



UNE EXPERTISE QUI FAIT LA DIFFÉRENCE

jeudi 24 mars 2016

BDP2.E.0069

A la demande de :

CNRS

Avenue de la Terrasse

91 190 GIF SUR YVETTE

ETUDE STRUCTURELLE DE QUATRE BATIMENTS

CNRS

Avenue de la Terrasse

91 190 GIF SUR YVETTE



Direction Régionale Ile de France

Agence d'Élancourt

Département Diagnostic Pathologie Structure

12 avenue Gay Lussac

78990 Élancourt

Affaire suivie par Antoine BURGOS

M. +33 (0) 6 28 70 58 73

T. +33 (0) 1 30 85 24 17

F. +33 (0) 1 30 85 21 83

a.burgos@groupe-cebtp.com



Sommaire

1. CONTEXTE ET OBJECTIFS DE L'ETUDE	4
2. INVESTIGATIONS REALISEES SUR SITE.....	6
2.1. Méthodologie.....	6
2.1.1. Investigations sur les structures	6
2.1.2. Sondages destructifs.....	7
2.1.3. Sondages non destructifs.....	12
2.1.4. Implantation	12
2.1.5. Fiches de reconnaissance.....	12
3. CALCULS DE CAPACITE PORTANTE.....	13
3.1. Bâtiment 22.....	13
3.2. Bâtiment 23.....	31
3.3. Bâtiment 24.....	63
3.4. Bâtiment 26.....	67
4. STABILITE AU FEU DES STRUCTURES SONDEES ET AUSCULTEES.....	82
4.1. Hypothèses de calcul	82
4.2. Résultats	82
5. RESULTATS DES SONDAGES D'APPUI.....	83
5.1. Bâtiment 23.....	83
6. RESULTATS DE L'INVESTIGATION TYPE JD :	84
6.1. Bâtiment 24.....	84
7. RESULTATS DES ESSAIS DE TRACTION SUR ARMATURES :	85
CONCLUSION GENERALE.....	86
ANNEXE 1 : PLANS D'IMPLANTATIONS DES SONDAGES REALISES.....	90
ANNEXE 2 : SCHEMA STRUCTUREL DES ZONES INVESTIGUEES	104
ANNEXE 3 : FICHES DE RECONNAISSANCE.....	112
ANNEXE 4 : NOTES DE CALCUL.....	113
ANNEXE 5 : RAPPORT D'ESSAI SUR CAROTTES BETON.....	250
ANNEXE 6 : RAPPORT D'ESSAI SUR ECHANTILLONS D'ACIER	254



ETUDE STRUCTURELLE – CNRS DE Gif sur Yvette Avenue de la terrasse, Gif sur Yvette 91190 Rapport d'Ingénierie							
Dossier : BDP2.E.0069				Contrat : D BDP2.E.0159			
Indice	Date	Chargé d'affaire	Visa	Vérifié par	Visa	Contenu	Observations
3	24/03/16	A.BURGOS- CESPEDES		N.ATA			

A compter du paiement intégral de la mission, le client devient libre d'utiliser le rapport et de le diffuser à condition de respecter et de faire respecter les limites d'utilisation des résultats qui y figurent et notamment les conditions de validité et d'application du rapport.

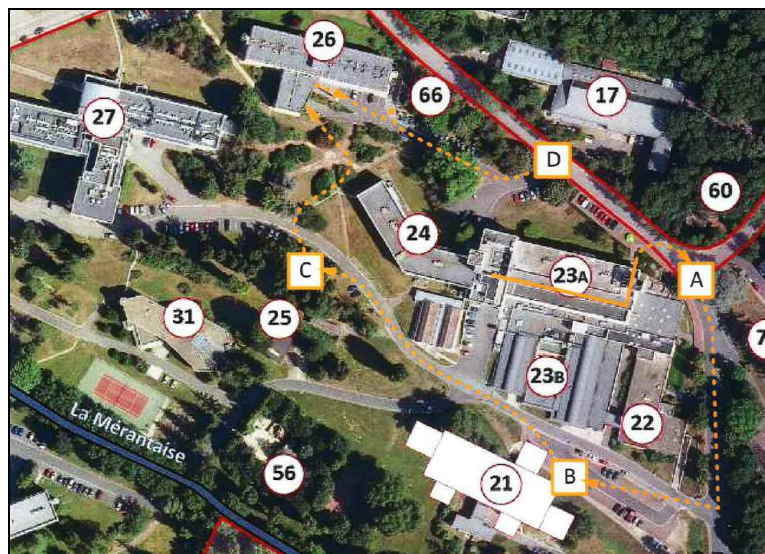
1. Contexte et objectifs de l'étude

1.1. Contexte

Dans le cadre d'une opération de restructuration/extension de bâtiments existants situés dans l'enceinte du CNRS au 2 Avenue de la terrasse à Gif-sur-Yvette, le CNRS souhaite réaliser une campagne d'études structurelles de ces bâtiments.

Le projet prévoit :

- o la réalisation d'un bâtiment (24B) en extension des bâtiments existants,
- o la réhabilitation légère des bâtiments 24 et 26,
- o la restructuration des bâtiments 22 et 23.



Dans le cadre de la réhabilitation prévue, une modification de la descente de charges existante sera effectuée :

- Le bâtiment 22 est de type RDC sur sous-sol (à la côte 76.85 NGF). Il est prévu de le surélever d'un niveau sur l'ensemble de sa surface.
- Le bâtiment 23 est de type RDC/R+1 sur sous-sol. Il est prévu localement de le surélever de 3 niveaux.

1.2. Mission GINGER CEBTP

La présente mission a pour objet la reconnaissance des structures de l'existant et la réalisation de calculs structurels.

Les résultats de cette reconnaissance doivent permettre la détermination, dans chaque zone sondée des bâtiments existants, des points suivants :

- Structures et constitution des planchers, poteaux, poutres et murs.
- Schémas structurels : localisation des porteurs verticaux, implantation des poutres (permettant de confirmer ou d'infirmer les hypothèses d'implantation des poutres figurant sur les plans d'implantation des sondages) et définition des sens de portée des dalles en vue de se prononcer sur la faisabilité des réservations et de pouvoir effectuer les descentes de charges.
- Capacités portantes des structures investiguées,
- La stabilité au feu des éléments sondés.

Les investigations menées in situ sont les suivantes :

- des auscultations non destructives, de type Ferroskan et radar,
- des sondages destructifs ponctuels.

1.3. Description des ouvrages

Les bâtiments existants datent des années 50/60 et sont réalisés en béton armé avec façade porteuse et files de poteaux/poutres à l'intérieur.

4 bâtiments sont concernés par la réhabilitation (B22, B23A, B24 et B26).

Suite aux investigations réalisées, il a été observé des structures porteuses telles que :

- Bâtiments B22 et B24 :
 - o Poteaux béton armé,
 - o Poutres béton armé,
 - o Plancher poutrelle/hourdis en béton ou dalle pleine béton armé.
- Bâtiment B23A :
 - o Poteaux béton armé,
 - o Poutres béton armé,
 - o Dalles pleines en béton armé ou système poutrelle hourdis.

- Bâtiment 26 :
 - o Poteaux béton armé,
 - o Poutres béton armé,
 - o Dalles pleines en béton armé en partie centrale,
 - o Plancher poutrelle/hourdis en béton en rives et plancher constitué de poutres et poutrelles noyées en travée centrale.

2. Investigations réalisées sur site

2.1. Méthodologie

2.1.1. Investigations sur les structures

Le but de ces investigations est de reconnaître les éléments structuraux afin de déterminer leur caractéristique mécanique, et d'en déduire leur capacité portante.

Pour ce faire, des sondages destructifs ponctuels ont été réalisés. Les sondages destructifs permettent de reconnaître l'entraxe des aciers, leurs diamètres, leurs nuances et leurs enrobages.

Chacun de ces sondages a été accompagné d'une reconnaissance au pachomètre. Les mesures pachométriques permettent une acquisition automatique des armatures par simple déplacement de l'appareil en surface de l'élément reconnu. Ces mesures sont limitées à 10cm de profondeur, ainsi seuls la distribution et les enrobages d'aciers peuvent être reconnus. Elles ne permettent pas d'identifier le diamètre, la nuance ou le nombre d'aciers en cas de superposition.

Selon l'élément considéré, les sondages ont été réalisés en partie courante (mi-travée environ) et/ou sur appui.

Les relevés des sondages réalisés sont présentés en Annexe 1.

2.1.2. Sondages destructifs

Les sondages destructifs réalisés sont tels que:

- **Eléments de plancher intermédiaire :**

- sondage de reconnaissance des armatures de flexion à mi-travée en sous face de l'élément structurel (poutre, poutrelle, dalle),
- sondage de reconnaissance des armatures de flexion sur appui en surface des éléments pour les éléments potentiellement hyperstatiques (poutre, poutrelle, dalle),
- percement traversant du plancher afin d'obtenir son épaisseur et sa constitution si elles ne sont pas obtenues par les autres sondages.

Ces investigations ont permis d'obtenir le type des éléments investigués, leur section, leur sens de portée, leur section d'acier en nappe supérieure et inférieure et leurs entraxes. Ces sondages permettent également de reconnaître les revêtements (nature et épaisseur) à ce niveau afin d'établir les charges prises en compte dans les calculs.

- **Poteaux :**

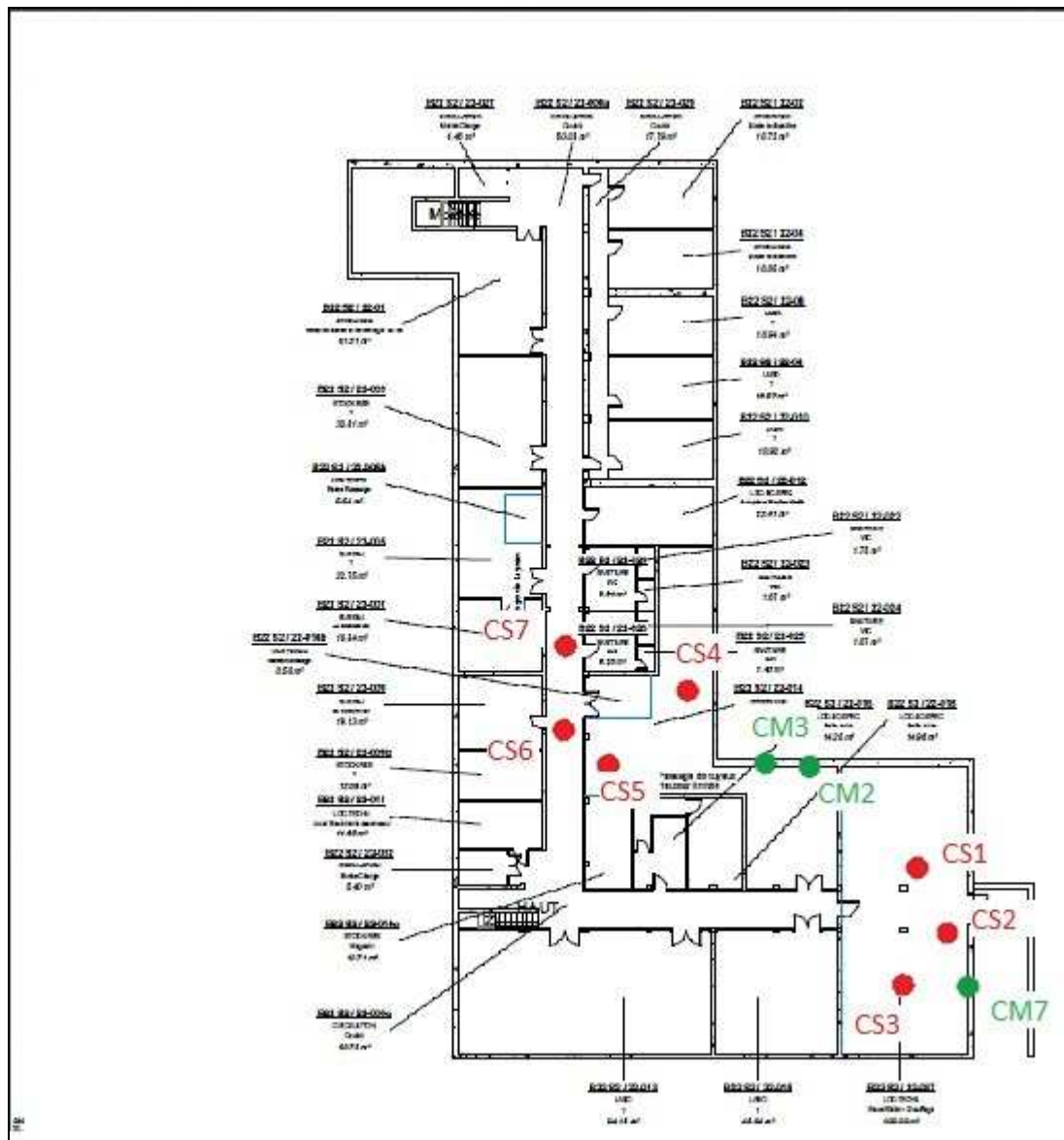
- sondage de reconnaissance à hauteur d'homme.

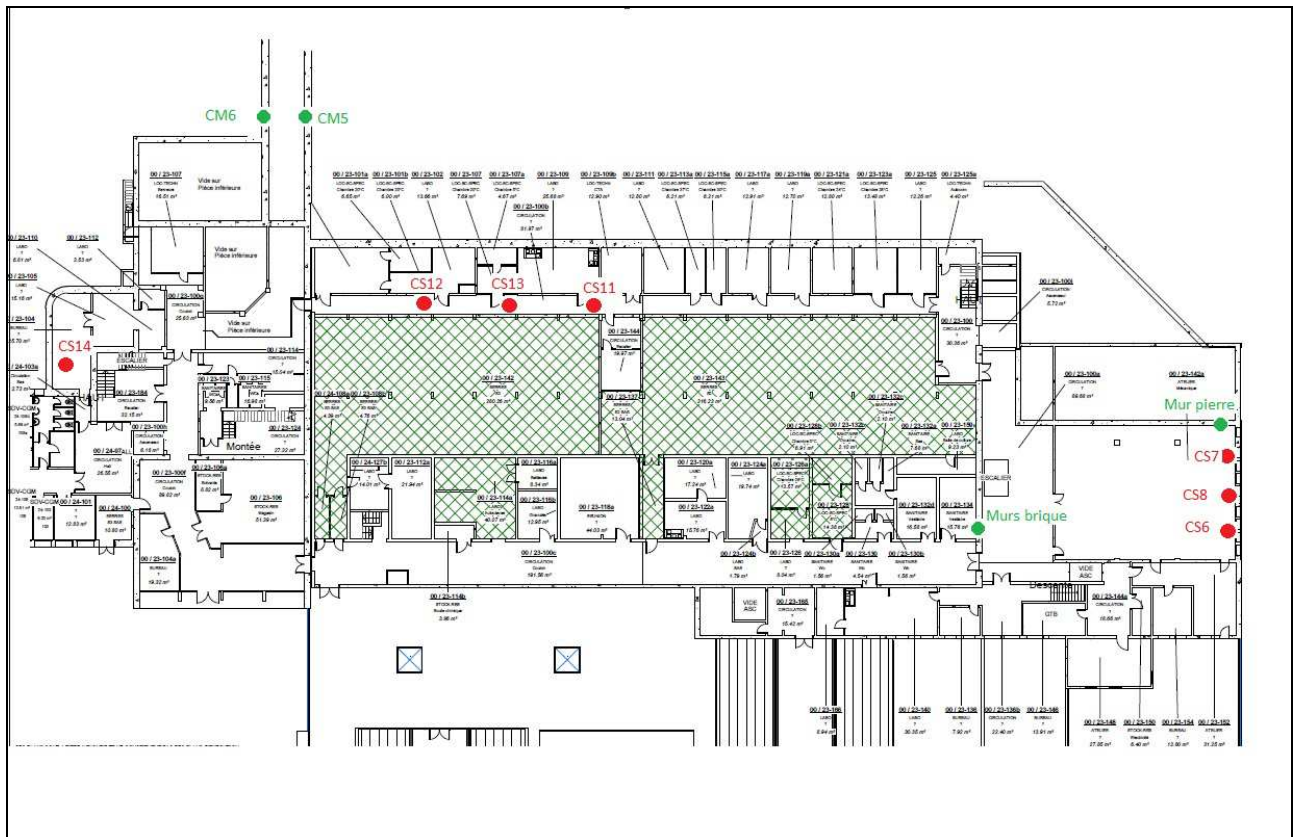
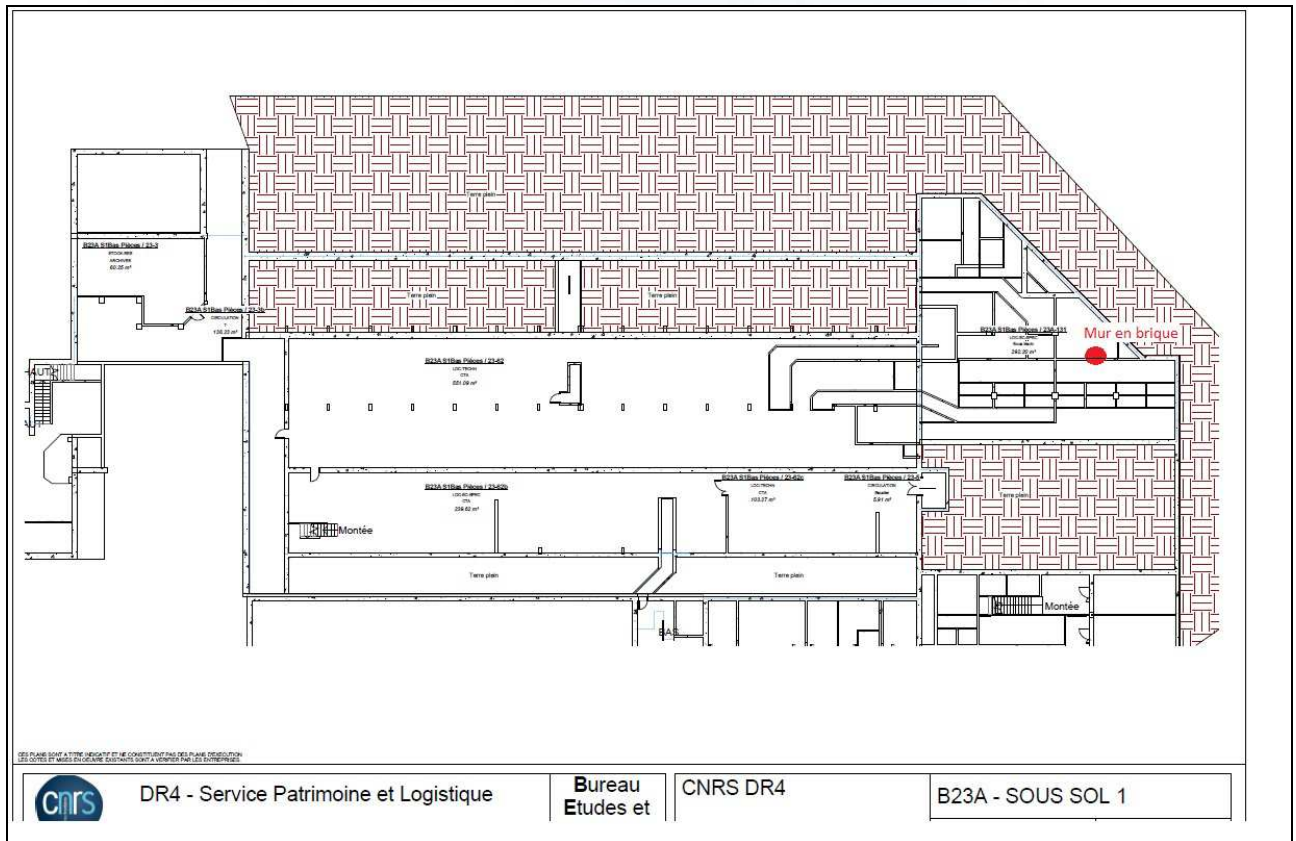
L'objectif des sondages est d'obtenir leurs caractéristiques géométriques ainsi que la section et l'enrobage des aciers. L'objectif est également de reconnaître les revêtements (nature et épaisseur) afin d'établir les charges à prendre en compte dans les calculs.

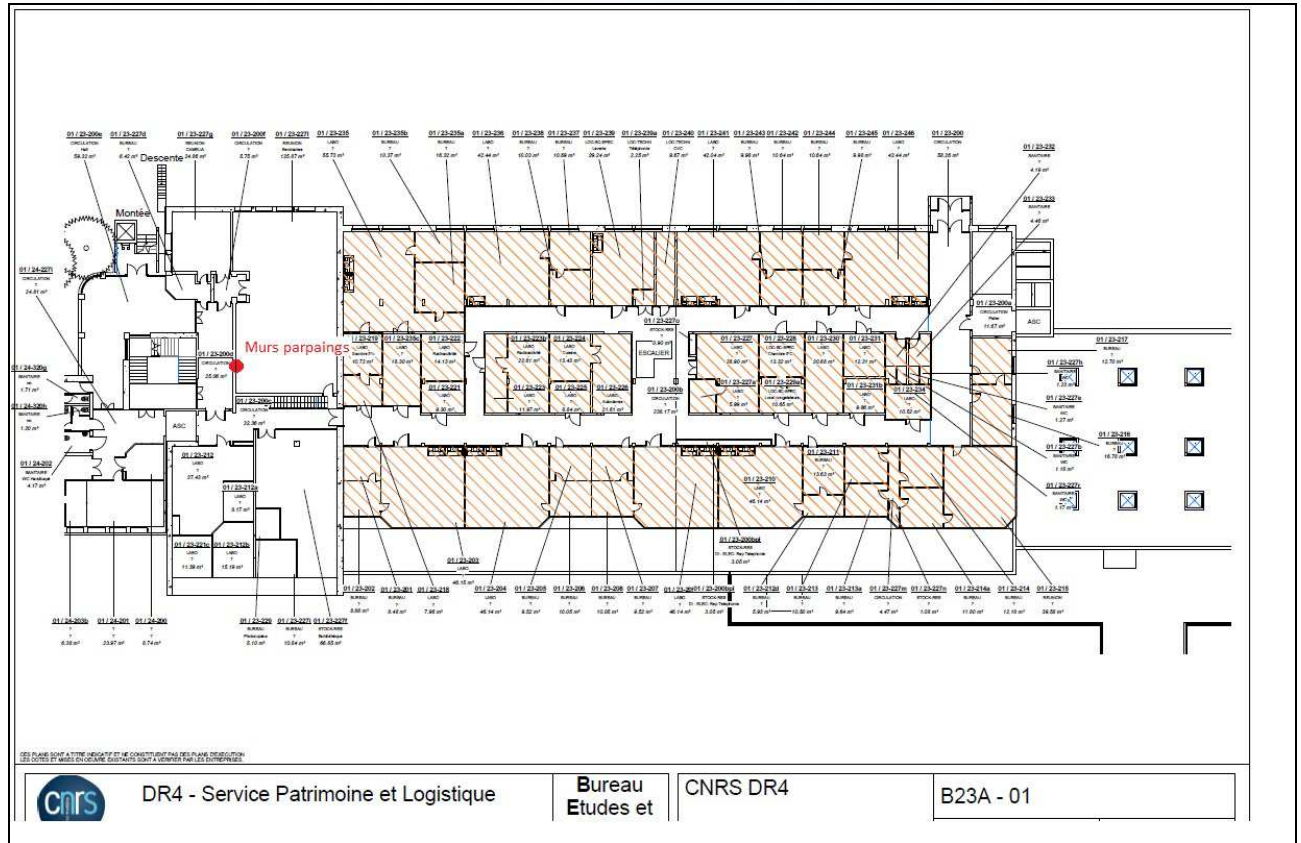
- **Carottages**

Un total de 20 carottages a été réalisé sur les bâtiments 22 et 23 selon une répartition de 10 carottages par bâtiment. Chaque carotte ainsi prélevée a fait l'objet d'un essai de compression afin de pouvoir caractériser la résistance du béton mis en place.

La localisation des carottages réalisés est donnée ci-dessous :

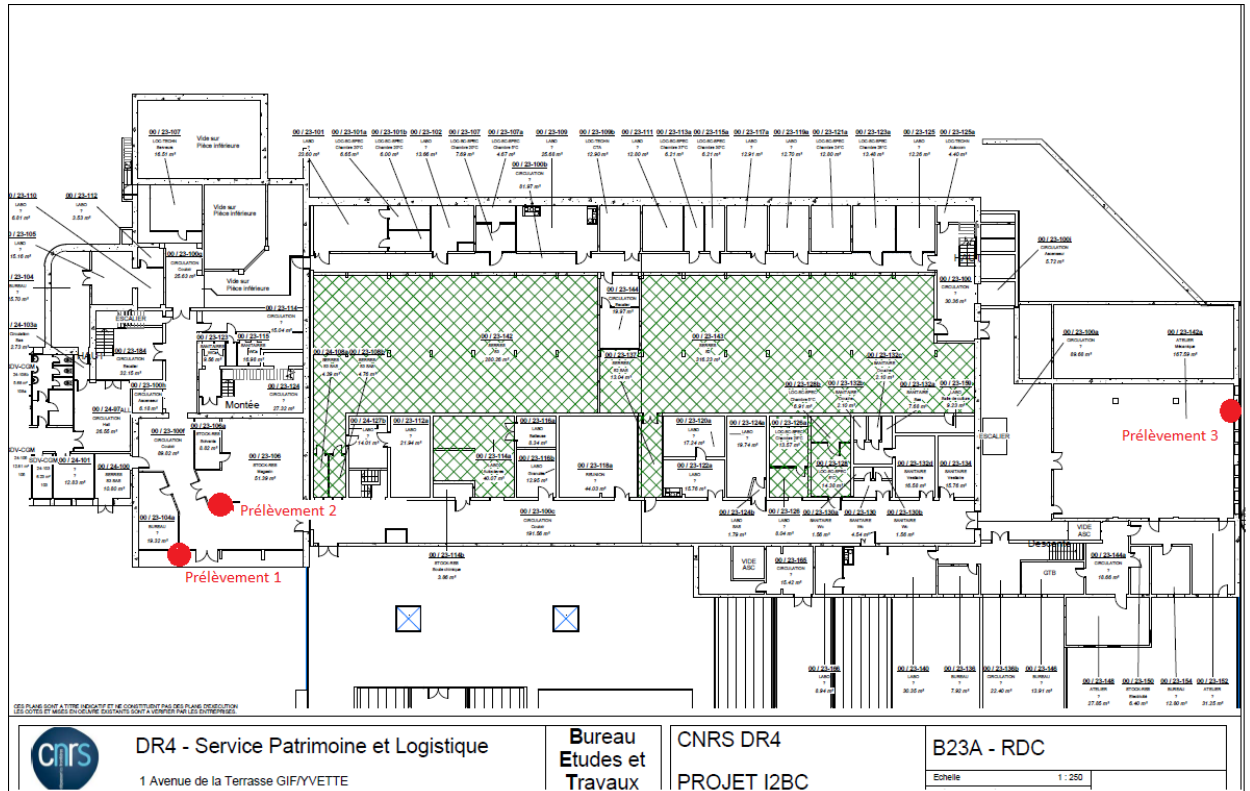






• Prélèvement d'acier

Trois prélèvements ont été effectués afin de caractériser l'acier présent au sein des éléments de structure béton armé. La localisation des prélèvements réalisés est donnée ci-dessous :



• Sondage sur plancher bas

- o Carottages et sondages afin de déterminer la nature exacte du plancher (dallage ou dalle portée),
- o Reconnaissance des armatures de flexion permettant le calcul de capacité portante,
- o percement traversant du plancher afin d'obtenir son épaisseur et sa constitution si elles ne sont pas obtenues par les autres sondages.

• Sondage d'appui

- o Ce type de sondage a permis d'observer la liaison entre porteur vertical et horizontal à l'emplacement indiqué par la maîtrise d'œuvre.

2.1.3. Sondages non destructifs

Il a été constaté une disposition similaire entre plusieurs éléments (même portée, même section, même type de locaux supportés,...). De ce fait, certains éléments ont fait l'objet de sondages non destructifs (sondage au radar ou ferroskan).

Ces sondages ont permis de comparer la répartition d'acier entre plusieurs éléments afin de statuer sur le caractère répétitif de la structure.

2.1.4. Implantation

Voir plans d'implantation en annexe 2.

2.1.5. Fiches de reconnaissance

Les fiches de reconnaissance des éléments sondés sont données en annexe 1.



3. Calculs de capacité portante

3.1. Bâtiment 22

3.1.1. Hypothèses de calcul

- Les calculs sont réalisés suivant les règles de l'Eurocode 2 pour les poutres, poteaux et poutrelles;
- Seules les charges verticales sont prises en compte dans ces calculs ;
- La limite élastique des aciers de type TOR de diamètre inférieur ou égal à 20 mm est prise égale à 420 MPa ;
- On considère un béton de classe C25/30 pour les éléments de structure ;
- Les charges d'exploitation considérées sont prises selon la NFP06.001 :
- Les chargements permanents considérés sont tels que :

Matériaux	Poids	Unités
Carrelage	20	kg/m ² par cm
Chape béton	2000	kg/m ³
Béton armé	2500	kg/m ³
Hourdis parpaings (20cm)	270	kg/m ²
Béton bitumineux	2200	kg/m ³
Enduit plâtre	10	kg/m ² par cm
Moquette/rev plastique souple	8	kg/m ²
Isolant	5	kg/m ²
Bitume	1800	kg/m ³
Asphalte	2500	kg/m ³
Complexe d'étanchéité	12	kg/m ²

3.1.2. Rez-de-chaussée

RPH 22.1

Suite à nos investigations nous avons réalisé une première modélisation de la poutre en supposant qu'elle reprend une partie des charges du local machinerie

Ce local comporte plusieurs dalles dont une de près de 90cm d'épaisseur. Cette dalle, ainsi que les autres éléments situés au-dessus de la poutre RPH22.1 constituent des charges très importantes. La modélisation indique ainsi une sollicitation plus de trois fois supérieure à la résistance de la poutre. De ce fait, et au vue du bon état générale de la poutre, Ginger CEBTP estime que la poutre ne peut constituer l'un des appuis de ce local.

Afin de confirmer ces éléments, des investigations complémentaires sont préconisées. Celles-ci auront pour but :

- De confirmer que ni l'ascenseur ni la machinerie ne prends pas appui sur la poutre, en vérifiant la présence d'un système permettant la reprise de la charge vertical de l'ascenseur,
- De relever avec précision les charges reprises par la poutre,
- De confirmer la présence de la poutre en tête de mur (sondage dans le local référencé sur plan tel que :B22 B1/22-121)

Les informations qui ont pu être relevées sont telles que :

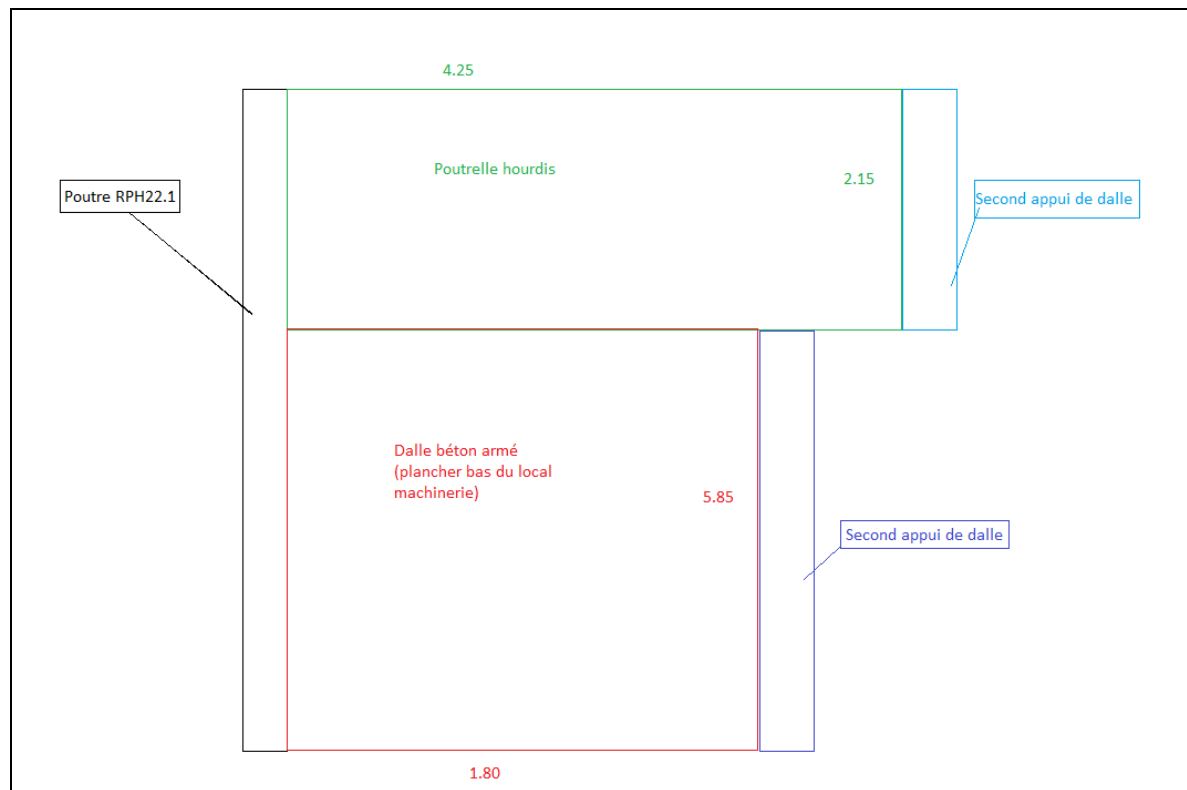
- Données

Distance du porteur à droite : 4.25m sur 2.15 m de poutre puis 1.8m sur le reste.

Distance du porteur à gauche : 0 m

Portée de l'élément : 7 m

Schéma du chargement retenu :



- Moments résistants (ELU)

RPH 22.1
152.7 kN.m



SPO 22.1

- Schéma statique

La modélisation a été menée suivant une continuité des poutres sur 9 travées.

- Données

Distance du porteur à droite : 6.8 m

Distance du porteur à gauche : 6.8 m

Portée de l'élément : 3.3 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°2)

Charges permanentes (G) : **51.4 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **140 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

SPO22.1	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
59.38 kN.m	64.52 kN.m

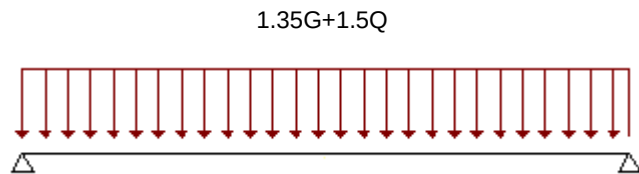
Moments résistants (ELU)

SPO22.1	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
60.42 kN.m	69.31 kN.m

SPO 22.2

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutres isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Distance du porteur à droite : 0 m

Distance du porteur à gauche : 2.8 m

Portée de l'élément : 6.8 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°3)

Charges permanentes (G) : 13.98 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 100 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH22.4
A mi-travée, sous face
120.52 kN.m

Moments résistants (ELU)

SPH22.4
A mi-travée, sous face
121.24 kN.m

SPO 22.3

- Schéma statique

La modélisation a été menée suivant une continuité des poutres sur 5 travées.

- Données

Distance du porteur à droite : 6.8 m

Distance du porteur à gauche : 2 m

Portée de l'élément : 3.27 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°4)

Charges permanentes (G) : **28.49 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **300 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

SPO22.3	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
54.73 kN.m	58.14 kN.m

Moments résistants (ELU)

SPO22.3	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
62.17 kN.m	59.52 kN.m

SPO 22.4

Idem SPO22.3

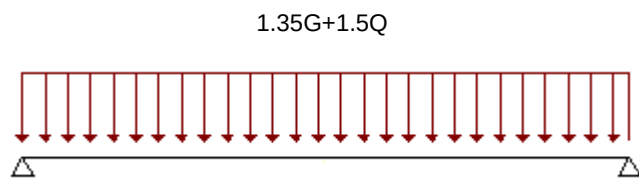
SPH 22.1

Idem SPH22.2.

SPH 22.2

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.61 m

Portée de l'élément : 6.8 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°7)

Charges permanentes (G) : 4.47 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 200 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH22.1/SPH22.2
A mi-travée, sous face
45.47 kN.m

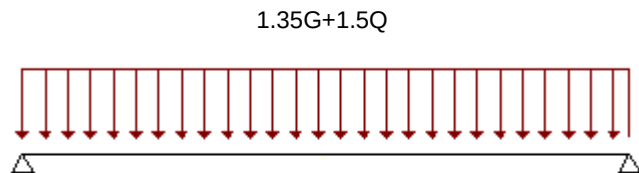
- Moments résistants (ELU)

SPH22.1/SPH22.2
A mi-travée, sous face
45.28 kN.m

SPH 22.3

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.61 m

Portée de l'élément : 6.63 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°8)

Charges permanentes (G) : 3.7 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 10 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH22.3
A mi-travée, sous face
29.41 kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPH22.3
A mi-travée, sous face
29.72 kN.m

Nota : Ces résultats sont non homogènes à ceux obtenus pour les autres poutrelles reconnues de la toiture.

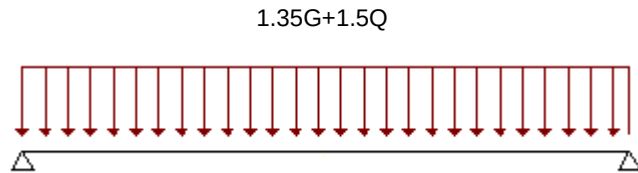
Nous supposons qu'il manque un acier Tor (oubli de l'entreprise de travaux lors de la mise en œuvre ou placement trop haut). En supposant la présence d'un 2^{ème} acier Tor (comme pour les autres poutrelles sondées similaires), nous obtenons une capacité portante de 500 kg/m².

Nous préconisons donc la réalisation d'un sondage complémentaire sur un autre élément de la même zone afin de confirmer les aciers reconnus.

SPH 22.3-2

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.61 m

Portée de l'élément : 6.63 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°8)

Charges permanentes (G) : 3.7 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 220 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH22.3
A mi-travée, sous face
40.61 kN.m

Moments résistants (ELU)

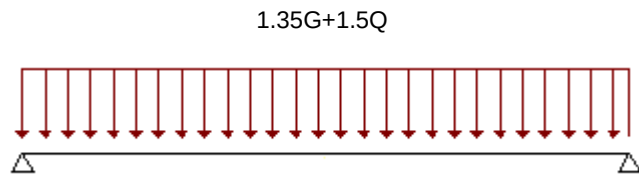
SPH22.3
A mi-travée, sous face
40.63 kN.m

Nota : Suite au nota précédent une seconde intervention a été réalisée afin de vérifier les armatures relevées lors de notre première intervention. La poutrelle investiguées est une poutrelle du même plancher. Ce sondage est nommée SPH22.3/2, les armatures relevées comprennent un acier TOR de 14 en plus, par rapport au relevé SPH22.3.

SPH 22.4

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.61 m

Portée de l'élément : 2 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°9)

Charges permanentes (G) : **2.79 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **425 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

SPH22.4
A mi-travée, sous face
3.78 kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPH22.4
A mi-travée, sous face
3.8 kN.m

SPH 22.5

Idem 22.3

PO 22.1 (Cf. fiche de reconnaissance n°14)

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 80 kg/m² pour les toitures terrasses non accessibles,
 - Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m² pour les bureaux.

• Effort sollicitant (ELU)

PO22.1
568 kN

Effort résistant (ELU)

PO22.1
1 744 kN

PO 22.2 (Cf. fiche de reconnaissance n°15)

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 80 kg/m² pour les toitures terrasses non accessibles,
 - Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m² pour les bureaux.

• Effort sollicitant (ELU)

PO22.2
320 kN

Effort résistant (ELU)

PO22.2
1 050 kN

PO 22.3

Idem PO 22.2



PO 22.4 (Cf. fiche de reconnaissance n°16)

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 80 kg/m² pour les toitures terrasses non accessibles,
 - Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m² pour les bureaux.

• Effort sollicitant (ELU)

PO22.4
107 kN

Effort résistant (ELU)

PO22.4
713 kN

3.1.3. Sous-sol

SPO 22.5

- Schéma statique

La modélisation a été menée suivant une continuité des poutres sur 12 travées.

- Données

Distance du porteur à droite : 6.8 m

Distance du porteur à gauche : 6.8 m

Portée de l'élément : 3.3 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°5)

Charges permanentes (G) : 45.42 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 280 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPO22.5	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
66.42 kN.m	74.05 kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPO22.5	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
84.33 kN.m	77.05 kN.m

SPO 22.6

- Schéma statique

La modélisation a été menée suivant une continuité des poutres sur 5 travées.

- Données

Distance du porteur à droite : 6.2 m

Distance du porteur à gauche : 2 m

Portée de l'élément : 3.2 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°6)

Charges permanentes (G) : 25.61 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 250 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPO22.6	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
51.21 kN.m	45.28 kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPO22.6	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
49.98 kN.m	44.25 kN.m

Dépassement des moments autorisé car inférieur à 5%.

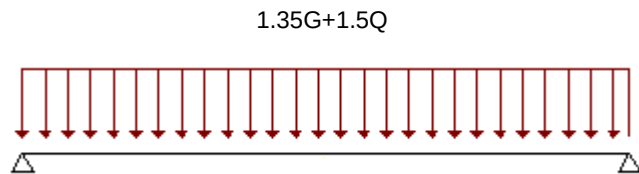
SPO22.7

Idem SPO22.6.

SPH 22.6

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.61 m

Portée de l'élément : 6.8 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°10)

Charges permanentes (G) : **3.43 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **600 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

SPH22.6
A mi-travée, sous face
53.40 kN.m

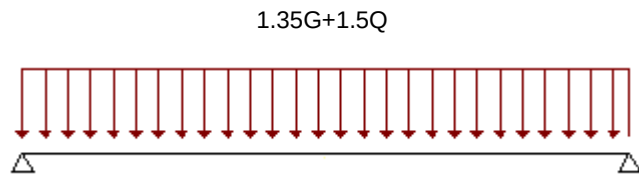
- Moments résistants (ELU)

SPH22.6
A mi-travée, sous face
62.29 kN.m

SPH 22.7

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.61 m

Portée de l'élément : 7 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°11)

Charges permanentes (G) : **1.11 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **265 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

SPH22.7
A mi-travée, sous face
12.91 kN.m

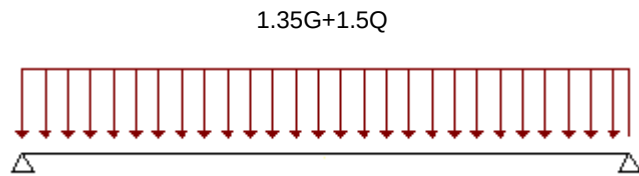
- Moments résistants (ELU)

SPH22.7
A mi-travée, sous face
12.91 kN.m

SPH 22.8

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.61 m

Portée de l'élément : 6.63 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°12)

Charges permanentes (G) : 3.54 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 430 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH22.8
A mi-travée, sous face
47.88 kN.m

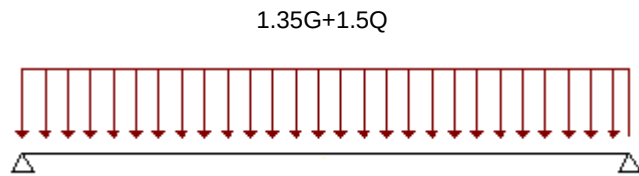
Moments résistants (ELU)

SPH22.8
A mi-travée, sous face
47.90 kN.m

SPH 22.9

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.61 m

Portée de l'élément : 2 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°13)

Charges permanentes (G) : 2.36 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 550 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH22.9
A mi-travée, sous face
4.05 kN.m

Moments résistants (ELU)

SPH22.9
A mi-travée, sous face
4.13 kN.m

SPH 22.10

Idem SPH22.8.



PO 22.5 (Cf. fiche de reconnaissance n°17)

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 80 kg/m² pour les toitures terrasses non accessibles,
 - Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m² pour les bureaux.

• Effort sollicitant (ELU)

PO22.5
530 kN

Effort résistant (ELU)

PO22.5
2 500 kN

PO 22.7 (Cf. fiche de reconnaissance n°18)

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 80 kg/m² pour les toitures terrasses non accessibles,
 - Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m² pour les bureaux.

• Effort sollicitant (ELU)

PO22.7
320 kN

Effort résistant (ELU)

PO22.7
1 290 kN

PO 22.6

Idem PO22.7

3.2. Bâtiment 23

3.2.1. Hypothèses de calcul

- Les calculs sont réalisés suivant les règles de l'Eurocode 2 pour les poutres, poteaux et poutrelles;
- Seules les charges verticales sont prises en compte dans ces calculs ;
- La limite élastique des aciers de type TOR de diamètre inférieur ou égal à 20 mm est prise égale à 420 MPa et 400 Mpa pour les aciers de type TOR de diamètre supérieur à 20;
- La limite élastique des aciers de type ronds lisses (RL) est prise égale à 235 MPa;
- On considère un béton de classe C25/30 pour les éléments de structure ;
- Les charges d'exploitation considérées sont prises selon la NFP06.001 :
- Les chargements permanents considérés sont tels que :

Matériaux	Poids	Unités
Carrelage	20	kg/m ² par cm
Chape béton	2000	kg/m ³
Béton armé	2500	kg/m ³
Hourdis brique (15cm)	130	kg/m ²
Béton bitumineux	2200	kg/m ³
Enduit plâtre	10	kg/m ² par cm
Moquette/rev plastique souple	8	kg/m ²
Isolant	5	kg/m ²
Bitume	1800	kg/m ³
Asphalte	2500	kg/m ³
Complexe d'étanchéité	12	kg/m ²

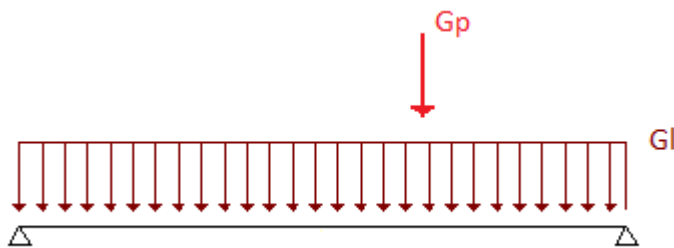
3.2.2. Sous-sol

RPH 23.6

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une poutre isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.

$$1.35G+1.5Q$$



- Données

Distance du porteur à droite : 3 m

Distance du porteur à gauche : 3.6 m (entre porteur secondaire)

Portée de l'élément : 4.8 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°24)

Charges permanentes linéaire (G) : **10.12 kN/ml**

Charges permanentes ponctuel(Gp) : **9.21 kN**

Charges d'exploitation (Q) : **580 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

RPH 23.6
A mi-travée, sous face
103.29 kN.m

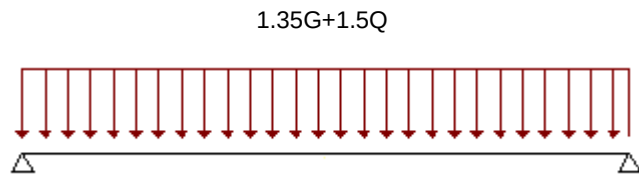
Moments résistants (ELU)

RPH 23.6
A mi-travée, sous face
124.17 kN.m

SPH 23.14

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une dalle béton armé isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Portée de l'élément : 3 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°44)

Charges permanentes (G) : 4.57 kN/m

Charges d'exploitation (Q) : 250 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH23.14
A mi-travée, sous face
11.16 kN.m

Moments résistants (ELU)

SPH23.14
A mi-travée, sous face
11.17 kN.m



PO23.11 (Cf. fiche de reconnaissance n°55)

- Hypothèses :

Charge d'exploitation du plancher de 80 kg/m² pour l'entretien des éléments (canalisations, gaines, ...) situés en face supérieur de la dalle.

- Effort sollicitant (ELU)

PO23.11
1081 kN

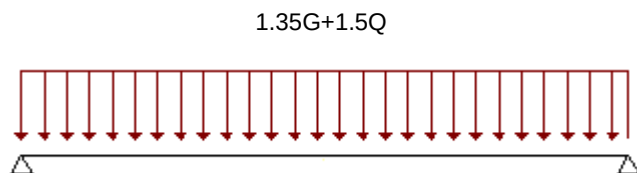
- Effort résistant (ELU)

PO23.11
3354 kN

3.2.3. Rez-de-chaussée **RPH 23.4**

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une poutre béton armé isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Portée de l'élément : 3.22 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°22)

Charges permanentes (G) : 23.74 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 500 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

RPH23.4
A mi-travée, sous face
74.2 kN.m

- Moments résistants (ELU)

RPH23.4
A mi-travée, sous face
75.64 kN.m

Nota : Lors de nos investigations nous avons constaté qu'une structure métallique supportant des gaines est directement accrochée aux aciers de la poutre reconnues. Cela réduit l'enrobage des armatures et met en péril la stabilité du plancher dans son ensemble. De ce fait nous préconisons la dépose du système d'accroche ainsi que la réfection de l'enrobage des armatures avec la mise en œuvre d'un rebouchage béton.

Il est à noter que nos calculs ne prennent pas en compte cet élément et sont donc valables uniquement dans la mesure où le dispositif est déposé, et l'enrobage des armatures repris.

RPH 23.5

- Schéma statique

La modélisation a été menée suivant une continuité des poutres sur 3 travées.

- Données

Distance du porteur à droite : 6.75 m

Distance du porteur à gauche : 6.72 m

Portée de l'élément : 2.8 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°23)

Charges permanentes (G) : **60.51 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **500 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

RPH23.5	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
93.4 kN.m	121.4 kN.m

- Moments résistants (ELU)

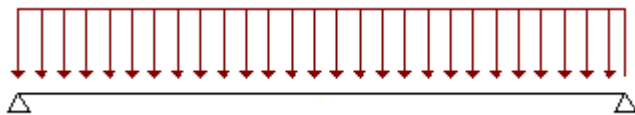
RPH23.5	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
139.52 kN.m	163.97 kN.m

SPO 23.4

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une poutre isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.

$$1.35G+1.5Q$$



- Données

Distance du porteur à droite : 0 m

Distance du porteur à gauche : 0 m (Élément ne reprenant que son poids propre)

Portée de l'élément : 3.2 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°27)

Charges permanentes (G) : 4.31 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 500 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPO23.4
A mi-travée, sous face
11.87 kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPO23.4
A mi-travée, sous face
30.35 kN.m

SPO 23.5

- Schéma statique

La modélisation a été menée suivant une continuité des poutres sur 3 travées.

- Données

Distance du porteur à droite : 4.5 m

Distance du porteur à gauche : 4.3 m

Portée de l'élément : 9.42 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°28)

Charges permanentes (G) : **30.908 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **200 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

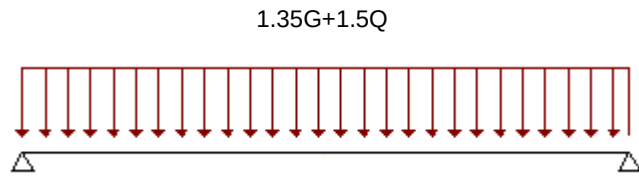
SPO23.5	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
401.3 kN.m	466.75 kN.m

Moments résistants (ELU)

SPO23.5	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
408.94 kN.m	461.98 kN.m

SPH23.7

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.5 m

Portée de l'élément : 4.83 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°39)

Charges permanentes (G) : 3.22 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 280 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH23.7
A mi-travée, sous face
18.59 kN.m

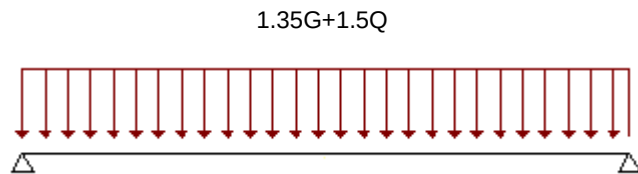
Moments résistants (ELU)

SPH23.7
A mi-travée, sous face
18.66 kN.m

SPH23.8

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une dalle béton armé isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Portée de l'élément : 2.5 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°39)

Charges permanentes (G) : **6.68 kN/m**

Charges d'exploitation (Q) : **500 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

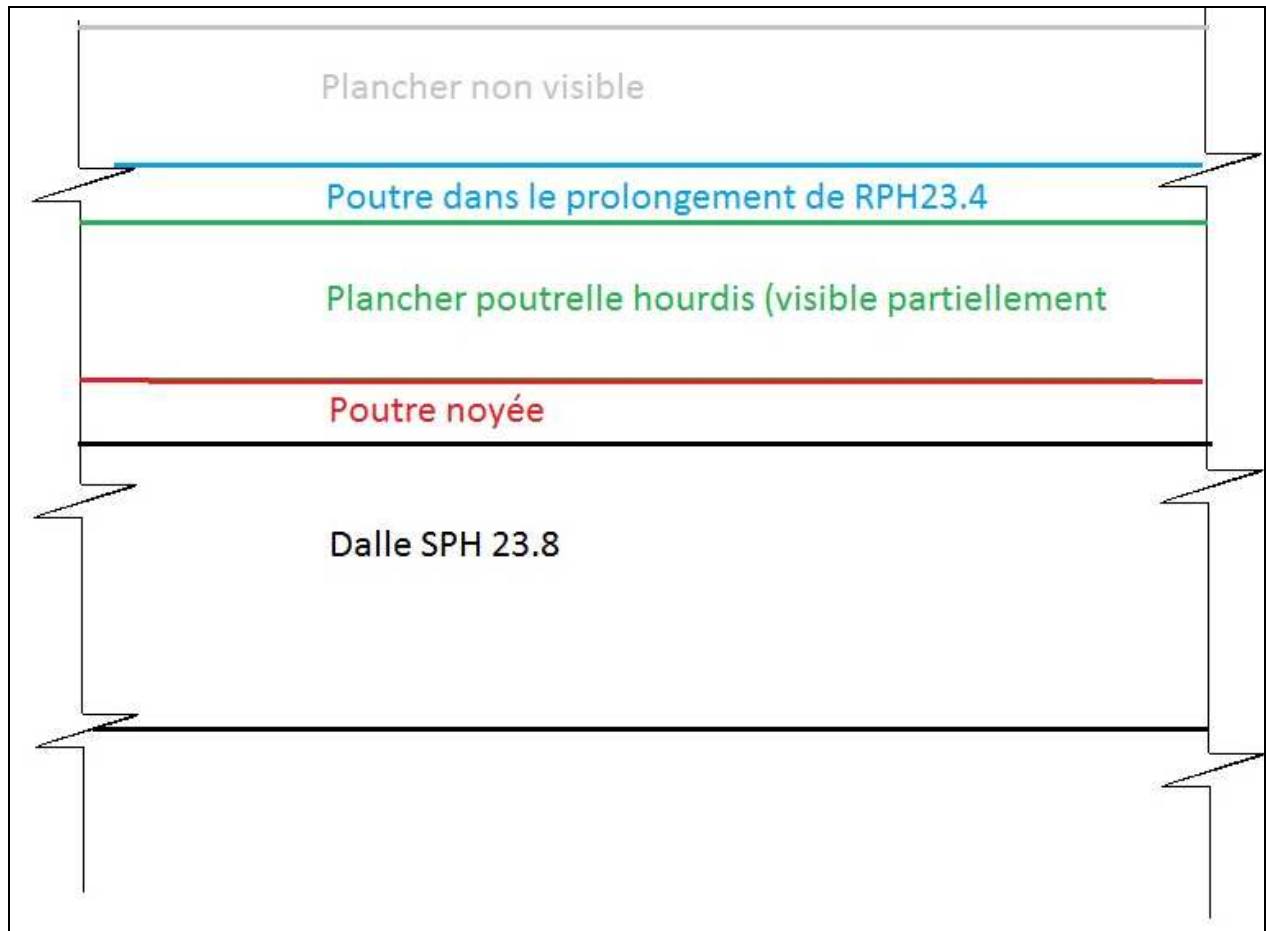
SPH23.8
A mi-travée, sous face
16.52 kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPH23.8
A mi-travée, sous face
32.17 kN.m

Il est à noter que seule la dalle BA a fait l'objet d'investigations. Cette dalle constitue une zone restreinte non représentative de la totalité du plancher. Si les charges venaient à être augmentées il sera nécessaire de vérifier la capacité portante des autres éléments constituant le plancher (poutres et poutrelles adjacents) et cela afin de pouvoir statuer sur la capacité portante du plancher dans son ensemble.

Pour information la composition du plancher qui a pu être observé est telle que :

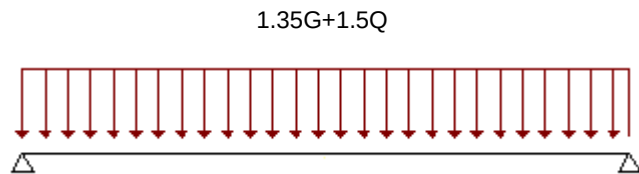




SPH23.9

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une dalle béton armé isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.23 m

Portée de l'élément : 3.61 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°40)

Charges permanentes (G) : **1.37 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **500 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

SPH23.9
A mi-travée, sous face
6.07 kN.m

Moments résistants (ELU)

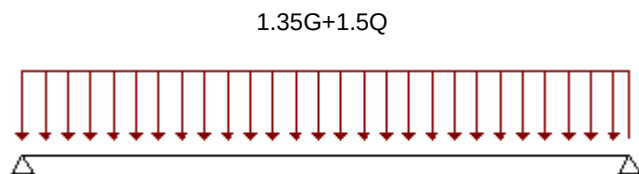
SPH23.9
A mi-travée, sous face
8.24 kN.m



SPH23.10

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une dalle béton armé isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.



Les épaisseurs de dalle et de revêtement n'ont pu être relevées lors de notre intervention (demande du client de ne pas intervenir).

Les données relevées sont donc insuffisantes pour calculer la capacité portante de l'élément car elles ne permettent pas de déterminer la sollicitation de l'élément.

Nous avons toutefois déterminé le moment résistant de l'élément.

Les hypothèses prises sont telles que :

- o Epaisseur de dalle 15cm
- o Epaisseur de revêtement :
 - Carrelage 2cm,
 - Chape 5cm.

Il conviendra, si le chargement du plancher est modifié, de vérifier ces hypothèses.

- Données

Portée de l'élément : 6.7 m

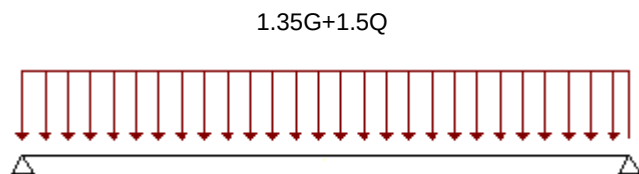
Moment résistant

SPH23.10
A mi-travée, sous face
27.7 kN.m

SPH23.11

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une dalle béton armé isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°42)

Charges permanentes (G) : 5.5 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 230 kg/m²

- Données

Portée de l'élément : 5.6 m

- Moments sollicitants (ELU)

SPH23.11
A mi-travée, sous face
42.63 kN.m

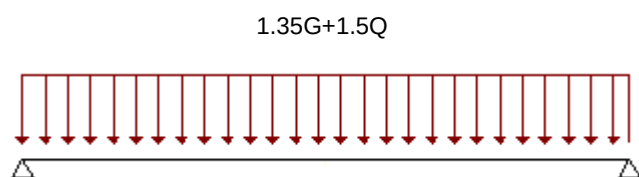
Moment résistant (ELU)

SPH23.11
A mi-travée, sous face
42.83 kN.m

SPH23.12

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une dalle béton armé isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Portée de l'élément : 4.6 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°43)

Charges permanentes (G) : 5.49 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 500 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH23.12
A mi-travée, sous face
39.45 kN.m

Moments résistants (ELU)

SPH23.12
A mi-travée, sous face
42.83 kN.m

SPH23.13

Idem SPH23.12

PO23.4 (Cf. fiche de reconnaissance n°48)

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 350 kg/m² pour les locaux de type salles de conférence à nombre de places inférieur à 50.
 - Reprise uniquement du plancher supérieur (pas de poteau en continuité à l'étage supérieur)

- Effort sollicitant (ELU)

PO23.4
107 kN

Effort résistant (ELU)

PO23.4
713 kN



PO23.5 (Cf. fiche de reconnaissance n°52)

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 80 kg/m² pour les toitures terrasses non accessibles,
 - Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m² pour les bureaux.

• Effort sollicitant (ELU)

PO23.5
772 kN

Effort résistant (ELU)

PO23.5
886 kN

PO23.6 (Cf. fiche de reconnaissance n°52)

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 80 kg/m² pour les toitures terrasses non accessibles,
 - Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m² pour les bureaux.

