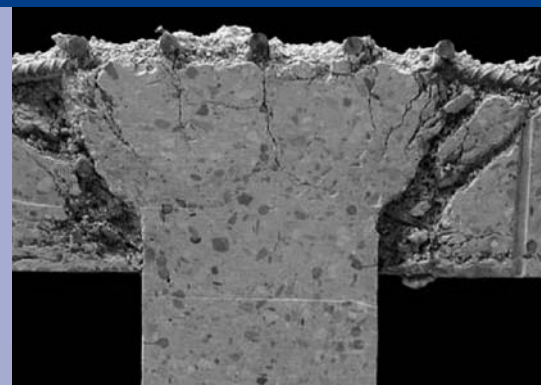
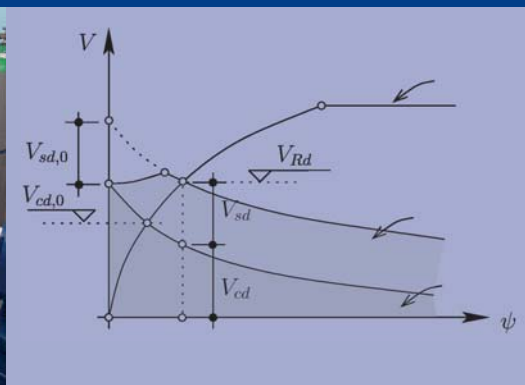
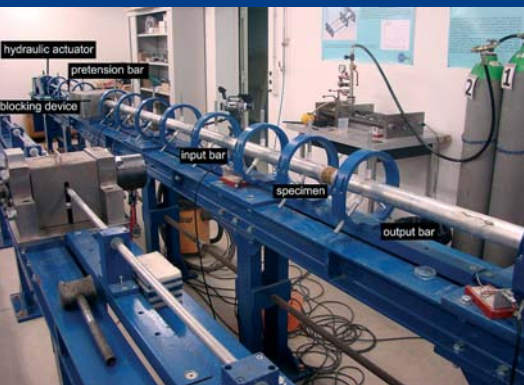


# Forschung und Entwicklung

## Recherche et développement

### Research and development



# Compositi cementizi avanzati nel progetto e nella costruzione di tunnel sicuri

## Advanced cementitious composites in the design and construction of safe tunnels

Ezio Cadoni, Alessio Caverzan, Marco di Prisco, Matteo Dotta, Daniele Forni

### Introduzione

I paesi alpini hanno il più alto numero di gallerie autostradali in Europa. L'alta densità di gallerie e i gravi incidenti occorsi recentemente nelle gallerie autostradali hanno evidenziato il bisogno di un aumento della sicurezza nelle gallerie. Solitamente le esplosioni e l'incendio sono casi eccezionali di carico nelle gallerie, ma i rischi potenziali connessi al trasporto di merci pericolose contenute in serbatoi e le possibili azioni terroristiche sono diventate problematiche di sicurezza di cui tenere conto. Per queste ragioni la risposta di strutture in calcestruzzo soggette ad impatto e alta temperatura, che sono le principali condizioni di carico presenti in caso di esplosione, non può essere trascurata nel progetto, ma deve essere predetta e controllata partendo dallo studio di adeguati modelli di comportamento dei materiali per i compositi cementizi, la loro risposta al variare della velocità di deformazione e del danneggiamento dovuto alle alte temperature.

In questo contesto è stato concepito il progetto denominato Accident (Advance Cementitious Composites In DEsign and coNstruction of safe Tunnels), il suo principale scopo è il progetto di elementi prefabbricati per galleria, che verranno utilizzate nella tecnologia TBM (tunnel boring machine), tenendo conto delle condizioni eccezionali di carico come l'incendio e l'esplosione. In particolare il progetto intende studiare il problema a tre differenti livelli: al livello del materiale, della meso-struttura e a livello macrostrutturale. In questo articolo sono presentati alcuni risultati sui materiali.

### Introduction

The Alpine countries have the greatest number of highway tunnels in Europe. The high density of tunnels and the serious accidents that have recently occurred in highway tunnels have highlighted the need for improving tunnel safety. Usually explosions and fires are exceptional load cases in tunnels, but potential hazards from highly-volatile materials stored in tanks and possible terrorist actions are becoming safety issues. For this reason, the mechanical response of a concrete structure subjected to impact loading and high temperature, the main load conditions present in a blast scenario, cannot be ignored in the design, but have to be predicted and controlled starting with an investigation using suitable material models for cementitious composites, and their response to strain-rate effects and thermal damage. In this con-

### High performance fibre-reinforced concrete

Il comportamento meccanico di compositi cementizi e particolarmente quello di compositi fibrorinforzati soggetti ad alte temperature, impatto e esplosione ha ancora diversi aspetti da investigare. Il comportamento del calcestruzzo ad alte temperature è un aspetto molto importante nella progettazione delle gallerie. Recentemente è stato eseguito uno studio sperimentale sul comportamento ad alte temperature su miscele HPFRC (high performance fibre-reinforced concrete). Nel prossimo futuro saranno eseguite prove su miscele variando la composizione della matrice delle fibre (vetro, polipropilene, textile). L'uso di tali materiali è previsto per la costruzione di elementi prefabbricati costituiti da una struttura multistrato.

Con riferimento alla caratterizzazione dinamica è in corso una



Fig. 1

Laboratorio DynaMat: installazione per prove a trazione ad alta velocità di deformazione di provini diametro 20 mm.

DynaMat laboratory: set-up for the high strain-rate tensile tests on specimen  $\varnothing = 20$  mm.

	Dosage
Cement type I 52.5	600 kg/m <sup>3</sup>
Slag	500 kg/m <sup>3</sup>
Water	200 kg/m <sup>3</sup>
Superplasticizer	33 l/m <sup>3</sup>
Sand 0–2 mm	983 kg/m <sup>3</sup>
Fibres ( $l_f = 13$ mm; $d_f = 0.16$ mm)	100 kg/m <sup>3</sup>

Fig. 2

Composizione della miscela.  
Mix design.

Thermally exposed at	$f_{t,av}$ [MPa]	$COD_{u,av}$ [mm]	$G_{f,av}$ [kJ/m <sup>2</sup> ]
20 °C	22.56 ± 2.3	0.031 ± 0.007	30.26 ± 4.91
200 °C	26.08 ± 1.0	0.026 ± 0.008	9.90 ± 4.21
400 °C	25.28 ± 3.9	0.033 ± 0.020	1.87 ± 0.91
600 °C	32.49 ± 1.5	0.018 ± 0.008	1.11 ± 2.57

Fig. 3

Risultati sperimentali.

Experimental results.

( $f_t$  = resistenza a trazione massima / peak tensile strength;  $COD$  = apertura della fessura / crack opening displacement;  $G_f$  = energia di frattura / fracture energy)

text the project named Accident (Advance Cementitious Composites In DDesign and coNstruction of safe Tunnels) has been formulated. Its main aim is to design prefabricated tunnel segments, which will be used in TBM technology, by taking into account exceptional loading like fire and blast.

In particular, in the project it is planned to investigate the problem at three different levels: the material level, the meso (intermediate) structural level and the macro structural level. In this paper some results for the material level are presented.

### High performance fibre-reinforced concrete

The mechanical behaviour of cementitious composites, and in particular fibre-reinforced composites, when subjected to extreme temperatures, impact or blast loading has still many aspects that require more detailed investigation.

The behaviour of concrete at high temperatures is a very important issue in designing tunnel linings. A comprehensive experimental investigation was carried out on HPFRC (high performance fibre-reinforced concrete) at high temperatures, taking into account different matrix material (i.e. mortar), fibre types (i.e. glass, polypropylene, textile) and fibre content. The use of such materials was planned for precast tunnel linings characterized by a multi-layer structure.

With reference to dynamic characterization, an experimental investigation is in progress using a Modified Hopkinson Bar (MHB) at

ricerca sperimentale mediante l'uso di una barra di Hopkinson modificata presso il laboratorio DynaMat della SUPSI (fig. 1) e una macchina universale elettromeccanica presso il laboratorio del Politecnico di Milano – Polo Regionale di Lecco. Da queste sperimentazioni potrà essere sviluppata una legge costitutiva che tenga conto del danneggiamento termico e dell'effetto della velocità di deformazione.

### Progetto della miscela

Il progetto della miscela del materiale HPFRC è riportato nella fig. 2. Le fibre di acciaio, ad alto tenore di carbonio, sono fibre dritte di lunghezza 13 mm, e di diametro 0,16 mm. Il contenuto di fibre è pari a 100 kg/m<sup>3</sup>. Tutto ciò è stato realizzato eseguendo un getto unidirezionale, in modo da garantire una buona orientazione delle fibre. Dodici campioni di forma prismatica, larghi 40 mm e lunghi 600 mm, sono stati ricavati dalla lastra. Il lato maggiore di questi campioni è parallelo alla direzione di getto eseguita nella lastra principale. Tre di questi campioni sono stati testati a flessione, a temperatura ambiente. I rimanenti nove campioni, di identica geometria, sono stati utilizzati per analizzare il comportamento della resistenza post-picco. Tali campioni, analizzati sempre con delle prove di flessione, sono stati però sottoposti ad un trattamento termico. Dopo le prove, dalle due parti rimanenti di ogni campione sottoposto a flessione, sono stati carotati dei piccoli campioni cilindrici. L'orientamento del carotaggio è stata eseguito nella direzione delle tensioni di trazione,

the University of Applied Sciences of Southern Switzerland in Lugano (Fig. 1) and a closed loop electromechanical press for static tests at the Politecnico di Milano – Polo Regionale di Lecco. From these experimental investigations a suitable constitutive model could be defined by taking into account thermal damage and strain-rate effects.

### Mix design

The mix design of the HPFRC material is specified in Fig. 2. Steel fibres are high carbon straight fibres, 13 mm long, of 0.16 mm diameter; their content is equal to 100 kg/m<sup>3</sup>. The concrete was cast by applying unidirectional flow to guarantee a particular fibre orientation. Twelve prismatic samples, 40 mm wide and 600 mm long, were sawn from the slab taking the larger side of beam samples parallel to the casting flow direction. Three specimens were tested in bending at room temperature. Nine beam specimens, with the same geometry, were used to investigate the degradation of post-cracking residual strength in bending after exposure to high temperatures. From the bent specimens, several small cylinders were investigated. These were cored in the direction of tensile stresses and were tested in uniaxial tension at different loading rates. The thermal treatment of the samples was carried out in a furnace by performing thermal cycles up to three different maximum temperatures: 200, 400 and 600 °C. A heating rate equal to 50 °C/h was imposed up to the maximum thresholds, and then two hours of stabilization

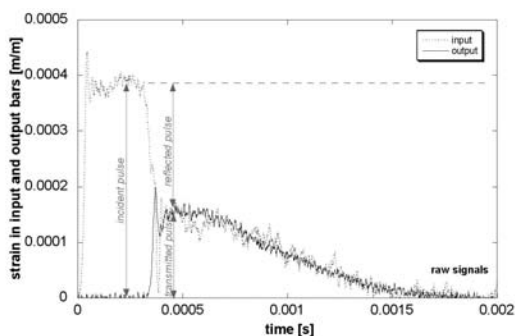


Fig. 4

Segnali di una prova su HPFRCC misurati nelle barre incidente e trasmessa in funzione del tempo.

Signals measured on the input and output bar versus time curves of HPFRCC.

per poter poi eseguire delle prove di trazione uniaassiale a differenti velocità di carico. Il trattamento termico dei campioni prismatici, è stato effettuato all'interno di fornaci, eseguendo dei cicli termici fino al raggiungimento di tre differenti temperature massime: 200, 400 e 600 °C. Per i trattamenti termici è stata imposta una velocità di riscaldamento pari a 50 °C/h, fino al raggiungimento della soglia massima. Tale soglia è stata mantenuta per due ore in modo da assicurare una distribuzione omogenea della temperatura all'interno dei campioni stessi. La temperatura è in seguito ridotta ad una velocità di 25 °C/h fino al raggiungimento di 100 °C. Infine il processo di raffreddamento è ultimato a temperatura ambiente. Per ogni ciclo termico, sono stati introdotti nella fornace tre campioni prismatici di ugual dimensione.

### Risultati preliminari ad alta velocità di deformazione

I risultati ad alta velocità (prove dinamiche, vedi [1, 2]) di deformazione ottenuti su HPFRCC esposti a 20, 200, 400 and 600 °C sono riportati in fig. 3. In fig. 4 sono riportati i segnali misurati su entrambe le barre, in cui si può osservare la risoluzione pulita degli impulsi misurati. Si può inoltre notare sia il tratto di salita della durata di circa 30  $\mu$ s, sia l'ampiezza costante, entrambi relativi

were allowed to ensure a homogeneous temperature distribution within the sample. The temperature was after reduced at a rate of 25 °C/h down to 100 °C and then a cooling process at room temperature was carried out. For each cycle, three nominally identical samples were put into the furnace.

