



Dimensionnement et vérification des dalles de roulement des ponts routiers

**Bemessung und Nachweis der Fahrbahnplatten von
Strassenbrücken**

**Design and verification of bridge deck slabs
for highway bridges**

**Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
Laboratoire de Construction en Béton (IS-BETON)**

**Dr Miguel Fernández Ruiz
Dr Rui Vaz Rodrigues
Prof. Dr Aurelio Muttoni**

**Projet de recherche AGB 2002/028 sur demande du
Groupe de travail Recherche en matière de ponts (AGB)**



Dimensionnement et vérification des dalles de roulement des ponts routiers

**Bemessung und Nachweis der Fahrbahnplatten von
Strassenbrücken**

**Design and verification of bridge deck slabs
for highway bridges**

**Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
Laboratoire de Construction en Béton (IS-BETON)**

**Dr Miguel Fernández Ruiz
Dr Rui Vaz Rodrigues
Prof. Dr Aurelio Muttoni**

**Projet de recherche AGB 2002/028 sur demande du
Groupe de travail Recherche en matière de ponts (AGB)**

Avant-propos

La recherche présentée dans ce rapport a pour but de proposer d'une méthodologie pour le dimensionnement et la vérification des dalles de roulement des ponts en béton armé ou précontraint basée sur la SIA 262. Cette norme propose depuis 2003 une approche unifiée pour le dimensionnement au cisaillement des dalles sans armature transversale basée sur la théorie de la fissure critique. La norme donne des recommandations permettant son application pour le dimensionnement de la plupart des cas pratiques, et notamment pour les planchers-dalles, mais des indications par rapport aux dalles de roulement des ponts routiers ne sont pas explicitement définies.

Le présent rapport couvre cette lacune avec une étude théorique et expérimentale sur la résistance des dalles de roulement des ponts routiers. Les résultats obtenus permettent de proposer une méthode de dimensionnement utilisant le même format que celui de la SIA 262 (2003) avec toutefois l'adaptation de certains paramètres. Cette méthode est simple et prudente et sa précision peut être améliorée avec le développement d'étapes de calcul supplémentaires qui sont aussi décrites dans ce rapport.

Les auteurs tiennent à remercier :

- l'Office fédéral des routes (OFROU) et les membres de la commission accompagnante « C » de son groupe de travail « Recherche en matière de ponts » (M. P. Matt, président, M. H. Figi, Dr A. Fürst, M. W. Schuler, Dr D. Somaini) pour leur soutien et leurs précieux commentaires
- Messieurs Stéphane Cuennet (OFROU) et Hartmut Mühlberg (bureau Monod-Piguet à Lausanne), pour leurs suggestions dans l'exemple pratique présenté dans l'annexe C

Lausanne, juin 2009

Prof. Dr Aurelio Muttoni

Résumé

Ce rapport présente une étude sur le dimensionnement et la vérification des dalles de roulement des ponts routiers en béton armé. L'étude commence par une description des modes de ruptures possibles dus aux charges agissantes sur la dalle et notamment dus aux charges concentrées. Suite à cette description, les différents modes de rupture sont analysés en détail. Ces modes correspondent à des ruptures par cisaillement de la dalle : poinçonnement autour des charges concentrées ou ruptures par effort tranchant proche des encastremements de la dalle.

Dans la SIA 262 (2003), la résistance tant au poinçonnement qu'à l'effort tranchant d'une dalle sans armature transversale est estimée sur la base de la théorie de la fissure critique. En travaillant sur les hypothèses de cette théorie, une série d'adaptations de la formulation contenue dans la SIA 262 (2003) sont proposées pour son application au cas des dalles de roulement. Ceci s'avère nécessaire car la formulation de la théorie contenue dans la norme n'est applicable directement que pour des planchers-dalles.

Une comparaison de la méthodologie proposée avec des résultats d'essais effectués dans le cadre de cette recherche ainsi qu'avec des résultats des simulations numériques effectués à l'aide de la méthode des éléments finis confirment la pertinence de l'approche. La précision des résultats obtenus peut aussi être améliorée si des étapes supplémentaires de calcul sont effectuées afin de raffiner certaines hypothèses prudentes.

Le rapport est complété par trois annexes, deux contenant des abaques afin de simplifier le processus de dimensionnement ou la vérification d'une dalle de roulement et la troisième avec un exemple d'application pratique.

Zusammenfassung

Dieser Bericht stellt die Resultate einer Untersuchung zur Bemessung und Überprüfung von Fahrbahnplatten bei Stahlbetonbrücken dar. Zu Beginn werden mögliche Versagensformen von Fahrbahnplatten insbesondere unter konzentrierter Lasteinwirkung im Detail untersucht. Diese Versagensformen entsprechen dem Schubversagen der Platte, wie Durchstanzen im Bereich der konzentrierten Lasteinleitung oder dem Schubversagen der Platte im Bereich der Einspannung.

In der Norm SIA 262 (2003) basieren die Berechnungsmethoden des Querkraft- und des Durchstanzwiderstandes ohne Querkraftbewehrung auf der Theorie des kritischen Schubrisses. Aufgrund der Hypothesen dieser Theorie wurde eine Serie von Anpassungen der in der Norm enthaltenen Formulierungen für die Anwendung bei Fahrbahnplatten erarbeitet. Dies ist nötig, da die Gleichungen der Norm für die Behandlung des Durchstanzens grundsätzlich nur für die Bemessung von Flachdecken direkt anwendbar sind.

Die Resultate der vorgeschlagenen Methode wurden mit denjenigen einer zum projektgehörenden experimentellen Versuchsreihe verglichen. Zusätzlich wurden die Resultate mit numerischen Simulationen überprüft, welche auf der Finiten Element Methode basierten. Die Vergleiche zeigen eine zufriedenstellende Übereinstimmung und bestätigen die angewandten Hypothesen. Die Genauigkeit der Ermittlung des Widerstandes kann gesteigert werden, falls weitere Berechnungsschritte, welche die genannten Hypothesen verfeinern, ausgeführt werden.

Der Bericht enthält drei Anhänge. Die ersten beiden beinhalten Bemessungsdiagramme und der letzte zeigt ein praktisches Beispiel.

Summary

This report presents the results of a study on the design and verification of reinforced concrete bridge deck slabs. The study begins by describing possible failure modes of deck slabs subjected to concentrated loading. On that basis, the failure modes are investigated in detail. These modes correspond to shear failures in the slab, namely punching shear around concentrated loads or shear failures in the deck slab near its rigidly fixed edges.

In the SIA 262 (2003), both the shear and punching shear strengths of slabs without transverse reinforcement are estimated according to the critical shear crack theory. Based on the hypotheses of this theory, a series of adaptations are proposed on the formulation detailed in the SIA 262 (2003) for its application to bridge deck slabs. These changes are necessary since the formulas contained in the code apply to flat slabs supported by columns.

The results of the proposed methodology are compared to the results of a series of tests performed within this research project and to the results of some numerical simulations based on the finite element method. The comparison shows a very satisfactory agreement and confirms the hypotheses adopted. The accuracy of the strength estimates may furthermore be improved if additional calculation steps are performed allowing to refine some of the aforementioned hypotheses.

The report is completed by three appendices, two of them containing a series of abacuses for design of practical cases and the last one presenting a practical example.

Table des matières

1.	Introduction et but de la recherche	1
	Introduction.....	1
	Objectifs de la recherche.....	2
2.	Actions et modes de rupture des dalles de roulement.....	5
	Actions.....	5
	Transmission des charges dans les dalles de roulement.....	5
	Modes de rupture d'une dalle de roulement.....	7
	Mécanisme de flexion.....	8
	Rupture par poinçonnement.....	8
	Rupture à l'effort tranchant.....	8
	Surface d'application des charges concentrées	10
	Autres vérifications.....	11
3.	Résistance à l'effort tranchant et au poinçonnement d'une dalle de roulement selon SIA 262 (2003)	13
	Résistance à l'effort tranchant	13
	Résistance au poinçonnement	14
4.	Comparaison avec les résultats d'essais	19
5.	Calcul par étapes	23
	Résistance à l'effort tranchant	23
	Résistance au poinçonnement	23
6.	Conclusions	25
	Annexe A. Abaques de dimensionnement des porte-à-faux	27
	Annexe B. Abaques de dimensionnement de la zone entre âmes	31
	Annexe C. Exemple pratique	39
	Références	51
	Symboles	53

1. Introduction et but de la recherche

Introduction

Le dimensionnement transversal des dalles de roulement des ponts routiers en béton armé ou précontraint (voir figure 1.1) est normalement contrôlé par les charges concentrées appliquées sur la dalle. L'estimation des efforts de dimensionnement dus aux charges concentrées était traditionnellement effectuée avec des méthodes simplifiées, comme la diffusion des charges dans la dalle selon un angle de 45° ou l'utilisation d'abaques. Ces méthodes sont devenues obsolètes avec l'introduction et la généralisation de la méthode des éléments finis, permettant des estimations plus précises des moments de flexion et des efforts tranchants agissant dans la dalle. Néanmoins, par rapport à la résistance, les vérifications à effectuer (poinçonnement autour des charges concentrées, rupture par effort tranchant) ne sont pas toujours clairement établies dans les normes ou recommandations de dimensionnement.



Figure 1.1 : Pont en encorbellement pendant sa construction (pont de la Mentue, AI, VD, 1998) avec vue de la dalle de roulement

Dans la littérature scientifique, il existe un grand nombre de travaux portant sur l'effort tranchant et sur le poinçonnement des planchers-dalles (voir figures 1.2a et b respectivement). Des ruptures à l'effort tranchant sont associées typiquement aux dalles appuyées linéairement et soumises à charges uniformément réparties (où l'effort tranchant est transmis dans une seule direction, voir figure 1.2a), tandis que des ruptures au poinçonnement sont associées aux charges ponctuelles comme par exemple les colonnes d'un plancher-dalle (où l'effort tranchant est transmis de façon radiale, voir figure 1.2b). Les recherches effectuées dans ce domaine ont permis d'établir une série de modèles théoriques qui peuvent être utilisés pour le dimensionnement et la vérification de tels éléments avec une grande généralité.

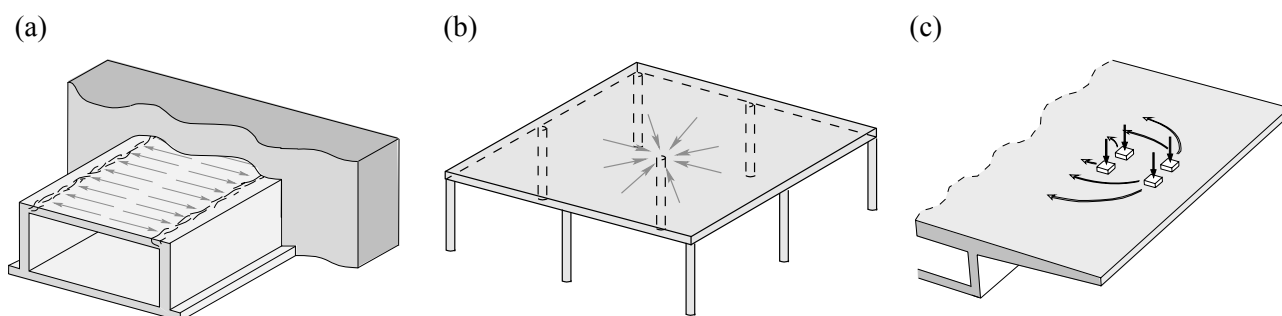


Figure 1.2 : Transmission de l'effort tranchant dans les dalles : (a) dalle de toiture d'une tranchée couverte ; (b) plancher-dalle appuyé sur colonnes ; et (c) dalle de roulement soumise à des charges concentrées

Les dalles de roulement des ponts routiers ne correspondent pas aux cas précédents car la dalle est appuyée linéairement le long des âmes mais elle est soumise à des charges concentrées (voir figure 1.2c). De ce fait, une situation intermédiaire entre les deux cas précédents s'instaure. Les recherches effectuées sur ce thème sont rares et l'application des modèles développés pour l'effort tranchant ou le poinçonnement n'est pas toujours possible ou directe.

En Suisse, la norme SIA 262²⁰⁰³ a introduit un changement important dans la méthodologie de vérification des dalles sans armature transversale soumises à des efforts de cisaillement. Les modèles théoriques pour l'effort tranchant et le poinçonnement sont basés sur une même théorie (la théorie de la fissure critique) avec une base physique solide. Néanmoins, la norme couvre fondamentalement les plancher-dalles appuyés sur colonnes ainsi que les dalles appuyées linéairement et soumises à des charges réparties, alors que l'application aux cas comme les dalles de roulement n'est pas décrite explicitement.

Dans le cadre de cette recherche, il a été démontré que la théorie de la fissure critique, en combinaison avec une étude du champ de cisaillement de la dalle, peut être utilisée pour le cas des dalles de roulement des ponts en béton armé ou précontraint. Sur la base de cette théorie, une méthodologie simple pour la vérification de la résistance au cisaillement des dalles de roulement compatible avec le format de la SIA 262²⁰⁰³ est proposée. Les résultats de cette approche montrent une très bonne estimation de la résistance observée dans des essais de dalles de roulement ainsi qu'avec des simulations numériques basées sur la méthode des éléments finis.

Objectifs de la recherche

Les objectifs principaux de cette recherche sont :

- 1) Expliquer les différents modes de rupture qui doivent être vérifiés pour une dalle de roulement
- 2) Proposer une méthodologie de calcul compatible avec la SIA 262²⁰⁰³ pour la vérification des dalles de roulement
- 3) Valider la méthodologie proposée par des essais et des simulations numériques

Pour atteindre cet objectif, deux séries expérimentales ont été effectuées :

- La première porte sur la ductilité et sur la résistance à l'effort tranchant de bandes de dalles après plastification de l'armature de flexion. Cette série a permis de valider la valeur $k_v = 3$ proposée dans la norme SIA 262²⁰⁰³ (§ 4.3.3.2.2) en tant que limite de la résistance à l'effort tranchant en cas de redistributions plastiques d'efforts. Les résultats de cette série ainsi qu'une étude théorique dans le cadre de la théorie de la fissure critique peuvent être consultés dans Vaz Rodrigues²⁰⁰⁷ et Vaz Rodrigues et al.^{2008b} de sorte qu'ils ne seront pas décrits dans ce rapport.
- La deuxième consiste en une série de 6 essais sur deux porte-à-faux à l'échelle 3/4. Ces résultats (décrits dans ce rapport) ont permis de valider la méthode de dimensionnement proposée ainsi que de faire des comparaisons avec la théorie de la fissure critique (Vaz Rodrigues²⁰⁰⁷), l'Eurocode EC-2²⁰⁰⁴ et la norme américaine ACI 318²⁰⁰⁵ (Vaz Rodrigues et al.^{2008a}).

Ce rapport présente dans le chapitre 2 un résumé des actions qui doivent être considérées pour le dimensionnement transversal d'une dalle de roulement ainsi que les modes de rupture possibles. Ce chapitre est complété par une discussion sur les situations de charge déterminantes pour chaque mode de rupture.

Dans le chapitre 3, une proposition pour l'évaluation de la résistance au cisaillement des dalles de roulement est présentée. Cette proposition suit le format proposé dans la SIA 262²⁰⁰³ et adapte certaines valeurs ou paramètres pour le cas des dalles de roulement.

Dans le chapitre 4, la proposition pour le dimensionnement des dalles de roulement est vérifiée sur la base des résultats expérimentaux obtenus dans le cadre de cette recherche. La comparaison montre que la méthode proposée permet d'estimer correctement la résistance des dalles de roulement.

Finalement, dans le chapitre 5, il est expliqué comment raffiner les valeurs ou les hypothèses adoptées dans la méthode présentée au chapitre 3. Une série d'étapes permettant une précision grandissante dans l'estimation de la résistance au cisaillement des dalles de roulement est également proposée. Les conclusions du rapport sont présentées au chapitre 6.

Ce rapport est complété par trois annexes. Les deux premières contiennent une série d'abaques permettant une estimation des actions de dimensionnement (effort tranchant et moments de flexion) pour les charges concentrées préconisées par la SIA 261²⁰⁰³. Ces abaques ont été déterminés sur la base d'une analyse élastique-linéaire d'une série de dalles de roulement typiques des ponts routiers. La troisième annexe présente un exemple pratique de vérification d'une dalle de roulement, où les différentes méthodes introduites dans le rapport sont appliquées et comparées.

2. Actions et modes de rupture des dalles de roulement

Actions

Différentes actions doivent être considérées pour le dimensionnement d'une dalle de roulement, notamment :

- Actions permanentes : poids propre de la dalle, du revêtement ainsi que des bordures et glissières
- Actions dues au trafic modélisées par des charges concentrées et des charges distribuées

Pour le dimensionnement de la dalle de roulement d'un nouvel ouvrage d'art, les différentes valeurs des actions peuvent être obtenues à partir de la SIA 261²⁰⁰³. Par contre, pour la vérification de la résistance des dalles de roulement des ponts routiers existants, les actions du trafic peuvent être actualisées, avec des réductions des coefficients α_{qi} et α_{Qi} selon Meystre et Hirt²⁰⁰⁶.

En général, dans les ponts routiers, les charges concentrées sont déterminantes pour le dimensionnement de la dalle de roulement à la flexion transversale ainsi qu'au cisaillement. La position déterminante de ces charges pour différents modes de rupture sera étudiée dans les sections suivantes.

Transmission des charges dans les dalles de roulement

Les charges permanentes de la dalle ainsi que la charge uniformément répartie du trafic (disposée dans des voies de circulation fictives) sont transmises jusqu'aux âmes du pont par flexion transversale de la dalle de roulement. L'effort tranchant dû à ces charges est par conséquent transmis uniquement dans la direction transversale, voir figure 2.1.

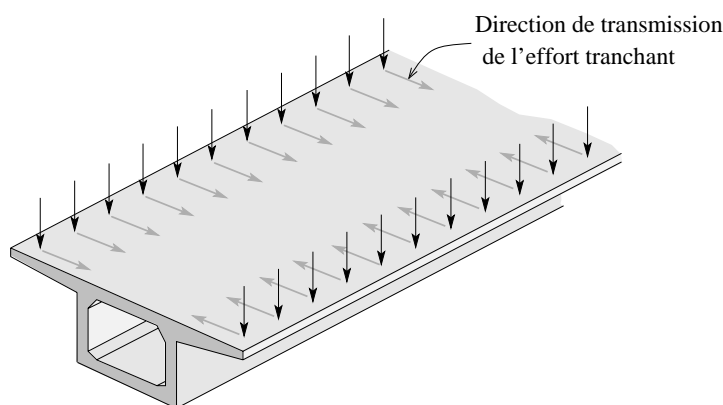


Figure 2.1 : Transmission de l'effort tranchant dans une dalle de roulement soumise à des charges uniformément réparties

La transmission des charges concentrées du trafic est par contre plus complexe. La dalle développe, en plus des moments de flexion transversale, des moments longitudinaux et des moments de torsion. Par conséquent, la transmission de l'effort tranchant n'est plus nécessairement dans le sens transversal du pont. Ceci est montré à la figure 2.2b où les directions principales de l'effort tranchant dans le porte-à-faux d'une dalle de roulement soumise à une charge concentrée sont dessinées (épaisseur du trait proportionnelle à la valeur de l'effort tranchant).

Comme le montre la figure 2.2b, l'effort tranchant est transmis de façon radiale à proximité de la charge. Ceci est analogue aux planchers-dalles à proximité des colonnes (Muttoni et al^{2008a,b}) où des ruptures au poinçonnement peuvent devenir critiques. Proche des âmes, par contre, l'effort tranchant est transmis dans des directions presque parallèles entre elles et orientées plutôt dans le sens transversal du pont. Ceci est similaire à la transmission des charges distribuées (voir figure 2.1) où la résistance à l'effort tranchant peut devenir déterminante.

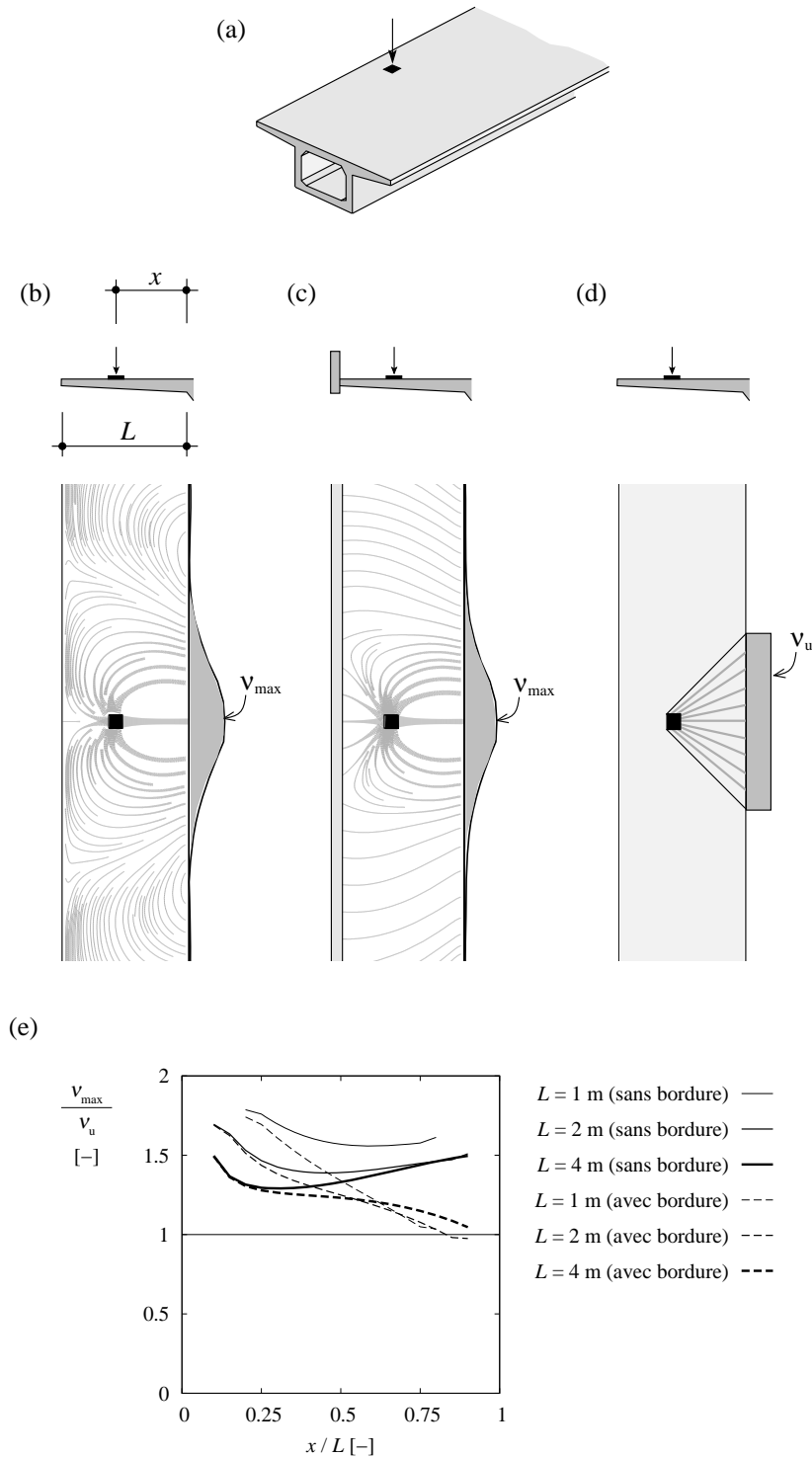


Figure 2.2 : Transmission de l'effort tranchant dans une dalle de roulement soumise à une charge concentrée : (a) charge appliquée ; (b) directions principales de l'effort tranchant pour un porte-à-faux sans bordure ; (c) idem avec bordure (0.9 x 0.3 m) ; (d) transmission dans une hypothèse de diffusion de la charge à 45° ; et (e) comparaison des efforts tranchants pour les cas (b,c) et (d)

Dans le cas de charges concentrées, la transmission de l'effort tranchant est aussi fortement influencée par les conditions de bord de la dalle. Par exemple, la figure 2.2c montre les directions principales de l'effort tranchant pour la même dalle que celle de la figure 2.2b mais avec une bordure en béton armé. Dans ce cas, la bordure permet une meilleure répartition de l'effort tranchant le long de l'encastrement de la dalle avec une diminution de la valeur maximal de l'effort tranchant (v_{\max}). Ceci est dû au fait qu'une partie de l'effort tranchant est transmise à la bordure, qui grâce à sa rigidité permet une répartition de cet effort sur une longueur plus importante.

