Dynamisch gedrag van stalen hoogbouw

belast door historische aardbevingen

Een analyse met Ruaumoko

Bachelor of Science - eindwerk

Jelmer van der Weide
1312758

Faculteit Civiele Techniek
Sectie Constructiemechanica

Dr. Ir. Hoogenboom
Ir. Abspoel

31-08-2011

Voorwoord

Het rapport dat voor u ligt is een Bachelor eindwerk bij de sectie Constructiemechanica, op de faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen van de Technische Universiteit Delft. Tevens is het een boeiende zoektocht door de wondere wereld van de Maorische God der vulkanen en aardbevingen, Ruaumoko.

Tijdens dit onderzoek ben ik geteisterd door soft- én hardwareproblemen. Gelukkig is het allemaal goed gekomen, mede dankzij de begeleiding en het geduld van mijn beide begeleiders Dr. ir. Hoogenboom en ir. Abspoel, die ik hiervoor hartelijk wil bedanken.

Samenvatting

In veel gebieden op aarde is de aardbeving het belangrijkste belastinggeval voor draagconstructies. In Japan heeft men echter ook tyfoons en daarom dient men rekening te houden met grote wind- en seismische belastingen. Het doel van dit onderzoek is meer inzicht krijgen in de invloed van aardbevingen op een tyfoonbestendig gebouw, de benodigde ductiliteit van de kolomliggerverbinding en de optimale locatie van kruislings geplaatste viskeuze dempers.

Aardbevingen worden gemeten in magnitude en intensiteit. Magnitude is de vrijgekomen energie in kJ, terwijl de intensiteit weergeeft wat het plaatsafhankelijke waargenomen effect is aan het oppervlak. Een accelerometer meet de versnellingen en levert een accelerogram. Aan de hand van een accelerogram kan men een aardbeving op een gebouw simuleren. Het is hierbij belangrijk om de accelerogram te schalen naar de juiste eenheden en vooral niet te schalen in de tijd.

De aannames en uitgangspunten voor het te ontwerpen ongeschoorde raamwerk met momentvaste verbindingen zijn dat dit bouwwerk in Japan op seismisch actief en tyfoongevoelig gebied staat. Daarnaast zal alleen worden gekeken naar de laterale x-belasting en wordt het gebouw beschouwd als ingeklemd in de grond, tevens treedt er geen amplificatie van de trillingen op in de grond. Het ontwerp bevat 15 verdiepingen, 2 beuken en is in x&y-richting symmetrisch. Voor de liggers zijn HE600A S235 gebruikt en voor de kolommen HD400x509 S355 voor de eerste 6 verdiepingen. Daarboven is het zelfde profiel gebruikt maar met de staalkwaliteit S235. Dit is conform EC8, die stelt dat kolommen minstens 1,5 maal stijver moeten zijn dan liggers.

De verticale belasting bestaat uit het eigengewicht (23.3 kN/m) en variabele belasting (25.2 kN/m). De horizontale semistatische belasting komt voort uit een tyfoon die een snelheid heeft van 250 km/h (25,4 kN/m). De momenten en krachten zijn berekend door middel van MatrixFrame.

Bij de invoer in Ruaumoko is gebruik gemaakt van de output van MatrixFrame en een zelfgemaakte preprocessor. Ruaumoko blijkt een relatief gebruiksonvriendelijk, arbeidsintensief programma. Er zijn voor de modellering meerdere aannames gedaan zoals een bi-lineair elasto-plastisch hysterese-model en het Giberson liggermodel. Het model is belast door 4 historische aardbevingen, te weten: Mexico City (1985), Los Angeles (1994), Kobe (1995) en Sendai (2011). Het gebouw werd met elke aardbevingsbelasting bekeken in 8 verschillende scenario's. De 8 scenario's bestonden uit het gebouw zonder en met dempers op de n-de verdieping. Hierin varieerde n van 0 tot 7 en bestond de demping uit kruislings geplaatste viskeuze dempers met een dempingsconstante van $1*10^7$ kg/s.

De ductiliteit van de elementen bestaat uit de maximale mogelijke deformatie tot bezwijken gedeeld door de deformatie waar vloei optreedt. Het is een maat van vervormbaarheid van een element. De *benodigde* ductiliteit volgt uit de Ruaumoko simulatie en de *geleverde* ductiliteit is lastig te bepalen. In dit onderzoek is het bepaald aan de hand van EC8. Met de ductiliteit kan men vervolgens de schade-index bepalen en deze wordt berekend aan de hand van de maximaal optredende ductiliteit gedeeld door de maximaal mogelijke ductiliteit van een element. Bij een waarde van SI groter dan 0,4 is het gebouw onherstelbaar beschadigd en kan het beter gesloopt worden. Bij een SI-waarde groter dan 1 is er volledige bezwijking van het element.

Het resultaat van de simulatie is dat het ontworpen gebouw alleen plastische vloei laat zien bij de Kobe-aardbeving. Dat is te verklaren doordat alleen de periode van de Kobe-aardbeving grotendeels overeenkwam met de eigenperiode van het gebouw. Dit is ook terug te zien in het responsiespectrum van de aardbeving.

De plastische vervormingen die optreden bevinden zich alleen in de liggers van de onderste 5 verdiepingen. De kolommen gedragen zich te allen tijde elastisch, wat conform de ontwerpmethodiek van EC8 is. De uiteindelijke schade-index door deze belasting blijft onder de 0,4 en is in dit specifieke ontwerp nog te herstellen.

Bij de toepassing van de viskeuze dempers ziet men dat een groot gedeelte van de energie van de aardbeving wordt opgenomen door de dempers. Bij toepassing van de dempers op de 0de tot

en met de 5de verdieping is een energiedissipatie van maarliefst 95% te bereiken. Wanneer de dempers worden geplaatst tussen de 1ste en 3de verdieping vindt er zelfs geen plastische vervorming plaats.

Concluderend kan worden gezegd dat de meest optimale locatie voor kruislings geplaatste dempers de 2de verdieping is. Ook kan er geconludeerd worden dat er -in tegenstelling tot eerdere onderzoeken- gebleken is dat de aardbevingsbelasting maatgevend is t.o.v. de tyfoonbelasting van de hoogste categorie. Hierbij geldt wel de kanttekening dat dit wellicht anders is voor extreem hoge en slanke gebouwen.

Inhoudsopgave

Voorwoord 3
Samenvatting 4
Inleiding 7
H1 - Aardbevingen 9
H2 – Constructie 13
H3 - Dynamica 18
H4 - Verbindingen 21
H5 - Simulatie {Ruaumoko} 25
H6 - Conclusies & aanbevelingen 31
Literatuurlijst 33
Bijlage I – MatrixFrame 34
Bijlage II – Tijd-historie-diagrammen 35
Bijlage III – Responsie- & Energiespectra aardbevingen 38
Bijlage IV – {B-Kobe} Ductiliteiten en schade-indices 40
Bijlage V – Invoer referentiemodel Ruaumoko 46
Bijlage VI - Invoer Ruaumoko (raw – zonder uitleg) 52
Bijlage VII – Eigentrillingen 5 tot en met 14 58
Bijlage VIII – {B-Kobe} Maximale benodigde ductiliteiten van de liggers 60

Inleiding

Probleemstelling

In veel gebieden op aarde is een aardbeving het belangrijkste belastinggeval voor draagconstructies. Wanneer het risico op een aardbeving gepaard gaat met een even zo groot risico op tyfoons, zoals in Japan, wordt het ontwerpen van gebouwen nog interessanter. Een ongeschoorde stalen raamwerkconstructie kan een zware aardbeving weerstaan indien de ligger-kolomverbindingen plastisch kunnen vervormen. Deze verbindingen moeten veel vervormen zonder te bezwijken om de geleverde energie door de aardbeving te kunnen dissiperen. Is dit niet het geval dan bestaat er een grote kans op het bezwijken van de gehele constructie. De benodigde vervormingscapaciteit van de verbindingen, ofwel de zogenaamde *ductility demand*, van een constructie kan worden bepaald door de constructeur door middel van software. Aan de aanbodzijde van de ductiliteit van de verbindingen is echter nog niet veel bekend en daar bestaan nog geen duidelijk 'wetmatigheden'. Het is dus interessant om te kijken naar de ductility *supply* van verschillende soorten stalen kolom-liggerverbindingen.

Doel

De doelstelling van dit Bachelor Eindwerk is om inzicht te krijgen in het gedrag van hoogbouw gelegen in actief tyfoongebied onder belasting van aardbevingen, hierbij is speciale aandacht voor twee onderwerpen. Deze onderwerpen zijn: het gedrag van de kolom-liggerverbinding met betrekking tot de ductiliteit en de meest optimale locatie voor plaatsing van viskeuze dempers in een fictief stalen raamwerkgebouw in Japan. Hiermee wordt impliciet als doel gesteld om meer inzicht te krijgen in de impact van aardbevingen op tyfoonbestendige constructies. Een middel om dit inzicht te verkrijgen is het dynamische raamwerkprogramma Ruaumoko. Gebruik van dit programma is geen doel op zich, maar wel een benodigd middel om meer kennis en (visueel) inzicht te vergaren betreffende het gedrag van een constructie belast door een aardbeving.

Wanneer eenmaal meer bekend is over het gedrag van bovengenoemde constructie, zal worden geprobeerd om conclusies te trekken betreffende de benodigde ductiliteit van de kolom-liggerverbindingen en de meest optimale locatie voor dempers in een bepaald gebouw belast voor verschillende bekende aardbevingen uit het (recente) verleden. Andere interessante conclusies die als uitkomst uit dit onderzoek komen zullen vanzelfsprekend ook in dit verslag opgenomen worden.

Het onderzoek heeft als doel meer inzicht te krijgen in de:

- invloed van historische aardbevingen op een tyfoonbestendig ontworpen gebouw;
- benodigde ductiliteit kolom-liggerverbinding bij stalen hoogbouw in Japan;
- optimale locatie diagonale viskeuze dempers in het gebouw

Aanpak

Om de benodigde ductiliteit voor de kolom-liggerverbinding te berekenen wordt er gebruik gemaakt van het raamwerkprogramma Ruaumoko. Als eerste zal er een gebouw gedimensioneerd worden en elastisch getoetst worden met gebruik van MatrixFrame. Vervolgens zal er een model van dit fictieve gebouw ingevoerd worden in Ruaumoko. Het model zal worden belast met verschillende historische aardbevingen om zo zeker te zijn dat de hoogste benodigde ductiliteiten in de kolom-liggerverbindingen verkregen wordt.

Vervolgens zal met het eerder genoemde model gekeken worden naar de meest optimale locatie voor passieve dempers in het gebouw. Hier zal gebruik gemaakt worden van verschillende soorten aardbevingen om te bepalen bij welke aardbevingen welke locatie optimaal is.

Opbouw rapport

Dit rapport bestaat uit 6 hoofdstukken met een onderverdeling in een theoretisch deel, een ontwerpdeel en een modelleerdeel.

Het eerste deel, bestaand uit hoofdstuk 1,3 en 4 en zal gaan over de theorie van aardbevingen en de theorie achter het dynamische modelleerprogramma en een kwalitatieve analyse van de theoretisch geleverde ductiliteit van stalen verbindingen.

Het tweede deel, bestaat uit hoofdstuk 2 en zal bestaan uit het ontwerpen van een gebouw in Japan conform de - niet in het Japans geschreven - Eurocodes 3&8. Hierbij zullen aannames, belastingen, dimensies en overwegingen betreffende het ontwerp worden gepresenteerd, om vervolgens gebruikt te worden in het laatste deel van dit onderzoek.

In dit derde deel, bestaand uit hoofdstuk 5 en 6 zal het ontwerp worden gemodelleerd in Ruaumoko. Er zal worden getracht een visuele weergave te geven van het gedrag van het gemodelleerde gebouw. Tevens zal voor verschillende aardbevingscenario's op het gebouw gekeken worden naar interessante conclusies die te trekken zijn voor de optimale locatie van passieve demping. Ten slotte worden er interessante conclusies en aanbevelingen gedaan naar aanleiding van het hele onderzoek.

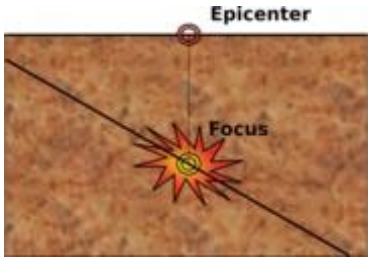
H1 - Aardbevingen

Inleiding

Aardbevingen ontstaan door de krachten in de aardkorst die de grote massa gesteente proberen te verplaatsten ten opzichte van elkaar. Wanneer het kritieke niveau van krachten wordt gehaald ontstaat er bezwijking van het gesteente bij de zwakke plekken - de zogenaamde scheurvlakken - en ontstaan plotselinge bewegingen. Deze dislocatie geeft korte, heftige bewegingen aan het aardoppervlak. De bezwijking start bij de zogenaamde "focus" in het scheurvlak en wordt voortgezet naar buiten toe totdat de spanningen in het gesteente dusdanig zijn afgenomen dat ze onder de bezwijksterkte van het gesteente zijn geraakt. Het scheurvlak bij grote aardbevingen kan honderd kilometer lang zijn en tientallen kilometers diep.

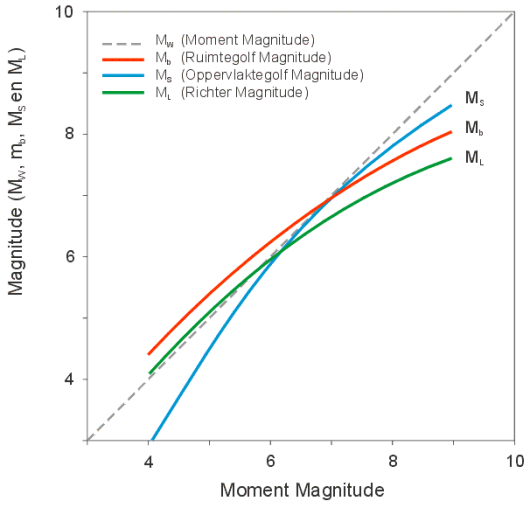
Kwantificatie: magnitude versus intensiteit

De magnitude van de aardbeving is een maat voor vrijgekomen energie bij de bron, gegeven in een logaritmische schaal. De magnitude is onafhankelijk van de afstand en diepte tot het hypocentrum, de bodemgesteldheid, in tegenstelling tot de intensiteit van een aardbeving. De intensiteit van een aardbeving is het waargenomen effect van de aardbeving op het aardoppervlak, dit is het effect wat door mensen en gebouwen wordt ervaren. De intensiteit is er in de twaalfdelige Schaal van Mercalli. Hoe groter de afstand tot het hypocentrum (focus), hoe lager de intensiteit. Een aardbeving met één bepaalde magnitude zorgt zodoende voor een breed scala aan intensiteiten aan het oppervlak in de regio.



Figuur 1.1: Epicentrum met de "focus", het hypocentrum

Magnitudes worden gemeten met een seismograaf en hebben vier veelvoorkomende schalen (maten voor de energie die vrijkomt uit de bron) namelijk; Richtermagnitude (M_L), ruimtegolf-magnitude (M_b), oppervlaktegolf-magnitude (M_s) en momentmagnitude (M_w). Deze verschillende schalen hebben allen hun eigen bruikbare werkgebied waarin ze waarheidsgetrouwe sterktes geven. Vanwege de verschillende werkgebieden moet bij de analyse van magnitudegegevens serieus rekening gehouden worden met de zogenaamde *verzadiging* van de magnitude. Met de verzadiging van de magnitude wordt bedoeld dat een magnitudeschaal boven een bepaalde magnitude de sterkte van de aardbeving te laag berekent.



Figuur 1.2: De verschillende werkgebieden van magnitude-schalen (bron: KNMI)

Enige uitzondering op de verzadiging is de momentmagnitude, deze is goed bruikbaar voor alle (grote) aardbevingen (M_s>7,5) [figuur 1.1]. Het nadeel van de momentmagnitude is dat deze moeilijker te berekenen is dan de andere methoden.

De momentmagnitude is gebaseerd op het geleverde moment van de aardbeving, welke gelijk is aan de schuifweerstand van het gesteente vermenigvuldigd met de gemiddelde verzakking van de breuk en het oppervlakte van het gebied dat is verzakt. Bij een magnitude <4 lijkt het onwaarschijnlijk dat er significante schade ontstaat. Een waarde rond de 8 is extreem hoog, vooral als men bedacht is op het feit dat het om een logaritmische schaal gaat. Om die reden worden geen magnitudes hoger dan de 'bovenlimiet' 9,5 gevonden, dit zou namelijk impliceren dat de scheurgrootte groter zou moeten zijn dan de aardkorst dik is.

Tijd-historie diagram & accelerogram

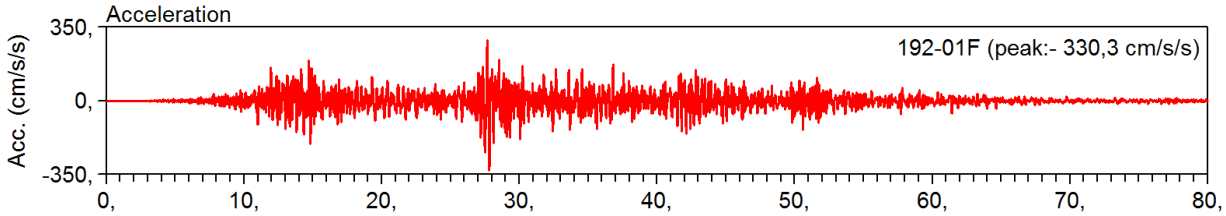
Het tijdhistorie diagram is een weergave van de horizontale en verticale bewegingen op een specifieke locatie aan het aardoppervlak. In het diagram staan op de "x-as" de tijd en op de "y-as" de excitatie in één richting. Door middel van differentiëren komt men aan de snelheid-tijd en versnelling-tijd diagrammen. De versnelling-tijd diagram wordt de peak ground acceleration (PGA) genoemd. Deze zogenaamde accelerogram wordt vaak genormeerd met de zwaartekrachtversnelling g.

De bewegingen worden gemeten door een seismograaf. Vroeger waren de meetgegevens nog analoog, maar tegenwoordig zijn de diagrammen en accelerogrammen digitaal en worden analoge gegevens gedigitaliseerd. Er zijn accelerogrammen in allerlei soorten en maten, voornamelijk afhankelijk van de norm, het meetinstituut en het land. Enkele gebruikte formaten in dit verslag zijn: Berg, Caltech & NCEER.

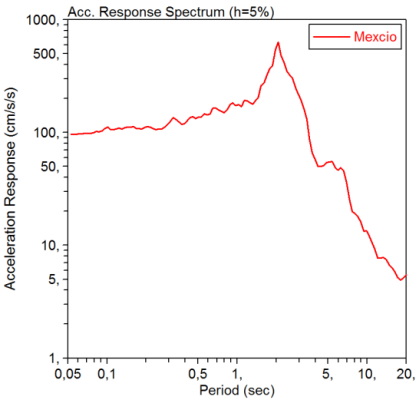
Nadelen van het gebruik van de tijdhistorie diagram en de daaruit afgeleide accelerogrammen zijn dat het lastig te beoordelen is wat de frequentie van de aardbeving is (door tal van omgevingsfactoren zoals ruis) en het feit dat de diagrammen zeer plaats- en tijdafhankelijk zijn. Vanwege het eerste nadeel is het lastig te bepalen wat de schade aan de constructie is en vanwege het tweede nadeel kan dit ook nog eens sterk variëren per locatie.

Toch zal er verderop in het verslag in het programma Ruaumoko gebruik worden gemaakt van de accelerogram. Door het zelf ontworpen gebouw te belasten met verschillende aardbevingen met verschillende frequenties en versnellingen, krijgt men alsnog een goed inzicht in het gedrag van de constructie.

Niet onbelangrijk om te vermelden is dat accelerogram niets anders is dan datasets met tijdstappen van meestal 0,02 seconden (50 Hz) en eventuele extra aardbevingsinformatie zoals locatie, richting en piekversnellingen. Normeren of schalen naar een eigen eenheid (bijvoorbeeld in eenheden van *g*) is goed mogelijk zolang dit ook consequent wordt doorgevoerd in verplaatsingen, snelheden en versnellingen die worden berekend. Schalen in de tijd is géén optie, aangezien de integratie van de accelerogram dan andere verplaatsingen en snelheden oplevert dan de originele accelerogram. Dit is belangrijk om mee te nemen bij de simulatie van de aardbeving.



Figuur 1.3: Voorbeeld van een accelerogram (192°) van de aardbeving van maart 2011 in Japan.



Figuur 1.4: Het responsie-spectrum van de Mexico City-aardbeving in 1985

Responsie-spectrum

Ten opzichte van bovengenoemde tijdhistorie diagram heeft het aardbevingsrespons-diagram grote voordelen. Het biedt namelijk een goede mogelijkheid tot ontwerp op karakteristieke aardbevingsbewegingen met een dominante frequentie. Het diagram representeert een piekresponsie van een lineair elastisch SDOF gebouw, geplot tegen de natuurlijke eigenperiode van het gebouw. Hierdoor is eenvoudig te zien bij welke periode van de aardbeving resonantie optreedt in het gebouw. Een ander voordeel van het responsiespectrum is dat door middeling en het creëren van een omhullende van de verschillende spectra van de tijdhistorie diagrammen, de afronding van individuele pieken en dalen wordt bewerkstelligd. Dit resulteert in een meer algemeen geldende representatie van de grondbeweging dan een specifieke tijdhistorie diagram levert.

