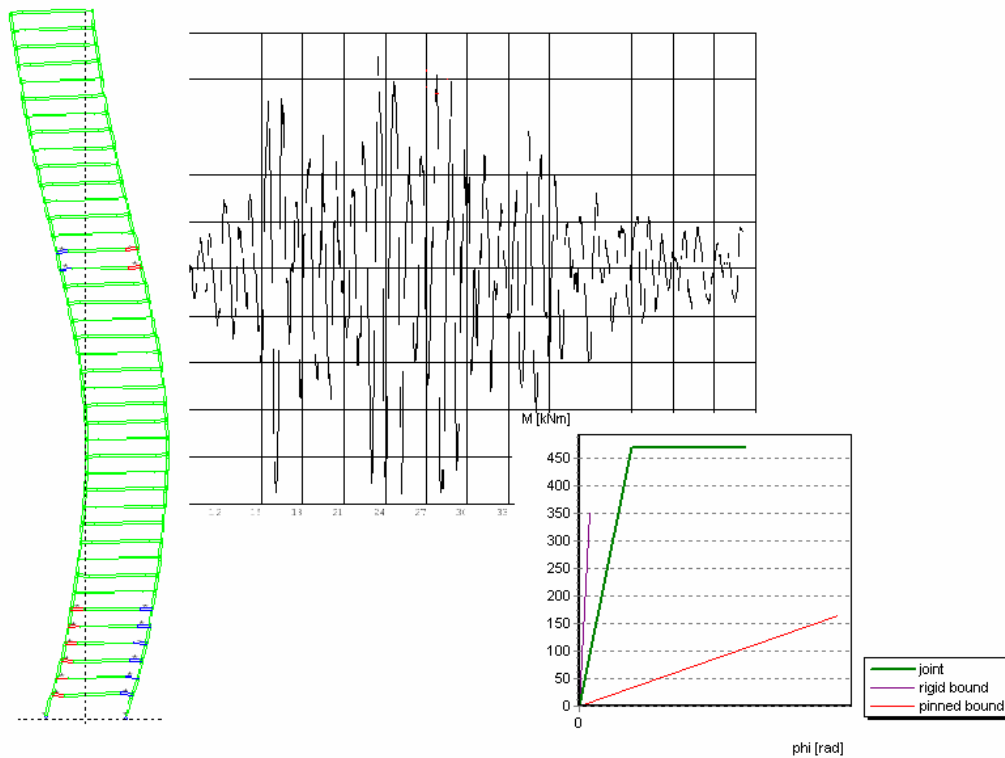


Ontwerpen van hoogbouw belast door aardbevingen

Onderzoek naar het ontwerpproces met behulp van een dynamisch rekenprogramma



H. Hendrikse, 1212893
Delft, juni 2007

Begeleiders:
dr. ir. P.C.J. Hoogenboom
dr. ir. A. Romeijn

Voorwoord

Voor het vak “CT3000 – bachelor eindwerk” aan de faculteit Civiele Techniek van de TU Delft is onderzoek gedaan naar het ontwerpproces van hoogbouw bij aardbevingen.

Hierbij wil ik graag de heren dr. ir. P.C.J. Hoogenboom en dr. ir. A. Romeijn bedanken voor hun hulp bij het tot stand komen van dit rapport.

Delft, juni 2007

H. Hendrikse

Samenvatting

In veel gebieden op aarde is een aardbeving het belangrijkste belastinggeval voor draagconstructies. Een zware aardbeving kan alleen worden weerstaan als de liggers en kolomen van de draagconstructie plastisch kunnen vervormen. Wanneer dit niet het geval is zal het gebouw tijdens de aardbeving bezwijken. In het ontwerpproces bepaalt de constructeur de plastische vervorming die voornamelijk de verbindingen tussen de liggers en de kolommen moeten kunnen ondergaan zonder te breken. Daarbij wordt het gedrag van de constructie bepaald met een raamwerkprogramma dat ook dynamisch kan rekenen. In Nederland is nog weinig ervaring met dit ontwerpproces. Het doel van het onderzoek in dit verslag is om inzicht te verkrijgen in het ontwerpproces van hoogbouw waarbij de maatgevende belasting een aardbeving is. Het onderzoek is bedoeld als verkennende studie naar het ontwerpproces en het gebruik van een dynamisch rekenprogramma bij dit proces. Om dit doel te bereiken zijn met behulp van een dynamisch rekenprogramma een aantal modellen met aardbevingen belast. Uit de gevonden resultaten zijn vervolgens conclusies getrokken. Met behulp van de opgedane kennis tijdens het onderzoek is een ontwerpvoorbeeld opgesteld.

Uit het onderzoek blijkt dat het gedrag van een constructie belast door een aardbeving niet op voorhand te voorspellen is. Aanpassingen die van te voren een verbetering lijken blijken soms juist een verslechtering van het ontwerp. Doordat in dit onderzoek voornamelijk gebruik is gemaakt van ongeschoorde raamwerken als model voor gebouwen komt het vaak voor dat windbelasting maatgevend is in plaats van de seismische belasting.

Bij belasting door een aardbeving wordt gestreefd naar het ontstaan van plastische scharnieren in de uiteinden van de liggers. Een keuze die gemaakt moet worden is of de rotatiecapaciteit in de liggers of de verbindingen wordt gemodelleerd. Wanneer voor semi-stijve verbindingen gekozen wordt geeft dit een lagere momentcapaciteit van de draagconstructie dan wanneer voor volledig stijve verbindingen wordt gekozen. Het bepalen van de rotatiecapaciteit van semi-stijve verbindingen blijkt lastig te zijn. Deze verbindingen hebben als voordeel ten opzichte van lasverbindingen dat ze op de bouwplaats makkelijker te maken zijn.

Uit het ontwerpvoorbeeld blijkt dat wanneer in het ontwerpstadium 40% van de liggercapaciteit als momentcapaciteit van semi-stijve verbindingen wordt aangehouden een goed ontwerp gemaakt kan worden waarin geen bezwijken optreedt tijdens de belasting door een zware aardbeving.

De conclusie is dat het ontwerpproces dat gevonden/gevolgd is tijdens dit onderzoek geschikt is om hoogbouw onder belasting van aardbevingen te ontwerpen. Het gebruikte dynamische rekenprogramma blijkt goed te werken. Het gebruikte rekenprogramma voor de verbindingen bezit (nog) niet de mogelijkheid om het volledige moment-hoekverdraaiingsdiagram van een verbinding te berekenen. De volgende stap is het zoeken naar oplossingen voor de zwakke plekken in het ontwerpproces die tijdens het onderzoek gevonden zijn.

Inhoudsopgave

VOORWOORD	II
SAMENVATTING	III
INHOUDSOPGAVE	IV
1 INLEIDING	- 1 -
2 THEORIE EN AANNAMES	- 4 -
2.1 THEORIE	- 4 -
2.2 AANNAMES EN UITGANGSPUNTEN	- 7 -
3 HET EERSTE MODEL	- 9 -
3.1 OPZET MODEL	- 9 -
3.2 DIMENSIONERING ONDERDELEN	- 10 -
3.3 ONTWERP VERBINDINGEN	- 10 -
4 BELASTINGEN	- 11 -
4.1 PERMANENTE EN VARIABELE BELASTING	- 11 -
4.2 WINDBELASTING	- 11 -
4.3 SEISMISCHE BELASTING	- 12 -
5 TOETSING VAN HET MODEL MET BEHULP VAN RUAUMOKO	- 15 -
5.1 UITVOER	- 15 -
5.2 CONCLUSIES MET BETREKKING TOT DE EERSTE ONTWERPCYCLUS	- 16 -
6 ONDERZOEK NAAR DE INVLOED VAN VERSCHILLENDE PARAMETERS OP DE AARDBEVINGSBESTENDIGHEID VAN HET MODEL	- 17 -
6.1 AANPASSINGEN MET BETREKKING TOT DE DOORSNEDEN	- 17 -
6.2 AANPASSING AAN DE AFMETINGEN VAN HET GEBOUW	- 21 -
6.3 CONCLUSIES AAN DE HAND VAN HET ONDERZOEK	- 24 -
7 ONTWERPVOORBEELD	- 26 -
7.1 HET MODEL	- 26 -
7.2 BELASTINGEN	- 27 -
7.3 RESULTATEN NA BELASTEN	- 28 -
8 ONTWERP STALEN VERBINDING	- 30 -
8.1 THEORIE	- 30 -
8.2 ONTWERP VERBINDING	- 32 -
8.3 CONCLUSIES MET BETREKKING TOT DE VERBINDINGEN	- 36 -
9 EINDOPMERKINGEN	- 37 -
9.1 ONTWERPPROCES	- 37 -
9.2 EINDCONCLUSIES MET BETREKKING TOT HET ONDERZOEK	- 39 -
9.3 AANBEVELINGEN	- 40 -
VERWIJZINGEN	- 41 -
BIJLAGE A: INVOER- EN UITVOERFILE MODEL 1	- 42 -
BIJLAGE B: KRACHTEN OP DE CONSTRUCTIE	- 47 -
BIJLAGE C: KOBE UITVOER PARAGRAAF 5.2	- 49 -
BIJLAGE D: BEREKENING GRENSMOMENT STALEN VERBINDING	- 51 -
BIJLAGE E: TABELLEN MET EXACTE WAARDEN BIJ DE GRAFIEKEN UIT HOOFDSTUK 5	- 58 -

1 Inleiding

Probleemstelling

In veel gebieden op aarde is een aardbeving het belangrijkste belastinggeval voor draagconstructies. Een zware aardbeving kan alleen worden weerstaan als de liggers en kolomen van de draagconstructie plastisch kunnen vervormen. Wanneer dit niet het geval is zal het gebouw tijdens de aardbeving bezwijken. In het ontwerpproces bepaalt de constructeur de plastische vervorming die voornamelijk de verbindingen tussen de liggers en de kolommen moeten kunnen ondergaan zonder te breken. Daarbij wordt het gedrag van de constructie bepaald met een raamwerkprogramma dat ook dynamisch kan rekenen.

Doel

De doelstelling van dit eindwerk is:

Inzicht verkrijgen in het ontwerpproces van een draagconstructie van hoogbouw, waarbij de maatgevende belasting een aardbeving is.

Bij dit ontwerpproces wordt een stalen constructie gemodelleerd waarna het gedrag ervan getoetst wordt met behulp van een programma dat dynamisch kan rekenen: Ruaumoko.

Met behulp van de opgedane kennis van dit ontwerpproces zal een ontwerpvoorbeeld gepresenteerd worden. Het doel is niet een zo realistisch mogelijk ontwerp te maken, maar om een voorbeeld te geven van de werking van het ontwerpproces. Dit rapport kan gezien worden als een verkennende studie naar het ontwerpproces en het gebruik van een dynamisch rekenprogramma bij dit proces.

Aanpak

Het ontwerpproces in de civiele techniek kenmerkt zich door zijn cyclische karakter. Wanneer een ontwerp niet voldoet aan de eisen moet het aangepast worden waarna de berekeningen opnieuw uitgevoerd moeten worden. Om in het begin snel fouten op te kunnen sporen en inzicht te verkrijgen in de werking van het programma is eerst een klein model opgezet. Na voldoende met dit kleine model gewerkt te hebben zijn verschillende paramaters gevarieerd om vervolgens een nieuw model op te zetten. Dit nieuwe model betreft een gebouw van 150 meter hoogte. Met dit nieuwe model is geprobeerd inzicht te verkrijgen in het gedrag van hoogbouw bij belasting door een aardbeving. Als laatste is met behulp van de opgedane kennis een model opgesteld wat gebruikt is als ontwerpvoorbeeld voor de lezer van dit rapport.

Opbouw rapport

Dit rapport bestaat uit twee delen om zo goed mogelijk aan te sluiten bij de doelstelling. Het eerste deel, bestaand uit hoofdstuk 1 t/m 5, beschrijft het onderzoek dat gedaan is naar het ontwerpproces. Dit deel begint met een beschrijving van de theorie achter het dynamische rekenprogramma en de aannames die gedaan zijn vooraf aan de berekeningen.

Vervolgens worden in hoofdstuk 2 en 3 een eerste model opgezet en worden de belastingen die op het model werken behandeld.

In hoofdstuk 4 worden de resultaten van de eerste test met het dynamische rekenprogramma beschreven.

Het laatste hoofdstuk van het eerste deel, hoofdstuk 5, beschrijft de aanpassingen die aan het model gedaan zijn om tot een ontwerpvoorbeeld te kunnen komen en geeft de conclusies die aan de hand van de resultaten getrokken kunnen worden.

Het tweede deel van het rapport, hoofdstuk 6, 7 en 8 beschrijft een ontwerpvoorbeeld waarin de opgedane kennis verwerkt is.

In hoofdstuk 6 wordt een model opgezet en belast door een aardbeving.

In hoofdstuk 7 wordt met behulp van de gevonden resultaten uit hoofdstuk 6 een ligger-kolomverbinding ontworpen die de gevraagde vervormingscapaciteit kan leveren. In dit hoofdstuk wordt ook de theorie achter de verbindingen beschreven.

In hoofdstuk 8 worden de eindopmerkingen bij dit rapport gepresenteerd. Er wordt een ontwerpproces beschreven dat aan de hand van dit onderzoek naar voren is gekomen als een werkend proces. Dit ontwerpproces moet niet als richtlijn gezien worden maar kan als hulpmiddel dienen voor de ontwerper voor wie het onderwerp nieuw is. Ook worden in hoofdstuk 8 de eindconclusies en aanbevelingen behandeld.

Cd-rom met data

Van alle berekeningen met behulp van het dynamische rekenprogramma zijn de invoer- en uitvoerfiles beschikbaar. Deze data neemt echter erg veel pagina's in beslag en is niet overzichtelijk op papier weer te geven. Om deze reden is besloten de data op CD bij het verslag te voegen. Wanneer de lezer geïnteresseerd is in deze gegevens kan de Cd-rom geraadpleegd worden. Op deze Cd-rom zijn zowel de invoer als uitvoerfiles te vinden van alle modellen in dit verslag beschreven. Wanneer de lezer de Cd-rom niet bij het verslag gekregen heeft kan contact opgenomen worden met de auteur of de hoofdbegeleider bij dit onderzoek.

DEEL I:

Onderzoek

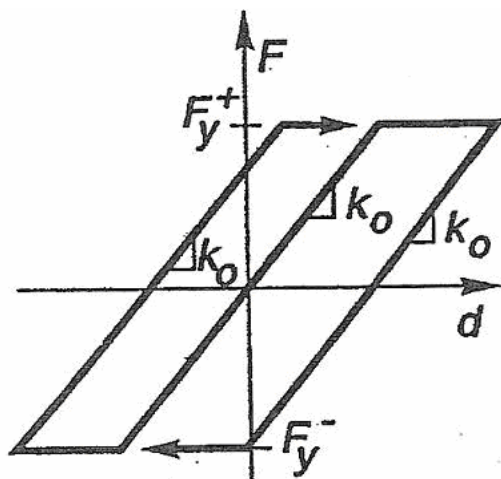
2 Theorie en aannames

In dit hoofdstuk wordt kort de theorie beschreven die gebruikt is voor het onderzoek in dit verslag. Voor de theorie achter de dynamische berekeningen wordt verwezen naar de handleiding van het programma Ruaumoko [1]. Hier wordt volstaan met een weergave van de keuzes die gemaakt zijn en een korte onderbouwing. In het tweede deel van dit hoofdstuk zijn de aannames en uitgangspunten te vinden waarop de verdere berekeningen gebaseerd zijn.

2.1 Theorie

Hysteresis en vermoeiing

Om de inelastische relatie tussen de kracht en de vervorming goed weer te geven moet een bepaald hysteresis model gekozen worden. In het programma zijn een aantal standaard modellen voor de representatie van de relatie tussen de kracht en de vervorming opgenomen. In dit onderzoek wordt gekozen voor een elasto-plastische hysteresis. Dit is een eenvoudige bi-lineaire representatie van het gedrag van staal. De relatie is weergegeven in onderstaande figuur:



Figuur 2.1: Elasto-plastische hysteresis

Wanneer het staal de plastische fase bereikt resulteert dit in een blijvende plastische vervorming. Bij ontlasten zal de vervorming eerst volgens de lineaire tak afnemen totdat de plastische fase weer is bereikt.

De vermoeiing van het staal (de afname van de sterkte als gevolg van cyclisch belasten), wordt in dit onderzoek niet meegenomen. De verwachting is dat dit wel enige invloed op de benodigde sterkte heeft, maar dit wordt in eerste instantie verwaarloosd.

Damping

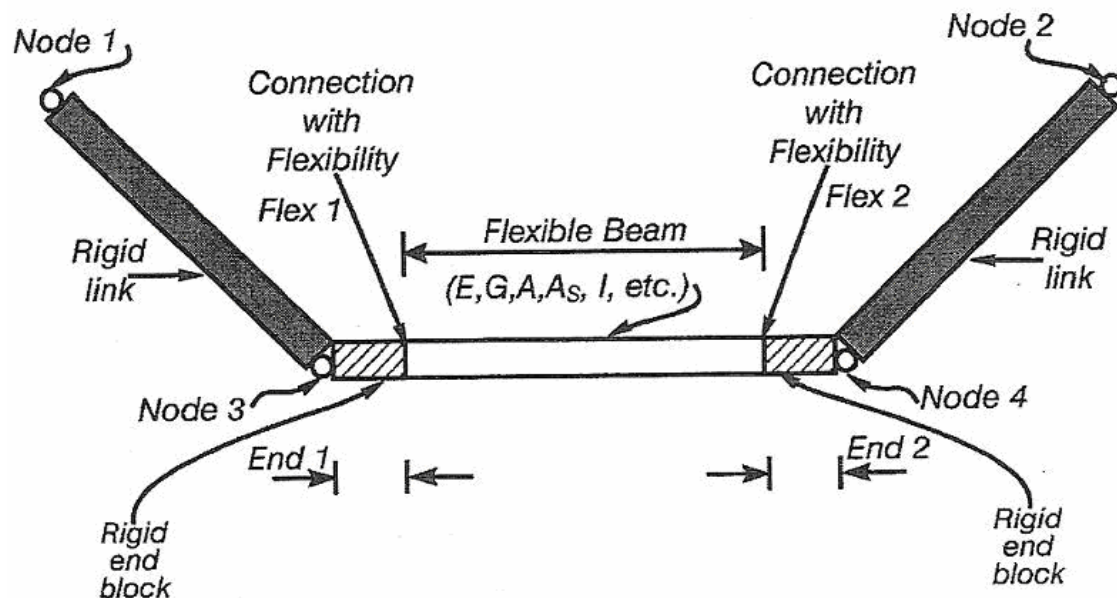
Voor de damping wordt gekozen voor Rayleigh damping waarbij gebruik wordt gemaakt van de initiële stijfheidsmatrix. Als kritische damping wordt gekozen voor 5% damping op mode 1 en 5% damping op de 'i-de' trillingsmode. Omdat voor een frame zoals de modellen in dit onderzoek alleen de eerste n trillingsmodes van belang zijn (n gelijk aan het aantal verdiepingen), wordt ervoor gekozen om i gelijk te kiezen aan het aantal verdiepingen. De dampingsmatrix wordt volgens Rayleigh gevonden uit:

$$C = \alpha * M + \beta * K$$

Hierin zijn α en β variabelen die afhankelijk zijn van de vereiste kritische damping λ_i en de eigenfrequentie ω_i van verdieping i. M is de massamatrix van het model en K de stijfheidsmatrix. Met behulp van de gegeven waarden voor de vereiste kritische damping (5%) en de bekende eigenfrequenties kunnen nu de parameters worden bepaald en kan de dampingsmatrix worden geconstrueerd.

Modellering kolommen en liggers

Om de eigenschappen van de onderdelen van het gebouw goed weer te geven zijn een aantal verschillende modellen in het programma opgenomen. Omdat bij een eenvoudig stalen frame het gebouw alleen bestaat uit liggers en kolommen kunnen voor alle onderdelen de zogenaamde "Frame-members" worden gekozen. Voor een ligger levert dit het volgende model op:



Figuur 2.2: Representatie ligger in het programma

Meer uitleg over de invoer van de verschillende eigenschappen van de liggers en kolommen is te vinden in bijlage A.

