



ENAC

Environnement Naturel, Architectural et Construit



IS-BETON

Institut de Structures – construction en béton

Essai d'un porte-à-faux de pont sous charge concentrée

Étudiant et

Auteur du rapport: R. V. Rodrigues

Assistant: Stefano Guandalini

Professeur: Aurelio Muttoni

Laboratoire : Gérard Oreiller

Lausanne, Suisse

Mars - Juillet 2002

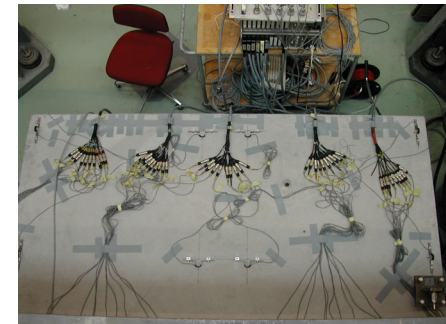


Table des Matières

1. INTRODUCTION	5
2 L'INSTALLATION EXPERIMENTAL	7
2.1. DIMENSIONNEMENT DU MODELE	7
2.2. SCHEMA D'ARMATURES	14
2.3. EXECUTION DU MODELE	16
2.3.1. <i>Ferrailage</i>	16
2.3.2. <i>Bétonnage</i>	20
2.4. DESCRIPTION DE L'INSTALLATION EXPERIMENTAL	29
2.4.1. <i>Mise en place</i>	29
2.4.2. <i>Installation des capteurs</i>	32
2.4.3. <i>Conception et fonctionnement du système</i>	38
3. RESULTATS	39
3.1. CAPTEURS DE FORCE	39
3.2. JAUGES OMEGA	40
3.2.1. <i>Bord supérieur</i>	40
3.2.2. <i>Bord inférieur</i>	45
3.3. CAPTEURS INDUCTIFS	49
3.4. INCLINOMETRES	52
3.5. LEVEE DE FISSURES	54
3.6. MODE DE RUPTURE	57
3.7. ESSAI DES EPROUVETTES EN BETON	60
4. ANALYSE DES RESULTATS	63
4.1. ANALYSE ELASTIQUE LINEAIRE	63
4.2. COMPORTEMENT A LA RUPTURE	68
4.2.1. <i>Mécanismes en flexion</i>	68
4.2.2. <i>Poinçonnement</i>	75
5. ÉTUDE PARAMETRIQUE DANS LE DOMAINE ELASTIQUE	79
5.1. ANALYSE DIMENSIONNEL	79
5.2. RESULTATS NUMERIQUES	81
6. CONCLUSION	87
7. BIBLIOGRAPHIE	89
8. ANNEXES	91
8.1. ANALYSE NON LINEAIRE AVEC Z_SOIL [®]	91

Table des Figures

FIGURE 1 : SCHEMA DE L'ESSAI	5
FIGURE 2 : PORTE-A-FAUX DE PONT MIXTE (PONT DE A12 SUR LA GLANE, FR)	6
FIGURE 3 : CHARGES DE DIMENSIONNEMENT D'UN PORTE-A-FAUX	7
FIGURE 4 : VERIFICATION AU POINÇONNEMENT	10
FIGURE 5 : PLAGAGE DU CROCHET A LA BORDURE DU PORTE-A-FAUX	12
FIGURE 6 : TAILLE DE L'AGREGAT	12
FIGURE 7 : SCHEMA D'ARMATURES	14
FIGURE 8 : ARMATURES PLIES	16
FIGURE 9 : MACHINE POUR LE PLAGAGE DES ARMATURES	16
FIGURE 10 : ASSEMBLAGE DES BARRES D'ARMATURE (NAPPE SUPERIEUR)	17
FIGURE 11 : DETAIL DES ARMATURES DE LA BORDURE	17
FIGURE 12 : CONTINUITE DES ARMATURES DES 2 PORTE-A-FAUX	18
FIGURE 13 : ASSEMBLAGE DES ETRIERS DE LA POUTRE DE RENFORCEMENT	18
FIGURE 14 : FIN DE L'ASSEMBLAGE DES ARMATURES DE LA POUTRE DE RENFORCEMENT	19
FIGURE 15 : DETAIL DES ARMATURES DE LA POUTRE DE RENFORCEMENT	19
FIGURE 16 : COFFRAGE EN BOIS AVEC HUILE DE DECOFFRAGE	20
FIGURE 17 : MISE EN PLACE DES ARMATURES DANS LE COFFRAGE (1)	20
FIGURE 18 : MISE EN PLACE DES ARMATURES DANS LE COFFRAGE (2)	21
FIGURE 19 : DETAIL DE LA POUTRE CENTRAL AVEC LES ECARTEURS	21
FIGURE 20 : VERIFICATION DE L'ENROBAGE DESIREE (1.5 CM)	22
FIGURE 21 : TRANSPORT DU BETON FRAIS DANS UN SEAU	22
FIGURE 22 : MISE EN PLACE DU BETON FRAIS (1)	23
FIGURE 23 : VIBRATION DU BETON FRAIS (1)	23
FIGURE 24 : DETAIL DU VIBRATEUR	24
FIGURE 25 : MISE EN PLACE DU BETON FRAIS (2)	24
FIGURE 26 : VIBRATION DU BETON FRAIS (2)	25
FIGURE 27 : SURFACE DU BETON APRES LA VIBRATION	25
FIGURE 28 : REMPLISSAGE DES TROIS CYLINDRES POUR L'ESSAI A LA COMPRESSION	26
FIGURE 29 : VIBRATION DU BETON DANS LES CYLINDRES POUR L'ESSAI A LA COMPRESSION	26
FIGURE 30 : REGULARISATION DE LA SURFACE	27
FIGURE 31 : MISE EN PLACE DES DISPOSITIFS POUR LE TRANSPORT DE LA STRUCTURE	27
FIGURE 32 : FINITION DE LA SURFACE	28
FIGURE 33 : ARRIVEE DE LA STRUCTURE A L'HALLE DE L'ESSAI	29
FIGURE 34 : CALAGE DES 5 BLOCS DE FONDATION	30
FIGURE 35 : DALLE SUR STRUCTURE PROVISOIRE	30
FIGURE 36 : PIECES DE FIXATION DES CAPTEURS (JAUGES OMEGA)	31
FIGURE 37 : DALLE SUR LES APPUIS DEFINITIFS	31
FIGURE 38 : VERIN ET CAPTEUR DE FORCE SUR PLAQUE EN ACIER (APRES RUPTURE)	32
FIGURE 39 : INSTALLATION DES JAUGES OMEGA	33
FIGURE 40 : CAPTEURS INDUCTIFS	33
FIGURE 41 : LES DEUX UPM UTILISES DANS L'ESSAI	34
FIGURE 42 : GROUPEMENT DES CABLES POUR CHAQUE PORT DE L'UPM	34
FIGURE 43 : JAUGES OMEGA, CAPTEURS INDUCTIFS ET CABLES RANGES	35
FIGURE 44 : LES INCLINOMETRES	35
FIGURE 45 : LOCALISATION ET IDENTIFICATION DES CAPTEURS	37
FIGURE 46 : L'INSTALLATION EXPERIMENTALE	38
FIGURE 47 : RESULTATS : CAPTEURS DE FORCE	39
FIGURE 48 : LOCALISATION ET IDENTIFICATION DES JAUGES OMEGA (BORD SUPERIEUR)	40
FIGURE 49 : RESULTATS : JAUGES OMEGA, BORD SUPERIEUR	44
FIGURE 50 : LOCALISATION ET IDENTIFICATION DES JAUGES OMEGA (BORD INFERIEUR)	45
FIGURE 51 : RESULTATS : JAUGES OMEGA, BORD INFERIEUR	48
FIGURE 52 : LOCALISATION ET IDENTIFICATION DES CAPTEURS INDUCTIFS	49
FIGURE 53 : RESULTATS : CAPTEURS INDUCTIFS	51
FIGURE 54 : COMPARAISON DES DEFORMEES DU BORD LIBRE DES 2 PORTE-A-FAUX	51
FIGURE 55 : LOCALISATION ET IDENTIFICATION DES INCLINOMETRES	52

FIGURE 56 : RESULTATS : INCLINOMETRES.	53
FIGURE 57 : RESULTATS : ÉVOLUTION DE LA FORMATION DES FISSURES (BORD SUPERIEUR).	54
FIGURE 58 : FISSURES A LA FACE SUPERIEURE (P=175 kN/VERIN).	55
FIGURE 59 : FISSURE TRANSVERSALE A LA FACE INFERIEURE (P=75 kN/VERIN).	55
FIGURE 60 : MARCATION DES FISSURES SUR LA DALLE.	56
FIGURE 61 : RUPTURE PAR POINÇONNEMENT.	57
FIGURE 62 : VUE INFERIEUR DU CONE DE POINÇONNEMENT.	58
FIGURE 63 : ANGLE DE OUVERTURE DU CONE DE POINÇONNEMENT.	58
FIGURE 64 : ARMATURES DE FLEXION APRES POINÇONNEMENT.	59
FIGURE 65 : CONE DE POINÇONNEMENT (APRES NETTOYAGE).	59
FIGURE 66 : ESSAI D'ÉPROUVETTE POUR LA DETERMINATION DU MODULE D'ELASTICITE.	60
FIGURE 67 : MOMENTS M_x (kN.M/M) ELASTIQUE LINEAIRE AVEC CEDRUS [®] (P=10 kN/ VERIN).	63
FIGURE 68 : DEPLACEMENT VERTICAL (MM) ELASTIQUE LINEAIRE AVEC CEDRUS [®] (P=10 kN/ VERIN).	64
FIGURE 69 : DEFORME SPATIAL ELASTIQUE LINEAIRE AVEC CEDRUS [®]	64
FIGURE 70 : MOMENTS M_x (kN.M/M) ELASTIQUE LINEAIRE AVEC MAPS [®] (P=10 kN/ VERIN).	65
FIGURE 71 : DEPLACEMENT VERTICAL (MM) ELASTIQUE LINEAIRE AVEC MAPS [®] (P=1kN/VERIN).	65
FIGURE 72 : MOMENTS PLASTIQUES DANS LE PORTE-A-FAUX SANS POUTRE DE RENFORCEMENT (kN.M/M).	68
FIGURE 73 : MECANISME (1) DE RUPTURE A LA FLEXION.	69
FIGURE 74 : CHARGE DE RUPTURE POUR MECANISME (1) A LA FLEXION.	70
FIGURE 75 : MECANISME (2) DE RUPTURE A LA FLEXION.	71
FIGURE 76 : DECOMPOSITION DE LA ROTATION β DE CORPS RIGIDE SELON LA LIGNE DE RUPTURE L_3+	71
FIGURE 77 : DECOMPOSITION DE LA ROTATION α DE CORPS RIGIDE SELON LA LIGNE DE RUPTURE L_3+	72
FIGURE 78 : COUPE A-A' : DEPLACEMENTS VERTICAUX A L'AXE DE SYMETRIE (α PETIT).	73
FIGURE 79 : CHARGE DE RUPTURE POUR MECANISME (2) A LA FLEXION.	74
FIGURE 80 : CALCUL DU PERIMETRE CRITIQUE ET DE L'HAUTEUR STATIQUE.	75
FIGURE 81 : PORTE-A-FAUX AVEC POUTRE DE RENFORCEMENT.	79
FIGURE 82 : INFLUENCE D'UNE POUTRE DE BORDURE SUR LE MOMENT ELASTIQUE MAXIMAL M_x A L'ENCASTREMENT (FORCE A L'EXTREMITÉ DU PORTE-A-FAUX).	83
FIGURE 83 : INFLUENCE D'UNE POUTRE DE BORDURE SUR LA FLECHE ELASTIQUE MAXIMALE Δ (FORCE A L'EXTREMITÉ DU PORTE-A-FAUX).	83
FIGURE 84 : INFLUENCE D'UNE POUTRE DE BORDURE SUR LE MOMENT ELASTIQUE MAXIMAL M_x A L'ENCASTREMENT (FORCE A LA MOITIE DU PORTE-A-FAUX).	84
FIGURE 85 : INFLUENCE D'UNE POUTRE DE BORDURE SUR LA FLECHE ELASTIQUE MAXIMALE Δ (FORCE A LA MOITIE DU PORTE-A-FAUX).	84
FIGURE 86 : DIFFUSION A 45° D'UNE FORCE CONCENTREE.	85
FIGURE 87 : LE JOUR DE L'ESSAI A L' L'IS-BETON.	88
FIGURE 88 : ANALYSE AVEC Z_SOIL. ANALYSE DE SENSIBILITE POUR DIFFERENTES VALEURS DE F_{CTM} ET G_F	91
FIGURE 89 : DC, DEFORMATION AT LAST CONVERGED STATE (FORCE IN TRUSS ELEMENTS N =99.8= $\frac{1}{2} \cdot 199.7kN$)	92
FIGURE 90 : DC, DEFORMATION AT DIVERGED STATE.	92

Table des Tables

TABLE 1 : DIMENSIONNEMENT DE L'ÉPAISSEUR DU PORTE-A-FAUX.	8
TABLE 2 : VERIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT.	9
TABLE 3 : LISTE D'ARMATURES.	15
TABLE 4 : DONNEES DE L'ESSAI DES ÉPROUVETTES.	60
TABLE 5 : DETERMINATION DU MODULE D'ELASTICITE.	61
TABLE 6 : DETERMINATION DE LA RESISTANCE MOYENNE A LA COMPRESSION SUR CYLINDRE.	61
TABLE 7 : MOMENT ET FLECHE ELASTIQUE POUR DIFFERENTS PORTE-A-FAUX.	82
TABLE 8 : MOMENT ET FLECHE ELASTIQUE POUR DIFFERENTS PORTE-A-FAUX. (VALEURS SANS DIMENSIONS).	82

1. Introduction

Le travail de laboratoire intitulé « Essai d'un porte-à-faux sous charge concentrée », a permis la réalisation d'un essai de laboratoire jusqu'à la rupture sur un modèle réduit à l'échelle 1 : 3, qui a consisté dans 2 porte-à-faux de pont, avec et sans une poutre de renforcement (bordure rigide). À partir d'un seul modèle réduit de 2.25 m de large et 3.0 m de long nous avons, donc idéalement, essayé 2 porte-à-faux de pont sous une charge concentrée (**Figure 1**).

Les trois objectifs généraux de ce projet sont :

1. Étude de l'influence d'une poutre de renforcement de la bordure d'un porte-à-faux de pont sous charge concentrée, sur la distribution longitudinale des moments à l'encastrement et sur les déformations élastiques
2. Étude des différents mécanismes de rupture possibles d'un porte-à-faux sous charge concentrée.
3. Pratiquer les différentes techniques d'un laboratoire en béton armé comme par exemple apprendre à utiliser les différents outils à disposition et savoir les interpréter et intégrer avec les prévisions théoriques.

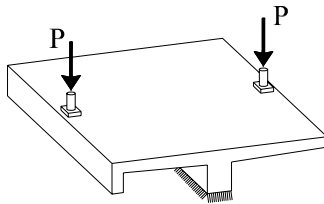


Figure 1 : Schéma de l'essai

Ce travail de laboratoire a touché différents et intéressants aspects. Les plus pratiques comme le dimensionnement du modèle, sa exécution, la préparation de l'installation expérimental et l'essai il même. Les plus théoriques, si nous osons dire, comme les analyses faites pour la prévision de la charge et le mode de rupture, l'analyse élastique linéaire, l'analyse non linéaire et, à la fin, un étude paramétrique dans le domaine élastique. La plupart du travail d'analyse (sauf l'étude paramétrique) a été développé avant la réalisation de l'essai de laboratoire. Ceci est devenu utile pour mieux adapter les choix des dispositifs expérimentaux tels que le choix des vérins, leur emplacement et l'introduction de la charge dans les porte-à-faux, la choix et localisation des différents capteurs.



Figure 2 : Porte-à-faux de pont mixte (pont de A12 sur la Glâne, FR)

2 L'installation expérimental

2.1. Dimensionnement du modèle

Les grandes dimensions d'un modèle de taille réel ont obligé à une réduction d'échelle (réduction dans la raison de 1 :3). Le dimensionnement du modèle, c'est-à-dire, le choix des dimensions des éléments et des armatures, a été fait dans la taille réel. Ensuite, pour savoir quelles armatures à placer dans notre modèle réduit, la condition simple a été : maintenir les mêmes taux d'armature calculées pour la taille réel.

Il y a eu encore quelques considérations sur l'écartement, pliage et enrobage des armatures et la composition du béton, de façon à ne pas avoir des problèmes avec les détails de construction.

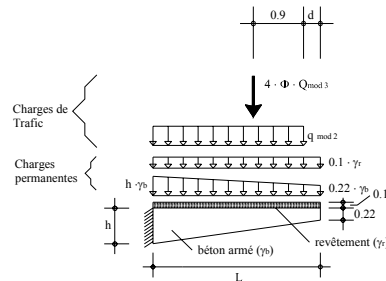


Figure 3 : Charges de dimensionnement d'un porte-à-faux.

Vérification à la flexion

En admettant que :

1. La charge concentrée a une diffusion à 45° vers l'encastrement
2. Le poids propre de la poutre de renforcement (cette poutre n'est pas représenté dans la **Figure 3**) a un faible effet sur le moment à l'encastrement).
3. La distribution linéaire du poids propre du porte-à-faux peut être remplacé par une distribution constante et moyenne.