Aardbevingsgolven & -trillingen

Aardbevingstrillingen planten zich op diverse manieren voort door de grond. Dit gebeurt onder andere door middel van primaire (P, longitudinale), secundaire (S, transversale), Rayleigh- en Lovegolven. Belangrijk om hierbij mee te nemen is dat laagfrequente trillingen (voornamelijk Rayleigh- en Love-golven) veel meer effect hebben op hoogbouw dan hoogfrequente trillingen zoals (P- en S-golven). In het kader van de focus in dit onderzoek zal niet verder op golven en de bijbehorende eigenschappen en voorwaarden worden ingegaan.

Grondtype

Elke trilling heeft een medium nodig en bij aardbevingstrillingen is dat medium de aardkorst. Deze aardkorst is inhomogeen, discontinu en heeft tal van eigenschappen die veranderen in de tijd, natuurlijk al dan niet gedwongen. Het grondtype heeft op deze manier veel invloed op de daadwerkelijke excitaties aan het aardopppervlak.

Een bekend voorbeeld van de invloed van het grondtype en amplificatie is de aardbeving van Mexico City in 1985. De grondbewegingen tijdens deze aardbeving werden versterkt bij de "zachtere" gronden. Alle gebouwen in het centrum die op een fundering van zachte grond stonden en een eigenperiode van rond de 2,2 s hadden ondervonden flinke schade (zie figuur 1.4). De overige gebouwen, die niet op een zachte ondergrond of een significant andere eigenperiode hadden, ondervonden in geringe mate schade door de aardbeving. Hier valt uit te concluderen dat de plaatselijke bodemgesteldheid zeer grote invloed kan hebben, dit zal men bij het ontwerp dan ook in acht moeten nemen. Eurocode 8 geeft als handvest dat de elastische grondresponsie voor 5% demping zorgt, maar ook hier geld dat een degelijk grondonderzoek benodigd is voor hoogbouw.

Aardbeving Japan maart 2011[I]

Op 11 maart 2011 heeft een aardbeving in de buurt van de oostkust bij Honshu (Japan) een verwoestende aardbeving plaatsgevonden. Het epicentrum van een van de heftigste aardbevingen sinds 1900 lag op 38.29N 42.37E en had een magnitude van M=8,9. De energie E_s die daarbij vrijkwam was maarliefst $5{,}1*10^{17}$ Nm. Deze aardbeving heeft in Japan en daarbuiten nogal wat teweeg gebracht en zodoende lijkt het interessant om een accelerogram van de desbetreffende –nu

[I] http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqinthenews/2011/usc0001xgp/#scitech

al historische - aardbeving mee te nemen in het onderzoek. Verderop in het onderzoek zal het ontworpen gebouw worden belast door de accelerogram uit Sendai van 11 maart 2011.

H2 – Constructie

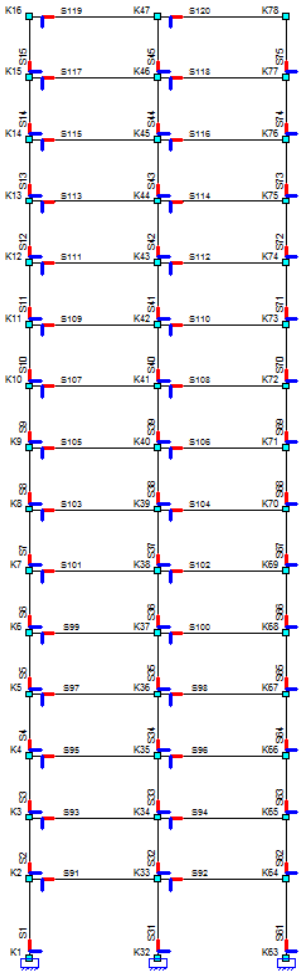
Inleiding

Wanneer een gebouw wordt belast door een aardbeving, ontstaan er relatief grote verticale en horizontale versnellingen in de grond. De meeste gebouwen zijn hoofdzakelijk gedimensioneerd op verticale normaalkrachten, om deze reden zijn verticale grondversnellingen zelden een groot probleem bij aardbevingen. De verticale versnellingen zullen dan ook niet verder worden beschouwd in dit verslag. De laterale excitatie van de grond aan de onderzijde van het gebouw zorgt echter voor significante spanningen en vervormingen onderin het gebouw. Om die reden dient een gebouw dat zich in seismisch actief gebied bevindt doorgerekend te worden op de dynamische spanningen en verplaatsingen die een potentiële aardbeving teweeg kan brengen.

Toch blijkt bij het dimensioneren van het gebouw in veel gevallen de "statische" windbelasting een aardige duit in het zakje te doen als het gaat om significantie en maatgevendheid van het ontwerp. Dit geldt des te meer in gebieden zoals Japan waar tyfonen actief zijn.

Uitgangspunten en aannames

Voordat men kan beginnen met de dimensionering van het gebouw is het nodig om te starten vanuit bepaalde uitgangspunten en aannames.
Het te ontwerpen gebouw zal volledig in staal worden uitgevoerd en bevindt zich in Japan nabij de stad Sendai. Dit is een seismisch actieve locatie met kans op tyfonen. Het gebouw staat op een fundering van klasse "C" (rots, geen versterking van de aardbevingstrillingen en geen liquifactiegevoelige grond) en is ingeklemd in de grond. In verband met de focus van dit onderzoek zal niet verder worden uitgeweid over de diverse invloeden en mogelijkheden van de grondsoort.
Als simplificatie heeft het te ontwerpen gebouw geen significante bebouwing in de buurt, zodat er geen reductie in "statische" windbelasting plaats vindt.
Het gebouw moet een ongeschoord stalen raamwerk zijn dat uit 15 verdiepingen en 2 beuken bestaat. De verdiepingshoogte is 3,5 meter per verdieping en 4,5 meter voorde begane grond.
Bij het berekenen van de spanningen en verplaatsingen in het gebouw worden alleen de variabele belastingen in de (horizontale) x richting beschouwd.



Figuur 2.1: Overzicht met lokale assen in MF.

Referentieproject

Als referentieproject voor de raamwerkconstructie is er gekeken naar het (oorspronkelijke) Nissan Europe gebouw[1] te Amsterdam. Dit is een 10 verdiepingen tellende ongeschoorde momentvaste stalen raamwerk die gelijkenissen vertoont met het te ontwerpen gebouw in dit onderzoek. Er wordt in dit onderzoek getracht de belangrijkste conclusies en lessen betreffende ongeschoorde stalen raamwerken die uit dat project zijn gehaald mee te nemen in het ontwerp.

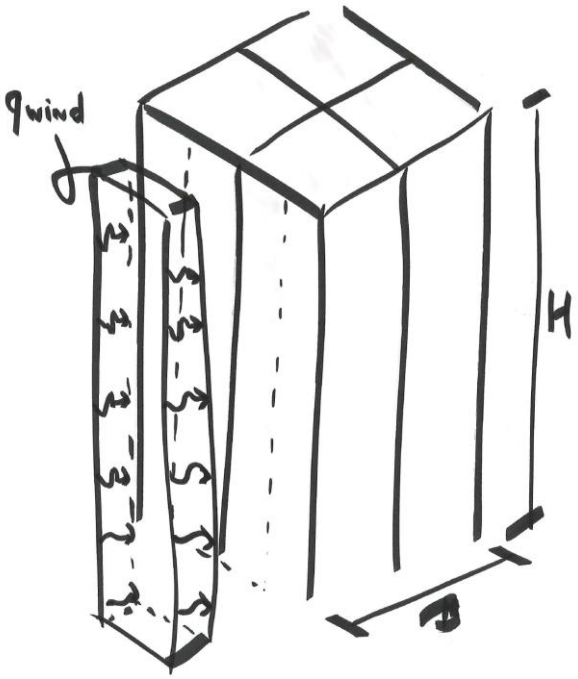
[1] Bouwen met staal nummers 95, 101 & 108

Opzet gebouw

De volgende afmetingen worden voor het gebouw gekozen:
In de x-richting & z-richting is het gebouw symmetrisch:

- verdiepingshoogte: 3.5m (eerste verdieping 4.5 meter i.v.m. entree-lounge)
- h.o.h. afstand kolommen: 7.2m
- aantal verdiepingen: 15
- breedte (B) gebouw: 14.4 m (2 beuken)
- hoogte (H) gebouw: 4.5+14*3.5=53.5m.

De slankheidscoefficient H/B=53.5m/14.4m≈3.7:1. Deze verhouding is niet onrealistisch voor relatief lage hoogbouw.



Figuur 2.2: geabstraheerde impressie van het gebouw

Als eerste dimensionering is gekozen voor HD400x509 kolommen met kwaliteit S355 tot en met de 6 verdieping. Daarboven is gekozen voor dezelfde profielen, maar dan met staalkwaliteit S235. Het eigengewicht van de ligger & kolom is te bepalen na een iteratieronde voor de benodigde stijfheid, maar een eerste aanname wordt gedaan aan de hand van het eigengewicht van de HE400A.

Na de eerste "iteratieronde" bleek echter -na berekening met MatrixFrame- dat HE400A te slap is gedimensioneerd o.a. vanwege de EC3-eis betreffende de laterale excitatie op de bovenste verdieping. Deze was namelijk 59 cm, waar een maximum van H/500=53.5/500=0.107 m. is toegestaan. Er is daarom gekozen voor de stijvere HE600A vloerligger. Tevens is deze keuze voor de ligger wél conform Eurocode 8, waarin staat vermeldt dat de kolom minimaal 1,5 maal stijver moet zijn dan de liggers om er voor te zorgen dat tijdens een aardbeving de plastische scharnieren niet in de kolom zullen ontstaan. De idee hierachter is dat bij een aardbeving de kolommen zich elastisch gedragen en de ligger en/of kolom-liggerverbinding plastisch vervormen om energie de dissipieren.

	G	h	b	tw	tf	Atot 10^2	Iy $*10^4$	Iz $*10^4$	Wy;el $*10^3$	Wz;el $*10^3$
	[kg/m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm^2]	[mm^4]	[mm^4]	[mm^3]	[mm^3]
HD400x509	**509.4**	**446**	**416**	**39.1**	**62.7**	**648.9**	**204528**	**75401**	**11033**	**5552**
HE600A	**177.8**	**590**	**300**	**13**	**25**	**226.4**	**141208**	**11271**	**4787**	**751.4**

Tabel 2.1: Overzicht van de profielgegevens van de gebruikte elementen.

Men kan hierbij opmerken dat het van wezenlijk belang is dat – ook al voldoet de buigstijfheid van de vloerligger per verdieping individueel ruimschoots - er goed gekeken wordt naar de samenwerking tussen de liggers en kolommen zodat dit de totale stijfheid van het gebouw ten goede komt.

Statische belastingen

Voor het ontwerp van een gebouw zal als eerste gekeken moeten worden naar de (semi-)statische belastingen op het gebouw. Seismische belastingen zullen later in het onderzoek worden beschouwd.

Verticaal

Eigengewicht

Er wordt gebruik gemaakt van een *kanaalplaatvloer 200* met overspanning 7.2 meter. Deze kanaalplaatvloer heeft een eigengewicht van 303 kg/m^2.

$q_{eg,vloer} = 9.81\ m/s^2 * 303\ kg/m^2 \approx 3{,}0\ kN/m^2$

Het eigengewicht van de HE600A is 177.8 kg/m^1.

$q_{eg,\ HE600A} = 177.8\ kg/m^1 * 9.8\ m/s^2 \approx 1.7\ kN/m^1$

$q_{perm,ligger600A} = 3{,}0\ kN/m^2 * 7{,}2\ m + 1{,}7\ kN/m^1 = 23{,}3\ kN/m^1$

Het eigengewicht van de kolom HD400x509 is 509.4 kg/m^1. (niet nodig voor ligger, wel voor MF).

$q_{eg,HD400x509} = 509.4\ kg/m^1 * 9{,}8\ m/s^2 = 5.0\ kN/m^1$

Variabele belasting

Dit levert een extra 3.5 kN/m^2 voor een kantooroppervlakte[I]. Er dient rekening gehouden te worden met een piekbelasting bij eventuele archiefkasten bij de berekening van de doorbuiging van de ligger.

$q_{var} = 3.5\ kN/m^2 * 7{,}2\ m = 25.2\ kN/m^1$

Voor de doorbuiging van de ligger geldt:

$q_{ligger,600A} = q_{eg,vloer} + q_{var} + q_{eg,\ HE400A} = (3.0+3.5)\ kN/m^2 * 7{,}2\ m + 1.7\ kN/m = 48.5\ kN/m^1$

Uit de MatrixFrame-berekening volgen zeer kleine verticale verplaatsingen die ruim onder de EC3-eis vallen voor bruikbare grenstoestand [zie bijlage I].

Horizontaal

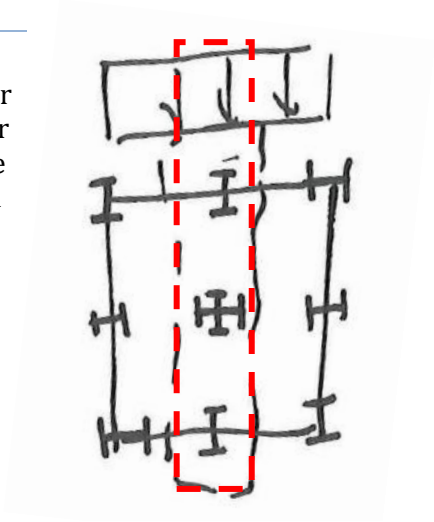
Windbelasting

EC3 zegt weinig over extreme windbelastingen en om die reden zal hier worden gerekend met een analytische waarde voor de stuwdruk naar aanleiding van windsnelheden tot 250 km/u. Tyfonen met een dergelijke snelheid vallen onder de zwaarste categorie "geweldadige" cyclonen (categorie 5 Saffir-Simpson schaal[II]). N.B. Ten tijd van het schrijven van dit rapport is bekend dat de categorie-indeling lichtelijk zal worden "opgeschoven"[III].

Er wordt gebruik gemaakt van de aanname dat er een constante verdeling van de luchtdruk is en dat de windsnelheid over de hoogte van het gebouw resulteerd in een constante q-last.

De aanname die hier is gedaan is dat de windbelasting als statische belasting wordt beschouwd en het HD400x509 om de zwakke as geen bijdrage levert aan de stijfheid, ook al zal dit in werkelijkheid wel zo zijn.

Een tyfoon is actief met constante grootte in de tijd en richting tot maximaal 70m/s ≈ 250 km/u.



Figuur 2.3: Met stippellijn is aangegeven welk deel van de constructie geanalyseerd wordt.

[I] Constructieleermap, veiligheidsklasse D

[II] http://www.knmi.nl/cms/content/28191/schaal_voor_hurricanes_volgens_saffir__simpson

[III] http://forum.onweer-online.nl/index.php?showtopic=26851

De gemiddeld snelheid van tyfoons in Japan ligt op $u_{mean,10min,600jr}$= 45 m/s. Deze waarde geldt voor een belastingperiode van 10 minuten en komt eens in de 600 jaar[I] voor. De piekbelasting in de vorm van een windvlaag ligt ongeveer 1.5 maal de gemiddelde snelheid[I]. Hieruit volgt:

$u_{max} = 1.5*45\ m/s = 67.5\ m/s \approx 70\ m/s$

$W_i=A_i*C_i*p_w$

met A_i = 53.5m*7.2m, C_i=0,8(kop)+0,4(achterkant) (=druk+zuiging)=1,2

De constante snelheid ($u_{max}=u_{gem}$) m.b.t. stuwdruk geeft:

$p_w = 0,5*\rho*u_{gem}^2$

met $u_{max} = u_{gem}$ = 70 m/s

en ρ=1.2 kg/m^3

N.B. De q-last in de X-richting voor de middelste kolommen (zie rode stippellijn, figuur 2.3) is het grootste vanwege de grootste oppervlakte onderhevig aan de windbelasting. De breedte B_i is dus 7.2 m. Hieruit volgt q_{wind}:

$q_{wind,}=W_i/H_i=B_i*C_i*p_w = 7.2m*1.2*0.5*1.2\ kg/m^3*70^2\ m^2/s^2 = 25401\ kgm/ms^2 \approx$ ***25.4 kN/m***

Deze q_{wind} levert grote momenten in de fundering en de onderste verdiepingen van het gebouw. Na het invoeren van gegeven geometrie en belastingen in MatrixFrame[II] is gekeken naar krachtenwerking in het gebouw. De belastingfactoren zijn 1,2 en 1,5 voor de permanente belasting respectievelijk variabele belasting en windbelasting.

Het maximale moment dat in uiterste grenstoestand optreedt in de middelste, zwaarst belaste, kolom is 2225 kNm (zie bijlage I). De elastische momentcapaciteit van desbetreffende kolom HD400x509 is:

$M_{rd,el}=W_{el}*f_{y,el}$ = 9173*10^{3}mm^3*435 N/mm^2= 3990 kNm

Dit voldoet ruimschoots en lijkt nogal overgedimensioneerd. Daar de constructie ongeschoord is, is er toch extra stijfheid nodig in de kolommen als gekeken wordt naar de totale laterale doorbuiging van het gebouw in bgt en dan met name de totale uitwijking aan de top. Uit de berekening met MatrixFrame volgt dat de uitwijking δ_{top} = 253 mm. Volgens EC3 mag δ/H maximaal 1/500 zijn. δ mag dus maximaal H/500 = 107 mm zijn. De stijfheid voldoet dus niet.

Met het oog op de extreme windbelasting die is aangenomen, is de resulterende topuitwijking alsnog relatief klein. Nog stijvere liggers en/of kolommen zouden voor voldoende stijfheid zorgen om aan de eis te voldoen. Economisch interessant lijkt een ongeschoorde constructie in dit geval niet. Voor het doel van dit onderzoek wordt het niet noodzakelijk geacht dit gebouw nu alsnog aan te passen. Men dient wel te bedenken dat de daadwerkelijke stijfheid hoger is dan hierboven gesteld, er is namelijk schijfwerking van de vloeren, die er zo voor zorgen dat de middelste 2 beuken samenwerken met de buitenste 2 beuken die even stijf zijn, maar minder krachten hoeven op te nemen. Deze samenwerking tussen de verschillende portaalconstructies die parallel aan elkaar zijn is niet meegenomen in het onderzoek, maar in werkelijkheid wel degelijk aanwezig.

P-Δ-effect

Door de horizontale windbelasting op het gebouw zal de constructie zich in horizontale richting gaan verplaatsen (eerste orde verplaatsting). De verticale belasting op de constructie komt daardoor excentrisch te staan. Deze excentrische belasting geeft extra buigende momenten in de constructie. De horizontale verplaatsing van de constructie neemt daardoor toe (tweede orde verplaatsing). Al deze bijkomende verplaatsingen wordt het tweede orde effect, ook wel P-delta effect, genoemd. De toename van de eerste orde verplaatsing door het tweede orde effect kan in een vergrotingsfactor worden uitgedrukt. Vanwege de scope van dit onderzoek en de focus op de aardbevingen wordt aangenomen dat de vergrotingsfactor n/(n-1) ≤1,1 is. In dat geval mag dit

[I] http://www.wind.arch.t-kougei.ac.jp/info_center/ITcontent/tamura/2.pdf

[II] MatrixFrame versie 4.3

effect verwaarloosd worden en zodoende zal er in dit onderzoek en bij de invoer in Ruaumoko geen rekening mee gehouden worden.

Toetsing ligger en kolom

Er wordt een untiy check gedaan met het oog op van te voren bekende elastische reservecapaciteit om eventuele zwakheden tijdens de aardbevingsimulatie alvast te kunnen inschatten.

Uit MatrixFrame volgen de volgende maximale waardes voor N, V en M:

	Kolom (HD400x509)	Ligger (HE600A)
Max N & Max V	-10182 kN (N)	734 kN (V)
Max Moment	2225 kNm	1912 kNm
I_y	2045280000 mm^4	1412080000 mm^4
W_y	11033000 mm^3	4787000 mm^3

Tabel 2.2: Overzicht van de maximale omhullende krachten in de de kolom en liggers.

Kolom
Moment:
$M_{y;s;d}/M_{y;u;d}= M_{y;s;d}/(f_{y;}d*W_{y;el})=2225*10^6/(355*11033*10^3)=0.57$, voldoet.
Knik:
$N_{pl;d} = A * f_{y;d} = 64890 * 355 = 23036$ kN
$F_E = \pi^2 EI_y/l_k^2 = \pi^2 * 210 * 10^3 * 204528 *10^4/(7200*2)^2 = 20443103.5$ kN
$\lambda_{rel} = \sqrt{(N_{pl;d}/F_E)} = \sqrt{(23036/20443103.5)} = 0.0336 \rightarrow \omega_{buc}$ (kromme c)=1
$N_{c;s;d}/\omega_{buc}*N_{pl;d}= 10182/(1*23036)= 0.44$, voldoet.

Ligger
Buiging:
$M_{y;s;d}/M_{y;u;d}= M_{y;u;d}/(f_{y;d}*W_{y;el})=1912*10^6/(355*4787000)=1.13$, voldoet niet!
Dit zal een zwakker punt zijn in de aardbevingen. N.B. dit maximale moment treedt op in ligger op de 1ste verdieping en wordt gecreeerd door een tyfoon.
Afschuiving:
$V_{z;s;d}$=734 kN, $V_{z;u;d} = 0.58*(h-t_f)* t_w*f_{y;d} = 0.58*(590-2*25)*13*355 \approx 1445$ kN
$V_{z;s;d}/V_{z;u;d}$=734/1445=0.51, voldoet.