• Effort sollicitant (ELU)

PO23.6
243 kN

Effort résistant (ELU)

PO23.6
2158 kN



PO23.7 (Cf. fiche de reconnaissance n°52)

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 210 kg/m² pour les toitures terrasses techniques non accessibles,
 - Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m² pour les bureaux.
 - Composition de plancher bas toiture terrasse similaire à celle observée au sondage RPH23.1, (lors de la phase travaux il conviendra de vérifier que la composition des toitures est bien similaire en terme de charges).
 - Plancher haut du RDC de composition similaire au plancher sondé référencé SPH22.9 (poutrelle hourdis de 12cm d'épaisseur). Lors de la phase travaux il conviendra de vérifier que la composition du plancher est bien similaire en terme de charges.
 - Plancher haut du premier étage de composition similaire au plancher sondé référencé SPH23.5 (poutrelle hourdis briques de 12cm d'épaisseur). Lors de la phase travaux il conviendra de vérifier que la composition du plancher est bien similaire en terme de charges.

• Effort sollicitant (ELU)

PO23.7
736.72 kN

Effort résistant (ELU)

PO23.7
1661.31 kN

Ces résultats sont donnés sous réserve des hypothèses retenues et de l'homogénéité des structures de l'ouvrage.



PO23.8 (Cf. fiche de reconnaissance n°53)

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 80 kg/m² pour les toitures terrasses non accessibles,

- Effort sollicitant (ELU)

PO23.8
357 kN

Effort résistant (ELU)

PO23.8
3657 kN

PO23.9 (Cf. fiche de reconnaissance n°54)

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 80 kg/m² pour les toitures terrasses non accessibles,

- Effort sollicitant (ELU)

PO23.9
198.16 kN

Effort résistant (ELU)

PO23.9
3657.39 kN

PO23.10

Idem PO23.9

SPB 23.1

Lors de nos investigations nous avons réalisé un carottage ainsi qu'un sondage destructif afin d'observer la composition du plancher.

Ces investigations nous ont permis d'observer une composition telle que :

- Un revêtement de sol souple de 1mm d'épaisseur ;
- Un dallage d'une épaisseur de 9.5 cm comportant un ferrailage de type Ronds lisse et de diamètre de 8mm.

Le règlement en vigueur, à savoir le DTU 13.3, stipule au titre 5.5.1, concernant l'épaisseur minimale, que :

« 5.5.1 Épaisseur nominale du dallage

A justifier par le calcul, elle est au minimum de 150 mm. »

Les calculs réglementaires du dallage SPB23.1 ne peuvent pas être réalisés, le dallage ne respectant pas les conditions du règlement de calcul existant.

SPB23.2

Hypothèses :

- Dallage non armé
- Dallage non liaisonné en périphérie
- Type de locaux : Intérieur à usage courant
- Charge d'exploitation maximale de 1000kg /m², répartie uniformément en surface
- Coupe de sol retenue (selon rapport d'étude de sol n°TEA140371, de l'entreprise Technosol)

Horizon	Nature	Profondeur moyenne de la base	Valeurs pressiométriques			Module Es
		m/TN	p _i (MPa)	E _M (MPa)	α	(MPa)
H0	remblais	2.1	0.08	1.1	2/3	1.65
H1	Colluvions	5.2	0.77	5.5	2/3	8.25
H2	Sables de Fontainebleau	17.2	1.55	19.6	0.5	39.2
H3	Marnes à huitres	19.8	1.11	10.5	0.5	21
H4	Marnes grisatres	> 20	1.8	29.3	0.5	58.6

Justifications :

Les justifications du dallage sont effectuées aux états limites de service. Ces états limites sont au nombre de 3 :

- Etat limite de déformation verticale absolue du dallage ;
- Etat limite de déformation verticale différentielle du dallage ;
- Etat limite de traction par flexion du béton des dallages non armés.

Ce dernier état limite est vérifié en partie courante du dallage, au niveau des angles et au bord des dallages.

Vérification de la déformation verticale absolue du dallage

La déformation verticale absolue doit être inférieure ou égale à $(L1 / 2\ 000) + 20\text{ mm}$, $L1$ étant le plus petit côté du rectangle enveloppe de l'ouvrage.

DEFORMATION	VALEURS (mm)
Déformation verticale absolue du dallage	11.03
Déformation verticale absolue autorisée	23

L'état limite de déformation verticale absolue du dallage est donc vérifié.

Vérification de la déformation verticale différentielle du dallage

Cette vérification consiste en la comparaison entre la déformation du point le plus sollicité, avec celle du point le moins sollicité.

Cette différence doit être inférieure ou égale à $(L2 / 2\ 000) + 10\text{ mm}$, $L2$ étant la distance entre les deux points considérés.

DEFORMATION	VALEURS (mm)
Déformation verticale différentielle du dallage	7
Déformation verticale différentielle maximale autorisée	16

L'état limite de déformation verticale différentiel du dallage est donc vérifié.

Vérification de la traction par flexion du béton des dallages non armés

La contrainte de traction par flexion doit être inférieure à la contrainte limite.

CONTRAINTES	VALEURS
Contrainte de traction maximale de traction totale en face supérieure (Mpa)	1.89
Contrainte de traction maximale de traction totale face inférieure (Mpa)	1.89
Contrainte limite (Mpa)	2.09

Conclusions :

L'élément est apte à reprendre la charge maximale d'exploitation pour un dallage en intérieur et à usage courant, à savoir $Q=1000\text{kg/m}^2$.

SPB23.3

Hypothèses :

- Dallage non armé,
- Dallage non liaisonné en périphérie,
- Type de locaux : Intérieur à usage courant,
- Charge d'exploitation maximale de 1000kg/m^2 , répartie uniformément en surface,
- Coupe de sol retenue (selon rapport d'étude de sol n°TEA140371, de l'entreprise Technosol)

Horizon	Nature	Profondeur moyenne de la base	Valeurs pressiométriques			Module Es (MPa)
		m/TN	p_i (MPa)	E_M (MPa)	α	
H0	remblais	0.23	0.08	1.1	2/3	1.65
H1	Colluvions	6.5	0.77	5.5	2/3	8.25
H2	Sables de Fontainebleau	13.5	1.55	19.6	0.5	39.2
H3	Marnes à huitres	> 20	1.11	10.5	0.5	21

Justifications :

Vérification de la déformation verticale absolue du dallage

La déformation verticale absolue doit être inférieure ou égale à $(L1 / 2\ 000) + 20\text{ mm}$, $L1$ étant le plus petit côté du rectangle enveloppe de l'ouvrage.

DEFORMATION	VALEURS (mm)
Déformation verticale absolue du dallage	10.05
Déformation verticale absolue autorisée	27

L'état limite de déformation verticale absolue du dallage est donc vérifié.

Vérification de la déformation verticale différentielle du dallage

Cette vérification consiste en la comparaison entre la déformation du point le plus sollicité, avec celle du point le moins sollicité.

Cette différence doit être inférieure ou égale à $(L_2 / 2\ 000) + 10$ mm, L_2 étant la distance entre les deux points considérés.

DEFORMATION	VALEURS (mm)
Déformation verticale différentielle du dallage	5
Déformation verticale différentielle maximale autorisée	16

L'état limite de déformation verticale différentiel du dallage est donc vérifié.

Vérification de la traction par flexion du béton des dallages non armés

La contrainte de traction par flexion doit être inférieure à la contrainte limite.

CONTRAINTES	VALEURS
Contrainte maximale de traction totale en face supérieure (Mpa)	0.99
Contrainte de maximale de traction totale face inférieure (Mpa)	0.99
Contrainte limite (Mpa)	2.46

Conclusions :

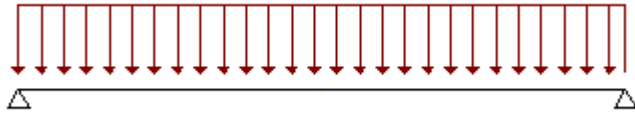
L'élément est apte à reprendre la charge maximale d'exploitation pour un dallage en intérieur et à usage courant, à savoir $Q=1000\text{kg/m}^2$.

3.2.4. Premier étage

RPH 23.1

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une poutre isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple. $1.35G+1.5Q$



- Données

Distance du porteur à droite : 0m

Distance du porteur à gauche : 4.2 m

Portée de l'élément : 3.42 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°19)

Charges permanentes (G) : **20.1 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **500 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

RPH23.1
A mi-travée, sous face
62.66 kN.m

Moments résistants (ELU)

RPH23.1
A mi-travée, sous face
85.7 kN.m



RPH 23.2

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une poutre isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.

- Données

Distance du porteur à droite : 5m

Distance du porteur à gauche : 5 m

Portée de l'élément : 3.2 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°19)

Charges permanentes (G) : **31.93 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **700 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

RPH23.2
A mi-travée, sous face
107.76 kN.m

Moments résistants (ELU)

RPH23.2
A mi-travée, sous face
173 kN.m



RPH 23.3

- Hypothèses

La poutre reprend le plancher supérieur ainsi que la toiture du local situé au-dessus. La composition de cette toiture est supposée similaire à celle de la toiture dont la composition a été relevée en sondage RPH23.1.

Le chargement modélisé correspond à un chargement uniforme des surfaces en accord avec le sondage SPH23.3 et 23.4 et le sondage sur appui de la poutre.

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutres hyperstatiques sur 4 travées simples, en flexion simple.

- Données

Distance du porteur à droite : 6.74 m

Distance du porteur à gauche : 3.25 m

Portée de l'élément : 2.78 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°19)

Charges permanentes (G) : 93.42 kN/ml

- Moments sollicitants (ELU)

RPH23.3	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
74.01 kN.m	105.72 kN.m

Moments résistants (ELU)

RPH23.3	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
91.92 kN.m	61.86 kN.m

Nous constatons un dépassement du moment résistant sur appui de près de 70% sous charges permanentes uniquement. Au vue du bon état d'ensemble de l'élément, il apparait peu probable que la sollicitation dépasse à ce point la résistance de l'élément.

De ce fait il est nécessaire de vérifier les hypothèses prises, et plus particulièrement l'hypothèse concernant la composition de la toiture du plancher haut du local situé au-dessus de la poutre. Pour rappel cette toiture est reprise directement par la poutre, via les murs périphériques du local.

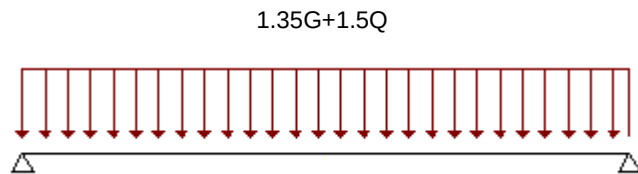
SPO23.1

- Hypothèses

Le mur de façade du deuxième repris par la poutre sur sa longueur est composé de brique sur une épaisseur de 0.4m.

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une poutre isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Distance du porteur à droite : 0 m

Distance du porteur à gauche : 0.75 m

Portée de l'élément : 2.9 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°26)

Charges permanentes (G) : **54.22 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **300 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

SPO23.1
A mi-travée, sous face
78.73 kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPO23.1
A mi-travée, sous face
80.58 kN.m

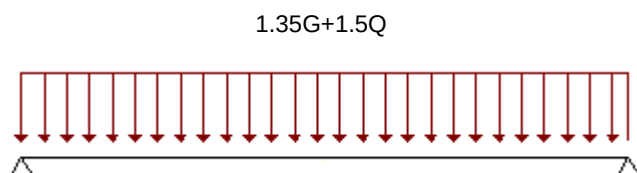
SPO23.2

Les sondages réalisés indiquent l'absence de poutre à l'emplacement prévu (cf schéma structurel des zones investiguées).

SPO 23.3

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une poutre isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Distance du porteur à droite : 0 m

Distance du porteur à gauche : 5 m

Portée de l'élément : 3.5 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°26)

Charges permanentes (G) : 13.89 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 500 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

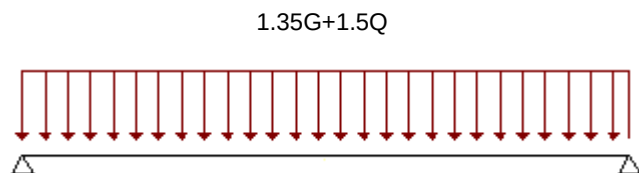
SPO23.3
A mi-travée, sous face
48 kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPO23.3
A mi-travée, sous face
127.96 kN.m

SPH23.1

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.23 m

Portée de l'élément : 5 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°32)

Charges permanentes (G) : 4.03 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 500 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

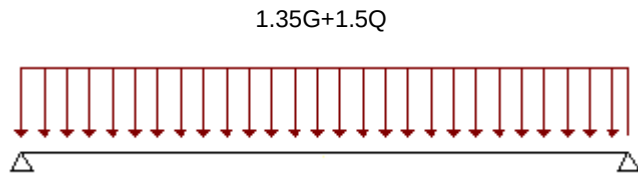
SPH23.2
A mi-travée, sous face
29 kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPH23.2
A mi-travée, sous face
35 kN.m

SPH23.2

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.23 m

Portée de l'élément : 2.85 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°33)

Charges permanentes (G) : **1.68 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **500 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

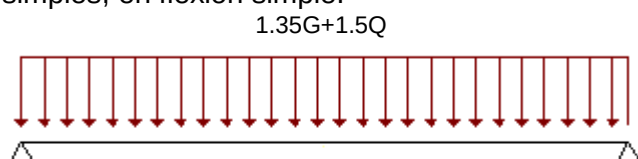
SPH23.2
A mi-travée, sous face
4.06 kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPH23.2
A mi-travée, sous face
4.47 kN.m

SPH23.3

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.51 m

Portée de l'élément : 6.74 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°34)

Charges permanentes (G) : 4.05 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 500 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

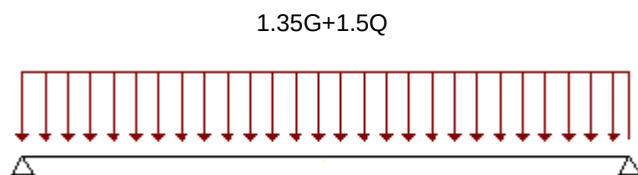
SPH23.3
A mi-travée, sous face
52.76 kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPH23.3
A mi-travée, sous face
58.25 kN.m

SPH23.4

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.51 m

Portée de l'élément : 3.5 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°35)

Charges permanentes (G) : 4.05 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 500 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH23.2
A mi-travée, sous face
16.04 kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPH23.2
A mi-travée, sous face
29.8 kN.m

SPH 23.5

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles hyperstatiques sur 7 travées simples, en flexion simple.

- Données

Entraxe de poutrelles : 0.25 m

Portée de l'élément : 3.25 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°36)

Charges permanentes (G) : 1.40 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 300 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH23.5	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
3.41 kN.m	3.48 kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPH23.5	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
4.08 kN.m	3.51 kN.m

SPH 23.6

Idem SPH23.5.



PO23.1 (Cf. fiche de reconnaissance n°45)

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 80 kg/m² pour les toitures terrasses non accessibles,
 - Charge d'exploitation réglementaire de 210 kg/m² pour les toitures terrasses technique,
 - Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m² pour les bureaux,
 - Mur du deuxième étage repris constitué de 40cm de briques,
 - Mur de périphérie de la toiture terrasse repris constitué de 40cm de briques,
 - Composition de la toiture terrasse du troisième étage identique à celle de la toiture référencé par le sondage RPH23.1,
 - Composition de la toiture terrasse du local référencé 02 / 22-302b identique à celle de la toiture référencé par le sondage RPH23.1,

• Effort sollicitant (ELU)

PO23.1
1056 kN

Effort résistant (ELU)

PO23.1
921 kN

L'effort sollicitant est supérieur à l'effort résistant. Afin de confirmer ces résultats, il conviendra de vérifier les hypothèses prises et plus particulièrement la constitution du mur de périphérie du deuxième étage et celui de la toiture terrasse, ainsi que la constitution de la toiture du local 02 / 22-302b.



PO23.2 (Cf. fiche de reconnaissance n°46)

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 210 kg/m² pour les toitures terrasses technique,
 - Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m² pour les bureaux,
 - Composition de plancher bas toiture terrasse similaire à celle observée au sondage RPH23.1, (lors de la phase travaux il conviendra de vérifier que la composition des toitures est bien similaire en terme de charges).

- Effort sollicitant (ELU)

PO23.2
595 kN

Effort résistant (ELU)

PO23.2
966 kN

PO23.3 (Cf. fiche de reconnaissance n°47)

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 210 kg/m² pour les toitures terrasses technique,
 - Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m² pour les bureaux,
 - Composition de la toiture terrasse du troisième étage identique à celle de la toiture référencé par le sondage RPH23.1,
 - Mur de périphérie de la toiture terrasse repris constitué de 25cm de béton,

- Effort sollicitant (ELU)

PO23.3
368 kN

Effort résistant (ELU)

PO23.3
471 kN



3.3. Bâtiment 24

3.3.1. Hypothèses de calcul

- Les calculs sont réalisés suivant les règles de l'Eurocode 2 pour les poutres, poteaux et poutrelles;
- Seules les charges verticales sont prises en compte dans ces calculs ;
- La limite élastique des aciers de type TOR de diamètre inférieur ou égal à 20 mm est prise égale à 420 MPa ;
- On considère un béton de classe C25/30 pour les éléments de structure ;
- Les charges d'exploitation considérées sont prises selon la NFP06.001 :
- Les chargements permanents considérés sont tels que :

Matériaux	Poids	Unités
Carrelage	20	kg/m ² par cm
Chape béton	2000	kg/m ³
Béton armé	2500	kg/m ³
Hourdis parpaings (20cm)	270	kg/m ²
Béton bitumineux	2200	kg/m ³
Enduit plâtre	10	kg/m ² par cm
Moquette/rev plastique souple	8	kg/m ²
Isolant	5	kg/m ²
Bitume	1800	kg/m ³
Asphalte	2500	kg/m ³
Complexe d'étanchéité	12	kg/m ²

3.3.2. Rez-de-chaussée

RPH24.1

Idem SPO 24.1

SPO 24.1

- Schéma statique

La modélisation a été menée suivant une continuité des poutres sur 7 travées.

- Données

Distance du porteur à droite : 6 m

Distance du porteur à gauche : 6 m

Portée de l'élément : 6 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°56)

Charges permanentes (G) : 45.39 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 500 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPO23.5	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
340.54 kN.m	314.96 kN.m

Moments résistants (ELU)

SPO23.5	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
459.2 kN.m	504 kN.m

SPH 24.1 – 2

A la demande de la maîtrise d'ouvrage cette zone a fait l'objet d'une seconde reconnaissance et détermination de la capacité portante. Les résultats sont les suivants :

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 travées simples, en flexion simple.

- Données

Entraxe de poutrelles : 0.50 m

Portée de l'élément : 6.1 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°57)

Charges permanentes (G) : **2.92 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **300 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

SPH24.1-2
A mi-travée, sous face
28.80 kN.m

Moments résistants (ELU)

SPH24.1-2
A mi-travée, sous face
29.55 kN.m

SPH 24.2

Idem SPH24.1-2

3.3.3. Sous-sol

SPH 24.3

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles hyperstatiques sur 2 travées simples, en flexion simple.

- Données

Entraxe de poutrelles : 0.5 m

Portée de l'élément : 6 m

Moments sollicitants (ELU)

SPH24.3
A mi-travée, sous face
25.12 kN.m

Moments résistants (ELU)

SPH24.3
A mi-travée, sous face
25.84 kN.m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°58)

Charges permanentes (G) : 2.54 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 300 kg/m²

SPH24.4

Idem SPH 24.3

PO24.1

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 80 kg/m² pour les toitures terrasses non accessibles,
 - Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m² pour les bureaux.

- Effort sollicitant (ELU)

PO24.1
1175.27kN

Effort résistant (ELU)

PO24.1
1835kN



3.4. Bâtiment 26

3.4.1. Hypothèses de calcul

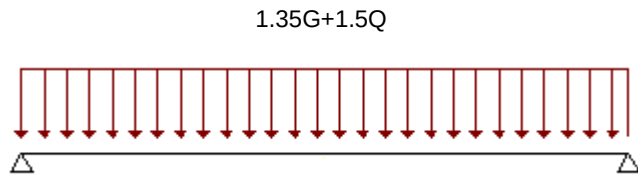
- Les calculs sont réalisés suivant les règles de l'Eurocode 2 pour les poutres, poteaux et poutrelles;
- Seules les charges verticales sont prises en compte dans ces calculs,
- La limite élastique des aciers de type TOR de diamètre inférieur ou égal à 20 mm est prise égale à 420 MPa ;
- On considère un béton de classe C25/30 pour les éléments de structure ;
- Les charges d'exploitation considérées sont prises selon la NFP06.001 :
- Les chargements permanents considérés sont tels que :

Matériaux	Poids	Unités
Carrelage	20	kg/m ² par cm
Chape béton	2000	kg/m ³
Béton armé	2500	kg/m ³
Hourdis brique (20cm)	270	kg/m ²
Béton bitumineux	2200	kg/m ³
Enduit plâtre	10	kg/m ² par cm
Moquette/rev plastique souple	8	kg/m ²
Isolant	5	kg/m ²
Bitume	1800	kg/m ³
Asphalte	2500	kg/m ³
Complexe d'étanchéité	12	kg/m ²

3.4.2. Sous-sol

SPO 26.9

Les vérifications ont été menées selon une poutre isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Distance du porteur à droite : 0 m

Distance du porteur à gauche : 5.6 m

Portée de l'élément : 3.3 m

-

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°61)

Charges permanentes (G) : **12.47 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **580 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

SPO26.9
A mi-travée, sous face
56.08 kN.m

Moments résistants (ELU)

SPO26.9
A mi-travée, sous face
56.31kN.m

SPO 26.10

Idem SPO26.9



SPO 26.11

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutres hyperstatiques sur 2 travées simples, en flexion simple.

- Données

Distance du porteur à droite : 3.56 m

Distance du porteur à gauche : 1.5 m

Portée de l'élément : 4.14 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°62)

Charges permanentes (G) : 15.4 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 500 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPO26.11	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
78.67 kN.m	105.16 kN.m

Moments résistants (ELU)

SPO26.11	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
98.45 kN.m	224.72 kN.m

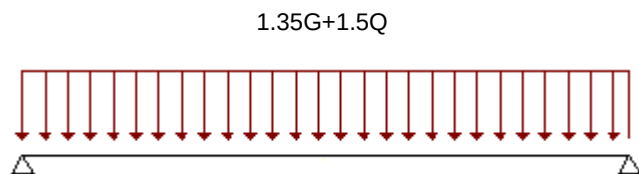
SPH26.10

Idem SPH26.11

SPH26.11

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.6 m

Portée de l'élément : 5.6 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°66)

Charges permanentes (G) : 2.29 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 360 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH26.11
A mi-travée, sous face
23.57kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPH26.11
A mi-travée, sous face
23.7 kN.m

SPH26.12

Le plancher est constitué de 2 sous éléments structurels tels que :

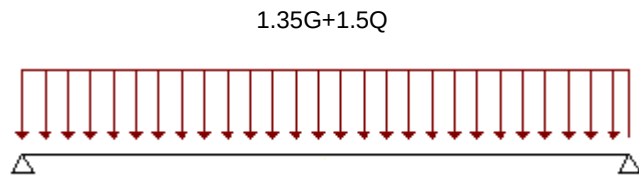
- o Des poutrelles béton armé noyées,
- o Des poutres béton armé noyées permettant l'appui des poutrelles.

Le schéma structurel est donné dans la fiche de reconnaissance N°67.

Poutre noyée :

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une poutre isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Distance du porteur à droite : 3.25 m

Distance du porteur à gauche : 1.42 m

Portée de l'élément : 2.54 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°67)

Charges permanentes (G) : **20.44 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **400 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

SPH26.12-1
A mi-travée, sous face
50.83 kN.m

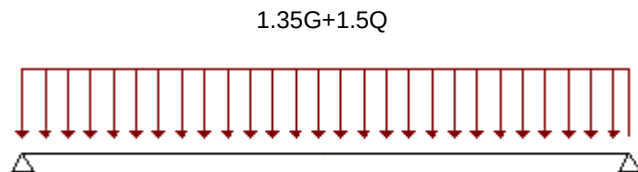
Moments résistants (ELU)

SPH26.12-1
A mi-travée, sous face
50.83 kN.m

Poutrelle noyée :

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.5 m

Portée de l'élément : 1.42 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°66)

Charges permanentes (G) : 3.1 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 350 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH26.12-2
A mi-travée, sous face
9.28kN.m

Moments résistants (ELU)

SPH26.12-2
A mi-travée, sous face
9.36 kN.m

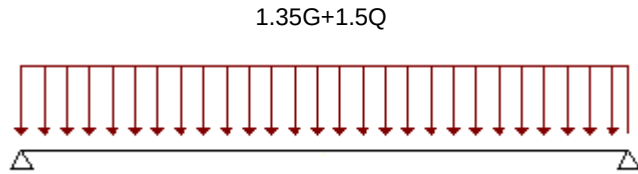
Conclusion : Le plancher 26.12 présente une capacité portante de 350kg/m².

NOTA : Il est à noter que le sondage a été réalisé sur une première travée présentant une longueur de portée inférieure aux autres travées. Or ces travées peuvent dans certains cas être surdimensionnées.

En effet il est fréquent qu'elles comportent le même ferrailage que les autres travées pour une portée moindre. De ce fait, et dans le cas où les charges venaient à être augmentées, nous préconisons la réalisation d'investigations sur une travée intermédiaire afin de comparer les données ainsi relevées.

SPH 26.14

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.6 m

Portée de l'élément : 3.5 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°68)

Charges permanentes (G) : 2.6 kN/m

Charges d'exploitation (Q) : 450 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH26.14
A mi-travée, sous face
11.52kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPH26.14
A mi-travée, sous face
11.6 kN.m

SPH 26.15

Idem SPH26.14

PO 26.4 (Cf. fiche de reconnaissance n°71)

- Hypothèses :

- Charge d'exploitation réglementaire de 80 kg/m² pour les toitures terrasses non accessibles,
- Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m² pour les bureaux.

- Effort sollicitant (ELU)

PO26.4
910kN

Effort résistant (ELU)

PO26.4
1835kN

PO 26.5

Idem PO26.4

PO 26.7

- Hypothèses :

- Charge d'exploitation réglementaire de 80 kg/m² pour les toitures terrasses non accessibles,
- Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m² pour les bureaux et 350 pour le local de réunion.

- Effort sollicitant (ELU)

PO26.7
511kN

Effort résistant (ELU)

PO26.7
1158kN

3.4.3. Rez de chaussé

SPO 26.5

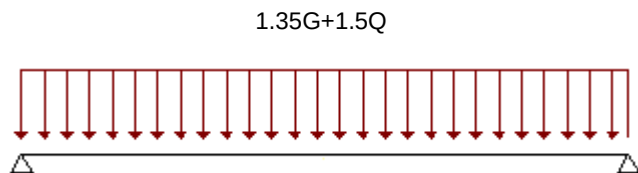
Idem SPO26.9

SPO 26.6

Idem SPO26.9

SPO 26.7

Les vérifications ont été menées selon une poutre isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Distance du porteur à droite : 3.14 m

Distance du porteur à gauche : 3 m

Portée de l'élément : 6.85 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°60)

Charges permanentes (G) : 16.59 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 400 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPO26.7
A mi-travée, sous face
243.98kN.m

Moments résistants (ELU)

SPO26.7
A mi-travée, sous face
243.25kN.m

SPH26.6

Idem SPH26.11

SPH26.7

Idem SPH26.2

SPH26.8

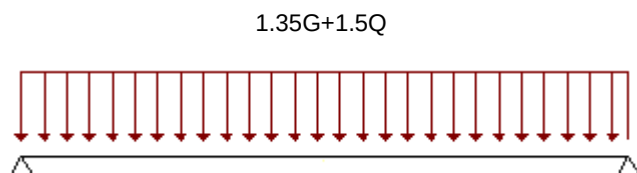
Idem SPH26.11

SPH 26.9

Idem SPH26.10

SPH 26.10

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.6 m

Portée de l'élément : 3.2 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°65)

Charges permanentes (G) : **2.46 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **325 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

SPH26.10
A mi-travée, sous face
7.95kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPH26.10
A mi-travée, sous face
8.0 kN.m

3.4.4. Premier étage

SPH26.1

Idem SPH26.11

SPH26.2

Le plancher est constitué de deux sous élément structuraux tels que :

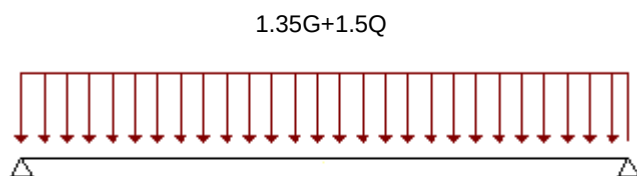
- o Des poutrelles béton armées noyées,
- o Des poutres béton armé noyées permettant l'appui des poutrelles.

Le schéma structurel est donné dans la fiche de reconnaissance N°67.

Poutre noyée :

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une poutre isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Distance du porteur à droite : 3.25 m

Distance du porteur à gauche : 3.25 m

Portée de l'élément : 2.54 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°67)

Charges permanentes (G) : 20.44 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 400 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH26.12-1
A mi-travée, sous face
50.83 kN.m

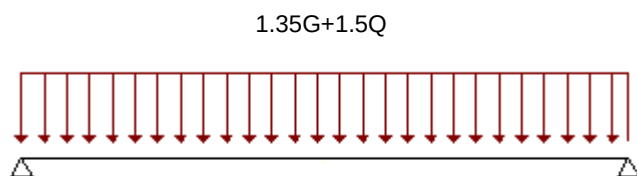
Moments résistants (ELU)

SPH26.12-2
A mi-travée, sous face
50.83 kN.m

Poutrelle noyée :

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.6 m

Portée de l'élément : 3.2 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°66)

Charges permanentes (G) : 3.1 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 200 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH26.12-2
A mi-travée, sous face
7.96kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPH26.12-2
A mi-travée, sous face
8.01 kN.m

Conclusion : Le plancher 26.12 présente une capacité portante de 200kg/m². Pour information la charge d'exploitation actuelle est, selon la NF P 06.001, de 250kg.m². Le plancher présente un bon état général exempt de déformation ou fissures. Nous préconisons donc, avant tout renforcement, la réalisation de sondages complémentaires au niveau du même plancher afin de confirmer ces résultats.

SPH26.3

Idem SPH26.11

SPO 26.1

Idem SPO26.9

SPO 26.2

Idem SPO26.9

SPO 26.3

- Schéma statique

La modélisation a été menée suivant une continuité des poutres sur 2 travées.

- Données

Distance du porteur à droite : 3.2 m

Distance du porteur à gauche : 3.2 m

Portée de l'élément : 5.4 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°59)

Charges permanentes (G) : 21.15 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 210 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPO26.3	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
83.61 kN.m	196.92 kN.m

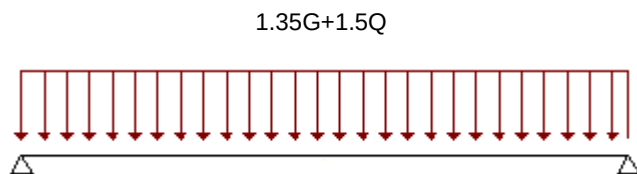
- Moments résistants (ELU)

SPO26.3	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
86.25 kN.m	193.87 kN.m

SPH 26.4

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une dalle isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.6 m

Portée de l'élément : 3.2 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°64)

Charges permanentes (G) : 2.94 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 20 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH26.4
A mi-travée, sous face
5.31 kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPH26.4
A mi-travée, sous face
5.35 kN.m

Le plancher type poutrelle hourdis présente donc une capacité portante inférieure au 80 kg.m^2 actuellement nécessaires. De ce fait nous préconisons la réalisation d'investigations complémentaires telles que :

- Dégagement de la sous face du plancher afin de pouvoir observer l'état général des poutrelles
- Réalisation d'un sondage sur une autre poutrelle de la même zone afin de confirmer les données relevées.

SPH 26.5

Idem SPH26.4

PO 26.1

Idem 26.4

PO 26.2

Idem 26.4

PO 26.3

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 80 kg/m^2 pour les toitures terrasses non accessibles,
 - Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m^2 pour les bureaux.

• Effort sollicitant (ELU)

PO26.3
225 kN

Effort résistant (ELU)

PO26.3
1148kN



4. Stabilité au feu des structures sondées et auscultées

4.1. Hypothèses de calcul

- La stabilité au feu des structures béton, à l'exception des planchers de type poutrelles BA à entrevous en béton, est déterminée suivant l'EC2 :
 - o La vérification est faite suivant la méthode des valeurs tabulées ;
 - o On considère un niveau de chargement des planchers durant l'incendie de 0,7. Ce niveau de chargement correspond au rapport entre les chargements durant l'incendie et les chargements dans des conditions normales d'exploitation ;
 - o L'âme des poutres est supposée être de classe WA conformément aux recommandations de l'Annexe Nationale ;
 - o Les valeurs de résistance obtenues correspondent à des résistances au feu normalisé.
- La stabilité au feu des planchers de type poutrelles BA à entrevous en béton est déterminée suivant les règles Feu Béton ;
 - o La vérification est effectuée suivant les règles simples.

4.2. Résultats

L'ensemble des résultats est donné page 87 à 90.



5. Résultats des sondages d'appui

5.1. Bâtiment 23

APP 23.1

La paroi concernée par ce sondage est constituée de parpaings. Nous avons pu constater en tête de mur la présence d'une poutre porteuse béton armé similaire à celle concernée par le sondage SPO23.5. La paroi ne constitue donc pas un appui et n'est pas porteuse. Seule la poutre situé en tête de mur est porteuse, et soutient les charges appliquées sur la surface de toiture terrasse. La poutre porteuse ne prend donc pas appui sur la paroi.

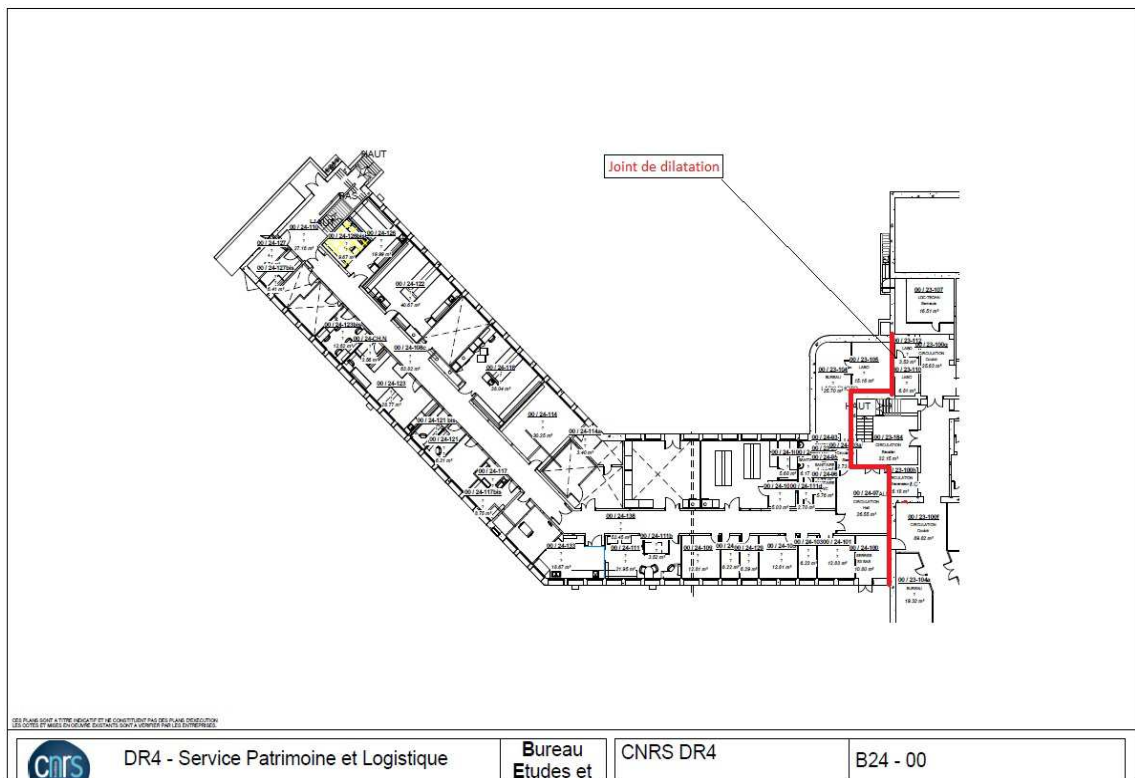
APP 23.2

La paroi concernée par ce sondage n'entre pas en contact avec le plancher haut du local atelier, de ce fait elle ne constitue pas un appui pour ce plancher. Toutefois cette paroi constitue un appui pour le plancher haut du local référencé B23A S1bas Pièces/23A-131. Ce plancher est celui concerné par le sondage référencé SPH23.14. De plus le carottage CH23.4 as permis d'identifier que la paroi est en pierre.

6. Résultats de l'investigation type JD :

6.1. Bâtiment 24

Le joint de dilatation de la zone concernée est représenté sur le plan ci-dessous :



7. Résultats des essais de traction sur armatures :

Les trois prélèvements d'armature de type ronds lisses réalisés ont chacun été soumis à un essai de traction. Le but de ces essais est de pouvoir statuer sur la résistance des armatures de ce type présente dans le bâtiment. Deux hypothèses sont possibles, à savoir 235Mpa ou 215Mpa.

Les résultats sont tels que :

RESULTATS											
TRACTION		Machine d'Essais : AMSLER 400 kN									
		Méthode d'Essais : NF EN ISO 6892-1									
Référence	Dimensions (mm)	Section S_0 (mm ²)	F_{eh} (kN)	R_{eh} (Mpa)	$F_{p0,2}$ (kN)	$R_{p0,2}$ (Mpa)	F_m (kN)	R_m (Mpa)	A %	Agt %	Observations
1	Ø 8	50,27	/	/	13,7	272	18,4	366	/	15,2	
2	Ø 6	28,27	/	/	8,1	285	11,5	406	/	20,2	
3	Ø 6	28,27	/	/	9,1	321	11,3	401	/	20,2	

Il est constaté que les valeurs de résistance sont supérieures à 235Mpa, les calculs considéreront donc une résistance à la traction des armatures de type rond lisse égale à 235Mpa.

Conclusion générale

Niveau	N° de sondage	Capacité portante totale (kg/m²)	Charge d'exploitation actuelle (kg/m²)	Capacité portante supplémentaire (kg/m²)	Stabilité au feu (min)
Bâtiment 22					
Sous-sol	SPO22.5	280	250	30	60
	SPO22.6	250	250	0	90
	SPO22.7	Idem SPO22.6	Idem SPO22.6	Idem SPO22.6	Idem SPO22.6
	SPH 22.6	500	250	250	30
	SPH 22.7	265	250	15	30
	SPH 22.8	430	250	180	30
	SPH 22.9	550	250	300	30
	SPH 22.10	Idem SPH 22.8	Idem SPH 22.8	Idem SPH 22.8	Idem SPH 22.8
RDC	SPO22.1	140	80	60	90
	SPO22.2	100	80	20	60
	SPO22.3	300	80	220	90
	SPO22.4	Idem SPO22.3	Idem SPO22.3	Idem SPO22.3	Idem SPO22.3
	SPH22.1	Idem SPH22.2	Idem SPH22.2	Idem SPH22.2	Idem SPH22.2
	SPH22.2	200	80	120	30
	SPH22.3-2	220	80	140	30
	SPH22.4	425	80	345	30
	SPH22.5	Idem SPH22.3	Idem SPH22.3	Idem SPH22.3	Idem SPH22.3
	RPH 22.1	Investigations complémentaires nécessaires	Investigations complémentaires nécessaires	Investigations complémentaires nécessaires	Investigations complémentaires nécessaires
Bâtiment 23					
RDC	RPH23.4	500	350	150	60
	RPH23.5	500	250	250	90
	SPO23.3	500	250	250	60
	SPO23.4	500	80	420	60
	SPO23.5	200	80	120	90
	SPH23.7	280	250	30	30
	SPH23.8	500	250	250	60
	SPH23.9	500	250	250	30
	SPH23.10	Données insuffisantes	Données insuffisantes	Données insuffisantes	Données insuffisantes
	SPH23.11	230	80	150	60
	SPH23.12	500	80	420	90

	SPH23.13	Idem SPH23.12	Idem SPH23.12	Idem SPH23.12	Idem SPH23.12
	SPB23.1	Non réglementaire	Non réglementaire	Non réglementaire	Sans objet
	SPB23.2	1000	250	750	Sans objet
	SPB23.3	1000	250	750	Sans objet
	SPH23.2	500	250	250	60
Sous-sol	RPH23.6	580	80	500	90
	SPH23.14	250	80	170	120
1er	RPH23.1	500	80	420	60
	RPH23.2	700	375	325	60
	RPH23.3	0	250	-250*	*
	SPO23.1	300	250	50	60
	SPO23.3	500	250	250	60
	SPH23.1	500	375	125	30
	SPH23.3	500	80	420	30
	SPH23.4	500	250	250	30
	SPH23.5	300	250	50	30
	SPH23.6	Idem SPH23.5	Idem SPH23.5	Idem SPH23.5	Idem SPH23.5
Bâtiment 24					
Sous-sol	SPO24.1	500	250	250	60
	SPH24.3	300	250	50	30
	SPH24.4	Idem SPH24.3	Idem SPH24.3	Idem SPH24.3	Idem SPH24.3
RDC	SPH24.1-2	300	250	50	30
	SPH24.2	Idem SPH24.1-2	Idem SPH24.1-2	Idem SPH24.1-2	Idem SPH24.1-2
Bâtiment 26					
Sous-sol	SPO26.9	580	250	330	30
	SPO26.10	Idem SPO26.9	Idem SPO26.9	Idem SPO26.9	Idem SPO 26.9
	SPO26.11	500	350	150	90
	SPH26.10	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11
	SPH26.11	360	250	110	30
	SPH26.12	350	250	100	30
	SPH26.13	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11
	SPH 26.14	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11
	SPH26.15	Idem SPH26.14	Idem SPH26.14	Idem SPH26.14	Idem SPH26.14
RDC	SPO26.5	Idem SPO26.9	Idem SPO26.9	Idem SPO26.9	Idem SPO26.9
	SPO26.6	Idem SPO26.9	Idem SPO26.9	Idem SPO26.9	Idem SPO26.9
	SPO26.7	400	250	150	60
	SPH26.6	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11
	SPH26.7	Idem SPH26.2	Idem SPH26.2	Idem SPH26.2	Idem SPH26.2
	SPH26.8	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11
	SPH26.9	Idem SPH26.10	Idem SPH26.10	Idem SPH26.10	Idem SPH26.10

R+1	SPH26.1	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11
	SPH26.2	200	250	-50	30
	SPH26.3	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11
	SPH26.4	20	80	-60	30
	SPH26.5	Idem SPH26.4	Idem SPH26.4	Idem SPH26.4	Idem SPH26.4
	SPO26.1	Idem SPO26.9	Idem SPO26.9	Idem SPO26.9	Idem SPO26.9
	SPO26.2	Idem SPO26.9	Idem SPO26.9	Idem SPO26.9	Idem SPO26.9
	SPO26.3	210	80	130	90

* Les calculs de capacité portante à froid suggèrent que l'élément ne serait pas apte à supporter une charge d'exploitation. Ce résultat est en contradiction avec l'utilisation actuelle de la zone (bureaux = 250 kg/m² réglementaire). Des investigations complémentaires devront donc être réalisées afin de déterminer la descente de charges réelle sur l'élément et son ferrailage. Par ailleurs, en l'absence d'information sur la capacité portante de l'élément à froid, la stabilité au feu de la poutre n'a pas été évaluée.

Poteaux

N° de sondage	Charge reprise (kN)	Effort normal résistant (kN)	Effort admissible supplémentaire (kN)	Stabilité au feu (min)
Bâtiment 22				
PO22.1	568	1744	1176	120
PO22.2	320	1050	730	120
PO22.3	Idem PO22.2	Idem PO22.2	Idem PO22.2	120
PO22.4	107	713	606	120
Po22.5	530	2500	1970	120
PO22.6	Idem PO 22.7	Idem PO 22.7	Idem PO 22.7	120
PO22.7	320	1290	970	120
Bâtiment 23				
PO23.1	1018	921	-97	0**
PO23.2	595	966	371	120
PO23.3	368	471	103	120
PO23.4	107	713	606	120
PO23.5	772	886	114	120
PO23.6	243	2158	1915	120
PO23.7	736.72	1661.31	924.59	120
PO23.8	357	3657	3300	120
PO23.9	198	3657	3459	120

PO23.10	Idem PO 23.9	Idem PO 23.9	Idem PO 23.9	120
PO23.11	1081	3354	2273	120
Bâtiment 24				
PO24.1	1176	1835	659	120
Bâtiment 26				
PO26.1	Idem PO 26.4	Idem PO 26.4	Idem PO 26.4	120
PO26.2	Idem PO 26.4	Idem PO 26.4	Idem PO 26.4	120
PO26.3	224	1148	924	120
PO26.4	910	1830	920	120
PO26.5	Idem PO 26.4	Idem PO 26.4	Idem PO 26.4	120
PO26.7	511	1158	647	120

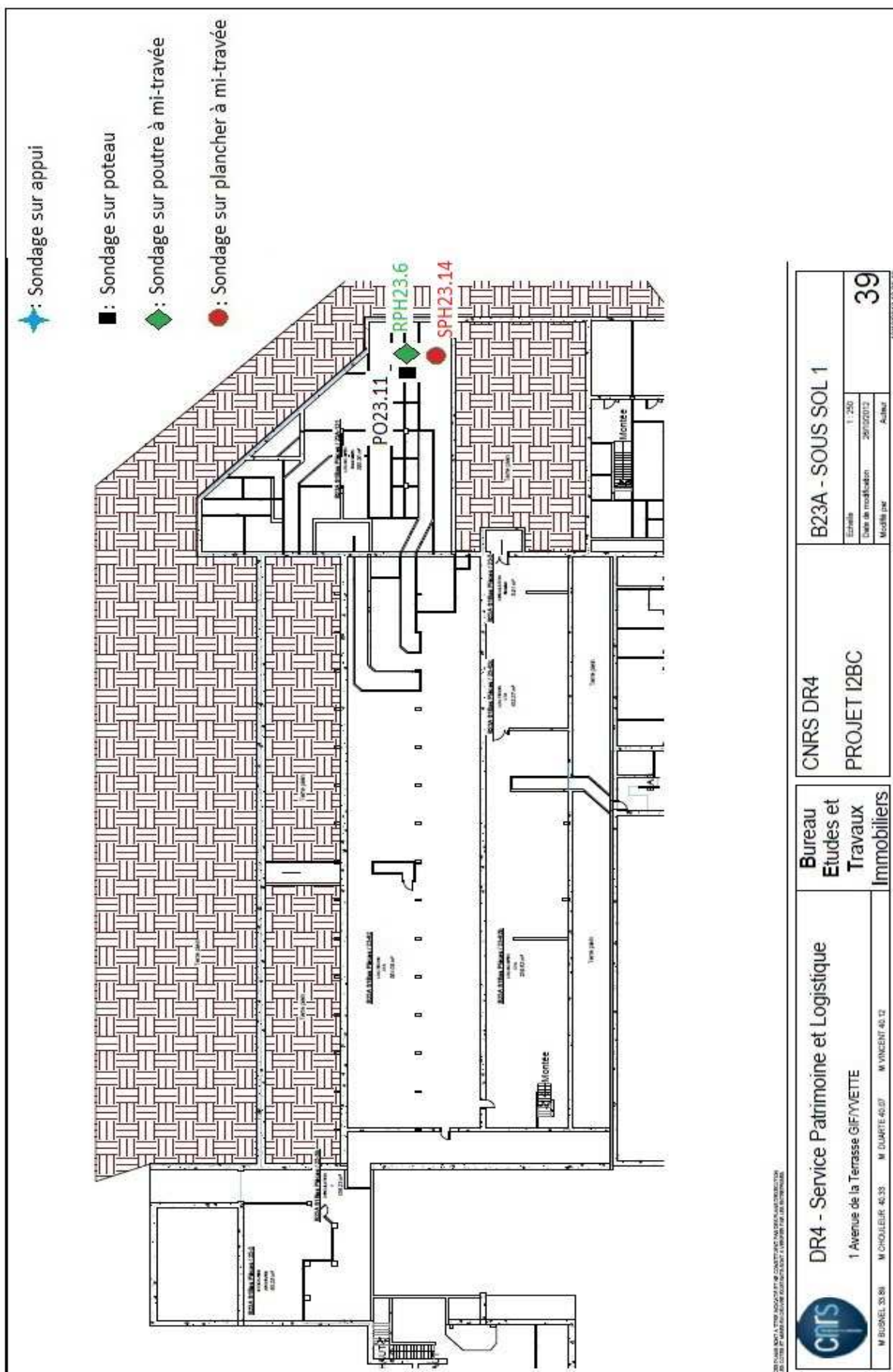
** Selon les hypothèses considérées, le poteau Po23.1 reçoit des charges permanentes. Ce poteau n'est pas apte à supporter de charge d'exploitation en situation d'incendie avec les hypothèses considérées, il conviendra de vérifier celles-ci.

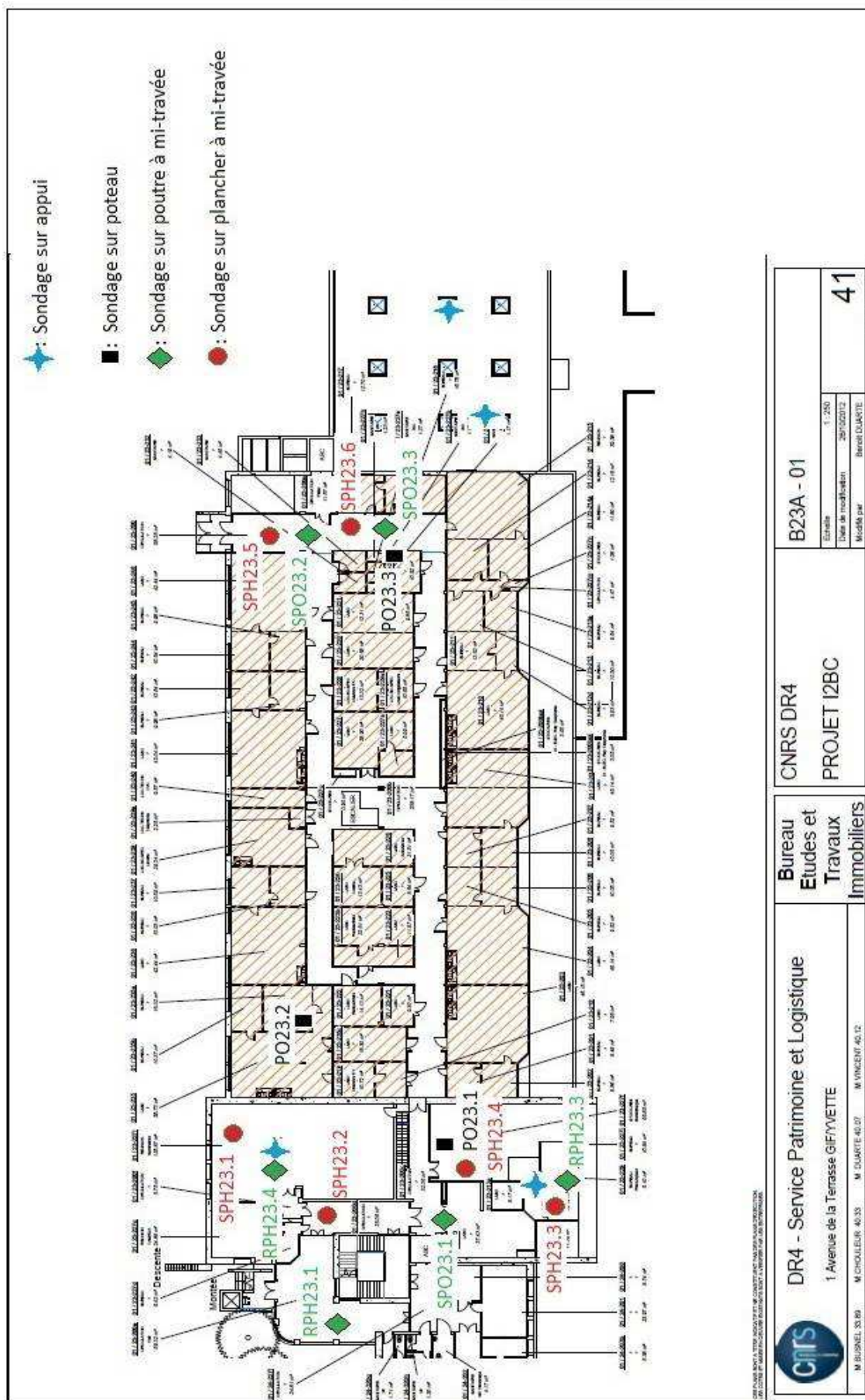


Annexe 1 : Plans d'implantations des sondages réalisés

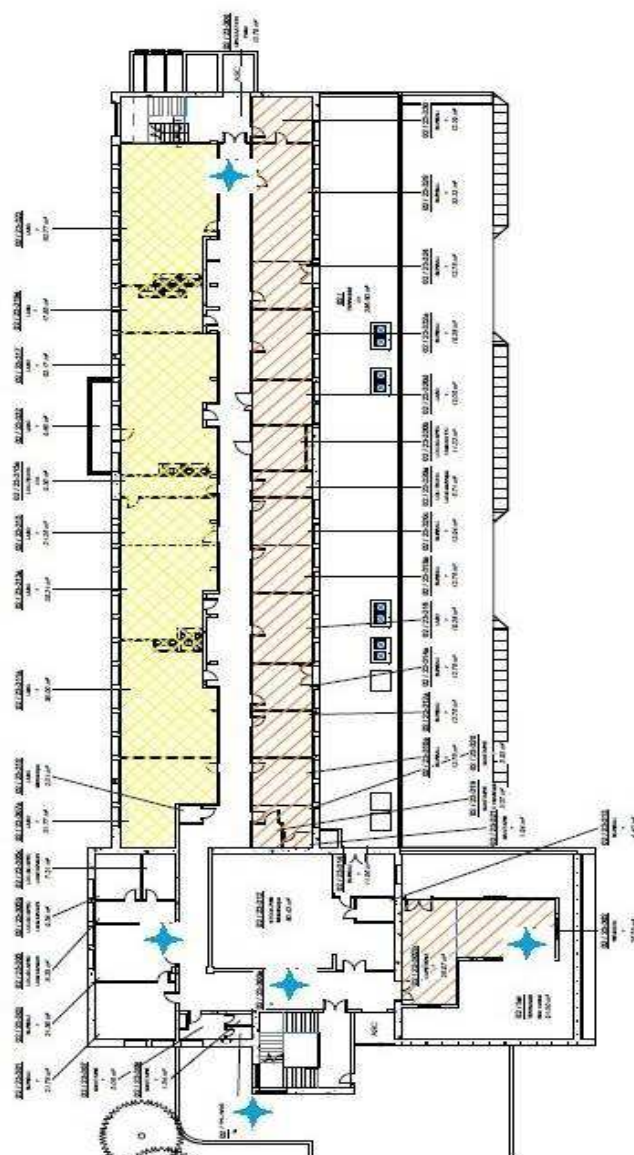








- ★ : Sondage sur appui
- : Sondage sur poteau
- ◆ : Sondage sur poutre à mi-travée
- : Sondage sur plancher à mi-travée



LES PLANS SONT A TITRE INDICATIF ET NE DOIVENT PAS ETRE CONSIDERES COMME DES PLANS D'EXECUTION.



