

**G.J. Hobbelman**  
**4.1.1.4**

# **Dragende gevelelementen progressive collapse**

**Delftse Universitaire Pers**

**Ikgroep Toegepaste Mechanica/Draagconstructies**



449186

DRAGENDE GEVELEMENTEN

Het voorkomen van progressive collapse bij  
gebouwen zonder kern in geprefabriceerd beton  
(dragende gevelementen en TT-vloerelementen)

Bibliotheek TU Delft



C 0003828268

0781  
772  
0



Onderzoeksproject 4.1.1.4

DRAGENDE GEVELEMENTEN

Het voorkomen van progressive collapse bij gebouwen zonder kern  
in geprefabriceerd beton.  
(dragende gevelementen en TT-vloerelementen)

G.J.Hobbelman

Uitgegeven door:

Delftse Universitaire Pers  
Mijnbouwplein 11  
2628 RT Delft  
telefoon: (015) 783254

In opdracht van:

Vakgroep Toegepaste Mechanica/Draagconstructies  
Technische Hogeschool Delft  
Berlageweg 1  
2628 CR Delft  
telefoon: (015) 784205

en

Studiekring Prefabricage  
Postbus 85512  
2508 CE Den Haag  
telefoon: (070) 469555

CIP-gegevens Koninklijke Bibliotheek, Den Haag

ISBN 90-6275-238-1  
SISO 692.2 UDC 624.07  
Trefw.: dragende gevelelementen : progressive collapse

Copyright © 1986 by G.J.Hobbelman  
No part in this book may be reproduced in any form by print,  
photoprint, microfilm or any other means without written  
permission from the publishers: Delft University Press, Delft,  
The Netherlands.

## Woord vooraf

Gebouwen met dragende gevels uit geprefabriceerde betonelementen zijn in Nederland al diverse malen gerealiseerd. Deze constructies zijn voorzien van een afzonderlijke stijve kern die de windbelasting en andere horizontale belasting b.v. door scheefstand, opneemt en tevens de standzekerheid van de constructie verzorgt.

Dragende gevels uit geprefabriceerde elementen zijn door hun afmetingen betrekkelijk stijve raamwerken welke de functie van de stijve kern zeer goed kunnen overnemen. Dit constructieve beginsel is in Nederland nog weinig toegepast.

Het doel van de werkzaamheden van STUPRE commissie Q is om door het behandelen van een aantal vraagstukken welke met berekening van dragende gevels samenhangen, belangstellenden wat meer bekend te maken met het onderwijs.

In een eerder rapport is de krachtverdeling in de gevels bij diverse belastinggevallen behandeld, waarbij ook de samenhang kopgevel-langsgewel en de krachten per element aan de orde zijn. Er is door ir. W.A. Eisma een formule voor horizontale verplaatsing en normaalkracht in de buitenstijl afgeleid.

In het onderhavige rapport worden achtereenvolgens het geval van progressive collapse met het voorkomen daarvan en de stabiliteit behandeld.

De auteur ir. G.J. Hobbelman (T.H. Delft, Afd. Bouwkunde, Sektor Toegepaste Mechanica) heeft onder meer 6 schadegevallen geanalyseerd. De stabiliteit van de enkele stijl van een gevelement is beschouwd, in samenhang met de krachtswerking kopgevel-langsgewel.

Er wordt overwogen een derde rapport uit te brengen waarin met name aandacht wordt geschonken aan de vorm van het gevelement.

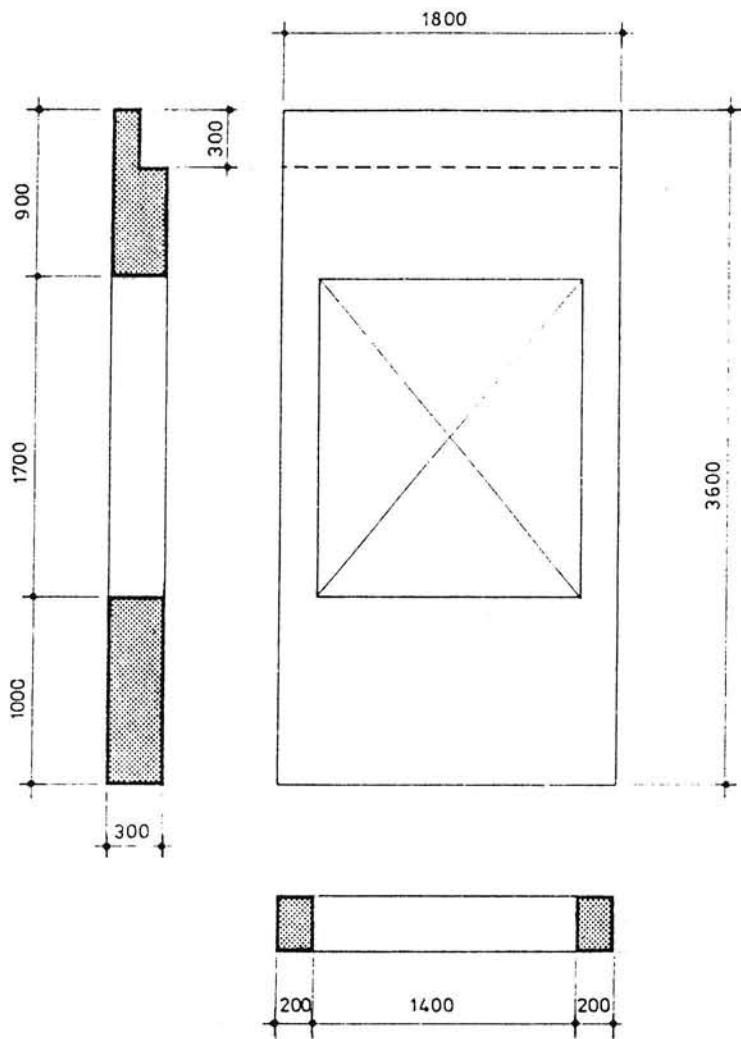
De samenstelling van de commissie was als volgt:

ir. H. Nieuwland	voorzitter
ing. W. van Spaendonk	secretaris
ir. W.A. Eisma	
ir. G.J. Hobbelman	
prof.ir. A.J. Hogeslag	
ing. G.J.W. van Went	





<u>Inhoudsopgave</u>	<u>blz.</u>
1. Inleiding.	3
2. Wat is progressive collapse?	5
3. Hoe kan progressive collapse worden voorkomen?	5
4. Voorkomen van progressive collapse bij dragende gevelementen.	9
5. Berekening van de krachtswerking bij een plaatselijke instorting.	11
6. Beschouwde bezwijkgevallen.	13
7. Belastingen die voortgaand bezwijken kunnen beïnvloeden.	15
8. Berekeningsresultaten.	17
9. Analyse van de krachtswerking in kolommen en randbalken.	35
10. De krachtswerking in een randbalk.	47
11. Analyse van trekkrachten in de opleggingen.	51
12. Verbindingen.	58
13. Gebouw Li.	71
14. Stabiliteit.	77
15. Gevolgen wegvallen twee T-T platen.	89
16. Conclusies	91
17. Literatuur	93



Het dragende gevelement dat bij alle berekeningen is gebruikt.

## 1. Inleiding

In januari 1981 is het rapport "Gebouw zonder kern, in geprefabriceerd beton" verschenen [2] waarin de resultaten zijn vermeld van een onderzoek naar de krachtswerking in dragende gevelelementen als gevolg van horizontale en verticale belastingen.

Dit onderzoek is een vervolgstudie daarop, waarin de krachtswerking wordt onderzocht ten gevolge van het wegvallen van enkele gevelelementen.

Bij dit onderzoek is uitgegaan van dezelfde gegevens; gebouwafmetingen, maten van gevelelementen en de belastingen zijn gelijk gehouden.

Gedurende de berekeningen bleek enkele malen dat het standaard-gevelelement niet in staat was de belastingen waaraan het werd onderworpen te weerstaan.

Met kolomafmetingen van 200 x 300 mm is het eigenlijk alleen maar in staat verticale krachten over te brengen. Toch werd om wille van de vergelijkbaarheid met het eerste rapport dit element aangehouden, wat vooral in het hoofdstuk 'Stabiliteit' tot wonderlijke resultaten leidde.

Na enkele inleidende beschouwingen over progressive collapse en het voorkómen daarvan, worden 6 schadegevallen bekeken.

Aan de hand daarvan wordt een algemeen beeld geschetst van de krachtswerking bij het wegvallen van dragende elementen.

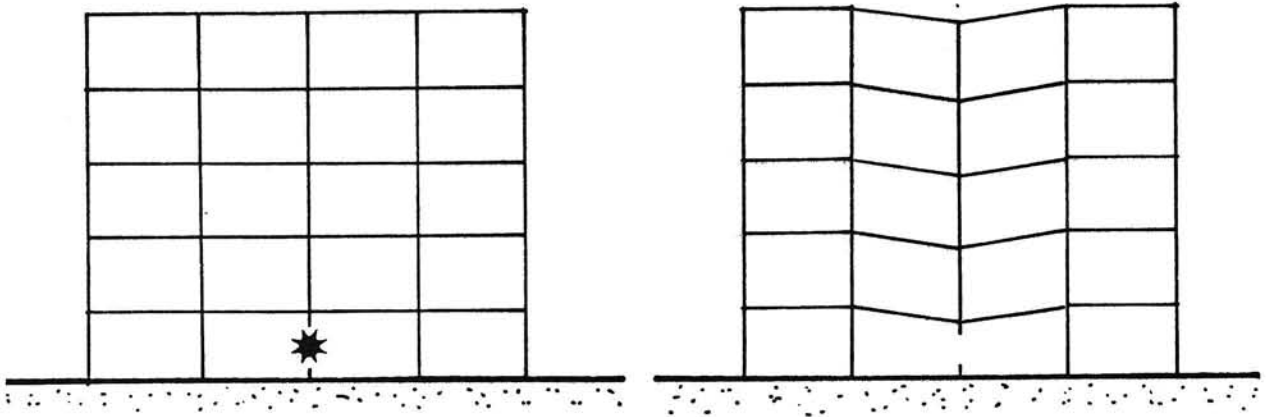
Aan de verbindingen bij prefab gevelelementen en de mogelijkheid om daarin trekkrachten op te nemen wordt aandacht geschonken.

Gedurende het onderzoek bleek dat de student Li van Civiele Techniek een gebouw berekende met behulp van de methode, zoals uiteengezet in het voorgaande rapport. Hoewel het niet direct aansluit bij de materie van dit rapport zijn toch een samenvatting van de studie van Li en enkele controleberekeningen met ICES-STRUDL opgenomen.

In samenwerking met het bureau D3BN wordt de stabiliteit van de kopgevel onderzocht en de mate van overdracht tussen de gevelkolommen onderling als gevolg van partieel bezwijken.

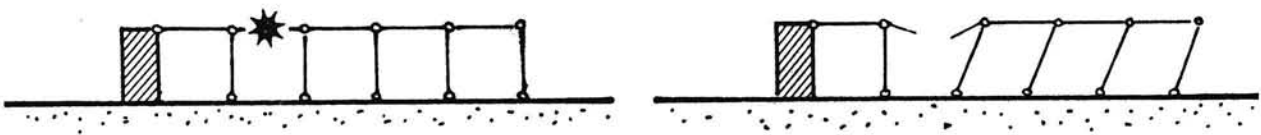
Met behulp van de resultaten van deze studie kon een eenvoudige handberekening worden geverifieerd.

Dit gehele onderzoek is in nauw overleg met commissie Q van de STUPRE (de studievereniging voor prefabricage) uitgevoerd.



Voortgaand bezwijken van een raamwerk  
na het bezwijken van één kolom.

figuur 2a.



Voortgaand bezwijken van een rij pendels  
na het bezwijken van één koppelstaaf.

figuur 2b.

## 2. Wat is progressive collapse?

Het begrip progressive collapse wordt wel vertaald met "voortgaande instorting" of "voortgaand bezwijken". Het is het verschijnsel dat, door het bezwijken van één constructiedeel of een paar constructiedelen meestal als gevolg van een bijzondere belasting, een groot gedeelte of de totale constructie bezwijkt.

Bijzondere belastingen zijn o.a. aanrijdingen, brand, explosies, trillingen of in het algemeen menselijke fouten.

Het verschijnsel wordt toegelicht met twee voorbeelden.

Het eerste is een raamwerkconstructie waarvan één kolom - bijvoorbeeld door een aanrijding - bezwijkt (zie figuur 2a)

De constructie erboven krijgt daardoor plotseling een tweemaal zo grote overspanning en er ontstaat een soort vierendeelliger, waarbij in het midden, waar normaal negatieve momenten optreden, positieve momenten ontstaan. In het algemeen zal de constructie daar niet tegen bestand zijn en de hele travee zal instorten.

(Overigens is de kans groot dat de schade niet tot één travee beperkt zal blijven en dat meer gebouwdelen instorten).

Het tweede voorbeeld is een rij pendelkolommen, die alle gekoppeld zijn aan elkaar en hun stabiliteit ontlenen aan één stijve kern (zie figuur 2b). Als één van de koppelstaven bezwijkt, zal het gedeelte van de constructie dat niet meer met de kern verbonden is, bezwijken.

Kort en krachtig: kleine oorzaken kunnen grote gevolgen hebben.

De studie in dit rapport richt zich erop om voortgaand bezwijken te voorkomen.

## 3. Hoe kan progressive collapse worden voorkomen?

In Nederland werd o.a. door de commissie B10 van de stichting Bouwresearch onderzoek gedaan naar het voorkomen van progressive collapse. Het nu volgende is grotendeels ontleend aan het rapport van deze commissie, getiteld: Beveiligen van gebouwen ter voorkoming van het optreden van calamiteiten. [1]



De maatregelen ter voorkoming van progressive collapse kunnen in drie categorieën worden verdeeld:

- a.) Maak de bouwkundige opzet zodanig dat de kans op het optreden van bijzondere belastingen zo klein mogelijk wordt.
- b.) Maak de constructie zodanig dat, indien een constructief belangrijk element wegvalt, zijn functie door de overige constructie kan worden overgenomen, totdat de reparatie kan plaatsvinden.
- c.) Maak ieder essentieel constructie-element zodanig dat het weerstand kan bieden aan een plaatselijke bijzondere belasting.

Deze maatregelen worden ter verduidelijking concreet toegepast op het eerste voorbeeld (figuur 2a), een raamwerk, waarvan door een aanrijding een kolom bezwijkt.

Maatregelen ter voorkoming van dit specifieke geval zouden kunnen zijn:

- a. Zorg dat een kolom niet kan worden aangereden.
- b. Zorg ervoor dat het raamwerkgedeelte boven de kolom in staat is als een soort vierendeelligger de belasting te dragen.
- c. Zorg dat een kolom bij aanrijden niet bezwijkt.

Over het algemeen zullen de maatregelen a, b en c in deze volgorde ingewikkelder en daarmee duurder worden.

Maatregel a. is van bouwkundige en ontwerpmatige aard en zal in dit rapport niet verder aan de orde komen. Deze maatregel moet als eerste overwogen worden, en als ze geen uitkomst biedt kunnen b of c aan de orde komen.

Maatregel b. is ook bekend onder de naam tweede draagweg methode.

Hierbij wordt uitgegaan van een opgetreden schade, ongeacht de vraag hoe deze is ontstaan. Een kubus van bepaalde afmetingen wordt geacht te zijn verdwenen en de overblijvende constructie-elementen moeten in staat zijn totale instorting te voorkomen, waarbij de karakteristieke belasting met een faktor 1,1 mag worden vermenigvuldigd.





Maatregel c. houdt in: het berekenen van alle onderdelen van de draagconstructie op uitzonderlijke belastingen, waarbij een belastingfaktor 1,1 kan worden aangehouden. Hierbij doet zich de moeilijkheid voor dat de belastingen moeilijk zijn te bepalen: wat is de belasting door een gasexplosie, brand, aanrijding, omvallende bouwkraan? Ten aanzien van aardgas-explosies zijn rekenregels te ontleenen aan S.B.R.-rapport 39 "Constructieve maatregelen tegen aardgas-explosies in hoge woongebouwen". Voor een aanrijding kan men de massa, trefsnelheid en kreukelzone aannemen en daaruit de dynamische belasting uitrekenen. In het algemeen zijn de aannames in hoge mate voor discussie vatbaar.

In dit rapport zal daarom alleen de tweede draagwegmethode onder de loep genomen worden.

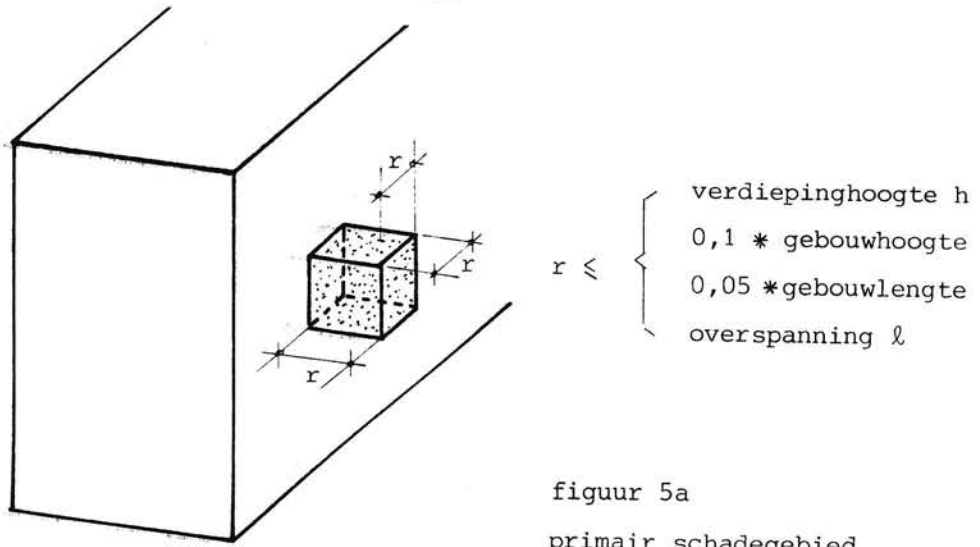
#### 4. Voorkomen van progressive collapse bij dragende gevelelementen

Bij het gebouw met dragende gevelelementen dat beschouwd wordt is de belangrijkste constructieve maatregel tegen voortgaand bezwijken het aanbrengen van een randbalk. Deze randbalk wordt aangebracht op de aansluiting gevelelement - TT-plaat en wordt tegelijk met de druklaag gestort. De randbalk wordt nader beschreven in het vorige rapport [2] (blz. 1 - 1,2) en in het hoofdstuk "Verbindingen". In feite is de randbalk de enige constructieve verbinding in dit prefabsysteem die trekkrachten kan overbrengen.

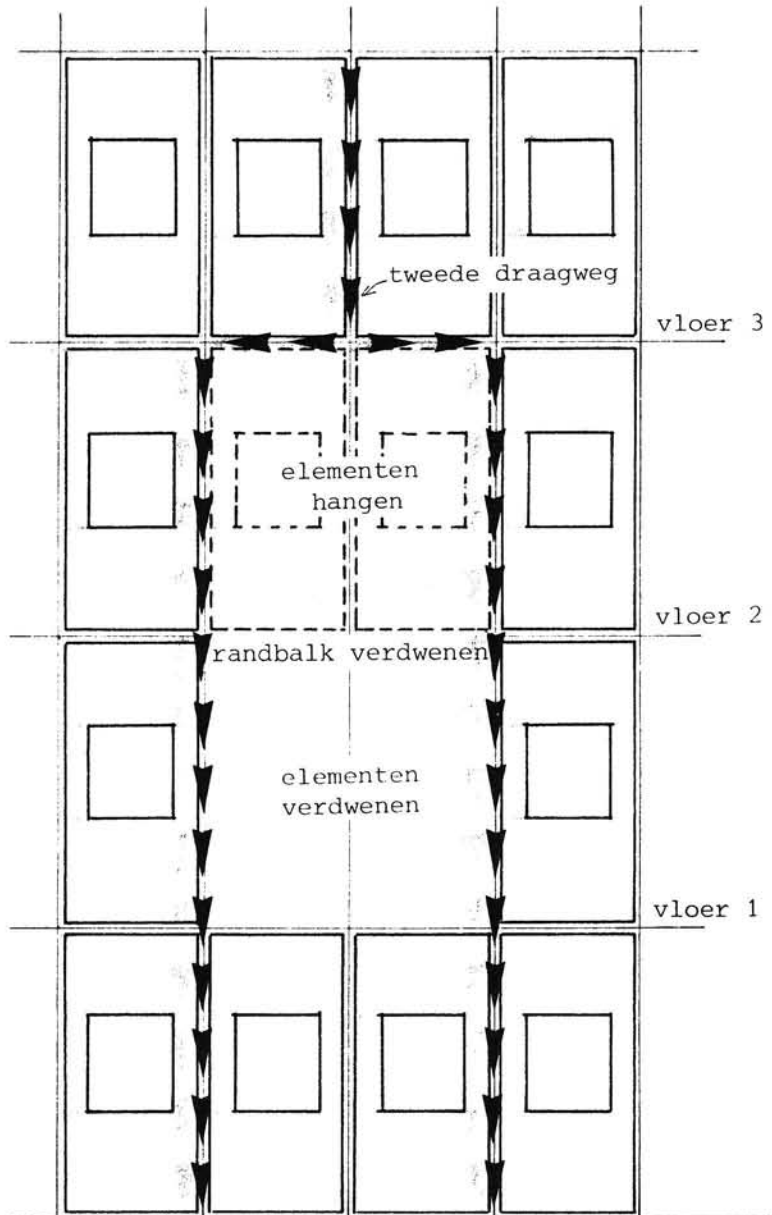
De gevelelementen zijn immers verticaal slechts verbonden met een stelbout en een onderkouwde voeg, die beiden nauwelijks trekkrachten kunnen opnemen. Horizontaal is er (behalve de randbalk, uiteraard) geen verbinding tussen de elementen.

De TT-platen liggen in een inkassing van de gevelelementen, die wordt aangestort. Voordat er bekendheid was met het verschijnsel van voortgaand bezwijken, beschouwde men de konstruktie zonder randbalk als een goede oplossing.

Tegenwoordig wordt algemeen een randbalk toegepast waarbinnen alle bovenvermelde aansluitingen, eventueel door middel van lusvormige wapening constructief gerealiseerd zouden moeten kunnen worden. Of dit ook inderdaad het geval is zal in een volgend hoofdstuk onderzocht worden.



figuur 5a  
primair schadegebied



figuur 5b

### 5. Berekening van de krachtswerking bij een plaatselijke instorting

In de aanbevelingen in het SBR rapport 60 [ 1 ] over voortgaand bezwijken staat het volgende voorstel voor een rekenregel behorend bij de tweede draagwegmethode:

"De voorzieningen ten behoeve van de horizontale stabiliteit van het gebouw of een dilatatie eenheid moeten zo zijn geconstrueerd dat de stabiliteit van het gebouw of een dilatatie eenheid niet verloren gaat bij een primair schadegebied ter grootte van een kubus met als riblengte ( $r$ ) de grootste van de volgende waarden:

$r$  = de hoogte van de verdieping (zie figuur 5a)

$r$  = 1/10 van de gebouwhoogte

$r$  = 1/20 van de gebouwlengte.

$r$  = de kolomafstand of de afstand van dragende muren of wanden.

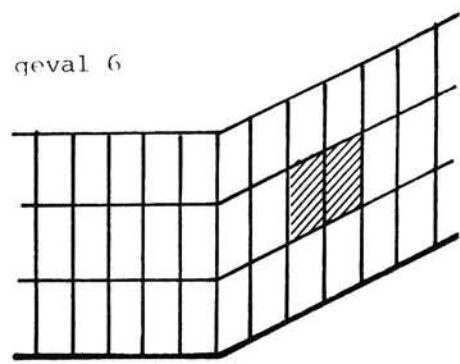
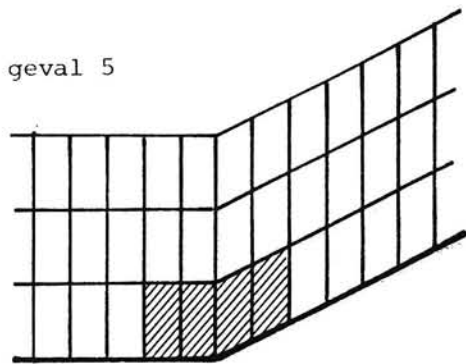
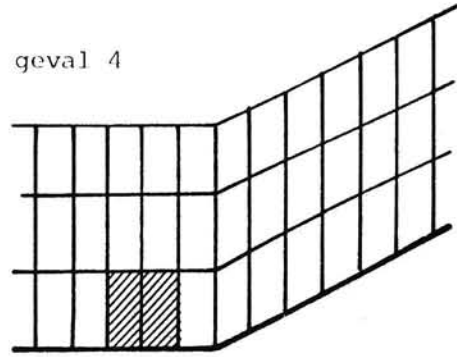
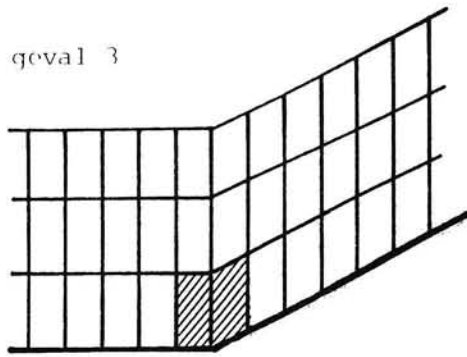
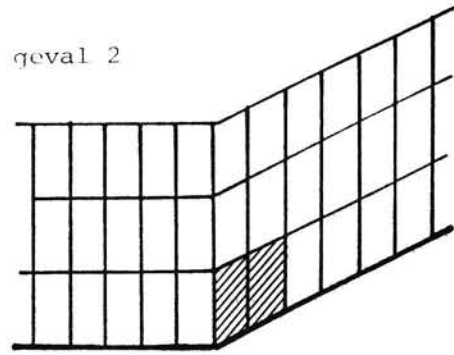
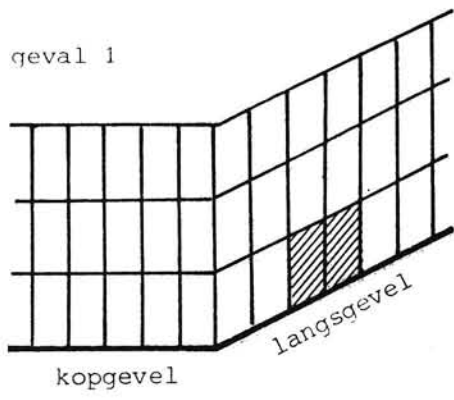
Het beschadigde gebouw dient bestand te zijn tegen de voorgeschreven windbelasting met een in rekening te brengen belastingfaktor van 1,1''.

Voor ons modelgebouw is  $r = 3,600$  m (verdiepinghoogte).

Er kan op elke willekeurige plaats een gedeelte uit het skelet verdwijnen dat derhalve één vloerrand van 3,60 m lengte bevat, twee daaronder gelegen elementen en een deel van de achterliggende vloer met een diepte van 3,6 m.

Bovendien heeft het verdwijnen van een vloerrand tot gevolg dat de bovenliggende elementen hangen aan de daarboven gelegen vloerrand. Bijvoorbeeld bij een calamiteit op de 1e verdieping wordt verondersteld dat twee naast elkaar gelegen gevelelementen van de eerste verdieping verdwenen zijn, evenals de vloerrand van vloer 2 over de breedte van diezelfde twee elementen (=3,6 m). De daarboven gelegen elementen van de tweede verdieping vinden dan ook geen steun meer op vloer 2 en "bengelen" aan de vloerrand van vloer 3. De normaalkrachten in de stijlen van de elementen van de 3e verdieping en hoger die recht boven het schade-gebied zijn gelegen, moeten horizontaal worden afgeleid door het nog in tact zijnde gedeelte van het gevelraamwerk. (zie figuur 5b)

In hoofdzaak zullen de randbalken van de vloeren 3 en hoger deze normaalkrachten zijdelings in de gevel afvoeren, waarbij nog onderzocht moet worden of de randbalk deze krachten wel kan opnemen.



figuur 6a

## 6. Beschouwde bezwijkgevallen

Na enige voorstudie zijn zes gevallen van bezwijken van een kubusvormig gebied geselecteerd, die als maatgevend kunnen worden beschouwd. Deze gevallen (zie figuur 6a) zijn met behulp van een computerprogramma (ICES-STRUDL, elementen methode) elastisch doorgerekend.

De resultaten worden in een volgend hoofdstuk behandeld.

Geval 1 is het algemene geval bij verticale belasting.

Ergens "onderweg" in de langsgevel verdwijnen enkele elementen. De belasting erboven kan naar links en rechts afvloeien. Het gat is zo ver verwijderd van de kopgevel dat de krachtswerking in de kop- en langsgevel als gevolg van windbelasting niet verstoord wordt.

Geval 2 is ernstiger. Juist die elementen, die in hoge mate meewerken bij het opnemen van de windbelasting, zijn verdwenen. De kopgevel moet de wind alleen opnemen. De hoekkolom, waarin de grootste kracht optreedt is nu gehalveerd. zie bladzijde 19 of [2], hoofdstuk 5 Geval 3. Hier is helemaal geen hoekkolom meer aanwezig. Overigens is dit geen kubus van 3,6x3,6x3,6, zoals in de aanbevelingen genoemd wordt. Het is echter wel een reëel geval, aangezien een hoekkolom meer gevaar loopt te bezwijken dan de andere (o.a. aanrijding).

Geval 4 is uitsluitend interessant bij windbelasting omdat de kopgevelelementen slechts indirect (via samenwerking kop-longsgevel) de verticale belasting dragen.

Geval 5. Dit geval is het meest ernstige, omdat in feite 4 gevelelementen verdwenen zijn en de krachtwerving voor verticale- en horizontale belasting ernstig verstoord is.

Geval 6 is ter controle opgenomen in de berekeningenreeks. In alle voorgaande gevallen zijn elementen op de begane grond weggenomen. De gevolgen van het verdwijnen van elementen op hogere verdiepingen worden hiermee in eerste aanzet onderzocht.



### 7. Belastingen die voortgaand bezwijken kunnen beïnvloeden

Voortgaand bezwijken wordt altijd ingeleid door een calamiteit of zoals de TGB het uitdrukt, een bijzondere belasting. Na het optreden van de calamiteit is er iets aan het gebouw verwoest, waaronder waarschijnlijk ook een deel van de draagconstructie. Het restant van de draagconstructie zal de belastingen moeten opnemen, deels de belastingen die het al opnam en deels belastingen die het moet overnemen van het verwoeste deel.

De grote vraag hierbij is: Om welke belastingen gaat het?

Een tweede vraag hierbij is: Welke veiligheidscoëfficiënt moet daarbij in acht genomen worden?

In SBR rapport-60 worden enkele aanbevelingen gedaan m.b.t. belastingen bij progressive collapse. [ 2 ]

#### Windbelasting

Een beschadigd gebouw dient bestand te zijn tegen de voorgeschreven windbelasting met een in rekening te brengen belastingfactor  $\gamma_w = 1,1$ . ( $\gamma_w$  bedraagt 1,7 bij normale berekeningen (VB. Art. 401.2.2.a1)).

#### Permanente belasting

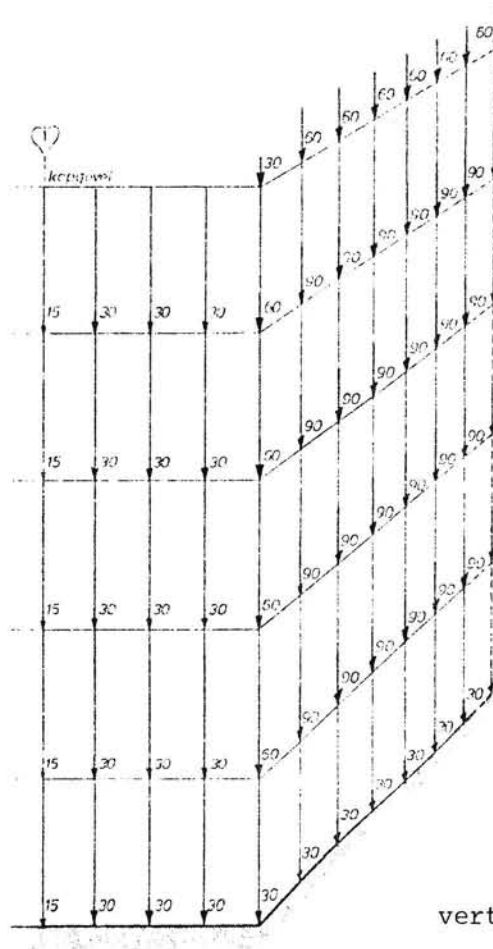
De materiaal factor  $\gamma_m$ , waarin onzekerheden over de karakteristieke materiaal sterkte zijn verwerkt mag  $\gamma_m = 1$  gesteld worden.