Alors le moment de dimensionnement à l'encastrement (par mètre de longueur) est donné par :

$$m_d = \gamma_g \cdot \left(\frac{\gamma_b \cdot \frac{(0.22 + h)}{2} \cdot L^2}{2} + \frac{\gamma_r \cdot 0.1 \cdot L^2}{2} \right) + \gamma_q \cdot \left(\frac{q_{mod2} \cdot (L - d)^2}{2} + \frac{4 \cdot \Phi \cdot Q_{mod3}}{2} \right)$$

Le taux d'armature nécessaire pour reprendre ce moment est donné par :

$$\rho = \frac{\gamma_R \cdot m_d}{0.9 \cdot (h - rec - \phi / 2)^2 \cdot f_y}$$

Si nous posons L=3.0 m et d=0.3 m, pour chaque valeur de l'épaisseur h nous avons un taux d'armature nécessaire pour reprendre le moment de dimensionnement (**Table 1**). Les autres valeurs sont ils :

$$\begin{array}{lll} \gamma_g = 1.3 & \gamma_{rev} = 25 \text{ kN/m}^3 & q_{mod2} = 5 \text{ kN / m}^2 \\ \gamma_q = 1.5 & \Phi = 1.8 & f_y = 460 \text{ MPa}^* \\ \gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3 & Q_{mod3} = 75 \text{ kN} & rec = 3 \text{ cm}^* \\ \gamma_R = 1.2 & & \phi = 1 \text{ cm}^* \end{array}$$

* - valeurs habituelles

h (m)	M mod3 (kN)	M mod2 (kN)	M rev (kN)	M pp (kN)	Md (kN)	ρ (%)
0,55	405,0	27,3	14,6	64,4	511,3	0,57
0,5	405,0	27,3	14,6	60,7	507,7	0,70
0,4	405,0	27,3	14,6	53,4	500,3	1,12
0,42	405,0	27,3	14,6	54,8	501,8	1,01

Table 1 : Dimensionnement de l'épaisseur du porte-à-faux.

Pour assurer un comportement suffisamment ductile à la rupture, le taux d'armature est fixé à 1%, ce qui correspond a une épaisseur h d'environ 0.4 m.

Vérification à l'effort tranchant

L'effort tranchant à l'encastrement doit aussi être vérifié. Selon les hypothèses mentionnées auparavant (pour la vérification à la flexion), le valeur de dimensionnement (par mètre de longueur) est donné par :

$$v_d = \gamma_g \cdot \left(\gamma_b \cdot \left(\frac{0.22 + h}{2} \right) \cdot L + \gamma_r \cdot 0.1 \cdot L \right) + \gamma_q \cdot \left(q_{\text{mod } 2} \cdot (L - d) + \frac{4 \cdot \Phi \cdot Q_{\text{mod } 3}}{2 \cdot (L - d - 0.9)} \right)$$

Cette dernière expression nous dit que, si la charge concentrée (Q mod. 3) s'approche de l'encastrement, l'effort tranchant augmente, contrairement à ce qui passait avec le moment, qui reste constante. Si la charge est à côté de l'encastrement, l'expression dessus n'est plus valide, car un appui indirect est installé. La distance à partir de laquelle l'expression perd sa validité est difficile à déterminer.

Selon [6], la norme SIA 162, pour éviter l'utilisation d'une armature d'effort tranchant, la valeur de l'effort tranchant v_d doit remplir la condition suivante :

$$v_d \leq \frac{\tau_{c, \text{red}} \cdot (h - \text{rec} - \phi / 2)}{\gamma_R}$$

Avec $\text{rec}=3$ cm et $\phi=1$ cm.

Il est encore nécessaire d'ancrer la totalité de l'armature de flexion au-delà de l'encastrement. Pour la position de la force concentrée indiquée dans la **Figure 3** et $\tau_{c, \text{red}} = 1$ MPa (valeur habituel), les vérifications sont faites dans la **Table 2**

H (m)	V mod3 (kN/m)	V mod2 (kN/m)	V rev (kN/m)	V pp (kN/m)	Vd (kN/m)	Max Vd (kN/m)
0,55	225,0	20,3	9,8	42,9	297,9	429,2
0,5	225,0	20,3	9,8	40,5	295,5	387,5
0,4	225,0	20,3	9,8	35,6	290,6	304,2
0,42	225,0	20,3	9,8	36,6	291,6	320,8

Table 2 : Vérification à l'effort tranchant.

Vérification au poinçonnement

Une vérification au poinçonnement a été fait. Le porte-à-faux est soumis à quatre forces concentrées (mod. 3 de les charges de trafic) dont la résultant est représenté dans la **Figure 3**. Une de ces forces concentrées est montrée dans la **Figure 4**, distribuée sur un carré de 0.4 m de côté (selon SIA 162 [6]).

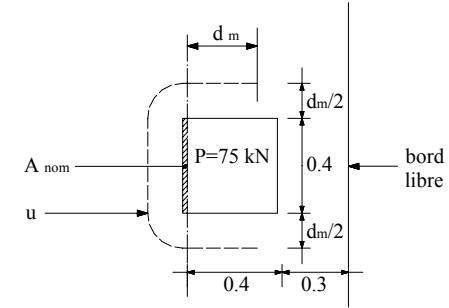


Figure 4 : Vérification au poinçonnement.

La valeur de dimensionnement de la force appliquée vaut :

$$V_d = \gamma_q \cdot \Phi \cdot P = 1.5 \cdot 1.8 \cdot 75 = 202.5 \text{ kN}$$

La résistance au poinçonnement vaut :

$$V_R = 1.8 \cdot \tau_{c, \text{res}} \cdot u \cdot d_m = 1.8 \cdot 1200 \cdot (0.4 + 2 \cdot 0.02 + \pi \cdot 0.195 / 2 + 2 \cdot 0.195) \cdot 0.195 = 480 \text{ kN}$$

Avec $d_m = 0.22 - 0.035 = 0.195$ m, $\tau_{c, \text{rec}} = 1200$ kPa $u = 1.14$ m, calculé selon la norme SIA 162 et montré dans la **Figure 4**.

La résistance au poinçonnement est donc vérifiée :

$$V_R \geq \gamma_R \cdot V_d \Leftrightarrow 480 \geq 1.2 \cdot 202.5 \Leftrightarrow 480 \geq 243$$

L'armature de flexion à disposer dans la nappe inférieure parallèlement au bord libre, requise pour la résistance au poinçonnement est donnée par (SIA 162) :

$$a_{sp} = \frac{0.25 \cdot \gamma_R \cdot V_d}{0.9 \cdot d_m \cdot f_y} = \frac{0.25 \cdot 1.2 \cdot 202.5}{0.9 \cdot 0.195 \cdot 46.0} = 7.5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Réduction d'échelle

Une réduction d'échelle dans la proportion 1 : 3 correspond à diviser par trois toutes les dimensions linéaires du porte-à-faux original. En sachant que le taux d'armature du modèle (ρ') doit être égal à celle du porte-à-faux sans réduction d'échelle (ρ), nous avons :

$$\rho' = \rho \Leftrightarrow \frac{a'_s}{d'_s} = \frac{a_s}{d_s} \Leftrightarrow a'_s = \frac{d'_s}{d_s} \cdot a_s \Leftrightarrow a'_s = \frac{1}{3} \cdot a_s$$

L'armature par mètre linéaire du modèle réduit vaut un tiers de celle du porte-à-faux sans réduction. Après avoir défini l'épaisseur ($h=0.42$ m) et le taux d'armature ($\rho=1$ %) à l'encastrement du porte-à-faux sans réduction d'échelle, nous avons :

$$a'_s = \frac{1}{3} \cdot (a_s) = \frac{1}{3} \cdot (d_s \cdot \rho) \Leftrightarrow a'_s = \frac{1}{3} \cdot (0.42 - 0.035) \cdot (0.0101) \cdot 10^4 \Leftrightarrow a'_s = 13 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$a'_s = 13 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \phi 10 \text{ } s = 5.5 \text{ cm} \quad (14.3 \text{ cm}^2 / \text{m})$$

L'armature de flexion à disposer dans la nappe inférieure parallèlement au bord libre du modèle réduit, requise pour la résistance au poinçonnement vaut :

$$a'_{sp} = \frac{a_{sp}}{3} = \frac{7.5}{3} = 2.5 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \phi 8 \text{ } s = 12 \text{ cm} \quad (4.2 \text{ cm}^2 / \text{m})$$

Armature minimale

L'armature minimal pour le contrôle de la fissuration, dans le modèle réduit, selon la norme SIA 162 [6], est donné par :

$$a'_{s \min} = \frac{\alpha \cdot \beta \cdot f_{ct} \cdot A_{ct}}{f_y} = \frac{1.1 \cdot 0.5 \cdot 2.5 \cdot (100 \cdot 14 / 2)}{460} = 2.1 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Avec $\beta=0.5$ (flexion), $\alpha=1.1$ (écartement des barres égal à 15 cm) et $f_{ct}=2.5$ Mpa. Le calcul a été fait pour la plus grande section, à l'encastrement.

$$a'_{s \min} = 2.1 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \phi 8 \text{ } s = 12 \text{ cm} \quad (4.2 \text{ cm}^2 / \text{m})$$

Considérations constructives

C'est toujours très important de prévoir la réalisation pratique des schémas d'armature, en ce qui concerne les pliages, écartement et enrobage des barres d'armature, les dimensions des agrégats et la montage, d'une manière général.

Dans ce cas concret, les armatures de diamètre de 10 mm ont été prolongées dès l'encastrement jusqu'au bord libre et pliées (**Figure 5**). Les 11 cm de bord libre ont ainsi été déterminés à partir du diamètre minimal de pliage pour les crochets de barres d'armature de diamètre inférieur à 20 mm. Le diamètre minimal de pliage vaut 6 fois le diamètre de l'armature. Rappelons que, selon une réduction d'échelle dans la proportion de 1 :3, l'épaisseur de la bordure serait de $22/3=7.3$ cm.

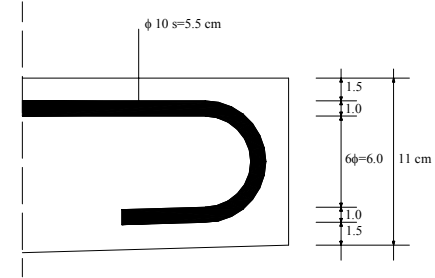


Figure 5 : Pliage du crochet à la bordure du porte-à-faux.

La taille maximal de l'agrégat utilisé dans le béton a été d'environ 1.5 cm (**Figure 6**). Ceci est compatible avec l'écartement minimal des barres (5.5 cm) et avec le très petit recouvrement utilisé (1.5 cm) (**Figure 5**).



Figure 6 : Taille de l'agrégat

Poutre de renforcement à la bordure du porte-à-faux

L'hauteur de cette poutre a été fixé dans un valeur élevé (0.4 m dans le modèle réduit et 1.2 m dans le porte-à-faux original), de façon à créer une différence marqué par rapport à la situation sans poutre de renforcement. La largeur b_w a été chiffrée à 14 cm dans le modèle réduit (42 cm dans l'original). L'armature de flexion a été dimensionné en fixant le taux d'armature de la poutre dans le valeur de 0.8% :

$$A'_s = 0.008 \cdot (0.4 - 0.03) \cdot 0.14 \cdot 10^4 = 4.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\phi 16 (4.02 \text{ cm}^2)$$

Les étriers ont été choisi, en sachant que l'armature minimal est donnée par :

$$\left(\frac{A_s}{s}\right)_{\min} = 0.2 \cdot b_w = 0.2 \cdot 14 = 2.8 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \phi 6 s = 15 \text{ cm} (2 \text{ brins}) (3.76 \text{ cm}^2)$$

Due à l'hauteur élevée de la poutre, quelques armatures de $\phi=8$ mm ont été ajoutées le long de l'hauteur, pour améliorer la résistance et surtout éviter la formation de fissures.

Poutre centrale

Les armatures ont été ajoutées pour assurer la liaison aux porte-à-faux et pour contrôler la fissuration. Aucun calcul n'a été fait car cet élément est, en principe, fortement comprimé dans le sens vertical, étant toujours appuyé dans le sol. Le largeur de cette poutre a été déterminé de façon que l'ensemble serait stable sous le poids propre.

2.2. Schéma d'armatures

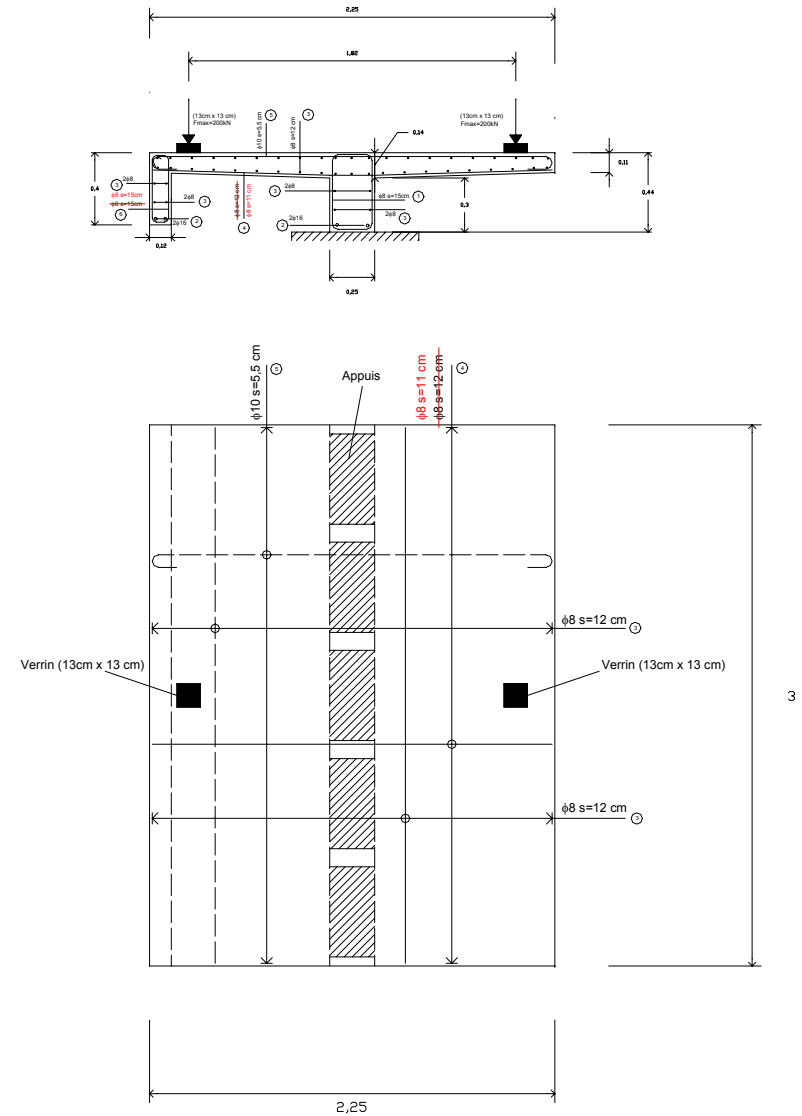
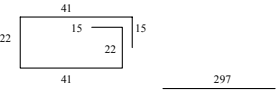
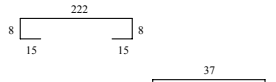
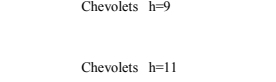


Figure 7 : Schéma d'armatures

Un schéma d'armature en coupe et en plan est présenté dans la **Figure 7**. Les valeurs en rouge indiquent les corrections faites sur l'ouvrage, la réalité de ce qui a été bétonné. De plus, chaque famille de barres est identifiée avec un numéro indiquant sa position, dont la description est en détail exposé dans la **Table 3**.

S 500b						Plan: Plan de coffrage et armatures		
POS	NBRE	Ø [mm]	ETR	LONGUEUR [m]		FACONNAGE (MESURES EXTERIEURES EN cm) SAUF INDICATIONS SPECIALES LES ARMAURES SONT PLIEES SELON LA NORME SIA 162	REMARQUES	
				DEV.	TOTALE			
1	21	8	✓	1.56	32.76	22 	type 8	
2	4	16		2.97	11.88		type 1	
3	50	8		2.97	148.50		type 1	
4	26	8		2.20	57.20		type 1	
5	55	10		2.68	147.40	8 	type 5	
6	21	6	✓	1.16	24.36	9 	type 8	
8	10					Chevolets h=9	type 17	
9	10					Chevolets h=11	type 17	

Recapitulation de la liste d'armatures						
Ø	Longueurs fixes et de stock		Poids par M' kg/m	Ø	Barres Façonnees	
longueur m		poids kg		longueur m		poids kg
6			0.222	6	24.36	5.41
8	205.7	81.25	0.395	8	32.76	12.94
10			0.617	10	147.4	90.95
16	11.88	18.77	1.580	16		
Total Longueurs fixes et de stock :		100.02	kg		Total Barres Façonnees :	109.3 kg
Nombre des positions		6			Total general :	209.32 kg

Table 3 : Liste d'armatures

2.3. Exécution du modèle

2.3.1. Ferrailage



Figure 8 : Armatures pliées.



Figure 9 : Machine pour le pliage des armatures.



Figure 10 : Assemblage des barres d'armature (nappe supérieure).



Figure 11 : Détail des armatures de la bordure.



