

# Ontwerpen van prefabgebouwen om voortschrijdende instorting bij accidentele acties te voorkomen

## Conception d'immeubles préfabriqués visant à prévenir la destruction en chaîne sous l'effet d'actions accidentelles

### 1. Inleiding

Op de ochtend van 16 mei 1968, toen mevrouw Ivy Hodge het gasfornuis aanstak in de keuken van haar appartement op de 18de verdieping van het Ronan Point gebouw in Londen, deed zich een krachtige gasontploffing voor. De gevelwand werd naar buiten gedrukt, de bovenliggende wanden en vloeren stortten in en zorgden door impact voor een kettingreactie waardoor de hele hoek van het appartementsgebouw instortte. Mevrouw Hodge overleefde als bij wonder de ramp.

### 1. Introduction

Le matin du 16 mai 1968, lorsque Mme Ivy Hodge alluma sa gazinière dans la cuisine de son appartement du 18e étage de l'immeuble Ronan Point à Londres, il s'ensuivit une puissante explosion de gaz. Le mur de façade fut propulsé vers l'extérieur, les murs et planchers supérieurs s'effondrèrent et suscitèrent par leur impact une réaction en chaîne qui entraîna l'effondrement de tout l'angle de l'immeuble à appartements. Mme Hodge survécut par miracle à la catastrophe.

**Fig. 1: Voortschrijdende instorting van een hoek van het Ronan Point gebouw in Londen**

**Fig. 1: Destruction en chaîne d'un angle de l'immeuble Ronan Point à Londres**





De hele Engelse bouwwereld werd hierdoor letterlijk wakker geschud en realiseerde zich dat de toenmalige bouwconcepten over onvoldoende robuustheid beschikten om dergelijke accidentele belastingen op te nemen. Reeds in 1970 werden in Engeland de eerste richtlijnen gepubliceerd om de constructieve integriteit van gebouwen te verbeteren. In de daaropvolgende jaren zijn er nog een aantal voortschrijdende instortingen gebeurd ten gevolge van gasontploffingen, tot in de jaren 80 de terroristische bomaanslagen opdoken, met dikwijls voortschrijdende instorting als gevolg. Het bekendste geval is ongetwijfeld de Twin Towers in New-York in 2001.

In prefabricatie wordt tegenwoordig aandacht besteed aan het fenomeen, mede omdat we met prefab steeds hoger en slanker gaan bouwen, in België tot 37 verdiepingen voor kantoorgebouwen en in Nederland tot 42 verdiepingen voor appartementsgebouwen. Het risico van belangrijke potentiële schade als gevolg van accidentele belastingen wordt dus steeds groter. Vandaar dat bouwheren en verzekeringsmaatschappijen vragen naar constructieve maatregelen om voortschrijdende instorting zo goed als mogelijk te voorkomen.

De fib Commissie Prefabricage publiceert later dit jaar een ontwerp-gids voor prefabgebouwen welke bestand moeten zijn tegen voortschrijdende instorting. De schrijver van dit artikel is voorzitter van de Werkgroep en heeft ook het grootst deel van het document geschreven. De basisconcepten voor het ontwerp van gebouwen tegen voortschrijdende instorting komen uit de bestaande literatuur, maar deze behandelt bijna uitsluitend ter plaatse gestorte gebouwen. De verdienste van het fib rapport is dat het deze concepten vertaalt en uitbreidt naar prefabgebouwen. Het huidige artikel geeft een gedetailleerde beschrijving van de voorgestelde ontwerpmethodes.

## 2. Fenomeen

Voortschrijdende instorting is een fenomeen waarbij een lokale bezwijking van een primair constructie-element aanleiding geeft tot het instorten van aanpalende elementen, waardoor een kettingreactie van instortingen in gang gezet wordt. De initiële accidentele belasting kan door mensen veroorzaakt worden (explosies, impact door aanrijdingen, constructiefouten) of een natuurlijke oorsprong hebben (grondverschuivingen, aardbevingen, enz.).

Toute l'industrie de la construction anglaise fut secouée par l'événement et réalisa que les concepts structurels de l'époque manquaient de robustesse pour supporter de telles actions accidentelles. Dès 1970, les premières directives destinées à améliorer la robustesse des bâtiments furent publiées en Angleterre. Durant les années qui suivirent, divers autres destructions en chaîne se sont produites suite à des explosions de gaz, jusqu'à l'apparition, dans les années 80 des attentats terroristes, induisant souvent un effondrement catastrophique. Le cas le plus connu est incontestablement celui des Tours Jumelles à New York en 2001.

Le secteur de la préfabrication, se penche aujourd'hui sur le phénomène, notamment parce qu'apparaissent des bâtiments préfabriqués toujours plus hauts et plus élancés : en Belgique jusqu'à 37 étages pour les immeubles de bureaux et aux Pays-Bas jusqu'à 42 étages pour les immeubles à appartements. Le risque de dégâts potentiellement importants suite à des actions accidentelles est donc de plus en plus grand. Voilà pourquoi les maîtres d'ouvrage et les compagnies d'assurances exigent des mesures constructives afin de prévenir autant que possible des destructions en chaîne.

La Commission Préfabrication de la fib publiera cette année un guide de conception pour les immeubles préfabriqués afin de prévenir la destruction en chaîne. L'auteur de cet article est président du Groupe de travail et a aussi rédigé la majeure partie de ce document. Les concepts de base pour la construction d'immeubles résistant à une destruction en chaîne sont extraits de la littérature existante, mais celui-ci traite presque exclusivement de bâtiments coulés sur place. L'avantage du rapport de la fib est qu'il traduit et étend les concepts aux immeubles préfabriqués. Le présent article donne une description détaillée des méthodes de conception présentées.

## 2. Phenomene

La destruction en chaîne est un phénomène au cours duquel un affaissement local d'un élément de construction primaire entraîne l'effondrement d'éléments adjacents, induisant une réaction en chaîne d'effondrements. La charge accidentelle initiale peut être causée par des personnes (explosions, impact consécutif à des collisions, erreurs de construction) ou avoir une origine naturelle (glissements de terrain, tremblements de

Bij Ronan Point werd door de ontploffing zowel de bovenliggende vloer als de wanden onderworpen aan een grote gasexplosiedruk (Figuur 2). Omdat de ontploffing plaatsvond op de vierde hoogste verdieping werd de bovenliggende vloer opgelicht. Dit was mogelijk omdat de totale belasting van de vier hogere verdiepingen kleiner was dan de opwaartse druk van de ontploffing, en bovendien ook omdat er geen continue verticale kettingwapeningen in de gevelwanden aanwezig waren. Door de opwaartse druk werd de korte verticale deugel in de wandverbinding uit zijn huls getrokken. Het gevelement had daardoor geen horizontale verbinding meer en werd door de explosie naar buiten gedrukt. De bovengelige vloer verloor zijn oplegging en stortte naar beneden. De impactbelasting was groot genoeg om de onderliggende vloer te doen bezwijken en een kettingreactie te veroorzaken.

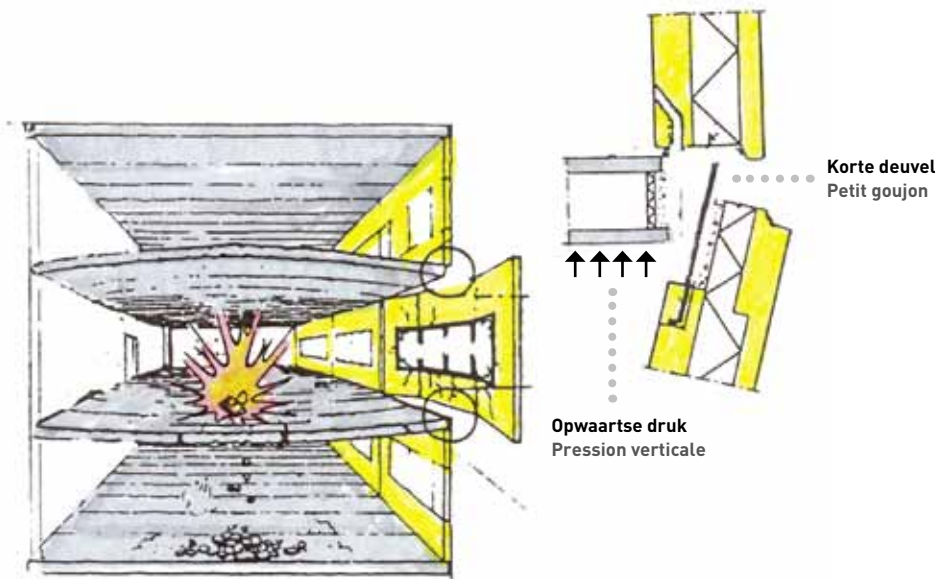


Fig. 2: Schematische voorstelling van het effect van een gasontploffing op een vloer-wand verbinding

Er zijn gevallen gekend waarbij een gasexplosie op de benedenverdieping van een gebouw geen voortschrijdende instorting veroorzaakte, omdat de druk van de bovenliggende constructie groot genoeg was om de opwaartse kracht van de explosie te compenseren, en ook omdat er een tweede draagweg ontstond door de dragende gevelpanelen.

### 3. Optredende krachten

#### - Gasontploffingen

De druk bij een gasontploffing hangt af van de vorm en de afmetingen van het lokaal, het gasvolume, het soort gas, de ontsteking,..... Een gasontploffing heeft bepaalde karakteristieken:

- De druk treedt op in alle richtingen, waardoor er een normaalkracht ontstaat op alle begrenzende oppervlakken, dus ook op het plafond.
- De druk is niet noodzakelijk dezelfde op alle vlakken, vooral door de aanwezigheid van deuren en vensters, die kunnen breken. De maximum druk kan variëren van 30 tot 100 kN/m<sup>2</sup>, maar hogere waarden tot zelfs 700 kN/m<sup>2</sup> werden reeds geregistreerd.
- De drukgolf bouwt zich op gedurende een aantal milliseconden

Dans le cas de l'immeuble Ronan Point, c'est l'explosion de gaz qui a exercé une forte pression tant sur le plancher situé au-dessus que sur les murs (Figure 2). Comme l'explosion avait eu lieu au quatrième étage le plus élevé avant le sommet de l'immeuble, le plancher situé au-dessus a été soulevé. Ceci a été possible parce que la charge totale des quatre étages supérieurs était plus faible que la pression verticale de l'explosion, mais aussi en raison de l'absence d'armatures de chaînage continues verticales dans les murs de façade. Sous l'effet de la pression verticale, le petit goujon d'assemblage entre les éléments de façade superposés a été extrait de sa gaine. L'élément de façade n'avait dès lors plus de liaison horizontale et a été poussé vers l'extérieur par l'explosion. Le plancher situé au-dessus a perdu son support et s'est effondré. La charge d'impact était suffisamment importante pour détruire le plancher en dessous et générer une réaction en chaîne.

Fig. 2: Représentation schématique de l'effet d'une explosion de gaz sur un assemblage plancher – mur porteur

Il existe des cas où une explosion de gaz au rez-de-chaussée d'un immeuble n'a pas causé d'effondrement progressif, parce que la charge de la construction située au-dessus était suffisamment grande pour compenser l'effort vertical de l'explosion, et grâce à la création d'un chemin alternatif de descente des charges par les panneaux de façade porteurs.

### 3. Efforts agissants

#### - Explosions de gaz

La pression lors d'une explosion de gaz dépend de la forme et des dimensions du local, du volume de gaz, du type de gaz, de la détonation, etc. Une explosion de gaz présente certaines caractéristiques:

- La pression agit dans toutes les directions, créant un effort normale sur toutes les surfaces du local, et donc aussi sur le plafond.
- La pression n'est pas nécessairement la même sur toutes les surfaces, surtout en raison de la présence de portes et de fenêtres qui peuvent céder. La pression maximale peut varier entre 30 et 100 kN/m<sup>2</sup>, mais des valeurs supérieures allant même jusqu'à 700 kN/m<sup>2</sup> ont déjà été enregistrées.

en blijft een korte tijd constant.  
Wanneer ventilatieopeningen ontstaan door bijvoorbeeld glasbreuk, zal de druk vlug afnemen.

- *Explosieven*

Het ontploffingseffect van explosieven is totaal verschillend dan die van gasexplosies. Bij explosieven ontstaat een ogenblikkelijke schokgolf met hoge amplitude van samengedrukte lucht. Die plant zich voort aan supersonische snelheid. De druk neemt exponentieel af in de tijd (mili-seconden). Op het einde van de explosie wordt de schokgolf negatief, gevolgd door een partieel vacuüm. Hierdoor ontstaat een sterke luchtverplaatsing, waardoor brokstukken in alle richtingen rondvliegen. Figuur 3 geeft het typisch verloop van een explosiekracht.

- L'onde de pression se forme en quelques millisecondes et reste constante pendant une brève période. Lorsque des ouvertures de ventilation apparaissent par exemple suite à un bris de vitres, la pression baisse rapidement.

- *Explosifs*

L'effet d'explosion causé par les explosifs est totalement différent de celui d'explosions de gaz. Dans le cas d'explosifs, on assiste à la formation d'une onde de choc instantanée de haute amplitude d'air comprimé. Celle-ci se déplace à une vitesse supersonique. La pression diminue de manière exponentielle dans le temps (millisecondes). A la fin de l'explosion, l'onde de choc est négative, suivie d'un vide partiel. Il s'ensuit un important déplacement d'air, si bien que des débris sont propulsés de tous les côtés. La Figure 3 illustre le déroulement classique de l'effort d'explosion.