(De VB74 stelt  $\gamma_m = 1,2$ ). Dit houdt in dat met een totale  $\gamma = \frac{1,7}{1,2} = 1,4$  gewerkt mag worden bij permanente belasting. Dit lijkt erg onwaarschijnlijk als de  $\gamma$  voor veranderlijke belastingen 1,1 mag zijn. De  $\gamma$  voor permanente belasting wordt dan ook voor deze berekeningen 1,1 gesteld.

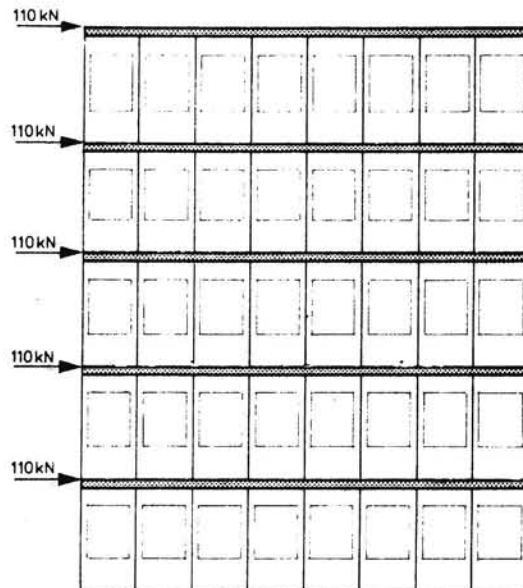
#### Veranderlijke belasting

De veranderlijke belasting dient in de grenstoestand van bezwijken vermenigvuldigd te worden met een factor 1,1 (de VB stelt  $\gamma = 1,7$ ) waarbij gunstig werkende permanente belastingen met een factor 0,9 moeten worden vermenigvuldigd.

Samenvattend kan gesteld worden dat alle belastingen in de grenstoestand van bezwijken vermenigvuldigd moeten worden met een veiligheidsfactor  $\gamma = 1,1$ .



verticale belasting ( $\gamma=1$ )



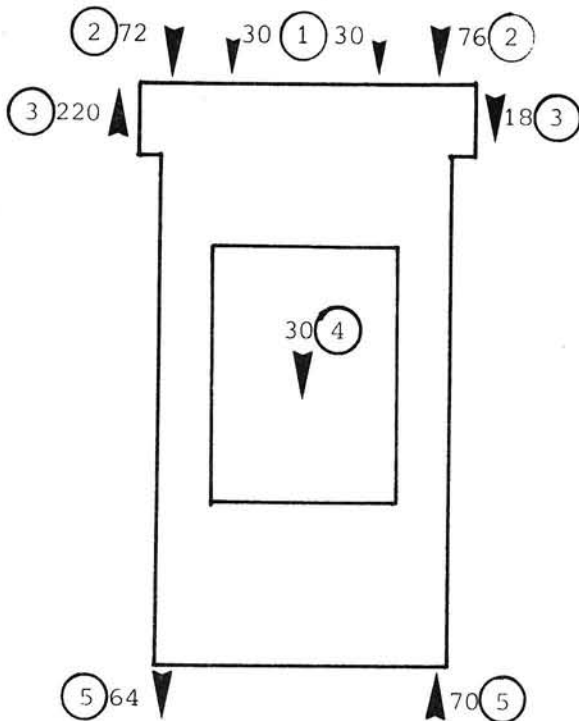
horizontale belasting ( $\gamma=1$ )



### 8. Berekeningsresultaten

Alle zes gevallen zijn berekend met dezelfde horizontale en verticale belasting als in het vorige rapport [2]. De resultaten van beide belastinggevallen worden vermeld voor de elementen rondom het gat.

Bovendien worden de totale oplegreacties van de gevel als geheel gegeven. Tot slot volgt een inventarisatie van de grootste dwarskrachten in de randbalken, voorzien van commentaar.



N.B. Alleen de verticale krachten zijn beschouwd

figuur 8a  
krachten in kN

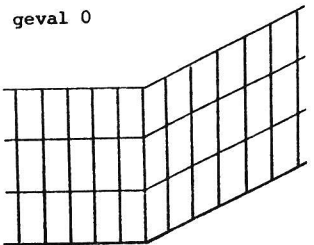
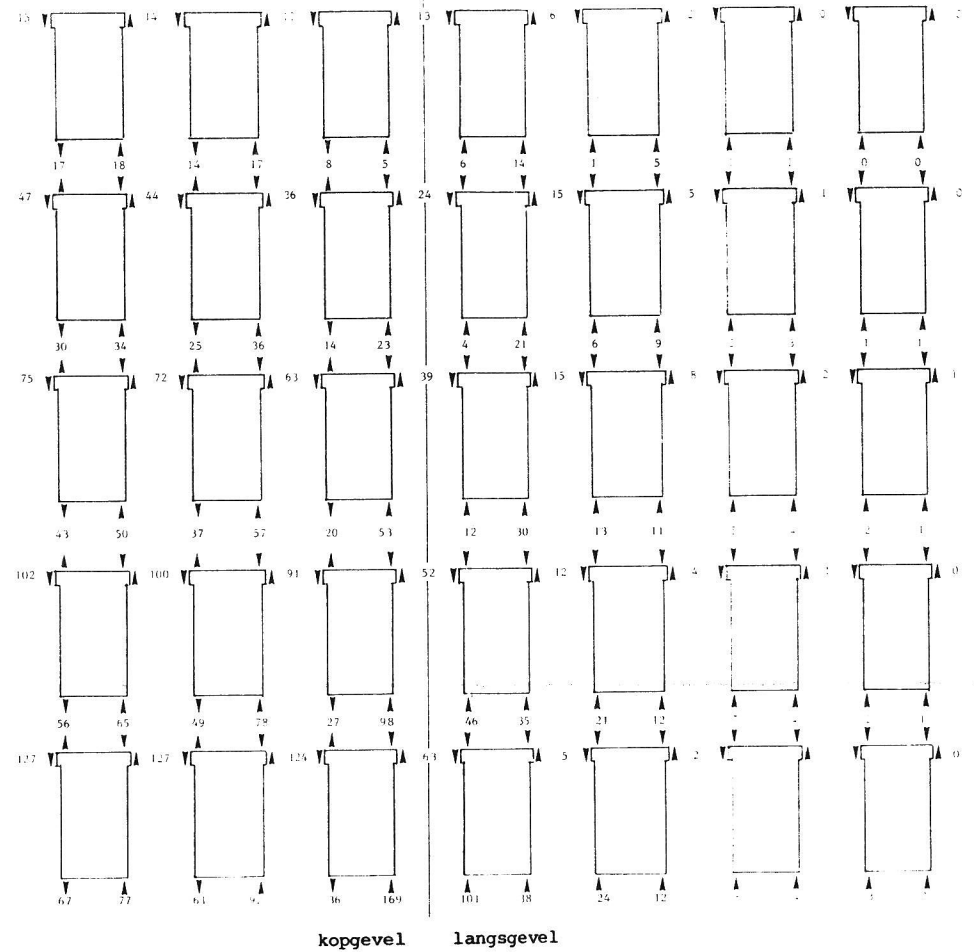
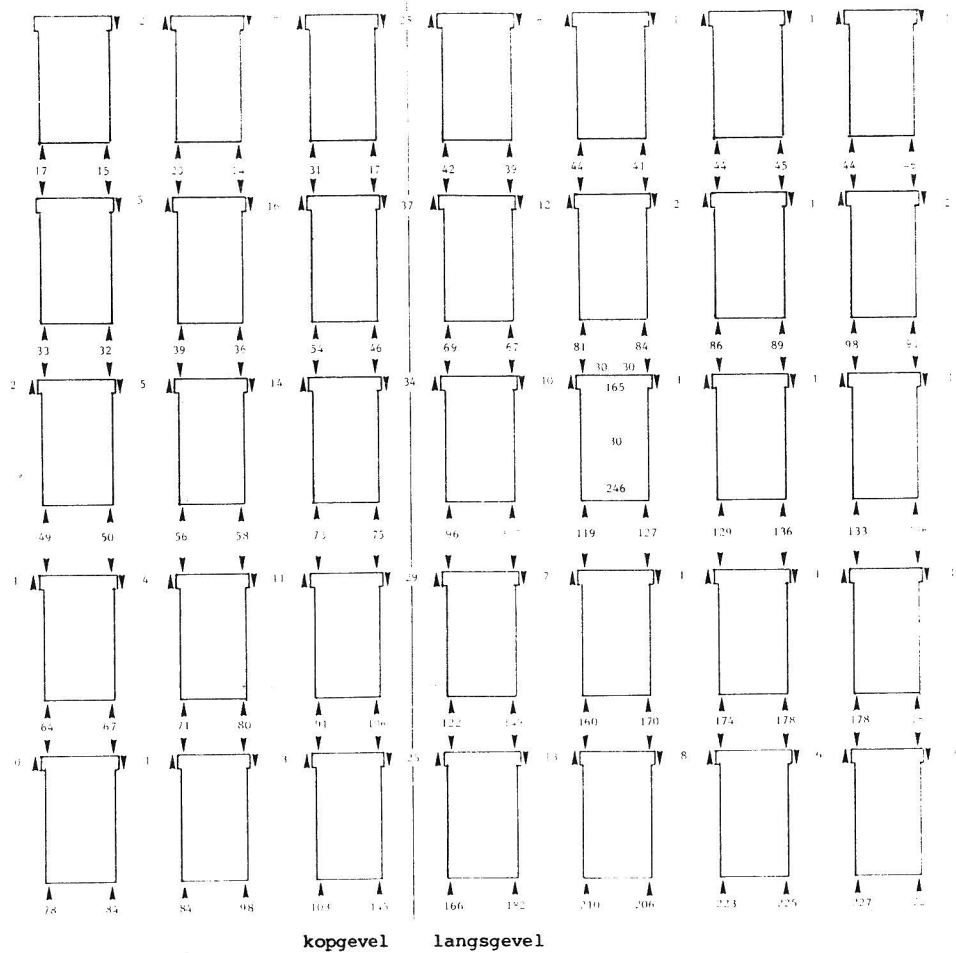
#### Legenda:

1. belasting door TT-plaat
2. de krachten die het bovenliggende gevelelement uitoefent
3. de dwarskracht in de randbalk
4. het eigen gewicht van het gevelelement
5. de oplegreacties

De krachten 1 en 4 zijn op alle elementen hetzelfde. Ze zijn niet weergegeven.

Ter vergelijking zijn nog toegevoegd de resultaten van de berekeningen aan het onbeschadigde gebouw uit het vorige rapport [2]. Ook deze resultaten zijn opgesplitst in horizontale belasting (wind) en verticale belasting (eigen gewicht + veranderlijke belasting).

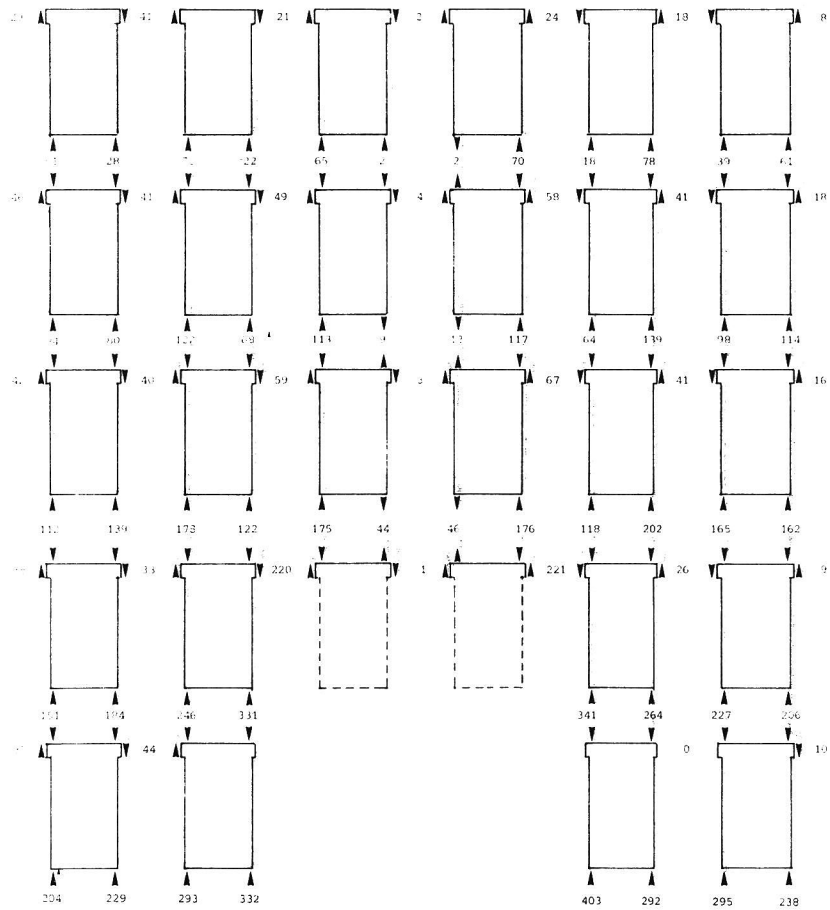




onbeschadigd gebouw  
(ter vergelijking)

