



ROOSTER

Cursus: ROBUUST ONTWERPEN VAN BOUWCONSTRUCTIES – Eurocode EN1991-1-7
Datum: 6 en 7 december 2006
Locatie: Kok Business Centre – Delftechpark 29 – Delft – tel. 015 2755200

Woensdag 6 december

Tijd	Code	Titel Docent
9.30-10.30	ROB 01	Inleiding/aanleiding <i>Prof.ir. A.C.W.M. Vrouwenvelder, TU Delft/TNO</i>
10.45 – 11.45	ROB 02	Voorschrift TGB / Eurocode 1, deel 1-7 <i>Ir. S.N.M. Wijte, Adviesbureau ir.J.G. Hageman BV</i>
12.00 – 13.00	ROB 03	Bijlage A NEN-EN 1991-1-7 <i>Ir. S.N.M. Wijte, Adviesbureau ir.J.G. Hageman BV</i>
13.00 – 14.00		Lunch
14.00-15.00	ROB 04	Opzet risicoanalyse <i>Prof.ir. A.C.W.M. Vrouwenvelder, TU Delft/TNO</i>
15.00-16.30		Praktijkvoorbeelden <i>Prof.ir. A.C.W.M. Vrouwenvelder en ir. S.N.M. Wijte</i>



Donderdag 7 december

Tijd	Code	Titel Docent
09.30-10.30	ROB 05	Verantwoordelijkheden bij ontwerp <i>Prof.dipl.-ing. J.N.J.A. Vambersky, TU Delft</i>
10.45 –11.45	ROB 06	Plastische en dynamische berekeningen <i>Prof.ir. A.C.W.M. Vrouwenvelder, TU Delft/TNO</i>
11.45– 13.00	ROB 07	Berekeningen met bezwaken onderdelen <i>Ir. A.M. de Roo, Arcadis</i>
13.00 – 14.00		Lunch
14.00 – 15.00	ROB 08	Meervoudig ruimtegebruik <i>Dr.ir. S.I. Suddle, Stadsgewest Haaglanden</i>
15.00 – 16.30		Praktijkvoorbeelden <i>R.N.J. Huijben, Delphi-Engineering</i>





DOCENTENLIJST

Cursus ROBUUST ONTWERPEN VAN BOUWCONSTRUCTIES

Datum 6 en 7 december 2006

Prof.ir. A.C.W.M. Vrouwenvelder
Cursusleider

TNO Bouw en Ondergrond
Postbus 49
2600 AA Delft
a.vrouwenvelder@bouw.tno.nl
Tel: 015 2763230

Prof.dipl.ing. J.N.J.A. Vambersky

TU Delft Fac. Citg
Postbus 5048
2600 GA Delft
j.n.j.a.vambersky@ct.tudelft.nl**
Tel: 015-2785488

Dr.ir S.I. Suddle

Stadsgewest Haaglanden
Postbus 66
2501 CB Den Haag
suds@haaglanden.nl**
Tel: 06-30076869

Ir. A.M. de Roo

Arcadis Bouw en Vastgoed BV
Postbus 84319
2508 AH Den Haag
a.m.roo@arcadis.nl**
Tel: 070 3583558

Ir. S.N.M. Wijte

Adviesbureau Ir. J.G. Hageman J.G. BV
Postbus 26
2280 AA Rijswijk
wijte@adviesbureau-hageman.nl**
Tel: 0416 320044

Ir. R.N.J. Huijben

Delphi Engineering BV
Postbus 221
5500 AE Veldhoven
r.huijben@delphi-engineering.nl
Tel: 040 2309595





Deelnemerslijst

Robuust ontwerpen van bouwconstructies

ROB - 061206

Periode van 6-12-2006 t/m 7-12-2006

Aantal deelnemers : 28

Locatie: **Kok Business Centre**

Delftechpark 29

2628 XJ Delft

015 2755200/8

1 Dr. ir. M.C.M. Bakker	TU Eindhoven Postbus 513 5600 MB Eindhoven m.c.m.bakker@bwk.tue.nl	040 2472331 / 040 2418264
2 Ir. A.M. Balakumaran	Gemeentewerken Rotterdam Postbus 6.633 3002 AP Rotterdam am.balakumaran@gw.rotterdam.nl am.balakumaran@hslcomozhm.nl	010 4897703
3 dhr. H. Boelens MSc.	Ingenieursbureau Oranjewoud BV Postbus 24 8440 AA Heerenveen henk.boelens@oranjewoud.nl**	0513 638645
4 Ir. J.J. Boon	Corsmit Raadgevend Ingenieursbureau BV. Postbus 208 2280 AE Rijswijk boon@corsmit.nl	070 3949305 / 070 3080494
5 Ir. J.A. Bunkers	Gemeente Rotterdam Postbus 6.699 3002 AR Rotterdam ja.bunkers@dsv.rotterdam.nl**	010 4894872 / 010 4102026
6 Ing. P.C.C. Buysse	Grontmij Nederland bv Postbus 55 4530 AB Terneuzen patrick.buysse@grontmij.nl pbuysse@dow.com	0115 672548
7 dhr. P. Claessen	Beton Son BV Postbus 5 5690 AA Son pieter.claessen@betonson.com	
8 Ing. J. Cornelis	Hogeschool Zeeland Postbus 364 4380 AJ Vlissingen jcornei@hz.nl	0118 489194 / 0118 489200
9 Ir. R. Dalmeijer	Gemeentewerken Rotterdam Postbus 6.633 3002 AP Rotterdam r.dalmeijer@gw.rotterdam.nl	010 4896677
10 Ir. J.F. Damen	Ingenieursbureau Damen BV Postbus 85.762 2508 CL Den Haag damenjoa@hotmail.com**	070-3504171





Deelnemerslijst

Robuust ontwerpen van bouwconstructies

ROB - 061206

Periode van 6-12-2006 t/m 7-12-2006

Aantal deelnemers : 28

Locatie: **Kok Business Centre**

Delftechpark 29

2628 XJ Delft

015 2755200/8

11 Ing. R.J. Flantua	Pieters Bouwtechniek Almere Flevostraat 8 1315 CC Almere r.flantua@pbt-almere.nl pbt.almere@pieters.nl	036 5305299
12 Ing. B. Govindasamy	Gemeentewerken Rotterdam Postbus 6.633 3002 AP Rotterdam b.govindasamy@gw.rotterdam.nl	010 4894267 / 078 6412215
13 Ing. H. van Horn	Adams Bouwadviesbureau Postbus 75 6650 AB Druten info@adambouwadvies.nl	0487 588280
14 Ir. J.G. Janssen	Royal Haskoning Postbus 151 6500 AD Nijmegen j.janssen@royalhaskoning.com	024-3284627
15 Ir. J.R. de Jong	Ingenieursbureau Smit-Westerman Postbus 130 2740 AC Waddinxveen jdejong@smitwesterman.nl	0182 615655 / 0172 498508
16 Dipl.ing. R. van Laar	Adams Bouwadviesbureau Postbus 75 6650 AB Druten info@adambouwadvies.nl	0487 588280
17 Ir. R.J.N.J. Luiken	INFRA Consult + Engineering Postbus 1.555 3430 BN Nieuwegein r.luiken@icpluse.nl	030 2853932
18 Ir. E. Lupi	Corsmit Raadgevend Ing. Bureau BV Postbus 208 2280 AE Rijswijk lupi@corsmit.nl	070 3949305 / 071 5619085
19 Ir. Y. El Malki	DHV BV Postbus 2.081 1500 GB Zaandam youssef.elmalki@dhv.nl	075 6530274
20 dhr. L. Quirijnen	Iemants NV Hoge Mauw 42 B-2370 Arendonk B iemco@iemants.nl	0032 14672281

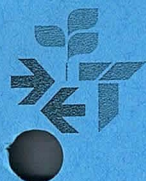


Deelnemerslijst

Robuust ontwerpen van bouwconstructies
ROB - 061206
Periode van 6-12-2006 t/m 7-12-2006
Aantal deelnemers : 28

Locatie: **Kok Business Centre**
Delftechpark 29
2628 XJ Delft
015 2755200/8

21 Ir. J.P.A. Ros	Witteveen+Bos Postbus 233 7400 AE Deventer j.ros@witteveenbos.nl	0570 697594 / 06 38321359
22 Ir. D.G. Schaafsma	RWS Bouwdienst Postbus 20.000 3502 LA Utrecht dick.schaafsma@rws.nl	030 2857600 / 06 22561418
23 Ir. J. Schaveling	Ingenieursbureau Wassenaar BV Postbus 24 9750 AA Haren (Gn) jschaveling@wassenaarbv.nl	050 5347345 / 0592 341192
24 Ir. C.J. Scheffer	ABT BV Postbus 82 6800 AB Arnhem c.scheffer@abt-consult.nl	026 3683133 / 015 2125140
25 Ing. H. Stellingwerf	Dienst Vastgoed Defensie, Directie Noord Postbus 40.184 8004 DD Zwolle hstellingwerf@gmail.com	038 4572531
26 Ir. C.W. Tang	Tebodin Consultants & Engineers Postbus 1.190 3197 KG Botlek Rotterdam c.tang@tebodin.nl	070 3480310 / 0181 651728
27 Ing. H.M.J. de Waard	Gemeentewerken Rotterdam Postbus 6.633 3002 AP Rotterdam hmj.dewaard@gw.rotterdam.nl	010 4894470
28 Ing. N. Westerdijk-Stam	Gemeente Brielle Postbus 101 3230 AC Brielle n.westerdijk@brielle.nl**	0181 471177 / 0181 339429



Stichting Postacademisch Onderwijs

Civiele techniek en Bouwtechniek
Gezondheidstechniek en Milieutechnologie
Vervoerswetenschappen en Verkeerskunde

PAO cursus

ROBUUST ONTWERPEN VAN BOUWCONSTRUCTIES

Delft, 6 en 7 december 2006

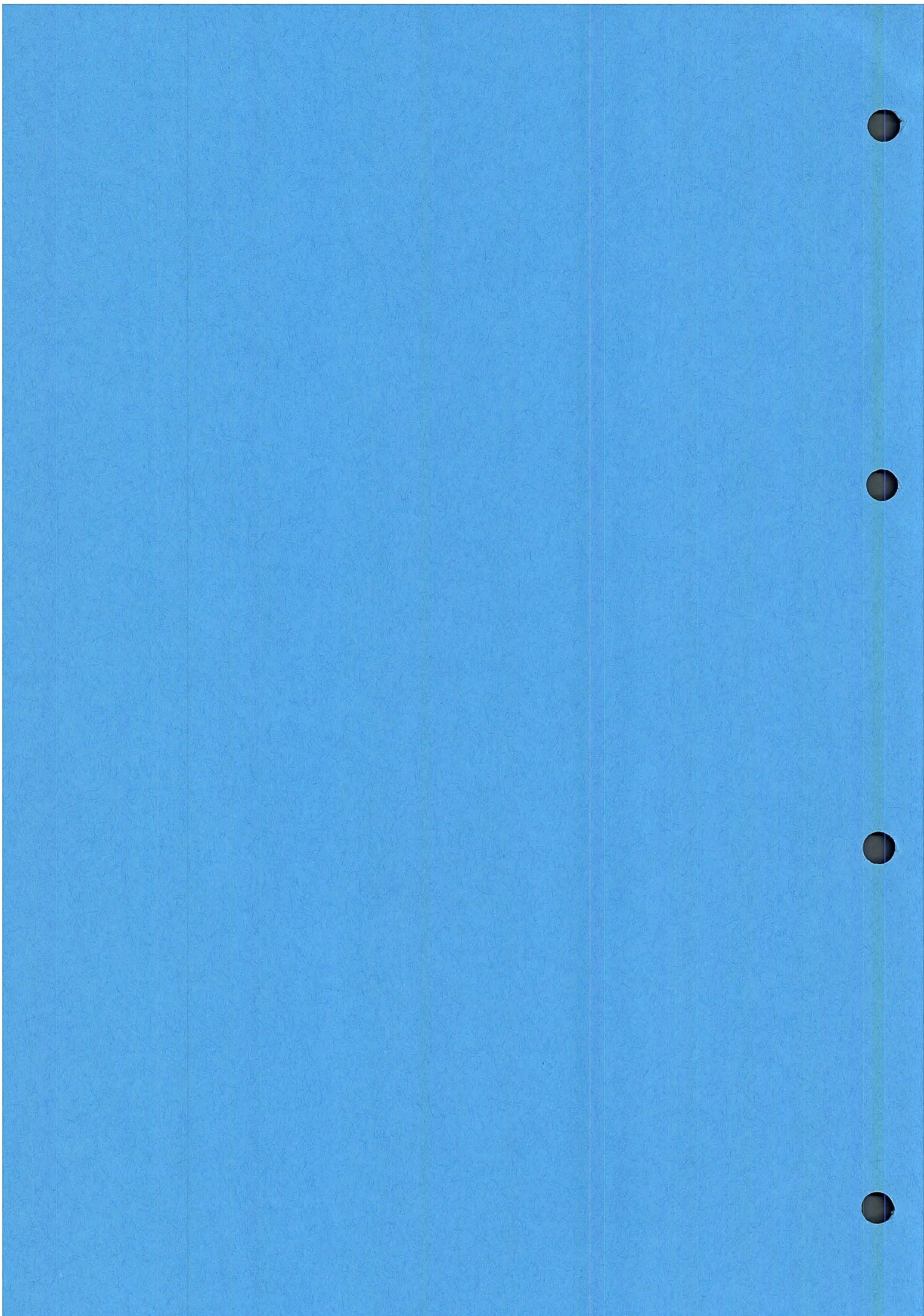
6 december

ROB 1

INLEIDING

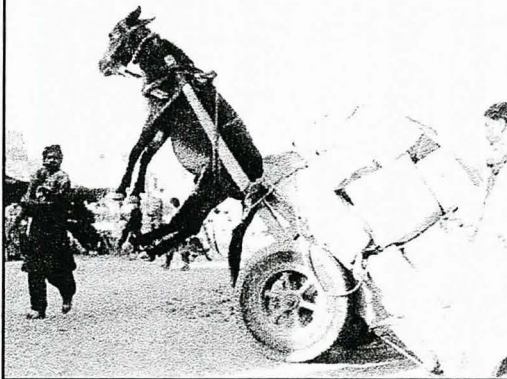
**Prof.ir. A.C.W.M. Vrouwenvelder
TU Delft / TNO**

- auteursrechten voorbehouden -



PAO Cursus Robuust ontwerpen

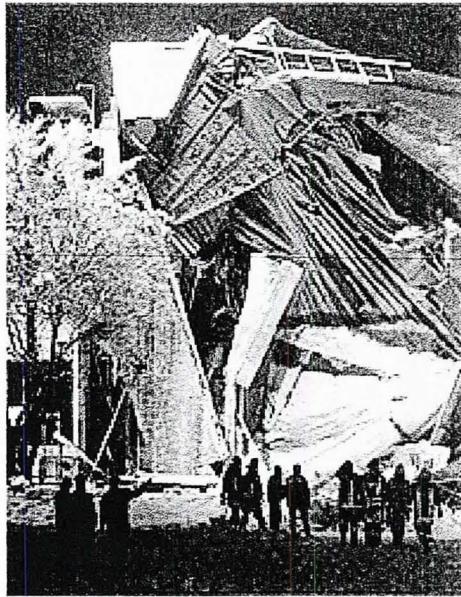
ROB 1 Algemene Inleiding



Ton Vrouwenvelder
TNO / TU-Delft

- **Constructies worden geacht gedurende de gehele geplande levensduur adequaat te reageren op alle naar verwachting optredende belastingen en omstandigheden.**

**Bad Reichenhale
Germany, 2006**



● **Charles de Gaulle
France, 2004**



- Kleine oorzaken kunnen soms grote gevolgen hebben...

Ronan Point - 1968





MINISTRY OF HOUSING
AND LOCAL GOVERNMENT

Ref: 100-1074

REPORT OF THE INQUIRY INTO THE

Collapse of Flats at Ronan Point, Canning Town

Presented to the
Minister of Housing and Local Government by
Mr Hugh Griffiths, O.C.

Professor Sir Alfred Pugsley, OBE, FRS, MICE, MSTRUCTE
Professor Sir Owen Saunders, FRS, HON MICE, FINSIT

1880-1900
P. F. & L. 100-1074
P. 2 100-1074

LONDON
HER MAJESTY'S STATIONERY OFFICE
1968

PRICE 9s. 6d. NET

(25) Progressive collapse is not an inevitable feature of high system-built blocks. It can be avoided by the introduction of sufficient steel reinforcement to give continuity at the joints, and the adoption of a plan-form which provides for the arrangement of the load-bearing walls in such a way that the load is carried by alternative paths if part of the structure fails (paragraphs 129 and 188).

(26) The cost of these measures would not make this type of building uneconomic. It was demonstrated at the inquiry that some large concrete panel buildings are already designed and built in this way (paragraph 190).

- We eisen derhalve robuustheid (incasseringsvermogen)

langs 4 wegen:

- 1) bijzondere belastingen
- 2) niet expliciet benoemde gebeurtenissen
- 3) aandacht voor sleutelementen
- 4) ductiliteit, redundancy

Gasexplosies



• Aanrijdingen

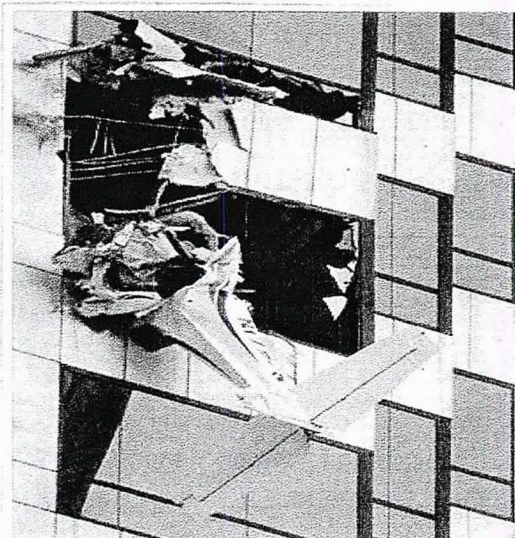


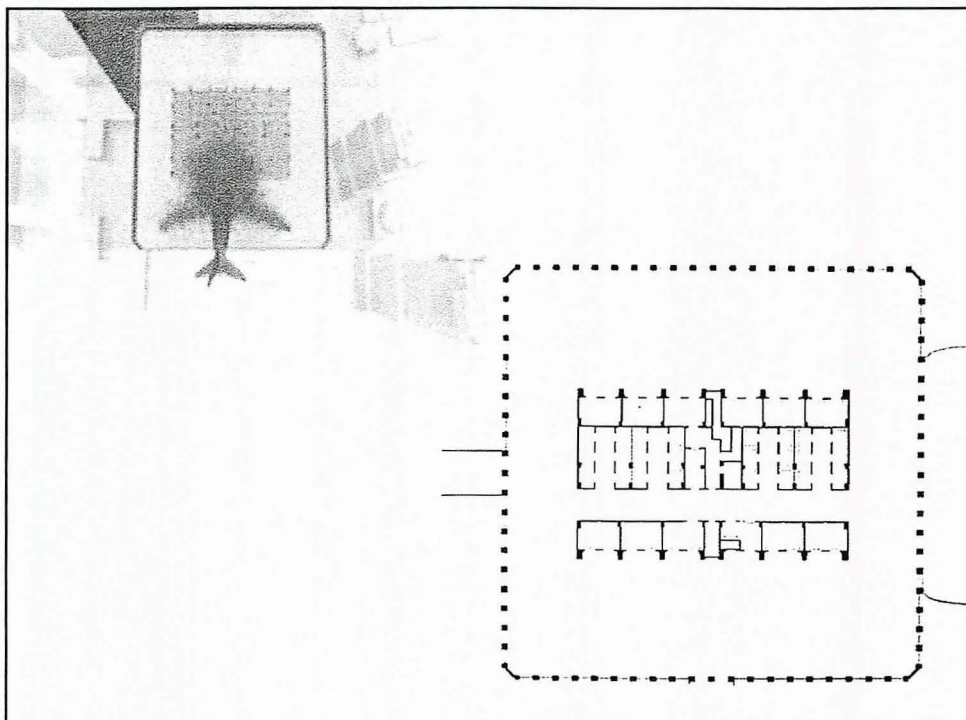
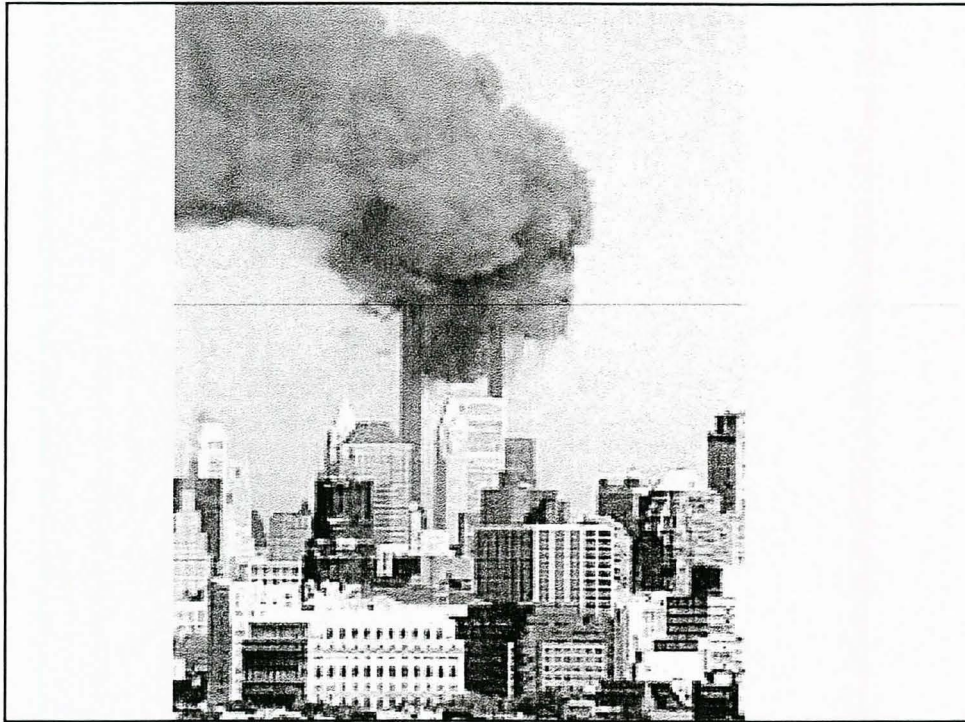
A)

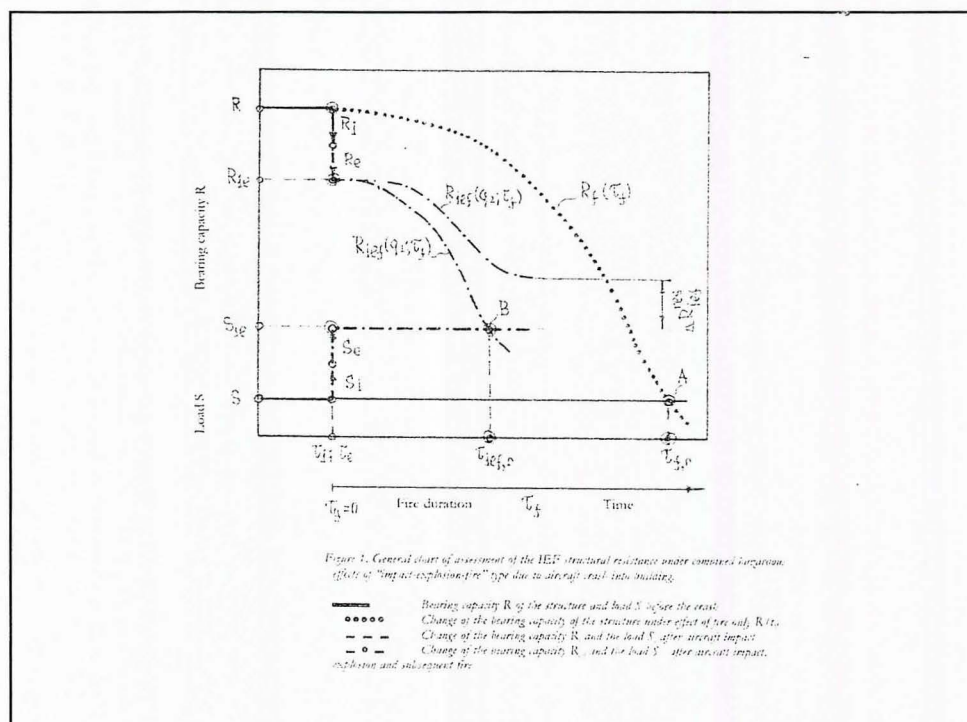
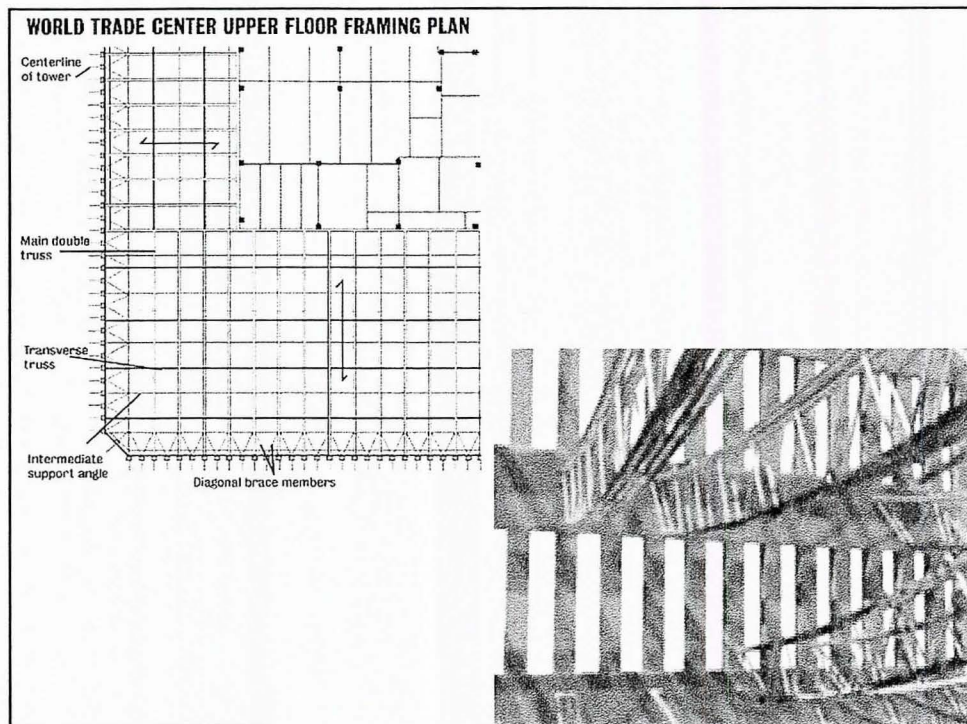


• impact door treinen,
vliegtuigen en schepen

B)







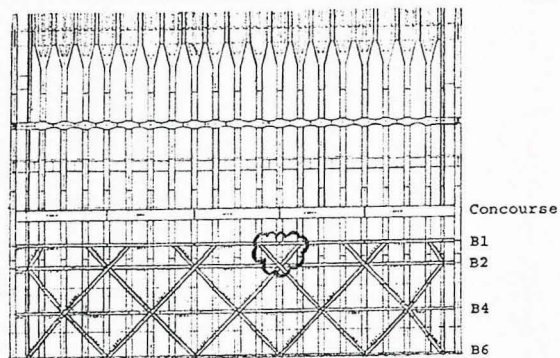


FIGURE 3: South elevation of Tower 1, indicating damaged area

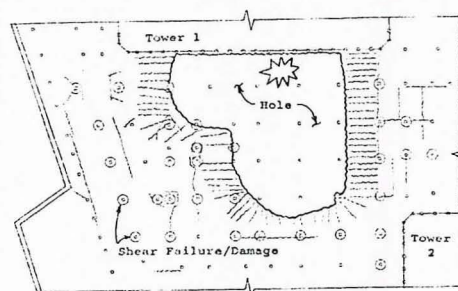


FIGURE 6: Damage at the B2 level

- statistiek Nederland (Ligtenberg)

- | | |
|----------------|----------------------|
| • brand | 10^{-2} in 50 jaar |
| • fouten | 10^{-3} |
| • wind | 10^{-3} |
| • explosie | 10^{-3} |
| • botsing | $3 \cdot 10^{-4}$ |
| • overbelasten | $3 \cdot 10^{-4}$ |

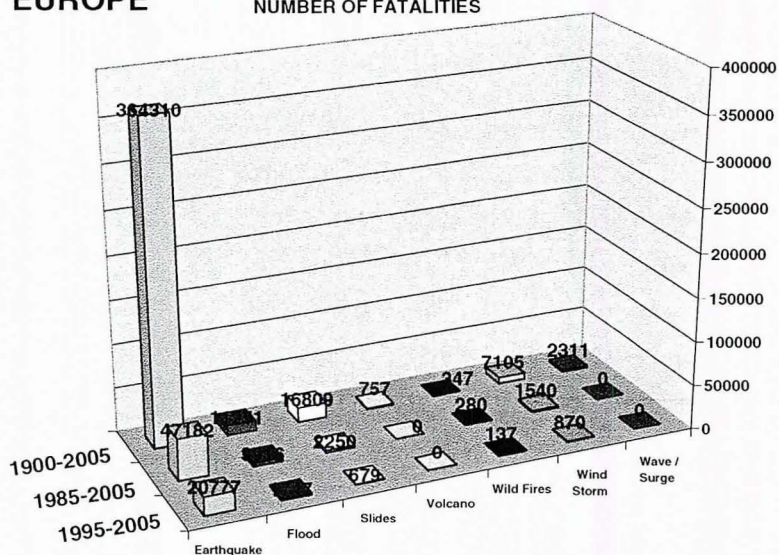
(instorten factor 10 a 100 lager)

UK: druk versus kans

	Annual probability of occurrence in dwellings	Possible pressure
Reported explosion but not significant	0.064×10^{-4}	$\ll 17 \text{ kN/m}^2$
Moderate explosion	0.010×10^{-4}	$< 17 \text{ kN/m}^2$
Severe explosion	0.005×10^{-4}	$> 17 \text{ kN/m}^2$
Very severe explosion	0.0002×10^{-4}	$\gg 17 \text{ kN/m}^2$

NATURAL DISASTERS EUROPE

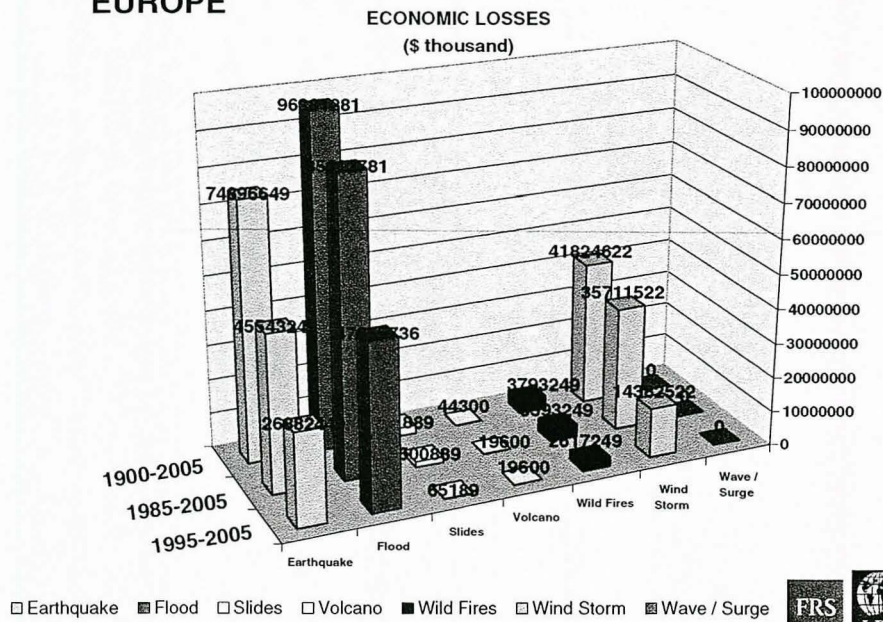
NUMBER OF FATALITIES



☐ Earthquake
 ☐ Flood
 ☐ Slides
 ☐ Volcano
 ☐ Wild Fires
 ☐ Wind Storm
 ☐ Wave / Surge

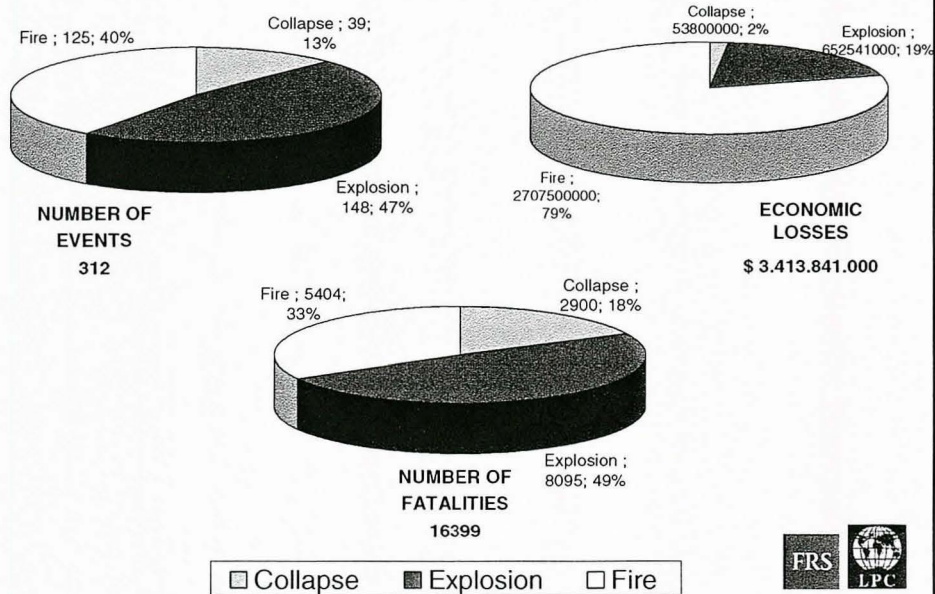


NATURAL DISASTERS EUROPE

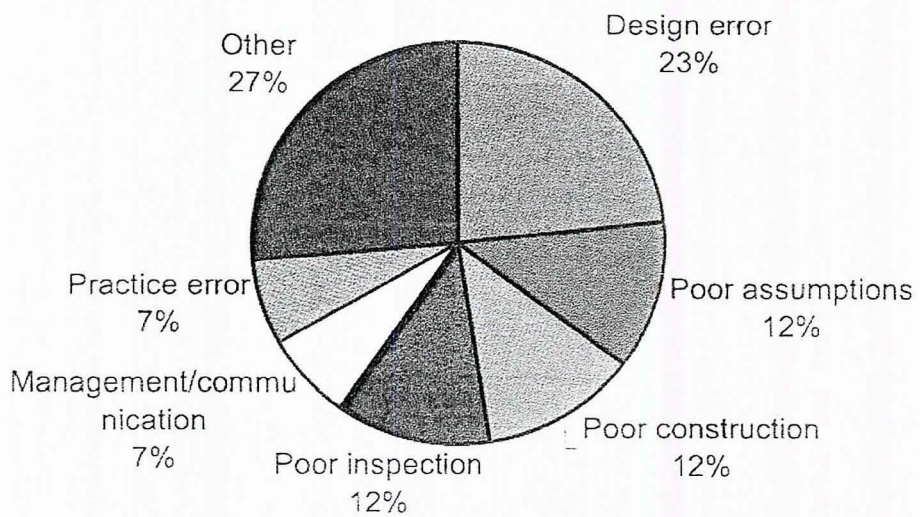
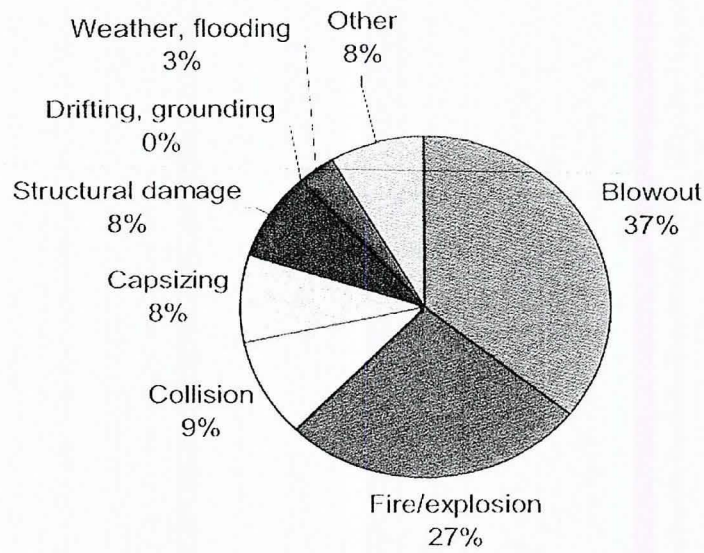


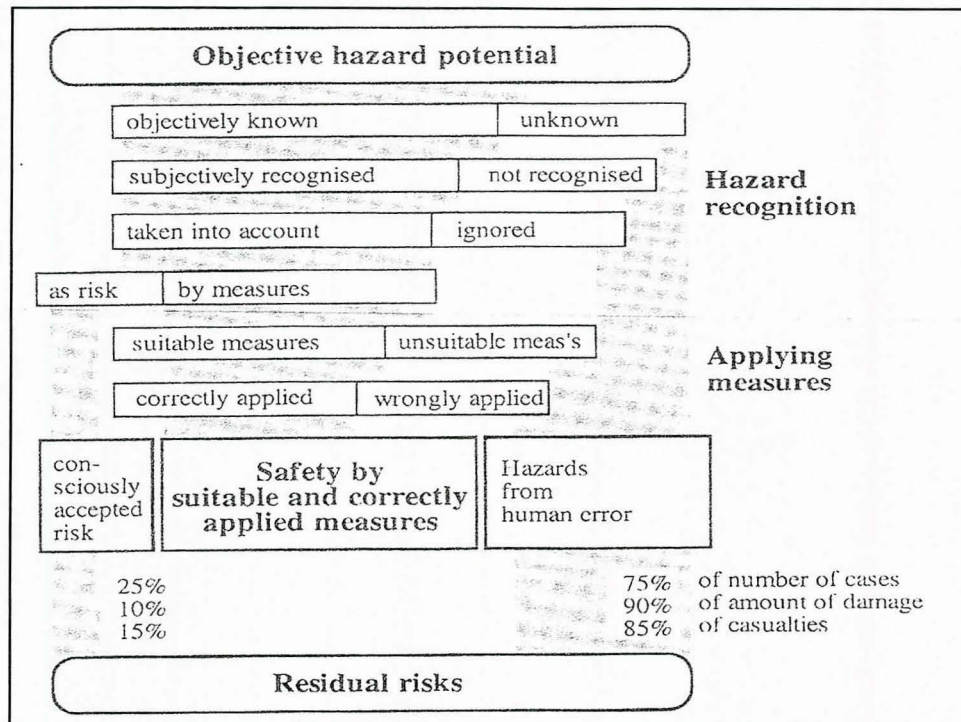
MAN-MADE CATASTROPHIES (EUROPE)

1900-2005



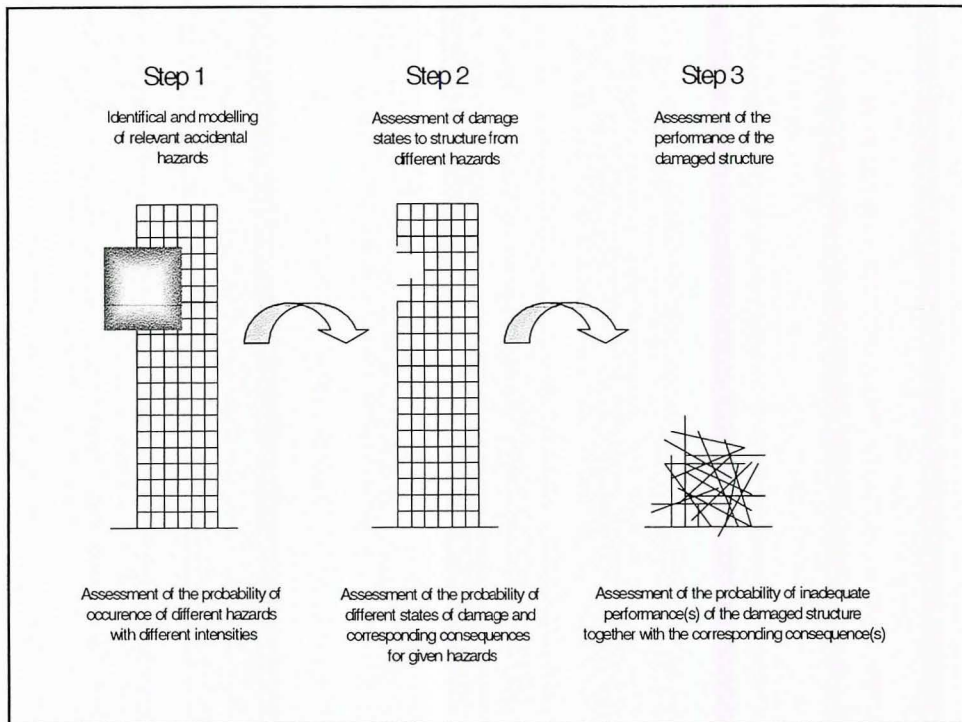
**Initiating events causing severe offshore platform accidents
(Fixed platforms)**





What is understood as robustness

Structural Standards	The consequences of structural failure are not disproportional to the effect causing the failure [2].
Software Engineering	The ability...to react appropriately to abnormal circumstances (i.e., circumstances "outside of specifications"). A system may be correct without being robust [17].
Product Development and QC	The measure of the capacity of a production process to remain unaffected by small but deliberate variations of internal parameters so as to provide an indication of the reliability during normal use.
Ecosystems	The ability of a system to maintain function even with changes in internal structure or external environment [18].
Control Theory	The degree to which a system is insensitive to effects that are not considered in the design [19].
Statistics	A robust statistical technique is insensitive against small deviations in the assumptions [20].
Design Optimization	A robust solution in an optimization problem is one that has the best performance under its worst case (max-min rule) [21].
Bayesian Decision Making	By introducing a wide class of priors and loss functions, the elements of subjectivity and sensitivity to a narrow class of choices, are both reduced [22]
Language	The robustness of language...is a measure of the ability of human speakers to communicate despite incomplete information, ambiguity, and the constant element of surprise [23].



ontwerpstrategieën

- voorkomen/verkleinen kansen op belasting
- bescherming
- ontwerpen op bijzondere belastingen
- beperk gevolgen falen onderdeel
- sleutelementen
- koppelingen / ductiliteit / redundandy

Ontwerpen op bijzondere belasting

Modellen:

- **belastingmodel**
- **constructiemodel**
- **gevolgenmodel**

Benodigd:

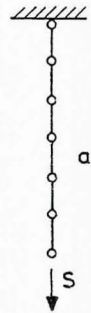
- **fysica**
- **kansen**
- **acceptabel risico**

Generieke strategieën

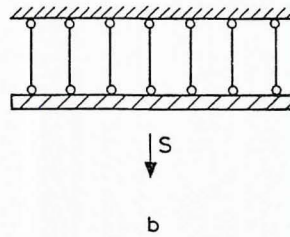
- een bout = geen bout
- parallelsysteem
- tweede draagweg
- statisch onbepaaldheid / redundancy
- ductiliteit / taaiheid
- koppelingen
- oversterkte
- zwakke elementen
- capacity design

Basismodellen

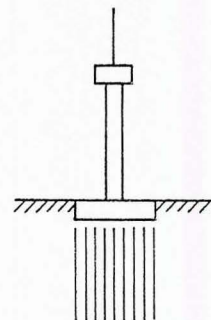
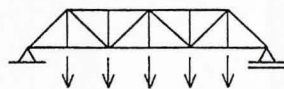
(a) seriesysteem



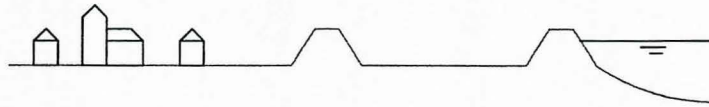
(b) parallelsysteem



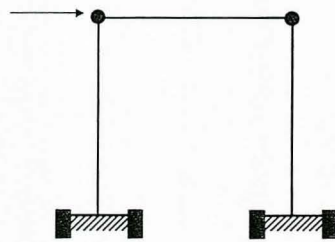
Voorbeelden



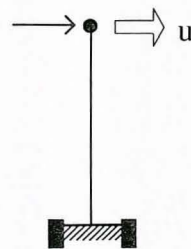
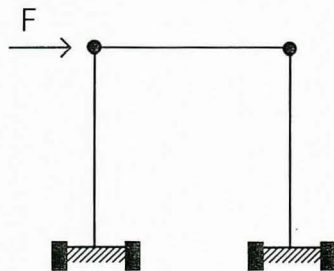
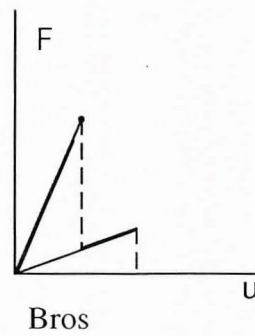
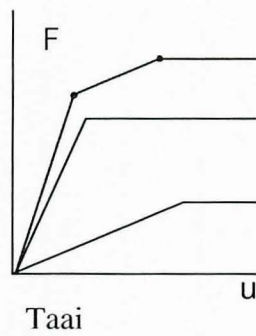
Parallelsystemen



$$R = \max (R_1 R_2)$$



$$R = R_1 + R_2$$



Taatheid Bouwmaterialen

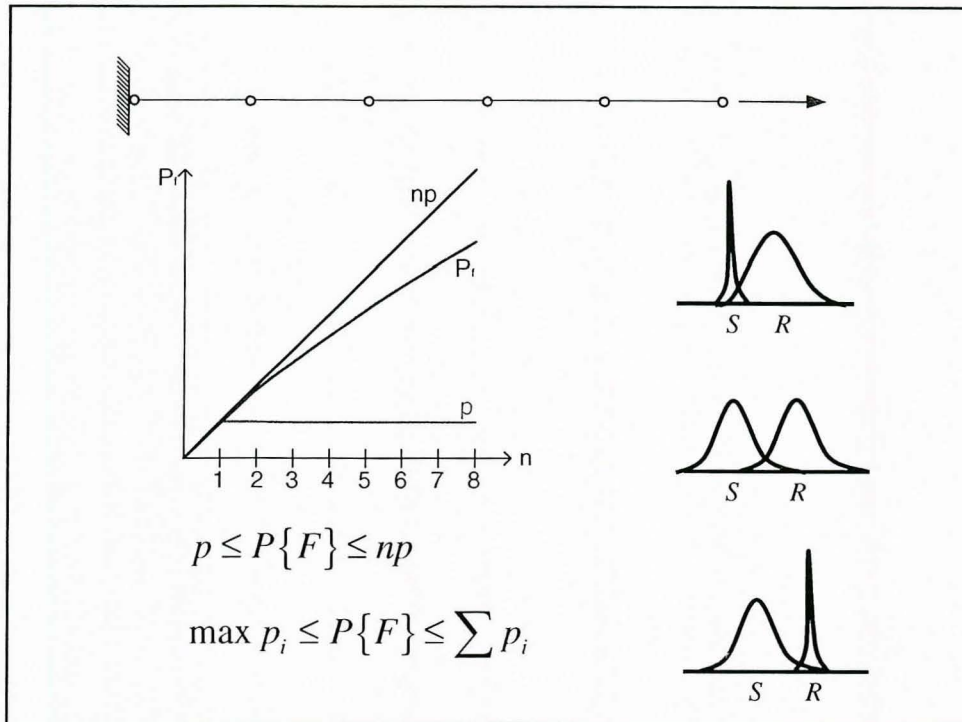
Bouw materiaal	Taatheid
Steel, aluminium	> 10
Hoge sterkte staal	5 - 20
Gewapend beton	1 - 10
Hout	1 - 3
Metselsteen	1 - 2
Ongewapend beton	1 - 2
Ongewapend hoge sterkte beton	1 - 1.5
Glas, keramiek	1

Taa materiaal $\neq$ Taaie constructie

- Brosse Verbindingen
- Elementen met tweede orde effecten

Oplossing: verbinding met oversterkte

- plastisch scharnieren in liggers
- capacity design



The diagram shows a system with N elements, represented by a vertical stack of N rectangles. A downward arrow labeled s indicates a force or displacement applied to the system.

N elementen R_i

$$\mu(R_i) = \mu$$

$$\sigma(R_i) = \sigma$$

$$V(R_i) = V$$

	Onafhankelijk	Afhankelijk
R_{sys}	$\sum R_i$	nR_i
$\mu(R_{sys})$	$n\mu$	$n\mu$
$\sigma^2(R_{sys})$	$n\sigma^2$	$n^2\sigma^2$
$V(R_{sys})$	$V / \sqrt{n}$	V

Voordelen statisch onbepaald

- geen direct falen
- herverdeling mogelijk, plastische reserve
- statistisch gunstiger

maar

- spanningen door zettingen, temperatuur, montage

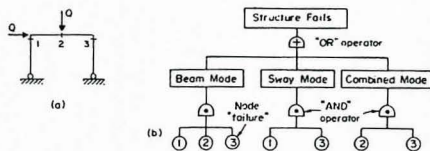
Spelen met sterkte

- **absoluut sterk element nodig:**
seriesysteem
bros materiaal
geen waarschuwing
- **relatief sterk element nodig:**
verbinding
plastisch scharnier in de ligger
stop-element
- **relatief zwak element nodig:**
breukpaneel bij explosie
breekbout bij brugleuning
loszetten bij aardbeving

PAO Cursus

Robuust ontwerpen

ROB 1 Risico-analyse

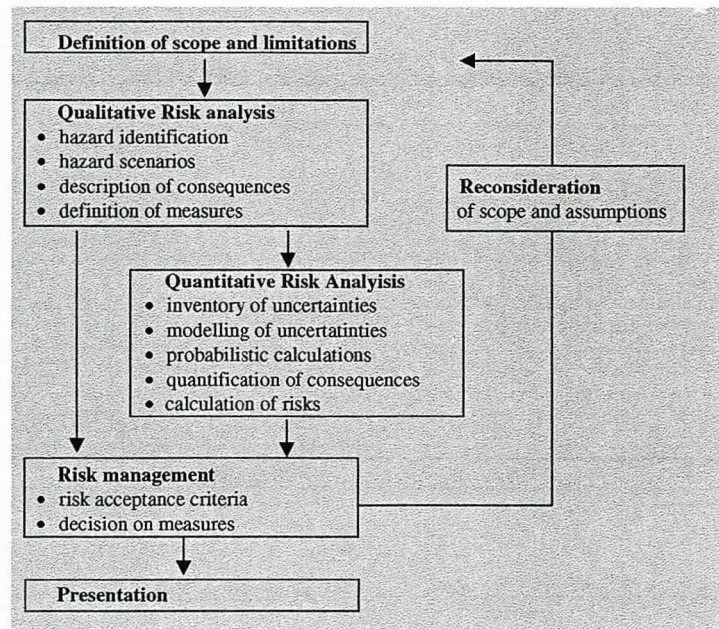


Ton Vrouwenvelder

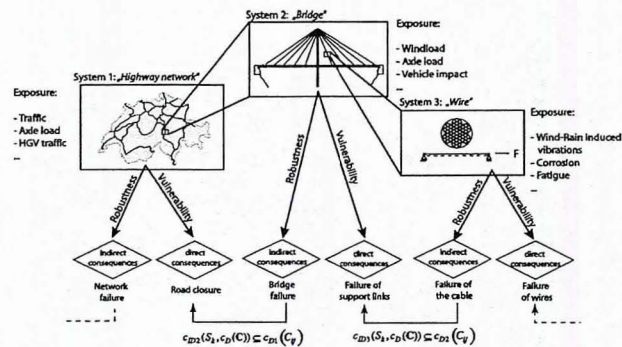
TNO / TU-Delft

EC 1-1.7

Overview of Risk Analysis



Het systeem



Bijzondere aandachtspunten bouwwerken

- industriële activiteiten, verkeer, water, etc
- terroristische aanslagen (monumenten, ambassades..)
- nieuwe constructiewijze / materialen
- aantallen slachtoffers (theaters,
- strategische rol (lifelines)

Waarom gaan dingen eigenlijk mis?

- 1. Volslagen onbekend fenomeen
- 2. Bekend fenomeen, maar
 - niet aan gedacht
 - risico onderschat
 - fout gemaakt
- 3. Bewust genomen risico

Risk analyse technieken

- **Failure Mode and Effect Analysis**
- **Gebeurtenissenboom**
- **Foutenboom**

- **Reliability calculation**
- **Bayesian Belief Networks**
- **Besliskunde**

FMEA

oorzaak	mechanisme	gevolg	S	P	R	maat regel
borging niet vast	bouwelement valt uit kraan	schade aan: -element -kraan -bouwwerk -derden				

Sleutelwoorden FMEA

Elke grootheid in systeem:

- te hoog
- te laag
- nul
- negatief
- verkeerde kleur
- ten onrechte aanwezig

scenario's

- oorzaken / hazards
- reeksen van gebeurtenissen
- gevolgen (schade, doden, gewonden)

hazards

Earthquake

Landslide

Tornado

Avalanche

Rock fall

High groundwater

Flood

Volcano eruption

Internal explosion

External explosion

Internal fire

External fire

Impact by vehicle etc

Mining subsidence

Environmental attack

Vandalism

Demonstrations

Terrorist attack

Design error

Material error

Construction error

User error

Lack of maintenance

Kwantificering van risico's

Gevolgen en kansen

- consumentengidsnivo
(3 of 5 categorieën)
- numeriek
(geschat of onderbouwd)

FMEA

oorzaak	mechanisme	gevolg	S	P	R	maat regel
borging niet vast	bouwelement valt uit kraan	schade aan:				
		-element	1	2	3	
		-kraan	2	2	4	
		-bouwwerk	3	2	5	
		-derden	3	1	4	

Kwantitatieve RA

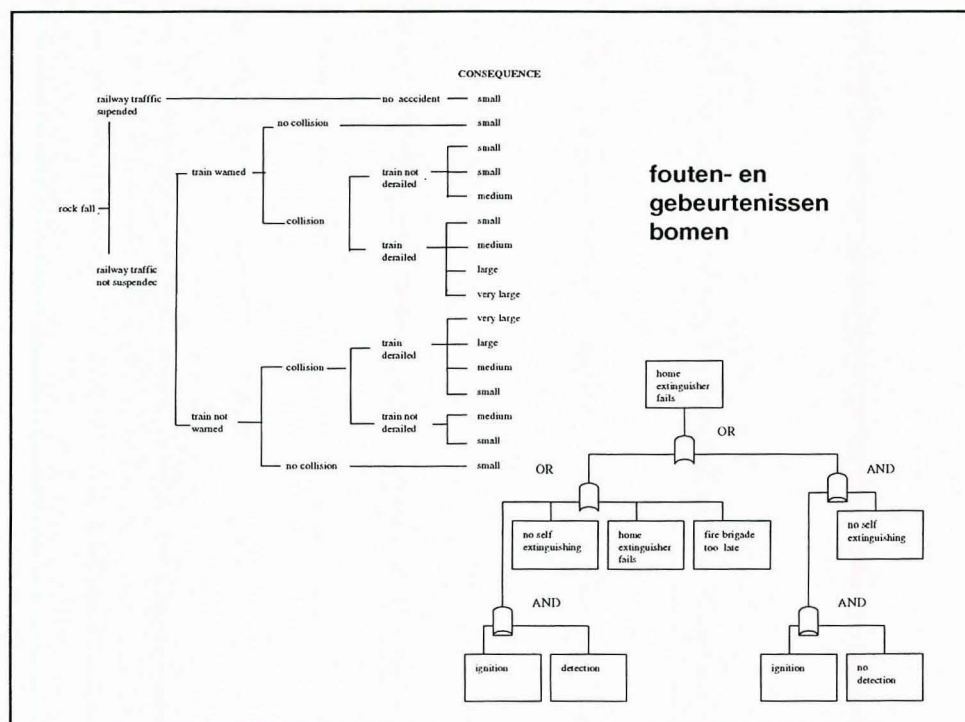
frequentie van optreden

intensiteit

effectmodel

effect maatregelen

afwegingskader

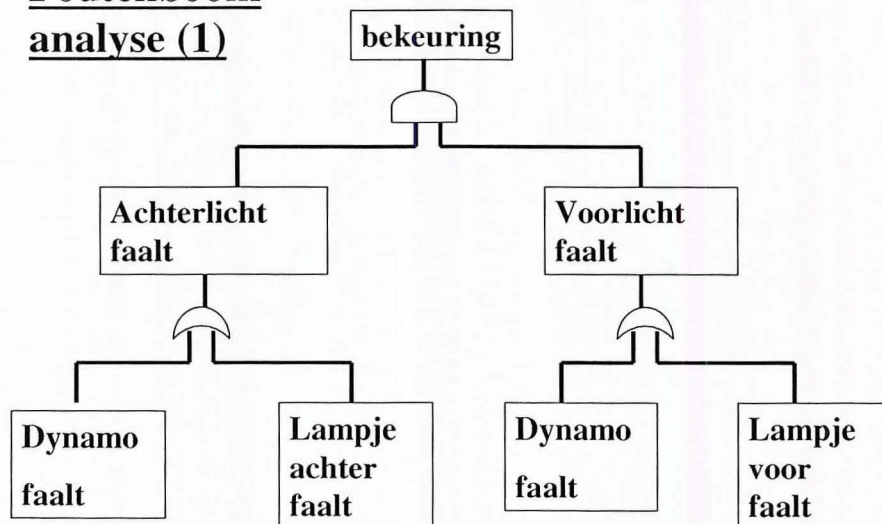


Voorbeeld

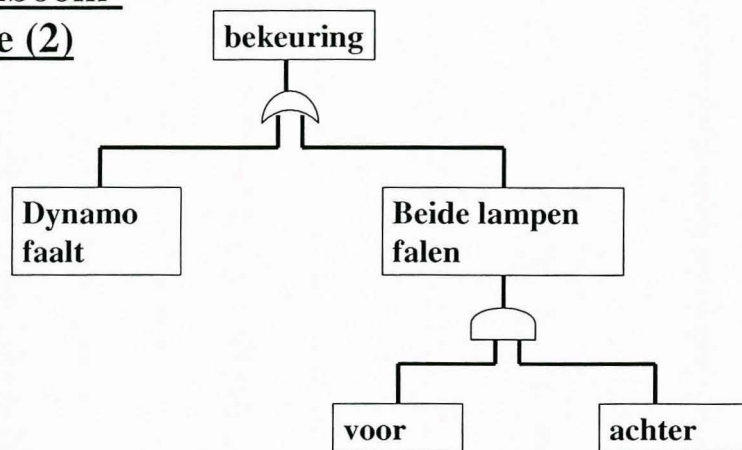


**Als voor- of achterlicht het doet
komt er geen bekeuring, anders wel**

Foutenboom analyse (1)

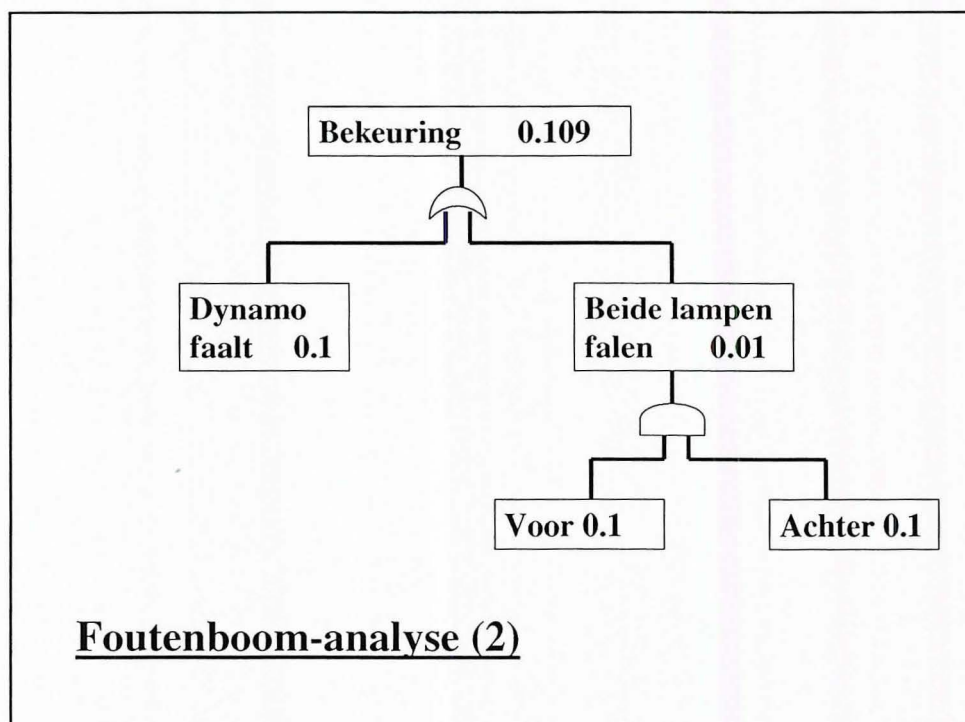
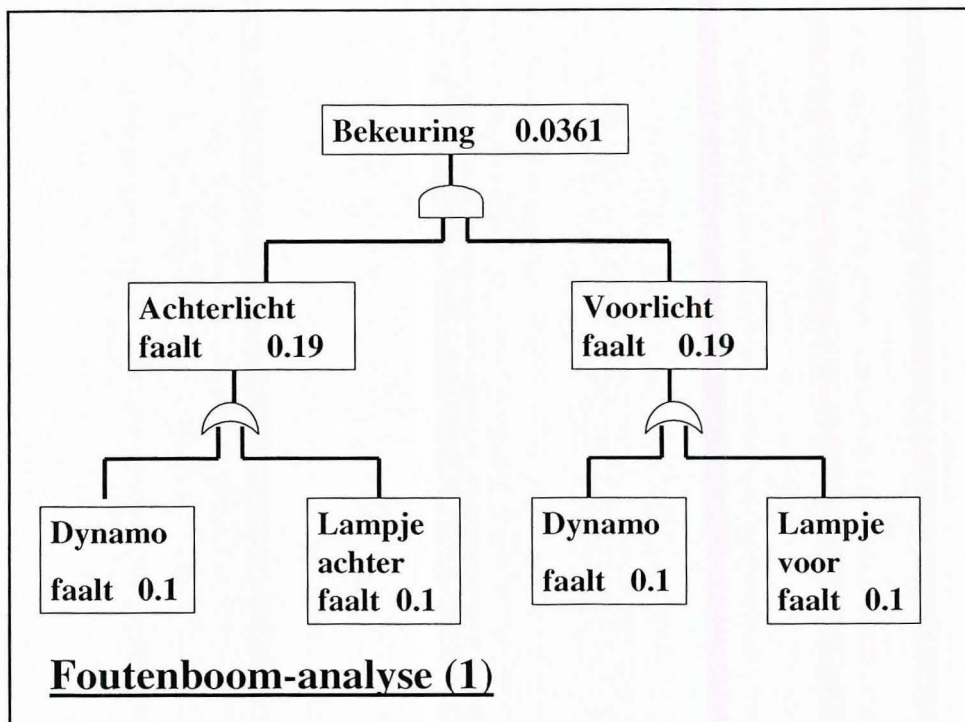


Foutenboom- analyse (2)

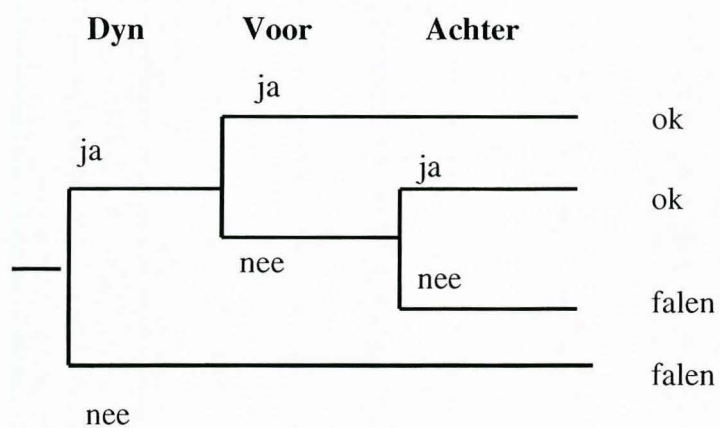


Kansen

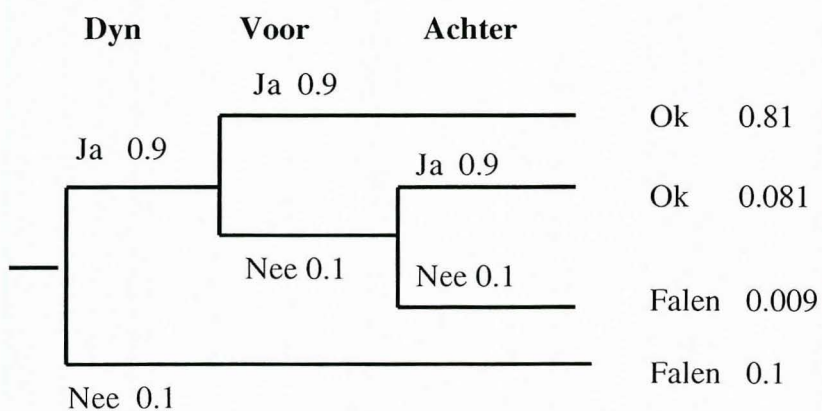
dynamo faalt	0.1
voorlamp faalt	0.1
achterlampje faalt	0.1



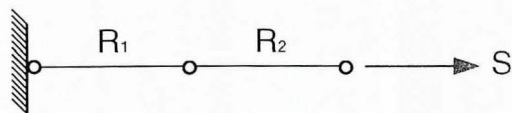
Gebeurtenissenboom



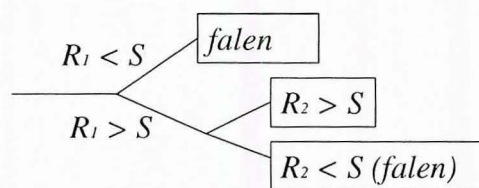
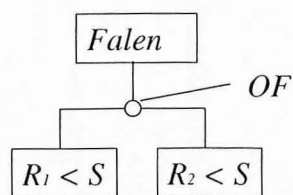
Gebeurtenissenboom



Constructive Systemen

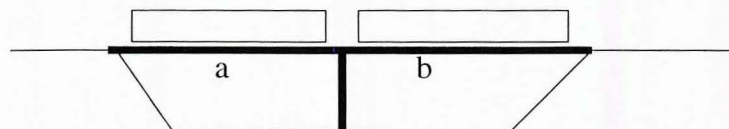


Faalboom

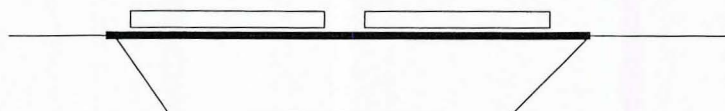


Voorbeeld: Een brug kan bezwijken:

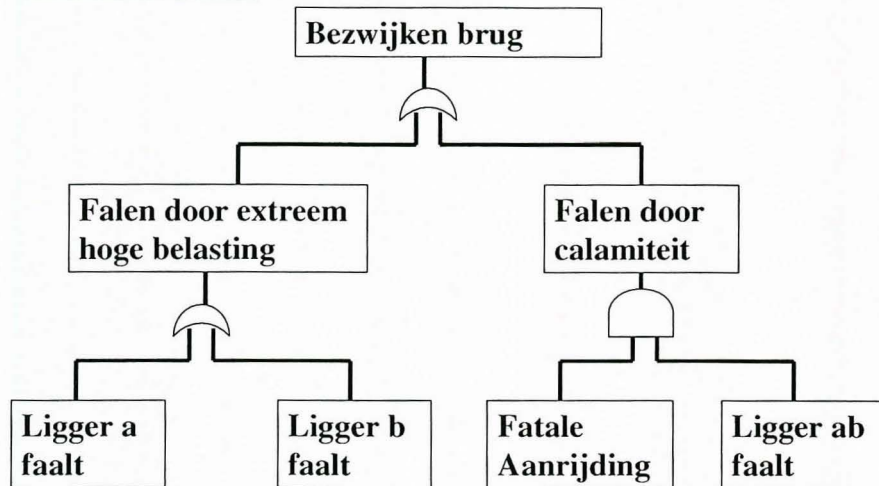
- door falen van de ligger a of b door een (extreme) voertuigbelasting



- of door een aanrijding waarbij de middenkolom wordt weggereden en de ligger zonder middensteunpunt de (momentane) bovenbelasting niet kan dragen



Foutenboom



Uitwerking

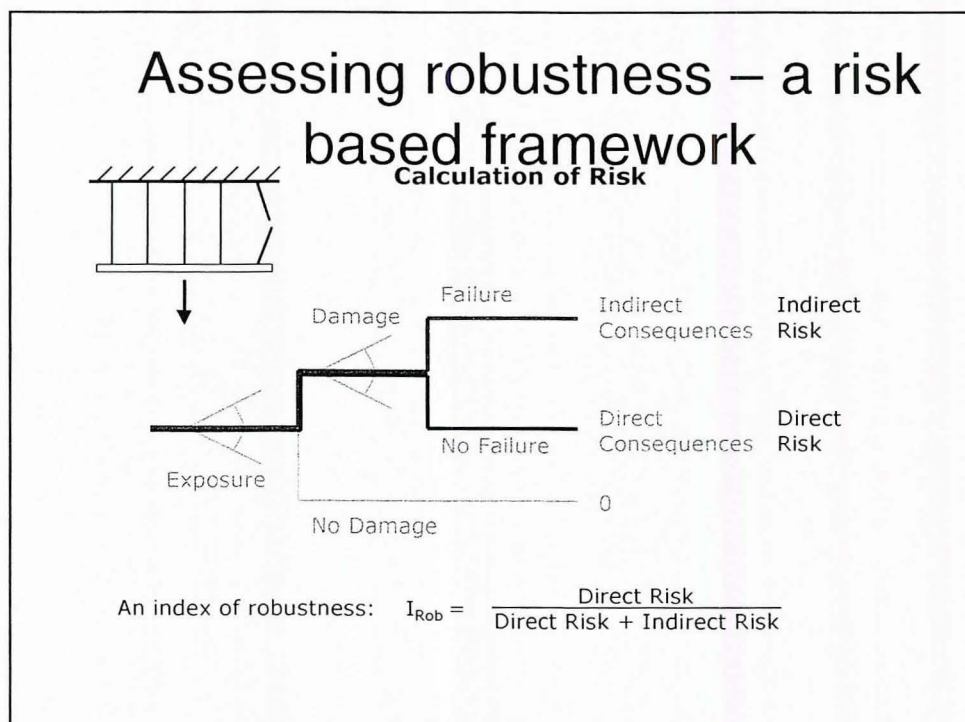
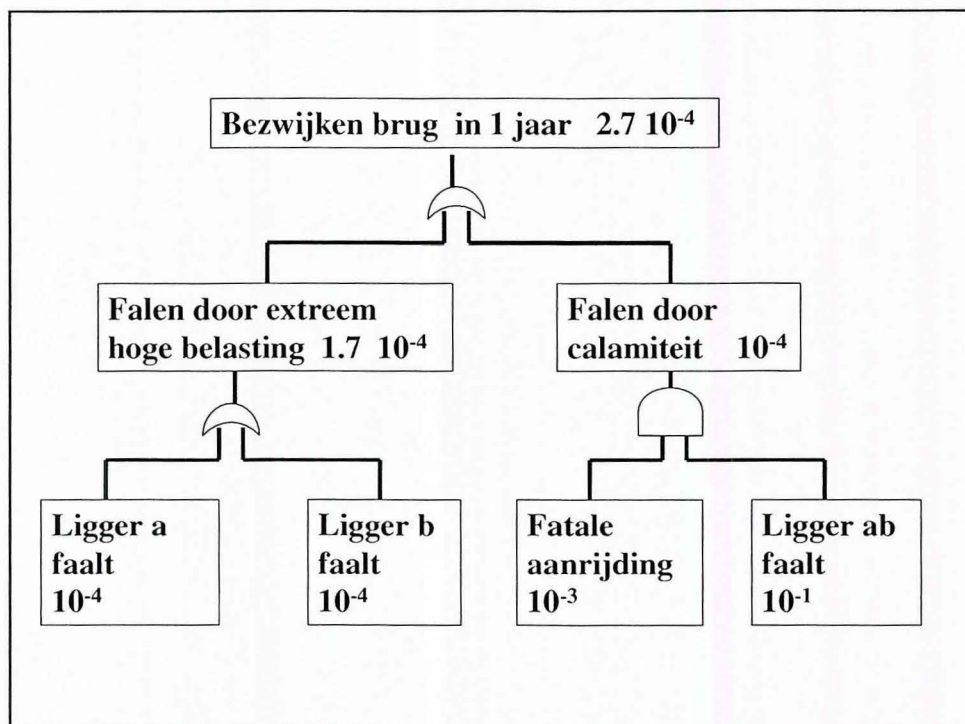
Falen a : $Z_a = R_a - S_a (\max) < 0 \Rightarrow P = 10^{-4} / \text{jr}$

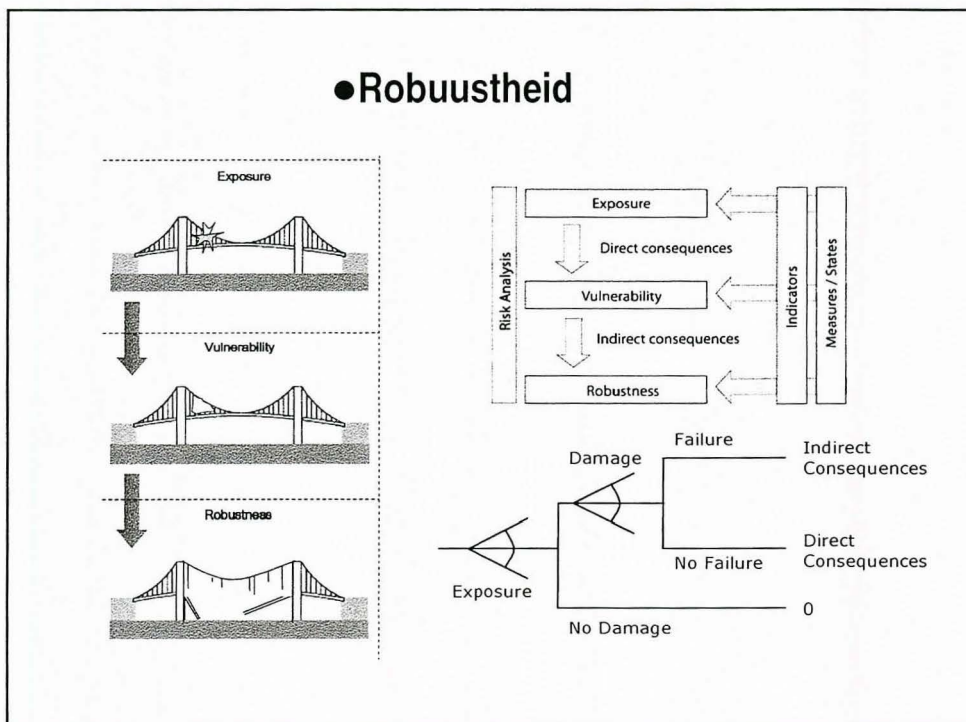
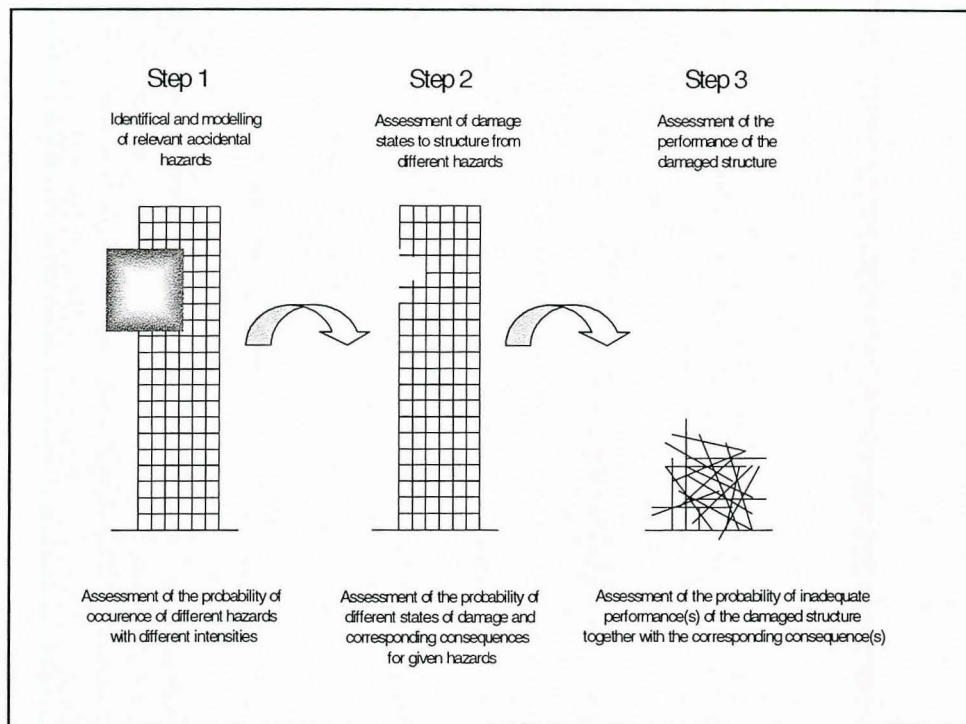
Falen b : $Z_b = R_b - S_b (\max) < 0 \Rightarrow P = 10^{-4} / \text{jr}$

Bezwijken kolom $\Rightarrow P = 10^{-3} / \text{jr}$

Falen ab : $Z_{ab} = R_{ab} - S(\text{apt}) < 0 \Rightarrow P = 0.1$

correlatie $\rho(Z_a, Z_b) = 0.8$





Het risico:

Stap 1: de hazard H_i

Stap 2: de schade D_j bij gegeven hazard

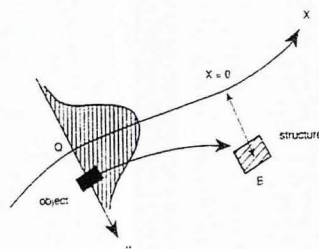
Step 3: constructief gedrag S_k en gevolgen $C(S_k)$ bij gegeven schade

Daarmee:

$$Risk = p(H_i) p(D_j | H_i) p(S_k | D_j) C(S_k)$$

Te sommeren over alle hazards, schaden
en vormen van constructief gedrag

voorbeeld scheepsaanvaring (EC 1-1.7)



$$P(F > R) = nT(1 - p_a) \int \int \lambda(x) P[v(x,y)\sqrt{(km)} > R] f_s(y) dx dy$$

where:

T	=	period of time under consideration
n	=	number of ships per time unit (traffic intensity)
$\lambda(x)$	=	probability of a failure per unit travelling distance
$P_c(x,y)$	=	conditional probability of collision, given initial position (x,y)
$f_s(y)$	=	distribution of initial ship position in y direction
P_a	=	the probability that a collision is avoided by human intervention.
$v(x,y)$	=	impact velocity of ship, given error at point (x,y)
k	=	stiffness of the ship
m	=	mass of the ship
R	=	resistance

For the evaluation in practical cases, it may be necessary to evaluate P_c for various individual object types and traffic lanes, and add the results in a proper way at the end of the analysis.

To give some indication for λ , in the Nieuwe Waterweg near Rotterdam in the Netherlands, 28 ships were observed to hit the river bank in a period of 8 years and over a distance of 10 km. Per year 80 000 ships pass this point, leading to $\lambda = 28/(10 \cdot 8 \cdot 80000) = 10^{-6}$ per ship per km.

Maatregelen

(1) Constructief

(2) Niet constructief

Welke, hoeveel?

Risico acceptatie

- (1) Individueel risico**
- (2) Groepsrisico**
- (3) Economische optimum**

(1) Individueel risico

$P(\text{overlijden}) < \beta \cdot 10^{-4}$ per jaar

β hangt af van vrijwilligheid en belang

Fatal Accident Rates (FAR)

Cause of Death	During activity [/ 10^8 hrs]	Annual probability [1/year]
Rock climbing	4000	1 / 500
Travel by air	15	1 / 70000
Travel by car	15	1 / 13000
High rise building industry	70	1 / 700
Offshore oil and gas-rigs	20	1 / 2500
Construction industry	5	1 / 10000
30-40 age group	8	1 / 1200
Chemical industry	1	1 / 50000
Accidents in the home	1.5	1 / 9000
California earthquake	0.2	1 / 50000

(2) Groepsrisico

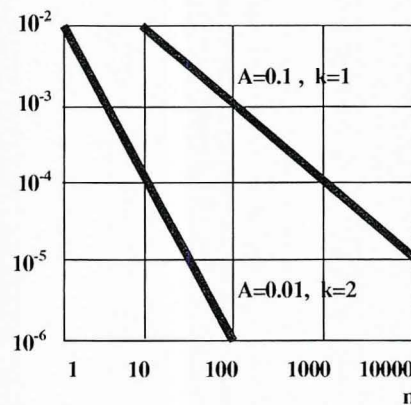
$$F(n) = P(N_d > n) < A n^{-k} \text{ voor alle } n$$

A = 0.001/year to 1/year

k = 1 to 2

N_d = aantal overledenen
(in een jaar in een ongeval)

F-N-curve and ALARP principle



(3) Economisch optimum

$$C_{tot} = C_o + \sum P_{fi} C_i / (1+r)^i \quad (+ \text{opbrengst})$$

C_o = kosten

r = rente

C_i = schade jaar i

P_{fi} = faalkans jaar i

Risico-communicatie

klanten
politici
ambtenaren
verzekering
advocaten
pers
publiek
collega's

Problemen

verschillende inzichten
nadruk op consequenties
voorstelbaarheid ipv kans
over en onderreactie
kleine kans, grote gevolgen
kansen zijn geschat

Slot

- RA is een hulpmiddel bij keuze maatregelen
- RA is een communicatie-middel tussen betrokkenen
- Onderdelen RA worden altijd gedaan
- RA leidt tot bewust / gerust genomen risico's

PAO Cursus Robuust ontwerpen van bouwconstructies

ROB 01

Algemene inleiding

A Vrouwenvelder
TUD Civiele Techniek / TNO Bouw en Ondergrond
December 2006

1. Inleiding

Constructies worden geacht zowel qua sterkte als stijfheid gedurende de gehele levensduur adequaat te reageren op alle naar verwachting optredende belastingen en omstandigheden. Er wordt dus ontworpen op een aantal gedefinieerde ontwerpsituaties, dat wil zeggen gedefinieerde sets van omstandigheden waarin de constructie geacht wordt te blijven functioneren. Deze omstandigheden moeten zodanig zwaar en gevarieerd zijn gedefinieerd dat alle redelijk voorzienbare omstandigheden worden afgedekt.

Indien er desondanks schade optreedt mag deze nooit disproportioneel groot zijn ten opzichte van de oorzaak. Met andere woorden de constructie moet voldoende incasseringsvermogen hebben of, in moderne terminologie, voldoende robuustheid bezitten. Achter deze redelijke eis gaat echter een belangrijk en lastig ontwerpprobleem schuil. In formele zin valt moeilijk aan te geven wat hiermee precies wordt bedoeld, hoe dus de prestatie-eis luidt en hoe men hierop moet toetsen.

Er zijn een aantal wegen waarlangs men in deze kan opereren:

1. Op de eerste plaats kan de constructies **expliciet** ontworpen worden op bijzondere belastingen, zoals stootbelastingen en explosies. De behandeling van deze belastingen verschilt overigens meestal van die van de normale belastingen: grote plastische vervorming en lokaal bezwijken wordt toegestaan, zolang er maar geen voortschrijdende instorting plaatsvindt. De precieze grenzen daarvan zijn echter niet in alle gevallen eenvoudig aan te geven en de normteksten zijn niet altijd even eenduidig. Ook vanuit mechanica oogpunt nette berekeningen (niet-lineair, dynamisch) zijn de analyses niet eenvoudig.
2. We willen echter ook dat constructies ook voor **niet expliciet** benoemde belastingen een bepaalde mate van robuustheid bezitten. Eurocode 1991-1-7, Accidental Actions, spreekt in dit verband over "unidentified actions". Het kunnen belastingen zijn die men echt niet kan voorzien of denkbare belastingen die men onmogelijk voor iedere constructie kan modelleren en doorrekenen. Men moet in dit verband ook denken aan zaken als fouten (ontwerp, uitvoering, onderhoud, gebruik) of doelbewuste vernietigingsacties ten gevolge van terrorisme of vandalisme. Maatregelen zijn hier meestal van een generieke aard zoals het creëren van reservedraagkracht, onder ander via het toepassen van bepaalde koppelingen in de constructie.
3. Tenslotte moet rekening moet worden gehouden dat het bezwijken van enkele elementen onder min of meer normale ontwerpomstandigheden niet leidt tot falen van het systeem. Als het constructief systeem meervoudig statisch onbepaald is, is dat meestal wel zonder verdere maatregelen het geval. Indien een constructie een **seriesysteem** is, zonder enige reserve of redundancy dient men robuustheid te bereiken met een **grotere veiligheidsmarge** op de

individuele elementen. Dit geldt met name voor mechanismen die zonder enige waarschuwing kunne optreden. Ook **extra kwaliteitscontrole** op als essentieel aangemerkte onderdelen van de constructies op zijn plaats. Vaak gaat het hier slechts om een beperkt aantal zogenaamde **sleutel-elementen**.

De algemene opinie is dat de aandacht voor veiligheid en robuustheid van gebouwen en andere constructies in de toekomst waarschijnlijk alleen nog maar toenemen. Argumenten zijn: de introductie van nieuwe materialen, schaalvergroting en in het bijzonder het gebruiken van grotere overspanningen, meervoudig ruimtegebruik, de toegenomen aandacht voor terrorisme en vandalisme (zeker na 11-09-2001), etc. Ook statistisch gezien is aandacht voor dit terrein zeker op zijn plaats. Verwezen wordt naar de statistische overzichten in de presentatie.

2. Definities en begrippen

Voor de goede orde worden hier een aantal definities van veel gebruikte begrippen gegeven:

-Robuustheid/ incasseringsvermogen

Het weerstand kunnen bieden aan tegen bijzondere belastingen, ook als er niet speciaal op is ontwerpen. Lokaal bezwijken is daarbij geen probleem. In sommige gevallen is zelfs repareerbaarheid geen punt.

- Voortschrijdende instorting / progressive collapse

Gebeurtenis waarbij het bezwijken van een deel van de constructie leidt tot het bezwijken van andere onderdelen. De overbelasting kan een gedeeltelijk dynamisch karakter hebben.

-Disproportioneel bezwijken

Bezwijken van een bouwconstructie gezien in relatie tot de oorspronkelijke oorzaak

-Statisch onbepaaldheid / redundancy

De mogelijkheid van een constructie om via herverdeling van krachten het geheel of gedeeltelijk uitvallen van elementen te compenseren.

- Bijzondere belasting / accidental action

Bijzondere belastingen zijn belastingen met doorgaans een kleine kans van optreden, een korte duur en grote gevolgen. Typische voorbeelden zijn: brand, explosie aardbeving, botsing, overstromingen, lawines, aardverschuivingen en degelijke. Ook fouten in ontwerp, bouw, onderhoud en gebruik worden hiertoe gerekend, evenals bewuste aanslagen als vandalisme en terrorisme.

-Sleutel-element / key element

Element dat bij bezwijken leidt tot doorgaand bezwijken van een groot deel van de constructie.

-Hoofddraagconstructie

a) hoofddraagconstructie onder niet-brandomstandigheden: deel van de bouwconstructie waarvan het bezwijken leidt tot het bezwijken van constructie-onderdelen die niet in de directe nabijheid van het bezwijken onderdeel zijn gelegen

b) hoofddraagconstructie onder brandomstandigheden: deel van een bouwconstructie waarvan het bezwijken leidt tot het bezwijken van constructie-onderdelen die buiten het brandcompartiment zijn gelegen waar de desbetreffende bouwconstructie zich in bevindt

NB: Wanneer het (sub)brandcompartiment op basis van gelijkwaardigheid groter is dan de grenswaarde in het Bouwbesluit, geldt als uitbreiding van de definitie:

deel van een bouwconstructie waarvan het bezwijken leidt tot het bezwijken van constructie-onderdelen die buiten het gebied liggen dat door de grenswaarde in het Bouwbesluit voor het (sub)brandcompartiment van de desbetreffende gebruiksfunctie is aangegeven”

3. Ontwerpstrategie voor robuustheid

In alle gevallen is het ontwerpdoel om de risico's (gedefinieerd als de combinatie van waarschijnlijkheid en gevolg) te beperken tegen een economisch aanvaardbare prijs. Het risico kan dus beperkt worden door zowel de kans als de gevolgen aan te pakken. Als mogelijke ontwerpstrategieën kunnen worden onderscheiden:

- Voorkomen van of verlagen van de kans op het optreden van grote belastingen
- Het bieden van bescherming (verkeersobstakels, ontlasten, brandmelders, sprinklers)
- Zorgen dat het systeem bestand is tegen de bijzondere belastingen
- Zodanig ontwerpen dat falen van een onderdeel niet leidt tot bezwijken van het geheel
- Het ontwerpen van sterke sleutelementen (key elements) in een constructie met extra weerstand tegen normale belastingen.
- Generieke maatregelen als koppeling (ties), statisch onbepaaldheid, taaheid en dergelijke

Soms zal men genoeg nemen met een of enkele van de genoemde strategieën, soms is het van belang verschillende middelen in combinatie aan te wenden. Voor belangrijke constructies maakt men een volledige risico-analyse en tracht men de (economische) effectiviteit van bepaalde maatregelen aan te tonen. Voor minder belangrijke constructies zullen enkele voorgeschreven scenarios worden beschouwd, in ieder geval meestal brand. Voor heel eenvoudige constructies lijken al deze zaken eigenlijk geheel niet aan de orde.

Het ontwerpen voor niet nader gespecificeerde bijzondere invloeden en belastingen met behulp van generieke maatregelen zijn ontwikkeld in de UK na het incident met Ronan Point in 1968. Men beweert dat de effectiviteit van de regels bewezen is bij een aantal bomaanslagen van de IRA, maar helder gedocumenteerd is dit nooit.

Het moge overigens duidelijk zijn dat geen enkele constructie zodanig kan worden ontworpen dat alle risico's tot nul worden gereduceerd. Het leidend principe moet echter zijn dat schade in beginsel niet disproportioneel mag zijn ten opzichte van de oorzaak.

4. Redundancy en de Tweede Draagweg

"Een bout is geen bout" is een oude ontwerpwijsheid. Waar het om gaat is dat die ene bout, alhoewel rekenkundig voldoende aan de eisen, zou kunnen uitvallen. Hij is bijvoorbeeld niet goed aangedraaid, er treedt corrosie op of iets dergelijks. De kosten van een extra bout wegen niet op tegen het verminderde risico. Robuustheid is de tegenpool van het uitbenen van constructies onder de normale ontwerpomstandigheden.

De basis van robuust ontwerpen is het kweken van enige reserve. Meestal vereist een dergelijke vorm van robuustheid een tweede draagweg in de vorm van fysiek ander elementen. (de tweede bout). Robuustheid wordt dan ook meestal geassocieerd met statisch onbepaaldheid. Zijn tegenhanger, de statisch bepaalde constructie werkt als een seriesysteem: zodra een element bezwijkt, bezwijkt de gehele constructie. Vooral bij grote systemen vereist dat op elementniveau een zeer hoge en mogelijk niet te realiseren betrouwbaarheid.

Een statisch onbepaalde constructie heeft daarentegen bij definitie een zekere reserve als een van de elementen faalt. Betrouwbaarheidstechnisch spreken we van een parallelsysteem. Of dat werkelijk effectief is hangt echter ook nog in belangrijke mate af van de taaheid van de elementen. Bij brosse elementen wordt veel van de voordelen van de parallelwerking meestal weer te niet gedaan. Redundancy kan eigenlijk alleen benut worden bij voldoende taaheid (ductiliteit). Taaheid is de eigenschap dat grote deformaties mogelijk zijn zonder dat de opneembare kracht onaanvaardbaar afneemt.

Een ductiele constructie vereist in de eerste plaats een ductiel materiaal gedrag. Tabel 1 geeft een eerste indruk van verschillende materialen. Taaheid is in deze tabel gedefinieerd als de verhouding tussen de deformatie bij breuk en de deformatie bij het begin van de plasticiteit.

Tabel 1 Taaheid voor verschillende bouwmaterialen

Bouwmateriaal	Taaheid
Steel, aluminium	> 10
Hoge sterkte staal	5 - 20
Gewapend beton	1 - 10
Hout	1 - 3
Metselsteen	1 - 2
Ongewapend beton	1 - 2
Ongewapend hoge sterkte beton	1 - 1.5
Glas, keramiek	1

Maar een taai materiaal maakt nog geen taai constructie. Van belang is ook dat de verbindingen ofwel voldoende taai zijn dan wel een bepaalde oversterkte hebben. Door de oversterkte zullen eerst de aansluitende elementen gaan vloeien en blijft de verbinding buiten schot. Meestal hebben verbindingen niet genoeg volume om echt ductiel te zijn, ook al is het materiaal dat zelf wel. De totale deformatie is immers het product van de plastische rek en de lengte waarover deze rek zich kan ontwikkelen. Soms kan de rek wel goed zijn maar schiet de afmeting tekort. Gaten en uitsparingen in staven kunnen om dezelfde redenen ook funest zijn

NB: De extra sterkte geboden door de strain hardening kan natuurlijk bij ontwerpen op oversterkte verzilverd worden. Bijvoorbeeld bij het gat: de sterkte inclusief de harding van het

materiaal naast het gat hoeft niet groter te zijn dan de vloeisterkte van het aansluitende materiaal.

Een ander punt van aandacht zijn de tweede orde effecten. Elementen die veel invloed hebben van tweede orde vertonen uiteindelijk vaak een niet ductiel gedrag. Om die reden wordt er ook vaak voor gezorgd dat de plastische deformatie in de liggers optreedt en niet in de kolommen.

Opmerkingen:

1. Deformatiecapaciteit van ductiele constructies is ook uitermate geschikt om dynamische overbelasting op te vangen. Ook dat is een onderdeel van robuustheid.
2. Statisch onbepaaldheid is niet altijd een voordeel: zettingen van de ondergrond kunnen in een statisch onbepaalde constructie spanningen oproepen. Een statisch bepaalde constructie is daarvoor juist niet gevoelig. Als de statisch onbepaalde constructie volkomen ductiel is, zijn de opgewekte spanningen geen probleem, maar dat is dus niet altijd zo.
- 3 Bij een tweede draagweg denkt men in eerste instantie aan fysiek andere constructie-elementen. Het kan echter ook zo zijn dat een "bezwegen element" via een ander mechanisme nog meer belasting kan gaan opnemen. Een voorbeeld is, een ligger of een plaat die ver gaat doorhangen en daardoor als een hangmat of snaar de belasting gaat overbrengen. Als dit gebeurt na de vorming van plastische scharnieren stelt deze reactie hoge eisen aan de deformatiecapaciteit.

5. Spelen met de sterkte

Bewust te hoge of te lage sterkte kan op verschillende wijzen bijdragen aan de robuustheid. We hebben al eerder gezien dat oversterkte goed is voor:

1. Elementen die zeer noodzakelijk zijn voor de stabiliteit van de constructie. De normale veiligheidsmarges veronderstellen eigenlijk een zekere reservecapaciteit in de rest van de constructie. Als die er niet is moet een hogere veiligheid worden aangehouden. Dit geldt in nog sterkere mate voor brosse elementen en elementen die falen zonder enige vorm van waarschuwing.
2. Om bewust een ductiel gedrag van de constructie te bewerkstelligen kan het nodig zijn om brosse of minder taaie elementen sterker te maken dan de vloeikracht van de ductiele delen.
3. Een famous voorbeeld van voortschrijdende instorting is het omvallen van een rij hoogspanningsmasten. Het omvallen van een mast geeft een dermate grote horizontale belasting op de volgende dat deze ook om gaat. Een haast letterlijk domino-effect. In Canada is op die manier 100 km hoogspanningslijn in een keer omgegaan. Aanleiding was ijsvorming. De oplossing is dan vaak om met enige regelmaat een element op te nemen dat wel bestand is tegen de grote asymmetrische kracht, een "stopelement".
4. Soms past men een breekelement toe om grotere belastingen te vermijden. Voorbeelden zijn:
 - Het breukpaneel ter beperking van de explosiebelasting
 - Een breekverbinding die een gebouw gedeeltelijk "loszet" bij een aardbeving.
 - Een zwakke verbinding bij een brugleuning die voorkomt dat bij een aanrijding een te grote kracht op het brugdek komt.

Verplaatsingen kunnen bij dit soort oplossingen natuurlijk heel groot worden, maar dat is vaak geen probleem.

6. Afsluiting

In deze inleiding zijn een aantal algemene ontwerputgangspunten en technische begrippen de revue gepasseerd. In de verdere onderdelen van de cursus zullen die verder met elkaar in verband worden gebracht. Uitgangspunt daarbij zijn de eisen in de bestaande voorschriften, het bouwbesluit en de op handen zijnde Eurocodes.

Literatuur

Studiecommissie B16, *Beveiliging van bouwwerken ter voorkoming van het optreden van calamiteiten*, SBR-Rapport B16-2, 1975

Vrouwenfelder et al, *Background Information to EN ENV 1991-2-7, Accidental Actions*, TNO 1998.

Knoll F. en Th. Vogel, *Design for Robustness*, JCSS/IABSE Workshop on Robustness, BRE, 2005

Sagel R. e.a. *Constructieve Samenhang van Bouwconstructies*, Stufip-rapport 8, Studievereniging fib-Nederland, september 2006.