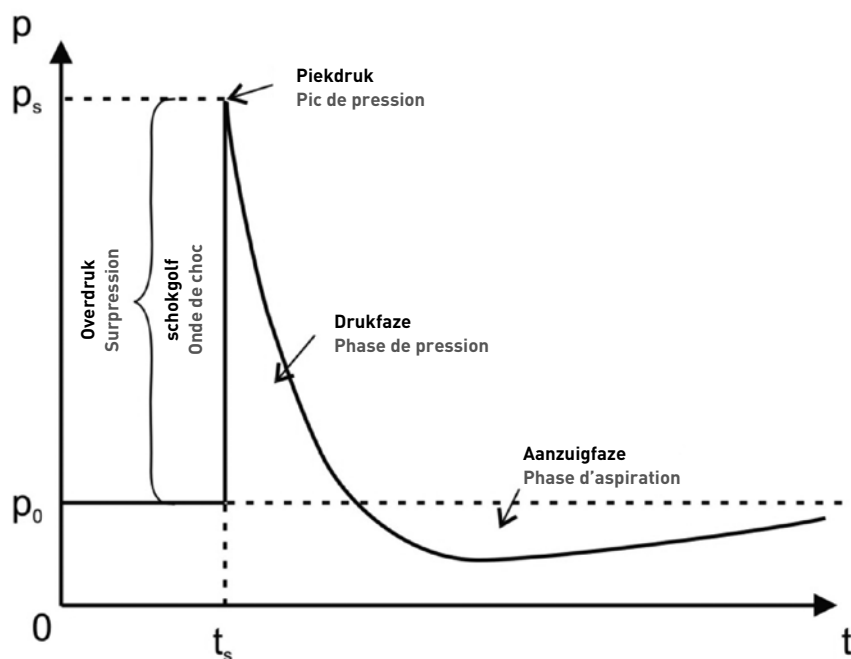


Fig. 3: Typische druk-tijd curve bij een explosie

De kracht op een constructie-element hangt af van de grootte van de explosieven, de afstand tot het element en de tijd. De schokgolf wordt weerkaatst door obstakels die ze tegenkomt. In sommige gevallen, zoals bij insprongen of overhangen van gebouwen (Figuur 3(b)), kan een enorme druktoename ontstaan door reflectie en interferentie van de schokgolf. Die kan kan oplopen tot meer dan 10 maal de initiële druk.

Fig. 3: Courbe pression-temps typique en cas d'explosion

L'effort exercée sur un élément de construction dépend de la quantité des explosifs, de la distance par rapport à l'élément et du temps. L'onde de choc est reflétée par les obstacles qu'elle rencontre. Dans certains cas, par ex. si un immeuble comporte des encorbellements ou des saillies (Figure 3(b)), il peut y avoir une énorme augmentation de pression due à la réflexion et l'interférence de l'onde de choc. Celle-ci peut atteindre jusqu'à plus de 10 fois la pression initiale.



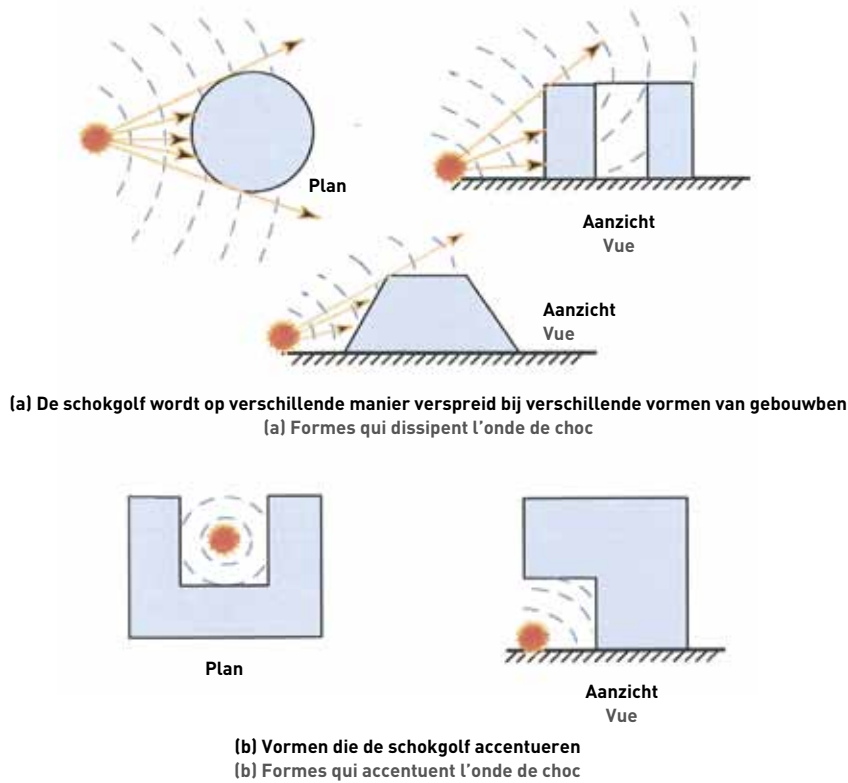


Fig. 4: Effect van de vorm van een gebouw op de intensiteit van de schokkracht

Fig. 4: Effet de la forme d'un immeuble sur l'intensité de la puissance d'un choc

- Schokbelasting door aanrijding

De impact van een rijdend voertuig tegen een starre constructie hangt af van de snelheid en de massa van het voertuig en de vervormbaarheid van het obstakel. Een truck van 18 die met een snelheid van 80 km/u tegen een starre constructie botst, kan een schokkracht ontwikkelen van 2600 kN over een periode van 0,15 seconden.

4. Ontwerpstrategieën

Er bestaan drie strategieën om voortschrijdende instorting van gebouwen te voorkomen:

- a Elimineren van de oorzaak van accidentele belastingen, bijvoorbeeld door gasinstallaties te verbieden in appartementsgebouwen. In de meeste gevallen is het echter niet mogelijk om alle risicofactoren uit te sluiten, omdat het onmogelijk te voorzien is wat er gedurende de levensloop van een gebouw kan gebeuren.
- b Invoeren van beschermende maatregelen waardoor bepaalde accidentele acties onmogelijk worden. Dat kan bijvoorbeeld door op kritische plaatsen anti-ram installaties rond een gebouw te voorzien, zoals monumentale trappen, massieve bloembakken, betonnen zitbanken, fonteinen, ....

Ook de inplanting zelf van een gebouw kan een belangrijke impact hebben op de kwetsbaarheid. Een regelmatig gebruikte techniek om de risico's van accidentele belastingen te verminderen bestaat erin een brede plaza te creëren voor het gebouw, en enkel kleine tussenafstanden te voorzien aan de zijkanten en de achterkant.

- Impact de choc par collision

L'impact d'un véhicule en mouvement contre une construction rigide dépend de la vitesse et de la masse du véhicule et de la capacité de déformation de l'obstacle. Un camion de 18 tonnes percutant une construction rigide à une vitesse de 80 km/h peut développer un effort de choc de 2600 kN pendant une période de 0,15 seconde.

4. Stratégies de conception

Il existe trois stratégies pour prévenir la destruction en chaîne de bâtiments:

- a Eliminer la cause des actions accidentelles, par exemple en interdisant les installations au gaz dans les immeubles à appartements. Dans la plupart des cas, on ne peut cependant pas exclure tous les facteurs de risque, car il est impossible de prévoir tout ce qui peut se passer pendant la durée de vie d'un bâtiment.
- b Introduire des mesures de protection rendant impossibles certaines actions accidentelles. On peut par exemple prévoir aux endroits critiques des installations anti-bélier autour d'un immeuble, comme des escaliers monumentaux, des bacs à fleurs massifs, des bancs en béton, des fontaines, etc.

L'implantation proprement dite de l'immeuble peut aussi avoir un impact important sur sa fragilité. Une technique souvent utilisée pour réduire le risque de charges accidentelles consiste à créer une grande place devant l'immeuble et à ne prévoir que de petites distances intermédiaires sur les côtés et à l'arrière.

Parkeergarages onder gebouwen vergroten de kwetsbaarheid van een gebouw tegen bomauto's. Voor gebouwen met een verhoogd risico zou men de parking bijvoorbeeld buiten de randen van het gebouw kunnen voorzien, in plaats van onder het gebouw.

Les parkings situés en sous-sol augmentent la fragilité d'un immeuble par rapport aux voitures piégées. Pour les immeubles impliquant un risque accru, on pourrait par exemple prévoir le parking en dehors des limites du bâtiment plutôt que sous le bâtiment.

c Ontwerpen en dimensioneren van de constructie zodat er zich geen voortschrijdende instorting voordoet na een belangrijke initiële accidentele schade. De drie ontwerpmethodes komen hiervoor in aanmerking.

c Concevoir et dimensionner la construction de façon à veiller à ce qu'aucune destruction en chaîne ne se produise après un dégât accidentel initial important. Trois méthodes de conception sont envisageables.

- 1 De indirecte methode, ook nog minimum kettingmethode genoemd
- 2 Het voorzien in een mogelijke alternatieve belastingoverdracht, ook wel tweede draagwegmethode genoemd.
- 3 De rechtstreekse dimensionering van kritische elementen tegen een "notionele" kracht, ook wel specifieke belastingmethode genoemd.

- 1 La méthode indirecte, également appelée méthode du chaînage minimum.
- 2 La prévision d'un possible transfert alternatif des charges, également appelé chemin alternatif de descente des charges.
- 3 Le dimensionnement direct d'éléments critiques contre un effort forfaitaire, également appelé méthode de la charge spécifique.

## 5. Ontwerp om voortschrijdende instorting van een constructie te voorkomen

## 5. Conception visant à prévenir la destruction en chaîne d'une construction

### 5.1 Methode van de minimum kettingkrachten

### 5.1 Méthode du chaînage minimum

De sterkte tegen voortschrijdende instorting bekomt men indirect door aan de constructie voldoende samenhang, sterkte en ductiliteit te geven door middel van kettingweringen. Het gebouw wordt mechanisch samengebonden in alle richtingen, waardoor bij mogelijke lokale schade een tweede draagweg kan ontstaan. De grootte van de kettingen zijn gebaseerd op *deemed to satisfy*-regels en andere min of meer arbitraire aannames.

La résistance à la destruction en chaîne est obtenue indirectement en donnant à la construction suffisamment de cohésion, de robustesse et de ductilité au moyen d'armatures de chaînage. L'immeuble est lié mécaniquement dans toutes les directions, si bien qu'en cas de dégât local potentiel, un chemin alternatif pour la descente des charges peut se créer. Les dimensions des armatures de chaînage sont basées sur des règles dites *deemed to satisfy* et sur d'autres hypothèses plus ou moins arbitraires.

Een zwak punt bij de indirecte methode is dat de voorgeschreven minimale kettingkrachten geen rekening houden met specifieke karakteristieken van de constructie en alle ductiliteitsaspecten volledig terzijde laten. Voor het verhogen van de robuustheid steunt de methode primair op buiging, overkraging en drukboogwerking, eerder dan bijvoorbeeld op kabelwerking.

Un point faible de la méthode indirecte est que les efforts de chaînage minimaux prescrits ne tiennent pas compte des caractéristiques spécifiques de la construction et négligent complètement tous les aspects de ductilité. Pour accroître la robustesse, la méthode primaire repose sur la flexion, l'encorbellement et l'effet de voûte, plutôt par exemple que sur l'effet câble.

EN1991-1-7 geeft minimale vereisten voor omtrekskettingen, inwendige vloerkettingen en verticale kettingen. Het is niet de bedoeling van dit artikel om hier verder op in te gaan.

La norme EN1991-1-7 énonce les critères minimaux pour les chaînages périphériques, les chaînages intérieurs et les chaînages verticaux. Cet article n'a pas pour but d'examiner ces critères en détail.

## 5.2 Methode van de tweede draagweg

In de methode van de tweede draagweg wordt een kritisch element, bijvoorbeeld een kolom, een dragende wand, of dergelijke, virtueel verwijderd en moet de aanpalende constructie in staat zijn om de relevante accidentele belastingen via een tweede draagweg op te nemen. Het is een analytische oefening, waarbij geen rekening wordt gehouden met andere mogelijke schade die zou gepaard gaan met het wegvallen van het kritische element. Voor elke locatie van een mogelijk kritisch element wordt verdieping per verdieping een analyse gemaakt van een tweede draagweg, geval per geval.

### 5.2.1. Primaire schade

Door het wegnemen van een kritisch element ontstaat een initiële schade welke afhankelijk is van de optredende accidentele actie, maar ook van het soort gebouw en het constructief systeem. Eurocode 1, deel 1-7 geeft richtlijnen aangaande de maximum toelaatbare grootte van de initiële schade op de omringende constructie na het wegvallen van een primair draagelement. Deze schade moet beperkt blijven tot de twee aanpalende verdiepingen, en mag op elk verdiep niet groter zijn dan 15% van de vloeroppervlakte of 100 m<sup>2</sup>. Wanneer de primaire schade groter is, moet de methode van de kritische elementen toegepast worden (zie verder in dit artikel). We analyseren de mogelijke initiële schade voor skeletconstructies en constructies met dragende wanden.

