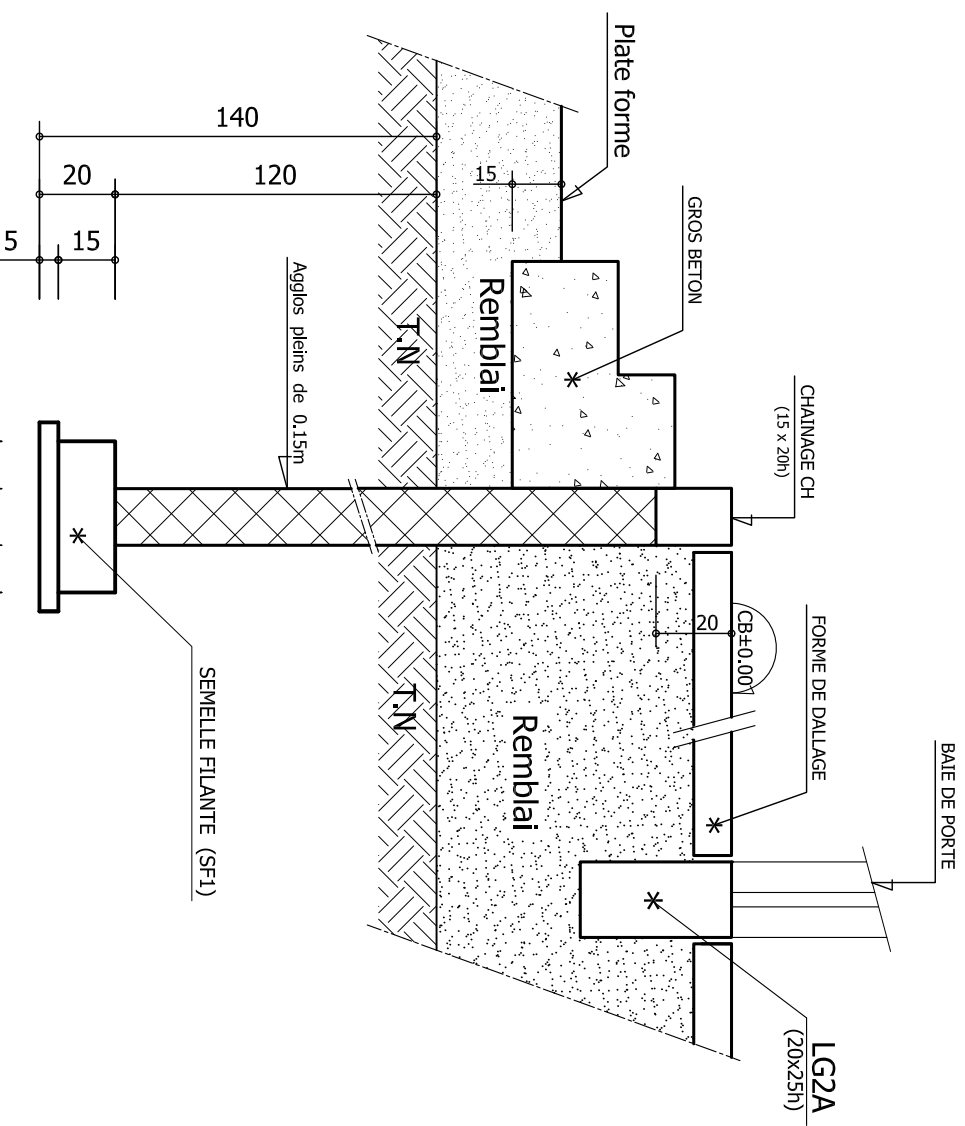
HOPITAL DE ZONE DE SAVE
OPHTALMOLOGIE
 CUPES ET DETAILS SPECIFIQUES EN
 INFRASTRUCTURES : COFFRAGE



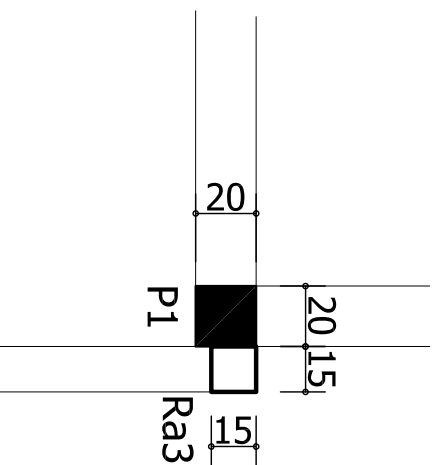
Date :	Mars. 2016	Ingenieurs:	Carmélia G.
Ingénieurs:	Firmine H.	Dessinateurs:	
Echelles :	SE	Vérificateur:	Prosper Z.

MODIFICATIONS	No PE/ BA130-A
A	Ref: 011/DG/EGCQ-CQ/2016 du 08 Février 2016
B	
C	
D	
E	

L'ACIER
 Conseils & Services
 09 BP 340 Cotonou (République)
 TEL : (00229) 21415400/95 46 50 81
 Email : acier_cs@afriout

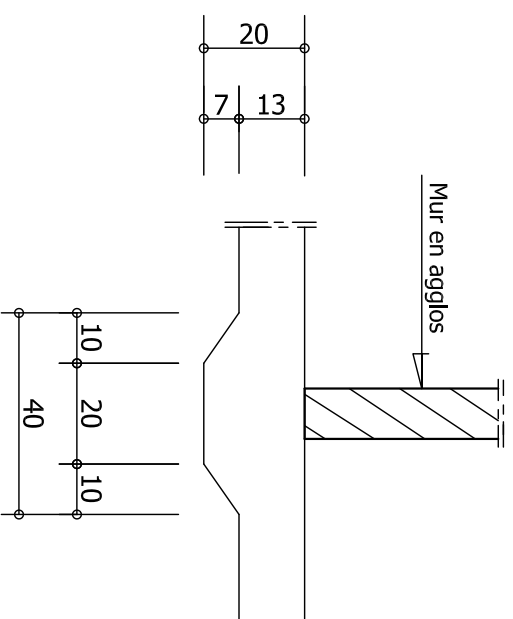


COUPE 1-1



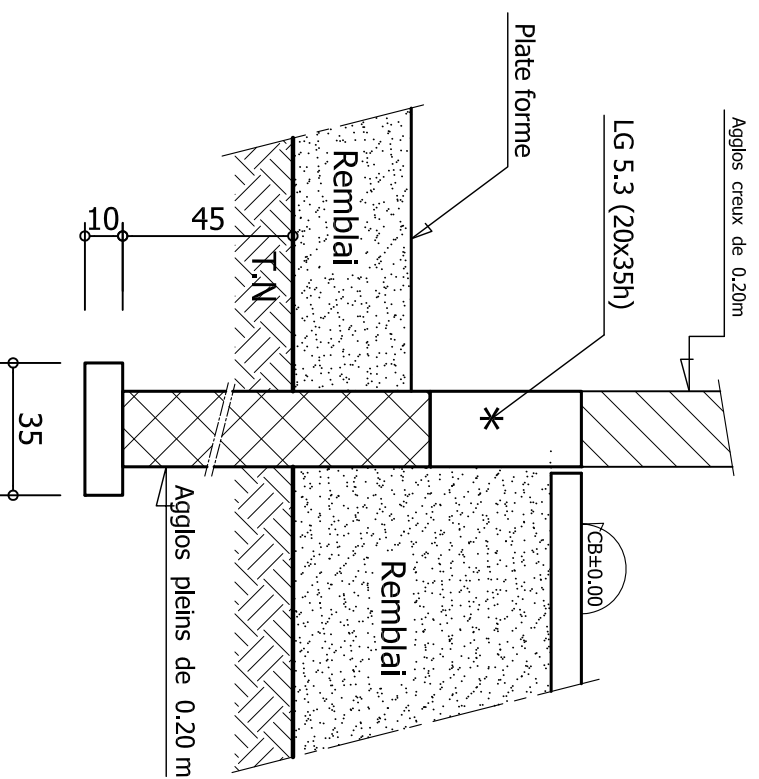
COFFRAGE Ra3 - P1

DETAIL A ET B



COUPE 3-3

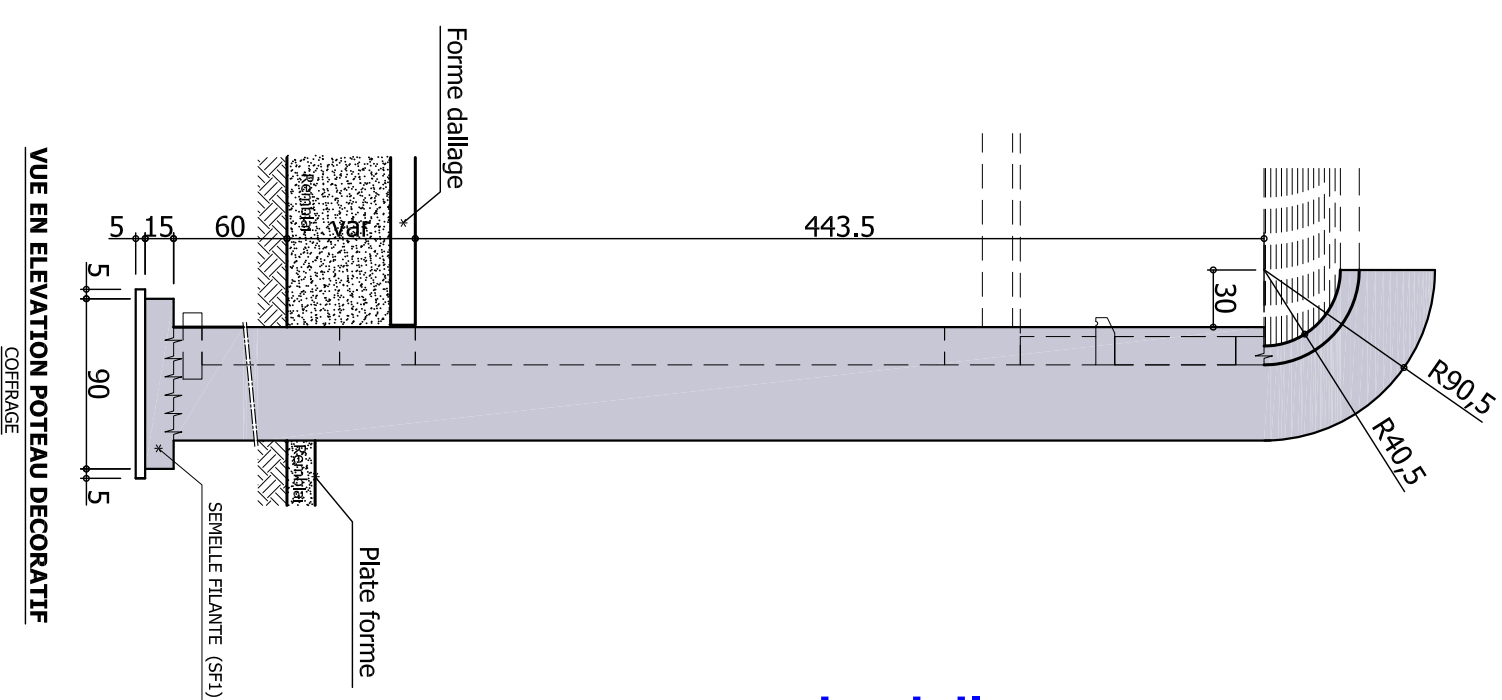
RENFORT SOUS DALLAGE (RSD)



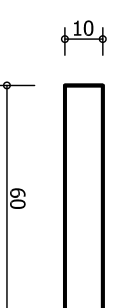
COUPE 2-2

COUPE TYPE SUR MUR DE SOUBASSEMENT PERIPHERIQUE

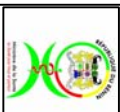
POTEAU DECORATIF (PD1) (10 x 60)



VUE EN ELEVATION POTEAU DECORATIF COFFRAGE



COUPE TRANSVERSALE

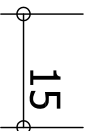
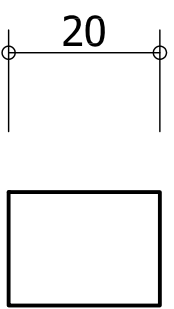


Date :	Ingenieurs:	Dessinateurs:	MODIFICATIONS	
Mars. 2016	Firmine H.	Carmélia G.	A	Ref: 011/DG/ECO-QC/2016 du 08 Février 2016
Echelles :	Vérificateur:		B	
1/10	Prosper Z.		C	
			D	
			E	



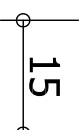
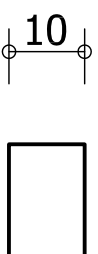
CHAINAGE: (CH) (15 x 20H)

(Chaînage bas sur mur de 15cm)

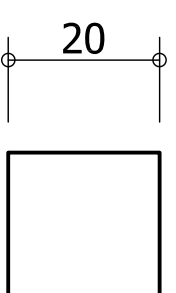


CHAINAGE: (CH2) (15 x 10H)

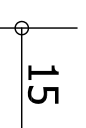
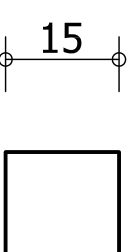
(Chaînage allège sur mur de 15cm)



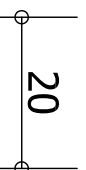
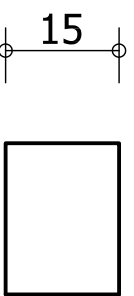
RAIDISSEUR (Ra) (20 x 20)



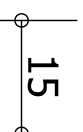
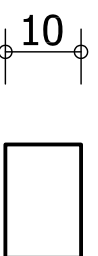
RAIDISSEUR (Ra3) (15 x 15)



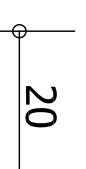
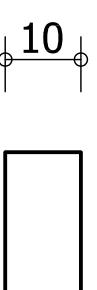
RAIDISSEUR (Ra1) (15 x 20)



RAIDISSEUR (Ra2) (10 x 15)



RAIDISSEUR (Ra4) (10 x 20)



HOPITAL DE ZONE DE SAVE
OPHTALMOLOGIE
COUPES ET DETAILS SPECIFIQUES EN
INFRASTRUCTURES : FERRAILLAGE



MINISTERE
DE LA SANTE



AFRIQUE OMNITECH
 03 BP 483 Akoua Cote d'Ivoire
 Tél : (+225) 21 38 18 46
 E-Mail: afric@omnitech.com
 www.afric-omnitech.com



Date :	Ingenieurs:	Dessinateurs:
Mars. 2016	Firmine H.	Carmélia G.
Echelles :	Vérificateur:	
SE	Prosper Z.	

MODIFICATIONS	
A	Réf: 011/DG/ECOC-QC/2016 du 08 Février 2016
B	
C	
D	
E	

N° PE/ BA132-A

L'ACIER
Conseils & Services
 09 BP 340 Cotonou (République)
 TEL : (+00229) 21-41-54-00/95 46 50 81
 E-mail : acier_c@yahoofr

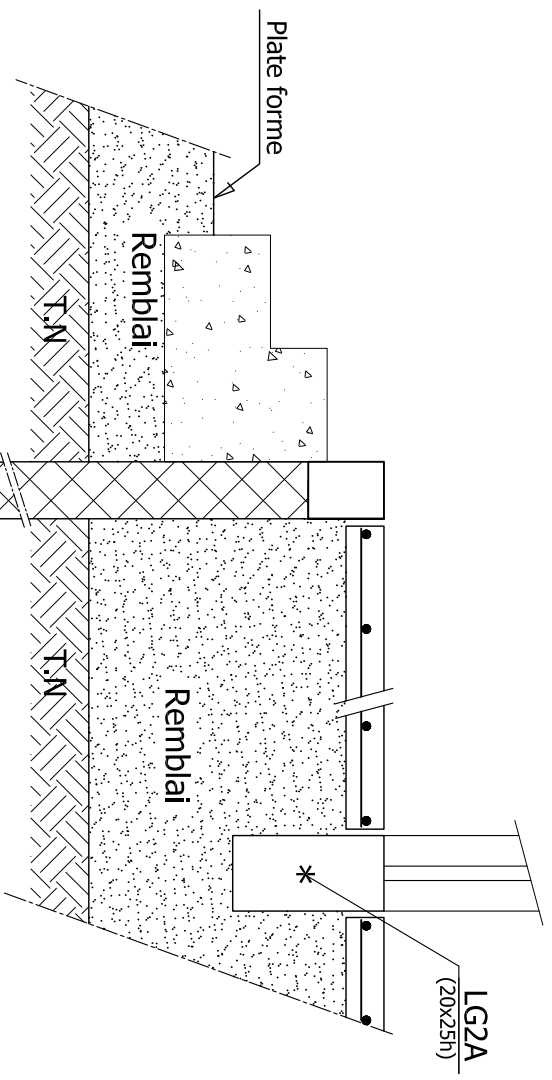
MATRE D'OUVRAGE

MATRE D'OEUVRE

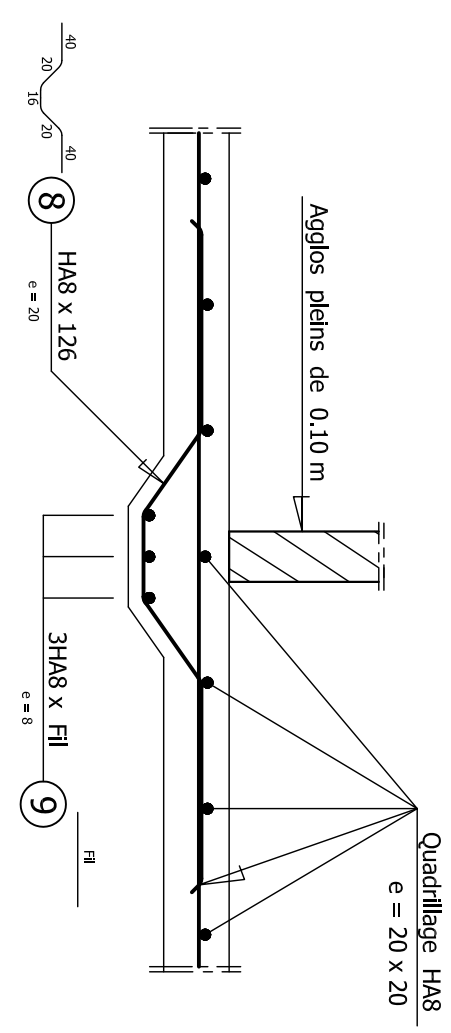
BUREAU DE CONTROLE

ENTREPRISE EXECUTANTE

POTEAU DECORATIF (PD1) (10 x 60)

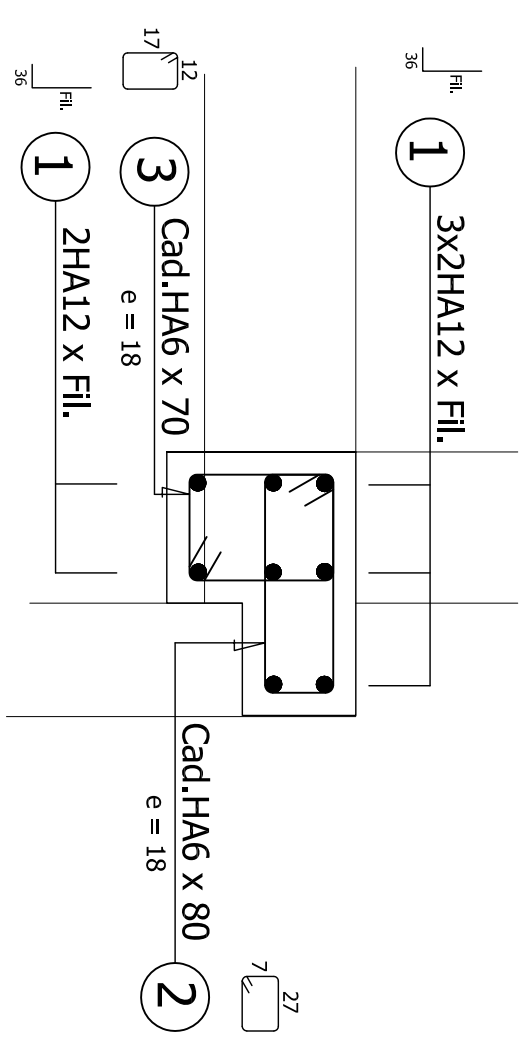


COUPE 1-1

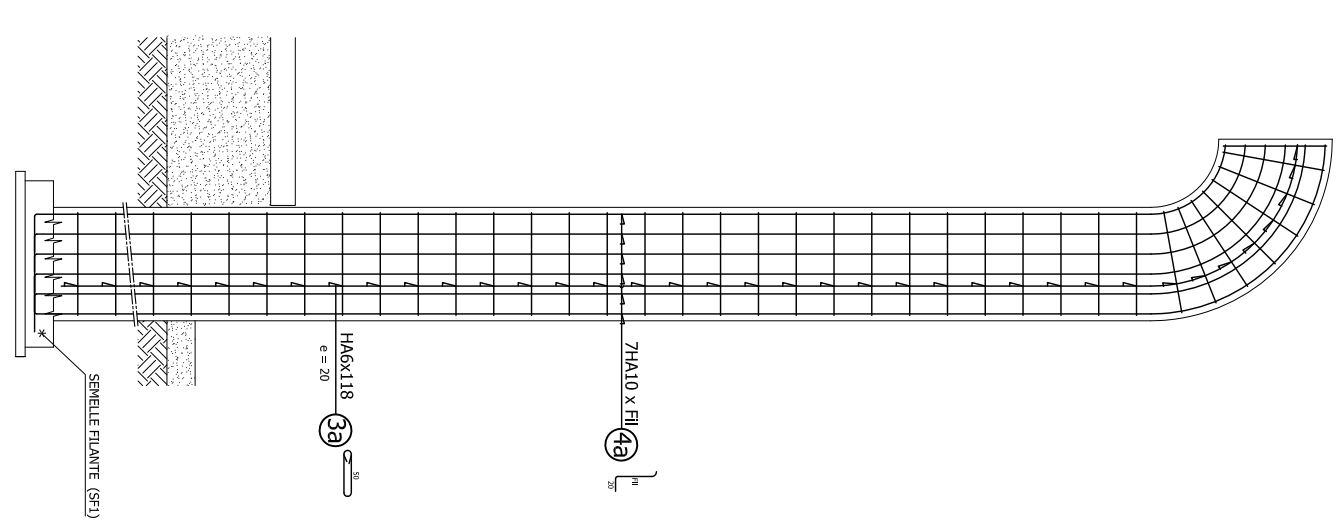


COUPE 3-3

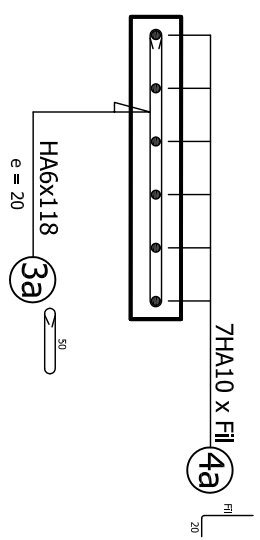
RENFORT SOUS DALLAGE (RSD)



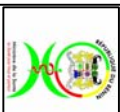
FERRAILLAGE Ra3 -P1
DETAIL A ET B



VUE EN ELEVATION POTEAU DECORATIF
FERRAILLAGE



COUPE TRANSVERSALE

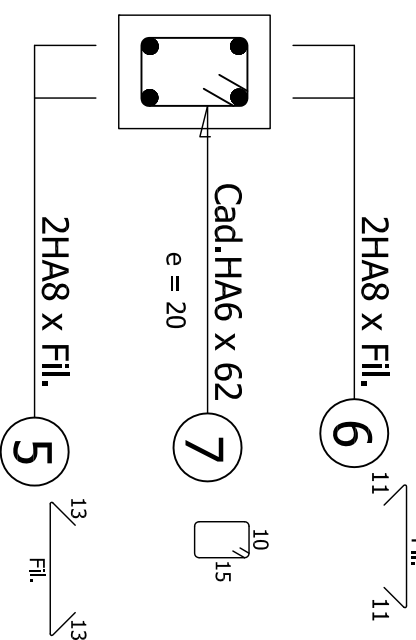


Date :	Mars. 2016	Ingenieurs:	Firmine H.	Dessinateurs:	Carmélia G.	MODIFICATIONS Réf: 011/DG/ECO-QC/2016 du 08 Février 2016	No PE/ BA133-A
Echelles :	1/10	Vérificateur:	Prosper Z.	A			
				B			
				C			
				D			
				E			

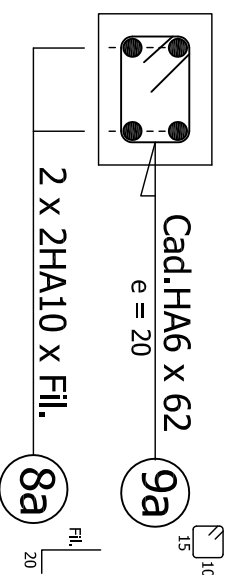


CHAINAGE: (CH) (15 x 20H)

(Chaînage bas sur mur de 15cm)

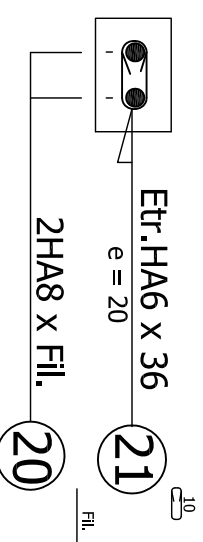


RAIDISSEUR (Ra1) (15 x 20)

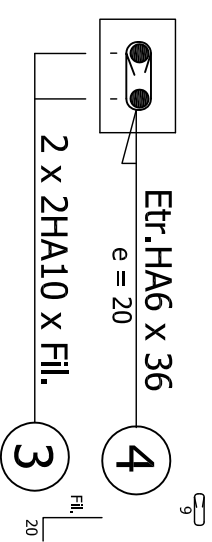


CHAINAGE: (CH2) (15 x 10H)

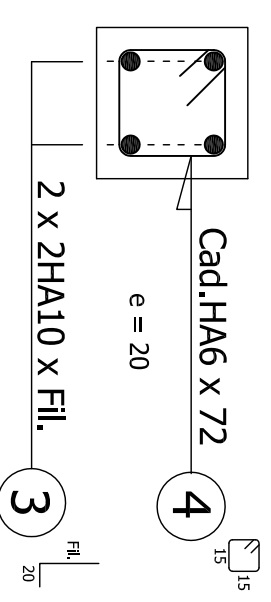
(Chaînage allège sur mur de 15cm)



RAIDISSEUR (Ra2) (10 x 15)



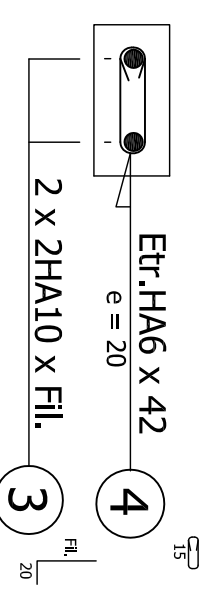
RAIDISSEUR (Ra) (20 x 20)



RAIDISSEUR (Ra3) (15 x 15)



RAIDISSEUR (Ra4) (10 x 20)



HOPITAL DE ZONE DE SAVE OPHTHALMOLOGIE PLANCHER HAUT RDC

HYPOTHESES DE CALCUL

- * Profondeur de fouille/T.N
- pour toutes les semelles = 1,40m
- * Contrainte adm. sol = 1,60 bars
- * Enrobage:
 - 4cm en fondation
 - 2,5cm en élévation
- * Béton
 - f_{cd}: 22MPa à 28 jours.
- * Acier: fe400
- * Fissuration:
 - préjudiciable en fondation
 - peu préjudiciable en élévation
- * Dosage béton:
 - A définir par formulation suivant les résistances à obtenir.

