



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication DETEC
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle comunicazioni DATEC

Bundesamt für Strassen
Office fédéral des routes
Ufficio federale delle Strade

Poinçonnement des ponts- dalles précontraints

Durchstanzen von vorgespannten Plattenbrücken

Punching of prestressed slab bridges

Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
Laboratoire de Construction en Béton (IBETON)
T. Clément
M. Fernández Ruiz
A. Muttoni

**Mandat de recherche AGB 2007/002 sur demande de l'AGB (Groupe
de Travail et de Recherche en Matière de Ponts)**

Der Inhalt dieses Berichtes verpflichtet nur den (die) vom Bundesamt für Strassen beauftragten Autor(en). Dies gilt nicht für das Formular 3 "Projektabschluss", welches die Meinung der Begleitkommission darstellt und deshalb nur diese verpflichtet.

Bezug: Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)

Le contenu de ce rapport n'engage que l' (les) auteur(s) mandaté(s) par l'Office fédéral des routes. Cela ne s'applique pas au formulaire 3 "Clôture du projet", qui représente l'avis de la commission de suivi et qui n'engage que cette dernière.

Diffusion : Association suisse des professionnels de la route et des transports (VSS)

Il contenuto di questo rapporto impegna solamente l' (gli) autore(i) designato(i) dall'Ufficio federale delle strade. Ciò non vale per il modulo 3 «conclusione del progetto» che esprime l'opinione della commissione d'accompagnamento e pertanto impegna soltanto questa.

Ordinazione: Associazione svizzera dei professionisti della strada e dei trasporti (VSS)

The content of this report engages only the author(s) commissioned by the Federal Roads Office. This does not apply to Form 3 'Project Conclusion' which presents the view of the monitoring committee.

Distribution: Swiss Association of Road and Transportation Experts (VSS)



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication DETEC
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle comunicazioni DATEC

Bundesamt für Strassen
Office fédéral des routes
Ufficio federale delle Strade

Poinçonnement des ponts- dalles précontraints

Durchstanzen von vorgespannten Plattenbrücken

Punching of prestressed slab bridges

Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
Laboratoire de Construction en Béton (IBETON)
T. Clément
M. Fernández Ruiz
A. Muttoni

**Mandat de recherche AGB 2007/002 sur demande de l'AGB (Groupe
de Travail et de Recherche en Matière de Ponts**

Impressum

Service de recherche et équipe de projet

Direction du projet

Prof. Dr Aurelio Muttoni

Membres

Dr Thibault Clément

Dr Miguel Fernández Ruiz

Commission de suivi

Président

Dr A. Fürst

Membres

Dr M. Alvarez

H. Figi

Dr H. R. Ganz

Dr D. Somaini

Auteur de la demande

Groupe de travail et de recherche en matière de ponts (AGB)

Source

Le présent document est téléchargeable gratuitement sur <http://www.mobilityplatform.ch>.

Table des matières

	Impressum	4
	Résumé.....	7
	Zusammenfassung	8
	Summary	9
1	Introduction.....	11
1.1	Ponts-dalles et risque de poinçonnement	11
1.2	Description de la thématique	12
1.3	Buts de la recherche.....	12
2	Essais	15
2.1	Définition de la campagne d'essais.....	15
2.1.1	Conception des essais.....	15
3	Aspects normatifs	29
3.1	Modèles pour le calcul de la résistance au poinçonnement	29
3.1.1	Norme américaine: ACI 318 (2011)	30
3.1.2	Norme européenne: EN 1992-1 (2004).....	30
3.1.3	Norme suisse: SIA 262 (2013).....	31
3.1.4	Model Code (2010).....	32
3.2	Analyse des formulations des normes en vigueur sur la base des séries PC	33
3.2.1	Norme américaine: ACI 318 (2011)	34
3.2.2	Norme européenne: EC2 (2004).....	36
3.2.3	Norme suisse: SIA 262 (2013) et Model Code (2010).....	38
3.3	Comparaison des prévisions des normes selon les essais de la littérature.....	40
3.3.1	Influence du taux d'armature	41
3.3.2	Influence de la taille de la surface d'appui	42
3.3.3	Influence de la quantité de moment introduit	42
3.3.4	Influence de la quantité d'effort normal introduit	44
3.3.5	Influence de l'intensité de la composante de force verticale	45
4	Exemple d'application.....	47
4.1	Description.....	47
4.2	Vérification de la résistance au poinçonnement.....	48
4.2.1	Vérification au niveau III	49
5	Conclusions	55
5.1	Résultats d'essais	55
5.2	Aspects normatifs	55
	Annexes.....	57
	Abréviations.....	71
	Bibliographie.....	73
	Clôture du projet.....	75
	Index des rapports de recherche en matière de route.....	78

Résumé

Dans le domaine des ponts, les ponts-dalles appuyés sur de colonnes sont très souvent employés pour franchir des portées petites ou moyennes. Or dès que les portées commencent à devenir importantes, au-delà de 15 à 20 m environ, le recours à la précontrainte s'impose afin de contrôler les déformations et l'état de fissuration de l'ouvrage. Par rapport à la résistance au poinçonnement de ces structures, souvent étant l'état limite ultime déterminant de ces structures, la précontrainte induit généralement dans les régions d'appuis des efforts normaux de compression, ainsi que des moments et d'efforts tranchants dans le sens opposé à celui des charges permanentes. Ces actions ont une influence favorable sur la résistance au poinçonnement.

L'objet de ce travail de recherche a été de quantifier de manière individuelle l'influence de chacun des effets de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement des dalles sans armature d'effort tranchant et de valider la pertinence des règles proposées à ce respect par la nouvelle norme SIA 262 (2013). Pour cela, une campagne expérimentale avec différentes séries a été menée. La première série a été réalisée dans le but de comprendre l'influence seule d'un moment agissant dans le sens opposé à celui provoqué par les charges gravitaires. La deuxième a été menée en vue de cerner l'influence seule d'un effort normal de compression et la troisième a été conduite en garnissant les spécimens de câbles de précontrainte afin de solliciter les échantillons simultanément par un effort normal et un moment de flexion et pouvant activer des torons de précontrainte par adhérence (afin de comprendre l'influence simultanée de ces effets sur la résistance au poinçonnement). Les essais effectués ont montré que chacun de ces effets a une influence significative sur la résistance au poinçonnement d'abord mais aussi sur la capacité de déformation des dalles. Tandis que le moment tend à augmenter la résistance au poinçonnement et à diminuer les capacités de déformations, l'effort normal de compression lui fait aussi augmenter la résistance, mais son influence sur les déformations à la rupture est plus limitée.

Alors que les principales normes mondiales ne prennent pas en compte l'influence de tous les effets de la précontrainte, en laissant généralement de côté celui du moment, il est montré que la formulation de la norme suisse SIA 262 (2013) et du Model Code (2010) permettent de considérer de façon consistante tous les effets de la précontrainte. Les séries d'essais ont permis notamment de valider ces nouvelles formulations, comparées également avec succès dans ce rapport à une grande quantité d'essais tirés de la littérature scientifique.

Ce rapport est complété finalement par un exemple d'application pour l'utilisation de la norme SIA 262 (2013). Le but de cet exemple est de montrer l'évaluation des différents termes proposés par cette norme pour un cas concret pouvant mettre en évidence sa facilité pour une utilisation pratique.

Zusammenfassung

Im Brückenbau finden auf Stützen gelagerte Flachdecken häufig Anwendung für Brücken kleiner und mittlerer Spannweite. Bei grösseren Spannweiten ab etwa 15 bis 20 m drängt sich die Verwendung einer Vorspannung zur Verformungs- und Rissbegrenzung auf. Es zeigt sich, dass für vorgespannte Plattenbrücken häufig das Kriterium der Tragsicherheit für die Bemessung massgebend ist, dabei insbesondere der Durchstanzwiderstand. Im Durchstanzbereich bewirkt die Vorspannung sowohl eine Plattennormalkraft (Druck), als auch ein Biegemoment und eine Querkraft, welche denjenigen aus ständigen Lasten entgegengesetzt wirken. Diese Auswirkungen beeinflussen den Durchstanzwiderstand in positiver Weise.

Das Ziel dieser Forschungsarbeit bestand in der separaten Quantifizierung der einzelnen Einflüsse der Vorspannung auf den Durchstanzwiderstand von Stahlbetonplatten ohne Durchstanzbewehrung und der Validierung der vorgeschlagenen Bemessungsregeln der neuen Norm SIA 262 (2013). Im Zuge der Forschungsarbeit wurde eine Versuchskampagne mit mehreren Serien durchgeführt. In der ersten Serie wurde der Einfluss eines den ständigen Lasten entgegengesetzten Biegemomentes auf den Durchstanzwiderstand untersucht. Die zweite Serie diente der Untersuchung des Einflusses einer Drucknormalkraft und in der dritten wurden die Versuchskörper mit Spannkabeln versehen, um den kombinierten Einfluss von Drucknormalkraft, Querkraft und Biegemoment zu untersuchen. In der dritten Serie konnte auch die Aktivierung der im Verbund wirkenden Spannkabel berücksichtigt werden. Die durchgeführten Versuche zeigten sowohl einen signifikanten Einfluss aller Auswirkungen auf den Durchstanzwiderstand, als auch auf das Verformungsvermögen der geprüften Platten. Das aufgebrachte Biegemoment erhöht den Durchstanzwiderstand und reduziert das Verformungsvermögen wohingegen die Drucknormalkraft den Durchstanzwiderstand erhöht, jedoch keinen grossen Einfluss auf das Verformungsvermögen aufweist.

Die weltweit gebräuchlichsten Normen lassen einige Auswirkungen der Vorspannung unberücksichtigt, wobei meist der Momenteneinfluss vernachlässigt wird. Es konnte jedoch aufgezeigt werden, dass die in der Schweizer Norm SIA 262 (2013) und dem Model Code (2010) verwendeten Formeln die konsistente Berücksichtigung aller Auswirkungen erlauben. Die durchgeführte Versuchskampagne ermöglichte, zusammen mit Versuchsergebnissen aus der Literatur, die Validierung der neuen Formeln.

Der vorliegende Bericht wird ergänzt durch ein Berechnungsbeispiel, welches das Nachweisprozedere gemäss der Norm SIA 262 (2013) demonstriert. Das Beispiel zeigt anhand einer konkreten Tragstruktur die Verwendung der diversen Formeln.

Summary

Slab bridges supported on columns are a common solution for short to middle-span bridges. When the span length increases beyond 15-20 m, the use of prestressing becomes necessary in order to control the deflections and cracking state at serviceability conditions. With respect to the punching strength of prestressed slab bridges (usually the governing design criterion at ultimate limit state) prestressing induces a state of normal stresses as well as bending moments and shear forces near the supported areas which in general have a favorable influence on the punching strength.

The aim of the present research work is to analyse the influence of each of the prestressing effects on the punching strength of flat slabs and to validate the corresponding design provisions of the Swiss Code SIA 262 (2013). To that aim, a research programme has been carried comprising three series. The first series investigates the influence of bending moments partly compensating those due to gravity loads. The second series investigates the influence of axial compression forces and the third one the influence of injected prestressed tendons (originating both bending moments and axial forces as well being further activated by bond). The tests have shown that each of these phenomena has a significant influence on the punching shear strength and deformation capacity of the slabs. While the bending moments tend to increase the strength but to reduce the deformation capacity, the axial forces increase the strength and show almost no influence on the deformation capacity.

By analysing the punching shear provisions of some design codes as Eurocode 2 and the American code ACI 318-11, it is shown that not all codes account for the previous effects of prestressing. The Swiss code SIA 262 (2013) and the Model Code 2010 seem however to account for all the phenomena related to prestressing in a suitable manner. The strength predictions of these codes are systematically compared to the tests performed within this research as well as to others available in the literature confirming these conclusions.

The report finishes by presenting a design example of the Swiss code SIA 262 (2013). The aim of the example is to show how the different mechanical parameters can be evaluated by following a levels-of-approximation approach and the easiness of use of this code.

1 Introduction

1.1 Ponts-dalles et risque de poinçonnement

La construction de ponts-dalles s'avère très répandue en Europe et particulièrement en Suisse pour de ponts à portée petite ou moyenne, voir Fig. 1. Ceci est justifié par la simplicité, l'économie, le grand élancement de ces structures et la relative transparence de leur sous-structure (piles), permettant une intégration correcte en tant que passages supérieures de routes et autoroutes. Pour de raisons de contrôle des flèches et de la fissuration de ces ouvrages, au-delà de 15-20 mètres, le recours à la précontrainte devient souvent nécessaire. Outre que les ponts-dalles, le recours à de dalles soutenues par de colonnes et de murs est souvent utilisé dans les tranchées couvertes et autres passages inférieurs.



Fig. 1 Exemple de ponts-dalles à Copenhague au Danemark (a) et à Genève en Suisse (b)

À l'état limite ultime, la résistance des dalles sur appuis ponctuels ou colonnes (Fig. 2 (a)) est souvent déterminée par le poinçonnement de la dalle (Fig. 2 (b)). Ce mode de rupture, en absence de mesures particulières (comme par exemple la présence des armatures de poinçonnement dans le cas de taux d'armature de flexion et de tailles de colonnes ordinaires) est très fragile et n'offre que de capacités de déformation très limitées (structures sensibles aux déformations imposées). Selon les essais à disposition dans la littérature scientifique, la présence de la précontrainte modifie la résistance au poinçonnement et permet potentiellement d'augmenter la résistance au poinçonnement des dalles et peut ainsi être une mesure efficace vis-à-vis de ce phénomène. Par rapport à la capacité de déformation, son effet a été étudié de façon moins intensive et concluante dans la littérature scientifique, mais elle semble jouer également un rôle.

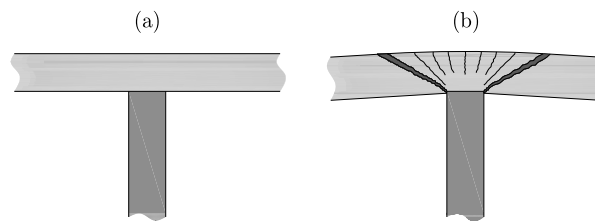


Fig. 2 Détail du système plancher-dalle ou pont-dalle dans la région d'appui (a) et rupture par poinçonnement de la dalle autour d'une colonne (b)

Dans ce rapport, l'influence de la précontrainte sur la résistance et la capacité de déformation des dalles précontraintes appuyées sur colonnes avec défaillance par poinçonnement sera investigué. Le but de cette recherche est de comprendre l'influence des différents effets de la précontrainte et de valider la formulation proposée à cet égard dans la nouvelle norme suisse SIA 262 (2013).

1.2 Description de la thématique

Soit un pont-dalle dont une partie de coupe longitudinale donnée dans la Fig. 3 (a) et une partie de vue en plan montrée dans la Fig. 3 (b).

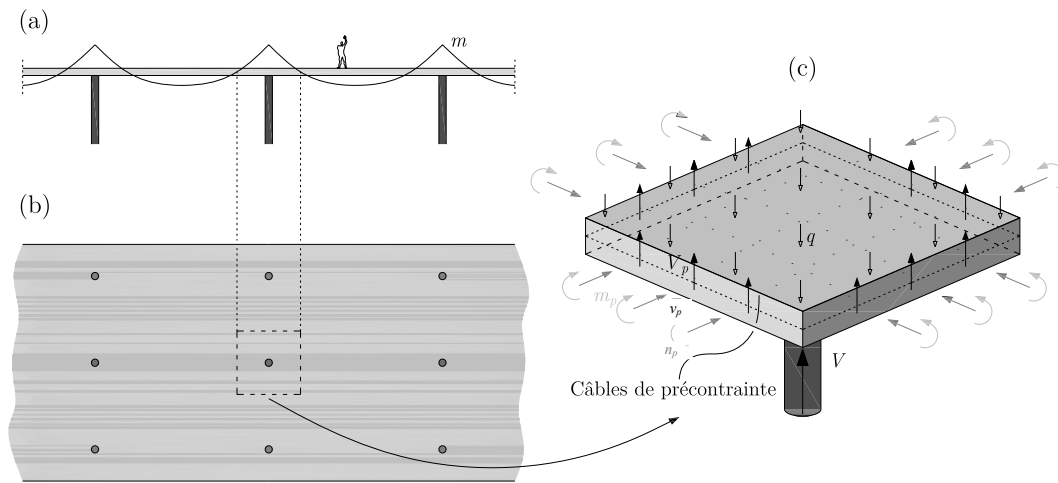


Fig. 3 Pont-dalle précontraint : vue longitudinale (a), vue en plan avec isolation d'un élément de dalle (b) et élément de dalle sur lequel agissent les différents effets de la précontrainte (c)

En isolant un élément de dalle au-dessus d'une colonne, il est possible de mettre en évidence les différents effets de la précontrainte, représentés sur la Fig. 3 (c) :

- V_p composante verticale de la force de précontrainte due à la forme souvent parabolique ou polygonale des câbles de précontrainte
- n_p effort normal de compression agissant sur la surface de béton considérée
- m_p moment dû à l'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité d'une section donnée

L'influence de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement a déjà été étudiée expérimentalement par plusieurs chercheurs [Grow¹⁹⁶⁷], [Nylander¹⁹⁷⁷], [Pralong¹⁹⁷⁹], [Shehata¹⁹⁸²], [Regan¹⁹⁸³], [Kordina¹⁹⁸⁴], [Hassanzadeh¹⁹⁹⁸], [Melges²⁰⁰¹], [Ramos²⁰⁰³], [Moreillon²⁰⁰⁸], [Silva²⁰⁰⁵]. Les tests ont pour la majeure partie d'entre eux été menés avec des câbles de précontrainte excentrés de sorte que les différents effets de la précontrainte n'ont pu être découplés.

En outre, il peut être remarqué qu'actuellement n'existe pas de théorie généralement admise pour l'évaluation de la résistance au poinçonnement des dalles précontraintes et des divergences importantes existent entre les diverses normes [Silva²⁰⁰⁵] qui considèrent différents effets et paramètres physiques pour leur calcul.

1.3 Buts de la recherche

Le but de cette recherche est de comprendre l'influence des différents effets de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement des dalles sans armature d'effort tranchant, de valider la formulation de la nouvelle norme suisse SIA 262 (2013) vis-à-vis de cet effet et de clarifier la physique de ce phénomène.

Pour cela, trois campagnes d'essais principales ont été réalisées. Dans la première, seule l'influence du moment de flexion a été analysée, comme le schématise la Fig. 4 (a), dans la deuxième, seule l'influence de l'effort normal a été étudiée (Fig. 4 (b)) et dans la troisième les deux effets ont été considérés simultanément (Fig. 4 (c)) au moyen de

câbles injectés. Leurs résultats seront présentés, comparés et discutés. Les principales normes de construction sont ensuite comparées entre elles et aux propositions faites pour la prise en compte de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement dans le chapitre 3. Enfin un exemple d'application de la norme SIA 262 (2013) vient compléter la description de l'approche adoptée par cette norme dans sa prise en compte de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement.

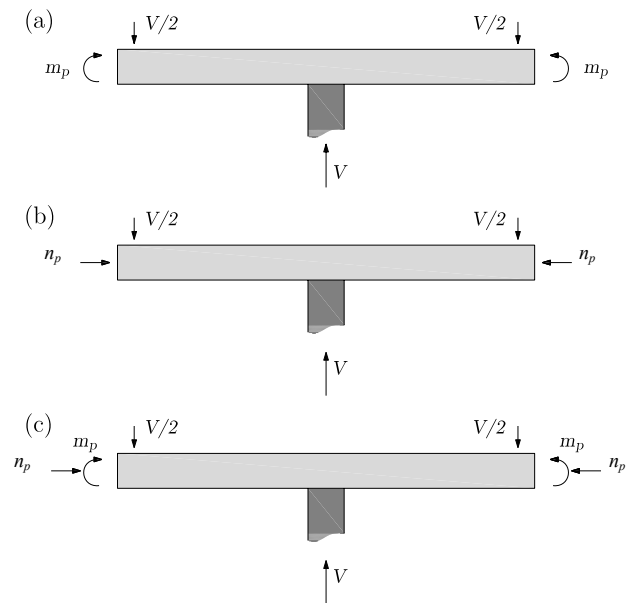


Fig. 4 Principe des essais des différentes séries : dalles d'essais cernant l'influence seule d'un moment de flexion (a), dalles d'essais cernant l'influence seule d'un effort normal de compression (b) et dalles d'essais cernant l'influence d'un moment de flexion et d'un effort normal (c)

2 Essais

En comparaison à des dalles sans précontrainte, un nombre assez limité d'essais met-
tant en évidence l'influence de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement exis-
tent. Les articles et rapports d'essais connus rendent majoritairement compte d'essais ef-
fectués avec des câbles de précontrainte tendus mais non injectés. Ces essais sont en
général insuffisants pour comprendre l'influence de la précontrainte sur la résistance au
poinçonnement (effets découplés de l'excentricité des câbles, de l'effort normal, de
l'inclinaison des câbles et de leur activation par adhérence) [Ramos²⁰⁰³]. En tant que ré-
ponse à cette manque d'essais spécifiques, une campagne d'essais découplant les diffé-
rents effets de la précontrainte a été réalisée dans le cadre de cette recherche. Afin de
faire coïncider le plus possible cette campagne d'essai avec la réalité pratique, une ana-
lyse des valeurs des paramètres principaux a été effectuée sur la base de quatre ponts-
dalles existants jugés comme représentatifs de la pratique Suisse.

2.1 Définition de la campagne d'essais

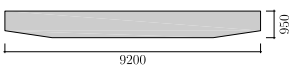
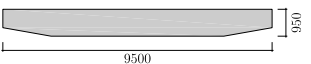
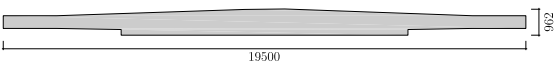
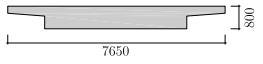
2.1.1 Conception des essais

Quatre ponts-dalles étudiés ont ainsi été sélectionnés parmi un panel de ponts-dalles re-
présentatifs du parc de ponts-dalles existants en Suisse. Les paramètres des ponts-
dalles existants retranscrits dans les essais ont été :

- La valeur de l'épaisseur h de la dalle du pont considéré
- Le taux d'armature de flexion ρ_s
- La valeur de la contrainte moyenne de compression longitudinale due à la pré-
contrainte sur la section caractéristique (σ_{moy})
- La valeur de l'excentricité e de la précontrainte se définissant comme le rapport
entre le moment (isostatique) de précontrainte et l'effort normal de compression

Le Tab. 1 résume, pour ces quatre ouvrages d'art, les paramètres de la précontrainte qui
ont été utilisés pour la conception des essais. Au vu de ces valeurs, les trois campagnes
d'essais visant à cerner l'influence de la précontrainte sur la résistance au poinçonne-
ment ont été élaborées en faisant varier le taux d'armature passive de flexion entre
0.75% et 1.5%. Ces valeurs sont non seulement représentatives des ponts-dalles exis-
tants, mais sont également intéressantes dans la mesure où de nombreuses dalles tes-
tées au poinçonnement sans précontrainte ont été armées avec ces quantités.

Tab. 1 Paramètres relatifs à la précontrainte de quatre ponts-dalles existants

Localisation Année de construction	Section [mm]	ρ_s [%]	σ_{cp} [MPa]	e [m]	h [m]
Maiefeld, GR 1959		1.80	4.1	0.17	1.00
Vial, GR 1963		0.43	3.1	0.16	0.95
Thusis, GR 1992		0.22	2.2	0.37	0.97
Trimmis, GR 1968		0.83	2.8	0.28	0.82

2.1.2 Paramètres des dalles d'essais

Les différentes séries d'essais ont pour but d'investiguer les différents effets de la précontrainte qui se concentrent dans cette zone d'appui. La campagne d'essais est composée de trois séries d'essais (des données plus complètes sur les différentes séries d'essais sont disponibles dans les rapports d'essais [Clément²⁰¹⁰], [Clément^{2010a}], [Clément^{2010b}]) :

- La première série (dalles PC1 à PC4), se composant de quatre dalles, a la vocation de cerner l'influence du moment de flexion dû à l'excentricité de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement.
- La deuxième série (dalles PC5 à PC10) se compose de six dalles a pour but d'étudier l'influence de l'effort normal de compression dû à la précontrainte.
- La troisième série (dalles PC11 à PC13) se compose de trois dalles avec câbles de précontrainte droits. Cette série a pour objectif de cerner l'influence combinée du moment de flexion et de l'effort normal ainsi que de l'activation des torons de la précontrainte par adhérence sur la résistance au poinçonnement.