#### a Skeletconstructies

De in EN 1991-1-7 aangegeven richtlijnen zijn waarschijnlijk bedacht voor constructies met dragende wanden, en dan nog in metselwerk. Voor skeletconstructies hebben ze weinig zin. Bij skeletconstructies kan men zich moeilijk voorstellen dat de vervormingen zich enkel zullen beperken tot één bovenliggende verdieping. Het lijkt eerder logisch dat, omwille van de symmetrie van de belastingen, overspanningen en verbindingen, de schade zich zal uitbreiden over alle bovenliggende verdiepingen (Figuur 5).

## 5.2 Méthode du chemin alternatif pour le transfert des charges

Dans la méthode du chemin alternatif pour le transfert des charges, un élément critique, par exemple une colonne, un mur porteur ou un élément similaire, est éliminé virtuellement et la construction adjacente doit être à même de reprendre les charges accidentelles via un chemin alternatif. C'est un exercice analytique, dans lequel on ne tient pas compte d'autres dégâts potentiels associés à l'élimination de l'élément critique. Pour chaque emplacement d'un élément critique potentiel, on procède à une analyse étage par étage d'un chemin alternatif pour la descente des charges.

### 5.2.1. Dégât primaire

L'élimination d'un élément critique induit un dégât initial, tributaire de l'action accidentelle, mais aussi du type d'immeuble et du système de construction. L'Eurocode 1, partie 1-7 donne des directives sur l'ampleur maximale autorisée du dégât initial à la construction environnante après l'élimination d'un élément porteur primaire. Ce dégât doit rester limité aux deux étages adjacents, et ne peut dépasser à chaque étage 15% de la superficie au sol, ou 100 m<sup>2</sup>. Si le dégât primaire est plus important, il faut appliquer la méthode des éléments critiques (voir plus loin). Le dégât initial potentiel pour des constructions à ossature préfabriquée et les constructions avec murs porteurs est analysé ci-dessous.

#### a Constructions à ossature

Les directives énoncées dans la norme EN 1991-1-7 sont probablement élaborées pour les constructions avec des murs porteurs, et même des murs en maçonnerie. Elles ont peu de sens pour les constructions à ossature. Dans les constructions à ossature, il est difficile de s'imaginer que les déformations se limiteront uniquement à un étage supérieur. Il semble plutôt logique, en raison de la symétrie des charges, des travées et des liaisons, que le dégât se propagera à tous les étages supérieurs (Figure 5).



De verticale kettingwapening in de gevelkolom zorgt voor een symmetrische vervorming van de bovenliggende vloeren, waarbij elke vloer zijn deel van de accidentele belasting draagt

L'armature de chaînage verticale dans la colonne de façade induit une déformation symétrique des planchers situés au-dessus, chaque plancher portant sa part de la charge accidentelle.

Fig. 5: Te verwachten vervormingen in een skeletconstructie bij wegvallen van een gevelkolom op een bepaalde verdieping

Fig. 5: Déformations escomptées dans une construction à ossature en cas d'élimination d'une colonne de façade à un étage spécifique

Bovendien komt het erop aan een effectieve tweede draagweg te creëren ter plaatse van de primaire schade, eerder dan de grootte van de primaire schade arbitrair te beperken.

De praktische analyse houdt in dat men virtueel op elke verdieping een dragende kolom wegneemt op kritische plaatsen. Voor gevelkolommen zijn deze locaties bijvoorbeeld in het midden van de voor- en zijgevel en op de hoek van het vloerplan, zoals aangeduid op Figuur 6.

De plus, il s'agit de créer un chemin alternatif pour la descente des charges efficace à l'endroit du dégât primaire, plutôt que de limiter de manière arbitraire l'ampleur du dégât primaire.

L'analyse pratique implique qu'une colonne porteuse est virtuellement enlevée à chaque étage à des endroits critiques. Pour les colonnes de façade, ces endroits critiques se situent par exemple au milieu de la façade avant et de la façade latérale et à l'angle du plan d'étage, comme indiqué à la Figure 6.



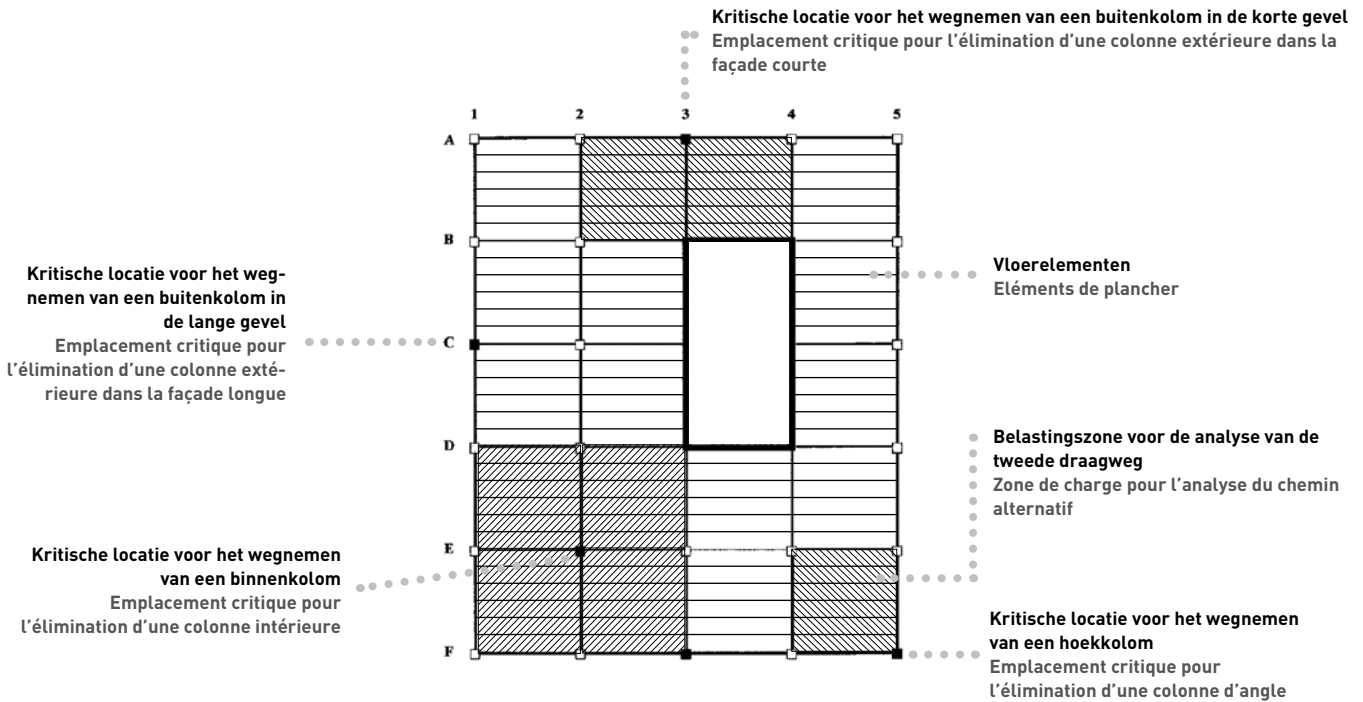


Fig. 6: Voorbeelden van locaties voor het verwijderen van kolommen

Fig. 6: Exemples d'emplacements pour l'élimination de colonnes

Binnenkolommen moeten eveneens nagezien worden in functie van hun locatie en belasting. Andere kritische plaatsen waarvoor een analyse moet gemaakt worden, zijn onder andere daar waar de geometrie van het vloerplan aanzienlijk verandert, zoals bijvoorbeeld het abrupt verminderen van de stramienmaten, of inspringende hoeken, vloeroverspanningen in verschillende richtingen, enz. Voor elke locatie wordt een tweede draagweganalyse gemaakt voor elk kritisch element op het gelijkvloers, de parkeerverdieping en een bovenverdieping wanneer deze verschilt van het gelijkvloers.

Les colonnes intérieures doivent également être vérifiées en fonction de leur emplacement et de la charge. D'autres endroits critiques où une analyse est nécessaire sont entre autres ceux où la géométrie du plan d'étage change sensiblement, comme en cas de réduction abrupte des dimensions des travées, ou d'angles rentrants, portées de plancher dans différentes directions, etc. A chaque endroit, est réalisée une analyse d'un chemin alternatif pour chaque élément critique au rez-de-chaussée, au niveau du parking et à un étage supérieur lorsque celui-ci diffère du rez-de-chaussée.

b Dragende wandconstructies

b Constructions avec murs porteurs

Voor residentiële gebouwen met relatief kleine kamers met betonnen wanden, neemt men over 't algemeen aan dat de primaire schade overeenstemt met de afmetingen van een kamer. Voor andere bouwtypes met grote lokalen en overspanningen is de primaire schade afhankelijk van de grootte van het beschadigde constructie-element. Hier is het veel logischer de maximum schade in de wand zelf te begrenzen in de tweede draagwegmethode.

Pour les immeubles résidentiels comportant des pièces relativement petites avec des murs en béton, on part généralement du principe que le dégât primaire correspond aux dimensions d'une pièce. Pour les autres types de bâtiment avec des locaux plus grands et des portées de plancher plus grandes, le dégât primaire dépend de la taille de l'élément de construction endommagé. Ici, il est bien plus logique de limiter le dégât maximum dans le mur lui-même dans la méthode du chemin alternatif.

De wanden langs de omtrek van een gebouw zijn duidelijk het meest vatbaar voor accidentele schade. In het uiterste geval kan een geprefabriceerde dragende wand tot 14 m lang zijn. Als uiterste grens zou men dan een volledige wand moeten wegnemen, wat niet haalbaar is. Vandaar de aanbeveling om bij dergelijke wanden verstijvingen in te bouwen, waardoor de potentiële beschadigde wandlengte kleiner wordt.

Les murs qui forment le périmètre d'un immeuble sont clairement les plus sensibles aux dégâts accidentels. Dans le cas extrême, un mur porteur préfabriqué peut avoir une longueur allant jusqu'à 14 m. A titre de limite extrême, il faudrait enlever un mur complet, ce qui n'est pas réaliste. D'où la recommandation d'intégrer des renforts dans de tels murs, si bien que la longueur de mur endommagée potentielle devient plus petite.

EN 1991-1-7 [3] geeft aan dat de maximum lengte voor de beschadigde wanden overeenstemt met de afstand tussen de verticale steunpunten van de wanden, maar niet groter moet genomen worden dan 2,25 maal de verdiepingshoogte. Voor binnenwanden gelden dezelfde voorschriften.

La norme EN 1991-1-7 [3] précise que la longueur maximale pour les murs endommagés correspond à la distance entre les points d'appui verticaux des murs, sans dépasser 2,25 fois la hauteur de l'étage. Les mêmes consignes s'appliquent aux murs intérieurs.

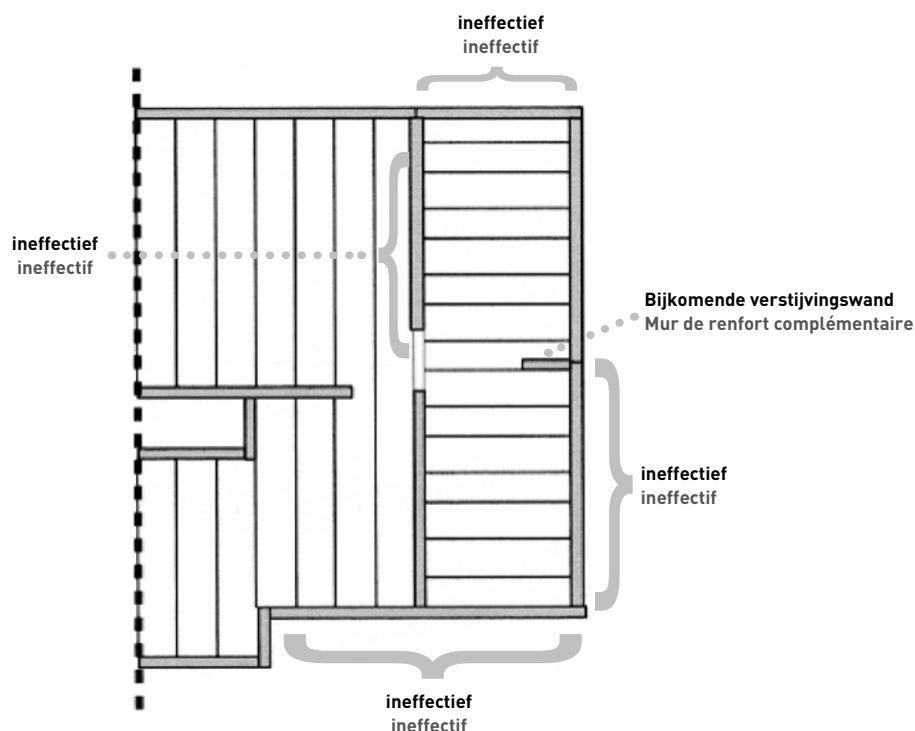


Fig. 7: Grootte van de aangenomen primaire schade bij wandconstructies

Fig. 7: Ampleur du dégât primaire à prendre en compte dans les constructions à murs porteurs

#### c Vloeren en daken

Voor vloeren betekent primaire schade, dat de vloer niet meer in staat is om wanden zijdelings te steunen, of als horizontale schijf in de stabiliteit tussen te komen. De meest kritische toestand voor vloeren ontstaat wanneer deze hun steunpunt verliezen. Dit kan het gevolg zijn van onvoldoende verbindingswapeningen met de oplegconstructie, of instorten van een dragende wand of vloerbalk.