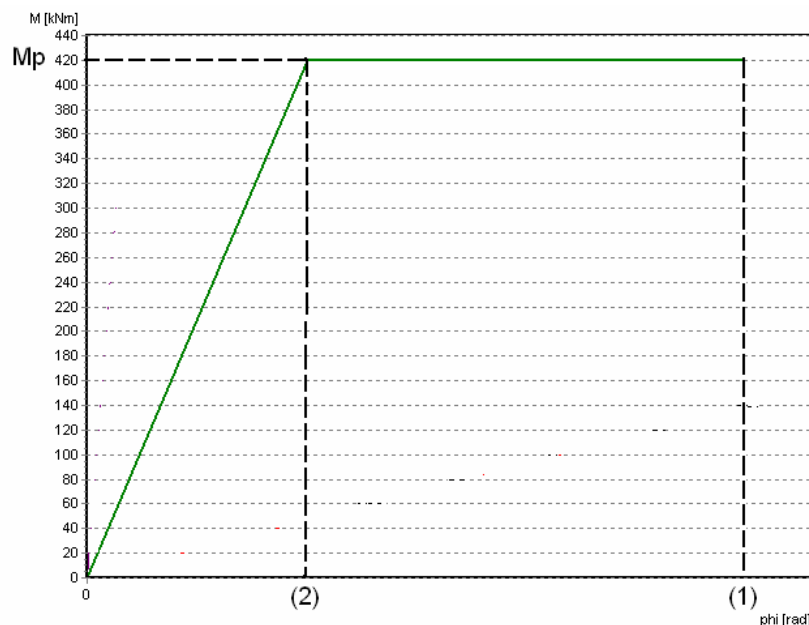
Ductiliteit en schade-indices

Het programma biedt de mogelijkheid om de schade aan de verbindingen weer te geven met behulp van zogenaamde schade-indices. De index waar voornamelijk naar gekeken zal worden is die voor de vervorming:

$$DI = \frac{\mu_m}{\mu_u}$$

Hierbij wordt de maximaal benodigde ductiliteit μ_m gedeeld door de uiterste ductiliteit van de verbinding μ_u . Wanneer dit getal onder de 0.4 blijft is de schade nog herstelbaar. Wanneer dit getal boven de 1 komt bezwijkt de verbinding volledig.

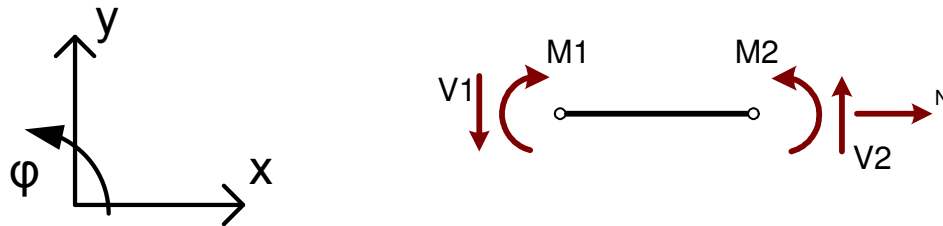
De ductiliteit μ is uit het moment-rotatiediagram van een verbinding te halen door de rotatie waarbij de verbinding bezwijkt (1) te delen door de rotatie waarbij de verbinding gaat vloeien (2). Deze waarden zijn in onderstaande figuur weergegeven. Op de ductiliteit wordt in hoofdstuk 7 over de verbindingen nog een keer teruggekomen.



Figuur 2.3: Moment-rotatiediagram met ductiliteit

Tekenafspraken

Het gebruikte assenstelsel in het programma is onderstaand xy-assenstelsel waarin de richting van de pijlen de richting van de positieve verplaatsingen en rotaties weergeeft. Naast deze figuur zijn de positieve richtingen voor normaalkrachten, dwarskrachten en momenten weergegeven.



Figuur 2.4: Tekenafspraken

2.2 Aannames en uitgangspunten

Eurocode 8

Eurocode 8 is de Europese norm die het ontwerp van gebouwen belast door aardbevingen beschrijft. In deze norm staan de ontwerpregels en eisen waarmee rekening gehouden moet worden bij het ontwerp. Omdat er nog onvoldoende kennis aanwezig is van het ontwerpproces en van de werking van de programmatuur is besloten deze norm niet als richtlijn te gebruiken bij dit onderzoek. De ontwerpmethode in dit rapport sluit echter wel aan bij Eurocode 8. De methode van analyse die in dit onderzoek gebruikt wordt is een analysemethode die door de Eurocode geaccepteerd wordt (Eurocode 8, art. 4.3.3.1d). Bij de bevindingen en keuzes in dit rapport zal soms worden teruggekoppeld naar de Eurocode. Voor verdere informatie wordt verwezen naar de aanbevelingen aan het einde van dit rapport.

Ontstaan plastische scharnieren

Wanneer de constructie door een aardbeving belast wordt zal er bij groter wordende belasting plastische vervorming optreden. Deze plastische vervorming kan zowel in de liggers als in de kolommen ontstaan. Omdat bij grote plastische vervorming in de kolommen het gebouw gedeeltelijk of volledig zal bezwijken wordt de keuze gemaakt plastische vervorming in de kolommen niet te accepteren. Het gebouw zal dus zodanig ontworpen moeten worden dat er alleen plastische vervorming in de liggers optreedt.

NB: In Eurocode 8 wordt gevonden dat plastische vervorming aan de onderzijde van de onderste kolommen wel is toegestaan.

Tweede-orde effecten

De tweede-orde effecten worden in eerste instantie niet meegenomen in de berekening. Deze keuze is gemaakt omdat het gebruikte programma geen tweede-orde effecten kan berekenen. Voor staal kan gezegd worden dat in de ontwerpfase een waarde van 5 voor n een goede schatting is van de werkelijke optredende waarde. Dit geeft voor de vergrotingsfactor van de optredende momenten:

$$\frac{n}{n-1} = \frac{5}{4} = 1.2$$

De berekende momenten zullen dus met ongeveer 20% toenemen en de capaciteit van de liggers, kolommen en verbindingen zal dus ongeveer 20% groter moeten zijn dan uit de eerste orde berekeningen volgt.

Staalkwaliteit

Voor de staalkwaliteit is gekozen voor S235 bij de laagbouw modellen (tot 5 verdiepingen) en S355 bij alle andere modellen.

Eisen aan de vervorming

De hoofdeis die aan het gebouw gesteld wordt is dat deze gedurende de belasting door aardbevingen niet lokaal of globaal mag bezwijken. Na belasting door een zware aardbeving mag de opgetreden vervorming wel dusdanig groot zijn dat het gebouw gesloopt moet worden.

3 Het eerste model

Om het gedrag van een constructie te kunnen testen moet eerst een model van een constructie gemaakt worden. In eerste instantie is een eenvoudig model gekozen van een gebouw met 5 verdiepingen. Dit is gedaan om de eerste invoerfile voor het programma Ruaumoko niet te groot te maken en zo makkelijker fouten op te kunnen sporen.

3.1 Opzet model

Het model zal een stalen gebouw van 5 verdiepingen en 1 beuk representeren. De volgende afmetingen worden voor het gebouw gekozen:

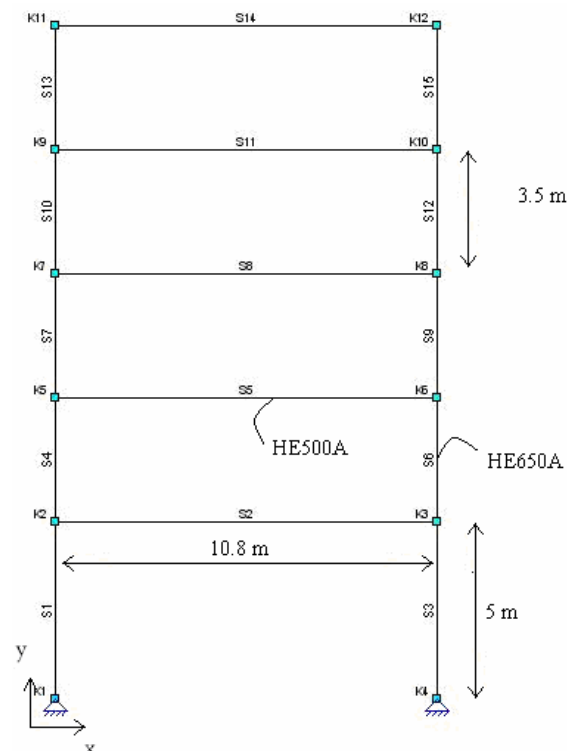
In de x-richting:

- verdiepingshoogte: 3.5m (eerste verdieping 5 meter i.v.m. entree)
- h.o.h. afstand kolommen: 10.8m
- aantal verdiepingen: 5
- breedte gebouw: 10.8m (1 beuk)
- hoogte gebouw: 19m

In de z-richting:

- verdiepingshoogte: 3.5m (eerste verdieping 5 meter i.v.m. entree)
- h.o.h. afstand kolommen: 7.2m
- aantal verdiepingen: 5
- breedte gebouw: 7.2m
- hoogte gebouw: 19m

In de onderstaande figuur is het aanzicht weergegeven waarmee in de rest van het onderzoek gerekend wordt:



Figuur 3.1: Aanzicht model 1

3.2 Dimensionering onderdelen

Zowel de kolommen als de liggers van het gebouw zullen uitgevoerd worden als breedflensprofielen. De kolommen en liggers worden gedimensioneerd met behulp van vuistregels. Voor liggers uitgevoerd als breedflensprofielen geldt als vuistregel:

$$\frac{l}{d} = 23$$

Met een grootste overspanning van 10.8 meter in de x-richting geeft dit voor de liggers:

$$\frac{l}{d} = 23 \rightarrow \frac{10800}{23} = d = 470 \text{ mm}$$

Hieruit volgt met behulp van de infomap constructieleer [2] dat een HE500A profiel voldoet. De plastische scharnieren moeten in het uiteindelijke model ontstaan ter plaatse van de verbindingen tussen de liggers en kolommen. Om ervoor te zorgen dat er geen plastische scharnieren in de kolommen ontstaan worden kolommen gekozen met een momentcapaciteit die ongeveer 1.5 maal de momentcapaciteit van de liggers bedraagt. Met deze aanname volgt voor de kolommen uit de infomap constructieleer [2] dat een HE650A profiel voldoet. De eigenschappen van een HE500A en HE650A zijn hieronder in tabelvorm weergegeven:

	G	h	b	tw	tf	A _{tot} x 10 ² [mm ²]	I _y x 10 ⁴ [mm ⁴]	I _z x 10 ⁴ [mm ⁴]	W _{y;el} x 10 ³ [mm ³]	W _{z;el} x 10 ³ [mm ³]
HE500A	155.1	490	300	12	23	198	86970	10370	3550	691
HE650A	189.7	640	300	13.5	26	242	175200	11720	5474	782

Tabel 3.1: Profielgegevens model 1

Voor W_{pl}/W_{el} wordt 0.15 aangehouden.

NB: In Eurocode 8 wordt gevonden dat wanneer een gebouw met een hoge ductiliteitsklasse wordt ontworpen er alleen gebruik gemaakt mag worden van profielen uit doorsnedeklasse 1. Hieraan voldoen de HE500A en HE650A profielen.

3.3 Ontwerp verbindingen

De verbindingen die toegepast worden moeten de optredende momenten, dwarskrachten en normaalkrachten kunnen overdragen. Behalve het overdragen van deze krachten moeten de verbindingen genoeg vervormingscapaciteit bezitten wanneer ervoor gekozen wordt om de rotatiecapaciteit uit de verbindingen te halen. Omdat na de analyse pas bekend is welke krachten er in de constructie optreden en welke vervormingscapaciteit de verbindingen moeten bezitten worden de verbindingen pas later in het ontwerpproces ontworpen. Het ontwerp van de verbindingen is in dit verslag als onderdeel van het ontwerpvoorbeeld in hoofdstuk 7 terug te vinden. In hoofdstuk 7 wordt ook de theorie achter het ontwerpen van verbindingen beschreven.

4 Belastingen

De belastingen waarmee gerekend wordt zijn op te delen in permanente belasting, variabele belasting, windbelasting en seismische belasting. De eerste twee belastingen worden in de eerste paragraaf behandeld. De windbelasting en de seismische belasting worden in de tweede en derde paragraaf behandeld.

4.1 Permanente en variabele belasting

De permanente belasting op een ligger bestaat uit het gewicht van de rustende vloer en de permanente belasting op de vloer.

Voor het eigen gewicht van de vloer moet een aanname worden gedaan. De kortste overspanning bedraagt 7.2¹ meter. Wanneer gekozen wordt voor een kanaalplaatvloer met een overspanning van 7.2 meter vindt men voor het eigen gewicht: 264 kg/m² (bron: vbi [3]).

De permanente belasting op de vloer wordt op 1kN/m² gesteld. Dit levert in totaal:

$$q_{per} = (9.81 * 264 / 1000) + 1 = 3.6 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Voor de variabele belasting van een kantoor-/winkelgebouw geldt als uiterste waarde:

$$q_{var} = 5.0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Wanneer er sprake is van een aardbeving zal niet op iedere vloer een variabele belasting van 5.0 kN/m² aanwezig zijn. Er wordt voor gekozen om dit terug te brengen naar een gemiddelde van 1.5 kN/m². Uiteraard moeten alle liggers en vloeren wel voldoen aan de eisen met betrekking tot doorbuiging wanneer er een kracht 5.0 kN/m² op de vloer aanwezig is.

Voor de totale belasting per m² vloer wordt uiteindelijk gevonden:

$$q_{tot} = q_{perm} + q_{var} = 3.6 + 1.5 \approx 5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

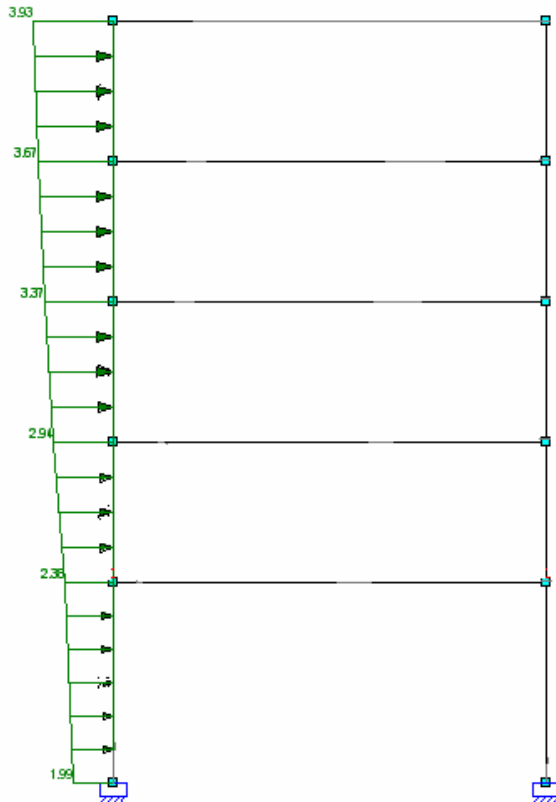
Om de belasting op een ligger te bepalen wordt aangenomen dat deze de helft van de totale vloer draagt. Dit levert een lijnlast op van:

$$q_{ligger} = 3.6 * 5 = 18 \text{ kN} / \text{m}$$

4.2 Windbelasting

De windbelasting op een gebouw is afhankelijk van de hoogte en de locatie van het gebouw. Bij gebouwen aan de kust moet rekening worden gehouden met een hogere winddruk/windzuiging dan bij gebouwen die zich landinwaarts bevinden. Voor de gebouwen in dit verslag wordt een locatie landinwaarts gekozen. Met behulp van de infomap constructieer [2] wordt voor de windlast op een gebouw van 19 meter hoog figuur op de volgende pagina gevonden. Hierbij is gekozen voor een onbebouwde locatie in gebied 3. Op de waarden in de figuur is nog geen belastingfactor toegepast.

¹ Dit is alleen bij het eerste model geldig, voor de andere modellen moet met de daar geldende overspanningen gerekend worden. Deze berekeningen worden aan de lezer zelf overgelaten.



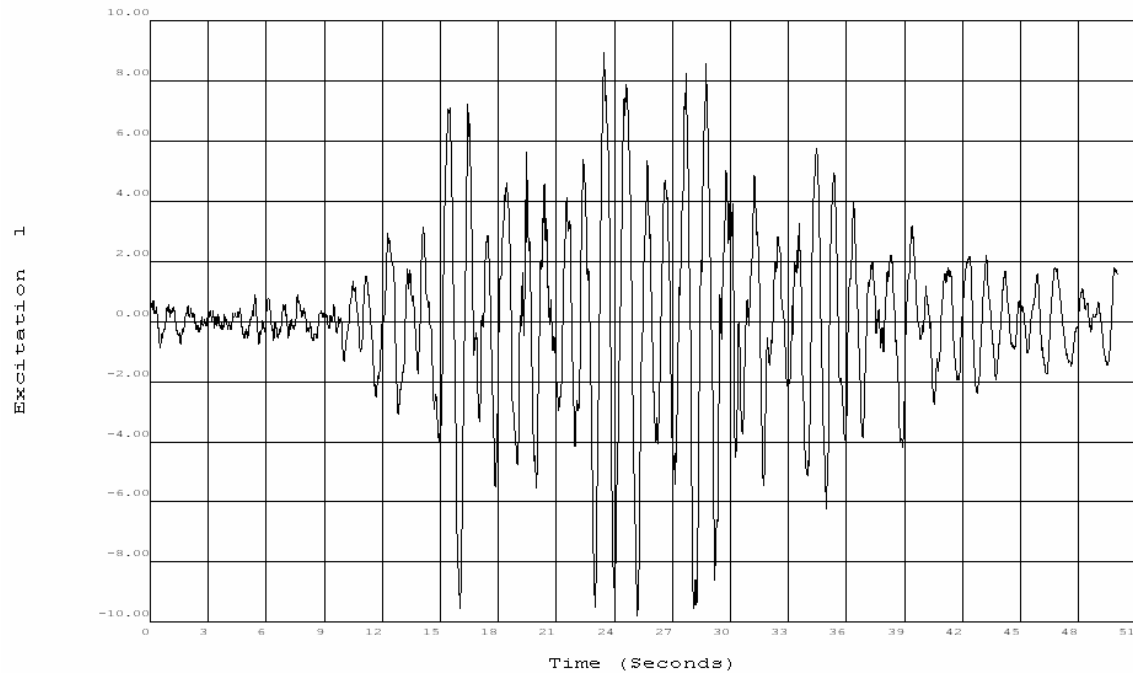
Figuur 4.1: windbelasting op model 1

De windbelasting verloopt normaalgesproken parabolisch. Dit verloop wordt benaderd met een lineair verloop over de verdiepingen.

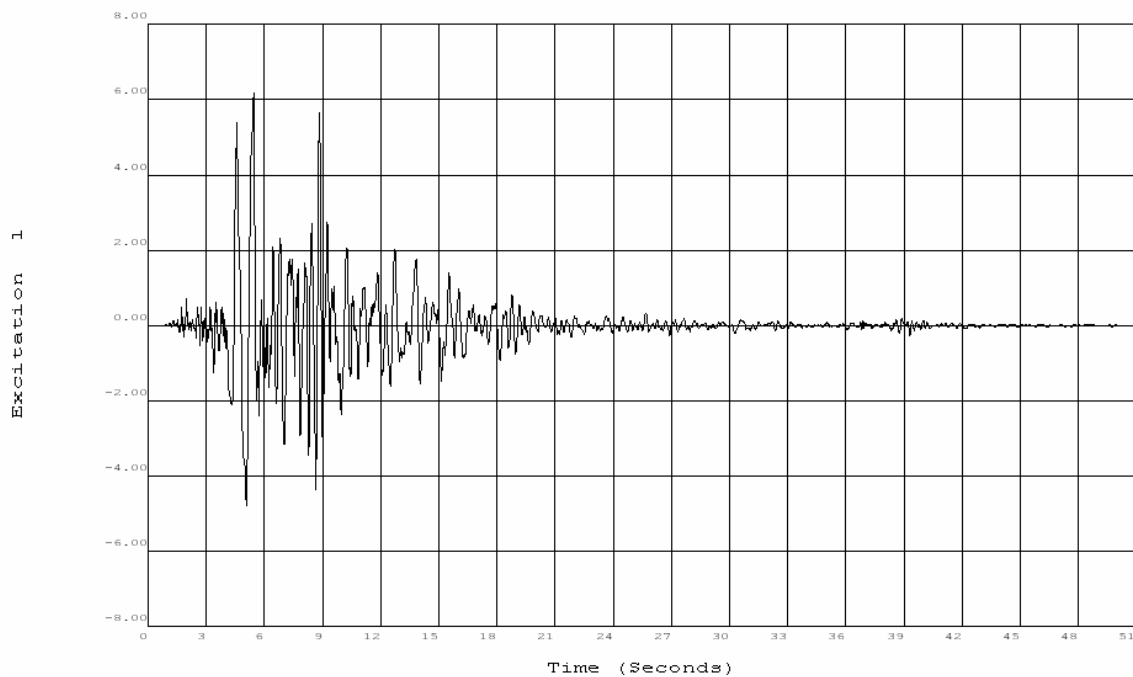
Voor de windbelasting wordt aangenomen dat deze niet optreedt wanneer er een aardbeving optreedt. De windbelasting wordt dus alleen gebruikt bij de statische berekening. Wanneer uit deze berekening blijkt dat het gebouw niet voldoet aan de eisen voor de topuitwijking zal hier een oplossing voor gevonden moeten worden.

