



Clemens Tappauf, Dipl. -Ing

**Ermüdungsverhalten
von unverankerten Stahltanks
bei Erdbeben**

DISSERTATION

zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor der technischen Wissenschaften

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer

Prof. Dr. Harald Unterwiesing

Fakultät für Bauingenieurwissenschaften

Institut für Stahlbau

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Dissertation identisch.

Datum

Unterschrift

DANKSAGUNG

Wie jede wissenschaftliche Arbeit basiert auch diese Promotionsschrift auf Wissen und Erfahrungen vieler kompetenter Personen, denen ich an dieser Stelle meinen besonderen Dank entgegenbringe.

Mein größter Dank gilt Herrn Prof. Dr. Harald Unterweger für die Betreuung dieser Arbeit, der freundlichen Hilfe und den zahlreichen konstruktiven Gesprächen, die wegweisend zur Erstellung dieser Arbeit beigetragen haben.

Besonderer Dank gebührt Herrn Prof. Dr. Andreas Taras, der mich ermutigte, das Thema der Forschungsarbeit „ULFC of welded joints under variable multi-axial strains“ im Rahmen dieser Dissertation voranzutreiben. Die vielen Gespräche auf intellektueller und persönlicher Ebene haben mir einen kritischen Zugang zur Thematik der vorliegenden Dissertation eröffnet.

An dieser Stelle möchte ich mich auch bei allen Mitarbeiter-Innen des Institutes für Stahlbau der Universität Graz für das angenehme und amikale Arbeitsklima bedanken.

Die Arbeit für diese Dissertation wurde finanziell vom FWF Wissenschaftsfond im Rahmen eines DACH-Kooperationsprojekts der Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) in der Schweiz, dem Karlsruher Institut für Technologie (KIT) in Deutschland und der Technischen Universität Graz (TUG) in Österreich unterstützt. Dank gilt daher dem FWF Wissenschaftsfond für die finanzielle Unterstützung.

Ich bedanke mich bei Herrn Prof. Thomas Ummenhofer als Drittgutachter sowie seinem Team Prof. Peter Knödel, Katharina Rohr und Sven Nagel vom KIT für die konstruktiven und fachlich bereichernden Projektbesprechungen.

Besonders erwähnen möchte ich an dieser Stelle auch die Zeit, die ich im Labor am EPFL in der Schweiz verbringen durfte. Ich bedanke mich bei Prof. Alain Nussbaumer und Albano António Sousa für die nette Einführung in die Laborwelt und die gute Zusammenarbeit.

Ganz besonderen Dank möchte ich meinem Vater Prof. Ernst Tappauf zusprechen, der mich nicht nur durch zahlreiche Fachgespräche unterstützt und motiviert hat, sondern auch dafür sorgte, dass ich auch noch nach meiner Zeit als Projektassistent an der TU Graz als Angestellter der Firma tappauf.consultants GmbH die nötigen Ressourcen zur Fertigstellung dieser Dissertation hatte.

Darüberhinaus gilt mein Dank meiner gesamten Familie und meinen Freunden, die mich besonders in den letzten 2 Jahren unterstützt und Verständnis dafür aufgebracht haben, dass ich meine ganze Energie in die Bearbeitung der Dissertation eingesetzt habe.

Inhalt

1	Einführung	5
1.1	Symbole und Bezeichnungen	5
1.2	Übersicht über die einzelnen Kapitel der Arbeit.....	10
1.3	Umfang der Untersuchungen	12
1.4	Motivation und Ziele dieser Arbeit.....	13
2	Grundprinzipien der praktischen Erdbebenberechnung	15
2.1	Grundprinzipien zum Standardverfahren der Erdbebenberechnung – Antwortspektrenverfahren.....	15
2.1.1	Einmassenschwinger mit Fußpunktanregung	19
2.1.2	Bestimmung der Spektralwerte.....	24
2.2	Vereinfachtes Antwortspektrenverfahren für Gebäude.....	25
2.3	Modales Antwortspektrenverfahren für Gebäude	31
2.4	Berechnung von unverankerten Tankbauwerken im Erdbebenfall	40
2.4.1	Praktische Anwendung nach Eurocode	40
2.4.2	Kurzbeschreibung des Forschungsstandes.....	43
3	Erdbebenbelastung gemäß Eurocode EN 1998-4 und kritische Hinweise	47
3.1	Ermittlung der einzelnen Druckanteile und deren Überlagerung gemäß Eurocode EN1998-4 [3]	47
3.1.1	Starrer impulsiver Druck (Eurocode EN1998-4 [3], Kap A.2.1.2)	48
3.1.2	Konvektiver Druckanteil (Eurocode EN1998-4 [3], Kap A.2.1.3)	52
3.1.3	Flexibler impulsiver Druckanteil (Eurocode EN 1998-4 [3], Kap A.3.1)	58
3.1.4	Überlagerung der einzelnen Druckanteile	62
3.1.5	Vereinfachtes Berechnungsverfahren für verankerte, zylindrische Tanks (Eurocode EN 1998-4 [3], Kap A.3.2.2)	66
3.2	Verhalten von unverankerten Tankbauwerken (Eurocode EN 1998-4 [3], Kap A.9)	69
3.2.1	Abhebehöhen und Abhebelängen.....	69
3.2.2	Begrenzung der Rotation im plastischen Gelenk am Tankfuß	71

4	Untersuchte repräsentative Tankbauwerke.....	72
4.1	Allgemeine Parameter der untersuchten Tanks	72
4.2	Tankbauwerke für die detaillierten Untersuchungen mit Festdach	73
4.2.1	Tank T1 - Rümlang - $H/R=1,75$	73
4.2.2	Tank T2 - $H/R=0,94$	74
4.3	Tankbauwerke für die detaillierten Untersuchungen mit Schwimmdach	75
4.3.1	Tank T3 - $H/R=0,42$	75
4.3.2	Tank T4 - $H/R=1,00$	76
4.4	Tankbauwerke T5 bis T6	77
4.4.1	Tank T5 - $H/R=1,30$	77
4.4.2	Tank T6 - $H/R=0,92$	77
4.4.3	Tank T7 - $H/R=0,30$	78
4.4.4	Tank T8 - $H/R=3,00$	78
4.4.5	Tank T9 - $H/R=2,00$	79
5	Realitätsnahe Erdbebenberechnungen an den repräsentativen Tankbauwerken T1 bis T4.....	80
5.1	Erdbebenbelastung	80
5.1.1	Allgemein	80
5.1.2	Zwei verschiedene Ansätze der Erdbebenzeitverläufe	82
5.2	Numerische Berechnungen	88
5.2.1	Allgemein - globales Modell der Tankstruktur und lokales Submodell der Tankbodenecke.....	88
5.2.2	Das globale FE-Modell	89
5.2.3	Globales Modell – vereinfachtes ebenes Masse-Balken-Federmodell	99
5.2.4	Allgemein: Lokales FE-Modell des Tankbodeneckes	101
5.3	Ergebnisse der numerischen Berechnungen für den gesamten Tank mit dem globalen Modell.....	105
5.3.1	Ergebnisse der Pushover - Analysen.....	105
5.3.2	Ergebnisse der 3D-Zeitverlaufsberechnungen	110
5.4	Zeitverläufe des Abhebens, die mit dem vereinfachten Masse–Balken– Federmodell für Tank T1 ermittelt wurden	126

5.5	Ergebnisse der numerischen Berechnungen für die lokalen Dehnungen und Spannungen am Tankfuß.....	128
5.5.1	Zusammenhang zwischen der Abhebehöhe und den plastischen Dehnungen am Tankfuß.....	128
5.5.2	Zeitverläufe der Spannungen und Dehnungen in der Fließzone des Bodenrandblechs.....	132
5.5.3	Die maximalen Abhebehöhen und die zugehörigen Vergleichsdehnungen je Tank und Erdbeben	152
6	Beurteilung der Erdbebenbeanspruchung von unverankerten Tankbauwerken hinsichtlich Ermüdung	156
6.1	Allgemeine Betrachtungen.....	156
6.2	Kurzzeitermüdigkeitsfestigkeit von Stahl bei mehrachsigen Dehnungszuständen	158
7	Analyse der Erdbebenberechnungen für unverankerte Tankbauwerke	161
7.1	Eigenfrequenzen unverankerter Tankbauwerke und Abhebehöhen gemäß Eurocode	161
7.1.1	Massen der einzelnen Modi und die Eigenfrequenzen der nicht abhebenden Tanks gemäß Eurocode EN 1998-4 [3]	161
7.1.2	Überlagerung der einzelnen Druckanteile	164
7.1.3	Berechnung der Abhebehöhen für die Tanks T1 bis T4 gemäß Eurocode 1998-4 [3].....	170
7.2	Perioden der Abhebevorgänge und die daraus resultierenden Abhebehöhen auf Basis der Zeitverlaufsberechnungen.....	183
7.2.1	Perioden der Abhebevorgänge.....	183
7.2.2	Abhebehöhen infolge der Antwortbeschleunigung der Perioden der Abhebevorgänge.....	186
7.3	Ermittlung der Abhebehöhen mit Hilfe des Verfahrens nach Scharf.....	215
7.3.1	Grundsätzliche Vorgehensweise beim Verfahren nach Scharf	215
7.3.2	Zusammenhang zwischen Horizontalverformung und Horizontalkraft.....	220
7.3.3	Mit dem Verfahren nach Scharf ermittelte Perioden und Abhebehöhen der Tankbauwerke	228
7.3.4	Abhebehöhen für die Perioden, die mit dem Verfahren nach Scharf ermittelt wurden.....	252

7.4	Erklärung der großen Streuung der maximalen Abhebehöhen und deren Anzahl.....	281
7.4.1	Vergleich der maximalen Abhebehöhen vom Tankbauwerk T2 infolge Erdbeben AGM1 und AGM6.....	281
7.4.2	Berechnung der Abhebehöhen der Tankbauwerken T1 und T2 bei Belastung mit linear veränderlicher Frequenz (“Sweeps“)	283
7.5	Ergebnisvergleich des 3D-FE-Modells mit dem vereinfachten Masse-Balken-Federmodell.	290
7.6	Zusammenhang zwischen der Abhebehöhe, der Rotation und den lokalen Dehnungen am Fließgelenk des Tankfußes.....	292
7.7	Beurteilung der Ermüdungsbeanspruchung im Erdbebenfall.....	304
8	Zusammenfassung und Ausblick	324
9	Literaturverzeichnis.....	327

1 Einführung

1.1 Symbole und Bezeichnungen

$A_{cn}(t)$	Absoluter Antwortbeschleunigungszeitverlauf eines Einmassenschwingers mit der Kreisfrequenz ω_{cn}
a_{cn}	Maximale absolute Antwortbeschleunigung eines Einmassenschwingers mit der Eigenkreisfrequenz ω_{cn}
$A_f(t)$	Zeitverlauf der Relativbeschleunigung eines Einmassenschwingers mit der Eigenfrequenz f und der Dämpfung der ersten Eigenform des flexiblen impulsiven Modes
$A_{fa}(t)$	Zeitverlauf der Absolutbeschleunigung eines Einmassenschwingers mit der Eigenfrequenz f und der Dämpfung der ersten Eigenform des flexiblen impulsiven Modes
a_{fa}	Maximale Absolutbeschleunigung eines Einmassenschwingers mit der Eigenfrequenz f und der Dämpfung der ersten Eigenform des flexiblen impulsiven Modes
$A_g(t)$	Zeitverlauf der Freifeldbeschleunigung
a_g	Maximale Freifeldbeschleunigung eines Erdbebens
C_R	Dämpfungsmatrix
D	Schädigung
T	Periode des Abhebeprozesses
E	E - Modul
E_e	E - Modul im elastischen Bereich
E_E	Gesamteinwirkung infolge von Erdbeben
$E_{E,j}$	Einwirkung des Modes j infolge von Erdbeben
E_p	E - Modul im plastischen Materialbereich (Tangenten - E Modul)
E_s	E - Modul der Tankschale
f	Eigenfrequenz [Hz]
F_b	Massenträgheitskräfte infolge von Erdbeben (Gesamthorizontalkraft)
$F_{b,j}$	Massenträgheitskräfte infolge von Erdbeben des Eigenmodes j
F_k	Massenträgheitskräfte infolge von Erdbeben je Stockwerk
f_y	Fließgrenze
H	Höhe des Tankbauwerkes
h	Modellierte Höhe der Tankwand beim lokalen Modell
h_c	Bezugshöhe der konvektiven Masse (Basis für Umsturzmoment auf Basis der Druckeinwirkungen auf die Tankwand)

h'_c	Bezugshöhe der konvektiven Masse (Basis für Umsturzmoment auf Basis der Druckeinwirkungen auf die Tankwand und den Tankboden)
h_f	Bezugshöhe der flexiblen impulsiven Masse
h_{el}	FE-Elementhöhe
h_{si}	Höhe des Schusses i der Tankwand
h_i	Bezugshöhe der impulsiven Masse (Basis für Umsturzmoment auf Basis der Druckeinwirkungen auf die Tankwand)
h'_i	Bezugshöhe der impulsiven Masse (Basis für Umsturzmoment auf Basis der Druckeinwirkungen auf die Tankwand und den Tankboden)
h_r	Höhe des Masseschwerpunktes des Tankdaches
h_w	Höhe des Masseschwerpunktes der Tankwand
KK	Steifigkeitsmatrix
$k_x(u_x)$	Verformungsabhängige horizontale Steifigkeit
L	Abhebelänge
l_{el}	FE-Elementlänge
L_j	Beteiligungsfaktor der Eigenform j
M	Umsturzmoment direkt über der Bodenplatte
MM	Massenmatrix
M'	Umsturzmoment direkt unter der Bodenplatte
m	Gesamtmasse der im Tank gespeicherten Flüssigkeit (in Kapitel 1.4: Masse des Einmassenschwingers)
M_c	Umsturzmoment über dem Tankboden, infolge des konvektiven Druckes auf die Tankwand
M'_c	Umsturzmoment infolge des konvektiven Druckes auf die Tankwand und den Tankboden
m_{cn}	Konvektive Masse
m_{ej}	Effektive modale Masse der Eigenform j
m_g	Gesamtmasse des Systems
m_f	Flexible impulsive Masse
M_f	Umsturzmoment über dem Tankboden, infolge des flexiblen impulsiven Druckes auf die Tankwand
m_i	Impulsive Masse
M_i	Umsturzmoment über dem Tankboden, infolge des impulsiven Druckes auf die Tankwand
M'_i	Umsturzmoment infolge des impulsiven Druckes auf die Tankwand und den Tankboden

M_j	Modale Masse der Eigenform j
m_r	Masse des Tankdaches
m_w	Masse der Tankwand
$p_c(\xi, \zeta, \theta, t)$	Konvektive Druckverteilung
$p_f(\zeta, \theta, t)$	Flexibler Impulsiver Druck
$p_i(\xi, \zeta, \theta, t)$	Impulsive Druckverteilung
Q	Überlagerung der Maximalwerte der Zeitverläufe der Basisschubkräfte
$Q(t)$	Zeitverlauf der Basisschubkraft
$Q_c(t)$	Zeitverlauf der Basisschubkraft am Tankfuß, die durch den konvektiven Druck verursacht wird
$Q_f(t)$	Zeitverlauf der Basisschubkraft am Tankfuß, die durch die flexible impulsive Masse verursacht wird
$Q_{fa}(t)$	Zeitverlauf der Basisschubkraft, die durch den flexiblen impulsiven Druck verursacht wird
$Q_i(t)$	Basisschubkraft am Tankfuß, die durch die impulsive Masse verursacht wird
$Q_r(t)$	Zeitverlauf der Basisschubkraft eines starren Tankes
R	Radius des Tankbauwerkes
r	Zylinderkoordinaten in radialer Richtung - Ursprung im Zentrum des Tankbodens
s	Äquivalente gleichmäßige Wanddicke in [m] nach Gleichung (3-41)
s_i	Blechstärke der Tankwand des Schusses i
$S_a(\omega, \xi)$	Spektralwert der Absolutbeschleunigung
$S_d(\omega, \xi)$	Spektralwert der Relativverschiebung
$S_e(T_{con})$	Die konvektive Spektralbeschleunigung aus dem 0,5% gedämpften elastischen Antwortspektrum.
$S_e(T_{imp})$	Die impulsive Spektralbeschleunigung aus einem elastischen Antwortspektrum, mit der Dämpfung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (5%).
$S_v(\omega, \xi)$	Spektralwert der Relativgeschwindigkeit
T	Eigenperiode [s]
T_{con}	Grundperiode für den Einmassenschwinger der konvektiven Komponente
T_{imp}	Grundperiode für den Einmassenschwinger der impulsiven Komponente
T_{uplift}	Periode eines Abhebevorganges
t_b	Blechstärke des Tankbodens
t_R	Stärke des Bodenrandbleches
U_X	Der zeitliche Verlauf der horizontalen Verformung in radialer Richtung X (lokales Modell)