Toutes les dalles d'essais sont carrées et ont les mêmes dimensions à savoir une épaisseur de 250 mm et des côtés de 3000 mm. Elles sont appuyées sur une colonne de dimension constante, soit de 260 mm de côté, comme le montre la Fig 5. Les charges verticales ont également été appliquées à la même position pour tous les échantillons. Le Tab. 2 donne une vue d'ensemble des différentes dalles d'essais ainsi que des essais de références PG19 et PG20 testés par Guidotti [Guidotti²⁰¹⁰].

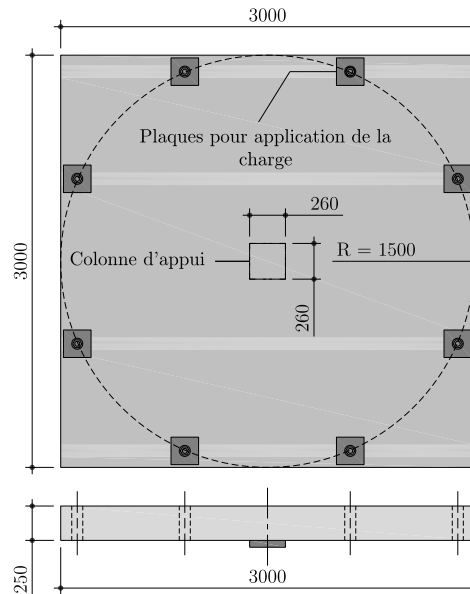


Fig. 5 Dimensions générales des dalles, position des points d'introduction de la charge et position de la colonne d'appui pour les dalles des séries PC1 à PC13

Toutes les dalles d'essais ont été sollicitées à l'effort tranchant par le même type de mise en charge. Le béton utilisé pour ces dalles d'essai est de résistance ordinaire (f_c compris entre 33.9 et 41.9 MPa).

Tab. 2 Paramètres principaux des dalles d'essais

Dalle	Dimension $B \times B \times h_{nom}$ [mm]	Plaque $c \times c$ [mm]	$\rho_{s,nom}$ [%]	Particularités
PG19	3000 × 3000 × 250	260 × 260	0.751	Référence
PG20	3000 × 3000 × 250	260 × 260	1.495	Référence
PC1	3000 × 3000 × 250	260 × 260	0.751	Moment de flexion
PC2	3000 × 3000 × 250	260 × 260	1.495	Moment de flexion
PC3	3000 × 3000 × 250	260 × 260	0.751	Moment de flexion
PC4	3000 × 3000 × 250	260 × 260	1.495	Moment de flexion
PC5	3000 × 3000 × 250	260 × 260	0.751	Effort normal
PC6	3000 × 3000 × 250	260 × 260	1.495	Effort normal
PC7	3000 × 3000 × 250	260 × 260	0.751	Effort normal
PC8	3000 × 3000 × 250	260 × 260	1.495	Effort normal
PC9	3000 × 3000 × 250	260 × 260	0.751	Effort normal
PC10	3000 × 3000 × 250	260 × 260	1.495	Effort normal
PC11	3000 × 3000 × 250	260 × 260	0.751	Câbles
PC12	3000 × 3000 × 250	260 × 260	0.751	Câbles
PC13	3000 × 3000 × 250	260 × 260	0.751	Câbles

2.2 Série d'essais: paramètres et résultats

2.2.1 Série I : Influence seule d'un moment de flexion

Les quelques essais existants à ce jour liant la précontrainte au phénomène de poinçonnement ont majoritairement été réalisés avec des câbles de précontrainte. Il en résulte donc que la précontrainte présente dans ces essais introduit soit un effort normal seul (si le câble est centré), soit un effort normal et un moment de flexion si le câble est excentré par rapport au centre de gravité de la dalle, mais en aucun cas un moment de flexion seul.

La première série d'essais s'articule ainsi autour des dalles pour lesquelles seule l'influence d'un moment de flexion, simulant un moment de flexion dû à l'excentricité de la précontrainte, a été étudiée. Aucun câble n'est présent dans ces dalles et le moment de flexion est introduit au moyen d'un dispositif décrit dans le rapport d'essai [Clément²⁰¹⁰]. Afin de cerner l'influence du moment de flexion sur la résistance au poinçonnement, cette série de quatre essais a été réalisée en faisant varier le taux d'armature de flexion et la quantité de moment introduit, à laquelle s'ajoutent les deux essais de référence PG19 et PG20.

Paramètres des essais

La conception de cette série d'essais découle des observations faites sur l'étude menées sur le panel des quatre ponts-dalles susmentionnés. Les valeurs de moments choisies pour les dalles d'essais (75 et 150 kNm/m) ont été définies par affinité aux valeurs observées dans les ponts de référence. Les caractéristiques principales de ces quatre dalles d'essais ainsi que celles des dalles de référence PG19 et PG20 sont résumées dans le Tab. 3.

Les dimensions des dalles d'essais ainsi qu'un schéma simplifié de l'introduction des efforts dans la dalle sont donnés à la figure Fig. 6. La Fig. 7 indique les combinaisons des paramètres des six dalles testées.

Tab. 3 Paramètres principaux des dalles de référence PG19 et PG20 et de la série d'essais PC1 à PC4

Dalle	m_p [kNm/m]	ρ_s [%]	ρ_s' [%]	d [mm]	d' [mm]	f_{ym} [MPa]	f_{cm} [MPa]	E_{cm} [MPa]
PG19	0	0.780	0.300	206	30	510	46.2	32700
PG20	0	1.560	0.371	201	30	551	51.7	33900
PC1	75	0.834	0.355	192	29	583	44.0	35300
PC2	75	1.635	0.367	192	36	549	45.3	35600
PC3	150	0.823	0.377	194	42	591	43.8	34700
PC4	150	1.653	0.377	190	42	602	44.4	35500

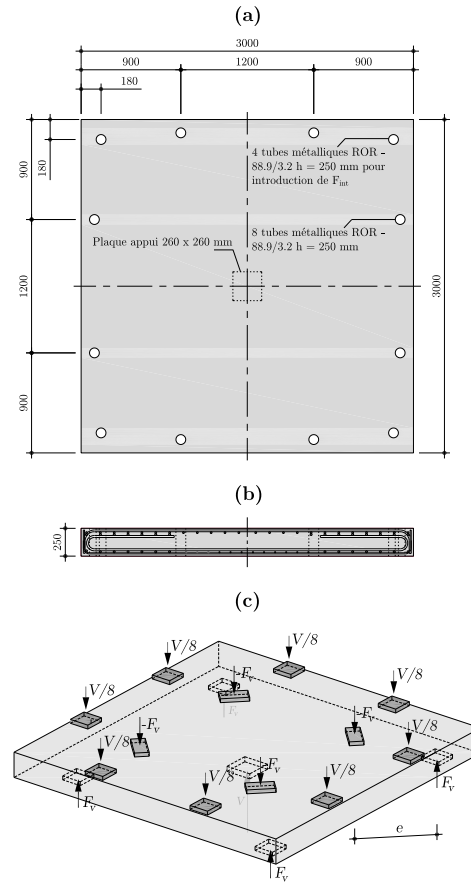


Fig. 6 Dimensions des dalles d'essais au poinçonnement chargées par un moment de flexion: (a) Plan, (b) Coupe et (c) Schéma simplifié du principe de chargement

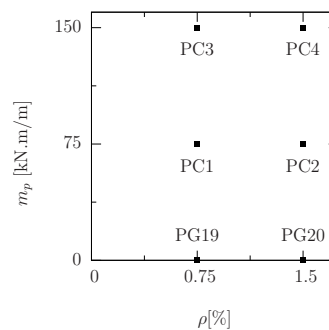


Fig. 7 Paramètres des dalles de référence PG19 et PG20 et des dalles de la série PC1 à PC4

Comme l'indique la Fig. 6, le moment est introduit dans la dalle par le biais des couples de forces $\{-F_v; F_v\}$ et peut s'exprimer par la relation (1), où ℓ correspond à la longueur d'un côté de la dalle (3.00 m) et e à la distance entre les deux forces verticales (F_v) générant le couple :

$$m_p = \frac{F_v \cdot e}{\sqrt{2} \cdot \ell / 2} \quad (1)$$

Comportement des spécimens et observations

Le comportement mécanique des échantillons peut être décrit par des courbes charge-rotation. La valeur de la charge (V) correspond à la valeur de la force mesurée sous la colonne et la valeur de la rotation (ψ) est celle mesurée par des inclinomètres placés à 1380 mm du centre de la dalle selon l'axe faible, comme le montre la Fig. 8.

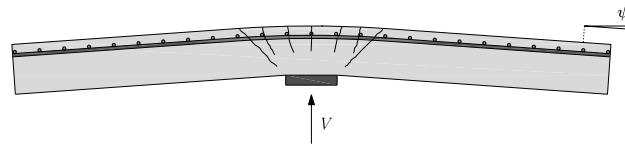


Fig. 8 Définition de la localisation de la mesure de la charge V et de la rotation ψ

Les courbes charge (V) - rotation (ψ) pour les quatre dalles d'essais PC1 à PC4 sont visibles à la Fig. 9. Afin de comparer les résultats, il est utile de normaliser la résistance au poinçonnement (V) en la divisant par le périmètre de contrôle (u , à une distance $d/2$ du bord de la surface d'appui), la hauteur statique (d) et par la racine carrée de la résistance à la compression du béton (f_c) :

$$V_{norm} = \frac{V}{ud\sqrt{f_c}} \quad (2)$$

Ceci est en outre cohérent avec le format de la norme SIA 262 (2013).

La rotation ψ est quant à elle normalisée en la multipliant par le terme $d/(D_{max} + D_{max,0})$ (où D_{max} se réfère à la taille maximale du granulat et $D_{max,0} = 16$ mm) afin de la corrélérer à l'ouverture et à la rugosité de la fissure [Muttoni²⁰⁰⁸], une fois encore cohérent avec le format de la norme SIA 262 (2013) :

$$\psi_{norm} = \frac{\psi d}{D_{max} + D_{max,0}} \quad (3)$$

L'analyse de la Fig. 9 et de la Fig. 10 permet de constater que l'introduction d'un moment de flexion dans la dalle conduit à augmenter la résistance au poinçonnement quelque soit le taux d'armature impliqué (Tab. 4).

Tab. 4 Comparaison des charges de ruptures et des rotations à la rupture des dalles d'essais avec moment de flexion avec les dalles de références PG19 et PG20

Dalle	$\rho_{s,nom}$ [%]	$m_{p,nom}$ [kNm/m]	$V_{norm,PC}/V_{norm,PCref}$ [-]	$\psi_{norm,PC}/\psi_{norm,PCref}$ [-]
PC1	0.75	75	1.58	0.474
PC2	1.50	75	1.73	0.166
PC3	0.75	150	1.45	0.724
PC4	1.50	150	1.52	0.293

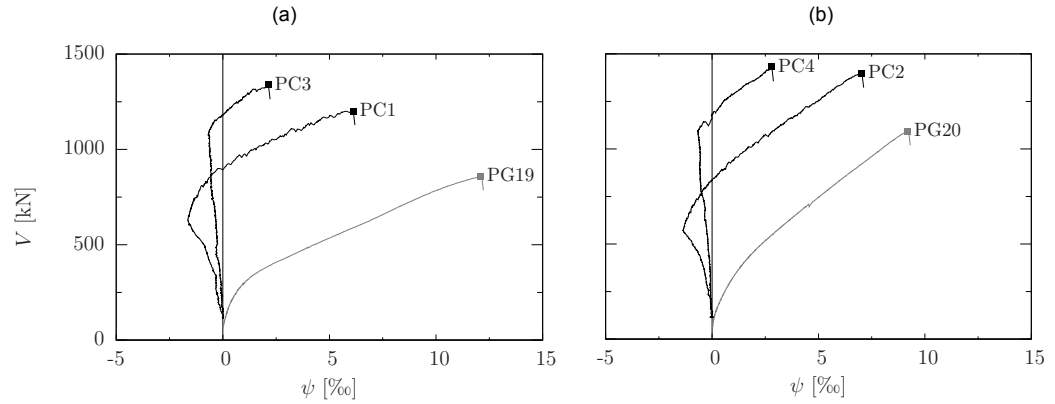


Fig. 9 Courbe V - ψ des dalles d'essais PC1 à PC4 [Clement²⁰¹⁰] comparées aux essais de références PG19 et PG20 - $\rho_{nom} = 0.75\%$ (a) et $\rho_{nom} = 1.5\%$ (b)

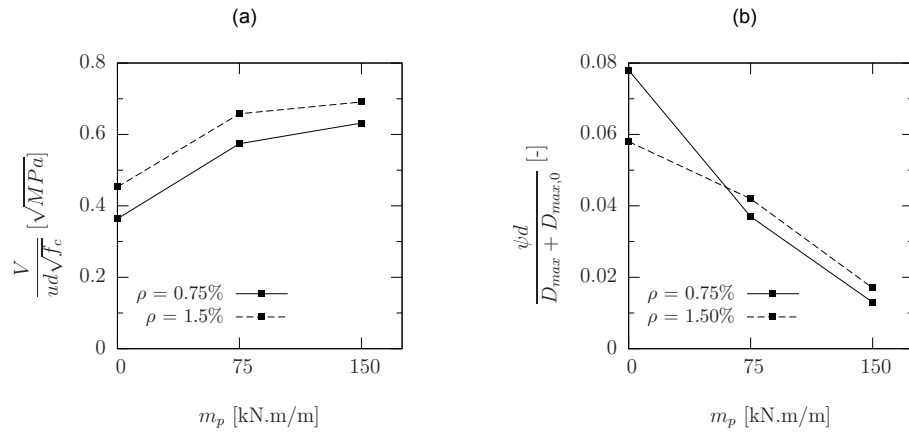


Fig. 10 Influence du moment de flexion sur la résistance au poinçonnement (a) et sur la rotation à la rupture normalisée (b) des dalles d'essais

Le moment de flexion intervient également sur la capacité de déformation des éléments étudiés. Il est à remarquer que l'augmentation du moment de flexion tend à faire diminuer la rotation de la dalle à la rupture (Fig. 10 (a)).

2.2.2 Série II : Influence seule d'un effort normal

Un deuxième effet qui découle de la présence de la précontrainte est l'introduction d'un effort normal de compression dans l'élément considéré. Quelques essais mettant en scène des câbles de précontrainte droits et centrés ont déjà été conduits par d'autres chercheurs pour n'introduire dans la dalle qu'un effort normal ([Ramos²⁰⁰³] et [Moreillon²⁰⁰⁸] notamment). Cependant, la présence de ces câbles au sein de l'élément étudié modifie également le taux d'armature. De plus, le câble de précontrainte s'allonge au fur et à mesure de la mise en charge de la dalle (Fig. 11) de sorte que l'effort normal sur le béton augmente et l'interprétation des résultats devient alors plus difficile. Pour ces deux raisons, des essais introduisant seulement un effort normal de compression ont été entrepris.

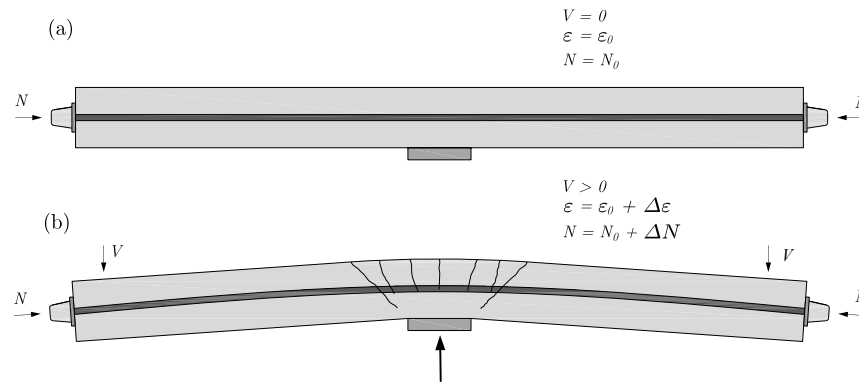


Fig. 11 Câble de précontrainte centré mis en tension dans une dalle encore non chargée par un quelconque effort tranchant V (a) - et chargée par un effort tranchant V non nul (b)

Paramètres des essais

La conception de cette série d'essai découle également des observations faites sur l'étude menée sur le panel des quatre ponts-dalles susmentionnés. Les contraintes normales de compression utilisées dans les essais σ_{cp} ont été de 1.25 MPa, 2.50 MPa, 5.00 MPa (Tab. 1). Cette série se compose de six spécimens dont les caractéristiques principales sont données dans le Tab. 5 auxquels s'ajoutent les deux essais de référence sans effort normal.

Tab. 5 Paramètres principaux des dalles de référence PG19 et PG20 et de la série d'essai PC5 à PC10

Dalle	$\sigma_{cp} = n_p/h$ [MPa]	ρ_s [%]	ρ_s' [%]	d [mm]	d' [mm]	f_{ym} [MPa]	f_{cm} [MPa]	E_{cm} [MPa]
PG19	0	0.780	0.300	206	30	510	46.2	32700
PG20	0	1.560	0.371	201	30	551	51.7	33900
PC5	2.50	0.800	0.357	201	30	560	33.8	30200
PC6	2.50	1.544	0.358	203	31	585	34.7	31150
PC7	5.00	0.785	0.360	204	32	580	40.5	ND
PC8	5.00	1.587	0.362	198	33	528	41.9	30170
PC9	1.25	0.766	0.358	210	31	601	37.2	28200
PC10	1.25	1.509	0.354	208	28	548	37.5	29040

Le bâti de charge ainsi que la procédure de mise en charge sont détaillés dans le rapport d'essai [Clement^{2010a}], voir Fig. 12. La valeur de la contrainte normale de compression introduite simulant l'effet de la compression provenant de la précontrainte ainsi que le taux d'armature de flexion dans la zone tendue ont été variés, comme il l'est visible à la Fig. 13.

Il est à noter que, puisque la force axiale de compression est introduite parallèle au feuillet moyen de la dalle non-déformée (plan horizontal), la force horizontale engendre un moment dans la dalle dû à sa déformation (effet du 2^{ème} ordre). Ce moment par unité de largeur peut être évalué comme étant égal à $\sigma_{cp} \cdot h \cdot \psi \cdot (B/2 - c/2)$, où B se réfère à la largeur de la dalle (3.0 mètres) et c et au côté de la plaque d'appui (0.26 mètres). Tenant compte du niveau maximum de contrainte appliqué ($\sigma_{cp} = 5$ MPa) et des rotations maximales associées (1.1%), ce moment s'avère relativement limité (18.8 kNm/m) par rapport aux moments dus aux charges verticales et sera négligé pour la suite.

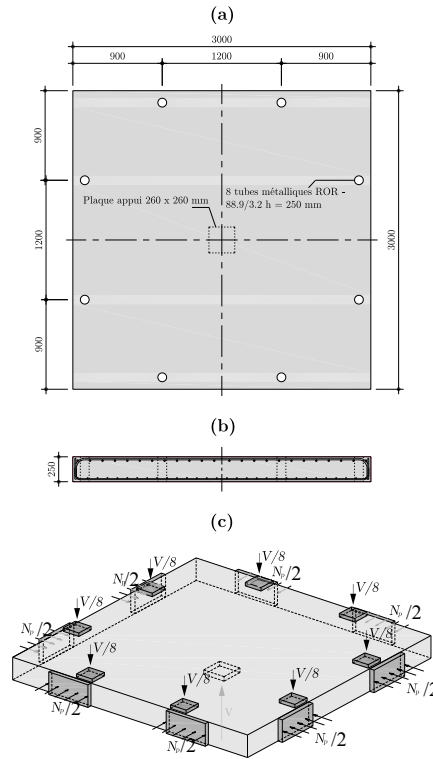


Fig. 12 Dimensions des dalles d'essais au poinçonnement chargées par un effort normal de compression: (a) Plan, (b) Coupe et (c) Schéma simplifié du principe de chargement

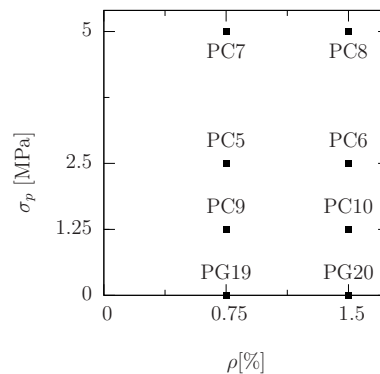


Fig. 13 Paramètres des dalles de référence PG19 et PG20 et des dalles de la série PC5 à PC10

Comportement des spécimens et observations

Le comportement mécanique est décrit par les courbes charge V - rotation ψ (Fig. 14) et la résistance normalisée est représentée en fonction des paramètres investigués dans la Fig. 15. Ces diagrammes montrent que l'effort normal de compression agit lui aussi sur la résistance. D'abord dès la plus faible valeur de contrainte de compression introduite, le gain de résistance est notable (entre 29% et 39%) selon le taux d'armature considéré (Tab. 6). L'effort normal de compression influe en revanche peu sur la déformation à la rupture des spécimens, comme le montrent la Fig. 15 (b) et le Tab. 6 (où $V_{norm,PCref}$ correspond à $V_{norm,PG19}$ pour les dalles PC5, PC7 et PC9 et correspond à $V_{norm,PG20}$ pour les dalles PC6, PC8 et PC10).

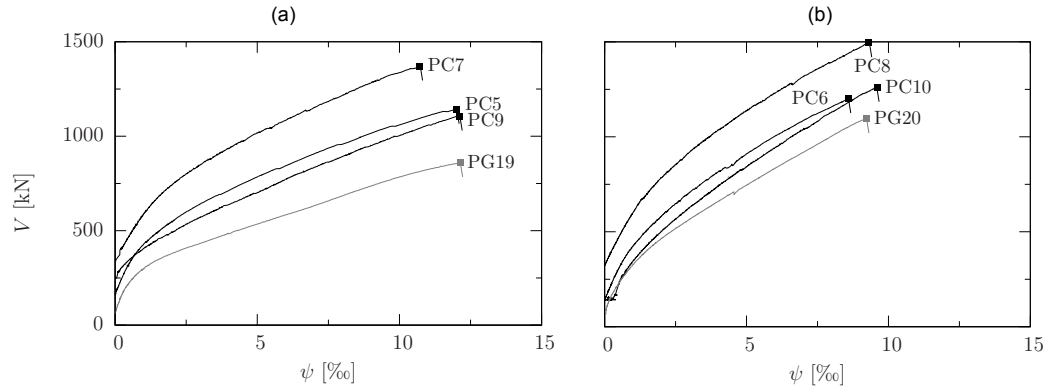


Fig. 14 Courbe V - ψ des dalles d'essais PC5 à PC10 comparées aux essais de références PG19 et PG20 - $\rho_{nom} = 0.75\%$ (a) et $\rho_{nom} = 1.5\%$ (b)

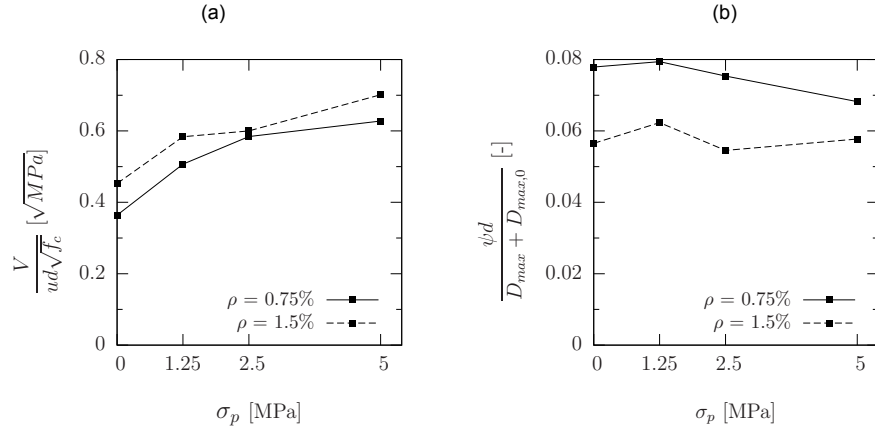


Fig. 15 Influence de l'effort normal de compression sur la résistance au poinçonnement (a) et sur la rotation à la rupture (b) des dalles d'essais

Tab. 6 Comparaison des charges de ruptures et des rotations à la rupture des dalles d'essais avec moment de flexion avec les dalles de références PG19 et PG20

Dalle	$\rho_{s,nom}$ [%]	$\sigma_{cp,nom}$ [MPa]	$V_{norm,PC}/V_{norm,PCref}$ [-]	$\psi_{norm,PC}/\psi_{norm,PCref}$ [-]
PC5	0.75	2.50	1.60	0.961
PC6	1.50	2.50	1.32	0.872
PC7	0.75	5.00	1.72	1.012
PC8	1.50	5.00	1.55	0.948
PC9	0.75	1.25	1.39	1.000
PC10	1.50	1.25	1.29	1.069

2.2.3 Série III : Influence combinée d'un moment et d'un effort normal

Cette série permet de faire le lien avec les deux précédentes (effort normal ou moment seul).

