Gedrag van verschillende brugtypen bij aardbevingen

Eindverslag

Bachelor Eindproject
Eva Vergauwen
4012232









Voorwoord

Dit rapport is het eindverslag van een Bachelor Eindproject bij de sectie constructiemechanica van de faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen van de Technische Universiteit Delft. Tijdens dit zeven weken durende onderzoek naar het gedrag van brugtypen bij aardbevingen met behulp van het programma Ruaumoko, ben ik begeleid door Dr. Ir. P.C.J. Hoogenboom en ir. R. Abspoel. Ik wil hen graag bedanken voor hun inzet en hulp.

Eva Vergauwen

Delft, juni 2012

Inhoud

VOORWOORD **3**

INHOUD **5**

INLEIDING **7**

1. AARDBEVINGEN **10**

1.1. INLEIDING 10
1.2. INTRODUCTIE A.D.V EEN EENVOUDIG MODEL 11
1.3. AARDBEVINGEN IN RUAUMOKO 13
1.4. GEBRUIKTE ACCELEROGRAMMEN 14
1.5. SCHALING VAN DE ACCELEROGRAMMEN 19
1.6. RESPONSIESPECTRA 21
1.7. BEOORDELING VAN DE RESULTATEN 24
1.8. TIJDSTAP- EN MODEGEVOELIGHEID 25
1.9. EFFECT VAN DE SCHAAL VAN RICHTER 31
1.10. ERVARINGEN RUAUMOKO 32
..... 33

2. BOVENAAZICHT **34**

2.1. INLEIDING 34
2.2. MATRIXFRAME 34
2.3. RUAUMOKO 36
2.4. CONCLUSIE 42

3. BOOGBRUG MET RECHTE KABELS **43**

3.1. INLEIDING 43
3.2. MATRIXFRAME 43
3.3. RUAUMOKO 47
3.4. CONCLUSIE 53

4. BOOGBRUG MET SCHUINE KABELS **54**

4.1. INLEIDING 54
4.2. MATRIXFRAME 54
4.3. RUAUMOKO 56
4.4. CONCLUSIE 60

5. TUIBRUG **61**

5.1. INLEIDING 61
5.2. MATRIXFRAME 61
5.3. RUAUMOKO 66
5.4. CONCLUSIE 71

6. HANGBRUG **72**

6.1. INLEIDING 72
6.2. MATRIXFRAME 72
6.3. RUAUMOKO 78
6.4. CONCLUSIE 84

7. VAKWERKBRUG 85

7.1. INLEIDING 85
7.2. MATRIXFRAME 85
7.3. RUAUMOKO 87
7.4. CONCLUSIE 92

8. ZIJAANZICHT VS BOVENAANZICHT 93

8.1. INLEIDING 93
8.2. BOVENAANZICHT 93
8.3. ZIJAANZICHT 93
8.4. CONCLUSIE 93

..... 95

9. CONCLUSIES 96

10. AANBEVELINGEN 99

11. BRONNEN 100

11.1. DICTATEN 100
11.2. COMPUTERPROGRAMMA'S 100
11.3. HANDLEIDINGEN 100
11.4. ANDERE BACHELOR EINDWERKEN 100
11.5. OVERIGE 100

12. BIJLAGEN 101

12.1. INVOERFILE: UITLEG EN AANNAMES 101

Inleiding

In dit Bachelor Eindproject wordt het gedrag van verschillende brugtypen onderzocht die blootgesteld worden aan aardbevingsbelastingen. Er worden een vijftal verschillende bruggen onderscheiden: een hangbrug, een vakwerkbrug, een boogbrug met rechte kabels, een boogbrug met schuine kabels en een tuibrug. Elk van deze bruggen heeft dezelfde overspanning van 100m. Op die manier kan het gedrag van de bruggen het best vergeleken worden. Er wordt verder gerekend met een brugbreedte van 15m en een verkeersbelasting van 5kN/m^2.Deze bruggen worden eerst gedimensioneerd met Matrixframe. Vervolgens worden ze onderworpen aan een viertal verschillende aardbevingsbelastingen met behulp van het programma Ruaumoko. Op basis van deze analyse kunnen dan conclusies worden getrokken met betrekking tot de relatie tussen het brugtype en de gevoeligheid voor aardbevingsbelastingen.

Dit verslag is onderverdeeld in 3 delen. Deel 1 gaat over aardbevingen en Ruaumoko in het algemeen. Voor het verkrijgen van algemene principes en enkele resultaten is op voorhand voornamelijk een boogbrug met rechte kabels beschouwd. Deze boogbrug samen met de zijaanzichten van de andere bruggen en het bovenaanzicht worden nauwkeurig besproken in deel 2 van het verslag. Deel 3 is bestemd voor conclusies, aanbevelingen, bronnen en bijlagen.

Deel 1 – Aardbevingen en Ruaumoko









1. Aardbevingen

1.1. Inleiding

Aardbevingen, trillingen of schokkende bewegingen van de aardkorst, ontstaan als er plots veel energie vrijkomt in de aardkorst. Die energie plant zich voort door middel van een golfbeweging vanuit het centrum (het zwaartepunt van de energiedichtheid wordt het hypocentrum genoemd) naar de omgeving. Het epicentrum is het punt aan het aardoppervlak dat loodrecht boven het hypocentrum is gelegen. De aardbeving verspreidt zich meestal in een cirkelvorm die vertrekt vanuit het epicentrum. Daar zijn bijgevolg de schokken en verwoestingen het grootst. De lijnen met gelijke bevingsintensiteit rond het epicentrum worden isoseisten genoemd.

Op grote schaal worden aardbevingen veroorzaakt door platentektoniek (aardplaten die langzaam ten opzicht van elkaar bewegen). Op kleine schaal vindt ook binnen deze platen deformatie plaats. Door de relatieve beweging van de platen wordt er spanning opgebouwd in de aardkorst. Wanneer de spanning te hoog wordt, ontstaat een schoksgewijze beweging van het materiaal aan beide kanten van de breuk. Dit wordt de aardbeving genoemd, de opgebouwde spanning wordt zo geheel of gedeeltelijk ontladen.

De belangrijkste manier om de locatie van een aardbeving te bepalen is met P- en S-golven die met een seismometer worden gemeten. P-golven (primaire golven) zijn longitudinale golven (ze bewegen in dezelfde richting als waarin ze zich voortplanten) die een snelheid hebben van ongeveer 6km/s. S-golven (secundaire golven) daarentegen zijn transversale golven (ze bewegen loodrecht op de richting waarin ze zich voortplanten) die een snelheid hebben van ongeveer 3.5km/s. Hoe groter de afstand die de golven hebben afgelegd, hoe groter het tijdsverschil tussen de P- en S-golven wanneer ze bij het meetstation aankomen. Daarmee kan de epicentrale afstand (afstand tot het epicentrum) berekend worden. Dit zelfde principe wordt ook toegepast in twee andere nabijgelegen meetstations. Bij elk meetstation kan zo een cirkel rond het station worden getekend. Het snijpunt van de drie cirkels levert het epicentrum van de aardbeving op.

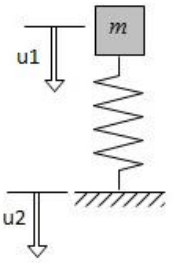
De schaal van Richter is een logaritmische schaal en wordt gebruikt voor het meten van de hevigheid van de aardbeving. Deze schaal geeft aan hoeveel energie vrijkomt bij de schok.

Een andere schaal is de schaal van Mercalli. Deze schaal beschrijft de gevolgen van de aardbevingen nauwkeuriger dan de schaal van Richter.

1.2. Introductie a.d.v een eenvoudig model

Een kleine introductie tot aardbevingen is reeds gegeven in het vak CT2022 Dynamica van Systemen. Hier volgt een kleine samenvatting die een aantal belangrijke kernpunten van dit Bachelor Eindproject bevat.

Bruggen kunnen, sterk vereenvoudigd, worden weergegeven als een 1-massa-veer-systeem. Op de massa zelf werkt in dit geval geen uitwendige kracht. De responsie wordt veroorzaakt doordat de voet een uitwijking u_2 krijgt. De bijbehorende differentiaalvergelijking kan worden uitgedrukt in termen van u_1 of $u=u_1-u_2$. De afleiding hieronder is op basis van u, dit is ook de algemene methode die (meestal) wordt gebruikt bij aardbevingsbeschouwingen.



Figuur 1. 1-mvs

$$u = u_1 - u_2$$

$$Bewegingsvergelijking : m*(\ddot{u}+\ddot{u}_2)+k*u=0$$

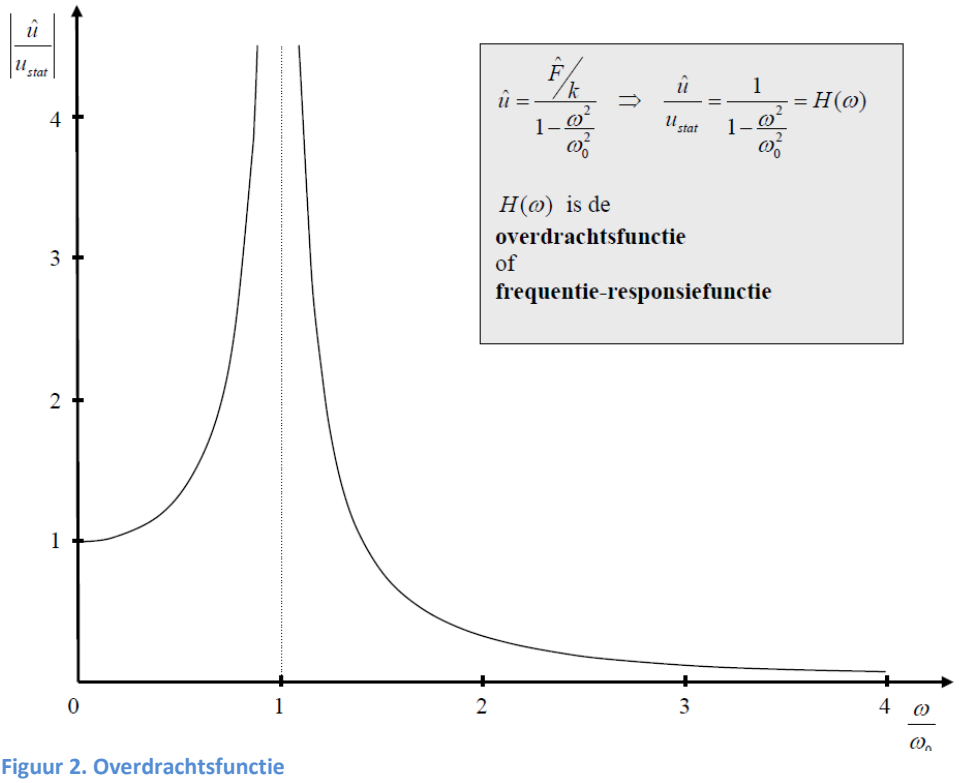
$$\rightarrow m*\ddot{u}+k*u=-m*\ddot{u}_2=-m*a_g$$

Hierbij is a_g de groundacceleration (piekversnelling). Deze piekversnelling kan worden afgeleid uit een accelerogram (zie volgende paragraaf voor meer uitleg over accelerogrammen).

Bij aardbevingen worden de versnellingen aan de voet gemeten. Stel dat de versnelling aan de voet een harmonische functie is van de vorm $\ddot{u}_2(t)=\hat{a}_g\cos(\omega t)$. Dan is de amplitude gelijk aan $\hat{u}=\left|\frac{-m*\hat{a}_g}{k-\omega^2 m}\right|=\left|\frac{-\hat{a}_g}{\omega_0^2-\omega^2}\right|=\frac{\hat{a}_g}{\omega_0^2-\omega^2}$. Constructies die belast worden door aardbevingen gaan niet zozeer stuk doordat ze onderhevig zijn aan grote versnellingen maar eerder door het gevolg hiervan, namelijk het ontstaan van zeer grote krachten in de constructie. Daarom berekenen we nu de kracht die ontstaat ten gevolge van deze amplitude (maximale uitwijking).

$$\hat{F}_v=k*\hat{u}=k*\frac{\hat{a}_g}{\omega_0^2-\omega^2}*\frac{m}{m}=\frac{\omega_0^2}{\omega_0^2-\omega^2}*\hat{a}_g*m$$

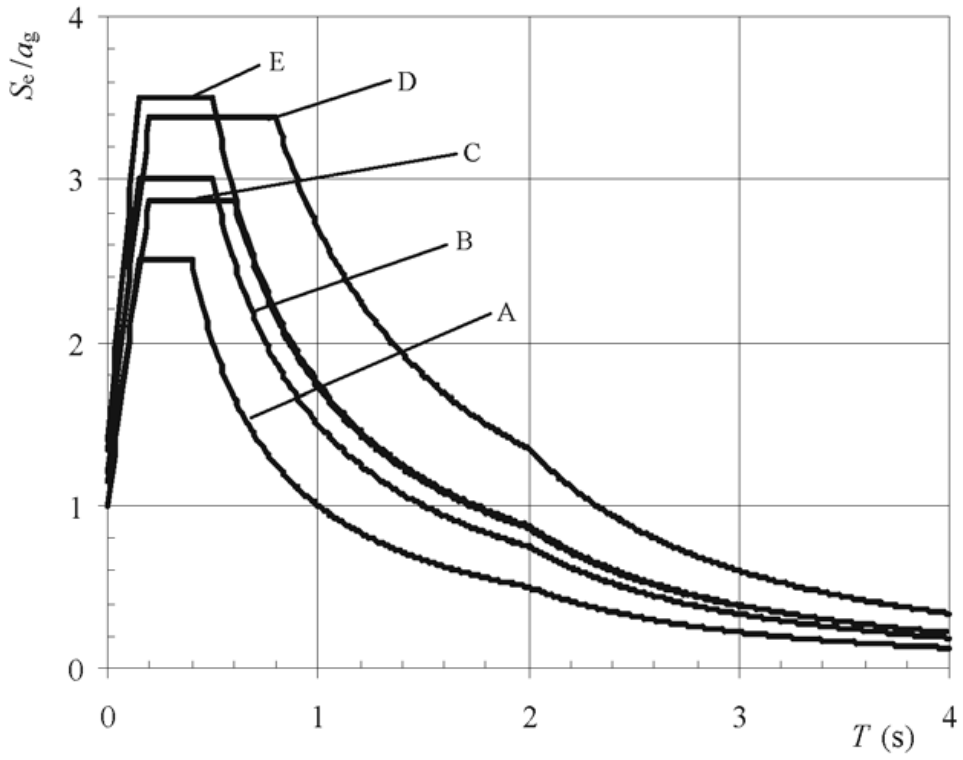
In deze formule komt onder andere de bekende overdrachtsfunctie voor waaruit blijkt dat hoe dichter de hoekfrequentie van de aardbeving, ω, bij de eigenhoekfrequentie, ω_0, van de brug komt, hoe groter de uitwijking $\hat{u}$ en dus hoe groter de kracht in de constructie. Verder geldt dat $T=\frac{2\pi}{\omega}$ en $T_0=\frac{2\pi}{\omega_0}$.



Figuur 2. Overdrachtsfunctie

Dit is echter een ideale situatie die in werkelijkheid nooit zo zal optreden. In werkelijkheid is er immers ook demping (wrijving), is de excitatie nooit perfect harmonisch en in het geval er resonantie optreedt ($\omega = \omega_0$), zal de uitwijking geleidelijk naar ∞ gaan. De aardbeving duurt echter nooit lang genoeg om deze uitwijking ∞ te laten worden

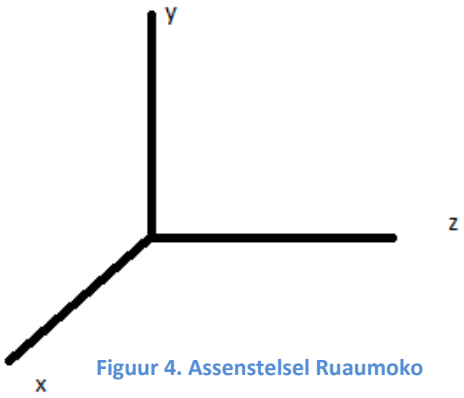
In EC8 wordt gewerkt met T en T_0 in plaats van ω en ω_0. Bovendien gaat de uitwijking niet naar ∞, maar bedraagt de maximale vergrotingsfactor (DAF=dynamic amplification factor) ongeveer 3 a 5.



Figuur 3. Eurocode 8

1.3. Aardbevingen in Ruaumoko

In dit bachelor eindwerk wordt gewerkt met het computerprogramma Ruaumoko2D. Dit programma wordt gebruikt om de verschillende brugtypen met aardbevingsbelastingen te exciteren.



Figuur 4. Assenstelsel Ruaumoko

In Ruaumoko wordt volgend assenstelsel gebruikt:

Eerst zal het bovenaanzicht worden gemodelleerd (dit is hetzelfde voor alle bruggen). Het bovenaanzicht wordt in Z-richting (horizontale dwarsrichting) geëxciteerd. Vervolgens worden de zijaanzichten van de verschillende bruggen getest in Ruaumoko2D door deze te exciteren in X-richting (horizontale langsrichting) en Y-richting (verticale richting). Zo worden de bruggen dus uiteindelijk in de drie richtingen geëxciteerd. Bij het zijaanzicht zijn de doorsnedegrootheden voor de X- en Y-excitatie hetzelfde. Bovendien worden de doorsnede-eigenschappen bij het zijaanzicht vaak gedeeld door 2, omdat maar één helft van de bruggen wordt gemodelleerd.

De zijaanzichten van de bruggen krijgen respectievelijk een versnelling a_x (die een verplaatsing van de voet u_x oplevert) en een versnelling a_y (die een verplaatsing van de voet u_y oplevert).

De relevante doorsnede-eigenschappen worden in de latere paragrafen verduidelijkt. De volledige invoerfile is in de bijlage te vinden.

In MatrixFrame worden alle parameters uitgedrukt in kN en m; in Ruaumoko worden alle parameters uitgedrukt in N en m.

In het programma zijn er verschillende dempingsmodel-opties. De meest traditionele is het toepassen van de Rayleighdemping. Daar wordt in dit bachelor eindwerk dan ook voor gekozen. Wanneer gespecialiseerd onderzoek naar bruggen onder aardbevingsbelasting plaats vindt, kan een andere vorm van demping gebruikt worden. Welke de meest optimale is, moet dan uiteraard worden uitgezocht. Bij de Rayleighdemping kunnen er bijvoorbeeld twee modes worden gedempt. De eerste mode wordt zoiezo gedempt. De tweede mode die wordt gedempt is zelf te bepalen. Hier wordt later nog op terug gekomen.

Ruaumoko maakt gebruik van accelerogrammen. Accelerogrammen tonen de versnellingen op een specifieke locatie (dus op de locatie waar het bouwwerk staat) doorheen de tijd. Dit kan worden gemeten met een seismograaf. Accelerogrammen kunnen worden weergegeven in grafieken of in datasets, of ze kunnen ook door middel van tweemaal differentiëren worden afgeleid uit tijd-historiediagrammen. Deze tijd-historie diagrammen geven de beweging, in een richting, weer van het aardoppervlak doorheen de tijd (met constante tijdsstappen).

Accelerogrammen worden vaak genormeerd met de zwaartekrachtversnelling g. Ruaumoko maakt gebruik van verschillende soorten accelerogrammen; bijvoorbeeld: Caltech, Berg,…

1.4. Gebruikte accelerogrammen

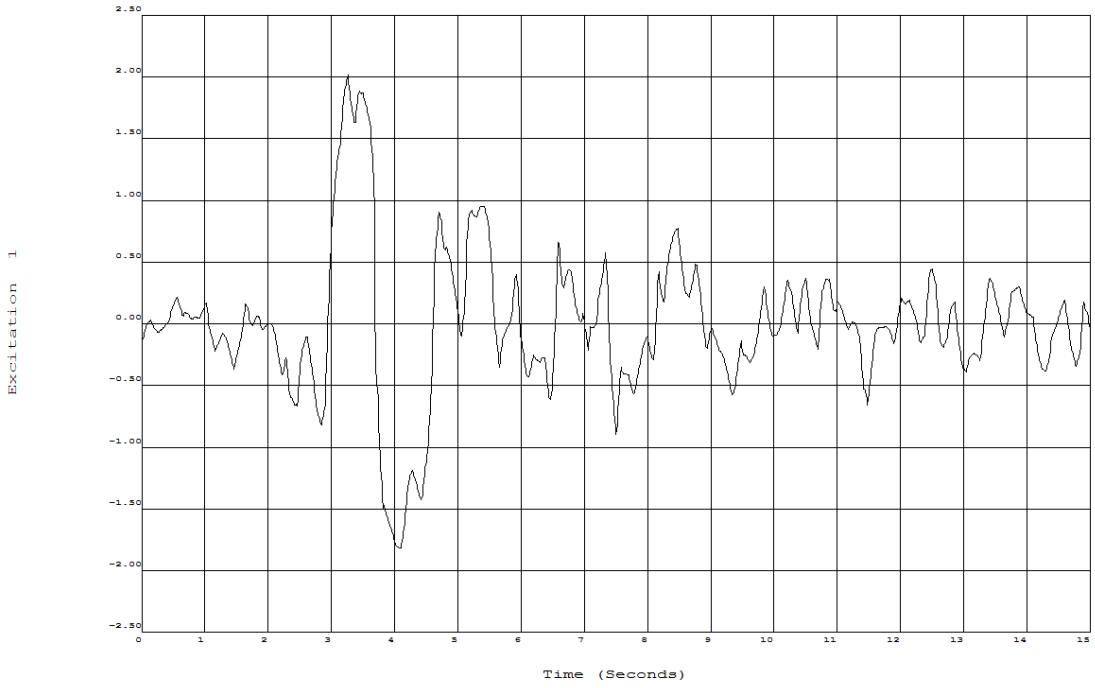
Op een aardbevingsgevoelige locatie kunnen er een heleboel verschillende aardbevingen optreden. Het is niet eenvoudig en zeker ook niet altijd mogelijk om te bepalen welke aardbeving voor welke constructie maatgevend is. Daarom is er voor gekozen om gebruik te maken van vier verschillende aardbevingen bij het onderzoek naar het gedrag van bruggen onder aardbevingsbelasting. Tussen haakjes wordt de naam van de gebruikte accelerogram file weergegeven:

- De aardbeving in Boekarest (BUCHNSC.EQB)
- De aardbeving in El Contro (East-West component) (EL40EWC.EQB)
- De aardbeving in El Contro (Nord-South component) (EL40NSC.EQB)
- De aardbeving bij de Pacio Dam (PACMSW.EQB)

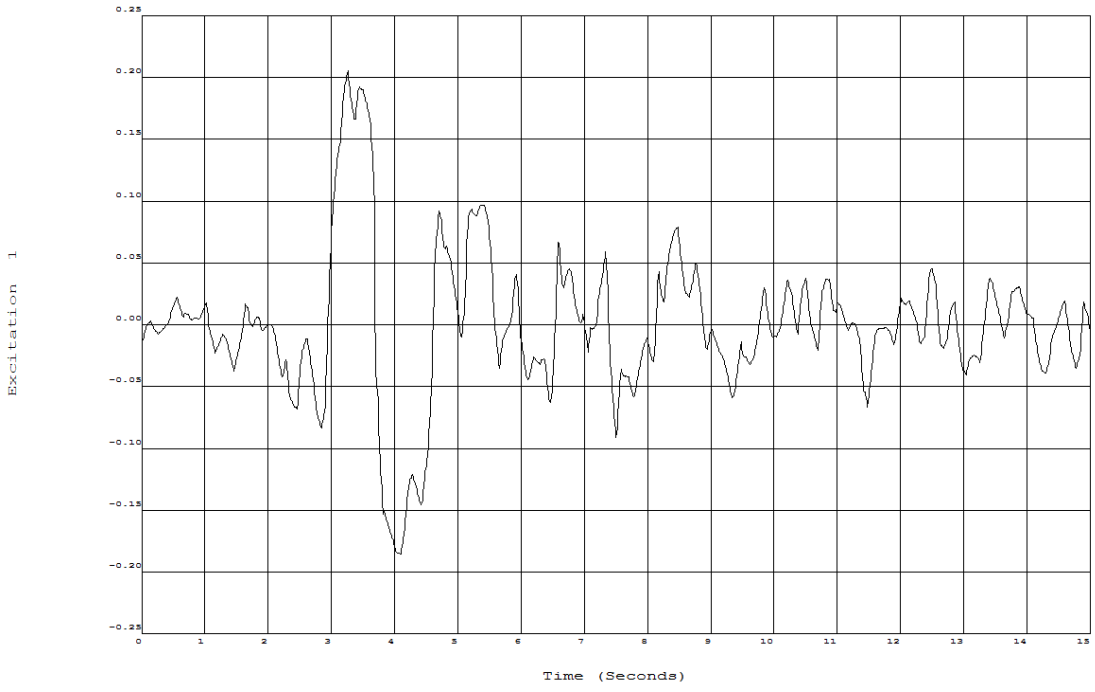
Deze vier aardbevingen hebben allemaal de Berg-extensie, dit wil zeggen dat ze afkomstig zijn uit Berkeley.

Visuele accelerogrammen kunnen op twee verschillende manieren worden weergegeven: de versnelling kan exact worden uitgedrukt in $\frac{m}{s^2}$ of als veelvoud van g (de zwaartekrachtversnelling die $9.805\frac{m}{s^s}$ bedraagt). Hieronder worden voor de vier aardbevingen de beide visuele accelerogrammen weergegeven. Er kan een controle uitgevoerd worden: het eerste accelerogram is telkens 9.805 keer zo groot als het tweede. De figuren zijn gemaakt met Ruaumoko2D. Bij het tweede accelerogram is een schalingsfactor van 9.805 (de zwaartekrachtversnelling) toegepast in de invoerfile.

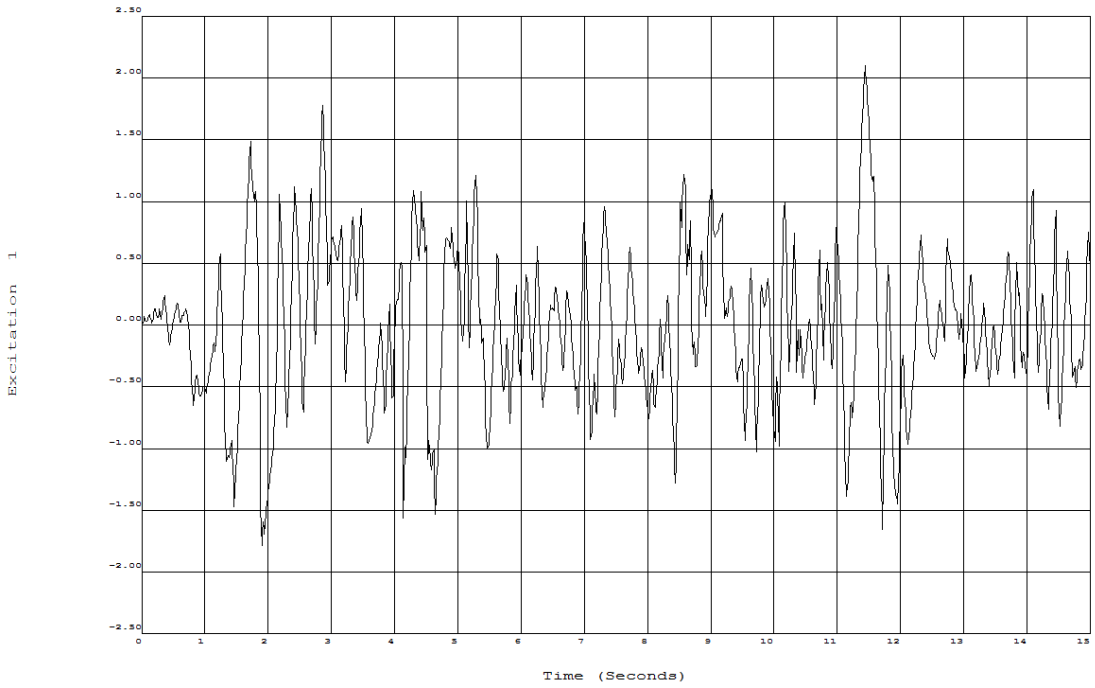
Daarnaast kunnen accelerogrammen ook worden uitgeschreven in files (datasets). Dit is onder andere nodig om ermee te kunnen werken in Ruaumoko2D.



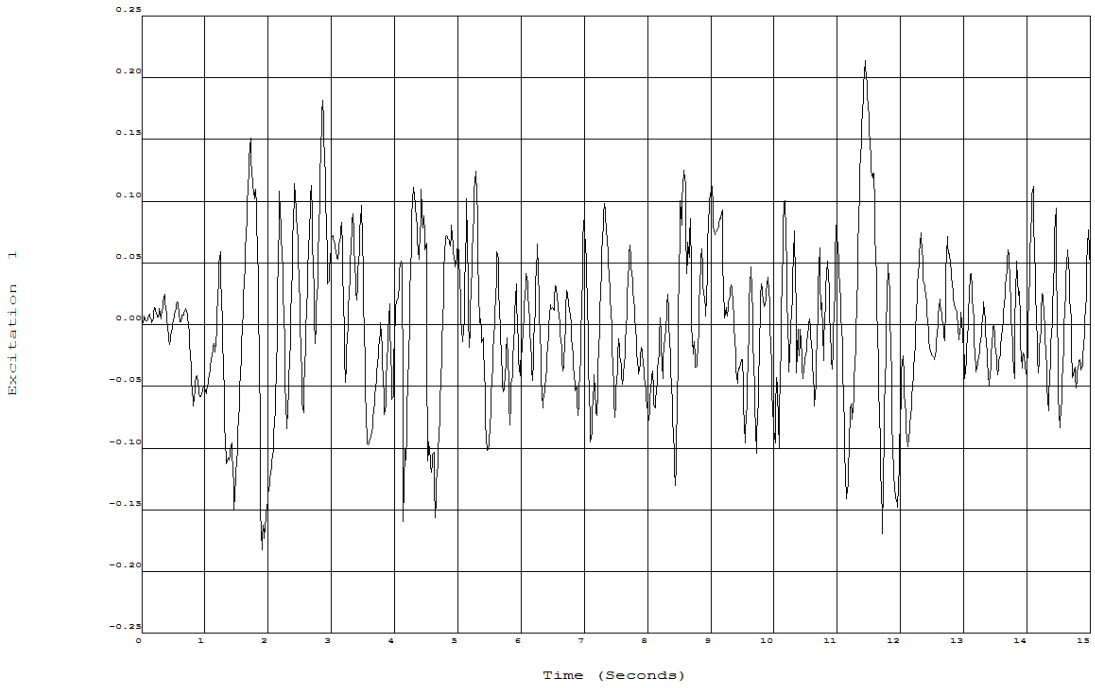
Figuur 5. Accelerogram (m/s2) Boekarest



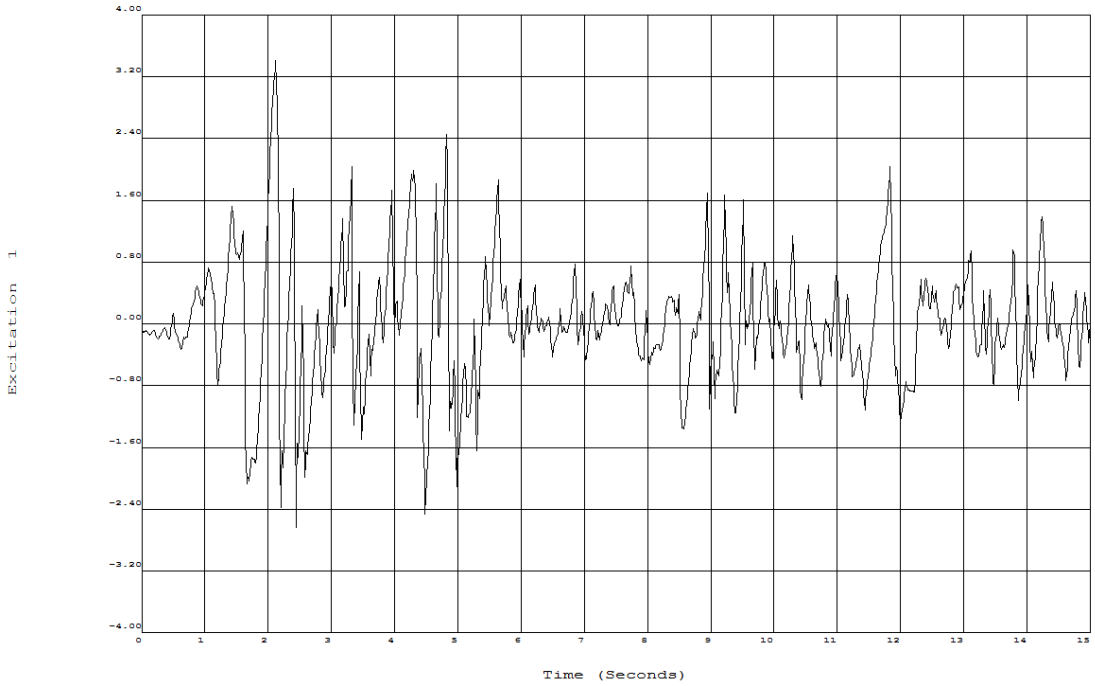
Figuur 6. Accelerogram (veelvoud g) Boekarest



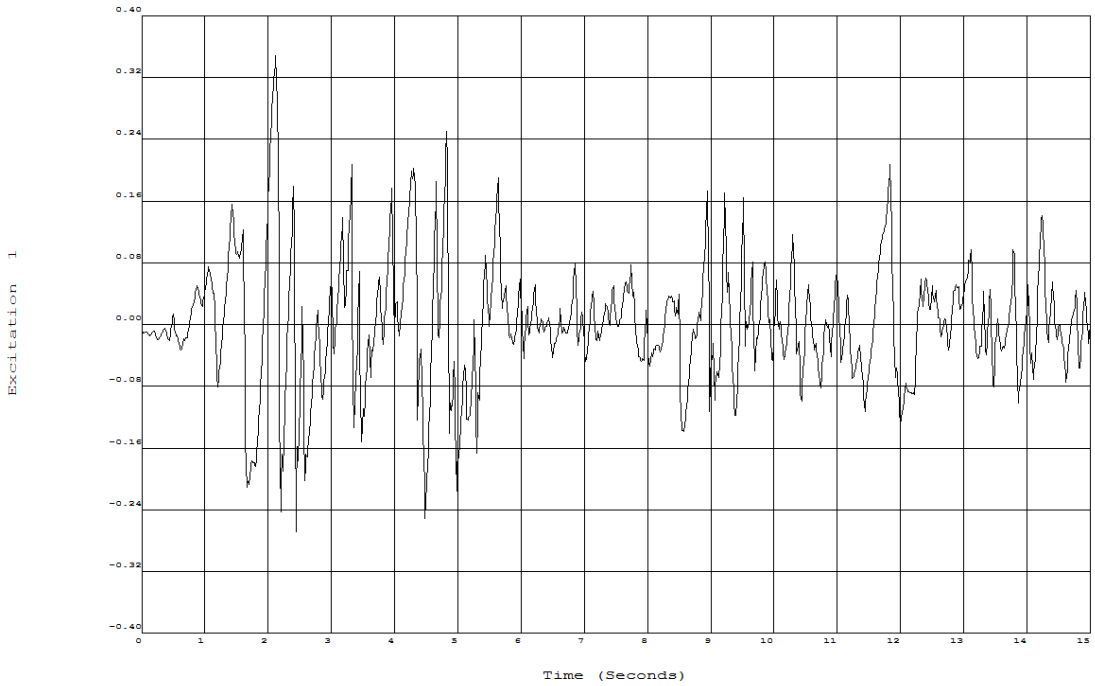
Figuur 7. Accelerogram (m/s2) El Contro East-West



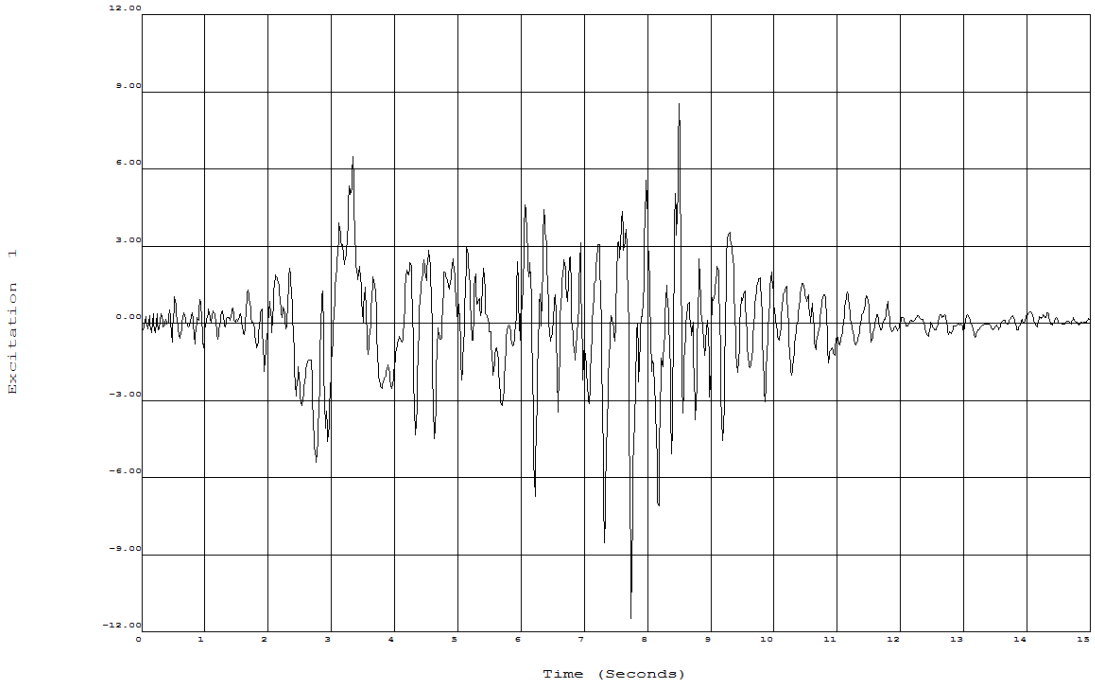
Figuur 8. Accelerogram (veelvoud g) El Contro East-West



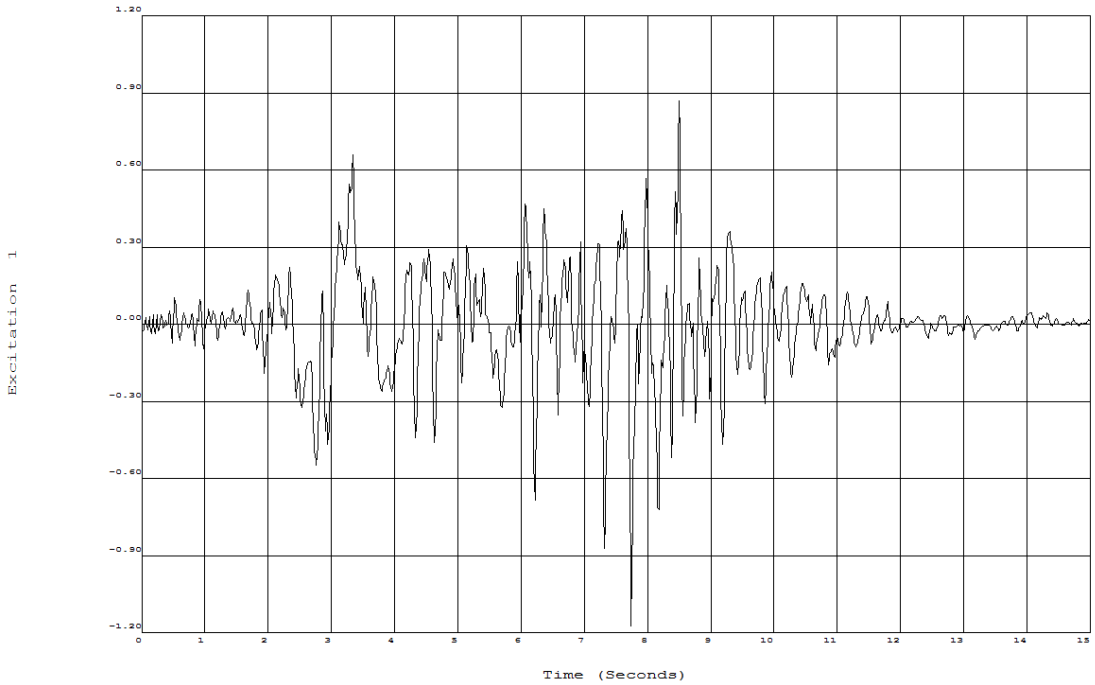
Figuur 9. Accelerogram (m/s2) El Contro Nord-South



Figuur 10. Accelerogram (veelvoud g) El Contro Nord-South



Figuur 11. Accelerogram (m/s2) Pacio Dam



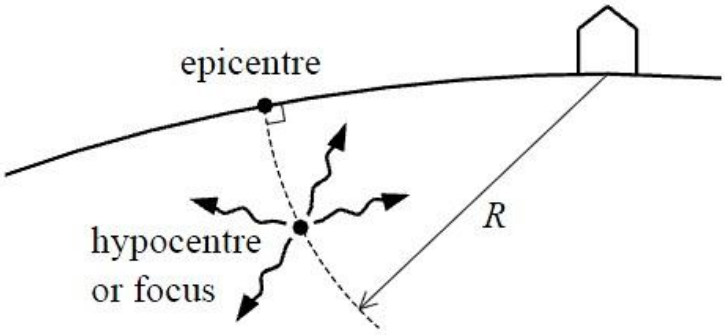
Figuur 12. Accelerogram (veelvoud g) Pacio Dam

1.5. Schaling van de accelerogrammen

De accelerogrammen van de hierboven genoemde aardbevingen moeten geschaald worden naar de te onderzoeken situatie.