Stichting Postacademisch Onderwijs

Civiele techniek en Bouwtechniek
Gezondheidstechniek en Milieutechnologie
Vervoerswetenschappen en Verkeerskunde

PAO cursus

ROBUUST ONTWERPEN VAN BOUWCONSTRUCTIES

Delft, 6 en 7 december 2006

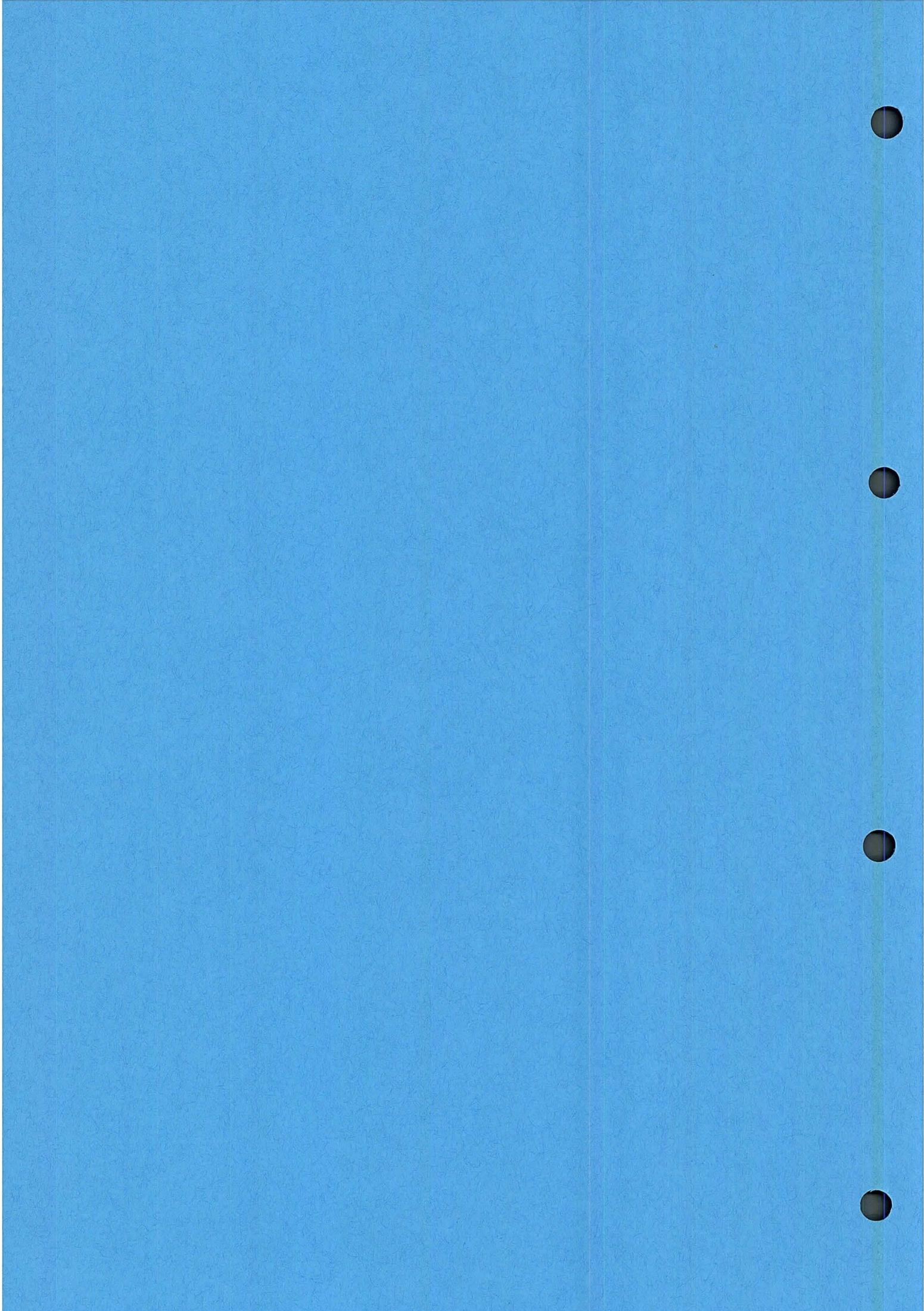
6 december

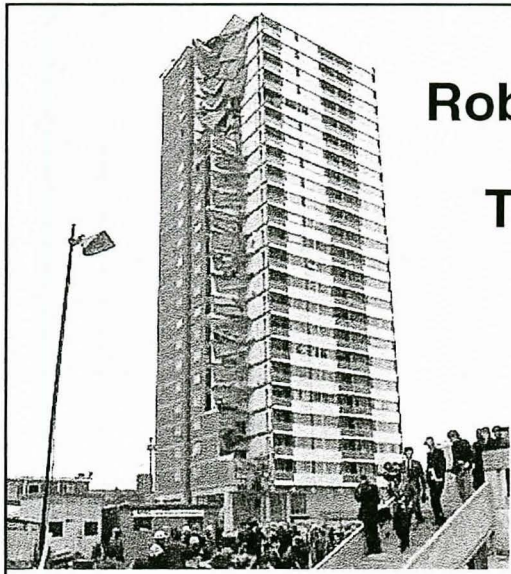
ROB 2

**VOORSCHRIFT TGB
Eurocode 1, deel 1-7**

Ir. S.N.M. Wijte
Adviesbureau ir.J.g. Hageman BV

- auteursrechten voorbehouden -





Robuust Ontwerpen TGB en Eurocode

6-12-2006
PAO
ROB 02

Simon Wijte en Ton Vrouwenvelder
Adviesbureau ir. J.G. Hageman B.V. en TNO Bouw/TU Delft



Inleiding

Voortschrijdende instorting is een ingrijpende gebeurtenis:

- ◆ Ronan Point in 1968
- ◆ Patio Sevilla in 2003

Het optreden van een voortschrijdende instorting kan voorkomen worden door voldoende samenhang in bouwconstructies aan te brengen.

Het navolgende in ROB 02 en ROB 03 is het resultaat van werk dat uitgevoerd is door Stufib studiecel "Constructieve Samenhang van Bouwconstructies".

Huidige regelgeving - TGB

NEN 6700 (1997)

normtekst

artikel 5.3 Betrouwbaarheid

5.3.3.

Bouwconstructies moeten zo zijn ontworpen dat het bezwijken van een onderdeel niet tot onevenredig grote schade leidt.

Huidige regelgeving - TGB

toelichtende tekst

Dit houdt in dat de bouwconstructie een zeker incasseringsvermogen moet hebben.

In dit verband is het noodzakelijk het constructieve systeem te beschouwen, als mede de mate van statische onbepaaldheid en de daarmee samenhangende mogelijke herverdeling van krachten. Voor vele bouwconstructies kan dit worden bereikt door:

- ◆ *de bouwconstructie zo te ontwerpen dat zij niet geheel of voor een belangrijk gedeelte zal bezwijken als gevolg van het verlies van het draagvermogen van een enkel constructieonderdeel; of*
- ◆ *waar nodig, ervoor te zorgen (in het ontwerp of door preventieve maatregelen) dat essentiële onderdelen van de draagconstructie niet als gevolg van een ongeval kunnen worden uitgeschakeld.*

Huidige regelgeving - TGB

De laatste methode is de uitwerking die in NEN 6702 via de bijzondere belastingscombinaties is toegepast.

Huidige regelgeving - TGB

NEN 6702

Hoofdstuk 9

Voorbeelden van bijzondere belastingen die mogelijk tot een voortschrijdende instorting zouden kunnen leiden zijn:

- ◆ brand
- ◆ belasting door explosies
- ◆ belastingen door botsingen door voertuigen.

Huidige regelgeving - TGB

Een bouwwerk moet volgens de toelichting bij hoofdstuk 9 weerstand kunnen bieden aan de gevolgen van bijzondere belastingen door:

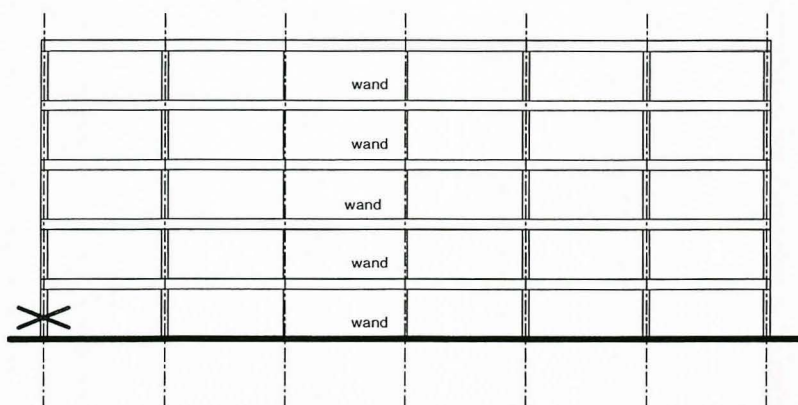
- ◆ de constructie zo te maken dat het bezwijken van een onderdeel ten gevolge van de bijzondere belasting geen voortgaande instorting tot gevolg heeft, of;
- ◆ de onderdelen van de constructie zo sterk te maken dat de te verwachten bijzondere belastingen kunnen worden opgenomen, of;
- ◆ preventieve maatregelen te treffen opdat het effect van een bijzondere belasting op de constructie wordt beperkt.

Huidige regelgeving - TGB

Hoofddraagconstructie:

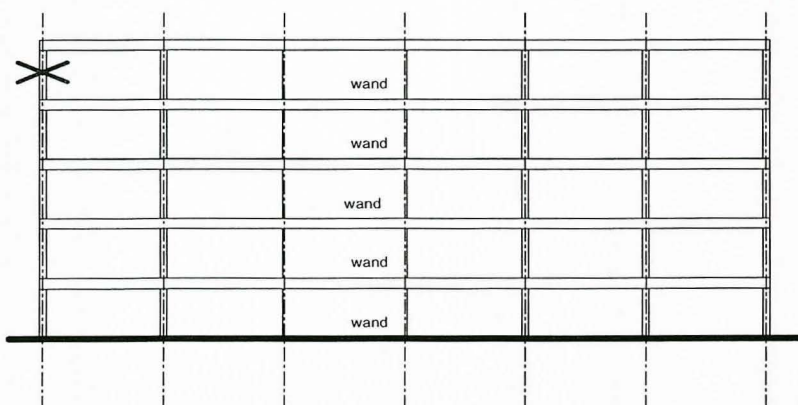
“Een deel van de bouwconstructie waarvan het bezwijken leidt tot het bezwijken van constructie-onderdelen die niet in de directe nabijheid van het bezwijken onderdeel zijn gelegen”

Huidige regelgeving - TGB



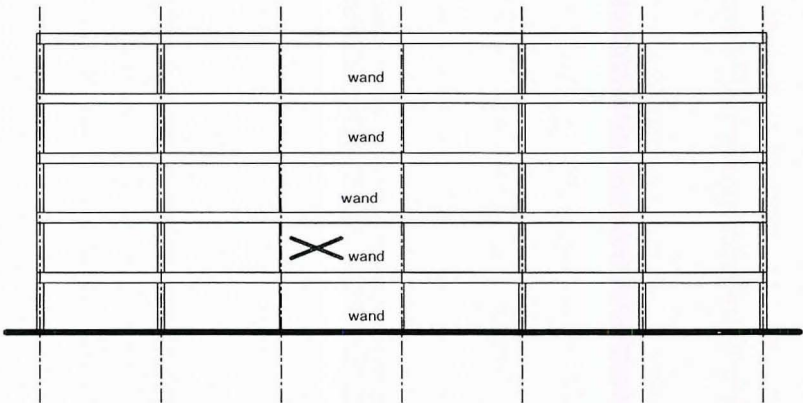
Wel of geen onderdeel van de hoofddraagconstructie?

Huidige regelgeving - TGB

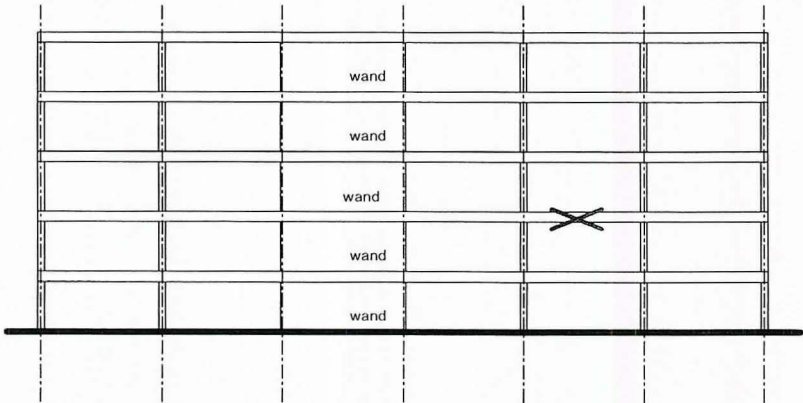


overweging: blijft onderliggende vloer heel?

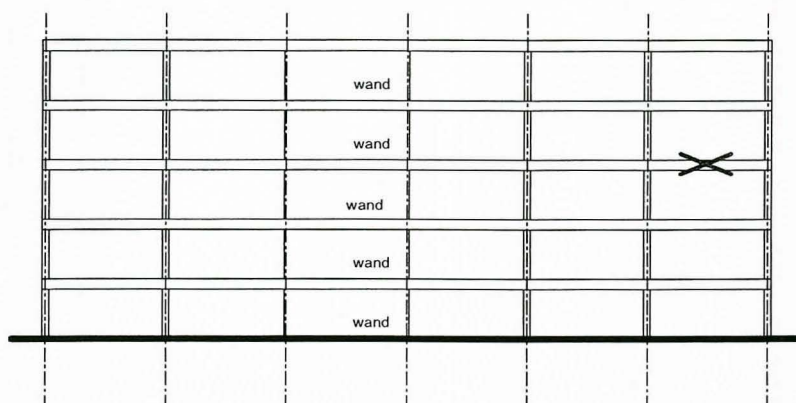
Huidige regelgeving - TGB



Huidige regelgeving - TGB



Huidige regelgeving - TGB



Huidige regelgeving - TGB

In tegenstelling tot de normtekst van NEN 6700 wordt er in NEN 6702 een verband aangebracht tussen een bijzondere belasting en het bezwijken van de constructie.

In NEN 6702 zijn geen eisen en/of aanbevelingen opgenomen die betrekking hebben op het incasseringsvermogen van de bouwconstructie.

Huidige regelgeving - TGB

NEN 6720 – VBC 1995

9.12

Betonconstructies moeten een zodanige samenhang bezitten dat onder andere ten gevolge van bijzondere belastingen geen voortschrijdende instorting kan optreden.

De hiertoe benodigde voorzieningen moeten door berekening worden bepaald.

Huidige regelgeving - TGB

Bij woningen en woongebouwen kan worden volstaan met het uitvoeren van de bepalingen die in 9.12.2 t/m 9.12.4 beschreven zijn voor:

- ◆ koppelwapening in wanden;
- ◆ randwapening in wanden;
- ◆ koppelwapening in vloeren.

Bij een beperkte hoogte mag van de toepassing van de genoemde wapening worden afgezien.

Huidige regelgeving - TGB

Bouwbesluit (1992)

Voorkomen van voortschrijdende instorting door het toepassen van de bijzondere belastingscombinatie volgens NEN 6702

Huidige regelgeving - TGB

Bouwbesluit (2003)

Geen verwijzing meer naar de bijzondere belastingscombinatie. Wel wordt gesteld dat de hoofddraagconstructies bij bepaalde calamiteiten hun dragende functie moeten kunnen behouden.
Een van deze calamiteiten is een gasexplosie.

In het Bouwbesluit 2003 in NEN 6700 niet meer aangewezen.

Huidige regelgeving - TGB

NEN 6700 (2005)

normtekst

Bouwconstructies moeten zo zijn ontworpen dat het bezwijken van een onderdeel niet tot onevenredig grote schade leidt. Het systeemgedrag van de constructie moet als geheel beschouwd zijn en zo ontworpen zijn dat:

a) na bezwijken van een onderdeel door welke oorzaak dan ook de instortingsschade beperkt blijft tot de aangrenzende ruimten of aangrenzende dragende onderdelen van de beschouwde constructie, of

Huidige regelgeving - TGB

b) aanwezige essentiële onderdelen van de bouwconstructie (de hoofddraagconstructie) een zeer lage kans op bezwijken krijgen door:

- ◆ *het nemen van preventieve maatregelen dan wel het creëren van voldoende weerstand tegen bijzondere belastingen en*
- ◆ *specifieke aandacht in de kwaliteitsborging van het ontwerp- en uitvoeringsproces, waardoor falen tot een aanvaardbaar risico is verminderd.*

Huidige regelgeving - TGB

toelichting:

Als bijzondere belasting behoren de bijzondere belastingen zoals beschreven in hoofdstuk 9 van NEN 6702 in rekening te worden gebracht. Hierbij kunnen ook andere bijzondere belastingen worden beschouwd. Aanbevolen wordt hierbij NEN-EN 1991-1-7 (in voorbereiding) te beschouwen.

Huidige regelgeving - TGB

Samenvatting:

Er zijn 3 oplossingen

- ◆ Tweede draagweg
- ◆ Het aanbrengen van samenhang
- ◆ Wegnemen van de oorzaak

Huidige regelgeving - TGB

Discussie

De normtekst van NEN 6700 (1997) gaat uit van een willekeurig bezwijken en strookt niet met de toelichtende tekst in die norm en de uitwerking in NEN 6702 waar gesproken wordt over specifieke bijzondere belastingen.

Huidige regelgeving - TGB

Discussie

De in NEN 6702 beschreven bijzondere belastingen zijn niet de enige bijzondere belastingen. Er zijn ook andere:

- ◆ terroristische actie
- ◆ materiaalfalen.

Het voert echter te ver om voor iedere constructie alle mogelijke bijzondere belastingen te beschouwen. Dit moet mede afhankelijk zijn van de gevolgen van het optreden van een voortschrijdende instorting.

Dit laatste wordt beschouwd in NEN-EN 1991-1-7

NEN – EN 1991-1-7

NEN-EN 1991-1-7 Buitengewone belastingen

Is een deel van Eurocode 1 waarin de belastingen worden gespecificeerd.

Beschrijft naast de reeds bekende belastingen zoals:

- ◆ explosies
- ◆ impact
- ◆ brand

ook de niet gedefinieerde oorzaak van lokaal bezwijken.

NEN – EN 1991-1-7



NEN – EN 1991-1-7

De weerstand tegen lokaal bezwijken:

- ◆ het toepassen van detailleringsvoorschriften die tot doel hebben de ductiliteit te verbeteren;
- ◆ het ontwerpen van kritische elementen op een denkbeeldige bijzondere belasting;
- ◆ het creëren van een verhoogde weerstand van de constructie, bijvoorbeeld door een tweede krachsweg mogelijk te maken.

Consequences classes

De vereiste ontwerp- en uitvoeringsinspanning is afhankelijk van de gevolgen van een eventueel lokaal bezwijken:

- ◆ gevolgklasse 1: laag (beperkte gevolgen)
- ◆ gevolgklasse 2: midden
- ◆ gevolgklasse 3: hoog (omvangrijke gevolgen)

Gevolgklasse 1

Bij gevolgklasse 1 zijn geen specifieke acties noodzakelijk anders dan die reeds in de ten behoeve van de stabiliteit en de samenhang in NEN-EN 1992 tot en met NEN-EN 1999 zijn beschreven.

Voorbeelden: woonhuizen

Gevolgklasse 2

Bij gevolgklasse 2 moet voldoende samenhang in de constructie worden aangebracht met behulp van wapening, ankers etc. of moet reeds een analyse worden uitgevoerd voor de situatie dat een willekeurige kolom kan worden verwijderd.

Voorbeelden: woongebouwen

Gevolgklasse 3

Bij gevolgklasse 3 moet een risico-analyse ten aanzien van de gevolgen van een bijzondere belasting voor zowel bekende als onbekende oorzaken worden uitgevoerd.

Voorbeelden: ziekenhuis

PAO Cursus Robuust ontwerpen van bouwconstructies
ROB 02
Voorschriften tGB / Eurocode 1, deel 1-7

december 2006

INHOUD

1 Bijlage A van NEN-EN 1991-1-7.....	Error! Bookmark not defined.
1.1 Inleiding	Error! Bookmark not defined.
1.2 Klasse 1	Error! Bookmark not defined.
1.3 Klasse 2-laag	Error! Bookmark not defined.
1.4 Klasse 2-hoog.....	Error! Bookmark not defined.
1.5 Klasse 3	Error! Bookmark not defined.
2 Discussie over de NEN-EN 1991-1-7.....	Error! Bookmark not defined.
2.1 Inleiding	Error! Bookmark not defined.
2.2 Achtergrond krachten in de trekbanden bij constructie met kolommen.....	Error! Bookmark not defined.
2.3 Aanvullende aanbevelingen voor een constructie met kolommen.....	Error! Bookmark not defined.
2.4 Achtergrond krachten in de trekbanden bij constructie met dragende wanden.....	Error! Bookmark not defined.
3 Uitwerking in een case	Error! Bookmark not defined.
3.1 Constructie met dragende kolommen.....	Error! Bookmark not defined.
3.2 Constructie met dragende wanden	Error! Bookmark not defined.
3.2.1 Inleiding	Error! Bookmark not defined.
3.2.2 Woongebouw met 4 bouwlagen.....	Error! Bookmark not defined.
3.2.3 Woongebouw met 5 bouwlagen.....	Error! Bookmark not defined.

1 Inleiding

Een voortschrijdende instorting is een zeer ingrijpende gebeurtenis, met een grote kans op slachtoffers. Ontwerpers van constructies kennen de meeste voorbeelden van een voortschrijdende instorting tot in detail. Foto 1 toont een appartementengebouw in Ronan Point, Londen (1968) waarvan een deel is bezweken. De oorzaak van deze voortschrijdende instorting was het optreden van een gasexplosie in één van de appartementen. Foto 2 toont enkele resten van vijf oorspronkelijk boven elkaar gelegen balkons in het project Patio Sevilla te Maastricht (2003). Hier lag de oorzaak bij het bezwijken van een enkel constructie-onderdeel op een lager gelegen bouwlaag.



foto 1 Ronan Point na het optreden van een gasexplosie in 1968

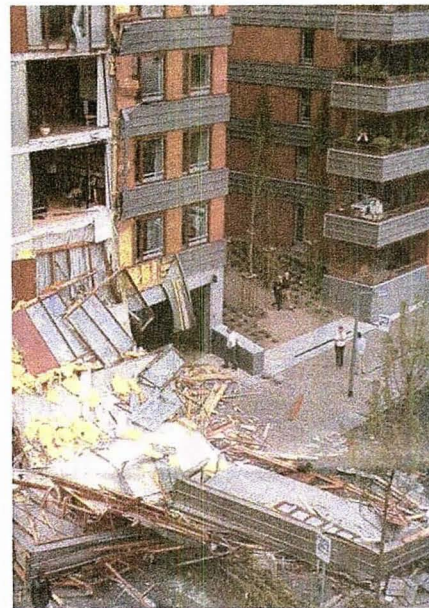


foto 2 Balkons van complex Patio Sevilla na het bezwijken van een constructie-onderdeel

In dit deel van de cursus wordt ingegaan op datgene dat in de Nederlandse en Europese normen wordt geschreven met betrekking tot het incasseringsvermogen van bouwconstructies.

2 Samenvatting huidige regelgeving

2.1 Inleiding

In verschillende Nederlandse normen zijn passages opgenomen die tot doel hebben om het incasseringsvermogen van een bouwconstructie te verbeteren dan wel het optreden van een voortschrijdende instorting te voorkomen. Hierna wordt van de betreffende passages in bij aanvang van de werkzaamheden van de studiecél van toepassing zijnde normen, een korte samenvatting gegeven.

2.2 NEN 6700 - TGB 1990 – Algemene basiseisen (1997)

Om de betrouwbaarheid van een constructie te garanderen is in NEN 6700 (incl. wijzigingsblad A1):1997 onder andere een artikel opgenomen dat ingaat op het incasseringsvermogen van een bouwconstructie. De normtekst van dit artikel 5.3.3 luidt:

Bouwconstructies moeten zo zijn ontworpen dat het bezwijken van een onderdeel niet tot onevenredig grote schade leidt.

De toelichtende tekst op het artikel luidt als volgt:

Dit houdt in dat de bouwconstructie een zeker incasseringsvermogen moet hebben.

In dit verband is het noodzakelijk het constructieve systeem te beschouwen, als mede de mate van statische onbepaaldheid en de daarmee samenhangende mogelijke herverdeling van krachten. Voor vele bouwconstructies kan dit worden bereikt door:

- a) de bouwconstructie zo te ontwerpen dat zij niet geheel of voor een belangrijk gedeelte zal bezwijken als gevolg van het verlies van het draagvermogen van een enkel constructieonderdeel; of*
- b) waar nodig, ervoor te zorgen (in het ontwerp of door preventieve maatregelen) dat essentiële onderdelen van de draagconstructie niet als gevolg van een ongeval kunnen worden uitgeschakeld.*

2.3 NEN 6702 – TGB 1990 – Belastingen en vervormingen

In NEN 6702 wordt het voorkomen van voortschrijdende instortingen beschouwd bij het voorschrijven van de bijzondere belastingen, in hoofdstuk 9, en de bijzondere belastingscombinaties. Voorbeelden van bijzondere belastingen die mogelijk tot een voortschrijdende instorting zouden kunnen leiden zijn brand, belasting door explosies en belastingen door botsingen door voertuigen.

Het in rekening brengen van bijzondere belastingen heeft tot doel het voorkomen van voortgaande instortingen. Een bouwwerk moet volgens de toelichting bij hoofdstuk 9 weerstand kunnen bieden aan de gevolgen van bijzondere belastingen door:

- de constructie zo te maken dat het bezwijken van een onderdeel ten gevolge van de bijzondere belasting geen voortgaande instorting tot gevolg heeft, of;
- de onderdelen van de constructie zo sterk te maken dat de te verwachten bijzondere belastingen kunnen worden opgenomen, of;
- preventieve maatregelen te treffen opdat het effect van een bijzondere belasting op de constructie wordt beperkt.

Binnen dit kader is ook de definitie die in NEN 6702 voor de hoofddraagconstructie wordt gegeven van belang: “Een deel van de bouwconstructie waarvan het bezwijken leidt tot het bezwijken van constructie-onderdelen die niet in de directe nabijheid van het bezwijken onderdeel zijn gelegen”.

In tegenstelling tot de normtekst van NEN 6700 wordt er in NEN 6702 een verband aangebracht tussen een bijzondere belasting en het bezwijken van de constructie. In NEN

6702 zijn geen eisen en/of aanbevelingen opgenomen die betrekking hebben op het incasseringsvermogen van de bouwconstructie.

2.4 NEN 6720 – TGB 1990 – Voorschriften Beton Constructieve eisen en rekenmethoden

In NEN 6720 is aangegeven hoe de effecten van de in NEN 6702 voorgeschreven bijzondere belastingscombinaties getoetst kunnen worden. In 8.1.1 wordt gesteld dat in een aantal gevallen de buigtreksterkte van het beton daarbij in rekening mag worden gebracht. Dit is toegestaan bij het toetsen van een gasexplosie, een botsing of een andere stootbelasting.

In 9.12 van NEN 6720 worden een aantal detailleringseisen geformuleerd die de samenhang van de constructie moeten waarborgen. Volgens het artikel moeten betonconstructies een zodanige samenhang bezitten dat onder andere ten gevolge van bijzondere belastingen geen voortschrijdende instorting kan optreden. De hiertoe benodigde voorzieningen moeten door berekening worden bepaald.

Bij woningen en woongebouwen kan worden volstaan met het uitvoeren van de bepalingen die in 9.12.2 t/m 9.12.4 beschreven zijn voor:

- koppelwapening in wanden;
- randwapening in wanden;
- koppelwapening in vloeren.

Als de betreffende woningen een beperkte hoogte hebben mag van de toepassing van de genoemde wapening worden afgezien. Bepalend hierbij is de hoogte van de bovenste vloer waarop een verblijfsruimte aanwezig is.

2.5 Bouwbesluit

In het Bouwbesluit van 1992 wordt in artikel 174 lid 3 specifiek gesproken over het voorkomen van een voortschrijdende instorting. Hierin wordt gesteld dat de constructie in staat moet zijn om de effecten van de bijzondere belastingscombinaties zoals omschreven in NEN 6702 te weerstaan. Volgens lid 4 van hetzelfde artikel zou, indien NEN 6702 niet voorziet in een specifieke bijzondere belastingscombinatie uitgegaan moeten worden van NEN 6700. In de toelichting op het 4^e lid wordt gesproken over andere bijzondere belastingen zoals die ten gevolge van stortgoederen in een silo en dynamische belastingen.

In het Bouwbesluit 2003 wordt niet meer direct gesproken over voortschrijdende instortingen. Wel wordt het begrip hoofddraagconstructie nog gebruikt en het bezwijken van een hoofddraagconstructie – hetgeen resulteert in een (gedeeltelijke) voortschrijdende instorting - behandeld. Het eerste lid van artikel 2.3 van afdeling 2.1 regelt dat hoofddraagconstructies bij bepaalde calamiteiten hun dragende functie moeten kunnen behouden. Een van de bijzondere belastingscombinaties waarom het hier gaat is een gasontploffing. Een complicerende factor is verder dat in deze versie van het Bouwbesluit NEN 6700 niet meer direct is aangestuurd. Een verwijzing naar NEN 6700 is uitsluitend opgenomen in de Regeling Bouwbesluit voor een situatie bij brand.

2.6 Aangepaste versie van NEN 6700

In de loop van 2005 is NEN 6700 aangepast. Ook de formulering van artikel 5.3.3 is aangepast. Hierna is het aangepaste artikel met de bijbehorende toelichting opgenomen.

Bouwconstructies moeten zo zijn ontworpen dat het bezwijken van een onderdeel niet tot onevenredig grote schade leidt. Het systeemgedrag van de constructie moet als geheel beschouwd zijn en zo ontworpen zijn dat:

- a) na bezwijken van een onderdeel door welke oorzaak dan ook de instortingsschade beperkt blijft tot de aangrenzende ruimten of aangrenzende dragende onderdelen van de beschouwde constructie (bijvoorbeeld indien een tweede draagweg aanwezig is), of*
- b) aanwezige essentiële onderdelen van de bouwconstructie (de hoofddraagconstructie) een zeer lage kans op bezwijken krijgen door:*
 - het nemen van preventieve maatregelen dan wel het creëren van voldoende weerstand tegen bijzondere belastingen en*
 - specifieke aandacht in de kwaliteitsborging van het ontwerp- en uitvoeringsproces, waardoor falen tot een aanvaardbaar risico is verminderd.*

Toelichting:

Als bijzondere belasting behoren de bijzondere belastingen zoals beschreven in hoofdstuk 9 van NEN 6702 in rekening te worden gebracht. Hierbij kunnen ook andere bijzondere belastingen worden beschouwd. Aanbevolen wordt hierbij NEN-EN 1991-1-7 (in voorbereiding) te beschouwen.

Uit de gewijzigde tekst van 5.3.3 blijkt dat het niet meer noodzakelijk is om zonder meer aan te nemen dat een deel van de hoofddraagconstructie bezwijkt. Er kan worden volstaan met het ontwerpen van de hoofddraagconstructie op de in hoofdstuk 9 van NEN 6702 voorgeschreven bijzondere belastingen en de bijbehorende belastingscombinaties. Wel moet rekening worden gehouden met mogelijke niet in NEN 6702 voorgeschreven bijzondere belastingen zoals bijvoorbeeld een harde landing van helikopter op een dak of een terroristische dreiging. Ook moet bij onderdelen van de hoofddraagconstructie zodanig aandacht worden besteed aan de kwaliteit dat de kans op bezwijken van onderdelen van de hoofddraagconstructie ten gevolge van onvoldoende sterkte voor het reguliere gebruik tot een aanvaardbaar niveau is teruggebracht. Een normatieve verwijzing naar EN1991-1-7 was ten tijde van het verschijnen van de aangepaste versie van NEN 6700 niet mogelijk omdat EN1991-1-7 een nog niet geaccepteerde norm is/was.

2.7 Samenvatting

Samenvattend kan worden gesteld dat er in de normen drie verschillende aspecten aan de orde komen die het incasseringsvermogen van een bouwconstructie verbeteren en/of de oorzaak van een schade met onevenredig grote gevolgen beperken. Deze drie aspecten zijn:

- 1) Het uitvoeren van een analyse van de bouwconstructie met tot doel het voorkomen van grote schade (een voortschrijdende instorting) bij het bezwijken van één onderdeel van de constructie;

- 2) Het brengen van samenhang in een constructie door toepassing van bijvoorbeeld koppelwapening, een en ander gebaseerd op vuistregels zonder het uitvoeren van een specifieke analyse;
- 3) Het wegnemen van oorzaken van bijzondere belastingen of het constructie ontwerpen op de effecten van een bijzondere belasting.

Het uitvoeren van het eerste punt kost de meeste inspanning van de constructief ontwerper. De ontworpen constructie heeft dan zeker voldoende incasseringsvermogen. Over de toetsing hiervan bestaat onvoldoende duidelijkheid in de beschikbare normen. Hierbij spelen vooral aspecten als vervormings- en rotatiecapaciteit een grote rol. In cursus onderdeel ROB 07 wordt hieraan verder aandacht besteed. Het brengen van samenhang in een constructie door het toepassen van bijvoorbeeld koppelwapening wordt reeds bij de detailleringsregels in NEN 6720 voorgeschreven. Het wegnemen van oorzaken en/of het ontwerpen op de effecten van een bijzondere belasting is reeds in NEN 6702 beschreven.

3 Discussie over de interpretatie van de normen

In de dagelijkse constructeurspraktijk leidt toepassing van de hierboven beschreven normen veelvuldig tot discussie tussen ontwerpende en controlerende constructeurs. Een belangrijke oorzaak voor deze discussie over voortschrijdende instortingen is dat punt b) in de toelichtende tekst van het artikel in NEN 6700 niet geheel strookt met de inhoud van de normtekst. De normtekst neemt het bezwijken van een onderdeel van de constructie als een gegeven. In de toelichting wordt echter gesteld dat dit bezwijken ook te voorkomen is. In NEN 6702 wordt, met name bij de bijzondere belastingen, verder gegaan op de benaderingswijze die punt b) van de toelichting in NEN 6700 biedt.

Constructies worden door enkele Bouwtoezichten getoetst aan de normtekst van artikel 5.3.3 van NEN 6700. Dit leidt bijvoorbeeld bij geprefabriceerde betonconstructies vaak tot discussie tussen de constructief ontwerper en de toetsende instantie. Het toetsen aan 5.3.3 wil zeggen dat de constructie slechts beperkt mag beschadigen als bijvoorbeeld één willekeurige kolom uit het constructieve systeem wordt verwijderd. Dit kan dus ook bijvoorbeeld een middenkolom in een gebouw zonder gasinstallatie zijn, of te wel een constructie met geen of een zeer beperkte dreiging door bijzondere belastingen.

Overdimensionering of het nemen van maatregelen ter voorkoming van bezwijken zoals aanrijbescherming zijn volgens enkele toetsende instanties onvoldoende om aan 5.3.3 te voldoen. Het verschil in interpretatie vindt zijn oorsprong in het wel of niet benoemen van belastingen. Het optreden van een voortschrijdende instorting ten gevolge van een materiaalgebrek, een onjuiste schematisering of een andere onbenoemde oorzaak wordt in NEN 6702 niet beschreven. Om rekening te houden met deze mogelijkheden wordt gesteld dat het aanbrengen van voldoende samenhang of het creëren van een tweede draagweg noodzakelijk is. Wel wordt erkend dat deze stellingname bijvoorbeeld bij zogenaamde 'boomconstructies' moeilijk te handhaven is.

Samenvattend leidt het toetsen van constructies op basis van de normatieve tekst van NEN 6700 tot situaties waarbij volgens een aantal toetsende instanties in een geprefabriceerde constructie te allen tijde een tweede mogelijke krachtsafdracht gecreëerd moet worden.

In de zomer van 2002 kreeg Stufib studiecél 2 de opdracht zich te verdiepen in de problematiek ten aanzien van het incasseringsvermogen van bouwconstructies en de eventuele noodzaak tot het mogelijk maken van een tweede krachtsweg. Dit onderwerp was, zoals hiervoor gesteld, al een aantal jaren met enige regelmaat bron van discussie tussen verschillende bij het bouwproces betrokken partijen. De samenstelling van de studiecél was zodanig dat die verschillende betrokken partijen in de studiecél vertegenwoordigd waren.

Binnen de Stufib studiecél is uitgebreid gediscussieerd over de interpretatie van de verschillende normen. Tevens is gediscussieerd over de wenselijkheid of noodzaak van een tweede krachtsweg. Bij deze discussie is naar voren gekomen dat de noodzaak van het aanwezig zijn van een tweede krachtsweg mede afhankelijk is van de aard en de functie van het gebouw. Enerzijds is het evident dat de in NEN 6702 beschreven bijzondere belastingen zoals aanrij- en gasexplosiebelastingen niet de enige bijzondere belastingen zijn die tot het bezwijken van een deel van een constructie kunnen leiden. Recente ontwikkelingen hebben geleerd dat bijvoorbeeld terroristische aanslagen maar ook het bezwijken van een essentieel onderdeel van de constructie ten gevolge van onvoldoende constructieve kwaliteit reële bijzondere belastingen kunnen zijn. Anderzijds voert het te ver om voor iedere willekeurige constructie waarbij sprake is van een hoofddraagconstructie te eisen dat er te allen tijde een tweede mogelijke krachtsafdracht gevonden moet kunnen worden. Voor een willekeurig kantoorgebouw van drie bouwlagen is dit minder noodzakelijk dan voor bijvoorbeeld een kantoorgebouw van 20 bouwlagen.

Tijdens het voeren van deze discussie kwam de studiecél in het bezit van een concept van NEN-EN 1991-1-7. Deze norm is een deel van de Eurocode 1-serie waarin de belastingen voor de Eurocodes worden gespecificeerd. Deel 1-7 van deze serie gaat over bijzondere belastingen (Accidental actions). Juist in dit document wordt recht gedaan aan de discussie die binnen de studiecél gevoerd is, namelijk enerzijds dat er meer mogelijke bijzondere belastingen zijn dan die in NEN 6702 beschreven zijn en dat het inderdaad soms noodzakelijk is om het falen van een willekeurig belangrijk constructie-element te beschouwen. De noodzaak van deze strenge eisen wordt echter gekoppeld aan de belangrijkheid en de omvang van de constructie. Bij minder belangrijke constructies wordt het volgens deze norm voldoende geacht om met behulp van detailleringsregels voldoende samenhang in een constructie aan te brengen. Hierna wordt nader ingegaan op de inhoud van dit Eurocode-deel.

4 Europese regelgeving

4.1 NEN-EN 1991-1-7

In NEN-EN 1991-1-7 (Eurocode 1 – Actions on structures, General actions – Accidental actions due to impact and explosions) komen aspecten als voortschrijdende instortingen en het incasseringsvermogen van bouwconstructies aan de orde. Met name in hoofdstuk 3 van de ontwerpnorm wordt de toe te passen benaderingswijze beschreven. In de daarop volgende hoofdstukken wordt ingegaan op feitelijke bijzondere belastingen zoals stootbelastingen en explosies. In de PAO Cursus NEN-EN 1990 en 1991 wordt nader ingegaan op deze bijzondere belastingen. Het principe van deze belastingen is in grote mate gelijk aan dat wat in NEN 6702 wordt gehanteerd.

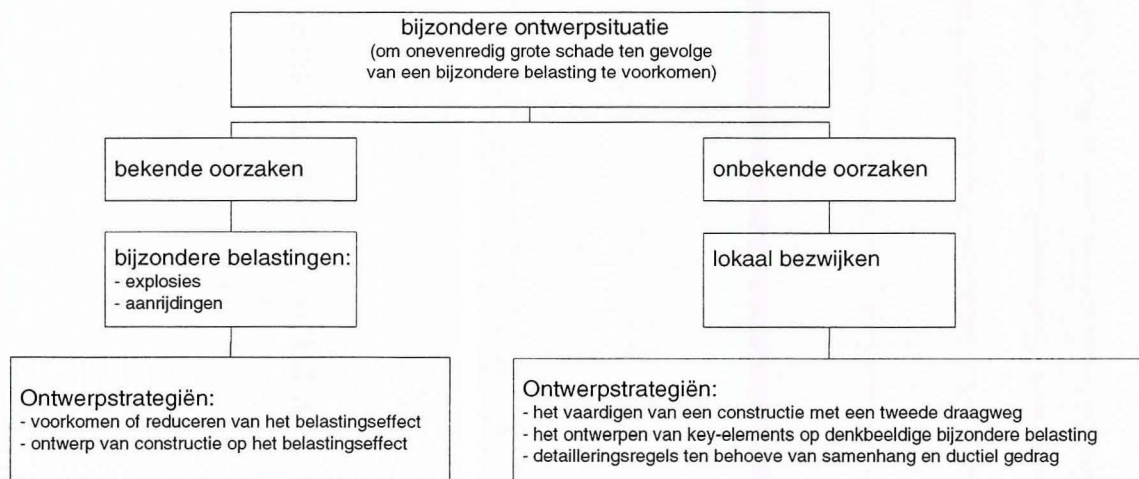
Essentieel in NEN-EN 1991-1-7 is dat er naast bekende oorzaken van bijzondere belastingen ook gesproken wordt over onbekende oorzaken van bijzondere belastingen. Voorbeelden van bijzondere belastingen met een bekende oorzaak zijn aanrijdingen en gasexplosies. Een voorbeeld van een bijzondere belasting is bijvoorbeeld het bezwijken van een constructie onderdeel ten gevolge van een materiaalfout.

Bij het beschouwen van de bekende oorzaken van bijzondere belastingen kunnen twee oplossingsmethoden worden gekozen. Ten eerste het voorkomen of reduceren van het effect van de bijzondere belasting op de bouwconstructie. De tweede oplossingsmogelijkheid is om de constructie bestand te laten zijn tegen het effect van een bijzondere belasting. Deze wijze van benaderen komt overeen met hetgeen nu in NEN 6702 is opgenomen.

Bij het beschouwen van de onbekende bijzondere belastingen moet een lokaal bezwijken worden aangenomen zoals dat ook in artikel 5.3.3. van NEN 6700 is beschreven. De weerstand van een bouwconstructie tegen lokaal bezwijken kan op drie manieren worden verbeterd:

- het toepassen van detailleringsvoorschriften die tot doel hebben de ductiliteit, het incasseringsvermogen van de constructie te verbeteren;
- het ontwerpen van kritische elementen (key elements) op een denkbeeldige bijzondere belasting;
- het creëren van een verhoogde weerstand van de constructie, bijvoorbeeld door een tweede krachtsweg mogelijk te maken.

De benaderingswijze van het ontwerpen voor bijzondere belastingen is schematisch beschreven in figuur 1.



figuur 1 Bijzondere ontwerpsituaties volgens NEN-EN 1997-1

Hoe omgegaan moet worden met het beschouwen van bijzondere belastingen wordt mede bepaald door de omvang van de eventuele negatieve gevolgen van een gebeurtenis waarbij bijzondere belastingen op een constructie worden uitgeoefend. Voor verschillende soorten

gebouwen is de omvang van deze negatieve gevolgen verschillend. Daarom worden verschillende soorten gebouwen in de norm ingedeeld in zogenaamde gevolgklassen (engels: consequences classes). Er wordt onderscheid gemaakt in drie gevolgklassen:

- gevolgklasse 1: laag (beperkte gevolgen)
- gevolgklasse 2: midden
- gevolgklasse 3: hoog (omvangrijke gevolgen)

Bij het verdelen in gevolgklassen wordt onderscheid gemaakt naar de functie en de omvang (met name de hoogte) van het gebouw.

Bij gevolgklasse 1 zijn geen specifieke acties noodzakelijk anders dan die reeds in de ten behoeve van de stabiliteit en de samenhang in EN 1992 tot en met EN 1999 zijn beschreven.

Bij gevolgklasse 2 moet voldoende samenhang in de constructie worden aangebracht met behulp van wapening, ankers etc. of moet reeds een analyse worden uitgevoerd voor de situatie dat een willekeurige kolom kan worden verwijderd. In Annex A van de ontwerp-norm wordt ten behoeve van dit onderscheid gevolgklasse 2 onderverdeeld in klasse 2-laag en 2-hoog.

Bij gevolgklasse 3 moet een risico-analyse ten aanzien van de gevolgen van een bijzondere belasting voor zowel bekende als onbekende oorzaken worden uitgevoerd.

In het volgende deel van de cursus is een uitgebreidere samenvatting van Annex A van NEN-EN 1991-1-7 opgenomen. Daarbij wordt voornamelijk ingegaan op het rechterdeel van figuur 1. Dit ontslaat de constructeur echter niet om bij het ontwerp van een constructie daarnaast ook bekende oorzaken die tot een bijzondere belasting leiden, te beschouwen.



Stichting Postacademisch Onderwijs

Civiele techniek en Bouwtechniek
Gezondheidstechniek en Milieutechnologie
Vervoerswetenschappen en Verkeerskunde

PAO cursus

ROBUUST ONTWERPEN VAN BOUWCONSTRUCTIES

Delft, 6 en 7 december 2006

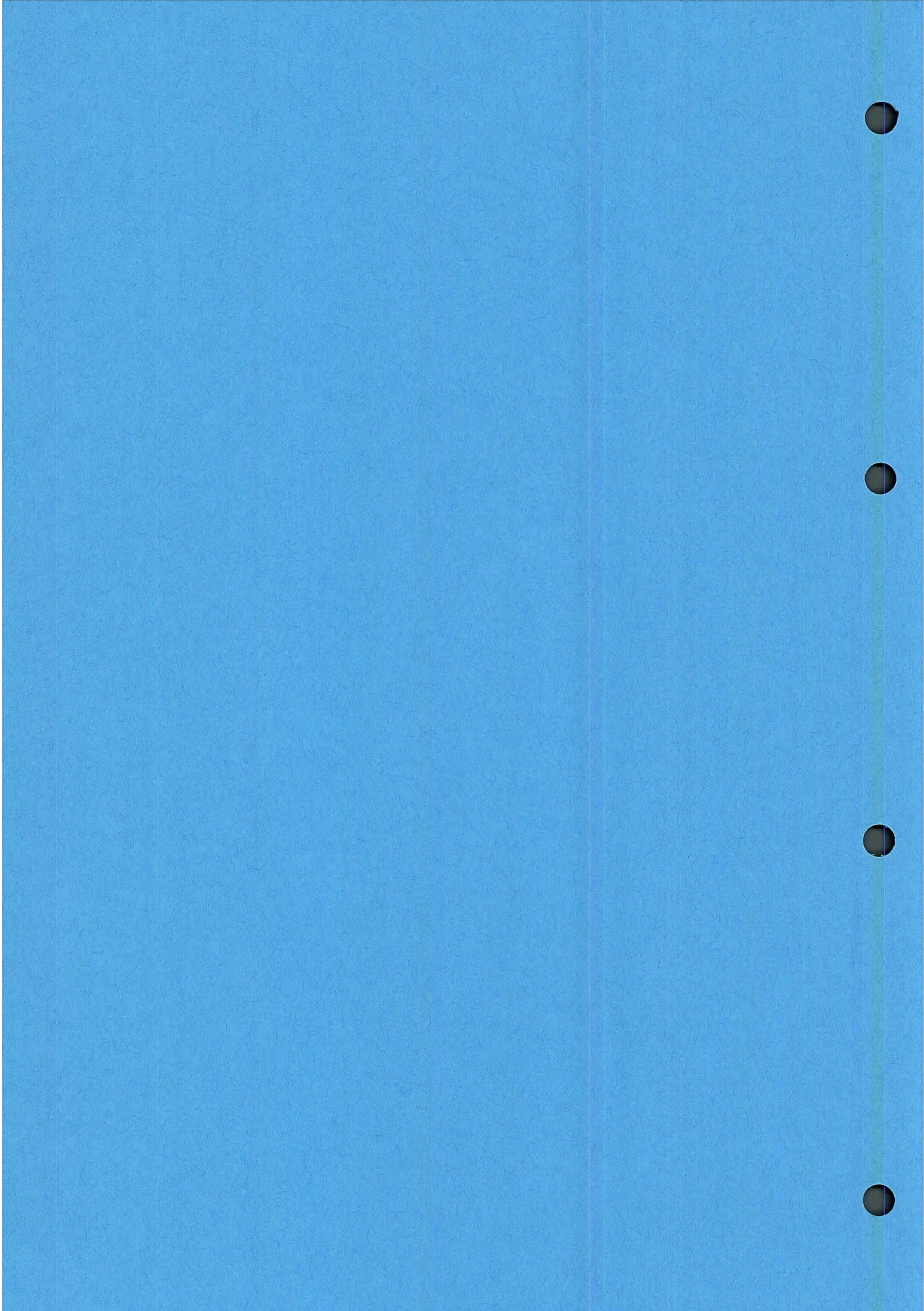
6 december

ROB 03

**BIJLAGE A
NEN - EN 1991-1-7**

**Ir. S.N.M. Wijte
Adviesbureau ir.J.G. Hageman BV**

- auteursrechten voorbehouden -





Bijlage A

NEN – EN 1991-1-7

bezwijken door een onbekende oorzaak

6-12-2006

PAO

ROB 03



Simon Wijte en Ton Vrouwenvelder
Adviesbureau ir. J.G. Hageman B.V. en TNO Bouw/TU Delft

NEN – EN 1991-1-7

De weerstand tegen lokaal bezwijken volgens NEN-EN 1991-1-7:

- ◆ het toepassen van detailleringsvoorschriften die tot doel hebben de ductiliteit te verbeteren;
- ◆ het ontwerpen van kritische elementen op een denkbeeldige bijzondere belasting;
- ◆ het creëren van een verhoogde weerstand van de constructie, bijvoorbeeld door een tweede krachtsweg mogelijk te maken.



Bijlage A

NEN – EN 1991-1-7

bezwijken door een onbekende oorzaak

6-12-2006

PAO

ROB 03



Simon Wijte en Ton Vrouwenvelder
Adviesbureau ir. J.G. Hageman B.V. en TNO Bouw/TU Delft

NEN – EN 1991-1-7

De weerstand tegen lokaal bezwijken volgens NEN-EN 1991-1-7:

- ◆ het toepassen van detailleringsvoorschriften die tot doel hebben de ductiliteit te verbeteren;
- ◆ het ontwerpen van kritische elementen op een denkbeeldige bijzondere belasting;
- ◆ het creëren van een verhoogde weerstand van de constructie, bijvoorbeeld door een tweede krachtsweg mogelijk te maken.

Bijlage A

Bijlage A 'Incasseringsvermogen van gebouwen' is een informatieve bijlage die een uitwerking geeft van twee in de norm beschreven ontwerpstrategieën:

- ◆ het toepassen van detailleringsvoorschriften die tot doel hebben de ductiliteit te verbeteren;
- ◆ het ontwerpen van kritische elementen op een denkbeeldige bijzondere belasting;

Annex A is afgeleid van een oudere Engels Building Regulation. Opgesteld naar aanleiding van Ronan Point

Klasse 1

Tot klasse 1 behoren onder andere de volgende gebouwtypen:

- ◆ woonhuizen van maximaal 4 bouwlagen;
- ◆ gebouwen met een agrarische bestemming;
- ◆ gebouwen waarin zich niet veel personen bevinden.

Geen eisen anders dan reeds in NEN-EN 1992 tot en met NEN-EN 1999 zijn verwoord.

Klasse 1

Voor NEN-EN 1992-1-1 (Eurocode 2) zijn deze eisen opgenomen in artikel 9.10.2 van NEN-EN 1992-1-1. Dit zijn eisen gesteld aan trekbanden.

Deze trekbanden worden als een minimum, los van de functie t.b.v. de schijfwerking, voorgeschreven.

Klasse 1

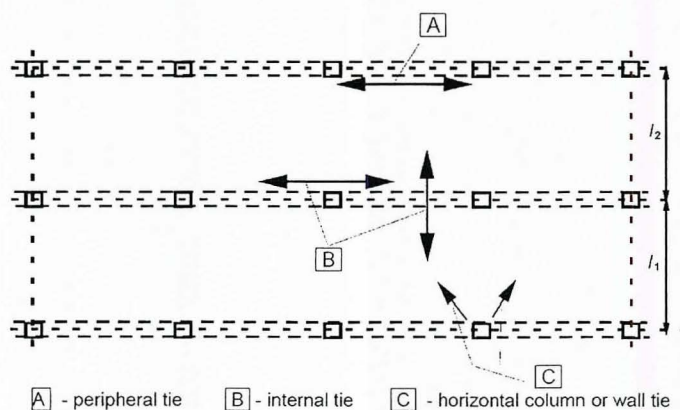


Figure 9.15: Ties for Accidental Actions

bron: NEN-EN 1992-1-1

Klasse 2

Bijlage A heeft voor gevolgklasse 2 een verdere onderverdeling wordt aangebracht:

- ◆ klasse 2a, laag risicogroep;
- ◆ klasse 2b, hoog risicogroep.

Klasse 2 laag

- ◆ woonhuizen van 5 bouwlagen;
- ◆ woongebouwen, hotels, kantoren etc van maximaal 4 bouwlagen;
- ◆ industriële gebouwen van maximaal 3 bouwlagen;
- ◆ winkels van maximaal 3 bouwlagen of met een vloeroppervlak van minder dan 1000 m² per bouwlaag;
- ◆ winkels van maximaal 3 bouwlagen met ieder een vloeroppervlak kleiner dan 1000 m².

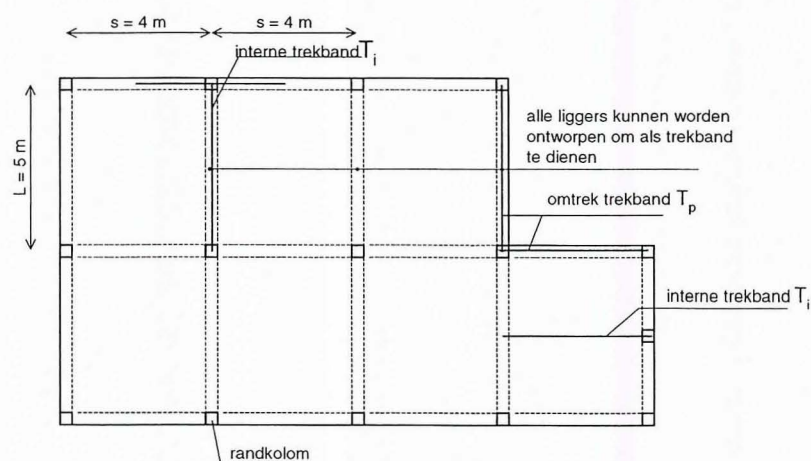
Klasse 2 laag

Constructie met kolommen:

De vereiste maatregelen beperken zich tot de vloeren. Er wordt een horizontale trekband langs de omtrek van iedere vloer geëist.

Verder moet bij alle kolommen een inwendige trekband aangebracht worden.

Klasse 2 laag



Klasse 2 laag

Kracht in interne trekband:

$$T_i = 0.8 (g_k + \psi q_k) s L \quad (\text{maar minimaal } 75\text{kN})$$

waarbij:

- g_k is de karakteristieke permanente vloerbelasting;
- q_k is de karakteristieke veranderlijke vloerbelasting;
- ψ is de van toepassing zijnde factor voor de combinatie van belastingen bij het beschouwen van een bijzondere ontwerpsituatie (veelal: ψ_2 volgens tabel A.1.1 van NEN-EN 1990);
- s is de afstand tussen de trekbanden;
- L is de lengte van de trekband tussen de kolommen.

Klasse 2 laag

Trekband langs de omtrek:

$$T_p = 0.4 (g_k + \psi q_k) s L \quad (\text{maar minimaal } 75\text{kN})$$

De basis voor de beschouwde combinatie van permanente en veranderlijke belasting is beschreven in artikel 6.4.3.3 van NEN-EN 1990. De grootte van ψ wordt gegeven in tabel A1.1 van die norm.

Klasse 2 laag

Als voorbeeld wordt hierna de kracht in een interne trekband berekend. Hierbij zijn: $s = 4$ m en $L = 5$ m. Stel $q_k = 5,0$ kN/m², $g_k = 3,0$ kN/m² en $\psi = 0,5$.

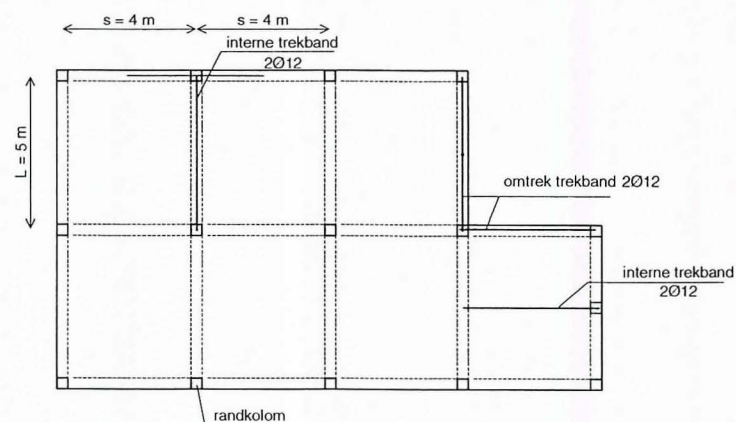
Daarmee volgt een kracht in de interne trekband gelijk aan:
 $T_i = 0,8 (3,0 + 0,5 \times 5,0) 4 \times 5 = 88$ kN dit is groter dan 75 kN.

De kracht in de trekband langs de omtrek volgt uit:
 $T_p = 0,4 (3,0 + 0,5 \times 5,0) 4 \times 5 = 44$ kN dit is kleiner dan 75 kN, dus 75 kN.

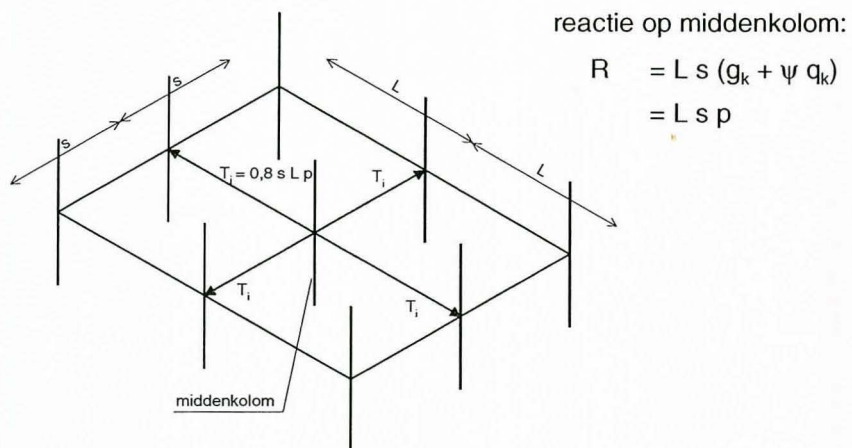
Klasse 2 laag

$T_i = 88$ kN $A_s = 202$ mm² ($2\emptyset 12 = 226$ mm²)

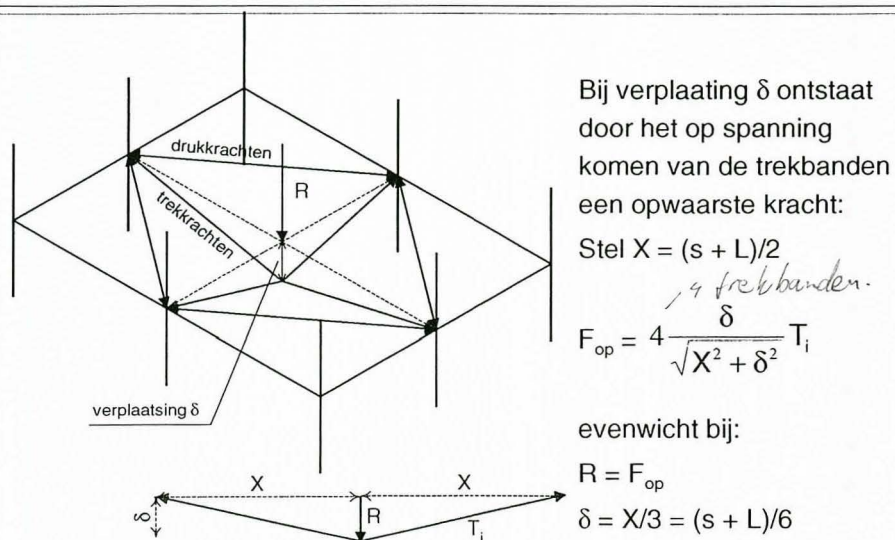
$T_p = 75$ kN ($2\emptyset 12$)



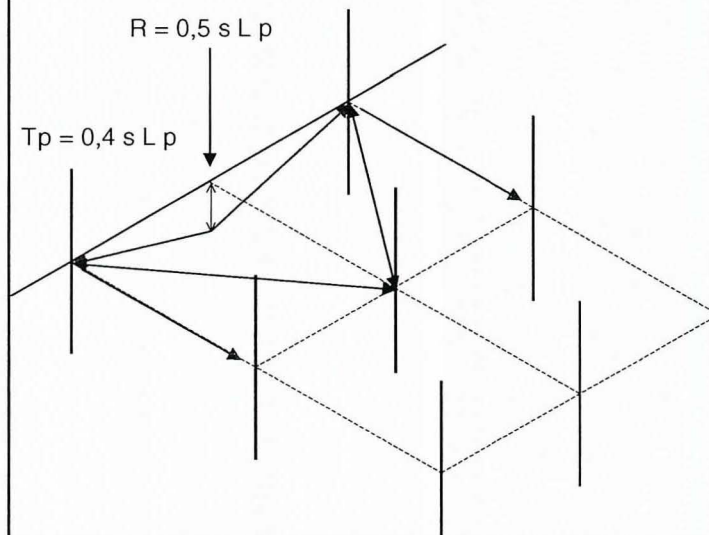
Achtergrond trekbanden



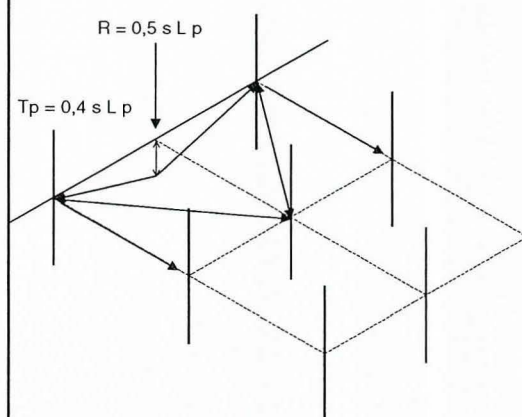
Achtergrond trekbanden



Achtergrond trekbanden



Achtergrond trekbanden



De interne trekband kan bij de verzakking geen bijdrage leveren

$$T_p = 0,4 s L p$$

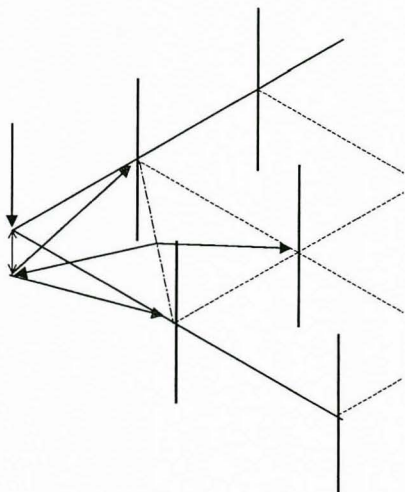
evenwicht bij:

$$\delta = (s + L) / 3$$

aanbeveling Stufib:

$$T_p = 0,8 s L p$$

Achtergrond trekbanden



Hoeken

Trekbanden niet effectief

Stufibstudiecel advies:
Ontwerpen als
sleutelement

Klasse 2 laag

Constructie met dragende wanden:

Voor klasse 2-laag worden bij dit type constructies geen kwantitatieve eisen gesteld aan de detaillering.

Natuurlijk moet de betreffende constructie wel voldoende sterk en gedetailleerd te zijn om de voorgeschreven belastingen te kunnen opnemen.

Klasse 2 laag

Constructie met dragende wanden:

Geen aanvullende eisen ten opzichte van NEN-EN 1992-1-1
(Eurocode 2 – Beton)

In artikel 9.10.2 van NEN-EN 1992-1-1 zijn eisen gesteld ten
aanzien van trekbanden.

Klasse 2 hoog

- ◆ woongebouwen, hotels, kantoren etc van maximaal 15
bouwlagen;
- ◆ winkels van maximaal 15 bouwlagen;
- ◆ scholen van maximaal 15 bouwlagen;
- ◆ ziekenhuizen van maximaal 3 bouwlagen;
- ◆ voor een groot publiek toegankelijke gebouwen met een
vloeroppervlak per bouwlaag niet groter dan 1000 m²;
- ◆ voor een groot publiek toegankelijke gebouwen met een
vloeroppervlak per bouwlaag groter dan 2000 m² maar
kleiner dan 5000 m²;
- ◆ parkeergarages van maximaal 6 bouwlagen

Klasse 2 hoog

Er wordt één van de volgende maatregelen geëist:

- ◆ het aanbrengen van effectieve horizontale en verticale trekbanden;
- ◆ de samenhang in de constructie moet zo zijn dat bij virtuele verwijdering van een ondersteunend element de constructie stabiel blijft en de schade aan de constructie niet meer is dan 15% van het vloeroppervlak in de aanliggende vloeren;
- ◆ als de samenhang in de constructie bij het verwijderen van een specifiek constructief element niet behouden blijft dan moet dit element worden ontworpen als sleutelement

Klasse 2 hoog

Trekbanden – Constructie met kolommen:

Horizontaal:

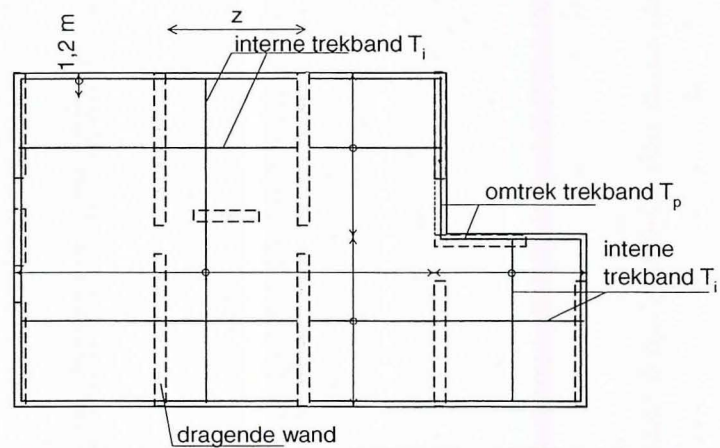
- ◆ als bij klasse 2 laag

Verticaal:

- ◆ van fundering tot dak
- ◆ volledig verankerd
- ◆ kracht gelijk aan grootste oplegkracht uit een vloer:
 $T_v = (g_k + \psi q_k) s L$

Klasse 2 hoog

Trekbanden – Constructie met wanden:



Klasse 2 hoog

Trekbanden – Constructie met wanden:

Horizontaal:

Intern:

$$T_i = F_t(g_k + \psi q_k)/7,5 \times z/5 \text{ kN/m}$$

maar niet kleiner dan F_t

Omtrek:

$$T_p = F_t$$

Klasse 2 hoog

Trekbanden – Constructie met wanden:

$$F_t = 20 + 4n_s \text{ kN/m}$$

maar niet groter dan 60 kN/m

n_s is het aantal verdiepingen

z is de kleinste waarde van:

- ◆ vijfmaal de vrije verdiepingshoogte
- ◆ de grootste overspanning van de aansluitende vloer in de richting van de beschouwde trekband.

Klasse 2 hoog

Trekbanden – Constructie met wanden:

Verticaal:

$$T = 34 A / 8000 \times (H/t)^2 \text{ in N}$$

maar niet kleiner dan 100 kN/m

waarin:

A is de hor. dsn. van de wand [mm²]

H is de vrije verdiepingshoogte

t is de wanddikte

Klasse 2 hoog

Trekbanden – Constructie met wanden:

Voorbeeld trekband in wand:

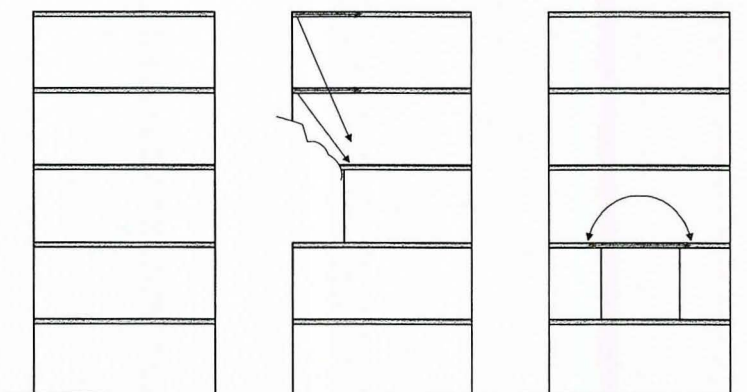
$L = 7,2 \text{ m}$, $H = 2,8 \text{ m}$ en $t = 250 \text{ mm}$

$$T = 34 \times 1000 \times 250 / 8000 \times (2800 / 250)^2 = \\ = 133 \times 10^3 \text{ N/m} = 133 \text{ kN/m}$$

maximale h.o.h. 5 meter.

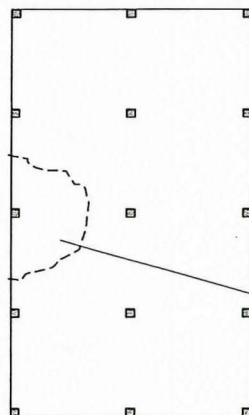
Klasse 2 hoog

Trekbanden in de vloer – Constructie met wanden:

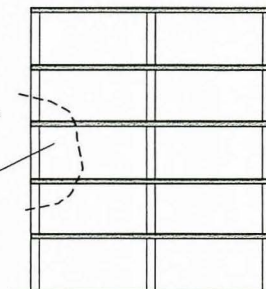


Klasse 2 hoog

Constructie met kolommen
Beperking schadegebied:



plattegrond



doorsnede

lokale schade
overschrijdt niet
15 % van het
vloeroppervlak in
ieder van 2
aangrenzende
vloeren

Klasse 2 hoog

Beperking schadegebied:

Constructie met kolommen

- ◆ Verwijder 1 kolom

Constructie met wanden

- ◆ Verwijder een wand over een lengte gelijk aan $2,25 \times$ de verdiepingshoogte

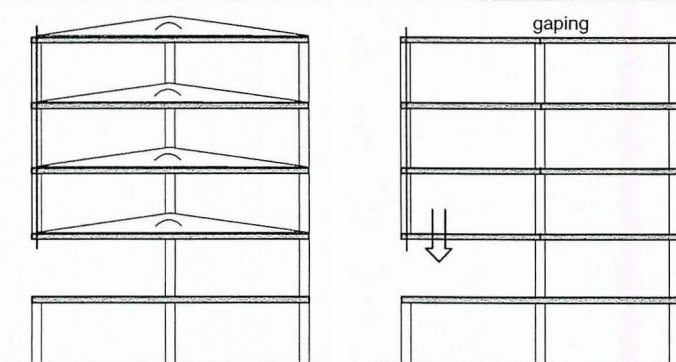
Klasse 2 hoog

Ontwerp van een sleutelement:

Ontwerp het element en alles wat daar aan vast zit op een last van 34 kN/m².

- ◆ last werkt slechts in één richting
- ◆ bovengrens wordt bepaald door de sterkte van de aansluitende constructies

Achtergrond verticale trekband



Verticale trekbanden zijn uitsluitend effectief als de hoger gelegen constructie overcapaciteit heeft

Klasse 3

- ◆ gebouwen waarin publiek in grote aantallen aanwezig is;
- ◆ stadions van meer dan 5000 personen;
- ◆ gebouwen waarin zich gevaarlijke stoffen bevinden of waarin zich gevaarlijke processen afspelen.

Klasse 3

Voor het bepalen van de veiligheid bij het lokaal bezwijken door een niet gedefinieerde oorzaak moet een risicoanalyse worden uitgevoerd.

Zie onderdeel ROB 04

Case – met dragende kolommen

Kantoorgebouw van 5 bouwlagen:

- ◆ klasse 2 hoog

Belasting:

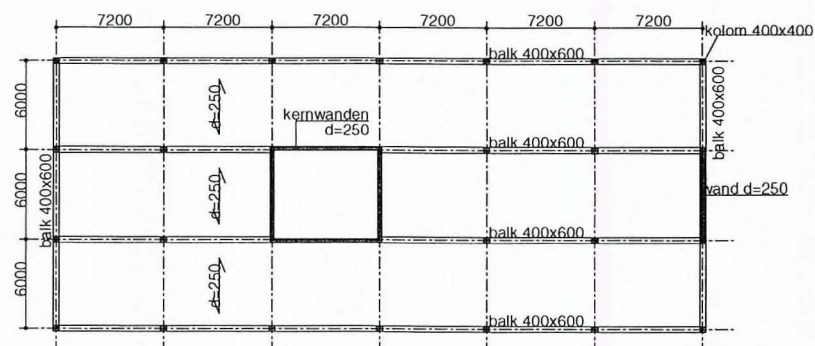
- ◆ $g_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$
- ◆ $q_k = 4,0 \text{ kN/m}^2$ $\psi_2 = 0,3$

Afmetingen:

- ◆ horizontaal stramien: $7,2 \times 6,0 \text{ m}^2$
- ◆ verdiepingshoogte: $3,6 \text{ m}$

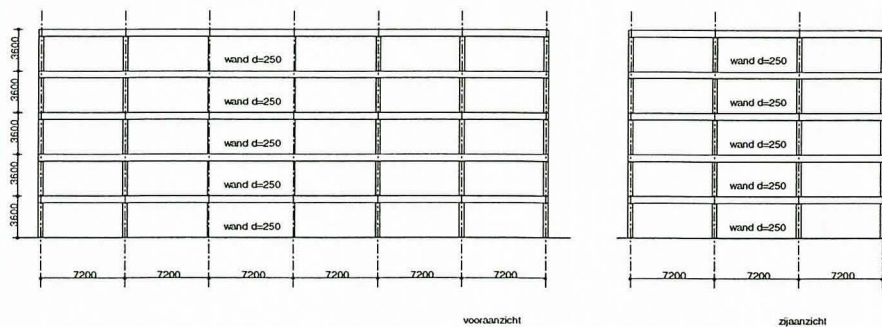
Case – met dragende kolommen

Plattegrond



Case – met dragende kolommen

Aanzichten:



Case – met dragende kolommen

Horizontale trekbanden:

$$T_i = 0,8 (g_k + \psi q_k) s L \geq 75 \text{ kN}$$

$$= 0,8(5 + 0,3 \times 4) \times 6 \times 7,2 = 214 \text{ kN}$$

$$A_i = 214 \times 10^3 / 435 = 492 \text{ mm}^2 (2\emptyset 16 + 1\emptyset 12)$$

$$T_p = 0,4 (g_k + \psi q_k) s L \geq 75 \text{ kN}$$

$$= 107 \text{ kN}$$

$$A_p = 246 \text{ mm}^2 (2\emptyset 12 = 226 \text{ mm}^2)$$

Case – met dragende kolommen

Verticale trekband:

Middenkolom:

$$T_v = (g_k + \psi q_k) s L$$

$$= (5 + 0,3 \times 4) \times 6 \times 7,2 = 268 \text{ kN}$$

$$A_i = 268 \times 10^3 / 435 = 615 \text{ mm}^2 \text{ (4}\varnothing 16 \text{ 804 mm}^2\text{)}$$

Case – met dragende kolommen

Hoekkolom (400×400 mm²)

Aanbevolen om te ontwerpen als sleutelement:

- ◆ belasting 34 kN/m²
- ◆ aanname: lichte gevel is reeds kapot
- ◆ kracht werkt op kolom en gevelbalk

Case – met dragende kolommen

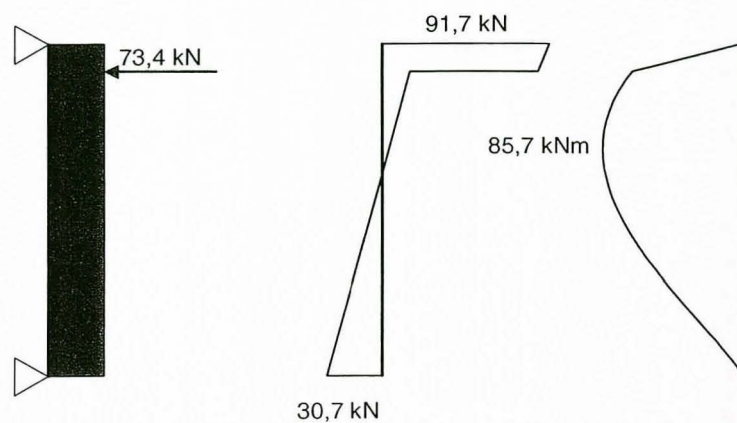
Last op kolom, gelijkmatig verdeeld:

$$0,4 \times 34 = 13,6 \text{ kN/m}$$

Puntlast uit balk op 0,3 onder de bovenzijde kolom:

$$0,6 \times 7,2/2 \times 34 = 73,4 \text{ kN}$$

Case – met dragende kolommen



Case – met dragende kolommen

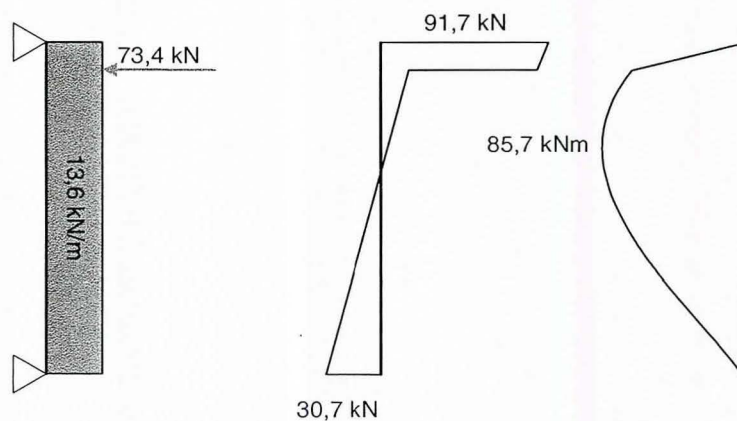
Last op kolom, gelijkmatig verdeeld:

$$0,4 \times 34 = 13,6 \text{ kN/m}$$

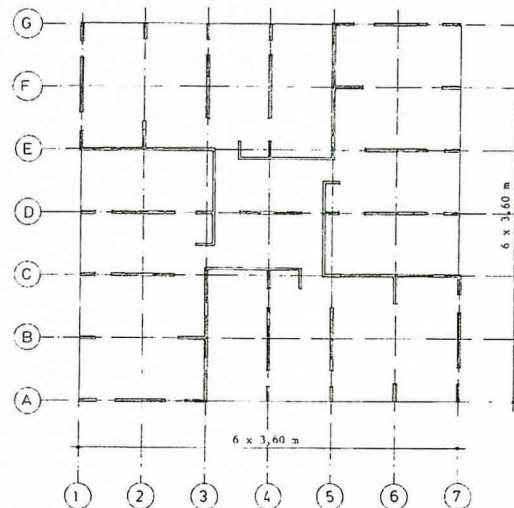
Puntlast uit balk op 0,3 onder de bovenzijde kolom:

$$0,6 \times 7,2/2 \times 34 = 73,4 \text{ kN}$$

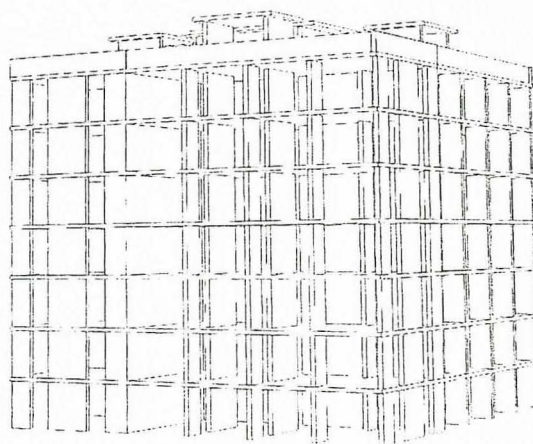
Case – met dragende kolommen



Case – met dragende wanden



Case – met dragende wanden



Case – met dragende wanden

Woongebouw van 7 bouwlagen:

- ◆ klasse 2 hoog

Belasting:

- ◆ $g_k = 6,6 \text{ kN/m}^2$
- ◆ $q_k = 1,75 \text{ kN/m}^2$ $\psi_2 = 0,3$

Afmetingen:

- ◆ horizontaal stramien: 3,6 m
- ◆ verdiepingshoogte: 2,5 m
- ◆ wanddikte: 0,265 m

Case – met dragende wanden

Horizontale trekbanden:

$$F_t = 20 + 4 n_s = 20 + 4 \times 7 = 48 \text{ kN/m}$$
$$\leq 60 \text{ kN/m}$$

$$z = 3,6 \text{ m}$$

$$T_i = 48(6,6 + 0,3 \times 1,75) / 7,5 \times 3,6 / 5 = 32,8 \text{ kN/m, echter niet}$$

kleiner dan $F_t = 48 \text{ kN/m}$

$$A_i = 110 \text{ mm}^2/\text{m} \text{ (1}\varnothing 12 \text{ per m)}$$

$$T_p = F_t = 48 \text{ kN/m}$$

Case – met dragende wanden

Verticale trekbanden:

$$\begin{aligned} T &= 34 (1000 \times 265) / 8000 (2,5/0,265)^2 \\ &= 100 \times 10^3 \text{ N/m} = 100 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Hart op hart 3,6 m:

$$T = 360 \text{ kN}$$

$$A = 827 \text{ mm}^2 (3\varnothing 20)$$

PAO Cursus Robuust ontwerpen van bouwconstructies
ROB 03
Bijlage A van NEN-EN 1991-1-7

december 2006

INHOUD

1	Bijlage A van NEN-EN 1991-1-7.....	2
1.1	Inleiding	2
1.2	Klasse 1	2
1.3	Klasse 2-laag	3
1.4	Klasse 2-hoog.....	5
1.5	Klasse 3	8
2	Discussie over de NEN-EN 1991-1-7.....	9
2.1	Inleiding	9
2.2	Achtergrond krachten in de trekbanden bij constructie met kolommen.....	9
2.3	Aanvullende aanbevelingen voor een constructie met kolommen	10
2.4	Achtergrond krachten in de trekbanden bij constructie met dragende wanden.....	11
3	Uitwerking in een case	12
3.1	Constructie met dragende kolommen.....	12
3.2	Constructie met dragende wanden	15
3.2.1	Inleiding	15
3.2.2	Woongebouw met 4 bouwlagen.....	17
3.2.3	Woongebouw met 5 bouwlagen.....	18

1 Bijlage A van NEN-EN 1991-1-7

1.1 Inleiding

In Bijlage A van NEN-EN 1991-1-7 getiteld 'Incassingsvermogen van gebouwen – ontwerp voor gevolgen van lokaal bezwijken door onbekende oorzaken' wordt een onderverdeling gegeven van verschillende gebouwtypen over de drie gevolklassen die reeds in 3.4 van de norm zijn gespecificeerd. Voor elk van deze klassen worden, overeenkomstig afzonderlijke maatregelen voorgesteld om het incassingsvermogen van de constructie te verhogen dan wel om een voortschrijdende instorting te voorkomen. Opgemerkt moet worden dat Bijlage A een zogenaamde informatieve bijlage is. Dit houdt in dat als NEN-EN 1991-1-7 in Nederland van toepassing wordt er in de nationale bijlage beschreven moet worden hoe deze Bijlage toegepast moet of kan worden. Eventueel zijn ook nationale wijzigingen toegestaan, door een aangepaste Bijlage te formuleren.

Hierna worden voor de verschillende gevolklassen voorbeelden gegeven van type gebouwen en de eventuele maatregelen.

Allereerst wordt opgemerkt dat in Bijlage A voor gevolklasse 2 een verdere onderverdeling wordt aangebracht:

- klasse 2a, laag risicogroep;
 - klasse 2b, hoog risicogroep,
- die hierna respectievelijk als klasse 2-laag en klasse 2-hoog aangeduid zullen worden.

1.2 Klasse 1

Tot klasse 1 behoren onder andere de volgende gebouwtypen:

- woonhuizen van maximaal 4 bouwlagen;
- gebouwen met een agrarische bestemming;
- gebouwen waarin zich niet veel personen bevinden.

Geen eisen anders dan reeds in NEN-EN 1992 tot en met NEN-EN 1999 zijn verwoord.

toelichting: Deze eisen, die voor betonconstructies in NEN-EN 1992-1-1 zijn opgenomen, zijn bedoeld voor de stabiliteitsbeschouwingen de wapening ten behoeve van de samenhang, zoals beschreven in artikel 9.10.2 van die norm.

1.3 Klasse 2-laag

1.3.1 Algemeen

Tot klasse 2-laag behoren gebouwtypen die niet tot klasse 1 behoren en die voldoen aan één van de volgende voorwaarden:

- woonhuizen van 5 bouwlagen;
- woongebouwen, hotels, kantoren etc van maximaal 4 bouwlagen;
- industriële gebouwen van maximaal 3 bouwlagen;
- winkels van maximaal 3 bouwlagen of met een vloeroppervlak van minder dan 1000 m² per bouwlaag;
- winkels van maximaal 3 bouwlagen met ieder een vloeroppervlak kleiner dan 1000 m²;
- scholen van maximaal 1 bouwlaag;
- Publieke gebouwen van maximaal 2 bouwlagen met minder dan 2000 m² per bouwlaag.

De uitwerking van de maatregelen voor klasse 2-laag is hierna voor zowel een constructie met kolommen als voor een constructie met dragende wanden weergegeven.

1.3.2 Constructies met kolommen

De vereiste maatregelen beperken zich tot de vloeren. Er wordt een horizontale trekband langs de omtrek van iedere vloer geëist. Verder moet bij alle kolommen een inwendige trekband aangebracht worden. Bij inpandige kolommen moet deze trekband in twee richtingen aangebracht zijn (zie figuur 2). Elke trekband moet een kracht op kunnen nemen waarvan de grootte afhankelijk is van de aanwezige vloerbelasting en de afmetingen van het vloerveld:

intern trekband:	$T_i = 0.8 (g_k + \psi q_k) s L$ (maar minimaal 75kN)
trekband langs de omtrek:	$T_p = 0.4 (g_k + \psi q_k) s L$ (maar minimaal 75kN).

waarbij:

g_k is de karakteristieke permanente vloerbelasting;

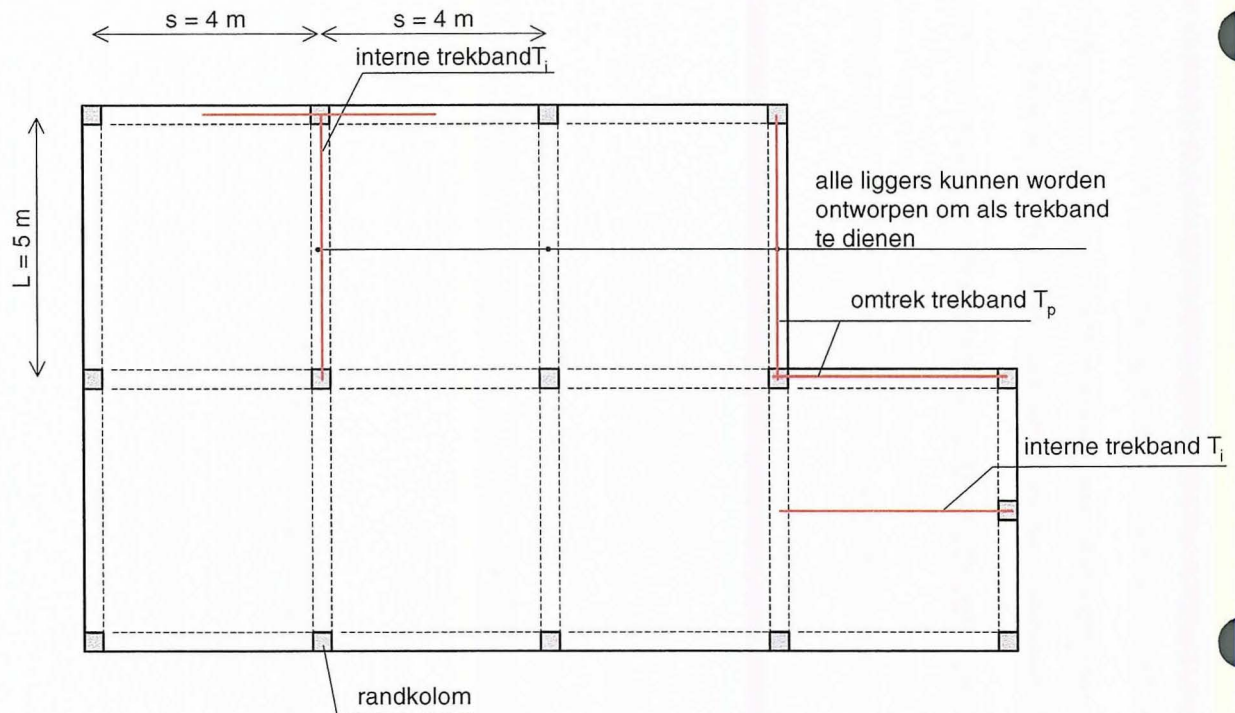
q_k is de karakteristieke veranderlijke vloerbelasting;

ψ is de van toepassing zijnde factor voor de combinatie van belastingen bij het beschouwen van een bijzondere ontwerpsituatie;

s is de afstand tussen de trekbanden;

L is de lengte van de trekband tussen de kolommen.

De basis voor de beschouwde combinatie van permanente en veranderlijke belasting is beschreven in artikel 6.3.4.4 van NEN-EN 1990 Basis of structural design. De grootte van ψ wordt gegeven in tabel A1.1 van die norm.



figuur 1 Voorbeelden van een effectieve horizontale trekbanden in een door kolommen ondersteunde vloer

Als voorbeeld wordt hierna de kracht in een interne trekband berekend voor de in figuur 1 gegeven situatie. Hierbij zijn: $s = 4 \text{ m}$ en $L = 5 \text{ m}$. Stel $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$, $g_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$ en $\psi = 0,5$. Daarmee volgt een kracht in de interne trekband gelijk aan:

$$T_i = 0,8 (3,0 + 0,5 \times 5,0) 4 \cdot 5 = 88 \text{ kN} \text{ dit is groter dan } 75 \text{ kN}.$$

De kracht in de trekband langs de omtrek volgt uit:

$$T_p = 0,4 (3,0 + 0,5 \times 5,0) 4 \cdot 5 = 44 \text{ kN} \text{ dit is kleiner dan } 75 \text{ kN}, \text{ dus } 75 \text{ kN}.$$

1.3.3 Constructies met dragende wanden

Voor klasse 2-laag worden voor dit type constructies geen kwantitatieve eisen gesteld aan de detaillering. Natuurlijk moet de betreffende constructie wel voldoende sterk en gedetailleerd te zijn om de voorgeschreven belastingen te kunnen opnemen. Opgemerkt wordt dat in NEN-EN 1996-1-1, in tegenstelling tot in de NEN 6790 (TGB Steen), geen eisen opgenomen zijn voor wapening ten behoeve van de samenhang. Dit is niet het geval bij NEN-EN 1992-1-1 (Betonconstructies), waarbij in artikel 9.10.2 wel eisen worden gesteld aan de wapening ten behoeve van de samenhang.

1.4 Klasse 2-hoog

1.4.1 Algemeen

Tot klasse 2-hoog behoren gebouwtypen die niet tot klasse 2-laag of lager behoren en die voldoen aan één van de volgende voorwaarden:

- woongebouwen, hotels, kantoren etc van maximaal 15 bouwlagen;
- winkels van maximaal 15 bouwlagen;
- scholen van maximaal 15 bouwlagen;
- ziekenhuizen van maximaal 3 bouwlagen;
- voor een groot publiek toegankelijke gebouwen met een vloeroppervlak per bouwlaag niet groter dan 1000 m²;
- voor een groot publiek toegankelijke gebouwen met een vloeroppervlak per bouwlaag groter dan 2000 m² maar kleiner dan 5000 m²;
- parkeergarages van maximaal 6 bouwlagen.

1.4.2 Constructie met kolommen

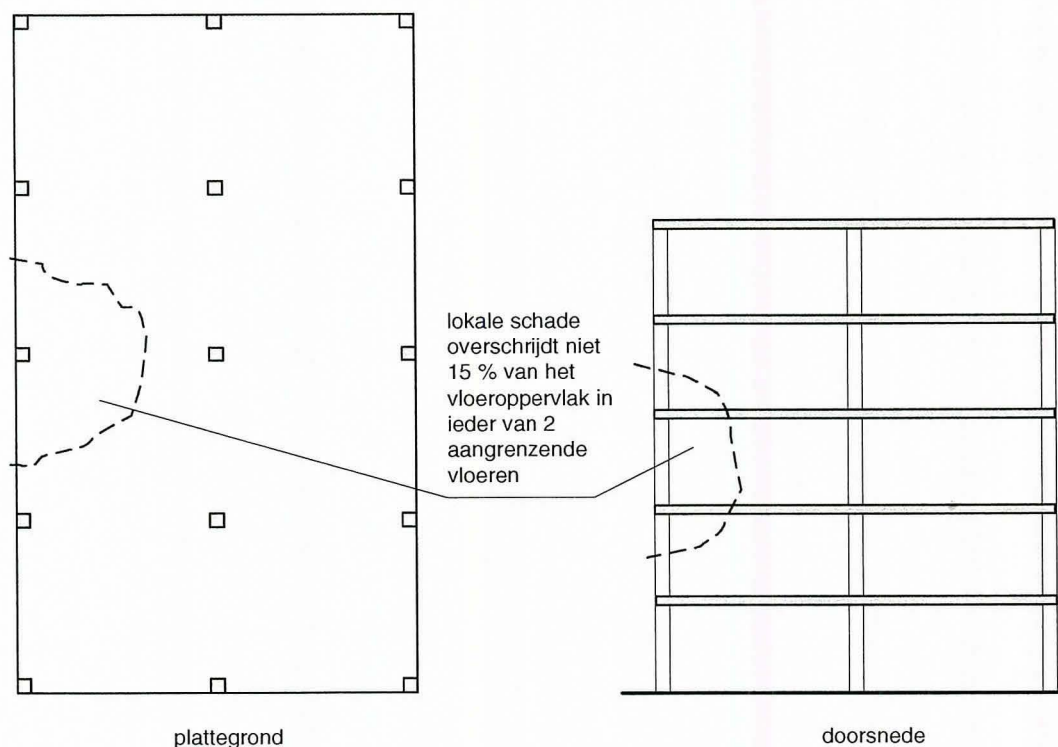
Er wordt één van de volgende maatregelen geëist:

- het aanbrengen van effectieve horizontale en verticale trekbanden;
- de samenhang in de constructie moet zo zijn dat bij virtuele verwijdering van een ondersteunend element de constructie stabiel blijft en de schade aan de constructie niet meer is dan 15% van het vloeroppervlak in de aanliggende vloeren (zie figuur 2);
- als de samenhang in de constructie bij het verwijderen van een specifiek constructief element niet behouden blijft dan moet dit element worden ontworpen als een zogenaamd sleutelement (key-element).

Dit zijn de drie benaderingswijzen die ook reeds in figuur 1 zijn aangegeven.

De horizontale trekbanden moeten zijn ontworpen zoals dat voor klasse 2-laag is aangegeven. De verticale trekbanden moeten over de gehele lengte van de kolom, vanaf de begane grond tot en met het dak, effectief zijn. De kolommen moeten een trekkracht op kunnen nemen die gelijk is aan de grootste van de oplegreacties die vanuit de vloeren op de kolommen per verdieping wordt uitgeoefend.

Voor een midden kolom geldt dat de trekkracht in de verticale trekband gelijk is aan de grootste waarde van $T_v = (g_k + \psi q_k)s L$ die per bouwlaag gevonden wordt.



figuur 2 Toelaatbaar schadegebied

Een sleutelement is een constructief element waarvoor geldt dat bij het denkbeeldig verwijderen van dit betreffende element de schade aan de aangrenzende vloeren niet beperkt blijft tot het niveau dat in figuur 2 is aangegeven. Een sleutelement moet worden ontworpen op een bijzondere belasting die kan optreden in alle richtingen. De belasting werkt echter slechts in één richting tegelijkertijd en grijpt aan op het sleutelement en alle daaraan verbonden constructieve elementen. Voor de grootte van de bijzondere belasting, die wordt aangeduid met A_d , wordt in Bijlage A een waarde van 34 kN/m^2 aanbevolen. Bij de belasting uit de aansluitende constructieve elementen mag rekening worden gehouden een reductie van de genoemde belasting door de sterkte van die elementen en/of de verbinding aan het beschouwde sleutelement. Deze belasting moet als $\gamma_{f;a,u} A_{rep}$ in rekening worden gebracht bij het beschouwen van de bijzondere belastingscombinatie die in 6.3.4.2 van NEN 6702 beschreven is. Een voorbeeld van een uitwerking van de belasting op een sleutelement is gegeven in hoofdstuk 3.

1.4.3 Constructies met dragende wanden

Bij constructies met dragende wanden moeten twee soorten trekbanden worden aangebracht. Dit zijn interne trekbanden die in twee orthogonale richtingen over het gehele vloer oppervlak moeten worden aangebracht. Per meter vloerbreedte moeten deze interne trekbanden een kracht op kunnen nemen gelijk aan T_i . Langs de omtrek van de vloer moet in de eerste 1,2 meter nog een omtrek-trekband worden aangebracht die een kracht T_p kan opnemen. De toepassing van de verschillende trekbanden is geschetst in figuur 3.

De ontwerpbelasting voor de horizontale trekbanden bij dragende wanden zijn gelijk aan:

Intern: $T_i = \frac{F_t (g_k + \psi q_k) z}{7,5 \cdot 5} \text{ kN/m}$ maar niet kleiner dan F_t

Omtrek: $T_p = F_t$

Waarin:

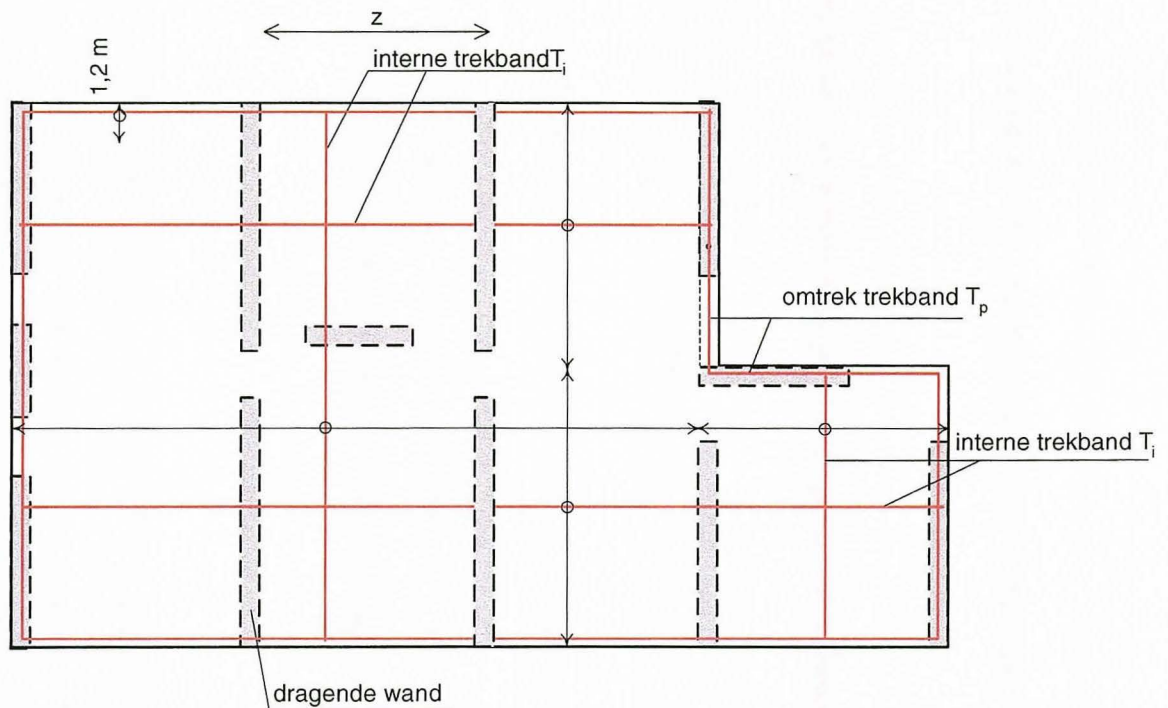
$F_t = 20 + 4n_s \text{ kN/m}$, maar niet groter dan 60 kN/m

n_s is het aantal verdiepingen

z is de kleinste waarde van:

- vijfmaal de vrije verdiepingshoogte
- de grootste overspanning van de aansluitende vloer in de richting van de beschouwde trekband.