Voortschrijdende instorting is dikwijls het gevolg van accumulatie van instortend puin door het progressief instorten van vloeren. Om dit te voorkomen moet men de verbinding tussen de vloeren en hun oplegconstructie ontwerpen voor grote vervormingen zonder dat daarbij breuk optreedt (Figuur 8).

#### c Planchers et toits

Pour les planchers, le dégât primaire signifie que le plancher n'est plus capable de soutenir les murs latéralement, ou d'intervenir dans la stabilité horizontale. La situation la plus critique pour les planchers se présente lorsqu'ils perdent leur support. Ceci peut résulter d'armatures de liaison insuffisantes avec la construction de support, ou de l'effondrement d'un mur porteur ou d'une poutre de plancher.

Une destruction en chaîne est souvent la conséquence d'une accumulation de chutes de débris suite à l'effondrement progressif de planchers. Pour éviter ce genre de situation, il est indispensable de concevoir les liaisons entre les planchers et leur construction de support de façon à pouvoir subir de grandes déformations sans qu'il y ait de rupture complète (Figure 8).

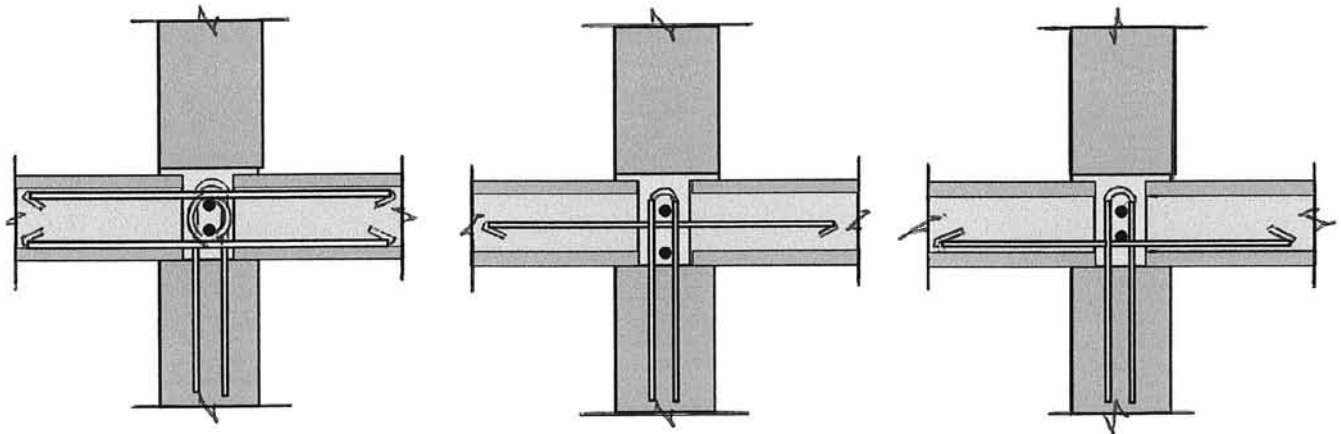
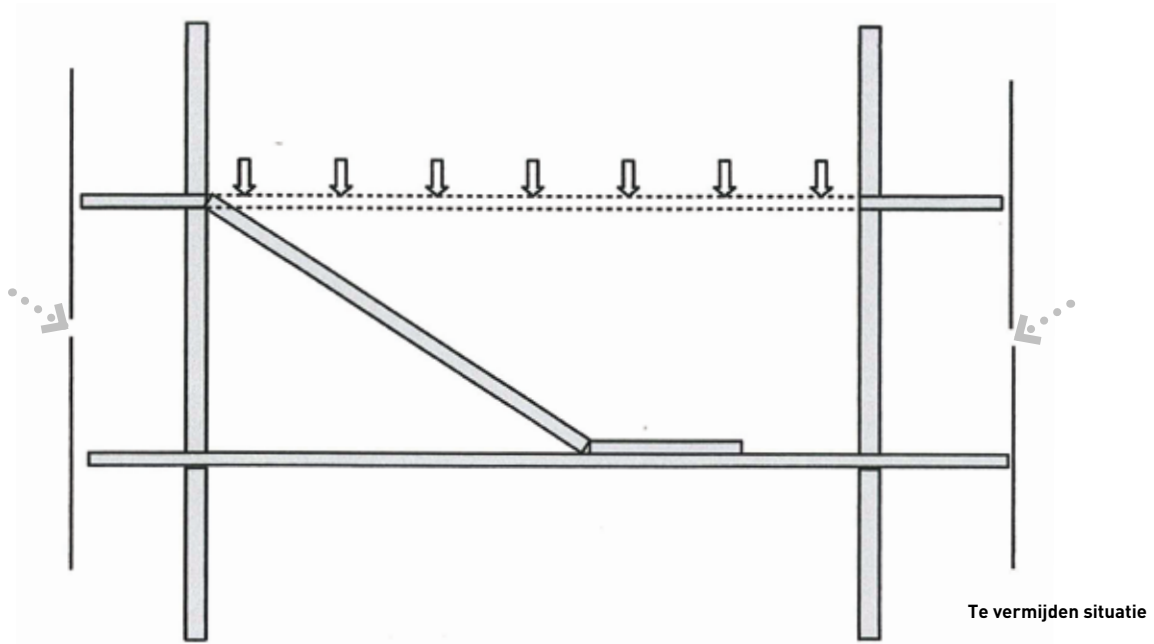


Fig. 8: Detaillering van de oplegverbindingen bij holle vloeren om te vermijden dat ze bij accidentele schade van hun steunpunten vallen: oplossing (a) met de verbindingswapening aan de onderkant van de plaat; deze wapening wordt op buiging belast wanneer er een opwaartse kracht ontstaat door een ontploffing in de onderliggende ruimte, en kan hierdoor breken; oplossing (b) met de kettingwapening in het midden is beter; oplossing (c) met een haarspeldwapening is ook goed, omdat zowel bij opwaartse als bij neerwaartse belasting de wapening waarschijnlijk stand zal houden.

Fig. 8: Détail des liaisons de support dans le cas de planchers alvéolés afin d'éviter qu'ils ne tombent de leurs points d'appui en cas de dégât accidentel: solution (a) avec l'armature de liaison dans le bas de l'alvéole; cette armature est soumise à un moment de flexion lorsqu'une force verticale est exercée par une explosion dans l'espace sous-jacent et peut dès lors rompre; la solution (b) avec l'armature de chaînage au milieu est préférable; la solution (c) avec une armature en épingle est valable également parce qu'elle résistera probablement aussi bien à une charge vers le haut que vers le bas.

### 5.2.2. Mechanismen voor het creëren van een tweede draagweg

Bij de tweede draagwegmethode moet nagegaan worden of na het virtueel wegnemen van een kritisch element, de overblijvende niet beschadigde constructie in staat is de belastingen te herverdelen. De volgende mechanismen kunnen daarbij aangewend worden:

### 5.2.2. Mécanismes de création d'un chemin alternatif pour la descente des charges

Dans la méthode du chemin alternatif pour la descente des charges, il faut vérifier si, en cas d'élimination virtuelle d'un élément critique, la construction restante non endommagée est capable de redistribuer les charges. Les mécanismes suivants peuvent être appliqués à cet effet:

Kabelwerking of membraan actie  
Effet câble ou action membrane

Ophanging  
Suspension

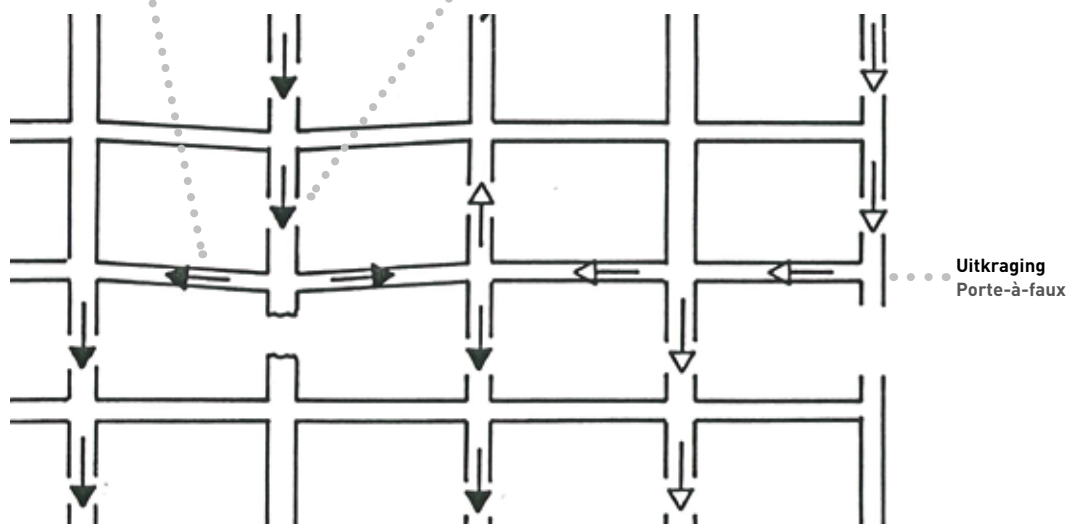


Fig.9: Alternatieve mechanismen voor een tweede draagweg bij skeletconstructies

Fig.9: Mécanismes alternatifs pour un chemin alternatif pour la descente des charges dans les constructions à ossature

a Overbrugging van de beschadigde zone door kabelwerking van de kettingwapening in de vloerbalken. Door het wegvallen van een kolom zal de overspanning van de vloersstramien verdubbelen en worden de kettingwapeningen door de grote vervorming aangespannen. De hierdoor ontstane belastingen worden overgedragen naar de aanpalende kolommen tot een nieuw evenwicht ontstaat. De kettingwapeningen moeten evenwel goed verankerd zijn. Bij de voorlaatste kolom in een vloerveld, bijvoorbeeld kolom E2 in Figuur 6, zal de kettingactie een grote horizontale kracht genereren op de gevelkolom. Deze kracht wordt dan door de kolom overgedragen naar de boven en onderliggende verdiepingen, en verder opgenomen door de schijfwerking van de vloeren, als deze niet al te erg beschadigd zijn.

b Cantileverwerking van de bovenliggende vloerbalken bij het wegvallen van een gevelkolom. De horizontale kettingwapening in de vloerbalk werkt

a Reprise de la zone endommagée par effet câble de l'armature de chaînage dans les poutres de plancher. Suite à l'élimination d'une colonne, la portée des poutres de plancher doublera et les armatures de chaînage seront tendues sous l'effet de l'importante déformation. Les charges ainsi créées seront transférées aux colonnes adjacentes jusqu'à l'apparition d'un nouvel équilibre. Les armatures de chaînage doivent toutefois être bien ancrées. Au niveau de l'avant-dernière colonne d'un plancher, par exemple la colonne E2 de la Figure 6, l'action de chaînage génèrera un effort horizontal important sur la colonne de façade. Cet effort est alors transféré par la colonne vers les étages supérieurs et inférieurs, et ensuite absorbé par l'action diaphragme des planchers, si ceux-ci ne sont pas déjà trop endommagés.

b Effet de porte-à-faux des poutres de plancher supérieures en cas d'élimination d'une colonne de façade. L'armature de chaînage horizontale dans la poutre de plancher agit comme



Een mooi voorbeeld van membraanwerking. De balk is niet ingestort omdat hij door de metalen dakbekleding niet zijdelings kon uitwijken, en omdat er nog steeds een overdracht van druk en trek was in de beschadigde boven en onderflens.

als bovenwapening voor de uitkraging. Deze kettingwapening moet voldoende verankerd zijn met de vloerbalk door uitstekende beugels in de bovenkant van de balk.

- c Membraanwerking van de gewapende druklaag. Deze moet dan wel constructief verbonden zijn met de vloer.
- d Ophanging van de elementen aan de bovenconstructie via de verticale kettingwapening in de kolommen boven de beschadigde zone. Dit vereist evenwel dat er een verbinding aanwezig is tussen de verticale en horizontale kettingen, om de reactie van de weggevallen kolom te kunnen opvangen.

Hierna worden enkele toepassings-voorbeelden gegeven van de hierboven aangegeven mechanismen op een geprefabriceerde skeletconstructie.

#### Wegvallen van een tussenkolom in de gevel

In een ter plaatse gestorte constructie zal bij het wegvallen van een tussenkolom in de gevel, de hele vloerconstructie inclusief de randbalken als één geheel samenwerken bij de overdracht van de nieuwe belastingstoestand naar de omringende constructie. De randbalk heeft zowel boven- als onderwapeningen en door de kabel- en membraanwerking zal de herverdeling van de belasting plaatsvinden zoals in Figuur 10 geïllustreerd wordt.



Un bel exemple d'action membranaire. La poutre ne s'est pas effondrée parce qu'elle n'a pu se dégager latéralement grâce à la couverture de toit métallique et parce qu'il subsiste un transfert de pression et de traction dans la bride supérieure et inférieure.

armature supérieure pour le porte-à-faux. Cette armature de chaînage doit être suffisamment ancrée dans la poutre de plancher par des étriers en attente dans la partie supérieure de la poutre.