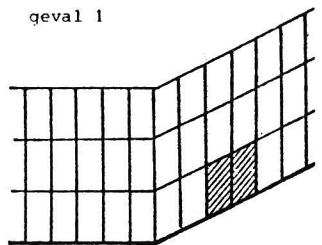
basisgeval - verticale belasting

basisgeval - windbelasting

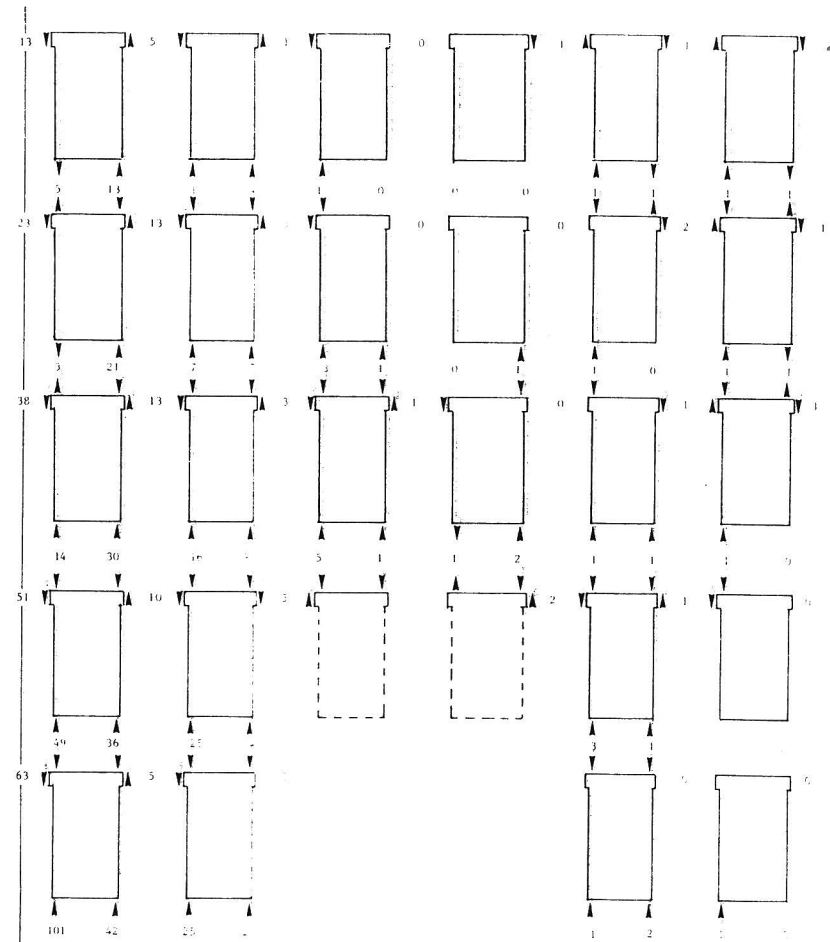


langsgevel

geval 1

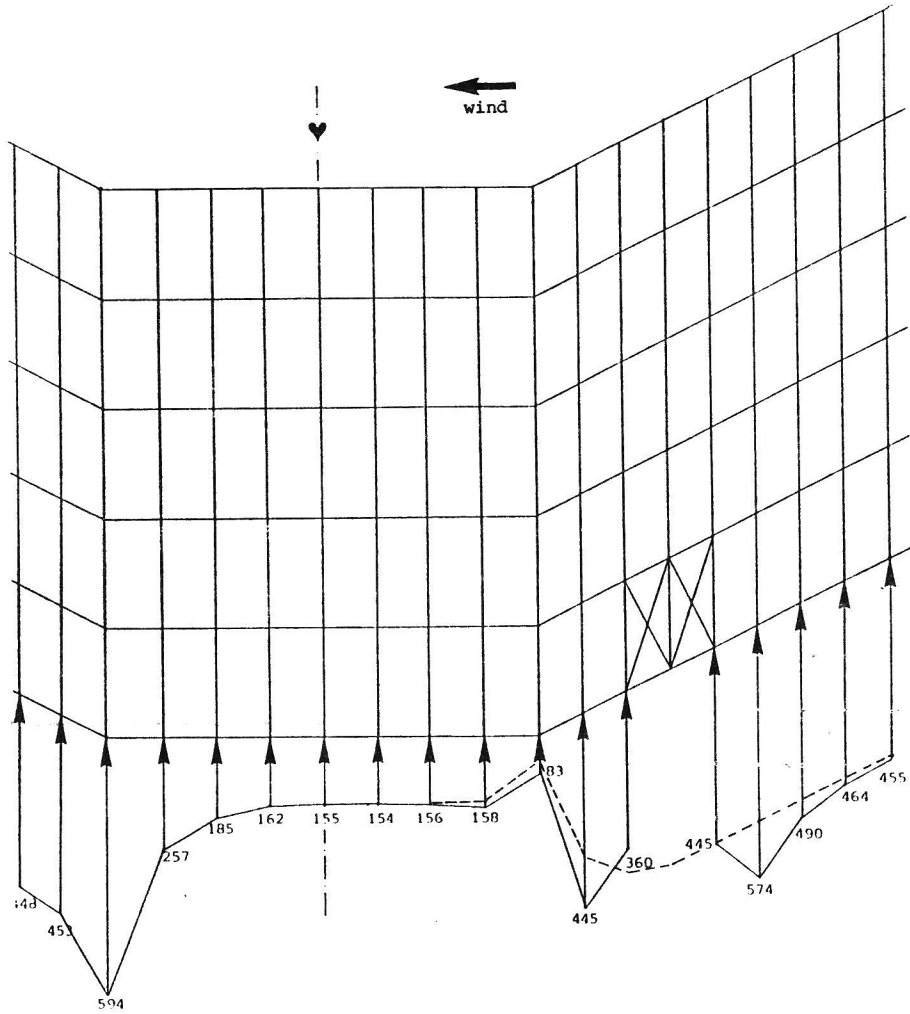


geval 1 - verticale belasting

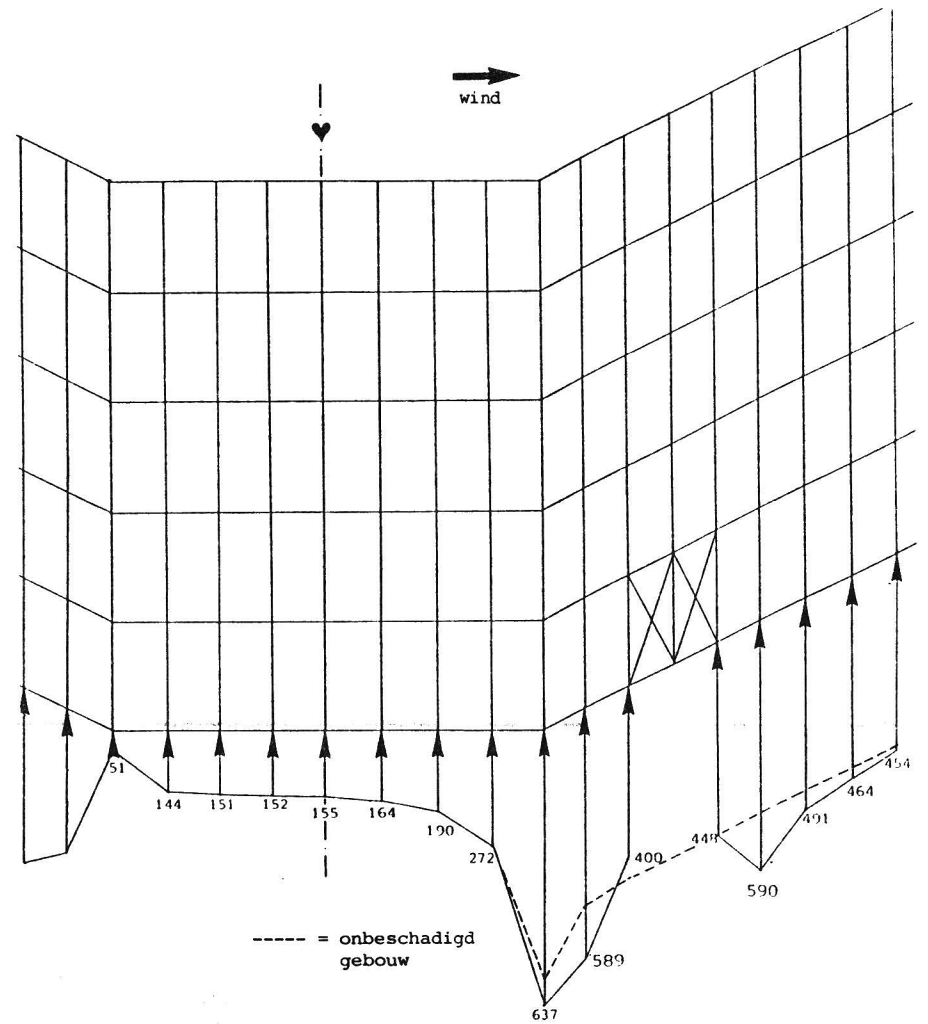


langsgevel

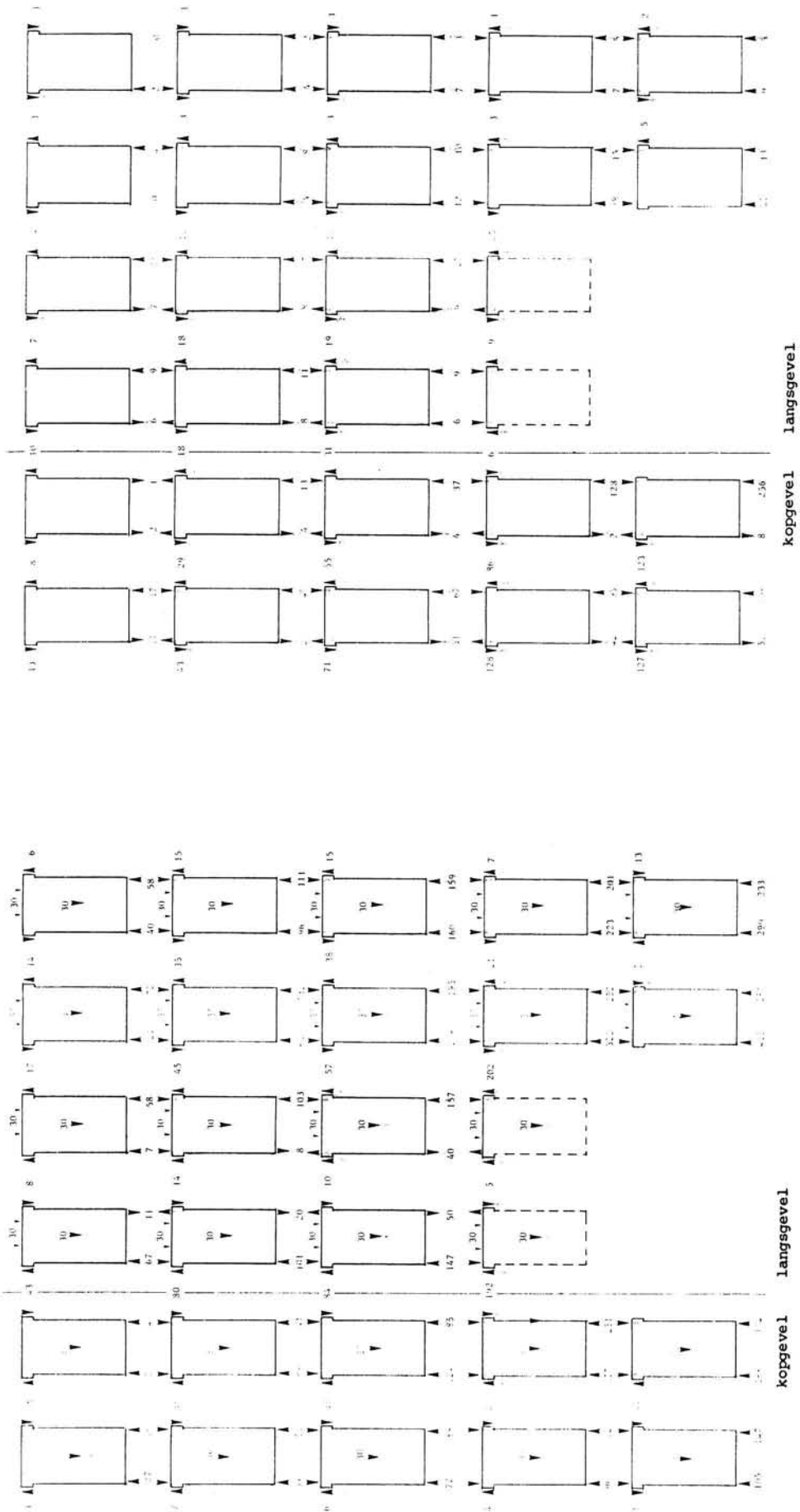
geval 1 - windbelasting



progressive collapse 1  
eigen gewicht + wind ←

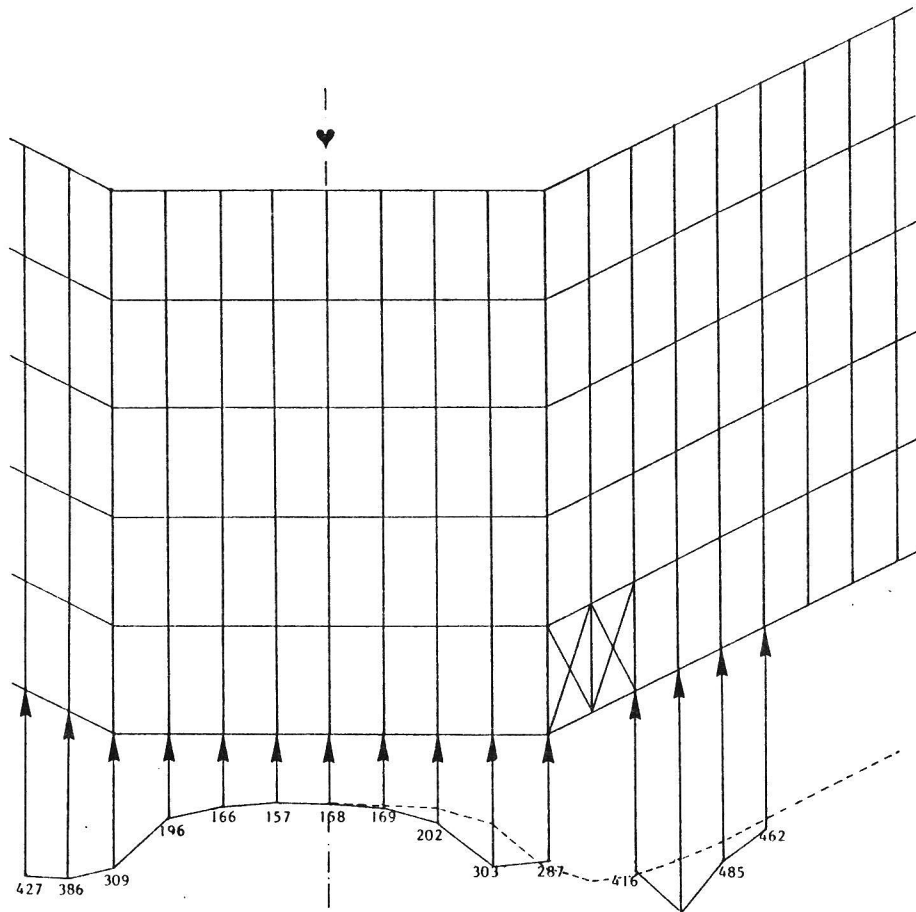


progressive collapse 1  
eigen gewicht + wind →



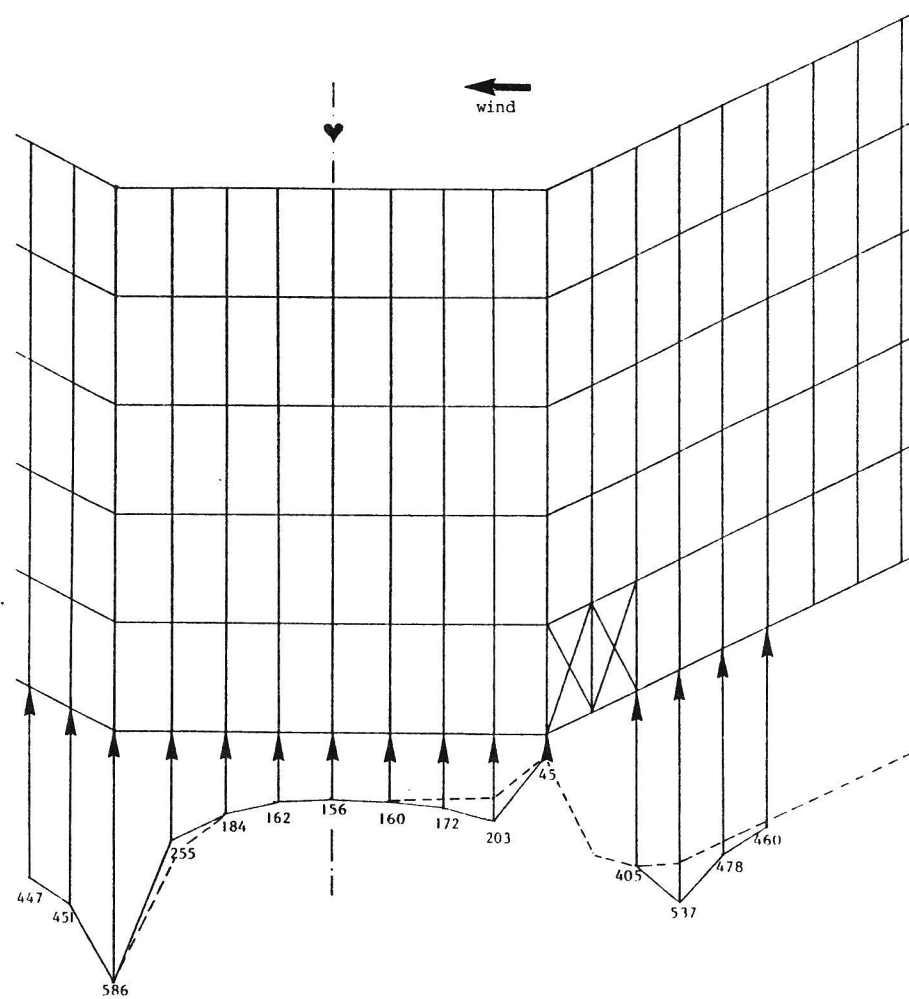
geval 2 - windbelasting

geval 2 - eigen gewicht

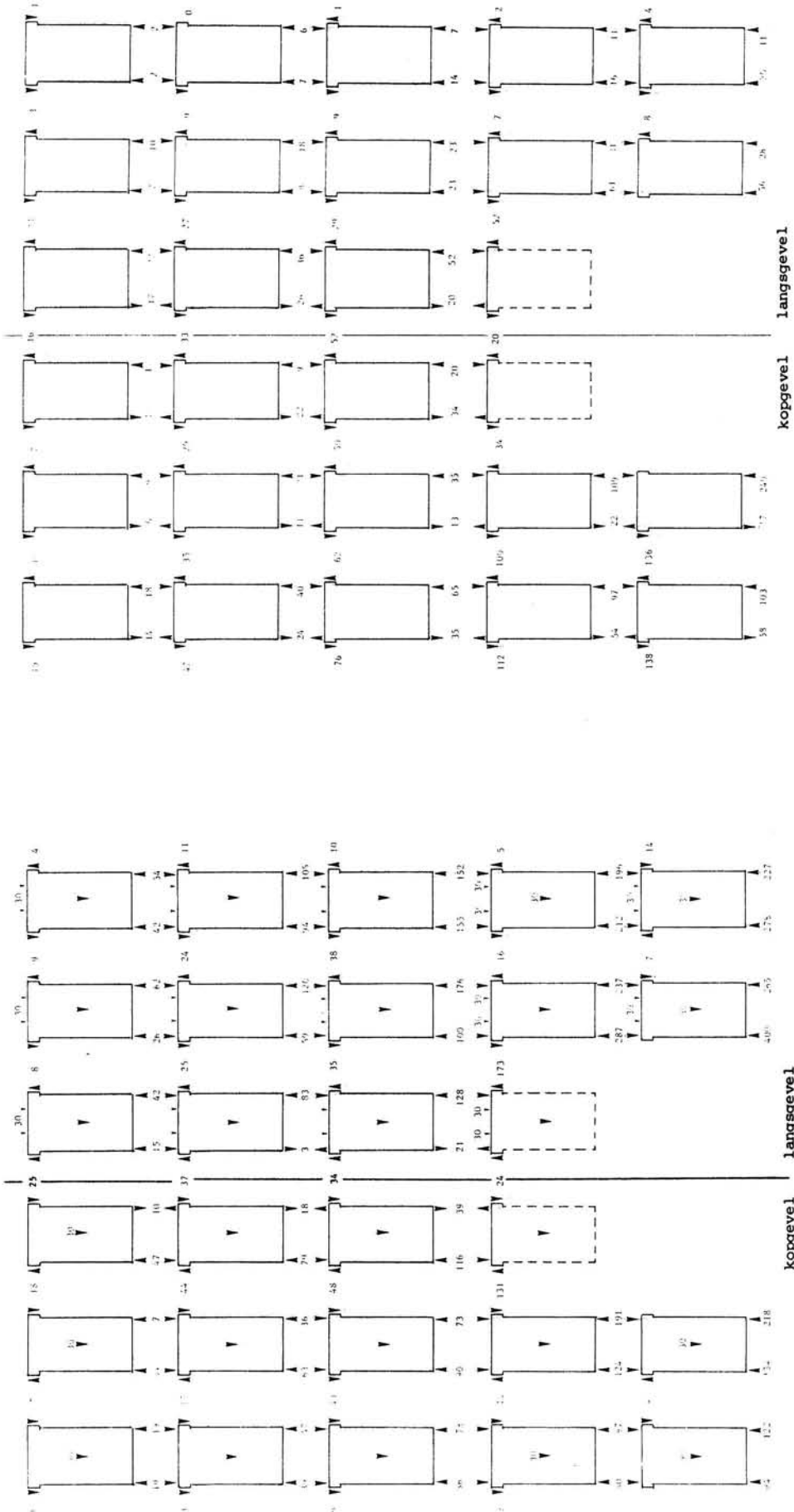


gestippeld: normale oplegreacties

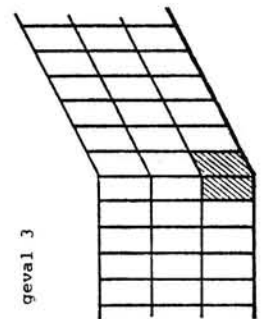
progressive collapse 2  
eigen gewicht



progressive collapse 2  
eigen gewicht + wind →



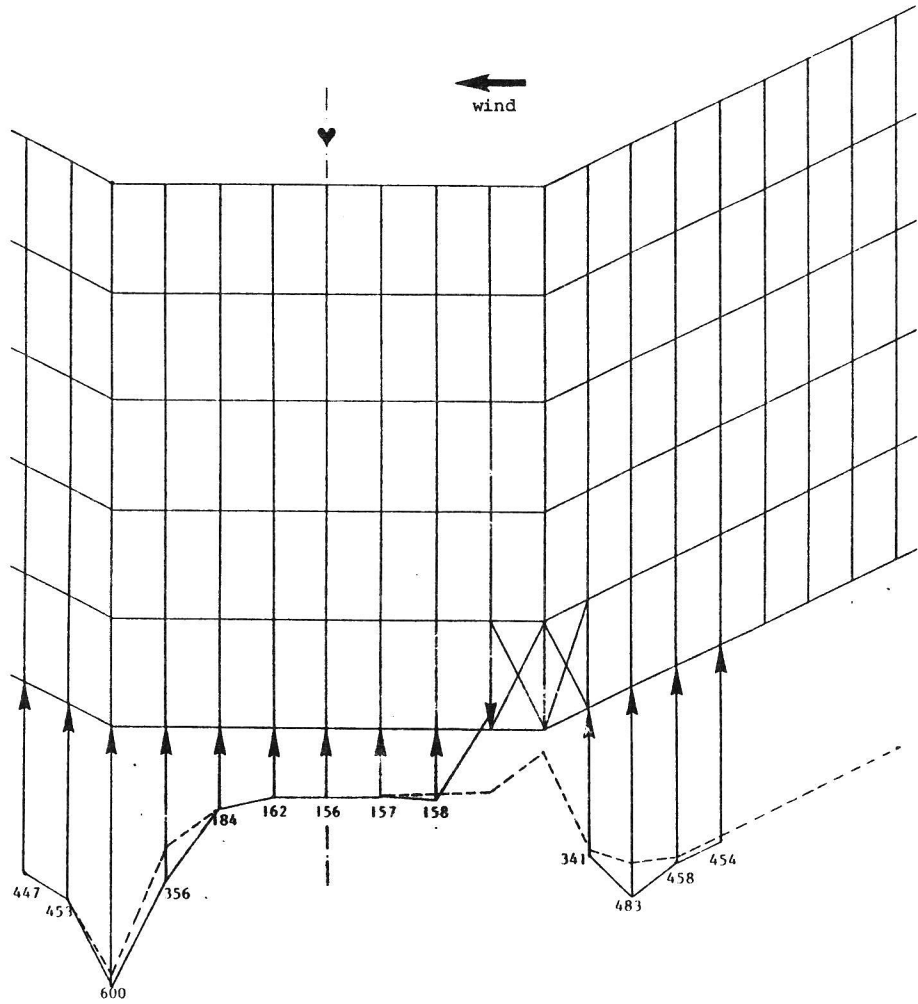
geval 3



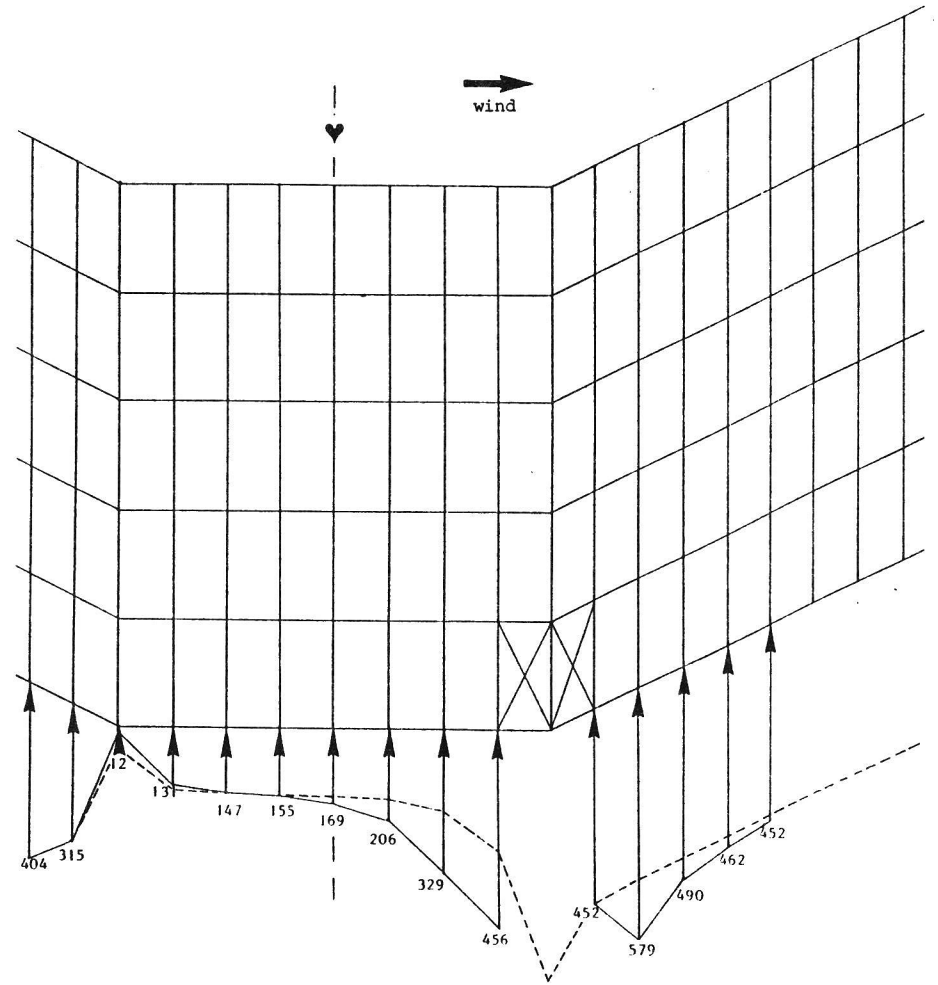
geval 3 - eigen gewicht

geval 3 - windbelasting

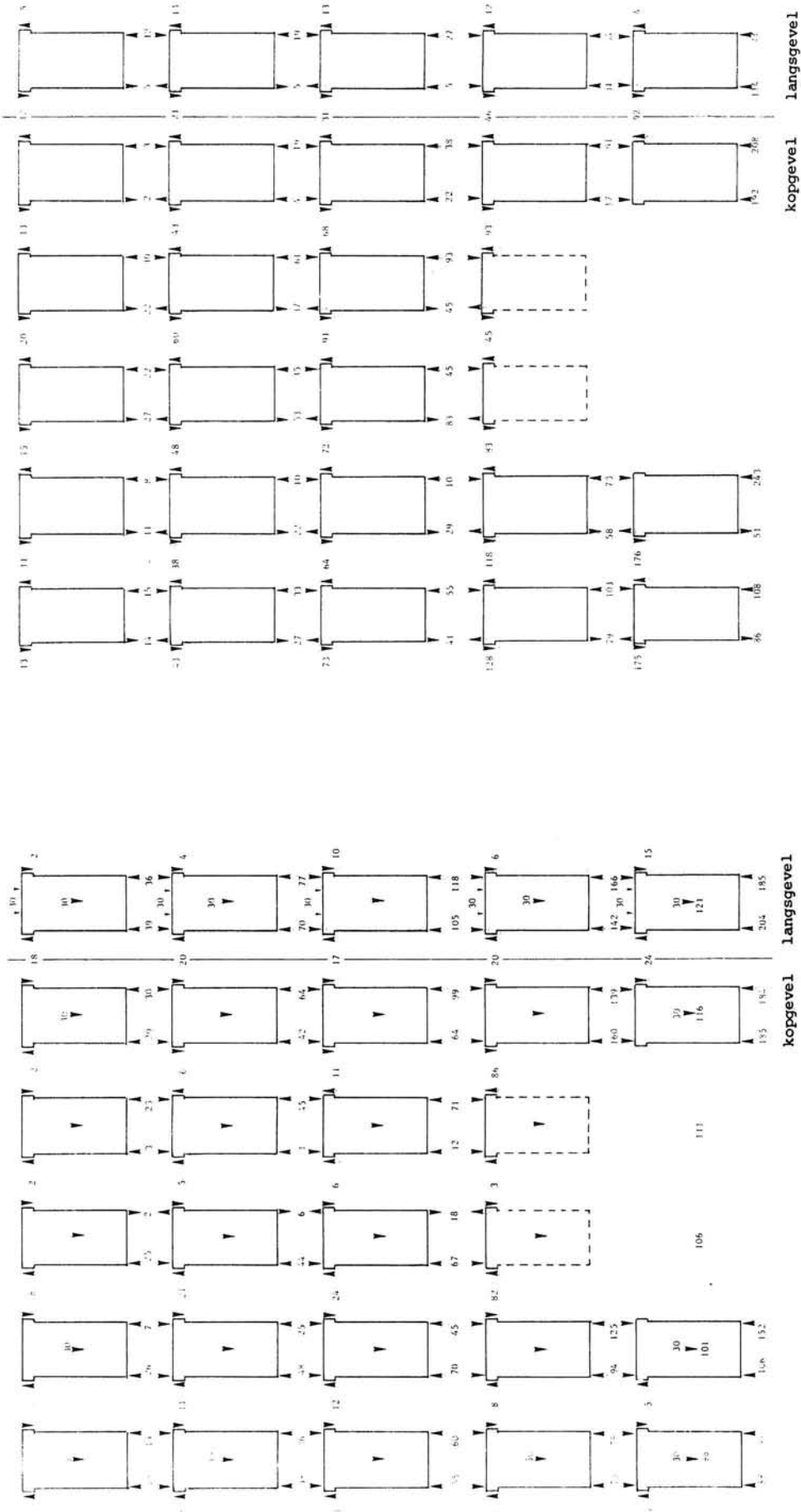




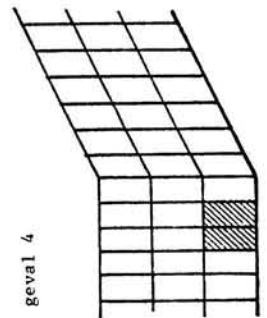
progressive collapse 3  
eigen gewicht + wind +



progressive collapse 3  
eigen gewicht + wind +

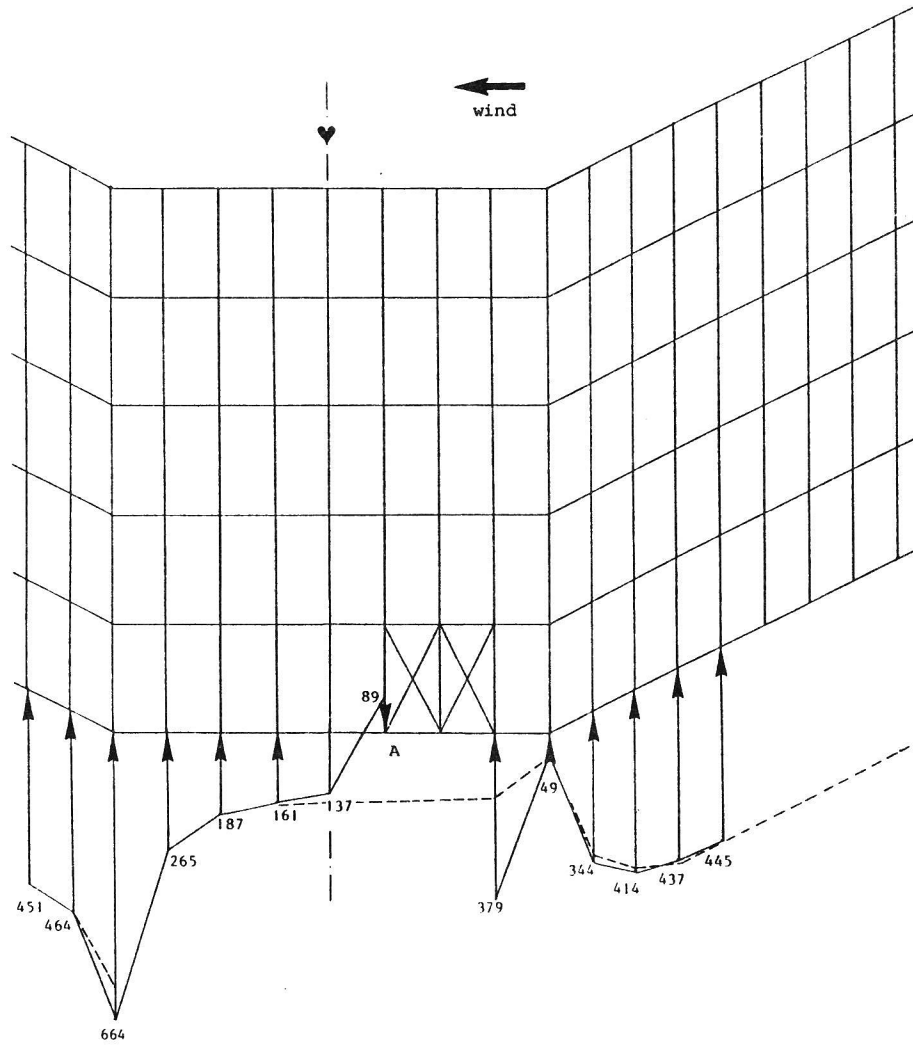


geval 4

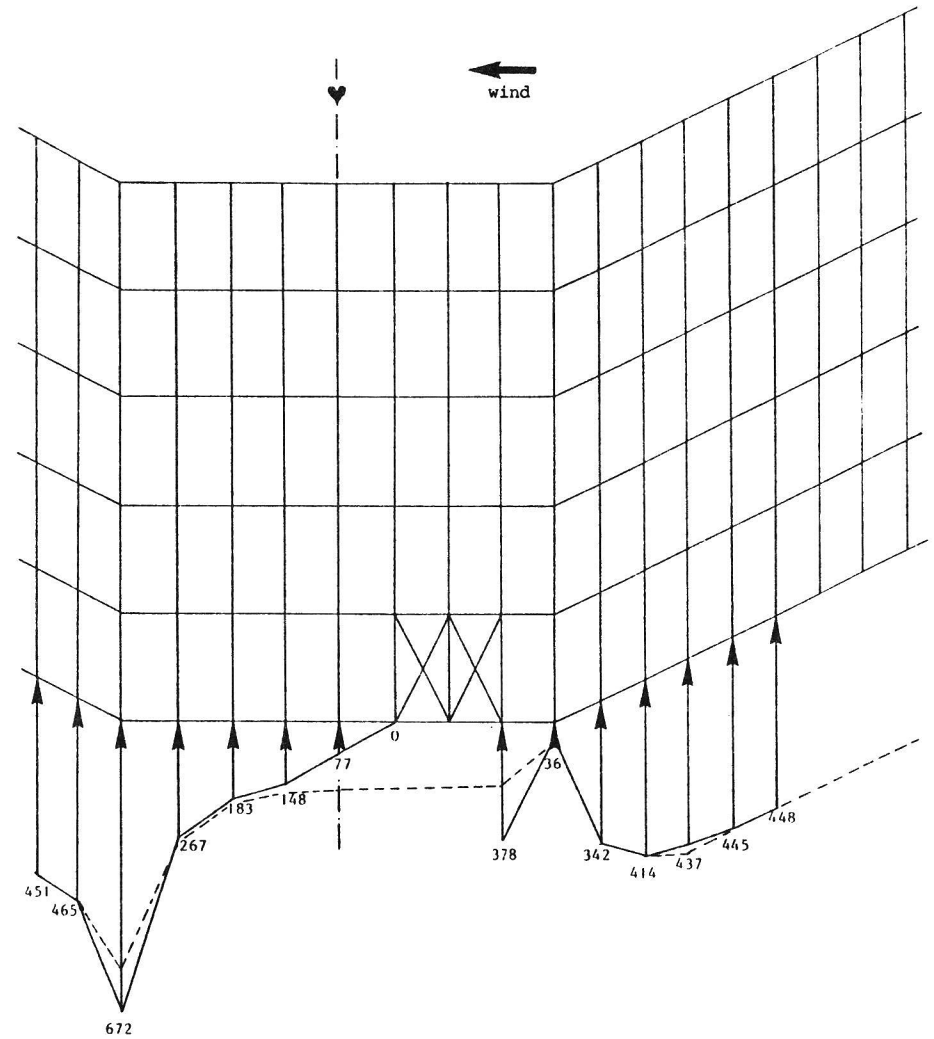


geval 4 - eigen gewicht

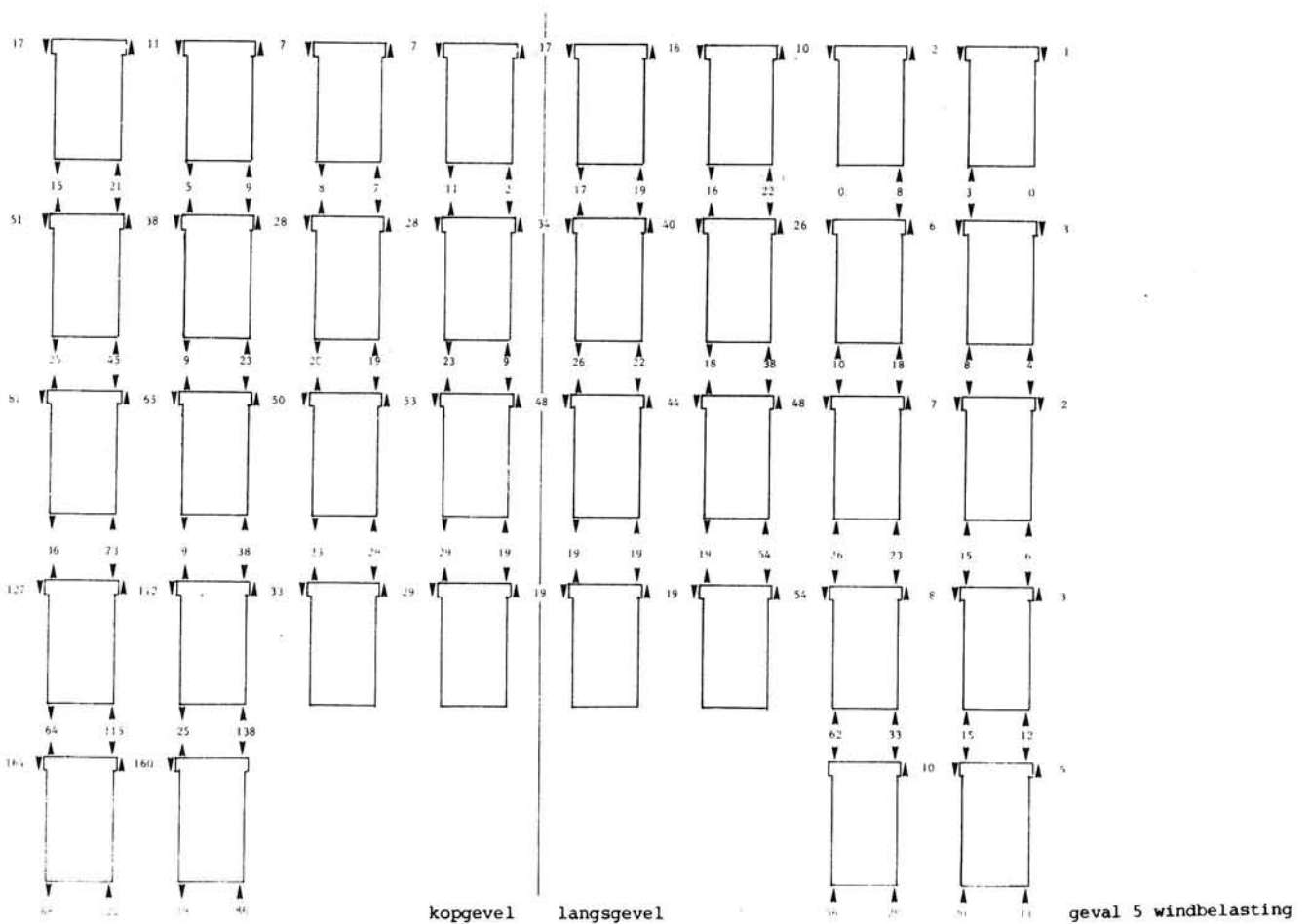
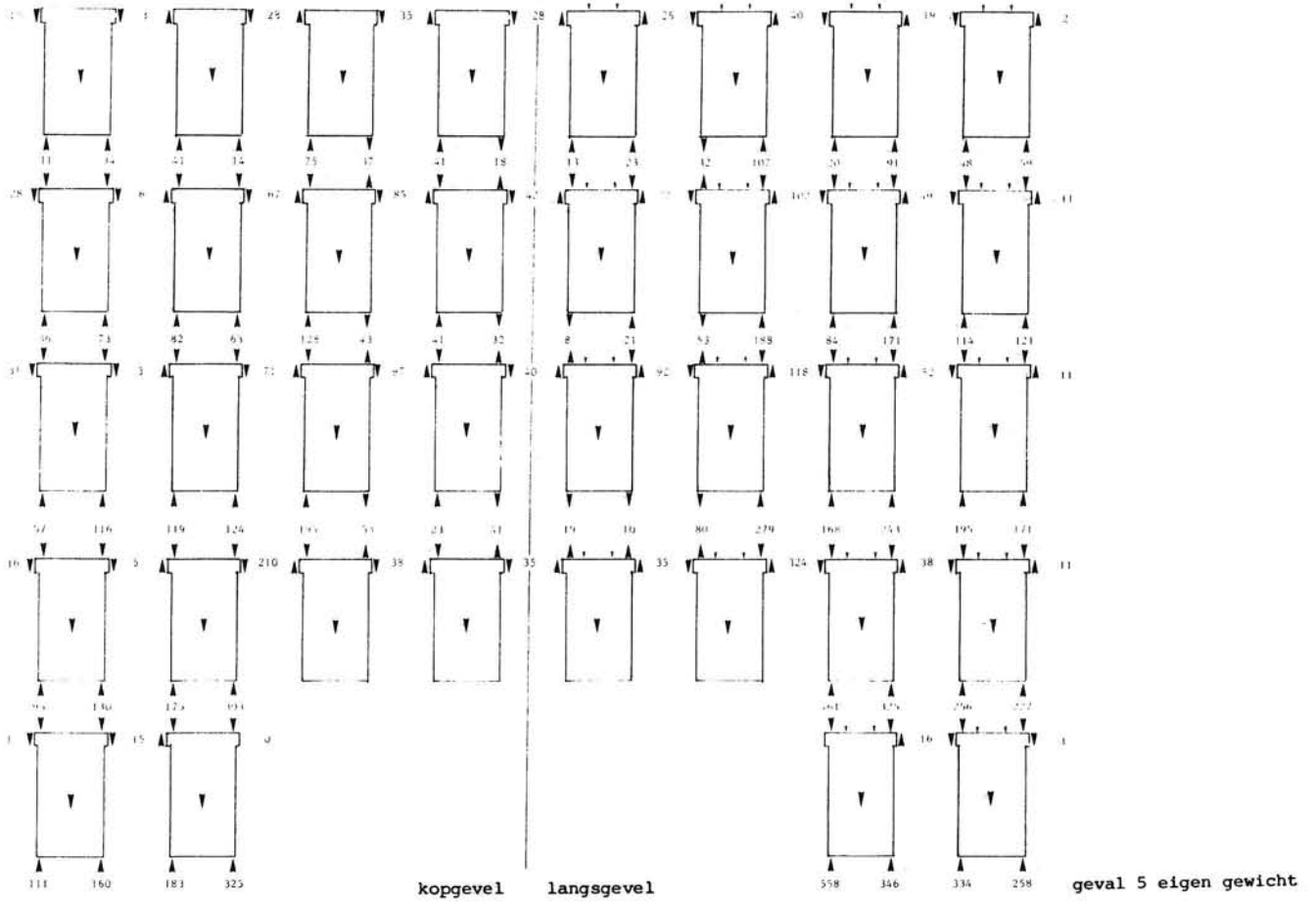
geval 4 - windbelasting

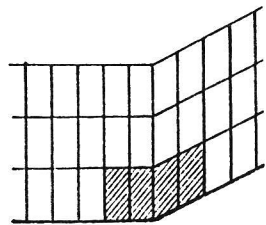
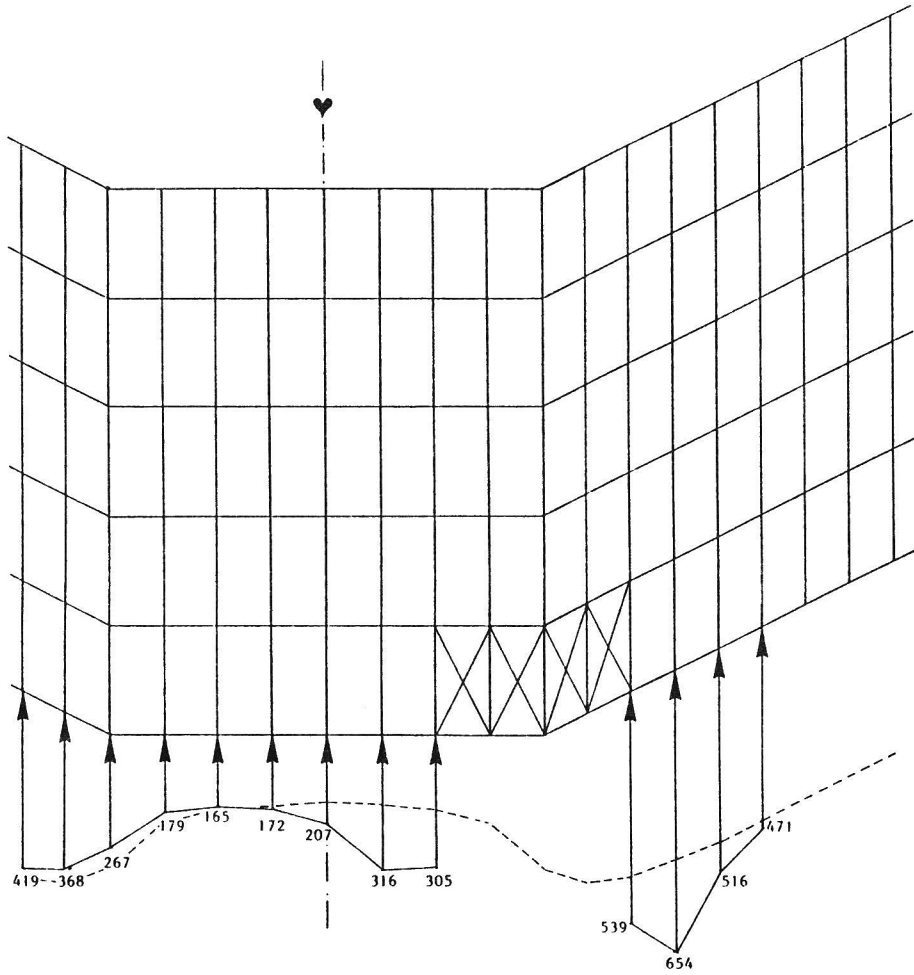