De aansluitingen tussen de wanden en de vloeren moeten ten minste in staat zijn om een horizontale kracht gelijk aan de kracht in de trekband op te kunnen nemen.



figuur 3 Voorbeeld van een horizontale trekbanden in een constructie met dragende wanden

Hierna is voor de plattegrond in figuur 3 de grootte van de krachten in de trekbanden bepaald. Hierbij wordt uitgegaan van een woongebouw met 6 bouwlagen en een verdiepingshoogte van 3,0 meter. De grootste vloeroverspanning is gelijk aan 7,2 meter. De permanente vloerbelasting is hierbij aangenomen $8,0 \text{ kN/m}^2$. De veranderlijke vloerbelasting is $1,75 \text{ kN/m}^2$ met $\psi = 0,4$.

$$F_t = 20 + 4n_s = 20 + 4 \times 6 = 44 \text{ kN/m}$$

$$T_i = \frac{F_t (g_k + \psi q_k) z}{7,5 \cdot 5} = \frac{44(8,0 + 0,4 \times 1,75) 7,2}{7,5 \cdot 5} = 73,5 \text{ kN/m}$$

$$T_p = F_t = 44 \text{ kN/m}$$

Uit de grootte van deze waarden blijkt dat reeds met een beperkte hoeveelheid wapening aan deze eisen kan worden voldaan.

Een verticale trekband is voldoende effectief als aan de volgende eisen wordt voldaan:

- de dikte van een eventuele metselwerkwand ten minste 150 mm is;
- de hoogte van de wand kleiner is dan 20 maal de wanddikte;
- de opneembare kracht in de verticale trekband ten minste gelijk is aan T , waarvoor geldt:

$$T = \frac{34A}{8000} \left(\frac{H}{t} \right)^2 \text{ in N, maar niet kleiner dan 100 kN per m muurbreedte}$$

waarin:

A is de horizontale doorsnede van de muur in mm^2 ;

H is de vrije verdiepingshoogte in mm;

t is de wanddikte in mm;

- de verticale trekbanden onderling, een afstand van maximaal 5 meter hebben en de afstand tussen het einde van de wand en de eerste trekband niet groter is dan 2,5 m.

Bij een dragende wand met een lengte van 7,2 meter en een dikte van 250 mm moet, bij een vrije verdiepingshoogte van 2,8 meter een kracht T worden opgenomen waarvoor geldt:

$$T = 34 \frac{1000 \times 250}{8000} \cdot \left(\frac{2800}{250} \right)^2 = 133 \cdot 10^3 \text{ N/m} = 133 \text{ kN/m.}$$

In een wand van 7,2 meter kan bijvoorbeeld worden volstaan met twee verticale trekbanden met ieder een capaciteit van $3,6 \cdot 133 = 479 \text{ kN}$ op een afstand van 1,5 meter vanaf het einde van de wand. De tussenafstand is dan gelijk aan 4,2 meter. De toegepaste afstanden voldoen dan aan de gestelde eisen.

Bij het beschouwen van de resterende samenhang van een constructie in de situatie waarbij een ondersteunend element verwijderd is, behoeft een gewapend betonnen wand slechts over een maximale lengte gelijk aan 2,25 maal de vrije verdiepingshoogte te worden verwijderd.

1.5 Klasse 3

Tot klasse 3 behoren bouwtypen die niet tot klasse 2-hoog of lager behoren en die bijvoorbeeld voldoen aan één van de volgende voorwaarden:

- gebouwen waarin publiek in grote aantallen aanwezig is;
- stadions van meer dan 5000 personen;
- gebouwen waarin zich gevaarlijke stoffen bevinden of waarin zich gevaarlijke processen afspelen.

Voor gebouwen in gevolgklasse 3 wordt een risico-analyse geëist waarin alle gebruikelijke bedreigingen en enige ongebruikelijke bedreigingen worden beschouwd. Een nadere beschrijving van een dergelijke risico-analyse is in het onderdeel ROB 04 opgenomen.

2 Discussie over de NEN-EN 1991-1-7

2.1 Inleiding

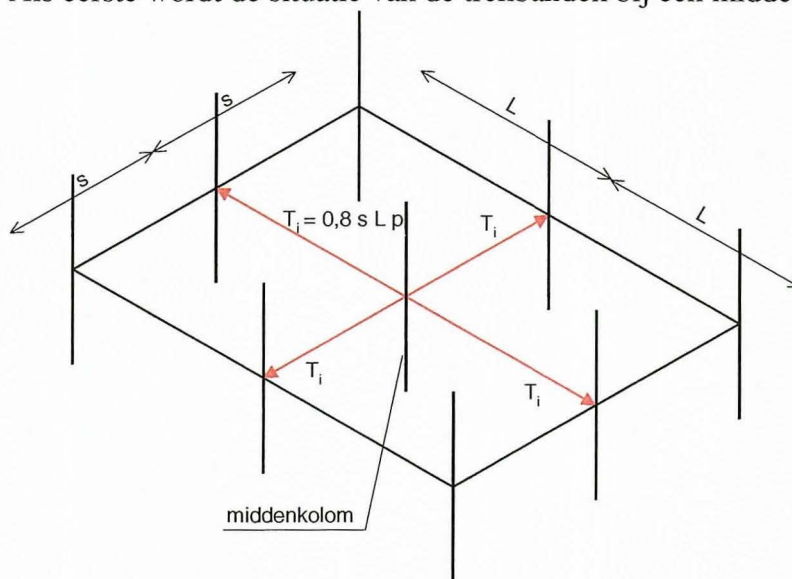
Helaas is er geen achtergronddocument bij Bijlage A van NEN-EN 1991-1-7 beschikbaar. Daarom is door Stufib Studiecel 'Constructieve samenhang van bouwconstructies' voor enkele situaties getracht een achtergrond voor de formules te formuleren. Hierna zijn de bevindingen van de studiecél weergegeven.

Noot: Het rapport van de betreffende studiecél zal binnenkort beschikbaar zijn bij Stufib. De dictaten bij de cursusonderdelen ROB 02 en ROB 03 zijn voor een groot deel ontleend aan dit rapport.

2.2 Achtergrond krachten in de trekbanden bij constructie met kolommen

Voor de situatie van een constructie met kolommen is de volgende onderbouwing opgezet. Hierbij is volledig voorbijgegaan aan een eventuele momentcapaciteit van de vloerconstructie die mogelijk bij het wegvallen van een dragende kolom aangesproken kan worden.

Als eerste wordt de situatie van de trekbanden bij een middenkolom beschouwd.



figuur 4 Schematische weergave van de beschouwde situatie

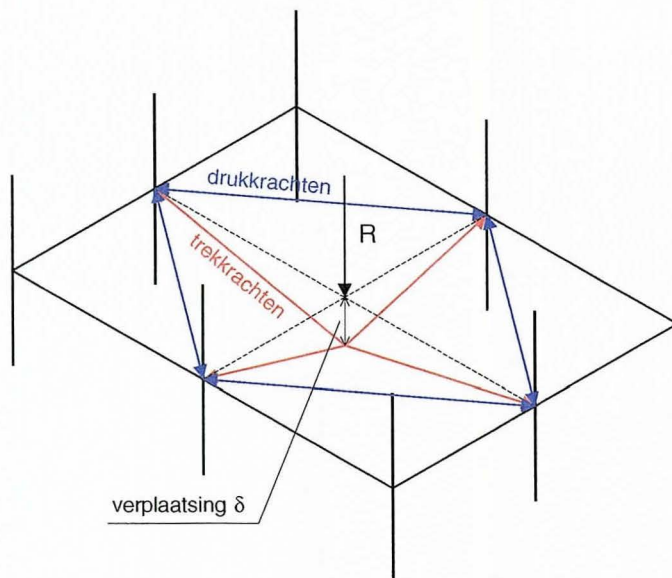
Aangenomen wordt dat voor de reactie in de middenkolom geldt:

$$R = 4 \times \frac{1}{4} s L p = s L p$$

waarbij:

p gelijk is aan $g_k + \psi q_k$.

Als deze kolom wegvalt dan moet de reactiekracht uit de kolom overgenomen worden door de trekbanden in de vloer volgens het volgende schema.



figuur 5 Schema van krachten

Uit figuur 5 blijkt dat bij een voldoende grote verplaatsing δ evenwicht gevonden kan worden. Bij de grootte van de krachten in de trekband, zoals aangegeven in Bijlage A, wordt evenwicht gevonden bij:

$$\delta = \frac{s + L}{6}$$

Bij de beschouwing van een randveld met bijbehorende randkolom kan het in figuur 5 geschetste krachtenverloop minder goed optreden. Het probleem zit vooral in de drukkrachten in de vloerschijven. Met name de drukkracht die noodzakelijk is om evenwicht te maken met de trekkracht in de interne trekband ontbreekt. Deze interne trekband is daarom in de beschouwde situatie niet effectief. Dit leidt tot een situatie dat bij de aangegeven grootte van de trekband langs de omtrek van $0,4 L s p$, de verplaatsing δ tweemaal zo groot moet worden om evenwicht te krijgen met de reactiekracht in de kolom als dat het geval is bij het wegvallen van een middenkolom.

Tot slot moet worden opgemerkt dat, bij het verwaarlozen van de momentcapaciteit van de vloeren, bij het wegvallen van een hoekkolom ondanks de aanwezigheid van de trekbanden geen evenwicht gevonden kan worden.

2.3 Aanvullende aanbevelingen voor een constructie met kolommen

Mede op basis van de hiervoor beschreven achtergrond wordt bij de toepassing van Bijlage A van NEN-EN 1991-1-7 door studiecél de volgende aanvullende maatregelen aanbevolen voor de situaties van constructies met kolommen:

Gevolgklasse 1:

Geen aanvullende aanbevelingen

Gevolgklasse 2 – laag:

Capaciteit trekbanden langs de omtrek verhogen tot $0,8 s L p$

waarin:	s	is de afstand tussen de trekbanden;
	L	is de lengte van de trekband.
	p	is de vloerbelasting, gelijk aan $g_k + \psi q_k$.

Gevolgklasse 2 – hoog:

Capaciteit trekbanden langs de omtrek verhogen tot $0,8 s L p$

Hoekkolommen ook bij toepassen detailleringseisen als sleutel-element beschouwen danwel een alternatieve draagweg creëren.

Gevolgklasse 3:

Het maken van een risico analyse is niet altijd noodzakelijk. Het aanwezig zijn van een alternatieve draagweg na het bezwijken van één willekeurig constructie element is ook voldoende.

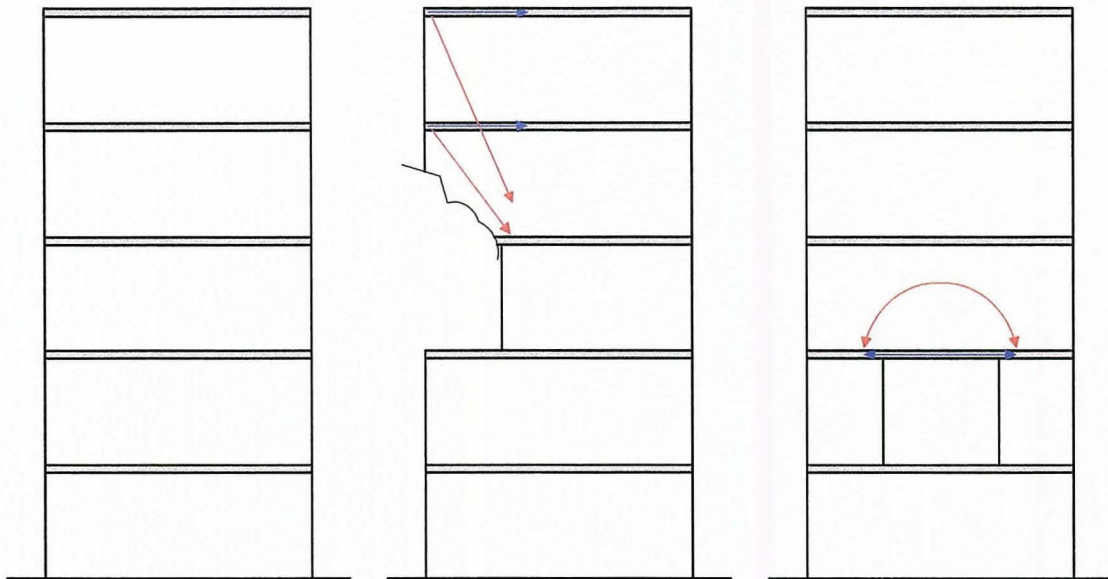
Ook indien voldoende incasseringsvermogen is aangetoond door het creëren van een tweede draagweg moet te allen tijde de detaillering die beschreven is voor gevolgklasse 2-laag worden toegepast.

2.4 Achtergrond krachten in de trekbanden bij constructie met dragende wanden

Bij constructies met dragende wanden is het niet mogelijk gebleken een algemeen model voor de krachtswerking op te zetten in het geval een deel van een wand uitvalt. De constructeur zal, indien hij een alternatieve krachtsweg mogelijk wil maken, moeten zoeken naar een sluitend systeem van drukzones en trekbanden in de resterende wandelementen en vloeren en eventuele trekbanden daarop moeten dimensioneren. Met name bij het bezwijken van eindwanden kan een en ander echter problemen opleveren. Echter, als er sprake is van een goede verankering van de dragende wanden aan de inwendige trekbanden, kunnen de inwendige trekbanden de kans op bezwijken van de wanden, bijvoorbeeld bij een lokale gasexplosie, wel verkleinen. Door de toepassing van de trekbanden kunnen horizontale krachten die op de wanden worden uitgeoefend door de vloerschijven opgenomen worden.

Om de gevolgen van lokaal bezwijken van dragende wanden te beperken is vooral wapening evenwijdig aan de wanden van belang. Door deze wapening kan met behulp van drukbogen of drukdiagonalen in de resterende delen van de dragende wanden een alternatieve krachtsafdracht gevonden worden.

Bij de toepassing van kanaalplaatvloeren is het gebruik van een gelijkmatig verdeling van de trekbanden, zonder de toepassing van een druklaag, niet goed mogelijk. Een oplossing kan worden gevonden door in één richting de trekbanden op te nemen in de langsvogen tussen de kanaalplaten en in de andere richting kan de trekband worden toegepast op de kop van de kanaalplaat ter plaatse van de dragende wanden.



figuur 6 Mogelijke mechanismen bij het wegvallen bij een deel van een dragende wand

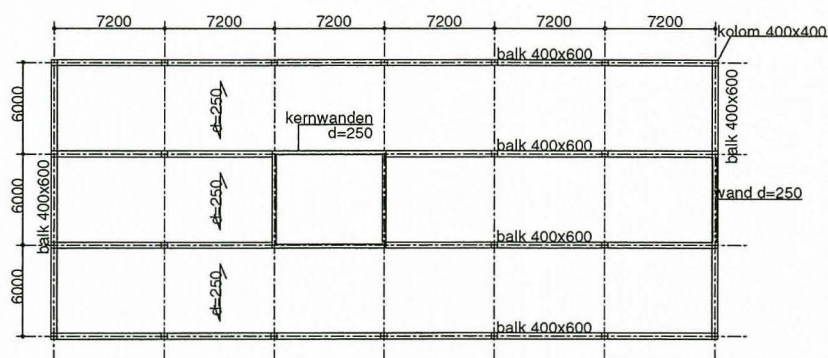
In figuur 6 zijn enkele mechanismen geschetst die kunnen optreden bij het wegvallen van een beperkt deel van een dragende wand als er voldoende trekbanden aanwezig zijn in de richting evenwijdig aan de wand. Om deze mechanismen te kunnen ontwikkelen is het noodzakelijk dat de voeg tussen de vloer, waarin de trekband is opgenomen, en de wand voldoende afschuifsterkte bezit. Met name bij geprefabriceerde constructies kan het noodzakelijk zijn hier aanvullende maatregelen te treffen.

3 Uitwerking in een case

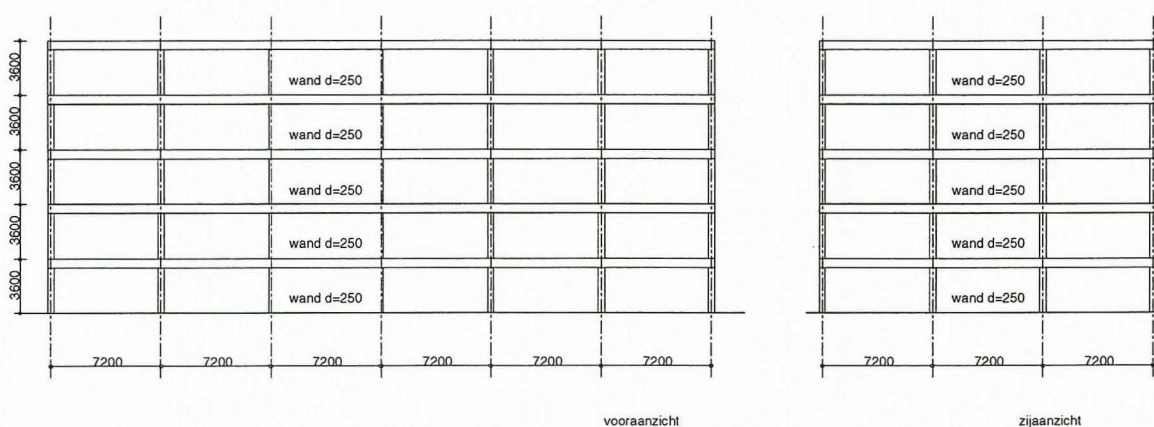
3.1 Constructie met dragende kolommen

De voorbeeldberekening betreft een kantoorgebouw van vijf bouwlagen (figuur 7 en figuur 8). Het stramienplan is opgebouwd uit langsstramien van 7,2 m en dwarsstramien van 6,0 m. De constructie bestaat uit een balken/kolommenstructuur met stabiliteitskern en kopwand. De verdiepingshoogte is 3,6 m. De permanente en veranderlijke vloerbelasting bedragen respectievelijk $5,0 \text{ kN/m}^2$ en $4,0 \text{ kN/m}^2$ beide met $\psi = 1,0$.

De berekening wordt uitgevoerd voor klasse 2, voor zowel gevolgklasse 2-laag – waarin het gebouw volgens Bijlage A van NEN-EN 1991-1-7 niet hoort – als gevolgklasse 2-hoog.



figuur 7 Plattegrond beschouwde constructie



figuur 8 Doorsneden beschouwde constructie

Gevolgklasse 2-laag:

Voor klasse 2-laag kan worden volstaan met het aanbrengen van effectieve horizontale trekbanden rond de omtrek van elke vloer en dak, en inwendig in twee orthogonale richtingen om de kolommen en wandelementen zo deugdelijk mogelijk aan de structuur van het gebouw te koppelen. De trekbanden moeten doorlopend zijn en zo dicht als praktisch mogelijk geplaatst bij de randen van de vloeren en de systeemlijnen van kolommen en wanden.

Elke trekband, inclusief de eindbevestigingen, moet in staat zijn om, in geval van een bijzondere belasting, volgens Bijlage A van NEN-EN 1991-1-7 een ontwerptrekkkracht T_i te kunnen opnemen gelijk aan:

voor inwendige trekbanden:

$$T_i = 0,8 (g_k + \psi q_k) s L \geq 75 \text{ kN}$$

voor trekbanden aan de omtrek:

$$T_p = 0,4 (g_k + \psi q_k) s L \geq 75 \text{ kN}$$

hierin is:

s is de afstand tussen de trekbanden;

L is de overspanning van de trekband;
 ψ is een combinatiefactor voor bijzondere belastingscombinatie;
 g_k is de permanente belasting in kN/m^2 ;
 q_k is de veranderlijke belasting in kN/m^2 .

Hieruit volgt voor onderhavig voorbeeld:

$$T_i = 0,8 (5,0 + 1,0 \times 4,0) \times 6,0 \times 7,2 = 311 \text{ kN} \rightarrow A_{\text{ben}} = 715 \text{ mm}^2$$

$$T_p = 0,4 (5,0 + 1,0 \times 4,0) \times 6,0 \times 7,2 = 156 \text{ kN} \rightarrow A_{\text{ben}} = 357 \text{ mm}^2$$

Op basis van de aanbeveling uit 2.3 zou voor T_p een grotere waarde aangehouden moeten worden, namelijk:

$$T_p = 0,8 (5,0 + 1,0 \times 4,0) \times 6,0 \times 7,2 = 311 \text{ kN} \rightarrow A_{\text{ben}} = 715 \text{ mm}^2$$

Klasse 2-hoog:

Voor klasse 2-hoog geldt dat er naast de horizontale trekbanden ook effectieve verticale trekbanden moeten worden aangebracht in alle dragende kolommen en wanden.

In geval van raamwerkconstructies moeten de dragende kolommen in staat zijn om een bijzondere ontwerptrekkraft te kunnen opnemen gelijk aan de grootste verticale belastingbijdrage (ten gevolge van permanente en veranderlijke belasting) aan die kolom vanuit enige verdieping. Deze belasting wordt niet geacht simultaan op te treden met normale belastingen. Voor de verticale trekkraft geldt derhalve:

$$T_v = (g_k + \psi q_k) s L$$

$$\text{Hieruit volgt: } T_v = (5,0 + 1,0 \times 4,0) \times 6 \times 7,2 = 388,8 \text{ kN} \rightarrow A_{\text{ben}} = 893 \text{ mm}^2.$$

Als alternatief voor de verticale trekbanden mag ook worden aangetoond dat de denkbeeldige verwijdering van een dragend constructie-element niet leidt tot instabiliteit van het gebouw en dat de lokale schade een zekere limiet niet overschrijdt.

In de aanbeveling die gedaan wordt in 2.3 wordt gesteld dat de hoekkolommen als sleutel element ontworpen moeten worden. Hierna wordt dit voor het beschouwde voorbeeld uitgewerkt.

Uit het beschouwde voorbeeld volgen de volgende afmetingen.

een hoekkolom afmeting $400 \times 400 \text{ mm}^2$ terwijl de verdiepingshoogte 3,60 m is,
 de kolom wordt belast door twee balken $400 \times 600 \text{ mm}$ met lengte van 7,20 en 6,0 m.

Aangenomen wordt dat het overige deel van de gevelinvulling zodanig zijn geconstrueerd of aan de kolom bevestigd zijn dat deze elementen bij een druk van 34 kN/m^2 reeds bezwaken zijn en geen verdere belasting op de hoekkolom uitoefenen.

De belasting van 34 kN/m^2 moet telkens in één richting te gelijktijd worden aangebracht. De maatgevende belasting is dan de belasting in die richting dat hij aangrijpt op de balk met een lengte van 7,2 meter. De maatgevende belasting op de kolom wordt dan:

Een gelijkmatig verdeelde belasting over de hoogte van de kolom:

$$\text{hoekkolom } 0,4 \times 34 = 13,6 \text{ kN/m}$$

Een puntlast als reactie uit de balk op 0,3 meter onder de bovenzijde van de kolom:

$$\text{Gevelbalk} \quad 0,6 \times 7,20 / 2 \times 34 = 73,4 \text{ kN.}$$

De reactiekracht uit deze belastingen aan de bovenzijde van de kolom is:

$$R = 13,6 \times 3,6 / 2 + 73,4 \times 3,3 / 3,6 = 91,7 \text{ kN}$$

De trekband in de vloer moet deze kracht op kunnen nemen en dient middels in de kolom ingestorte ankers verankerd te worden loodrecht op de gekozen richting.

Tevens komt er ten gevolge van de belasting een moment in de kolom. Bij een niet doorgaande kolom ligt dit maximale moment op 1,34 m vanaf de bovenzijde. Dit moment is gelijk aan:

$$M = 91,7 \cdot 1,34 - 0,5 \times 13,6 \times 1,34^2 - 73,4 \times 0,34 = 85,7 \text{ kNm}$$

Dit moment dient gecombineerd te worden met de normaalkracht die geldt bij de bijzondere belastingscombinatie.

3.2 Constructie met dragende wanden

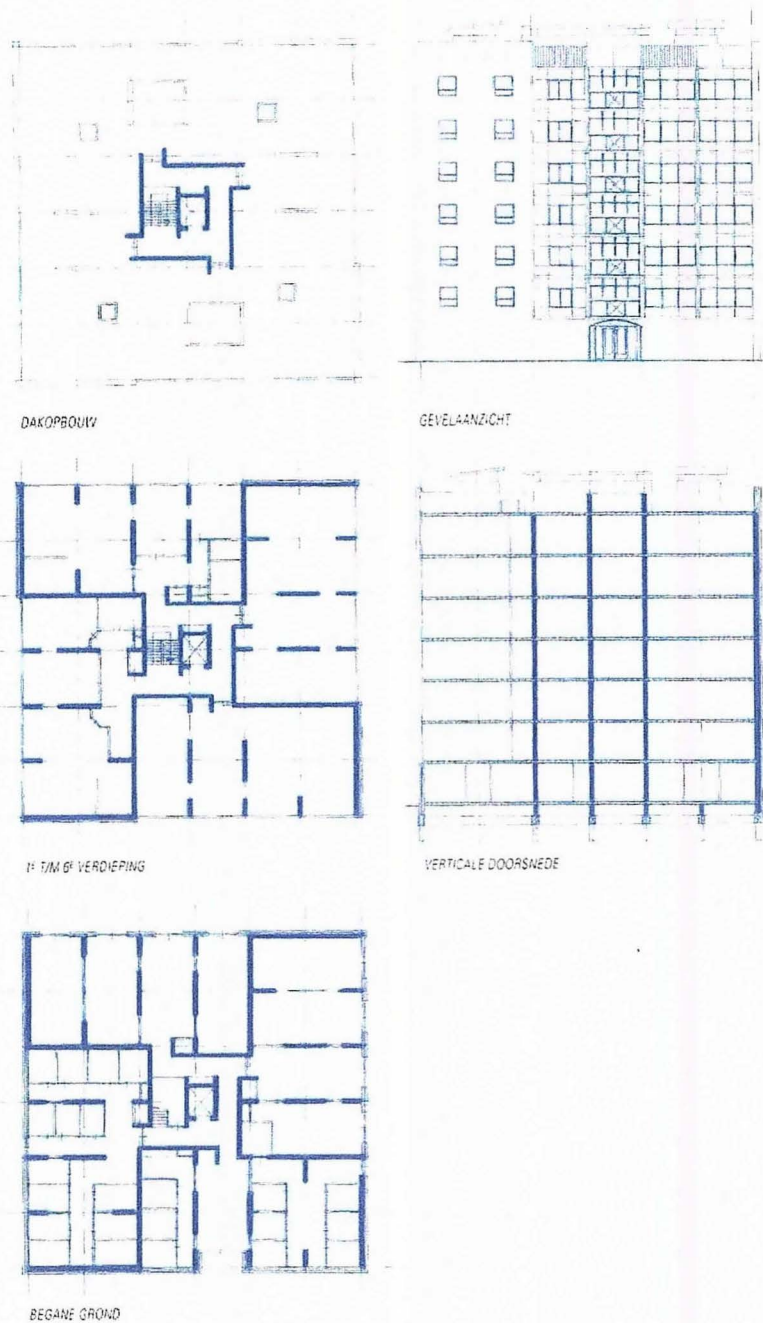
3.2.1 Inleiding

Voor het in figuur 9 geschetste woongebouw wordt hierna de ontwerpwijze zoals in Bijlage A van NEN 1991-1-7 is beschreven toegepast.

Het woongebouw in het figuur bestaat uit 7 bouwlagen met een verdiepinghoogte van 2,70 m. De plattegrond is in twee onderling loodrechte richtingen keer-symmetrisch opgebouwd.

De vloeren bestaan uit 200 mm dik gewapend beton. De dragende binnenwanden worden gevormd door kalkzandsteen elementen ter dikte van 265 mm, die door middel van lijm-mortel zijn aangevoegd. De afstand tussen de dragende wanden is 3,6 meter.

Overzicht van het gebouw



figuur 9 Overzicht van het woongebouw.

Om onderscheid te kunnen maken tussen klasse 2-laag en klasse 2-hoog worden in dit voorbeeld twee gebouwen beschouwd. Deze gebouwen hebben met een identieke plattegrond. Echter het ene gebouw heeft slechts 4 bouwlagen en het andere heeft 5 bouwlagen.

Hierna wordt de constructie volgens EN 1991-1-7 beschouwd. Essentieel is dat in hoofdstuk 3 van prEN 1991-1-7 aangegeven is dat naast bekende oorzaken van bezwijken, bijvoorbeeld ten gevolge van een explosie of een impact, ook rekening gehouden moet

worden met bezwijken van een onderdeel van de constructie ten gevolge van een onbekende oorzaak. Dit laatste kan worden gedaan op verschillende wijze, zie hiervoor **Error! Reference source not found.**

Een specifieke uitwerking van de detailleringsregels ten behoeve van de samenhang en ductiel gedrag en het ontwerpen van zogenaamde key-elementen is beschreven in informatieve Bijlage A van de norm.

In deze bijlage worden gebouwen verdeeld in verschillende gevolklassen. Een woongebouw met maximaal 4 bouwlagen behoort bij gevolgklasse 2a. Een woongebouw met 5 bouwlagen behoort tot gevolgklasse 2b. Hierna wordt voor beide beschouwde gebouwen het ontwerp van trekbanden overeenkomstig de gegeven detailleringsregels globaal uitgewerkt.

3.2.2 *Woongebouw met 4 bouwlagen*

Als het woongebouw 4 bouwlagen bezit kan het beschouwd worden voor gevolgklasse 2a. Het is in dat gevolg noodzakelijk om in de vloer effectieve trekbanden aan te brengen.

Bij constructies met dragende wanden moeten twee soorten trekbanden worden aangebracht. Dit zijn interne trekbanden die in twee orthogonale richtingen over het gehele vloer oppervlak moeten worden aangebracht. Per meter vloerbreedte moeten deze interne trekbanden een kracht op kunnen nemen gelijk aan T_i . Langs de omtrek van de vloer moet in de eerste 1,2 meter nog een omtrek trekband worden aangebracht die een kracht T_p kan opnemen. Het principe van de toepassing van de verschillende trekbanden is geschetst in figuur 3.

De ontwerpbelasting voor de horizontale trekbanden bij dragende wanden zijn gelijk aan:

$$\text{Intern:} \quad T_i = \frac{F_t (g_k + \psi q_k) z}{7,5 \cdot 5} \text{ kN/m} \text{ maar niet kleiner dan } F_t$$

$$\text{Omtrek:} \quad T_p = F_t$$

Waarin:

$F_t = 20 + 4n_s$ kN/m, maar niet groter dan 60 kN/m

n_s is het aantal verdiepingen

z is de kleinste waarde van:

vijfmaal de vrije verdiepingshoogte

de grootste overspanning van de aansluitende vloer in de richting van de beschouwde trekband.

Voor het hier beschouwde voorbeeld geldt:

$z = 3,6$ meter

$n_s = 4$

$g_k = 6,6$ kN/m²

$q_k = 1,75$ kN/m²

$$\psi = 0,4$$

$$F_t = 20 + 4 \times 4 = 36 \text{ kN/m}$$

$$T_p = 36 \cdot 1,2 = 43,2 \text{ kN/m}$$

hiervoor is circa 99 mm² wapening benodigd (bijvoorbeeld 1Ø12)

$$T_i = 36 (6,6 + 0,4 \times 1,75) / 7,5 \times 3,6 / 5 = 25 \text{ kN/m}$$

echter niet kleiner dan 36 kN/m
hiervoor is circa 82 mm²/m wapening benodigd (bijvoorbeeld Ø6-300), de doorgaande wapening die t.b.v. de buiging in de vloeren aanwezig is, kan hiervoor gebruikt worden.

De aansluitingen tussen de wanden en de vloeren moeten ten minste in staat zijn om een horizontale kracht gelijk aan de kracht in de trekband op te kunnen nemen.

3.2.3 *Woongebouw met 5 bouwlagen*

Een woongebouw met 5 bouwlagen behoort tot gevolgklasse 2b. Er wordt daarbij één van de volgende maatregelen geëist:

- de samenhang in de constructie moet zo zijn dat bij virtuele verwijdering van een ondersteunend element de constructie stabiel blijft en de schade aan de constructie niet meer is dan 15% van het vloeroppervlak in de aanliggende vloeren (zie figuur 2);
- als de samenhang in de constructie bij het verwijderen van een specifiek constructief element niet behouden blijft dan moet dit element worden ontworpen als een zogenaamd sleutelement;
- het aanbrengen van effectieve horizontale en verticale trekbanden;

Bij het beschouwen van de resterende samenhang van een constructie in de situatie waarbij een ondersteunend element verwijderd is, heeft een gewapend betonnen wand slechts over een maximale lengte gelijk aan 2,25 maal de vrije verdiepingshoogte te worden verwijderd. In de beschouwde situatie, met een vrije verdiepingshoogte van 2,5 meter, is dit gelijk aan 5,63 m.

Het ontwerpen van een sleutelement, op een grote vastgestelde horizontale belasting, is beschreven in hoofdstuk 1.

De horizontale trekbanden moeten zijn ontworpen zoals dat voor klasse 2a is aangegeven. De verticale trekbanden moeten over de gehele lengte van de kolom of wand, vanaf de begane grond tot en met het dak, effectief zijn.

Een verticale trekband is voldoende effectief als aan de volgende eisen wordt voldaan:

- de dikte van een eventuele metselwerkwand ten minste 150 mm is;
- de hoogte van de wand kleiner is dan 20 maal de wanddikte;
- de opneembare kracht in de verticale trekband ten minste gelijk is aan T , waarvoor geldt:

$$T = \frac{34A}{8000} \left(\frac{H}{t} \right)^2 \text{ in N, maar niet kleiner dan 100 kN per m muurbreedte}$$

waarin:

A is de horizontale doorsnede van de muur in mm²;

H is de vrije verdiepingshoogte in mm;

t is de wanddikte in mm;

en de verticale trekbanden onderling, een afstand van maximaal 5 meter hebben en de afstand tussen het einde van de wand en de eerste trekband niet groter is dan 2,5 m.

Bij een dragende wand met een dikte van 265 mm moet, bij een vrije verdiepingshoogte van 2,5 meter een kracht T worden opgenomen waarvoor geldt:

$$T = 34 \frac{1000 \times 265}{8000} \cdot \left(\frac{2500}{265} \right)^2 = 100 \cdot 10^3 \text{ N/m} = 100 \text{ kN/m}.$$

In een wand van 7,2 meter kan bijvoorbeeld worden volstaan met twee verticale trekbanden met ieder een capaciteit van $3,6 \cdot 100 = 360 \text{ kN}$ op een afstand van 1,5 meter vanaf het einde van de wand. De tussenafstand is dan gelijk aan 4,2 meter. De toegepaste afstanden voldoen dan aan de gestelde eisen. Dit kan worden verkregen door een trekband van 3Ø20 aan te brengen. Deze trekband moet in iedere vloer zijn verankerd.

Oefeningen bij ROB 02 en ROB 03

Oefening 1

Kantoorpand in prefab beton, }
3 bouwlagen
permanente belasting: $g_k = 7,5 \text{ kN/m}^2$
veranderlijke belasting: $q_k = 4,0 \text{ kN/m}^2$
plattegrond, zie blad 2
gevels, zie blad 3

Ontbrekende gegevens mogen zelf gekozen worden.

Gevraagd:

Welke voorzieningen zijn noodzakelijk om de effecten van niet gedefinieerd lokaal bezwijken te beperken?

Welke aanvullende voorzieningen zijn noodzakelijk als het pand in plaats van drie bouwlagen, vijf bouwlagen hoog is?

Oefening 2

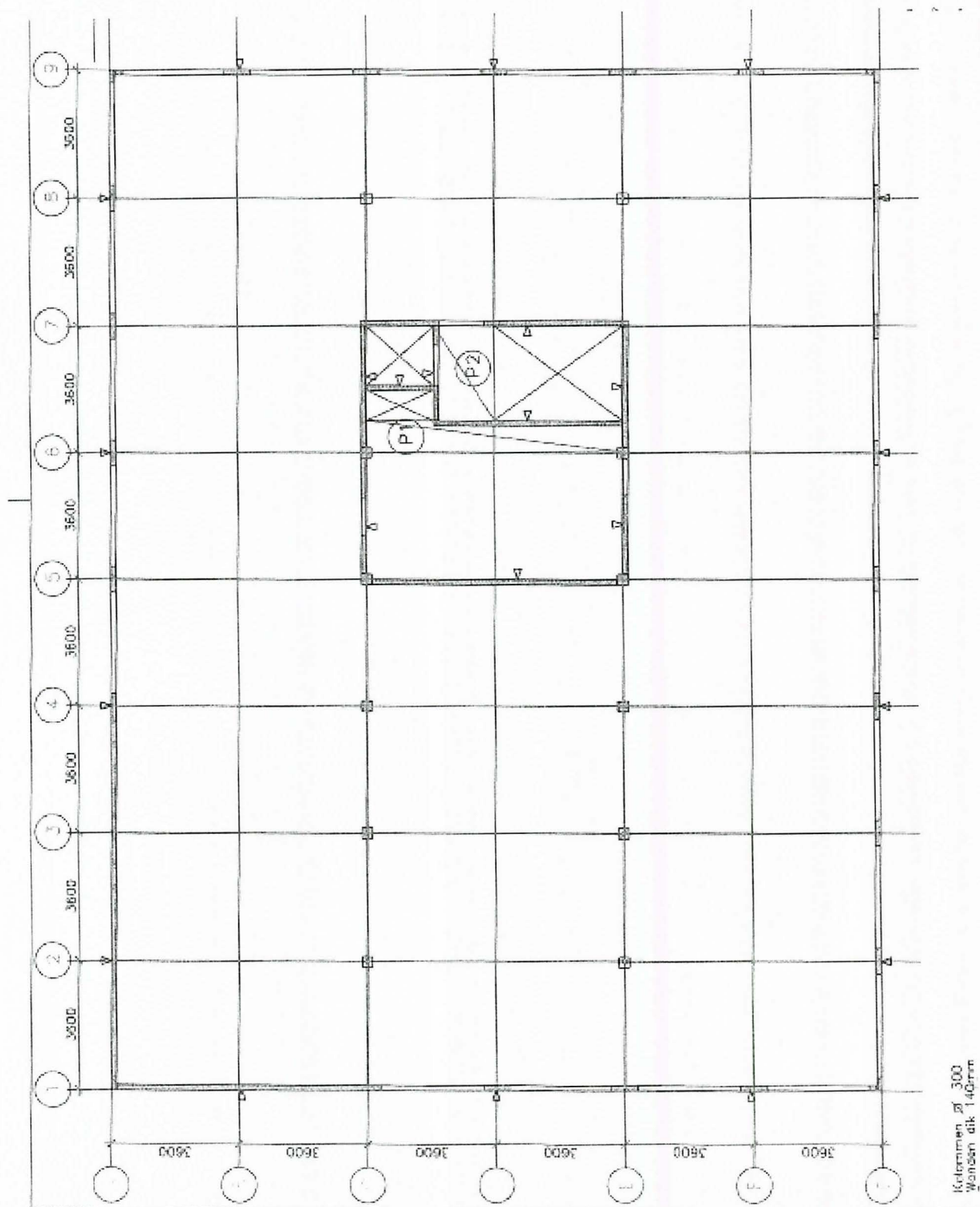
Woongebouw met breedplaatvloeren en dragende kalkzandsteenwanden
11 bouwlagen
permanente belasting: $g_k = 7,3 \text{ kN/m}^2$
veranderlijke belasting: $q_k = 1,75 \text{ kN/m}^2$
wanden: 300 mm kalkzandsteen
bouwlaaghoogte: 2,8 m
plattegrond, zie blad 4
gevels, zie blad 5

Ontbrekende gegevens mogen zelf gekozen worden.

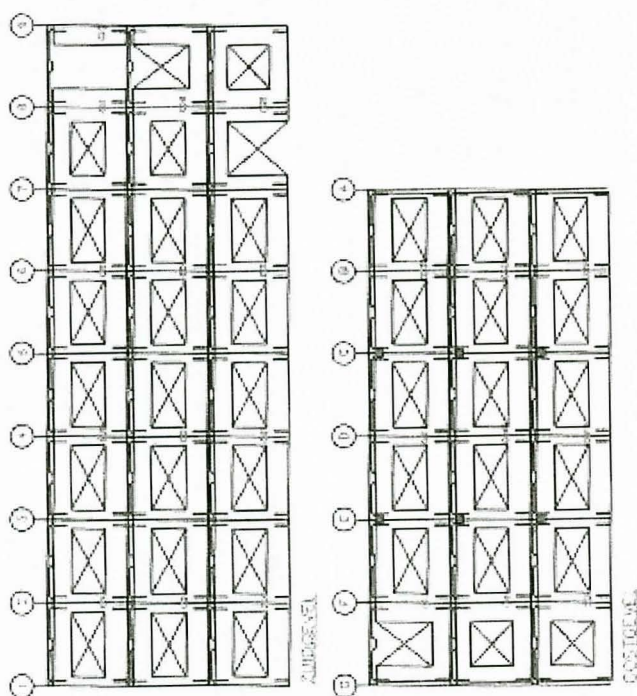
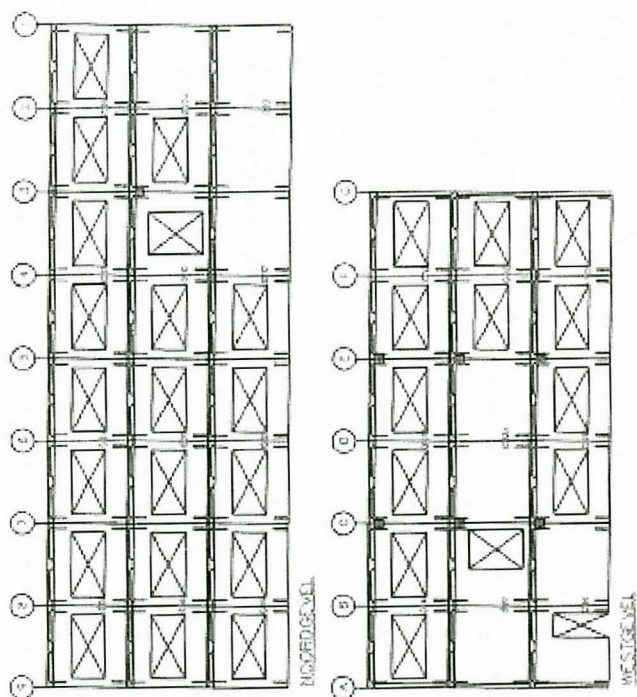
Gevraagd:

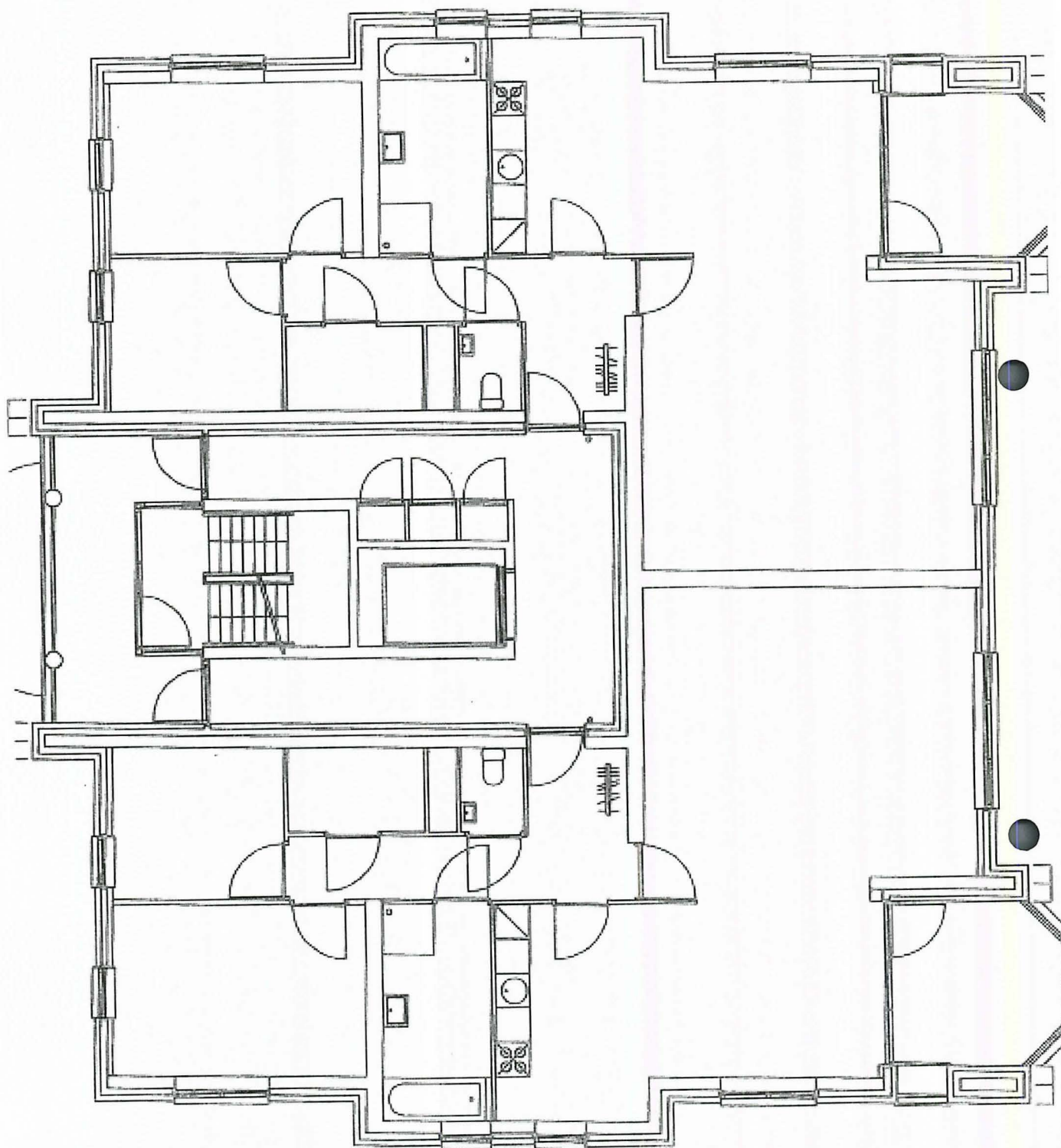
Welke voorzieningen zijn noodzakelijk om de effecten van niet gedefinieerd lokaal bezwijken te beperken?

Plattegrond bij oefening 1



Gevels bij oefening 1





SCHAAL: 1:10

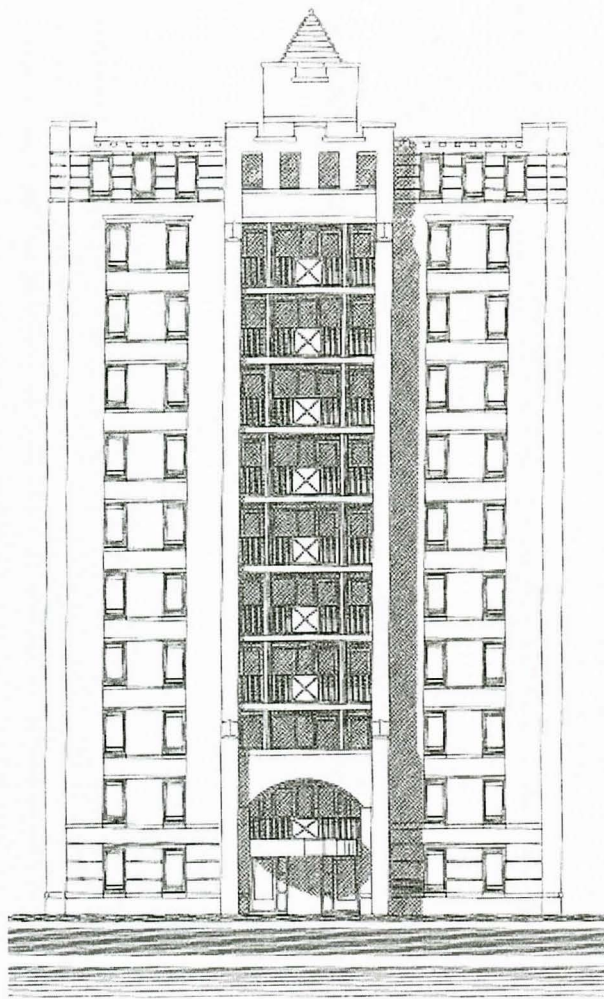


Fig. 4.2 Voorgevel

Uitwerking Oefening 1

Voorop gesteld wordt dat er meerdere uitwerkingwijze mogelijk zijn. Hierna wordt één hiervan gepresenteerd.

Ontwerpstrategie

Gekozen wordt om door het toepassen van detailleringsvoorschriften de ductiliteit in of te wel de samenhang van de constructie te verbeteren.

Keuze van gevolgklasse

Een kantoorpand van drie bouwlagen kan worden ingedeeld in gevolgklasse 2-laag.

Kolommen of wanden

Keuze tussen constructie met kolommen of constructie met wanden

De constructie bestaat uit een prefab betonconstructie opgebouwd uit vloerelementen 7,2x3,6 en kolommen en dragende wanden. Veel van de dragende wanden zijn voorzien van grote openingen zodat slechts penanten met beperkte afmetingen overblijven. Deze penanten worden hierna beschouwd als kolommen en de voorzieningen ten behoeve van de samenhang van de constructie worden gekozen volgens de regels in bijlage A voor een constructie met kolommen.

Benodigde maatregelen

Volgens bijlage A van NEN-EN 1991-1-7 kan bij een constructie met dragende kolommen in gevolgklasse 2-laag worden volstaan met het ontwerpen van horizontale trekbanden in de vloeren.

Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen twee type trekbanden:

- interne trekband T_i
- omtrekketrekband T_p .

De grootte van de sterkte van de interne trekband volgt uit:

$$T_i = 0,8 (g_k + \psi q_k) s L \quad \text{maar niet kleiner dan } 75 \text{ kN}$$

waarin:

g_k is de karakteristieke waarde van de permanente belasting, 7,5 kN/m²

q_k is de karakteristieke waarde van de veranderlijke belasting, 4,0 kN/m²

ψ volgt uit tabel A.1.1 van NEN-EN 1990, 0,3 (office areas)

In NEN-EN 1990 artikel 6.4.3.2 is de belastingscombinatie bij bijzondere belastingen gegeven. Tezamen met de nationale bijlage blijkt dat voor ψ de waarde van ψ_2 gebruikt moet worden.

s is de afstand tussen de trekband, 3,6 m

L is de lengte van de trekband, 7,2 m

Omdat het altijd het product van s en L betreft is de exacte definitie van s en L minder relevant. s en L kunnen vrijelijk gewisseld worden.

Hieruit volgt:

$$T_i = 0,8(7,5 + 0,3 \cdot 4,0) 3,6 \cdot 7,2 = 180 \text{ kN (groter dan } 75 \text{ kN)}$$

$$A_s = 180 \cdot 10^3 / 435 = 414 \text{ mm}^2$$

$$\text{keuze: } 2\text{Ø}16 = 404 \text{ mm}^2$$

De grootte van de sterkte van de omtrekkband volgt uit:

$$T_p = 0,4 (g_k + \psi q_k) s L \quad \text{maar niet kleiner dan 75 kN}$$

Hieruit volgt:

$$T_p = 0,4 (7,5 + 0,3 \cdot 4,0) 3,6 \cdot 7,2 = 90 \text{ kN (groter dan 75 kN)}$$

Opgemerkt wordt dat door de Stufib Studiecel geadviseerd wordt de sterkte van de omtrekkband te verhogen tot die gelijk aan de interne trekband. De reden hiervoor is het beperken van de doorbuiging δ op het moment dat een kolom zal bezwijken.

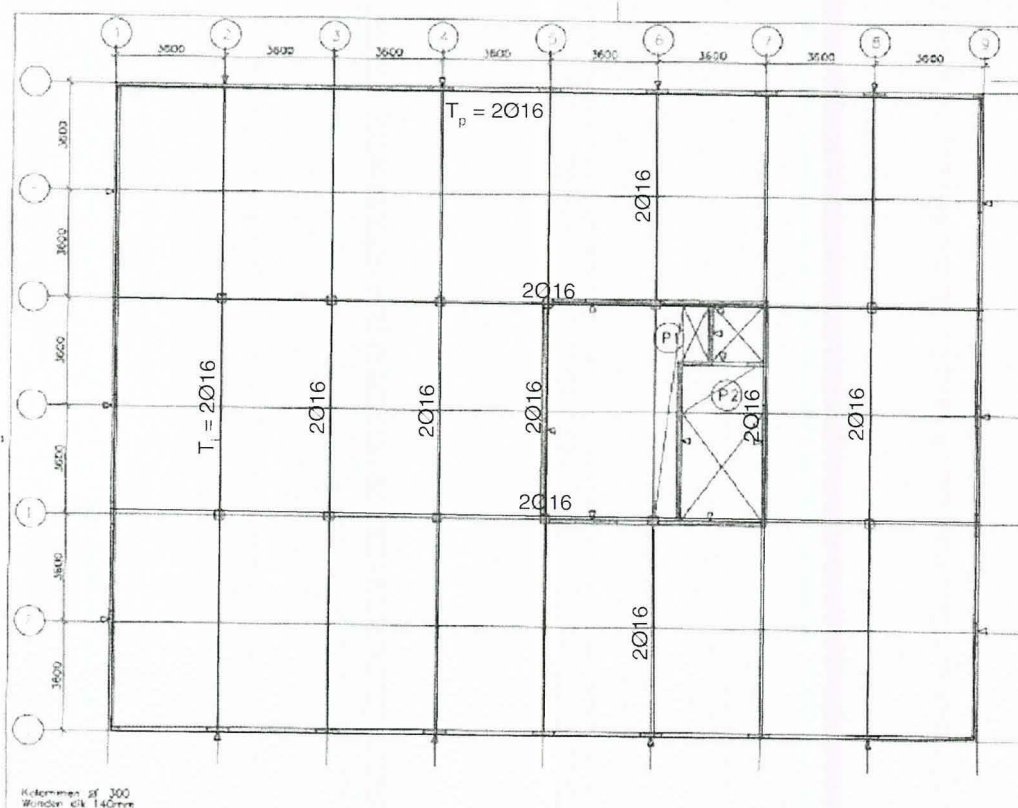
Op basis van deze verhoging zal voor de omtrekkband de zelfde wapening toegepast kunnen worden.

$$A_s = 180 \cdot 10^3 / 435 = 414 \text{ mm}^2$$

$$\text{keuze: } 2\text{Ø}16 = 404 \text{ mm}^2$$

Deze wapening kan ook worden gebruikt voor het verzekeren van de schijfwerking in de vloer ten behoeve van de stabiliteit. Beide effecten behoeven niet te worden opgeteld.

Schets van wapening in de vloer t.b.v. trekbanden:



Door de Stufibcel wordt geadviseerd de penanten op de hoeken te ontworpen als zogenaamd Sleutelement. De penant moet dan in staat zijn een belasting van 34 kN/m² in één richting op te kunnen nemen. Een voorbeeld van een dergelijke berekening is opgenomen in het dictaat bij ROB 03.

Overweging

De hier toegepaste vloerplaten zijn vloerplaten die geschikt zijn om op de 4 hoekpunten gedragen te worden. Als aangetoond kan worden dat de platen in de situatie dat één van de vier hoeken niet ondersteund is, voldoende sterk is om de bij de belastingscombinatie voor bijzondere belasting voorgeschreven belasting te dragen. Zijn feitelijk in het geheel geen maatregelen noodzakelijk.

Benodigde maatregelen als het gebouw bestaat uit 5 bouwlagen

Als het kantoorgebouw bestaat uit 5 bouwlagen moet het worden ingedeeld in gevolgklasse 2-hoog. In die situatie kan ook door het toepassen van detailleringseisen voldoende samenhang in de constructie worden gecreëerd zodat een feitelijke tweede krachtsweg niet noodzakelijk is.

Bij gevolgklasse 2-hoog gelden voor de vloer dezelfde eisen als hiervoor reeds zijn uitgewerkt. In de kolommen moet een trekband aanwezig zijn die in staat is de grootste oplegreactie van één van de aangesloten vloeren op te nemen. Hierna wordt dit voor een middenkolom verder uitgewerkt.

$$T_v = (g_k + \psi q_k) s L$$

Behoudens de dakvloer krijgen alle vloeren de zelfde belasting. Een verklaring van de variabelen is eerder reeds opgenomen.

$$T_v = (7,5 + 0,3 \cdot 4,0) 3,6 \cdot 7,2 = 225 \text{ kN}$$

$$A_s = 225 \cdot 10^3 / 435 = 518 \text{ mm}^2$$

$$\text{keuze } 4\varnothing 16 = 804 \text{ mm}^2$$

In de kolommen en ter plaatse van de stekken moet ten minste deze wapening als volledig verankerde wapening aanwezig zijn.

Uitwerking Oefening 2

Voorop gesteld wordt dat er meerdere uitwerkingwijze mogelijk zijn. Hierna wordt één hiervan gepresenteerd.

Ontwerpstrategie

Gekozen wordt om door het toepassen van detailleringsvoorschriften de ductiliteit in of te wel de samenhang van de constructie te verbeteren.

Keuze van gevolgklasse

Een woongebouw van elf bouwlagen kan worden ingedeeld in gevolgklasse 2-hoog.

Benodigde maatregelen

Volgens bijlage A van NEN-EN 1991-1-7 moeten bij een constructie met dragende wanden in gevolgklasse 2-hoog in de vloeren trekbanden worden aangebracht.

Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen twee type trekbanden:

- interne trekband T_i
- omtrekkrekband T_p .

De grootte van de sterkte van de interne trekband volgt uit:

$$T_i = F_t (g_k + \psi q_k) / 7,5 \times z / 5 \text{ maar niet kleiner dan } F_t$$

waarin:

- g_k is de karakteristieke waarde van de permanente belasting, $7,3 \text{ kN/m}^2$
- q_k is de karakteristieke waarde van de veranderlijke belasting, $1,75 \text{ kN/m}^2$
- ψ volgt uit tabel A.1.1 van NEN-EN 1990, 0,3 (domestic areas)
- z is de kleinste waarde van 5 maal de vrije verdiepingshoogte of de grootste overspanning van de aansluitende vloer in de richting van de beschouwde trekband. is de afstand tussen de trekband, $5,2 \text{ m}$
- $F_t = 20 + 4 n_s \text{ kN/m}$ maar niet groter dan 60 kN/m
- n_s is het aantal verdiepingen, 11

Hieruit volgt dat

$$F_t = 20 + 4 \cdot 11 = 64 \text{ kN/m maar niet groter dan } 60 \text{ kN/m}$$
$$F_t = 60 \text{ kN/m}$$

$$T_i = 60 (7,3 + 0,3 \cdot 1,75) / 7,5 \times 5,2 / 5 = 65 \text{ kN/m}^2$$

De inwendige trekbanden moeten gelijk zijn aan $65 \cdot 10^3 / 435 = 150 \text{ mm}^2/\text{m}$

Langs de randstrook, breed 1,2 meter, moet een omtrekkrekband worden aangebracht die gelijk is aan $F_t = 60 \text{ kN/m}^2$. Hiervoor kan de zelfde wapeningshoeveelheid worden aangehouden.

De benodigde wapening is extra ten opzichte van de benodigde buigwapening voor de sterkte van de vloer in de situatie van de combinatie met bijzondere belastingen.

Veelal is bij de bekistingsplaat de extra benodigde wapening om te voldoen aan de reguliere uiterste grenstoestand of de bruikbaarheidsgrenstoestand zo groot dat geen extra wapening noodzakelijk zal zijn.

Verticale trekbanden

Volgens bijlage A (A.6) moet in de wanden een verticale trekband worden aangebracht:

$$T = 34 A/8000 \times (H/t)^2 \text{ in N}$$

Waarin:

A is het horizontale oppervlak van de wand, $1000 \cdot 300 = 300 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$;

H is de vrije verdiepingshoogte, 2,6 m;

t is de wanddikte, 0,3 m

Hieruit volgt:

$$T = 34 \times 300 \cdot 10^3 / 8000 \times (2,6/0,3)^2 = 111 \cdot 10^3 \text{ N/m} = 111 \text{ kN/m}$$

De maximale afstand tussen de verticale trekbanden is gelijk aan 5 meter. De maximale afstand tussen het einde van een wand en een verticale trekband is 2,5 meter.

Hierna wordt aangenomen dat de ankers met h.o.h. afstanden van 3,6 meter worden aangebracht. De trekkracht per anker is dan $3,6 \cdot 111 = 400 \text{ kN}$. Hiervoor is 919 mm^2 wapening benodigd. Dit zou verkregen kunnen worden door $3\text{Ø}20 = 942 \text{ mm}^2$ aan te brengen.

Overweging

Bekistingsplaatvloeren die, hoewel zij in de uitvoeringsfase een duidelijke overspanningsrichting hebben, in de eindsituatie in staat zijn de belastingen in meerdere richtingen af te dragen. Bij het beoordelen van het incasseringsvermogen van een constructie kan dit, zeker als de dragende wanden in meerdere richtingen aanwezig zijn een nuttige eigenschap zijn. Dit maakt het zelfs mogelijk dat bij het wegvallen van een deel van een dragende wand een tweede krachtsweg gevonden kan worden. Hierbij is een beperkte beschadiging van de vloeren direct onder en boven het incident toelaatbaar. Volgens figuur A.1 is een beschadiging van 15% van het gehele vloeroppervlak in dat soort gevallen toelaatbaar. Dit strookt redelijk met de uitwerking van de in Nederland gebruikte definitie van hoofddraagconstructie. Als een wand weggenomen kan worden is een situatie waarbij de schade beperkt blijft tot de direct aangrenzende constructies, dan is de wand geen onderdeel van de hoofddraagconstructie.



Stichting Postacademisch Onderwijs

Civiele techniek en Bouwtechniek
Gezondheidstechniek en Milieutechnologie
Vervoerswetenschappen en Verkeerskunde

PAO cursus

ROBUUST ONTWERPEN VAN BOUWCONSTRUCTIES

Delft, 6 en 7 december 2006

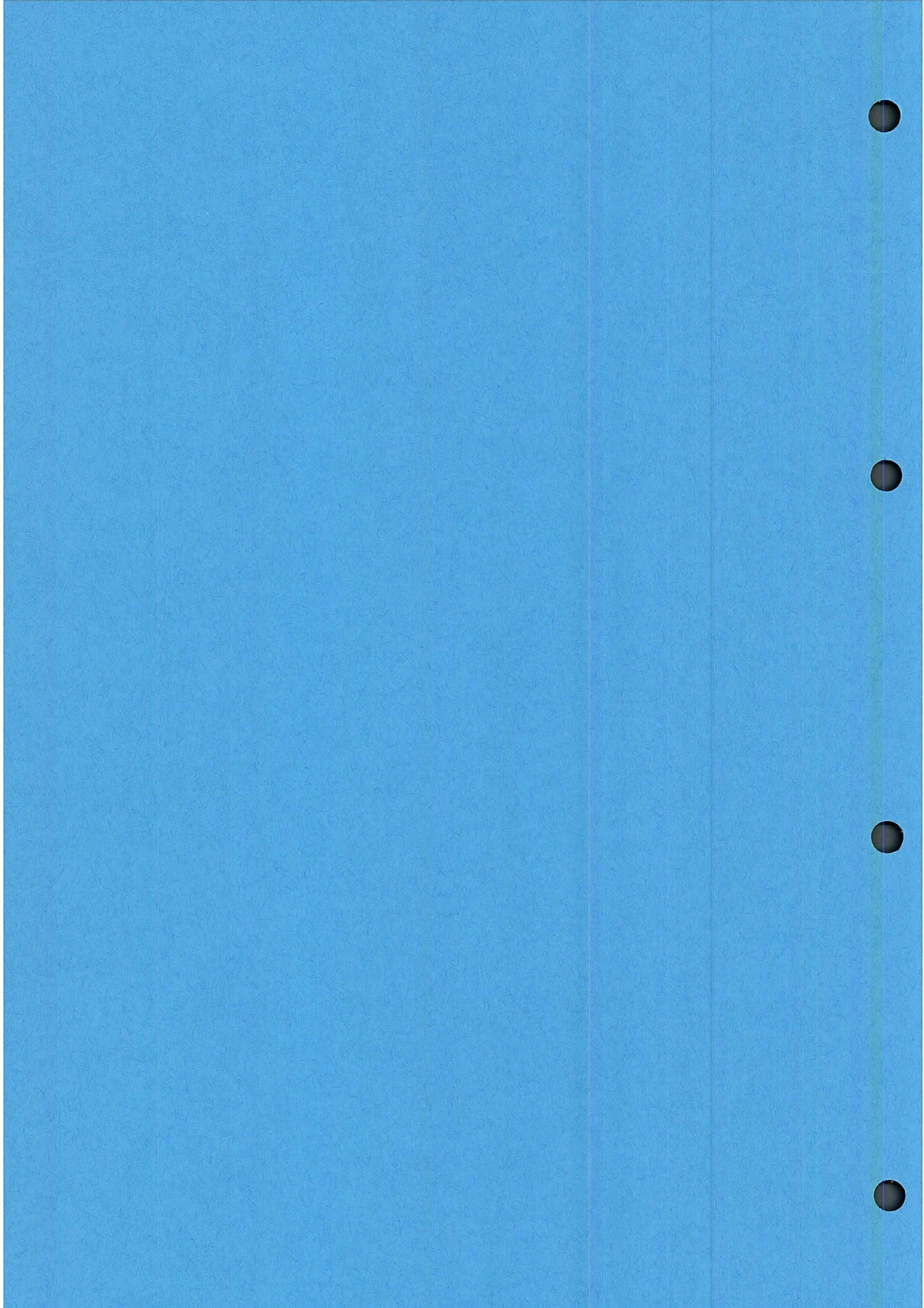
6 december

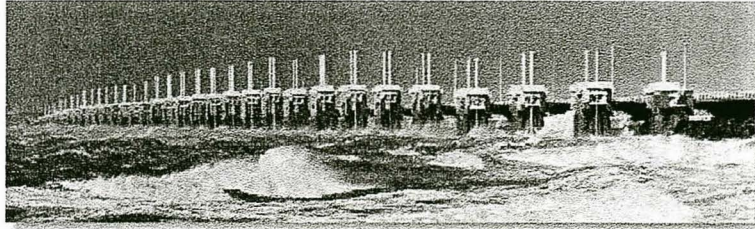
ROB 04

OPZET RISICOANALYSE

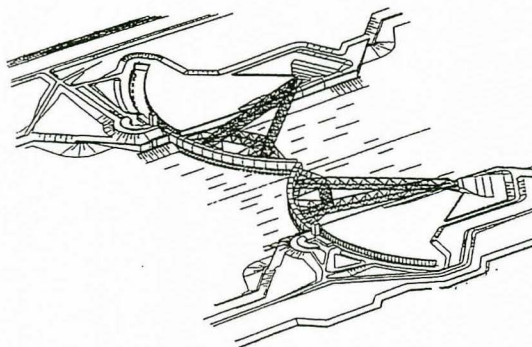
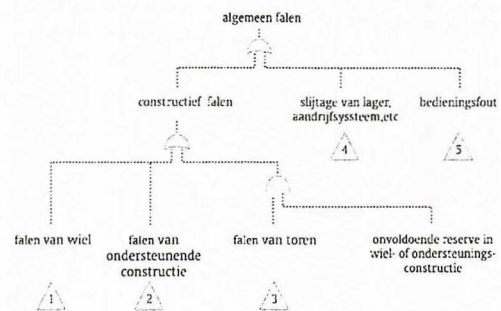
Prof.ir. A.C.W.M. Vrouwenvelder
TU Delft / TNO

- auteursrechten voorbehouden -



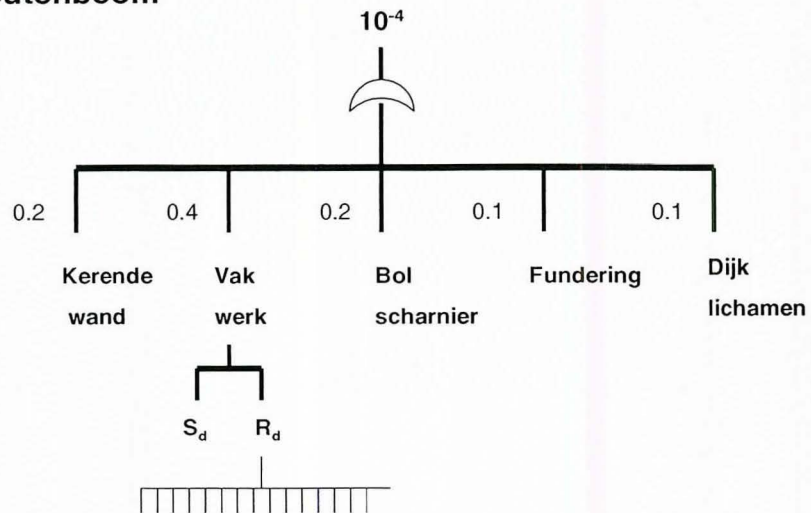


Oosterschelde Storm surge Barrier



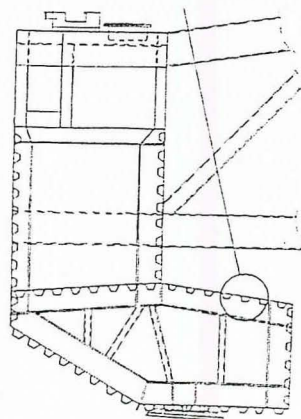
Maeslantkering

Foutenboom



Verdeling faalkans over details

- liggers
- verstijvers
- lassen
- glijlak
- verbindingen
- plaatvelden
- sluitmechanisme
- besturingssysteem

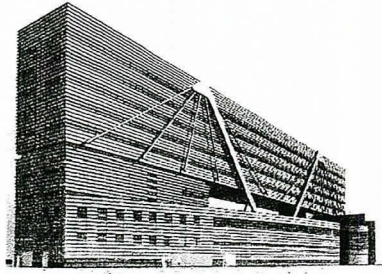


Voorbeeld veiligheidsfactoren vakwerkstaven

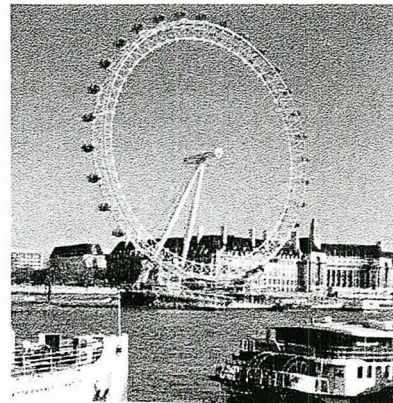
Standaard ($\beta=3,8$, $V=0,10$)	$\gamma = 1.10$
Systeem ($N=600$, $V=0,13$)	$\gamma = 1.67$
Met correlatie ($\rho=0,7$)	$\gamma = 1.45$
Niet volbelasting	$\gamma = 1.39$

Voorbeeld veiligheidsfactoren kerende wand

Onderdeel	N	γ_N^0 / γ_N	I_{EEM} / I_{NORM}
dwarsdragere	1100	1.47	1.5
langsverstijvers	6500	1.54	1.6
Plaatvelden	6500	1.41	1.4
Kruisvelden	6500	1.65	2.1

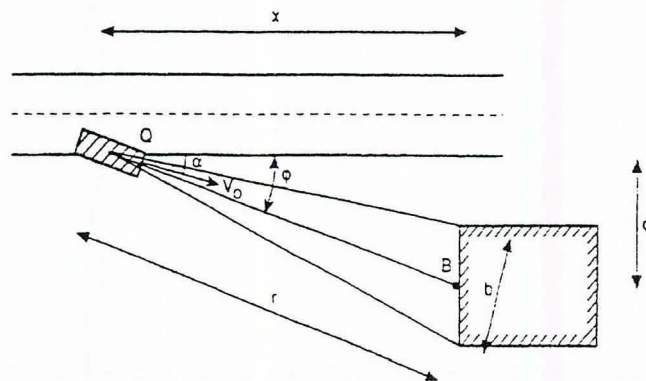


Gerechtsgebouw Zwolle



London Eye

Botsing vrachtwagen met bouwwerk

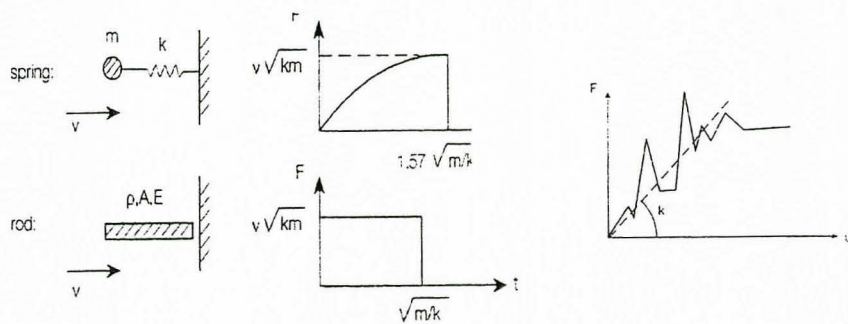


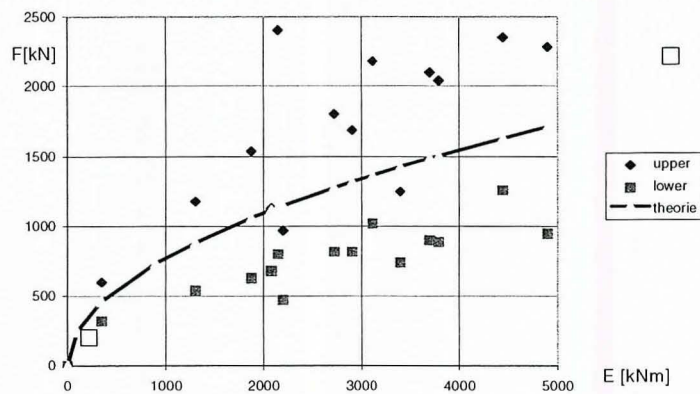
Kans op voorkomen: $\lambda = 10^{-7}$ per km

Table 4.2.1: Data for probabilistic collision force calculation

variable	designation	type	mean	stand dev
n	number of lorries/day	deterministic	5000	-
T	reference time	deterministic	100 years	-
λ	accident rate	deterministic	10^{-10} m^{-1}	-
b	width of a vehicle	deterministic	2.50 m	-
α	angle of collision course	rayleigh	10°	10°
v	vehicle velocity	lognormal	80 km/hr	10 km/hr
a	deceleration	lognormal	4 m/s ²	1.3 m/s ²
m	vehicle mass	normal	20 ton	12 ton
k	vehicle stiffness	deterministic	300 kN/m	-

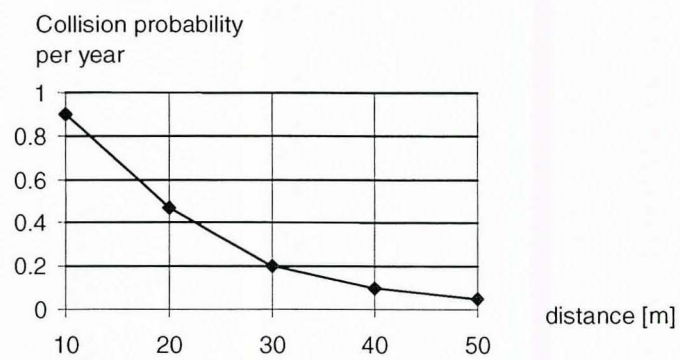
vehicle impact model

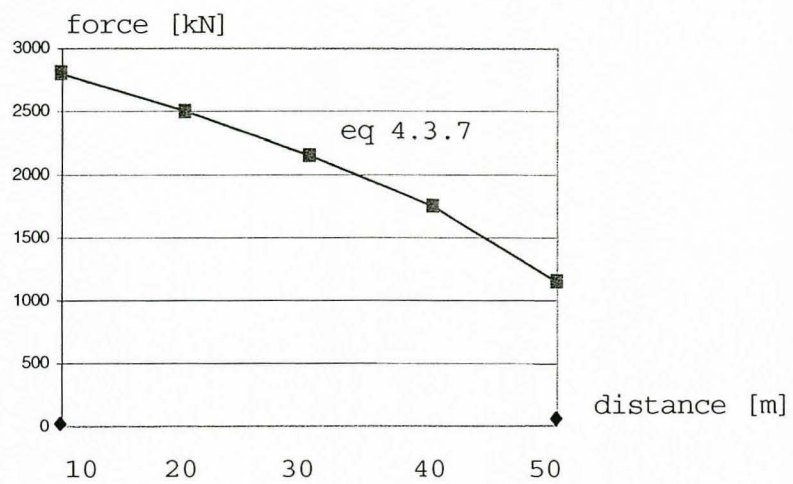




$$F = v\sqrt{E}$$

model compared to experiments





bij overschrijdingskans 10^{-3} per levensduur

PAO Cursus Robuust ontwerpen van bouwconstructies

ROB 04

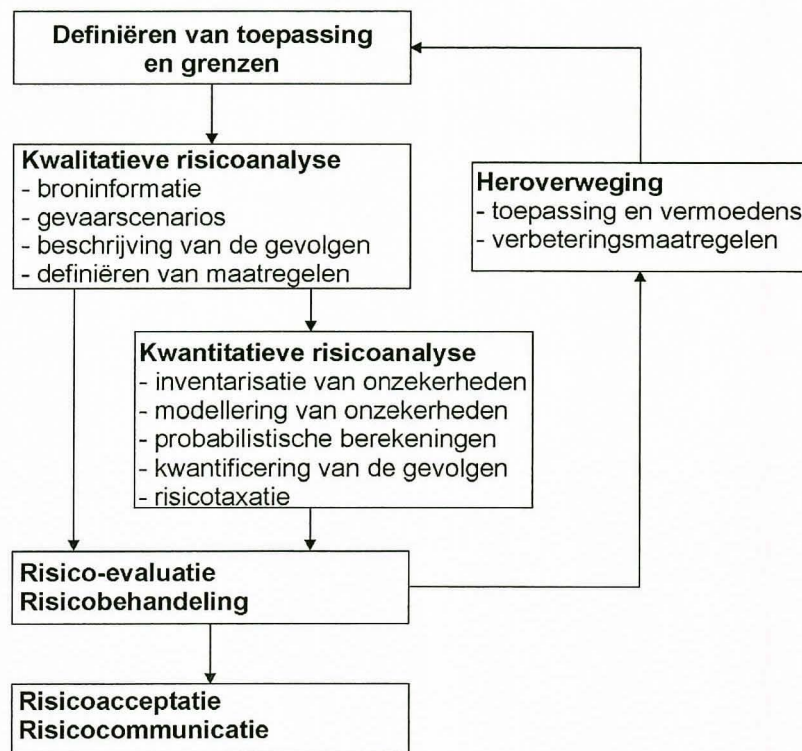
Opzet Risico-analyse

A Vrouwenvelder
TUD Civiele Techniek / TNO Bouw en Ondergrond
December 2006

1. Inleiding

Eurocode 1, deel 1.7, verlangt voor belangrijke bouwwerken (klasse 3) een risicoanalyse. In Annex B van die code staat in feite een korte handleiding hoe de RA moet worden uitgevoerd. Figuur 1 geeft het stroomdiagram dat volgens Eurocode daarbij kan worden aangehouden. Onderscheid wordt gemaakt tussen een kwalitatief deel en een kwantitatief deel. De code laat nog in het midden wanneer een kwantitatieve analyse vereist wordt.

Een risicoanalyse begint met een technische en organisatorische beschrijving van het beschouwde systeem. Dit systeem bevat de eigenlijke constructie en de omgeving. Het meenemen van de omgeving is belangrijk omdat deze vaak de oorzaak is van de bedreigingen zijn. Een tweede reden is dat gevolgen van falen pas in samenhang met de omgeving zichtbaar worden. Een doorgebroken streng in de kabel van een hangbrug kan wel of niet leiden tot falen van de gehele kabel. Op basis daarvan kan de brug wel of niet falen. Op zijn beurt is de brug weer een element in een systeem van verkeersverbindingen. Pas daarna kan men schatten of het totale verkeer en daarmee een regionale economie meer of minder worden ontregeld.



Figuur 1 – Globaal verloop van een Risicoanalyse (Eurocode 1991-1-7)

Gegeven het systeem worden de bedreigingen geïnventariseerd, vervolgsenario's opgesteld en maatregelen bedacht. Dit is het kwalitatieve deel van de risicoanalyse. Men beperkt zich hierbij gewoonlijk tot een kwalificatie van risico's in termen van klein, midden of groot. Indien zulks van belang wordt geacht wordt een kwantitatieve risicoanalyse gestart waarbij men aan de diverse gebeurtenissen kansen toekent en de gevolgen tracht vast te leggen in termen van aantallen slachtoffers en/of schade in geld. Op basis daarvan kan men de maatregelen beoordelen met behulp van een Cost Benefit Analysis (KBA) en/of criteria van persoonlijk of groepsrisico. De verschillende onderdelen zullen in deze cursusbijdrage een voor een worden toegelicht.

2. Kwalitatieve Risico-analyse / Scenario analyse

Een van de belangrijkste elementen uit een risico-analyse is de opsomming van mogelijke "hazard scenarios". Een hazard scenario is een reeks van samenhangende en fysisch mogelijke gebeurtenissen en gevolgen. Als hierbij iets belangrijks over het hoofd wordt gezien komt dit later niet meer goed. Er is in dit verband ook een groot aantal technieken en systemen ontwikkeld, meestal toegespitst op een bepaalde vorm van technische toepassing. Als voorbeelden kunnen genoemd worden de FMEA (Failure mode and effect analyses) en de HAZOP (Hazard and Operability Study). Verwezen wordt naar de betreffende vakliteratuur.

Meestal komt het in dit soort studies er op neer dat men een constructie of een proces in afzonderlijke onderdelen ontleedt en zich per stap afvraagt welke afwijkingen van de normale gang van zaken kunnen optreden, hoe die veroorzaakt kunnen worden en wat de gevolgen zijn. Voor normale bouwwerken is de reeks van hazard scenario's in de loop van de tijd natuurlijk in de praktijk al lang ontdekt en in de voorschriften gecondenseerd. Voor bijzondere gebouwen kan er aanleiding zijn dit proces toch opnieuw te doorlopen.

Voor de aard van de bedreigingen is het type bouwwerk van belang, de activiteiten die in en om het bouwwerk voorzien worden, alsmede de aantallen mensen die daarbij verwacht worden. Uit deze beschrijving volgt aan welke aspecten en met welke diepgang aandacht hoort te worden gegeven. Aan de orde dienen te komen:

- De mogelijkheid van bijzondere risico's door industriële activiteiten, verkeer, water, en dergelijke in/op het bouwwerk of in de omgeving.
- De waarschijnlijkheid van terroristische of andere aanslagen (monumenten, ambassades, regeringsgebouwen, bankgebouwen).
- Het innovatieve karakter van de bouwconstructie (constructievormen, hoogte en overspanningen) en de gebruikte materialen.
- De mogelijkheid van grote aantallen slachtoffers, met name in theaters, winkelcentra, stadions, stations.
- De strategische rol van een bouwwerk in de samenleving zoals energievoorziening, drinkwatervoorziening, transport, economisch leven, bestuursactiviteiten, gezondheidszorg, voedselvoorziening.

Op basis daarvan moet een lijst van scenario's worden opgesteld. In kwalitatieve zin bestaan deze uit:

- (1) een oorzaak (bedreiging)

- (2) een mechanisme (de fysieke opeenvolging van gebeurtenissen)
- (3) de gevolgen (doden, gewonden, kosten, milieuaantasting en dergelijke)

Voor ieder bouwwerk zullen deze risico's voor een groot deel vergelijkbare componenten bevatten, al zijn er natuurlijk ook bouwwerk specifieke risico's te benoemen. In grote lijnen kunnen de volgende bedreigingen worden onderscheiden:

- Toevallig of onvoorziene hoge waarden van gewone belastingen
- Afwijkende grond- en andere omgevingscondities
- Bijzondere belastingen als brand, explosie, botsing en dergelijke
- Niet voorziene belastingen of bijzondere invloeden
- Lage sterkte, mogelijk samenhangend met aantasting

In Bijlage 1 staat een (niet uitputtende) checklist van gangbare bedreigingen voor bouwwerken.

Per scenario moet men zich vervolgens afvragen of het belangrijk is diepgaand in termen van waarschijnlijkheid te denken. Men doet dit meestal door voor de beide componenten van het risico (kans en gevolg) een keuze te maken uit 3 of 5 gradaties. Per constructie zal men de betekenis daarvan nader moeten aangeven, hetzelfde geldt voor de mate van gedetailleerdheid en uitgebreidheid. Het resultaat kan men presenteren in de vorm van een gewone tabel (zie Tabel 1) of in de vorm van een risicomatrix als aangegeven in Tabel 2. De schattingen zijn meestal in hoge mate intuïtief. Van belang is het daarom deze schatting door een aantal personen, onafhankelijk van elkaar te laten doen. De resultaten kunnen daarna met elkaar worden vergeleken. De risicoscenario's die een bepaalde grenswaarde te boven gaan, komen in aanmerking voor nader onderzoek of specifieke maatregelen.

Tabel 1: risicotabel

oorzaak	mechanisme	gevolg	kans	ernst	risico
brand	bezwijken kolom	instorting	3	2	5
explosie	bezwijken vloer	gedeeltelijke instorting	4	3	7

Tabel 2 Risicomatrix: De ernst van de schade en de grootte van de kans wordt geclassificeerd voor elk hazard scenario, afhankelijk van het type gebouw en het gebruik; als er kruisen in de rechter bovenhoek terechtkomen moet worden onderzocht of risico-reductie economisch haalbaar is.

Severe				
High				
Medium	X	X		
Low			X	X
Very low				
Consequences				
Probability	very low	low	medium	high

Severe	Sudden collapse of structure occurs with high potential for loss of life and injury.
High	Failure of part(s) of the structure with high potential for partial collapse and some potential for injury and disruption to users and public.
Medium	Failure of part of the structure. Total or partial collapse of structure unlikely. Small potential for injury and disruption to users and public.
Low	Local damage
Very Low	Local damage of small importance

3. Mogelijke maatregelen

Het nemen van maatregelen kan worden afgewogen via het zogenaamde ALARP principe (as low as reasonably practicable), hetgeen er op neer komt dat de risicobeperkende maatregelen economisch verdedigbaar moeten zijn. In een kwalitatieve risicoanalyse is dat sterk intuïtief. Waar het om gaat is of er redenen zijn de normale veiligheidsmaatregelen aan te scherpen. De grootte van de gevolgen en bedreigingen spelen daarbij een belangrijke rol. Kernvraag is ook wat men als disproportionele schade moet beschouwen. Instorten van een middelgroot gebouw bij het wegvallen van een hoekkolom kan best als niet disproportioneel worden aangemerkt.

Maatregelen waaraan men kan denken zijn:

(1) Niet constructieve maatregelen

Mogelijke voorbeelden:

- Eliminatie of reductie van de bedreiging, bijvoorbeeld door bepaald verkeer te verbieden en door extra kwaliteitscontroles.
- Detectiesystemen (bij brand)
- Waarschuwingssystemen (brandalarm) om de gevolgen te beperken
- Bescherming van de constructie tegen de gevolgen van een bepaalde bedreiging (venting panels bij explosie)
- kwaliteitscontrole: analyse van wat echt belangrijk is (voorbeeld: hoeveelheid en plaats van de wapening is vermoedelijk belangrijker dan de kwaliteit van het beton, dus daar zou de aandacht primair naar moeten uitgaan)

(2) Constructieve maatregelen

Hierbij moet men denken aan: extra sterke elementen, statisch onbepaaldheid, voldoende ductiliteit, koppeling van bouwelementen, tweede draagweg. Constructieve maatregelen hangen samen met de aard van de constructie. Een standaard robuustheid verkrijgt men door een voldoende graad van statisch onbepaaldheid in combinatie met ductiliteit. Het bestaan van doorkoppelingen kan er verder voor zorgen dat na een eventueel falen van een element andere draagmechanismen (zeil- en kabelwerking) in werking gaan treden.

Voor het verkrijgen van voldoende ductiliteit is het vaak noodzakelijk dat de plastische deformatie in de elementen en niet in de verbindingen optreedt. Daarvoor wordt vaak geeiste dat de verbinding sterker is dan de aansluitende elementen. Vaak is deze overmaat aan sterkte echter ook weer begrensd. Een mogelijke extra veiligheidsmaatregel is om deze beperking voor bepaalde gebouwen achterwege te laten.

Bij het beoordelen van een tweede draagweg gaat men vaak uit van het volledig wegvallen van een element. Dat is een nogal drastische maatregel. Men kan hier ook nagaan hoe het draagvermogen van een constructie vermindert als maar een deel van het draagvermogen wegvalt. Bij brand, aantasting, fouten, en overbelasting is dit meer waarschijnlijk dan geheel wegvallen.

Men krijgt op die manier ook een rangschikking van de verschillende elementen en het belang ervan voor de constructie. Het is een methode om de zogenaamde key-elementen op te sporen. Deze kan men vervolgens een grotere sterkte geven, zowel ten aanzien van gewone als ten aanzien van bijzondere belastingen.

Bij het uitvoeren van de analyses gelden de volgende aandachtspunten:

- Er kunnen analyses worden uitgevoerd voor andere bijzondere belastingen dan de standaard in de Eurocode aangegeven belastingen, voortvloeiend uit de typische eigenschappen van bouwwerk of omgeving.
- Bij brandveiligheid wordt vaak de veiligheid alleen opgevoerd door de brandwerendheid in minuten op te voeren. Dit is niet altijd een goede strategie. Soms is het beter een hogere temperatuur of een grotere mechanische veiligheid te eisen.
- Men kan voor explosies, impact en dergelijke belastingen nauwkeuriger dynamische niet lineaire analyses uitvoeren.
- Bij het bezwijken van vloeren moet men rekening houden met de impact van een vloer bij het neerkomen op de onderliggende vloer.

- Bij de categorie terroristische aanslagen moet men er rekening mee houden dat dit geen gegeven belasting is. In beginsel geldt dat de terrorist juist het gebouw als uitgangspunt neemt en er voor wil zorgen dat zijn aanslag sterker is dan het gebouw.

Merk op dat in een kwalitatieve risicoanalyse dus wel berekeningen kunnen plaats vinden. Dit zijn echter klassieke deterministische analyses.

4. Kwantitatieve risicoanalyse

Slechts in enkele gevallen zal men overgaan tot een kwantitatieve risicoanalyse (QRA). In dat geval worden de gevolgen van bezwijken gekwantificeerd en de kansen op de mogelijke scenario's geschat. In een dergelijke analyse worden in ieder geval alle gewone en bekende bijzondere belastingen (brand, aardbeving, botsing, explosie, extreme wind of waterstand, enz) meegenomen. Daarnaast moet ook rekening worden gehouden met minder scherp voorzienbare bedreigingen als ontwerp- en constructiefouten, onjuist gebruik, onverwachte aantasting en dergelijke. Bij bepaalde bouwwerken kan een terroristische aanslag of een oorlogshandeling als expliciete dreiging worden meegenomen.

Het gereedschap voor een kwantitatieve Risicoanalyse bestaat voor een deel uit modellen. Onderscheiden kunnen worden belastingmodellen, constructiemodellen en modellen voor de bepaling van de gevolgen. Een aardbeving kent bijvoorbeeld een model voor de bepaling van de lokale grondversnelling uit de sterkte van de aardbeving (Richtergetal) en de afstand tot het epicentrum. De constructiemodellen zijn in beginsel dezelfde als die bij een normaal ontwerp worden gebruikt, maar vaak is toch een betere modellering nodig voor de niet-lineaire en de dynamische effecten. Modellen voor de gevolgen zijn nodig om uiteindelijk aantallen slachtoffers en hoeveelheden economische schade te bepalen. Voor een deel kunnen deze modellen technisch van aard zijn (waterverloop bij overstromingen, brandontwikkeling, rook- en warmteverspreiding), maar hier komen ook andere disciplines aan bod. Er zijn ook duidelijke links met de opzet een aard van de reddingsoperaties.

De scenario's en combinaties van gebeurtenissen kunnen zo gecompliceerd worden dat deze het beste kunnen worden weergegeven in logische schema's. De meest gebruikelijke schema's zijn de gebeurtenissen- en foutenbomen. Voorbeelden zijn weergegeven in Bijlage 2.

Naast de genoemde rekenmodellen dienen ook statistische modellen gebruikt te worden. Hoe vaak komt iets gemiddeld voor, hoe groot is de intensiteit gemiddeld, wat is de spreiding, wat zijn de gemiddelden en spreidingen in andere omstandigheden, etc. Uiteraard is hiervoor veel data beschikbaar maar voor een deel zal men zijn aangewezen op intuïtie en "engineering judgement". Het is goed te beseffen dat hiervoor geen alternatief is en dat niet nadenken over de aard en omvang van risico's niet leidt tot een beter ontwerp. Om al te grote diversiteit en willekeur tegen te gaan kunnen gestandaardiseerde tabellen een goed hulpmiddel zijn.

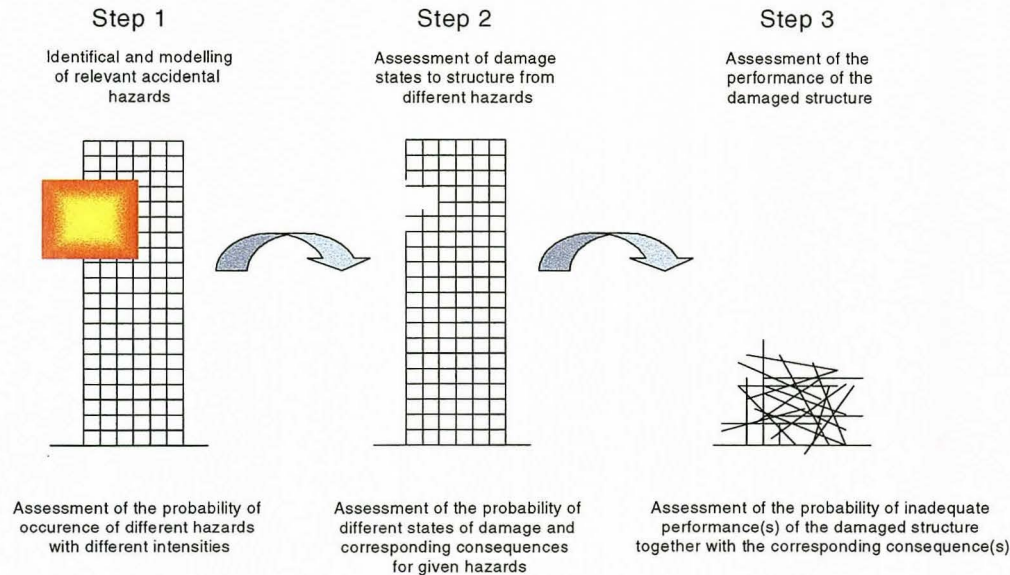
In een QRA kan het risico R uiteindelijk formeel als volgt worden genoteerd (zie figuur 2):

$$R = \sum_{i=1}^{N_H} p(H_i) \sum_j^{N_D} \sum_{k=1}^{N_S} p(D_j | H_i) p(S_k | D_j) C(S_k)$$

waar is aangenomen dat de constructie N_S verschillende bedreigingen kent die de constructie op N_D verschillende manieren kan beschadigen met schade $C(S_k)$. Verder is:

$P(H_i)$ de kans op voorkomen van bedreiging (hazard) nummer i,
 $P(D_j|H_i)$ de kans op schadetoestand (damage) j gegeven het optreden van bedreiging i
 $P(S_k|D_j)$ de kans op constructief gedrag k gegeven schade j

De kans $P(S_k|D_j)$ en de gevolgen $C(S_k)$ kunnen van de tijd afhangen



Figuur 2 Illustratie van een QRA voor gebouwen

Voor concrete geïdentificeerde bedreigingen is in veel gevallen sprake van een random startgebeurtenis als een brand of een aardbeving. Het optreden van dergelijke gebeurtenissen kan vaak als een Poisson proces worden gemodelleerd met een kans $\lambda(t,x)$ per eenheid van volume en tijd. Voorbeelden zijn de kans op uitbreken van brand (orde 0.1 % per jaar) of een aardbeving (bijvoorbeeld 1% per jaar). De belasting heeft daarnaast ook een random grootte of intensiteit M, bijvoorbeeld het Richtergetal bij een aardbeving. De kans op een schade D in een periode T is dan voor kleine kansen en bij tijds- en plaatsafhankelijke λ te schrijven als (zie figuur 3):

$$P(D_j | H_i)P(H_i) \approx \lambda_i T \int_0^{\infty} P(D_j | M_i = m) f_{M_i}(m) dm$$

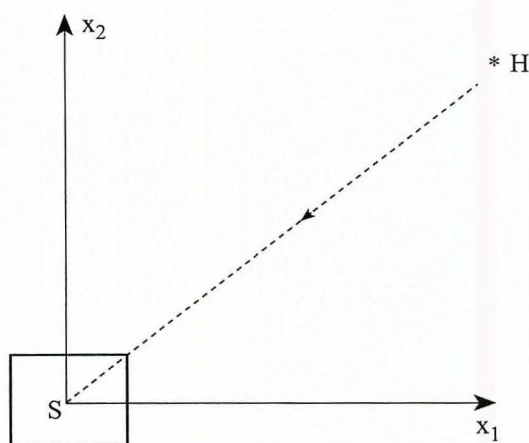
$f_M(m)$ is de kansdichtheidsfunctie van de intensiteit van de bedreiging i

De faalkans kan afhangen van de afstand van de bron tot de constructie of het constructie-element, zoals bijvoorbeeld bij een aardbeving.

In aanvulling op de analyse van de concrete geïdentificeerde bedreigingen kan men ook nog de kans op het wegvallen van een bepaald element (om welke reden dan ook) als elementaire bedreiging invoeren, met bijvoorbeeld een kans λ van 10^{-7} per jaar. Op die manier valt de analyse van de niet geïdentificeerde bedreigingen ook in de risicoanalyse in te passen..