### Preliminary results at high strain-rate

The high strain-rate results (for dynamic test, see [1, 2]) obtained on HPFRCC exposed to 20, 200, 400 and 600 °C are reported in Fig. 3. In Fig. 4 the raw signals measured on the input and output bars are shown. It can be observed the clean resolution of incident, reflected and transmitted pulses, the sharp rise time of the incident pulse of the order of 30  $\mu$ s, and the nearby constant amplitude of the incident pulse. Moreover it is important to highlight that during the fracture process the specimen is subjected to the load equilibrium.

In Fig. 5, the stress-versus-time curves of the HPFRCC specimens

all'impulso incidente. Oltre a ciò, è importante mettere in evidenza che durante il processo di rottura il campione è in equilibrio.

In fig. 5, sono mostrate le curve tensione-tempo di campioni di miscela HPFRCC provati alla stessa velocità di deformazione. Si può osservare come il comportamento cambia in funzione dell'esposizione alle alte temperature.

Analizzando i dati della fig. 3 possono essere messi in evidenza due aspetti: a questa velocità la tensione di picco aumenta all'aumentare dell'esposizione alle alte temperature così come la resistenza post-picco diminuisce fino a scomparire per la temperatura più alta.

Osservando la superficie di rottura dei provini è evidente la variazione di comportamento (fig. 6). Nella prima (fig. 6a), i buchi osservabili nel campione dimostrano la presenza del processo di estrazione della fibra mentre nella seconda (fig. 6b) si osserva che tutte le fibre sono rotte.

Questo significa che durante l'esposizione le fibre diventano più

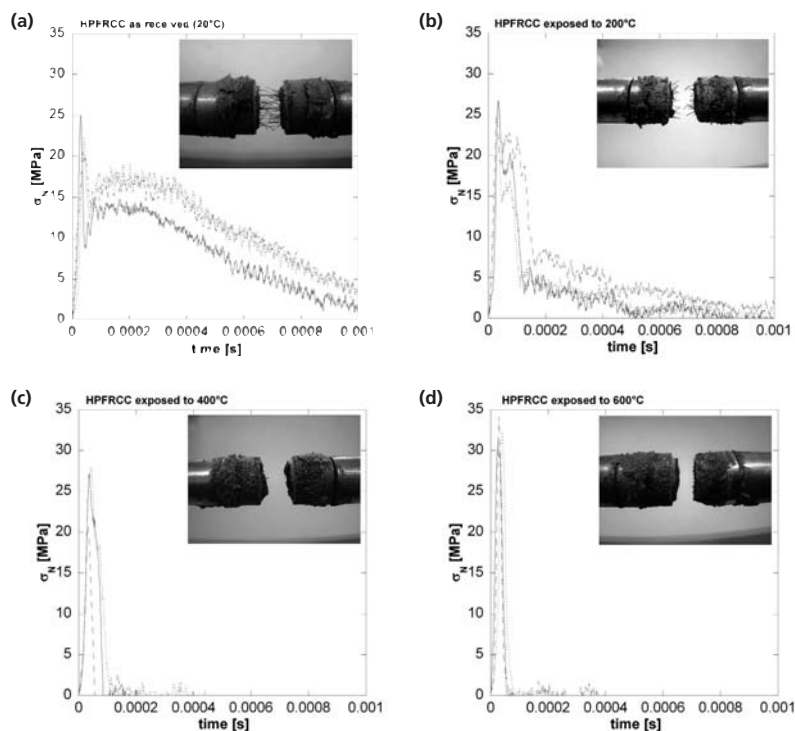


Fig. 5

Tensione in funzione del tempo: prove su saggi esposti a ciclo termico fino a: (a) 20 °C, (b) 200 °C, (c) 400 °C, (d) 600 °C.

Nominal stress vs. time: tests on samples exposed to a thermal cycle up to: (a) 20 °C, (b) 200 °C, (c) 400 °C, (d) 600 °C.



tested at the same high strain-rate are shown. It can be observed that the behaviour changes as a function of the exposure to high temperature. Analyzing the data listed in Fig. 3 two facts emerge: at this rate the peak increases with the exposure to high temperature and the post-peak strength decreases to zero for higher temperatures.

By observing the fracture surface of the specimen it is evident that the failure type has changed (Fig. 6). In the first (Fig. 6a), the observable hole in the specimen demonstrates that the fibre pullout process occurred, while in the second (Fig. 6b) all the fibres are broken.

This means that, during exposure, fibres became more brittle due to thermal damage as shown clearly in the static test results presented above.

### Final remarks

The experimental results in uniaxial tension allow us to make the following remarks:

- At low strain-rates, the material is strain hardening at room temperature; high temperature exposure up to 400 °C does

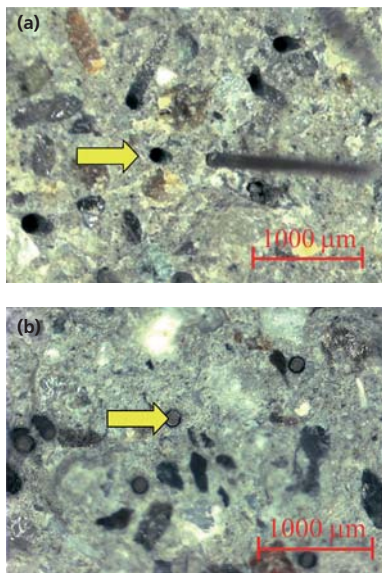


Fig. 6  
Esempio di superficie di frattura: (a) campione non esposto ad alte temperature, (b) campione precedentemente esposto a ciclo termico fino a 600 °C.

Sample fracture surface: (a) undamaged sample, (b) sample previously exposed to a thermal cycle up to 600 °C.

fragili a causa del danneggiamento termico come evidenziato nelle prove statiche e dinamiche presentate precedentemente.

### Osservazioni

I risultati sperimentali ottenuti nelle prove uniaxiali in trazione, portano alle seguenti osservazioni:

- A basse velocità di deformazione e a temperatura ambiente il materiale ha comportamento incrudente. Elevate temperature, fino a 400 °C, non riducono il picco di resistenza, ma fanno leggermente decrescere il modulo elastico e la duttilità prima della generazione della prima fessura. Inoltre, decresce l'energia di frattura nel post-picco. Un brusco decremento della resistenza di picco può essere osservata a 600 °C.
- Ad alte velocità di deformazione (strain-rate di circa 140 s<sup>-1</sup>), l'incremento dinamico della resistenza di picco, aumenta ad alte temperature. Si ha un valore di incremento dinamico pari a 2,5 per temperature fino a 400 °C, mentre per temperature pari a 600 °C, l'incremento dinamico è leggermente superiore a 5.
- L'energia di frattura, sia nelle prove statiche, sia nelle prove dinamiche, diminuisce con l'aumentare della temperatura massima raggiunta nel trattamento termico. Per bassi strain-rates l'andamento dell'energia di frattura ha un andamento di tipo lineare, mentre per elevati strain-rates ha un andamento di tipo esponenziale.
- L'uso di campioni intagliati potrebbe avere influenzato in maniera significativa i valori di duttilità delle prove, sia nel caso di strain-rates elevati, sia nel caso di bassi strain-rates. Sono per questo in via di sviluppo nuove prove sullo stesso materiale, ma su campioni non intagliati.

### Bibliografia/References

- [1] E. Cadoni, W. Amaro, M. Dotta, C. Albertini, P. Giorgetti; DynaMat – Laboratorio per la caratterizzazione meccanica dei materiali ad alta velocità di deformazione. The second fib Congress, Naples, June 5–8, 2006.  
[2] E. Cadoni, A. Meda, G. Plizzari; Tensile behavior of FRC under high strain-rate, Materials and Structures. 2009. 42(9):1283–1294.

not decrease the peak strength, weakly decreases the elastic modulus and the ductility before the single crack localization and progressively decreases the post-peak fracture energy; an abrupt peak strength decrease can be observed at 600 °C;

- At high strain-rates, the dynamic factor related to peak strength is increased by high temperature exposure, increasing from about 2.5 up to 400 °C to more than 5 at 600 °C at a strain-rate close to 140 s<sup>-1</sup>;
- Both dynamic and static fracture energy progressively decrease, increasing thermal damage: for low strain-rates  $G_f$  exhibits a linear trend while for high strain rates  $G_f$  exhibits an exponential trend;
- The use of notched specimens could have significantly affected the ductility of the tests for both high and low strain-rates. Additional tests on un-notched specimens made of the same material are in progress.

### Autori/Authors

Prof. Dr. Ezio Cadoni  
Ing. Matteo Dotta  
Ing. Daniele Forni  
DynaMat Laboratory  
University of Applied Sciences of Southern Switzerland  
CH-6952 Canobbio  
ezio.cadoni@supsi.ch

Dr. Alessio Caverzan  
Prof. Dr. Marco di Prisco  
Department of Structural Engineering, Politecnico di Milano  
I-20133 Milano  
marco.diprisco@polimi.it

# Armature de poinçonnement des planchers-dalles : théorie et pratique en Suisse

## Durchstanzbewehrung von Flachdecken: Theorie und Praxis in der Schweiz

Aurelio Muttoni, Miguel Fernández Ruiz

### Introduction

Les planchers-dalles sont actuellement l'une des solutions structurales les plus souvent utilisées pour la réalisation de bâtiments à plusieurs étages et de parkings en Suisse. Ceci est justifié par l'économie de cette solution, sa simplicité de construction ainsi que par les avantages architecturaux qu'elle offre. La réduction des épaisseurs des dalles ainsi que des dimensions des colonnes engendrent cependant de fortes concentrations d'effort tranchant au voisinage des régions d'appui du plancher. Ceci peut déclencher des ruptures à l'effort tranchant dans ces régions, connues comme ruptures par poinçonnement du plancher.

La rupture par poinçonnement d'un plancher-dalle, dans le cas où aucune armature transversale n'est disposée, est très fragile et sensible aux déformations imposées à la structure. Des telles ruptures se produisent sans que la structure présente des signes pré-

### Einleitung

Flachdecken werden heute in der Schweiz beim Bau mehrstöckiger Gebäude und Parkgaragen häufig verwendet. Dies rechtfertigt sich durch die geringen Erstellungskosten, die einfache Herstellung und die architektonischen Vorteile, die sie mit sich bringen. Die geringen Plattendicken und die grossen Spannweiten bewirken in Auflagernähe jedoch hohe Schubkräfte, was einen Schubbruch in der Platte herbeiführen kann. Dieses Phänomen wird bekanntlich als Durchstanzen bezeichnet. Das Durchstanzen einer Flachdecke ohne Durchstanzbewehrung ist eine spröde Versagensart, die von den Verformungen des Bauteils abhängt. Der Bruch tritt schlagartig ein, ohne dass in der Tragstruktur vorher Anzeichen des bevorstehenden Bruchs zu sehen sind. Das Versagen infolge Durchstanzens kann sich auf benachbarte Stützen ausweiten und letztlich zu einem Kollaps der gesamten Tragstruktur führen. In

monitoires de la rupture et peuvent se propager aux colonnes adjacentes du plancher, ce qui mène finalement à la ruine totale de la structure. Dans les dernières décennies, plusieurs effondrements structuraux ont eu lieu dû aux ruptures par poinçonnement, en Suisse et dans d'autres pays [1]. Afin d'empêcher ces effondrements progressifs, des armatures d'intégrité sont prévues par les normes. Ces armatures, disposées dans la face comprimée de la dalle, sont cependant coûteuses, peu efficaces et souvent difficiles à mettre en place.

Afin de résoudre les problèmes évoqués précédemment, une armature transversale (armature de poinçonnement) peut être disposée dans les planchers-dalles. L'introduction d'une telle armature permet d'augmenter [1]:

1. la résistance au poinçonnement et
2. la capacité de déformation (ductilité) de la dalle

Ces effets sont montrés dans la fig. 1 où les comportements de deux dalles identiques (mêmes dimensions, taux d'armature et résistance du béton) sont comparés, l'une sans armature de poinçonnement et l'autre avec une telle armature [1]. Dans ce dernier cas, la résistance de la dalle augmente de 80% tandis que la déformation à la rupture augmente de presque 300%. Les deux effets ont des conséquences importantes:

- Si la résistance au poinçonnement est le critère déterminant

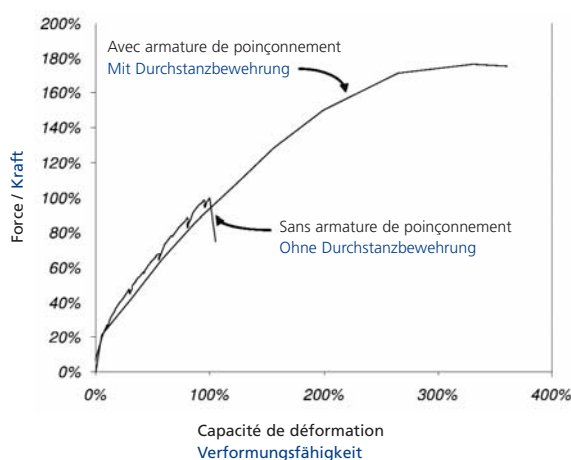


Fig. 1  
Comparaison du comportement de dalles sans et avec armature de poinçonnement.  
Vergleich des Verhaltens einer Platte mit und ohne Durchstanzbewehrung.

La version anglaise de cet article se trouve à la page 24.  
Die englische Version dieses Artikels findet sich auf S. 24.