4.3 Seismische belasting

Om een aardbeving te kunnen simuleren zijn bij het programma Ruaumoko tijd-verplaatsingsdiagrammen van aardbevingen meegeleverd. Omdat het niet eenvoudig is de maatgevende aardbeving met betrekking tot bezwijken aan te wijzen, is ervoor gekozen om het gedrag van de constructie te bepalen bij belasting door twee verschillende aardbevingen. Het betreft hier de Kobe en de Mexico City aardbevingen. Van deze aardbevingen zijn hieronder de tijd- uitwijkingdiagrammen weergegeven:



Figuur 4.2 tijd-verplaatsingsdiagram Mexico City aardbeving



Figuur 4.3 tijd-verplaatsingsdiagram Kobe aardbeving

De verwachting is dat de aardbeving van Mexico City maatgevend zal zijn omdat deze grotere uitwijkingen van de grond veroorzaakt (tot 9 meter) en langer duurt. De aardbeving van Kobe heeft veel richtingswisselingen in een korte periode van 6 seconden en een lang traject van trillingen met een kleine amplitude. De verwachting is dat deze trillingen geen invloed hebben op de constructie en volledig uitgedempt zullen worden.

De Mexico City aardbeving wordt in dit verslag gezien als een zware aardbeving waarvoor geldt dat na belasten het gebouw niet bezwijken mag zijn maar wel zodanig vervormd dat het gesloopt moet worden.

De Kobe aardbeving wordt in dit verslag gezien als een aardbeving waarbij alleen herstelbare schade mag optreden.

Er is voor gekozen om het model maar in 1-richting te belasten. Het programma biedt wel de optie om in twee richtingen te gelijk te belasten, maar daar wordt bij dit onderzoek niet naar gekeken.

5 Toetsing van het model met behulp van Ruaumoko

De toetsing van de modellen vindt plaats met behulp van het programma Ruaumoko. In dit hoofdstuk worden alleen de conclusies op basis van de uitvoer van het programma gepresenteerd. De invoerfile van het eerste model is in bijlage A, samen met de opzet voor het maken van een invoerfile en de keuzes die daarbij komen kijken, in zijn geheel terug te vinden.

5.1 Uitvoer

Na de eerste berekeningen blijkt dat het gebouw te sterk gedimensioneerd is en er geen plastische vervorming optreedt. Bij belasting door beide aardbevingen kunnen de liggers en kolommen de opgelegde momenten opnemen zonder te gaan vloeien. Het maximale moment dat optreedt in de constructie bedraagt:

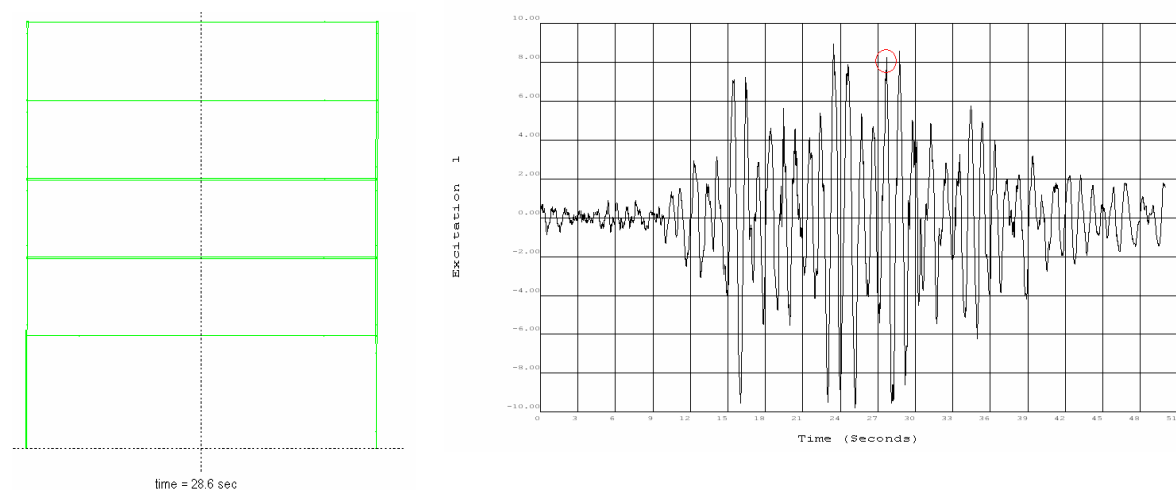
$M = 4.162 \cdot 10^5 \text{ Nm}$ aan de onderkant van de onderste kolommen.

En wordt gevonden uit de uitvoer bij belasting door de Mexico City aardbeving. De elastische momentcapaciteit van een HE650A profiel bedraagt:

$$M_{cap;el} = \sigma \cdot W_{el} = 235 \cdot 5474 \cdot 10^3 = 12.9 \cdot 10^5 \text{ Nm}$$

Omdat er vanuit wordt gegaan dat de aardbeving het maatgevende belastingsgeval is betekent dit dus dat de constructie overgedimensioneerd is. Zelfs wanneer voor de tweede-orde effecten een marge van 20% wordt toegepast voldoen de kolommen en liggers nog ruim. De kolommen hebben een capaciteit van ongeveer 3 keer het maximaal optredende moment. Er zullen aanpassingen aan het model moeten worden gedaan om plastische vervorming te kunnen zien optreden en dus ook om een waarde voor de benodigde ductiliteit van de verbindingen als uitvoer te krijgen.

In onderstaande figuur is weergegeven dat bij een van de pieken van de aardbeving er in de constructie geen plastische vervormingen optreden (geen onderdelen rood of blauw in het frame). De uitwijking aan de top van de constructie bedraagt op dit tijdstip 0.6 mm.



Figuur 5.0.1: vervorming model 1 bij piek aardbeving

5.2 Conclusies met betrekking tot de eerste ontwerpcyclus

Na de eerste ontwerpcyclus kunnen de volgende conclusies worden getrokken:

De overdimensionering van de kolommen, om ervoor te zorgen dat de plastische scharnieren in de liggers ontstaan, blijkt bij dit gebouw niet nodig te zijn. De grootste momenten treden wel in de kolommen op maar de kolommen bereiken nog lang niet de vloeicapaciteit.

Het gebruik van het programma blijkt ingewikkeld te zijn. De benadering van een stalen ligger met een in het programma verwerkte representatie voor stalen liggers blijkt niet de verwachte uitvoer te geven. Het maken van invoerfiles voor grotere bouwwerken is erg arbeidsintensief en er treden snel fouten op.

De verwachting dat bij de Mexico City aardbeving grotere momenten in de constructie optreden dan bij de Kobe aardbeving blijkt voor dit model te kloppen.

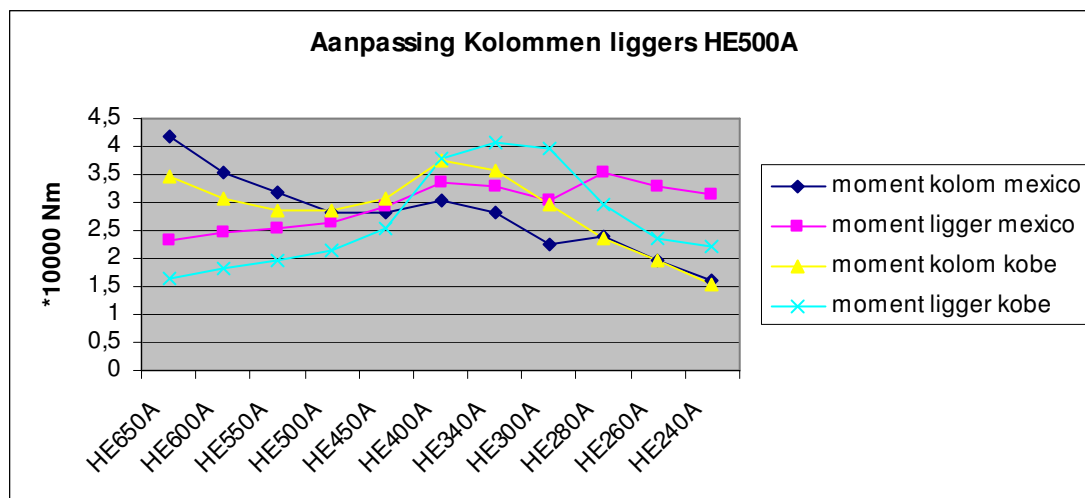
6 Onderzoek naar de invloed van verschillende parameters op de aardbevingsbestendigheid van het model

In dit hoofdstuk worden de resultaten van de verschillende aanpassingen aan het model weergegeven, die gedaan zijn om tot een resultaat te komen waarbij de liggers plastisch gaan vervormen en om inzicht te verkrijgen in de invloed van deze parameters op de aardbevingsbestendigheid van de constructie. De invoerfiles en uitvoerfiles van deze aanpassingen zijn niet in de bijlage opgenomen omdat dit te veel papierwerk oplevert. Wanneer de lezer geïnteresseerd is in deze bestanden kan de bijgevoegde Cd-rom worden geraadpleegd.

6.1 Aanpassingen met betrekking tot de doorsneden

6.1.1 Aanpassing kolommen

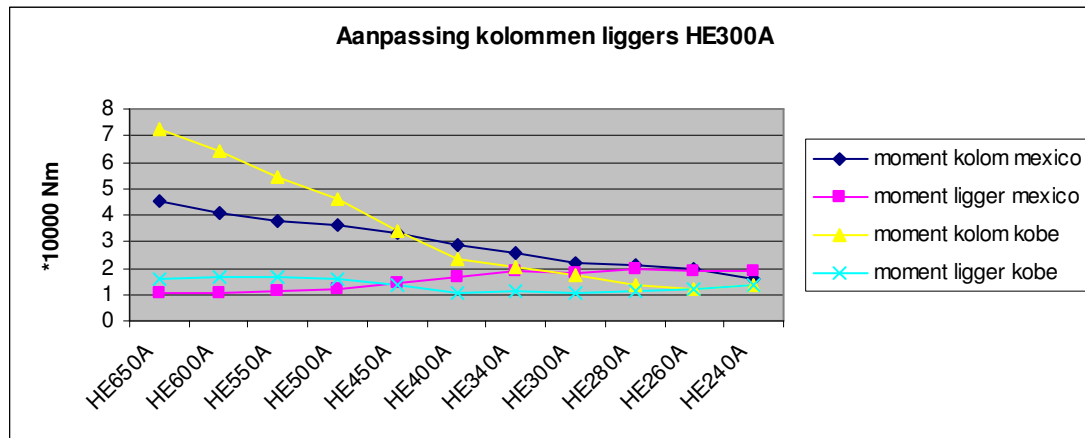
De eerste aanpassing die gedaan is betreft het verkleinen van de kolommen. De verwachting is dat er bij een verkleining van de afmetingen van de kolommen pas bij kleine kolommen met een lage vloeicapaciteit plastische vervorming zal optreden, maar dat deze vervorming in de kolommen en niet in de liggers optreedt. De resultaten zijn hieronder in grafiekvorm weergegeven:



Figuur 6.1: Aanpassingen aan de kolommen van model 1 bij liggers HE500A

Uit de resultaten blijkt dat de liggers meer moment gaan opnemen dan de kolommen. Opvallend is dat in eerste instantie de lijnen aan de verwachting voldoen (dalend voor kolommen, stijgend voor liggers) maar na verkleining van de kolommen tot onder het HE500A profiel er rare verschijnselen optreden waarbij de momenten in zowel de kolommen als de liggers groter worden. Er treedt plastische vloeï in de kolommen op bij de Kobe aardbeving wanneer de kolommen HE300A of HE260A worden gekozen. Bij de Mexico City aardbeving gebeurt dit bij HE280A HE260A en HE240A. Het verkleinen van de kolommen zorgt dus niet voor een dusdanige vergroting van de momenten in de liggers dat hier plastische scharnieren ontstaan.

Omdat het lineaire verloop bij gelijke afmetingen van liggers en kolommen lijkt te stoppen wordt gekeken naar het verloop bij toepassing van een ligger HE300A. Dit verloop is in onderstaande grafiek weergegeven:



Figuur 6.2: Aanpassingen aan de kolommen van model 1 bij liggers HE300A

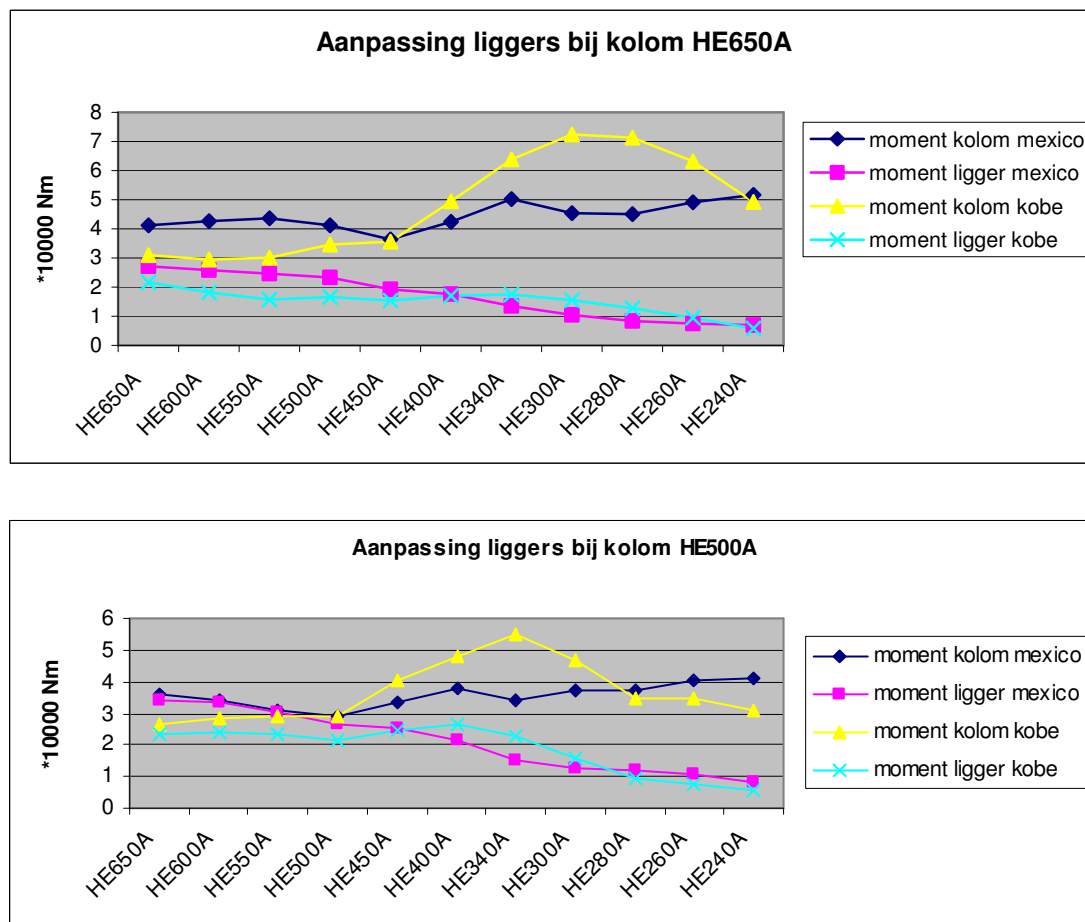
Hier treden geen onverwachte pieken op. De momenten in de liggers blijken nagenoeg gelijk te blijven. De momenten in de kolommen nemen af bij verkleining van de afmetingen. Er ontstaat alleen plastische vervorming in de kolommen bij toepassing van HE260A en HE240A profielen voor de kolommen onder belasting van de Mexico City aardbeving.

Wanneer de iteratie tijdstap $1/10^6$ wordt genomen van de oorspronkelijke iteratie tijdstap blijken de uitkomsten bij toepassing van HE500A liggers niet significant te verschillen.

De conclusie die getrokken kan worden is dat verkleining van de kolommen er in het algemeen toe leidt dat er kleinere momenten in de kolommen ontstaan. Het leidt er echter niet toe dat er plastische vervorming in de liggers gaat ontstaan. Bij iedere verandering aan het ontwerp zal een nieuwe test gedaan moeten worden om te kijken of geen onverwachte verschijnselen optreden.

6.1.2 Aanpassing liggers

Uit de aanpassingen aan de kolommen blijkt dat wanneer de kolommen verkleind worden het moment in de kolommen verkleind wordt. De verwachting is nu dat wanneer de liggers worden verkleind er meer moment aan de kolommen wordt overgedragen en dat dit uiteindelijk ook weer resulteert in plastische vervorming in de kolommen. De resultaten van het verkleinen van de liggers zijn hieronder in grafiekvorm weergegeven (zie bijlage F voor tabellen met de exacte waarden). In de grafieken zijn telkens de maximale momenten per constructieonderdeel weergegeven. Het kan zijn dat het maximum moment de zich de ene keer bevindt in de ligger op de onderste verdieping en de andere keer in de ligger op een hogere verdieping. Voor deze gegevens wordt de lezer verwezen naar bijlage F.



Figuur 6.3: Grafieken maximum moment bij aanpassing liggerafmetingen

De verwachting dat de kolommen meer moment op gaan nemen klopt voor de Mexico City aardbeving. Er is sprake van een bij benadering lineair verloop in toename van het moment in de kolommen en afname van het moment in de liggers. Bij de Kobe aardbeving blijkt er iets raars op te treden wanneer voor de liggers kleinere afmetingen worden gekozen. Het optredende moment neemt hier in een bepaald gebied bij zowel de kolommen als de liggers toe. Ook is er bij beide grafieken sprake van een extreme waarde.

Hieruit wordt geconcludeerd dat over het algemeen verwacht kan worden dat bij verkleining van de liggerafmetingen de liggers minder moment op gaan nemen en de

kolommen meer. Het blijkt echter weer dat altijd gecontroleerd moet worden of dat wat verwacht wordt ook daadwerkelijk optreedt.

In geen van de gevallen treedt plastische vervorming op in de liggers of kolommen. Een verkleining van de liggers heeft op dit punt dus weinig zin. Wel kan gezegd worden dat de constructie aan de eisen met betrekking tot deze aardbeving blijft voldoen.

Bij het verkleinen van de iteratie tijdstap naar $1/10^{\circ}$ van de gekozen tijdstap blijken zich geen significante verschillen in uitkomst voor te doen.