Les figures 2.2d,e montrent que la considération d'un angle de diffusion de la charge concentrée égal à 45° ne mène pas à des estimations prudentes de l'effort tranchant au droit de l'encastrement. Cette considération a souvent été admise pour les porte-à-faux des dalles de roulement car elle donne des estimations raisonnables de la valeur maximale du moment de flexion pour une charge appliquée au bord d'un porte-à-faux. Par contre, comme la figure 2.2e le montre, la valeur maximale de l'effort tranchant à l'encastrement (valeur déterminante pour le dimensionnement selon ce qui sera expliqué dans le chapitre suivant) est clairement sous-estimée en admettant une diffusion à 45° . Cette conclusion est valable pour les différentes positions de charge ainsi que pour des porte-à-faux sans et avec bordure.

Modes de rupture d'une dalle de roulement

Sur la base des points précédents, les modes de rupture à vérifier pour les ponts routiers sont en principe :

- 1) le mécanisme de flexion (figure 2.3a)
- 2) le poinçonnement local autour des charges concentrées (figure 2.3b)
- 3) la rupture par effort tranchant dans la région de la dalle de roulement à proximité des âmes (figure 2.3c)

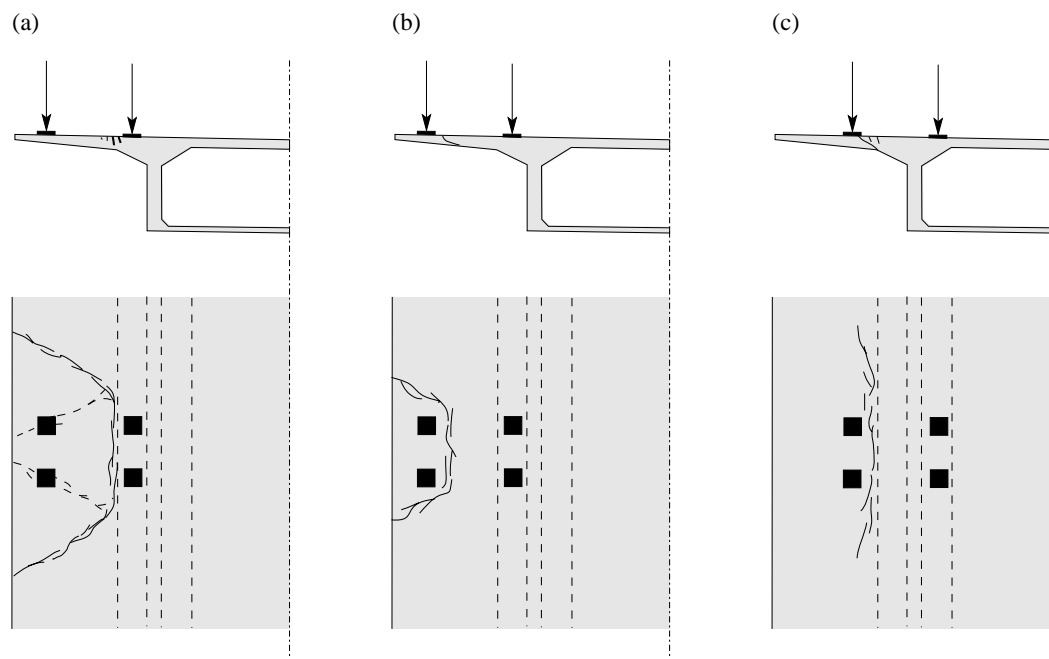


Figure 2.3 : Modes de rupture déterminants dans les dalles de roulement des ponts routiers : (a) flexion ; (b) poinçonnement ; et (c) effort tranchant

En plus de ces trois modes, des ruptures par des phénomènes de fatigue sont aussi envisageables. Ce problème a déjà été étudié par d'autres chercheurs (Schläfli¹⁹⁹⁹) et ne sera pas traité dans le cadre de ce rapport.

Mécanisme de flexion

Dans les dalles avec faibles taux d'armature, l'écoulement des armatures de flexion peut se développer le long de certaines lignes (appelées « lignes de rupture ») permettant le développement d'un mécanisme de flexion. La charge maximale que la dalle peut supporter dans ce cas est par conséquent contrôlée par sa résistance à la flexion.

La charge nécessaire pour le développement d'un mécanisme plastique (V_{flex}) dépend de la géométrie de la dalle (dalle en porte-à-faux ou dalle entre âmes du pont), des armatures de la dalle ainsi que de la configuration des charges appliquées (modèle de charge, position des essieux). En général, un calcul non-linéaire de la dalle (aux éléments finis par exemple) peut être effectué pour la détermination de la valeur de V_{fle} . Toutefois, une estimation avec la méthode des lignes de rupture (Johansen¹⁹⁶²) est normalement suffisamment précise.

Rupture par poinçonnement

Pour la vérification au poinçonnement, la position des charges concentrées la plus défavorable est normalement celle qui minimise la valeur de la charge nécessaire pour développer le mécanisme de flexion de la dalle de roulement avec la hauteur statique de la dalle où les charges sont appliquées la plus petite. Ces positions sont typiquement à l'extrémité des porte-à-faux des dalles de roulement (tenant compte des bordures existantes, voir figure 2.4a) et au milieu de la dalle interne (poinçonnement dans la zone entre âmes de la dalle, voir figure 2.4b).

Compte tenu que ces positions ont été choisies pour minimiser la valeur de V_{flex} , la vérification effectuée pour le poinçonnement permet aussi de vérifier la résistance à la flexion de la dalle (ceci sera expliqué plus en détail dans le chapitre suivant).

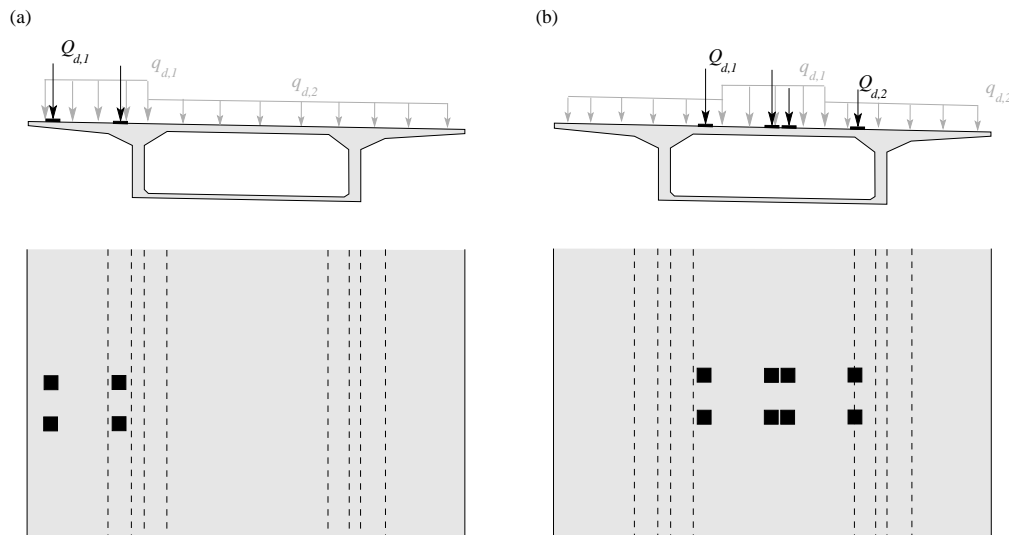


Figure 2.4 : Positions des charges concentrées pour la vérification au poinçonnement d'une dalle de roulement : (a) configuration pour le porte-à-faux ; et (b) configuration pour la zone entre âmes

Rupture à l'effort tranchant

Pour la vérification à l'effort tranchant, l'interaction entre les efforts de flexion et la résistance au cisaillement de la dalle selon SIA 262²⁰⁰³ rend nécessaire l'étude de différentes positions des charges concentrées afin d'obtenir la combinaison déterminante.

En général il suffit de vérifier l'effort tranchant maximal avec le moment de flexion concomitant (voir figure 2.5b) ainsi que le moment de flexion maximal avec l'effort tranchant concomitant (voir figure 2.5a).

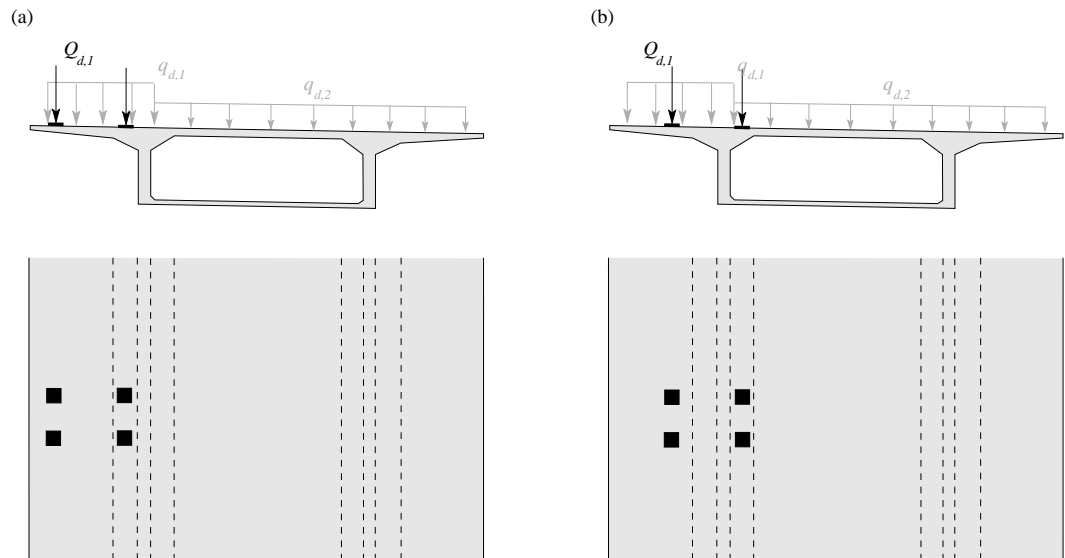


Figure 2.5 : Positions des charges concentrées pour la vérification à l'effort tranchant d'une dalle de roulement (étude du porte-à-faux) : (a) configuration pour obtenir le moment de flexion maximal avec l'effort tranchant maximal concomitant ; et (b) configuration pour obtenir l'effort tranchant maximal avec le moment de flexion maximal concomitant

Lorsque des charges concentrées se situent à une distance a plus petite que $2d$ du bord de l'appui, la SIA 262²⁰⁰³ (§4.3.3.2.9) permet de réduire d'un facteur $a/2d$ la valeur de calcul de l'effort tranchant à considérer. Cette réduction tient compte de l'appui direct d'une partie de la charge. L'effet de cette réduction est montré dans la figure 2.6 pour le cas d'un porte-à-faux.

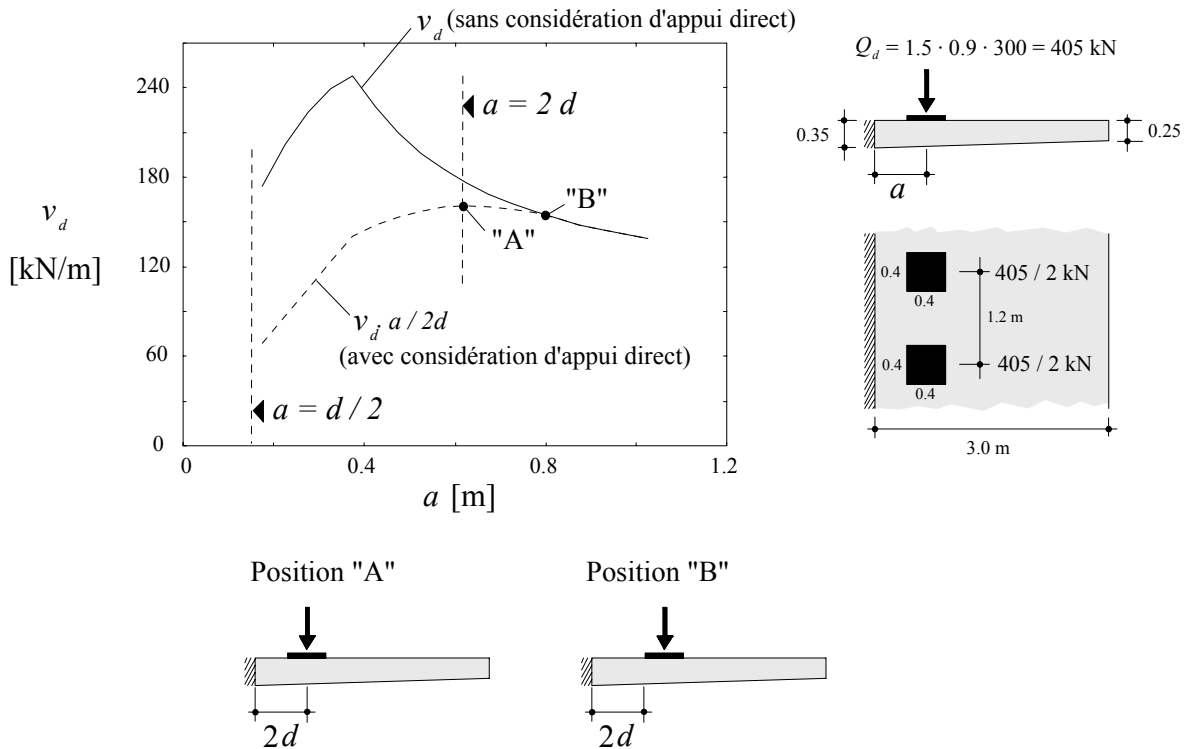


Figure 2.6 : Influence de l'appui direct dans la valeur de l'effort tranchant

Dans cette figure, la courbe supérieure (ligne continue) exprime l'effort tranchant par unité de longueur obtenu par un calcul élastique-linéaire en fonction de la position de l'essieu (paramètre a de la figure). La courbe inférieure (ligne traitillée) exprime cette même valeur mais en tenant compte de la réduction due à l'appui direct pour les charges situées à une distance $a < 2d$. La figure montre que la considération de l'appui direct permet de réduire significativement la valeur de l'effort tranchant pour les charges à proximité de l'encastrement.

Selon cette figure, la valeur maximale de l'effort tranchant se trouve dans la position A (axe de la charge à $2d$ de l'encastrement), étant la valeur entre les positions A et B (bord de la surface d'application de charge à $2d$ de l'encastrement) assez constante. Compte tenu que le moment de flexion transversal à l'encastrement est plus grand pour la position B et que la résistance à l'effort tranchant dépend de ce paramètre (comme il sera expliqué dans le chapitre suivant), l'axe de l'essieu peut être placé dans la position B pour un dimensionnement pratique. C'est l'approche suivie dans les annexes de ce rapport. Cependant, pour une analyse plus raffinée, la résistance dans les différentes positions entre A et B devrait être étudiée.

Surface d'application des charges concentrées

La taille de la surface d'application des charges concentrées est définie dans les normes SIA 261²⁰⁰³ et SIA 261/1²⁰⁰³ pour les différents modèles de charges. Ces surfaces correspondent aux charges appliquées sur le revêtement, qui suivent une diffusion à travers celui-ci jusqu'à la surface en béton de la dalle de roulement, voir figure 2.7.

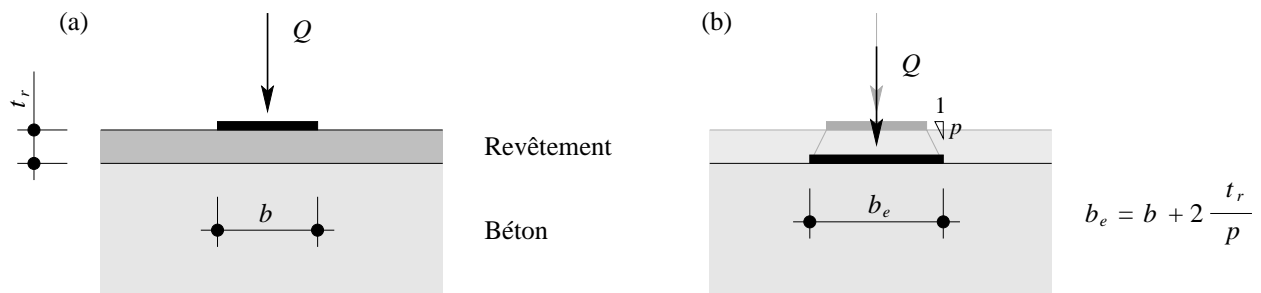


Figure 2.7 : Diffusion d'une charge concentrée à travers le revêtement : (a) charge appliquée sur le revêtement et dimension de la surface d'appui ; et (b) charge appliquée sur la surface en béton et dimension de la surface d'appui

En réalité, la taille de la surface d'application des charges sur la structure porteuse peut être augmentée en fonction de l'épaisseur du revêtement et de l'angle de diffusion des charges, voir figure 2.7b. Les normes SIA actuelles ne définissent pas la valeur de l'angle de diffusion à prendre. Néanmoins, dans l'ancienne norme SIA 162¹⁹⁶⁸, l'angle de diffusion était caractérisé par une pente $p = 2$ dans le revêtement. L'EC-1²⁰⁰² propose la valeur $p = 1$. Il faut remarquer que ces deux normes considèrent aussi la diffusion des charges à l'intérieur du béton jusqu'au feuillet moyen de la dalle de roulement. Cette diffusion dans le béton n'est par contre pas applicable aux modèles théoriques de poinçonnement et d'effort tranchant de la norme SIA 262²⁰⁰³ et ne doit pas être prise en compte.

Des deux valeurs précédentes de l'angle de diffusion, celle de la SIA 162¹⁹⁶⁸ ($p = 2$) est plus prudente, et elle est conseillée sauf si des résultats d'études particulières sont à disposition.

Autres vérifications

Les vérifications décrites précédemment sont normalement déterminantes pour les dalles de roulement des ponts bipoutres ou des caissons en béton précontraint. Pour d'autres types de ponts, il peut être nécessaire d'effectuer des vérifications ou études supplémentaires. Dans ces cas, une identification très efficace des zones sensibles à l'effort tranchant peut être effectuée au moyen des champs de cisaillement (Muttoni et al^{2008a}).

A titre d'exemple, la figure 2.8 montre les champs de cisaillement d'une dalle en béton armé d'un pont mixte muni d'entretoises espacés de 6 mètres (voir figure 2.8a). On peut remarquer qu'une partie importante des charges concentrées est transmise par la dalle aux entretoises (figure 2.7b). Par conséquent, la résistance à l'effort tranchant à proximité des entretoises doit également être vérifiée (avec des configurations de charge spécifiques pour cette région, voir figure 2.8c). Des situations similaires résultent aussi pour les ponts en béton au voisinage des entretoises (par exemple sur piles).

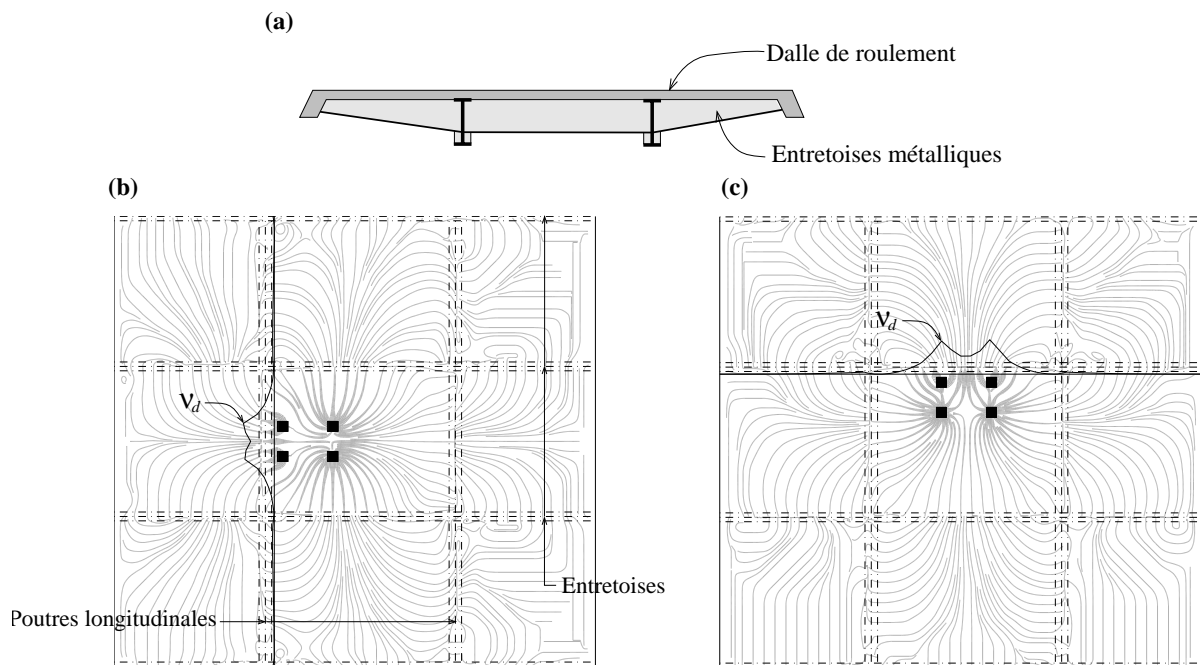


Figure 2.8 : Champ de cisaillement dans la dalle de roulement d'un pont mixte avec entretoises : (a) section du pont ; et (b,c) champs de cisaillement et répartition de l'effort tranchant au voisinage des poutres longitudinales et des entretoises

Dans les porte-à-faux des dalles avec bordures rigides, la zone de la dalle à proximité de la bordure peut aussi devenir critique à l'effort tranchant. Ceci est montré à la figure 2.9, où les directions principales de l'effort tranchant sont présentées pour trois dalles, une sans bordure (figure 2.9a) et deux avec bordures de rigidités différentes (figures 2.9b,c). La figure montre que si la bordure devient plus rigide, elle reprend une partie plus importante de la charge. De ce fait, des concentrations significatives d'effort tranchant peuvent se développer localement dans la dalle à proximité de la bordure, avec le risque de pouvoir devenir critiques vis-à-vis de la résistance de la dalle à l'effort tranchant.