Figure 12 : Continuité des armatures des 2 porte-à-faux.



Figure 13 : Assemblage des étriers de la poutre de renforcement.



Figure 14 : Fin de l'assemblage des armatures de la poutre de renforcement.



Figure 15 : Détail des armatures de la poutre de renforcement.

2.3.2. Bétonnage



Figure 16 : Coffrage en bois avec huile de décoffrage.



Figure 17 : Mise en place des armatures dans le coffrage (1).



Figure 18 : Mise en place des armatures dans le coffrage (2).



Figure 19 : Détail de la poutre central avec les écarteurs.



Figure 20 : Vérification de l'enrobage désirée (1.5 cm).



Figure 21 : Transport du béton frais dans un seau.



Figure 22 : Mise en place du béton frais (1).



Figure 23 : Vibration du béton frais (1).



Figure 24 : Détail du vibreur.



Figure 25 : Mise en place du béton frais (2).



Figure 26 : Vibration du béton frais (2).



Figure 27 : Surface du béton après la vibration.



Figure 28 : Remplissage des trois cylindres pour l'essai à la compression.



Figure 29 : Vibration du béton dans les cylindres pour l'essai à la compression.



Figure 30 : Régularisation de la surface.



Figure 32 : Finition de la surface.



Figure 31 : Mise en place des dispositifs pour le transport de la structure.

2.4. Description de l'installation expérimental

2.4.1. Mise en place

Treize jours après avoir été bétonnée, la dalle a été placée dans l'halle de structures, pour préparer et installer les équipements de mesure. Le transport dans l'halle s'a réalisé au moyen de 4 câbles suspendus et attachés dans la partie supérieur des 2 porte-à-faux (**Figure 33**). Pour assurer une bonne fondation, 5 blocs de béton quasi contigus formaient un appui pratiquement continu. Quelques de ces blocs on été calés, de façon a régulariser la fondation (**Figure 34**). Pour faciliter les marquations des positions des capteurs avec un feutre, la dalle a été placée sur une structure provisoire (**Figure 35**). Les marquations on été faites et les bases pour la fixation des capteurs collés sur la surface de béton préalablement poncée localement (**Figure 36**). Finalement, la structure a été mise sur les appuis définitifs (**Figure 37**).

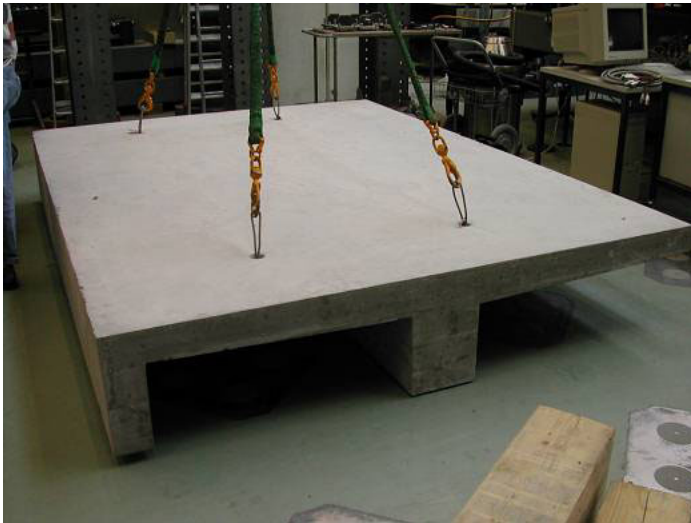


Figure 33 : Arrivée de la structure à l'halle de l'essai.



Figure 34 : Calage des 5 blocs de fondation.



Figure 35 : Dalle sur structure provisoire.

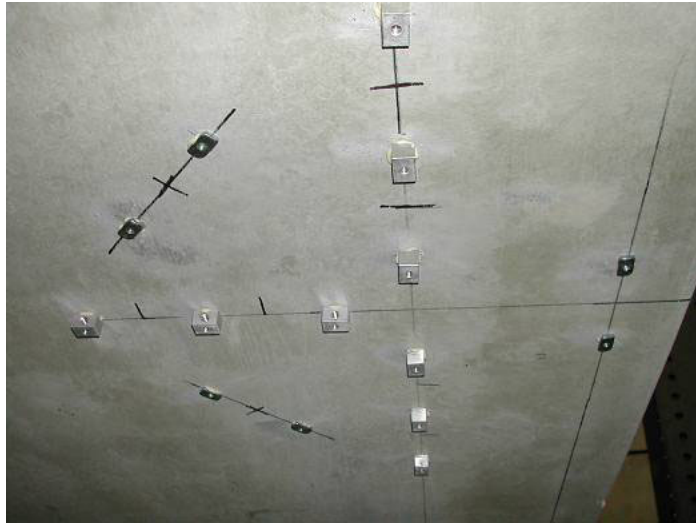


Figure 36 : Pièces de fixation des capteurs (jauges oméga).



Figure 37 : Dalle sur les appuis définitifs.

2.4.2. Installation des capteurs

Pour faire des mesures au cours de l'essai, 4 types de capteurs ont été utilisés :

1. **Capteurs de force** : 2 capteurs de force, pour les 2 vérins de 500 kN de capacité chaque (Figure 38).
2. **Jauges Oméga** : 50 jauges oméga, pour mesurer le déplacement parallèle à la surface de la dalle (Figure 39)
3. **Capteurs inductifs** : 10 capteurs inductifs, pour mesurer le déplacement vertical (Figure 40).
4. **Inclinomètres** : 5 inclinomètres, pour mesurer l'angle dans le plan vertical (Figure 44).

La localisation détaillée et l'identification de chaque capteur sont indiquées dans la (Figure 45). Avec 67 câbles qui sortaient des capteurs il a été important de soigner l'organisation des câbles. La plupart d'eux ont été collés contre la surface du béton pour éviter les accidents (Figure 43), ensuite groupés par famille (Figure 42), puis connectés au UPM (Figure 41).



Figure 38 : Vérin et capteur de force sur plaque en acier (après rupture).



Figure 39 : Installation des jauges oméga.



Figure 40 : Capteurs inductifs.

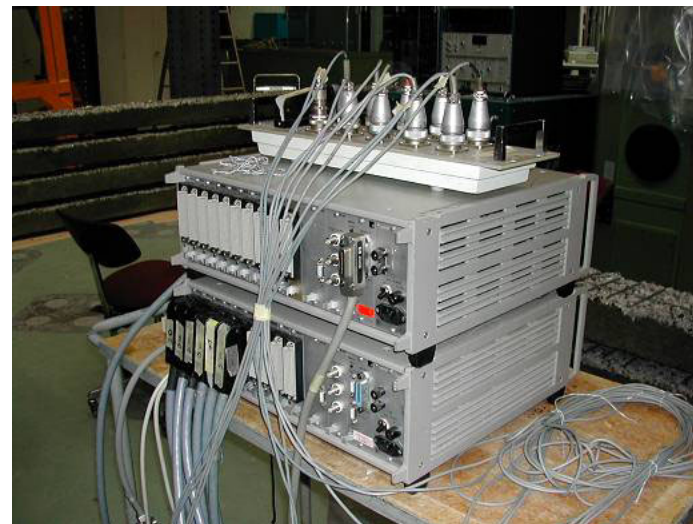


Figure 41 : Les deux UPM utilisés dans l'essai.



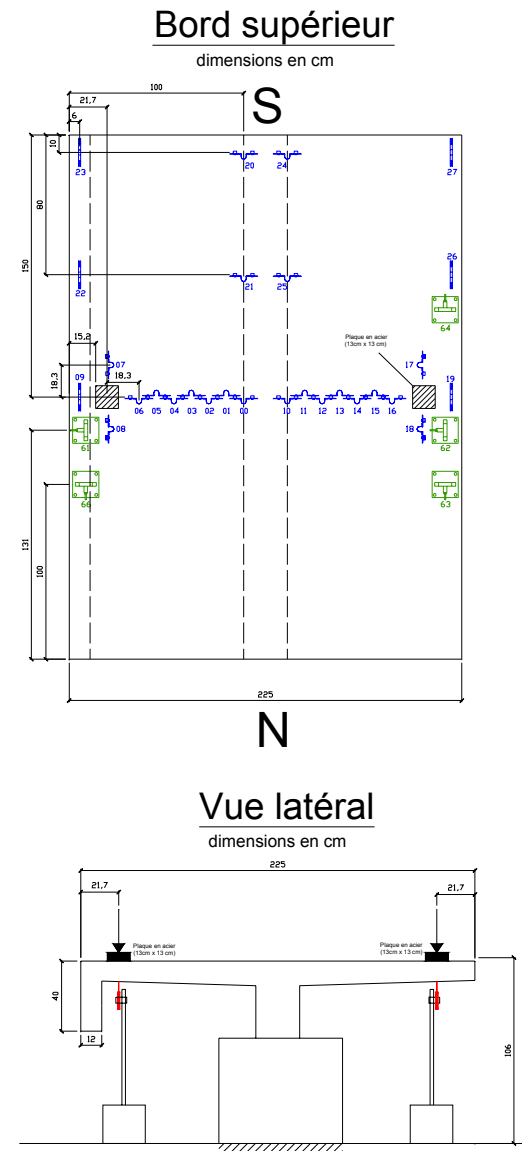
Figure 42 : Groupement des câbles pour chaque port de l'UPM.

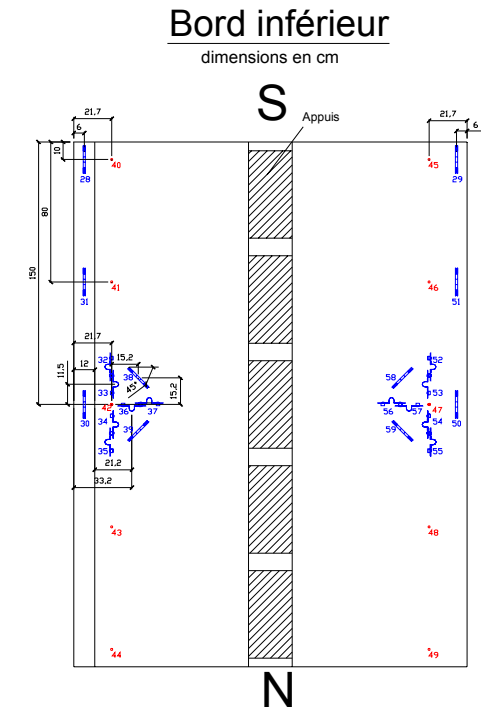


Figure 43 : Jauges oméga, capteurs inductifs et câbles rangés.



Figure 44 : Les inclinomètres.





	Inclinomètre (mesure l'angle dans le plan vertical)
	Jauge Oméga (mesure le déplacement entre les extrémités de la jauge)
	Jauge Oméga (mesure le déplacement entre les extrémités de la jauge)
	Capteur inductif (mesure le déplacement vertical)

Figure 45 : Localisation et identification des capteurs.

2.4.3. Conception et fonctionnement du système

Comme nous pouvons voir dans la **Figure 46**, le modèle réduit est sollicité symétriquement par 2 forces appliquées par 2 vérins hydrauliques synchronisés (c'est-à-dire, la force appliqué par le circuit hydraulique est toujours la même dans les deux vérins). Car l'application des charges est symétrique, l'équilibre global est, en principe, assuré. Cependant, si les charges ne sont pas parfaitement symétriques, une différence entre les charges mesurées par les capteurs de force c'est prévisible.

L'application de la force transmise par les vérins à la structure est faite au travers d'un plaque carré en acier de 13 cm de côté (**Figure 38**) La choix des dimensions de cette plaque résulte de la volonté de faire simuler l'application de la charge par une roue d'un véhicule. Dans la situation original, sans réduction d'échelle, la valeur donné par la norme SIA 162 pour les dimensions d'une roue qui correspond au modèle 3 pour les charges de trafic, sont celles d'un carré de 0.4 m de côté. La réduction d'échelle nous conduit alors à un tiers de cette valeur.

Un cadre métallique très rigide est solidement lié à l'épaisse dalle de l'halle, permettant l'application de une charge suffisamment élevée pour l'essai jusqu'à la rupture de la structure.



Figure 46 :L'installation expérimentale.

3. Résultats

3.1. Capteurs de force

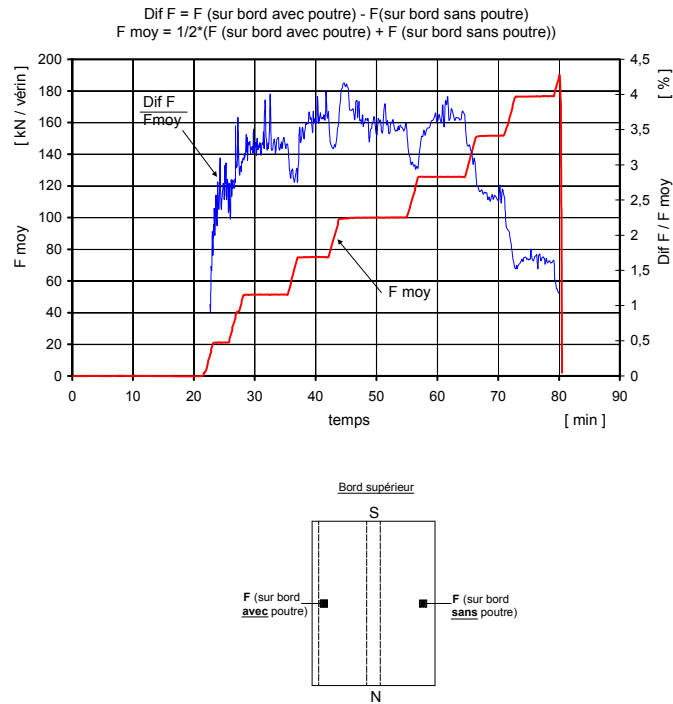


Figure 47 : Résultats : Capteurs de force.