SECTION POTEAUX

P1	(20x20)
P2	(20x30)
PD1	(10x60)
Ra	(20x20)
Ra3	(15x15)

NOTA BENE:

1- COUPE GENERALE A-A
Se référer au plan N° PE/BA 164.
2- AUTRES DETAILS:
Se référer aux plans N° PE/BA 155;
PE/BA 156.

CHAPEAUX

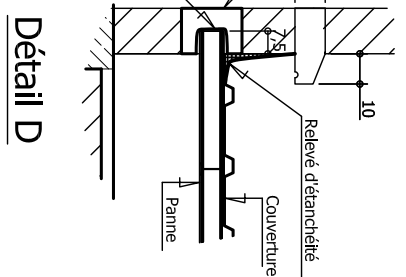
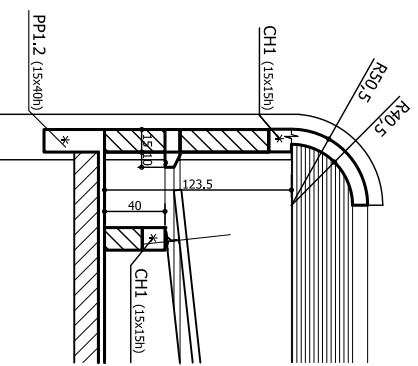
①	H48 x 75	64	1,1
②	H410 x 100	100	1,1
③	H48 x 137	115	1,1

CF:3,26 Cote Fini
CB:3,20 Cote Béton

LEGENDE:

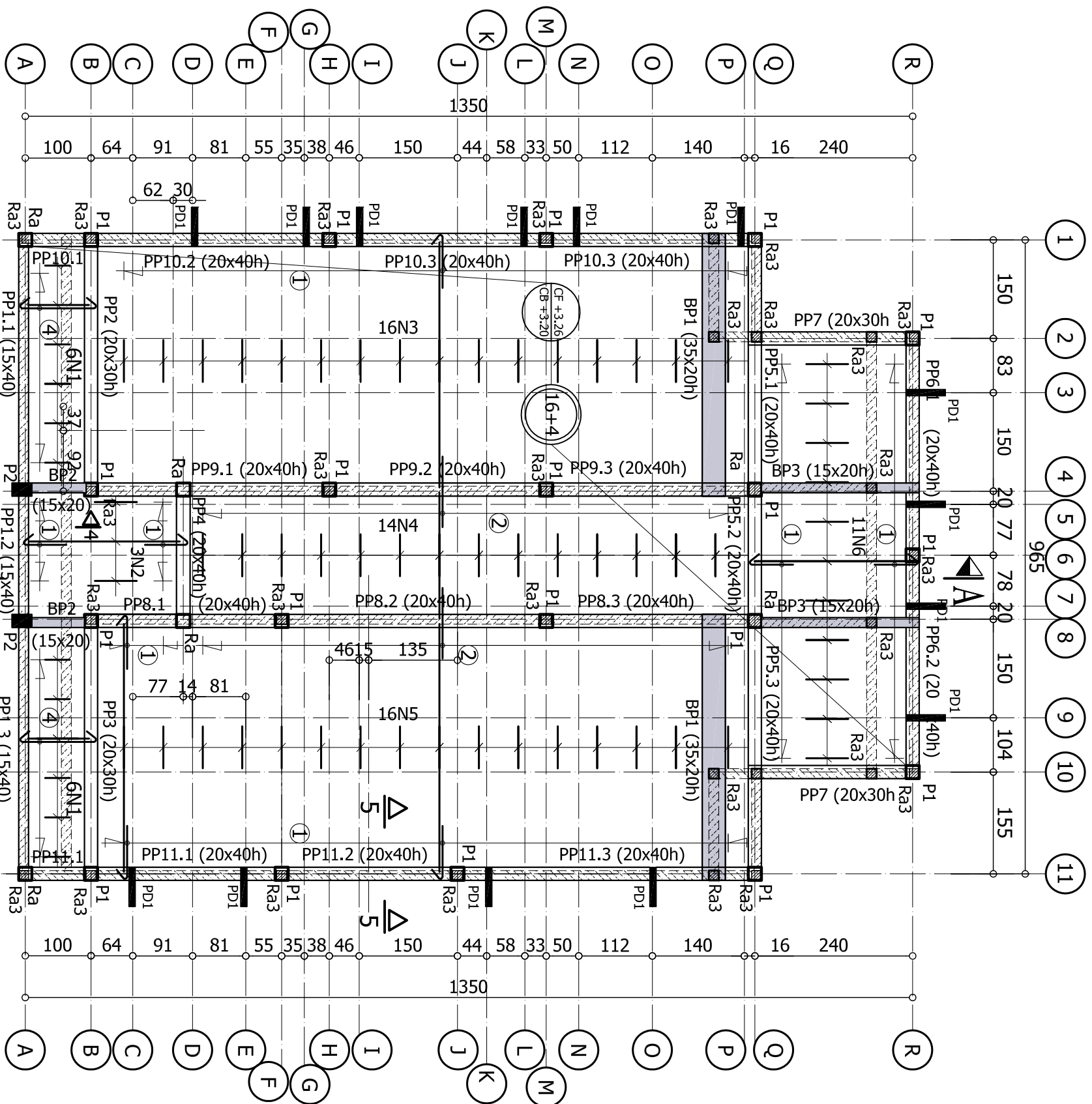
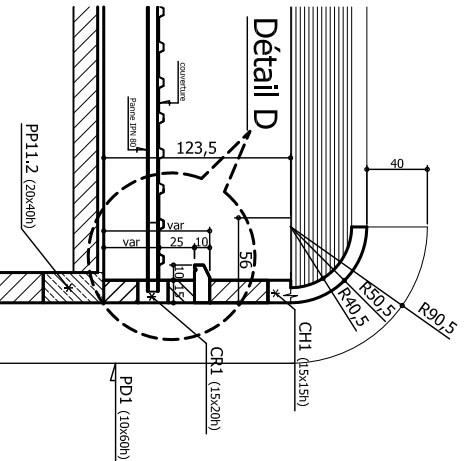
	P1 : Poteau type 1
	N1 : Poutre type 1
	CF : Cote fine
	CB : Cote béton
	Poteaux à continuer
	Voiles en béton armé
	Poteaux s'arrêtant
	Poteaux déarrant
	Mur en agglomés creux de 15cm

COUPE 4-4



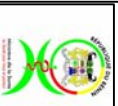
Prévoir un négatif lors du coulage à retirer avant la pose des pannes
dim: larg=50mm
Ht = 100mm
Prof = 75mm

COUPE 5-5



PLANCHER HAUT RDC

MATRE D'OUVRAGE



MINISTERE DE LA SANTE

MATRE D'OEUVRE



AFRIQUE OMNITECH
03 BP 343 Cotonou
Tél: (+229) 21 31 18 46
E-mail: afric@omnitech.com
www.afric-omnitech.com

BUREAU DE CONTROLE



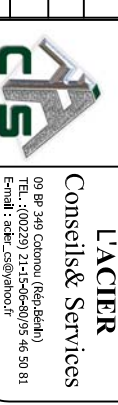
ENTREPRISE EXECUTANTE



Date :	Mars. 2016	Ingenieurs:	Dessinateurs:
Echelles :	1/75	Firmine H.	Carmélia G.
Verificateur:	Prosper Z.		

MODIFICATIONS	
A	Réf: 011/DG/ECOC-QC/2016 du 08 Février 2016
B	
C	
D	
E	

N° PE/ BA134-A



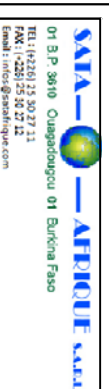
L'ACIER
Conseil & Services
03 BP 340 Cotonou (République)
TEL: (+0229) 21-15-46-00/56 50 81
E-mail: akf_r_c@lacier.com

REPUBLIQUE DU BENIN

HÔPITAL DE ZONE DE SAVE OPHTHAMOLOGIE

 **MINISTERE DE LA SANTE**

CONCEPTION
ARCHITECTURALE



AFRIQUE OMNITECH
03 BP 183, Jericho Cotonou-Bénin
Tél: (+229) 21 30 18 46 / Fax: (+229) 21 30 25 02
E-Mail: afriqueomnitech@gmail.com
www.afrique-omnitech.com

BUREAU DE CONTROLES
TECHNIQUES



ENGINEERING CONSULTING AND CONSTRUCTION OFFICE
071 BP 291 Cotonou
Tél: (229) 21 38 69 93 / 90 90 64 48
E-Mail: eccogc@yahoo.fr

LABORATOIRE

ENTREPRISE EXECUTANTE
GROS OEUVRE



03BP 3505 Cotonou - Bénin
Tél: (+229) 21 33 95 31

N° PE/BA135-B

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES

ECHELLE:

MODIFICATIONS

N°	Date	Nature	Structure
A	16/03/16	Corrections conformément aux observations de ECCO-GC. Réf: 011/DG/ECCO-GC/2016	ECCO-GC
B	16/03/16	Corrections conformément aux observations de ECCO-GC. Réf: 024/DG/ECCO-GC/2016	ECCO-GC
C			
D			

MAR. 2016



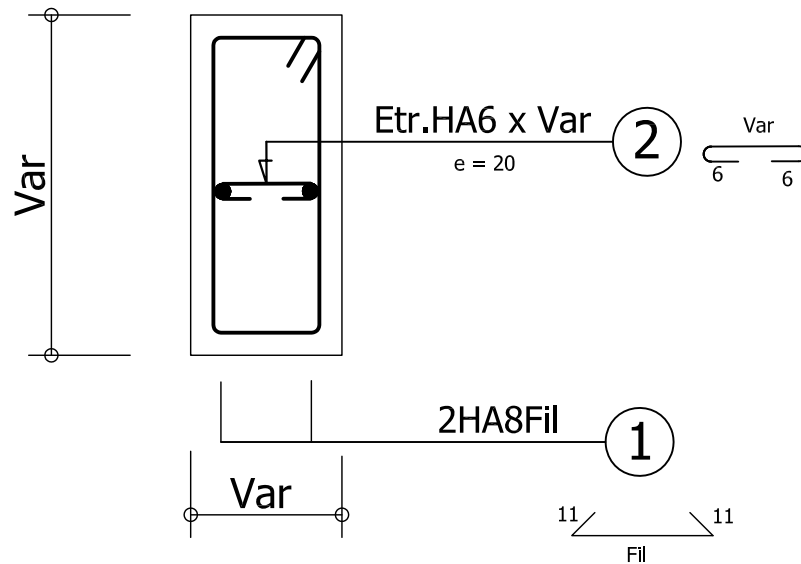
LYACIER CONSEILS & SERVICES
ACS S.A.I

Ingénierie 3D - Etudes techniques de structure : bâtiment, travaux publics, assainissement -
environnement - expertise - gestion de projets - développement d'applications informatiques spécialisées -
aménagement - dessin assisté par ordinateur - formation

09 BP 349 Cotonou
(Rég. Bénin)
TEL : (00229) 211 506 80
962 919 97
E-Mail: acier_cs@yahoo.fr

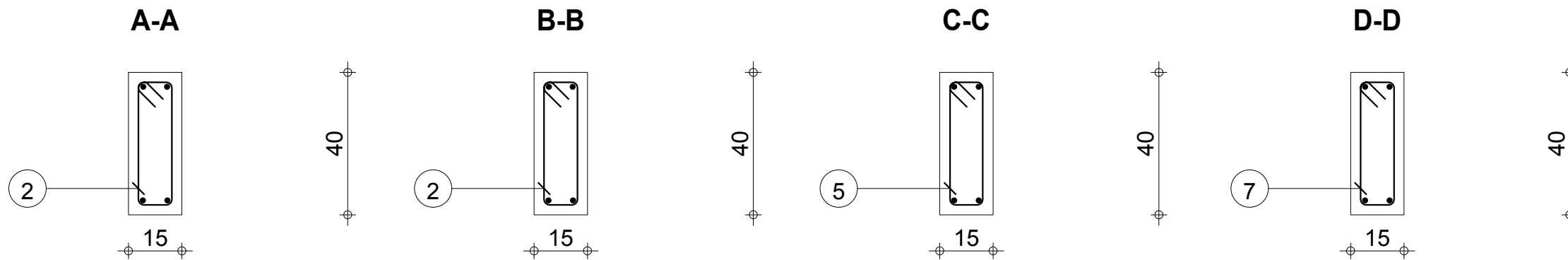
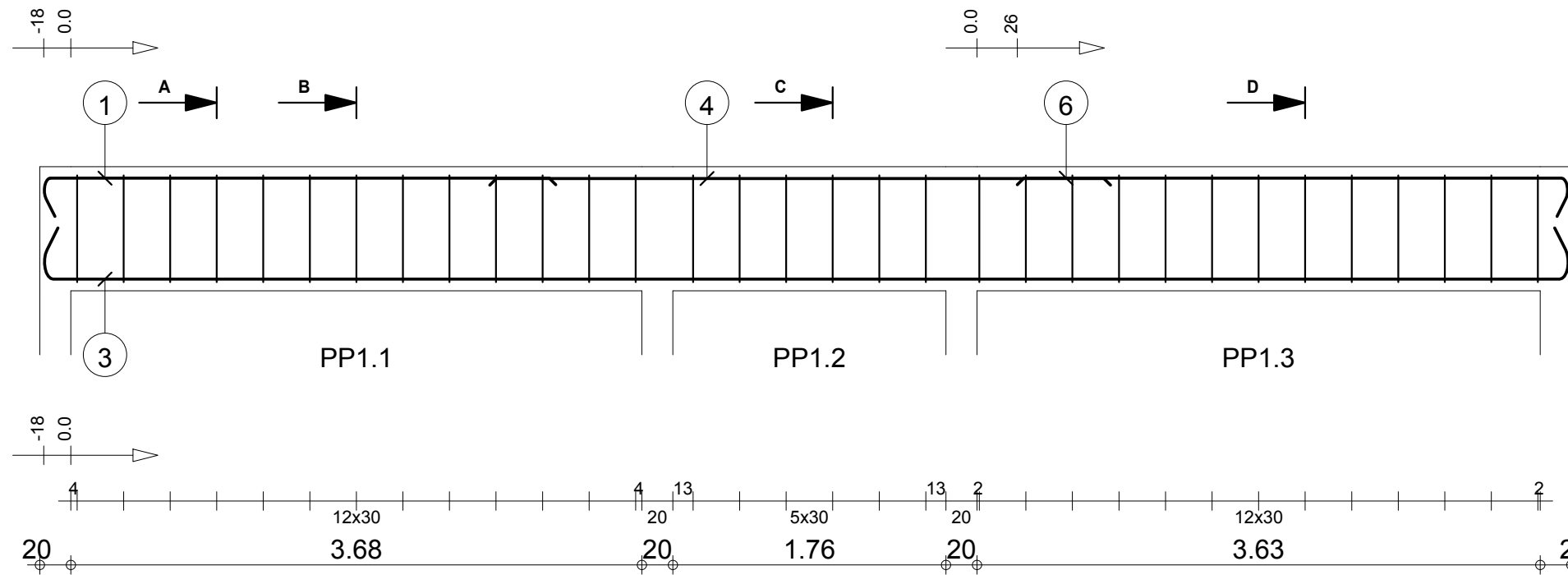
CONCEPTION : Prosper ZOHOUNGBO
VERIFICATION : Prosper ZOHOUNGBO

PRINCIPE D'EXECUTION DES ARMATURES DE PEAU



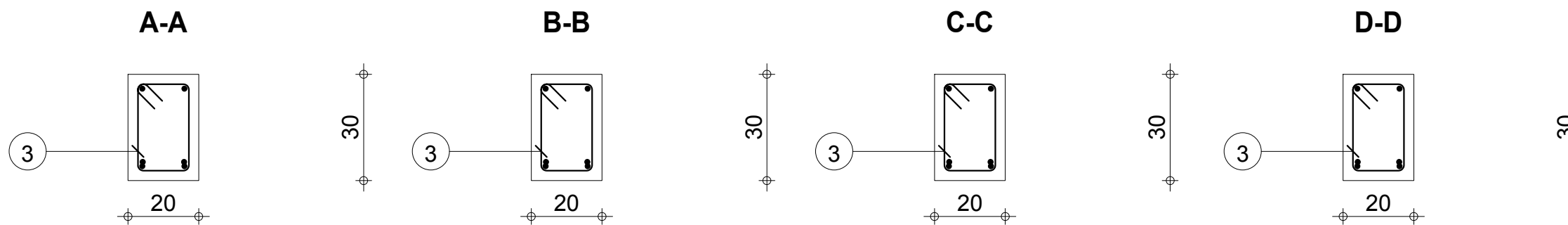
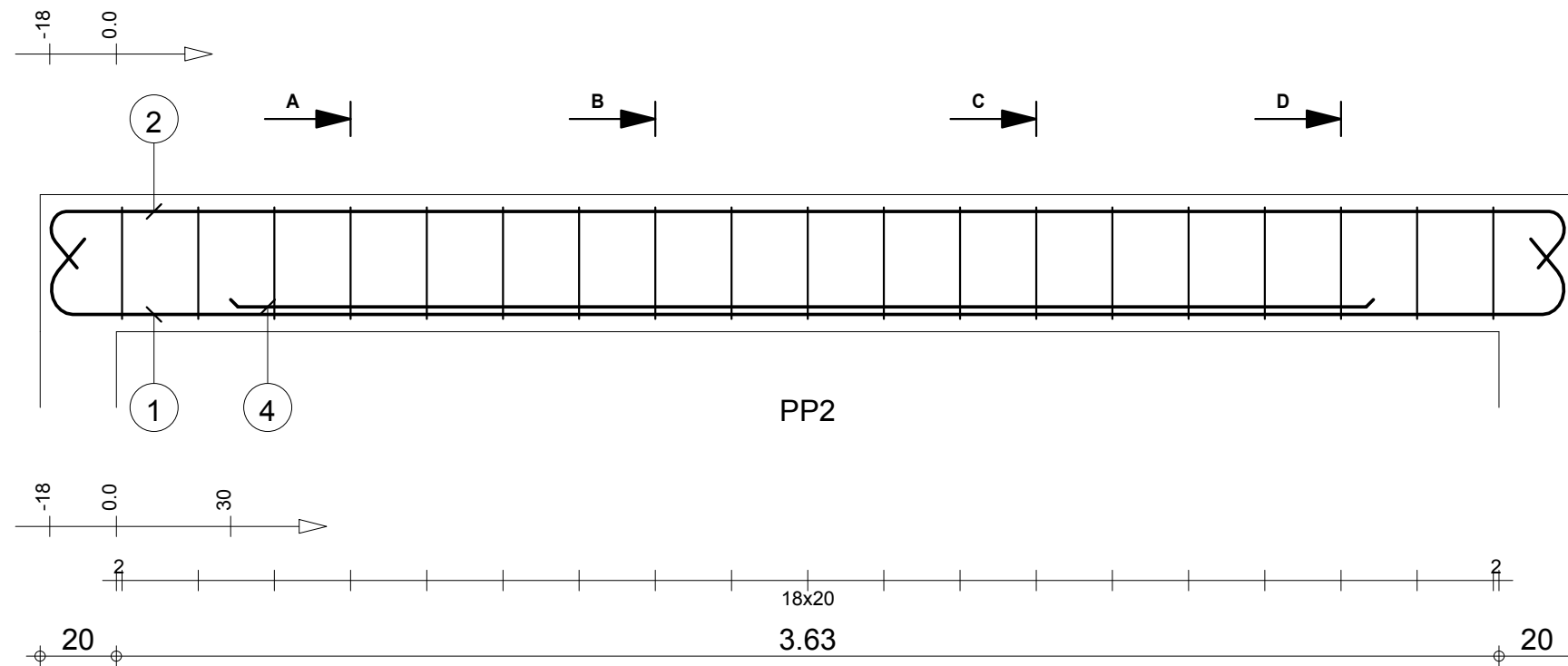
Le ferrailage des poutres ci-après:
PP1; PP4; PP5; PP6; PP8; PP9; PP10; PP11
sera complété par des armatures de peau
conformément au schéma ci-dessus.