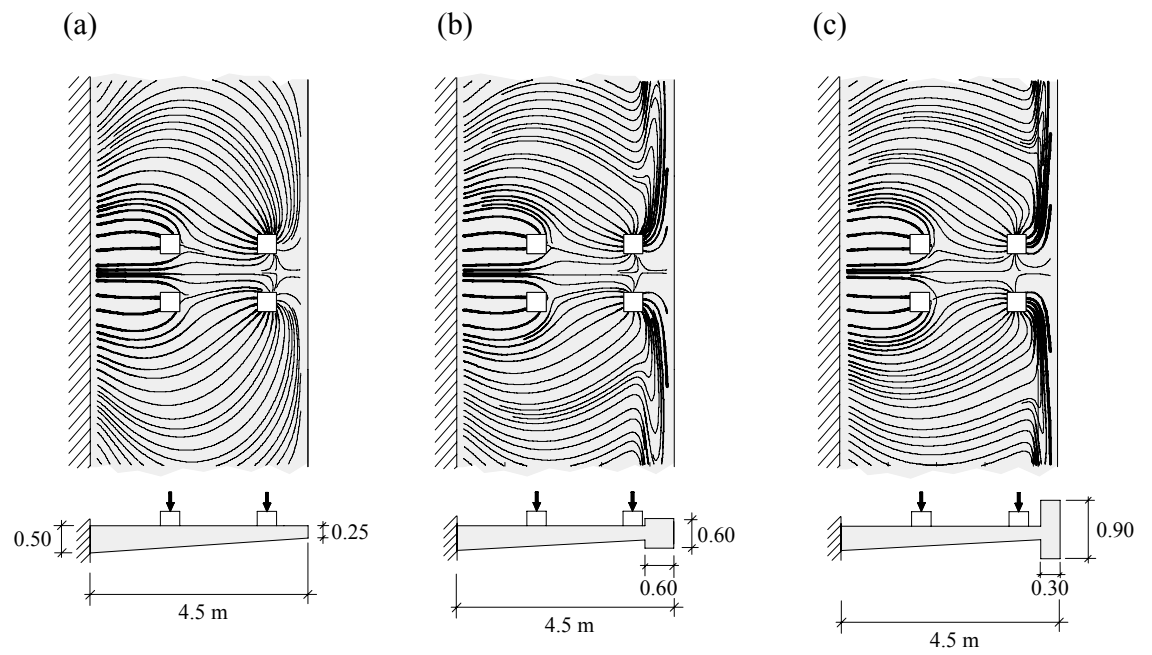


Figure 2.9 : Champs de cisaillement dans les porte-à-faux des trois dalle de roulement :
 (a) sans bordure ; (b) avec bordure 0.60×0.60 ; et (c) avec bordure 0.30×0.90

3. Résistance à l'effort tranchant et au poinçonnement d'une dalle de roulement selon SIA 262 (2003)

Résistance à l'effort tranchant

Selon la norme SIA 262²⁰⁰³, § 4.3.3, la résistance à l'effort tranchant peut être estimée par :

$$v_{Rd} = k_d \cdot \tau_{cd} \cdot d$$

où d est la hauteur statique de la dalle (calculée pour la nappe supérieure d'armature transversale), τ_{cd} est calculé selon § 4.2.1.4 de la SIA 262²⁰⁰³ et k_d est un coefficient qui tient compte de la taille et de la déformation de l'élément. La valeur de k_d lorsque l'armature de flexion est dans le domaine élastique est (§ 4.3.3.2.1) :

$$k_d = \frac{1}{1 + 2.2 \cdot \frac{m_d}{m_{Rd}} \cdot d}$$

Cette équation montre une dépendance entre la résistance à l'effort tranchant et les moments de flexion agissants, voir figure 3.1. A cause de cette dépendance, et comme expliqué dans le chapitre précédent, différentes configurations de charge doivent être vérifiées (voir figure 2.5).

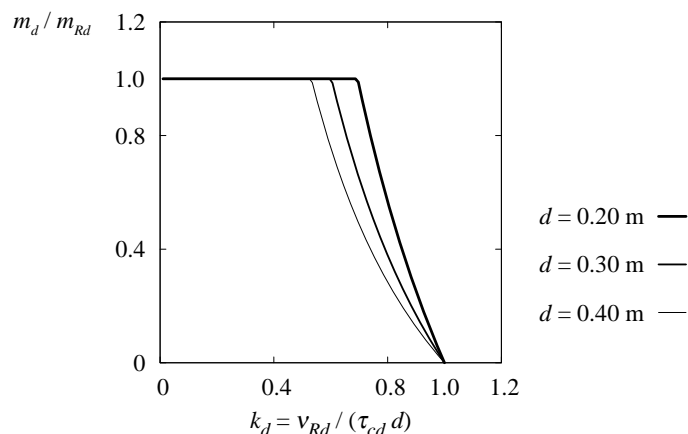


Figure 3.1 : Relation entre le rapport m_{Ed}/m_{Rd} et la résistance au cisaillement d'une bande de dalle sans étriers selon SIA 262²⁰⁰³

La détermination des sollicitations v_d et m_d peut être faite de façon générale sur la base d'une modélisation aux éléments finis de la dalle de roulement pour les cas de charge choisis. Néanmoins, lors d'une phase initiale de calcul, les valeurs de v_d et m_d peuvent être obtenues à partir des abaques présentés dans les annexes A et B de ce rapport.

Dans le cas de dalles précontraintes dans le sens transversal, une augmentation de la résistance à l'effort tranchant peut être considérée selon le § 4.3.3.2.7 de la SIA 262²⁰⁰³ (une justification théorique de cette approche peut être trouvée dans Muttoni et Fernández Ruiz²⁰⁰⁸). La présence des efforts de compression ou traction dans le sens longitudinal du pont (dus à la flexion longitudinale) peuvent par contre être négligés car ceci n'influence pas de manière significative l'ouverture des fissures dans le sens longitudinal (aucune influence sur la résistance à l'effort tranchant dans le sens transversal).

Résistance au poinçonnement

La résistance au poinçonnement peut être vérifiée sur la base du § 4.3.6 de la SIA 262²⁰⁰³. La valeur de l'action du dimensionnement v_d est déterminée comme (§ 4.3.6.2.2) :

$$v_d = \frac{V_d}{u}$$

où V_d est égal à la somme des charges à l'intérieur du périmètre de contrôle et u est la longueur du périmètre de contrôle (figure 3.2a). Si l'effort tranchant n'est pas uniformément repartit le long du périmètre de contrôle, la longueur de ce dernier doit être réduite pour considérer les concentrations d'efforts.

De manière générale, cette réduction de longueur peut être obtenue à partir de la valeur de l'effort tranchant maximal selon une analyse élastique-linéaire. La valeur à considérer est la composante perpendiculaire au périmètre de contrôle situé à $d/2$ du bord des charges concentrées comme montré aux figures 3.2b,c (voir Vaz Rodrigues²⁰⁰⁷).

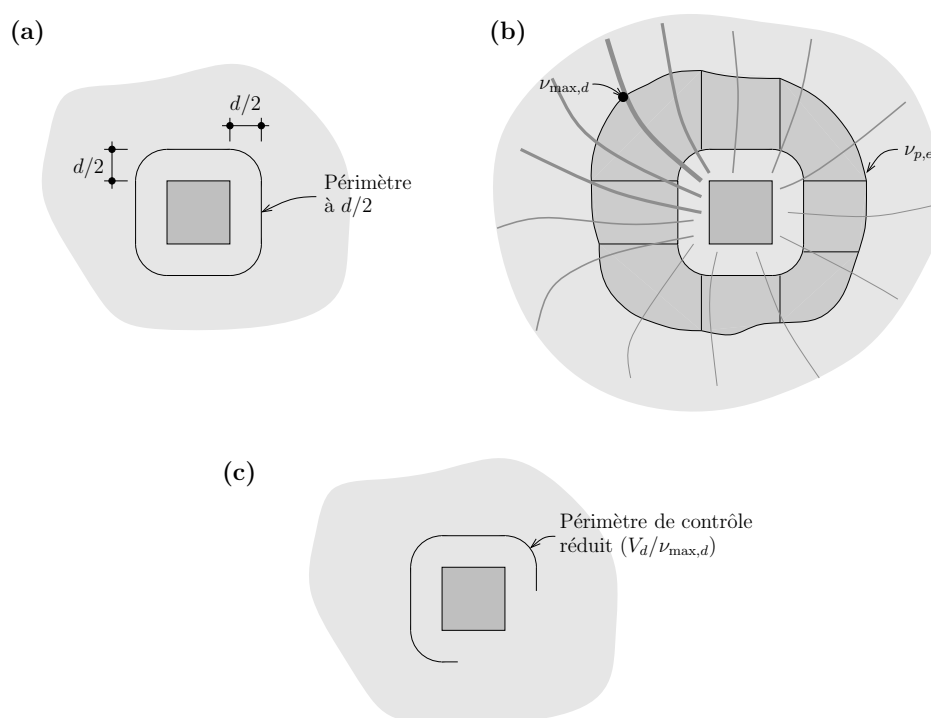


Figure 3.2 : Détermination de la longueur du périmètre de contrôle sur la base d'un champ de cisaillement élastique-linéaire : (a) périmètre de contrôle de référence ; (b) champ de cisaillement et répartition de l'effort tranchant perpendiculaire au périmètre de référence et la valeur maximale ; et (c) valeur de « u »

Une telle estimation nécessite cependant un calcul aux éléments finis ainsi qu'une étude détaillée de la répartition de l'effort tranchant. De manière alternative, les règles géométriques montrées à la figure 3.3 peuvent être utilisées pour les cas usuels afin d'obtenir une estimation de u . Malgré leur simplicité, ces règles montrent une très bonne correspondance avec les périmètres calculés à partir des champs de cisaillement comme ceci est montré dans le chapitre 4 et l'annexe C de ce rapport.

Selon la norme SIA 262²⁰⁰³, § 4.3.6.3, la résistance au poinçonnement (v_{Rd}) peut être estimée par l'expression suivante :

$$v_{Rd} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d$$

où d est la hauteur statique moyenne de la dalle (calculée au centre de gravité des charges appliquées à l'intérieur du périmètre), τ_{cd} est évalué selon § 4.2.1.4 de la SIA 262²⁰⁰³ et k_r est un coefficient qui tient compte de la taille et de la déformation de la dalle (§ 4.3.6.3.2) :

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.9 \cdot r_y} \quad (r_y \text{ en mètres})$$

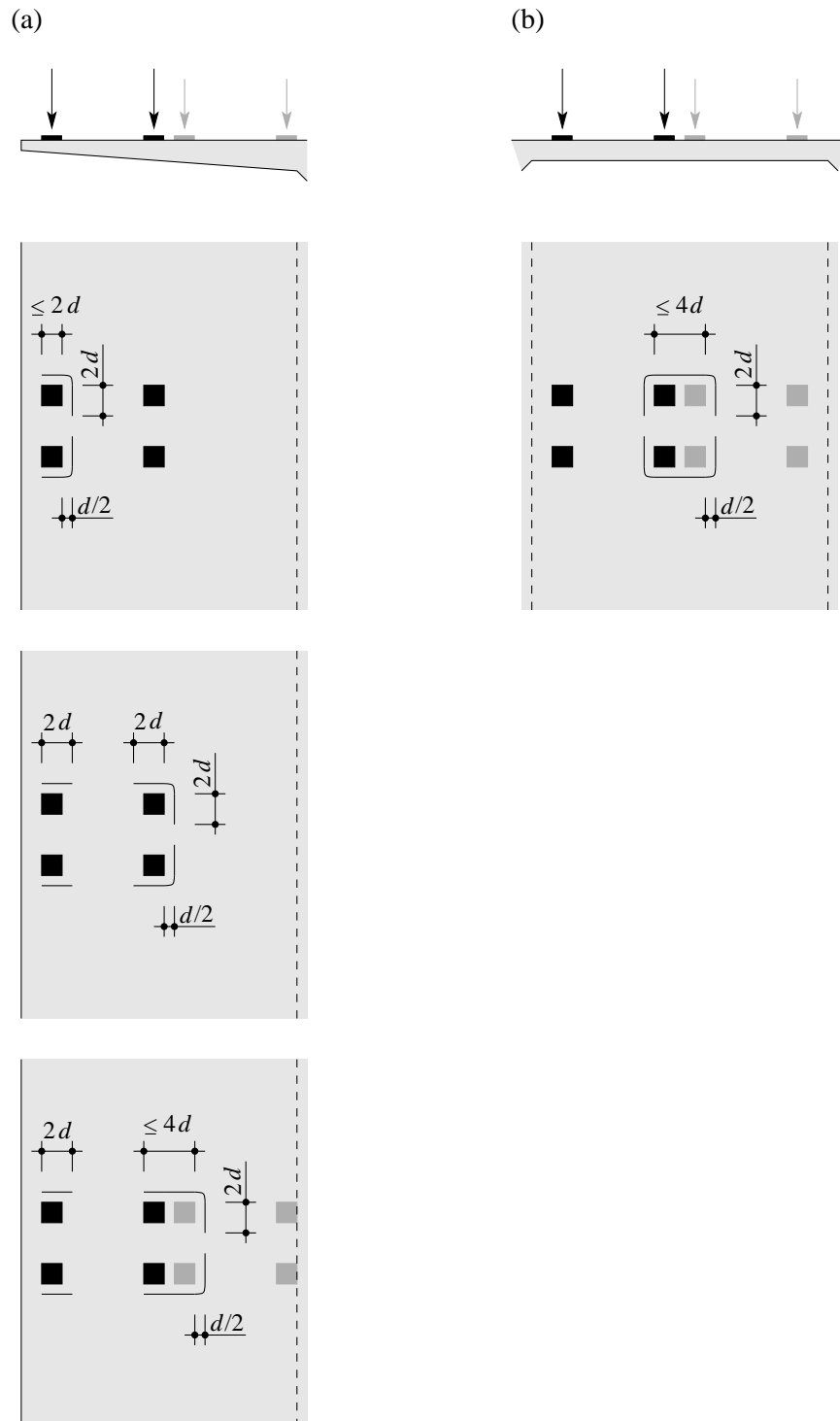


Figure 3.3 : Périmètres de contrôle « u » (pour une force V_d égale à la somme des charges concentrées à l'intérieur du périmètre) : (a) porte-à-faux ; et (b) zone de dalle entre âmes. La longueur du périmètre de contrôle est obtenue par addition des traits indiqués dans les différentes figures

La valeur du rayon plastique (r_y) est estimée par (§ 4.3.6.3.2) :

$$r_y = 0.15 \cdot \ell \cdot \left(\frac{m_{0d}}{m_{Rd}} \right)^{3/2}$$

Cette formule a originalement été développée pour les planchers-dalles à trame régulière. Son application pour les dalles de roulement a par conséquent besoin de quelques adaptations :

- Le rapport m_{0d}/m_{Rd} exprime en réalité le rapport $V_d/V_{flex,d}$ (rapport entre la valeur de la sollicitation (V_d) et de la résistance à la flexion ($V_{flex,d}$), voir Muttoni²⁰⁰⁸). La formulation du rayon plastique en fonction de $V_d/V_{flex,d}$ est plus générale dans les dalles de roulement car elle permet de tenir compte de la géométrie ainsi que des armatures effectivement disponibles. La formule du rayon plastique sera par conséquent utilisée dans le format suivant :

$$r_y = 0.15 \cdot \ell \cdot \left(\frac{V_d}{V_{flex,d}} \right)^{3/2}$$

- La valeur de « ℓ » (portée type d'un plancher-dalle) doit être transformée en une portée équivalente. Pour ceci il est proposé de considérer une portée équivalente égale à deux fois la longueur du porte-à-faux ou une portée équivalente égale à la distance entre les extrémités des goussets du pont pour la vérification de la dalle dans la zone entre âmes, voir figure 3.4. Cette proposition est basée sur une analogie des mécanismes de flexion (voir figure 3.4).

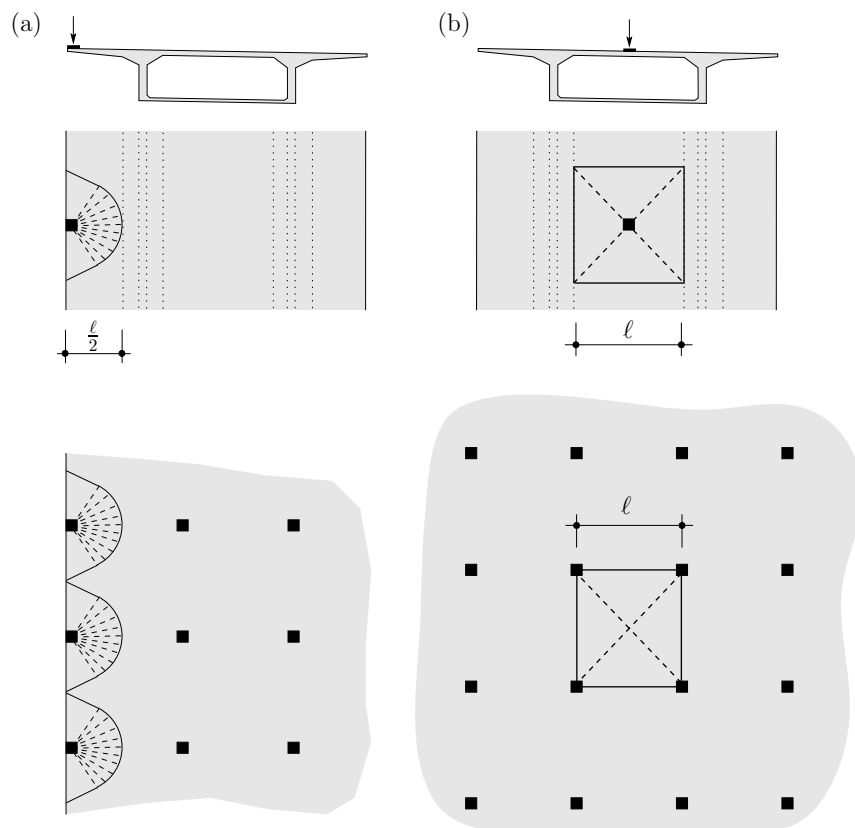


Figure 3.4 : Portée équivalente pour les dalles de roulement (haut : mécanisme de flexion de la dalle de roulement, bas : mécanisme de flexion dans un plancher-dalle à trame régulière) pour : (a) porte-à-faux ; et (b) zone de dalle entre âmes.

Par conséquent, le seul paramètre qui reste à déterminer pour l'estimation de la résistance au poinçonnement est la valeur de $V_{flex,d}$. Cette valeur peut être obtenue de différentes manières :

- 1) Estimations simplifiées basées sur les armatures transversales ou longitudinales. Cette approche, similaire à celle de la SIA 262²⁰⁰³ pour les planchers-dalles, permet une estimation rapide de la résistance à la flexion de la dalle. Dans ce cas, les valeurs suivantes peuvent être adoptées :
 - Porte-à-faux :
 - Armature transversale supérieure (vérification dans le sens transversal) : $V_{flex,d} = 6 \cdot m_{Rd}$. Cette valeur tient compte du fait que les charges concentrées ne sont pas appliquées au bord du porte-à-faux mais à une certaine distance de celui-ci, ce qui permet d'augmenter la valeur de $V_{flex,d}$ par rapport à celle d'une charge appliquée sur le bord.
 - Armature longitudinale supérieure et inférieure (vérification dans le sens longitudinal) : $V_{flex,d} = 12 \cdot m_{Rd}$. Cette valeur tient compte de l'encastrement offert par la bande de bord sur le mécanisme de flexion précédente, ce qui augmente par conséquent la valeur de $V_{flex,d}$.
 - Dalle entre âmes : $V_{flex,d} = 2\pi \cdot (m_{Rd}^+ + m_{Rd}^-)$, formule à appliquer avec les moments positifs et négatifs de l'armature dans le sens longitudinal et même formule pour les moments positifs et négatifs de l'armature dans le sens transversal (moments en valeur absolue)

Ces valeurs sont des approximations utilisables uniquement pour une vérification simplifiée du poinçonnement. Pour la vérification de la résistance à la flexion ou pour une vérification du poinçonnement plus détaillée, les méthodes décrites ci-dessous doivent être utilisées.

- 2) Analyse des mécanismes à l'aide de la méthode des lignes de rupture et minimisation de la charge $V_{flex,d}$. Cette méthode permet de tenir compte de la géométrie réelle de la dalle ainsi que des armatures effectivement disposées dans les quatre nappes d'armature et de la précontrainte transversale (ainsi que de la précontrainte longitudinale dans les ponts réalisés en encorbellement).
- 3) Calcul non-linéaire par éléments finis. Malgré la grande précision et généralité de cette approche (avec la possibilité de considérer des géométries particulières, armatures non orthogonales ou fortement anisotropes), un temps important doit être consacré à la préparation et à l'interprétation des résultats. Par conséquent, cette méthode n'est conseillée que pour des cas spéciaux.