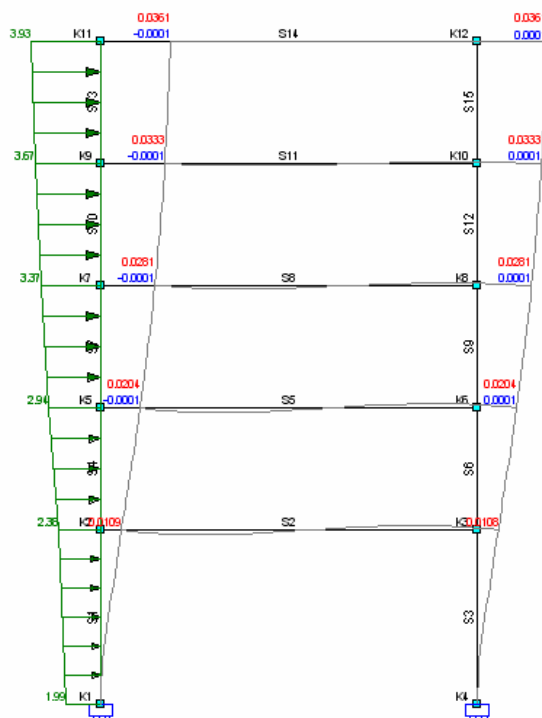
6.1.3 Aanpassingen aan kolommen en liggers

Wanneer zowel de kolommen als de liggers worden verkleind zullen de momenten in de kolommen en liggers afnemen maar de verhouding zal ongeveer gelijk blijven. Wanneer wordt gekeken naar windbelasting kunnen de liggers en kolommen maximaal verkleind worden naar profielen waarbij voor de topuitwijking van het gebouw geldt:

$$u_{tot} = \frac{h}{500} = \frac{19}{500} = 0.038m \text{ (NEN6702 Belastingen en vervormingen [4])}$$

Deze eis is geldig voor de B.G.T.

Met behulp van MatrixFrame [5] blijkt dat bij toepassing van HE340A profielen voor de kolommen en HE320A profielen voor de liggers deze eis niet wordt overschreden (1° orde berekening):



Figuur 6. 4: topuitwijking bij windbelasting

In dit geval is doorbuiging van de vloeren ook niet maatgevend. Wanneer deze constructie getoetst wordt aan beide aardbevingen volgen nu de volgende resultaten:

Aardbeving:	Maximaal moment kolommen (Nm):	Maximaal moment liggers (Nm) :	Plastische vervorming:	Bezwijken:
Kobe	$2.1 \cdot 10^5$	$1.345 \cdot 10^5$	Nee	Nee
Mexico City	$2.448 \cdot 10^5$	$2.056 \cdot 10^5$	Nee	Nee

Tabel 6.1: Resultaten na maximale verkleining liggers en kolommen

De optredende momenten vallen allemaal binnen de capaciteit van het frame. Bij dit model blijkt windbelasting dus maatgevend te zijn in plaats van de belasting door deze aardbevingen. In het vervolg kan beter eerst gekeken worden naar de statische eisen en vervolgens

6.2 Aanpassing aan de afmetingen van het gebouw

Aanpassingen aan de afmetingen van het gebouw veranderen het model zodanig dat er beter van een geheel nieuw model gesproken kan worden. Omdat aanpassingen in de breedte van het eerste model naar verwachting geen nieuwe resultaten opleveren is ervoor gekozen om een aanpassing in de hoogte te doen. Met dit nieuwe model kan gekeken worden naar de effecten van een aardbeving op hoogbouw. In dit hoofdstuk worden telkens alleen de waarden gepresenteerd die gevonden worden bij belasting door de Mexico City aardbeving. In bijlage C is voor dezelfde modellen een beknopte uitvoer van de resultaten na belasting door de Kobe aardbeving gegeven. Dit is gedaan omdat bleek dat de Kobe aardbeving voor dit model niet maatgevend was.

6.2.1 Aanpassing aan de hoogte

Om te onderzoeken of de hoogte van invloed is op de aardbevingsbestendigheid van de constructie wordt onderzocht wat de reactie op de seismische belasting is van een gebouw van 150 meter en 41 verdiepingen. Deze aanpassing naar 150 meter is gedaan om de invloed van de hoogteverandering meteen goed te kunnen zien. Voor de profielen worden voor zowel kolommen als liggers HE500A profielen aangehouden en voor de staalkwaliteit wordt S355 aangehouden. De overige afmetingen blijven gelijk aan die van model 1.

Een probleem dat optreedt bij dit hoge gebouw is dat uit de statische analyse volgt dat de windbelasting voor een toepijking van het gebouw van ongeveer 2 meter zorgt. De eis die aan de uitwijking door wind gesteld wordt geeft dat deze maximaal 0.3 meter mag zijn.

Aangenomen wordt nu dat door in de z-richting de h.o.h. afstand van de kolommen te halveren en door actieve demping toe te passen (Een contragewicht op $2/3^e$ van de hoogte van het gebouw kan voor ongeveer 50% reductie van de uitwijking zorgen) deze toepijking dusdanig verkleind kan worden dat deze binnen de eisen zal vallen. In het vervolg van dit onderzoek wordt de windbelasting op dit hoge gebouw buiten beschouwing gelaten, maar bij een echt ontwerp zal het gebouw altijd eerst aan de eisen met betrekking tot windbelasting moeten voldoen. (de eventuele verkleining van de h.o.h. afstand van de kolommen wordt bij verdere berekeningen niet meegenomen).

Uit de uitvoer blijkt dat de optredende momenten in de constructie groter worden dan wanneer er sprake is van een gebouw van 5 verdiepingen. Ook wordt gevonden dat er plastische vervorming in zowel de liggers als de kolommen optreedt. Omdat het niet gewenst is dat er plastische vervorming in de kolommen optreedt, zal hiervoor een oplossing gevonden moeten worden.

Een aantal kenmerkende gegevens zijn hieronder weergegeven. De figuur rechts geeft de plastische vervorming op een willekeurig tijdstip in de constructie weer. Hierin is goed te zien dat een aantal liggers plastische vervorming vertonen maar dat ook de kolommen op de begane grond hier last van hebben.

Gegeven:	Uitvoer:
Aantal liggers met plastische vervorming	9
Aantal kolommen met plastische vervorming	2
Maximaal moment liggers:	$1.47 \cdot 10^6 \text{ Nm}^*$
Maximaal moment kolommen:	$1.26 \cdot 10^6 \text{ Nm}^*$
Vereiste ductiliteit liggers:	4.420
Vereiste ductiliteit kolommen:	5.473

* Plastische momentcapaciteit ligger/kolom

Tabel 6.2: Beknopte uitvoer eerste toetsing model 2

In de volgende paragraaf wordt een oplossing gezocht om de plastische vervorming in de onderste kolommen tegen te gaan.

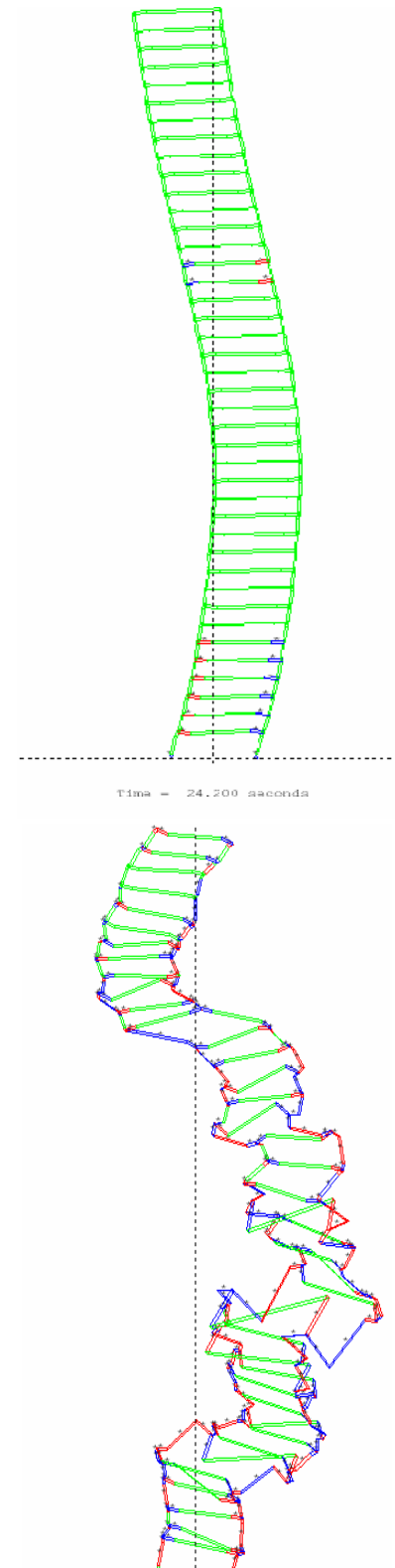
6.2.2 Oplossing voor de kolommen

De meest voor de hand liggende oplossing om ervoor te zorgen dat de kolommen niet meer plastisch vervormen is het vergroten van de afmetingen van de kolommen. Het vergroten van de afmetingen zorgt voor een groter weerstandsmoment W wat indirect weer zorgt voor een grotere momentcapaciteit van de kolommen volgens de wet van Hooke:

$$\sigma = \frac{M}{W}$$

Wanneer de kolommen op de begane grond vergroot worden naar een HE550A profiel blijken deze nog steeds niet te voldoen. Blijkbaar is het optredende moment groter dan de capaciteit van een HE550A profiel. Via iteratie wordt nu gevonden dat bij toepassing van een HE700A profiel de constructie bezwijkt en een ductiliteit van 3000 bereikt (zie figuur rechts). Dit geldt ook bij toepassing van een HE800A profiel op de begane grond.

Wanneer de tijdsstap van de iteratie echter een factor 10 wordt verkleind worden weer realistische waarden voor de plastische vervorming verkregen. In de handleiding van het programma wordt gesteld dat het programma voor alle tijdstappen stabiel is. Dit blijkt dus niet het geval te zijn.



Wanneer over de gehele hoogte HE800A profielen worden toegepast blijkt de benodigde vervormingscapaciteit in vergelijking met het gebouw dat volledig uit HE500A profielen bestond af te nemen. Er is echter nog steeds sprake van plastische vervorming aan de onderzijde van de onderste kolommen. Om dit op te lossen worden de kolommen op de begane grond vergroot. In onderstaande tabel zijn de gegevens te vinden van het gebouw waarbij voor alle kolommen HE800A profielen gekozen zijn. Deze zijn te vergelijken met tabel uit de vorige paragraaf:

Gegeven:	Uitvoer:
Aantal liggers met plastische vervorming	7
Aantal kolommen met plastische vervorming	2
Maximaal moment liggers:	$1.26 \cdot 10^6 \text{ Nm}^*$
Maximaal moment kolommen:	$2.73 \cdot 10^6 \text{ Nm}^*$
Vereiste ductiliteit liggers:	2
Vereiste ductiliteit kolommen:	1.37

* Plastische momentcapaciteit ligger/kolom

Tabel 6.3: Uitvoer model 2 kolommen HE800A

Bij het toepassen van kolommen met een HE900A profiel op de begane grond en een HE800A profiel op de overige verdiepingen blijkt het gebouw aan de gestelde eisen te voldoen. Het gebouw is nu echter zodanig verzwaaard dat de optredende vervorming in de liggers een stuk kleiner is geworden:

Gegeven:	Uitvoer:
Aantal liggers met plastische vervorming	7
Aantal kolommen met plastische vervorming	0
Maximaal moment liggers:	$1.26 \cdot 10^6 \text{ Nm}^*$
Maximaal moment kolommen:	$3.225 \cdot 10^6 \text{ Nm}$
Vereiste ductiliteit liggers:	1.983
Vereiste ductiliteit kolommen:	0

* Plastische momentcapaciteit ligger/kolom

Tabel 6.4: Uitvoer model 2 onderste kolommen HE900A

Vervolgens wordt gevonden dat wanneer het HE900A profiel voor alle kolommen wordt toegepast er van de onderste kolommen weer een ductiliteit van 1.2 wordt gevraagd.

Geconcludeerd kan worden dat het vergroten van de kolommen op de verdiepingen waar plastische vervorming in de kolommen optreedt een oplossing is waarbij de benodigde vervormingscapaciteit wordt gereduceerd, maar dat gecontroleerd moet worden of het vergroten van de kolommen over een aantal verdiepingen niet leidt tot het opnieuw ontstaan van plastische vervorming op de onderste verdieping. Het blijkt dus nodig bij iedere verandering in het ontwerp de constructie in zijn gehele opnieuw door te rekenen, want een vergroting van de sterkte leidt niet altijd tot een verbetering van het ontwerp. Wanneer in het ontwerpproces besloten wordt dat in de kolommen wel plastische vervorming mag ontstaan, wordt het makkelijker een passende oplossing te vinden.

6.3 Conclusies aan de hand van het onderzoek

1. Voor het beschouwde gebouw van 5 verdiepingen is een zware aardbeving niet maatgevend.
2. Bij een verkleining van de profielen van een ligger of kolom treedt ook een verkleining van de maximaal optredende momenten in die ligger of kolom op.
3. Na iedere aanpassing in het ontwerp moet altijd gecontroleerd worden of het model nog reageert zoals verwacht wordt.
4. Om plastische vloeit te voorkomen onder in de kolommen is het noodzakelijk om over de eerste verdiepingen kolommen met grotere afmetingen aan te brengen.
Opvallend is dat als de afmetingen van alle kolommen worden vergroot wel vloeit optreedt.
5. Zowel bij hoge gebouwen als bij lage gebouwen kan de windbelasting, in plaats van de seismische belasting, maatgevend zijn.
6. Bij het ontwerpen van een gebouw met als uitgangspunt een aardbeving kan het beste eerst een ontwerp gemaakt worden dat voldoet aan alle statische eisen. Het voordeel is dat er vanaf een ondergrens gewerkt wordt en dat een gevonden oplossing meteen aan alle eisen voldoet.
7. Het programma blijkt niet voor alle tijdstappen stabiel te zijn ondanks dat dit wel in de handleiding gezegd wordt.

DEEL II

Ontwerpvoorbeeld

7 Ontwerpvoorbeeld

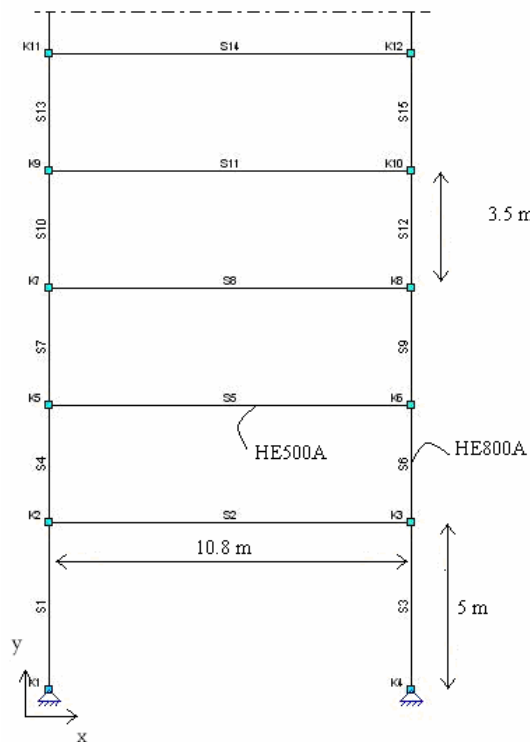
Als ontwerpvoorbeeld is ervoor gekozen om een gebouw van 103 meter hoogte uit te werken met behulp van de opgedane kennis uit de eerdere ontwerpen. Het gebouw is gebaseerd op model 1 en 2 uit het eerste deel van dit rapport. In dit hoofdstuk zijn de presentatie van het model en de resultaten na belasting door een aardbeving terug te vinden.

7.1 Het model

Het model betreft een frame van 29 verdiepingen en 103 meter hoogte. De gegevens zijn hieronder in tabelvorm weergegeven. Onder de tabel zijn de eerste 5 verdiepingen van de doorsnede waarmee gerekend wordt te zien, de overige verdiepingen zijn gelijk aan verdieping 2 t/m 4.

Hoogte:	103 meter
Aantal verdiepingen:	29 (1 ^e 5 meter overige 3.5 meter)
Overspanning x-richting:	10.8 meter
Overspanning z-richting:	7.2 meter
Profiel liggers:	HE500A
Profiel kolommen:	HE800A
Staalkwaliteit:	S355
Belastingen:	Zie volgende paragraaf

Tabel 7.1: Gegevens ontwerpvoorbeeld



Figuur 7.1: Aanzicht ontwerpvoorbeeld.

Voor de liggers geldt dat deze dezelfde overspanning hebben als in het eerste model en dus ook als HE500A profiel kunnen worden uitgevoerd (gebaseerd op vuistregels). De kolommen worden uitgevoerd als HE800A profielen om ervoor te zorgen dat de plastische momentcapaciteit van de kolommen voldoende is om geen plastische vervorming op te laten treden in de onderste kolommen. Wanneer uit de uitvoer blijkt dat er wel plastische vervorming optreedt op de begane grond moeten de kolommen vergroot worden.

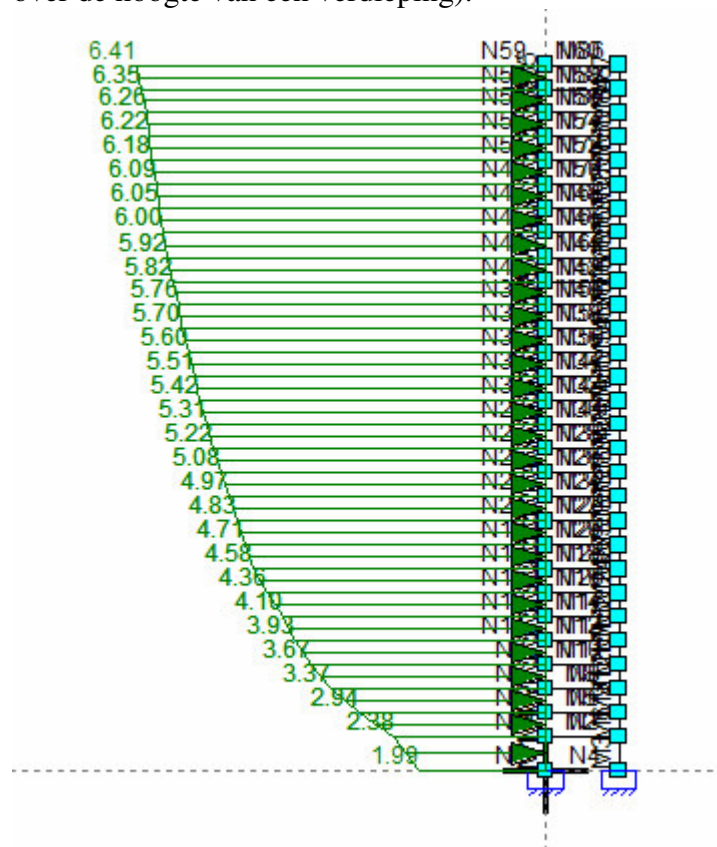
Omdat ervoor gekozen wordt de rotatiecapaciteit uit de verbindingen te halen (zie hoofdstuk 7) moet in het programma de plastische momentcapaciteit van de verbinding worden ingegeven. Omdat deze in de beginfase nog niet bekend is wordt gerekend met 40% van de plastische momentcapaciteit van de liggers.

7.2 Belastingen

De belastingen op de constructie zijn gebaseerd op die uit het hoofdstuk belastingen in het eerste deel. De belasting op de liggers blijft gelijk en bedraagt dus:

$$q_{\text{ligger}} = 3.6 * 5 = 18 \text{ kN} / \text{m}$$

Voor de windbelasting geldt dat deze een grote invloed heeft op de constructie. Wanneer voor het gebouw een onbebouwd gebied in het oosten van Nederland gekozen wordt, is met behulp van de infomap constructieleer [2] het volgende verloop van de windbelasting te vinden (het betreft hier een benadering van lineaire stukjes over de hoogte van een verdieping):



Figuur 7.2: Windbelasting op het gebouw

Voor de topuitwijking bij windbelasting geldt als eis volgens de norm:

$$u = \frac{h}{500} = \frac{103}{500} = 0.21m$$

De topuitwijking bij dit gebouw bedraagt echter 1.1 meter. Wanneer hier actieve demping wordt toegepast zou dit hoogstens teruggebracht kunnen worden naar een waarde van 0.6 meter. Ook hier wordt dus weer gevonden dat windbelasting een maatgevende factor is. Voor een betere benadering van de werkelijkheid moeten er schoren aangebracht worden in het gebouw of moet het gebouw anders ontworpen worden. Omdat het niet het doel is een perfect ontwerp te maken wordt de maatgevendheid van de windbelasting hier verder buiten beschouwing gelaten.