Pos.	Armature		Code	Forme
①	2HA 8	l=3.43	00	
②	13HA 6	l=1.02	31	
③	2HA 10	l=10.17	00	
④	2HA 10	l=4.00	00	
⑤	6HA 6	l=1.01	31	
⑥	2HA 8	l=3.68	00	
⑦	13HA 6	l=1.02	31	



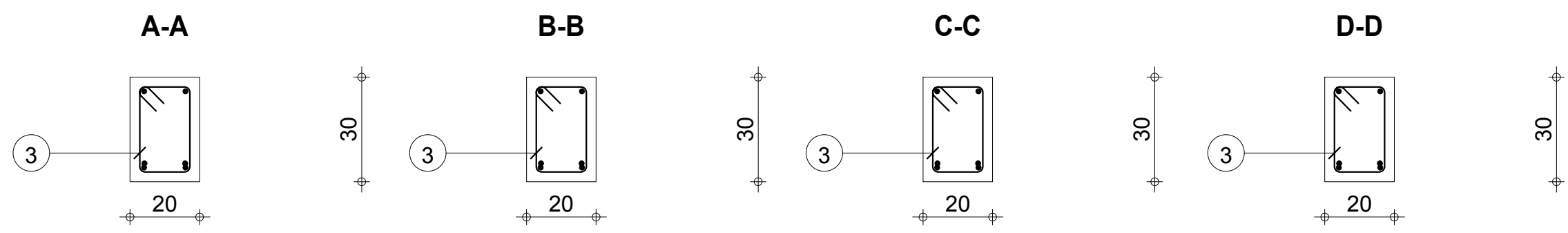
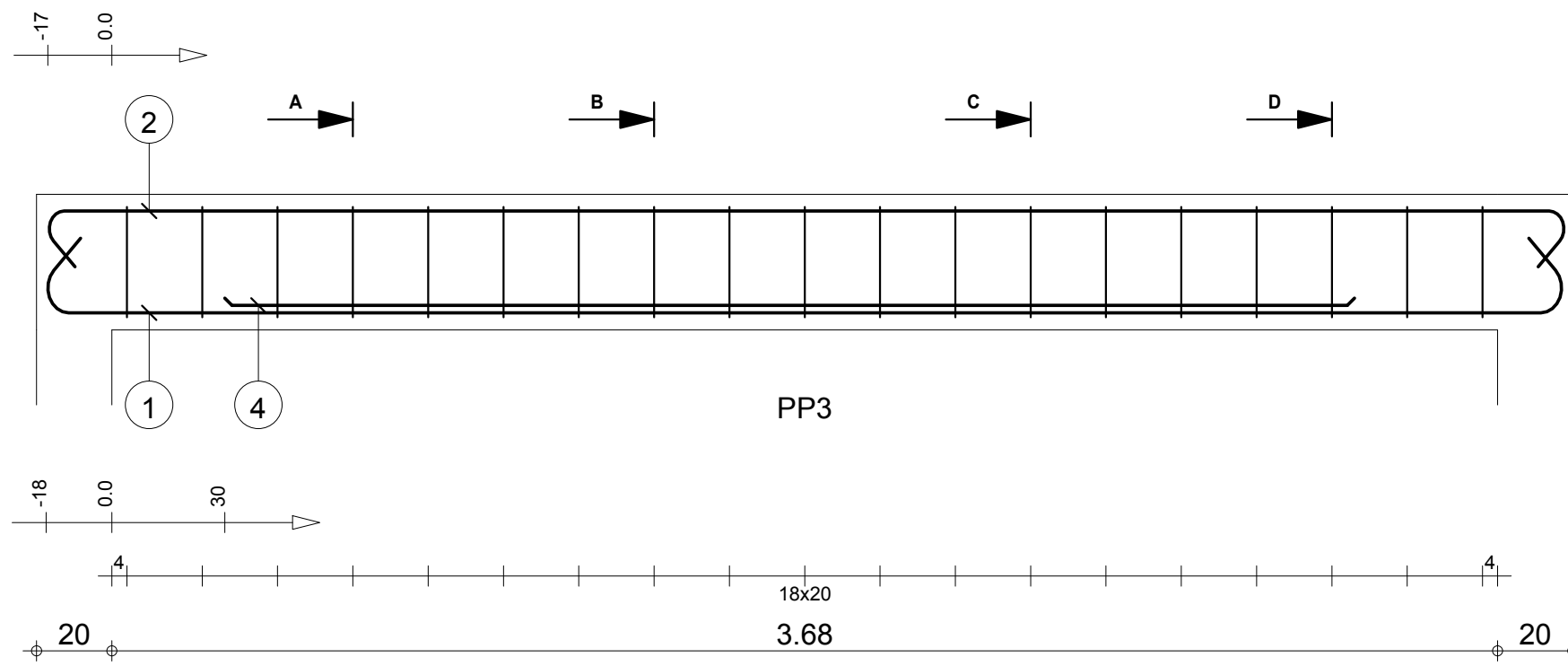
Tenue au feu 0h	Fissuration peu préjudiciable	Tél.	Fax	Reprise de bétonnage : Oui	Béton : BETON22 = 0.592 m3	Acier HA 400 = 23.1 kg
					Surface du coffrage = 9.38 m2	Acier HA 400 = 7.23 kg
					Densité = 51.18 kg/ m3	Enrobage inférieur 2.5 cm
					Diamètre moyen = 7.89mm	Enrobage latéral 2.5 cm
						Enrobage supérieur 2.5 cm
						Echelle pour la vue 2.5cm/m x 1/20
						Echelle pour la section 6.67cm/m
						Page 1/1

Pos.	Armature		Code	Forme
①	2HA 10	l=4.32	00	
②	2HA 8	l=4.24	00	
③	19HA 6	l=92	31	
④	2HA 8	l=3.00	00	



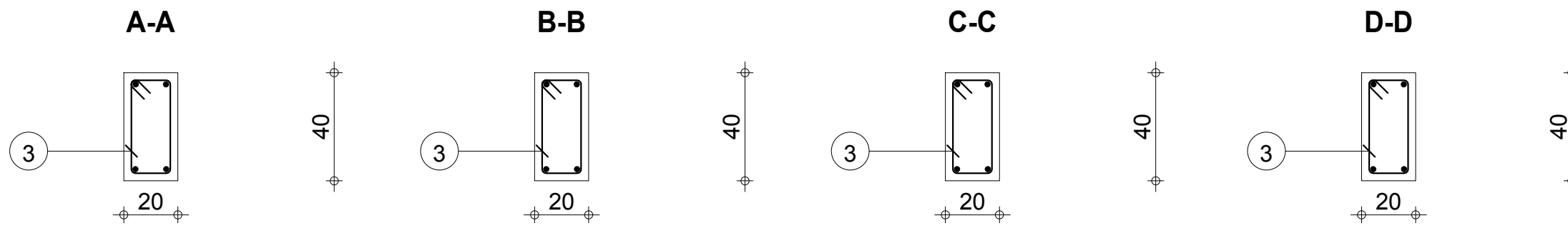
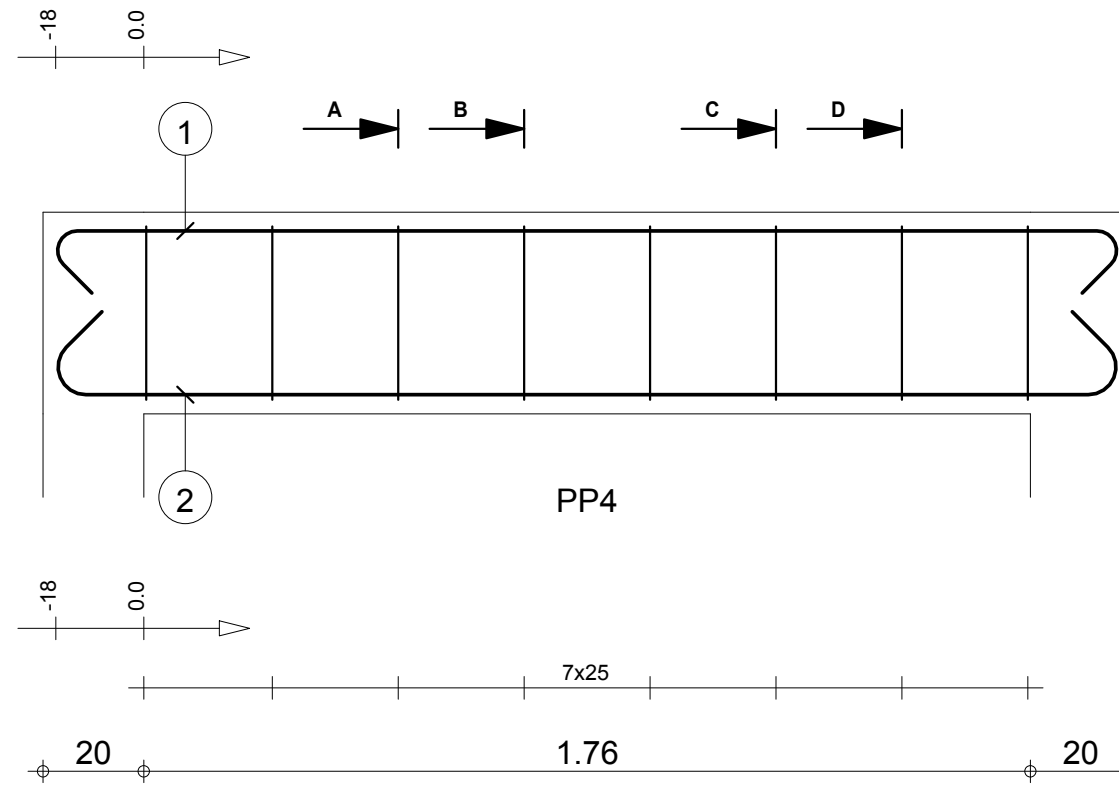
Tenue au feu 0h	Fissuration peu préjudiciable	Tél.	Fax	Béton : BETON22 = 0.242 m3	Acier HA 400 = 11 kg
			Reprise de bétonnage : Oui	Surface du coffrage = 3.26 m2	Acier HA 400 = 3.87 kg
POUTRES PH RDC OPHTAMOLOGIE		PP2 : PP2 Section 20x30		Enrobage inférieur 2.5 cm Enrobage latéral 2.5 cm Enrobage supérieur 2.5 cm	
		Nombre 1		Densité = 61.57 kg/ m3 Diamètre moyen = 7.57mm	
		www.cours-genie-civil.com		Echelle pour la vue 5.56cm/m x 6.67cm/m Echelle pour la section 6.67cm/m	
					Page 1/1

Pos.	Armature		Code	Forme
①	2HA 10	l=4.37	00	
②	2HA 8	l=4.29	00	
③	19HA 6	l=92	31	
④	2HA 8	l=3.00	00	



Tenue au feu 0h	Fissuration peu préjudiciable	Tél.	Fax	Reprise de bétonnage : Oui	Béton : BETON22 = 0.245 m3	Acier HA 400 = 11.1 kg
				Nombre 1	Surface du coffrage = 3.3 m2	Acier HA 400 = 3.87 kg
					Densité = 61.22 kg/ m3	Enrobage inférieur 2.5 cm
					Diamètre moyen = 7.57mm	Enrobage latéral 2.5 cm
						Enrobage supérieur 2.5 cm
						Echelle pour la vue 5.56cm/m x 6.67cm/m
						Echelle pour la section 6.67cm/m
						Page 1/1

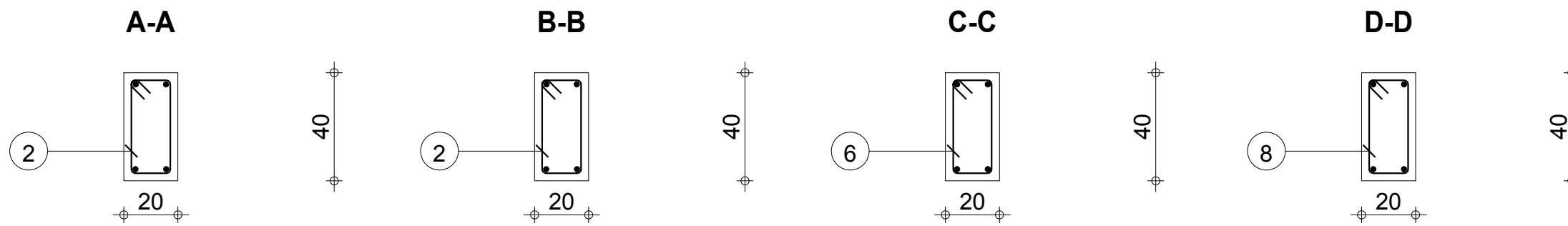
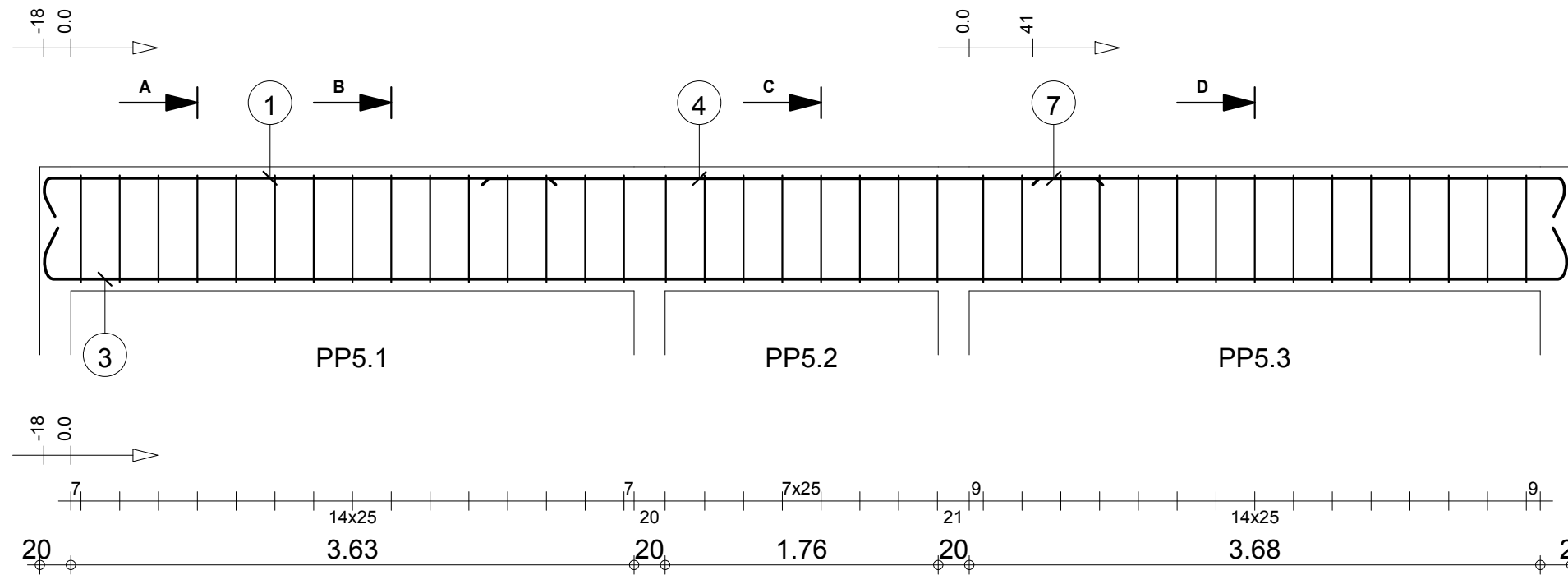
Pos.	Armature		Code	Forme
①	2HA 8	I=2.37	00	
②	2HA 10	I=2.45	00	
③	8HA 6	I=1.12	31	



Tenue au feu 0h	Fissuration peu préjudiciable	Tél.	Fax	Béton : BETON22 = 0.173 m3	Acier HA 400 = 4.89 kg
			Reprise de bétonnage : Oui	Surface du coffrage = 2.24 m2	Acier HA 400 = 1.99 kg
POUTRES PH RDC OPHTAMOLOGIE		PP4 : PP4 Section 20x40		Densité = 39.71 kg/ m3	Enrobage inférieur 2.5 cm
		Nombre 1		Diamètre moyen = 7.56mm	Enrobage supérieur 2.5 cm
				Echelle pour la vue 6.67cm/m	Enrobage latéral 2.5 cm
				Echelle pour la section 1/20	Page 1/1

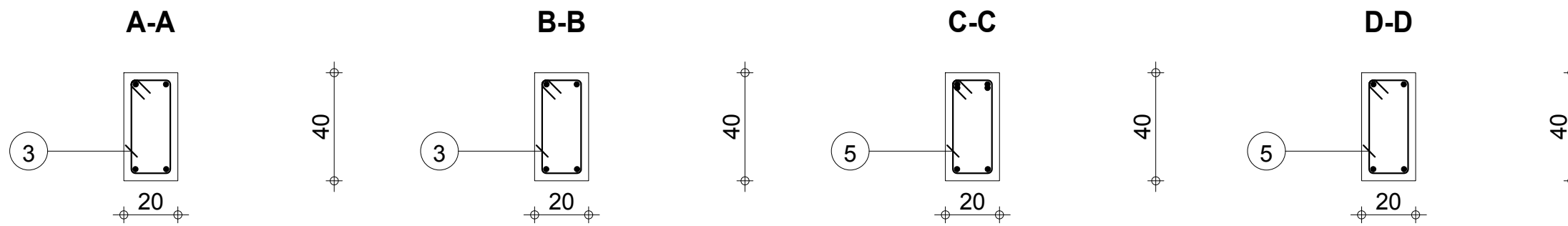
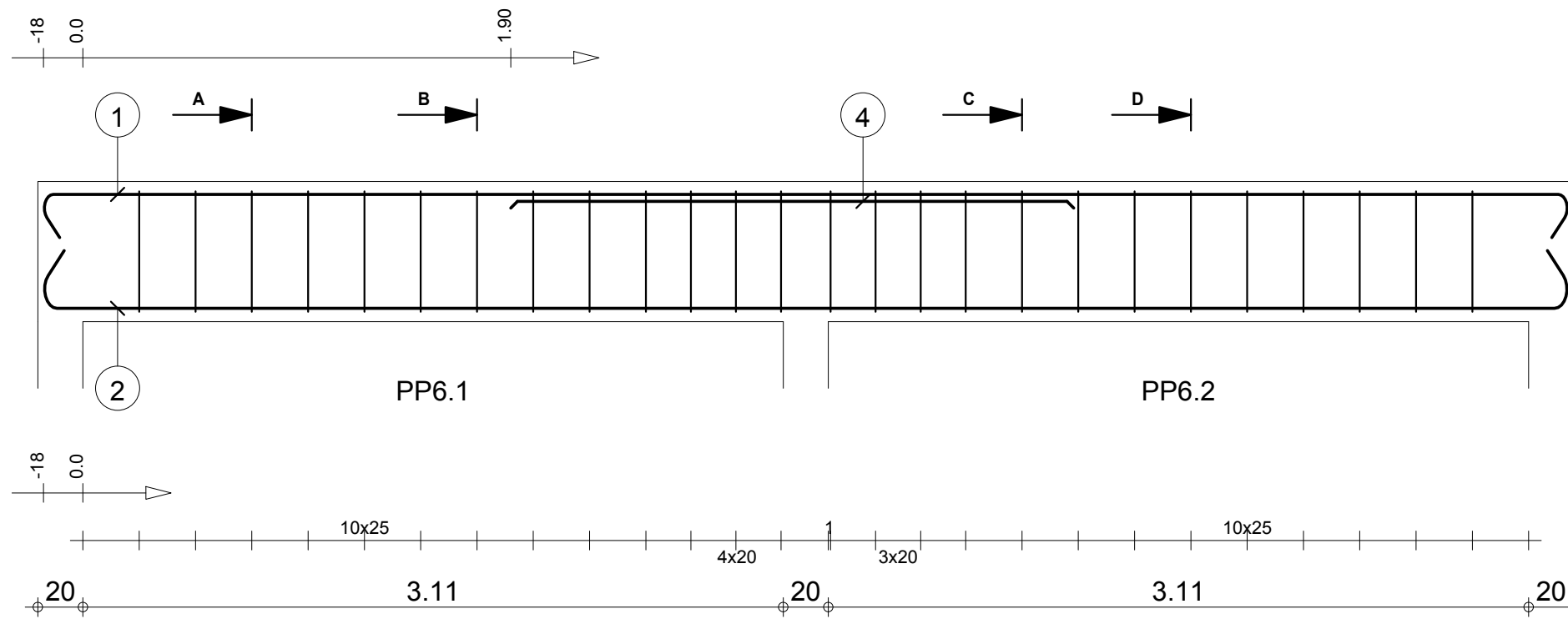


Pos.	Armature		Code	Forme
①	2HA 8	l=3.43	00	
②	15HA 6	l=1.12	31	
③	2HA 10	l=10.16	00	
④	2HA 10	l=4.00	00	
⑥	8HA 6	l=1.12*	31	
⑦	2HA 8	l=3.56	00	
⑧	15HA 6	l=1.12	31	



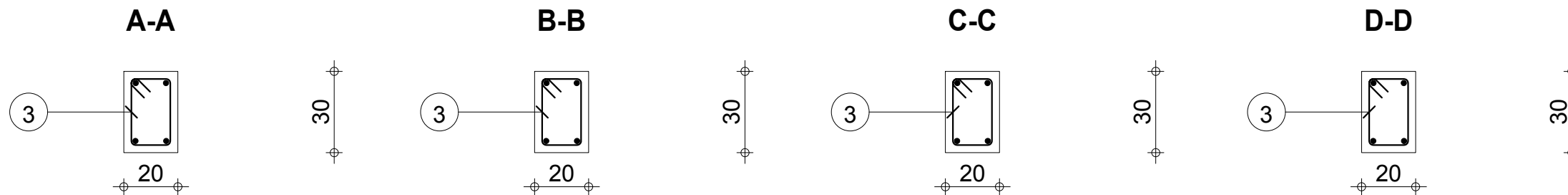
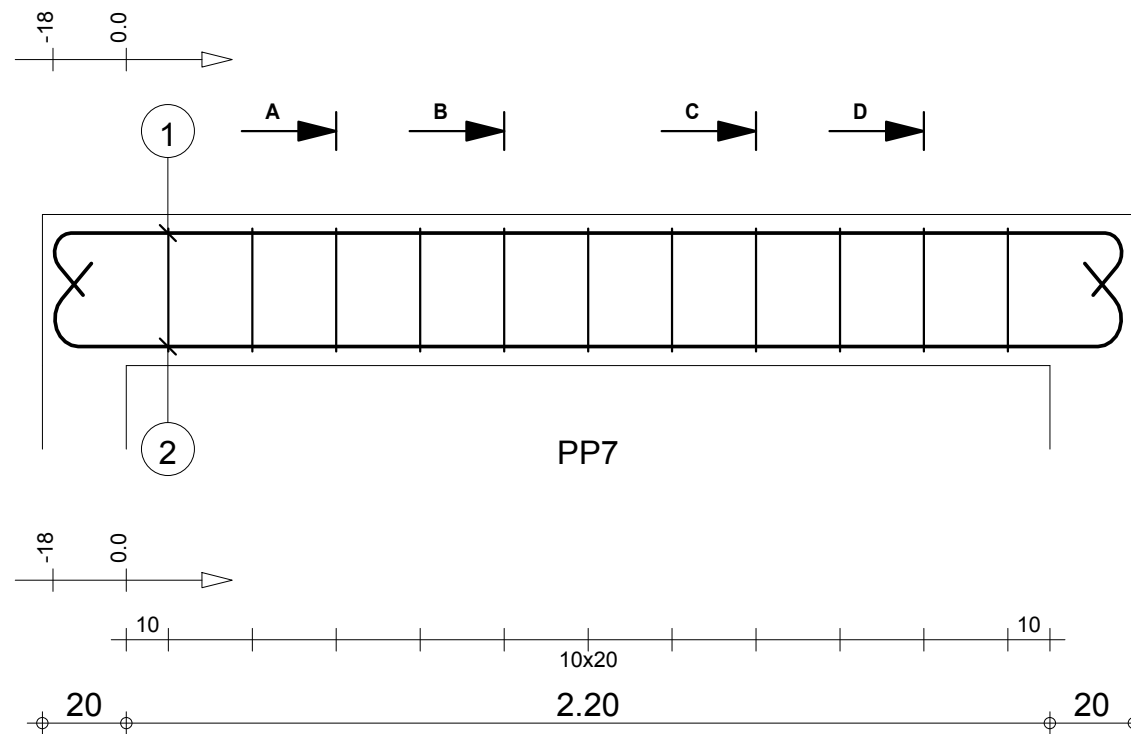
Tenue au feu 0h	Fissuration peu préjudiciable	Tél.	Fax	Reprise de bétonnage : Oui	Béton : BETON22 = 0.79 m3	Acier HA 400 = 23 kg	Acier HA 400 = 9.42 kg
POUTRES PH RDC OPHTAMOLOGIE					PP5 Section 20x40	Surface du coffrage = 9.87 m2 Enrobage inférieur 2.5 cm Enrobage latéral 2.5 cm Enrobage supérieur 2.5 cm	
					Nombre 1 Densité = 41.01 kg/ m3 Diamètre moyen = 7.67mm	Echelle pour la vue 2.5cm/m x 1/20 Echelle pour la section 1/20	
www.cours-genie-civil.com						Page 1/1	

Pos.	Armature		Code	Forme
①	2HA 8	l=7.03	00	
②	2HA 10	l=7.11	00	
③	13HA 6	l=1.12	31	
④	2HA 8	l=2.50	00	
⑤	13HA 6	l=1.12	31	

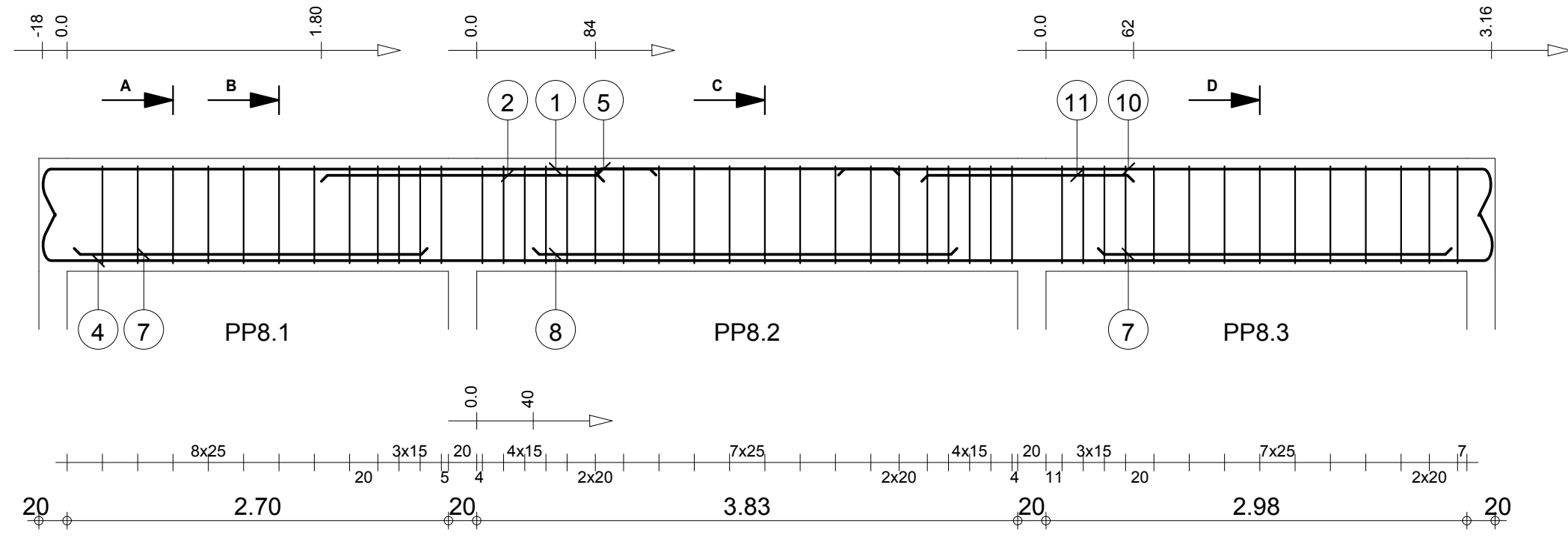


Tenue au feu 0h	Fissuration peu préjudiciable	Tél.	Fax	Reprise de bétonnage : Oui	Béton : BETON22 = 0.546 m3	Acier HA 400 = 16.3 kg
POUTRES PH RDC OPHTAMOLOGIE				PP6 Section 20x40	Surface du coffrage = 6.86 m2 Densité = 41.58 kg/ m3 Diamètre moyen = 7.52mm	Acier HA 400 = 6.45 kg Enrobage inférieur 2.5 cm Enrobage latéral 2.5 cm Enrobage supérieur 2.5 cm Echelle pour la vue 3.57cm/m x 5.56cm/m Echelle pour la section 1/20
				Nombre 1 www.cours-genie-civil.com	Page 1/1	