La présence d'efforts de compression ou traction dans le sens longitudinal du pont (dus à la flexion longitudinale du tablier) peut être considérée de manière générale selon la méthodologie proposée dans la SIA 262²⁰⁰³ (§ 4.3.6.3.6) ou bien selon les recommandations pour dalles précontraintes proposées par Muttoni et al.²⁰⁰⁷. Néanmoins, pour une première estimation de la résistance au poinçonnement, cet effet peut être négligé. Ceci est une hypothèse prudente en présence d'une précontrainte transversale ou d'une force de compression longitudinale dans la dalle (qui augmentent la résistance au poinçonnement). Dans le cas de tractions longitudinales significatives dans la dalle, la fissuration transversale engendrée par la force de traction longitudinale modifie la transmission des charges dans la dalle, ce qui cause des redistributions dans le champ de cisaillement et privilégie la transmission des charges dans le sens transversal (dont la résistance n'est pas affectée par une telle fissuration).

4. Comparaison avec les résultats d'essais

Dans le cadre de cette recherche, une série de six essais a été effectuée sur des dalles de roulement en béton armé sans armature transversale et soumises à des charges concentrées. Un rapport détaillé sur les essais peut être trouvé dans Vaz Rodrigues²⁰⁰⁷.

Les échantillons testés ont été conçus comme des dalles de roulements de ponts caisson à l'échelle 3/4. La longueur des échantillons est 10 m avec un porte-à-faux de 2.78 m et une épaisseur variable (190 mm au bord du porte-à-faux et 380 à l'encastrement), voir figure 4.1.

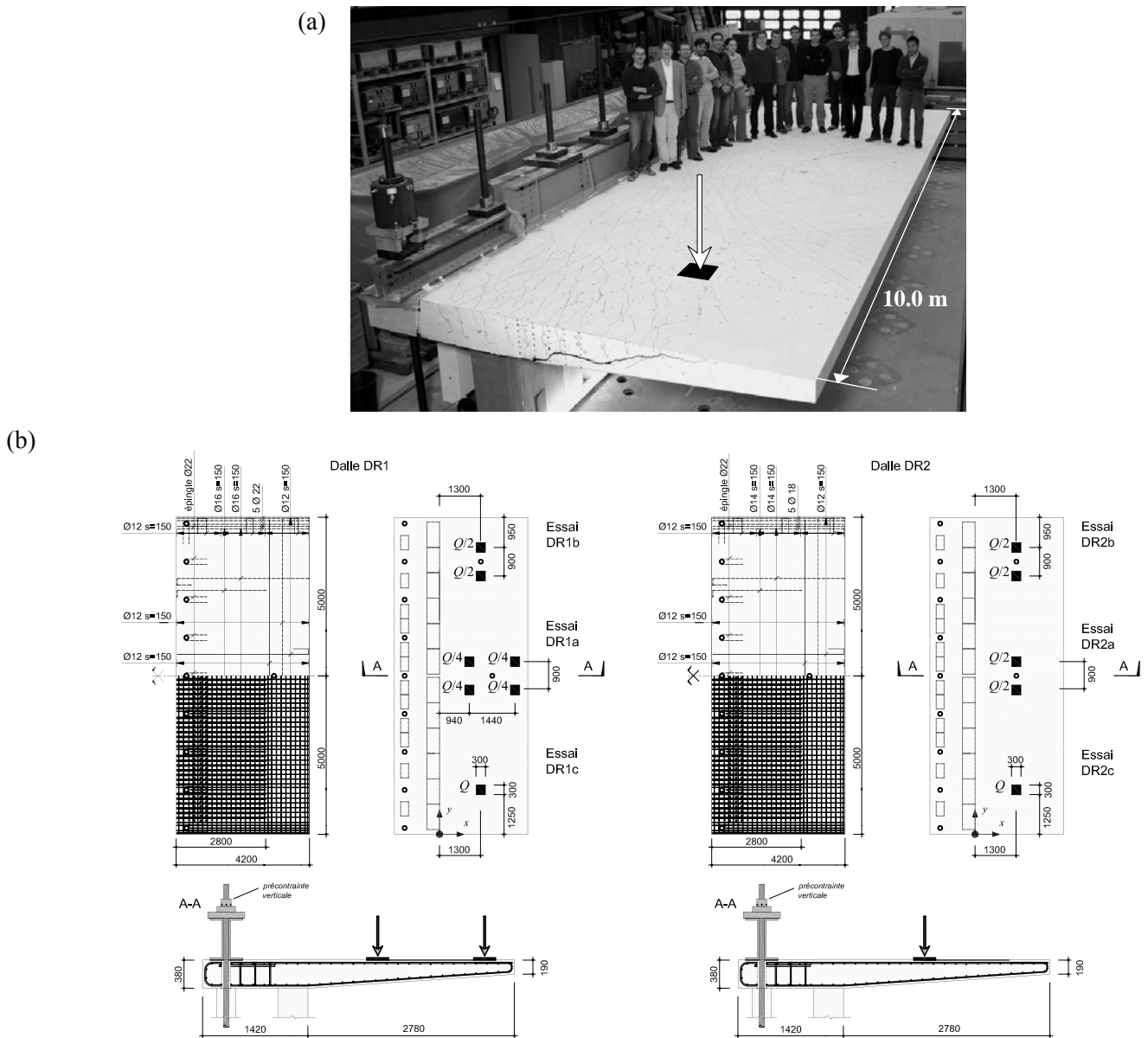


Figure 4.1 : Essais sur dalles de roulement : (a) vue d'un échantillon après rupture ; et (b) dimensions (cotes en [mm]), charges appliquées et armatures principales des échantillons DR1 et DR2

Les paramètres qui ont été variés lors des essais sont l'armature transversale du porte-à-faux (0.78% et 0.60% à la section d'encastrement) ainsi que le nombre et la position des charges, voir figure 4.1b.

Tous les essais ont subi des ruptures par cisaillement autour des charges concentrées (voir par exemple la fissure d'effort tranchant visible sur le côté de la dalle de la figure 4.1a). Toutes les ruptures ont été fragiles comme cela peut être observé à la figure 4.2 où la flèche maximale des porte-à-faux est dessinée en fonction de la charge totale appliquée. Dans aucun essai le plateau plastique n'a été atteint, comme l'a également démontré analytiquement Vaz Rodrigues²⁰⁰⁷.

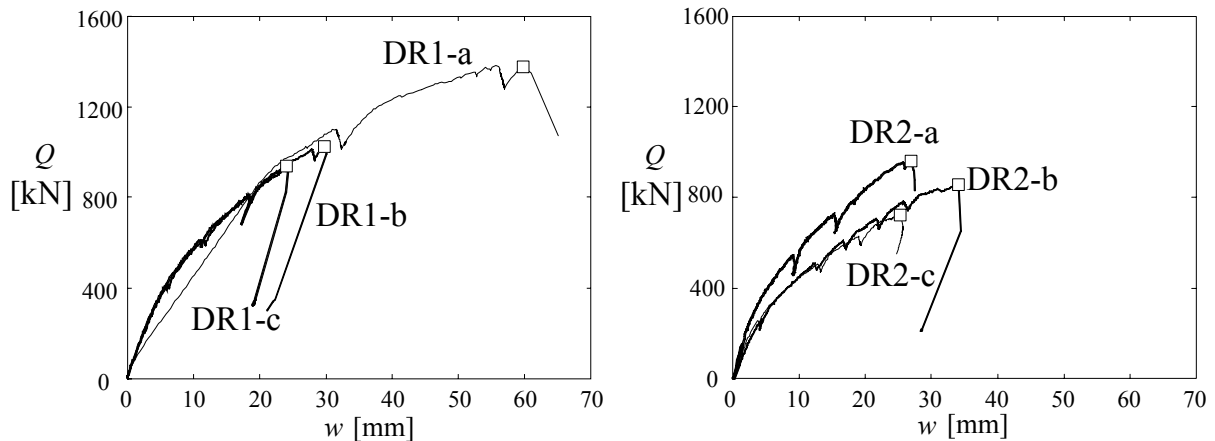


Figure 4.2 : Courbes charge totale appliquée – flèche maximale des porte-à-faux pour les essais effectués

Une comparaison entre la résistance mesurée lors des essais et celle estimée avec la méthode de calcul basée sur la SIA 262²⁰⁰³ et expliquée dans le chapitre précédent est présentée au tableau 4.1. La comparaison est effectuée en admettant des coefficients partiels de sécurité des matériaux (γ_c , γ_s) ainsi que du modèle (γ_τ , γ_ψ) unitaires (voir Muttoni et al.^{2008a}) et :

Pour le poinçonnement :

- Le périmètre de contrôle est estimé avec l'approche simplifiée de la figure 3.3 (tableau 4.1) ainsi que selon une analyse des champs de cisaillement selon la figure 3.2 (tableau 4.2)
- Le rayon plastique (r_y) est estimé en utilisant la valeur de V_{flex} obtenue à partir de la méthode des lignes de rupture (Vaz Rodrigues²⁰⁰⁷)
- Le rayon plastique est corrigé en tenant compte des valeurs mesurées de la limite d'écoulement des aciers d'armature ainsi que de la taille maximale des agrégats (voir § 4.3.6.3.4 et § 4.3.6.3.5 de la SIA 262²⁰⁰³ respectivement)

Pour l'effort tranchant :

- Le périmètre de contrôle est estimé selon des champs de cisaillement élastique-linéaires (valeur maximale de l'effort tranchant, voir Vaz Rodrigues²⁰⁰⁷)
- Le coefficient k_v est corrigé en tenant compte des valeurs mesurées de la limite d'écoulement des aciers d'armature ainsi que de la taille maximale des agrégats (voir § 4.3.3.2.4 et § 4.3.3.2.5 de la SIA 262²⁰⁰³ respectivement)

La comparaison montre une bonne estimation, de la résistance (moyenne du rapport $V_{R,essai} / V_{R,calc} = 1.05$) et une dispersion raisonnable des résultats (coefficient de variation égal à 0.12, similaire au coefficient de variation du modèle théorique, voir Muttoni²⁰⁰⁸). Des résultats très similaires sont obtenus avec les deux périmètres de contrôle étudiés (tableaux 4.1 et 4.2 respectivement).

Tableau 4.1 : Comparaison entre les résistances mesurées lors des essais ($V_{R,essai}$) et celles estimées selon la méthode basée sur la SIA 262²⁰⁰³ ($V_{R,calc}$) avec une estimation simplifiée (voir figure 3.3) du périmètre de contrôle au poinçonnement

	calcul poinçonnement						calcul effort tranchant					Résultats	
	$V_{R,essai}$ [kN]	f_c [N/mm ²]	d [mm]	u_{3-C} [m]	V_{flex} [kN]	$V_{R,calc}$ [kN]	u_{elas} [m]	m_E/V_R	ρ [%]	$V_{R,calc}$ [kN]	V_R [kN]	Mode rupture	$V_{R,essai}/V_{R,calc}$
DR1a*	1396	39.1	171	1.55	1600	1156							
DR1a**	1396	39.1	221	2.71	1600	1236	3.32	0.31	0.80	1179	1156	Eff. Tranchant	1.21
DR1b	1025	39.9	245	1.96	1320	1010	3.08	0.36	0.80	1075	1010	Poinçonnement	1.02
DR1c	910	40.8	245	1.28	1190	768	2.83	0.37	0.80	1016	768	Poinçonnement	1.18
DR2a	961	38.9	247	1.97	1500	1064	2.90	0.28	0.61	1034	1034	Eff. Tranchant	0.93
DR2b	857	42.0	247	1.97	1060	926	3.07	0.37	0.61	1050	926	Poinçonnement	0.93
DR2c	719	42.4	247	1.29	960	710	2.82	0.38	0.61	972	710	Poinçonnement	1.01
												MOYENNE	1.05
												COV	0.12

* : Périmètre de contrôle autour des deux charges au bord du porte-à-faux

** : Périmètre de contrôle autour des quatre charges concentrées

Tableau 4.2 : Comparaison entre les résistances mesurées lors des essais ($V_{R,essai}$) et celles estimées selon la méthode basée sur la SIA 262²⁰⁰³ ($V_{R,calc}$) avec une estimation basée sur le champ de cisaillement du périmètre de contrôle au poinçonnement (figure 3.2)

	calcul poinçonnement						calcul effort tranchant					Résultats	
	$V_{R,essai}$ [kN]	f_c [N/mm ²]	d [mm]	u_{C-C} [m]	V_{flex} [kN]	$V_{R,calc}$ [kN]	u_{elas} [m]	m_E/V_R	ρ [%]	$V_{R,calc}$ [kN]	V_R [kN]	Mode rupture	$V_{R,essai}/V_{R,calc}$
DR1a*	1396	39.1	171	2.00	1600	1328							
DR1a**	1396	39.1	221	2.79	1600	1256	3.32	0.31	0.80	1179	1179	Eff. Tranchant	1.18
DR1b	1025	39.9	245	1.94	1320	1004	3.08	0.36	0.80	1075	1004	Poinçonnement	1.02
DR1c	910	40.8	245	1.24	1190	744	2.83	0.37	0.80	1016	744	Poinçonnement	1.22
DR2a	961	38.9	247	2.14	1500	1116	2.90	0.28	0.61	1034	1034	Eff. Tranchant	0.93
DR2b	857	42	247	1.94	1060	920	3.07	0.37	0.61	1050	920	Poinçonnement	0.93
DR2c	719	42.4	247	1.24	960	692	2.82	0.38	0.61	972	692	Poinçonnement	1.04
												MOYENNE	1.05
												COV	0.12

* : Périmètre de contrôle autour des deux charges au bord du porte-à-faux

** : Périmètre de contrôle autour des quatre charges concentrées

Les résultats obtenus en suivant l'approche basée sur la SIA 262²⁰⁰³ montrent une meilleure corrélation vis-à-vis des résultats expérimentaux qu'en utilisant des approches basées sur d'autres normes (ACI 318²⁰⁰⁵ et EC-2²⁰⁰⁴) selon une étude présentée dans Vaz Rodrigues et al.^{2008a}.

5. Calcul par étapes

En général, la précision de l'évaluation de la résistance au cisaillement des dalles de roulement peut être améliorée si des calculs permettent de raffiner certaines hypothèses prudentes préalablement adoptées sont effectués. Cette approche permet ainsi une précision grandissante mais réclame un effort d'analyse de plus en plus grand à chaque raffinement, voir figure 5.1. Par conséquent, une approche raisonnable consiste à vérifier la résistance au cisaillement de la dalle par étapes, avec l'approche la plus simple et la plus prudente possible au début et de raffiner les résultats obtenus si la résistance demeure insuffisante. Un exemple d'application de ce principe est présenté dans l'annexe C de ce document.

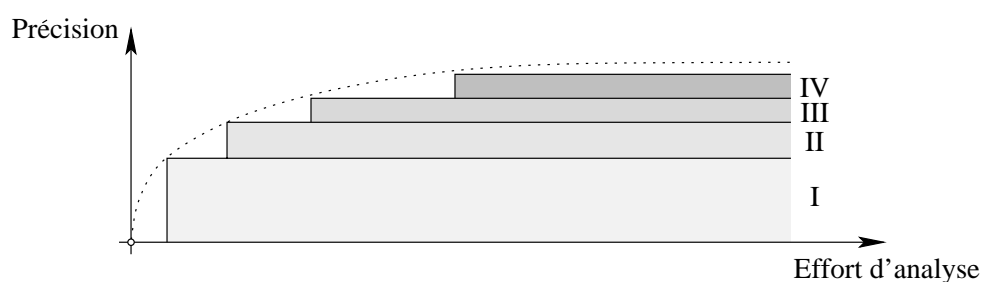


Figure 5.1 : Principe de l'analyse par étapes dans la vérification au cisaillement d'une dalle de roulement

Résistance à l'effort tranchant

Pour la vérification à l'effort tranchant de la dalle de roulement, les étapes suivantes sont envisageables :

- I. Détermination de l'effort tranchant de dimensionnement par unité de longueur (v_d) dans la section de contrôle en utilisant les abaques des annexes A et B pour les charges concentrées et contrôle de la résistance en admettant que les armatures sont proches de la limite d'écoulement (armatures en phase élastique, mais $m_d/m_{Rd} = 1$).
- II. Détermination de l'effort tranchant et du moment transversal de dimensionnement par unité de longueur (v_d et m_d) dans la section de contrôle en utilisant les abaques des annexes pour les actions concentrées et contrôle de la résistance à l'effort tranchant avec le rapport m_d / m_{Rd} (armatures en phase élastique).
- III. Les valeurs des actions de dimensionnement obtenues à l'étape précédente (v_d et m_d) peuvent normalement être diminuées en tenant compte de la déformabilité des goussets et des âmes. Ce raffinement est possible avec une modélisation par éléments finis de la dalle de roulement et des charges agissantes avec un temps de travail raisonnable.
- IV. Pour des cas spéciaux, les actions obtenues à l'étape III peuvent être encore raffinées à l'aide d'une analyse non-linéaire du champ de cisaillement. Cette étude nécessite néanmoins d'une certaine expérience et requiert un temps de préparation de données et d'interprétation des résultats conséquent.

Résistance au poinçonnement

La succession des étapes suivantes est envisageable lors de la vérification du poinçonnement de dalles de roulement :

- I. Calcul de la résistance en estimant le périmètre de contrôle et la longueur équivalente du plancher ℓ sur la base des règles géométriques décrites au chapitre 3 et des estimations de V_{flex} basées sur les armatures disposées dans le sens longitudinal ou transversal de la dalle (selon les règles énoncées au chapitre 3).
- II. Raffinement de la valeur de V_{flex} par une optimisation du mécanisme de rupture à la flexion à l'aide de la méthode des lignes de rupture.
- III. Optimisation de la valeur du périmètre de contrôle avec une analyse du champ de cisaillement élastique-linéaire de la dalle selon la méthodologie expliquée au chapitre 2.
- IV. Pour des cas spéciaux, une analyse non-linéaire de la courbe charge-rotation de la dalle peut être effectuée. Cette approche permet de raffiner l'évaluation de la longueur équivalente du plancher (ℓ), estimée sur la base des règles géométriques simples décrites le chapitre 3. L'utilisation de la courbe charge-rotation et du critère de rupture de la théorie de la fissure critique (exprimé en fonction de la rotation maximale de la dalle, voir Muttoni²⁰⁰⁸) est également envisageable. Cette dernière étape requiert néanmoins une certaine expérience dans l'analyse non-linéaire des dalles et un temps de préparation des données et d'interprétation des résultats conséquent.

6. Conclusions

Ce document présente les résultats d'une recherche expérimentale et théorique effectuée sur le comportement des dalles de roulement de ponts routiers. Les résultats de cette recherche montrent pour le dimensionnement et la vérification que :

1. La résistance d'une dalle de roulement peut être contrôlée par différents modes de rupture, notamment la résistance à la flexion, la résistance à l'effort tranchant et la résistance au poinçonnement de la dalle.
2. Les ruptures par flexion de la dalle sont ductiles (avec des flèches bien visibles). Le dimensionnement de l'armature nécessaire pour la reprise des moments de flexion peut être effectué sur la base d'une analyse élastique des efforts de réduction et d'un dimensionnement plastique des armatures. Une vérification de la capacité à la flexion de la dalle peut être effectuée avec la méthode des lignes de rupture.
3. Les ruptures par cisaillement se présentent sous forme de poinçonnements locaux autour des charges concentrées ou de ruptures d'effort tranchant proche des encastremements des dalles ou dans les zones de discontinuité en présence de goussets. Ces modes de ruptures sont fragiles avec des signes prémonitoires peu évidents. En revanche, ils engendrent des ruptures locales qui se propagent difficilement.
4. Si les dalles de roulement ont des bordures, l'effort tranchant proche des encastremements des porte-à-faux est diminué. En revanche, des concentrations d'effort tranchant se développent à proximité des bordures, ce qui doit être vérifié dans certains cas.
5. Un calcul de la résistance à l'effort tranchant et au poinçonnement peut être effectué selon la norme SIA 262²⁰⁰³. Une méthodologie possible est présentée dans ce document.
6. L'approche basée sur la SIA 262²⁰⁰³ donne une très bonne estimation de la résistance au cisaillement des dalles de roulement. Ceci est confirmé par une série expérimentale effectuée dans le cadre de cette recherche ainsi que par la comparaison des résultats obtenus avec des simulations numériques plus générales.
7. Cette méthodologie permet en outre de suivre une approche par étapes lors de la détermination de la résistance au cisaillement d'une dalle de roulement, où des résultats plus précis sont obtenus avec un effort de calcul grandissant à chaque étape.

Annexe A. Abaques de dimensionnement des porte-à-faux

Cette annexe présente les efforts tranchants et les moments de dimensionnement obtenus selon une analyse élastique-linéaire pour des porte-à-faux des dalles de roulement soumis aux charges concentrées de la SIA 261²⁰⁰³ ($\alpha_{Qi} = 0.9$). Le poids propre des éléments porteurs, non-porteurs et la charge utile uniformément répartie ne sont pas considérés dans les diagrammes.