U_y	Der zeitliche Verlauf des Abhebens in vertikaler Richtung Y (lokales Modell)
U_z	Der zeitliche Verlauf der differentiellen Verformung in Umfangsrichtung Z (lokales Modell).
UR_z	Der zeitliche Verlauf der Verdrehung um die Umfangsrichtung Z (lokales Modell).
u	Relativverformung
u_x	Relativverformung in horizontaler Richtung
u_g	Bodenverschiebung
\dot{u}	Relativgeschwindigkeit (der Masse)
\ddot{u}	Relativbeschleunigung (der Masse)
\ddot{u}_a	Absolutbeschleunigung der Masse
\ddot{u}_g	Bodenbeschleunigung
$V(\beta, \xi)$	Dynamischer Verstärkungsfaktor
W	Gewicht der Flüssigkeit
w	Abhebehöhe
w_e	Äquivalente Abhebehöhe
z	Zylinderkoordinate in vertikaler Richtung - Ursprung im Zentrum des Tankbodens
α	Rayleigh-Koeffizient der massenproportionalen Dämpfung
β	Rayleigh-Koeffizient der steifigkeitsproportionalen Dämpfung
β_f	Frequenzverhältnis
$\gamma=H/R$	Dimensionslose Koordinate
δ	Logarithmisches Dämpfungsdekrement
$acc.\varepsilon_{p,eq}$ (PEEQ)	Akkumulierte äquivalente plastische Dehnung
ε_j	Ersatzmassenfaktor für Eigenform j
$\varepsilon_{p,xx}$ (PE11)	Plastische Dehnungen (X Richtung)
$\varepsilon_{p,xy}$ (PE11)	Plastische Schubdehnungen
$\varepsilon_{p,eq}$ (PMAG)	Äquivalente plastische Dehnung
$\varepsilon_{p,eq,\pm}$	Vorzeichenbehaftete äquivalente plastische Dehnung
$\varepsilon_{p,yy}$ (PE22)	Plastische Dehnungen (Y Richtung)
$\varepsilon_{p,zz}$ (PE33)	Plastische Dehnungen (Z Richtung)
$\zeta=z/H$	Dimensionslose Koordinate
θ	Verdrehung im plastischen Gelenk des Bodenrandbleches, beziehungsweise Zylinderkoordinaten Winkel - Ursprung im Zentrum des Tankbodens

θ_{max}	Maximale Verdrehung im plastischen Gelenk des Bodenrandbleches
ν	Querdehnungszahl
$\xi=r/R$	Dimensionslose Koordinate
ξ	Dämpfungsmaß
ρ	Massendichte der Flüssigkeit
ρ_s	Massendichte der Tankschale
$\sigma_{xx}(S11)$	Spannungen (X Richtung)
$\sigma_{yy}(S22)$	Spannungen (Y Richtung)
$\sigma_{\sqrt{S,Mises}}$	Vergleichsspannung nach Mises
$\sigma_{zz}(S33)$	Spannungen (Z Richtung)
ω	Eigenkreisfrequenz des ungedämpften Systems [rad/s]
ω_{cn}	Kreisfrequenz der Schwappbewegung [rad/s]
ω_D	Eigenkreisfrequenz des gedämpften Systems [rad/s]
ω_f	Eigenkreisfrequenz des Tank-Flüssigkeit-Systems (flexibler Mode) [rad/s]
ω_0	Erregerkreisfrequenz [rad/s]
$2N_f$	Anzahl der Halbzyklen, die zum Versagen führen
$2n_i$	die Anzahl der auftretenden Halbzyklen eines Dehnungskollektivs
$2N_{fi}$	die Anzahl der Halbzyklen eines lokalen Dehnungszustandes, die zum Versagen führen

1.2 Übersicht über die einzelnen Kapitel der Arbeit

In **Kapitel 1** werden die Motivation für diese Arbeit sowie die wichtigsten Ziele beschrieben (Kapitel 1.4). Darüber hinaus wird erläutert, auf welche Problematik im Detail eingegangen wird (Kapitel 1.3). Des Weiteren sind die wichtigsten Symbole und Definitionen enthalten (Kapitel 1.1).

Kapitel 2 schildert kurz die grundlegende Vorgehensweise zur Ermittlung der auftretenden Belastung von Bauwerken bei Erdbeben. In der Regel erfolgt die Bemessung mit Hilfe von Antwortspektren. Aus diesem Grund wird auf den Einmassenschwinger mit Fußpunktanregung eingegangen und beschrieben, wie die Antwortspektren gebildet werden (Kapitel 2.1). Nachfolgend wird am Beispiel eines dreistöckigen Rahmens gezeigt, wie die Ersatzlasten der Beanspruchungen infolge von Erdbeben mit Hilfe eines Antwortspektrums, unter Verwendung der vereinfachten Antwortspektrenmethode (Kapitel 2.2) beziehungsweise der modalen Antwortspektrenmethode (Kapitel 2.3), ermittelt werden. Des Weiteren wird in Kapitel 2.4 kurz auf die Besonderheiten bei der Verwendung von Antwortspektren für die Ermittlung der Belastung von Tankbauwerken eingegangen, auch werden die drei zu berücksichtigenden Modi beschrieben. In weiterer Folge wird gezeigt, welche Versagensform in dieser Arbeit untersucht wird. Am Ende dieses Kapitels wird kurz der aktuelle Stand der Forschung bezüglich der Belastung von verankerten und unverankerten Tankbauwerken dargelegt.

In **Kapitel 3** wird detailliert auf die Vorgehensweise der Bemessung von Tankbauwerken bei Erdbeben gemäß EC 1998-4 [3] eingegangen. Zu Beginn wird erläutert, wie die einzelnen Druckanteile der einzelnen Modi ermittelt werden, in weiterer Folge wird auf die Problematik der Überlagerung der drei Modi eingegangen. Sodann wird das im Eurocode verankerte vereinfachte Modell zur Bemessung beschrieben. Weiters wird auf die Besonderheiten von unverankerten Tankbauwerken eingegangen und beschrieben, wie die Abhebehöhen ermittelt werden können. Das Ende dieses Kapitels befasst sich mit der Bemessung der plastischen Zone im Bodenrandblech und erläutert das Grenzkriterium der maximalen Rotation des plastischen Gelenkes.

Kapitel 4 enthält die Beschreibung der in dieser Arbeit untersuchten Tankbauwerke.

In **Kapitel 5** werden die numerischen Berechnungen, die im Zuge dieser Arbeit durchgeführt wurden, beschrieben und die Ergebnisse dargestellt. Dabei werden zu Beginn in Kapitel 5.1 die den Berechnungen zugrundeliegenden Erdbebenzeitverläufe definiert, weiters wird ihre Auswahl begründet.

In Kapitel 5.2 werden die drei Modelle, für die numerische Berechnungen durchgeführt wurden, detailliert beschrieben. Es handelt sich dabei um ein globales 3D-Modell der gesamten Tankstruktur, ein vereinfachtes Masse-Balken-Federmodell der gesamten Tankstruktur und ein lokales Modell der Tankbodenecke.

Kapitel 5.3 enthält die Ergebnisse des globalen 3D-Modells. Es handelt sich dabei um den nichtlinearen Zusammenhang zwischen der horizontalen Belastung und der Abhebehöhe, den

Zeitverlauf der Abhebehöhen, sowie die Zeitverläufe der Verformungen im Detailbereich des Tankfußes, die in weiterer Folge auf das lokale Modell als Belastung aufgebracht werden.

Kapitel 5.4 zeigt die Ergebnisse des vereinfachten Masse-Balken-Federmodells der globalen Tankstruktur. Es handelt sich dabei um die Zeitverläufe des Abhebens der linken und rechten Seite des Tanks.

Kapitel 5.5 zeigt die Ergebnisse des lokalen Modells des Tankfußes. Es handelt sich dabei um den Zusammenhang zwischen Abhebehöhen und den lokalen Dehnungen, dem Zeitverlauf der Dehnungen und der äquivalenten Vergleichsdehnungen, die bei jedem Erdbeben bei der maximalen Abhebehöhe auftreten.

In **Kapitel 6** wird erläutert, dass die plastische Zone im Bodenrandblech bei der Beanspruchung bei Erdbeben grundsätzlich hinsichtlich der Kurzzeitermüdung zu untersuchen ist (Kapitel 6.1). In Kapitel 6.2 wird die Methode zur Beurteilung der auftretenden Schädigung bei Stahl hinsichtlich der Kurzzeitermüdung, welche im Rahmen des Forschungsprojektes [18] entwickelt wurde, beschrieben.

In **Kapitel 7** werden die in Kapitel 5 gezeigten Ergebnisse analysiert. Zu diesem Zweck werden zu Beginn, in Kapitel 7.1, die einzelnen Eigenperioden, die Massen der einzelnen Modi, sowie die Abhebehöhen nach dem vereinfachten Modell gemäß EC 1998-4 [3] gezeigt.

Beim Betrachten der Abhebezeitverläufe der Tankbauwerke fällt auf, dass sich die Perioden der Abhebeprozesse stark von den in Kapitel 7.1 gezeigten Perioden unterscheiden. Aus diesem Grund wird in Kapitel 7.2 detailliert auf die Perioden der Abhebeprozesse, die mit den numerischen Berechnungen mit dem 3D-Modell ermittelt wurden, eingegangen. Weiters wird untersucht, welche Abhebehöhen sich nach dem vereinfachten Verfahren gemäß EC 1998-4 [3], unter Zugrundelegung der tatsächlichen Perioden des Abhebeprozesse, ergeben.

In Kapitel 7.3 wird die iterative Methode zur Bestimmung der Eigenperioden der Abhebeprozesse unter Berücksichtigung des nichtlinearen Steifigkeitsverhaltens zwischen Horizontalbelastung und Abhebehöhe nach Scharf [49], [15] gezeigt und die Übereinstimmung mit den Ergebnissen der 3D Zeitverlaufsberechnungen geprüft.

Grundsätzlich ist bei Betrachtung der Abhebezeitverläufe der Tanks bei den einzelnen Erdbeben trotz ähnlicher Antwortspektren eine große Streuung hinsichtlich der auftretenden maximalen Abhebehöhe zu erkennen. Eine Begründung hierfür ist in Kapitel 7.4 enthalten.

In Kapitel 7.5 werden die mit dem globalen 3D-Modell ermittelten Zeitverläufe des Abhebens mit den mit dem vereinfachten Masse-Balken-Federmodell ermittelten Zeitverläufen des Abhebens verglichen.

Kapitel 7.6 schildert den Zusammenhang zwischen der auftretenden Rotation im plastischen Gelenk und der äquivalenten Vergleichsdehnungen.

In Kapitel 7.7 wird für die untersuchten Erdbeben eine Beurteilung hinsichtlich der Kurzzeitermüdung durchgeführt.

Kapitel 8 fasst die Erkenntnisse aus dieser Arbeit zusammen.

1.3 Umfang der Untersuchungen

Gegenstand der Arbeit ist das Verhalten kritischer, geschweißter Details bei zyklischem Plastizieren. Dieses erfolgt anhand von Untersuchungen des Verhaltens von unverankerten Tankbauwerken bei Erdbebenbelastung. Dabei werden für 9 Tanks (6 mit Festdach und 3 mit Schwimmdach, Details siehe Kapitel 4) mit unterschiedlichen Höhen und Radien untersucht.

Der erste Schwerpunkt dieser Arbeit ist die Ermittlung der Abhebezeitverläufe beziehungsweise der maximalen Abhebehöhen der Tankbauwerke während der Erdbeben. Neben den numerischen Berechnungen werden die maximalen Abhebehöhen der Tanks T1 bis T4 nach dem vereinfachten Nachweisverfahren gemäß EC 1998-4 [3] ermittelt und mit den Ergebnissen der numerischen 3D-Zeitverlaufsrechnung verglichen. In weiterer Folge wird die iterative Methode nach Scharf [49], [46] zur genaueren Bestimmung der Eigenperioden von unverankerten Tankbauwerken untersucht und die Abhebehöhen auf Basis des vereinfachten Nachweisverfahrens gemäß EC 1998-4 [3], unter Zugrundelegung dieser genaueren Eigenperioden, ermittelt. Auch diese Abhebehöhen werden jenen der numerischen Berechnungen gegenübergestellt.

Für Tankbauwerk T1 werden des Weiteren für vier Erdbebenzeitverläufe die Abhebezeitverläufe mit Hilfe eines vereinfachten Massen-Balken-Federmodells ([7],[8],[34]) ermittelt und ebenfalls mit den Ergebnissen der 3D-Zeitverlaufsrechnungen verglichen.

Der zweite Schwerpunkt dieser Arbeit widmet sich der Beanspruchung der plastischen Zone im Bodenrandblech der Tankbauwerke, die sich während der Abhebeprozesse bildet. Dieser Detailpunkt erfährt während Erdbeben wechselnde plastische Verformungen, wodurch Kurzzeitermüdung des Stahls auftreten kann. Neben der Ermittlung von detaillierten dreiaxialen Dehnungsverläufen wird für die Tankbauwerke T1 bis T4 eine Analyse hinsichtlich der Kurzzeitermüdung dieses Detailbereichs auf Basis von Versuchen erstellt, die am Swiss Federal Institute of Technology Lausanne (EPFL) [18] durchgeführt wurden.

Es sei hier darauf hingewiesen, dass sich die Axialdruckspannungen in der Tankwand infolge des teilweisen Abhebens der Tankstruktur auf der nicht abhebenden Seite erhöhen und es dadurch unter Umständen zu einem Stabilitätsproblem der Tankwand in diesem Bereich kommen könnte. Dies ist jedoch nicht Gegenstand der Untersuchungen dieser Arbeit und wird nicht weiter beschrieben.

1.4 Motivation und Ziele dieser Arbeit

Die Untersuchungen des Lastfalls Erdbeben gewinnen - unter anderem aufgrund Erdbebenereignissen mit großen Intensitäten - in den letzten Jahren zunehmend an Bedeutung. Aus diesem Grund und um die Erdbebenkarten für Europa zu harmonisieren, werden die europäischen Erdbebengefährdungen im Rahmen des Projektes SHARE (Seismic Hazard Harmonisation in Europe [56]) neu bewertet und neue Erdbebenkarten veröffentlicht. Damit verbunden ist in einigen Gebieten eine Erhöhung der Erdbebengefährdung, die für wichtige Bauwerke eine Neubewertung hinsichtlich der Standsicherheit bei Erdbeben notwendig macht.

Bei Erdbeben geht die Gefahr für den Menschen nicht direkt vom Erdbeben selbst aus, sondern von den sogenannten Sekundäreffekten der Bodenbewegung, wie zum Beispiel herabfallenden Trümmern, einstürzenden Gebäuden oder Bränden. Bei Tankbauwerken sind die Gefahrenquellen neben Bränden und Explosionen vor allem in die Umwelt austretende Schad- und Giftstoffe.

Tanks zum Speichern solcher Stoffe werden sehr häufig als zylindrische Stahl tanks ausgeführt. Durch die günstige zylindrische Form können die hydrostatischen Druckwirkungen, die durch das gespeicherte Fluid verursacht werden, aufgrund der günstigen Membranwirkung in Umfangsrichtung durch sehr dünne Blechstärken aufgenommen werden. Bei Erdbebenbelastung kommt es allerdings durch die horizontale Belastung und den daraus resultierenden Umsturzmomenten zu erhöhten Axialspannungen, die unter Umständen auch zum Stabilitätsversagen der Tankwand führen können.

Zusätzlich besteht bei nicht im Untergrund verankerten Tankbauwerken die Gefahr, dass sie während eines Erdbebens aufgrund der wechselnden Umsturzmomente mehrmals teilweise abheben. Jeder dieser Abhebeprozesse führt, je nach Abhebehöhe, zu hohen plastischen Dehnungen im Bodenrandblech des Tanks. Diese mehrmaligen plastischen Verformungen bergen ein hohes Risiko, dass der Tank im Bereich des Bodenrandbleches aufreißt (bei Überschreitung hinsichtlich des Grenzzustandes der Kurzzeitermüdung beziehungsweise low cycle fatigue) und die gespeicherte Flüssigkeit entweicht.

Daher ist die genaue Bestimmung der Abhebehöhe, die bei unverankerten Tankbauwerken während Erdbeben auftritt, von zentraler Bedeutung. In Abhängigkeit von der Abhebehöhe weisen Tankstrukturen ein stark nichtlineares Steifigkeitsverhalten auf, was die Bestimmung der einwirkenden Lasten beziehungsweise Beanspruchungen infolge von Erdbeben, verglichen mit verankerten Tankbauwerken, erschwert. Auf der sicheren Seite liegend werden derzeit gemäß EC 1998-4 [3] und EC 1998-1 [2] die Belastungen beziehungsweise Beanspruchungen für verankerte Tankbauwerke ermittelt und auch für unverankerte Tankbauwerke angesetzt. Diese konservative Lösung ermöglicht allerdings kaum das Führen eines zutreffenden Erdbebennachweises für übliche Tankbauwerke.

Für diese angesetzten Belastungen im Erdbebenfall kann in weiterer Folge mit Hilfe von Diagrammen, die im EC 1998-4 [3] zur Verfügung gestellt werden, die Abhebehöhe bestimmt werden. Allerdings enthalten diese Diagramme nur Angaben für Tanks mit einigen wenigen H/R Verhältnissen und sehr geringer Erdbebenbelastung, die die in Europa herrschende Gefährdung nicht abdeckt.

Das primäre Ziel dieser Arbeit ist es daher, die auftretende Belastung von unverankerten Tankbauwerken durch Erdbeben besser zu erfassen und daraus resultierend die Abhebehöhe von Tankbauwerken zu bestimmen.

Wie bereits erwähnt, tritt dieser Abhebeprozess während eines Erdbebens mehrmals auf. Da es bei diesen Abhebeprozessen in einer kleinen Zone im Bodenrandblech zu wechselnden, mehraxialen plastischen Dehnungen kommt, tritt in diesem Detailbereich Kurzzeitermüdung bei mehraxialen Dehnungen auf. Die Bemessung dieser plastischen Zone wird hingegen im EC 1998-4 [3] als statisches Problem behandelt, indem die Rotation des plastischen Gelenkes mit 0,2 [rad] begrenzt wird.