- c Action membrane de la dalle de compression armée. Celle-ci doit toutefois être bien liaisonnée avec le plancher.
- d Suspension des éléments à la construction supérieure via l'armature de chaînage verticale dans les colonnes situées au-dessus de la zone endommagée. Ceci requiert cependant la présence d'une liaison entre les chaînages verticaux et horizontaux afin de pouvoir reprendre la charge de la colonne éliminée.

Quelques exemples d'application des mécanismes décrits plus haut sur une construction à ossature préfabriquée sont repris ci-dessous.

#### Elimination d'une colonne intermédiaire dans la façade

Dans une construction coulée sur place, en cas d'élimination d'une colonne de façade intermédiaire, toute la structure du plancher, y compris les poutres de rive, agira ensemble dans la transmission de la nouvelle situation des charges vers la structure environnante. La poutre de rive dispose aussi bien d'armatures supérieures qu'inférieures et, grâce à l'effet câble et à l'action membrane, la répartition des charges s'opèrera comme illustré à la Figure 10.





**Kabelwerking door de kettingwapening  
 boven de vloerbalk**  
 Effet câble par l'armature de chaînage  
 dans le bord du plancher

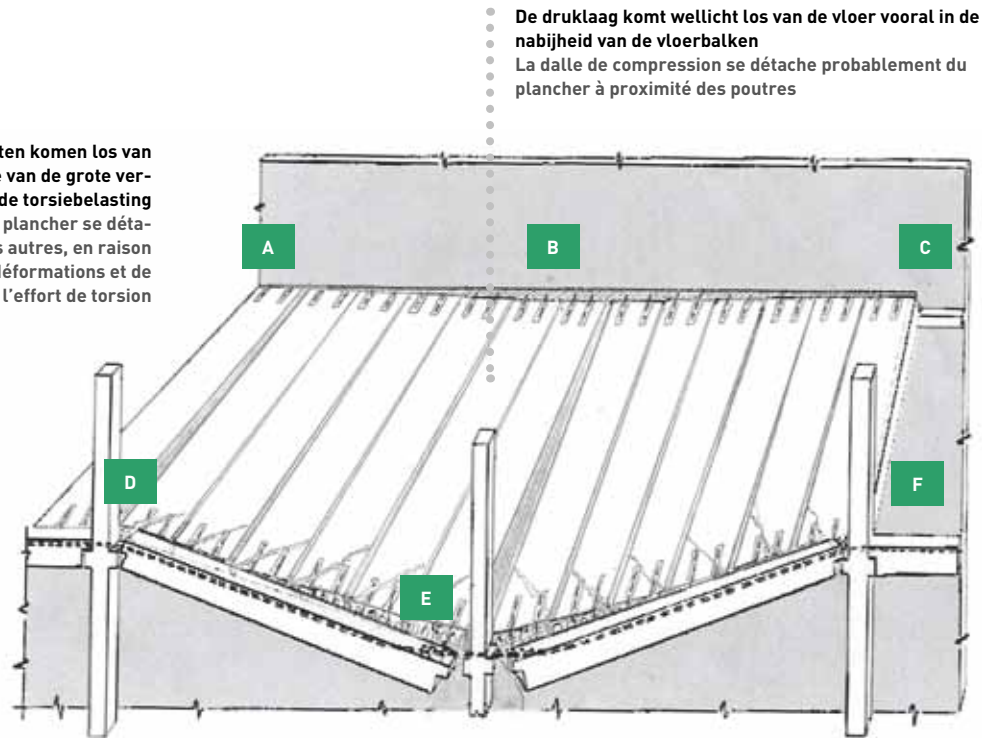
**Fig.10: Illustratie van een mogelijk vervormingspatroon in een monoliete betonconstructie na het plotse wegvallen van een tussenkolom in de gevel ten gevolge van een accidentele actie.**

**Fig.10: Illustration d'un schéma de déformation potentiel dans une construction en béton monolithique après l'élimination soudaine d'une colonne intermédiaire dans la façade suite à une action accidentelle.**

In een prefab skeletconstructie zullen de vervormingen zich vooral concentreren in de verbindingen tussen de balken en vloeren, op voorwaarde dat de overblijvende kolommen de bijkomende belasting kunnen dragen. De vloerbalken welke voordien gedragen werden door de weggevallen kolom, zullen omwille van hun de voorspanning en de relatief grote stijfheid ten opzichte van de verbindingen, hun oorspronkelijke vorm behouden. Afhankelijk van de ontwerpdetailering zullen de vloerbalken ofwel in uitkraging gaan werken op de assen D en F, zoals geïllustreerd op Figuur 11, ofwel als plastische scharnieren met grote vervormingen tussen de balken en de kolommen. Dit laatste scenario lijkt het meest logische. De kettingwapeningen boven de vloerbalken nemen de vloerbelasting over door kabelwerking waarbij de vloerbalken aan de kettingen hangen door middel van de uitstekende beugels.

Dans une construction à ossature préfabriquée, les déformations se concentreront surtout dans les assemblages entre les poutres et les planchers, à condition que les colonnes restantes puissent supporter la charge supplémentaire. Les poutres de plancher supportées auparavant par la colonne éliminée, conserveront leur forme d'origine, du fait que leur rigidité est beaucoup plus grande que celle des assemblages. Suivant le détail de la conception, les poutres de plancher agiront soit en porte-à-faux sur les axes D et F, comme illustré à la Figure 11, soit comme rotules plastiques avec de grandes déformations entre les poutres et les colonnes. Ce dernier scénario semble le plus logique. Les armatures de chaînage au-dessus des poutres de plancher reprennent la charge du plancher par effet câble, les poutres de plancher étant suspendues aux armatures de chaînage par les étriers en attente.

**De vloerelementen komen los van elkaar, omwille van de grote vervormingen en de torsiebelasting**  
Les éléments de plancher se détachent les uns des autres, en raison des grandes déformations et de l'effort de torsion



De druklaag komt wellicht los van de vloer vooral in de nabijheid van de vloerbalken  
La dalle de compression se détache probablement du plancher à proximité des poutres

**De balken kunnen van de consoles vallen**  
Les poutres peuvent chuter des consoles

**Kabelwerking door de kettingwapening in de vloerrand**  
Effet câble par l'armature de chaînage au-dessus de la poutre de plancher

**Grote scheuren tussen de vloerbalk en de vloerelementen**  
Grandes fissures entre la poutre de plancher et les éléments de plancher

Fig. 11 Mogelijk scenario van het constructief gedrag van een prefab skeletconstructie na het wegvallen van een tussenkolom in de gevel

Fig. 11 Scénario potentiel du comportement constructif d'une construction à ossature préfabriquée après l'élimination d'une colonne intermédiaire dans la façade

In het laatste scenario wordt de primaire belastingoverdracht naar de omliggende constructie volledig gedragen door de omtrekskettingen boven de vloerbalken. Dit wordt als volgt verantwoord:

- De geprefabriceerde vloerelementen zijn in voorgespannen beton, en hun stijfheid is veel groter dan deze van hun verbindingen. Vandaar de onderstelling dat de elementen tijdens de verplaatsing als perfect stijf kunnen beschouwd worden.
- Er is meestal geen langse onderwapening aanwezig in de verbinding tussen de vloerbalken en de kolommen. De balken zijn meestal met de kolommen verbonden door verticale deuvels, welke een bepaalde horizontale trekkracht kunnen opnemen. Deze is ruimschoots voldoende voor normale belastingen, maar wellicht niet voor de accidentele belasting omwille van de grote optredende vervormingen. Bijgevolg zal de vervorming vooral optreden in de voegen tussen balken en kolommen. Hetzelfde geldt voor de

Dans le dernier scénario, le transfert de la charge primaire vers la construction environnante est réalisé intégralement par les armatures de chaînage périphériques au-dessus des poutres de plancher. Ceci se justifie comme suit:

- Les éléments de plancher préfabriqués sont en béton précontraint et leur rigidité est nettement supérieure à celle des assemblages. On peut supposer que, pendant le déplacement, les éléments restent parfaitement rigides.
- Il n'y a généralement pas d'armature longitudinale inférieure dans la liaison entre les poutres de plancher et les colonnes. Les poutres sont habituellement reliées aux colonnes par des goujons verticaux, qui peuvent absorber une certaine effort de traction horizontale. Celui-ci est largement suffisante pour les charges normales, mais sans doute pas pour la charge accidentelle en raison des importantes déformations. Par conséquent, la déformation touche essentiellement les assemblages entre les poutres et

verbinding tussen de vloerelementen onderling en de verbinding met de vloerbalken, waar eveneens geen onderwapening aanwezig is.

- De lengte van de vervormde vloersteen D-E-F is veel groter dan de lengte van de tegenoverliggende oplegging A-B-C. Daardoor zullen de vloerelementen uit elkaar gaan en ook op torsie belast worden omwille van het feit dat hun opleggingen niet in hetzelfde vlak blijven.
- De lengte van de vervormde constructie op de as BE is veel groter dan deze op de as AD en CF, tenminste wanneer men aanneemt dat de kolom in E niet naar binnen getrokken wordt. Dit laatste is mogelijk wanneer alle bovenliggende vloeren op dezelfde wijze gaan vervormen (zie Figuur 5). Als gevolg hiervan zullen er grote scheuren ontstaan in de voegen tussen de vloeren en de balken.
- De constructieve druklaag zou kunnen loskomen tijdens de instorting, tenzij deze effectief verbonden is met de vloerelementen door beugels. Deze beugels kunnen echter niet in de langse voegen verankerd worden vermits de elementen uit elkaar zullen gaan. Ze moeten dus verankerd worden in opengemaakte sleuven aan het plaatuiteinde. De druklaag is echter gewapend en men kan zich afvragen of het gewicht ervan niet door membraanwerking van de wapening gedragen wordt. In dit geval moet deze belasting niet opgenomen worden door de kabelwerking van de kettingwapening boven de vloerbalk. Dit zou eveneens kunnen gelden voor de mobiele vloerbelasting, of toch voor een gedeelte ervan.

In hetzelfde scenario is de tweede vereiste dat de vloeren of grote brokstukken niet op de ondergelegen vloer vallen en door het schokeffect voor een voortschrijdende instorting zorgen. Om dit te voorkomen moeten de verbindingen van de vloeren met de oplegbalken nagezien worden in de vervormde staat met hun voor dit geval toepasbare belasting.

### Wegvallen van een hoekkolom

Ook in dit geval zal er een groot verschil optreden tussen de vervormingen bij een ter plaatse gestorte monolietconstructie en een prefabconstructie. In een monolietconstructie zal, na het wegvallen van een hoekkolom, de belasting herverdeeld worden door de uitkraagwerking van de hele vloer in twee richtingen, omwille van de verdeelde wapeningen.

les colonnes. Il en va de même pour la liaison entre les éléments de plancher entre eux et la liaison avec les poutres de plancher, qui ne comporte pas non plus d'armature inférieure.

- La longueur de l'appui de plancher D-E-F est nettement plus grande que la longueur de l'appui situé du côté opposé A-B-C. De ce fait, les éléments de plancher se détachent les uns des autres et subissent un effort de torsion parce que leurs appuis ne restent plus dans le même plan.
- La longueur de la construction déformée sur l'axe BE est sensiblement supérieure à celle sur les axes AD et CF, du moins si l'on part du principe que la colonne au point E n'est pas tirée vers l'intérieur. Cette dernière situation est possible si tous les planchers situés au-dessus se déforment de la même façon (voir Figure 5). En conséquence, de grandes fissures se formeront dans les joints entre les planchers et les poutres.
- La dalle de compression constructive pourrait se détacher pendant l'effondrement, à moins que celle-ci ne soit efficacement reliée avec les éléments de plancher par des épingles. Cependant, ces épingles ne peuvent être ancrées dans les joints longitudinaux puisque les éléments se-détacheront. Ils doivent donc être ancrés dans des alvéoles découpées à l'extrémité du panneau. La dalle de compression est toutefois armée et on peut se demander si son poids n'est pas supporté par l'action membrane de l'armature. Le cas échéant, cette charge ne doit pas être reprise par l'effet câble de l'armature de chaînage au-dessus de la poutre de plancher. Ceci pourrait également s'appliquer à la charge mobile du plancher, ou en tout cas d'une partie.

Dans le même scénario, la deuxième exigence est que les planchers ou de gros débris ne tombent pas sur le plancher situé en dessous et entraînent un effondrement progressif par effet d'impact. Pour éviter cela, les assemblages des planchers avec les poutres d'appui doivent être vérifiés dans l'état déformé avec la charge applicable dans ce cas.

### Elimination d'une colonne d'angle

Ici aussi, il y aura une grande différence entre les déformations en cas de construction monolithique coulée sur place et le cas d'une construction préfabriquée. Dans une construction monolithique, après la disparition d'une

Bij een prefab skeletbouw zijn de kettingwapeningen geconcentreerd ter plaatse van de vloerbalken. De cantileveractie van de vloeren is miniem om verschillende redenen:

- De verbindingen tussen de vloerelementen en de balken op de as AB, is enkel aanwezig in de lengterichting van de vloeren en de cantilevercapaciteit is klein.
- De cantileverwerking van de druklaag is eveneens beperkt en kritisch omwille van het risico dat de druklaag loskomt van de vloer.
- Er zullen grote scheuren ontstaan tussen de vloerelementen en de oplegbalken, omwille van het ontbreken van een onderwapening in deze verbindingen.
- De zijdelingse vervorming van de vloer zal hoogstwaarschijnlijk optreden in de lange voegen, waardoor deze wijd gaan openstaan.

colonne d'angle, la charge sera répartie par l'effet porte-à-faux de l'ensemble du plancher dans deux directions, en raison des armatures supérieures réparties.