Paramètres des essais

Dans cette série, il a été choisi de reproduire la contrainte normale de compression de la série II. Il en résulte que le moment introduit découle directement de cette contrainte et de l'excentricité des câbles à l'intérieur des dalles. Les trois essais PC11 à PC13 présentent les mêmes câbles (nombre et type), mais la force de précontrainte a été variée (environ 0%, 50% et 100% de la contrainte ordinaire dans les torons). Ainsi les contraintes normales de compression sur le béton (σ_{cp}) ont été de 0, 1.25 et 2.50 MPa et ce avec une valeur e/h constante voisine de 0.2 pour les trois essais PC11 à PC13.

Les caractéristiques principales des spécimens de cette série sont données dans le Tab. 7 pour l'armature passive et le béton et dans le Tab. 8 pour la précontrainte. La Fig. 16 permet de visualiser les essais de cette série selon les valeurs de contraintes et de moment appliquées (l'essai PG19 représente la dalle de référence sans câbles de précontrainte).

Tab. 7 Paramètres principaux relatifs à l'armature passive et au béton des dalles de la série d'essai PC11 à PC13

Dalle	ρ_s [%]	ρ_s' [%]	d [mm]	d' [mm]	f_{ym} [MPa]	f_{cm} [MPa]	E_{cm} [MPa]
PG19	0.780	0.300	206	30	510	46.2	32700
PC11	0.759	0.355	212	29	584	35.7	30600
PC12	0.766	0.357	210	30	584	35.8	31100
PC13	0.777	0.357	207	30	584	35.2	31400

Tab. 8 Paramètres principaux relatifs à l'armature de précontrainte des dalles de la série d'essai PC11 à PC13

Dalle	σ_{cp} [MPa]	e_{moy} [%]	$m_{p,moy}$ [kNm/m]	ρ_p [%]	d_p [mm]	f_{pm} [MPa]
PG19	0	0	0	0	0	0
PC11	0.061	49	0.75	0.275	182	1689
PC12	1.23	51	15.6	0.272	184	1689
PC13	2.46	41	25.1	0.289	173	1689

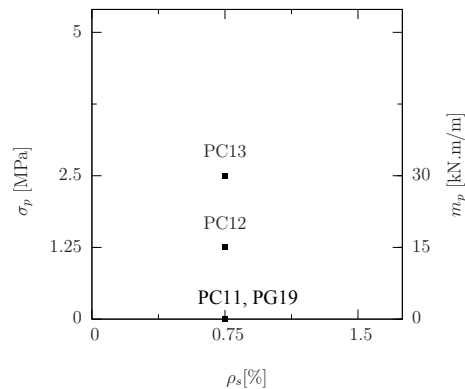


Fig. 16 Paramètres des dalles de référence PG19 et PG20 et des dalles de la série PC5 à PC10

Les trois dalles sont garnies de dix câbles dans les deux directions. Chacun de ces câbles est composé d'un seul toron de type Y 1860 S7 - 15.7 ($A_p = 150 \text{ mm}^2$) dont la valeur de f_{pk} vaut 1860 MPa. Les propriétés mécaniques mesurées de ces câbles sont dis-

ponibles dans le rapport d'essai [Clement^{2010b}]. Ici est donnée la limite élastique mesurée des câbles pour une déformation résiduelle de 0.1%. Ces câbles ont été injectés et tendus à différents niveaux de charge comme le mentionne le Tab. 8. Tous les spécimens ont les mêmes dimensions et des dimensions similaires aux dalles des séries précédentes. Les dimensions des dalles d'essais ainsi qu'un schéma simplifié de l'introduction des efforts dans la dalle sont donnés dans la Fig. 17. Le bâti de charge ainsi que la procédure de mise en charge sont détaillés dans le rapport d'essai [Clement^{2010b}].

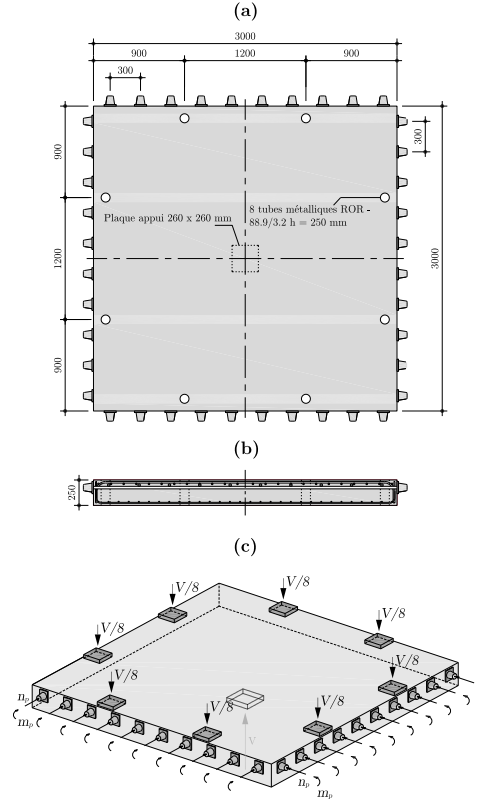


Fig. 17 Dimensions des dalles d'essais au poinçonnement chargées par un effort normal de compression: (a) Plan, (b) Coupe et (c) Schéma simplifié du principe de chargement

Comportement des spécimens et observations

Comme dans les cas précédents, la valeur de la charge V correspond à la valeur de la force mesurée sous la colonne et la valeur de la rotation est celle mesurée par des inclinomètres placés à 1380 mm du centre de la dalle selon l'axe faible comme illustré Fig. 8. Toutefois il est à noter ici que sous l'influence de la mise en tension des câbles de précontraintes avant l'essai, les dalles se sont fait imposer une rotation ψ_0 , dans le sens inverse de la rotation générée par le chargement (Fig. 18). La valeur de ψ (rotation totale) présentée dans les courbes charge-rotation de la Fig. 19 est donc la valeur de la rotation mesurée par les inclinomètres à laquelle a été ajoutée la valeur négative de ψ_0 .



Fig. 18 Rotation initiale ψ_0 de la dalle après la mise en tension des câbles de précontrainte

Concernant la résistance, il est clair que la combinaison effort normal et moment de flexion apporte une augmentation de résistance comme il l'est déjà visible sur la Fig. 19

montrant les courbes charges-rotations des essais PC11 à PC13 relativement à la dalle de référence PG19.

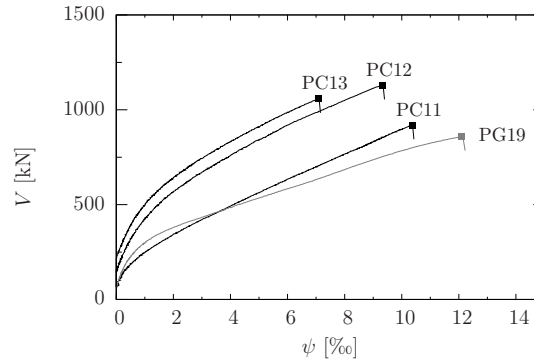


Fig. 19 Courbe $V-\psi$ des dalles d'essais PC11 à PC13 comparées aux essais de références PG19 avec un taux d'armature $\rho_{nom} = 0.75\%$

Ceci est également montré Fig. 20 (a) pour des valeurs normalisées. Ce constat est quantifié dans le Tab. 9 (où $V_{norm,PCref}$ correspond à $V_{norm,PG19}$ pour les dalles PC11, PC12 et PC13) où le gain de résistance par rapport à la dalle de référence PG19 est de 31 et 23 % pour PC12 et PC13 respectivement. La résistance moins élevée de PC13 malgré un effort normal et un moment de flexion plus important peut s'expliquer par la variabilité propre aux essais.

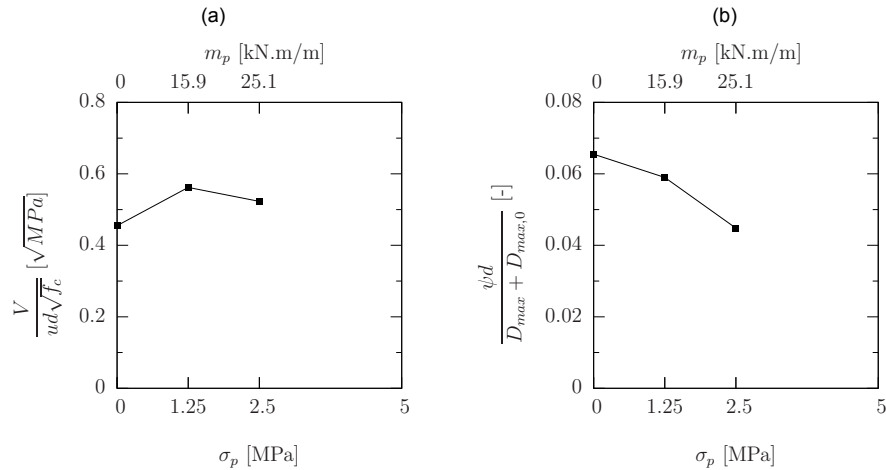


Fig. 20 Influence combinée d'un moment et d'un effort normal de compression sur la résistance au poinçonnement (a) et sur la rotation à la rupture (b) des dalles d'essais

Tab. 9 Comparaison des charges de ruptures et des rotations à la rupture des dalles d'essais avec moment de flexion avec les dalles de références PG19 et PG20

Dalle	$\rho_{s,nom}$ [%]	$\sigma_{cp,nom}$ [MPa]	$m_{p,nom}$ [kNm/m]	$V_{norm,PC}/V_{norm,PCref}$ [-]	$\psi_{norm,PC}/\psi_{norm,PCref}$ [-]
PC11	0.75	0	0	1.07	0.86
PC12	0.75	1.25	15	1.31	0.79
PC13	0.75	2.50	30	1.23	0.61

Toutefois il peut être observé que les rotations sont sensiblement moins groupées que dans les essais où seulement un effort normal était introduit. En effet, même si les rota-

tions sont encore proches, une différence à la rupture entre les trois spécimens existe. Ceci montre que même un moment faible (environ 15 kNm/m pour PC12 et 25 kNm/m pour PC13) a une influence significative sur la rotation à la rupture, comme suggéré Fig. 20 (b). La Fig. 21 et la Fig. 22 permettent de superposer les courbes charge-rotation, la résistance et la rotation à la rupture des essais de cette série avec ceux de la 1^{ère} série (effet de moment) et ceux de la 2^{ème} série (effet de l'effort normal).

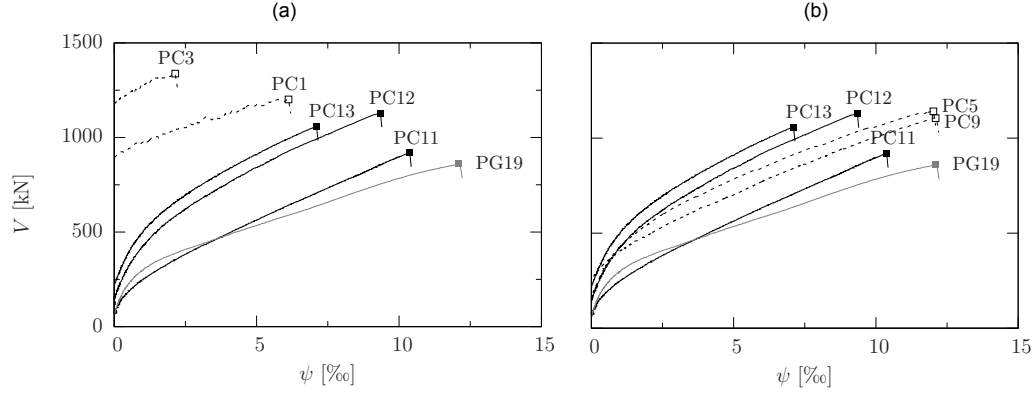


Fig. 21 Courbe $V - \psi$ des dalles d'essais PC11 à PC13 comparées aux dalles avec un taux d'armature passive ρ de 0.75 % - dalles avec moment (a) et dalle avec effort normal (b)

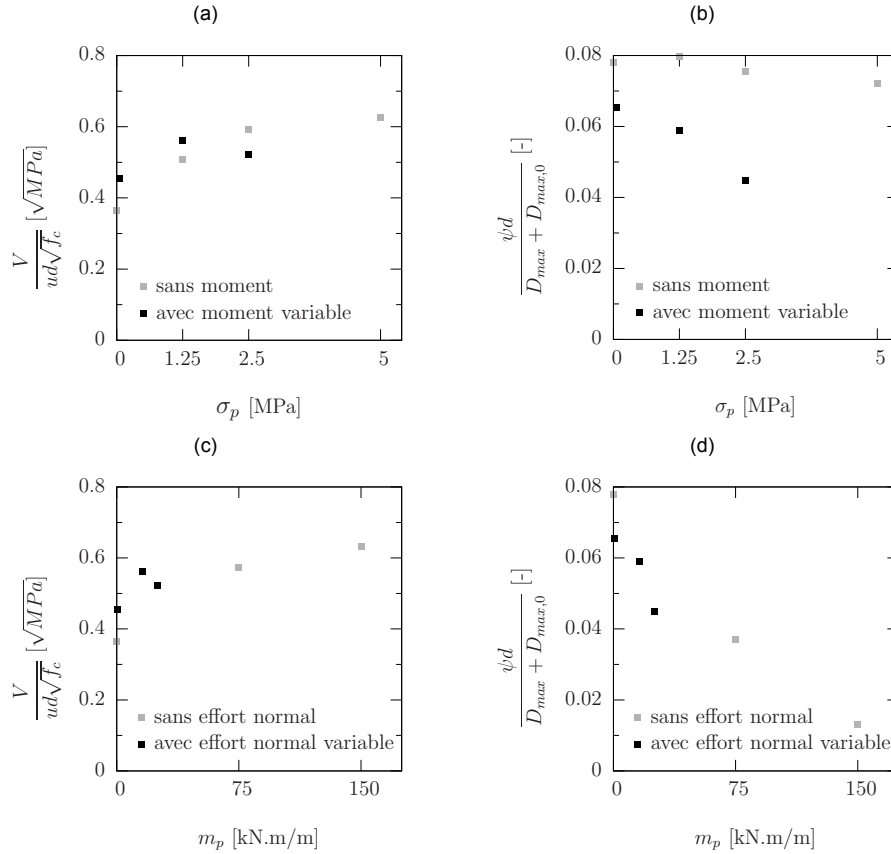


Fig. 22 Influence des différents effets de la précontrainte pour les dalles des séries PC avec une taux d'armature ρ de 0.75 % avec la dalle de référence PG19 [Guidotti²⁰¹⁰] - Influence de la contrainte normale de compression sur la résistance (a) et sur la rotation à la rupture (b) et influence du moment de flexion sur la résistance (c) et sur la rotation à la rupture (d)

Comme la Fig. 21 (a) le montre notamment, il est remarquable que la présence d'un moment tend à augmenter la résistance. Pour ce qui concerne la rotation, le moment la diminue continuellement comme en atteste notamment la Fig. 22 (d). Des figures Fig. 21 (b) et Fig. 22 (a), il peut être observé que les couples de dalles présentant la même valeur d'effort normal (PC5 avec PC13 et PC9 avec PC12) engendrent des résistances très similaires. Ce sont les rotations qui sont en revanche très différentes. S'il a déjà été remarqué que l'effort normal ne modifie que très peu la rotation à la rupture par rapport à une dalle qui n'est pas contrainte par un quelconque effort normal, ceci n'est plus vrai dès lors qu'un moment est aussi présent. La Fig. 22 (b) montre en effet une rotation à la rupture sensiblement constante même si l'effort normal augmente pour les dalles sans moment. En revanche lorsqu'un moment est appliqué, les rotations à la rupture diminuent significativement.

2.2.4 Comparaison des essais avec le critère de rupture de Muttoni (2008)

Le critère de rupture initialement formulé par Muttoni [Muttoni²⁰⁰⁸] pour la rupture au poinçonnement et sur lequel se base celui de la norme SIA 262 (2013), avec de valeurs toutefois adaptés à un fractile 5%, formulation caractéristique) montre généralement de bonnes prévisions quant aux résultats d'essais de dalles sujettes au poinçonnement sans précontrainte (Fig. 23 (a)). Toutefois, il faut remarquer que le critère est relativement prudent pour le cas de faibles rotations (points à gauche du diagramme) dû en outre au fait que dans ce domaine la variabilité des résultats est plus grande. Ceci se reflète sur les dalles également soumises à des efforts supplémentaires comme ceux induits par la précontraintes, où le critère demeure conservateur comme en témoigne la Fig. 23 (b).

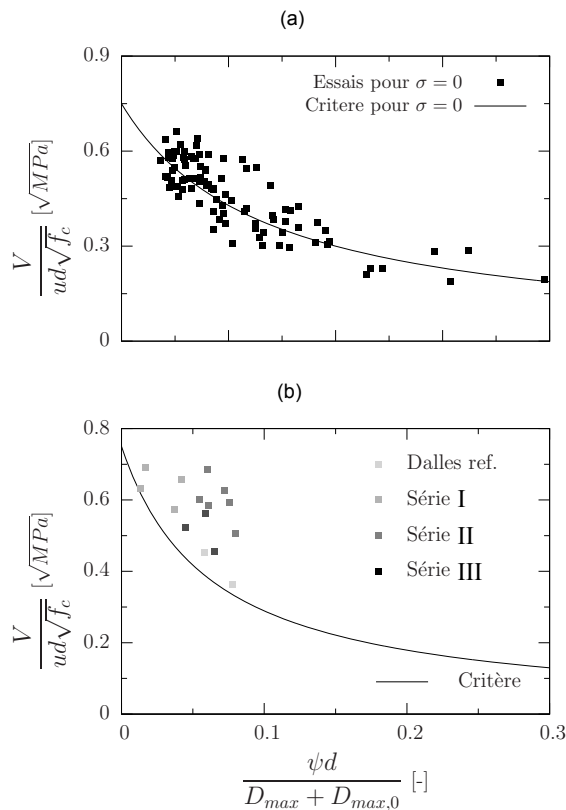


Fig. 23 Résultats des essais de la littérature sans efforts normal (a) et essais PC1 à PC13 ainsi que des dalles de référence PG19 et PG20 (b) par rapport au critère de rupture de Muttoni [Muttoni²⁰⁰⁸]

3 Aspects normatifs

La présente section vise d'abord l'analyse détaillée des différentes approches pour la prise en compte de la précontrainte dans la résistance au poinçonnement au vu des paramètres étudiés dans les séries d'essais des dalles PC1 à PC13. Ainsi la norme américaine ACI 318 (2011) [ACI²⁰¹¹], la norme européenne EC2 (2004) [Eurocode²⁰⁰⁴], la norme suisse SIA 262 (2013) [SIA²⁰¹³] et le Model Code (2010) [FIB²⁰¹¹] seront étudiées distinctement dans leur manière de considérer les différents effets de la précontrainte dans la résistance au poinçonnement. Ensuite, ces approches seront comparées aux essais effectués dans le cadre de la présente recherche ainsi qu'à de différentes séries d'essais tirés de la littérature.

3.1 Modèles pour le calcul de la résistance au poinçonnement

Les recommandations pour le calcul de la résistance au poinçonnement des dalles sans armature d'effort tranchant se basent sur un ensemble de paramètres mécaniques et géométriques des éléments tels que la résistance à la compression du béton, la hauteur statique moyenne de l'armature et la dimension de la surface d'appui (colonne). Ensuite, certaines d'entre elles tiennent compte de paramètres supplémentaires comme le taux d'armature à la flexion, les moments de flexion agissants, la portée et la taille des granulats. Les paramètres ainsi que leur influence sur la résistance au poinçonnement varient normalement pour chaque norme. L'influence de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement est également considéré de façon différente dans les diverses normes et modèles de calcul. Trois approches principales se distinguent assez nettement: celle fournie par la norme américaine ACI 318 (2011) [ACI²⁰¹¹], celle fournie par la norme européenne Eurocode 2 (2004) et celle fournie par la norme suisse SIA 262 (2013) [SIA²⁰¹³] et le Model Code 2010 [FIB²⁰¹¹]. Toutes permettent ainsi de calculer une résistance nominale V_{Rd} , comparée à un effort nominal v_d de cisaillement calculé le long d'un certain périmètre de contrôle u comme le montre la relation (4), où V_d représente la valeur de dimensionnement de l'effort tranchant dans la zone de poinçonnement considérée.

$$v_d = \frac{V_d}{u} \quad (4)$$

Les périmètres de contrôles u sont évalués de manière différente selon les différentes normes. Il est calculé à $2d$ du bord de la colonne pour la norme européenne Eurocode 2, alors que pour la norme américaine ACI, la norme suisse SIA et le Model Code MC, le périmètre est calculé à $0.5d$ du bord de la colonne comme montré à la Fig. 24. Il est toutefois à noter que la norme américaine ACI 318 (2011) permet l'utilisation d'un périmètre aux angles droits pour de colonnes carrées ou rectangulaires contrairement aux autres normes qui préconisent-elles des angles arrondis.

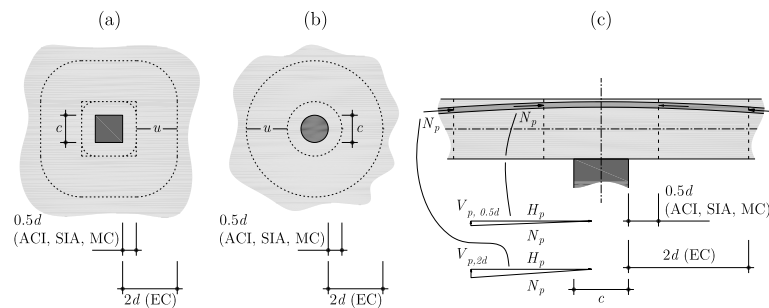


Fig. 24 Définition du périmètre de contrôle selon les différentes normes, pour une colonne carrée (a) ou ronde (b) et définition de la composante verticale selon les différentes normes (c)

3.1.1 Norme américaine: ACI 318 (2011)

La norme américaine tient compte de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement sans armature d'effort tranchant dans un paragraphe spécialement dédié. Toutefois seules les influences de l'effort normal ainsi que des forces verticales provenant de la précontrainte à l'intérieur de la section critique sont considérées. L'influence du moment de flexion provoqué par la précontrainte est négligée comme le dévoile la relation (5).

$$V_{R,e} = V_{R,ACI} = \frac{1}{12} \left(\min \left(3.5; \alpha_s \frac{d}{u} + 1.5 \right) \sqrt{f'_c} + 0.3 \sigma_{cp} \right) \cdot u_{ACI} \cdot d + V_{P,ACI} \quad (5)$$

où:

- f'_c valeur spécifiée de la résistance à la compression du béton, en [MPa];
- σ_{cp} contrainte de compression normale à la section de contrôle, en [MPa];
- α_s constante qui dépend du type de colonnes considérée. Elle vaut respectivement 40,30 et 20 pour les colonnes intérieures, de bords et d'angles;
- $V_{P,ACI}$ composante verticale des forces dues à la précontrainte à l'intérieur de la zone critique de périmètre $0.5d$, voir Fig. 24 (c);
- $V_{R,e}$ résistance effective sans la composante verticale des câbles.

La norme américaine ne considère pas en outre nombre d'autres paramètres. En effet, il est possible de remarquer que le taux d'armature de flexion, la limite d'écoulement des armatures, la dimension du champ de dalle considéré qui met en valeur l'effet d'éclatement de la dalle, l'effet de taille lié à la hauteur statique et le diamètre maximal du granulat ne sont pas pris en compte.