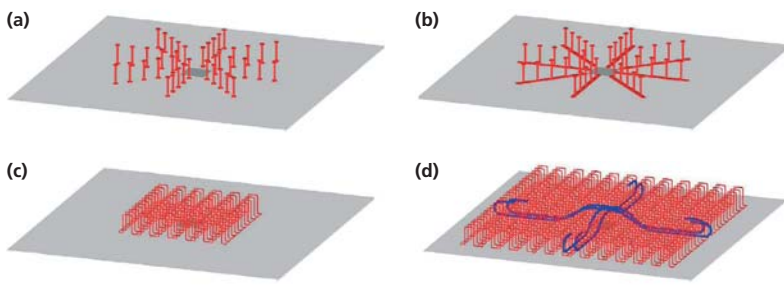


Fig. 2

Quelques systèmes d'armature contre le poinçonnement: (a) goujons; (b) goujons sur rail; (c) panier d'étriers; et (d) combinaison de barres relevées et de paniers d'étriers.

Einige Systeme der Durchstanzbewehrung: (a) Dübel; (b) Dübelleisten; (c) Bewehrungskörbe; (d) Kombination einer aufgebogenen Bewehrung mit Bewehrungskörben.

den letzten Jahrzehnten erfolgten einige Deckeneinstürze infolge Durchstanzens, sowohl in der Schweiz als auch im Ausland [1]. Um den fortlaufenden Kollaps einer Flachdecke zu verhindern, wird in den Normen die Anordnung einer Bewehrung zur Einsturzsicherung vorgesehen. Diese Bewehrung, die auf der gedrückten Plattenseite angeordnet wird, ist kostspielig, nicht sehr effizient und oft schwer einzubauen.

Um die oben genannten Probleme zu lösen, kann eine Querbewehrung (Durchstanzbewehrung) in die Flachdecken eingelegt werden. Der Einsatz einer solchen Bewehrung ermöglicht die Erhöhung [1]:

1. des Durchstanzwiderstands und
2. der Rotationsfähigkeit (Verformungsfähigkeit) der Platte.

Diese beiden Effekte sind in Fig. 1 dargestellt, wo das Verhalten zweier identischer Platten (gleiche Abmessungen, gleicher Bewehrungsgehalt und gleiche Betonfestigkeit) verglichen wird, eine davon ohne und eine mit Durchstanzbewehrung [1]. Die Platte mit Durchstanzbewehrung weist einen um 80% höheren Widerstand auf, während die Verformungsfähigkeit um fast 300% ansteigt. Die beiden Effekte haben entscheidende Folgen:

- Sofern der Durchstanzwiderstand das massgebende Bemessungskriterium einer Flachdecke bildet (Wahl der Deckenstärke), kann gegenüber der Lösung ohne Durchstanzbe-

wehrung die Nutzlast erhöht oder die Deckenstärke bzw. der Stützendurchmesser reduziert werden.

- Die starke Zunahme der Verformungsfähigkeit der Platte ermöglicht für den Grenzzustand der Tragsicherheit die Umlagerung der Beanspruchung in der Flachdecke. Dies kann helfen, im Fall eines unerwarteten Durchstanzens (Erdbeben, Feuer, ...) einen progressiven Kollaps der Flachdecke zu vermeiden. Darüber hinaus erlaubt ein duktileres Verhalten, dass Warnsignale eines Einsturzes (Durchbiegungen und Öffnung grosser Risse) beobachtet werden können und ein Gebäude geräumt sowie dessen Einsturz durch Sofortmassnahmen verhindert werden kann. Die Erhöhung der Verformungsfähigkeit minimiert zudem den Einfluss aufgezwungener Verformungen (differenzielle Setzungen, Temperaturänderungen, Schwinden, ...).
- La forte augmentation de la capacité de déformation de la dalle permet la redistribution des efforts dans un plancher-dalle à l'état limite ultime. Ceci peut permettre d'éviter des effondrements progressifs en cas de poinçonnement imprévu d'une colonne (séisme, feu, impact, ...). De plus, avec un comportement ductile, des signes prémonitoires de l'effondrement (flèches et ouvertures de fissures importantes) peuvent être observés, ce qui permet d'évacuer la structure et de prendre des mesures d'urgence afin de éviter l'effondrement. L'augmentation de la capacité de déformation minimise l'influence des déformations imposées (tassements différentiels, changements de température, retrait, ...).

L'augmentation de la résistance et surtout de la sécurité pour des planchers-dalles avec armature de poinçonnement, a encouragé dans les dernières années la disposition de telles armatures. Dans cet article, les aspects théoriques qui forment l'arrière-plan de la norme suisse SIA 262 (2003) [2] pour le dimensionnement des armatures de poinçonnement sont décrits et

wehrung die Nutzlast erhöht oder die Deckenstärke bzw. der Stützendurchmesser reduziert werden.

- Die starke Zunahme der Verformungsfähigkeit der Platte ermöglicht für den Grenzzustand der Tragsicherheit die Umlagerung der Beanspruchung in der Flachdecke. Dies kann helfen, im Fall eines unerwarteten Durchstanzens (Erdbeben, Feuer, ...) einen progressiven Kollaps der Flachdecke zu vermeiden. Darüber hinaus erlaubt ein duktileres Verhalten, dass Warnsignale eines Einsturzes (Durchbiegungen und Öffnung grosser Risse) beobachtet werden können und ein Gebäude geräumt sowie dessen Einsturz durch Sofortmassnahmen verhindert werden kann. Die Erhöhung der Verformungsfähigkeit minimiert zudem den Einfluss aufgezwungener Verformungen (differenzielle Setzungen, Temperaturänderungen, Schwinden, ...).

Die Erhöhung des Bruchwiderstands und vor allem der Sicherheit von Flachdecken durch den Einbau einer Durchstanzbewehrung haben deren Einsatz in den letzten Jahren gefördert. In dieser Veröffentlichung werden die theoretischen Aspekte beschrieben und diskutiert, die als Basis für die Bemessung der Durchstanzbewehrung nach der Schweizer Norm SIA 262 [2] (2003) dienen. Sie werden ebenfalls mit den neusten Beiträgen zur Theorie des kritischen Schubrisses [3,4] verglichen, die für Platten ohne Schubbewehrung die theoretische Grundlage der aktuellen Norm SIA 262 bildet.

## Durchstanzbewehrungssysteme

Verschiedene Durchstanzbewehrungssysteme sind derzeit auf dem Schweizer Markt erhältlich. Einige dieser Systeme (Fig. 2) sind: (a) Dübel: In der Regel wird zur Montage auf der Baustelle ein Montageeisen auf der einen Seite an den Dübelkopf geschweisst. (b) Dübelleisten: Die rippenlosen Dübel werden auf einer Seite an

discutés. Ils seront aussi mis en relation avec les dernières contributions de la théorie de la fissure critique [3, 4] base théorique de l'actuelle SIA 262 pour les dalles sans armature transversale.

### Systèmes d'armature de poinçonnement

Différents systèmes d'armatures de poinçonnement sont actuellement disponibles sur le marché suisse. Quelques uns de ces systèmes (fig. 2) sont:

(a) Systèmes de goujons: Typiquement, une barre de montage est soudée sur les têtes d'un côté pour faciliter la pose sur le chantier.

(b) Goujons sur rail en acier: des goujons lisses sont soudés sur un rail en acier, qui assure l'ancrage inférieur et renforce la zone comprimée de la dalle.

(c) Systèmes d'étriers et de paniers d'étriers: avec diverses configurations d'ancrage et dispositions des barres.

(d) Barres relevées: déjà utilisées lors de l'invention des planchers-dalles par Robert Maillart en 1908, devenues désuètes à partir des années 1970, elles sont de nouveau utilisées surtout en combinaison avec des paniers d'armature.

(e) Etoiles avec ancrage en dessous de l'armature de flexion: de grande facilité constructive mais

eine Stahlschiene geschweisst, welche die Verankerung sicherstellt und die Plattendruckzone verstärkt.

(c) Bügel und Bügelkörbe: mit diversen Verankerungssystemen und Teilungen der Bewehrungsstäbe

(d) Aufgebogene Bewehrungen: Dieses System wurde bereits bei der Erfindung der Flachdecken von Robert Maillart im Jahr 1908 verwendet und veraltete im Laufe der 70er-Jahre. Das System wird heute wieder und vor allem in Kombination mit Bewehrungskörben verwendet.

(e) Bewehrungssterne ohne Ankerkopf und Verankerung unterhalb der Biegezugbewehrung: Das System ist einfach zu montieren, bietet aber das Risiko eines Bruchs infolge Ablösens des verstärkten Betonkerns von der Biegedruckzone (mit der Entwicklung von horizontalen Rissen rund um den bewehrten Bereich). Daher ist das Anwendungsgebiet auf kleine und mittlere Beanspruchungen begrenzt.

Die Leistungsfähigkeit der unterschiedlichen Systeme in Bezug auf die verschiedenen Bruchmechanismen des Durchstanzens (die später beschrieben werden) hängt stark von den mechanischen Eigenschaften und von der Verankerung des Bewehrungssystems

avec le risque de développer un mode de rupture par délaminati-on (avec développement de fissures horizontales entourant la zone renforcée au poinçonnement) et donc un domaine d'application limité à des sollicitations petites ou moyennes.

La performance des différents systèmes vis-à-vis des modes de rupture au poinçonnement (qui seront décrits par la suite) dépend fortement des propriétés mécaniques et de l'ancrage du système. Les normes donnent habituellement des principes généraux pour le dimensionnement des armatures de poinçonnement, applicables dans les cas où une série des règles constructives sont respectées. Des systèmes avec des règles constructives plus sévères peuvent cependant être utilisés au delà des recommandations des normes. Ceci exige néanmoins des recherches en laboratoire afin de démontrer les performances et limites de résistance qui peuvent être atteints pour chaque cas.

### Modes de rupture d'une dalle avec armature de poinçonnement

Le dimensionnement et la vérification d'une dalle avec une armature de poinçonnement doivent en général tenir compte de quatre modes de rupture possibles (fig. 3):

- (a) Rupture par défaillance de la première bielle comprimée ( $V_{Rd,dét}$ )
- (b) Rupture par poinçonnement à l'intérieur de la zone renforcée ( $V_{Rd,int}$ )
- (c) Rupture par poinçonnement à l'extérieur de la zone renforcée ( $V_{Rd,ext}$ )
- (d) Rupture par flexion de la dalle ( $V_{Rd,flex}$ )

La résistance de la dalle ( $V_{Rd}$ ) est en conséquence la plus petite des quatre valeurs précédentes. Les trois premiers modes de rupture (concernant le poinçonnement) seront étudiés dans ce qui suit. D'autres modes de rupture (comme la délaminati-on par exemple) ne seront pas traités dans le cadre de cet article (ces modes de rupture peuvent être empêchés en respectant des

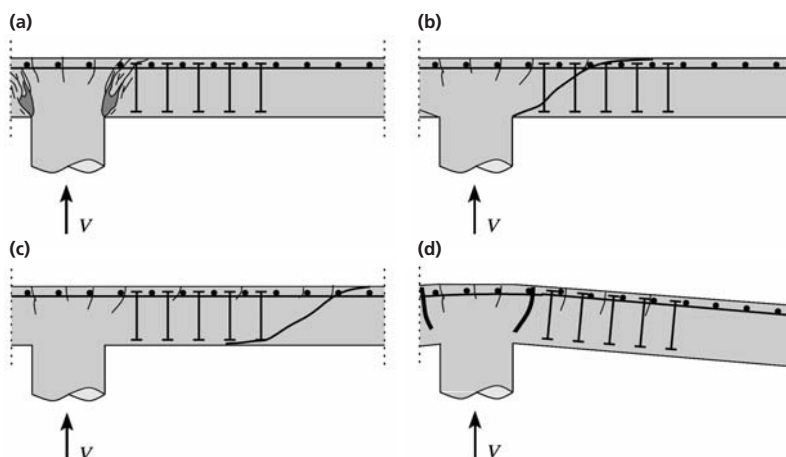


Fig. 3 Modes de rupture d'une dalle avec armature de poinçonnement: (a) défaillance de la zone comprimée; (b) rupture à l'intérieur de la zone renforcée; (c) rupture à l'extérieur de la zone renforcée; et (d) rupture par flexion.  
Bruchbilder einer Platte mit Durchstanzbewehrung: (a) Versagen der ersten Druckstrebe; (b) Bruch innerhalb der bewehrten Zone; (c) Bruch ausserhalb der bewehrten Zone; (d) Biegebruch.