Dennoch wird in [40] erwähnt, dass es gerechtfertigt wäre, die Limitierung der Rotation von 0,2 [rad] auf 0,4 [rad] anzuheben. In [40] wurde allerdings nur Kurzzeitermüdung mit einaxialen Dehnungszuständen untersucht. Es ist daher interessant, der Frage nachzugehen, ob dieser Vorschlag auch unter Berücksichtigung von mehraxialen Dehnungszuständen zulässig ist.

Demzufolge ist das zweite Ziel dieser Arbeit, eine Beurteilung hinsichtlich der Kurzzeitermüdung der plastischen Zone im Bodenrandblech von Tanks bei möglichst realistischen Beanspruchungsszenarien vorzunehmen. Dem Phänomen der Kurzzeitermüdung von Stahl bei mehraxialer Dehnung hat sich das DACH Projekt „ULCF of welded joints under variable multi-axial strains“ [18] gewidmet, in dessen Rahmen diese Arbeit entstanden ist.

2 Grundprinzipien der praktischen Erdbebenberechnung

2.1 Grundprinzipien zum Standardverfahren der Erdbebenberechnung – Antwortspektrenverfahren

Während eines Erdbebens bewegt sich der Fußpunkt einer Struktur synchron mit den Verschiebungen $u_g(t)$ des anstehenden Bodens, beziehungsweise wirken auf die Basis die gleichen Beschleunigungen $\ddot{u}_g(t)$ die durch das Erdbeben verursacht werden. Handelt es sich um ein unendlich starres Gebäude, wirken diese Beschleunigungskräfte auf die gesamte Struktur. Somit erfährt die Gesamtmasse m , unmittelbar wirksam im Masseschwerpunkt, dieselbe maximale Beschleunigung, die beim jeweiligen Erdbeben auftritt $\ddot{u}_{a,max} = \ddot{u}_{g,max}$. Die maximale Massenträgheitskraft ergibt sich somit für unendlich starre Strukturen $F_b = \ddot{u}_{a,max} * m = \ddot{u}_{g,max} * m$.

Bei allen Bauwerken handelt es sich in der Regel um flexible Strukturen, bei denen in Abhängigkeit von den Eigenfrequenzen zusätzliche Schwingungen auftreten. Am Beispiel eines Einmassenschwingers ist sehr einfach ersichtlich, dass die erhöhte maximale Trägheitskraft, wie in Abbildung 1b veranschaulicht, deutlich größer als bei starren Baukörpern sein kann (da $\ddot{u}_a \gg \ddot{u}_g$).

In den nachfolgenden Darstellungen wird der Verstärkungseffekt für die Beschleunigungen eines elastischen Baukörpers dargestellt und den Beschleunigungen eines starren Baukörpers gegenübergestellt.

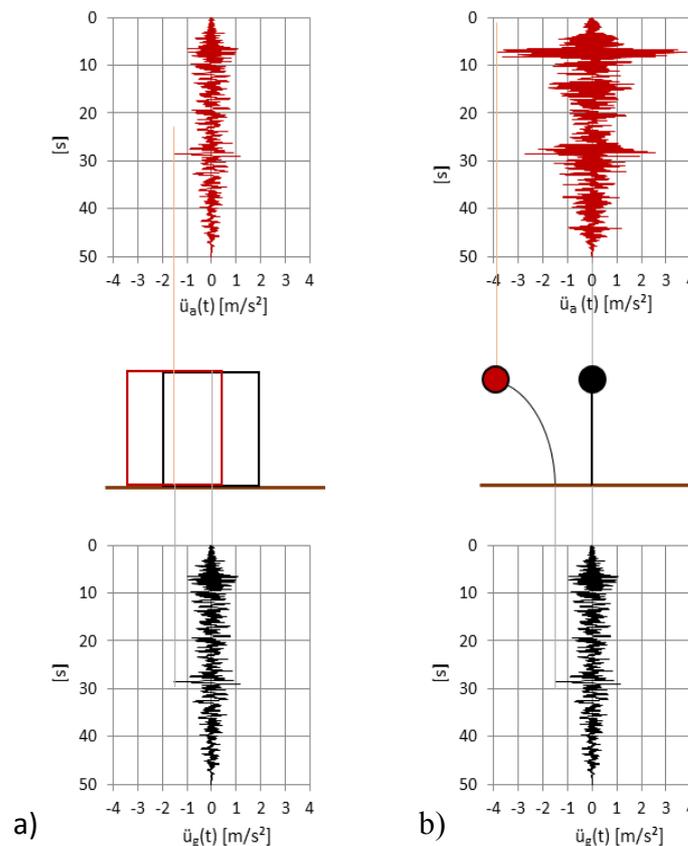
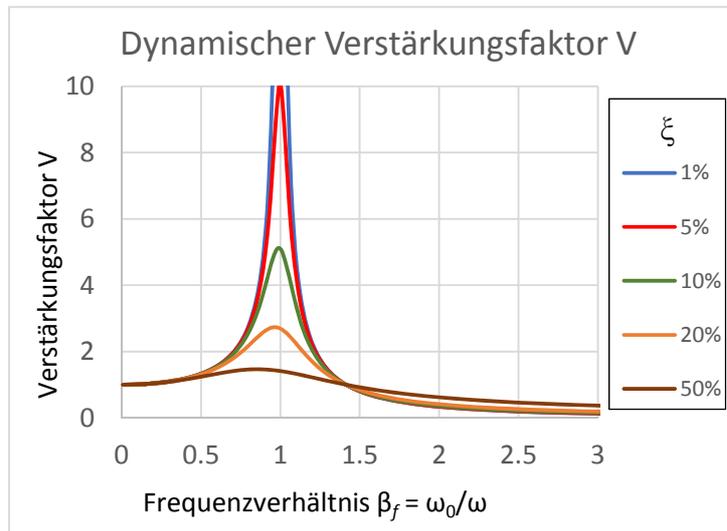


Abbildung 1: Schematische Darstellung des Verhaltens von Gebäuden während eines Erdbebens; a) starrer Baukörper, b) reale Struktur (Einmassenschwinger)

Es ist sehr klar ersichtlich, dass es beim Einmassenschwinger zu einer Vergrößerung der einwirkenden Bodenbeschleunigung kommt. Abhängig von der Dämpfung ξ und dem Verhältnis zwischen der Erregerfrequenz und der Eigenfrequenz kommt es zu einer Verstärkung beziehungsweise Abminderung der Beschleunigung, wie dies in Abbildung 2 zu sehen ist.



$$V(\beta_f, \xi) = \sqrt{\frac{1 + (2\xi\beta_f)^2}{(1 - \beta_f^2)^2 + (2\xi\beta_f)^2}}$$

$$\beta_f = \frac{\omega_0}{\omega}$$

[5] [16] [32] [39] [51]

Abbildung 2: Dynamischer Verstärkungsfaktor V für verschiedene Dämpfungen und unterschiedliche Frequenzverhältnisse β_f .

β_f ist das Verhältnis zwischen der Anregungsfrequenz ω_0 und der Eigenfrequenz ω der Struktur. Stimmen Erreger- und Eigenfrequenz überein ($\beta_f = 1$), liegt Resonanz vor. In diesem Fall wird der Verstärkungsfaktor V alleine durch die Dämpfung ξ begrenzt.

Die auftretenden Antwortgrößen wie Relativantwortverschiebungen, Relativantwortgeschwindigkeiten und Absolutantwortbeschleunigungen können für Strukturen mit Hilfe von Zeitverlaufberechnungen bestimmt werden. (Anm.: Die Relativergebnisse beziehen sich auf die Änderung gegenüber der Anregung $u_g(t)$, $\dot{u}_g(t)$ des umgebenden Bodens beziehungsweise Fundamentes)

Zeitverlaufberechnungen stellen vor allem für Erdbebenberechnungen sehr umfangreiche Untersuchungen dar, weil einerseits diese Berechnungen für komplexe Strukturen im Zeitbereich an sich schon sehr zeitintensiv sind, und zusätzlich eine Vielzahl unterschiedlicher Erdbebenverläufe untersucht werden muss.

Aus diesem Grund stellen nahezu alle Normen zur Bemessung von Strukturen für Erdbebeneinwirkung geglättete Antwortspektren zur Verfügung. In diesen Antwortspektren sind jeweils für Einmassenschwinger mit derselben Dämpfung und einer bestimmten maximalen Bodenbeschleunigung die maximal auftretenden Antworten, in Abhängigkeit von der Eigenfrequenz beziehungsweise der Eigenperiode, eingetragen.

Es sei hier nur nebenbei erwähnt, dass auch zwischen verschiedenen Untergründen, wie zum Beispiel felsige oder lockere Böden, unterschieden wird, da das Erdbeben je nach Beschaffenheit des Bodens unterschiedliche Frequenzinhalte aufweist.

Abbildung 3 zeigt die normierten elastischen Antwortspektren für die Baugrundklassen A bis E gemäß dem Eurocode EN 1998 – 1 [2] für Strukturen mit einer Dämpfung von $\xi = 5\%$ für den Periodenbereich von 0-4 Sekunden. Mit Hilfe des Dämpfungskorrekturwertes η können auch die Antwortspektren für Strukturen, deren Dämpfung von $\xi = 5\%$ abweicht, berücksichtigt werden.

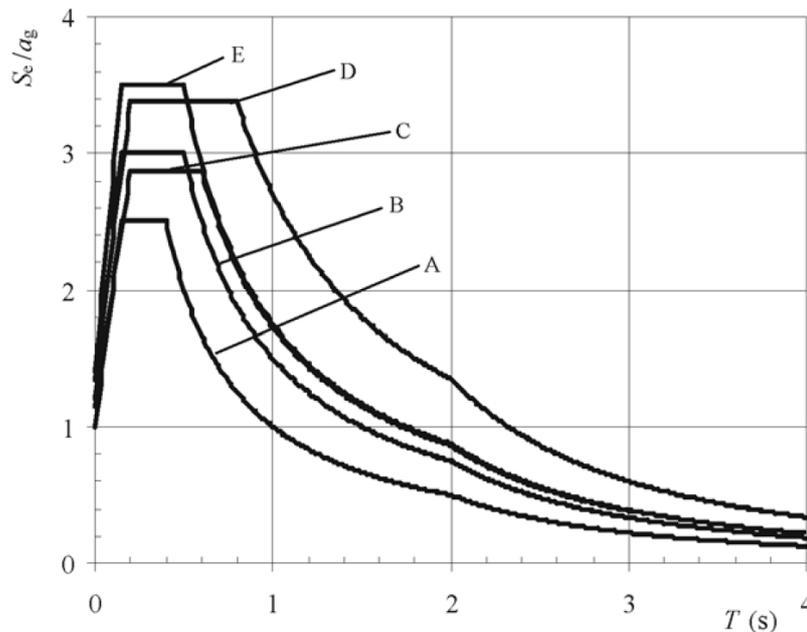


Abbildung 3: Empfohlene elastische Antwortspektren vom Typ 1 für Baugrundklassen A bis E (Dämpfung der Struktur $\xi = 5\%$) gemäß Eurocode EN 1998 – 1 (Bild (3.2)) [2].

Zusätzlich zu den elastischen Antwortspektren stellt der Eurocode EN 1998 – 1 [2] sogenannte Bemessungsspektren zur Verfügung, bei welchen mit Hilfe des Korrekturbeiwertes q die Fähigkeit von Bauwerken, durch duktilen Verhalten und andere Mechanismen Energie zu dissipieren, berücksichtigt wird. Des Weiteren kann mit dem Verhaltensbeiwert q eine von $\xi = 5\%$ abweichende Dämpfung berücksichtigt werden.

Abbildung 4 zeigt exemplarisch das Bemessungsspektrum der Absolutbeschleunigung gemäß EN 1998 - 1 [2] für lockere Böden (Baugrundklasse D) und einer maximal auftretenden Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ m/s}^2$ für Strukturen mit einem Verhaltensbeiwert $q = 1$ (somit elastisches Verhalten mit einer Dämpfung von $\xi = 5\%$) für den Periodenbereich von 0-10 Sekunden.

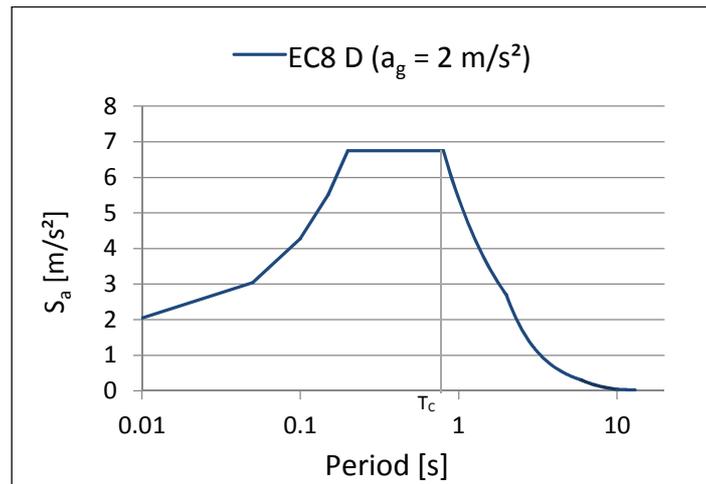


Abbildung 4: Bemessungsspektrum der absoluten Beschleunigung (elastisches Verhalten mit einer Dämpfung der Struktur von $\xi = 5\%$) gemäß Eurocode EN 1998 – 1 [2] für Bodenklasse D

In den nachfolgenden Kapiteln 2.1.1 und 2.1.2 werden die Bewegungsgleichungen für Einmassenschwinger hergeleitet und beschrieben, wie die Spektralwerte berechnet werden.

Bei der praktischen Vorgehensweise bei der Bemessung von Hochbauten mit Hilfe der Antwortspektrenmethode wird die Eigenperiode, beziehungsweise werden die Eigenperioden der Hochbauten ermittelt, und die den Eigenperioden zugehörigen Massen mit den Antwortbeschleunigungen bei diesen Perioden, die aus dem Antwortspektrum abgelesen werden, multipliziert. Auf diese Weise werden statische Ersatzlasten bestimmt, für die die Bemessung erfolgt.

Die Vorgehensweise der Antwortspektrenmethode für Gebäude ist im Eurocode EN 1998 – 1 [2] geregelt. Dabei kann, wenn gewisse Voraussetzungen bezüglich der Eigenperioden und Regelmäßigkeit der Struktur erfüllt werden, das vereinfachte Antwortspektrenverfahren (Erfassung nur der ersten Eigenperiode beziehungsweise ersten Eigenform), wie es in Kapitel 2.2 detailliert beschrieben wird, angewendet werden. Die Voraussetzungen für die Anwendbarkeit des vereinfachten Antwortspektrenverfahrens sind nicht Gegenstand dieser Arbeit und [2] zu entnehmen. Sind diese Voraussetzungen nicht erfüllt, ist das modale Antwortspektrenverfahren (Erfassung mehrerer Eigenperioden beziehungsweise Eigenformen), wie es in Kapitel 2.3 detailliert beschrieben ist, anzuwenden.

2.1.1 Einmassenschwinger mit Fußpunktanregung

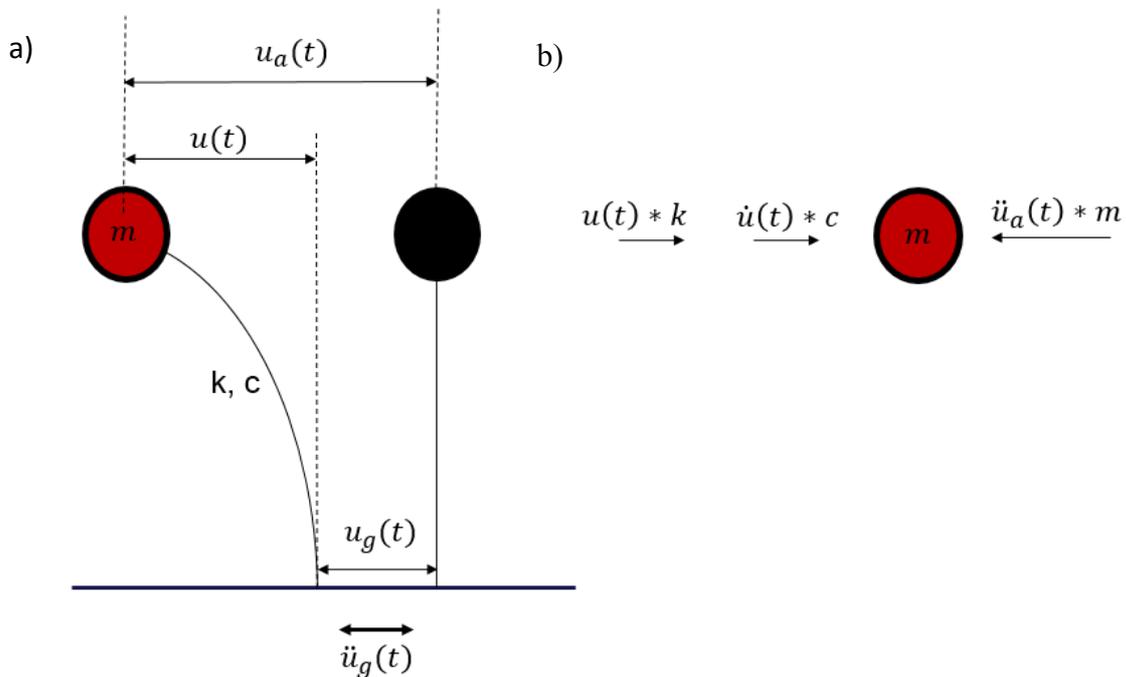


Abbildung 5: a) Einmassenschwinger mit Fußpunktanregung;
 b) auf die Masse wirkende Horizontalkräfte

Wie in Abbildung 5 b veranschaulicht, wirken auf die Masse des Einmassenschwingers folgende Kräfte:

- Federkraft $u(t) * k$, die durch die relative Auslenkung des Einmassenschwingers hervorgerufen wird,
- die Dämpfungskraft, infolge der relativen Geschwindigkeit $\dot{u}(t) * c$
- und die Trägheitskraft der Masse, infolge der absoluten Beschleunigung $\ddot{u}_a(t) * m$.