progressive collapse 4  
eigen gewicht + wind +

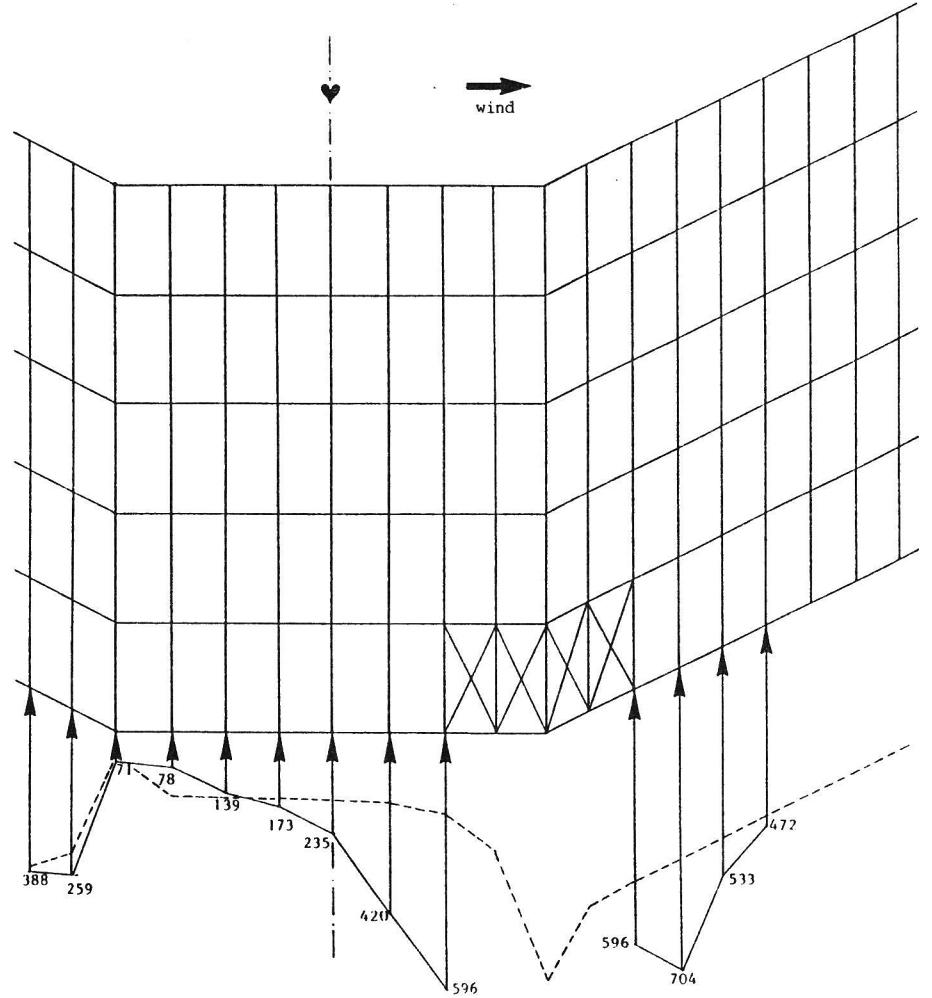


progressive collapse 4  
eigen gewicht + wind +  
gecorrigeerd op trekkraft



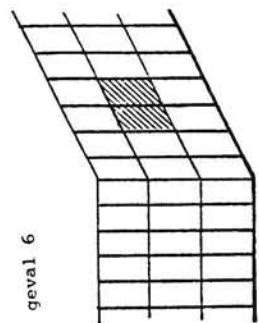
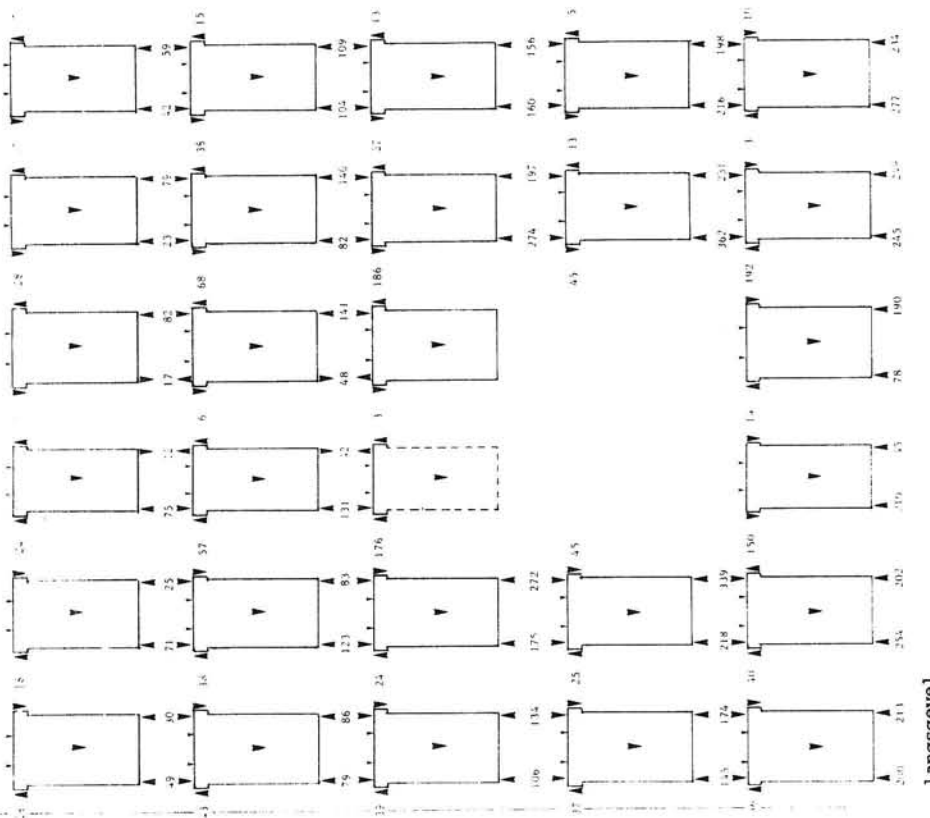
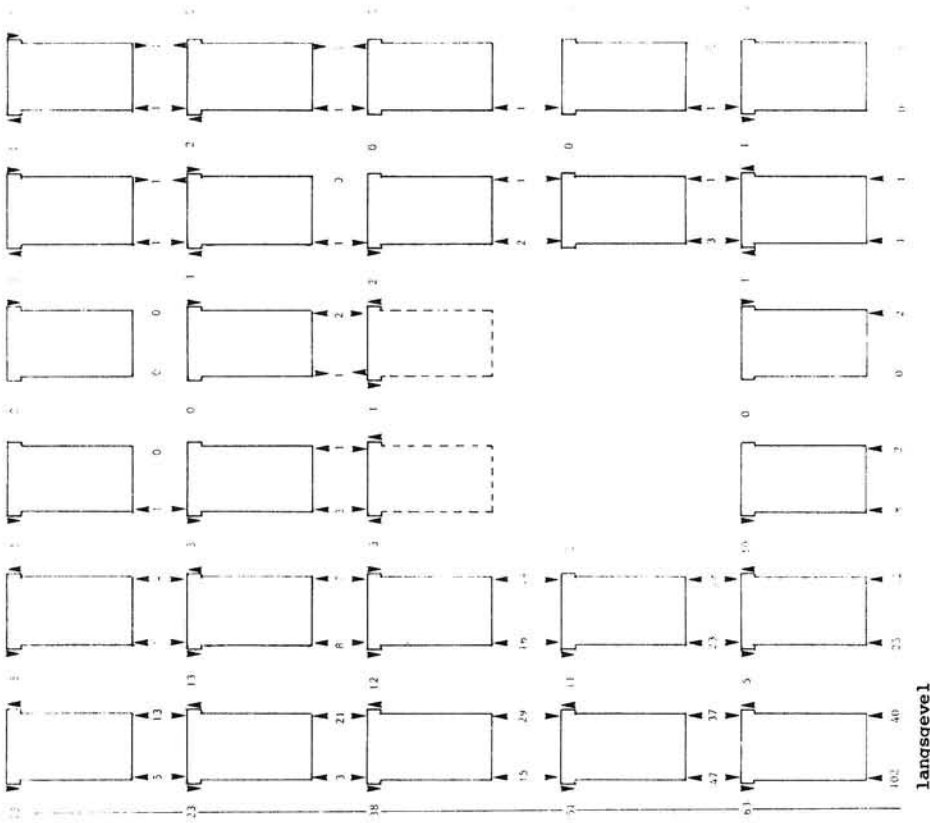


progressive collapse 5  
verticale belasting



progressive collapse 5  
eigen gewicht + wind +  
trekkracht gecorrigeerd

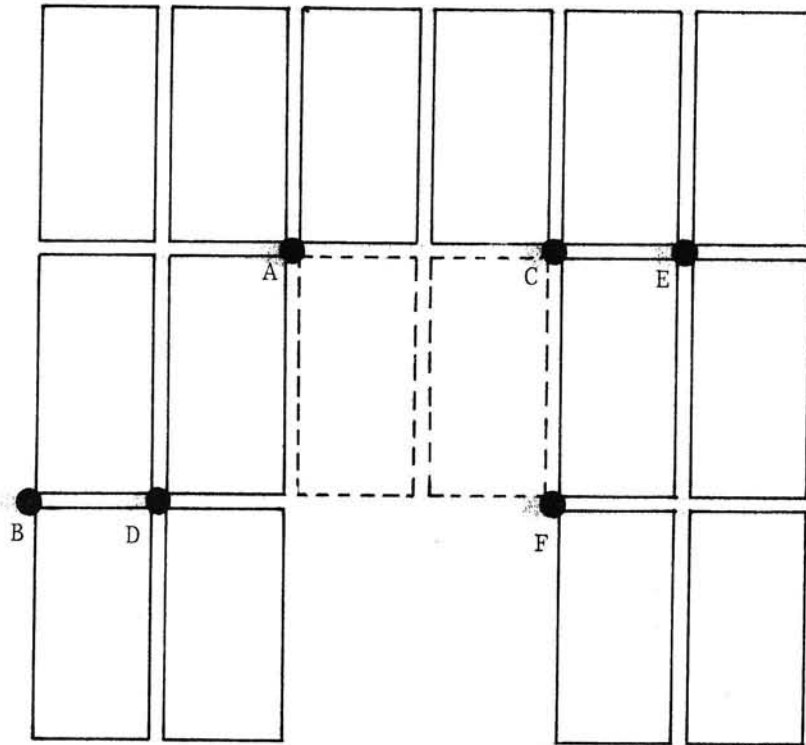




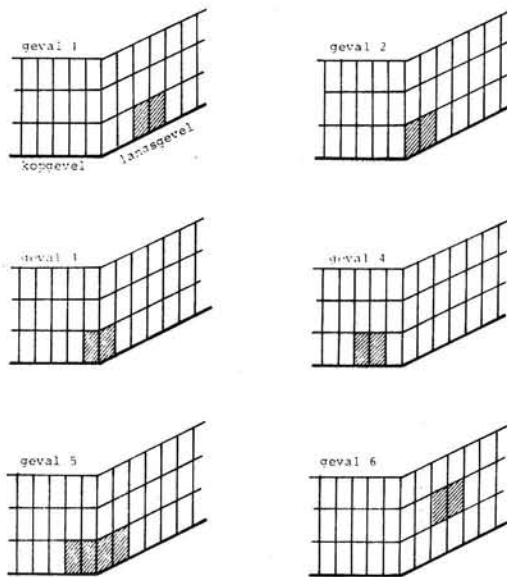
geval 6

geval 6 - windbelasting

geval 6 - verticale belasting



figuur 8b



figuur 8c



Grootste dwarskrachten bij de zes verschillende gevallen van bezwijken.

	waarde	plaats *1	opmerkingen
1. vert. bel.	220	A	
hor. bel.	63	B	hoek
totaal	225	A	*2
2. vert. bel.	202	C	
hor. bel.	128	D	kopgevel
totaal	227	C	
3. vert. bel.	173	C	
hor. bel.	138	B	kopgevel
totaal	225	C	
4. vert. bel.	86	C	
hor. bel.	175	D	kopgevel
totaal	181	D	hor. bel. maatgevend
5. vert. bel.	324	E	gat tweemaal zo groot
hor. bel.	160	B	kopgevel
totaal	378	E	
6. vert. bel.	192	*3	
hor. bel.	63	F	hoek
totaal	193	*3	

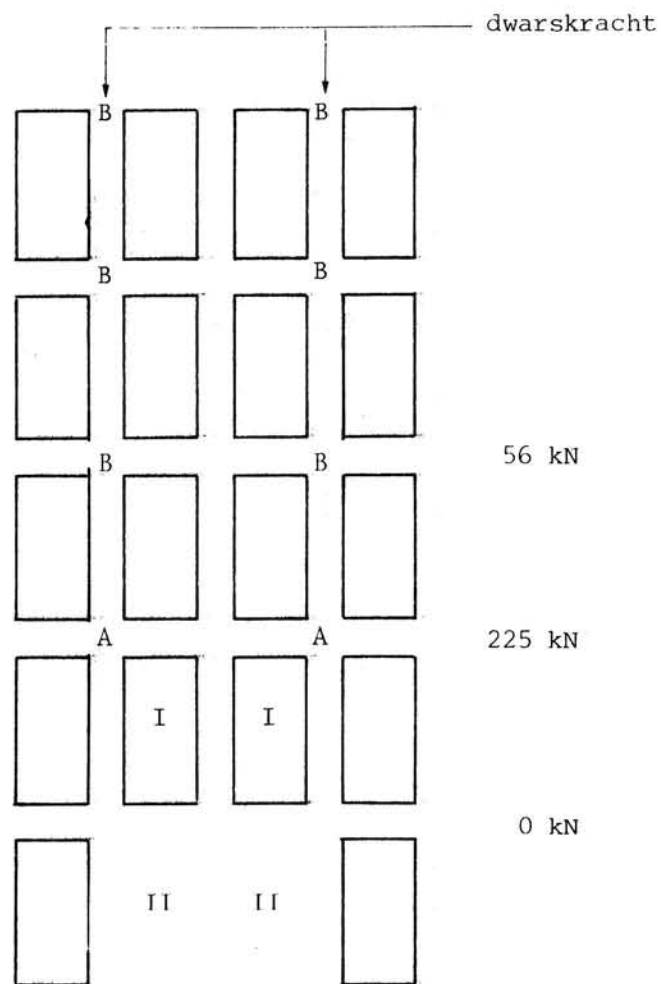
Opmerkingen:

Algemeen: de grootste dwarskracht in het onbeschadigde geval bedraagt 191 kN.

\*1 Onder "plaats" wordt verstaan de oriëntatie van de plaats waar de grootste dwarskracht optreedt ten opzichte van het gat (fig. 8b). Dit kan in één figuur worden aangegeven. Bedacht moet worden dat het gat telkens op een andere plaats ligt, zodat punt A bijvoorbeeld over de hele constructie verspreid kan voorkomen. Om de plaats van het gat aan te geven worden in figuur 8c de zes gevallen van bezwijken nogmaals getoond.

\*2 Als de grootste dwarskrachten voor horizontale en verticale belastingen niet op dezelfde plaats optreden, wordt bij de grootste van de twee de bijbehorende waarde uit het andere belastingsgeval opgeteld. De waarde wordt vermeld bij "totaal".

\*3 Het gat zit bij geval 6 niet op de begane grond, maar op de eerste verdieping. Opmerkelijk in dit geval is dat de maximale dwarskracht optreedt onder het gat en niet erboven, zoals misschien te verwachten was. Een verkaring hiervoor wordt in het hoofdstuk "Krachtswerking in de randbalk bij voortgaan bezwijken" behandeld.



figuur 9a

Onderzoek naar de reserve die in de randbalken van hogere verdiepingen aanwezig is.

Geval	D <sub>max</sub>	D <sub>boven</sub>	Reserve
1	225	56	212 - 56 = 156
2	227	69	212 - 69 = 143
3	225	64	212 - 64 = 148
4	181	126	212 - 126 = 86
5	378	166	212 - 166 = 46
6	193	188	212 - 188 = 24

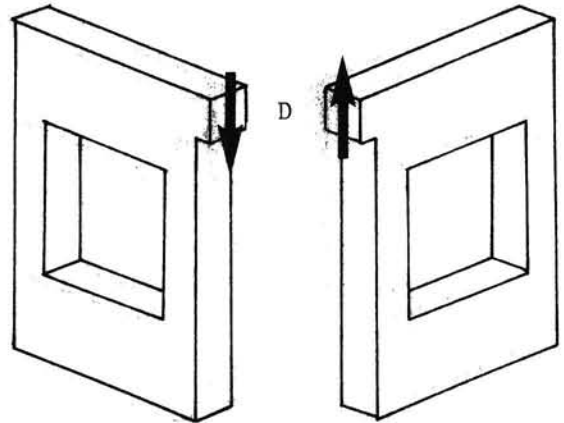
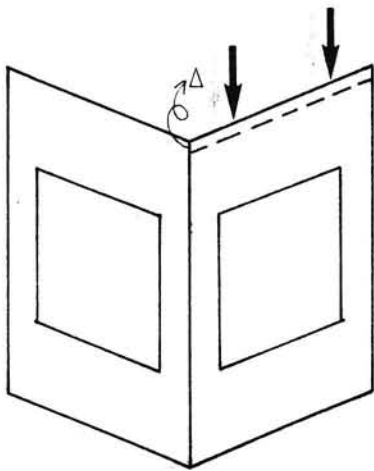
Conclusie: Soms is de dwarskracht te groot om door de randbalk opgenomen te worden. In die gevallen waar dat voorkomt heeft de randbalk erboven voldoende reserve. Een uitzondering vormt geval 5.

N.B. De maximale dwarskracht die de randbalk kan opnemen is 212 kN (zie hoofdstuk 10).

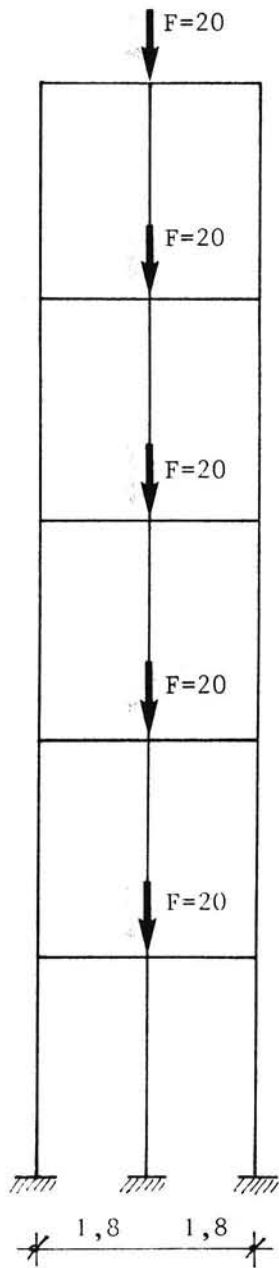
#### 9. Analyse van de krachtwerking in kolommen en randbalken bij progressive collapse

Bij beschouwing van de dwarskrachten t.g.v. verticale belasting in de randbalken in de omgeving van de weggeslagen elementen valt een zekere algemene regelmaat op: De dwarskracht direct boven het gat (plaatsen A) (figuur 9a) neemt fors toe. het gat valt ter plaatse van de elementen I en II, de elementen I zijn weliswaar nog wel fysiek aanwezig maar werken constructief niet mee. Ze "bungelen" in het gat omdat de vloer tussen I en II is weggeslagen. De dwarskracht in de erboven gelegen randbalken neemt ook toe (plaatsen B), echter niet zo sterk als bij A, en de dwarskracht in alle balken B is ongeveer evengroot. Ter illustratie zijn in figuur 9a de waarden voor de dwarskrachten in geval 1 op de plaatsen A en B vermeld.

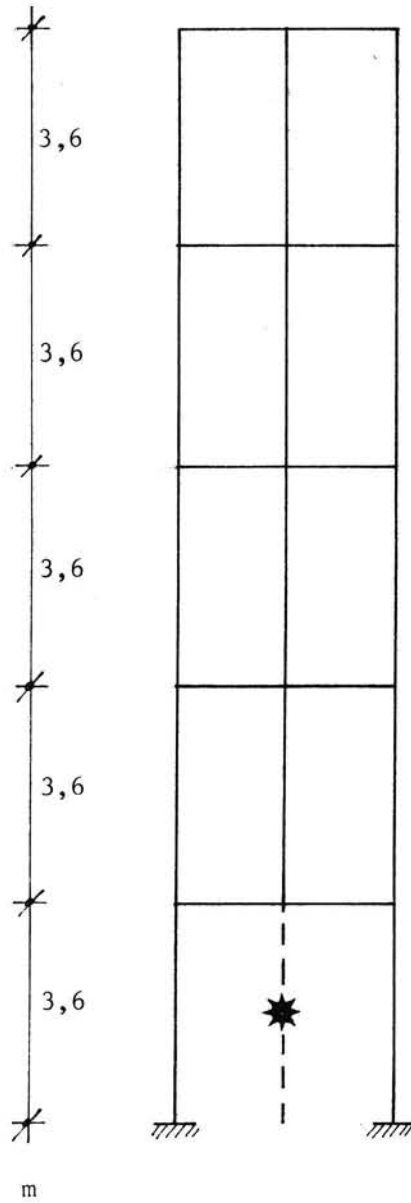
Om de krachtwerking te doorgronden worden enkele theoretische beschouwingen opgezet, waarbij ook een onbeschadigd raamwerk bekeken zal worden.



figuur 9b



figuur 9c



figuur 9d

### Het onbeschadigde raamwerk

Het samenstel van gevelelementen is een soort raamwerk met dubbele balken en dubbele kolommen. Deze dubbele kolommen zijn boven en onder stijf aan elkaar verbonden (dat geldt in ieder geval voor de computerberekening; of het ook voor de werkelijkheid geldt is moeilijker te beoordelen. Het lijkt wel waarschijnlijk). Omdat ze stijf aan elkaar verbonden zijn zal de verlenging van beide kolommen gelijk moeten zijn. De randbalk zorgt ervoor dat dit geschiedt en zal daartoe via dwarskracht krachten van de ene naar de andere kolom overbrengen.

Bij verticale belasting werken op alle elementen van de langsgewel gelijke verticale krachten, alle kolommen worden evenveel ingedrukt en de randbalken zijn spanningsloos; zij houden zich gereed voor slechtere tijden.

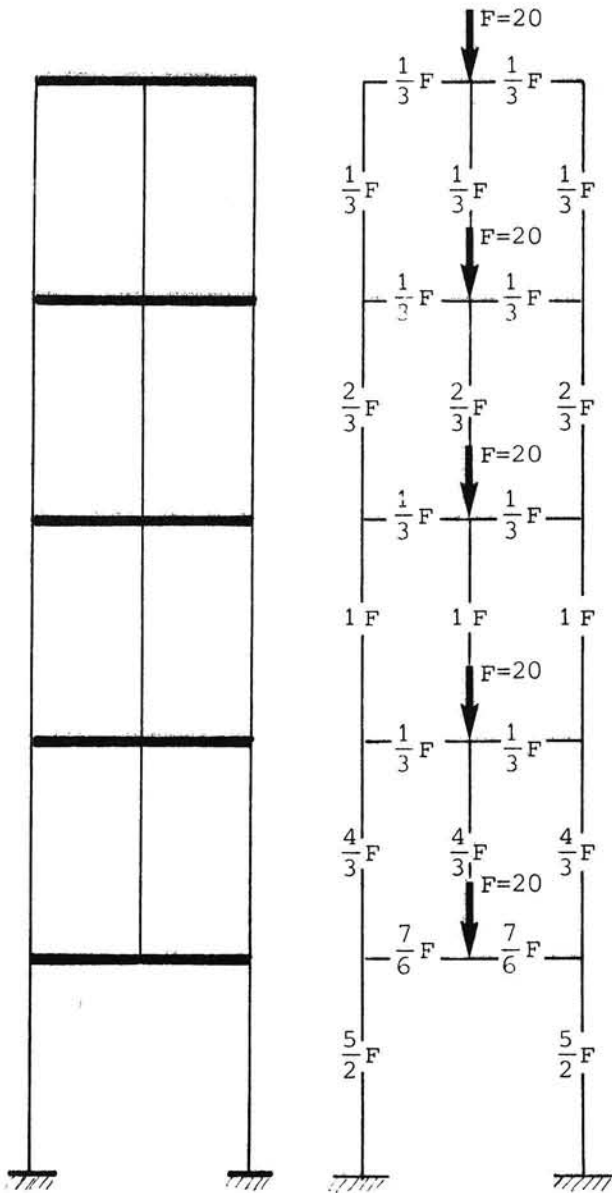
Alleen bij de overgang van langsgewel naar kopgevel heerst een dwarskracht die de normaalkrachten in de kolommen nivelleert (figuur 9b). Deze nivellering zet zich voort in de andere elementen van de kopgevel totdat netjes alle kolomverlengingen twee aan twee evengroot zijn. Dit proces wordt nog bevorderd door kruip.

Bij windbelasting zullen alle kolommen ongelijk willen vervormen, in de loefkolommen ontstaat trek en verlenging, in de lijkolommen druk en verkorting. De randbalken verhinderen dat en krijgen behoorlijke dwarskrachten.

### Progressive Collapse

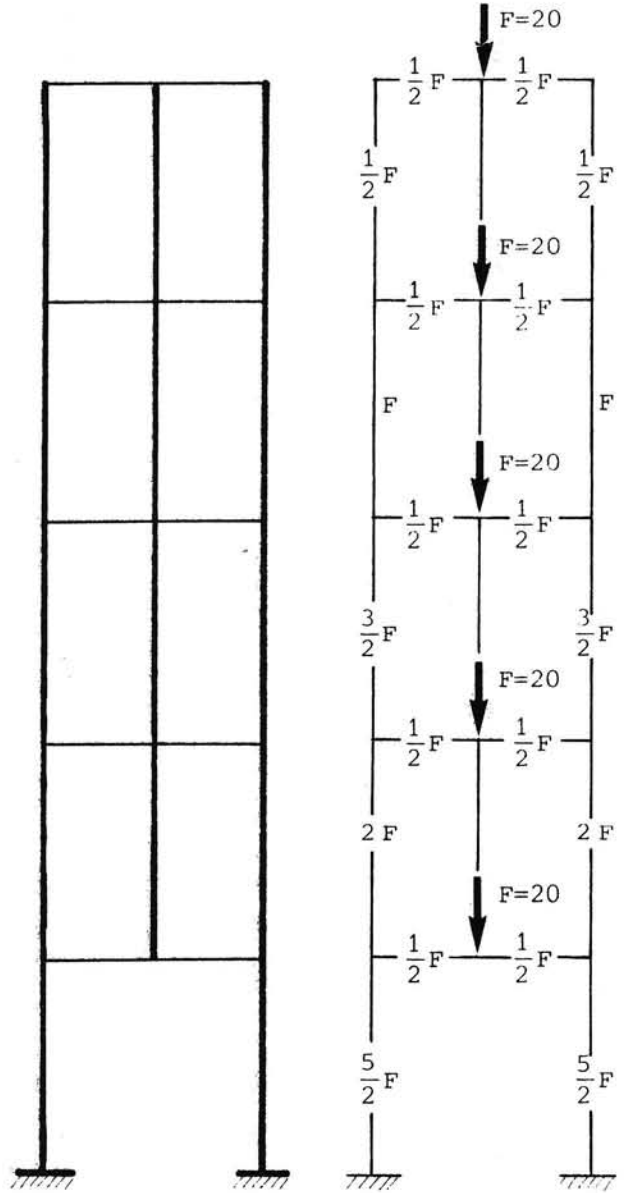
In het geval dat enkele gevelelementen - en daarmee enkele kolommen - verdwijnen, zal de belasting boven het gat anders afgevoerd moeten worden. Om de nieuwe krachtswerking te doorgronden wordt als model van het gevelelementensysteem een raamwerk bekeken. Dit raamwerk (figuur 9c) bestaat uit 2beuken en 5 verdiepingen. Het wordt belast door 5 puntlasten ter plaatse van de middelste kolommen. Aan het raamwerk zijn enkele (elastische) berekeningen met variabele rek- en buigstijfheden voor balken en kolommen uitgevoerd.

De belasting van dit raamwerk zal normaliter direkt door de middenkolommen worden afgevoerd. Slechts een zeer klein deel zal door buiging via de regels naar de zijkolommen worden overgebracht. Naarmate de regels buigstijver en de kolommen slapper worden zal dit aandeel groeien. Als bij dit raamwerk de kolom middenonder verdwijnt (figuur 9c) zal de belasting langs een andere weg afgevoerd moeten worden.



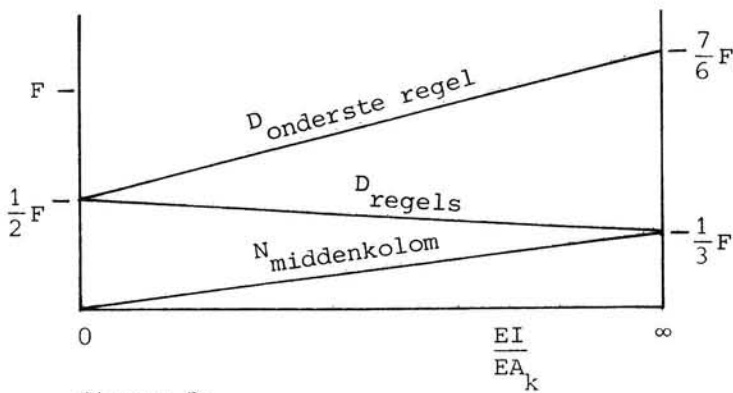
figuur 9e

$$\frac{EI_{regel}}{EI_{kolom}} = \infty$$



figuur 9f

$$\frac{EI_{regel}}{EI_{kolom}} = 0$$



figuur 9g

Dit kan, extreem gezien, op twee manieren, afhankelijk van de stijfheidsverhouding van kolommen en regels.

1e De regels zijn  $\infty$  stijf, vergeleken met de rekstijfheid van de kolommen (figuur 9e).

Dit betekent dat alle knooppunten per verdieping evenveel zakken, zodat alle kolommen per verdieping evenveel worden ingedrukt en dezelfde normaalkracht bezitten. De dwarskracht in de regels is overal  $\frac{1}{3} F$  behalve op de onderste verdieping. Daar zijn slechts twee kolommen aanwezig die samen de totale belasting dragen.

De dwarskracht in de onderste regel is veel groter omdat hierlangs de normaalkracht van de middenkolom moet worden afgevoerd.

2e De kolommen zijn  $\infty$  stijf vergeleken met de buigstijfheid van de regels. (figuur 9f)

Ten gevolge daarvan blijven alle knooppunten op dezelfde plaats; de regels buigen alle evenver door en de midden kolommen zijn spanningsloos. De dwarskrachten in de regels zijn overal  $\frac{1}{2} F$  en de normaalkrachten in de zijkolommen nemen lineair toe.

De werkelijke krachtsverdeling zal tussen deze extrema in liggen, hetgeen betekent dat  $F$  de normaalkracht in de middenkolom bij de bovenste verdieping varieert tussen 0 en  $\frac{1}{3} F$ , in de randkolommen tussen  $\frac{1}{3} F$  en  $\frac{1}{2} F$ . De dwarskracht in de regels varieert van  $\frac{1}{3} F$  tot  $\frac{7}{6} F$ . Zie ook figuur 9g.

Om een en ander te verifiëren is het raamwerk van figuur 9d doorgerekend met een computerprogramma, dat buigvervorming én normaalkrachtvervorming in rekening brengt.

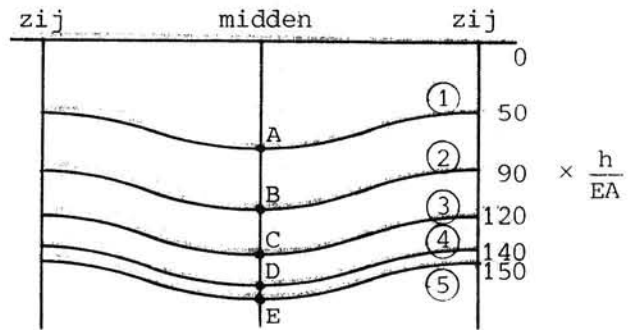
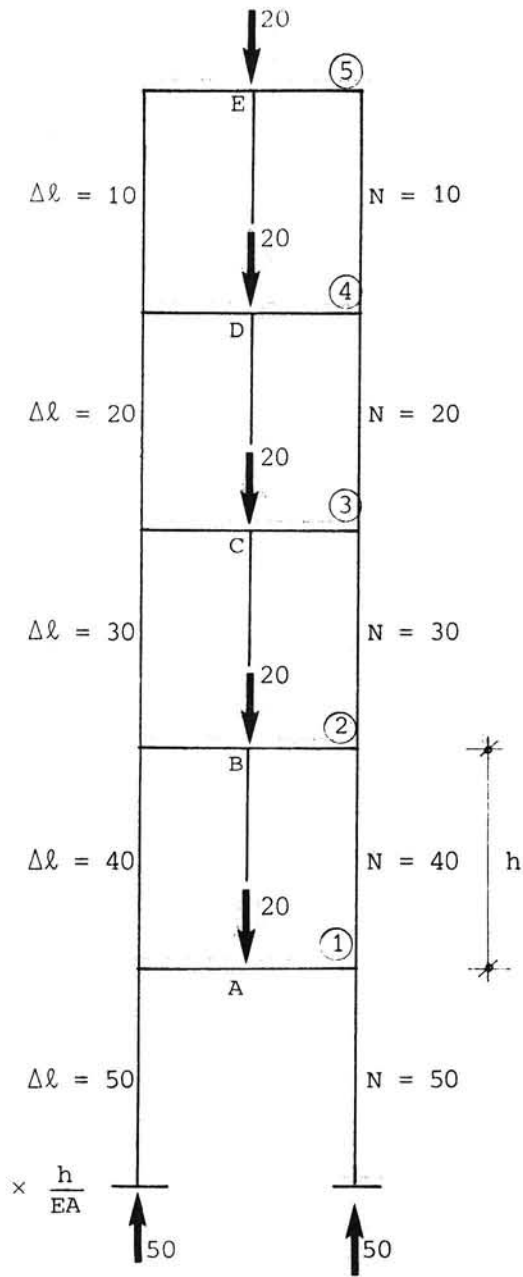
De berekeningen zijn uitgevoerd voor de volgende stijfheden:

geval	regels	kolommen
1	$A_r, I_r$	$A_k, I_k$
2	$A_r, I_r$	$10A_k, I_k$
3	$A_r, I_r$	$100A_k, I_k$
4	$A_r, I_r$	$A_k = \infty, I_k = \infty$

$$\left. \begin{array}{l} A_r = 0,18 \text{ m}^2 \\ I_r = 0,012 \text{ m}^4 \end{array} \right\} \text{regel } 0,9 \times 0,2 \text{ m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_k = 0,04 \text{ m}^2 \\ I_k = 0,0001 \text{ m}^4 \end{array} \right\} \text{kolom } 0,2 \times 0,2 \text{ m}^2$$

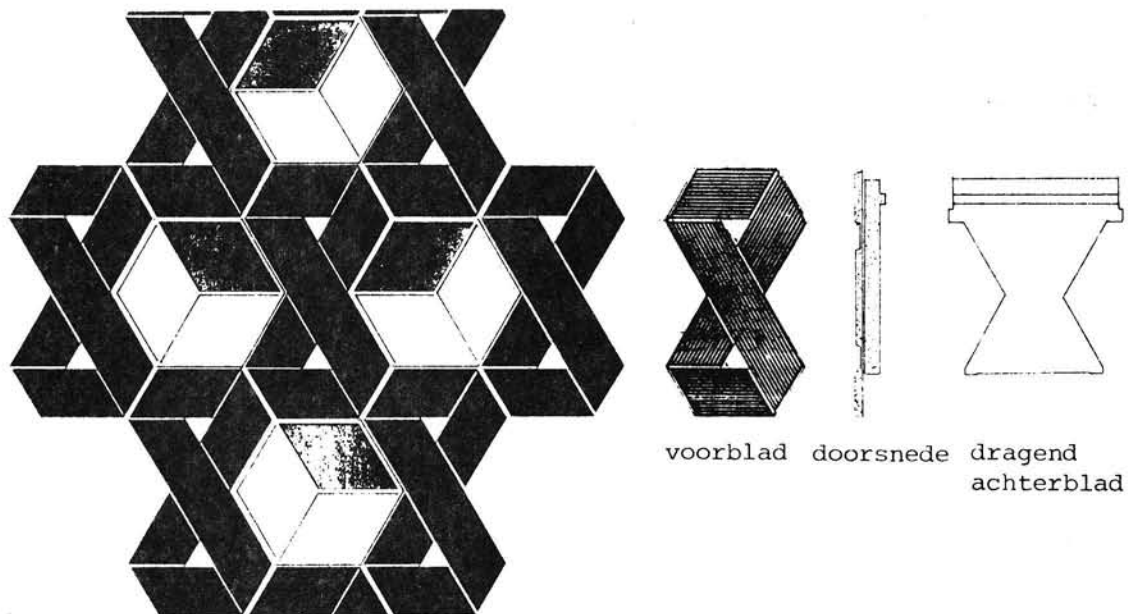
De gekozen afmetingen zijn die van het gevelement.