De liggers op de onderste verdiepingen zijn waarschijnlijk de zwakkere punten en zullen plastisch vervormen bij extreme belastingen. Hier geldt echter dat enige vorm van plastische vervorming niet erg is zolang het gebouw maar blijft staan zodat in het gebouw aanwezige mensen nog geevacueerd kunnen worden. Uit de resultaten van Ruaumoko zal blijken of gedurende een aardbeving de liggers tot hun maximale momentcapaciteit worden gedreven.

H3 - Dynamica

Inleiding

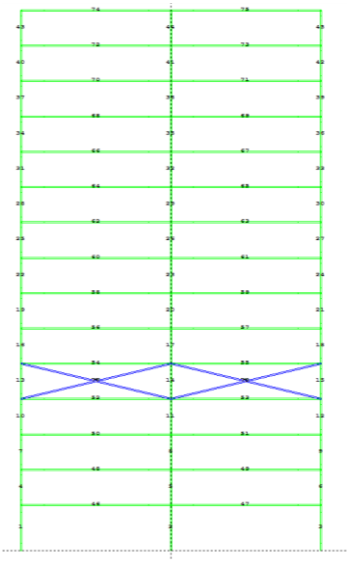
In dit hoofdstuk wordt kort de theorie van de dynamica van het gebouw bekeken. Hierbij worden de aannames en uitgangspunten voor het gebruik van toegelicht. Tevens wordt dempmethoden en -eigenschappen toegelicht.

Dynamische matrix

De algemene demping in het gebouw wordt vertegenwoordigd door Rayleigh demping waarbij gebruik wordt gemaakt van de zogenaamde initiële stijfheidsmatrix.
De kritische demping wordt op 5% gesteld bij de eerste eigentrilling en deze blijft zo onafhankelijk van de "i-de" eigentrilling.
De proportionele dempingsmatrix volgens Rayleigh is:

$$[C] = \alpha^*[M] + \beta^*[K]$$

Hierin zijn α en β variabelen die afhankelijk zijn van de vereiste kritische demping 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 demping (5%) en de bekende eigenfrequenties kunnen nu de parameters worden bepaald en kan de dempingsmatrix worden geconstrueerd



Figuur 3.1: Voorbeeld van kruislings geplaatste viskeuze dempers op de 5de verdieping

Aan de hand van de handleiding van Ruaumoko wordt de kritische demping voor de eerste eigentrilling en een eigentrilling gelijk of een beetje kleiner met het aantal verdiepingen van het te onderzoeken gebouw. In het model later zal de demping met het aantal verdiepingen gelijk blijven naarmate de i-de eigentrilling volgt.

Non-proportionele dempingsmatrix
Wanneer er echter gebruik wordt gemaakt van de visceuze dempers volgt een aanpassing van de dempingsmatrix. Opname van dergelijke dempers in de constructie leidt tot een niet proportionele dempingsmatrix aangevuld met desbetreffende dempingscoëfficienten. De matrix is niet meer diagonaal en dus niet "onkoppelbaar" en zorgt zodoende voor complexe materie. Hier is in dit onderzoek niet dieper op in gegaan.

Oriëntatie passieve demping

Er zal gebruik worden gemaakt van viskeuze dempers in de vorm van een "kruisverband" over heel de verdieping. In totaal werken er dus 4 dempers in beide axiale richtingen in de constructie.

Dempingsconstante & gedrag

De relatie tussen de geleverde kracht van de demper en snelheid waarmee deze wordt ingedrukt wordt opgesteld door:

$$F_{damper} = C^*v^{\alpha}$$

met c=dempingsconstante [kg/s=Ns/m] en v=snelheid [m/s]
Afhankelijk van hoe het gedrag gemodelleerd wordt is een waarde voor α, de snelheidsexponent, te bepalen. C is de dempingsconstante en is een praktische waarde die door verschillende bedrijven gegeven kan worden. In dit model is gekozen voor een C van $1{,}0^*10^7$ Ns/m, naar aanleiding van een

referentie bij Taylor. Bij dit bedrijf kwam de waarde Ns/m= 4900 kNs/0.380 m = $1.3*10^7$ Ns/m[I].Dit is een gebruikelijke waarde bij het bedrijf Taylor[II], die gespecialiseerd zijn in visceuze dempers voor gebouwen belast door aardbevingen[III]. Daarnaast is voor de waarde α één gekozen, zodat het een linear verband tussen de kracht en de snelheid is.

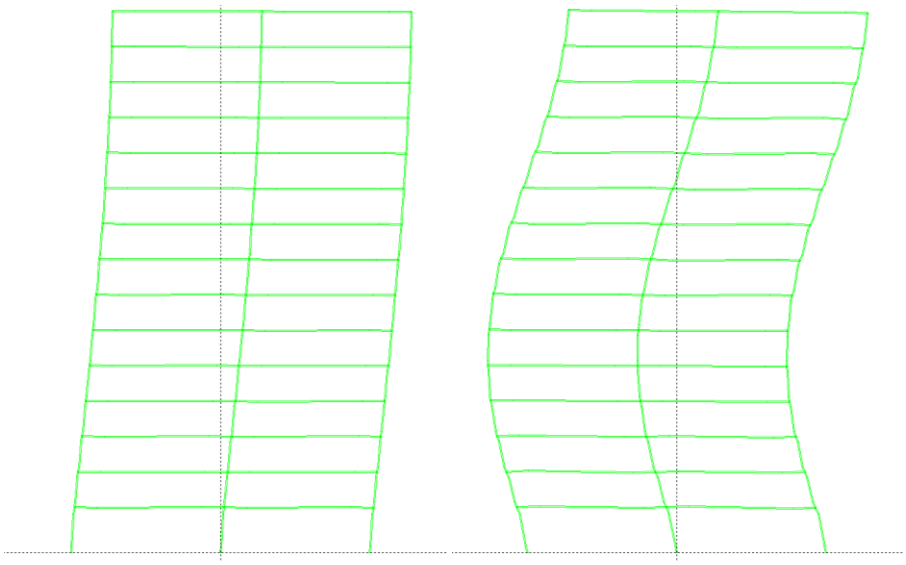
Eigentrillingen

De eerste 4 eigentrillingen van het gebouw zijn hier weergegeven. Wanneer er naar eigentrillingen met nog kleinere frequentie wordt gekeken ontstaan er niet volledig verklaarbare resultaten. De constructie veert dan in grotere mate verticaal op en neer (eigentrilling 5,8 & 14) of een combinatie van lateraal en verticale vering (eigentrilling 6,7,9 t/m 13). De eigentrillingen 5 tot en met 14 worden weergegeven in de bijlage VII. Voor het onderzoek zijn de eerste 2 eigen-trillingen het meest interessant omdat deze in het resonerende gebied van de aardbevingen liggen.

[I] "**FLUID VISCOUS DAMPERS USED FOR SEISMIC ENERGY DISSIPATION IN STRUCTURE",** Douglas Taylor, Philippe Duflot, blz 6.

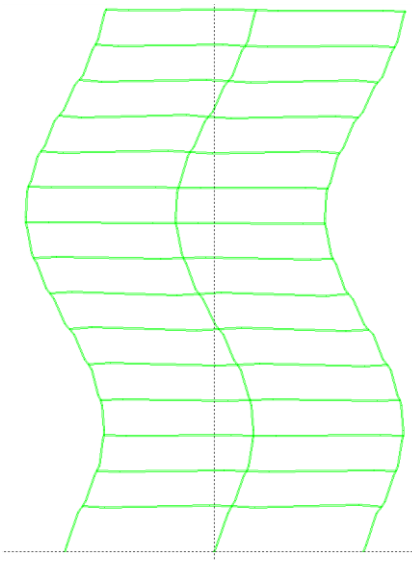
[II] "**FLUID VISCOUS DAMPERS USED FOR SEISMIC ENERGY DISSIPATION IN STRUCTURE",** Douglas Taylor, Philippe Duflot, blz 6.

[III] www.taylordevices.com

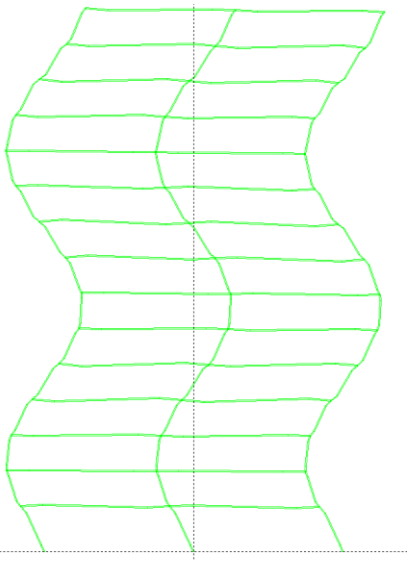


Mode 1: 0.691 s.

Mode 2: 0.225 s.



Mode 3: 0.128 s.



Mode 4: 0.088 s.

Figuur 3.2 t/m 3.5: De eerste vier eigentrillingen van het gebouw.

H4 - Verbindingen

Inleiding

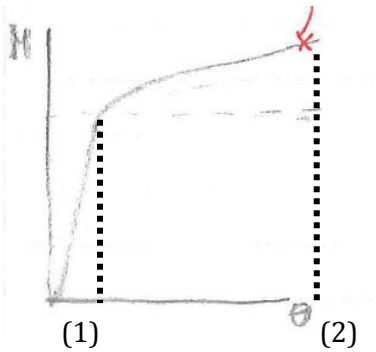
Om iets te kunnen zeggen over het gedrag van een stalen gebouw, is men in zekere zin ook verplicht te weten wat het gedrag van de stalen verbindingen is. In dit onderzoek is het van belang een idee te hebben van wat ductileit inhoudt en hoe de verbinding zich gedraagd en kan bezwijken.

Ductiliteit

Ductiliteit - ook wel μ - is niets anders dan de maximale mogelijk deformatie tot bezwijken gedeeld door de deformatie waar vloei optreedt. In formulevorm:

$\mu = \Delta_{ultimate} / \Delta_{vloei}$ = "(2) / (1)"

Bij een verbinding heeft men voornamelijk te maken met het M-φ- diagram. De ductiliteit is daar een maat voor mogelijkheid tot rotatie onder gegeven momenten.



Figuur 4.1: M-φ diagram

Ducitliteitsklassen

Er zijn verschillende klassen in ductiliteit, nl. DCL, DCM en DCH. Dit betekent niets anders dan een lage, gemiddelde of hoge ductiliteit (van de verbinding). Hier zijn in EC8 allerlei regels voor opgesteld. Wanneer men tussen DCM en DCH zit met een ongeschoorde contstructie, komt men in de range van waardes tussen de 4 en 7,5[I]. Deze waardes zijn van veel parameters afhankelijk maar geven wel een globale indicatie van realistische gebruikswaardes. Wanneer er gebruik gemaakt wordt van schoren gaat de ductileit drastisch omlaag (richting ≈2). Hier dient men bij het construeren en modelleren dan ook rekening mee te houden.

Schade-indices (SI)

Om de schade die een verbinding heeft te bekijken worden zogenaamde schade-indices gebruikt, een maat voor relatieve schade. De schade-index wordt berekend aan de hand van de maximaal optredende ductiliteit gedeeld door de maximale ductileitcapciteit (ofwel maximaal mogelijke ductiliteit) van een verbinding. In formulevorm geeft dit:

$SI = \mu_{maximum} / \mu_{ultimate}$ = "max. optredende μ" / "geleverde μ"

Hiermee is een veel gebruikte limiet voor SI de waarde 0.4. Indien de schade-index onder de 0.4 blijft is het gebouw nog te repareren. Bij een waarde boven de 0.4 is er onherstelbare schade en voor een schade-index boven de 1 geldt volledig bezwijken.

De maximaal optredende ductiliteit, $\mu_{maximum}$ wordt berekend aan de hand van Ruaumoko. De geleverde ductiliteit van de verbinding/ligger/kolom, $\mu_{ultimate}$, is onbekend en te bepalen of aan te nemen naar aanleiding van andere onderzoeken.

Verbindingsdefinities

Er zijn binnen een verbinding verschillende zones aanwezig. Men onderscheidt twee duidelijke gebieden namelijk:

- het lijf (gedeelte van de kolom in overeenstemming met met de dimensies van de aansluiting van de ligger)
- de aansluiting zelf, daar waar de twee elementen elkaar raken en de manier van op elkaar aansluiten (bouten, lassen, platen).

[I] EC8, blz 143.

Een kolom-liggerverbinding is dus de verzameling van basisonderdelen (lijf en 1op1-aansluiting) die het mogelijk maakt elementen aan elkaar te verbinden op dusdanige wijze dat de relevante interne krachten en momenten kunnen worden doorgegeven aan elkaar.

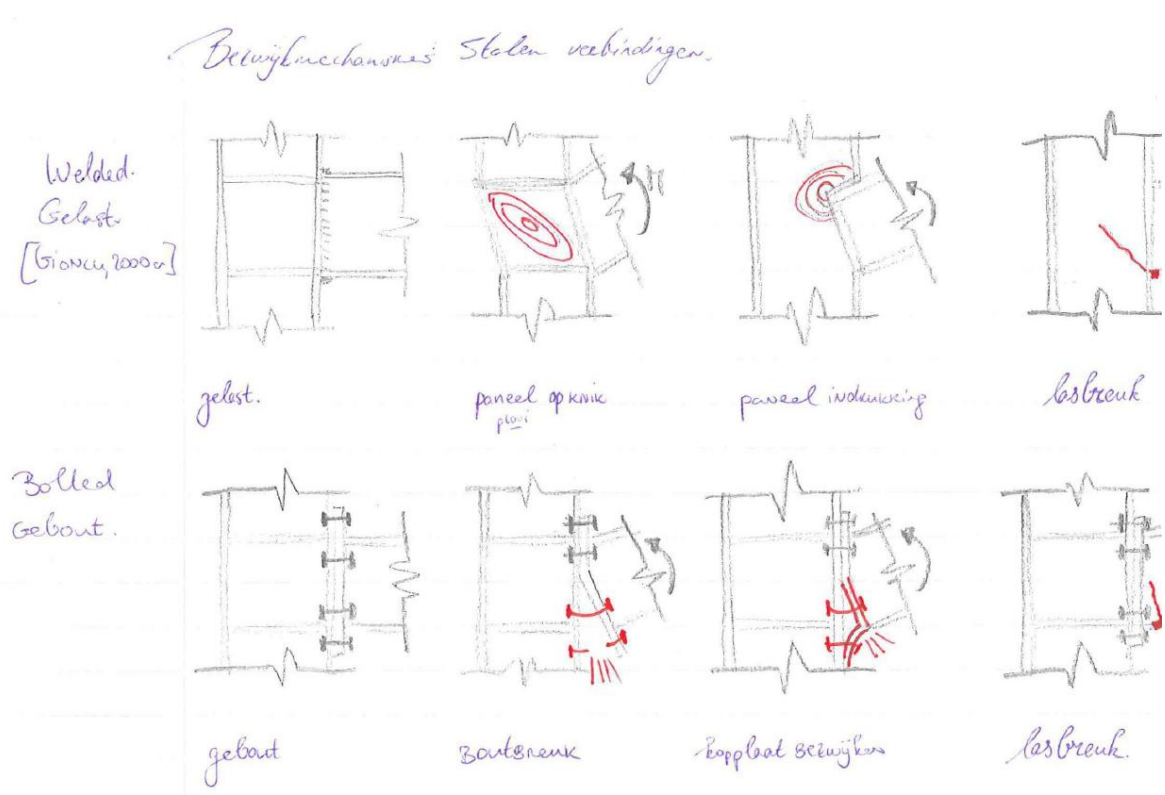
Verbindingstypes

Er zijn verschillend systemen voor het verbinden van elementen. Non-lineair gedrag is met quasi-perfect momentvast tot flexibel verbinden mogelijk. Daar tussenin liggen de stadia van gedrag die corresponderen met semi-rigide gedrag. Een paar van de meest bekende types verbindingen op volgorde van hoge naar lage stijfheid zijn: volledig gelast, verlengde kopplaat, T-stuk, versterkte kopplaat, hoekstaalverbindingen. De volledig gelaste en verlengde kopplaatverbindingen mogen als semi-perfect momentvast worden gezien. Voor de semi-rigide verbindingen moet de 'gegeneraliseerde standaard ligger' worden gebruikt voor het bepalen van de elementductiliteit.

Bezwijken verbinding

Kijkend naar de invloed van een verbinding op de stijfheid van het gehele bouwwerk, kan men zeggen dat de aanwezigheid van een verbinding tot een potentiële nieuwe bron voor bezwijken van de constructie zorgt. De bezwijkmechanismes voor verbindingen zijn:

- (Gelast): knik of plooi van het lijf of scheuren in de trekzone
- (Gebout): breken van de bouten, kopplaat of las tussen plaat en ligger.



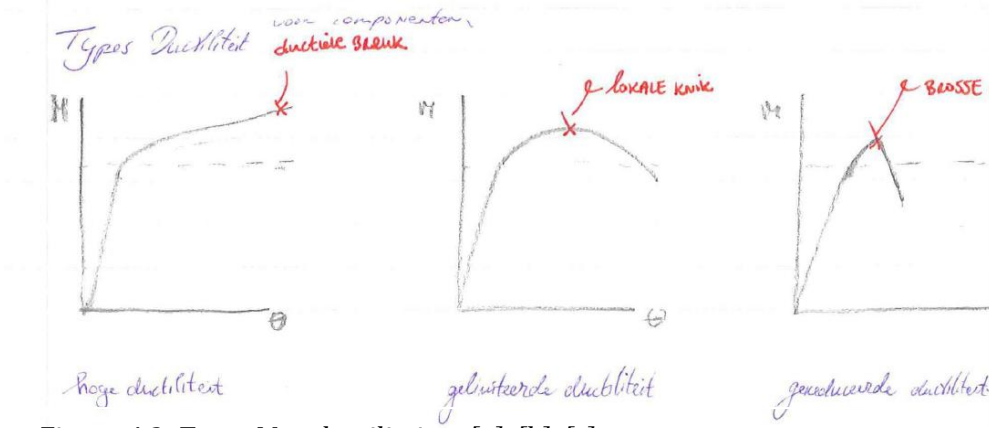
Figuur 4.2: Bezwijkmechanismen kolom-ligger verbinding

Componentenmethode

De verbindingen in een gebouw bestaan uit vele componenten en het bepalen van de ductiliteit van al deze losse complexe microconstructies is vrij lastig. Als alternatief voor het verkrijgen van goede resultaten kan men door middel van een macroscopische blik de gehele verbinding onderverdelen in individuele basiscomponenten. Deze procedure kan worden doorlopen met behulp van drie verschillende stappen:

- Identificatie van de verbindingscomponenten;
- Bepalen van de eigenschappen van deze onderdelen;
- "Assemblage" van de gedragscurves van de onderdelen.

Kwalitatief kunnen de componenten van de verbinding worden beoordeeld en geclassificeerd aan de hand van de volgende types ductiliteit (hoog, gelimiteerd en gereduceerd):



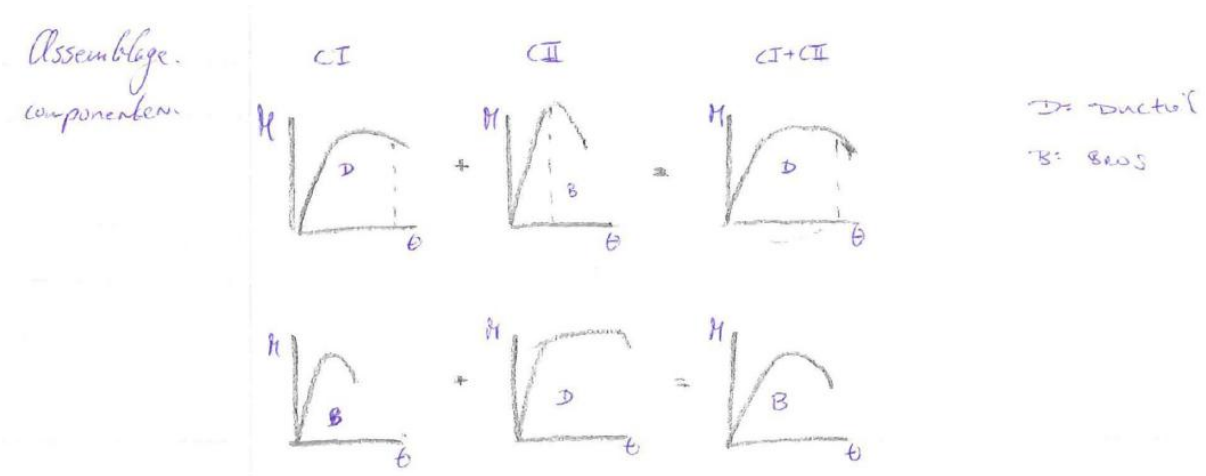
Figuur 4.3: Types M-φ ductiliteiten [a], [b], [c]

Figuur 4.3 [a] correspondeert met een sterk ductiele component, met een bijna oneindige toename van de vervormingscapaciteit. Wanneer de maximale rek is bereikt zorgt een ductiele scheur zorgt voor bezwijken.
Figuur 4.3 [b] geeft een gelimiteerde ductiele component weer. Deze component geeft een afname in toenemende capaciteit weer. Bij het bereiken van de maximale waardes M-φ bezwijkt de component door het ontstaan van lokale plastische knik.
Figuur 4.3 [c] is een gereduceerde ductiele component, met brosse breuk. Vooral hogesterkte bouten en sommige lassen laten dit soort bezwijkgedrag zien.