Das Gleichgewicht kann somit wie folgt aufgestellt werden:

$$m * \ddot{u}_a + c * \dot{u} + k * u = 0 \quad (2-1)$$

Die absolute Beschleunigung $\ddot{u}_a(t)$ ist dabei die Überlagerung der Schwingbeschleunigung des Einmassenschwingers $\ddot{u}(t)$ und der Fußpunktbeschleunigung $\ddot{u}_g(t)$

$$\ddot{u}_a = \ddot{u} + \ddot{u}_g \quad (2-2)$$

Daraus ergibt sich die Differentialgleichung für den Einmassenschwinger mit Fußpunktanregung.

$$m * \ddot{u} + c * \dot{u} + k * u = -m * \ddot{u}_g \quad (2-3)$$

Mit Hilfe der Beziehungen für die Eigenkreisfrequenz $\omega = \sqrt{k/m}$ und des Dämpfungsmaßes $\xi = c/(2 * m * \omega)$, kann diese Differentialgleichung in die Standardform des Einmassenschwingers mit Fußpunktanregung übergeführt werden.

$$\ddot{u} + 2 * \xi * \omega * \dot{u} + \omega^2 * u = - \ddot{u}_g \quad (2-4)$$

Die allgemeine Lösung dieser inhomogenen Differentialgleichung (2-4) ist die Summe der homogenen Lösung und der partikulären Lösung.

$$u(t) = u_h(t) + u_p(t) \quad (2-5)$$

a) Homogener Lösungsanteil der Differentialgleichung:

$$\ddot{u} + 2 * \xi * \omega * \dot{u} + \omega^2 * u = 0 \quad (2-6)$$

Für $u_h(t)$ wird als Ansatzfunktion der D'ALEMBERTSche Ansatz gewählt.

$$u_h(t) = a * e^{\lambda t} \quad (2-7)$$

Daraus folgt, durch Einsetzen dieser Ansatzfunktion und deren Ableitungen und Kürzen von $a * e^{\lambda t}$, folgende quadratische Gleichung.

$$a * \lambda^2 * e^{\lambda t} + 2 * \xi * \omega * a * \lambda * e^{\lambda t} + \omega^2 * a * e^{\lambda t} = 0$$

$$\lambda^2 + 2 * \xi * \omega * \lambda + \omega^2 = 0 \quad (2-8)$$

Durch Lösen der quadratischen Gleichung ergibt sich daraus für λ

$$\lambda_{1,2} = -\xi * \omega \pm \sqrt{\xi^2 * \omega^2 - \omega^2} = -\omega * \xi \pm i * \omega * \sqrt{1 - \xi^2} \quad (2-9)$$

$$\omega_D = \omega * \sqrt{1 - \xi^2} \quad (2-10)$$

Mit der Abkürzung ω_D , der Eigenfrequenz des gedämpften Systems nach Gleichung (2-10), vereinfacht sich die Gleichung (2-9) zu:

$$\lambda_{1,2} = -\omega * \xi \pm i * \omega_D \quad (2-11)$$

Werden die Gleichungen (2-11) und (2-7) in Gleichung (2-6) eingesetzt, erhält man die homogene Lösung:

$$u_h(t) = e^{-\xi \omega t} * (A * e^{i \omega_D t} + B * e^{-i \omega_D t}) \quad (2-12)$$

Werden die konjugiert komplexen Konstanten nach Gleichung (2-13) und nach Gleichung (2-14) gewählt, kann mit Hilfe der Euler'schen Gleichung (2-15) die Gleichung (2-12) in die allgemeine Bewegungsgleichung in reeller Form überführt werden, wie sie in Gleichung (2-16) angeführt ist.

$$A = \frac{b - ia}{2} \quad (2-13)$$

$$B = \frac{b + ia}{2} \quad (2-14)$$

$$e^{\pm i\omega_D t} = \cos(\omega_D t) \pm i * \sin(\omega_D t) \quad (2-15)$$

$$u_h(t) = e^{-\xi\omega t} \left(\frac{b - ia}{2} * (\cos(\omega_D t) + i * \sin(\omega_D t)) + \frac{b + ia}{2} * (\cos(\omega_D t) - i * \sin(\omega_D t)) \right)$$

$$\mathbf{u}_h(t) = e^{-\xi\omega t} * (\mathbf{a} * \mathbf{cos}(\omega_D t) + \mathbf{b} * \mathbf{sin}(\omega_D t)) \quad (2-16)$$

Als Randbedingung kann man im baupraktischen Fall für Erdbebenberechnungen als Anfangsbedingung $t = 0$ die Ruhelage des Systems $u(0) = 0$ und $\dot{u}(0) = 0$ voraussetzen, wodurch die homogene Lösung verschwindet, und die partikuläre Lösung die Gesamtlösung der Bewegungsgleichung darstellt.

b) Partikulärer Lösungsanteil der Differentialgleichung:

Wie in Abbildung 6 veranschaulicht, kann eine zeitlich veränderliche Last $P(t)$, die auf einen Einmassenschwinger wirkt, auch als Abfolge von unendlich vielen infinitesimalen aufeinanderfolgenden Impulsen $P d\tau$ beschrieben werden, die jeweils eine infinitesimale Auslenkung du hervorrufen. Jedem dieser Impulse folgt eine frei gedämpfte Schwingung.

$$P d\tau = m \frac{d}{dt} du \quad (2-17)$$

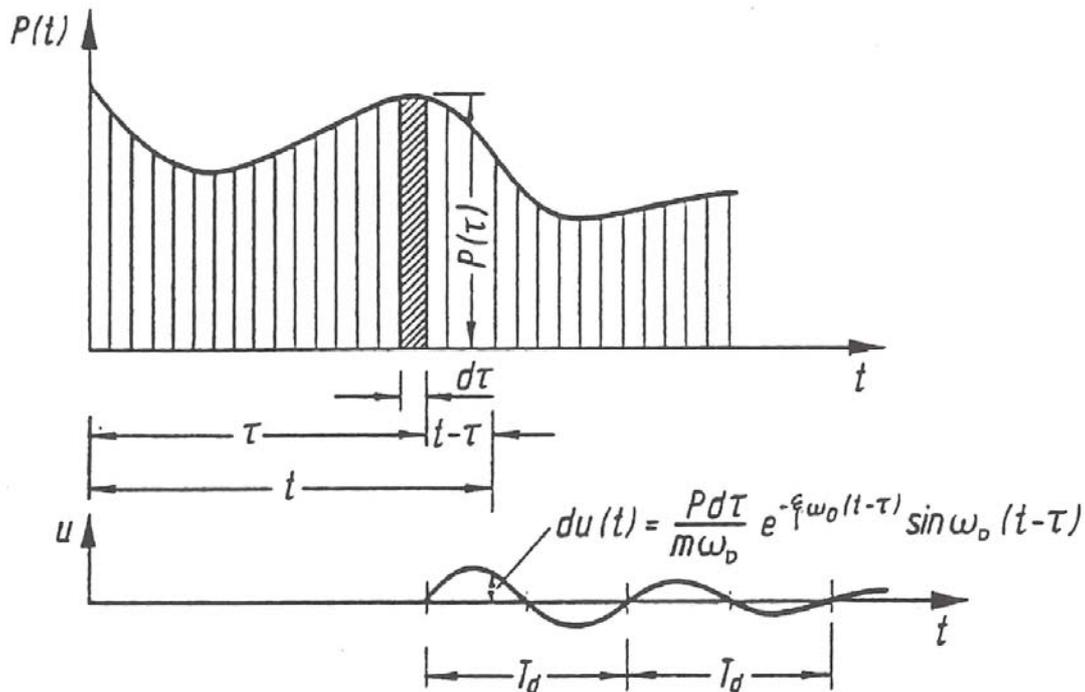


Abbildung 6: Zurückführung einer zeitlich veränderlichen Last auf eine Folge von Impulsen. (Grafik aus [16] entnommen - Anmerkung: In dieser Grafik wird die Eigenfrequenz des ungedämpften Systems ω als ω_0 bezeichnet.)

Unter der Annahme, dass der Einmassenschwinger am Ende eines Impulses zum Zeitpunkt $t = \tau$ mit einer Anfangsverformung $u(\tau) = 0$ und einer Anfangsgeschwindigkeit $\dot{u}(\tau) = P d\tau / m$ zu schwingen beginnt, kann die freie gedämpfte Antwortschwingung zufolge eines Impulses gemäß Gleichung (2-16) wie folgt beschrieben werden.

$$du(t) = \frac{P d\tau}{m \omega_D} * e^{-\xi \omega_D (t-\tau)} * \sin(\omega_D * (t - \tau)) \quad (2-18)$$

Die Antwortschwingung kann durch Überlagerung aller aufeinanderfolgenden Impulse mit dem sogenannten DUHAMEL-Integral beschrieben werden.

$$u_p(t) = \frac{1}{m \omega_D} \int_0^t P(\tau) * e^{-\xi \omega_D (t-\tau)} * \sin(\omega_D * (t - \tau)) dt \quad (2-19)$$

Wird der Einmassenschwinger nicht durch eine zeitlich veränderliche Kraft $P(t)$, sondern durch eine Bodenverschiebung $u_g(t)$, beziehungsweise damit einhergehend durch eine Bodenbeschleunigung $\ddot{u}_g(t)$ angeregt, so kann auf Grund des Massesträgheitsgesetzes $P(t)$ durch $-m * \ddot{u}_g(t)$ ersetzt werden. Der zeitliche Verlauf der relativen Massenbewegung kann somit wie folgt ermittelt werden.

$$u_p(t) = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) * e^{-\xi\omega(t-\tau)} * \sin(\omega_D * (t - \tau)) d\tau \quad (2-20)$$

Den zeitlichen Verlauf der Relativgeschwindigkeit und der Relativbeschleunigung erhält man durch Differenzieren nach der Zeit.

$$\dot{u}_p(t) = \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) * e^{-\xi\omega(t-\tau)} * (-\cos(\omega_D * (t - \tau)) + D_d * \sin(\omega_D * (t - \tau))) d\tau \quad (2-21)$$

$$\ddot{u}_p = \omega_D \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) * e^{-\xi\omega(t-\tau)} * ((1 - D_d^2) * \sin(\omega_D * (t - \tau)) + 2D_d * \cos(\omega_D * (t - \tau))) d\tau - \ddot{u}_g(t) \quad (2-22)$$

mit
$$D_d = \frac{\xi}{\sqrt{1 - \xi^2}} \quad (2-23)$$

Für den im baupraktischen relevanten Fall von sehr kleinen Dämpfungen kann man vereinfacht $\omega = \omega_D$, $D_d = \xi$ und $1 - D_d^2 = 1$ annehmen und die Glieder mit D_d als Faktor vernachlässigen. Mit diesen Vereinfachungen und da der homogene Anteil, wie zuvor gezeigt, verschwindet, ergeben sich die Bewegungsgleichungen für die Relativverschiebung, Relativgeschwindigkeit und Relativbeschleunigung näherungsweise zu:

$$u(t) = -\frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) * e^{-\xi\omega(t-\tau)} * \sin(\omega * (t - \tau)) d\tau \quad (2-24)$$

$$\dot{u}(t) = -\int_0^t \ddot{u}_g(\tau) * e^{-\xi\omega(t-\tau)} * \cos(\omega * (t - \tau)) d\tau \quad (2-25)$$

$$\ddot{u}(t) = \omega \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) * e^{-\xi\omega(t-\tau)} * \sin(\omega * (t - \tau)) d\tau - \ddot{u}_g(t) \quad (2-26)$$

2.1.2 Bestimmung der Spektralwerte

Zur Erstellung der Antwortspektren werden

- die maximalen relativen Antwortverformungen,
- die maximalen relativen Antwortgeschwindigkeiten,
- oder die absoluten Antwortbeschleunigungen

für Einmassenschwinger unterschiedlicher Eigenfrequenzen, mit jeweils derselben Dämpfung, berechnet und in Abhängigkeit der Eigenfrequenz, beziehungsweise der Eigenperiode, aufgetragen (siehe Abbildung 3 und Abbildung 4).

Dabei werden die maximalen Antworten der relativen Verschiebung mit Gleichung (2-24) bestimmt.

$$S_d(\omega, \xi) = \max |u(\omega, \xi, t)| \quad (2-27)$$

Die maximalen Antworten der relativen Geschwindigkeit werden mit Gleichung (2-25) bestimmt.

$$S_v(\omega, \xi) = \max |\dot{u}(\omega, \xi, t)| \quad (2-28)$$

Die maximalen Antworten der absoluten Beschleunigung werden mit Gleichung (2-29) bestimmt.

$$S_a(\omega, \xi) = \max |\ddot{u}(\omega, \xi, t) + \ddot{u}_g(t)| \quad (2-29)$$

2.2 Vereinfachtes Antwortspektrenverfahren für Gebäude

Um die Standsicherheit von Gebäuden im Erdbebenfall zu gewährleisten, kann, wenn keine Zeitverlaufsberechnung durchgeführt wird, die Bemessung mit Hilfe von statischen Ersatzlasten vorgenommen werden.

Das vereinfachte Antwortspektrenverfahren ist das einfachste Verfahren, das im Eurocode EN 1998 – 1 [2] zur Bestimmung von Ersatzlasten, die während eines Erdbebens auftreten, zur Verfügung gestellt wird. Es berücksichtigt zur Ermittlung der Erdbebenersatzlast nur die erste Eigenform. Daher darf dieses Verfahren nur dann angewendet werden, wenn die Beiträge der Belastung aus den höheren Eigenformen unerheblich sind. Dies ist der Fall, wenn gewisse Voraussetzungen bezüglich der Eigenperioden und Regelmäßigkeit der Struktur, wie sie in [2] beschrieben werden, erfüllt sind.

Die wirkende Trägheitskraft ist dann gleich der Gesamtmasse m , inklusive etwaiger Einbauten, mal der auftretenden Spektralbeschleunigung S_a (Absolutbeschleunigung) mal einem Korrekturbeiwert λ . (Der Korrekturbeiwert λ berücksichtigt die Tatsache, dass die modale Masse der ersten Eigenfrequenz bei Gebäuden mit mindestens 3 Stockwerken kleiner ist als die Gesamtmasse des Gebäudes.)

$$F_b = m_g * S_a(T_1) * \lambda \quad (2-30)$$

$S_a(T_1)$	Ordinate des Bemessungsspektrums bei der Periode T_1 ;
T_1	als Eigenschwingdauer des Bauwerkes für horizontale Bewegungen in der betrachteten Richtung;
m_g	als Gesamtmasse des Bauwerkes, oberhalb der Gründung oder über der Oberkante eines starren Kellergeschosses;
λ	als Korrekturbeiwert, mit $\lambda = 0,85$ wenn $T_1 \leq T_C$ ist und das Bauwerk mehr als zwei Stockwerke hat, sonst $\lambda = 1,0$.
T_C	ist die Periode der oberen Grenze des Plateaubereiches des angesetzten Antwortspektrums (siehe Abbildung 4)

Die zur Bestimmung der Spektralbeschleunigung (vergleiche Abbildung 3 und Abbildung 4) notwendige Eigenfrequenz f_1 beziehungsweise Eigenperiode $T_1 = 1/f_1$ kann neben dynamischen Analysen für einfache Gebäude auch abgeschätzt werden. Hierfür stehen in der Literatur und in den Normen einfache Formeln zur Verfügung. Hier werden nur einige wenige exemplarisch angeführt.

- Die einfachste Formel für die Abschätzungen der Eigenfrequenz von Geschoßbauten [4] ist:

$$f_1 = \frac{10}{n} \quad (2-31)$$

n Anzahl der Stockwerke

- Für Hochbauten bis zu einer Höhe von 40 m, gemäß EN 1998-1 [2], gilt:

$$T_1 = C_t * H^{3/4} \quad (2-32)$$

- C_t 0,085 für biegesteife räumliche Stahlrahmen, 0,075 für biegesteife räumliche Stahlbetonrahmen und für ausmittig ausgesteifte Stahlrahmen und 0,050 für alle anderen Tragwerke,
- H Bauwerkshöhe in m ab der Fundamentoberkante oder der Oberkante eines starren Kellergeschosses.

- Alternativ gilt gemäß EN 1998-1 [2]:

$$T_1 = 2 * \sqrt{d} \quad (2-33)$$

- d horizontal elastische Verschiebung der Gebäudespitze in m infolge der in Horizontalrichtung angreifend gedachten Gewichtslast.

Die nach Gleichung (2-30) ermittelte gesamte Erdbebenersatzkraft muss in geeigneter Form über die Gebäudehöhe verteilt werden, wobei sie in Kräfte je Stockwerk zerlegt wird, die dann in den Deckenebenen wirken.

Die zutreffende Verteilung der Ersatzkräfte über die Höhe des Gebäudes basiert darauf, dass maßgeblich für die maximale Beanspruchung die maximale Relativverschiebung ist.