Bij het schalen worden de piekversnellingen in de accelerogrammen vergeleken met de te verwachten versnelling die berekend wordt met volgende formule uit het dictaat van Dynamics of Structures:

$$a_l = A * e^{0.8*M} * (R + R_0)^{-2}$$



Figuur 13. Schaling accelerogram

Hierbij is:

a_l = maximale waarde van de longitudinale grond versnelling ($\frac{m}{s^s}$)

A = $56*10^6$ ($\frac{m}{s^s}$)

M = magnitude van de aardbeving volgens Richter

R = afstand tot het epicentrum (m)

R_0 = 40m

Om duidelijke resultaten te krijgen worden de bruggen belast met grote aardbevingen die plaats vinden op een korte afstand van de locatie van de bruggen. Als situatie in dit bachelor eindproject nemen we aan dat de bruggen zich bevinden op 50km van het epicentrum en belast worden door een aardbeving van respectievelijk 8, 8.5 en 9 op de schaal van richter. De piekversnellingen kunnen worden berekend door voor de parameter M achtereenvolgens 8, 8.5 en 9 in te vullen:

$$a_l = 56*10^6 * e^{0.8*M} * (50000 + 40)^{-2} \left(\frac{m}{s^2} \right)$$

Dit levert:

	M=8	M=8.5	M=9
a_l	13.5	20	30

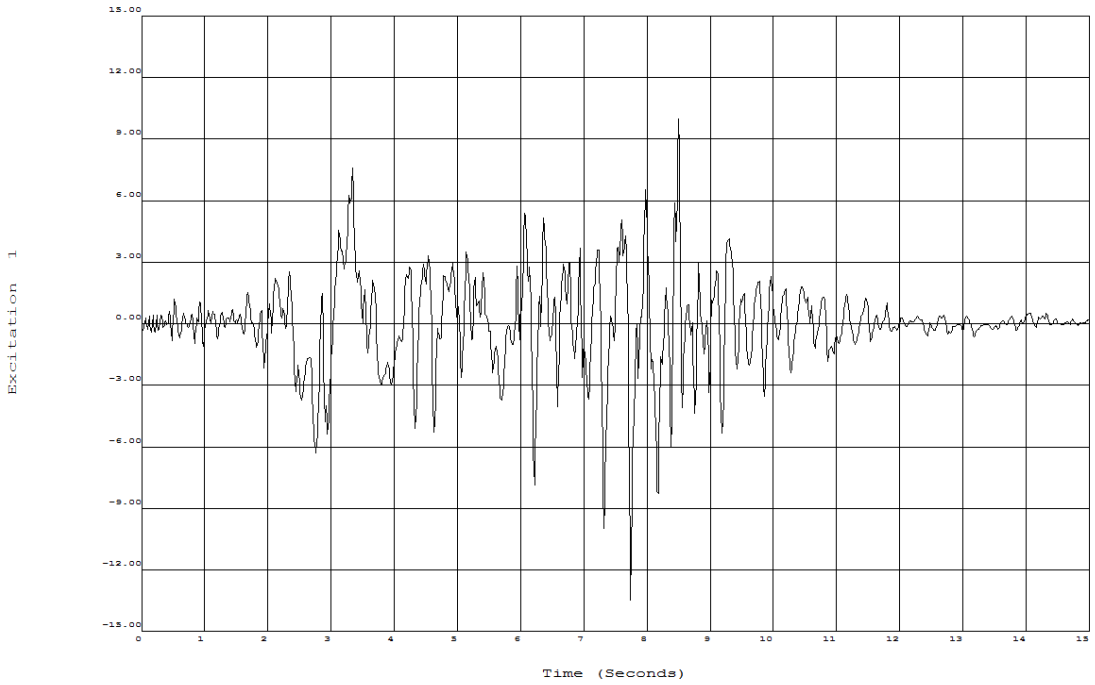
Tabel 1. Benodigde Piekversnellingen

In onderstaande tabel staan achtereenvolgens de piekversnelling van iedere aardbeving zonder schaling, de benodigde piekversnelling a_l en de inverse van de benodigde schalingsfactor (immers in Ruaumoko geldt ASCALE=1/schalingsfactor)

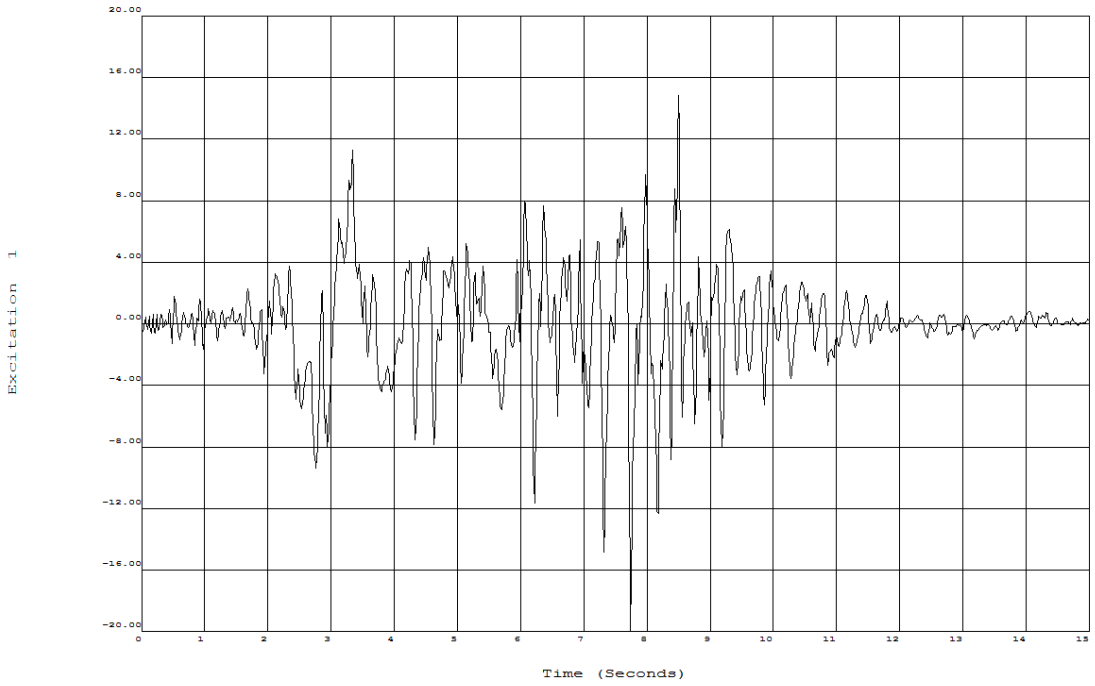
	Piek-versnelling	SF M=8	SF M=8.5	SF M=9	ASCALE M=8	ASCALE M=8.5	ASCALE M=9
BUCHNSC	2	13.5/2	20/2	30/2	0.149	0.1	0.067
EL40EWC	2.1	13.5/2.1	20/2.1	30/2.1	0.156	0.105	0.07
EL40NSC	3.4	13.5/3.4	20/3.4	30/3.4	0.253	0.17	0.113
PACMSW	11.5	13.5/11.5	20/11.5	30/11.5	0.854	0.575	0.383

Tabel 2. Schalingsfactoren

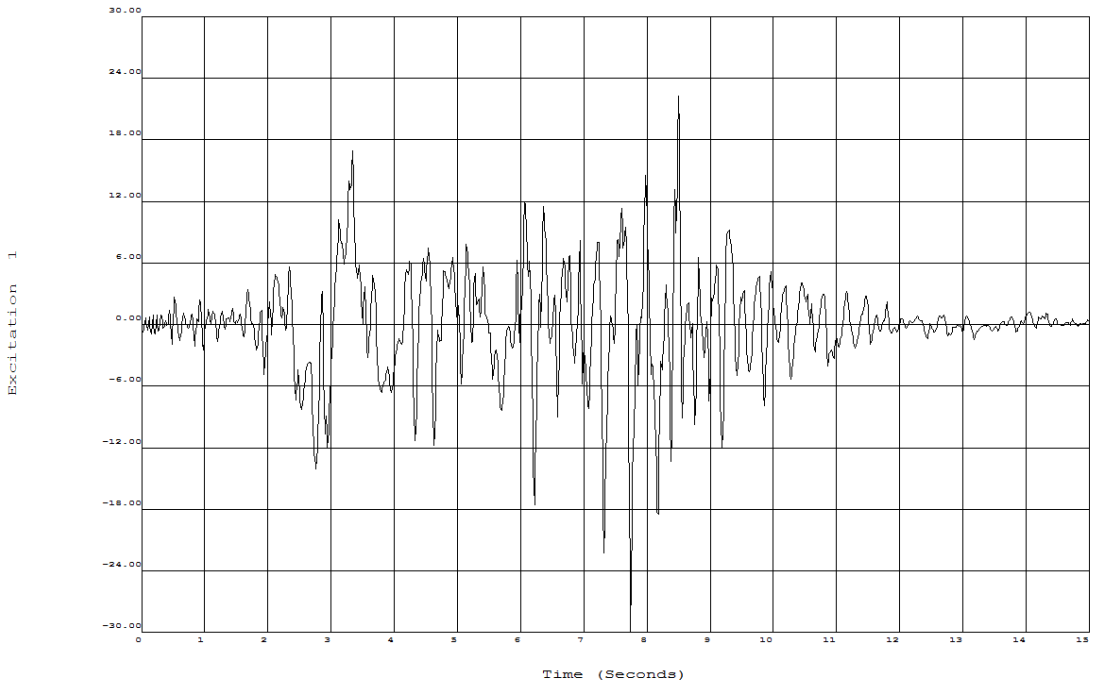
Als voorbeeld worden hier de 3 geschaalde accelerogrammen van de Pacio Dam getoond



Figuur 14. Accelerogram Pacio Dam M=8



Figuur 15. Accelerogram Pacio Dam M=8.5



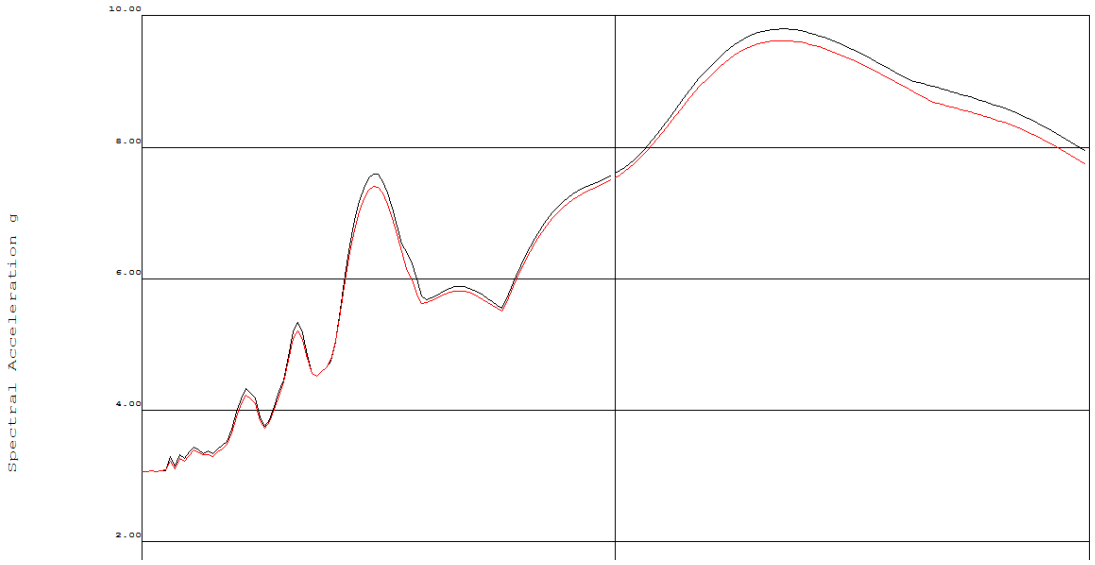
Figuur 16. Accelerogram Pacio Dam M=9

1.6. Responsiespectra

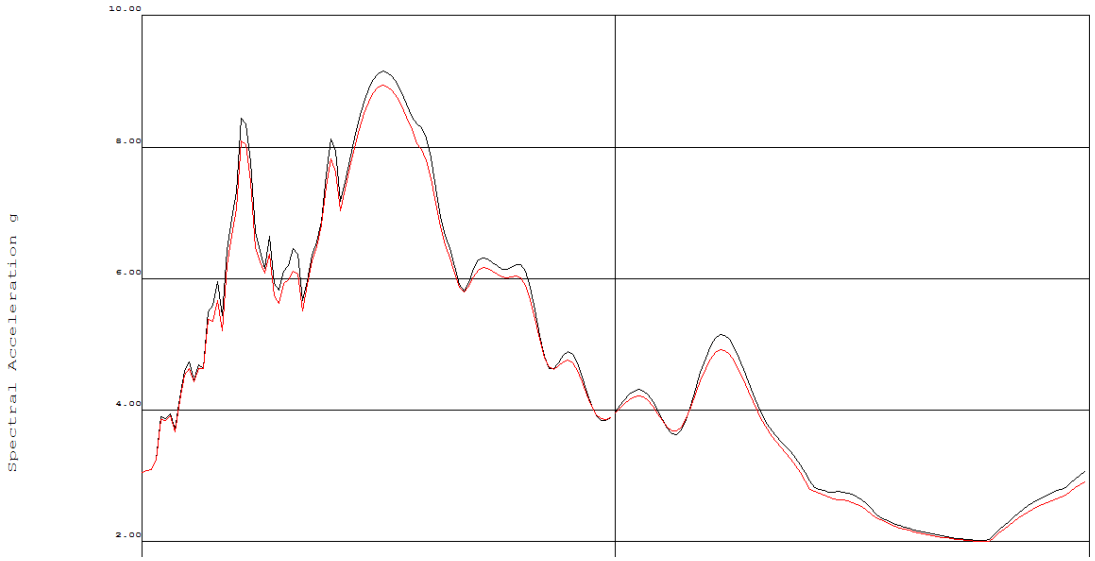
Met het programma Spectra kunnen de responsiespectra van de vier bovengenoemde aardbevingen berekend worden. Deze spectra zetten de versnelling van de aardbeving (in $\frac{m}{s^2}$) uit tegen de periode (in sec). Zo kan per aardbeving gekeken worden bij welke periodes de versnellingspieken zitten. Later in dit verslag worden de eigenperiodes van de bruggen berekend. Hoe dichter de eigenperiodes van de bruggen bij de periodes met de grootste versnellingspieken liggen, hoe groter het nadelige effect van de aardbeving op de constructies.

De responsiespectra van de aardbevingen zijn meestal geplot met perioden tussen de 0 en 2 seconden. Uit een beschouwing vooraf bleken de pieken van de aardbevingen immers voornamelijk in dit gebied te zitten. Bovendien liggen de eigenperiodes van de meeste bruggen tussen de 0 en 2 seconden[1] . Daarom wordt er geplot tussen de 0 en 2seconden, om een zo gedetailleerd mogelijk beeld te krijgen. Hieronder zijn de responsiespectra van de aardbeving met een kracht van 9 op de schaal van richter geplot. Om dit te verwezenlijken moet worden gewerkt met dezelfde schalingsfactoren die reeds in paragraaf 1.5 werden beschouwd.

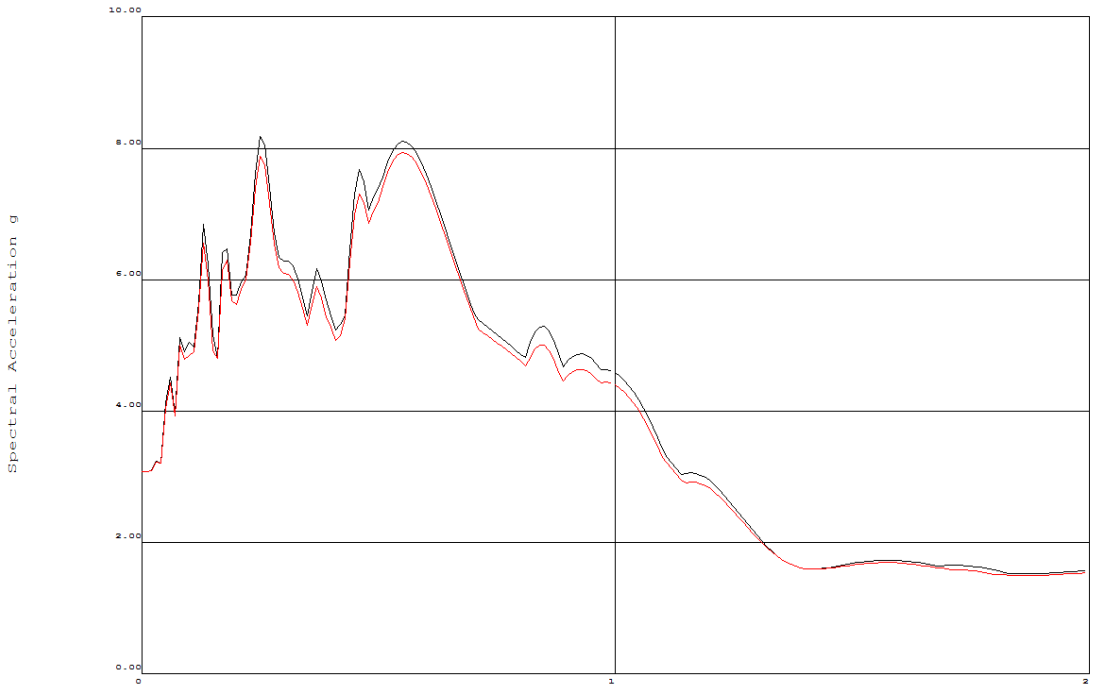
[1] Daar waar de eigenperiodes van de brug niet binnen dit interval liggen, zijn er aangepaste responsiespectra gemaakt met Spectra en vervolgens gebruikt in dit verslag.



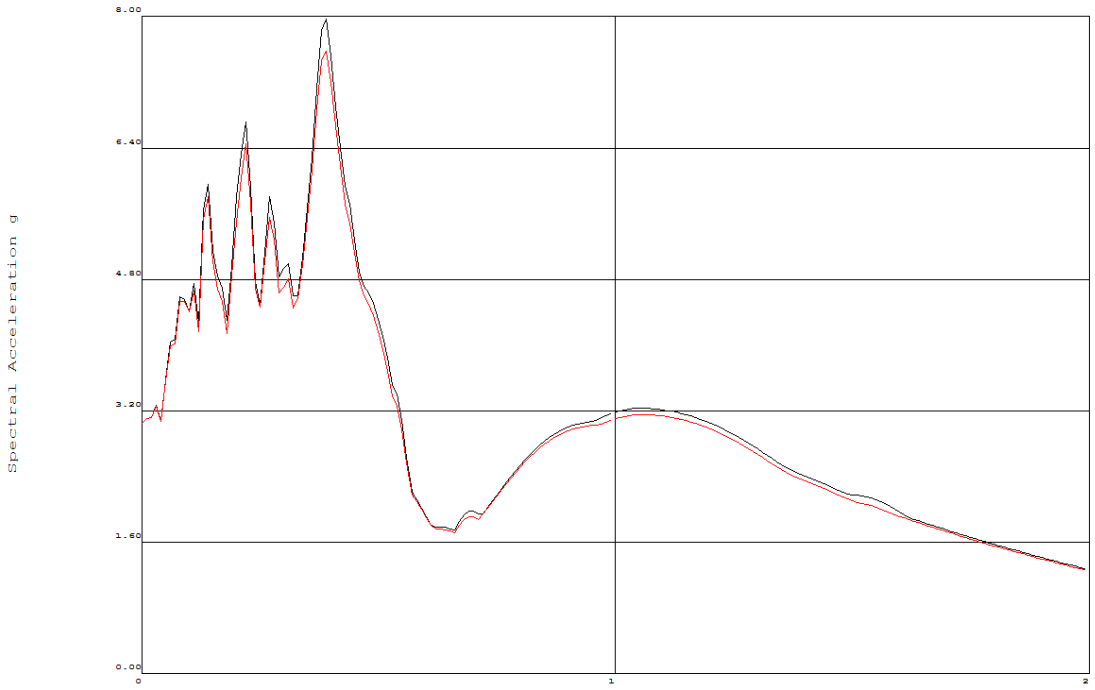
Figuur 17. Responsiespectrum Boekarest M=9



Figuur 18. Responsiespectrum El Contro East-West M=9



Figuur 19. Responsiespectrum El Contro North-South M=9



Figuur 20. Responsiespectrum Pacio Dam M=9

1.7. Beoordeling van de resultaten

De resultaten worden geïnterpreteerd met behulp van het begrip "ductiliteit" en Schade Index. De Schade Index wordt gerelateerd aan permanente en herstelbare schade en aan eventueel bezwijken. Hoe groter de Schade Index en hoe groter het aantal ductiliteiten, hoe minder goed de brug bestand is tegen de aardbeving.

Voor het bepalen van de Schade-Index[2] zijn twee gegevens noodzakelijk: de 'ultimate' ductiliteit (de maximale ductiliteitcapaciteit) en de maximale ductiliteit. De maximale ductiliteit μ_m wordt berekend door Ruaumoko2D. Voor het bepalen van de 'ultimate' ductiliteit zijn twee rekgegevens nodig: de breukrek en de vloeirek. Voor de vloeirek geldt: $\varepsilon_{vl} = \frac{f_y}{E} = \frac{235}{210000} = 0.11\%$. De breukrek van staal bedraagt 10 a 20%. Om een veilige aanname te maken, wordt een breukrek van 11% verondersteld. Voor de 'ultimate' ductiliteit geldt dan: $\mu_u = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_{vl}} = \frac{11}{0.11} = 100$

De maximale en de 'ultimate' ductiliteit kunnen met elkaar vergeleken worden door middel van de Schade-Index SI: $SI = \frac{\mu_m}{\mu_u}$. Belangrijke limieten met betrekking tot de SI zijn 0.4 en 1.

Als $SI \leq 0.4$, is de schade te herstellen
Als $0.4 \leq SI \leq 1.0$, treedt er onherstelbare schade op bij de brug
Als $SI \geq 1.0$, treedt er bezwijken op

In resultatentabellen verwijst "a" naar hinge 1 en "b" naar hinge 2. Verder wordt schade-index vanaf nu afgekort tot SI.

In volgende paragrafen worden voor iedere aardbeving en voor iedere excitatierichting de SI's berekend bij de verschillende members en hinges. Nadien wordt per aardbeving de maximale SI's bepaald. Dit zal gebruikt worden als vergelijkingspunt tussen de verschillende brugtypen, aardbevingen en excitatierichtingen.

[2] In de handleiding RuaumokoTheory worden verschillende formules genoemd voor het bepalen van de Schade-Index. Ik heb hier bewust gekozen voor de basisformule omdat dit Bachelor Eindwerk gericht is op het verkrijgen van een eerste inzicht over het gedrag van verschillende bruggen. Wanneer er later meer specifiek onderzoek plaatsvindt, kan ervoor gekozen worden om de optimale Schade-Index formule te zoeken en te gebruiken.

1.8. Tijdstap- en modegevoeligheid

Bij de eerste tests van het model van de boogbrug blijkt dit zeer gevoelig te zijn voor veranderingen in de tijdstap en de mode waarop de tweede Rayleighdemping wordt geplaatst. Daarom zal in deze paragraaf onderzoek plaatsvinden naar deze parameters. Uit de eerste beschouwing van de boogbrug blijkt dat de El Contro EW aardbeving als 'gemiddelde' aardbeving kan worden beschouwd in vergelijking met de drie andere aardbevingen. Hiermee wordt bedoeld dat deze gemiddeld is qua MSI (maximale Schade Index) en qua verdeling over de 'soorten' SI's.

1.8.1. Tijdstappenonderzoek

De achtereenvolgende tijdsstappen die bij de El Contro EW M=8, M=8.5 en M=9 aardbeving worden onderzocht zijn: 0.01; 0.005; 0.001; 0.0005; 0.0001; … Er wordt gekeken wanneer er geen of nauwelijks geen verandering in het resultaat meer optreedt. Dat wil zeggen: de maximale SI, de gemiddelde SI en het gemiddeld aantal keren plasticiteit per knoop blijven constant tussen de twee opeenvolgende tijdsstappen. Er wordt dan ook nog gecheckt of deze tijdsstap voldoende klein is, om numerieke onnauwkeurigheid bij de andere drie aardbevingen te vermijden.

Het verkleinen van de tijdsstap blijkt meestal te leiden tot het verkleinen van de SI. De tijdstap bij de El Contro EW wordt nu verkleind:

M=8

Tijdsstap	Maximale SI	Gemiddelde SI	Gemiddeld aantal keren plasticiteit/knoop
0.01	78.5	32.42	107
0.005	0.065	0.042	9
0.001	0.067	0.053	10
0.0005	0.067	0.053	10

Tabel 3. Boogbrug: kracht van 8 op de Schaal van Richter - tijdstap

M=8.5

Tijdsstap	Maximale SI	Gemiddelde SI	Gemiddeld aantal keren plasticiteit/knoop
0.01	71.2	25.92	249
0.005	0.099	0.057	16
0.001	0.104	0.056	16
0.0005	0.104	0.056	16

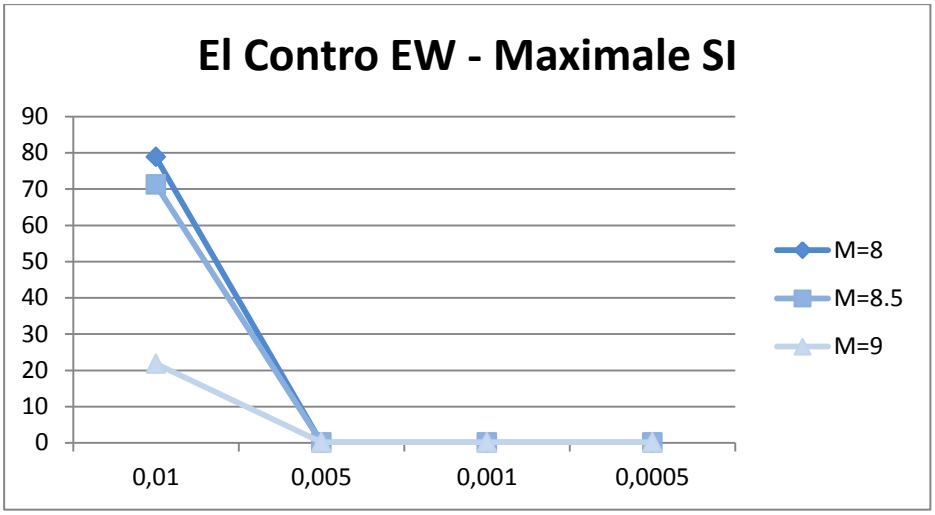
Tabel 4. Boogbrug: kracht van 8.5 op de Schaal van Richter - tijdstap

M=9

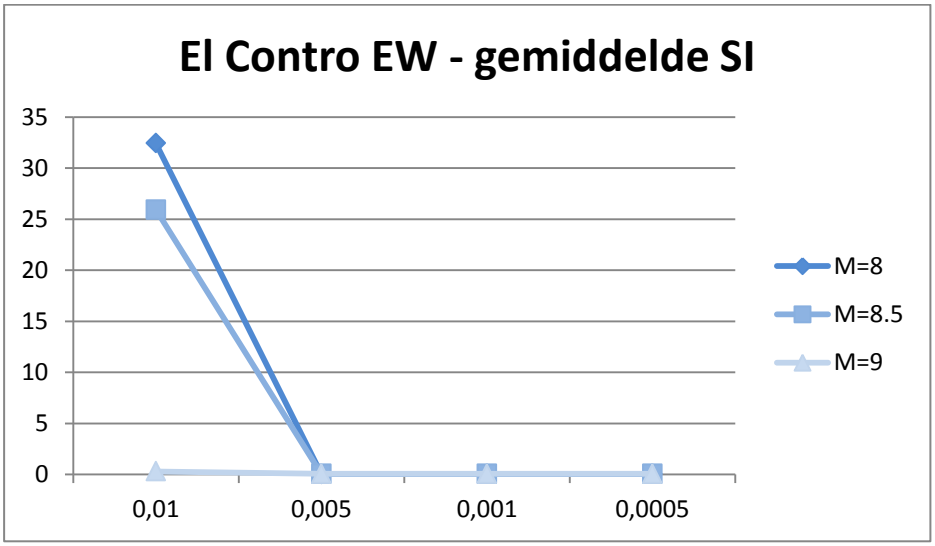
Tijdsstap	Maximale SI	Gemiddelde SI	Gemiddeld aantal keren plasticiteit/knoop
0.01	21.82	0.312	107
0.005	0.204	0.065	19
0.001	0.172	0.07	19
0.0005	0.172	0.07	19

Tabel 5. Boogbrug: kracht van 9 op de schaal van Richter - tijdstap

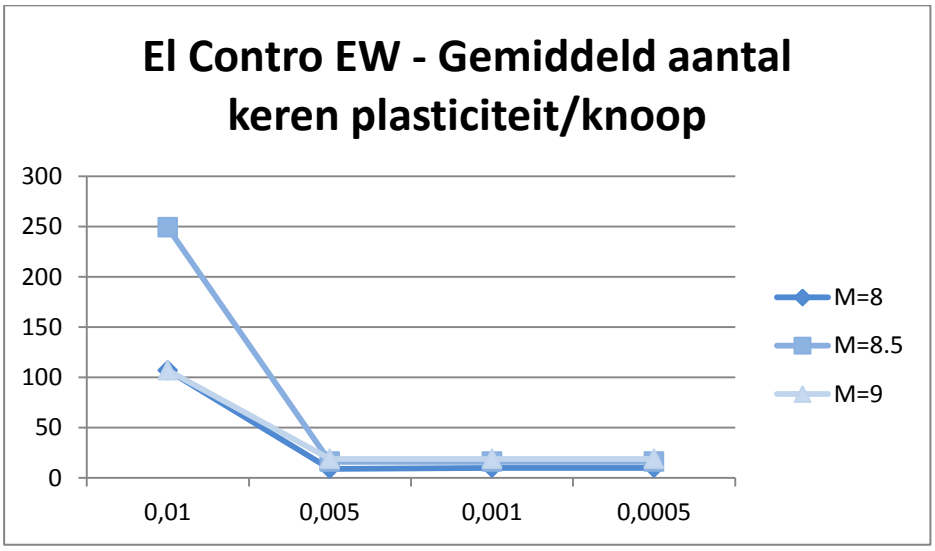
Bovenstaande beschouwingen kunnen ook worden weergegeven in enkel grafieken:



Figuur 21. El Contro EW - Maximale SI



Figuur 22. El Contro EW - gemiddelde SI



Figuur 23. El Contro EW - gemiddeld aantal keren plasticiteit per knoop

Bij de El Contro EW aardbeving blijkt er numerieke stabiliteit op te treden vanaf een tijdstap van 0.001s. We controleren nu even of dit ook geldt voor de andere drie aardbevingen door deze te testen met tijdsstap 0.001s en 0.0005s.