Effort tranchant maximal et moments concomitants

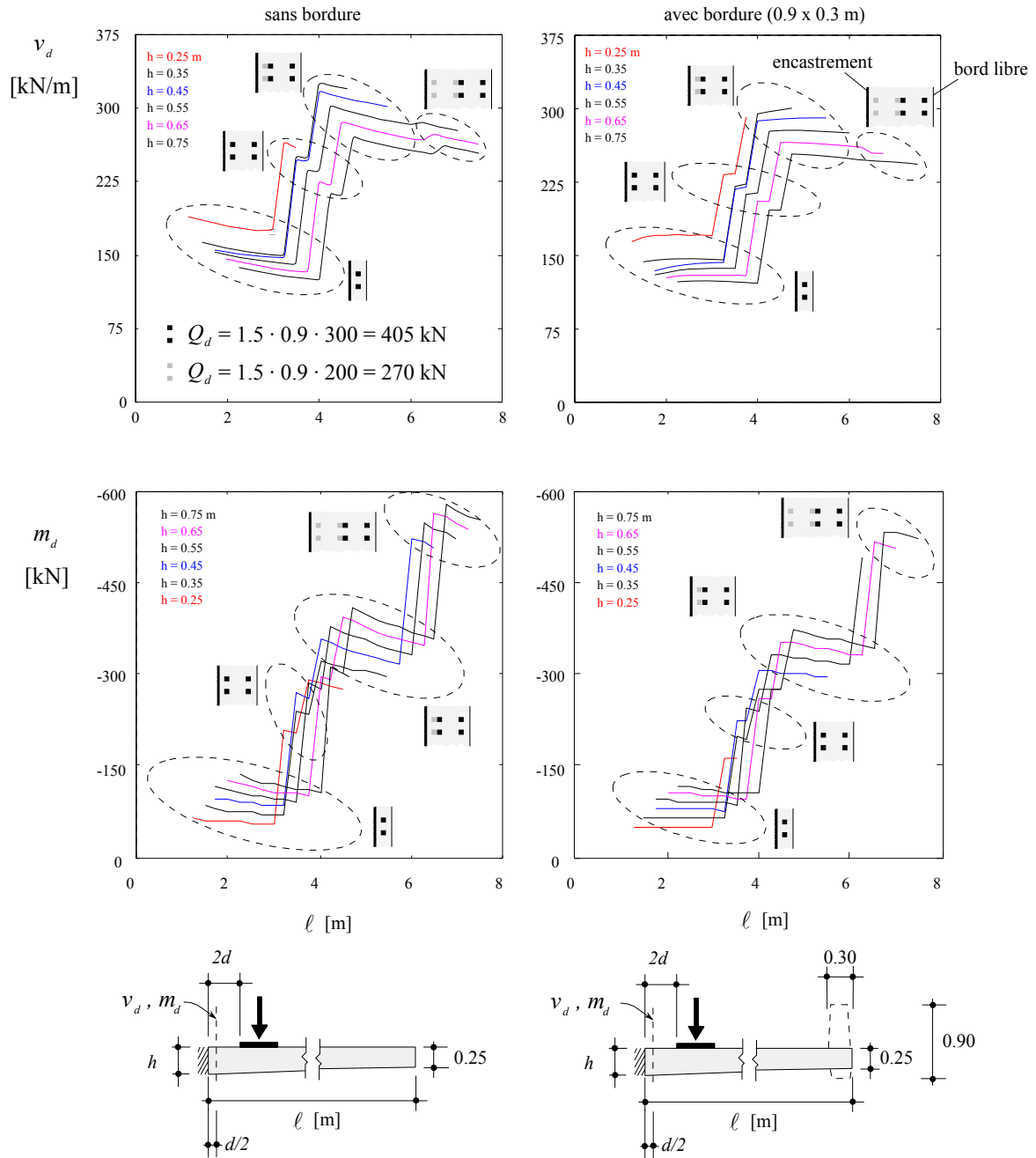


Figure A.1: Effort tranchant maximal de dimensionnement à une distance de $d/2$ du bord encastré et moment de flexion transversal concomitant (combinaison 1 des charges concentrées).

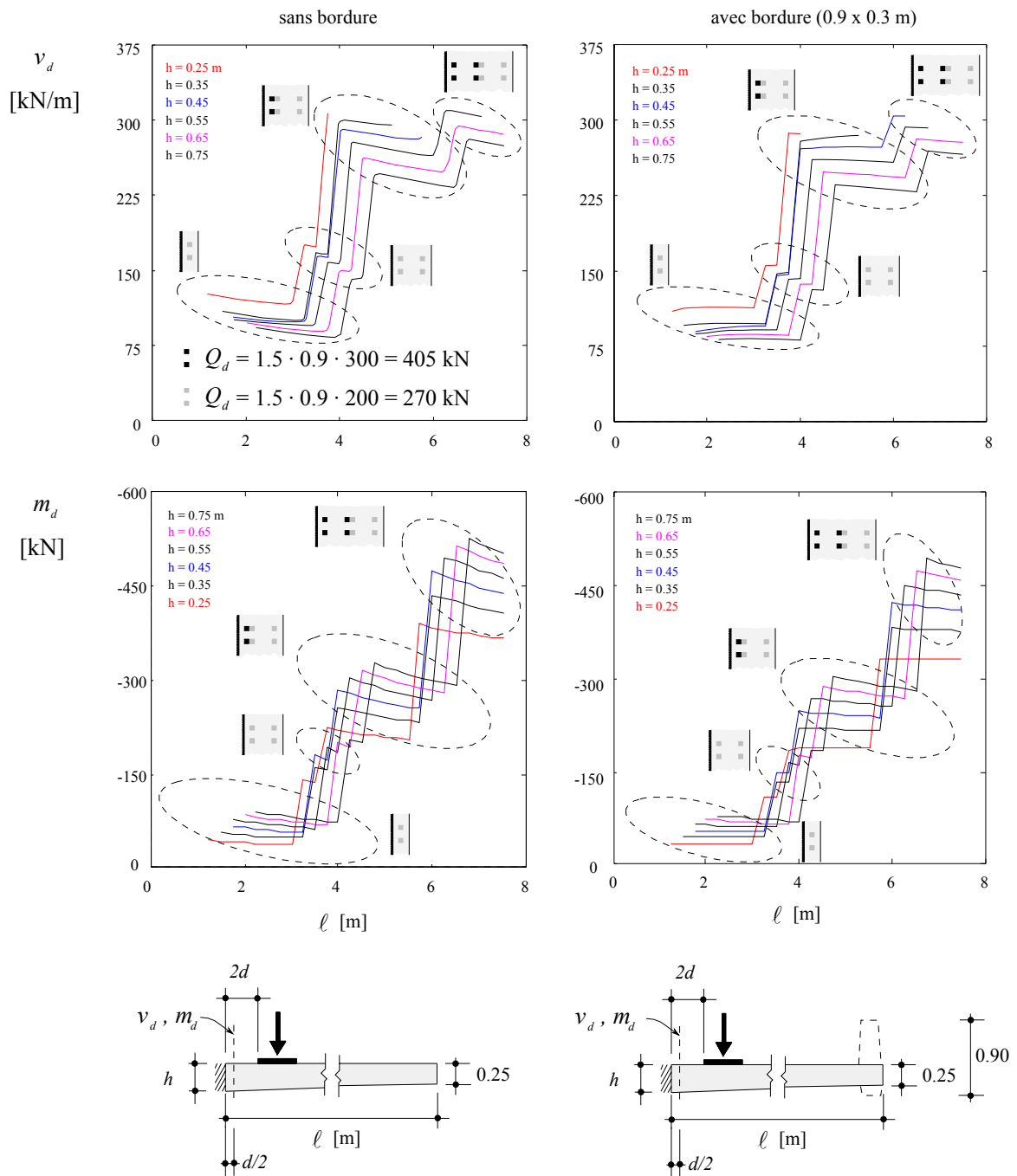


Figure A.2: Effort tranchant maximal de dimensionnement à une distance de $d/2$ du bord encastré et moment de flexion transversal concomitant (combinaison 2 des charges concentrées).

Moments de flexion maximaux

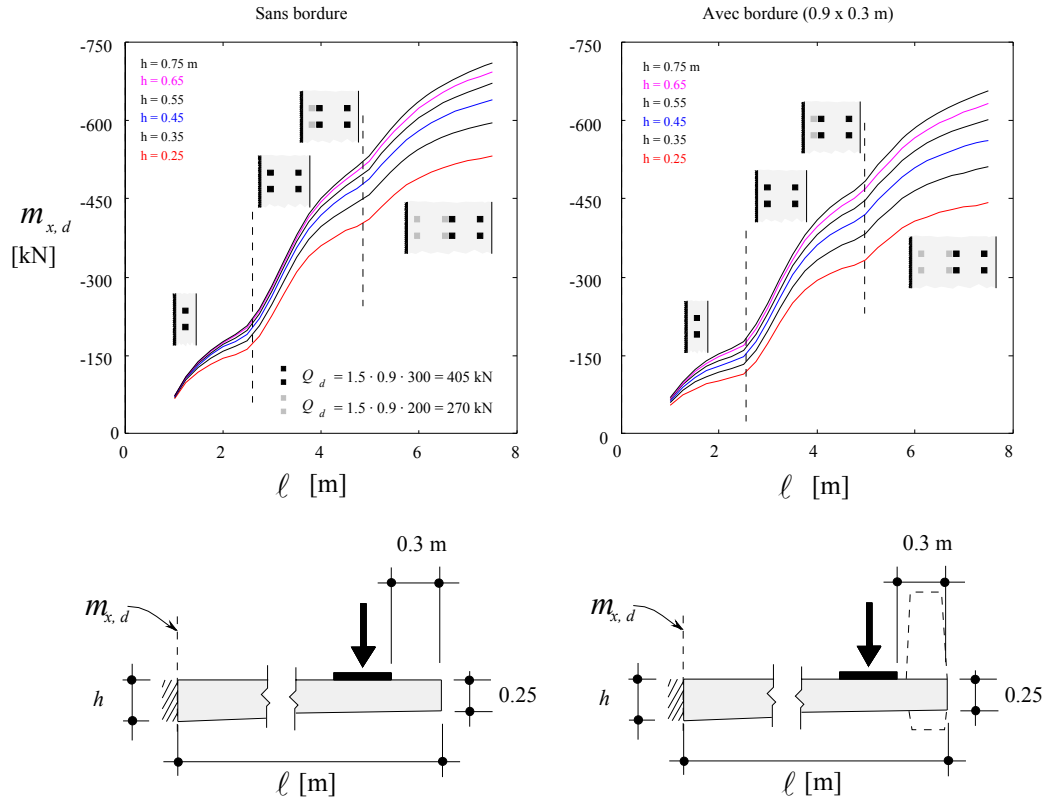


Figure A.3: Moments transversaux maximaux de dimensionnement à l'encastrement en fonction de la longueur du porte-à-faux, et de la participation de la bordure.

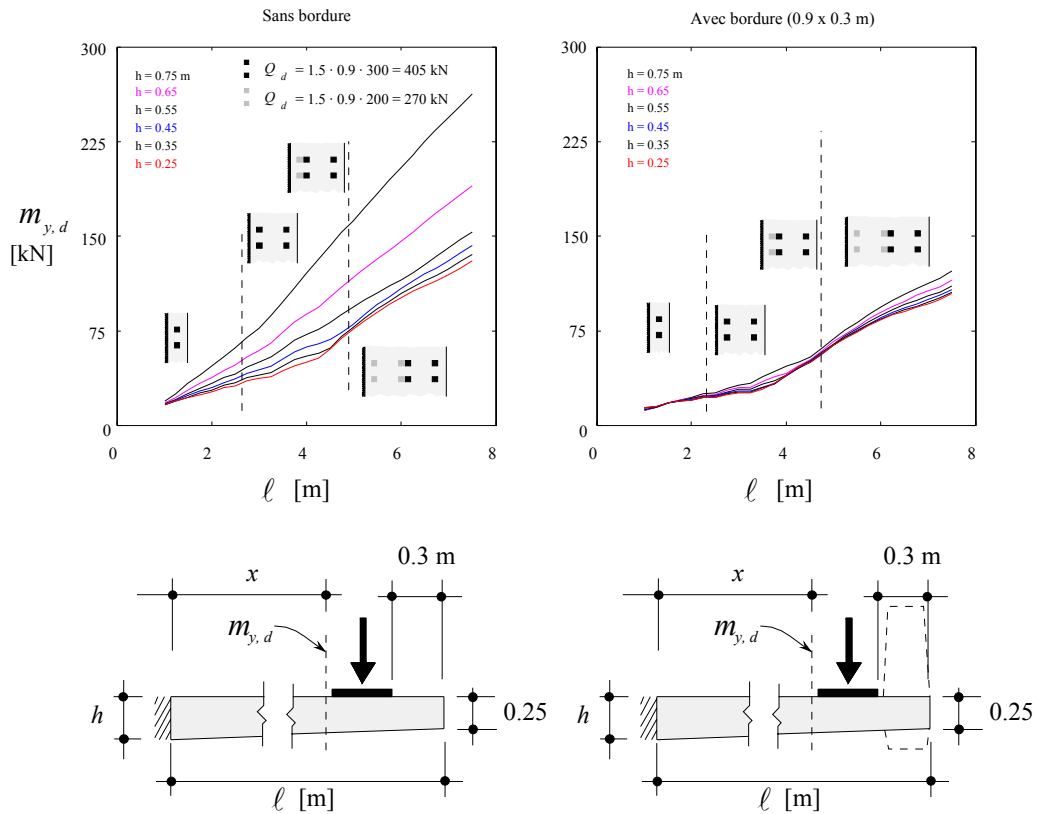


Figure A.4: Moments de flexion longitudinaux maximaux de dimensionnement en fonction de la longueur du porte-à-faux, et de la participation de la bordure.

Annexe B. Abaques de dimensionnement de la zone entre âmes

Cette annexe présente les efforts tranchants et les moments de dimensionnement obtenus selon une analyse élastique-linéaire pour la zone entre âmes des dalles de roulement soumise aux charges concentrées de la SIA 261²⁰⁰³ ($\alpha_{Qi} = 0.9$). Le poids propre des éléments porteurs, non-porteurs et la charge utile uniformément répartie ne sont pas considérés dans les diagrammes.

Effort tranchant maximal et moments concomitants

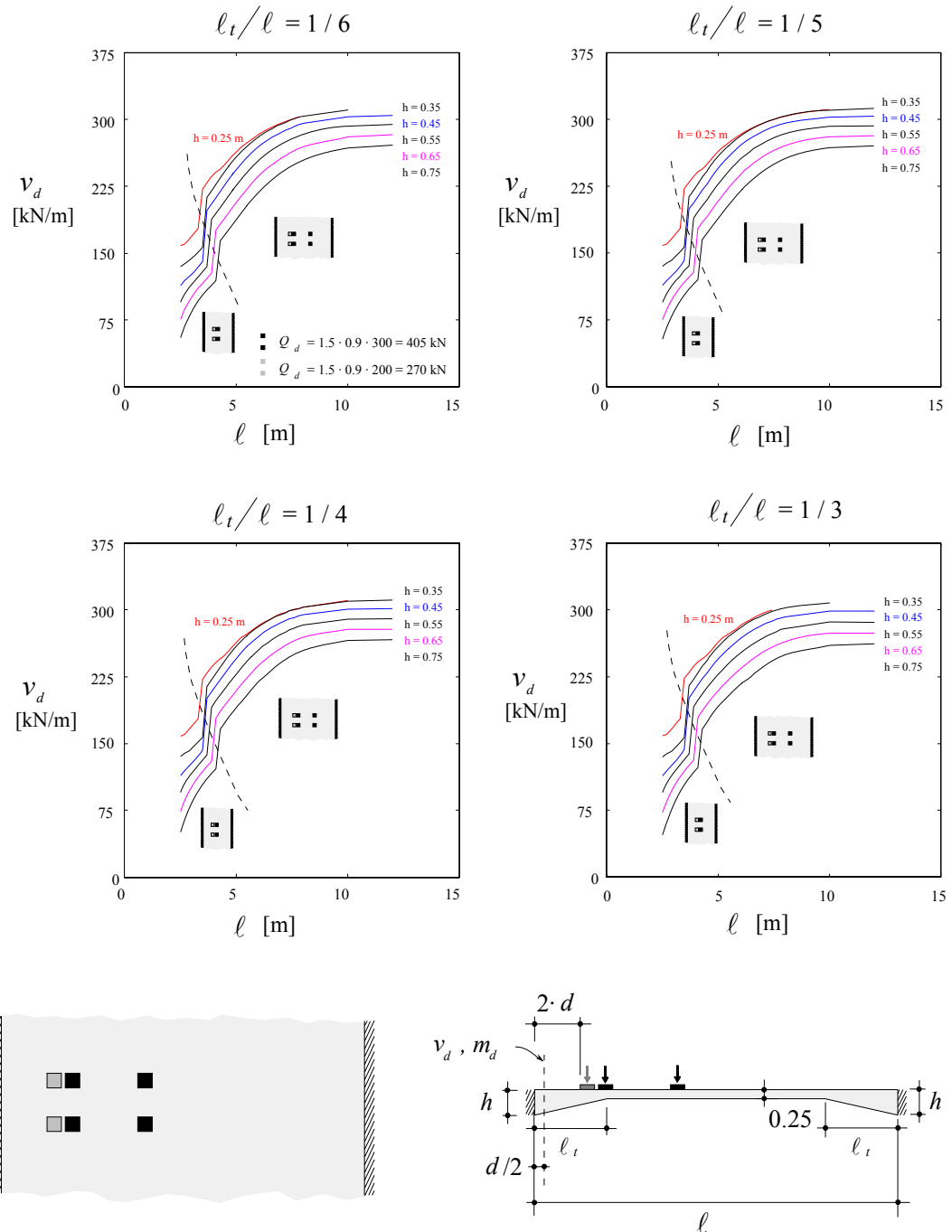


Figure B.1: Effort tranchant maximal de dimensionnement à une distance de $d/2$ du bord encastré en fonction de la longueur de la portée centrale.

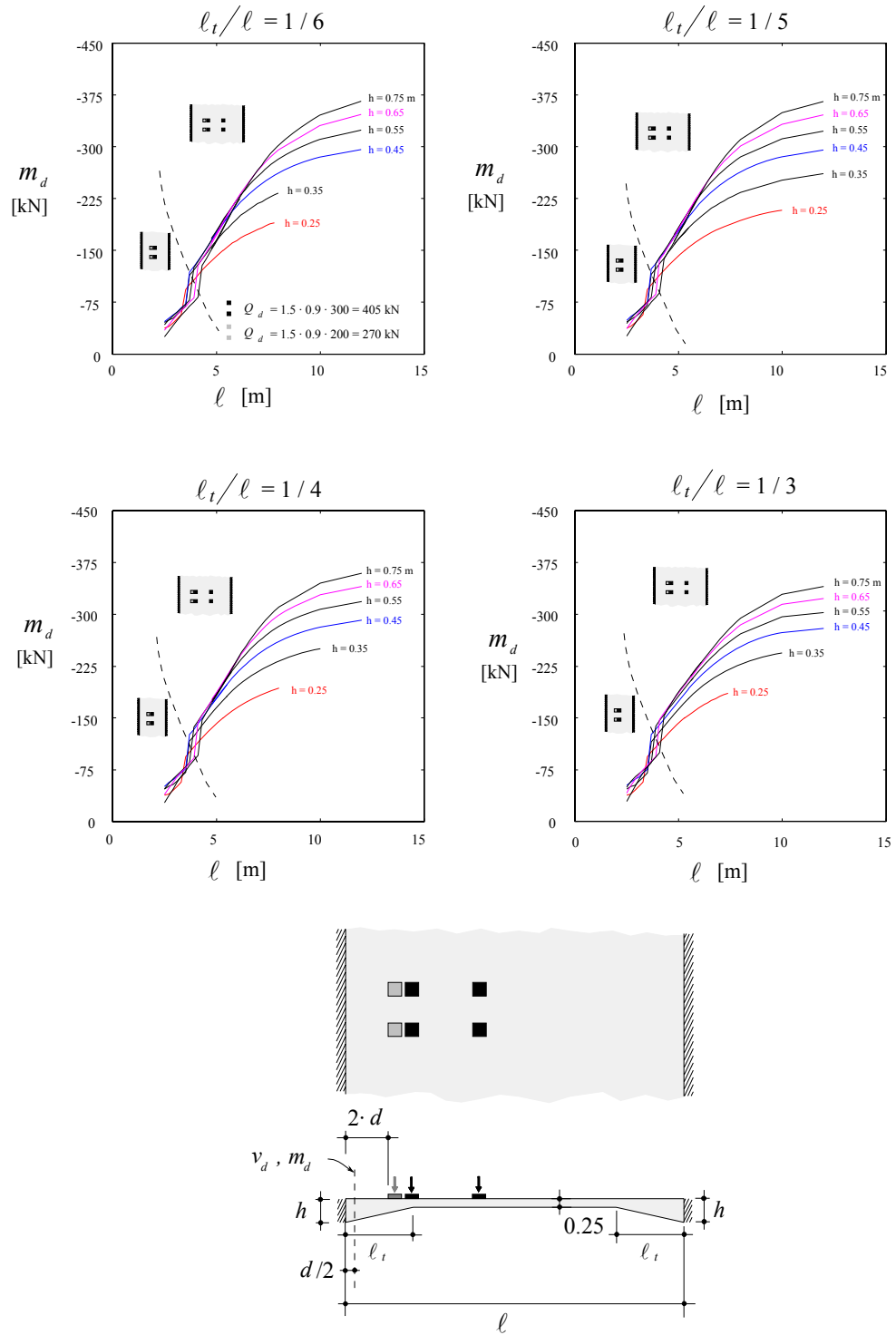


Figure B.2: Moments de flexion concomitants pour les charges une distance de $d/2$ du bord encastré en fonction de la longueur de la portée centrale.

Moments négatifs maximaux, flexion transversale

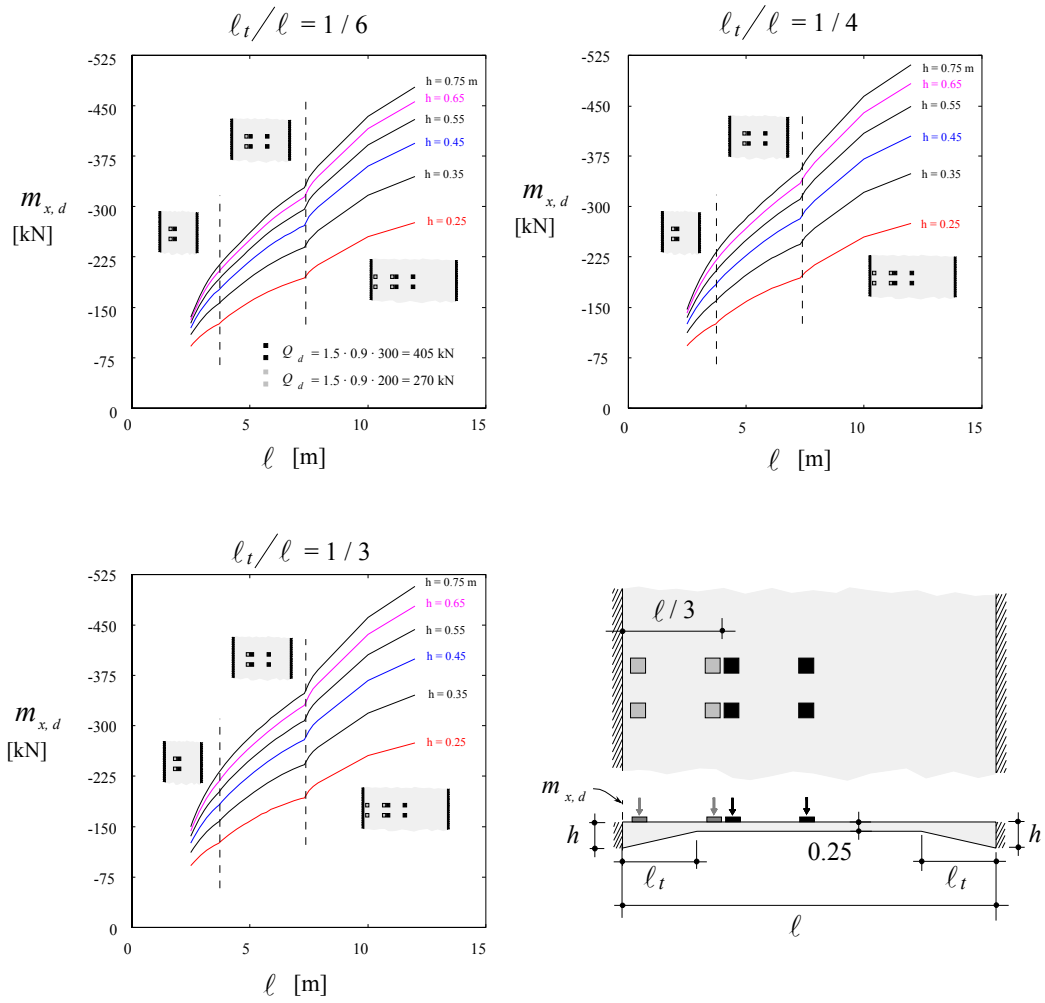


Figure B.3: Moments de flexion transversaux maximaux de dimensionnement à l'encastrement en fonction de la longueur de la portée centrale (charges disposées à un tiers de la portée centrale).