Je größer die Relativverschiebung ist, desto größer ist die daraus resultierende Federkraft, welche zumindest für ungedämpfte Systeme im Gleichgewicht mit der einwirkenden Trägheitskraft (siehe auch Abbildung 5) steht. Die auftretenden Relativverschiebungen über die Gebäudehöhe entsprechen, unter Vernachlässigung der höheren Eigenformen, der ersten Eigenform. Somit kann festgehalten werden, dass die Verteilung der Ersatzkräfte proportional zur ersten Eigenform verteilt werden soll, wobei diese Eigenform mit Hilfe von baulynamischen Methoden berechnet wird.

$$F_{b,k} = F_b * \frac{a_k * m_k}{\sum a_k * m_k} \quad (2-34)$$

- $F_{b,k}$ am Stockwerk k angreifende Horizontalkraft
- F_b die Gesamterdbebenhorizontalkraft nach Gleichung (2-30)
- m_k die Stockwerksmasse
- a_k die Verschiebung der Stockwerksmasse m_k in der ersten Eigenform

Gemäß EN 1998-1 [2] darf diese Eigenform auch vereinfacht durch nach oben hin linear ansteigende Horizontalverschiebung angenähert werden, wodurch sich dann für die Verteilung der Stockwerkskräfte folgender Zusammenhang ergibt.

$$F_{b,k} = F_b * \frac{z_k * m_k}{\sum z_k * m_k} \quad (2-35)$$

$F_{b,k}$	am Stockwerk k angreifende Horizontalkraft
F_b	die Gesamterdbebenhorizontalkraft nach Gleichung (2-30)
m_k	die Stockwerksmasse
z_k	die Höhe der Stockwerksmasse m_k über der Ebene, in der die Erdbebeneinwirkung einwirkt.

- **Anwendungsbeispiel dreistöckiger Rahmen:**

Als anschauliches Beispiel dient nachfolgend ein dreistöckiger Rahmen wie er in Abbildung 7 schematisch dargestellt ist. Die Stockwerksmassen m_k betragen jeweils 25000 kg und somit die Gesamtmasse $m_g = 75000$ kg. Das Flächenträgheitsmoment der Stiele beträgt $I = 25000$ cm⁴ und das der Riegel $I_R = 150000$ cm⁴. Der E-Modul ist jeweils $E = 21000$ kN/cm². Es handelt sich bei diesem Beispiel um das Beispiel aus [38], wo die Ersatzkräfte für diesen Rahmen gemäß DIN 4149 [10] ermittelt werden. Als Bemessungswert der Bodenbeschleunigung wird $a_g = 2$ m/s² angesetzt. Der Baugrund ist in diesem Beispiel ein lockerer Boden und es wird das Antwortspektrum der Bodenklasse D angewendet. Die berücksichtigte Dämpfung dieses Rahmens beträgt $\xi = 5$ %.

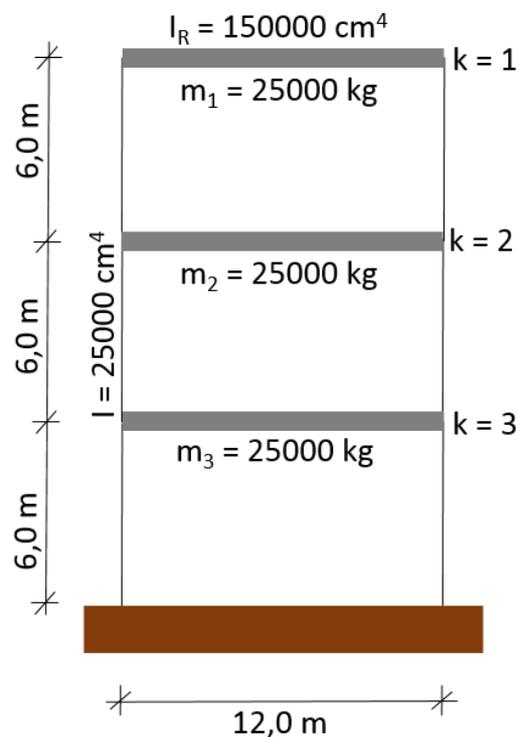


Abbildung 7: Schematische Darstellung des exemplarischen dreistöckigen Rahmens aus [38].

- Eigenfrequenz und Eigenform:

Die erste Eigenfrequenz und Eigenform wird hier mit der Software RFEM [13] ermittelt. Die erste Eigenfrequenz des Rahmens beträgt $f_1 = 0,9$ [Hz] und die erste Eigenperiode somit $T_1 = 1,11$ [s]. Die erste Eigenform a_1 und die zugehörigen Werte der Verschiebungen a_{k1} für jedes Stockwerk k sind in Abbildung 8 dargestellt. Dabei ist die Eigenform derart normiert, dass der Maximalwert der Verschiebung 1 beträgt.

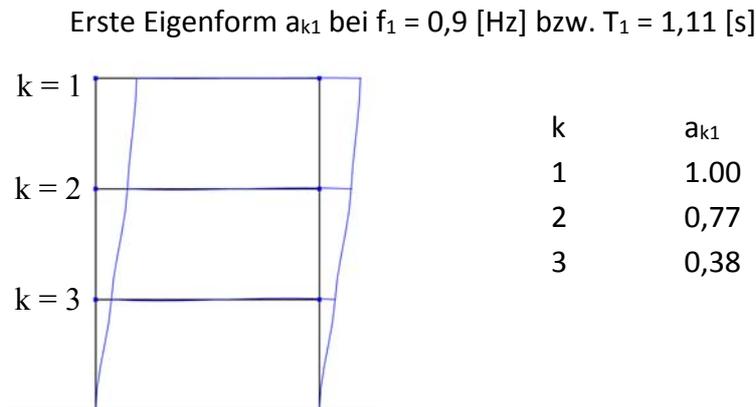


Abbildung 8: Auf den Maximalwert 1 normierte erste Eigenform des dreistöckigen Rahmens.

- Antwortbeschleunigung:

In Abbildung 9 ist das Antwortspektrum der absoluten Beschleunigung für den Bemessungswert der Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ m/s}^2$, für Bodenklasse D, für Strukturen mit einer Dämpfung von Struktur $\xi = 5 \%$ gemäß Eurocode EN 1998 – 1 [2] dargestellt. Die erste Eigenperiode der Struktur $T_1 = 1,11$ [s] ist als rote Linie gekennzeichnet. Beim Schnittpunkt der roten Linie und des Antwortspektrums kann auf der Ordinate die absolute Antwortbeschleunigung $S_a = 4,91 \text{ m/s}^2$ abgelesen werden, die zur Berechnung der statischen Ersatzkraft herangezogen wird.

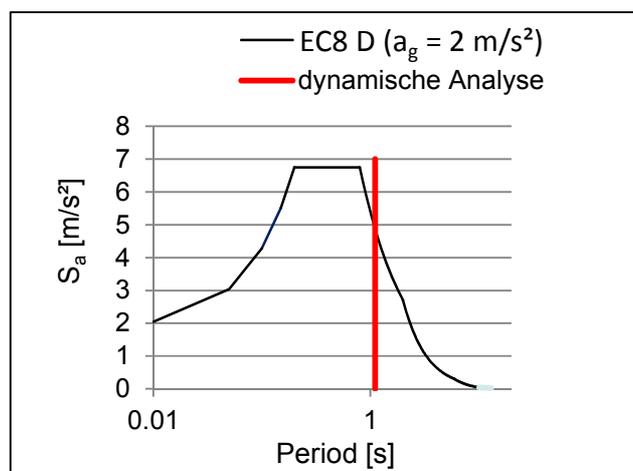


Abbildung 9: Antwortspektrum der absoluten Beschleunigung (Dämpfung $\xi = 5 \%$) gemäß Eurocode EN 1998 – 1[2] für Bodenklasse D und einem Bemessungswert der Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ m/s}^2$

- **Ersatzkräfte:**

Die statische Erdbebeneratzkraft wird gemäß Gleichung (2-30) berechnet und in weiterer Folge vereinfacht nach Gleichung (2-35) sowie eigenformkonform nach Gleichung (2-34) auf die Stockwerkebenen verteilt.

$$F_b = m_g * S_a * \lambda = 75000 * 4,91 * 0,85 = 313013 N = 313 \text{ kN}$$

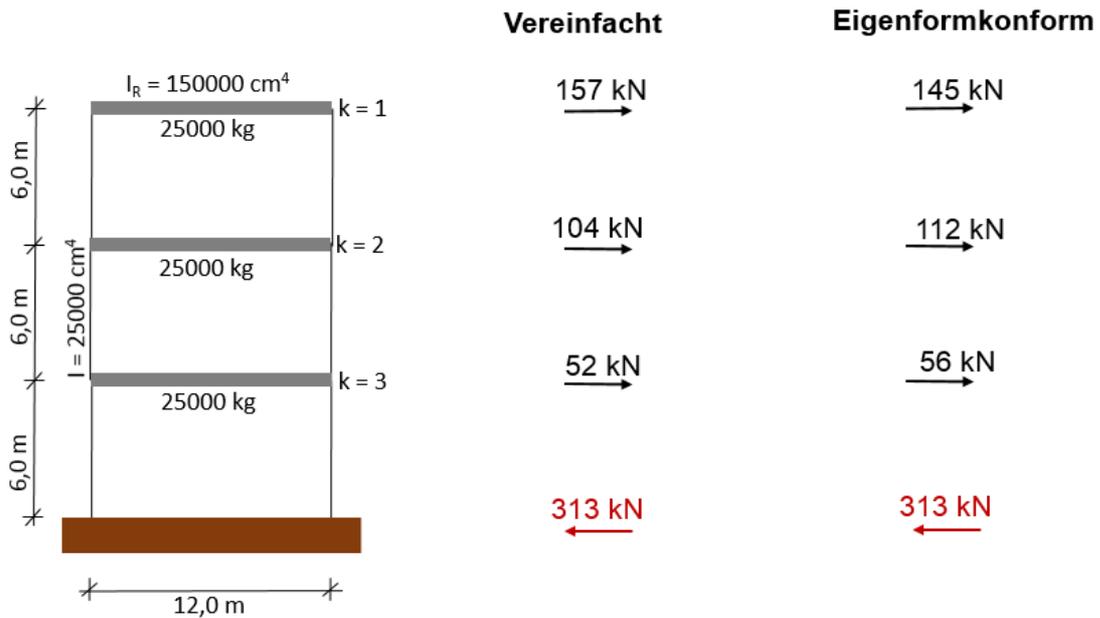


Abbildung 10: Grafische Darstellung der resultierenden Kräfte je Stockwerk $F_{b,k,j}$ und der resultierenden horizontalen Auflagerkräfte $A_{b,j}$.

2.3 Modales Antwortspektrenverfahren für Gebäude

Das modale Antwortspektrumverfahren muss dann angewandt werden, wenn auch die Schwingungen der höheren Eigenformen einen maßgeblichen Beitrag liefern.

Gemäß Eurocode EN1998-1 [2] sind so viele Eigenformen zu berücksichtigen, dass die Summe der berücksichtigten effektiven Modalmassen mindestens 90% Prozent der Gesamtmasse betragen. Zusätzlich muss jede Eigenform, deren effektive modale Masse größer als 5% der Gesamtmasse ist, berücksichtigt werden.

Beim modalen Antwortspektrenverfahren werden die Antwortgrößen wie Schnittkraftverläufe oder Auflagerkräfte für jede berücksichtigte Modalform separat ermittelt und dann überlagert.

- **Überlagerung der einzelnen Modalformen**

Wenn die Eigenformen als voneinander unabhängig angesehen werden können, das bedeutet, dass der Abstand der Eigenfrequenzen groß genug ist, wird gemäß Eurocode zur Überlagerung der Beanspruchungsgrößen die "SRSS-Regel" (square root of the sum of the squares) laut Gleichung (2-37) angewandt.

Laut Eurocode 1998-1 [2] können Eigenschwingzustände dann als unabhängig betrachtet werden, wenn ihre Perioden T_i und T_j ($T_i < T_j$) die Bedingung gemäß Gleichung (2-36) erfüllen.

$$T_i \leq 0,9 * T_j \quad (2-36)$$

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ej}^2} \quad (2-37)$$

E_E	Gesamtbetrag der betrachteten seismischen Beanspruchungsgröße (Kraft, Verschiebung, usw.)
$E_{E,j}$	der Wert dieser Beanspruchungsgröße im Modalbeitrag j

Nähert sich die Eigenperiode T_i der Eigenform i an die Eigenperiode T_j der Eigenform j , so wird die Phasenverschiebung der Anregung immer kleiner und die Eigenformen können nicht mehr als unabhängig betrachtet werden.

Verschwindet die Phasenverschiebung der Anregungen bei $T_i = T_j$, ergäbe sich die korrekte Überlagerung zu $E_E = E_{Ej} + E_{Ei}$. Das hat zur Folge, dass bei gleichen Vorzeichen der Einwirkungen der einzelnen Modalformen E_{Ej} und E_{Ei} die Gesamteinwirkung mit Gleichung (2-37) unterschätzt wird. Für den Fall, dass Gleichung (2-36) nicht erfüllt ist, gibt der Eurocode 1998-1 [2] an, dass genauere Verfahren zur Überlagerung, wie zum Beispiel die vollständige quadratische Kombination (CQC – Complete Quadratic Combination), verwendet werden müssen. Diese vollständige quadratische Kombination ist zum Beispiel in [55] beschrieben.

Nachfolgend wird die Vorgehensweise bei dem modalen Antwortspektrenverfahren anhand eines Beispiels beschrieben. Als Beispiel dient wieder derselbe dreistöckige Rahmen, der in Kapitel 2.2 beschrieben und in Abbildung 7 schematisch dargestellt ist.

- **Anwendungsbeispiel dreistöckiger Rahmen (siehe Abbildung 7):**

- **Eigenfrequenzen und Eigenformen:**

Die Eigenfrequenzen und Eigenformen werden mit der Software RFEM [13] ermittelt.

- Die erste Eigenfrequenz des Rahmens beträgt $f_1 = 0,9$ [Hz] und die erste Eigenperiode somit $T_1 = 1,11$ [s].
- Die zweite Eigenfrequenz des Rahmens beträgt $f_2 = 2,7$ [Hz] und die zweite Eigenperiode somit $T_2 = 0,37$ [s].
- Die dritte Eigenfrequenz des Rahmens beträgt $f_3 = 4,2$ [Hz] und die dritte Eigenperiode somit $T_3 = 0,24$ [s].

Die drei Eigenformen $j = 1$ bis 3, sowie die zugehörigen Werte der Verschiebungen für jedes Stockwerk, sind in Abbildung 11 dargestellt. Dabei ist jede Eigenform derart normiert, dass jeweils der Maximalwert der Verschiebung 1 beträgt.

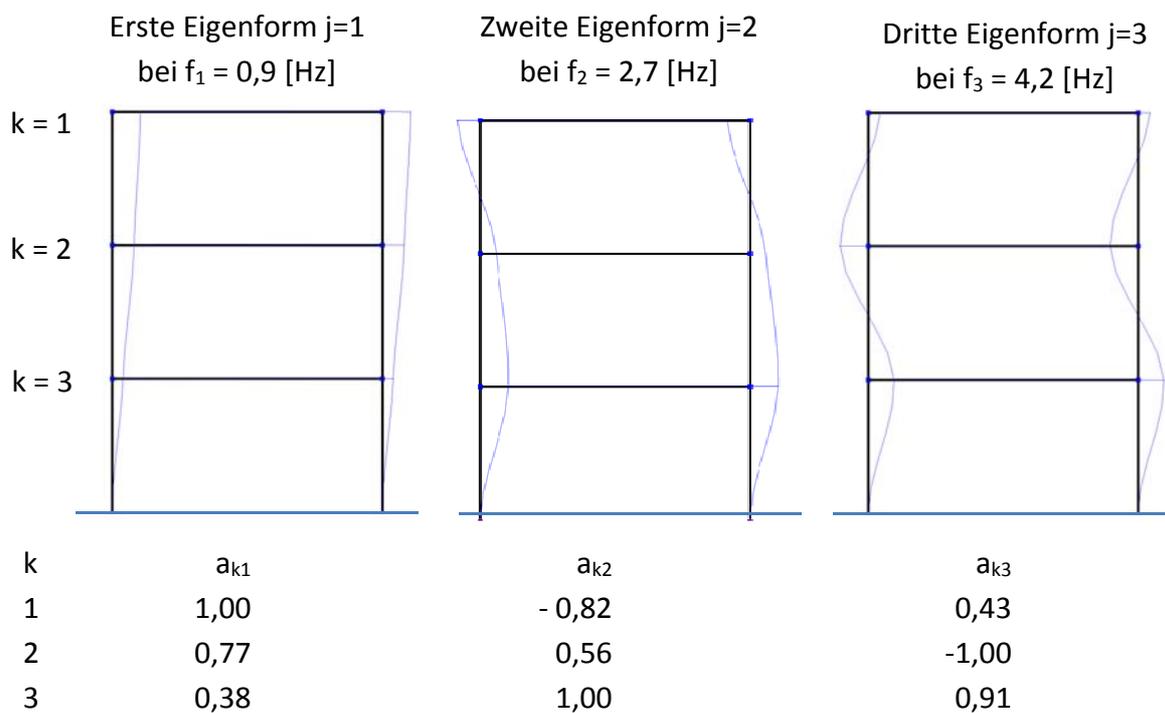


Abbildung 11: Auf den Maximalwert 1 normierte Eigenformen des dreistöckigen Rahmens.