DR4 - Service Patrimoine et Logistique

1 Avenue de la Terrasse Gif/Yvette

M. GARNIER 33 89 M. CHOLLEUR 40 33 M. QUARTE 40 07 M. VINCENT 40 12

Bureau
Etudes et
Travaux
Immobiliers

CNRS DR4
PROJET I2BC

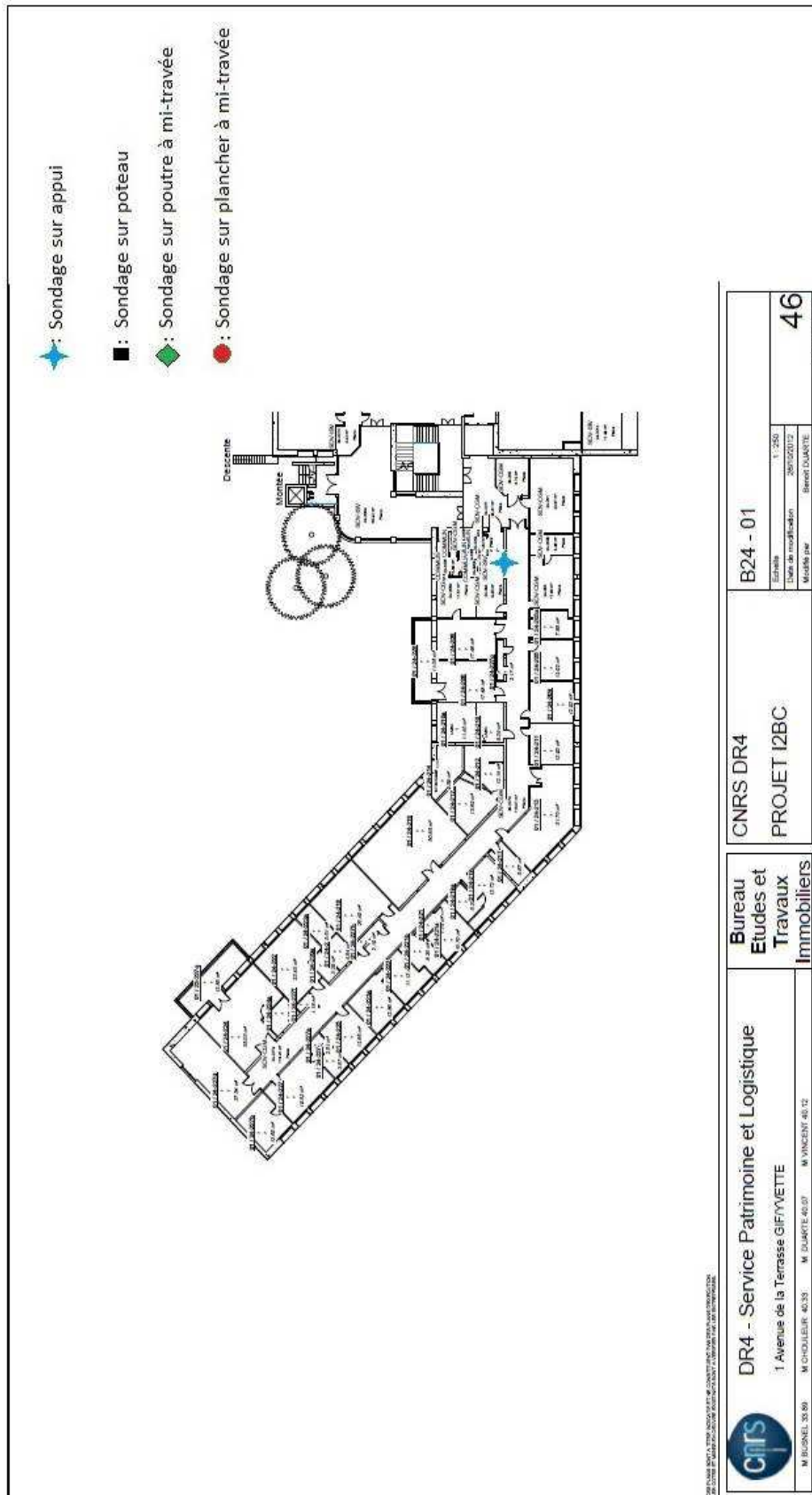
B23A - 02

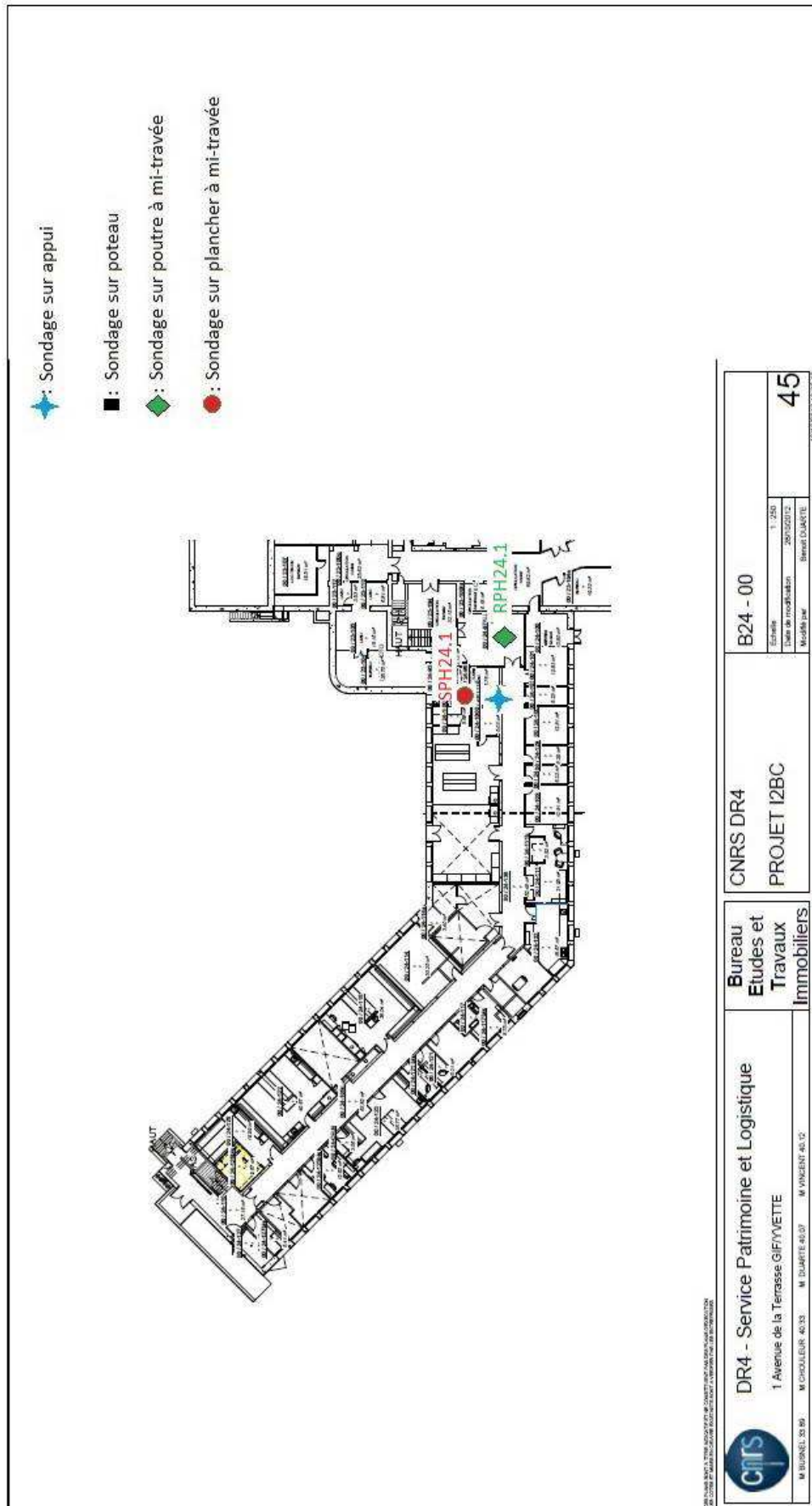
Essai
Date de modification
Modifié par

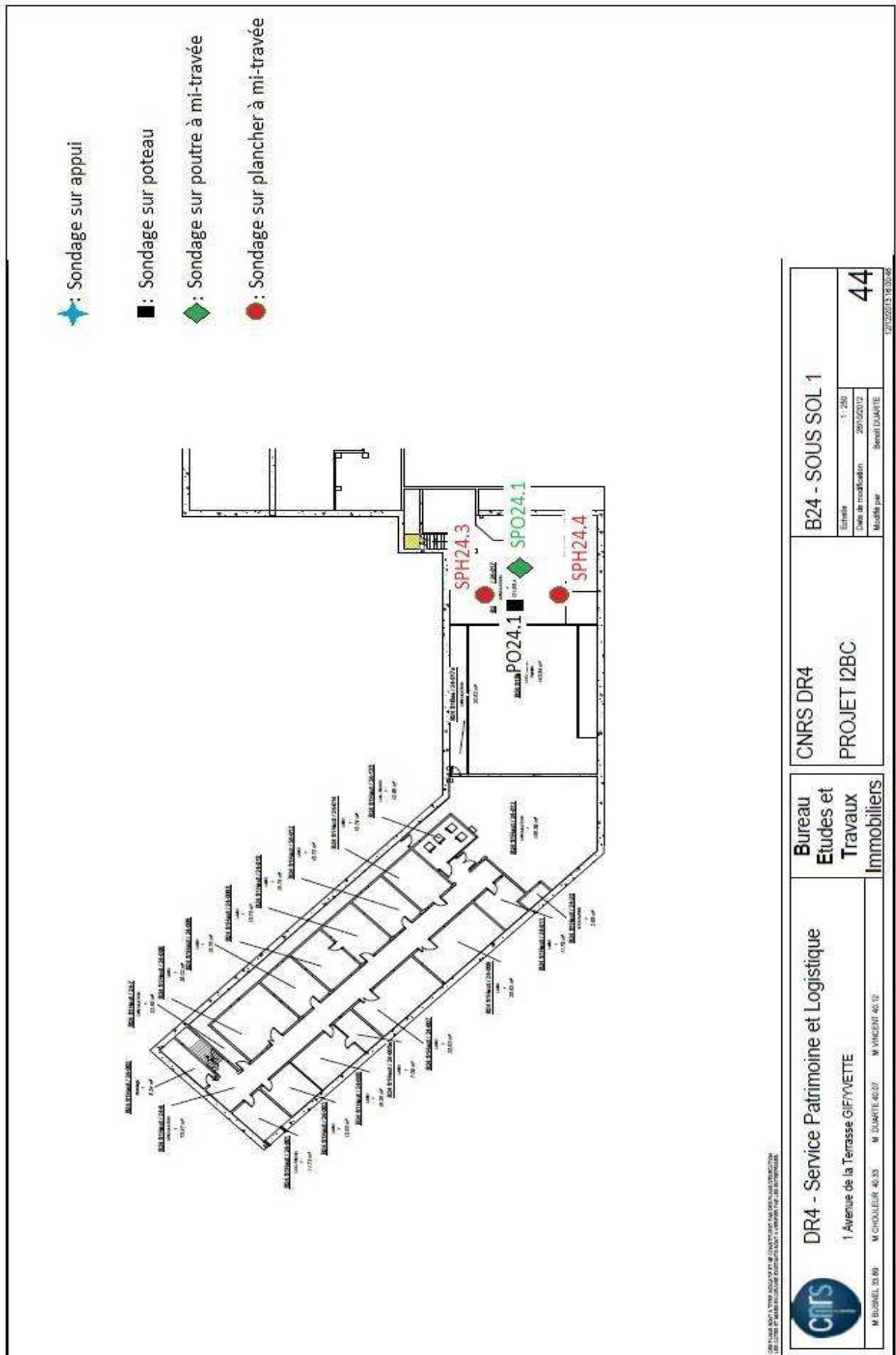
1 : 250
20/02/2012
Benoit DUARTE

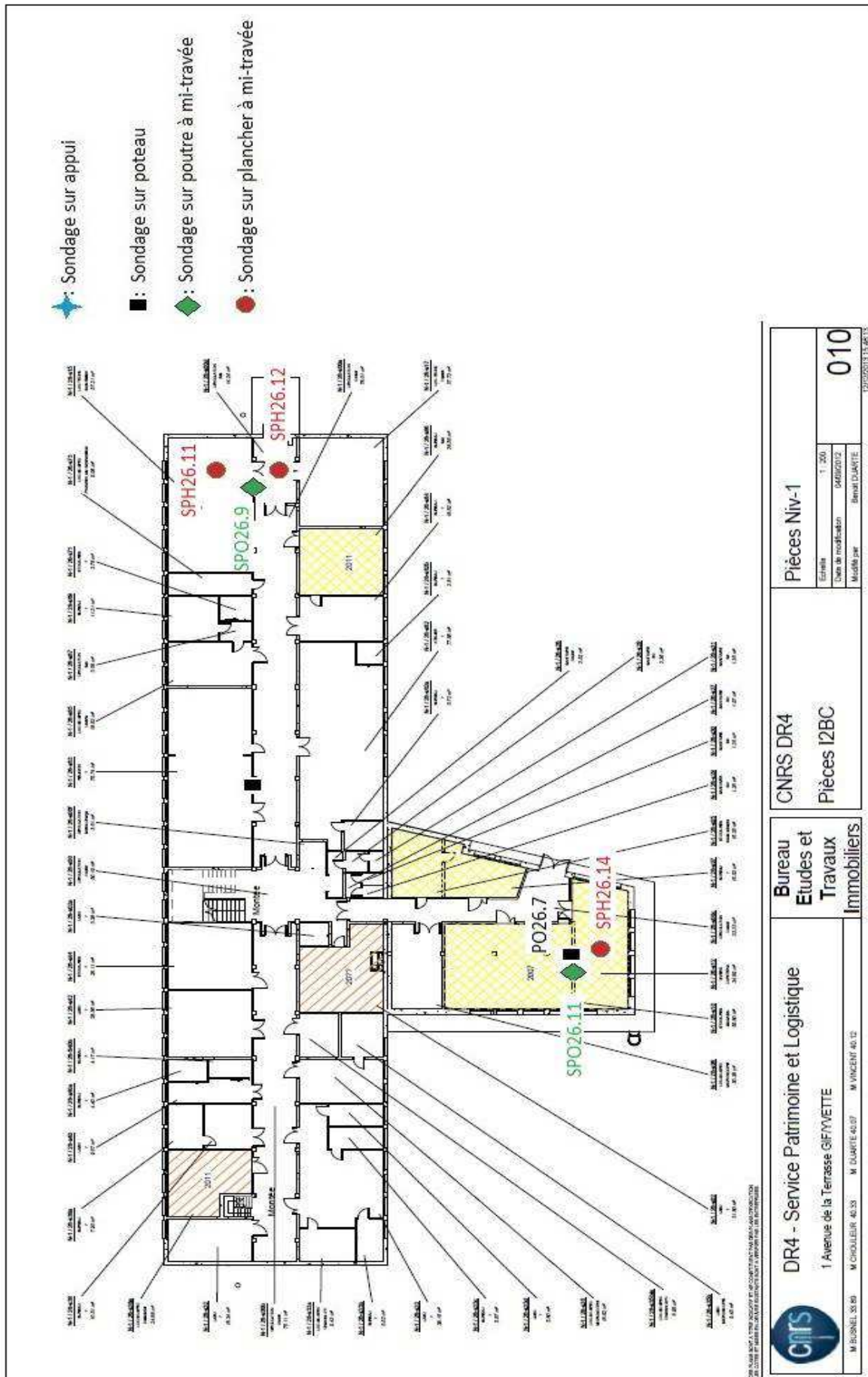
42

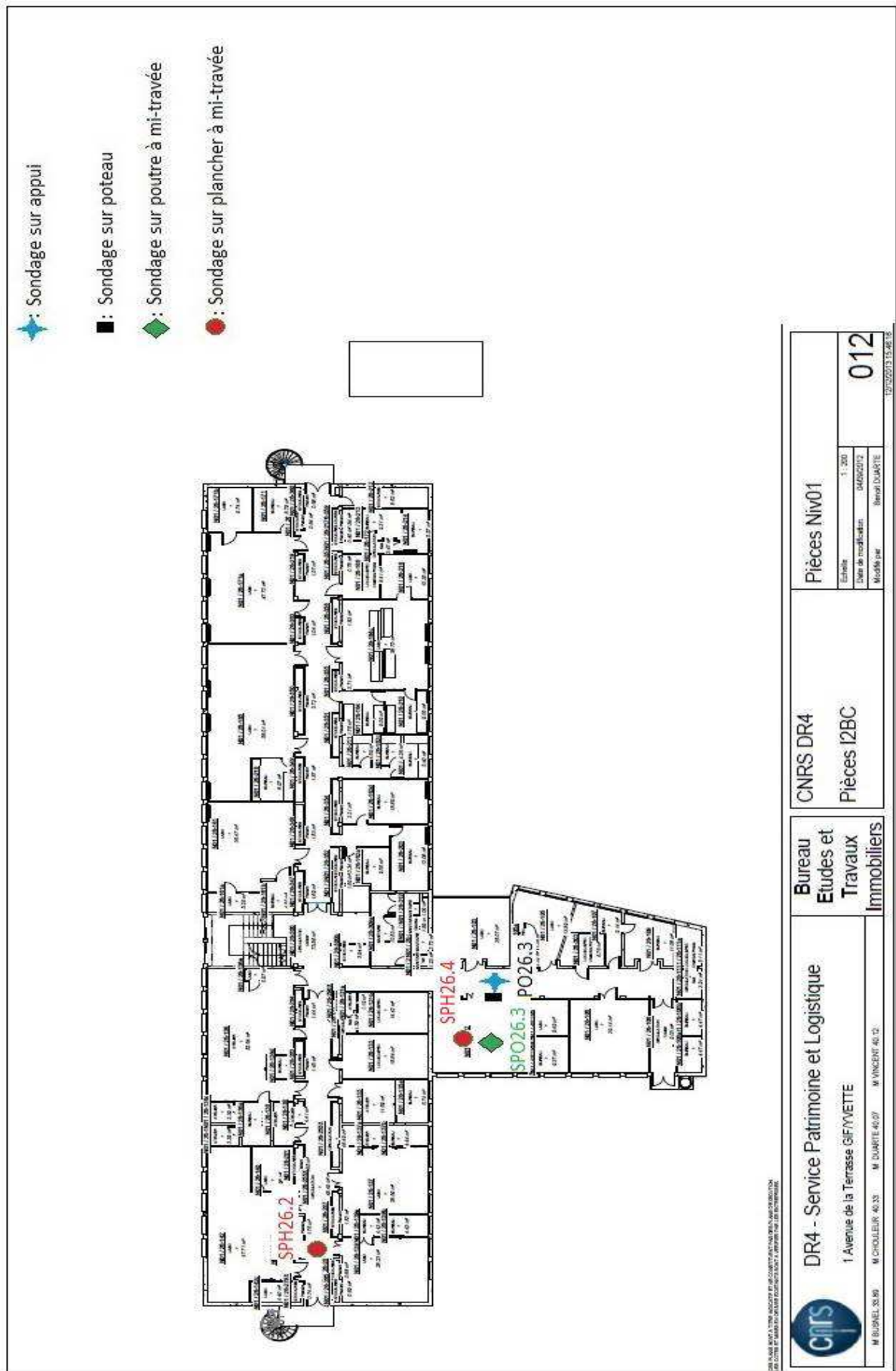
12/02/2013 10:05:44













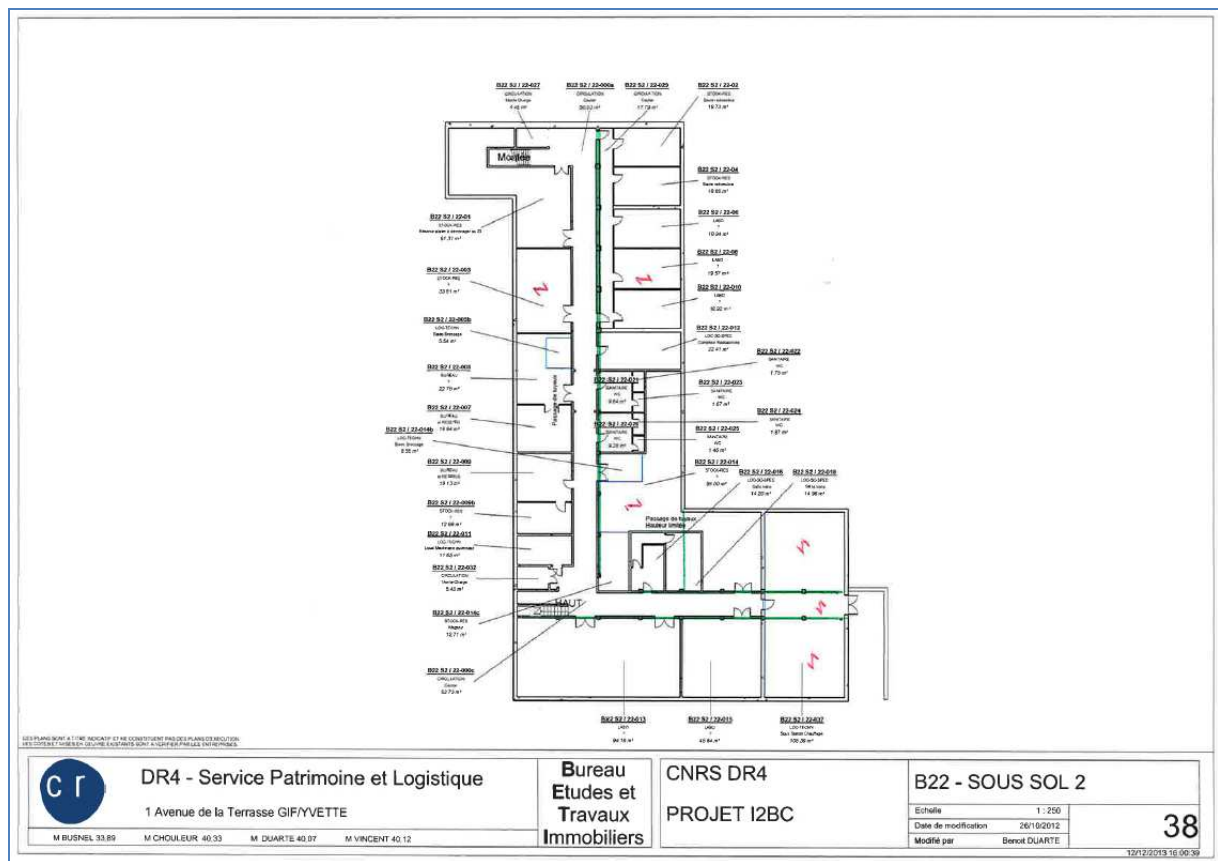


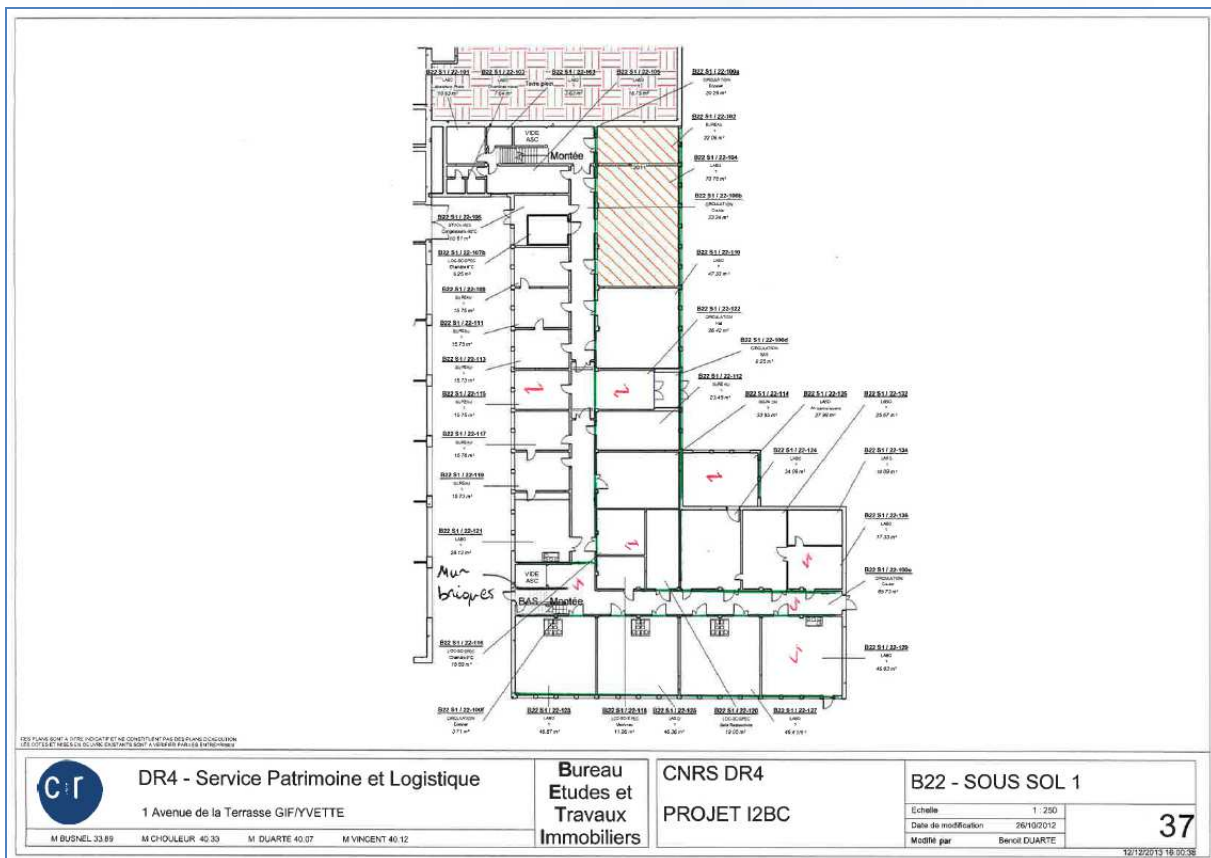
Annexe 2 : Schéma structurel des zones investiguées

Légende :

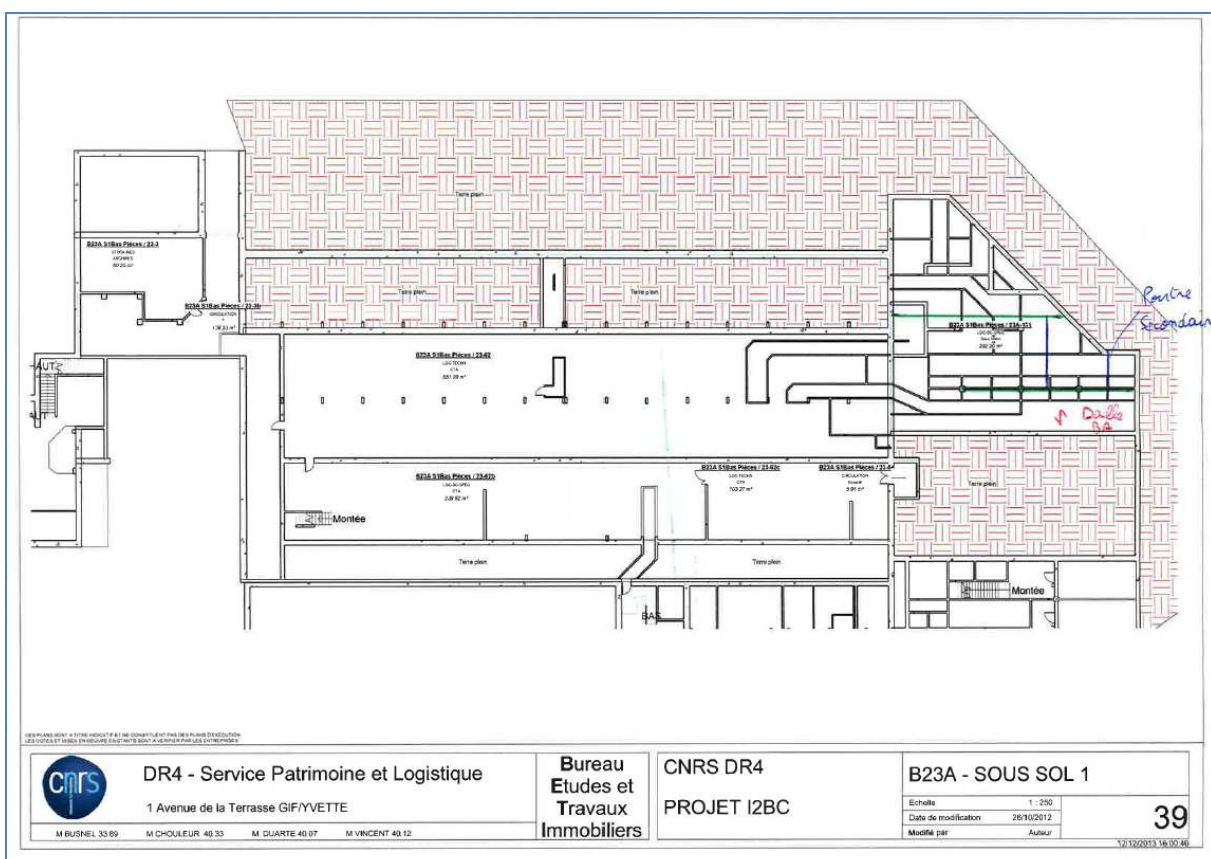
- : Poutre principale
- ↔ : Sens de portée du plancher (poutrelle hourdis si non précisé)
- : Poutre secondaire
- : Poteau

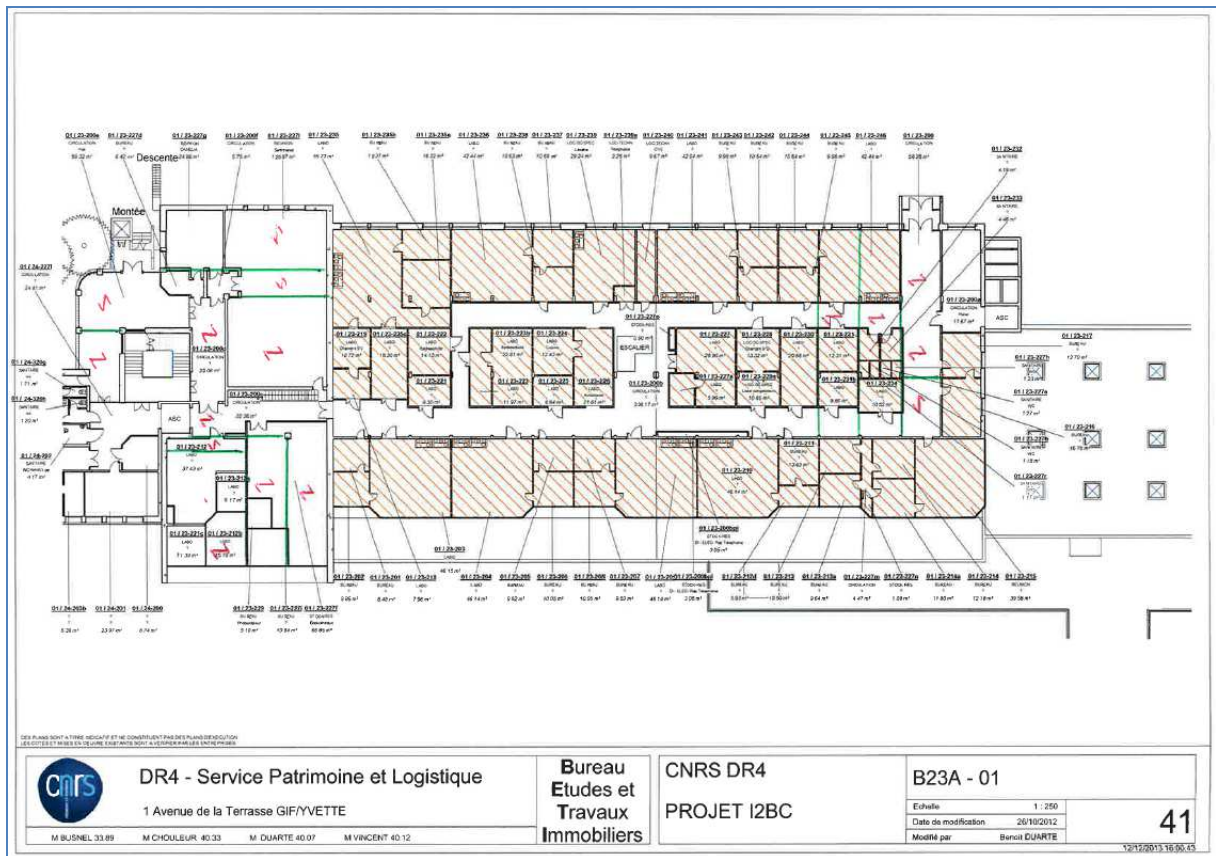
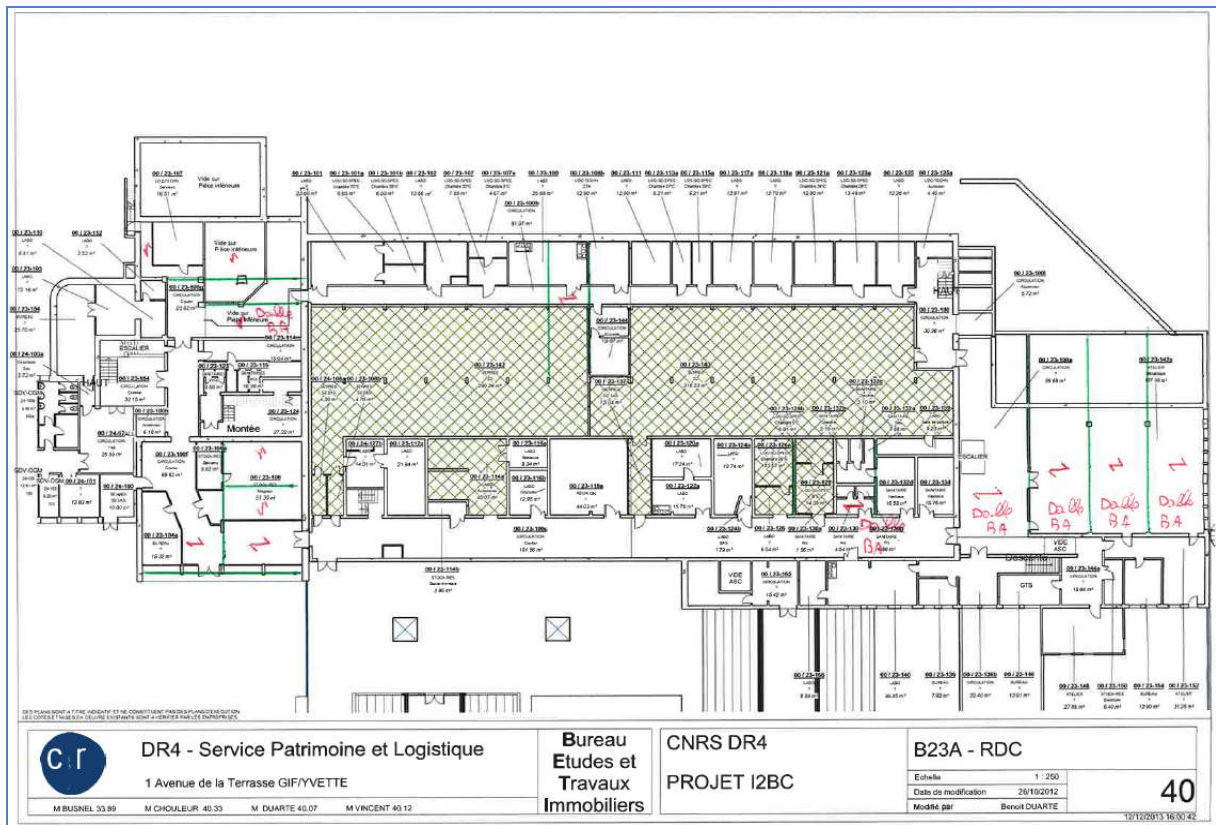
Bâtiment 22 :

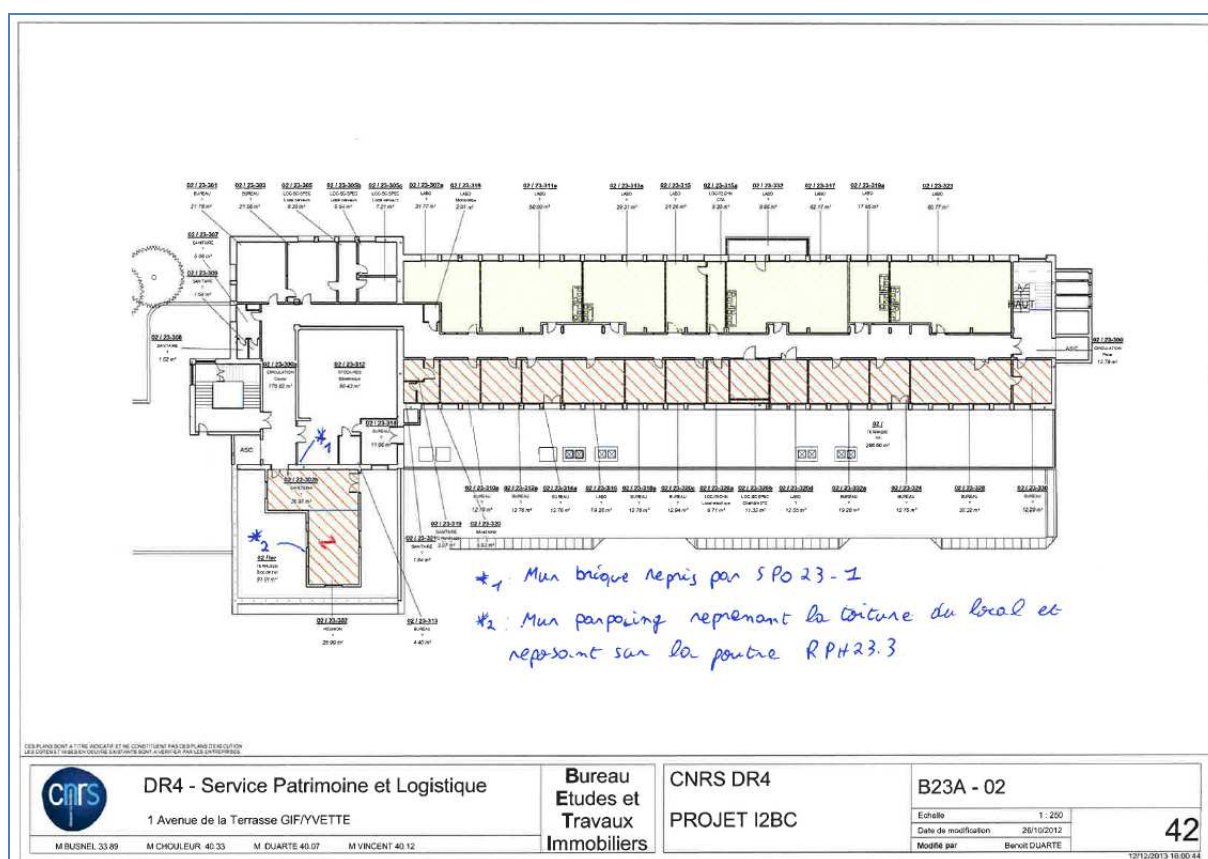




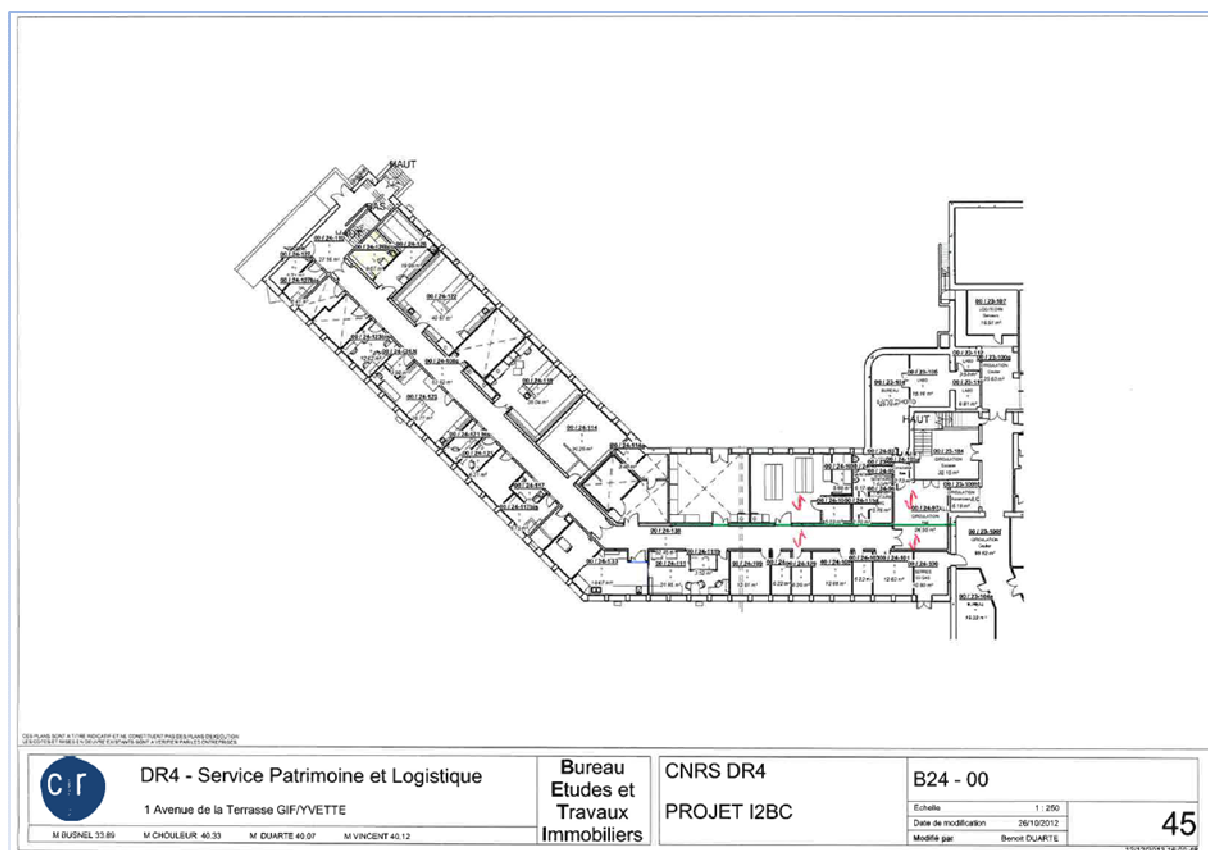
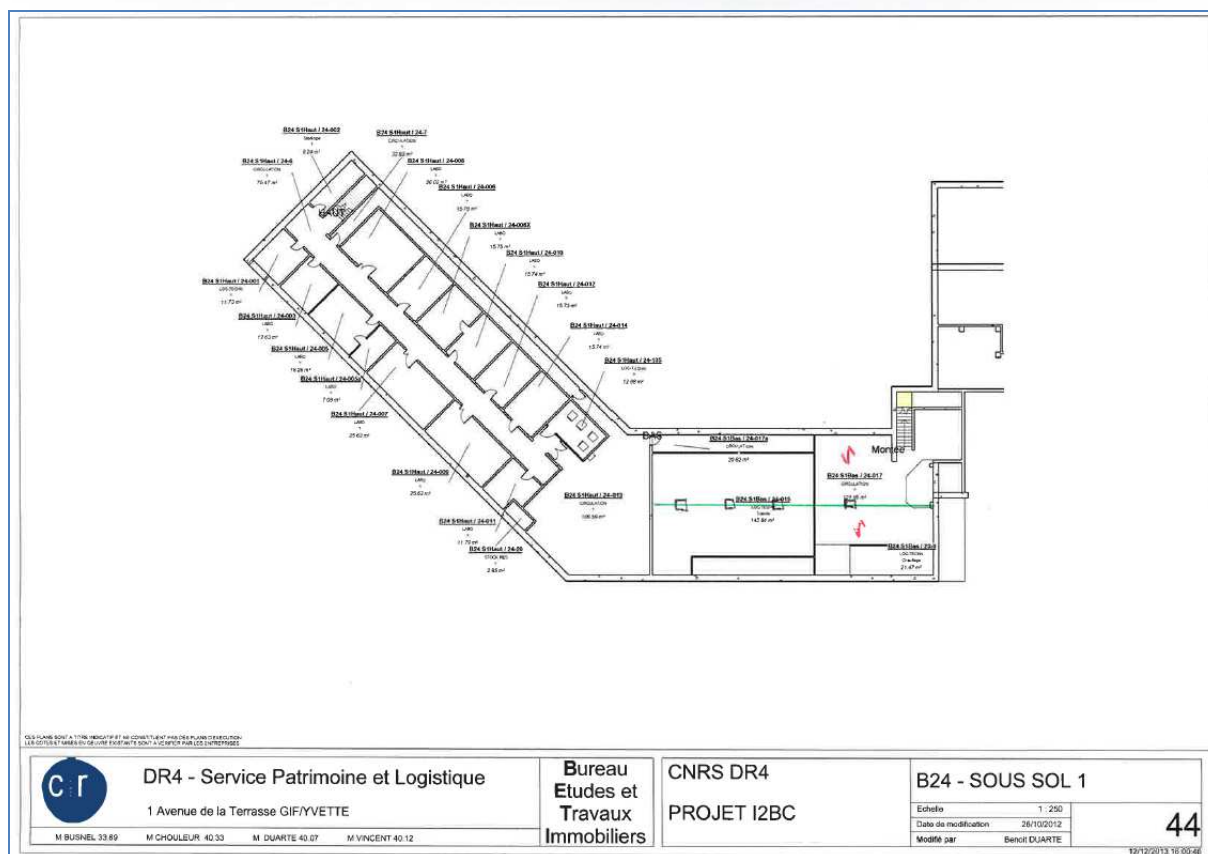
Bâtiment 23 :



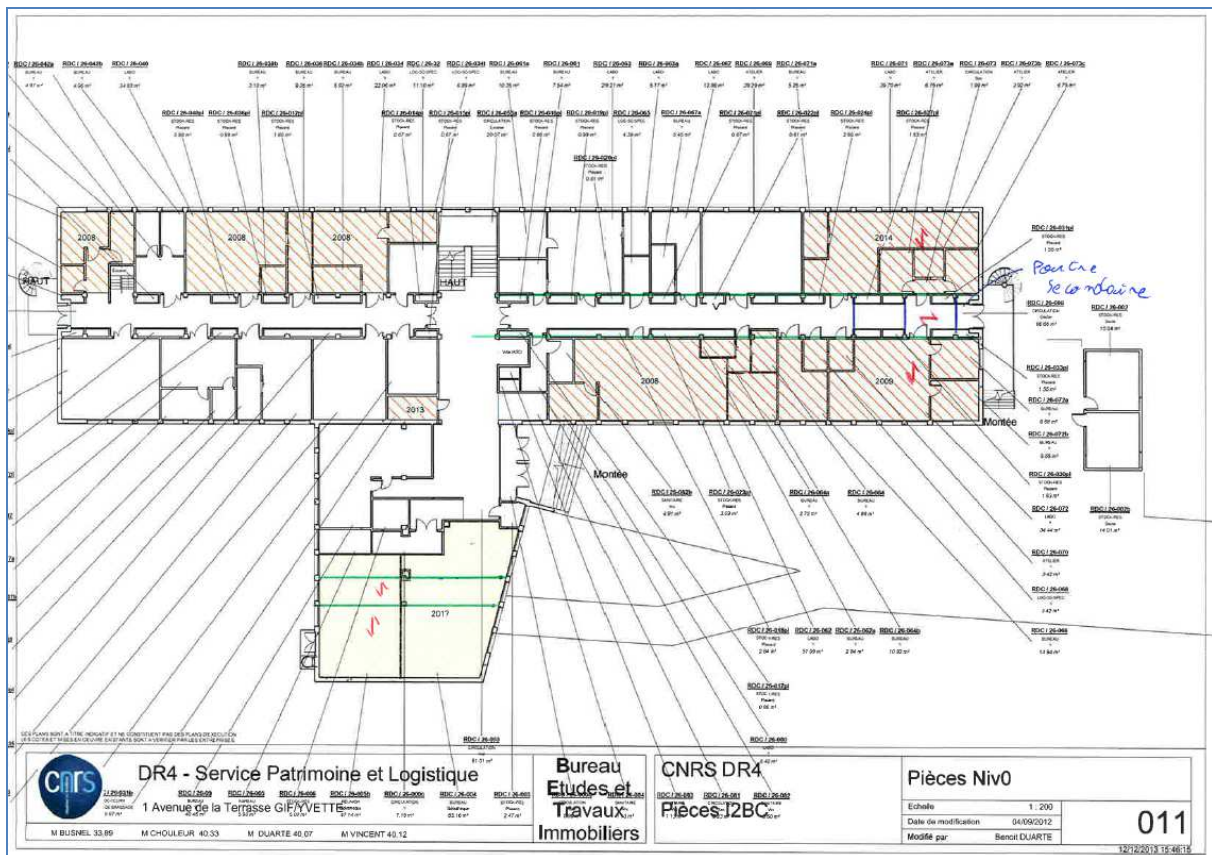
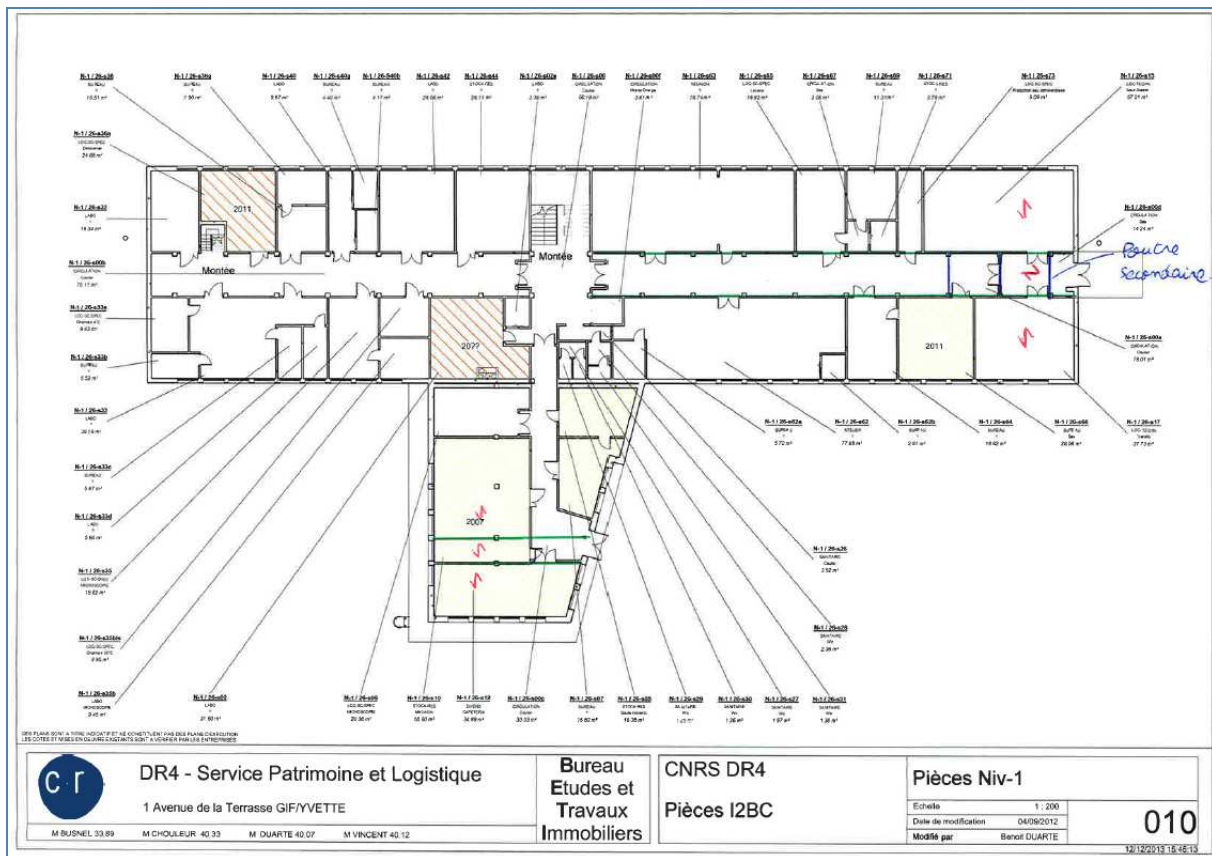


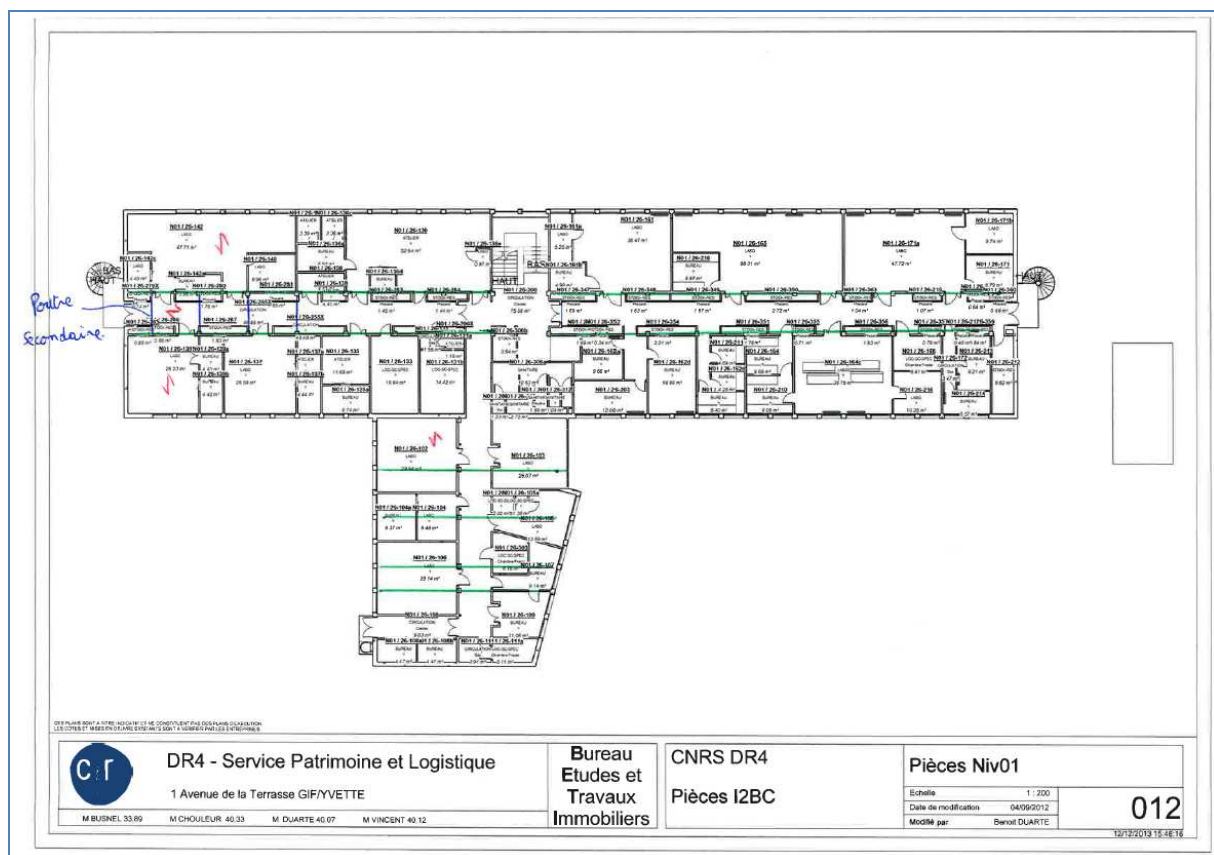


Bâtiment 24 :



Bâtiment 26 :







Annexe 3 : Fiches de reconnaissance

Fiche de reconnaissance n°0	Légende	
-----------------------------	---------	--

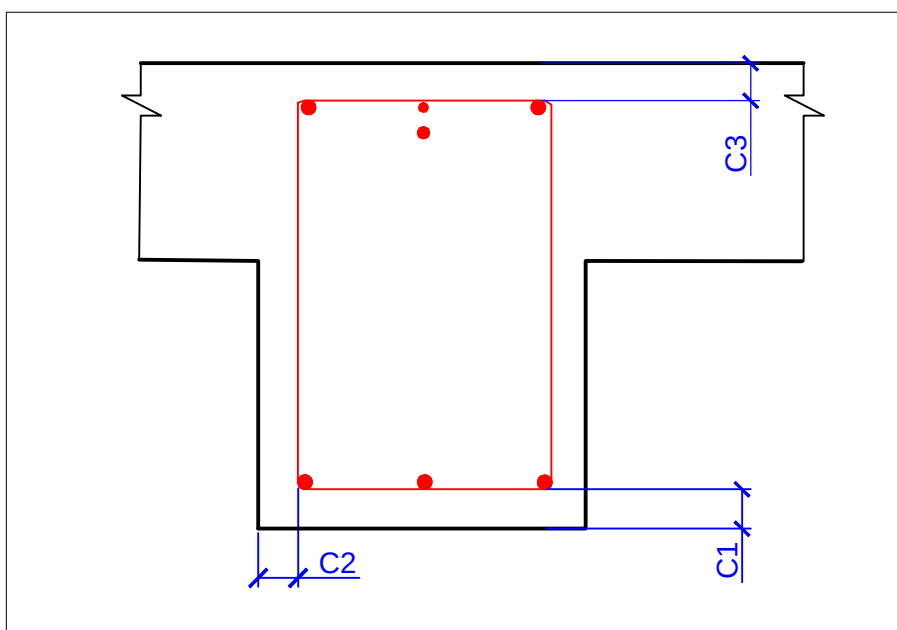
Légende des fiches de reconnaissances

C1: Enrobage depuis la sous face de l'élément

C2: Enrobage depuis la face latérale de l'élément

C3: Enrobage depuis la face supérieure de l'élément

Exemple:



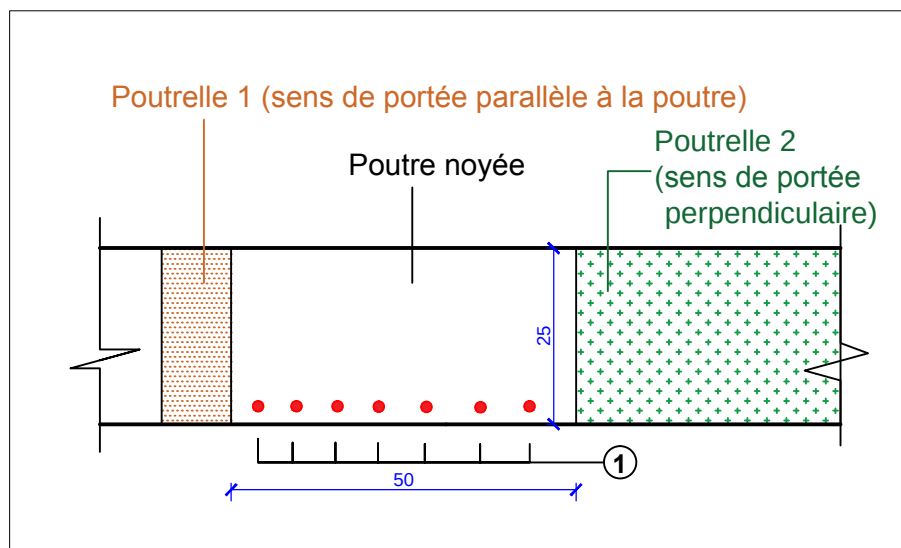
Fiche de reconnaissance n°1

Sondage RPH 22.1

Localisation: Bâtiment 22

Eléments sondés: Poutre noyée

Schéma



Coupe verticale

Portée : 7 m

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)
1	TOR	25	s.o.	2

Nomenclature des aciers

Photos

Ferrailage mi-travéeVue générale

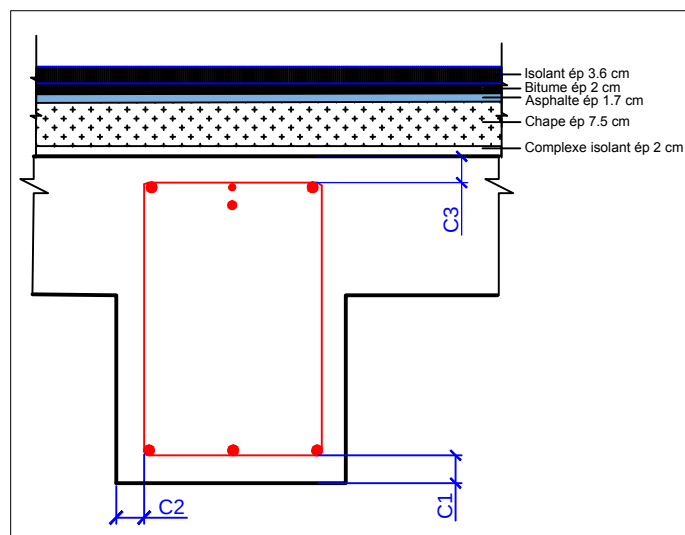
Fiche de reconnaissance n°2

Sondage SPO 22.1

Localisation: RDC

Eléments sondés: Poutre

Schéma



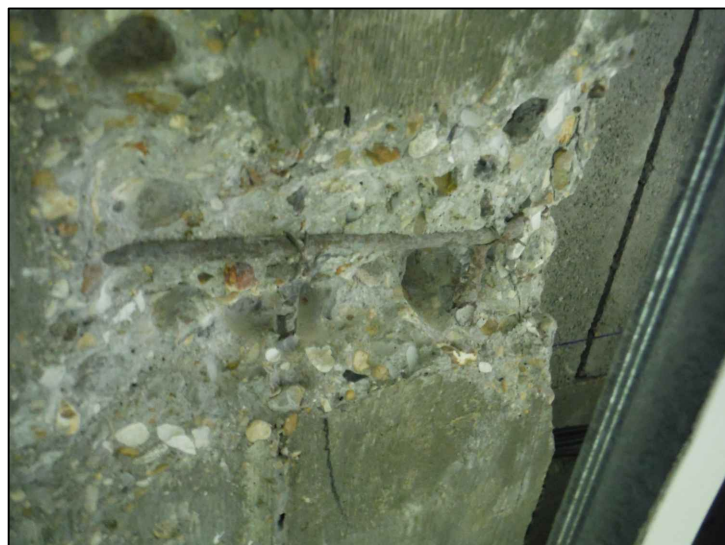
N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	16	s.o.	3	6	s.o.
2	TOR	10	s.o.	3	s.o.	s.o.
3	TOR	16	s.o.	s.o.	s.o.	9
4	RL	8	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.
5	TOR	10	s.o.	s.o.	s.o.	8
A	RL	8	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.
C	TOR	10	s.o.	s.o.	s.o.	7.5

Nomenclature des aciers

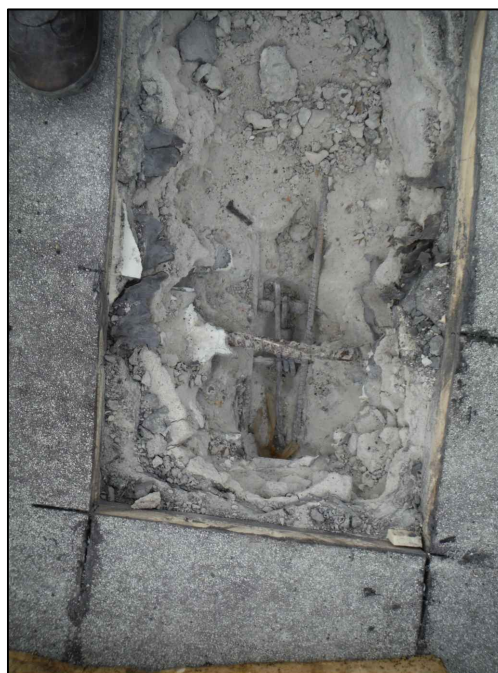
Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 3.3 m entre nus d'appuis

Photos



Ferrailage mi-travée



Ferrailage sur appui

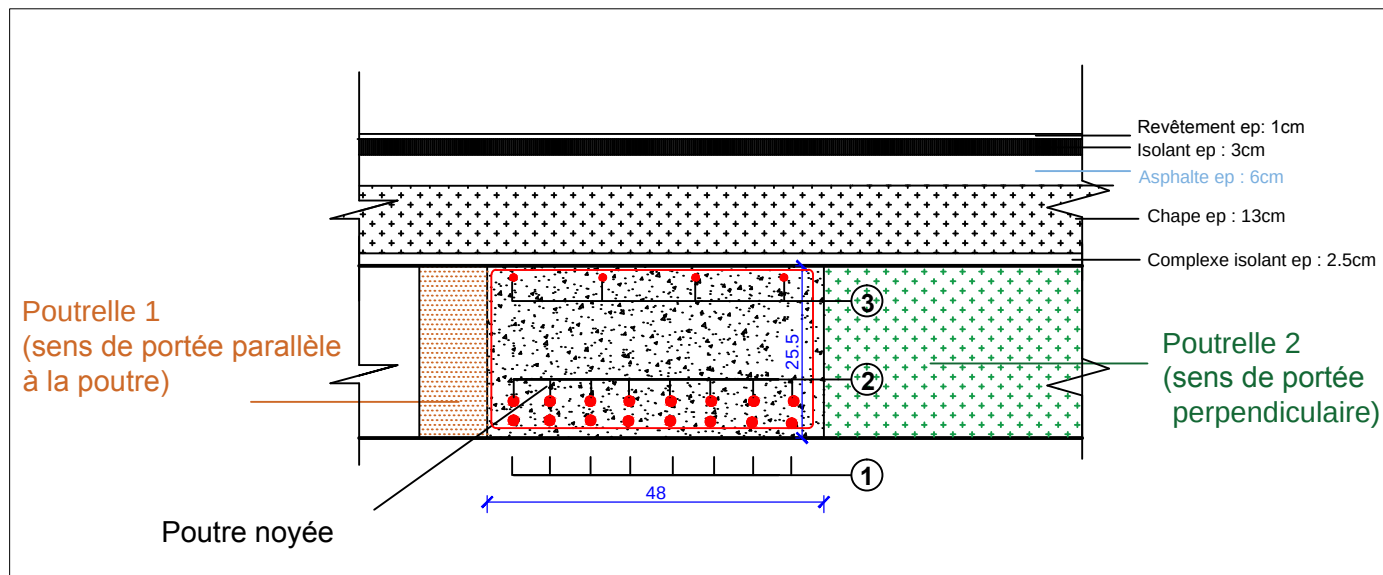
Fiche de reconnaissance n°3

Sondage SPO22.2

Localisation: Bâtiment 22

Eléments sondés: Poutre noyée

Schéma



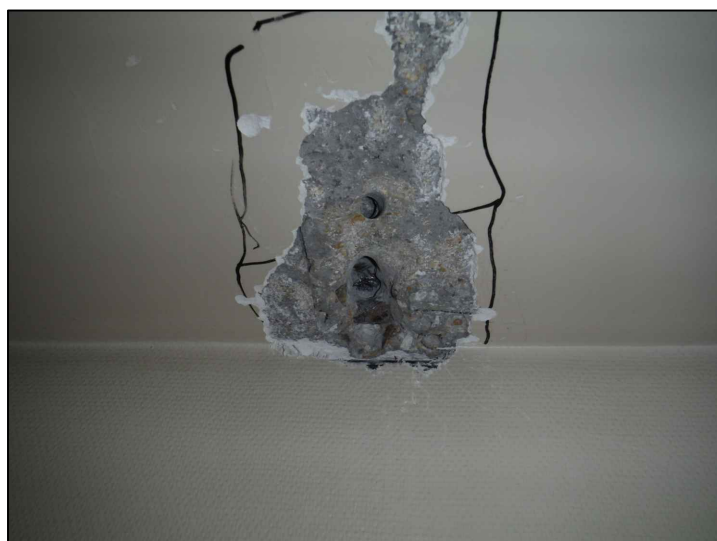
Coupe verticale

Portée : 6.83 m

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	25	3	2.8	3
2	TOR	25	3	6.7	s.o
3	TOR	16	9.5	s.o	5.5

Nomenclature des aciers

Photos



Ferrailage mi-travée



Vue générale

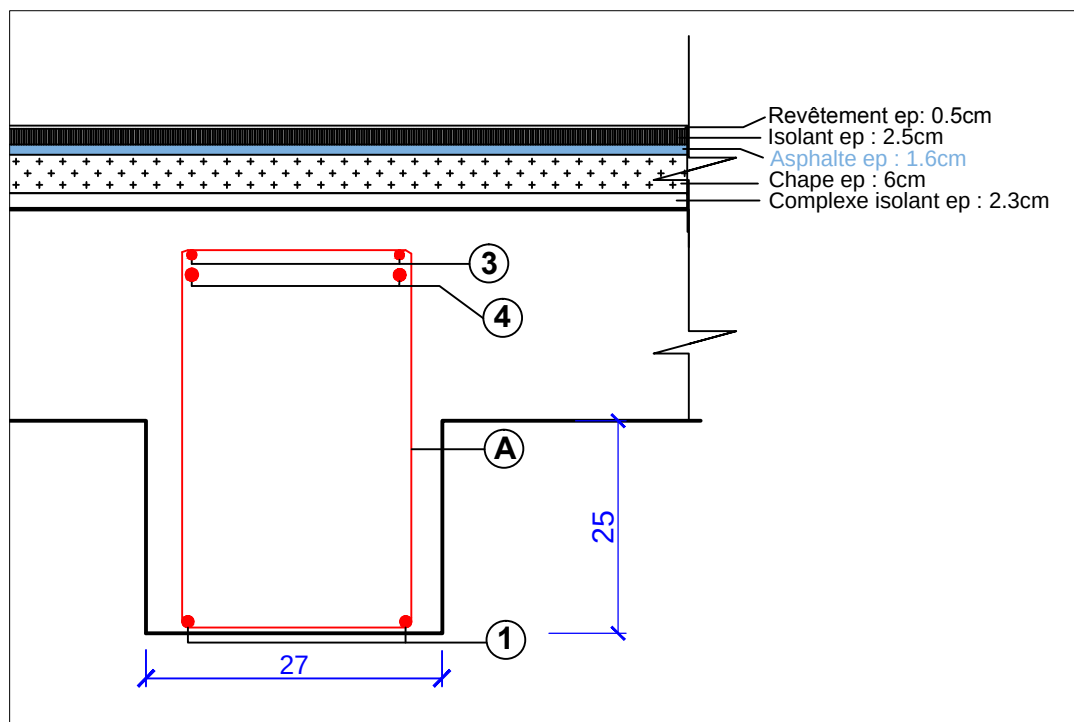
Fiche de reconnaissance n°4

Sondage SPO 22.3

Localisation: RDC

Eléments sondés: Poutre

Schéma



Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 3.27 m

Nomenclature des aciers

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	16	s.o.	2.5	2.5	s.o
3	TOR	8	s.o.	s.o	s.o	6
4	TOR	14	s.o.	s.o	s.o	5
A	RL	8	s.o.	2	3	s.o

Photos



Ferrailage mi-travée



Ferrailage sur appui

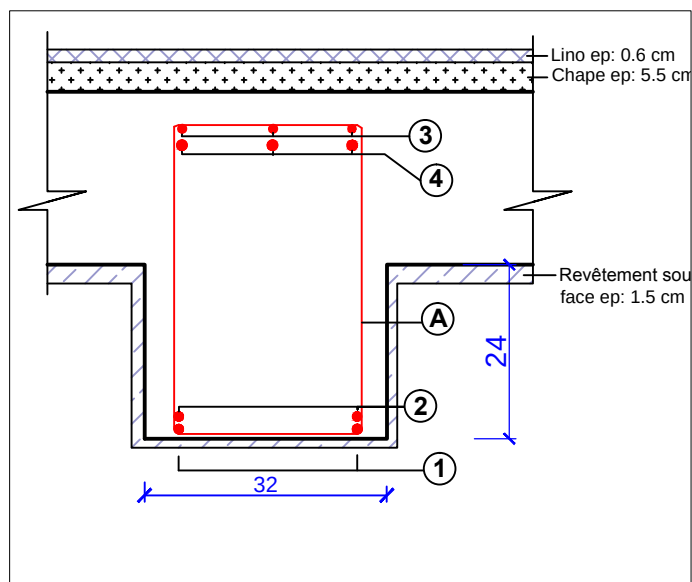
Fiche de reconnaissance n°5

Sondage SPO 22.5

Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poutre

Schéma



N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	24	s.o.	1.5	2.5	s.o.
2	TOR	10	s.o.	1.5	2.5	s.o.
3	TOR	10	s.o.	s.o.	s.o.	6
4	TOR	20	s.o.	s.o.	s.o.	7
A	RL	10	s.o.	0.5	s.o.	s.o.