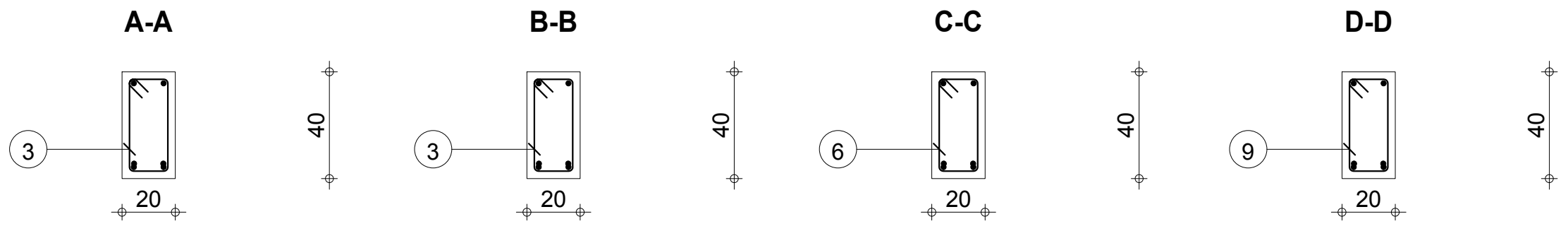
Pos.	Armature		Code	Forme
①	2HA 8	l=2.81	00	
②	2HA 10	l=2.89	00	
③	11HA 6	l=92	31	



Tenue au feu 0h	Fissuration peu préjudiciable	Tél.	Fax	Béton : BETON22 = 0.156 m3	Acier HA 400 = 5.78 kg
			Reprise de bétonnage : Oui	Surface du coffrage = 2.12 m2	Acier HA 400 = 2.24 kg
POUTRES PH RDC OPHTAMOLOGIE		PP7 : PP7 Section 20x30		Enrobage inférieur 2.5 cm Enrobage latéral 2.5 cm Enrobage supérieur 2.5 cm	
		Nombre 1		Densité = 51.41 kg/ m3 Diamètre moyen = 7.6mm	
				Echelle pour la vue 5.56cm/m x 6.67cm/m Echelle pour la section 1/20	
					Page 1/1



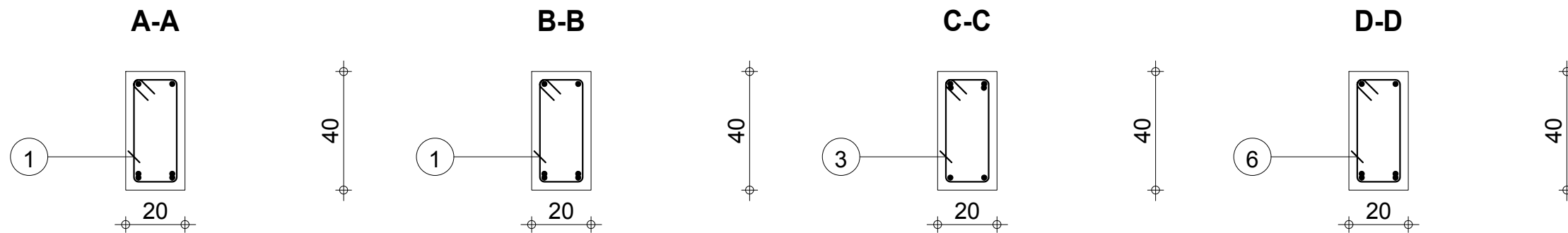
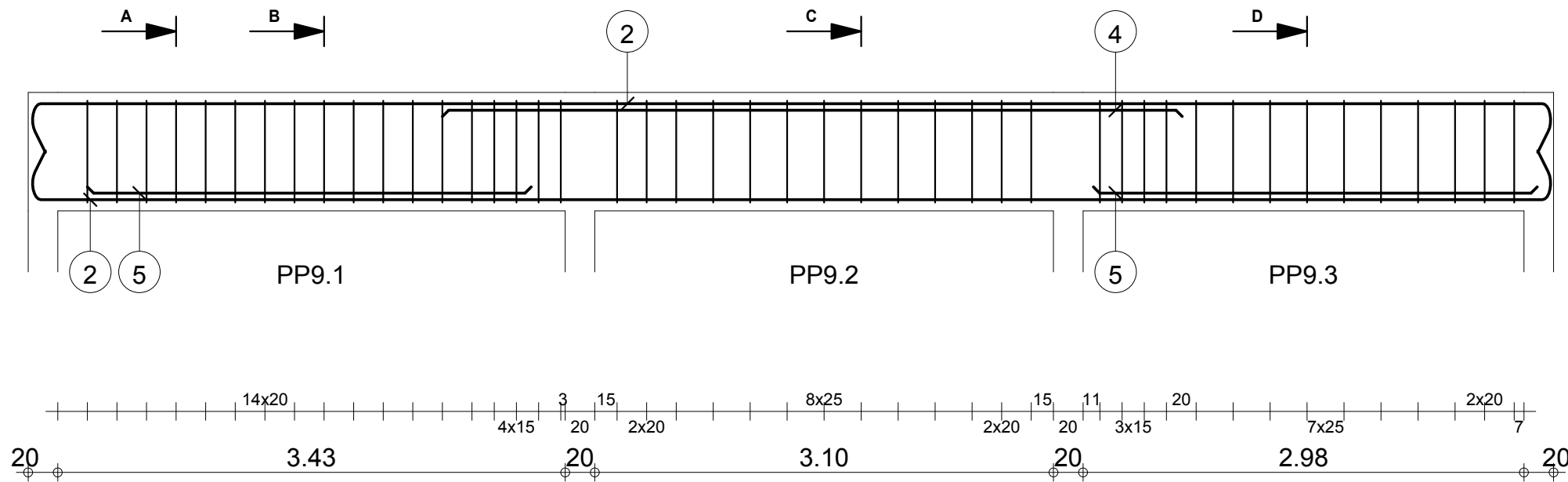
Pos.	Armature		Code	Forme
①	2HA 10	l=4.51	00	4.34
②	2HA 8	l=2.00	00	2.00
③	12HA 6	l=1.12	31	15 15
④	2HA 10	l=10.61	00	10.27
⑤	2HA 8	l=2.15	00	2.15
⑥	20HA 6	l=1.12	31	15 15
⑦	4HA 8	l=2.50	00	2.50
⑧	2HA 8	l=3.00	00	3.00
⑨	14HA 6	l=1.12	31	15 15
⑩	2HA 10	l=4.79	00	4.62
⑪	2HA 8	l=1.50	00	1.50



Tenue au feu 0h	Fissuration peu préjudiciable	Tél.	Fax	Reprise de bétonnage : Oui	Béton : BETON22 = 0.825 m3	Acier HA 400 = 35.3 kg	Acier HA 400 = 11.4 kg
POUTRES PH RDC OPHTAMOLOGIE				PP8 Section 20x40	Surface du coffrage = 10.3 m2 Densité = 56.61 kg/ m3 Diamètre moyen = 7.8mm	Enrobage inférieur 2.5 cm Enrobage latéral 2.5 cm Echelle pour la vue 2.5cm/m x 1/20 Echelle pour la section 1/20	Enrobage supérieur 2.5 cm Page 1/1

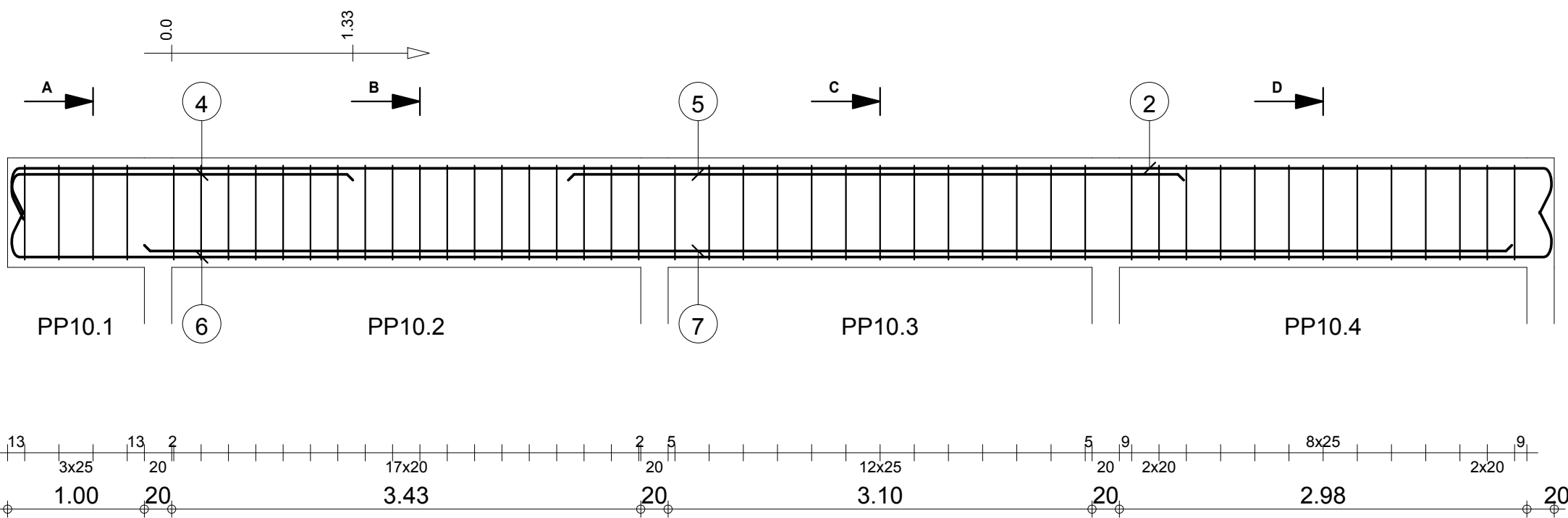


Pos.	Armature		Code	Forme
①	18HA 6	l=1.12	31	
②	4HA 10	l=10.61	00	
③	13HA 6	l=1.12	31	
④	2HA 8	l=5.00	00	
⑤	4HA 10	l=3.00	00	
⑥	14HA 6	l=1.12	31	

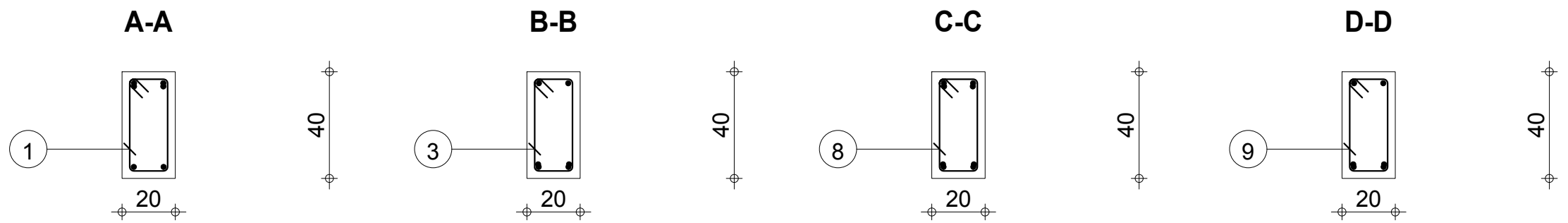


Tenue au feu 0h	Fissuration peu préjudiciable	Tél.	Fax	Reprise de bétonnage : Oui	Béton : BETON22 = 0.825 m3	Acier HA 400 = 37.5 kg	Acier HA 400 = 11.2 kg
POUTRES PH RDC OPHTAMOLOGIE				PP9 Section 20x40	Surface du coffrage = 10.3 m2 Densité = 59.03 kg/ m3 Diamètre moyen = 8.07mm	Enrobage inférieur 2.5 cm Enrobage latéral 2.5 cm Echelle pour la vue 2.5cm/m x 1/20 Echelle pour la section 5.56cm/m	Enrobage supérieur 2.5 cm Page 1/1





Pos.	Armature		Code	Forme
①	4HA 6	l=1.11	31	
②	2HA 10	l=11.61	00	
③	18HA 6	l=1.11	31	
④	2HA 10	l=2.67	00	
⑤	2HA 8	l=4.50	00	
⑥	2HA 10	l=11.61	00	
⑦	2HA 10	l=10.00	00	
⑧	13HA 6	l=1.11	31	
⑨	13HA 6	l=1.11	31	

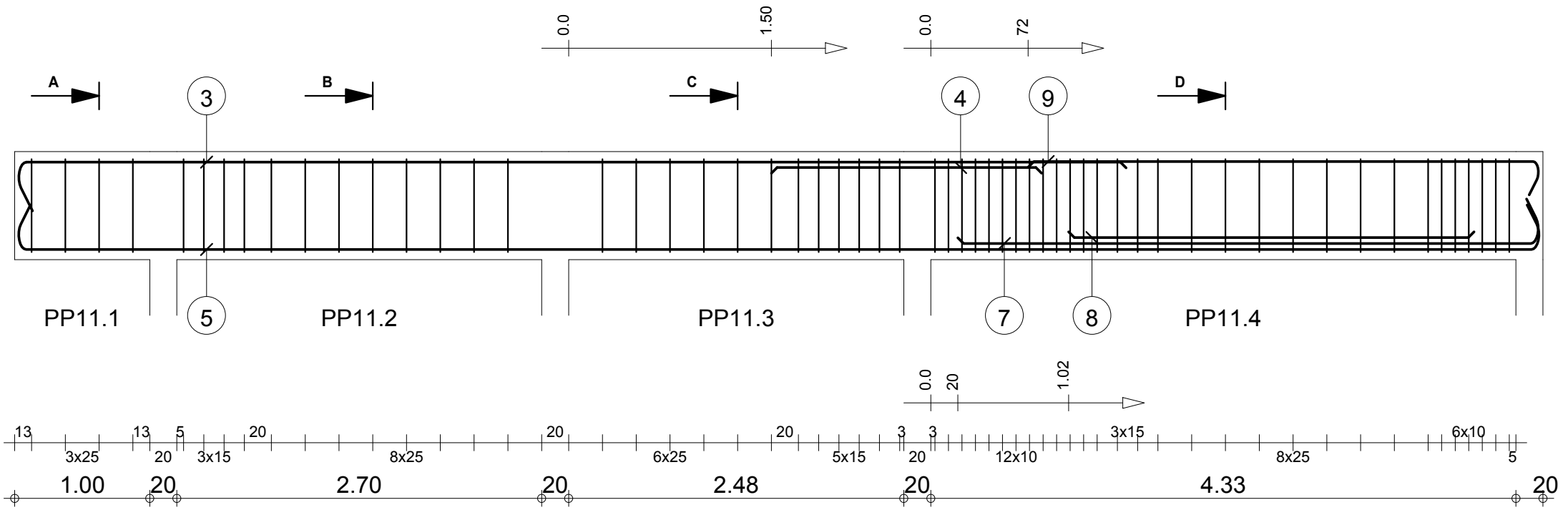


Tenue au feu 0h	Fissuration préjudiciable	Tél.	Fax	Reprise de bétonnage : Oui	Béton : BETON22 = 0.905 m3	Acier HA 400 = 47.8 kg
				Nombre 1	Surface du coffrage = 11.3 m2	Acier HA 400 = 11.9 kg
					Densité = 65.97 kg/ m3	Enrobage inférieur 2.5 cm
					Diamètre moyen = 8.27mm	Enrobage latéral 2.5 cm
						Enrobage supérieur 2.5 cm
						Echelle pour la vue 2.5cm/m x 1/20
						Echelle pour la section 1/20

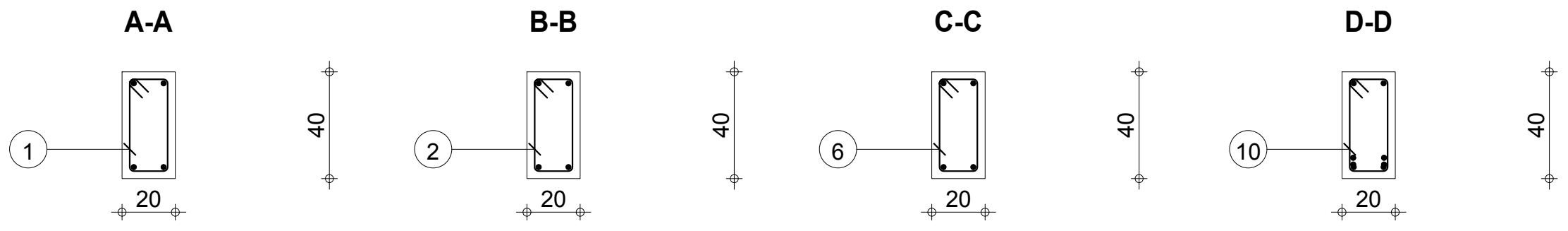
POUTRES PH RDC
OD<H5 AC @C; 9

PP10
Section 20x40

www.cours-genie-civil.com

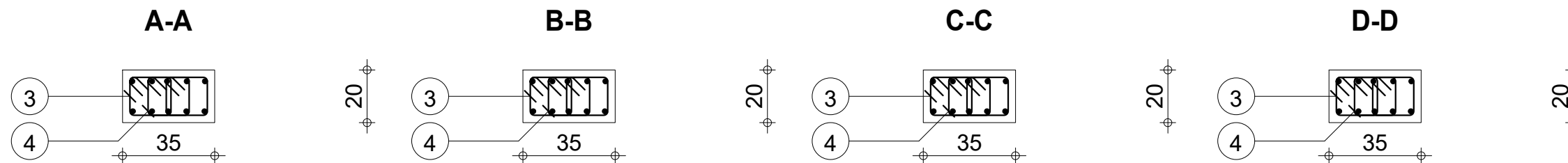
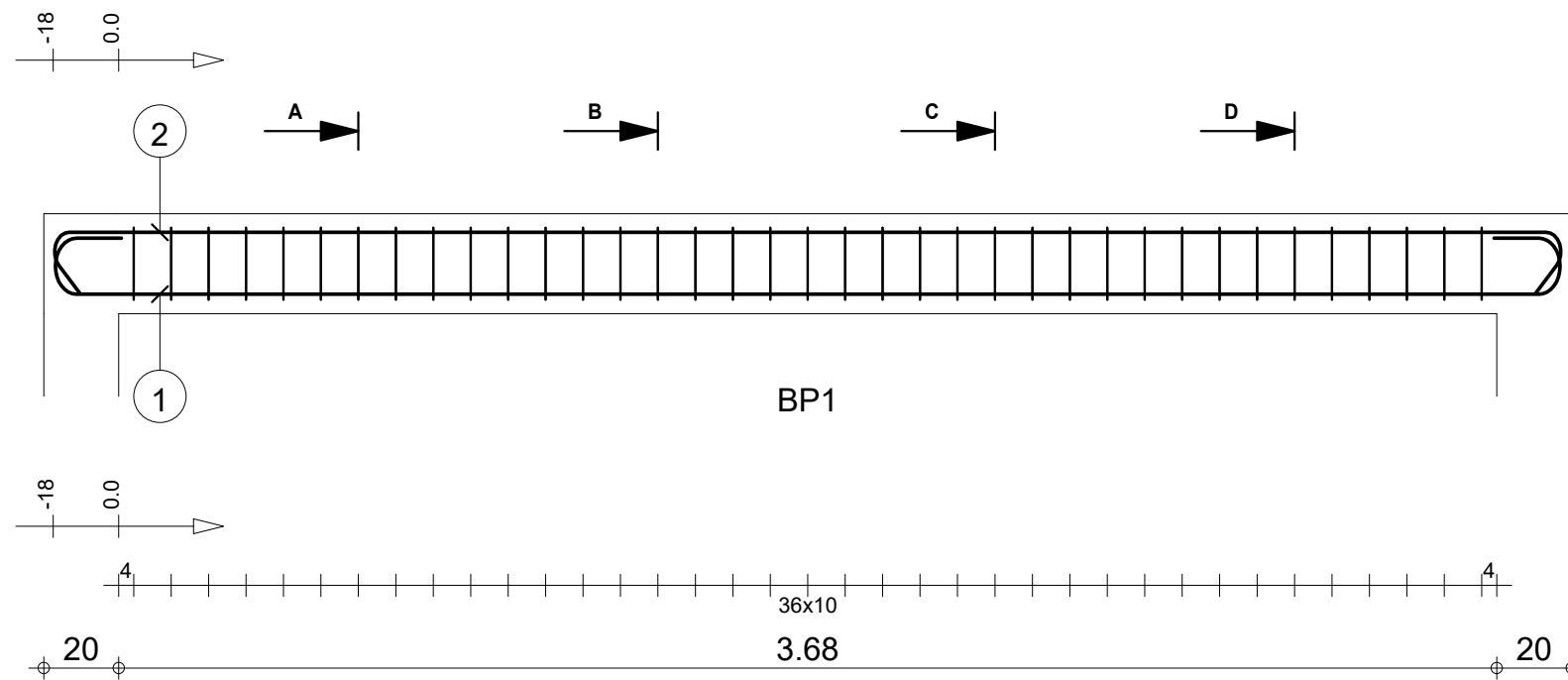


Pos.	Armature		Code	Forme
①	4HA 6	l=1.11	31	
②	12HA 6	l=1.11	31	
③	2HA 12	l=8.39	00	
④	2HA 12	l=2.00	00	
⑤	2HA 10	l=11.60	00	
⑥	12HA 6	l=1.11	31	
⑦	2HA 10	l=4.47	00	
⑧	2HA 10	l=3.00	00	
⑨	2HA 8	l=3.91	00	
⑩	30HA 6	l=1.11	31	



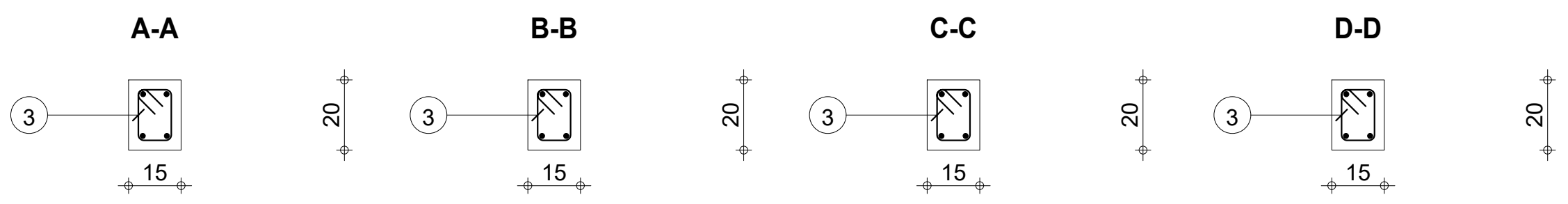
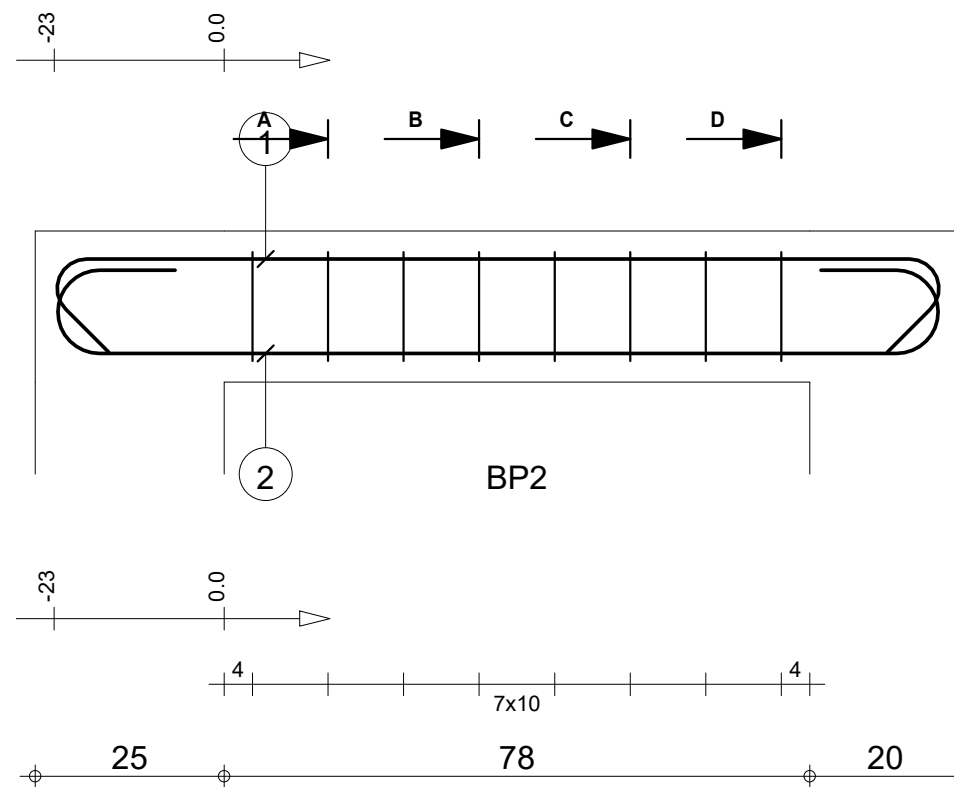
Tenue au feu 0h	Fissuration peu préjudiciable	Tél.	Fax	Reprise de bétonnage : Oui	Béton : BETON22 = 0.905 m3	Acier HA 400 = 45 kg
POUTRES PH RDC OPHTAMOLOGIE				PP11 Section 20x40	Surface du coffrage = 11.3 m2 Densité = 65.64 kg/ m3 Diamètre moyen = 8.23mm	Acier HA 400 = 14.3 kg Enrobage inférieur 2.5 cm Enrobage latéral 2.5 cm Enrobage supérieur 2.5 cm
				Nombre 1 www.cours-genie-civil.com	Echelle pour la vue 2.5cm/m x 1/20 Echelle pour la section 1/20	Page 1/1

Pos.	Armature		Code	Forme
①	5HA 12	l=4.50	00	
②	5HA 8	l=4.29	00	
③	37HA 6	l=1.02	31	
④	74HA 6	l=60	31	