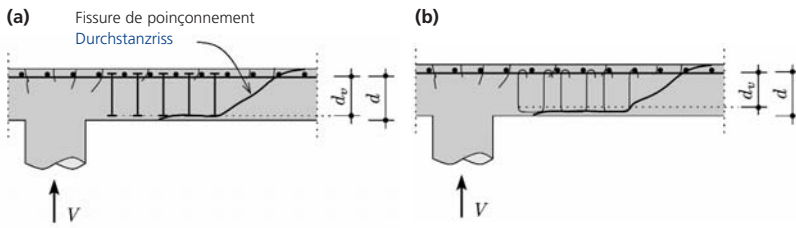


Fig. 4  
Hauteur statique efficace ( $d_v$ ) à considérer pour: (a) goujons; et (b) étriers.  
Effektiv zu berücksichtigende statische Höhe ( $d_v$ ) bei: (a) Dübeln; (b) Bügeln.

ab. Die Normen geben üblicherweise allgemeine Grundsätze zur Bemessung der Durchstanzbewehrung an, die anwendbar sind, sofern eine Reihe konstruktiver Regeln eingehalten wird. Systeme mit strengeren konstruktiven Regeln können auch ausserhalb des von der Norm vorgegebenen Bereichs verwendet werden. Dies erfordert jedoch eine experimentelle Prüfung des Systems, um die Wirksamkeit und Grenzen des Widerstands aufzuzeigen, wie sie bei dessen Anwendung in jedem denkbaren Fall erreicht werden können.

### Bruchmechanismen einer Platte mit Durchstanzbewehrung

Die Dimensionierung und die Trag sicherheitsnachweise einer Platte mit Durchstanzbewehrung müssen generell für vier mögliche Bruchmechanismen erfolgen (Fig. 3):

- (a) Versagen durch Betonbruch der ersten Druckstrebe ( $V_{Rd,def}$ )
- (b) Versagen durch Durchstanzen innerhalb des schubbewehrten Bereichs ( $V_{Rd,int}$ )
- (c) Versagen durch Durchstanzen ausserhalb des schubbewehrten Bereichs ( $V_{Rd,ext}$ )
- (d) Versagen durch Biegebruch ( $V_{Rd,flex}$ ).

Als Widerstand der Platte ( $V_{Rd}$ ) wird der kleinste der vier genannten Werte verwendet. Die ersten drei Bruchmechanismen betreffen das Durchstanzen und werden in der Folge genauer betrachtet. Weitere Bruchmechanismen, wie ein Ablösen der Bewehrung, werden im Rahmen dieses Artikels nicht behandelt. Diese Versagensformen lassen sich durch die Berücksichtigung der konstruktiven Regeln, die am Schluss

règles constructives comme celles décrites à la fin de cet article).

### Rupture à l'extérieur de la zone renforcée

La résistance à l'extérieur d'une zone renforcée par une armature de poinçonnement peut être vérifiée sur la base de la théorie de la fissure critique [3, 4]. Pour ceci, la formulation de la norme SIA 262, basée sur cette théorie, peut être utilisée:

$$V_{Rd} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u_{ext} \quad (1)$$

où  $d_v$  est la hauteur statique efficace (fig. 4),  $u_{ext}$  est le périmètre de contrôle (fig. 5),  $\tau_{cd}$  est la résistance nominale au cisaillement ( $\tau_{cd} = 0,2 \sqrt{f_{ck}}$ ) et  $k_r$  est un coefficient qui dépend de la taille de la dalle et de sa déformation (utilisé également pour le calcul des dalles sans armature de poinçonnement).

Par rapport à  $d_v$ , elle tient compte du fait que les fissures de poinçonnement à l'extérieur de la zone renforcée s'amorcent au niveau de l'ancrage inférieur de l'armature de poinçonnement [7] (fig. 4) et donc que l'enrobage de ces armatures ne contribue pas à la résistance au poinçonnement. Le périmètre de contrôle  $u_{ext}$  doit tenir compte des éventuelles concentrations de l'effort tranchant à proximité d'une zone renforcée. Par conséquent, la distance maximale entre armatures de poinçonnement considérée efficace est limitée [8] à  $2 \cdot d_v$  (fig. 5).

### Rupture par défaillance de la zone comprimée

La défaillance de la zone comprimée est déclenchée par l'écrasement des bielles à proximité de la

dieses Artikels beschrieben werden, verhindern.

### Versagen ausserhalb des bewehrten Bereichs

Der Bruchwiderstand ausserhalb eines Bereichs mit Durchstanzbewehrung kann auf der Grundlage der Theorie des kritischen Schubrisses [3, 4] nachgewiesen werden. Dazu kann die Gleichung der Norm SIA 262 verwendet werden, die auf der Grundlage dieser Theorie beruht:

$$V_{Rd} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u_{ext} \quad (1)$$

Dabei bezeichnet  $d_v$  die effektive statische Höhe (Fig. 4),  $u_{ext}$  den Umfang des Nachweisschnitts (Fig. 5),  $\tau_{cd}$  den Bemessungswert der Schubspannungsgrenze ( $\tau_{cd} = 0,2 \sqrt{f_{ck}}$ ) und  $k_r$  einen Beiwert, der von den Plattenabmessungen und den Verformungen abhängig ist und auch für die Berechnung von Platten ohne Durchstanzbewehrung verwendet wird.

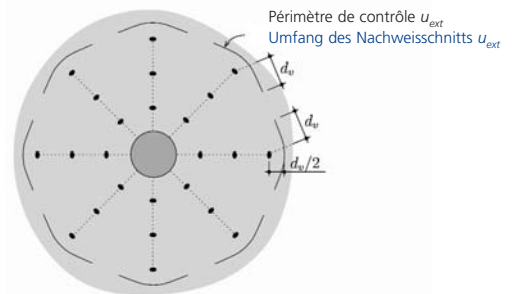


Fig. 5  
Périmètre de contrôle à l'extérieur de la zone renforcée par une armature de poinçonnement. Umfang des Nachweisschnitts ausserhalb des Bereichs mit Durchstanzbewehrung.

Mit der Wahl der statischen Höhe  $d_v$  wird der Umstand berücksichtigt, dass sich die Durchstanzrisse ausserhalb des bewehrten Bereichs auf der Höhe der unteren Verankerung auszubilden beginnen [7] (Fig. 4). Daher kann die Höhe des Überdeckungsbetons nicht zum Durchstanzwiderstand beitragen. Beim Umfang des Nachweisschnitts  $u_{ext}$  ist zu berücksichtigen, dass in der Nähe des bewehrten Bereichs eine Konzentration der Schubkräfte stattfindet.

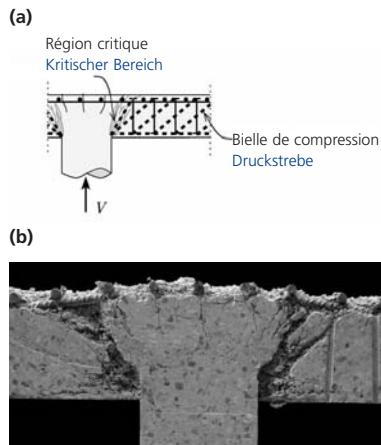


Fig. 6  
Défaillance de la première bielle:  
(a) région critique; et (b) détail  
d'une rupture.  
Versagen der ersten Druckstrebe:  
(a) kritischer Bereich; (b) Bruchdetail.

surface d'appui (fig. 6). La norme SIA 262 (2003) estime cette résistance à l'aide de la théorie de la fissure critique [3,4] de la façon suivante:

$$V_{Rd} = 2 \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u \quad (2)$$

où  $d_v$  est la hauteur statique efficace de la dalle (tenant compte de la pénétration de la surface d'appui) et  $u$  est un périmètre de contrôle à une distance  $d_v/2$  du bord de la surface d'appui.

L'équation (2) est justifiée du point de vue théorique par le fait que la résistance du béton à la compression dépend fortement de son état de fissuration transversale [5]. Selon la théorie de la fissure critique, l'ouverture des fissures augmente avec la rotation de la dalle et, par conséquent, la résistance des bielles à la compression doit également diminuer ( $k_r$  diminue au fur et à mesure que la déformation de la dalle augmente). A cet égard, il a été vérifié expérimentalement que certains systèmes d'armature contre le poinçonnement avec un ancrage très performant permettent un meilleur contrôle de la fissuration dans la région critique et augmentent donc la résistance de la zone comprimée. La résistance peut être calculée en adaptant l'éq. (2) de la façon suivante:

Daher ist der maximale Abstand zwischen den einzelnen Stäben der Durchstanzbewehrung auf  $2 \cdot d_v$  zu begrenzen [8] (Fig. 5).

### Versagen der Druckzone

Das Versagen der Druckzone wird durch den Bruch der Druckstrebe in Auflagernähe ausgelöst (Fig. 6). In der Norm SIA 262 (2003) wird der Widerstand gegenüber diesem Versagensmechanismus auf der Grundlage der Theorie des kritischen Schubrisses [3,4] folgendermassen berücksichtigt:

$$V_{Rd} = 2 \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u \quad (2)$$

Dabei bezeichnen  $d_v$  die effektive statische Höhe (unter Berücksichtigung des Eindringens des Auflagers in die Platte) und  $u$  den Umfang des Nachweisschnitts in einem Abstand von  $d_v/2$  vom Rand des Auflagers.

Die Gleichung (2) wird durch die Annahme gestützt, dass die Betonfestigkeit unter Druckbeanspruchung stark vom Rissverhalten des Betons abhängt [5]. Gemäss der Theorie des kritischen Schubrisses erhöht sich die Rissöffnung mit zunehmender Plattenrotation, womit konsequenterweise der Widerstand der ersten Betondruckstrebe verringert wird ( $k_r$  wird mit zunehmender Verformung der Platte kleiner). In diesem Zusammenhang wurde in Versuchen gezeigt, dass gewisse Durchstanzbewehrungssysteme mit effizienter Verankerung eine bessere Kontrolle der Rissbildung im kritischen Bereich ermöglichen, womit auch der Widerstand in der Druckzone erhöht wird. Der Widerstand kann durch eine Anpassung der Gleichung (2) wie folgt ermittelt werden:

$$v_{Rd} = k_{sys} \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \quad (3)$$

Der Beiwert  $k_{sys}$  ist grösser als 2,0 und abhängig vom System der Durchstanzbewehrung (Qualität der Verankerung und Geometrie). Die Erhöhung des Widerstands durch den Beiwert  $k_{sys}$  hängt stark vom verwendeten System der Durchstanzbewehrung ab und ist experimentell zu verifizieren. Dar-

$$v_{Rd} = k_{sys} \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \quad (3)$$

où  $k_{sys}$  est un coefficient supérieur à 2,0, qui dépend du système d'armature contre le poinçonnement (qualité d'ancrage et géométrie). L'augmentation de résistance par le coefficient  $k_{sys}$  dépend fortement du système d'armature de poinçonnement utilisé et doit toujours être vérifié de façon expérimentale. En outre, dans ces cas un contrôle géométrique accru sur chantier (position des armatures et des enrobages) est indispensable.

### Poinçonnement à l'intérieur de la zone renforcée

Selon la norme SIA 262 (2003), l'armature de poinçonnement doit être dimensionnée sur la base d'un modèle à treillis avec une inclinaison de 45° des diagonales et sans tenir compte de la collaboration du béton tendu. On admet en outre que la limite d'écoulement de l'armature de poinçonnement peut être atteinte indépendamment de la géométrie et de la déformabilité de la dalle. Cette approche est trop prudente dans certains cas et pas suffisamment prudente dans d'autres. C'est pourquoi une approche améliorée a été proposée pour la révision partielle de la SIA 262.

Cette nouvelle approche admet que la résistance à l'intérieur d'une zone renforcée par une armature de poinçonnement ( $V_{Rd,int}$ ) peut être calculée à partir d'une contribution du béton à la reprise de l'effort tranchant ( $V_{cd}$ ) et d'une contribution des armatures de poinçonnement ( $V_{sd}$ ):

$$V_{Rd,int} = V_{cd} + V_{sd} \quad (4)$$

La fig. 7 montre la valeur de ces contributions à l'aide de la théorie de la fissure critique [6]. Selon cette figure, au fur et à mesure que la résistance augmente, la déformation à la rupture augmente à son tour (voir courbe charge-rotation). Par conséquent, la contribution du béton, qui dépend de l'ouverture de la fissure critique d'effort tranchant (et donc de la déformation de la

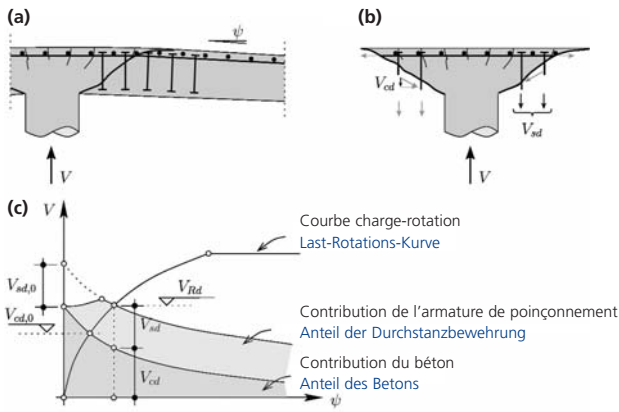


Fig. 7 Contributions du béton et de l'armature de poinçonnement à la reprise des charges: (a) activation des armatures; (b) contributions du béton et de l'armature; et (c) détermination des contributions sur la base de la théorie de la fissure critique. Beitrag zur Lastaufnahme des Betons und der Durchstanzbewehrung: (a) Aktivierung der Bewehrung; (b) Beitrag des Betons und der Bewehrung; (c) Ermittlung der Lastaufteilung auf der Basis der Theorie des kritischen Schubrisses.