Assemblage

De belangrijkste hypothese van de componentenmethode is dat het algemene gedrag van verbindingen wordt bepaald door het gedrag van de zwakste component. Bij twee componenten die 'in serie' worden aangesloten is de resulterende verbinding alleen afhankelijk van de component met een lagere sterkte. Het is irrelevant of de sterkere component bros of ductiel is.

Deze hypothese geldt echter niet in het speciale geval dat de ductiele component de dominante component is. De meest brosse component die het dichtst bij de eerste component zit zal dan ook invloed hebben en ductiele interactie tussen deze twee componenten zal plaatsvinden. Het is echter mogelijk dat dankzij de heterogeniteit van het materiaal het gedrag van de verbinding bepaald moet worden aan de hand van een tweede brosse component. In dat geval zou statistische analyse moeten worden overwogen voor de inschatting van het gedrag van de verbinding. Dit speciale geval zal echter niet worden meegenomen in het onderzoek naar ductiliteit van verbindingen.



Figuur 4.4: Assemblage van de componenten

Geleverde ductiliteit van de verbinding

In het Ruaumoko-model zullen momentvaste verbindingen gemodelleerd worden. Voor de geleverde ductiliteiten van de liggers en kolommen wordt gebruik gemaakt van een ductiliteit van 5 voor de S235 liggers, 3 voor de S235 kolommen en 2.5 voor de S355 kolommen aan de hand van het spanning-rek diagram. Hierbij dient te worden opgemerkt dat de ductiliteit dus niet uit de verbinding valt te halen maar uit de plastische vervormingen van de ligger. Dit is in de orde van grootte van de EC8-richtlijn, maar alsnog een grove benadering van de werkelijkheid. Met deze grove benadering van de werkelijkheid in het achterhoofd kan men latere resultaten verklaren als onder- of bovengrens.

Tevens dient te worden opgemerkt dat er nog “verborgen ductiliteit” aanwezig is in de constructie die in het Ruaumoko-model niet wordt meegenomen.

H5 - Simulatie {Ruaumoko}

Inleiding

In dit hoofdstuk zal de invloed van verschillende aardbevingen en optionele dempers op het reeds in hoofdstuk 2 ontworpen gebouw worden bestudeerd. Dit wordt gedaan om te kijken wat de invloed van de dempers is op de laterale excitatie van het gebouw en de ductiliteiten van de kolom-liggerverbindingen. Daarnaast wordt onderzocht wat de optimale locatie van de diagonale viskeuze dempers is. Ruaumoko is niet altijd even overzichtelijk, toch zal er getracht worden om enig zicht te geven in de invoer en resultaten van het programma.

Opbouw onderzoek

Als eerste zijn de geometrie, belastingen en de aannames ingevoerd. Veel van de aannames die in het begin worden gedaan zijn aan de hand van eerdere onderzoeken[1] naar de werking van Ruaumoko. Gedurende het onderzoek zijn er echter aanpassingen in de invoer gemaakt om de resultaten te optimaliseren.

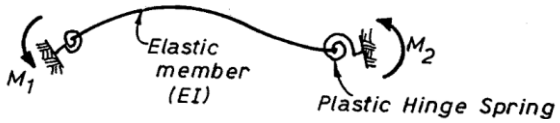
Ten tweede wordt aan de hand van dit ingevoerde "basismodel" gekeken naar de dynamische eigenschappen zoals de verschillende eigentrillingen. Vervolgens is het model belast door de eerder genoemde historische aardbevingen, namelijk; (in chronologische volgorde met bijgevoegde de letter van het scenario) Mexico City ("C" - 1985), PAC ("D"- 1994), Kobe ("B" - 1995) en Sendai ("E" - 2011). De resultaten die uit het referentiemodel per aardbevingsbelasting volgen worden daarna vergeleken met de resultaten die volgen met het model inclusief diagonale viskeuze dempers. De locatie van deze dempers zal variëren over specifieke etages.

N.B. voor een groot gedeelte van de data wordt verwezen naar de bijlagen van dit onderzoek.

Aannames & modelleerkeuzes

Kolommen en liggers

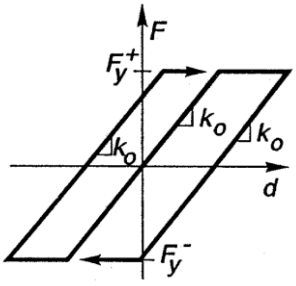
De kolommen en liggers (elementen) zijn gemodelleerd volgens het zogenaamde Giberson een-component model. Dit model biedt de mogelijkheid tot plastische scharnieren aan de beide uiteinden ("#1" & "#2").



Figuur 5.1: Giberson een componenten model

Stijfheid en sterkte

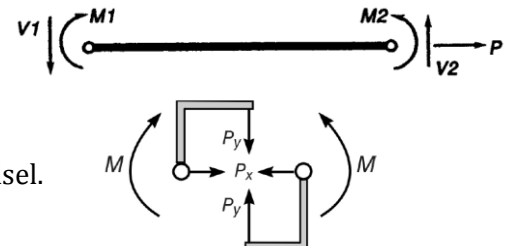
Er zijn vele hysteresis-"regels" mogelijk voor inelastisch gedrag. Vermoeiing ligt buiten de scope van dit onderzoek, zodoende is er gekozen voor een hysterese-regel die geen vermoeiing meeneemt maar wel plastisch gedrag modelleert. Dit is niet conform de werkelijkheid, aangezien vermoeiing juist een belangrijk aspect is bij aardbevingen wegens het cyclische karakter. Desondanks is er gekozen voor een simpel model, namelijk de elasto-plastisch hysterese. Het voordeel van dit hysteresis-model is dat het minder zwaar voor het programma is om te berekenen. Dit is van belang gebleken, aangezien er zelfs met deze simpele modellen en de gekozen instellingen voor gezorgd is dat het geheugen van het 2D(!)programma met een mogelijkheid tot 63.000.000 integers vol geraakt is.



Figuur 5.2: Elasto-plastische hysteresis

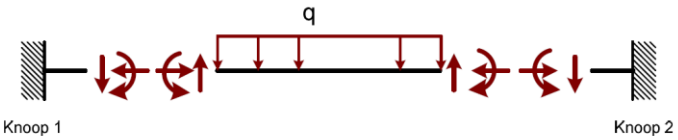
[1] BSc-eindwerk Kargiannnis, Van Noort, Hendrikse, Fitoury

Tekenafspraken
Uit eerdere onderzoeken bleken de tekens van het programma Ruaumoko te conflicteren met de lokale assenstelsels van MatrixFrame. Voor de duidelijkheid is hiernaast weergeven wat Ruaumoko als positieve richting hanteert bij staafkrachten in de ligger/kolom.
Voor x, y en rotatie om de z-as geldt het Cartesiaans coördinatenstelsel.



Figuur 5.3: Tekenafspraak voor elementen en dempers

Geconcentreerde massa
Het gewicht van de vloeren en vaste objecten in het gebouw (permanente en variabele belasting) worden meegenomen in de dynamische eigenschappen van het gebouw. De gewichten zijn omgerekend naar gewichten op de knopen. Voor een vloer op een ligger die aan twee zijden is ingeklemd geeft dit bijvoorbeeld:



Figuur 5.4: Zogenaamde "Lumped weights" (©Hendrikse)

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.

Bij het modelleren bleek echter dat het zeer arbeidsintensief en foutgevoelig was om de op de knooppunten werkende momenten aan te brengen. De reden dat dit zo lastig in te voeren was een samenspel van niet overeenkomstige knooppuntnamen en liggers tussen MatrixFrame en Ruaumoko. Daarnaast moest bij sommige knooppunten wel meer dan 4 momenten worden opgeteld dan wel afgetrokken met het correcte teken. Dit is lastig an sich i.v.m. de lokale assen die MatrixFrame gebruikt. Er is getracht met Excel dit te automatiseren maar de fouten bleven zich opstapelen en er is uiteindelijk vanaf gezien om de (toch relatief kleine momenten door eigengewicht en variabele belasting optredend in de uiteinden) in te voeren in het model. Uit eerdere onderzoeken bleek ook dat pogingen om dit wel te doen hebben geleid tot foutieve sommaties van de werkende momenten door verkeerd gebruik van de tekens. Hieruit mag geconcludeerd worden dat Ruaumoko een aanpassing zou moeten krijgen die deze handeling niet meer zo arbeidsintensief maakt. Gedacht kan worden aan het alleen invoeren van de q-lasten op de tussenliggende liggers en dat vervolgens de geconcentreerde massa en momenten worden berekend en ingevuld als knooppuntbelasting.

Aardbevingsaccelerogrammen
Er zijn tal van accelerogrammen aanwezig in Ruaumoko, waarvan de meeste tientallen seconden duren. Tijdens het simuleren van deze aardbevingen bleek er echter een probleem te zijn met de maximale hoeveelheid geheugen die het programma heeft. Er was een soort van ´glazen plafond' van om en nabij 47 seconden. Wanneer het gebouw langer dan dat aan een accelerogram werd blootgesteld was de hoeveelheid data schijnbaar te veel om te kunnen behandelen.
Aangezien sommige accelerogrammen wel 180 seconden duren, was er toch de vraag hoe andere onderzoeken dit hadden klaargespeeld. Na onderzoek bleek dat ook in de andere BSc-eindwerk onderzoeken die problemen aanwezig waren. Nergens waren accelerogrammen gemaakt door Ruaumoko te zien die langer dan 50 seconden duurden. Toch scheen het zo te zijn dat daar "hele" accelerogrammen gebruikt waren in die tijdspanne. Uit dit onderzoek blijkt dat veel accelerogrammen ten onrechte geschaald zijn in tijd en zodoende zijn "samengeperst" tot de maximale te berekenen periode van ongeveer 50 seconden.

Na simulatie met de –foutief- geschaalde accelerogrammen, bleek dit in vergelijking met de goed geschaalde accelerogrammen niet overeen te komen.
Belangrijke conclusie hieruit is dat er bij de invoer, normering en schaling van een accelerogram goed opgelet moet worden dat men niet foutief schaalt. Dat de fout kwadratisch groter wordt is te verklaren door de omzetting van de accelerogram naar snelheid-tijd en verplaatsing-tijd diagram door middel van (in dit geval Newmark). Hier is dient tijdens het modelleren rekening mee gehouden te worden.

Invoer Ruaumoko

Aan de hand van de "basis" invoer van Ruaumoko worden enkele aannames en uitgangspunten duidelijk. Alle geometrische waardes en belasting zijn conform hoofdstuk 2 en in overeenstemming met met de invoer en resultaten van MatrixFrame (met in achtneming van bovenstaande opmerking over "lumped weights"). In bijlage V is het referentiemodel toegelicht met alle waardes.

Proces

Het onderzoek is vooral een proces geweest van trial & error. Het programma heeft zéér veel mogelijkheden, maar daar gaan ook moeilijkheden mee gepaard. Er is gestart met tal van proefmodelletjes, pogingen en het spelen met parameters om te kijken wat de invloed was op – voornamelijk – de bewegingen op on-screen monitor. Gemaakte filmpjes gaven aan dat er realistische waardes uitkwamen óf juist niet. Daarnaast gaf het duidelijk aan hoe de responsie was op gebouwen gedurende de tijd. Er is veel tijd gaan zitten in het pogen om een responsie van langer dan 47 seconden te simuleren, dit is helaas niet gelukt. Na contact met de auteur via een Ruaumoko-forum bleek de fout te liggen bij Intel, die er voor zorgde dat de nieuwe compiler niet goed werkte voor de gebruikte versie van het programma[I].

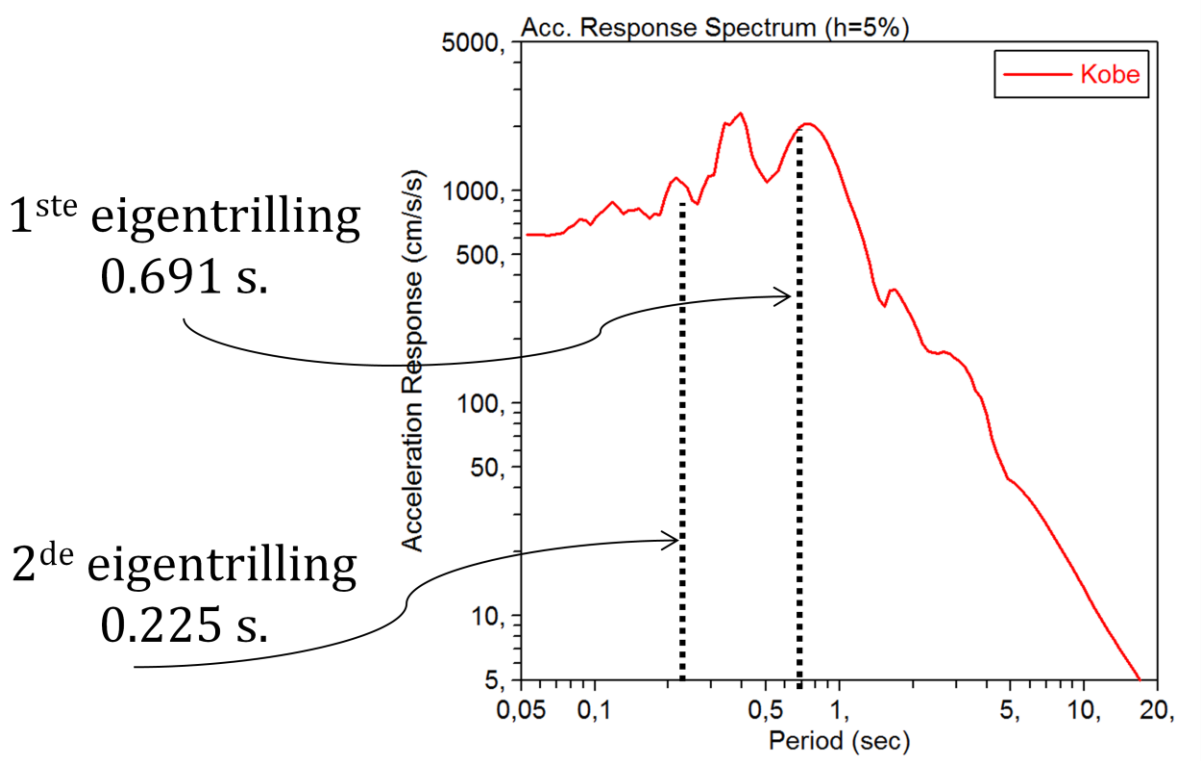
Bij het produceren van de resultaten bleek op een bepaald moment dat de waarde van het eigengewicht een factor 10 te groot was aangenomen. De zwaartekrachtversnelling *g* was ten onrechte wél meegenomen in de Ruaumoko-code, zodat er gerekend werd met krachten in plaats van gewichten. Na verandering van *mg* naar *m* werd het gedrag van de constructie anders, maar niet zoals in eerste instantie –gevoelsmatig- verwacht. Het minder zware gebouw had meer schade door de Kobe-belasting dan vóór het lichter maken van het gebouw, terwijl men in eerste instantie zou kunnen denken dat een zwaarder gebouw voor grotere momenten zorgt en zodoende dus meer schade zou berokkenen. Dit was echter niet het effect dat plaatsvond in dit specifieke geval van dit model en deze aardbeving(sfrequentie). De schade werd juist groter en dit fenomeen is relatief makkelijk te verklaren aan de hand van de eigenhoekfrequentie. De eigenhoekfrequentie is afhankelijk van de massa en veerstijfheid. In formulevorm:

$\omega_0=\sqrt{(m/k)}$

Wanneer de m met een factor 10 kleiner wordt, volgt dat de ω_0 met een factor $\sqrt{10}$ (=3,16) kleiner moet zijn geworden. De verschuiving van de eigenhoekfrequentie heeft gevolgen in het responsie-spectrum diagram van het gebouw. Door de verschuiving verplaatst de T_0 naar rechts en is de eigenperiode precies opgeschoven naar het gebied in het responsie-spectrum waar (meer) resonantie van het gebouw optreed. Indien de duur van deze belasting voldoende lang is zorgt deze als vanzelfsprekend tot grotere verplaatsingen en zodoende tot grotere momenten en het eerder bereiken van de plastische momentcapaciteit.

N.B. In figuur 5.5 is niet de ω_0 te zien, maar de eigenperiode T_0, dit verandert echter niets aan de analyse daar geldt dat $T_0 = 2\pi/\omega_0$.

[I] http://ruaumoko.forumattivo.com/t43-what-does-it-mean-error-array-no



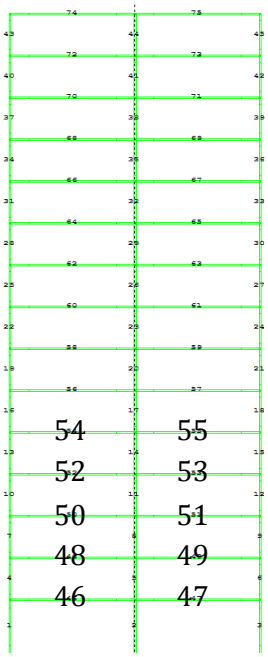
Figuur 5.5: Visuele verklaring voor het ontstaan van meer schade van het lichter gemaakte gebouw

Resultaten

Na het simuleren van de seismische belasting vertoonde alleen de constructie belast door de Kobe-aardbeving plastische vervorming. Hierboven is al een toelichting gegeven waarom alleen Kobe maatgevend is voor deze constructie. Er dient in acht te worden genomen dat bij veranderingen van de eigenschappen van het model opnieuw moet worden gekeken naar de verschillende aardbevingsbelastingen. Omdat plastische vervorming benodigd is om iets te kunnen zeggen over de schade zal verder worden ingegaan op de gegevens die zijn verkregen uit de Kobe-simulatie.

Benodigde ductiliteiten verbindingen in het ontwerp

In bijlage IV & VIII zijn de maximaal benodigde ductiliteiten in de liggers terug te vinden. In figuur 5.6 is te zien welke liggers vloeien zonder dempers. Wanneer er dempers worden toegepast ziet men dat het aantal liggers met plastische vervorming afneemt van boven naar beneden.
Wanneer dempers worden toegepast op de 1ste, 2de of 3de verdieping treedt er nergens vloei op en is er alleen sprake van elastisch gedrag. In dat geval wordt er aangenomen dat er geen schade optreedt.



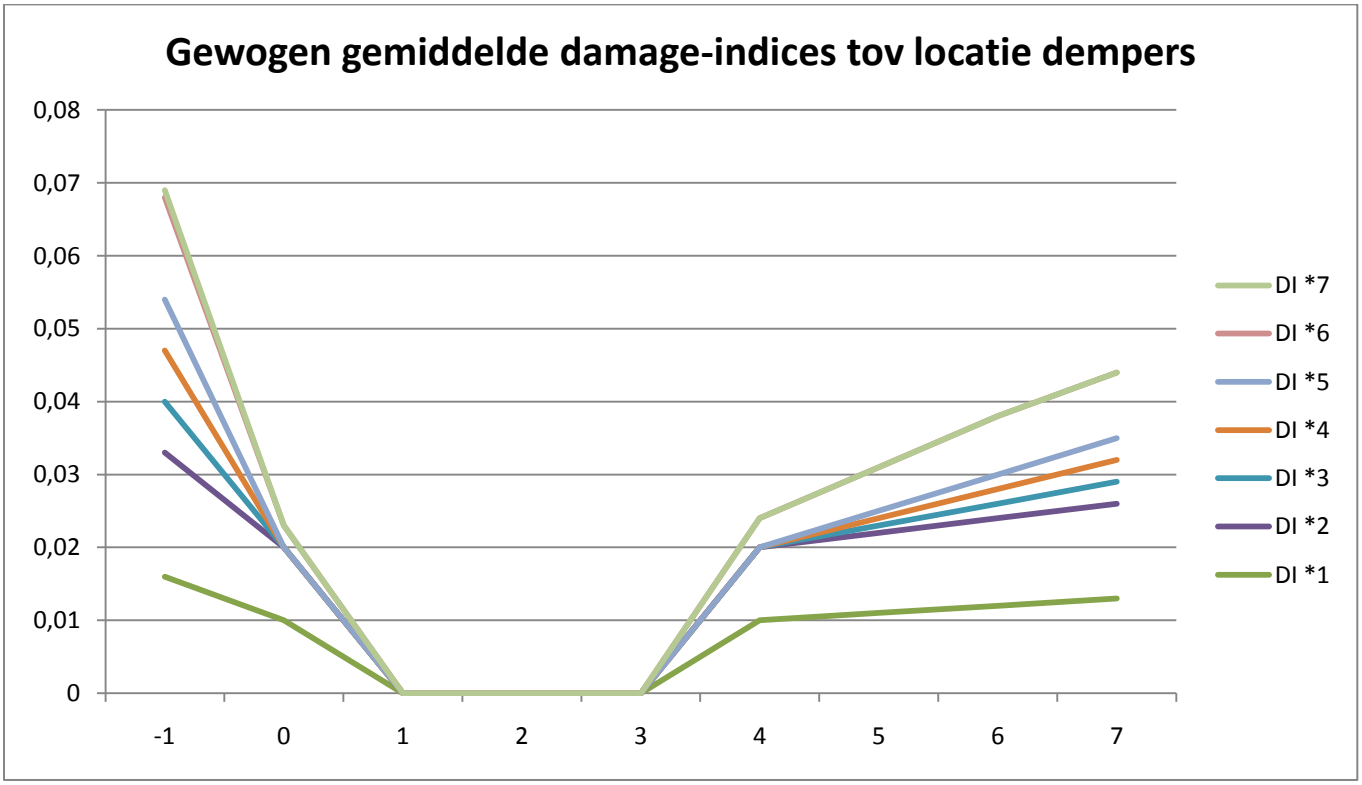
Figuur 5.6: Liggers die plastisch vervormen

Aardbeving maatgevend

Uit eerdere onderzoeken kwam de conclusie dat windbelasting maatgevend zal zijn in plaats van seismische belasting. Dit was ook de eerst veronderstelling bij dit onderzoek, echter uit de resultaten blijkt dat zelfs een tegen een tyfoon bestand gebouw wel kán bezwijken onder een aardbeving. De belangrijkste belastende parameter is de (constante) frequentie van de aardbeving in combinatie met een voldoende lange tijdsduur. Concluderend kan worden gezegd dat in tegenstelling tot wat in eerdere onderzoeken geopperd is, de aardbevingsbelsating wel maatgevend is voor het in dit onderzoek ontworpen gebouw. Hierbij dient wel opgemerkt te worden dat er niet is onderzocht hoe dit zit voor veel hogere gebouwen dit slanker zijn geconstrueerd.