Gevolgen zijn in een risicoanalyse vaak even lastig te schatten als kansen. Wat er allemaal kan gebeuren bij het instorten van een gebouw is lastig te voorspellen, laat staan het aantal slachtoffers. Toch is het in bepaalde gevallen van groot belang hierin een inzicht te ontwikkelen. Ook hier zullen gestandaardiseerde methoden de constructeur in de praktijk moeten helpen.

De scenario's en combinaties van gebeurtenissen kan zo gecompliceerd worden dat deze het beste kunnen worden weergegeven in logische schema's. De meest gebruikelijke schema's zijn de gebeurtenissen en foutenbomen. Voorbeelden zijn weergegeven in Bijlage 2.



(S) : Structure – (H) Hazard event with magnitude M at time t

Figuur 3: Ingrediënten voor de modellering van extreme omstandigheden

6. Risico-acceptatie

Bij het al dan niet accepteren van risico's gaat het zowel om de kans als om de gevolgen. Bij grotere gevolgen horen in het algemeen lagere kansen. Bij het stellen van grenzen aan risico's houdt men over het algemeen rekening met drie zaken:

- het persoonlijke risico
- de maatschappelijke afkeer van grote rampen
- economische overwegingen

Het individueel risico wordt gewoonlijk gepresenteerd als een kans per jaar dat iemand door een bepaalde oorzaak om het leven komt. De maximaal aanvaardbare waarde hangt af van de voordelen die iemand van de betreffende activiteit geniet en de mate van vrijwilligheid waarmee het risico gelopen wordt. Het groepsrisico: dit wordt gewoonlijk gepresenteerd als een FN-curve, waarmee de kans op een aantal slachtoffers in een jaar bij een enkel incident wordt aangegeven. Voor details wordt verwezen naar bijlage 3.

Toepassen van de criteria wordt meestal gedaan volgens de ALARA-gedachte. Het acroniem 'ALARA' staat voor "As low as reasonable achievable". Men kiest daartoe met betrekking tot het persoonlijke en maatschappelijke risico eerst boven en ondergrenzen.

- (1) een bovengrens voor het risico, hierboven zijn maatregelen verplicht en
- (2) een ondergrens waaronder het risico geen nadere aandacht meer behoeft.

De grootte van de waarden aan de acceptatiekant zijn ook vaak intuïtief en historisch bepaald. In wezen horen deze grenzen door de politiek te worden aangegeven of in ieder geval gesanctioneerd. In het gebied tussen de boven en ondergrens moet men maatregelen nemen als die economisch verantwoord zijn. Maatregelen die meer kosten dan ze opleveren hoeven dus niet genomen te worden. Bij deze economische optimalisering stuit men natuurlijk wel op het vraagstuk van de kosten en gevolgen die moeilijk in geld zijn uit te drukken, zoals verlies aan mensenlevens. Toch is het verstandig om hierover consensus te bereiken. Het is tot op heden de enige manier gebleken om consistentie in de verschillende beslissingen te krijgen.

Een ander probleem bij de economische optimalisatie is dat de groep die profiteert en de groep die betaalt niet altijd dezelfde hoeven te zijn. Bij bijvoorbeeld een fabriek of opslag van gevaarlijke stoffen moet meestal het bedrijf betalen, terwijl de omwonenden profiteren. Verder kan er een onrechtvaardigheid ontstaan tussen verschillende producten. Stel we hebben twee producten A en B die allebei even duur en even veilig zijn. Beide producten zitten ook qua veiligheid tussen de genoemde onder en bovengrenzen voor persoonlijk en maatschappelijk risico. Laat nu echter voor product A een grotere mate van veiligheid economisch rendabel te bereiken zijn, maar voor product B niet. In dat geval moet volgens het ALARA-principe product A worden verbeterd. Daarmee wordt de productie van A duurder dan B en dit kan van invloed zijn op de concurrentiepositie. Klanten die op de totale kosten letten inclusief het risico, zullen uiteraard A kopen. Klanten echter die uitsluitend naar de prijs kijken zullen A laten liggen en B kiezen. De fabrikant van A zou dus de vrijheid moeten hebben ook de oorspronkelijke kwaliteit (gelijk aan B) op de markt te kunnen blijven brengen omdat niet voor iedere klant het veiligheidsvoordeel even zwaar zal wegen. Via ALARA kan men natuurlijk wel een ondergrens voor de veiligheid vaststellen zolang dit de economische verhoudingen niet aantast.

Literatuur

- Canisius et. al. *Risk assessment and risk communication in civil engineering*, CIB report publication 259, ISBN 90-6363-026-3. CIB general secretariat, Rotterdam 2001,
- Gulvanessian Haig and Ton Vrouwenvelder, *Robustness and the Eurocodes*, Structural Engineering International, SEI, Volume 16, No 2
- Vrouwenvelder, A., *Accidental actions on buildings*, Leonardo da Vinci Project, Implementation of Eurocodes, Handbook 3: Action effects for buildings, Prague, October 2005
- Overveld, M van, Vrouwenvelder A., *Voorschriften voor voortschrijdende instorting in de bouwregelgeving*, Rapport Bureau Van Overveld Bouwbesluit Advies, 2005.

Bijlage 1 Risicobronnen voor gebouwintegriteit

Belastingen

belasting door eigen gewicht
wind
water (regenwater, grondwater, oppervlaktewater)
inboedel en installaties
mensen
brand (aansteken, volgend op explosie, na kortsluiting, door falen apparatuur (lift)
explosie (bom, gevaarlijke goederen) in kelder of hoger
botsing (vliegtuig, uit vliegtuig geworpen objecten, voertuigen, vaartuigen, hijsbewegingen, apparatuur)
voorspanning
aanwezigheid en transport van gevaarlijke stoffen (ook door leidingen)
dijkdoorbraken
aardbevingen
aardverschuivingen
terroristische of andere aanslagen (ambassades, regeringsgebouwen, bankgebouwen).
kleef
zettingen
trillingen

Grond

afwijkende grondeigenschappen
ontspanning
ontgraving
liquefaction

Geometrie

dimensies
excentriciteiten

Materialen

ontmenging
verkeerde bouwstoffen
verkeerde mengverhoudingen
verkeerde omstandigheden
aantasting (corrosie)

Fouten

ontwerpfouten / rekenfouten / verkeerde aannamen
fouten in tekeningen
uitvoeringsfouten
verkeerde aflezing van tekening of bestek
miscommunicatie
verkeerd gebruik
niet ontdekt of verwaarloosd waarschuwingsgedrag

Bijlage 2 Fouten- en gebeurtenissenbomen

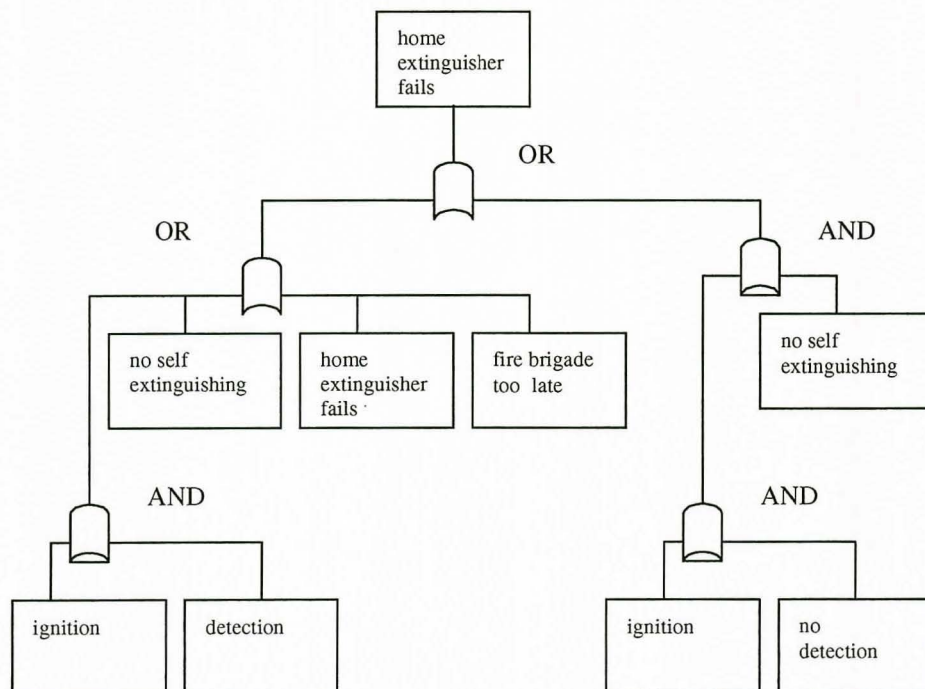
Foutenboom

Bij een foutenboom (voorbeeld zie figuren B3.1 en B3.2) staat een ongewenste gebeurtenis aan de top van de boom. Naar beneden gaand vindt men de oorzaken van deze ongewenste gebeurtenis tot in een steeds fijner detail. Het hoort tot de systematiek van de foutenboom dat men daarbij steeds verder vertakt en geen loops introduceert. Dezelfde gebeurtenis kan op die manier op verschillende plaatsen in de boom terechtkomen.

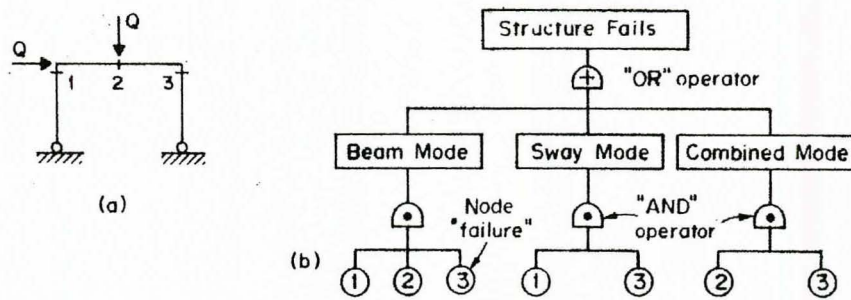
De boom moet uiteindelijk in omgekeerde volgorde (van beneden naar boven) worden gelezen. Men ziet dan steeds twee of meer gebeurtenissen die via een "knoop" in de boom tot een volgende gebeurtenis leiden. In de eenvoudigste vorm zijn deze knopen zogenaamde EN-poorten of OF-poorten. Bij een EN-poort treedt de volgende gebeurtenis alleen op als beide voorgaande gebeurtenissen zijn opgetreden. Bij een OF-poort treedt de volgende gebeurtenis op als aan een van beide onderliggende voorwaarden wordt voldaan.

De boom is bruikbaar als een goed kwantitatief representatie- en communicatiemiddel voor een bepaald ongevalsscenario. Als de getallen van de begingebourtenissen (onderaan de boom) bekend zijn kan men ook de kans op de topgebeurtenis uitrekenen. Hierbij moet men wel rekening houden met mogelijke correlaties tussen de verschillende takken.

Bij het opstellen van foutenbomen is het vaak handig eerst een gebeurtenissenboom te maken.



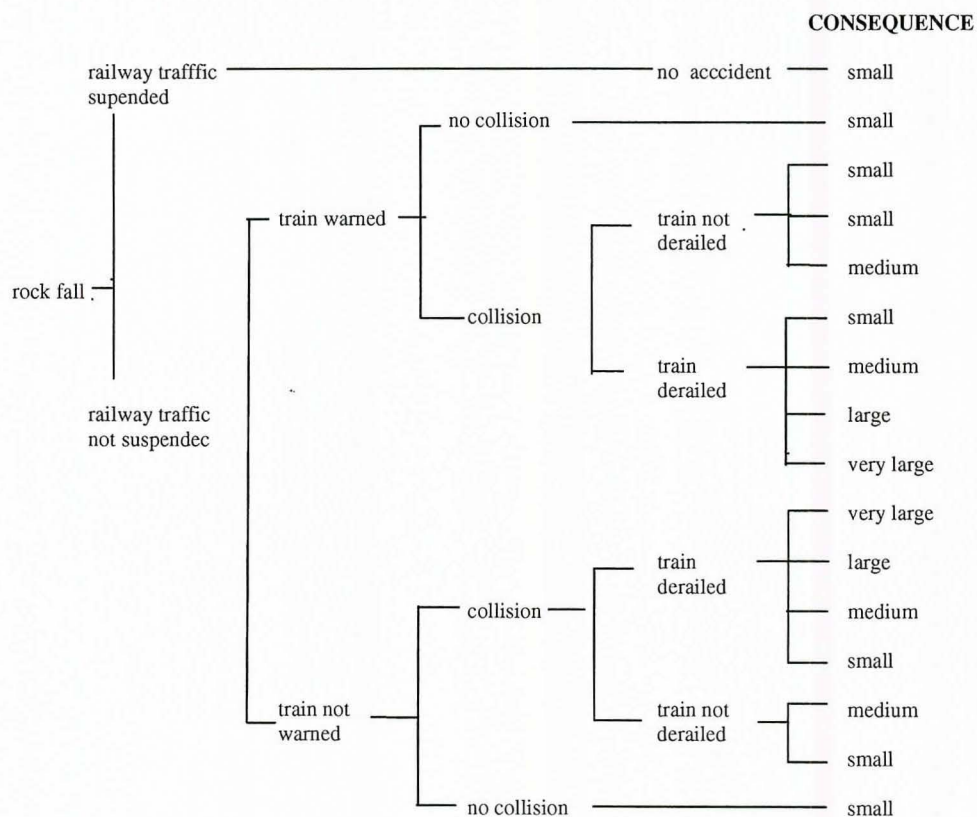
Figuur B3.1: Foutenboom



Figuur B3.2: Foutenboom voor het falen van een portaalconstructie.

Gebeurtenissenboom

Bij een gebeurtenissenboom gaat men uit van een bepaalde begingebuurtenis en onderzoekt vervolgens de mogelijk vertakkingen op basis van de waarde van een aantal fysische parameters. In veel gevallen hebben die fysische parameters maar twee waarden (waar of niet waar, ja of nee) maar het kunnen er ook meer waarden zijn. Uiteindelijk monden alle takken uit in mogelijke consequenties. Door alle takken die uitmonden in een bepaalde ongewenste eindgebeurtenis te selecteren kan men een foutenboom voor die gebeurtenis construeren.



Figuur B 3.3: Gebeurtenissenboom voor Rock-fall op ene spoorlijn

Bijlage 3 Groeps- en individueel risico

De maximaal aanvaardbaar jaarlijkse faalkans volgens het individueel risicocriterium kan worden geformuleerd als:

$$P_f < \frac{10^{-6}}{p(d|f)}$$

Hier is $p(d|f)$ de kans dat een persoon wordt gedood gegeven het bezwijken van de constructie. Dit hangt onder andere af van de tijd die een persoon in een gebouw doorbrengt.

De maximaal aanvaardbaar jaarlijkse faalkans volgens het groepsrisicocriterium kan worden geformuleerd als:

$$P_f < A N^{-k}$$

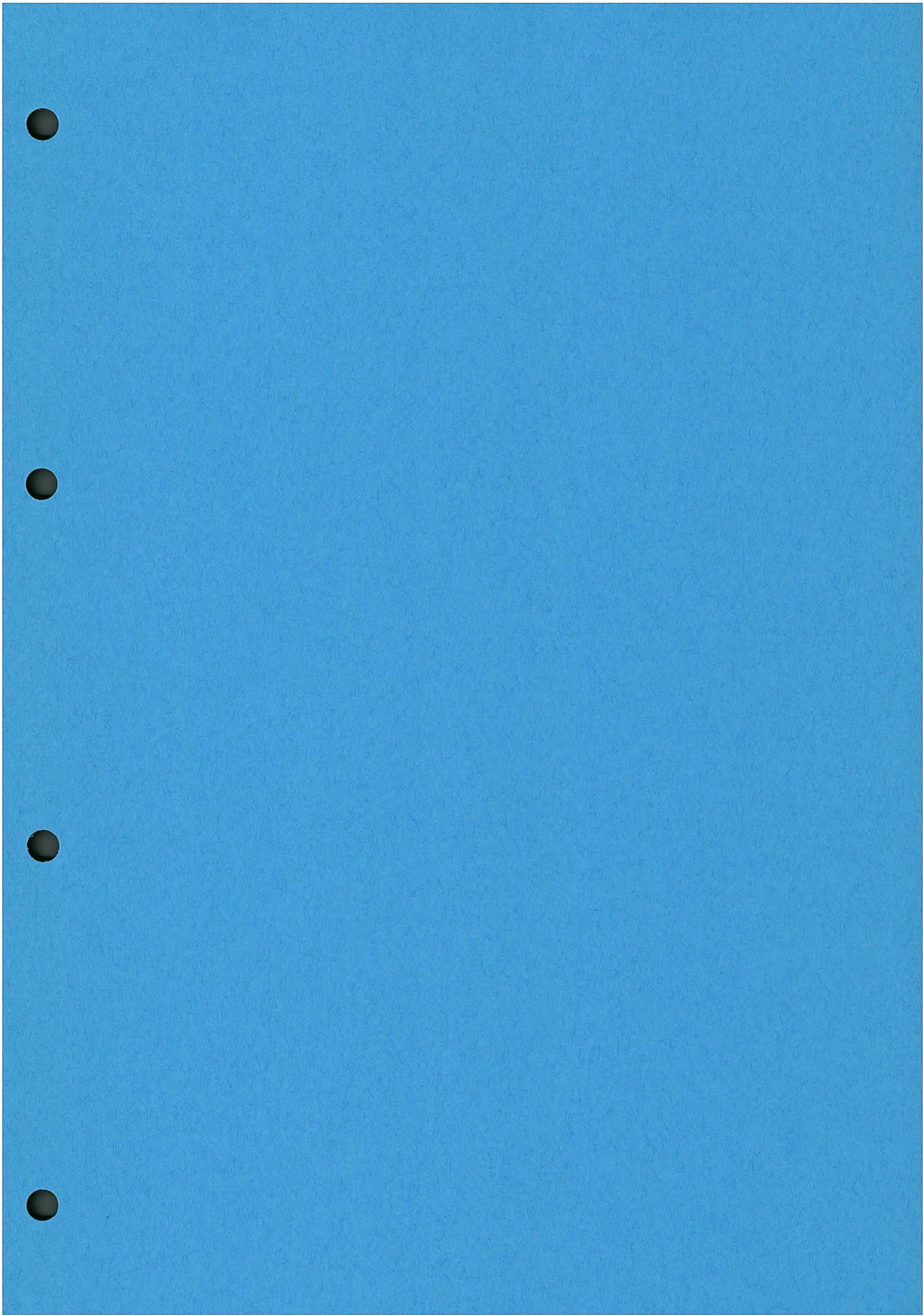
Hier is N het verwachte aantal slachtoffers per jaar. Als praktische waarden kan men hantren:

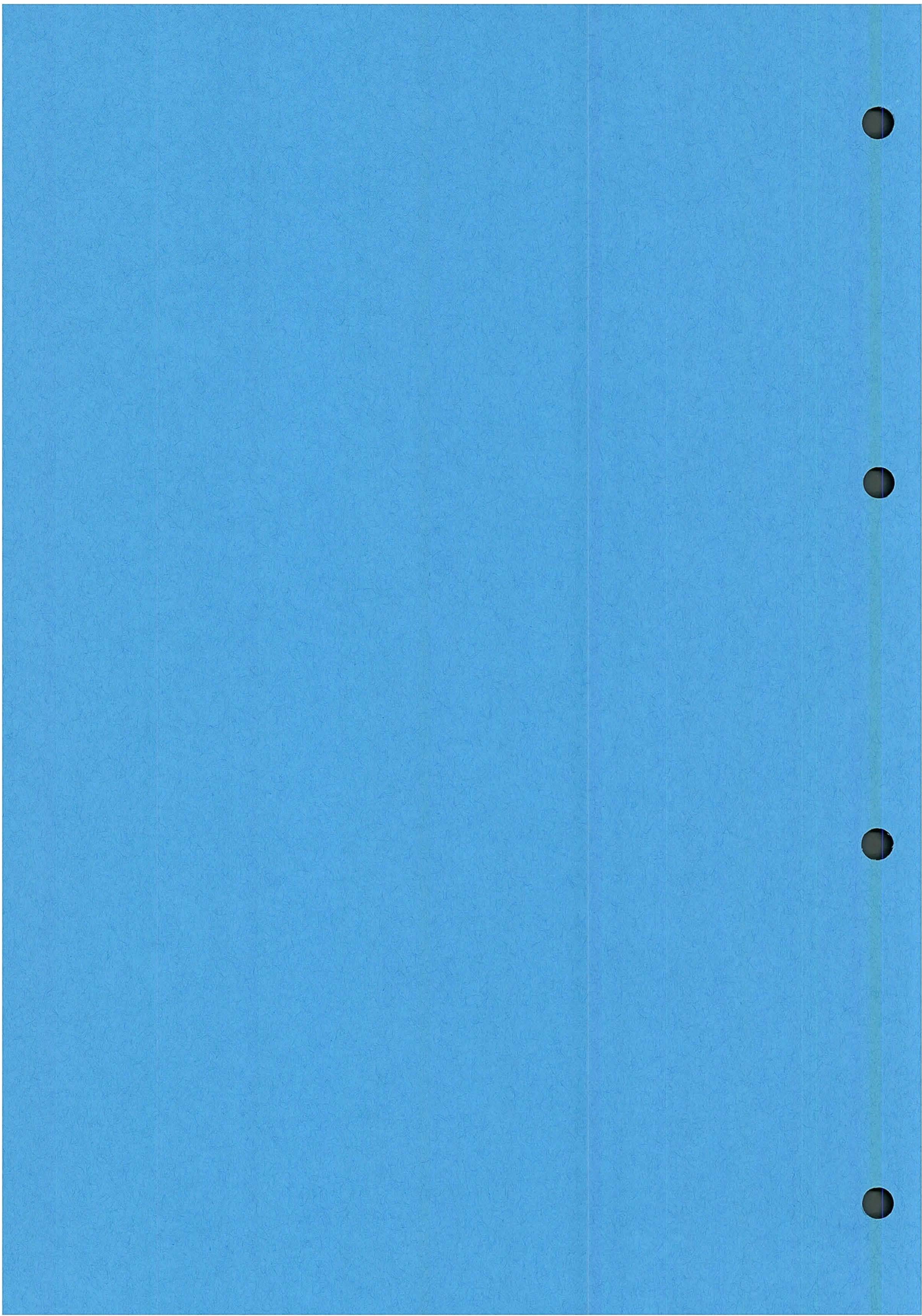
$$A = 0.01 \text{ to } 0.1 \text{ and } k = 1 \text{ to } 2$$

Als het aantal slachtoffers N gegeven bezwijken zeer ongewis is kan de eis vervagen worden door:

$$P(N > n) < A n^{-k}$$

Aan deze relatie moet dan voldaan worden voor alle waarden van n .





4. IMPACT (From Background Documentation to Eurocode 1, Part 1.7)

4.1 Basics of impact analysis

The mechanics of a collision may be rather complex. The initial kinetic energy of the colliding object can be transferred into many other forms of kinetic energy and into elastic-plastic deformation or fracture of the structural elements in both the building structure and the colliding object. Small differences in the impact location and impact angle may cause substantial changes in the effects of the impact. This, however, will be neglected and the analysis will be confined to the elementary case, where the colliding object hits a structural element under a right angle.

Even then, impact is still an interaction phenomenon between the object and the structure. To find the forces at the interface one should consider object and structure as one integrated system. Approximations, of course, are possible, for instance by assuming that the structure is rigid and immovable and the colliding object can be modelled as a quasi-elastic single degree of freedom system (see Figure 4.1.1). In that case the maximum resulting interaction force equals:

$$F = v_r \sqrt{(km)} \quad (4.1.1)$$

v_r = the object velocity at impact
 k = equivalent stiffness of the object
 m = mass of colliding object

This result can be found by equating the initial kinetic energy ($mv_r^2/2$) and the potential energy at maximum compression ($F^2/2k$).

An alternative model for the colliding object is the continuous elastic rod (see Figure 6.1). Let the rod have mass density ρ , modulus of elasticity E , cross sectional area A and length L . The interaction force between this rod and the structure can then be presented as:

$$F = Z v_r \quad (4.1.2)$$

where $Z = EA/c$ is the rod impedance and $c = \sqrt{E/\rho}$ is the wave propagation velocity. Substituting Z and c :

$$F = v_r A \sqrt{(E\rho)} \quad (4.1.3)$$

Taking $k = EA/L$ and $m = \rho AL$ we arrive again at (4.1.1). So there is no difference between the spring and rod model as far as the maximum force is concerned. There is, however, a difference as far as the load time history is concerned. The results of the two models have also been indicated in Figure 4.1.1.

In practice the colliding object will not behave elastically. In most cases the colliding object will respond by a mix of elastic deformations, yielding and buckling. The load deformation characteristic may, however, still have the nature of a monotonic increasing function (see Figure 4.1.2). As a result one may still use equation (4.1.1) to obtain useful approximations. Note that F , of course, will never be larger than the upperbound in F_p in the load deformation curve. Note also that the unloading branch usually has a much steeper slope than the loading branch. This fact has an important effect on the load time history. Let us assume a 100 percent plastic deformation. In that cases there will be an infinite stiffness for the unloading branche. For the spring model this means that at the top load the spring stiffness becomes infinitely great and the interaction force drops down to zero immediately. So the total load duration is:

$$\Delta t = 0.5 \pi \sqrt{m/k} = 1.57 \sqrt{m/k}$$

For the rod model the end of the loading curve is reached as soon as the pressure wave reaches the end of the rod. The reflecting wave will have an infinite propagation velocity. So the load duration in this case is:

$$\Delta t = L/c = L \sqrt{\rho/E} = \sqrt{m/k} \quad (4.1.4)$$

It can easily be verified that in both cases the total impuls $S F dt = mv$ as it should.

The formula (4.1.1) gives the maximum force value on the outer surface of the structure. Inside the structure these forces may give rise to dynamic effects. An upperbound for these effects can be found if the load is conceived as a step function. In that case the dynamic amplification factor is 2.0. If the pulse nature of the load is taken into account calculations lead to amplification factors ranging from below 1.0 up to to 1.8, depending on the dynamic characteristics of the structure and the object. As the upperbound for the load (equation 4.1.1) and the upperbound to the amplification factors almost exclude each other on physical grounds, the following formula is proposed as a more or less realistic:

$$F_{dyn} = \varphi_{dyn} F \quad 1.0 < \varphi_{dyn} < 1.4 \quad (4.1.5)$$

In the approach until now the structure has been assumed to be infinitely stiff. This assumption leads to conservative estimates for the interaction force. Another relatively simple upperbound may be obtained by assuming that all available kinetic energy is consumed by the structure. If the structure behaves elastically the resulting force in the structure then follows from:

$$\frac{1}{2} m v^2 = \frac{1}{2} \frac{F^2}{k} \quad (4.1.6)$$

If the structure reacts rigid plastic, the maximum displacement follows from:

$$\frac{1}{2} m v^2 = F_{cs} u_f \quad (4.1.7)$$

F_{cs} = static collapse load of the structure
 u_f = deformation of the structure at fracture

In this case failure occurs if u_f exceeds the deformation capacity of the structure. Both (4.1.6) and (4.1.7) have the disadvantage that the load depends on the structural properties. For this reason they will not further be used in this document.

In Eurocode 1, Part 1.7, equation (4.1.1) has been used to calculate the static equivalent forces. The values of the quasi-static load F and the dynamic factor φ_{dyn} are represented separately. For users who want to do a proper structural dynamic analysis the time and load duration data are presented.

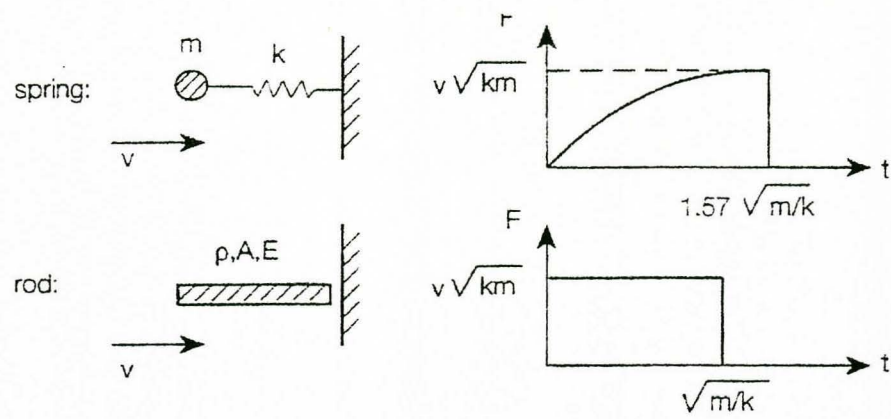


Figure 4.1.1 Spring and rod models for the colliding objects

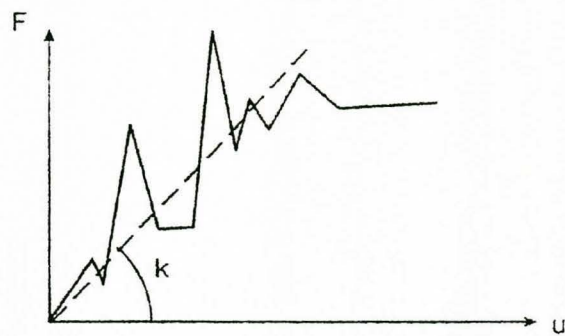


Figure 4.1.2: General load displacement diagram of colliding object

IMPACT FROM VEHICLES

The probability of hitting the structure

Consider a structural element in the vicinity of a road or track. Impact will occur if some vehicle, travelling over the track, leaves its intended course at some critical place with sufficient speed (see Figure 4.2.1). Which speed is sufficient depends on the distance from the structural element to the road, the angle of the collision course, the initial velocity and the topographical properties of the terrain between road and structure. In some cases there may be obstacles or even differences in height.

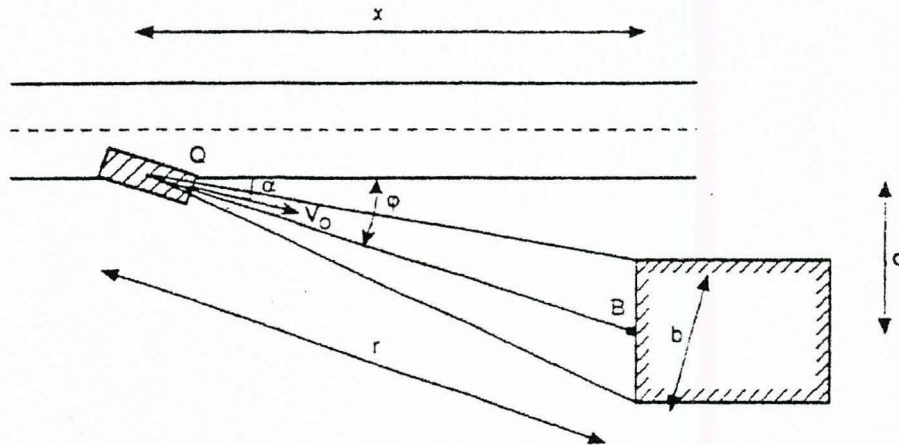


Figure 4.2.1: A vehicle leaves the intended course at point Q with velocity v_0 and angle α . A structural element at distance r is hit with velocity v_r .

The event that the intended course is left is modelled as an event in a Poisson process. In most countries statistics are available for various road types, mainly for highways. To give some indication: according to [4.4] the probability of leaving a highway is about 10^{-7} per vehicle per km. Higher and lower values will occur in practice, depending on the local circumstances.

The main parameters describing the kinematics of a vehicle at the point of departure are the velocity v_0 and the angle α . There are no indications that v_0 and α are dependent for straight sections of the road. The direction angle α varies from 0 to 30 or 40°.

The velocity of a vehicle on a road depends on the type of road, the mass of the car, the weather conditions, the local situation and the traffic intensity at the time. Statistics are available in all countries. The distribution of the velocity conditional upon the event of leaving the track, however, is not known. As long as no specific information is available, one might assume the conditional and unconditional velocity distributions to be the same.

Confining ourselves to the case of a level track, the vehicle will as a rule slow down after the point of leaving the track, due to roughness of the terrain, obstacles or the driver's action. It is assumed, that the car maintains its direction. Further, assuming a constant deceleration or friction, the speed and the distance can be calculated as a function of t :

$$v(t) = v_0 - at \quad (4.2.1)$$

$$r(t) = v_0 t - \frac{1}{2} at^2 \quad (4.2.2)$$

Both formulas hold as long as $v(t) > 0$. Eliminating t leads to v as a function of r :

$$v(r) = \sqrt{(v_0^2 - 2ar)} \quad \text{for } 2ar < v_0^2 \quad (4.2.3)$$

The deceleration 'a' can be assumed to be a random variable modelled by a lognormal distribution with mean 4 m/s^2 and 30% coefficient of variation. This means that in 90% of the cases the deceleration is between 2.0 and 7.0 m/s^2 , which seems reasonable.

Combining the 'leaving model' and the 'speed reduction model', it is possible to calculate the (approximate) probability that a structural element is hit [4.1] [4.2].[4.3] (see figure 4.3.1):

$$P_c(T) = n T \lambda \Delta x P(v^2 > 2ar) \quad (4.2.4)$$

- n = number of vehicles per time unit
- T = period of time under consideration
- λ = probability of a vehicle leaving the road per unit length of track
- Δ = part of the road from where collisions may be expected
- v = velocity of the vehicle when leaving the track
- a = deceleration
- r = the distance from "leaving point" to "impact point"

For r we may substitute:

$$r = d/\sin \alpha \quad (4.2.5)$$

- d = distance from the structural element to the road
- α = angle between collision course and track direction

In (4.2.4) nT is the total number of vehicles passing the structure during some period of time T ; $\lambda \Delta x$ is the probability that a passing vehicle leaves the road at the interval Δx . Note that the distance Δx also depends on α , where α is a random variable. So, in fact, equation (4.24) should be considered as being conditional upon α , and an additional integration over α is needed. We will, however, simplify the procedure and calculate Δx on the basis of the mean value of α :

$$\Delta x = b / \sin \mu(\alpha) \quad (4.2.6)$$

The value of b depends on the structural dimensions. However, for small objects such as columns a minimum value of b follows from the width of the vehicle. In our further calculations $b = 2.5 \text{ m}$ will be assumed.

Let us now consider a bridge column at a distance d to a highway track. Assume the data as presented in table 4.2.1. Based on these numbers, figure 4.2.2 gives the probability of a column being hit at a distance d to the track. The result is quite realistic, as indeed many structural objects close to the tracks of a highway are hit once or more during the life time.

For buildings in general, the probability of being hit, of course is much lower. For instance, according to [4.6] the number of buildings having a serious impact in The Netherlands is 100 per year. Given a total of 2,000,000 buildings leads to a probability of $5 \cdot 10^{-5}$ per year or 0.002 per life time. This number, however, also includes impacts from falling cranes etc. From [4.4] it can be inferred that the probability of a car collision with a dwelling in Great Britain is about $2 \cdot 10^{-6}$ per year, and with other buildings $6 \cdot 10^{-6}$. It should be stressed that these numbers are only indications for the average building. Specific circumstances (distance to a road type of road) may lead to much higher or lower values in individual cases.

Table 4.2.1: Data for probabilistic collision force calculation

variable	designation	type	mean	stand dev
n	number of lorries/day	deterministic	5000	-
T	reference time	deterministic	100 years	-
λ	accident rate	deterministic	10^{-10} m^{-1}	-
b	width of a vehicle	deterministic	2.50 m	-
α	angle of collision course	rayleigh	10°	10°
v	vehicle velocity	lognormal	80 km/hr	10 km/hr
a	deceleration	lognormal	$4 \text{ m}^2/\text{s}$	1.3 m/s^2
m	vehicle mass	normal	20 ton	12 ton
k	vehicle stiffness	deterministic	300 kN/m	-

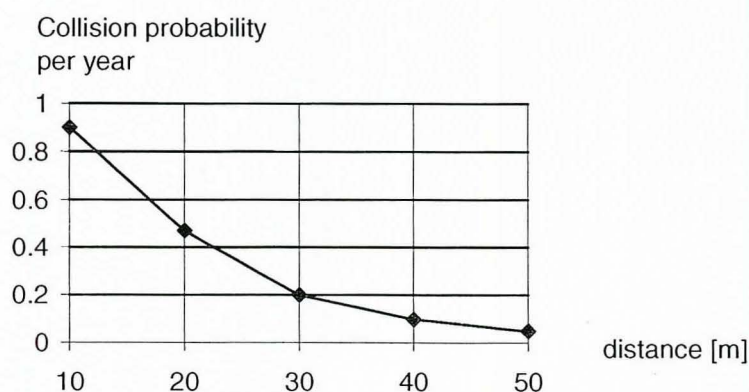


Figure 4.2.2: Probability of a structural element at a distance d from a high way track being hit for a period of 150 years according to formula (4.2.4) and Table 4.2.1

4.2.2 Mechanical impact model

The mechanical impact model according to (Section 4.1) will be compared with experiments by Camillo Popp [4.5] and Chiapetta and Pang [4.6]. Popp [4.5] used 18000 kg lorries, hitting walls and columns with varying speeds. His test number XII (velocity 80 km/hour) has been reproduced in Figure 4.2.3. According to the model (4.1.1) the collision force (exclusive the dynamic effect in the structure) should be:

$$F = v \sqrt{(km)} = 22 \sqrt{(300\,000 * 18000)} \text{ N} = 1600 \text{ kN}.$$

Figure 4.2.3 gives a maximum force of about 2400 kN (240 ton). This however is a peak of very short duration. Popp also calculated a time average (the dotted line) in the figure). The maximum of this curve is 1250 kN (125 ton). These values can be considered as upper and lower bounds for the design. The value of 1600 kN therefore seems to be a reasonable number.

The load duration according to (4.1.4) equals:

$$\Delta t = \sqrt{m/k} = \sqrt{(1800/300000)} = 0.24 \text{ s}$$

There is good agreement with the experiment (see Figure 4.2.3).

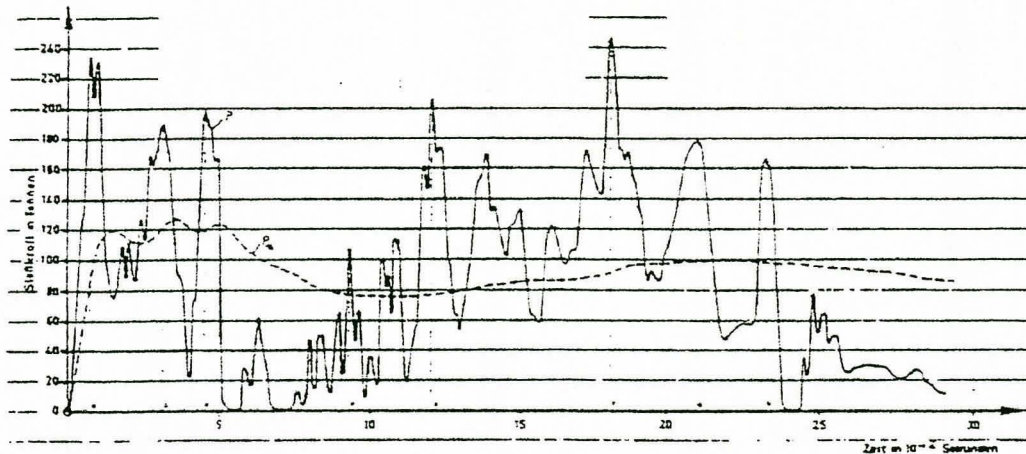


Figure 4.2.3 Impact forces resulting from a 18000 kg lorry with 80 km/hr

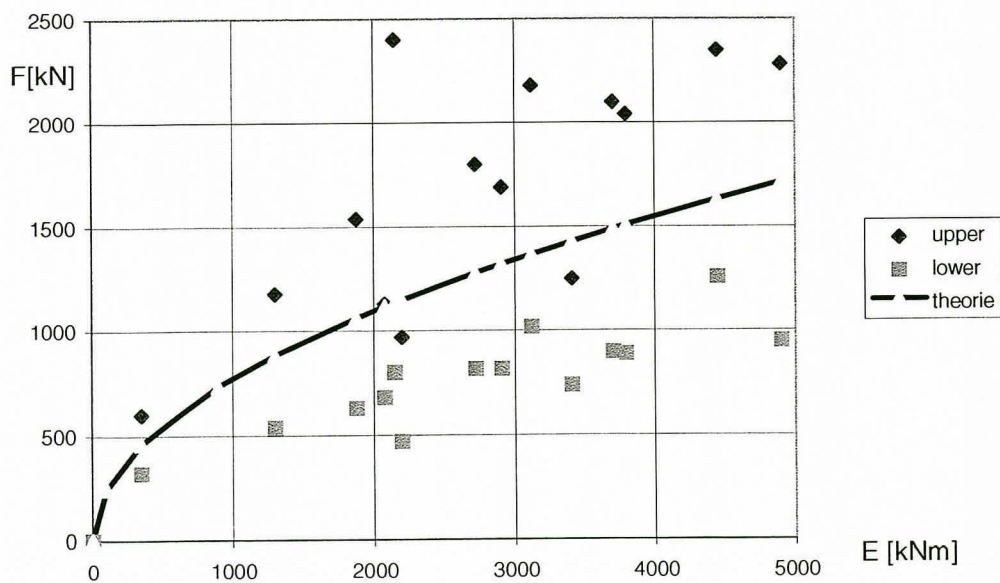


Figure 4.2.4 Comparison of (4.1.1) and experiments by Popp [4.5]

In figure 4.2.4 equation (4.1.1) is compared with the total set of 18 experiments by Popp. For every experiment the time average force and the peak force are presented. It should be mentioned that in all these experiments the velocity is above 50 km/hour. The experiment with impact energy equal to 300 kJ/m was done with a Mercedes car. All other experiments were performed using trucks. The conclusion for the total set of experiments can be the same as for the experiment XII discussed above.

Chiapetta and Pang [4.6] did tests and calculations on car impact. The results for a 30 mph impact of a Plymouth Satellite (4380 lbs) have been shown in figure 4.2.5. The maximum force in the experiment was about 100 kips = 440 kN. According to the models (4.2.1), so again excluding the internal structural dynamic effects, we find:

$$F = v N (km) = 15 N (300\,000 * 2000) N = 380 \text{ kN}$$

This also indicates that the mechanical model gives globally the correct values, although the elastic vehicle model is a fiction. The stiffness parameter k_0 has the nature of a calibration factor rather than a physical quality. For this reason the document uses the term "equivalent stiffness". Note that, contrary to the expectation, for trucks and cars the same value for this equivalent stiffness can be maintained.

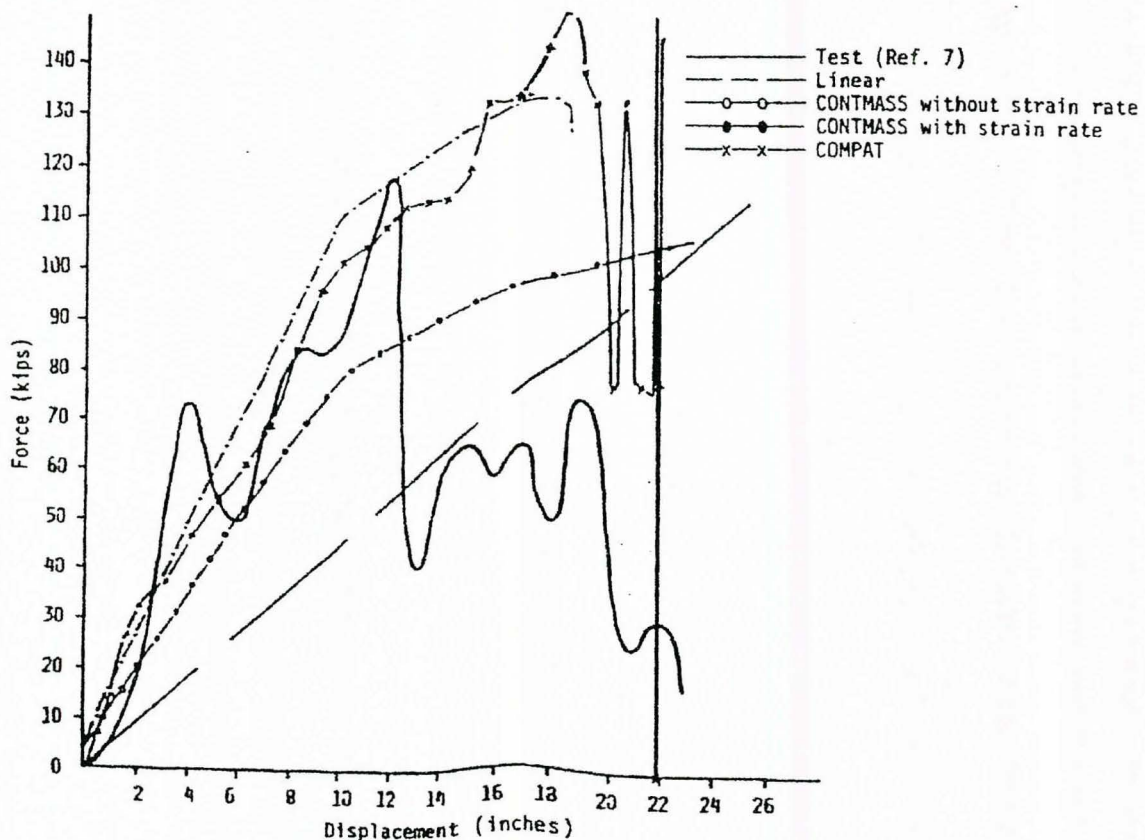


Figure 4.2.5 Impact forces resulting from a 2000 kg car with 54 km/hr

Theoretical Design values for impact forces

We shall calculate the collision force probabilities and derive from there a design value for a bridge column near a highway track. Similar to (4.2.4) we may write [4.2], [4.3]:

$$P(F > F_d) = n T \lambda \Delta x P\{1.4 \sqrt{(m k (v^2 - 2ar))} > F_d\} \quad (4.2.7)$$

For Δx and r the same approximations as in section 4.2.2 will be used. Figure 4.2.6 gives the force F_d as a function of the distance d . According to EC1, Basis of Design, Annex A, the force F_d has been tuned in such a way that:

$$P(F > F_d) = \alpha(-s\beta) = \Phi(-0.7 \cdot 3.8) = 10^{-3} \quad (4.2.8)$$

Both (4.2.7) and (4.2.8) are life time probabilities.

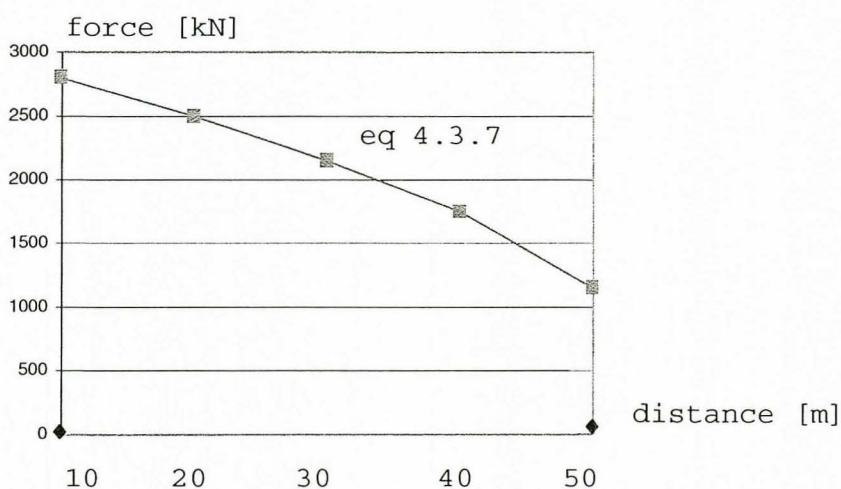


Figure 4.2.6 Design force as a function of the distance to the track

Let us finally compare the results with some data from practice. In the Netherlands 216 collisions to superstructures were observed in a set of 3000 bridges over a period of 10 years. This gives a probability of collision of 0.007 per year.

Furthermore, based on damage observations and back calculations have been made to estimate the static equivalent forces. The result is presented in Figure 4.2.7. It has been found that 64 % of the collisions have an equivalent force less than 1000 kN and 98 % is less than 4000 kN.

Given these data the following result can be observed (in round numbers):

Force	Exceedence probability given the collision	Exceedence probability for one year	Exceedence probability for the life time
2000 kN	0.1	$0.7 \cdot 10^{-3}$	$0.7 \cdot 10^{-1}$
4000 kN	0.01	$0.7 \cdot 10^{-4}$	$0.7 \cdot 10^{-2}$
6000 kN	0.001	$0.7 \cdot 10^{-5}$	$0.7 \cdot 10^{-3}$

It follows roughly that a life time probability of 0.001, corresponding to EN 1990, Basis of Structural Design, $\alpha=0.7$ and $\beta=3.8$, leads to a force close to 6000 kN. If we accept the reduced exceedence probability of 10^{-4} per year as according to ISO [4.7], one finds about 4000 kN. In both cases the values are higher than the ones calculated in figure 4.2.6.

Life time probability [%]

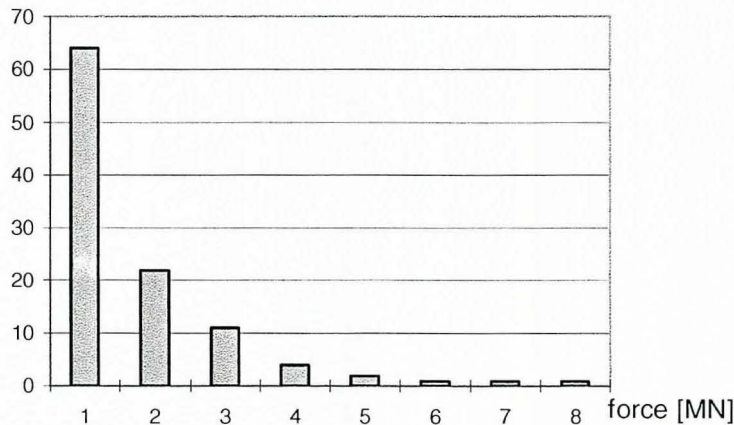


Figure 4.2.7 Distribution of collision forces based on observations

In addition to the values in this Table the code specifies more advanced models for nonlinear and dynamic analysis in an informative annex.. For impact loads the reader is referred to the bridge part of this project.

The design values in EC1, Part 1.7, Table 4.1, have for political reasons been chosen in accordance with Eurocode 1, Part 3. In the following table some possible corresponding input values for the parameters m_1 , k_0 and v equation 4.2.1 are presented.

Table 4.2.2: Calculation of design values in EC1, Part 1.7, Table 4.1

type of road	mass	velocity	equivalent stiffness	collision force based on (4.2.1)
	m [kg]	v [km/h]	k [kN/m]	F_{stat} [kN]
motorway	20000	50	300	1000
urban area	20000	25	300	500
courtyards				
- only passenger cars	1500	8	300	50
- also trucks	20000	8	300	150

The input design values for masses and velocity are relatively low, taking into account the other data in this chapter. As a consequence also the F_d value in Eurocode 1, Part 1.7 are too low. However, if combined with a conservative linear classic static structural model, the overall design could still very well be over designed.

SHIP COLLISIONS

Modelling of collision event

The probability of a ship colliding with a particular object in the water (offshore platform, bridge deck, bridge piers, sluice) depends on the intended course of the ship relative to the object and the possibilities of navigation or mechanical errors. In order to find the total probability of an object being hit, the total number of ships should be taken into account. Finally, the probability of having some degree of structural damage also depends on the mass, the velocity at impact, the place and direction of the impact and the geometrical and mechanical properties of ship and structure.

When discussing ship collisions, it is essential to make a distinction between rivers and canals on the one side and open water areas like lakes and seas on the other. On rivers and canals the ship traffic patterns can be compared to road traffic. On open water, shipping routes have no strict definitions, although there is a tendency for ships to follow more or less similar routes when having the same destination.

A typical possible model for the ship distribution within a traffic lane is presented in figure 4.4.1. In general it will be possible to model the position of a ship in a lane as a part with some probability density function. Details will of course depend on the local circumstances. It should be noted that sometimes the object under consideration might be the destination of the ship, as for instance a supply vessel for an offshore structure.

Navigation errors are especially important for collisions at sea. Initial navigation errors may result from inadequate charts, instrumentation errors and human errors. The probabilistic description of these errors depends on the type of ship and the equipment on board, the number of the crew and the navigation systems in the sea area under consideration. Given a ship on collision course, the actual occurrence of a collision depends on the visibility (day or night, weather conditions, failing of object illumination, and so on) and on possible radar and warning systems on the structure itself.

Mechanical failures may result from the machinery, rudder systems or fire, very often in connection with bad weather conditions. The course of the ship after the mechanical failure is governed by its initial position and velocity, the state of the (blocked) rudder angle, the current and wind forces, and the possibility of controlling the ship by anchors or tugs. These parameters together with the mass and dimensions of the ship should be considered as random. Given these data, it is possible to set up a calculation model from which the course of the ship can be estimated and the probability of a collision can be found.

For further discussion a co-ordinate system (x,y) is introduced as indicated in Figure 4.4.1 The x co-ordinate follows the centre line of the traffic lane, while the y co-ordinate represents the (horizontal) distance of the object to the centre. The structure that potentially could be hit is located at the point with co-ordinates x=0 and y=d.

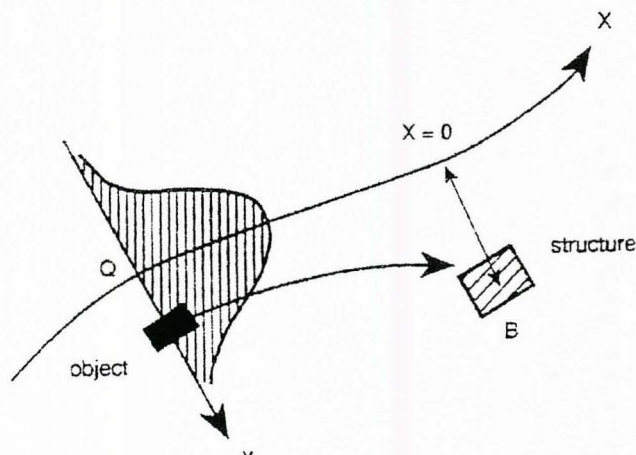


Figure 4.4.1: Ingredients for a probabilistic collision model

The occurrence of a mechanical or navigation error, leading to a possible collision with a structural object, can be modelled as an (inhomogeneous) Poisson process. Given this Poisson failure process with intensity $\lambda(x)$, the probability that the structure is hit at least once in a period T can be expressed as [4.1][4.2][4.3]:

$$P_c(T) = nT(1 - P_a) \iint \lambda(x) P_c(x, y) f_s(y) dx dy \quad (4.4.1)$$

where:

- T = period of time under consideration
- n = number of ships per time unit (traffic intensity)
- $\lambda(x)$ = probability of a failure per unit travelling distance
- $P_c(x, y)$ = conditional probability of collision, given initial position (x, y)
- $f_s(y)$ = distribution of initial ship position in y direction
- P_a = the probability that a collision is avoided by human intervention.

For the evaluation in practical cases, it may be necessary to evaluate P_c for various individual object types and traffic lanes, and add the results in a proper way at the end of the analysis.

To give some indication for λ , in the Nieuwe Waterweg near Rotterdam in the Netherlands, 28 ships were observed to hit the river bank in a period of 8 years and over a distance of 10 km. Per year 80 000 ships pass this point, leading to $\lambda = 28/(10 \cdot 8 \cdot 80000) = 10^{-6}$ per ship per km.

4.4.2 Mechanical Models

For practical applications, especially in offshore industry, some rules have been developed to calculate the part of the total energy that is transferred into the structure. Some of these rules are based on empirical models, others on a static approximation, starting from so-called load indentation curves (F-u diagrams) for both the object and the structure (see figure 4.5.2). According to this model the interaction force during collapse is assumed to raise from zero up to the value where the sum of the energy absorption of both ship and structure equal the available kinetic energy at the beginning of the impact.

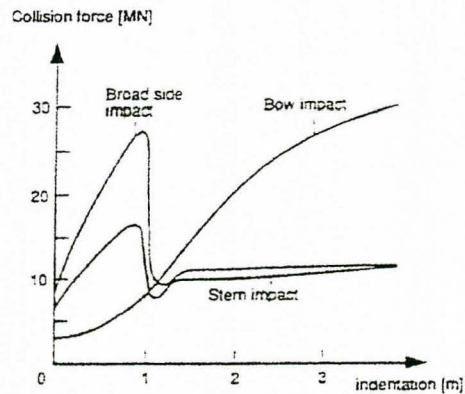


Figure 4.4.2 Recommended indentation curve for supply vessel (DNV)

For a number of bridge projects figure 4.4.3 (from [4.3]) shows proposed impact forces resulting from various models. The plotted points are added to show the accuracy of the simple model according to (4.1.1). The same holds for the bow-indentation curves in figure 4.4.4.

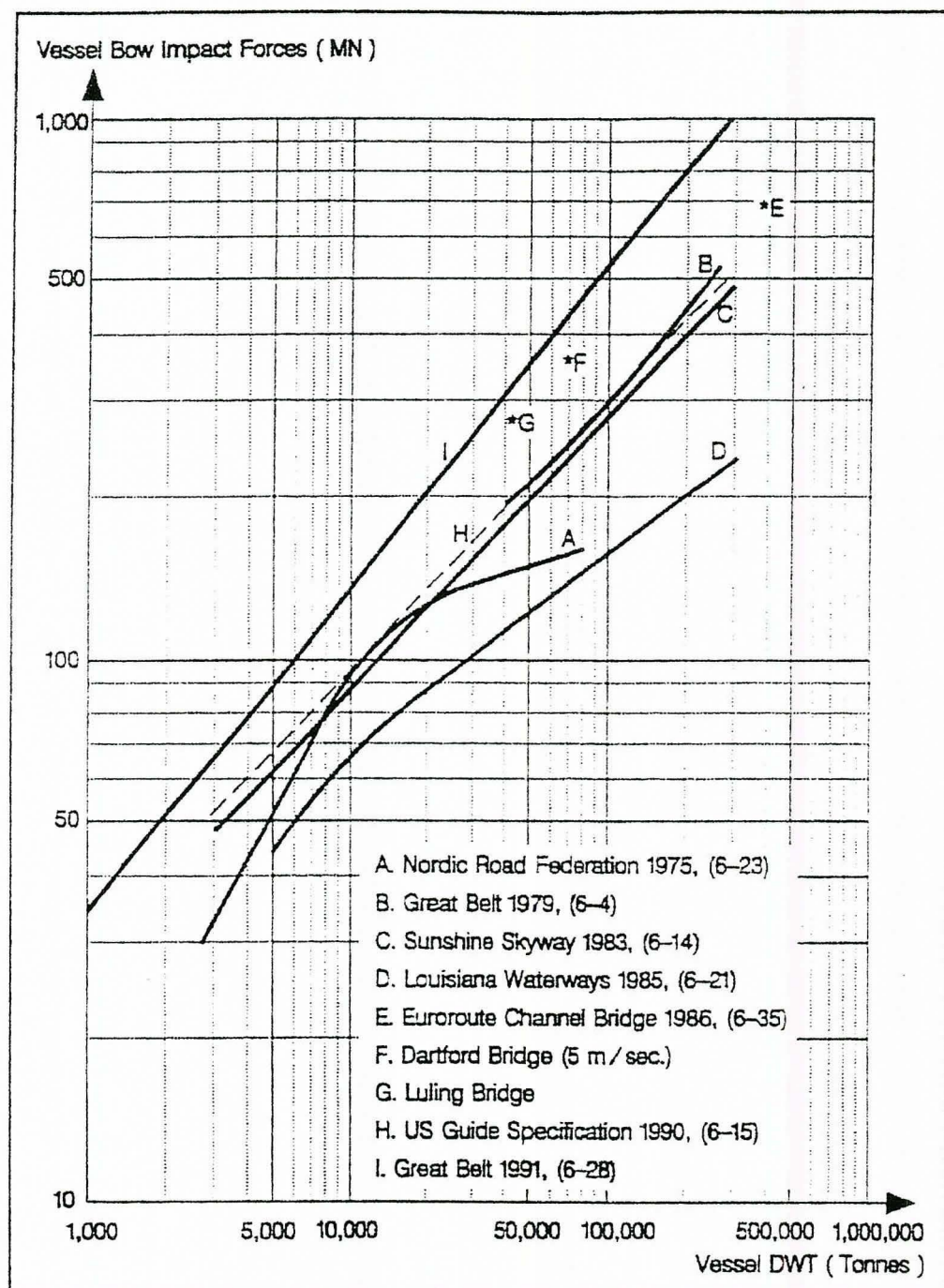
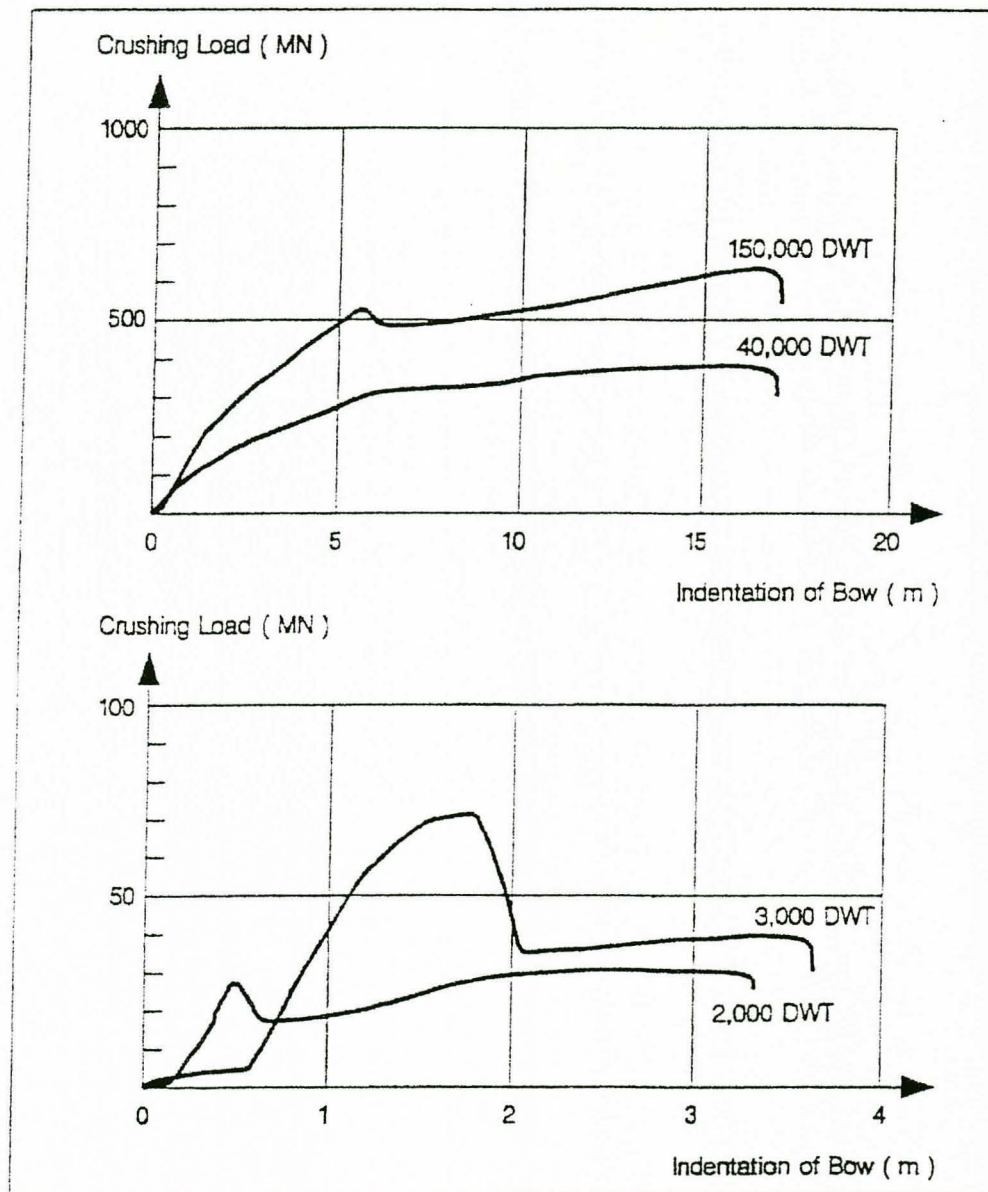


Figure 4.4.3 Estimated vessel collision forces for various projects;
impact speed = 7 m/s (from [4.3])



At the top: – 150,000 DWT bulk carrier at an initial speed of 9.3 m/sec
– 40,000 DWT container ship at an initial speed of 12.9 m/sec

Below: – 3000 DWT general cargo carrier at an initial speed of 7.5 m/sec
– 2000 DWT tanker at an initial speed of 7.0 m/sec

Figure 4.4.4 Calculated load - bow indentation curves (from [4.3])

4.4.3 Design values

If data about types of ships, traffic intensities, error probability rates and sailing velocities are known, a design force could be found from [4.2][4.3]:

$$P(F > F_d) = nT(1 - p_a) \iint \lambda(x) P[v(x, y)\sqrt{k} > F_d] f_s(y) dx dy \quad (4.4.2)$$

$v(x, y)$ = impact velocity of ship, given error at point (x, y)
 k = stiffness of the ship
 m = mass of the ship

For all other variables, see formula (4.41). Given a target reliability and estimates for the various parameters in (4.4.2) design values for impact forces may be derived.

The values in Tables 4.5 and 4.6 of Part 1.7, however, have not been derived on the basis of an explicit target reliability.

For inland ships the values in Table 4.5 have been chosen in accordance with ISO DIS 10252. For a particular design it should be estimated which size of ships on the average might be expected, and on the basis of those estimates, design values for the impact forces can be found. Table 4.4 shows a comparison between:

the values in Table 4.5 of EN 1991-1-7
the values based on Annex C, equation (C1) (identical to (4.4.1) in this report)
the values based on Annex C, equation (C9)

The masses for the inland waterways ships should be taken in the middle of the class. The velocity used is 3 m/s and the equivalent stiffness $k = 5 \text{ MN/m}$.

Table 4.4.1 Design forces for inland ships

m [ton]	v [m/s]	k [N/m]	F [MN] Table 4.5	F [MN] eq (C.1)	F [MN] eq (C.9)
300	3	5000000	2	4	5
1250	3	5000000	5	8	7
4500	3	5000000	10	14	9
20000	3	5000000	20	30	18

For sea going vessels values in Table 4.6 are based on equation (C11), with $v = 3 \text{ m/s}$ and $k_o = 15 \text{ MN/m}$ for the smallest ship category and 60 MN/m for the heaviest category. Table 4.4.2 gives a comparison with EN 1991-1-7, Annex C (C11) and (C.1) (or (4.4.1) in this report).

Table 4.4.2 Design forces for seagoing vessels

m [ton]	v [m/s]	k [N/m]	F [MN] Table 4.6	F [MN] eq(C.1)	F [MN] eq (C.11)
3000	5	15000000	50	34	33
10000	5	30000000	80	87	84
40000	5	45000000	240	212	238
100000	5	60000000	460	387	460



Stichting Postacademisch Onderwijs

Civiele techniek en Bouwtechniek
Gezondheidstechniek en Milieutechnologie
Vervoerswetenschappen en Verkeerskunde

PAO cursus

ROBUUST ONTWERPEN VAN BOUWCONSTRUCTIES

Delft, 6 en 7 december 2006

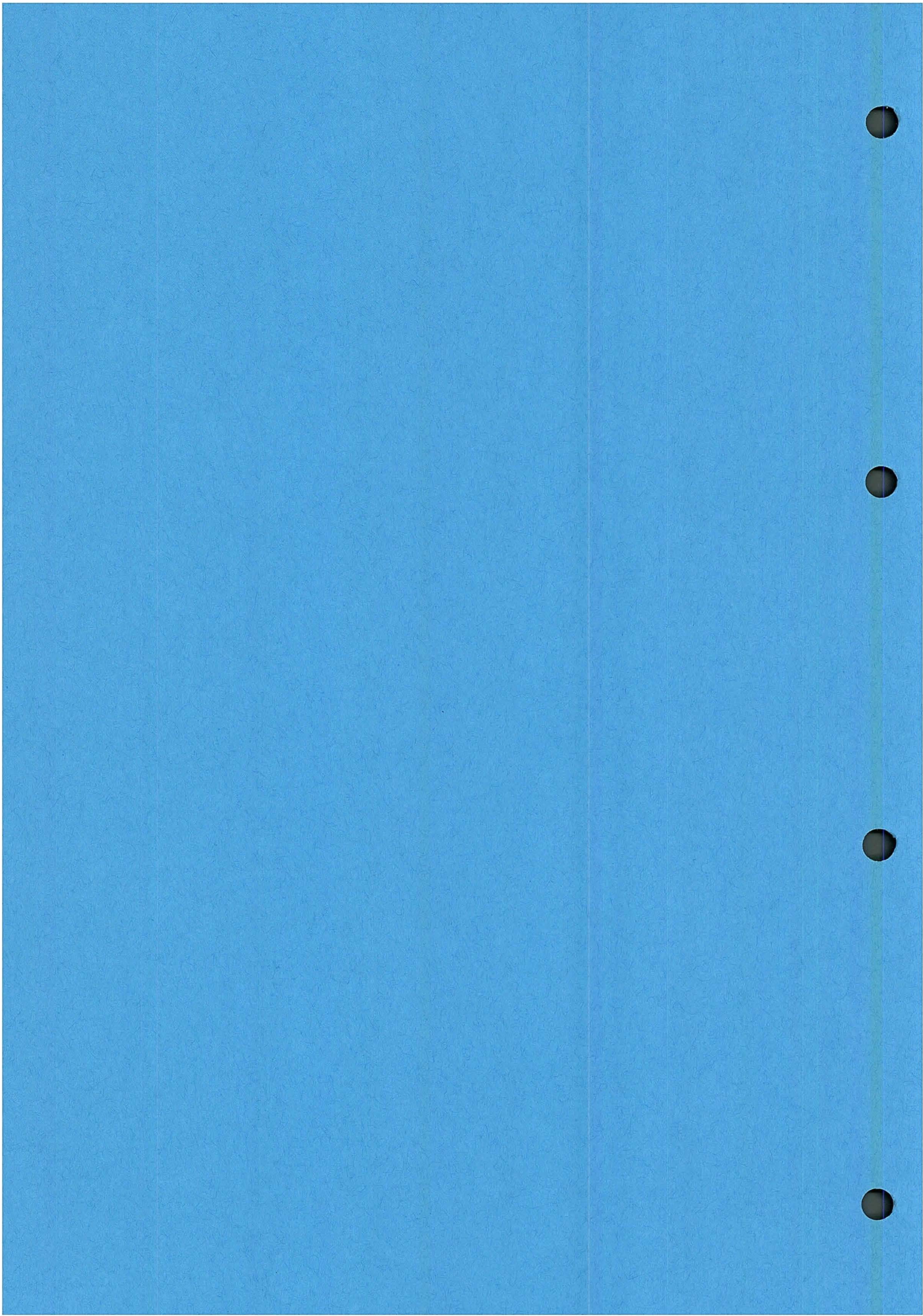
7 december

ROB 05

VERANTWOORDELIJKHEDEN BIJ ONTWERP

Prof.dipl.-ing. J.N.J.A. Vambersky
TU Delft

- auteursrechten voorbehouden -

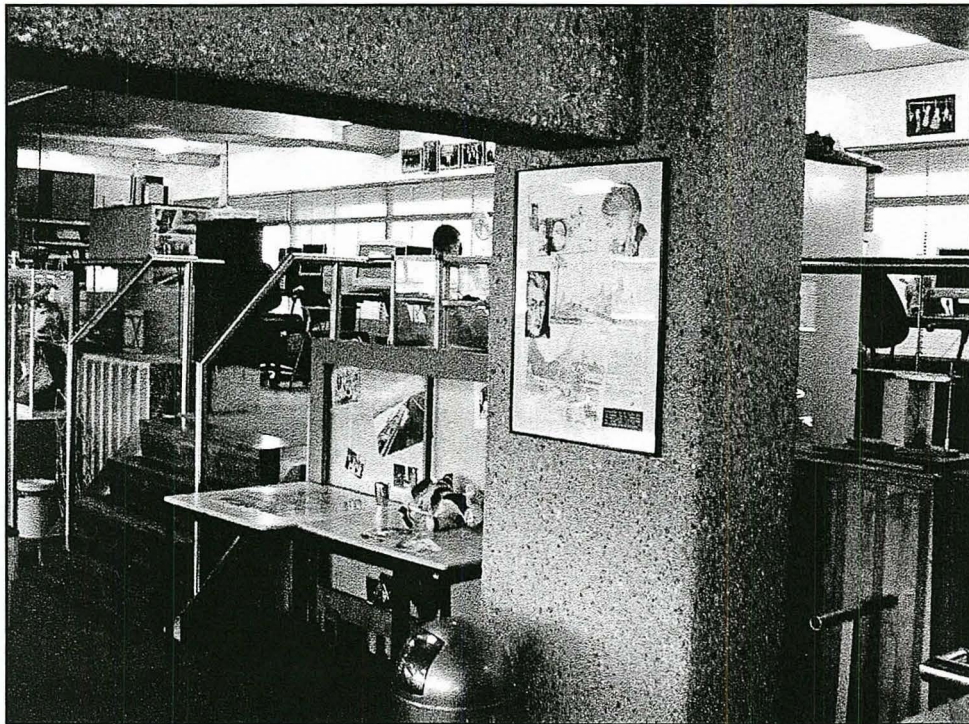
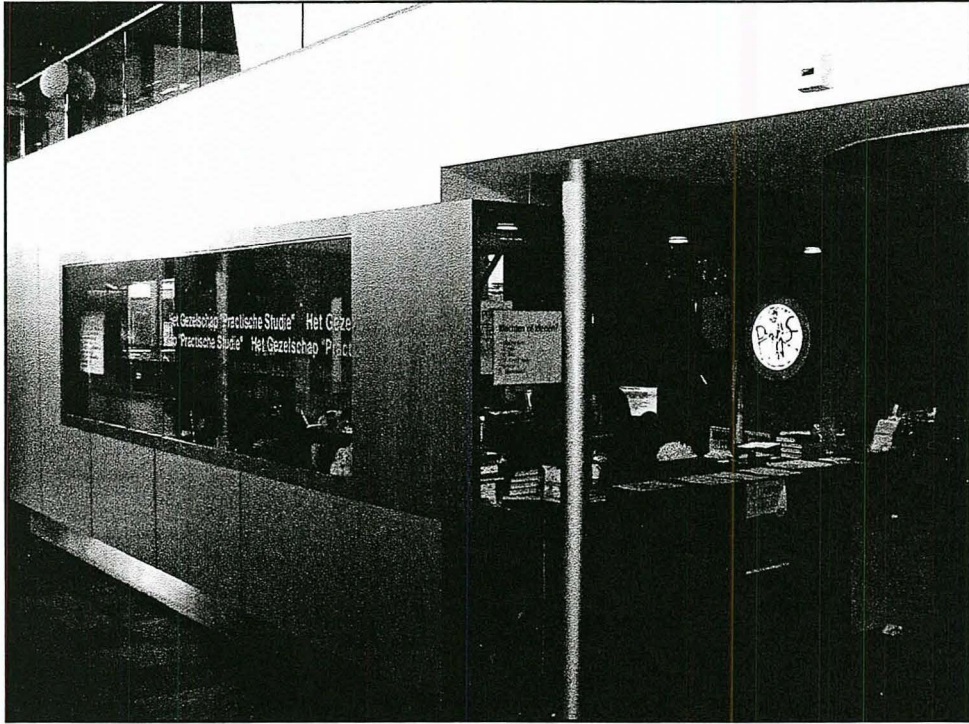


VERBOUWING PS

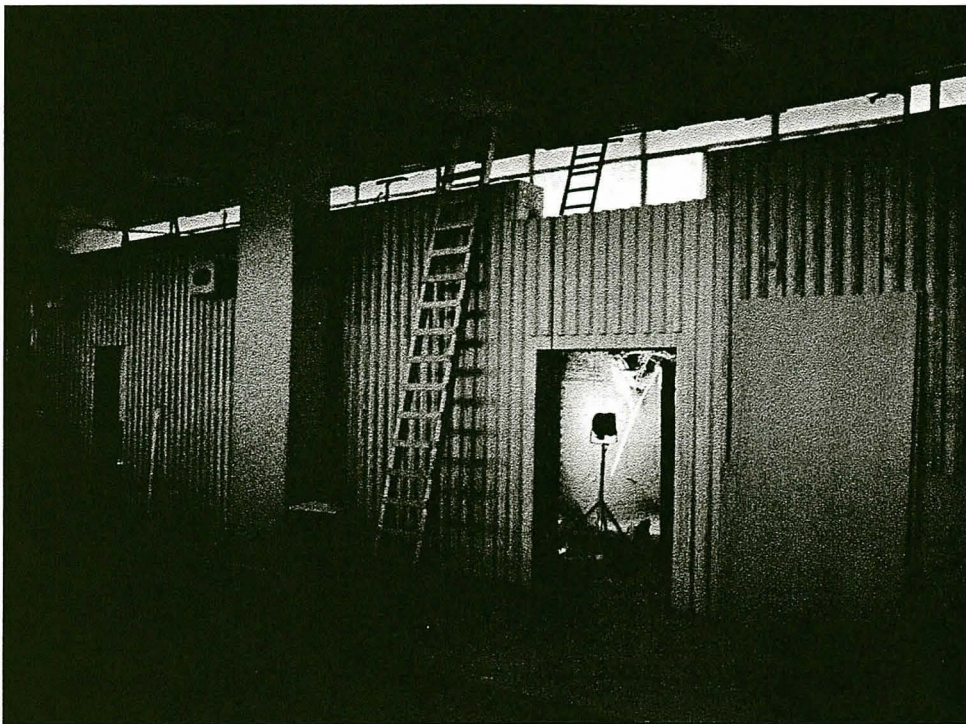
"WAT KAN ER MISGAAN?"

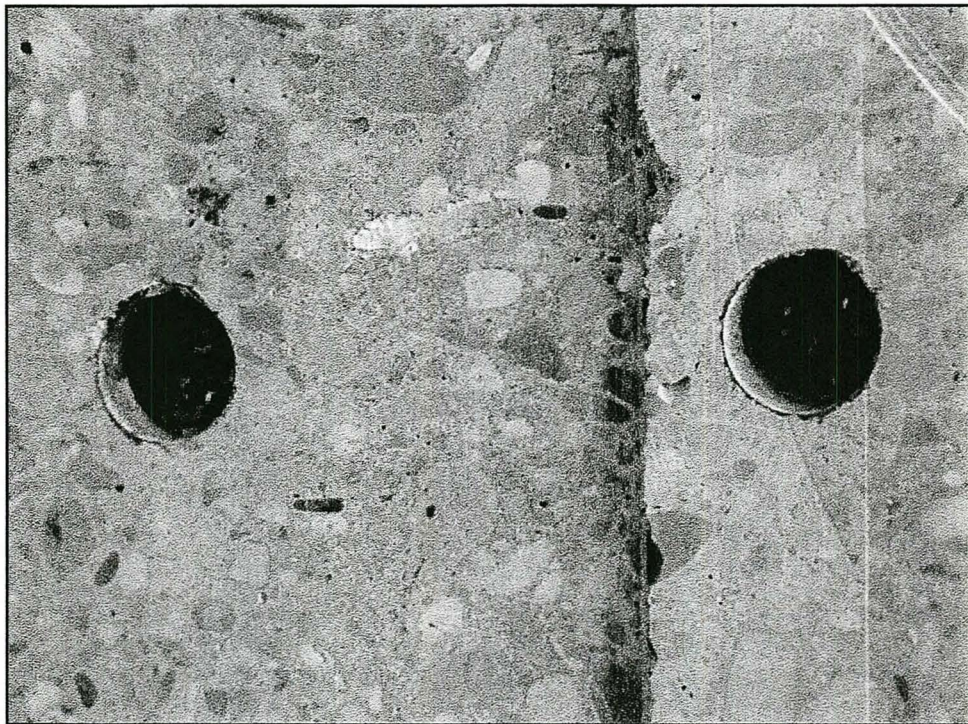
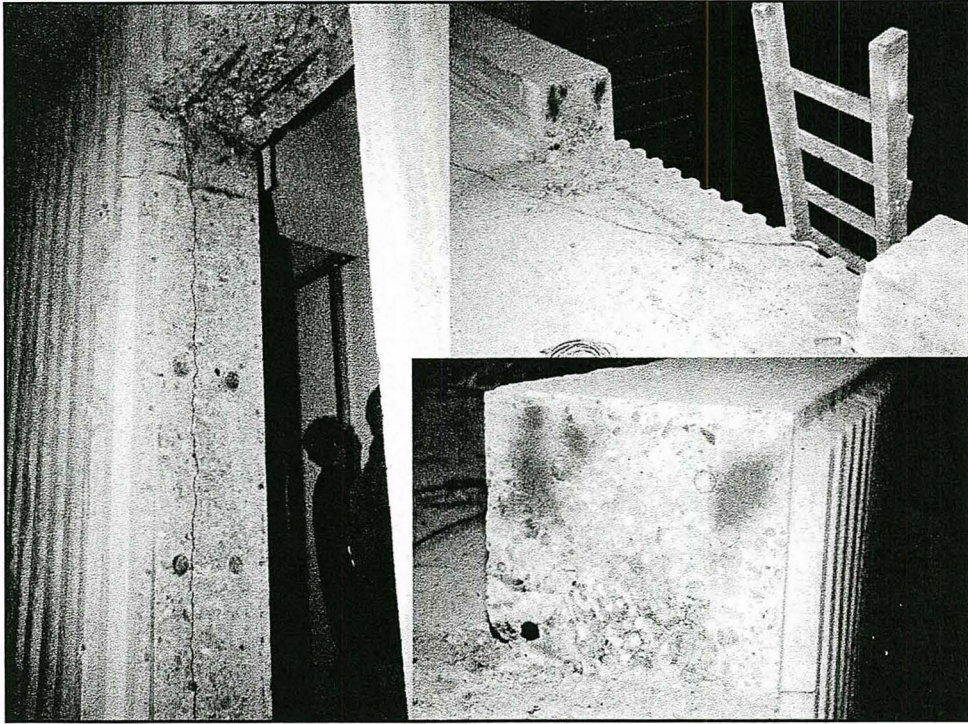
Prof. Dipl.-Ing. J.N.J.A. Vambersky
TU Delft, Faculteit CiTG
Corsmit Raadgevend Ingenieursbureau BV

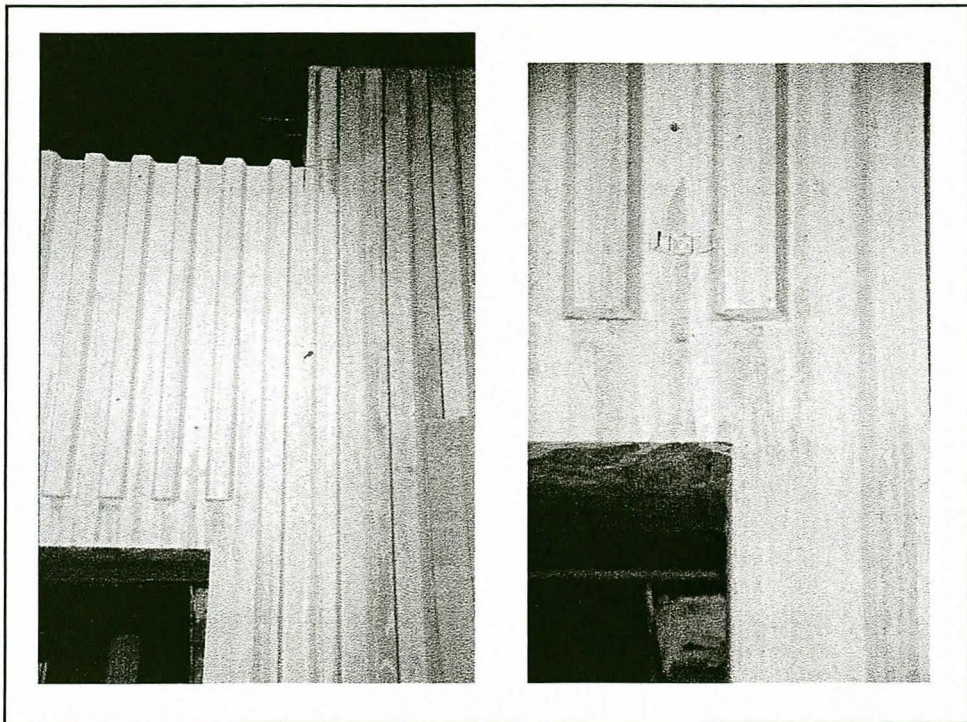
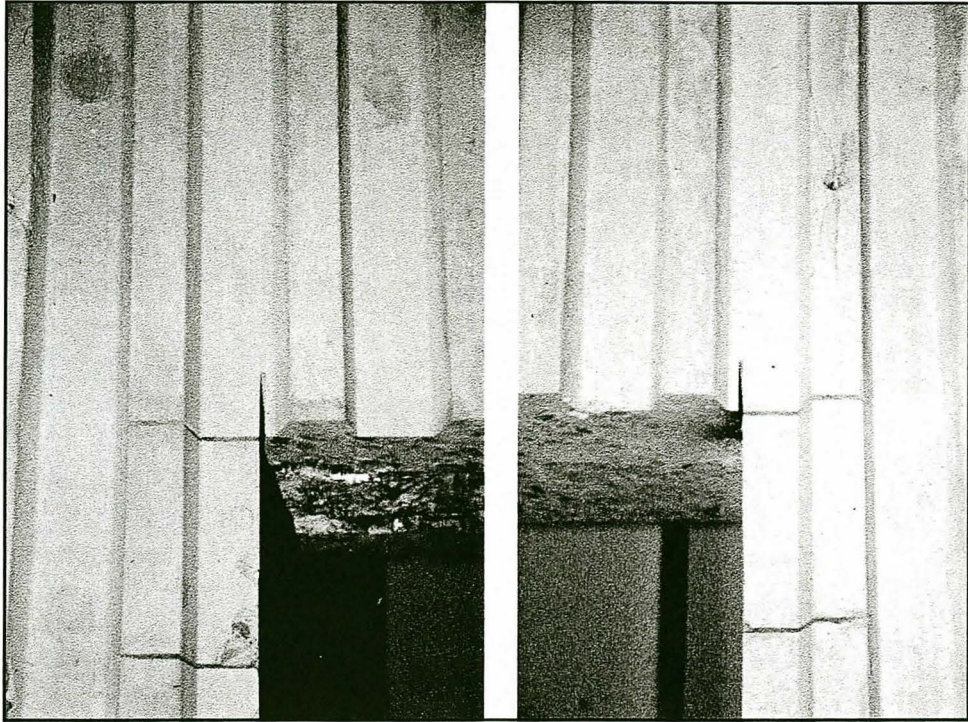


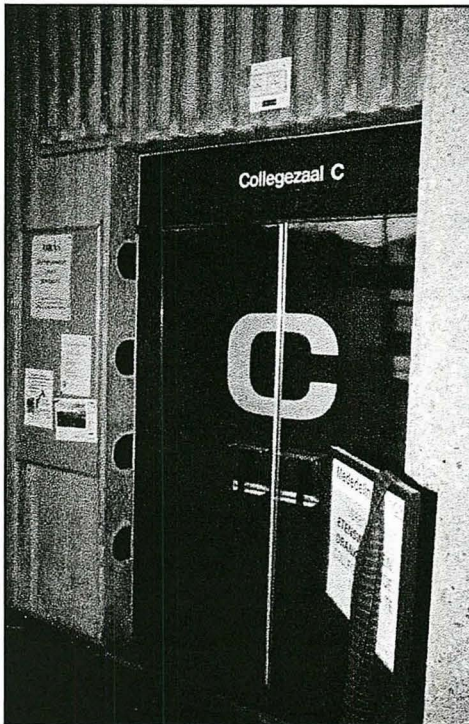
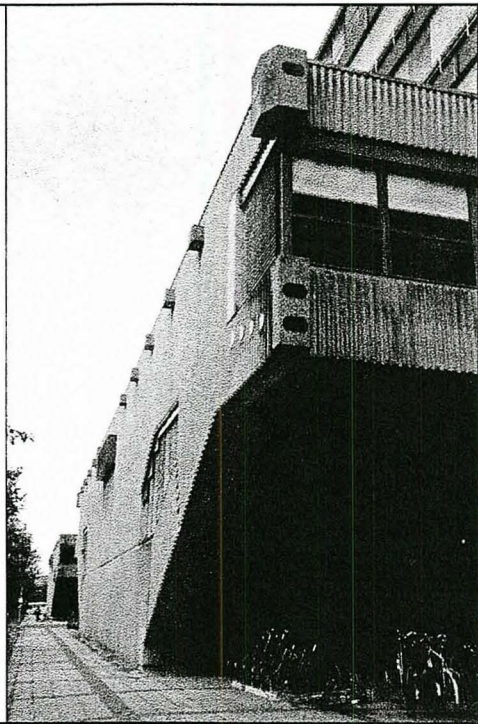
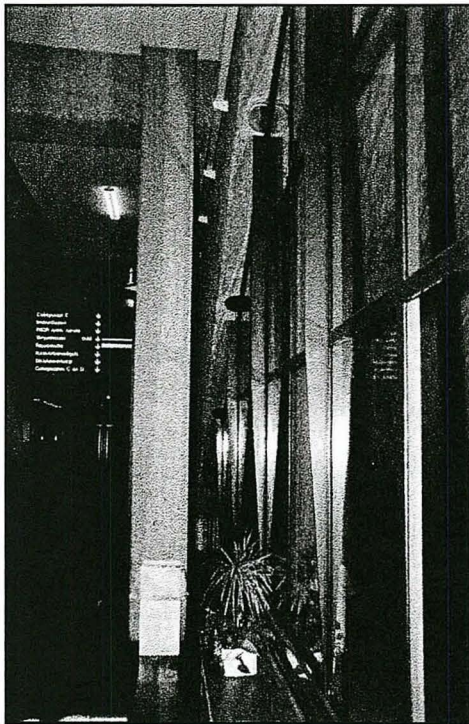


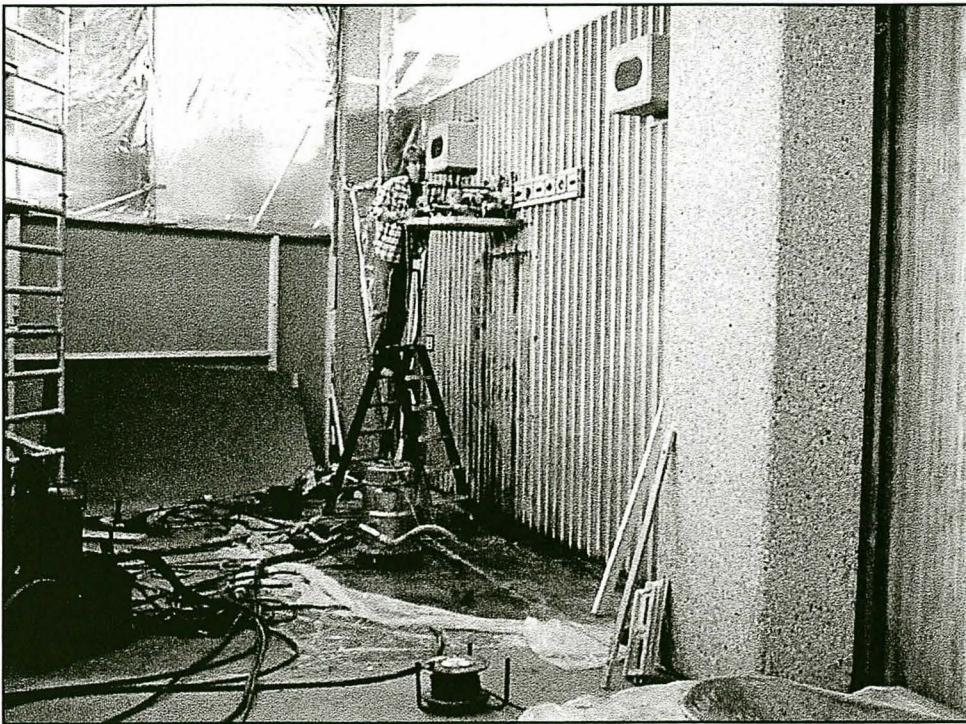
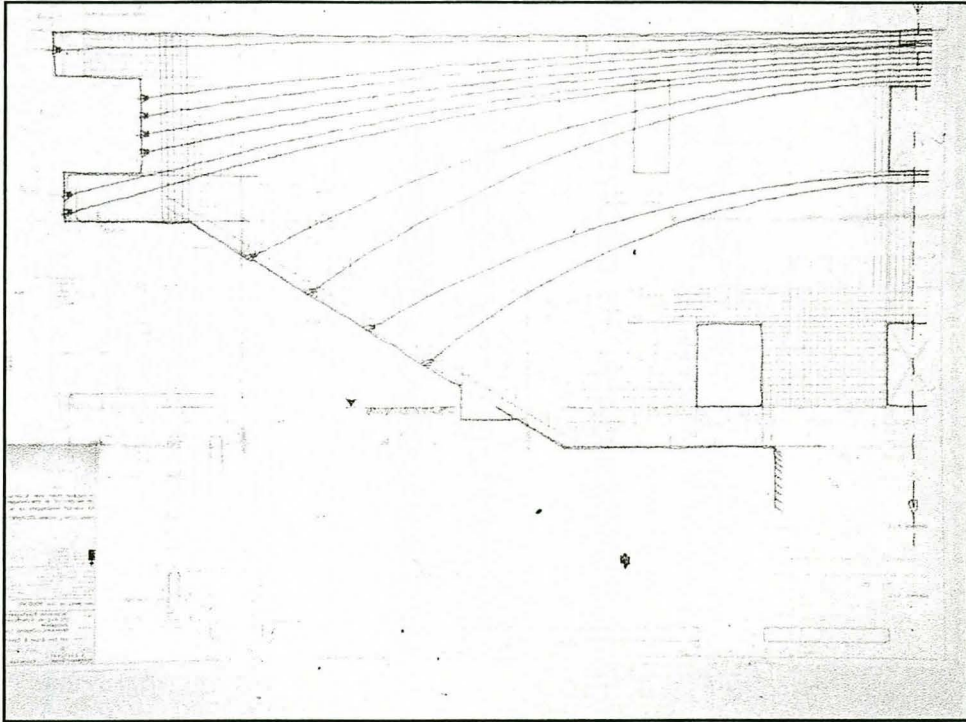
**MAANDAG OCHTEND
EEN AANTAL JAREN GELEDEN...**

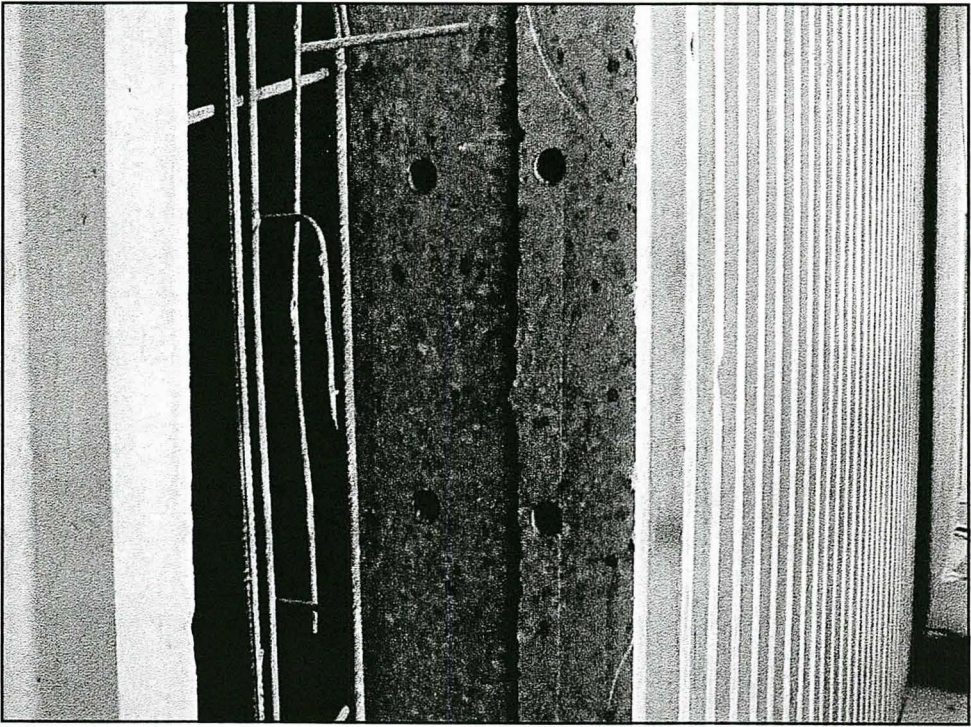
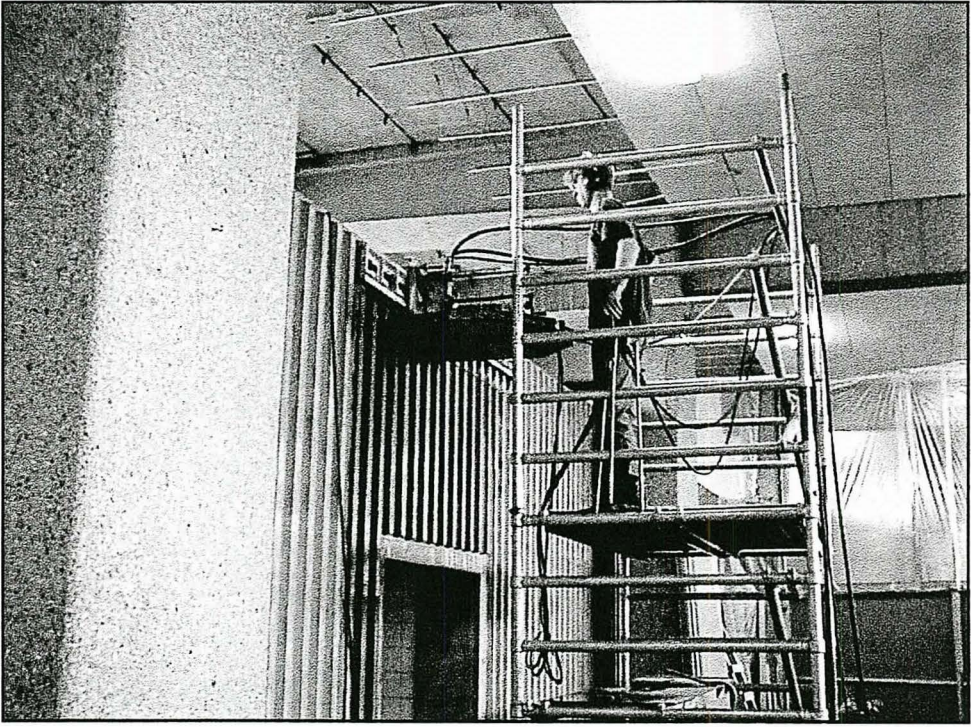