3.1.2 Norme européenne: EN 1992-1 (2004)

La norme européenne permet également de tenir compte de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement sans armature d'effort tranchant. Elle ne considère pas, comme la norme américaine, l'influence du moment de flexion. Ainsi la résistance au poinçonnement est donnée par la relation (6):

$$V_{Rd,e} = V_{Rd,EC} - V_{pd,EC} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} k (100 \rho f_{ck})^{1/3} + 0.1 \sigma_{cp} \right] \cdot u_{EC} d \quad (6)$$

$$\geq (0.35 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} + 0.1 \sigma_{cp}) \cdot u_{EC} d$$

La composante verticale des câbles $V_{pd,EC}$ est ici à tenir en compte du côté des actions au niveau du périmètre situé à $2d$ du bord de la colonne.

où:

- f_{ck} valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton, en [MPa];
- γ_c coefficient partiel de résistance pour le béton. Il vaut pour le dimensionnement 1.5, pour la comparaison aux essais, il sera toutefois considéré comme étant égal à 1.0 ;
- k coefficient qui tient compte de l'effet de taille :

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$$

- ρ taux d'armature relatif aux armatures adhérentes :

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 0.02$$

- σ_{cp} contrainte de compression normale à la section de contrôle, en [MPa];
- $V_{pd,EC}$ composante verticale des forces dues à la précontrainte à l'intérieur de la zone critique de périmètre $2d$, voir figure Fig. 24 (c);

La norme européenne propose en fait une approche similaire à la norme américaine pour la prise en compte de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement. En effet, l'effort normal de compression est considéré de manière empirique par le biais d'un terme supplémentaire prenant une fraction de la contrainte de compression. Comme pour la norme américaine, la norme européenne ne tient pas compte de l'influence du moment de flexion dû à la précontrainte. Il est toutefois à noter qu'elle est plus complète puisqu'elle tient compte de l'effet de taille par le biais du facteur k . En revanche, l'effet d'enrènement et l'effet d'élancement de la dalle ne sont pas non plus considérés.

3.1.3 Norme suisse: SIA 262 (2013)

La norme suisse permet de considérer l'influence d'un moment de flexion sur la résistance au poinçonnement. La relation suivante, formulée sur la base des valeurs de calcul des matériaux, permet de déterminer la résistance au poinçonnement:

$$V_{Rd,e} = V_{Rd,SIA} - V_{pd,SIA} = k_r \tau_{cd} d_v \cdot u_{SIA} \quad (7)$$

La composante verticale des câbles $V_{pd,SIA}$ est aussi à tenir en compte du côté des actions au niveau d'un périmètre de contrôle situé à $0.5d_v$, où:

- τ_{cd} valeur de calcul de la contrainte limite du cisaillement du béton, en [MPa];

$$\tau_{cd} = \frac{0.3 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c}$$

- d_v hauteur statique de la dalle résistante à l'effort tranchant (qui doit tenir compte de la pénétration de la surface d'appui dans la dalle)

- k_r coefficient qui tient compte de la grandeur de l'élément de construction et de la résistance à la flexion, avec d en [mm];

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \psi d k_g} \leq 2$$

- ψ rotation de la dalle (où le coefficient 1.5 indiqué ci-dessous peut être remplacé par 1.2 sous certaines conditions)

$$\psi = 1.5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd} - m_{Dd}}{m_{Rd} - m_{Dd}} \right)^{3/2}$$

- k_g coefficient qui tient compte de la taille maximale du granulat

$$k_g = \frac{48}{16 + D_{\max}}$$

- $D_{\max}$ diamètre maximal du granulat, en [mm];
- m_{sd} valeur de calcul de la valeur moyenne du moment de flexion dans la bande d'appui avec prise en compte du moment de torsion de la dalle;
- m_{Rd} valeur de calcul de la résistance à la flexion par unité de longueur
- m_{Dd} valeur de calcul du moment de décompression dû à la précontrainte dans la bande d'appui;
- $V_{pd,SIA}$ composante verticale des forces dues à la précontrainte à l'intérieur de la zone critique de périmètre $0.5d$, voir figure Fig. 24 (c);

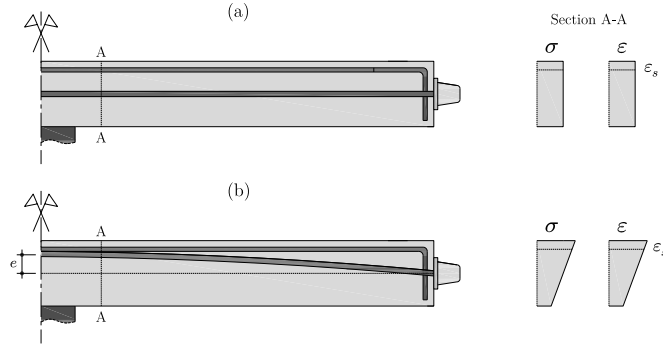


Fig. 25 Etat de contrainte et déformation dans un élément de dalle soumis à une précontrainte centrée (a) et excentrée (b)

Les recommandations fournies par la SIA 262 (2013) tiennent compte de l'influence de l'effort normal et des moments dus à la précontrainte avec le terme m_{Dd} . En outre, elle tient compte des composantes verticales de forces provenant de la précontrainte dans le périmètre de contrôle.

3.1.4 Model Code (2010)

Les réglementations fournies par le Model Code 2010 sont très similaires à l'expression (8) de la SIA 262 (2013), la composante verticale des câbles $V_{pd,MC}$ est là aussi à tenir en compte du côté des actions.

$$V_{Rd,e} = V_{Rd,MC} - V_{pd,MC} = k_{\psi} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} d \cdot u_{MC} \quad (8)$$

où:

- f_{ck} valeur de caractéristique de la résistance au cisaillement du béton, en [MPa];
- k_{ψ} coefficient qui dépend de la rotation de la dalle autour de l'appui, avec d en [mm];

$$k_{\psi} = \frac{1}{1.5 + 0.9\psi dk_{dg}} \leq 0.6$$

- ψ rotation de la dalle (où le coefficient 1.5 indiqué ci-dessous peut être remplacé par 1.2 sous certaines conditions) :

$$\psi = 1.5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd} - m_{pd}}{m_{Rd} - m_{pd}} \right)^{3/2}$$

- k_{dg} coefficient qui tient compte de la taille maximale du granulat;

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0.75$$

- d_g diamètre maximal du granulat, en [mm];
- m_{sd} valeur de calcul de la valeur moyenne du moment de flexion dans la bande d'appui avec prise en compte du moment de torsion de la dalle;
- m_{Rd} valeur de calcul de la résistance à la flexion par unité de longueur (sans tenir compte du moment de torsion de la dalle)

- m_{Dd} valeur de calcul du moment de décompression dû à la précontrainte dans la bande d'appui;
- $V_{pd,MC}$ composante verticale des forces dues à la précontrainte à l'intérieur de la zone critique de périmètre $0.5d$, voir figure Fig. 24 (c);

Le calcul du moment de décompression m_{Dd} se fait de façon analogue à celui de la norme SIA 262 (2013) qui sera ensuite expliqué. Cette norme tient compte ainsi des efforts normaux et des moments dus à la précontrainte (de même que des forces verticales au périmètre de contrôle).

3.2 Analyse des formulations des normes en vigueur sur la base des séries PC

Dans ce qui suit vont être comparées les prédictions des normes par rapport aux résultats des essais menés dans le cadre de cette recherche en fonction de la quantité d'effort normal et de moment de flexion introduit. Le Tab. 10 donne un résumé de ces résultats. Le Model Code (2010) [FIB²⁰¹¹] et la SIA 262 (2013) [SIA²⁰¹³] ayant des formulations similaires, les résultats présentés dans ce tableau ne le sont que pour une seule de ces deux normes (SIA 262 (2013)), la limitation de k_{dg} du code Modèle 2010 n'étant pas considéré pour la comparaison aux essais).

La signification des différentes valeurs est donnée ici:

- V_R valeur de la résistance à la rupture obtenue lors de l'essai
- $V_{R,EC}$ valeur de la résistance de l'élément prévue par l'Eurocode 2 (2004) [Eurocode²⁰⁰⁴]
- $V_{R,ACI}$ valeur de la résistance de l'élément prévue par l'ACI 318 (2008) [ACI²⁰¹¹]
- $V_{R,SIA,II}$ valeur de la résistance de l'élément prévue par la formulation de la SIA 262 (2013) et du Model Code (2010) au niveau II ne nécessitant pas un calcul aux éléments finis (voir section 3.2.3 de ce rapport) [SIA²⁰¹³], [FIB²⁰¹¹]
- $V_{R,SIA,III}$ valeur de la résistance de l'élément prévue par la formulation de la SIA 262 (2013) et du Model Code (2010) au niveau III nécessitant un calcul aux éléments finis (voir section 3.2.3 de ce rapport) [SIA²⁰¹³], [FIB²⁰¹¹]
- V_R^* valeur de la résistance mesurée en laboratoire corrigée pour tenir compte de la composante verticale de la force de précontrainte:
 V_R pour l'ACI 318 (2008)
 $V_R - V_{p,2d}$ pour l'Eurocode 2 (2004)
 $V_R - V_{p,0.5d}$ pour la SIA 262 (2013) et pour le Model Code (2010)

Tab. 10 Prévisions des résultats d'essais PC1 à PC13 selon les recommandations ACI 318, EC2, SIA 262 (2013) niveau II et niveau III

Dalle	Particularités	V_R [kN]	$V_{R,EC}$ [kN]	$V_{R,ACI}$ [kN]	$V_{R,SIA,II}$ [kN]	$V_{R,SIA,III}$ [kN]	$V_R^*/V_{R,EC}$ [-]	$V_R^*/V_{R,ACI}$ [-]	$V_R^*/V_{R,SIA,II}$ [-]	$V_R^*/V_{R,SIA,III}$ [-]
PC1	Moment	1201	793	597	850	984	1.51	2.01	1.41	1.22
PC2	Moment	1397	1002	597	1012	1092	1.39	2.34	1.38	1.28
PC3	Moment	1338	802	605	1244	1211	1.67	2.21	1.09	1.08
PC4	Moment	1433	982	588	1297	1320	1.46	2.44	1.10	1.09
PC5	Effort normal	1141	953	904	776	789	1.20	1.26	1.47	1.45
PC6	Effort normal	1205	1168	925	911	924	1.03	1.30	1.32	1.30
PC7	Effort normal	1370	1202	1048	1008	1025	1.14	1.31	1.36	1.34
PC8	Effort normal	1494	1368	1004	1107	1123	1.09	1.49	1.35	1.33
PC9	Effort normal	1105	936	827	733	745	1.18	1.34	1.51	1.48
PC10	Effort normal	1259	1135	815	889	900	1.11	1.54	1.42	1.40
PC11	Câbles	919	929	688	805	824	0.99	1.34	1.14	1.12
PC12	Câbles	1129	1022	827	911	956	1.10	1.37	1.24	1.18
PC13	Câbles	1058	1089	955	1013	1079	0.97	1.11	1.04	0.98
Moyenne							1.22	1.62	1.29	1.25
COV							0.18	0.28	0.12	0.12
Frac. 5%							0.97	1.11	1.04	0.98
Frac. 95%							1.51	2.34	1.47	1.45

3.2.1 Norme américaine: ACI 318 (2011)

Résistance au poinçonnement

Sur la base des résultats d'essais des dalles PC1 à PC13 et des deux dalles de référence PG19 et PG20, la norme américaine se veut très conservatrice. Comme montré à la Fig. 26, les charges de rupture obtenues lors des essais PC1 à PC13 sont en moyenne 62% plus élevées que les charges de rupture prévues par cette norme. En outre, ces derniers résultats sont assez dispersés; pour preuve un coefficient de variation de 28% qui s'explique par la formulation relativement simple pour le calcul de la résistance au poinçonnement ne tenant notamment pas compte de l'influence d'un moment de flexion et du taux d'armature.

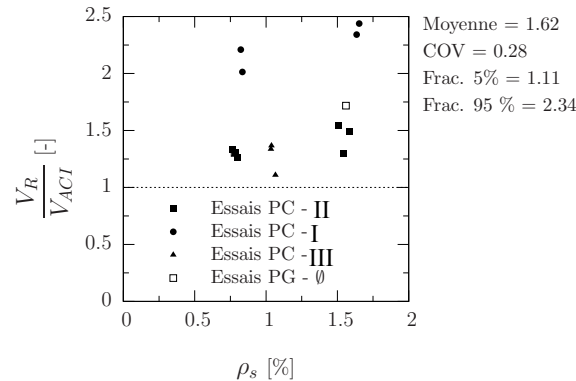


Fig. 26 Comparaison des résultats d'essais des séries PC et PG avec les prévisions de la norme américaine ACI 318 (2008) [ACI²⁰¹¹]

Influence d'un moment de flexion

Comme il l'a déjà été évoqué dans la formule (5), la norme américaine ne prend pas en compte l'influence d'un moment de flexion dû à la précontrainte pour le calcul de la résistance au poinçonnement.

La Fig. 27 compare les résultats d'essais avec les prédictions de la norme américaine. La moyenne des rapports des valeurs de charges d'essais par rapport aux charges prévues par la norme indique que celle-ci sous-estime de deux fois en moyenne la résistance avec un coefficient de variation de 0.21 pour l'ensemble des points représentés Fig. 27. Outre le fait que cette norme ne considère pas l'influence du moment sur la résistance au poinçonnement, la sous-estimation de résistance peut s'expliquer par la formulation assez simple pour le calcul de la résistance au poinçonnement.

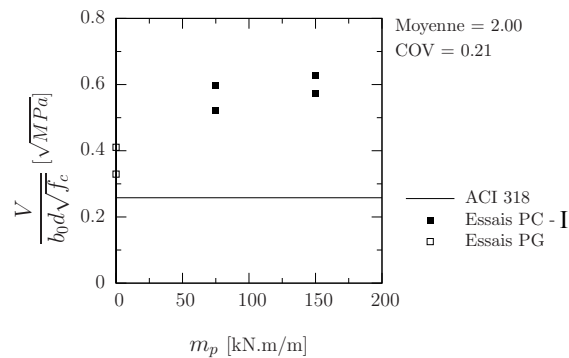


Fig. 27 Comparaison des résultats d'essais des séries PC et PG avec les prévisions de la norme américaine ACI 318 (2008) [ACI²⁰¹¹] en fonction du moment introduit

Influence d'un effort normal

Concernant l'effort normal, la norme ACI 318 [ACI²⁰¹¹] en tient compte empiriquement de manière linéaire pour une plage de contrainte comprise en 0.9 et 3.5 MPa. La Fig. 28 positionne les points d'essais en fonction de l'effort normal introduit par rapport à la prédiction de la norme américaine. S'il est vrai que les prédictions de cette norme pour la prise en compte d'un effort normal sont nettement meilleures que pour un moment de flexion, il reste néanmoins vrai que ceci est surtout valable pour des essais pour lesquels l'effort normal est compris entre 0.9 et 3.5 MPa. Dès que ces valeurs sont dépassées et notamment vers le haut, les prédictions sont significativement dépréciées.

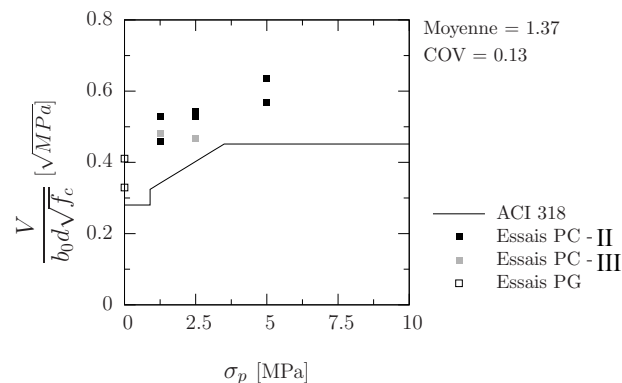


Fig. 28 Comparaison des résultats d'essais des séries PC et PG avec les prévisions de la norme américaine ACI 318 (2008) [ACI²⁰¹¹] en fonction de l'effort normal introduit

3.2.2 Norme européenne: EC2 (2004)

Résistance au poinçonnement

Sur la base de la même série d'essais que celle empruntée pour la norme américaine, la norme européenne EC2 (2004) semble mieux prédire les résultats. Comme montré par la Fig. 29, les charges de rupture obtenues lors des essais PC1 à PC13 sont en moyenne 22% plus élevées que les charges de rupture prévues par cette norme. Sur ces résultats, un coefficient de variation de 0.18 est à observer. Cette relative grande valeur s'explique essentiellement par la moins bonne prévision des essais dans lesquels seul un moment de flexion avait été introduit; dans les autres cas, les prédictions demeurent assez cohérentes.

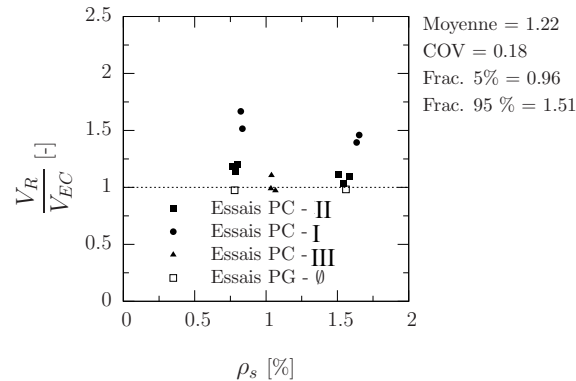


Fig. 29 Comparaison des résultats d'essais des séries PC et PG avec les prévisions de la norme européenne EC2 [Eurocode²⁰⁰⁴]

Influence d'un moment de flexion

L'Eurocode 2 [Eurocode²⁰⁰⁴] ne prend pas en compte le moment de flexion dû à la précontrainte pour le calcul de la résistance au poinçonnement. C'est dans ce cas où les spécimens ne sont sollicités, outre la charge verticale, que par un moment de flexion que les prévisions sont les moins bonnes comme le représente la Fig. 30 selon la quantité d'armature présente dans les spécimens. Pour chacune des Fig. 30 (a), (b) et (c), les prévisions ont été calculées sur la base des périmètres b_o et des hauteurs statiques d moyens relatifs aux spécimens représentés sur la figure considérée. Ces prévisions sont ici toutefois nettement meilleures que celles prévues par la norme américaine dans la mesure où l'Eurocode est plus complet dans sa formulation en tenant compte du taux d'armature.

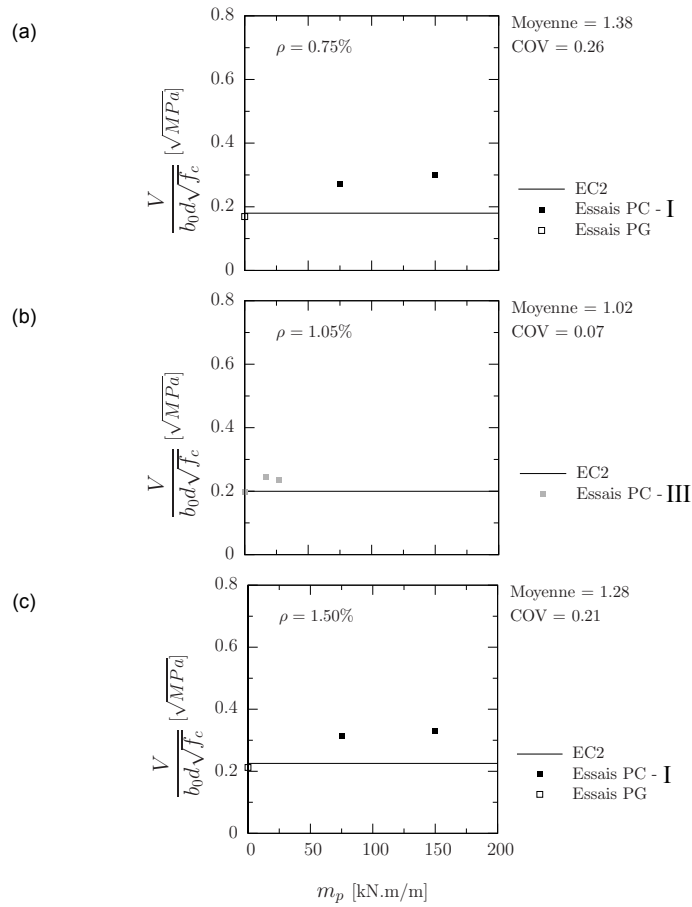


Fig. 30 Comparaison des résultats d'essais des séries PC et PG avec les prévisions de la norme européenne EC2 [Eurocode²⁰⁰⁴] en fonction du moment introduit pour $\rho = 0.75\%$ (a), $\rho = 1.05\%$ (b) avec câbles de précontrainte et $\rho = 1.50\%$ (c)

Influence d'un effort normal

L'Eurocode tient aussi compte de manière empirique de l'effort normal pour le calcul de la résistance au poinçonnement sous une forme similaire à celle proposée par la norme américaine, comme il l'est montré dans la relation (6). La résistance de l'élément est linéairement proportionnelle avec la quantité d'effort normal introduit. En revanche la contrainte appliquée, qui est en pratique la contrainte normale dans la section critique n'est pas bornée ni par une valeur supérieure, ni par une valeur inférieure comme de recommande la norme américaine. Il en résulte donc une relativement bonne corrélation entre les valeurs prévues par la norme et les valeurs d'essais comme montré Fig. 31 selon la quantité d'armature présente dans les spécimens.

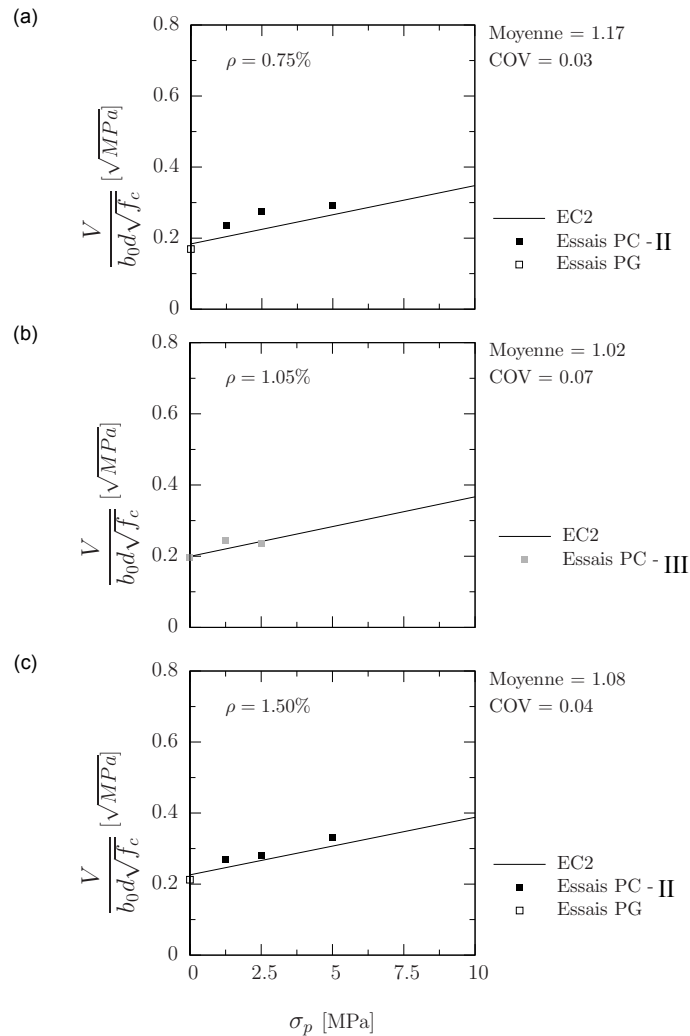


Fig. 31 Comparaison des résultats d'essais des séries PC et PG avec les prévisions de la norme européenne EC2 [Eurocode²⁰⁰⁴] en fonction de l'effort normal introduit pour $\rho = 0.75\%$ (a), $\rho = 1.05\%$ (b) avec câbles de précontrainte et $\rho = 1.50\%$ (c)

3.2.3 Norme suisse: SIA 262 (2013) et Model Code (2010)

Résistance au poinçonnement

Les deux normes SIA 262 (2013) [SIA²⁰¹³] et Model Code (2010) [FIB²⁰¹¹] ont des formulations pour le calcul de la résistance au poinçonnement très similaires ce qui conduit à des résultats eux aussi très similaires. En effet pour l'ensemble des essais des séries PC, l'écart maximal entre les prévisions de la SIA et du Model Code ne s'élevait qu'à 1.1%. De ce fait, il sera ici admis que les prévisions de résistance pour les deux normes sont identiques.

Le Model Code (2010) ainsi que la SIA 262 (2013) se basent sur la méthode des niveaux d'approximation, explicitée en détails dans [Muttoni²⁰¹²] et [Muttoni^{2012a}]. Cette approche consiste à aborder un problème par niveau de complexité croissant amenant à une précision des résultats croissante, comme illustré par la Fig. 32. Une explication détaillée de l'évaluation des différents paramètres pour des différents niveaux d'approximation dans le cas des dalles précontraintes est présentée dans l'annexe 1 de ce rapport.