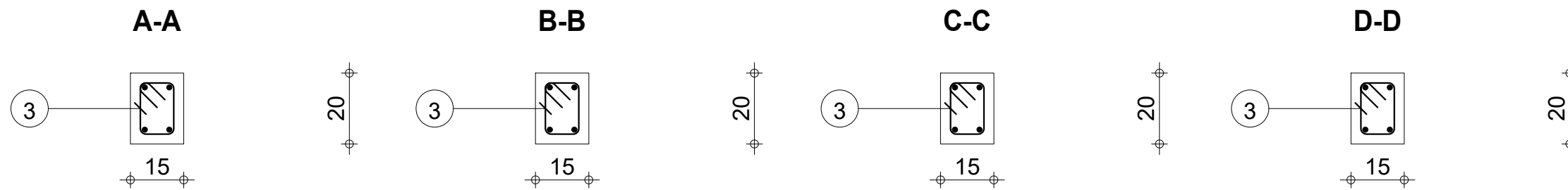
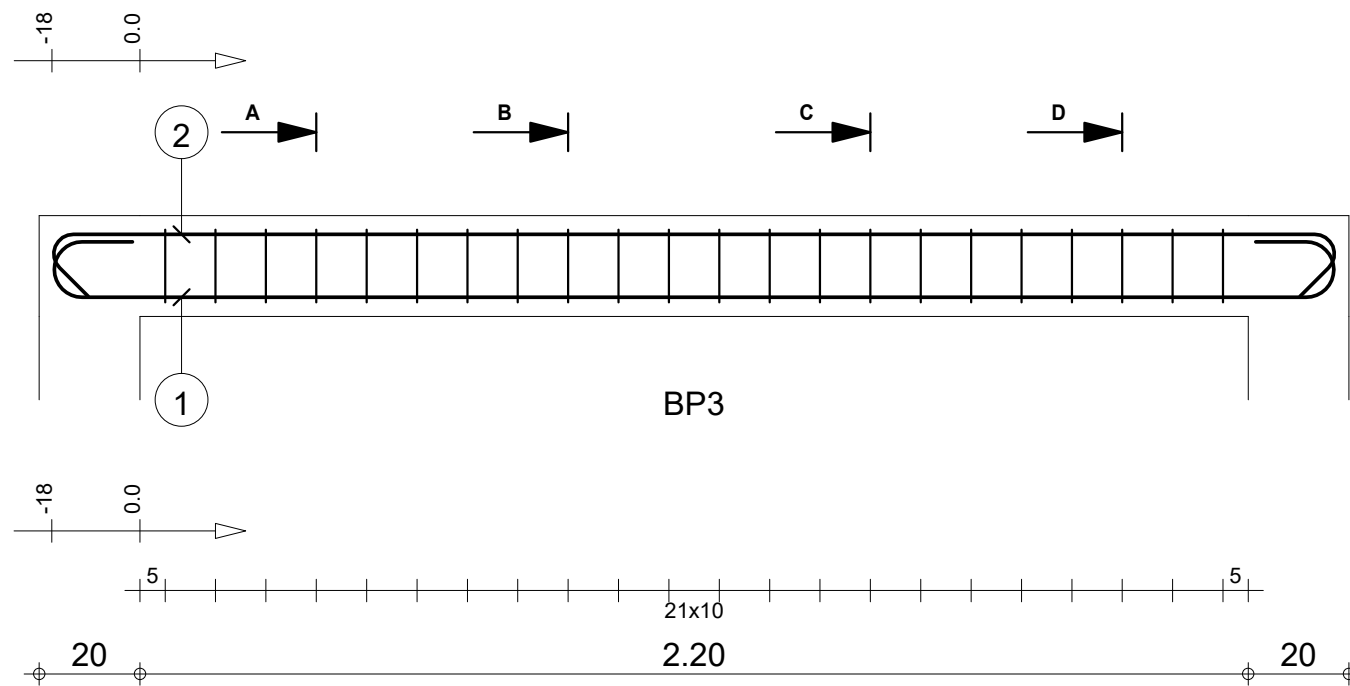
Tenue au feu 0h	Fissuration peu préjudiciable	Tél.	Fax	Reprise de bétonnage : Oui	Béton : BETON22 = 0.286 m3	Acier HA 400 = 28.4 kg	Acier HA 400 = 18.3 kg
POUTRES PH RDC OPHTAMOLOGIE				BP1 : BP1 Section 35x20	Surface du coffrage = 3.06 m2 Densité = 163.3 kg/ m3 Diamètre moyen = 7.41mm	Enrobage inférieur 2.5 cm Enrobage latéral 2.5 cm Echelle pour la vue 1/20 x 6.67cm/m Echelle pour la section 1/20	Enrobage supérieur 2.5 cm Page 1/1
				Nombre 1	www.cours-genie-civil.com		

Pos.	Armature		Code	Forme
①	2HA 8	I=1.43	00	
②	2HA 10	I=1.60	00	
③	8HA 6	I=62	31	



Tenu au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Tél.	Fax	Reprise de bétonnage : Oui	
POUTRES PH RDC OPHTAMOLOGIE	BP2 : BP2 Section 15x20		Nombre 1		Béton : BETON22 = 0.0367 m3		Acier HA 400 = 3.1 kg
					Surface du coffrage = 0.666 m2		Acier HA 400 = 1.1 kg
					Densité = 114.4 kg/ m3		Enrobage inférieur 2.5 cm
					Diamètre moyen = 7.68mm		Enrobage latéral 2.5 cm
					Echelle pour la vue 1/10		Enrobage supérieur 2.5 cm
					Echelle pour la section 6.67cm/m		Page 1/1

Pos.	Armature		Code	Forme
①	2HA 10	l=2.98	00	
②	2HA 8	l=2.81	00	
③	22HA 6	l=62	31	



Tenue au feu 0h	Fissuration peu préjudiciable	Tél.	Fax	Reprise de bétonnage : Oui	Béton : BETON22 = 0.078 m3	Acier HA 400 = 5.88 kg
				Nombre 1	Surface du coffrage = 1.43 m2	Acier HA 400 = 3.02 kg
					Densité = 114.1 kg/ m3	Enrobage inférieur 2.5 cm
					Diamètre moyen = 7.39mm	Enrobage supérieur 2.5 cm
						Enrobage latéral 2.5 cm
						Echelle pour la vue 6.67cm/m
						Echelle pour la section 6.67cm/m
						Page 1/1

HOPITAL DE ZONE DE SAVE

OPHTHALMOLOGIE

Vue en plan charpente: Implantation des pannes

MATRE D'OUVRAGE



MINISTRE
DE LA SANTE

MATRE D'OEUVRE



AFRIQUE OMNITECH
03 BP 433 Akoua Cotonou
Tél : (229) 21 31 18 46
E-Mail: info@omnitech.ci@gmail.com
www.omnitech-consult.com

BUREAU DE
CONTROLE



ENTREPRISE
EXECUTANTE



Date :	Ingenieurs:	Dessinateurs:
Mars. 2016	Firmin H.	Carmélia G.
Echelles :	Vérificateur:	
1/75	Prosper Z.	

MODIFICATIONS	
A	Réf: 011/DG/ECO-CQ/2016 du 08 Février 2016
B	
C	
D	
E	

N° PE/ BA136-A

L'ACIER
Conseils & Services

09 BP 340 Cotonou (République)
TEL : (00229) 21-41-54-00/95 46 50 81
Email : acier_cs@yahoo.fr

HYPOTHESES DE CALCUL

- * Profondeur de fouille/T.N
- pour toutes les semelles = 1,40m
- * Contrainte adm. sol = 1,60 bars
- * Enrobage:
 - 4cm en fondation
 - 2,5cm en élévation
- * Béton
 - f_{cd}: 22MPa à 28 jours.
- * Acier: fe400
- * Fissuration:
 - préjudiciable en fondation
 - peu préjudiciable en élévation
- * Dosage béton:
 - A définir par formulation suivant les résistances à obtenir.

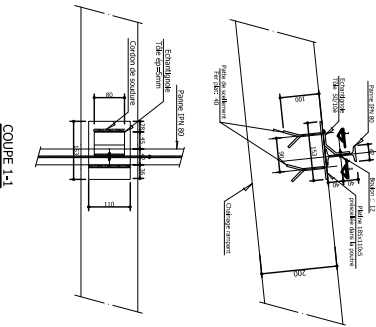
SECTION POTEAUX

Ra3 ■ (15x15)

NOTA BENE:

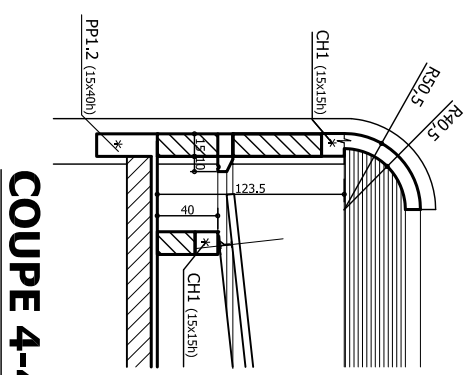
- 1- COUPE GENERALE A-A
Se référer au plan N° PE/BA 164.
- 2- AUTRES DETAILS:
Se référer aux plans N° PE/BA 155;
PE/BA 156.

Détail C
EXPLICATION DE LA VAINNE SUIVANT LES CARACTÉRISTIQUES

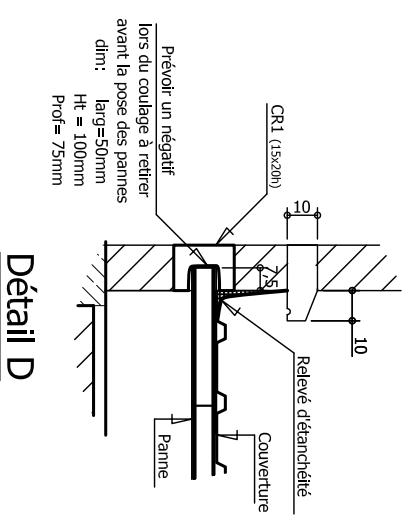


LEGENDE:

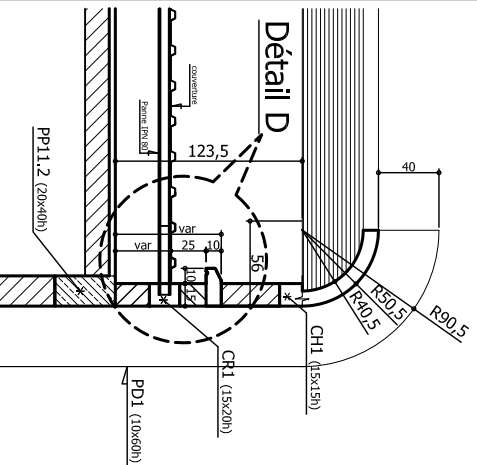
- P1 : Poteau type 1
- CR1 : Chaînage rampant type1
- Poteaux à continuer
- Voiles en béton armé
- Poteaux s'arrétant
- Poteaux démarrant
- Mur en agglos creux de 15cm



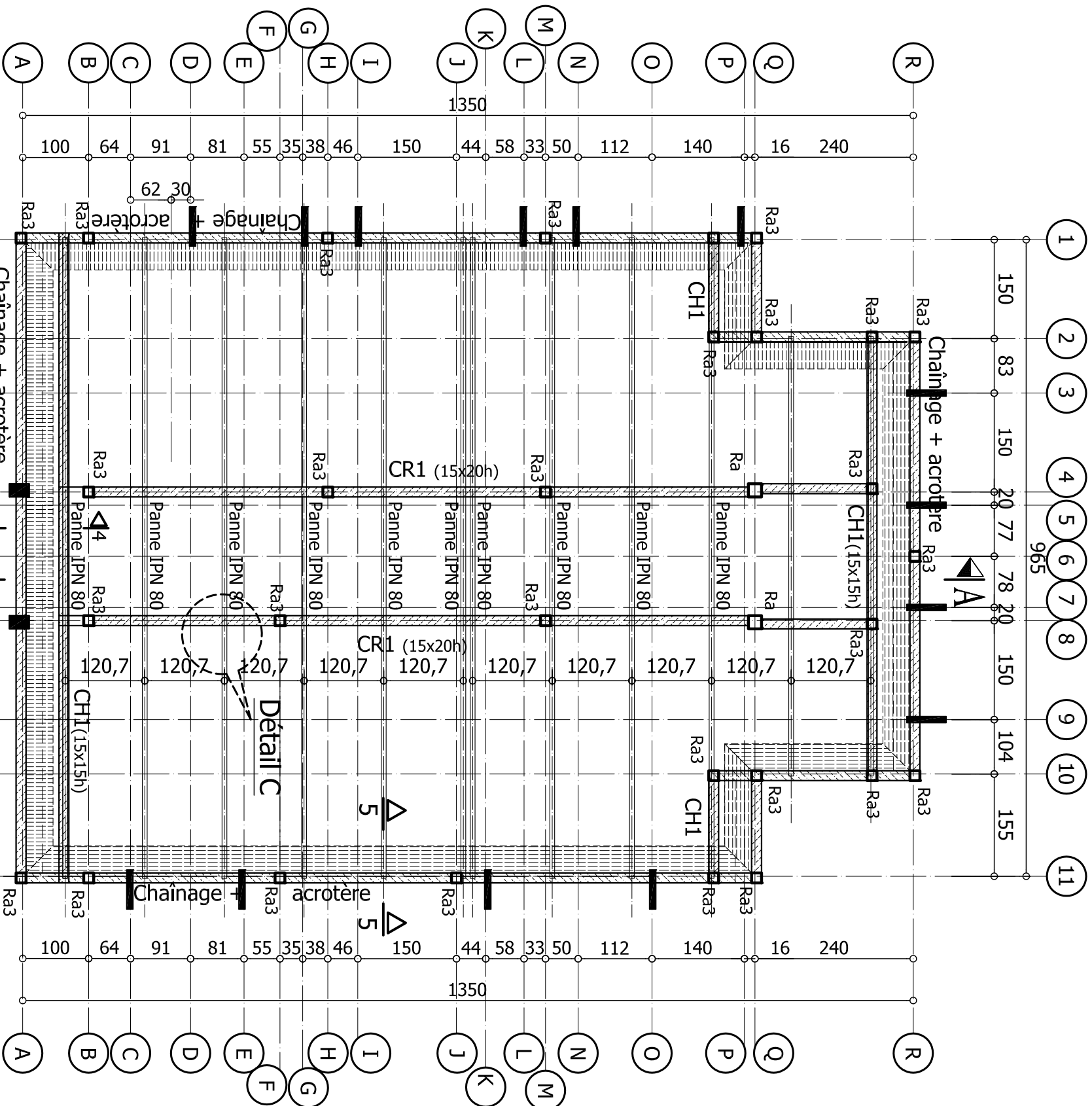
COUPE 4-4



Détail D



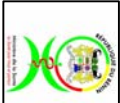
COUPE 5-5



VUE EN PLAN CHARPENTE

**HOPITAL DE ZONE DE SAVE
OPHTHALMOLOGIE
DETAILS CHARPENTE**

MATRE D'OUVRAGE



**MINISTERE
DE LA SANTE**

MATRE D'OEUVRE



AFRIQUE OMNITECH

03 BP 433 Gabon, Congo
Tel : (242) 71 31 18 46
E-Mail : afriqueomnittech@gmail.com
www.afriqueomnittech.com

BUREAU DE
CONTROLE



ENTREPRISE
EXECUTANTE



03 BP 395 Congo Tel 21 31 91 11

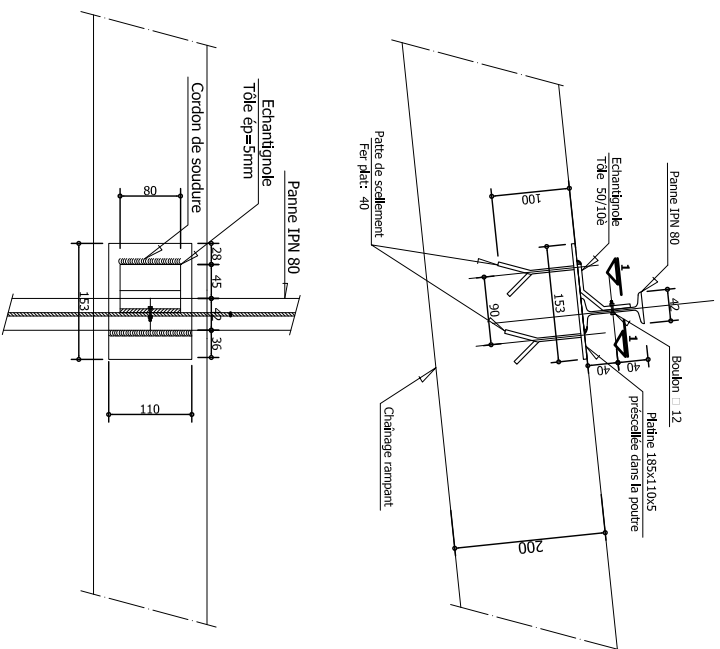
Date :	Mars. 2016	Ingenieurs:	Firmine H.	Dessinateurs:	Carmélia G.	MODIFICATIONS
Echelles :	SE	Vérificateur:	Prosper Z.			A Réf: 011/DG/ECO-QC/2016 du 08 Février 2016
						B
						C
						D
						E

N° PE/ BA137-A

L'ACIER
Conseils & Services

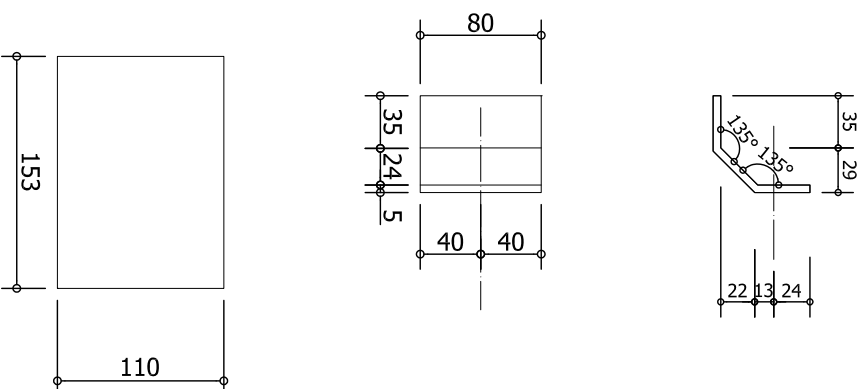
09 BP 340 Cotonou (République)
TEL : (242) 71 41 54 00 / 71 46 50 81
Email : l'acier_50@yahoo.fr

Détail C
FIXATION DE LA PANNE SUR
LES CHAINAGES RAMPANTS



COUPE 1-1

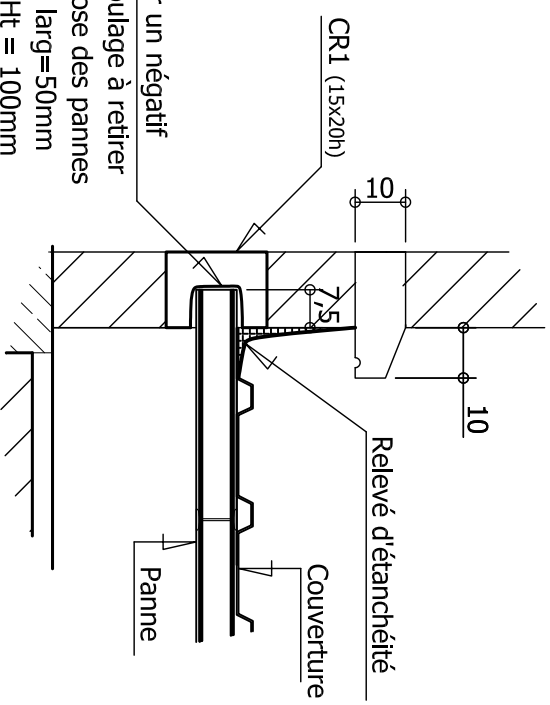
ECHANTIGNOLE



PLATINE

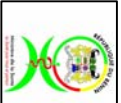
Prévoir un négatif
lors du coulage à retirer
avant la pose des pannes
dim: larg=50mm
Ht = 100mm
Prof = 75mm

Détail D



HOPITAL DE ZONE DE SAVE
OPHTALMOLOGIE
COUPES ET DETAILS SPECIFIQUES EN
SUPERSTRUCTURES : COFFRAGE

MATRE D'OUVRAGE



MINISTÈRE
DE LA SANTÉ

MATRE D'OEUVRE



AFRIQUE OMNITECH
 03 BP 483 Cotonou Bénin
 Tél : (+229) 21 34 18 46
 E-Mail : afric@omnitech@gmail.com
 www.afric-omnitech.com

BUREAU DE
CONTROLE



ENTREPRISE
EXECUTANTE



Date :
 Ingénieurs: Dessinateurs:

Mars. 2016
 Firmine H. Carmélia G.

Echelles : Vérificateur:

SE Prosper Z.

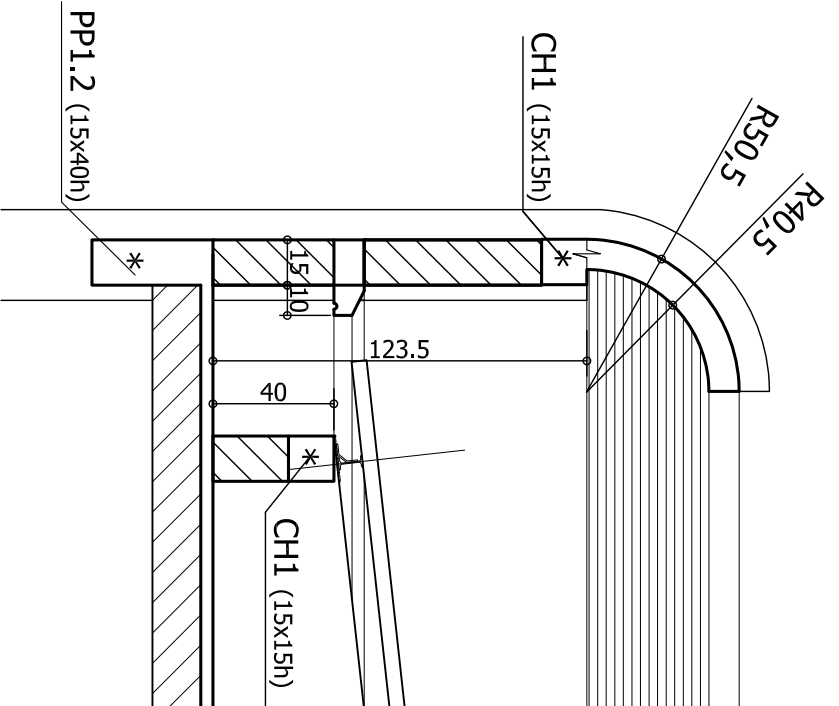
MODIFICATIONS

Ref: 011/DG/ECO-QC/2016 du 08
 Février 2016

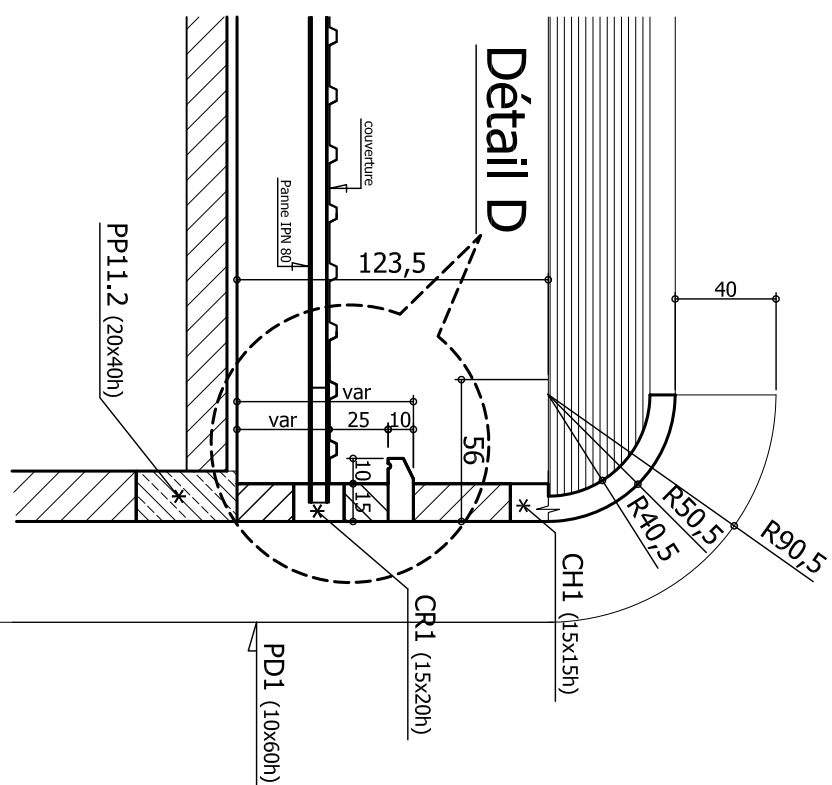
N° PE/ BA138-A



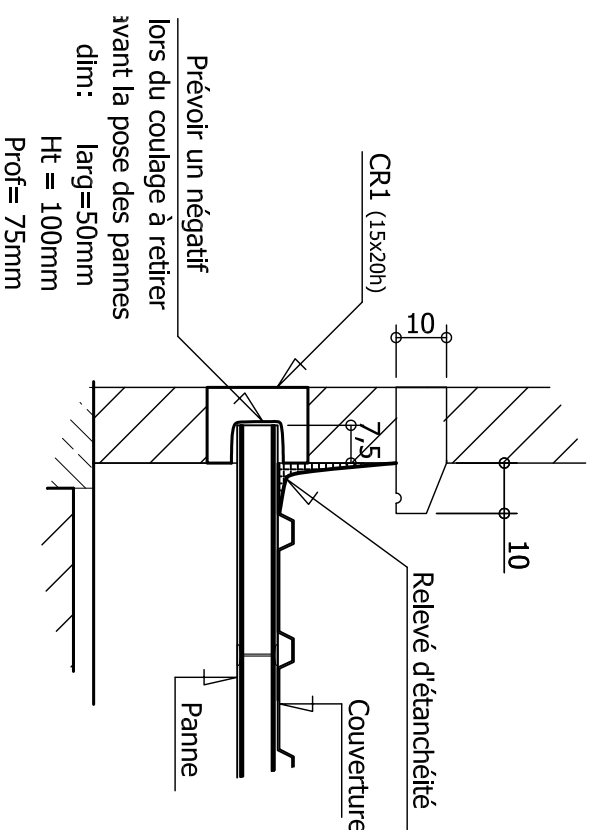
L'ACIER
 Conseils & Services
 09 BP 340 Cotonou (Républ. Bénin)
 TEL : (+00229) 21-41-54-00/95 54 50 81
 Email : akp_csa@afriool.com