3.2. Jauges Oméga

3.2.1. Bord supérieur

Bord supérieur

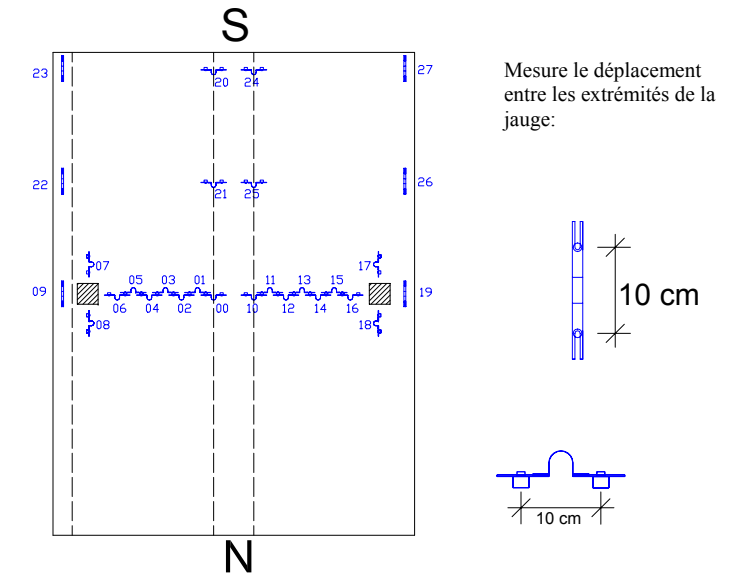
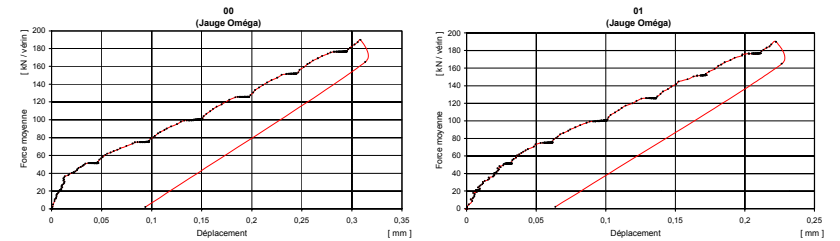
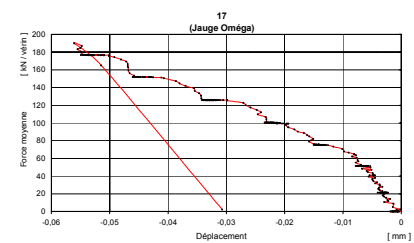
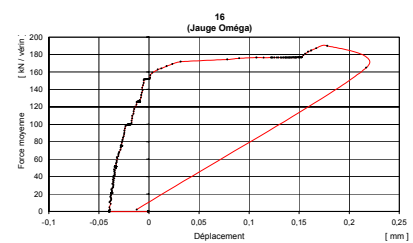
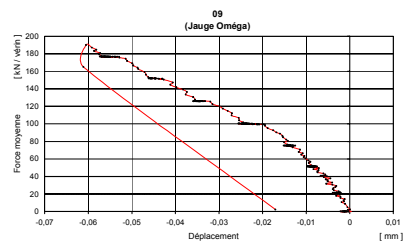
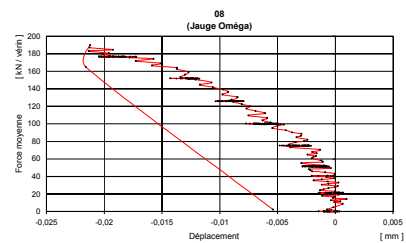
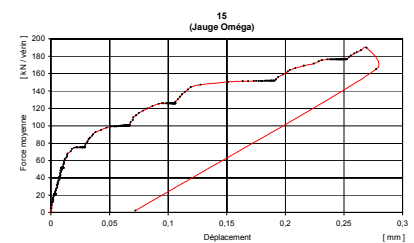
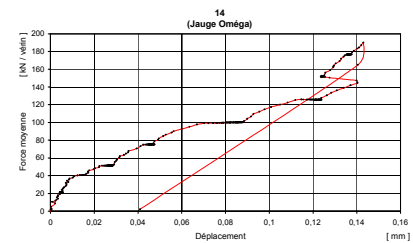
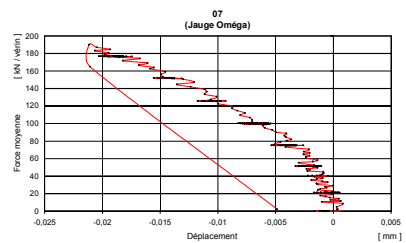
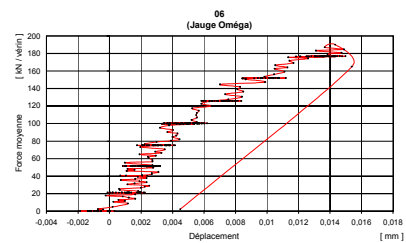
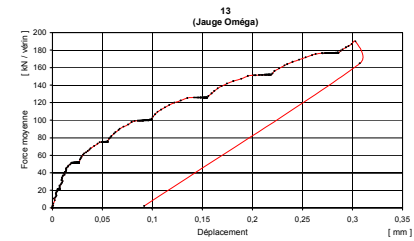
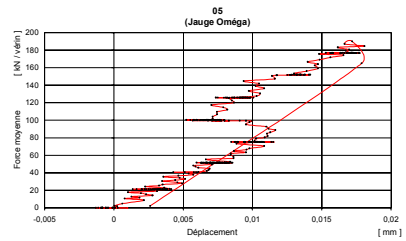
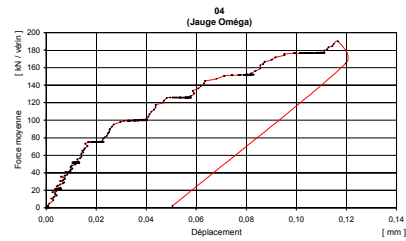
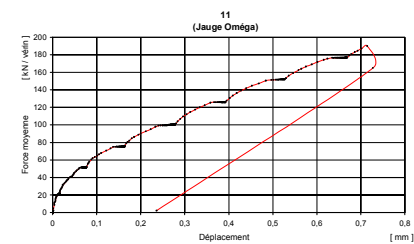
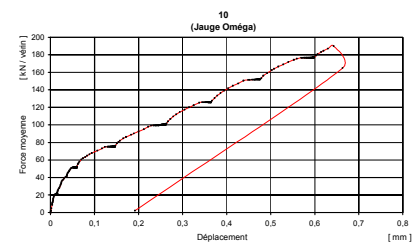
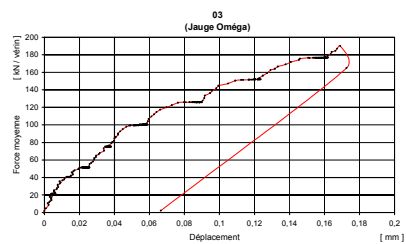
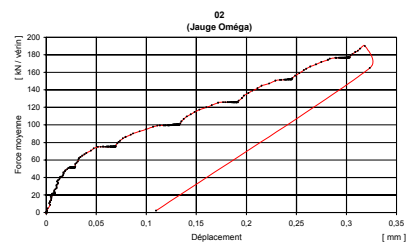


Figure 48 : Localisation et identification des jauges oméga (bord supérieur)





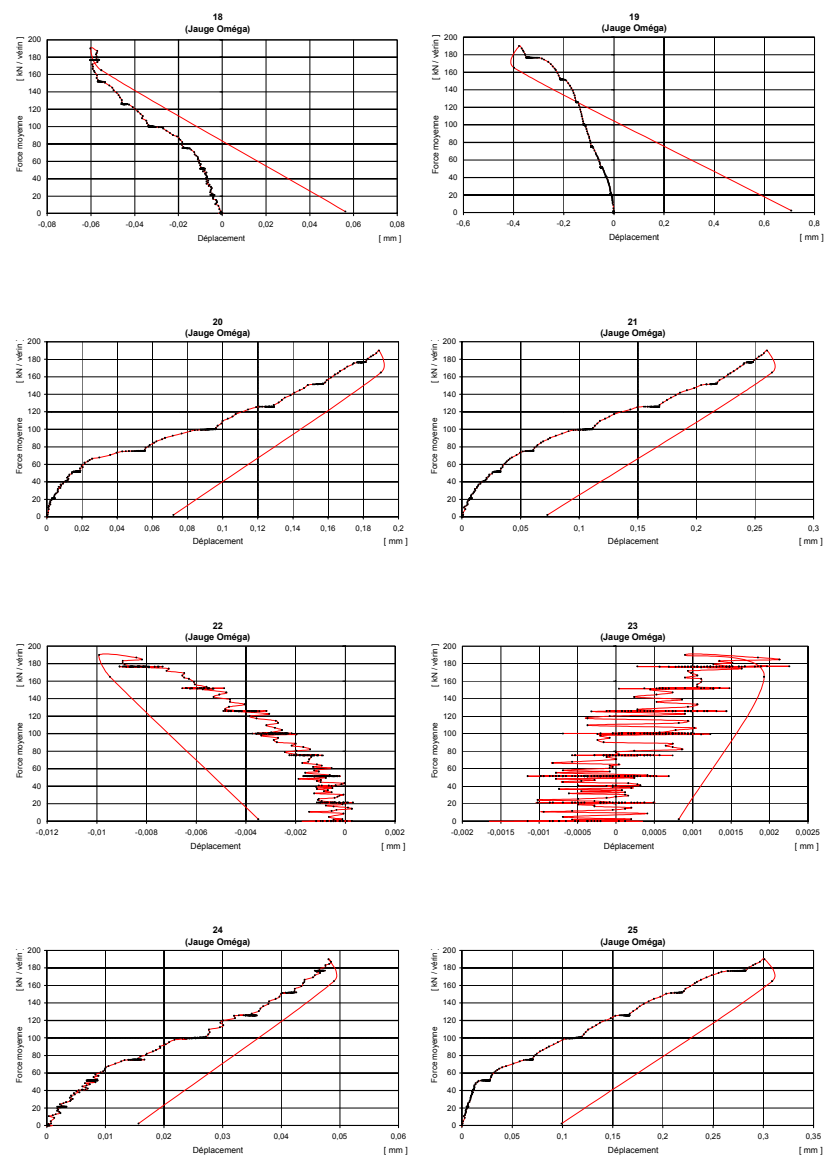
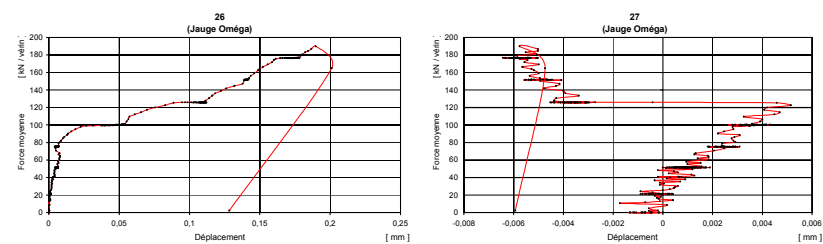


Figure 49 : Résultats : Jauges oméga, bord supérieur.



3.2.2. Bord inférieur

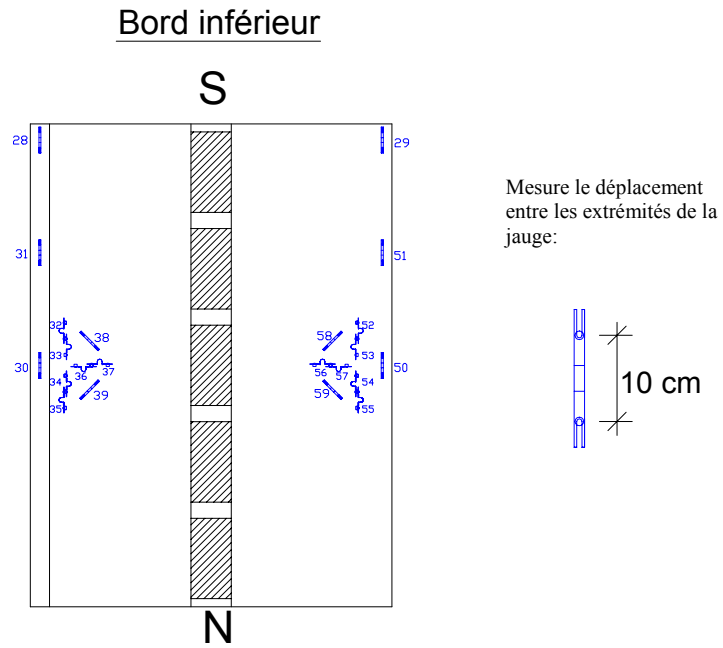
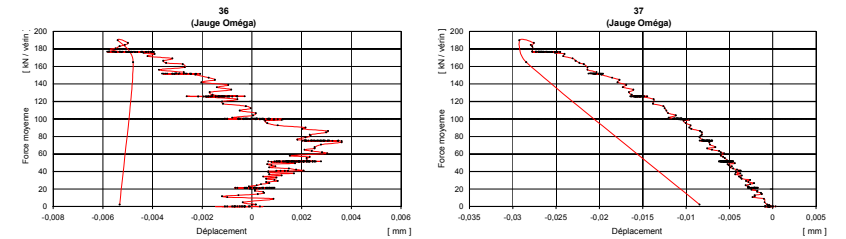
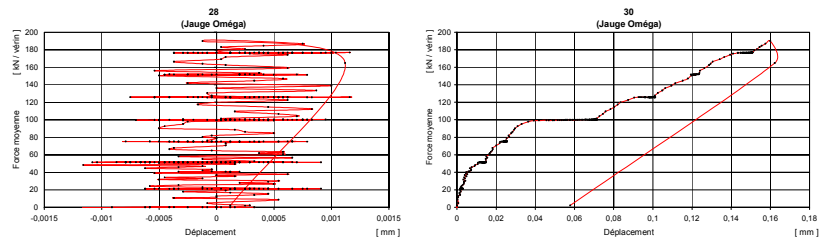
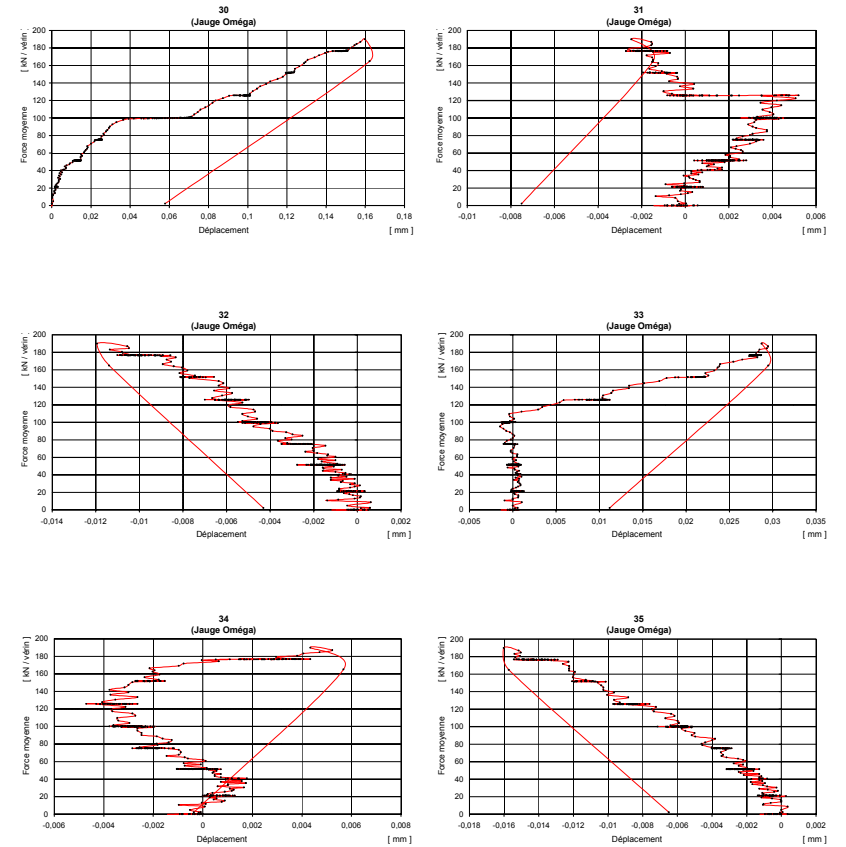


Figure S0 : Localisation et identification des jauges oméga (bord inférieur).



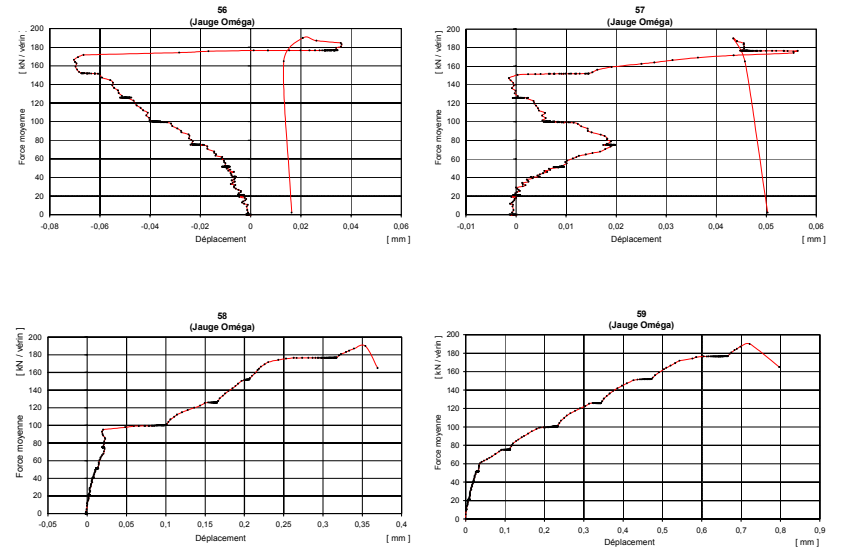
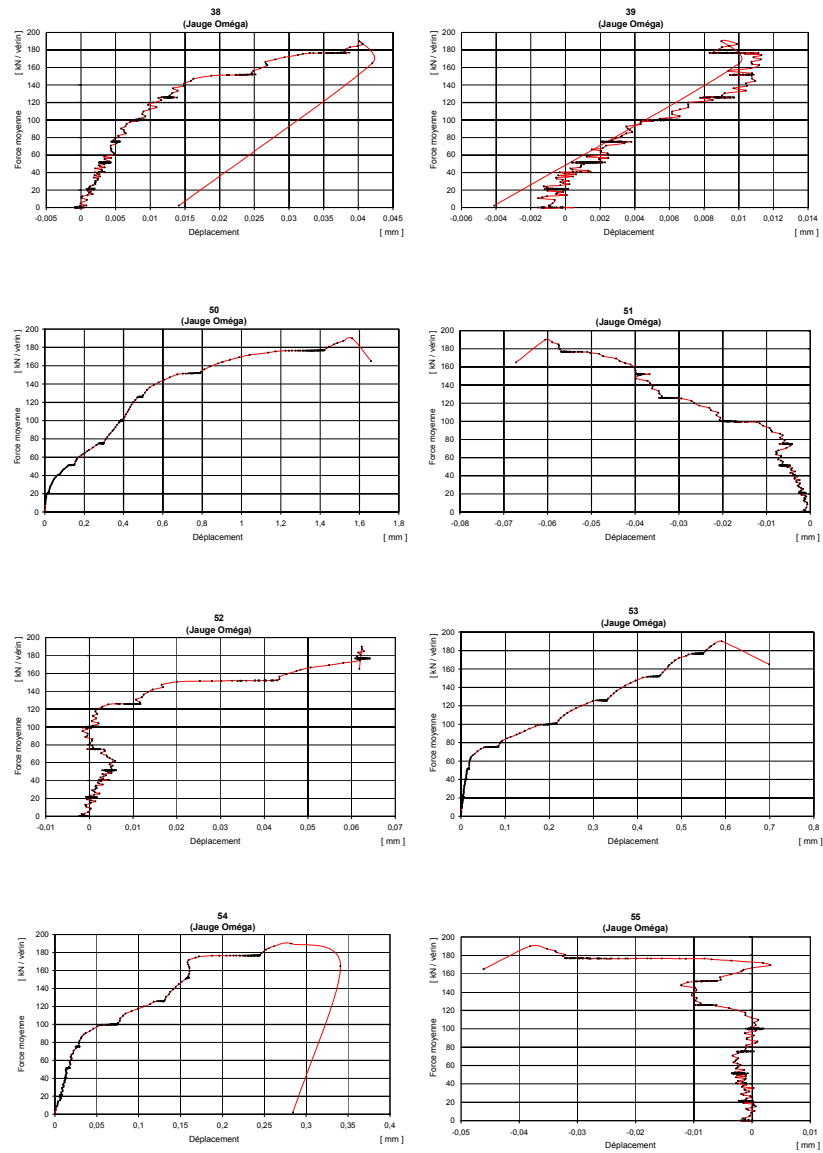
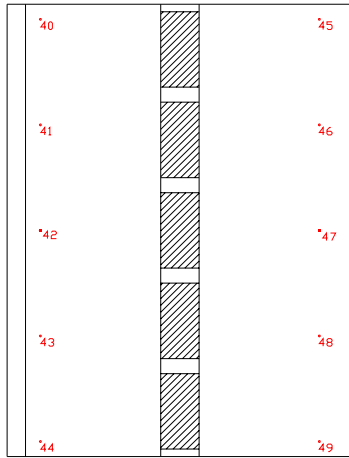


Figure 51 : Résultats : Jauges oméga, bord inférieur.