Dans une construction à ossature préfabriquée, les armatures de chaînage sont concentrées au niveau des poutres de plancher. L'action cantilever des planchers est minime pour diverses raisons:

- Les liaisons entre les éléments de plancher et les poutres sur l'axe AB sont uniquement présentes dans le sens de la longueur des planchers et la capacité de cantilever est petite.
- L'effet cantilever de la dalle de compression est également limité et critique car la dalle de compression risque de se détacher du plancher.
- De grandes fissures se formeront entre les éléments de plancher et les poutres d'appui à cause de l'absence d'armatures inférieures dans ces liaisons.
- La déformation latérale du plancher se produira plus que probablement dans les joints longitudinaux, si bien que ceux-ci s'ouvriront largement.

De vloerelementen komen los van elkaar, omwille van de grote vervormingen en de torsiebelasting  
Les éléments de plancher se détachent les uns des autres, en raison des grandes déformations et de l'effort de torsion

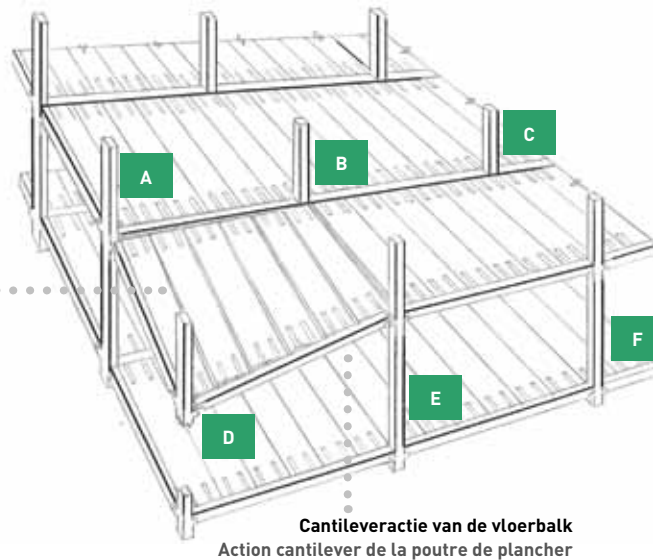


Fig. 12: Mogelijk scenario van het constructief gedrag van een prefab skeletconstructie na het wegvallen van een hoekkolom

Fig. 12: Scénario possible du comportement constructif d'une structure à ossature préfabriquée après disparition d'une colonne d'angle

Bijgevolg zal het enige mechanisme voor de belastingsoverdracht bij het wegvallen van de hoekkolom de cantileverwerking van de vloerbalk zijn. Ook hier zal de verticale ophanging van de kolom aan de bovenstructuur niet effectief werken omwille van de symmetrische vervormingen van de bovenliggende verdiepingen, zoals geïllustreerd in Figuur 5.

En conséquence, le seul mécanisme de transfert des charges lors de l'élimination d'une colonne d'angle sera l'effet cantilever de la poutre de plancher. Ici aussi, la suspension verticale de la colonne à la structure supérieure n'agira pas efficacement en raison des déformations symétriques des étages supérieurs, tel qu'illustré à la Figure 5.

In eerste instantie zal de vloerbelasting dus bijna volledige opgenomen worden door de cantileverwerking van de balk DE in punt E. De balk zal waarschijnlijk niet in staat zijn om de belasting te dragen. Volgens EN 1991-1-7 moet de kolom in D dan als een kritisch element ontworpen worden. De vraag kan gesteld worden of dit wel realistisch is en of er niet eerder naar een variante oplossing moet gezocht worden waardoor toch een tweede draagweg mogelijk wordt.

Dans un premier temps, la charge du plancher sera donc presque intégralement absorbée par l'effet cantilever de la poutre DE au point E. La poutre ne sera sans doute pas capable de supporter cette charge. Selon la norme EN 1991-1-7, la colonne en D doit dès lors être conçue comme un élément critique. On peut se demander si ceci est bien réaliste et s'il ne faudrait pas plutôt chercher une solution alternative pour la réalisation d'un chemin alternatif pour la descente des charges.

Een mogelijke oplossing bestaat erin een bijkomende randbalk te voorzien op de as AD (Figuur 12). Omwille van de verbinding

Une solution possible consiste à prévoir une poutre latérale supplémentaire sur l'axe AD (Figure 12). En raison de la liaison

van deze balk met de balk DE door middel van de omtreksketting, zal de balk AD participeren in de belastingoverdracht. De cantilevercapaciteit van de balken AD en DE is echter beperkt door de relatief kleine balkdikte. Er moet dus naar andere conceptuele oplossingen gezocht worden. Figuur 13 toont een aantal mogelijkheden.

Een eerste mogelijkheid zou het ont dubbelen van de hoek kolom kunnen zijn (Figuur 13 a).

Een tweede mogelijkheid is een overhoekse kettingbalk aan te brengen in de druklaag (Figuur 13 b). De kettingwapeningen moeten wel doeltreffend verankerd worden met de vloerelementen, bijvoorbeeld door middel van uitstekende beugels uit de vloeren. Een dergelijke kettingwapening zal waarschijnlijk voorkomen dat de vloer op de onderliggende vloer valt. De uitstekende beugels kunnen echter niet in de lange voegen tussen de vloerelementen verankerd worden.

Een derde mogelijke oplossing is het voorzien van een stijve randconstructie in het dak en op sommige verdiepingen, voor het opnemen van de verticale ophangkracht van de kolommen boven de beschadigde verdieping (Figuur 13 c en d).

Een vierde mogelijkheid is de cantilevercapaciteit van de hoekconstructie te vergroten langs de assen AD en DE, bijvoorbeeld met een stalen trekker zoals geïllustreerd in Figuur 13-e of een borstwering of gevelwand in de hoekbeuk, zoals in Figuur 13-f.

**Figuur 13: Voorbeelden van mogelijke oplossingen om de cantileverwerking te vergroten**

de cette poutre avec la poutre DE au moyen du chaînage horizontal, la poutre AD participera au transfert des charges. La capacité en porte-à-faux des poutres AD et DE est cependant limitée par la hauteur relativement petite des poutres. Il faut donc chercher d'autres solutions conceptuelles. La Figure 13 montre quelques possibilités.

Une première solution pourrait être le dédoublement de la colonne d'angle (Figure 13 a).

Une deuxième possibilité est l'installation d'une poutre de chaînage diagonale dans la dalle de compression (Figure 13 b). Les armatures de chaînage doivent alors être bien fixées aux éléments de plancher, par ex. à l'aide d'épingles en attente. Une telle armature de chaînage permettra sans doute d'éviter que le plancher ne tombe sur le plancher inférieur. Les épingles en attente ne peuvent toutefois pas être ancrées dans les joints longitudinaux entre les éléments de plancher.

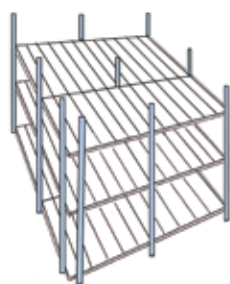
Une troisième solution consiste à prévoir une construction de rive solide dans le toit et à certains étages, pour supporter la charge de suspension verticale des colonnes au-dessus de l'étage endommagé (Figures 13 c et d).

Une quatrième solution revient à accroître la capacité cantilever de la construction d'angle le long des axes AD et DE, par exemple avec un tirant diagonal comme dans la Figure 13-e ou un parapet ou un élément de façade dans l'angle, comme à la Figure 13-f.

**Figure 13: Exemples de solutions possibles pour augmenter l'effet cantilever**

**Verbindingslussen tussen de vloerelementen en de druklaag**

Épingles de liaison entre les éléments de plancher et la dalle de compression



**(a) Twee hoekkolommen**  
(a) Deux colonnes d'angle



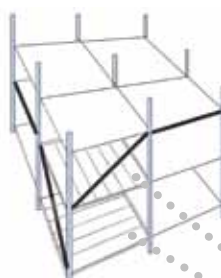
**(b) Diagonale kettingen**  
(b) Chaînages diagonaux



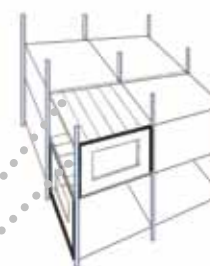
**(c) Stijve randbalken**  
(c) Poutres latérales rigides



**(d) staafwerkconstructie**  
(d) Structure en treillis



**(e) Diagonale ophanging**  
(e) Suspension diagonale



**(f) Wandelementen**  
(f) Éléments de façade

**Vloeroverspanningen in tegengestelde richtingen**  
Portée de planchers en sens opposés



## Wegvallen van een binnenkolom

Het probleem van de overdracht van de belasting is hier veel eenvoudiger dan bij een randconstructie. In een prefab skeletconstructie zullen in dit geval zowel de langse kettingen tussen de vloeren als de dwarse kettingen ter plaatse van de balken tussenkomen in de belastingsoverdracht door kabelactie.

### 5.3 Specifieke belastingsmethode

Wanneer geen tweede draagweg mogelijk is bij het wegvallen van een dragend element, bijvoorbeeld bij hoekkolommen met zeer grote tussenafstand tot de volgende kolom, of wanneer bij dragende wandconstructies de beschadigde oppervlakte bij het wegvallen van een gevelwand groter is dan 15% van de vloeroppervlakte van de verdieping, of meer dan 100 m<sup>2</sup> bedraagt, moet volgens de Eurocode EN 1991-1-7, dat element ontworpen worden als een sleutelement.

Een sleutelement moet worden gedimensioneerd en berekend voor een bijzondere belasting die kan optreden in alle richtingen. De belasting moet echter slechts in één richting tegelijkertijd toegepast worden en grijpt aan op het sleutelement en alle daaraan verbonden constructie-elementen. Voor de grootte van de bijzondere belasting beveelt EN 1991-1-7 een waarde van 34 kN/m<sup>2</sup> aan. Deze kracht mag als een geconcentreerde belasting of als een verdeelde belasting toegepast worden.

Nota: deze waarde van 34 kN/m<sup>2</sup> is in feite bedoeld voor explosies van huishoudelijk gas. Sommige landen zoals Finland hebben in hun NAD een waarde van 50 kN/m<sup>2</sup> voorgeschreven.

De beste oplossing is echter de structuur zodanig te ontwerpen dat er geen sleutelementen nodig zijn.

## 6. Praktisch ontwerp

### 6.1 Categorië van gebouwen

EN 1991-1-7 deelt de gebouwen in volgens klassen waarvoor een minimum beschermingsgraad nodig is met betrekking tot het risico van voortschrijdende instorting en de mogelijke gevolgen. Deze hangen in de eerste plaats af van de grootte (vooral de hoogte) van het gebouw en de bestemming. Daarbij worden gebouwen ingedeeld in drie zogenaamde gevolgenklassen. Voor elk van deze klassen worden afzonderlijke maatregelen voorgesteld om het incasseringsvermogen van de constructie te verhogen, dan wel om voortschrijdende instorting te voorkomen. Tabel 1 komt uit EN 1991-1-7 en beschrijft de verschillende gevolgenklassen in detail.

## Elimination d'une colonne intérieure

Le problème de transmission de la charge est bien plus simple ici que dans une structure périphérique. Dans une construction à ossature préfabriquée, tant les chaînages longitudinaux entre les planchers que les chaînages transversaux au niveau des poutres interviendront dans la transmission de la charge par effet de câble.

### 5.3 Méthode de la charge spécifique

Lorsqu'un chemin alternatif pour la descente des charges n'est pas possible en cas de suppression d'un élément porteur, par exemple dans le cas de colonnes d'angle avec une très grande portée des poutres de plancher, ou lorsque, dans les murs porteurs, la surface endommagée en cas de suppression d'un mur de façade est supérieure à 15% de la surface du plancher de l'étage, ou est tout simplement supérieure à 100 m<sup>2</sup>, l'Eurocode EN 1991-1-7 impose la conception de cet élément comme un élément-clé.

Un élément-clé doit être dimensionné et calculé pour une charge spécifique qui peut intervenir dans toutes les directions. La charge ne doit cependant être appliquée que dans une direction à la fois et agit sur l'élément-clé et tous les éléments de construction qui y sont reliés. Pour l'ampleur de la charge spécifique, la norme EN 1991-1-7 impose une valeur de 34 kN/m<sup>2</sup>. Cette force peut être appliquée sous forme de charge concentrée ou de charge répartie.

Note: cette valeur de 34 kN/m<sup>2</sup> est en fait destinée aux explosions de gaz ménager. Dans certains pays comme en Finlande, la norme prescrit une valeur de 50 kN/m<sup>2</sup>.

La meilleure solution consiste toutefois à concevoir la structure de façon à ce qu'aucun élément-clé ne soit nécessaire.