Boekarest

Tijdsstap	Maximale SI	Gemiddelde SI	Gemiddeld aantal keren plasticiteit/knoop
M=8			
0.001	0.063	0.032	3
0.0005	0.063	0.032	3
M=8.5			
0.001	0.122	0.045	5
0.0005	0.122	0.046	5
M=9			
0.001	0.248	0.075	6
0.0005	0.248	0.075	6

Tabel 6. Tijdstap Boekarest aardbeving

El Contro NS

Tijdsstap	Maximale SI	Gemiddelde SI	Gemiddeld aantal keren plasticiteit/knoop
M=8			
0.001	0.068	0.054	5
0.0005	0.068	0.054	5
M=8.5			
0.001	0.122	0.069	7
0.0005	0.123	0.069	7
M=9			
0.001	0.193	0.109	8
0.0005	0.194	0.110	8

Tabel 7. Tijdstap El Contro NS aardbeving

Pacio Dam

Tijdsstap	Maximale SI	Gemiddelde SI	Gemiddeld aantal keren plasticiteit/knoop
M=8			
0.001	0.039	0.022	4
0.0005	0.039	0.022	3
M=8.5			
0.001	0.062	0.047	6
0.0005	0.062	0.047	6
M=9			
0.001	0.126	0.057	9
0.0005	0.125	0.057	10

Tabel 8. Tijdstap Pacio Dam aardbeving

Hier en daar blijkt er nog een verschil van 0.001 (weergegeven met een licht blauwe kleur) op te treden maar dit is verwaarloosbaar. Om in het vervolg van dit verslag met een acceptabele oplostijd te werken, wordt daarom vanaf nu bij alle aardbevingen en brugtypen een tijdsstap van 0.001s gebruikt.

1.8.2. Mode demping onderzoek

In deze paragraaf wordt er onderzoek gedaan naar de invloed van de Rayleighdemping op verschillende modes. Nadien wordt er een besluit genomen welke 2e mode het best gedempt kan worden (de eerste mode wordt immers zoiezo gedempt). De modes die onderzocht worden zijn: de 2e, 11e, 20e en 100e. Deze onderzoeken worden allemaal gedaan met een tijdsstap van 0.001s, omdat die in de vorige paragraaf de beste bleek te zijn. De aanpak is ook hetzelfde als de vorige paragraaf: eerst wordt de El Contro EW aardbeving beschouwd en op basis hiervan worden conclusies getrokken. Nadien wordt met de drie andere aardbevingen onderzocht of deze conclusies gegrond zijn.

M=8

2e kritieke demping	Maximale SI	Gemiddelde SI	Gemiddeld aantal keren plasticiteit/knoop
2	0.015	0.015	1
11	0.067	0.053	10
20	0.075	0.067	13
100	0.08	0.06	13
200	0.08	0.06	13

Tabel 9. Boogbrug: kracht van 8 op de Schaal van Richter - mode 2e Rayleighdemping

M=8.5

2e kritieke demping	Maximale SI	Gemiddelde SI	Gemiddeld aantal keren plasticiteit/knoop
2	0.044	0.03	3
11	0.104	0.056	16
20	0.113	0.059	15
100	0.118	0.062	17
200	0.118	0.062	17

Tabel 10. Boogbrug: kracht van 8.5 op de Schaal van Richter - mode 2e Rayleighdemping

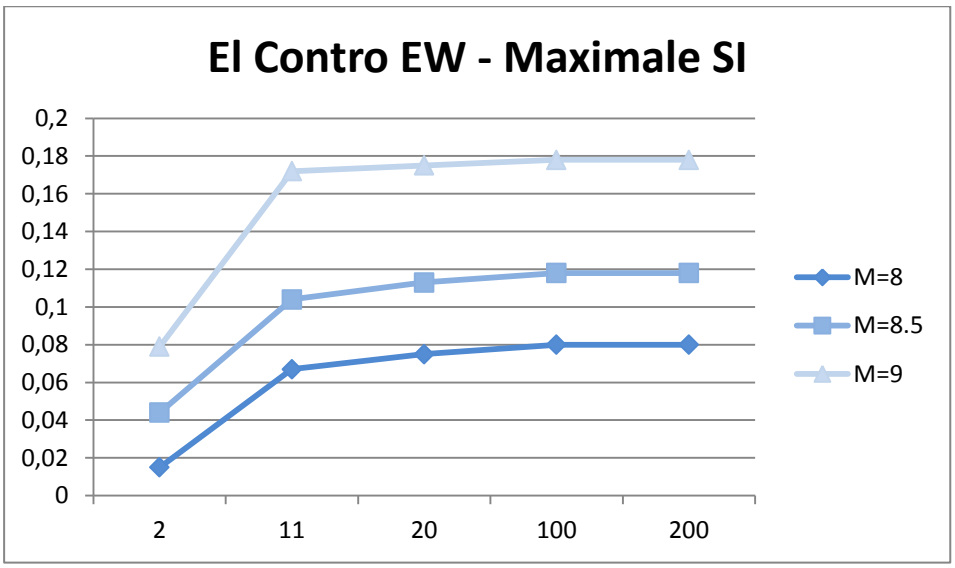
M=9

2e kritieke demping	Maximale SI	Gemiddelde SI	Gemiddeld aantal keren plasticiteit/knoop
2	0.079	0.036	5
11	0.172	0.07	19
20	0.175	0.067	18
100	0.178	0.069	16
200	0.178	0.069	16

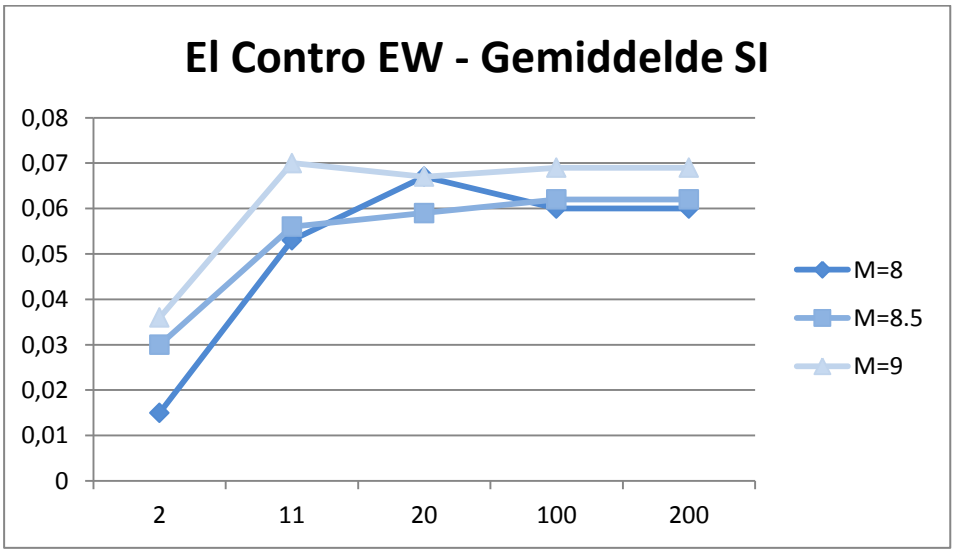
Tabel 11. Boogbrug: kracht van 9 op de Schaal van Richter - mode 2e Rayleighdemping

Ook hier blijkt dat door het vergroten van de mode waarop de tweede kritieke demping wordt toegepast, er uiteindelijk numerieke stabiliteit ontstaat. Zodra de 2e mode op 100 wordt genomen ontstaat er bij de El Contro EW aardbeving numerieke stabiliteit. Nu wordt er gecontroleerd of dit ook voor de drie andere aardbevingen van toepassing is. Daartoe wordt gekeken of we dezelfde resultaten verkrijgen ongeacht of de 2e kritieke demping op de 100e of 200e mode wordt genomen.

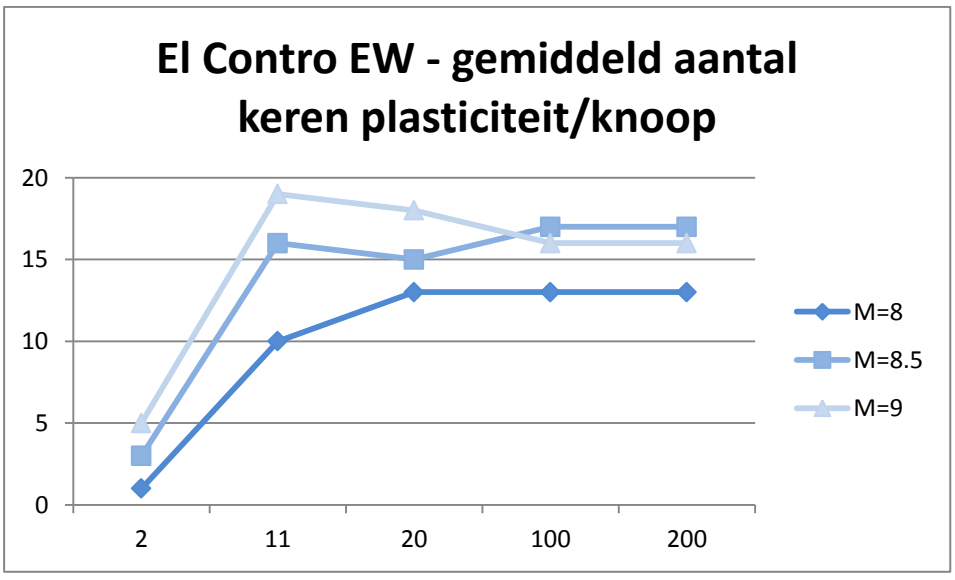
Hieronder is bovenstaand resultaat van de El Contro EW aardbeving in enkele verduidelijkende grafieken weergegeven.



Figuur 24. El Contro EW - Maximale SI



Figuur 25. El Contro EW - Gemiddelde SI



Figuur 26. El Contro EW - gemiddeld aantal keren plasticiteit per knoop

Boekarest

2e kritieke demping	Maximale SI	Gemiddelde SI	Gemiddeld aantal keren plasticiteit/knoop
M=8			
100	0.067	0.034	4
200	0.067	0.034	4
M=8.5			
100	0.123	0.049	6
200	0.123	0.049	6
M=9			
100	0.252	0.083	7
200	0.252	0.083	7

Tabel 12. Mode 2e Rayleighdemping Boekarestaardbeving

El Contro NS

2e kritieke demping	Maximale SI	Gemiddelde SI	Gemiddeld aantal keren plasticiteit/knoop
M=8			
100	0.079	0.061	6
200	0.079	0.061	6
M=8.5			
100	0.146	0.06	9
200	0.146	0.06	9
M=9			
100	0.216	0.116	10
200	0.216	0.116	10

Tabel 13. Mode 2e Rayleighdemping El Contro NS aardbeving

Pacio Dam

2e kritieke demping	Maximale SI	Gemiddelde SI	Gemiddeld aantal keren plasticiteit/knoop
M=8			
100	0.045	0.023	3
200	0.045	0.023	3
M=8.5			
100	0.078	0.056	7
200	0.078	0.056	7
M=9			
100	0.133	0.061	11
200	0.133	0.061	11

Tabel 14. Mode 2e Rayleighdemping Pacio Dam aardbeving

Er blijkt duidelijk dat als de tweede Rayleighdemping op de 100e mode wordt geplaatst, er numerieke stabiliteit optreedt bij alle aardbevingen. Als de 2e kritieke demping op een kleinere mode wordt gekozen, wordt de optredende schade onderschat. Dus vanaf nu wordt steeds gewerkt met een tijdstap van 0.001s en de tweede Rayleighdemping wordt op de 100e mode geplaatst.

1.9. Effect van de schaal van Richter

Er zijn ook enkele testen uitgevoerd waarbij de schaal van Richter geleidelijk aan verhoogd wordt. Zo kan worden gekeken of er een verband is tussen de schaal van Richter en de schade die optreedt.

Hieronder worden enkele resultaten weergegeven:

	Boekarest	El Contro EW	El Contro NS	Pacio Dam
M=8	0.038	0	0	0
M=8.5	0.097	0	0	0
M=9	0.077	0	0	0

Tabel 15. Maximale SI's bij X-excitatie van de boogbrug

	Boekarest	El Contro EW	El Contro NS	Pacio Dam
M=8	0.067	0.08	0.079	0.045
M=8.5	0.123	0.118	0.146	0.078
M=9	0.252	0.178	0.216	0.133

Tabel 16. Maximale SI's bij Y-excitatie van de boogbrug

	Boekarest	El Contro EW	El Contro NS	Pacio Dam
M=8	0	0	0	0
M=8.5	0	0	0.641AXIAL	0
M=9	0	0.898AXIAL	1.468AXIAL	0.644AXIAL

Tabel 17. Maximale SI's bij Z-excitatie van het bovenaanzicht

	Boekarest	El Contro EW	El Contro NS	Pacio Dam
M=8	0.421	0.336	0.261	0.166
M=8.5	1.247	0.507	0.423	0.253
M=9	2.509	0.658	0.536	0.257

Tabel 18. Maximale SI's bij Y-excitatie van de boogbrug met schuine kabels

	Boekarest	El Contro EW	El Contro NS	Pacio Dam
M=8	0.119	0.150	-	0.017
M=8.5	0.179	0.382	-	0.088
M=9	0.258	0.762	0.057	0.160

Tabel 19. Maximale SI's bij X-excitatie van de tuibrug

	Boekarest	El Contro EW	El Contro NS	Pacio Dam
M=8	0.070	0.099	0.054	0.038
M=8.5	0.519	0.485	0.117	0.071
M=9	2.772	0.633	0.274	0.162

Tabel 20. Maximale SI's bij Y-excitatie van de tuibrug

De kracht van de aardbeving wordt weergegeven op de schaal van Richter. Dit is een logaritmische schaal. Uit bovenstaande tabellen blijkt echter geen lineair of logaritmisch verband te zijn tussen de schade die optreedt (maximale SI's) en de kracht van de aardbeving op de schaal van Richter. Buiten het feit dat in bijna alle gevallen de schade toeneemt wanneer de kracht op de schaal van Richter toeneemt, blijkt er geen ander wiskundig verband te zijn tussen beide grootheden.

Wat wel opvalt is dat wanneer de constructie axiaal bezwijkt (zoals bij de Z-excitatie van het bovenaanzicht). De SI-waarden een grotere 'sprong' maken wanneer ze plots groter worden dan nul.

Om goede conclusies te kunnen trekken en het rekenwerk enigszins te beperken worden de vier aardbevingen nu telkens beschouwd met een kracht van 9 op de schaal van Richter.

1.10. Ervaringen Ruaumoko

Uit de conclusies van enkele voorgangers bleek Ruaumoko niet zo'n eenvoudig programma te zijn. Bovendien zou het erg arbeidsintensief en foutgevoelig zijn.

Het klopt inderdaad dat het redelijk arbeidsintensief is. Alle knopen, members en hun eigenschappen moeten handmatig worden ingevoerd. Hierdoor ben je wel een tijdje bezig met elk brugtype. Wanneer een file van een brugtype klaar is, kan deze wel gewoon gekopieerd worden. Nadien moet er nog maar weinig aangepast worden als er verschillende testen met eenzelfde brugtype worden gedaan. Zo moet er maar 1 cijfer veranderd worden als er bijvoorbeeld met een andere aardbeving wordt gewerkt (enkel de schaalfactor moet worden aangepast) of als de brug in X-richting in plaats van in Y-richting wordt geëxciteerd. Een aantal berekeningen moesten wel opnieuw worden uitgevoerd omdat pas na een poosje bleek dat de tijdstap en de 2^e mode van de Rayleighdemping van cruciaal belang waren.

Ondanks deze paar kleine opmerkingen, blik ik toch tevreden terug op het werken in Ruaumoko2D. De resultaten waren zeer uitgebreid en werden duidelijk weergegeven. Bovendien waren er ook een drietal zeer zinvolle handleidingen waarin alles duidelijk en stap voor stap werd uitgelegd.

Deel 2 – Verschillende brugtypen









2. Bovenaazicht

2.1. Inleiding

Eerst wordt de vloer van de bruggen uitgebreid besproken en getest. De vloer wordt in Z-richting (horizontale dwarsexcitatie) geëxciteerd. Dit gebeurt door middel van een beschouwing van het bovenaanzicht. Bij de excitatie van het bovenaanzicht spelen de bogen, tuien,… geen rol. Dit bovenaanzicht is dus voor alle hierna beschouwde bruggen identiek.[3]

2.2. Matrixframe

2.2.1. Dimensionering

De bruggen hebben een overspanning van 100m. De breedte van de vloer bedraagt 15m. Verder wordt de dikte van de betonvloer op 217mm geschat.

2.2.1.1. Dimensionering langsliggers

De vloer bestaat uit tweedoorgaande liggers van 100m lang. Voor deze liggers wordt een HEB800 profiel voorgesteld.

2.2.1.2. Dimensionering dwarsliggers

Om de 10m zijn er dwarsliggers aanwezig. Voor deze dwarsliggers wordt een HEB600 profiel voorgesteld.

2.2.1.3. Dimensionering betonvloer

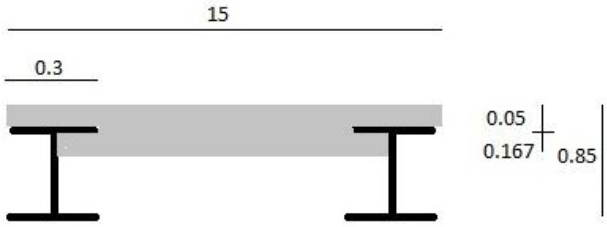
De dikte van de betonvloer wordt op 217mm geschat (h_{HEB800}-t_{flens}-h_{HEB600}=800-33-600=167; 167+50=217). In de betonvloer is wapening aanwezig: ϕ16-100.

De variabele verkeersbelasting bedraagt $5\frac{kN}{m^2}$. Het eigengewicht bedraagt $25*0.217=5.425\ \frac{kN}{m^2}$. Er wordt bij de dimensionering van de vloer dus gerekend met een belasting $q=1.2*5.425+1.5*5=14\frac{kN}{m^2}$.

Om te controleren of aangenomen dimensies voldoen wordt een stuk vloerplaat beschouwd (15m x 10m). In het geval de vloerplaat als volledig ingeklemd wordt beschouwd, bedraagt het moment in het midden $\frac{1}{24}ql^2$; indien de vloerplaat als ligger op twee steunpunten wordt beschouwd, bedraagt het moment in het midden $\frac{1}{8}ql^2$. Aangezien het hier om een benadering gaat, nemen we het gemiddelde van beide en schatten we dat het moment in het midden $\frac{1}{12}ql^2=\frac{1}{12}*14*10^2=117kNm$ bedraagt.

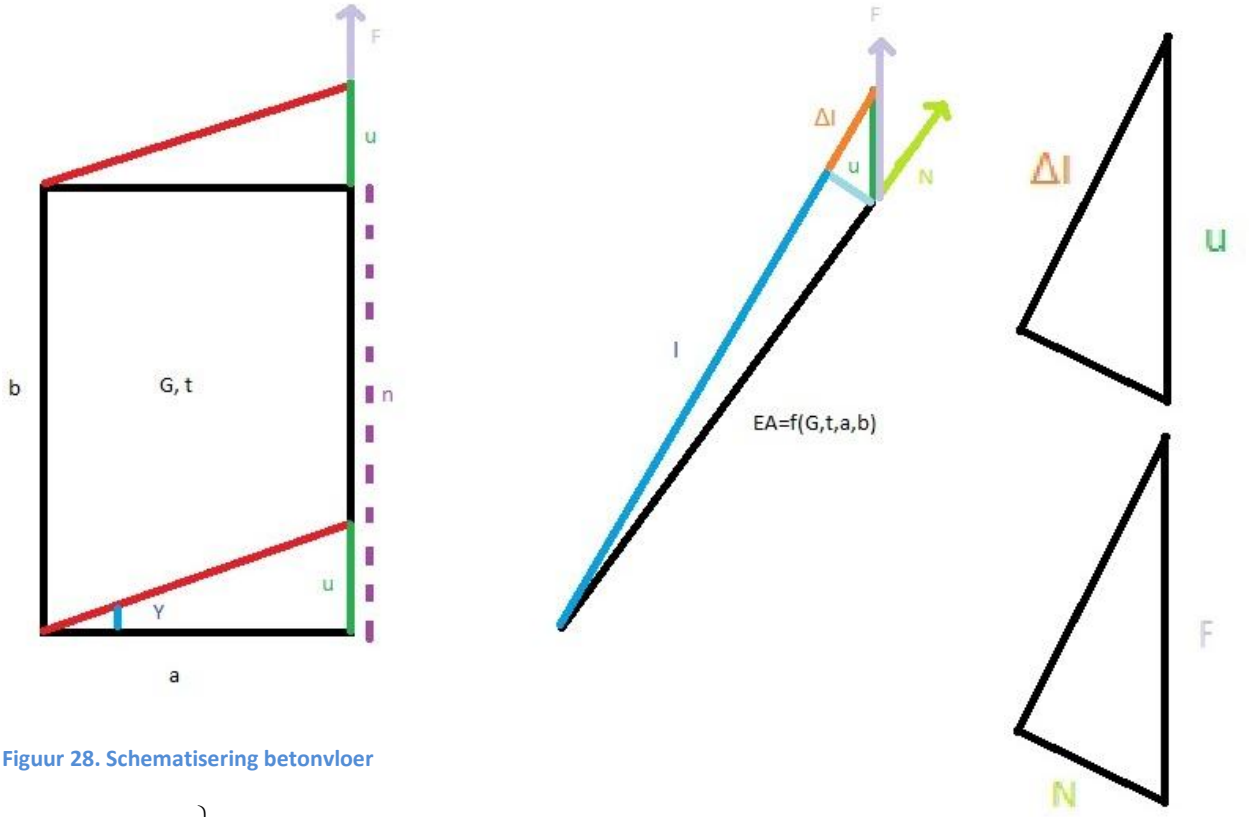
De kracht in de wapening bedraagt $F=0.25*\pi*16^2*435*10=875kN$. Deze kracht levert een moment $M=F*z=875*0.9*0.85*0.217=145kNm$. Dit is groter dan het optredende moment van 117kNm. De gekozen profielen en vloerdikten volstaan dus.

[3] De afmetingen in dit hoofdstuk zijn deels gebaseerd op de afmetingen uit het referentieproject: de Spoorbrug over het Twentekanaal.



Figuur 27. schets staalbetonvloer

De enige manier om vloeren te schematiseren in een raamwerkprogramma als MatrixFrame, is door het vertalen van de betonnen vloer naar een schuine (stalen) schoor (deze kan beschouwd worden als pendelstaaf, bijgevolg kan de EI worden verwaarloosd). De EA kan als volgt berekend worden:



Figuur 28. Schematisering betonvloer

$$\left.\begin{aligned} &F = n*b;\\ &n = G*t*Y;\\ &\tan(Y) = \frac{u}{a} \approx Y \end{aligned}\right\} \rightarrow F = G*t*\frac{u}{a}*b \rightarrow F = \underbrace{G*t*\frac{b}{a}}_{k}*u(1)$$

Met n=schuifkracht per eenheid van lengte.

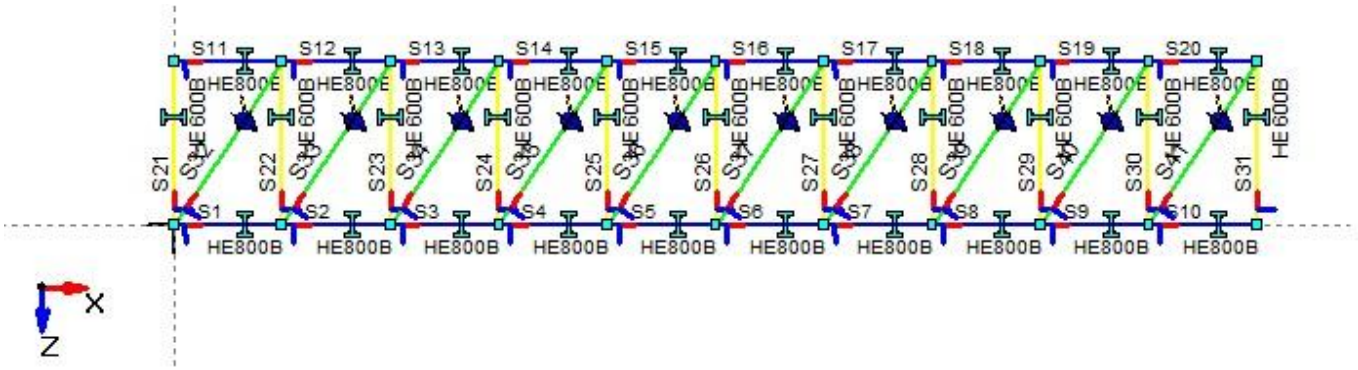
$$N = E*A*\varepsilon \rightarrow N = E*A*\frac{\triangle l}{l} \rightarrow N = \underbrace{\frac{E*A}{l}}_{k}*\triangle l$$

$$\frac{N}{F} = \frac{\triangle l}{u} \rightarrow \triangle l = \frac{N*u}{F} \rightarrow N = \frac{E*A}{l}*\frac{N*u}{F} \rightarrow F = \frac{E*A}{l}*u(2)$$

$$(1)en(2) \rightarrow \frac{E*A}{l} = G*t*\frac{b}{a}$$

Met $$G = \frac{E}{2*(1+\upsilon)}$$

2.2.2. MatrixFrame

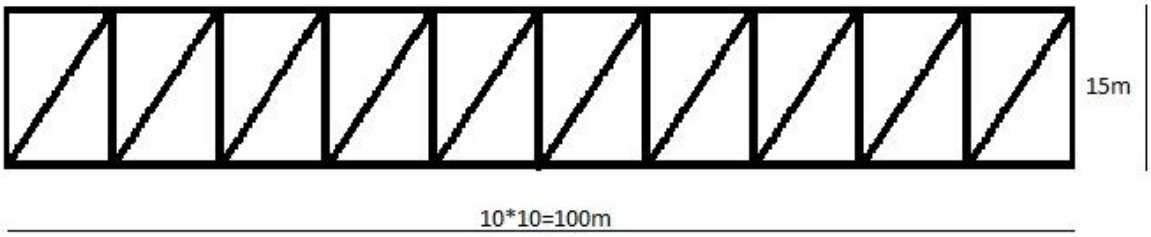


Figuur 29. Overzicht bovenaanzicht MatrixFrame

In Bij Ruaumoko zal dezelfde nummering worden toegepast als in deze MatrixFrame schematisatie. Deze schematisatie geeft duidelijk de verschillende onderdelen weer met verschillende kleuren: de donker blauwe liggers zijn de HEB800 liggers, de groene liggers zijn de HEB600 liggers en de gele schoren stellen de schematisatie voor van de betonvloer.

2.3. Ruaumoko

Hieronder is de schematisatie te vinden die wordt gebruikt bij Ruaumoko.



Figuur 30. Overzicht schematisatie en afmetingen

2.3.1. Gegevens

2.3.1.1. Langsliggers

Voor HEB800 liggers geldt:

$$A = 0.0334m^2$$

$$E = 210*10^9 \frac{N}{m^2}$$

$$G = \frac{E}{2*(1+\upsilon)} = \frac{210*10^9}{2*(1+0.3)} = 8.1*10^{10} \frac{N}{m^2}$$

$$I = 0.003591m^4$$

$$Eigengewicht = 9.81\frac{N}{kg}*262.3\frac{kg}{m} = 2573\frac{N}{m}$$

M_p=oppervlakte flens * arm + oppervlakte half lijf * arm = $2338*10^3$Nm

$$= \left(0.033*0.3*235*10^6*(0.4-\frac{0.033}{2})*2+(0.4-0.033)*0.0175*235*10^6*\frac{(0.4-0.033)}{2}*2\right)$$

Maximale axiale trekkracht=trekspanning*oppervlakte= $400*10^6*0.0334 = 13.36*10^6\,N$

2.3.1.2. Dwarsliggers

De dwarsliggers in deze modellering zijn HEB600 liggers:

$$A = 0.0270 m^2$$

$$E = 210*10^9 \frac{N}{m^2}; G = 8.1*10^{10} \frac{N}{m^2}$$

$$I = 0.00171 m^4$$

$$Eigengewicht = 9.81 \frac{N}{kg} * 211.9 \frac{kg}{m} = 2079 \frac{N}{m}$$

$$M_p = 0.03*0.3*235*10^6*(0.3-\frac{0.03}{2})*2+(0.3-0.03)*0.0155*235*10^6*\frac{(0.3-0.03)}{2}*2$$

$$= 1471*10^3 Nm$$

Maximale axiale trekkracht: $400*10^6*0.027 = 10.8*10^6 N$

2.3.1.3. Betonvloer

De betonvloeren kunnen niet in raamwerkprogramma's worden weergegeven, daarom worden ze vervangen door stalen staven met dezelfde materiaaleigenschappen:

$$\frac{E*A}{l} = G*t*\frac{b}{a} \rightarrow EA = \frac{E}{2*(1+\upsilon)}*t*\frac{b}{a}*l$$

$$\rightarrow EA = \frac{30*10^9}{2*(1+0.2)}*0.217*\frac{15}{10}*\sqrt{15^2+10^2} = 73350*10^6$$

$$E = 210*10^9 \frac{N}{m^2}$$

$$\rightarrow A = \frac{73350*10^6}{210*10^9} = 0.35 m^2$$

De staaf wordt gemodelleerd als pendel. Daarom heeft deze geen buigstijfheid. Er wordt $I = 1*10^{-9} m^4$ aangenomen.

Voor het gewicht per eenheid van lente geldt:

$$7850 \frac{kg}{m^3} * 9.81 \frac{N}{kg} * 0.35 m^2 = 26953 \frac{N}{m}$$

Het plastisch moment is moeilijk te berekenen bij een "geïmproviseerde" doorsnede, daarom wordt deze van dezelfde grootte orde aangenomen als deze van de dwars- en langsliggers: $M_p = 2000*10^3 Nm$.[4]

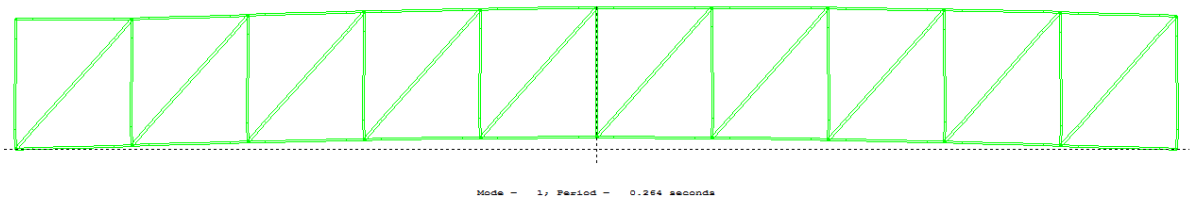
Maximale axiale trekkracht: $400*10^6*0.35 = 140*10^6 N$

[4] Beton kan meer plasticiteit opnemen dan de manier waarop het nu geschematiseerd wordt. Daar moet straks bij de conclusies rekening mee worden gehouden.

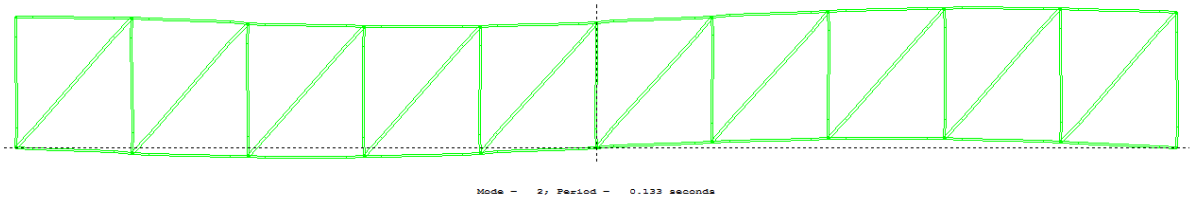
2.3.2. Eigenperiodes van het bovenaanzicht

Ruaumoko kan van elke constructie de eigenperiodes berekenen en visueel weergeven. De eigenperiodes van een constructie zijn niet afhankelijk van de aardbeving en kunnen dus met een willekeurig gekozen accelerogram file bepaald worden.

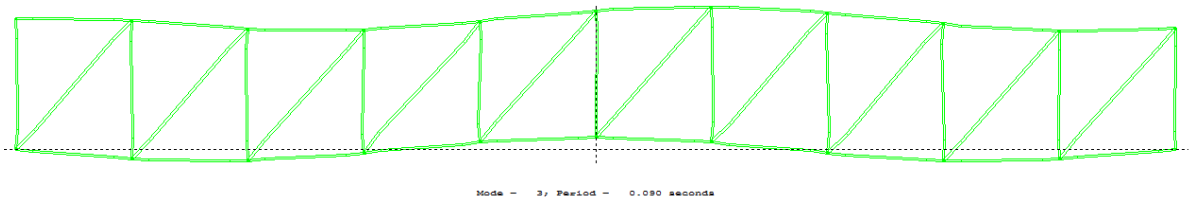
Hieronder zullen de eerste 6 modes en de bijbehorende eigenperiodes van het bovenaanzicht worden weergegeven.



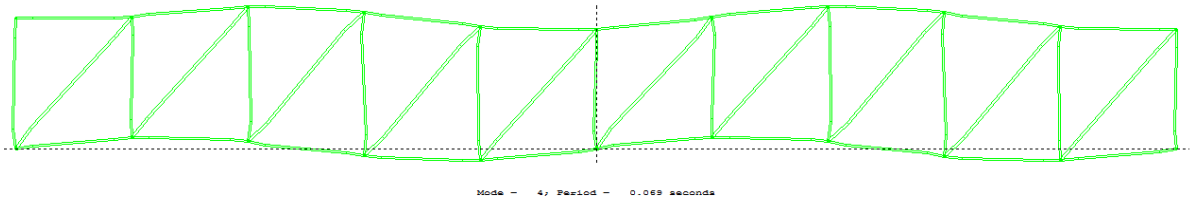
Figuur 31. Mode1 - Eigenperiode: 0.264s



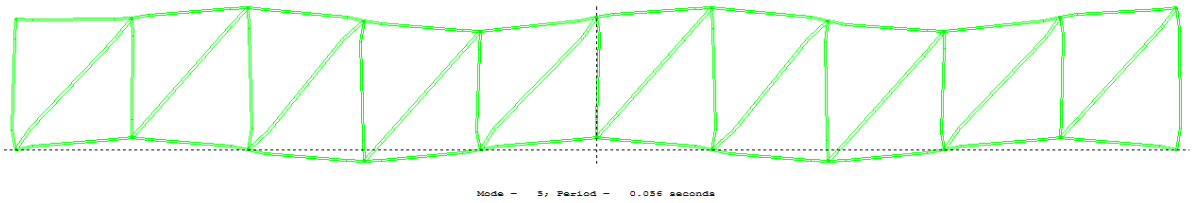
Figuur 32. Mode 2 - Eigenperiode: 0.133s



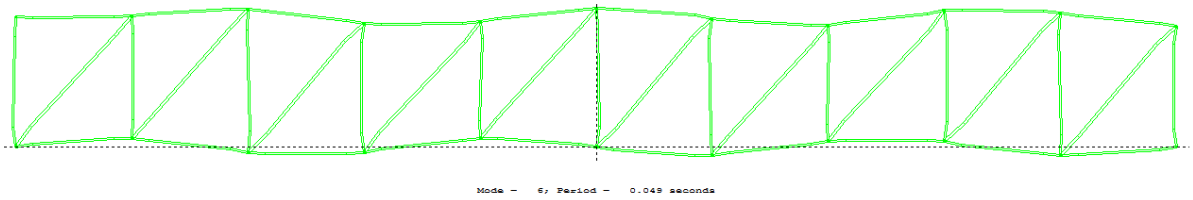
Figuur 33. Mode 3 - Eigenperiode: 0.09s



Figuur 34. Mode 4 - Eigenperiode: 0.069s



Figuur 35. Mode 5 - Eigenperiode: 0.056s



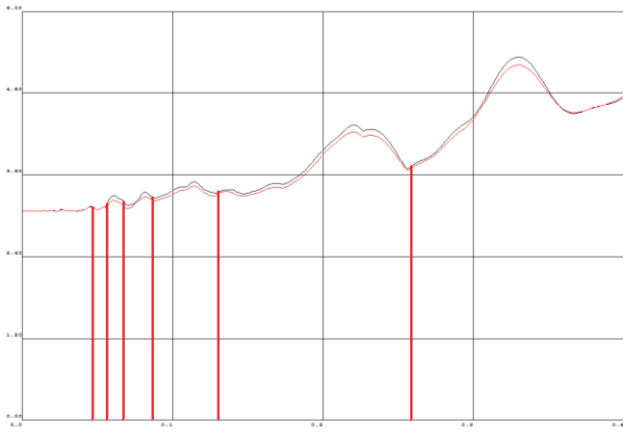
Figuur 36. Mode 6 - Eigenperiode: 0.049s

2.3.3. Verwachtingen

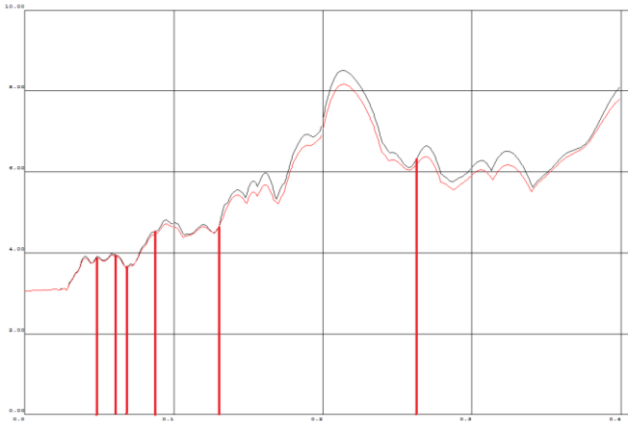
Hieronder zijn de spectra van de vier aardbevingen weergegeven in combinatie met de eigenperiodes van de eerste 6 modes van het bovenaanzicht. In onderstaande tabel zijn de cijfers verduidelijkt. Uit deze beschouwing kan verwacht worden dat de El Contro NS aardbeving veruit het meeste schade zal veroorzaken (grootste versnellingspieken ter plaatse van de eigenperiodes van het bovenaanzicht), gevolgd door de El Contro EW aardbeving en de Pacio Dam aardbeving. De Boekarest aardbeving zal naar verwachting het minste schade opleveren.