3.3. Capteurs inductifs

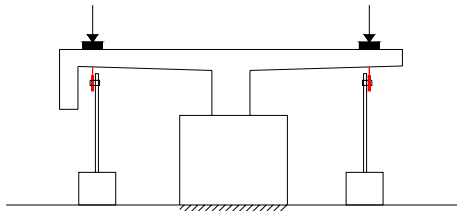
Bord inférieur

S



N

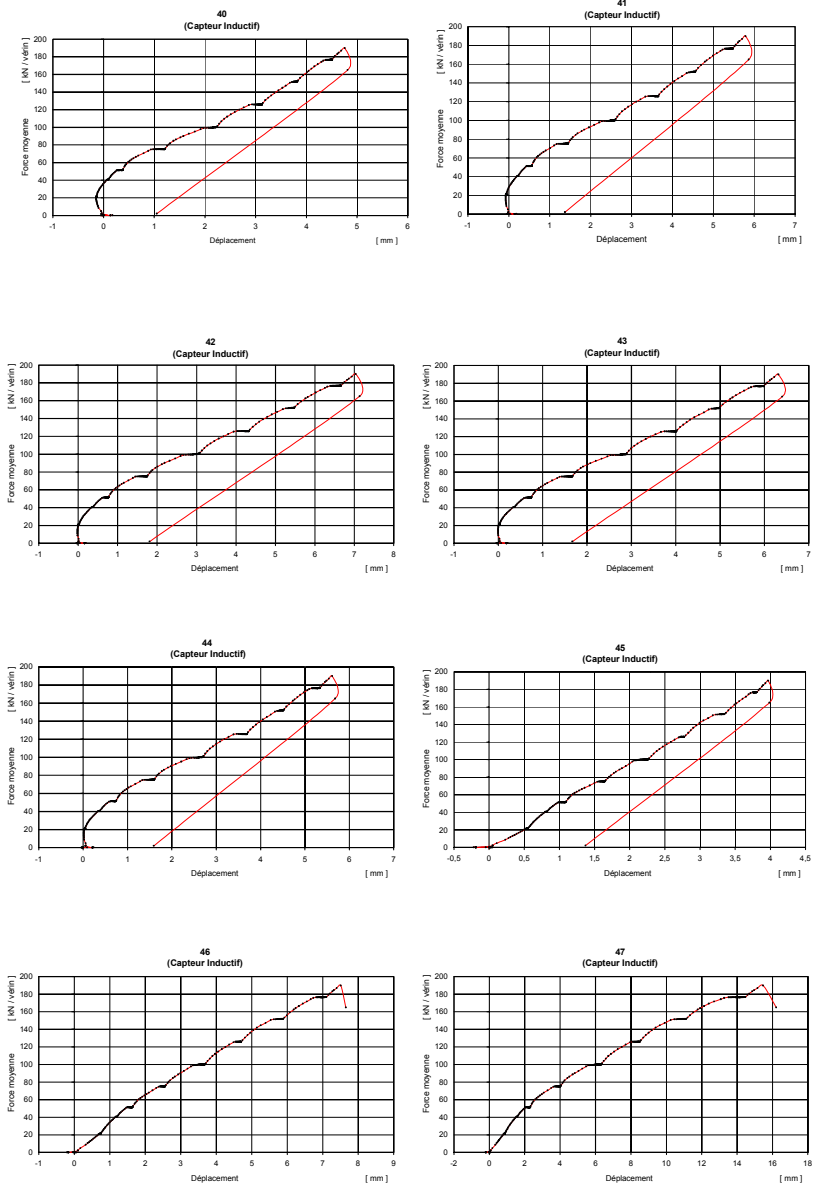
Vue latéral



Mésure le déplacement vertical:



Figure 52 : Localisation et identification des capteurs inductifs.



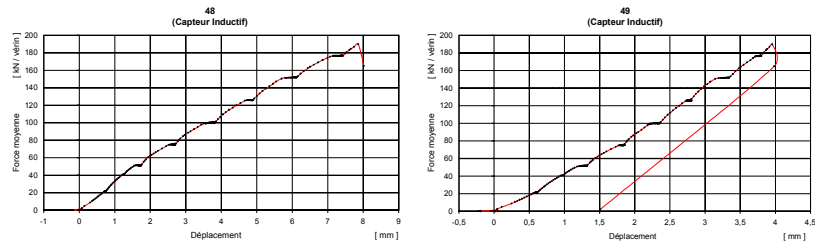


Figure 53 : Résultats : Capteurs inductifs.

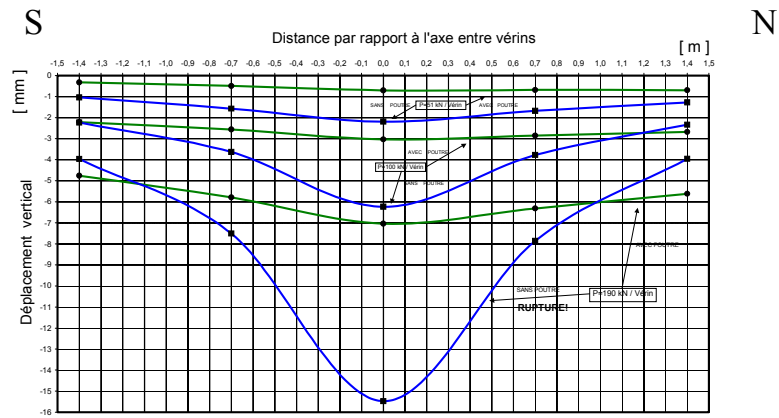


Figure 54 : Comparaison des déformées du bord libre des 2 porte-à-faux.

3.4. Inclinomètres

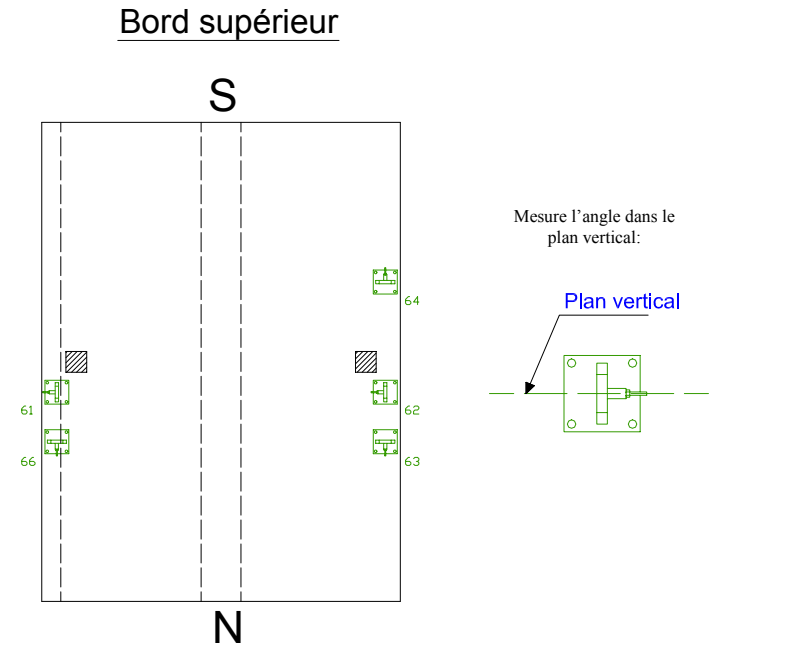
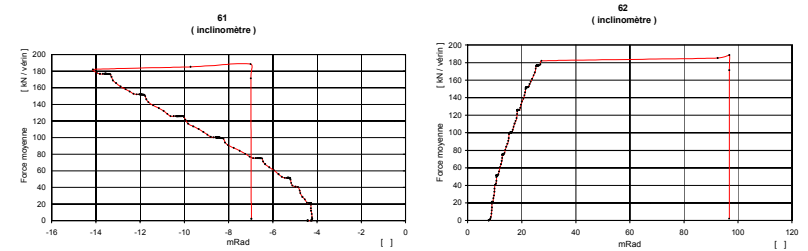


Figure 55 : Localisation et identification des inclinomètres.



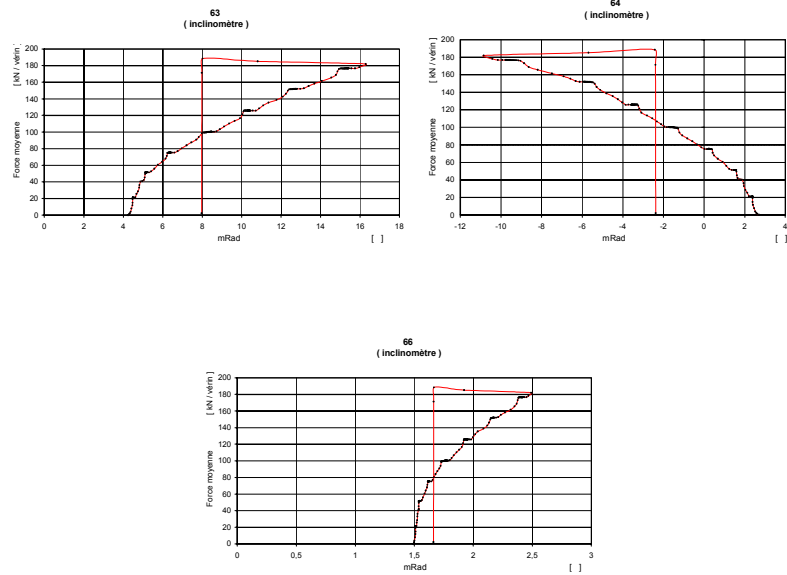


Figure 56 : Résultats : Inclinomètres.

3.5. Levée de fissures

Pendant l'essai une levée de fissures a été faite : pour chaque palier de charge, les fissures ont été marquées sur la dalle et respectivement identifiées avec un numéro qui permet de les lier à la charge du palier. Cette évolution, dès la formation du première groupe de fissure jusqu'à quasiment la rupture est qualitativement donnée dans la **Figure 57**. Les fissures formées dans le bord supérieur des porte-à-faux jusqu'au dernier palier de charge sont montrées à la **Figure 58**.

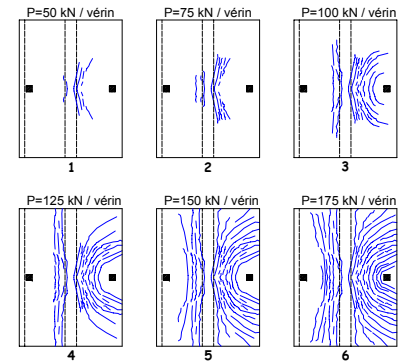
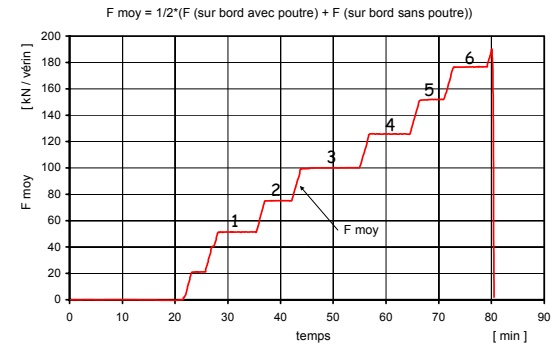


Figure 57 : Résultats : Évolution de la formation des fissures (bord supérieur).



Figure 58 : Fissures à la face supérieure ($P=175$ kN/vérin).

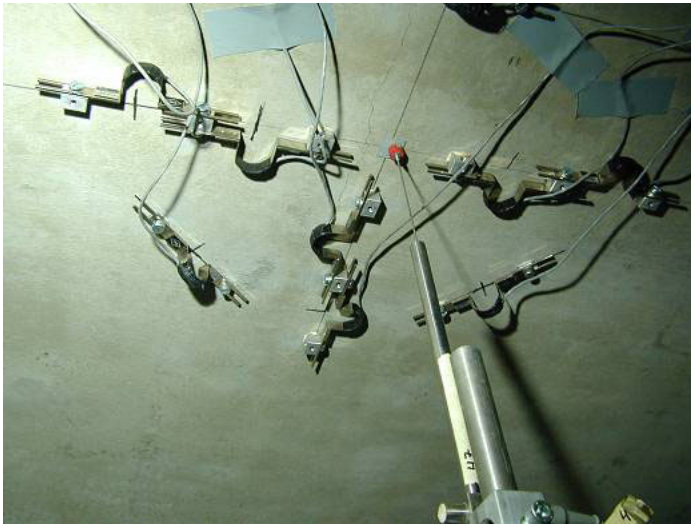


Figure 59 : Fissure transversale à la face inférieure ($P=75$ kN/vérin).

À la face inférieure, la plus importante fissure observée est dans la **Figure 59**. Il s'agit d'une fissure transversale à la face inférieure du porte-à-faux sans poutre de renforcement, directement sous la charge appliquée. On a pu voir la formation de cette fissure quand la charge dans chaque vérin était de 75 kN (palier numéro 2, à la **Figure 57**).



Figure 60 : Marcation des fissures sur la dalle.

3.6. Mode de Rupture

Le mode de rupture a été le poinçonnement dans le porte-à-faux sans la poutre de renforcement. (**Figure 61**). La charge de rupture moyenne a été de approximativement 190 kN, avec une différence de 2% entre les charges des deux vérins, par rapport à la charge moyenne. Comme d'habitude pour le poinçonnement, la rupture s'a produit d'une manière fragile. Toutefois, on a pu observer le principe de la formation d'un mécanisme de rupture en flexion, avec nombreuses fissures de flexion (voir chapitre précédent). Après avoir atteint le niveau maximal de la charge, la bordure du porte-à-faux sans poutre a perdu sa capacité de résistance. Il était visible la formation d'une espèce de cône de diamètre croissant vers la face inférieure de la dalle quasiment dégagé du reste de la structure (**Figure 63**). Les armatures, paraît 'il, n'ont pas été coupées, elles ont eu la capacité de suivre les déformations imposées par l'arrachement du demi cône de béton, ce qui a, peut-être, contribué pour une certaine ductilité après la rupture, en évitant l'arrachement complet de la partie de la bordure sous la charge concentré (**Figure 65**).



Figure 61 : Rupture par poinçonnement.

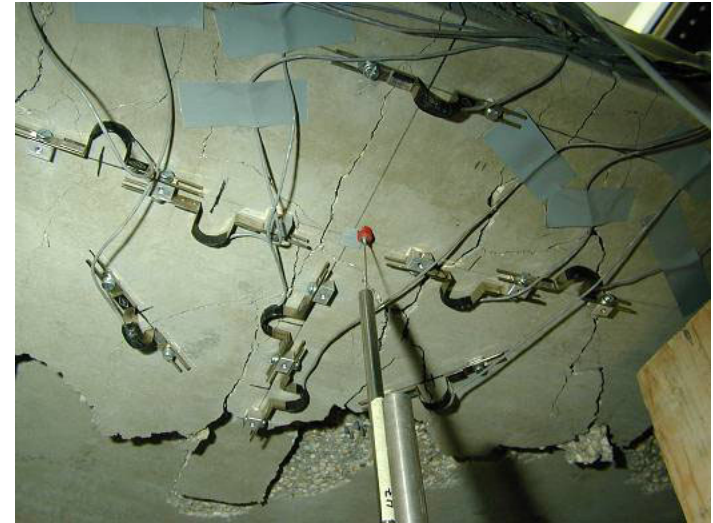


Figure 62 : Vue inférieure du cône de poinçonnement.



Figure 63 : Angle de ouverture du cône de poinçonnement.



Figure 64 : Armatures de flexion après poinçonnement.



Figure 65 : Cône de poinçonnement (après nettoyage).

3.7. Essai des éprouvettes en béton

Un essai de laboratoire pour déterminer les caractéristiques du béton utilisé pour faire la dalle a été fait. La résistance à la compression en cylindre (f_{cc}) et le module d'élasticité (E) ont été déterminés, à partir de trois éprouvettes cylindriques de 320 mm d'hauteur et 200 cm² de surface de compression circulaire (**Figure 66**).



Figure 66 : Essai d'éprouvette pour la détermination du module d'élasticité.

Date fabrication	01-05-2002
Date de l'essai	23-05-2002
Age d'essai	22 jours
Granulométrie (mm)	0-10
Ciment	normo 5

Table 4 : Données de l'essai des éprouvettes.

Module E (MPa)

echant. 1	echant. 2	echant. 3
27196	26977	26608
27093	26934	26516
26892	26916	26504
26912	26842	26462
26914	26806	26352

E moy (MPa) 26795

Écart type (MPa) 248

Table 5 : Détermination du module d'élasticité.

Compression

	echant. 1	echant. 2	echant. 3
C(kN)	1017	1066	1100
fcc (MPa)	50,85	53,3	55

(C=force de compression sur le cylindre)

$f_{cc}=C/A$; (A=200 cm²)

fcc moy (Mpa) 53

Écart type (Mpa) 2

Table 6 : Détermination de la résistance moyenne à la compression sur cylindre.