COUPE 4-4



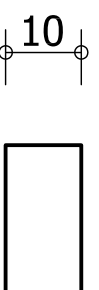
COUPE 5-5



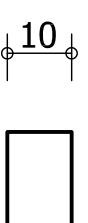
Détail D

Prévoir un négatif
 lors du coulage à retirer
 avant la pose des pannes
 dim:
 larg=50mm
 Ht = 100mm
 Prof= 75mm

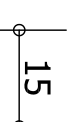
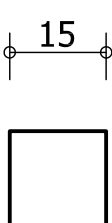
CHAINAGE: (CH4) (20 x 10H)
 (Chaînage allège sur mur de 20cm)



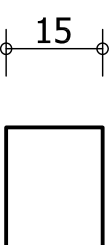
CHAINAGE: (CH2) (15 x 10H)
 (Chaînage allège sur mur de 15cm)



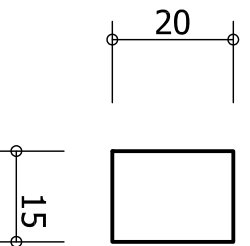
RAIDISSEUR (Ra3) (15 x 15)



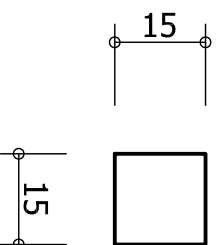
RAIDISSEUR (Ra1) (15 x 20)



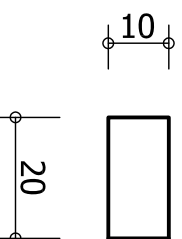
CHAINAGE: (CH3) (15 x 20H)
 (Chaînage linteau sur mur de 15cm)



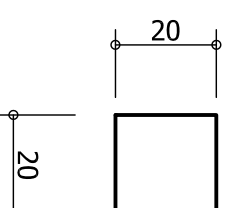
CHAINAGE: (CH1) (15 x 15H)



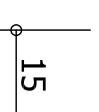
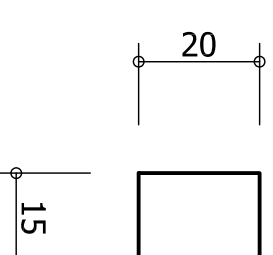
RAIDISSEUR (Ra4) (10 x 20)



CHAINAGE: (CH6) (20 x 20h)
 (Chaînage linteau sur mur de 15cm)



CHAINAGE: (CR1) (15 x 20h)
 (Chaînage rampant)



HOPITAL DE ZONE DE SAVE
OPHTALMOLOGIE
CUPES ET DETAILS SPECIFIQUES EN
SUPERSTRUCTURES : FERRAILLAGE

MATRE D'OUVRAGE
MINISTERE DE LA SANTE

MATRE D'OEUVRE
AFRIQUE OMNITECH
 03 BP 483 Sakhia Cotonou
 Tél : (+229) 21 34 18 46
 E-Mail: afric@omnitech@gmail.com
 www.afric-omnitech.com

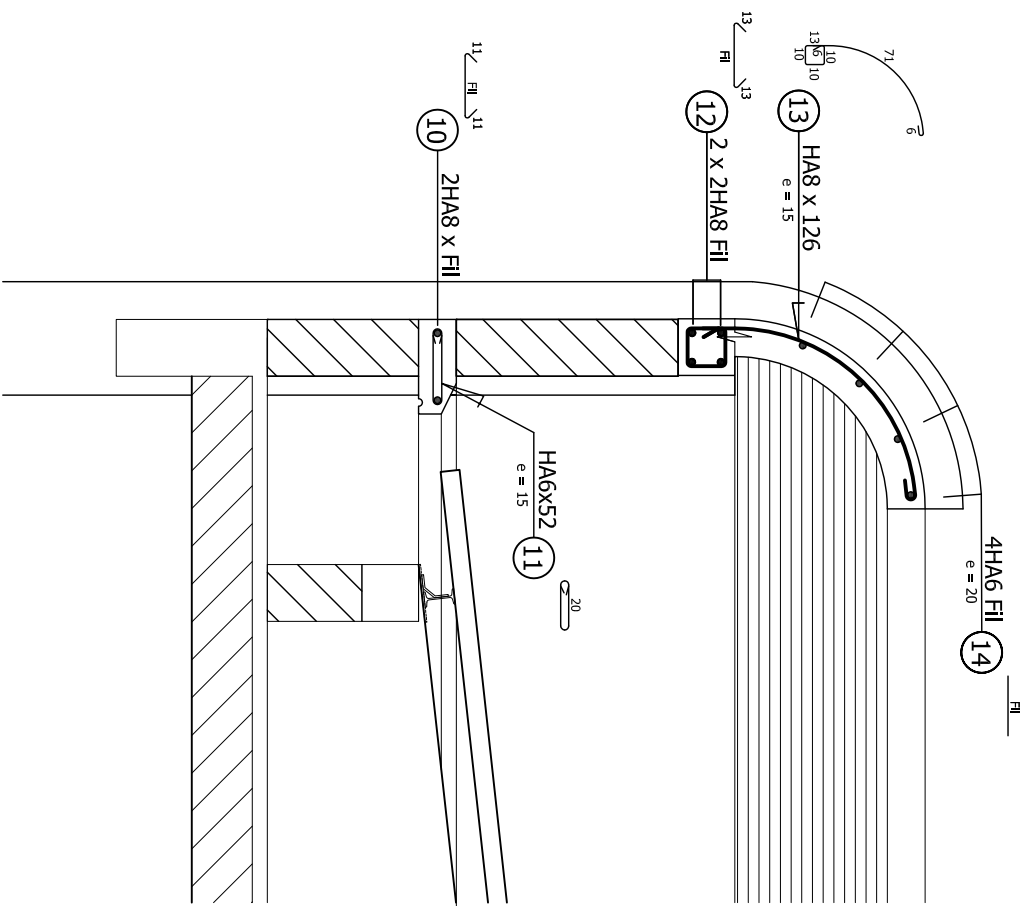
BUREAU DE CONTROLE
EPG

ENTREPRISE EXECUTANTE
SCACOV
 03 BP 3905 Cotonou Tél : (+229) 21 31 93 11

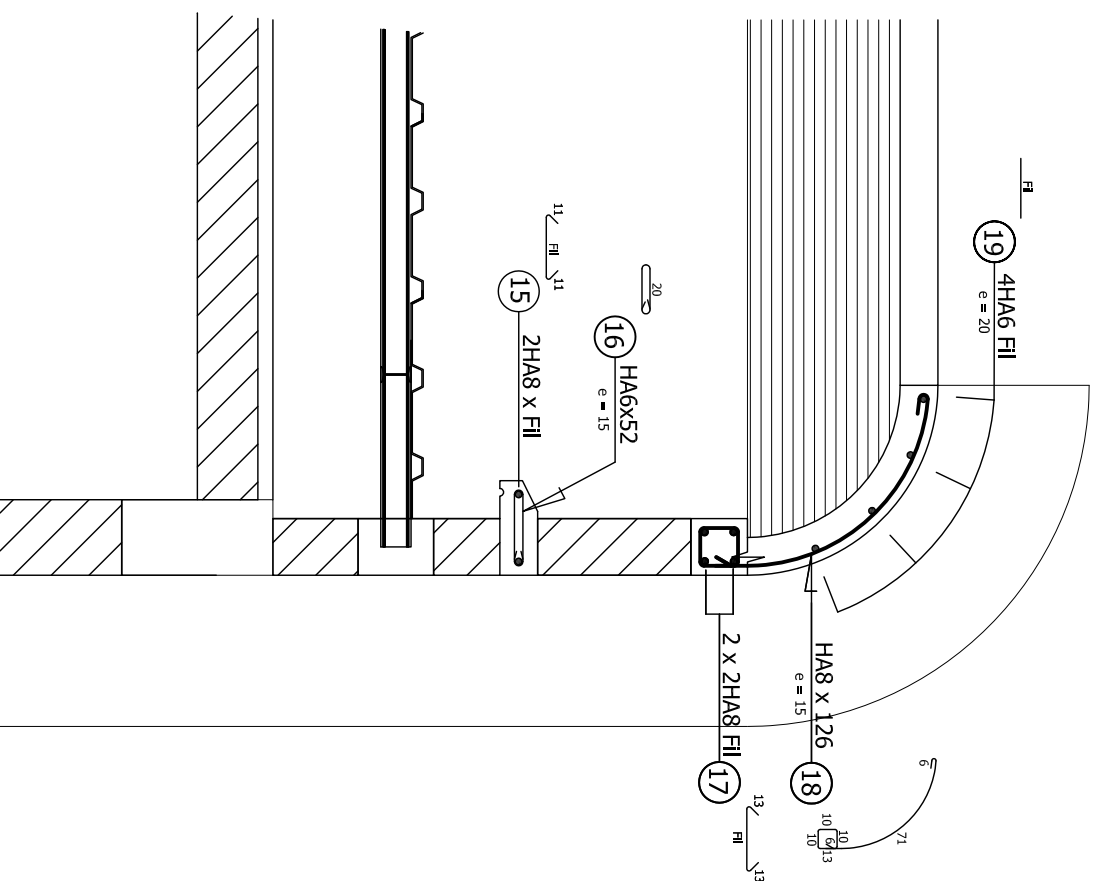
Date :	Mars. 2016	Ingenieurs:	Dessinateurs:
Echelles :	SE	Firmine H.	Carmélia G.
Verificateur:	Prosper Z.		

MODIFICATIONS	
A	Réf: 011/DG/ECOC-QC/2016 du 08 Février 2016
B	
C	
D	
E	

N° PE/ BA139-A
L'ACIER
Conseils & Services
 09 BP 340 Cotonou (République)
 TEL : (+00229) 21-41-54-00/95 46 50 81
 E-mail : acier_cs@yahoofr

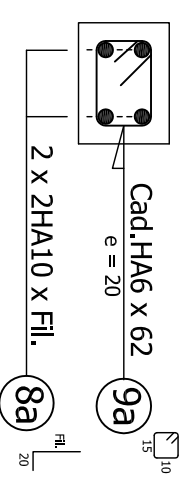


COUPE 4-4

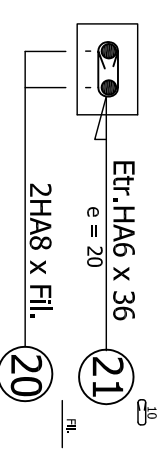


COUPE 5-5

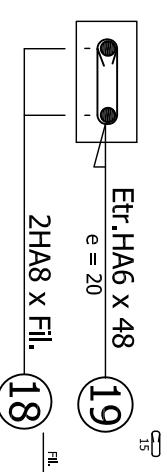
RAIDISSEUR (Ra1) (15 x 20)



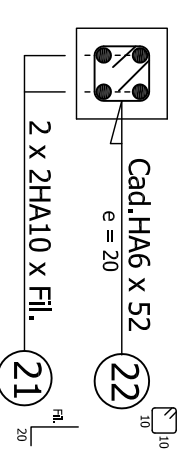
CHAINAGE: (CH2) (15 x 10H)
 (Chaînage allège sur mur de 15cm)



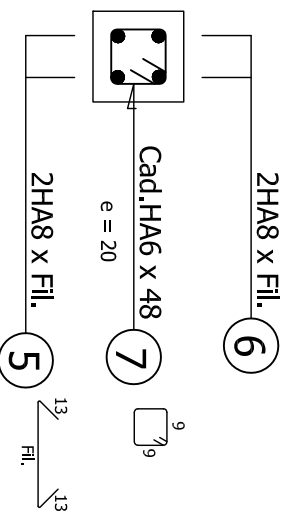
CHAINAGE: (CH4) (20 x 10H)
 (Chaînage allège sur mur de 20cm)



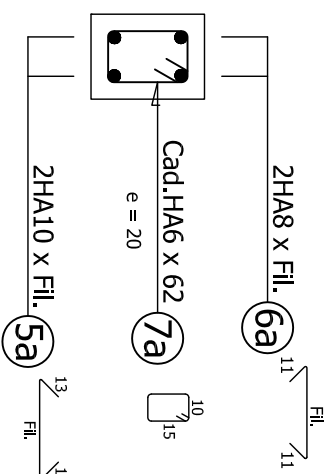
RAIDISSEUR (Ra3) (15 x 15)



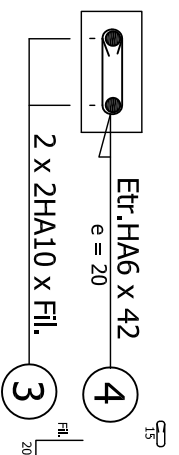
CHAINAGE: (CH1) (15 x 15H)



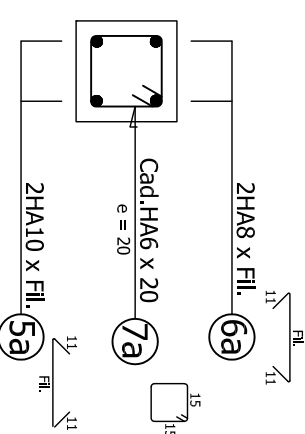
CHAINAGE: (CH3) (15 x 20H)
 (Chaînage linteau sur mur de 15cm)



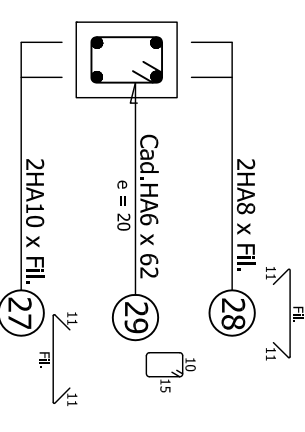
RAIDISSEUR (Ra4) (10 x 20)



CHAINAGE: (CH6) (20 x 20h)
 (Chaînage linteau sur mur de 15cm)



CHAINAGE: (CR1) (15 x 20h)
 (Chaînage rampant)



REPUBLIQUE DU BENIN

HÔPITAL DE ZONE DE SAVE OPHTAMOLOGIE

MAITRE D'OUVRAGE



MINISTERE DE LA SANTE

CONCEPTION
ARCHITECTURALE



SATA-AFRIQUE s.a.r.l.
01 B.P. 3610 Ouagadougou 01 Burkina Faso
TEL : (+226) 25 30 27 11
FAX : (+226) 25 30 27 12
Email : infos@satafrrique.com



AFRIQUE OMNITECH
03 BP 183 Jéricho Cotonou-Bénin
Tél: (+229) 21 30 18 46 / Fax: (+229) 21 30 25 02
E-Mail: afriqueomnitech@gmail.com
www.afrique-omnitech.com

BUREAU DE CONTROLES
TECHNIQUES



ENGINEERING CONSULTING AND CONSTRUCTION OFFICE
071 BP 291 Cotonou
Tél: (229) 21 38 69 93 / 90 90 64 48
E-Mail: eccoge@yahoo.fr

LABORATOIRE

ENTREPRISE EXECUTANTE
GROS OEUVRE



03BP 3505 Cotonou - Bénin
Tél: (+229) 21 33 95 31

N° PE/BA140-A

TABLEAU DES POUTRELLES

ECHELLE:

MODIFICATIONS

	N°	Date	Nature	Structure
		A	16/03/16	Corrections conformément aux observations de ECCO-GC. Réf: 011/DG/ECCO-GC/2016
	B			
	C			
	D			
MAR. 2016				



L'ACIER CONSEILS & SERVICES
ACS sarl

Ingénierie BTP - Etudes techniques de structure : bâtiment, travaux publics, assainissement -
environnement - expertise - gestion de projet - études de faisabilité - études de détail -
aménagement - études de suivi - études de maintenance

www.cours-genie-civil.com

09 BP 349 Cotonou
(Rép.Bénin)
TEL. :(00229) 211 506 80
962 919 97
E-Mail: acier_cs@yahoo.fr

CONCEPTION

DESSIN

Firmine HOUNTONDI

Roméo HOUNKPE

VERIFICATION

Prosper ZOHOUNGBOGBO

SCHEMA TYPE DES POUTRELLES

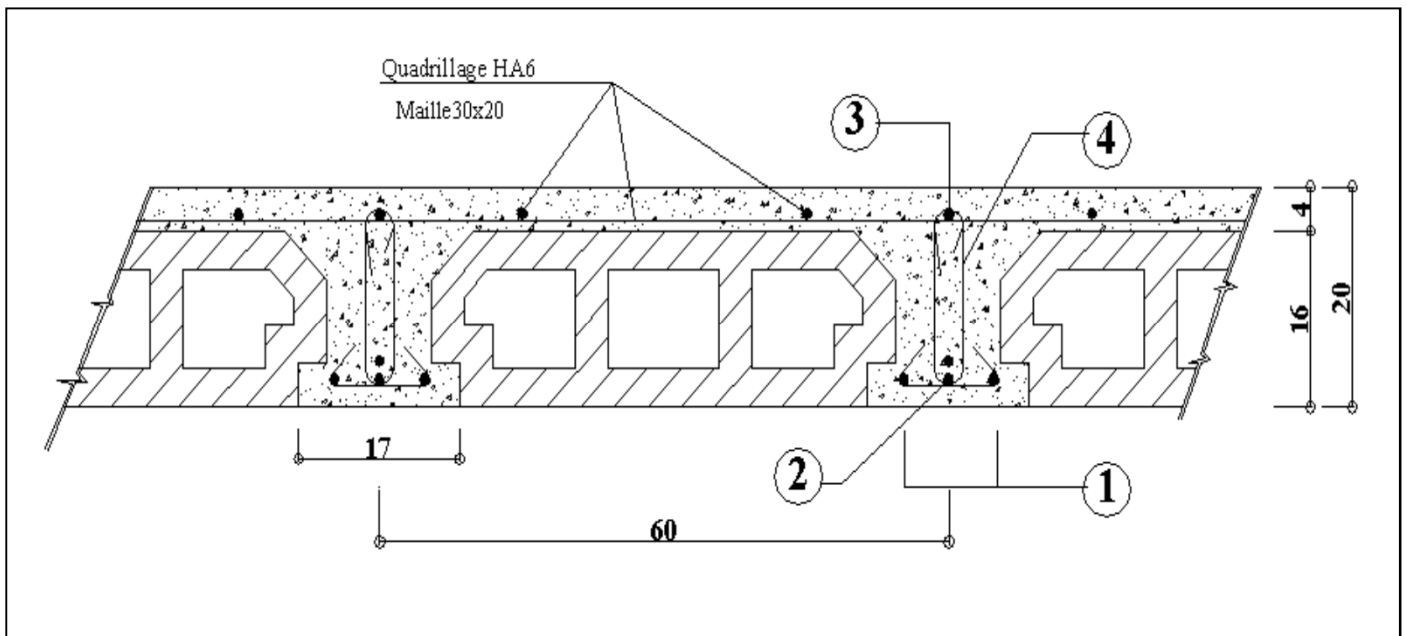


TABLEAU DES POUTRELLES (OPHTAMOLOGIE)

NOMS	PORTEES	COFFRAGES	ARMATURES			
			1	2	3	4
N1	98	84	2HA8	-	1HA 8	1 HA 6 ($E_p = 14$)
N2	238	224	2HA8	-	1HA 8	1 HA 6 ($E_p = 14$)
N3	380	364	2HA10	2HA8	1HA 8	1 HA 6 ($E_p = 14$)
N4	200	184	2HA8	-	1HA 8	1 HA 6 ($E_p = 14$)
N5	385	369	2HA10	2HA8	1HA 8	1 HA 6 ($E_p = 14$)
N6	240	224	2HA8	-	1HA 8	1 HA 6 ($E_p = 14$)

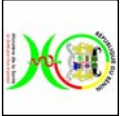
NOTA: Les coffrages correspondent aux arrêts de coulage du béton

Les portées correspondent aux longueurs de découpe des armatures

HOPITAL DE ZONE DE SAVE OPHTHALMOLOGIE Coupe A-A: Coupe générale

MAITRE D'OUVRAGE

MINISTERE
DE LA SANTE



MAITRE D'OEUVRE

AFRIQUE OMNITECH



BUREAU DE
CONTROLE



ENTREPRISE
EXECUTANTE



Date :

Mars. 2016

Ingénieurs:

Firmine H.

Dessinateurs:

Carmella G.

MODIFICATIONS

Réf: 011/DG/ECCO-GC/2016 du 08
Février 2016

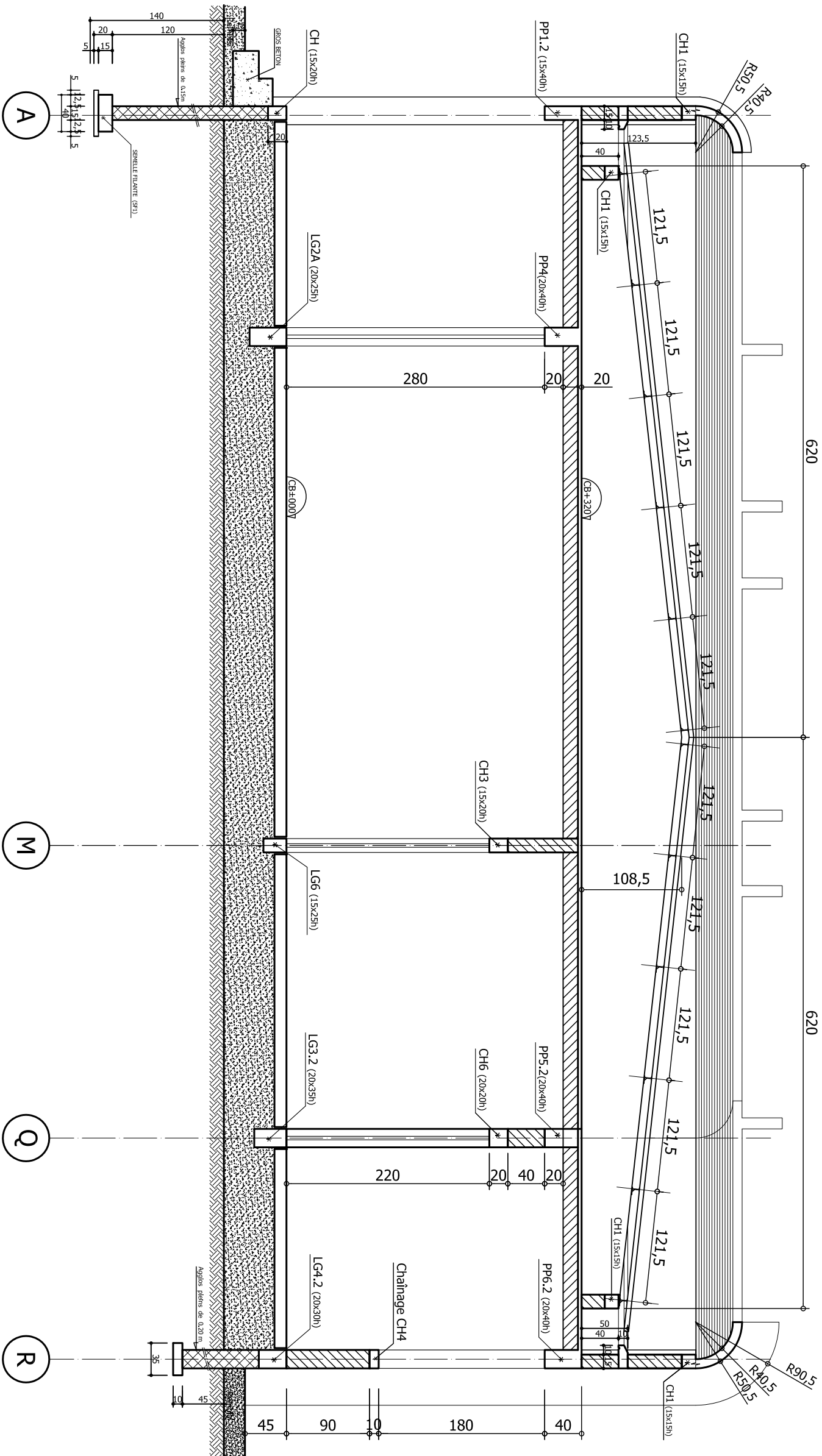
N° PE/ BA141-A

L'ACIER

Conseils & Services



09, rue 369 Corneou (Boulevard)
TEL.: (00229) 21-1-50-90/05-16-50-81
Email: acier_cs@yahoo.fr



Coupe A-A: Coupe générale

HYPOTHESES GENERALE DE DESCENTE DE CHARGE

Règlements BAEL 91+ Additifs 99, DTU 13.2, Fascicule 62, NV 65 + Additifs

Béton

$f_{c28} = 22$ MPa pour tous les éléments (semelles combinées, poteaux, poutres, planchers etc...)