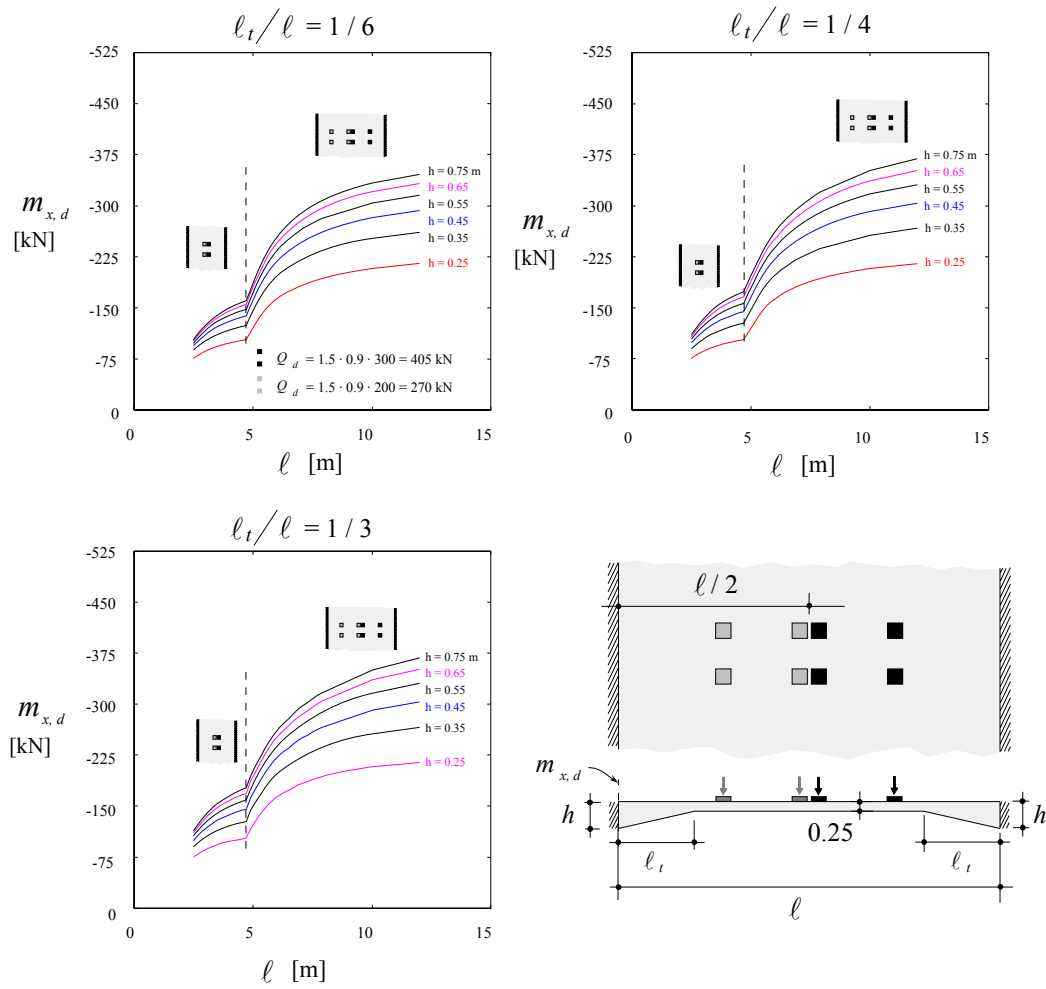


Figure B.4: Moments de flexion transversaux maximaux de dimensionnement à l'encastrement en fonction de la longueur de la portée centrale (charges disposées au milieu de la portée centrale).

Moments positifs maximaux, flexion transversale

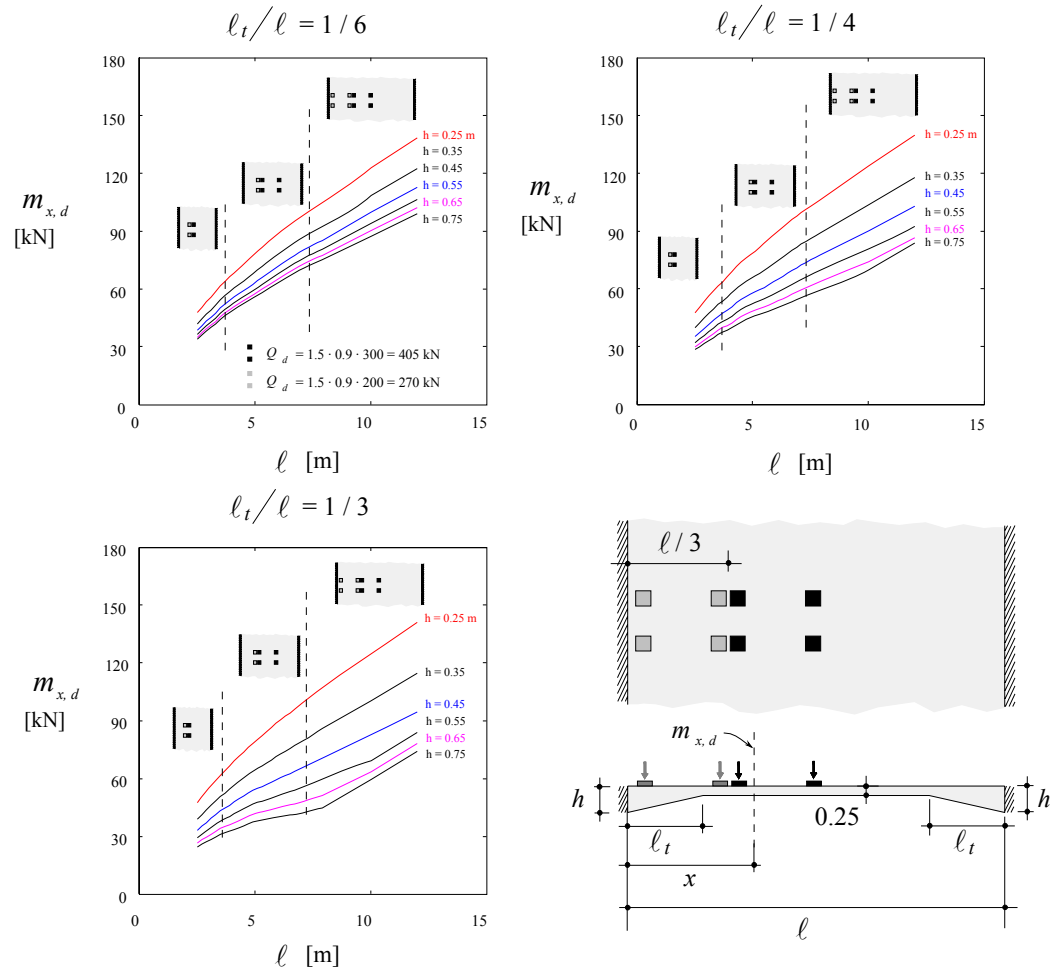


Figure B.5: Moments de flexion transversaux maximaux de dimensionnement au droit des charges en fonction de la longueur de la portée centrale (charges disposées à un tiers de la portée centrale, $0.4l \leq x \leq 0.6l$).

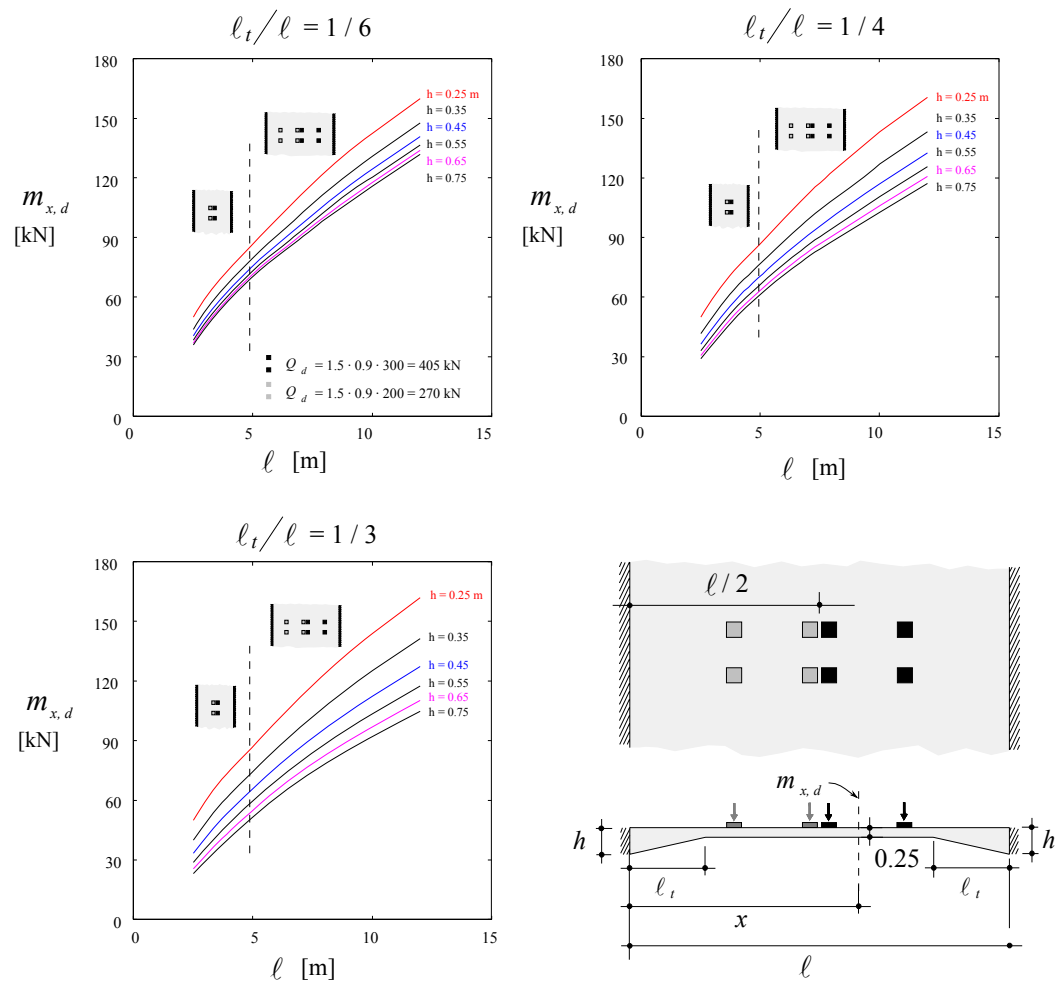


Figure B.6: Moments de flexion transversaux maximaux de dimensionnement au droit des charges en fonction de la longueur de la portée centrale (charges disposées au milieu de la portée centrale, $0.4l \leq x \leq 0.6l$).

Moments positifs maximaux, flexion longitudinale

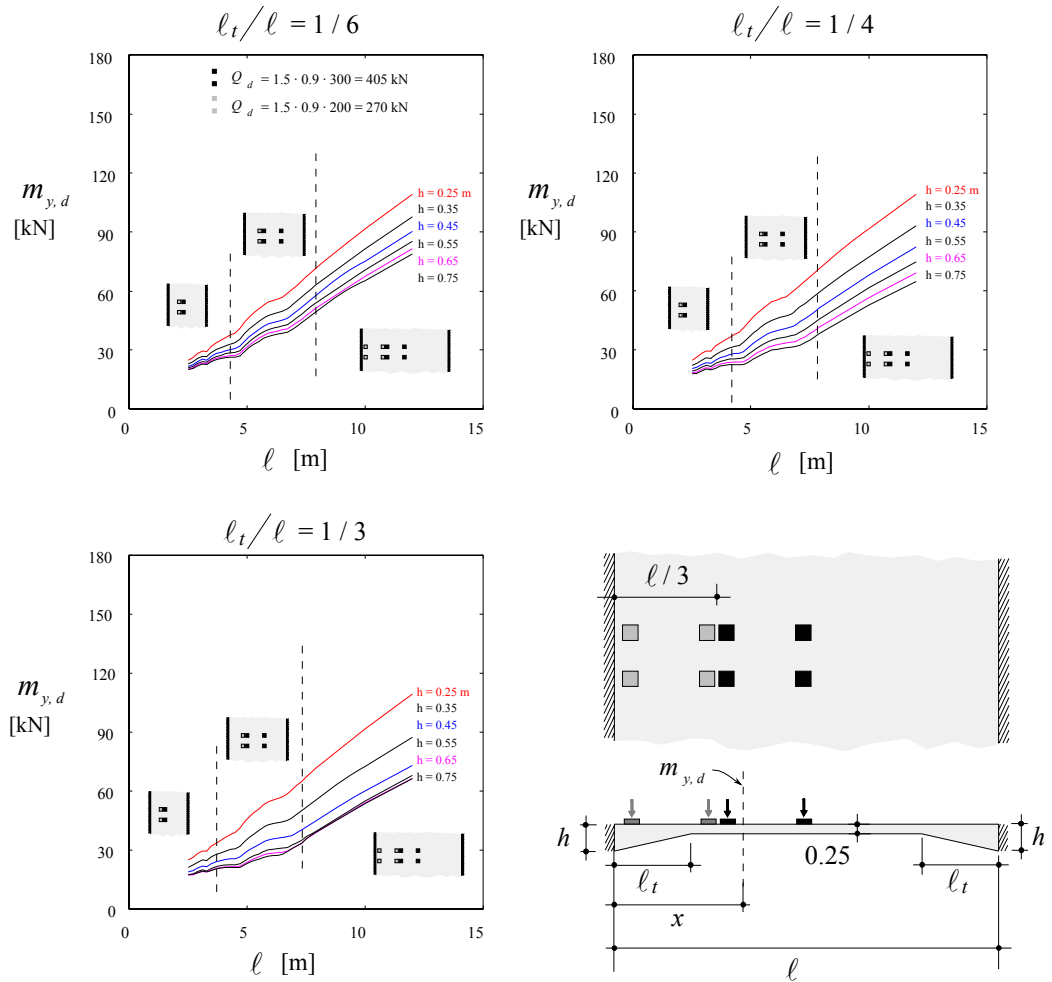


Figure B.7: Moments de flexion longitudinaux maximaux de dimensionnement au droit des charges en fonction de la longueur de la portée centrale (charges disposées à un tiers de la portée centrale, $0.2\ell \leq x \leq 0.6\ell$).

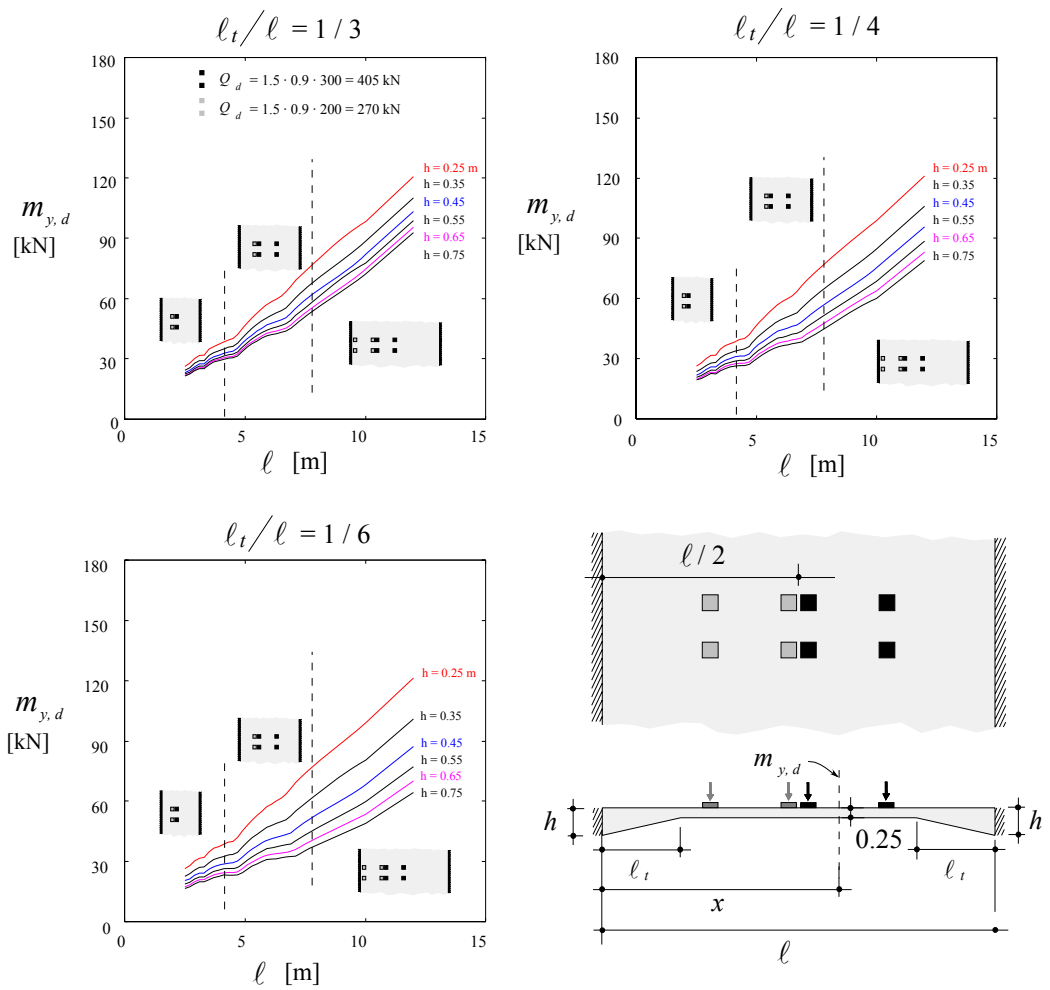


Figure B.8: Moments de flexion longitudinaux maximaux de dimensionnement au droit des charges en fonction de la longueur de la portée centrale (charges disposées à la moitié de la portée centrale, $0.2\ell \leq x \leq 0.6\ell$).

Annexe C. Exemple pratique

Dans cette annexe, la dalle de roulement d'un pont caisson construit par encorbellement dans les années 1970 est vérifiée en suivant l'approche par étapes décrite dans ce rapport. La vérification est faite sur la base des actions actualisées et en admettant qu'une série de carottages est à disposition pour la détermination des propriétés du béton. Dans cet exemple, la diffusion des charges grâce au revêtement (voir chapitre 2) n'est pas considérée.

Géométrie et armatures dans la dalle de roulement

La figure C.1 montre un aperçu de la géométrie de la dalle de roulement ainsi que des armatures.

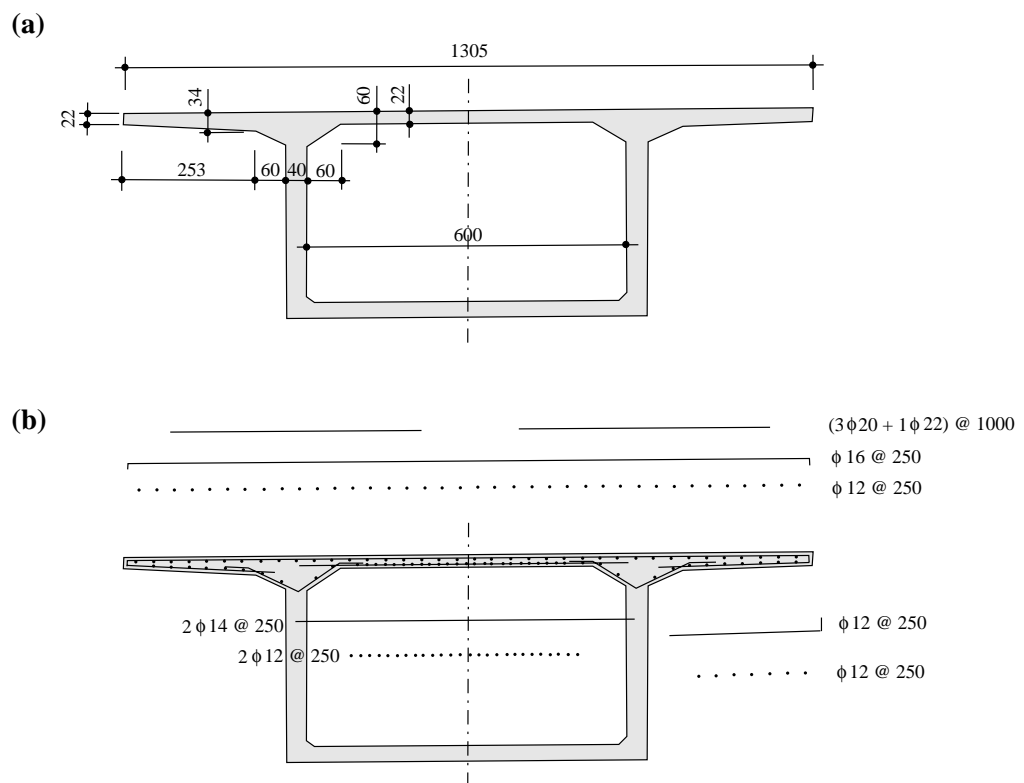


Figure C.1 Dalle de roulement étudiée : (a) géométrie (cotes en [cm]) ; (b) armatures dans la dalle de roulement (cotes en [mm])

La dalle de roulement a une largeur de 13.05 m, constituée par deux porte-à-faux de 3.13 m et par une dalle interne de 6 m. Tant les porte-à-faux que la dalle interne ont des goussets avec une épaisseur variable entre 60 cm au droit des âmes et 34 cm (fin du gousset des porte-à-faux) ou 22 cm (fin du gousset de la dalle interne). L'enrobage des armatures est admis égal à 25 mm.

Propriétés des matériaux

Béton

Les valeurs indiquées dans le tableau C.1 ont été obtenues à partir de carottages de la dalle de roulement (élançement des carottes $\phi/l \approx 1$).