M=9	Boekarest	El Contro EW	El Contro NS	Pacio Dam
Mode 1	3.7	6.3	7.75	5.5
Mode 2	3.4	4.5	6.75	5.5
Mode 3	3.2	4.5	5	4.5
Mode 4	3.2	3.8	4.5	4
Mode 5	3.1	4	3.75	4
Mode 6	3.1	3.9	3.25	3.5

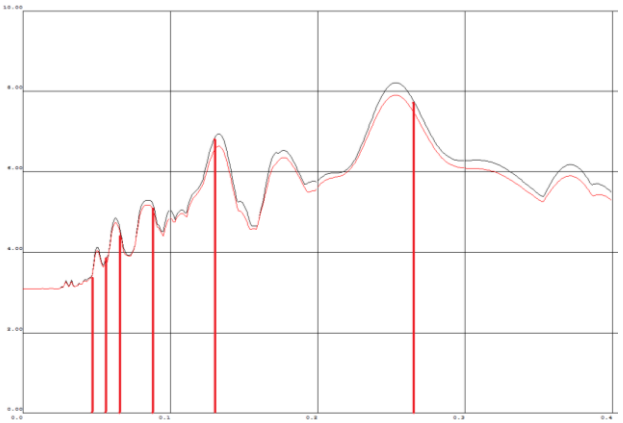
Tabel 21. Accelerogram verduidelijking bovenaanzicht



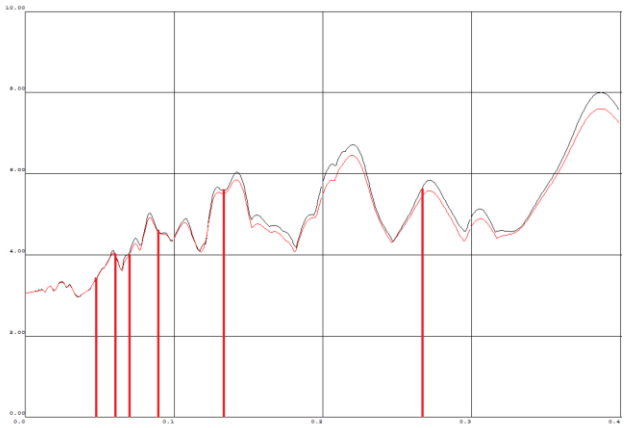
Figuur 37. Boekarest: eigenperiodes en responsiespectra



Figuur 38. El Contro EW: eigenperiodes en responsiespectra



Figuur 39. El Contro NS: eigenperiodes en responsiespectra



Figuur 40. Pacio Dam: eigenperiodes en responsiepectra

2.3.4. Resultaten

2.3.4.1. Z-excitatie

	B9	EW9	NS9	P9		B9	EW9	NS9	P9
1a					**21b**				
1b					**22a**		0.847	1.385	0.625
2a					**22b**		AXIAL	AXIAL	AXIAL
2b					**23a**		0.515	0.608	
3a					**23b**		AXIAL	AXIAL	
3b					**24a**				
4a					**24b**				
4b					**25a**				
5a					**25b**				
5b					**26a**				
6a					**26b**				
6b					**27a**				
7a					**27b**				
7b					**28a**				
8a					**28b**				
8b					**29a**				
9a					**29b**				
9b					**30a**		0.517	0.592	
10a					**30b**		AXIAL	AXIAL	
10b					**31a**		0.898	1.468	0.644
11a					**31b**		AXIAL	AXIAL	AXIAL
11b					**32a**				
12a					**32b**				
12b					**33a**				
13a					**33b**				
13b					**34a**				
14a					**34b**				
14b					**35a**				
15a					**35b**				
15b					**36a**				
16a					**36b**				
16b					**37a**				
17a					**37b**				
17b					**38a**				
18a					**38b**				
18b					**39a**				
19a					**39b**				
19b					**40a**				
20a					**40b**				
20b					**41a**				
21a					**41b**				

Tabel 22. Resultaten Z-excitatie bovenaanzicht

2.4. Conclusie

Hieronder wordt een overzicht gegeven van de maximale SI's:

	Boekarest	El Contro EW	El Contro NS	Pacio Dam
M=9	0	0.898 A*	1.468 A*	0.644 A*

Tabel 23. Overzicht maximale SI's bovenaanzicht

*'A' staat voor axiaal bezwijken

Wanneer er een Z-excitatie wordt uitgevoerd blijkt de Boekarest aardbeving het minste schade te veroorzaken. Het meeste schade wordt veroorzaakt door de El Contro NS aardbeving. Bij de El Contro EW en de Pacio Dam aardbeving treedt er onherstelbare schade op, bij de El Contro NS aardbeving treedt bezwijken op. Dit werd ook mooi verspeld in de paragraaf van de verwachtingen. Verder blijkt dat alle aardbevingen leiden tot axiaal falen. Dit komt omdat de betonvloer sterk geschematiseerd is door middel van een schoor.

3. Boogbrug met rechte kabels

3.1. Inleiding

Als eerste brug wordt een boogbrug beschouwd met verticale kabels. Als referentieproject wordt de Spoorbrug over het Twentekanaal gebruikt. De afmetingen hiervan worden gecontroleerd met berekeningen en met MatrixFrame in volgende paragrafen. Het zou kunnen dat er meer optimale afmetingen bestaan, maar het uitzoeken hiervan behoort niet tot het doel van dit bachelor eindproject. Bij de hiernavolgende bruggen wordt zoveel mogelijk gebruikt gemaakt van dezelfde onderdelen, afmetingen en dimensies. Op die manier kan het best een vergelijking worden gemaakt tussen de verschillende bruggen.

3.2. Matrixframe

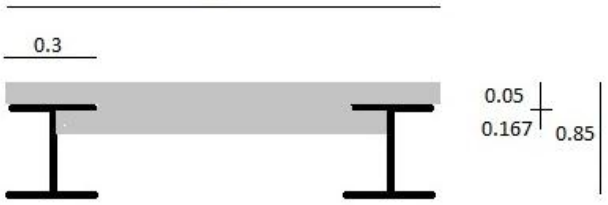
3.2.1. Dimensionering

3.2.1.1. Dimensionering staalbetonvloer

A en I worden eerst uitgerekend voor de volledige doorsnede, daarna worden ze gedeeld door 2 omdat er maar 1 boog gemodelleerd wordt. Deze A, E en I stellen de eigenschappen van de “staven” voor die de horizontale ligger modelleren in MatrixFrame en Ruaumoko. Bovendien worden de HEB600 dwarsliggers niet verder meegenomen in dit model omdat ze niet van invloed zijn in hierna volgende berekeningen en bij de excitatierichtingen die van de zijaanzichten worden beschouwd.

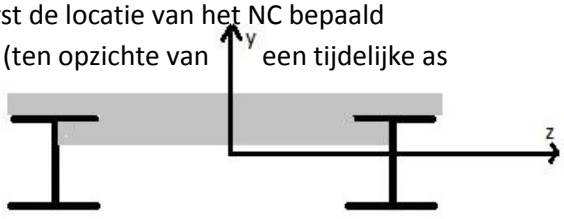
$$EA = E_B * A_B + E_S * A_S$$
$$= 30*10^6 * (0.05*15 + 0.167*(15 - 2*0.15)) + 210*10^6 * 2*0.0334$$
$$= 110175kN$$

$$E_S = 210*10^6 \frac{kN}{m^2} \rightarrow A = 0.525m^2 \rightarrow : 2 \rightarrow 0.2625m^2$$



Figuur 41. Doorsnede staalbetonvloer met afmetingen

Om de Elyy van de doorsnede te kunnen berekenen moet eerst de locatie van het NC bepaald worden. De doorsnede heeft een as van symmetrie, enkel y_{NC} (ten opzichte van een tijdelijke as rechtsonder in de figuur) moet nog bepaald worden:



Figuur 42. Doorsnede staalbetonvloer

$$y_{NC} = \frac{ES_z}{EA} = \frac{E_B * S_{z,B} + E_S * S_{z,S}}{E_B * A_B + E_S * A_S} =$$
$$= \frac{30*10^6 * (0.05*15*0.825 + 0.167*14.7*0.7165) + 210*10^6 * 2*0.0334*0.400}{30*10^6 * (0.05*15 + 0.167*14.7) + 210*10^6 * 2*0.0334}$$
$$= 0.698m$$

$$EI_{yy} = E_B I_{yy,B} + E_S I_{yy,S}$$

$$= 30*10^6 *(\frac{1}{12}*15*0.05^3 + 0.05*15*0.127^2 + \frac{1}{12}*14.7*0.167^3 + 0.167*14.7*0.0185^2)$$

$$+210*10^6 *(2*0.003591 + 2*0.0334*0.298^2) = 3318 kNm^2$$

$$E_S = 210*10^6 \rightarrow I_{yy} = 0.0158m^4 \rightarrow :2 \rightarrow 0.0079m^4$$

3.2.1.2. Dimensionering boog

De boog wordt verondersteld een stalen buisprofiel te hebben. De afmetingen worden gebaseerd op deze van de spoorbrug over het Twentekanaal. De diameter bedraagt 1.4m en de dikte van de wand bedraagt 0.033m.

3.2.1.3. Dimensionering kabels

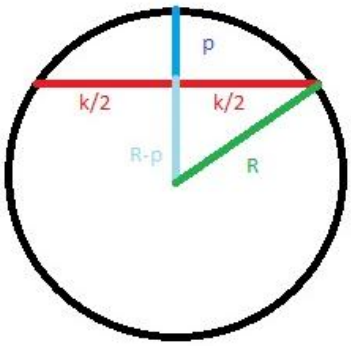
Om te weten hoe lang de verschillende kabels moeten zijn, moeten er enkele berekeningen met betrekking tot een cirkelsegment worden gemaakt:

De rode lijn stelt een hoofdligger van de brug voor met een totale lengte k=100m. De donker blauwe lijn is de hoogte van de boog in het midden p=20m. Er moet nu een formule worden afgeleid om de straal van de cirkel te bepalen waar het cirkelsegment (de boogbrug) een onderdeel van uitmaakt.

$$R^2 = (\frac{k}{2})^2 + (R-p)^2 \rightarrow R - p = \sqrt{R^2 - (\frac{k}{2})^2}$$

$$\rightarrow R^2 - 2*R*p + p^2 = R^2 - (\frac{k}{2})^2 \rightarrow p^2 + (\frac{k}{2})^2 = 2*R*p$$

$$\rightarrow R = \frac{p}{2} + \frac{k^2}{8*p} = \frac{20}{2} + \frac{100^2}{8*20} = 72.5m$$

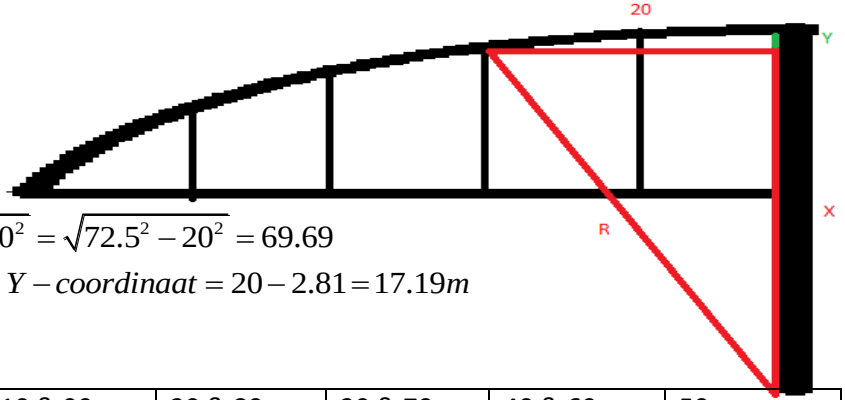


Figuur 43. straalberekening

Nu de straal bekend is, kan de hoogte van de verticale kabels (om de 10m gelokaliseerd) bepaald worden met behulp van Pythagoras en het cirkelsegment dat de boogbrug voorstelt.:

Als voorbeeld wordt hier de hoogte van de kabels berekend die zich op 30m van de opleggingen bevinden (2 kabels in iedere boog, dus dit is de lengte van 4 kabels in totaal). De overige kabels kunnen op dezelfde wijze worden uitgerekend. De resultaten hiervan zijn in Tabel 24. Lengte verticale kabels te vinden.

Figuur 44. Overzicht kabelberekening



$$R^2 = x^2 + 20^2 \rightarrow x = \sqrt{R^2 - 20^2} = \sqrt{72.5^2 - 20^2} = 69.69$$

$$\rightarrow Y = 72.5 - 69.69 = 2.81 \rightarrow Y - coordinaat = 20 - 2.81 = 17.19m$$

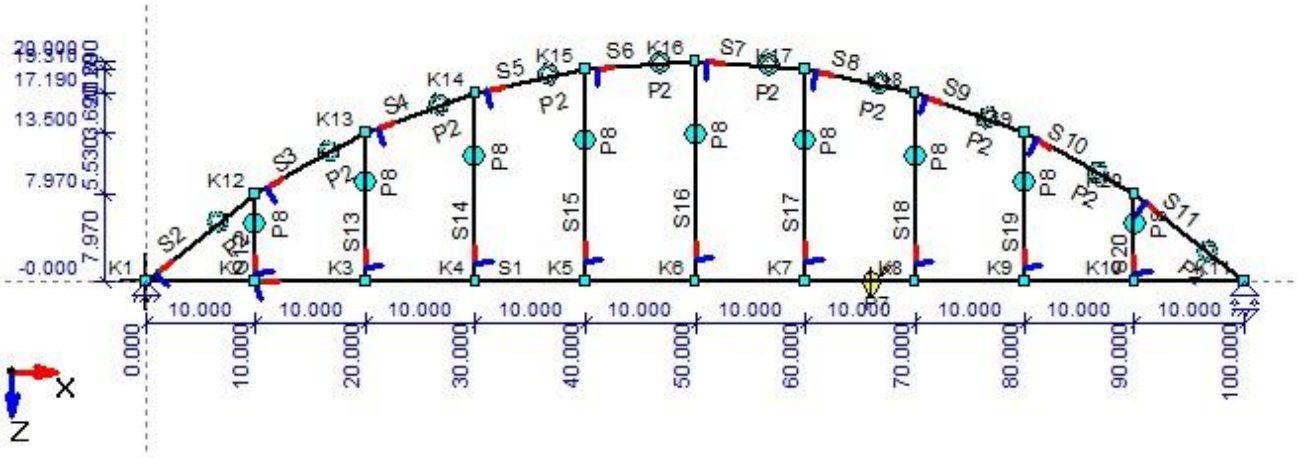
Tabel 24. Lengte verticale kabels

X-coordinaten	0 & 100	10 & 90	20 & 80	30 & 70	40 & 60	50
Y-coordinaat	0	7.97	13.50	17.19	19.31	20

3.2.2. Controle afmetingen met MatrixFrame

3.2.2.1. Uitleg gegevens

De boogbrug is volledig en gedetailleerd gemodelleerd in MatrixFrame 2D. Deze modellering wordt het uitgangspunt voor de verdere modellering van de brug in Ruaumoko. De geometrie en materiaaleigenschappen zijn als volgt:



Figuur 45. Boogbrug 2D MatrixFrame Geometrie en Materiaaleigenschappen

In deze afbeelding zijn duidelijk de verticale afmetingen van de boog te zien die in een eerdere paragraaf zijn afgeleid. In Tabel 25. Materiaaleigenschappen Boog2D volgt een overzicht van de materiaaleigenschappen

	Boog	Kabels	Ligger
Naam	Buis met D=1.4m	Cirkel met D=0.3m	Eigen invoer
Materiaal	S235	S235	S235
Oppervlakte	$1.42*10^{-1}$	$7.07*10^{-2}$	$2.625*10^{-1}$
Traagheidsmoment	$3.31*10^{-2}$	$1*10^{-9}$	$7.9*10^{-3}$
Elasticiteitsmodulus	$2.1*10^{8}$	$2.1*10^{8}$	$2.1*10^{8}$

Tabel 25. Materiaaleigenschappen Boog2D

Het traagheidsmoment van de kabels is zeer klein omdat kabels geen of nauwelijks buigstijfheid hebben.

3.2.2.2. Belastingen

De belastingen die van belang zijn bij de boogbrug zijn de belastingen ten gevolge van het eigengewicht van de betonnen vloer ($0.217m*25\frac{kN}{m^3}=5.425\frac{kN}{m^2}$) en de belastingen ten gevolge van de veranderlijke belasting (de verkeersbelasting). Hier wordt gewerkt met een breedte van 7.5m, de andere helft van de belasting wordt immers afgedragen naar de andere boog.

De permanente belasting (factor 1.2) op knoop 2 t.e.m. 10 bedraagt:

$$7.5m*10m*5.425\frac{kN}{m^2}=410kN$$

De verkeersbelasting (factor 1.5) op knoop 2 t.e.m. 10 bedraagt:

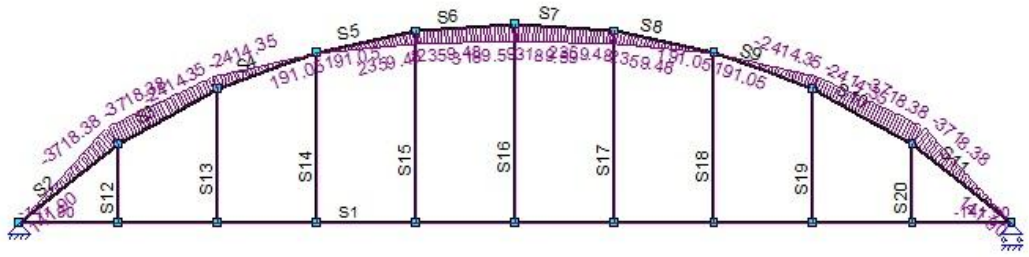
$$7.5m*10m*5\frac{kN}{m^2}=375kN\ .$$

De permanente belasting en verkeersbelasting op knoop 1 en 11 bedragen respectievelijk:

$$\frac{410}{2}=205kN \text{ en } \frac{375}{2}=187.5kN\ .$$

3.2.2.3. Momentenlijn en Unity-check

Bij de berekeningen van de momentenlijn wordt gewerkt met een factor 1.2 bij de belasting ten gevolgen van het eigengewicht en een factor 1.5 bij de veranderlijke belasting.
Hieronder wordt de momentenlijn weergegeven:



Figuur 46. Boogbrug 2D MatrixFrame momentenlijn

De vorm van de momentenlijn blijkt precies te zijn wat verwacht kan worden bij een boogbrug op basis van een cirkelsegment. Uit de momentenlijn blijkt verder dat de boog inderdaad het zwaarst belast wordt. Het maximale moment in de boog bedraagt 3718kNm. Deze boog bestaat uit een buisprofiel met D=1.4m en t=0.033m. Daarom wordt voor de boog de unity-check uitgevoerd:

$$UC=\frac{M_{s;d}}{M_{u;d}}=\frac{M_{s;d}}{f_d*W_{el}}=\frac{3718kNm}{235000\frac{kN}{m^2}*W_{el}}$$

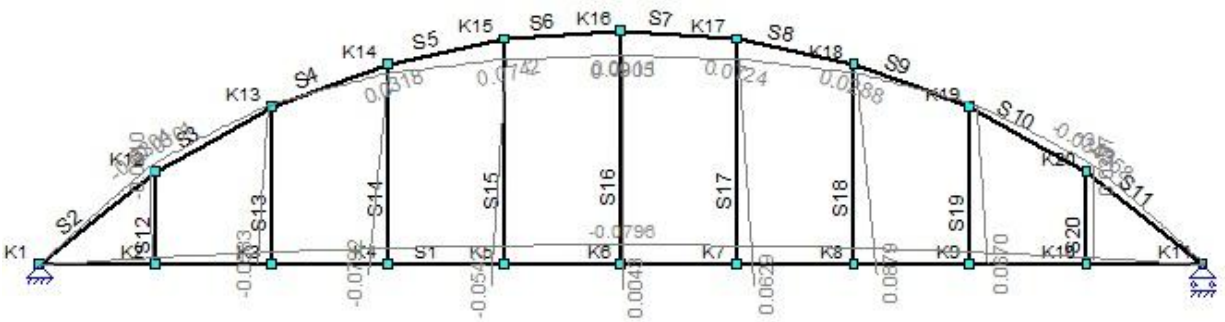
$$W_{el}=\frac{I}{z}=\frac{\pi*R_0^4}{4*R_0}-\frac{\pi*R_i^4}{4*R_i}=\frac{\pi*R_0^3}{4}-\frac{\pi*R_i^3}{4}=\frac{\pi*0.7^3}{4}-\frac{\pi*(0.7-0.033)^3}{4}=0.03633m^3$$

$$\rightarrow UC=\frac{3718kNm}{235000\frac{kN}{m^2}*0.03633m^3}=0.435\leq 1$$

De boogbrug blijkt dus zeer goed te kunnen weerstaan aan het maximaal optredende moment.

3.2.2.4. Doorbuigingen en check

Bij doorbuigingen moet er niet gewerkt worden met de factoren 1.2 en 1.5 bij de belastingen.
De doorbuiging wordt weergegeven in Figuur 47. Boogbrug 2D MatrixFrame Doorbuiging:



Figuur 47. Boogbrug 2D MatrixFrame Doorbuiging

De maximaal toelaatbare doorbuiging bedraagt: 0.004*l=0.004*100m=0.4m. De maximale doorbuiging treedt op bij knoop 16 en bedraagt 0.0910m, dit is minder dan de toegelaten 0.4m waardoor aan de eis voor de doorbuiging ruimschoots wordt voldaan.

3.3. Ruaumoko

3.3.1. Gegevens

3.3.1.1. Doorgaande ligger

Een groot deel van de relevante gegevens is reeds berekend bij de paragraaf MatrixFrame:

$$E_S = 21*10^{10}\frac{N}{m^2}; A = 0.525m^2 \rightarrow: 2 \rightarrow 0.2625m^2$$

$$G_S = \frac{E}{2*(1+\upsilon)} = \frac{21*10^{10}}{2*(1+0.3)} = 8.1*10^{10}\frac{N}{m^2}$$

$$y_{NC} = 0.698m$$

$$I_{yy} = 0.0158m^4 \rightarrow: 2 \rightarrow 0.0079m^4$$

Eigengewicht van de ligger en betonvloer:

$$25*(0.05*15+0.167*14.7)+2*262.3*9.81*10^{-3} = 85.27*10^3\frac{N}{m}$$

Het vloeimoment = het plastisch moment M_p en werd reeds in een voorgaande paragraaf berekend:

$$M_p = 2338*10^3 Nm$$

Axiale treksterkte (betonaandeel wordt verwaarloosd want beton heeft nauwelijks treksterkte) van staal is 400MPa=400*10^6 N/m^2. De bijbehorende maximale axiale trekkracht bedraagt: $400*10^6*0.2625 = 105*10^6 N$.

3.3.1.2. Boog

Oppervlakte van een ring met D=1400mm en t=33mm:

$$A = (0.7^2 * \pi) - ((0.7 - 0.033)^2 * \pi) = 0.1417 m^2$$

Traagheidsmoment:

$$I_{yy} = I_{zz} = \frac{\pi}{4} * (R_0^4 - R_i^4)$$

$$= \frac{\pi}{4} * (0.7^4 - (0.7 - 0.033)^4) = 0.0331 m^4$$

Eigengewicht:

$$= 7850 \frac{kg}{m^3} * 9.81 \frac{N}{kg} * 0.1417 m^2 = 10912 \frac{N}{m}$$

Plastisch moment:

$$M_P = 235 * 10^6 * (A_0 * z_0 - A_i * z_i) = 235 * 10^6 * (\pi * 0.7^2 * \frac{2 * 0.7}{\pi} - \pi * (0.7 - 0.033)^2 * \frac{2 * (0.7 - 0.033)}{\pi})$$

$$= 21.74 * 10^6 \, Nm$$

Maximale axiale trekkracht: $400 * 10^6 * 0.1417 = 56.68 * 10^6 \, N$.

3.3.1.3. Kabels

Oppervlakte van een cirkel met D=0.30m:

$$A = \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{\pi * 0.3^2}{4} = 0.071 m^2$$

Traagheidsmoment:

$$I_{yy} = I_{zz} = 1 * 10^{-9} m^4$$

Eigengewicht:

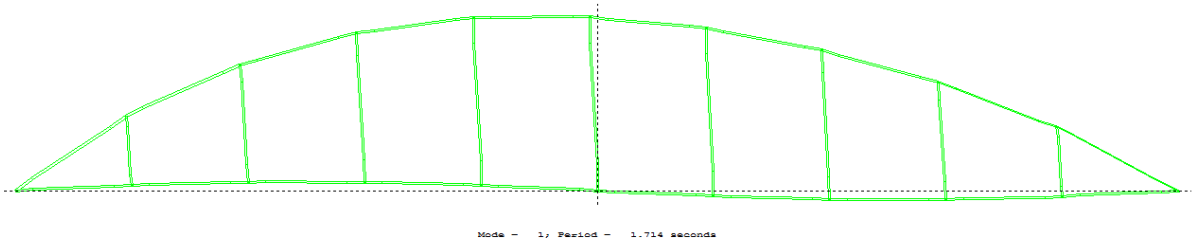
$$= 7850 \frac{kg}{m^3} * 9.81 \frac{N}{kg} * 0.071 m^2 = 5468 \frac{N}{m}$$

Plastisch moment (met vormfactor 1.7 voor een cirkelvormige doorsnede):

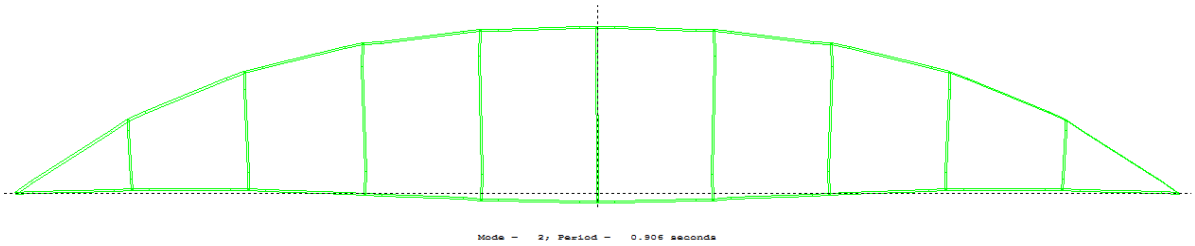
$$\frac{R^3 * \pi}{4} * 235 * 10^6 * 1.7 = \frac{0.15^3 * \pi}{3} * 235 * 10^6 * 1.7 = 1.059 * 10^6 \, Nm$$

Maximale axiale trekkracht: $400 * 10^6 * 0.071 = 28.4 * 10^6 \, N$

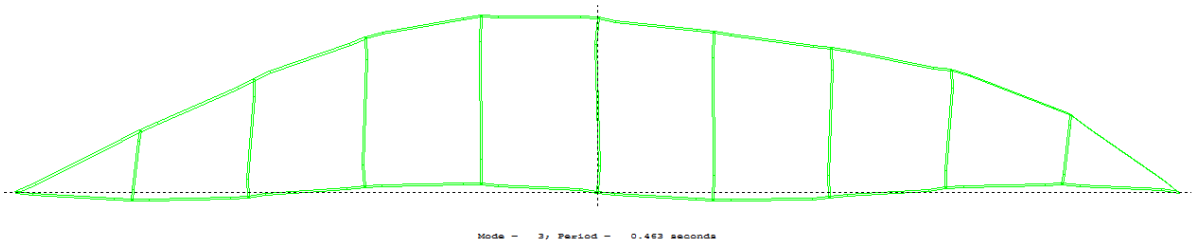
3.3.2. Eigenperiodes van de boogbrug



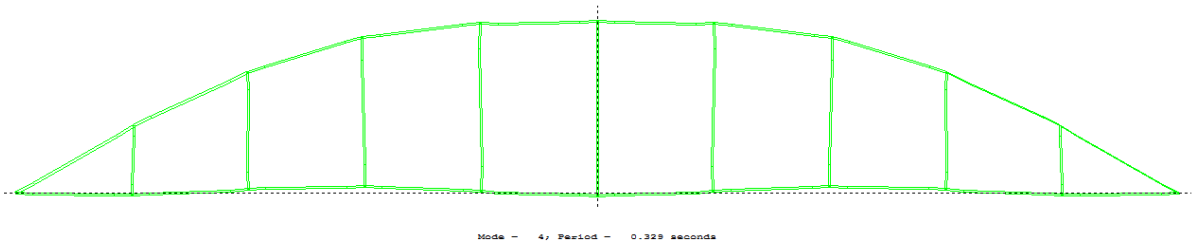
Figuur 48. Mode 1 - Eigenperiode: 1.714sec



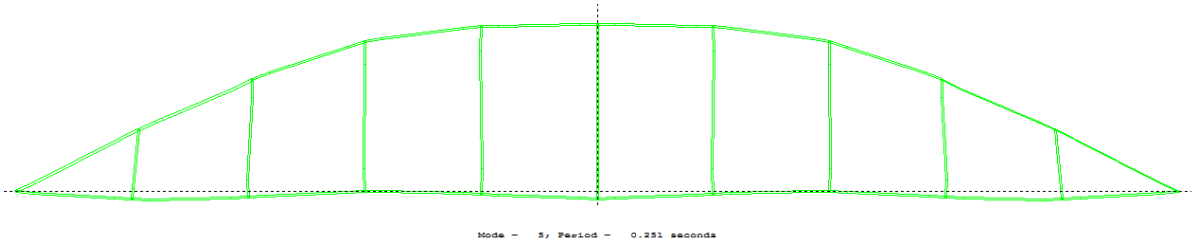
Figuur 49. Mode 2 - Eigenperiode: 0.906sec



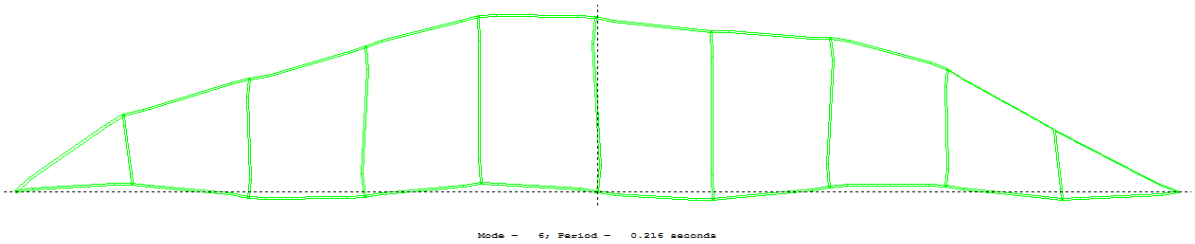
Figuur 50. Mode 3 - Eigenperiode: 0.463sec



Figuur 51. Mode 4 - Eigenperiode: 0.329 sec



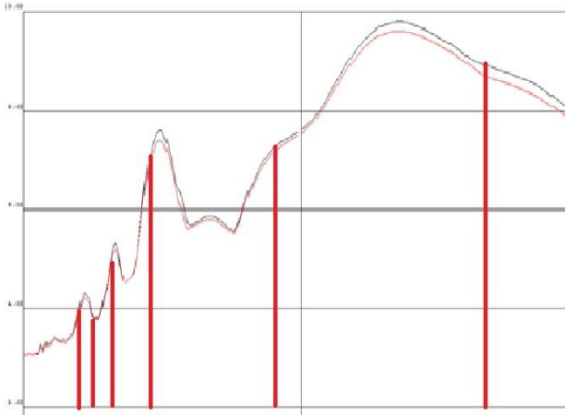
Figuur 52. Mode 5 - Eigenperiode: 0.251sec



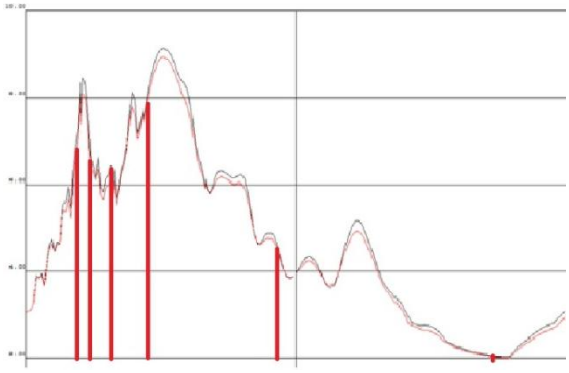
Figuur 53. Mode 6 - Eigenperiode: 0.216 sec

3.3.3. Verwachtingen

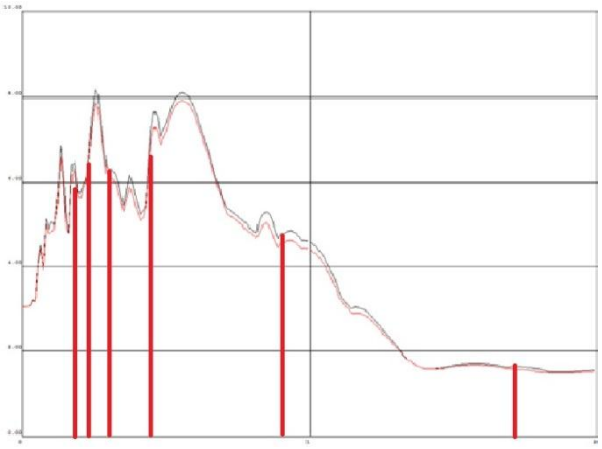
In de responsiespectra kunnen de eerste 6 eigenperiodes van het zijaanzicht worden aangeduid. Andere eigenperiodes (7^{e} eigenperiode en verder) zijn minder relevant omdat ze buiten het "resonantiedomein" van de meeste aardbevingen vallen. Dit wil zeggen dat versnellingen die bij deze periodes horen geen grote pieken meer vormen en dus minder invloed zullen hebben. Bovendien zijn de vervormingen die horen bij hogere modes moeilijker te verwezenlijken en dus minder bepalend.



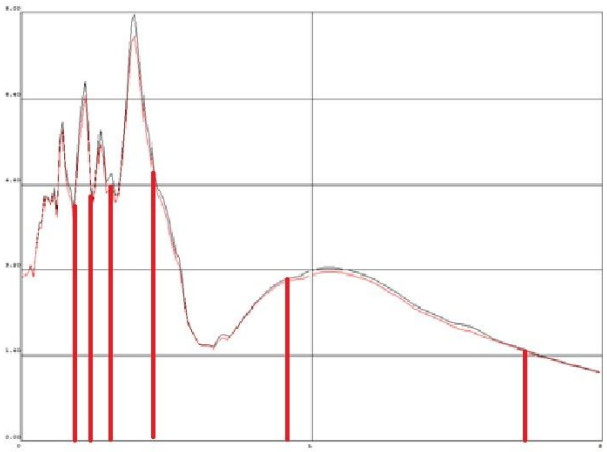
Figuur 54. Boekarest: eigenperiodes en responsiespectra



Figuur 55. El Contro EW: eigenperiodes en responsiespectra



Figuur 56. El Contro NS: eigenperiodes en responsiespectra



Figuur 57. Pacio Dam: eigenperiodes en responsiespectra

Niet alle spectra hebben dezelfde schaalverdeling, bovendien is de schaalverdeling ook niet heel erg duidelijk. Daarom wordt een en ander hieronder verduidelijkt in onderstaande tabel:

M=9	Boekarest	El Contro EW	El Contro NS	Pacio Dam
Mode 1	9	2	1.75	1.60
Mode 2	7	4.25	4.5	3
Mode 3	7	8	6	4.8
Mode 4	4.5	6	6	4.8
Mode 5	3.75	6.25	6.75	4.8
Mode 6	4	6.5	6.75	4.8

Tabel 26. Verduidelijking accelerogrammen boogbrug met rechte kabels

*versnellingspieken in $\frac{m}{s^2}$

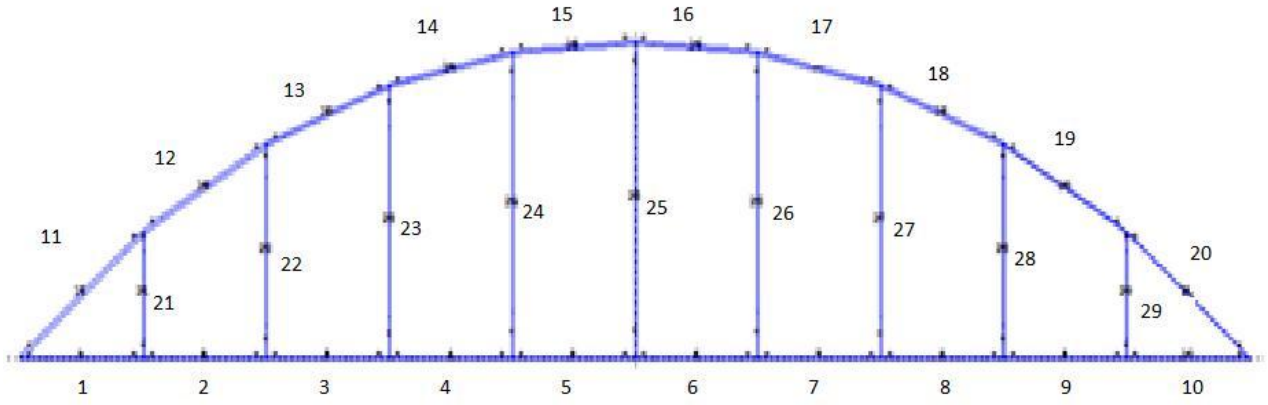
Hoe groter het mode nummer, hoe minder invloed deze mode heeft (deze vervormingen zijn immers moeilijker te verwezenlijken). Ook daarom wordt voornamelijk naar de eerste zestal modes gekeken.