Nomenclature des aciers

Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 3.3 m entre nus d'appuis

Photos



Ferrailage mi-travée



Ferrailage sur appui

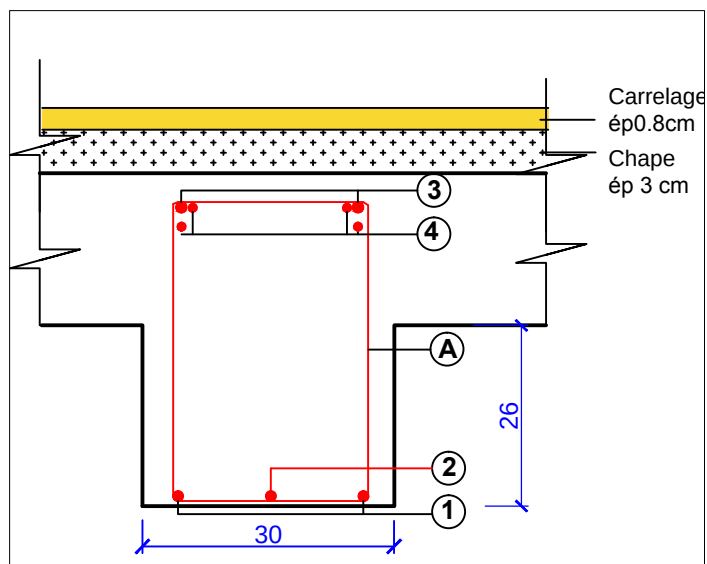
Fiche de reconnaissance n°6

Sondage SPO 22.6

Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poutre

Schéma



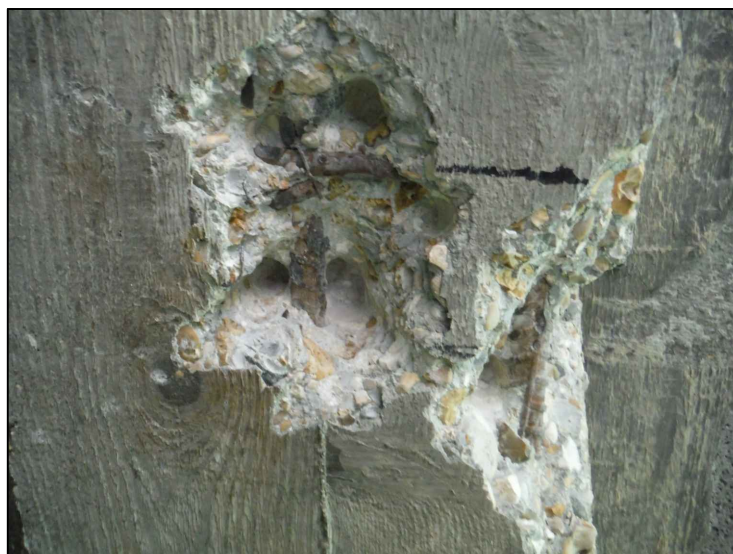
N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	20	s.o.	3	3	s.o.
2	TOR	10	s.o.	8.5	5	s.o.
3	TOR	20	s.o.	s.o.	s.o.	8
4	TOR	10	s.o.	s.o.	s.o.	9
A	RL	10	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.

Nomenclature des aciers

Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 3.2 m entre nus d'appuis

Photos



Ferrailage mi-travée



Ferrailage sur appui

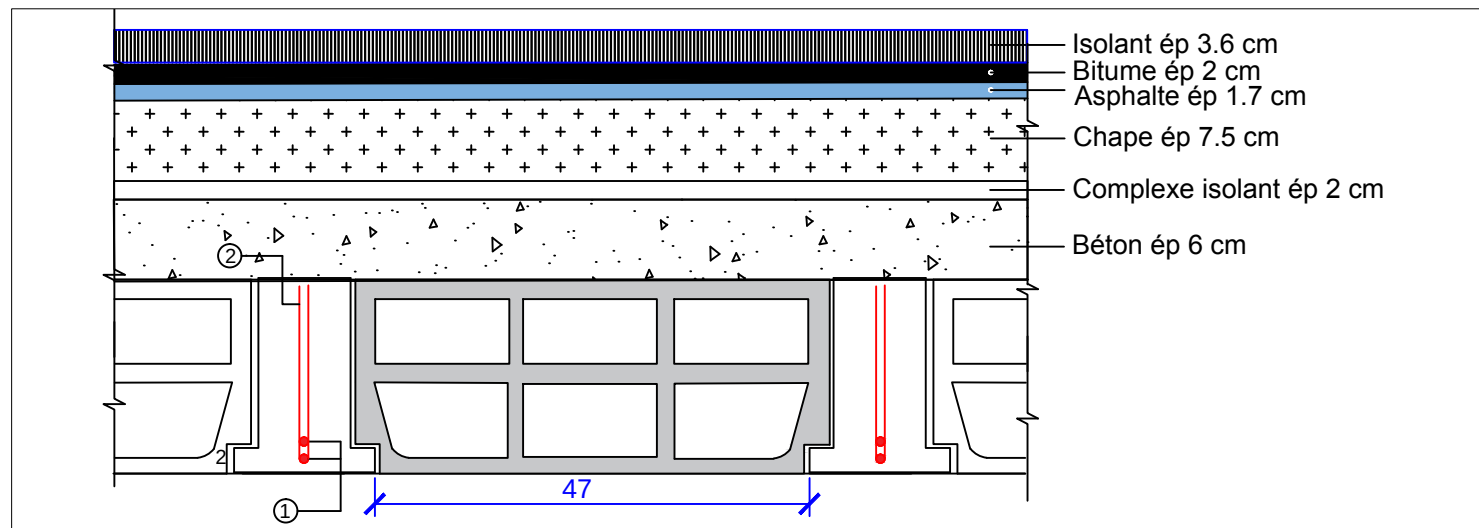
Fiche de reconnaissance n°7

Sondage SPH 22.1/ 22.2

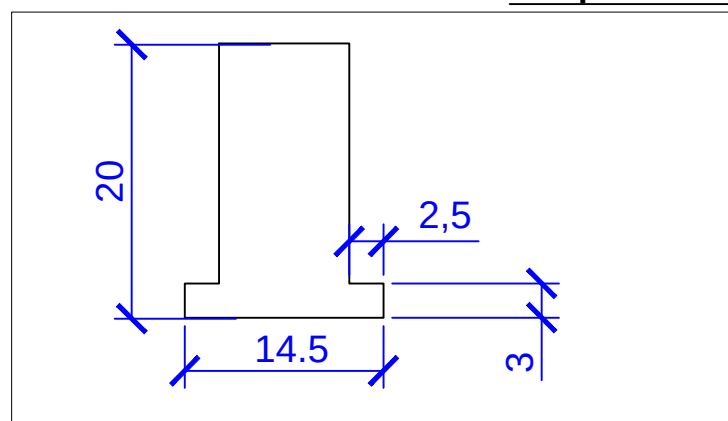
Localisation: RDC

Eléments sondés: Poutrelle

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

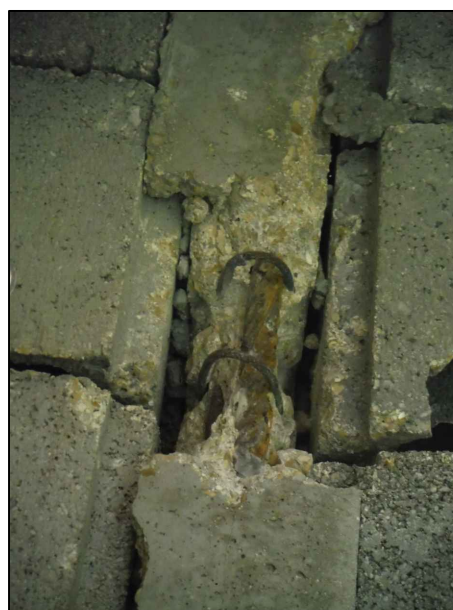
N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	20	3	s.o
2	RL	5	7	s.o

Portée poutrelles = 7 m

Photos



Vue d'ensemble



Ferrailage a mi-travée

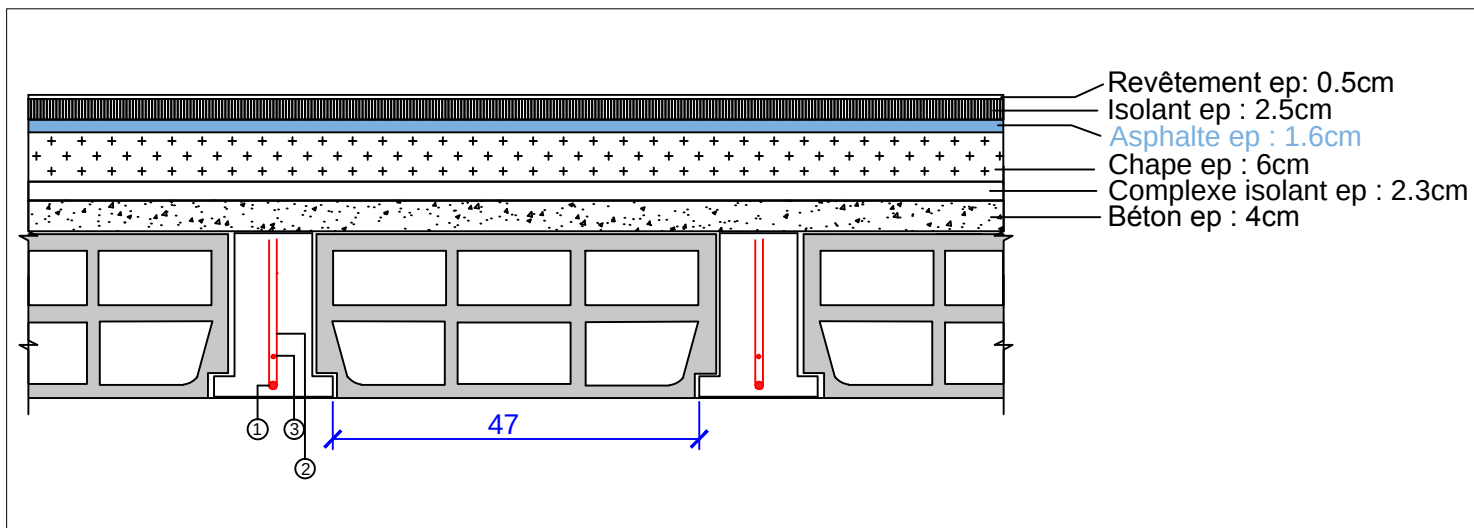
Fiche de reconnaissance n°73

Sondage SPH 22.3/2

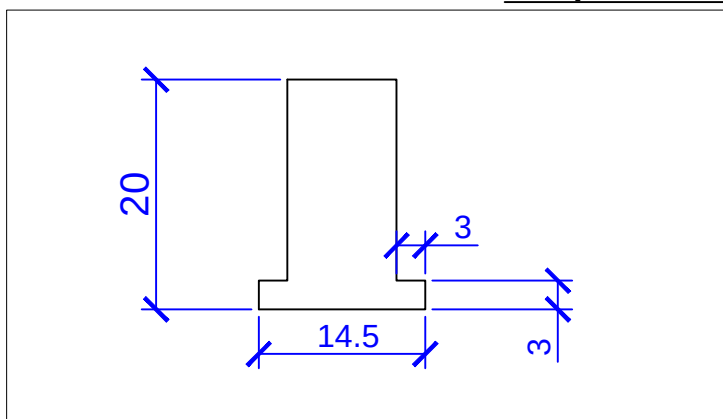
Localisation: RDC

Eléments sondés: Poutrelle

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	25	2.6	s.o
2	RL	5	1.5	s.o
3	TOR	14	8	s.o

Portée poutrelles = 6.63m

Photos



Ferrailage en travée



Vue générale

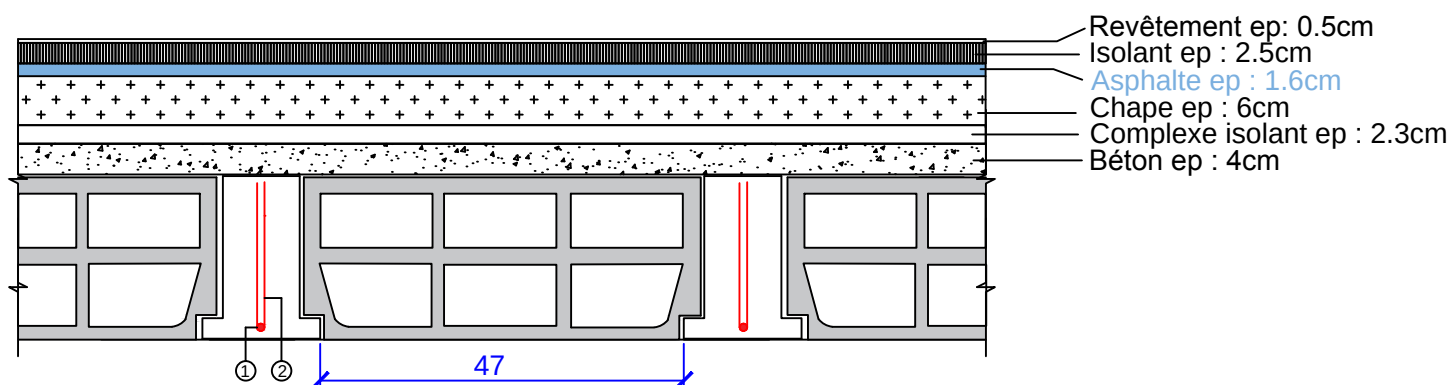
Fiche de reconnaissance n°8

Sondage SPH 22.3

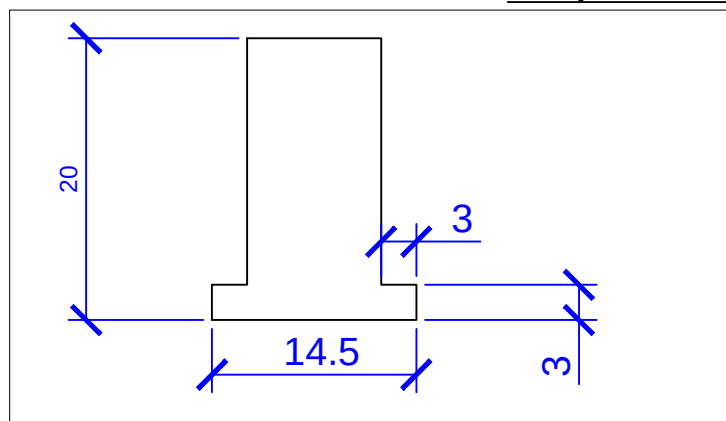
Localisation: RDC

Eléments sondés: Poutrelle

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	25	5.5	s.o
2	RL	6	1.5	s.o

Portée poutrelles = 6.63m

Photos



Ferrailage en travée



Vue générale

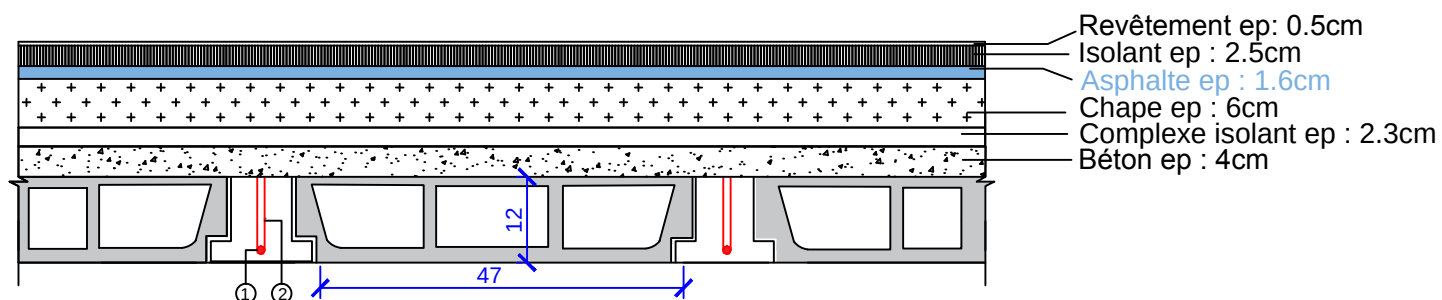
Fiche de reconnaissance n°9

Sondage SPH 22.4

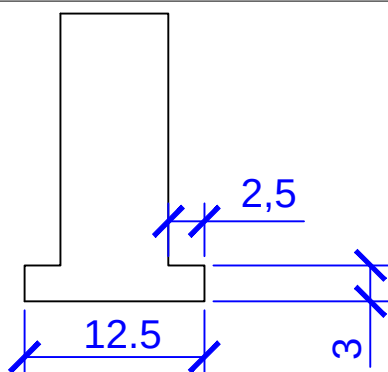
Localisation: RDC

Eléments sondés:

Schéma



Coupe verticale du plancher

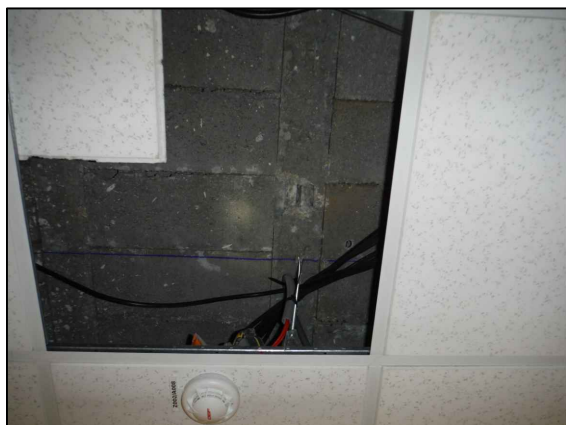


N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	10	2.5	s.0

Portée poutrelles = 2 m

Dimensions de la poutrelle

Photos



Vue d'ensemble



Ferrailage a mi-travée

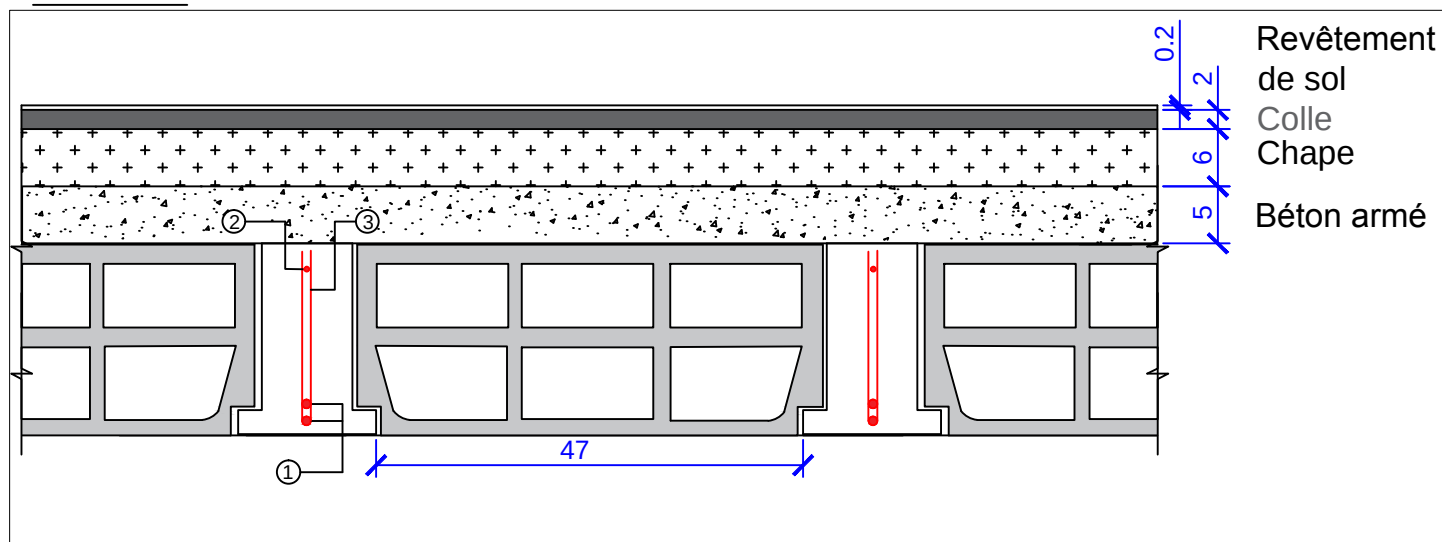
Fiche de reconnaissance n°10

Sondage SPH 22.6

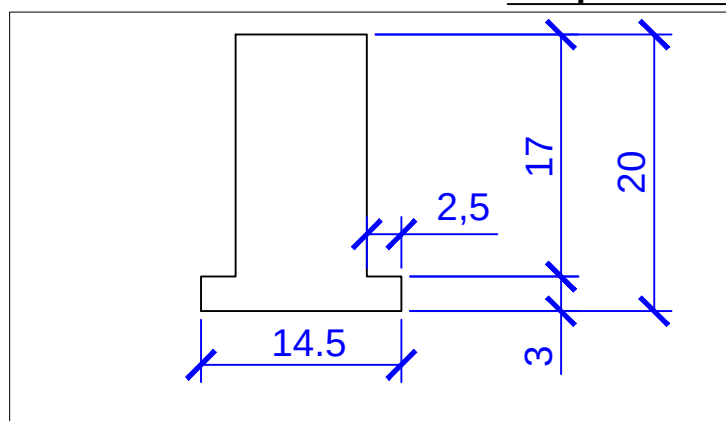
Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poutrelle

Schéma



Coupe verticale du plancher

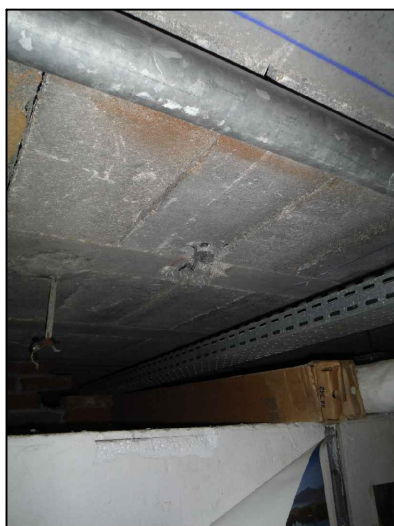


Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	25	3	s.o
2	RL	10		s.o
3	RL	5	1	s.o

Portée poutrelles = 6.8 m

Photos



Vue générale



Ferrailage en travée

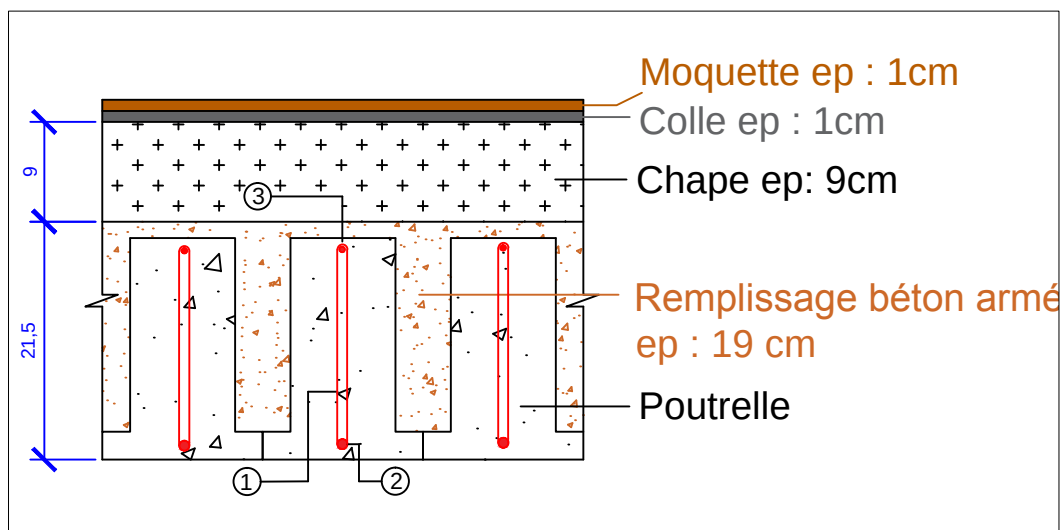
Fiche de reconnaissance n°11

Sondage SPH 22.7

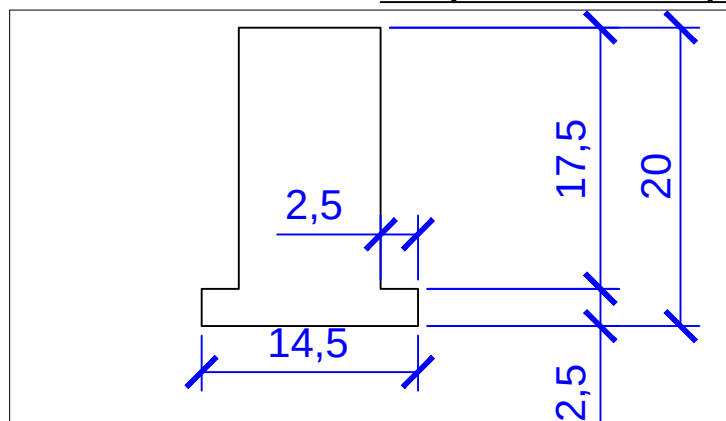
Localisation: Sous-sol

Éléments sondés: Poutrelles noyées

Schéma



Coupe verticale du plancher

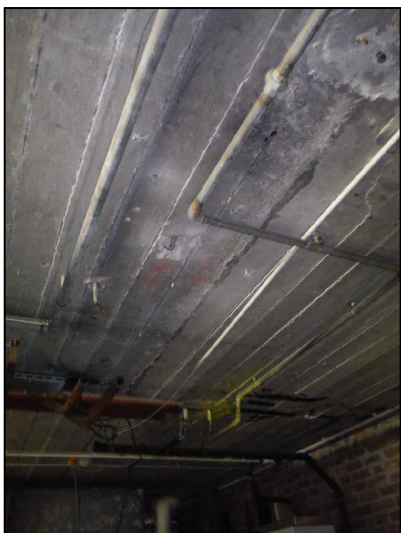


Dimensions de la poutrelle

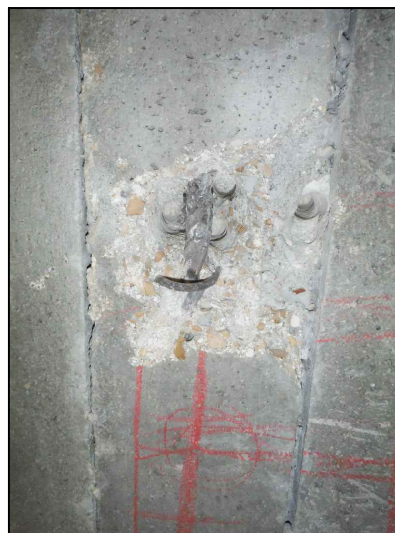
N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	HA	6	0.5	s.o
2	HA	16	2	s.o
3	RL	10	s.o	s.o

Portée poutrelles = 7.09 m

Photos



Vue d'ensemble



Ferrailage en travée

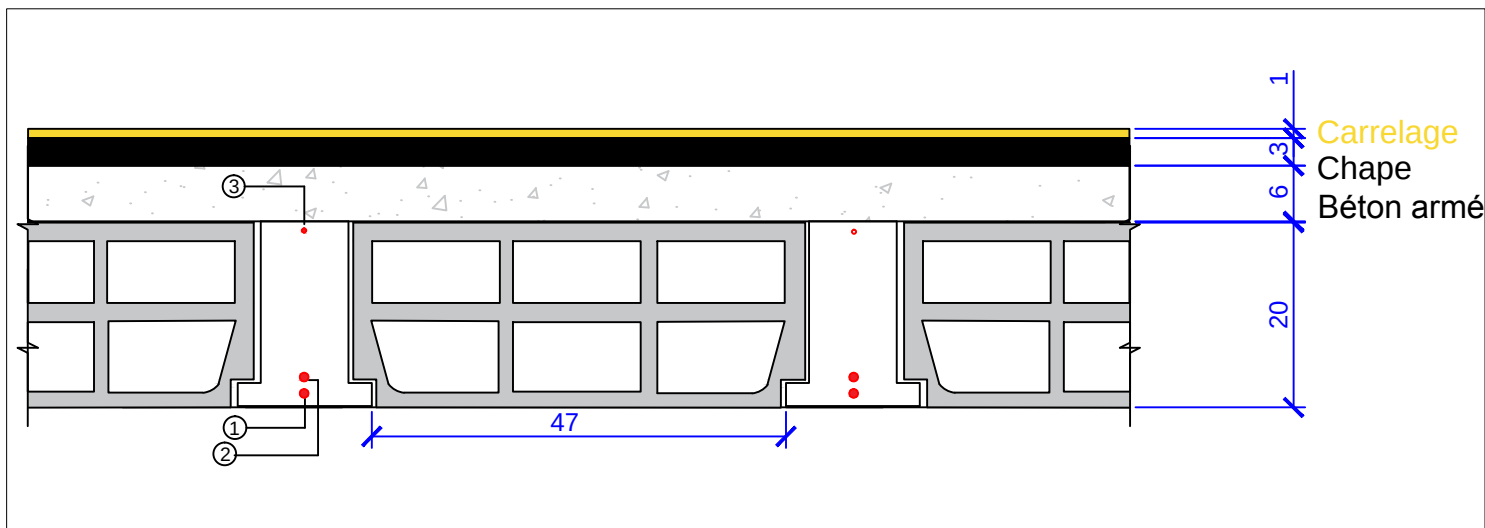
Fiche de reconnaissance n°12

Sondage Dalle 22.8

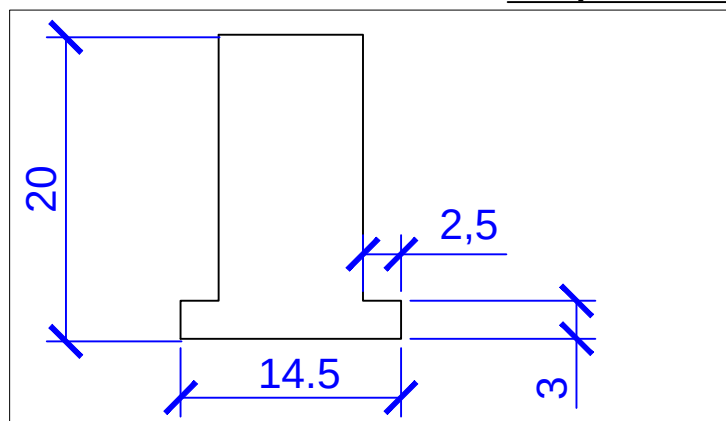
Localisation: Sous-sol

Éléments sondés: Poutrelle et entrevous

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	HA	20	2.5	s.o
2	HA	20	s.o	s.o
3	RL	8	s.o	s.o

Portée poutrelles = 6.63 m

Photos



Ferrailage sur appui



Ferrailage en travée

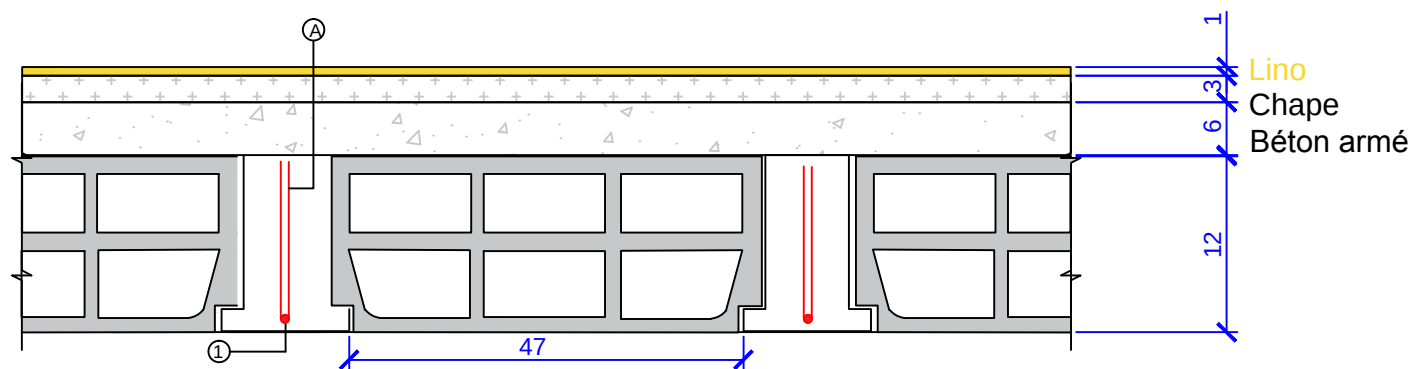
Fiche de reconnaissance n°13

Sondage Dalle 22.9

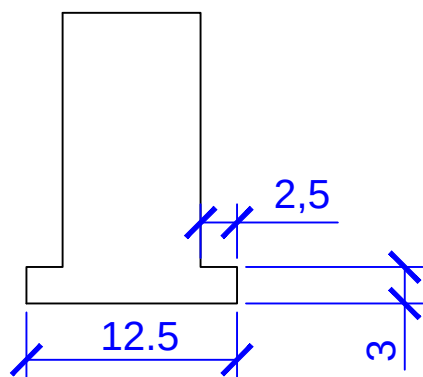
Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poutrelle et entrevous

Schéma



Coupe verticale du plancher

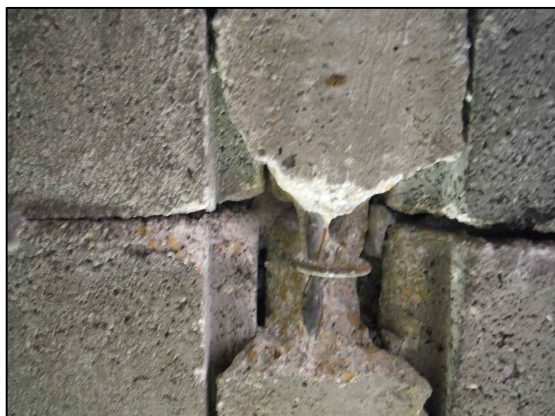


Dimensions de la poutrelle

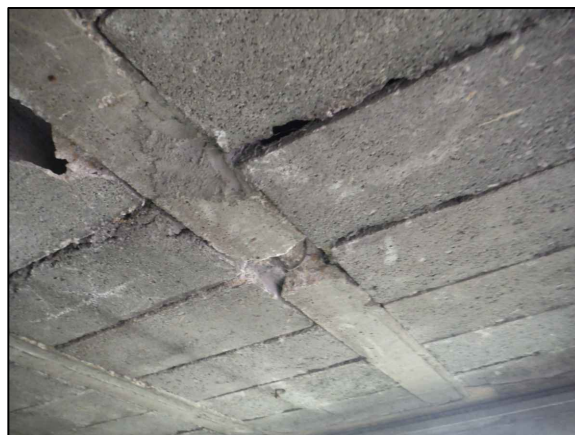
N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	10	3	s.o
A	RL	6	s.o	s.o

Portée poutrelles = 2 m

Photos



Ferrailage sur appui



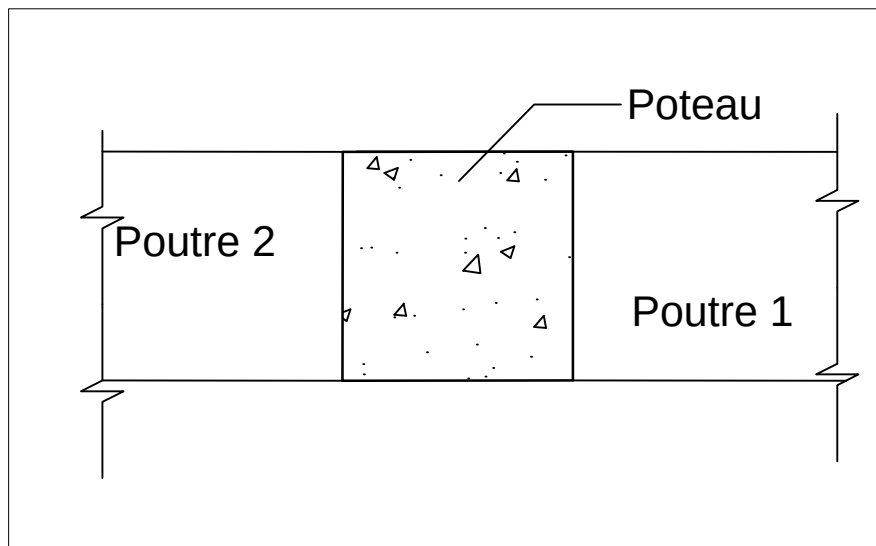
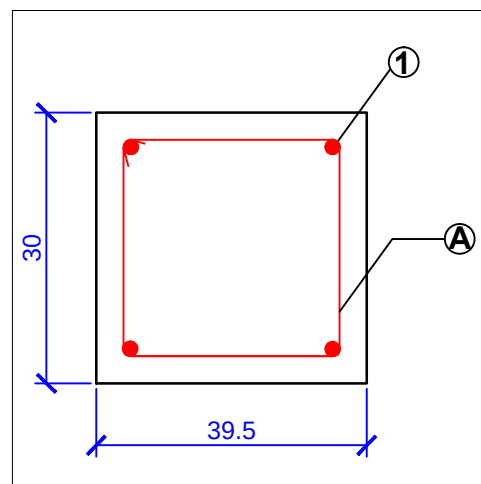
Vue générale

Fiche de reconnaissance n°14

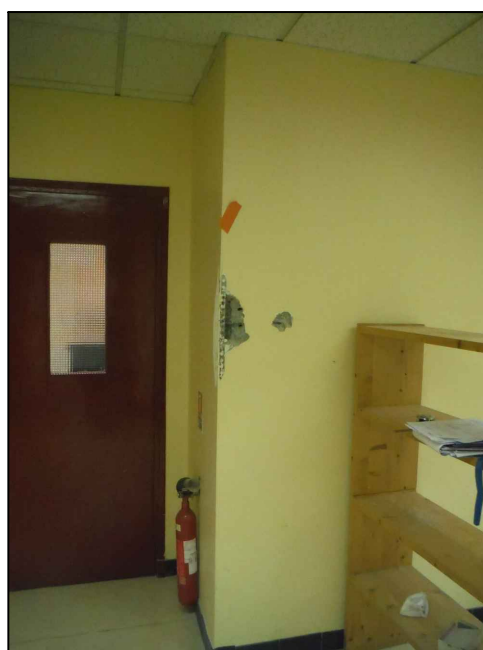
Sondage PO 22.1

Localisation: RDC

Eléments sondés: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerrailage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	20	1.5	4.2
A	RL	7	0.8	3.5

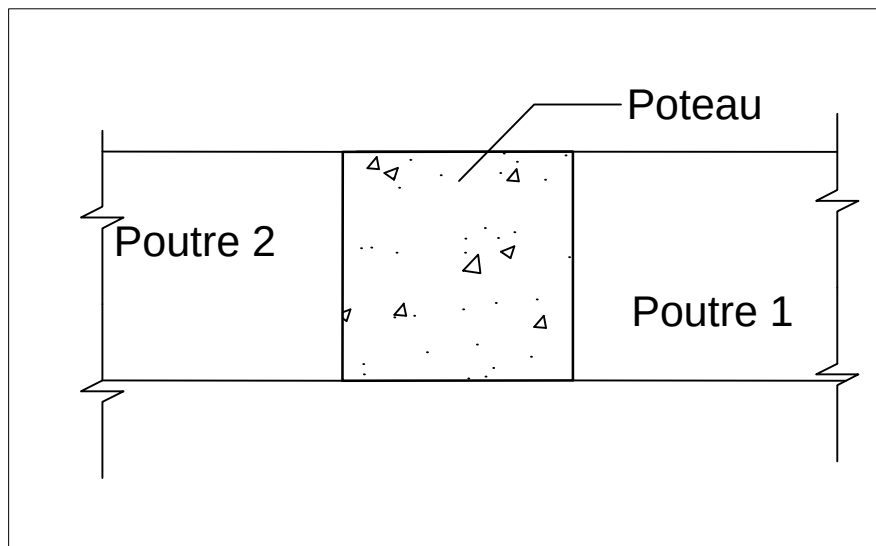
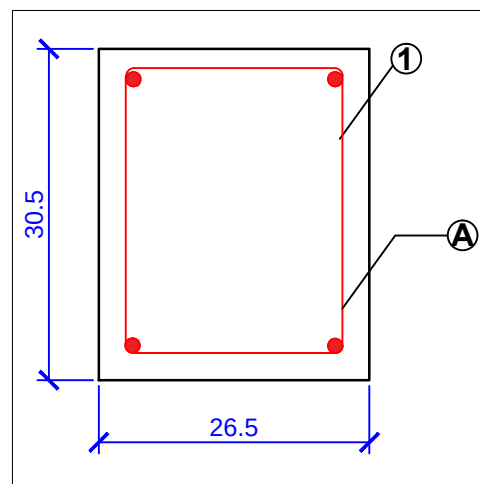
PhotosFerrailage poteauVue générale

Fiche de reconnaissance n°15

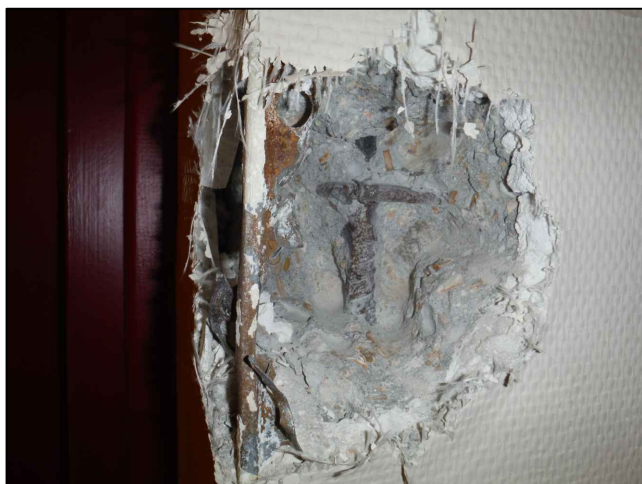
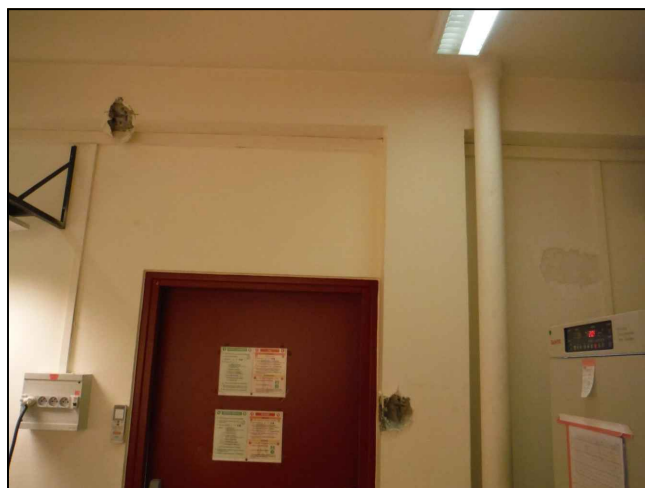
Sondage PO 22.2

Localisation: RDC

Elément sondé: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerraillage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	14	4.5	5
A	RL	8	s.o	s.o

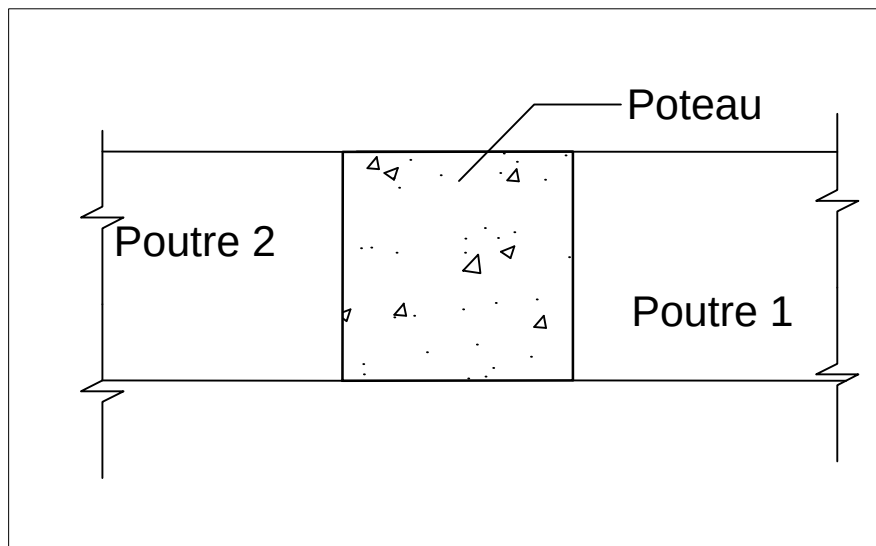
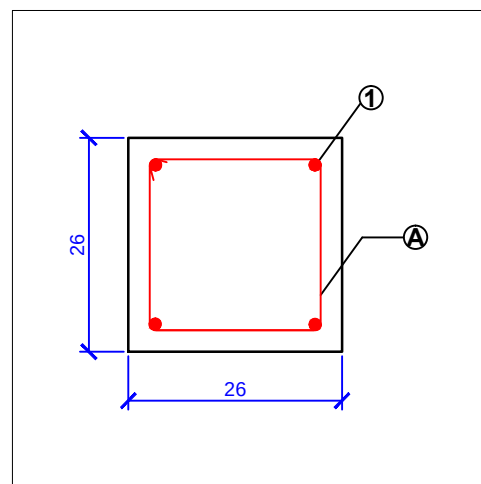
PhotosFerraillage poteauVue générale

Fiche de reconnaissance n°16

Sondage PO 22.4

Localisation: RDC

Eléments sondés: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerrailage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	12	4.2	s.0
A	RL	5	3.2	s.0

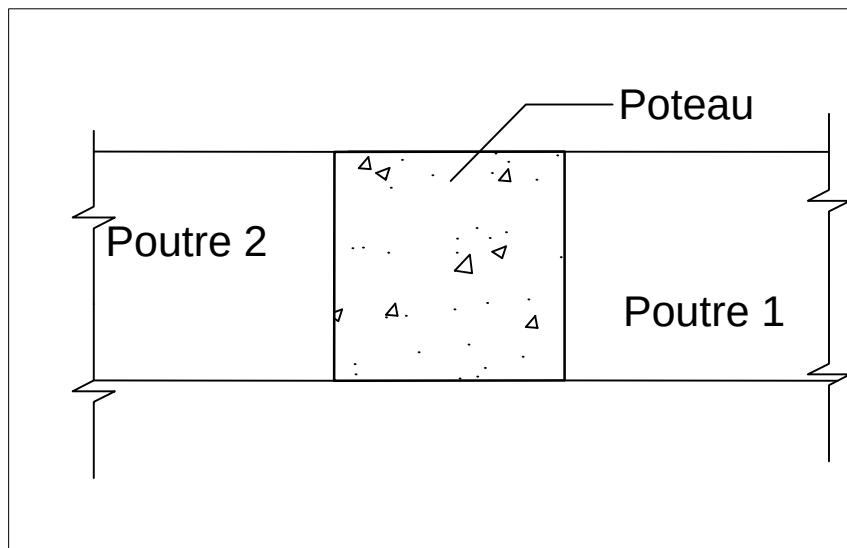
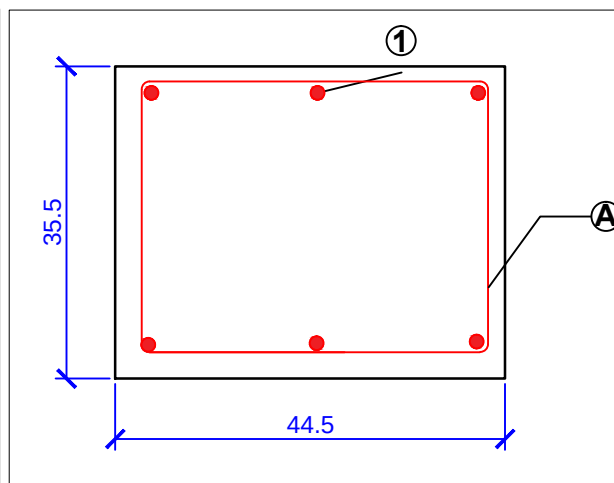
PhotosFerrailage poteauVue générale

Fiche de reconnaissance n°17

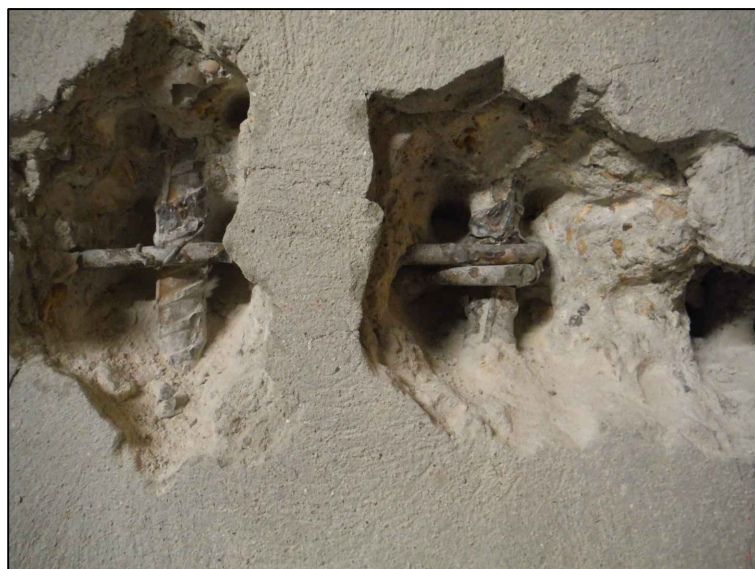
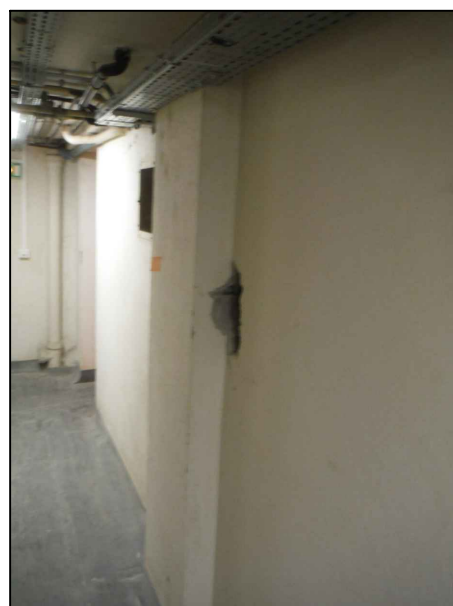
Sondage PO 22.5

Localisation: RDC

Eléments sondés: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerrailage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	20	3.5	8
A	RL	8	2.5	1

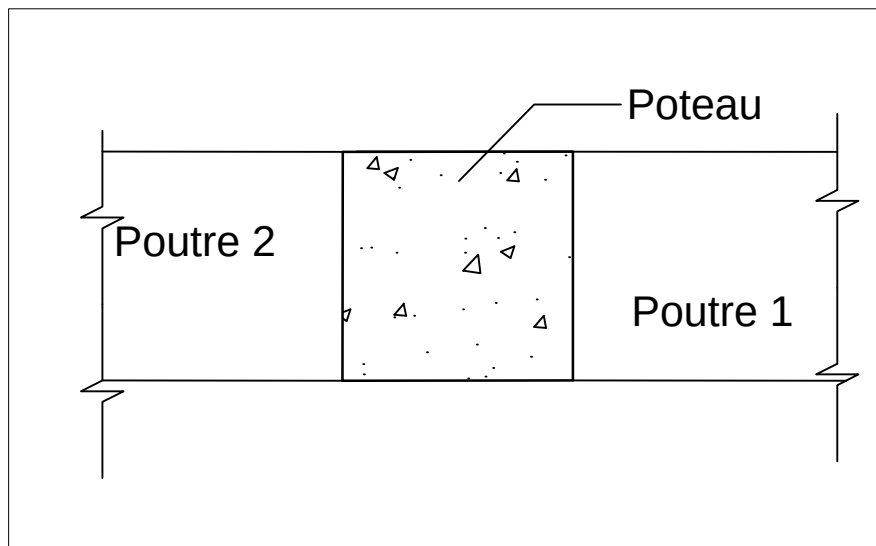
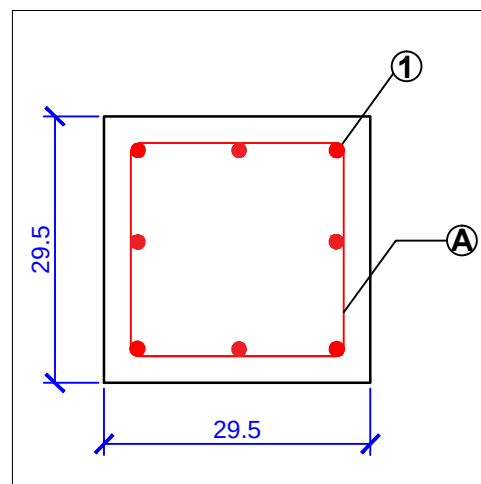
PhotosFerrailage poteauVue générale

Fiche de reconnaissance n°18

Sondage PO 22.6/22.7

Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerrailage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	14	2.5	3
A	TOR	8	1	2.5

PhotosFerrailage poteauVue générale

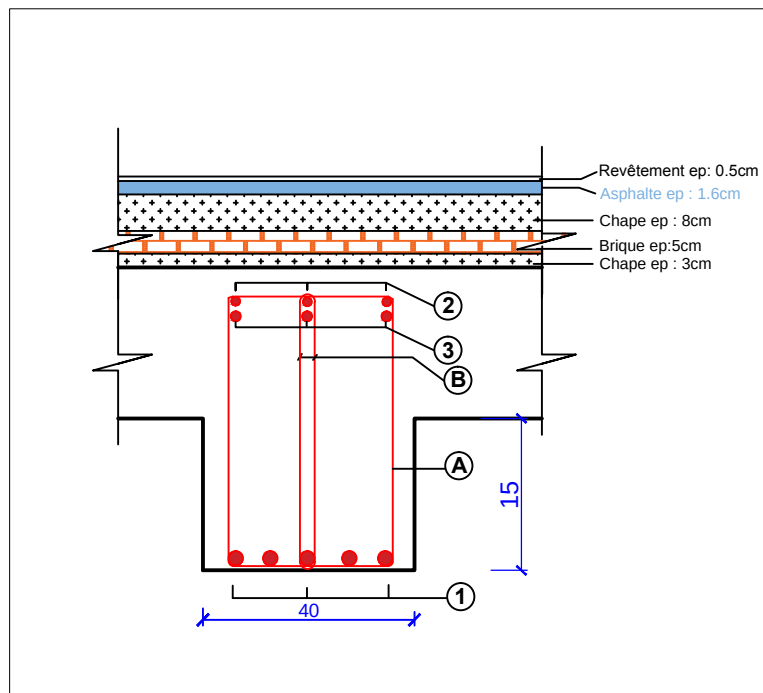
Fiche de reconnaissance n°19

Sondage RPH 23.1

Localisation: 1er étage

Eléments sondés: Poutre

Schéma



N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	20	s.o.	2	s.o.	s.o.
2	TOR	12	s.o.	s.o.	s.o.	3.7
3	TOR	14	s.o.	s.o.	s.o.	2.5
A	RL	8	s.o.	s.o.	s.o.	4.5
B	RL	8	s.o.	s.o.	s.o.	4.5

Nomenclature des aciers

Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 3.42m entre nus d'appuis

Photos



Ferrailage mi-travée



Ferrailage sur appui

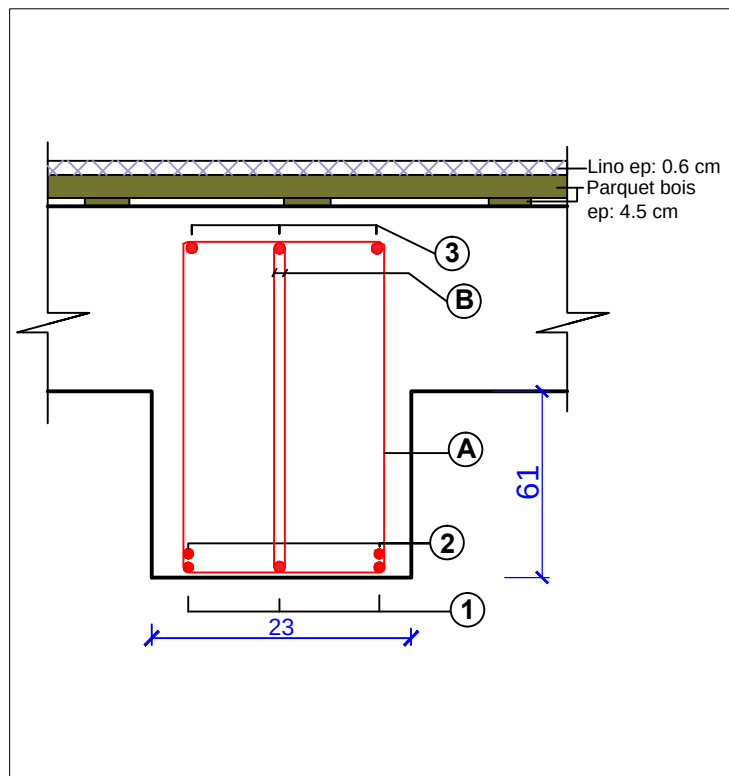
Fiche de reconnaissance n°20

Sondage RPH 23.2

Localisation: 1er étage

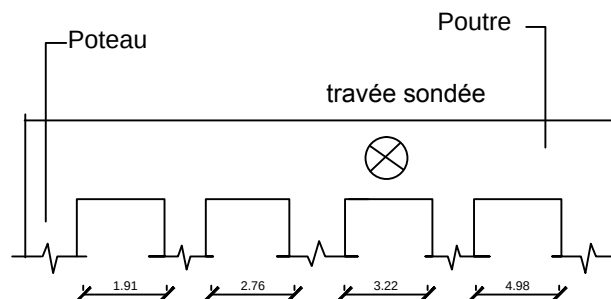
Eléments sondés: Poutre

Schéma



Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 3.26m entre nus d'appuis



N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	14	s.o.	2	4.5	s.o.
2	TOR	14	s.o.	7	4.5	s.o.
3	TOR	16	s.o.	s.o.	s.o.	7.5
A	RL	8	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.
B	RL	8	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.