Als seismische belasting wordt gekozen voor de Kobe aardbeving en de Mexico City aardbeving. Deze aardbevingen staan ook al beschreven in het hoofdstuk belastingen (hoofdstuk 4).

7.3 Resultaten na belasten

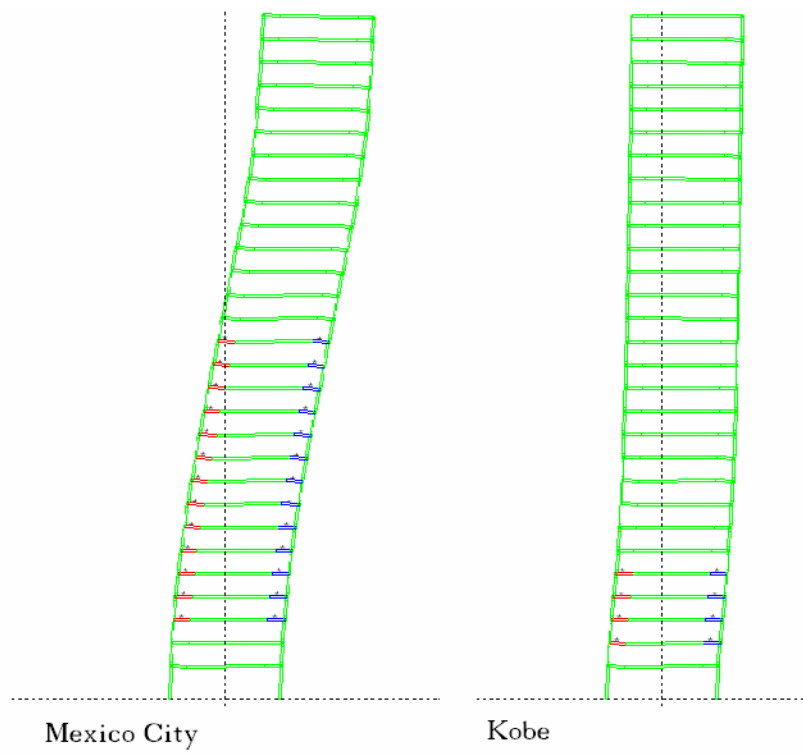
Na belasten door beide aardbevingen worden de volgende gegevens gevonden:

	Kobe aardbeving:	Mexico City aardbeving:
Grootste optredende momenten in de verbindingen:	420 kNm	420 kNm
Maximum benodigde ductiliteit:	1.5	6.324
Grootste topuitwijking:	0.34 m	1 m
Aantal liggers met plastische vervorming:	4	24

Tabel 7.2: resultaten na belasten

Te zien is dat de Mexico City aardbeving voor deze constructie maatgevend is. De verbinding moet voor beide ontwerpen dezelfde momentcapaciteit bezitten maar bij de Mexico City aardbeving wordt meer vervormingscapaciteit gevraagd. Wanneer een verbinding ontworpen kan worden die aan de hiervoor gestelde eisen voldoet dan is het gebouw bestand tegen deze aardbevingen. Hiermee is het ontwerpproces voltooid. Omdat bij de Kobe aardbeving herstelbare schade moet optreden moet de ductiliteit minimaal ongeveer 4 bedragen. Wanneer een verbinding gevonden wordt met minstens een ductiliteit van 6.324 voldoet deze dus meteen aan alle eisen.

In de figuren op de volgende pagina zijn momentopnamen van de optredende vervormingen te zien. Hierin is ook duidelijk te zien dat de Mexico City aardbeving een grotere invloed op de constructie heeft:



Figuur 7.3: Momentopnamen optredende vervormingen

8 Ontwerp stalen verbinding

In dit hoofdstuk wordt het ontwerp van een stalen verbinding gepresenteerd. Deze verbinding wordt ontworpen aan de hand van de gestelde eisen aan de verbinding die in het vorige hoofdstuk terug te vinden zijn. Eerst wordt kort de achterliggende theorie behandeld en vervolgens de uitwerking van een mogelijk ontwerp.

8.1 Theorie

De eisen die aan een stalen verbinding worden gesteld in Nederland staan beschreven in de norm NEN6772 [6]. In deze norm zijn de bezwijkmechanismen van een bepaald type verbinding weergegeven en ook de eisen waaraan de verbindingen moeten voldoen. Op basis van deze norm zullen de verbindingen voor het gebouw uit het vorige hoofdstuk worden gedimensioneerd.

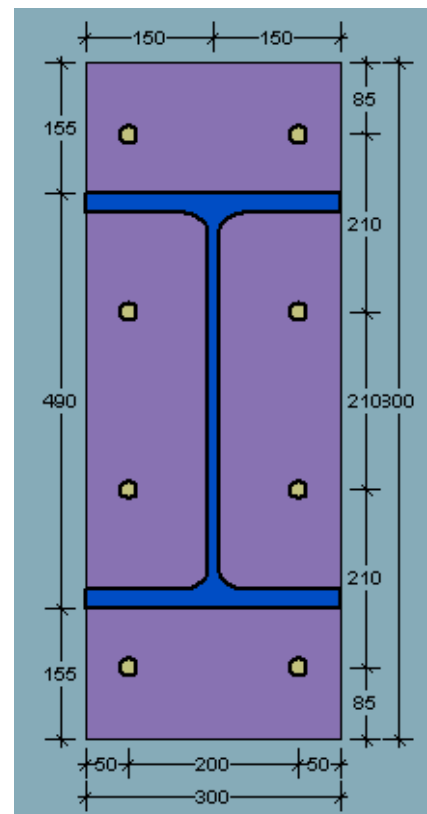
De keuze voor het type verbinding is gevallen op een boutverbinding. Deze keuze is in Nederland gebruikelijk omdat lassen op de bouwplaats vaak moeilijk en duur is. De verbinding die hier behandeld zal worden is een uitstekende kopplaat-verbinding. Er zijn uiteraard veel andere configuraties van verbindingen mogelijk en de ontwerper is vrij om daar zelf keuzes in te maken. Een voorbeeld van een uitstekende kopplaat-verbinding is in de figuur rechts weergegeven.

In de verbindingen van het raamwerk waar een plastisch scharnier ontstaat moet voldoende rotatiecapaciteit aanwezig zijn. Deze rotatiecapaciteit kan geleverd worden door de ligger of door de verbinding zelf. Wanneer de liggers de rotatiecapaciteit moeten leveren moet de momentcapaciteit van de verbinding minstens $1.2 \cdot M_{pl;b;d}$ van de aangesloten ligger bedragen. Omdat dit vaak zware en dure verbindingen vereist wordt ervoor gekozen de rotatiecapaciteit uit de verbinding zelf te halen.

In de vorige paragraaf is al gezegd dat voor de verbindingen met een grensmoment van 40% van de capaciteit van de liggers gerekend wordt. Dit is gedaan omdat vooraf niet zeker is hoeveel momentcapaciteit er uit een verbinding gehaald kan worden. Achteraf zal blijken of een capaciteit van 40% in de ontwerpfase een goed uitgangspunt is of dat deze capaciteit te hoog of te laag is geschat.

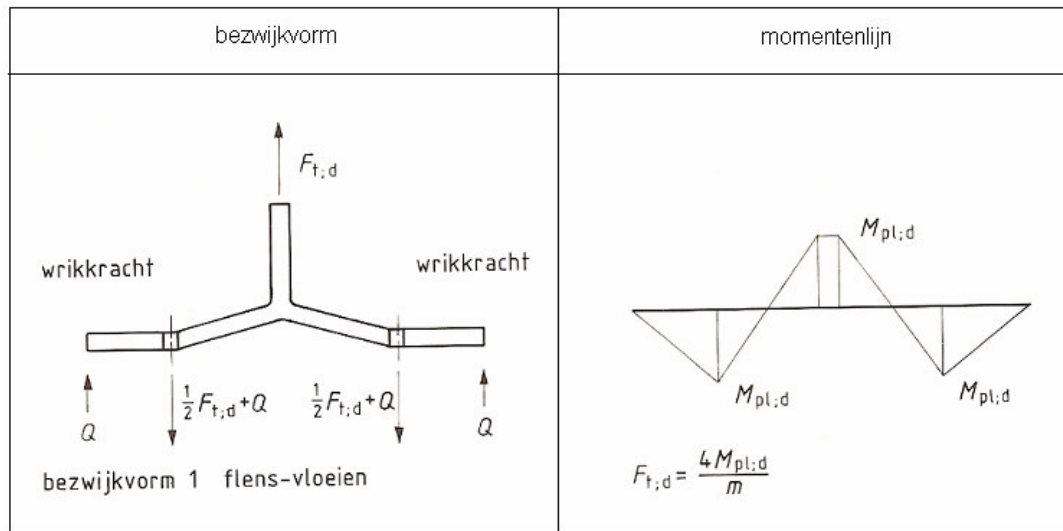
In NEN6772, art. A.3.8. staat dat de rotatiecapaciteit van een verbinding als voldoende mag worden beschouwd indien het grensmoment van de verbinding wordt bepaald door:

- de capaciteit van het kolomlijf in de afschuifzone.
- de capaciteit van de trekzone en voor elke boutrij in een boutgroep bezwijkvorm 1 maatgevend is in de kolomflens of kopplaat



Bezwijkvorm 1 betreft het vloeien van de flenzen van een T-stuk (zie onderstaande figuur).

Er moet dus een verbinding ontworpen worden waarbij aan 1 van de twee bovenstaande eisen wordt voldaan.



Figuur 8.1: Bezwijkvorm 1

De vraag die nu ontstaat, is of een verbinding van dit type ook de grote rotatiecapaciteit bezit die soms van de verbindingen gevraagd wordt wanneer deze door aardbevingen belast worden. Omdat hier niets over vermeld staat in de norm wordt er hier vanuit gegaan dat dit wel zo is. In Amerika zijn veel tests geweest op dit gebied en daaruit is gebleken dat het gebruik van semi-stijve verbindingen een goed alternatief is in plaats van een ontwerp waarbij de liggers veel zwakker zijn dan de kolommen en volledig zijn ingeklemd. Het exacte gedrag van deze verbindingen blijkt moeilijk te voorspellen maar vaak blijken de verbindingen wel voldoende rotatiecapaciteit te bezitten. De vraag is nu of er een bovengrens te definiëren is voor de maximaal te verwachten ductiliteit van verbindingen. Voor verdere informatie wordt verwezen naar onderzoeken uit Japan en Amerika [7].

NB: In Eurocode 8 wordt over het gebruik van semi-stijve verbindingen gezegd dat dit is toegestaan wanneer aan alle eisen in artikel 6.6.4 voldaan wordt. Hierin staat dat de rotatiecapaciteit van de verbinding 35mrad moet zijn of gelijk aan de zakking van de ligger δ gedeeld door de halve lengte van de ligger.

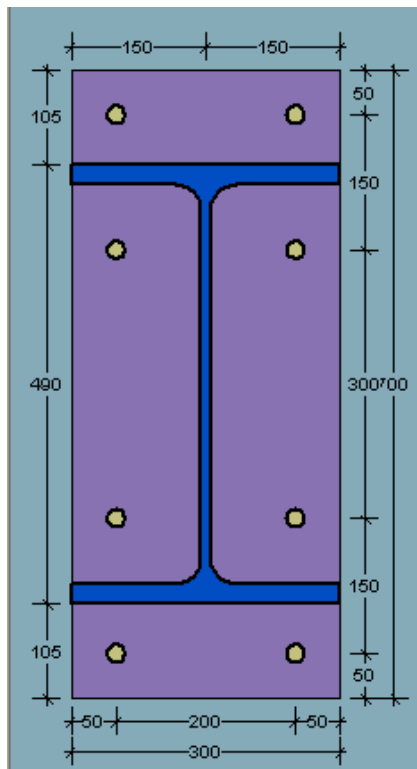
Een andere eis die aan de verbinding gesteld wordt is dat deze symmetrisch is. Omdat de aardbeving zorgt voor een moment in twee richtingen behoort ieder deel van de verbinding zowel tot de trekzone als tot de drukzone. Hierdoor is het noodzakelijk om boven en onder dezelfde capaciteit te hebben. Dit kan alleen bereikt worden wanneer een symmetrische verbinding ontworpen wordt.

8.2 Ontwerp verbinding

Bij het ontwerp van een stalen verbinding kan gebruik gemaakt worden van een computerprogramma zoals het programma: CoP [8]. Dit programma bepaalt aan de hand van de ingevoerde gegevens over de verbinding de momentcapaciteit, de dwarskrachtcapaciteit, het bezwijkmechanisme en het moment-rotatiediagram van de verbinding. Met behulp van een dergelijk programma kan snel een verbinding worden ontworpen en gecontroleerd worden of deze de benodigde vervormingscapaciteit heeft die uit de dynamische berekening volgt. In onderstaand ontwerpvoorbeeld wordt een verbinding ontworpen die aan de eisen uit NEN6772/Eurocode 3 voldoet.

8.2.1 Ontwerp Kopplaat-verbinding

De kopplaat verbinding moet een moment kunnen overdragen van 420 kNm en een ductiliteit bezitten van minstens 6.324. Dit betekent indirect dat de verbinding een grote rotatiecapaciteit moet hebben en de rotatie bij bezwijken minstens 6.3 maal de rotatie bij bereiken van het grensmoment moet zijn. Het grensmoment van de verbinding moet 420 kNm of meer bedragen.



Uitgangspunt van de berekeningen is de verbinding in de figuur hiernaast weergegeven.

Gegevens:

Aantal bouten:	8
Bouten:	M20 8.8
Dikte kopplaat:	15mm
Staalkwaliteit kopplaat:	S355
Keeldoorsnede lassen:	5mm

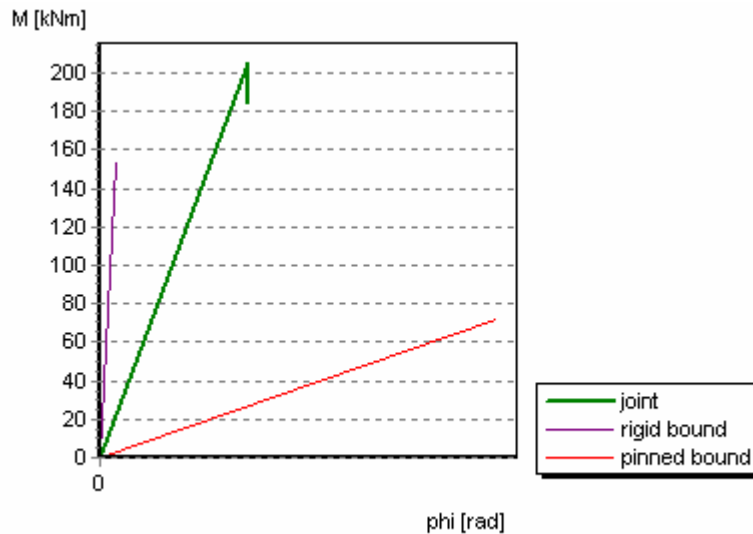
Van deze verbinding wordt handmatig bepaald wat het grensmoment is en waarop deze verbinding bezwijkt om te kijken of dit overeenkomt met de waarden die het programma geeft. Dit wordt gedaan omdat bij het gebruik van het programma bleek dat de uitvoergegevens niet altijd overeenkwamen met wat van te voren verwacht werd.

Voor de berekening van de verbinding en de bepaling van het grensmoment $M_{v;u;d}$ wordt verwezen naar bijlage D.

Voor het grensmoment van de verbinding volgt met de handberekening: 192kNm. De verbinding bezwijkt hier op vloeit van de kopplaat.

Dezelfde verbinding is ook in het programma CoP ingevoerd. Dit programma geeft dat de momentcapaciteit van de verbinding 205kNm bedraagt en dat de verbinding bezwijkt door buiging van de kopplaat. Dit komt overeen met de gevonden resultaten. De handberekening geeft een waarde die aan de lage kant is. Het programma geeft dus toch de verwachte uitvoer. In onderstaande figuur is het moment-rotatiediagram

gegeven van de verbinding. Het is goed te zien dat bij bezwijken van de kopplaat de verbinding zich niet ductiel gedraagt.



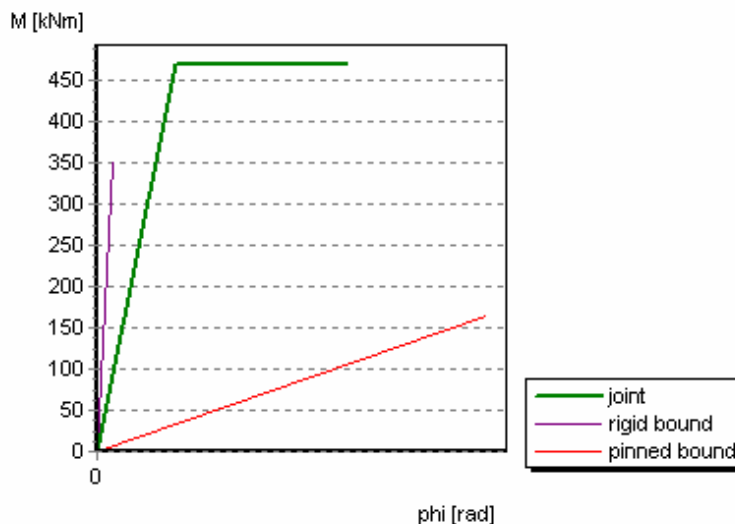
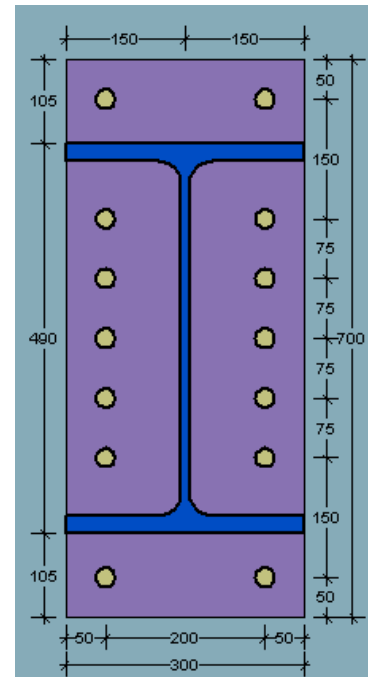
Figuur 8.2: moment-rotatiediagram eerste kopplaat-verbinding

Omdat de momentcapaciteit te laag is moet de verbinding aangepast worden. Het grensmoment wordt bepaald door de capaciteit van de verbinding in de trekzone. Om een grotere momentcapaciteit te verkrijgen zal de verbinding hier dus sterker moeten worden. Omdat de capaciteit in de trekzone van veel factoren afhankelijk is kan niet meteen een verbinding gegeven worden die aan alle eisen voldoet. Er zal dus via iteratie een betere verbinding ontworpen moeten worden. Bij dit iteratieproces wordt gebruik gemaakt van het programma CoP. Uiteindelijk wordt een verbinding gevonden waarbij de verbinding bezwijkt op afschuiving van de kolomflens. Deze verbinding bezit volgens de norm NEN6772/Eurocode 3 altijd voldoende vervormingscapaciteit om plastische scharnieren te laten ontstaan.

8.2.2 Verbinding met voldoende momentcapaciteit

In de onderstaande tabel en figuur zijn de gegevens te zien van de verbinding die bezwijkt op afschuiving van het kolomlijf. Ook is het moment-rotatiediagram van de verbinding gegeven. De maximale rotatie die met deze verbinding bereikt kan worden bedraagt 25mrad^1 . De ontwerp-momentcapaciteit bedraagt 450 kNm . Dit is iets groter dan de beoogde 420 kNm .

Aantal bouten:	14
Bouttype:	M24 8.8
Dikte kopplaat:	20 mm
Staalkwaliteit kopplaat:	S355
Afmetingen kopplaat:	Zie figuur
Keeldoorsnede flenslas:	11 mm
Keeldoorsnede lijflas:	5 mm
Momentcapaciteit:	453 kNm
Afschuifcapaciteit:	735.9 kN
Bezwijkmechanisme:	Kolomlijf op afschuiving
Stijfheid:	58044 kNm/rad
Schotten kolomlijf: ter hoogte van de ligger- Flenzen in de kolom.	$b = 150\text{ mm}$ $a = 5\text{ mm}$ $t = 23\text{ mm}$ $d = 460\text{ mm}$
Ductiliteit verbinding:	3.2
Maximale rotatie:	0.025 rad



Figuur 8.3:
Linksboven:
 tabel met gegevens
 verbinding
Rechtsboven:
 Vooraanzicht verbinding
Linksonder:
 moment- rotatiediagram
 verbinding

¹ Het gebruikte programma CoP blijkt alleen waarden tot 0.025mrad te geven. In werkelijkheid kan de rotatie dus meer bedragen.