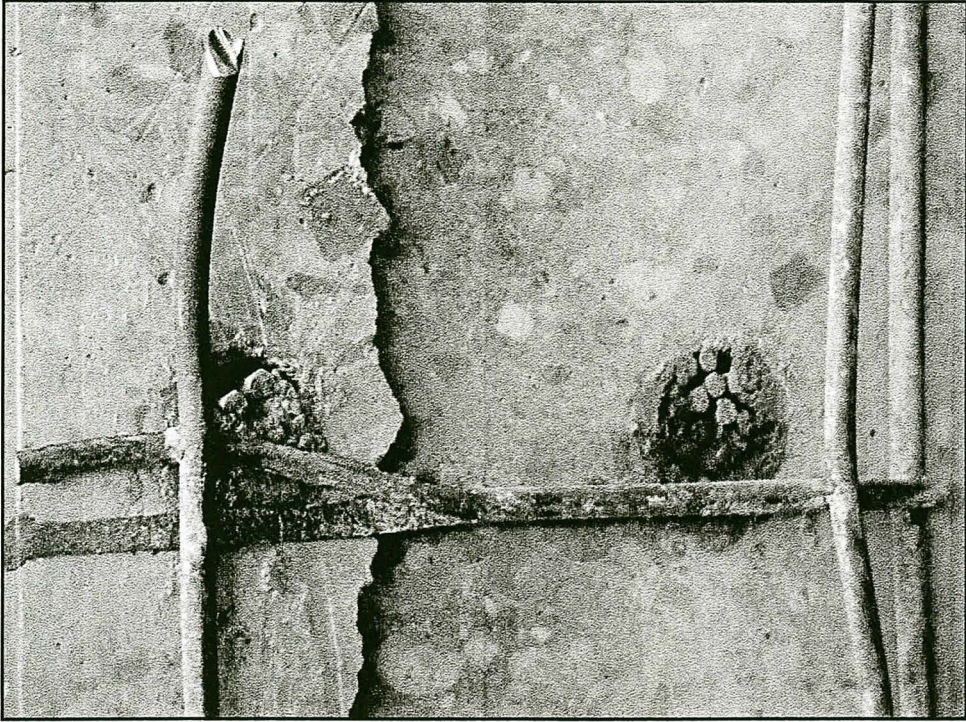


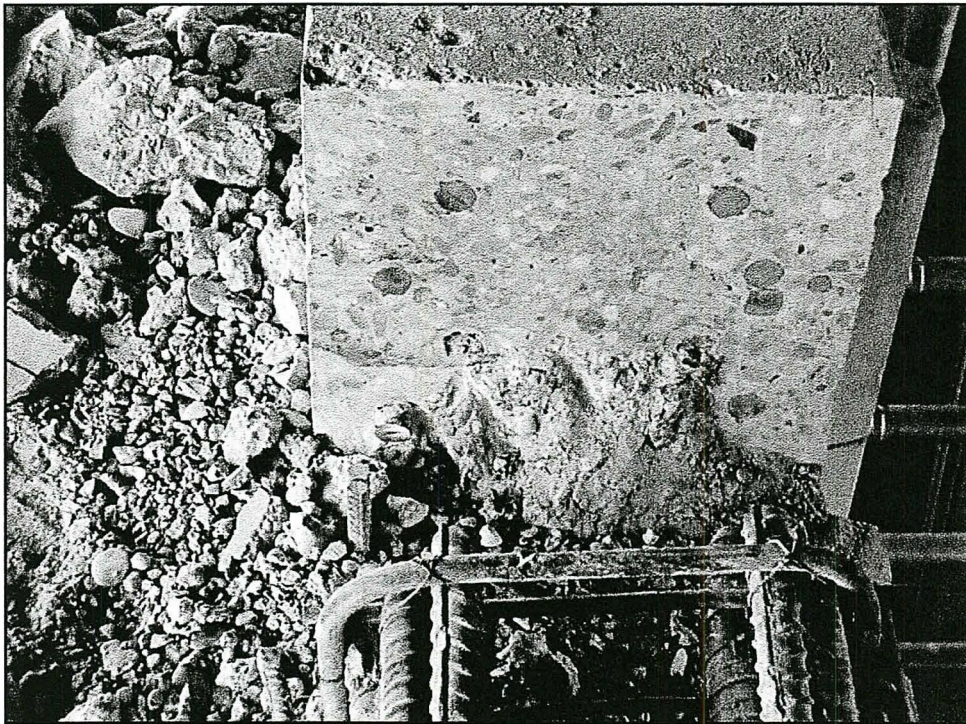




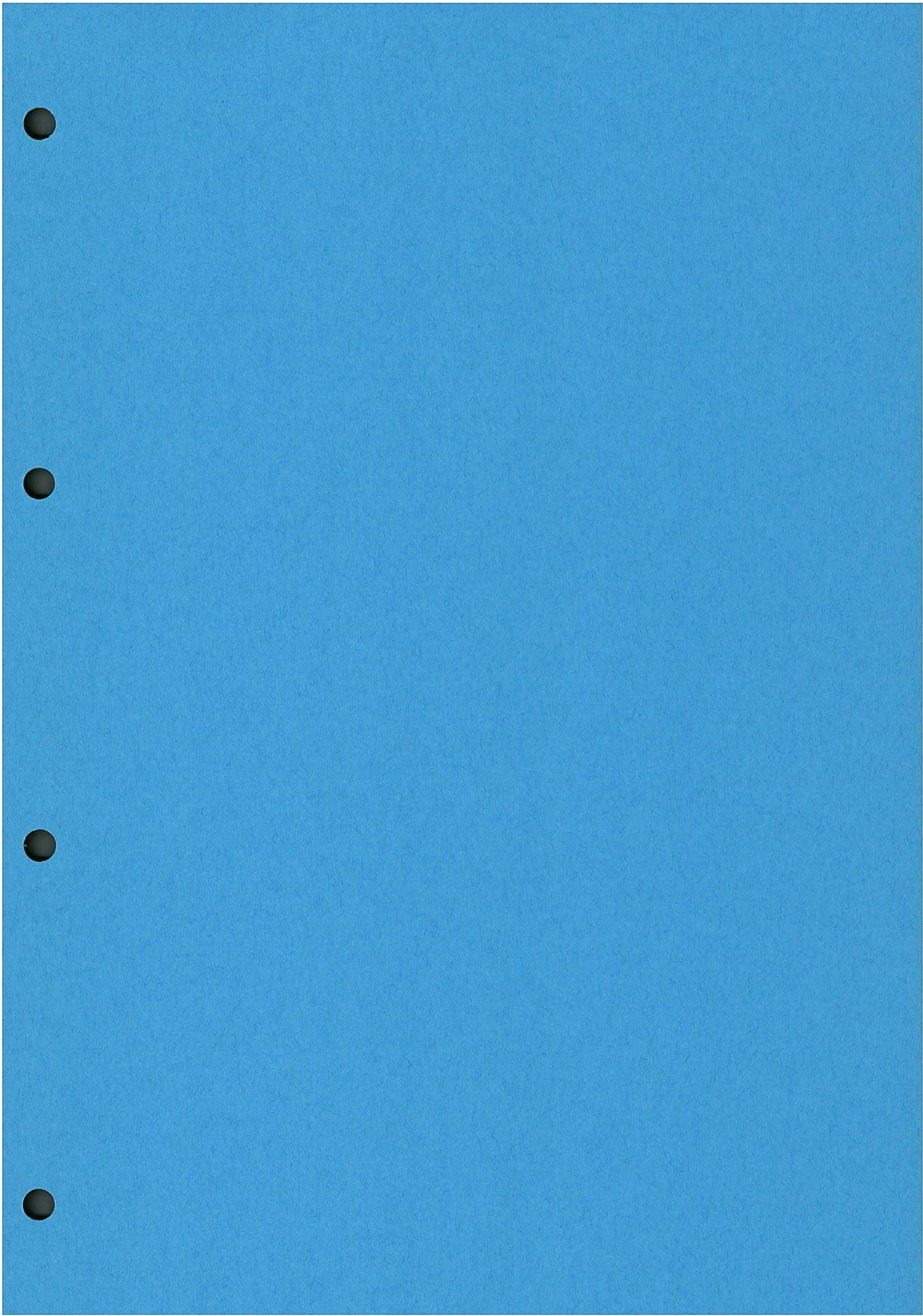


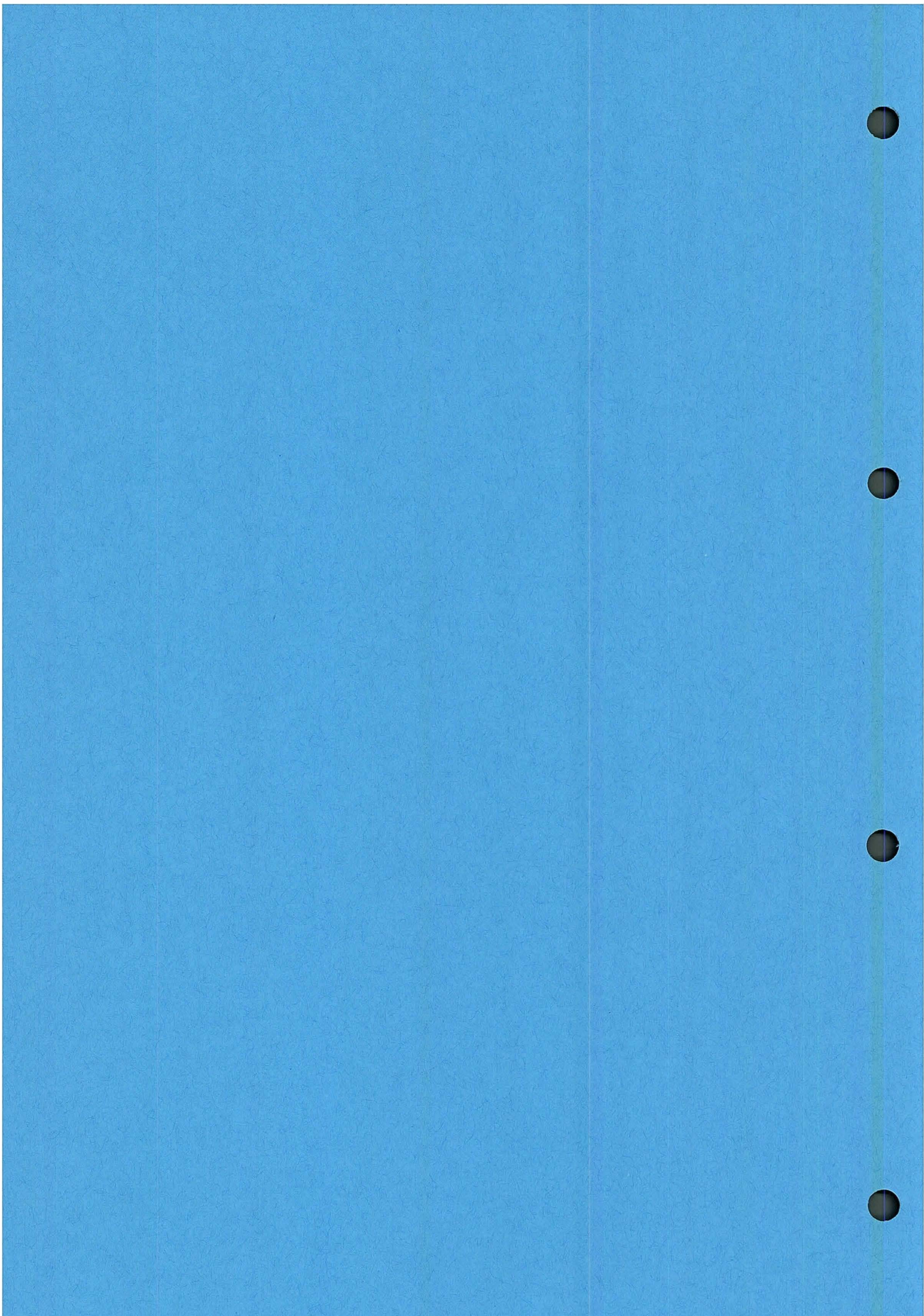














CONSTRUCTIEVE SAMENHANG

EN

VERANTWOORDELIJKHEDEN BIJ HET (CONSTRUCTIEF) ONTWERP

Prof. Dipl-Ing. J.N.J.A. Vambersky

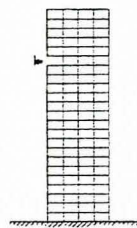
BELASTINGEN

- **NORMALE BELASTINGEN**
- **BIJZONDERE BELASTINGEN**
 - komen zelden voor
 - identiteit vaak onduidelijk
 - grootte / effect belasting moeilijk te voorspellen
- **Bijzondere belastingen zijn ook ontwerp- en bouwfouten!**

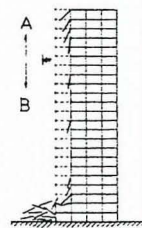
- Hoe om te gaan met belastingen is vastgelegd in normen
- Insteek m.b.t. bijzondere belastingen:
 - lokale schade t.g.v. bijzondere belasting toegestaan
 - geen voorstschrijdende instorting (progressive collapse)



Ronan Point, Londen 1968



Primaire schade



Voortgaande instorting

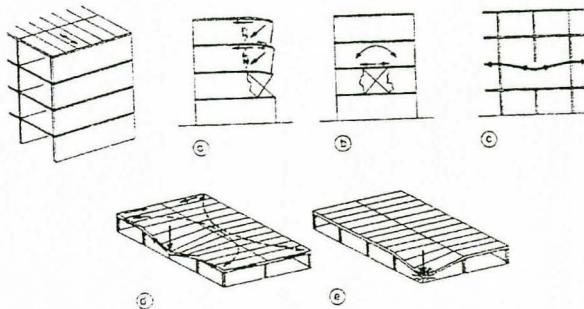
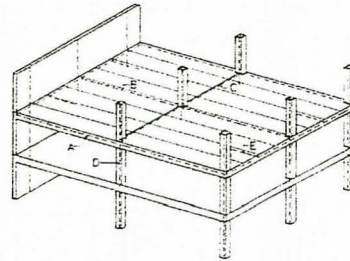
A : t.g.v. wegvallen van de ondersteuning

B : t.g.v. belasting door neervallend puin



**MOGELIJKE MAATREGELEN
BETREFFENDE DE BIJZONDERE
BELASTINGEN**

- WEGNEMEN VAN DE OORZAAK
- CONSTRUCTIE (ELEMENTEN) VOLDOENDE STERK
MAKEN
- SAMENHANG (VUISTREGELS /KOPPELWAPENING)
- TWEEDE DRAAGWEG



CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

TU Delft
Technische Universiteit Delft

**1993, AANSLAG OP HET WORLD TRADE CENTER TE NEW
YORK**

- HERNIEUWDE AANDACHT VOOR VLUCHTWEGEN EN ONTRUIMING

OKLAHOMA BOMBING

- HERNIEUWDE AANDACHT VOOR VOORTSCHRIJDENDE INSTORTING

BEWUSTWORDING

OOK AANSLAG = BIJZONDERE BELASTING

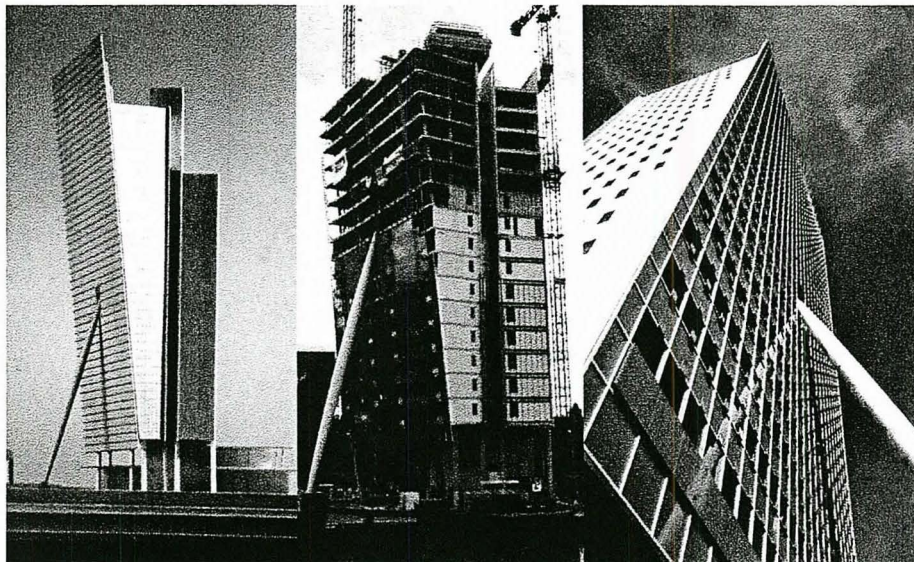
CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

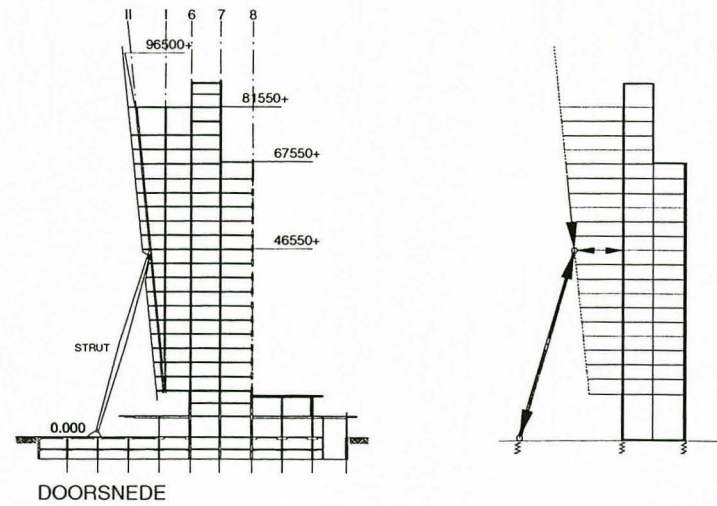
TU Delft
Technische Universiteit Delft



VOORBEELDEN

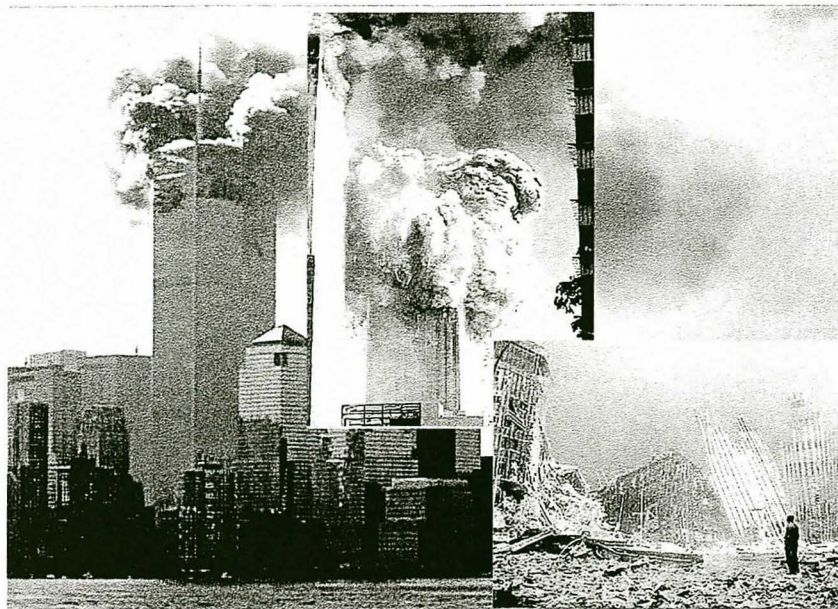
- SEPARATIE VAN STRATEGISCH BELANGRIJKE GEBOUWEN EN ONDERGRONDSE PARKEERGARAGES
- “BELVEDERE” TE ROTTERDAM





LORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

TU Delft
Technische Universiteit Delft



LORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

TU Delft
Technische Universiteit Delft



NEDERLANDSE NORM

•ADRESSEERT SOMMIGE BIJZONDERE BELASTINGEN RECHTSTREEKS

•NEN 6700, art. 5.3.3.:

“bezwijken van een onderdeel van de constructie mag niet
leiden tot onevenredig grote schade“

•TOELICHTING:

- a/ - de bouwconstructie mag niet bezwijken t.g.v. verlies
draagvermogen enkel constructieonderdeel
- b/ - waar nodig mogen de essentiële onderdelen niet
worden uitgeschakeld

PROBLEMEN IN DE PRAKTIJK:

-ONDUIDELIJKHEID OMTRENT DE DEFINITIE

- “CONSTRUCTIEONDERDEEL”
- “ONEVENREDIG GROTE SCHADE”
- WEL OF NIET TWEEDE DRAAGWEG

-HIERDOOR VAAK TE LAAT ONDERKEND



EUROCODE (prEN 1991-1-7)

- Insteek m.b.t. bijzondere belastingen vergelijkbaar:
 - lokale schade toelaatbaar
 - geen voortschrijdende instorting
- Hanteert zgn. “Consequences Classes” van gebouwen
- Hanteert drie mogelijke ontwerpmethoden:
 - detailleringsvoorschriften
 - ontwerp van kritische elementen voor denkbeeldige bijzondere belasting
 - tweede draagweg

- Schrijft risicoanalyse voor, voor gebouwen in “Consequences Class 3”:
 - Richt zich op gevaren voor constructie en resulterende gevolgen
 - Gebruikt risico als meetbare grootte: *kans x gevolg*
 - benoemt risico's en weegt ze af tegen kader van acceptabel risico
 - Maatregelen worden genomen wanneer benoemd risico te groot is



RISICO-ANALYSE

VOORDELEN:

- identificeert gevaren en bezwijkmechanismen
- geeft beeld van risico's – verhoogt bewustzijn
- legt gevoelige punten in ontwerp bloot
- “op maat”

NADELEN:

- tijd paradox
- relatief onbekende materie voor constructeurs
- hoge abstractieniveau
- arbeidsintensief
- hoge eisen aan communicatie/samenwerking partijen

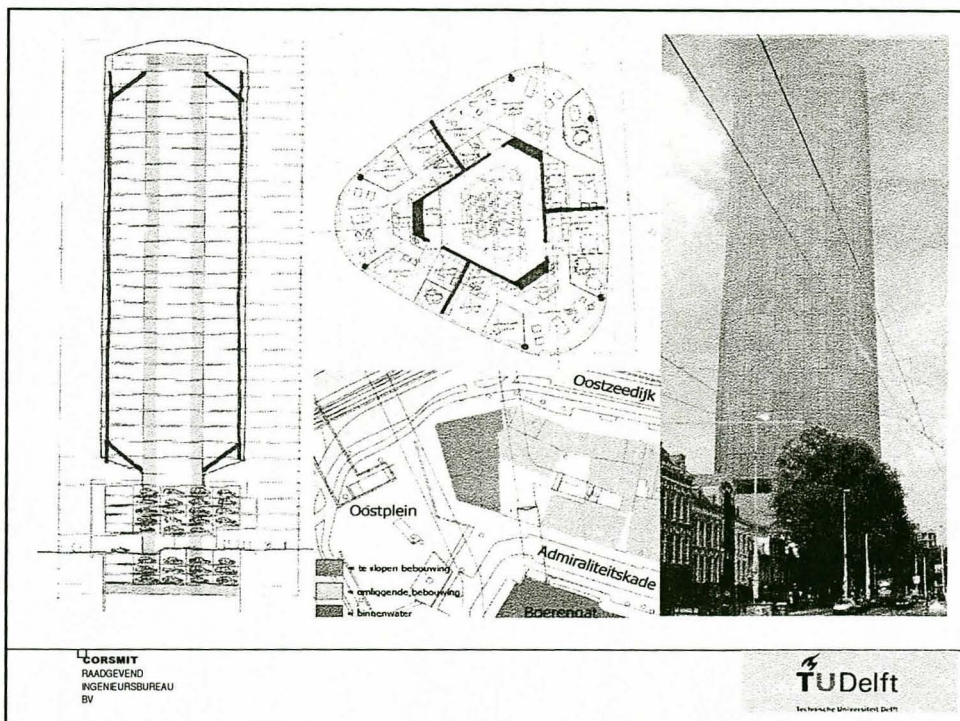
TWEEDE DRAAGWEG

VOORDELEN:

- beter werkbaar / implementeerbaar
- minder hoge eisen aan communicatie / samenwerking partijen

NADELEN:

- grof en ongenueanceerd
- mogelijke “overmitigatie”



STUFIB-STUDIECEL

- Werk ingericht conform Europese norm
- Uitgangspunten nader verfijnd

KLASSERING EN MAATREGELEN

KLASSE 1 (*eengezinswoningen, agrarische gebouwen, etc.*)

- Geen specifieke eisen

KLASSE 2a (*Lage Risico Groep*)

(*Woongebouwen, van max. vier bouwlagen, kantoorgebouwen van max. vier bouwlagen etc.*)

- Nader te specificeren horizontale trekbanden of verankeringen

KLASSE 2b (Hoge Risico Groep)

(Hotels, flats, andere woongebouwen en kantoren van vijf tot vijftien bouwlagen etc.)

- Nader te specificeren horizontale en verticale trekbanden of verankeringen

of

- Tweede draagweg

KLASSE 3 *(Alle gebouwen die de limieten van klasse 2b overschrijden, stadions met meer dan 5000 toeschouwers etc.)*

- Systematische risico-analyse

of

- Tweede draagweg

Fout als bijzondere belasting
Waar gewerkt wordt, worden fouten
gemaakt

- Menselijk
- Niet erg, mits tijdig ontdekt

>Controle geboden!



CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

21

TU Delft
Technische Universiteit Delft



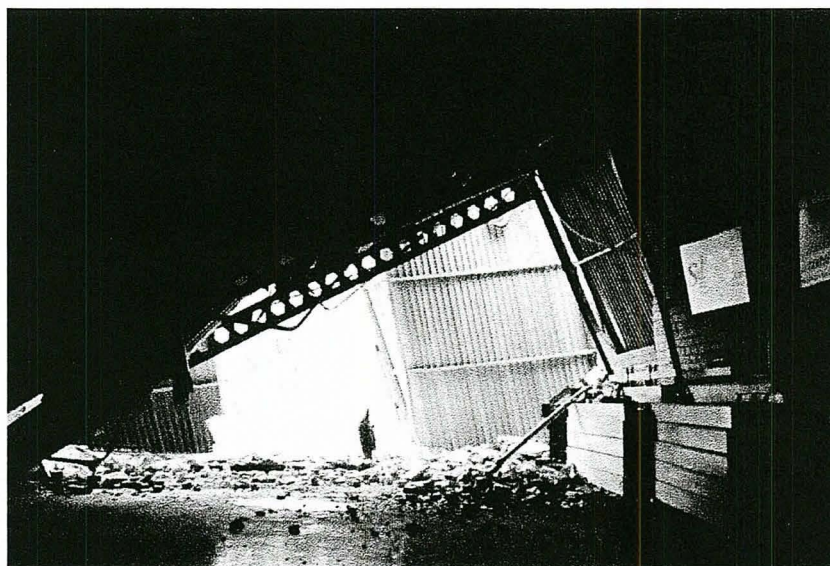
CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

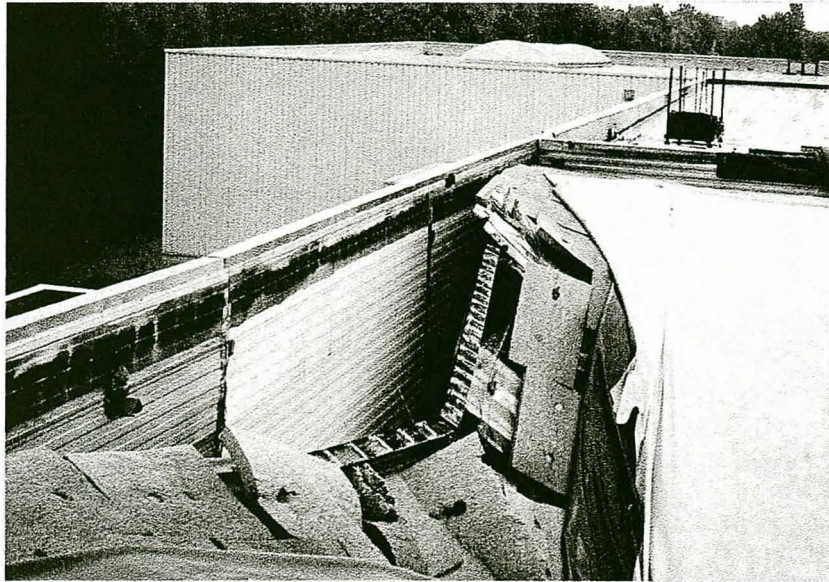
22

TU Delft
Technische Universiteit Delft

Voorbeelden die de pers hebben gehaald

- Instorting toneeltoren Hoorn
- Instorting Van der Valk hotel Tiel
- Ingestorte balkons "Patio Sevilla" Maastricht
- Ingestorte balkons Scheveningen
- Instortende lichte platte daken
- Flyover Ridderkerk
- HSL brug Moerdijk

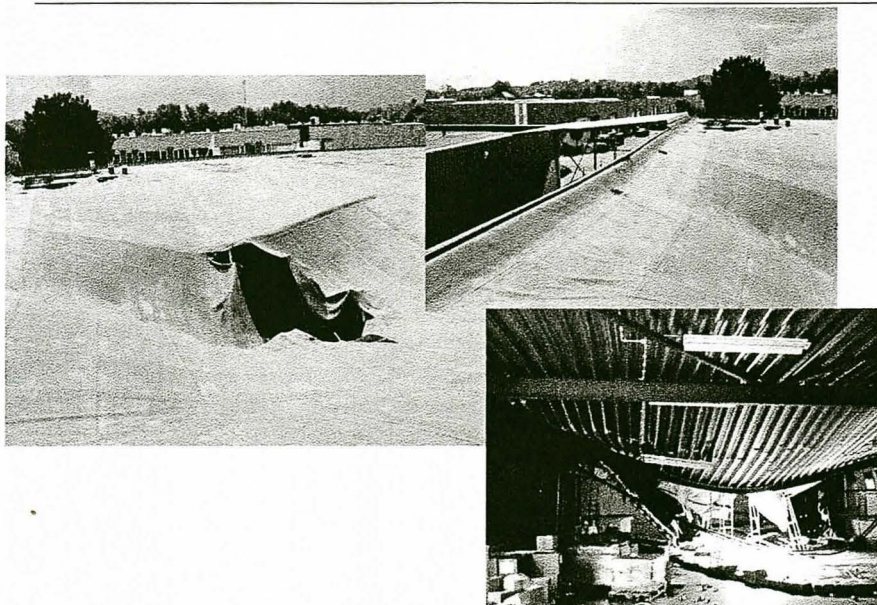




CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

25

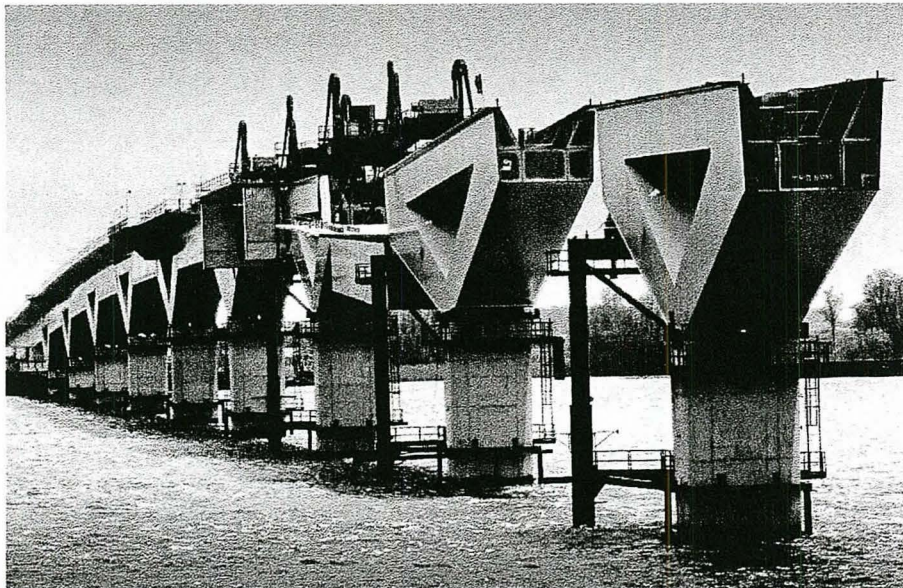
TU Delft
Technische Universiteit Delft



CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

26

TU Delft
Technische Universiteit Delft

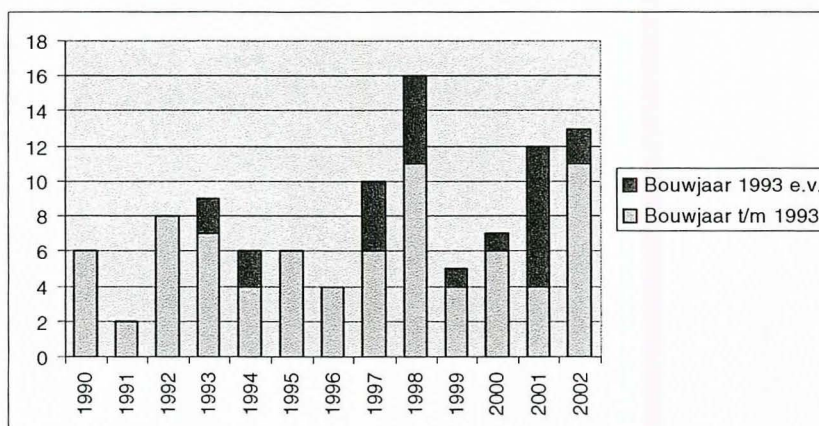


CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

27

TU Delft
Technische Universiteit Delft

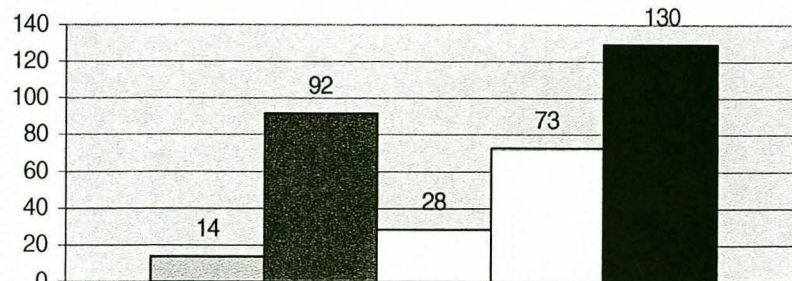
Jaarlijks aantal instortingen t.g.v.
wateraccumulatie (naar schatting 50%
werkelijke aantal)



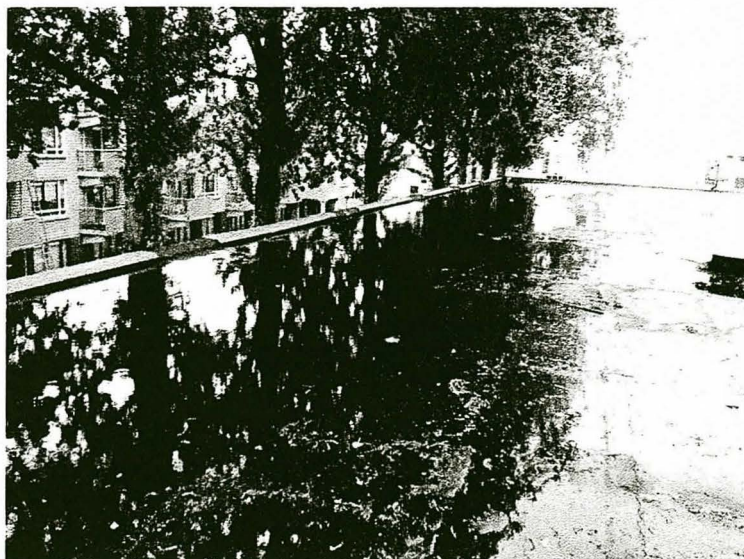
CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

28

TU Delft
Technische Universiteit Delft



- inspecteurs*
- ☐ 1-II Niet toegelaten
 - ☒ 1-II Beton, niet plat, niet publiekstoegankelijk
 - ☐ 2 Dak voldoet *aan de norm.*
 - ☐ 3 Berekening nodig
 - ☒ 4 Dak voldoet niet *aan de norm.*





Instortingen veroorzaakt t.g.v. wateraccumulatie veroorzaakt door:

<u>Onvoldoende capaciteit reguliere afvoeren</u>	80%
Ontbrekende en/of verkeerd geplaatste noodafvoeren	84%
Onvoldoende afschot	55%
Te kleine of ontbrekende zeeg in liggers	18%
<u>Onvoldoende stijfheid dakconstructie</u>	44%
<u>Onvoldoende sterkte dakconstructie</u>	21%
Overige gebreken	8%

>Ontwerp (voortraject)

BOUWSCHADE

Oorsprong:

- voornamelijk in Ontwerp
- niet in verkeerde Uitvoering

Selectie van de ontwerpende disciplines (voornamelijk constructeur!) op:

- Laagste prijs
- *Niet* het minimaal benodigde

Recent praktijk voorbeeld:

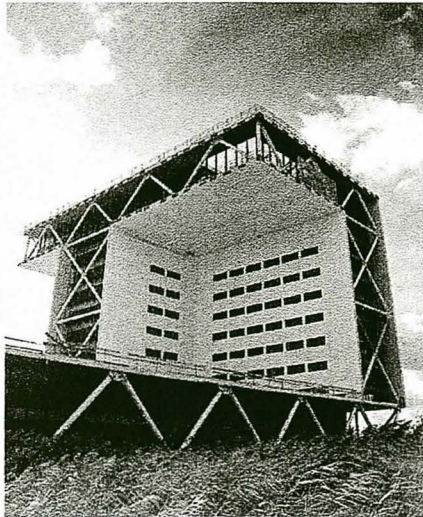
OFFERTEAANVRAAG

Prijs

- € 41.500,00.-
- € 23.500,00.-
- € 15.500,00

Resultaat:

1. Uitholling voorbereidingstraject
2. Minimaal vereiste prestaties en werkzaamheden niet geleverd
3. Sommige disciplines zelfs gepasseerd



Niet geleverde prestaties en werkzaamheden:

- Interne controle (bij de bron)
- Toezicht op de bouw

Niet voldoende dwang om interne controle te verrichten

- Ontwerpers
- Aannemers
- Toeleveranciers
- Overige

1. *Task* *Workings* *Self - Review*
 The company sells 1000 units of a product at
 £100 per unit. The variable cost is £60 per unit.
 The company's fixed costs are £100,000.
 Calculate the contribution margin ratio.
 Calculate the break-even point in units.
 Calculate the break-even point in sales revenue.
 Calculate the margin of safety in units.
 Calculate the margin of safety in sales revenue.
 Calculate the degree of operating leverage.
 Calculate the degree of financial leverage.
 Calculate the degree of combined leverage.
 Calculate the break-even point in units.
 Calculate the break-even point in sales revenue.
 Calculate the margin of safety in units.
 Calculate the margin of safety in sales revenue.
 Calculate the degree of operating leverage.
 Calculate the degree of financial leverage.
 Calculate the degree of combined leverage.

1. *[Signature]*
 2. *[Signature]*
 3. *[Signature]*
 4. *[Signature]*
 5. *[Signature]*
 6. *[Signature]*
 7. *[Signature]*
 8. *[Signature]*
 9. *[Signature]*
 10. *[Signature]*
 11. *[Signature]*
 12. *[Signature]*
 13. *[Signature]*
 14. *[Signature]*
 15. *[Signature]*
 16. *[Signature]*
 17. *[Signature]*
 18. *[Signature]*
 19. *[Signature]*
 20. *[Signature]*
 21. *[Signature]*
 22. *[Signature]*
 23. *[Signature]*
 24. *[Signature]*
 25. *[Signature]*
 26. *[Signature]*
 27. *[Signature]*
 28. *[Signature]*
 29. *[Signature]*
 30. *[Signature]*
 31. *[Signature]*
 32. *[Signature]*
 33. *[Signature]*
 34. *[Signature]*
 35. *[Signature]*
 36. *[Signature]*
 37. *[Signature]*
 38. *[Signature]*
 39. *[Signature]*
 40. *[Signature]*
 41. *[Signature]*
 42. *[Signature]*
 43. *[Signature]*
 44. *[Signature]*
 45. *[Signature]*
 46. *[Signature]*
 47. *[Signature]*
 48. *[Signature]*
 49. *[Signature]*
 50. *[Signature]*
 51. *[Signature]*
 52. *[Signature]*
 53. *[Signature]*
 54. *[Signature]*
 55. *[Signature]*
 56. *[Signature]*
 57. *[Signature]*
 58. *[Signature]*
 59. *[Signature]*
 60. *[Signature]*
 61. *[Signature]*
 62. *[Signature]*
 63. *[Signature]*
 64. *[Signature]*
 65. *[Signature]*
 66. *[Signature]*
 67. *[Signature]*
 68. *[Signature]*
 69. *[Signature]*
 70. *[Signature]*
 71. *[Signature]*
 72. *[Signature]*
 73. *[Signature]*
 74. *[Signature]*
 75. *[Signature]*
 76. *[Signature]*
 77. *[Signature]*
 78. *[Signature]*
 79. *[Signature]*
 80. *[Signature]*
 81. *[Signature]*
 82. *[Signature]*
 83. *[Signature]*
 84. *[Signature]*
 85. *[Signature]*
 86. *[Signature]*
 87. *[Signature]*
 88. *[Signature]*
 89. *[Signature]*
 90. *[Signature]*
 91. *[Signature]*
 92. *[Signature]*
 93. *[Signature]*
 94. *[Signature]*
 95. *[Signature]*
 96. *[Signature]*
 97. *[Signature]*
 98. *[Signature]*
 99. *[Signature]*
 100. *[Signature]*

Do you remember a (1) textbook and (2) class?

Downloaded At: 11:53 11 September 2009

Year	Species	Age	Sex	Weight	Length	Wing	Tail	Bill	Foot	Claw
1954	Great Frigatebird	Ad	M	10.5	21.5	11.5	14.5	1.5	1.5	0.5
1954	Great Frigatebird	Ad	F	10.5	21.5	11.5	14.5	1.5	1.5	0.5
1954	Great Frigatebird	Ad	M	10.5	21.5	11.5	14.5	1.5	1.5	0.5
1954	Great Frigatebird	Ad	F	10.5	21.5	11.5	14.5	1.5	1.5	0.5
1954	Great Frigatebird	Ad	M	10.5	21.5	11.5	14.5	1.5	1.5	0.5
1954	Great Frigatebird	Ad	F	10.5	21.5	11.5	14.5	1.5	1.5	0.5
1954	Great Frigatebird	Ad	M	10.5	21.5	11.5	14.5	1.5	1.5	0.5
1954	Great Frigatebird	Ad	F	10.5	21.5	11.5	14.5	1.5	1.5	0.5
1954	Great Frigatebird	Ad	M	10.5	21.5	11.5	14.5	1.5	1.5	0.5
1954	Great Frigatebird	Ad	F	10.5	21.5	11.5	14.5	1.5	1.5	0.5

will use to Rotterdam D2195
 Storkhout 1825/58 W. 4
 Storkhout 1855 17-12-18
 Storkhout 1858 18-12-18
 Storkhout 1858 19-12-18
 Storkhout 1858 20-12-18
 Storkhout 1858 21-12-18
 Storkhout 1858 22-12-18
 Storkhout 1858 23-12-18
 Storkhout 1858 24-12-18
 Storkhout 1858 25-12-18
 Storkhout 1858 26-12-18
 Storkhout 1858 27-12-18
 Storkhout 1858 28-12-18
 Storkhout 1858 29-12-18
 Storkhout 1858 30-12-18
 Storkhout 1858 31-12-18
 Storkhout 1858 1-1-19
 Storkhout 1858 2-1-19
 Storkhout 1858 3-1-19
 Storkhout 1858 4-1-19
 Storkhout 1858 5-1-19
 Storkhout 1858 6-1-19
 Storkhout 1858 7-1-19
 Storkhout 1858 8-1-19
 Storkhout 1858 9-1-19
 Storkhout 1858 10-1-19
 Storkhout 1858 11-1-19
 Storkhout 1858 12-1-19
 Storkhout 1858 13-1-19
 Storkhout 1858 14-1-19
 Storkhout 1858 15-1-19
 Storkhout 1858 16-1-19
 Storkhout 1858 17-1-19
 Storkhout 1858 18-1-19
 Storkhout 1858 19-1-19
 Storkhout 1858 20-1-19
 Storkhout 1858 21-1-19
 Storkhout 1858 22-1-19
 Storkhout 1858 23-1-19
 Storkhout 1858 24-1-19
 Storkhout 1858 25-1-19
 Storkhout 1858 26-1-19
 Storkhout 1858 27-1-19
 Storkhout 1858 28-1-19
 Storkhout 1858 29-1-19
 Storkhout 1858 30-1-19
 Storkhout 1858 31-1-19
 Storkhout 1858 1-2-19
 Storkhout 1858 2-2-19
 Storkhout 1858 3-2-19
 Storkhout 1858 4-2-19
 Storkhout 1858 5-2-19
 Storkhout 1858 6-2-19
 Storkhout 1858 7-2-19
 Storkhout 1858 8-2-19
 Storkhout 1858 9-2-19
 Storkhout 1858 10-2-19
 Storkhout 1858 11-2-19
 Storkhout 1858 12-2-19
 Storkhout 1858 13-2-19
 Storkhout 1858 14-2-19
 Storkhout 1858 15-2-19
 Storkhout 1858 16-2-19
 Storkhout 1858 17-2-19
 Storkhout 1858 18-2-19
 Storkhout 1858 19-2-19
 Storkhout 1858 20-2-19
 Storkhout 1858 21-2-19
 Storkhout 1858 22-2-19
 Storkhout 1858 23-2-19
 Storkhout 1858 24-2-19
 Storkhout 1858 25-2-19
 Storkhout 1858 26-2-19
 Storkhout 1858 27-2-19
 Storkhout 1858 28-2-19
 Storkhout 1858 29-2-19
 Storkhout 1858 30-2-19
 Storkhout 1858 31-2-19
 Storkhout 1858 1-3-19
 Storkhout 1858 2-3-19
 Storkhout 1858 3-3-19
 Storkhout 1858 4-3-19
 Storkhout 1858 5-3-19
 Storkhout 1858 6-3-19
 Storkhout 1858 7-3-19
 Storkhout 1858 8-3-19
 Storkhout 1858 9-3-19
 Storkhout 1858 10-3-19
 Storkhout 1858 11-3-19
 Storkhout 1858 12-3-19
 Storkhout 1858 13-3-19
 Storkhout 1858 14-3-19
 Storkhout 1858 15-3-19
 Storkhout 1858 16-3-19
 Storkhout 1858 17-3-19
 Storkhout 1858 18-3-19
 Storkhout 1858 19-3-19
 Storkhout 1858 20-3-19
 Storkhout 1858 21-3-19
 Storkhout 1858 22-3-19
 Storkhout 1858 23-3-19
 Storkhout 1858 24-3-19
 Storkhout 1858 25-3-19
 Storkhout 1858 26-3-19
 Storkhout 1858 27-3-19
 Storkhout 1858 28-3-19
 Storkhout 1858 29-3-19
 Storkhout 1858 30-3-19
 Storkhout 1858 31-3-19
 Storkhout 1858 1-4-19
 Storkhout 1858 2-4-19
 Storkhout 1858 3-4-19
 Storkhout 1858 4-4-19
 Storkhout 1858 5-4-19
 Storkhout 1858 6-4-19
 Storkhout 1858 7-4-19
 Storkhout 1858 8-4-19
 Storkhout 1858 9-4-19
 Storkhout 1858 10-4-19
 Storkhout 1858 11-4-19
 Storkhout 1858 12-4-19
 Storkhout 1858 13-4-19
 Storkhout 1858 14-4-19
 Storkhout 1858 15-4-19
 Storkhout 1858 16-4-19
 Storkhout 1858 17-4-19
 Storkhout 1858 18-4-19
 Storkhout 1858 19-4-19
 Storkhout 1858 20-4-19
 Storkhout 1858 21-4-19
 Storkhout 1858 22-4-19
 Storkhout 1858 23-4-19
 Storkhout 1858 24-4-19
 Storkhout 1858 25-4-19
 Storkhout 1858 26-4-19
 Storkhout 1858 27-4-19
 Storkhout 1858 <

1. $4 \times 3 \times 4$ in ch. b. 1
2. $4 \times 3 \times 4$ in ch. b. 4
3. $4 \times 3 \times 4$ in ch. b. 7
4. $4 \times 3 \times 4$ in ch. b. 10

Interne controle

Rotab Vastgoed Ontwikkeling + in Ovale Rotab Locatie Koningsdijk Intention Gebouw 8-Wassstraat RAADGEVEND INGENIEURSBUREAU BV		1.50 28311 WE-C100
MAB B.V. DEN HAAG STADSHART ALPHEN A/D RIJN BLOK 5+6 Kolommen, Keider K-1.01 t/m K-1.08 RAADGEVEND INGENIEURSBUREAU BV		1:20 27255 WE-C602 P

CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

41

TU Delft
Technische Universiteit Delft

Interne controle

HB-4				KONSERVENING: Therm. verz. + 1x zinkdofaapprimer (60 mij) kleur grijs			
Aantal 2+2 ^{sp}				BOUT KWALITEIT: 8.8, LASSEN: a=4, MATERIAAL: S235 TENZIJ ANDERS VERMELD.			
Material	Aantal	Lengte	Massa	Projekt: Onderwerp: Won. type H/P- merk HB/4: ligger K150x100x5 Opdrachtgever: Architect: G.J.v.d.Pligt 01-07-2003 1/10			
S235JR	1	300.0	6.9	584584 03 1979 C A (HB.4)			
S235JR	1	1170.0	48.7				
S235JR	1	140.0	0.6				
S235JR	2	1030.0	24.3				
S235JR	1	3820.0	70.0				
S235JR	1	2416.0	44.3				
S235JR	4	100.0	0.3				
S235JR	30	100.0	0.4				
S235JR	6	225.0	2.1				
S235JR	1	360.0	9.6				
S235JR	1	285.0	7.8				
S235JR	3	270.0	1.2				
Totaal			283.6				

AANVULLING LIFT
 Gaten + Bouten + Lasteren + Deuren
 Nummer H.v.Berke
 05/11/00
 A-0657-01
 101
 01/11/00
 14:01
 A0

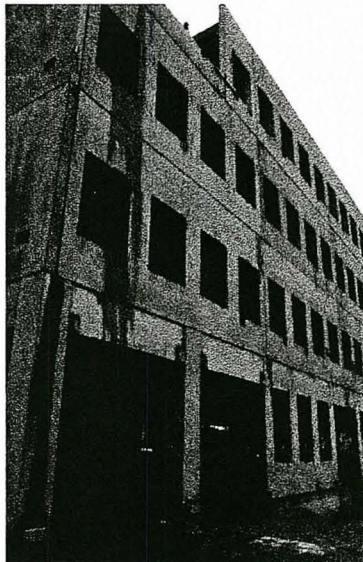
CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

42

TU Delft
Technische Universiteit Delft

Voorbeeld:

Afbreken van gevelelementen (1997)





CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

45

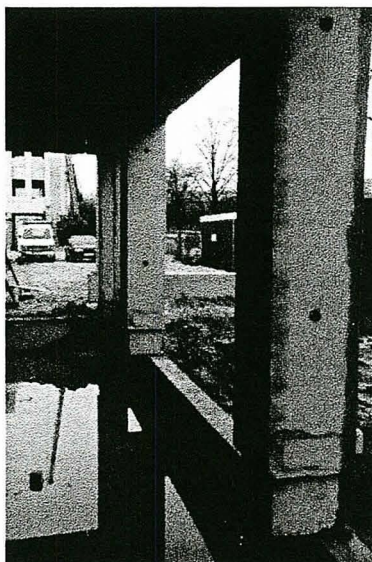
TU Delft
Technische Universiteit Delft



CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

46

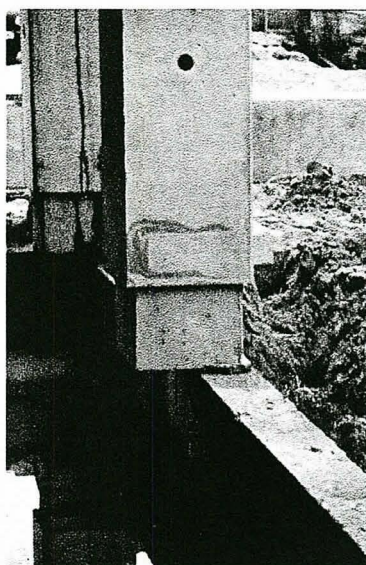
TU Delft
Technische Universiteit Delft



CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

47

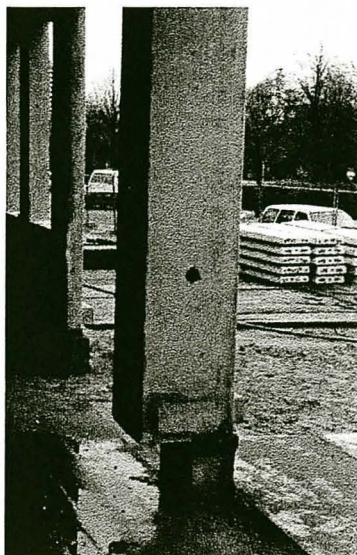
TU Delft
Technische Universiteit Delft



CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

48

TU Delft
Technische Universiteit Delft



LORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

49

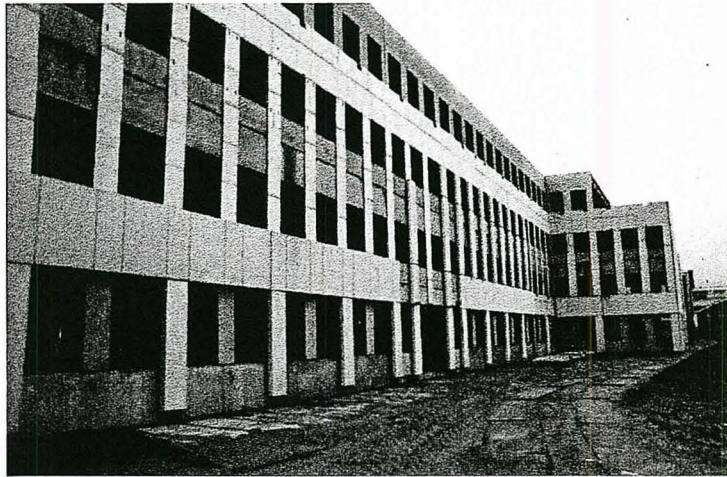
TU Delft
Technische Universiteit Delft



LORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

50

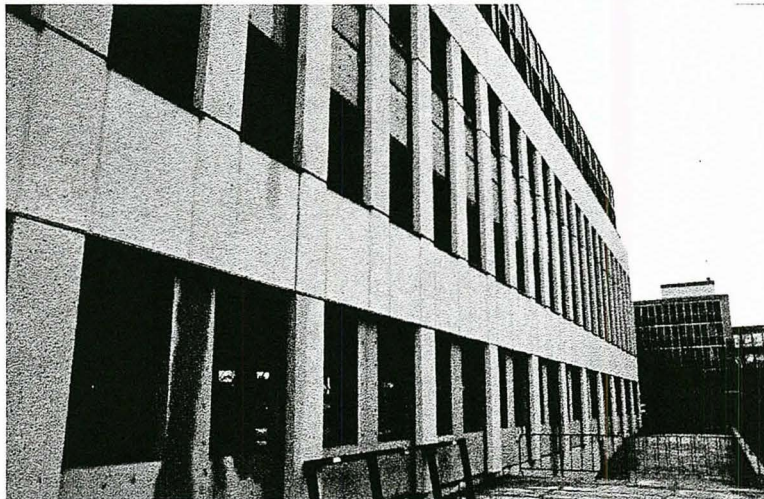
TU Delft
Technische Universiteit Delft



CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

51

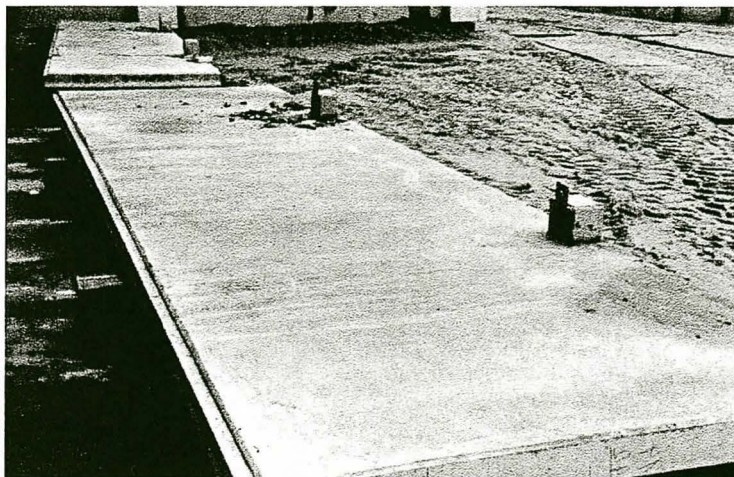
TU Delft
Technische Universiteit Delft



CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

52

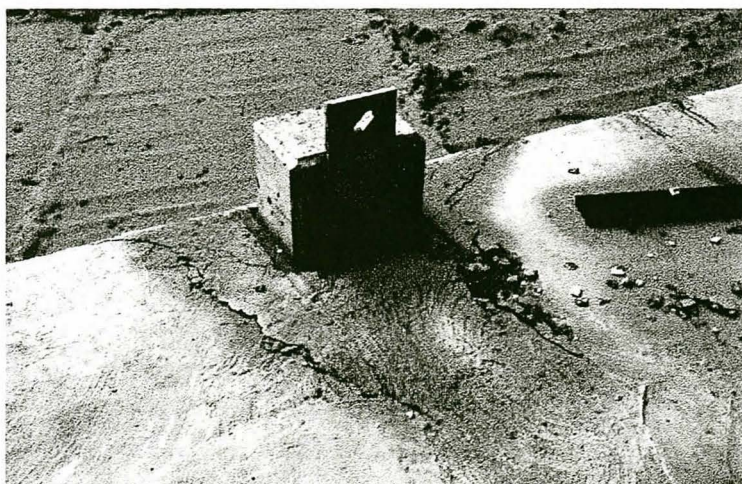
TU Delft
Technische Universiteit Delft



CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

53

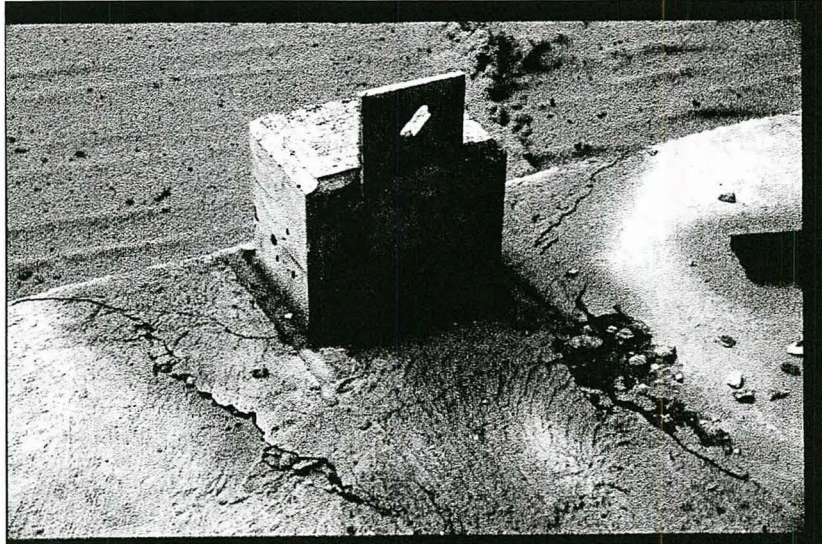
TU Delft
Technische Universiteit Delft



CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

54

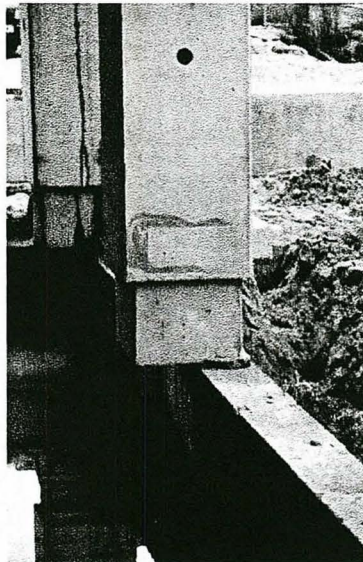
TU Delft
Technische Universiteit Delft



CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

55

TU Delft
Technische Universiteit Delft



CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

56

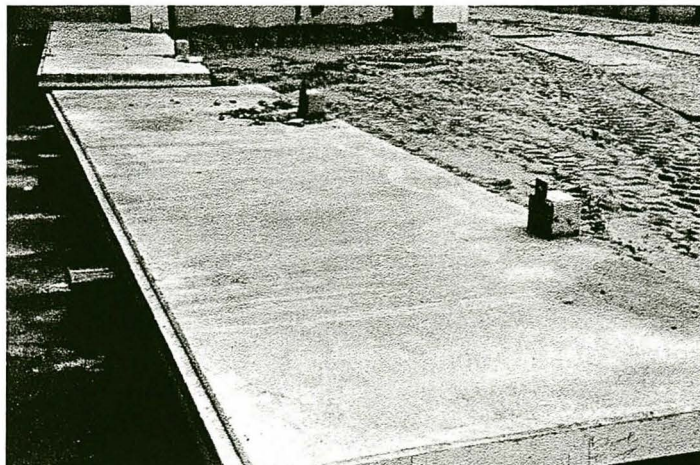
TU Delft
Technische Universiteit Delft



LORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

57

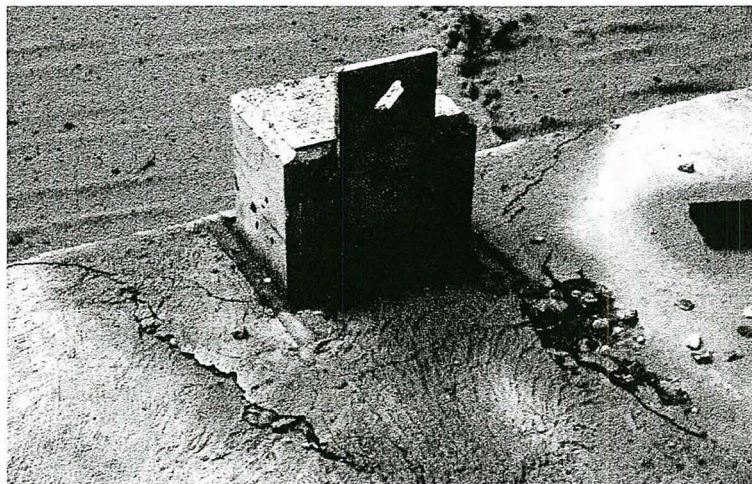
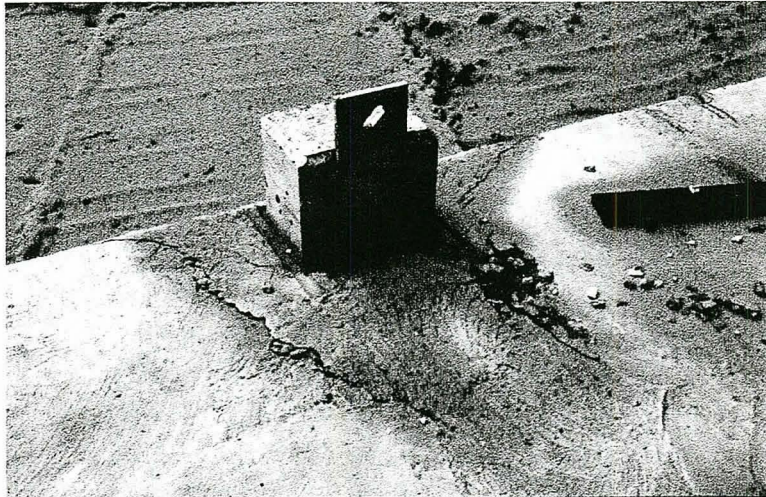
TU Delft
Technische Universiteit Delft

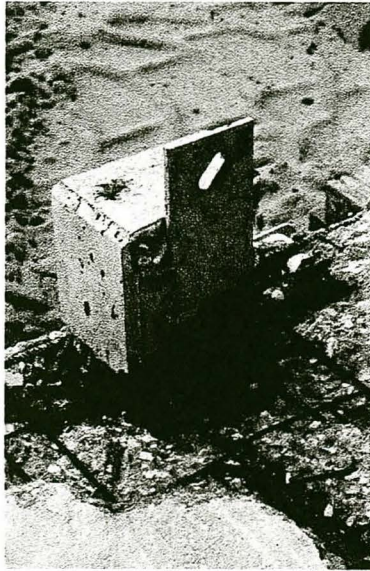


LORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

58

TU Delft
Technische Universiteit Delft





CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

61

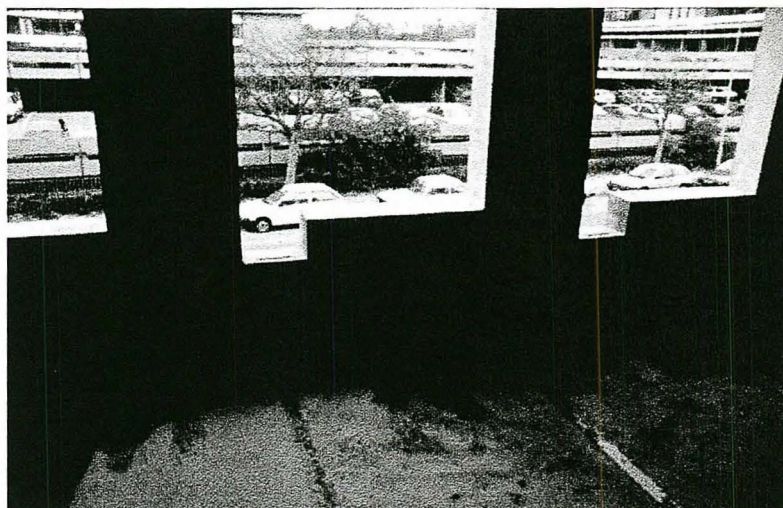
TU Delft
Technische Universiteit Delft



CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

62

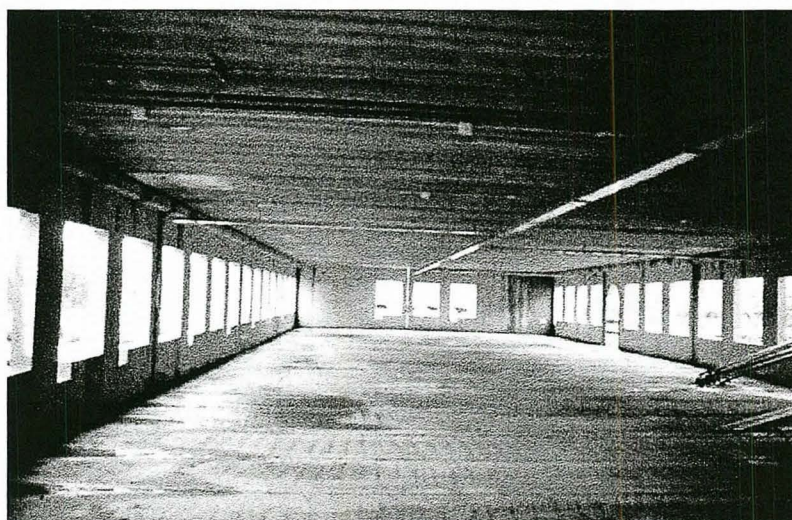
TU Delft
Technische Universiteit Delft



CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

63

TU Delft
Technische Universiteit Delft



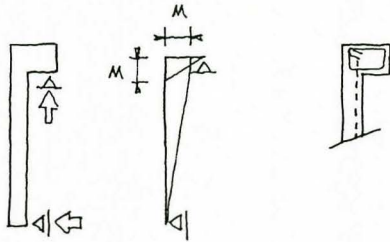
CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

64

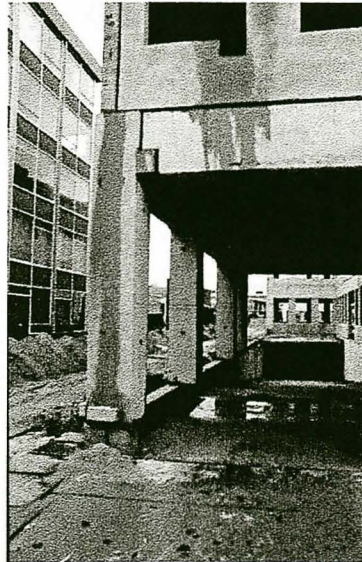
TU Delft
Technische Universiteit Delft

Afbreken van gevel elementen

Schets krachtsafdracht gevelement:



→ Geen wapening (- - - -)

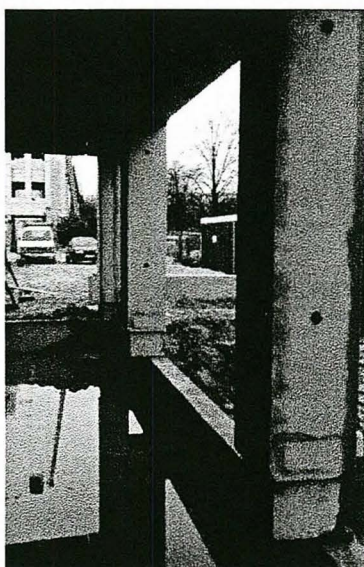




CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

67

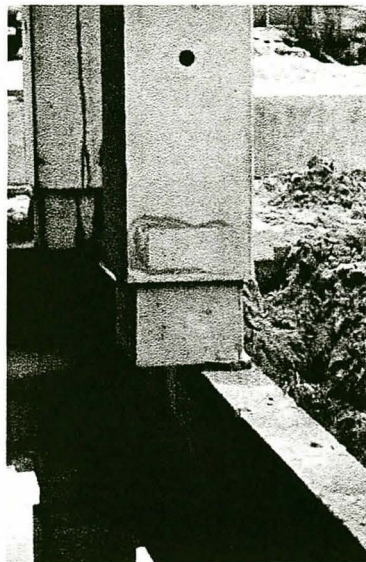
TU Delft
Technische Universiteit Delft



CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

68

TU Delft
Technische Universiteit Delft



CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

69

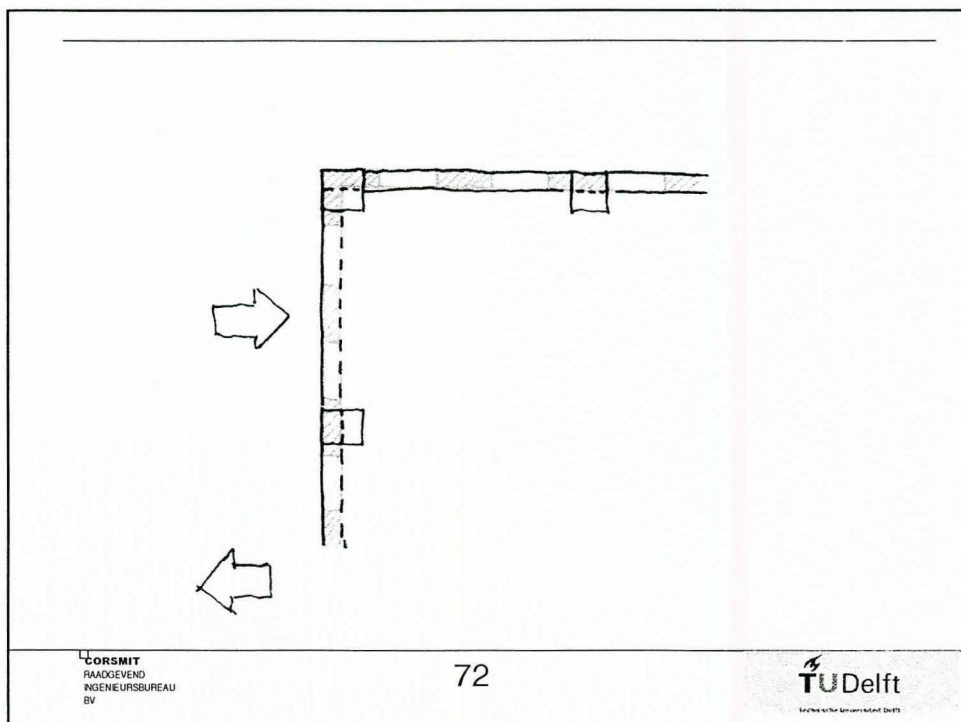
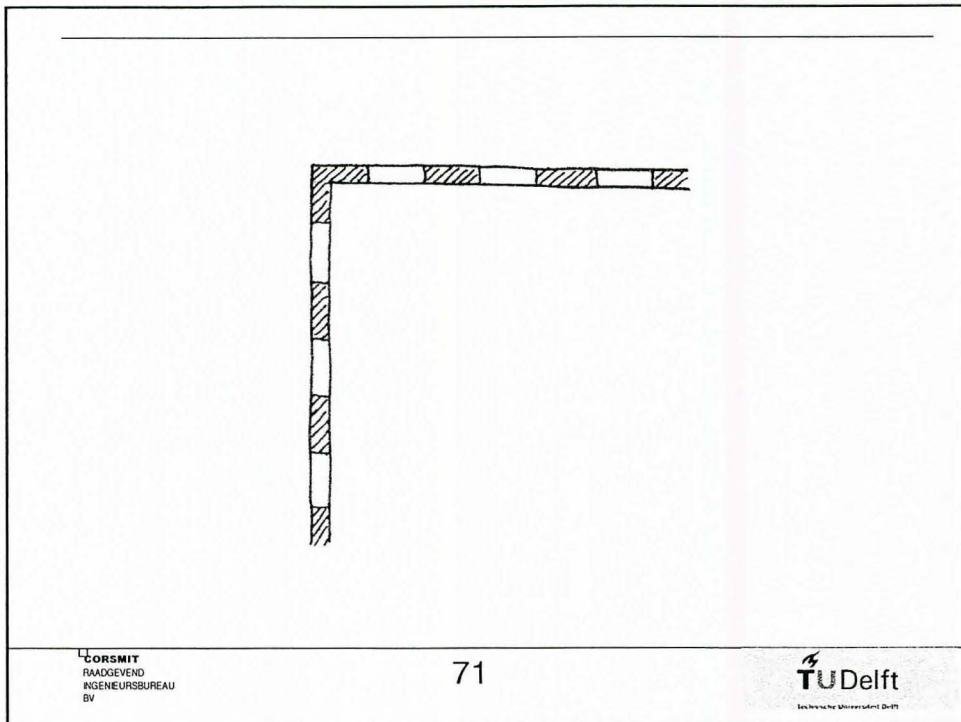
TU Delft
Technische Universiteit Delft

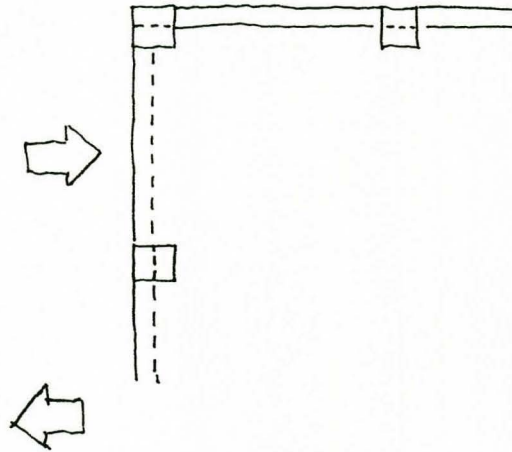


CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

70

TU Delft
Technische Universiteit Delft





GEVOLGEN:

- Financiële schade
- Slecht functionerend product
- Lichamelijk letsel
- Of erger.....

Structureel en conjunctuur onafhankelijk:

- SLECHTE ECONOMIE (VOOR 1997)
- ECONOMISCHE "BOOM" (ROND 2000)
- ECONOMISCHE DAL (NET GEPASSEERD)

Situatie nu:

A) Bemoedigend (+)

- Constructeurs platform
- NPR platte daken
- Nieuwe RVOI
(blijft echter 'preken voor eigen parochie')

Situatie nu:

B) Verontrustend (-)

- Commercie
- Onbegrip
- Bestrijding van symptomen, NIET van de oorzaken
- Deregulering

Hoe verder?

1) Niet:

Meer controle door Bouw en
Woningtoezicht

2) Wel:

Interne controle afdwingen:

*Bwt accepteert slechts aantoonbaar gecontroleerde bescheiden (berek., tek., etc) van:

- Ontwerpers
- Toeleveranciers
- Overige

Toezicht op de bouw afdwingen:

*Bwt staat slechts van aantoonbaar goed verzorgde toezicht voorziene bouwwerken toe

3) Minister faciliteert het bovenstaande door aangepaste wetgeving



CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

81

TU Delft
Technische Universiteit Delft

CORSMIT
RAADGEVEND
INGENIEURSBUREAU
BV

TU Delft
Technische Universiteit Delft



CONSTRUCTIEVE SAMENHANG EN VERANTWOORDELIJKHEDEN BIJ HET (CONSTRUCTIEF)ONTWERP

prof. dipl.-ing. J.N.J.A. Vambersky, TU Delft, faculteit CiTG / Corsmit Raadgevend Ingenieursbureau BV

Het onderwerp voortschrijdende instorting heeft na de aanslagen van 11 september 2001 op de WTC torens in New York en de diverse ongelukken in de bouw opnieuw een verhoogde aandacht gekregen. Deze aandacht, die zowel nationaal als internationaal te merken is, is zondermeer terecht.

In de Nederlandse praktijk bleek dit onderwerp echter door verschillende controlerende instanties zeer uiteenlopend benaderd te worden. Ontwerpende partijen konden daardoor slecht anticiperen op eisen die gesteld werden. Om de eisen aan de constructieve samenhang van bouwconstructies te concretiseren en zodoende de kans op het optreden van voortschrijdende instortingen verder te beperken, is door de studievereniging Stufib een studiecél ingesteld.

Deze studiecél heeft inmiddels haar werk afgerond en het rapport is door Stufib uitgegeven. In dit artikel wordt op de bevindingen en conclusies van de studiecél nader ingegaan in het licht van de verantwoordelijkheden bij het (constructief)ontwerp.

Een voortschrijdende instorting is een zeer ingrijpende gebeurtenis, met een grote kans op slachtoffers.

Ontwerpers van constructies kennen de meeste voorbeelden van een voortschrijdende instorting tot in detail. Foto 1 toont een appartementengebouw in Ronan Point, Londen (1968) waarvan een deel is bezweken. De oorzaak van deze voortschrijdende instorting was het optreden van een gasexplosie in één van de appartementen. De beelden van de resten van vijf balkons in het project Patio Sevilla te Maastricht (2003) zijn nog op ieders netvlies te vinden. Hier lag de oorzaak bij het bezwijken van een enkel constructieonderdeel op een lager gelegen bouwlaag. Bij de WTC torens in New York heeft het bezwijken van vloeren ter hoogte van de inslag van de vliegtuigen de voortschrijdende instorting van deze superhoogbouw ingeleid. Door het bezwijken van deze vloeren en het wegvallen van hun functie als vloerschijf, is ook de horizontale steun van deze vloeren aan de verticale elementen (kolommen) weggefallen. Zonder deze steun verloren deze elementen hun stabiliteit, knikten uit, viel de bovenliggende constructie op de onderliggende constructie, die op haar beurt de impact niet kon dragen en is in een kettingreactie het gehele gebouw ingestort. Kort na het eerste gebouw is met hetzelfde mechanisme ook de tweede WTC toren ingestort.

Het instorten van de WTC torens heeft in de hele wereld veel hernieuwde aandacht voor de constructieve samenhang van gebouwconstructies te weeg gebracht. Ook in Nederland is dit het geval. In Nederland zijn daarbij nog diverse instortingen en bouwschadegevallen bijgekomen, die de aandacht hiervoor alleen nog deden versterken. Op zich is dit een goede ontwikkeling. Het belangrijke vakgebied van constructies van gebouwen was immers al decenia lang sterk verwaarloosd en ondergewaardeerd, dus wat meer aandacht op dit gebied was en is alleen van harte welkom. In de praktijk bleek het ontwerpen ten aanzien van het voorkomen van voortschrijdende instorting echter te stuiten op de nodige problemen. Er bleek geen eenduidige regelgeving in de normen te zijn, met als consequentie hinderlijke ruimte voor interpretatieverschillen tussen de verschillende partijen ten aanzien van normteksten en de daarin gehanteerde definities. Ook bleken er geen algemeen aanvaarde rekenregels te zijn om aan te tonen dat een gebouw voldoende incasservermogen heeft.

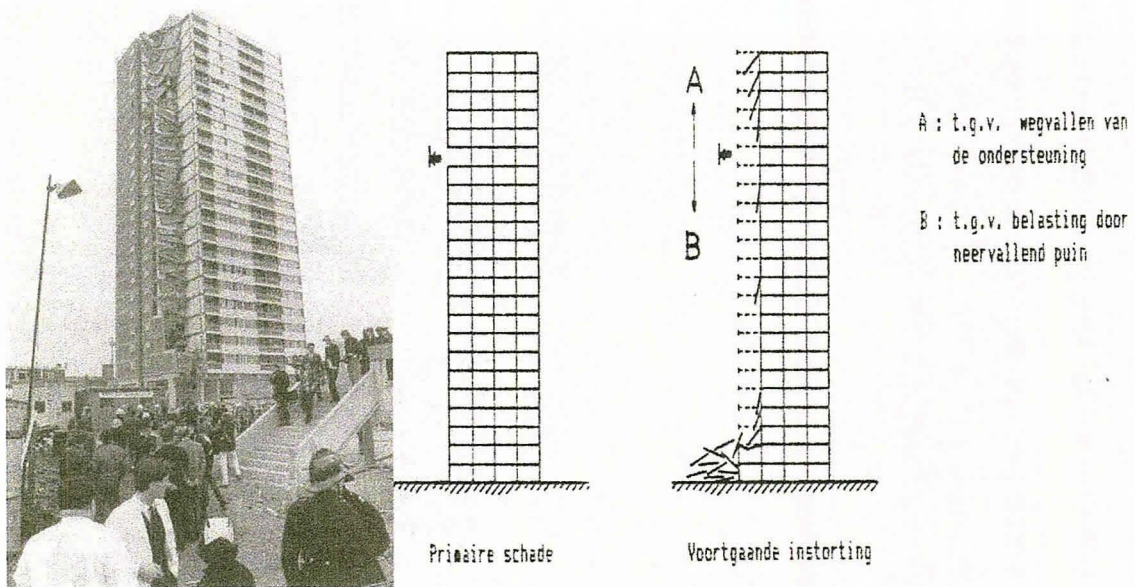


Foto 1: Ronan Point, Londen 1968. Door gasexplosie op de 17^{de} verdieping is een dragende prefab betonpaneel naar buiten gedrukt en verloren de bovenliggende vloeren hun oplegging. Onder de impact van de instortende bovenliggende constructie bezweek ook het onderliggende deel van het gebouw.

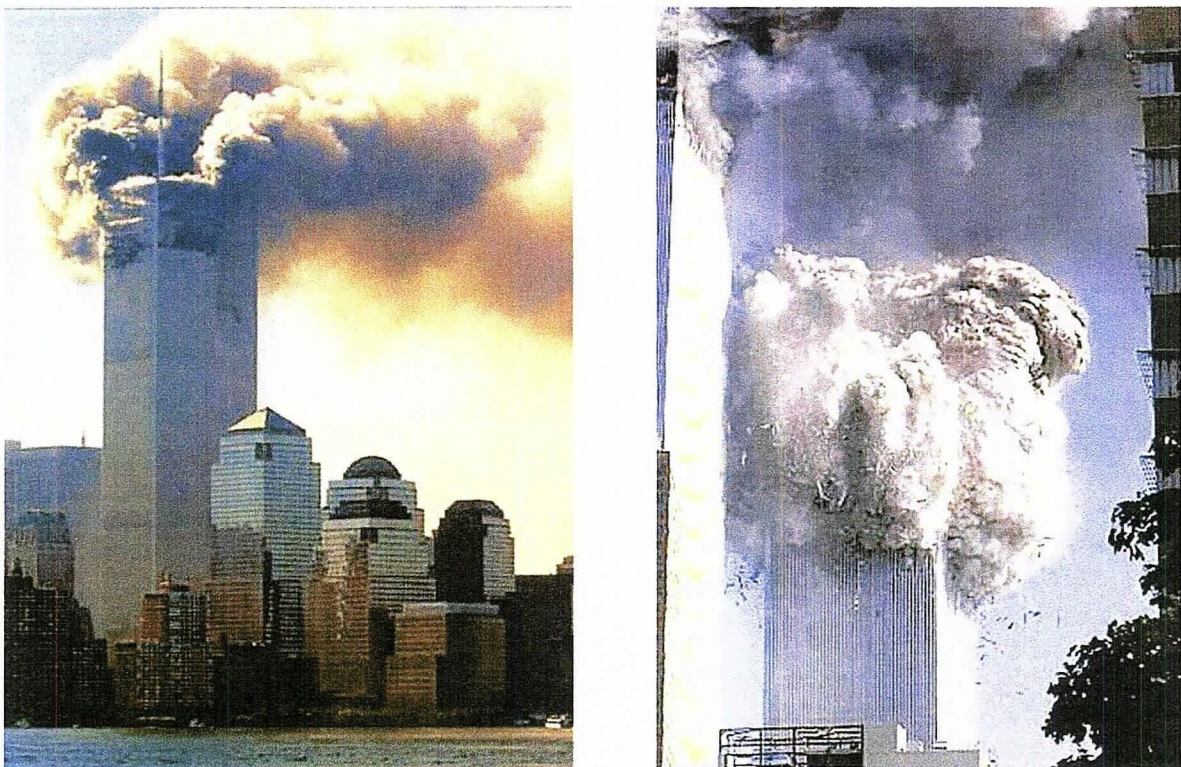
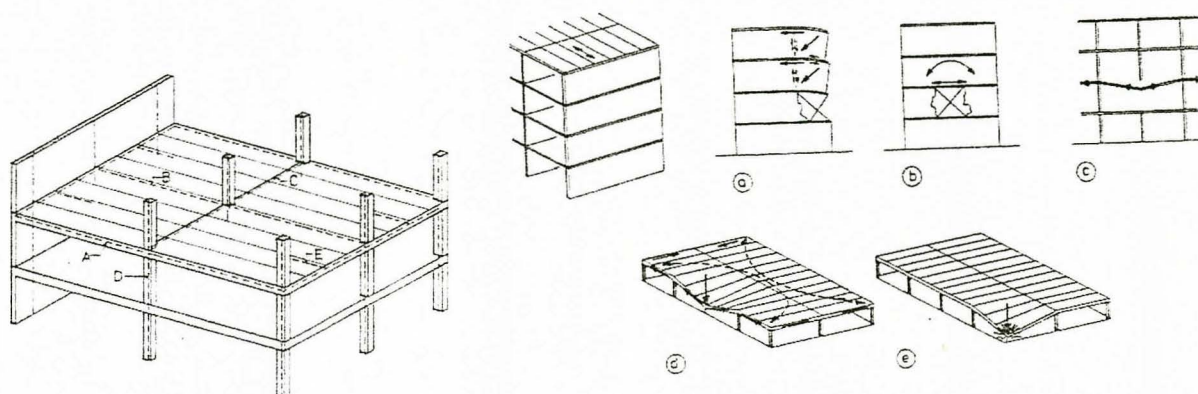


Foto 2: Instorting WTC torens te New York op 11 september 2001. Op de rechter foto is duidelijk te zien, dat de instorting in kettingreactie van boven naar beneden voortschrijdt.

De vigerende normen

De kans op het optreden van voortschrijdende instorting kan worden beperkt door het aanbrengen van voldoende constructieve samenhang in een bouwconstructie. Ten gevolge van deze samenhang kan, bij het bezwijken van een essentieel onderdeel van de constructie, een tweede draagweg worden gevonden. Dit aspect wordt ook wel aangeduid met het begrip 'het incasseringsvermogen van bouwconstructies'. In verschillende Nederlandse normen zijn passages opgenomen die tot doel hebben om het incasseringsvermogen van een bouwconstructie te verbeteren dan wel het optreden van een voortschrijdende instorting te voorkomen. Hieronder wordt een korte samenvatting gegeven.



Figuur 3: Voorbeelden van maatregelen ter bevordering van constructieve samenhang en de mogelijke werking ervan bij het bezwijken van een constructie onderdeel. Links is een voorbeeld van de aanbevolen plaatsen voor trekbanden in een prefab beton skeletconstructie van een gebouw. Rechts zijn voorbeelden te zien van mogelijke alternatieve draagwegen die zich bij een calamiteit dankzij dergelijke trekbanden kunnen vormen. Het is duidelijk, dat bij het bezwijken van een hoekkolom het vormen van een tweede draagweg niet eenvoudig is.

NEN 6700

NEN 6700 - een norm die op dit moment direct door het Bouwbesluit is aangewezen - gaat in artikel 5.3.3 in op het incasseringsvermogen van een bouwconstructie. De normtekst van dit artikel luidt:

“Bouwconstructies moeten zo zijn ontworpen dat het bezwijken van een onderdeel niet tot onevenredig grote schade leidt”.

De toelichtende tekst op het artikel luidt als volgt:

“Dit houdt in dat de bouwconstructie een zeker incasseringsvermogen moet hebben. In dit verband is het noodzakelijk het constructieve systeem te beschouwen, alsmede de mate van statische onbepaaldheid en de daarmee samenhangende mogelijke herverdeling van krachten. Voor vele bouwconstructies kan dit worden bereikt door:

- a) *de bouwconstructie zo te ontwerpen dat zij niet geheel of voor een belangrijk gedeelte zal bezwijken als gevolg van het verlies van het draagvermogen van een enkel constructieonderdeel; of*
- b) *waar nodig, ervoor te zorgen (in het ontwerp of door preventieve maatregelen) dat essentiële onderdelen van de draagconstructie niet als gevolg van een ongeval kunnen worden uitgeschakeld”.*

Werkwijze a) vraagt om een constructie waarin te allen tijde een tweede draagweg mogelijk is. Bij werkwijze b) wordt gekeken naar de oorzaak van het bezwijken en wordt vervolgens de kans dat het beschouwde constructieonderdeel ten gevolge van deze oorzaak kan bezwijken, voldoende verkleind.

NEN 6702

Een nadere uitwerking van werkwijze b) is opgenomen in art. 9 van NEN 6702 in de vorm van bijzondere belastingen. Het in rekening brengen van bijzondere belastingen heeft tot doel het voorkomen van een evenement dat tot voortschrijdende instortingen leidt. Een bouwwerk moet weerstand kunnen bieden aan de gevolgen van bijzondere belastingen door één van de volgende werkwijzen aan te houden:

- de constructie zo te maken dat het bezwijken van een onderdeel ten gevolge van de bijzondere belasting geen voortschrijdende instorting tot gevolg heeft;
- de onderdelen van de constructie zo sterk te maken dat de te verwachten bijzondere belastingen kunnen worden opgenomen;
- preventieve maatregelen te treffen opdat het effect van een bijzondere belasting op de constructie wordt beperkt.

Binnen dit kader is ook de definitie die in NEN 6702 voor de hoofddraagconstructie wordt gegeven van belang:

“Een deel van de bouwconstructie waarvan het bezwijken leidt tot het bezwijken van constructieonderdelen die niet in de directe nabijheid van het bezwijken onderdeel zijn gelegen”.

Dit is echter evenwel een definitie die door verschillende partijen anders kan worden geïnterpreteerd.

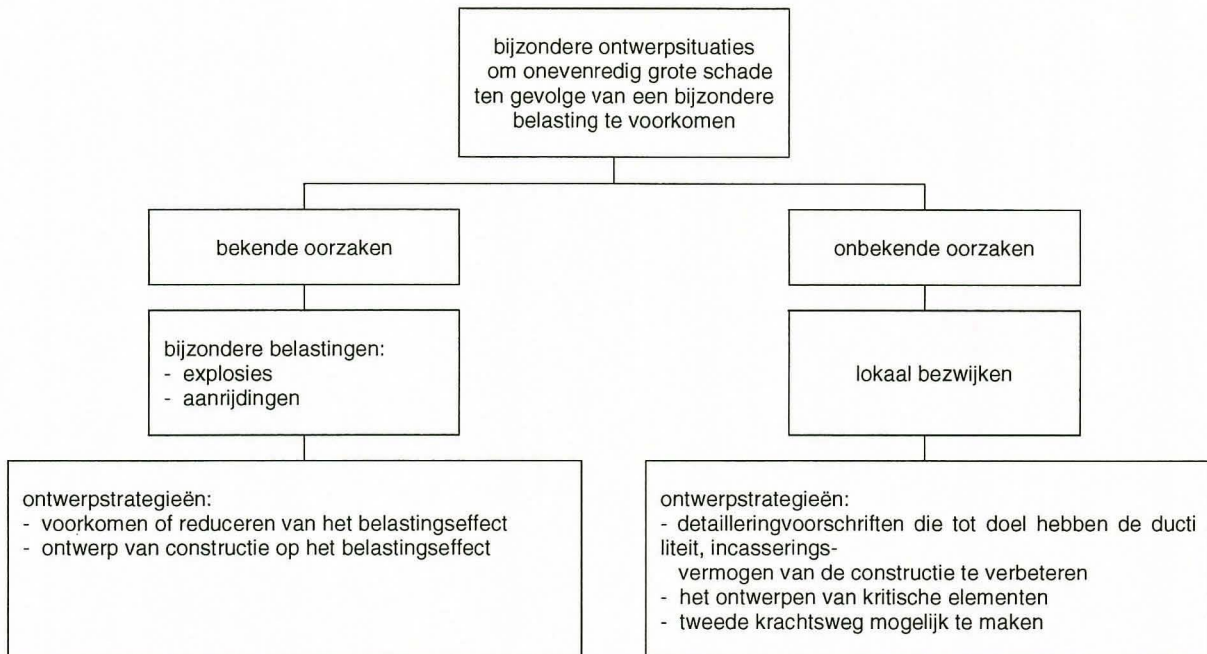
NEN 6720

In NEN 6720 - VBC 1995 - is aangegeven hoe de effecten van de in NEN 6702 voorgeschreven bijzondere belastingscombinaties kunnen worden getoetst. Volgens deze norm moeten betonconstructies een zodanige samenhang bezitten, dat onder meer ten gevolge van bijzondere belastingen geen voortschrijdende instorting kan optreden. De hiertoe benodigde voorzieningen moeten door berekening worden bepaald. Volgens art. 9.12 mag bij woningen en woongebouwen van berekening worden afgezien als aan nadere detailleringeisen wordt voldaan.

Samenvattend kan worden gesteld dat er in de normen drie verschillende aspecten aan de orde komen die het incasseringsvermogen van een bouwconstructie verbeteren en/of de oorzaak van een schade met onevenredig grote gevolgen beperken. Deze drie aspecten zijn:

- 1) Het uitvoeren van een analyse van de bouwconstructie met tot doel het voorkomen van grote schade (een voortschrijdende instorting) bij het bezwijken van één belangrijk onderdeel van de constructie.

- 2) Het brengen van samenhang in een constructie door toepassing van bijvoorbeeld koppelwaping, een en ander gebaseerd op vuistregels zonder het uitvoeren van een specifieke analyse.
- 3) Het wegnemen van oorzaken van bijzondere belastingen of de constructie ontwerpen op de effecten van een bijzondere belasting.



interpretatieverschillen

De in de inleiding bedoelde onduidelijkheden komen voornamelijk voort uit een verschillende interpretatie van NEN 6700 en het begrip 'hoofddraagconstructie'. De normtekst van NEN 6700 stelt dat moet worden uitgegaan van het bezwijken van een onderdeel van de constructie en dat het incasseringsvermogen vervolgens zodanig moet zijn dat geen voortschrijdende instorting zal optreden. In de toelichting op het artikel wordt bij werkwijze b) aangegeven dat het bezwijken van een onderdeel ook kan worden voorkomen. Bij enkele controlerende instanties wordt de normtekst van NEN 6700 strikt toegepast. Dit wil zeggen dat een constructieonderdeel waarop volgens NEN 6702 geen bijzondere belasting werkzaam is, toch moet kunnen bezwijken zonder dat dit tot een voortschrijdende instorting leidt. Het verschil in interpretatie vindt zijn oorsprong in het wel of niet benoemen van belastingen.

Het optreden van een voortschrijdende instorting ten gevolge van een materiaalgebrek, een onjuiste schematisering of een andere onbenoemde oorzaak wordt in NEN 6702 niet gedekt. Om rekening te houden met deze mogelijkheden wordt gesteld dat het aanbrengen van voldoende samenhang of het creëren van een tweede draagweg noodzakelijk is. Dit standpunt heeft vooral bij prefab betonconstructies forse consequenties. In Nederland wordt meer dan 50% van alle cement die in de bouw wordt gebruikt, gebruikt in prefab beton! Het belang is derhalve groot en heeft geleid tot het instellen van de Stufib studiecél. Ook voor hoogbouw, maar dan voornamelijk vanuit het oogpunt van de enorme consequenties die voortschrijdende instorting bij hoogbouw heeft, is het belang van goede constructieve samenhang en duidelijke en consequente richtlijnen in deze, van groot belang.

Het is niet gebruikelijk en niet praktisch om overeenkomstig de normtekst van NEN 6700 elke constructie zo te ontwerpen dat het bezwijken van een onderdeel van de constructie - ook onderdelen waarop geen bijzondere belasting werkzaam is - niet tot onevenredig grote schade leidt. Een bijkomend probleem is dat er geen eenduidige rekenregels zijn om dit soort berekeningen uit te voeren.

Nieuwe Europese norm

Tijdens de werkzaamheden van de studiecél is er een Europese norm beschikbaar gekomen waarin veel aandacht wordt geschonken aan het voorkomen van voortschrijdende instortingen of wel het verbeteren van de samenhang van bouwconstructies. Het betreft prEN 1991-1-7 "actions on structures, general actions - accidental actions due to impact and explosions".

In deze norm worden enkele zaken beschreven en geregeld, die gebruikt kunnen worden om de discussie ten aanzien van voortschrijdende instortingen tot een eenduidig einde te brengen. In de norm wordt onderscheid gemaakt tussen bekende en onbekende oorzaken van bijzondere ontwerpsituaties.

Voorbeelden van bekende oorzaken zijn zaken als gasexplosies en aanrijdingen. De norm geeft hiervoor dezelfde oplossingen die reeds in de Nederlandse normen beschreven zijn. Een voorbeeld van een onbekende oorzaak is het lokaal bezwijken van een onderdeel van de constructie. Om de gevolgen van dit bezwijken te beperken zijn drie mogelijke ontwerpmethoden gegeven (fig.2):

- 1) toepassen van detailleringsvoorschriften die tot doel hebben de ductiliteit (incasseringsvermogen van de constructie) te verbeteren;
- 2) ontwerpen van kritische elementen voor een denkbeeldige bijzondere belasting;
- 3) creëren van een verhoogde weerstand door bijvoorbeeld een tweede krachtsweg mogelijk te maken.

Bij het toepassen van methode 1 wordt onderscheid gemaakt tussen verschillende klassen van gebouwen waarin de consequenties van het optreden van een voortschrijdende instorting wordt uitgedrukt.