Bij de Boekarest aardbeving zijn de bij de eerste twee eigenperiodes van de brug horende versnellingen het grootst. Er kan dus verwacht worden dat bij deze aardbeving de grootste ductiliteiten en het grootste aantal ductiliteiten optreden. De Pacio Dam aardbeving zal waarschijnlijk het minste schade veroorzaken.

3.3.4. Resultaten

Onderstaande figuur geeft de visuele weergave van de brug in Ruaumoko weer.

.



Figuur 58. Overzicht member en hinge nummering

3.3.4.1. X-excitatie

	B9	EW9	NS9	P9		B9	EW9	NS9	P9
1a					**15b**				
1b					**16a**				
2a	0.024				**16b**				
2b					**17a**				
3a	0.068				**17b**				
3b					**18a**				
4a	0.077				**18b**				
4b					**19a**				
5a	0.036				**19b**				
5b					**20a**				
6a					**20b**				
6b	0.036				**21a**				
7a					**21b**				
7b	0.077				**22a**				
8a					**22b**				
8b	0.068				**23a**				
9a					**23b**				
9b	0.024				**24a**	0.011			
10a					**24b**	0.013			
10b					**25a**	0.015			
11a					**25b**	0.016			
11b					**26a**	0.011			
12a					**26b**	0.013			
12b					**27a**				
13a					**27b**				
13b					**28a**				
14a					**28b**				
14b					**29a**				
15a					**29b**				

Tabel 27. Resulaten X-excitatie boogbrug met rechte kabels

3.3.4.2. Y-excitatie

	B9	EW9	NS9	P9		B9	EW9	NS9	P9
1a					**15b**	0.069		0.044	0.014
1b		0.021	0.024	0.011	**16a**	0.069		0.044	0.014
2a	0.252	0.141	0.195	0.109	**16b**				
2b	0.034	0.01	0.018	0.024	**17a**				
3a	0.139	0.114	0.129	0.076	**17b**			0.017	
3b	0.084	0.178	0.216	0.094	**18a**			0.029	
4a	0.107	0.162	0.139	0.133	**18b**				
4b	0.07	0.048	0.066	0.019	**19a**				
5a	0.08	0.04	0.032		**19b**	0.061		0.035	
5b	0.2	0.101	0.143	0.064	**20a**			0.641	
6a	0.2	0.101	0.143	0.064	**20b**			AXIAL	
6b	0.08	0.04	0.032		**21a**				
7a	0.07	0.048	0.066	0.019	**21b**				
7b	0.107	0.162	0.139	0.133	**22a**	0.012			
8a	0.084	0.178	0.216	0.094	**22b**	0.02		0.01	
8b	0.139	0.114	0.129	0.076	**23a**	0.013			
9a	0.034	0.01	0.018	0.024	**23b**	0.017			
9b	0.252	0.141	0.195	0.109	**24a**				
10a		0.021	0.024	0.011	**24b**				
10b					**25a**				
11a			0.641		**25b**				
11b			AXIAL		**26a**				
12a	0.061		0.035		**26b**				
12b					**27a**	0.013			
13a					**27b**	0.017			
13b			0.029		**28a**	0.012			
14a			0.017		**28b**	0.02		0.01	
14b					**29a**				
15a					**29b**				

Tabel 28. Resultaten Y-excitatie boogbrug met rechte kabels

3.4. Conclusie

Hieronder wordt een overzicht gegeven van de maximale SI's van de X-excitatie:

	Boekarest	El Contro EW	El Contro NS	Pacio Dam
M=9	0.077	0	0	0

Tabel 29. Overzicht maximale SI's X-excitatie boogbrug met rechte kabels

Enkel de Boekarest aardbeving blijkt plasticiteit te veroorzaken. Wel blijven alle SI-waarden onder de 0.1, alle schade is dus herstelbaar.

Hieronder wordt een overzicht gegeven van de maximale SI's van de Y-excitatie:

	Boekarest	El Contro EW	El Contro NS	Pacio Dam
M=9	0.252	0.178	0.216	0.133

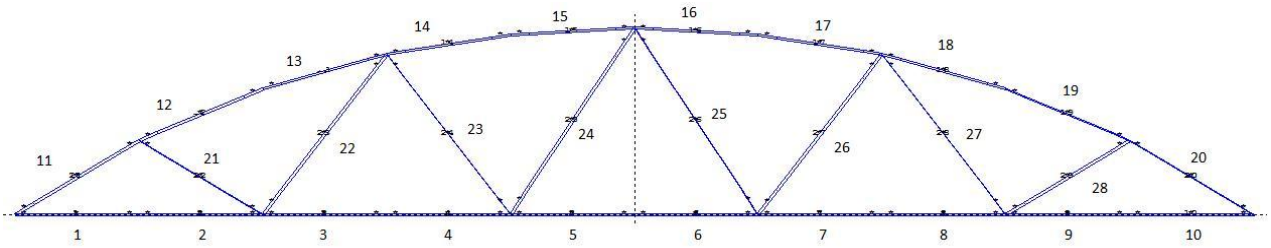
Tabel 30. Overzicht maximale SI's Y-excitatie boogbrug met rechte kabels

De Boekarest- en de El Contro NS-aardbevingen blijken het meeste schade te veroorzaken. De Pacio Dam veroorzaakt steeds het minste schade. De El Contro NS aardbeving blijkt soms tot axiaal bezwijken te leiden. Wel blijven alle SI-waarden onder de 0.1, alle schade is dus herstelbaar.
De verwachtingen qua maatgevende aardbevingen blijken te kloppen.

4. Boogbrug met schuine kabels

4.1. Inleiding

De boogbrug uit voorgaande paragrafen wordt nu een beetje aangepast. De kabels zijn nu niet verticaal maar schuin. Hierdoor worden de vloer en de boog op minder plekken met elkaar verbonden. Wel is meer sprake van een 'vakwerk'. Er kan verwacht worden dat de boog en de vloer meer zullen samenwerken en zo ook extra stijfheid, als constructie in geheel, zullen verlenen.



Figuur 59. Nummering members en hinges

4.2. Matrixframe

4.2.1. Dimensionering

Qua afmetingen blijven alle onderdelen hetzelfde. Daarom staat hieronder slechts een kleine overzichtstabel weergegeven:

	Boog	Kabels	Ligger
Naam	Buis met D=1.4m	Cirkel met D=0.3m	Eigen invoer
Materiaal	S235	S235	S235
Oppervlakte	$1.42*10^{-1}$	$7.07*10^{-2}$	$2.625*10^{-1}$
Traagheidsmoment	$3.31*10^{-2}$	$1*10^{-9}$	$7.9*10^{-3}$
Elasticiteitsmodulus	$2.1*10^{8}$	$2.1*10^{8}$	$2.1*10^{8}$

Tabel 31. Overzicht doorsnedegrootheden boogbrug met schuine kabels

4.2.2. Controle afmetingen met MatrixFrame

4.2.2.1. Uitleg gegevens

De gegevens van de boog, de vloer en de kabels wijzigen niet t.o.v. de boogbrug met verticale kabels.

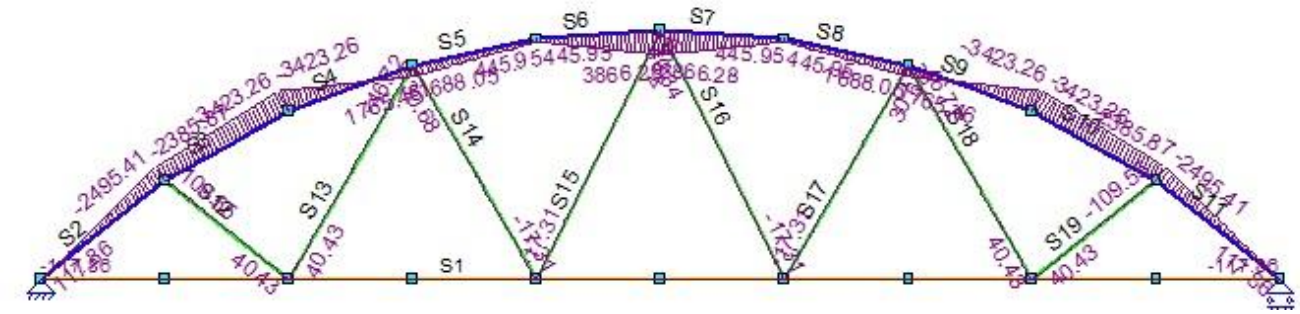
4.2.2.2. Belastingen

De belastingen op de knopen zijn hetzelfde als deze bij de boogbrug met verticale kabels.

4.2.2.3. Momentenlijn en Unity-Check

Op de volgende pagina wordt de momentenlijn weergegeven. De knikjes in de momentenlijn op plekken waar de tuien niet aan de boog zijn bevestigd, ontstaan doordat de boog is samengesteld uit tien rechte staven (een perfecte boog kan niet gemodelleerd worden in MatrixFrame). In deze knopen is dus een enigszins 'hoekige' overgang aanwezig.

Verder is enkel de Unity-Check uitgevoerd voor de boog omdat deze het grootste moment moet opnemen. Als de boog nauwkeuriger gedimensioneerd zou zijn (de Unity-Check ligt dan dichter bij 1), zouden de vloer en de boog beter samenwerken ('het vakwerk' waarover in de inleiding werd gesproken) en bijgevolg zou de vloer ook meer belasting moeten opnemen (het stijfste deel draagt het meeste af en dat is in dit geval de boog). De vloer voldoet dan waarschijnlijk niet meer en zou dan zwaarder gedimensioneerd moeten worden omdat hij langere overspanningen heeft (20m in plaats van 10m zoals bij de boogbrug met rechte kabels). Maar zoals reeds eerder vermeld, behoort het optimaal dimensioneren van de boog niet tot het doel van dit bachelor eindproject.



Figuur 60. Boogbrug met schuine kabels – momentenlijn

Het maximale moment treedt op in de boog en bedraagt 3866kNm. Unity-check:

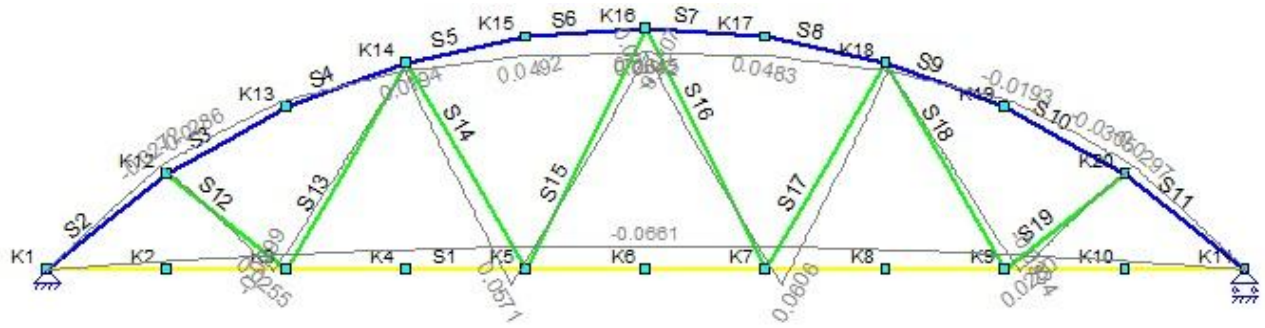
$$UC = \frac{M_{s;d}}{M_{u;d}} = \frac{M_{s;d}}{f_d * W_{el}} = \frac{3866kNm}{235000\frac{kN}{m^2} * W_{el}}$$

$$W_{el} = \frac{I}{z} = \frac{\pi * R_0^4}{4 * R_0} - \frac{\pi * R_i^4}{4 * R_i} = \frac{\pi * R_0^3}{4} - \frac{\pi * R_i^3}{4} = \frac{\pi * 0.7^3}{4} - \frac{\pi * (0.7 - 0.033)^3}{4} = 0.03633m^3$$

$$\rightarrow UC = \frac{3866kNm}{235000\frac{kN}{m^2} * 0.03633m^3} = 0.453 \leq 1$$

4.2.2.4. Doorbuigingen en check

Hieronder wordt de doorbuiging van de boog weergegeven:



Figuur 61. Boogbrug met schuine kabels – doorbuiging

De maximale doorbuiging bedraag 0.0661m en treedt op bij knoop 6. De maximaal toelaatbare doorbuiging bedraagt: 0.004*l=0.004*100m=0.4m. De optredende doorbuiging is kleiner dan de maximaal toelaatbare doorbuiging waardoor aan de eis voor de doorbuiging ruimschoots wordt voldaan.

4.3. Ruaumoko

4.3.1. Gegevens

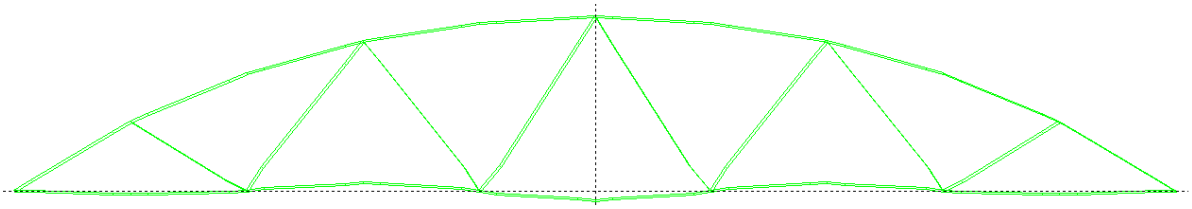
De gegevens zijn hetzelfde als deze van de boogbrug met verticale kabels. Daarom wordt hieronder slechts een korte overzichtstabel weergegeven.

	Vloer	Boog	Kabels
E	21 E10	21 E10	21 E10
G	8.1 E10	8.1 E10	8.1 E10
A	0.2625	0.1417	0.071
I	0.0079	0.0331	1 E-9
Axial force for yield	105 E6	56.68 E6	28.4 E6
Yield moment at end	2.338 E6	21.74 E6	1.059 E6

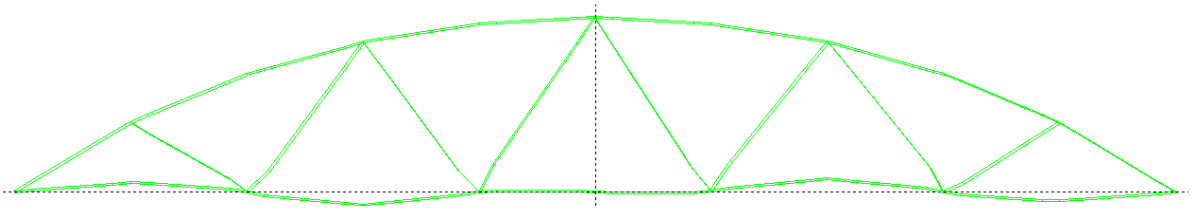
Tabel 32. Overzicht doorsnedegrootheden boogbrug met schuine kabels

4.3.2. Eigenperiodes van de boogbrug

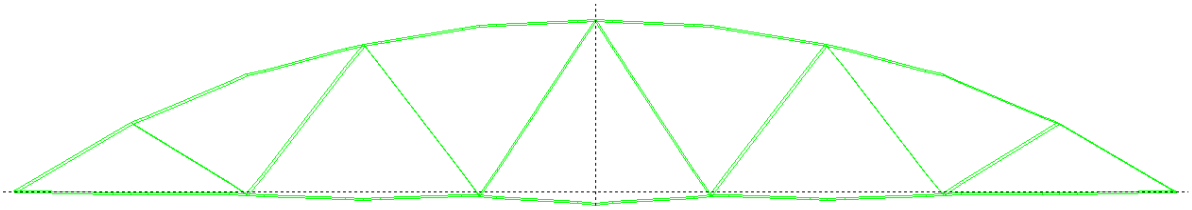
Hieronder volgt een overzicht van de eerste zes modes van de brug met de bijbehorende eigenperiodes.



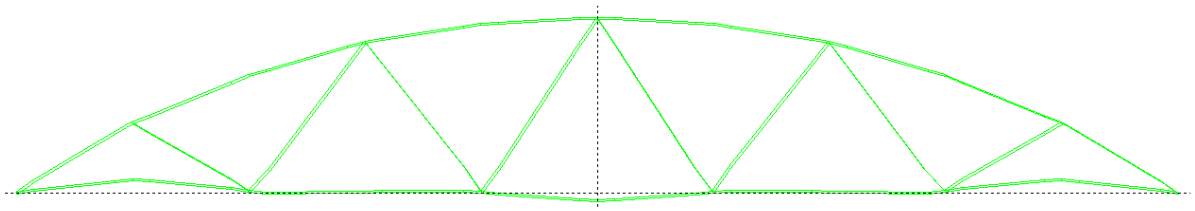
Figuur 62. Mode 1 - Eigenperiode: 0.523sec



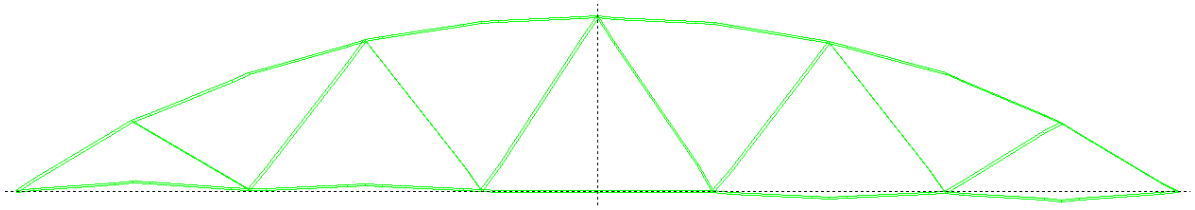
Figuur 63. Mode 2 - Eigenperiode: 0.439sec



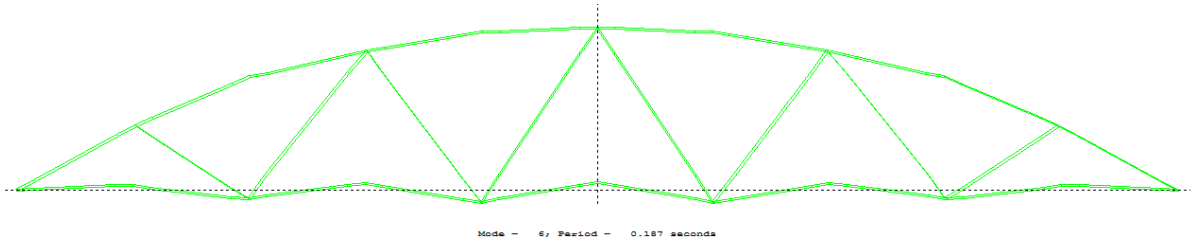
Figuur 64. Mode 3 - Eigenperiode: 0.408sec



Figuur 65. Mode 4 - Eigenperiode: 0.369sec



Figuur 66. Mode 5 - Eigenperiode: 0.343sec



Figuur 67. Mode 6 - Eigenperiode: 0.187sec

Ondanks de relatief kleine verschillen met de boogbrug met rechte kabels, blijkt dit toch voor grote verschillen in de eigenperiodes van de eerste zes modes te zorgen. Dit zal ongetwijfeld ook een sterke invloed hebben in het bepalen van de maatgevende aardbeving voor deze specifieke boogbrug.

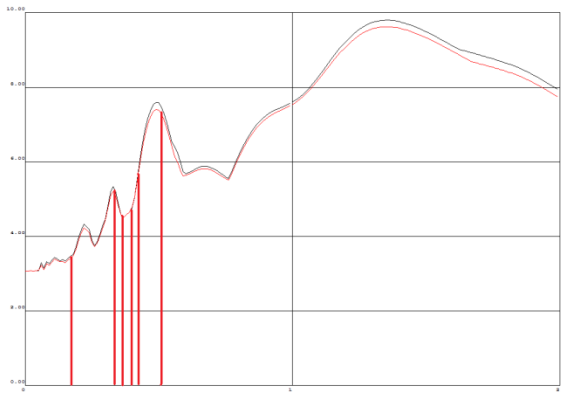
4.3.3. Verwachtingen

Met behulp van de accelerogrammen en de eerste zes eigenperiodes van de brug kan een schatting worden gemaakt van de maatgevende aardbeving. Eerst wordt de tabel weergegeven. Op de volgende pagina staan de accelerogrammen waaruit deze cijfers werden afgeleid.

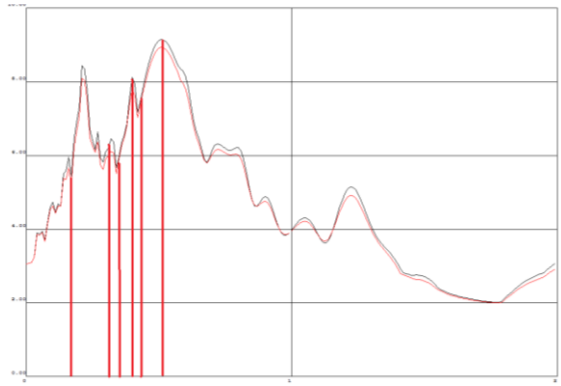
M=9	Boekarest	El Contro EW	El Contro NS	Pacio Dam
Mode 1	7.5	9	7.75	3.75
Mode 2	5.75	7.75	5.5	5.5
Mode 3	4.5	8	5.5	7
Mode 4	4.5	5.75	5.5	5
Mode 5	5.5	6.25	6.25	4.75
Mode 6	3.5	5.5	6.25	4.75

Tabel 33. Verduidelijking accelerogrammen boogbrug met schuine kabels

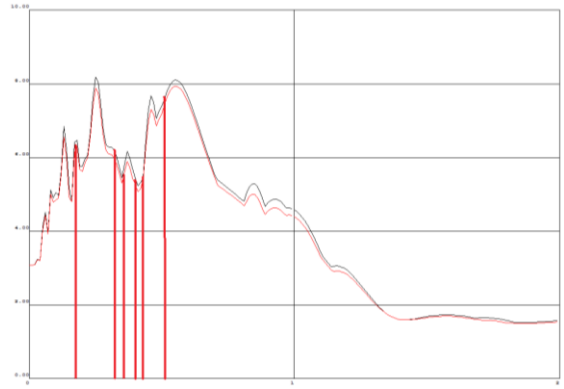
Op basis van bovenstaande cijfers kan verondersteld worden dat de El contro EW aardbeving maatgevend is, gevolgd door de El Contro NS en Boekarest aardbeving. De Pacio Dam zal naar verwachting het minste schade berokkenen.



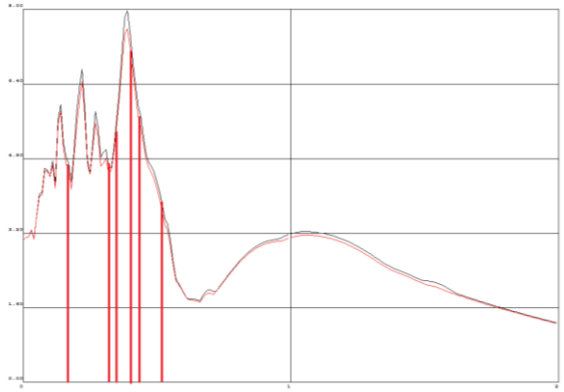
Figuur 68. Boekarest: eigenperioden en responsiespectra



Figuur 69. El Contro EW: eigenperioden en responsiespectra



Figuur 70. El Contro NS: eigenperioden en responsiespectra



Figuur 71. Pacio Dam: eigenperioden en responsiespectra

4.3.4. Resultaten

4.3.4.1. X-excitatie

	B9	EW9	NS9	P9		B9	EW9	NS9	P9
1a					15a				
1b					15b				
2a					16a				
2b					16b				
3a					17a				
3b					17b				
4a					18a				
4b					18b				
5a					19a				
5b					19b				
6a					20a				
6b					20b				
7a					21a				
7b					21b				
8a					22a				
8b					22b				
9a					23a				
9b					23b				
10a					24a				
10b					24b				
11a					25a				
11b					25b				
12a					26a				
12b					26b				
13a					27a				
13b					27b				
14a					28a				
14b					28b				

Tabel 34. Resultaten X-excitatie boogbrug met schuine kabels

4.3.4.2. Y-excitatie

	B9	EW9	NS9	P9		B9	EW9	NS9	P9
1a	2.501	0.582	0.523	0.164	**15a**				
1b	2.509	0.595	0.536	0.179	**15b**				
2a	2.506	0.588	0.526	0.174	**16a**				
2b	2.509	0.592	0.529	0.177	**16b**				
3a	2.499	0.651	0.510	0.199	**17a**				
3b	2.493	0.656	0.511	0.202	**17b**				
4a	2.494	0.653	0.511	0.200	**18a**				
4b	2.496	0.658	0.513	0.203	**18b**				
5a	2.450	0.656	0.451	0.256	**19a**				
5b	2.449	0.656	0.457	0.257	**19b**				
6a	2.449	0.656	0.457	0.257	**20a**				
6b	2.450	0.656	0.451	0.256	**20b**				
7a	2.496	0.658	0.513	0.203	**21a**				
7b	2.494	0.653	0.511	0.200	**21b**				
8a	2.493	0.656	0.511	0.202	**22a**				
8b	2.499	0.651	0.510	0.199	**22b**				
9a	2.509	0.592	0.529	0.177	**23a**				
9b	2.506	0.588	0.526	0.174	**23b**				
10a	2.509	0.595	0.536	0.179	**24a**				
10b	2.501	0.582	0.523	0.164	**24b**				
11a					**25a**				
11b					**25b**				
12a					**26a**				
12b					**26b**				
13a					**27a**				
13b					**27b**				
14a					**28a**				
14b					**28b**				

Tabel 35. Resultaten Y-excitatie boogbrug met schuine kabels

4.4. Conclusie

Hieronder wordt een overzicht gegeven van de maximale SI's bij een X-excitatie:

	Boekarest	El Contro EW	El Contro NS	Pacio Dam
M=9	-	-	-	-

Tabel 36. Overzicht maximale SI's X-excitatie boogbrug met schuine kabels

Nergens treedt plasticiteit op.

Hieronder wordt een overzicht gegeven van de maximale SI's bij een Y-excitatie:

	Boekarest	El Contro EW	El Contro NS	Pacio Dam
M=9	2.509	0.658	0.536	0.257

Tabel 37. Overzicht maximale SI's Y-excitatie boogbrug met schuine kabels

Bij de Boekarest aardbeving treedt bezwijken op. Bij de El Contro EW en de El Contro NS aardbeving treedt onherstelbare schade op. De Pacio Dam veroorzaakt enkel herstelbare schade.

Als we de resultaten vergelijken met de verwachtingen blijken deze redelijk goed overeen te komen. Het enige verschil is dat de Boekarest aardbeving maatgevend blijkt te zijn in plaats van de El Contro EW aardbeving.

5. Tuibrug

5.1. Inleiding

Tot hiertoe zijn twee soorten boogbruggen onderzocht. Een verrassende conclusie uit deze beschouwing is dat deze bruggen veel gevoeliger blijken te zijn voor excitatie in Y-richting in vergelijking met excitatie in X-richting. Om zeker te zijn of dit fenomeen van toepassing is op alle bruggen, wordt in deze paragraaf een tuibrug beschouwd, ook met een brugdeklengte van 100m. Bij deze brug kunnen de hoge verticale pylonen ook vrij makkelijk horizontaal bewegen en de brug zou hierdoor gevoeliger kunnen zijn voor excitatie in X-richting.

Om de vergelijking zo goed mogelijk te doen, worden de parameters indien mogelijk hetzelfde gehouden. Zo is de vloer van de tuibrug en de boogbrug hetzelfde. Ook de afmetingen en hoeveelheden van andere onderdelen wordt zo veel mogelijk gelijk gekozen. Het eigengewicht van de verschillende bruggen is zo ongeveer gelijk. Dit is van belang want de massa speelt bij de dynamica een belangrijke rol.

In de volgende paragraaf volgt een overzicht (indien nodig aangevuld met berekeningen) van de dimensies van de verschillende onderdelen van de tuibrug.

5.2. Matrixframe

De vloer blijft hetzelfde als de vloer van de boogbrug. De 2 verticale pylonen hebben dezelfde eigenschappen als de boog en de tuien zijn hetzelfde als de kabels uit de boogbrug.

5.2.1. Dimensionering

5.2.1.1. Dimensionering staalbetonvloer

$$E_S = 21*10^{10}\frac{N}{m^2}; A = 0.525m^2 \rightarrow: 2 \rightarrow 0.2625m^2$$

$$G_S = \frac{E}{2*(1+\upsilon)} = \frac{21*10^{10}}{2*(1+0.3)} = 8.1*10^{10}\frac{N}{m^2}$$

$$y_{NC} = 0.698m$$

$$I_{yy} = 0.0158m^4 \rightarrow: 2 \rightarrow 0.0079m^4$$

Eigengewicht van de ligger en betonvloer:

$$25*(0.05*15+0.167*14.7)+2*262.3*9.81*10^{-3} = 85.27*10^3\frac{N}{m}$$

Het vloeimoment = het plastisch moment M_p en kan als volgt berekend worden (betonaandeel wordt hierbij verwaarloosd):

$$M_p = 0.033*0.3*235*10^6*(0.4-\frac{0.033}{2})*2+(0.4-0.033)*0.0175*235*10^6*\frac{(0.4-0.033)}{2}*2$$

$$= 2338*10^3 Nm$$

Axiale treksterkte (betonaandeel wordt verwaarloosd) van staal is 400MPa=400*10^6 N/m^2. De bijbehorende maximale axiale trekkracht bedraagt: $400*10^6*0.2625 = 105*10^6 N$.

5.2.1.2. Dimensionering pylonen

Oppervlakte van een ring met D=1400mm en t=33mm:

$$A = (0.7^2 * \pi) - ((0.7 - 0.033)^2 * \pi) = 0.1417 m^2$$

Traagheidsmoment:

$$I_{yy} = I_{zz} = \frac{\pi}{4} * (R_0^4 - R_i^4)$$

$$= \frac{\pi}{4} * (0.7^4 - (0.7 - 0.033)^4) = 0.0331 m^4$$

Eigengewicht:

$$= 7850 \frac{kg}{m^3} * 9.81 \frac{N}{kg} * 0.1417 m^2 = 10912 \frac{N}{m}$$

Plastisch moment:

$$M_P = 235 * 10^6 * (A_0 * z_0 - A_i * z_i) = 235 * 10^6 * (\pi * 0.7^2 * \frac{2 * 0.7}{\pi} - \pi * (0.7 - 0.033)^2 * \frac{2 * (0.7 - 0.033)}{\pi})$$

$$= 21.74 * 10^6 \, Nm$$

Maximale axiale trekkracht: $400 * 10^6 * 0.1417 = 56.68 * 10^6 \, N$.

5.2.1.3. Dimensionering tuien

Oppervlakte van een cirkel met D=0.30m:

$$A = \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{\pi * 0.3^2}{4} = 0.071 m^2$$

Traagheidsmoment (kabels hebben geen buigstijheid)

$$I_{yy} = I_{zz} = 1 * 10^{-9} m^4$$

Eigengewicht:

$$= 7850 \frac{kg}{m^3} * 9.81 \frac{N}{kg} * 0.071 m^2 = 5468 \frac{N}{m}$$

Plastisch moment (met vormfactor 1.7 voor een cirkelvormige doorsnede):

$$\frac{R^3 * \pi}{4} * 235 * 10^6 * 1.7 = \frac{0.15^3 * \pi}{3} * 235 * 10^6 * 1.7 = 1.059 * 10^6 \, Nm$$

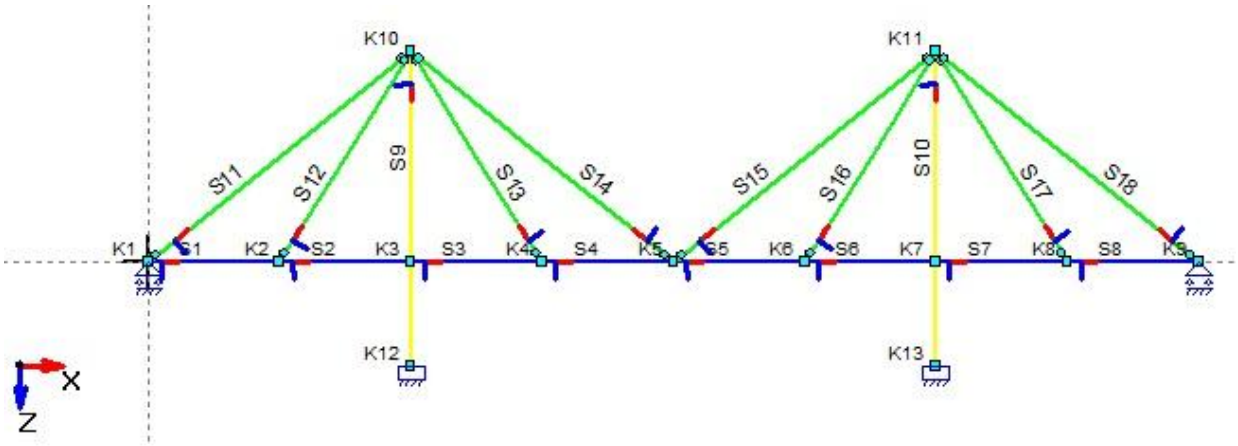
Maximale axiale trekkracht: $400 * 10^6 * 0.071 = 28.4 * 10^6 \, N$

5.2.2. Controle afmetingen met MatrixFrame

	Donker blauw	Geel	Groen
Oppervlakte (m^2)	0.2625	0.1417	0.071
I (m^4)	0.0079	0.0331	210 E-9
E (kN/m^2)	210 E6	210 E6	210 E6

Tabel 38. Overzicht doorsnedegrootheden tuibrug

5.2.2.1. Uitleg gegevens



Figuur 72. Tuibrug overzicht nummering en materiaal

5.2.2.2. Belastingen

De belastingen die van belang zijn bij de tuibrug zijn de belastingen ten gevolge van het eigengewicht van de betonnen vloer ($0.217m*25\frac{kN}{m^3}=5.425\frac{kN}{m^2}$)en de belastingen ten gevolge van de veranderlijke belasting (de verkeersbelasting).

Hier wordt gewerkt met een breedte van 7.5m, de andere helft van de belasting wordt immers afgedragen naar de andere kant.