über hinaus ist eine sorgfältige Kontrolle des Einbaus auf der Baustelle (Position der Durchstanzbewehrung und Bewehrungsüberdeckung) unabdingbar.

### Versagen innerhalb des bewehrten Bereichs

Gemäss Norm SIA 262 (2003) muss die Durchstanzbewehrung auf der Grundlage eines Fachwerkmodells mit einer Neigung der Diagonalen von 45° bemessen werden. Die Mitwirkung des Betons unter Zugbelastung wird vernachlässigt. Weiter wird angenommen, dass die Durchstanzbewehrung unabhängig von der Plattengeometrie und des Verformungsvermögens die Fließgrenze erreicht. Dieser Ansatz ist in einigen Fällen zu konservativ, in anderen Fällen jedoch nicht konservativ genug. Daher wurde für die nächste Teilrevision der Norm SIA 262 ein verbessertes Konzept vorgeschlagen.

Dieser neue Ansatz geht davon aus, dass sich der Widerstand innerhalb eines Bereichs mit Durchstanzbewehrung ( $V_{Rd,int}$ ) aus einem Anteil des Schubwiderstands des Betons ( $V_{cd}$ ) und einem Anteil der Durchstanzbewehrung ( $V_{sd}$ ) zusammensetzt:

$$V_{Rd,int} = V_{cd} + V_{sd} \quad (4)$$

dalle), diminue au fur et à mesure que la résistance au poinçonnement de la dalle augmente. Afin d'assurer une bonne capacité de déformation, il est souhaitable de dimensionner les dalles avec une valeur  $V_{sd} \geq V_d/2$ .

Sur la base de cette théorie, le dimensionnement d'une armature contre le poinçonnement est relativement simple [6]. Il suffit de calculer avec la valeur de la charge de dimensionnement ( $V_d$ ) la déformation dans la dalle (fig. 8) pour ensuite calculer la valeur de l'effort tranchant repris par le béton à l'aide du critère de rupture:

$$V_{cd} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d \cdot u \quad (5)$$

Le reste de l'effort tranchant ( $V_d - V_{cd}$ ) doit donc être repris par les armatures de poinçonnement ( $V_{sd}$ ). Cette contribution peut être estimée en tenant compte de la géométrie et des paramètres mécaniques et de résistance de la dalle et de l'armature d'effort tranchant [6]. Pour des dimensionnements pratiques, une méthode simplifiée a été aussi proposée [6]:

$$V_{sd} = A_{sw} \cdot \sigma_{swd} \quad (6)$$

$$\text{où } \sigma_{swd} = 160 \frac{r_y}{d} = \frac{E_s \cdot \psi}{6} \leq f_{sd}$$

Fig. 7 zeigt die Werte dieser beiden Anteile auf der Basis der Theorie des kritischen Schubrisses [6]. Gemäss dieser Abbildung steigt mit zunehmender Querkraft die Bruchrotation an (siehe Last-Rotations-Kurve). Da der Schubwiderstand des Betons von der Öffnung des kritischen Schubrisses und damit von der Plattenrotation abhängt, verringert sich sein Beitrag mit zunehmender Querkraft. Um eine angemessene Verformungsfähigkeit zu gewährleisten, soll die Bemessung der Platte mit einem Wert  $V_{sd} \geq V_d/2$  erfolgen.

Auf der Basis dieser Theorie ist die Bemessung einer Durchstanzbewehrung ziemlich einfach [6]. Mit dem Bemessungswert der Querkraft ( $V_d$ ) wird die Plattenrotation berechnet (Fig. 8), um

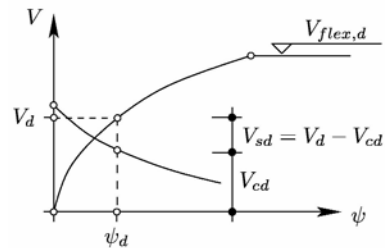


Fig. 8 Dimensionnement d'une armature de poinçonnement selon la théorie de la fissure critique. Bemessung einer Durchstanzbewehrung anhand der Theorie des kritischen Schubrisses.

danach den Anteil des Schubwiderstands des Betons gemäss dessen Bruchkriterium zu ermitteln:

$$V_{cd} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d \cdot u \quad (5)$$

Der Rest der Querkraft ( $V_d - V_{cd}$ ) muss durch eine Durchstanzbewehrung ( $V_{sd}$ ) aufgenommen werden. Die Grösse dieses Anteils kann unter Berücksichtigung der Plattenabmessungen, der Materialeigenschaften, des Plattenwiderstands und der Durchstanzbewehrung [6] ermittelt werden. Für Bemessungszwecke wurde ein vereinfachtes Verfahren vorgeschlagen:

et  $A_{sw}$  est l'aire de l'armature qui se trouve à l'intérieur du cône de poinçonnement (pour lequel un angle de  $45^\circ$  peut être admis) et où les armatures plus proches du bord de la colonne que  $0,35 d_v$  ne peuvent pas être prises en compte dans le calcul. Le paramètre  $r_y$  (rayon plastique de la dalle, voir SIA 262) permet de contrôler l'activation des armatures avec la déformation de la dalle. De façon alternative, cette activation peut être exprimée à partir de la rotation de la dalle [6] ( $\psi$ ). Il peut être observé que, dans l'éq. (6), il y a une phase d'activation des armatures de poinçonnement ( $\sigma_{swd} < f_{sd}$ ) suivie par une phase où les armatures de poinçonnement ont atteint leur limite d'écoulement (fig. 7c).

$$V_{sd} = A_{sw} \cdot \sigma_{swd} \quad (6)$$

$$\text{mit } \sigma_{swd} = 160 \frac{r_y}{d} = \frac{E_s \cdot \psi}{6} \leq f_{sd}$$

Dabei bezeichnet  $A_{sw}$  die Querschnittfläche der Durchstanzbewehrung innerhalb des Durchstanzkegels mit einem Winkel der Bruchfläche von  $45^\circ$ . Bei der Berechnung von  $A_{sw}$  sind sämtliche Bewehrungsstäbe zu vernachlässigen, die einen geringeren Abstand als  $0,35 d_v$  zum Stützenrand aufweisen. Der Parameter  $r_y$  (Radius des plastischen Bereichs der Platte, siehe SIA 262) ermöglicht die kontrollierte Aktivierung des Bewehrungswiderstands durch die Plattenverformungen. Alternativ kann diese Aktivierung des Bewehrungswiderstands direkt mit der Plattenrotation ( $\psi$ ) berechnet werden [6]. Es lässt sich beobachten, dass in der Gleichung (6) eine Phase der Bewehrungsaktivierung ( $\sigma_{swd} < f_{sd}$ ) vorhanden ist, auf die eine Phase folgt, in der die Durchstanzbewehrung ihre Fließgrenze erreicht (Fig. 7c).

### Konstruktive Regeln

Die Bemessungsmethoden und Tragsicherheitsnachweise der Durchstanzbewehrung in den verschiedenen Normen und Empfehlungen sind nur gültig, wenn eine Reihe von konstruktiven Regeln eingehalten wird. Generell sind zur Vermeidung unerwünschter Bruchmechanismen die folgenden Regeln zu befolgen [9] (Fig. 9):

1. Der Abstand zwischen dem ersten Stab der Durchstanzbewehrung und dem Auflagerrand darf nicht grösser als  $0,75 \cdot d_v$  sein.
2. In der zweiten Reihe der Durchstanzbewehrung (vom Stützenrand her gesehen) darf der Abstand zweier Stäbe in Tangentialrichtung nicht grösser als  $1,5 \cdot d_v$  sein.
3. Die Durchstanzbewehrung muss in der Zug- und Druckzone der Platte komplett verankert sein.
4. In der Druckzone der Platte darf die Betonüberdeckung der Verankerung der Durchstanzbewehrung nicht grösser als  $d/6$  sein.

### Règles constructives

La validité des méthodes préconisées pour le dimensionnement et la vérification des armatures de poinçonnement dans les différentes normes et recommandations n'est assurée que si une série de règles constructives sont respectées. En général, afin d'éviter des modes de rupture indésirables, les règles suivantes sont conseillées [9] (fig. 9):

1. La distance entre la première barre d'armature de poinçonnement et le bord de la surface d'appui ne doit pas dépasser  $0,75 \cdot d_v$ .
2. La distance tangentielle entre armatures de poinçonnement au niveau de la deuxième rangée à partir du bord de la colonne ne doit pas être supérieure à  $1,5 \cdot d_v$ .
3. Les armatures de poinçonnement doivent être parfaitement ancrées dans la zone tendue et dans la zone comprimée de la dalle.
4. Sur la face comprimée des dalles, l'enrobage des ancrages des armatures de poinçonnement ne doit pas être supérieur à  $d/6$ .
5. Le diamètre des armatures contre le poinçonnement ( $\phi_w$ ) ne doit pas dépasser  $1/12$  de la hauteur statique du plancher.
6. Pour des dalles avec une hauteur statique inférieure à 160 mm, des règles constructives plus sévères doivent être respectées et la résistance au poinçonnement doit être diminuée.

### Conclusions

Cet article présente un aperçu des armatures de poinçonnement ainsi que des aspects déterminants pour leur dimensionnement. Les conclusions les plus importantes sont rappelées ci-dessous:

1. Les armatures de poinçonnement sont une façon efficace d'augmenter la résistance et la capacité de déformation des planchers-dalles.
2. Ceci permet de rendre ces structures plus sûres et de limiter le danger d'effondrement progressif.

#### Références / Referenzen

- [1] A. Muttoni, M. Fernández Ruiz, A. Fürst, S. Guandalini, F. Hunkeler, K. Moser, H. Seiler; Sécurité structurale des parkings couverts, Documentation D 0226 SIA, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 2008.
- [2] SIA 262, Construction en béton; norme suisse SN 505 262, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 2003.
- [3] A. Muttoni; Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraftbewehrung, Beton- und Stahlbetonbau, Ernst & Sohn, Berlin, Vol. 98, 2003, pp. 74–84.
- [4] A. Muttoni; Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement, ACI Structural Journal, Farmington Hills, Mich., Vol. 105, No. 4, 2008, pp. 440–450.
- [5] A. Muttoni, J. Schwartz, B. Thürlimann; Design of concrete structures with stress fields, Birkhäuser, Basel, Boston and Berlin, 1997.
- [6] M. Fernández Ruiz, A. Muttoni; Punching shear strength of reinforced concrete slabs with transverse reinforcement, ACI Structural Journal, Farmington Hills, Mich., Vol. 106, No. 4, 2009.
- [7] A. Muttoni, S. Guandalini; Kommentar zum Durchstanzen nach SIA 262, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2006.
- [8] A. Muttoni; Poinçonnement, Documentation D 0182 SIA, Introduction à la norme SIA 262, Zurich, 2003, pp. 57–66.
- [9] A. Muttoni, M. Fernández Ruiz, O. Burdet; Poinçonnement des planchers-dalles: nouveaux acquis et applications pratiques, Polycopié de la journée d'études du 10.9.2008, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 2008.



- Der Stabdurchmesser der Durchstanzbewehrung ( $\phi_w$ ) darf 1/12 der statischen Höhe der Platte nicht überschreiten.
- Für Platten mit einer statischen Höhe von weniger als 160 mm müssen strengere konstruktive Regeln eingehalten werden und der Durchstanzwiderstand ist zu verringern.

### Zusammenfassung

Der vorliegende Artikel gibt einen Überblick über die Systeme der Durchstanzbewehrung und die massgebenden Aspekte ihrer Bemessung. Die wichtigsten Schlussfolgerungen sind nachfolgend aufgeführt:

- Die Verwendung einer Durchstanzbewehrung kann den Widerstand und das Verformungsvermögen von Flachdecken wirkungsvoll erhöhen.
- Dies ermöglicht die Erstellung von Strukturen mit höheren Sicherheiten und verringert die Gefahr eines sich progressiven Kollapses.
- Die Bemessung der Durchstanzbewehrung kann anhand der Theorie des kritischen Schubrisses effizient vorgenommen werden, womit auch eine sehr zufriedenstellende Abschätzung der Verhaltensweise der unterschiedlichen Bruchmechanismen erreicht wird.
- Die Wirksamkeit der Durchstanzbewehrungssysteme hängt

- Le dimensionnement des telles armatures peut être effectué de manière très efficace sur la base de la théorie de la fissure critique, avec des estimations très satisfaisantes du comportement pour les différents modes de rupture considérés.
- L'efficacité des systèmes d'armatures de poinçonnement dépend fortement des règles constructives et de la qualité de l'ancrage des armatures. Les normes donnent des règles constructives à respecter. Dans d'autres cas, l'efficacité et les limites de résistance de chaque système doivent être vérifiées expérimentalement.