Nomenclature des aciers

Photos



Ferrailage mi-travée



Ferrailage sur appui

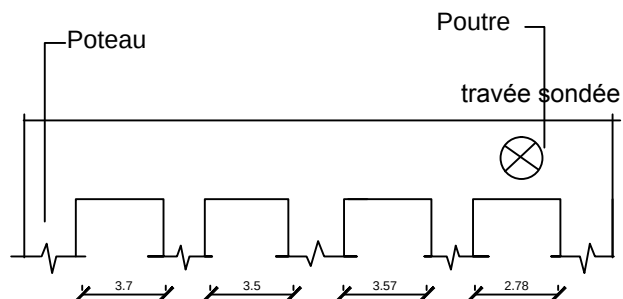
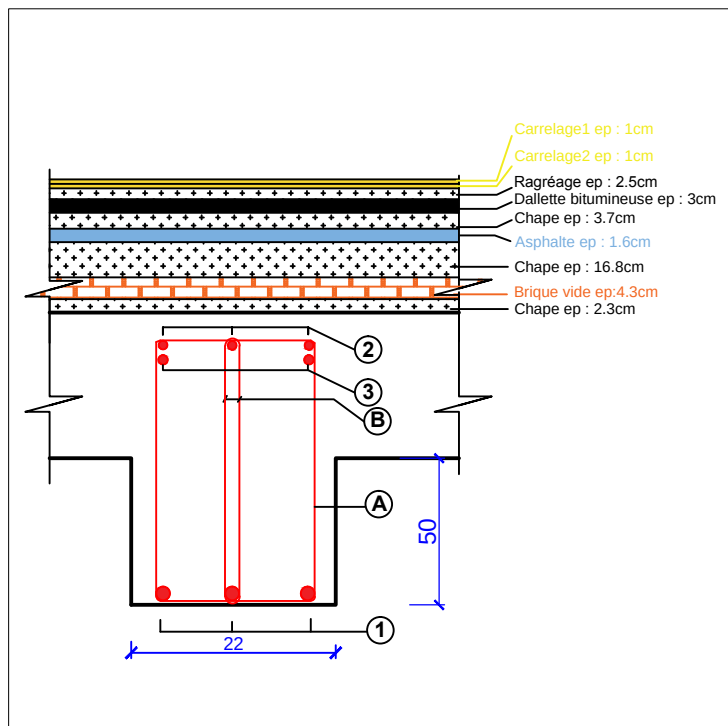
Fiche de reconnaissance n°21

Sondage RPH 23.3

Localisation: Bâtiment 23

Eléments sondés: Poutre

Schéma



N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	14	s.o.	4	2	s.o.
2	RL	8	s.o.	s.o.	s.o.	5.5
3	TOR	12	s.o.	s.o.	s.o.	6.2
A	RL	8	s.o.	3	1.2	5.5
B	RL	8	s.o.	2	s.o.	6.2

Nomenclature des aciers

Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 2.78 m entre nus d'appuis

Photos



Ferrailage mi-travée



Ferrailage sur appui

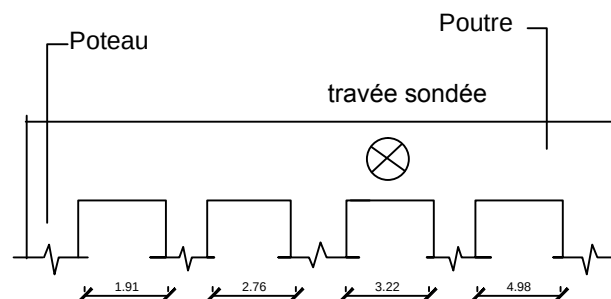
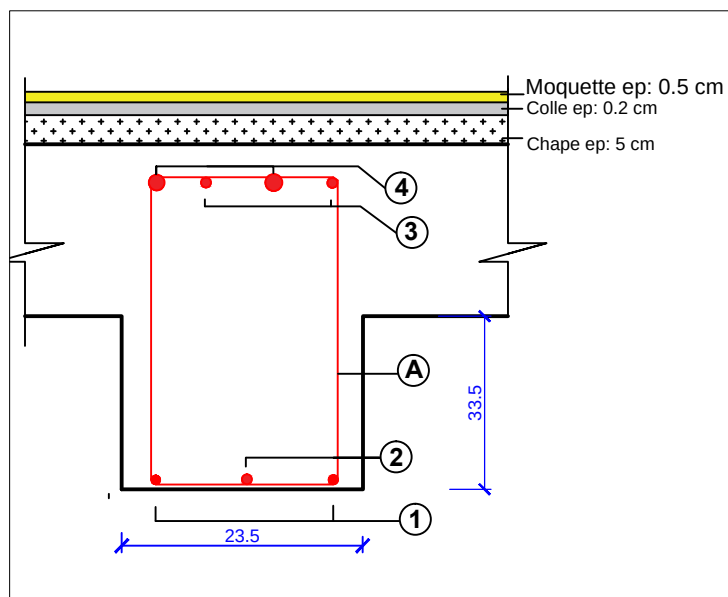
Fiche de reconnaissance n°22

Sondage RPH 23.4

Localisation: RDC

Eléments sondés: Poutre

Schéma



N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	16	s.o.	2.5	4.5	s.o.
2	TOR	14	s.o.	2.5	s.o.	s.o.
3	RL	10	s.o.	s.o.	s.o.	5.6
4	TOR	16	s.o.	s.o.	s.o.	5.6
A	RL	8	s.o.	1.6	3.6	4.8

Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 3.22 m entre nus d'appuis

Nomenclature des aciers

Photos



Ferrailage mi-travée



Ferrailage sur appui

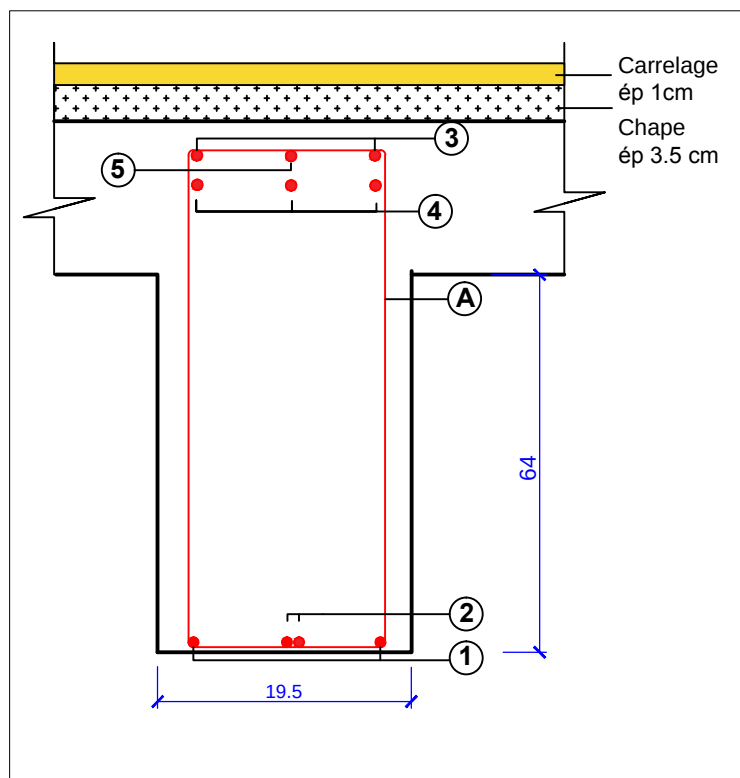
Fiche de reconnaissance n°23

Sondage RPH 23.5

Localisation: RDC

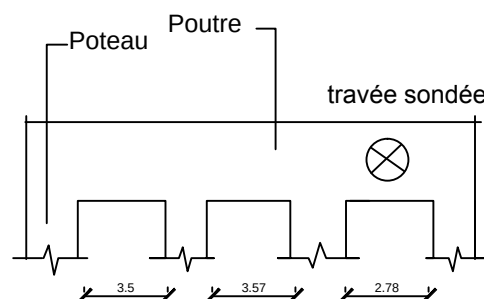
Eléments sondés: Poutre

Schéma



Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 2.8 m entre nus d'appuis



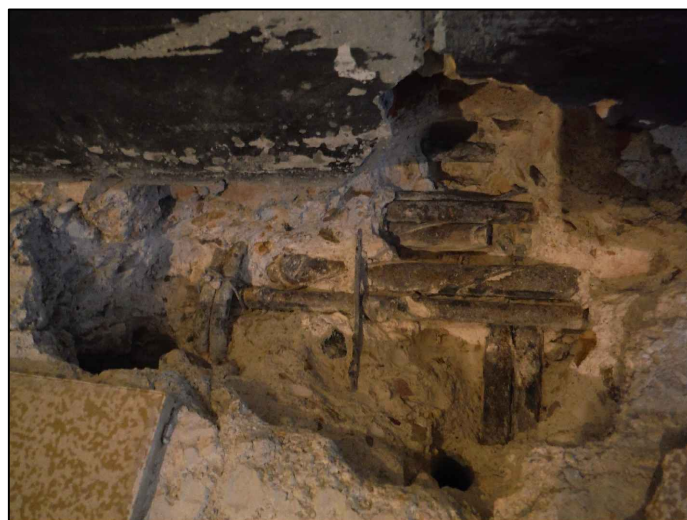
N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	16	5.5	4	s.o
2	TOR	14	5.5	9	s.o
A	RL	8	s.o	4	s.o
3	TOR	16	s.o	s.o	4
4	RL	10	s.o	s.o	5.6
5	TOR	12	s.o	s.o	4

Nomenclature des aciers

Photos



Ferrailage mi-travée



Ferrailage sur appui

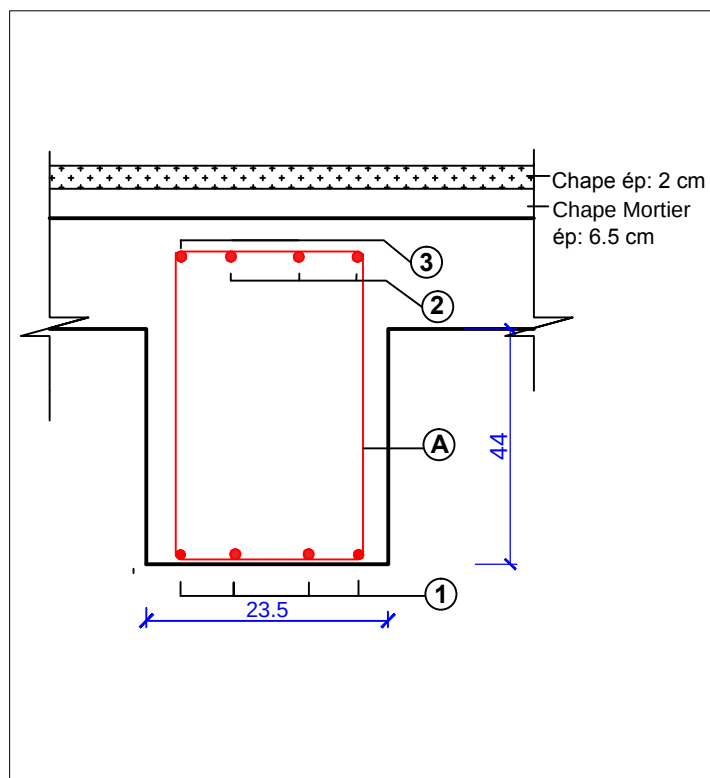
Fiche de reconnaissance n°24

Sondage RPH 23.6

Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poutre

Schéma



N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	RL	20	s.o.	3.2	4.7	s.o.
2	RL	20	s.o.	s.o.	s.o.	6.5
3	RL	12	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.
A	RL	8	s.o.	1.7	3.7	s.o.

Nomenclature des aciers

Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 4.8 m entre nus d'appuis

Photos



Ferrailage mi-travée



Ferrailage sur appui

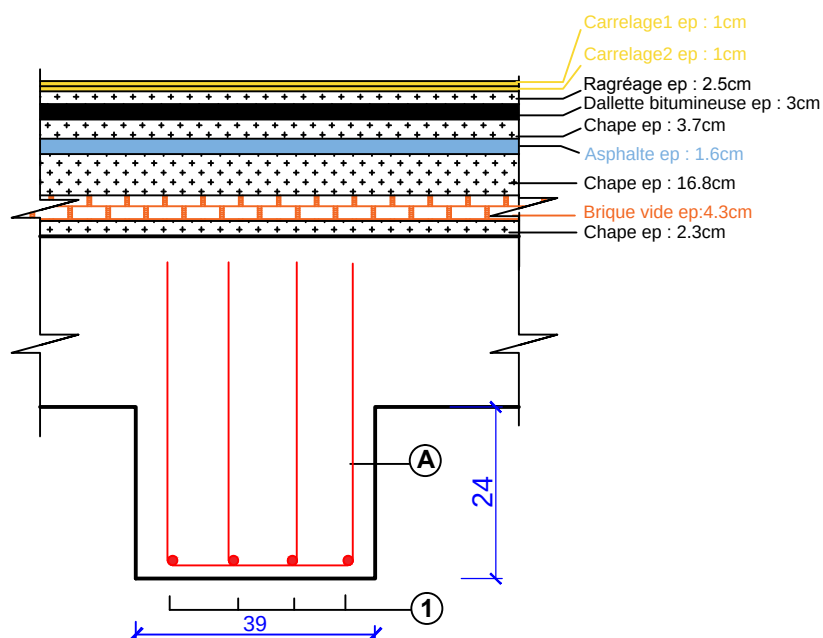
Fiche de reconnaissance n°25

Sondage SPO 23.1

Localisation: RDC

Eléments sondés: Poutre

Schéma



Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 2.9 m entre nus d'appuis

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	16	s.o.	2.2	3
A	RL	6	s.o.	1.7	s.o

Nomenclature des aciers

Photos



Ferrailage mi-travée



Vue générale

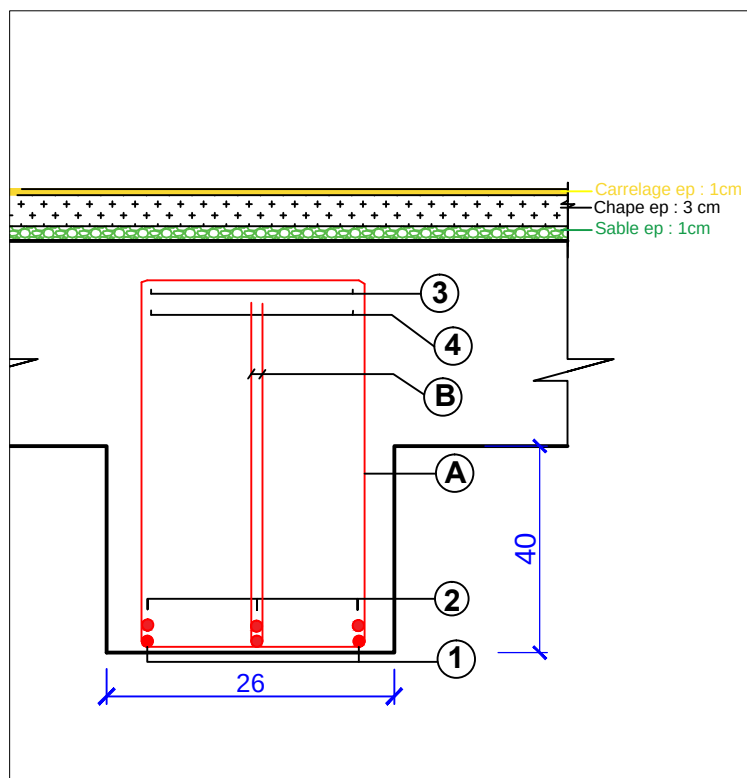
Fiche de reconnaissance n°26

Sondage SPO 23.3

Localisation: 1er étage

Eléments sondés: Poutre

Schéma



Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 3.2 m entre nus d'appuis

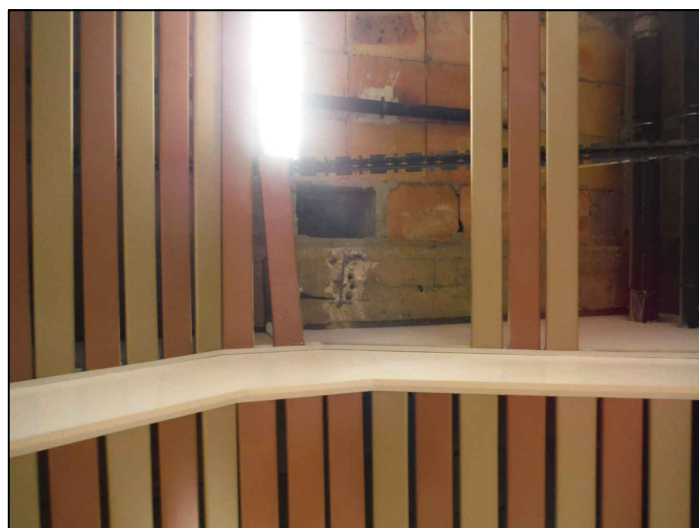
N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	14	s.o.	2.5	2.5
2	TOR	14	s.o.	4.5	2.5
A	RL	8	s.o.	0.5	1.5
B	RL	8	s.o.	0.5	s.o.

Nomenclature des aciers

Photos



Ferrailage mi-travée



Vue générale

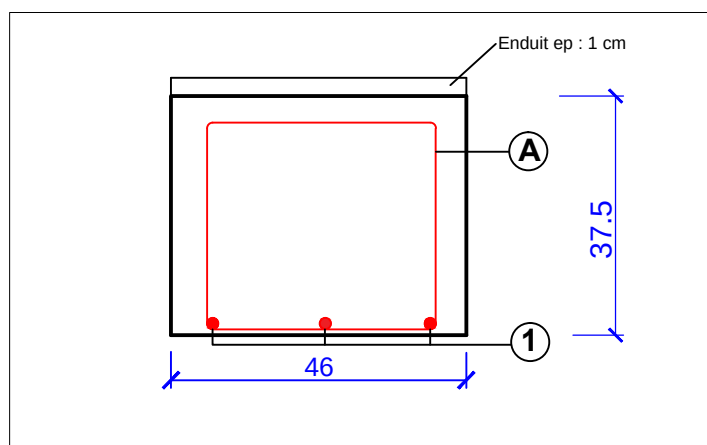
Fiche de reconnaissance n°27

Sondage SPO 23.4

Localisation: Batiment 23

Eléments sondés: Poutre

Schéma



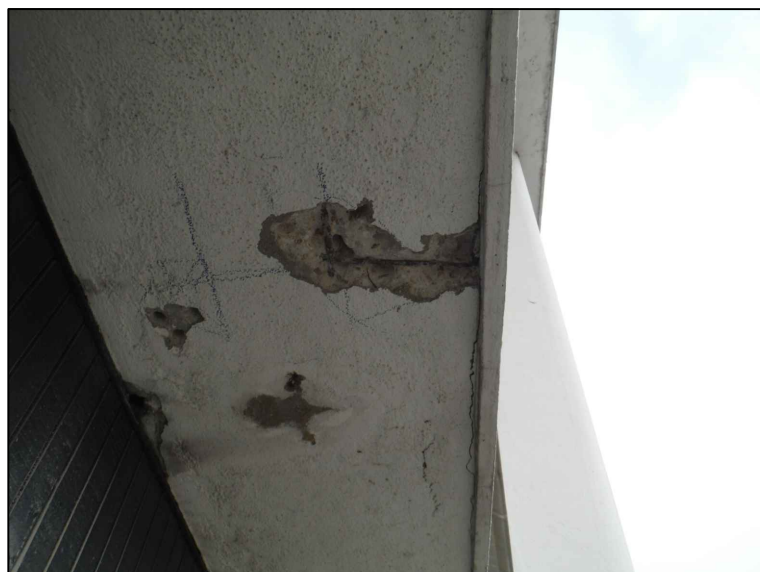
N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	16	s.o.	2.2	3
A	RL	6	s.o.	1.7	s.o

Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 3.2 m entre nus d'appuis

Nomenclature des aciers

Photos



Ferrailage mi-travée



Vue générale

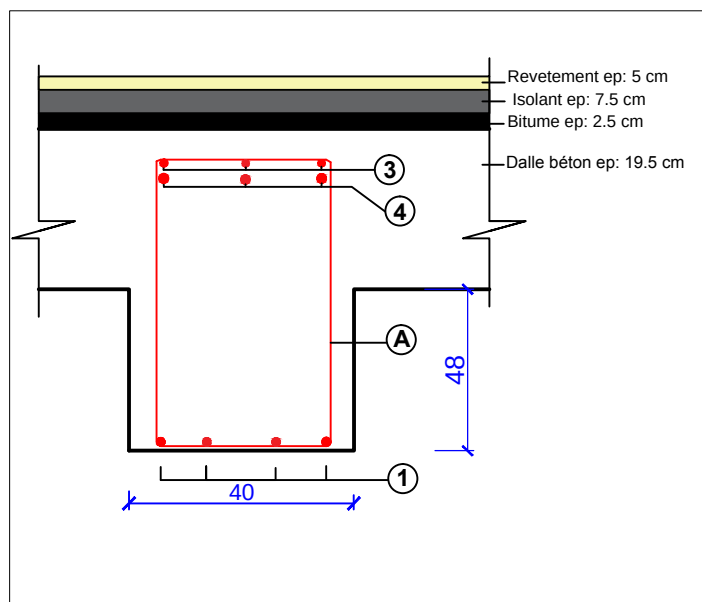
Fiche de reconnaissance n°28

Sondage SPO 23.5

Localisation: RDC - Atelier

Eléments sondés: Poutre

Schéma



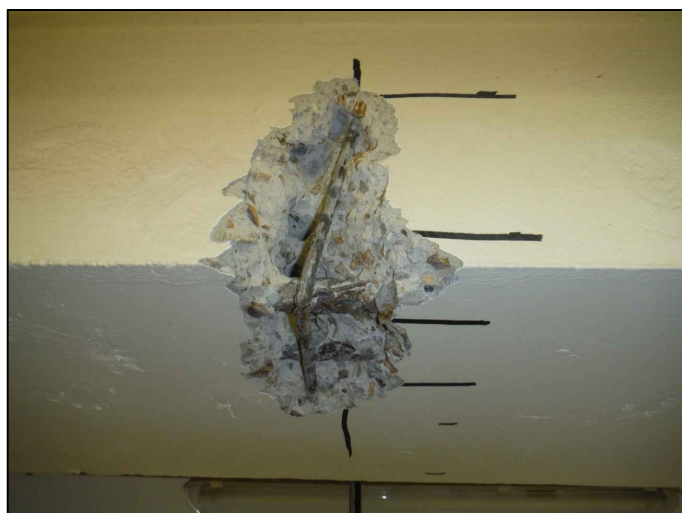
Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 4.5 m entre nus d'appuis

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	25	s.o.	1.5	5.5	s.o.
4	TOR	25	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.
3	TOR	25	s.o.	s.o.	s.o.	12
A	RL	10	s.o.	1	s.o.	10

Nomenclature des aciers

Photos



Ferrailage mi-travée



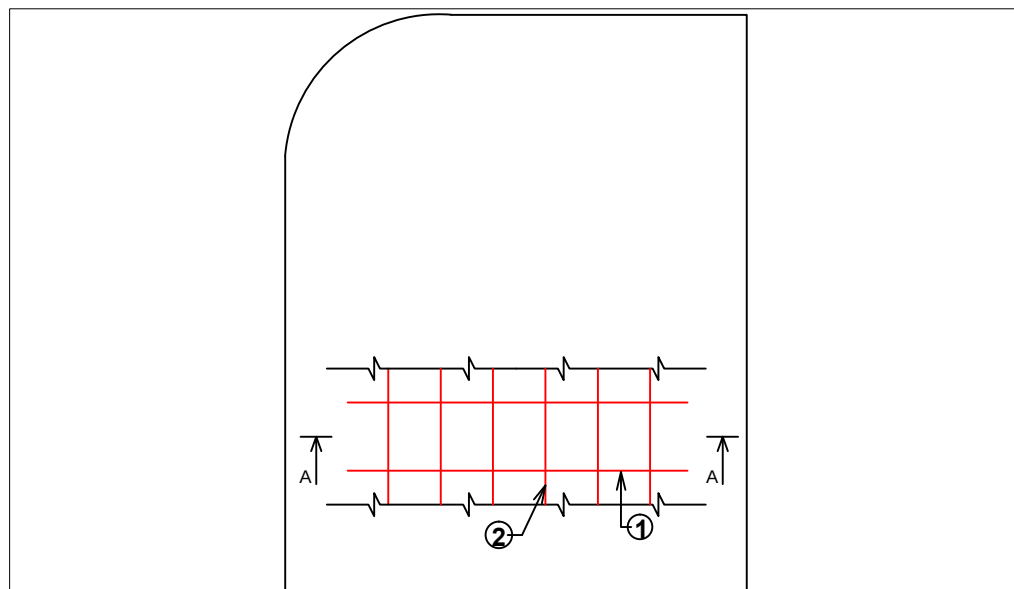
Ferrailage sur appui

Fiche de reconnaissance n°29

Sondage SPB 23.1

Localisation: Batiment 23

Elément sondé: Dalle

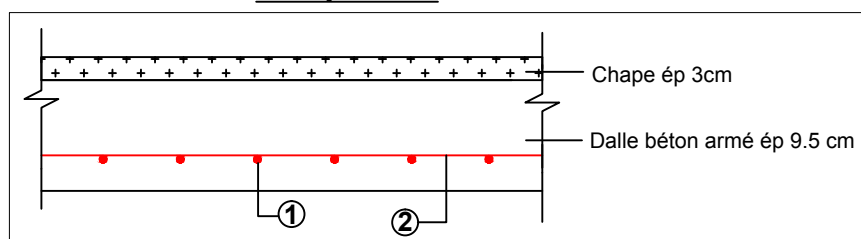
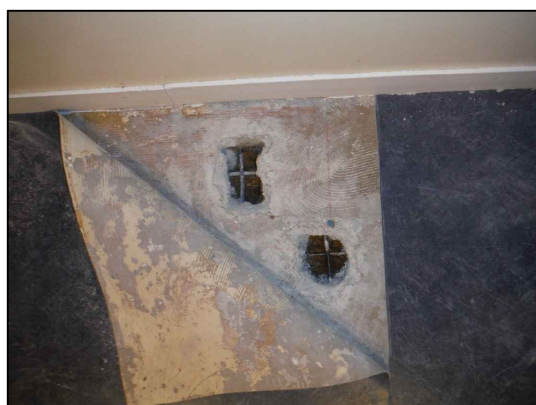
Schéma

Epaisseur dalle = 9.5cm

Dimensions du dallage b x h = 3.35 x 7.96 m

Vue en plan

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)
1	RL	8	18	S.O
2	RL	8	17	S.O

Coupe A-A**Photos****Ferrailage en travée****Coupe du dallage**

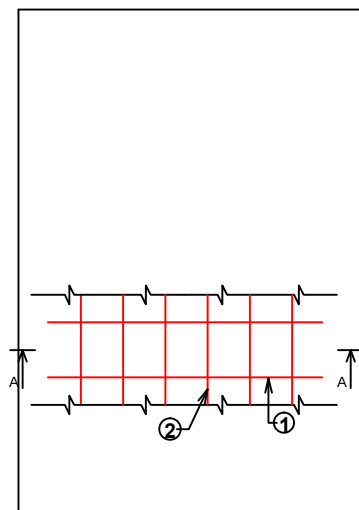
Fiche de reconnaissance n°30

Sondage SPB 23.2

Localisation: Batiment 23

Elément sondé: Dalle

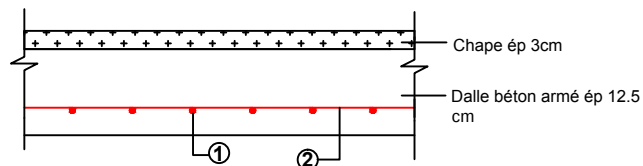
Schéma



Epaisseur dalle = 13cm

Dimensions du dallage b x h = 21.2 x 5.65 m

Vue en plan



Coupe A-A

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)
1	RL	8	24	s.o
2	RL	8	12	s.o

Photos

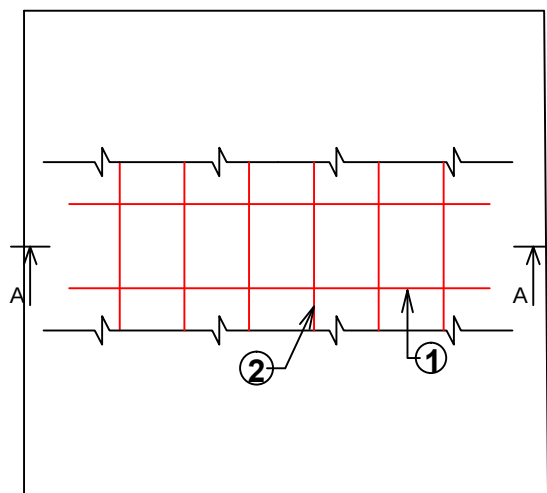
Ferrailage en travéeCoupe du dallage

Fiche de reconnaissance n°31

Sondage SPB 23.3

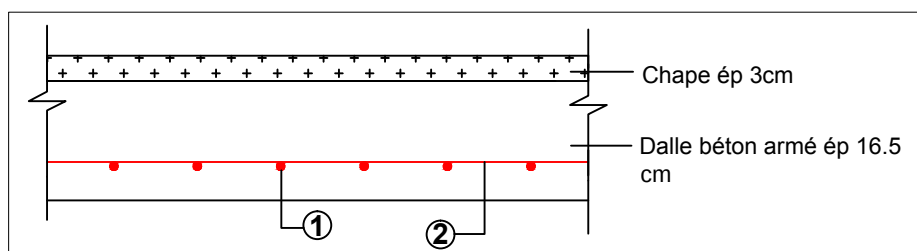
Localisation: Batiment 23

Elément sondé: Dalle

Schéma

Epaisseur dalle = 16.5cm

Dimensions du dallage b x h = 21.2*11.32m

Vue en plan**Coupe A-A**

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)
1	RL	10	20
2	RL	10	15

Photos**Coupe du dallage**

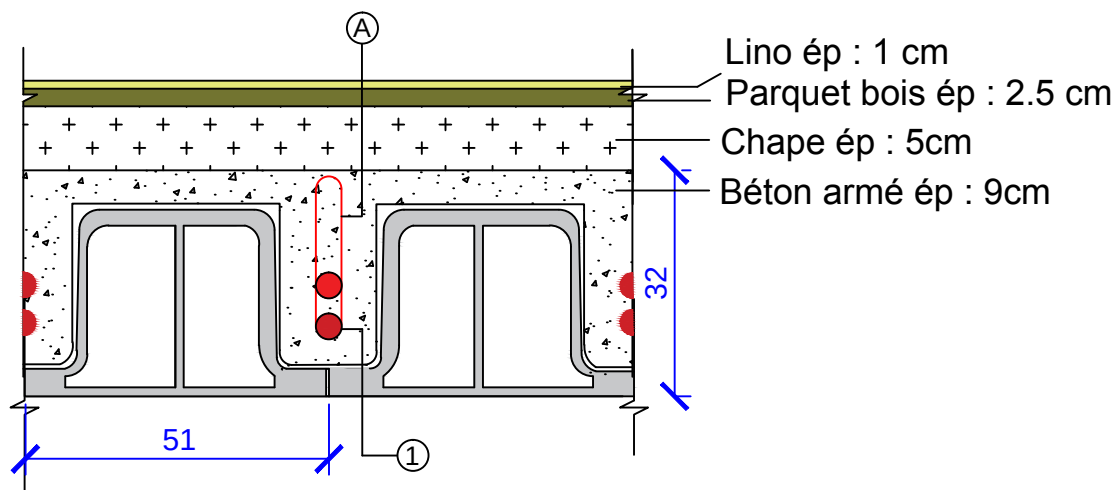
Fiche de reconnaissance n°32

Sondage SPH 23.1

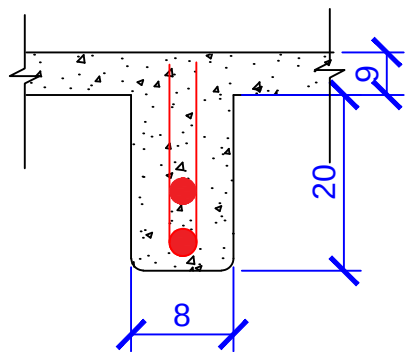
Localisation: 1er étage- Salle de conférence

Eléments sondés: Poutrelle hourdis

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	16	1.5	s.0
A	RL	6	1	s.0

Portée poutrelles = 5 m

Photos



Ferrailage sur appui



Ferrailage en travée

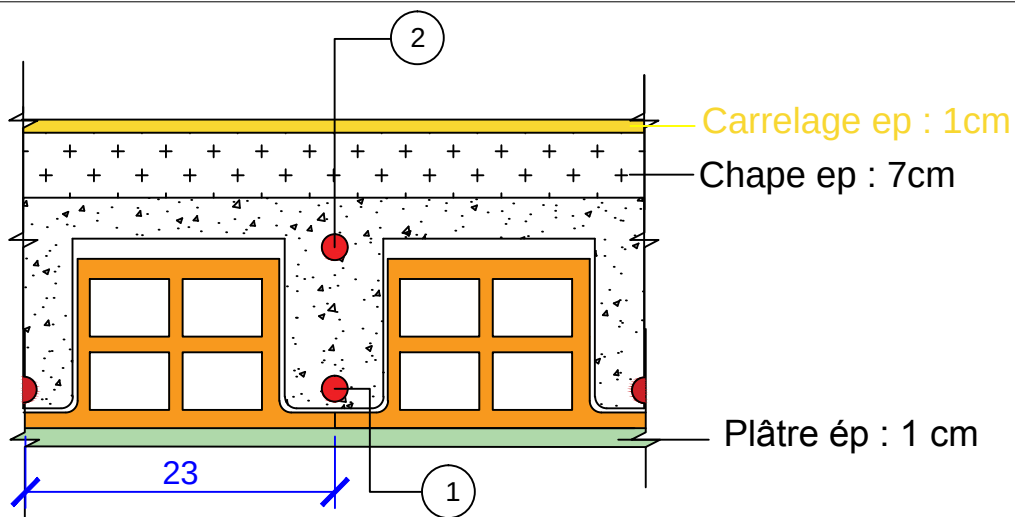
Fiche de reconnaissance n°33

Sondage SPH 23.2

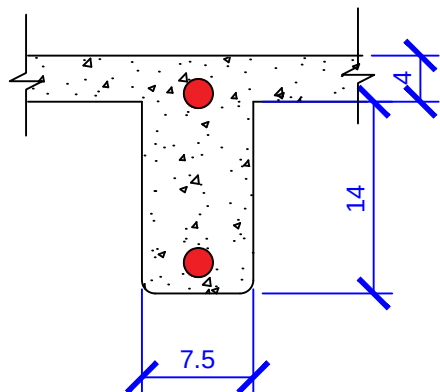
Localisation: 1er étage

Eléments sondés: Poutrelle hourdis

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	10	0.5	s.0
2	RL	8	s.0	4

Portée poutrelles = 2.85 m

Photos



Ferrailage en travée



Vue générale

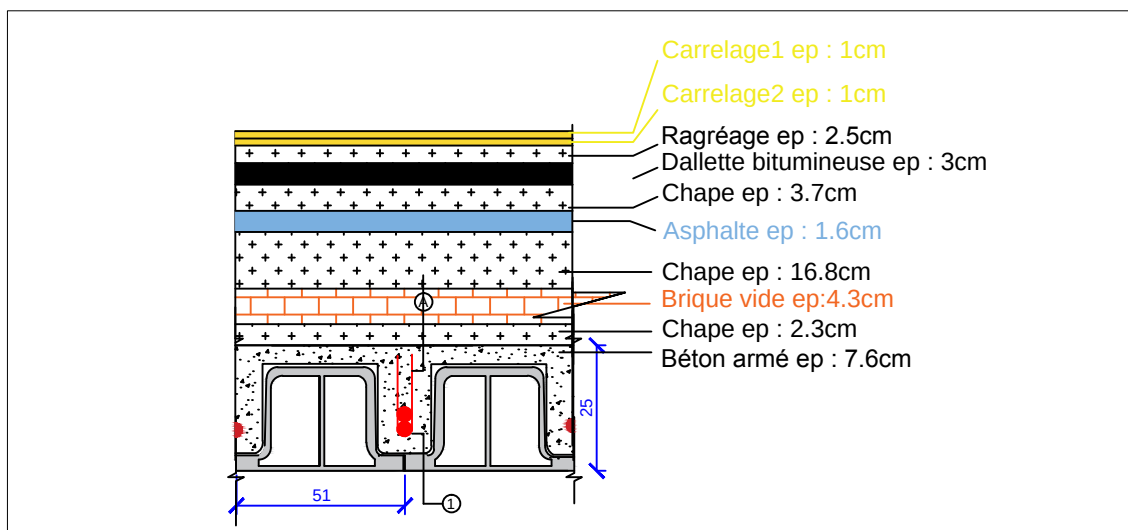
Fiche de reconnaissance n°34

Sondage SPH 23.3

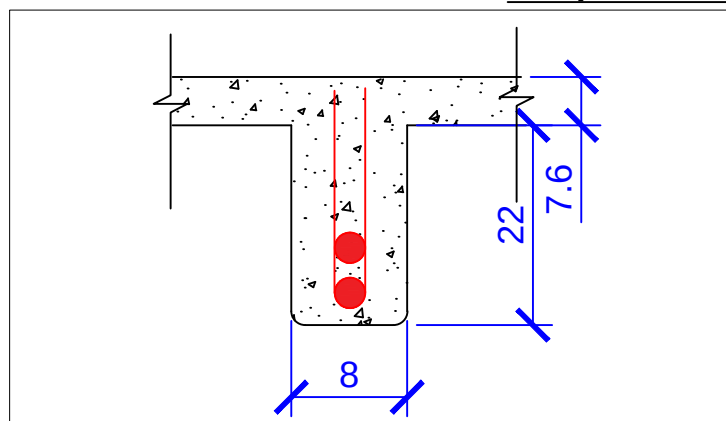
Localisation: 1er étage

Eléments sondés: Poutrelle hourdis

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	20	0.7	s.o
2	TOR	20	2.5	s.o
A	RL	6	0.1	s.o

Portée poutrelles = 6.74 m

Photos



Vue générale



Ferrailage en travée

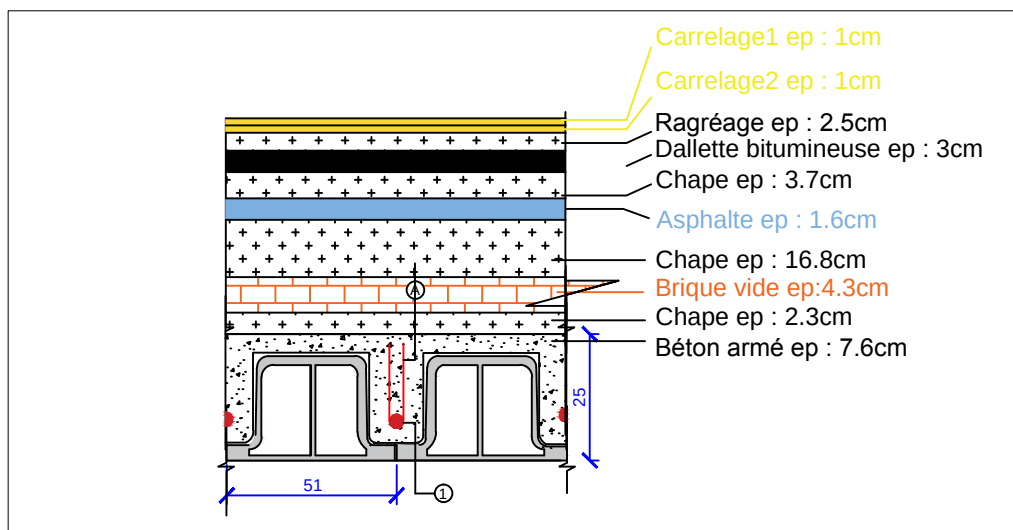
Fiche de reconnaissance n°35

Sondage SPH 23.4

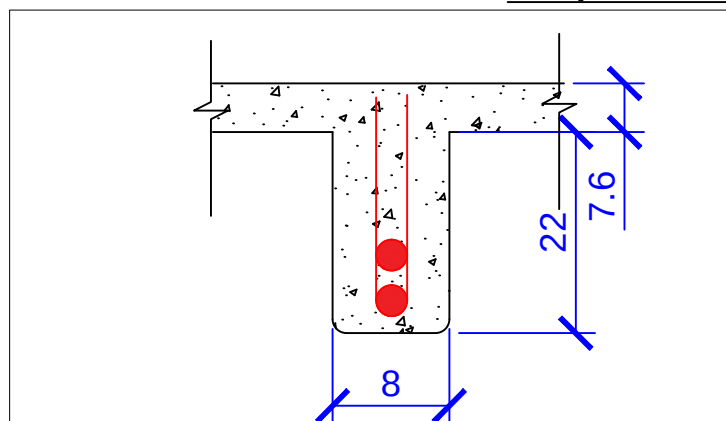
Localisation: 1er étage

Eléments sondés: Poutrelle hourdis

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	20	1.5	s.o
A	RL	6	3.9	s.o

Portée poutrelles = 3.5 m

Photos



Vue générale



Ferrailage en travée

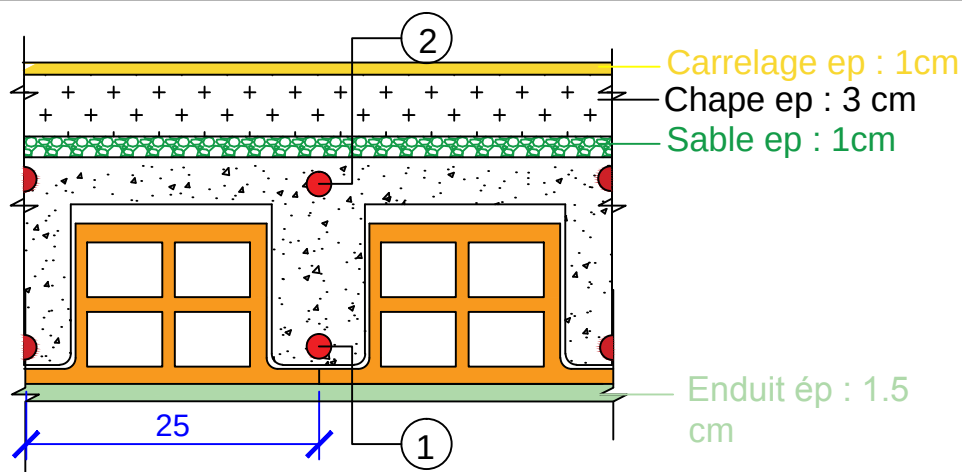
Fiche de reconnaissance n°36

Sondage SPH 23.5

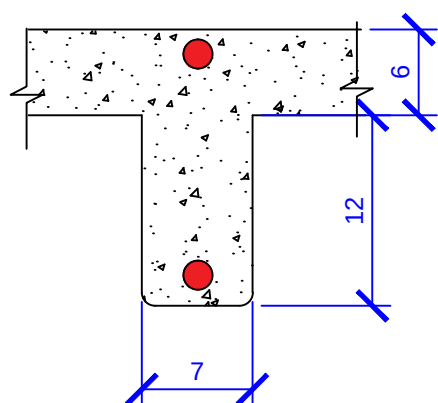
Localisation: 1er étage

Eléments sondés: Poutrelle hourdis

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

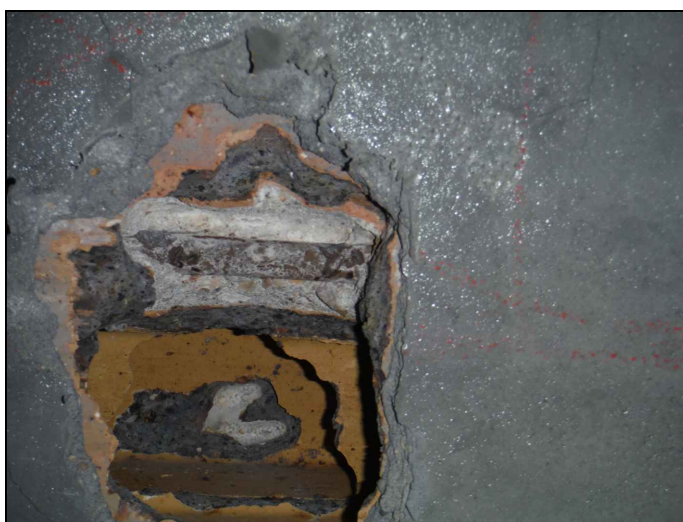
N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	10	3	s.o
2	TOR	10	s.o	4

Portée poutrelles = 3.25 m

Photos



Ferrailage sur appui



Ferrailage en travée

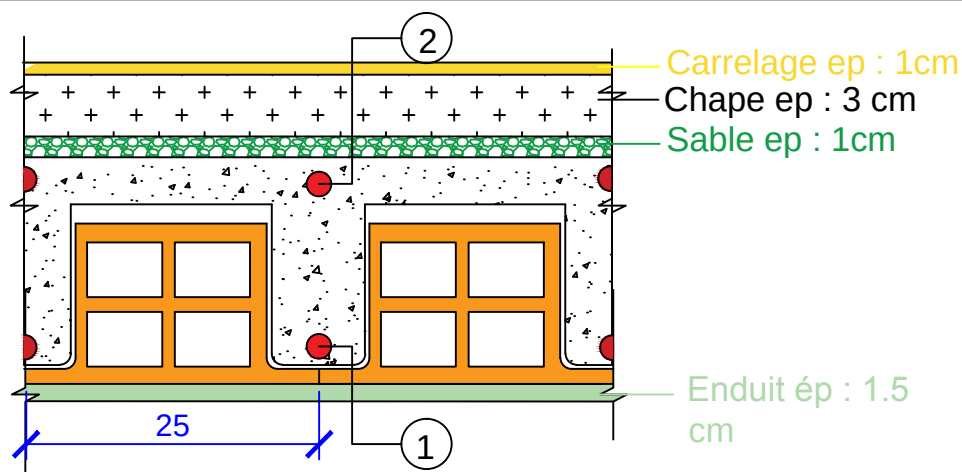
Fiche de reconnaissance n°37

Sondage SPH 23.6

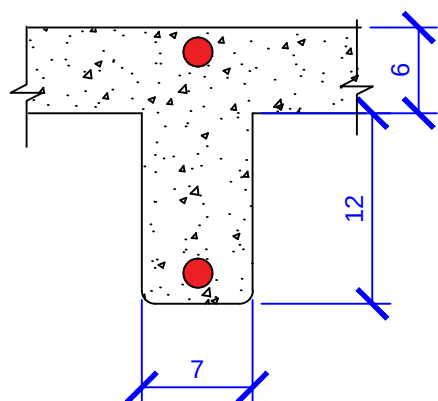
Localisation: 1er étage

Eléments sondés: Poutrelle hourdis

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	10	3	s.o
2	TOR	10	s.o	4

Portée poutrelles = 3.25 m

Photos



Ferrailage sur appui



Ferrailage en travée

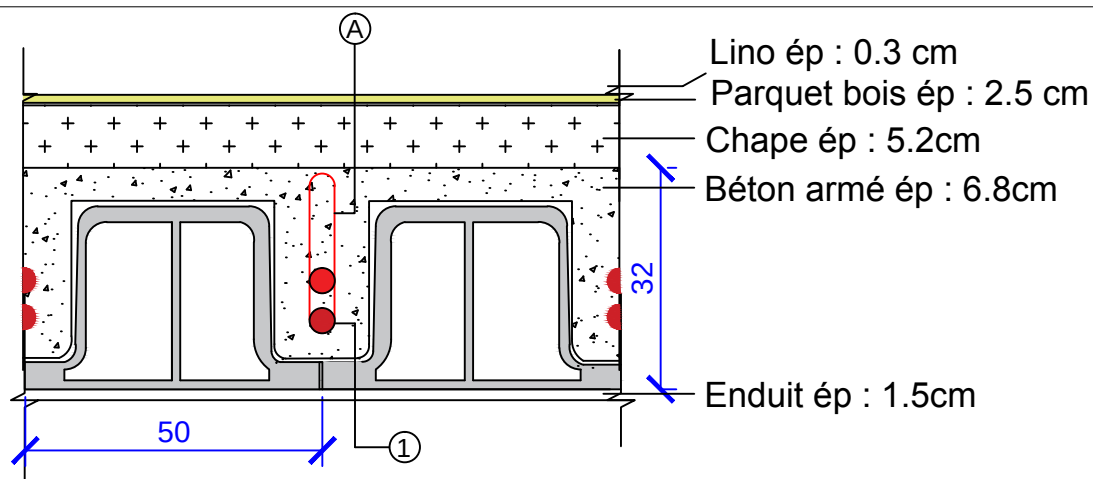
Fiche de reconnaissance n°38

Sondage SPH 23.7

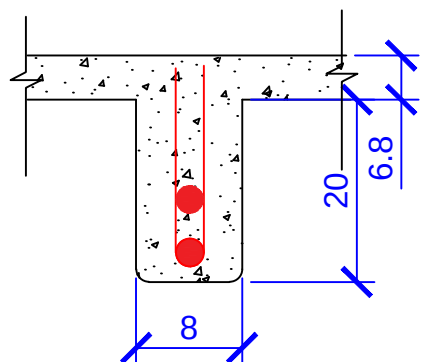
Localisation: RDC

Eléments sondés: Poutrelle hourdis

Schéma



Coupe verticale du plancher

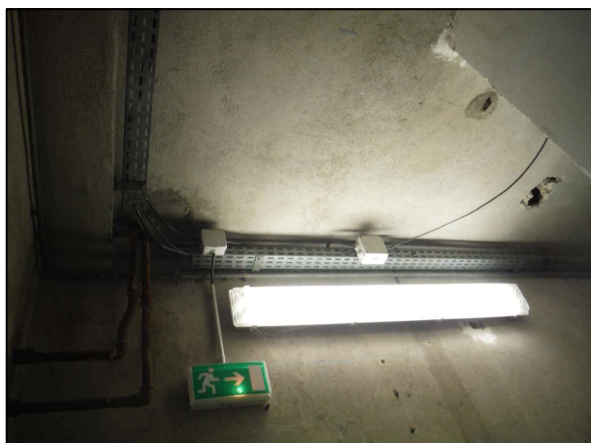


N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	12	4	S.O
A	RL	6	1	S.O

Portée poutrelles = 4.83 m

Dimensions de la poutrelle

Photos



Ferrailage sur appui



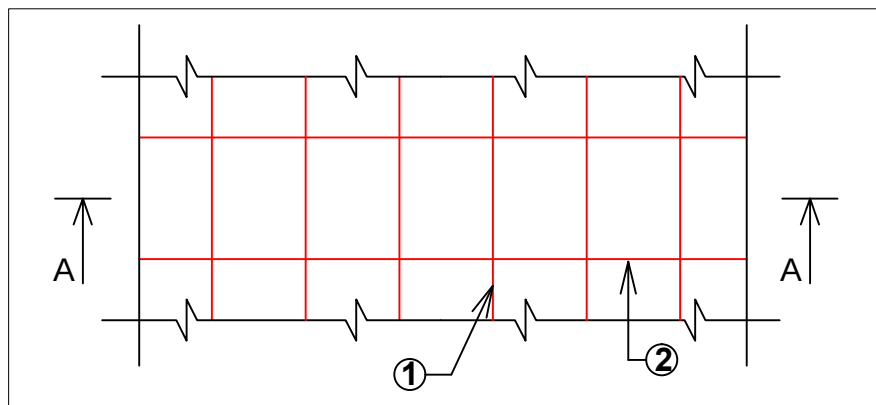
Ferrailage en travée

Fiche de reconnaissance n°39

Sondage SPH 23.8

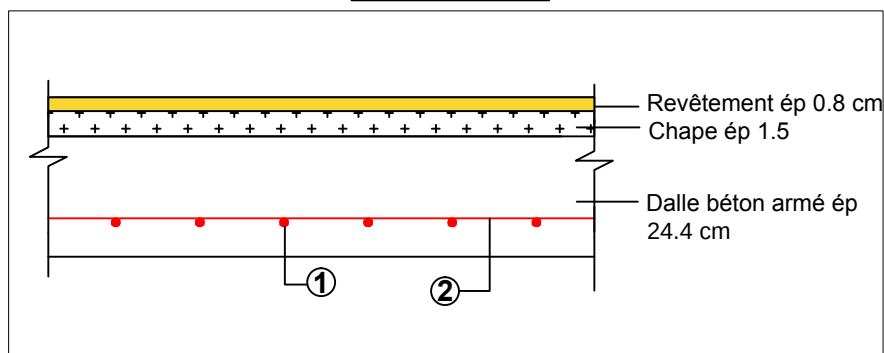
Localisation: RDC

Elément sondé: Dalle

Schéma**Vue en plan**

Epaisseur dalle = 24.4 cm

Portée dalle = 2.60 m

**Coupe A-A**

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)
1	RL	10	10	1.2
2	RL	8	20	2.2

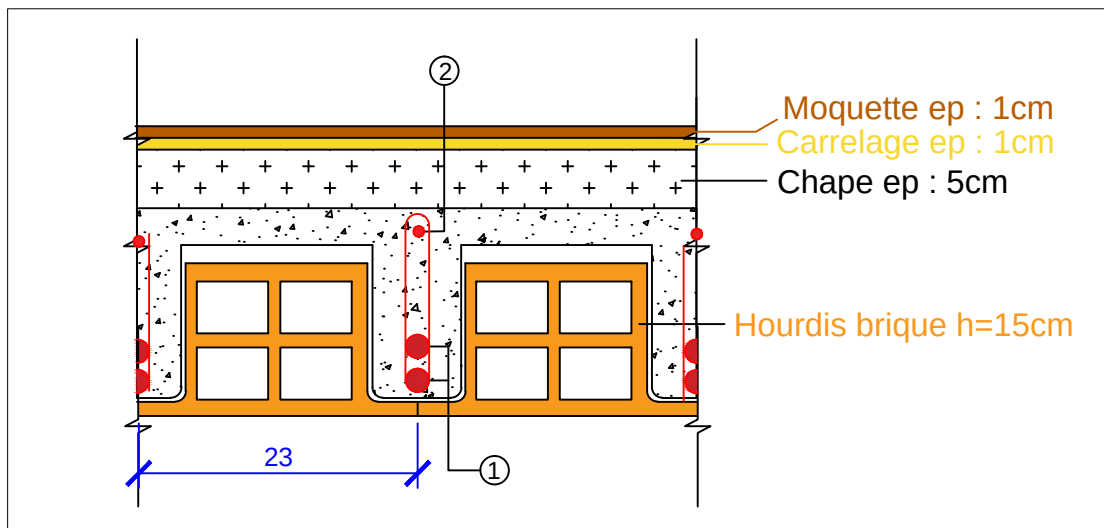
Fiche de reconnaissance n°40

Sondage SPH 23.9

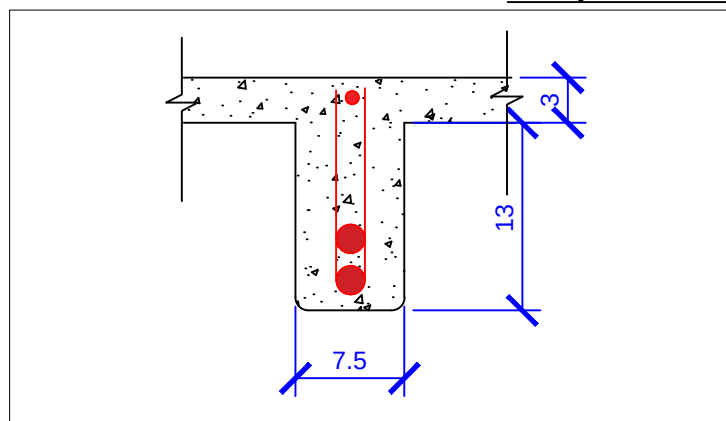
Localisation: RDC - Magasin

Eléments sondés: Poutrelle

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	10	0.5	S.O
2	TOR	8	S.O	S.O.