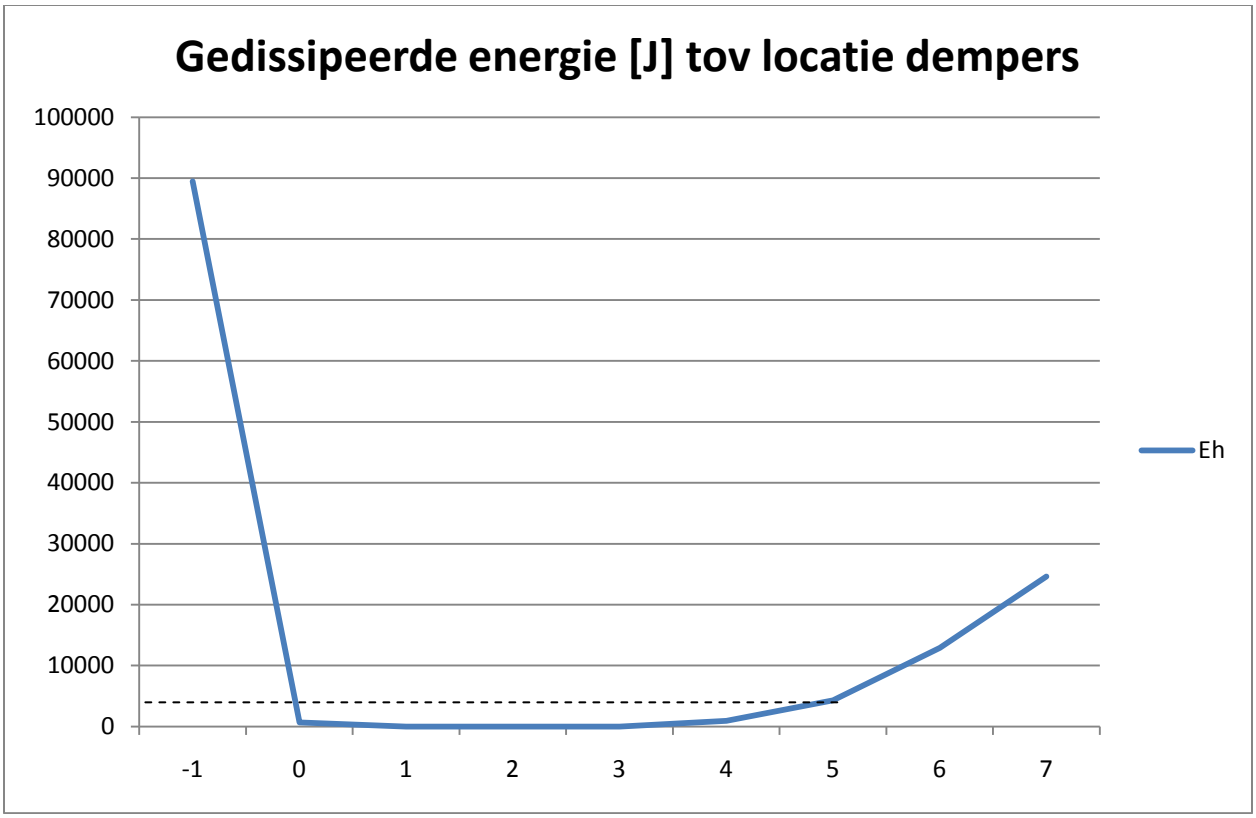
Optimale locaties passieve demping

Als er wordt gekeken naar de schade-indices volgt het volgende grafische resultaat, zie figuur 5.7. Niet alle methoden van schade-index berekenen zijn hetzelfde, voor de manier van berekenen wordt verwezen naar de handleiding van Ruaumoko.



Figuur 5.7: Verschillende schade-indices uitgezet tegen de dempingslocaties

Hieruit kan worden geconcludeerd dat voor een minimale schade bij de gegeven invoer optreedt bij plaatsing van de viskeuze dempers tussen de 1ste en de 3de verdieping. Bij een grotere amplitude van de aardbeving zal er eerder schade ontstaan bij de 1ste en 3de verdieping dan de 2de verdieping (daar die aan beide zijden een “buffer” heeft). Er kan zodoende worden geconcludeerd dat de 2de verdieping de meest optimale locatie is voor plaatsing van de dempers.



Figuur 5.8: Energiedissipatie door plasticiteit tegenover de locatie van de dempers

Uit figuur 5.8 valt te halen dat de ongeschoorde demperloze constructie veel energie kwijtraakt door de grote(re) plastische vervormingen. Opvallend is hierbij dat het plaatsen van de dempers in een van de onderste 5 verdiepingen erg veel invloed heeft. Het ontlasten van de constructie door plaatsing van de dempers zorgt voor een reductie in te dissiperen energie van maarliefst 95%.

Naarmate men de dempers hoger in het gebouw gaat aanbrengen wordt het minder interessant met het oog op energiedissipatie.

H6 - Conclusies & aanbevelingen

Inleiding

In dit hoofdstuk worden de eindconclusies en aanbevelingen kort en bondig uiteengezet.

Accelerogram

- Het schalen van tijd in accelerogram zorgt voor verkeerde versnellingen, snelheden en verplaatsingen van het gebouw. De bijbehorende krachten zijn zodoende ook incorrect.

Simulatie van het ontwerp

- De hoogfrequente eigenfrequenties leverden onverwachte eigentrillingsvormen.
- Een eerste aanname was dat de tyfoonbelasting voor dusdanig overdimensionering zorgt dat EC8 niet praktisch niet meer nodig is. Dit blijkt echter niet het geval voor het gebruikte model. De aardbevingsbelasting was in dit model zelfs maatgevend t.o.v. een tyfoon-belasting van de hoogste categorie.
- Voor de responsie (of schade) bij een gebouw is de frequentie en het constant blijven van een aardbeving belangrijker dan de extreme hoogte van de amplitude. Mits de amplitude voldoende hoog is, schuilt het gevaar in een aardbeving met een frequentie overeenkomende met de eigenfrequentie van het gebouw, resulterend in resonantie.
- Voor het ontwerpen van een gebouw is het belangrijk na de eerste dimensionering een aardbevingsbelasting te kiezen die een dominantie frequentie heeft gelijk aan de eigenperiode van het gebouw.
- Het onderzoeksontwerp zonder dempers ondergaat plastische vervorming in de onderste 4 liggers bij de Kobe-aardbeving.
- Kolommen vertonen hier te allen tijde elastisch gedrag conform EC8.
- De schade-index voor gekozen μ_{max} blijft onder de 0.4 en is dus te repareren.
- Er is een minimum te vinden bij de Schade Indices bij de dempers tussen de verdiepingen 1 en 3. De optimale locatie viskeuze dempers is de 2de verdieping.
- Dempers bij de begane grond zijn niet optimaal. Dichter bij de bron is niet per definitie beter.
- Kruislings geplaatste viskeuze dempers helpen de maximaal benodigde ductiliteit en schade te beperken, ongeacht de locatie.
- Door toepassing van kruislings geplaatste viskeuze dempers op een van de onderste 5 verdiepingen kan men relatief gemakkelijk 95% van de aardbevingsenergie door de dempers op laten nemen. Het restpercentage aan energiedissipatie wordt opgevangen door plastische vervorming in de constructie.

Het programma Ruaumoko

- Het gebruik van Ruaumoko is ingewikkeld, arbeidsintensief en foutgevoelig voor grotere ontwerpen.
- Voor preprocessing is het gebruik van Excel praktisch een must.
- “Lumped weights”-methode gebruiken binnen Ruaumoko werkt niet effectief en is extreem foutgevoelig.

Aanbevelingen

- Het gebruik van de laatste geüpdate handleiding van Ruaumoko i.v.m. de nieuwe versie van het programma.
- De nieuwe 64bit-compiler[I] voor Ruaumoko gebruiken i.v.m. het simuleren van volledige accelerogrammen of langere tijdsperioden.
- De hoogfrequente eigentrillingsvormen gesimuleerd door Ruaumoko lijken onrealistisch, dit dient verder onderzocht te worden.
- In dit onderzoeksverslag is i.v.m. tijdgebrek geen diepgravend onderzoek gedaan naar de kwantitatieve waardes voor geleverde ductiliteit van de verbindingen. Een meer exacte benadering van $\mu_{ultimate}$ voor de verbinding zou de resultaten verfijnen en goedkoper dimensioneren mogelijk maken.
- Kruislings geplaatste viskeuze dempers zijn wellicht niet de meest optimale variant voor demping. Er zal meer onderzoek gedaan worden naar verschillende methoden van (optimaal) dempen.
- Het programma Ruaumoko dient uitgebreid of aangepast te worden zodat geconcentreerde massa in knooppunten makkelijker wordt om te verwerken. Vervolgens zullen de resultaten beter aansluiten op de werkelijkheid.

[I] http://ruaumoko.forumattivo.com/t43-what-does-it-mean-error-array-no

Literatuurlijst

Boeken

- Seismic Design of Buildings to Eurocode 8 – Edited by Adhmed Y. Elghazouli
- (Over)spannend staal – Basisboek, Construeren A, Construeren B.
- Earthquake design practice for buildings second edition – Edmund Booth and David Key
- Designers'Guide tot EN 1998-1 and EN 1998-5 Eurocode 8 – Fardis et al.
- Ductility of seismic resistant steel structures – Victor Gioncu / Federico M. Mazzolani
- Seismic Resistant Steel Structures – Edited by Federico M. Mazzolani/Victor Gioncu
- Ruaumoko –Theory, Manual, Examples – Athol Carr

Scripties/Papers

- BSc-eindwerken Hendrikse, Karagiannis, Fitoury, Van den Noort (TU Delft)
- MSc-eindwerk "Light Tower" – Ali Ramezani (TU/e)

Dictaten

- CT4150 – Seismic Design (1 pag)
- Dynamica van systemen

Internet

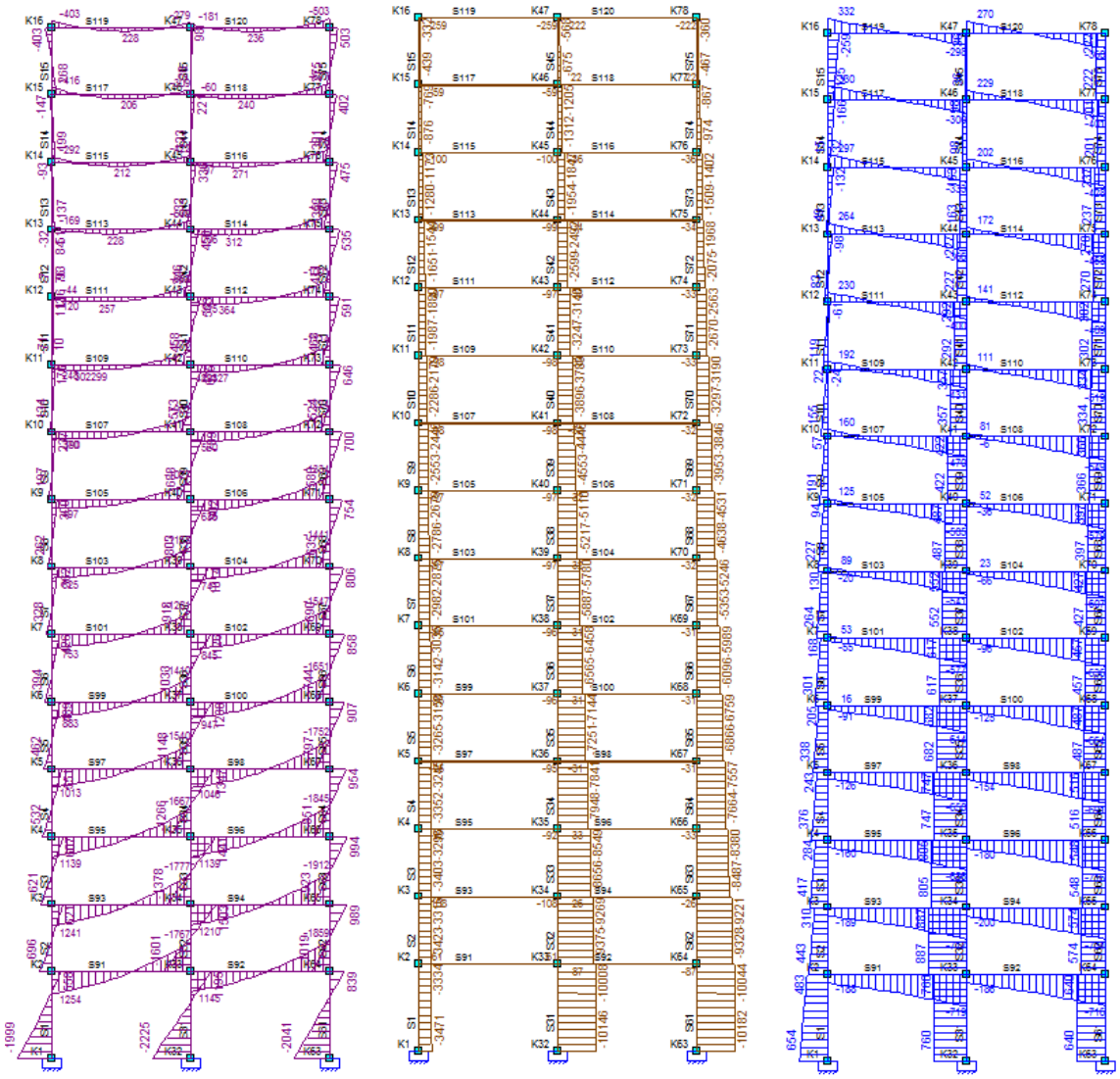
http://www.bouwenmetstaal.nl
http://www.lssnet.de/profilelibrary/aspprofile.aspx
http://www.knmi.nl
http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqarchives/
http://www.geology.sdsu.edu/visualgeology/geology101/geo100/earthquakes2.htm
http://www.strongmotioncenter.org/
http://www.taylordevices.com/dampers-seismic-protection.html

Software

- Ruaumoko
- Dynaplot
- MatrixFrame
- ViewWave
- Excel

Bijlage I – MatrixFrame

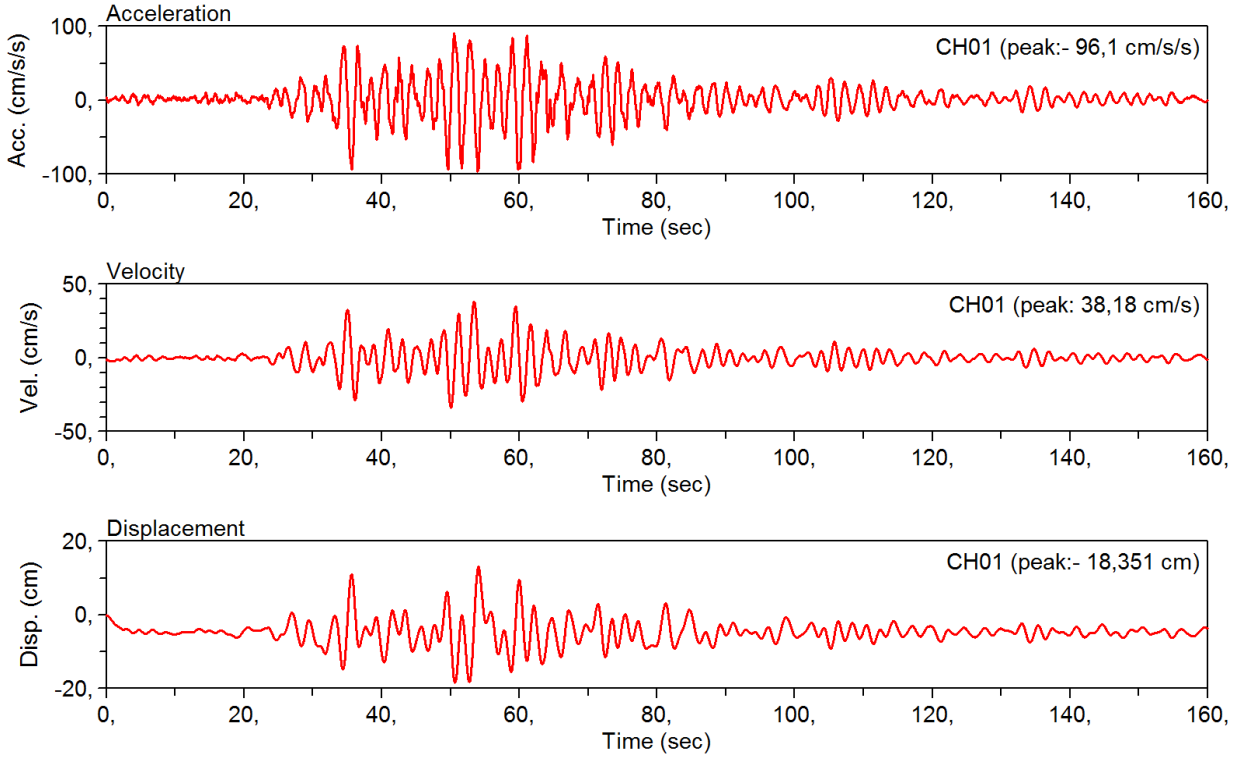
In MatrixFrame zijn 3 verschillende, al dan niet semistatische, belastinggevallen ingevoerd, namelijk: de permanente belasting, de variabele verticale belasting en de tyfoonbelasting (horizontaal).
Hieronder zijn de omhullende krachten te zien die op het gebouw werken. Voor de exacte waardes van alle krachten in elk knooppunt en de maximale waarden in elk element wordt graag verwezen naar de (grote) excelsheets of het MatrixFrame-bestand.



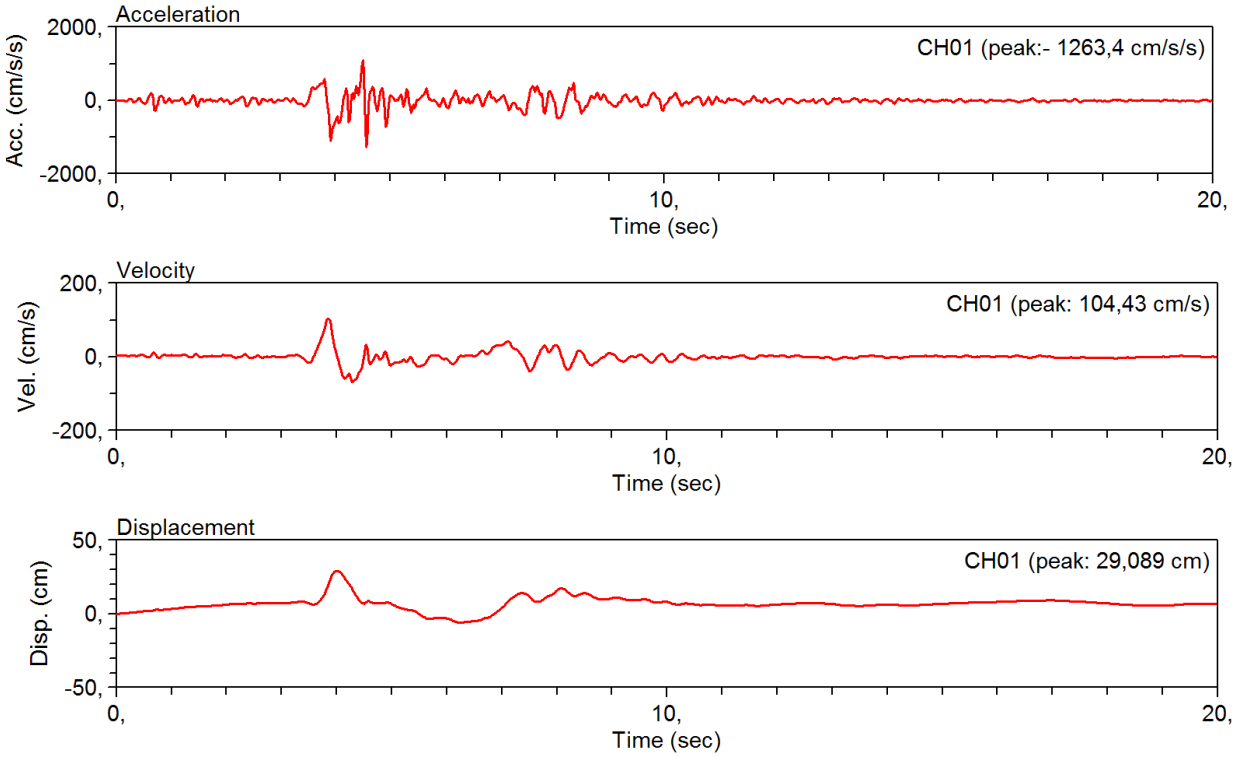
Figuren I.1 t/m I.3: Moment- repectievelijk Normaal- en Dwarskrachtlijnen.