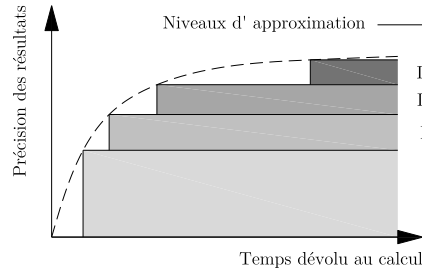


Fig. 32 Approche par niveaux d'approximation pour le Model Code 2010 et la SIA 262 (2013)

Sur la base de ces considérations, il est possible de comparer les résultats d'essais avec les prévisions de la norme suisse, qui montre des résultats plus fiables et moins dispersés que la norme américaine et la norme européenne, comme il l'est montré Fig. 33.

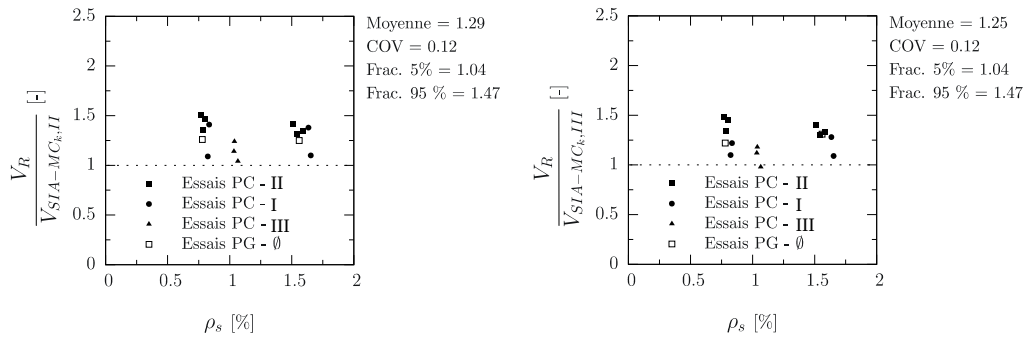


Fig. 33 Comparaison des résultats d'essais des séries PC et PG avec les prévisions des normes SIA 262 (2013) [SIA²⁰¹³] et MC (2010) [FIB²⁰¹¹] pour les niveaux II (a) et III (b)

Influence du moment de flexion

Sur la base des considérations énoncées préalablement, il est donc possible de montrer que la norme suisse SIA 262 permet la prise en compte du moment dû à la précontrainte en accord avec la tendance observée dans les essais qui montrait une augmentation de résistance avec l'augmentation de moment introduit, voir Fig. 34. Il faut remarquer que l'expression de la rotation donnée à la section 3.1.3 implique une rotation positive de la dalle, c'est-à-dire qu'il est supposé que la dalle se déforme dans la direction des charges verticales. Il en résulte donc que le rapport $(m_{sd}-m_{Dd})/(m_{Rd}-m_{Dd})$ doit être strictement positif.

Les conditions suivantes s'imposent donc:

$$m_{sd} - m_{Dd} > 0 \quad \text{et} \quad m_{Rd} - m_{Dd} > 0 \quad (9)$$

En outre, quand la rotation ψ tend vers 0, la limite de résistance suivante devient déterminante :

$$V / ud\sqrt{f_c} \leq 0.6 \quad (10)$$

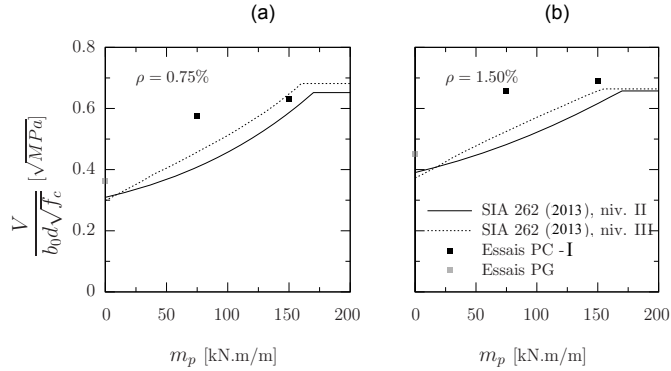


Fig. 34 Comparaison des résultats d'essais des séries PC et PG avec les prévisions des normes SIA 262 (2013) [SIA²⁰¹³] et MC (2010) [FIB²⁰¹¹] pour les niveaux II et III selon la quantité de moment de flexion introduit pour $\rho = 0.75\%$ (a), et $\rho = 1.50\%$ (b)

Influence d'un effort normal

De même que pour l'influence du moment de la précontrainte, le terme m_{Dd} permet de considérer l'influence de la contrainte normale induite par la précontrainte dans la résistance au poinçonnement. Les résultats montrent que la tendance est reproduite correctement, malgré une certaine marge de sécurité. Cette marge peut être expliquée par une amélioration des modes de transmission de l'effort tranchant en présence d'un effort normal et peut être consulté ailleurs sur la base d'un modèle physique compatible avec les hypothèses de la SIA 262 (2013) dans la référence [Clement²⁰¹²].

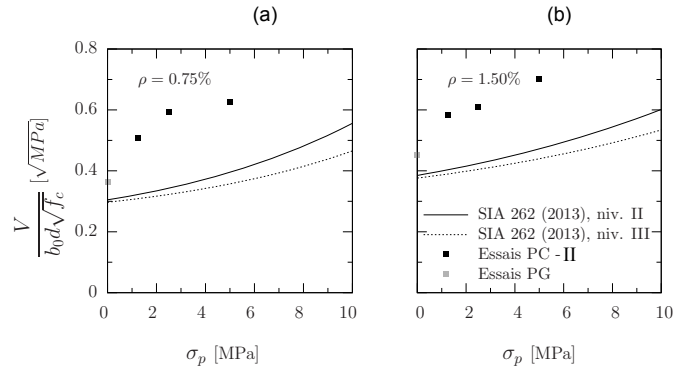


Fig. 35 Comparaison des résultats d'essais des séries PC et PG avec les prévisions des normes SIA 262 (2013) [SIA²⁰¹³] et MC (2010) [FIB²⁰¹¹] pour les niveaux II et III selon la quantité d'effort normal introduit pour $\rho = 0.75\%$ (a), et $\rho = 1.50\%$ (b)

3.3 Comparaison des prévisions des normes selon les essais de la littérature

Dans le but de cerner la pertinence des différentes normes selon les différents paramètres de la précontrainte, une comparaison systématique à des résultats d'essais de la littérature scientifique connus a été effectuée par rapport aux prédictions desdites normes. C'est ainsi que 96 essais de la littérature ont été rassemblés

Pour chacun des essais et pour chacune des normes, le rapport V_R^*/V_{norme} correspondant à la charge de rupture effective de l'essai sur la charge de rupture prévue par la norme

en question, a été calculé. Ce rapport a été confronté dans la suite à différents paramètres des essais que sont:

- le taux d'armature total ρ intégrant l'armature passive et l'armature de précontrainte, Fig. 36;
- le rapport entre le périmètre de contrôle u et la hauteur statique de la dalle d , Fig. 37;
- la quantité de moment m_p introduit, normalisée par rapport à la hauteur statique de la dalle d au carré et la résistance à la compression du béton f_c , Fig. 38;
- la quantité d'effort normal introduit σ_{cp} , normalisée par rapport à la résistance à la compression du béton f_c , Fig. 39;
- la composante verticale due à l'inclinaison des câbles de précontraintes sur le périmètre de contrôle relatif à chaque norme dont une illustration est donnée à la Fig. 24 (c), normalisée par rapport à la résistance de la dalle lors de l'essai, Fig. 40

Le **Tab. 11** dans l'annexe 2 de ce rapport compare tous les résultats d'essais par rapport aux différentes normes. La signification des différentes valeurs a déjà été décrite plus haut pour la majorité d'entre elles, les autres sont données ici:

- $V_{p,0.5d}$ valeur de la composante verticale des câbles de précontrainte au niveau d'un périmètre de contrôle situé à $0.5d$ du bord de la colonne;
- $V_{p,2d}$ valeur de la composante verticale des câbles de précontrainte au niveau d'un périmètre de contrôle situé à $2d$ du bord de la colonne;

Il apparaît de manière assez claire que la norme américaine est très conservatrice avec des résultats d'essais en moyenne 45% plus haut que les prévisions de cette norme. La norme européenne semble elle plus juste dans la mesure où elle considère au moins l'influence du taux d'armature et les résultats d'essais ne sont alors en moyenne que 23% au-delà des prévisions de la norme. Les approches similaires de la SIA et du Model Code fournissent des résultats similaires pour lesquels il est intéressant de constater que l'approche par niveau est pertinente et permet de gagner en précision dans le cas de ces deux normes.

Il est en outre à constater que la norme américaine, tout comme la norme européenne fournissent des résultats très dispersés comme en témoignent les valeurs des coefficients de variation et du fractile 5% visibles à la fin du **Tab. 11** (voir annexes au rapport). En revanche, les approches de la norme suisse et du Model Code permettent de réduire significativement cette dispersion avec cette fois-ci une influence très minime du niveau de précision sur la dispersion des résultats.

3.3.1 Influence du taux d'armature

La Fig. 36 montre le rapport entre la résistance de l'essai et la résistance prévue par chacune des normes en fonction du taux d'armature (taux calculé considérant uniquement les armatures passives de la dalle). Il apparaît de manière assez claire que la norme américaine (Fig. 36 (b)), présente des résultats très dispersés et trop conservatifs. L'Eurocode tient compte de l'armature directement par le taux d'armature et il apparaît assez net que les prévisions sont alors moins dispersées. Si les prévisions de cette norme demeurent globalement conservatives, il reste vrai que quelques résultats d'essais donnent des valeurs plus faibles que ce que prédit cette norme. Ces essais sont précontraints et chargés dans une seule direction, il semble donc que la norme européenne ne considère pas de façon optimale un cas qui ne serait pas parfaitement axisymétrique (au niveau de la géométrie ou des points d'application des charges). Cette tendance est moins marquée par l'approche de la SIA et du Model Code surtout au niveau III pour lequel il est possible de définir précisément la répartition des moments autour de la colonne et donc de tenir compte d'une éventuelle non-symétrie. Il en résulte donc que l'approche SIA et Model Code permet d'obtenir des résultats peu dispersés et globalement bien prédits.

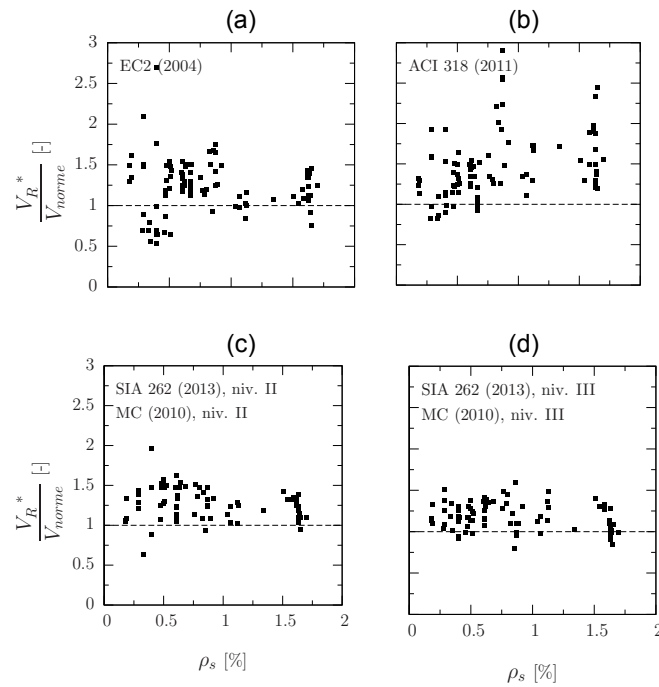


Fig. 36 Prédiction de la résistance au poinçonnement pour les essais tirés de la littérature en fonction du taux d'armature total selon les différentes normes - Eurocode 2 (2004) (a), ACI 318 (2011) (b), SIA 262 (2013) et MC (2010), niveau II (c), SIA 262 (2013) et MC (2010), niveau III (d)

3.3.2 Influence de la taille de la surface d'appui

La norme européenne se distingue des autres normes également par la définition du périmètre de contrôle qu'elle place à $2d$ du bord de la colonne contrairement aux autres normes qui le placent à $0.5d$. Il semble que les prédictions sont largement sur-estimées pour les colonnes petites alors qu'elles deviennent meilleures pour de colonnes plus grandes (rapport u/d plus grand, à la Fig. 37). Le choix d'un périmètre de contrôle situé à $2d$ n'est donc pas toujours pertinent. La SIA et le Model Code ne montrent en revanche pas de tendances perceptibles. Le choix d'un périmètre à $0.5d$ semble donc être le plus pertinent.

3.3.3 Influence de la quantité de moment introduit

Dans une grande majorité des essais de la littérature, les dalles ont été précontraintes à l'aide de câbles de la précontrainte non droits et excentrés. Il en résulte donc, dans ces spécimens, la présence simultanée des trois effets de la précontrainte que sont le moment, l'effort normal et la composante verticale. Ni la norme européenne, ni la norme américaine ne tient compte de l'influence du moment de flexion de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement; néanmoins aucune tendance claire n'apparaît dans le cas de ces deux normes montrant seulement des résistances sous estimées pour de grandes comme pour de petites valeurs de moment introduit, comme en témoigne la Fig. 38. Ceci n'est en revanche pas vrai pour la SIA ou le Model Code qui montre une relativement bonne prévision des résultats quelle que soit la valeur du moment introduit. Il est à noter que pour la SIA aux niveaux II, un point se trouve bien en dessous de la ligne $V_R^*/V_{norme} = 1$. Ceci n'est plus le cas au niveau III. En effet, il s'agit d'un spécimen pour lequel les caractéristiques de chargement et de dimensions ne sont pas symétriques. Le niveau III

permettant un calcul précis de la répartition des moments autour de la colonne, la prévision en est alors améliorée.

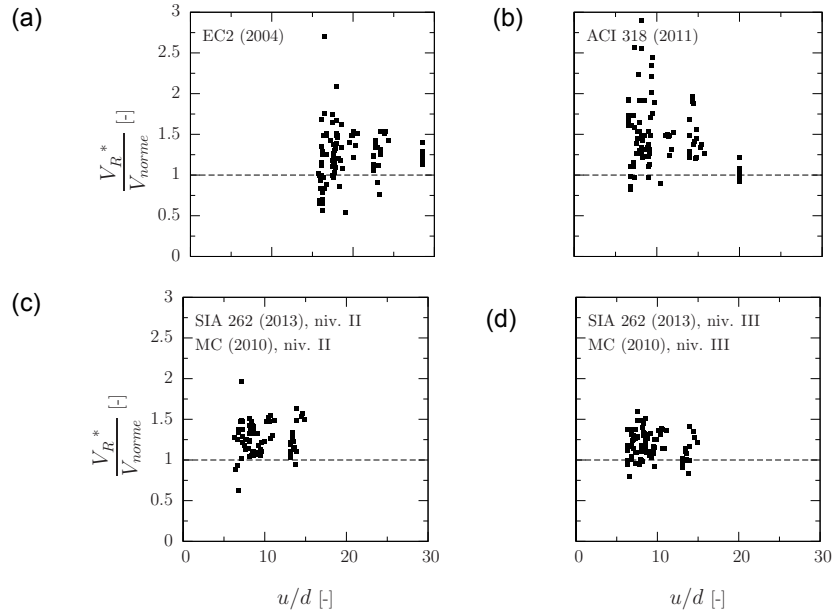


Fig. 37 Prédictions de la résistance au poinçonnement pour les essais tirés de la littérature en fonction du rapport entre le périmètre de contrôle et la hauteur statique selon les différentes normes - Eurocode 2 (2004) (a), ACI 318 (2011) (b), SIA 262 (2013) et MC (2010), niveau II (c), SIA 262 (2013) et MC (2010), niveau III (d)

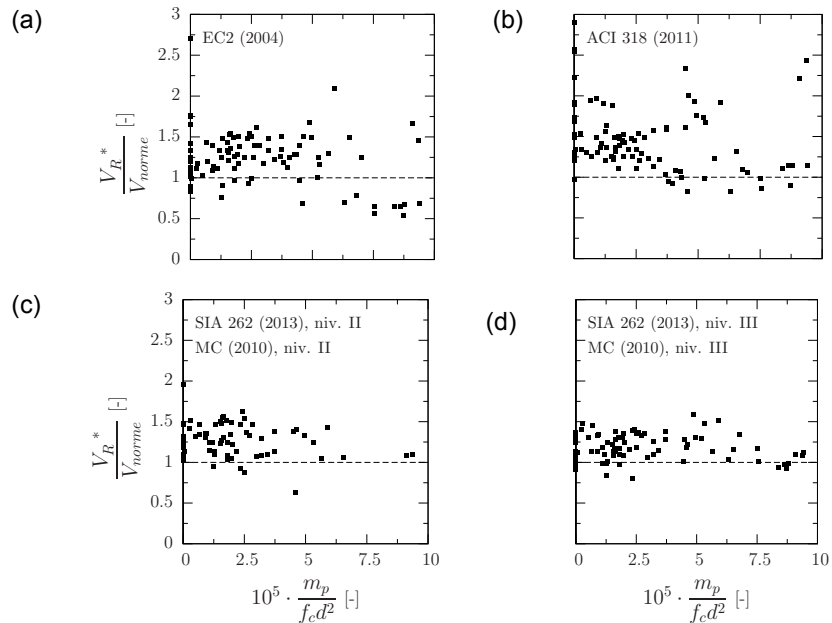


Fig. 38 Prédictions de la résistance au poinçonnement pour les essais tirés de la littérature en fonction de la quantité de moment introduit selon les différentes normes - Eurocode 2 (2004) (a), ACI 318 (2011) (b), SIA 262 (2013) et MC (2010), niveau II (c), SIA 262 (2013) et MC (2010), niveau III (d)

3.3.4 Influence de la quantité d'effort normal introduit

Chacune des normes tient compte de la quantité d'effort normal introduit mais des tendances claires apparaissent selon la norme considérée, comme le montre la Fig. 39. L'Eurocode a tendance à sous-estimer la résistance pour de faibles valeurs de contrainte ou des contraintes négatives (de traction). Cette tendance est d'autant plus marquée dans la norme américaine. Ceci peut s'expliquer notamment par le fait que la norme ACI considère une influence de l'effort normal pour une plage de contrainte seulement située entre 0.9 et 3.5 MPa.

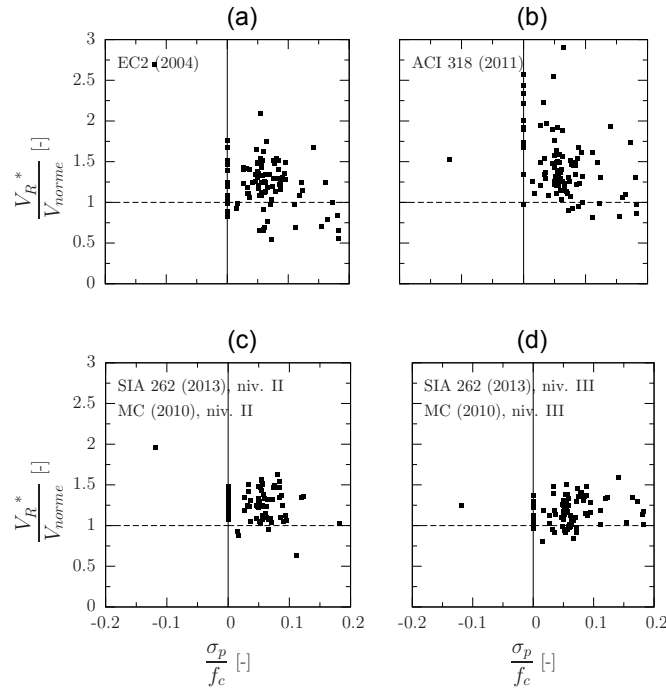


Fig. 39 Prédictions de la résistance au poinçonnement pour les essais tirés de la littérature en fonction de la quantité d'effort normal introduit selon les différentes normes - Eurocode 2 (2004) (a), ACI 318 (2011) (b), SIA 262 (2013) et MC (2010), niveau II (c), SIA 262 (2013) et MC (2010), niveau III (d)

Or il est clair, que la présence d'une contrainte normale même inférieure à 0.9 MPa a une influence significative sur la résistance au poinçonnement. Dans l'approche de la SIA et du Model Code, cette tendance est moins perceptible; mais au niveau d'approximation II dans la SIA et le Model Code, le résultat d'essai, pour lequel la contrainte normale est de traction, est nettement plus haut que ce que prévoit la norme. Ceci n'est plus le cas au niveau III. En effet ce résultat est relatif à un essai de dalle carrée précontrainte dans une direction seulement et chargée non pas sur son pourtour mais sur deux lignes de même direction que celle de la précontrainte [Regan¹⁹⁸³]. Il en résulte donc que le niveau III qui permet de tenir compte du champ de moment réel qui sollicite la dalle semble être une bonne voie pour l'estimation de la résistance au poinçonnement et qu'il apporte clairement une meilleure prise en considération des phénomènes réels qui peuvent affecter l'élément de structure considéré. Il faut remarquer que cet effet est surtout important pour les ponts-dalles qui ont souvent un comportement très asymétrique.

3.3.5 Influence de l'intensité de la composante de force verticale

La figure Fig. 40 montre le rapport V_R^*/V_{norme} de la charge de rupture obtenue lors de l'essai sur la charge de rupture prévue par les différentes normes en fonction du rapport entre la composante verticale du câble au niveau de la section de contrôle et de la charge de rupture lors de l'essai. La norme européenne calcule la composante des charges verticales au niveau d'un périmètre de contrôle situé à $2d$ du bord de la colonne. Sur la Fig. 40 (a), il apparaît que ce rapport V_R^*/V_{norme} diminue quand V_p/V_R augmente. Et c'est justement pour les grandes valeurs de ce dernier rapport que l'Eurocode surestime les valeurs des résistances obtenues lors des essais. Il semble donc clair une fois encore que la définition de ce périmètre de contrôle à $2d$ n'est pas optimale. Pour ce qui est de la norme américaine, les résultats sont trop dispersés pour cerner une quelconque tendance. Pour l'approche similaire de la norme SIA et du Model Code qui consiste à considérer la section de contrôle à une distance de $0.5d$ du bord de la colonne, les résultats ne sont que peu dispersés et aucune tendance n'est distinctement décelable. Cela signifie donc que le choix d'une section de contrôle à $0.5d$ semble une fois encore raisonnable.

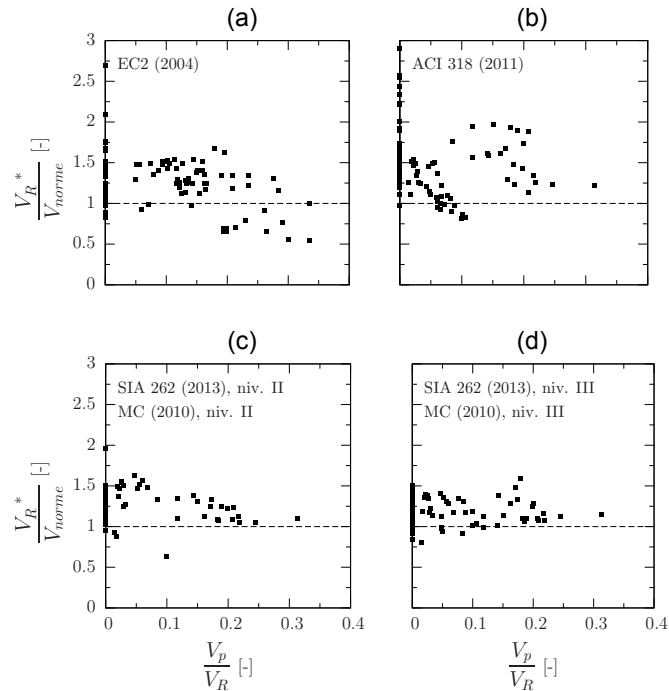


Fig. 40 Prédications de la résistance au poinçonnement pour les essais tirés de la littérature en fonction de la composante de force verticale selon les différentes normes - Eurocode 2 (2004) (a), ACI 318 (2011) (b), SIA 262 (2013) et MC (2010), niveau II (c), SIA 262 (2013) et MC (2010), niveau III (d)

4 Exemple d'application

4.1 Description

L'exemple choisi correspond à la dalle supérieure d'une tranchée couverte, comme schématisé plus bas (Fig. 41 et Fig. 42). Cette dalle est, précontrainte dans la direction transversale et est recouverte de terre. Compte tenu des dimensions et de la forte asymétrie, cet exemple est également représentatif des ponts-dalles.