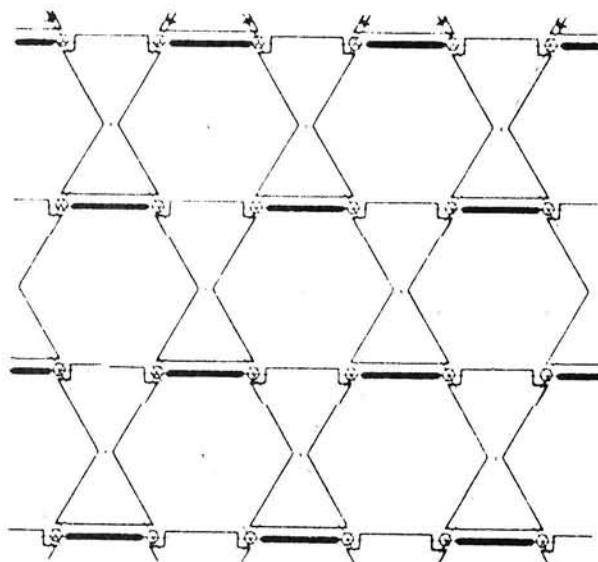
zakkingen van de middenpunten bij afwezigheid van de middenkolommen.

figuur 9h

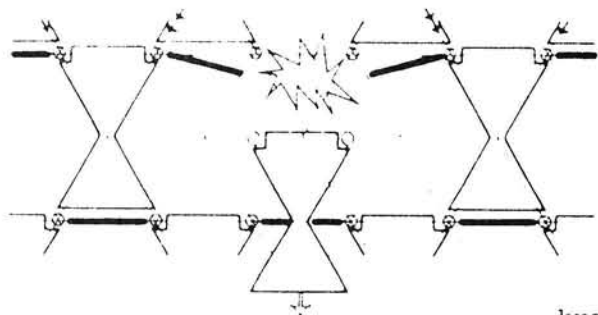




voorblad doorsnede dragend  
achterblad



opbouw dragende delen



krachtswerking na explosie

Dragend gevelelement, ontworpen door van Leerdam en Verhoef voor een prijsvrag van Hurks-beton. Het element biedt door de gekozen vorm een uitstekende mogelijkheid voor een tweede draagweg in diagonale richting. (zie Cement 1982 p.180)

De berekeningsresultaten worden weergegeven in onderstaande tabellen.

Geval 1				
$A_r, I_r, A_k, I_k$				
verd.	normaalkracht kolommen			dwarskracht regels
	links	midden	rechts	
5 <sup>e</sup>	6,7	6,7	6,7	6,7
4 <sup>e</sup>	13,7	12,5	13,7	6,9
3 <sup>e</sup>	21,4	17,1	21,4	7,7
2 <sup>e</sup>	31,6	16,8	31,6	10,2
1 <sup>e</sup>	50	0	50	18,4

Geval 2				
$A_r, I_r, 10A_k, I_k$				
verd.	normaalkracht kolommen			dwarskracht regels
	links	midden	rechts	
5 <sup>e</sup>	8,4	3,2	8,4	8,4
4 <sup>e</sup>	17,3	5,5	17,3	8,9
3 <sup>e</sup>	26,8	6,4	26,8	9,5
2 <sup>e</sup>	37,5	5,0	37,5	10,7
1 <sup>e</sup>	50	0	50	12,5

Geval 3				
$A_r, I_r, 100A_k, I_k$				
verd.	normaalkracht kolommen			dwarskracht regels
	links	midden	rechts	
5 <sup>e</sup>	9,7	0,7	9,7	9,7
4 <sup>e</sup>	19,5	0,9	19,5	9,8
3 <sup>e</sup>	29,5	0,9	29,5	10,0
2 <sup>e</sup>	39,7	0,6	39,7	10,2
1 <sup>e</sup>	50	0	50	10,3

Geval 4				
$A_r, I_r, A_k = \infty, I_k = \infty$				
verd.	normaalkracht kolommen			dwarskracht regels
	links	midden	rechts	
5 <sup>e</sup>	10	0	10	10
4 <sup>e</sup>	20	0	20	10
3 <sup>e</sup>	30	0	30	10
2 <sup>e</sup>	40	0	40	10
1 <sup>e</sup>	50	0	50	10

Enkele opmerkingen naar aanleiding van de berekenings resultaten.

Als de kolommen  $\infty$  stijf zijn zullen alle zijknopen op hun plaats blijven, alle middenknopen evenveel zakken en de midden kolommen spanningsloos blijven. De normaalkrachten in de zijkolommen zijn respectievelijk 10, 20, 30, 40 en 50 (geval 4).

De kolommen zijn echter niet  $\infty$  stijf, wat betekent dat de bovenste middenknopen relatief meer willen zakken (omdat de oplegpunten meer zakken) zodat ze gaan leunen op de onderliggende knopen en er dus drukkrachten in de middenkolommen ontstaan (zie figuur 9h).

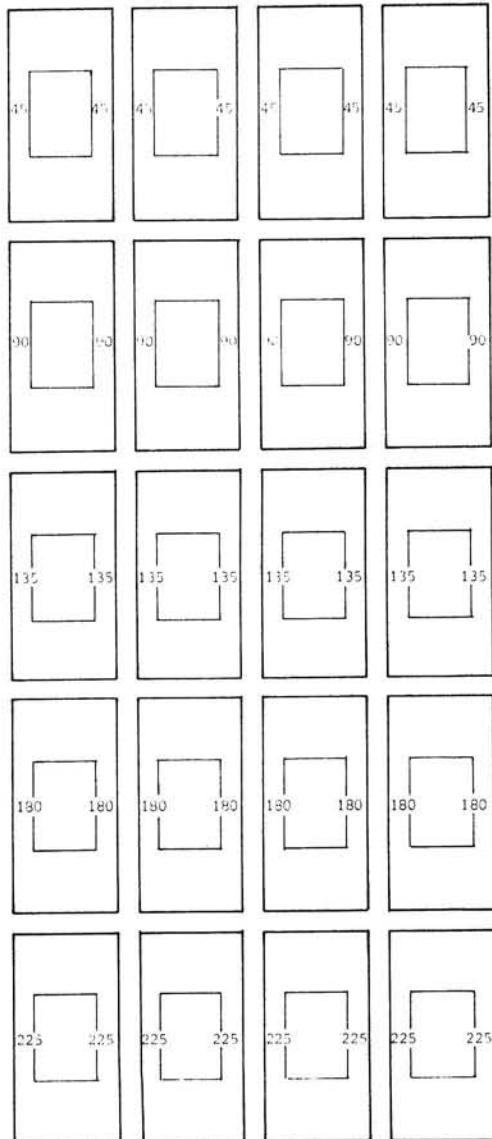
Op nevenstaande bladzijde staan de resultaten van enkele berekeningen van het aangegeven schema voor 4 verschillende stijfheden. Als de rekstijfheid EA van de stijl  $\infty$  is moeten in de zijkolommen normaalkrachten 10, 20, 30, 40 en 50 ontstaan en in de middenkolommen niets (geval 4).

De waarden van geval 1 zijn die van het gevelelement: regel 0,9 x 0,2, stijl 0,2 x 0,2 m. In de overige gevallen varieert de oppervlakte  $A_k$  van de stijl. De verdiepinghoogte is 3,6 m en de traveemaat 1,8 m. Geval 2 benadert geval 4 al erg aardig. ( $EA_k$  is hier 10 x zo groot als normaal). In geval 3 ( $EA_k$  100 x zo groot) is de normaalkracht in de midden kolom vrijwel = 0. De conclusie is eigenlijk al getrokken: bij zeer stijve (rekstijfheid!) stijlen zullen de middenkolommen spanningsloos blijven en bij wat reëler stijfheidsverhoudingen zal de middenkolom meewerken om de zakkingsverschillen te nivelleren. Toch zal het leeuwendeel van de belasting via de zijkolommen worden afgevoerd.

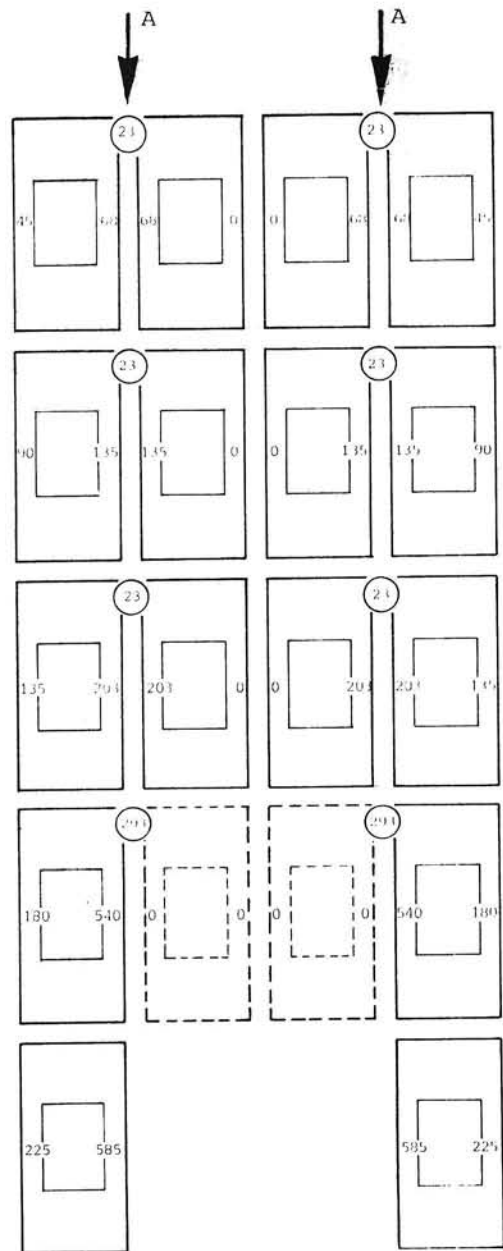
De krachtsverdeling in de gevelelementen

De constructie, opgebouwd uit gevelelementen lijkt enigszins op een gewoon raamwerk. De krachtswerking in de gevelelementen bij progressive collapse zal dan ook lijken op de zojuist beschouwde.

Er is echter een wezenlijk verschil, namelijk dat bij de gevelconstructie sprake is van dubbelkolommen, die per verdieping gekoppeld zijn door de randbalk.



figuur 9i  
krachten in de kolommen  
in het normale geval  
geen dwarskrachten  
in de randbalken



figuur 9j  
krachten in de kolommen  
bij bezwijken.  
(293) dwarskrachten in de  
randbalk  
theoretische beschouwing  
zie ook pagina 20

Deze randbalk zorgt ervoor dat de kolommen (ongeveer) gelijk verkorten en verlengen, zodat de normaalkrachten in elk tweetal kolommen evengroot zijn.

Op ieder gevelelement werkt in totaal een kracht van 90 kN, (30 kN eigen gewicht van het gevelelement en 60 kN eigen gewicht en veranderlijke belasting op de TT -platen).

Dat betekent, dat per dubbelkolom per verdieping een kracht van 90 kN moet worden gedragen. De normaalkrachten die in de kolommen van de gevelelementen ontstaan zijn weergegeven in figuur 9i. Als een dubbelkolom door een calamiteit verdwijnt zullen alle hoger aangrijpende krachten van 90 kN grotendeels zijwaarts worden afgevoerd.

Dat betekent dat de dubbelkolommen in de sneden A (figuur 9j) er 45 kN verkrijgen per verdieping, iedere kolom 22,5 kN.

De randbalk moet ervoor zorgen dat de dracht van 45 kN gelijkmatig over de kolommen verdeeld wordt en dus ontstaat in de randbalk een dwarskracht van 22,5 kN.

Dit getal kan door normaalkrachtvervorming in de hoogte van het gebouw variëren en wel boven iets kleiner zijn en beneden iets groter dan 22.5 kN.

Ter plaatse van het gat is de situatie totaal verschillend.

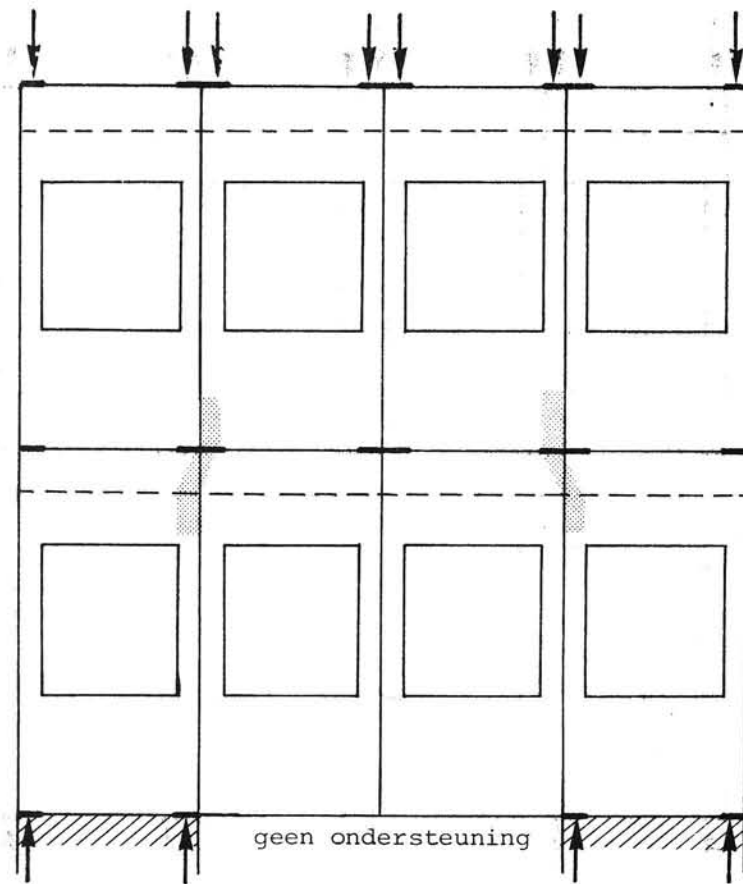
Hier zijn geen twee kolommen meer maar slechts één.

De randbalk hoeft er hier niet voor te zorgen dat extra krachten netjes verdeeld worden over de dubbelkolom, maar moet zorgen dat de krachten uit de bovengelegen dubbelkolom nu naar één kolom geleid worden. Zie ook de figuren 10a en 10b.

De omcirkelde getallen geven de dwarskrachten in de randbalken weer.

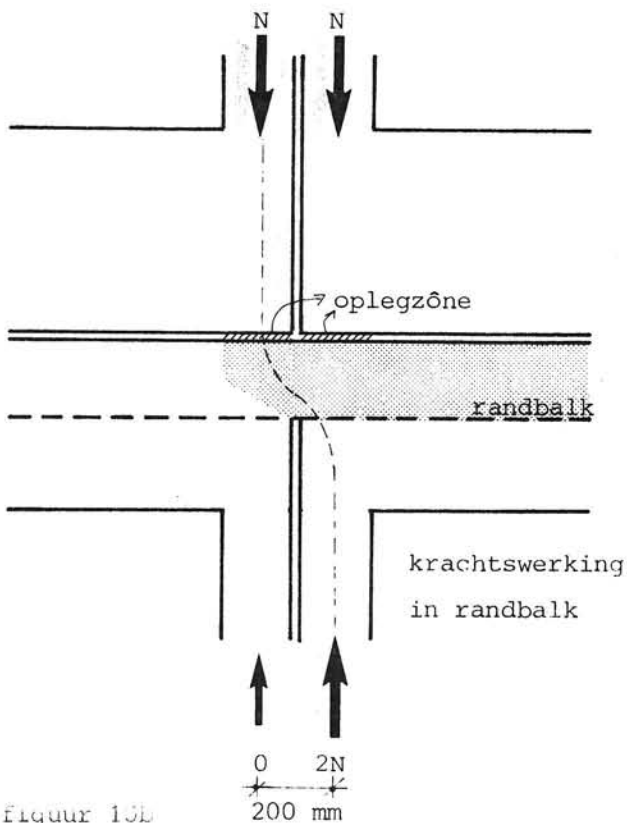
Direct boven het gat hebben de randkolommen een normaalkracht  $N = 203$  kN. Deze normaalkracht moet, vermeerderd met 90 kN, het gewicht van één van de twee losse gevelelementen (getekend met een streeplijn), overgenomen worden door de enkele kolom, één verdieping lager.

De randbalk moet dus een dwarskracht van  $203 + 90 = 293$  kN over brengen. Dit krachtenspel is sterk geschematiseerd, alle normaalkrachtvervorming is verwaarloosd, maar het toont goede overeenkomsten met de computerberekeningen (zie o.a. pag. 20).

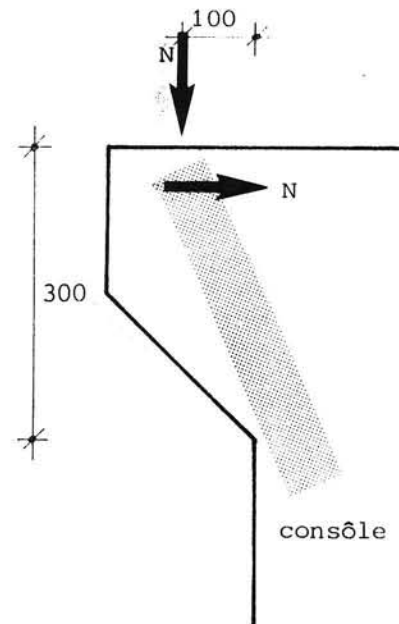


figuur 10a

krachtswerking in de randbalk  
bij bezwijken van 2 elementen



figuur 10b



figuur 10c

### 10. De krachtswerking in de randbalk

De voorgaande berekeningen hebben o.a. waarden opgeleverd voor de dwarskracht in de randbalk. Bij de meer ernstige vorm van bezwijken bleek een dwarskracht van 227 KN op te treden. ( $\gamma=1$ ) Het extreme geval 5 blijft voorlopig buiten beschouwing. Onderzocht dient nu te worden of de randbalk in staat is om deze dwarskracht op te nemen bij een  $\gamma = 1,1$ .

Volgens artikel E 504.1 is de nominale schuifspanning

$$\tau_d = \frac{250.000}{200 \times 300} = 4,2 \text{ N/mm}^2$$

( $D = 227 \times 1,1 = 250 \text{ kN}$ ;  $A = b \times h = 200 \times 300 \text{ mm}^2$ )

De toelaatbare schuifspanning voor B 22,5 is:

$$\tau_1 = 0,5 \times f_b = 0,5 \times 1,3 = 0,65 \text{ N/mm}^2$$

Het gaat hier echter om een nogal bijzondere randbalk: hij zit vrijwel overal ingesloten in het gevelelement en is eigenlijk alleen in de spleet tussen twee elementen als balk te herkennen.

De randbalk heeft in feite daar ter plaatse een lengte van 20 mm!

Op grond van het bovenstaande dringt de overeenkomst met een consôle of een gedrongen balk zich op.

De randbalk komt pas in functie als normaalkrachten van de ene kolom zijwaarts moeten worden overgedragen naar de andere kolom (zie figuur 10a en b). De normaalkracht hoeft dan slechts over een afstand van 200 mm te worden verplaatst.

Uit de figuren 10b en c blijkt duidelijk dat hier inderdaad sprake is van consôle werking.

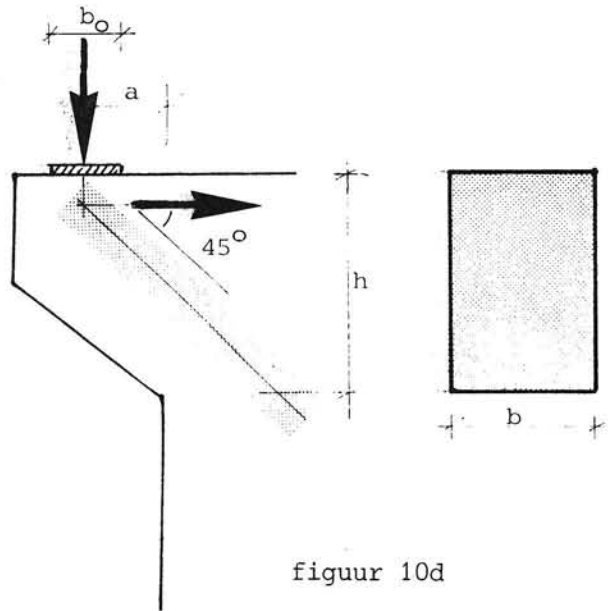
De consôle heeft afmetingen  $b \times h = 200 \times 300 \text{ mm}$  en de kracht grijpt aan op 100 mm uit de dag.

De waarde van  $\tau_1$  voor een consôle kan worden bepaald m.b.v. art. E 504.2.2. van de VB 74:

$$\lambda_t = \frac{100 + 100}{300} = 0,67 \quad \lambda_t^2 = 0,44$$

$$\tau_1 = \frac{4,8 \times 1,3}{1 + 0,44} \times \sqrt{\frac{200 \times 200}{300 \times 200}} = 3,54 \text{ N/mm}^2$$

Dit is nog niet voldoende ( $\tau_d = 3,8$ ).



figuur 10d



Vergroten van de hoogte van de randbalk tot b.v. 400 mm geeft wel soelaas.  $\tau_1$  blijft in dat geval  $\tau_1 = 3,5$  terwijl  $\tau_d$  daalt tot  $\tau_d = 2.5 \text{ N/mm}^2$ .

Horizontaal moet een zelfde kracht door middel van wapening kunnen worden opgenomen.

Dat geeft een wapening van  $250.000/400=625 \text{ mm}^2$ .  $\omega_o = 1,04 \%$   
Hiervoor zijn 4 staven  $\emptyset 16$  ( $804 \text{ mm}^2$ ) al ruim voldoende.

Als deze staven door de hele randbalk doorlopen, hebben ze automatisch voldoende verankeringslengte.

Uitgaande van de maximale waarde voor  $\tau_1 = 3,54$  kan de randbalk met de gegeven afmetingen van  $200 \times 300 \text{ mm}$  een dwarskracht overbrengen van  $3,54 \times 300 \times 200 = 212 \text{ kN}$  maximaal.

#### Krachtenwerking bij variërende elementafmetingen

Bij de voorgaande berekening zijn de maten van het standaard gevelelement aangehouden.

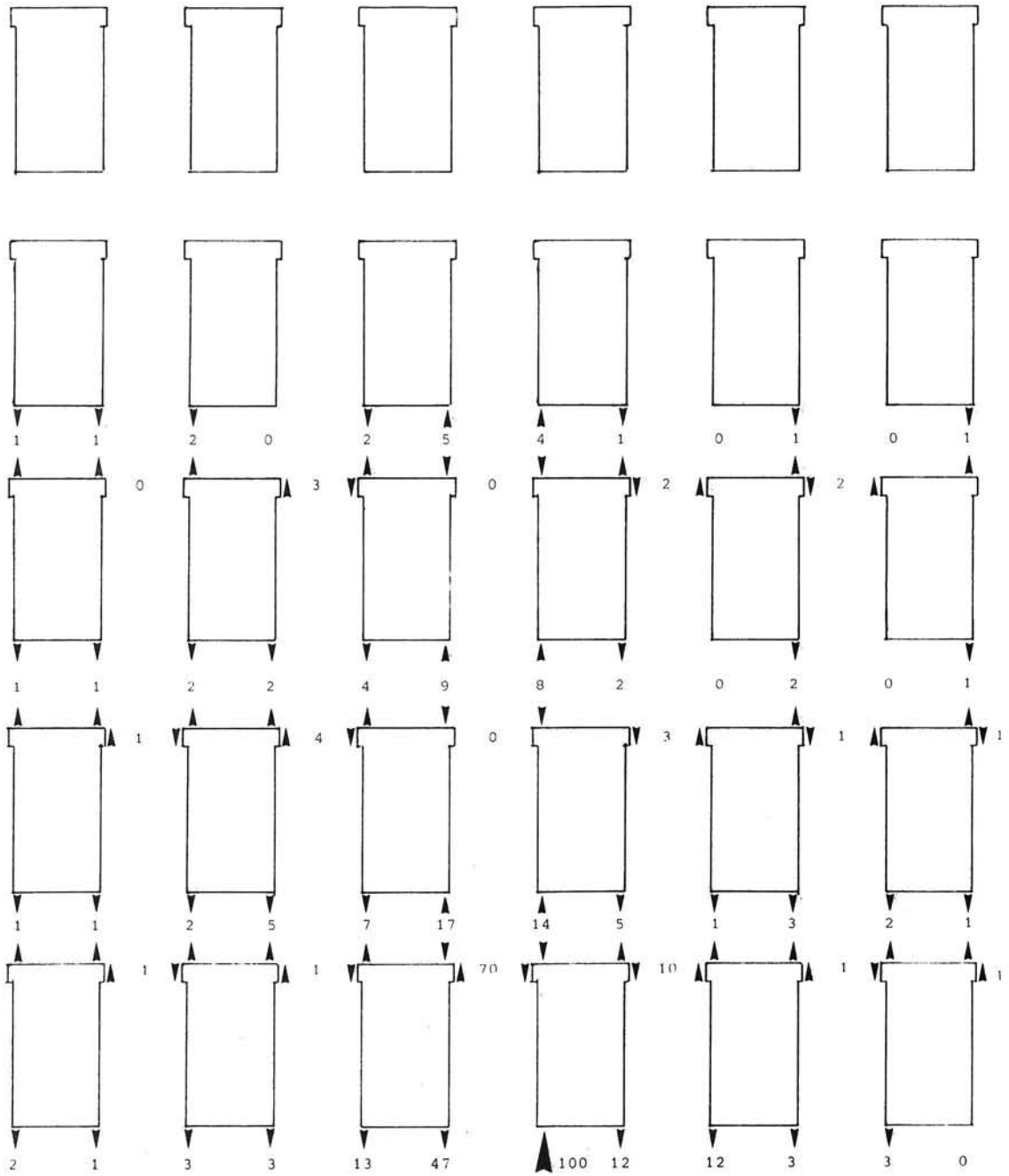
Om voor andere elementafmetingen enige richtlijnen te kunnen geven is gebruik gemaakt van CUR-rapport 47 "Gedrongen kolommen en korte consôles" [3].

Aan dit rapport kunnen de volgende aanbevelingen worden ontleend:

- er is sprake van een korte consôle of gedrongen balk als de factor  $a/h < 1,5$  à  $2$  bedraagt. (zie figuur 10d)
- de gevelelementen dienen zoveel mogelijk aan de randen te worden opgelegd om bovenstaande voorwaarde te realiseren, waarbij de oplegbreedte kleiner moet zijn dan de de halve randbalkhoogte (dus  $b_o < \frac{1}{2} h$ )
- er moet zich een drukzône kunnen ontwikkelen, die ongeveer onder  $45^\circ$  loopt.
- de horizontale trekkracht moet kunnen worden opgenomen door wapeningsstaal

#### Conclusies

Ten aanzien van de krachten in de randbalk kan geconcludeerd worden dat de balk dankzij consolewerking deze krachten uitstekend op kan nemen, mits de oplegging van de elementen oordeelkundig gebeurt.



figuur 11a

## 11. Analyse van trekkrachten in de oplegging

Bij het doorrekenen voor diverse belastinggevallen van dragende gevelelementen komen af en toe trekkrachten voor in de opleggingen van de elementen.

Deze opleggingen bestaan uit een stelschroef en een onderkouwde voeg, die in principe niet in staat zijn trekkrachten op te nemen.

(Het zou misschien interessant zijn om na te gaan hoeveel trekkracht zo'n verbinding nog kan leveren).

Voor de komputerberekening moet dus gelden, wil deze realistisch zijn, dat de verticale reactiekrachten op de elementen drukkrachten zijn, of anders de waarde nul hebben. Binnen het programma ICES-STRU DL bestaan geen mogelijkheden om dit automatisch in te voeren.

De enige overgebleven mogelijkheid is dan: de constructie gewoon doorrekenen, de plaatsen waar trekkrachten optreden opsporen, daar een extra knooppunt invoeren, de optredende trekkracht negatief op beide elementen aanbrengen, de constructie nogmaals doorrekenen en de resultaten optellen bij die van de oorspronkelijke berekening.

Mochten uit deze "optelsom" nieuwe trekkrachten naar voren komen dan herhaalt de hele procedure zich.

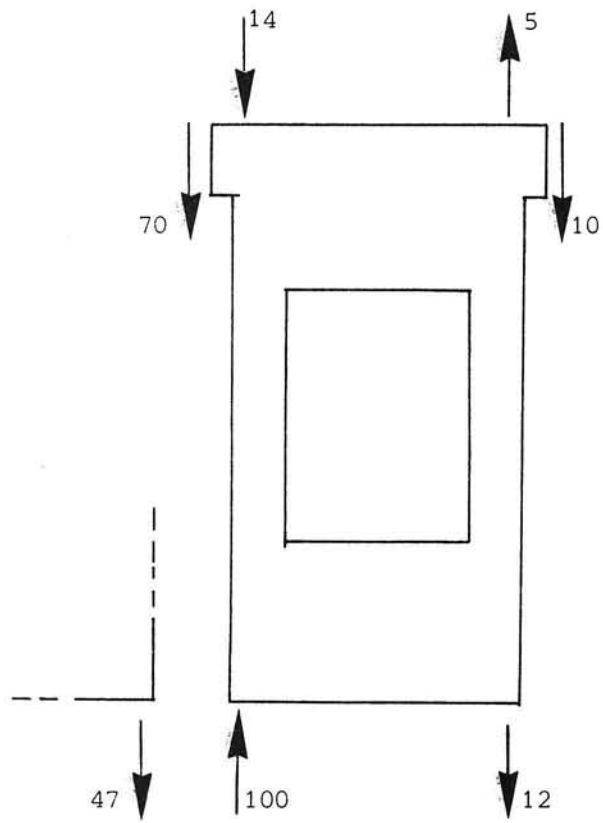
Al met al een geld- en tijdverslindende bezigheid.

Om enig inzicht in de krachtsweking van een "trekloze" verbinding te krijgen is in een doorgaande gevel van één element één hoekpunt losgemaakt. Op dat hoekpunt is een opwaartse kracht van 100 kN gezet om te zien waar deze kracht blijft. (zie figuur 11a)

De computerberekening gaf de volgende krachten op ieder element:

(zie figuur 11b).

- In de direct ernaast gelegen oplegging een trekkracht van 47 kN (ca 50%)
- In de direct erboven gelegen randbalk een dwarskracht van 70 kN (70%)



figuur 11b

- In de overige opleggingen trekkrachten van ca 10%

De kracht 100KN op het element verspreidt zich via dat element naar de omliggende constructie:

- 12% gaat via dwarskracht in de borstweing naar de andere oplegging
- 70% wordt opgenomen door de randbalk direct boven het belaste hoekpunt
- 9% gaat naar het bovengelegen element
- 10% gaat naar de randbalk die diametraal tegenover het belaste hoekpunt zit.