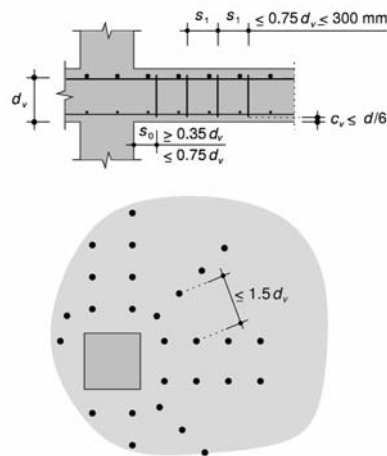


Fig. 9  
Règles constructives pour les armatures de poinçonnement.  
Konstruktive Regeln zur Anordnung einer Durchstanzbewehrung.

stark von der Einhaltung konstruktiver Regeln und von der Verankerungsqualität der Bewehrung ab. In den Normen werden dringend einzuhalten- de, konstruktive Regeln vorgegeben. In den weiteren Fällen sind die Wirksamkeit und die Grenzen des Tragwiderstands der einzelnen Systeme experimentell zu prüfen.

#### Auteurs/Autoren

##### Aurelio Muttoni

Prof. Dr ès techn., ing. dipl. EPFZ  
Ecole Polytechnique Fédérale de  
Lausanne  
aurelio.muttoni@epfl.ch

##### Miguel Fernández Ruiz

Dr ing. dipl. UPM  
Ecole Polytechnique Fédérale de  
Lausanne  
miguel.fernandezruiz@epfl.ch

# Punching shear reinforcement in flat slabs: theory and practice in Switzerland

Aurelio Muttoni, Miguel Fernández Ruiz

## Introduction

Flat slabs are currently one of the most widely used solutions for the construction of multi-storey buildings and multi-storey car parks in Switzerland. This is justified by the economy of this solution, its construction advantages and the architectural possibilities it offers. The reduction in the thickness of the slabs leads however to significant shear force concentrations near support regions (columns). This can lead to shear failure in these regions, known as punching shear failure.

Failure by punching shear of a flat slab in which no transverse reinforcement is provided is very brittle and is influenced by imposed deformations acting on the structure. Such failures develop without warning and can propagate to adjacent columns leading to the complete collapse of the structure. In recent decades, several structural collapses of this type have been reported in Switzerland and other countries [1]. In order to avoid such cases of progressive collapse, codes propose the inclusion of integrity reinforcement. However, this reinforcement, placed in the soffit of the

slab, is expensive, not very efficient and difficult to place.

Placing of transverse (punching) reinforcement is another way of overcoming the above problems as it allows increasing [1]:

1. the punching shear strength, and
2. the deformation capacity (ductility) of the slab.

Such increases can be observed in Fig. 1, where the behaviour of two slabs, one with punching shear reinforcement and the other without, are compared [1] (both slabs having the same dimensions, reinforcement ratio and concrete strength). In the case of the slab with transverse reinforcement, the strength increases by 80%, whereas its deformation capacity increases by 300%. Both effects have significant consequences:

- If punching shear strength is the governing criterion for the design of a slab (thickness), the live load can be increased or the thickness can be reduced for slabs with punching shear reinforcement
- The significant increase in the deformation capacity allows redistribution of internal forces in a flat slab. This helps avoid-

ing progressive collapse in the case of accidental punching around one column (fire, impact, etc.). In addition, with ductile behaviour, evidence of failure can be observed (crack widths and/or large deflections), warning signs that the structure needs to be evacuated and possibly repaired. Furthermore, the increase of the deformation capacity minimizes the influence of imposed deformations (differential settlements, temperature, shrinkage).

The increase of strength, but mostly of the deformation capacity and safety of slabs with punching shear reinforcement, have encouraged engineers in the past to use punching shear reinforcement. In this paper, the theoretical basis of the Swiss Code SIA 262 [2] (2003) with respect to design of punching shear reinforcement will be explained and discussed. This will be done by relating them to the fundamentals of the critical shear crack theory [3,4] (CSCT), which is the fundamental theory for the punching shear formulation of slabs without transverse reinforcement in SIA 262.

## Punching shear reinforcing systems

Various punching shear reinforcing systems are currently available in Switzerland. Some of these systems are presented in the following (Fig. 2):

- (a) Studs: typically welded at the head to a plate or bar.
- (b) Studs welded to steel plates: smooth studs are welded to a steel plate that anchors the studs and strengthens the compression side of the slab.
- (c) Cages of stirrups: with various possibilities for the layout and the development of the bars
- (d) Bent-up bars: already used by Robert Maillart in the invention of

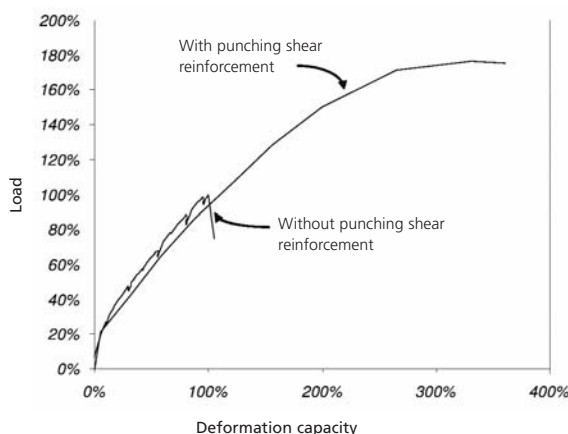


Fig. 1 Comparison of the load-deformation behaviour of slabs with and without shear reinforcement.

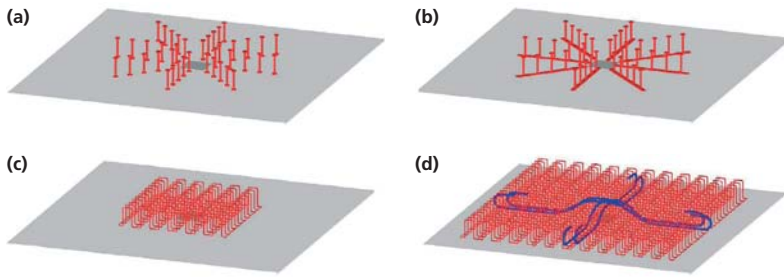


Fig. 2 Some examples of punching shear reinforcement: (a) studs; (b) studs welded to steel plates; (c) cages of stirrups; and (d) bent-up bars in combination with cages of stirrups.

flat slabs in 1908, they were almost abandoned in the late 1970's. At present, they are again used in flat slabs in combination with stirrup cages.

(e) Star-shaped shear reinforcement with anchorage below the flexural reinforcement: they present significant ease of construction; however, they can potentially develop delamination failures, and are restricted to low to intermediate shear demands.

The performance of the previous systems with respect to the various potential types of punching shear failure (that will be detailed in the following) depends greatly on the mechanical properties and the anchors of the reinforcement. Codes usually provide general design rules for the reinforcement, which are only applicable however if a set of detailing rules are respected. Systems with more stringent detailing rules however

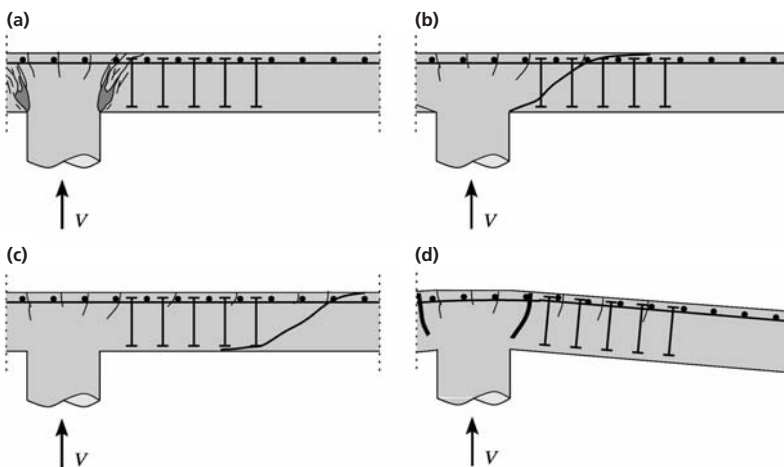


Fig. 3 Failure modes for a slab with punching shear reinforcement: (a) crushing of first concrete strut; (b) punching within the shear-reinforced zone; (c) punching outside the shear-reinforced zone; and (d) flexural failure.

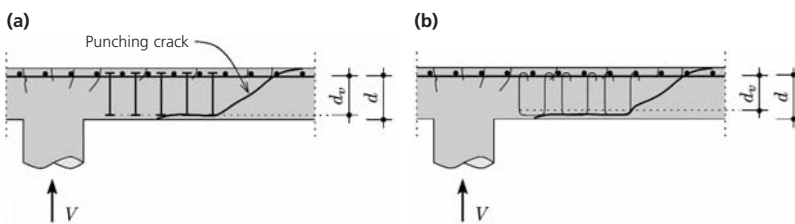


Fig. 4 Effective depth taking into account support region penetration ( $d_v$ ): (a) studs; and (b) stirrups.

can be used beyond the values proposed by codes. Experimental verification of the performance is nevertheless required for such applications.

### Failure modes of flat slabs with punching shear reinforcement

Design of a slab with punching shear reinforcement has to account for four possible failure modes (Fig. 3):

- (a) Crushing of first concrete strut ( $V_{Rd,def}$ )
- (b) Punching within the shear reinforced zone ( $V_{Rd,int}$ )
- (c) Punching outside the shear reinforced zone ( $V_{Rd,ext}$ )
- (d) Flexural failure ( $V_{Rd,flex}$ ).

The strength of the slab ( $V_{Rd}$ ) is calculated as the minimum of the four previous strengths. The first three failure modes (dealing with punching) will be investigated in the following. Other failure modes (like delamination for instance) will not be treated in this paper as they can be avoided provided that a set of detailing rules (as those given at the end of the paper) are respected.

#### Failure outside the shear-reinforced zone

The strength outside the shear reinforced zone can be checked using the CSCT. For this purpose, the formulation of SIA 262 (based on this theory) can be used:

$$V_{Rd} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u_{ext} \quad (1)$$

where  $d_v$  is the effective depth of the slab (Fig. 4),  $u_{ext}$  is a control perimeter (Fig. 5),  $\tau_{cd}$  is the nominal shear strength ( $\tau_{cd} = 0.2 \sqrt{f_{ck}}$ ) and  $k_r$  is a coefficient that depends on the size of the slab and on its deformation (used for punching shear in slabs without transverse reinforcement).

With respect to  $d_v$ , it accounts for the fact that punching shear cracks outside the shear-reinforced zone originate at the level of the anchorage of the transverse reinforcement [7], see Fig. 4. Consequently, concrete cover does not contribute to the punching shear strength. The control peri-

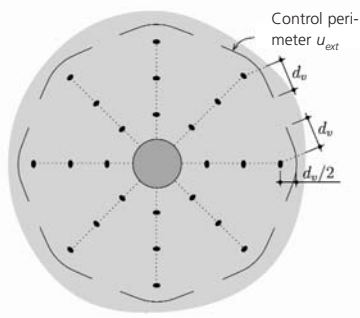


Fig. 5  
Control perimeter outside the shear-reinforced zone.

meter  $u_{ext}$  accounts for potential concentrations of shear around the transverse reinforcement. Thus, the maximum distance between shear reinforcement that can be considered effective is limited [8] to  $2 \cdot d_v$  (Fig. 5).

#### Crushing of first concrete strut

Failure by crushing of the first concrete strut (Fig. 6) can be estimated on the basis of the CSCT using the following approach:

$$V_{Rd} = 2 \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u \quad (2)$$

where  $d_v$  is the effective depth of the slab (accounting for the penetration of the support region) and  $u$  is a control perimeter at  $d_v/2$  from the edge of the support region.

Equation (2) is justified by the fact that concrete strength depends on its transverse cracking state [5]. According to the CSCT,

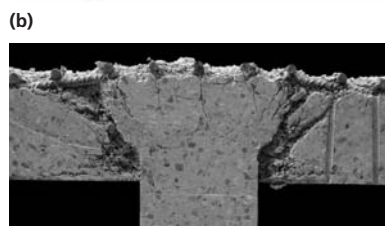
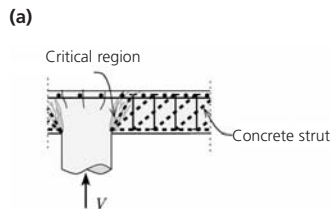


Fig. 6  
Failure by crushing of first concrete strut: (a) critical region; and (b) detail of such a failure.

crack widths in the slab increase as rotations increase and consequently the strength of the struts decreases (coefficient  $k_r$  decreases with increasing deformation of the member). In this regard it has been experimentally demonstrated that shear-reinforcing systems with high performing anchorages allow a better control of cracking in the critical shear region and the strength of the struts can be increased with respect to the limit given by Eq. (2). In such cases, a generalized expression can be used:

$$v_{Rd} = k_{sys} \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \quad (3)$$

where  $k_{sys}$  is a coefficient whose value can be greater than 2.0, depending on the punching shear reinforcing system. The increase in strength with respect to Eq. (3) strongly depends on the type of punching-shear reinforcing system and needs to be verified experimentally. Furthermore, in situ checks of the position and dimensions (length) of the shear reinforcement have to be performed.

#### Punching within the shear-reinforced zone

According to SIA 262, punching shear reinforcement has to be dimensioned on the basis of a truss model, where an angle of  $45^\circ$  is assumed for diagonals and the contribution of concrete in tension is neglected. This assumes that punching shear reinforcement can reach its yield strength independently of the geometry and deformation of the slab. This approach is too conservative for many cases, while it can be potentially unsafe for others. For this reason, an improved method for the design of this reinforcement has been proposed for the forthcoming version of SIA 262.