Gebruikt worden de klassen 1, 2a, 2b en 3. Vrijstaande woningen worden ingedeeld in klasse 1; woon- en kantoorgebouwen van maximaal vier bouwlagen worden ingedeeld in klasse 2a.

De Stufib studiecél heeft haar werk ingericht uitgaande van deze Europese norm. De uitgangspunten van de Europese norm zijn hierin nader verfijnd. Tevens worden er diverse aanbevelingen gedaan.

De genoemde klassering van gebouwen die wordt aangehouden is in grote lijnen als volgt:

- **klasse 1:**
 - *eengezinswoningen van maximaal vier bouwlagen;
 - *agrarische gebouwen;
 - *gebouwen die vaak onbemand zijn.
- **klasse 2a (lage risico groep):**
 - *eengezinswoningen van vijf of meer bouwlagen;
 - *woongebouwen van maximaal vier bouwlagen;
 - *hotels van maximaal vier bouwlagen;
 - *flats van maximaal vier bouwlagen;
 - *kantoorgebouwen van maximaal vier bouwlagen;
 - *industriële gebouwen van maximaal vier bouwlagen;
 - *winkelgebouwen van maximaal drie bouwlagen;
 - *onderwijsgebouwen van één bouwlaag.
- **klasse 2b (hoge risico groep):**

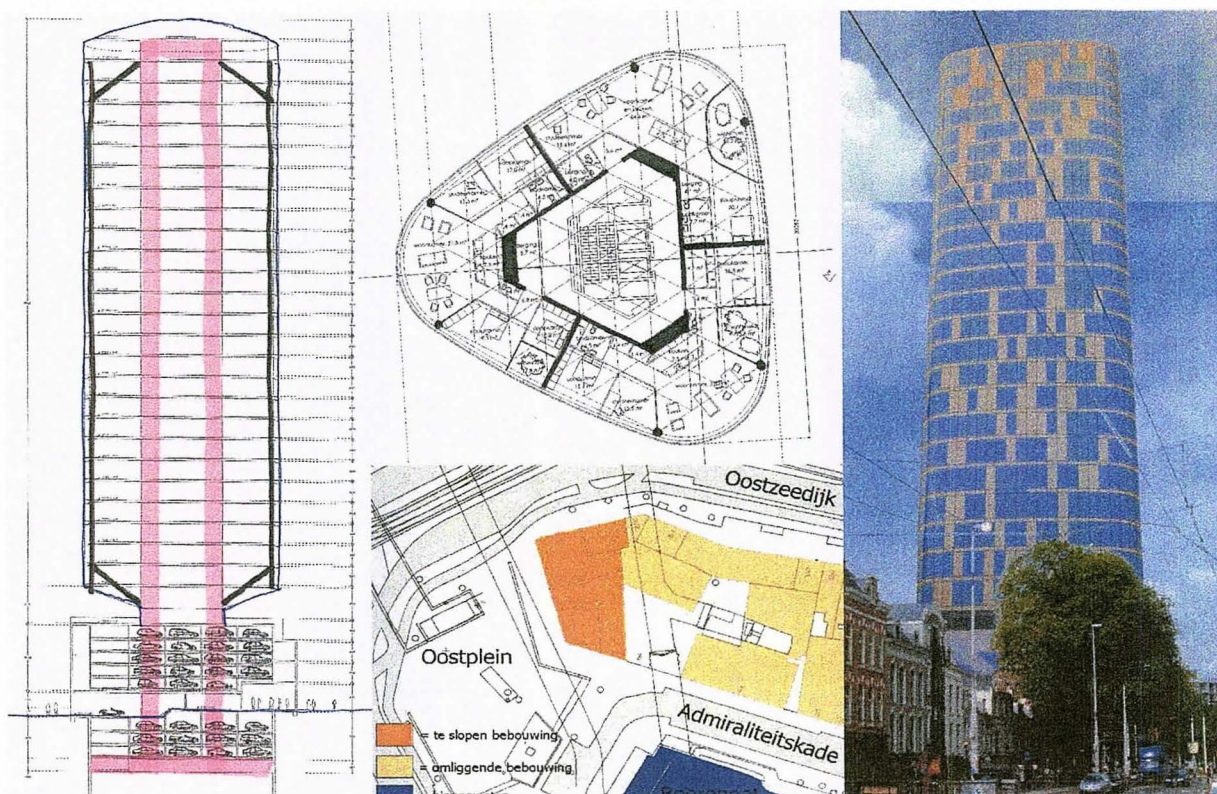
- *hotels, flats en andere woongebouwen van minimaal vijf en maximaal vijftien bouwla-
gen;
 - *onderwijsgebouwen van meer dan één en maximaal vijftien bouwlagen;
 - *winkelgebouwen van meer dan vier en maximaal vijftien bouwlagen;
 - *ziekenhuizen van maximaal drie bouwlagen;
 - *kantoren van meer dan vier en maximaal vijftien bouwlagen;
 - *alle voor publiek toegankelijke gebouwen waarin zich veel mensen bevinden met een
maximaal vloeroppervlak van 1.000 m² per bouwlaag;
 - *niet automatische parkeergarages van maximaal zes lagen;
 - *automatische parkeergarages van maximaal vijftien lagen;
 - *uitgaanscentra van maximaal 2.000 m².
- **klasse 3:**
- *alle gebouwen die vallen onder de klasse 2, maar die de limieten voor bouwlagen en/of
vloeroppervlaktes overschrijden;
 - *alle publieke gebouwen waarin zich grote hoeveelheden mensen bevinden:
 - *stadions met meer dan 5.000 toeschouwers.

Met het nemen van de volgende maatregelen wordt geacht dat de constructieve samenhang en/of een acceptabele mate van robuustheid voldoende is gewaarborgd:

- **klasse 1:**
 - *geen specifieke eisen.
- **klasse 2:**
 - *het aanbrengen van nader te definiëren horizontale trekbanden of verankeringen.
- **klasse 2b:**
 - *het aanbrengen van nader te definiëren horizontale en verticale trekbanden of veranker-
ingen
 - of:
 - *het creëren van een tweede draagweg bij het wegvallen van nader te bepalen constructieve
elementen.
- **klasse 3:**
 - *het uitvoeren van een systematische risicoanalyse, waarmee aangetoond wordt dat de con-
structie voldoet aan de gebruikelijke eisen ten aanzien van de veiligheid.
 - of:
 - *het creëren van een tweede draagweg bij het wegvallen van nader te bepalen constructieve
elementen.

In het eindrapport van de Stufib studiecél is de te volgen werkwijze toegelicht.

Vooraf bij deze klasse 3 dient echter opgemerkt te worden, dat Eurocode spreekt alleen van het uitvoeren van een systematische risicoanalyse, waarmee aangetoond wordt dat de construc-
tie voldoet aan de gebruikelijke eisen ten aanzien van de veiligheid. De Stufib studiecél was van mening, dat deze weg, hoe goed dan ook, niet voldoende gebruikersvriendelijk was om in de praktijk goed te werken. De Stufib studiecél heeft dan ook besloten om aan deze klasse als gelijkwaardige en toereikende oplossing toe te voegen het creëren van een tweede draagweg. Deze oplossing leidt in sommige gevallen wellicht tot “overmitigatie”, maar is, indien in een vroegtijdig stadium van het ontwerp beschouwd, tot snelle en zeer bevredigende oplossingen.



Figuur 4: Voorbeeld van de tweede draagweg bij het project Oostplein te Rotterdam voor het geval dat één van de kolommen zou wegvallen. Bij dit 100m hoge hoogbouwproject heeft deze oplossing voor het incasseringsvermogen tevens mogelijkheden geopend voor toepassing van onbeklede staalkolommen. Deze oplossing is toe te passen voor elke hoekkolom. Hoekkolom situatie wordt vaak genoemd als voorbeeld van niet op te lossen opgave wanneer het op de tweede draagweg aankomt.

wijziging van NEN 6700

Mede naar aanleiding van de discussie in de Stufib studiecél is door de betreffende NEN commissie 'TGB basiseisen en belastingen' art. 5.3.3 nogmaals beschouwd. Omdat NEN 6700 binnenkort opnieuw zal worden uitgebracht, bestond de mogelijkheid om art. 5.3.3 te wijzigen. Deze wijziging is reeds uitgebracht in de vorm van ontwerp NEN 6700. De strekking van de wijziging die in 5.3.3 is aangebracht, is dat de toelichtende tekst op 5.3.3 als normtekst wordt gepresenteerd. Op deze wijze wordt de hiervoor aangeduide discrepantie tussen de normtekst en de toelichting in de eerste versie van NEN 6700 opgeheven.

veiligheid en kwaliteit

Men moet zich wel realiseren, dat de constructieve samenhang en het incasseringsvermogen van gebouwen met betrekking tot voortschrijdende instorting slechts één onderdeel is in de totale keten van veiligheid en kwaliteit van gebouwen. Om het niveau hiervan voldoende hoog te houden, is er continue aandacht en bijsturing nodig. Er zijn veel factoren, zoals kennis, controle, organisatie van het ontwerp- en bouwproces, regelgeving, nieuwe ontwikkelingen op het gebied van materialen, technieken, technologieën en meer, die de veiligheid en kwaliteit van het eind-

product sterk kunnen beïnvloeden. Het bijsturen is een doorgaand proces, met diverse factoren en belanghebbenden die van verschillende invalshoeken en met verschillende belangen tegen een dergelijke keten aankijken en op het besturingsproces invloed hebben. Het kan dan ook niet anders dan dat het eindresultaat hooguit een zo goed mogelijke compromis is, dat bovendien voortdurend evolueert. Een groot draagvlak is essentieel, evenals het besef dat niet iedereen op alle aspecten die voor hem of haar van belang zijn, op zijn wenken kan worden bediend.

ontwerp

De hedendaagse ontwerppraktijk leert dat de bouwopgaven steeds complexer worden en het ontwerp hiervan steeds meer gefragmenteerd wordt uitgevoerd. Het detailontwerp van verschillende toegeleverde elementen wordt veelal door of in opdracht van de leverancier van deze elementen uitgevoerd. Dit maakt het overzien van het geheel en het creëren van en de controle op de noodzakelijke samenhang in een constructie moeilijker. Het spreekt voor zich dat de organisatie van het ontwerpproces hierin veel kan betekenen. Hierin speelt met name het wel of niet aanstellen van een hoofdconstructeur. Discussie hierover, onder aanvoering van de Betonvereniging is op dit ogenblik in volle gang. Immers, alleen de hoofdconstructeur kan het totaalontwerp als geen ander overzien en kan voor voldoende samenhang in een bouwconstructie zorgen. Een niet onbelangrijk probleem hierbij is dat er niet altijd eenduidig een hoofdconstructeur in het ontwerpproces aanwezig is. In de eindrapportage van de studiecél is uitgebreid aandacht geschonken aan de wijze waarop dit kan worden verzekerd.

Het is verassend en verontrustend dat het initiatief van de Betonvereniging ten aanzien van de positie van de hoofdconstructeur in het bouwproces door een aantal belangrijke spelers in de bouw niet wordt ondersteund. Het is te hopen dat het slechts ligt aan de gekozen term "herintroductie van de hoofdconstructeur", dat associaties kan wekken met het terug gaan naar het verleden in plaats van naar de nieuwe toekomst en nieuwe ontwikkelingen. Bedoeld is hier echter dat de bedenker van het concept, als technisch coördinator, vanuit zijn vakinhoudelijke kennis en kunde, ervoor zorg draagt en ervoor waakt, dat zijn concept ook als een samenhangend geheel wordt ontworpen en uitgevoerd. Het spreekt voor zich dat het niet de zoveelste manager moet zijn, maar ingenieur met vakinhoudelijke kennis en kunde.

controle

Maar er is meer. De interne controle bij de verschillende partijen en toeleveranciers die bij het ontwerpproces betrokken zijn, is vaak niet toereikend of zelfs niet aanwezig.

Indien op de bouwplaats een willekeurige tekening, rapport of berekening, aan de hand waarvan gebouwd wordt, wordt opengeslagen, en er gezocht wordt naar enig teken van aantoonbare interne controle van deze belangrijke documenten, dan is dit meestal niet te vinden. Enige kans om iets aan te treffen is het grootst bij de constructeurs en architecten, waar op de tekeningen, berekeningen en andere producten meestal ruimte is gereserveerd voor de parafen (en goedkeuring) van de maker, controleur en de supervisor. De kans dat deze ruimte niet, of niet volledig is ingevuld is echter groot. Is deze ruimte niet ingevuld, dan kan aangenomen worden dat het desbetreffende product ook niet gecontroleerd is.

Bij de toeleveranciers van staalconstructies, prefab beton, houtconstructies, vloeren en zo meer, die ook statische berekeningen en tekeningen van hun producten maken en hiervoor details ontwerpen, is op de tekeningen en berekeningen in een dergelijke ruimte zelfs niet

eens voorzien. Hier uit kan men niet anders dan concluderen, dat de makers van deze bescheiden er al bij voorbaat vanuit gaan dat zij hun eigen werk niet zelf hoeven te controleren.

Indien wij ons realiseren, dat in de bouw het aantal van de diverse producten waaruit het uiteindelijke bouwwerk wordt samengesteld steeds toeneemt en dat de bovengeschetste werkwijze zonder uitzondering voor nagenoeg alle bouwwerken opgaat, dan bestaat er een structureel probleem. Immers, als men een fotocamera, videorecorder, of een horloge koopt, dan kan men alleen al aan de diverse stickers en andere bewijzen zien door welke zware interne controles deze producten zijn gegaan voordat zij aan de koper werden aangeboden. De betrokken industrieën kunnen zich dan ook helemaal niet voorstellen, dat de controle in de bouw niet hetzelfde, dan wel zwaarder zou zijn. De bouwproducten zijn immers groter en kostbaarder en het niet goed functioneren, of zelfs bezwijken ervan kan grote gevolgen hebben. Het ontbreken van een gedegen en goed gecontroleerde voorbereiding (ontwerp) is hier ondenkbaar. Toch is de werkelijkheid helaas anders.

Ook de aandacht voor het belang van het gebruikelijke dagelijks toezicht op de bouwplaats lijkt in de afgelopen jaren te zijn afgenomen.

Bouw- en Woningtoezicht

Als het op de controle aankomt, dan denken vele betrokkenen, dat deze controle voor hen gedaan wordt door het Bouw- en Woningtoezicht. Deze veronderstelling is echter volkomen onjuist. De Bouw en Woningtoezicht is slechts een toezichthoudende instantie en geen controleerende instantie. Haar taak zou in principe moeten zijn het beoordelen van documenten, die door de maker ervan niet alleen zijn gemaakt, maar intern ook door een gedegen controlesysteem zijn gestuurd, voor dat deze ter behandeling aan het Bouw- en Woningtoezicht zijn aangeboden. Maar het is hier waar de schoen wringt. De Bouw- en Woningtoezicht diensten beschikken niet over instrumentarium om bij de indieners de hiervoor omschreven interne controle af te kunnen dwingen.

Hoe verder? De meest voor de hand liggende oplossing is niet om Bouw en Woningtoezichten meer controlewerk te laten verrichten zoals zo vaak de laatste tijd in de pers wordt geschreven. De mogelijke oplossing is om van de betrokken partijen (in deze de opdrachtgevers / bouwvergunningaanvragers) te eisen, dat slechts intern **aantoonbaar gecontroleerde bescheiden** zoals tekeningen en berekeningen van de ontwerpende partijen, toeleveranciers en andere derden, aan de goedkeurende gemeentelijke instanties ter behandeling worden aangeboden en dat slechts van **goed verzorgd (dagelijks)toezicht** voorziene bouwwerken worden toegestaan. Dit kost geen extra werk van de gemeentelijke instanties, is goed en snel te controleren, werkt in beginsel fouten preventief en kwaliteit verhogend en laat de marktwerking ongemoeid.

Gezien het verloop van zaken in de praktijk is het echter niet aannemelijk dat de marktpartijen het bovenstaande op eigen kracht kunnen bewerkstelligen. Enige dwang is zeker nodig. Wetgeving, die als bindende voorwaarde voor het verkrijgen van een bouwvergunning de bovengenoemde **controle** van tekeningen en berekeningen en het **(dagelijks) toezicht** op de bouwplaats zou stellen, zou in deze prima werken.

Kritische aandacht voor dergelijke veiligheids- en kwaliteitsaspecten en het continue streven naar verbetering hiervan zijn minstens zo belangrijk als de aandacht die, mede door de spectaculaire instortingen van de afgelopen jaren, nu wordt gegeven aan de voortschrijdende instorting.

conclusie

Het doel van de Stufib studiecél was te komen met een beschouwing over voortschrijdende instorting, samenhang en incasseringsvermogen van bouwconstructies die door alle betrokkenen zo breed mogelijk gedragen kan worden. De studiecél heeft besloten om de benaderingswijze, die beschreven is in de ontwerpnorm prEN 1991-1-7, te volgen. In deze norm zijn zowel bekende als onbekende oorzaken van bezwijken van een constructie beschouwd. Deze aanpak gaf de studiecél voldoende mogelijkheden en aanknopingspunten om tot een gemeenschappelijke conclusie te kunnen komen. Het resultaat vormt een goede en goed hanteerbare bijdrage aan de verbetering van de veiligheid en kwaliteit van de bouwconstructies.

Met het bereikte resultaat is de kwestie van veiligheid van bouwconstructies echter nog niet opgelost. Aan de organisatie en samenhang van het bouwproces, consciëntieuze en sluitende controle van dit proces en de onderdelen daarvan, moet nog veel gebeuren. Zij vormen immers ook schakels in de gehele ketting die in de bouw de veiligheid aangaat en deze ketting is alleen zo sterk als de zwakste schakel daar in.

literatuur

- 1) NEN 6700 technische grondslagen voor bouwconstructies - TGB 1990 - algemene basiseisen. NEN, 1997.
- 2) NEN 6702 technische grondslagen voor bouwconstructies - TGB 1990 - belastingen en vervormingen. NEN, 2001.
- 3) NEN 6720 voorschriften beton - TGB 1990 - constructieve eisen en rekenmethoden (VBC 1995). NEN, 2004.
- 4) prEN 1991-1-7 - Eurocode 1 - actions on structures - part 1-7: general actions - accidental actions due to impact and explosions. CEN, 2002.
- 5) ir. S.N.M. Wijte, adviesbureau ir. J.G. Hageman BV
ir. A.M. de Ree, Arcadis bouw en vastgoed
prof. dipl.-ing. J.N.J.A. Vambersky, TU Delft, faculteit CiTG / Corsmit Raadgevend Ingenieursbureau BV



Stichting Postacademisch Onderwijs

Civiele techniek en Bouwtechniek
Gezondheidstechniek en Milieutechnologie
Vervoerswetenschappen en Verkeerskunde

PAO cursus

ROBUUST ONTWERPEN VAN BOUWCONSTRUCTIES

Delft, 6 en 7 december 2006

7 december

ROB 06

PLASTISCHE EN DYNAMISCHE BEREKENINGEN

Prof.ir. A.C.W.M. Vrouwenvelder
TU Delft / TNO

- auteursrechten voorbehouden -



PAO Cursus Robuust ontwerpen van bouwconstructies ROB 06 Niet-lineaire en dynamische berekeningen

A Vrouwenfelder
TUD Civiele Techniek / TNO Bouw en Ondergrond
December 2006

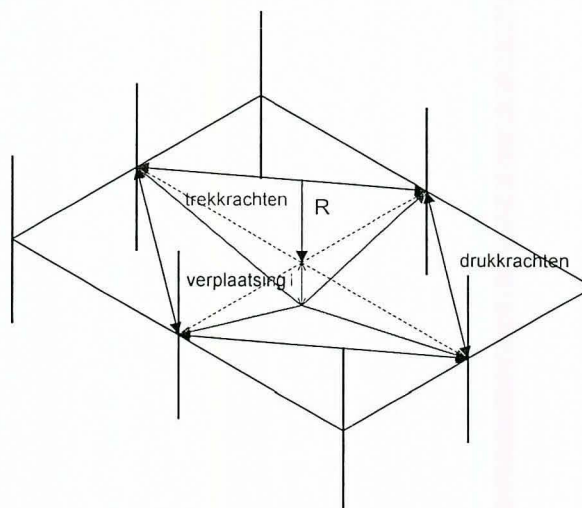
1. Inleiding

Voor een constructie in klasse 3 beveelt Eurocode EN 1991, deel 1.7, aan om het gedrag van met betrekking tot robuustheid expliciet te onderzoeken, onder andere met behulp van geavanceerde numerieke rekenprogramma's. Men kan daarbij zowel denken aan constructieberekeningen als aan simulatie-berekeningen voor brandontwikkeling, explosies, overstromingen en dergelijke. In dit cursusonderdeel zal de nadruk liggen op de niet-lineaire en dynamische constructieberekening. Deze berekeningsvorm valt in te zetten voor zowel de bepaling van het gedrag onder expliciete belastingen (botsing, explosie) als het gedrag na een denkbeeldige verwijdering van een element in verband met een niet geïdentificeerde belasting.

\

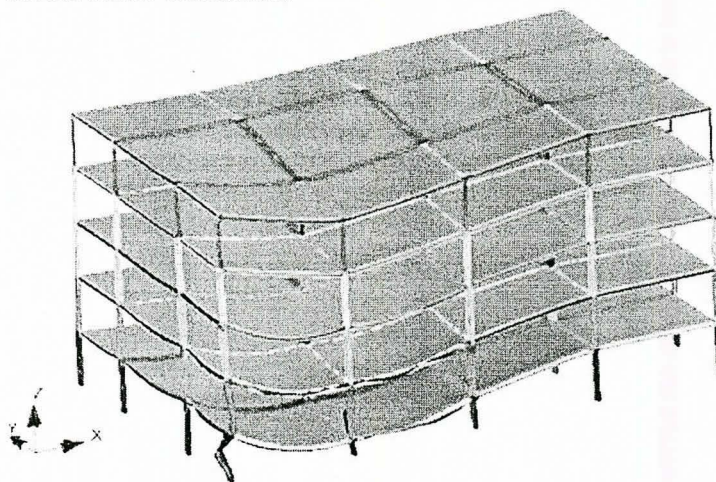
Dynamica kan zowel een belastend als een ontlastend effect hebben. Voor kortdurende hoge belastingen (pulsen) zal dynamica meestal gunstig uitpakken. De belastingeffecten zijn kleiner dan op grond van de quasi-statische berekening verwacht zou mogen worden. Bij stapbelastingen is de dynamische factor vaak in de orde van 2.0. Onder harmonische of random belastingen kan de dynamische vergroting nog hoger oplopen. In veel berekeningen wordt het dynamisch effect afgedaan met een factor of wordt het verdisconteerd in de grootte van de belasting. Eenvoudige procedures zijn vaak aan de conservatieve kant zodat het kan lonen om dynamische berekeningen te maken. Verder kan men dan ook de snelheidsafhankelijke stekte meenemen, hetgeen vaak ook enige verlichting geeft.

Niet-lineariteiten vallen uiteen in fysische niet-lineariteiten en geometrische niet-lineariteiten. De fysische niet-lineariteiten hebben te maken met het materiaalgedrag dat niet lineair kan zijn. Er zijn vele varianten van niet lineair gedrag: niet lineair elastisch, elastoplastisch met hardeing en softening, scheurvorming etc.. In de meeste gevallen geven deze materiaalmodellen meer mogelijkheden om zware belastingen op te nemen dan een lineair model omdat er herverdeling mogelijk is. Kernvraag is altijd of de deformatiecapaciteit in voldoende mate is gemodelleerd.



Figuur 1 Schema van trek- en drukkrachten bij succesvolle zeilwerking

De geometrische niet lineariteiten kunnen positief en negatief uitpakken. Positief zijn de effecten als snaarwerking bij een ligger of zeilwerking bij een plaat. Dit kan leiden tot aanzienlijke verhoging van de draagkracht, zij het ten koste van heel grote vervormingen. Bijlage 1 geeft informatie over de details van de modellering. Om van de snaar- en zeilwerking te kunnen profiteren moet de trekkracht in de staaf wel tot ontwikkeling kunnen komen en een passende reactie in de omgeving kunnen vinden. Meestal zal dat zijn in de vorm drukkrachten in parallelgeschakelde elementen (zie figuur 1). Omgekeerd kunnen drukkrachten zorgen voor een snel einde aan de draagkracht. Figuur 2 geeft een voorbeeld van een constructie waarbij onder invloed van een explosie een kolom een grote uitwijking heeft gekregen. De na de explosie weer opgetreden drukkracht laat de kolom echter uitknikken.



Figuur 2: Constructie ma belasting met een explosie.

De dynamica en de niet-lineariteit zitten niet alleen aan de sterktekant maar ook in de modellen voor de belastingkant. Soms is het mogelijk belasting en constructiemodellen te integreren in een enkel model (zie bijvoorbeeld figuur 10), maar vaak wordt er mee volstaan de beide afzonderlijk te behandelen. Bij impact zal men dan meestal eerst doen als of de impact plaats vindt op een starre constructie. Dat levert een (bovengrens voor de) belasting als functie van de tijd. Daarna wordt de constructie quasi-statisch of dynamisch op die krachten berekend. Bij een quasi-statische berekening zijn dynamische correctiefactoren nodig. Deze kunnen zowel groter als kleiner zijn dan 1.0.

Bij constructieberekeningen met calamiteiten moet men een keuze maken over de hoogte van de aan te houden belastingen en ook over de modellering van de constructie. Voor de calamiteit zelf is een vuistregel dat men een belasting kiest die een kans heeft op overschrijden van 10-20 %, conditioneel op het optreden van de calamiteit. Bij botsingen kiest men bijvoorbeeld voertuigmassa's en rijsnelheden die in de orde liggen van het gemiddelde plus eenmaal de standaardafwijking. Bij dergelijke waarden bereikt men dat de onconditionele kans in de orde ligt van de normaal geaccepteerde waarde. Voor andere belastingen en constructieparameters worden ook waarden in die buurt bezocht. Men bereikt dit door belasting- en materiaalfactoren gelijk aan 1.0 te kiezen. Voor variabele belastingen volstaan we verder in verband met de korte duur met de momentane waarde. Verder is het logisch om normaal geldende conservatieve veronderstellingen in dit soort verificaties achterweg te laten.

2 Voorbeeld explosiebelasting in een gebouw

Elementen van de hoofddraagconstructie in belangrijke constructies moeten ontworpen worden op de gevolgen van een explosie met natuurlijk gas. De statisch equivalent druk wordt volgens EN 1991-1-7, Annex D, gegeven door

$$p_d = 3 + p_v$$

$$\text{of} \quad p_d = 3 + 0,5 p_v + 0,04/(A_v/V)^2$$

De grootste van de twee is maatgevend. In de formules is p_v de uniform verdeelde statische druk in kN/m^2 , waarbij de aanwezig geachte breekpanelen (bijvoorbeeld ramen) zullen bezwijken, A_v is het oppervlak van een breekpaneel en V het volume van de beschouwde ruimte. De explosiedruk werkt gelijktijdig op alle wanden van de ruimte. De formules zijn theoretische geldig voor $V < 1000 \text{ m}^3$ en $0,05 \text{ m}^{-1} \leq A_v / V \leq 0,15 \text{ m}^{-1}$. Verder mag worden uitgegaan van een belastingduur van 0.2 s.

Neem als ontwerpvoorbeeld een wooncompartiment in een meerverdiepingen gebouw. De vloeren zijn 8 m bij 14 m en de hoogte is 3 m. De twee kleine wanden (gevels) zijn van glas of ander licht materiaal zonder verder constructieve betekenis. De twee lange muren zijn van gewapend beton. Het volume V en het totale oppervlak van de breekpanelen A_v worden dus gegeven door:

$$A_v = 2 \times 8 \times 3 = 48 \text{ m}^2$$

$$V = 3 \times 8 \times 14 = 336 \text{ m}^3$$

Daarmee kan A_v / V berekend worden als:

$$A_v / V = 48 / 336 = 0.144 \text{ m}^{-1}$$

Daar V kleiner is dan 1000 m^3 en A_v / V tussen 0.05 m^{-1} en 0.15 m^{-1} valt, kunnen de formules in de code worden gebruikt. De bezwijkdruk van het breekpaneel p_v wordt geschat op 3 kN/m^2 . Merk op dat deze panelen normaal gesproken ontworpen worden op een ontwerpwinddruk van 1.5 kN/m^2 . De equivalente statische druk wordt dan gegeven door:

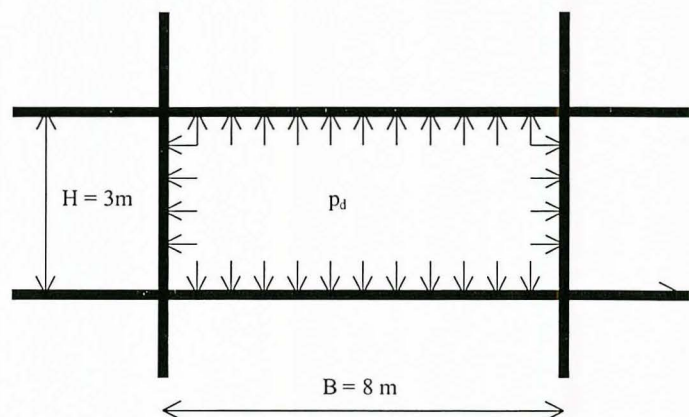
$$p_{Ed} = 3 + p_v = 3 + 3 = 6 \text{ kN/m}^2$$

of

$$p_{Ed} = 3 + p_v/2 + 0.04/(A_v/V)^2 = 3 + 1.5 + 0.04 / 0.144^2 = 3 + 1.5 + 2.0 = 6.5 \text{ kN/m}^2$$

Dit betekent dat de tweede formule maatgevend is.

De belastingconfiguratie voor de explosiedruk is gegeven in Figuur 3. Volgens Eurocode EN 1990, Grondslagen, moet deze druk worden gecombineerd met het eigen gewicht van de constructie en de quasi-permanente waarden van de variabele belasting. Laten we kijken naar de responsie van de verschillende constructieonderdelen



Figuur 3: Belastingeschema voor de explosiebelasting

Ondergelegen vloer

Neem aan dat het eigen gewicht gelijk is aan 3 kN/m^2 en dat er een nuttige belasting is van 2 kN/m^2 . Dit houdt in dat de ontwerpbelasting voor de bijzondere ontwerpsituatie gegeven wordt door:

$$p_{da} = p_{sw} + p_E + \psi_{ILL} p_{LL} = 3.00 + 6.50 + 0.5 \cdot 2.00 = 10.50 \text{ kN/m}^2$$

De ontwerpbelasting voor normale omstandigheden is gelijk aan:

$$p_d = \gamma_G \xi p_{sw} + \gamma_Q p_{LL} = 0.85 \cdot 1.35 \cdot 3.00 + 1.5 \cdot 2.00 = 6.4 \text{ kN/m}^2$$

Bedenk nu dat er bij de bijzondere ontwerpsituatie geen partiële factor wordt gebruikt aan de sterktekant. Om dus goed te kunnen vergelijken mogen we de belasting onder normale omstandigheden verhogen met 20 %. Het resultaat kan worden opgevat als de weerstand tegen explosiebelasting van een constructie die alleen voor gewone belastingen is ontworpen.

$$p_{Rd} = 1.2 \cdot 6.4 = 7.7 \text{ kN/m}^2$$

Een zodanig ontworpen vloer is dan dus 30 % te licht. Echter, de belasting is maar van korte duur (zie Annex D van EC1 Part 1.7). Volgens Bijlage 2 van deze syllabus mogen we dan de weerstand vermenigvuldigen met een factor φ_d gelijk aan:

$$\varphi_d = 1 + \sqrt{\frac{p_{sw}}{p_{Rd}}} \sqrt{\frac{2u_{max}}{g(\Delta t)^2}}$$

waarin $\Delta t = 0.2 \text{ s}$ de duur van de belasting voorstelt, $g = 10 \text{ m/s}^2$ de versnelling van de zwaartekracht en u_{max} de waarde van de doorbuiging in het midden bij bezwijken. Deze waarde hangt uiteraard af van de taaiheid van de vloer en in het bijzonder van de verbindingen met de rest van de constructie. Het gaat hier te ver dat precies uit te zoeken, maar $u_{max} = 0.20 \text{ m}$ lijkt een redelijke aanname. In dat geval volgt als beschikbare weerstand tegen de explosiebelasting:

$$p_{REd} = \varphi_d p_{Rd} = \left[1 + \sqrt{\frac{3}{7.7}} \sqrt{\frac{2 \cdot 0.20}{10 (0.2)^2}} \right] \cdot 7.7 = 12.5 \text{ kN/m}^2$$

De vloer is derhalve in orde.

Bovengelegen vloer

De belasting op de bovengelegen vloer in de explosie-ontwerpsituatie wordt gegeven door (naar boven gerichte belasting geldt als positief):

$$p_{da} = p_{sw} + p_E + \gamma_Q \psi p_{LL} = -3.00 + 6.50 + 0 = 3.50 \text{ kN/m}^2$$

De belasting is dus per saldo maar half zo groot als op de onderliggende vloer. Omdat echter de vloer is ontworpen op een neerwaarts gerichte belasting zijn er toch problemen. De weerstand tegen een opwaarts gerichte belasting is vrijwel nihil. We zullen derhalve extra bovenwapening in het veld moeten aanbrengen en onderwapening bij de opleggingen. De vereiste weerstand kan gevonden worden door p_{Rd} op te lossen uit:

$$\varphi_d p_{Rd} = \left[1 + \sqrt{\frac{p_{sw}}{p_{Rd}}} \sqrt{\frac{2u_{max}}{g(\Delta t)^2}} \right] p_{Rd} = 3.50 \text{ kN/m}^2$$

Via $p_{sw} = 3 \text{ kN/m}^2$, $\Delta t = 0.2 \text{ s}$, $g = 10 \text{ m/s}^2$ komen we op $p_{Rd} = 1.5 \text{ kN/m}^2$. De wapening aan de "verkeerde" zijde is dus in de orde van 25 % van de normale wapening.

Een belangrijk punt is de reactiekracht bij de oplegging. Merk op dat de vloer kan worden opgelicht. Dit gevaar is zeker in de bovenste verdiepingen niet denkbeeldig. In het bijzonder zijn buitenmuren hiervoor gevoelig. Daarmee verandert het gehele statische systeem. Op wat dit kan betekenen voor de muur komen in het volgende onderdeel terug. Ook als men een verbinding aanbrengt die de opwaartse druk kan houden, moet men de consequenties daarvan voor de muur bekijken.

Muren

Neem aan dat de muur aan beide uiteinden is ingeklemd. Het buigend moment wordt dan gegeven door:

$$m = 1/16 p H^2 = 1/16 \cdot 6.5 \cdot 3^2 = 4 \text{ kNm/m}$$

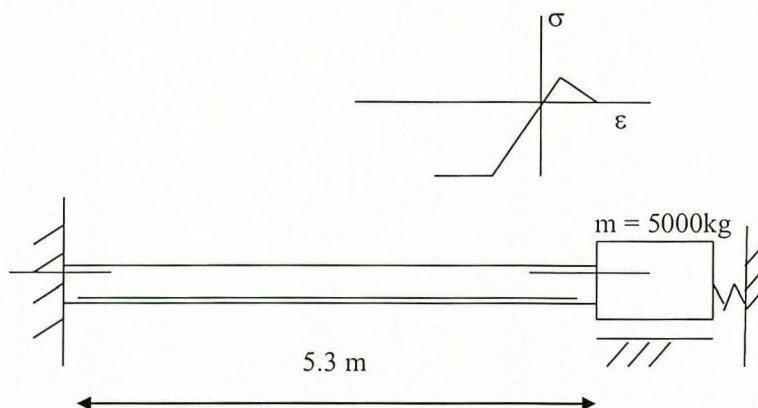
Als er geen axiale kracht in de muur is vereist dit een wapening van ongeveer 0.1 percent. De daarmee corresponderende sterkte kan worden geschat als:

$$m_p = \omega 0.4 d^2 f_y = 0.001 \cdot 0.4 \cdot 0.2^2 \cdot 300.000 = 5 \text{ kNm/m}$$

Normaal gesproken zijn er axiale krachten aanwezig. Het volgende schema lijkt niet onredelijk. Bij een explosie op een bovenverdieping en een goede verbinding tussen dakplaat en muur komt er een trekkracht in de muur. In ons voorbeeld:

$$\begin{aligned} (p_E - 2 p_{sw}) B/2 &= (6.5 - 2 \cdot 3) \cdot 4 = 2 \text{ kN/m} && \text{voor een middenwand} \\ (p_E - p_{sw}) B/2 &= (6.5 - 3) \cdot 4 = 14 \text{ kN/m} && \text{voor een randmuur} \end{aligned}$$

Als de explosie op de een na bovenste verdieping is, is de resulterende normaalkracht nul. Verder naar beneden is er een resulterende drukkracht en kan de wapening worden verminderd of zelfs weggelaten.



Figuur 4: Schematisering van vloer ten behoeve van een computerberekening.

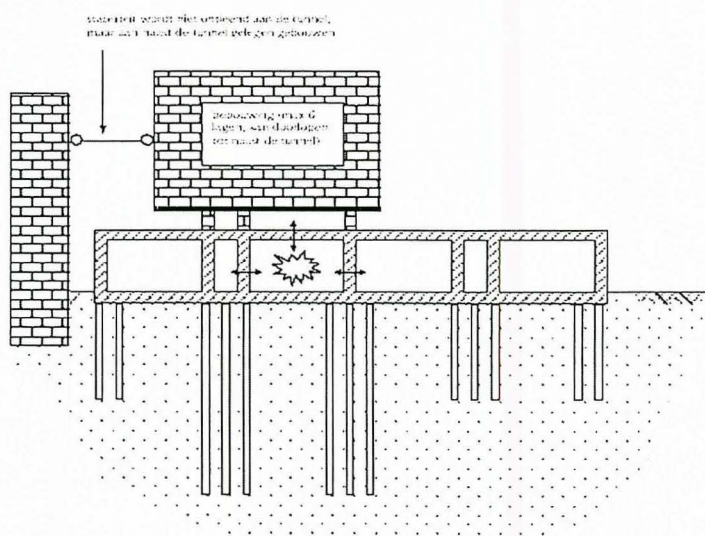
Uiteraard kan men dergelijke berekeningen ook met een computer maken. Figuur 4 geeft een vergelijkbare vloerconstructie weer waarvoor met het programma DIANA een niet lineaire dynamische computerberekening is uitgevoerd. De schijfwerking van de vloeren wordt verkregen door koppelwapening en een doekconstructie op de muureinden waarmee de vloervelden worden opgesloten. Opneembaar is 41 kN/m. De wapening ligt ca 0.06 m boven het middenvlak van de vloerplaat. De massa van de aansluitende vloer is gesimuleerd met een massa van 5000 kg. De vloerelementen zelf hebben een breedte van 1.2 m, een overspanning van 5.3 m en een dikte van 0.22 m. Door de aanwezigheid van inwendige sparingen in de vloer is de effectieve breedte gelijk aan 0.35 m. De voorspanning bestaat uit 4 voorspanstrengen met een oppervlak van 52 mm² en een sterkte van 1700 N/mm². Het beton heeft een (korte duur) treksterkte van 6,8 N/mm²; bij grotere rek neemt de spanning af tot een waarde nul bij $\epsilon = 0,001$. Als belastingen is uitgegaan van 6 kN/m² permanent en een (grote) explosiedruk van 23 kN/m², duur 0,2 s

In de onderliggende vloer is het optredend moment 144 kNm en opneembaar is 63+7=70 kNm. Door dynamische werking en een plastische doorbuiging van 0,2 m kan echter de belasting toch worden opgenomen. Voor de bovenliggende vloer is het optredend moment zelfs 88 kNm tegen opneembaar 12 kNm. De berekening laat echter zien dat de vloer heel blijft en uiteindelijk uitkomt op een opwaartse verplaatsing van 0,5 m.

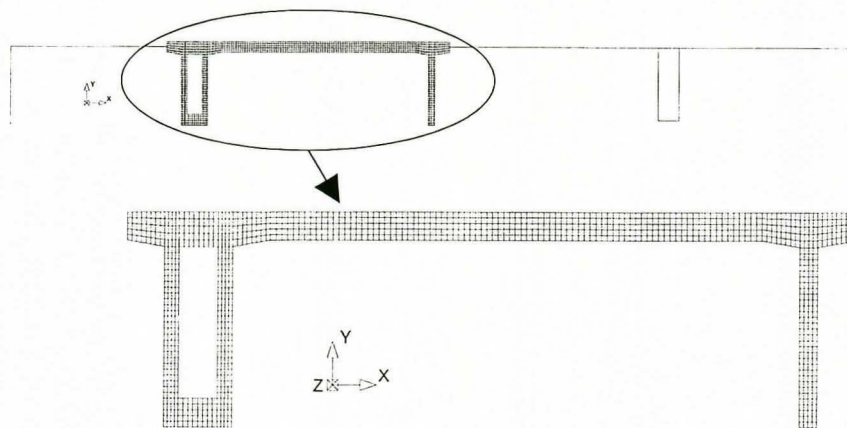
3. Voorbeeld BLEVE berekening in een tunnel

Beschouwd wordt een overkluizing over verkeerstunnels (zie figuur 5). Gevraagd wordt naar de responsie van de constructie op een BLEVE. Een BLEVE is een acroniem voor "boiling liquid expanding vapour explosion". Het is een explosie die optreedt bij een gas dat onder druk tot een vloeistof is samengeperst. Een deel van het gas kan als damp aanwezig zijn. Bij een plotselinge scheur in de container gaat de druk snel naar beneden. Daardoor gaat veel vloeistof in damp over hetgeen gepaard gaat met volume-uitzetting, die op zijn beurt weer kan leiden tot verder open barsten van het vat. De basisoorzaak kan ook verhitting van buiten af zijn. Deze in wezen niet chemische explosie kan vervolgens bij brandbare materialen nog gevolgd worden door een chemische explosie.

De breedte van de middelste twee tunnelbuizen is ongeveer 20 m. De twee buitenste tunnelbuizen hebben een inwendige breedte van ruim 14 m. De vrije hoogte bedraagt minimaal 4,7 m. De hoofdrijbanen zijn onderling gescheiden door middel van een enkelvoudige wand met een dikte van 600 mm. Tussen de hoofdrijbanen en de buitenste tunnelbuizen is een dubbelwandige koker met een vrije ruimte van 1,35 m. De wanden van deze kokers hebben een dikte van 500 mm. Zoals is te zien in Figuur 2 wordt de beoogde bebouwing boven de overkluizing gefundeerd op de wanden van de overkluizing. De stabiliteit van de bovenbouw wordt niet ontleend aan de tunnel.

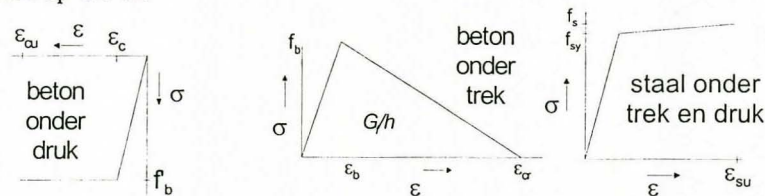


Figuur 5 Schematisch overzicht van de constructie



Figuur 6 Schematisch overzicht van het eindige elementenmodel van de constructie

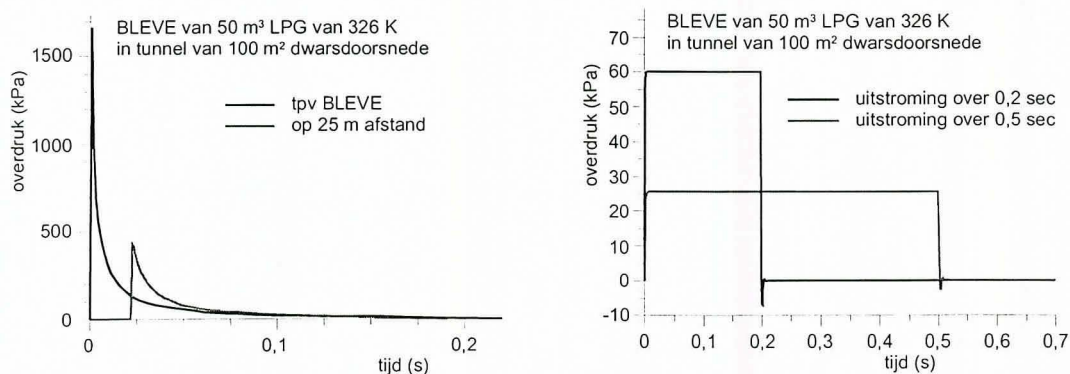
De constructie is uitgevoerd in gewapend beton. Het materiaalgedrag van beton en staal is geïllustreerd in. Figuur 7. De wapening ligt in één of twee lagen: een op 0.06 m vanaf de rand en een op 0.1 m.



Figuur 7 Materiaalgedrag beton (a) en staal (b)

De volgende belastingen zijn beschouwd:

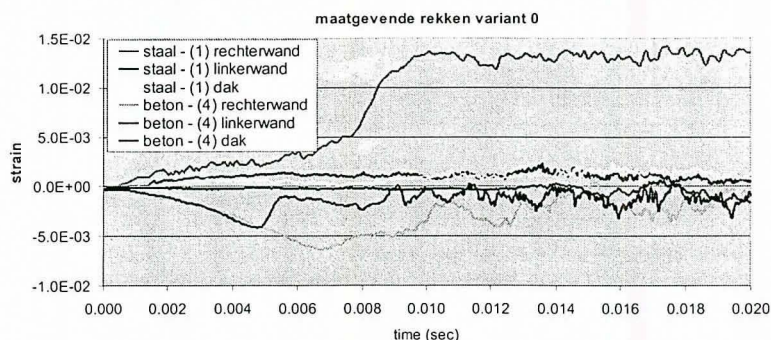
- Eigen gewicht: $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
- Rustende belasting: $10,6 \text{ kN/m}^2$ (grond en asfalt)
- Verkeersbelasting: 4 kN/m^2 over de gehele breedte van het dek.
- Bovenbelasting: 100 kN/m^2 gelijkmatig afgedragen door de tunnelwanden
- Explosiebelasting: topwaarden tot 1200 kN/m^2



Figuur 8 Beschouwde belastingscenario's voor een instantane uitstroming (a) en een stationaire uitstroming (blokbelasting) over 0,2 s en 0,5 s (c).

Als criteria voor de beoordeling zijn aangehouden de stuikrek van het beton (0,35%), de maximale staalrek (3,75%) en de overschrijding van het van het dwarskrachtdraagvermogen. Dit laatste kan met name bij explosiebelastingen zeer maatgevend zijn. In Figuur 9 is de response met betrekking tot de rekken in het staal en beton in de maatgevende sneden in beide wanden en het dak gegeven. Hierbij worden de volgende waarnemingen gedaan.

- In de linker wand vloeit het staal niet.
- Het staal in de rechter wand vloeit, maar de capaciteit is niet overschreden.
- De betonstuik in de wanden is groter dan de 0,35%. Het dak voldoet wel.



Figuur 9 Resultaten van de maatgevende sneden voor de referentieberekening

4. Vliegtuigimpact

In figuur 10 zien we een Eindige Elementenmethode berekening van een vliegtuig dat een gebouw invliegt. Dergelijke analyses hebben na de gebeurtenissen van 11/09/2001 uiteraard een grote belangstelling gekregen. Maar ook de impact van schepen met bruggen of vrachtwagens met viaducten of gebouwen kunnen op een zelfde manier worden aangepakt.

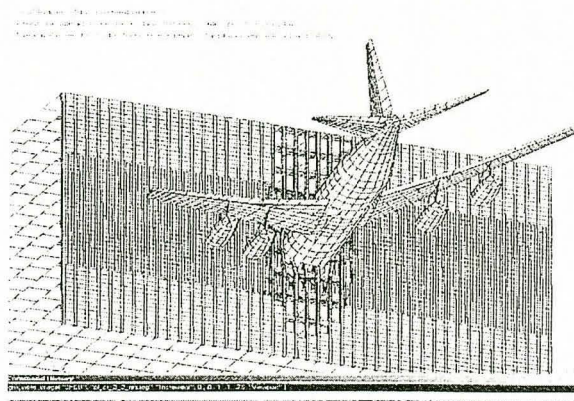


Figure 1. DYWIDAG simulation of aircraft impact on building. Speed = 350 km/h, t = 0.1 s.

Figuur 10 Simulatie van een vliegtuig dat een gebouw binnen dringt (ABC-Report)

NB: voor verdere figuren en resultaten wordt verwezen naar de presentatie. De figuren zijn ontleend aan de ABC-studie vermeld in de literatuurlijst.

5. Afsluiting

Het doel van dit cursusonderdeel was om te laten zien wat de mogelijkheden zijn van moderne rekenmiddelen om de robuustheid van een bouwwerk te beoordelen. Het is duidelijk dat zeer veel mogelijk is en dat op basis daarvan op gefundeerde wijze een robuust ontwerp ten aanzien van calamiteiten mogelijk is. Toepassing is in ieder geval zinvol in een research omgeving met het doel er algemene conclusies uit te trekken. Verwacht mag echter worden dat dit gereedschap in toenemende mate ook in de praktijk gebruikt zal worden. Voor meer op de huidige ingenieurspraktijk toegesneden methoden wordt verwezen naar ROB 07.

Literatuur

- Hazard and Risk Analysis of Aircraft Collision with high rise Building, Final Technical Report of ABC project, NL-RU research project 047.014.022, January 2005.
- Vrouwenvelder A. en P. Waarts, Betrouwbaarheid van constructies als system, TNO rapport 93-con-R1461-02, Delft 1993
- A.G. Vlassis; R.A. Izzuddin; A.Y. Elghazouli; D.A. Nethercot, Robustness of Structures - Design Oriented Approach for Progressive Collapse Assessment of Steel Framed Buildings, Structural engineering international, ISSN 1016-8664, vol. 16 (2006), afl. 2, pag. 129-136 (8)
- M.A. Crisfield, Non-linear finite element analysis of solids and structures. Volume 1: John Wiley & Sons, 1991. - 345 p.. - Boek, Reprinted April 2000, ISBN 0-471-92956-5
- Finite Elements in Civil Engineering Applications, Proceedings of the 3rd DIANA World Conference, Tokyo, Japan, 9-11 October 2002, Edited by: M.A.N. Hendriks; A.A. Balkema; , 2002. - 546 p.. - Boek , ISBN 90-5809-530-4
- Vrouwenvelder. A., Plasticity, Collegedictaat TU Delft, Maart 2003.

Bijlage 1. Niet lineaire effecten: Snaar- en membraanwerking

In Figuur B.1.1 staat een ligger afgebeeld met een rechthoekige doorsnede, belast met een puntlast in het midden. Aan beide uiteinden is de ligger ingeklemd en kan ook niet

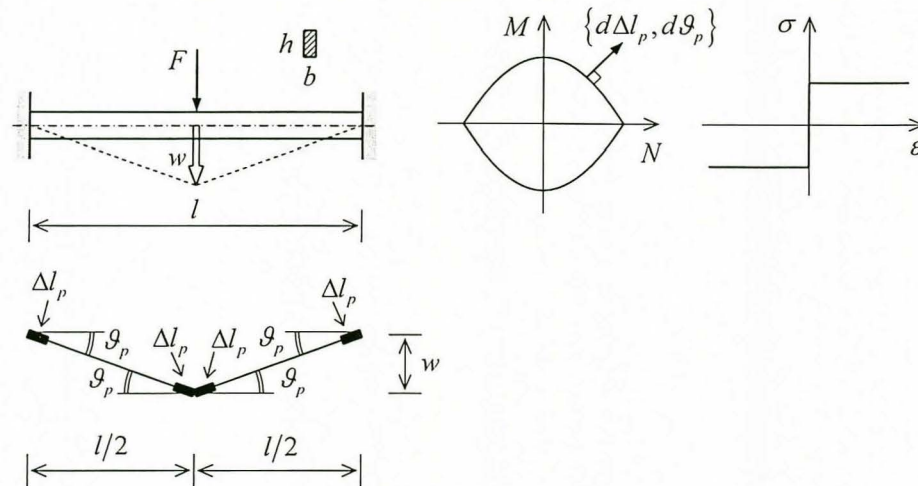
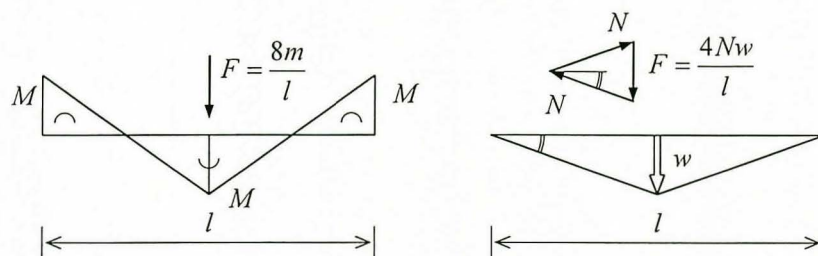


Fig. B.1.1: Ligger vastgehouden aan beide einden

horizontaal verplaatsen. Geometrisch lineair is de draagkracht gelijk aan $F = 8M_p/l$, waarbij M_p het volplastische moment van de doorsnede is. Voor grote waarden van de doorbuiging ontstaan echter ook verlengingen in de staaf, met name in de plastische scharnieren en daarmee trekkrachten in de staaf. Deze trekkrachten hebben weer een ontbondene in de richting van de last.

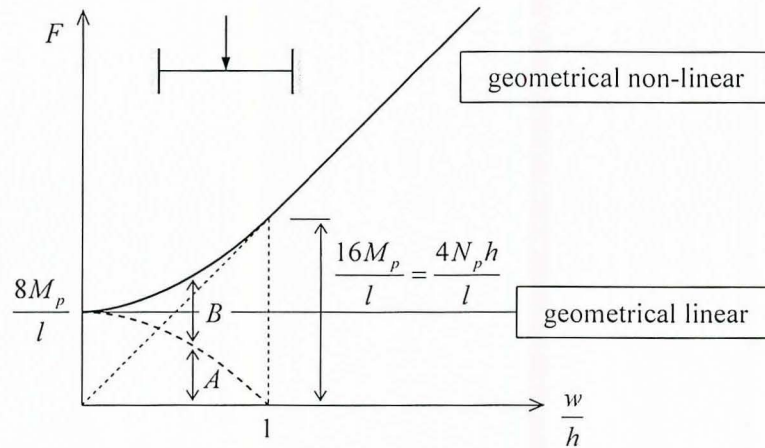


Figuur B.1.1 Geometrical non-linear effects

Langzaam maar zeker neemt de normaalkracht toe en het moment af. Bij een bepaalde doorbuiging is het moment geheel verdwenen en draagt de ligger geheel en al op normaalkracht als een snaar. In die situatie geldt:

$$F = 4 N_p w / l$$

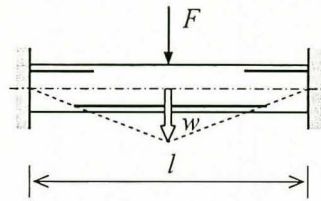
Uit figuur B.1.2 blijkt dat men op die manier makkelijk een veelvoud haalt van de lineaire draagkracht met behulp van alleen buiging.



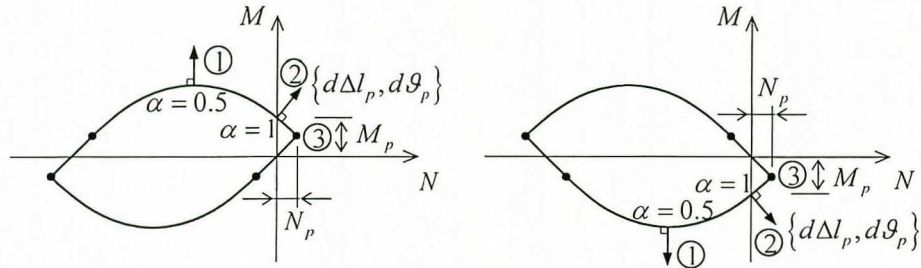
Figuur B.1.2: Last-verplaatsings-diagram voor geometrische lineair en niet lineair gedrag..

Voorwaarden zijn natuurlijk dat er voldoende ductiliteit is en dat de trekkracht kan worden opgenomen bij de opleggingen. In ROB 03 is al aan de orde geweest hoe deze kracht in de praktijk vaak wordt opgenomen door een systeem van drukkrachten. Als dat niet kan is de winst vaak maar een paar procent.

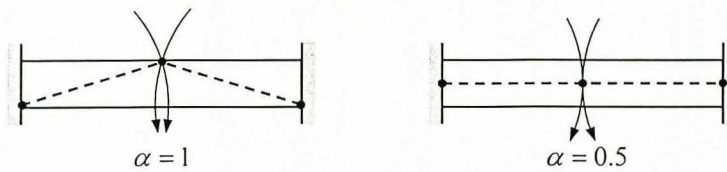
Bij een gewapend betonligger wordt het gedrag nog ingewikkelder. Eerst treedt een verhoging op dan de elastische grens door boogwerking (in een ligger) of koepelwerking in een plaat. Bij verplaatsingen in de orde van de plaatdikte gaat dit weer verloren en komt de snaar of membraanwerking tevoorschijn. Voor details wordt verwezen naar het Collegedictaat Plasticiteit in de literatuurlijst.



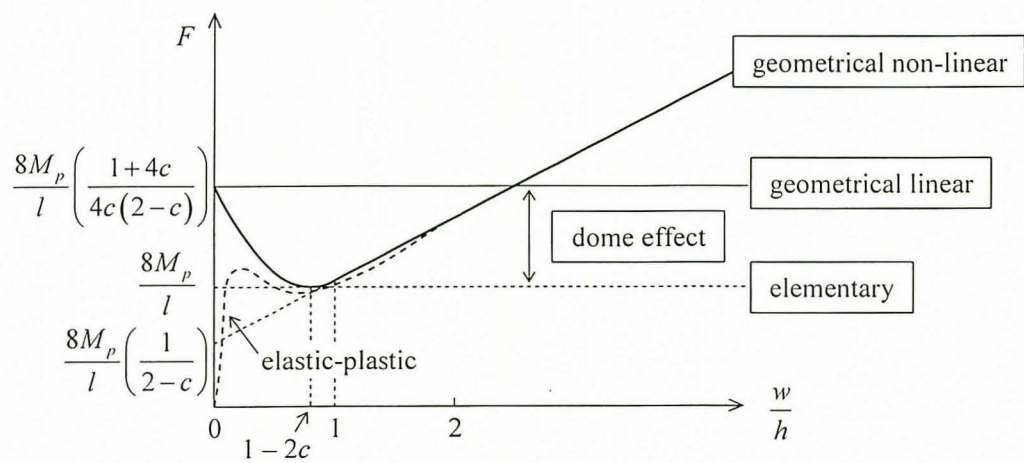
a) reinforced concrete beam



b) yield contours at the middle and ends of the beam for identical reinforcement percentages, respectively



c) geometrical explanation of the dome effect



d) load-deflection diagram

Fig. B.1.2: Analyse van een gewapende betonnen ligger.

Bijlage 2 Dynamica

Beschouw een-massa-veer-systeem met massa m en een star plastische veer met vloeivaarde F_y . Laat het systeem belast worden door een kracht $F > F_y$ gedurende een periode Δt . De snelheid van de massa aan het einde van dit interval is gelijk aan:

$$v = (F - F_y) \Delta t / m$$

De corresponderende kinetische energie van de massa is dan:

$$E = 0.5 m v^2 = 0.5 (F - F_y)^2 \Delta t^2 / m$$

Door het gelijkstellen van deze energie aan de plastisch gedissipeerde energie, ofwel $E = F \Delta u$, vinden we de toename van de plastische deformatie Δu .

$$\Delta u = 0.5 (F - F_y)^2 \Delta t^2 / m F_y$$

Daar $mg = F_{SW}$ mogen we dit ook noteren als:

$$\Delta u = 0.5 (F - F_y)^2 g \Delta t^2 / F_{SW} F_y$$

Tenslotte kan dit worden herschreven als:

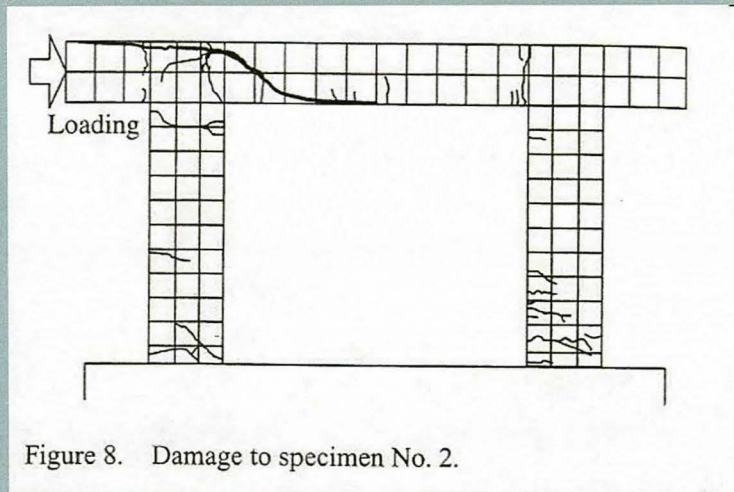
$$F = F_y \left(1 + \sqrt{\frac{F_{SW}}{F_{Rd}}} \sqrt{\frac{2u_{max}}{g(\Delta t)^2}} \right)$$

Opmerking: bij de vloerplaat in sectie 2 hebben we de kracht F vervangen door de verdeelde belasting p .

PAO Cursus

Robuust ontwerpen

ROB 6 Geavanceerd rekenen



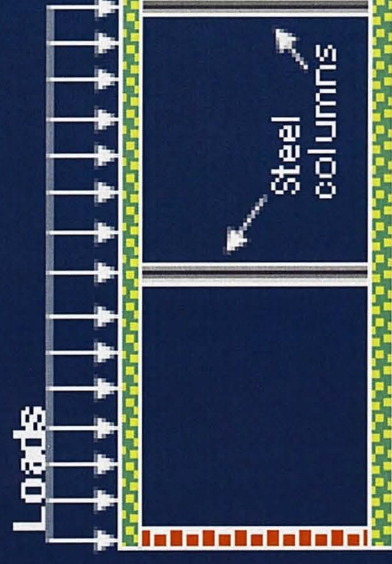
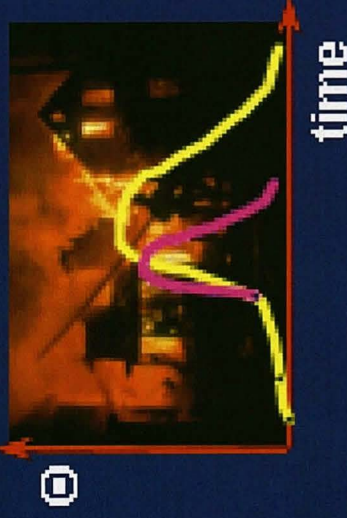
Ton Vrouwenvelder
TNO / TU-Delft

Annex A: Design rules per class

Class 1	No special considerations
Class 2, Lower Group Framed structures	Horizontal ties
Class 2, Lower group Wall structures	Cellular shapes Floor to wall anchoring.
Class 2, Upper Group Framed structures	Horizontal ties AND limited damage on notional removal or effective vertical ties or special design of key elements
Class 2, Upper Group Wall structures	Horizontal and vertical ties
Class 3	Risk analysis and/or advanced mechanical analysis recommended

Brandwerendheid

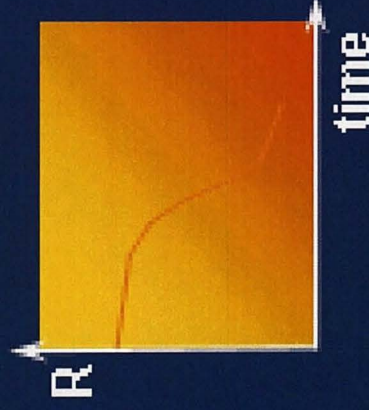
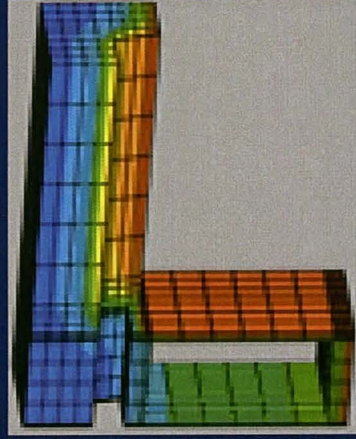
Keten van gebeurtenissen



1: Ontsteking

2: Thermische bel.

3: Mechanische bel.



4: Thermische
response

5: Mechanische
response

6: Eventueel
bezwijken

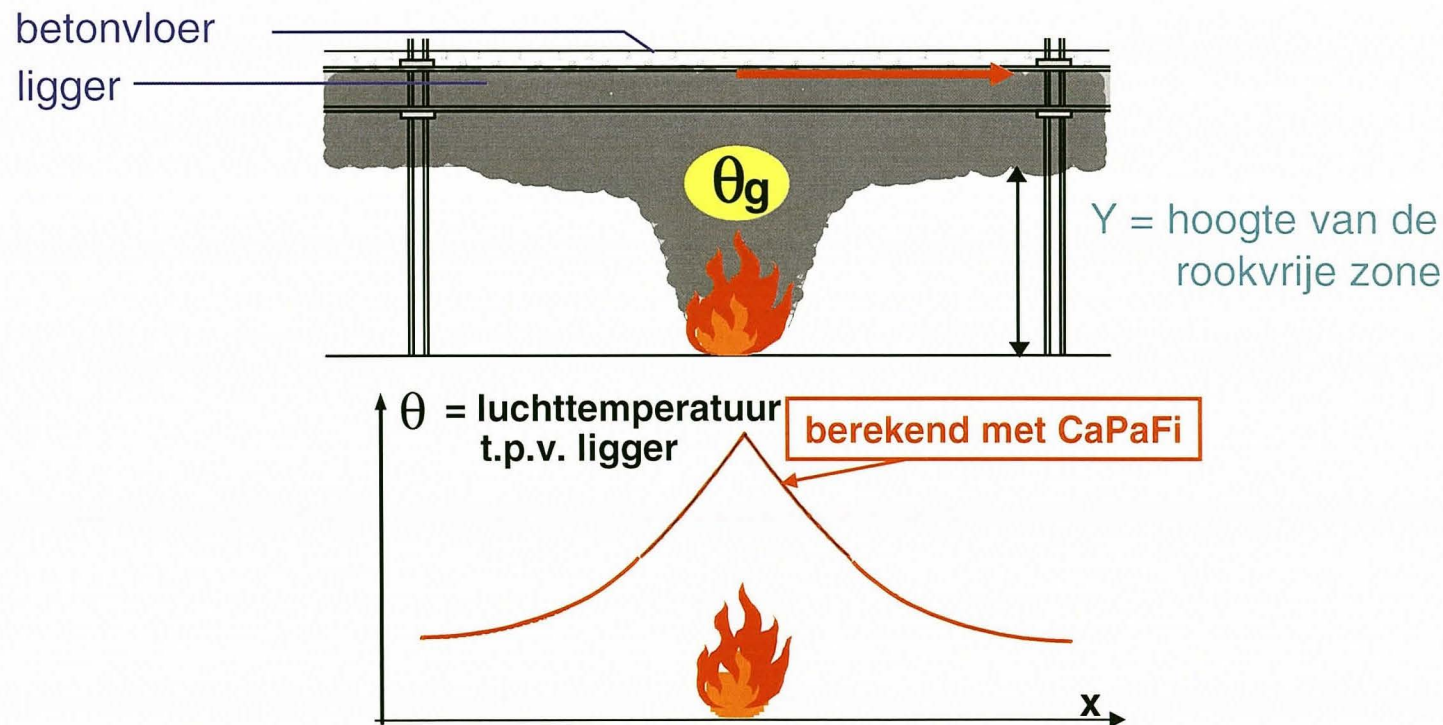
AH

Model plaatselijke brand

Methode van HASEMI

EN 1991-1-2, bijlage C:

- Vlam bereikt het plafond wel ($L_f > H$)



Dynamica (gunstig bij puls belasting)

Fysische niet lineair (gunstig bij taai redundant)

Geometrisch niet lineair (zeil/snaarwerking, knik)

Combinatie

geometrisch nl + fysisch nl + dynamisch:

Vaak zeer gunstig

11A

11A

11A

11A

11A

11A

11A

11A

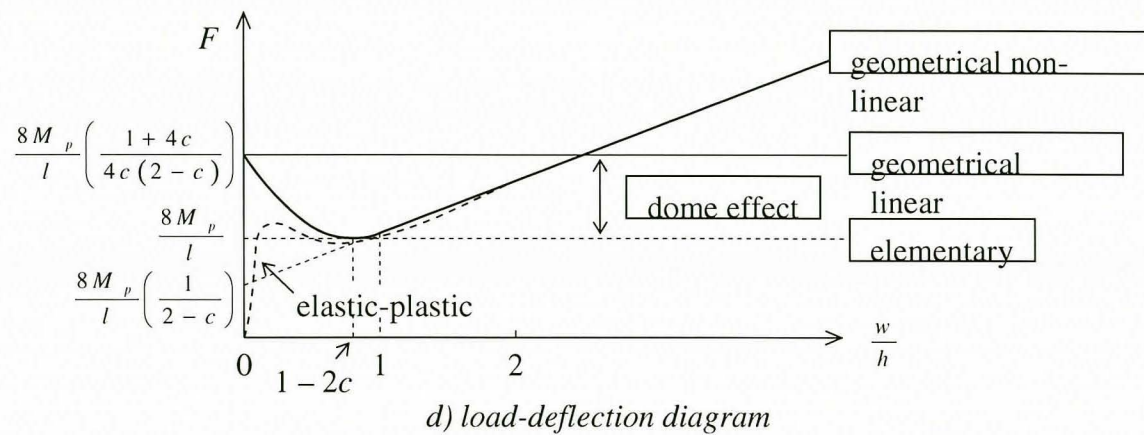
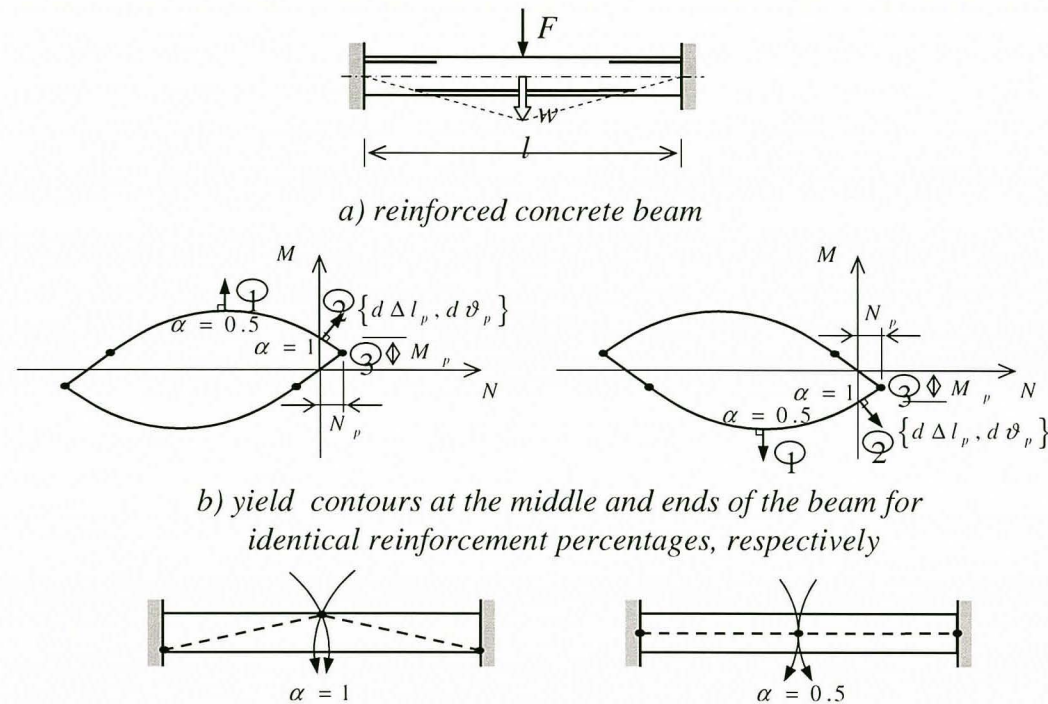
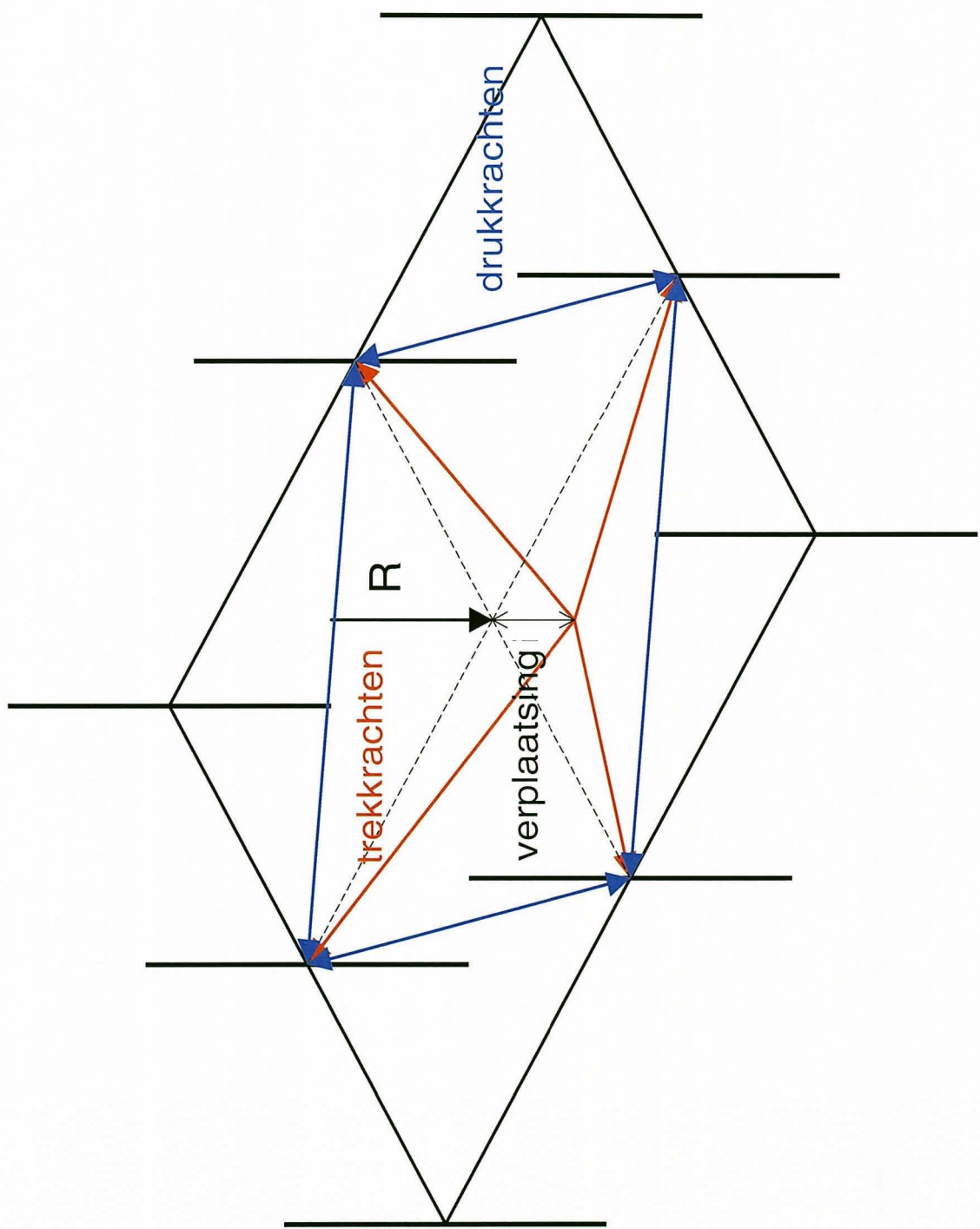
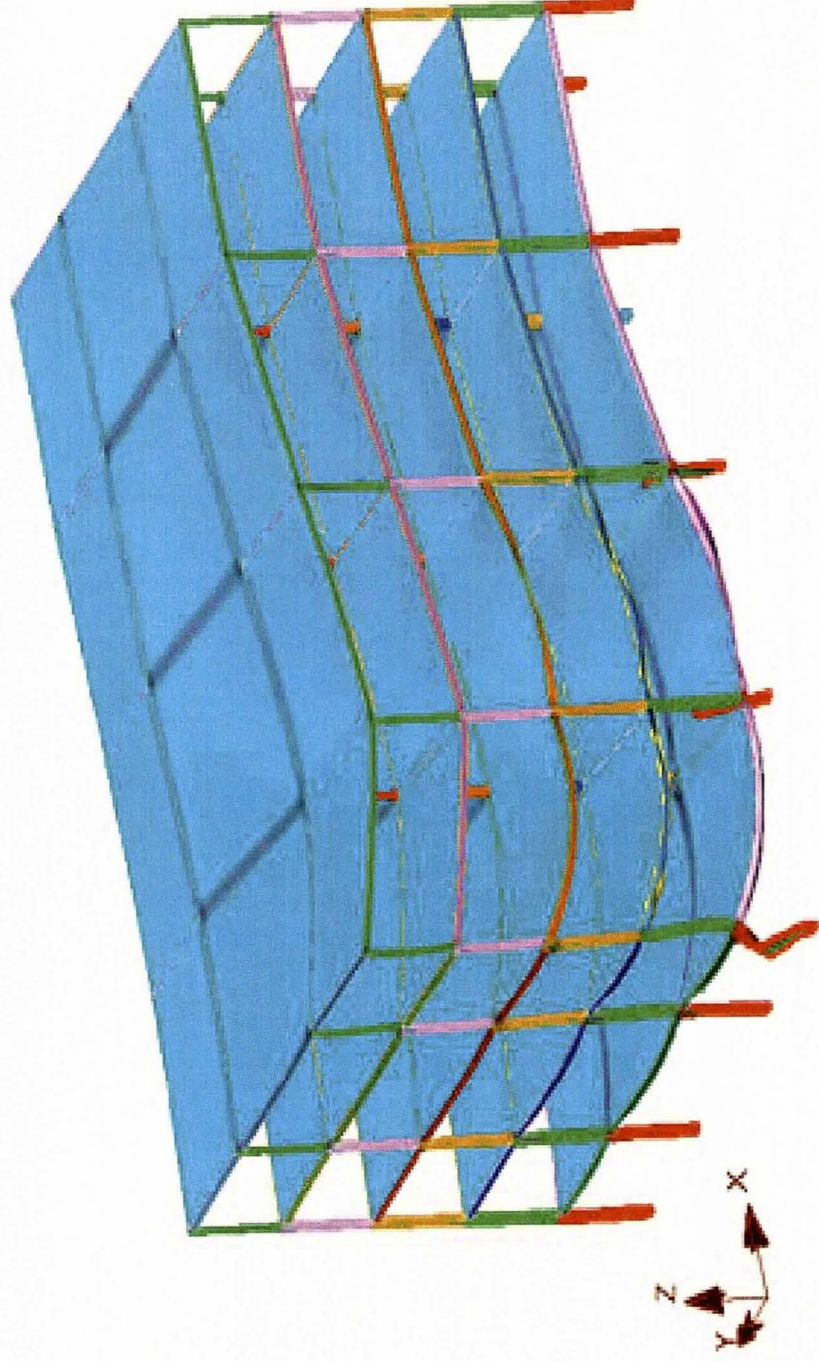


Fig. 7.28: Analysis of reinforced concrete beam.



uitwijking onderste kolom ten gevolge van explosie



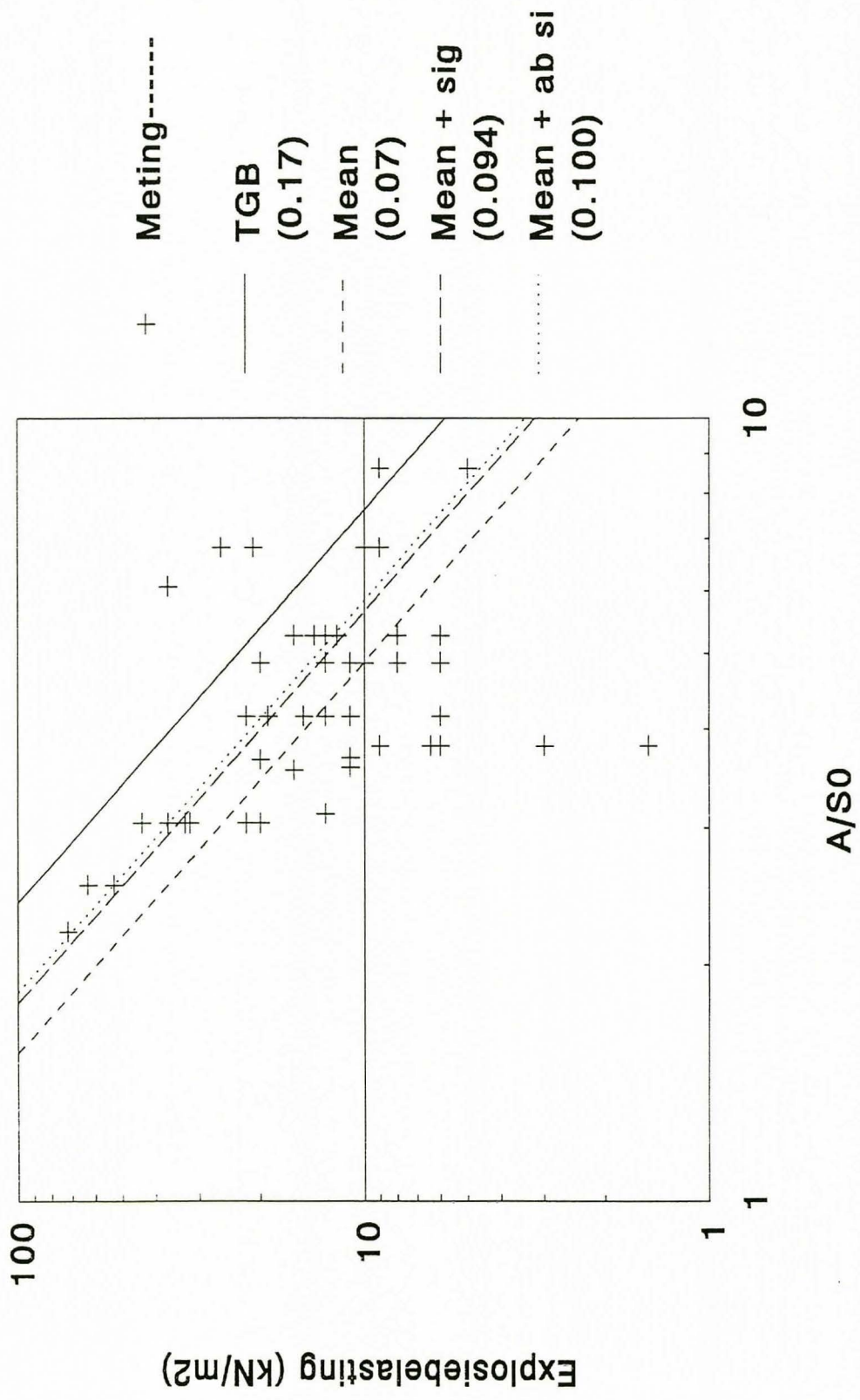
Uitgangspunten berekening

Bijzonder belasting: 10 % kans
overschrijding, gegeven optreden

Andere belastingen: $\gamma=1$,
momentane waarde

Materiaal: $\gamma=1$, geen conservatieve
veronderstellingen

PML-explosies



Ch 5 + Annex D: INTERNAL NATURAL GAS EXPLOSIONS

The design pressure is the maximum of:

$$p_d = 3 + p_v$$

$$p_d = 3 + 0.5 p_v + 0.04 / (A_v / V)^2$$

p_d = nominal equivalent static pressure [kN/m²]

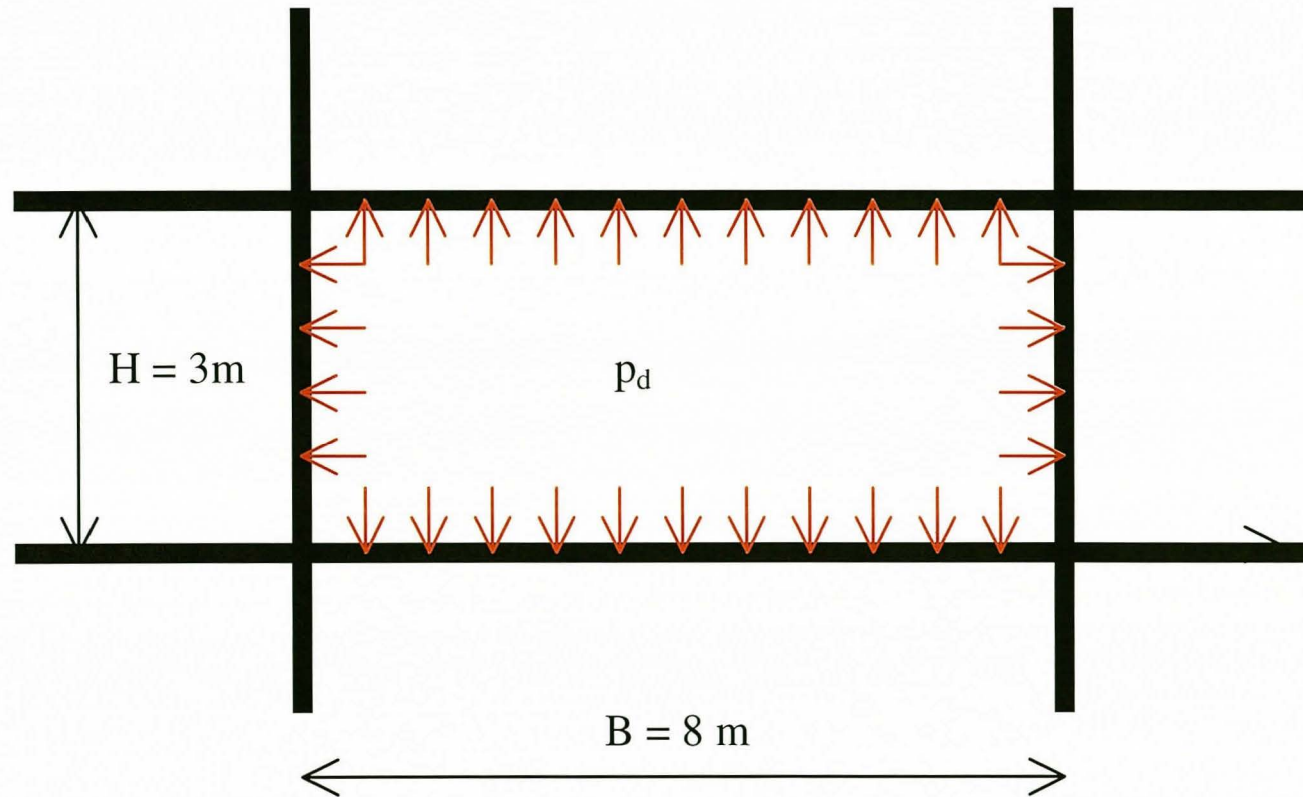
A_v = area of venting components [m²]

V = volume of room [m³]

Validity: $V < 1000 \text{ m}^3$; $0.05 \text{ m}^{-1} \leq A_v / V \leq 0.15 \text{ m}^{-1}$

Annex B: load duration = 0.2 s

EXAMPLE :
compartment in a multi story building



Compartment: 3 x 8 x 14 m

Two glass walls ($p_v = 3\text{ kN/m}^2$) and two concrete walls

Explosion pressure:

$$\begin{aligned} p_{Ed} &= 3 + p_{\sqrt{2}} + 0.04/(A_{\sqrt{V}})^2 \\ &= 3 + 1.5 + 0.04 / 0.144^2 = 6.5 \\ &\text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{self weight} = 3.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{live load} = 2.0 \text{ kN/m}^2$$

Design load combination (bottom floor):

$$\begin{aligned} p_{da} &= p_{SW} + p_E + \psi_{1LL} p_{LL} \\ &= 3.00 + 6.50 + 0.5 \cdot 2.00 = 10.50 \\ &\text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

Dynamic increase in load carrying capacity

$$\varphi_d = 1 + \sqrt{\frac{p_{sw}}{p_{Rd}}} \sqrt{\frac{2 u_{max}}{g (\Delta t)^2}}$$

$$\Delta t = 0.2 \text{ s} = \text{load duration}$$

$$g = 10 \text{ m/s}^2$$

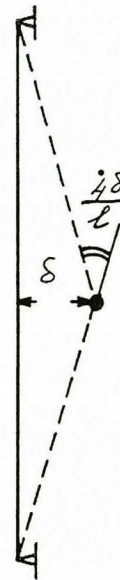
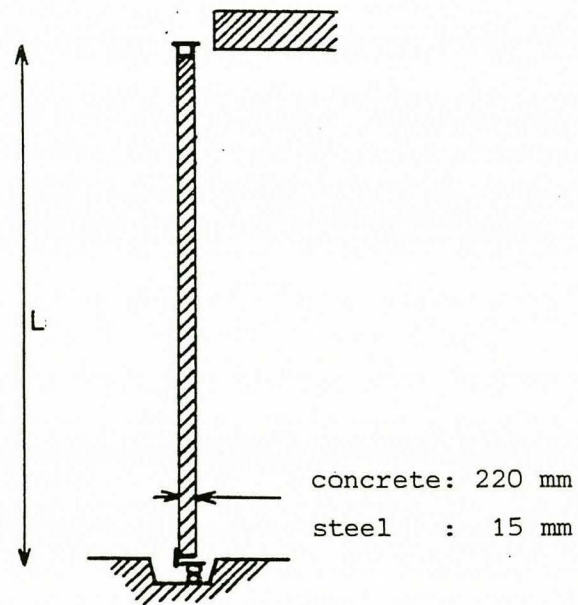
$$u_{max} = 0.20 \text{ m} = \text{midspan deflection at collapse}$$

$$p_{sw} = 3,0 \text{ kN/m}^2 \text{ and } p_{Rd} = 7.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\varphi_d = 1 + \sqrt{\frac{3}{7.7}} \sqrt{\frac{2 * 0.20}{10 (0.2)^2}} = 1.6$$

$$p_{REd} = \varphi_d p_{Rd} = 1.6 * 7.7 = 12.5 \text{ kN/m}^2 > 10.5 \text{ kN/m}^2$$

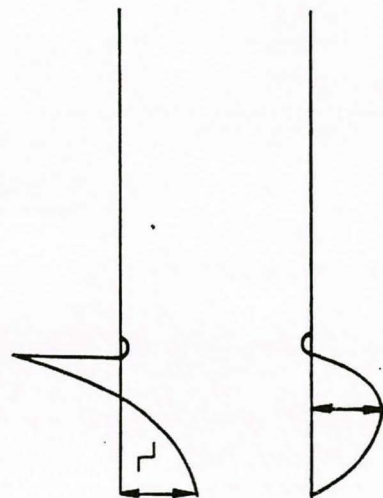
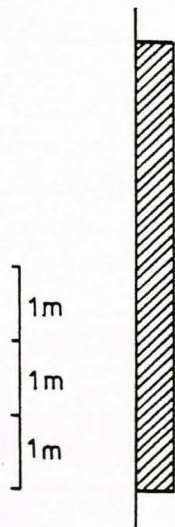
Conclusion: bottom floor system okay



$$F \Delta t = mv$$

$$F_p \delta = \frac{1}{2}mv^2$$

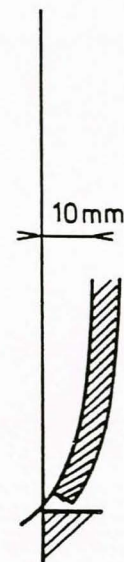
mass per unit area	:	960 kg/m ²
plastic moment	:	1145 kNm/m
yield stress	:	240 MN/m ²



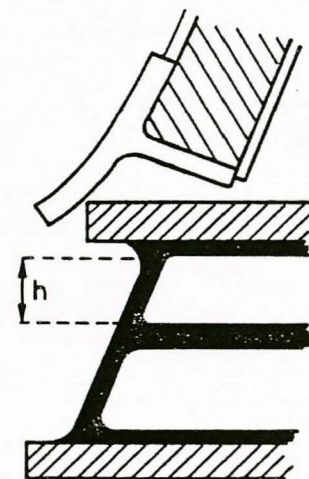
1470 kN/m' 1000 kNm/m'

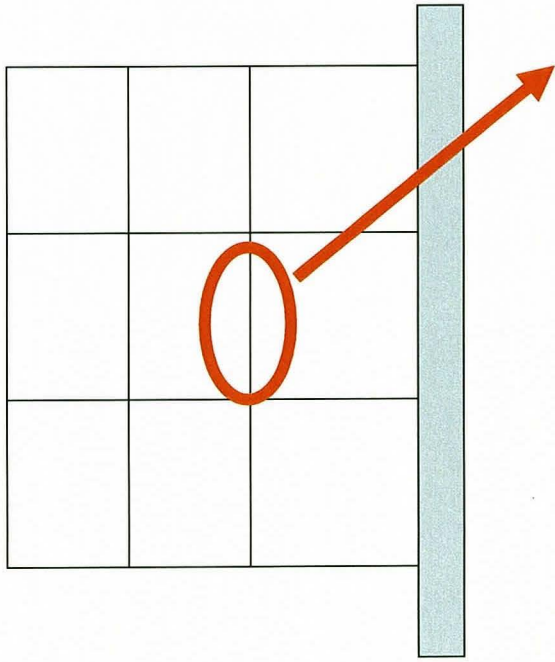
shear
force

Bending
moment

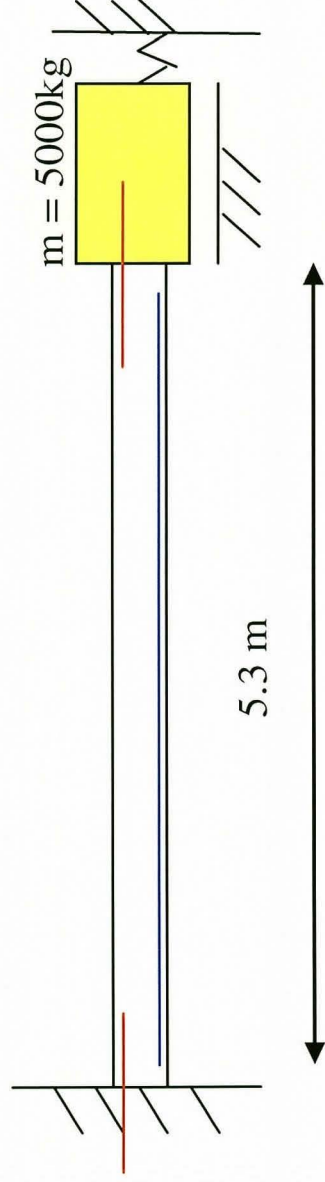
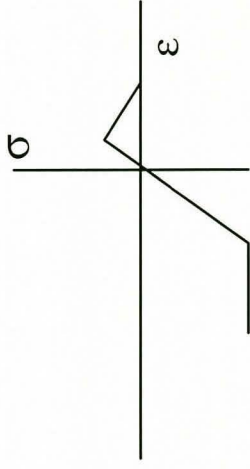