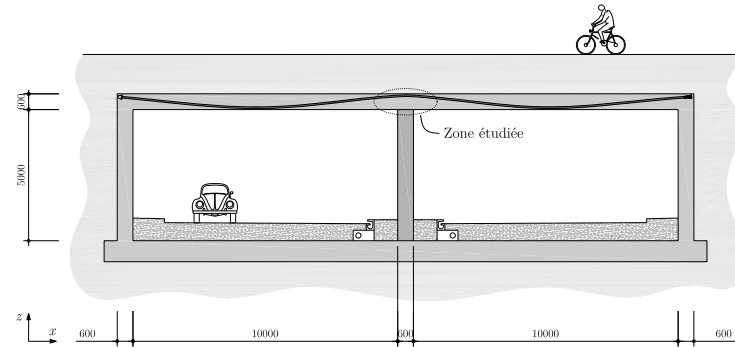


Fig. 41 Coupe transversale d'une tranchée couverte - Dalle supérieure appuyée en son centre sur une rangée de colonnes - Données en [mm]

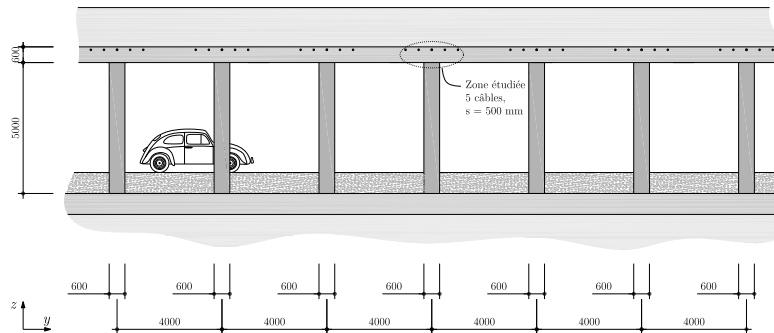


Fig. 42 Coupe longitudinale d'une tranchée couverte - Mise en évidence de la zone étudiée sujette au risque de poinçonnement - Données en [mm]

Les hypothèses de calcul suivantes sont réalisées:

1. Actions

La charge de dimensionnement q_d agissant sur la dalle supérieure de la tranchée couverte intégrant son poids propre est de 65 kN/m^2 .

2. Matériaux

- Béton type C25/30

- $f_{cd} = 16.6 \text{ N/mm}^2$; (§ 2.3.2.3)

- $\tau_{cd} = \frac{0.3\eta_t\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = 1.0 \text{ N/mm}^2$; (§ 2.3.2.4)

- $D_{\max} = 32 \text{ mm}$

- Acier passif type B500 B

- $f_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$; (§ 2.3.2.5)
- Armature supérieure dans la direction transversale: $\phi 26$, $s = 150 \text{ mm}$
- Armature inférieure dans la direction transversale: $\phi 16$, $s = 150 \text{ mm}$
- Armature supérieure dans la direction longitudinale : $\phi 20$, $s = 150 \text{ mm}$

- Acier de précontrainte type Y 1860 S/ - 15.7

- $A_p = 150 \text{ mm}^2$;
- $f_{pd} = 1320 \text{ N/mm}^2$; (§ 2.3.2.5)
- 5 câbles de 5 torons par colonne avec un espacement $s = 500 \text{ mm}$

3. Système statique et géométrie

La dalle supérieure de la tranchée couverte est admise monolithique aux les colonnes centrales et les murs de bord. Il est en outre supposé que les colonnes ne sont pas sollicitées à la flexion. L'épaisseur de la dalle est de 60 cm et l'enrobage de 4 cm.

4.2 Vérification de la résistance au poinçonnement

La résistance au poinçonnement est donnée par la relation suivante:

$$V_{Rd,c} = k_r \tau_{cd} d_v u \quad (\S 4.3.6.3.1)$$

avec:

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \psi d k_g} \leq 2; \quad (\S 4.3.6.3.2)$$

$$k_g = \frac{48}{16 + D_{\max}} = 1 \text{ dans notre cas} \quad (\S 4.3.3.2.1)$$

$$\psi = 1.5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd} - m_{Dd}}{m_{Rd} - m_{Dd}} \right)^{3/2}; \quad (\S 4.3.6.4.1)$$

La réaction de dimensionnement R_d sous la colonne centrale est déterminée via les champs d'influence de l'effort tranchant ou directement par un programme aux éléments finis en tenant compte des charges agissantes réunies sous q_d :

$$R_d = 3'070 \text{ kN} \quad (11)$$

4.2.1 Vérification au niveau III

Il faut remarquer que selon SIA 262(2013), pour des rapports entre les portées ℓ_x/ℓ_y qui ne respectent pas la condition $0.5 \leq \ell_x/\ell_y \leq 2.0$, comme dans ce cas ($\ell_x/\ell_y = 2.65$), les niveaux I et II ne sont pas applicables et il faut passer directement au niveau III. Ceci est souvent le cas des ponts-dalles qui sont généralement fortement asymétriques.

Selon les données, la hauteur statique moyenne des aciers d'armature et précontrainte valent :

$$d_{sy} = 600 - 40 - 20 / 2 = 550 \text{ mm (4}^{\text{ème}} \text{ nappe)}$$

$$d_{sx} = 600 - 40 - 20 - 26 / 2 = 527 \text{ mm (3}^{\text{ème}} \text{ nappe)}$$

$$d_p = 600 - 40 - 20 - 26 - 30 / 2 - 5 = 520 \text{ mm (gaines plates en 3}^{\text{ème}} \text{ nappe)}$$

Et alors la hauteur statique moyenne $d_x = 525 \text{ mm}$ (moyenne pondérée) et $d = (d_x + d_y)/2 = 0.537 \text{ m}$.

Le coefficient de réduction du périmètre de contrôle peut dans ce cas être admis à $k_e = 0.9$ (colonne intérieure, § 4.3.6.2.5). Avec $d_v = d$ (sans pénétration de la colonne), le périmètre de contrôle vaut donc:

$$u = 0.9 \cdot \pi \cdot (0.60 + 0.537) = 3.22 \text{ m} \quad (12)$$

Due à leur forme parabolique, les câbles de précontrainte induisent une force verticale à l'intérieur du périmètre de contrôle situé à $d/2$ du bord de la colonne comme illustré en Fig. 43 pour les directions transversale (a) et longitudinale (b). Cette force verticale doit être considérée pour le calcul de la sollicitation au poinçonnement. En considérant que les câbles sont tendus à $P_0 = 0.7 P_k$ et en considérant des pertes de précontraintes de 20%, on a:

$$P_\infty = 0.8 \cdot 0.7 \cdot 5 \cdot 150 \cdot 10^{-6} \cdot 1860 = 0.781 \text{ MN} \quad (13)$$

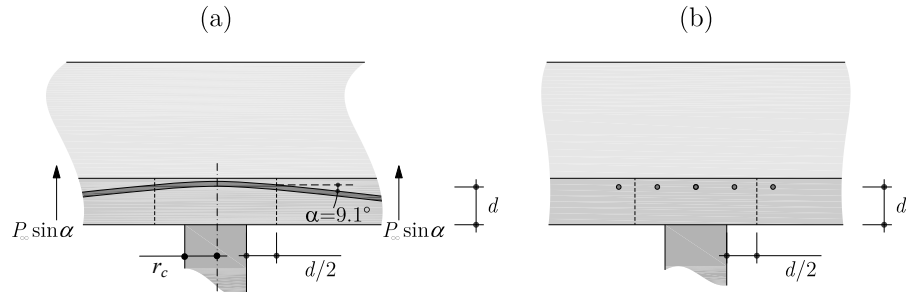


Fig. 43 Zone située à $d/2$ pour la prise en compte de la composante verticale des câbles de précontrainte dans la direction transversale (a) et longitudinale (b)

Puis, en admettant un angle d'inclinaison constant pour tous les trois câbles interceptés par le périmètre situé à $d/2$ du bord de la colonne ($\alpha = 9.1^\circ$) :

$$V_{p,\infty} = 3 \cdot 2 \cdot P_\infty \cdot \sin \alpha = 0.741 \text{ MN} \quad (14)$$

En considérant la charge V_d comme égale à la réaction sur la colonne à laquelle sont soustraites les charges directement présentes à l'intérieur de la colonne:

$$V_d = R_d - V_{p,\infty} - q_d \cdot \pi \cdot (r_c + d/2)^2 = 3'070 - 741 - 66 = 2'263 \text{ kN} \quad (15)$$

Dans l'expression de ψ , la précontrainte est considérée comme une force extérieure. L'analyse par éléments finis est faite sur la base d'une modélisation élastique linéaire non fissurée ($E_c = 30000 \text{ MPa}$ et $\nu = 0$) en tenant compte des charges q_d et des charges équivalentes dues à la précontrainte pour un câble, comme illustrées par la Fig. 44.

- $u_{1,\infty} = 25 \text{ kN/m}$
- $u_{2,\infty} = 191 \text{ kN/m}$
- $M_{p,\infty} = 144 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- $H_{p,\infty} = 769 \text{ kN} (= P_\infty \cdot \cos \alpha)$
- $V_{p,\infty} = 129 \text{ kN} (= P_\infty \cdot \sin \alpha)$

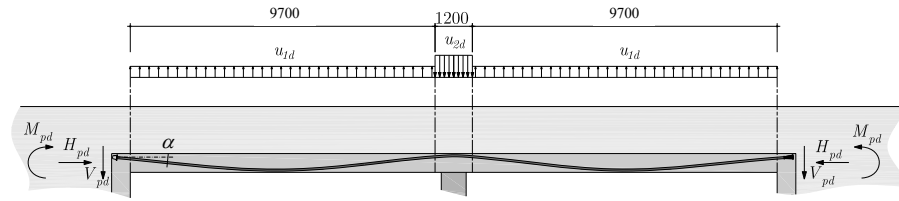


Fig. 44 Tracé transversal du câble de précontrainte et charges équivalentes
En

Fig. 45 et Fig. 46 sont montrés les diagrammes des moments m_x , respectivement m_y , au droit de la colonne dans les deux directions de la dalle selon que celle-ci est soumise ou non aux charges dues à la précontrainte.

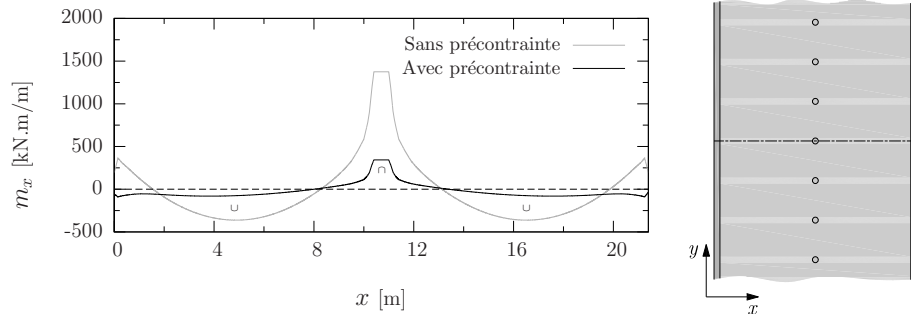


Fig. 45 Diagramme des moments m_x au droit de la colonne, direction transversale

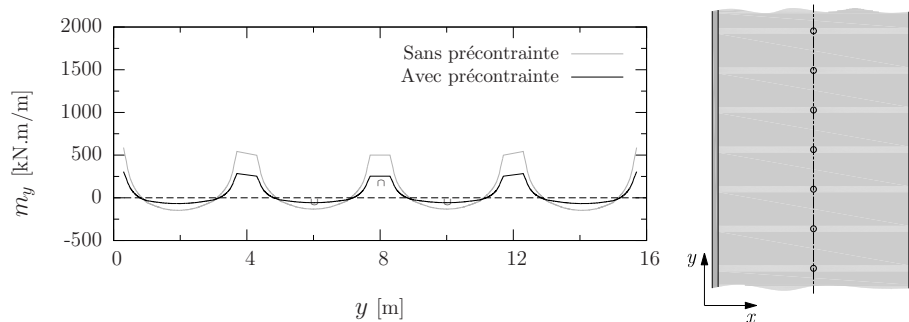


Fig. 46 Diagramme des moments m_y au droit de la colonne, direction longitudinale

Sur la base de cette modélisation et tenant compte de la charge q_d et de l'action de la précontrainte (Fig. 47 (a)), il est possible de déterminer les rayons au delà desquels le moment est nul dans les deux directions x et y. Il en découle:

$$r_{sx} = 2.69 \text{ m et } r_{sy} = 0.82 \text{ m} \quad (16)$$

Relativement similaires à ceux pouvant être estimés aux niveaux d'approximation I et II ($r_{sx} = 0.22 \cdot \ell_x = 2.33 \text{ m}$ et $r_{sy} = 0.22 \cdot \ell_y = 0.88 \text{ m}$). Il est maintenant possible de déterminer l'étendue b_s de la zone sur laquelle il faut intégrer les moments $m_{sx,d}$ et $m_{sy,d}$.

$$b_s = 1.5 \sqrt{r_{sx} \cdot r_{sy}} = 2.23 \text{ m} \quad (17)$$

Ensuite, les moments intervenant dans l'expression de ψ sont déterminés en considérant la précontrainte comme une autocontrainte.

- m_{sd} est le moment dû aux charges extérieures (sans précontrainte, Fig. 47b) sur une bande de largeur b_s à côté de la colonne. Les moments hyperstatiques dus à la précontrainte sont, dans ce cas, considérés dans le moment de décompression (voir annexe 1). Cela signifie que les rayons r_s sont déterminés sur la base de la charge totale (Fig. 47a)

$$m_{sx,d} = \frac{1}{b_s} \int_{b_s} m_{sx} ds = 746 \text{ kNm/m} \quad (18)$$

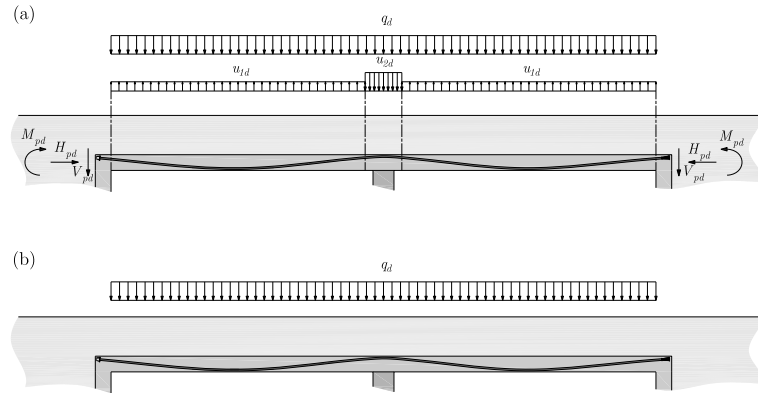


Fig. 47 Charges à considérer pour le calcul de b_s (a) et pour le calcul de m_s (b)

- m_{Rd}^{ac} est le moment résistant calculé selon l'approche qui consiste également à considérer la précontrainte comme une autocontrainte (aciers passifs atteignant leur limite d'écoulement f_{sd} et acier de précontrainte atteignant sa limite d'écoulement f_{pd}). Tenant compte de la contribution de l'armature comprimée ($d'_s = 68 \text{ mm}$, voir Fig. 48), la profondeur de la zone plastique du béton résulte $x_{pl} = 183 \text{ mm}$ et donc $m_{Rd}^{ac} = 1'565 \text{ kNm/m}$

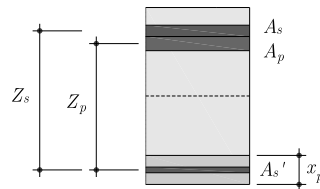


Fig. 48 Section de la dalle avec armature passive et précontrainte

- m_{Dd} est le moment de décompression. L'effet combiné de l'effort normal et du moment dus à la précontrainte provoque une compression des armatures tendues (Fig. 49)

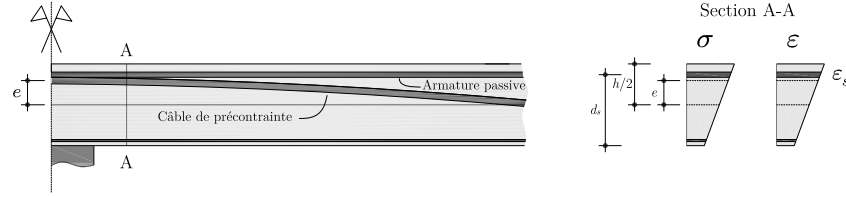


Fig. 49 Visualisation des états de déformations dans une section avec précontrainte centrée et excentrée

Suivant cette approche force, le moment de décompression est le moment qui ramène l'armature à une contrainte nulle. Il peut s'exprimer sous la forme:

$$m_{Dd} = -n_{sp} \left(\frac{h}{2} - \frac{d}{3} + \bar{e} \right) \quad (19)$$

Où n_{sp} se réfère à la force de précontrainte moyenne par unité de largeur agissant sur la bande d'appui :

$$n_{sp} = \frac{\int_{-b_s/2}^{b_s/2} n_p ds}{b_s} \quad (20)$$

Dans notre cas, grâce au fait que les têtes d'ancrage des câbles sont suffisamment éloignées de la section de contrôle, il peut être calculé admettant une répartition constante de l'effort normal dû à la précontrainte :

$$n_{sp} = \frac{5 \cdot 0.781}{4.00} = 0.977 \text{ MN/m} \quad (21)$$

Par rapport au $\bar{e}$, cette excentricité contient les effets isostatiques et hyperstatiques de la précontrainte. Elle peut être évaluée par intégration des moments de la précontrainte sur la bande d'appui (voir annexe 1) :

$$m_{sp} = \frac{\int_{-b_s/2}^{b_s/2} m_p ds}{b_s} = 0.224 \text{ MNm/m} \quad (22)$$

Étant alors:

$$m_{sp} = n_{sp} \cdot \bar{e} \quad (23)$$

Ce qui donne $\bar{e} = 0.977/0.224 = 0.229 \text{ m}$. Ainsi, il en résulte:

$$m_{Dd} = 0.977 \cdot \left(\frac{0.6}{2} - \frac{0.525}{3} + 0.229 \right) = 346 \text{ kNm/m} \quad (24)$$

Et donc la rotation est :

$$\psi = 1.2 \cdot \frac{2.69}{0.537} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left(\frac{746 - 346}{1565 - 346} \right)^{1.5} = 0.0024 \quad (25)$$

$$k_r = 1.47 \quad (26)$$

Et finalement

$$V_{Rd} = 2'535 \text{ kN} \quad (27)$$

Ainsi, $V_{Rd} > V_d (=2'263 \text{ kN})$ et donc la vérification est satisfaite.

5 Conclusions

Le travail de recherche présenté dans ce rapport a permis de dissocier les différents effets de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement des dalles sans armature d'effort tranchant. En séparant les différents effets de la précontrainte lors de différentes campagnes expérimentales, les résultats obtenus lors des essais ont permis de valider et de quantifier l'influence des différents effets de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement. Ainsi, la prise en compte de tous les effets de la précontrainte selon les études menées dans le cadre de ce travail a été validé pour la nouvelle norme suisse SIA 262 (2013).

5.1 Résultats d'essais

Sur la base des trois séries d'essais différentes dont les spécimens ont des dimensions, des quantités d'armatures et des propriétés des matériaux comparables, il est possible de formuler les conclusions suivantes:

- Le moment de flexion dû à l'excentricité de la précontrainte permet généralement de compenser partiellement les moments dus aux autres actions de sorte qu'il tend à augmenter la résistance au poinçonnement. Ce même moment tend en revanche à diminuer les déformations à la rupture.
- Un effort normal de compression dû à la précontrainte tend également à faire augmenter la résistance au poinçonnement. Les déformations à la rupture sont toutefois similaires à celles d'éléments qui ne seraient soumis à aucun effort normal de compression.
- Les câbles de précontraintes peuvent introduire en plus du moment de flexion et de l'effort normal une composante verticale au niveau du périmètre de contrôle autour de la colonne qui s'oppose aux charges verticales (ceci équivalant aux forces de déviation à l'intérieur du périmètre de contrôle). Le tracé et la disposition des câbles a une grande influence sur la charge de rupture.

5.2 Aspects normatifs

Le travail mené au cours de cette recherche a également permis une avancée sur un plan normatif:

- La formulation de la norme SIA 262 (2013) a été validée en tenant compte de tous les effets de la précontraintes sur la résistance au poinçonnement.
- Un panel de 96 essais tirés de la littérature mettant en scène des dalles précontraintes majoritairement avec câbles a été rassemblé et comparé vis à vis des principales normes en vigueur dont la norme SIA 262 (2013) et le Model Code (2010), mais aussi la norme européenne Eurocode 2 (2004) et américaine ACI 318 (2011). Il apparaît que la nouvelle formulation intégrée dans la SIA 262 (2013) et le Model Code (2010) conduit aux résultats les moins dispersés, les plus fiables et les plus cohérents avec les observations expérimentales.
- L'exemple illustrant l'utilisation de la norme SIA 262 (2013) permet de justifier son approche par niveau et notamment pour les structures précontraintes, qui présentent bien souvent des non symétries solubles facilement par le niveau d'approximation III.

Annexes

I	Détermination des paramètres de calcul de la norme SIA 262 (2013)	59
I.1	Approches de calcul	59
I.2	Cas des dalles non précontraintes.....	59
I.3	Cas des dalles précontraintes.....	60
II	Comparaison des essais avec l'Eurocode 2 (2004), ACI 318-11 et SIA 262 (2013)	65

I Détermination des paramètres de calcul de la norme SIA 262 (2013)

I.1 Approches de calcul

Dans cette annexe, la détermination des différents paramètres de calcul de la norme SIA 262 (2013) est présentée selon les deux approches classiques pour considérer la précontrainte : approche « autocontrainte » et approche « forces de remplacement », voir SIA 262 (2013) § 4.1.5.1.1. Les deux approches sont bien évidemment équivalentes et mènent au même résultat (malgré le fait que la définition des termes peut s'avérer différente dans chaque cas comme il sera développé plus loin).

Cette explication se présente pour les niveaux d'approximation I, II et III afin de comprendre en détail les différences entre ces niveaux. En outre, la définition et l'évaluation des différents termes pour de dalles sans précontrainte sera de même introduite, avec le but de relever les différences entre ces deux cas.

I.2 Cas des dalles non précontraintes

I.2.1 Niveaux d'approximation I et II

Dans le cas où la dalle n'est chargée que par des forces verticales (Fig. 50 (a)), la rotation ψ est calculée par l'expression suivante:

$$\psi = 1.5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{3/2} \quad (28)$$

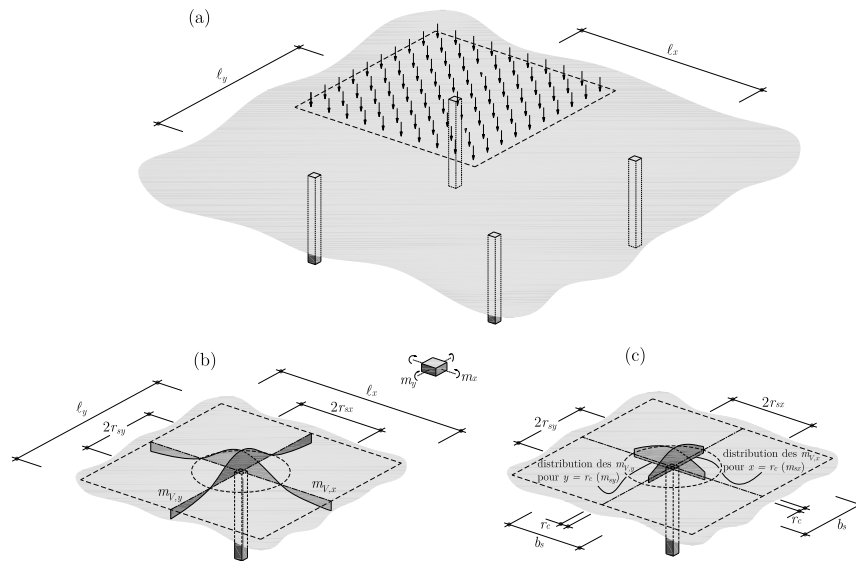


Fig. 50 Estimation du moment m_s pour une dalle sans précontrainte - Champ de dalle exclusivement chargé par des forces verticales (a), diagramme des moments $m_{V,x}$ et $m_{V,y}$ au centre de la dalle et dans ses deux directions (b) et distribution des moments $m_{V,x}$ et $m_{V,y}$ sur une longueur b_s (c)

Le rayon r_s se réfère à la distance entre le centre de la colonne et la ligne de moment radial nul. Ce rayon doit être estimé dans les deux directions de la dalle x et y. Dans le cas d'évaluation au niveau d'approximation II, les rayons dans les deux directions peuvent

être estimés comme suit: $r_{sx} = 0.22\ell_x$ et $r_{sy} = 0.22\ell_y$ (ℓ_x et ℓ_y étant les portées dans les directions x et y respectivement). Ensuite, il est possible de déterminer la largeur de la bande b_s , (Fig. 50 (b)), selon l'expression (29):

$$b_s = 1.5\sqrt{r_{sx} \cdot r_{sy}} \leq \min(\ell_x; \ell_y) \quad (29)$$

C'est sur cette largeur que les moments $m_{sx,d}$ et $m_{sy,d}$ doivent ensuite être évalués (il est à noter certaines restrictions géométriques pour de colonnes de bord et d'angle explicités dans la norme).