- **Beteiligungsfaktoren:**

Der Beteiligungsfaktor oder auch Partizipationsfaktor wird, wie in [16] angeführt, wie folgt berechnet.

$$\begin{aligned}
 L_j &= \underline{a}_j^T * \underline{m} * \underline{1} = [a_{1j} \quad a_{2j} \quad a_{3j}] * \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \\
 &= m_1 * a_{1j} + m_2 * a_{2j} + m_3 * a_{3j} \\
 &= \sum_{k=1}^n a_{kj} * m_k
 \end{aligned}
 \tag{2-38}$$

m_k	Masse des Stockwerkes k
a_{kj}	Verschiebung des Stockwerkes k bei der Eigenform j
n	Anzahl der berücksichtigten Eigenformen j

Für das betrachtete Beispiel betragen die Beteiligungsfaktoren L_j für jede Eigenform:

$$\begin{aligned}
 L_1 &= m_1 * a_{11} + m_2 * a_{21} + m_3 * a_{31} = \\
 &= 25000 * 1,00 + 25000 * 0,77 + 25000 * 0,38 = 53750
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L_2 &= m_1 * a_{12} + m_2 * a_{22} + m_3 * a_{32} = \\
 &= 25000 * (-0,82) + 25000 * 0,56 + 25000 * 1,00 = 18500
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L_3 &= m_1 * a_{13} + m_2 * a_{23} + m_3 * a_{33} = \\
 &= 25000 * 0,43 + 25000 * (-1,00) + 25000 * 0,91 = 8500
 \end{aligned}$$

- **Modale Massen:**

Die modalen Massen werden, wie in [16] angeführt, wie folgt ermittelt.

$$\begin{aligned}
 \underline{M}^* &= \underline{a}^t * \underline{m} * \underline{a} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{21} & a_{31} \\ a_{12} & a_{22} & a_{32} \\ a_{13} & a_{23} & a_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{bmatrix} = \\
 &= \begin{bmatrix} a_{11} & a_{21} & a_{31} \\ a_{12} & a_{22} & a_{32} \\ a_{13} & a_{23} & a_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} m_1 a_{11} & m_1 a_{12} & m_1 a_{13} \\ m_2 a_{21} & m_2 a_{22} & m_2 a_{23} \\ m_3 a_{31} & m_3 a_{32} & m_3 a_{33} \end{bmatrix} = \\
 &= \begin{Bmatrix} m_1 a_{11}^2 + m_1 a_{12}^2 + m_1 a_{13}^2 \\ m_2 a_{21}^2 + m_2 a_{22}^2 + m_2 a_{23}^2 \\ m_3 a_{31}^2 + m_3 a_{32}^2 + m_3 a_{33}^2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{Bmatrix} \quad (2-39)
 \end{aligned}$$

$$M_j^* = \sum_{k=1}^n a_{kj}^2 * m_k$$

M_j^*	modale Masse bei der Eigenform j
m_k	Masse des Stockwerkes k
a_{kj}	Verschiebung des Stockwerkes k bei der Eigenform j
n	Anzahl der berücksichtigten Eigenformen j

Für das betrachtete Beispiel ergeben sich die modalen Massen je Eigenform j zu:

$$\begin{aligned}
 M_1^* &= m_1 * a_{11}^2 + m_2 * a_{21}^2 + m_3 * a_{31}^2 = \\
 &= 25000 * 1,00^2 + 25000 * 0,77^2 + 25000 * 0,38^2 = 43433
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_2^* &= m_1 * a_{12}^2 + m_2 * a_{22}^2 + m_3 * a_{32}^2 = \\
 &= 25000 * (-0,82)^2 + 25000 * 0,56^2 + 25000 * 1,00^2 = 49650
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_3^* &= m_1 * a_{13}^2 + m_2 * a_{23}^2 + m_3 * a_{33}^2 = \\
 &= 25000 * 0,43^2 + 25000 * (-1,00)^2 + 25000 * 0,91^2 = 50325
 \end{aligned}$$

- Effektive modale Massen:

Eine effektive Masse m_{ej} einer Eigenform j ist die Masse des zur Eigenform j gehörigen äquivalenten Einmassenschwingers, oder anders ausgedrückt, jener Teil der Gesamtmasse einer Struktur, der bei einer Eigenform j wirkt.

$$m_{ej} = \frac{L_j^2}{M_j^*} \quad (2-40)$$

M_j^* modale Masse bei der Eigenform j
 L_j der Beteiligungsfaktor der Eigenform j

Für das betrachtete Beispiel ergeben sich die modalen Massen m_{ej} je Eigenform j zu:

$$m_{e1} = \frac{L_1^2}{M_1^*} = \frac{53750^2}{43433} = 66518$$

$$m_{e2} = \frac{L_2^2}{M_2^*} = \frac{18500^2}{49650} = 6893$$

$$m_{e3} = \frac{L_3^2}{M_3^*} = \frac{8500^2}{50325} = 1436$$

- **Ersatzmassenfaktoren:**

Ein Ersatzmassenfaktor ε_j für eine Eigenform ist das Verhältnis der effektiven modalen Masse m_{ej} der Eigenform j zur Gesamtmasse der Struktur m_g .

Im betrachteten Beispiel beträgt die Gesamtmasse der Struktur $m_g = 75000 \text{ kg}$. Die Ersatzmassenfaktoren ε_j ergeben sich somit zu:

$$\varepsilon_1 = \frac{m_{e1}}{m_g} = \frac{66518}{75000} = 0,89$$

$$\varepsilon_2 = \frac{m_{e2}}{m_g} = \frac{6893}{75000} = 0,09$$

$$\varepsilon_3 = \frac{m_{e3}}{m_g} = \frac{1436}{75000} = 0,02$$

Summe der Ersatzmassenfaktoren:

$$\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = 0,89 + 0,09 + 0,02 = 1$$

Wie zu Beginn des Kapitels erläutert, müssen beim modalen Antwortspektrenverfahren gemäß Eurocode EN1998-1 [2] so viele Eigenformen berücksichtigt werden, dass die Summe der berücksichtigten effektiven modalen Massen $\sum \varepsilon_j$ mehr als 90 % der Gesamtmasse beträgt. Zusätzlich muss jede Eigenform berücksichtigt werden, deren effektive modale Masse ε_j größer als 5% der Gesamtmasse ist. Demnach müssten für dieses Beispiel nur die ersten beiden Eigenformen berücksichtigt werden.

- **Bestimmung der Ersatzkräfte:**

Zur Bestimmung der resultierenden horizontalen Erdbeben­trä­ge­its­kräfte für jeden Mode ist noch die Ermittlung der jeweiligen spektralen Antwort­be­schleunigungen notwendig, um sie mit Gleichung (2-41) zu berechnen. Diese können aus entsprechenden Antwort­spek­tren des Eurocodes, in Abhängigkeit von der Eigen­pe­ri­ode des jeweiligen Modes, abgelesen werden, wie dies in Abbildung 12 veranschaulicht ist. Für das Beispiel sind die effektiven Modal­mas­sen, die spektralen Antwort­be­schleunigungen jedes Modes und die sich ergebenden resultierenden horizontalen Erdbeben­trä­ge­its­kräfte für jeden Mode in Tabelle 1 zusammengefasst.

$$F_{b,j} = m_{ej} * S_{a,j} \tag{ 2-41 }$$

- m_{ej} effektive Modal­mas­se des Modes j
- $S_{a,j}$ spektrale Antwort­be­schleunigung des Modes j

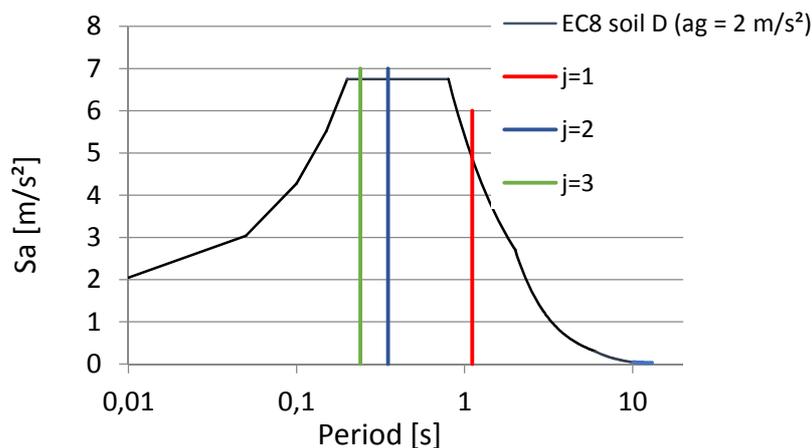


Abbildung 12: Elastisches Antwortspektrum für eine Dämpfung von 5 % und eine Bodenbeschleunigung von 2 m/s² bei der Bodenklasse D

Eigenmode j	T_j [s]	m_{ej} [kg]	$S_{a,j}$ [m/s²]	$F_{b,j}$ [N]	$F_{b,j}$ [kN]
1	1,11	66518	4,91	326603	326,6
2	0,37	6893	6,75	46528	46,5
3	0,24	1436	6,75	9693	9,7

Tabelle 1: Zusammenfassung der Perioden T_j , der effektiven Modal­mas­sen m_{ej} , der spektralen Antwort­be­schleunigungen $S_{a,j}$ und der resultierenden horizontalen Erdbeben­trä­ge­its­kräfte $F_{b,j}$ jedes Modes j

- **Verteilung der Horizontalkräfte:**

Beim modalen Antwortspektrenverfahren erfolgt die Aufteilung der resultierenden Kräfte $F_{b,j}$ auf Kräfte je Stockwerk $F_{b,k,j}$ für jeden Eigenmode eigenformkonform nach Gleichung (2-34).

Die resultierenden Kräfte je Stockwerk und Mode für den betrachteten dreistöckigen Rahmen sind in Tabelle 2 zusammengefasst und in Abbildung 13 grafisch dargestellt. In weiterer Folge können für jeden Mode die Antwortgrößen wie Schnittkräfte oder Auflagerreaktionen berechnet und überlagert werden. In diesem Beispiel werden exemplarisch die Summe der horizontalen Auflagerkräfte für jeden Mode $A_{b,j}$ ermittelt, die den resultierenden horizontalen Erdbebenträgheitskräften $F_{b,j}$ für jeden Mode entsprechen. Diese sind ebenfalls in Abbildung 13 dargestellt.

$$F_{b,k,j} = F_{b,j} * \frac{a_{k,j} * m_k}{\sum a_{k,j} * m_k} \quad (2-42)$$

- $F_{b,k,j}$ beim Eigenmode j am Stockwerk k angreifende Horizontalkraft
- $F_{b,j}$ die Gesamterdbebenhorizontalkraft des Eigenmodes j (2-30)
- m_k die Stockwerksmasse des Stockwerkes k
- a_k die Verschiebung der Stockwerksmasse m_k des Eigenmodes j

k [-]	$F_{b,k,j}$ [kN]		
	j=1	j=2	j=3
1	151,9	-51,6	12,3
2	117,0	35,2	-28,5
3	57,7	62,9	25,9

Tabelle 2: Zusammenfassung der resultierenden Kräfte $F_{b,k,j}$ je Stockwerk k und Mode j

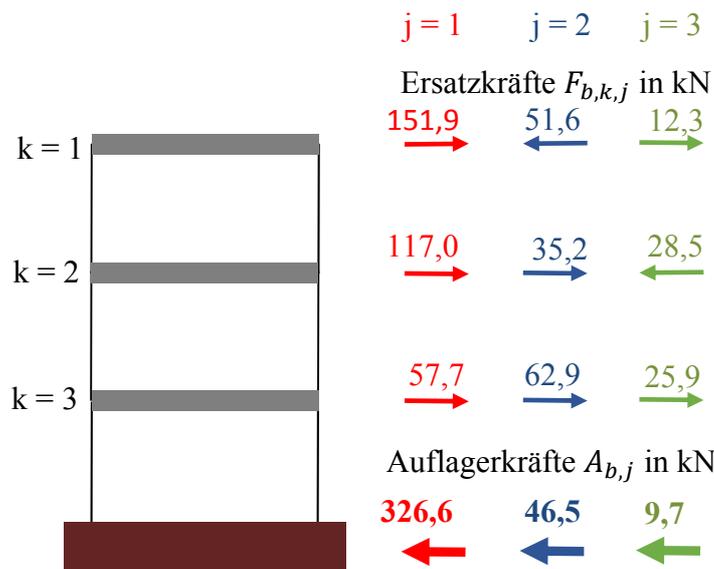


Abbildung 13: Grafische Darstellung der resultierenden Kräfte je Stockwerk $F_{b,k,j}$ und der gesamten horizontalen Auflagerkräfte $A_{b,j}$ für jeden und Mode j

- **Überlagerung der Antwortgrößen infolge der einzelnen Eigenschwingzustände:**

Für das Beispiel des dreistöckigen Rahmens können die drei Belastungen aus den jeweiligen Moden als unabhängig voneinander betrachtet werden, da Gleichung (2-36) eingehalten ist. Somit kann für die Überlagerung der seismischen Beanspruchungsgrößen wie Kräfte und Verformungen, die durch jede modale Form hervorgerufen werden, die SRSS Regel angewandt werden. Nachfolgend wird dies exemplarisch für die horizontalen Auflagerkräfte je Mode $A_{b,j}$ gezeigt. Die horizontale Auflagerkraft A_b zufolge der Erdbebenbeanspruchung ergibt sich nach dem modalen Antwortspektrenverfahren somit zu:

$$A_b = \sqrt{\sum_{j=1}^3 A_{b,j}^2} = \sqrt{(327^2 + 47^2 + 10^2)} = 331 \text{ [kN]}$$

- Anmerkung: Die Vorzeichen der Ersatzkräfte innerhalb einer Modalform sind bekannt. Nicht jedoch die Vorzeichen der Einzelnen Modalformen zueinander. Aus diesem Grund dürfen nur die Ergebnisse wie Auflagerkräfte, Schnittgrößen und Verformungen der einzelnen Modalformen, nicht jedoch die Ersatzkräfte je Stockwerk und Mode, mit der SRSS Regel überlagert werden.

2.4 Berechnung von unverankerten Tankbauwerken im Erdbebenfall

2.4.1 Praktische Anwendung nach Eurocode

Auch für die Bemessung von Tankbauwerken kann die Methode des modalen Antwortspektrenverfahrens angewandt werden. Zusätzlich zum Eurocode EN1998-1 [2] ist der Eurocode EN1998-4 [3] anzuwenden.

Werden mit Flüssigkeit gefüllte Stahl tanks durch ein Erdbeben horizontalen Beschleunigungen ausgesetzt, ergeben sich durch die Bewegung der Flüssigkeit zusätzlich zum hydrostatischen Druck drei weitere Druckanteile (schematische Darstellung in Abbildung 14), die auf die Tankwand und den Tankboden wirken.

Es handelt sich dabei um:

- Anteil 1: den „konvektiven“ Anteil - das Schwappen
- Anteil 2: den „starr impulsiven“ Anteil
- Anteil 3: den „flexiblen impulsiven“ Anteil

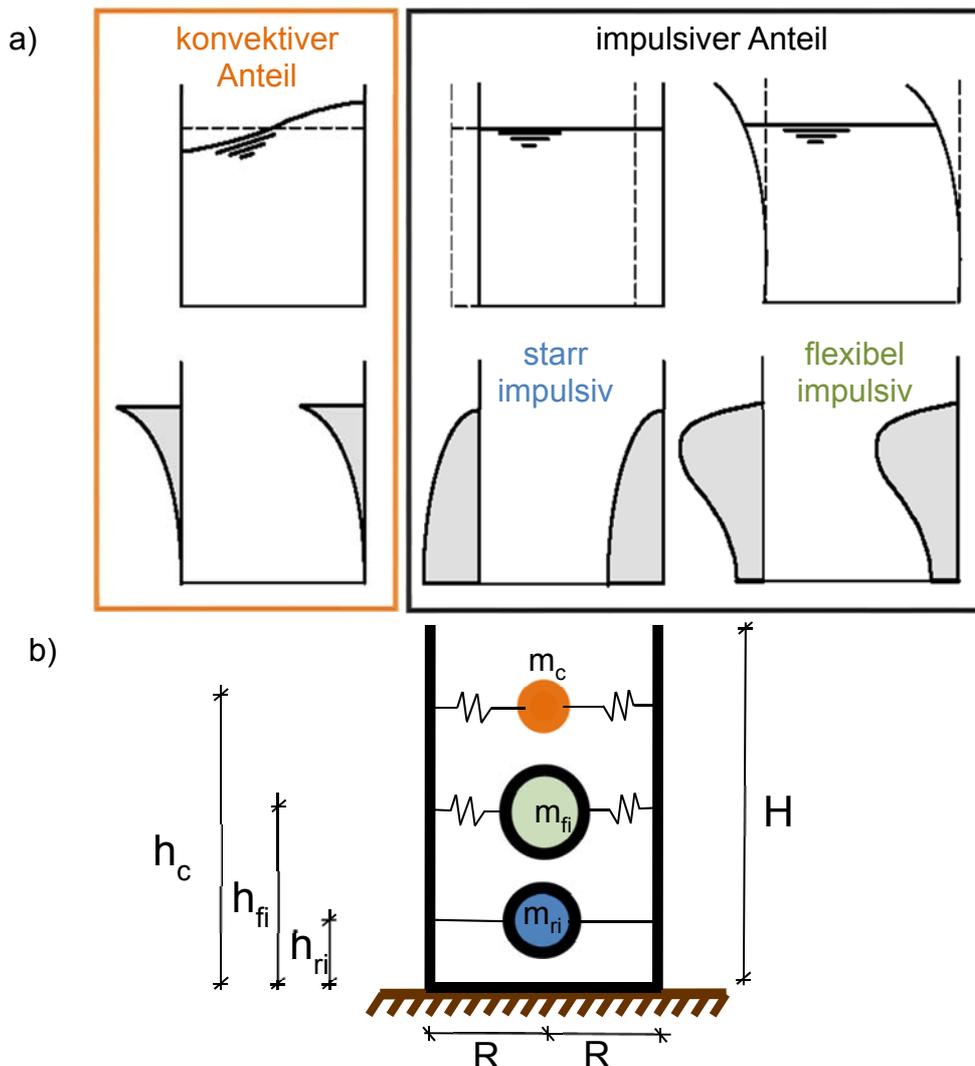


Abbildung 14: Überblick der drei Druckanteile bei horizontaler Erdbebenbelastung;

- schematische Druckverteilung p entlang der Tankwand
- vereinfachtes Berechnungsmodell

- Anteil 1: Der konvektive Druckanteil

Der konvektive Anteil berücksichtigt die Wellenbewegung von Flüssigkeiten, die oft auch als Schwappen bezeichnet wird. Durch diese Wellenbewegung ergibt sich eine Druckverteilung, die an der Flüssigkeitsoberfläche maximal und am Tankboden minimal ist. Über den Umfang wird die Druckverteilung mit der Cosinus-Funktion beschrieben. Dieser Druckanteil wirkt dynamisch in einer von der Form des Tankbauwerkes und der Dichte der Flüssigkeit abhängigen Eigenfrequenz. Aufgrund dieses dynamischen Verhaltens sind die Größen der konvektiven Druckanteile nicht alleine von der Bodenbeschleunigung, sondern auch von der, je nach Eigenfrequenz höheren oder geringeren Antwortbeschleunigung, abhängig. Zur Bestimmung der maximalen Antwortbeschleunigungen dieser Flüssigkeitsmassen können Antwortspektren verwendet werden, wobei im EN 1998-4 [3] vereinfachte Formeln zur Abschätzung der Eigenfrequenz und der Druckverteilung aus dieser Flüssigkeitsbewegung zur Verfügung gestellt werden (siehe Kapitel 3.1.2).