Van de genoemde krachten zijn er twee die aanleiding kunnen geven tot problemen:

- de dwarskracht in de randbalk (70 KN)
- en de nieuwe trekkracht in de aangrenzende oplegging (47 KN).

Op beiden wordt nu ingegaan.

#### De dwarskracht in de randbalk.

De vraag is of de randbalk in staat is en voldoende reserve heeft om de extra dwarskracht op te nemen.

Een vervelend verschijnsel is hierbij dat de grootste dwarskrachten in de randbalken juist bij dezelfde elementen optreden, zowel voor horizontale als voor verticale belasting. Uit resultaten van berekeningen, opgenomen in het voorgaande rapport (fig. V-8a t.o. pag. V-9 tabel 5 op pag. VI-7; tabel 4 op pag. V-13;) blijkt dit duidelijk.

Eén uitzondering treedt uit bovengenoemde resultaten ook naar voren. Precies op de hoek is de oplegreactie maximaal, maar daar is de waarde van de dwarskracht de helft van de overige waarden.

De reserve in de dwarskrachtcapaciteit, die de randbalk daar ter plaatse heeft is voldoende om 70% van de trekkracht in de oplegging op te nemen. Eén travee naar binnen is de dwarskracht 2x zo groot, maar de oplegreactie ongeveer 2x zo klein.

van slechts 70% - is voldoende dwarskrachtcapaciteit.

Op alle overige plaatsen is ruim voldoende dwarskracht capaciteit aanwezig.



### De trekkracht in de aangrenzende oplegging

Trekkrachten in oplegging treden uitsluitend op bij windbelastingen. De algemene krachtsverdeling op een element is dan: een schuifkracht op de bovenzijde en een trek-, resp. drukkracht in de twee oplegpunten en dwarskrachten in de randbalken. Als de trekkracht in A volgens bovenbehandelde sleutel verdeeld wordt over de andere elementen, zal in B 50% van  $R_A$  terechtkomen (figuur 11c). In B heerst al een drukkracht. Als deze groot genoeg is om de trekkracht te compenseren zijn alle problemen opgelost.

Een simpele controle of trekkrachten problemen kunnen opleveren bestaat dus hierin, dat overal waar een trekkracht optreedt geverifieerd moet worden of de drukkracht in de naastgelegen kolom minimaal 50% bedraagt van die trekkracht.

Uit een controle van de berekeningsresultaten (pag 19 t/m 31) blijkt dat aan deze voorwaarde ruimschoots wordt voldaan. Ook voor de hoekpunten geldt dit hoewel daar in twee aangrenzende opleggingen trek optreedt. (zie blz 19)

De trekkracht is in de kopgevel groter dan in de langsgevel (169 vs 101). Daar staat tegenover dat de drukkrachten door eigen gewicht in de langsgevel (waarin de vloer is opgelegd) groter zijn dan in de kopgevel (166 vs 145). (zie ook bladzijde 19).

In de kopgevel resteert een trekkracht van  $169 - 145 = 24$  kN. Daarvan verhuist 50% = 13 kN naar de langsgevel, die een reserve heeft van  $166 - 101 = 65$  kN drukkracht.

### Trekkrachten elders in de gevel

Elders in de gevel zijn de trekkrachten stukken kleiner dan bij de opleggingen. Zelfs al zouden deze trekkrachten voor 100% via de randbalk naar de ernaast gelegen opleggingen verhuizen, dan nog zou er voldoende dwarskrachtcapaciteit in de randbalk en compenserende drukkracht in die opleggingen aanwezig zijn om deze trekkrachten op te nemen.





Trekkrachten bij progressive collapse - geval 4.

Het verschijnsel van trekkrachten in de opleggingen van de gevelelementen is in het algemeen bekeken en blijkt niet onrustbarend. Voor geval 4, waarbij twee elementen uit de kopgevel verdwijnen is nog eens concreet gekeken naar het effect van trekkrachten.

Geval 4 is voor windbelasting het ongunstigst omdat zich de kleinste hefboomsarm kan ontwikkelen tussen druk- en trekkrachten. Bij dit geval resteert na optellen van de oplegreacties uit horizontale en verticale belasting een trekkracht van 89 KN in punt A (zie bladzijde 27).

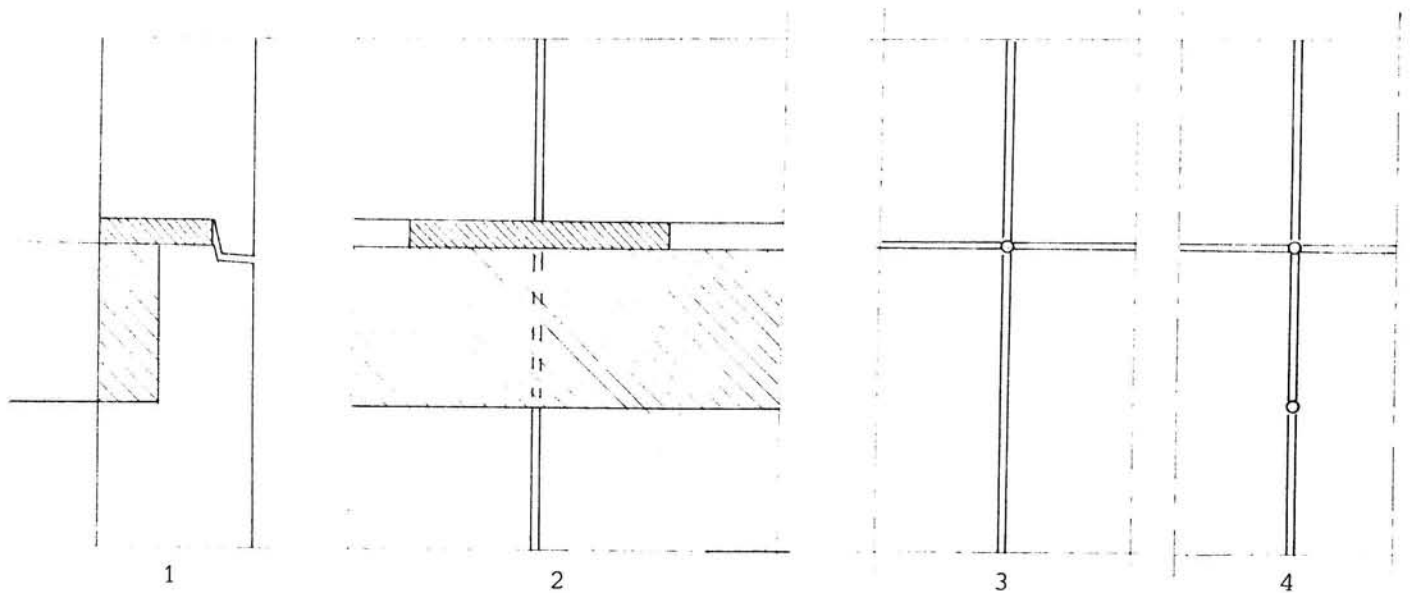
Er is een extra computerberekening gemaakt met een verticale opwaartse puntlast van 89 kN in punt A waarbij oplegpunt A is losgemaakt in verticale zin. De resultaten van deze berekening werden opgeteld bij de reeds bekende krachten. Het resultaat, met uiteraard een reactie 0 in punt A, is getekend op pagina 27. Vergelijking van de twee figuren laat zien dat er geen dramatische wijzigingen optreden in de andere oplegreacties. Dit bevestigt eerder gedane uitspraken.

## 12. Verbindingen

### Inleiding

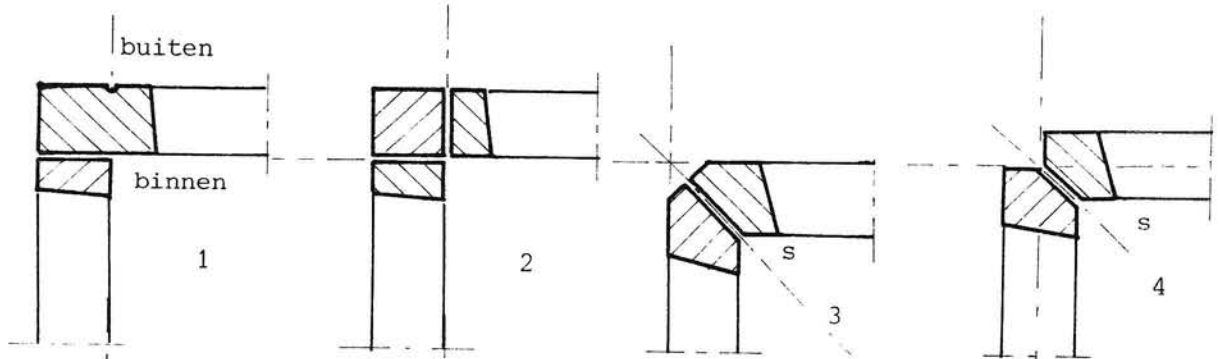
Buiten de verbindingen van het type gebouw dat we in dit rapport gebruiken, worden ook andere mogelijkheden besproken. De verbindingen worden ontworpen zodat ze druk - en dwarskrachten kunnen overbrengen. Sommige verbindingen moeten ook trek opnemen. De knopen worden in de berekeningen als scharnieren ingevoerd, de verbindingen moeten dus geen momenten overbrengen.

Voor de schematisering verwijzen we naar figuur 12a en naar het eerste deel van dit rapport figuur

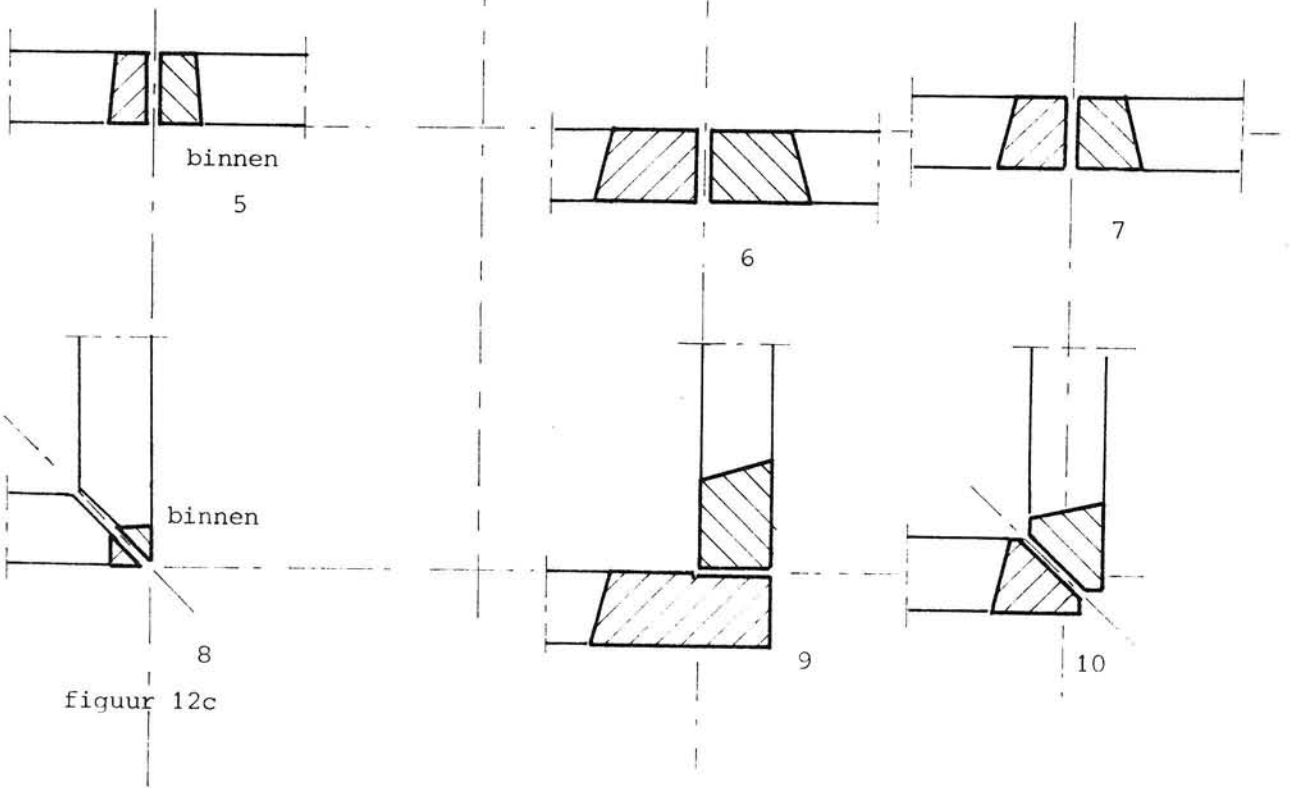


Figuur 12a Verbinding van gevelelementen en vloer d.m.v. ringbalk en ondersabeling. Geschematiseerd tot één scharnier ( 3 ) of tot twee scharnieren ( 4 ).

Belangrijk: Per vloer is er, over de ganse omtrek, een ringbalk met een kettingwapening aanwezig. Bij hoeken en andere onregelmatigheden in de plattegrond wordt speciale zorg besteed aan de continuïteit van de ketting.



figuur 12b

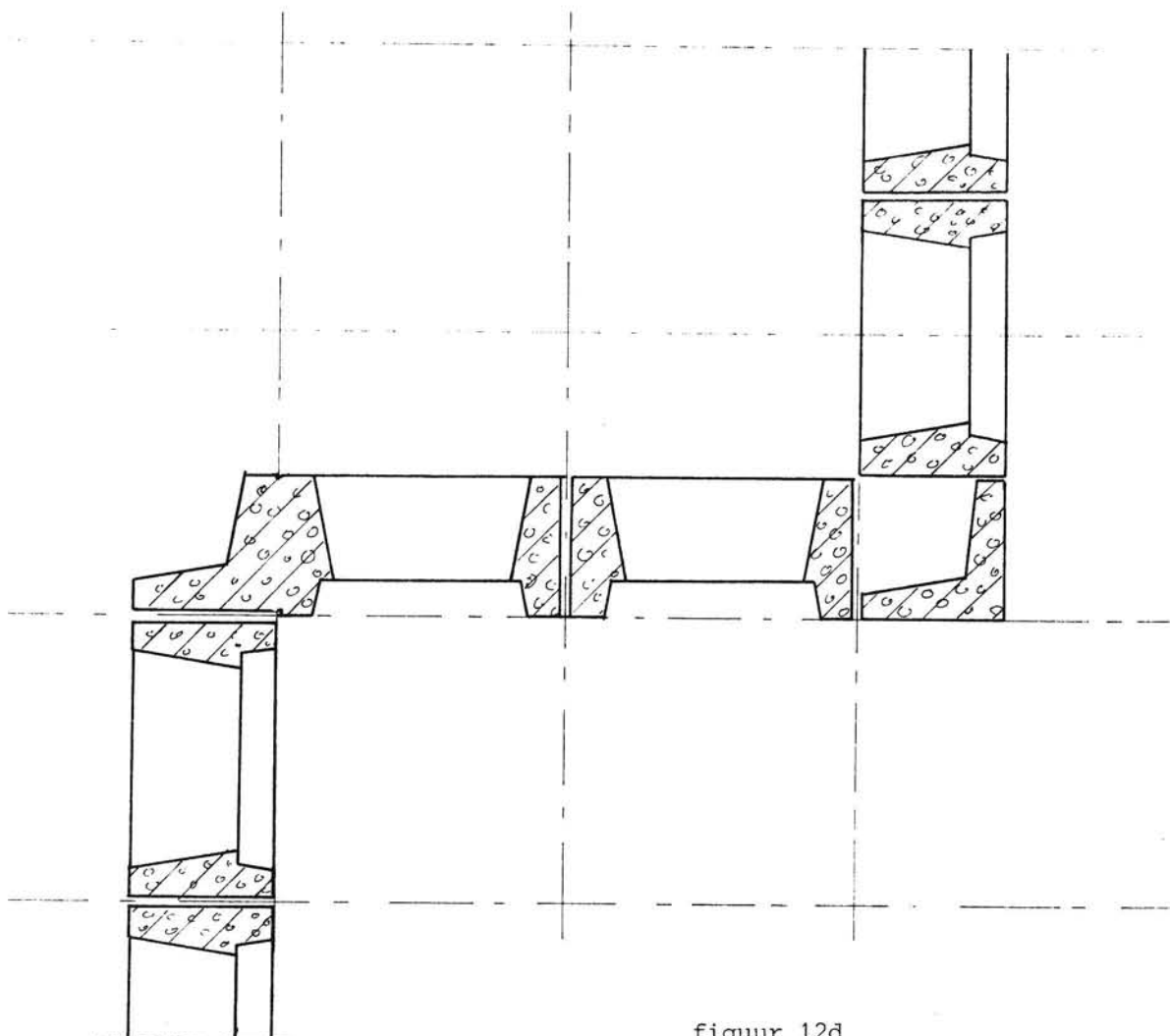


figuur 12c

Hoekoplossingen ( figuur 12b )

De plattegronden worden bij voorkeur ontworpen zodat de binnenzijde van de gevelelementen op de stramienlijnen vallen. Bij andere oplossingen moeten de hoeken nauwkeurig bestudeerd worden. Hierna volgen enkele voorbeelden van hoekoplossingen.

- 1: Door één van de 2 hoekelementen te vergroten wordt de hoek opgevuld. Als dit hoekstuk steeds ofwel links ofwel rechts aan het element wordt toegevoegd, moet voor de hoeken slechts één speciale bekisting gemaakt worden. Als de verticale krachten in de hoeken (uit wind, stabiliteit etc., groot zijn, kunnen de hoekkolommen in rekening gebracht worden. In dit geval is het aangewezen de hoekstukken toe te voegen aan de elementen van de kopgevel, dus met 2 speciale (of aangepaste) bekistingen.
- 2: Een afzonderlijk kolommetje vult de hoek.  
Dit is de oplossing die werd aangenomen voor het modelgebouw dat in dit rapport gebruikt wordt. Het werd niet in de berekening opgenomen.
- 3: De stramienlijnen vallen samen met de buitenkant van de elementen. Dit kan alleen met elementen met brede en ondiepe kolommen. Er moet namelijk voldoende ruimte(s) blijven om het element te kunnen storten, ook als er een aanslag voor een raam is.  
Voor dragende gevelelementen is meestal het binnenvlak ook het stortvlak.
- 4: De stramienlijnen vallen binnen het element. Ruimte voor het storten als voor Fig. 3.



figuur 12d

Als de plattegrond een onregelmatige vorm heeft kunnen ook binnenhoeken voorkomen. Voor gebouwen met binnen- en buitenhoeken kan het nuttig zijn om de dikte van de elementen (900 of 600 mm) zo te kiezen dat ze de helft zijn van de stramienmaat (1800 of 1200 mm). In dit geval, zoals voor het Centrum te 's Hertogenbosch, kunnen de hoeken gevuld worden met een afzonderlijk of een vast hoekstuk. Figuur 12d geeft de binnenhoek voor de oplossing volgens fig 12b - 1, 2 en 5. Hierbij moet nagegaan worden of de overblijvende kolommen voldoende weerstand hebben en uitgevoerd kunnen worden.

Voor gebouwen met binnen- en buitenhoeken kan het zinvol zijn om de hartlijn van de elementen te doen samenvallen met de stramienlijn, zoals weergegeven in figuur 12c - 4, 7 en 10

### Afmetingen van de elementen

Als basis nemen we een element met een hoogte gelijk aan de verdiepingshoogte en de breedte gelijk aan de module of een deel ervan bv. 1,200 , 2,800 of 2,400 m. Voor kleine reeksen nemen we voor de afmetingen van de elementen de basis. Een mal wordt nuttig gebruikt wanneer er 50 à 60 elementen in gestort worden. Bij grote reeksen kan overwogen worden om elementen te voorzien van 2 of meer maal de basis, dit in de hoogte of in de breedte. Hierbij moeten o.a. volgende punten nagezien worden:

- Sterkte van de elementen bij ontkisten, vervoer, montage enz..  
Alleen elementen met een grote diepte komen hiervoor in aanmerking.
- Vervoer: breedtes boven 2,5 m. kunnen moeilijkheden geven en moeten per geval bestudeerd worden.
- Verbinding en montage van de vloeren.  
Opletten voor stekeinden die de montage van de vloerplaten kunnen hinderen.
- Dit systeem wordt alleen gebruikt voor gebouwen met 2 lagen.

#### 2. Dubbel in breedte:

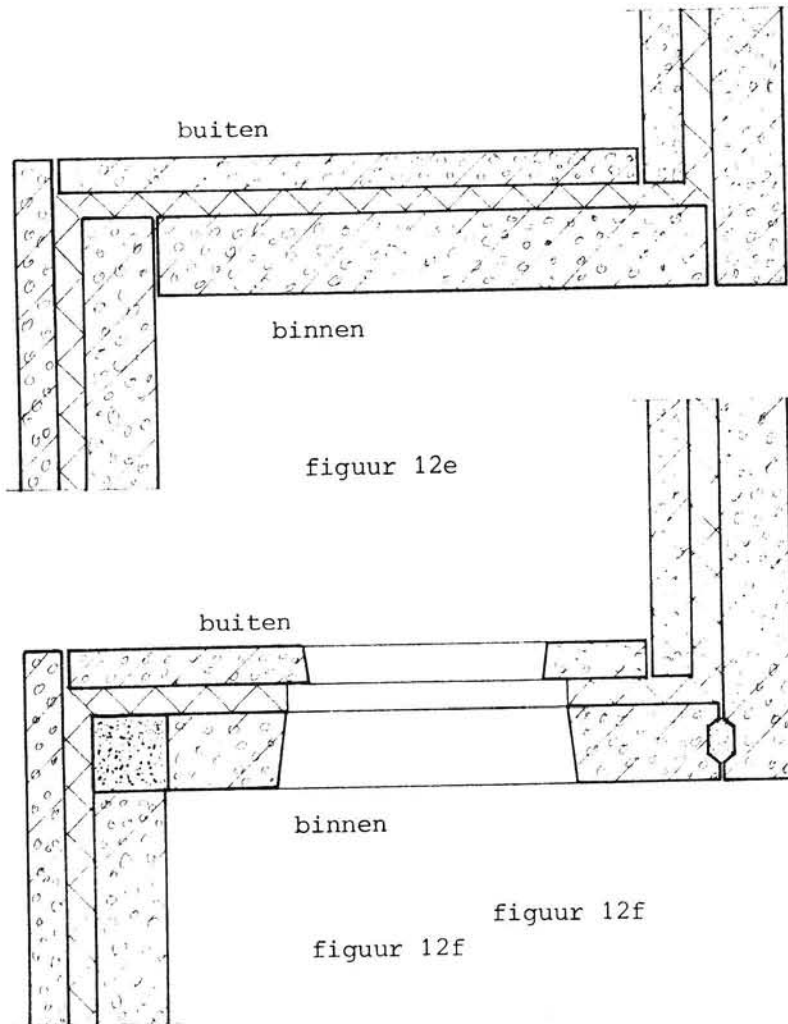
- Sterkte bij het ontkisten ed.
- Vervoer: horizontaal      breedte    2,5 m  
                                  vertikaal      hoogte    3,4 m  
                                                          breedte    7    m

Grote maten moeten per geval onderzocht worden.

Dakranden, plinten, hoekkolommen enz.. kunnen ofwel los voorzien worden, ofwel deel uitmaken van de elementen. Voor dit laatste wordt meestal een keuze gemaakt tussen dakranden + plinten of hoekkolommen. Hierbij worden bovenstaande grenzen aangehouden.

De kraankapaciteit op het werk of in de fabriek zal in sommige gevallen beperkingen opleggen. 5 à 6 Ton zijn courant, maar 10 of 12 ton komt ook voor.

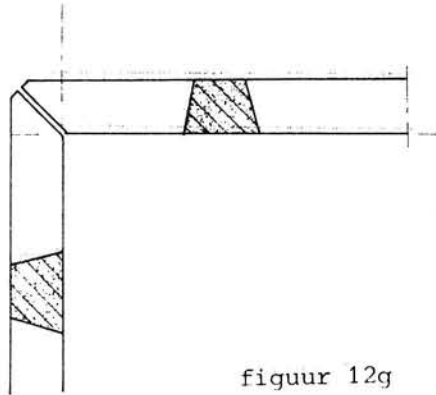
Het is belangrijk de beschikbare kraan zo goed mogelijk te benutten en alle elementen ongeveer hetzelfde gewicht te geven, zeker geen uitschieters naar boven voorzien. Wanneer de montage met een mobiele kraan gebeurt, geldt deze opmerking per montagefase.



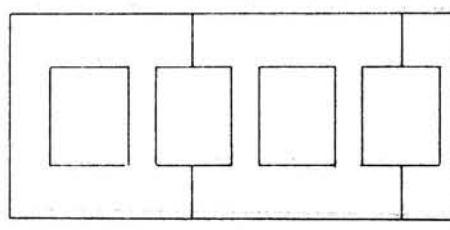
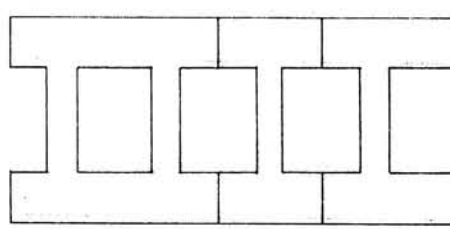
Figuur 12e,f: twee hoekoplossingen voor sandwichpanelen met raamopeningen.

Figuur 12e toont droge verbindingen en

Figuur 12f aangestorte verbindingen.



figuur 12g



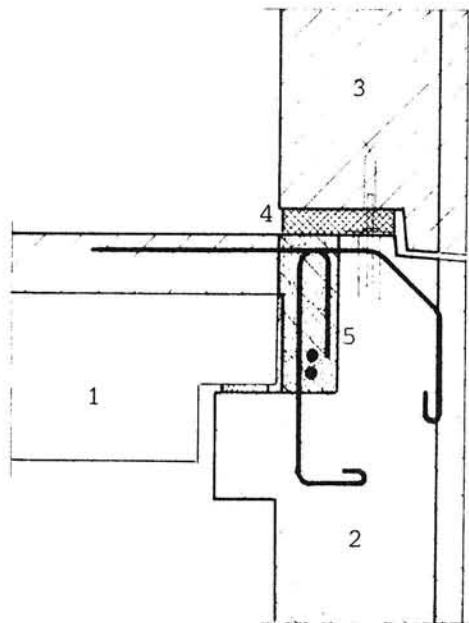
figuur 12h

De tot hier besproken verbindingen hebben telkens 2 of 3 kolommen die de hoeken van het gebouw vormen. Deze oplossingen zijn te verkiezen boven de gevallen zonder hoekkolommen (fig 12g) dit om praktische en rekentechnische redenen. Dit geldt zowel voor I-, II-, als voor kaderelementen, zie figuur 12h



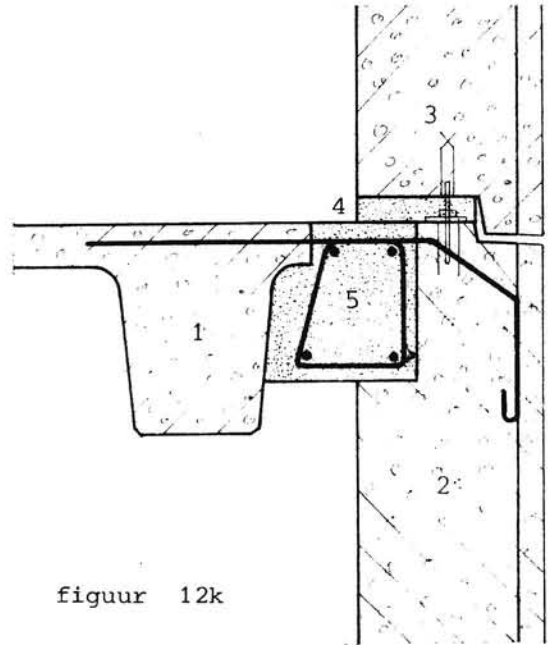
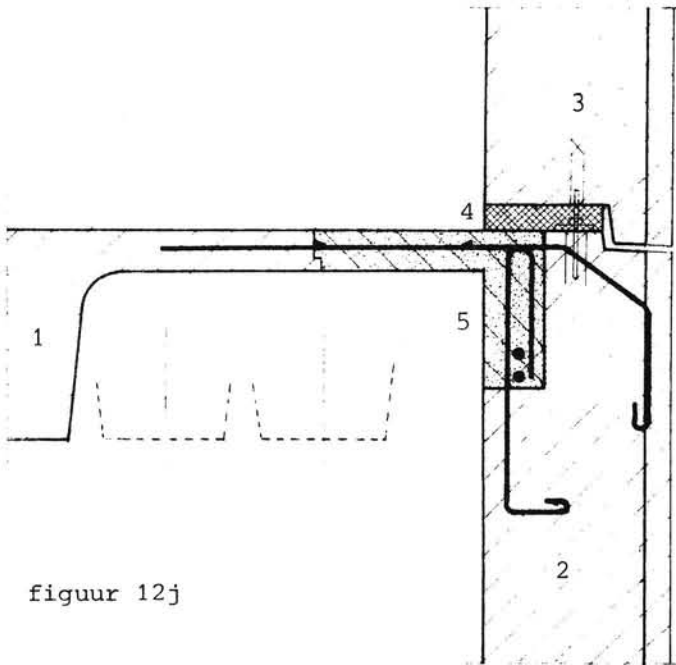
### Verbindingen

In het nu volgende worden enkele mogelijke verbindingen getoond, per figuur van kommentaar voorzien.



Figuur 12i : Verbinding vloer - dragende gevel

1. TT-vloerplaat met een ribafstand van 1,2 m.
2. Gevelelement (standaard kaderelement)
3. Idem
4. Ondersabeling ter plaatse van de kolommen.
5. Ringbalk met kettingwapening



Figuur 12j : Verbinding vloer - met dragende kopgevel

Deze kopgevel levert de stabiliteit in de dwarsrichting van het gebouw.

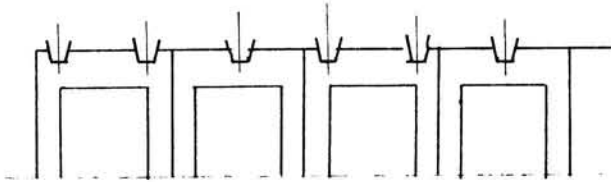
Verklaring 1 t/m 5 zie figuur 12i

De eerste rib van de vloer is hier getekend op 900 mm van de gevel, bij een andere verdeling van de platen kan dit ook 600, 450 of 300 mm zijn.

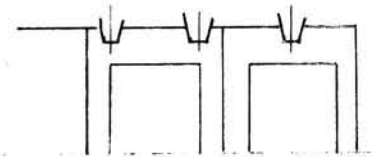
Figuur 12k : Verbinding vloer - met dragende kopgevel

Dit is een variant op de oplossing volgens fig.12j

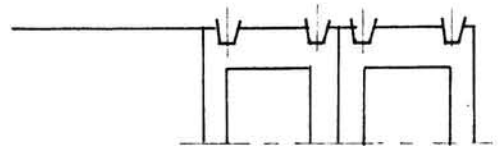
300, 1200, 1200, 1200  
300



1200, 900

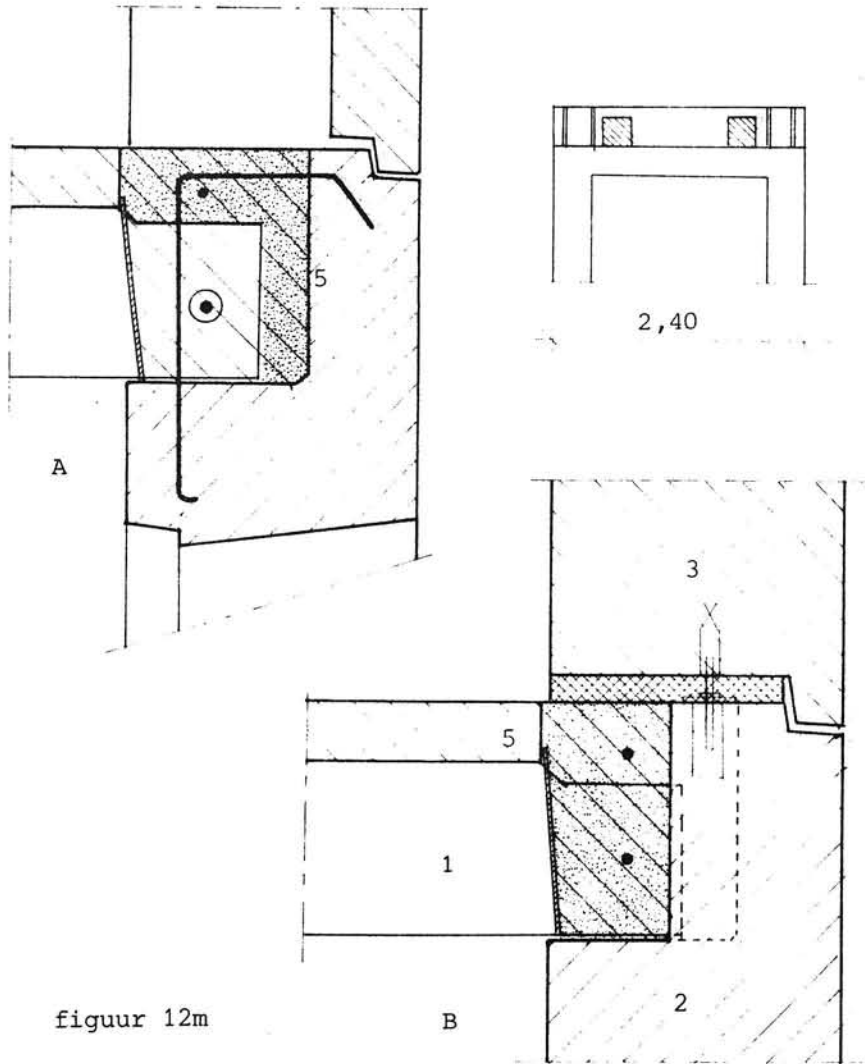


x x 1200, 1200, 600, 1200, 300



variant

Figuur 12l : Verdeling van de vloerplaten, met aansluitingen aan de kopgevels. Andere oplossingen zijn mogelijk.