This new approach assumes that the punching shear strength ( $V_{Rd,int}$ ) can be calculated as the sum of the contributions of concrete ( $V_{cd}$ ) and of punching shear reinforcement ( $V_{sd}$ ):

$$V_{Rd,int} = V_{cd} + V_{sd} \quad (4)$$

Fig. 7 shows such an approach [6]. As the slab deforms, the concrete contribution decreases and the reinforcement contribution increases (until it yields, after which it remains constant). To ensure sufficient deformation capacity, shear reinforcement has to be dimensioned to carry at least  $V_{sd} \geq V_d/2$ . On this basis, punching shear reinforcement can be easily designed [6]. This can be achieved by calculating the required deformation (Fig. 8) under the design load ( $V_d$ ), thus calculating the shear force carried by the concrete:

$$V_{cd} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d \cdot u \quad (5)$$

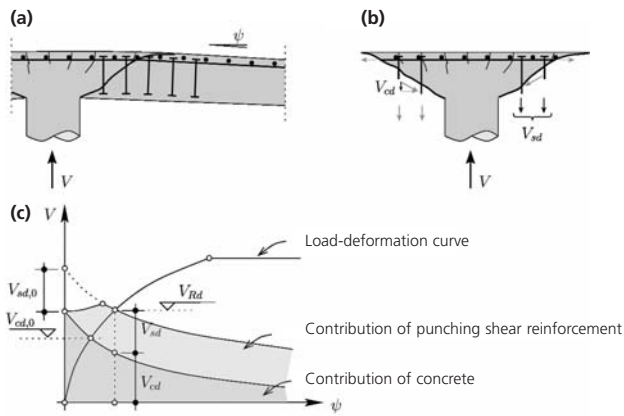
The rest of the shear force ( $V_d - V_{cd}$ ) has to be carried by punching shear reinforcement ( $V_{sd}$ ). This contribution can be estimated on the basis of the geometry of the slab and of the shear reinforcement bond conditions [6]. For design purposes, a simplified approach has also been proposed [6]:

$$V_{sd} = A_{sw} \cdot \sigma_{swd} \quad (6)$$

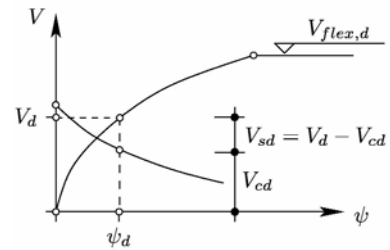
$$\text{where } \sigma_{swd} = 160 \frac{r_y}{d} = \frac{E_s \cdot \psi}{6} \leq f_{sd}$$

and where  $A_{sw}$  is the sum of the cross sections of the punching shear reinforcement within the failure surface (which can be approximated as a truncated cone with an angle of  $45^\circ$ ) and where transverse reinforcement closer than  $0.35 d_v$  of the support region cannot be considered. Parameter  $r_y$  (plastic radius of the slab according to SIA 262) allows controlling the activation of the transverse reinforcement as a function of the deformation of the slab. Alternatively, the activation can be calculated using the rotation of the slab [6] ( $\psi$ ). It should be noted that in Eq. (6) there is a phase in which punching shear reinforcement is activated ( $\sigma_{swd} < f_{sd}$ ), followed by a phase in which the reinforcement has reached its yield strength (Fig. 7c).





**Fig. 7**  
Contributions of concrete and shear reinforcement: (a) reinforcement activation; (b) steel and concrete contributions; and (c) calculation of contributions on the basis of the critical shear crack theory.



**Fig. 8**  
Design of punching shear reinforcement on the basis of the critical shear crack theory.

## Detailing rules

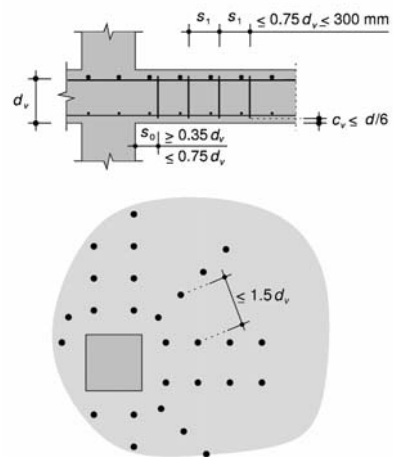
The previously described design approach can be used as long as a set of detailing rules are observed. These rules avoid the development of undesirable failure modes [9] (Fig. 9):

1. The distance between the first transverse reinforcement and the edge of the support region should not exceed  $0.75 \cdot d_v$ .
2. The minimum distance between punching shear reinforcement at the level of the second set of tangential reinforcement (Fig. 9) should not exceed  $1.5 \cdot d_v$ .
3. Shear reinforcement is fully anchored in the compression and tension sides of the slab.
4. In the compression side of the slab, the concrete cover of the transverse reinforcement should be smaller than  $d/6$ .
5. The diameter of the punching shear reinforcement ( $\phi_w$ ) should be lower than  $1/12$  of the effective depth of the slab.
6. For slabs with effective depths smaller than 160 mm, more stringent detailing rules are needed. In addition, for these cases punching shear strength has to be reduced.

## Conclusions

This paper presents an outlook on the behavior of slabs with punching shear reinforcement and on the approach proposed by the critical shear crack theory for their design. The main conclusions of this paper are:

1. Punching shear reinforcement is an efficient way of increasing the strength and deformation capacity of flat slabs.
2. The increase of the deformation capacity increases the safety of such structures and helps avoiding progressive collapse.
3. Design of punching shear reinforcement can be performed on the basis of the critical shear crack. This approach is applicable for the various potential failure modes and leads to simple and physically-founded design formulas.
4. The efficiency of punching shear reinforcing systems is strongly influenced by the detailing rules and anchorage properties of the reinforcement. Codes provide general rules to be respected. In other cases, the performance of a system has to be verified experimentally.



**Fig. 9**  
Detailing rules for shear reinforcement.

## References

References [1] to [9] are to be found on page 22.

## Authors

**Aurelio Muttoni**  
Prof. Dr ès techn., ing. dipl. EPFZ  
Ecole Polytechnique Fédérale de  
Lausanne  
aurelio.muttoni@epfl.ch

**Miguel Fernández Ruiz**  
Dr ing. dipl. UPM  
Ecole Polytechnique Fédérale de  
Lausanne  
miguel.fernandezruiz@epfl.ch

# Caratterizzazione dinamica del calcestruzzo e dell'acciaio d'armatura per la demolizione di un ponte

## Dynamic characterization of concrete and reinforcing steel for the demolition of a bridge

Ezio Cadoni, Daniele Forni, Matteo Dotta, Domenico Asprone, Andrea Prota, Gaetano Manfredi



Fig. 1  
Vista del ponte Tenza.  
Tenza bridge view.

### Introduzione

La valutazione del ciclo di vita di una infrastruttura del genio civile necessita che essa venga condotta tenendo conto di tutte le fasi della vita della struttura, dalla costruzione alla gestione e manutenzione sino alla sua dismissione includendo la demolizione. In particolare questa ultima fase, nel caso di grandi infrastrutture, può essere particolarmente critica e costosa. Infatti, nel caso di un ponte, la gestione di grandi quantità di volume di materiale di risulta e i vincoli ambientali possono rendere la demolizione molto onerosa dal punto di vista economico e ambientale.

Recentemente i carichi dinamici come l'impatto e l'esplosione sono stati presi in considerazione nella progettazione di infrastrutture sensibili. Essi potrebbero essere dovuti a cause naturali, come forti terremoti, o causati volontariamente dall'uomo, come impatti o esplosioni.

Per valutare questo aspetto è stato sviluppato un progetto di ricerca indirizzato allo studio dell'ef-

### Introduction

The life cycle assessment of a civil infrastructure needs to be conducted taking into account all the phases of its life-time, from the construction, to the service and maintenance time, up to its dismissing phase, including demolition. In particular this last phase, in case of a large structure, like a bridge, can be particularly critical and expensive. In fact, in case of a bridge, the huge volume of waste materials to manage and environmental restraints can make the demolition very costly, from the economic and environmental point of view.

Recently, dynamic loads, as impact and blast, have been taken into consideration for the design of critical infrastructures. They could be due to natural causes, like strong earthquakes, or man-made causes, like blast or impacts. Moreover, recent events have emphasized the vulnerability of these structures to resist to blast loads.

To investigate this aspect, a research project has been develop-

fetto di carichi dovuti all'esplosione sulla struttura in calcestruzzo armato del ponte Tenza situato nel sud Italia.

### Il ponte Tenza

Il ponte Tenza (fig. 1) fu costruito negli anni sessanta come parte dell'autostrada Salerno-Reggio Calabria e rimase aperto al traffico fino a pochi anni fa. Recentemente la società proprietaria dell'autostrada ha pianificato la modifica della geometria della stessa perché non rispettava più le attuali norme di sicurezza e non garantiva i livelli di servizio richiesti. Quindi il ponte fu chiuso al traffico perché apparteneva ad una tratta autostradale che doveva essere sostituita.

### Il progetto della demolizione

Per la progettazione della demolizione è stata considerata la configurazione strutturale del ponte. Il ponte è costituito da 3 strutture indipendenti: la struttura centrale e le rampe laterali. La struttura centrale è un ponte ad arco a via

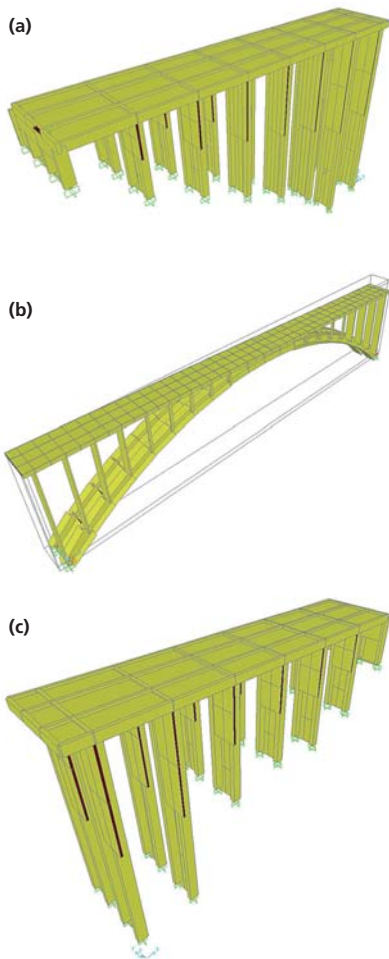


Fig. 2  
Modello geometrico della struttura  
della rampe laterali (a) e (c) e  
dell'arco centrale.  
Geometrical models of the approach  
ramps, (a) and (c), and of the central  
arch structure (b).

ed in order to study the effect of  
blast loads on the reinforced con-  
crete structure of the bridge  
Tenza, located in southern Italy.

### The Tenza bridge

The Tenza bridge (Fig. 1), located  
in southern Italy, was built in the  
sixties as part of Salerno–Reggio  
Calabria highway and was open  
to traffic till few years ago. Re-  
cently the high-way owner socie-  
ty planned to change the geome-  
try of the route, since it does not  
respect any more the current sa-  
fety standards. Therefore the  
bridge was closed to traffic as it  
belonged to a substituted portion  
of the highway.

### Demolition design

In order to design the demolition,  
the structural configuration of

superiore. Nella fig. 2 sono raffi-  
gurati i modelli geometrici delle  
tre strutture.

Il progetto di demolizione neces-  
sita la definizione di un mecca-  
nismo progressivo di collasso sotto  
peso proprio, che avviene me-  
diante il collasso locale di alcuni  
elementi a mezzo esplosione. In  
altre parole, il danneggiamento  
locale permette il rilascio di alcu-  
ni vincoli interni così da creare  
una configurazione strutturale  
instabile. La scelta del mecca-  
nismo di collasso è condotto cer-  
cando di seguire alcune regole:

- Il meccanismo di collasso deve  
essere riferito ad una configu-  
razione strutturale altamente  
instabile, il meccanismo di col-  
lasso è attivato con sicurezza;
- Il possibile meccanismo di col-  
lasso deve essere unico così che  
non possano attivarsi mecca-  
nismi indesiderati;
- I detriti creati dalla frammen-  
tazione causata dall'esplosione  
devono avere una specifica  
dimensione per essere facil-  
mente rimossi dopo la demoli-  
zione;
- I detriti devono seguire traiet-  
torie sicure.

Nel caso del ponte si è deciso di  
indurre un meccanismo di collasso  
verticale, danneggiando la som-  
mità dell'arco, attraverso l'esplo-  
sione di un elemento d'arco in  
chiave e nella mezzeria dell'im-  
palcato; questo creerebbe due  
mensole costituite dai semiarchi,  
collassando sotto il peso proprio.  
Allo stesso tempo per avere detri-  
ti delle dimensioni volute, altre  
esplosioni sono indirizzate a spe-  
zzare l'impalcato in due parti alla  
intersezione con le pile; allo stes-  
so scopo, tre esplosioni per pila  
dovrebbero dividere in tre parti  
ciascun elemento verticale. Ulte-  
riori esplosioni dovrebbero sud-  
dividere l'elemento di semiarco in  
sei parti. La procedura è attivata  
in tre fasi, leggermente ritardate.  
La fig. 3 illustra i punti delle  
esplosioni.