8.2.3. Controle of de verbinding voldoet

Omdat de ontworpen verbinding een hogere momentcapaciteit bezit dan oorspronkelijk is aangenomen bij de dynamische berekening zal nog een laatste test gedaan moeten worden met behulp van het dynamische rekenprogramma. Op voorhand kan voorspeld worden dat bij toepassing van een momentcapaciteit van 453 kNm en een ductiliteit van 3.2 de verbindingen waarschijnlijk niet voldoen en bezwijken. Om deze reden worden de bouten van de verbinding vergroot naar M27 8.8. Een vergroting van de bouten leidt tot de volgende waarden:

Max Moment: 511.2 kNm
 Maximale rotatie: 0.025 rad
 Ductiliteit: 2.9

De ductiliteit neemt dus af maar de momentcapaciteit neemt meer toe. Na berekenen blijkt dat de benodigde ductiliteit 3.8 moet zijn en dat een aantal van de verbindingen in het gebouw dus bezwijken. Omdat dit niet de bedoeling is wordt geprobeerd of bij toepassing van bouten M30 8.8 er wel voldoende capaciteit is:

Max Moment: 550.6 kNm
 Maximale rotatie: 0.025 rad
 Ductiliteit: 2.8

De benodigde ductiliteit blijkt 2.871 te worden. De verbinding voldoet dus net niet aan de eisen met betrekking tot bezwijken. Wanneer de afstand van de bouten tot de rand van de kopplaat 10mm vergroot wordt voldoen de verbindingen wel aan de eis. (hierdoor neemt de momentcapaciteit toe evenals de ductiliteit).

Uiteindelijk blijkt dus dat niet zozeer de momentcapaciteit maar de vervormingscapaciteit van de verbindingen in dit geval maatgevend is. Dit komt waarschijnlijk ook doordat de maximaal optredende rotatie in de verbindingen bij het gebruikte programma begrensd is. In de normen is terug te vinden dat aangenomen mag worden dat de rotatiecapaciteit voldoende is voor het vormen van plastische scharnieren. Waarschijnlijk is dit in het programma gekozen op 0.025 rad. Er zal dus gebruik gemaakt moeten worden van andere software of een andere methode om exacte waarden uit te rekenen. Misschien blijkt daarmee de verbinding met bouten M24 al te voldoen aan de eisen doordat deze in werkelijkheid een ductiliteit van meer dan 6.3 bezit.

8.2.4. Alternatief stijve verbinding

Als alternatief kan ook gekozen worden voor een stijve verbinding waarbij $M_{p,verbinding} = 1.2 \cdot M_{p,ligger}$. Een dergelijke verbinding is te maken wanneer gekozen wordt voor een lasverbinding met schotten in de kolom. Van de lassen kan met behulp van de benodigde momentcapaciteit de benodigde keeldoorsnede worden bepaald. Wanneer nu de kolom versterkt wordt door plaatsing van schotten ontstaat een volledig stijve verbinding waarbij de vervormingscapaciteit uit de ligger wordt gehaald. Van een dergelijke configuratie is onderstaand een voorbeeld gegeven. Dit is niet verder uitgewerkt omdat het in Nederland niet gebruikelijk is te lassen op de bouwplaats.



Figuur 8.4: Voorbeeld lasverbinding

8.3 Conclusies met betrekking tot de verbindingen

1. Bij het ontwerpen van semi-stijve verbindingen op ductiliteit kan het beste gestreefd worden naar een verbinding waarbij de momentcapaciteit bepaald wordt door:
 - de capaciteit van het kolomlijf in de afschuifzone of in de drukzone
 - de capaciteit van de trekzone en voor elke boutrij in een boutgroep bezwijkvorm 1 maatgevend is in de kolomflens of kopplaat. (zie NEN6772, art. A.2.7.)
2. Bij het ontwerp van deze verbindingen kan gebruik gemaakt worden van software het moment-rotatiediagram van de verbinding berekend. Helaas kan het gebruikte programma de ductiliteit (nog) niet nauwkeurig berekenen.

9 Eindopmerkingen

In dit hoofdstuk worden de eindconclusies en aanbevelingen uiteengezet en wordt een aan de hand van het onderzoek gevonden ontwerpproces gepresenteerd met hierbij de vragen die ontstaan zijn tijdens het onderzoek.

9.1 Ontwerpproces

Aan de hand van het onderzoek is een ontwerpproces gevonden waarmee aardbevingsbestendige constructies ontworpen kunnen worden. Dit proces sluit aan op de Europese norm voor het ontwerp van constructies belast door aardbevingen: Eurocode 8. Het is niet de bedoeling dat de ontwerper/lezer dit als een richtlijn voor het ontwerpen van gebouwen ziet. Dit proces bleek tijdens het onderzoek goed te werken en kan als hulp dienen voor de ontwerper/lezer die geen ervaring heeft met het ontwerpen van constructies belast door aardbevingen. In dit hoofdstuk worden de onderdelen van het ontwerpproces behandeld en de zwakke plekken aangewezen.

1. Het eerste ontwerp gebeurt op basis van de standaard ontwerpmethode voor civieltechnische constructies. Hierbij worden de onderdelen van het ontwerp gedimensioneerd en getoetst aan de eisen voor bijvoorbeeld doorbuiging en sterkte. Wanneer het ontwerp voldoet aan deze statische eisen wordt doorgegaan met stap 2.
2. Het ontwerp dat voldoet aan de statische eisen wordt als uitgangspunt genomen voor de dynamische berekening. Het ontwerp wordt met behulp van het dynamische rekenprogramma getoetst aan een aantal geselecteerde aardbevingen. Er wordt in eerste instantie vanuit gegaan dat het toepassen van semi-stijve verbindingen wordt geprefereerd boven het toepassen van volledig stijve verbindingen (kostenaspect). De grootte van de optredende momenten en de benodigde vervormingscapaciteit van de verbindingen/liggers is nu bekend.

Onbekend:

- *Wat is een goede waarde voor de maximale momentcapaciteit van een semi-stijve verbinding gedurende het ontwerpproces? (in dit verslag wordt 40% van de liggercapaciteit aangehouden, dit blijkt mogelijk te zijn)*
- *Met hoeveel aardbevingen moet het ontwerp belast worden voor een goed ontwerp?*

3. Met behulp van de grootte van de optredende momenten en vervormingscapaciteit worden keuzes gemaakt:
 - De grootte van de momenten en de optredende vervorming vallen binnen de waarden die een semi-stijve verbinding kan leveren → ga door met ontwerp verbindingen (stap 4).
 - De grootte van de momenten en de optredende vervorming vallen niet binnen de waarden die een semi-stijve verbinding kan leveren →
 1. Aanpassing ontwerp (vergroten kolommen en liggers) en terug naar stap 2.
 2. Keuze voor volledig stijve verbindingen waarbij $M_{p,verbinding}$ groter is dan $1.2M_{p,ligger}$ ga door met stap 4, het ontwerp van verbindingen.

Onbekend:

- Wat is een goede eerste schatting voor de maximale ductiliteit/vervormingscapaciteit van een semi-stijve verbinding tijdens het ontwerpproces?

4. Met behulp van de benodigde momentcapaciteit en vervormingscapaciteit uit stap 2 worden de verbindingen ontworpen. Hierbij kan gebruik worden gemaakt van een rekenprogramma dat de eigenschappen van verbindingen kan bepalen. Er zijn twee situaties te onderscheiden namelijk het gebruik van semi-stijve verbindingen (4.1) en het gebruik van stijve verbindingen (4.2).
- 4.1. Wanneer semi-stijve verbindingen gekozen worden moeten verbindingen ontworpen worden die aan de volgende eisen voldoen:
 - De rotatiecapaciteit moet niet minder zijn dan 35mrad wanneer gebouwen in een hoge ductiliteitsklasse worden beschouwd (Eurocode 8). Uiteraard moet deze wel minstens gelijk zijn aan de waarde die met behulp van het dynamische rekenprogramma gevonden wordt.
 - De momentcapaciteit van de verbinding wordt bepaald door de kolomflens op buiging, de kopplaat op buiging of het kolomlijf bij afschuiving (hierbij moet gelden $d/t_w \leq 69$).
- 4.2. Wanneer voor volledig stijve verbindingen wordt gekozen mag er vanuit worden gegaan dat wanneer de verbindingen een momentcapaciteit van $1.2 \cdot M_p$ van de ligger hebben de vervorming volledig in de ligger ontstaat (voldoet altijd).

Onbekend:

- Hoe wordt de rotatiecapaciteit van verbindingen exact bepaald?

5. Het ontwerp wordt opnieuw getoetst met de gegevens van de verbindingen exact ingevoerd.

9.2 Eindconclusies met betrekking tot het onderzoek

1. De gevolgde ontwerpprocedure blijkt geschikt te zijn voor het ontwerpen van hoogbouw belast door aardbevingen.
2. Bij het ontwerpen van een gebouw met als maatgevende belasting een aardbeving kan het beste eerst een ontwerp gemaakt worden dat voldoet aan alle statische eisen. Het voordeel is dat er vanaf een ondergrens gewerkt wordt en dat een gevonden oplossing meteen aan alle eisen voldoet.
3. Zowel bij hoge gebouwen als bij lage gebouwen kan windbelasting, in plaats van de seismische belasting, maatgevend zijn.
4. Om plastische vloei te voorkomen onder in de kolommen is het noodzakelijk om over de eerste verdiepingen kolommen met grotere afmetingen aan te brengen.
Opvallend is dat als de afmetingen van alle kolommen worden vergroot wel vloei optreedt.
5. Vooraf is gesteld dat er geen plastische vervorming in de kolommen mag ontstaan. Wanneer de ontwerper besluit dit wel toe te laten en zeker weet dat hij verbindingen kan ontwerpen die de benodigde rotatiecapaciteit kunnen leveren geeft dit over het algemeen kleinere afmetingen van de kolommen en liggers.
6. Bij het ontwerpen van semi-stijve verbindingen op ductiliteit kan het beste gestreefd worden naar een verbinding waarbij de momentcapaciteit bepaald wordt door:
 - de capaciteit van het kolomlijf in de afschuifzone.
 - de capaciteit van de trekzone en voor elke boutrij in een boutgroep bezwijkvorm 1 maatgevend is in de kolomflens of kopplaat. (zie NEN6772, art. A.2.7.).

9.3 Aanbevelingen

Hieronder volgen een aantal aanbevelingen na aanleiding van het onderzoek en het schrijven van dit verslag.

1. Bij dit onderzoek komt het vaak voor dat windbelasting maatgevend is. Dit komt doordat bij de gepresenteerde modellen geen voorzieningen voor de windbelasting zijn meegenomen. Wanneer ook de voorzieningen voor de windbelasting in het model meegenomen worden zou een beter ontwerpvoorbeeld gemaakt kunnen worden dat aan alle eisen voldoet. Nader onderzoek is hier nodig om de invloed en een goede modellering van deze windvoorzieningen te beschrijven.
2. Bij dit onderzoek is niet bekeken wat de invloed van de vorm van de gebouwen is op de aardbevingsbestendigheid. De vraag is nu nog hoe een gebouw met twee of meer beuken reageert op een aardbeving (meer/minder vervorming). Ook hier is nader onderzoek nodig (Eurocode 8 geeft al enige regels op dit gebied/onderzoeken uit Amerika en Japan kunnen geraadpleegd worden).
3. Het blijkt dat bij verschillende gebouwhoogten en verschillend gebruik van profielen niet telkens dezelfde aardbeving maatgevend is. De vraag is nu of dit alleen ligt aan het frequentiegebied van de aardbeving/gemaakte keuzes en hoeveel aardbevingen er bekeken moeten worden voordat gezegd kan worden dat een gebouw in een bepaald gebied voldoet (In Amerika zijn hier al regels voor).
4. Het plastische bezwijkgedrag van niet volledig stijve stalen verbindingen is moeilijk te bepalen. In het buitenland, vooral Japan en Amerika, is veel onderzoek gedaan naar het gedrag van “semi-rigid connections” onder seismische belasting. De vraag is nu of er algemene richtlijnen bestaan voor het ontwerp van “semi-rigid connections” voor aardbevingsbelasting. Op dit punt is nader onderzoek nodig.
5. In Eurocode 8 zijn de regels voor het ontwerp van gebouwen onder seismische belasting opgenomen. Omdat er tijdens dit onderzoek nog te weinig kennis aanwezig was van het ontwerpproces en de werking van de programmatuur is besloten niet met Eurocode 8 te werken. In een vervolgstudie zou bekeken moeten worden of er met behulp van de norm en de programma's Ruaumoko en een verbindingsprogramma een goede ontwerpmethode gevormd kan worden voor hoogbouw belast door aardbevingen.

Het onderzoek is nu op het punt aangekomen dat de stappen van het ontwerpproces begrepen worden en er nieuwe vragen zijn opgedoken. De volgende stap is nu om te bekijken landen als Amerika en Japan, waar al veel informatie beschikbaar is over dit ontwerpproces, een antwoord bieden op de vragen.

Verwijzingen

- [1] Carr, A.J., Computer program library Ruaumoko. University of Canterbury, Department of Civil Engineering, 2000.
- [2] Infomap constructieleer
- [3] VBI
<http://www.vbi.nl>
- [4] NEN6702, Belastingen en vervormingen
<http://www.nen.nl>
- [5] MatrixFrame, versie 4.0 Matrix Software
- [6] NEN 6772, verbindingen
<http://www.nen.nl>
- [7] Onderzoeken naar ligger-kolomverbindingen uit Amerika en Japan.
<http://www.pubs.asce.org/WWWdisplay.cgi?9803673> (samenvatting)
<http://scholar.ilib.cn/Abstract.aspx?A=dzgcycgzd-e200501015> (samenvatting)
- [8] CoP, 2005R02 volledige versie ECCS Hoofddorp
<http://www.connectionprogram.nl>
- [9] Bouwen met Staal, Overspannend staal: Construeren A, 2001

Overige bronnen:

- Dictaat CT3121, staalconstructies 2
- Eurocode 8
<http://www.nen.nl>
- Eurocode 3 (annex J), verbindingen
<http://www.nen.nl>

Bijlage A: invoer- en uitvoerfile model 1

In deze bijlage is de invoerfile van model 1 terug te vinden. Het betreft hier de invoerfile met betrekking op de Mexico City aardbeving. Het eerste deel van deze bijlage beschrijft hoe een invoerfile gemaakt kan worden. Het tweede deel betreft een weergave van de invoerfile.

A1. Het maken van een invoerfile

In Ruaumoko is het mogelijk om direct de gegevens en waarden in te vullen in het programma. Dit lijkt in eerste instantie een handige functie, maar na een aantal maal de gegevens invoeren blijkt het toch niet optimaal te werken. Wanneer de gebruiker foute waarden invult reageert het programma hierop met een foutmelding en vervolgens sluit het zichzelf af. Alle invoer zal nu opnieuw gedaan moeten worden. Een oplossing hiervoor is het maken van een invoerfile met behulp van “notepad” of “wordpad”. Hierin kunnen bij foutmeldingen gemakkelijk dingen aangepast worden. Een uitleg over het maken van een invoerfile is te vinden in de handleiding van Ruaumoko [1]. Hieronder zal beknopt de invoerfile van het model behandeld worden.

Uitgangspunten

In onderstaande uitleg wordt er vanuit gegaan dat voor het maken van een invoerfile de programma's “notepad” of “wordpad” gebruikt worden (in het vervolg wordt alleen notepad gebruikt). Wanneer er over regels gesproken wordt betreft dit tekstregels in de invoerfile. Regel 1 begint linksboven op het eerste invoerpunt van notepad. Regel 2 is de regel hieronder enzovoorts. Het aantal spaties dat gebruikt wordt tussen de verschillende getallen heeft geen invloed op de invoer of de verwerking van de gegevens. Voor de verschillende keuzemogelijkheden die niet beschreven worden wordt verwezen naar de handleiding van Ruaumoko [1].

Regels 1 t/m 5

Bij het maken van een invoerfile in Ruaumoko zijn regel 2 t/m 5 de regels waarin de belangrijkste keuzes met betrekking tot verwerking van de gegevens en de uit te voeren analyse gemaakt worden.

Op de eerste regel wordt de titel/beschrijving van het model ingevoerd. De gebruiker is hier vrij om zelf iets te kiezen.

Op regel 2 worden de keuzes met betrekking tot de analyse gemaakt. Deze keuzes kunnen worden gebaseerd op de theorie zoals die beschreven staat in de handleiding [1]. Omdat in de handleiding in principe voldoende uitleg staat zal hier verder niet op in worden gegaan.

Op regel 3 worden de eigenschappen van het model ingevoerd. Deze eigenschappen zijn voor ieder model verschillend.

Op regel 4 worden de keuzes gedaan met betrekking tot de output. Deze keuzes staan goed uitgelegd in de handleiding en hierover is geen verdere uitleg nodig.

Op regel 5 worden de keuzes gedaan met betrekking tot de iteratie. Ook dit staat in de handleiding uitgelegd en heeft geen verdere uitleg nodig.

Na deze eerste 5 regels ziet de invoerfile voor het model er als volgt uit:



Figuur A1: invoerfile regel 1t/m5

Invoer knoopgegevens

Na de invoer van de algemene gegevens moeten de eigenschappen van het model worden ingevoerd. De invoer van de algemene eigenschappen begint met de invoer van de knoopgegevens. De invoer van de knoopgegevens staat uitgelegd in de handleiding [1] op pagina 73 en spreekt voor zich.

Opgemerkt moet worden dat wanneer een frame van 1 beuk en 80 verdiepingen wordt gekozen dit 162 knopen oplevert. Dit betekent dat handmatig voor iedere knoop 9 gegevens moeten worden ingevoerd. Dit is dus een erg arbeidsintensief proces.

Invoer elementgegevens

Voor de invoer van de elementgegevens geldt hetzelfde als voor de invoer van de knoopgegevens. Dit is te vinden in de handleiding [1] op pagina 74. Afhankelijk van de modelkeuze voor de liggers en kolommen ("four node member" of "two node member") moeten er meer of minder gegevens worden ingevuld. Na invoer van de knoopgegevens en de elementgegevens ziet de invoerfile er als volgt uit:

```

invoerfile.txt - Notepad
File Edit Format View Help
Model 1 stalen frame vijf verdiepingen
2 0 1 1 0 0 0 0 0
12 15 3 5 1 5 9.81 5 5 0.01 10 1
10 10 0 0 1 10 0.7 0.1
0 0

NODES
1 0 0 1 1 0 0 0 0
2 10.8 0 1 1 0 0 0 0
3 0 5 0 0 0 0 0 0
4 10.8 5 0 0 0 3 0 0
5 0 8.5 0 0 0 0 0 0
6 10.8 8.5 0 0 0 5 0 0
7 0 12 0 0 0 0 0 0
8 10.8 12 0 0 0 7 0 0
9 0 15.5 0 0 0 0 0 0
10 10.8 15.5 0 0 0 9 0 0
11 0 19 0 0 0 0 0 0
12 10.8 19 0 0 0 11 0 0

ELEMENTS
1 1 1 3
2 1 2 4
3 2 3 4
4 3 3 5
5 3 4 6
6 2 5 6
7 3 5 7
8 3 6 8
9 2 7 8
10 3 7 9
11 3 8 10
12 2 9 10
13 3 9 11
14 3 10 12
15 2 11 12

```

Figuur A.2

Invoer van de elementeigenschappen

De invoer van de elementeigenschappen begint met voor ieder verschillend element (er kunnen elementen voorkomen met dezelfde eigenschappen, hiervoor hoeven maar één keer alle gegevens te worden ingevuld) een nummer in te voeren en een type. Bij type kan gekozen worden voor een aantal elementen wat standaard in het programma aanwezig is. Bij het model dat we hier bespreken zijn alleen zogenaamde “Frame” elementen aanwezig (zie hoofdstuk 2).