## 6. Conception pratique

### 6.1 Categorië van gebouwen

L'EN 1991-1-7 répartit les bâtiments suivant des classes pour lesquelles un degré de protection minimum est requis en ce qui concerne le risque de destruction en chaîne et les conséquences possibles. Cette répartition en classes dépend d'abord de la taille (surtout la hauteur) du bâtiment et de sa destination. Les bâtiments sont répartis en trois classes de conséquence. Pour chacune de ces classes, on propose des mesures distinctes afin d'accroître la capacité de résistance et de prévenir une destruction en chaîne. Le Tableau 1 est extrait de la norme EN 1991-1-7 et décrit en détail les différentes classes de conséquence.

Gevolklassen	Type en bestemming gebouw
<b>Klasse 1</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- woonhuizen met maximaal 4 bouwlagen;</li> <li>- gebouwen met een agrarische bestemming;</li> <li>- gebouwen waarin zich niet veel personen bevinden.</li> </ul>
<b>Klasse 2-laag</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- woonhuizen met 5 bouwlagen;</li> <li>- woongebouwen, hotels, kantoren enz. met maximaal 4 bouwlagen;</li> <li>- industriële gebouwen met maximaal 3 bouwlagen;</li> <li>- winkels met maximaal 3 bouwlagen of met een vloeroppervlak van minder dan 1000 m<sup>2</sup> per bouwlaag;</li> <li>- winkels met maximaal 3 bouwlagen met een vloeroppervlak kleiner dan 1000 m<sup>2</sup>;</li> <li>- scholen met maximaal 1 bouwlaag;</li> <li>- publieke gebouwen met maximaal 2 bouwlagen met minder dan 2000 m<sup>2</sup> per bouwlaag.</li> </ul>
<b>Klasse 2-hoog</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- woongebouwen, hotels, kantoren enz., groter dan 4 bouwlagen maar maximaal 15 lagen;</li> <li>- winkels groter dan 3 bouwlagen maar maximaal 15 lagen;</li> <li>- scholen van meer dan 1 bouwlaag en maximaal 15 lagen;</li> <li>- ziekenhuizen met maximaal 3 bouwlagen;</li> <li>- voor een groot publiek toegankelijke gebouwen met een vloeroppervlak per bouwlaag groter dan 2000 m<sup>2</sup> maar kleiner dan 5000 m<sup>2</sup>;</li> <li>- parkeergarages met maximaal 6 bouwlagen.</li> </ul>
<b>Klasse 3</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- gebouwen die gedefinieerd worden als voor klasse 2-hoog of 2-laag, maar met een grotere oppervlakte of meer bouwlagen;</li> <li>- gebouwen waarin publiek in grote aantallen aanwezig is;</li> <li>- stadions van meer dan 5000 personen;</li> <li>- gebouwen waarin zich gevaarlijke stoffen bevinden of waarin zich gevaarlijke processen afspelen.</li> </ul>

Nota: wanneer een gebouw tot meerdere klassen behoort, moet de strengste klasse genomen worden; bij het bepalen van het aantal bouwlagen mag het gelijkvloers uitgesloten worden, op voorwaarde dat deze gelijkvloerse laag voldoet aan de voorschriften van klasse 2-hoog.

Tabel 1: Categorijsatie van gevolklassen voor gebouwen

Classes de conséquence	Type et destination du bâtiment
<b>Classe 1</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- immeubles d'habitations comportant maximum 4 niveaux;</li> <li>- bâtiments agricoles;</li> <li>- immeubles abritant beaucoup de personnes.</li> </ul>
<b>Classe 2-inférieure</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- immeubles d'habitations comportant 5 niveaux;</li> <li>- immeubles d'habitations, hôtels, bureaux, etc., comptant maximum 4 niveaux;</li> <li>- bâtiments industriels comportant maximum 3 niveaux;</li> <li>- magasins comportant maximum 3 niveaux ou ayant une superficie au sol inférieure à 1.000 m<sup>2</sup> par niveau;</li> <li>- magasins comportant maximum 3 niveaux ayant une superficie au sol inférieure à 1.000 m<sup>2</sup>;</li> <li>- écoles comportant maximum 1 niveau;</li> <li>- bâtiments publics comportant maximum 2 niveaux avec moins de 2.000 m<sup>2</sup> par niveau.</li> </ul>
<b>Classe 2-supérieure</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- immeubles d'habitations, hôtels, bureaux, etc., comptant plus de 4 niveaux, mais maximum 15 niveaux;</li> <li>- magasins comportant plus de 3 niveaux, mais maximum 15 niveaux;</li> <li>- écoles de plus de 1 niveau, mais maximum 15 niveaux;</li> <li>- hôpitaux de maximum 3 niveaux;</li> <li>- bâtiments accessibles à un large public avec une superficie au sol par niveau supérieure à 2.000 m<sup>2</sup>, mais inférieure à 5.000 m<sup>2</sup>;</li> <li>- parkings à maximum 6 niveaux.</li> </ul>
<b>Classe 3</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- bâtiments définis comme appartenant à la classe 2-supérieure ou 2-inférieure, mais avec une plus grande superficie ou davantage de niveaux;</li> <li>- bâtiments dans lesquels le public est présent en grand nombre;</li> <li>- stades d'une capacité de plus de 5.000 personnes;</li> <li>- bâtiments abritant des substances dangereuses ou dans lesquels des processus dangereux se déroulent.</li> </ul>

Note: si un bâtiment appartient à plusieurs classes, il faut appliquer la classe la plus sévère; pour définir le nombre de niveaux, on peut exclure le rez-de-chaussée à condition que ce rez-de-chaussée réponde aux prescriptions de la classe 2-supérieure.

Tableau 1: Categorijsatie des classes de conséquence pour les bâtiments

Bij gevolgklasse 1 zijn volgens EN1991-1-7 geen bijkomende specifieke constructieve maatregelen vereist voor het opnemen van de gevolgen van mogelijke accidentele acties.

Bij gevolgklasse 2-laag moeten horizontale kettingen worden aangebracht op elke verdieping en het dak. EN 1991-1-7 geeft formules voor de berekening van de nodige kettingkrachten.

Bij gevolgklasse 2-hoog moeten, behalve horizontale kettingen, ook verticale kettingen worden aangebracht volgens formules in EN 1991-1-7. De constructieve integriteit van de constructie kan ook verzekerd worden met de methode van de tweede draagweg, zoals beschreven in hoofdstuk 5.2 van dit artikel.

Bij gevolgklasse 3 moet bovendien een risicoanalyse gemaakt worden waarin alle gebruikelijke bedreigingen en eveneens enkele ongebruikelijke bedreigingen worden beschouwd. Een nadere beschrijving van een dergelijke risicoanalyse wordt in EN 1191-1-7 gegeven.

Volgens een letterlijke interpretatie van EN1991-1-7 kunnen de benodigde kettingkrachten voor alle gebouwklassen bepaald worden met de indirecte methode gebaseerd op "deemed to satisfy" formules. De methode van de tweede draagweg kan alternatief gebruikt worden bij de klassen 2-hoog en 3. Omwille van het arbitraire karakter van de formules voor de minimum kettingkrachten, plus het feit dat ze zeer algemeen zijn en geen rekening houden met specifieke gegevens van elk project, lijkt het aangewezen om voor gebouwen met een hoger risico, bijvoorbeeld voor Klasse 3 toch de methode van de tweede draagweg toe te passen. Trouwens, in een Nederlandse Stufib studie van 2006 "Constructieve samenhang van bouwconstructies" wordt gesteld dat voor gevolgklasse 3 het maken van een risico analyse niet altijd noodzakelijk is. Het aanwezig zijn van een alternatieve draagweg na het bezwijken van één willekeurig constructie element is ook voldoende.

## 6.2 Analysemethoden

Er bestaan drie alternatieve analysemethoden: lineair statisch, niet-lineair statisch en niet lineair dynamisch.

- a Lineair statisch: de geometrische formulering is gebaseerd op kleine vervormingen en het materiaal wordt behandeld als lineair elastisch, met uitzondering van kleine scharnieren welke kunnen ingelast worden. De volledige belasting door het wegvallen van een constructie element wordt in een keer toegepast op de overblijvende constructie. Het dynamisch karakter van de belasting wordt bekomen door een vermeerderingscoëfficiënt toe te passen op de statische belasting.
- b Niet-lineair statisch: zowel het materiaal als de geometrie worden behandeld als niet-lineair. Een belastingsverloop gaande van nul tot de volledige belasting wordt in stappen toegepast op de overblijvende constructie.
- c Niet-lineair dynamisch: het dynamische karakter van de belasting wordt impliciet in rekening gebracht op basis van het behoud van energie. Het constructief systeem heeft één enkele vrijheidsgraad, en de curve met het verloop van de sterkte wordt bekomen door de belasting stapsgewijze aan te brengen ter plaatse van de weggenomen kolom. De oppervlakte onder

Dans la classe de conséquence 1, selon la norme EN1991-1-7, des mesures constructives complémentaires pour supporter les conséquences d'actions accidentelles potentielles ne sont pas nécessaires.

Dans la classe de conséquence 2-inférieure, des chaînages horizontaux à chaque étage et au toit doivent être prévus. La norme EN 1991-1-7 donne des formules pour le calcul des efforts de chaînage nécessaires.

Dans la classe de conséquence 2-supérieure, outre des chaînages horizontaux, des chaînages verticaux d'après les formules énoncées dans la norme EN 1991-1-7 doivent également être appliqués. La robustesse structurelle de la construction peut aussi être assurée par la méthode du chemin alternatif pour la descente des charges, telle que décrite au point 5.2 de cet article.

Dans la classe de conséquence 3, il y a une analyse de risques dans laquelle toutes les menaces habituelles, ainsi que quelques menaces inhabituelles sont prises en compte devra en outre être réalisée. Une description plus détaillée d'une telle analyse de risques est reprise dans la norme EN 1191-1-7.

Selon une interprétation littérale de la norme EN1991-1-7, les résistances de chaînage requises pour toutes les classes de conséquence peuvent être définies à l'aide de la méthode indirecte basée sur les formules dites *deemed to satisfy*. La méthode du chemin alternatif pour la descente des charges est une alternative applicable aux classes 2-supérieure et 3. En raison du caractère arbitraire des formules minimales pour les efforts de chaînage, en plus du fait qu'elles sont très générales et ne tiennent pas compte des données spécifiques à chaque projet, il semble indiqué pour les bâtiments impliquant un risque plus élevé, par exemple pour la Classe 3, d'appliquer malgré tout la méthode de la deuxième voie pour le transfert des charges. D'ailleurs, une étude Stufib néerlandaise de 2006 intitulée "Constructieve samenhang van bouwconstructies" stipule que la réalisation d'une analyse de risques n'est pas toujours indispensable pour la classe de conséquence 3. La présence d'un chemin alternatif pour la descente des charges après la défaillance de n'importe quel élément de construction est également suffisante.

## 6.2 Méthodes d'analyse

Il existe trois méthodes d'analyse alternatives: statique linéaire, statique non linéaire et dynamique non linéaire.

- a Statique linéaire: la formulation géométrique est basée sur de petites déformations et le matériau est traité comme linéairement élastique, à l'exception de petites rotules qui peuvent être intégrées. La charge complète résultant de la suppression d'un élément de construction est appliquée en une fois sur la construction restante. Le caractère dynamique de la charge peut être obtenu en appliquant un coefficient de majoration sur la charge statique.
- b Statique non linéaire: tant le matériau que la géométrie sont traités comme non linéaires. Une charge allant de zéro à la charge complète est appliquée par étapes sur la construction restante.
- c Dynamique non linéaire: le caractère dynamique de la charge est pris en compte explicitement sur base de la conservation d'énergie. Le système constructif a un seul degré de liberté, et la courbe illustrant l'évolution de la résistance est obtenue en

deze curve geeft de vervormingsenergie van het systeem weer. Er zal een evenwichtstoestand bereikt worden zodra de inwendige energie gelijk wordt aan de uitwendige arbeid, welke gelijk is aan het product van de belasting (kolomreactie) met de resulterende verplaatsing. Indien het systeem geen voldoende ductiliteit bezit om de nodige energie op te nemen, zullen de uitwendige en inwendige arbeid niet in evenwicht komen en zal de constructie instorten. De berekening is ingewikkeld, maar er bestaan computerprogramma's om dit op te lossen.

### 6.3 Lineair statische analyse

Alhoewel de constructie op een dynamische en niet-elastische wijze reageert op de herverdeling van de belastingen ten gevolge van het wegvallen van een dragend element, kan toch een equivalente elastisch-statische analyse worden toegepast. In dit geval moet de karakteristieke belasting, welke bestaat uit het eigengewicht van de constructie plus het frequente deel van de veranderlijke belasting, vermeerderd worden met een dynamische belastingscoëfficiënt. Berekeningen tonen aan dat deze coëfficiënt ongeveer 2,0 bedraagt.