Dosage du béton: 300 Kg / m³ pour les semelles isolées et filantes et autres éléments

350 Kg / m³ pour les poteaux, poutres, linteaux

Poids volumique du B.A 2500 daN / m³

Enrobage des aciers: 4 cm en fondation

2.5 cm en élévation

Acier Fe = 400 MPa

Fissuration préjudiciable en fondation et peu préjudiciable en élévation

Sol Contrainte limite admissible de 1.6 bars

Profondeur d'ancrage des semelles: 1.40 m par rapport au terrain naturel

Evaluation des charges élémentaires des ouvrages

CHARGES PERMANENTES

Dalle à corps creux de 20 cm (plancher courant)..... 345 daN / m²

Mur en agglos creux de 20 avec enduit au mortier de ciment sur les deux faces.... 340 daN / m²

Mur en agglos creux de 15 avec enduit au mortier de ciment sur les deux faces.... 270 daN / m²

Couverture en bac alu y compris les pannes 40 daN / m²

SURCHARGES

Plancher haut en dalle à corps creux 20 cm..... 100 daN / m²

Couverture en bac alu y compris les pannes 20 daN / m²

POTEAUX

1 Niveau :

- Nom : FONDATION
- Cote de niveau : ---
- Tenue au feu : 0 h
- Fissuration : préjudiciable
- Milieu : non agressif

2 Poteau : P1

Nombre : 1

2.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton : $f_{c28} = 22,00$ (MPa) Poids volumique = 2501,36 (kg/m³)
- Aciers longitudinaux : type HA 400 $f_e = 400,00$ (MPa)
- Aciers transversaux : type HA 400 $f_e = 400,00$ (MPa)

2.2 Géométrie :

- 2.2.1 Rectangle 20,0 x 20,0 (cm)
- 2.2.2 Epaisseur de la dalle = 0,20 (m)
- 2.2.3 Sous dalle = 4,55 (m)
- 2.2.4 Sous poutre = 4,35 (m)
- 2.2.5 Enrobage = 2,5 (cm)

2.3 Hypothèses de calcul :

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

2.4 Chargements :

Cas	Nature	Groupe	N (kN)
G1	permanente(poids propre)	1	68,71
G2	permanente(avant cloisons)	1	75,46
G3	permanente	1	5,45
Q4	d'exploitation	1	10,82

2.5 Résultats théoriques :

2.5.1 Analyse de l'Elancement

	Lu (m)	K	λ
Direction Y :	4,75	0,70	57,59

Direction Z : 4,75 0,70 57,59

2.5.2 Analyse détaillée

$$\lambda = \max (\lambda_y ; \lambda_z)$$

$$\lambda = 57,59$$

$$\lambda > 50$$

$$\alpha = 0,6 \cdot (50/\lambda)^2 = 0,45$$

$$Br = 0,03 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$A = 4,52 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$N_{ulim} = \alpha [Br \cdot f_{c28} / (0,9 \cdot \gamma_b) + A \cdot f_e / \gamma_s] = 309,96 \text{ (kN)}$$

2.5.3 Ferrailage :

- Coefficients de sécurité
- global (Rd/Sd) = 1,42
- section d'acier réelle A = 4,52 (cm²)

SEMELLES

1 Semelle isolée : S1

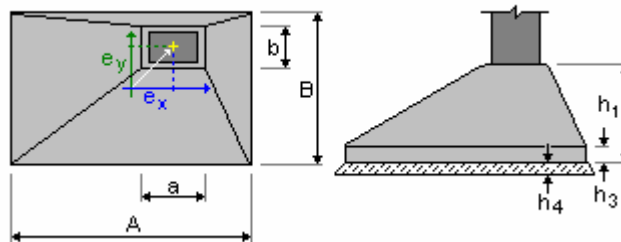
Nombre : 1

1.1 Données de base

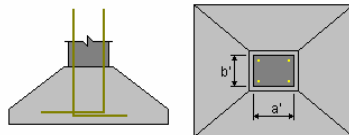
1.1.1 Principes

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

1.1.2 Géométrie :



A	= 1,00 (m)	a	= 0,30 (m)
B	= 1,00 (m)	b	= 0,30 (m)
h1	= 0,25 (m)	ex	= 0,00 (m)
h3	= 0,15 (m)	ey	= 0,00 (m)
h4	= 0,05 (m)		



a'	= 20,0 (cm)
b'	= 20,0 (cm)
c1	= 4,0 (cm)
c2	= 2,5 (cm)

1.1.3 Matériaux

- Béton : BETON22; résistance caractéristique = 22,00 MPa
Poids volumique = 2501,36 (kG/m3)
- Aciers longitudinaux : type HA 400 résistance caractéristique = 400,00 MPa
- Aciers transversaux : type HA 400 résistance caractéristique = 400,00 MPa

1.1.4 Chargements :

Charges sur la semelle :

Cas	Nature	Groupe	N (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)
G1	permanente	1	68,71	-0,00	0,00	-0,00	0,00
G2	permanente	1	75,46	-0,00	0,00	-0,00	0,00
G3	permanente	1	5,45	-0,00	0,00	-0,00	0,00
Q1	d'exploitation	1	10,82	-0,00	0,00	-0,00	0,00

Charges sur le talus :

Cas	Nature	Q1 (kN/m ²)
-----	--------	----------------------------

1.1.5 Liste de combinaisons

1/	ELU : 1.35G1+1.35G2+1.35G3
2/	ELU : 1.00G1+1.00G2+1.00G3
3/	ELU : 1.35G1+1.35G2+1.35G3+1.50Q4
4/	ELU : 1.00G1+1.00G2+1.00G3+1.50Q4
5/	ELS : 1.00G1+1.00G2+1.00G3
6/	ELS : 1.00G1+1.00G2+1.00G3+1.00Q4
7/*	ELU : 1.35G1+1.35G2+1.35G3
8/*	ELU : 1.00G1+1.00G2+1.00G3
9/*	ELU : 1.35G1+1.35G2+1.35G3+1.50Q4
10/*	ELU : 1.00G1+1.00G2+1.00G3+1.50Q4
11/*	ELS : 1.00G1+1.00G2+1.00G3
12/*	ELS : 1.00G1+1.00G2+1.00G3+1.00Q4

1.2 Dimensionnement géotechnique

1.2.1 Principes

Dimensionnement de la fondation sur :

- Capacité de charge
- Glissement
- Renversment
- Soulèvement

1.2.2 Sol :

Contraintes dans le sol : $\sigma_{ELU} = 0.24 \text{ (MPa)}$ $\sigma_{ELS} = 0.16 \text{ (MPa)}$

Niveau du sol : $N_1 = 0,00 \text{ (m)}$
Niveau maximum de la semelle : $N_a = -1,10 \text{ (m)}$
Niveau du fond de fouille : $N_f = -1,40 \text{ (m)}$

Sables et graves lâches

- Niveau du sol : 0.00 (m)
- Poids volumique: 173.52 (kG/m³)
- Poids volumique unitaire: 269.05 (kG/m³)
- Angle de frottement interne : 35.0 (Deg)
- Cohésion : 0.00 (MPa)

1.2.3 États limites

Calcul des contraintes

Type de sol sous la fondation: uniforme

Combinaison dimensionnante **ELU : 1.35G1+1.35G2+1.35G3+1.50Q4**

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

Résultats de calculs: au niveau du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 9,05 (kN)

Charge dimensionnante:

Nr = 227,27 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 0,00 (kN*m)

Dimensions équivalentes de la fondation:

$$B' = 1$$

$$L' = 1$$

Épaisseur du niveau: $D_{min} = 1,35$ (m)

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

$$q_{ELS} = 0,16 \text{ (MPa)}$$

$$q_u = 0,48 \text{ (MPa)}$$

Butée de calcul du sol:

$$q_{lim} = q_u / \gamma_f = 0,24 \text{ (MPa)}$$

$$\gamma_f = 2,00$$

Contrainte dans le sol : $q_{ref} = 0,23$ (MPa)

Coefficient de sécurité : $q_{lim} / q_{ref} = 1,056 > 1$

Soulèvement

Soulèvement ELU

Combinaison dimensionnante **ELU : 1.00G1+1.00G2+1.00G3**

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

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 6,70$ (kN)

Charge dimensionnante:

$$Nr = 156,33 \text{ (kN)}$$

$$Mx = -0,00 \text{ (kN*m)}$$

$$My = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

Surface de contact

$$s = 100,00 \text{ (\%)}$$

$$s_{lim} = 10,00 \text{ (\%)}$$

Soulèvement ELS

Combinaison défavorable : **ELS : 1.00G1+1.00G2+1.00G3**

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

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 6,70$ (kN)

Charge dimensionnante:

$$Nr = 156,33 \text{ (kN)}$$

$$Mx = -0,00 \text{ (kN*m)}$$

$$My = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

Surface de contact

$$s = 100,00 \text{ (\%)}$$

$$s_{lim} = 100,00 \text{ (\%)}$$

Glissement

Combinaison dimensionnante **ELU : 1.00G1+1.00G2+1.00G3**

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

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 6,70$ (kN)

Charge dimensionnante:

$$Nr = 156,33 \text{ (kN)}$$

$$Mx = -0,00 \text{ (kN*m)}$$

$$My = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

Dimensions équivalentes de la fondation:

$$A_ = 1,00 \text{ (m)}$$

$$B_ = 1,00$$

(m)

Surface du glissement:

$$1,00 \text{ (m}^2\text{)}$$

Cohésion :

$$C = 0,00 \text{ (MPa)}$$

Coefficient de frottement fondation - sol: $\text{tg}(\phi) = 0,70$

Valeur de la force de glissement $F = 0,00$ (kN)

Valeur de la force empêchant le glissement de la fondation:

- su niveau du sol: $F(\text{stab}) = 78,16 \text{ (kN)}$
Stabilité au glissement : ∞

Renversement

Autour de l'axe OX

Combinaison dimensionnante **ELU : 1.00G1+1.00G2+1.00G3**

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

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 6,70 \text{ (kN)}$

Charge dimensionnante:

$$Nr = 156,33 \text{ (kN)} \quad Mx = -0,00 \text{ (kN*m)} \quad My = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

Moment stabilisateur : $M_{\text{stab}} = 78,16 \text{ (kN*m)}$

Moment de renversement : $M_{\text{renv}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Stabilité au renversement : ∞

Autour de l'axe OY

Combinaison défavorable : **ELU : 1.00G1+1.00G2+1.00G3**

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

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 6,70 \text{ (kN)}$

Charge dimensionnante:

$$Nr = 156,33 \text{ (kN)} \quad Mx = -0,00 \text{ (kN*m)} \quad My = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

Moment stabilisateur : $M_{\text{stab}} = 78,16 \text{ (kN*m)}$

Moment de renversement : $M_{\text{renv}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Stabilité au renversement : ∞

1.3 Dimensionnement Béton Armé

1.3.1 Principes

- Fissuration : préjudiciable
- Milieu : agressif
- Condition de non-fragilité

1.3.2 Analyse du poinçonnement et du cisaillement

Poinçonnement

Combinaison dimensionnante **ELU : 1.35G1+1.35G2+1.35G3+1.50Q4**

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

Charge dimensionnante:

$$Nr = 224,92 \text{ (kN)} \quad Mx = -0,00 \text{ (kN*m)} \quad My = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

Longueur du périmètre critique : 1,59 (m)

Force de poinçonnement : 123,49 (kN)

Hauteur efficace de la section $heff = 0,25 \text{ (m)}$

Contrainte de cisaillement : 0,31 (MPa)

Contrainte de cisaillement admissible : 0,66 (MPa)

Coefficient de sécurité : 2.118 > 1

1.3.3 Ferrailage théorique

Semelle isolée :

Aciers inférieurs :

ELU : 1.35G1+1.35G2+1.35G3+1.50Q4

$M_y = 20,17 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ $A_{sx} = 3,45 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

ELU : 1.35G1+1.35G2+1.35G3+1.50Q4

$M_x = 20,17 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ $A_{sy} = 3,45 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

$A_{s \text{ min}} = 2,78 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

LONGRINES

1 Niveau :

- Nom : LONGRINES
- Cote de niveau : ---
- Tenue au feu : 0 h
- Fissuration : préjudiciable
- Milieu : non agressif

2 LONGRINES : LG6

Nombre : 1

2.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton : $f_{c28} = 22,00$ (MPa) Densité = 2501,36 (kg/m³)
- Aciers longitudinaux : type HA 400 $f_e = 400,00$ (MPa)
- Aciers transversaux : type HA 400 $f_e = 400,00$ (MPa)

2.2 Géométrie :

2.2.1	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	LG6	Travée	0,20	1,76	0,20

Section de 0,00 à 1,76 (m)
15,0 x 25,0 (cm)
Pas de plancher gauche
Pas de plancher droit

2.3 Hypothèses de calcul :

- Règlement de la combinaison : CBS_Pro_BAEL 91
- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Dispositions sismiques : non
- Poutres préfabriquées : non
- Enrobage : Aciers inférieurs $c = 2,5$ (cm)
: latéral $c_1 = 2,5$ (cm)
: supérieur $c_2 = 2,5$ (cm)
- Tenue au feu : forfaitaire
- Coefficient de redistribution des moments sur appui : 0,80
- Ancrage du ferrailage inférieur :
 - appuis de rive (gauche) : Auto
 - appuis de rive (droite) : Auto
 - appuis intermédiaires (gauche) : Auto
- appuis intermédiaires (droite) : Auto

2.4 Chargements :

2.4.1 Répartis :

Type	Nature	Pos.	Désignation	γ_f	X ₀ (m)	P _{z0} (kN/m)	X ₁ (m)	P _{z1} (kN/m)	X ₂ (m)	P _{z2} (kN/m)	X ₃ (m)
poids propre	(poids propre)	-	1		1,35	-	-	-	-	-	-

répartie	(avant cloisons)	en haut	1		1,35	0,00	8,64	1,76	-	-
répartie	-	en haut 1	1,35	0,00	0,00	0,00	-	-	-	-
répartie	-	en haut 1	1,50	0,00	0,00	0,00	-	-	-	-

2.5 Résultats théoriques :

2.5.1 Réactions

Appui

Cas	Fx (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)
-	-	0,81	-	0,00
-	-	7,60	-	-0,00
-	-	0,00	-	0,00
-	-	0,00	-	0,00
Pondération max :	-	11,36	-	-0,00
Pondération min :	-	8,41	-	-0,00

Appui

Cas	Fx (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)
-	-	0,81	-	0,00
-	-	7,60	-	0,00
-	-	0,00	-	0,00
-	-	0,00	-	0,00
Pondération max :	-	11,36	-	0,00
Pondération min :	-	8,41	-	0,00

2.5.2 Sollicitations ELU

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
LG6	5,00	-0,00	1,99	1,99	11,36	-11,36

2.5.3 Sollicitations ELS

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
LG6	3,70	0,00	-0,56	-0,56	8,41	-8,41

2.5.4 Sollicitations ELU - combinaison rare

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
LG6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

2.5.5 Sections Théoriques d'Acier

Désignation	Travée (cm2)		Appui gauche (cm2)		Appui droit (cm2)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
LG6	0,99	0,00	0,27	0,14	0,27	0,14

2.5.6 Flèches

- F_{gi} - flèche due aux charges permanentes totales
- F_{gv} - flèche de longue durée due aux charges permanentes
- F_{ji} - flèche due aux charges permanentes à la pose des cloisons

Fpi - flèche due aux charges permanentes et d'exploitation
 ΔFt - part de la flèche totale comparable à la flèche admissible
 Fadm - flèche admissible

Travée	Fgi (cm)	Fgv (cm)	Fji (cm)	Fpi (cm)	ΔFt (cm)	Fadm (cm)
LG6	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	2,5

2.5.7 Contrainte dans la bielle comprimée

Valeur admissible : 11,73 (MPa)

	a/add (m)	$\sigma_{bc A}$ (MPa)	Atheor (cm ²)	Ar (cm ²)
<u>Travée LG6 Appui gauche</u>				
Vu = 11,36(kN)				
Bielle inférieure	0,16	0,98	0,33	1,57
<u>Travée LG6 Appui droit</u>				
Vu = 11,36(kN)				
Bielle inférieure	0,16	0,98	0,33	1,57

2.6 Résultats théoriques - détaillés :

2.6.1 LG6 : Travée de 0,20 à 1,96 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm ²)	A travée (cm ²)	A compr. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
0,20	1,99	-0,75	0,00	-0,56	0,00	0,00	0,14	0,27	0,00
0,38	3,33	-0,75	1,33	0,00	0,00	0,00	0,10	0,46	0,00
0,55	4,28	-0,10	2,37	0,00	0,00	0,00	0,01	0,62	0,00
0,73	4,82	-0,00	3,11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,83	0,00
0,90	5,00	-0,00	3,55	0,00	0,00	0,00	0,00	0,95	0,00
1,08	5,00	0,00	3,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,99	0,00
1,26	5,00	-0,00	3,55	0,00	0,00	0,00	0,00	0,95	0,00
1,43	4,82	-0,00	3,11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,83	0,00
1,61	4,28	-0,10	2,37	0,00	0,00	0,00	0,01	0,62	0,00
1,78	3,33	-0,75	1,33	0,00	0,00	0,00	0,10	0,46	0,00
1,96	1,99	-0,75	0,00	-0,56	0,00	0,00	0,14	0,27	0,00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)
0,20	11,36	8,67	8,41	8,41	0,00	0,00
0,38	9,09	8,40	6,73	6,73	0,00	0,00
0,55	6,81	6,81	5,05	5,05	0,00	0,00
0,73	4,54	4,54	3,37	3,37	0,00	0,00
0,90	2,27	2,27	1,68	1,68	0,00	0,00
1,08	0,00	-0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,26	-2,27	-2,27	-1,68	-1,68	0,00	0,00
1,43	-4,54	-4,54	-3,37	-3,37	0,00	0,00
1,61	-6,81	-6,81	-5,05	-5,05	0,00	0,00
1,78	-9,09	-8,40	-6,73	-6,73	0,00	0,00
1,96	-11,36	-8,67	-8,41	-8,41	0,00	0,00

Abscisse (m)	ϵ_{α}	$\epsilon_{\alpha\chi}$	ϵ_{β}	σ_{α} (MPa)	$\sigma_{\alpha\chi}$ (MPa)	σ_{β}^* (MPa)
	0,20	0,02	0,00	-0,02	3,16	0,00
0,38	0,04	0,00	-0,00	0,00	0,00	0,00

0,55	0,07	0,00	-0,00	0,00	0,00	0,00
0,73	0,52	0,00	-0,00	0,00	0,00	0,00
0,90	0,60	0,00	-0,00	0,00	0,00	0,00
1,08	0,62	0,00	-0,00	0,00	0,00	0,00
1,26	0,60	0,00	-0,00	0,00	0,00	0,00
1,43	0,52	0,00	-0,00	0,00	0,00	0,00
1,61	0,07	0,00	-0,00	0,00	0,00	0,00
1,78	0,04	0,00	-0,00	0,00	0,00	0,00
1,96	0,02	0,00	-0,02	3,16	0,00	-0,31

*- contraintes dans ELS, déformations en ELS

POUTRES

1 Niveau :

- Nom : POUTRES PH RDC
- Cote de niveau : ---
- Tenue au feu : 0 h
- Fissuration : peu préjudiciable
- Milieu : non agressif

2 Poutre : PP2

Nombre : 1

2.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton : $f_{c28} = 22,00$ (MPa) Densité = 2501,36 (kg/m³)
- Aciers longitudinaux : type HA 400 $f_e = 400,00$ (MPa)
- Aciers transversaux : type HA 400 $f_e = 400,00$ (MPa)

2.2 Géométrie :

2.2.1	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	PP2	Travée	0,20	3,63	0,20

Section de 0,00 à 3,63 (m)
20,0 x 30,0 (cm)
Pas de plancher gauche
Pas de plancher droit

2.3 Hypothèses de calcul :

- Règlement de la combinaison : CBS_Pro_BAEL 91
- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Dispositions sismiques : non
- Poutres préfabriquées : non
- Enrobage : Aciers inférieurs $c = 2,5$ (cm)
: latéral $c_1 = 2,5$ (cm)
: supérieur $c_2 = 2,5$ (cm)
- Tenue au feu : forfaitaire
- Coefficient de redistribution des moments sur appui : 0,80
- Ancrage du ferrailage inférieur :
 - appuis de rive (gauche) : Auto
 - appuis de rive (droite) : Auto
 - appuis intermédiaires (gauche) : Auto
- appuis intermédiaires (droite) : Auto

2.4 Chargements :

2.4.1 Répartis :

Type	Nature	Pos.	Désignation	γ_f	X ₀ (m)	P _{z0} (kN/m)	X ₁ (m)	P _{z1} (kN/m)	X ₂ (m)	P _{z2} (kN/m)	X ₃ (m)
poids propre	(poids propre)	-	1		1,35	-	-	-	-	-	-

1 trapézoïdale	(poids propre)	en haut	1	1,00	0,00	4,66	0,38	4,66	-
répartie	(poids propre)	en haut	1	1,00	0,38	4,66	0,77	-	-
1 trapézoïdale	(poids propre)	en haut	1	1,00	0,77	4,66	1,15	4,67	-
1 trapézoïdale	(poids propre)	en haut	1	1,00	1,15	4,67	1,53	4,67	-
répartie	(poids propre)	en haut	1	1,00	1,53	4,67	1,92	-	-
répartie	(poids propre)	en haut	1	1,00	1,92	4,67	2,30	-	-
1 trapézoïdale	(poids propre)	en haut	1	1,00	2,30	4,67	2,68	4,67	-
1 trapézoïdale	(poids propre)	en haut	1	1,00	2,68	4,67	3,06	4,66	-
répartie	(poids propre)	en haut	1	1,00	3,06	4,66	3,45	-	-
1 trapézoïdale	(poids propre)	en haut	1	1,00	3,45	4,66	3,63	4,66	-
répartie	(avant cloisons)	en haut	1	1,35	0,00	0,00	0,00	-	-
répartie		en haut	1	1,35	0,00	0,30	0,38	-	-
répartie		en haut	1	1,35	0,38	0,30	0,77	-	-
répartie		en haut	1	1,35	0,77	0,30	1,15	-	-
répartie		en haut	1	1,35	1,15	0,30	1,53	-	-
répartie		en haut	1	1,35	1,53	0,30	1,92	-	-
répartie		en haut	1	1,35	1,92	0,30	2,30	-	-
répartie		en haut	1	1,35	2,30	0,30	2,68	-	-
répartie		en haut	1	1,35	2,68	0,30	3,06	-	-
répartie		en haut	1	1,35	3,06	0,30	3,45	-	-
répartie		en haut	1	1,35	3,45	0,30	3,63	-	-
répartie		en haut	1	1,50	0,00	0,50	0,38	-	-
répartie		en haut	1	1,50	0,38	0,50	0,77	-	-
répartie		en haut	1	1,50	0,77	0,50	1,15	-	-
répartie		en haut	1	1,50	1,15	0,50	1,53	-	-
répartie		en haut	1	1,50	1,53	0,50	1,92	-	-
répartie		en haut	1	1,50	1,92	0,50	2,30	-	-
répartie		en haut	1	1,50	2,30	0,50	2,68	-	-
répartie		en haut	1	1,50	2,68	0,50	3,06	-	-
répartie		en haut	1	1,50	3,06	0,50	3,45	-	-
répartie		en haut	1	1,50	3,45	0,50	3,63	-	-

2.5 Résultats théoriques :

2.5.1 Réactions

Appui

Cas	Fx (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)
-	-	2,67	-	0,00
-	-	8,47	-	0,00
-	-	0,00	-	0,00
-	-	0,54	-	-0,00
-	-	0,91	-	-0,00
Pondération max :	-	14,17	-	0,00
Pondération min :	-	11,68	-	0,00

Appui

Cas	Fx (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)
-	-	2,67	-	0,00
-	-	8,47	-	-0,00
-	-	0,00	-	0,00
-	-	0,54	-	0,00
-	-	0,91	-	0,00
Pondération max :	-	14,17	-	-0,00

Pondération min : - 11,68 - -0,00

2.5.2 Sollicitations ELU

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
PP2	12,86	-0,00	3,06	3,06	14,17	-14,17

2.5.3 Sollicitations ELS

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
PP2	11,43	0,00	-1,71	-1,71	12,59	-12,59

2.5.4 Sollicitations ELU - combinaison rare

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
PP2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

2.5.5 Sections Théoriques d'Acier

Désignation	Travée (cm ²)		Appui gauche (cm ²)		Appui droit (cm ²)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
PP2	1,51	0,00	0,32	0,20	0,32	0,20

2.5.6 Flèches

- Fgi - flèche due aux charges permanentes totales
- Fgv - flèche de longue durée due aux charges permanentes
- Fji - flèche due aux charges permanentes à la pose des cloisons
- Fpi - flèche due aux charges permanentes et d'exploitation
- ΔFt - part de la flèche totale comparable à la flèche admissible
- Fadm - flèche admissible

Travée	Fgi (cm)	Fgv (cm)	Fji (cm)	Fpi (cm)	ΔFt (cm)	Fadm (cm)
PP2	0,1	0,3	0,1	0,1	0,2	2,5

2.5.7 Contrainte dans la bielle comprimée

Valeur admissible : 11,73 (MPa)

	a/add (m)	σ_{bc} A (MPa)	Atheor (cm ²)	Ar (cm ²)
<u>Travée PP2 Appui gauche</u>				
Vu = 14,17(kN)				
Bielle inférieure	0,16	0,91	0,41	1,57
<u>Travée PP2 Appui droit</u>				
Vu = 14,17(kN)				
Bielle inférieure	0,16	0,91	0,41	1,57

2.6 Résultats théoriques - détaillés :

2.6.1 PP2 : Travée de 0,20 à 3,83 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm ²)	A travée (cm ²)	A compr. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
0,20	3,06	-1,93	0,00	-1,71	0,00	0,00	0,20	0,32	0,00
0,56	7,01	-1,28	4,11	0,00	0,00	0,00	0,14	0,80	0,00
0,93	9,93	-0,00	7,31	0,00	0,00	0,00	0,00	1,16	0,00
1,29	11,82	-0,00	9,60	0,00	0,00	0,00	0,00	1,39	0,00
1,65	12,68	-0,00	10,97	0,00	0,00	0,00	0,00	1,49	0,00
2,02	12,86	-0,00	11,43	0,00	0,00	0,00	0,00	1,51	0,00
2,38	12,68	-0,00	10,97	0,00	0,00	0,00	0,00	1,49	0,00
2,74	11,82	-0,00	9,60	0,00	0,00	0,00	0,00	1,39	0,00
3,10	9,93	-0,00	7,31	0,00	0,00	0,00	0,00	1,16	0,00
3,47	7,01	-1,28	4,11	0,00	0,00	0,00	0,14	0,80	0,00
3,83	3,06	-1,93	0,00	-1,71	0,00	0,00	0,20	0,32	0,00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)
0,20	14,17	12,10	12,59	12,59	0,00	0,00
0,56	11,34	11,16	10,07	10,07	0,00	0,00
0,93	8,50	8,42	7,55	7,55	0,00	0,00
1,29	5,67	5,61	5,04	5,04	0,00	0,00
1,65	2,83	2,81	2,52	2,52	0,00	0,00
2,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,38	-2,83	-2,81	-2,52	-2,52	0,00	0,00
2,74	-5,67	-5,61	-5,04	-5,04	0,00	0,00
3,10	-8,50	-8,42	-7,55	-7,55	0,00	0,00
3,47	-11,34	-11,16	-10,07	-10,07	0,00	0,00
3,83	-14,17	-12,10	-12,59	-12,59	0,00	0,00

Abscisse (m)	ε_{α}	$\varepsilon_{\alpha\chi}$	ε_{β}	σ_{α} (MPa)	$\sigma_{\alpha\chi}$ (MPa)	σ_{β}^* (MPa)
	0,20	0,03	0,00	-0,04	5,70	0,00
0,56	0,07	0,00	-0,00	0,00	0,00	0,00
0,93	0,62	0,00	-0,00	0,00	0,00	0,00
1,29	0,81	0,00	-0,00	0,00	0,00	0,00
1,65	0,92	0,00	-0,00	0,00	0,00	0,00
2,02	0,96	0,00	-0,00	0,00	0,00	0,00
2,38	0,92	0,00	-0,00	0,00	0,00	0,00
2,74	0,81	0,00	-0,00	0,00	0,00	0,00
3,10	0,62	0,00	-0,00	0,00	0,00	0,00
3,47	0,07	0,00	-0,00	0,00	0,00	0,00
3,83	0,03	0,00	-0,04	5,70	0,00	-0,52

*- contraintes dans ELS, déformations en ELS

CHAPITRE VIII
PROJET DE BATIMENT

PROJET DE BATIMENT : Les données du projet

I - LES DONNEES D'UN PROJET

Les données d'un projet découlent :

- Des plans, du cahier des charges et des caractéristiques du sol ;
- Du poids des différents éléments, calculé à partir des dimensions données par les plans et des poids volumiques des matériaux utilisés ;
- Des actions variables envisageables découlant de l'usage prévu de l'ouvrage (charges d'exploitation) et de sa situation géographique (vent, neige, séismes).