De permanente belasting (factor 1.2) op knoop 2 t.e.m. 8 bedraagt:

$$7.5m*12.5m*5.425\frac{kN}{m^2}=509kN$$

De verkeersbelasting (factor 1.5) op knoop 2 t.e.m. 8 bedraagt:

$$7.5m*12.5m*5\frac{kN}{m^2}=469kN\,.$$

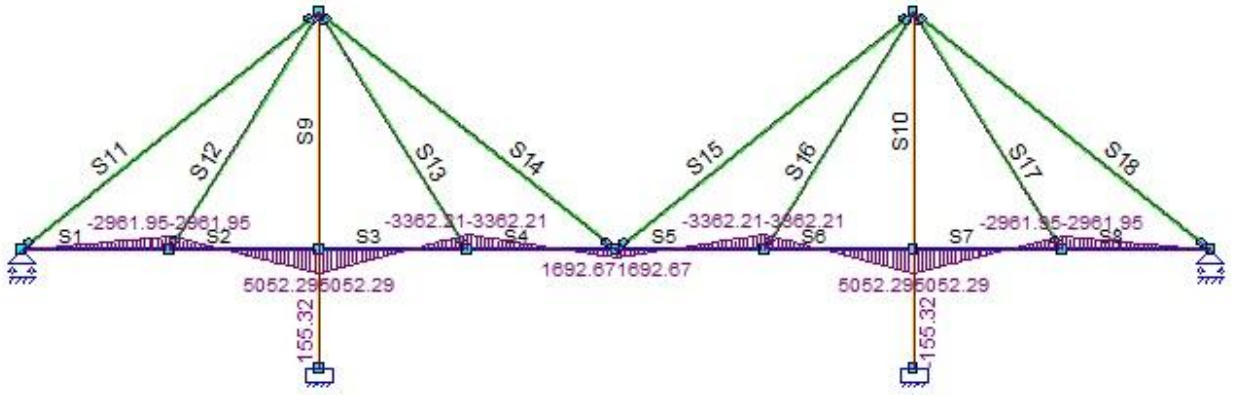
De permanente belasting en verkeersbelasting op knoop 1 en 9 bedragen respectievelijk:

$$\frac{509}{2}=255kN \text{ en } \frac{469}{2}=235kN\,.$$

5.2.2.3. Momentenlijn en Unity-check

Bij de berekeningen van de momentenlijn wordt gewerkt met een factor 1.2 bij de belasting ten gevolgen van het eigengewicht en een factor 1.5 bij de veranderlijke belasting.

Hieronder wordt de momentenlijn weergegeven:



Figuur 73. Tuibrug MatrixFrame 2D momentenlijn

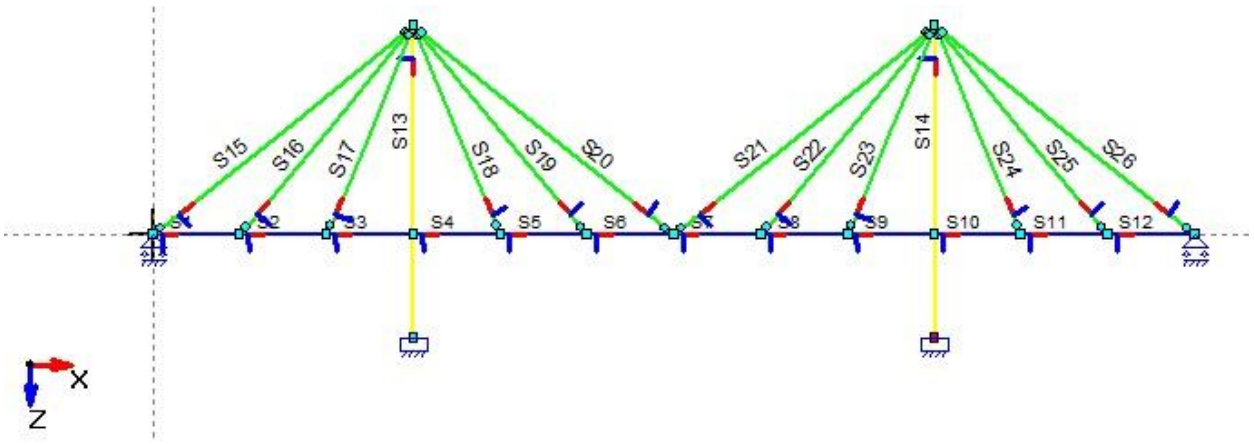
Uit de momentenlijn blijkt dat de vloer het zwaarst belast wordt. Het maximale moment in de vloer bedraagt 5053kNm. Daarom wordt voor de vloer de unity-check uitgevoerd:

$$UC = \frac{M_{s;d}}{M_{u;d}} = \frac{M_{s;d}}{f_d * W_{el}} = \frac{5053kNm}{235000\frac{kN}{m^2} * W_{el}}$$

$$W_{el} = \frac{I}{z} = \frac{0.0079}{0.698} = 0.01132m^3$$

$$\rightarrow UC = \frac{5053kNm}{235000\frac{kN}{m^2} * 0.01132m^3} = 1.9 \geq 1$$

De vloer van de tuibrug blijkt dus niet te kunnen weerstaan aan het maximaal optredende moment. (De vorm van de momentenlijn is wel zoals verwacht: er zijn knikken ter plaatse van de tuien.)
Een mogelijkheid om dit probleem op te lossen is enkele tuien toevoegen. De constructie ziet er dan uit als volgt:



Figuur 74. Tuibrug met extra tuien

De parameters van de doorsnedegrootheden blijven hetzelfde. Enkel het totale eigengewicht van de brug is lichtjes toegenomen door de extra tuien.

De belastingen op de knopen veranderen wel:

De permanente belasting (factor 1.2) op knoop 2 t.e.m. 8 bedraagt:

$$7.5m*8.333m*5.425\frac{kN}{m^2}=340kN$$

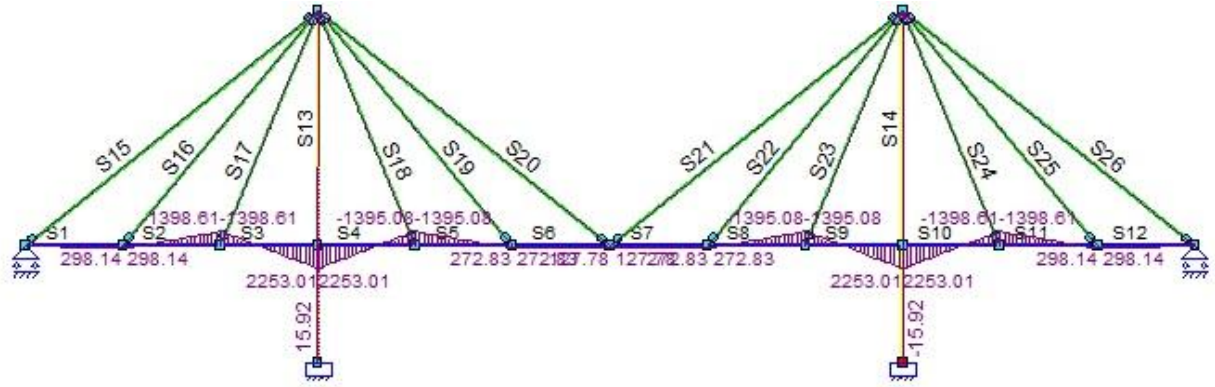
De verkeersbelasting (factor 1.5) op knoop 2 t.e.m. 8 bedraagt:

$$7.5m*8.333m*5\frac{kN}{m^2}=312kN\,.$$

De permanente belasting en verkeersbelasting op knoop 1 en 9 bedragen respectievelijk:

$$\frac{340}{2}=170kN \text{ en } \frac{312}{2}=156kN\,.$$

De momentenlijn wordt nu:



Figuur 75. Tuibrug aangepast MatrixFrame 2D momentenlijn

Het maximale moment bedraagt 2253kNm. De Unity-Check wordt nu:

$$UC=\frac{M_{s;d}}{M_{u;d}}=\frac{M_{s;d}}{f_d*W_{el}}=\frac{2253kNm}{235000\frac{kN}{m^2}*W_{el}}$$

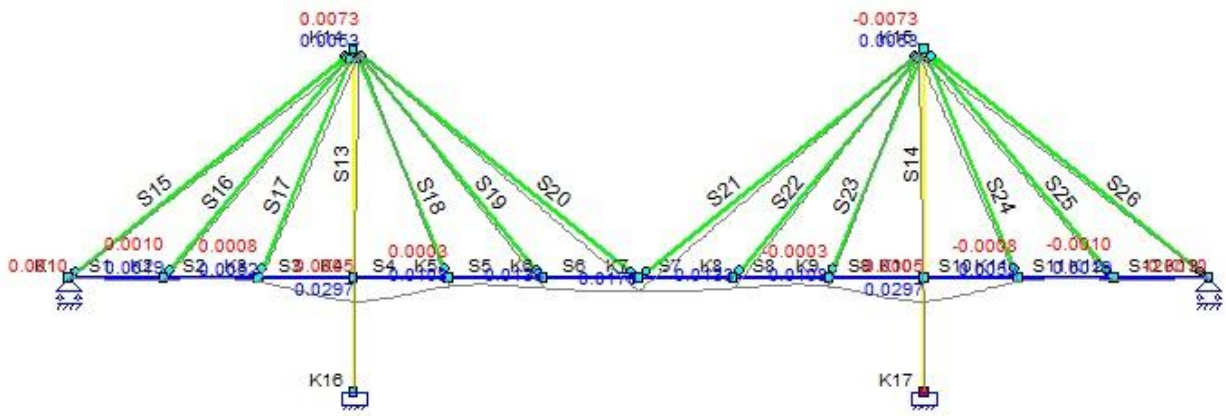
$$W_{el}=\frac{I}{z}=\frac{0.0079}{0.698}=0.01132m^3$$

$$\rightarrow UC=\frac{2253kNm}{235000\frac{kN}{m^2}*0.01132m^3}=0.85\leq 1$$

Door deze aanpassing van het aantal tuien blijkt de brug wel in staat de momenten te kunnen opnemen. Verder blijkt deze brug ook nauwkeuriger gedimensioneerd dan de boogbrug (de Unity-Check ligt dichter bij 1). Daar zal straks in de conclusie rekening mee worden gehouden.

5.2.2.4. Doorbuigingen en check

Bij doorbuigingen moet er niet gewerkt worden met de factoren 1.2 en 1.5 bij de belastingen.
De doorbuiging wordt weergegeven in onderstaande figuur:



Figuur 76. Tuibrug aangepast MatrixFrame 2D doorbuiging

De maximaal toelaatbare doorbuiging bedraagt: 0.004*l=0.004*100m=0.4m. De maximale doorbuiging treedt op bij knopen 4 en 10 en bedraagt 0.0297m, dit is minder dan de toegelaten 0.4m waardoor aan de eis voor de doorbuiging ruimschoots wordt voldaan.

5.3. Ruaumoko

5.3.1. Gegevens

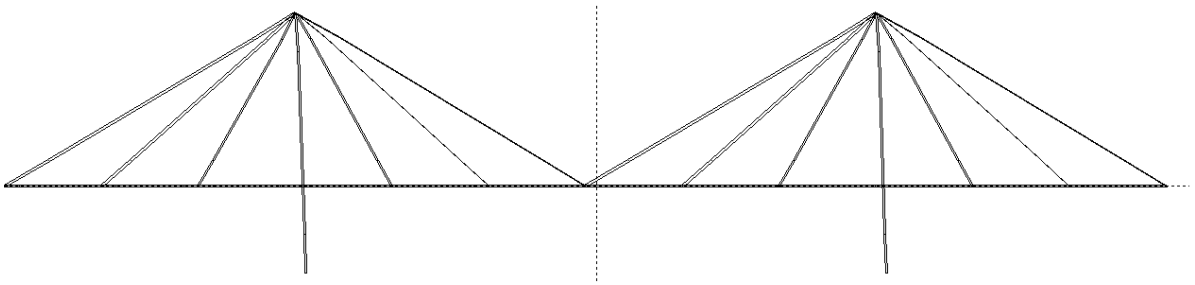
In onderstaande tabel is een kort overzicht te vinden van de gebruikte gegevens. Deze werden reeds uitgerekend in voorgaande hoofdstukken of in de paragraaf "MatrixFrame".

	Vloer	Pylonen	Tuien
E	21 E10	21 E10	21 E10
G	8.1 E10	8.1 E10	8.1 E10
A	0.2625	0.1417	0.071
I	0.0079	0.0331	1 E-9
Axial force for yield	105 E6	56.68 E6	28.4 E6
Yield moment at end	2.338 E6	21.74 E6	1.059 E6

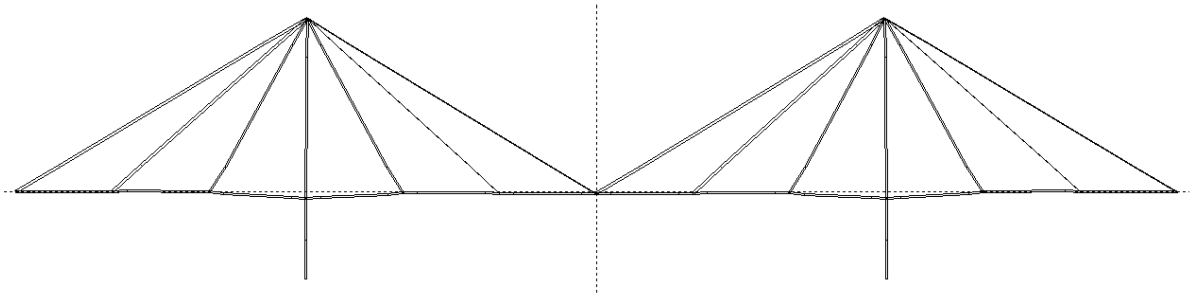
Tabel 39. Overizcht doorsnedegrootheden tuibrug

5.3.2. Eigenperiodes van de tuibrug

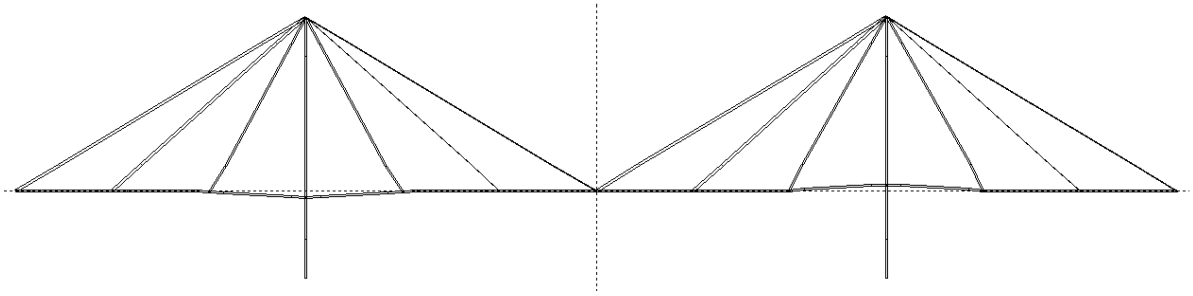
Hieronder wordt een overzicht gegeven van de eerste 6 eigenperiodes van de tuibrug:



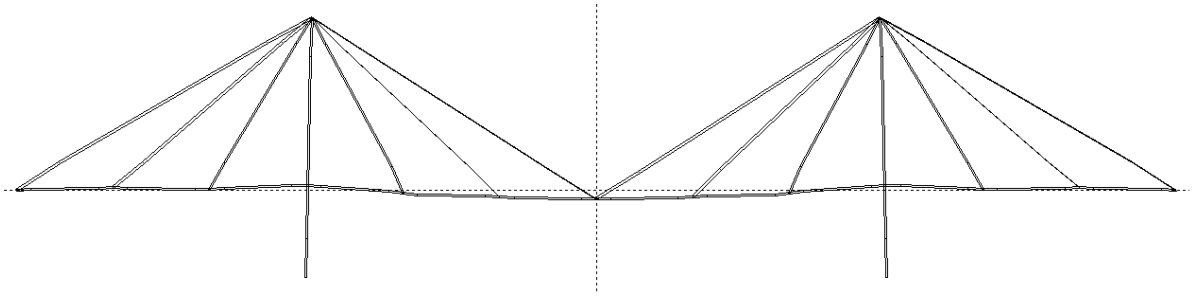
Figuur 77. Mode 1 - eigenperiode: 5.262sec



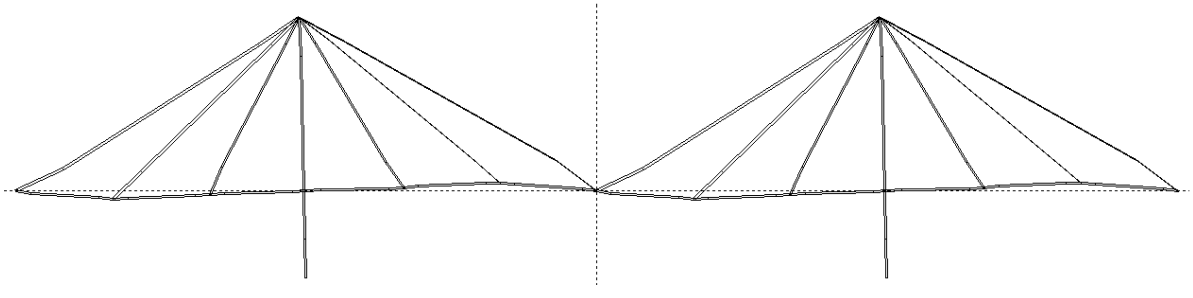
Figuur 78. Mode 2: eigenperiode: 0.291sec



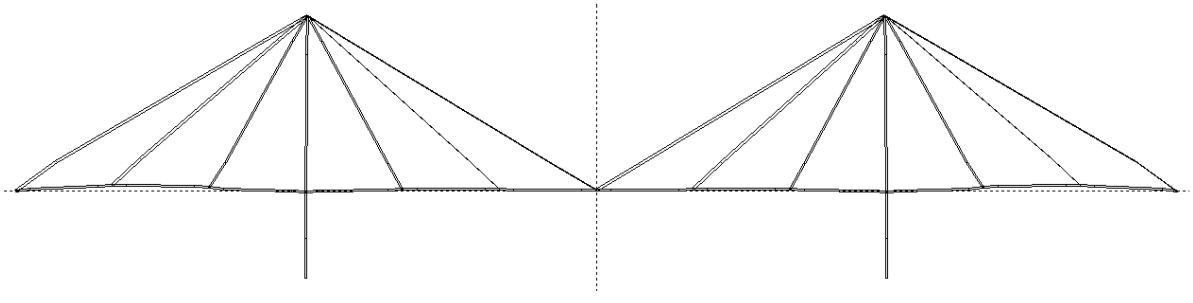
Figuur 79. Mode 3 - eigenperiode: 0.282sec



Figuur 80. Mode 4 - eigenperiode: 0.247sec



Figuur 81. Mode 5 - eigenperiode: 0.140sec



Figuur 82. Mode 6 - eigenperiode:0.133sec

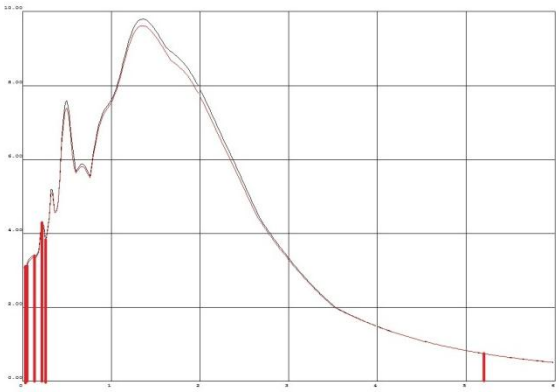
5.3.3. Verwachtingen

Met behulp van de accelerogrammen en de eerste zes eigenperiodes van de brug kan een schatting worden gemaakt van de maatgevende aardbeving. Eerst wordt de tabel weergegeven. Op deze en de volgende pagina staan de accelerogrammen waaruit deze cijfers werden afgeleid.

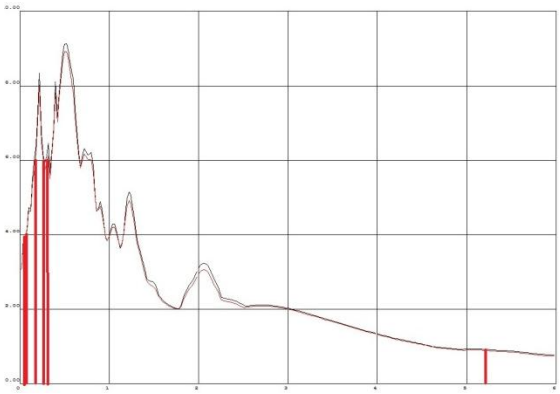
M=9	Boekarest	El Contro EW	El Contro NS	Pacio Dam
Mode 1	0.8	1	0.1	0.4
Mode 2	3.9	6	6.5	4.8
Mode 3	4.2	6	6	4.8
Mode 4	3.4	6	5	4.5
Mode 5	3.2	4	4	3.2
Mode 6	3.2	4	4	3.2

Tabel 40. Verduidelijking accelerogrammen tuibrug

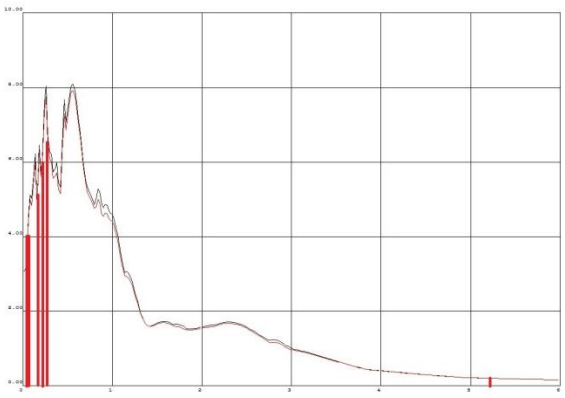
Op basis van deze cijfers kan verwacht worden dat de El Contro EW aardbeving maatgevend is (hoogste versnellingspieken en dan nog voornamelijk bij de eerste drietal modes). De exacte volgorde van de overige aardbevingen is moeilijker in te schatten aangezien geen enkele van de drie aardbevingen bij iedere mode de hoogste versnellingspiek heeft.



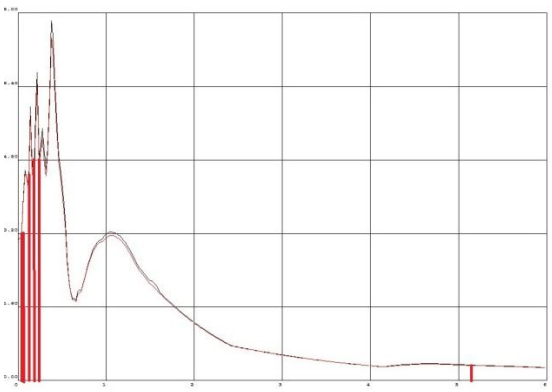
Figuur 83. Boekarest: eigenperiodes en responsiespectra



Figuur 84. El Contro EW: eigenperiodes en responsiespectra



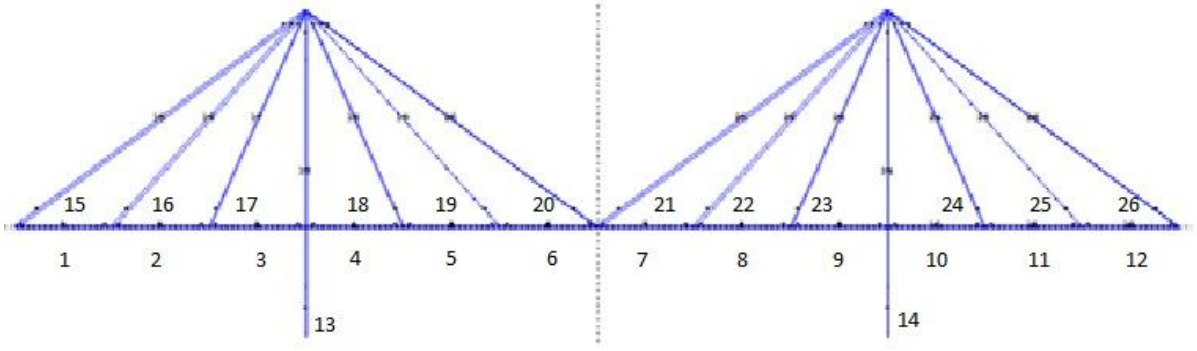
Figuur 85. El Contro NS: eigenperiodes en responsiespectra



Figuur 86. Pacio Dam: eigenperiodes en responsiespectra

5.3.4. Resultaten

Hieronder is een overzichtsfiguur te vinden van de tuibrug die nu in verschillende richtingen zal worden geëxciteerd.



Figuur 87. Tuibrug overzicht nummering

5.3.4.1. X-excitatie

	B9	EW9	NS9	P9		B9	EW9	NS9	P9
1a					**14a**				
1b					**14b**	0.258	0.762	0.057	0.160
2a					**15a**				
2b					**15b**				
3a					**16a**				
3b					**16b**				
4a					**17a**				
4b					**17b**				
5a					**18a**				
5b					**18b**				
6a					**19a**				
6b					**19b**				
7a					**20a**				
7b					**20b**				
8a					**21a**				
8b					**21b**				
9a					**22a**				
9b					**22b**				
10a					**23a**				
10b					**23b**				
11a					**24a**				
11b					**24b**				
12a					**25a**				
12b					**25b**				
13a					**26a**				
13b	0.258	0.762	0.057	0.160	**26b**				

Tabel 41. Resultaten X-excitatie tuibrug

5.3.4.2. Y-excitatie

	B9	EW9	NS9	P9		B9	EW9	NS9	P9
1a					**14a**				
1b		0.046	0.052	0.032	**14b**				
2a		0.046	0.052	0.033	**15a**				
2b	2.028	0.414	0.199	0.111	**15b**				
3a	0.715	0.180	0.076	0.037	**16a**				
3b	2.772	0.622	0.274	0.162	**16b**				
4a	2.769	0.633	0.266	0.156	**17a**				
4b	0.720	0.164	0.065	0.042	**17b**				
5a	2.030	0.441	0.189	0.102	**18a**				
5b					**18b**				
6a					**19a**				
6b		0.020	0.033	0.018	**19b**				
7a		0.020	0.033	0.018	**20a**				
7b					**20b**				
8a					**21a**				
8b	2.030	0.441	0.189	0.102	**21b**				
9a	0.720	0.164	0.065	0.042	**22a**				
9b	2.769	0.633	0.266	0.156	**22b**				
10a	2.772	0.622	0.274	0.162	**23a**				
10b	0.715	0.180	0.076	0.037	**23b**				
11a	2.028	0.414	0.199	0.111	**24a**				
11b		0.046	0.052	0.033	**24b**				
12a		0.046	0.052	0.032	**25a**				
12b					**25b**				
13a					**26a**				
13b					**26b**				

Tabel 42. Resultaten Y-excitatie tuibrug

5.4. Conclusie

Hieronder wordt een overzicht gegeven van de maximale SI's bij X-excitatie:

	Boekarest	El Contro EW	El Contro NS	Pacio Dam
M=9	0.258	0.762	0.057	0.160

Tabel 43. Overzicht maximale SI's X-excitatie tuibrug

Bij de El Contro EW aardbeving treedt onherstelbare schade op. Bij de overige 3 aardbevingen is de schade herstelbaar. De X-excitatie blijkt te voldoen aan de verwachtingen dat de El Contro EW aardbeving maatgevend is.

Hieronder wordt een overzicht gegeven van de maximale SI's van de Y-excitatie:

	Boekarest	El Contro EW	El Contro NS	Pacio Dam
M=9	2.772	0.633	0.274	0.162

Tabel 44. Overzicht maxiale SI's Y-excitatie tuibrug

Bij de Boekarest aardbeving treedt bezwijken op. De El Contro EW aardbeving zorgt voor onherstelbare schade. De overige twee aardbevingen leiden enkel tot herstelbare schade.

Bij de Y-excitatie blijkt de Boekarest aardbeving maatgevend te zijn terwijl dit niet rechtstreeks uit de responsiespectra kan worden afgeleid. Hierover meer bij de algemene conclusie.

6. Hangbrug

6.1. Inleiding

In deze paragraaf wordt een hangbrug beschouwd ook met een brugdeklengte van 100m. Normaal zijn de overspanningen van de hangbrug veel groter. Maar omwille van educatieve redenen is hier gekozen voor een hangbrug van 100m. Op deze manier kunnen de brugtypen immers het best vergeleken worden bij hun reactie op aardbevingen.

Om de vergelijking zo goed mogelijk te doen, worden de parameters indien mogelijk hetzelfde gehouden. Zo is de vloer van de hangbrug hetzelfde als deze van de boogbruggen en de tuibrug. Ook de afmetingen en hoeveelheden van andere onderdelen wordt zo veel mogelijk gelijk gekozen. Het eigengewicht van de verschillende bruggen is zo ongeveer gelijk. Dit is van belang want de massa speelt bij de dynamica een belangrijke rol.

In de volgende paragraaf volgt een overzicht (indien nodig aangevuld met berekeningen) van de dimensies van de verschillende onderdelen van de hangbrug.

6.2. Matrixframe

6.2.1. Dimensionering

De vloer blijft hetzelfde als de vloer van de boogbruggen en de tuibrug. De 2 verticale pylonen hebben dezelfde eigenschappen als de boog en de kabels zijn hetzelfde als de kabels uit de boogbrug en de tuien uit de tuibrug.

6.2.1.1. Dimensionering staalbetonvloer

$$E_S = 21*10^{10}\frac{N}{m^2}; A = 0.525m^2 \rightarrow: 2 \rightarrow 0.2625m^2$$

$$G_S = \frac{E}{2*(1+\upsilon)} = \frac{21*10^{10}}{2*(1+0.3)} = 8.1*10^{10}\frac{N}{m^2}$$

$$y_{NC} = 0.698m$$

$$I_{yy} = 0.0158m^4 \rightarrow: 2 \rightarrow 0.0079m^4$$

Eigengewicht van de ligger en betonvloer:

$$25*(0.05*15+0.167*14.7)+2*262.3*9.81*10^{-3} = 85.27*10^3\frac{N}{m}$$

Het vloeimoment = het plastisch moment M_p en kan als volgt berekend worden (betonaandeel wordt hierbij verwaarloosd):

$$M_p = 0.033*0.3*235*10^6*(0.4-\frac{0.033}{2})*2+(0.4-0.033)*0.0175*235*10^6*\frac{(0.4-0.033)}{2}*2$$

$$= 2338*10^3 Nm$$

Axiale treksterkte (betonaandeel wordt verwaarloosd) van staal is 400MPa=400*10^6 N/m^2. De bijbehorende maximale axiale trekkracht bedraagt: $400*10^6*0.2625 = 105*10^6 N$.

6.2.1.2. Dimensionering pylonen

Oppervlakte van een ring met D=1400mm en t=33mm:

$$A = (0.7^2 * \pi) - ((0.7 - 0.033)^2 * \pi) = 0.1417 m^2$$

Traagheidsmoment:

$$I_{yy} = I_{zz} = \frac{\pi}{4} * (R_0^4 - R_i^4)$$

$$= \frac{\pi}{4} * (0.7^4 - (0.7 - 0.033)^4) = 0.0331 m^4$$

Eigengewicht:

$$= 7850 \frac{kg}{m^3} * 9.81 \frac{N}{kg} * 0.1417 m^2 = 10912 \frac{N}{m}$$

Plastisch moment:

$$M_P = 235 * 10^6 * (A_0 * z_0 - A_i * z_i) = 235 * 10^6 * (\pi * 0.7^2 * \frac{2 * 0.7}{\pi} - \pi * (0.7 - 0.033)^2 * \frac{2 * (0.7 - 0.033)}{\pi})$$

$$= 21.74 * 10^6 \, Nm$$

Maximale axiale trekkracht: $400 * 10^6 * 0.1417 = 56.68 * 10^6 \, N$.

6.2.1.3. Dimensionering kabels

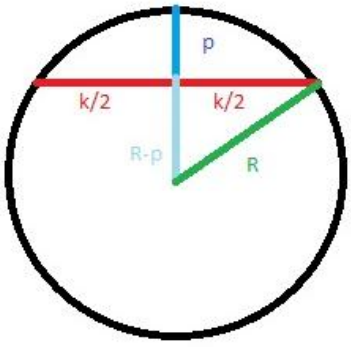
Om de exacte lengte van de kabels te bepalen moet een gelijkaardige berekening als bij de boogbrug worden uitgevoerd:

De rode lijn stelt de verbindingslijn tussen de top van beide pylonen voor met een totale lengte k=50m. De donker blauwe lijn is de hoogte van de top van de pyloon tot aan het brugdek, gemeten in het midden p=20m. Er moet nu een formule worden afgeleid om de straal van de cirkel te bepalen waar het cirkelsegment (de hoofdkabel van de hangbrug) een onderdeel van uitmaakt.

$$R^2 = (\frac{k}{2})^2 + (R - p)^2 \rightarrow R - p = \sqrt{R^2 - (\frac{k}{2})^2}$$

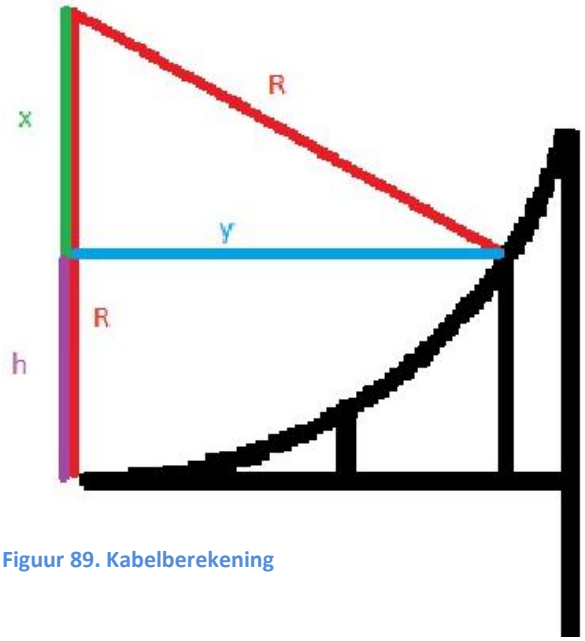
$$\rightarrow R^2 - 2 * R * p + p^2 = R^2 - (\frac{k}{2})^2 \rightarrow p^2 + (\frac{k}{2})^2 = 2 * R * p$$

$$\rightarrow R = \frac{p}{2} + \frac{k^2}{8 * p} = \frac{20}{2} + \frac{50^2}{8 * 20} = 25.625 m$$



Figuur 88. Straalberekening

Nu de straal bekend is, kan de hoogte van de verticale kabels bepaald worden met behulp van Pythagoras en het cirkelsegment dat de hoofdkabel voorstelt.:



Figuur 89. Kabelberekening

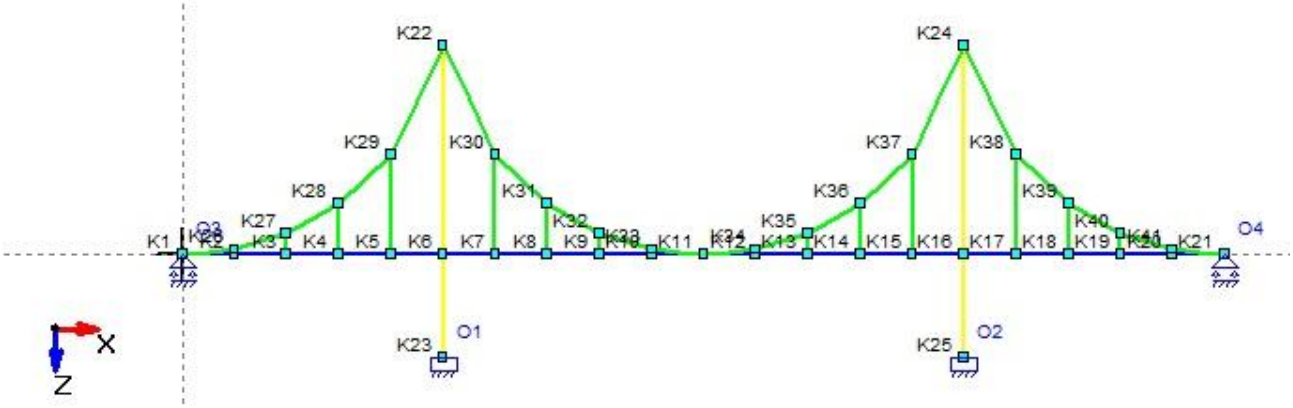
Als voorbeeld wordt hier de hoogte van de kabels berekend die zich het dichtste bij de pylonen vinden. De totale brug bevat vier zulke kabels. Op dezelfde manier kan ook de lengte van de kabels worden berekend die zich verder van de pylonen bevinden.

$$R = x + h$$
$$\rightarrow h = 25.625 - x \quad (1)$$
$$R^2 = x^2 + y^2$$
$$\rightarrow 25.625^2 = x^2 + 20^2$$
$$\rightarrow x = \sqrt{25.625^2 - 20^2} \quad (2)$$
$$\Rightarrow (1) + (2)$$
$$\rightarrow 9.6m$$

Op dezelfde manier kan berekend worden dat de lengte van de overige kabels: 0.5; 2; 4.9m bedraagt.

6.2.2. Controle afmetingen met MatrixFrame

6.2.2.1. Uitleg gegevens



Figuur 90. Overzicht hangbrug

	Donker blauw	Geel	Groen
Oppervlakte (m^2)	0.2625	0.1417	0.071
I (m^4)	0.0079	0.0331	210 E-9
E (kN/m^2)	210 E6	210 E6	210 E6

Tabel 45. Doorsnedegrootheden hangbrug

6.2.2.2. Belastingen

De belastingen die van belang zijn bij de hangbrug zijn de belastingen ten gevolge van het eigengewicht van de betonnen vloer ($0.217m*25\frac{kN}{m^3}=5.425\frac{kN}{m^2}$)en de belastingen ten gevolge van de veranderlijke belasting (de verkeersbelasting).