Pour le niveau d'approximation I, l'hypothèse que $m_{sd} = m_{Rd}$ es effectuée. Ceci implique considérer que les armatures sont complètement plastifiées dans la bande d'appui, ce qui est une hypothèse prudente (ouverture maximale des fissures).

Pour le niveau d'approximation II, les moments de la bande d'appui sont évalués sur la base d'expressions analytiques. Par exemple, pour de colonnes internes, tant que le rapport entre les portées dans les directions x et y n'excédant pas 2 et lorsque l'excentricité de la réaction sur la colonne est nulle, ces moments peuvent être estimés à $V_d/8$. D'autres cas peuvent être consultés dans la norme SIA 262 (2013).

I.2.2 Niveau d'approximation III

A ce niveau d'approximation, le facteur 1.5 dans l'expression de la rotation de la relation (28) peut être remplacé par 1.2, à condition que les rayons r_{sx} et r_{sy} soient estimés par une analyse élastique (non fissuré) linéaire par éléments finis. Les valeurs m_{sx} et m_{sy} correspondent alors à la distribution des moments le long de la bande d'appui de largeur b_s . Elles peuvent donc ensuite être calculés comme l'intégrale des moments ($m_{V,x}$, respectivement $m_{V,y}$) sur une coupe au bord de la colonne (en $x = r_c$, respectivement en $y = r_c$) de largeur équivalente à celle de la bande b_s selon l'équation (30):

$$m_{sx} = \frac{\int_{-b_s/2}^{b_s/2} m_{V,x} dx}{b_s} \quad \text{respectivement} \quad m_{sy} = \frac{\int_{-b_s/2}^{b_s/2} m_{V,y} dy}{b_s} \quad (30)$$

I.3 Cas des dalles précontraintes

Par rapport aux dalles précontraintes, voir Fig. 51, certaines particularités doivent être considérées dans la courbe charge-rotation caractérisant son comportement. Il est désormais nécessaire de considérer le même champ de dalle, mais étoffé par la présence des câbles de précontrainte (Fig. 51 (a)), dont son influence sur le comportement de la dalle peut être évaluée au moyen d'une approche « autocontrainte » ou « forces de remplacement » (SIA 262 (2013)).

Puisque, comme nous avons vu, la précontrainte a généralement un effet favorable sur la résistance au poinçonnement, dans le calcul des efforts on tiendra compte des pertes dues au retrait, au fluage et à la relaxation. En outre, même si la norme SIA 262 (2013) ne donne aucune indication claire pour ce qui concerne le facteur partiel à appliquer, on admettra $\gamma_p = 1$ aussi bien pour les effets d'action isostatiques qu'hyperstatiques.

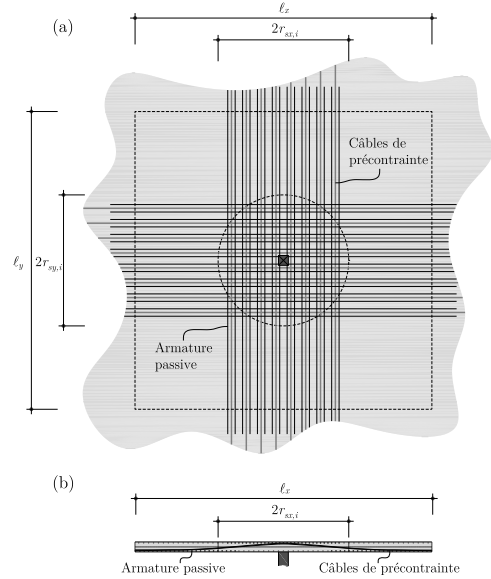


Fig. 51 Grandeurs caractéristiques d'un champ de dalle précontraint

I.3.1 Niveau d'approximation II

Selon la SIA 262 (2013), la rotation ψ peut être calculée au moyen de l'équation (31):

$$\psi = 1.5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd} - m_{Dd}}{m_{Rd} - m_{Dd}} \right)^{3/2} \quad (31)$$

Calcul de r_s

Du fait de la précontrainte, le diagramme des moments dus aux charges verticales en est modifié, comme le montre la représentation de la Fig. 52 (b) (ainsi qu'un agrandissement de sa zone centrale présentée plus en détail à la figure Fig. 52 (c)). L'étendue de la zone de moment nul en est alors modifiée, de même alors que les grandeurs r_{sx} et r_{sy} , et il est nécessaire d'estimer à nouveau la largeur de la bande d'appui exprimée selon (29) en tenant compte des effets de la précontrainte.

Calcul de m_{sd} , m_{Rd} et m_{Dd} – approche forces de remplacement

Si la précontrainte est considérée comme un ensemble de forces d'ancrage, de déviation et de frottement comme le préconise la norme SIA 262 (2013, § 4.1.5.1.1), m_{sd} est le moment dû aux charges verticales extérieures (m_{sVd}) auquel est soustrait le moment dû à la précontrainte (m_{sp}). Il s'exprime alors selon l'expression suivante:

$$m_{sd} = m_{sVd} - m_{sp} \quad (32)$$

Le moment dû à la précontrainte peut être calculé au moyen de l'intégration des moments dus à la précontrainte dans la bande d'appui, lequel peut également être remplacé par l'effort normal moyen agissant dans la bande dû à la précontrainte (n_{sp}) fois une excentricité équivalente ($\bar{e}$) tenant compte des effets isostatiques et hyperstatiques sur le moment et sur l'effort normal :

$$m_{sp} = \frac{\int_{-b_s/2}^{b_s/2} m_p ds}{b_s} = \frac{\int_{-b_s/2}^{b_s/2} n_p ds}{b_s} \cdot \bar{e} = n_{sp} \cdot \bar{e} \quad (33)$$

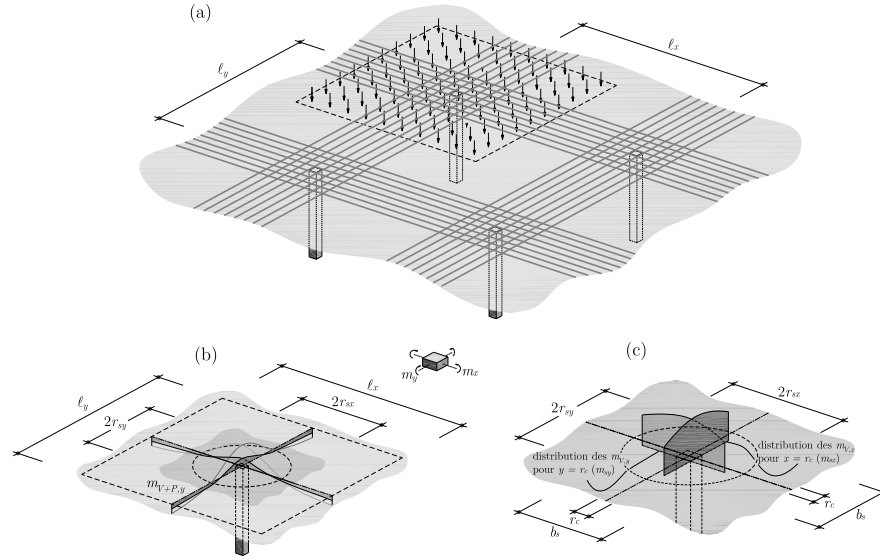


Fig. 52 Estimation du moment m_s pour une dalle précontrainte - Champ de dalle chargé par des forces verticales et garnie de câbles de précontrainte (a), diagramme des moments $m_{V+P,x}$ et $m_{V+P,y}$ au centre de la dalle et dans ses deux directions (b) et distribution des moments $m_{V+P,x}$ et $m_{V+P,y}$ sur une longueur b_s (c)

Il faut remarquer qu'en principe, dans le calcul de l'effort normal de compression dans la bande d'appui de largeur (b_s) on tiendra compte des efforts hyperstatiques dus à la diffusion en dehors de la bande précontrainte des forces d'ancrage ainsi qu'aux déformations entravées (par exemple quand la dalle ne peut pas se raccourcir sous l'effet de la précontrainte à cause puisqu'elle fixée à des éléments très rigides). De même, dans le calcul des moments de flexion dans la bande d'appui, on tiendra compte des efforts hyperstatiques dus aux réactions d'appui résultant de la précontrainte ainsi qu'à la diffusion en dehors de la bande précontrainte des moments dus aux forces de déviation et aux forces d'ancrage (composante verticale et moment dû à l'excentricité). Pour ces raisons, l'excentricité $\bar{e}$ est différente de l'excentricité géométrique du câble.

Par rapport au moment résistant m_{Rd} , il faudrait tenir compte de l'effet de l'effort normal et du fait que la partie active du câble est déjà considérée du côté des charges, de sorte qu'il faudrait soustraire la contrainte dans l'acier de précontrainte de sa résistance. Pour éviter cette complication, il est plus simple de se baser sur l'approche autocontrainte donné par la relation (34):

$$m_{Rd} = m_{Rd}^{ac} - n_{sp} \cdot \bar{e} \quad (34)$$

Où m_{Rd}^{ac} se réfère au moment de dimensionnement moyen au niveau de l'appui selon l'approche autocontrainte (aciers passifs atteignant leur limite d'écoulement f_{sd} et acier de précontrainte atteignant sa limite d'écoulement f_{pd}).

Par rapport au moment de décompression, son calcul selon une approche de forces de remplacement ne doit pas considérer une nouvelle fois la force de précontrainte comme étant excentrée. Le moment de décompression étant le moment qui ramène la contrainte dans l'armature à zéro comme le suggère la représentation de la Fig. 53. Ainsi le moment de décompression tiendra compte de l'effort normal et peu s'exprimer selon l'expression (35):

$$m_{Dd} = -n_{sp} \left(\frac{h}{2} - \frac{d}{3} \right) \quad (35)$$

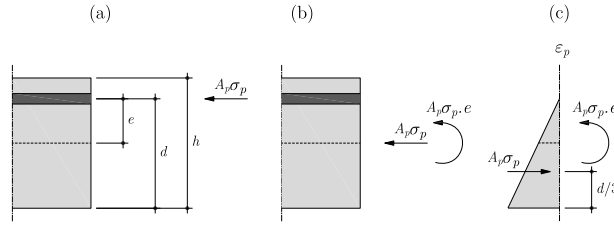


Fig. 53 Moment de décompression: section soumise à un effort normal excentré (a), effort équivalent (b) et résultante des efforts pour amener la fibre située à d à une déformation nulle (c)

Calcul de m_{sd} , m_{Rd} et m_{Dd} –approche « autocontrainte »

Si la précontrainte est considérée comme une autocontrainte, m_{sd} est le moment dû aux charges extérieures sans tenir compte des effets de la précontrainte (qui sont dans ce cas considérés dans le moment de décompression), et s'exprime selon la relation (36).

$$m_{sd} = m_{sVd} \quad (36)$$

Le moment m_{sx} respectivement m_{sy} correspond alors à la surface de la distribution des $m_{V,x}$, respectivement $m_{V,y}$ en $x = r_c$, respectivement $y = r_c$. Les moments m_{sx} respectivement m_{sy} peuvent alors se calculer selon l'équation (30) développée plus haut mais, en théorie, sur une largeur b_s modifiée par rapport au cas sans précontrainte.

Par rapport au moment résistant m_{Rd} , il s'exprime simplement selon (37):

$$m_{Rd} = m_{Rd}^{ac} \quad (37)$$

Où la précontrainte est considérée comme une armature passive avec prédéformation. Par rapport au moment de décompression, selon l'approche qui consiste à considérer la précontrainte comme une autocontrainte, il s'exprime cette fois selon l'expression (38):

$$m_{Dd} = -n_{sp} \left(\frac{h}{2} - \frac{d}{3} + \bar{e} \right) \quad (38)$$

Où $\bar{e}$ est calculé sur la base de l'équation (33).

Calcul de la rotation pour de dalles précontraintes

Selon les points précédents, que la précontrainte soit considérée comme un ensemble de forces de remplacement ou comme une autocontrainte, l'expression (31) de la rotation ψ peut alors s'écrire comme suit (39):

$$\psi = 1.5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sVd} - n_{sp} \cdot (h/2 - d/3 + \bar{e})}{m_{Rd}^{ac} - n_{sp} \cdot (h/2 - d/3 + \bar{e})} \right)^{3/2} \quad (39)$$

I.3.2 Niveau d'approximation III

Pour le niveau d'approximation III, les différentes grandeurs impliquées sont évaluées sur la base d'un calcul aux éléments finis linéaires et le terme 1.5 de l'équation (39) peut ainsi être remplacé par 1.2.

II Comparaison des essais avec l'Eurocode 2 (2004), ACI 318-11 et SIA 262 (2013)

Dans cette annexe, au Tab. 11, les prédictions de résistance des différentes normes Eurocode 2 (2004), ACI 318-11 et SIA 262 (2013) déjà introduites dans le rapport sont systématiquement comparés aux résultats des essais effectués dans le cadre de cette recherche ainsi qu'à d'autres essais obtenus de la littérature scientifique. Les résultats de cette comparaison sont commentés en détail au chapitre 3 du rapport.

Tab. 11 Comparaison des résultats d'essais de la littérature avec les prévisions des différentes normes

Chercheurs	Spécimens	V_R [kN]	$V_{p,0.5d}$ [kN]	$V_{p,2d}$ [kN]	V_{EC} [kN]	V_{ACI} [kN]	$V_{SIA,II}$ [kN]	$V_{SIA,III}$ [kN]	$V_R^*/V_{R,EC}$	$V_R^*/V_{R,ACI}$	$V_R^*/V_{R,SIAI}$	$V_R^*/V_{R,SIAI}$
Grow et Vanderbilt	G2	119	5.2	10.4	77	99	-	-	1.41	1.21	-	-
Grow et Vanderbilt	G3	114	7.6	15.2	80	106	-	-	1.24	1.08	-	-
Grow et Vanderbilt	G4	119	7.0	14.0	82	111	-	-	1.28	1.07	-	-
Grow et Vanderbilt	G5	125	7.6	15.2	88	122	-	-	1.25	1.03	-	-
Grow et Vanderbilt	G6	115	7.6	15.2	89	124	-	-	1.12	0.92	-	-
Grow et Vanderbilt	G7	125	7.6	15.2	92	132	-	-	1.19	0.95	-	-
Grow et Vanderbilt	G8	142	9.3	18.6	96	142	-	-	1.29	1.00	-	-
Grow et Vanderbilt	G10	145	10.4	20.8	99	147	-	-	1.25	0.99	-	-
Grow et Vanderbilt	G12	155	12.8	15.6	104	147	-	-	1.34	1.06	-	-
Kinnunen, Nylander et Ingvarson	PI1	709	70.3	140.6	824	867	1019	542	0.69	0.82	0.63	1.18
Kinnunen, Nylander et Ingvarson	PI2	796	70.4	210.9	906	813	-	622	0.65	0.98	-	1.17
Kinnunen, Nylander et Ingvarson	PI3	920	70.4	211.2	894	836	-	434	0.79	1.10	-	1.34
Kinnunen, Nylander et Ingvarson	PI4	701	70.4	211.2	878	812	-	622	0.56	0.86	-	1.01
Kinnunen, Nylander et Ingvarson	PI6	659	70.3	140.6	738	792	-	565	0.70	0.83	-	1.04
Pralong, Brändli et Thürlimann	P5	568	0	0	528	332	480	551	1.08	1.71	1.18	1.03
Pralong, Brändli et Thürlimann	P7	767	106.5	160	514	625	617	624	1.18	1.23	1.07	1.06
Pralong, Brändli et Thürlimann	P8	683	106.5	160	391	606	527	522	1.34	1.13	1.09	1.10
Pralong, Brändli et Thürlimann	P9	820	106.5	160	408	638	537	537	1.62	1.29	1.33	1.33
Shehata	SP1	988	177	177	483	512	-	511	1.68	1.93	-	1.59
Shehata	SP2	624	88	88	551	387	-	532	0.97	1.61	-	1.01
Shehata	SP3	416	0	0	499	217	353	383	0.83	1.92	1.18	1.09
Shehata	SP4	884	177	296	591	512	-	550	1.00	1.73	-	1.29
Shehata	SP5	780	133	222	483	468	517	438	1.16	1.67	1.25	1.48
Shehata	SP6	728	118	118	452	453	538	477	1.35	1.61	1.13	1.28

Chercheurs	Spécimens	V_R [kN]	$V_{p,0.5d}$ [kN]	$V_{p,2d}$ [kN]	V_{EC} [kN]	V_{ACI} [kN]	$V_{SIA,II}$ [kN]	$V_{SIA,III}$ [kN]	$V_R^*/V_{R,EC}$	$V_R^*/V_{R,ACI}$	$V_R^*/V_{R,SIAI}$	$V_R^*/V_{R,SIAI}$
Regan	DT1	780	0	0	761	451	608	568	1.02	1.73	1.28	1.37
Regan	DT2	832	40.2	160.8	973	727	-	710	0.69	1.15	-	1.12
Regan	DT3	962	80.4	321.6	1187	1074	-	957	0.54	0.90	-	0.92
Regan	DT4	715	12.6	50.4	670	647	795	596	0.99	1.11	0.88	1.18
Regan	DT6	832	40.2	160.8	1008	727	-	803	0.67	1.15	-	0.99
Regan	DT8	676	9.9	39.6	683	537	718	834	0.93	1.26	0.93	0.80
Regan	DT9	806	40.2	160.8	992	727	-	811	0.65	1.11	-	0.94
Regan	DT10	832	40.2	160.8	1030	727	-	807	0.65	1.15	-	0.98
Regan	BD1	293	0	0	348	225	288	256	0.84	1.30	1.02	1.14
Regan	BD2	268	0	0	152	140	181	206	1.76	1.92	1.48	1.30
Regan	BD5	208	0	0	77	136	106	166	2.70	1.53	1.96	1.25
Kordina et Nölting	V1	450	74.1	74.1	322	357	357	349	1.17	1.26	1.05	1.08
Kordina et Nölting	V2	525	71.9	71.9	360	355	417	412	1.26	1.48	1.09	1.10
Kordina et Nölting	V3	570	134.1	134.1	357	468	397	379	1.22	1.22	1.10	1.15
Kordina et Nölting	V6	375	0	0	281	251	305	300	1.33	1.49	1.23	1.25
Kordina et Nölting	V7	475	77.1	77.1	317	355	353	344	1.25	1.34	1.13	1.16
Kordina et Nölting	V8	518	77.1	77.1	319	361	361	352	1.38	1.43	1.22	1.25
Hassanzadeh	A1	668	75	184	372	542	563	525	1.30	1.23	1.05	1.13
Hassanzadeh	A2	564	0	59	339	428	532	488	1.49	1.32	1.06	1.16
Hassanzadeh	B1	439	0	0	495	451	362	401	0.89	0.97	1.21	1.09
Hassanzadeh	B2	827	0	0	395	432	579	548	2.09	1.92	1.43	1.51
Hassanzadeh	B3	1113	74	178	619	700	752	751	1.51	1.59	1.38	1.38
Hassanzadeh	B4	952	0	52.6	608	604	738	757	1.48	1.58	1.29	1.26
Melges	M1	441	0	0	368	234	333	346	1.20	1.89	1.32	1.27
Melges	M4	772	46	92	479	440	544	554	1.42	1.76	1.33	1.31
Moreillon	B1-01	262	0	0	209	102	178	274	1.25	2.57	1.47	0.96
Moreillon	B1-02	294	0	0	207	132	235	311	1.42	2.23	1.25	0.95
Moreillon	B1-03	330	0	0	200	130	268	333	1.65	2.55	1.23	0.99
Moreillon	B1-04	376	0	0	214	130	284	342	1.75	2.90	1.32	1.10

Chercheurs	Spécimens	V_R [kN]	$V_{p,0.5d}$ [kN]	$V_{p,2d}$ [kN]	V_{EC} [kN]	V_{ACI} [kN]	$V_{SIA,II}$ [kN]	$V_{SIA,III}$ [kN]	$V_R^*/V_{R,EC}$	$V_R^*/V_{R,ACI}$	$V_R^*/V_{R,SIAI}$	$V_R^*/V_{R,SIAI}$
Ramos	AR2	258	0	0	208	154	211	261	1.24	1.68	1.22	0.99
Ramos	AR3	270	0	0	219	181	227	266	1.23	1.49	1.19	1.02
Ramos	AR4	252	0	0	237	196	240	276	1.06	1.29	1.05	0.91
Ramos	AR5	251	0	0	230	208	234	264	1.09	1.21	1.07	0.95
Ramos	AR6	250	0	0	232	206	242	271	1.08	1.21	1.03	0.92
Ramos	AR7	288	0	0	256	228	262	285	1.13	1.26	1.10	1.01
Ramos	AR8	380	72.2	72.2	230	200	247	280	1.34	1.90	1.25	1.10
Ramos	AR10	371	56.4	56.4	224	188	241	277	1.40	1.97	1.31	1.14
Ramos	AR11	342	40.1	40.1	212	176	225	268	1.43	1.94	1.34	1.13
Ramos	AR12	280	32.8	32.8	198	179	225	249	1.25	1.56	1.10	0.99
Ramos	AR13	261	0	68.2	211	191	230	258	0.91	1.37	1.13	1.01
Ramos	AR14	208	0	60.5	194	174	219	247	0.76	1.20	0.95	0.84
Ramos	AR15	262	0	32.7	205	186	227	264	1.12	1.41	1.15	0.99
Ramos	AR16	351	73.4	73.4	206	186	225	256	1.34	1.88	1.23	1.08
Silva	A1	380	8.2	50.8	263	247	272	271	1.25	1.54	1.37	1.37
Silva	A2	315	9.0	48.9	237	227	244	262	1.12	1.39	1.25	1.17
Silva	A3	352	0	17.4	260	243	262	268	1.29	1.45	1.34	1.31
Silva	A4	321	0	16.4	207	196	219	258	1.48	1.64	1.47	1.24
Silva	B1	582	30.5	92.5	351	392	375	405	1.40	1.49	1.47	1.36
Silva	B2	488	27.3	61.8	285	326	303	351	1.49	1.50	1.52	1.31
Silva	B3	520	11.5	48.7	319	353	346	366	1.48	1.47	1.47	1.39
Silva	B4	459	11.5	47.1	270	307	388	325	1.53	1.49	1.55	1.38
Silva	C1	720	33.9	104.3	401	496	421	485	1.54	1.45	1.63	1.41
Silva	C2	557	33.6	63.0	322	408	333	409	1.54	1.37	1.57	1.28
Silva	C3	637	16.8	61.6	382	476	402	461	1.51	1.34	1.54	1.35
Silva	C4	497	14.6	50.9	312	396	321	397	1.43	1.26	1.50	1.22
Silva	D1	497	9.7	46.9	299	326	328	357	1.51	1.52	1.49	1.36
Silva	D2	385	12.6	40.8	279	310	294	328	1.24	1.24	1.27	1.14
Silva	D3	395	0	31.3	268	300	304	347	1.36	1.32	1.30	1.14
Silva	D4	531	35.9	72.3	351	435	359	422	1.31	1.22	1.38	1.17