Bijlage II – Tijd-historie-diagrammen

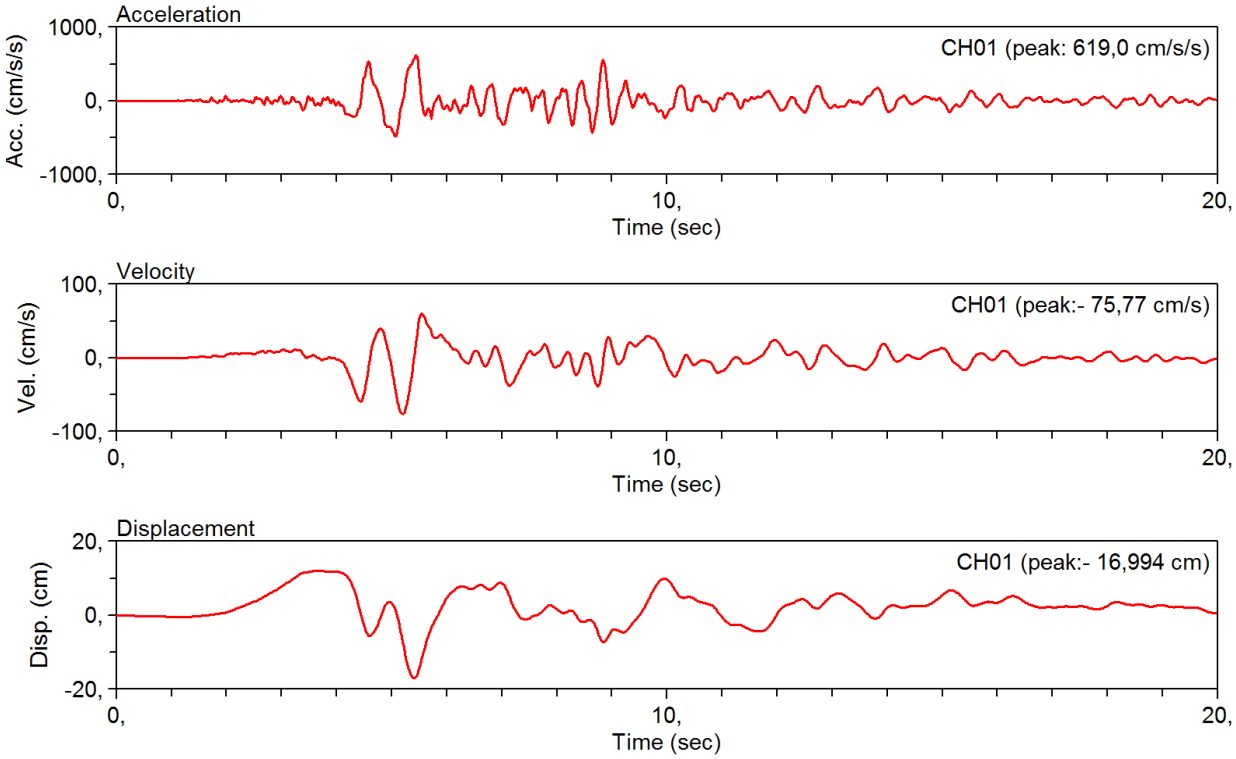
Onderstaande diagrammen zijn gerenderd met het programma ViewWave.
Dit programma is speciaal bedoeld om tijdhistorie diagrammen uit te lezen en door te rekenen. Het is mogelijk om frequenties uit te rekenen, het voordeel hiervan is dat er via die methode ook een response spectrum kan worden gemaakt (zie bijlage III).
N.B. er is bewust gekozen voor verschillende tijdschalen, daar niet elke aardbeving dezelfde duur heeft en het voor een duidelijk beeld per aardbeving nuttig is om te zien hoe de aardbeving zich gedraagt. Vergelijken van de maatgevende (eigen)frequenties kan naar aanleiding van de responsie-spectra.



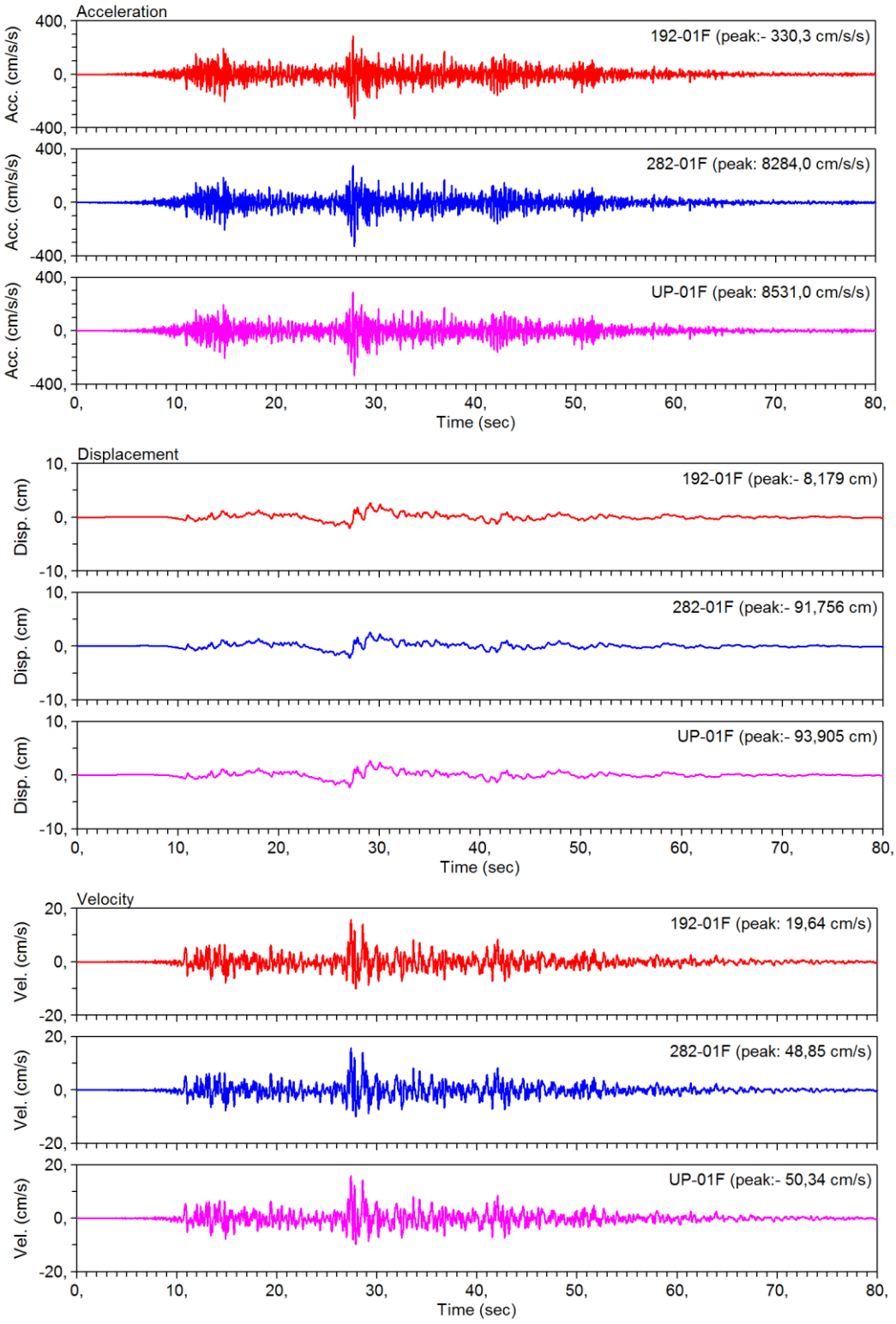
Figuur II.1: Mexico City - 1985



Figuur II.2: PAC - 1994



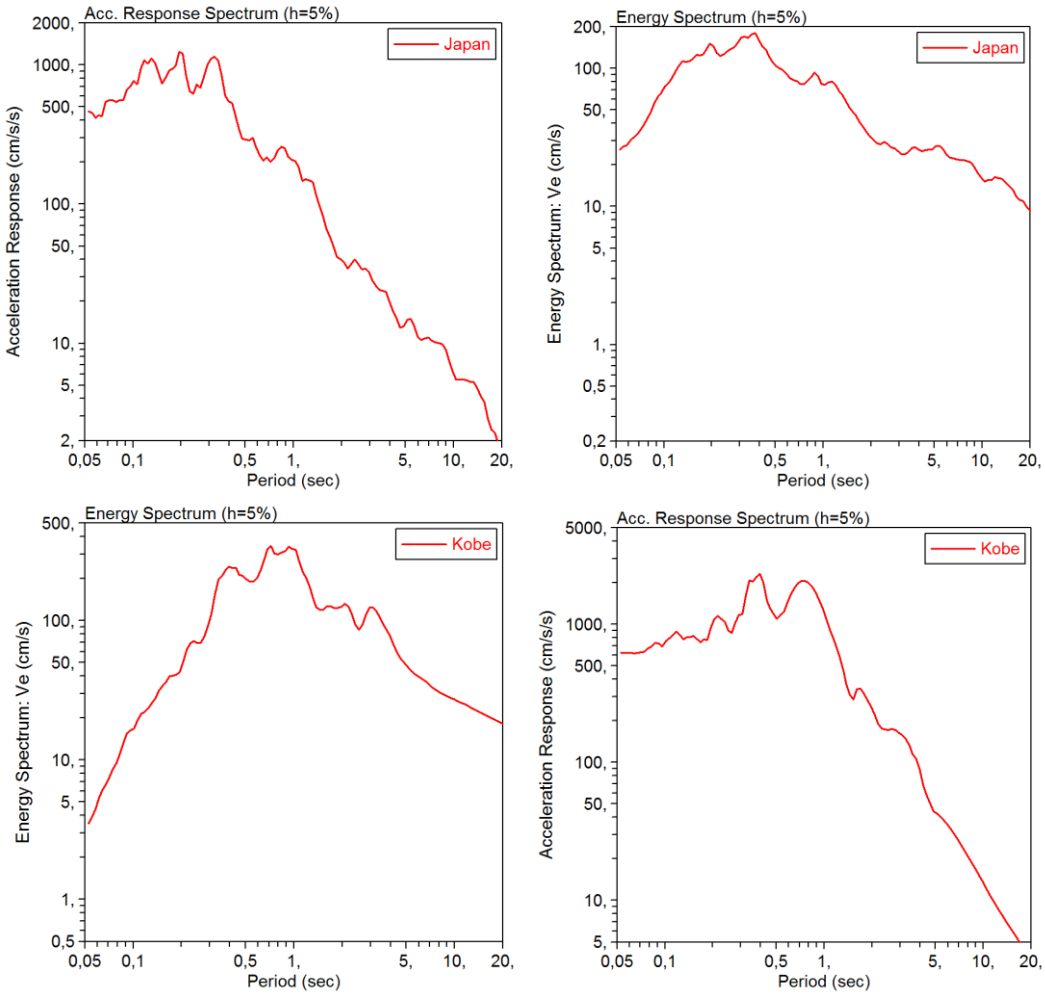
Figuur II.3: Kobe - 1995



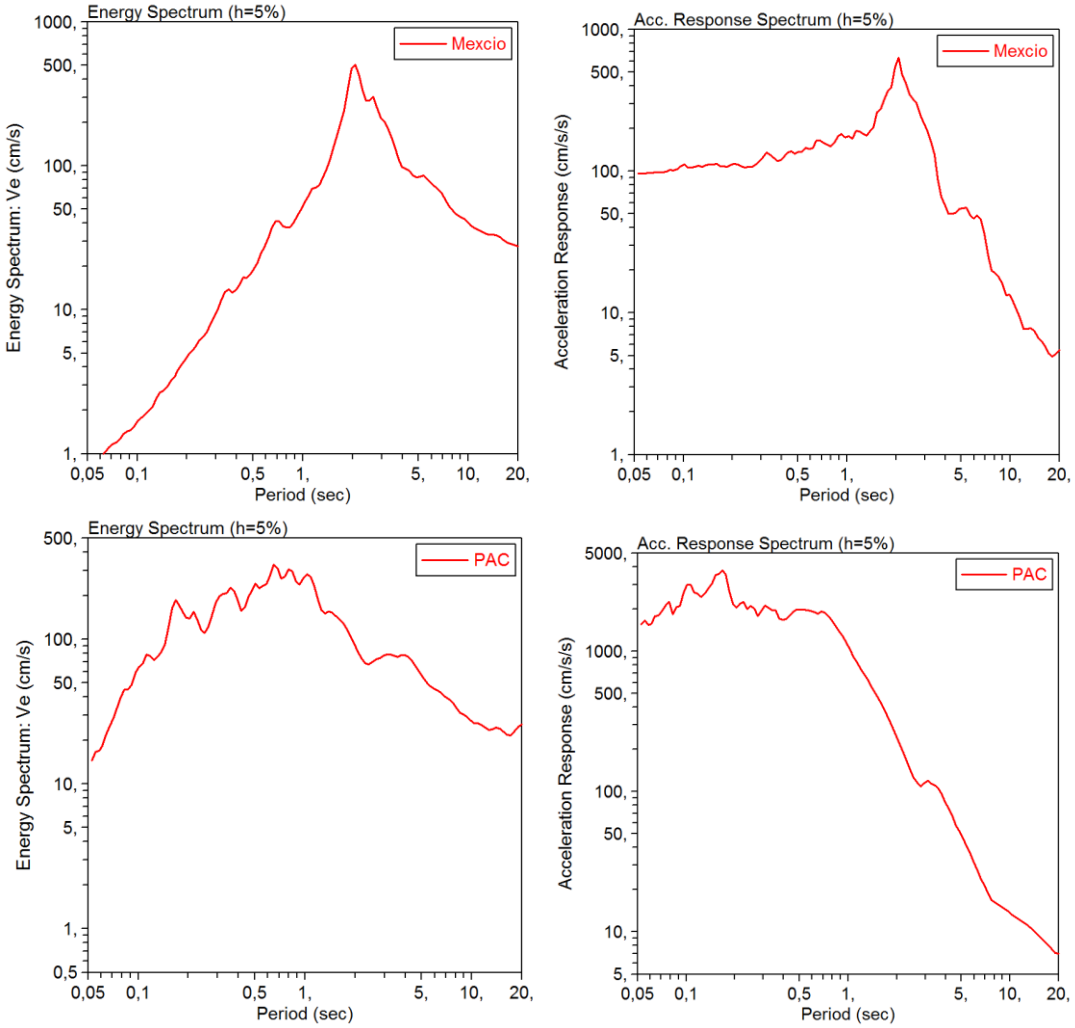
Figuur II.4: Japan (Sendai) – 3 "Channels" - richtingen - 2011

Bijlage III – Responsie- & Energiespectra aardbevingen

Door middel van ViewWave zijn de response en energie spectra te berekenen. Op deze manier kan dan ook beargumenteerd worden waarom Kobe klaarblijkelijk wél voor plastische vervormingen/scharnieren zorgt en de andere aardbevingen niet. Als men kijkt naar de piekresponsies van Kobe, ziet men dat die grotendeels samenvalt met de eigenfrequentie van het gebouw (1ste eigentrilling bij 0.691s). De eigentrilling lijkt samen te vallen met 2de responsietop. Resonantie is het resultaat.



Figuur III.1 t/m III.4 – Energie- en acceleratiespectra van Sendai resp. Kobe



Figuur III.5 t/m III.8 – Energie- en acceleratiespectra van Mexico resp. PAC

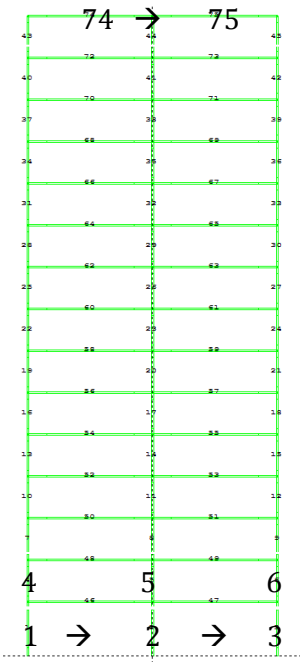
Bijlage IV – {B-Kobe} Ductiliteiten en schade-indices

De resultaten van de constructies B t/m B7 geven verschillende ductiliteiten en schade-indices. Dit zijn gegevens rechtstreeks uit de uitvoerfile B.wri t/m B7.wri. In het overzicht hieronder is aangegeven in welk element plastische vervorming optreedt. Een "#" geeft een plastisch scharnier aan en het getal erachter geeft aan of het begin (1) of eind (2) van het element is.
Voor de Damage-Indices wordt gebruik gemaakt van de 7 berekeningsmethodes die zijn gegeven in de handleiding van Ruaumoko. Dit zijn:

N = Number of Inelastic Cycles
1 = Curvature
2 = Park & Ang
3 = Bracci et al
4 = Roufaiel & Meyer
5 = Cosenza & Manfredi
6 = Banon and Veneziano
7 = Krawinkler and Zohrei
8 = Dissipated Energy

KolommenN: 1,2,3 (BG) t/m 43,44,45 (14e)

LiggersN: 46,47 (1e) t/m 74,75 (15e)



B – zonder dempers

Maximale ductiliteiten

MEMBER		POSITIVE ENVELOPE		NEGATIVE ENVELOPE	
		DUCTILITY	FORCE	DUCTILITY	FORCE
46	Curve-1	0.6097	1257000	1.636	-1257000
46	Curve-2	1.459	1257000	0	0
47	Curve-1	0	0	1.459	-1257000
47	Curve-2	1.636	1257000	0.6097	-1257000
48	Curve-1	0.5808	1257000	2.034	-1257000
48	Curve-2	1.875	1257000	0.3519	-1257000
49	Curve-1	0.3519	1257000	1.875	-1257000
49	Curve-2	2.034	1257000	0.5808	-1257000
50	Curve-1	0.5993	1257000	1.958	-1257000
50	Curve-2	1.89	1257000	0.2067	-1257000
51	Curve-1	0.2067	1257000	1.89	-1257000
51	Curve-2	1.958	1257000	0.5993	-1257000
52	Curve-1	0.4807	1257000	1.706	-1257000
52	Curve-2	1.502	1257000	0	0
53	Curve-1	0	0	1.502	-1257000
53	Curve-2	1.706	1257000	0.4807	-1257000
54	Curve-1	0	0	1.291	-1257000
54	Curve-2	1.105	1257000	0	0
55	Curve-1	0	0	1.105	-1257000
55	Curve-2	1.291	1257000	0	0

Schade-indices

Member	Action	N	1	2	3	4	5	6	7	8
46	#1	1	0.016	0.017	0.006	0.006	0.006	0.015	0.001	4.70E+03
46	#2	0	0.015	0.015	0.005	0.005	0.005	0.012	0	2.45E+03
47	#1	0	0.015	0.015	0.005	0.005	0.005	0.012	0	2.45E+03
47	#2	1	0.016	0.017	0.006	0.006	0.006	0.015	0.001	4.70E+03
48	#1	1	0.02	0.021	0.01	0.01	0.01	0.02	0.001	8.79E+03
48	#2	1	0.019	0.019	0.009	0.009	0.009	0.017	0.001	5.88E+03
49	#1	1	0.019	0.019	0.009	0.009	0.009	0.017	0.001	5.88E+03
49	#2	1	0.02	0.021	0.01	0.01	0.01	0.02	0.001	8.79E+03
50	#1	1	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.019	0.001	8.07E+03
50	#2	1	0.019	0.019	0.009	0.009	0.009	0.017	0.001	5.27E+03
51	#1	1	0.019	0.019	0.009	0.009	0.009	0.017	0.001	5.27E+03
51	#2	1	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.019	0.001	8.07E+03
52	#1	1	0.017	0.018	0.007	0.007	0.007	0.016	0.001	4.76E+03
52	#2	0	0.015	0.015	0.005	0.005	0.005	0.012	0	2.68E+03
53	#1	0	0.015	0.015	0.005	0.005	0.005	0.012	0	2.68E+03
53	#2	1	0.017	0.018	0.007	0.007	0.007	0.016	0.001	4.76E+03
54	#1	0	0.013	0.013	0.003	0.003	0.003	0.009	0	1.55E+03
54	#2	0	0.011	0.011	0.001	0.001	0.001	0.006	0	5.65E+02
55	#1	0	0.011	0.011	0.001	0.001	0.001	0.006	0	5.65E+02
55	#2	0	0.013	0.013	0.003	0.003	0.003	0.009	0	1.55E+03
Totale gewogen gemiddelde										
Damage	N	1	2	3	4	5	6	7	Eh	
Indices	1	0.016	0.017	0.007	0.007	0.007	0.014	0.001	8.95E+04	

B0 – dempers op de begane grond

Maximale ductiliteiten

		POSITIVE ENVELOPE		NEGATIVE ENVELOPE	
MEMBER		DUCTILITY	FORCE	DUCTILITY	FORCE
50	Curve-1	0	0	1.063	-1257000
51	Curve-2	1.063	1257000	0	0
52	Curve-1	0	0	1.001	-1257000
53	Curve-2	1.001	1257000	0	0

Schade-indices

Member	Action	N	1	2	3	4	5	6	7	8
50	#1	0	0.011	0.011	0.001	0.001	0.001	0.005	0	3.39E+02
51	#2	0	0.011	0.011	0.001	0.001	0.001	0.005	0	3.39E+02
52	#1	0	0.01	0.01	0	0	0	0.001	0	4.78E+00
53	#2	0	0.01	0.01	0	0	0	0.001	0	4.78E+00
Totale gewogen gemiddelde										

Damage	N	1	2	3	4	5	6	7	Eh	
Indices	0	0.01	0.01	0	0	0	0.003	0	6.88E+02	

B1 – dempers op de 1ste verdieping

Elastische vervormingen, geen plastische vervorming van toepassing.