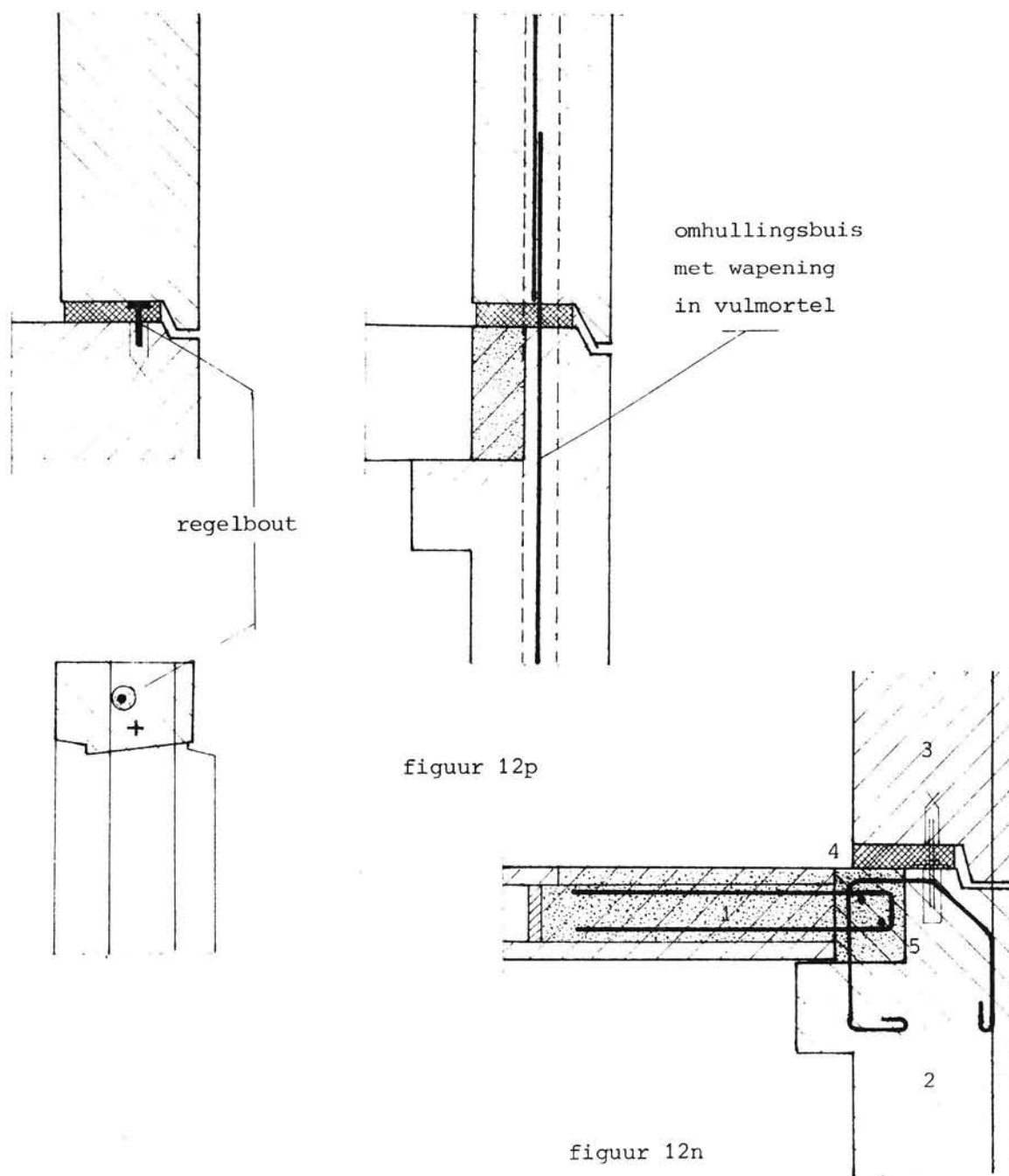


figuur 12m

Figuur 12m: Verbinding vloer - dragende gevel.

Dit is een mogelijke verbinding voor een ander type gevelelement (met een breedte van 2,4 of 4,8 m.).

Dergelijke verbindingen zijn ook geldig voor II- of TT-gevelelementen



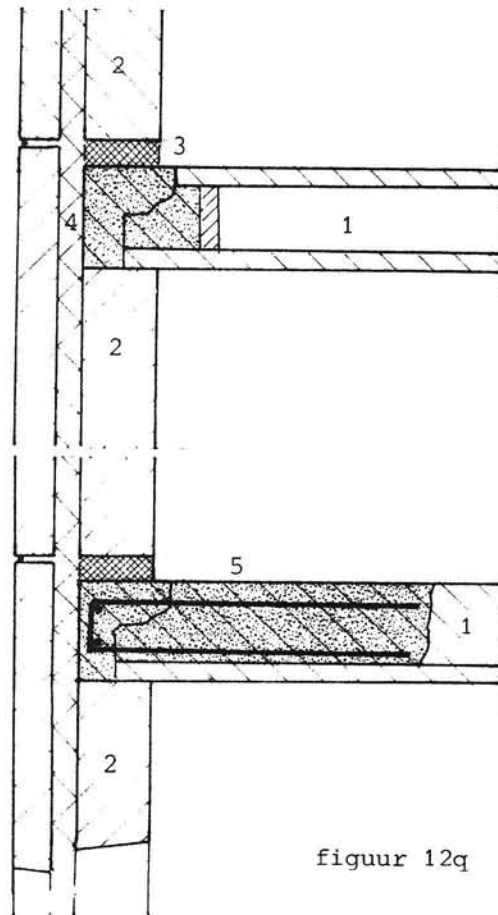
figuur 12p

figuur 12n

Figuur 12n: Verbinding vloer - dragende gevel.

De TT-platen van oplossing 12i werden vervangen door kanaalplaten. De gevelelementen kunnen eventueel uitgevoerd worden zonder consôle

Figuur 12p: Vertikale doorkoppeling van gevelelementen.



figuur 12q

Figuur 12q

1. Vloer bestaande uit kanaalplaten.
2. Gevelelement. Sandwichpaneel met een dragende binnenschaal, een doorgaande isolatie en een decoratieve buitenschaal.  
Afmetingen van de panelen:
  - hoogte = verdiepingshoogte (+ beperkingen voor transport)
  - breedte = 6 à 10 m.
  - maximum gewicht van 12 ton (+ beperkingen door montage-kraan).
3. Doorlopende ondersabeling.
4. Doorlopende ringbalk met kettingwapening.
5. Verbinding van de kanaalplaat met de ringbalk.

### 13. Gebouw Li

In het kader van zijn studie aan geprefabriceerde gebouwen van gewapend beton heeft Li Hong Yuan o.a. een gebouw met dragende (en stabiliserende) gevelelementen onderzocht [4]. Hij heeft daarbij de methode gehanteerd, die is ontwikkeld door ir. W.A. Eisma in het T.H. rapport: Gebouw zonder kern in geprefabriceerd beton. [2] Het gebouw van Li heeft een grondoppervlak van 23,8 x 49,0 meter en is opgebouwd uit dragende gevelelementen van 1,8 x 3,3 meter, dat wil zeggen 13 elementen in de kopgevel en 27 in de langsgevel. De kolomdikte is 300 mm en de element dikte 400 mm, zie figuur (Ter vergelijking, het gebouw uit bovengenoemd T.H. rapport telde 8 x 32 elementen met kolommen van 200 x 300 mm, een duidelijk ongunstiger uitgangspunt).

Li rekent met gebouw hoogtes van 5, 10 en 15 verdiepingen (resp. 16,5, 33 en 49,5 m).

De belastingen zijn:

eigen gewicht	gevelelement	53 kN
e.g. + p.b. + v.b.	vloerplaten	82 kN per element
windbelasting	H = 120 kN	per verdieping per kopgevel

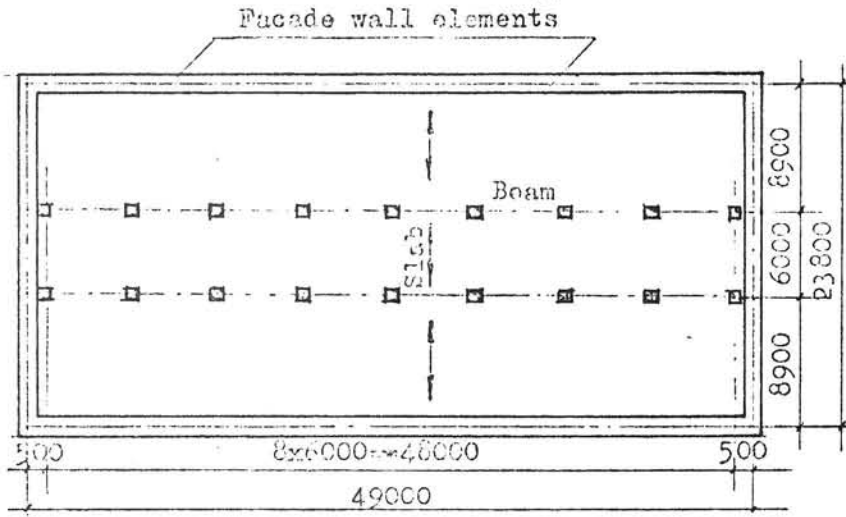


Fig. 4.1 Typical floor plan and structural arrangement

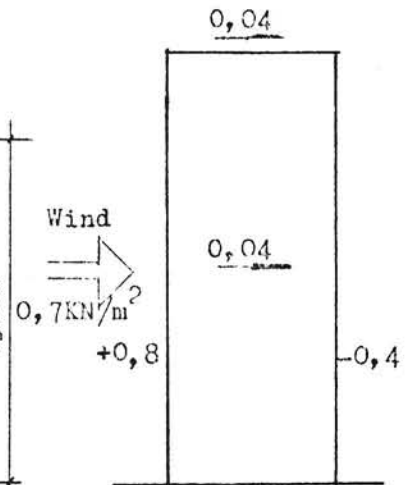


Fig. 4.2 Wind load factor.

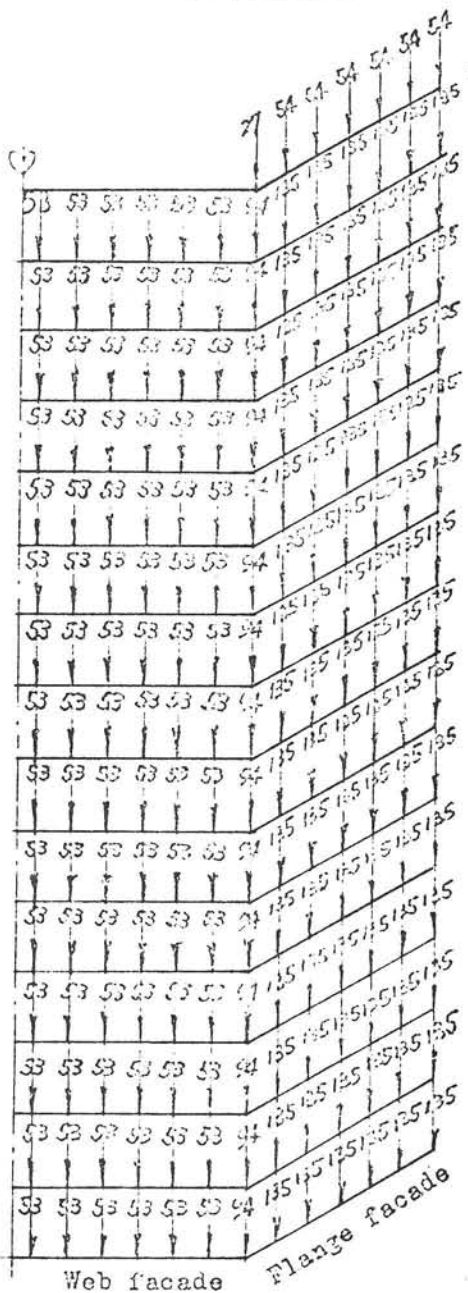


Fig. 4.4 Vertical load on the facade elements.

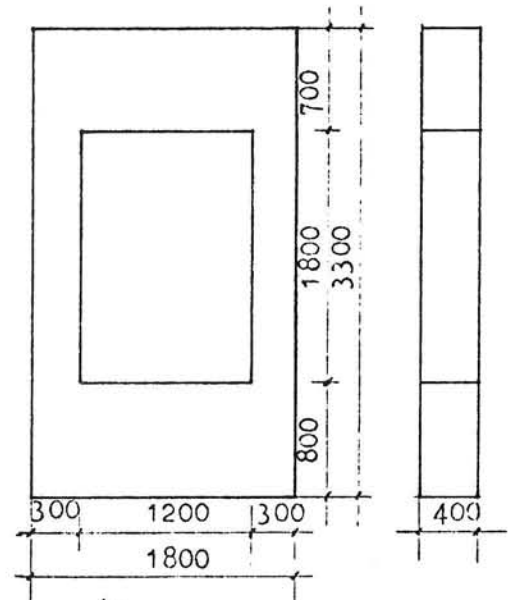


Fig. 4.3 Dimension of the facade element.



Li komt met zijn handberekening tot de volgende in- en uitwendige krachten.

<u>Oplegreactie Rv</u> <u>van de hoek elementen</u>	5 verd.		10 verd.	15 verd.
	hand <sup>1)</sup>	comp. <sup>1)</sup>		
verticale belasting incl. ver. bel.	-483	-535	-913	-1323
verticale belasting excl. ver. bel.	-344	-353	-688	-1032
horizontale belasting	+173	+155	+484	+1056
<u>Normaalkracht hoekkolom</u>				
Kopgevel loef (b.v. weggelaten)	-106	-106	-144	- 52
Kopgevel lij	-307	-276	-656	-1126
Langsgevel loef (v.b. weggelaten)	-294	-105	-285	- 205
Langsgevel lij	-389	-294	-861	-1563
Dwarskracht in onderste randbalk (windbelasting + vert. bel.) zie figuur punt A.	76	77	161	245

1) Voor vijf verdiepingen is een computerberekening gemaakt.

De resultaten zijn vermeld in de kolom "comp." ter vergelijking met de handberekening. De overeenkomsten zijn treffend.

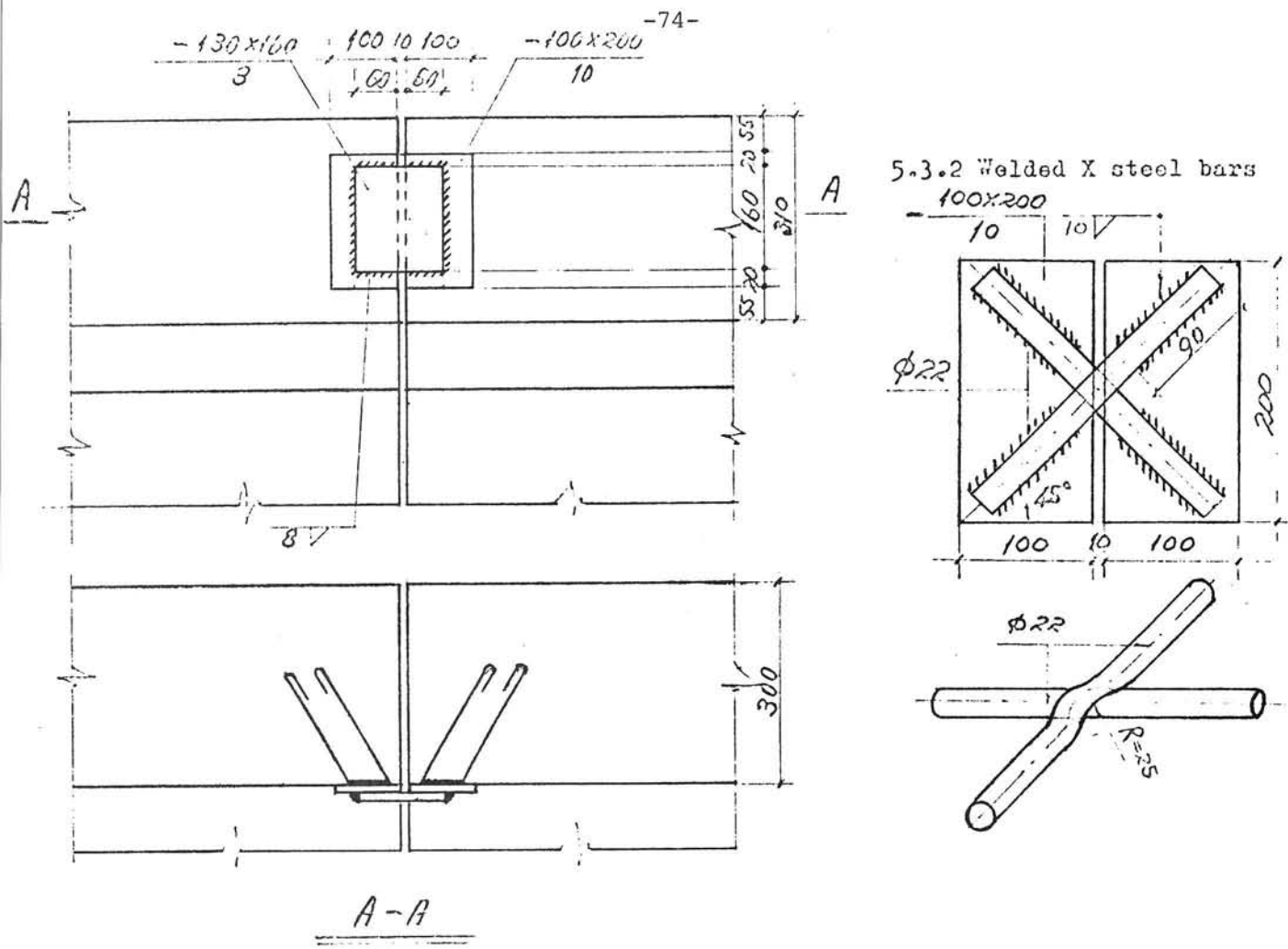


Fig. 5.6 Welded steel plate connection.

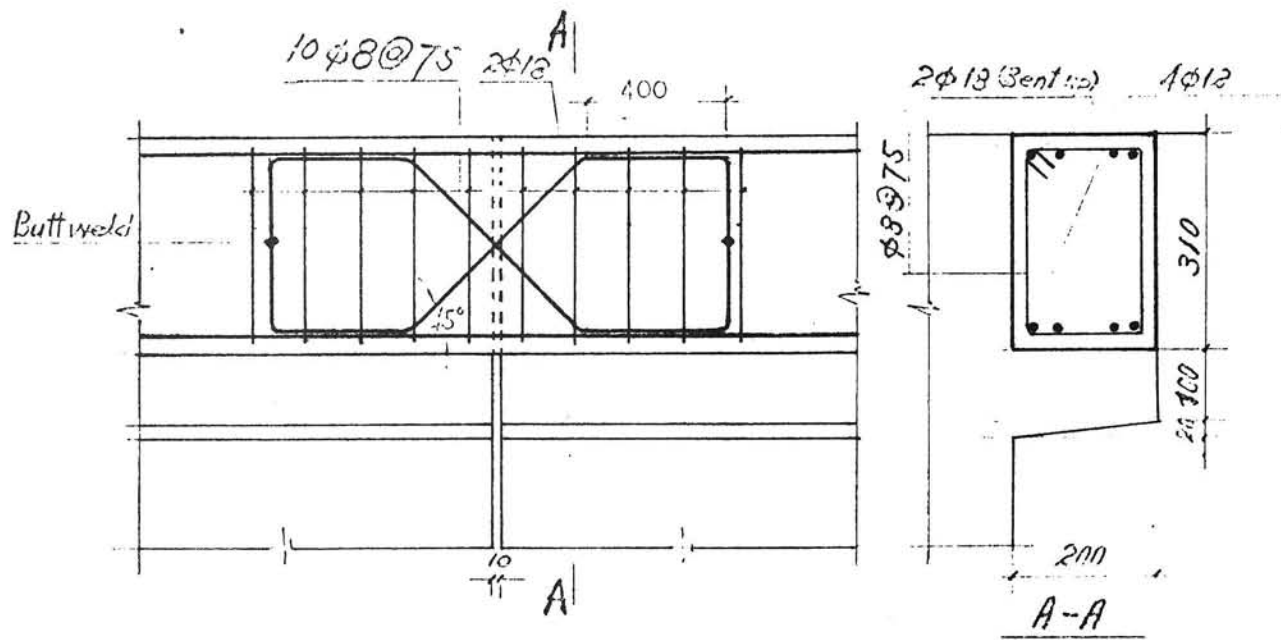


Fig. 5.9 Bent up bars connection.

Dwarskracht in de randbalk

Li komt tot waarden van  $D = 76, 161$  en  $245$  kN (5, 10, 15 verd.).

Dit geeft een schuifspanning in de randbalk (die  $200 \times 310$  mm meet)

$$T = 1,23 - 2,58 - 3,95 \text{ N/mm}^2.$$

Hij neemt deze schuifspanning, overeenkomstig de Amerikaanse voorschriften, voor de ene helft op in het beton en voor de andere helft met een hulpconstructie waarvoor hij drie varianten noemt.

- a. een gelast stalen plaatje, dat de gevelelementen ter plaatse van de randbalk koppelt. fig. 5.6
- b. twee gekruiste staven i.p.v. het plaatje. fig. 5.6
- c. opgebogen staven. fig. 5.9

N.B. Gebruik maken van de consôletheorie zou iedere bijzondere maatregel overbodig maken.

Stabiliteit totale gebouw

Li berekent de uitbuiging aan de top van het gebouw ook met de formule die Eisma aangeeft. De uitbuiging wordt alleen veroorzaakt door S-vormige "dwarskracht vervorming" van de kolommen. (Volgens Li).

Hij vermenigvuldigt de uitbuiging met  $\frac{n}{n-1}$  waarbij  $n$  bepaald wordt door de knikkracht van de onderste kolommen te delen op de normaalkracht. De normaalkracht wordt bepaald door o.a. het totale gebouwgewicht te laten aangrijpen op de kolommen van de kopgevel. Dit omdat de stabiliteit van de langsgevel-elementen verzorgd wordt door de kopgevel.

Hiermee is uitsluitend  $n$  bepaald voor de onderste rij kolommen.

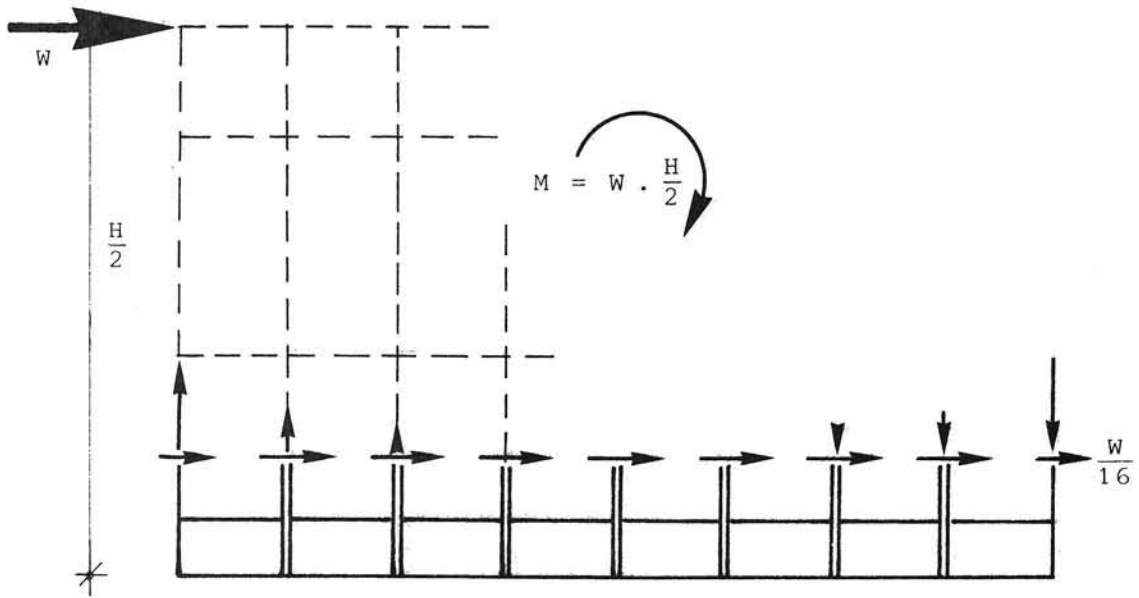
Voor de daarboven gelegen kolommen is  $n$  groter.

Door overal een gelijke (lage)  $n$  aan te houden blijft Li aan de veilige kant.

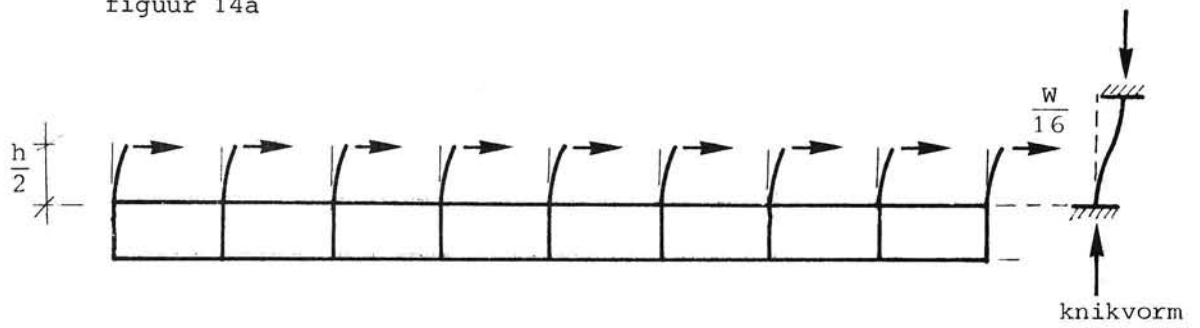
De verplaatsing van de top inclusief 2e orde effect wordt nu

$$\begin{aligned} f_{\text{top}} &= 6,78 \text{ mm} & f/H &= \frac{1}{2400} & n &= 20 \\ &26,04 \text{ mm} & f/H &= \frac{1}{1200} & n &= 11 \\ &60 \text{ mm} & f/H &= \frac{1}{800} & n &= 7 \end{aligned}$$

De stijfheid en stabiliteit vormen dus, zelfs bij 15 verdiepingen, geen probleem.



figuur 14a



figuur 14b

## 14 Stabiliteit

De stabiliteit van het modelgebouw wordt geleverd door de dragende gevelelementen.

Nadrukkelijk moet gesteld worden dat het onderzochte gebouw géén kern bezit en dat dus de koker, gevormd door de gevelelementen, de stabiliteit moet verzorgen.

Bij de analyses van de krachten in de kolommen en de verbindingen van de gevelelementen is al gebleken dat er in principe geen noemenswaardige problemen optreden. In het bijzondere geval van het beschouwde standaardelement van Ergon - dat niet ontworpen is om windbelastingen op te vangen en stabiliteit te verzorgen - traden die problemen overigens wel op. Daarover later meer.

Als een kopgevel belast wordt door horizontale krachten treedt in eerste instantie de getekende krachtsverdeling op (figuur 14a)

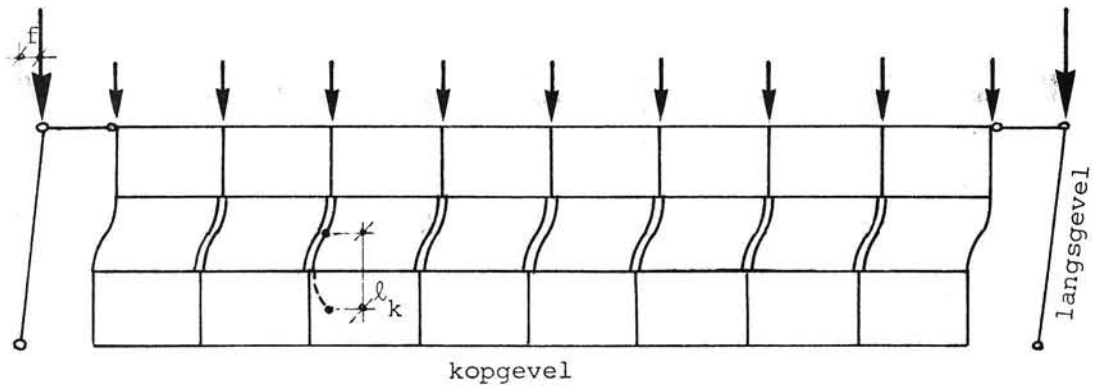
Op alle 16 kolommen werkt een even grote horizontale kracht ter grootte van  $\frac{1}{16}$  van de windbelasting, die een dwarskracht  $D = \frac{W}{16}$  veroorzaakt en een buigend moment ter grootte van  $D \times \frac{h}{2}$ .

Om het totale windmoment  $W \times \frac{H}{2}$  op te vangen treden in de kolommen normaalkrachten op die groot zijn in de buitenste kolommen en naar binnen toe zeer snel afnemen (sneller dan lineair, zie deel I van het rapport).

N.B. Alleen de krachtswerking ten gevolge van horizontale belasting is nu geschetst.

In figuur 14b is de uitbuigingsvorm getekend die door windbelasting wordt veroorzaakt. De verticale belasting veroorzaakt nog een versterking van die uitbuiging. De tekening geeft tevens de knikvorm weer; de totale constructie wordt instabiel doordat de onderste rij kolommen in een S-vorm uitknikt.

Een eerste aanname bij de berekening kan zijn dat alle 16 kolommen dezelfde bijdrage leveren aan de stabiliteit, waarmee de berekening van het totale gebouw kan worden teruggebracht tot die van één kolom.



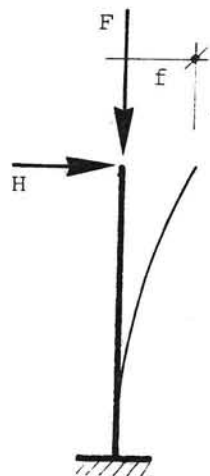
figuur 14c

$$n = \frac{F_k}{Q} = \frac{87.488}{15.600} = 5,61$$

$$E = 10^4 \text{ N/mm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot 300 \cdot 200^3 = 2 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$l_k = 1900 \text{ mm}$$



$$f = \frac{n}{n-1} \cdot \frac{H l^3}{3EI}$$

$$n = \frac{F_k}{F}$$

$$f = \frac{H l^3}{3 EI}^*$$

$$EI^* = \frac{n-1}{n} EI$$

figuur 14d

De berekening van de stabiliteit van het gebouw als geheel verloopt dan als volgt:

De stabiliteit in dwarsrichting wordt verzorgd door de beide kopgevels. In geval van instabiliteit zullen alle onderste kolommen van de kopgevel uitbuigen volgens een S-vorm (zie figuur 14c) met een kniklengte  $\ell_k = \ell$  (de lengte van een kolom)

Hierbij wordt  $\ell_k = 1,9$  m gesteld.

De gevelelementen in de langsgevel bezitten voor de beschouwde uitbuigingsrichting geen stijfheid en dienen beschouwd te worden als pendels. Alle belasting op de langsgevelelementen moet dus overgebracht worden naar de kopgevel.