Chercheurs	Spécimens	V_R [kN]	$V_{p,0.5d}$ [kN]	$V_{p,2d}$ [kN]	V_{EC} [kN]	V_{ACI} [kN]	$V_{SIA,II}$ [kN]	$V_{SIA,III}$ [kN]	$V_R^*/V_{R,EC}$	$V_R^*/V_{R,ACI}$	$V_R^*/V_{R,SIAI}$	$V_R^*/V_{R,SIAI}$
Clément	PC1	1201	0	0	793	597	850	984	1.51	2.01	1.41	1.22
Clément	PC2	1397	0	0	1002	597	1012	1092	1.39	2.34	1.38	1.28
Clément	PC3	1338	0	0	802	605	1244	1211	1.67	2.21	1.08	1.10
Clément	PC4	1433	0	0	982	588	1297	1320	1.46	2.44	1.10	1.09
Clément	PC5	1141	0	0	953	904	776	789	1.20	1.26	1.47	1.45
Clément	PC6	1205	0	0	1168	925	911	924	1.03	1.30	1.32	1.30
Clément	PC7	1370	0	0	1202	1048	1008	1025	1.14	1.31	1.36	1.34
Clément	PC8	1494	0	0	1368	1004	1107	1123	1.09	1.49	1.35	1.33
Clément	PC9	1105	0	0	936	827	733	745	1.18	1.34	1.51	1.48
Clément	PC10	1259	0	0	1135	815	889	900	1.11	1.54	1.42	1.40
Clément	PC11	919	0	0	929	688	805	824	0.99	1.34	1.14	1.12
Clément	PC12	1129	0	0	1022	827	911	956	1.10	1.37	1.24	1.18
Clément	PC13	1058	0	0	1089	955	1013	1079	0.97	1.11	1.04	0.98
MOYENNE									1.23	1.46	1.26	1.17
COV									0.27	0.28	0.16	0.14
Frac. 5%									0.65	0.92	0.95	0.92

Abréviations

Concept	Signification
<i>Lettres latines</i>	
A_p	Aire des torons
b_s	largeur représentative de la bande d'appui
B	largeur (en plan) d'une dalle d'essai
c	taille de la colonne
d	hauteur statique
d_v	hauteur statique efficace pour la reprise de l'effort tranchant
d'	distance entre l'axe de gravité de l'armature de compression et le bord comprimée de la section
d_g	diamètre maximal des granulats (MC 2010)
D_{max}	diamètre maximal des granulats (SIA 262 (2013))
$D_{max,0}$	diamètre de référence des granulats
e	excentricité
E_c	module d'élasticité du béton
E_{cm}	valeur moyenne du module d'élasticité du béton
E_s	module d'élasticité de l'acier
f_c	résistance à la compression du béton sur cylindre
f_{cm}	valeur moyenne de la résistance à la compression du béton sur cylindre
f_{ck}	valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton sur cylindre
f_{cd}	valeur de calcul de la résistance à la compression du béton sur cylindre
f_{ym}	valeur moyenne de la limite d'écoulement de l'acier d'armature passive
f_{sd}	valeur de calcul de la limite d'écoulement de l'acier d'armature passive
f_{pd}	valeur de calcul de la limite d'écoulement de l'acier de précontrainte
F_v	force verticale
h	hauteur, hauteur d'un élément de construction
H_p	composante horizontale de la force de précontrainte
k	facteur d'échelle selon Eurocode 2
k_{dg}	coefficient qui tient compte de la taille des granulats selon MC 2010
k_r	coefficient qui tient compte de la grandeur de l'élément de construction et de la résistance à la flexion selon SIA 262 (2013)
k_g	coefficient qui tient compte de la taille des granulats selon SIA 262 (2013)
k_{vr}	coefficient qui tient compte de la grandeur de l'élément de construction et de la résistance à la flexion selon MC 2010
ℓ	longueur, côté d'une dalle
M	Moment
m_{Dd}	valeur de calcul du moment décompression
m_p	moment dû à la précontrainte par unité de longueur
m_{Rd}	valeur de calcul du moment résistant à la flexion par unité de longueur
m_{sd}	valeur de calcul moyenne des moments de flexion dans la bande d'appui avec prise en compte du moment de torsion
m_{sp}	valeur de calcul moyenne des moments de flexion dans la bande d'appui dû à la précontrainte
N_p	force de précontrainte (selon la direction de l'axe du câble)
n_p	effort normal par unité de longueur dû à la précontrainte
n_{sp}	valeur moyenne de l'effort de compression dans la bande d'appui dû à la précontrainte
P_{∞}	force de la précontrainte à temps infini
q_d	valeur de calcul de la charge surfacique agissante
R	rayon

Concept	Signification
R_d	valeur de calcul de la réaction d'une colonne
r_s	distance de l'axe de la colonne au point de moment radial nul
r_c	rayon de la colonne
u	périmètre de la section de contrôle, force de déviation
v_d	valeur de calcul de effort tranchant par unité de largeur
V	effort tranchant
V_d	valeur de calcul de l'effort tranchant
V_p	composante verticale de la précontrainte
V_R	résistance au poinçonnement

Lettres grecques

α_s	paramètre de taille de la colonne selon ACI 318-11
ε	Déformation
γ_c	facteur partiel de sécurité du béton
η_t	coefficient de réduction de résistance selon vieillissement du béton
ν	coefficient de Poisson
ρ, ρ_s	taux d'armature passive tendue
ρ_s'	taux d'armature passive comprimée
σ_{cp}	contrainte de compression dans le béton due à la précontraint
τ_{cd}	valeur de calcul de la contrainte limite de cisaillement du béton
ψ	rotation d'une dalle

Indices

ACI	relatif à la norme ACI (2011)
EC	relatif à l'Eurocode 2 (2004)
moy	relatif à une valeur moyenne
MC	relatif au Model Code (2010)
nom	relatif à une valeur nominale
s	relatif à l'armature passive
SIA	relatif à la SIA 262 (2013)

Bibliographie

[ACI2011]	ACI; Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318-11, American Concrete Institute; ACI Committee 318; 503 p.; Detroit; 2011.
[Clément2010]	Clément T., Muttoni A., Fernández Ruiz M. Essais de poinçonnement sur dalles en béton armé avec introduction d'un moment de flexion; Rapport d'essai IBETON; 64 p.; Lausanne; décembre; 2010.
[Clément2010a]	Clément T., Muttoni A., Fernández Ruiz M. Essais de poinçonnement sur dalles en béton armé avec introduction d'un effort normal de compression; Rapport d'essai IBETON; 78 p.; Lausanne; décembre; 2010.
[Clément2010b]	Clément T., Muttoni A., Fernández Ruiz M. Essais de poinçonnement sur dalles en béton armé et précontraint avec câbles de précontraintes; Rapport d'essai IBETON; 57 p.; Lausanne; décembre; 2010.
[Clément2012]	Clément T. Influence de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement de dalles en béton armé; Thèse EPFL n° 5516; 222 p.; Lausanne; Novembre; 2012.
[Eurocode2004]	Eurocode Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings; European Committee for Standardization (CEN); Brussels; Decembre; 2004.
[FIB2011]	FIB fib Model Code 2010 Final Draft; fib; 653 p.; Lausanne; Septembre; 2011.
[Grow1967]	Grow J.B., Vanderbilt M. D. Shear Strength of Prestressed Lightweight Aggregate Concrete Flat Plates; PCI Journals; Volume 12 - N°4; pp. 18-28; août; 1967.
[Guidotti2009]	Guidotti R., Fernández Ruiz M., Muttoni A. Essais de poinçonnement de dalles en béton vibré et béton autocompactant avec différentes tailles maximales du granulats; Rapport d'essai; Lausanne; décembre; 2009.
[Guidotti2010]	Guidotti R. Poinçonnement des planchers-dalles avec colonnes superposées fortement sollicitées; Thèse EPFL n° 4812; 230 p.; Lausanne; Septembre; 2010.
[Hassanzadeh1998]	Hassanzadeh G. Betongplattor på pelare Dimensioneringsmetoder för plattor med icke vidhäftande spännarmering; Institutionen för Byggekonstruktion, Kungl. Tekniska Högskolan; Bulletin 43; 162 p.; Stockholm; Suède; 1998.
[Kordina1984]	Kordina K., Nölting D. Tragfähigkeit durchstanzgefährdeter Stahlbetonplatten; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; 371; 167 p.; Berlin; Allemagne; 1986.
[Melges2001]	Melges J. L. P. Analise experimental da punção em lajes de concreto armado e protendido; Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo; 414; São Carlos; Brazil; 2001.
[Moreillon2008]	Moreillon L. Poinçonnement de dalles minces en béton à hautes performances; Ecole d'ingénieurs et d'architectes de Fribourg; 83 p.; Suisse; 2008.
[Muttoni2008]	Muttoni A. Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement; ACI Structural Journal; V. 105, N° 4; pp. 440-450; USA; 2008.
[Muttoni2012]	Muttoni A., Fernández Ruiz M. Levels-of-approximation approach in codes of practice; Structural Engineering International; 2012 Vol. 2; pp. 190-194; Zurich; May; 2012.

[Muttoni2012a]	Muttoni A., Fernández Ruiz M. The levels-of-approximation approach in MC 2010: application to punching shear provisions; Structural Concrete; Vol. 13; pp. 32-41; 2012.
[Nylander1977]	Nylander H., Kinnunen S., Ingvarsson H. Genomstansning av pelarunderstödd plattbro av betong med spänd och ospänd armering; Test Report KTH; nr. 123; 56 p.; Stockholm; Suède; 1977.
[Pralong1979]	Pralong J., Brändli W., Thürlimann B. Durchstanzersuche an Stahlbeton und Spannbetonplatten; Birkhäuser Verlag; Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich; Nr. 7305-3; 1979.
[Ramos2003]	Ramos A.P. Punçoamento em lajes fungiformes pré-esforçadas; Universidade Tecnica de Lisboa - Instituto Superior Tecnico; 292 p.; Lisboa; Portugal; 2003.
[Regan1983]	Regan P. E. Punching Shear in Prestressed Concrete Slab Bridges; Engineering Structures Research group, Polytechnic of Central London; 230 p.; London; UK; January; 1983.
[Shehata1982]	Shehata I. A. E. M. Theory of punching in RC slabs; Ph.D Thesis, Polytechnic of Central London; UK; 1985.
[SIA2013]	SIA SIA 262 - Construction en béton; Société Suisse des Ingénieurs et Architectes; révision partielle de 2013; 102 p.; Zürich; 2013.
[Silva2005]	Silva R. J. C. Punching resistances of unbonded post-tensioned slabs by decompression methods; Thomas Telford and fib, Structural Concrete; No 1; 21 p.; 2005.

Clôture du projet

Formulaire n°3 ARAMIS RPT en PDF (scanner le formulaire, ouvrir le PDF, prendre un instantané de la page (outil appareil photo), puis l'insérer ici).



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Département fédéral de l'environnement, des transports,
de l'énergie et de la communication DETEC
Office fédéral des routes OFROU

RECHERCHE DANS LE DOMAINE ROUTIER DU DETEC

Formulaire N° 3 : Clôture du projet

établi / modifié le : 18.01.2013

Données de base

Projet N° : AGB 2007/002

Titre du projet : Poinçonnement des ponts-dalles précontraints

Echéance effective : Janvier 2013

Textes :

Résumé des résultats du projet :

L'objet de ce travail de recherche a été de quantifier de manière individuelle l'influence de chacun des effets de la précontrainte (efforts de compression, moments de flexion, présence des torons potentiellement inclinés avec adhérence) sur la résistance au poinçonnement des dalles sans armature d'effort tranchant et de valider la pertinence des règles proposées à ce respect par la nouvelle norme SIA 262 (2013). Pour cela, une campagne expérimentale avec différentes séries a été menée. La première série a été réalisée dans le but de comprendre l'influence seule d'un moment agissant dans le sens opposé à celui provoqué par les charges gravitaires. La deuxième a été menée en vue de cerner l'influence seule d'un effort normal de compression et la troisième a été conduite en garnissant les spécimens de câbles de précontrainte afin de solliciter les échantillons simultanément par un effort normal et un moment de flexion et pouvant activer des torons de précontrainte par adhérence (afin de comprendre l'influence simultanée de ces effets sur la résistance au poinçonnement). Les essais effectués ont montré que chacun de ces effets a une influence significative sur la résistance au poinçonnement d'abord, mais aussi sur la capacité de déformation des dalles. Tandis que le moment tend à augmenter la résistance au poinçonnement et à diminuer les capacités de déformations, l'effort normal de compression lui fait aussi augmenter la résistance, mais son influence sur les déformations à la rupture est plus limitée.

Alors que les principales normes mondiales ne prennent pas en compte l'influence de tous les effets de la précontrainte, en laissant généralement de côté celui du moment, il est montré que la formulation de la norme suisse SIA 262 (2013) permet de considérer de façon consistante tous les effets de la précontrainte. Les séries d'essais ont permis notamment de valider cette nouvelle formulation, comparée également avec succès dans ce rapport à une grande quantité d'essais tirés de la littérature scientifique.

Cette étude est complétée finalement par un exemple d'application pour l'utilisation de la norme SIA 262 (2013). Le but de cet exemple est de montrer l'évaluation des différents termes proposés par cette norme pour un cas concret pouvant mettre en évidence sa faisabilité pour une utilisation pratique.



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Département fédéral de l'environnement, des transports,
de l'énergie et de la communication DETEC
Office fédéral des routes OFROU

Atteinte des objectifs :

Les objectifs initiaux du projet sont considérés comme pleinement atteints:

- Les différents effets de la précontrainte (effort normal, moments de flexion, présence des torons) sur la résistance au poinçonnement des dalles en béton ont été clairement identifiés au moyen de la campagne spécifique d'essais effectués.
- La formulation de la nouvelle norme SIA 262 (2013) a été validée au moyen des essais développés dans cette recherche ainsi que par d'autres obtenus de la littérature scientifique.
- Le rapport OFROU permet de comprendre les nouveaux acquis ainsi que leur application pratique pour le dimensionnement et la vérification de ponts-dalles précontraints. L'exemple illustrant l'utilisation de la norme SIA 262 (2013) permet de justifier son approche par niveaux et notamment pour les structures précontraintes, qui présentent bien souvent des non symétries solubles facilement par le niveau d'approximation III.

Déductions et recommandations :

Comme décrit dans le point précédent, les objectifs principaux de cette recherche ont été atteints: meilleure compréhension du phénomène, validation de la nouvelle norme SIA 262 (2013), application pratique

Certaines thèmes complémentaires pourraient encore être étudiés dans le cadre du poinçonnement des ponts-dalles précontrainte, tel que l'influence/intéraction d'une armature de poinçonnement, le comportement sismique ou le comportement après-rupture (post-poinçonnement).

Publications :

- Clément T., Influence de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement des dalles en béton armé, Thèse EPFL n° 5516, Lausanne, Switzerland, 2012, 224 p.
- Clément, T., Pinho Ramos, A., Fernández Ruiz, M., Muttoni, A., Design for punching of prestressed concrete slabs, Structural Concrete, Ernst & Sohn, Germany, accepted for publication
- Clément T., Muttoni A., Punching shear strength of PC slabs, fib Symposium, Tel-Aviv, Israel, 22-24 April 2013, accepted for presentation
- Clément T., Muttoni A., Influence of a Prestressing Eccentricity on the Punching Shear Strength of Post-Tensioned Slab Bridges, Proceeding of the 8th fib-PhD Symposium, Copenhagen, Denmark, 2010, pp. 63-68.
- Clément T., Muttoni A., Test campaign on the influence of a prestressing eccentricity on the punching shear strength of post tensioned slab-bridges, 1st EPFL Doctoral Conference in Mechanics, Lausanne, Switzerland, 2010, 5 p.

Chef/cheffe de projet :

Nom : Muttoni

Prénom : Aurelio

Service, entreprise, institut : École Polytechnique Fédérale de Lausanne

Signature du chef/de la cheffe de projet :

Prof. Dr Aurelio Muttoni, Ecublens, le 18.01.2013

RECHERCHE DANS LE DOMAINE ROUTIER DU DETEC

Formulaire N° 3 : Clôture du projet

Appréciation de la commission de suivi :

Evaluation :

In der Norm SIA 262 (2003) wurden der Ermittlung des Durchstanzwiderstandes neue Berechnungsmodelle zugrunde gelegt. Diese Modelle beruhten im Wesentlichen auf umfangreichen Forschungen im Hinblick auf die Durchstanzsicherheit von Platten im Hochbau mit mehr oder weniger symmetrischer Ausbildung. Nach der Einführung der Norm SIA 262 (2003) wurden die dargelegten Modelle auch für die Ermittlung des Durchstanzwiderstandes von Plattenbrücken mit stark asymmetrischer Geometrie und Bewehrung angewendet. Dies führte in der Regel zu sehr tiefen Erfüllungsgraden. Bereits mit dem Projekt AGB 2005-012 "Poinçonnement des ponts dalles" wurden deshalb Abklärungen zur Anwendbarkeit der Modelle auf diese Fragestellung veranlasst. Es wurde aufgezeigt, dass die Modelle zwar anwendbar sind, aber das Bruchkriterium und das Last-Verformungskriterium anzupassen sind. Aufgrund der stark eingeschränkten Anzahl an Versuchsergebnissen von spezifisch auf das Problem ausgerichteten Versuchskörpern, bewilligte die AGB das nun abgeschlossene Projekt AGB 2007-002 "Poinçonnement des ponts dalles précontraintes" mit dem Ziel, einerseits spezifisch auf die Problemstellung ausgerichtete Versuche durchzuführen und andererseits die theoretischen Grundlagen zur Überarbeitung der Norm SIA 262 zu schaffen.

Diese Zielsetzungen wurden beim vorliegenden Projekt erreicht. Im Rahmen des Projekts wurden insgesamt 13 Durchstanzversuche mit verschiedenen Parametern durchgeführt, welche die von anderen Wissenschaftlern durchgeführten Versuchsreihen ergänzen. Die theoretische Abhandlung zur Erarbeitung des Widerstandsmodells unter Beachtung der Einflüsse der Vorspannung nahm den anderen wichtigen, im Projektantrag erwähnten Teil der Arbeit ein, der für die Überarbeitung der Norm SIA 262 verwendet wurde. Wie im Schlussbericht dargelegt ist, lässt sich der Durchstanzwiderstand von vorgespannten Plattenbrücken unter Anwendung des überarbeiteten Normtextes zuverlässig berechnen, womit das in der Norm SIA 262 (2003) bestandene Problem behoben werden konnte.

Mise en oeuvre :

Im Zusammenhang mit der vorliegenden Forschungsarbeit wurde die Teilrevision der Norm SIA 262 im Hinblick auf die Ermittlung des Durchstanzwiderstands unterstützt. Die neuen, in der Norm dargelegten Widerstandsmodelle ermöglichen nun auch die Behandlung von Plattenbrücken mit und ohne Vorspannung. Die Vorhersage des Durchstanzwiderstandes ist bei der Ermittlung entsprechend der Näherungsstufe 3 ausreichend genau, womit nur in besonderen Ausnahmefällen detailliertere Berechnungen erforderlich sind.

Besoin supplémentaire en matière de recherche :

Kein weiterer Forschungsbedarf

Influence sur les normes :

Die Resultate der Arbeit sind bei der Teilrevision der Norm SIA 262 eingeflossen, und die überarbeiteten Modelle der teilrevidierten Norm wurden anhand der gewonnenen Versuchsergebnisse validiert.

Président/Présidente de la commission de suivi :

Nom : Fürst

Prénom : Armand

Service, entreprise, institut : Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH, Vordere Gasse 57, 4628 Wolfwil

Signature du président/ de la présidente de la commission de suivi :



Index des rapports de recherche en matière de route

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1356	SVI 2007/014	Kooperation an Bahnhöfen und Haltestellen <i>Coopération dans les gares et arrêts</i> <i>Coopération at railway stations and stops</i>	2011
1362	SVI 2004/012	Aktivitätenorientierte Analyse des Neuverkehrs Activity oriented analysis of induced travel demand Analyse orientée aux activités du trafic induit	2012
1361	SVI 2004/043	Innovative Ansätze der Parkraumbewirtschaftung Approches innovantes de la gestion du stationnement Innovative approaches to parking management	2012
1357	SVI 2007/007	Unaufmerksamkeit und Ablenkung: Was macht der Mensch am Steuer? Driver Inattention and Distraction as Cause of Accident: How do Drivers Behave in Cars? L'inattention et la distraction: comment se comportent les gens au volant?	2012
1360	VSS 2010/203	Akustische Führung im Strassentunnel Acoustical guidance in road tunnels Guidage acoustique dans les tunnels routiers	2012
1365	SVI 2004/014	Neue Erkenntnisse zum Mobilitätsverhalten dank Data Mining? De nouvelles découvertes sur le comportement de mobilité par Data Mining? New findings on the mobility behavior through Data Mining?	2011
1359	SVI 2004/003	Wissens- und technologientransfer im Verkehrsbereich Know-how and technology transfer in the transport sector Transfert de savoir et de technologies dans le domaine des transports	2012
1363	VSS 2007/905	Verkehrsprognosen mit Online -Daten Pronostics de trafic avec des données en temps réel Traffic forecast with real-time data	2011
1367	VSS 2005/801	Grundlagen betreffend Projektierung, Bau und Nachhaltigkeit von Anschlussgleisen Principes de bases concernant la conception, la construction et la durabilité de voies de raccordement Basic Principles on the Design, Construction and Sustainability of Sidings	2011
1370	VSS 2008/404	Dauerhaftigkeit von Betongranulat aus Betongranulat	2011
1373	VSS 2008/204	Vereinheitlichung der Tunnelbeleuchtung	2012
1369	VSS 2003/204	Rétention et traitement des eaux de chaussée	2012
648	AGB 2005/023 + AGB 2006/003	Validierung der AAR-Prüfungen für Neubau und Instandsetzung	2011
1371	ASTRA 2008/017	Potenzial von Fahrgemeinschaften <i>Potential du covoiturage</i> <i>Potential of Car Pooling</i>	2011

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1374	FGU 2004/003	Entwicklung eines zerstörungsfreien Prüfverfahrens für Schwiessnähte von KDB <i>Développement d'une méthode d'essais non-déstructif pour des soudures de membranes polymères d'étanchéité</i> <i>Development of a nondestructive test method for welded seams of polymeric sealing membranes</i>	2012
1375	VSS 2008/304	Dynamische Signalisierungen auf Hauptverkehrsstrassen <i>Signalisations dynamiques sur des routes principales</i> <i>Dynamic signalling at primary distributors</i>	2012
1376	ASTRA 2011/008_004	Erfahrungen im Schweizer Betonbrückenbau <i>Expériences dans la construction de ponts en Suisse</i> <i>Experiences in Swiss Bridge Construction</i>	2012
1379	VSS 2010/206_OBF	Harmonisierung der Abläufe und Benutzeroberflächen bei Tunnel-Prozessleitsystemen <i>Harmonisation of procedures and user interface in Tunnel-Process Control Systems</i> <i>Harmonisation des processus et des interfaces utilisateurs dans les systèmes de supervision de tunnels</i>	2012
1380	ASTRA 2007/009	Wirkungsweise und Potential von kombinierter Mobilität <i>Mode of action and potential of combined mobility</i> <i>Mode d'action et le potentiel de la mobilité combinée</i>	2012
1381	SVI 2004/055	Nutzen von Reisezeiteinsparungen im Personenverkehr <i>Bénéfices liés à une réduction des temps de parcours du trafic voyageur</i> <i>Benefits of travel time savings in passenger traffic</i>	2012
1383	FGU 2008/005	Einfluss der Grundwasserströmung auf das Quellverhalten des Gipskeupers im Chienbergtunnel <i>Influence de l'écoulement souterrain sur le gonflement du Keuper gypseux dans le Tunnel du Chienberg</i> <i>Influence of groundwater flow on the swelling of the Gipskeuper formation in the Chienberg tunnel</i>	2012
1386	VSS 2006/204	Schallreflexionen an Kunstbauten im Strassenbereich <i>Réflexions du trafic routier aux ouvrages d'art</i> <i>Noise reflections on structures in the street</i>	2012
1387	VSS 2010/205_OBF	Ablage der Prozessdaten bei Tunnel-Prozessleitsystemen <i>Data storage in tunnel process control systems</i> <i>Enregistrement ds données de systèmes de supervision de tunnels</i>	2012
649	AGB 2008/012	Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand von Betonen <i>Exigences par rapport à la résistance à la carbonatation des bétons</i> <i>Requirements for the carbonation resistance of concrete mixes</i>	2012
650	AGB 2005/010	Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Betonstählen <i>Résistance à la corrosion des aciers d'armature inoxydables</i> <i>Use of stainless steels in concrete structures</i>	2012