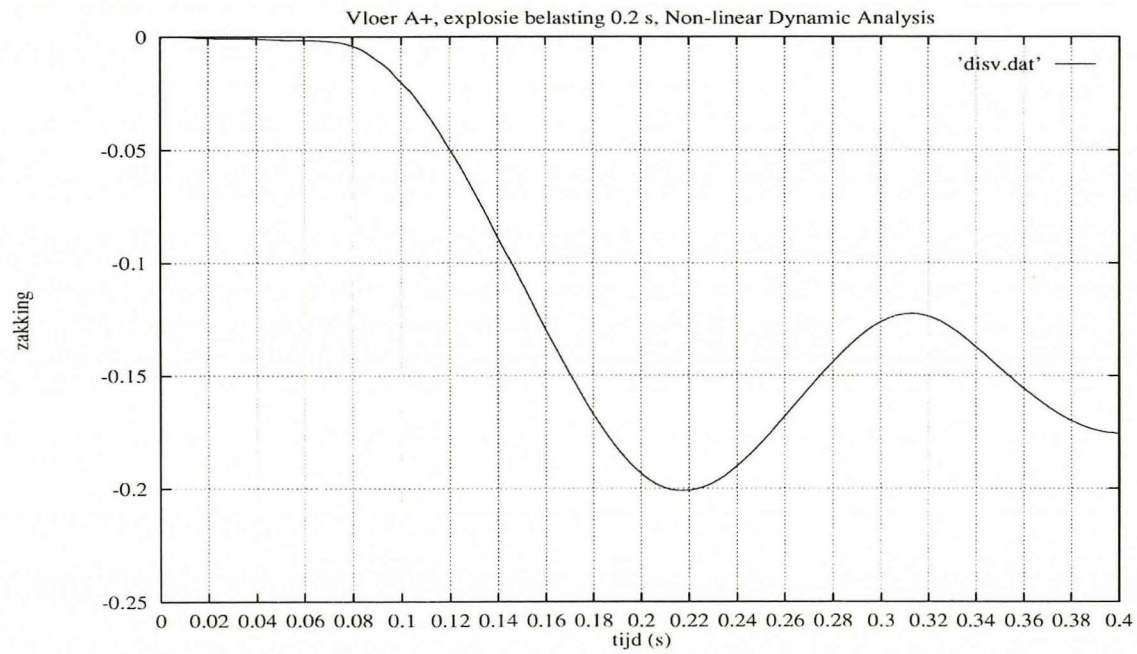
Displacement



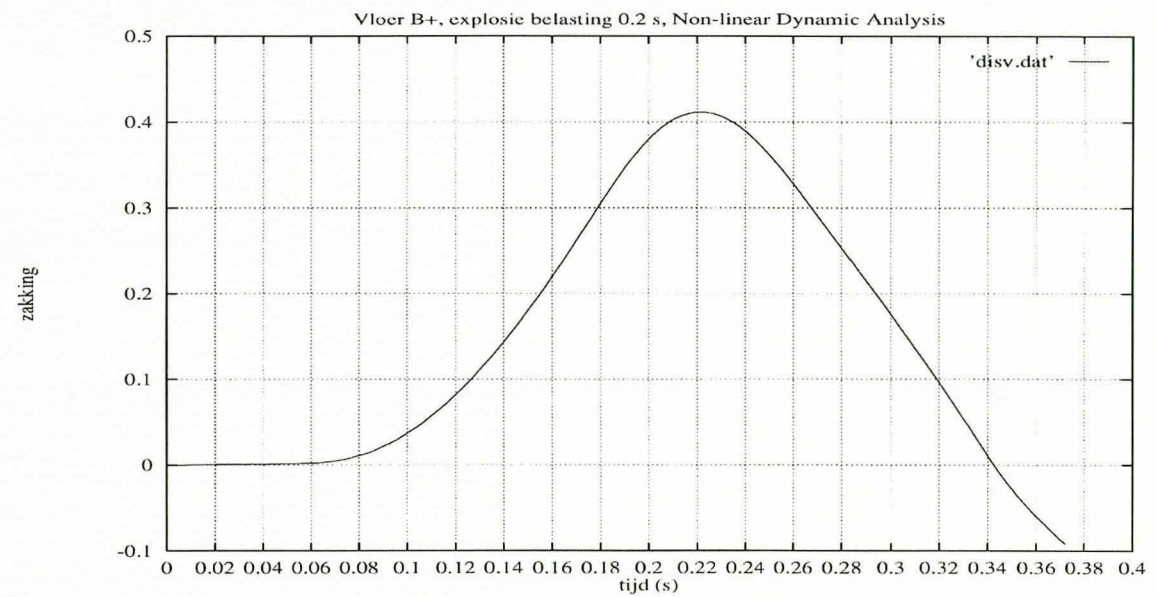


computersimulatie

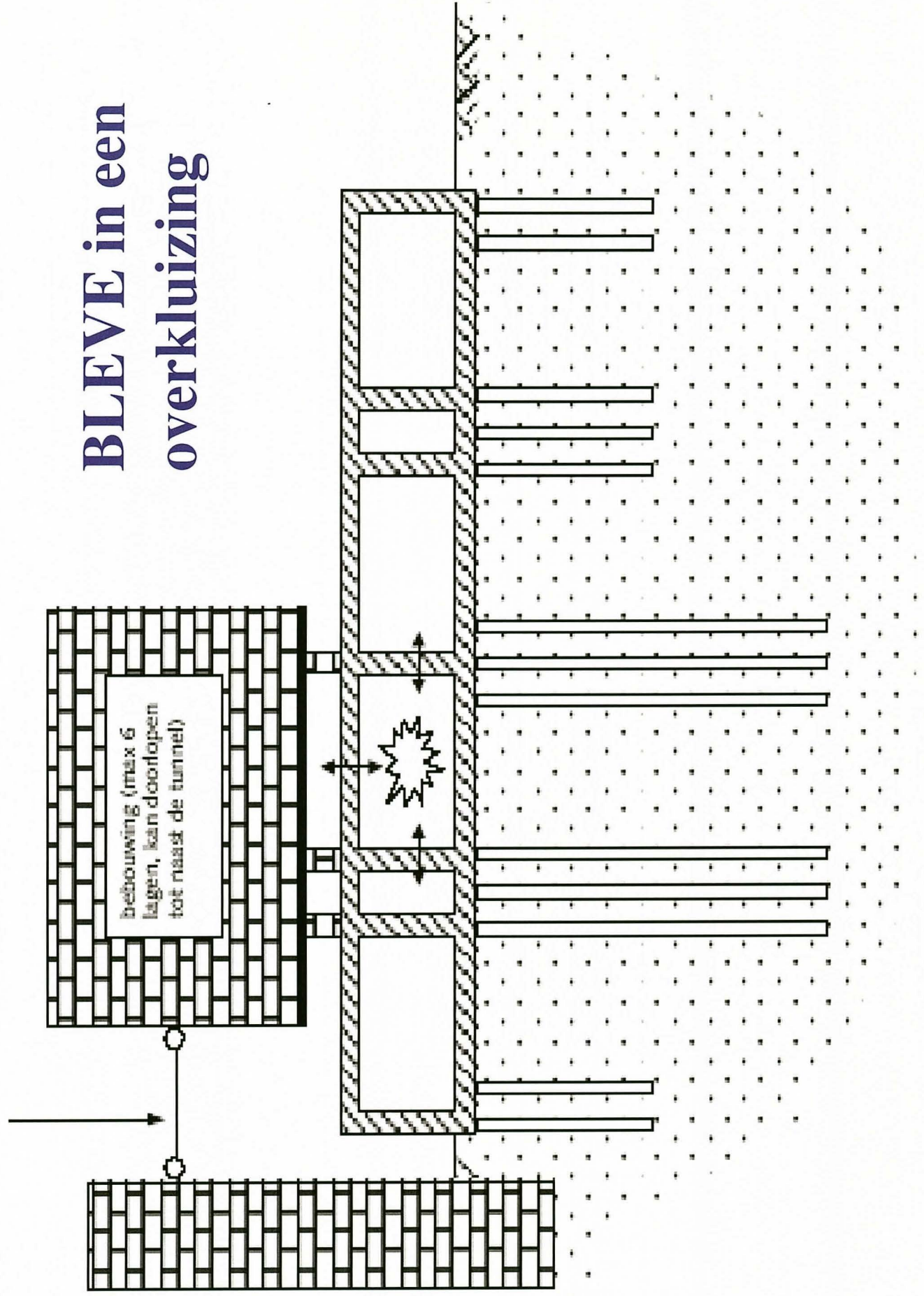




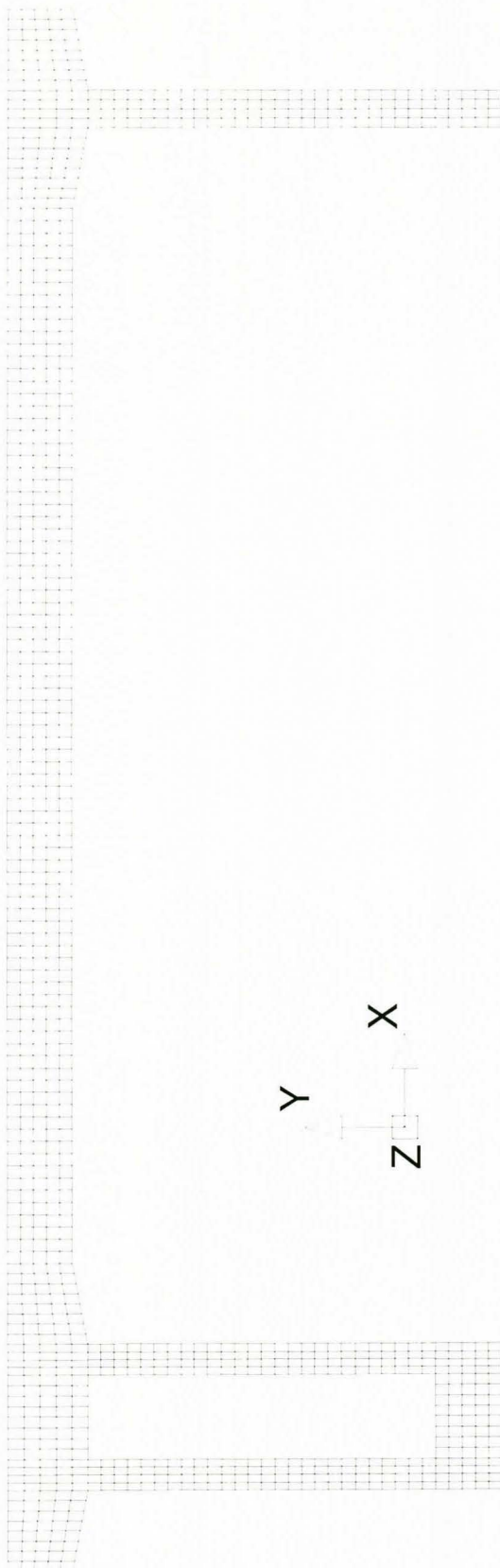
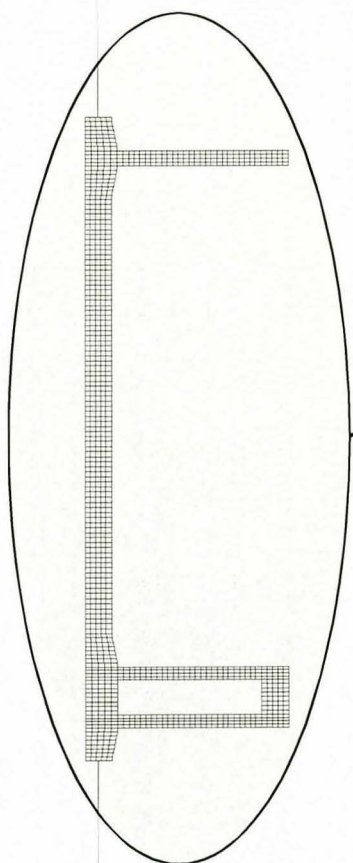
**verplaatsing
als functie
van de tijd**

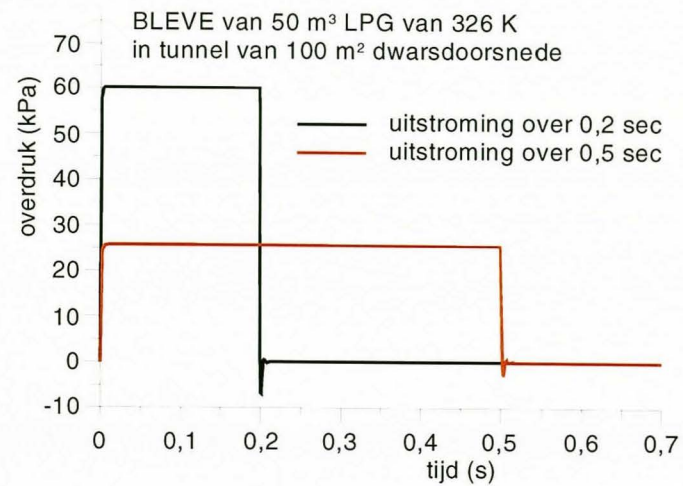
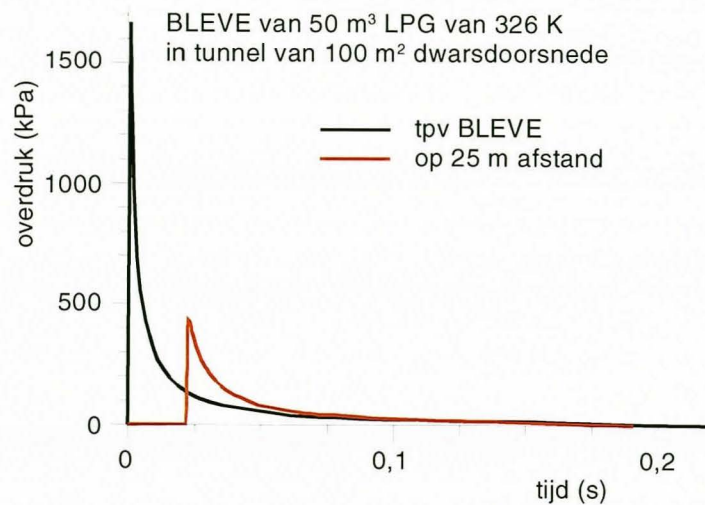
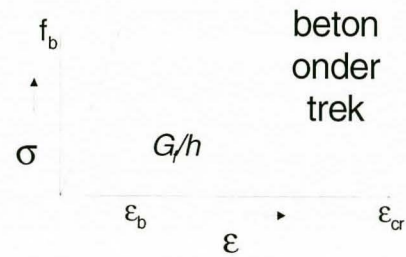
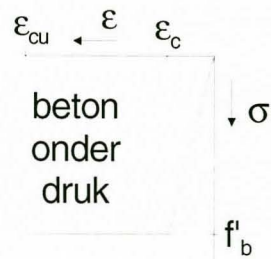


stabiliteit wordt niet ontleend aan de tunnel,
maar aan naast de tunnel gelegen gebouwen

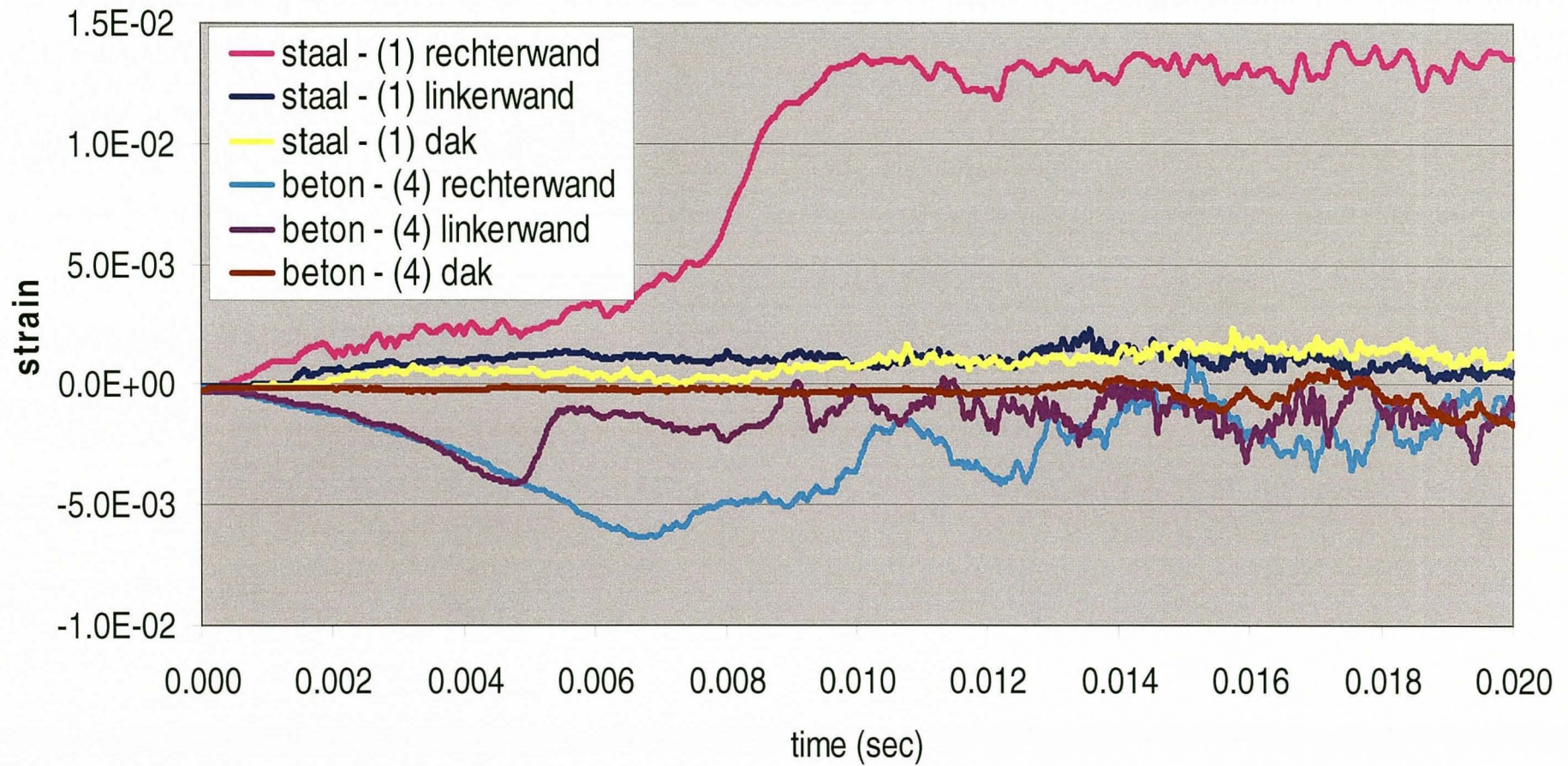


BLEVE in een overkluizing

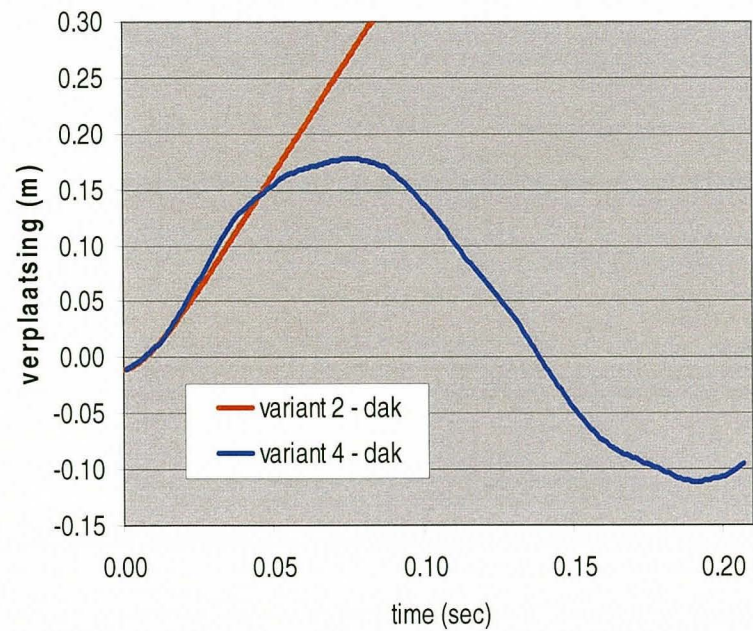




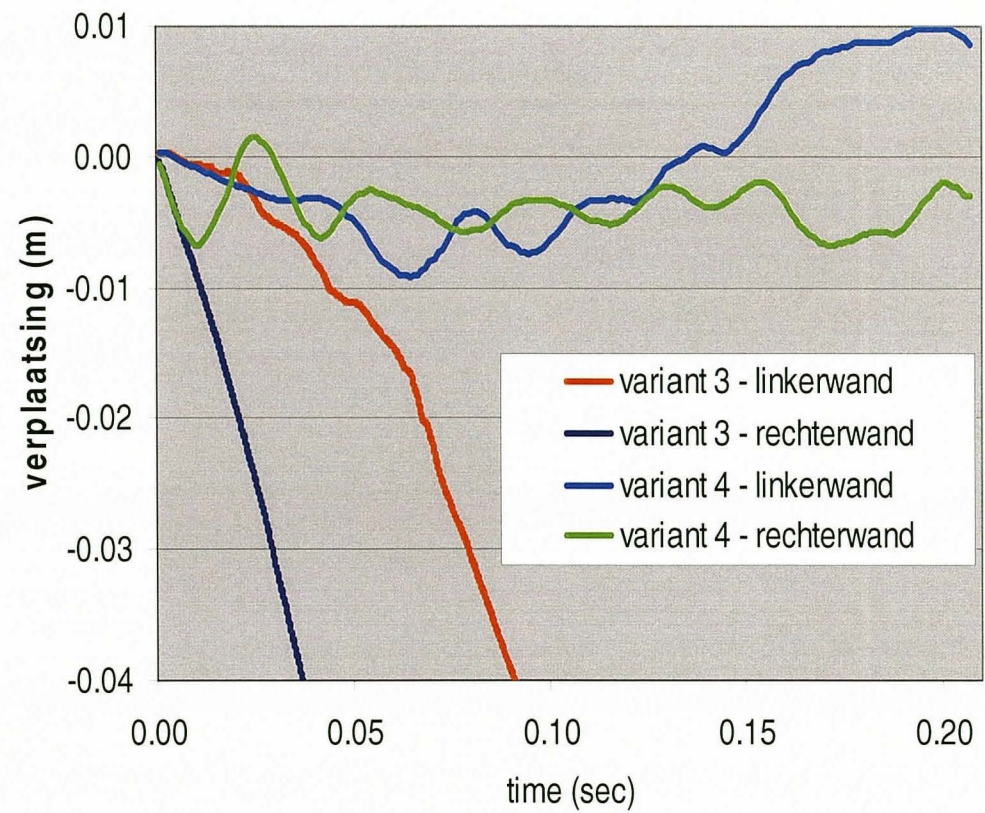
maatgevende rekken variant 0



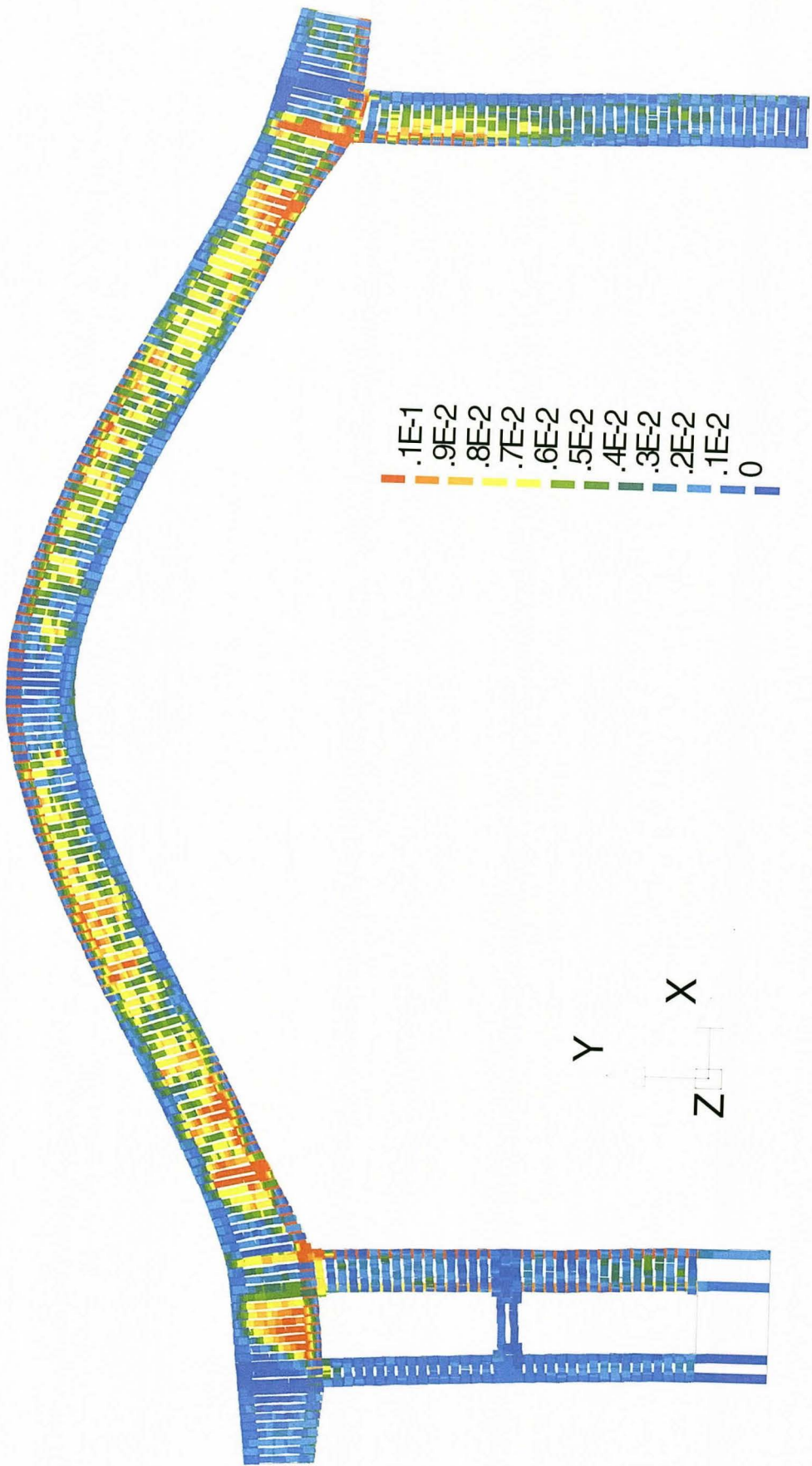
Variant 3 en 4: Dakverplaatsing



Variant 3 en 4: Wandverplaatsingen





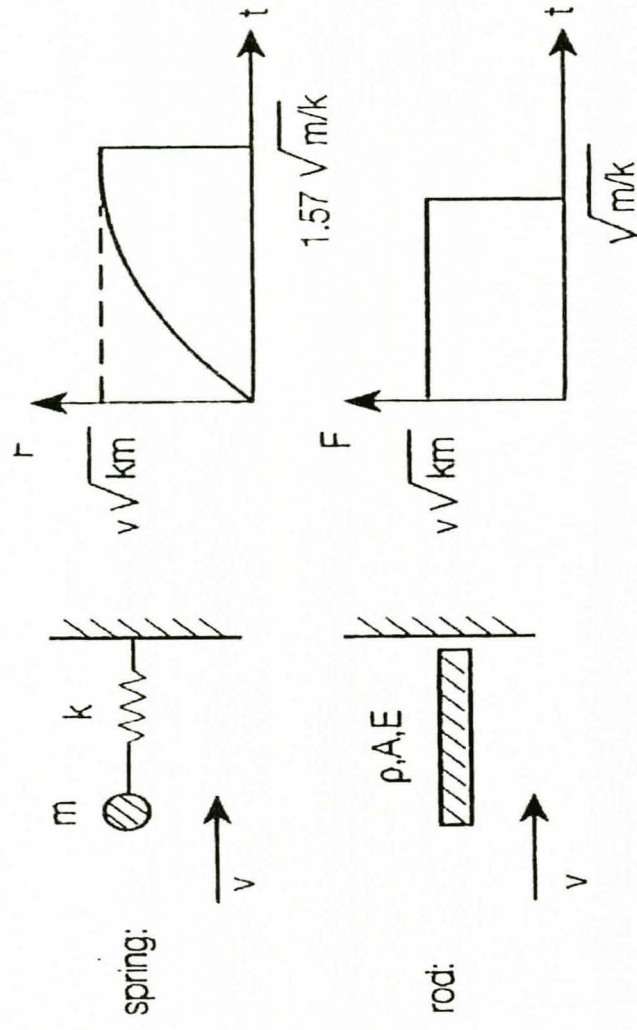


1E-1
.9E-2
.8E-2
.7E-2
.6E-2
.5E-2
.4E-2
.3E-2
.2E-2
.1E-2
0

Y
X
Z

Annex C

Dynamic vehicle impact model



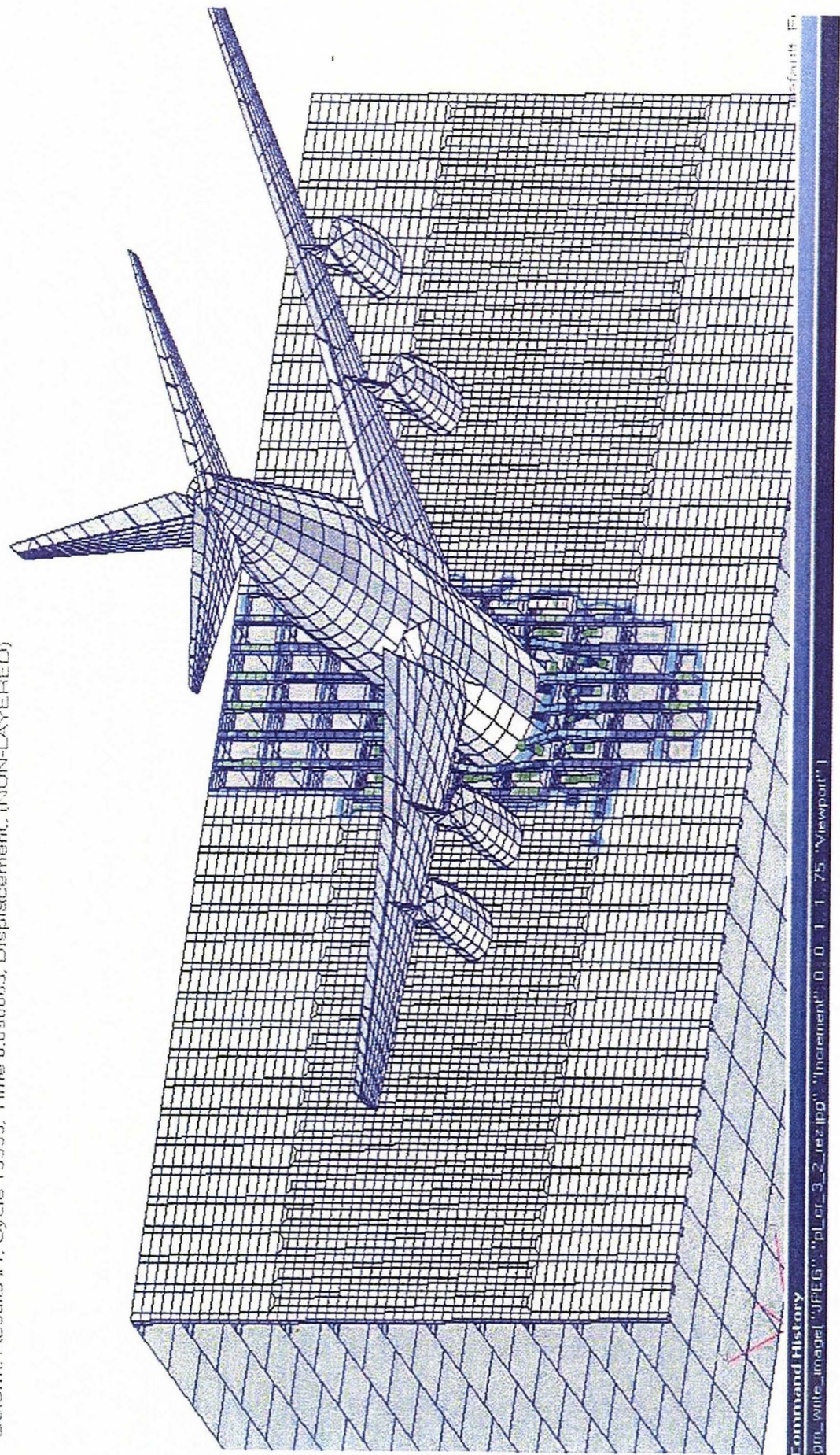


Figure 7. DYTRAN simulation of aircraft collision with building. Speed — 360 km/h, $t=0.1$ sec



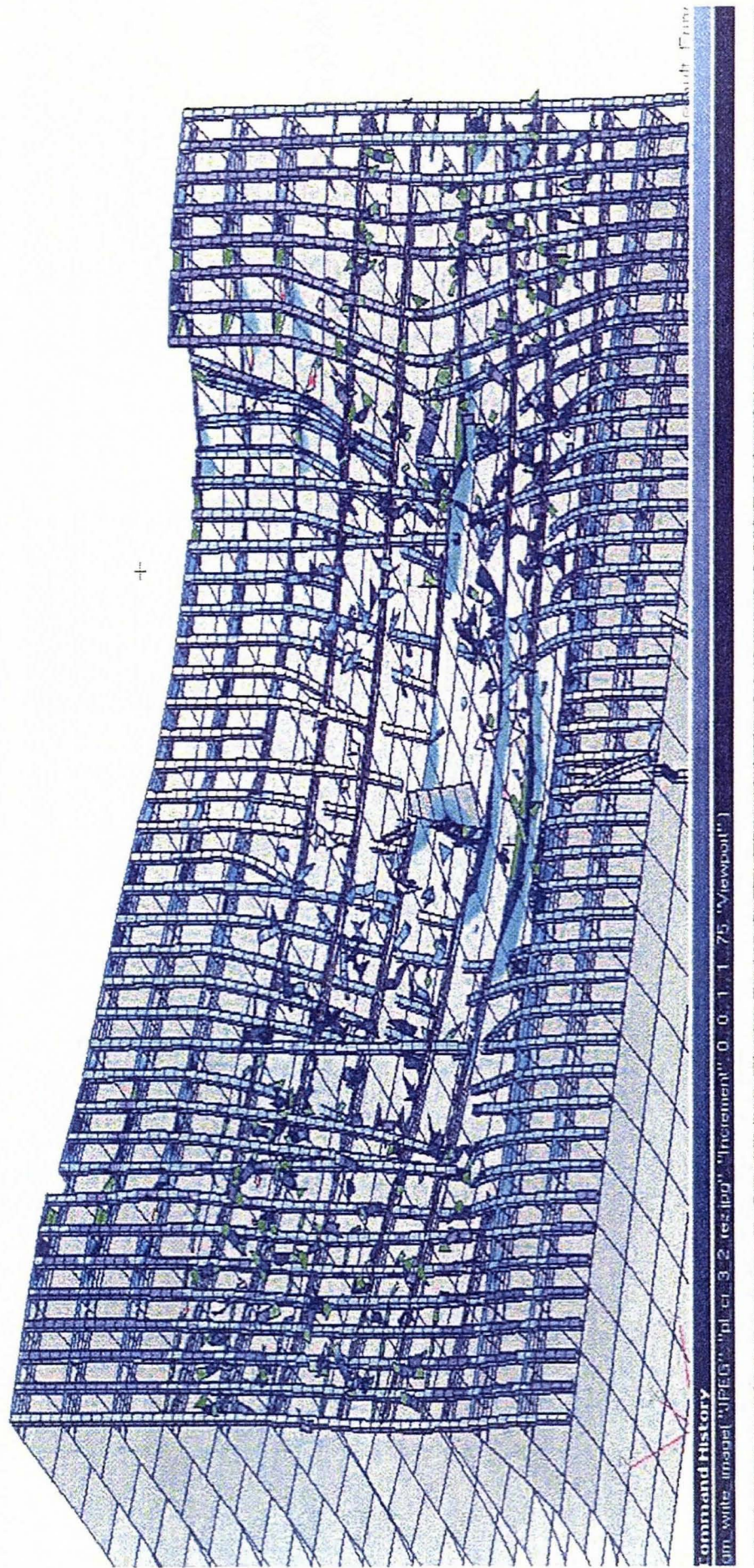
$t = 0.3\text{sec}$

Figure 8. DYTRAN simulation of aircraft collision with building. Speed – 360 km/h, $t=0.3\text{sec}$

SC:Patran 2001 r3 12-Mar-03 10:45:58

Fringe Results #1, Cycle 153556, Time 0.800003, FAIL, (NON-LAYERED)

Deform: Results #1, Cycle 153556, Time 0.800003, Displacement, (NON-LAYERED)



t= 0.8sec

Figure 9. DYTRAN simulation of aircraft collision with building. Speed – 360 km/h, t=0.8 sec

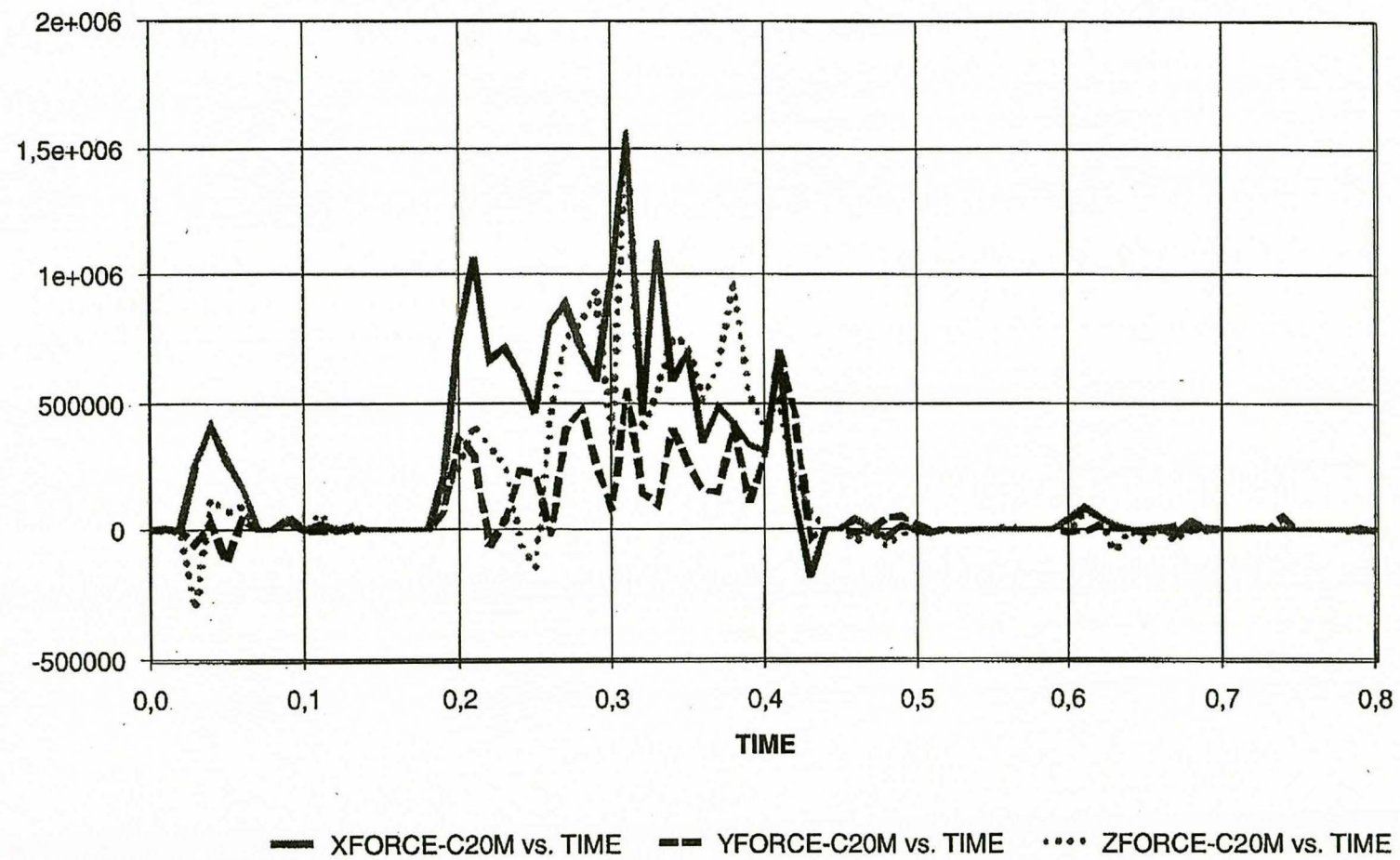


Figure 15. Forces versus time of impact

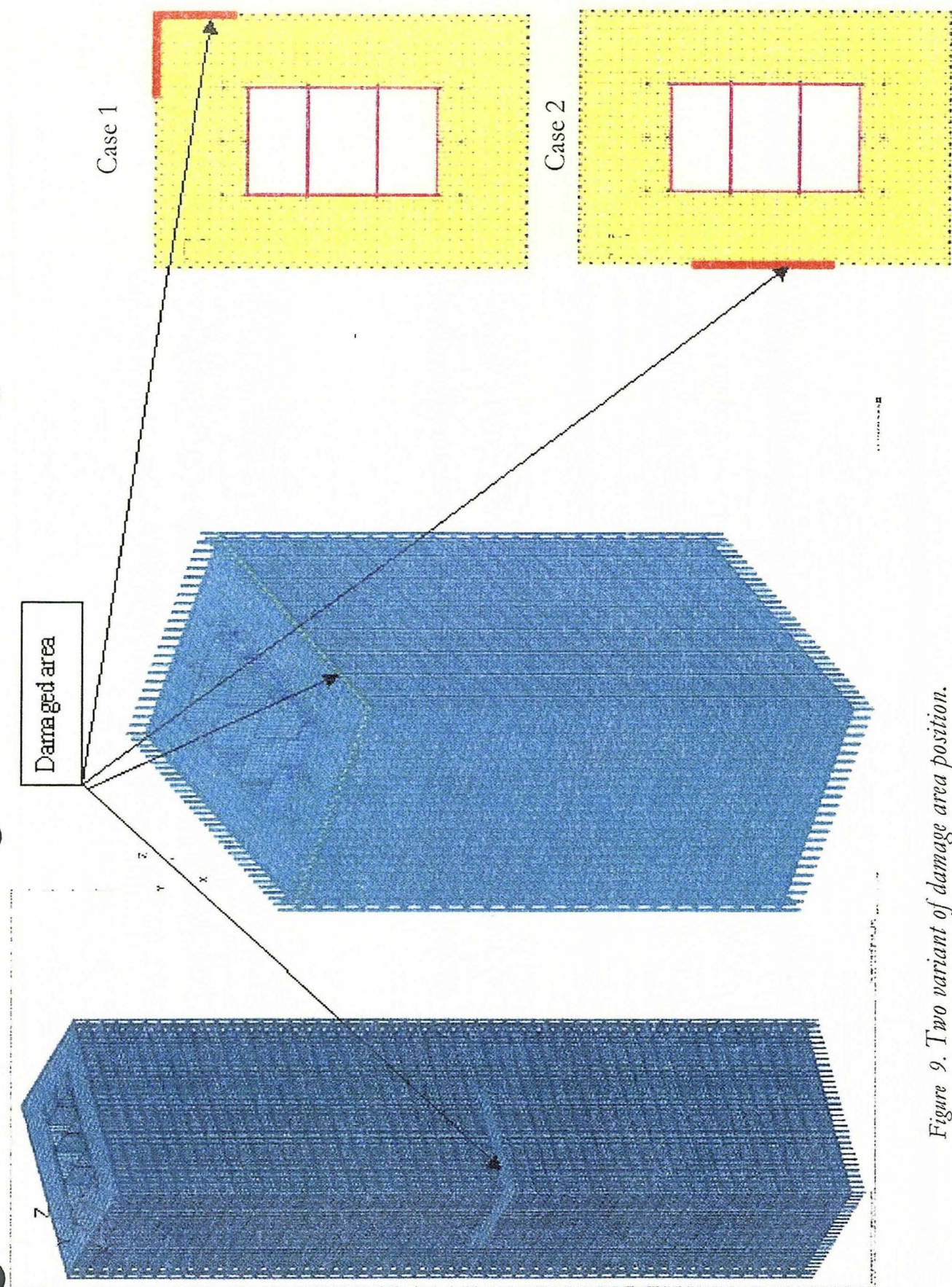


Figure 9. Two variant of damage area position.

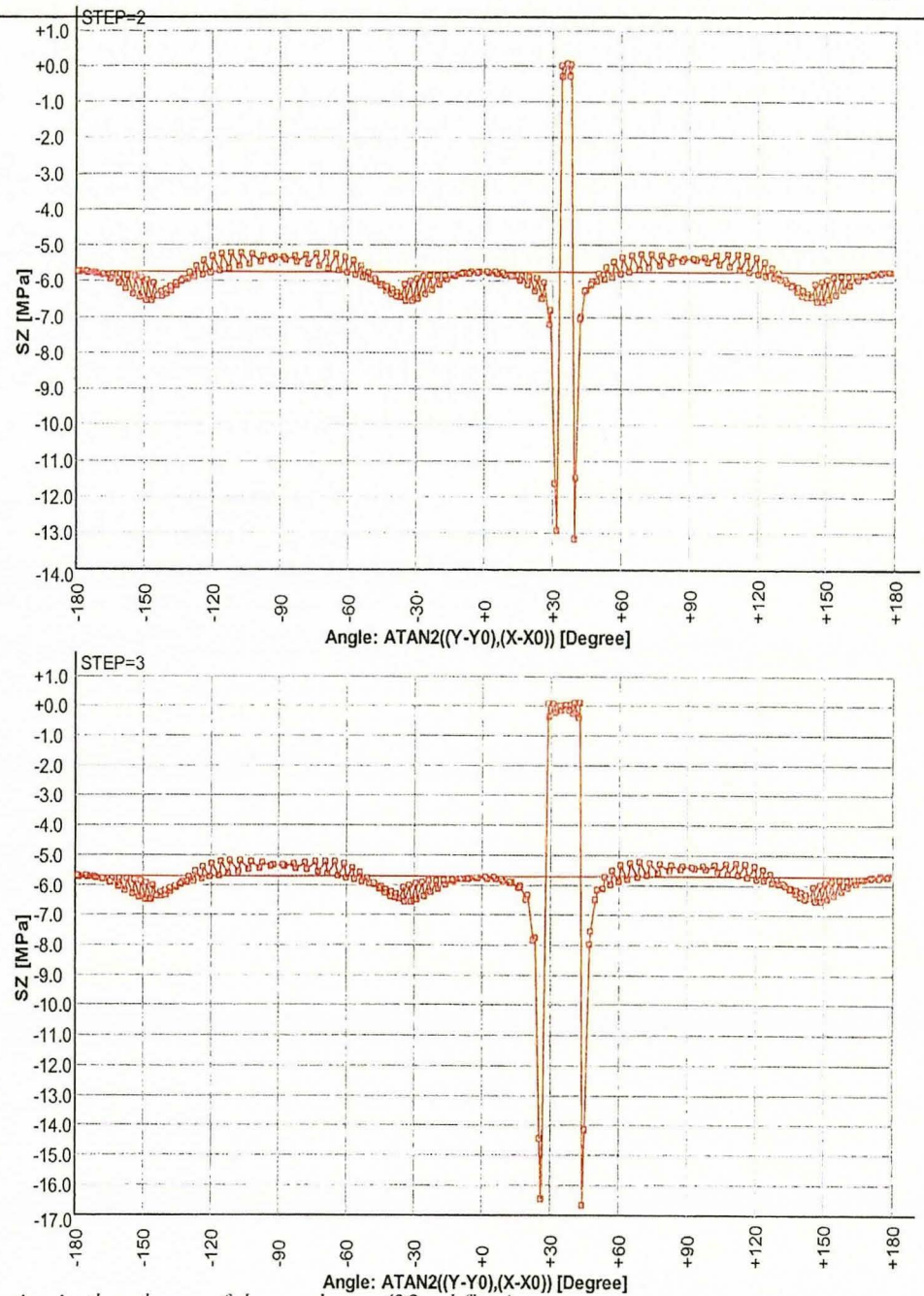
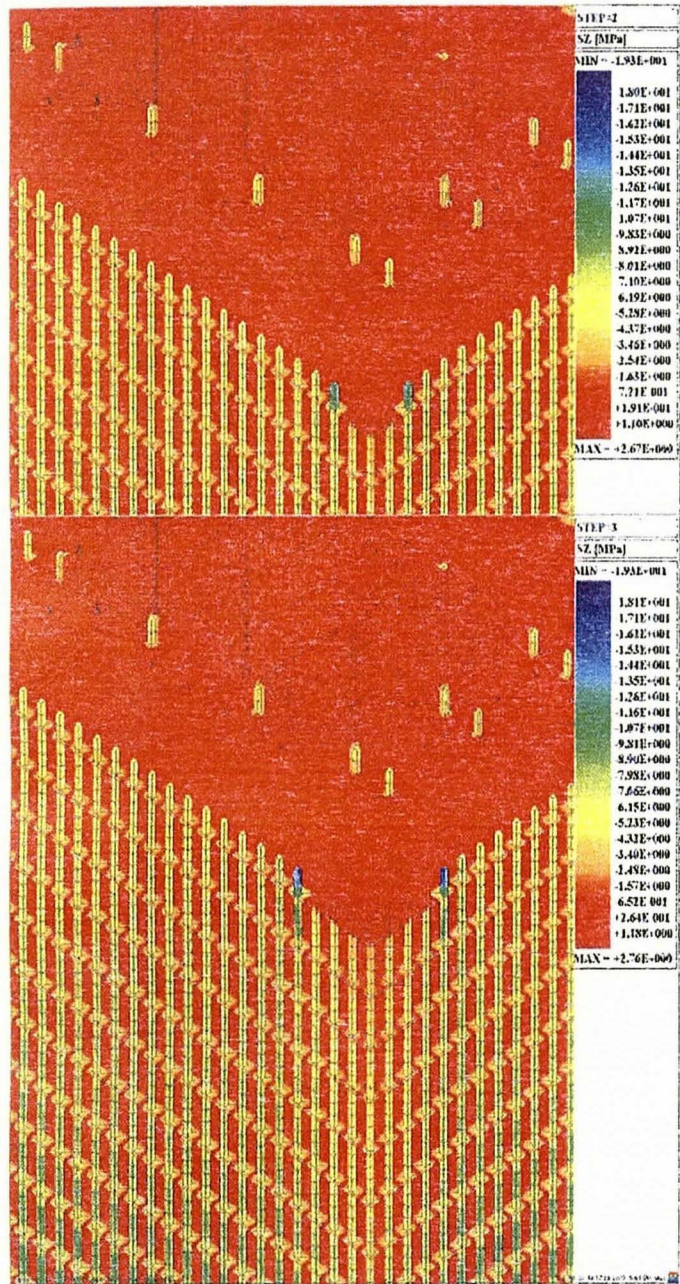


Figure 11. Case 1. Axial stress distribution in the columns of damaged area (32-nd floor).

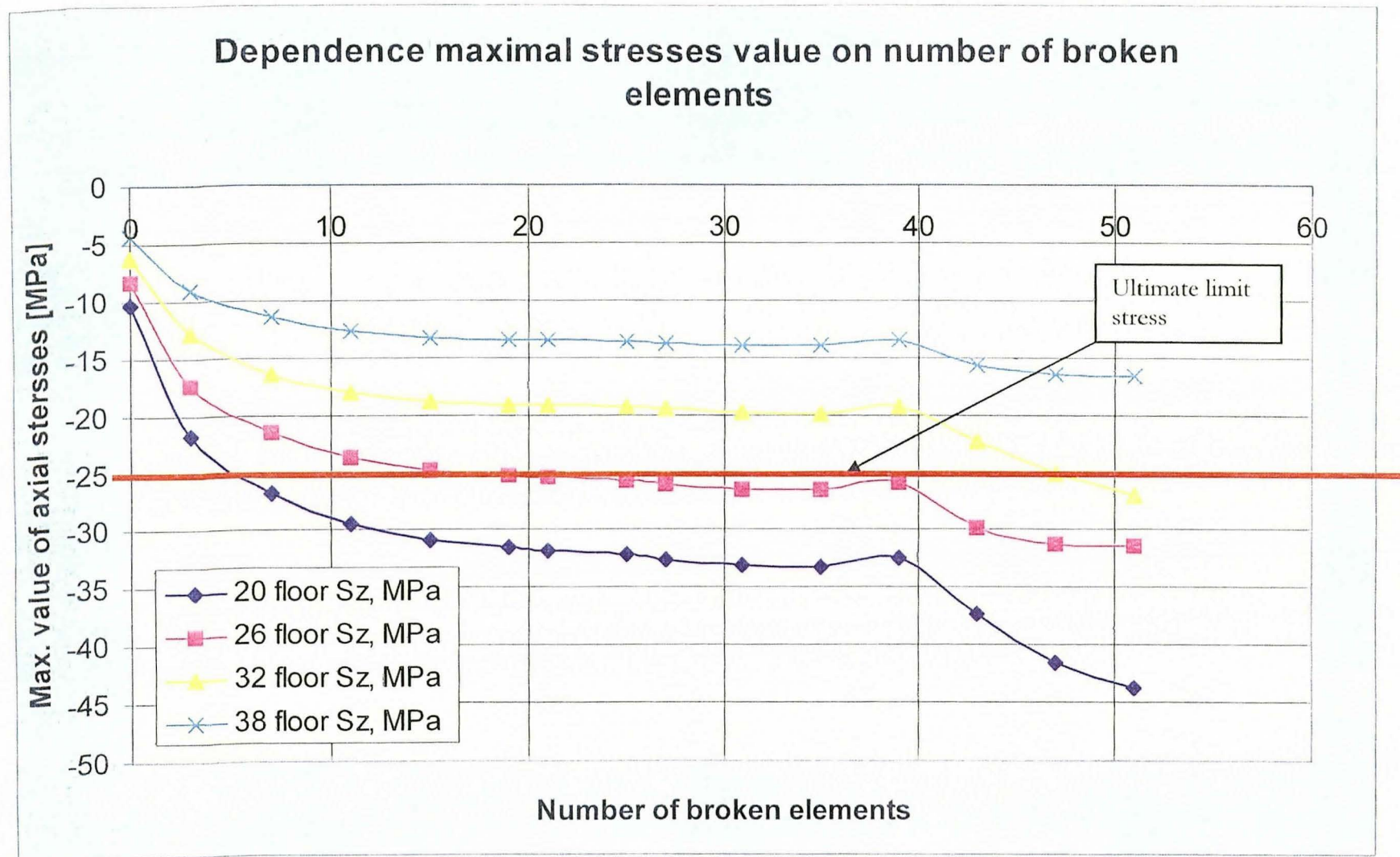


Figure 17. Case1. Dependencies of maximum stress value in the columns on the number of damaged elements.

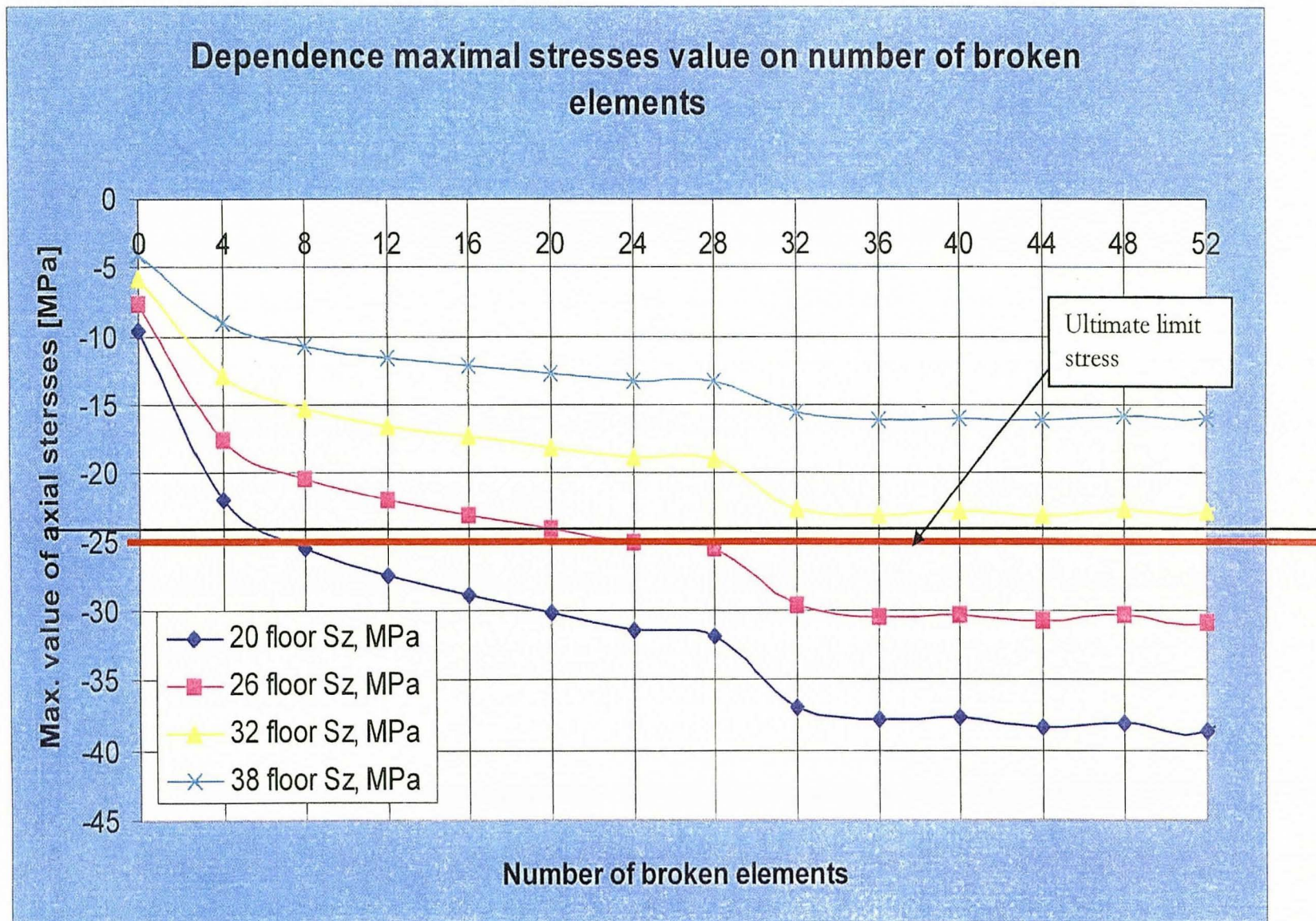
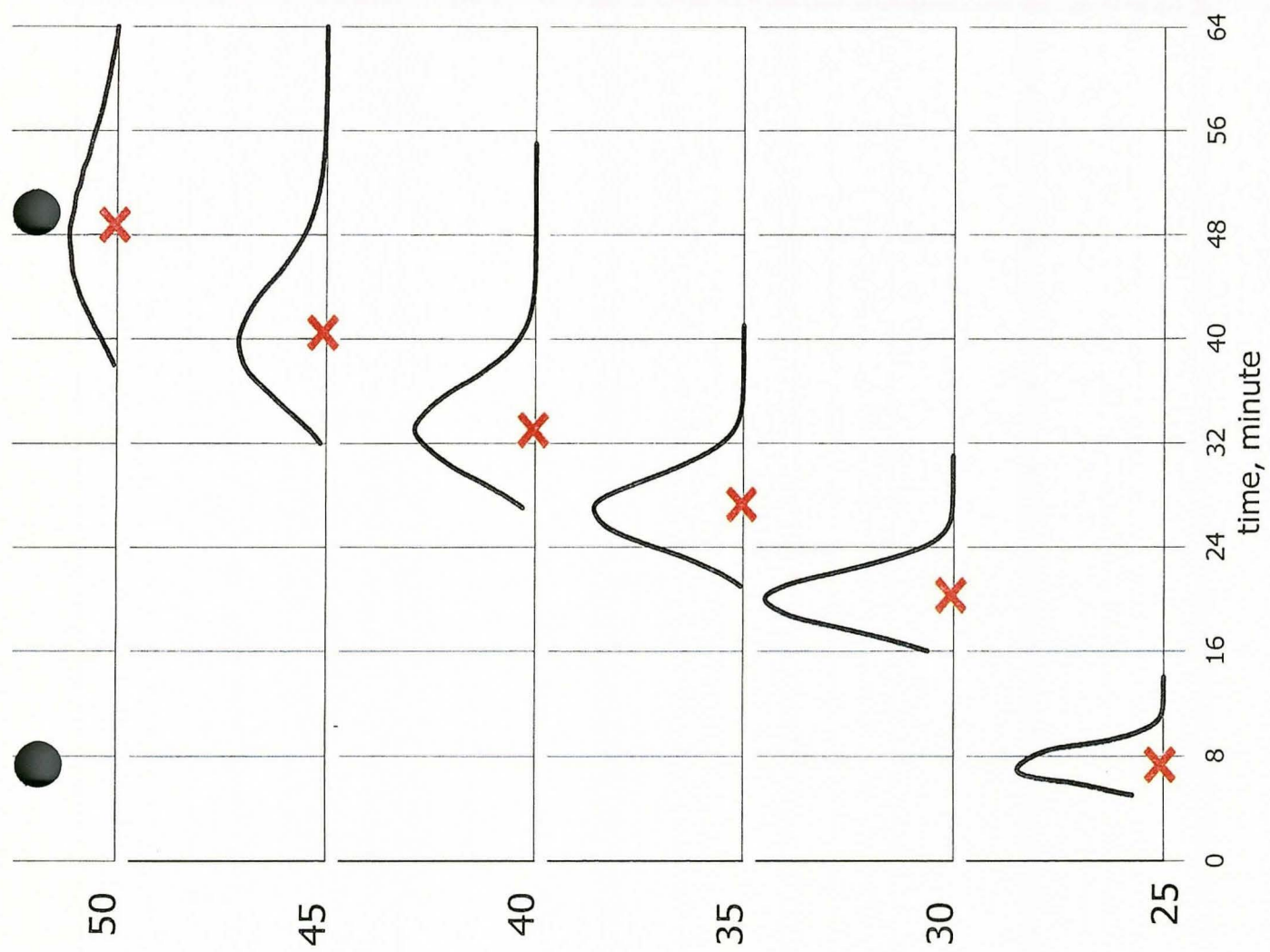


Figure 24. Case 2. Dependencies of maximum stress value in the column on the number of damaged elements



Conclusie

- ☐ **Krachtige hulpmiddelen beschikbaar**
- ☐ **Zeer nuttig in algemene studies**
- ☐ **In toenemende mate praktisch inzetbaar**



Stichting Postacademisch Onderwijs

Civiele techniek en Bouwtechniek
Gezondheidstechniek en Milieutechnologie
Vervoerswetenschappen en Verkeerskunde

PAO cursus

ROBUUST ONTWERPEN VAN BOUWCONSTRUCTIES

Delft, 6 en 7 december 2006

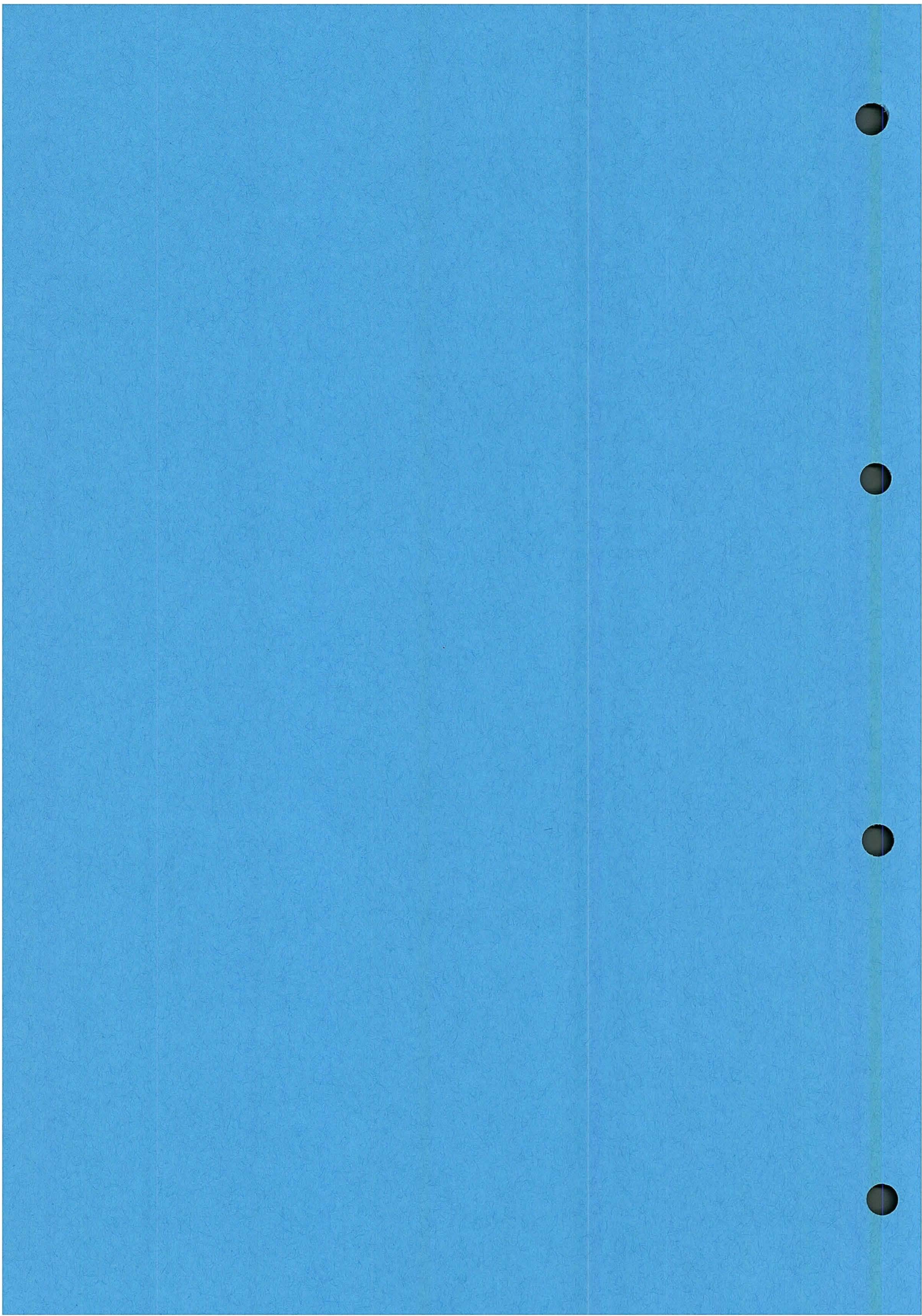
7 december

ROB 07

BEREKENINGEN MET BEZWEKEN ONDERDELEN

Ir. A.M. de Roo
Arcadis

- auteursrechten voorbehouden -



PAO Cursus Robuust Ontwerpen

ROB 07 Berekeningen met bezweken onderdelen

Ir. A.M. de Roo MBA – ARCADIS Bouw en Vastgoed

7 december 2006

Inhoudsopgave

Algemeen

- 1 Inleiding
- 2 Ontwerpstrategieën
- 3 Typen berekeningsmethoden
- 4 Belastingsgevallen

Normen en voorschriften

- 5 FEMA356
- 6 GSA 2003

Rekenvoorbeeld

- 7 2D-raamwerk

Afstudeerwerk TU Delft

- 8 Niet-lineair modelleren

1 Inleiding

- Bouwconstructies moeten over voldoende robuustheid beschikken zodat de schade bij een ongeval niet disproportioneel groot is
- Deze op zich redelijke eis is niet makkelijk eenduidig in normen en voorschriften te verwerken
- Ten eerste onduidelijkheid aan de kant van de belastingen, hoewel er een aantal bijzondere belastingen zijn gedefinieerd
- Aan de andere kant zijn de prestatie-eisen moeilijk te formuleren
 - Hoeveel schade mag er ontstaan?
 - Wat zijn de toegestane vervormingen?

2 Overzicht ontwerpstrategieën

- Horizontale en verticale trekbanden
- Risico-analyse / key-elements
- Tweede draagweg
 - Alternatief voor het opnemen van bijzondere belastingen
 - Nodig in geval van een "unspecified load"
- Een "unspecified load" kan bijvoorbeeld zijn:
 - Bouwfout (wapening vergeten, verkeerde bouten)
 - Productiefout
 - Materiaalfout

3 Typen berekeningsmethoden

- Iedere berekeningsmethode moet voor elk van de volgende aspecten een gefundeerde keuze maken:
 - Aantal dimensies van de berekening
 - Lineair of niet-lineair
 - Statisch of dynamisch
- Een berekening met bezwijken onderdelen is een controle-berekening en geen ontwerpberekening. Een overmatig conservatieve berekening schiet dus zijn doel voorbij

3 Typen berekeningsmethoden

Aantal dimensies van de berekening

- Keuze tussen een 2D-berekening of een 3D-berekening
 - Veel bezwijkmechanismen maken gebruik van 3D-aspecten
 - Zeilwerking
 - Trekbanden
 - Situaties bij hoeken
- In principe heeft een 3D-berekening de voorkeur

3 Typen berekeningsmethoden

Lineair of niet-lineair

- Bij bezwijkmechanismen spelen niet-lineaire effecten over het algemeen een grote rol.
- Fysisch niet-lineaire aspecten
 - Plastische scharnieren
 - Herverdeling van stijfheden in de constructie
- Geometrisch niet-lineaire aspecten
 - Trekbanden
 - Zeilwerking

→ In principe heeft een niet-lineaire berekening de voorkeur

3 Typen berekeningsmethoden

Statisch of dynamisch

Dynamische berekeningen:

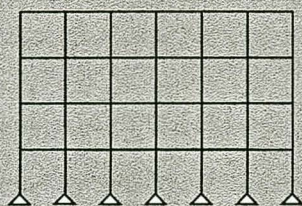
- Aanzienlijk ingewikkelder dan statische
- Invloed modellering op eindresultaten is een moeilijk punt (bijv. massaverdeling)
- Er kan niet altijd met hetzelfde model berekend worden als waarmee de statische ontwerpberekening gemaakt is
- Het is niet altijd duidelijk of hogere nauwkeurigheid gehaald wordt ten opzichte van statische berekeningen

→ Geen duidelijke algemene keuze, per geval beoordelen

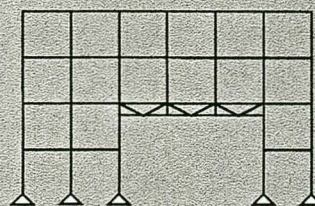
4 Belastingssituaties bij voortschrijdende instorting

- Er zijn geen vastgestelde normen voor de aan te houden belastingssituaties
- Meest geaccepteerde benadering is dat er 1 verticaal draagelement wordt verwijderd (kolom of wand)
- Horizontale elementen worden over het algemeen niet beschouwd tenzij er een onregelmatige constructie is

horizontale elementen



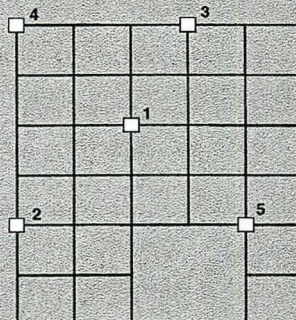
Regelmatig raamwerk



Onregelmatig raamwerk

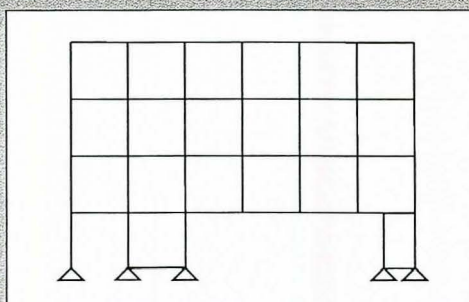
verticale elementen (kolommen)

- 1 Middenkolom
- 2 Gevelkolom – lang
- 3 Gevelkolom – kort
- 4 Hoekkolom
- 5 Tpv onregelmatigheid
in de constructie



verticale elementen (wanden)

Naast de positie is ook de
lengte van het te
verwijderen wandelement
is van belang



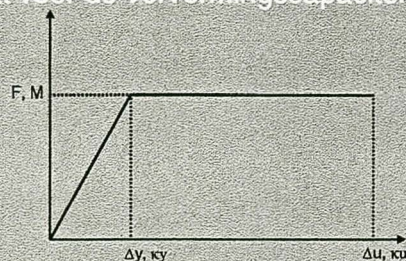
5 FEMA 356

- FEMA 356 is een norm uit Amerika die betrekking heeft op aardbevingsbelastingen
- Methodiek en acceptatie-grenzen worden gebruikt in andere voorschriften die wel direct aan voortschrijdende instorting gerelateerd zijn
- De meest simpele methode is een lineair-elastische methode waarbij het niet-lineaire gedrag van de constructie in rekening wordt gebracht door zogenaamde modificatie-factoren

Modificatie-factoren m

- Testen gedaan op verschillende soorten constructies en materialen
- Constructies worden cyclisch belast tot in het plastische stadium en de vervormingscapaciteit wordt bepaald.
- Modificatiefactor is een maat voor de vervormingscapaciteit van het constructie-element

$$m = 0,75 \cdot \Delta u / \Delta y$$



vg l. eurocode aardbevingen.

FEMA 356

Procedure van de berekening:

- Berekening wordt volledig lineair uitgevoerd
- De momenten in de constructie worden hiermee overschat omdat er niet met herverdeling en plastische scharnieren wordt gerekend
- De lineair-elastische momenten uit de berekening worden gereduceerd met de modificatie-factor m

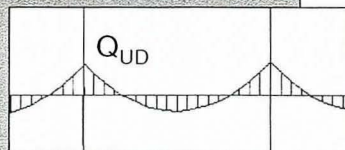
Controle op bezwijken : $Q_{UD}/m \leq Q_{CE}$

Q_{UD} = moment uit de LE berekening

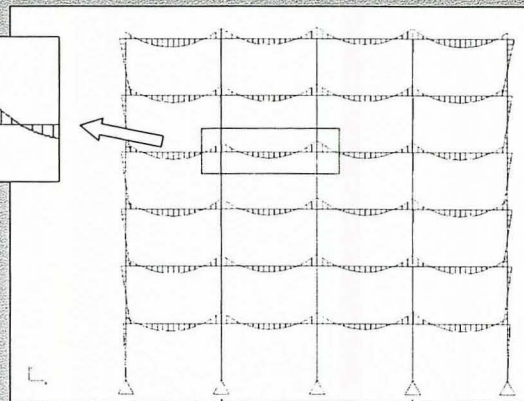
Q_{CE} = sterkte-capaciteit van de doorsnede

FEMA 356

Voorbeeld:



Controle op bezwijken
 $Q_{UD}/m \leq Q_{CE}$



Lineair-Elastische Momentenlijn

6 GSA 2003

Meest specifieke norm mbt voortschrijdende instorting

- Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines van de U.S. General Services Administration
- Twee berekeningsmethoden:
 - Gesimplificeerde lineaire methode (analoog aan FEMA)
 - Niet-lineaire berekeningsmethode
- Toe te passen methode is afhankelijk van het gebouw
 - Aantal verdiepingen
 - Regelmaat van de constructie
 - Functie van het gebouw

6 GSA 2003

Gesimplificeerde lineaire methode

- Berekeningen worden lineair uitgevoerd
- In plaats van modificatie-factoren wordt gebruik gemaakt van Demand-Capacity-Ratio's
- Demand-Capacity-Ratio (DCR) komt overeen met FEMA356
- Controle van de momentcapaciteit

$$M_D/M_U \leq DCR$$

6 GSA 2003

Overzicht van DCR-waarden

Type constructie	Onderdeel	DCR
Beton	Buiging	2,0
	Dwarskracht	1,5
Staal	Buiging van balken	2,0 tot 3,0
	Buiging van kolommen (N/Nu < 0,50)	1,25 tot 2,0
	Buiging van kolommen (N/Nu > 0,50)	1,0
	Verbindingen Volledig stijf	2,0
	Verbindingen Semi-stijf	1,5 tot 3,0

6 GSA 2003

Berekeningsprocedure

Stap 1

Verwijder een verticaal element uit de constructie en voer de LE-berekening uit. Voor dynamische effecten wordt een factor 2,0 toegepast.

Stap 2

Bepaal welke elementen een hogere DCR-waarde hebben als toegestaan. Indien een element bezwijken is wordt het uit het model verwijderd en wordt de berekening herhaald.

Een element kan bezwijken op dwarskracht of als er bijv. een drietal scharnieren in een balk is ontstaan.

6 GSA 2003

Berekeningsprocedure

Stap 3

Voor een element waar de DCR-waarde op buiging wordt overschreden, wordt een plastisch scharnier geplaatst.

Stap 4

Bij elk scharnier, plaats gelijke maar tegenovergestelde momenten gelijk aan de momentcapaciteit van het element of de verbinding.

Stap 5

Herhaal de stappen 1 t/m 4 totdat alle elementen voldoen aan de criteria

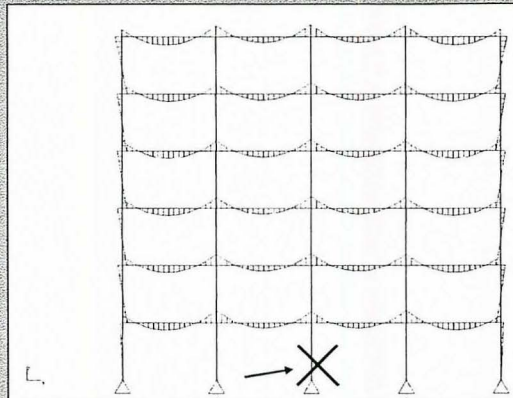
7 Rekenvoorbeeld GSA

- Simpel voorbeeld van een 2D-raamwerk
- Verticale belasting: $q = 2,0 \cdot (EG + 0,25VB)$
 - 2,0 = dynamische factor
 - 0,25 = momentaanfactor
- Dynamische factor alleen toepassen in de nabijheid van het bezwiken element
- Bij bezwijken van een onderdeel moet de verticale belasting worden verdeeld over de naastliggende constructie voordat de constructie herberekend wordt

7 Rekenvoorbeeld GSA

Stap 1

Beginsituatie met
de te verwijderen
kolom



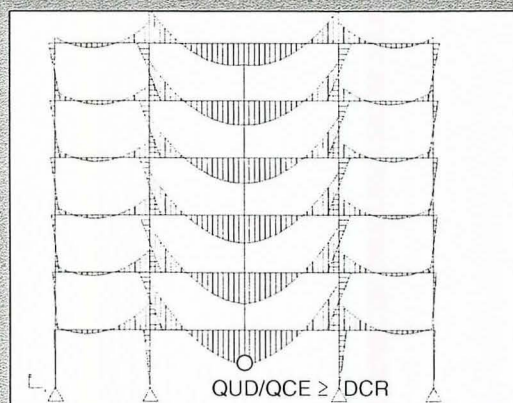
Rekenvoorbeeld GSA

Stap 2 en 3

Momentenlijn met
bezwegen kolom

DCR waarde wordt
alleen overschreden
in het veld

Scharnier invoegen
in de berekening



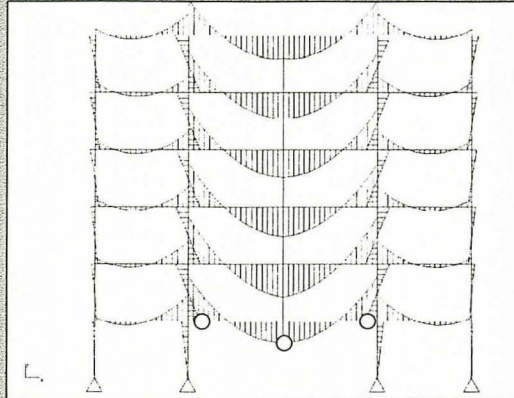
Rekenvoorbeeld GSA

Terug naar stap 2

Bezwijkmechanisme
in de onderregel

Element wordt uit
het model verwijderd

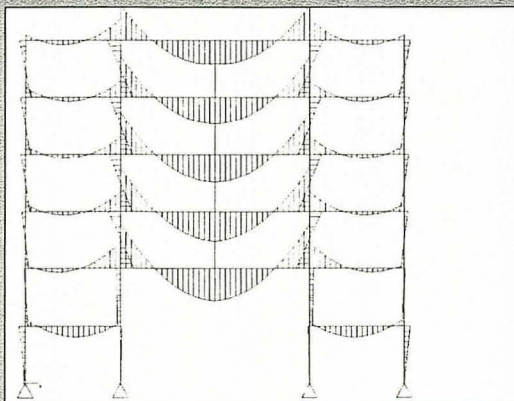
Belasting wordt over
naastliggende
elementen verdeeld



Rekenvoorbeeld GSA

Nieuwe stap 1 t/m 4

Berekening stopt
indien DCR nergens
wordt overschreden



GSA Dynamische berekeningen

Te volgen stappen in de berekening

- Ontwerp de constructie in overeenstemming met de vigerende voorschriften
- Bepaal het gedrag van de niet-lineaire plastische scharnieren in het model, zowel voor de elementen als voor de verbindingen
- Onderwerp de constructie aan de belastingen die onder voortschrijdende instorting van toepassing zijn
- Verwijder een verticaal element uit de constructie, waarbij de inwendige krachten bij de aansluitende knopen gehandhaafd blijven

GSA Dynamische berekeningen

- Verwijder deze krachten lineair in tijd over zo'n kort tijdsbestek dat dit de berekende verplaatsingen niet beïnvloedt. Als richtlijn kan worden aangehouden een tijd van $1/20 T$
- Analyseer de dynamische vervormingen van de constructie en de rotaties in de scharnieren om te bepalen of de toegestane vervormingen zijn overschreden
- Analyseer of belastinggestuurde bezwijkmechanisme niet worden overschreden, bijv. dwarskracht en normaalkracht. Indien nodig verhoog de sterkte van het betreffende element
- Herhaal de berekeningen tot de toelaatbare vervormingen en krachten in alle elementen en verbindingen voldoen.

GSA – Dynamische berekeningen

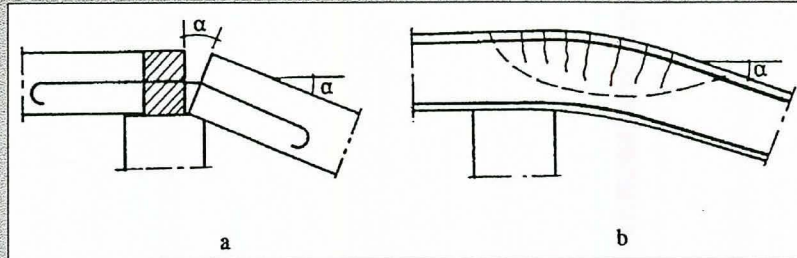
Vervormingsgrenzen voor dynamische berekeningen

Onderdeel	Ductiliteit	Rotatie
Gewapend betonbalk		6
Betonkolom (trek)		6
Betonkolom (druk)	1	
Betonnen raamwerk		2
Voorgespannen balk	2	
Stalen balken	20	12
Staalkolom (trek)	20	12
Staalkolom (druk)	1	
Stalen raamwerk		2
Staalverbindingen		1,0 – 2,0

8 Niet-lineair modelleren

- Plastisch gedrag betonconstructies
- Niet-Lineair modelleren
- Case: kantoorgebouw

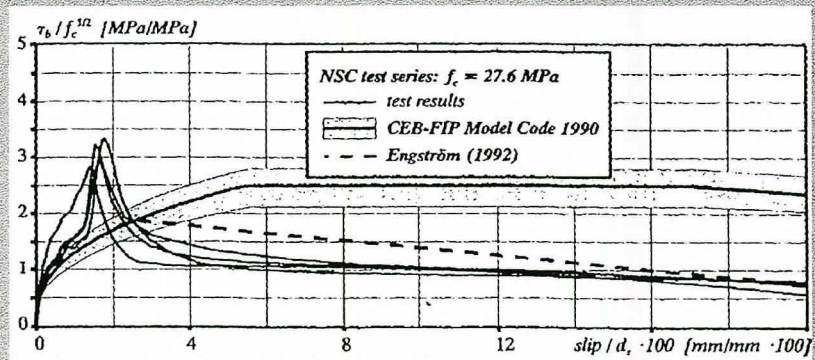
Plastisch scharnier in beton



Rotatiecapaciteit wordt bepaald door:

- Scheurpatroon
- Niet-lineair gedrag materialen
- Interactie beton-wapeningsstaal

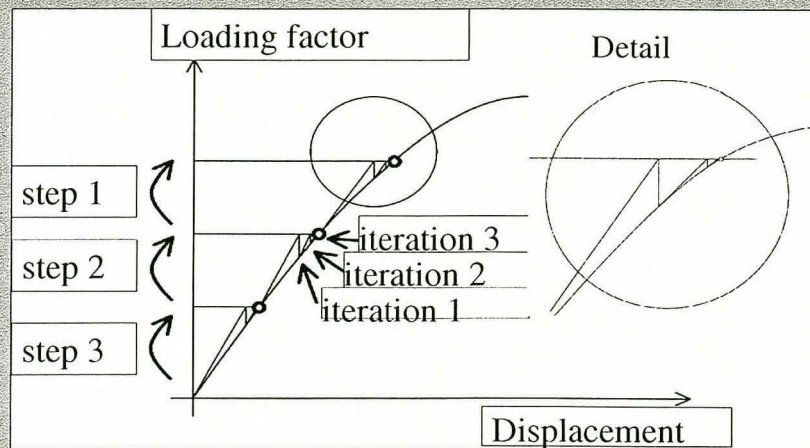
Plastisch scharnier in beton



Rotatiecapaciteit wordt bepaald door:

- Scheurpatroon
- Niet-lineair gedrag materialen
- Interactie beton-wapeningsstaal

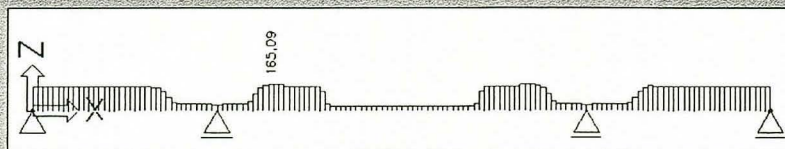
Newton-Raphson methode



8 Niet-lineair modelleren

Nauwkeurigheid afhankelijk van:

- Aantal iteraties
- Aantal belastings incrementen
- Discretisatie balk

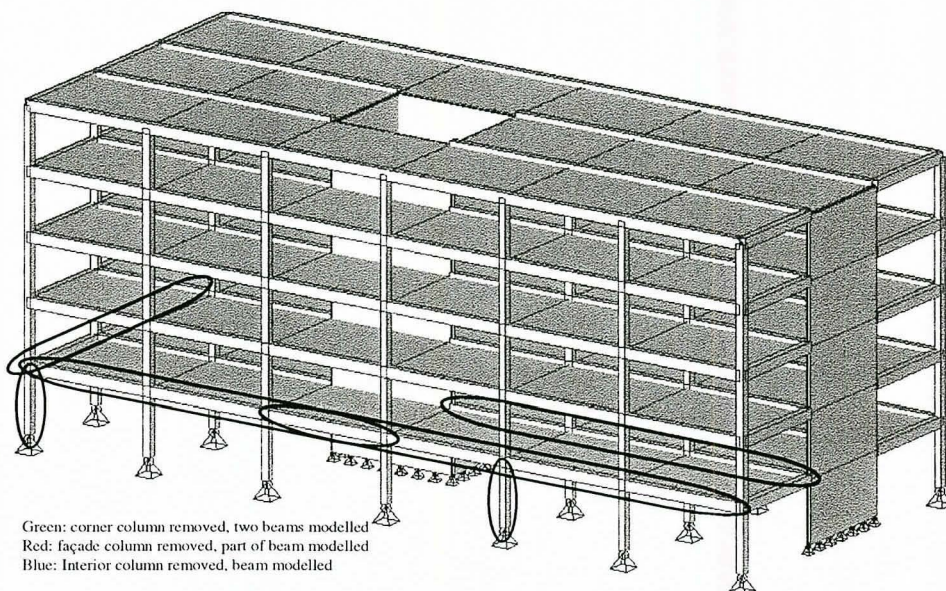


Introductie case

Kantoorgebouw

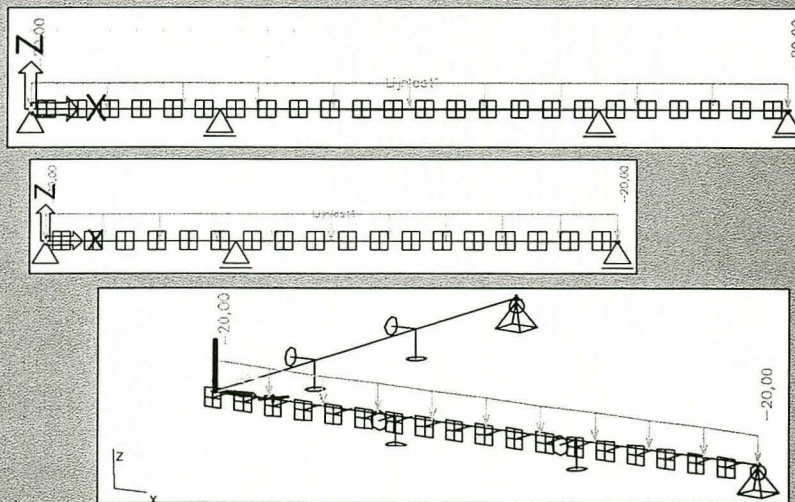
- 5 verdiepingen, skelet, kanaalplaatvloer
- Kolommen: 400 x 400, balken: 600x400
- Stramien: 6,00 x 7,20 m
- 3 schade gevallen:
 - kolom langzijde
 - inwendige kolom
 - hoek kolom

Object Model:



Green: corner column removed, two beams modelled
Red: façade column removed, part of beam modelled
Blue: Interior column removed, beam modelled

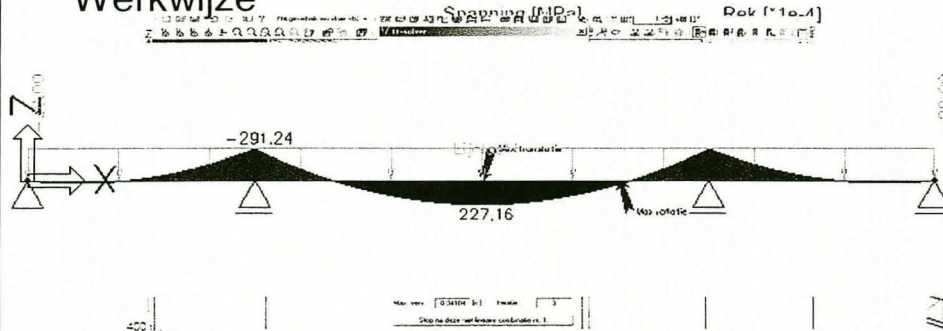
Deelmodellen



ARCADIS

37

Werkwijze

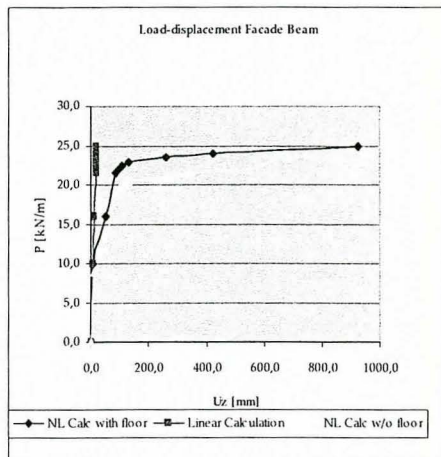


- Berekende wapening invoeren in ESA
- Niet-lineaire diagrammen van beton en staal kiezen
- Voor oplopende belastingen GFNL berekening uitvoeren
- Bezwijkbelasting bepalen
- Bezwijkbelasting op lineair model toepassen
- $DCR = M_d \text{ lineair} / M_u$

ARCADIS

38

Resultaten



- DCR gevelbalk zonder vloer: 1,56
- DCR balk met vloer: 1,74
- Voor middenbalk: 1,44 / 1,86
- Voor hoeksituatie: 1,52 / 1,73

Discussie

- Verticale herverdeling
- Nauwkeurigheid
- Bepalen bezwijkmoment
- Te gebruiken diagrammen voor staal/beton
- Vergelijking vervormingscriteria FEMA/GSA
- Detaillering

Afsluitend

- Onduidelijkheden zowel aan belastingkant als aan de prestatiekant
- Enkele Amerikaanse normen beschikbaar
- Beschikbare berekeningsmethoden
 - Vereenvoudigd lineair-elastisch
 - Dynamisch niet-lineair
- Directe vertaling naar de Nederlandse situatie niet altijd eenvoudig
- Eigen inzicht van de constructeur een belangrijk punt



1 Inleiding

Zoals in de eerdere onderdelen van deze cursus al uitgebreid aan bod is gekomen dienen (bouw)constructies voldoende robuustheid te bezitten. Dat wil zeggen dat er bij het optreden van schade voor moet worden gezorgd dat deze nooit disproportioneel groot is ten opzichte van de oorzaak van het ontstaan van deze schade. Deze op zich redelijke eis is echter niet makkelijk in concrete normen en berekeningsmethoden te verwerken. Aan de ene kant is er onduidelijkheid over de aan te houden belastingen, hoewel er in de meeste voorschriften een aantal bijzondere belastingen zijn geformuleerd. Aan de andere kant is er onduidelijkheid over de prestatie-eisen: hoeveel mag de schade bedragen, wat zijn de toegestane vervormingen en wat zijn de aan te houden grootheden bij het bepalen van de sterktecapaciteit van de constructie?

Voor het ontwerpen ten aanzien van voortschrijdende instorting zijn een aantal verschillende methoden beschikbaar. Deze variëren van simpele detailleringsregels die gevolgd moeten worden tot volledig niet-lineaire dynamische berekeningen. Tot nu toe is er in de cursus aandacht besteed aan berekeningsmethoden die betrekking hebben op de onbeschadigde constructie. Dit hoofdstuk gaat in op de methoden die beschikbaar zijn om berekeningen te maken voor de situatie waarin er daadwerkelijk een element in de constructie bezweken is.

2 Overzicht ontwerpstrategieën voor voortschrijdende instorting

Er zijn verschillende soorten berekeningsmethodes beschikbaar met betrekking tot het ontwerpen van constructies op robuustheid. Deze zijn onder meer afhankelijk van de gevolgklasse waarin de constructie is ingedeeld [1] en van de belangrijkheid van het betreffende constructie-element in de constructie (zogenaamd key-element).

2.1 Horizontale en verticale trekbanden

Voor de laagste twee gevolgklassen kan er volstaan worden met een ontwerpstrategie waarin er zorg voor wordt gedragen dat er voldoende horizontale en verticale trekbanden in het ontwerp worden aangebracht. In eerdere onderdelen van deze cursus zijn de eisen omtrent deze voorzieningen al aan de orde gekomen, en in dit hoofdstuk wordt daar niet verder op ingegaan.

2.2 Key-elements

Een tweede strategie gaat uit van het benoemen van zogenaamde key-elements in een constructie die op een aparte manier behandeld moeten worden. Hiervoor wordt verwezen naar overige delen van de cursus.

2.3 Tweede draagweg

In de Nederlandse voorschriften zijn aan de belastingkant een aantal bijzondere belastinggevallen gespecificeerd waarop de constructie berekend moet worden, die te maken hebben met het aspect robuustheid. Dit zijn onder andere botsingsbelastingen en explosiebelastingen. De constructie kan hierop berekend worden, of als alternatief kan worden aangetoond dat de constructie ook in staat is om de erop werkende belastingen op te nemen indien er een element bezwaken is.

Naast deze zogenaamde “specified” loads zijn er ook “unspecified loads”. Dit houdt in dat er om onbekende redenen een willekeurig element uit de constructie verdwijnt, of in ieder geval zijn draagkracht verliest. Dit kan bijvoorbeeld het gevolg zijn van een bouwfout, een productiefout of een materiaalimperfectie. Ook in geval van een dergelijk soort belastinggeval, waarop het element zelf niet berekend kan worden, dient de constructie voldoende robuustheid te bezitten en mag de schade niet disproportioneel groot zijn.

Het ontwerpen tegen voortschrijdende instorting is dus belastingsonafhankelijk, in de zin dat de ontwerpdoelstelling is om voldoende redundancy (incasseringsvermogen) in het constructiesysteem te hebben om voortschrijdende instorting te voorkomen. Lokaal bezwijken wordt geacht voor te kunnen komen en in de meest algemeen geaccepteerde benadering wordt één verticaal draagelement verwijderd en wordt van de constructie verwacht dat ze deze nieuwe situatie kan overbruggen. Dit is één van de hoofdaspecten van het voorkomen van voortschrijdende instorting.

3 Typen berekeningsmethoden

Berekeningsmethoden kunnen worden geclassificeerd gebaseerd op een aantal verschillende criteria. Voor een aantal van deze criteria wordt een korte toelichting gegeven op de aspecten die specifiek bij voortschrijdende instorting een rol spelen. Zoals bij elke constructieberekening dient voor elke specifieke methode die later behandeld wordt voor elk van deze aspecten een keuze gemaakt te worden om tot de meest geschikte modellering te komen. Het nut van het maken van een meer complexe

berekening dient te worden afgewogen tegen de opbrengsten. Het is hierbij van belang om te realiseren dat een berekening met bezwaken onderdelen een controleberekening is en geen ontwerpberekening. De doelstelling is om van een zeer specifieke situatie aan te tonen dat de constructie in dat geval niet bezwijkt. Het maken van een overmatig conservatieve berekening om aan te tonen dat de kans op voortschrijdende instorting voldoende klein is, schiet dan zijn doel voorbij. Het gewenste resultaat kan wellicht niet aangetoond worden terwijl dit met een gecompliceerder model wel zou kunnen.

3.1 Aantal te beschouwen dimensies

Eén van de eerste beslissingen die moet worden genomen is er of er met een 2D-berekening volstaan kan worden of dat er een 3D-berekening benodigd is. Het is over het algemeen raadzaam om een 3D-berekening uit te voeren, of in ieder geval met de optredende 3D-aspecten rekening te houden omdat dit de nauwkeurigheid van de antwoorden positief beïnvloedt. Dit argument wordt nog versterkt door het feit dat de constructieve mechanismen die optreden bij voortschrijdende instorting vaak driedimensionale aspecten hebben, zoals het optreden van trekbanden en zeilwerking. Het levert te conservatieve antwoorden op indien deze aspecten niet worden meegenomen.

3.2 Lineair of niet-lineair

Voor de keuze tussen een lineaire of een niet-lineaire berekeningen gelden dezelfde argumenten als bij de keuze tussen het aantal te beschouwen dimensies. Bij de constructieve mechanismen die optreden bij het bezwijken van een (verticaal) draagelement spelen niet-lineaire aspecten een grote rol. Dit geldt zowel voor fysisch niet-lineaire aspecten zoals het optreden van plastische scharnieren in de constructie, als voor geometrisch niet-lineaire aspecten zoals het optreden van trekbanden en zeilwerking. Het is dus zaak om een berekeningsmethode toe te passen die deze aspecten in rekening brengt om te voorkomen dat de uitkomsten overmatig conservatief zijn.

3.3 Statisch of dynamisch

De keuze tussen het uitvoeren van een statische of een dynamische berekening is minder eenvoudig. Dynamische berekeningen zijn een stuk ingewikkelder dan statische berekeningen en er is een aanzienlijke mate van expertise voor nodig voordat die met goed resultaat kunnen worden uitgevoerd en de resultaten goed kunnen worden beoordeeld. De invloed van de modellering op het resultaat is bij dynamische

berekeningen een moeilijk aspect. Als laatste punt kan genoemd worden dat het in een aantal gevallen niet mogelijk is om met hetzelfde rekenprogramma of rekenmodel een dynamische berekening te maken als waarmee de reguliere berekening is opgezet. Dit leidt tot praktische problemen op het gebied van (tijds)efficiëntie.

Statische berekeningen met bezwaken onderdelen kunnen wel gebruik maken van hetzelfde model als waarmee de oorspronkelijke berekeningen gemaakt zijn, en dit levert juist een grote efficiëntie op. Wel is het zaak om op bepaalde wijze met dynamische effecten rekening te houden. De meest eenvoudige wijze waarop dit kan gebeuren is door een dynamische stootcoëfficiënt in te voeren voor de belastingen. Deze hoeft dan alleen te worden toegepast op dat deel van de constructie rond het bezwaken onderdelen dat daadwerkelijk een dynamisch effect zal ondergaan. Dit hoeft niet in de gehele constructie te worden aangehouden. In de voorbeeldberekeningen verderop wordt hierop teruggekomen.

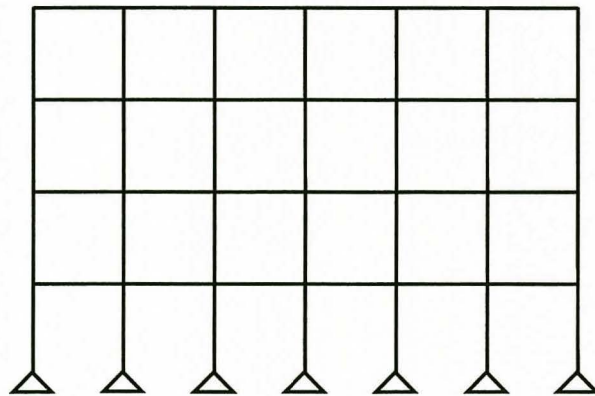
In de berekeningsmethoden en de voorbeelden die verderop in dit hoofdstuk behandeld worden wordt inhoudelijk alleen ingegaan op statische methoden. Het maken van dynamische berekeningen voor situaties met bezwaken onderdelen gaat in principe hetzelfde als bij situaties met niet-bezwaken onderdelen zoals explosie- en botsbelastingen. Deze methoden zijn in een eerder deel van de cursus behandeld. Wel dient bij de situatie met bezwaken onderdelen aandacht te worden besteed aan de volgende twee aspecten. Voor het “bezwijken” van het element moet een keuze worden gemaakt over de snelheid waarmee dit element uit de constructie verwijderd wordt. Dit kan invloed hebben op de resultaten. Verder moet bij het bezwijken van een element met de dynamische effecten op de verbindingen van de constructie rekening worden gehouden.

4 Belastingssituaties met bezwaken onderdelen

Het ontbreken van specifieke eisen voor zowel de belastingkant waar het voortschrijdende instorting betreft, beperkt zich niet tot alleen tot de Nederlandse situatie. In de verschillende internationale voorschriften zijn er eigenlijk ook nauwelijks specifieke eisen te vinden. Het beperkt zich in tot algemene beschouwingen over wat voor soort belastinggevallen bekeken moet worden.