Hier wordt gewerkt met een breedte van 7.5m, de andere helft van de belasting wordt immers afgedragen naar de andere kant.

De permanente belasting (factor 1.2) op knoop 2 t.e.m. 8 bedraagt:

$$7.5m*5m*5.425\frac{kN}{m^2}=204kN$$

De verkeersbelasting (factor 1.5) op knoop 2 t.e.m. 8 bedraagt:

$$7.5m*5m*5\frac{kN}{m^2}=188kN$$

.

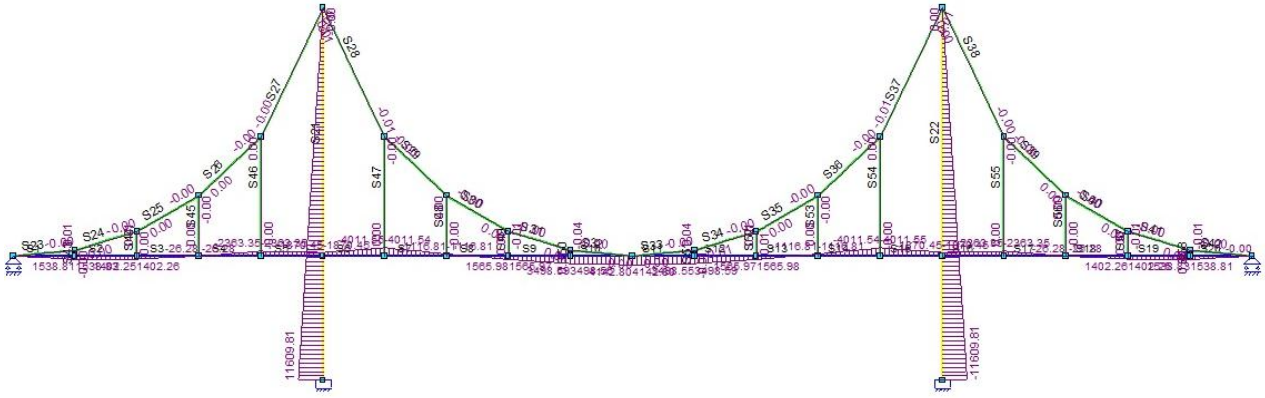
De permanente belasting en verkeersbelasting op knoop 1 en 9 bedragen respectievelijk:

$$\frac{204}{2}=102kN$$ en $$\frac{188}{2}=94kN$$.

6.2.2.3. Momentenlijn en Unity-check

Bij de berekeningen van de momentenlijn wordt gewerkt met een factor 1.2 bij de belasting ten gevolgen van het eigengewicht en een factor 1.5 bij de veranderlijke belasting.

Hieronder wordt de momentenlijn weergegeven:



Figuur 91. Hangbrug momentenlijn

Uit de momentenlijn blijkt dat de vloer en de pylonen het zwaarst belast wordt. Het maximale moment in de vloer bedraagt 4142kNm. Daarom wordt als eerste voor de vloer de unity-check uitgevoerd:

$$UC = \frac{M_{s;d}}{M_{u;d}} = \frac{M_{s;d}}{f_d * W_{el}} = \frac{4142kNm}{235000\frac{kN}{m^2} * W_{el}}$$

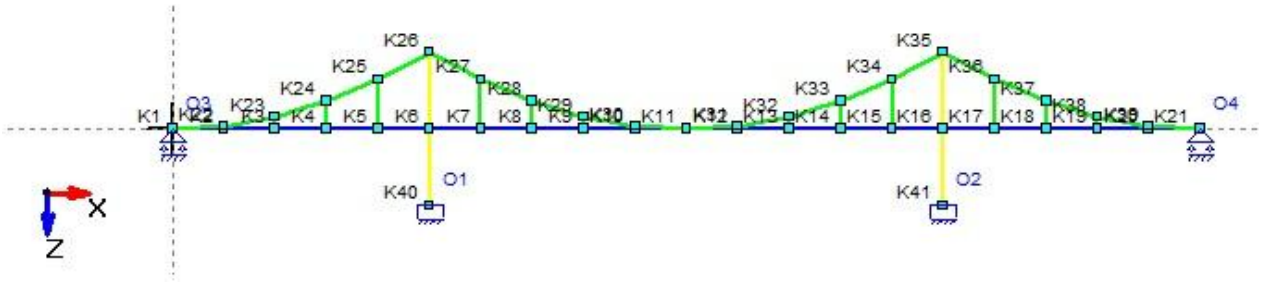
$$W_{el} = \frac{I}{z} = \frac{0.0079}{0.698} = 0.01132m^3$$

$$\rightarrow UC = \frac{4142kNm}{235000\frac{kN}{m^2} * 0.01132m^3} = 1.56 \geq 1$$

De vloer van de hangbrug blijkt dus niet te kunnen weerstaan aan het maximaal optredende moment.

De kabel kan ook een parabool voorstellen in plaats van een cirkelsegment. Bovendien kunnen de momenten verkleind worden door de hoogte van de pylonen te verkleinen. Stel dat de pylonen 7.5m boven het brugdek uitsteken. Dan zijn er 3 punten van de parabool gekend ((-25,7.5);(0,0);(25,7.5)). De formule van deze parabool wordt dan: $y = \frac{3}{250}x^2$. De overige lengtes van de verticale kabels bedragen: 0.3; 1.2; 2.7 en 4.8.

Deze constructie wordt hieronder weergegeven:



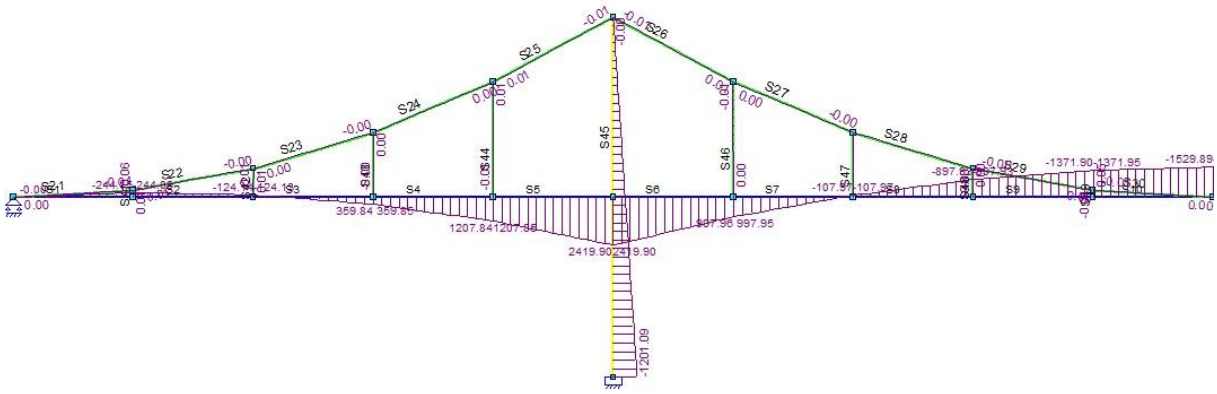
Figuur 92. Hangbrug Overzicht

In onderstaande tabel staan de gegevens van de profielgrootheden:

	Donker blauw	Geel	Groen
Oppervlakte (m^2)	0.2625	0.1417	0.071
I (m^4)	0.0079	0.0331	210 E-9
E (kN/m^2)	210 E6	210	210 E6

Tabel 46. Doosnedegrootheden hangbrug

Van de nieuwe constructie is onderstaande figuur de momentenlijn te vinden (omwille van de symmetrie en voor de duidelijkheid is slechts de halve hangbrug weergegeven):



Figuur 93. Hangbrug Momentenlijn

Het maximale moment treedt op in de ligger en bedraagt 2420 kNm. Voor dit moment kan opnieuw de Unity-Check worden uitgevoerd:

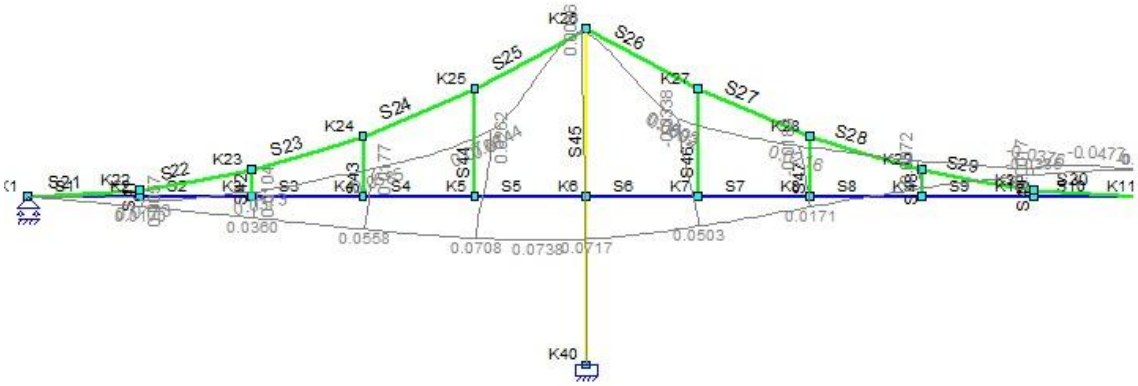
$$UC = \frac{M_{s;d}}{M_{u;d}} = \frac{M_{s;d}}{f_d * W_{el}} = \frac{2420kNm}{235000\frac{kN}{m^2} * W_{el}}$$

$$W_{el} = \frac{I}{z} = \frac{0.0079}{0.698} = 0.01132m^3$$

$$\rightarrow UC = \frac{2420kNm}{235000\frac{kN}{m^2} * 0.01132m^3} = 0.91 \leq 1$$

Nu voldoet de hangbrug dus wel. Bovendien is deze ook vrij nauwkeurig gedimensioneerd (unity-check dicht bij een) in vergelijking met de boogbrug. Hier zal in de algemene conclusie uiteraard rekening mee worden gehouden.

6.2.2.4. Doorbuigingen en check



Figuur 94. Hangbrug Doorbuiging

De maximale doorbuiging treedt op bij member 5 en bedraagt 0.0738m. Dit is minder dan de toegestane (en reeds eerder berekende) 0.4m.

6.3. Ruaumoko

6.3.1. Gegevens

6.3.1.1. Doorgaande ligger

$E_S = 21*10^{10}\frac{N}{m^2}; A = 0.525m^2 \rightarrow: 2 \rightarrow 0.2625m^2$

$G_S = \frac{E}{2*(1+\upsilon)} = \frac{21*10^{10}}{2*(1+0.3)} = 8.1*10^{10}\frac{N}{m^2}$

$y_{NC} = 0.698m$

$I_{yy} = 0.0158m^4 \rightarrow: 2 \rightarrow 0.0079m^4$

Eigengewicht van de ligger en betonvloer:

$25*(0.05*15+0.167*14.7)+2*262.3*9.81*10^{-3} = 85.27*10^3\frac{N}{m}$

Het vloeimoment = het plastisch moment M_p en kan als volgt berekend worden (betonaandeel wordt hierbij verwaarloosd):

$M_p = 0.033*0.3*235*10^6*(0.4-\frac{0.033}{2})*2+(0.4-0.033)*0.0175*235*10^6*\frac{(0.4-0.033)}{2}*2$

$= 2338*10^3 Nm$

Axiale treksterkte (betonaandeel wordt verwaarloosd) van staal is 400MPa=400*10^6 N/m^2. De bijbehorende maximale axiale trekkracht bedraagt: $400*10^6*0.2625 = 105*10^6 N$.

6.3.1.2. Pylonen

Oppervlakte van een ring met D=1400mm en t=33mm:

$A = (0.7^2*\pi)-((0.7-0.033)^2*\pi) = 0.1417m^2$

Traagheidsmoment:

$I_{yy} = I_{zz} = \frac{\pi}{4}*(R_0^4 - R_i^4)$

$= \frac{\pi}{4}*(0.7^4-(0.7-0.033)^4) = 0.0331m^4$

Eigengewicht $= 7850\frac{kg}{m^3}*9.81\frac{N}{kg}*0.1417m^2 = 10912\frac{N}{m}$

Plastisch moment:

$M_P = 235*10^6*(A_0*z_0 - A_i*z_i) = 235*10^6*(\pi*0.7^2*\frac{2*0.7}{\pi}-\pi*(0.7-0.033)^2*\frac{2*(0.7-0.033)}{\pi})$

$= 21.74*10^6 Nm$

Maximale axiale trekkracht: $400*10^6*0.1417 = 56.68*10^6 N$.

6.3.1.3. Kabels

Oppervlakte van een cirkel met D=0.30m:

$$A = \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{\pi * 0.3^2}{4} = 0.071 m^2$$

Traagheidsmoment (kabels hebben geen buigstijfheid)

$$I_{yy} = I_{zz} = 210 * 10^{-9} m^4$$

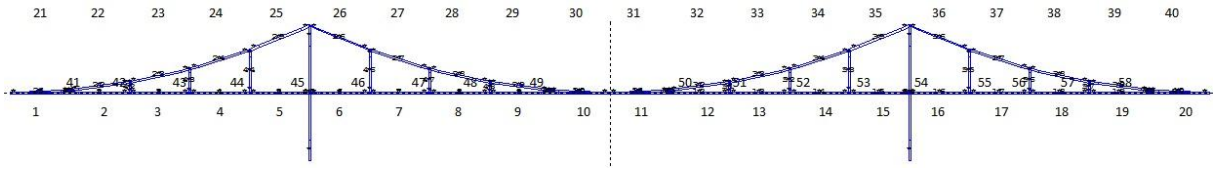
Eigengewicht:

$$= 7850 \frac{kg}{m^3} * 9.81 \frac{N}{kg} * 0.071 m^2 = 5468 \frac{N}{m}$$

Plastisch moment (met vormfactor 1.7 voor een cirkelvormige doorsnede):

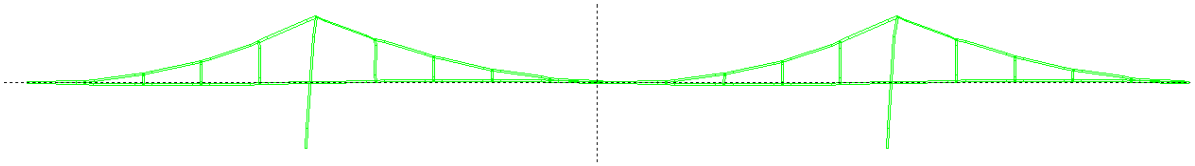
$$\frac{R^3 * \pi}{4} * 235 * 10^6 * 1.7 = \frac{0.15^3 * \pi}{3} * 235 * 10^6 * 1.7 = 1.059 * 10^6 \, Nm$$

Maximale axiale trekkracht: $400 * 10^6 * 0.071 = 28.4 * 10^6 \, N$

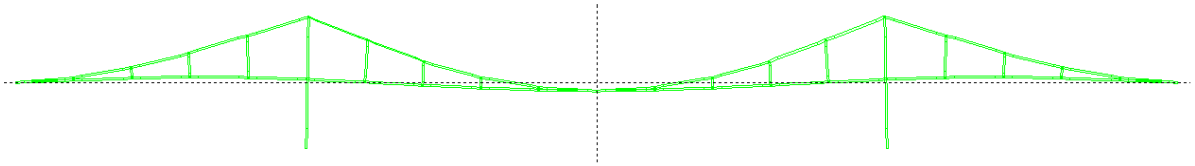


Figuur 95. verzicht nummering hangbrug in Ruaumoko

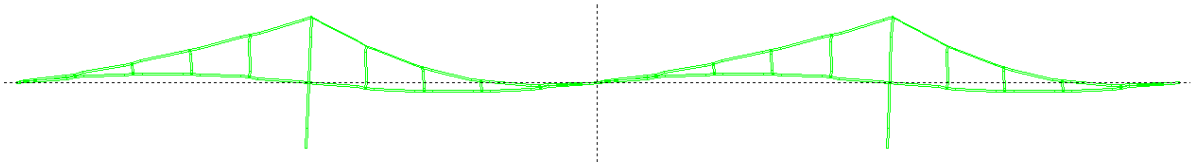
6.3.2. Eigenperiodes van de hangbrug



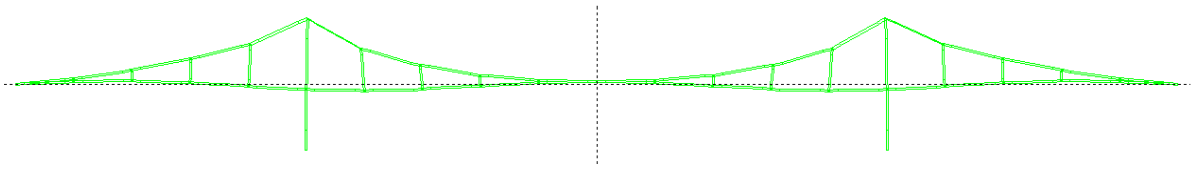
Figuur 96. Mode 1 - eigenperiode: 1.859sec



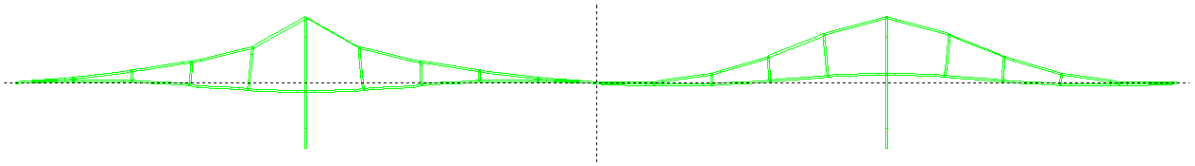
Figuur 97. Mode 2 - eigenperiode: 1.580sec



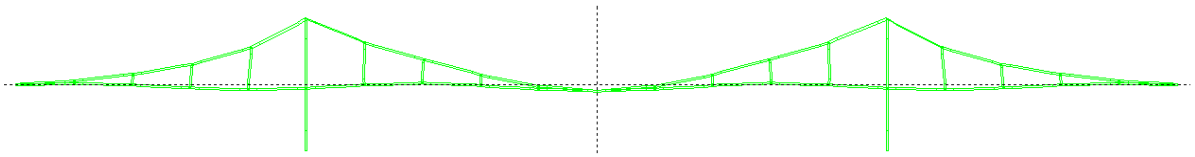
Figuur 98. Mode 3 - eigenperiode: 0.910sec



Figuur 99. Mode 4 - eigenperiode: 0.651sec



Figuur 100. Mode 5 - eigenperiode: 0.527sec



Figuur 101. Mode 6 - eigenperiode: 0.348sec

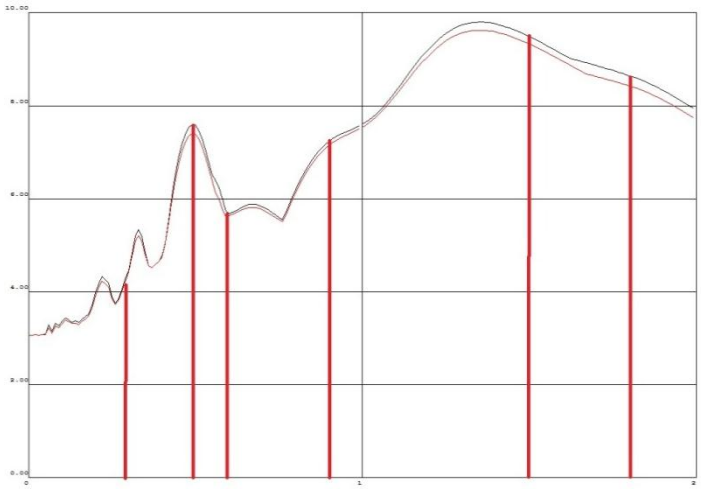
6.3.3. Verwachtingen

7. M=9	Boekarest	El Contro EW	El Contro NS	Pacio Dam
Mode 1	8.75	2	1.75	1.6
Mode 2	9.5	2.75	1.75	2.2
Mode 3	7.25	4.75	4.75	3
Mode 4	5.75	7.75	7.75	1.8
Mode 5	7.5	9	7.5	4
Mode 6	4.25	6	6.25	4.8

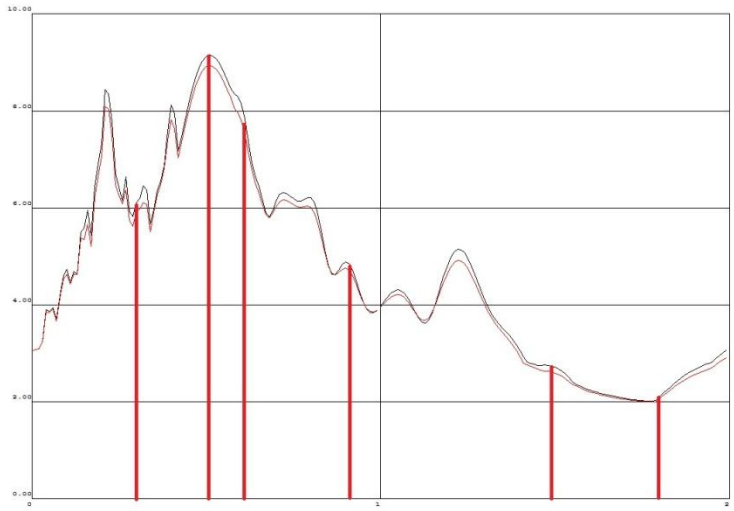
Tabel 47. Verduidelijking accelerogrammen hangbrug

*versnellingspieken in $\frac{m}{s^2}$

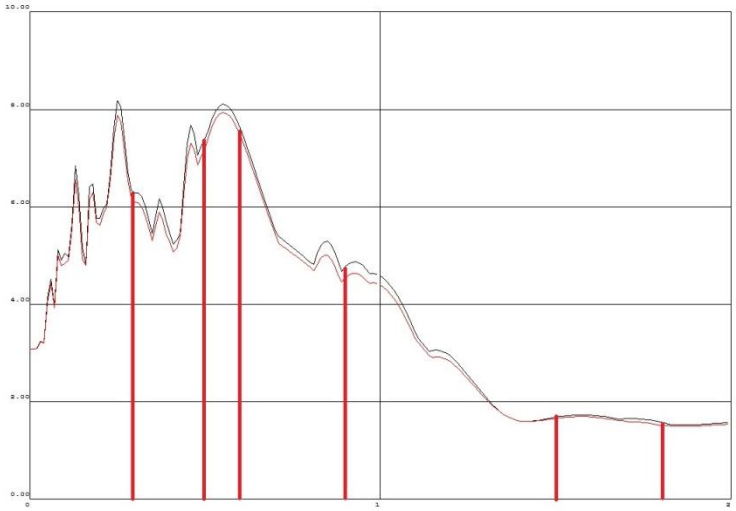
Er kan verwacht worden dat de Boekarestaardbeving maatgevend is gevolgd door de El Contro EW, El contro NS en tenslotte de Pacio Da aardbeving.



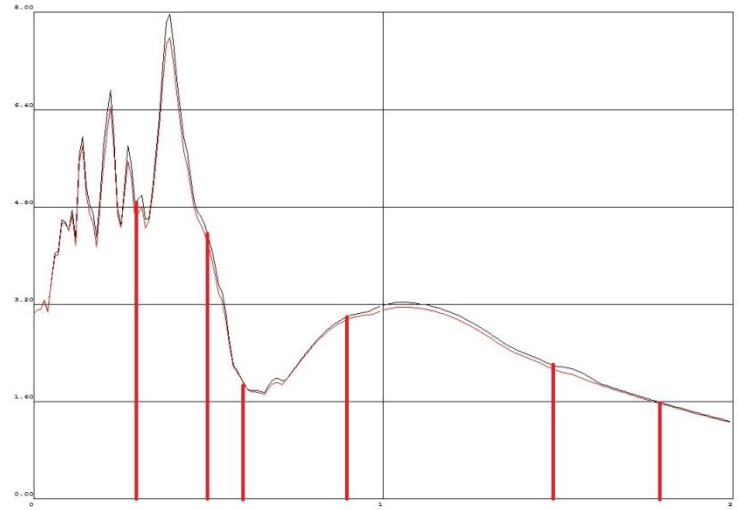
Figuur 102. Boekarest: eignperiodes en responsiespectra



Figuur 103. El Contro EW - eigenperiodes en responsiespectra



Figuur 104. El Contro NS - eigenperiodes en responsiespectra



Figuur 105. Pacio Dam: eigenperiodes en responsiespectra

6.3.4. Resultaten

6.3.4.1. X-excitatie

	B9	EW9	NS9	P9		B9	EW9	NS9	P9
1a					**30a**				
1b					**30b**				
2a					**31a**				
2b	0.028	0.054	0.034	0.023	**31b**				
3a	0.053	0.121	0.062	0.042	**32a**				
3b	0.059	0.151	0.069	0.049	**32b**				
4a	0.039	0.102	0.046	0.034	**33a**				
4b					**33b**				
5a					**34a**				
5b					**34b**				
6a					**35a**				
6b					**35b**				
7a					**36a**				
7b	0.04	0.103	0.046	0.034	**36b**				
8a	0.059	0.149	0.069	0.049	**37a**				
8b	0.053	0.117	0.062	0.042	**37b**				
9a	0.029	0.054	0.034	0.023	**38a**				
9b					**38b**				
10a					**39a**				
10b					**39b**				
11a					**40a**				
11b					**40b**				
12a					**41a**				
12b	0.028	0.054	0.034	0.023	**41b**				
13a	0.053	0.118	0.062	0.042	**42a**				
13b	0.059	0.149	0.069	0.049	**42b**				
14a	0.039	0.103	0.046	0.034	**43a**				
14b					**43b**				
15a					**44a**				
15b					**44b**				
16a					**45a**				
16b					**45b**	1.231	0.664	0.217	0.187
17a					**46a**				
17b	0.04	0.104	0.046	0.034	**46b**				
18a	0.059	0.150	0.069	0.049	**47a**				
18b	0.053	0.116	0.062	0.042	**47b**				
19a	0.029	0.052	0.034	0.023	**48a**				
19b					**48b**				
20a					**49a**				
20b					**49b**				
21a					**50a**				
21b					**50b**				
22a					**51a**				
22b					**51b**				
23a					**52a**				
23b					**52b**				
24a					**53a**				

24b					**53b**				
25a					**54a**				
25b					**54b**	1.231	0.664	0.217	0.187
26a					**55a**				
26b					**55b**				
27a					**56a**				
27b					**56b**				
28a					**57a**				
28b					**57b**				
29a					**58a**				
29b					**58b**				

Tabel 48. Resultaten X-excitatie hangbrug

6.3.4.2. Y-excitatie

	B9	EW9	NS9	P9		B9	EW9	NS9	P9
1a					**30a**				
1b	0.065	0.293	0.107	0.079	**30b**				
2a	0.081	0.492	0.135	0.139	**31a**				
2b	0.404	0.237	0.185	0.150	**31b**				
3a	0.427	0.255	0.146	0.211	**32a**				
3b	0.160	0.029	0.038		**32b**				
4a	0.103	0.027	0.024		**33a**				
4b	0.086	0.095	0.111	0.111	**33b**				
5a	0.067	0.110	0.086	0.111	**34a**				
5b	0.776	0.329	0.204	0.123	**34b**				
6a	0.781	0.311	0.226	0.084	**35a**		0.539	0.897	
6b	0.041	0.055	0.055	0.011	**35b**		AXIAL	AXIAL	
7a	0.039	0.059	0.069	0.011	**36a**			0.732	
7b	0.162	0.200	0.058	0.064	**36b**			AXIAL	
8a	0.180	0.204	0.062	0.065	**37a**				
8b	0.081	0.037	0.030	0.016	**37b**				
9a	0.130	0.033	0.030	0.015	**38a**				
9b	0.248	0.083	0.055	0.020	**38b**				
10a	0.260	0.091	0.077	0.028	**39a**				
10b	0.272	0.302	0.115	0.099	**39b**				
11a	0.272	0.302	0.115	0.099	**40a**				
11b	0.260	0.091	0.077	0.028	**40b**				
12a	0.248	0.083	0.055	0.020	**41a**				
12b	0.130	0.033	0.030	0.015	**41b**				
13a	0.081	0.037	0.030	0.016	**42a**				
13b	0.180	0.204	0.062	0.065	**42b**				
14a	0.162	0.200	0.058	0.064	**43a**				
14b	0.039	0.059	0.069	0.011	**43b**				
15a	0.041	0.055	0.055	0.011	**44a**				
15b	0.781	0.311	0.226	0.084	**44b**				
16a	0.776	0.329	0.204	0.123	**45a**				
16b	0.067	0.110	0.086	0.111	**45b**				
17a	0.086	0.095	0.111	0.111	**46a**				
17b	0.103	0.027	0.024		**46b**				
18a	0.160	0.029	0.038		**47a**				
18b	0.427	0.255	0.146	0.211	**47b**				

19a	0.404	0.237	0.185	0.150	**48a**				
19b	0.081	0.492	0.135	0.139	**48b**				
20a	0.065	0.293	0.107	0.079	**49a**				
20b					**49b**				
21a					**50a**				
21b					**50b**				
22a					**51a**				
22b					**51b**				
23a					**52a**				
23b					**52b**				
24a					**53a**				
24b					**53b**				
25a			0.732		**54a**				
25b			AXIAL		**54b**				
26a		0.539	0.897		**55a**				
26b		AXIAL	AXIAL		**55b**				
27a					**56a**				
27b					**56b**				
28a					**57a**				
28b					**57b**				
29a					**58a**				
29b					**58b**				

Tabel 49. Resultaten Y-excitatie hangbrug

6.4. Conclusie

Hieronder wordt een overzicht gegeven van de maximale SI's bij X-excitatie:

	Boekarest	El Contro EW	El Contro NS	Pacio Dam
M=9	1.231	0.664	0.217	0.187

Tabel 50. Overzicht maximale SI's X-excitatie hangbrug

Bij de Boekarest aardbeving treedt bezwijken op. De El Contro EW aardbeving leidt tot onherstelbare schade. De schade bij de El Contro NS en Pacio Dam aardbevingen is herstelbaar.

Hieronder wordt een overzicht gegeven van de maximale SI's van de Y-excitatie:

	Boekarest	El Contro EW	El Contro NS	Pacio Dam
M=9	0.781	0.492	0.226	0.211

Tabel 51. Overzicht maximale SI's Y-excitatie hangbrug

De Boekarest en El Contro EW aardbevingen zorgen voor onherstelbare schade. De overige twee aardbevingen leiden enkel tot herstelbare schade.
Zoals verwacht kon worden uit de responsiespectra, blijkt de Boekarest aardbeving maatgevend te zijn bij zowel X- als Y-excitatie.

Hieronder wordt een overzicht gegeven van de maximale SI's van de Y-excitatie in geval naar axiaal bezwijken wordt gekeken:

	Boekarest	El Contro EW	El Contro NS	Pacio Dam
M=9	-	0.539 A	0.897 A	-

Tabel 52. Overzicht maximale SI's AXIAAL Y-excitatie hangbrug

Enkel de El Contro EW en El Contro NS aardbevingen blijken heel soms tot axiaal falen te leiden (onherstelbare schade door beide aardbevingen)

7. Vakwerkbrug

7.1. Inleiding

Als laatste brug wordt de vakwerkbrug beschouwd. Deze brug zal in een later stadium met het bovenaanzicht worden vergeleken om op basis hiervan conclusies te trekken.

7.2. Matrixframe

7.2.1. Dimensionering

7.2.1.1. Dimensionering staalbetonvloer

$$E_S = 21*10^{10}\frac{N}{m^2}; A = 0.525m^2 \rightarrow: 2 \rightarrow 0.2625m^2$$

$$G_S = \frac{E}{2*(1+\upsilon)} = \frac{21*10^{10}}{2*(1+0.3)} = 8.1*10^{10}\frac{N}{m^2}$$

$$y_{NC} = 0.698m$$

$$I_{yy} = 0.0158m^4 \rightarrow: 2 \rightarrow 0.0079m^4$$

Eigengewicht van de ligger en betonvloer:

$$25*(0.05*15+0.167*14.7)+2*262.3*9.81*10^{-3} = 85.27*10^3\frac{N}{m}$$

Het vloeimoment = het plastisch moment M_p en kan als volgt berekend worden (betonaandeel wordt hierbij verwaarloosd):

$$M_p = 0.033*0.3*235*10^6*(0.4-\frac{0.033}{2})*2+(0.4-0.033)*0.0175*235*10^6*\frac{(0.4-0.033)}{2}*2$$

$$= 2338*10^3 Nm$$

Axiale treksterkte (betonaandeel wordt verwaarloosd) van staal is 400MPa=400*10^6 N/m^2. De bijbehorende maximale axiale trekkracht bedraagt: $400*10^6*0.2625 = 105*10^6 N$.

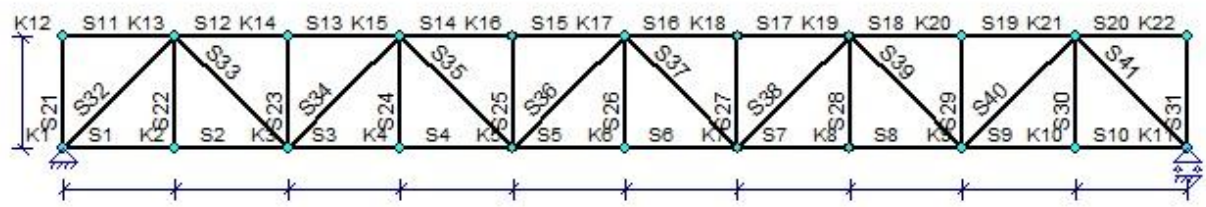
7.2.1.2. Dimensionering rand- en wandstaven

De wandstaven worden gedimensioneerd met een cirkelvormige S235 doorsnede. Dit is hetzelfde als de kabels en tuien bij de voorgaande bruggen. Het enige verschil is dat deze profielgrootheden een gewone I hebben, in plaats van dat deze zeer klein wordt gekozen zoals bij de tuien en kabels het geval was.

7.2.2. Controle afmetingen met MatrixFrame

7.2.2.1. Uitleg gegevens

Hieronder staat de figuur van de vakwerkbrug zoals deze zal worden gedimensioneerd in MatrixFrame en Ruaumoko.



Figuur 106. Vakwerkbrug – MatrixFrame

	Vloer	Rand- en wandstaven
E	21 E10	21 E10
G	8.1 E10	8.1 E10
A	0.2625	0.071
I	0.0079	3.98 E-4
Axial force for yield	105 E6	28.4 E6
Yield moment at end	2.338 E6	1.059 E6

Tabel 53. Doorsnedegrootheden vakwerkbrug

7.2.2.2. Belastingen

De belastingen die van belang zijn bij de vakwerkbrug zijn de belastingen ten gevolge van het eigengewicht van de betonnen vloer ($0.217m*25\frac{kN}{m^3}=5.425\frac{kN}{m^2}$)en de belastingen ten gevolge van de veranderlijke belasting (de verkeersbelasting). Hier wordt gewerkt met een breedte van 7.5m, de andere helft van de belasting wordt immers afgedragen naar de andere kant.

De permanente belasting (factor 1.2) op knoop 2 t.e.m. 10 bedraagt:

$$7.5m*10m*5.425\frac{kN}{m^2}=410kN$$

De verkeersbelasting (factor 1.5) op knoop 2 t.e.m. 10 bedraagt:

$$7.5m*10m*5\frac{kN}{m^2}=375kN$$

.

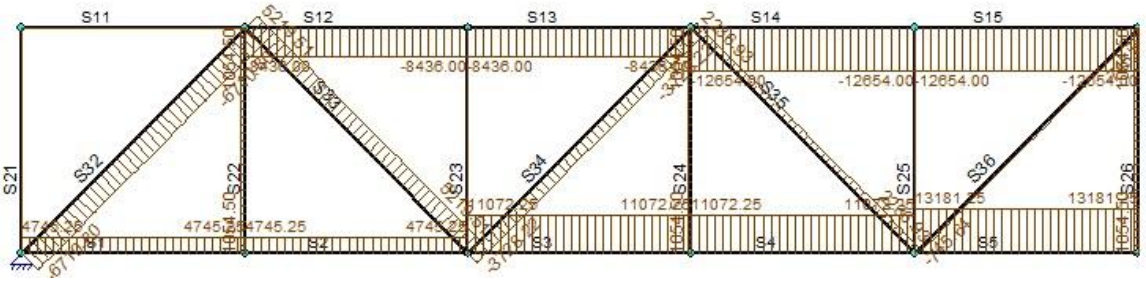
De permanente belasting en verkeersbelasting op knoop 1 en 11 bedragen respectievelijk:

$$\frac{410}{2}=205kN \quad \text{en} \quad \frac{375}{2}=187.5kN$$

.