- Anteil 2: Der starre impulsive Druckanteil

Der starre impulsive Anteil ergibt sich aus der Randbedingung von kinetischer Kompatibilität zwischen Tankboden und der starren Tankwand mit dem angrenzenden Fluid. Dadurch ergibt sich eine Druckverteilung, die von der Flüssigkeitsoberfläche von Null zum Tankboden hin ansteigt. Über den Umfang ist dieser Druckanteil mit dem Cosinus verteilt. Dieser Flüssigkeitsanteil verhält sich wie ein starrer Körper und bewegt sich synchron mit dem Untergrund. Folglich sind diese Drücke abhängig von der maximal auftretenden Bodenbeschleunigung. Auch für diesen Druckanteil stellt der EN 1998-4 [3] vereinfachte Formeln zur Abschätzung der Druckverteilung zur Verfügung (siehe Kapitel 3.1.1).

- Anteil 3: Der flexible impulsive Druckanteil

Für starre Tanks, wie zum Beispiel Betontanks, ist es ausreichend, die bereits oben beschriebenen beiden Drücke zu berücksichtigen. Bei **flexiblen Tanks**, wie es bei Stahltanks der Fall ist, muss auch der flexible Anteil berücksichtigt werden. Dieser Druckanteil erfüllt die Bedingung, dass die radiale Flüssigkeitgeschwindigkeit und die radiale Verformungsgeschwindigkeit der Tankwand ident sind. Somit ist der flexible Anteil von der Eigenform der Schwingung des Tank-Flüssigkeitssystems abhängig und wirkt dynamisch. Das bedeutet, wie bereits beim konvektiven Anteil, dass die Höhe des flexiblen-impulsiven Druckes mit der auftretenden Frequenz und der damit verbundenen Antwortbeschleunigung im Zusammenhang steht. Auch für diesen Druckanteil stellt der Eurocode EN1998-4 [3] vereinfachte Formeln zur Bestimmung der auftretenden Druckverteilung, der Frequenz und in weiterer Folge der resultierenden Antwortbeschleunigung zur Verfügung (siehe Kapitel 3.1.3). Es sei bereits hier erwähnt, dass der diesen Druckanteil verursachende Anteil der gespeicherten Flüssigkeit ein Teil der für den starren impulsiven Druckanteil verantwortlichen Flüssigkeit ist.

Wie in Abbildung 14 veranschaulicht wird, handelt es sich bei den drei Anteilen um drei separate Einmassenschwinger, deren jeweilige Maximalantworten aus Antwortspektren ermittelt werden können. Auf das genaue Verfahren zur Bestimmung der Druckanteile und die Vorgehensweise zu deren Überlagerung wird im Detail in Kapitel 3.1 eingegangen.

• Untersuchte Versagensform

Die konvektiven und impulsiven Druckanteile bewirken resultierende Horizontalkräfte und ein sogenanntes Umsturzmoment M und werden entlang des Tankmantels in die Fundamentierung und weiter in den Boden eingeleitet. Die vertikalen hydrostatischen Drücke werden ausschließlich über den Tankboden in den Untergrund eingeleitet. Die abhebenden Kräfte aus dem Umsturzmoment bewirken daher hohe Biegebeanspruchungen im unteren Eckbereich des Tanks. Wenn keine Verankerungen zur Aufnahme der Zugkräfte vorhanden sind, kommt es zum lokalen Abheben des Eckbereiches, bis das statische Gleichgewicht zwischen der Abhebekraft und dem vertikalen hydrostatischen Druck vorhanden ist. Bei diesem Abhebevorgang bildet sich im Bodenrandblech unmittelbar vor der Schweißnaht eine plastische Zone – idealisiert als ein plastisches Gelenk – aus, wie es schematisch in Abbildung 15 dargestellt ist.

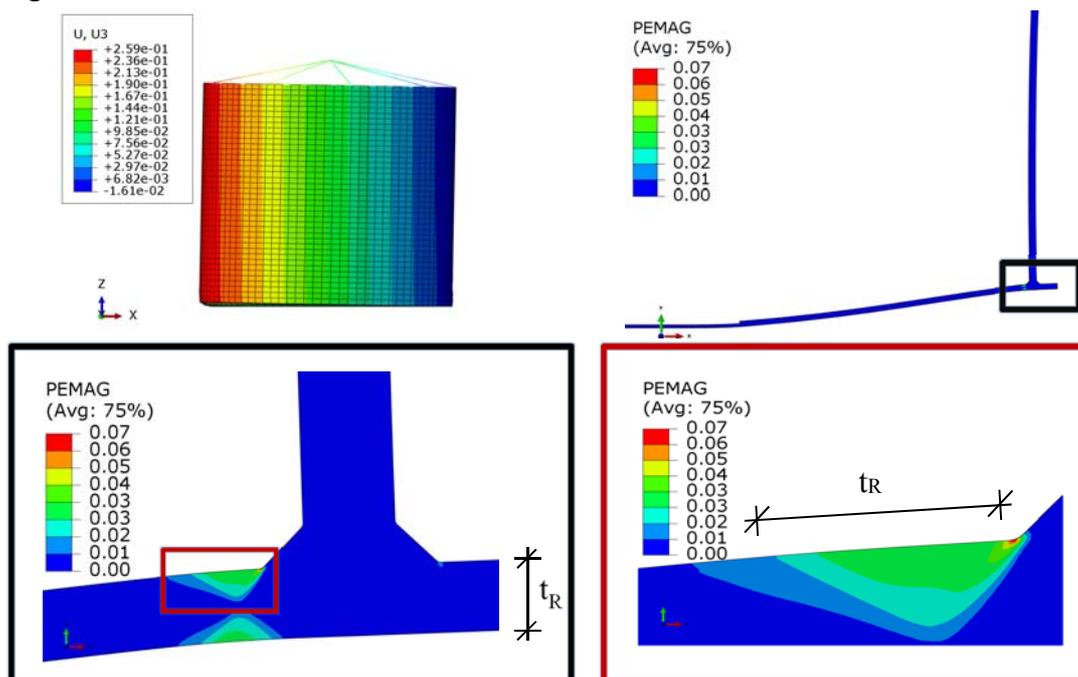


Abbildung 15: Graphische Darstellung des abhebenden Tanks T1 bei Erdbebenbelastung und eines fiktiven plastischen Gelenkes bei einer Abhebehöhe von 8 cm

Hebt der Tank zu weit ab, kann es durch die mehrfach auftretenden plastischen Verformungen zu Rissbildungen im Anschlussbereich der Tankwand zum Bodenrandblech kommen, sodass die Flüssigkeit aus dem Tank auslaufen kann. Um das zu verhindern, muss das Anschlussdetail der Tankwand zum Bodenrandblech bei nicht verankerten Tanks bezüglich dieser mehrfachen plastischen Verformung bemessen werden. Hierbei handelt es sich um die Versagensform der Kurzzeitermüdung, beziehungsweise low cycle fatigue. Wegen der sehr wenigen ertragbaren Lastwechsel spricht man auch von ultra low cycle fatigue (ULCF). Die

genaue Vorgehensweise der Bemessung des Tankfußdetails gemäß EC1998-4 [3] wird in Kapitel 3.2 beschrieben.

2.4.2 Kurzbeschreibung des Forschungsstandes

- Verankerte Tanks

Wie bereits erwähnt, wirken während Erdbeben, aufgrund der Bewegung des im Tank gespeicherten Fluids, verschiedene Druckanteile auf die Tankwand. Zur Ermittlung der Belastungen, die durch die Flüssigkeit verursacht werden, entwickelte Housner ([27], [28]) für verankerte starre, flüssigkeitsgefüllte Tankbauwerke ein dynamisches Ersatzsystem. Dabei wird die gespeicherte Flüssigkeit in zwei Anteile unterteilt. Es handelt sich dabei um den impulsiven Anteil, der sich mit der starren Tankwand und somit synchron mit dem Untergrund bewegt, und den konvektiven Anteil, der die Wellenbewegung von Flüssigkeiten berücksichtigt. Das vereinfachte Berechnungsmodell nach Housner [27] ist in Abbildung 16 dargestellt. Das Verfahren stellt Formeln zur Abschätzung der Massen der beiden Flüssigkeitsanteile, inklusive deren resultierenden Wirkhöhen h_i und h_c , sowie für die Eigenperioden (beziehungsweise zugehörige Federsteifigkeit k_i – siehe Abbildung 16) des konvektiven Anteils zur Verfügung. Mit diesen Größen kann dann die Belastung am Tankfuß ermittelt werden.

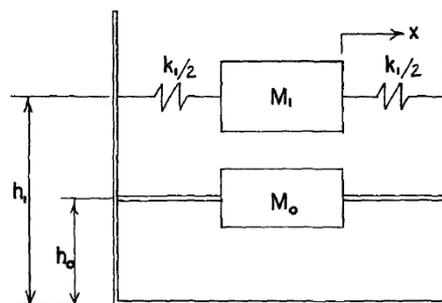


Abbildung 16: Vereinfachtes Modell für starre, verankerte flüssigkeitsgefüllte Tanks bei Erdbebenbeanspruchung nach Housner 1955 [27].

Dieses vereinfachte Modell bildete einige Zeit die Grundlage der Bemessung von Tankbauwerken. Allerdings vernachlässigt dieses Ersatzmodell die gemeinsame Schwingung von einer flexiblen Tankschale mit der gespeicherten Flüssigkeit, und in den 60er Jahren kam es insbesondere bei schlanken Tankbauwerken zu Schadensfällen.

Wie Veletsos et al. in [53] und [54] sowie Haroun et al. in [25] und [26] beschreiben, erfährt der impulsive Anteil auf Grund der flexiblen Struktur höhere Antwortbeschleunigungen als die angreifende Bodenbeschleunigung, und somit werden die resultierenden Kräfte aus der impulsiven Komponente unterschätzt (vergleiche Kapitel 2.1). Wie auch in [23] erläutert wird, ist für starre Tankbauwerke, wie zum Beispiel Betontanks, die Vereinfachung, dass die Tankwand als starr angenommen wird, zulässig. Bei flexiblen Tankbauwerken wie Stahltanks hingegen muss die gemeinsame Schwingung der Tankwand und des impulsiven Flüssigkeitsanteils berücksichtigt werden.

Veletsos [52] berücksichtigt zur Ermittlung der Massen die dynamischen Eigenschaften der flexiblen Tankschale näherungsweise mit der Eigenform eines Biegebalkens. Dabei wird die Ovalisierung der Tankschale vernachlässigt und die Flexibilität der Tankschale beeinflusst nur die impulsive Komponente, nicht aber die konvektive. Durch diesen Ansatz kann das Schale-Fluid-System auf eine Reihe von entkoppelten Einmassenschwingern mit je einem Freiheitsgrad überführt werden.

Fischer und Rammerstorfer ([14], [15], [45]) entwickelten, aufbauend auf dem Verfahren von Veletsos [52] ein Verfahren, das eine genauere Ermittlung der Eigenform der gemeinsamen Schwingung der Tankschale und des Fluids vorsieht, welche im Eurocode 1998-4 [3] aufgenommen wurde. Die Ermittlung der Eigenform erfolgt mit numerischen Methoden wie zum Beispiel mit FE-Programmen in iterativer Form. Die Vorgehensweise folgt dabei dem „Added-Mass-Konzept“, indem die seismisch aktivierte Masse des gespeicherten Fluids der Tankschale durch Erhöhung der Schalendichte beaufschlagt wird. Dabei wird die Eigenform der (trockenen) Tankschale $f^i(\zeta)$ und die sich daraus ergebende seismisch aktivierte Druckverteilung über die Tankwand $p_f^i(\zeta)$ ermittelt (Ermittlung der Druckverteilung siehe Kapitel 3.1.3). Diese ermittelte Druckverteilung dient der Modifizierung der Dichte der Tankschale nach Gleichung (2-43) beziehungsweise der Gleichung (A.23) in EN 1998-4 [3], für welche erneut mit numerischen Methoden die Eigenform ermittelt wird, welche als Eigenform $f^{i+1}(\zeta)$ dem nächsten Iterationsschritt dient. Dieser Vorgang ist so oft zu wiederholen, bis für $f^{i+1}(\zeta)$ Konvergenz erreicht ist.

$$\rho_f^i(\zeta) = \frac{p_f^i(\zeta)}{2 * g * s(\zeta) * f^i(\zeta)} + \rho_s \quad (2-43) \text{ (A.23)}$$

i	Iterationsnummer
ζ	normierte Höhe des Tanks (z/H) mit z als Koordinate in vertikaler Richtung und H der Tankhöhe)
$\rho_f^i(\zeta)$	Ersatzdichte der Tankschale über die normierte Tankhöhe bei der Iteration i
$p_f^i(\zeta)$	flexible impulsive Druckverteilung über die normierte Tankhöhe bei der i -ten Iteration, nach Kapitel 3.1.3
$s(\zeta)$	Dicke der Schale über die normierte Höhe ζ ,
$f^i(\zeta)$	Eigenform der Tankwand über die normierte Höhe ζ ,
ρ_s	die Massendichte der Schale,

In einem späteren Vorschlag zur Ermittlung von Belastungen und Beanspruchungen von zylindrischen, flüssigkeitsgefüllten Tankbauwerken bei Erdbeben von Rammerstorfer und Fischer [44] ist diese Iteration nicht mehr zu finden. Stattdessen wird die Eigenform über die normierte Höhe nach Gleichung (2-44) angeführt.

$$f(\zeta) = \sin\left(\frac{\pi * \zeta}{2}\right) \quad (2-44)$$

Kettler [29], Habenberger [23] und Meskouris [36] haben zusätzlich die Eigenformen $f(\zeta) = \zeta$ und $f(\zeta) = 1 - \cos\left(\frac{\pi * \zeta}{2}\right)$ untersucht. Meskouris [36] schlägt schließlich folgende Ansätze zur Ermittlung der Eigenformen in Abhängigkeit von der Schlankheit H/R von Tanks vor.

- Sinusförmiger Ansatz der Biegeeigenform für gedrungene Tankbauwerke $H/R < 3$

$$f(\zeta) = \sin\left(\frac{\pi * \zeta}{2}\right)$$

- Linearer Ansatz der Biegeeigenform für gedrungene Tankbauwerke $3 \leq H/R \leq 8$

$$f(\zeta) = \zeta$$

- Cosinusförmiger Ansatz der Biegeeigenform für schlanke Tankbauwerke $H/R > 8$

$$f(\zeta) = 1 - \cos\left(\frac{\pi * \zeta}{2}\right)$$

Von Malhotra et al. wurde in [33] und [35] ein vereinfachtes Modell zur Berechnung von Tankbauwerken vorgeschlagen. Dabei wird einerseits der konvektive, andererseits der gesamte impulsive Massenanteil, inklusive der Massen der Tankschale und des Tankdaches, als jeweils ein Einmassenschwinger betrachtet. Zur Bestimmung der einzelnen Kenngrößen der Einmassenschwinger werden Faktoren in Abhängigkeit der Tankschlankheit H/R angegeben. Auch dieses Verfahren wurde im Eurocode 1998-4 [3] aufgenommen und ist in Kapitel 3.1.5 detailliert beschrieben.

- Unverankerte Tankbauwerke

Um Kosten zu sparen, werden Tankbauwerke oft ohne Verankerung mit dem Untergrund ausgebildet. Die Horizontallasten werden in diesem Fall über Reibung in den Untergrund eingeleitet. Bei steigender Horizontalbelastung bei Erdbeben kann es infolge des Umsturzmomentes zum teilweisen Abheben der Tankstruktur kommen. Diese Abhebebewegung führt dazu, dass sich die dynamischen Eigenschaften der Tankstruktur maßgeblich verändern. Das dynamische Verhalten der abhebenden Tankstruktur ist dabei in Bezug auf die Abhebehöhe nichtlinear, was die Berechnung und Bemessung der Tankstruktur unter Erdbebenbelastung im Vergleich zu verankerten Tankbauwerken noch weiter erschwert.