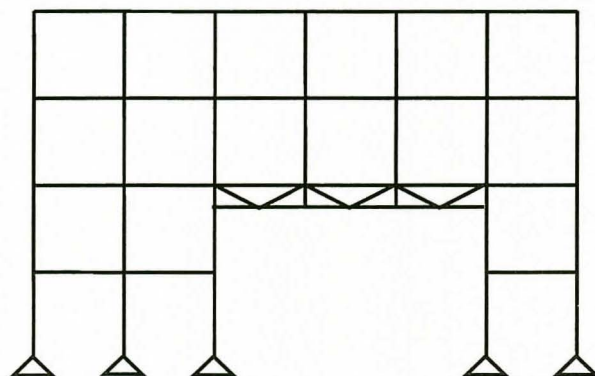
De meest geaccepteerde benadering is dat er per belastinggeval één verticaal draagelement moet worden verwijderd. Dit kan zowel een wandelement zijn als een

kolomelement. Voor de kolomelementen dient bepaald te worden welke elementen verwijderd moeten worden. Voor de wandelementen dient eveneens nog (arbitrair) bepaald te worden over welke breedte een wandelement als bezweken dient te worden beschouwd. Voor horizontale elementen wordt in zijn algemeenheid aangehouden dat het bezwijken van een balk geen voortschrijdende instorting tot gevolg heeft. Bij regelmatige raamwerken als in Figuur 1 is dat een gerechtvaardigde aanname. Het bezwijken van één balk zal niet tot voortschrijdende instorting leiden omdat de toename van de krachten in de naastliggende velden beperkt van omvang is. In de bijzondere belastingssituatie waarbij met momentane belastingen en aangepaste belasting- en materiaalfactoren gerekend mag worden, leidt dit niet tot bezwijken van deze elementen.



Figuur 1: Regelmatig raamwerk

Bij constructies echter waarbij al sprake is van een horizontale overdrachtsconstructie, zoals in Figuur 2, kan dit niet zonder meer geconcludeerd worden en zal er wel met voortschrijdende instorting rekening gehouden moeten worden bij het bezwijken van het balkelement.

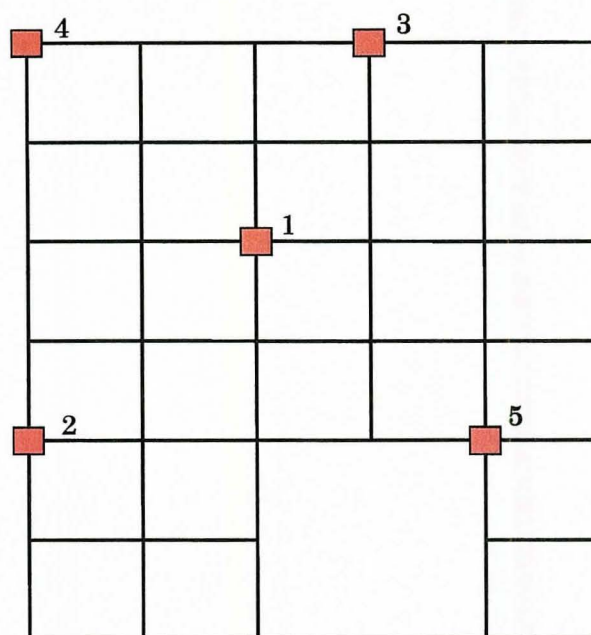


Figuur 2: Onregelmatig raamwerk

4.1 Te verwijderen kolomelementen

Voor het bepalen welke kolommen er als bezweken moeten worden beschouwd kunnen de volgende richtlijnen worden aangehouden, zie Figuur 3.

1. Een middenkolom
2. Een gevelkolom aan de lange zijde
3. Een gevelkolom aan de korte zijde
4. Een hoekkolom
5. Kolommen ter plaatse van onregelmatigheden in de constructie



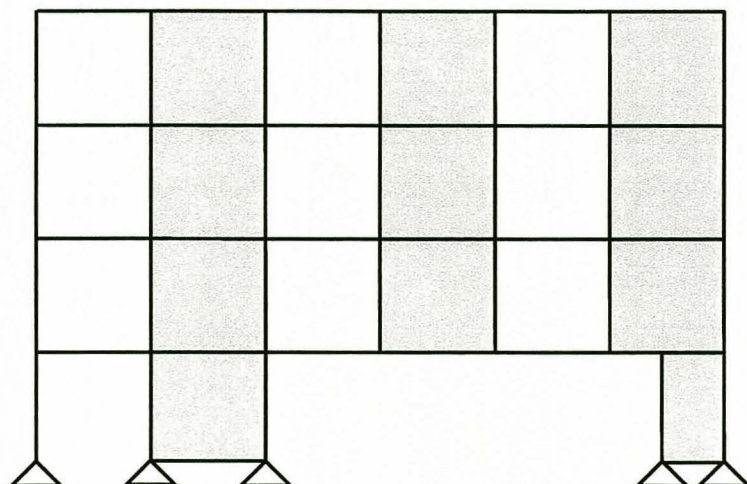
Figuur 3: Belastingssituaties te verwijderen kolommen

De werkwijze is in principe dat er voor alle kritische gevallen een berekening dient te worden uitgevoerd. Voor de overige kolommen kan worden volstaan met een algemene beschouwing waarin wordt aangegeven door welke eerder gemaakte berekening de veiligheid tegen voortschrijdende instorting voor dat betreffende element wordt gedekt.

4.2 Te verwijderen wandelementen

Voor wandelementen geldt dezelfde systematiek als bij kolomelementen. Voor elke kritische situatie moet een berekening worden gemaakt. Voor de overige gevallen dient te worden aangegeven door welke eerder gemaakte berekening dit specifieke geval wordt gedekt.

Naast de overweging welke wandelementen er moeten worden weggehaald is het ook van belang om aan te geven over welke lengte het betreffende wandelement moet worden verwijderd. Dit kan grote invloed hebben op de gevolgen van het bezwijken, hetgeen wordt geïllustreerd in Figuur 4.



Figuur 4: Belastinggevallen te verwijderen wandelementen

De linkerwand in de figuur geeft de volledige wand aan. In de middelste situatie is het wandelement over de gehele breedte verwijderd, terwijl in de rechtersituatie slechts een deel van de wand verwijderd is. Het moge duidelijk dat de beslissing over de grootte van het te verwijderen wandelement grote gevolgen kan hebben.

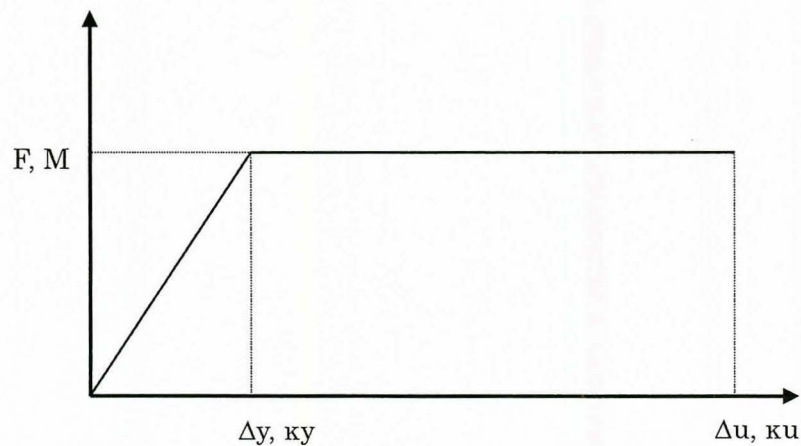
Als indicatie geeft de Eurocode aan het weghalen van maximaal $2,25 \cdot H$, waarin H de verdiepingshoogte is voor gewapend beton. Bij extern metselwerk, hout of staalframebouw kan de lengte tussen twee ondersteuning worden aangehouden.

5 FEMA 356

Alvorens in te gaan op enkele specifieke normen over voortschrijdende instorting wordt kort aandacht besteed aan de FEMA 356 [2]. Deze Amerikaanse norm (Federal Emergency Management Agency) is weliswaar alleen gericht op aardbevingsbestendig ontwerpen van gebouwen, maar de achterliggende gedachten en onderzoeksresultaten worden gebruikt in andere normen die over voortschrijdende instorting gaan.

Net als bij voortschrijdende instortingen is bij het opnemen van een aardbevingsbelasting het begrip vervormingscapaciteit van groot belang. In de FEMA356 wordt een eenvoudige manier gebruikt om dit aspect te verdisconteren in een lineair-elastische berekening, terwijl de respons in werkelijkheid niet-lineair is.

In deze norm worden verschillende methoden toegestaan om een controleberekening uit te voeren. Globaal worden er twee methoden onderscheiden, waarbij in beide gevallen de acceptatiegrenzen gerelateerd zijn aan het vervormingsgedrag van de constructie. Dit vervormingsgedrag is onderzocht in een groot aantal proeven waaruit zogenaamde modificatiefactoren zijn bepaald, die de vervormingscapaciteit van de constructie in rekening brengen. Figuur 5 toont een schematisch voorbeeld van een testresultaat in de vorm van een bilineair kracht-vervormingsdiagram. Van belang is dat tijdens het vloeitraject de opneembare inwendige kracht op het element gehandhaafd blijft.



Figuur 5: Geschematiseerd kracht-vervormingsdiagram

Uit deze grafieken wordt een modificatiefactor m afgeleid volgens onderstaande formule:

$$m = 0,75 \cdot \Delta u / \Delta y$$

De factor 0,75 is een reductiefactor om een extra veiligheid te introduceren. Deze m -factoren worden vervolgens in de berekeningen gebruikt om aan te geven in hoeverre de berekende interne krachten bij een lineaire methode de eigenlijke interne krachten overschatten, die in werkelijkheid ontstaan door herverdeling van de momenten. Deze herverdeling ontstaat door niet-lineair materiaalgedrag bij grote vervormingen (aanpassing van de stijfheden) en door het optreden van plastische scharnieren.

5.1 Lineair-elastische methode

Op de constructie wordt een horizontale kracht gezet die de aardbeving representeert. De resulterende inwendige krachten komen niet overeen met de praktijk, omdat herverdeling van momenten en niet-lineair materiaalgedrag niet is meegenomen.

Daarom worden bij deze meest vereenvoudigingsmethode de hiervoor genoemde modificatiefactoren (m-factoren) gebruikt om de berekende inwendige krachtsverdeling te reduceren zodat ze overeenkomen met de werkelijkheid.

Bij de controle van de krachtswerking moet derhalve aan de volgende relatie voldaan worden:

$$Q_{UD}/m \leq Q_{CE}$$

Hierin is:	Q_{UD}	de maximale kracht zoals volgt uit de lineair-elastische berekening
	Q_{CE}	de karakteristieke sterkte van de beschouwde doorsnede
	m	de relevante modificatiefactor

Dit houdt in dat de krachten Q_{UD} die uit een lineair-elastische berekening komen gereduceerd mogen worden met de modificatiefactor m die de herverdelingscapaciteit van de constructie(elementen) in rekening brengt. Indien deze gereduceerde waarde van het optredend inwendig moment kleiner is dan de elastische capaciteit van de betreffende constructiedoorsnede wordt de constructie als niet bezwaken beschouwd. Deze lineair-elastische statische berekeningen zijn heel simpel en efficiënt uit te voeren.

5.2 Geavanceerde methoden

Daarnaast worden ook veel geavanceerdere dynamische en niet-lineaire methoden beschreven. Als deze methoden gebruikt worden zijn de vervormingen en berekende krachten wel representatief en wordt gecontroleerd of de vervormingen niet zo groot worden dat elementen bezwijken. De vervormingscriteria zijn gebaseerd op dezelfde testresultaten waarop ook de modificatiefactoren gebaseerd zijn. De reductiefactor 0,75 hoeft nu niet te worden meegenomen. In het kader van dit hoofdstuk wordt niet verder op deze geavanceerde berekeningsmethoden volgens de FEMA356 ingegaan.

De acceptatiegrenzen volgens de FEMA zijn in een tweetal andere voorschriften overgenomen: de Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines van de GSA en de Design of Buildings to Resist Progressive Collapse van de UFC. De GSA staat ook de m-factoren toe, maar gebruikt het begrip Demand-Capacity-Ratio (zie hoofdstuk 7) terwijl de UFC alleen de vervormingen methode toestaat en dus ook alleen niet-lineaire berekeningsmethoden.

6 Berekeningsmethode volgens de GSA

Eén van de internationale voorschriften waarin specifiek wordt ingegaan op berekeningsmethoden voor voortschrijdende instorting is de Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects van de GSA (General Services Administration) in Amerika [3]. Deze voorschriften uit 2000 waren in eerste instantie voornamelijk gericht op gewapend betonconstructies, maar in de laatste versie van 2003 is er ook een sectie gewijd aan staalconstructies. Naast het bewerkstelligen van een beter ontwerp voor nieuwe gebouwen kan het ook gebruikt worden voor de analyse van de gevoeligheid ten aanzien van voortschrijdende instorting van bestaande gebouwen, en voor het ontwerp van eventuele benodigde versterkingen.

De richtlijnen gaan uit van een belasting onafhankelijke methodologie voor het minimaliseren van mogelijke voortschrijdende instorting. Voor de volledigheid wordt gemeld dat deze richtlijnen niet in de plaats komen van het ontwerpen op bijzondere belastingen maar dat het een aanvulling hierop is.

In deze richtlijn worden twee berekeningswijzen behandeld. Het gebruik van een gesimplificeerde lineaire berekeningswijze wordt normaliter alleen gebruikt bij gebouwen tot maximaal 10 verdiepingen. Deze methode gaat uit van een statische of dynamische linear-elastische eindige elementen methode. Bij gebouwen van meer dan 10 verdiepingen, een onregelmatige gebouwstructuur of een bijzondere functie mag deze methode niet worden gebruikt.

Voor deze gebouwen moet een meer geavanceerde berekening gemaakt worden. Deze niet-lineaire berekeningsmethode gaat uit van een statische of dynamische eindige elementen berekening die rekening houdt met fysische en geometrische niet-lineairiteiten. Over het algemeen levert deze methode een nauwkeuriger beeld op van het gedrag van de constructie. Bij gebruik van deze methode worden er minder strenge acceptatiegrenzen aan het constructiegedrag gesteld, aangezien er een verhoogde nauwkeurigheid in de respons van de constructie is.

De GSA maakt geen gebruik van modificatiefactoren zoals bij de FEMA356 maar van een zogenaamde Demand-Capacity-Ratio (DCR). Deze zijn evenwel gebaseerd op de modificatiefactoren uit de FEMA356.

6.1 Lineair-elastische methode

Bij de lineair-elastische methode wordt net als bij de FEMA356 de berekening over het gehele traject lineair-elastisch gehouden. Als belastinggeval wordt er een verticaal element uit de constructie gehaald en de resterende constructie wordt doorgerekend.

De controle van de optredende krachtsverdeling vindt plaats met de Demand-Capacity-Ratio DCR. Dit komt in feite overeen met een unity-check. Om de niet-lineaire effecten door herverdeling in rekening te brengen wordt de volgende controle uitgevoerd:

$$M_D/M_U \leq DCR.$$

Hierin is:

M_D	de maximale kracht uit de lineair-elastische berekening
M_U	de karakteristieke sterkte van de beschouwde doorsnede
DCR	de relevante Demand Capacity Ratio

De waarde van de DCR is afhankelijk van het type constructie en het type interne kracht. In tabel 1 wordt een overzicht gegeven van de meest gangbare waarden.

Type constructie	Onderdeel	DCR
Beton	Buiging	2,0
	Dwarskracht	1,0
Staal	Buiging van balken (afh. van l/b- verhoudingen)	2,0 tot 3,0
	Buiging van kolommen $N/N_u \leq 0,50$ (afh. van l/b- verhoudingen)	1,25 tot 2,0
	Buiging van kolommen $N/N_u \geq 0,50$	1,0
	Volledig Stijve Momentverbindingen	2,0
	Semi-stijve momentverbinding (afh van het type)	1,5 tot 3,0

Tabel 1: Waardes voor DCR volgens de GSA-methode

De waardes voor DCR zijn een conservatieve ondergrens van de modificatiefactoren zoals die in de FEMA356 gebruikt worden.

De GSA maakt onderscheid in regelmatige en onregelmatige constructies. Voor onregelmatige constructies dienen de DCR waarden uit Tabel 1 met een factor 0,75 vermenigvuldigd te worden. De indeling tussen regelmatige en onregelmatige constructies is gerelateerd aan de volgende kenmerken:

1. Combinaties van draagsystemen
2. Verticale discontinuïteiten – overdrachtsconstructies
3. Verschillen in stramienmaten
4. Kolomafstanden

6.2 Voorbeeldberekening Lineair-elastisch statische procedure

In deze paragraaf wordt een rekenvoorbeeld behandeld van de lineair-elastische berekeningen volgens de GSA-methode. Als belastinggeval wordt één verticaal draagelement weggenomen, zoals genoemd in hoofdstuk 4. Voor de constructie-elementen in het model wordt uitgegaan van de volgende belasting:

$$Q = 2,0 (EG + 0,25VB)$$

De factor 2,0 is om de dynamische effecten in rekening te brengen ten gevolge van het bezwijken van een element. Dit hoeft alleen in de nabijheid van het bezwijken element toegepast te worden. Verkennend onderzoek heeft uitgewezen dat deze factor behoorlijk conservatief is. Dit kan een aanleiding zijn om een dynamische berekening te maken omdat de factor 2,0 in dat geval achterwege kan blijven. De factor 0,25 komt overeen met een momentaanfactor en kan worden aangepast aan de hand van de gebouwfunctie.

De acceptatiecriteria voor de constructieve elementen worden weergegeven als:

$$Q_{UD}/Q_{CE} \leq DCR$$

De lineaire-elastische statische berekening verloopt volgens de volgende vijf stappen.

Stap 1

Verwijder een verticaal element uit de constructie en voer een lineair-elastische statische berekening van de constructie uit. Gebruik een factor 2,0 in de belasting om de dynamische invloed van het bezwijken in rekening te brengen.

Stap 2

Bepaal welke elementen en verbindingen een DCR-waarde hebben die hoger ligt dan de acceptatiegrens. Als de DCR voor een eindverbinding wordt overschreden op dwarskracht dan wordt het element als bezwiken beschouwd. Als er drie plastische scharnieren in een balk zijn opgetreden wordt het element ook als bezwiken beschouwd. Bezwiken onderdelen worden uit het model verwijderd en de belastingen moeten worden herverdeeld over de naastliggende elementen.

Stap 3

Voor een element waar de DCR waarde voor buiging wordt overschreden wordt een plastisch scharnier geïntroduceerd. Plaats het scharnier op een afstand van de halve balkhoogte naast de kolomaansluiting.

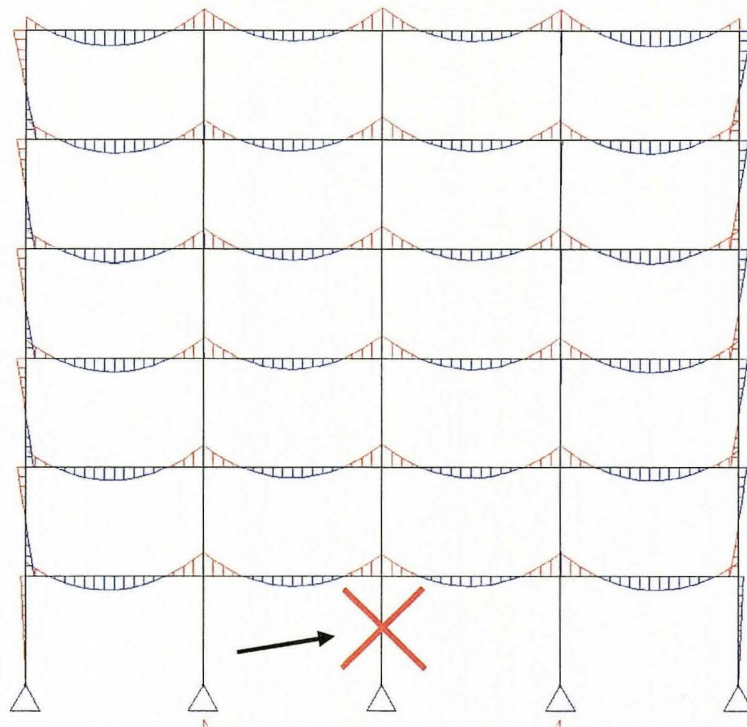
Stap 4

Bij elk ingevoegd scharnier, plaats gelijke maar tegenovergestelde momenten aan weerszijden op de elementen. De grootte van deze momenten is gelijk aan de waarde van de plastische momentcapaciteit van het element of de verbinding.

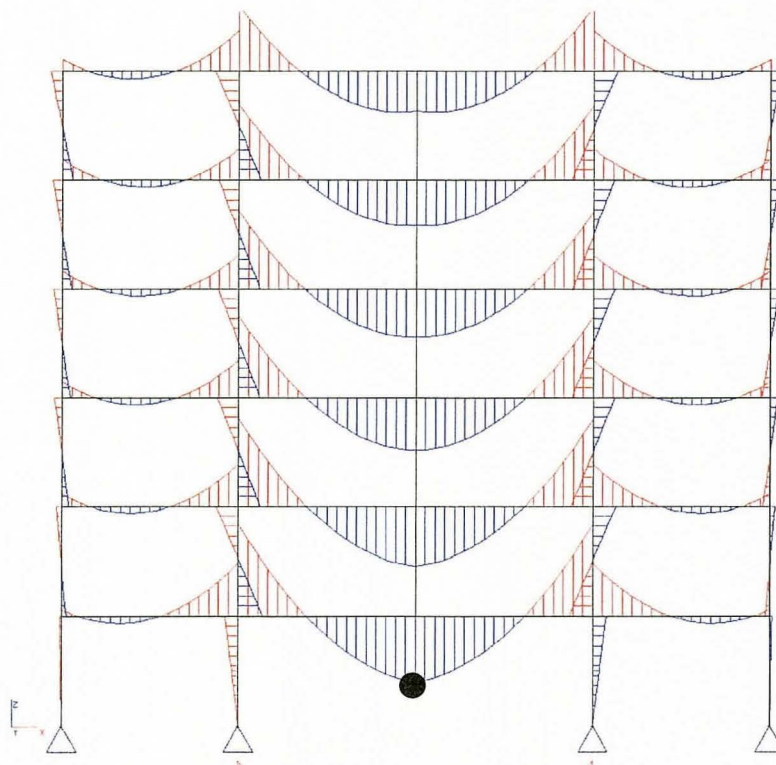
Stap 5

Herhaal de analyse van stap 1 tot en met 4 totdat alle elementen voldoen aan de criteria.

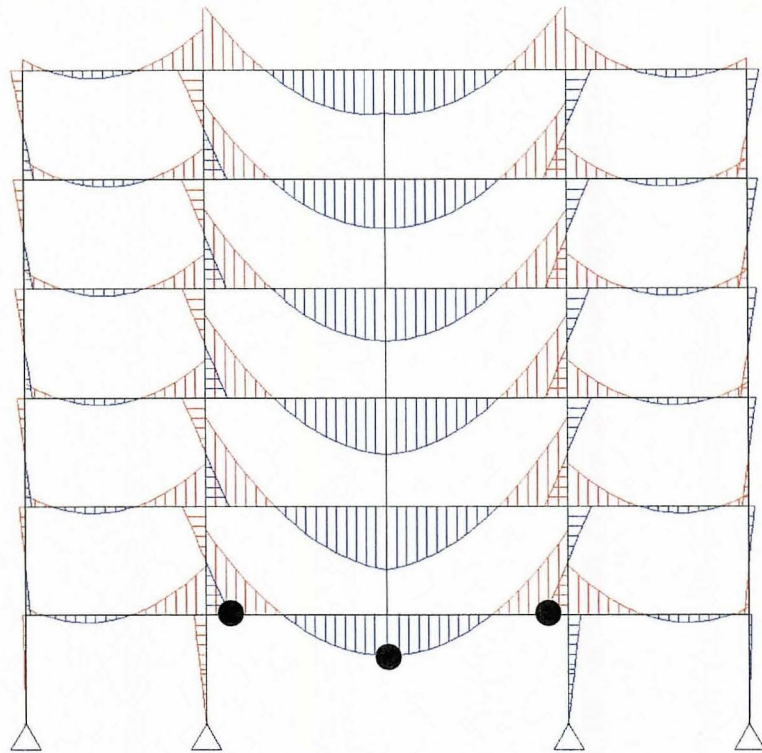
De figuren 6 tot en met 9 laten een vereenvoudigd voorbeeld van deze procedure zien. Figuur 6 toont de volledige constructie met daarin aangegeven welke kolom verdwijnt. Figuur 7 toont vervolgens de momentenlijn in de beschadigde situatie (stap 1). Stap 2 is nog niet van toepassing omdat er nog geen bezwiken elementen zijn. In overeenstemming met stap 3 wordt in het veld een plastisch scharnier ingevoegd omdat de DCR waarde daar wordt overschreden. Er wordt dan teruggegaan naar stap 2, en Figuur 8 toont de momentenlijn in de nieuwe situatie. Nu blijkt dat in de doorgaande ligger boven het gat een bezwijkmechanisme ontstaan is. Derhalve wordt dit element verwijderd en wordt weer teruggegaan naar stap 2 nadat de verticale belasting op de bezwiken elementen is overgedragen naar andere elementen. Figuur 9 toont als laatste de momentenlijn in deze nieuwe situatie. Als hier nergens een DCR waarde wordt overschreden is de procedure ten einde en is de omvang van de schade vastgesteld.



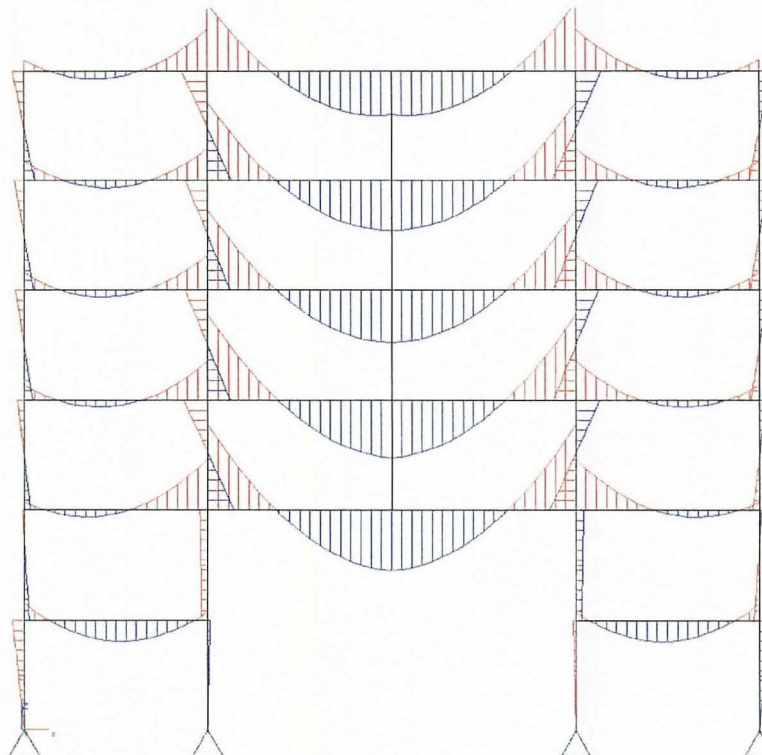
Figuur 6: Momentenlijn voor bezwijken kolom



Figuur 7: Overschrijding DCR waarde in middenveld



Figuur 8: Bezwijkmechanisme in onderste ligger



Figuur 9: Stabiele eindsituatie

6.3 Dynamische methode

Naast de vereenvoudigde lineair-elastische berekening is het ook mogelijk om meer geavanceerde dynamische berekeningen te maken. De acceptatiegrenzen voor het vervormingsgedrag zijn in dat geval minder streng, tevens hoeft de dynamische belastingfactor van 2,0 niet te worden toegepast. Interessant genoeg worden er wel eisen gesteld aan de ervaring en kunde van de constructeur die de berekeningen uitvoert.

De inhoudelijke aspecten van een dynamische berekening zijn al behandeld in een eerder deel van de cursus. Hier wordt volstaan met het vermelden van de stappen die in een dynamische berekening voor voortschrijdende instorting moeten worden gevolgd.

1. Ontwerp de constructie in overeenstemming met de vigerende voorschriften
2. Bepaal het gedrag van de niet-lineaire plastische scharnieren in het model, zowel voor de elementen als voor de verbindingen. De invloed van de normaalkracht dient in rekening te worden gebracht. Het gedrag kan gebaseerd zijn op "micro-analyse", testgegevens of algemeen geaccepteerde criteria uit andere codes.
3. Onderwerp de constructie aan de belastingen die onder voortschrijdende instorting van toepassing zijn.
4. Verwijder een verticaal element uit de constructie, waarbij de inwendige krachten bij de aansluitende knopen gehandhaafd blijven
5. Verwijder deze inwendige krachten lineair in tijd over een dergelijk kort tijdsbestek dat de verwijdering de berekende verplaatsingen niet beïnvloedt. Als richtlijn kan worden aangehouden een tijd van $1/20$ van de trillingstijd van de constructie.
6. Analyseer de dynamische vervormingen van de constructie en de rotaties in de scharnieren om te bepalen of de toegestane vervormingen zijn overschreden.
7. Analyseer of belastinggestuurde bezwijkmechanisme niet worden overschreden, bijvoorbeeld dwarskracht en normaalkracht. Verhoog de sterkte van het betreffende element indien noodzakelijk.
8. Herhaal de berekeningen tot de toelaatbare vervormingen en krachten in alle elementen en verbindingen voldoen.

Tabel 2 geeft een aantal van de acceptatiegrenzen die bij een niet-lineaire berekening kunnen worden aangehouden.

Onderdeel	Ductiliteit	Rotatie in graden
Gewapend betonbalk	1	6
Betonkolom(trek)		6
Betonkolom (druk)		
Betonnen raamwerk		2
Voorgespannen balk	2	
Stalen balken	20	12
Staalkolom (trek)	20	12
Staalkolom (druk)	1	
Stalen raamwerk		2
Staalverbindingen		1,0 tot 2,0

Tabel 2: Acceptatiegrenzen bij niet-lineaire berekening

7 Berekeningsmethode volgens de UFC

Een tweede Amerikaanse voorschrift dat direct ingaat op het aspect voortschrijdende instorting is de Design of Buildings to Resist Progressive Collapse van de United Facilities Criteria [4]. Deze code is met name bedoeld voor militaire gebouwen.

De code heeft betrekking op staal, beton, hout- en steenconstructies voor zowel de tweede draagweg methode als de methode met trekbanden.

De werkwijze is in principe gelijk aan die van GSA met dien verstande dat de vereenvoudigde methode niet is toegestaan, en er altijd met een niet-lineaire berekening moet worden gewerkt. Aangezien de principes van de berekeningen niet wezenlijk anders wordt er verder niet inhoudelijk op ingegaan.

8 De Nederlandse situatie

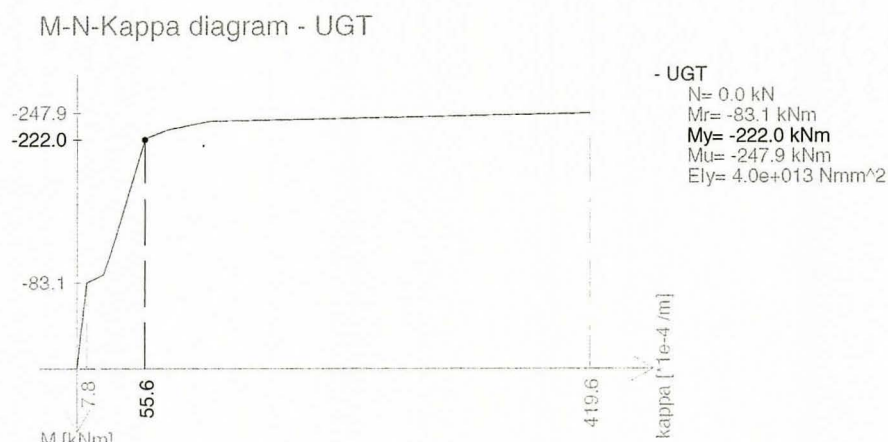
Het principe van de berekeningen zoals dat in de GSA voorschriften wordt aangehouden is ook geschikt voor de Nederlandse situatie. Een probleem is gelegen in het feit dat er minder testgegevens zijn over de maximale vervormingscapaciteit van de verschillende elementen en verbindingen. Aan de andere kant zijn de waarden die voor DCR worden aangenomen zo conservatief dat ze wellicht gebruikt kunnen worden in Nederland.

Figuur 10 geeft als indicatie het moment-krommingsdiagram van een rechthoekige gewapend betondoorsnede, uitgerekend volgens de Nederlandse normen. De vorm van de grafiek heeft grote overeenkomsten met het bilineaire diagram van Figuur 5. Gebruikmakend van de definitie kan de modificatiefactor m als volgt berekend worden:

$$m = 0,75 \cdot \Delta u / \Delta y = 0,75 \cdot (419,6 / 55,6) = 5,66$$

Dit is nog aanzienlijk hoger dan de waarden voor DCR van 1,5 en 2,0 die in de GSA voorschriften worden aangehouden. Wel moet worden gerealiseerd dat dit geen testresultaten zijn onder wisselende belasting zoals bij de FEMA356..

Bij toepassing van staalconstructies zal ook moeten worden gekeken moeten worden of de waarden voor DCR naar de Nederlandse situatie kunnen worden overgeheveld. De Amerikaanse normen zeggen niets over prefab beton. Bij toepassingen van deze berekeningsprocedure in geval van prefab beton zal de ontwerper naar eigen inzicht beschikbare literatuurgegevens en eventueel beschikbare testgegevens moeten gebruiken om tot geschikte waarden te komen. Dit geldt zowel voor de elementen als voor de verbindingen.



Figuur 10: Moment-krommingsdiagram betondoorsnede

9 Niet-lineair modelleren van betonconstructies

In het kader van een afstudeerwerk aan de TU Delft wordt momenteel onderzoek gedaan naar het berekenen van constructies op voortschrijdende instorting [6]. Een deel van dit afstudeeronderzoek heeft betrekking op het niet-lineair modelleren van betonconstructies. Uit de resultaten kunnen enige voorlopige conclusies worden getrokken over de waarde van de Demand-Capacity-Ratio. In dit hoofdstuk wordt aan dit afstudeerwerk aandacht besteed.

De respons van een constructie zal onder extreme belasting in hoge mate inelastisch zijn. De aard van deze respons hangt samen met de constructieve en fysische eigenschappen van de constructie en de constructiematerialen. Het is algemeen bekend en aangetoond door experimenten dat als dit constructieve gedrag plastisch is in plaats van bros, de werkelijke bezwijkbelasting van de constructie aanzienlijk hoger ligt dan de bezwijkbelasting die berekend is met conventionele lineaire methoden. Dit komt doordat de werkelijk optredende interne krachten door herverdeling lager zijn dan de interne krachten berekend met een lineaire methode. Bij beschouwen van een beschadigde constructie zullen de krachten berekend met een lineaire methode dan ook doorgaans de ontwerpgrenzen overschrijden.

Er kan onderscheid gemaakt worden tussen geometrisch en fysisch niet-lineair gedrag. Het eerste houdt in dat door grote veranderingen in de geometrie tijdens het belasten een verandering in constructieve respons optreedt omdat de vervormingen invloed hebben op het evenwicht. Fysisch niet-lineair gedrag houdt in dat het gedrag van de materialen zelf, de relatie tussen de spanningen en de rekken, bij toenemende belasting niet lineair verloopt. Er zijn verschillende methoden om dit niet lineaire gedrag met een eindige elementen methode te modelleren. Ter verduidelijking wordt hieronder kort de Newton Raphson methode besproken.

Berkeningsprocedure

In niet-lineaire analyse wordt ook uitgegaan van een lineair verband tussen verplaatsingen en krachten dat alleen geldig is voor kleine verplaatsingen. Van de constructie wordt een globale stijfheidsmatrix $[K]$ opgesteld en met behulp van de belastingvector $\{f\}$ worden de verplaatsingen bepaald:

$$\{u\} = [K]^{-1}\{f\}$$

Door de niet-lineaire effecten zal echter bij grotere verplaatsingen de stijfheidsmatrix aangepast moeten worden. Met de Newton-Raphson methode wordt het uiteindelijke statische evenwicht gevonden door middel van een iteratief proces. Door middel van de gevonden lineaire verplaatsing wordt de geometrie en dus de stijfheidsmatrix aangepast. De verplaatsingsvector en de aangepaste stijfheidsmatrix zijn echter niet in evenwicht met de belastingsvector. Daarom wordt de verplaatsingsvector op zijn beurt weer aangepast en dat gaat door totdat evenwicht gevonden wordt. Om het iteratie proces te versnellen en convergentieproblemen te voorkomen kan er voor gekozen worden om de belasting gefaseerd op het model aan te brengen. In dat geval wordt er per belasting stap evenwicht gevonden waarna de volgende belastingstap doorgerekend wordt.

Door deze iteratieve benadering zullen erg veel matrix bewerkingen uitgevoerd moeten worden en dat maakt dat niet-lineaire berekening erg tijdrovend kan zijn. Het is van belang enig inzicht in de rekenprocedure te hebben omdat in tegenstelling tot bij lineaire berekeningen de snelheid en de nauwkeurigheid van de uitkomsten in sterke mate afhangen van het rekenproces. Belangrijk zijn het aantal iteratieve stappen dat gedaan wordt en het convergentie criterium dat gehanteerd wordt.

Uitgangspunten beton

De belangrijkste uitgangspunten die daarnaast bij niet-lineaire berekeningen het resultaat beïnvloeden hebben te maken met de materiaaleigenschappen, namelijk de niet-lineaire σ - ϵ diagrammen van beton en staal. Deze hebben grote invloed op het uiteindelijke resultaat van de berekening. Tevens is de discretisatie van de constructie van belang, dat wil zeggen in hoeveel elementen deze wordt opgedeeld.

In de Nederlandse situatie kan gekozen worden voor twee verschillende gestandaardiseerde σ - ϵ diagrammen voor beton. Naast het 'normale' bi-lineaire diagram dat in de NEN vermeld staat kan hieraan een trektak worden toegevoegd. In de aankomende Europese norm kan nog gekozen worden voor een parabool-constant spanning-rek diagram. Hierin wordt de opgaande tak benaderd door een parabool.

Voor staal kan naast het 'normale' diagram gekozen worden voor een diagram met 10 procent lineaire strain hardening.



Figuur 11: σ - ϵ diagrammen voor beton en staal

Door discretisatie van de balk ontstaat een soort plastische scharnier regio op die plaatsen waar de spanningen groter worden dan de lineaire grens. Bij de discretisatie van de balk moet erop gelet worden dat een onderverdeling in grote elementen een kleinere vervorming geeft en minder nauwkeurige herverdeling, terwijl bij een te kleine discretisatie de vervormingen en herverdeling wel eens overschat kunnen worden.

Uitwerking case

Als case is een kantoorgebouw van 5 verdiepingen bekeken met een kolommenstructuur met als stramienmaten 6,00 x 7,20 m. Omdat al snel bleek dat het hele gebouw niet-lineair doorrekenen te veel rekencapaciteit vergde is ervoor gekozen om het model op te delen in deelmodellen. Drie verschillende belastinggevallen zijn onderzocht:

1. het ontbreken van een gevelkolom in de langszijde;
2. het ontbreken van inwendige kolom;
3. het ontbreken van een hoekkolom.

Het betrof steeds een kolom op de begane grond. Voor elke situatie is een deelmodel gemaakt waarbij de direct ondersteunde balken van de 1^e verdieping gemodelleerd zijn. Hiermee is uiteindelijk de bezwijkbelasting bepaald.

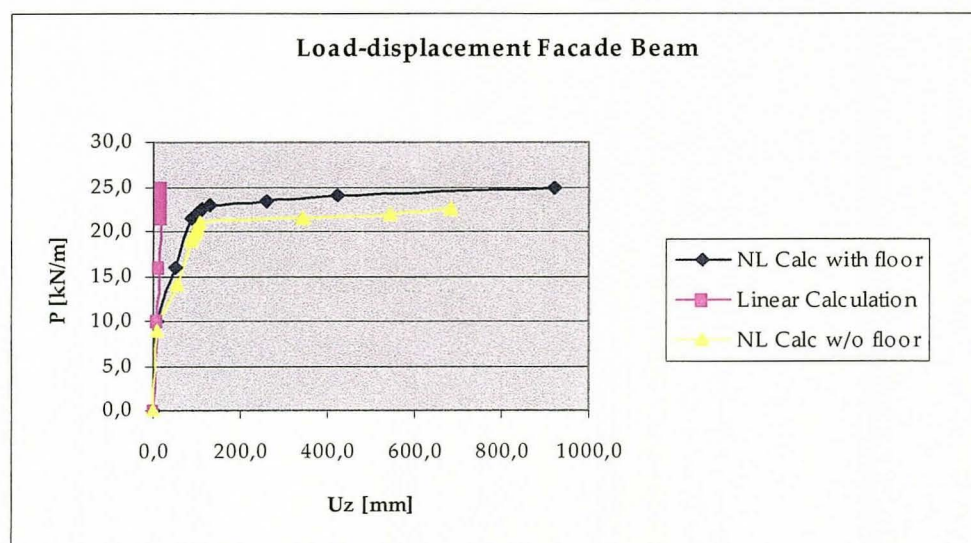
Daarnaast is voor iedere situatie een model gemaakt met en zonder het in rekening brengen van de werking van de vloer. Omdat de vloer uit kanaalplaten bestaat zal er weinig membraanwerking optreden. Wel bezitten de kanaalplaten een zekere rotatiecapaciteit. Deze rotatiecapaciteit is in het model verdisconteerd door aan de ondersteunende balk om de 1,20 m een niet-lineaire rotatieveer toe te voegen.

Gekozen is om voor de materiaaleigenschappen de σ - ϵ diagrammen te gebruiken als weergegeven in figuur 11. De balken zijn opgedeeld in elementjes van 0,2 m om de stijfheid te bepalen. Het aantal belastingsstappen is gevarieerd van 10 tot 100 en is opgevoerd naarmate de bezwijkbelasting meer benaderd werd. De bezwijkbelasting is vastgesteld op het moment dat in één van de doorsneden geen evenwicht meer gevonden kan worden met betrekking tot de interne krachten.

Resultaten

Hieronder worden de resultaten besproken van één van de drie deelmodellen, namelijk de gevelbalk. Deze balk heeft als afmetingen 600x400 mm en heeft een continue onderwapening van 5 ϕ 12 en een steunpuntswapening van 5 ϕ 16. De bezwijkbelasting zonder vloerwerking bedroeg 21,0 kN/m. Volgens het model bezweek de balk op vloeien van het wapeningsstaal. In de figuren 13 t/m 15 zijn de momentenverdeling bij de bezwijkbelasting gegeven voor zowel het lineaire model als voor het niet-lineaire model. Ook is de stijfheidsverdeling langs de balk gegeven. Duidelijk is te zien hoe de stijfheid ter plaatse van de plastische scharnier regio's gereduceerd is. Verder is te zien hoe herverdeling is opgetreden. Het is vanuit het model moeilijk te voorspellen of de balk eerst zal bezwijken bij de steunpunten of eerst in het midden van de balk.

In figuur 12 is het niet-lineaire vervormingsgedrag weergegeven voor de balk voor zowel de situatie waarin de vloerwerking is meegenomen als de situatie waarin dit niet het geval is. Ter vergelijking is de berekende lineaire vervorming ook weergegeven.



Figuur 12: Last-zakkingsdiagrammen voor gevelbalk

Als het maximale moment bij de bezwijkbelasting berekend volgens de lineaire methode vergeleken wordt met de maximale capaciteit van de doorsnede kan de DCR bepaald worden voor het steunpuntsmoment en het veldmoment. De hoogste DCR is maatgevend en kan als DCR voor de betreffende balk worden beschouwd. In dit geval is de momentcapaciteit van de doorsnede berekend volgens de TGB, waarbij voor de materiaalfactoren (γ_m) voor beton en staal 1,0 is aangehouden. Deze is voor de steunpuntswaapening: 266,5 kNm en voor de veldwaapening 153,1 kNm.

Hieruit volgt een DCR van:

$$DCR = M_{d_{\text{lineair}}} / M_u = 238,5 / 153,1 = 1,56$$

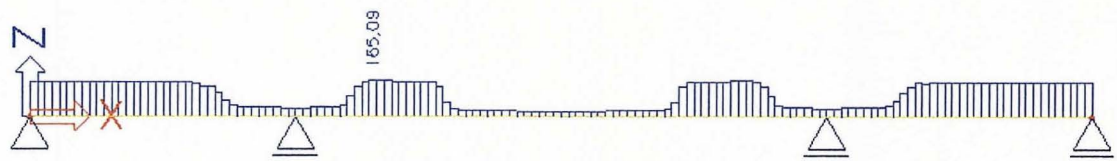
Voor de balk waarbij de vloerwerking is meegenomen blijkt dit nog hoger te liggen, namelijk:

$$DCR = M_{d_{\text{lineair}}} / M_u = 266,9 / 153,1 = 1,74$$

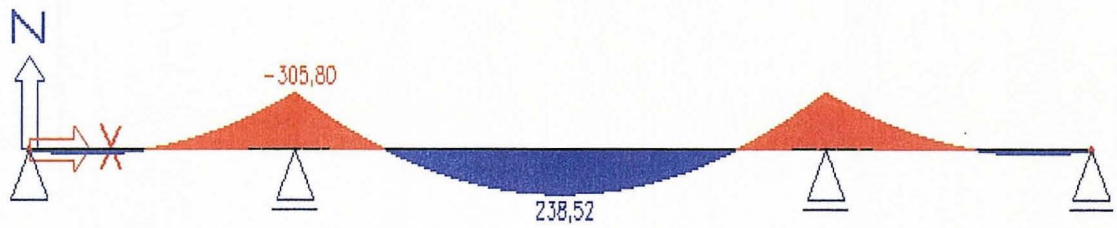
In tabel 3 zijn de DCR waarden weergegeven van de overige modellen.

Onderdeel	DCR	
	zonder vloer	met vloer
Gevelbalk	1,56	1,74
Inwendige balk	1,44	1,86
Hoekbalk	1,52	1,73

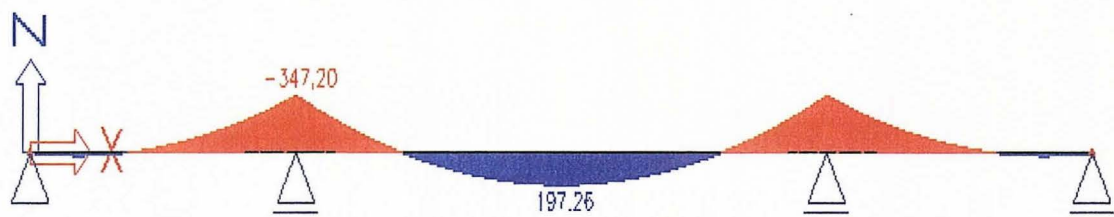
Tabel 3: DCR waarden uit modellering



figuur 13: Stijfheidverdeling langs balk



figuur 14: Lineaire momentverdeling



figuur 15: Momentverdeling na herverdeling

10 Literatuurlijst

- [1] Stufib rapport
- [2] Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA356). Federal Emergency Management Agency, November 2000.
- [3] Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects, June 2003. United States General Services Administration (GSA)
- [4] Design of Buildings to Resist Progressive Collapse, Unified Facilities Criteria, January 2005.
- [5] Facts for Steel Buildings, Blast and Progressive Collapse. American Institute of Steel Construction, 2004.
- [6] Afstudeeronderzoek TU Delft van M. Smith (in uitvoering)

Overzicht websites:

Federal Emergency Management Agency –Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings:

<http://www.nehrp.gov/info/PDF/FEMA356/FEMA356.pdf>

US General Services Administration –Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects:

<http://www.oca.gsa.gov/mainpage.php#>

US Department of Defense –Unified Facility Criteria-Design of Buildings to Resist Progressive Collapse :

<https://pdc.usace.army.mil/library/ufc/4-023-03/>



Stichting Postacademisch Onderwijs

Civiele techniek en Bouwtechniek

Gezondheidstechniek en Milieutechnologie

Vervoerswetenschappen en Verkeerskunde

PAO cursus

ROBUUST ONTWERPEN VAN BOUWCONSTRUCTIES

Delft, 6 en 7 december 2006

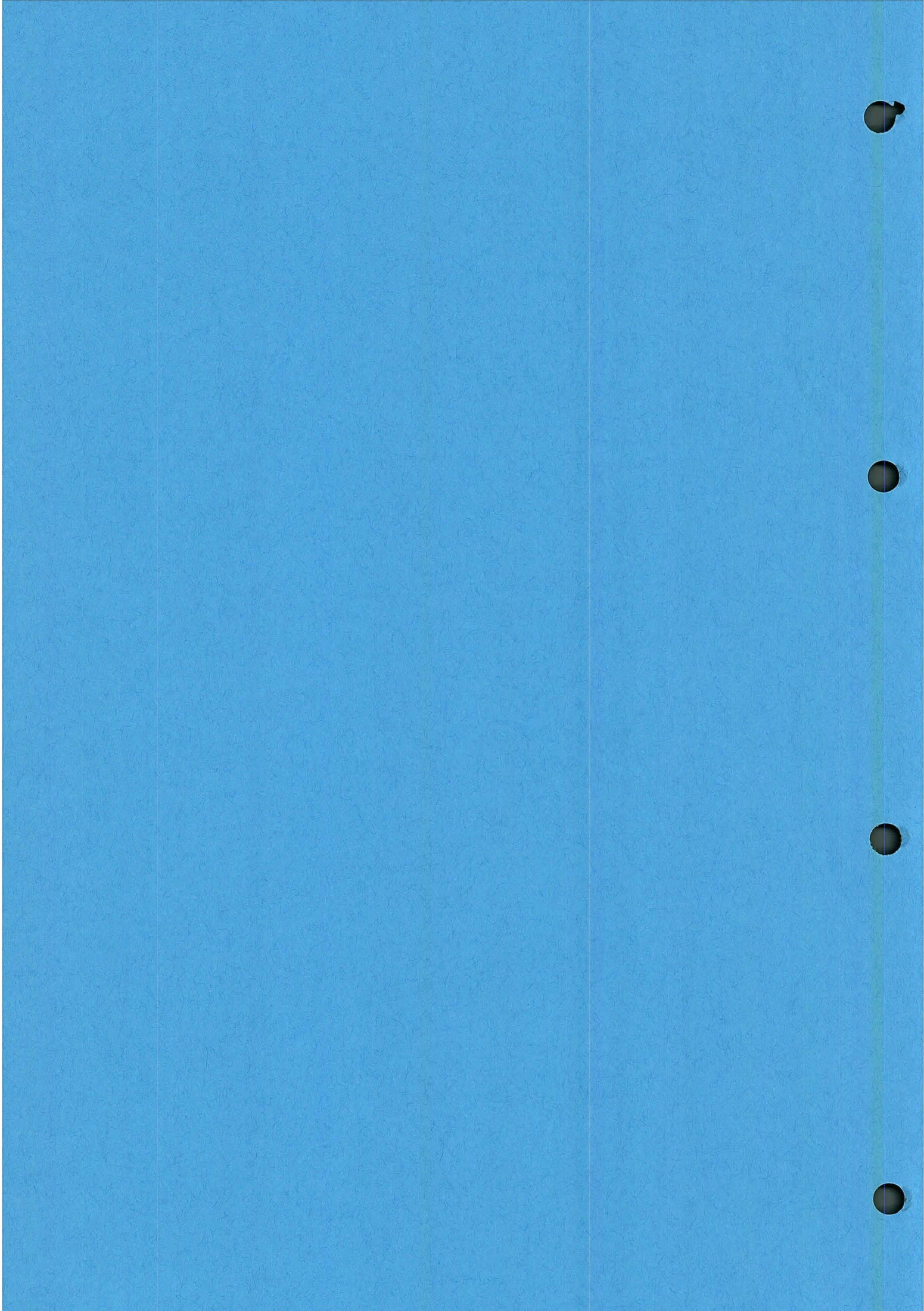
7 december

ROB 08

MEERVOUDIG RUIMTEGEBRUIK

Dr.ir. S.I. Suddle
Stadsgewest Haaglanden

- auteursrechten voorbehouden -

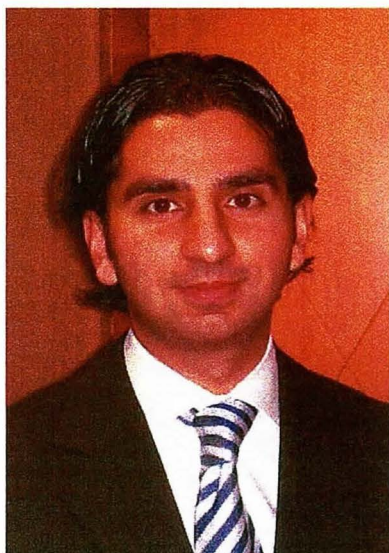


Fysieke veiligheid bij meervoudig ruimtegebruik

dr. ir. S.I. Suddle

Stadsgewest Haaglanden, Bureau Externe Veiligheid Haaglanden & TU Delft, OTB.

Dr. ir. S.I. Suddle is civiel ingenieur met als specialisatie Bouwtechniek & Bouwproces. In 2001 studeerde hij af bij de sectie Gebouwen en Bouwtechniek van de faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen. Van mei 2001 tot 2005 was hij onderzoeker aan de TU Delft op het gebied van fysieke veiligheid bij meervoudig ruimtegebruik. Op 13 oktober 2004 promoveerde hij op dat onderwerp. Parallel aan zijn promotieonderzoek werkte hij als projectleider/constructeur bij Corsmit Raadgevend Ingenieursbureau in Rijswijk. Sinds september 2004 is hij adviseur externe veiligheid bij het Stadsgewest Haaglanden en de Hulpverleningsregio Haaglanden.

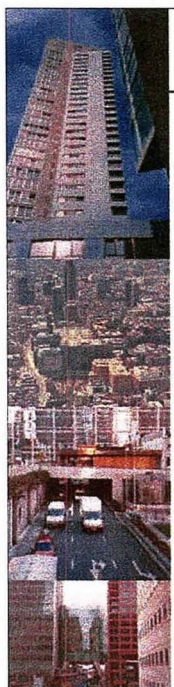


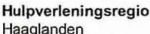
Dames en heren, van harte welkom bij de lezing 'Fysieke veiligheidsaspecten bij meervoudig ruimtegebruik'. In deze lezing zal ik ingaan hoe de problematiek fysieke veiligheid en meervoudig ruimtegebruik op wetenschappelijke wijze benaderd kan worden. Ik ga iets dieper in op de technische veiligheidsaspecten bij meervoudig ruimtegebruik, omdat ik hiernaar een promotieonderzoek heb gedaan. De onderwerpen die ik zal behandelen zijn:

- Intensief en meervoudig ruimtegebruik
- Fysieke veiligheid/veiligheidsbelaste locaties
- Veiligheid in de bouwfase
- Veiligheid in de exploitatiefase
- 3D-risicobenadering
- Maatregelen voor de exploitatie
- Slotwoord

Inleiding

Door het toenemende gebrek aan beschikbare ruimte zijn in West-Europa projecten gerealiseerd waarbij intensief met ruimte is omgegaan. Binnen een beperkte ruimte worden verschillende functies bij of boven elkaar gerealiseerd: intensief en meervoudig ruimtegebruik. Een van de uitgangspunten van het Nederlandse ruimtelijke ordeningsbeleid is om de zogenaamde overgebleven 'lege' groene gebieden, die onder andere dienen als recreatie voor de inwoners van dichtbevolkte steden, zo lang mogelijk te behouden. We hebben gebrek aan ruimte, maar we willen meer groen en meer ruimte.





Inleiding

- Gebrek aan ruimte...
- Behoud van schaars groen...
- Meer groen...
- Toenemende welvaart
- Bundeling van verstedelijking & infrastructuur
- Stedelijke vitaliteit
- Bereikbaarheid
- Groei mobiliteit
- (...)

Compacte en complete steden (wonen, werken en recreëren)

Meervoudig Ruimtegebruik

De Vijfde Nota op de Ruimtelijke Ordening gaat in op deze ontwikkelingen. In deze Nota wordt ervoor gepleit om functies te combineren, te intensiveren en te transformeren binnen de stedelijke contouren. De verwachting is dat hierdoor niet alleen het gebruik van de ruimte wordt gemaximaliseerd, maar dat ook de verkeersbewegingen worden gedempt en de groene ruimten gespaard blijven. Dit levert een belangrijke bijdrage aan de ruimtelijke kwaliteit. Deze gedachte kan conflicteren met voornemens uit het vierde Nationaal Milieubeleidsplan (NMP4). Daaruit blijkt juist dat meer ruimte voor veiligheid noodzakelijk kan zijn. Om risico's te beheersen gaat het NMP4 ervan uit dat een keuze gemaakt moet worden tussen de ruimtelijke ontwikkeling en de risicovolle activiteit. In de praktijk blijkt dit niet altijd mogelijk te zijn.

In Nederland willen wij compacte en complete steden, met alles erop en eraan. Dat betekent wonen, werken én recreëren binnen de stadsgrenzen. Bovendien hebben we er baat bij dat de afstand tussen deze drie activiteiten minimaal is. Een van de oplossingen om dit te realiseren is het toepassen van meervoudig ruimtegebruik: het bouwen boven wegen, sporen en bestaande gebouwen. Ter illustratie hiervan zijn in dit verslag foto's opgenomen van gebouwen boven wegen en sporen uit Londen, Parijs, Duitsland en Japan.

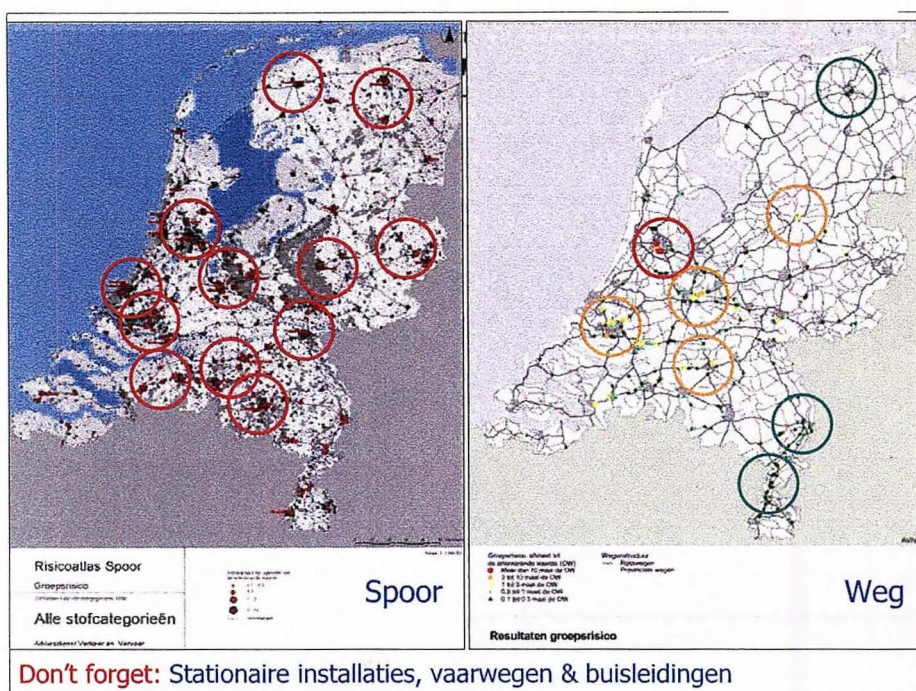


Ook Nederland kent projecten met meervoudig ruimtegebruik. Bij het bouwen langs wegen en sporen speelt mee, dat de veiligheid van deze gebieden wordt bedreigd door het transport van gevaarlijke stoffen door deze gebieden. Dit heeft tot gevolg dat nieuwbouwplannen op dergelijke locaties niet worden uitgevoerd (bijvoorbeeld in Dordrecht), of ondanks het dreigende gevaar toch worden verwezenlijkt (bijvoorbeeld in Bos en Lommer in Amsterdam). Dat betekent ook dat als zo'n rijdende tijdbom op een gegeven moment explodeert onder dat prachtige Bos-en-Lommergebouw, het gebouw en zijn bewoners kilometers ver weg worden geslingerd. Een andere variant is het kantoorgebouw van Unilever boven een chemische installatie in Rotterdam. Andere voorbeelden in Nederland zijn de Utrechtse baan in Den Haag, de Kubuswoningen in Rotterdam en de spoortunnel in Rijswijk.

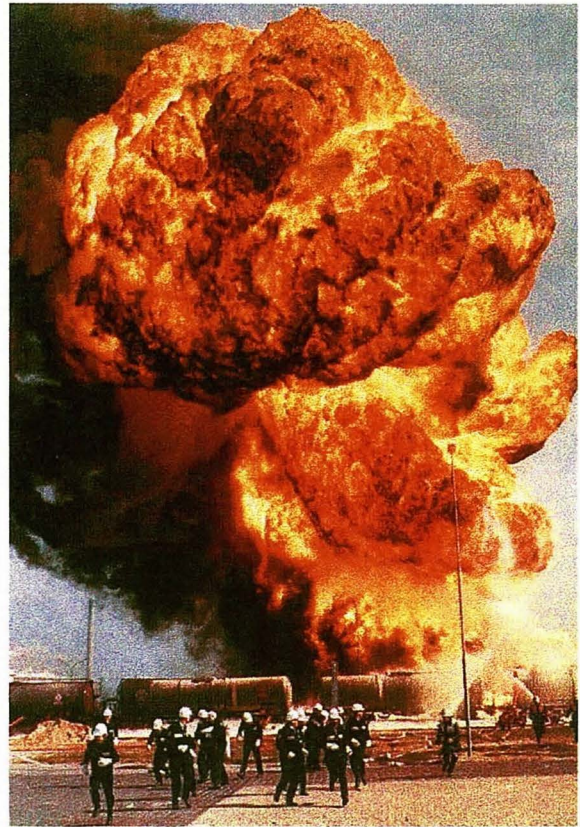


Fysieke veiligheid en veiligheidsbelaste locaties

Het nationale veiligheidssysteem gaat soms gepaard met risico's op projectniveau: door het stapelen van transport- en verblijffuncties, zoals infrastructuur en bebouwing, kan een klein ongeluk leiden tot een ramp. De complexiteit van het systeem vraagt om extra aandacht voor de veiligheid. Bovendien is de publieke opinie met betrekking tot veiligheid op scherp gesteld door een aantal recente (inter)nationale rampen. Veiligheid bij meervoudig ruimtegebruik is daarom een zeer relevant speerpunt.



In feite zijn alle veiligheidsbelaste locaties knooppunten bij zowel sporen als wegen bij de grote steden veiligheidsbelaste locaties. Dit zijn plaatsen waar we willen verdichten, intensiveren en combineren, en waar meestal het transport van gevaarlijke stoffen plaatsvindt. Sterker nog: de trend is om zelfs te intensiveren boven en langs stationaire installaties, vaarwegen en buisleidingen. In Haaglanden bijvoorbeeld loopt een CO₂-leiding dwars door woonwijken. Terwijl men in de nabijheid van deze leiding wil verdichten of er soms zelfs bovenop bouwen. Met welke aspecten moeten we rekening houden als het gaat om externe veiligheid? Veel mensen denken dat een vorm van ontsporen niet per se onveilig is. Aan de hand van een voorbeeld met foto's van een treinongeluk in Japan wordt geïllustreerd dat dit wel degelijk het geval kan zijn. In dit voorbeeld is een trein ontspoord die vervolgens bijna de kolom van een naastliggend flat onderuit heeft gereden.



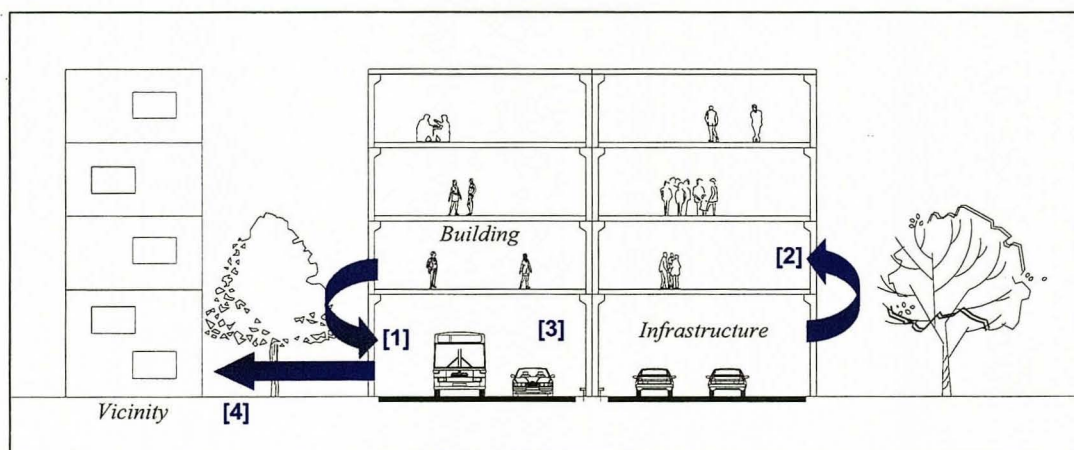
Veiligheid in de bouwfase

Bouwen in een weiland kent nauwelijks problemen. Wordt er gebouwd in een omgeving waar sprake is van intensief en meervoudig ruimtegebruik, dan kunnen zich grote problemen voordoen. Dat heeft bijvoorbeeld de bouw van gebouwen op de Utrechtse Baan aangetoond. De problemen ontstaan meestal doordat de onderliggende infrastructuur tijdens de bouw van het gebouw in gebruik blijft. Eén van de grootste gevaren tijdens de bouwfase van dergelijke projecten is dat vallende voorwerpen de veiligheid van derden (mensen die zich op de infrastructuur bevinden) in gevaar brengen. Een scala van vallende objecten kan naar beneden vallen: delen van een steiger, boutjes, moertjes, bekistingen, gebouwdelen, balken, hamers en bouwvakkers. Dit betekent dat de bouwlogistiek en de bouwmethode aangepast moet worden om ervoor zorgen dat die vallende elementen niet terechtkomen op de weg onder het gebouw. Kosteneffectieve maatregelen tegen deze vallende voorwerpen zijn ofwel constructief, zoals het toepassen van een opvangvloer, ofwel logistiek van aard, zoals het omleiden van het verkeer. Constructieve maatregelen kunnen dikwijls worden ingepast in het functionele of architectonische ontwerp van het gebouw, waarmee tevens kosten kunnen worden bespaard. Ook een punt waarmee rekening gehouden moet worden, is de bereikbaarheid van hulpverleningsdiensten tijdens de bouw, met name bij brand in de overkapping of het gebouw.



Veiligheid in de exploitatiefase

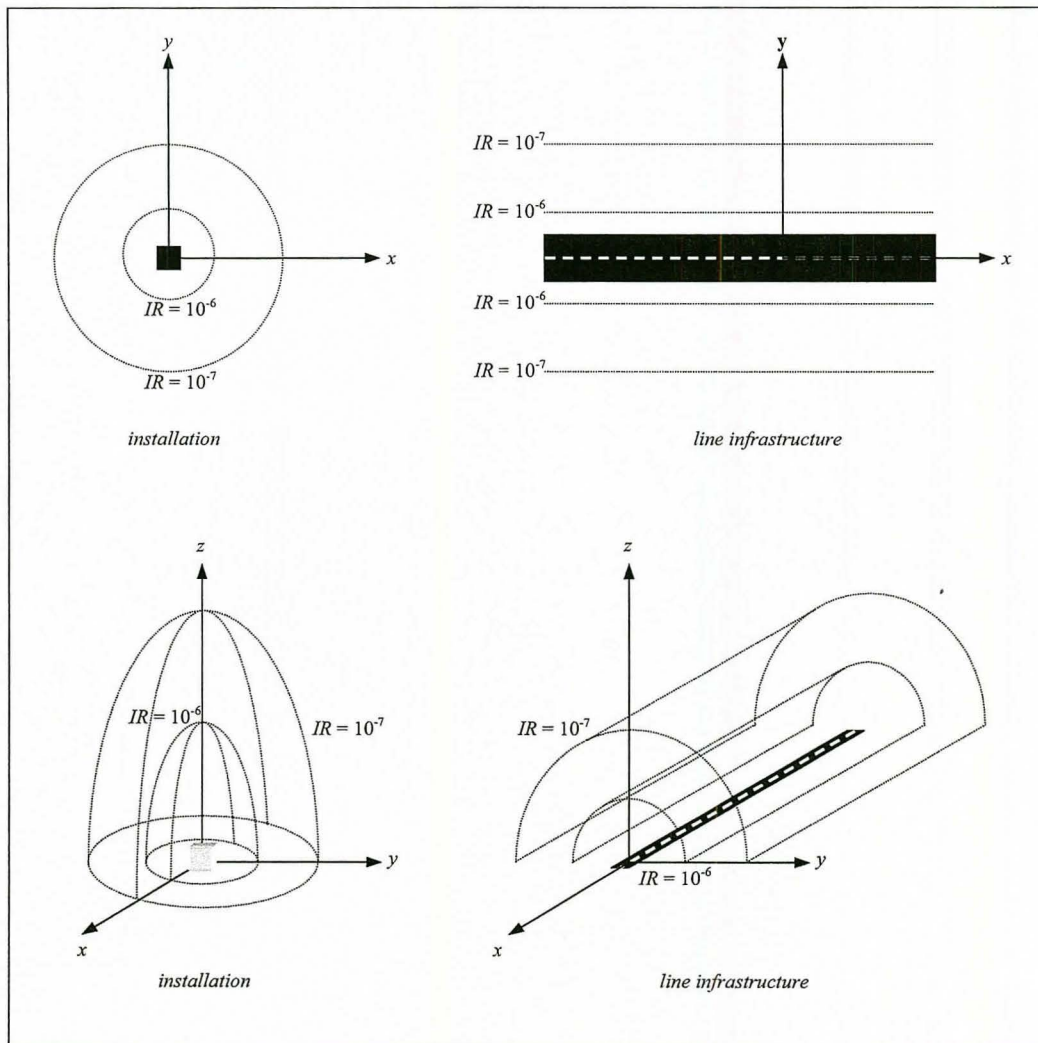
De bouwphase wordt gevolgd door de exploitatiefase, waarbij het gebouw boven de infrastructuur in gebruik is. Ook in de gebruiksfase kunnen vallende objecten de veiligheid van weggebruikers in gevaar brengen, maar het grootste risico zijn mogelijke calamiteiten op de weg of het spoor. De gevolgen van deze calamiteiten kunnen versterkt worden als er sprake is van ongelukken met giftige of brandbare stoffen. De mogelijke scenario's tijdens de exploitatiefase bij dergelijke projecten zijn: aanrijdingen, branden, explosies en het vrijkomen van toxische gassen (afnemend in kans van optreden en toenemend in gevolg). Het optreden van deze scenario's hangt niet af van het al dan niet overbouwd zijn van de infrastructuur. De gevolgen van deze scenario's kunnen echter wel totaal verschillend zijn, waardoor het resulterende risico alsnog kan verschillen. De benadering van de veiligheid bij bouwen boven infrastructuur kan worden verdeeld in vier risico-interacties (zoals weergegeven in tabel 4). Deze risico-interacties van de 'gebieden' zijn in de figuur hieronder aangegeven met pijlen. Risico-interacties [1], [2] en [4] zijn vormen van externe veiligheid, terwijl risico-interactie [3] betrekking heeft op de interne veiligheid in de overbouwing (tunnelgedeelte).



Risicocategorie	Omschrijving	Vormen van veiligheid
[1]	de effecten van een calamiteit in het vastgoed op de onderliggende infrastructuur	Externe veiligheid
[2]	de effecten van een calamiteit bij de infrastructuur op de bovenliggende bebouwing	Externe veiligheid
[3]	de veiligheid bij een calamiteit binnen de infrastructuur	Interne veiligheid
[4]	de effecten van een calamiteit bij de infrastructuur op de omgeving	Externe veiligheid

3D-risicobenadering

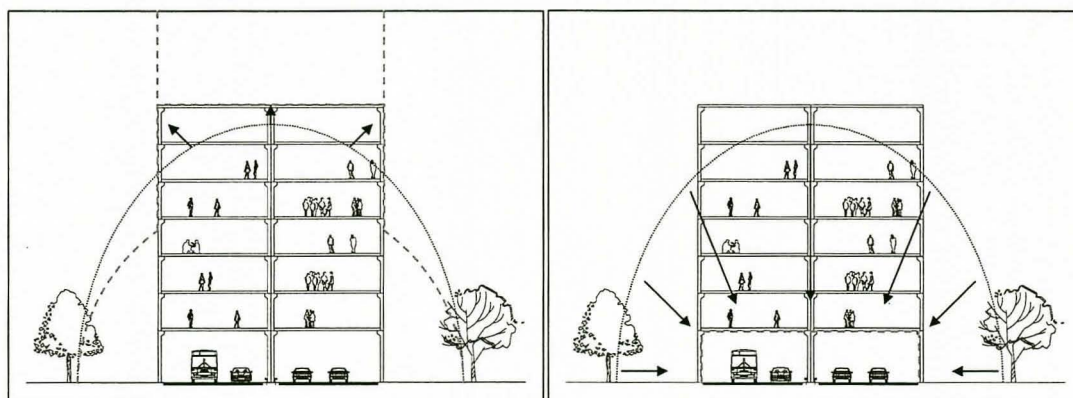
In het verleden was het gebruikelijk om langs (en niet boven) wegen, sporen en installaties te bouwen. Het modelleren in de derde dimensie was dus overbodig. Daarom werden tot op heden de resultaten van een risicoanalyse gemodelleerd en gevisualiseerd in tweedimensionale risicocontouren. Zoals eerder gesteld, beïnvloedt de overbouwing van de infrastructuur de interne en de externe risico's van de infrastructuur. Bij een modellering van individueel en groepsrisico bij het stapelen van functies is een driedimensionale risicobenadering dan ook onontbeerlijk. Hierbij wordt aan de risicocontouren in het platte x,y-vlak in open lucht een derde dimensie z toegevoegd. De exacte vorm van de risicocontour in de z-as hangt af van de mogelijke scenario's die kunnen optreden in de installatie of op de infrastructuur. Deze zijn te bepalen aan de hand van CFD-berekeningen.



Bij een overbouwing wordt de risicomodellering in de derde dimensie veel complexer. Bij de driedimensionale risicobenadering is het bezwijken van het gebouw boven de infrastructuur een cruciaal scenario. Allereerst dient opgemerkt te worden dat de gevolgen van scenario's in de overkapping anders zijn dan in open lucht.

Daarnaast moet bij het modelleren in de derde dimensie rekening gehouden worden met de hoogteligging van de infrastructuur, de overbouwingslengte en de dwarsdoorsnede van een overkapping.

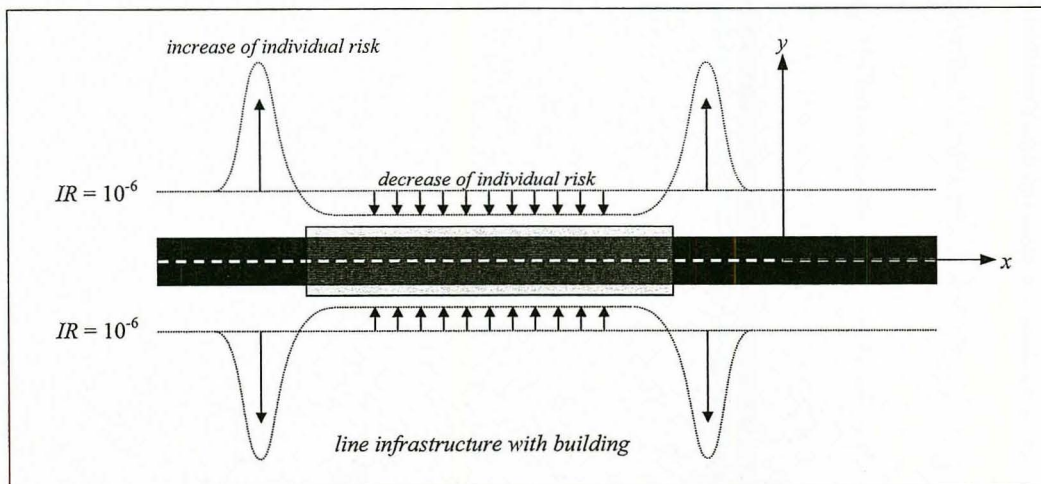
In tegenstelling tot wat vaak wordt aangenomen, wordt met behulp van de driedimensionale risicobenadering aangetoond dat het stapelen van functies niet per definitie leidt tot een groter risico. Zo kunnen op de plek van de overbouw de externe risico's afnemen, terwijl deze intern sterk kunnen toenemen. Het effect van een explosie kan zich bijvoorbeeld vertalen in het bezwijken van het gebouw boven de infrastructuur. Bij het vrijkomen van toxische gassen kunnen deze echter omsloten worden in het tunnelgedeelte (zie figuur 8). In figuur 8 is de zwarte gestippelde lijn een doorsnede van de 3D-risicocontour van de halve cilinder in open lucht van figuur 6 rechtsonder. De rode gestreepte lijn is de nieuwe 3D-risicocontour na de overbouw.



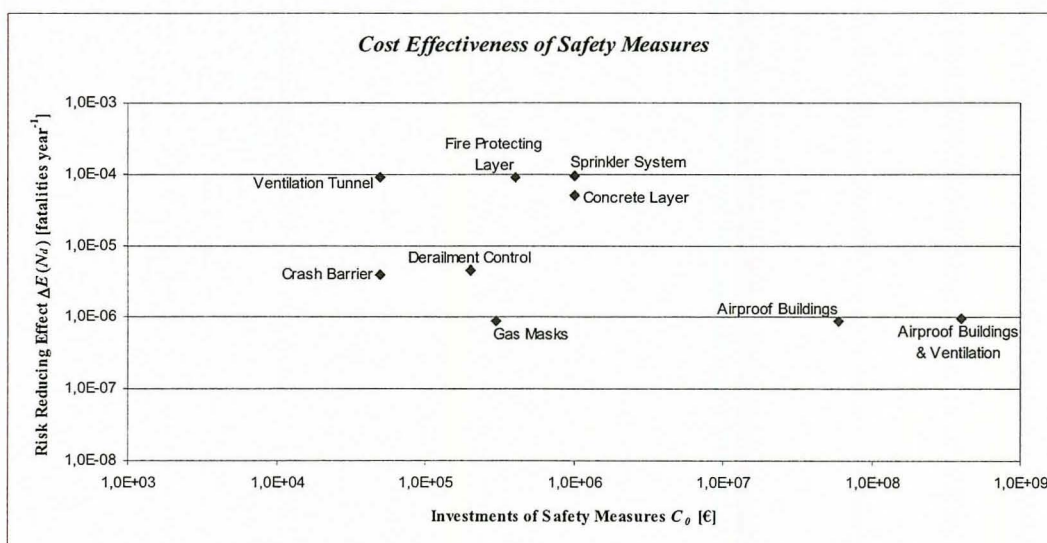
Een voorbeeld van een 3D-benadering van risico's voor explosies (links): door een mogelijke explosie op de infrastructuur kan het gebouw erboven bezwijken. Het risico voor het vrijkomen van toxische gassen: wordt omsloten in het tunnelgedeelte (rechts).

Maatregelen voor de exploitatie

Maatregelen verhogen normaliter de veiligheid. Door het nemen van risicoreducerende maatregelen wordt een bepaald (acceptabel) risiconiveau behaald. Deze maatregelen kunnen betrekking hebben op de kans op en/of de gevolgen van een calamiteit. In feite dienen de veiligheidsmaatregelen van de veiligheidsketen pro-actief geïntegreerd te worden in het ontwerp. Bovendien moeten deze functionele, constructieve en mensverbonden maatregelen bij meervoudig ruimtegebruik vergeleken worden met de kosteneffectiviteit hiervan. Een voorbeeld van een functionele maatregel is het variëren van de overbouwingslengte. Bij een langere overbouwingslengte kan het risico lokaal afnemen bij het vrijkomen van toxische gassen, terwijl aan de tunnelmonden het risico groter kan zijn dan in de initiële situatie zonder bebouwing boven infrastructuur.



Het effect van een set maatregelen kan bepaald worden voor de vier mogelijk optredende scenario's tijdens de exploitatiefase (aanrijdingen, branden, explosies en het vrijkomen van toxische gassen). De maatregelen tegen brand kunnen zijn: brandwerende bekleding, een toegevoegde betonnen laag, ventilatie in de overkapping, een sprinklersysteem, vluchtmogelijkheden in het gebouw en in de overkapping en het vergroten van de doorsnede van de overkapping. Een maatregel tegen de piekoverdruk van explosies kan het toepassen van een stalen overkapping van de infrastructuur zijn. Een maatregel tegen het vrijkomen van toxische gassen kan het overkappen van infrastructuur over een grote lengte zijn. Andere mogelijkheden om de blootstelling van de toxische gassen tegen te gaan is het realiseren van luchtdichte gebouwen, al dan niet met een aangepast intern ventilatiesysteem. Maatregelen tegen mechanische botsingen kunnen variëren van vangrails tot ontsporinggeleidingen, al dan niet met onafhankelijk funderen van het gebouw boven de infrastructuur. Opgemerkt moet worden dat sommige maatregelen voor een bepaald belastingstype gunstig zijn, terwijl ze voor andere belastingen geen effect of zelfs in sommige gevallen een negatief effect hebben. Vervolgens kunnen de kosten van deze maatregelen en het risicoreducerend effect worden bepaald.



Hieruit blijkt dat de maatregelen tegen brand en aanrijdingen op kosteneffectieve wijze kunnen worden genomen. Maatregelen aan gebouwen tegen toxische gassen kunnen weliswaar worden uitgevoerd, maar blijken duur te zijn. Maatregelen tegen explosies zijn, zowel in constructief als in financieel opzicht, zeer moeilijk te realiseren. Het scheiden van verblijfs- en transportfuncties kan een kosteneffectieve en een logistieke maatregel zijn, als er mogelijkheden zijn voor het vervoeren van gevaarlijke stoffen op alternatieve transportroutes.

Slotwoord

Veiligheid is en blijft een complex begrip, zeker bij meervoudig ruimtegebruik. Het in kaart brengen van risico's in de bouwfase en de driedimensionale benadering voor de risico's in de exploitatiefase onderstreept deze stelling. Grote concentraties mensen betekent dat een klein ongeluk kan leiden tot een grote ramp. 3D-risicomodellering bij intensief ruimtegebruik is van belang om risico's te bepalen. In feite zou meervoudig ruimtegebruik moeten dienen om de structurele veiligheid te vergroten. Maatregelen daarvoor zijn essentieel. Het treffen van veiligheidsmaatregelen, ondanks hun marginale effect, duidt erop dat veiligheid meer een randvoorwaarde is dan een financieel aspect. Deze maatregelen moet men integreren, optimaliseren en delibereren in het ontwerp. Integreren van maatregelen betekent ontwerpgericht denken en veiligheidsgeïntegreerd ontwerpen. Optimaliseren van maatregelen bepaalt de kosteneffectiviteit hiervan. Delibereren van maatregelen geeft inzicht in de afweging van bijvoorbeeld politieke, tijdsgebonden en milieugebonden aspecten. Er kan meer dan met normen alleen. Veiligheid is een voorwaarde om meervoudig ruimtegebruik te realiseren, maar omgekeerd geldt ook: meervoudig ruimtegebruik moet een voorwaarde zijn om meer veiligheid te realiseren!

Hartelijk dank voor uw aandacht.

Referenties:

Suddle, S.I., *Physical Safety in Multiple Use of Space*, Ph.D. Dissertation, Delft University of Technology, Print Partners Ipskamp, September 2004, ISBN 90-808205-2-0, 162 pp. Also downloadable from URL: <http://repository.tudelft.nl/file/275162/201603>



Stichting Postacademisch Onderwijs

Civiele techniek en Bouwtechniek
Gezondheidstechniek en Milieutechnologie
Vervoerswetenschappen en Verkeerskunde

PAO cursus

ROBUUST ONTWERPEN VAN BOUWCONSTRUCTIES

Delft, 6 en 7 december 2006

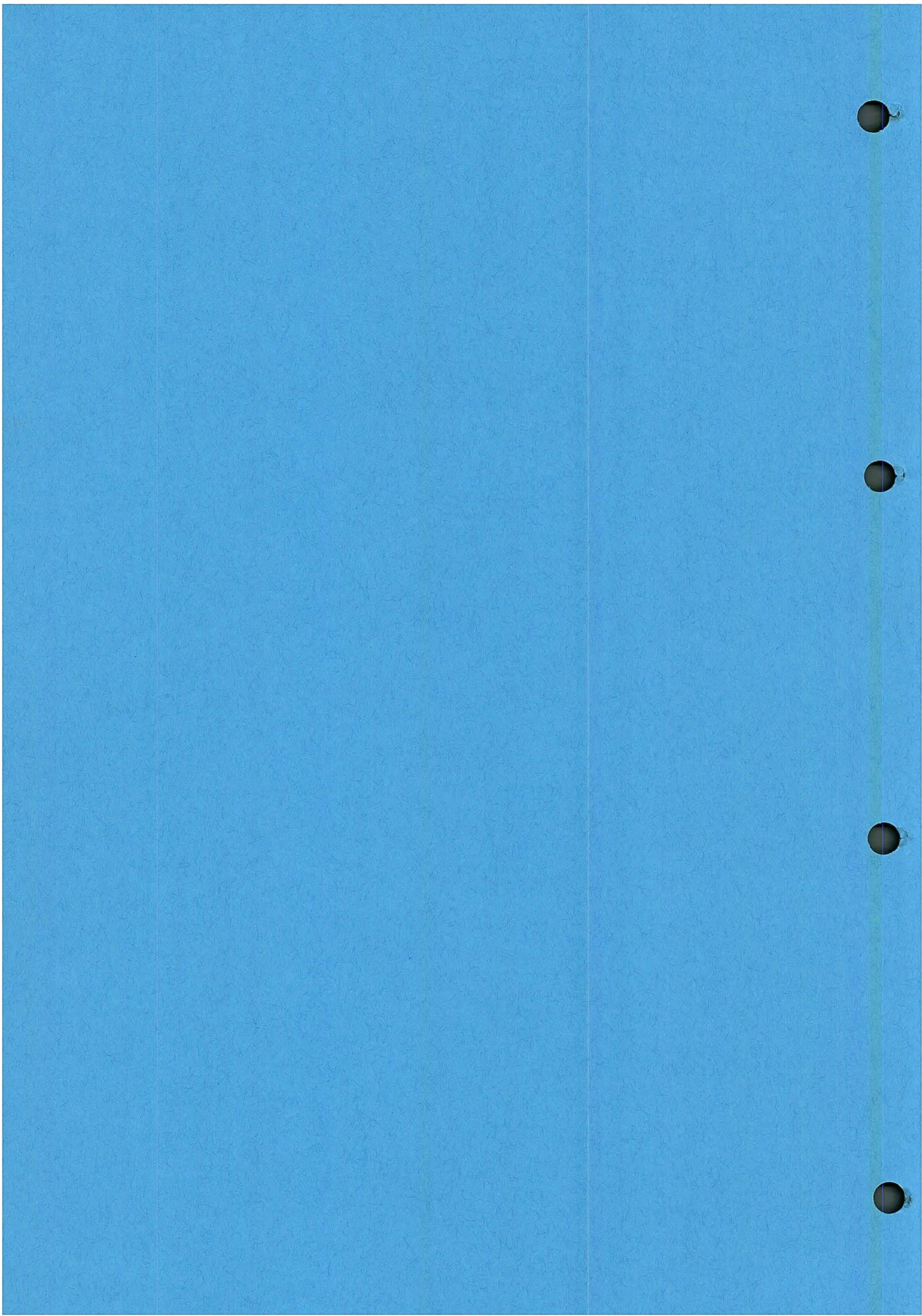
7 december

ROB 09

PRAKTIJKVOORBEELDEN

R.N.J. Huijben
Delphi-Engineering

- auteursrechten voorbehouden -





delphi engineering

Onderwerp: PAO-cursus Robuust ontwerpen van bouwconstructies

Samenwerken en oog voor het prefabdetail

Door: ir. R.N.J. Huijben Delphi Engineering B.V. onderdeel van Hurks Bouwgroep

1. Verantwoordelijkheden bij ontwerp, samenwerking van ontwerp tot en met realisatie

1.1. Inleiding

Het constructief veilig bouwen van bouwconstructies wordt door een groot aantal zaken beïnvloed.

Ik zet hierbij "samenwerking van ontwerp tot en met realisatie" centraal omdat dit onderwerp essentieel is om veilig te bouwen. Ik ben ervan overtuigd dat iedere partij samenwerking onderschrijft, maar het blijkt dat gegeven allerlei gebruikelijke en praktische wijzen van doen samenwerking niet optimaal is.

In het Stufibrapport 8 "Constructieve samenhang van bouwconstructies" dat onlangs is verschenen zijn ondermeer gebruikelijke samenwerkingsvormen inzake constructief ontwerp geanalyseerd. De betreffende analyse en aanbeveling is het lezen waard.

Navolgend behandel ik samenwerking aan de hand van een estafettewedstrijd. Ik hoop door het schetsen van een bekende en eenvoudige vergelijking dat het u aanzet om ook op deze wijze naar het bouwproces te kijken. Het zicht op het voorbereiden en bouwen kan wellicht door het kijken door deze bril wel eens prachtig scherp worden. En dat wilt u, neem ik aan.

1.2. Estafettewedstrijd

Vorbereiding, training is noodzakelijk voor een optimaal resultaat. Onderstaand een vergelijking tussen een estafette- en een bouwvorbereiding.

Estafettevorbereiding

- .type estafettestokje
- .waar staan de deelnemers
- .waar staan de hordes
- .oefening van deelnemers
- .aangeef- / aanneemtechniek

Bouwvorbereiding

- .soort ontwerp, bouwopgave
- .taakverdeling
- .besteksomschrijving, toetsing door BWT, ingewikkelde tekeningen op de bouw etc.
- .deelnemers niet alleen op prijs selecteren
- .ontwerpteam tijdig laten klankborden met realisatieteam, bijvoorkeur na afronding VO, als de definitieve bouwmethode opgepakt gaat worden in het constructieve DO
- .verantwoordelijkheid geven en kunnen nemen
- .gelijkwaardigheid van spelers
- .zo min mogelijk complex aangeven; verplaats je in de ander; zit de ander al voldoende in het project door toegesneden informatie?

Toelichting

Een probleem kan ontstaan als een deelnemer vlak na een horde het estafettestokje moet overnemen. Bijvoorbeeld kan het zinvol zijn, dat de constructeur die een ingewikkeld wapening(knooppunt) bedacht heeft, het toezicht op de bouw tijdelijk ondersteunt d.m.v. een gezamenlijke keuring uit te voeren.

PS

In de (atletiek)sport wordt een estafettewedstrijd niet met hordes uitgevoerd. Bij bovenstaande vergelijking ben ik daar maar aan voorbij gegaan.

1.3. Samenwerking nader uitgewerkt; een stabiliteit-/hoofdberekening als voorbeeld

Een constructeur heeft in z'n stabiliteitberekening een constructie op hoofdlijnen verantwoord. Een ervaren opsteller houdt daarbij naast het inhoudelijke rekening met een toegankelijke rapportage.

Maar voor wie dient een en ander toegankelijk te zijn? Te noemen zijn:

- de opsteller zelf;
- een toetsende partij;
- een partij voor wie het document een uitgangspunt vormt.

Dus naast de berekeninginhoud is het in het kader van robuust-ontwerpen belangrijk om de vraag te stellen "Voor wie stel je de berekening op en wat gaat een andere partij ermee doen?" Denk aan het doorgeven van het estafettestokje als vergelijking.

In dit kader kunnen we ons afvragen hoe we een (dik) rapport moeten beoordelen, waarin een gebouw met een 3D-gebouwberekening is berekend en gepresenteerd. De kunst is om de resultaten toegankelijk en begrijpbaar te houden voor "samenwerkende" partijen.

Om dit te realiseren stel ik het volgende voor.

Destilleer de hoofdlijnen uit een complexe berekening en presenteer ze. Presenteer bijvoorbeeld een uitbuigingsvorm/maximale uitbuiging van een kern, verdeling van belastingen over de verticale stabiliteitsvoorzieningen e.d. Rapporteer bijvoorbeeld ook een handmatige en/of een meer eenvoudige schematisatie waarin belangrijke items zoals bovengenoemd ook berekend worden. Vervolgens kan een en ander vergeleken worden. Een complexe berekening wordt zodoende toegankelijk voor een toetsend constructeur en het dwingt de opsteller om meer kritisch naar het complexe model te kijken.

Als de 3D-gebouwberekening wordt gebruikt voor detailuitwerking bij een ander bureau is het wenselijk dat een ander bureau beschikt over hetzelfde rekenprogramma. Bureau B kan dan met de modellen van bureau A verder werken. Of als voorbeeld nog verder gedefinieerd. Bureau A werkt de onderbouw uit en bureau B werkt de bovenbouw uit. Als er vragen zijn is communicatie in principe eenvoudig, omdat beide bureaus gelijkwaardig kunnen communiceren.

Het bovenstaande betreft een werkelijk voorbeeld, maar daarnaast zijn er natuurlijk vele andere wijzen van samenwerking mogelijk.

1.4. 3D-rekenen en robuust ontwerpen

"Een 3D-gebouwberekening geeft niet altijd de meest praktische resultaten". Een bewering om de gedachten eens los te maken.

De berekening betreft immers een aaneenrijging van "verende" bouwdelen. Het is wenselijk dat een constructeur de berekeningsresultaten kritisch bekijkt en in een breder kader weet te plaatsen.

Een eenvoudig voorbeeld.

Voor een woontoren van 100m hoog, dat aan de voorzijde steunt op een drietal kolommen en waarboven keurig repeterend vele verdiepingen gesitueerd zijn, gaf het 3D-gebouw rekenmodel de kolomkrachten. De kolomkrachten bepaald op basis van zorgvuldige toedeling van vloer-/wandoppervlakken vielen echter anders uit. De middelste kolom bleek in het 3D-gebouwmodel ca. 15% minder belasting naar zich toe te trekken dan de belasting die er rechtstreeks bovenstond en bepaald was door de eerder beschreven handmatige methode. Waarschijnlijk werd een deel via stijver geschematiseerde bouwdelen "verslept". Bij dit project is ervoor gekozen om de krachtenversleping niet te accepteren en dus deze ook niet te volgen en op capaciteit te detailleren.

1.5. Constructieschematisatie gezien in het licht van communicatie

Constructieschematisaties worden meestal zodanig gekozen dat een minimale danwel optimale krachtenverdeling bewerkstelligd wordt. Wat is echter optimaal?

Vanuit oogpunt van samenwerking en communicatie kan het wenselijk zijn om de stabiliteit niet over een groot deel van het gebouw te verdelen. Voor hoogbouw is dat vaak de enige oplossing. Echter voor tal van andere bouwwerken zijn er vaak meerdere oplossingen.

Een laboratoriumgebouw als voorbeeld.

De stabiliteit van het gebouw wordt verzorgd door enkele wanden. Een wand is ter plaatse van een gangzone gespaard. De overblijvende constructieve wandlatei in de gangzone is echter voorzien van grote sparringen gegeven de gebouwfunctie. Een en ander bleek bij detaillering een opgave te vormen gelijkend op een cryptogram. Op basis van veel afstemmingsoverleg en resulterend in een procesvertraging bleek het net aan mogelijk te zijn om de stabiliteitskrachten door de latei te halen.

De stabiliteit was in dit geval eenvoudig op te nemen door de gesloten wanden tussen de gangen. Iets meer fundatiepalen zouden in dat geval benodigd zijn geweest.

2. Robuust ontwerpen & uitvoeren van prefabconstructies; het belang van een goed detail

2.1. Ontwerphoofddijnen/terminologie voor samenhang

Onderstaand een overzicht van ontwerphoofddijnen/terminologie om te komen tot samenhang. Dit als inleiding om vervolgens het belang van een goed detail te benadrukken.

- Type bouwwerk beoordelen; zijn er veel of weinig mensen in aanwezig; 5 of 5000 bijvoorbeeld?
Wat zijn de consequenties van een niet goed functionerend detail?
- Draagconstructie in relatie met de omgeving bekijken; type belastingen inventariseren, eventueel voorkomen. Denk aan botsbelasting, gasgestookte apparatuur in een gebouw, etc.; zie NEN 6702.
- Maatregelen nemen voor niet te benoemen gebeurtenissen, belastingen, zie Stufibrapport 8 als aanbeveling.
- Een gebouw bestaat meestal uit verticale dragers en vloerschijven. Gebouwen kunnen gekarakteriseerd worden als kolommengebouw, wandengebouw of een mengvorm van beide.
Een vloerschijf houdt de verticale dragers bij elkaar en is dus belangrijk voor samenhang.
- Keyelement: een robuust gemaakt draagelement; praktisch om toe te passen in een kolommengebouw.
- 2^o draagweg: fictief wordt 1 element weggenomen en de overige draagconstructie vindt via een 2^o draagweg evenwicht.
Voor een wandengebouw is een 2^o draagweg meestal eenvoudiger te realiseren dan bij een kolommengebouw.
Sterke vervorming van de omliggende constructie en de waarschijnlijk optredende onherstelbare schade aan het gebouw wordt in dit kader geaccepteerd.

Dit geeft alle aanleiding om naar het detail te kijken!

2.2.Detail

Besteed veel aandacht aan detaillering van (complexe) knooppuntwapening. Onderstaand betreffen het korte aandachtspunten en met behulp van foto's van de presentatie wordt een en ander gevisualiseerd.

- Let op:
 - .toe te passen buigstralen;
 - .locatie van wapening versus beïnvloeding van capaciteit;
 - .beoordeel complexiteit wapeningstekening versus leesbaarheid/maakbaarheid voor uitvoering;
 - .wapening is geribd en werkt dikker, bijvoorbeeld rond 16 werkt als rond 20 etc.

-Ontwerp oplegnokken niet te klein.

-Veel wapening is niet altijd veilig.

Neem het geduld om juist hier de krachten goed te volgen, te analyseren en effectief in te leiden. Als er iets scheurt is het meestal bij de knooppunten.

-Koppelingen in het werk aan te brengen.

Maak van de vloerelementen een robuuste vloerschijf; een uitgekiend detail maatvast uitvoeren is van belang.

Een overlappingslas van betonstaal vereist opsluiting en/of dwarswapening.

Tot slot

Het voorgaande is bedoeld om de gedachten los te maken en is geen kant en klaar recept.

Robuust ontwerpen wordt dus gedaan op basis van:

- .vakmanschap/training
- .samenwerking
- .oog voor het detail en de uitvoering

Dat is natuurlijk niet nieuw. De kunst is echter om dat keer op keer in praktijk te brengen. Succes gewenst in u werk.