Tableau C.1 : Résistance à la compression des carottes

Carotte	Résistance à la compression [N/mm ²]
1	46.8
2	49.5
3	52.7
4	59.4
5	49.7

Sur la base de ces résultats, la résistance caractéristique à la compression du béton peut être estimée à l'aide de la norme SIA 262.220²⁰⁰⁷. Selon cette norme, la méthode B décrite dans § 7.3.1 doit être appliquée, car seuls cinq résultats sont disponibles. La résistance caractéristique à la compression dans la structure est donc estimée selon l'expression suivante:

$$f_{ck, is} = \min(f_{m(n), is} - k; f_{is, min} + 4 \text{ [N/mm}^2 \text{]})$$

où $f_{ck, is}$ est la résistance caractéristique à la compression dans la structure (mesurée sur cube, compte tenu du rapport longueur/diamètre des carottes), $f_{m(n), is}$ est la moyenne des résultats des essais de compression, $f_{is, min}$ est la valeur minimale de la résistance à la compression des essais, et k est une marge qui vaut 7 N/mm² (car cinq résultats sont disponibles). Par conséquent, la résistance caractéristique dans la structure résulte :

$$f_{ck, is} = \min(51.6 - 7; 46.8 + 4) = 44.6 \text{ N/mm}^2$$

A partir de cette valeur, la résistance caractéristique à la compression du béton sur cube est estimée à l'aide de l'expression suivante (§6, SIA 262.220²⁰⁰⁷):

$$f_{ck, cube} = \frac{f_{ck, is}}{0.85} = 52.4 \text{ N/mm}^2$$

Le facteur 0.85 tient compte du fait que la résistance in situ est statistiquement inférieure de celle des échantillons produits lors de la construction. La résistance caractéristique sur cylindre (f_{ck}) vaut :

$$f_{ck} = f_{ck, cube} \cdot 0.82 = 43.0 \text{ N/mm}^2$$

où le facteur 0.82 tient compte de l'éclatement des échantillons.

Selon la SIA 262²⁰⁰³ (§ 4.2.1.3), et compte tenu du fait que la résistance a été mesurée après 28 jours, la valeur suivante de la contrainte limite de cisaillement (τ_{cd}) doit être utilisée pour considérer l'influence de la durée des actions:

$$\tau_{cd} = 0.85 \cdot \frac{0.3 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c}$$

où γ_c est le facteur partiel de sécurité du béton et ce coefficient 0.85 tient compte de la réduction de la résistance du béton due à l'effet des actions de longue durée (connu comme effet Rüsçh, voir Fernández Ruiz et al.²⁰⁰⁷). Cet effet, principalement dû au développement et progression de la microfissuration du béton, est appréciable pour des contraintes maintenues dans le béton supérieures au 40% de sa résistance (situation typique par exemple dans les dalles de toiture des parkings avec couverture de terre importantes, voir Muttoni et al.^{2008a}).

Par contre, dans le cas de la vérification d'une dalle de roulement, l'effort tranchant dû aux charges permanentes (poids propre, revêtement et bordures) est modeste par rapport à

l'effort tranchant dû à la charge utile (trafic) qui est essentiellement une charge de courte durée (et qui considère même des coefficients d'impact dynamique).

Par conséquent, dans la vérification de l'effort tranchant et du poinçonnement de la dalle de roulement, il n'est pas normalement nécessaire de considérer l'effet de Rüsç (ce qui constitue une dérogation à la norme SIA 262²⁰⁰³ selon le § 0.3). Par conséquent, la résistance au cisaillement de dimensionnement (τ_{cd}) adoptée vaut :

$$\tau_{cd} = \frac{0.3 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = 1.31 \text{ N/mm}^2$$

Acier

Dans ce cas, et compte tenu de la date de construction du pont, la valeur de la limite d'écoulement de l'acier est adoptée égale à $f_{sk} = 450 \text{ N/mm}^2$ (acier IIIb SIA 162 (1968), selon SIA 2018²⁰⁰⁴). Le coefficient partiel de résistance de l'acier est $\gamma_s = 1.15$

Actions

Les actions considérées lors de la vérification de la dalle de roulement sont résumées dans le tableau C.2.

Tableau C.2 : Actions considérées et coefficients de majoration

Action	Description et valeurs caractéristiques	Facteurs de charge
Poids propre des éléments porteurs	Poids du béton du caisson. Surface (A_c) calculée selon plans du pont: $g_{1k} = 25 \times A_c$ [kN/m]	1.35
Poids propre des éléments non porteurs	Poids du revêtement (g_{2k} , 12 cm d'épaisseur, poids spécifique 24 kN/m ³). Glissières et ancrage des glissières ($g_{3k} = 4$ kN/m)	1.35
Charge du trafic uniformément répartie	Selon modèle de charge 1 (SIA 261 ²⁰⁰³). Voie de 3 m de largeur avec $q_{k1} = 9$ kN/m ² ; reste de la chaussée avec $q_{k2} = 2.5$ kN/m ² . Coefficient $\alpha_{qi} = 0.50$ selon Meystre et Hirt ²⁰⁰⁶	1.50
Charges du trafic concentrées	Selon modèle de charge 1 (SIA 261 ²⁰⁰³). Groupe d'essieux $Q_{k1} = 600$ kN avec $\alpha_{Q1} = 0.70$, groupe d'essieu $Q_{k2} = 400$ kN avec $\alpha_{Q2} = 0.50$. Coefficients α_{Qi} selon Meystre et Hirt ²⁰⁰⁶	1.50

Il faut remarquer que les dimensions du revêtement et du béton n'ont pas été actualisées, de sorte que les facteurs de charges correspondantes ne peuvent pas être réduits.

Analyse de la dalle de roulement, zones en porte-à-faux

Dans cette section, la résistance des porte-à-faux de la dalle de roulement est analysée en utilisant la méthodologie par étapes (précision grandissante à chaque étape) proposée dans le chapitre 5.

Résistance au poinçonnement

I. Calcul basé sur la SIA 262²⁰⁰³

Le cas déterminant pour la résistance au poinçonnement est montré à la figure C.2, où le chariot est placé à l'extrémité du porte-à-faux (section avec hauteur statique minimale). Dans ce cas, la valeur de l'action de dimensionnement est :

$$v_d = \frac{V_d}{u} = 156 \text{ kN/m}$$

où le périmètre de contrôle déterminant est celui présenté à la figure C.2. ($u = 0.80 + (4+\pi/2) \cdot d = 2.0 \text{ m}$) et d est calculé au point d'application des charges ($d = 0.22 \text{ m}$).

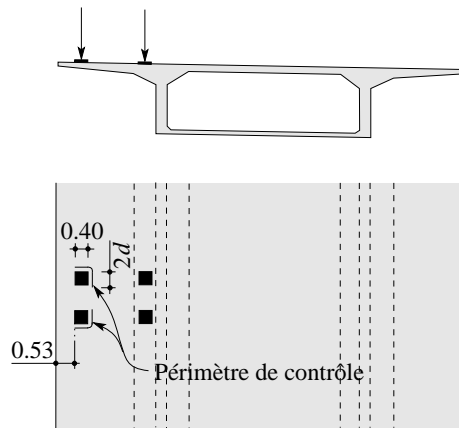


Figure C.2. Périmètre de contrôle pour la vérification du poinçonnement des porte-à-faux selon SIA 262²⁰⁰³, cotes en [m]

Lors de la vérification de la résistance, une analyse doit être effectuée tenant compte de l'armature disposée dans les deux directions :

1. Armature dans le sens transversal :

- le moment résistant adopté est égal au moment transversal résistant au centre de gravité des charges considérées (considérant comme ancrées 50 % des barres supplémentaires de l'armature de flexion supérieure ($3\phi 20+1\phi 22 @ 1000$)) : $m_{Rd} = 118 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$, ce qui donne $V_{flex,d} = 6 \cdot m_{Rd} = 708 \text{ kN}$.
- la longueur équivalente du plancher est égale à 2 fois la longueur du porte-à-faux (considéré encastré dans la section au milieu du gousset), soit $\ell = 5.7 \text{ m}$
- le rayon plastique résultant vaut $r_y = 0.25 \text{ m}$. Par conséquent, la résistance au poinçonnement est (en tenant compte de la valeur de la limite d'écoulement de dimensionnement de l'acier) :

$$v_{Rd} = \frac{1}{0.45 + 0.9 \cdot r_y \cdot \frac{f_{sd}}{435}} \cdot \tau_{cd} \cdot d = 441 \text{ kN/m}$$

Ce qui est largement suffisant pour garantir la sécurité structurale vis-à-vis du poinçonnement.

2. Armature dans le sens longitudinal :

- le moment résistant adopté est égal au moment longitudinal résistant moyen dans le porte-à-faux (armatures supérieure et inférieure égales) : $m_{Rd} = 38 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$, ce qui donne $V_{flex,d} = 12 \cdot m_{Rd} = 456 \text{ kN}$.
- la longueur équivalente du plancher est égale à 2 fois la longueur du porte-à-faux : $\ell = 5.7 \text{ m}$
- le rayon plastique résultant vaut $r_y = 0.49 \text{ m}$. Par conséquent, la résistance au poinçonnement vaut $v_{Rd} = 342 \text{ kN/m}$, suffisante encore une fois.

Le coefficient de conformité v_{Rd}/v_d peut être obtenu à partir d'un calcul itératif de k_r (où r_y est calculé à partir de la valeur v_{Rd} de l'itération précédente, voir Muttoni et al^{2008a}) pour le cas de l'armature longitudinale du pont (cas déterminant). Ceci donne une valeur $v_{Rd}/v_d = 1.43$.

II. Calcul aux éléments finis

Un calcul plus raffiné de la résistance au poinçonnement peut être effectué sur la base d'une modélisation non-linéaire du comportement de la dalle du pont avec la méthode des éléments finis (Vaz Rodrigues²⁰⁰⁷).

La figure C.3 montre les résultats d'une telle analyse. L'effort de cisaillement maximal par unité de longueur vaut $v_d = 150$ kN/m, ce qui permet d'estimer le périmètre de contrôle à $u = V_d/v_d = 2.1$ m (valeur très similaire à celle obtenue dans l'approche I). La charge de rupture au poinçonnement peut donc être calculée à partir de l'intersection de la courbe charge-rotation (suivant une analyse non linéaire du pont) et du critère de rupture (exprimée par rapport à V_d en tenant compte de la valeur de u , voir chapitre 5). Le résultat, voir figure C.3, mène à un coefficient de conformité v_{Rd}/v_d égal à 1.48. Cette valeur est suffisante et reste très proche à celle estimée avec la méthode simplifiée.

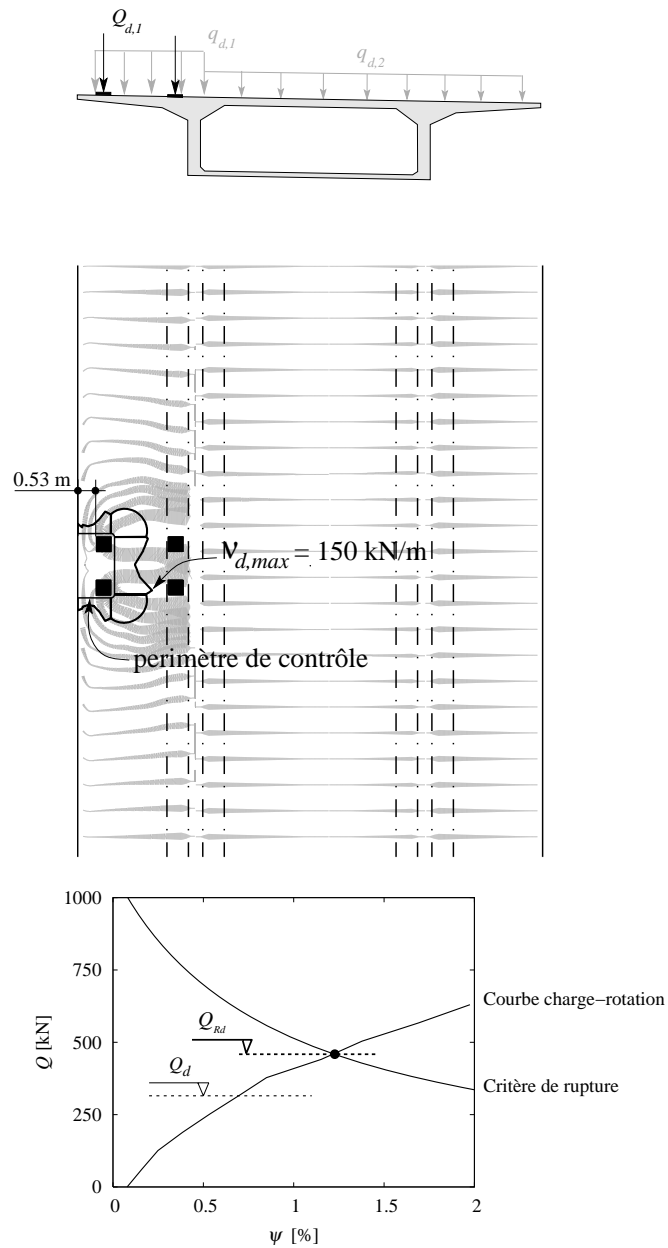


Figure C.3. Champ de cisaillement (cotes en [m]) et courbe charge-rotation pour la situation déterminante pour le poinçonnement du porte-à-faux

Résistance à l'effort tranchant

I. Calcul basé sur abaques, estimation prudente de la déformation des armatures

La résistance à l'effort tranchant peut être estimée sur la base des actions de dimensionnement ainsi qu'à l'aide des abaques de l'annexe A de ce document pour la détermination de l'effort tranchant dû aux charges ponctuelles. Pour ceci, la longueur du porte-à-faux des abaques est admise égale à la longueur du porte-à-faux à partir de la fin du gousset et les valeurs des abaques sont multipliés par un coefficient 0.66 (valeur qui tient compte de la moyenne des coefficients α actualisés par rapport au coefficient $\alpha = 0.90$ des abaques) :

$$v_d = (v_{d,g1} + v_{d,g2} + v_{d,g3} + v_{d,q}) + v_{d,Q} = 52 + 121 = 173 \text{ kN/m}$$

La résistance est estimée en admettant qu'à l'état ultime de rupture, les armatures de flexion sont proches de leur limite d'écoulement ($m_d = m_{Rd}$) sans développement de redistributions plastiques (abaques élastiques-linéaires, avec $d = 0.30 \text{ m}$) :

$$v_{Rd} = k_d \cdot \tau_{cd} \cdot d = \frac{1}{1 + 2.2 \cdot d \cdot \frac{f_{sd}}{435}} \cdot \tau_{cd} \cdot d = 246 \text{ kN/m}$$

ce qui montre une résistance suffisante ($v_d < v_{Rd}$) avec un coefficient de conformité $v_{Rd}/v_d = 1.42$

II. Calcul basé sur abaques, calcul de la déformation élastique des armatures

Bien que la résistance soit suffisante et qu'il n'est donc pas nécessaire de raffiner le calcul, une amélioration peut facilement être effectuée sur la base des moments élastiques (obtenus des abaques de l'annexe A pour les charges concentrées).

$$m_d = (m_{d,g1} + m_{d,g2} + m_{d,g3} + m_{d,q}) + m_{d,Q} = 68 + 58 = 126 \text{ kNm/m}$$

Par conséquent, la résistance à l'effort tranchant vaut ($m_{Rd} = 234 \text{ kNm/m}$) :

$$v_{Rd} = k_d \cdot \tau_{cd} \cdot d = \frac{1}{1 + 2.2 \cdot \frac{m_d}{m_{Rd}} \cdot d \cdot \frac{f_{sd}}{435}} \cdot \tau_{cd} \cdot d = 298 \text{ kN/m}$$

ce qui conduit à un coefficient de conformité $v_{Rd}/v_d = 1.72$ (largement suffisant).

III. Calcul aux éléments finis (modèle linéaire)

Une estimation plus précise de la résistance à l'effort tranchant qui tient compte de la déformabilité du gousset peut être effectuée sur la base d'une analyse par éléments finis. En admettant un comportement élastique linéaire non fissuré, les résultats du tableau C.2 sont obtenus pour les positions de charge montrées à la figure C.4 (où les cas de charge (2) et (3) correspondent respectivement aux positions « A » et « B » de la figure 2.6)

Tableau C.2. Résultats obtenus avec une modélisation par éléments finis du pont

Cas de charge	v_d [kN/m]	m_d [kNm/m]	v_{Rd} [kN/m]	v_{Rd}/v_d
(1)	128	178	270	2.11
(2)	173	82	325	1.88
(3)	152	101	311	2.04

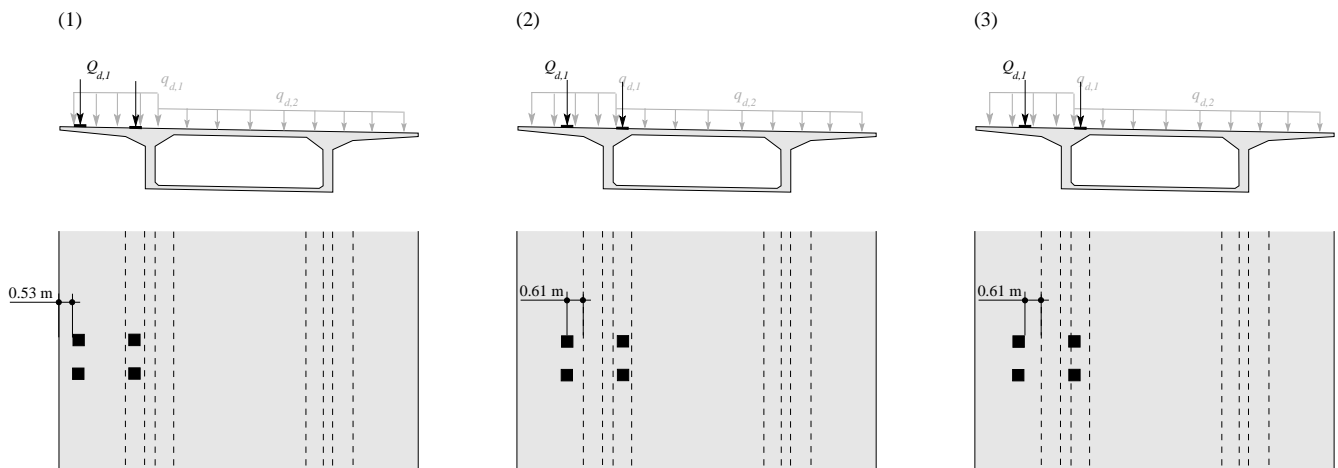


Figure C.4 : Positions de charge déterminantes (cotes en [m])

Les résultats des éléments finis permettent d'augmenter le coefficient de conformité de la dalle. Les différences sont dues principalement au fait que le gousset a une certaine déformabilité, ce qui réduit les valeurs des pointes des efforts tranchants et des moments.

Analyse de la dalle de roulement, zones entre âmes

La même démarche que dans la section précédente est suivie pour la vérification de la résistance de la dalle dans la zone entre âmes.

Résistance au poinçonnement

I. Calcul basé sur la SIA 262²⁰⁰³

Le cas déterminant pour la résistance au poinçonnement est montré à la figure C.5. Ce cas, avec les charges concentrées au milieu de la dalle, vise à obtenir l'effort tranchant maximal par unité de longueur avec le moment de flexion maximal concomitant. La valeur du périmètre de contrôle peut donc être estimée comme :

$$u = (16 + \pi) \cdot d = 3.35 \text{ m}$$

où la hauteur statique moyenne vaut $d = 175 \text{ mm}$.

Par conséquent, la valeur de l'action de dimensionnement résulte (tenant compte des essieux des deux chariots et en négligeant les charges réparties) :

$$v_d = \frac{V_d}{u} = \frac{1.5 \cdot (300 \cdot 0.7 + 200 \cdot 0.5)}{3.35} = \frac{465}{3.35} = 139 \text{ kN/m}$$

La vérification de la résistance selon la SIA 262²⁰⁰³ est effectuée par étapes. La méthodologie présentée dans le chapitre 5 est suivie :

1. Estimation prudente de la valeur de $V_{flex,d}$:

- Les armatures placées dans la direction longitudinale du pont sont déterminantes pour l'estimation de $V_{flex,d}$, car les moments résistants positif et négatif ($m_{Rd}^+ = 60 \text{ kNm/m}$; $m_{Rd}^- = 30 \text{ kNm/m}$) sont inférieures à ceux des armatures transversales. Par conséquent, la valeur de $V_{flex,d}$ est estimée comme :

$$V_{flex,d} = 2\pi \cdot m_{Rd}^+ + 2\pi \cdot m_{Rd}^- = 565 \text{ kN}$$

- La longueur équivalente du plancher est égale à la portée jusqu'au goussets, soit $\ell = 4.8 \text{ m}$
- Le rayon plastique vaut

$$r_y = 0.15 \cdot \ell \cdot \left(\frac{V_d}{V_{flex,d}} \right)^{3/2} = 0.53 \text{ m}$$

- et la résistance au poinçonnement :

$$v_{Rd} = \frac{1}{0.45 + 0.9 \cdot r_y \cdot \frac{f_{sd}}{435}} \cdot \tau_{cd} \cdot d = 259 \text{ kN/m}$$

Ce qui donne une résistance suffisante ($v_{Rd} > v_d$)

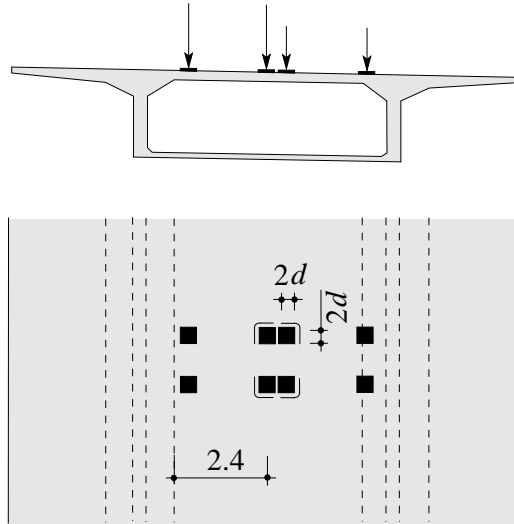


Figure C.5. Périmètre de contrôle pour la vérification du poinçonnement de la dalle interne avec SIA 262²⁰⁰³, cotes en [m]

2. Estimation de la valeur de $V_{flex,d}$ avec la méthode des lignes de rupture :

- Une meilleure estimation de la résistance à la flexion de la dalle peut être obtenue en utilisant la méthode des lignes de rupture (voir figure C.6) pour une charge concentrée appliquée à mi-travée. Dans ce cas, la valeur de $V_{flex,d}$ peut être déterminée comme :

$$V_{flex,d} = 4 \cdot \tan(\beta) \cdot (m_{Rd,lon}^- + m_{Rd,lon}^+) + 4 \cdot \cot(\beta) \cdot (m_{Rd,tr}^- + m_{Rd,tr}^+)$$

La minimisation de la charge $V_{flex,d}$ est obtenue pour un angle $\beta = 55^\circ$, ce qui donne $V_{flex,d} = 1102 \text{ kN}$.