Una volta definito il meccanismo di  
collasso progressivo è necessario  
procedere al calcolo della quan-  
tità di esplosivo di ciascuna esplo-  
sione.

the bridge was considered. The  
bridge consists of three independ-  
ent structures: the central struc-  
ture and two lateral approach  
ramps. The central structure is a  
superior way arch viaduct, where-  
as the approach ramps are two  
pier viaducts. Fig. 2 depicts the  
geometrical models of the three  
structures.

The demolition design needs to  
define a progressive collapse  
mechanism under gravity loads,  
to be activated through blast in-  
duced local failure of some struc-  
tural elements. In other words,  
the local damages must release  
some internal fixities, so to create  
an unstable structural configura-  
tion. The choice of the collapse  
mechanism is conducted trying to  
observe some rules:

- The collapse mechanism must  
be related to a highly unstable  
structural configuration; in this  
way, the defined collapse me-  
chanism is safely activated;
- The possible collapse mecha-  
nism must be unique so that  
undesired mechanisms are not  
activated;
- The debris created by the frag-  
mentation must have a speci-

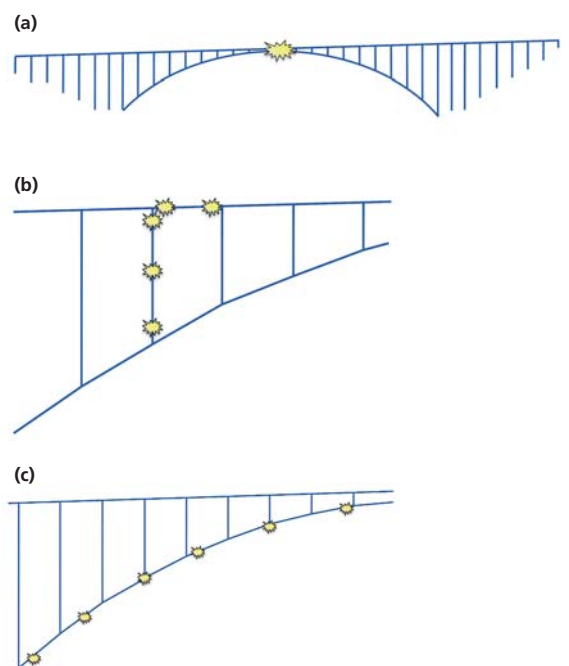


Fig. 3  
Fasi dell'esplosione per attivare il  
meccanismo di collasso progressivo.  
Explosion phases to activate the pro-  
gressive collapse mechanism.



**Fig. 4**  
Installazione dedicata alle prove ad alta velocità di deformazione di campioni di calcestruzzo.  
Experimental set-up for tensile test on concrete specimen at high strain-rate.

Per il calcolo della quantità  $W$  di TNT, per indurre la rottura nelle travi o nelle piastre di calcestruzzo, sono disponibili alcune formulazioni semiempiriche. Comunque la quantità di esplosivo dipende dall'energia di frattura globale del calcestruzzo armato, la quale è proporzionale a (i) l'energia di frattura del calcestruzzo, (ii) la quantità di acciaio di rinforzo e (iii) la tensione di snervamento e di rottura dell'acciaio di rinforzo. Per valutare questi parametri è stata eseguita una caratterizzazione statica e dinamica dei materiali componenti il ponte.

### Caratterizzazione meccanica del materiale

L'obiettivo di questa campagna è stato quello di ottenere una completa caratterizzazione statica e dinamica dei materiali del ponte Tenza. Nella struttura del ponte Tenza possono essere identificati 4 tipi di materiale:

- Il calcestruzzo originale, utilizzato negli anni sessanta quando fu costruito il ponte; è la parte prevalente di materiale nella struttura;
- Il calcestruzzo, usato per rinforzare le pile e gli archi (rinforzo per carichi sismici);
- Le barre d'armatura lisce in acciaio usate per rinforzare il calcestruzzo originale;
- Le barre d'armatura nervate in acciaio usate per il calcestruzzo di rinforzo più recente.

Per ciascuno di questi materiali sono stati prelevati alcuni cam-

pioni dalla struttura reale. Sono state eseguite prove di trazione sulle barre d'armatura in acciaio, prove di compressione e misurazioni ultrasoniche per i campioni di calcestruzzo.

fied dimension to be easily removed after the demolition;  
- The debris must follow a safe path.  
In the case of the bridge, it was decided to induce a vertical collapse mechanism, damaging the top of the arch, through explosions in the arch elements and in the midspan of the deck; this would create two cantilever semi-arches, collapsing under the gravity loads.

At the same time, in order to have small debris elements, other explosions would break the deck into single spans at the intersection with the piers; at the same aim, three explosions for each pier would break each vertical element into two parts and further explosions would break the semi-arch elements into six parts. The procedure is activated into three phases, slightly delayed. Fig. 3 depicts the points of the explosions. Once the progressive collapse mechanism is defined, the amount of explosive to be used needs to be calculated for each explosion. Several semi-empirical formulations are available to define the amount  $W$  of TNT to induce failure into a concrete section of a beam or into a concrete slab. However, the amount of explosive depends on the global fracture energy of the reinforced concrete, which is proportional to (i) the fracture energy of the concrete, (ii) the amount of steel internal reinforcement and (iii) the yielding stress of the steel internal reinforcement. In order to evaluate such parameters a detailed static and dynamic characterization of the component materials of the bridge was conducted.

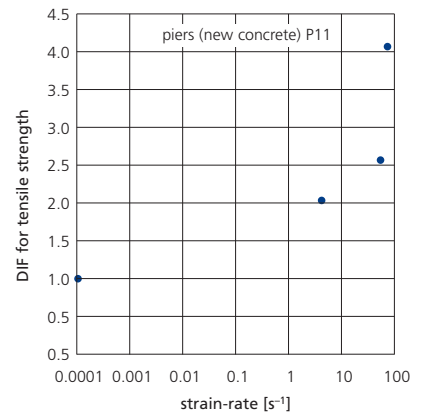
### Mechanical characterization of materials

The objective of this campaign has been to obtain a complete quasi static and dynamic characterization of the materials of the Tenza bridge. In the Tenza bridge structure four types of material can be identified:

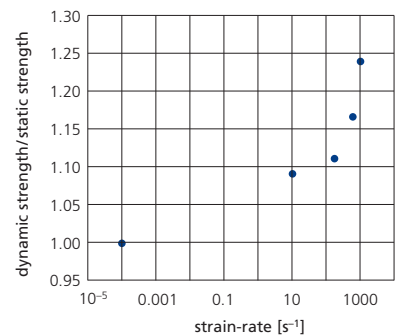
- The original concrete, used in the sixties when the bridge was built; it is the prevailing

### Caratterizzazione dei materiali in regime quasi-statico

La caratterizzazione statica dei 4 materiali è stata condotta per ottenere informazioni circa la loro resistenza e la loro rigidità; quindi è stata eseguita un'analisi modale ed è stata validata da prove con una vibrodina. L'analisi statica (sotto peso proprio e carichi sismici) è stata condotta su un modello agli elementi finiti della



**Fig. 5**  
Fattore di Incremento Dinamico (DIF) per la tensione di rottura delle pile (calcestruzzo di rinforzo).  
Dynamic increase factor (DIF) for the fracture stress of the Piers (strengthening concrete).



**Fig. 6**  
Fattore di Incremento Dinamico (DIF) in funzione della velocità di deformazione dell'acciaio di armatura originale.  
Dynamic increase factor (DIF) vs. strain-rate of reinforcing steel.



amount of concrete in the structure;

- The concrete, used for piers and arches strengthening;
- The original steel, lightly ribbed, used for the reinforcement of the original concrete;
- The strengthening steel, ribbed, used for the reinforcement of the more recent concrete.

For each of these materials several specimens have been taken from the real structure. Tensile tests of the steel specimens and compression and ultrasonic tests of the concrete specimens have been realized.

#### Mechanical characterization of materials in quasi-static regime

The static characterization of the four materials has been conducted in order to acquire information about their strength and stiffness; then a modal analysis has been performed and has been validated through a vibrodyne test. Static analysis under gravity and seismic loads has been conducted on the FEM model of the structure. Detailed results of this phase are present in [1, 2].

#### Mechanical characterization of materials at high strain-rate

In order to determine the mechanical properties of concrete and

struttura. Risultati più dettagliati sono presenti in [1, 2].

#### Caratterizzazione dei materiali ad alta velocità di deformazione

Per determinare la proprietà meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio in trazione ad alta velocità di carico sono state utilizzate tre Hopkinson bar modificate (MHB): una MHB con barra avente diametro di 10 mm è stata usata per testare l'acciaio, altri due set-up sono stati utilizzati per campioni di calcestruzzo con diametro pari rispettivamente a 20 e 60 mm (fig. 4). Queste MHB sono installate presso il laboratorio DynaMat della SUPSI di Lugano.

#### Risultati delle prove ad alta velocità di deformazione

Osservando il comportamento del calcestruzzo a differenti velocità di deformazione diventa evidente che la resistenza a trazione, la deformazione ultima e l'energia di frattura (intesa come l'area sotto la curva tensione spostamento) aumentano all'aumentare della velocità di deformazione. Benché il calcestruzzo è stato prelevato da una struttura esistente di 40 anni di vita, la tendenza osservata era coerente con i risultati descritti nella letteratura. I differenti calcestruzzi provenienti dall'arco e dalle pile sono stati provati a diversi regimi di velocità di deformazione. Un esempio dei risultati ottenuti è mostrato nella fig. 5 dove è mostrato l'andamento del fattore di incremento dinamico (rapporto tra resistenza dinamica e statica) in funzione della velocità di deformazione.

Per quanto riguarda l'acciaio i campioni sono stati ricavati dalle barre lisce di armatura. I provini sono stati testati ad due regimi di alta velocità di deformazione di 200 e 600 s<sup>-1</sup>, cinque campioni per ciascuna velocità. Come riferimento alcuni campioni sono stati testati anche in regime quasi-statico. I risultati in termini di fattore di incremento dinamico in funzione della velocità di deformazione sono mostrati in fig. 6. Risultati più dettagliati possono essere trovati in [3, 4].

steel in tension under high loading rates three Modified Hopkinson Bar (MHB) have been used: a MHB with a diameter of 10 mm was used for dynamic testing of steel, other two set-up were used to load representative plain concrete specimens with diameter of 20 and 60 mm (Fig. 4), respectively. These MHBs are installed in the DynaMat laboratory of the University of Applied Sciences of Southern Switzerland (SUPSI) of Lugano.

#### High strain-rate test results

Observing the behavior of the concrete at different high strain-rates it becomes evident that the tensile strength, the ultimate strain and the fracture energy (considered as the area under the curves) increase as strain-rate become larger. Even though the concrete was taken from an existing structure and was about forty years old, the trend observed was coherent with the results described in the literature. The different specimens coming from arch and piers were tested at the different strain-rate regime. An example of the results is shown in Fig. 5 where the dynamic increase factor (DIF) vs. strain-rate is shown.

As it regards steel internal reinforcement, the specimens were obtained from the old reinforcing rebars. The specimens have been tested at high-strain rate regime 200 and 600 s<sup>-1</sup>, five samples for each velocity. As reference the same specimens have been tested in quasi-static regime. The results in terms of the DIF vs. strain rate is shown in Fig. 6. Detailed results can be found in [3, 4].

#### Bibliografia/References

- [1] D. Asprone, E. Cosenza, G. Manfredi, A. Occhiuzzi, A. Prota, A. Devotfranceschi; Caratterizzazione dinamica di strutture da ponte: il progetto Tenza. Atti del Convegno Nazionale «Sperimentazione su Materiali e Strutture» Venezia 6-7 dicembre 2006, Italy
- [2] E. Cadoni, D. Asprone, A. Prota; High strain-rate testing analysis of concrete and steel for the assessment of the Tenza Bridge under blast loading. Proceedings of New trends in fractures mechanics of concrete, eds. Carpinteri-Gambarova-Ferro-Plizzari, Balkema, June 2007, Catania, Italy, pp 627-635.
- [3] D. Asprone, E. Cadoni, A. Prota; Experimental Analysis on Tensile Dynamic Behavior of Existing Concrete under High Strain Rates, ACI Structural Journal, vol. 106, n. 1, 2009, pp.106-113.
- [4] D. Asprone, E. Cadoni, A. Prota; Tensile High Strain-Rate Behavior of Reinforcing Steel from an Existing Bridge, ACI Structural Journal, vol. 106, n. 4, 2009, pp. 523-529.

#### Autori/Authors

Prof. Dr. **Ezio Cadoni**  
Ing. **Daniele Forni**  
Ing. **Matteo Dotta**  
DynaMat Laboratory  
University of Applied Sciences of Southern Switzerland  
CH-6952 Canobbio  
ezio.cadoni@supsi.ch

Dr. **Domenico Asprone**  
Dr. **Andrea Prota**  
Prof. Dr. **Gaetano Manfredi**  
Department of Structural Engineering, University "Federico II" of Naples  
I-80125 Napoli  
gamanfre@unina.it