Portée poutrelles = 3.61 m

Photos



Ferrailage sur appui



Ferrailage en travée

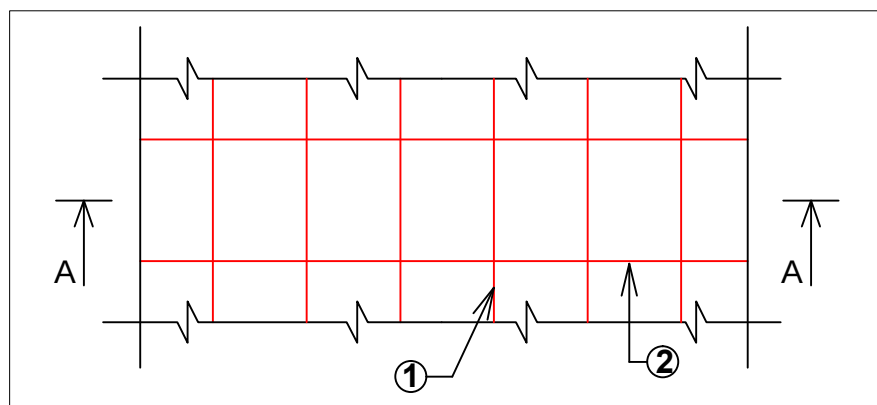
Fiche de reconnaissance n°41

Sondage SPH 23.10

Localisation: RDC

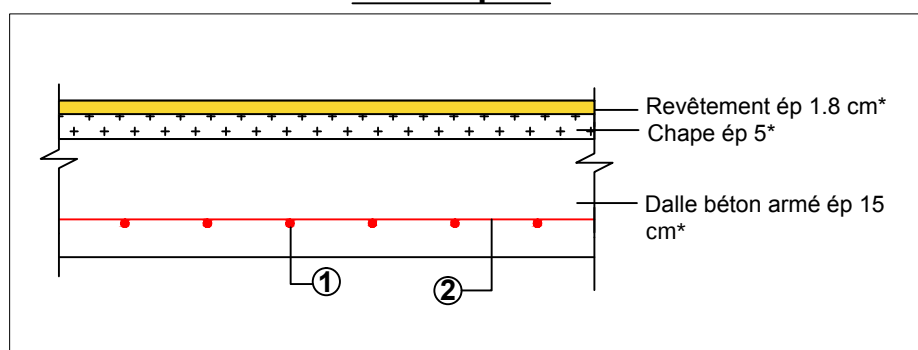
Elément sondé: Dalle

Schéma

Vue en plan

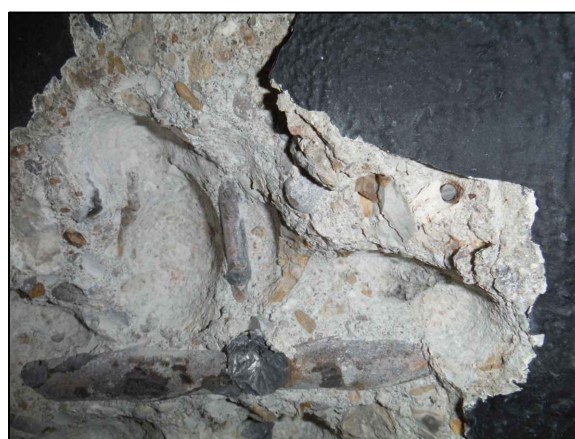
Epaisseur dalle = 15cm*

Portée dalle = 6.7 m

Coupe A-A***Epaisseurs supposées: à vérifier**

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)
1	TOR	10	15	0.5
2	RL	6	16	1.8

Photos

Ferrailage en travéeFerrailage en travée

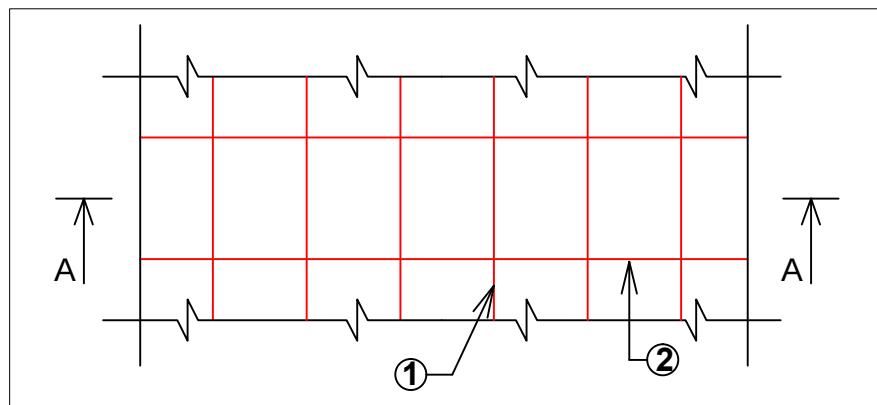
Fiche de reconnaissance n°42

Sondage SPH 23.11

Localisation: RDC

Elément sondé: Dalle

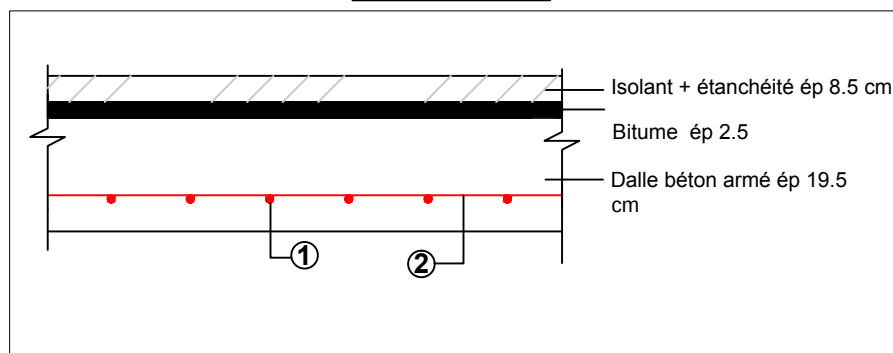
Schéma



Vue en plan

Epaisseur dalle = 19.5 cm

Portée dalle = 5.60 m



Coupe A-A

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)
1	TOR	10	11	2
2	RL	7	20	4.5

Photos



Ferrailage en travée



Ferrailage sur appui

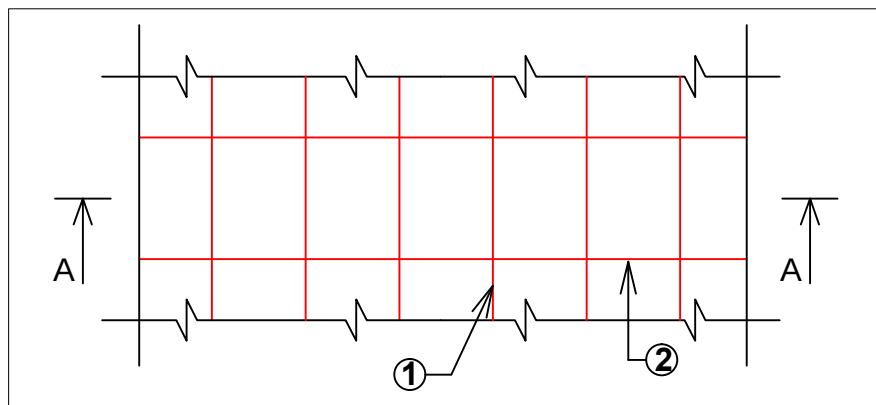
Fiche de reconnaissance n°43

Sondage SPH 23.12

Localisation: RDC

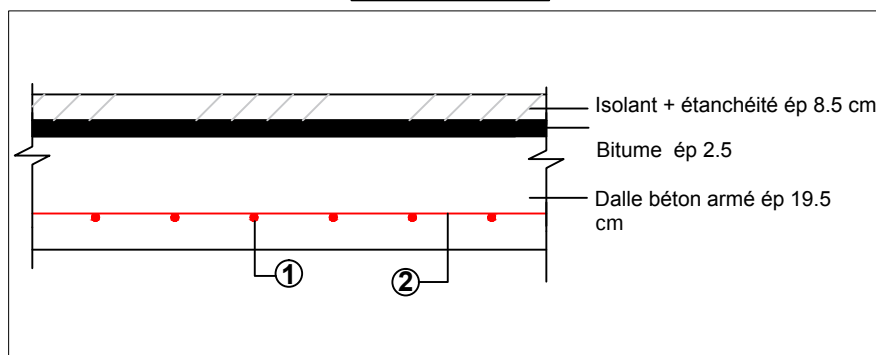
Elément sondé: Dalle

Schéma

**Vue en plan**

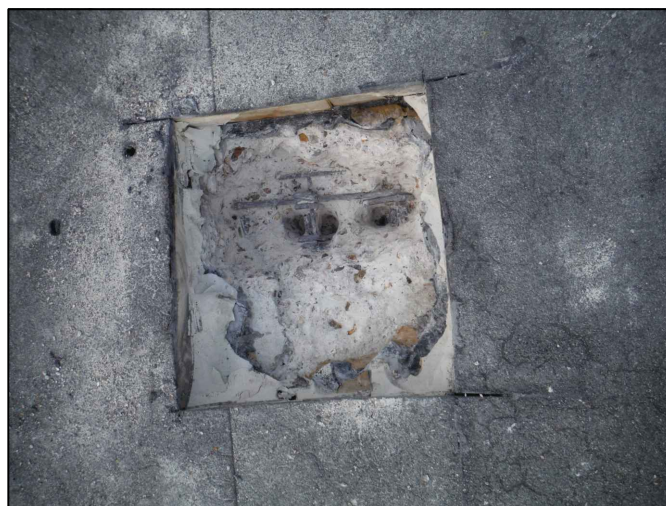
Epaisseur dalle = 19.5 cm

Portée dalle = 4.60 m

**Coupe A-A**

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)
1	TOR	10	11	3
2	RL	8	23.5	4

Photos

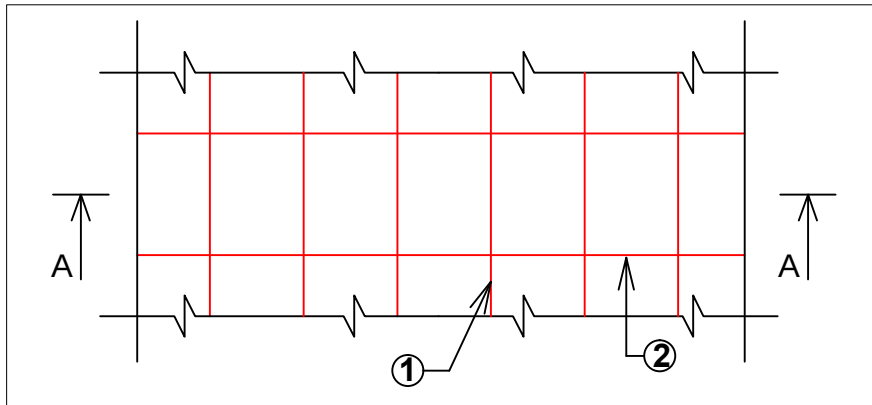
**Ferrailage en travée****Ferrailage sur appui**

Fiche de reconnaissance n°44

Sondage SPH 23.14

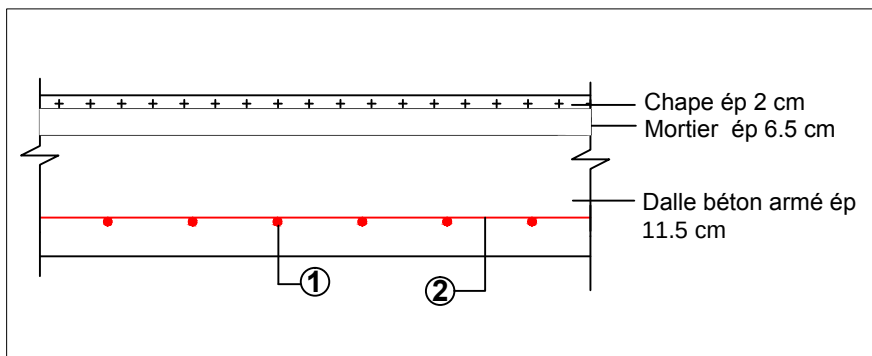
Localisation: Sous-sol

Elément sondé: Dalle

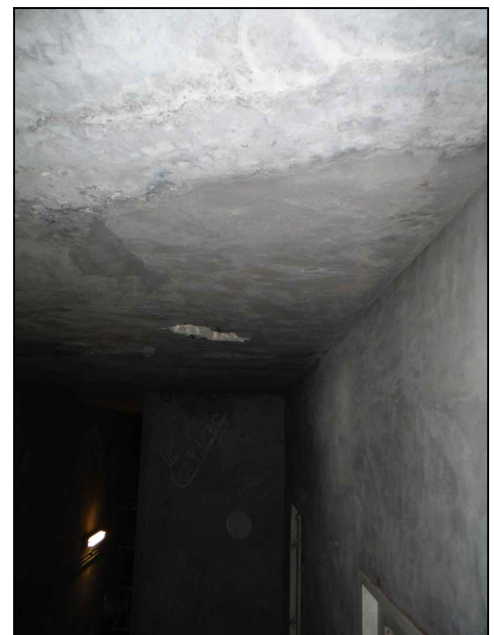
Schéma**Vue en plan**

Epaisseur dalle = 11.5 cm

Portée dalle = 3 m

**Coupe A-A**

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)
1	RL	12	14	4
2	RL	8	14	4.5

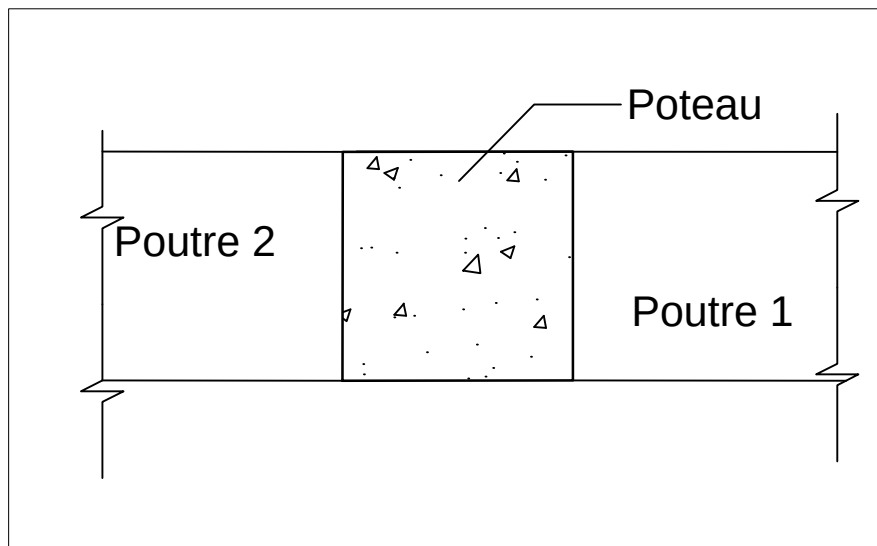
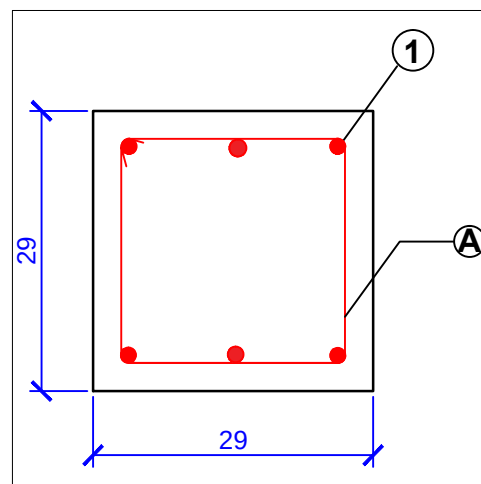
Photos**Ferrailage en travée****Vue générale**

Fiche de reconnaissance n°45

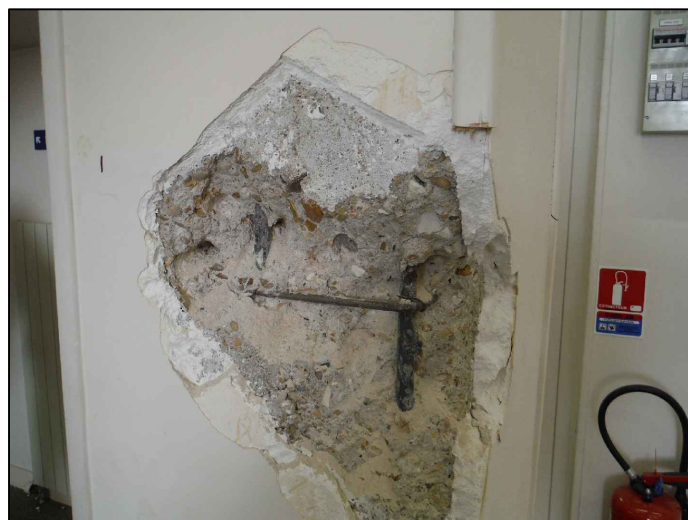
Sondage PO 23.1

Localisation: 1er étage

Eléments sondés: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerrailage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	RL	12	3.5	3.5
A	RL	6	2.9	2.9

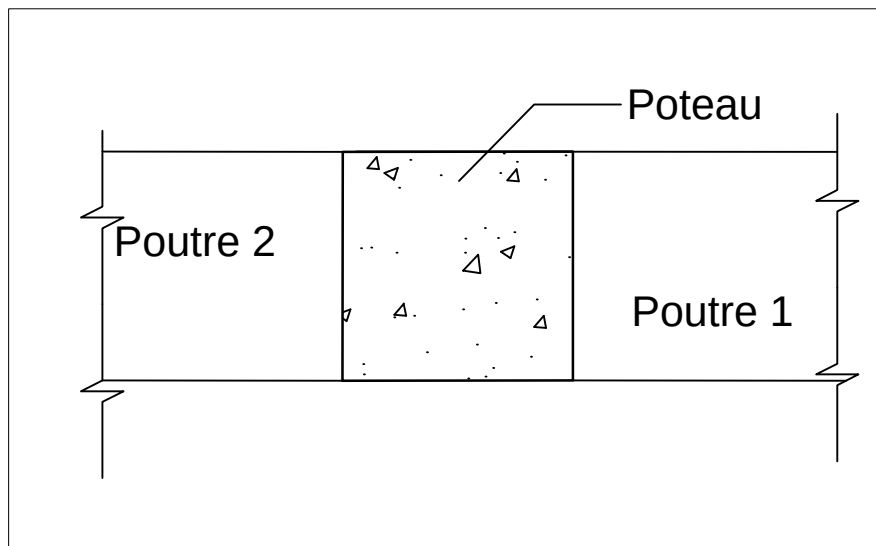
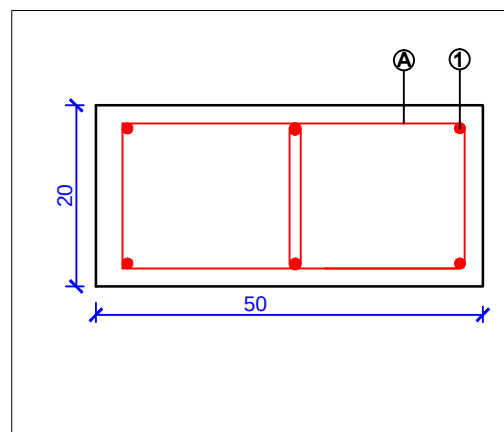
PhotosFerrailage poteauVue générale

Fiche de reconnaissance n°46

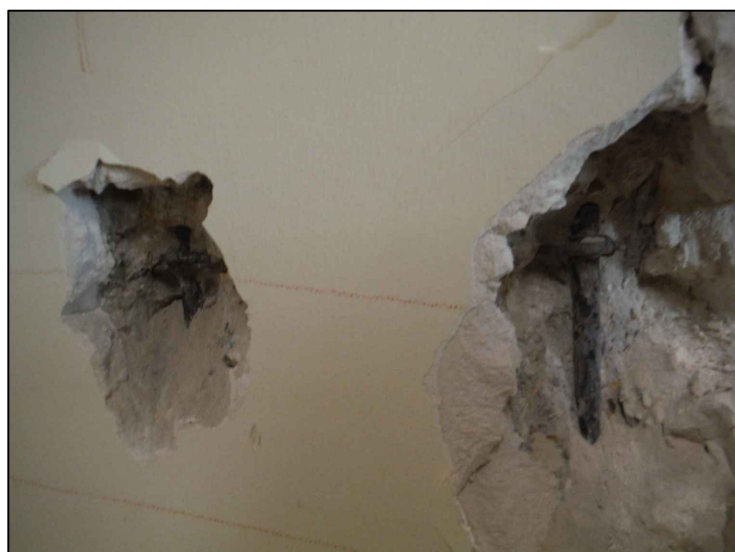
Sondage PO 23.2

Localisation: 1er étage

Eléments sondés: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerrailage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	RL	12	2.6	2.6
A	RL	6	0.6	2

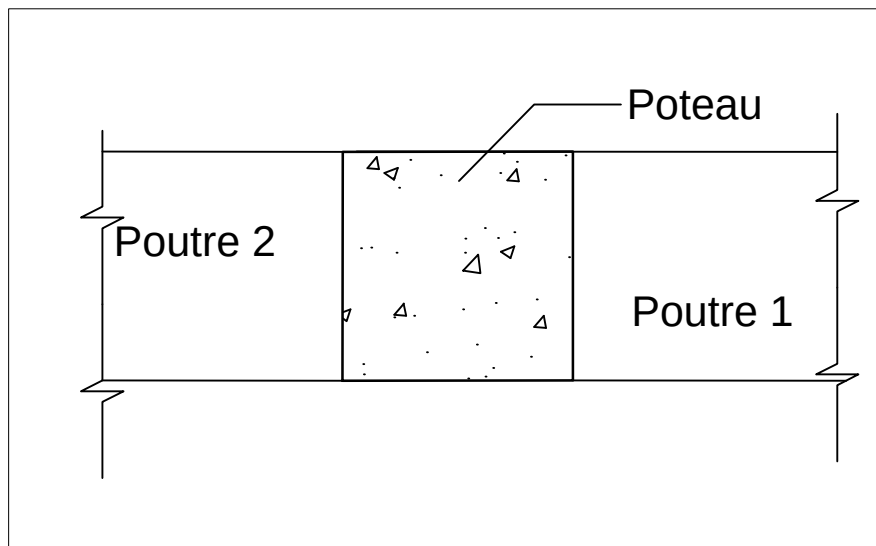
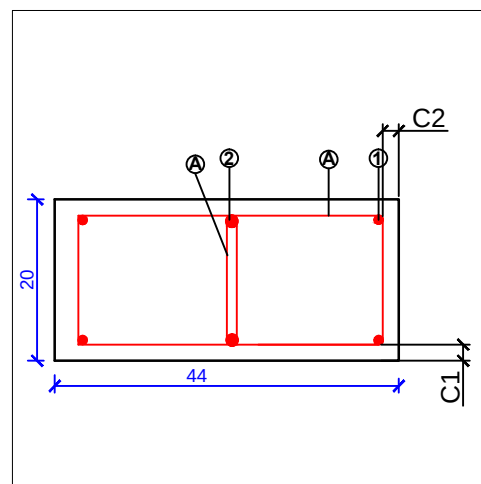
PhotosFerrailage poteauVue générale

Fiche de reconnaissance n°47

Sondage PO 23.3

Localisation: Bâtiment 23

Eléments sondés: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerrailage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	RL	10	3.6	5.6
2	RL	12	3.6	s.0
A	TOR	6	3	5
B	RL	6	s.0	5

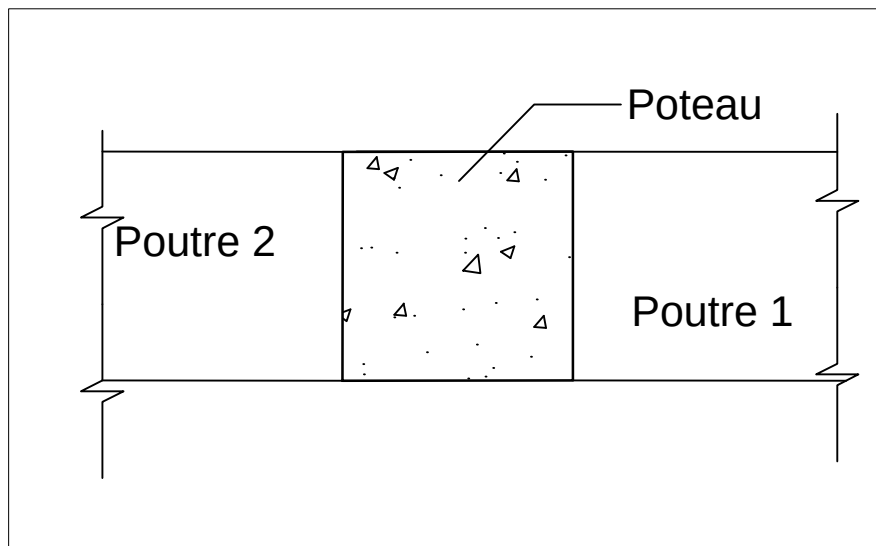
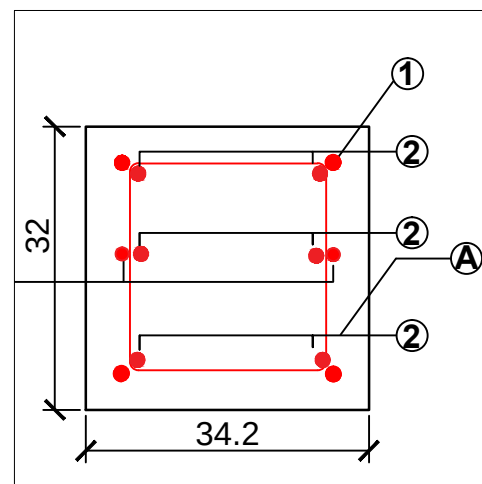
PhotosFerrailage poteauVue générale

Fiche de reconnaissance n°48

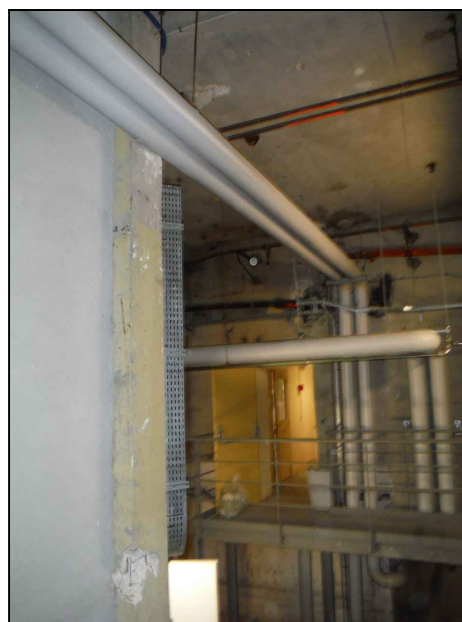
Sondage PO 23.4

Localisation: RDC

Eléments sondés: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerrailage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	12	1.6	5.5
2	TOR	10	4	5.3
3	TOR	8	s.o	2.5
A	RL	8	s.o	s.o

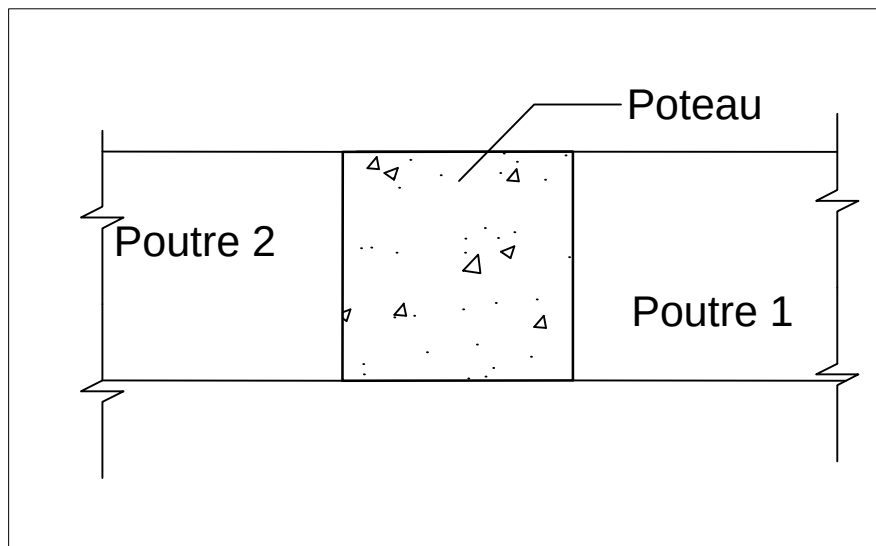
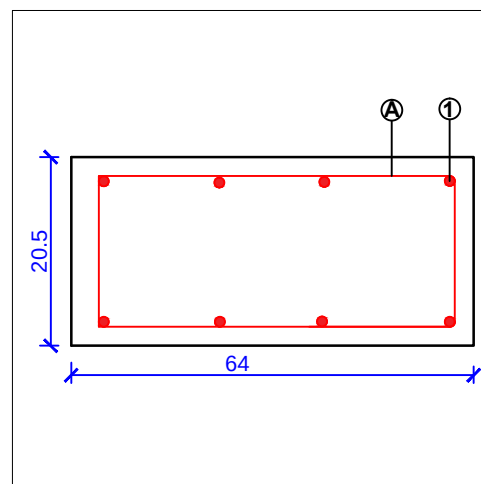
PhotosFerrailage poteauVue générale

Fiche de reconnaissance n°49

Sondage PO 23.5

Localisation: RDC

Eléments sondés: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerraillage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	RL	12	2.2	2
A	RL	6	0.6	1.5

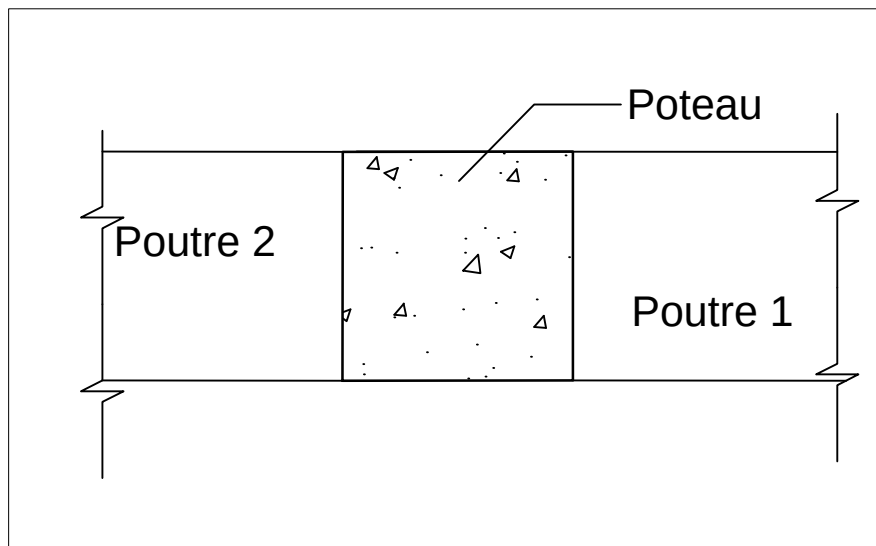
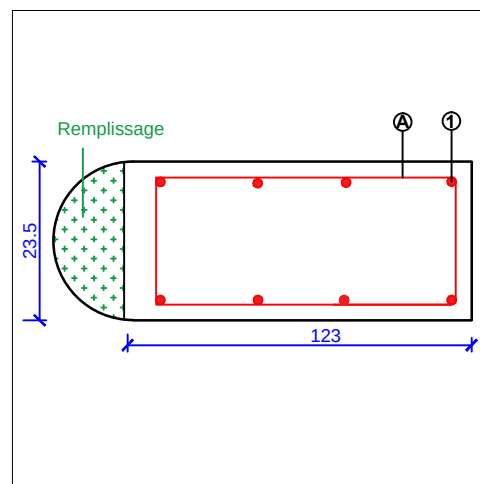
PhotosFerraillage poteauVue générale

Fiche de reconnaissance n°51

Sondage PO 23.6

Localisation: RDC

Eléments sondés: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerraillage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	RL	12	3	s.0
A	RL	6	s.0	3.5

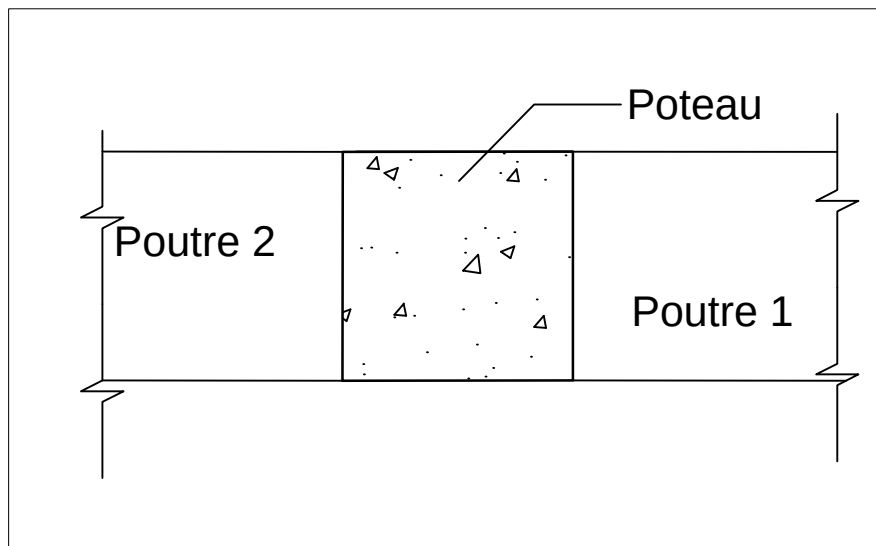
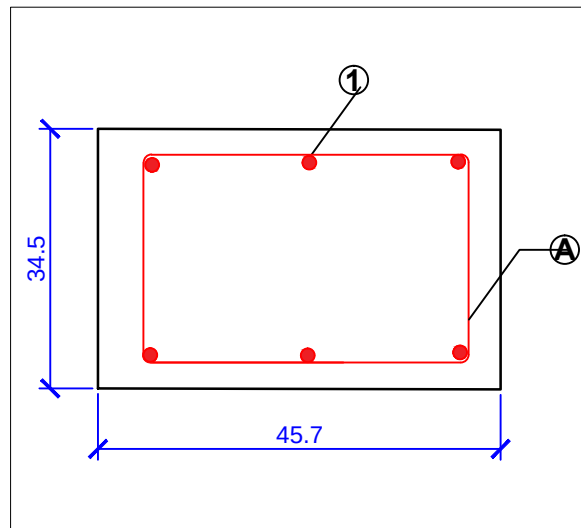
PhotosFerraillage poteauVue générale

Fiche de reconnaissance n°52

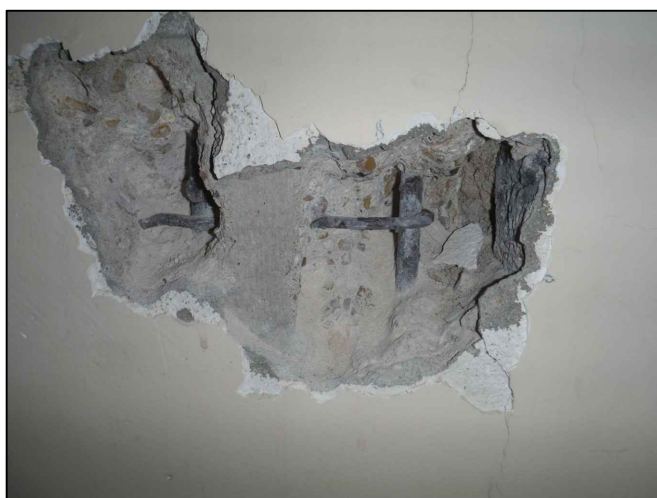
Sondage PO 23.7

Localisation: Bâtiment 23

Eléments sondés: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerrailage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	RL	12	4.5	5.5
A	RL	6	3.9	4.9

PhotosFerrailage poteauVue générale

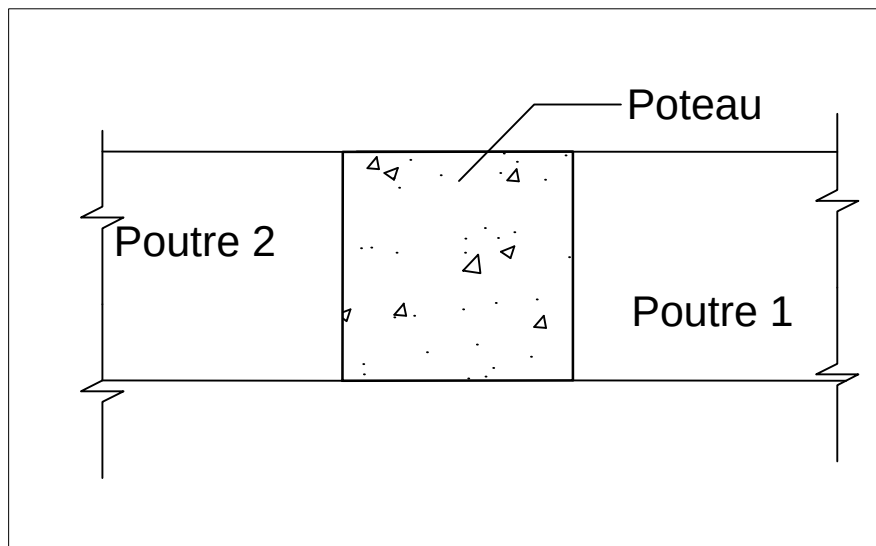
Fiche de reconnaissance n°53

Sondage PO 23.8

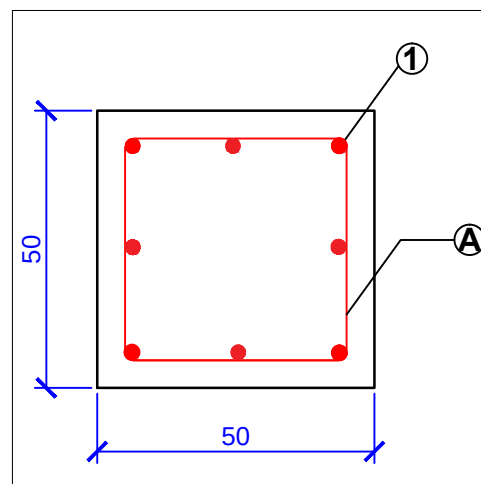
Localisation: RDC - Atelier

Eléments sondés: Poteau

Schéma



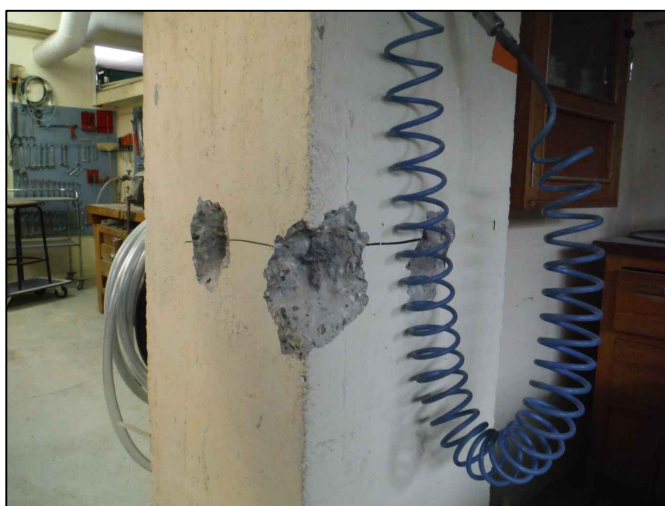
Coupe horizontale



Ferrailage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	14	5.5	5
A	RL	8	3.5	4.5

Photos

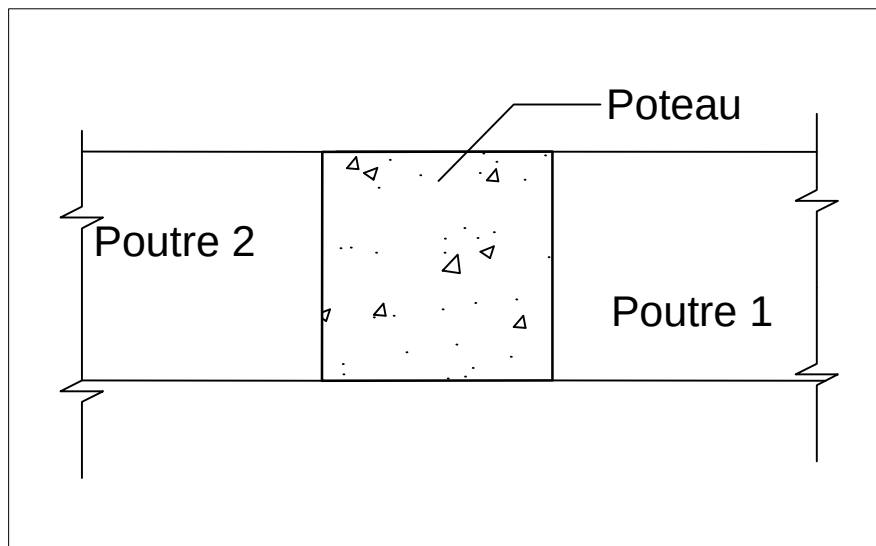
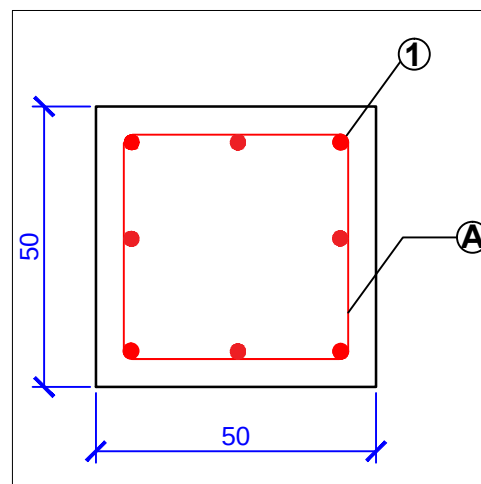
Ferrailage poteauVue générale

Fiche de reconnaissance n°54

Sondage PO 23.9/23.10

Localisation: RDC Atelier

Eléments sondés: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerraillage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	14	8	3
A	RL	8	7.2	2.2

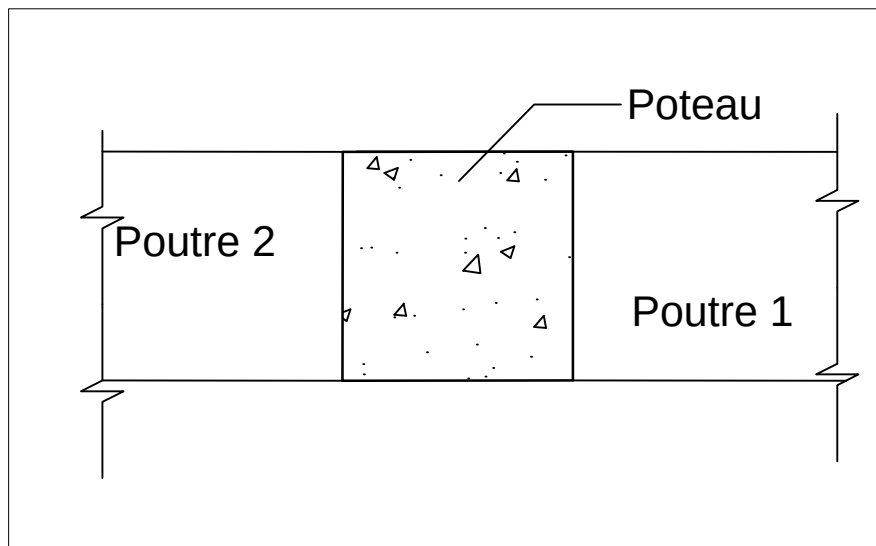
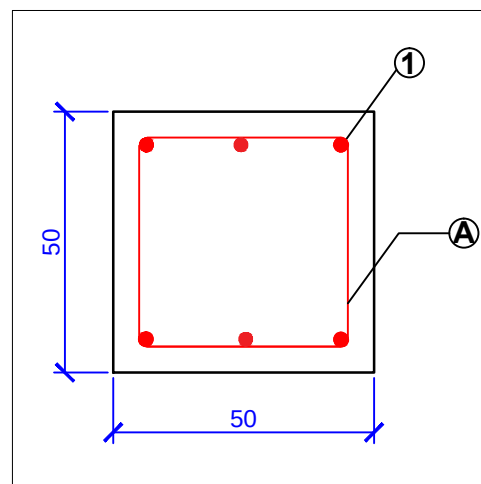
PhotosFerraillage poteauVue générale

Fiche de reconnaissance n°55

Sondage PO 23.11

Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerrailage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	RL	16	5	6.5
A	RL	8	4	5.5

PhotosFerrailage poteauVue générale

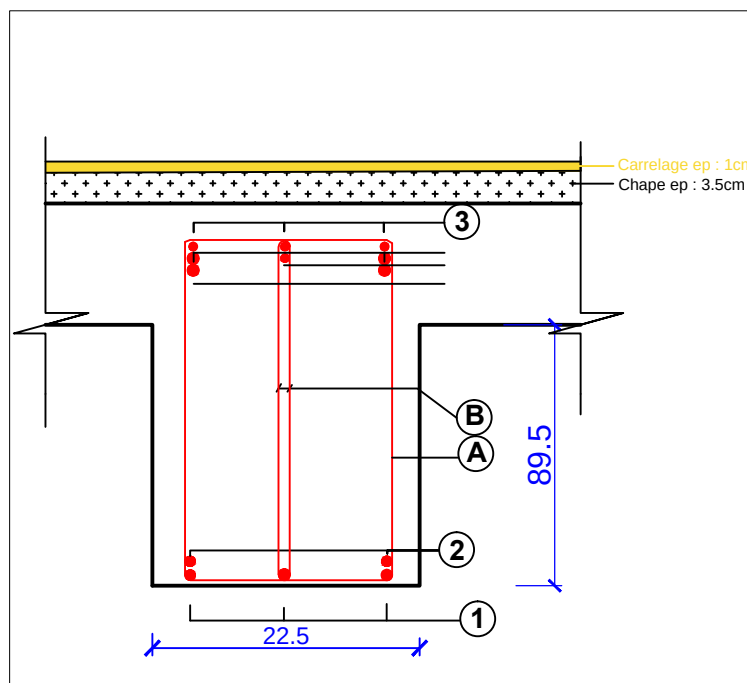
Fiche de reconnaissance n°56

Sondage SPO 24.1

Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poutre

Schéma



N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	20	s.o.	2.5	4.5	s.o.
2	TOR	22	s.o.	8	4.5	s.o.
3	TOR	16	s.o.	s.o.	s.o.	8.
4	TOR	20	s.o.	s.o.	s.o.	10
5	TOR	20	s.o.	s.o.	s.o.	12.
6	TOR	16	s.o.	1.5	2	10.5.
A	RL	8	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.
B	RL	8	s.o.	1.5	s.o.	s.o.

Nomenclature des aciers

Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 6m entre nus d'appuis

Photos



Ferraille mi-travée



Vue générale

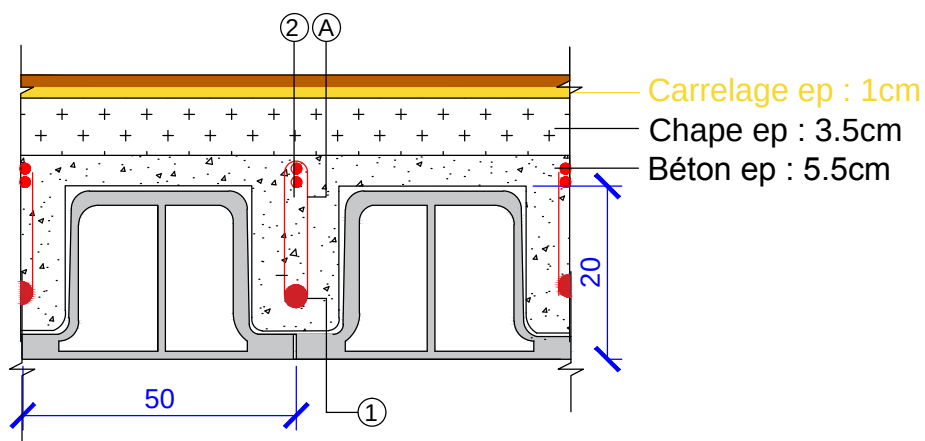
Fiche de reconnaissance n°57

Sondage SPH 24.1

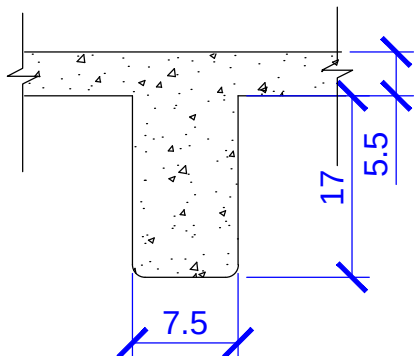
Localisation: 1er étage

Éléments sondés: Poutrelle hourdis

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	16	3	s.0
A	RL	6	3.9	s.0
2	TOR	12	s.0	4.8

Portée poutrelles = 6 m

Photos



Ferrailage sur appui



Ferrailage en travée

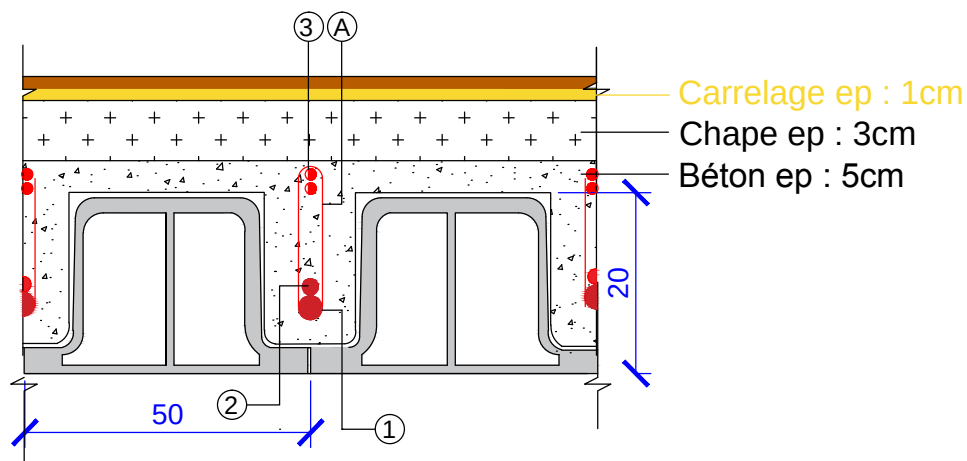
Fiche de reconnaissance n°57 bis

Sondage SPH 24.1-2

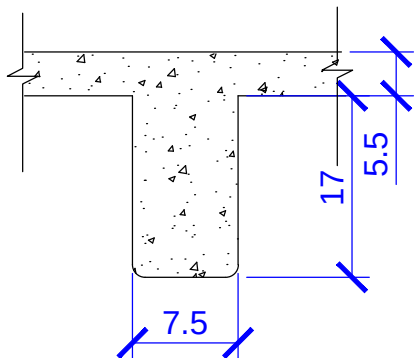
Localisation: 1er étage

Éléments sondés: Poutrelle hourdis

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	20	1	s.o
2	TOR	16	2.5	s.o
A	RL	6	0.5	s.o
3	TOR	12	s.o	1.5

Portée poutrelles = 6 m

Photos



Ferrailage sur appui

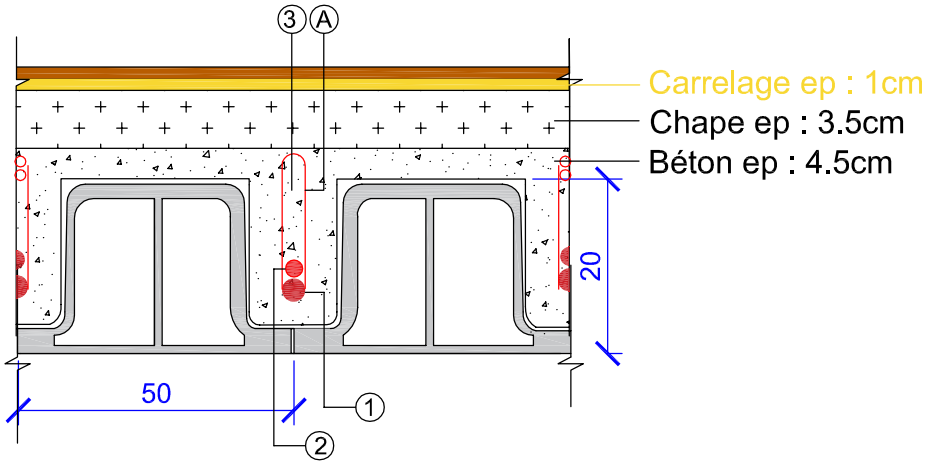


Ferrailage en travée

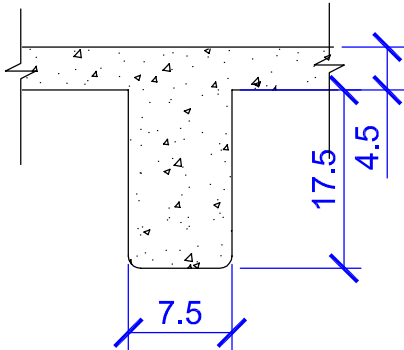


Fiche de reconnaissance n°58	Sondage SPH 24.4	Localisation: Sous-sol Eléments sondés: Poutrelle hourdis
------------------------------	------------------	--

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	16	1.2	s.o
2	TOR	14	4.6	s.o
A	RL	6	3.9	s.o
3	TOR	12	s.o	4.8

Portée poutrelles = 6 m

Photos



Ferrailage en travée



Ferrailage en travee

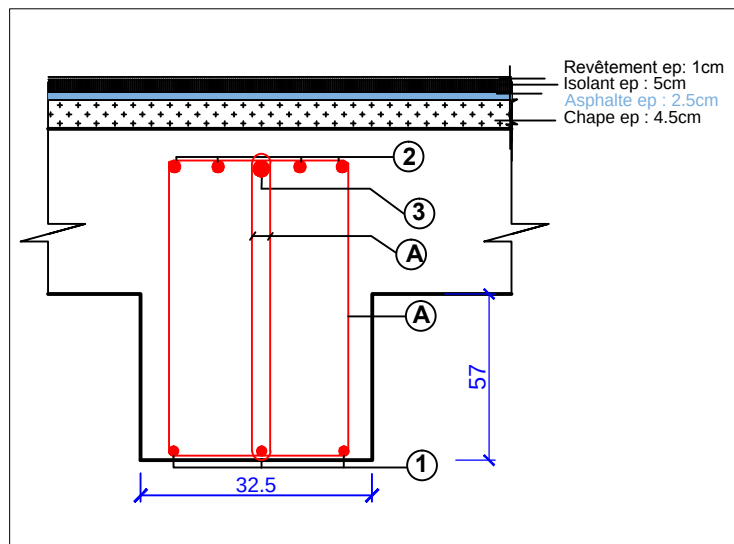
Fiche de reconnaissance n°59

Sondage SPO 26.3

Localisation: 1er étage

Eléments sondés: Poutre

Schéma



N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	14	s.o.	3.3	4	s.o.
2	TOR	16	s.o.	s.o.	s.o.	4.5
3	TOR	20	s.o.	s.o.	s.o.	5
A	RL	8	s.o.	2	3.2	2

Nomenclature des aciers

Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 5.4m entre nus d'appuis

Photos



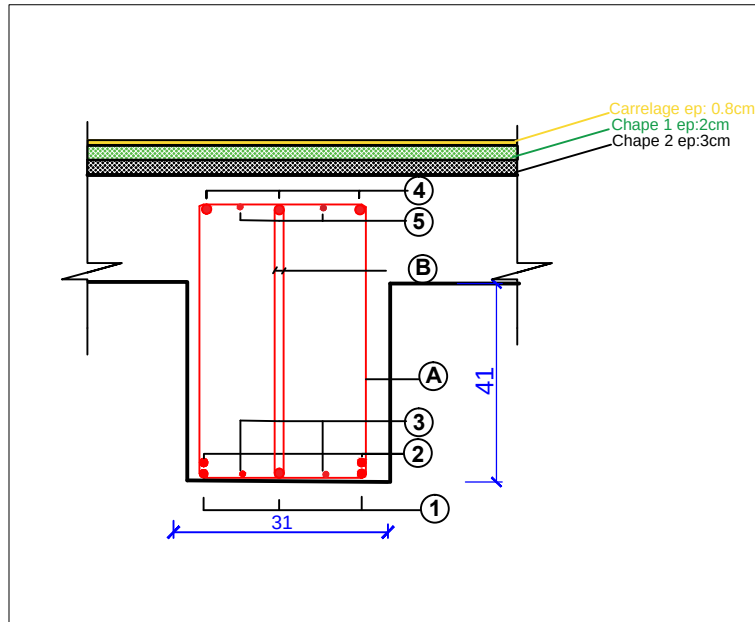
Ferrailage mi-travée



Ferrailage sur appui

Fiche de reconnaissance n°60	Sondage SPO26.7	Localisation: RDC Eléments sondés: Poutre
------------------------------	-----------------	---

Schéma



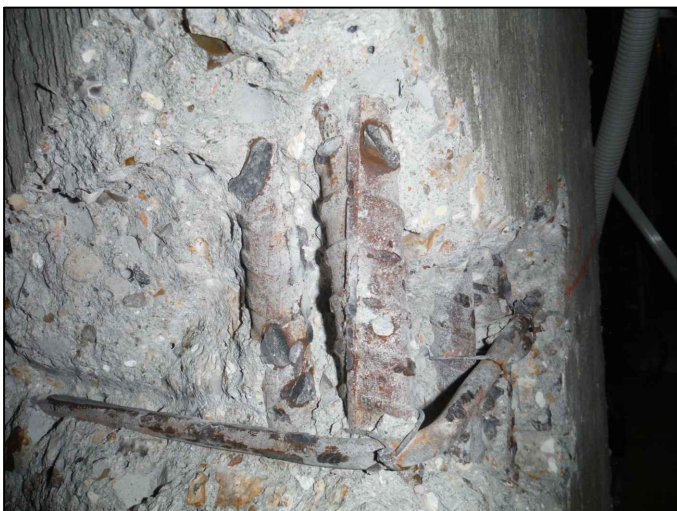
N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage c1	Enrobage c2	Enrobage c3
1	TOR	20	s.o.	1.5	3.5	s.o.
2	TOR	20	s.o.	9	3.5	s.o.
3	TOR	16	s.o.	1.5	s.o.	s.o.
4	TOR	20	s.o.	s.o.	s.o.	5.2
5	TOR	14	s.o.	s.o.	s.o.	5.2
A	RL	8	10	2.5	2.5	2.5
B	RL	8	s.o.	2.5	s.o.	3.5

Nomenclature des aciers

Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 3.2m entre nus d'appuis

Photos



Ferraillage mi-travée



Ferrailage sur appui

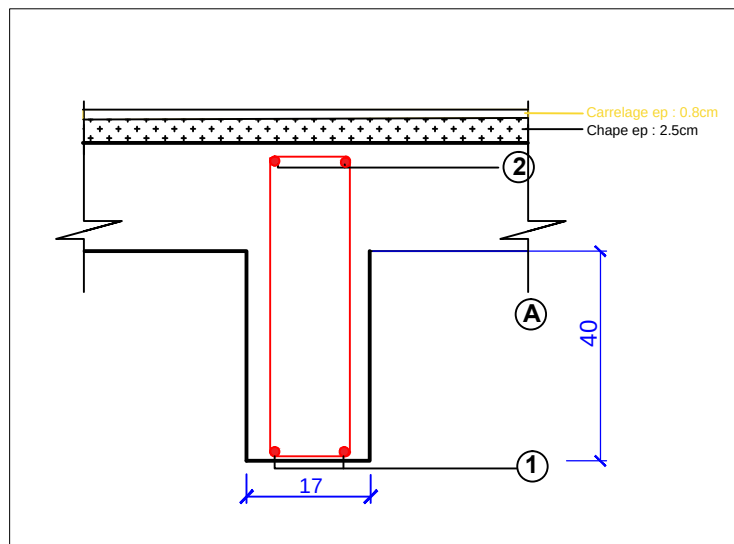
Fiche de reconnaissance n°61

Sondage SPO 26.9

Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poutre

Schéma



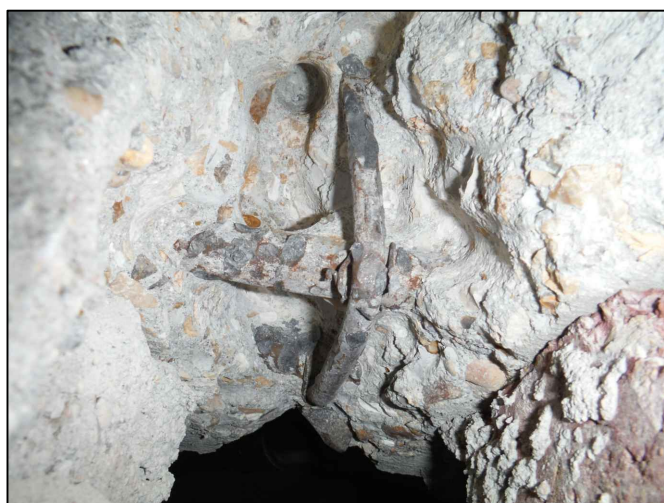
N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	16	s.o.	2.2	6.5	s.o.
2	TOR	14	s.o.	s.o.	s.o.	5
A	RL	8	s.o.	1.5	2.5	4.5

Nomenclature des aciers

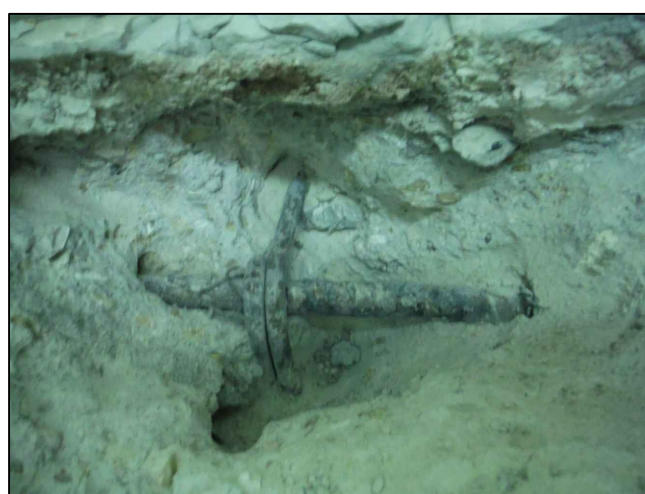
Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 3.26m entre nus d'appuis