Le mécanisme de la figure C.6 pourrait être optimisé avec la considération d'éventails dans les coins. Cependant, ceci n'est pas effectué dans le cadre de cet exemple car la considération d'une seule charge concentrée est une hypothèse prudente.

- La longueur équivalente du plancher est toujours équivalente à la portée jusqu'au gousset, soit $\ell = 4.8 \text{ m}$

- Le rayon plastique vaut donc

$$r_y = 0.15 \cdot \ell \cdot \left(\frac{V_d}{V_{flex,d}} \right)^{3/2} = 0.19 \text{ m}$$

- et la résistance au poinçonnement :

$$v_{Rd} = \frac{1}{0.45 + 0.9 \cdot r_y \cdot \frac{f_{sd}}{435}} \cdot \tau_{cd} \cdot d = 376 \text{ kN/m}$$

ce qui est une nouvelle fois suffisant $v_{Rd} > v_d$.

Le coefficient de conformité peut être obtenu à partir d'un calcul itératif de la résistance, ce qui donne $v_{Rd}/v_d = 1.84$.

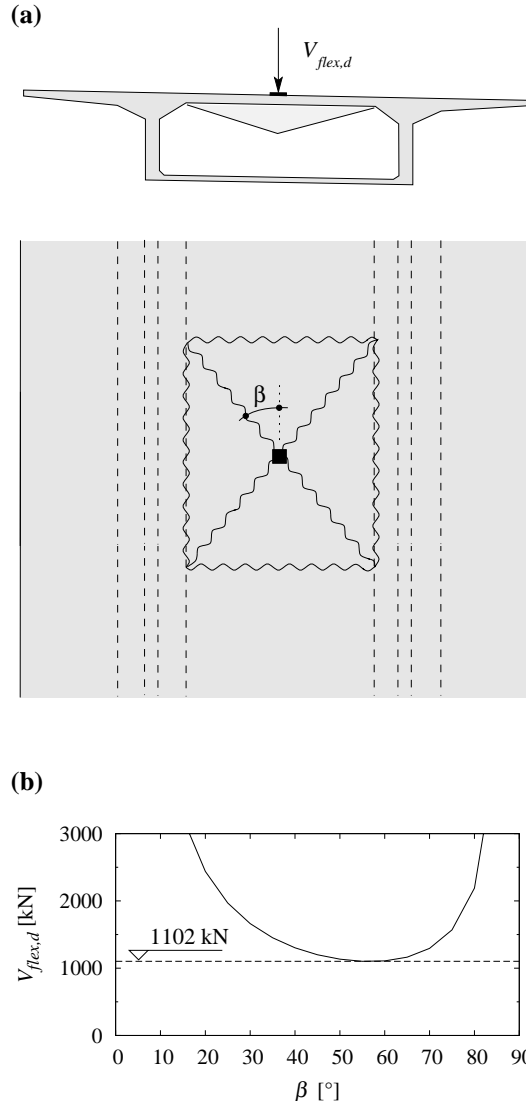


Figure C.6. Mécanisme de flexion considéré pour la dalle interne soumise à une charge concentrée: (a) lignes de rupture; et (b) valeur de $V_{flex,d}$ en fonction de l'angle α et valeur minimale

II. Calcul aux éléments finis non-linéaires

Un calcul plus précis de la résistance au poinçonnement peut être effectué sur la base d'une modélisation du comportement de la dalle par éléments finis non-linéaires.

La figure C.7 montre les résultats d'une telle analyse, où l'effort tranchant par unité de longueur maximale vaut $v_d = 116 \text{ kN/m}$. Ceci permet d'estimer le périmètre de contrôle $u = V_d / v_d = 4.0 \text{ m}$ (similaire à la valeur selon l'approche I). La charge de rupture au poinçonnement est obtenue au moyen de l'intersection de la courbe charge-rotation et du critère de rupture. Le résultat, donne un coefficient de conformité égal à 1.73 (largement suffisant).

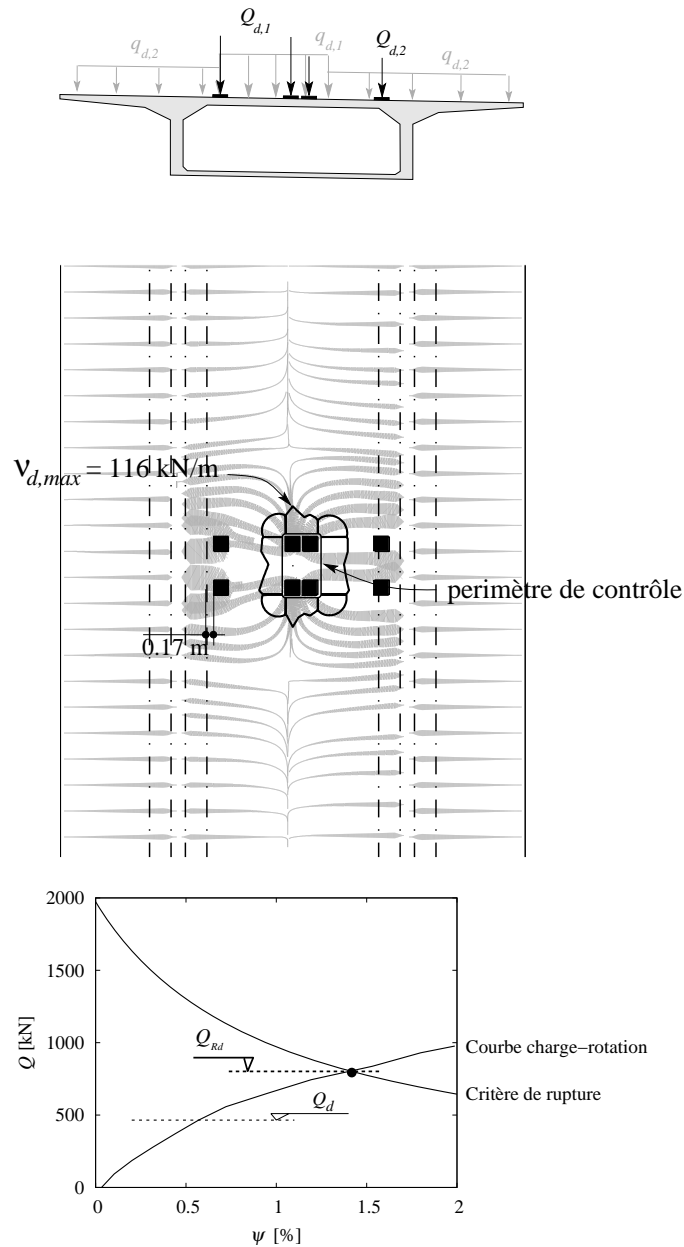


Figure C.7. Champ de cisaillement et courbe charge-rotation pour la situation déterminante pour le poinçonnement de la dalle interne

Résistance à l'effort tranchant

I. Calcul basé sur abaques, estimation prudente de la déformation des armatures

La résistance à l'effort tranchant peut être estimée sur la base des actions de dimensionnement ainsi qu'à l'aide des abaques de l'annexe B de ce document pour la détermination de l'effort tranchant dû aux charges ponctuelles. L'utilisation des abaques est effectuée en considérant la longueur de la dalle interne des abaques égale à la distance entre goussets de la dalle interne réelle et en multipliant la valeur des efforts tranchants par un coefficient 0.66 (valeur qui tient compte de la moyenne des coefficients α actualisées par rapport au coefficient $\alpha = 0.90$ des abaques) :

$$V_d = (V_{d,g1} + V_{d,g2} + V_{d,q}) + V_{d,Q} = 38 + 177 = 215 \text{ kN/m}$$

La résistance est estimée en admettant que les armatures sont proches de leur limite d'écoulement sans développer de redistributions plastiques ($d = 0.185$ m, où la hauteur statique de la section tient compte de l'enrobage de la nappe d'armature transversal) :

$$v_{Rd} = k_d \cdot \tau_{cd} \cdot d = \frac{1}{1 + 2.2 \cdot d \cdot \frac{f_{sd}}{435}} \cdot \tau_{cd} \cdot d = 177 \text{ kN/m}$$

ce qui montre une résistance insuffisante ($v_{Rd} < v_d$) et par conséquent une valeur du coefficient de conformité inférieur à l'unité ($v_{Rd}/v_d = 0.76$).

II. Calcul basé sur abaques, calcul de la déformation élastique de l'armature

Un calcul plus précis de la résistance peut être effectué sur la base des moments élastiques (obtenus sur les abaques de l'annexe B pour les charges concentrées, où une extrapolation des valeurs des abaques est nécessaire).

$$m_d = (m_{d,g1} + m_{d,g2} + m_{d,q}) + m_{d,Q} = 27 + 95 = 122 \text{ kNm/m}$$

compte tenu de la résistance à la flexion ($m_{Rd} = 140$ kNm/m) la résistance à l'effort tranchant vaut :

$$v_{Rd} = k_d \cdot \tau_{cd} \cdot d = \frac{1}{1 + 2.2 \cdot d \cdot \frac{m_d}{m_{Rd}} \cdot \frac{f_{sd}}{435}} \cdot \tau_{cd} \cdot d = 183 \text{ kN/m}$$

la résistance est une nouvelle fois insuffisante ($v_{Rd}/v_d = 0.85$).

III. Calcul par éléments finis

Une estimation plus précise de la sollicitation ainsi que de la résistance à l'effort tranchant tenant compte de la déformabilité des goussets et de l'épaisseur réelle de la dalle de roulement peut être effectuée sur la base d'une analyse par éléments finis.

Une analyse linéaire du cas de charge déterminant (voir figure C.8 en haut) permet de raffiner les valeurs des efforts précédentes à $v_d = 235$ kN/m et $m_d = 98$ kNm/m, ce qui donne à nouveau une résistance insuffisante ($v_{Rd} = 189$ kN/m, $v_{Rd}/v_d = 0.80$). Il est intéressant de remarquer que, dans ce cas, la configuration de charge des abaques selon l'annexe B n'est pas déterminante par rapport à celle montrée dans la figure C.8 mais les différences par rapport aux efforts de dimensionnement entre les deux configurations restent modérées ($v_d = 231$ kN/m et $m_d = 69$ kNm/m pour la configuration des abaques selon une analyse par éléments finis).

Une évaluation plus précise des actions peut aussi être effectuée sur la base d'une analyse non-linéaire (considérant les redistributions dues à la fissuration et à la plastification des armatures) du champ de cisaillement de la dalle pour le cas de charge déterminant, voir figure C.8. L'effort tranchant de dimensionnement résulte alors $v_d = 222$ kN/m avec un moment concomitant $m_d = 104$ kNm/m. On peut remarquer que la valeur de l'effort tranchant diminue (diffusion plus grande de l'effort tranchant) alors que le moment de flexion augmente (dû au fait que l'armature transversale est plus importante que l'armature longitudinale). Ces valeurs donnent néanmoins toujours une résistance insuffisante ($v_{Rd} = 185$ kN/m, $v_{Rd}/v_d = 0.85$).

Il faut remarquer que, dans cet exemple, la diffusion des charges grâce au revêtement a été négligée, ce qui est une hypothèse prudente. Dans le cas où cette diffusion est considérée (avec une pente $p = 2$, voir figure 2.7, et une épaisseur de revêtement égale à 10 cm) la valeur des actions précédentes diminue à $v_d = 178$ kN/m et $m_d = 104$ kNm/m, ce qui donne un coefficient de conformité $\alpha = 1.03$ (suffisant) par rapport à la résistance à l'effort tranchant dans la zone de la dalle entre âmes.

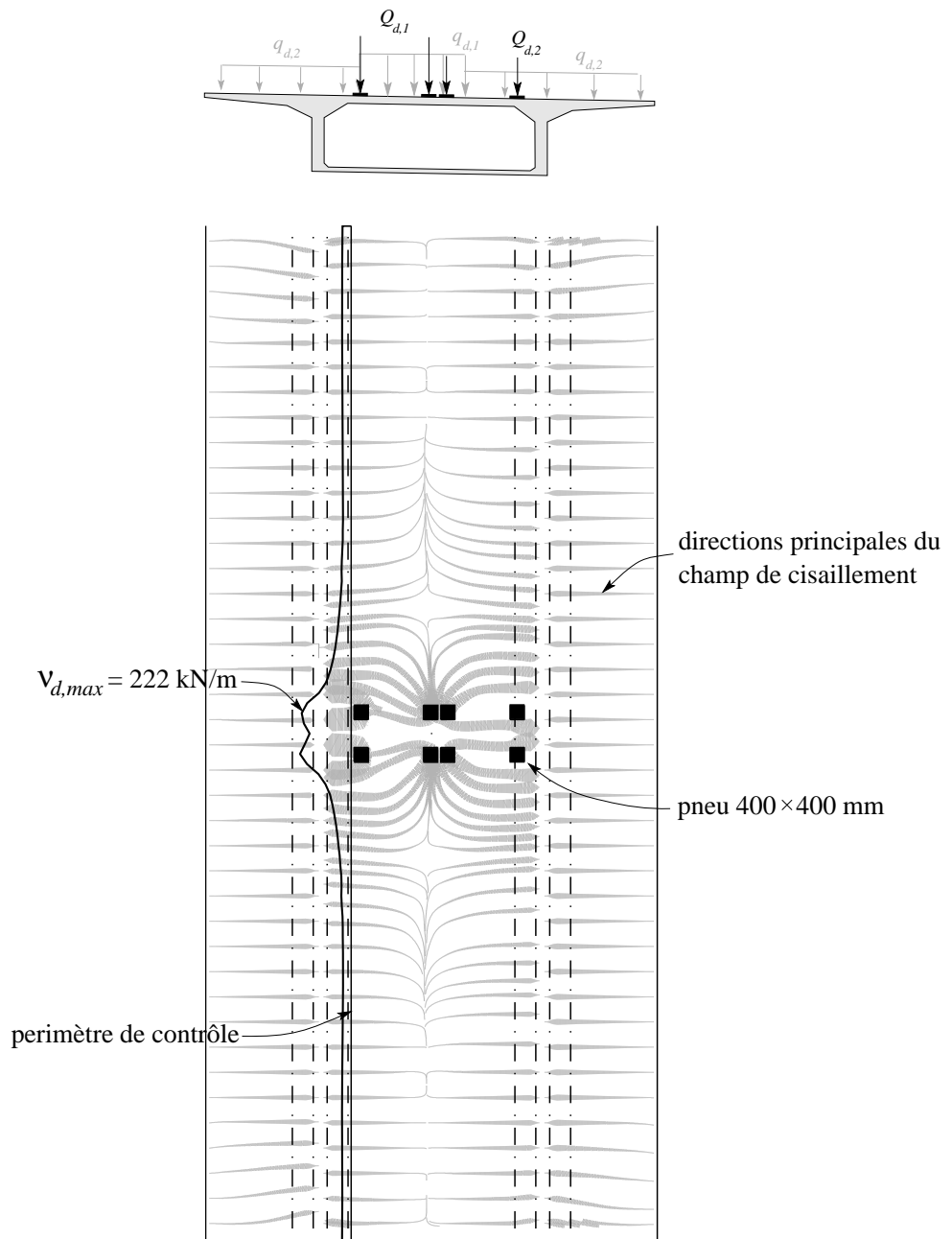


Figure C.8. Champ de cisaillement pour la situation déterminante d'effort tranchant dans la dalle entre âmes (analyse non-linéaire)

Références

ACI 318²⁰⁰⁵

ACI Comitee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2005, 430 p.

EC-1²⁰⁰²

Eurocode 1, Actions on structures, Part 2: Traffic loads on bridges, prEN 1991-2, Bruxelles, 2002, 162 p.

EC-2²⁰⁰⁴

Eurocode 2, Design of concrete structures, Part 1: General rules and rules for buildings, prEN 1992-1-1, Bruxelles, 2004, 226 p.

Fernández Ruiz et al.²⁰⁰⁷

Fernández Ruiz M., Muttoni A., Gambarova P., *Relationship between nonlinear creep and cracking of concrete under uniaxial compression*, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 5, No 3, Japan, 2007, pp. 383-393

Johansen¹⁹⁶²

Johansen, K. W., *Yield Line Theory*, Cement and Concrete Association, Londres, 1962, 181 pp.

Meystre et Hirt²⁰⁰⁶

Meystre, T., Hirt, M. A., *Évaluation de ponts routiers existants avec modèle de charge de trafic actualisée*, Documentation, Département fédéral de l'environnement, des transports de l'énergie et de la communication, Office Fédéral de Routes, Berne, 2006, 80 p.

Muttoni et al.²⁰⁰⁷

Muttoni, A., Fernández Ruiz, M., Guandalini, S., *Poinçonnement des ponts-dalles*, 4. FBH / ASTRA - Studientagung "Neues aus der Brückenforschung" ("Nouveaux acquis de la recherche sur les ponts"), Dokumentation D0223 SIA, Société suisse des ingénieurs et architectes, Zürich, 2007, pp. 85-94.

Muttoni et Fernández Ruiz²⁰⁰⁸

Muttoni, A., Fernández Ruiz, M., *Shear strength of members without transverse reinforcement as a function of the critical shear crack width*, American Concrete Institute, Structural Journal, Vol. 105, No. 2, 2008, pp. 163-172

Muttoni et al.^{2008a}

Muttoni, A. (Ed.), Fernández Ruiz, M., Fürst, A., Guandalini, S., Hunkeler, F., Moser, K., Seiler, H., *Sécurité structurale des parkings couverts*, SIA, Documentation D0226, 2008, 105 p.

Muttoni et al.^{2008b}

Muttoni, A., Fernández Ruiz, M., Burdet, O., *Poinçonnement des planchers-dalles : nouveaux acquis et applications pratiques*, Journée d'étude 10 septembre 2008, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 102 pp.

Muttoni²⁰⁰⁸

Muttoni A., *Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement*, American Concrete Institute, Structural Journal, Vol. 105, No. 4, 2008, pp. 440-450

Schläfli¹⁹⁹⁹

Ermüdung von Brückenfahrbahnplatten aus Stahlbeton, Thèse de doctorat EPFL No. 1998, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 1999, 113 p.

SIA 162¹⁹⁶⁸

Norme pour le calcul, la construction et l'exécution des ouvrages en béton, en béton armé et en béton précontraint, Norme 162, Edition 1968, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 1968, 84 p.

SIA 262.220²⁰⁰⁷

Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen, Norme Suisse EN 13791:2007, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 2007, 29 p.

SIA 262²⁰⁰³

Construction en béton, Norme Suisse SN 505 262, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 2003, 94 p.

SIA 261²⁰⁰³

Actions sur les structures porteuses, Norme Suisse SN 505 261, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zürich, 2003, 114 p.

SIA 261/1²⁰⁰³

Actions sur les structures porteuses – Spécifications complémentaires, Norme Suisse SN 505 261/1, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zürich, 2003, 114 p.

SIA 2018²⁰⁰⁴

Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants, Cahier technique, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 2004, 40 p.

Vaz Rodrigues²⁰⁰⁷

Vaz Rodrigues, R., *Shear Strength of Reinforced Concrete Bridge Deck Slabs*, Thèse de doctorat EPFL No. 3739, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 2007, 289 p.

Vaz Rodrigues et al.^{2008a}

Vaz Rodrigues R, Fernández Ruiz, M., Muttoni, A., *Shear strength of R/C bridge cantilever slabs*. Engineering Structures, Elsevier, Vol. 30, No. 11, pp. 3024–3033

Vaz Rodrigues et al.^{2008b}

Vaz Rodrigues R, Muttoni, A., Fernández Ruiz, M., *Influence of shear on the rotation capacity of r/c members without shear reinforcement*, American Concrete Institute, Structural Journal, en revision.

Symboles

Q	valeur d'une charge concentrée
$Q_{d,1}$	valeur de calcul de la charge concentrée par pneu du chariot le plus lourd
$Q_{d,2}$	valeur de calcul de la charge concentrée par pneu du chariot le moins lourd
V_d	valeur de calcul de l'effort tranchant
V_{flex}	valeur de la résistance à la flexion d'une dalle
$V_{flex,d}$	valeur de calcul de la résistance à la flexion d'une dalle
V_R	résistance à l'effort tranchant (effort tranchant maximal)
$V_{R,essai}$	effort tranchant maximal mesuré dans un essai
$V_{R,calc}$	effort tranchant maximal calculé
a	distance de l'axe d'une charge concentrée à l'encastrement d'une dalle
d	hauteur statique
f_c	résistance du béton à la compression sur cylindre
k_d	coefficient pour la détermination de la résistance au cisaillement des dalles
k_r	coefficient pour la détermination de la résistance au poinçonnement des dalles
ℓ	portée, portée équivalente
m_{0d}	moment de référence par unité de largeur
m_d	valeur de calcul du moment de flexion par unité de longueur
m_E	moment agissant
m_{Rd}	valeur de calcul de la résistance à la flexion par unité de longueur
v_d	valeur de calcul de l'effort tranchant par unité de longueur
$v_{max,d}$	valeur de calcul maximal de l'effort tranchant par unité de longueur dans un périmètre de référence
$v_{p,el}$	effort tranchant par unité de longueur (selon une analyse élastique-linéaire) perpendiculaire au périmètre de contrôle
v_{Rd}	résistance de calcul à l'effort tranchant ou au poinçonnement par unité de longueur
b	largeur de la surface d'application des charges
b_e	largeur efficace de la surface d'application des charges
p	pente de l'angle de diffusion des charges concentrées à travers le revêtement
$q_{d,i}$	valeur de calcul de la charge de trafic répartie sur la voie de circulation fictive i
r_y	rayon plastique
t_r	épaisseur du revêtement
u	périmètre de la section de contrôle
u_{elast}	périmètre de la section de contrôle à l'effort tranchant selon une analyse élastique-linéaire du champ de cisaillement
u_{3-C}	périmètre de la section de contrôle obtenu avec des règles géométriques simples
u_{C-C}	périmètre de la section de contrôle obtenu à partir d'un champ de cisaillement
w	flèche
α	facteur de réduction des charges
β	angle
ρ	taux d'armature
τ_{cd}	valeur de calcul de la contrainte limite de cisaillement
ξ	facteur de réduction de l'effort tranchant considérant l'appui direct