B2 – dempers op de 2de verdieping

Elastische vervormingen, geen plastische vervorming van toepassing.

B3 – dempers op de 3de verdieping

Elastische vervormingen, geen plastische vervorming van toepassing.

B4 – dempers op de 4de verdieping

Maximale ductiliteiten

MEMBER		POSITIVE ENVELOPE		NEGATIVE ENVELOPE	
		DUCTILITY	FORCE	DUCTILITY	FORCE
46	Curve-1	0	0	1.02	-1257000
47	Curve-2	1.02	1257000	0	0
48	Curve-1	0	0	1.067	-1257000
49	Curve-2	1.067	1257000	0	0

Schade-indices

Member	Action	N	1	2	3	4	5	6	7	8
46	#1	0	0.01	0.01	0	0	0	0.003		1.05E+02
47	#2	0	0.01	0.01	0	0	0	0.003		1.05E+02
48	#1	0	0.011	0.011	0.001	0.001	0.001	0.005		3.60E+02
49	#2	0	0.011	0.011	0.001	0.001	0.001	0.005		3.60E+02
Totale gewogen gemiddelde										
Damage	N	1	2	3	4	5	6	7	Eh	
Indices	0	0.01	0.01	0	0	0	0.004	0	9.30E+02	

B5 – dempers op de 5de verdieping

Maximale ductiliteiten

MEMBER		POSITIVE ENVELOPE		NEGATIVE ENVELOPE	
		DUCTILITY	FORCE	DUCTILITY	FORCE
46	Curve-1	0	0	1.116	-1257000
47	Curve-2	1.116	1257000	0	0
48	Curve-1	0	0	1.214	-1257000
48	Curve-2	1.027	1257000	0	0
49	Curve-1	0	0	1.027	-1257000
49	Curve-2	1.214	1257000	0	0
50	Curve-1	0	0	1.045	-1257000
51	Curve-2	1.045	1257000	0	0

Schade-indices

Member	Action	N	1	2	3	4	5	6	7	8
46	#1	0	0.011	0.011	0.001	0.001	0.001	0.006	0	619
47	#2	0	0.011	0.011	0.001	0.001	0.001	0.006	0	619
48	#1	0	0.012	0.012	0.002	0.002	0.002	0.008	0	1150
48	#2	0	0.01	0.01	0	0	0	0.004	0	143
49	#1	0	0.01	0.01	0	0	0	0.004	0	143
49	#2	0	0.012	0.012	0.002	0.002	0.002	0.008	0	1150
50	#1	0	0.01	0.01	0	0	0	0.004	0	238
51	#2	0	0.01	0.01	0	0	0	0.004	0	238

Totale gewogen gemiddelde										
Damage	N	1	2	3	4	5	6	7	Eh	
Indices	0	0.011	0.011	0.001	0.001	0.001	0.006	0	4290	

B6 – dempers op de 6de verdieping

Maximale ductiliteiten

MEMBER		POSITIVE ENVELOPE		NEGATIVE ENVELOPE	
		DUCTILITY	FORCE	DUCTILITY	FORCE
46	Curve-1	0	0	1.248	-1257000
47	Curve-2	1.248	1257000	0	0
48	Curve-1	0.7876	1257000	1.347	-1257000
48	Curve-2	1.183	1257000	0	0
49	Curve-1	0	0	1.183	-1257000
49	Curve-2	1.347	1257000	0.7876	-1257000
50	Curve-1	0	0	1.252	-1257000
50	Curve-2	1.042	1257000	0	0
51	Curve-1	0	0	1.042	-1257000
51	Curve-2	1.252	1257000	0	0

Schade-indices

Member	Action	N	1	2	3	4	5	6	7	8
46	#1	0	0.012	0.013	0.003	0.003	0.003	0.009	0	1330
47	#2	0	0.012	0.013	0.003	0.003	0.003	0.009	0	1330
48	#1	1	0.013	0.014	0.004	0.004	0.004	0.011	0	2570
48	#2	0	0.012	0.012	0.002	0.002	0.002	0.008	0	975
49	#1	0	0.012	0.012	0.002	0.002	0.002	0.008	0	975
49	#2	1	0.013	0.014	0.004	0.004	0.004	0.011	0	2570
50	#1	0	0.013	0.013	0.003	0.003	0.003	0.009	0	1350
50	#2	0	0.01	0.01	0	0	0	0.004	0	224
51	#1	0	0.01	0.01	0	0	0	0.004	0	224
51	#2	0	0.013	0.013	0.003	0.003	0.003	0.009	0	1350
46	#1	0	0.012	0.013	0.003	0.003	0.003	0.009	0	1330
47	#2	0	0.012	0.013	0.003	0.003	0.003	0.009	0	1330
48	#1	1	0.013	0.014	0.004	0.004	0.004	0.011	0	2570
Totale gewogen gemiddelde										
Damage	N	1	2	3	4	5	6	7	Eh	
Indices	1	0.012	0.012	0.002	0.002	0.002	0.008	0	12900	

B7 – dempers op de 7de verdieping

Maximale ductiliteiten

MEMBER		POSITIVE ENVELOPE		NEGATIVE ENVELOPE	
		DUCTILITY	FORCE	DUCTILITY	FORCE
46	Curve-1	0	0	1.326	-1257000
46	Curve-2	1.06	1257000	0	0
47	Curve-1	0	0	1.06	-1257000
47	Curve-2	1.326	1257000	0	0
48	Curve-1	0.7487	1257000	1.506	-1257000
48	Curve-2	1.3	1257000	0	0
49	Curve-1	0	0	1.3	-1257000
49	Curve-2	1.506	1257000	0.7487	-1257000
50	Curve-1	0.7543	1257000	1.388	-1257000
50	Curve-2	1.201	1257000	0	0
51	Curve-1	0	0	1.201	-1257000
51	Curve-2	1.388	1257000	0.7543	-1257000
52	Curve-1	0	0	1.129	-1257000
53	Curve-2	1.129	1257000	0	0

Schade-indices

Member	Action	N	1	2	3	4	5	6	7	8
46	#1	0	0.013	0.013	0.003	0.003	0.003	0.01	0	1750
46	#2	0	0.011	0.011	0.001	0.001	0.001	0.005	0	320
47	#1	0	0.011	0.011	0.001	0.001	0.001	0.005	0	320
47	#2	0	0.013	0.013	0.003	0.003	0.003	0.01	0	1750
48	#1	1	0.015	0.015	0.005	0.005	0.005	0.014	0	4050
48	#2	0	0.013	0.013	0.003	0.003	0.003	0.01	0	1600
49	#1	0	0.013	0.013	0.003	0.003	0.003	0.01	0	1600
49	#2	1	0.015	0.015	0.005	0.005	0.005	0.014	0	4050
50	#1	1	0.014	0.014	0.004	0.004	0.004	0.012	0	2830
50	#2	0	0.012	0.012	0.002	0.002	0.002	0.008	0	1070
51	#1	0	0.012	0.012	0.002	0.002	0.002	0.008	0	1070
51	#2	1	0.014	0.014	0.004	0.004	0.004	0.012	0	2830
52	#1	0	0.011	0.011	0.001	0.001	0.001	0.007	0	686
53	#2	0	0.011	0.011	0.001	0.001	0.001	0.007	0	686
Totale gewogen gemiddelde										
Damage	N	1	2	3	4	5	6	7	Eh	
Indices	1	0.013	0.013	0.003	0.003	0.003	0.009	0	24600	

Bijlage V – Invoer referentiemodel Ruaumoko

In deze bijlage wordt de code zoals deze is ingevoerd voor het basismodel behandeld. Dit is gedaan met behulp van Excel, om zo de grote hoeveelheid van 1'en en 0'en handzaam en gemakkelijk te kunnen verwerken zonder (typ)fouten. Hieronder zal worden toegelicht waar elk stukje code voor staat. Er is gebruik gemaakt van SI-eenheden. Voor gedetailleerdere informatie betreffende de code wordt graag verwezen naar de handleiding(en) van Ruaumoko.[I] Alle aanpassingen van dit model binnen het onderzoek bevatten veranderingen in de geometrie vanwege de invoer van de dempers en/of veranderingen in de aardbevingsinput. Achter het "!"-teken staat al een korte toelichting.

Opmerking: het is mogelijk om alle waardes los, een voor een, in te voeren. Dit is echter niet aan te raden. Tijdens dit onderzoek is er gebruik gemaakt van *.txt bestandjes die door Excel zijn "afgeleverd". Kleine aanpassingen op dat geheel zijn relatief gemakkelijk in het notepad-bestand aan te passen.

Geometrie 1 gebouw 15 verdiepingen zonder dempers	!1Titel referentiemodel
2 0 1 0 0 0 0 0 0	!2 Principal Analysis Options
48 75 2 14 1 0 9.81 5 5 0.01 47 1	!3 Frame Control Parameters
100 10 10 3 1 10 10 0.1	!4 Output Intervals and Plotting Control Parameters & 5 Iteration Control and Wave Velocities
0 0	!5 Time-History Output Control

De eerste regel is de titel van het gebouw met geometrie "1" (zonder dempers).
Tweede regel bevat de keuzes van de analyse. (voor meer informatie Ruaumoko Hoofdstuk 2)

Getal	Betekenis
2	Dynamisch tijd-historiediagram. Newmark –integratie van het accelerogram.
0	ASCII output post-processor voor DYNAPLOT
1	Plastische analyse
0	De massa van de liggers wordt geconcentreerd in de verbinding. ("lumped mass")
0	Initiële stijfheid Rayleigh demping toegepast
0	Er wordt enkel gekeken naar excitatie in de "x"-richting
0	Er worden kleine verplaatsingen aangenomen (dus geen P-Δ-effect)
0	Dynamische analyse wordt uitgevoerd na de statische analyse (normale keuze)
0	Alle "lege" 0-waardes worden weggelaten (normale keuze)

De derde regel bevat de geometrie gegevens (voor meer informatie Ruaumoko hoofdstuk 3)

Getal	Betekenis
48	Het aantal knooppunten aanwezig in het gebouw
75	Het aantal liggers+kolommen (elementen) in het gebouw [varieert bij onderzoek]
2	Het aantal verschillende soort elementeigenschappen [varieert bij onderzoek]
14	Het aantal verschillende eigentrillingen dat bekeken moet worden
1	De 1ste eigentrilling waarin de eerste dempingconstante moet worden meegenomen
0	Geen eigentrilling waar in de de tweede dempingsconstante wordt meegenomen [niet]
9.81	Zwaartekrachtversnelling
5	Het percentage van de kritische demping in de eerste opgegeven eigentrilling
5	Het percentage van de kritische demping in de eerste opgegeven eigentrilling [=0]
0.01	De tijdstap in seconden

[I] Ruaumoko Manual, Theory & Examples

47	De tijdsduur waarin de accelerogram het model belast [maximale mogelijke duur][I]
1	Schaalfactor van de tijd in het tijd-historie-diagram

De vierde regel bevat data voor de output van het programma.

Getal	Betekenis
100	Output van het tijd-historiediagram na elke 100 stapjes van 0.01 s = elke seconde
10	Output voor DYNAPLOT na elke 10 stapjes van 0.01 s. = elke 0.1 seconde
10	Output betreffende plastische scharnieren na 10 stapjes van 0.01 s. = elke 0.1 seconde
3	Outputgrootheden voor DYNAPLOT: Verplaatsingen, versnellingen, momenten & knooppuntkrachten.
1	n.v.t. [oude printerinstellingen]
10	Schaalfactor voor verplaatsingen op het scherm.
10	Maximale x-verplaatsing op het scherm
0.1	Maximale y-verplaatsing op het scherm

De vijfde regel gaat over de iteratie-instellingen van het programma en golfsnelheden

Getal	Betekenis
0	N.v.t. [geen iteratie toegepast]
0	N.v.t. [maximale aantal cycli]

```
NODES                                   !7 Nodal Point Input
1 0 0 1 1 1 0 0 0                       !Knooppunt 1, (0,0), fixed
2 7.2 0 1 1 1 0 0 0                     !Knooppunt 2, (7.2,0), fixed
3 14.4 0 1 1 1 0 0 0                    ! etc.
4 0 4.5 0 0 0 0 0 0
5 7.2 4.5 0 0 0 0 0 0
6 14.4 4.5 0 0 0 0 0 0
--- doornummering ---
46 0 53.5 0 0 0 0 0 0
47 7.2 53.5 0 0 0 0 0 0
48 14.4 53.5 0 0 0 0 0 0
```

In deze code worden alle knooppunten geplaatst. Elke regel bevat een knooppunt conform (voorbeeld regel 2, bij de inklemming):

Getal	Betekenis
2	Knooppunt 2
7.2	X coördinaat van het knooppunt (7,2 meter naar rechts)
0	Y coördinaat van het knooppunt (0 meter hoog)
1	geen vrijheidsgraad in x-richting (translatie opzij niet mogelijk)
1	geen vrijheidsgraad in y-richting (translatie omhoog niet mogelijk)
1	geen vrijheidsgraad om de z-as (roteren niet mogelijk, momentvast)
0	Knooppunt k waarmee koppeling van de verplaatsing in de x-richting aanwezig is
0	Knooppunt k waarmee koppeling van de verplaatsing in de y-richting aanwezig is
0	Knooppunt k waarmee koppeling van de rotatie om de z-as aanwezig is

[I] Zie uitleg hoofdstuk X: ...

```
Elements                                        !Member Topology or Geometry
1 2 1 4
2 2 2 5
3 2 3 6
{--- doornummering kolommen ---}
43 2 43 46
44 2 44 47
45 2 45 48
46 1 4 5
47 1 5 6
48 1 7 8
{---doornummering liggers---}
73 1 44 45
74 1 46 47
75 1 47 48
```

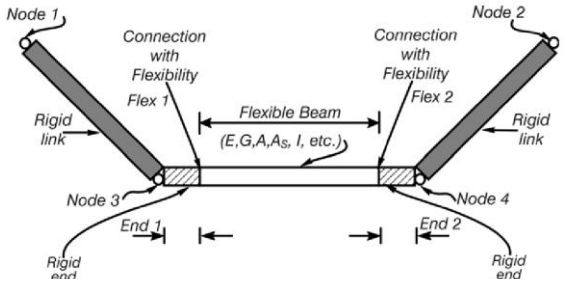
In dit stuk code worden de verbindingen in de vorm van elementen gelegd tussen de knooppunten. Daarbij wordt ook de elementeigenschap gegeven. Voorbeeld regel 48:

Getal	Betekenis
48	Elementnummer
1	Elementeigenschappen conform stuk code met “properties”
7	Knooppuntnummer begin element
8	Knooppuntnummer eind element

```
1 FRAME                                         ! Ligger HE600A S235
1 0 0 1 0 1 0
21E10 8.1E10 2.264E-2 0 1.41208E-3 1744.218 0 0 0 0
0 0 0 0
5.3204E6 5.3204E6 1.25725E6 1.25725E6 1.25725e6 1.25725E6
0 0 100 100 100 100
```

In dit stuk code worden alle elementeigenschappen opgegeven. Het aantal mogelijke elementeigenschappen is al eerder opgegeven en in dit referentiegeval 2. Hierboven is ter voorbeeld de eigenschappen van de ligger gegeven.
In de eerste regel wordt het nummer van de mogelijke elementeigenschappen gegeven inclusief de modellering in de vorm van FRAME (kolommen en liggers).

In de tweede regel worden keuze gemaakt voor de modellering van het frame.



Figuur V.1: Modellering liggers en kolommen

Getal	Betekenis
1	Giberson One Component ligger
0	Ingebouwde scharnieren (normale keuze)
0	Geen initiële krachten (spanningen)
1	Keuze voor elasto-plastische hysteresis-regel
0	Geen “sterktereductie” oftewel vermoeiing
1	Damage Index wél berekenen en als output geven

0	Ductiliteit geven bij de krachtpunten

In de derde regel worden de elastische eigenschappen van het profiel gegeven:

Getal	Betekenis
21E10	Young's Modulus [Pa]
8.1E10	Schuifmodulus [Pa]
2.264e-2	Oppervlakte van de doorsnede van het profiel in m^2
0	Oppervlakte van het schuifoppervlak (lijf) [indien 0 wordt dwarskrachtvervorming niet meegenomen]
1.41208E-3	Het traagheidsmoment I van het profiel [Pa]
1744.218	Eigengewicht van het profiel in [kg]
0	Lengte oneindig stijve profielstuk aan beginzijde (zie figuur V.1)
0	Lengte oneindig stijve profielstuk aan eindzijde (zie figuur V.1)
0	Flexibiliteit verbinding tussen oneindig stijve profielstuk begin en flexibele profiel (rad/M)
0	Flexibiliteit verbinding tussen oneindig stijve profielstuk eind en flexibele profiel (rad/M)

In de vierde regel worden de Bi-lineare en scharniereigenschappen opgegeven.

Getal	Betekenis
0	Voor One-component frames worden op 1.0 gezet bij waarde 0. De axiale plastische curve wordt zo hetzelfde als de rotatie van het plastische scharnier
0	Idem als hierboven (maar dan voor kromming ipv axiaal)
0	Scharnierlengte beginzijde
0	Scharnierlengte eindzijde

De vijfde regel gaat in op de parameters van het bi-linear elasto-plastisch hysteresis-model.

Getal	Betekenis
5.3204E6	Axiale treksterkte ($A*f_{y;t}$)
5.3204E6	Axiale druksterkte ($A*f_{y;c}$)
1.25725E6	Positieve vloeimoment aan de beginzijde ($W_{y;pl}*f_y$)
1.25725E6	Negatieve vloeimoment aan de beginzijde
1.25725E6	Positieve vloeimoment aan de eindzijde
1.25725E6	Negatieve vloeimoment aan de eindzijde

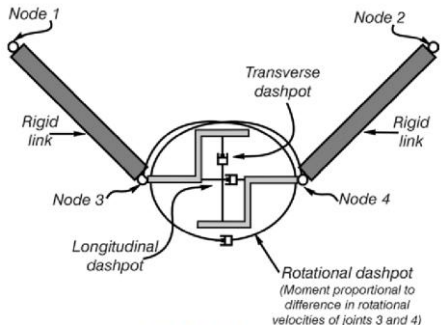
De zesde regel geeft informatie over de damage indices en ductiliteiten, aangezien er is aangegeven dat er output moet volgen betreffende deze DI & ductiliteiten.

Getal	Betekenis
0	Maximale positieve axiale ductiliteit
0	Maximale negatieve axiale ductiliteit
5	Maximale positieve ductiliteit beginzijde
5	Maximale negatieve ductiliteit beginzijde
5	Maximale positieve ductiliteit eindzijde
5	Maximale negatieve ductiliteit eindzijde

De eigenschappen van de viskeuze demper zijn als volgt gemodelleerd.

```
4 DAMPER                    !fluid viscous damping (dashpot)
1 1E7 0 0 0 1E7 0 0 0
```

De bovenste regel geeft het type element, in dit geval een demper.
De tweede regel geeft de eigenschappen van de (viskeuze) demper aan.



Figuur V.2: Modellering dempers

$F=C*v^{\alpha}$. Ns/m= 4900 kNs/0.380 m = $1.3*10^7$ Ns/m[I].
Aangenomen wordt: $1*10^7$ voor C.

Getal	Betekenis
1	Lineaire demper
1E7	Laterale dempingcoëfficiënt [N/m]
0	Transversale coëfficiënt
0	Rotatie coëfficiënt
0	Positieve speling van de demper (niet gelijk in werking treden)
0	Negatieve speling van de demper (niet gelijk in werking treden)
0	Hoek tussen lokale x en y as.
0	Er is geen limiet op de krachten in de demper
0	Demper bevindt zich in het midden tussen de twee knooppunten.

Vervolgens volgt er een stuk code over de belastingen in de vorm van het eigengewicht geconcentreerd in de knooppunten. Deze waardes zijn hetzelfde als de invoer bij MatrixFrame (exclusief moment, zie uitleg hoofdstuk 5). N.B. De waardes zijn negatief conform de tekenafspraken in Ruaumoko.

```
Weights                                   ! Lumped Weights at the nodes  (factor 1,2)
1 0 0 0
2 0 0 0
3 0 0 0
4 0 -10192.6 0
5 0 -20385.2 0
6 0 -10192.6 0
{---doornummering---}
46 0 -10192.6 0
47 0 -20385.2 0
48 0 -10192.6 0
```

Per knooppunt worden de volgende gegevens ingevoerd (voorbeeld knooppunt 5).

Getal	Betekenis
5	Knooppuntnummer
0	Geconcentreerde gewicht in de x-richting (dwarskracht)
-10192.6	Geconcentreerde gewicht in de y-richting (normaalkracht)
0	Geconcentreerd moment om de z-as

Vervolgens volgen de geconcentreerde “externe” belastingen op de knooppunten.

```
Loads                                     !External (static) nodal loads
1 0 0 0
2 0 0 0
3 0 0 0
{---doornummering---}
46 0 0 0
47 0 0 0
48 0 0 0
```

[I] “**FLUID VISCOUS DAMPERS USED FOR SEISMIC ENERGY DISSIPATION IN STRUCTURE”,** Douglas Taylor, Philippe Duflot, blz 6.