4. Analyse des résultats

4.1. Analyse élastique linéaire

Nous avons utilisé deux logiciels aux éléments finis élastiques linéaires pour analyser le comportement de la dalle utilisé dans l'essai de laboratoire. Les résultats les plus importants sont montrés ci-dessous.

Logiciel CEDRUS® (P=10 kN / vérin)

- Moments m_x (kN.m / m)

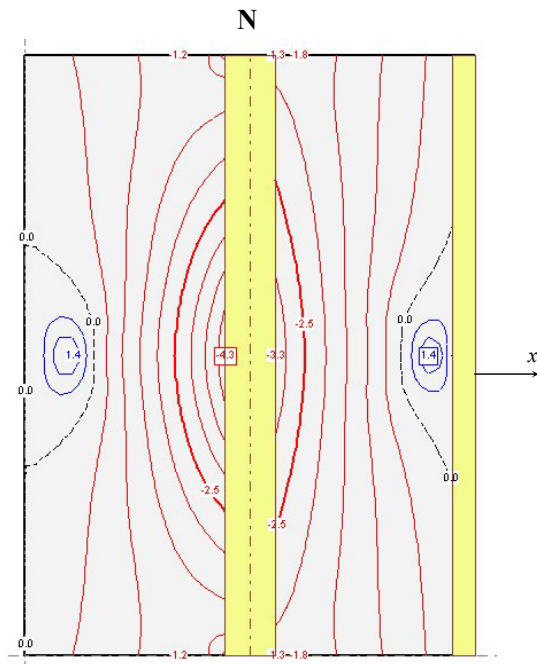


Figure 67 : Moments m_x (kN.m/m) élastique linéaire avec CEDRUS® (P=10 kN/ vérin).

- Déplacement vertical (mm). E=26 GPa.

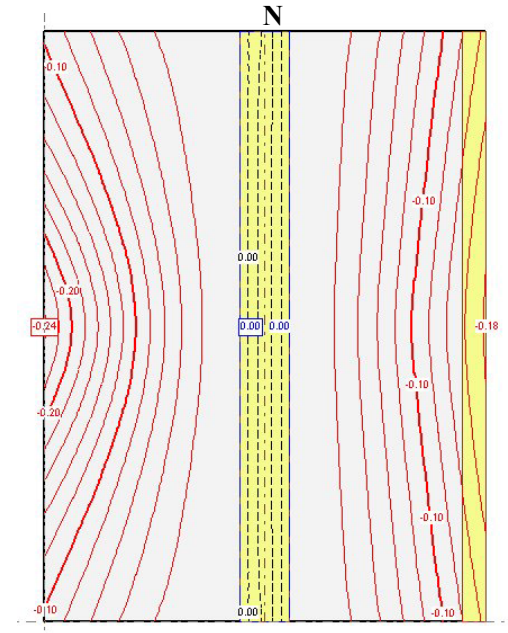


Figure 68 : Déplacement vertical (mm) élastique linéaire avec CEDRUS® (P=10 kN/ vérin).

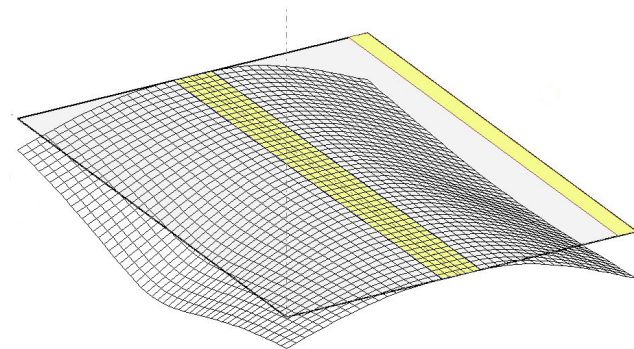
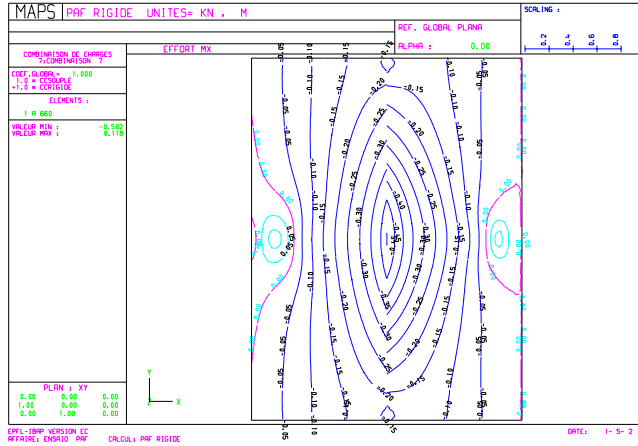


Figure 69 : Déformé spatial élastique linéaire avec CEDRUS®.

Logiciel MAPS® (P=1 kN / vérin)

- Moments m_x (kN.m/m)

Figure 70 : Moments m_x (kN.m/m) élastique linéaire avec MAPS® (P=10 kN/ vérin).

- Déplacement vertical (mm). $E \cong 30$ GPa.

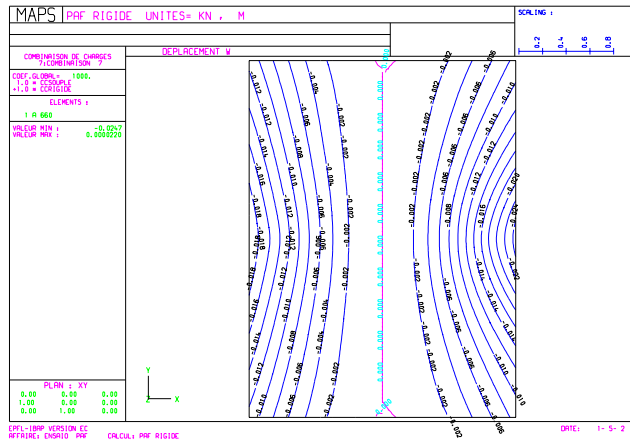


Figure 71 : Déplacement vertical (mm) élastique linéaire avec MAPS® (P=1kN/vérin).

Les résultats obtenus avec les différents logiciels montre bien que les valeurs élastiques sont directement proportionnelles à la charge appliquée. De plus, ils sont valides dans les conditions suivantes : matériel homogène, isotrope, élastique linéaire et non fissuré. Les résultats ainsi obtenus sont donc approximativement valides jusqu'à la formation des premières fissures dans les zones de moment m_x élevé. Après la formation des fissures la distribution des moments dépend aussi de la disposition et quantité des armatures mises dans le béton. Le moment de fissuration peut être alors estimé :

$$m_{cr} = f_{ctm} W_{el}$$

Selon [5], la valeur de la résistance à la traction pure du béton à l'âge de 28 jours peut être définie conventionnellement en fonction de sa résistance moyenne à la compression sur cylindre grâce à la relation suivante :

$$f_{ctm} = 0.315 \cdot f_{cm}^{0.6}$$

Pour $f_{cm}=53.1$ Mpa, valeur déterminé aux 22 jours (voir chapitre « Essai des éprouvettes en béton »), en prenant la section de la dalle à l'encastrement, nous avons, approximativement :

$$m_{cr} = 0.315 \cdot 53.1^{0.6} \cdot \left(\frac{0.14^2}{6} \right) \cdot 10^3 = 11.1 \text{ kN.m/m}$$

Les moments m_x dues au poids propre de la structure sont :

Porte-à-faux avec poutre :

$$m_x^{pp} = \frac{p \cdot L^2}{2} + P_{poutre} \cdot L = \frac{0.125 \cdot 25 \cdot 1.0^2}{2} + 1.2 \cdot 1.0 = 2.76 \text{ kN.m/m}$$

Porte-à-faux sans poutre :

$$m_x^{pp} = \frac{p \cdot L^2}{2} = \frac{0.125 \cdot 25 \cdot 1.0^2}{2} = 1.56 \text{ kN.m/m}$$

Et les moments dues à la charge concentrée de 10 kN (voir **Figure 67**) :

$$\text{Porte-à-faux avec poutre : } m_x^{P=10 \text{ kN}} = 3.8 \text{ kN.m/m}$$

$$\text{Porte-à-faux sans poutre : } m_x^{P=10 \text{ kN}} = 4.3 \text{ kN.m/m}$$

Finalement, la charge correspondant à la formation de la première fissure est la plus petite des valeurs suivantes :

$$\text{Porte-à-faux avec poutre : } m_x^{pp} + \lambda m_x^{P=10 \text{ kN}} = m_{cr} \Rightarrow 2.76 + \lambda 3.8 = 11.1 \Rightarrow \lambda = 2.19 \Rightarrow P_{cr} = 21.9 \text{ kN}$$

$$\text{Porte-à-faux sans poutre : } m_x^{pp} + \lambda m_x^{P=10 \text{ kN}} = m_{cr} \Rightarrow 1.56 + \lambda 4.3 = 11.1 \Rightarrow \lambda = 2.21 \Rightarrow P_{cr} = 22.1 \text{ kN}$$

Nous pouvons donc conclure que les 2 porte-à-faux fissurent pratiquement au même temps et pour une charge d'environ 22 kN. L'apparition de plusieurs fissures visibles pour le palier de charge $P=50 \text{ kN}$ /vérin valide les calculs faits. Pour $P=20 \text{ kN}$ / vérin, aucune fissure a été trouvée (voir chapitre « Levée des fissures »).

4.2. Comportement à la rupture

4.2.1. Mécanismes en flexion

Pour la détermination de la charge de rupture de la structure essayé, 2 modèles de lignes de rupture on été abordés, de complexité croissant et basés dans théorie de la plasticité (plus spécifiquement, la méthode cinématique). Seulement le porte-à-faux sans la poutre de renforcement a été abordé.

La connaissance préalable des moments plastiques de notre porte-à-faux est une condition essentiel pour les calculs prochains (avec $m \leq 0.9 \cdot d \cdot f_u \cdot a_s$ et $f_u=550 \text{ MPa}$, voir le chapitre « Schéma d'armatures » pour a_s et d) :

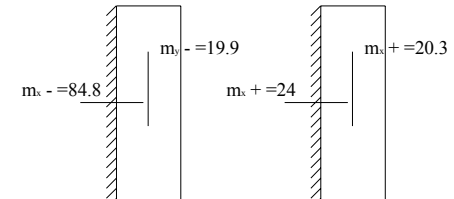


Figure 72 : Moments plastiques dans le porte-à-faux sans poutre de renforcement (kN.m/m).

4.2.1.1. Mécanisme 1

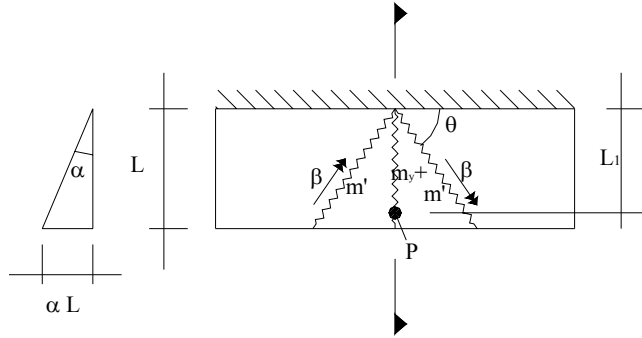


Figure 73 : Mécanisme (1) de rupture à la flexion.

Selon la théorie de la plasticité [1] :

$$\text{Eq. 1} \quad m' = m_x^- \cos^2 \theta + m_y^- \sin^2 \theta$$

La compatibilité des déformations verticales donne :

$$\beta \cos \theta = \alpha$$

À partir de l'égalisation des travaux intérieurs et extérieurs (Eq. 4), nous tirons l'expression qui donne la charge de rupture (P) pour une telle configuration des lignes de rupture (θ) (Eq. 5). Le travail intérieur le long de chaque ligne de rupture est toujours un numéro positif. Il en résulte de la multiplication de trois facteurs : la longueur de la ligne de rupture, le moment plastique par unité le longueur de la ligne de rupture et la rotation relative des deux plans de dalle contigus (Eq. 2 et Eq. 3).

$$\text{Eq. 2} \quad W_i = (2\beta \sin \theta) L m_y^+ + 2m' \beta \frac{L}{\sin \theta}$$

$$\text{Eq. 3} \quad W_e = P \alpha L_1 + \gamma_{bet} h \left[\frac{1}{3} \frac{(2L \cot g \theta) L}{2} \beta (\cos \theta) L \right]$$

$$\text{Eq. 4} \quad W_i = W_e$$

$$\text{Eq. 5} \quad P = \frac{2(\sin \theta) L m_y^+ + 2m' \frac{L}{\sin \theta} - \gamma_{bet} h \frac{(L^3 (\cot g \theta) \cos \theta)}{3}}{(\cos \theta) L_1}$$

Pour les moments donnés par l'Eq. 1 et la Figure 72, et avec $L=1$, $L_1=0.785$ m, $\gamma_{bet}=25$ kN/m³ et $h=0.125$ m, la résolution numérique de l'Eq. 5, en cherchant le mécanisme de rupture (correspondant à la charge P la plus petite) est sous la forme graphique dans la Figure 74.

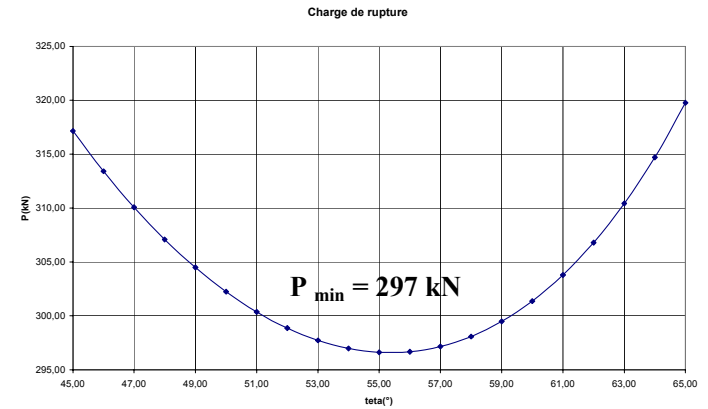


Figure 74 : Charge de rupture pour mécanisme (1) à la flexion.

4.2.1.2. Mécanisme 2

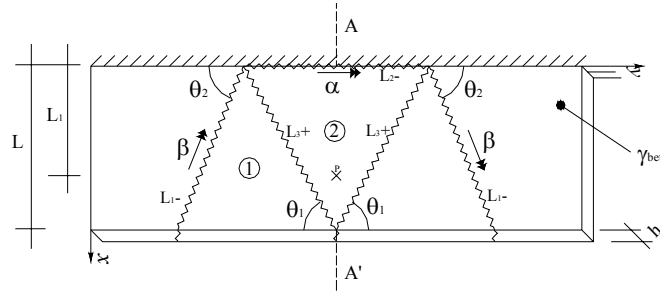
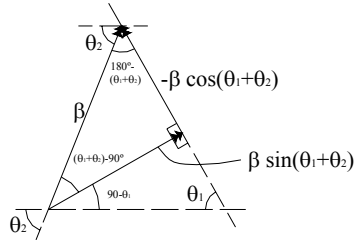
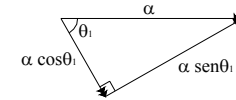


Figure 75 : Mécanisme (2) de rupture à la flexion.

La décomposition de la rotation de corps rigide β du panneau 1 selon la ligne L_{3+} peut se faire de la manière suivante :

Figure 76 : Décomposition de la rotation β de corps rigide selon la ligne de rupture L_{3+} .

D'une mode analogue, la décomposition de la rotation de corps rigide α du panneau 2 selon la ligne L_{3+} peut se faire de la manière suivante :

Figure 77 : Décomposition de la rotation α de corps rigide selon la ligne de rupture L_{3+} .

À partir de la compatibilité des rotations entre les panneaux 1 et 2 (Figure 76 et Figure 77), on trouve la relation entre α et β .

$$\alpha \sin \theta_1 = \beta \sin(\theta_2 + \theta_1) \Rightarrow \beta = \frac{\sin \theta_1}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \alpha$$

Les longueurs de chaque ligne de rupture sont données en fonction de θ_1 ou θ_2 (Figure 75).

$$L_1^- = \frac{L}{\sin \theta_2} \quad L_2^- = \frac{2L}{\tan \theta_2} \quad L_3^+ = \frac{L}{\sin \theta_1}$$

Et les rotations relatives le long les lignes de rupture sont données en fonction de θ_1 ou θ_2 et α .

$$\theta_{1rel} = \frac{\sin \theta_1}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \alpha \quad \theta_{2rel} = \alpha$$

$$\theta_{3rel} = \alpha \left(\cos \theta_1 - \frac{\sin \theta_1 \cos(\theta_2 + \theta_1)}{\sin(\theta_2 + \theta_1)} \right)$$

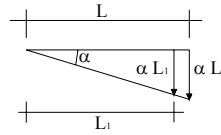


Figure 78 : Coupe A-A' : Déplacements verticaux à l'axe de symétrie (α petit).