Figuur 14 geeft een voorbeeld voor de lineair-statische berekening van de kabelkracht  $T$  voor een kritische vervorming  $\Delta_{krit}$  en een geconcentreerde belasting  $N$  ter plaatse van de weggevallen kolom (N is de belasting op de kolom van één enkele verdieping)

Fig. 14: Verticale vervorming voor de berekening van de kettingkrachten in een kabelsysteem

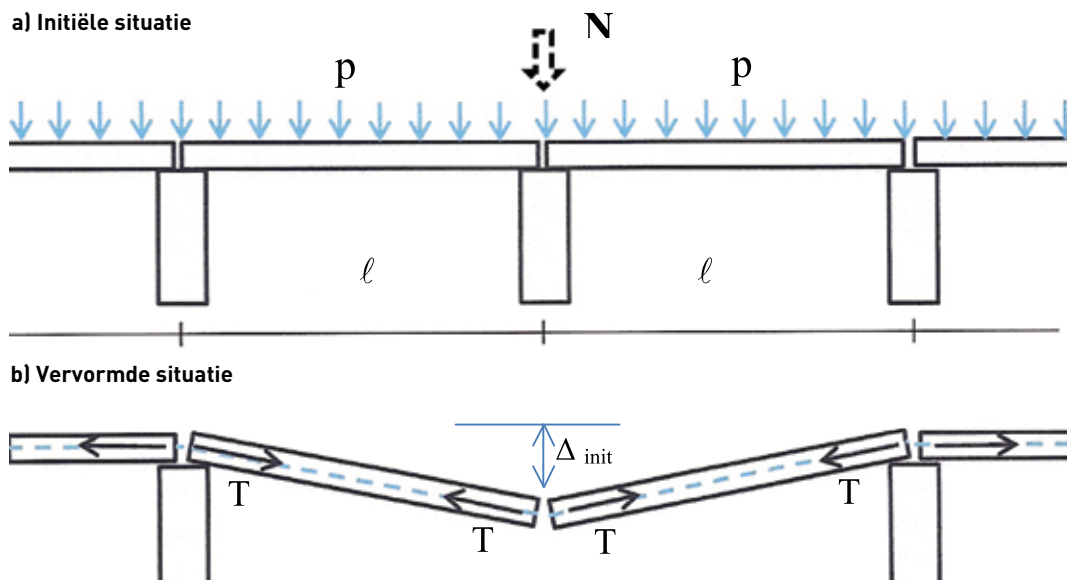
appliquant progressivement la charge à l'endroit de la colonne supprimée. L'aire sous cette courbe représente l'énergie de déformation du système. Une situation d'équilibre sera atteinte dès que l'énergie interne devient égale au travail externe, qui équivaut au produit de la charge (réaction de la colonne) et du déplacement résultant. Si le système ne possède pas une ductilité suffisante pour absorber l'énergie nécessaire, le travail externe et le travail interne n'arriveront pas en équilibre et la construction s'écroulera. Le calcul est complexe, mais il existe des programmes informatiques pour le résoudre.

### 6.3 Analyse statique linéaire

Bien que la construction réagisse de façon dynamique et non élastique à la répartition des charges suite à l'élimination d'un élément porteur, on peut néanmoins appliquer une analyse élastique-statique équivalente. Dans ce cas, la charge caractéristique, qui est composée par le propre poids de la construction, plus la partie fréquente de la charge variable, doit être multipliée par un coefficient dynamique de charge. Les calculs démontrent que ce coefficient est plus ou moins égal à 2,0.

La Figure 14 donne un exemple du calcul linéaire-statique de l'effort de câble  $T$  pour une déformation critique  $\Delta_{crit}$  et une charge concentrée  $N$  à l'endroit de la colonne supprimée ( $N$  est la charge sur la colonne à d'un seul étage).

Fig. 14: Déformation verticale pour le calcul des efforts de chaînage dans un système de câble



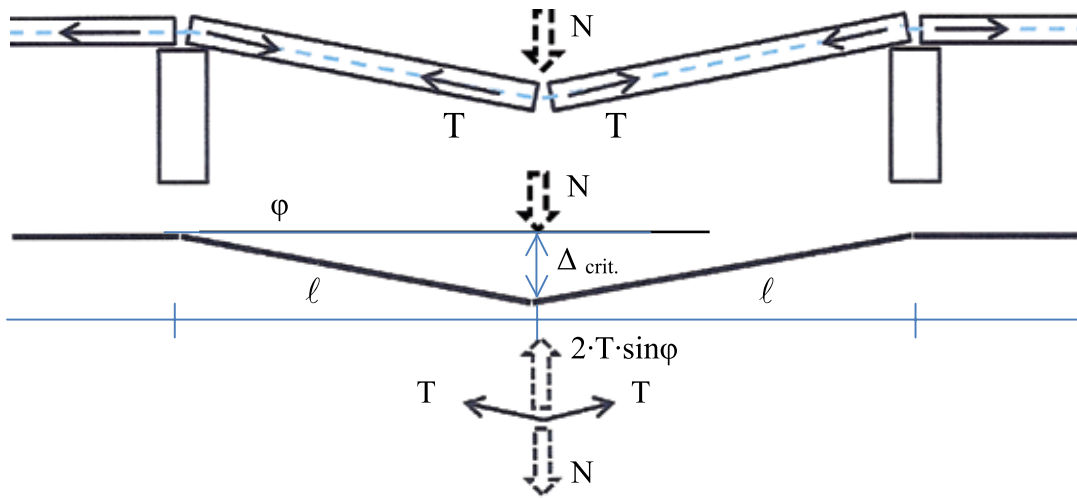
$\Delta_{init}$  = initiële verticale doorbuiging  
T = ontwikkelde kettingkracht

$\Delta_{init}$  = flèche verticale initiale  
T = effort de chaînage développée

Bij toename van de vervorming zal een nieuwe evenwichtstoestand ontstaan waarbij de doorzakking,  $\Delta_{init}$ , (Fig. 14b) een kritische waarde  $\Delta_{krit}$  bereikt. De waarde ervan hangt af van de rek van het staal, welke functie is van het type wapening en de detaillering. De te gebruiken waarde kan enkel bepaald worden door proeven. Testresultaten tonen aan dat juist voor de breuk  $\Delta_{krit} \approx 0,2l$ .

Figuur 15 kan gebruikt worden als voorbeeld hoe de kracht T in de kettingwapening kan berekend worden voor  $\Delta_{krit}$  en een geconcentreerde belasting N, boven de plaats van de weggevallede kolom.

Fig. 15: Analyse van kettingkrachten



De waarde van de vervorming " $\Delta_{crit}$ ." Hangt af van de vervormingscapaciteit van de verbindingen.

Het krachtenevenwicht wordt uitgedrukt door:

$$2 \cdot T \cdot \sin\varphi = N \quad \text{en}$$

$$T = \frac{N}{2 \cdot \sin\varphi} = \frac{N}{2} \cdot \frac{\sqrt{l^2 + \Delta_{cr}^2}}{\Delta_{cr}} = \frac{N}{2} \sqrt{\left(\frac{l}{\Delta_{cr}}\right)^2 + 1}$$

In geval van uniform verdeelde belasting 'p' van de vloerbalken, wordt de voorgaande vergelijking:

$$T = \frac{p \cdot l}{2} \sqrt{\left(\frac{l}{\Delta_{cr}}\right)^2 + 1}$$

En cas d'augmentation de la déformation, une nouvelle situation d'équilibre va se créer dans laquelle la flèche,  $\Delta_{init}$ , (Fig. 14b) atteint une valeur critique  $\Delta_{crit}$ . La valeur dépend de l'allongement de l'acier, lui-même tributaire du type d'armature et des détails constructifs. La valeur à utiliser ne peut être déterminée qu'à l'aide d'essais. Les résultats d'essais démontrent que, tout juste avant la rupture,  $\Delta_{crit} \approx 0,2l$ .

La Figure 15 peut être utilisée pour illustrer comment on peut calculer l'effort T dans l'armature de chaînage pour  $\Delta_{crit}$  et une charge concentrée N, au-dessus de l'endroit où la colonne a été supprimée.

Fig. 15: Analyse des efforts de chaînage

La valeur de la déformation " $\Delta_{crit}$ ." dépend de la capacité de déformation des assemblages.

L'équilibre des efforts est exprimé par:



#### 6.4 Staalsoort en verankering van kettingwapeningen

Kettingwapeningen worden gerealiseerd ofwel met getrokken hoge sterkte staven, of met voorspanstrengen. Beide oplossingen zijn aanvaardbaar. De lagere treksterkte (400 tot 600 MPa) en grotere ductiliteit van getrokken staven moet bekeken worden ten opzichte van de hogere sterkte maar eerder lage ductiliteit van voorspanstrengen. Anderzijds zijn strengen gemakkelijker te plaatsen en te schikken in kettingsystemen. Ze zijn ook beschikbaar in grotere lengtes. De strengen moeten ongespannen geplaatst worden maar toch handmatig aangetrokken. Om het gebrek aan ductiliteit te compenseren kan men strengen zonder hechting gebruiken, of de kleeft van de strengen wegnemen over een bepaalde lengte boven de steunpunten, bijvoorbeeld door een plasticbuis over de strengen te plaatsen.

De continuïteit en verankering van kettingstaven of strengen moet zorgvuldig ontworpen worden in geval van accidentele acties. Een ketting kan als continu beschouwd worden wanneer de wapeningen correct met elkaar verbonden zijn, hetzij door een geschroefde verbinding, hetzij door lassen of door mechanische doorkoppeling. Overlapping is enkel mogelijk wanneer voldoende zekerheid aanwezig is dat ze niet beïnvloed wordt door de schade van accidentele belastingen. Bovendien wordt aangeraden om de normale overlappingslengte met 100% te vergroten, omwille van de dynamische belastingen en de grote vervormingen. Wanneer meerdere staven naast elkaar lopen mogen de overlappingsen niet op dezelfde plaats gemaakt worden. Een kettingwapening met een diameter  $\emptyset$ , moet ingebetonned worden in een kettingbalk van tenminste  $2(\emptyset + \text{gran.} + 5 \text{ mm})$  breedte. In de meeste gevallen zal de kettingbalk minstens 50 mm breed zijn.

#### 7. Besluit

Het ontwerpen en detailleren van een gebouwconstructie met de bedoeling om het risico van voortschrijdende instorting ten gevolge van een zware lokale schade zoveel mogelijk te beperken, vereist een andere manier van denken dan bij een traditioneel constructief ontwerp. De reden hiervoor ligt in de enorme variaties en omvang van mogelijke accidentele acties en de mogelijke reactie hierop van de constructie. Vandaar dat richtlijnen voor het ontwerpen tegen voortschrijdende instorting eerder gericht zijn op een goede ontwerpfilosofie, dan wel op vaste regels en berekeningsformules. De bedoeling van de *fib* ontwerp-gids en van dit artikel is uit te leggen welke fenomenen zich kunnen voordoen in een prefabconstructie na een zware lokale schade, en welke middelen er kunnen aangewend worden om voortschrijdende instorting te voorkomen.

#### 6.4 Type d'acier et ancrage des armatures de chaînage

Les armatures de chaînage sont réalisées soit avec des barres d'acier étiré à haute résistance, soit avec des torons de précontrainte. Les deux solutions sont acceptables. La plus faible résistance à la traction (400 à 600 MPa) et la plus grande ductilité des barres d'acier étiré doivent être jugées par rapport à la plus haute résistance, mais la ductilité relativement plus faible des torons de précontrainte. Par ailleurs, les torons sont plus faciles à placer et à disposer dans les systèmes de chaînage. Ils sont également disponibles en de plus grandes longueurs. Les torons doivent être placés non tendus, mais sont malgré tout mis en tension manuellement. Pour compenser le manque de ductilité, on peut utiliser des torons non-adhérents, ou supprimer l'adhésion des torons sur une certaine longueur au-dessus des points d'appui, par exemple en plaçant un tuyau en plastique sur les torons.

La continuité et l'ancrage des barres de chaînage ou des torons doivent être conçus rigoureusement pour pouvoir faire face aux actions accidentelles. Un chaînage peut être considéré comme continu lorsque les armatures sont correctement liées les unes aux autres, soit par une liaison boulonnée, soit par une soudure ou un couplage mécanique. Le recouvrement n'est possible que s'il y a suffisamment de certitude qu'il ne sera pas influencé par les dégâts causés par des charges accidentelles. De plus, il est conseillé d'augmenter de 100% la longueur normale de recouvrement, en raison des charges dynamiques et des grandes déformations. Lorsque plusieurs barres sont placées côte-à-côte, les recouvrements ne peuvent pas être prévus au même endroit. Une armature de chaînage d'un diamètre  $\emptyset$  doit être bétonnée dans une poutre de chaînage d'une largeur d'au moins  $2(\emptyset + \text{gran.} + 5 \text{ mm})$ . Dans la plupart des cas, la poutre de chaînage aura une largeur d'au moins 50 mm.

#### 7. Conclusion

Dans le but de réduire au strict minimum le risque de destruction en chaîne, suite à un dégât local important, la conception et les détails constructifs d'une structure de bâtiment exigent une autre méthode de réflexion que la conception traditionnelle. Ceci s'explique par les énormes variations et l'ampleur des actions accidentelles potentielles et par la réaction possible de la construction à ces aspects. Pour cette raison, les directives ayant trait à la conception d'immeubles résistant à une destruction en chaîne sont davantage axées sur une bonne philosophie de conception que sur des règles et des formules de calcul classiques. L'objectif du guide de conception de la *fib* et de cet article est d'expliquer les phénomènes qui peuvent se produire après un dégât local important et de présenter les moyens qui peuvent être mis en œuvre pour éviter une destruction en chaîne.