Photos



Ferrailage mi-travée



Ferrailage sur appui

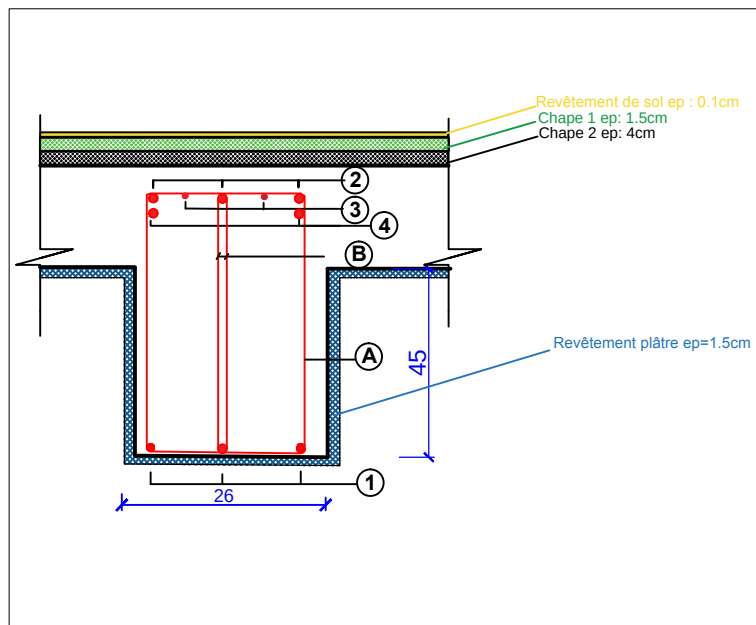
Fiche de reconnaissance n°62

Sondage SPO26.11

Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poutre

Schéma



N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage c1	Enrobage c2	Enrobage c3
1	TOR	16	s.o.	1.5	1.8	s.o.
2	TOR	20	s.o.	s.o.	s.o.	7.8
3	TOR	16	s.o.	s.o.	s.o.	7.8
4	TOR	20	s.o.	s.o.	s.o.	10.5
A	RL	8	s.o.	0.7	1	6
B	RL	8	s.o.	0.7	1	6

Nomenclature des aciers

Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 7.5m entre nus d'appuis

Photos



Ferrailage mi-travée



Ferrailage sur appui

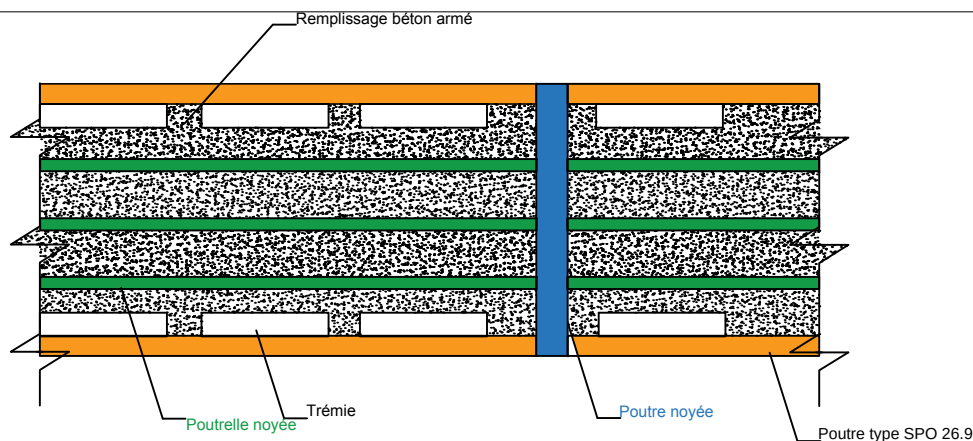
Fiche de reconnaissance n°63

Sondage Dalle 26.2

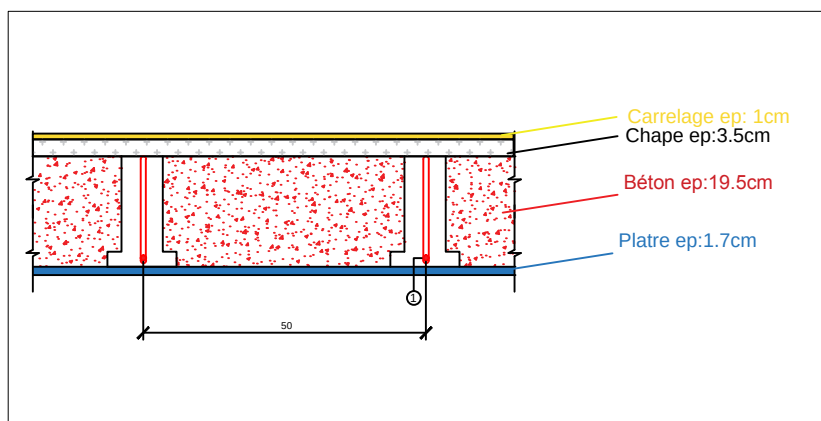
Localisation: 1er étage

Eléments sondés: Poutrelle et poutre noyées

Schéma

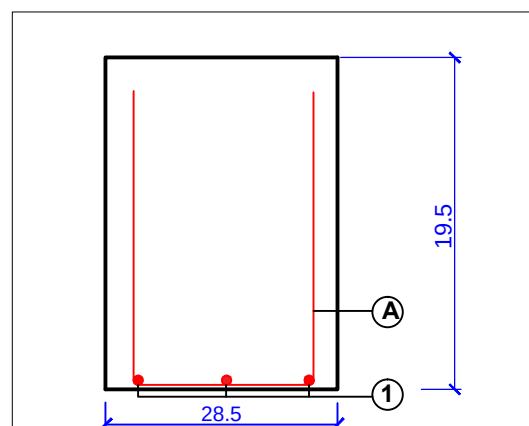


Vue en plan



Vue en coupe des poutrelles noyées

Portée poutrelle noyée= 1.42m



Vue en coupe de la poutre noyée

Portée poutre noyée= 2.54m

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	12	2	S.O

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	16	s.o.	1.5	s.o
A	RL	8	s.o.	0.5	s.o

Nomenclature des aciers de poutrelles

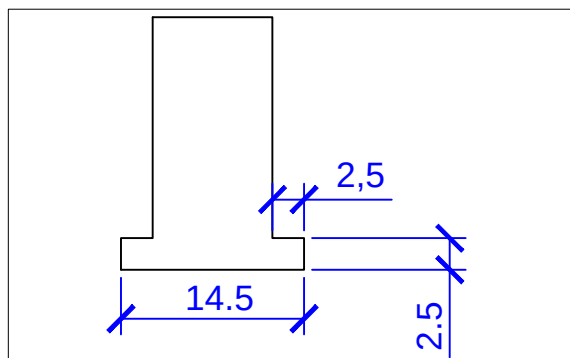
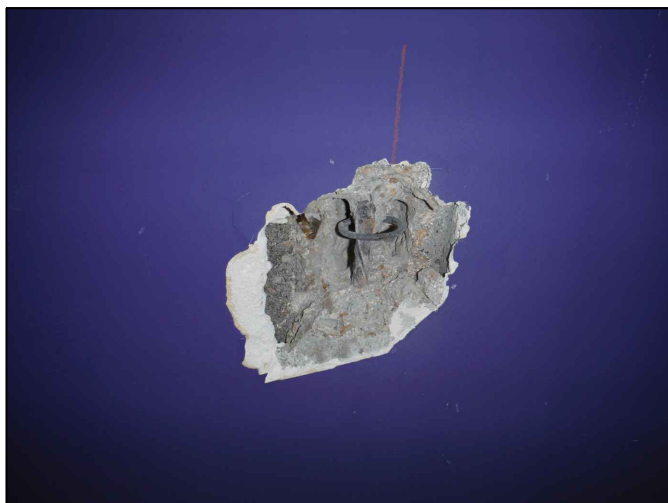
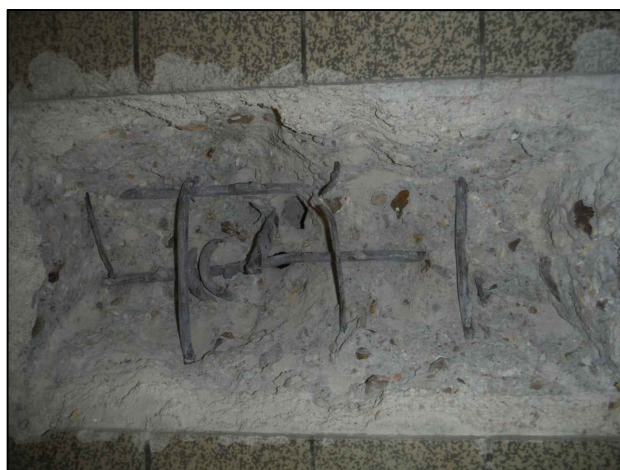
Nomenclature des aciers de poutres

Fiche de reconnaissance n°63

Sondage Dalle 26.2

Localisation: 1er étage

Eléments sondés: Poutrelle et poutre noyées

Dimensions de la poutrelle noyéePhotosFerrailage mi-travée de poutrelle noyéeFerrailage mi-travée de poutrelle noyéeFerrailage mi-travée de poutre noyéeAppui de poutrelle

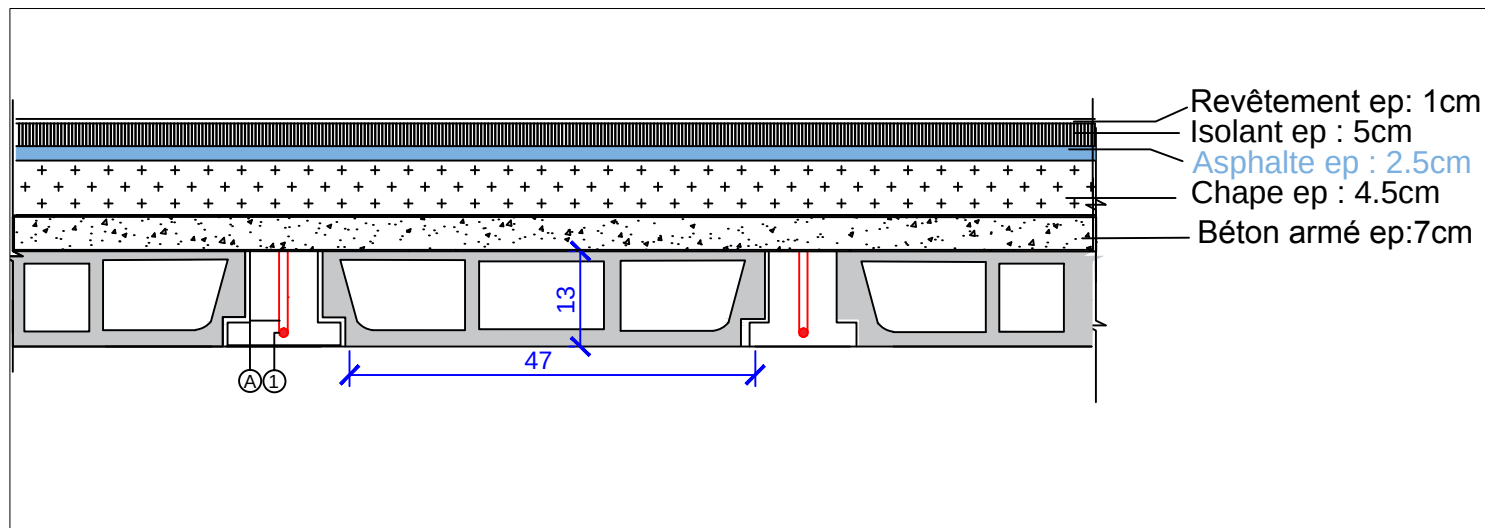
Fiche de reconnaissance n°64

Sondage Dalle 26.4

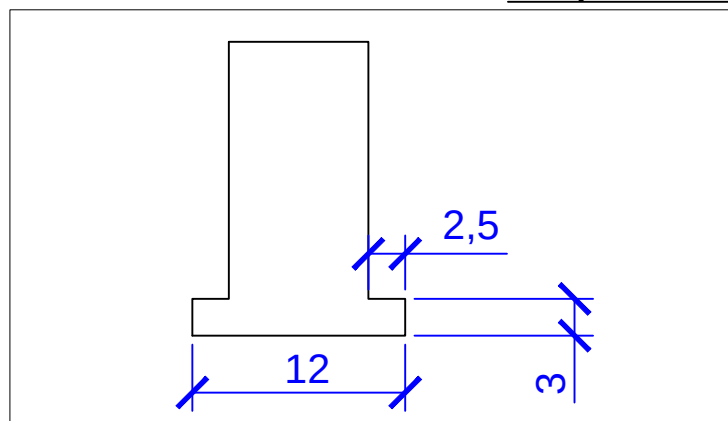
Localisation: 1er étage

Eléments sondés: Poutrelle et entrevous

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	10	1.5	s.0
A	RL	6	0.9	s.0

Portée poutrelles = 3.2 m

Photos



Ferrailage en travée



Ferrailage sur appui

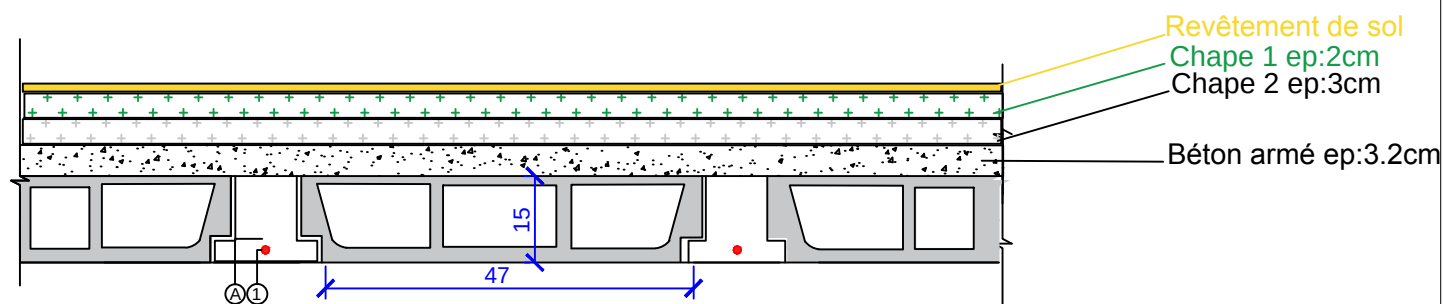
Fiche de reconnaissance n°65

Sondage Dalle 26.10

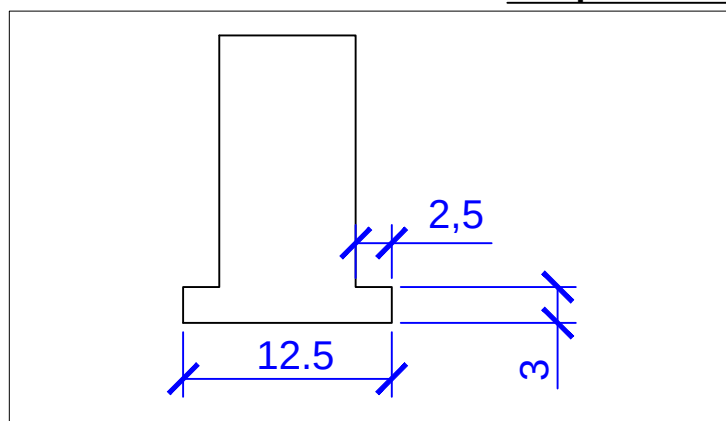
Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poutrelle et entrevous

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

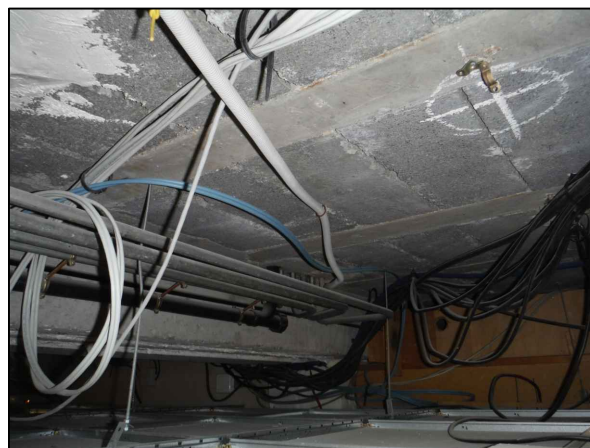
N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	14	2.5	S.O

Portée poutrelles = 3.14 m

Photos



Ferrailage en travée



Vue générale

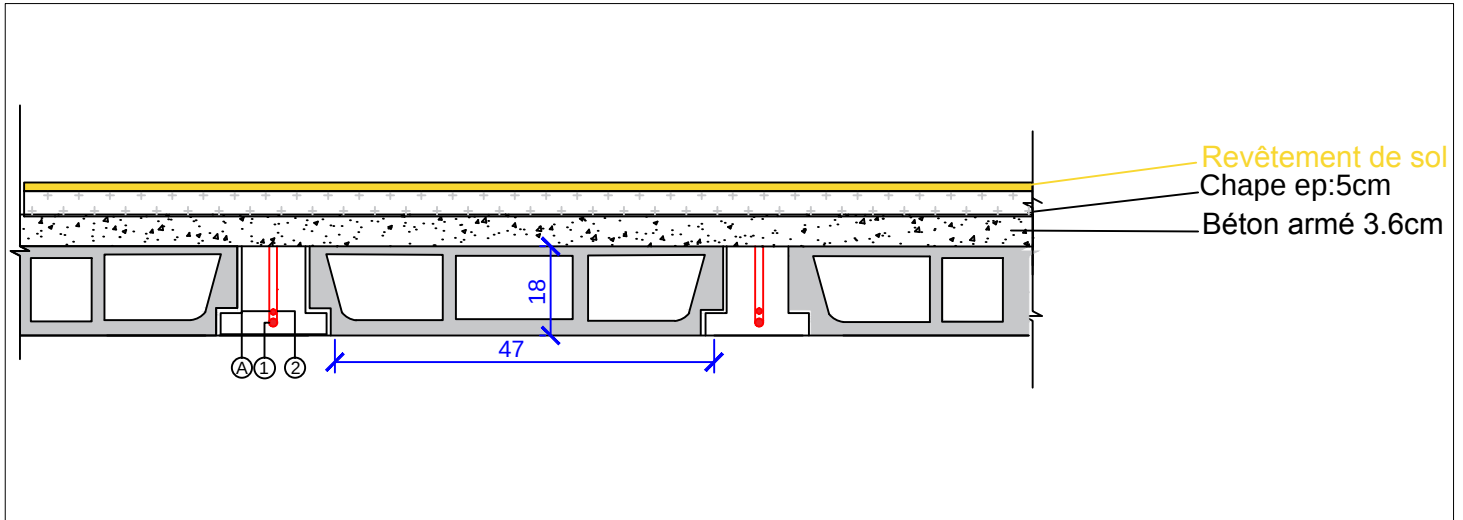
Fiche de reconnaissance n°66

Sondage Dalle 26.11

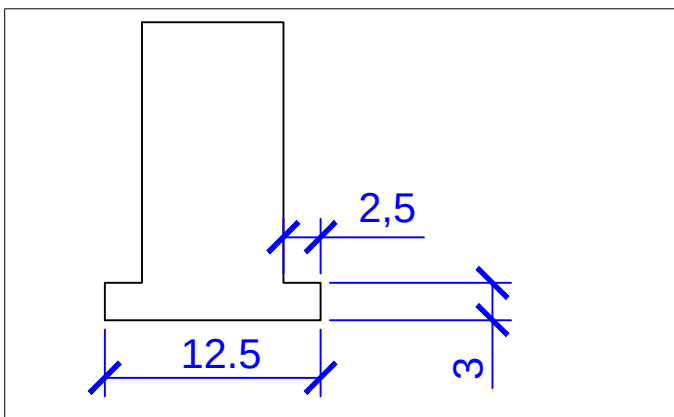
Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poutrelle et entrevous

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

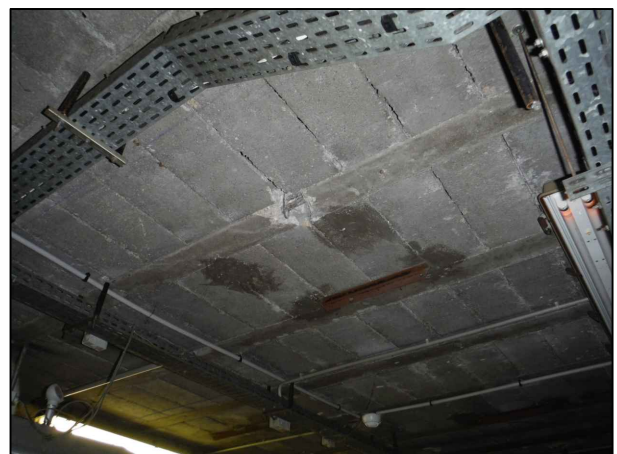
N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	20	3	s.o
2	TOR	14	6	s.o
A	RL	6	0.1	s.o

Portée poutrelles = 5.6 m

Photos



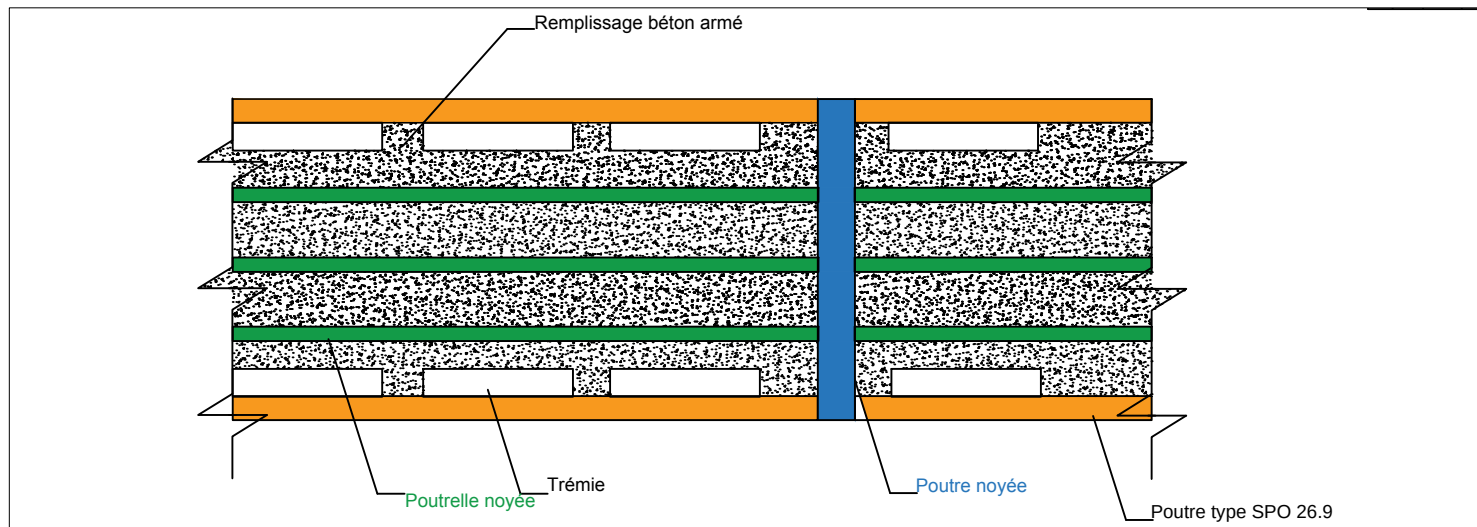
Ferrailage en travée



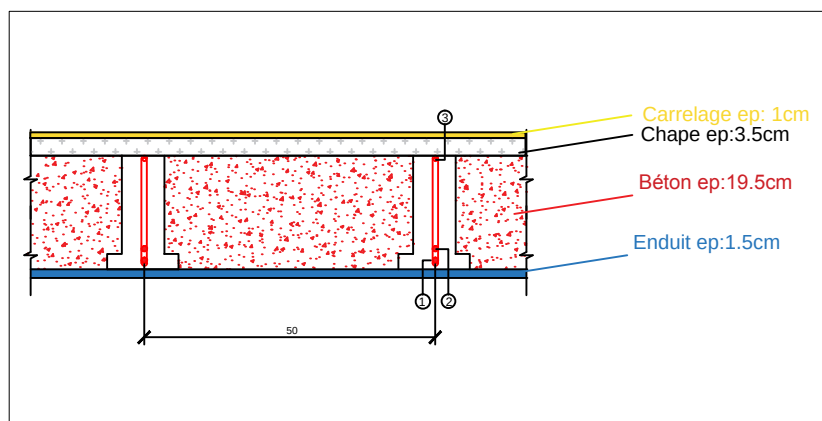
Vue générale

Fiche de reconnaissance n°67	Sondage Dalle 26.12	Localisation: Sous-sol Eléments sondés: Poutrelle et poutre noyées
------------------------------	---------------------	---

Schéma

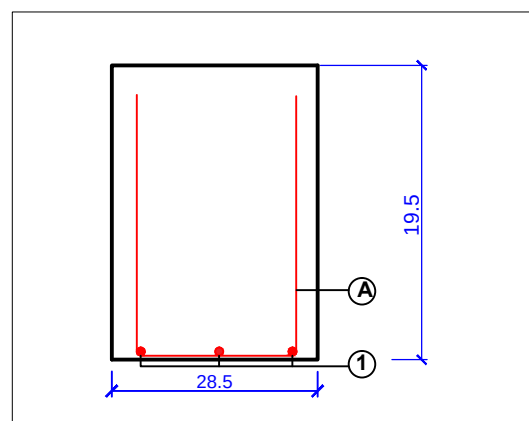


Vue en plan



Vue en coupe des poutrelles noyées

Portée poutrelle noyée= 1.42m



Vue en coupe de la poutre noyée

Portée poutre noyée= 2.54m

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	16	6	S.O
2	TOR	16	8	S.O
3	TOR	12	S.O	S.O

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	16	s.o.	1	s.o
A	RL	8	s.o.	0.1	s.o

Nomenclature des aciers de poutrelles

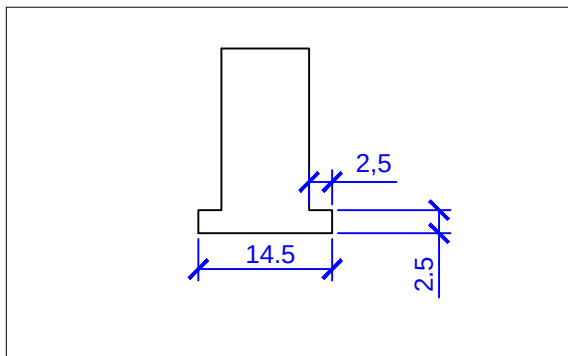
Nomenclature des aciers de poutres

Fiche de reconnaissance n°67

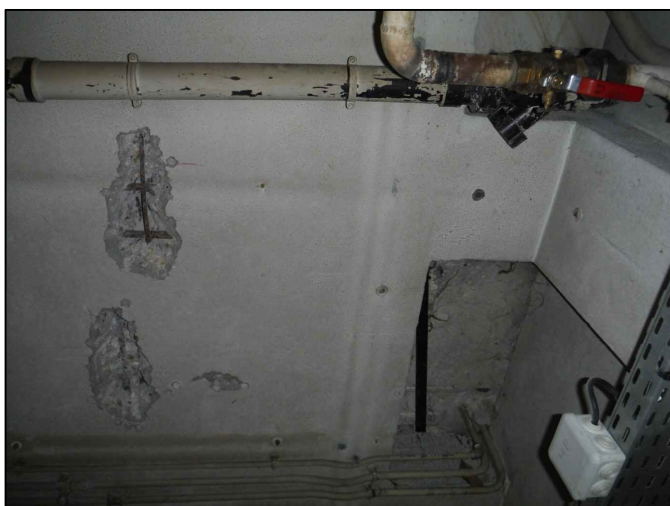
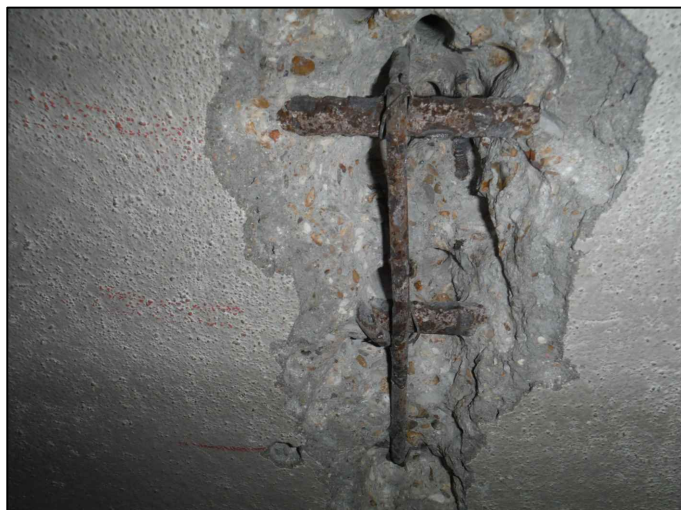
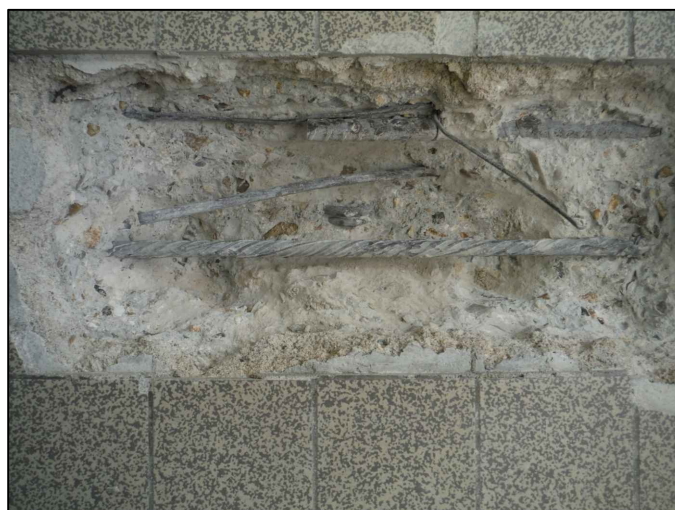
Sondage Dalle 26.12/2

Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poutrelle et poutre noyées

Dimensions de la poutrelle noyée

Photos

Vue généraleFerrailage mi-travée de poutrelle noyéeFerrailage mi-travée de poutrelle noyéeAppui de poutrelle

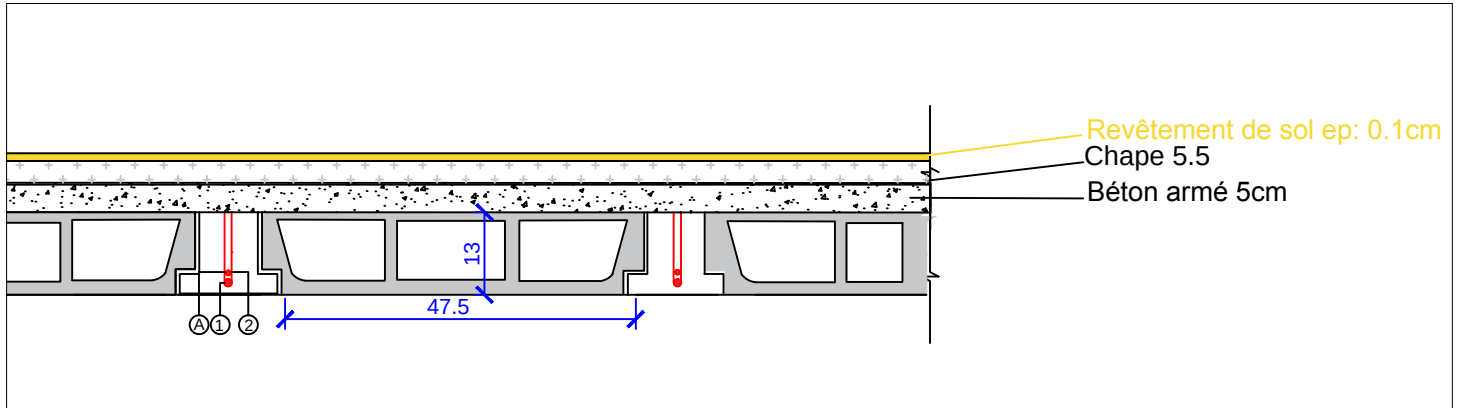
Fiche de reconnaissance n°68

Sondage Dalle 26.14

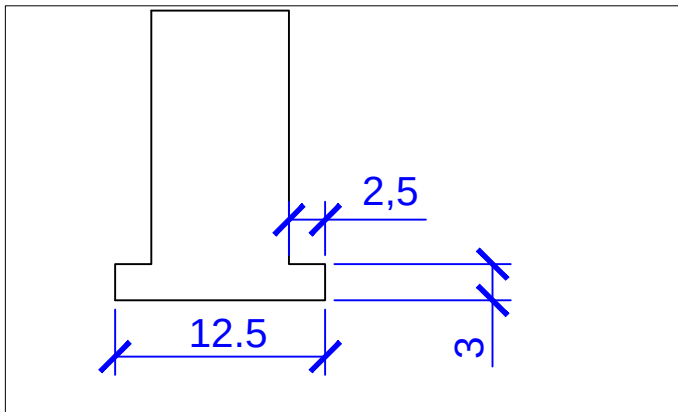
Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poutrelle et entrevous

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

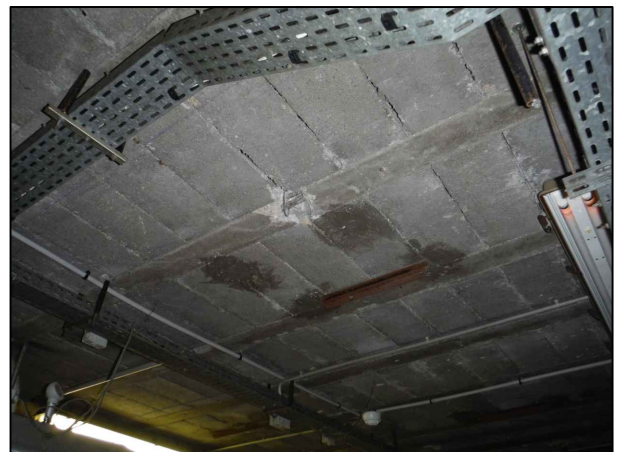
N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	16	1.5	s.o
A	RL	6	0.5	s.o

Portée poutrelles = 3.5 m

Photos



Ferrailage en travée



Vue générale

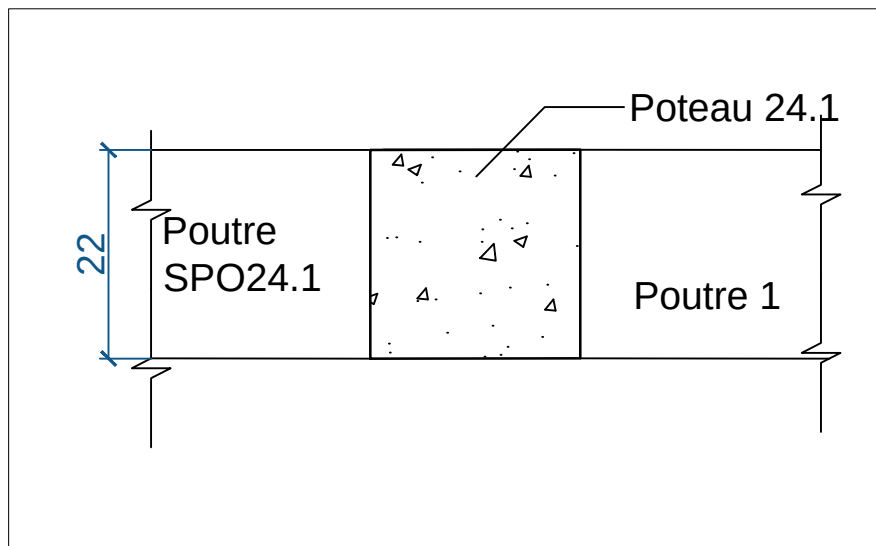
Fiche de reconnaissance n°69

Sondage PO 24.1

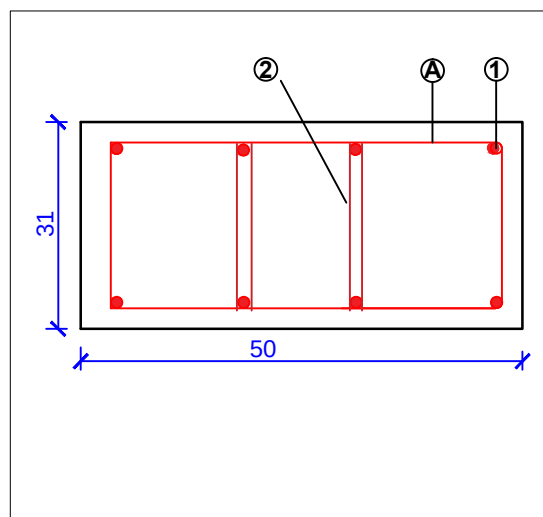
Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poteau

Schéma



Coupe horizontale



Ferrailage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	RL	12	3.6	2.2
A	RL	6	3	1.5
B	RL	6	3	s.o

Photos



Ferrailage poteau



Vue générale

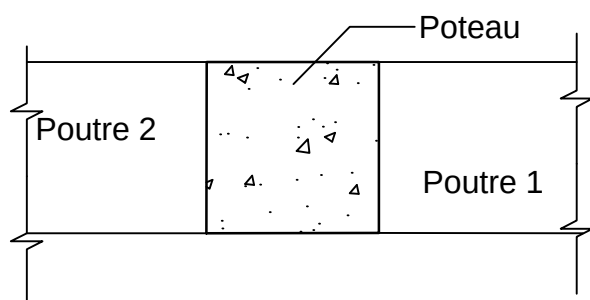
Fiche de reconnaissance n°70

Sondage PO 26.3

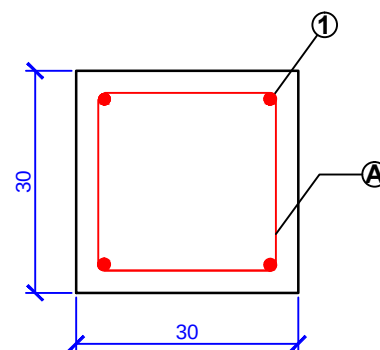
Localisation: Bâtiment 26

Eléments sondés: Poteau

Schéma



Coupe horizontale



Ferrailage

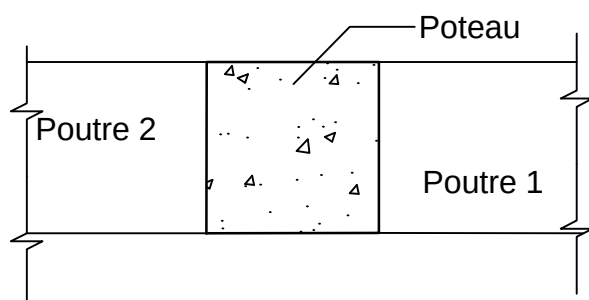
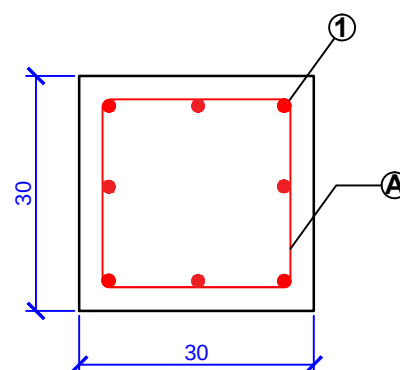
N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	12	3.5	2
A	RL	8	2.5	1.2

Fiche de reconnaissance n°71

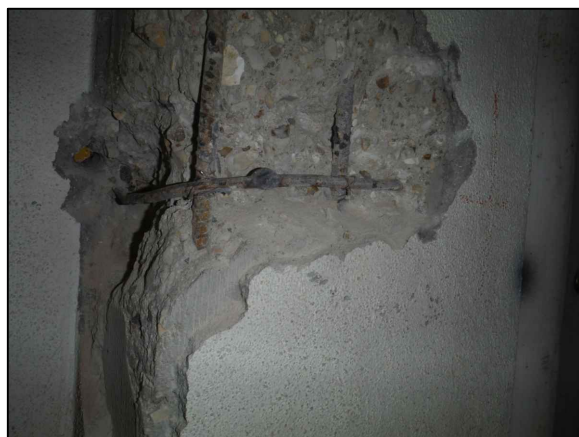
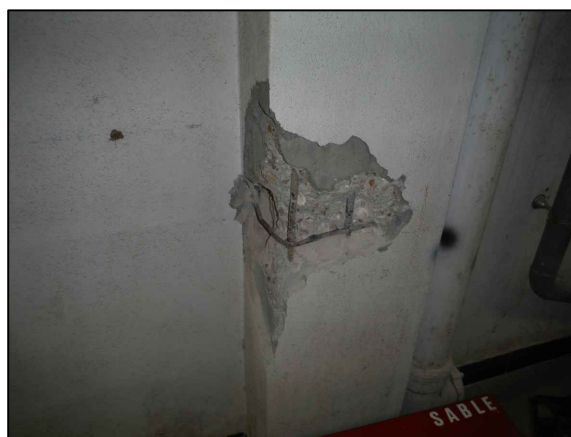
Sondage PO 26.4

Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poteau

Schéma**Coupe horizontale****Ferrailage**

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	12	3.5	2
A	RL	8	2.5	1.2

Photos**Ferrailage poteau****Vue générale**

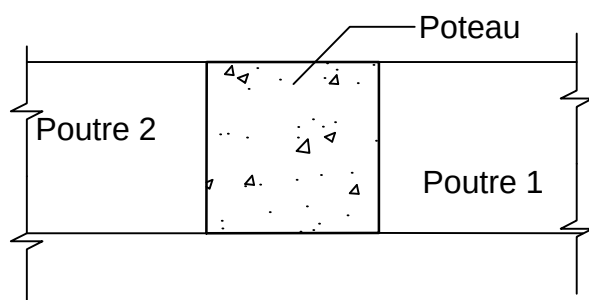
Fiche de reconnaissance n°72

Sondage PO 26.7

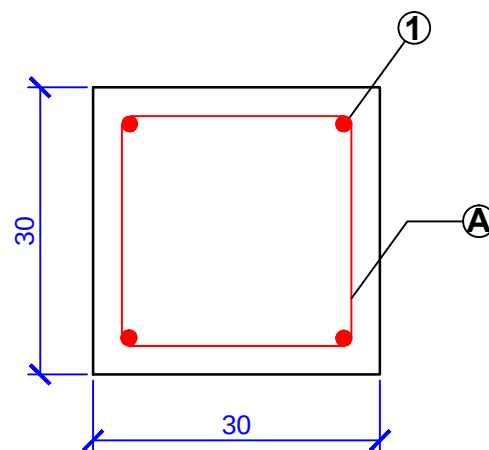
Localisation: Bâtiment 26

Eléments sondés: Poteau

Schéma



Coupe horizontale



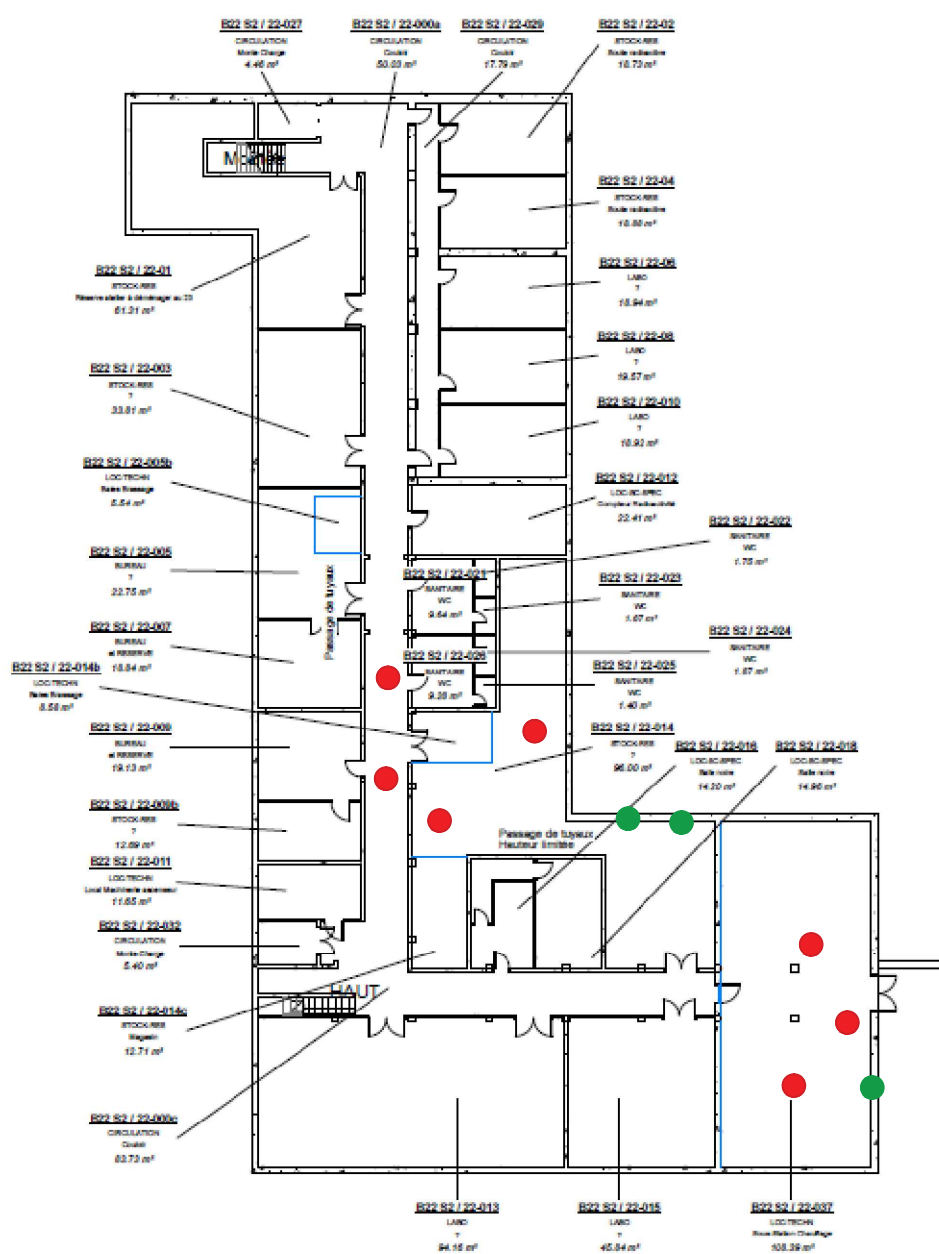
Ferrailage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	12	3.5	2
A	RL	8	2.5	1.2

Fiche d'implantation des carottages

Localisation: Bâtiment 22

Schéma



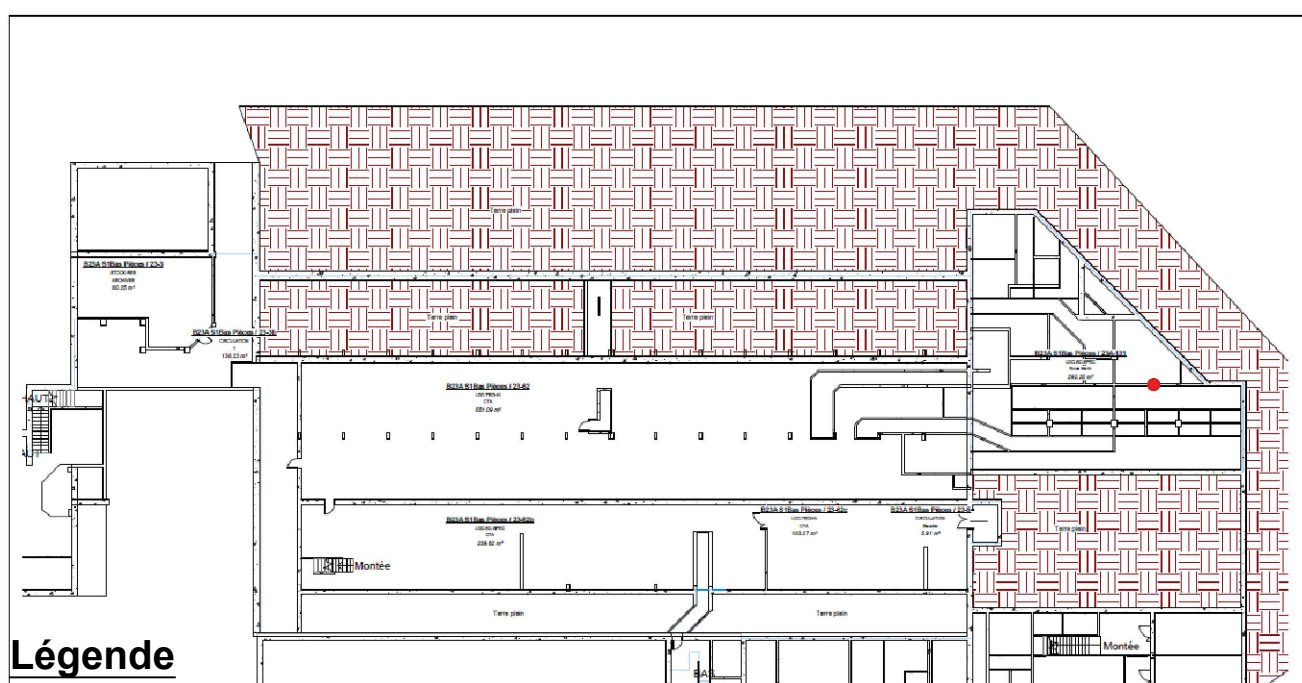
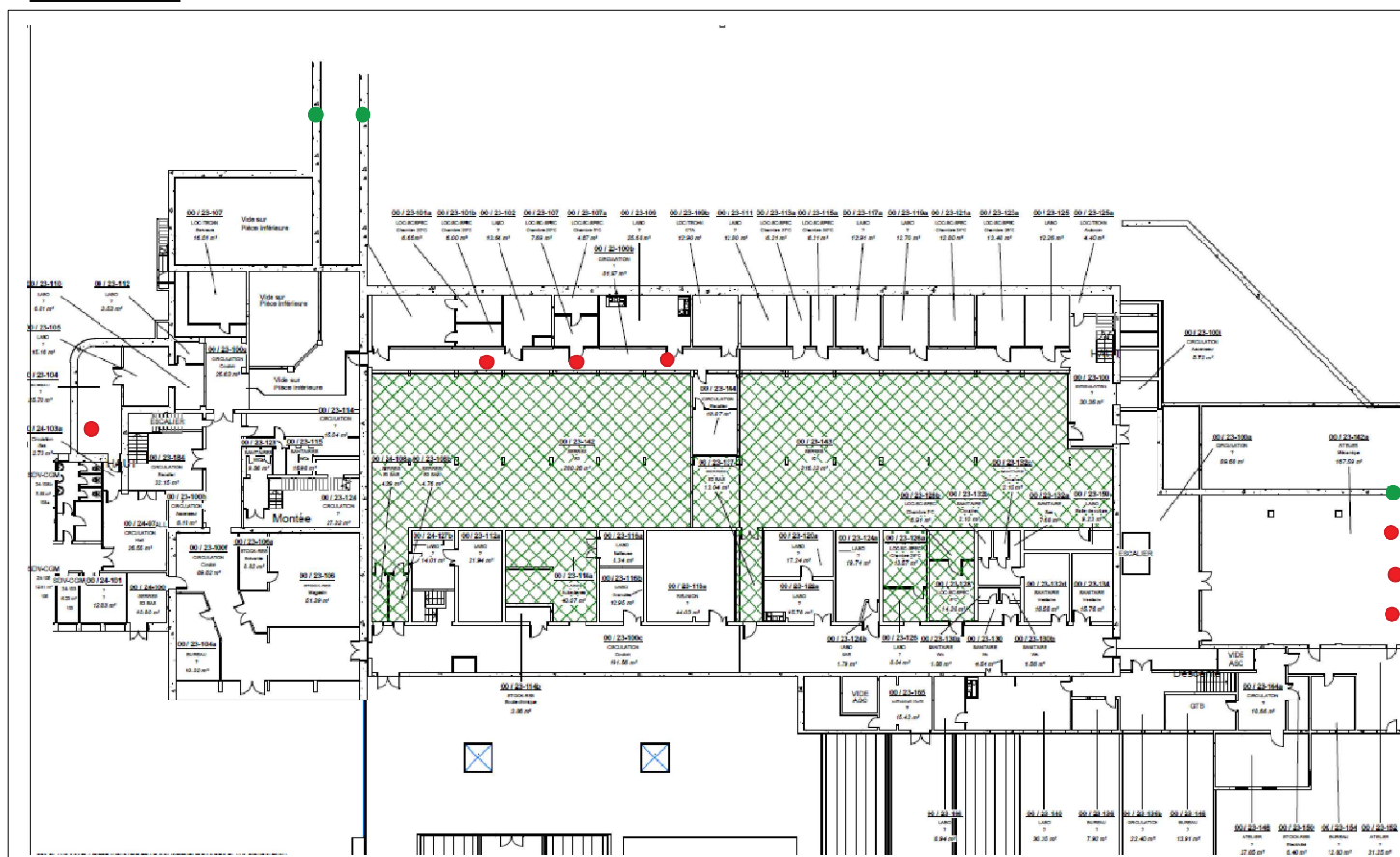
Légende

- Carottage au sol
- Carottage sur paroi verticale

Fiche d'implantation des carottages

Localisation: Bâtiment 23

Schéma



Légende

- Carottage au sol
- Carottage sur paroi verticale

LES PLANS SONT A TITRE INDICATIF DE CONSTRUCTION DES PLANS. ILS SONT EN VUE D'ENSEMBLE ET NE SONT PAS A L'ECHELLE.