Selon la théorie de la plasticité [1], le moment plastique en chaque ligne de rupture est :

$$m_1' = m_x^- \cos^2 \theta_2 + m_y^- \sin^2 \theta_2 \quad m_2' = m_x^-$$

$$m_3' = m_y^+ \sin^2 \theta_1 + m_x^+ \cos^2 \theta_1$$

En prenant ces derniers résultats, nous obtenons l'énergie dissipée dans les lignes de rupture, avec :

$$W_i (\text{ligne rupture}) = \sum_{i=1}^3 L_i m_i' \theta_{rel i}$$

$$W_1 = \left[\frac{2L}{\sin \theta_2} (m_x^- \cos^2 \theta_2 + m_y^- \sin^2 \theta_2) \frac{\sin \theta_1}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \right] \alpha$$

$$W_2 = \frac{2L}{\tan \theta_1} m_x^- \alpha$$

$$W_3 = \left[\frac{2L}{\sin \theta_1} (m_y^+ \sin^2 \theta_1 + m_x^+ \cos^2 \theta_1) \left(\cos \theta_1 - \frac{\sin \theta_1 \cos(\theta_2 + \theta_1)}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \right) \right] \alpha$$

Et aussi le travail des charges extérieures (le poids propre et la charge concentrée), voir la **Figure 78** :

$$W_e = W_{epp} + W_{ecc} = \left(\frac{L^2}{\tan \theta_2} + \frac{2L^2}{\tan \theta_1} \right) \alpha L h \gamma_{bet} + P \alpha L_1$$

L'énergie dissipée doit être égal au travail fait par les charges extérieures :

$$W_e = W_i \Rightarrow P = \frac{W_1 + W_2 + W_3 - W_{epp}}{L_1}$$

Le paramètre α est présent en tous les termes de la dernière équation, on peut donc le couper car il n'influence pas le résultat. Pour $\gamma_{bet} = 25 \text{ kN/m}^3$, $h=0.125 \text{ m}$, $L=1.0 \text{ m}$ et $L_1=0.785 \text{ m}$, la combinaison de θ_1 et θ_2 qui donne la valeur de P le plus petit est (**Figure 79**).

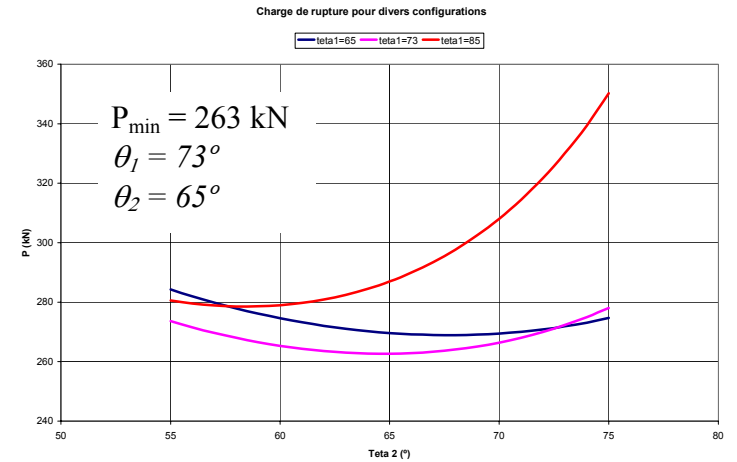


Figure 79 : Charge de rupture pour mécanisme (2) à la flexion.

4.2.2. Poinçonnement

La détermination de la charge de rupture par poinçonnement s'a fait en suivant les indications de la norme SIA 162 [6], dans les numéro 3 25 4 et 3 25 406 :

$$V_R = 1.8 \cdot \tau_{c,red} \cdot u \cdot d$$

Le périmètre critique u et l'hauteur statique d_m sont les suivantes :

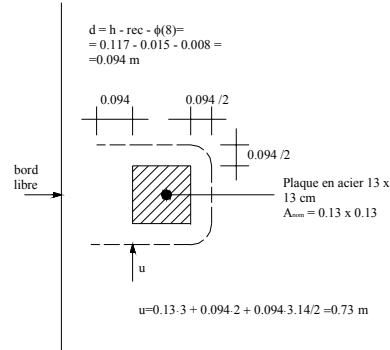


Figure 80 : Calcul du périmètre critique et de l'hauteur statique.

La résistance à la compression élevée de ce béton (voir chapitre « Essai des éprouvettes en béton ») est suffisamment haute pour considérer, selon le tableau 2 de la norme SIA 162, que la valeur de calcul de la contrainte tangentielle ultime ($\tau_{c,red}$) est égal à 1.2 MPa. La valeur de la charge ultime ainsi calculée est :

Eq. 6

$$P_u = 1.8 \cdot 1.2 \cdot 10^3 \cdot 0.73 \cdot 0.094 = 148 \text{ kN}$$

Quand comparé avec les charges associées aux mécanismes de flexion expliqués dans les chapitres précédents, ce valeur est nettement inférieur et le plus petit des trois situations analysées (2 de flexion et une de poinçonnement) : Ceci confirme le mode de rupture obtenu dans l'essai, le poinçonnement. La valeur calculé à 'Eq. 6 est, néanmoins, inférieur de ce qu'on a trouvé dans l'essai, dans la raison :

$$\lambda = \frac{P_{u,essai}}{P_{u,calc}} = \frac{190}{148} \approx 1.3$$

Ce dernier ajustement est en principe justifié par les différences entre la valeur de calcul de la contrainte tangentielle ultime ($\tau_{c,red}$) et la valeur réelle.

Dans un porte-à-faux 3 fois plus grand, c'est-à-dire, notre situation original et sans réduction d'échelle, nous avons les différences suivantes, pour le calcul de la charge de rupture par poinçonnement (la situation originale est signalée avec une apostrophe) :

$$d' = 3 \cdot d$$

$$u' = 3 \cdot u$$

Et la charge de rupture de notre porte-à-faux original, sur une charge concentré (en vérité, répartie sur une surface carré de 0.4 m de côté) vaut :

$$P'_{ponc} = \lambda \cdot 1.8 \cdot \tau_{c,red} \cdot (3 \cdot u') \cdot (3 \cdot d') = 9 \cdot 190 = 1710 \text{ kN}$$

Cependant, pour la situation original (sans réduction d'échelle), il faut vérifier si le mécanisme à la flexion est le déterminant (voir le chapitre précédent « mécanismes en flexion »). Il faut donc calculer encore une fois le mécanisme 2, car il donne une charge plus petite que le mécanisme 1. Les nouveaux moments plastiques sont :

$$\rho = \rho' \\ \Rightarrow a'_s = \frac{d'}{d} \cdot a_s$$

$$m'_p = a'_s \cdot 0.9 \cdot d' \cdot f_u = \frac{d'}{d} \cdot a_s \cdot 0.9 \cdot d' \cdot f_u = 9 \cdot a_s \cdot 0.9 \cdot d = 9 \cdot m_p$$

Et toutes les dimensions sont à multiplier par 3, le facteur l'échelle :

$$h' = 3 \cdot h \quad L' = 3 \cdot L \quad L'_1 = 3 \cdot L_1$$

Avec ces changements, la charge la plus petite et la configuration de rupture est :

$$P'_{flexion} = 2285 \text{ kN} \quad \theta_1 = 72^\circ \quad \theta_1 = 64^\circ$$

La charge de rupture de notre porte-à-faux original vaut alors:

$$P'_{rup} = \min(P'_{ponç}, P'_{flexion}) = P'_{ponç} = 1710 \text{ kN}$$

Étant le mode de rupture le poinçonnement.

5. Étude paramétrique dans le domaine élastique

5.1. Analyse dimensionnel

Le moment élastique maximal $\mathbf{m}_x$ à l'encastrement et la flèche élastique maximale Δ d'une dalle en porte-à-faux chargée par une force concentrée peuvent être vue, à priori, comme variables dépendants de (**Figure 81**).

1. $\mathbf{P}$, la force concentrée.
2. $\mathbf{c}$, la distance entre la force concentrée et l'encastrement.
3. $\mathbf{b}$, la dimension du coté du carré d'application de la force.
4. $\mathbf{L}_x$ et $\mathbf{L}_y$ les dimensions du porte-à-faux.
5. $\mathbf{h}_1$ et $\mathbf{h}_2$, les épaisseurs du porte-à-faux.
6. $\mathbf{b}_p$ et $\mathbf{h}_p$, les dimensions de la poutre de renforcement.
7. $\mathbf{E}$, le module d'élasticité du béton¹⁾
8. $\mathbf{\nu}$, le coefficient de Poisson du béton.

¹⁾ Ce paramètre n'a pas d'influence sur le moment élastique maximal $\mathbf{m}_x$, mais seulement sur la flèche élastique maximale.

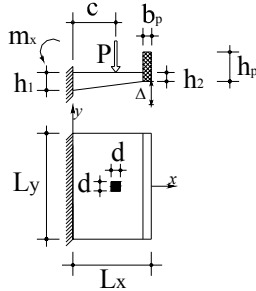


Figure 81 : Porte-à-faux avec poutre de renforcement

Le moment $\mathbf{m}_x$ est une fonction des paramètres suivants :

$$\text{Eq. 7} \quad m_x = f(P, d, c, L_x, L_y, h_p, b_p, h_2, h_1, \nu)$$

Selon [2], cette fonction peut avoir la forme :

$$\text{Eq. 8} \quad m_x = C_\alpha P^{c_1} d^{c_2} c^{c_3} L_x^{c_4} L_y^{c_5} h_p^{c_6} b_p^{c_7} h_2^{c_8} h_1^{c_9} \nu^{c_{10}}$$

Où C_α et c_i sont inconnues à déterminer. L'équation antérieure doit être dimensionnellement homogène. Dans la base M L T, nous avons :

$$\begin{aligned} MLT^{-2} &= (MLT^{-2})^{c_1} L^{c_2} L^{c_3} L^{c_4} L^{c_5} L^{c_6} L^{c_7} L^{c_8} L^{c_9} \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow MLT^{-2} = M^{c_1} L^{\sum_{i=1}^9 c_i} T^{-2c_1} \\ \left. \begin{aligned} (M) &\left\{ \begin{aligned} 1 &= c_1 \\ (L) &\left\{ \begin{aligned} 1 &= \sum_{i=1}^9 c_i \\ (T) &\left\{ \begin{aligned} -2 &= -2c_1 \end{aligned} \end{aligned} \right. \end{aligned} \right\} \end{aligned} \right\} \end{aligned}$$

Les équations en (M) et en (T) sont dépendants. Nous pouvons exprimer c_4 en fonction des autres paramètres :

$$\begin{aligned} (L) &\left\{ \begin{aligned} c_4 &= -(c_2 + c_3 + c_5 + c_6 + c_7 + c_8 + c_9) \\ (T) &\left\{ \begin{aligned} c_1 &= 1 \end{aligned} \right. \end{aligned} \right. \\ \text{Eq. 9} \end{aligned}$$

En substituant ce résultat dans **Eq. 8**:

$$\begin{aligned} m_x &= C_\alpha P^{c_1} d^{c_2} c^{c_3} L_x^{-(c_2+c_3+c_5+c_6+c_7+c_8+c_9)} L_y^{c_5} h_p^{c_6} b_p^{c_7} h_2^{c_8} h_1^{c_9} \nu^{c_{10}} \Leftrightarrow \\ \text{Eq. 10} \quad \left(\frac{m_x}{P} \right) &= C_\alpha \left(\frac{d}{L_x} \right)^{c_2} \left(\frac{c}{L_x} \right)^{c_3} \left(\frac{L_y}{L_x} \right)^{c_5} \left(\frac{h_p}{L_x} \right)^{c_6} \left(\frac{b_p}{L_x} \right)^{c_7} \left(\frac{h_2}{L_x} \right)^{c_8} \left(\frac{h_1}{L_x} \right)^{c_9} (\nu)^{c_{10}} \\ \pi_1 &= \left(\frac{m_x}{P} \right) \quad \pi_2 = \left(\frac{d}{L_x} \right) \quad \pi_3 = \left(\frac{c}{L_x} \right) \quad \pi_4 = \left(\frac{L_y}{L_x} \right) \quad \pi_5 = \left(\frac{h_p}{L_x} \right) \\ \pi_6 &= \left(\frac{b_p}{L_x} \right) \quad \pi_7 = \left(\frac{h_2}{L_x} \right) \quad \pi_8 = \left(\frac{h_1}{L_x} \right) \quad \pi_9 = (\nu) \end{aligned}$$

Nous avons trouvé 9 termes sans dimensions (9 termes π). Le nombre total de variables a été réduit de 12 à 9. Ce résultat est confirmé par le théorème de π -Buckingham [2] – le nombre de termes sans dimensions est égale au nombre de variables de base (11 avec m_x , voir **Eq. 7**) soustrait du nombre de dimensions (2, L et T, voir **Eq. 9**).

L'unique condition sur les termes π c'est qu'ils doivent être indépendants et ne pas avoir des dimensions. Ils peuvent être combinés entre eux pour obtenir des nouveaux termes avec plus de sens physique. [2] :

$$\pi_{10} = \frac{\pi_5^3 \pi_6}{12 \pi_7^4} = \frac{\left(\frac{h_p}{L_x}\right)^3 \left(\frac{b_p}{L_x}\right)}{12 \left(\frac{h_2}{L_x}\right)^4} = \frac{I}{h_2^4} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{b_p h_p^3}{12}$$

$$\pi_{11} = \frac{\pi_8}{\pi_7} = \frac{h_1}{h_2}$$

Les paramètres π_5 et π_6 seront substitués par π_{10} . Cette substitution équivaut à faire l'hypothèse que 2 poutres de bordure de dimensions h_p et b_p différents mais avec la même inertie $b_p \cdot h_p^3/12$ ont le même effet sur la distribution des moments $\mathbf{m}_x$ à l'encastrement et sur la flèche élastique maximale Δ (**Figure 81**).

Les paramètres π_7 et π_8 seront substitués par π_{11} : pour une dalle en porte-à-faux avec $L_y \gg L_x$, la distribution des moments $\mathbf{m}_x$ à l'encastrement dépende de h_1 / h_2 ([7], *Platte Nr. 0/10B*). L' **Eq. 10** devient alors :

$$\left(\frac{m_x}{P}\right) = C_a \left(\frac{d}{L_x}\right)^{c_1} \left(\frac{c}{L_x}\right)^{c_2} \left(\frac{L_y}{L_x}\right)^{c_3} \left(\frac{I}{h_2^4}\right)^{c_4} \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^{c_5} (\nu)^{c_6}$$

5.2. Résultats numériques

Pour obtenir des résultats numériques pour π_1 en fonction de π_{10} , en maintenant des autres paramètres constants dans les valeurs habituels pour un porte-à-faux de pont, nous posons :

$$\begin{array}{ll} \mathbf{E} = 26 \text{ Gpa} & \mathbf{P} = 70 \text{ kN} \\ \mathbf{\nu} = 0,2 & \mathbf{d} = 0.3 \text{ m} \\ \mathbf{c} = 1.85 \text{ m} & \mathbf{h2} = 0.38 \text{ m} \\ \mathbf{L_x} = 3 \text{ m} & \mathbf{bp} = 0.3 \text{ m} \\ \mathbf{L_y} = 30 \text{ m} & \end{array}$$

Pour chaque pair des valeurs de **h1** et **hp**, nous pouvons déterminer le moment élastique maximal $\mathbf{m}_x$ à l'encastrement et la flèche élastique maximale Δ (**Table 7**). Ensuite, les valeurs sans dimensions sont calculés (**Table 8**) et graphiquement représentés dans les **Figure 82** et **Figure 83**. En outre, les **Figure 84** et **Figure 85** représentent la même situation, mais avec la force appliqué à la moitié du porte-à-faux. Le calcul a été fait avec l'aide d'un logiciel de éléments finis élastiques linéaires (SAP 2000).

	h1 = 0,38 m		h1 = 0,76 m		h1 = 1,14 m	
hp (m)	mx- (kN)	Δ(mm)	mx- (kN)	Δ(mm)	mx- (kN)	Δ(mm)
0,38	33,01	0,71	43,09	0,23	48,38	0,12
0,54	30,33	0,62	40,64	0,20	46,31	0,10
0,70	27,45	0,53	37,85	0,17	43,85	0,09
0,87	24,78	0,45	35,09	0,15	41,30	0,08
1,03	22,48	0,40	32,50	0,13	38,83	0,07
1,19	20,56	0,35	30,17	0,12	36,51	0,06
1,35	18,98	0,32	28,11	0,11	34,37	0,06
1,51	17,68	0,30	26,30	0,10	32,43	0,05
1,68	16,60	0,28	24,72	0,09	30,68	0,05
1,84	15,71	0,26	23,34	0,08	29,11	0,04
2,00	14,96	0,25	22,13	0,08	27,69	0,04

Table 7 : Moment et flèche élastique pour différents porte-à-faux.

	h2 / h1 = 1:1		h2 / h1 = 1:2		h2 / h1 = 1:3	
I / (h2) ⁴	mx- / P	Δ / Lx	mx- / P	Δ / Lx	mx- / P	Δ / Lx
0,07	0,47	0,24	0,62	0,08	0,69	0,04
0,19	0,43	0,21	0,58	0,07	0,66	0,03
0,42	0,39	0,18	0,54	0,06	0,63	0,03
0,78	0,35	0,15	0,50	0,05	0,59	0,03
1,30	0,32	0,13	0,46	0,04	0,55	0,02
2,02	0,29	0,12	0,43	0,04	0,52	0,02
2,96	0,27	0,11	0,40	0,04	0,49	0,02
4,16	0,25	0,10	0,38	0,03	0,46	0,02
5,64	0,24	0,09	0,35	0,03	0,44	0,02
7,44	0,22	0,09	0,33	0,03	0,42	0,01
9,59	0,21	0,08	0,32	0,03	0,40	0,01

Table 8 : Moment et flèche élastique pour différents porte-à-faux. (valeurs sans dimensions).