Per kopgevel moet van een half gebouw de stabiliteit verzorgd worden. Een half gebouw bestaat uit 200 gevelelementen en 80 TT-plaatstroken van 1,8 m breed.

Het gewicht van een half gebouw is derhalve:

$$200 \times 30 = 6000 \text{ kN}$$

$$80 \times 120 = \underline{9600 \text{ kN}}$$

$$Q = 15600 \text{ kN} \quad (\text{karakteristieke belasting})$$

De totale knikkracht van 16 kolommen bij de gegeven knikvorm bedraagt:

$$F_k = 16 \times \frac{\pi^2 EI}{\ell_k^2} = 87.488 \text{ kN}$$

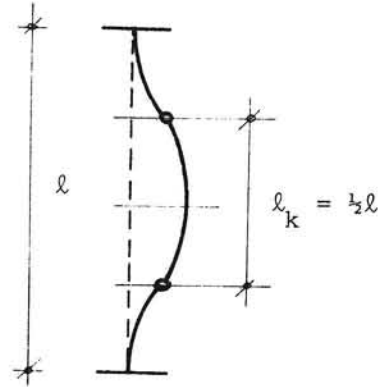
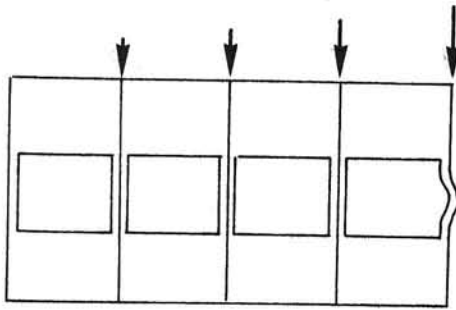
Bij nadere beschouwing blijkt dat de buitenste kolom aan de lijzijde van het gebouw een veelgrotere normaalkracht heeft en dus minder bijdraagt aan de stabiliteit; een gelijke verdeling over 16 kolommen zou dus onveilig kunnen zijn. De kolom aan de loefzijde evenwel kan meer bijdragen aan de stabiliteit omdat daarin trek ontstaat door de windbelasting en druk door de verticale belasting, zodat een zeer geringe drukkracht overblijft. Onderzocht dient dus te worden op partiële instabiliteit invloed heeft op de totale stabiliteit.

In het algemeen kan gesteld worden dat de uitbuiging van een kolom toeneemt als de normaalkracht groter wordt, en wel met een vergrotingsfaktor  $\frac{n}{n-1}$ .

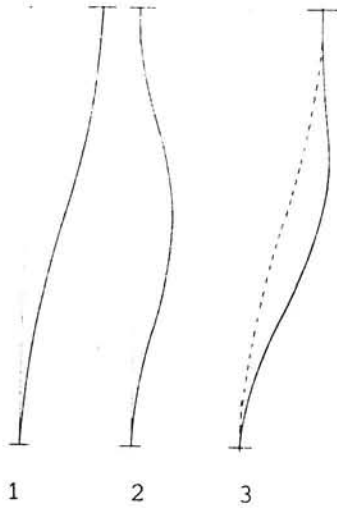
Men zou ook kunnen stellen dat de buigstijfheid van de kolom kleiner wordt, met een faktor  $\frac{n-1}{n}$ , dus  $EI^* = \frac{n-1}{n} EI$ . (figuur 14d)

Dit komt in formule op hetzelfde neer.

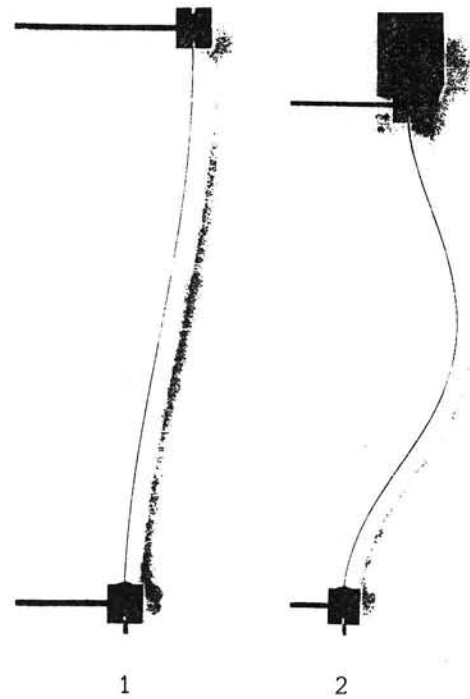
Hiervoor moet de n-waarde bekend zijn voor partiële instabiliteit van één kolom.



figuur 14e



Figuur 14f. 1. uitbuigingsvorm  
2. knikvorm bij tweezijdige  
inklemming  
3. superpositie



Figuur 14g. modelproefje bij figuur 14f  
1. uitgebogen vorm  
2. uitgeknikte vorm



Partiële stabiliteit van één kolom.

Voor de partiële stabiliteit van één kolom mag ervan worden uitgegaan dat de kolom boven en onder is ingeklemd en niet kan verplaatsen. Daarmee komt de kniklengte op de halve kolomlengte.

Om een gedeeltelijk inklemmingseffekt mee te nemen wordt bij de kolomlengte éénmaal de kolomdikte opgeteld.

De kniklengte komt zo op  $\frac{1}{2} \times (1,7 + 0,2) = 0,95$  m. figuur 14e

De grootst mogelijke kolomkracht treedt op voor de combinatie van verticale en horizontale belasting en heeft de waarde van 314 kN.

$$F_k = \frac{\pi^2 EI}{l_k^2} = 21.872 \text{ kN}$$

$$E = 10000 \text{ N/mm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot 300 \cdot 200^3 = 2 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$l_k = \frac{1}{2} l = \frac{1}{2} \cdot (1,7 + 0,2) = 0,950 \text{ m}$$

F: eigen gewicht + variabele belasting	= 145 kN
wind	= <u>169 kN</u>
totaal	314 kN

$$n = \frac{F_k}{F} = \frac{21.872}{314} = 70$$

N.B. De randvoorwaarde van de kolom - een horizontaal niet-verplaatsbare inklemming - lijkt op het eerste gezicht incorrect.

De hele rij van 16 kolommen kan immers wel horizontaal verplaatsen.

Het gaat hier echter om één van de 16 kolommen die wil uitknikken.

De overige 15 willen dat niet en verhinderen horizontale verplaatsing.

Een initiële horizontale verplaatsing beïnvloedt de knikkracht niet.

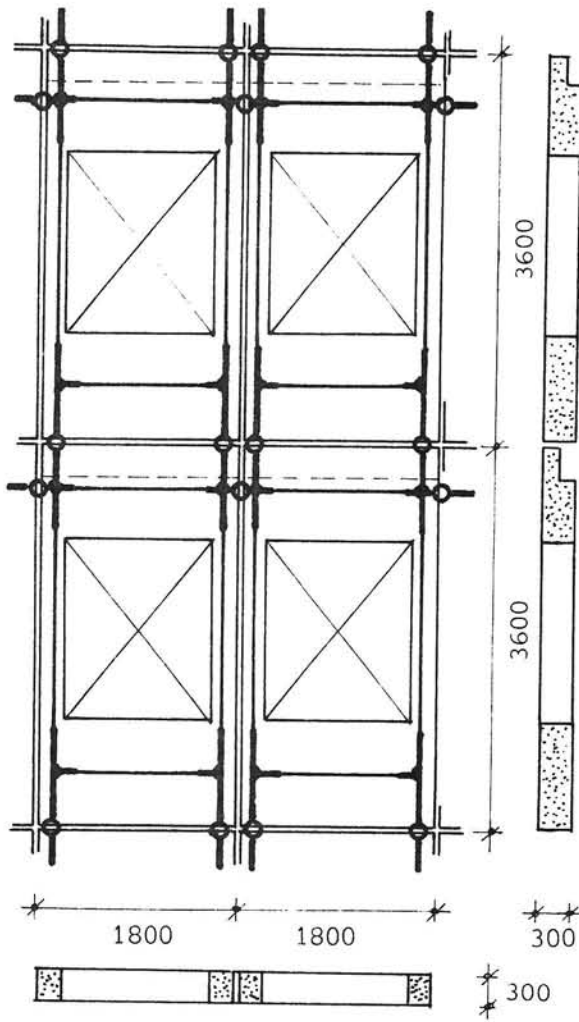
De knikvorm wordt eenvoudigweg op de uitbuiging gesuperponeerd

(figuur 14f)

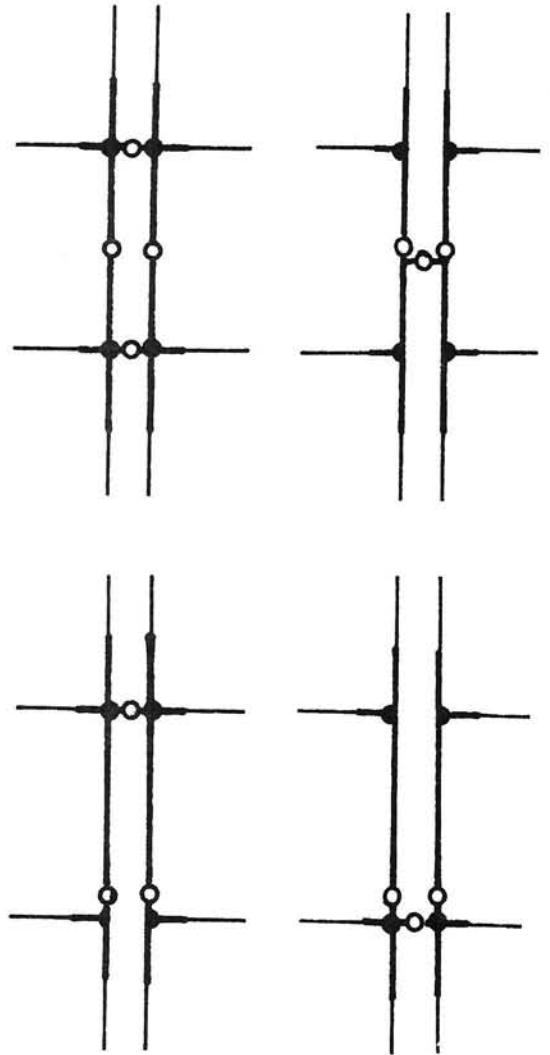
Het eindresultaat is ook te zien op de foto van figuur 14g

Dit betekent dat de reductiefactor voor de kolomstijfheid

$$\frac{n-1}{n} = \frac{70-1}{70} = 0,99 \text{ bedraagt.}$$

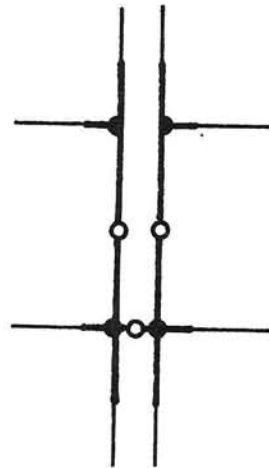


figuur 14h  
Schematisering van de  
gevelelementen tot staven



figuur 14i  
Vier onderzochte varianten voor  
schematisering van de aansluiting

figuur 14j  
De gekozen variant



Voor de overige kolommen is de normaalkracht veel kleiner en daardoor is de reductiefactor 1.

Het zal duidelijk zijn dat er geen herverdeling van normaalkracht optreedt.

In het bovenstaande is alleen gekeken naar geometrische niet-lineariteit en dan nog met een handberekening in eerste benadering. Het is mogelijk dat fysieke niet-lineariteit, dat wil zeggen een veranderende EI als gevolg van een bepaalde moment-normaalkrachtverhouding wel een rol speelt.

Nagaan in hoeverre een horizontale kracht zich verdeelt over de kolommen, afhankelijk van de in die kolommen aanwezige normaalkracht, is alleen mogelijk via een niet-lineaire berekening met een computer.

Het bureau D3BN beschikte over een computerprogramma dat niet-lineaire berekeningen kon uitvoeren.

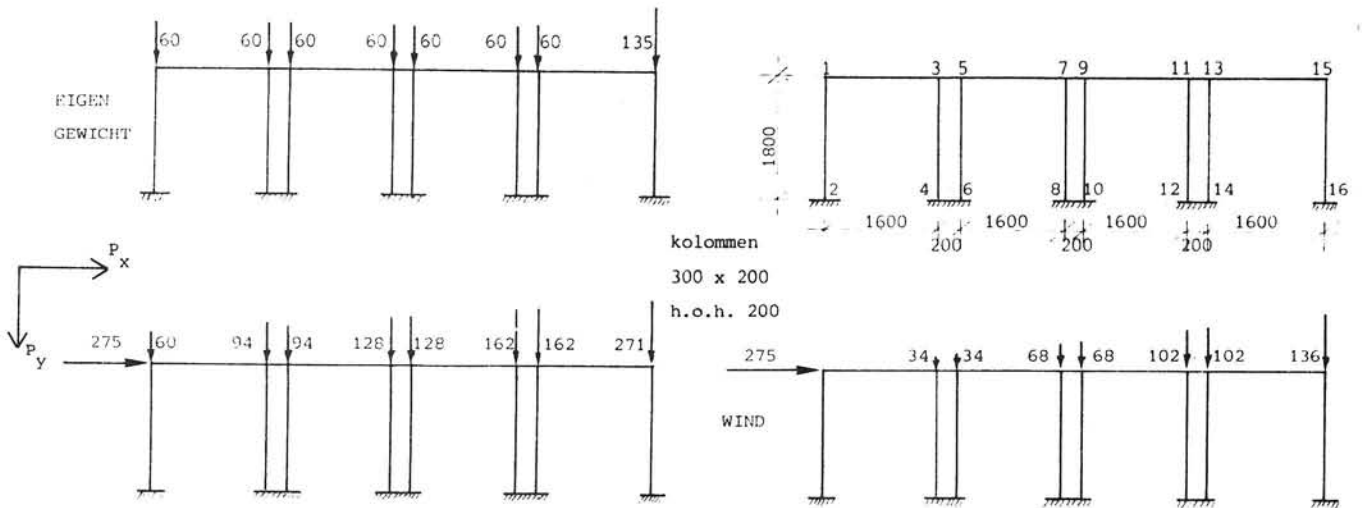
Dit was echter een staafprogramma, zodat eerst een schematisering van het gevelelement tot een serie staven nodig was (figuur 14h) Het heeft heel wat hoofdbrekens gekost voordat een schematisering gevonden was die bevredigende krachten opleverde.

Vergelijkingsmateriaal hierbij waren eerder gemaakte berekeningen met een elementenmethodeprogramma.

Vooraf het op de juiste wijze vertalen van de verbinding van de elementen onderling in een samenstel van staven en scharnieren was zeer lastig. Figuur 14i geeft een aantal onderzochte varianten weer; uiteindelijk bleek de schematisering volgens figuur 14j te voldoen.

Berekeningen voor de geometrische niet-lineariteit leverden den volgende resultaten op:

1. horizontale verplaatsing aan den top is 35,2 mm, tegenover 33,1 mm in de 1e ordeberekening;
2. de verdeling van de horizontale krachten op de elementen blijft vrijwel gelijk;
3. de verdeling van de verticale krachten op de elementen verandert niet evenredig met de vergrotingsfactor;
4. de verticale schuifkrachten in de gevelbalken worden met een factor van ca. 1,03 groter i.p.v.  $\frac{16,8}{15,8} = 1,06$ ;
5. de normaalkrachten in de gevelbalken blijven vrijwel gelijk.



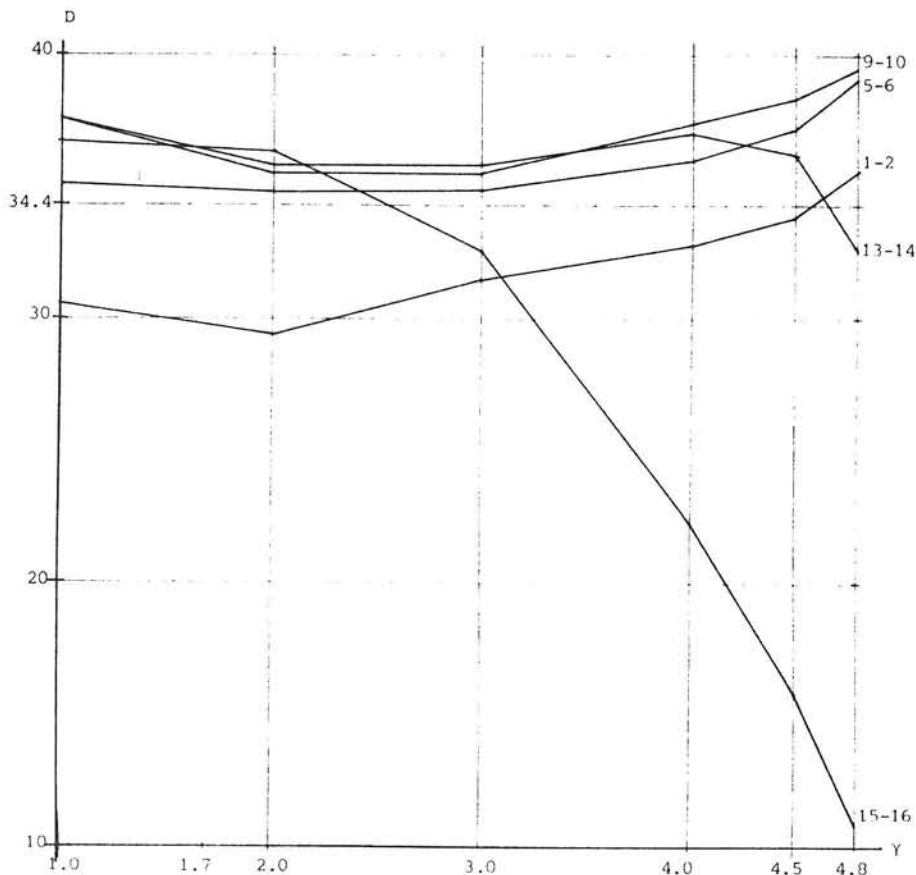
figuur 14k

Verdeling horizontale belasting over de kolommen

bij toenemende verticale belasting.

Horizontale belasting  $P_x = 275$

Vertikale belasting  $P_y = \gamma P_y$  ( $\gamma = 1, 2, 3, 4, 4.5, 4.8$ )



figuur 14l

$$P_y = \gamma P_y$$

De berekening van de totale kopgevel, samengesteld uit standaard gevelelementen, leverde een aantal problemen op.

Het bleek wat te bewerkelijk om een probleem van een dergelijke omvang aan te pakken.

Het standaard gevelement was niet in staat de belastingen op te nemen; voordat er sprake was van enige overdracht van normaalkrachten gaf de computer aan dat het element al bezweken was.

Om deze problemen te omzeilen is een andere, wat meer elementaire berekening gemaakt voor een sterk geschematiseerd onderdeel van de kopgevel ( figuur 14k ) met de aangegeven belasting.

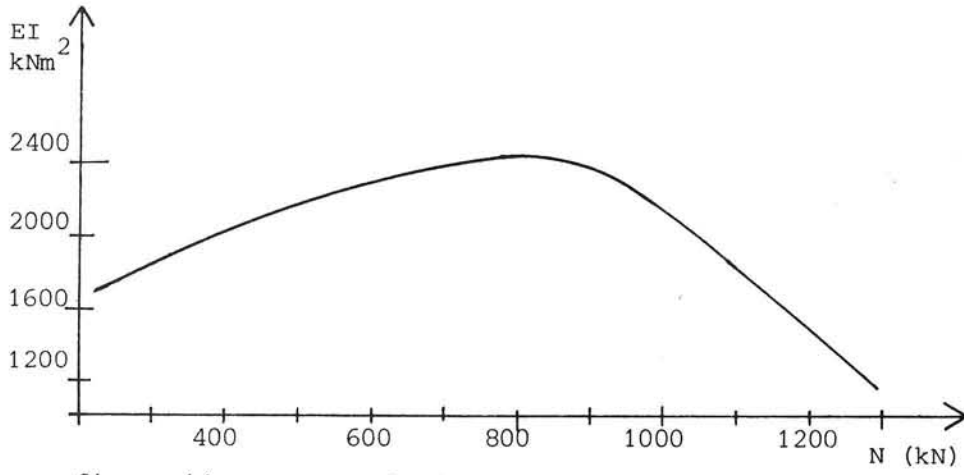
Het doel was te onderzoeken of, bij stapsgewijs opvoeren van de belasting, de verdeling van de horizontale belasting over de kolommen verandert.

In figuur 14l is de dwarskracht in de kolommen uitgezet als functie van de belastingfactor  $\gamma$ . De gemiddelde waarde - 34.4 kN- is met een streeplijn aangegeven.

Duidelijk is te zien, hoe bij toenemen van de belastingfactor het vermogen van de kolommen met de grootste normaalkracht om dwarskracht op te nemen afneemt. Eerst valt de dwarskracht in de zwaarst belaste kolom 15-16 terug, terwijl die van de overige kolommen stijgen. Vervolgens geeft kolom 13-14 er de brui aan. Dit proces gaat door totdat bezwijken optreedt.

Overigens is ook te zien, dat de horizontale belasting zich niet gelijkmatig over de kolommen verdeelt.

De oorzaak hiervan ligt in het feit, dat de buigstijfheid van kolommen afhangt van de normaalkracht. Aangezien de normaalkrachten in de kolommen sterk verschillen, zullen dus de stijfheden variëren en daarmee de verdeling van de horizontale belasting over de kolommen. In figuur 14m is de stijfheid van een kolom weergegeven, afhankelijk van de normaalkracht, de gegevens hiervoor zijn ontleend aan dezelfde niet-lineaire berekening. De stijfheid blijkt toe te nemen naarmate de normaalkracht stijgt tot een maximale waarde bij  $N = 800$  kN en valt dan sterk terug.



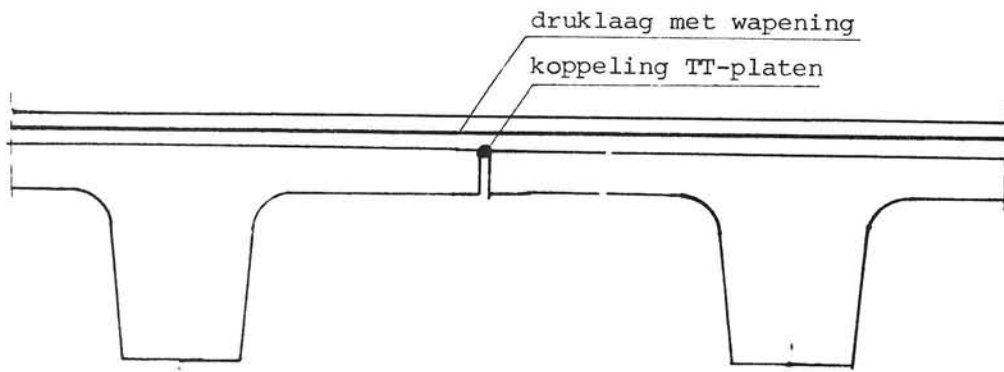
figuur 14m

relatie normaalkracht - buigstijfheid

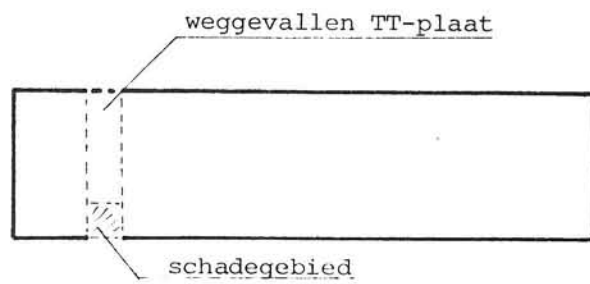
In de grafiek van de dwarskrachtverdeling (figuur 14ℓ) is deze terugval van stijfheid ook waar te nemen voor kolom 15-16 bij  $\gamma = 3$  dus bij  $N = 271 \times 3 = 813$  kN. De stijfheid van kolom 13-14 valt terug bij  $\gamma = 4,8$  dus bij  $N = 162 \times 4,8 = 778$  kN.

### Conclusies

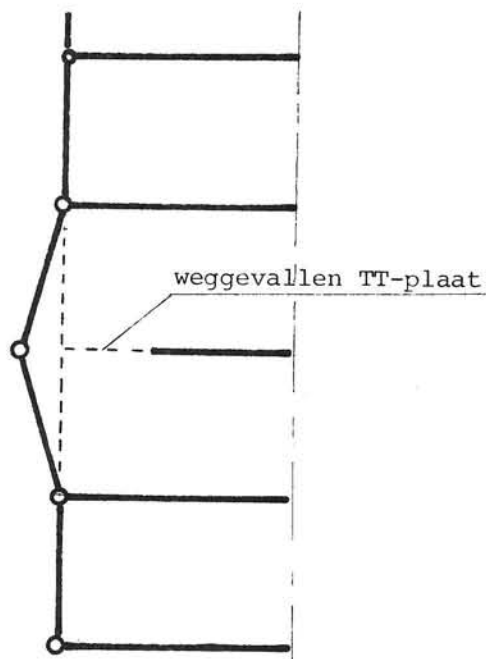
- Indien een onderdeel van een constructie zijn maximaal opneembare kracht bereikt heeft, zal het alle resterende krachten zo mogelijk overdragen aan andere delen van de constructie, die ze zo nodig weer verder doorgeven.  
Na dit herverdelingsproces zal blijken of alle constructie-elementen samen in staat zijn de totale belasting op te nemen. Zo niet, dan bezwijkt de constructie. Voorwaarde hierbij is dat vervormingscapaciteit van alle elementen groot genoeg is.
- Door een verschil in normaalkracht treedt een verschil in stijfheid op waardoor een zekere herverdeling van dwarskrachten optreedt. Bij het toenemen van de normaalkracht wordt de stijfheid van een kolom vergroot om bij verder toenemen van de normaalkracht weer kleiner te worden.
- Bij  $\gamma = 1$  schommelen alle dwarskrachten rond de gemiddelde waarde. Pas bij  $\gamma = 3$  treedt een sterke terugval op van de dwarskracht in de zwaarst belaste kolom.  
In de gebieden waar het eigenlijke leven van deze constructie zich afspeelt ( $\gamma = 0$  tot  $1,7$ ) kan zonder enig bezwaar een gemiddelde dwarskrachtverdeling worden aangehouden.  
Overigens is bij  $\gamma = 4,8$  de normaalkracht in de zwaarst belaste kolom 1320 kN. De spanning in het beton bedraagt dan  $18,3 \text{ N/mm}^2$ , met meerekenen van het staal.  
De  $n$  - waarde bedraagt dan  $F_k/F = 21872/1320 = 17$  dus van geometrische niet-lineariteit (knik) is dan nog geen sprake, terwijl fysische niet-lineariteit (bezwijken) wel een rol speelt.
- Gevelelementen hebben over het algemeen korte gedrongen kolommen zodat partiële stabiliteit geen rol speelt. Voor de gevel als totaal kan met een eenvoudige handberekening als op bladzij 91 een eerste indicatie van de stabiliteit verkregen worden.



figuur 15a



figuur 15b



figuur 15c



### 15. Gevolgen van het wegvallen van twee TT-platen

In hoofdstuk 5 bladzij 11 is aangenomen dat een schadegebied ter grootte van 3,6x3,6x3,6 m optreedt, waardoor een vloerrand van 3,6 meter diep wegvalt. De vloerene bestaan echter uit TT-platen. Van deze TT-platen wordt 3,6 meter weggeslagen, dat wil zeggen één van de opleggingen, waardoor dus in principe de hele plaat bezwijkt. Er kan zich een tweede draagweg ontwikkelen in die zin dat de TT-plaat zijn belasting  $\perp$  op de overspanningsrichting afvoert naar de ernaast liggende platen. Dit betekent dat de druklaag, die continu over de TT-platen is gestort, en eventuele gelaste verbindingen, zoals ze wel bij TT-platen worden toegepast, een zekere dwarskracht moeten kunnen overbrengen. (figuur 15a). Er treedt een situatie op, zoals bij de aansluiting van een TT-plaat aan de kopgevel, waar de TT-plaat via de randbalk wordt vastgestort aan de gevelelementen. (zie blz 66 figuur 12j).

Hier is echter wapening in dwarsrichting aangebracht, die ook in de TT-platen is opgenomen. Bij het schadegeval is er alleen wapening in de druklaag, terwijl de verbinding van de druklaag met de TT-plaat uitsluitend op aanhechting tot stand is gebracht.

Er zijn nu drie mogelijkheden te onderscheiden:

1. De beschadigde TT-plaat blijft met de druklaag tussen de aangrenzende platen hangen en de vloer blijft één geheel vormen.
2. De TT-plaat verliest de samenhang met de druklaag en valt eronder uit. De druklaag blijft echter hangen en vormt nog één geheel met de rest.
3. De beschadigde TT-plaat bezwijkt tezamen met de druklaag en de vloer bestaat nu uit twee gedeelten.

In het laatste geval wordt het gebouw in twee delen gesplitst, die ieder op zich stabiel moeten zijn (zie figuur 15b). In de progressive collapse gevallen 1 en 6 (zie blz 12) heeft ieder resterend deel drie gevelschijven die het betreffende deel stabiliseren. Overigens is slechts van één van de 5 vloeren een deel weggevallen en is de situatie op de vier andere vloeren normaal. In geval 2, 3, 4 en 5 ontstaan er ernstige problemen in de kopgevel door het wegvallen van de gehele TT-plaat, omdat er dan twee lagen gevelelementen op elkaar staan - in principe scharnierend - zonder horizontale steun, zodat een mechanisme kan ontstaan (figuur 15c). Dit is een niet te accepteren situatie, zodat ernaar moet worden gestreefd dat in ieder geval de mogelijkheden 1 of 2 optreden van de drie hierboven geschetste.



## 16. Conclusies

De nu volgende conclusies zijn deels van algemene aard en deels overgenomen uit specifieke hoofdstukken. Waar mogelijk is een verwijzing opgenomen naar het desbetreffende hoofdstuk.

- De tweede draagwegmethode als maatregel om progressive collapse tegen te gaan is bij dragende gevelelementen uitermate geschikt omdat de elementen in de regel kleine overspanningen bezitten en zware regels.  
De tweede draagweg wordt daarbij gevormd door een met de vloeren meegestorte randbalk die de gevelelementen constructief koppelt.  
Deze randbalk werkt als korte balk en kan daardoor een zeer grote dwarskracht overbrengen, mits voldoende wapening aanwezig is. (Hoofdstuk 4,10)
- Bij het wegvallen van elementen treden noch in de kopgevel noch in de langgevel onoverkomelijke problemen op.  
Een uitzondering hierop vormen de elementen op de hoeken. In de hoekkolommen treden de grootste krachten op als gevolg van windbelasting.  
Wegvallen van elementen op de hoeken kan niet zonder meer met een tweede draagweg worden opgevangen. (Hoofdstuk 8)
- De tweede draagweg ontwikkelt zich hoofdzakelijk via de randbalk direct boven de weggevallen gevelelementen. Door elastische (en zo nodig plastische) verdeling zullen ook randbalken in elementen, die hoger boven het gat liggen, meewerken. (Hoofdstuk 9)
- Bij windbelasting treden in de opleggingen van de elementen trekkrachten op. Deze trekkrachten kunnen in principe niet opgenomen worden, maar worden via de randbalken overgedragen naar aangrenzende opleggingen, waar ze door de aanwezigheid van drukkrachten, wél kunnen worden opgenomen. (Hoofdstuk 11)
- De stabiliteit van een gebouw zonder kern kan door dragende gevelelementen verzorgd worden omdat ze een groot aantal korte, dus stijve kolommen bezitten, die met elkaar een gevelbuis vormen met grote afmetingen.  
Uitgaande van een S-vormig uitbuigingsverloop van één kolom kan met een eenvoudige handberekening de stabiliteit van een totale gevel beoordeeld worden. (Hoofdstuk 14)
- Partiële instabiliteit komt bij dragende gevelelementen vrijwel niet voor omdat de kolommen kort en gedrongen zijn. De afmetingen van de kolommen, die nodig zijn om de windbelasting op te kunnen nemen zijn doorgaans ook voldoende om de stabiliteit te waarborgen. (Hoofdstuk 14)



Literatuur

- [1] SBR - rapport 60. Beveiligen van gebouwen ter voorkoming van het optreden van calamiteiten. Kluwer Techn. boeken Deventer.
- [2] Gebouw zonder kern, uitgevoerd in geprefabriceerd beton.  
ir. W.A.Eisma, ir.G.J.Hobbelman, M. Schilt, TH - Delft
- [3] CUR - rapport 47. Gedrongen balken en korte consôles.  
Betonvereniging Zoetermeer.
- [4] An investigation on the 15-story building created of load bearing facade double portal elements without core under the vertical and horizontal loads. Afstudeerrapport Li Hong Yuan. TH-Delft, Afdeling Civiele Techniek, Betonconstructies.