Vervolgens moet voor deze verschillende elementen een reeks gegevens worden ingevuld afhankelijk van de keuzes die gemaakt zijn in regel 2 t/m 4 en van keuzes die nog volgen. Hier moet dus goed opgelet worden of de juiste gegevens worden ingevoerd.

Als eerste moeten de basisgegevens worden ingevoerd. Een aantal punten waar hier goed naar gekeken moet worden zijn de keuze van de hysteresis regel (zie hoofdstuk 1). En de keuze of er gerekend moet worden met sterktegradatie en of er schade-indices berekend moeten worden. Omdat het voor dit model belangrijk is dat de vereiste ductiliteit van de verbindingen berekend worden wordt ervoor gekozen om de schade-indices te laten berekenen.

Vervolgens moeten de elastische doorsnede gegevens worden ingevoerd. Deze gegevens spreken voor zich. In een stalen frame wordt voor **END1** en **END2** 0 aangenomen.

A_s is het effectieve afschuifoppervlak. Bij een I-vormig profiel moet hier de oppervlakte van het lijf voor gekozen worden.

De flexibiliteit van de verbindingen wordt gegeven door:

$$FJ = \frac{\theta}{M}$$

Omdat nog niet duidelijk is wat de FJ waarde voor de nog te kiezen verbinding zal bedragen wordt deze op 0 gesteld (volledige inklemming).

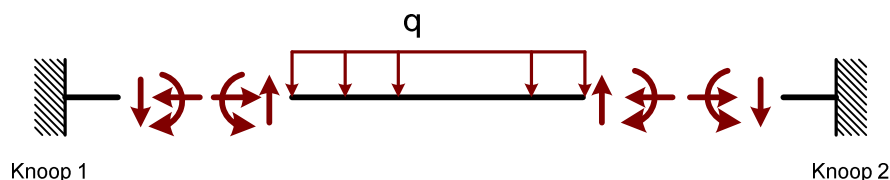
Wanneer voor het Hysterese model niet de elastische hysteresis wordt gekozen moeten de lengtes van de plastische scharnieren aan beide kanten worden ingegeven. Hiervoor wordt in eerste instantie uitgegaan van een lengte: $l = 2 \cdot h$ met h de liggerhoogte.

Vervolgens moeten de vloeicondities worden ingegeven. Omdat ervoor gekozen is de stalen liggers te benaderen met de “one component (Giberson) beam member” kunnen hier eenvoudig de waarden van het vloeimoment en de waarden van de trek- en drukkracht waarbij de doorsnede gaat vloeien worden ingevuld.

Als laatste worden de gegevens met betrekking tot de schade-indices ingevoerd. Omdat van de verbinding nog niet bekend is wat de uiterste ductiliteit μ_u is wordt voor alle in te geven waarden 100 aangehouden. Wanneer de schade-indices als uitvoer gegeven worden kan nu met behulp van terugrekenen de optredende ductiliteit bepaald worden. Uit deze optredende ductiliteit kan vervolgens afgeleid worden wat de benodigde ductiliteit is om herstelbare schade ($DI \leq 0.4$) op te laten treden en aan de hand daarvan kan een verbinding worden ontworpen.

“Lumped weights”

Het gewicht van de vloeren en vaste objecten in het gebouw (permanente en variabele belasting) kan meegenomen worden bij het berekenen van de stijfheid van het gebouw. Hiertoe moeten de gewichten omgerekend worden naar gewichten op de knop. Voor een vloer op een ligger die aan twee zijden is ingeklemd geeft dit bijvoorbeeld:



Figuur A.3: omrekening gewicht naar knopen

Hierin is de q -last het gewicht van de ligger en de vloer. De krachten en momenten op de knopen moeten nu met de goede tekens voor het geldende assenstelsel worden ingevoerd.

Statische belasting

De statische belasting (permanent en variabel) wordt ook ingevoerd als een belasting op de knop. Hierbij moet de bijdrage in x richting, y richting en het moment om de z -as in rekening worden gebracht. Deze krachten zijn eenvoudig met het programma MatrixFrame te bepalen. Zie bijlage B voor een overzicht van de krachten op model 1. Bij deze statische belasting wordt de windlast niet meegenomen.

Invoer seismische belasting/aardbeving

Wanneer er gekozen is voor een aardbeving met versnellingen alleen in x richting is er 1 set van invoerdata nodig. De constructie zal getest worden op drie aardbevingen waarbij de krachts-verplaatsingsdiagrammen uit het hoofdstuk belastingen van toepassing zijn. Om de constructie aan 2 verschillende aardbevingen te onderwerpen is het nodig om 2 invoerfiles te maken.

A2 Invoerfile model 1

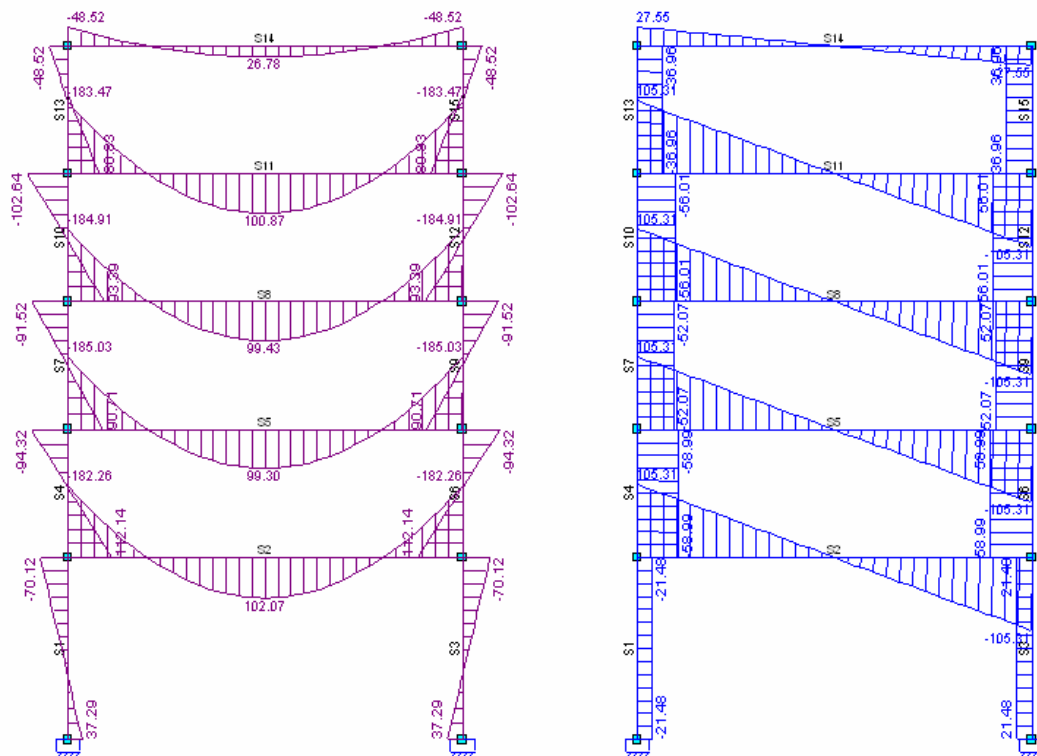
Pagina 1:	Pagina 2:
Model 1 stalen frame vijf verdiepingen 2 0 1 1 0 0 0 0 0 12 15 2 5 1 5 9.81 5 5 0.01 50 1 100 40 10 3 1 10 0.7 0.1 0 0 NODES 1 0 0 1 1 1 0 0 0 2 10.8 0 1 1 1 0 0 0 3 0 5 0 0 0 0 0 0 4 10.8 5 0 0 0 0 0 0 5 0 8.5 0 0 0 0 0 0 6 10.8 8.5 0 0 0 0 0 0 7 0 12 0 0 0 0 0 0 8 10.8 12 0 0 0 0 0 0 9 0 15.5 0 0 0 0 0 0 10 10.8 15.5 0 0 0 0 0 0 11 0 19 0 0 0 0 0 0 12 10.8 19 0 0 0 0 0 0 ELEMENTS 1 1 1 3 2 1 2 4 3 2 3 4 4 1 3 5 5 1 4 6 6 2 5 6 7 1 5 7 8 1 6 8 9 2 7 8 10 1 7 9 11 1 8 10 12 2 9 10 13 1 9 11 14 1 10 12 15 2 11 12 PROPS 1 FRAME 1 0 0 1 0 1 0 21E10 8.1E10 2.42E-2 7.938E-3 17.52E-4 1860.957 0 0 0 0 0 0 0 0 8.591E6 8.591E6 1.94E6 1.94E6 1.94E6 1.94E6 0 0 100 100 100 100 2 FRAME 1 0 0 1 0 1 0 21E10 8.1E10 1.98E-2 5.328E-3 8.7E-4 1521 0 0 0 0 0 0 980 980 4.653E6 4.653E6 8.34E5 8.34E5 8.34E5 8.34E5 0 0 100 100 100 100	WEIGHTS 1 0 0 0 2 0 0 0 3 0 -78.09E3 0 4 0 -78.09E3 0 5 0 -78.09E3 0 6 0 -78.09E3 0 7 0 -78.09E3 0 8 0 -78.09E3 0 9 0 -78.09E3 0 10 0 -78.09E3 0 11 0 -27.6E3 0 12 0 -27.6E3 0 LOADS 1 0 0 0 2 0 0 0 3 37E3 -105.31E3 -182.26E3 4 37E3 -105.31E3 -182.26E3 5 -6.92E3 -105.31E3 -185.03E3 6 -6.92E3 -105.31E3 -185.03E3 7 3.94E3 -105.31E3 -184.91E3 8 3.94E3 -105.31E3 -184.91E3 9 -19.05E3 -105.31E3 -183.47E3 10 -19.05E3 -105.31E3 -183.47E3 11 -36.96E3 -27.6E3 -48.52E3 12 -36.96E3 -27.6E3 -48.52E3 EQUAKE 1 20 0 98100

Tabel A.1: invoerfile model 1

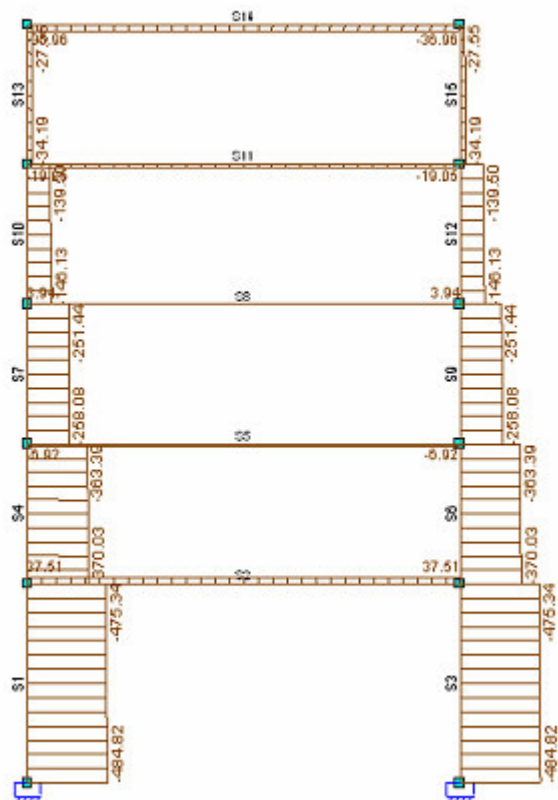
Omdat de uitvoer erg groot is wordt deze niet weergegeven. De lezer die in het bezit is van het programma kan bovenstaande invoerfile runnen om zelf de uitvoer te kunnen bestuderen. Wanneer de lezer niet in het bezit is van het programma kan deze contact opnemen met de auteur om de uitvoer te verkrijgen.

Bijlage B: krachten op de constructie

De statische belasting op de constructie is handmatig of met behulp van een computerprogramma te bepalen. Hieronder zijn de krachten die op model 1 werken te zien zoals deze bepaald zijn met behulp van MatrixFrame [5]. Uit deze figuren zijn eenvoudig de krachten op de knopen te vinden. Deze krachten zijn in Bijlage A in de invoerfile onder de kopjes weights en loads terug te vinden.



Figuur B1: momenten en dwarskrachten model 1



Figuur B2: normaalkrachten model 1

Bijlage C: Kobe uitvoer paragraaf 5.2

In deze bijlage is ook de Kobe uitvoer gegeven van de aanpassingen aan het model die in paragraaf 5.2 gegeven worden. Ter vergelijking zijn hier ook nog een keer de gegevens van de Mexico City aardbeving gegeven. Bij de Kobe aardbeving blijkt in geen van de gevallen plastische vervorming op te treden. Het model voldoet dus met betrekking tot die aardbeving.

Gegevens van het hoogbouw model met alle onderdelen HE500A:

Gegeven:	Uitvoer Kobe:	Uitvoer Mexico City:
Aantal liggers met plastische vervorming	0	9
Aantal kolommen met plastische vervorming	0	2
Maximaal moment liggers:	$6.610 \cdot 10^5 \text{ Nm}$	$1.26 \cdot 10^6 \text{ Nm}^*$
Maximaal moment kolommen:	$7.4 \cdot 10^5 \text{ Nm}$	$1.26 \cdot 10^6 \text{ Nm}^*$
Vereiste ductiliteit liggers:	0	4.420
Vereiste ductiliteit kolommen:	0	5.473

* Elastische momentcapaciteit kolom/ligger

Gegevens van het hoogbouw model met alleen de onderste kolommen HE550A:

Gegeven:	Uitvoer Kobe:	Uitvoer Mexico City:
Aantal liggers met plastische vervorming	0	9
Aantal kolommen met plastische vervorming	0	2
Maximaal moment liggers:	$6.610 \cdot 10^5 \text{ Nm}$	$1.47 \cdot 10^6 \text{ Nm}^*$
Maximaal moment kolommen:	$7.4 \cdot 10^5 \text{ Nm}$	$1.26 \cdot 10^6 \text{ Nm}^*$
Vereiste ductiliteit liggers:	0	4.420
Vereiste ductiliteit kolommen:	0	5.473

* Elastische momentcapaciteit kolom/ligger

Gegevens van het hoogbouw model met alleen de onderste kolommen HE700A:

Gegeven:	Uitvoer Kobe:	Uitvoer Mexico City:
Aantal liggers met plastische vervorming	0	Ingestort
Aantal kolommen met plastische vervorming	0	Ingestort
Maximaal moment liggers:	$6.738 \cdot 10^5$	Ingestort
Maximaal moment kolommen:	$1.007 \cdot 10^6$	Ingestort
Vereiste ductiliteit liggers:	0	2000
Vereiste ductiliteit kolommen:	0	3000

Gegevens van het hoogbouw model met alleen de onderste kolommen HE800A:

Gegeven:	Uitvoer Kobe:	Uitvoer Mexico City:
Aantal liggers met plastische vervorming	0	Ingestort
Aantal kolommen met plastische vervorming	0	Ingestort
Maximaal moment liggers:	$6.794 \cdot 10^5$	Ingestort
Maximaal moment kolommen:	$1.139 \cdot 10^6$	Ingestort
Vereiste ductiliteit liggers:	0	1400
Vereiste ductiliteit kolommen:	0	2600

Gegevens van het hoogbouw model met alle kolommen HE800A:

Gegeven:	Uitvoer Kobe:	Uitvoer Mexico City:
Aantal liggers met plastische vervorming	0	7
Aantal kolommen met plastische vervorming	0	2
Maximaal moment liggers:	$7.956 \cdot 10^5$ Nm	$1.26 \cdot 10^6$ Nm*
Maximaal moment kolommen:	$1.557 \cdot 10^6$ Nm	$2.73 \cdot 10^6$ Nm*
Vereiste ductiliteit liggers:	0	2
Vereiste ductiliteit kolommen:	0	1.370

* Elastische momentcapaciteit kolom/ligger

Gegevens van het hoogbouw model met alleen de onderste kolommen HE900A en overige kolommen HE800A:

Gegeven:	Uitvoer Kobe:	Uitvoer Mexico City:
Aantal liggers met plastische vervorming	0	7
Aantal kolommen met plastische vervorming	0	0
Maximaal moment liggers:	$7.822 \cdot 10^5$ Nm	$1.26 \cdot 10^6$ Nm*
Maximaal moment kolommen:	$1.718 \cdot 10^6$ Nm	$3.225 \cdot 10^6$ Nm
Vereiste ductiliteit liggers:	0	2
Vereiste ductiliteit kolommen:	0	0

* Elastische momentcapaciteit kolom/ligger

Gegevens van het hoogbouw model met alle kolommen HE900A:

Gegeven:	Uitvoer Kobe:	Uitvoer Mexico City:
Aantal liggers met plastische vervorming	0	8
Aantal kolommen met plastische vervorming	0	2
Maximaal moment liggers:	$7.841 \cdot 10^5$ Nm	$1.26 \cdot 10^6$ Nm*
Maximaal moment kolommen:	$1.772 \cdot 10^6$ Nm	$3.37 \cdot 10^6$ Nm*
Vereiste ductiliteit liggers:	0	2
Vereiste ductiliteit kolommen:	0	1.135

* Elastische momentcapaciteit kolom/ligger

Te zien is dat het hoogbouw model met alleen op de onderste verdieping HE900A kolommen voldoet aan de eisen bij beide aardbevingen. Wanneer deze kolommen over de gehele hoogte worden doorgetrokken ontstaat er weer plastische vervorming in de kolommen op de onderste verdieping (zie conclusies). Ook is goed te zien dat de Kobe aardbeving door dit gebouw gemakkelijk kan worden weerstaan.

Bijlage D: berekening grensmoment stalen verbinding

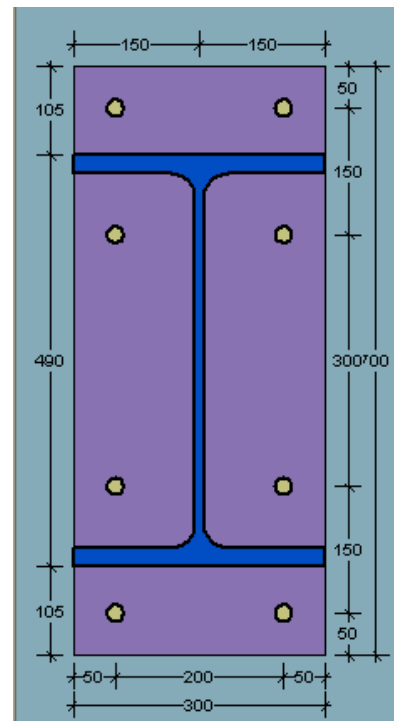
Om het grensmoment van een boutverbinding te kunnen bepalen moeten achtereenvolgens de capaciteit van de trekzone de drukzone en de afschuifzone worden bepaald. De kleinste van deze drie capaciteiten is maatgevend. In deze bijlage wordt van de eerste verbinding een rekenvoorbeeld gegeven voor de bepaling van de momentcapaciteit

Gegevens verbinding

In onderstaande figuur is de verbinding weergegeven waarmee de berekening gestart wordt in de tabel ernaast worden de gegevens gegeven die van belang zijn voor de berekening.

Aantal bouten:	8
Bouttype:	M20 8.8
Dikte kopplaat:	15 mm
Staalkwaliteit kopplaat:	S355
Afmetingen kopplaat:	Zie figuur
Keeldoorsnede flenslas:	5 mm
Keeldoorsnede lijflas:	5 mm
Liggerprofiel:	HE500A
Kolomprofiel:	HE800A
Staalkwaliteit ligger en kolom:	S355

Tabel E1: gegevens verbinding



Figuur E1: afmetingen verbinding

Bepaling capaciteit trekzone

Om de capaciteit van de trekzone te bepalen moeten de volgende controles worden uitgevoerd:

- vloeien van de kolomflens
- vloeien van de kopplaat
- vloeien van het kolomlijf
- vloeien van het liggerlijf en de liggerflens
- lasbreuk
- boutbreuk

Vloeien van de kolomflens

Voor de boutverbinding in de trekzone geldt voor de kolomflens:

$$p = 150 \text{ mm}$$

$$n = e = 50 \text{ mm}$$

$$m = 68.5 \text{ mm}$$

De effectieve lengte is nu de kleinste waarde van:

$$l_{ef} = 4m + 1.25e = 4 * 68.5 + 1.25 * 50 = 336.5 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = 2\pi m = 2 * \pi * 68.5 = 430.4 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = 0.5p + 2m + 0.625e = 0.5 * 150 + 2 * 68.5 + 0.625 * 50 = 243.25 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = \pi m + p = \pi * 68.5 + 150 = 365.2 \text{ mm}$$

De derde is dus maatgevend en l_{ef} wordt 243.25 mm

Voor de momentcapaciteit van de kolomflensplaat geldt nu:

$$M_{pl;d} = \frac{1}{4} l_{ef} t_f^2 f_{y;d} = \frac{1}{4} * 243.25 * 28^2 * 355 = 16925335 \text{ Nmm} = 16.93 \text{ kNm}$$

De normaaldrukspanning in de kolomflens in de trekzone als gevolg van de normaalkracht en het buigend moment in de kolom bedraagt volgens de dynamische berekening maximaal:

$$\sigma_{topvezel} = -\frac{N}{A} - \frac{M}{W} = -\frac{1471000}{28600} - \frac{929900000}{7682000} = -172.5 \text{ N/mm}^2$$

Dit is kleiner dan 180 N/mm^2 dus er hoeft geen reductiefactor op $M_{pl;d}$ te worden toegepast.