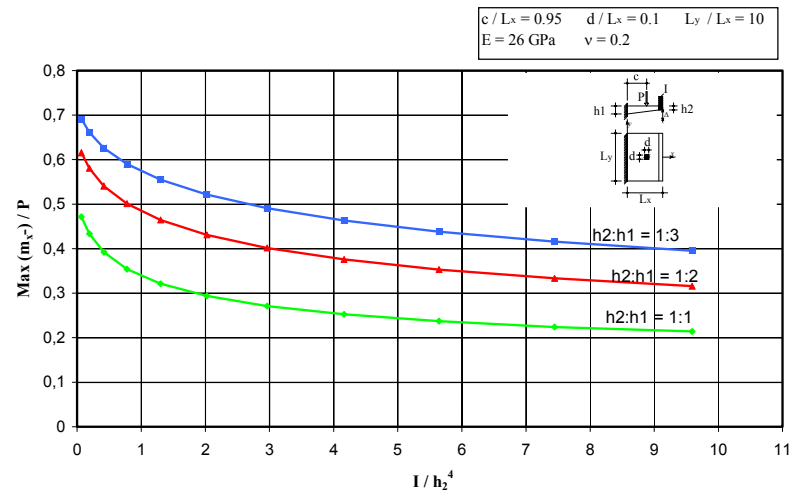


Figure 82 : Influence d'une poutre de bordure sur le moment élastique maximal m_x à l'encastrement (force à l'extrémité du porte-à-faux).

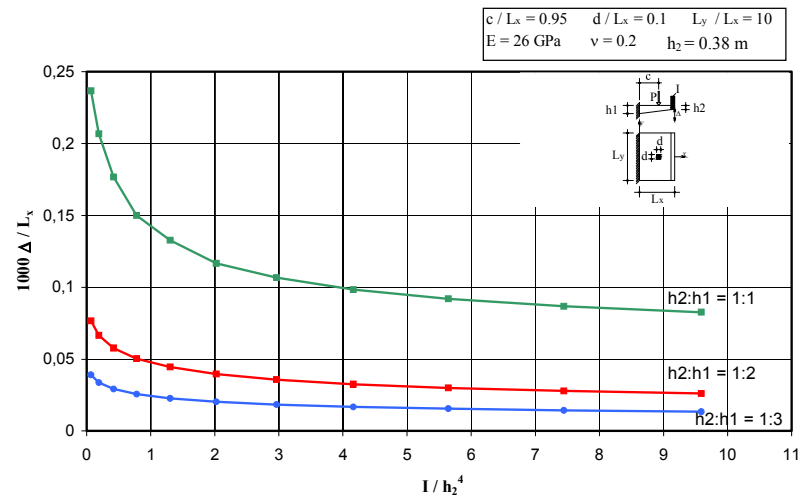


Figure 83 : Influence d'une poutre de bordure sur la flèche élastique maximale Δ (force à l'extrémité du porte-à-faux).

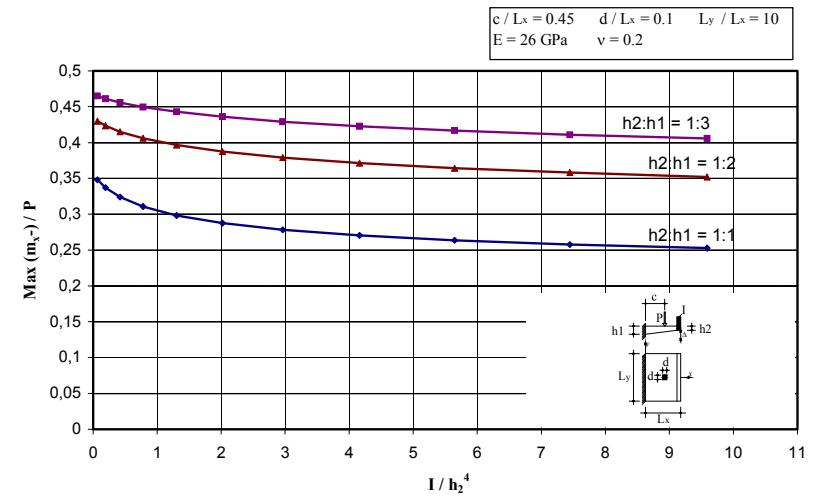


Figure 84 : Influence d'une poutre de bordure sur le moment élastique maximal m_x à l'encastrement (force à la moitié du porte-à-faux).

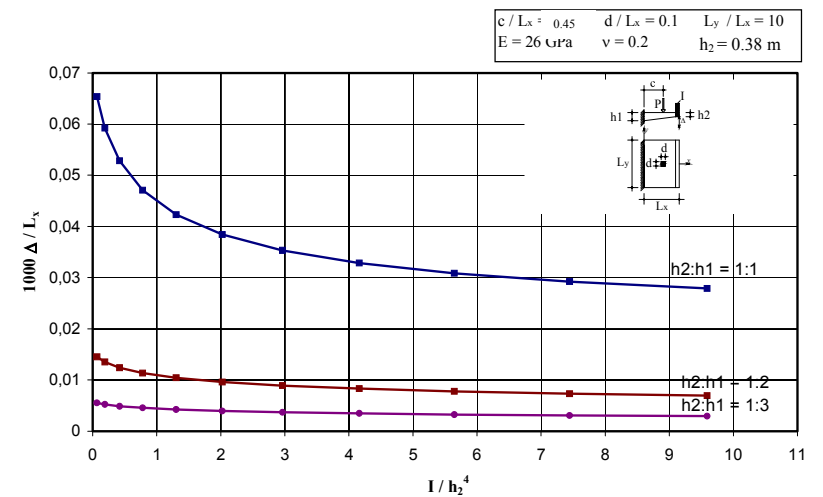


Figure 85 : Influence d'une poutre de bordure sur la flèche élastique maximale Δ (force à la moitié du porte-à-faux).

À partir de [7], *Platte Nr. 0/10A*, nous pouvons confirmer le moment élastique maximal à l'encastrement obtenu pour un porte-à-faux infiniment large ($L_y = \infty$) et de épaisseur constante, soumis à une force unitaire d'extrémité. Nous avons la valeur de 0.47, ce qui confirme la valeur obtenue au moyen de l'analyse avec les éléments finis (**Figure 82**). Le même résultat peut être obtenu à partir de [4].

Dans l'hypothèse simplificatrice d'une diffusion de la charge à 45° , le moment m_x à l'encastrement vaut $0.5 \cdot P$ (**Figure 86**).

$$m_x = \frac{P \cdot c}{2 \cdot c} = 0.5 \cdot P \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow m_x / P = 0.5$$

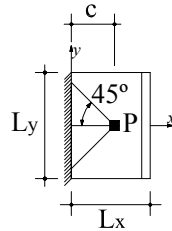


Figure 86 : Diffusion à 45° d'une force concentrée.

Le choix d'un angle de diffusion de la charge à 45° est habituel dans le pré dimensionnement des porte-à-faux soumis à une charge concentrée. Cette choix n'est pas toujours conservatrice car le moment m_x causé par une charge concentrée unitaire à l'extrémité d'un porte-à-faux d'épaisseur variable et sans poutre de renforcement (ou avec poutre de faible inertie) est supérieur à 0.5 (**Figure 82**, courbe bleu et rouge). Cependant, le moment élastique m_x causé par une charge concentrée unitaire à l'extrémité d'un porte-à-faux d'épaisseur constante est toujours inférieur à 0.5, n'importe quel inertie de la poutre de renforcement (**Figure 82**, courbe vert). L'introduction d'une poutre de renforcement a donc les effets suivants :

1. Diminution du moment élastique maximal m_x à l'encastrement causé par une force concentrée à l'extrémité du porte-à-faux. Cet abaissement se chiffre à, approximativement, 30% pour les porte-à-faux d'épaisseur constante avec poutres de renforcement d'inertie courante. L'abaissement est légèrement moins prononcé si l'épaisseur du porte-à-faux est variable.
2. Diminution de la flèche élastique maximale Δ causée par une force concentrée à l'extrémité du porte-à-faux. Cet abaissement se chiffre à approximativement 50%, pour les porte-à-faux analysés d'épaisseur constante ou variable avec poutres de renforcement d'inertie courante.

6. Conclusion

Selon les objectifs initiaux :

1. Étude de l'influence d'une poutre de renforcement de la bordure d'un porte-à-faux de pont sous charge concentrée, sur la distribution longitudinal des moments à l'encastrement et sur les déformations élastiques.

Comme montré dans le chapitre 5, «Étude paramétrique dans le domaine élastique» :

Le choix d'un angle de diffusion de la charge à 45° est habituel dans le pré dimensionnement des porte-à-faux soumis à une charge concentrée d'extrémité.

Cette choix n'est pas conservatrice pour la détermination du moment élastique m_x à l'encastrement d'un porte-à-faux d'épaisseur variable et sans poutre de renforcement (ou avec poutre de faible inertie).

Cependant, un porte-à-faux d'épaisseur constante, n'importe quel est l'inertie de la poutre de renforcement, la choix d'une diffusion à 45° est toujours conservatrice (pour les poutres de fort inertie cette choix est même trop conservatrice, car elle double la valeur des efforts).

L'introduction d'une poutre de renforcement a donc les effets suivants :

- Diminution du moment élastique maximal m_x à l'encastrement causé par une force concentrée à l'extrémité du porte-à-faux. Cet abaissement se chiffre à, approximativement, 30% pour les porte-à-faux d'épaisseur constante avec poutres de renforcement d'inertie courante. L'abaissement est légèrement moins prononcé si l'épaisseur du porte-à-faux est variable.
 - Diminution de la flèche élastique maximale Δ causée par une force concentrée à l'extrémité du porte-à-faux. Cet abaissement se chiffre à approximativement 50%, pour les porte-à-faux analysés d'épaisseur constante ou variable avec poutres de renforcement d'inertie courante.
2. Étude des différents mécanismes de rupture possibles dans d'un porte-à-faux sous charge concentrée.

L'introduction d'une charge concentrée peut faire apparaître la rupture par poinçonnement, avec un caractère local, au détriment de la formation des mécanismes de flexion, qui se prolongent à quasiment tout le porte-à-faux. C'est exactement ça qui nous a arrivé, avec une rupture par poinçonnement qui était prévue. Néanmoins, la formation des plusieurs fissures de flexion a été observée, indiquant le principe de la formation d'un mécanisme de flexion. De façon à observer le comportement à l'état de service d'un porte-à-faux sous charge concentrée (fissures et déformations), on n'a pas pu augmenter la surface d'application de la charge pour obtenir un mécanisme plus proche de la flexion.

3. Se familiariser avec les différentes techniques d'un laboratoire en béton armé comme par exemple apprendre à utiliser les différents outils à disposition et savoir les interpréter et intégrer avec les prévisions théoriques.

Ce dernier objectif a été rempli le long du semestre.

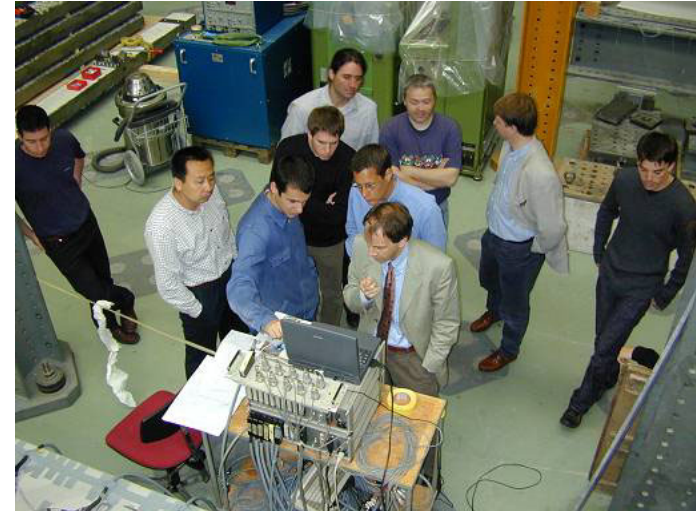


Figure 87 : Le jour de l'essai à l'IS-BETON.

L'auteur de ce travail exprime ici son remerciement au prof. Marc Badoux, qui m'a proposé un projet de laboratoire à l'IBAP. Mes remerciements s'adressent également au professeur Aurelio Muttoni, qui a orienté le travail, à l'assistant Stefano Guandalini, qui m'a appuyé et aidé en toutes les tâches liées à ce projet. Je remercie aussi à Monsieur Gérard Oreiller pour sa participation aux essais et à tous ceux qui ont contribué à ce travail. Je remercie encore le soutien financier donné par École Polytechnique Fédéral de Lausanne.

Lausanne, 22 Juillet 2002

L'étudiant

Rui Vaz Rodrigues

7. Bibliographie

- [1] M. P. NIELSEN, *Limit analysis and concrete plasticity*, Second ed., CRC Press, Boca Raton (etc.), 1999.
- [2] LEÓN BENMAYOR, *Dimensional analysis and similitude in microsystem design and assembly*, Appendix A: Dimensional Analysis and Similitude, Lausanne, 2000.
- [3] BAREŠ R., *Tables for the analysis of plates, slabs and diaphragms based on the elastic theory*, Bauverlag GmbH, Wiesbaden & Berlin, 1979.
- [4] PUCHER A., *Einflussfelder elastischer Platten*, Springer, Wien, 1977.
- [5] FAVRE, JACCOUD, BURDET, CHARIF, *Dimensionnement des structures en béton*, Traité de Génie civil, Vol. 2, Presses Polytechniques Universitaires Romandes, Lausanne, 1997.
- [6] NORME SIA 162, *Ouvrages en béton*, Révision partielle, Société suisse des ingénieurs et architectes, Zurich, 1993.
- [7] STIGLAT, WIPPEL, *Platten. Dritte, überarbeitete, ergänzte und erweiterte Auflage*, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin & München, 1983.

8. Annexes

8.1. Analyse non linéaire avec Z_SOIL®

Avec l'analyse faite avec ce logiciel, on a pu obtenir la valeur de la charge de rupture, avec une précision qui les informations disponibles sur les matériaux permettait. Selon les valeurs de la résistance moyenne à la traction (f_{ctm}) et de énergie nécessaire pour faire avancer une fissure de une surface unitaire (G_f), étant la résistance moyenne à la compression sur cylindre égal a 53 MPa ($f_{cm}=53$ MPa), nous avons :

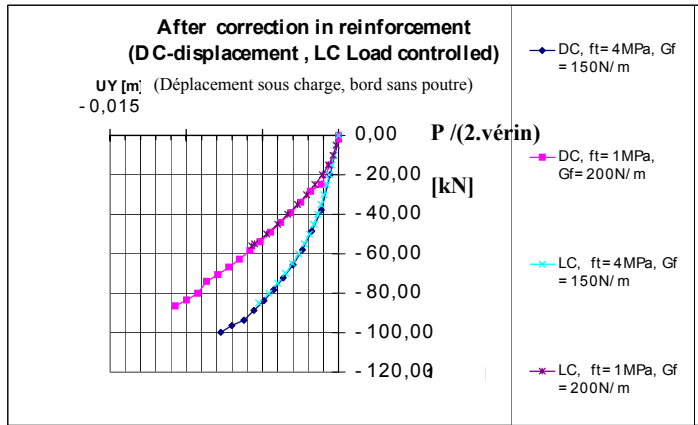


Figure 88 : Analyse avec Z_SOIL. Analyse de sensibilité pour différentes valeurs de f_{ctm} et G_f

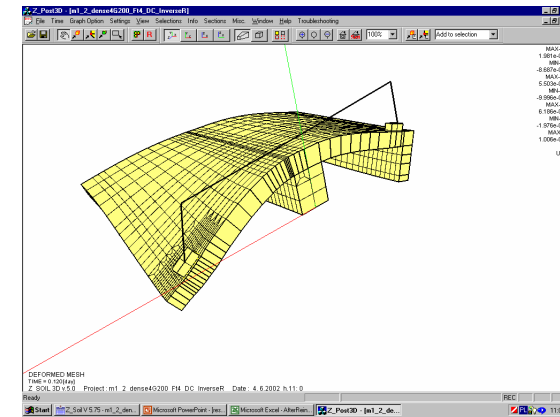


Figure 89 : DC, deformation at last converged state (force in truss elements $N = 99,8 = \frac{1}{2} * 199,7 \text{ kN}$)

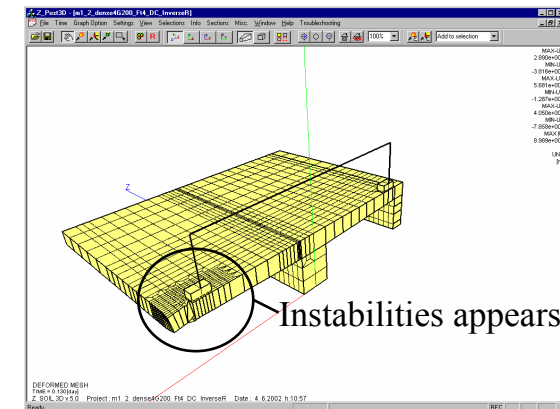


Figure 90 : DC, deformation at diverged state.