7.2.2.3. Momentenlijn en Unity-check

Hieronder is een overzicht te vinden van de spanningen (halve figuur omwille van symmetrie) die optreden. De maximale spanning bedraagt 13182kN/m^2.



Figuur 107. Vakwergbrug – spanningsverdeling

$$\frac{\sigma_d}{f_d} \leq 1$$

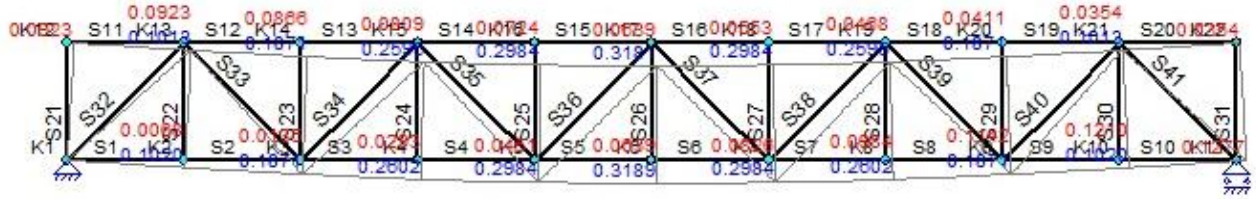
$$\sigma_d = 13182 \frac{kN}{m^2} = 13182 * 10^3 \frac{N}{m^2}$$

$$f_d = \frac{f_u}{\gamma_M * \gamma_d} = \frac{400MPa}{1.25 * 1.5} = 213 * 10^6 \frac{N}{m^2}$$

$$\frac{\sigma_d}{f_d} = 0.0619 \leq 1$$

Aan de unity-check wordt ruimschoots voldaan.

7.2.2.4. Doorbuigingen en check



Figuur 108. Vakwerkbrug – doorbuiging

De maximale doorbuiging bedraagt 0.24m. Dit is minder dan de toegelaten (en eerder berekende) 0.4m. Aan de eis voor de doorbuiging is bij deze ook voldaan.

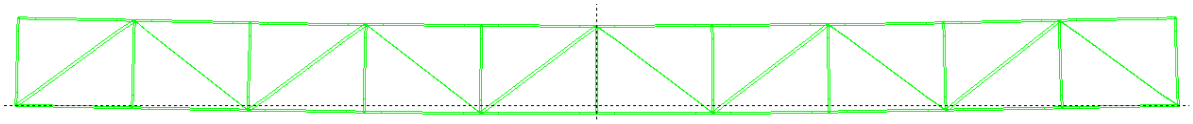
7.3. Ruaumoko

7.3.1. Gegevens

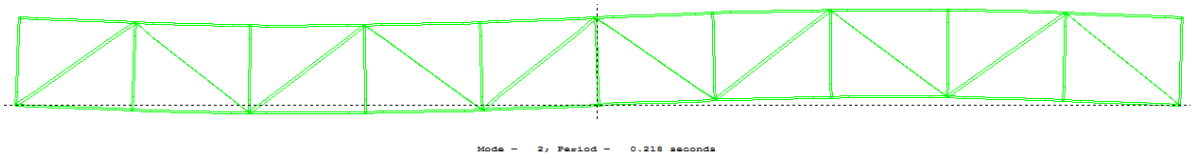
	Vloer	Rand- en wandstaven
E	21 E10	21 E10
G	8.1 E10	8.1 E10
A	0.2625	0.071
I	0.0079	3.98 E-4
Axial force for yield	105 E6	28.4 E6
Yield moment at end	2.338 E6	1.059 E6

Tabel 54. Doorsnedegrootheden vakwerkbrug

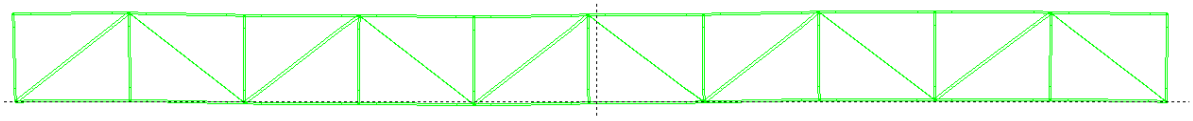
7.3.2. Eigenperiodes van de vakwerkbrug



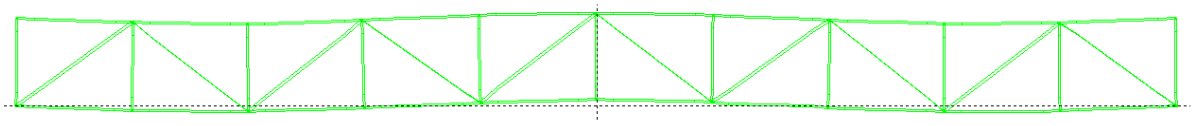
Figuur 109. Mode 1 - eigenperiode: 0.678sec



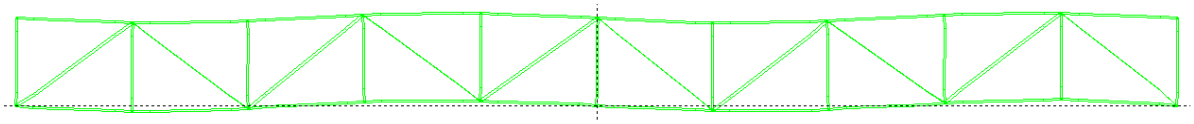
Figuur 110. Mode 2 - eigenperiode: 0.218sec



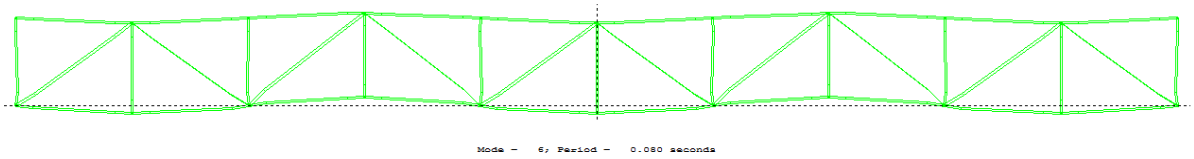
Figuur 111. Mode 3 - eigenperiode: 0.161sec



Figuur 112. Mode 4 - eigenperiode:0.126sec



Figuur 113. Mode 5 - eigenperiode:0.093sec



Figuur 114. Mode 6 - eigenperiode: 0.08sec

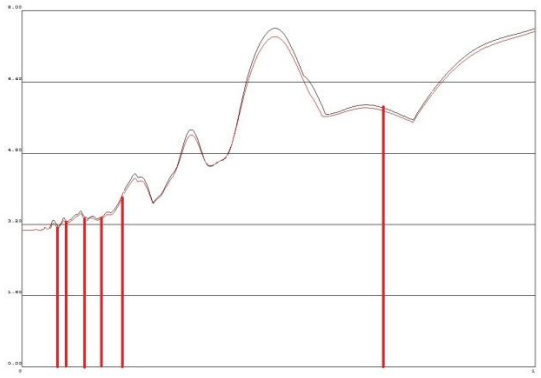
7.3.3. Verwachtingen

8. M=9	Boekarest	El Contro EW	El Contro NS	Pacio Dam
Mode 1	5.8	6	5.75	1.9
Mode 2	3.8	8.5	6	6.6
Mode 3	3.4	5.75	4.75	4.8
Mode 4	3.4	4.5	5.5	4.2
Mode 5	3.3	4.5	5	4.7
Mode 6	3.1	3.75	4.5	4

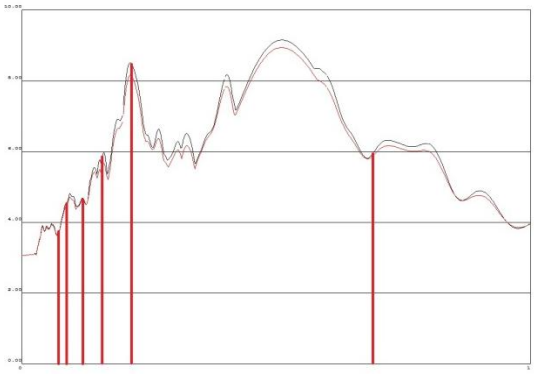
Tabel 55. Verduidelijking accelerogrammen vakwerkbrug

***versnellingspieken in** $\frac{m}{s^2}$

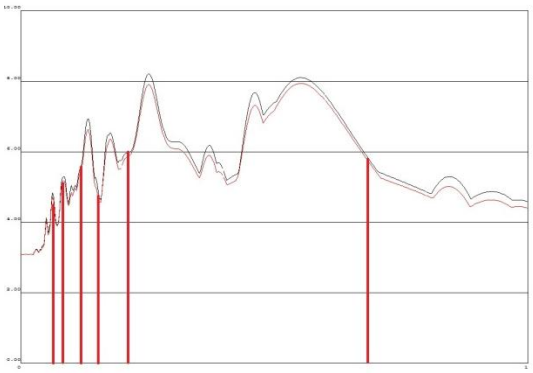
De El Contro EW en de El Contro NS aardbevingen zullen waarschijnlijk maatgevend zijn.



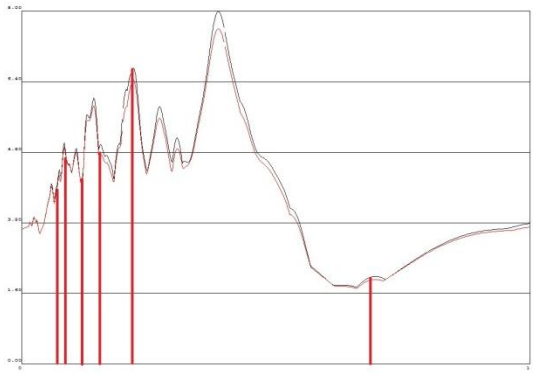
Figuur 115. Boekarest: eigenperiodes en responsiespectra



Figuur 116. El Contro EW: eigenperiodes en responsiespectra

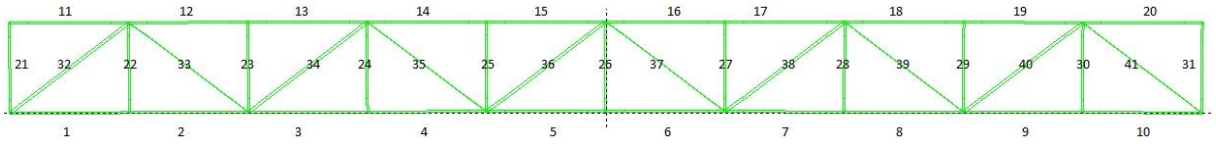


Figuur 117. El Contro NS: eigenperiodes en responsiespectra



Figuur 118. Pacio Dam: eigenperiodes en responsiespectra

7.3.4. Resultaten



Figuur 119. Overzicht nummering Vakwerkbrug in Ruaumoko

7.3.4.1. X-excitatie

	B9	EW9	NS9	P9		B9	EW9	NS9	P9
1a					21b				
1b					22a				
2a					22b				
2b					23a				
3a					23b				
3b					24a				
4a					24b				
4b					25a				
5a					25b				
5b					26a				
6a					26b				
6b					27a				
7a					27b				
7b					28a				
8a					28b				
8b					29a				
9a					29b				
9b					30a				
10a					30b				
10b					31a				
11a					31b				
11b					32a				
12a					32b				
12b					33a				
13a					33b				
13b					34a				
14a					34b				
14b					35a				
15a					35b				
15b					36a				
16a					36b				
16b					37a				
17a					37b				
17b					38a				
18a					38b				
18b					39a				
19a					39b				
19b					40a				
20a					40b				
20b					41a				
21a					41b				

Tabel 56. Resultaten X-excitatie vakwerkbrug

7.3.4.2. Y-excitatie

	B9	EW9	NS9	P9		B9	EW9	NS9	P9
1a					**21b**				
1b					**22a**				
2a					**22b**				
2b					**23a**				
3a					**23b**				
3b					**24a**				
4a					**24b**				
4b	0.221	0.034	0.022		**25a**				
5a	0.219	0.034	0.022		**25b**				
5b					**26a**				
6a					**26b**				
6b	0.221	0.031	0.027		**27a**				
7a	0.224	0.031	0.028		**27b**				
7b					**28a**				
8a					**28b**				
8b					**29a**				
9a					**29b**				
9b					**30a**				
10a					**30b**				
10b					**31a**				
11a					**31b**				
11b					**32a**				
12a					**32b**				
12b					**33a**				
13a					**33b**				
13b					**34a**				
14a	8.927	1.910	1.317		**34b**				
14b	AXIAL	AXIAL	AXIAL		**35a**				
15a	8.793	2.217	1.767		**35b**				
15b	AXIAL	AXIAL	AXIAL		**36a**				
16a	8.783	2.063	1.584		**36b**				
16b	AXIAL	AXIAL	AXIAL		**37a**				
17a	9.143	1.827	1.866		**37b**				
17b	AXIAL	AXIAL	AXIAL		**38a**				
18a					**38b**				
18b					**39a**				
19a					**39b**				
19b					**40a**				
20a					**40b**				
20b					**41a**				
21a					**41b**				

Tabel 57. Resultaten Y-excitatie vakwerkbrug

7.4. Conclusie

Hieronder wordt een overzicht gegeven van de maximale SI's bij X-excitatie:

	Boekarest	El Contro EW	El Contro NS	Pacio Dam
M=9	-	-	-	-

Tabel 58. Overzicht maximale SI's X-excitatie vakwerkbrug

Nergens ontstaat plasticiteit bij de X-excitatie.

Hieronder wordt een overzicht gegeven van de maximale SI's van de Y-excitatie:

	Boekarest	El Contro EW	El Contro NS	Pacio Dam
M=9	0.224	0.034	0.028	-

Tabel 59. Overzicht maximale SI's Y-excitatie vakwerkbrug

De Boekarest, El Contro EW en El Contro NS aardbevingen blijken tot herstelbare schade te leiden. De Pacio Dam aardbeving veroorzaakt geen plasticiteit.

Hieronder wordt een overzicht gegeven van de maximale SI's van de Y-excitatie in geval naar axiaal bezwijken wordt gekeken:

	Boekarest	El Contro EW	El Contro NS	Pacio Dam
M=9	9.143 A	2.217 A	1.866 A	-

Tabel 60. Overzicht maximale SI's AXIAAL Y-excitatie vakwerkbrug

De vakwerkbrug is het minst bestand tegen de Boekarestaardbeving, gevolgd door de El Contro EW en de El Contro NS aardbeving, als naar (axiaal) bezwijken wordt gekeken. Waarom precies de Boekarestaardbeving toch maatgevend blijkt te zijn, wordt verder besproken in de algemene conclusie.

8. Zijaanzicht VS bovenaanzicht

8.1. Inleiding

In dit hoofdstuk wordt gekeken of het zijaanzicht dan wel het bovenaanzicht van de bruggen maatgevend is. Daartoe wordt het algemene bovenaanzicht (dit was van toepassing voor alle beschouwde bruggen) vergeleken met het zijaanzicht van de vakwerkbrug. Er is bewust gekozen om de vakwerkbrug als zijaanzicht te nemen omdat deze het meeste ‘ lijkt’ op het bovenaanzicht. Bij het bovenaanzicht werd de vloer immers geschematiseerd met schoren. Dit is een goede schematisatie wat betreft sterkte en stijfheid. Echter qua ductiliteit blijkt dit niet zo precies te zijn. In beton kan immers meer herverdeling van spanningen ontstaan wanneer ductiliteit ontstaat (in vergelijking met stalen schoren). Beton kan in werkelijkheid meer plasticiteit opnemen. Om met dit feit rekening te houden wordt dus het bovenaanzicht vergeleken met het zijaanzicht van de vakwerkbrug.

Beide aanzichten werden belast met een aardbeving van 9 op de schaal van Richter. Daarna wordt geleidelijk aan de kracht op de schaal van Richter met telkens 0.5 verlaagd. De excitatierichting die het langste plasticiteit blijft veroorzaken is maatgevend.

8.2. Bovenaanzicht

8.2.1. Z-excitatie (horizontale dwarsexcitatie)

	Boekarest	El Contro EW	El Contro NS	Pacio Dam
M=8	-	-	-	-
M=8.5	-	-	0.641 A	-
M=9	-	0.898 A	1.468 A	0.644 A

Tabel 61. Resultaten verkleining kracht op de Schaal van Richter Z-excitatie bovenaanzicht

8.3. Zijaanzicht

8.3.1. Y-excitatie (verticale excitatie)

	Boekarest	El Contro EW	El Contro NS	Pacio Dam
M=8	0.829 A	0.987 A	0.799 A	-
M=8.5	2.444 A	1.249 A	1.755 A	-
M=9	9.143 A	2.217 A	1.866 A	-

Tabel 62. Resultaten verkleining kracht op Schaal van Richter Y-excitatie zijaanzicht vakwerkbrug

8.4. Conclusie

Bij een kracht van 8 op de schaal van Richter blijkt er geen plasticiteit meer te ontstaan bij geen enkele aardbeving bij het bovenaanzicht (Z-excitatie). Bij het zijaanzicht treedt er nog wel plasticiteit op bij de Boekarest, El Contro EW en El Contro NS aardbevingen (Y-excitatie) bij een magnitude van 8. Dit betekent dat bij het ontwerpen van de bruggen het zijaanzicht maatgevend is.

De X-excitatie wordt niet beschouwd aangezien deze zelfs geen plasticiteit gaf bij een kracht van negen op de schaal van Richter (zie conclusie 7.4).

Deel 3 – Conclusies, bronnen, bijlagen



9. Conclusies

Het meest opvallende van dit hele onderzoek is dat bij alle bruggen, op de hangbrug na (waar er overigens maar een klein verschil is tussen de X-en Y-excitatie), de verticale excitatie (Y-richting) maatgevend blijkt te zijn boven de horizontale langsexcitatie (X-richting). Dit is in tegenstelling tot wat men misschien verwacht aangezien het bij hoogbouw precies omgekeerd is. Toch is deze vaststelling niet helemaal vreemd, immers bij hoogbouw moet de belasting verticaal worden afgedragen en deze wordt dan ook op deze belastingafdracht gedimensioneerd. Bij bruggen is het precies andersom: de belasting wordt horizontaal afgedragen en de bruggen worden op deze belastingafdracht gedimensioneerd. Verder is het ook zo dat de stijfste richting de horizontale is. De brug kan hierdoor minder goed tegen verticale belastingen. (Verticale belastingen staan loodrecht op de stijfste richting (horizontale richting)).

Verder blijkt de verticale excitatie (Y-richting) ook maatgevend te zijn ten opzichte van de horizontale dwarsexcitatie (Z-richting). Deze test werd uitgevoerd met de vakwerkbrug. Dit is om rekening te houden met feit dat de vloer van de bruggen sterk geschematiseerd moest worden met behulp van schoren. Dit is de enige manier waarop de betonvloer in raamwerkprogramma's als Ruaumoko2D en MatrixFrame kan worden weergegeven. Beton kan in werkelijkheid meer plasticiteit opnemen dan de manier waarop het nu geschematiseerd is. Nu bezwijkt de vloer steeds axiaal.

Wanneer een uitspraak wordt gedaan over de brugtypen en hun gedrag bij aardbevingen is het van belang dat er rekening wordt gehouden met de unity-check en het gewicht. Sommige bruggen blijken immers aanzienlijk overgedimensioneerd te zijn in vergelijking met anderen. Dit is een gevolg van de keuze om de gewichten van de bruggen zoveel mogelijk gelijk te houden. Een overzicht volgt in onderstaande tabel:

	UC	Gewicht (kN)	Maatgevende aardbeving	Maximale SI	GMSI met UC	GMSI met gewicht***
Boogbrug rechte kabels	0.435	11313	Boekarest	0.077	0.177	0.091
			Boekarest	0.252	0.579	0.298
Boogbrug schuine kabels	0.453	11389	-	-	-	-
			Boekarest	2.509	5.539	2.985
Tuibrug	0.85	10926	El Contro EW	0.762	0.896	0.870
			Boekarest	2.772	3.261	3.164
Hangbrug	0.91	9572	Boekarest	1.231	1.353	1.231
			Boekarest	0.781	0.858	0.781
vakwerkbrug	0.062	10449	-	-	-	-
			Boekarest	0.224	3.612**	0.246

Tabel 63. Vergelijking resultaten van de verschillende bruggen

Blauw=horizontale langsexcitatie (x-richting)

wit=verticale excitatie (y-richting)

*GMSI=gewogen maximale SI

** niet echt vergelijkbaar o.w.v. andere manier van berekenen van de Unity-Check

*** Bij deze weging is de brug met het kleinste gewicht als referentie gebruikt.

Deze tabel blijkt (met uitzondering van de vakwerkbrug) mooi weer te geven wat kan worden verwacht: hoe dichter de Unity-Check bij 1 ligt, hoe kleiner het gewicht van de brug. Bij zwaardere bruggen is de kans over het algemeen groter dat deze overgedimensioneerd blijken. Bij de boogbruggen is voornamelijk de boog overgedimensioneerd. De vakwerkbrug kan als uitzondering worden gezien omdat hier de Unity-Check op een andere manier moest worden gedaan in vergelijking met de voorgaande bruggen. In een vakwerk zijn de knopen scharnierend verbonden. Dit betekent dat er geen momenten optreden. Bij de andere bruggen werd de Unity-Check op basis van de momenten gedaan, bij de vakwerkbrug is de Unity-Check op basis van de normaalspanningen gedaan. Dat deze Unity-Check niet echt te vergelijken valt kan ook worden gezien aan de hand van de doorbuigingen. De doorbuigingen blijken bij alle bruggen (inclusief de vakwerkbrug) veel meer van vergelijkbare grootte te zijn. Er kan dus geconcludeerd worden dat bij een overspanning van 100m, een vakwerkbrug niet alleen het meest geschikt is voor het dragen van de statische belasting maar ook voor het dragen van de aardbevingsbelasting.

In onderstaande tabellen staat welke onderdelen van iedere brug als eerste falen:

	X-excitatie	Y-excitatie
Boog rechte kabels	Vloer en kabels (axiaal)	Vloer
Boog schuine kabels	-	Vloer
Tuibrug	pylonen	Vloer
Hangbrug	pylonen	Vloer
Vakwerkbrug	-	Vloer en bovenrandstaven (axiaal)

Tabel 64. Overzicht zwakke onderdelen per brug

Uit bovenstaande tabel kan ook worden geconcludeerd dat voornamelijk de onderdelen die loodrecht op de excitatierichting staan, bezwijken bij de aardbevingsbelasting. De enige uitzondering hierop is de boogbrug met rechte kabels die in horizontale langsrichting (X-richting) wordt geëxciteerd. Een mogelijke verklaring hiervoor is dat de boog overgedimensioneerd is in vergelijking tot de vloer.

Bij de horizontale langsexcitatie (X-richting) kunnen de bruggen als volgt gerangschikt worden (van zwakste naar sterkste):
Hangbrug – Tuibrug – Boogbrug met rechte kabels – Vakwerkbrug & Boogbrug met schuine kabels
Bij de verticale excitatie (Y-richting) kunnen de bruggen als volgt gerangschikt worden (van zwakste naar sterkste):
Tuibrug – Boog met schuine kabels – Hangbrug – Boog met rechte kabels – Vakwerkbrug

Bij de horizontale langsexcitatie (X-richting) blijken de bruggen die hoge, verticale onderdelen (pylonen, verticale kabels,…) hebben als eerste te falen.

Bij de verticale excitatie (Y-richting) faalt de vloer als eerste bij alle bruggen. Dit is dan ook het onderdeel van alle bruggen dat loodrecht op de excitatierichting staat. Bovendien is de vloer redelijk nauwkeurig (dus niet overgedimensioneerd) berekend op de belastingen. Verder blijkt dat bij deze excitatierichting als eerste bruggen met schuine onderdelen ‘ in het midden’ falen. Bij de hangbrug, de boogbrug met rechte kabels en de vakwerkbrug zijn de elementen in het midden van het zijaanzicht immers evenwijdig aan de excitatierichting en hierdoor beter bestand tegen aardbevingen.

Verder kan ook geconcludeerd worden dat vaak het type aardbeving meer van belang is dan de magnitude. In de meeste gevallen was de verwachtte maatgevende aardbeving (afgeleid op basis van de eigenfrequenties) ook de werkelijke maatgevende aardbeving. Dit was echter niet zo bij de boogbrug met schuine kabels, tuibrug (Y-excitatie) en vakwerkbrug (Y-excitatie). Beide laatst vernoemde bruggen hebben echter een zeer groot verschil tussen de eigenperiode van de eerste en de tweede mode. Tussen beide modes heeft de Boekarest aardbeving een veel grotere versnellingspiek dan de El Contro EW aardbeving, waardoor de Boekarestaardbeving waarschijnlijk een grotere invloed heeft dan de El Contro EW aardbeving.

Verder bleek de berekening numerieke stabiel te zijn als de tweede Rayleighdemping op de 100ste mode werd gekozen en als tijdstap 0.001seconden werd genomen.

Tot slot bleek in paragraaf 1.9 er geen wiskundig verband te zijn (zowel wanneer naar de verschillende brugtypen en excitatierichtingen wordt gekeken als wanneer naar verschillende aardbevingen wordt gekeken) tussen de mate waarin de schade-indices toenemen (wanneer de kracht op de schaal van Richter geleidelijk aan toeneemt). Met andere woorden er zijn geen factoren te vinden waarmee de schade-index bij bijvoorbeeld een aardbeving van 8 op de schaal van Richter vermenigvuldigt kan worden om de schade-index bij dezelfde aardbeving met een kracht van 9 op de schaal van Richter te vinden.

10. Aanbevelingen

Dit bachelor eindwerk was het eerste aan de TU Delft dat het gedrag van bruggen onder aardbevingsbelastingen heeft onderzocht. Gezien dit ontzettend ruime en interessante thema denk (en hoop) ik dat dit niet het laatste bachelor eindwerk over dit onderwerp is. In dit eindwerk is gezocht naar een aantal basisprincipes omtrent verschillende typen bruggen en hun gedrag bij aardbevingsbelastingen. Uit dit onderzoek zijn een aantal interessante conclusies naar voor gekomen. Toch kunnen er uiteraard nog een heleboel andere zaken verder onderzocht worden.

Bij een brugdeklengte van 100m bleek de vakwerkbrug algemeen genomen het best bestand te zijn tegen verschillende aardbevingsexcitaties. Het is wel zo dat het een overspanning van 100m precies binnen het toepassingsgebied van een vakwerkbrug valt. Hangbruggen daarentegen worden pas een constructief interessante oplossing bij overspanningen van 1000m en meer. Er zou dus bijvoorbeeld gekeken kunnen worden welke brug het beste tegen aardbevingen bestand is als iedere brug ontworpen wordt binnen hun werkelijk 'overspanningsgebied'. Een belangrijk afweging daarbij is hoe de verschillende gedragingen van de bruggen dan met elkaar vergeleken zullen worden. De massa's, overspanningen,.. verschillen dan sterk van brug tot brug.

Daarnaast zou een literatuurstudie naar resultaten die bijvoorbeeld in Japan of Californië reeds zijn gevonden, ook heel erg interessant kunnen zijn. Deze aardbevingsgevoelige gebieden doen uiteraard al veel langer (noodzakelijk) onderzoek naar deze fenomenen.

Computerprogramma's als Ruaumoko die aardbevingen simuleren en constructies hieraan onderwerpen, zijn in civiele-techniek-normen toch nog erg nieuw. Hoe zeker kan men daarom zijn dat dit programma vrij exact de werkelijkheid weergeeft? Daartoe zouden bijvoorbeeld verschillende types constructies in verschillende programma's kunnen worden getest. Op basis daarvan zijn waarschijnlijk ook zeer interessante uitspraken te doen over de betrouwbaarheid van dergelijke programma's.

Verder kan ook opgemerkt worden dat er, uiteraard, aan de bruggen die in dit verslag gebruikt worden, ook zeker nog wat constructief optimaliseringswerk kan gebeuren. Zo bleek de boog bijvoorbeeld overgedimensioneerd en ook de vloer van de boogbrug met schuine kabels zou bij een kleinere boog mogelijk niet meer kunnen voldoen.

Ongeacht het exacte onderwerp van hun vervolg-bachelor eindwerk, hoop ik dat er nog een heleboel studenten onderzoek zullen doen naar aardbevingen in combinatie met verschillende constructies en dit even interessant vinden. Hopelijk komen er uit vervolgonderzoeken nog een heleboel leuke en misschien zelfs onverwachte conclusies. Ik ben in ieder geval heel erg benieuwd naar de resultaten.

Veel succes!

11. Bronnen

11.1. Dictaten

- CT2022 - Dynamica van systemen
- CT2052 - Constructie veiligheid
- CT4140 - Dynamics of structures
- CT3109 – Constructiemechanica 4
- WI1330CT & WI1340CT - Handboek analyse
- CT2053 - Infomap constructieleer

11.2. Computerprogramma's

- Matrixframe
- Ruaumoko 2D
- Spectra
- Dynaplot

11.3. Handleidingen

- Ruaumoko Theory
- Ruamoko 2D
- Ruaumoko Other

11.4. Andere Bachelor Eindwerken

- Eindrapport Van den Noort
- Eindrapport Hendrikse
- Eindrapport Weide

11.5. Overige

- Eurocode 8
- http://www.bruggenstichting.nl/database-bruggen.html

12. Bijlagen

12.1. Invoerfile: uitleg en aannames

Als voorbeeld wordt hier de invoerfile PACY90 (het zijaanzicht van de boogbrug dat wordt belast door de y-excitatie van de Pacio Dam aardbeving met een kracht van 9 op de schaal van richter) getoond en bondig uitgelegd.

Regel 1

Titel en korte uitleg van de file

Regel 2

2	Dynamic Time History using Newmark constant average acceleration
0	Binary post-processor file with extension .RES
1	In-elastic Time-History analysis
0	Lumped mass matrix used in Time-history
0	Initial stifness Rayleigh damping
1	Y-direction earthquake only
0	Small displacement analysis assumed
0	Modal analysis is carried out after the static analysis
0	All zero output is omitted
0	Mode shape orthogonality check not carried out
0	Householder QR eigenvalue algorithm used

Regel 3

20	Number of nodal points in the structure
29	Number of members in the structure
3	Number of different cross-sections in the section table
6	Number of mode shapes required to be printed in the modal analysis
1	The mode number at which the first damping ratio is applied
100	The mode number at which the second damping ratio is applied
9.81	The acceleration of gravity
5.0	The percentage of critical damping at mode 1
5.0	The percentage of critical damping at mode 11
0.001	The time step (seconds)
15	The length of the time history to be run
1.0	A scale factor applied to the time-history input

Regel 4

100	Time history output every 100 steps
10	Post-processor DYNAPLOT output every 10 time-steps
10	Plastic hinges plotted every 10 time-steps
0	Not used any longer, supply 0
1.0	Not used any longer, supply 1.0
1	Displacement multiplying factor for on screen graphics
1	Maximum x-displacement for use in the on screen graphics
0.5	Maximum y-displacement for use in the on screen graphics

Regel 5

0	No Newton-Raphson iteration per time step
0	Maximum number of cycles of iteration
0.05	Norm of the out-of-balance force vector relative to the incremental force vector for the Newton-Raphson iteration

Nodes

1	Nodal Point Number
0	X-coordinate of Node
0	Y-coordinate of Node
1	X displacement is fixed
1	Y displacement is fixed
0	z-rotation is unconstrained
0	No coupling of the x-displacement degree of freedom
0	No coupling of the y-displacement degree of freedom
0	No coupling of the z-rotation degree of freedom

Elements

1	Member number
1	Member type number, refers to the member properties that follows
1	Nodal point number at end 1 of the member
2	Nodal point number at end 2 of the member

PROPS

Regel 1

Number of frame type

Regel 2

1	One component (Giberson) Beam Member
0	Member built-in to joint
0	No initial loads applied
1	Hysteresis rule
0	No strength degradation
1	Damage indices computed
0	Column ductilities computed at balance point of axial force

Regel 3

21e10	Elastic (Young's) modulus of member material
8.1e10	Shear modulus of member material
0.2625	Cross-section area of the member section
0.2625	Effective shear area of the member section
0.0079	Moment of inertia of the section
85270	Weight per unit length of the member
0	Length of rigid end-block at end 1 of member
0	Length of rigid end-block at end 2 of member
0	Joint flexibility at end 1
0	Joint flexibility at end 2

Regel 4

0	Bi-lineair factor Axial
0	Bi-lineair factor Flexure
0	Plastic hinge length at end 1
0	Plastic hinge length at end 2

Regel 5

105e6	Axial force for tensile yield
-105e6	Axial force for compression yield
2.338e6	Positive yield moment end 1
-2.338e6	Negative yield moment end 1
2.338e6	Positive yield moment end 2
-2.338e6	Negative yield moment end 2

Regel 6

0	Positive axial ultimate ductility
0	Negative axial ultimate ductility
100	Positive ultimate ductility end 1
100	Negative ultimate ductility end 1
100	Positive ultimate ductility end 2
100	Negative ultimate ductility end 2

Weights

1	Nodal point number
0	Lumped nodal weight acting in the X-direction
205	Lumped nodal weight acting in the Y-direction
0	Lumped nodal weight acting in rotation at the node

External nodal loads

1	Nodal point number
0	Static load at node in the X-direction
187.5	Static load at node in the Y-direction
0	Static moment at node about the Z-axis

Equake

0	Excitation in BERG format
1	The number of the first line of the excitation that is to be used
0.01	Excitation data interval
0.383	1/(scale factor) for the record
0	End of file implies data error

Boogbrug verticale rechte kabels - excitatie in y-richting
2 0 1 0 0 1 0 0 0 0 0
20 29 3 6 1 100 9.81 5.0 5.0 0.001 15 1.0
100 10 10 0 1.0 1 1 0.5
0 0 0.05
Nodes 0
1 0 0 1 1 0 0 0 0
2 10 0 0 0 0 0 0 0
3 20 0 0 0 0 0 0 0
4 30 0 0 0 0 0 0 0
5 40 0 0 0 0 0 0 0
6 50 0 0 0 0 0 0 0
7 60 0 0 0 0 0 0 0
8 70 0 0 0 0 0 0 0
9 80 0 0 0 0 0 0 0
10 90 0 0 0 0 0 0 0
11 100 0 0 1 0 0 0 0
12 10 7.97 0 0 0 0 0 0
13 20 13.50 0 0 0 0 0 0
14 30 17.19 0 0 0 0 0 0
15 40 19.31 0 0 0 0 0 0
16 50 20.00 0 0 0 0 0 0
17 60 19.31 0 0 0 0 0 0
18 70 17.19 0 0 0 0 0 0
19 80 13.50 0 0 0 0 0 0
20 90 7.97 0 0 0 0 0 0
Elements 0
1 1 1 2
2 1 2 3
3 1 3 4
4 1 4 5
5 1 5 6
6 1 6 7
7 1 7 8
8 1 8 9
9 1 9 10
10 1 10 11
11 2 1 12
12 2 12 13
13 2 13 14
14 2 14 15
15 2 15 16
16 2 16 17
17 2 17 18
18 2 18 19
19 2 19 20
20 2 20 11
21 3 2 12
22 3 3 13
23 3 4 14
24 3 5 15
25 3 6 16
26 3 7 17

27 3 8 18
28 3 9 19
29 3 10 20
Props
1 Frame
1 0 0 1 0 1 0
21.E10 8.1E10 0.2625 0.2625 0.0079 85270 0 0 0 0
0 0 0 0
105E6 -105E6 2.338E6 -2.338E6 2.338E6 -2.338E6
0 0 100 100 100 100
2 Frame
1 0 0 1 0 1 0
21.E10 8.1E10 0.1417 0.1417 0.0331 10912 0 0 0 0
0 0 0 0
56.68E6 -56.68E6 21.74E6 -21.74E6 21.74E6 -21.74E6
0 0 100 100 100 100
3 Frame
1 0 0 1 0 1 0
21.E10 8.1E10 0.071 0.071 1E-9 5468 0 0 0 0
0 0 0 0
28.4E6 -28.4E6 1.059E6 -1.059E6 1.059E6 -1.059E6
0 0 100 100 100 100
WEIGHTS
1 0 205 0
2 0 410 0
3 0 410 0
4 0 410 0
5 0 410 0
6 0 410 0
7 0 410 0
8 0 410 0
9 0 410 0
10 0 410 0
11 0 205 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
LOADS
1 0 187.5 0
2 0 375 0
3 0 375 0
4 0 375 0
5 0 375 0
6 0 375 0
7 0 375 0
8 0 375 0
9 0 375 0

10 0 375 0
11 0 187.5 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
EQUAKE
0 1 0.01 0.383 0