Voor elke regel geldt dat het de externe belastingen per knooppunt weerspiegelt.

Getal	Betekenis
1	Knooppuntnummer
0	Belasting in x-richting (dwarskracht)
0	Belasting in y-richting (normaalkracht)
0	Moment om de z-as

Last but not least, volgt de aardbevingsaccelerogram die wordt gebruikt om het model te belasten.

```
EQUAKE                          !Earthquake Accelerograms or Dynamic load time-variation
1 20 0.02 981000 0 0 0 1
```

Dit is wellicht een van de meest belangrijke stukjes in dit onderzoek, vooral met het oog op een realistische aardbevingssimulatie. De verschillende formaten worden meestal aangeleverd in datasets van 50Hz en moeten consistent geschaald worden naar een eenheid voor een goede weergave. In Ruaumoko moeten alle accelerogrammen worden genormeerd met de zwaartekrachtversnelling g.

Getal	Betekenis
1	Geeft het format van de accelerogram weer. In dit geval is het CALTECH (*.EQC)
20	Het aantal regels dat moet worden overgeslagen binnen dit databestand, zodat er geen foutieve informatie wordt meegenomen als belasting
0.02	De tijdstap tussen twee punten. Voor de meeste tijd-historie-diagrammen geldt 50Hz
981000	Schaling van de data-eenheid naar de eenheid die in de hele invoer wordt gebruikt.
0	Mogelijkheden om eind van de accelerogram aan te geven, in dit geval stopt de analyse nadat het aantal datapunten op is (of het geheugen van het programma vol is)
0	Initiële grondsnelheid. (deze wordt wel gebruikt om een hele accelerogram in stukjes van 47seconden te hakken)
0	Initiële grondexcitatie (idem als hierboven)
1	Schaalfactor voor de tijd. Deze zorgt voor een “compressie of extensie” van de accelerogram, met alle gevolgen van dien voor de verschillende daar uit volgende grootheden.

Bijlage VI - Invoer Ruaumoko (raw – zonder uitleg)

Opmerking: de invoer van de constructie met viskeuze dempers heeft als aanpassing de 4 extra elementen die als informatie bevat: elementeigenschappen (*DAMPER*) en de knooppunten die ze met elkaar verbinden.

```
A1 - Geometrie 1 gebouw 15 verdiepingen zonder demping!1 Title
2 0 1 0 0 0 0 0 0                                    !2 Principal Analysis Options
48 75 4 14 1 0 9.81 5 5 0.01 47 1                    !3 Frame Control Parameters
100 10 10 3 1 7 2 0.1                                !4&5 Output, plotting and iteration control
0  0                                                 !6 Time-History Output Control

NODES                                                !7 Nodal Point Input
1 0 0 1 1 1 0 0 0
2 7.2 0 1 1 1 0 0 0
3 14.4 0 1 1 1 0 0 0
4 0 4.5 0 0 0 0 0 0
5 7.2 4.5 0 0 0 0 0 0
6 14.4 4.5 0 0 0 0 0 0
7 0 8 0 0 0 0 0 0
8 7.2 8 0 0 0 0 0 0
9 14.4 8 0 0 0 0 0 0
10 0 11.5 0 0 0 0 0 0
11 7.2 11.5 0 0 0 0 0 0
12 14.4 11.5 0 0 0 0 0 0
13 0 15 0 0 0 0 0 0
14 7.2 15 0 0 0 0 0 0
15 14.4 15 0 0 0 0 0 0
16 0 18.5 0 0 0 0 0 0
17 7.2 18.5 0 0 0 0 0 0
18 14.4 18.5 0 0 0 0 0 0
19 0 22 0 0 0 0 0 0
20 7.2 22 0 0 0 0 0 0
21 14.4 22 0 0 0 0 0 0
22 0 25.5 0 0 0 0 0 0
23 7.2 25.5 0 0 0 0 0 0
24 14.4 25.5 0 0 0 0 0 0
25 0 29 0 0 0 0 0 0
26 7.2 29 0 0 0 0 0 0
27 14.4 29 0 0 0 0 0 0
28 0 32.5 0 0 0 0 0 0
29 7.2 32.5 0 0 0 0 0 0
30 14.4 32.5 0 0 0 0 0 0
31 0 36 0 0 0 0 0 0
32 7.2 36 0 0 0 0 0 0
33 14.4 36 0 0 0 0 0 0
34 0 39.5 0 0 0 0 0 0
35 7.2 39.5 0 0 0 0 0 0
36 14.4 39.5 0 0 0 0 0 0
37 0 43 0 0 0 0 0 0
```

38 7.2 43 0 0 0 0 0 0
39 14.4 43 0 0 0 0 0 0
40 0 46.5 0 0 0 0 0 0
41 7.2 46.5 0 0 0 0 0 0
42 14.4 46.5 0 0 0 0 0 0
43 0 50 0 0 0 0 0 0
44 7.2 50 0 0 0 0 0 0
45 14.4 50 0 0 0 0 0 0
46 0 53.5 0 0 0 0 0 0
47 7.2 53.5 0 0 0 0 0 0
48 14.4 53.5 0 0 0 0 0 0

Elements !Member Topology or Geometry
1 2 1 4
2 2 2 5
3 2 3 6
4 2 4 7
5 2 5 8
6 2 6 9
7 2 7 10
8 2 8 11
9 2 9 12
10 2 10 13
11 2 11 14
12 2 12 15
13 2 13 16
14 2 14 17
15 2 15 18
16 2 16 19
17 2 17 20
18 2 18 21
19 3 19 22
20 3 20 23
21 3 21 24
22 3 22 25
23 3 23 26
24 3 24 27
25 3 25 28
26 3 26 29
27 3 27 30
28 3 28 31
29 3 29 32
30 3 30 33
31 3 31 34
32 3 32 35
33 3 33 36
34 3 34 37
35 3 35 38
36 3 36 39
37 3 37 40

```
38 3 38 41
39 3 39 42
40 3 40 43
41 3 41 44
42 3 42 45
43 3 43 46
44 3 44 47
45 3 45 48
46 1 4 5
47 1 5 6
48 1 7 8
49 1 8 9
50 1 10 11
51 1 11 12
52 1 13 14
53 1 14 15
54 1 16 17
55 1 17 18
56 1 19 20
57 1 20 21
58 1 22 23
59 1 23 24
60 1 25 26
61 1 26 27
62 1 28 29
63 1 29 30
64 1 31 32
65 1 32 33
66 1 34 35
67 1 35 36
68 1 37 38
69 1 38 39
70 1 40 41
71 1 41 42
72 1 43 44
73 1 44 45
74 1 46 47
75 1 47 48

PROPS
1 FRAME                                                    !Ligger HE600A S235
1 0 0 1 0 1 0
21E10 8.1E10 2.264E-2 0 1.41208E-3 1744.218 0 0 0 0
0 0 0 0
5.3204E6 5.3204E6 1.25725E6 1.25725E6 1.25725e6 1.25725E6
0 0 5 5 5 5
2 FRAME                                                    !Kolom HD400x509 S355
1 0 0 1 0 1 0
21E10 8.1E10 6.489E-2 0 2.04528E-3 4997.214 0 0 0 0
0 0 0 0
```

```
2.303595e7 2.303595e7 3.916715e6 3.916715e6 3.916715e6 3.916715e6
0 0 2.5 2.5 2.5 2.5
3 FRAME                                                    !Kolom HD400x509 S235
1 0 0 1 0 1 0
21E10 8.1E10 6.489E-2 0 2.04528E-3 4997.214 0 0 0 0
0 0 0 0
1.524915e7 1.524915e7 2.592755e6 2.592755e6 2.592755e6 2.592755e6
0 0 3 3 3 3
4 DAMPER                                                   !Viscous damping (dashpot)
1 1e7 0 0 0 0 0 1e7 0 0

Weights                                                    !Lumped Weights at the nodes
1 0 0 0
2 0 0 0
3 0 0 0
4 0 -10192.6 0
5 0 -20385.2 0
6 0 -10192.6 0
7 0 -10192.6 0
8 0 -20385.2 0
9 0 -10192.6 0
10 0 -10192.6 0
11 0 -20385.2 0
12 0 -10192.6 0
13 0 -10192.6 0
14 0 -20385.2 0
15 0 -10192.6 0
16 0 -10192.6 0
17 0 -20385.2 0
18 0 -10192.6 0
19 0 -10192.6 0
20 0 -20385.2 0
21 0 -10192.6 0
22 0 -10192.6 0
23 0 -20385.2 0
24 0 -10192.6 0
25 0 -10192.6 0
26 0 -20385.2 0
27 0 -10192.6 0
28 0 -10192.6 0
29 0 -20385.2 0
30 0 -10192.6 0
31 0 -10192.6 0
32 0 -20385.2 0
33 0 -10192.6 0
34 0 -10192.6 0
35 0 -20385.2 0
36 0 -10192.6 0
37 0 -10192.6 0
38 0 -20385.2 0
```

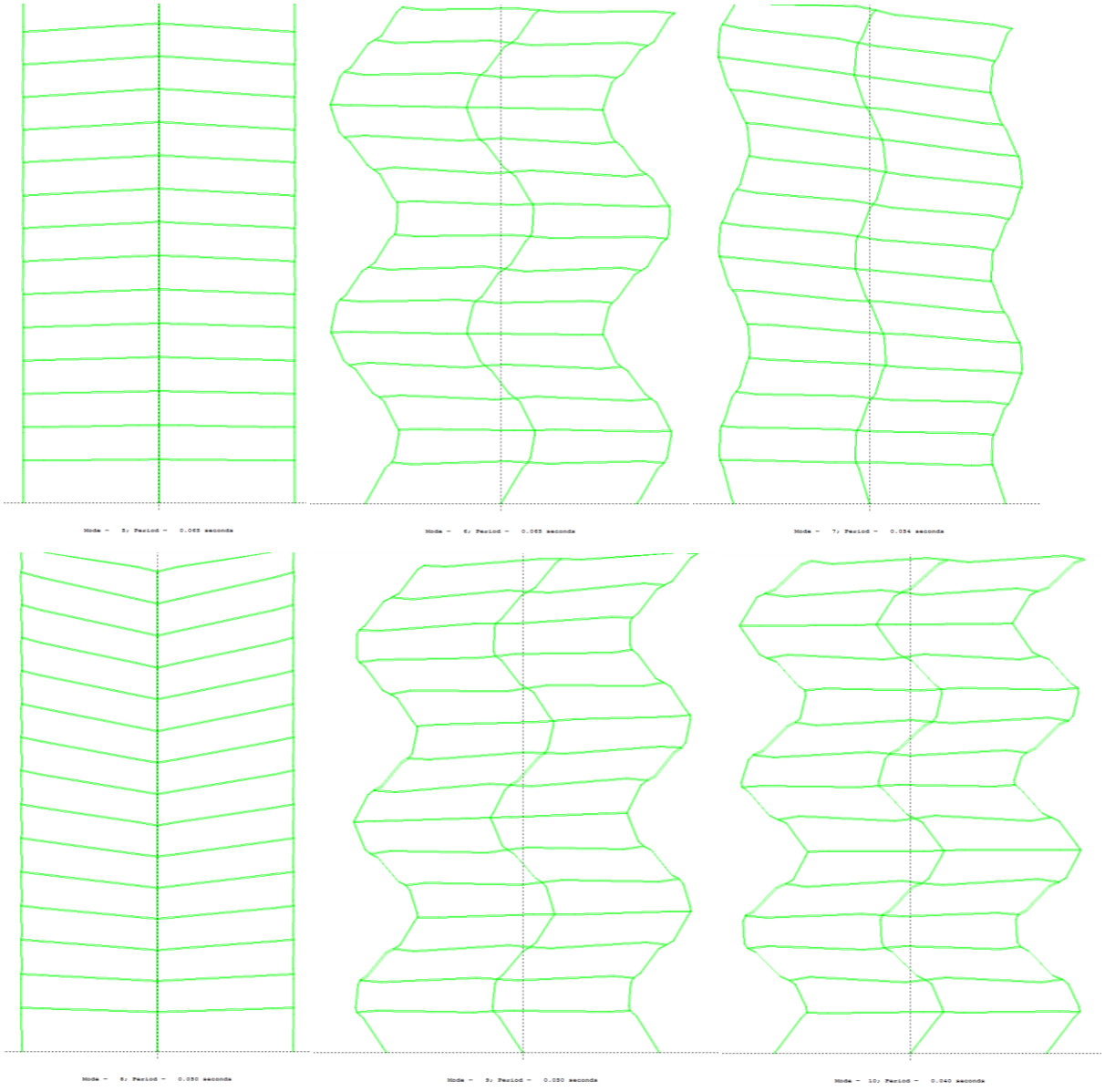
39 0 -10192.6 0
40 0 -10192.6 0
41 0 -20385.2 0
42 0 -10192.6 0
43 0 -10192.6 0
44 0 -20385.2 0
45 0 -10192.6 0
46 0 -10192.6 0
47 0 -20385.2 0
48 0 -10192.6 0

Loads !External (static) nodal loads
1 0 0 0
2 0 0 0
3 0 0 0
4 0 0 0
5 0 0 0
6 0 0 0
7 0 0 0
8 0 0 0
9 0 0 0
10 0 0 0
11 0 0 0
12 0 0 0
13 0 0 0
14 0 0 0
15 0 0 0
16 0 0 0
17 0 0 0
18 0 0 0
19 0 0 0
20 0 0 0
21 0 0 0
22 0 0 0
23 0 0 0
24 0 0 0
25 0 0 0
26 0 0 0
27 0 0 0
28 0 0 0
29 0 0 0
30 0 0 0
31 0 0 0
32 0 0 0
33 0 0 0
34 0 0 0
35 0 0 0
36 0 0 0
37 0 0 0
38 0 0 0

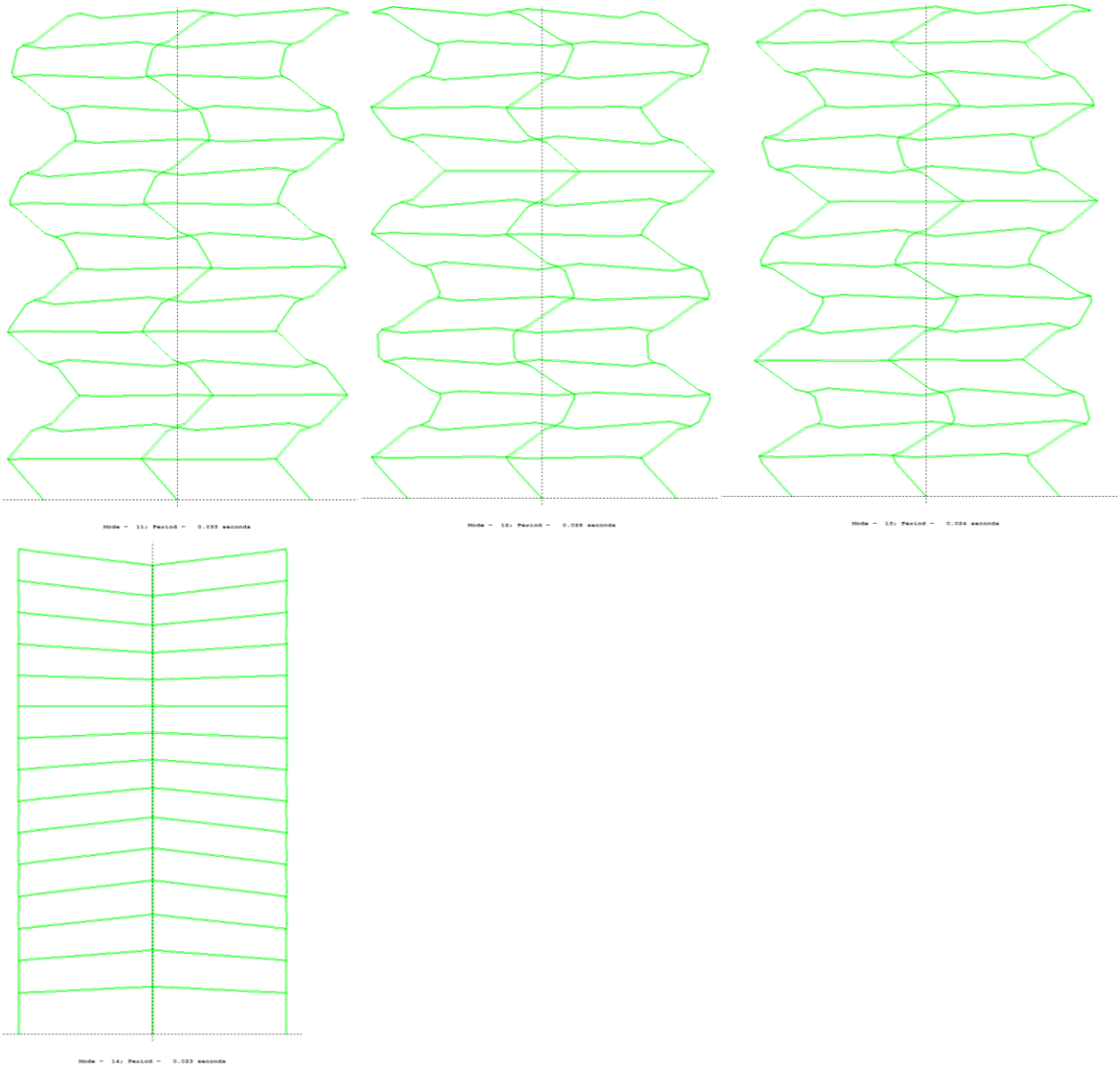
```
39 0 0 0
40 0 0 0
41 0 0 0
42 0 0 0
43 0 0 0
44 0 0 0
45 0 0 0
46 0 0 0
47 0 0 0
48 0 0 0

EQUAKE                                  !Earthquake Accelerograms
1 20 0.02 981000 0 0 0 1                !1=Caltechformat, 20=line sequence
                                        98100=acceleration (fraction g)
```

Bijlage VII – Eigentrillingen 5 tot en met 14

In hoofdstuk 3 is gerefereerd naar de 1ste tot en met de 4de eigentrilling. De minder "logische" eigentrillingsvormen staan hieronder weergeven. De onderstaande figuren zijn gerenderd door Ruaumoko en zijn de weergave van de uiterste amplitudes van de eigentrillingen.



Figuren VII.1 t/m VII.6: Eigentrillingsmodes 5 tot en met 10



Figuren XII.7 t/m XII.11: Eigentrillingsmodes 11 tot en met 14

Bijlage VIII – {B-Kobe} Maximale benodigde ductiliteiten van de liggers

μ / locatie	**-1**	**0**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**
46 #-1 pos	0.6097	0	0	0	0	0	0	0	0
46 #-1 neg	1.636	0	0	0	0	1.02	1.116	1.248	1.326
46 #-2 pos	1.459	0	0	0	0	0	0	0	1.06
46 #-2 neg	0	0	0	0	0	0	0	0	0
47 #-1 pos	0	0	0	0	0	0	0	0	0
47 #-1 neg	1.459	0	0	0	0	0	0	0	1.06
47 #-2 pos	1.636	0	0	0	0	1.02	1.116	1.248	1.326
47 #-2 neg	0.6097	0	0	0	0	0	0	0	0
48 #-1 pos	0.5808	0	0	0	0	0	0	0.7876	0.7487
48 #-1 neg	2.034	0	0	0	0	1.067	1.214	1.347	1.506
48 #-2 pos	1.875	0	0	0	0	0	1.027	1.183	1.3
48 #-2 neg	0.3519	0	0	0	0	0	0	0	0
49 #-1 pos	0.3519	0	0	0	0	0	0	0	0
49 #-1 neg	1.875	0	0	0	0	0	1.027	1.183	1.3
49 #-2 pos	2.034	0	0	0	0	1.067	1.214	1.347	1.506
49 #-2 neg	0.5808	0	0	0	0	0	0	0.7876	0.7487
50 #-1 pos	0.5993	0	0	0	0	0	0	0	0.7543
50 #-1 neg	1.958	1.063	0	0	0	0	1.045	1.252	1.388
50 #-2 pos	1.89	0	0	0	0	0	0	1.042	1.201
50 #-2 neg	0.2067	0	0	0	0	0	0	0	0
51 #-1 pos	0.2067	0	0	0	0	0	0	0	0
51 #-1 neg	1.89	0	0	0	0	0	0	1.042	1.201
51 #-2 pos	1.958	1.063	0	0	0	0	1.045	1.252	1.388
51 #-2 neg	0.5993	0	0	0	0	0	0	0	0.7543
52 #-1 pos	0.4807	0	0	0	0	0	0	0	0
52 #-1 neg	1.706	1.001	0	0	0	0	0	0	1.129
52 #-2 pos	1.502	0	0	0	0	0	0	0	0
52 #-2 neg	0	0	0	0	0	0	0	0	0
53 #-1 pos	0	0	0	0	0	0	0	0	0
53 #-1 neg	1.502	0	0	0	0	0	0	0	0
53 #-2 pos	1.706	1.001	0	0	0	0	0	0	1.129
53 #-2 neg	0.4807	0	0	0	0	0	0	0	0
54 #-1 pos	0	0	0	0	0	0	0	0	0
54 #-1 neg	1.291	0	0	0	0	0	0	0	0
54 #-2 pos	1.105	0	0	0	0	0	0	0	0
54 #-2 neg	0	0	0	0	0	0	0	0	0
55 #-1 pos	0	0	0	0	0	0	0	0	0
55 #-1 neg	1.105	0	0	0	0	0	0	0	0
55 #-2 pos	1.291	0	0	0	0	0	0	0	0
55 #-2 neg	0	0	0	0	0	0	0	0	0