De grenstrekkkracht van 1 bout M20 8.8 bedraagt:

$$F_{t;u;d} = 0.72 \alpha_{red;2} f_{t;b;d} A_{b;s} = 0.72 * 1 * 800 * 245 = 141 \text{ kN}$$

De capaciteit per boutrij (met elk 2 bouten) van de kolomflens is nu de kleinste van onderstaande drie waarden:

$$F_{t;d1} = \frac{4M_{pl;d}}{m} = \frac{4 \cdot 16930}{68.5} = 988.61 kN$$

$$F_{t;d2} = \frac{2M_{pl;d} + 2nF_{t;u;d}}{m+n} = \frac{2 \cdot 16930 + 2 \cdot 50 \cdot 141}{68.5 + 50} = 404.73 kN$$

$$F_{t;d3} = 2 \cdot F_{t;u;d} = 2 \cdot 141 = 282 kN$$

De laatste is dus maatgevend. Deze laatste waarde betreft bezwijkvorm 3: boutbreuk. Wanneer dit maatgevend blijkt te zijn voor de momentcapaciteit van de verbinding zal deze verbinding niet voldoende rotatiecapaciteit bezitten.

De uiterste trekkracht voor de gehele kolomflens met 2 boutrijen wordt nu:

$$F_{t;d} = 2 \cdot 282 = 564 kN$$

Vloeien van de kopplaat

De berekening voor het vloeien van de kopplaat bestaat uit twee gedeelten. Het eerste deel betreft het uitstekende deel van de kopplaat en het tweede deel betreft het op trek belaste deel van de kopplaat tussen de flenzen.

Voor het uitstekende deel geldt:

$$m_e = \frac{1}{2}p - 0.8a_{ef}\sqrt{2} - \frac{1}{2}t_{f;b} = \frac{1}{2} \cdot 150 - 0.8 \cdot 5 \cdot \sqrt{2} - \frac{1}{2} \cdot 12 = 63.34 mm$$

De effectieve lengte voor elke boutrij is nu de kleinste van de volgende waarden:

$$l_{ef;a} = 0.5 \cdot b = 0.5 \cdot 300 = 150 mm$$

$$l_{ef;a} = 0.5w + 2m_e + 0.625e_e = 0.5 \cdot 200 + 2 \cdot 63.34 + 0.625 \cdot 50 = 257.93 mm$$

$$l_{ef;a} = 4m_e + 1.25e_e = 4 \cdot 63.34 + 1.25 \cdot 50 = 315.86 mm$$

$$l_{ef;a} = 2\pi m_e = 2 \cdot \pi \cdot 63.34 = 398 mm$$

$$l_{ef;a} = \pi m_e + w = \pi \cdot 63.34 + 200 = 399 mm$$

De eerste is dus maatgevend en l_{ef} wordt 150 mm.

Omdat alleen het bovenste deel van het vervangende T-stuk aanwezig is wordt in de formules voor $F_{t;d}$ de factor 0.5 ingevoerd. Voor de momentcapaciteit van de kopplaat respectievelijk de bouttrekkracht wordt nu gevonden:

$$M_{pl;d} = \frac{1}{4}l_{ef;a}t_e^2 f_{y;d} = \frac{1}{4} \cdot 150 \cdot 15^2 \cdot 355 = 16925335 Nmm = 2.995 kNm$$

$$F_{t;d1} = \frac{4M_{pl;d}}{m} \cdot \frac{1}{2} = \frac{4 \cdot 2995}{63.34} \cdot \frac{1}{2} = 94.6 kN$$

$$F_{t;d2} = \frac{2M_{pl;d} + 2nF_{t;u;d}}{m+n} \cdot \frac{1}{2} = \frac{2 \cdot 2995 + 2 \cdot 50 \cdot 141}{63.34 + 50} \cdot \frac{1}{2} = 88.63 kN$$

$$F_{t;d3} = 2 \cdot F_{t;u;d} \cdot \frac{1}{2} = 141 kN$$

In dit geval is dus bezwijkmechanisme 2 maatgevend en weer niet bezwijkmechanisme 1. Voor de trekcapaciteit van de bouten in het uitstekende deel van de kopplaat geldt dus:

$$F_{t;d} = 2 * 88.63 = 177.26 kN$$

Voor het op buiging belaste deel van de kopplaat tussen de flenzen geldt:

$$m_1 = \frac{1}{2} w - \frac{4}{5} a_{ew} \sqrt{2} - \frac{1}{2} t_{w;b} = \frac{1}{2} * 200 - \frac{4}{5} * 5 * \sqrt{2} - \frac{1}{2} * 12 = 88.34 mm$$

$$m_2 = \frac{1}{2} p - \frac{4}{5} a_{ef} \sqrt{2} - \frac{1}{2} t_{f;b} = \frac{1}{2} * 150 - \frac{4}{5} * 5 * \sqrt{2} - \frac{1}{2} * 23 = 57.84 mm$$

$$e = \frac{1}{2} (b_e - w) = \frac{1}{2} (300 - 200) = 50 mm$$

$$\lambda_1 = \frac{m_1}{m_1 + e} = \frac{88.34}{88.34 + 50} = 0.64$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_1 + e} = \frac{57.84}{88.34 + 50} = 0.42$$

Met de gevonden waarden voor λ volgt voor α met figuur 39 uit NEN6772: $\alpha = 5.25$.

De effectieve lengte per boutrij is nu de kleinste van:

$$l_{ef;b} = \alpha m_1 = 5.25 * 88.34 = 463.785 mm$$

$$l_{ef;b} = 2 * \pi * m_1 = 2 * \pi * 88.34 = 555.06 mm$$

$$l_{ef;b} = \alpha m_1 + 0.5 p - 2 m_1 - 0.625 e = 5.25 * 88.34 + 0.5 * 150 - 2 * 88.34 - 0.625 * 50 = 330.855 mm$$

$$l_{ef;b} = \pi * m_1 + p = \pi * 88.34 + 150 = 427.53 mm$$

De effectieve lengte wordt dus 330.855 mm. De capaciteit van het getrokken deel van de kopplaat tussen de flenzen volgt nu uit:

$$M_{pl;d} = \frac{1}{4} l_{ef;b} t_e^2 f_{y;d} = \frac{1}{4} * 330.855 * 15^2 * 355 = 6606760 Nmm = 6.6 kNm$$

$$F_{t;d1} = \frac{4 M_{pl;d}}{m_1} = \frac{4 * 6600}{88.34} = 298.85 kN$$

$$F_{t;d2} = \frac{2 M_{pl;d} + 2 n F_{t;u;d}}{m_1 + n} = \frac{2 * 6600 + 2 * 50 * 141}{88.34 + 50} = 197.34 kN$$

$$F_{t;d3} = 2 * F_{t;u;d} = 2 * 141 kN = 282 kN$$

Hier is dus de kracht van 197.34 kN maatgevend.

Vloeien van het kolomlijf

Voor de capaciteit van een onverstijfd kolomlijf met een daarop haaks gerichte trekkracht wordt bepaald door:

$$F_{t;d} = f_{y;c;d} t_{w;c} b_{ef}$$

Hierin is b_{ef} gelijk aan de totale effectieve lengte van het boutenpatroon in de trekzone gevonden bij de berekening van het vloeien van de kolomflens. Hiermee volgt $b_{ef} = 2 * 243.25 = 486.5 mm$, en $F_{t;d}$:

$$F_{t;d} = 355 * 15 * 486.5 = 2590.61 kN$$

Vloeien van het liggerlijf en de liggerflens

Voor vloeien van het liggerlijf en de liggerflens geldt dat de capaciteiten van beiden apart opgeteld kunnen worden. Voor de liggerflens geldt:

$$F_{t;d;flens} = 300 * 23 * 355 = 2449500N = 2450kN$$

Dit is al meer dan de capaciteit van de kolomflens dus naar het liggerlijf hoeft niet verder gekeken te worden.

Lasbreuk

Er wordt vanuit gegaan dat de lassen niet maatgevend zullen zijn. In deze berekening zou dit nog het geval kunnen zijn daarom wordt in de volgende berekening de keeldoorsnede van de lassen gelijk gekozen aan de dikte van het lijf respectievelijk de flenzen van de ligger.

Boutbreuk

Met boutbreuk is al rekening gehouden bij het berekenen van het vloeien van de kolomflens en het vloeien van de kopplaat. Hier hoeft dus niet nog een keer naar gekeken te worden.

Capaciteit trekzone

De capaciteit van de trekzone wordt bepaald door

Bepaling capaciteit drukzone

In de drukzone van de verbinding moeten de volgende drie controles worden uitgevoerd:

- vloeien/plooien van het kolomlijf bij de overgang van het lijf naar de flens.
- Plooien/knikken in het midden van het kolomlijf.
- Vloeien van de liggerflens en het liggerlijf

Vloeien/plooien van het kolomlijf bij de overgang van het lijf naar de flens

De capaciteit van een onverstijfd kolomlijf belast met een haaks daarop gerichte drukkracht is bepaald door:

$$F_{d;d} = f_{y;c;d} t_{w;c} \left(1.25 - 0.5 \frac{\sigma_{n;d}}{f_{y;c;d}} \right) b_{ef}$$

$$F_{d;d} \leq f_{y;c;d} t_{w;c} b_{ef}$$

Voor $\sigma_{n;d}$ wordt 173 N/mm² aangehouden. De effectieve breedte wordt gevonden met:

$$b_{ef} = t_{f;b} + 2\sqrt{2}a_{ef} + 2t_e + 5(t_{f;c} + r_c) = 23 + 2 * \sqrt{2} * 5 + 2 * 15 + 5 * (28 + 30) = 357.14mm$$

De rest van de gegevens is bekend en kan worden ingevuld. Dit geeft:

$$F_{d;d} = 355 * 15 \left(1.25 - 0.5 \frac{173}{355} \right) 357.14 = 1914kN$$

$$F_{d;d} \leq 355 * 15 * 357.14 = 1902kN$$

De capaciteit wordt dus 1902kN.

Plooien/knikken in het midden van het kolomlijf

De effectieve breedte van het kolomlijf voor dit geval volgt uit:

$$c = t_{f;b} + 2\sqrt{2}a_{ef} + 2t_e = 23 + 2 * \sqrt{2} * 5 + 2 * 15 = 67.14 \text{ mm}$$

$$b_{ef} = \sqrt{h^2 + c^2} = \sqrt{790^2 + 67.14^2} = 792 \text{ mm}$$

Voor het kolomlijf als drukstaaf geldt volgens (NEN6770, art. 12.1.1):

$$l_{buc} = 0.5(h - 2t_f - 2r) = 0.5 * (790 - 2 * 28 - 2 * 30) = 337 \text{ mm}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} b_{ef} t_{w;c}^3}{b_{ef} t_{w;c}}} = \sqrt{\frac{t_{w;c}^2}{12}} = 0.289 t_{w;c} = 4.335 \text{ mm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{y;buc}}{i_y} = \frac{337}{4.335} = 77.74$$

$$\lambda_e = \pi \sqrt{\frac{E_d}{f_{y;d}}} = \pi * \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76.41$$

$$\lambda_{y;rel} = \frac{\lambda_y}{\lambda_e} = \frac{77.74}{76.41} = 1.02$$

Knikkromme b is van toepassing met $\lambda_{rel} = 1.02$, zodat $\omega_{buc} = 0.6$. De capaciteit bedraagt hiermee:

$$N_{c;u;d} = \omega_{buc} b_{ef} t_{wc} f_{y;d} = 0.6 * 792 * 15 * 355 = 2530 \text{ kN}$$

Vloeien van de liggerflens en het liggerlijf

Voor de capaciteit van de liggerflens geldt:

$$F_{d;d;flens} = b_f t_f f_{y;d}$$

Voor de flens van een HE500A profiel uitgevoerd in S355 geldt:

$$B_f = 300 \text{ mm}$$

$$T_f = 23 \text{ mm}$$

$$F_{y;d} = 355 \text{ N/mm}^2$$

Dit geeft voor de capaciteit van de liggerflens:

$$F_{d;d;flens} = 300 * 23 * 355 = 2449500 \text{ N} = 2450 \text{ kN}$$

Ook hier geldt weer dat de capaciteit al groter is dan de maatgevende capaciteit en niet meer naar het deel van het lijf gekeken hoeft te worden.

Capaciteit drukzone

De uiteindelijke capaciteit van de drukzone bedraagt 1902 kN.

Bepaling capaciteit afschuifzone

In de afschuifzone hoeft alleen maar afschuiving van het kolomlijf gecontroleerd te worden. Voor een onverstijfd kolomlijf volgt de afschuifcapaciteit uit (NEN6772, art. A.3.6.1):

$$F_{v;d} = f_{y;d} \frac{A_w}{\sqrt{3}}$$

Waarin:

$$A_w = h_c t_{w;c}$$

Voor een HE800A profiel uitgevoerd in S355 gelden de volgende waarden:

$$h_c = 790 \text{ mm}$$

$$t_{w;c} = 15 \text{ mm}$$

$$f_{y;d} = 355 \text{ N/mm}^2$$

Invullen in de formule geeft voor de afschuifcapaciteit:

$$F_{v;d} = 355 * \frac{(15 * 700)}{\sqrt{3}} = 2152073 \text{ N} = 2152 \text{ kN}$$

Capaciteit afschuifzone

De afschuifzone heeft een capaciteit van 2152 kN.

Bepaling Momentcapaciteit verbinding

De momentcapaciteit van de verbinding wordt bepaald door de laagste van de drie capaciteiten. Hieronder worden deze nog een keer opgesomd:

- afschuifcapaciteit: 2152 kN
- capaciteit drukzone: 1902 kN
- capaciteit trekzone: uitstekende deel kopplaat: 177.26 kN
 deel tussen de flenzen: 197.34 kN

De kracht in de trekzone is dus maatgevend en voor het maximaal opneembare moment van de verbinding wordt gevonden:

$$M_{v;u;d} = (467 - 75) * 197.34 + (467 + 75) * 177.26 = 192 \text{ kNm}$$

Dit is een te klein moment en daarbij blijkt hier de capaciteit in de trekzone maatgevend te zijn maar niet in combinatie met bezwijkvorm 1 voor de bouten. De conclusie die hieruit getrokken kan worden is dat de trekzone versterkt moet worden om een verbinding te krijgen die aan de gestelde eisen voldoet.

Bijlage E: Tabellen met exacte waarden bij de grafieken uit hoofdstuk 5

Legenda bij de tabellen:

M.C.	Mexico City
K.	Kobe
Ligger 1 maatgv.	Ligger in vloer 1 ^e verdieping wordt het zwaarst belast.
Ligger 2 maatgv.	Ligger in vloer 2 ^e verdieping wordt het zwaarst belast.
PV kolommen.	Plastische vervorming in de kolommen op de begane grond.

Tabel verandering liggers bij kolom HE650A:

Profiel	Max M kolom M.C.:	Max M ligger M.C.:	Max M kolom K.:	Max M ligger K.:	Opm. Kobe:	Opm. Mexico City:
Liggers: (*10000 Nm)(*10000 Nm)(*10000 Nm)(*10000 Nm)						
HE650A	4,121	2,715	3,102	2,17	Ligger 1 maatgv.	
HE600A	4,267	2,58	2,95	1,81		
HE550A	4,365	2,46	3,009	1,566		
HE500A	4,126	2,332	3,466	1,659		
HE450A	3,64	1,92	3,56	1,543	Ligger 2 maatgv.	
HE400A	4,24	1,753	4,947	1,704		Ligger 2 maatgv.
HE340A	5,02	1,351	6,38	1,746		
HE300A	4,54	1,04	7,24	1,55		
HE280A	4,51	0,8386	7,128	1,279	Ligger 3 maatgv.	
HE260A	4,908	0,75	6,317	0,945		
HE240A	5,16	0,69	4,92	0,58		

Tabel verandering liggers bij kolom HE500A:

Profiel	Max M kolom M.C.:	Max M ligger M.C.:	Max M kolom K.:	Max M ligger K.:	Opm. Kobe:	Opm. Mexico City:
Liggers: (*10000 Nm)(*10000 Nm)(*10000 Nm)(*10000 Nm)						
HE650A	3,61	3,435	2,67	2,31	Ligger 1 maatgv.	Ligger 1 maatgv.
HE600A	3,44	3,326	2,87	2,38	".."	".."
HE550A	3,106	3,005	2,936	2,36	".."	".."
HE500A	2,884	2,654	2,91	2,14	".."	".."
HE450A	3,351	2,54	4,07	2,47	Ligger 2 maatgv.	".."
HE400A	3,771	2,13	4,83	2,68	".."	".."
HE340A	3,402	1,511	5,51	2,28	".."	Ligger 2 maatgv.
HE300A	3,712	1,245	4,69	1,55	".."	".."
HE280A	3,741	1,17	3,473	0,92	".."	".."
HE260A	4,06	1,06	3,5	0,74	".."	".."
HE240A	4,09	0,826	3,116	0,54	Ligger 3 maatgv.	".."

Tabel verandering kolommen bij ligger HE500A:

Profiel	Max M kolom M.C.: kolommen(*10000 Nm)	Max M ligger M.C.: (*10000 Nm)	Max M kolom K.: (*10000 Nm)	Max M ligger K.: (*10000 Nm)	Opm. Kobe:	Opm. Mexico City:
HE650A	4,162	2,332	3,466	1,659		
HE600A	3,553	2,477	3,056	1,832		
HE550A	3,163	2,545	2,852	1,979		
HE500A	2,823	2,654	2,853	2,146		
HE450A	2,818	2,93	3,055	2,525		
HE400A	3,029	3,372	3,74	3,78		
HE340A	2,806	3,277	4,077	3,563		
HE300A	2,249	3,033	2,96	3,952	PV kolommen	
HE280A	2,4	3,524	2,36	2,97	PV kolommen	
HE260A	1,96	3,28	1,96	2,35	PV kolommen	
HE240A	1,6	3,131	1,535	2,213	PV kolommen	

Tabel verandering kolommen bij ligger HE300A:

Profiel	Max M kolom M.C.: kolommen(*10000 Nm)	Max M ligger M.C.: (*10000 Nm)	Max M kolom K.: (*10000 Nm)	Max M ligger K.: (*10000 Nm)	Opm. Kobe:	Opm. Mexico City:
HE650A	4,534	1,037	7,234	1,55	ligger 3 maatgv.	ligger 2 maatgv.
HE600A	4,101	1,093	6,408	1,64	ligger 2 maatgv.	“..”
HE550A	3,801	1,105	5,451	1,63	“..”	“..”
HE500A	3,64	1,245	4,614	1,552	“..”	“..”
HE450A	3,311	1,407	3,365	1,379	“..”	“..”
HE400A	2,896	1,625	2,303	1,075	“..”	Ligger 1 maatgv.
HE340A	2,581	1,855	2,017	1,169	“..”	“..”
HE300A	2,185	1,807	1,721	1,088	Ligger 1 maatgv.	“..”
HE280A	2,095	1,973	1,356	1,148	“..”	“..”
HE260A	1,96	1,912	1,243	1,237	“..”	PV kolommen
HE240A	1,6	1,881	1,324	1,323	“..”	PV kolommen