Leur exploitation se fait en trois grandes phases à savoir :

- Modélisation de la structure à construire par :
 - o La définition du ou des types de fondation possible ;
 - o L'identification des éléments susceptibles d'être porteur et ou d'assurer le contreventement
 - o Choix de l'implantation des poutres, poteaux, murs porteurs, mur de contreventement, sens de portée de chaque panneau de plancher.

Elle aboutit au choix d'un parti constructif complété par un pré dimensionnement de chaque élément.

- Descente de charge
- Dimensionnement des éléments par :
 - o La définition des portées et longueurs de calcul ;
 - o La détermination des sollicitations
 - o Justification des coffrages et ferrailages des éléments

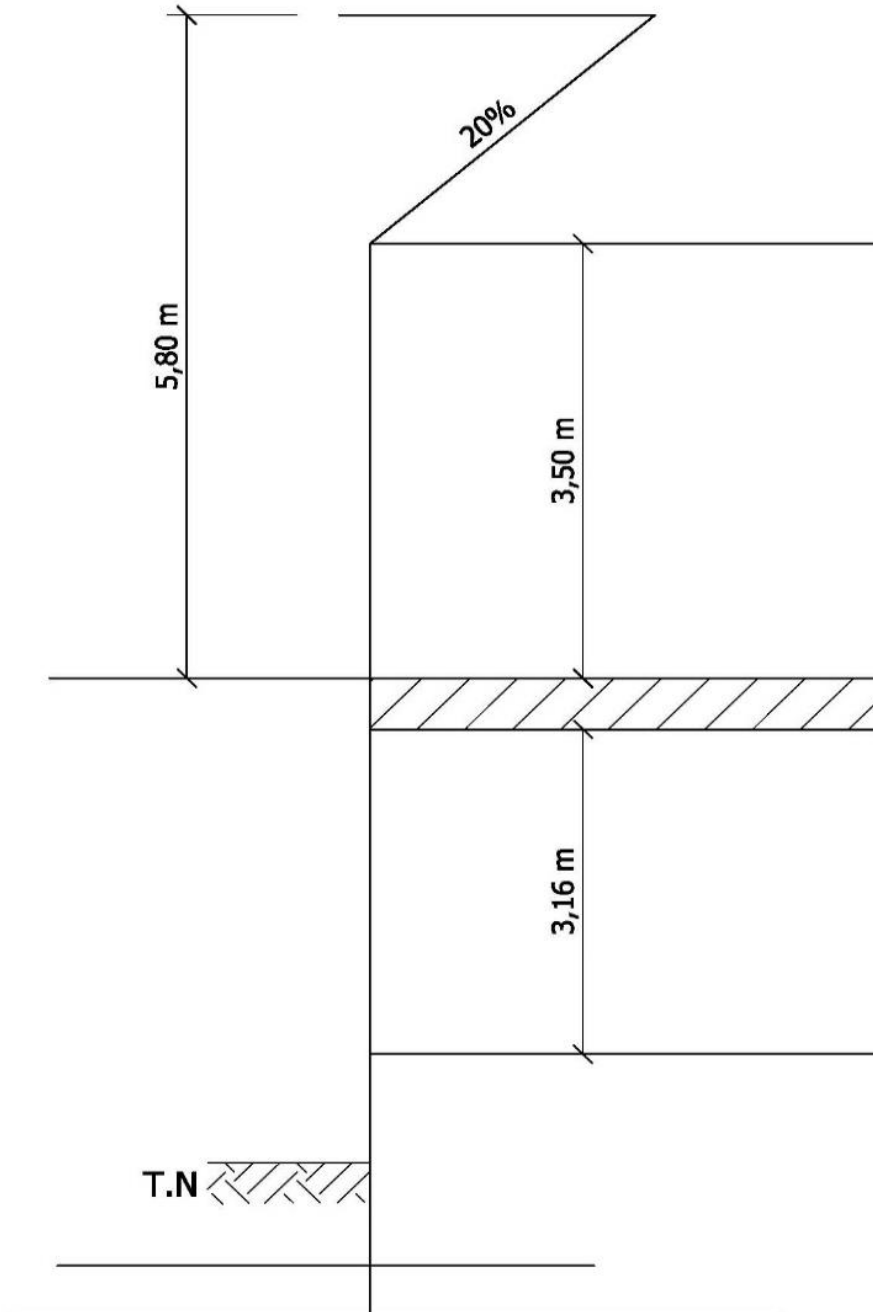
II – CARACTERISTIQUES DU BATIMENT

❖ Programme architectural

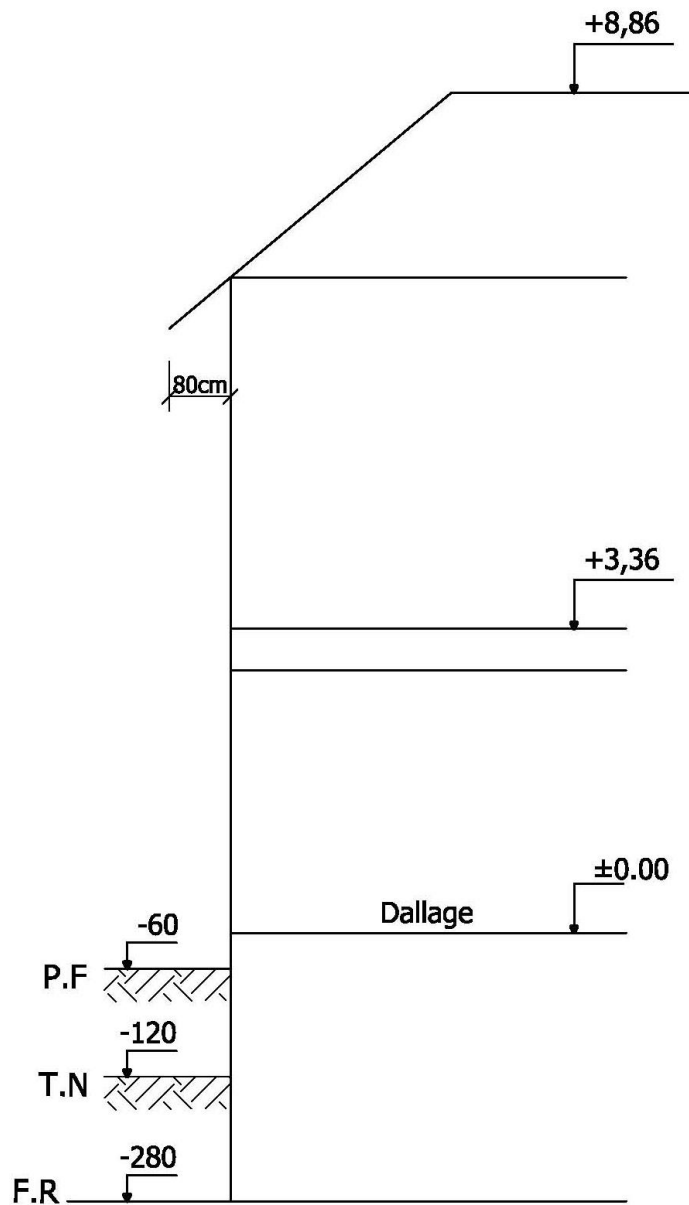
- RDC
 - 01 Séjour officiel $\geq 70\text{m}^2$
 - 01 Séjour familial $\geq 40\text{m}^2$
 - 01 Salle à manger $\geq 40\text{m}^2$
 - 01 Cuisine à l'américaine $\geq 30\text{m}^2$
 - 01 Chambre d'ami $\geq 20\text{m}^2$
 - 01 Toilette visiteur \geq
 - 01 Garage pour deux voitures $\geq 30\text{m}^2$
 - 01 Terrasse
- R+1
 - 01 Master Bedroom (Chambre + dressing) $\geq 100\text{m}^2$

- 02 Chambres indépendantes $\geq 40\text{m}^2$
- 01 Fumoir $\geq 50\text{m}^2$
- 01 Balcon

Toiture en pente (Dalle en béton + tuile)



COUPE 01

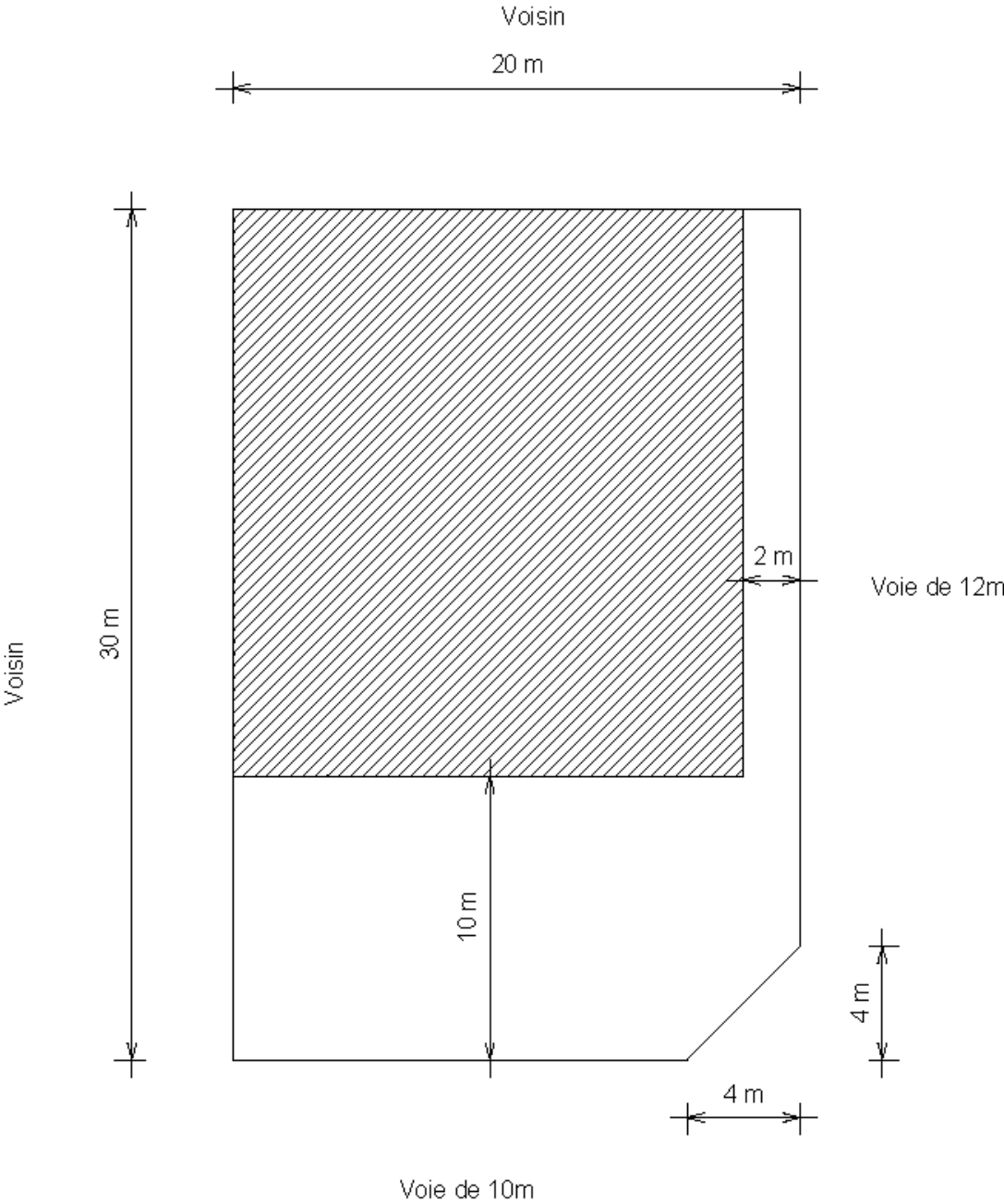


- P.F** = Plate Forme
TN = Terrain Naturel
F.R = Fond de Remblais

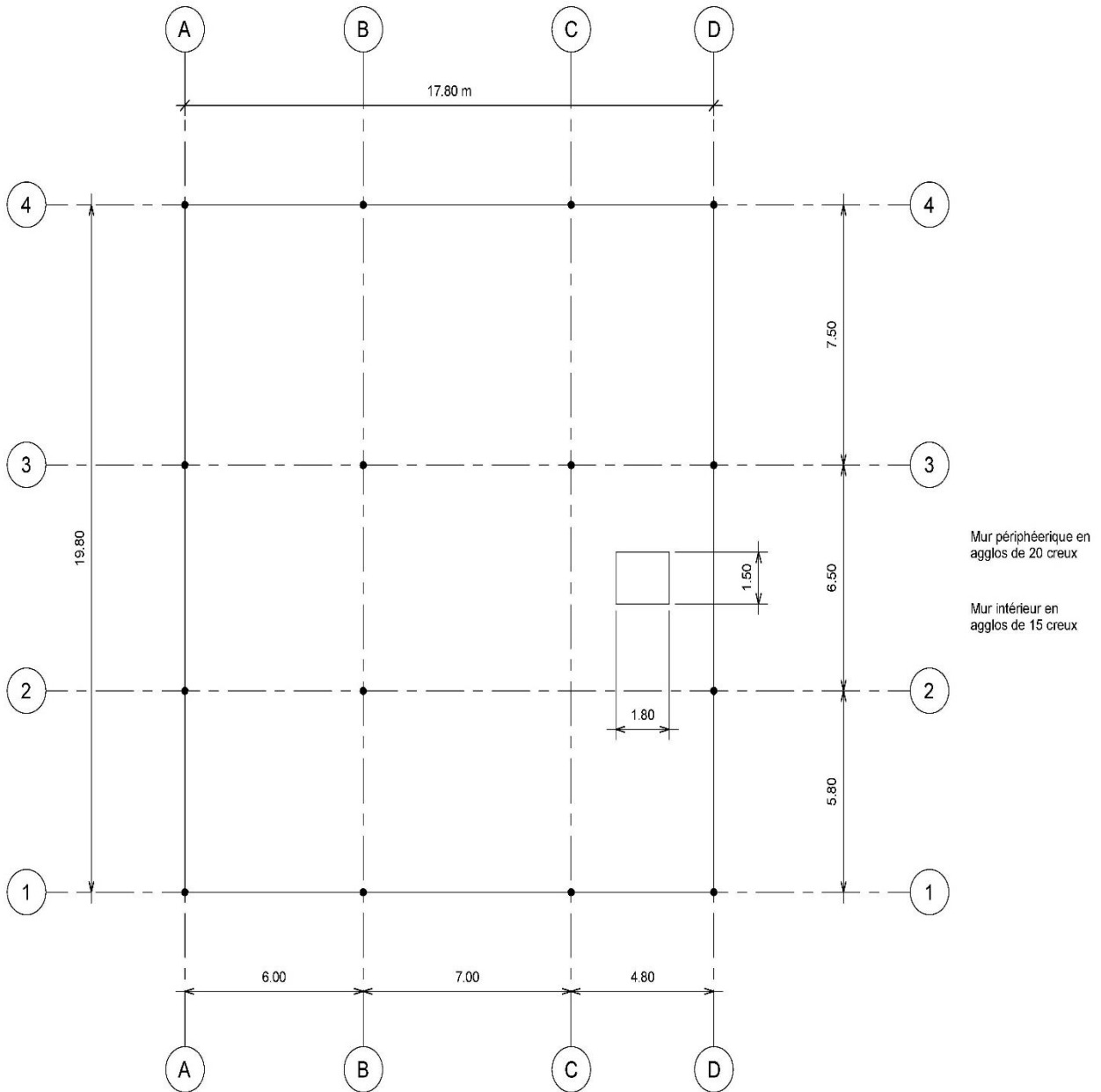
COUPE 02

Projet de bâtiment tutoré

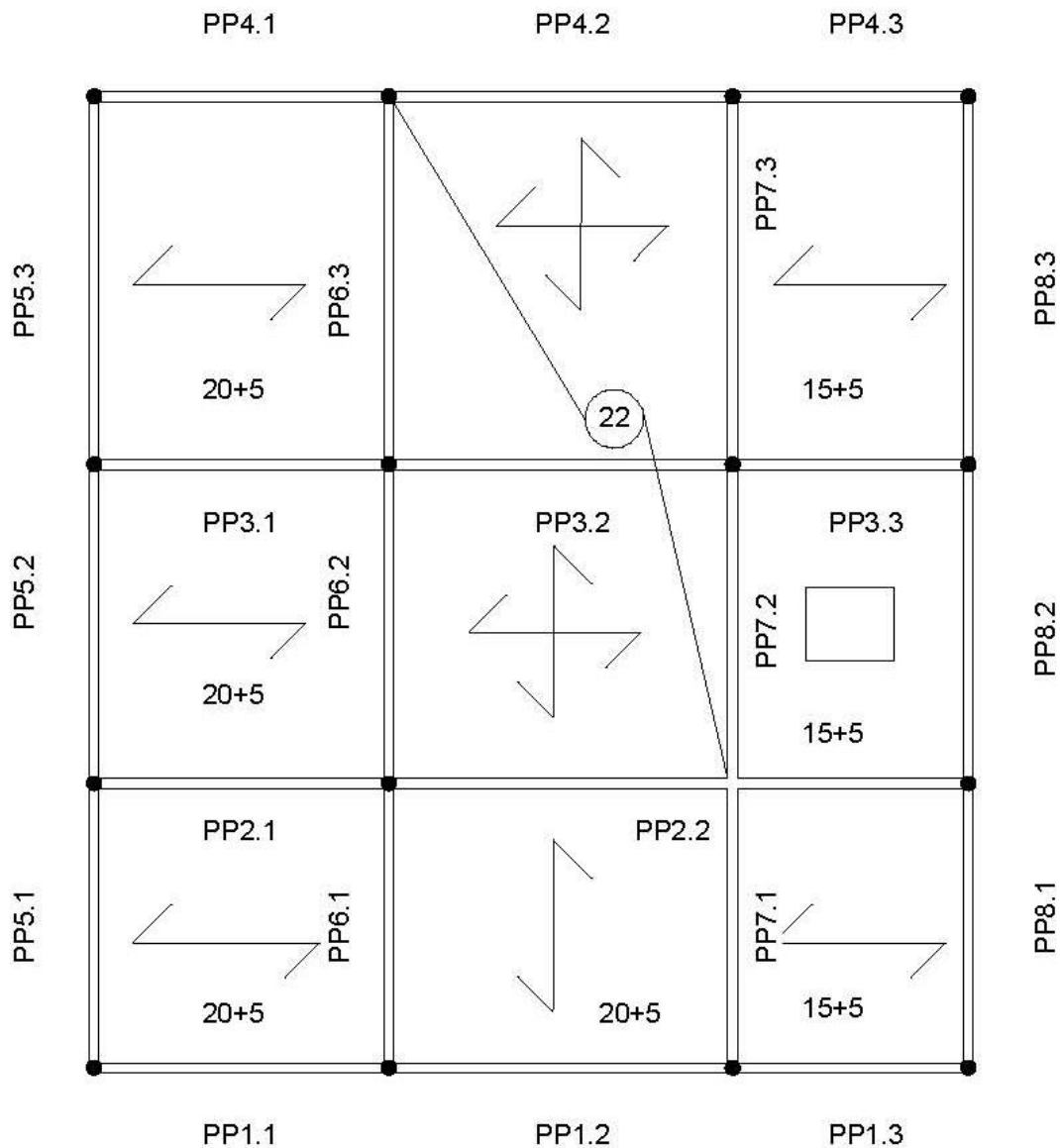
❖ Plan de masse



❖ Plan d'implantation



❖ Poutre principale + Planchers



1- Prédimensionnement des planchers (corps creux)

$$\frac{l}{25} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$\frac{6,00}{25} \leq e \leq \frac{6,00}{20}$$

$$24 \leq e \leq 30$$

Adoptons $e = 25\text{cm}$ pour les planchers

Pour $l = 4,8$ $e = 20\text{cm}$

2- Prédimensionnement des planchers en dalle pleine

$$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{25}$$
$$\frac{7,50}{35} \leq e \leq \frac{7,50}{25}$$
$$21,42 \leq e \leq 30$$

On adoptera un plancher de 22cm

3- Prédimensionnement des poutres

- PP₁

$$h = \frac{l}{10} = \frac{700}{10} = 70\text{cm}$$

$$b = \frac{h}{3} \leq e \leq \frac{h}{2} \rightarrow \frac{h}{2,5} = \frac{70}{2,5} = 28\text{cm soit } 30\text{cm} \quad \text{PP}_1 (30 \times 70) \text{ cm}^2$$

PP₁; PP₃; PP₄ : (30×70) cm²

- PP₂

$$\frac{l}{18} \leq h \leq \frac{l}{14} \quad \frac{1180}{18} \leq h \leq \frac{1180}{14} \quad 65,55 \leq h \leq 84,28$$

Prenons h = 85cm

$$0,3h \leq b \leq 0,6h \rightarrow 0,3 \times 85 \leq b \leq 0,6 \times 85$$

$$25,5 \leq b \leq 51$$

Prenons b = 40cm PP₂ (40×85) cm²

$$h = \frac{750}{10} = 75\text{cm} \quad b = \frac{75}{2,5} = 30\text{cm}$$

PP₅ ; PP₆ ; PP₇ ; PP₁₀ : (30×75) cm²

Plancher dalle pleine de 22

Poids plancher :	285
Latte en bois + tuile :	60
Enduit ou faux plafond :	40
Total :	385 daN/m ²

Plancher terrasse incliné 15+5

Poids plancher :	360
Latte + tuile :	60

Enduit ou faux plafond : 40
Total : 460 daN/m²

Plancher en dalle plein incliné de 22cm d'épaisseur

Poids du plancher : 550
Lattes + tuiles : 60
Enduit ou faux plafond : 40
Total : 650 daN/m²

Pré dimensionnement des poteaux du RDC

Détermination de la longueur libre l_0

$$l_0 = 336 + 280 - 35 = 581 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{2lf\sqrt{3}}{50} = \frac{2 \times 0,7 \times 5 \times 1\sqrt{3}}{50}$$

$$a = 28,17 \text{ cm}$$

Choisissons les poteaux carrés de 30x30 cm²

Poteau circulaire de Ø30

Les poteaux supportant PP₂ sont de 30x40 cm²