DR4 - Service Patrimoine et Logistique

Bureau
Etudes et

CNRS DR4

B23A - SOUS SOL 1



Annexe 4 : Notes de calcul





Bâtiment 22 :

Vérification de Section en Flexion Simple Elément : SPO 22.1

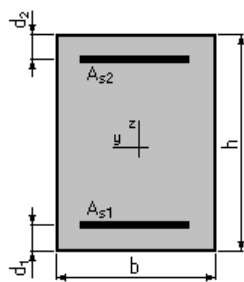
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 30.0$ (cm)

$h = 44.5$ (cm)

$d_1 = 3.0$ (cm)

$d_2 = 8.5$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 3.6$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 1.3$ (cm²)

théorique $\rho = 0.78$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.12$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 4.8$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 53.4$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	51.88	-59.25
Etat Limite de Service	45.30	-51.58
Etat Limite Ultime (Accidentel)	59.67	-68.14

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 51.88$ (kN*m) $M_{\min} = -59.25$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.25 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 36.0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.33$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 365.6$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 45.30$ (kN*m) $M_{\min} = -51.58$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.37
 Position de l'axe neutre: $y = 0.7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 35.9$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.5$ (MPa)
 Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 141.5$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 336.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 59.67$ (kN*m) $M_{\min} = -68.14$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.25 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 36.0$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.32$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 420.4$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPO 22.2

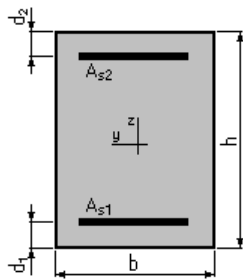
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 48.0$ (cm)

$h = 25.5$ (cm)

$d_1 = 5.5$ (cm)

$d_2 = 9.5$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 78.5$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \min} = 1.3$ (cm²)
 théorique $\rho = 11.27$ (%)
 minimum $\rho_{\min} = 0.16$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 8.0$ (cm²)
 Section maximum $A_{s \max} = 49.0$ (cm²)
 maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	121.24	-38.86
Etat Limite de Service	140.90	-34.74
Etat Limite Ultime (Accidentel)	138.68	-44.71

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 121.24$ (kN*m) $M_{\min} = -38.86$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.30 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 16.0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.15$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 348.2$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 140.90$ (kN*m) $M_{\min} = -34.74$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.82
 Position de l'axe neutre: $y = 0.4$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 15.9$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)
 Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 4.4$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 320.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\text{max}} = 138.68$ (kN*m) $M_{\text{min}} = -44.71$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.32 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 16.0$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.15$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400.4$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPO 22.3

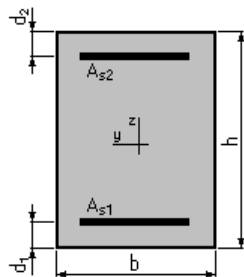
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 27.0$ (cm)

$h = 49.0$ (cm)

$d_1 = 2.5$ (cm)

$d_2 = 5.4$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 4.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 1.4$ (cm²)

théorique $\rho = 0.69$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0.12$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 4.1$ (cm²)

Moments limites:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	62.17	-59.52
Etat Limite de Service	67.83	-64.94
Etat Limite Ultime (Accidentel)	71.83	-68.81

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{max} = 62.17$ (kN*m) $M_{min} = -59.52$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.33 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 43.6$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.05$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347.8$ (MPa)

Etat ELS $M_{max} = 67.83$ (kN*m) $M_{min} = -64.94$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.40

Position de l'axe neutre: $y = 0.7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 43.5$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.7$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 159.0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)

Etat ELA **$M_{\max} = 71.83$** **(kN*m)** **$M_{\min} = -68.81$** **(kN*m)**
 Coefficient de sécurité: 2.32 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 43.6$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.04$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400.0$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPO 22.5

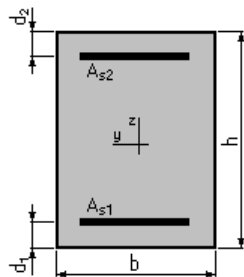
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 32.0$ (cm)

$h = 30.0$ (cm)

$d_1 = 1.5$ (cm)

$d_2 = 6.7$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 9.8$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 1.2$ (cm²)

théorique $\rho = 2.90$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.16$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 11.8$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	84.33	-77.05
Etat Limite de Service	71.67	-53.54
Etat Limite Ultime (Accidentel)	98.73	-91.14

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 84.33$ (kN*m) $M_{\min} = -77.05$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4.46 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 23.3$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.06$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347.8$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 71.67$ (kN*m) $M_{\min} = -53.54$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6.58

Position de l'axe neutre: $y = 0.5$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 23.3$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.3$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 54.2$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)

Etat ELA **$M_{\max} = 98.73$** **(kN*m)** **$M_{\min} = -91.14$** **(kN*m)**
 Coefficient de sécurité: 4.34 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 23.3$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.06$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400.0$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPO 22.6

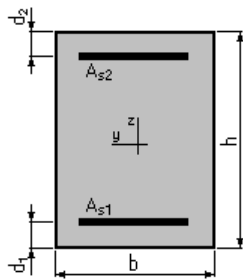
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 30.0$ (cm)

$h = 26.0$ (cm)

$d_1 = 3.6$ (cm)

$d_2 = 6.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 7.1$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 0.8$ (cm²)

théorique $\rho = 2.38$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.13$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 7.2$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 31.2$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	49.98	-44.25
Etat Limite de Service	45.07	-40.47
Etat Limite Ultime (Accidentel)	57.51	-50.92

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 49.98$ (kN*m) $M_{\min} = -44.25$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5.25 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 20.0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.34$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 365.6$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 45.07$ (kN*m) $M_{\min} = -40.47$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5.35
 Position de l'axe neutre: $y = 0.5$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 19.9$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.2$ (MPa)
 Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 56.8$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 336.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\text{max}} = 57.51$ (kN*m) $M_{\text{min}} = -50.92$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5.25 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.2$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 20.0$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.34$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 420.4$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : RPH 22.1

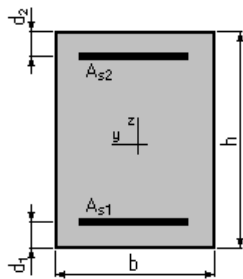
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 50.0$ (cm)

$h = 25.0$ (cm)

$d_1 = 2.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 34.4$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \min} = 1.4$ (cm²)
 théorique $\rho = 2.99$ (%)
 minimum $\rho_{\min} = 0.12$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)
 Section maximum $A_{s \max} = 50.0$ (cm²)
 maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	152.70	-0.00
Etat Limite de Service	167.53	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	172.88	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 152.70$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 0.00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.2$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 22.9$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.07$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 167.53$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 0.00
 Position de l'axe neutre: $y = 0.4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 22.9$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)
Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 320.0$ (MPa)

Etat ELA **$M_{\text{max}} = 172.88$ (kN*m)** **$M_{\text{min}} = -0.00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 0.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 0.2$ (cm)
Bras de levier: $Z = 22.9$ (cm)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.07$ (‰)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)
Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 22.1

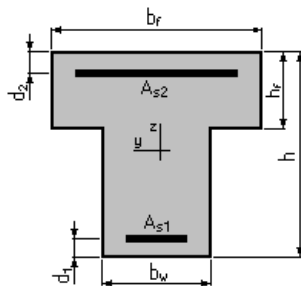
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

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

2. Section:



$$b_f = 61.5 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 9.5 \text{ (cm)}$$

$$h = 26.0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 6.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 1.0 \text{ (cm)}$$

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 6.3 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \min} = 0.4 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = \text{N/A}$

minimum $\rho_{\min} = 0.20 \text{ (\%)}$

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	45.28	-0.00
Etat Limite de Service	49.78	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	52.49	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 45.28$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 21.0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:



Etat ELS $M_{\max} = 49.78$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 20.9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA $M_{\max} = 52.49$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 21.0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 22.3

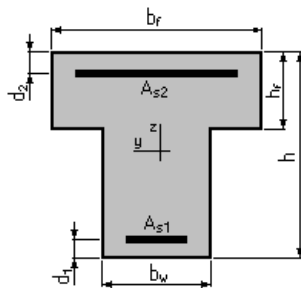
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$$b_f = 61.5 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 9.5 \text{ (cm)}$$

$$h = 24.0 \text{ (cm)}$$

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

$$d_1 = 5.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.0 \text{ (cm)}$$

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 4.9$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 0.2$ (cm²)

théorique $\rho = 2.79$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.13$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 17.4$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	29.72	-0.00
Etat Limite de Service	26.25	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	34.18	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 29.72$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 18.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.07$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 26.25$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 18.4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 320.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 34.18$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 18.5$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.07$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 22.4

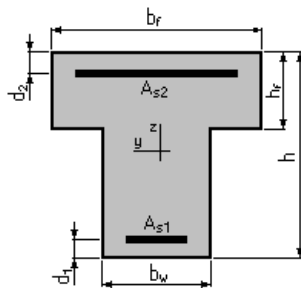
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$$b_f = 59.5 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 7.5 \text{ (cm)}$$

$$h = 16.0 \text{ (cm)}$$

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

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 1.9 \text{ (cm)}$$

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 0.8$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 0.1$ (cm²)

théorique $\rho = 0.78$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.12$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 13.1$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	3.80	-0.00
Etat Limite de Service	3.37	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	4.37	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 3.80$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.10 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 13.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.08$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 3.37 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 0.10

Position de l'axe neutre: $y = 0.3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 13.4 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 336.0 \text{ (MPa)}$

Etat ELA $M_{\max} = 4.37 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 0.10 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.1 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 13.5 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.08 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 22.6

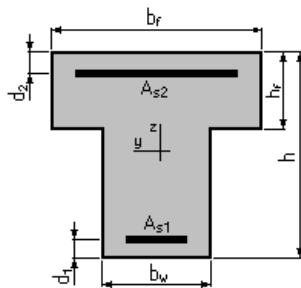
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$$b_f = 61.5 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 9.5 \text{ (cm)}$$

$$h = 25.0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 9.8$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 0.2$ (cm²)

théorique $\rho = 5.29$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.13$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 19.9$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	62.29	-0.00
Etat Limite de Service	56.56	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	71.67	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 62.29$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 19.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.07$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 56.56$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 19.4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 336.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 71.67$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 19.5$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.07$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 22.7

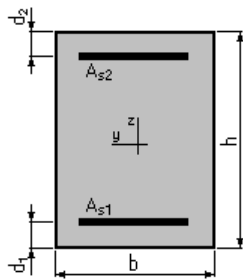
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 14.5$ (cm)

$h = 21.5$ (cm)

$d_1 = 2.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 2.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 0.3$ (cm²)

théorique $\rho = 0.71$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.12$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 12.5$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	12.91	-0.00
Etat Limite de Service	11.33	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	14.85	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 12.91$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.03 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 19.4$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.14$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 11.33$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.03

Position de l'axe neutre: $y = 0.7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 19.3 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 336.0 \text{ (MPa)}$

Etat ELA **$M_{\text{max}} = 14.85 \text{ (kN*m)}$** **$M_{\text{min}} = -0.00 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 0.03 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 0.3 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 19.4 \text{ (cm)}$
Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.14 \text{ (‰)}$
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00 \text{ (‰)}$
Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 22.8

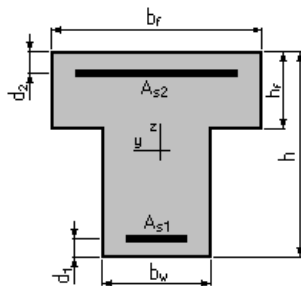
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

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

2. Section:



$$b_f = 61.5 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 9.5 \text{ (cm)}$$

$$h = 26.0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 6.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 3.8 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 1.0 \text{ (cm)}$$

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 6.3$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 0.4$ (cm²)

théorique $\rho = 2.98$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.18$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	47.90	-0.00
Etat Limite de Service	52.64	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	55.49	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 47.90$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 22.2$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:



Etat ELS $M_{\max} = 52.64$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 22.1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA $M_{\max} = 55.49$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 22.2$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 22.9

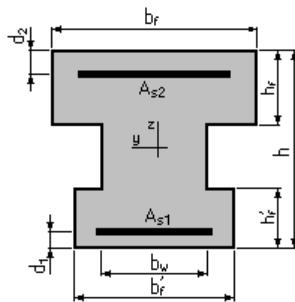
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

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

2. Section:



$b_f = 59.5$ (cm)

$b_f' = 12.5$ (cm)

$b_w = 7.5$ (cm)

$h = 18.0$ (cm)

$h_f = 6.0$ (cm)

$h_f' = 3.0$ (cm)

$d_1 = 3.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 0.8$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 0.3$ (cm²)

théorique $\rho = 0.71$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.27$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	4.13	-0.00
Etat Limite de Service	4.56	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	4.75	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 4.13$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.08 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 15.0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 4.56$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.09

Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 14.9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA $M_{\max} = 4.75$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.08 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 15.0$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification d'une Section Comprimée

Elément : PO22.1

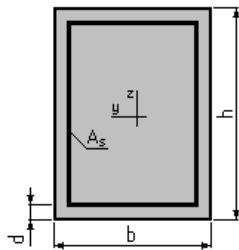
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 30.0$ (cm)

$h = 39.5$ (cm)

$d = 4.2$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 12.6$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 2.4$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 47.4$ (cm ²)
théorique	$\rho = 1.06$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.20$ (%)
maximum	$\rho_{\max} = 4.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 1185.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 1050.0$	(cm ²)
Long flambement	$I_{fy} = 2.8$	(m)	Long flambement	$I_{fz} = 2.8$	(m)
Inertie	$I_y = 154074.7$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 88875.0$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 11.4$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 8.7$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 24.6$		Elancement	$\lambda_z = 32.3$	
	$\alpha = 0.73$		N_u (béton seul)	$= 1411.83$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 21.3 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 25.0$ (MPa)

Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	1744.89
Etat Limite de S ervice	3055.14
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	2012.05

Vérification d'une Section Comprimée

Elément : PO22.2

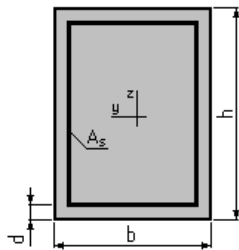
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 26.5$ (cm)

$h = 30.5$ (cm)

$d = 2.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 6.2$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 1.6$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 32.3$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.76$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.20$ (%)
maximum	$\rho_{\max} = 4.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 808.3$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 698.3$	(cm ²)
Long flambement	$I_{fy} = 2.8$	(m)	Long flambement	$I_{fz} = 2.8$	(m)
Inertie	$I_y = 62656.2$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 47299.5$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 8.8$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 7.6$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 31.8$		Elancement	$\lambda_z = 36.6$	
	$\alpha = 0.70$		N_u (béton seul)	$= 901.84$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 21.3 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 25.0$ (MPa)

Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	1058.75
Etat Limite de S ervice	1982.73
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	1221.03

Vérification d'une Section Comprimée

Elément : PO22.4

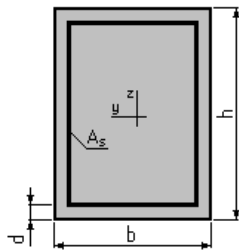
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 26.0$ (cm)

$h = 26.0$ (cm)

$d = 7.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 4.5$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 1.4$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 27.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.67$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.20$ (%)
maximum	$\rho_{\max} = 4.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 676.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 576.0$	(cm ²)
Long flambement	$I_{fy} = 3.0$	(m)	Long flambement	$I_{fz} = 3.0$	(m)
Inertie	$I_y = 38081.3$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 38081.3$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 7.5$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 7.5$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 40.0$		Elancement	$\lambda_z = 40.0$	
	$\alpha = 0.67$		N_u (béton seul)	$= 719.10$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 21.3 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 25.0$ (MPa)

Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	830.39
Etat Limite de S ervice	1631.75
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	957.71

Vérification d'une Section Comprimée

Elément : PO22.5

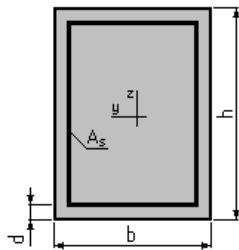
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 33.5$ (cm)

$h = 44.5$ (cm)

$d = 3.5$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 18.9$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 3.0$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 59.6$ (cm ²)
théorique	$\rho = 1.26$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.20$ (%)
maximum	$\rho_{\max} = 4.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 1490.8$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 1338.8$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 2.0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 2.0$	(m)
Inertie	$I_y = 246004.8$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 139416.2$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 12.8$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 9.7$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 15.6$		Elancement	$\lambda_z = 20.7$	
	$\alpha = 0.79$		N_u (béton seul)	$= 1969.74$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 21.3 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 25.0$ (MPa)



Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	2516.72
Etat Limite de S ervice	3971.49
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	2901.80

Vérification d'une Section Comprimée Elément : PO22.7

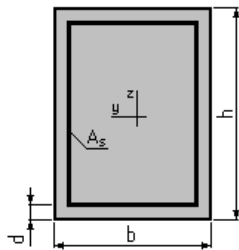
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 29.5$ (cm)

$h = 29.5$ (cm)

$d = 2.5$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 12.3$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 4.7$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 43.5$ (cm ²)
théorique	$\rho = 1.42$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.54$ (%)
maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 870.2$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 756.2$	(cm ²)
Long flambement	$I_{fy} = 3.0$	(m)	Long flambement	$I_{fz} = 3.0$	(m)
Inertie	$I_y = 63111.3$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 63111.3$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 8.5$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 8.5$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 35.2$		Elancement	$\lambda_z = 35.2$	
	$\alpha = 0.71$		N_u (béton seul)	$= 989.84$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 15.0 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	1292.71
Etat Limite de S ervice	1582.57
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	1639.40

Bâtiment 23

Vérification de Section en Flexion Simple Elément : RPH 23.1

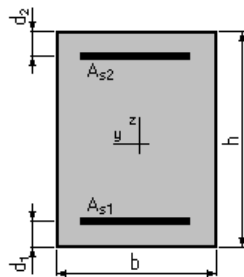
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 40.0$ (cm)

$h = 22.0$ (cm)

$d_1 = 2.0$ (cm)

$d_2 = 3.1$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 15.7$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \min} = 0.9$ (cm²)
 théorique $\rho = 3.14$ (%)
 minimum $\rho_{\min} = 0.13$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 8.0$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	85.70	-47.74
Etat Limite de Service	52.17	-39.23
Etat Limite Ultime (Accidentel)	102.51	-55.93

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 85.70$ (kN*m) $M_{\min} = -47.74$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 3.42 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 18.9$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.04$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 365.2$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 52.17$ (kN*m) $M_{\min} = -39.23$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6.41
Position de l'axe neutre: $y = 0.4$ (cm)
Bras de levier: $Z = 18.9$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.1$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 24.9$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0$ (MPa)

Etat ELA **$M_{\max} = 102.51$ (kN*m)** **$M_{\min} = -55.93$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3.29 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 18.9$ (cm)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.04$ (‰)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 420.0$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : RPH 23.2

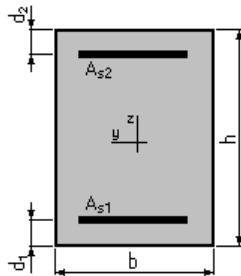
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 23.0$ (cm)

$h = 70.0$ (cm)

$d_1 = 3.9$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 7.7$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 1.6$ (cm²)

théorique $\rho = 0.51$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.10$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	173.75	-0.00
Etat Limite de Service	190.88	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	201.46	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 173.75$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 66.1$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 190.88$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.00

Position de l'axe neutre: $y = 0.9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 65.8$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0$ (MPa)

Etat ELA **$M_{\max} = 201.46$ (kN*m)** **$M_{\min} = -0.00$ (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 0.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 66.1$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.00$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)
Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : RPH 23.3

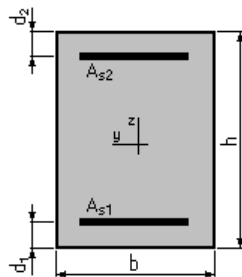
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 22.0$ (cm)

$h = 62.6$ (cm)

$d_1 = 4.0$ (cm)

$d_2 = 5.8$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 4.6$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 1.4$ (cm²)

théorique $\rho = 0.61$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.11$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 3.1$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	93.92	-61.86
Etat Limite de Service	102.72	-67.66
Etat Limite Ultime (Accidentel)	108.62	-71.42

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 93.92$ (kN*m) $M_{\min} = -61.86$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.23 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 56.8$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.04$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 365.2$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 102.72$ (kN*m) $M_{\min} = -67.66$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.25

Position de l'axe neutre: $y = 0.9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 56.7$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.6$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 142.2$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0$ (MPa)

Etat ELA **$M_{\max} = 108.62$ (kN*m)** **$M_{\min} = -71.42$ (kN*m)**
 Coefficient de sécurité: 1.22 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 56.8$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.03$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 420.0$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : RPH 23.4

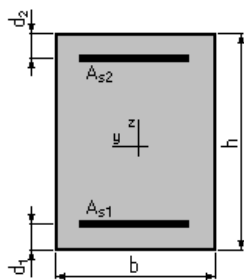
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 22.5$ (cm)

$h = 40.3$ (cm)

$d_1 = 2.5$ (cm)

$d_2 = 5.6$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 6.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 1.0$ (cm²)

théorique $\rho = 1.49$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.12$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 5.6$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	75.64	-64.30
Etat Limite de Service	77.65	-65.65
Etat Limite Ultime (Accidentel)	88.02	-74.84

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 75.64$ (kN*m) $M_{\min} = -64.30$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.72 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 34.7$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.06$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 365.2$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 77.65$ (kN*m) $M_{\min} = -65.65$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 34.6 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.5 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 107.4 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0 \text{ (MPa)}$

Etat ELA **$M_{\max} = 88.02$** **(kN*m)** **$M_{\min} = -74.84$** **(kN*m)**
 Coefficient de sécurité: 2.69 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 34.7$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.05$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 420.0$ (MPa)



Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : RPH 23.5

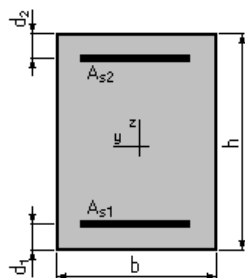
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 19.5$ (cm)

$h = 64.0$ (cm)

$d_1 = 5.5$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 7.1$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 1.3$ (cm²)

théorique $\rho = 1.36$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.11$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 8.4$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	139.52	-163.97
Etat Limite de Service	154.17	-165.57
Etat Limite Ultime (Accidentel)	162.11	-190.88

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 139.52$ (kN*m) $M_{\min} = -163.97$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.63 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 58.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.03$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 365.2$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 154.17$ (kN*m) $M_{\min} = -165.57$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.86

Position de l'axe neutre: $y = 0.9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 58.2 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.8 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 225.7 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0 \text{ (MPa)}$

Etat ELA **$M_{\max} = 162.11 \text{ (kN*m)}$** **$M_{\min} = -190.88 \text{ (kN*m)}$**
 Coefficient de sécurité: 1.61 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.0 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 58.5 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.03 \text{ (‰)}$
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00 \text{ (‰)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 420.0 \text{ (MPa)}$

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : RPH 23.6

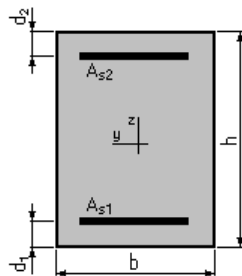
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 235.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 23.5$ (cm)

$h = 55.5$ (cm)

$d_1 = 3.2$ (cm)

$d_2 = 6.8$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 12.6$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \min} = 2.4$ (cm²)
 théorique $\rho = 1.85$ (%)
 minimum $\rho_{\min} = 0.21$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 8.6$ (cm²)
 Section maximum $A_{s \max} = 52.2$ (cm²)
 maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	124.17	-79.96
Etat Limite de Service	104.69	-67.45
Etat Limite Ultime (Accidentel)	142.83	-91.97

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 124.17$ (kN*m) $M_{\min} = -79.96$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.43 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 48.7$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.39$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 204.6$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 104.69$ (kN*m) $M_{\min} = -67.45$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.55
 Position de l'axe neutre: $y = 0.9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 48.6$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.2$ (MPa)
 Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 52.0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 188.0$ (MPa)

Etat ELA **$M_{\text{max}} = 142.83$ (kN*m)** **$M_{\text{min}} = -91.97$ (kN*m)**
 Coefficient de sécurité: 1.43 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 48.7$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.39$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 235.2$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPO 23.1

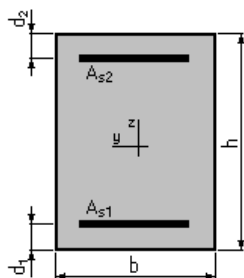
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 39.0$ (cm)

$h = 31.6$ (cm)

$d_1 = 1.5$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 8.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 1.2$ (cm²)

théorique $\rho = 0.68$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.10$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	80.58	-0.00
Etat Limite de Service	84.37	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	93.73	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 80.58$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 30.1$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 84.37$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 29.9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA **$M_{\max} = 93.73$ (kN*m)** **$M_{\min} = -0.00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 0.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 30.1$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPO 23.3

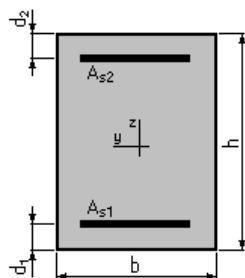
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 26.0$ (cm)

$h = 46.0$ (cm)

$d_1 = 3.5$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 9.2$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 1.2$ (cm²)

théorique $\rho = 0.84$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.11$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	127.96	-0.00
Etat Limite de Service	119.74	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	149.26	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 127.96$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 42.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 119.74$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.00

Position de l'axe neutre: $y = 0.7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 42.3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0$ (MPa)

Etat ELA **$M_{\max} = 149.26$ (kN*m)** **$M_{\min} = -0.00$ (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 0.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 42.5$ (cm)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)
Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPO 23.4

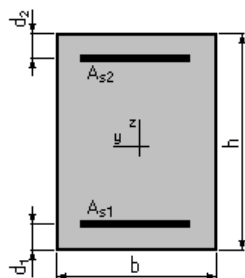
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 46.0$ (cm)

$h = 37.5$ (cm)

$d_1 = 2.2$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 2.4$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 1.7$ (cm²)

théorique $\rho = 0.15$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.10$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	30.35	-0.00
Etat Limite de Service	33.33	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	34.98	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 30.35$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 35.3$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 33.33$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 35.1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA **$M_{\max} = 34.98$ (kN*m)** **$M_{\min} = -0.00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 35.3$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPO 23.5

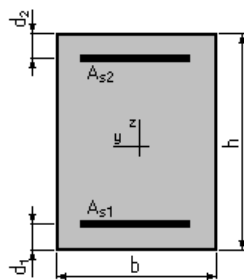
1. hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 40.0$ (cm)

$h = 67.5$ (cm)

$d_1 = 1.5$ (cm)

$d_2 = 13.3$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 19.6$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \min} = 3.3$ (cm²)
 théorique $\rho = 2.26$ (%)
 minimum $\rho_{\min} = 0.15$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 29.4$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	408.94	-461.98
Etat Limite de Service	427.36	-346.93
Etat Limite Ultime (Accidentel)	475.86	-543.84

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 408.94$ (kN*m) $M_{\min} = -461.98$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.55 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 54.2$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.05$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 347.8$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 427.36$ (kN*m) $M_{\min} = -346.93$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.37
 Position de l'axe neutre: $y = 0.7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 54.2$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.8$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 168.5$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)

Etat ELA **$M_{\max} = 475.86$ (kN*m)** **$M_{\min} = -543.84$ (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.51 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 54.2$ (cm)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.05$ (‰)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 400.0$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 23.1

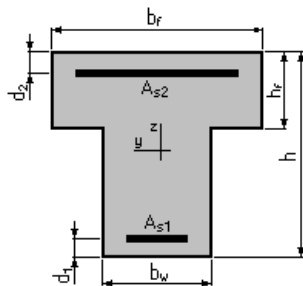
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b_f = 51.0$ (cm)

$b_w = 8.0$ (cm)

$h = 29.0$ (cm)

$h_f = 9.0$ (cm)

$d_1 = 3.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 4.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 0.3$ (cm²)

théorique $\rho = 1.92$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.17$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	36.51	-0.00
Etat Limite de Service	39.91	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	42.18	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 36.51$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 26.0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:



Etat ELS $M_{\max} = 39.91$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 25.9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA $M_{\max} = 42.18$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 26.0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 23.2

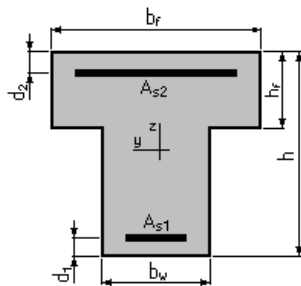
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

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

2. Section:



$b_f = 23.0$ (cm)

$b_w = 5.0$ (cm)

$h = 17.0$ (cm)

$h_f = 4.0$ (cm)

$d_1 = 0.5$ (cm)

$d_2 = 4.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 0.8$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 0.1$ (cm²)

théorique $\rho = 0.97$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0.14$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	4.47	-0.00
Etat Limite de Service	4.89	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	5.16	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{max} = 4.47$ (kN*m) $M_{min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.08 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 16.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.01$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:



Etat ELS $M_{\max} = 4.89 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 0.08

Position de l'axe neutre: $y = 0.5 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 16.3 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA $M_{\max} = 5.16 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 0.08 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 16.5 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.01 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 23.3

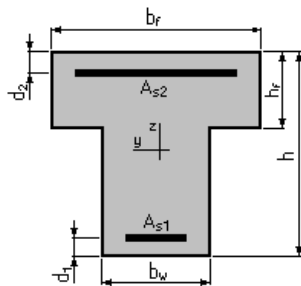
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b_f = 51.0$ (cm)

$b_w = 8.0$ (cm)

$h = 29.6$ (cm)

$h_f = 7.6$ (cm)

$d_1 = 1.5$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 6.3$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 0.3$ (cm²)

théorique $\rho = 2.80$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0.15$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	58.25	-0.00
Etat Limite de Service	63.76	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	67.44	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{max} = 58.25$ (kN*m) $M_{min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 28.1$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:



Etat ELS $M_{\max} = 63.76$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 28.0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA $M_{\max} = 67.44$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 28.1$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 23.4

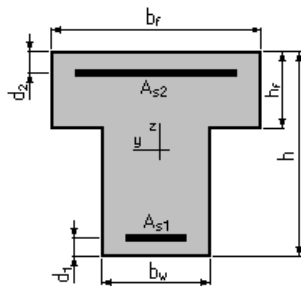
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b_f = 51.0$ (cm)

$b_w = 8.0$ (cm)

$h = 29.6$ (cm)

$h_f = 7.6$ (cm)

$d_1 = 1.5$ (cm)

$d_2 = 4.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 3.1$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 0.3$ (cm²)

théorique $\rho = 1.40$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0.15$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	29.86	-0.00
Etat Limite de Service	32.64	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	34.46	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{max} = 29.86$ (kN*m) $M_{min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 28.1$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:



Etat ELS $M_{\max} = 32.64$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 28.0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA $M_{\max} = 34.46$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 28.1$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 23.5

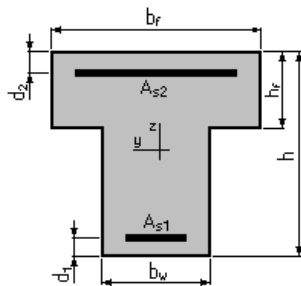
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b_f = 28.0$ (cm)

$b_w = 7.0$ (cm)

$h = 18.0$ (cm)

$h_f = 6.0$ (cm)

$d_1 = 3.0$ (cm)

$d_2 = 4.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 0.8$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 0.2$ (cm²)

théorique $\rho = 1.63$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.21$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.8$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	4.08	-3.51
Etat Limite de Service	4.46	-3.47
Etat Limite Ultime (Accidentel)	4.70	-4.08

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 4.08$ (kN*m) $M_{\min} = -3.51$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6.74 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 14.0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.15$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:



tendue: $\sigma_s = 347.8$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 4.46$ (kN*m) $M_{\min} = -3.47$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6.81

Position de l'axe neutre: $y = 0.4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 14.0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 43.8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 400.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 4.70$ (kN*m) $M_{\min} = -4.08$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6.72 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 14.0$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.13$ (‰)

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

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 400.0$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 23.7

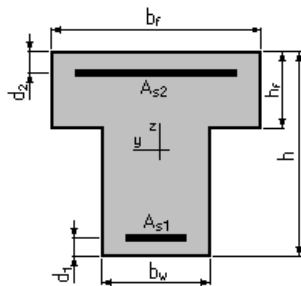
1. hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

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

2. Section:



$b_f = 50.0$ (cm)

$b_w = 8.0$ (cm)

$h = 26.8$ (cm)

$h_f = 7.0$ (cm)

$d_1 = 4.0$ (cm)

$d_2 = 1.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 2.3$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 0.3$ (cm²)

théorique $\rho = 1.26$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.18$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	18.65	-0.00
Etat Limite de Service	20.43	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	21.52	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 18.65$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.02 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 22.8$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 20.43$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.02

Position de l'axe neutre: $y = 0.4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 22.7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA $M_{\max} = 21.52$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.02 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 22.8$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 23.8

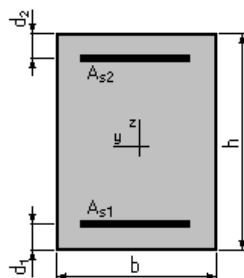
1. hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 24.4$ (cm)

$d_1 = 1.2$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 7.8$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 2.4$ (cm²)

théorique $\rho = 0.34$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0.10$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	63.23	-0.00
Etat Limite de Service	69.13	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	73.10	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{max} = 63.23$ (kN*m) $M_{min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 23.2$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{max} = 69.13$ (kN*m) $M_{min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 23.1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA **$M_{\max} = 73.10$** **(kN*m)** **$M_{\min} = -0.00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 23.2$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 23.9

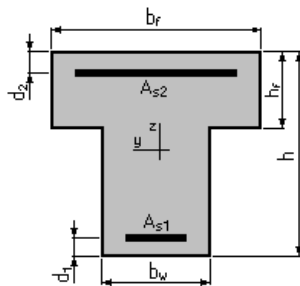
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

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

2. Section:



$b_f = 23.0$ (cm)

$b_w = 8.0$ (cm)

$h = 16.0$ (cm)

$h_f = 3.0$ (cm)

$d_1 = 1.0$ (cm)

$d_2 = 1.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 1.6$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 0.2$ (cm²)

théorique $\rho = 1.33$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.13$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	8.24	-0.00
Etat Limite de Service	9.14	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	9.55	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 8.24$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.04 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 15.0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.01$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 9.14 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 0.05

Position de l'axe neutre: $y = 0.4 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 14.9 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA $M_{\max} = 9.55 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 0.04 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 15.0 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.01 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 23.10

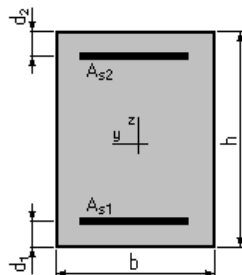
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 15.0$ (cm)

$d_1 = 0.5$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 5.5$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 1.5$ (cm²)

théorique $\rho = 0.38$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.10$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	27.70	-0.00
Etat Limite de Service	30.31	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	32.05	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 27.70$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 14.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 30.31$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 14.4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA **$M_{\max} = 32.05$ (kN*m)** **$M_{\min} = -0.00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 14.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 23.11

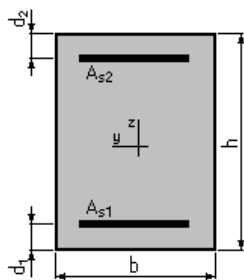
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 19.5$ (cm)

$d_1 = 2.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 7.1$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 2.0$ (cm²)

théorique $\rho = 0.40$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.11$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	42.83	-0.00
Etat Limite de Service	46.89	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	49.58	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 42.83$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 46.89$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17.4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA **$M_{\max} = 49.58$ (kN*m)** **$M_{\min} = -0.00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 23.12

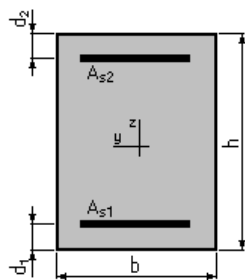
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 19.5$ (cm)

$d_1 = 2.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 7.1$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 2.0$ (cm²)

théorique $\rho = 0.40$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.11$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	42.83	-0.00
Etat Limite de Service	46.89	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	49.58	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 42.83$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 46.89$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17.4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA **$M_{\max} = 49.58$ (kN*m)** **$M_{\min} = -0.00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 23.14

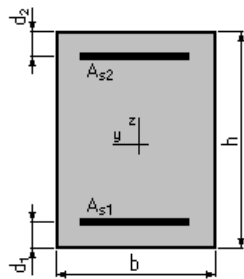
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 235.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 11.5$ (cm)

$d_1 = 4.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 7.9$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 2.0$ (cm²)

théorique $\rho = 1.06$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.27$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 46.0$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	11.17	-0.00
Etat Limite de Service	9.42	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	12.85	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 11.17$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.02 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 7.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.06$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 9.42$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.02

Position de l'axe neutre: $y = 0.2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 7.4 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 188.0 \text{ (MPa)}$

Etat ELA **$M_{\text{max}} = 12.85$** **(kN*m)** **$M_{\text{min}} = -0.00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 0.02 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 7.5$ (cm)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.06$ (‰)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)
Contrainte de l'acier:

Vérification d'une Section Comprimée

Elément : PO 23.1

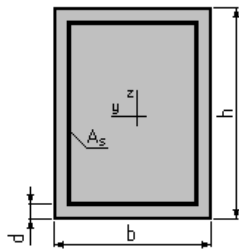
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 235.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 29.0$ (cm)

$h = 29.0$ (cm)

$d = 3.5$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 6.8$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 4.6$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 42.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.81$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.55$ (%)
maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 841.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 729.0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 4.0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 4.0$	(m)
Inertie	$I_y = 58940.1$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 58940.1$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 8.4$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 8.4$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 47.8$		Elancement	$\lambda_z = 47.8$	
	$\alpha = 0.62$		N_u (béton seul)	$= 835.92$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 15.0 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	921.97
Etat Limite de S ervice	1414.50
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	1189.28

Vérification d'une Section Comprimée

Elément : PO 23.2

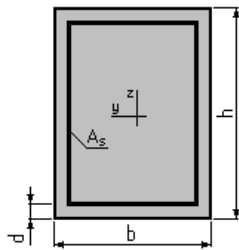
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 235.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 20.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d = 2.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 6.8$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 5.6$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 50.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.68$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.56$ (%)
maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 1000.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 864.0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3.0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3.0$	(m)
Inertie	$I_y = 208333.3$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 33333.3$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 14.4$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 5.8$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 20.8$		Elancement	$\lambda_z = 52.0$	
	$\alpha = 0.56$		N_u (béton seul)	$= 888.89$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 15.0 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	966.09
Etat Limite de S ervice	1653.00
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	1248.20

Vérification d'une Section Comprimée

Elément : PO 23.3

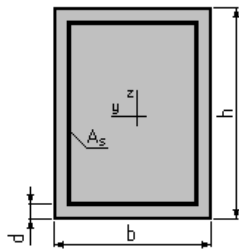
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 235.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 20.0$ (cm)

$h = 44.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 5.4$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 5.1$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 44.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.61$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.58$ (%)
maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 880.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 756.0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 4.0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 4.0$	(m)
Inertie	$I_y = 141973.3$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 29333.3$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 12.7$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 5.8$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 31.5$		Elancement	$\lambda_z = 69.3$	
	$\alpha = 0.31$		N_u (béton seul)	$= 437.50$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 15.0 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	471.98
Etat Limite de S ervice	1441.50
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	610.31

Vérification d'une Section Comprimée Elément : PO 23.4

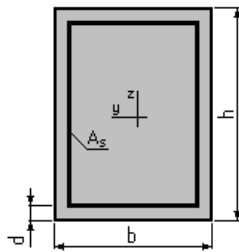
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte de l'élançement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 31.0$ (cm)

$h = 34.2$ (cm)

$d = 4.5$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 10.2$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 5.2$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 53.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.96$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.49$ (%)
maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 1060.2$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 933.8$	(cm ²)
Long flambement	$I_{fy} = 6.0$	(m)	Long flambement	$I_{fz} = 6.0$	(m)
Inertie	$I_y = 103337.7$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 84904.3$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 9.9$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 8.9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 60.3$		Elancement	$\lambda_z = 66.5$	
	$\alpha = 0.34$		N_u (béton seul)	$= 586.76$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 15.0 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	713.16
Etat Limite de S ervice	1819.80
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	910.70

Vérification d'une Section Comprimée

Elément : PO 23.5

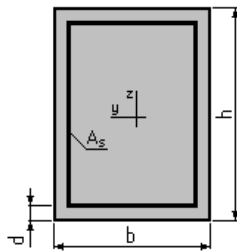
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 235.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 20.5$ (cm)

$h = 64.0$ (cm)

$d = 2.2$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 9.1$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 6.8$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 65.6$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.69$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.52$ (%)
maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 1312.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 1147.0$	(cm ²)
Long flambement	$I_{fy} = 3.7$	(m)	Long flambement	$I_{fz} = 3.7$	(m)
Inertie	$I_y = 447829.3$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 45947.3$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 18.5$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 5.9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 20.0$		Elancement	$\lambda_z = 62.5$	
	$\alpha = 0.38$		N_u (béton seul)	$= 815.05$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 15.0 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	886.40
Etat Limite de S ervice	2172.75
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	1145.17

Vérification d'une Section Comprimée

Elément : PO 23.6

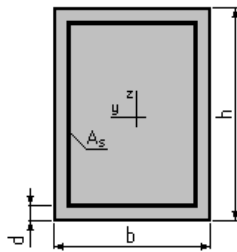
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 235.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 23.5$ (cm)

$h = 123.0$ (cm)

$d = 4.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 9.1$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 11.7$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 144.5$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.31$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.41$ (%)
maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 2890.5$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 2601.5$	(cm ²)
Long flambement	$I_{fy} = 4.0$	(m)	Long flambement	$I_{fz} = 4.0$	(m)
Inertie	$I_y = 3644197.9$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 133023.2$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 35.5$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 6.8$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 11.3$		Elancement	$\lambda_z = 59.0$	
	$\alpha = 0.43$		N_u (béton seul)	$= 2078.53$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 15.0 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	2158.76
Etat Limite de S ervice	4540.50
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	2803.39

Vérification d'une Section Comprimée

Elément : PO 23.7

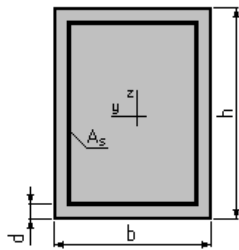
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 235.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte de l'élançement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 34.5$ (cm)

$h = 45.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 6.8$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 6.4$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 77.6$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.44$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.41$ (%)
maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 1552.5$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 1397.5$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 4.9$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 4.9$	(m)
Inertie	$I_y = 261984.4$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 153988.6$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 13.0$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 10.0$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 37.7$		Elancement	$\lambda_z = 49.2$	
	$\alpha = 0.61$		N_u (béton seul)	$= 1576.66$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 15.0 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	1661.31
Etat Limite de S ervice	2481.75
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	2153.86

Vérification d'une Section Comprimée

Elément : PO 23.8

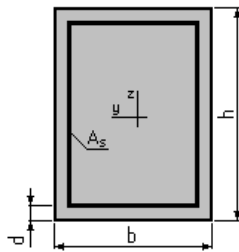
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte de l'élançement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 50.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 12.3$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 8.0$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 125.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.49$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.32$ (%)
maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 2500.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 2304.0$	(cm ²)
Long flambement	$I_{fy} = 3.5$	(m)	Long flambement	$I_{fz} = 3.5$	(m)
Inertie	$I_y = 520833.3$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 520833.3$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 14.4$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 14.4$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 24.2$		Elancement	$\lambda_z = 24.2$	
	$\alpha = 0.78$		N_u (béton seul)	$= 3309.00$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 15.0 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

**Effort admissible:**

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	3657.39
Etat Limite de S ervice	4026.75
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	4716.74

Vérification d'une Section Comprimée

Élément : PO 23.11

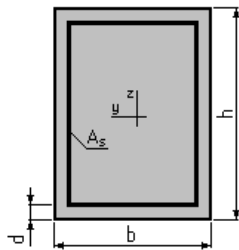
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 215.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 50.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d = 6.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 12.1$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 5.0$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 100.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.48$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.20$ (%)
maximum	$\rho_{\max} = 4.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 2500.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 2304.0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 4.2$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 4.2$	(m)
Inertie	$I_y = 520833.3$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 520833.3$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 14.4$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 14.4$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 29.1$		Elancement	$\lambda_z = 29.1$	
	$\alpha = 0.75$		N_u (béton seul)	$= 3186.21$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 10.9 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 25.0$ (MPa)

Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	3355.14
Etat Limite de S ervice	2989.90
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	3870.66

Bâtiment 24

Vérification de Section en Flexion Simple Elément : SPO 24.1

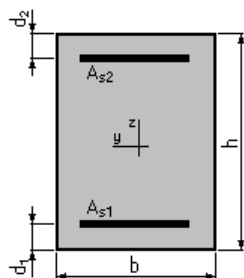
1. hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

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

2. Section:



$$b = 22.5 \text{ (cm)}$$

$$h = 89.5 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.8 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 10.6 \text{ (cm)}$$

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 17.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 2.1$ (cm²)

théorique $\rho = 2.12$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.12$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 20.6$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	459.20	-504.81
Etat Limite de Service	411.84	-395.24
Etat Limite Ultime (Accidentel)	536.31	-592.62

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 459.20$ (kN*m) $M_{\min} = -504.81$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.32 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 78.9$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.02$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 365.2$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 411.84$ (kN*m) $M_{\min} = -395.24$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.94

Position de l'axe neutre: $y = 1.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 78.8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.7$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 216.8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 536.31$ (kN*m) $M_{\min} = -592.62$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.29 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 78.9$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.02$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 420.0$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 24.1-2

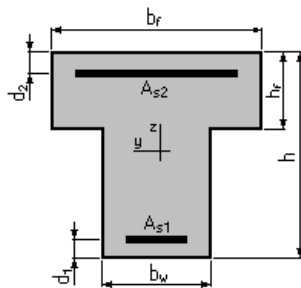
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b_f = 50.0$ (cm)

$b_w = 8.0$ (cm)

$h = 18.5$ (cm)

$h_f = 5.0$ (cm)

$d_1 = 1.4$ (cm)

$d_2 = 1.5$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 5.2$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 0.2$ (cm²)

théorique $\rho = 5.45$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.12$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 2.3$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 14.3$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	29.55	-10.94
Etat Limite de Service	26.06	-10.56
Etat Limite Ultime (Accidentel)	33.99	-12.60

Analyse par Etat:

Etat ELU	$M_{\max} = 29.55$	(kN*m)	$M_{\min} = -10.94$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	2.67		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 0.1$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 17.0$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0.97$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00$	(‰)		

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 365.6$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 26.06$ (kN*m) $M_{\min} = -10.56$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.73

Position de l'axe neutre: $y = 0.4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17.0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.2$ (MPa)

Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 20.4$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 336.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 33.99$ (kN*m) $M_{\min} = -12.60$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.67 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17.0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.97$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 420.4$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 24.3

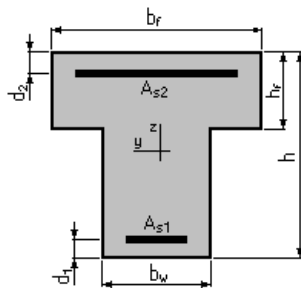
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b_f = 50.0$ (cm)

$b_w = 8.0$ (cm)

$h = 22.5$ (cm)

$h_f = 5.5$ (cm)

$d_1 = 1.2$ (cm)

$d_2 = 2.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 3.5$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 0.2$ (cm²)

théorique $\rho = 3.54$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.12$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 2.3$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 16.4$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	25.84	-14.02
Etat Limite de Service	22.60	-13.11
Etat Limite Ultime (Accidentel)	29.72	-16.14

Analyse par Etat:

Etat ELU	$M_{\max} = 25.84$	(kN*m)	$M_{\min} = -14.02$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	3.11		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 0.1$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 20.5$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0.82$	(‰)		

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 365.6$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 22.60$ (kN*m) $M_{\min} = -13.11$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.23
 Position de l'axe neutre: $y = 0.4$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 20.5$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.4$ (MPa)
 Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 37.2$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 336.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 29.72$ (kN*m) $M_{\min} = -16.14$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.11 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 20.5$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.82$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 420.4$ (MPa)

Vérification d'une Section Comprimée

Elément : PO 24.1

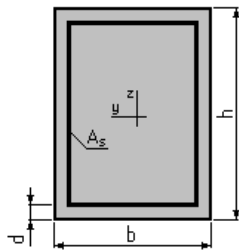
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 235.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 31.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d = 3.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 9.1$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 3.1$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 62.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.58$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.20$ (%)
maximum	$\rho_{\max} = 4.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 1550.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 1392.0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3.7$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3.7$	(m)
Inertie	$I_y = 322916.7$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 124129.2$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 14.4$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 8.9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 25.6$		Elancement	$\lambda_z = 41.3$	
	$\alpha = 0.66$		N_u (béton seul)	$= 1713.01$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 11.9 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 25.0$ (MPa)

Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	1835.91
Etat Limite de S ervice	2062.55
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	2117.88

Vérification de Section en Flexion Simple Elément : SPO 26.3

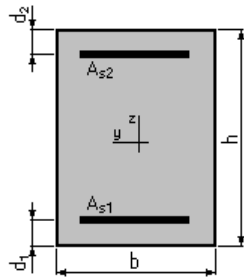
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 32.5$ (cm)

$h = 57.0$ (cm)

$d_1 = 3.3$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 4.6$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 2.0$ (cm²)

théorique $\rho = 0.93$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.12$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 11.2$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 74.1$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	86.25	-193.87
Etat Limite de Service	75.41	-169.81
Etat Limite Ultime (Accidentel)	99.20	-223.02

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 86.25$ (kN*m) $M_{\min} = -193.87$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.89 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 52.0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.62$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 365.6$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 75.41$ (kN*m) $M_{\min} = -169.81$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.94

Position de l'axe neutre: $y = 0.8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 51.9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1.1$ (MPa)

Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 336.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 336.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 99.20$ (kN*m) $M_{\min} = -223.02$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.89 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 52.0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.62$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 420.4$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPO 26.3

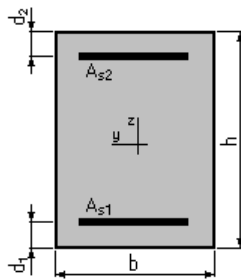
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 32.5$ (cm)
 $h = 57.0$ (cm)
 $d_1 = 3.3$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_{s1} = 4.6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 11.2$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 2.0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \max} = 74.1$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.93$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.12$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	86.25	-193.87
Etat Limite de Service	75.41	-169.81
Etat Limite Ultime (Accidentel)	99.20	-223.02

Analyse par Etat:

Etat ELU	$M_{\max} = 86.25$	(kN*m)	$M_{\min} = -193.87$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	0.89		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 0.3$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 52.0$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0.62$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$\sigma_s = 365.6$	(MPa)		

Etat ELS	$M_{\max} = 75.41$	(kN*m)	$M_{\min} = -169.81$	(kN*m)
----------	--------------------	--------	----------------------	--------

Coefficient de sécurité: 0.94
 Position de l'axe neutre: $y = 0.8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 51.9$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1.1$ (MPa)
 Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 336.0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 336.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\text{max}} = 99.20$ (kN*m) $M_{\text{min}} = -223.02$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.89 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 52.0$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.62$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 420.4$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPO 26.7

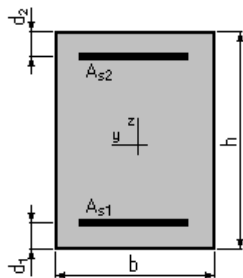
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 31.0$ (cm)

$h = 44.0$ (cm)

$d_1 = 2.0$ (cm)

$d_2 = 5.2$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 19.7$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \min} = 1.4$ (cm²)
 théorique $\rho = 2.68$ (%)
 minimum $\rho_{\min} = 0.12$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 12.5$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	243.25	-153.40
Etat Limite de Service	166.47	-127.39
Etat Limite Ultime (Accidentel)	287.75	-179.64

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 243.25$ (kN*m) $M_{\min} = -153.40$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.90 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 38.8$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.05$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 365.2$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 166.47$ (kN*m) $M_{\min} = -127.39$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.17
 Position de l'axe neutre: $y = 0.6$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 38.8$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.3$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 63.4$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0$ (MPa)

Etat ELA **$M_{\max} = 287.75$ (kN*m)** **$M_{\min} = -179.64$ (kN*m)**
 Coefficient de sécurité: 1.85 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 38.8$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.05$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 420.0$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPO 26.9

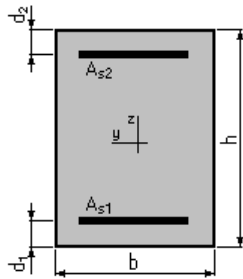
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 17.0$ (cm)

$h = 43.6$ (cm)

$d_1 = 2.2$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 4.0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 0.7$ (cm²)

théorique $\rho = 0.57$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.10$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	56.31	-0.00
Etat Limite de Service	62.05	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	65.36	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 56.31$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 41.4$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 62.05$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 41.1$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0$ (MPa)

Etat ELA **$M_{\max} = 65.36$ (kN*m)** **$M_{\min} = -0.00$ (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 41.4$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.00$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)
Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPO 26.11

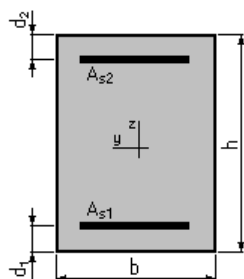
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 26.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d_1 = 2.1$ (cm)

$d_2 = 9.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 6.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 1.5$ (cm²)

théorique $\rho = 2.41$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.14$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 19.7$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	98.45	-224.72
Etat Limite de Service	108.05	-140.33
Etat Limite Ultime (Accidentel)	114.10	-267.99

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 98.45$ (kN*m) $M_{\min} = -224.72$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 41.0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.06$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 365.2$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 108.05$ (kN*m) $M_{\min} = -140.33$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.84
 Position de l'axe neutre: $y = 0.7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 41.0$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1.2$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 228.4$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 114.10$ (kN*m) $M_{\min} = -267.99$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.96 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 41.0$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.05$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 420.0$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 26.2

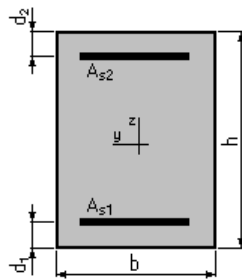
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

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

2. Section:



$$b = 14.5 \text{ (cm)}$$

$$h = 19.5 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 1.1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \min} = 0.3 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 0.45 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\min} = 0.11 \text{ (\%)}$

Section théorique $A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Moments limites:

	$M_{\max} \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	6.81	-0.00
Etat Limite de Service	7.46	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	7.89	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 6.81 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 0.05 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 17.5 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.01 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 7.46 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 0.06

Position de l'axe neutre: $y = 0.6$ (cm)
Bras de levier: $Z = 17.3$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0$ (MPa)

Etat ELA **$M_{\max} = 7.89$ (kN*m)** **$M_{\min} = -0.00$ (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 0.05 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 17.5$ (cm)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.01$ (‰)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)
Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 26.4

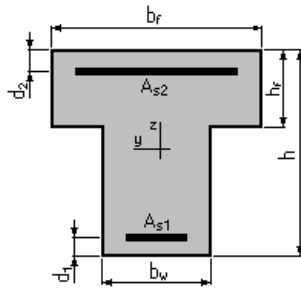
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

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

2. Section:



$b_f = 52.0$ (cm)

$b_w = 11.5$ (cm)

$h = 20.0$ (cm)

$h_f = 6.0$ (cm)

$d_1 = 1.5$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 0.8$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 0.3$ (cm²)

théorique $\rho = 0.38$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.15$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	5.35	-0.00
Etat Limite de Service	5.91	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	6.16	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 5.35$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.07 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 18.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 5.91 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 0.07

Position de l'axe neutre: $y = 0.3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 18.4 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA $M_{\max} = 6.16 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 0.07 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 18.5 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 26.10

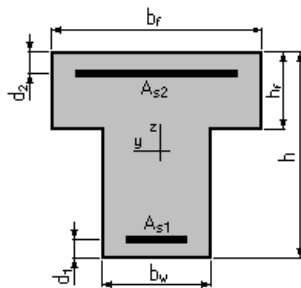
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b_f = 52.0$ (cm)

$b_w = 7.5$ (cm)

$h = 18.0$ (cm)

$h_f = 3.2$ (cm)

$d_1 = 2.5$ (cm)

$d_2 = 1.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 1.5$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 0.1$ (cm²)

théorique $\rho = 1.32$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.13$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 11.1$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	8.01	-0.00
Etat Limite de Service	7.04	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	9.21	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 8.01$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.04 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 15.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.08$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 7.04$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.05

Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 15.4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 320.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 9.21$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.04 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 15.5$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.08$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 26.11

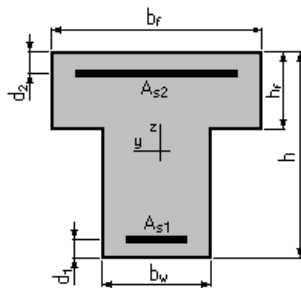
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 360.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b_f = 59.5$ (cm)

$b_w = 7.5$ (cm)

$h = 21.5$ (cm)

$h_f = 3.5$ (cm)

$d_1 = 4.4$ (cm)

$d_2 = 1.5$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 4.7$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 0.2$ (cm²)

théorique $\rho = 3.66$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.14$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 13.7$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	23.70	-0.00
Etat Limite de Service	20.95	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	27.26	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 23.70$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17.1$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.07$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 20.95$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17.0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 288.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 27.26$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17.1$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.07$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 26.12

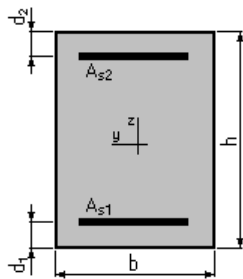
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 9.5$ (cm)

$h = 20.0$ (cm)

$d_1 = 7.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 4.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 0.2$ (cm²)

théorique $\rho = 3.24$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.15$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 7.6$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	9.36	-0.00
Etat Limite de Service	10.32	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	10.61	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 9.36$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.04 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 12.9$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.21$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 10.32$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.03

Position de l'axe neutre: $y = 0.7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 12.8$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)
Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 336.0$ (MPa)

Etat ELA **$M_{\text{max}} = 10.61$** **(kN*m)** **$M_{\text{min}} = -0.00$ (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 0.04 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)
Bras de levier: $Z = 12.9$ (cm)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.21$ (‰)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)
Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 26.14

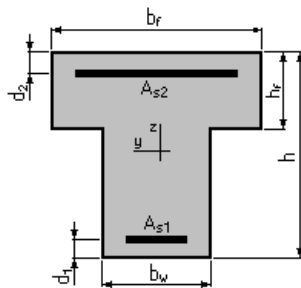
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$$b_f = 59.5 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 7.5 \text{ (cm)}$$

$$h = 18.0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 1.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.0 \text{ (cm)}$$

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 2.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 0.1$ (cm²)

théorique $\rho = 1.62$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.12$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 15.8$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	11.60	-0.00
Etat Limite de Service	10.18	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	13.34	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 11.60$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.03 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 16.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.07$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 10.18$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.03

Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 16.4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 336.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 13.34$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.03 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 16.5$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.07$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification d'une Section Comprimée

Elément : PO 26.3

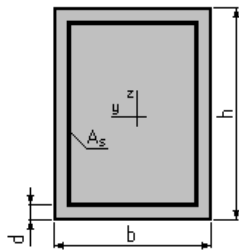
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30.0$ (cm)

$h = 30.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 4.5$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 4.8$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 45.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.50$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.53$ (%)
maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 900.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 784.0$	(cm ²)
Long flambement	$I_{fy} = 3.0$	(m)	Long flambement	$I_{fz} = 3.0$	(m)
Inertie	$I_y = 67500.0$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 67500.0$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 8.7$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 8.7$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 34.6$		Elancement	$\lambda_z = 34.6$	
	$\alpha = 0.71$		N_u (béton seul)	$= 1031.90$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 15.0 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	1148.72
Etat Limite de S ervice	1451.25
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	1480.29

Vérification d'une Section Comprimée

Elément : PO 26.4

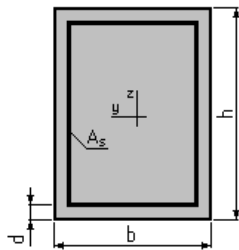
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 30.0$ (cm)

$h = 30.0$ (cm)

$d = 3.5$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 6.8$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 1.8$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 36.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.75$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.20$ (%)
maximum	$\rho_{\max} = 4.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 900.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 784.0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3.0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3.0$	(m)
Inertie	$I_y = 67500.0$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 67500.0$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 8.7$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 8.7$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 34.1$		Elancement	$\lambda_z = 34.1$	
	$\alpha = 0.71$		N_u (béton seul)	$= 1037.52$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 21.3 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 25.0$ (MPa)

Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	1214.74
Etat Limite de S ervice	2204.89
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	1400.94

Vérification d'une Section Comprimée

Elément : PO 26.7

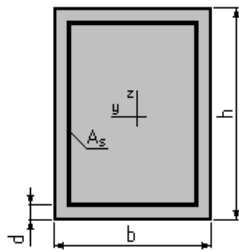
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte de l'élançement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30.0$ (cm)

$h = 30.0$ (cm)

$d = 3.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 4.5$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 4.8$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s\ max} = 45.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.50$ (%)
minimum	$\rho_{min} = 0.53$ (%)
maximum	$\rho_{max} = 5.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 900.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 784.0$	(cm ²)
Long flambement	$I_{fy} = 2.9$	(m)	Long flambement	$I_{fz} = 2.9$	(m)
Inertie	$I_y = 67500.0$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 67500.0$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 8.7$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 8.7$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 33.8$		Elancement	$\lambda_z = 33.8$	
	$\alpha = 0.72$		N_u (béton seul)	$= 1040.43$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 15.0 (MPa)

0,6 f_{cj} = 15.0 (MPa)

Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	1158.73
Etat Limite de Service	1451.70
Etat Limite Ultime (Accidentel)	1493.13



Annexe 5 : Rapport d'essai sur carottes béton



DEPARTEMENT ESSAIS STRUCTURES ET MATERIAUX

ABILITE DES MATERIAUX

DOSSIER N° BMA1-F-4034

Agence d'Elancourt

**Direction Régionale
Ile-de-France**
12 avenue Gay Lussac
ZAC La Clef Saint Pierre
78990 ELANCOURT

RAPPORT D'ESSAIS 1.0 – 11/03/2015

Affaire suivie par **Maxime BOUCHETEAU**

☎ : 01 30 85 21 46 📠 : 01 30 85 23 18

E-mail : m.boucheteau@groupe-cebtp.com

INGENIERIE DES OUVRAGES
DOSSIER : BDP7-E-069

I- ECHANTILLONS

Référence : Carottes de béton

Affaire : CNRS

Réception à GINGER CEBTP à Elancourt (78) : n° 122619 du 26/02/2015

II- PROGRAMME D'ESSAIS

- Détermination de la résistance en compression sur carotte béton suivant la norme NF EN 12390-3.
- Détermination de la résistance en traction par fendage sur carotte béton suivant la norme NF EN 12390-6.

Date des essais : Mars 2015

III- RESULTATS

III-1 Essais de compression

Les carottes ont été sciées afin d'obtenir un élancement de 1 et rectifiées au lapidaire. Les valeurs sont arrondies à 0,1 MPa près. Les résultats sont donnés dans le Tableau 1.

Référence de la carotte	Masse (kg)	Dimensions de		Mva (kg/m³)	Rupture	
		l'échantillon (mm)			charge (kN)	contrainte (MPa)
		diamètre	hauteur			
CS1	1,466	92,5	95,7	2280	398,2	59,3
CS2	1,351	92,5	88,5	2270	314,0	46,7
CM7	1,462	92,5	96,4	2260	292,0	43,5
CS3	1,247	92,5	84,5	2200	305,3	45,4
CM5	1,530	94,2	97,4	2250	248,6	35,7
CS8	1,465	94,2	91,7	2290	472,3	67,8
CS6	1,449	94,2	90,7	2290	524,7	75,3
CS5	1,476	94,2	96,1	2200	370,0	53,1
CS6	1,391	94,2	90,5	2210	332,4	47,7
CM2	1,381	94,2	92,3	2150	175,4	25,2
CS7	1,493	94,2	94,0	2280	297,2	42,6
CM3	1,421	94,2	95,1	2140	143,2	20,5
CS11	1,238	94,2	80,1	2220	289,3	41,5
CM6	1,466	94,2	92,6	2270	411,8	59,1
CM4	0,943	94,2	91,6	1480	26,4	3,8

Tableau 1

III-2 Essais de fendage

Les valeurs sont arrondies à 0,05 MPa près. Les résultats sont donnés dans le Tableau 2.

Référence de l'échantillon	Masse (kg)	Dimensions de l'échantillon (mm)		Mva (kg/m ³)	Force de Rupture (kN)	Contrainte (MPa)
		Diamètre	Hauteur			
CS14	1,454	94,2	107,5	1940	24,8	1,55
CS12	1,737	94,2	113,1	2200	65,6	3,90
CS9	1,811	94,2	121,5	2140	62,9	3,50
CS13	1,866	94,2	125,0	2140	66,2	3,60
CS10	1,723	94,2	109,0	2270	32,0	2,00

Tableau 2

Responsable d'activité

Maxime BOUCHETEAU



Annexe 6 : Rapport d'essai sur échantillons d'acier



RAPPORT D'ESSAIS

BMA6-F-0040
ESSAIS MÉCANIQUES

**DIRECTION REGIONALE
ILE DE FRANCE**
**DEPARTEMENT ESSAIS
STRUCTURES ET MATERIAUX**
LEEMS
Laboratoire d'Etudes et Essais
Des Matériels et Structures

CLIENT : GINGER CEBTP BDP7

DESIGNATION ECHANTILLONS : Armatures en acier

Référence Client : /

Matériau : /

N° Commande : BDP7-F-0024

N° Réception interne : /

RESULTATS

TRACTION

Machine d'Essais : AMSLER 400 kN

Méthode d'Essais : NF EN ISO 6892-1

Référence	Dimensions (mm)	Section S_0 (mm ²)	F_{eh} (kN)	R_{eh} (Mpa)	$F_{p0,2}$ (kN)	$R_{p0,2}$ (Mpa)	F_m (kN)	R_m (Mpa)	A %	Agt %	Observations
1	Ø 8	50,27	/	/	13,7	272	18,4	366	/	15,2	
2	Ø 6	28,27	/	/	8,1	285	11,5	406	/	20,2	
3	Ø 6	28,27	/	/	9,1	321	11,3	401	/	20,2	

COMMENTAIRES

Date des essais : 30/03/2015

Date de rédaction : 31/03/2015

Le Chargé d'Affaire

Validation du Rapport

Le présent rapport d'essais n'est utilisable qu'en reproduction intégrale. Les résultats obtenus ne sont pas généralisables sans justification de la représentativité des échantillons et des essais.

E34-3 V0 du 01/09/2014
UNE EXPERTISE QUI FAIT LA DIFFERENCE

Ginger CEBTP – S.A.S.U. au capital de 2 597 660 € - 12 avenue Gay Lussac – ZAC La Clef Saint Pierre – 78 990 ELANCOURT

Tél : +33 (0)1 30 85 24 00 – Fax : +33 (0)1 30 85 24 30 – Email : cebtcp.contact@groupe-cebtp.com – www.groupe-cebtp.com

RCS Versailles B 412 442 519 – Code APE 711112B – N° TVA FR 31 412 442 519

Qualité OPQIBI sous le n° 81 05 0433 – Organisme certificateur déclaré auprès du Ministère chargé de l'industrie