Wie Rosin in [47] beschreibt, ist der iterative Ansatz zur Bestimmung der Eigenform und in weiterer Folge der Druckverteilung nicht realistisch. Um den Einfluss des Abhebeprozesses auf die Druckverteilung zu kennen, müssen nach derzeitigem Stand der Forschung demnach sehr aufwendige Fluid-Struktur-Interaktion-Zeitverlaufsrechnungen für Erdbeben durchgeführt werden. Dies stellt aber für die Praxis einen nicht zumutbaren Rechenaufwand dar. So gibt Rosin zum Beispiel an [47], dass die Berechnung für einen Tank für einen Zeitverlauf mit der Dauer von 17,5 [s] und einem Zeitschritt der Berechnung von 0,038708 [s] und bei Berücksichtigung von ideal steifem Material 58 Stunden benötigt.

Scharf [49] hat auf Grundlage von quasi-statischen Berechnungen ein vereinfachtes Verfahren entwickelt, das auch derzeit Bestandteil im Eurocode 1998-4 [3] ist und in Kapitel 3.2 detailliert beschrieben wird. Allerdings beschränkten sich seine Untersuchungen auf einige H/R Verhältnisse, und die zur Verfügung gestellten Diagramme decken nur eine geringe seismische Anregung ab (siehe Kapitel 3.2 und 7.1.3).

Auf Grund der nichtlinearen Reduktion der Steifigkeit von Tankbauwerken während des Abhebeprozesses verringert sich bei Tankbauwerken mit üblicher Schlankheit die Antwortbeschleunigung und somit die Belastung, da die tieferen Frequenzbereiche durch Erdbeben geringer angeregt werden. Dieser Effekt führt natürlich zu einer Überschätzung der Abhebehöhen, die auf Basis der Belastung von verankerten Tankbauwerken bestimmt werden. Zur Berücksichtigung dieses günstigen Effektes zur Reduktion der Belastung aufgrund der sinkenden Steifigkeit wird in [49] und [46] ein iteratives Verfahren vorgeschlagen, auf welches im Eurocode nur verwiesen wird. In dieser Arbeit wird auf dieses Verfahren in Kapitel 7.3 detailliert eingegangen.

3 Erdbebenbelastung gemäß Eurocode EN 1998-4 und kritische Hinweise

3.1 Ermittlung der einzelnen Druckanteile und deren Überlagerung gemäß Eurocode EN1998-4 [3]

Für **verankerte** zylinderförmige Tanks stellt der EC EN1998-4 [3] Formelapparate zur Bestimmung der Druckverteilungen der einzelnen Druckanteile (Anteile 1 bis 3, wie in Kapitel 2.4.1 beschrieben) und der beteiligten Massen zur Verfügung, die dann in geeigneter Form überlagert werden müssen.

Vereinfacht dürfen diese Formelapparate auch für nicht verankerte Tanks herangezogen werden.

Dieses Berechnungsverfahren wird nun hier vorgestellt. Da es sich bei dem gesamten Kapitel 3 um Formelapparate des Eurocodes handelt, werden neben der fortlaufenden Nummerierung der Gleichungen, Bilder und Tabellen in dieser Arbeit auch die Nummerierungen gemäß Eurocode in Klammer angeführt.

Für die Beschreibung der drei wesentlichen Druckverteilungen (vergleiche Abbildung 14 a) wird ein zylindrisches Koordinatensystem verwendet, wie es in Abbildung 17 dargestellt ist.

r, z, θ	Ursprung im Zentrum des Tankbodens, z -Achse vertikal
H	Höhe
R	Radius
ρ_L	Massendichte der Flüssigkeit
ρ_s	Massendichte der Tankschale
E	E-Modul der Tankschale
$\xi=r/R; \zeta=z/H; \gamma=H/R$	dimensionslose Koordinaten

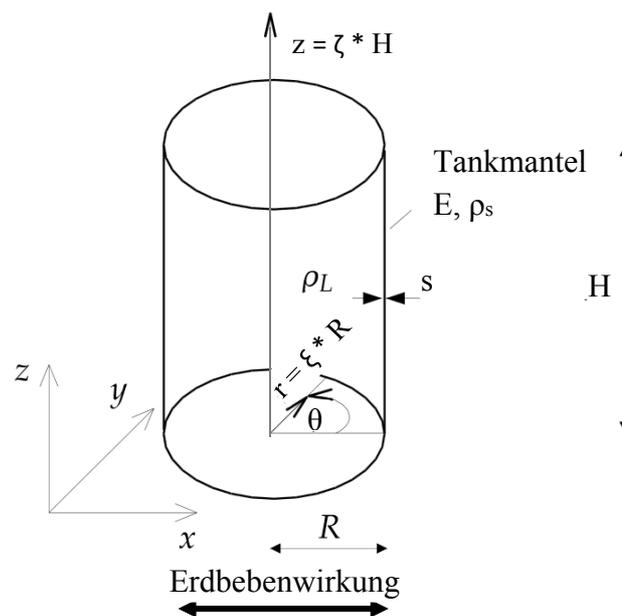


Abbildung 17: Zylindrisches Koordinatensystem zur Beschreibung der Druckverteilungen

3.1.1 Starrer impulsiver Druck (Eurocode EN1998-4 [3], Kap A.2.1.2)

Die räumliche (ξ, ζ, θ) und zeitliche (t) Änderung des starren impulsiven Drucks $p_i(\xi, \zeta, \theta, t)$ wird durch Gleichung (3-1), (A.1) beschrieben.

$$p_i(\xi, \zeta, \theta, t) = C_i(\xi, \zeta) * \rho * H * \cos \theta * A_g(t) \quad (3-1) \text{ (A.1)}$$

Dabei ist

$$C_i(\xi, \zeta) = 2 * \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{I_1\left(\frac{v_n}{\gamma}\right) * v_n^2} * \cos(v_n * \zeta) * I_1\left(\frac{v_n}{\gamma} * \xi\right) \quad (3-2) \text{ (A.2)}$$

mit:

$$v_n = \frac{2n + 1}{2} * \pi \quad ; \quad \gamma = \frac{H}{R}$$

I_1 und I_1' sind die modifizierten Besselfunktionen erster Ordnung bzw. deren Ableitung

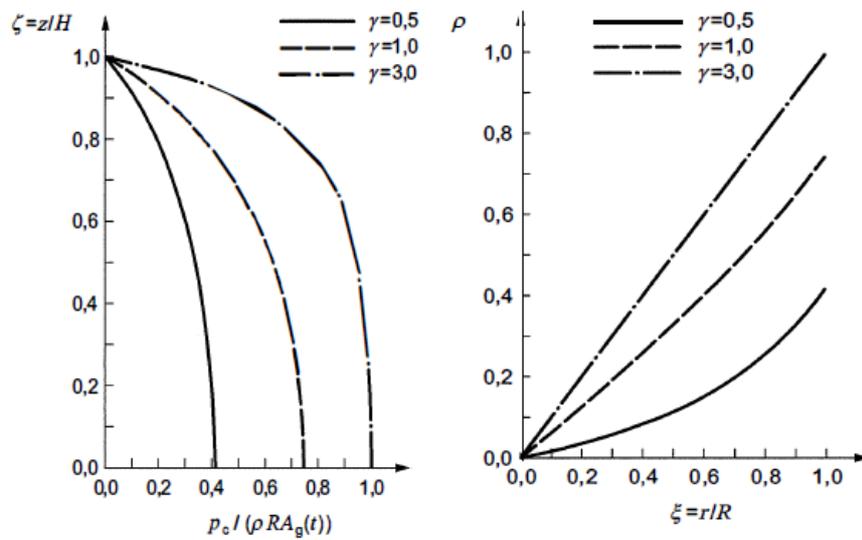
$A_g(t)$ ist der Zeitverlauf der Freifeldbeschleunigung

Wie bereits in Kapitel 2.4.1 beschrieben, bewegt sich der impulsive Anteil des gespeicherten Fluids gemeinsam mit der starren Tankwand und somit synchron mit dem Bodenbeschleunigungszeitverlauf $A_g(t)$. Somit erhält man den Maximalwert, des während eines Erdbebens auftretenden starren impulsiven Drucks, indem man für $A_g(t)$ den Maximalwert der Bodenbeschleunigung a_g einsetzt. Dadurch wird ersichtlich, dass diesem Anteil der gespeicherten Flüssigkeit keine dynamischen Eigenschaften zugeordnet werden, und sie sich somit wie eine starre Struktur während eines Erdbebens verhält (Siehe auch Abbildung 1).

Diese starre impulsive Druckverteilung ist in Abbildung 18 a für $\xi = 1$ und $\theta = 0$ dargestellt. Es handelt sich um die Druckverteilung auf die Tankwand in der Ebene der Lasteinwirkungsrichtung, für die Verhältnisse von $H/R = 0,5$, $H/R = 1$ und $H/R = 3$, normiert auf die Größe $\rho R a_g(t)$.

Abbildung 18 b zeigt die starre impulsive Druckverteilung für $\zeta = 0$ und $\theta = 0$, also die Druckverteilung auf den Tankboden in der Ebene der Lasteinwirkungsrichtung für die Verhältnisse von $H/R = 0,5$, $H/R = 1$ und $H/R = 3$ normiert auf die Größe $\rho R a_g(t)$.

In Bild A.1 in [3] (Abbildung 18) haben sich bei der Beschriftung der Achsen offensichtlich Fehler eingeschlichen. In Abbildung 18 a (Bild A.1 a) müsste statt $p_c/\rho R a_g(t)$ eigentlich $p_i/\rho R a_g(t)$ und in Abbildung 18 b (Bild A.1 b) müsste statt ρ eigentlich $p_i/\rho R a_g(t)$ stehen.



a) Verteilung über die Höhe b) radiale Verteilung am Tankboden
 (Werte sind auf $\rho R a_g$ normiert)

Bild A.1 — Verteilung des impulsiven Druckes für drei Werte $\gamma = H/R$

Abbildung 18 (Bild A.1) a) Verteilung des impulsiven Druckes auf die Tankwand über die Höhe
 b) Verteilung des impulsiven Druckes auf den Tankboden über den Radius (vertikale Wirkung)

Der für diesen Druck verantwortliche Flüssigkeitsanteil wird als impulsive Masse bezeichnet und kann mit der Gleichung (3-3), (A.4) ermittelt werden.

$$m_i = m * 2 * \gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1 \left(\frac{v_n}{\gamma} \right)}{I_1' \left(\frac{v_n}{\gamma} \right) * v_n^3} \tag{ 3-3) (A.4)}$$

m Gesamtmasse der gespeicherten Flüssigkeit

Die resultierende Basisschubkraft Q_i am Tankfuß kann mit der Gleichung (3-4), (A3) berechnet werden.

$$Q_i(t) = m_i * A_g(t) \tag{ 3-4) (A.3)}$$

- Anmerkung: In den Gleichungen (3-3), (A.4) und (3-2), (A.2) sind Summenzeichen von $n = 0$ bis $n = \infty$ angeführt. Wie viele einzelne n bei der praktischen Berechnung tatsächlich berücksichtigt werden müssen, wird im Eurocode nicht angegeben. Der Praktiker muss dies somit selbst entscheiden und so viele n berücksichtigen, bis die gewünschte Genauigkeit erreicht ist. In Abbildung 19 sind die Faktoren $C_i(1, \zeta)$ nach Gleichung (3-2), (A.2) für $n = 0$ bis $n = 3$ sowie für $n = 10$ über die normierte Höhe ζ für einen Tank mit $H/R = 1,75$ dargestellt.

Es ist ersichtlich, dass der Einfluss auf die Summe mit steigenden n rasch abnimmt und $C_i(1, \zeta)$ bei $n = 10$ bereits annähernd Null ist.

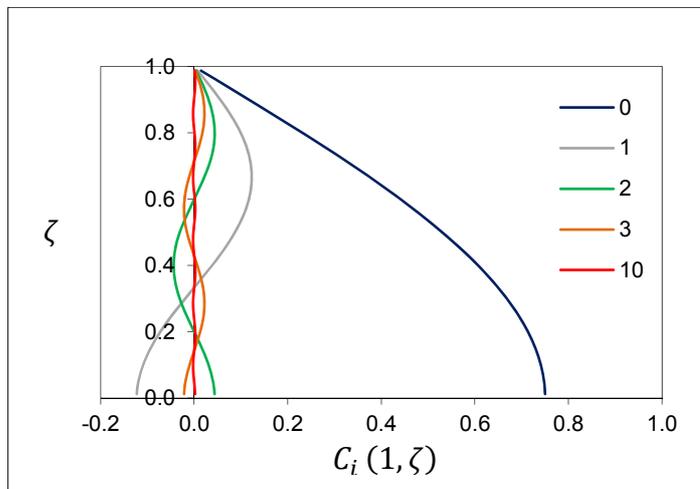


Abbildung 19 Der Faktor $C_i(1, \zeta)$ für $n = 0$ bis $n = 3$ sowie für $n = 10$, über die normierte Höhe ζ aufgetragen, für einen Tank mit $H/R=1,75$.

Das infolge dieses Flüssigkeitsanteiles zur Bemessung der Unterkonstruktion des Tanks relevante Umsturzmoment M'_i (Moment direkt unter der Bodenplatte) kann gemäß Gleichung (3-5), (A.5 a) mit der Bezugshöhe der Masse gemäß Gleichung (3-6), (A.6 a) ermittelt werden.

- Anmerkung: h'_i entspricht nicht h_{ri} in Abbildung 14. Bei der Ermittlung des Umsturzmomentes M'_i wird die Druckverteilung auf die Tankwand und auf den Tankboden gemäß Gleichung (3-1), (A.1) (vergleiche Abbildung 18 (A. 1)) berücksichtigt.

$$M'_i = m_i * h'_i * A_g(t) \tag{3-5} \text{ (A.5 a)}$$

Dabei ist

$$h'_i = H * \frac{\frac{1}{2} + 2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{v_n + 2(-1)^{n+1} * I_1(\frac{v_n}{\gamma})}{v_n^4 * I'_1(\frac{v_n}{\gamma})}}{2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(\frac{v_n}{\gamma})}{v_n^3 * I'_1(\frac{v_n}{\gamma})}} \tag{3-6} \text{ (A.6 a)}$$

mit:

$$v_n = \frac{2n + 1}{2} * \pi \quad ; \quad \gamma = \frac{H}{R}$$

I_1 und I'_1 sind die modifizierten Besselfunktionen erster Ordnung, bzw. deren Ableitung

$A_g(t)$ ist der Zeitverlauf der Freifeldbeschleunigung

Das zufolge dieses Flüssigkeitsanteiles zur Bemessung des Tanks relevante Umsturzmoment M_i (Moment direkt über der Bodenplatte) kann gemäß Gleichung (3-7), (A.5 b) mit der Bezugshöhe der Masse gemäß Gleichung (3-8), (A.6 b) ermittelt werden. Bei der Ermittlung des Umsturzmomentes M_i wird nur die Druckverteilung auf die Tankwand gemäß (3-1), (A.1) berücksichtigt.

$$M_i = m_i * h_i * A_g(t) \quad (3-7) \text{ (A.5 b)}$$

$$h_i = H * \frac{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n * I_1\left(\frac{v_n}{\gamma}\right)}{v_n^4 * I_1'\left(\frac{v_n}{\gamma}\right)} * [v_n(-1)^n - 1]}{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1\left(\frac{v_n}{\gamma}\right)}{v_n^3 * I_1'\left(\frac{v_n}{\gamma}\right)}} \quad (3-8) \text{ (A.6 b)}$$

Die Höhe h_i entspricht der Höhe h_{r_i} in Abbildung 14.

3.1.2 Konvektiver Druckanteil (Eurocode EN1998-4 [3], Kap A.2.1.3)

Die räumliche und zeitliche Änderung des konvektiven Druckanteils, infolge des Schwappens, kann mit Gleichung (3-9), (A.7) beschrieben werden.

$$p_c(\xi, \zeta, \theta, t) = \rho \sum_{n=0}^{\infty} \psi_n \cosh(\lambda_n \gamma \zeta) J_1(\lambda_n \xi) * \cos \theta * A_{cn}(t) \quad (3-9) (A.7)$$

Dabei ist

$$\psi_n = \frac{2R}{(\lambda_n^2 - 1) J_1(\lambda_n) \cosh(\lambda_n \gamma)} \quad (3-10) (A.8)$$

mit:

J_1 Die Besselfunktion 1. Ordnung

$\lambda_1 = 1,841; \quad \lambda_2 = 5,331; \quad \lambda_3 = 8,536$

$\gamma = \frac{H}{R}$

$A_{cn}(t)$ ist der Antwortbeschleunigungszeitverlauf eines Einmassenschwingers mit der Frequenz ω_{cn} .

ω_{cn} ist die Kreisfrequenz der Schwappbewegung, die mit Gleichung (3-11), (A.9), beziehungsweise Gleichung (3-12), (A.10), für $H/R > 1$, abgeschätzt werden kann.

- **Anmerkung:** Im Eurocode EN 1998-4 [3] werden die Werte für λ_n nur für die ersten drei Eigenformen angegeben. Wie noch gezeigt wird, ist es bei der Berechnung aber ausreichend, nur die erste Eigenform der Schwappbewegung zu berücksichtigen ($n=1$).

Die verwendete Bezeichnung „Antwortbeschleunigungszeitverlauf“ ist als Zeitverlauf der absoluten Antwortbeschleunigung zu verstehen. Als solcher wird $A_{cn}(t)$ in Kapitel A.3.2.1. dieses Eurocodes auch genauer definiert, worauf in Kapitel 3.1.4, Überlagerung der einzelnen Druckanteile, noch detailliert eingegangen wird.

Somit kann der Maximalwert des Zeitverlaufes $A_{cn}(t)$ der nachfolgend mit a_{cn} bezeichnet wird, direkt aus einem Antwortspektrum ermittelt werden. Für diese Berechnung beträgt der Verhaltensbeiwert q für die Antwortbeschleunigung gemäß EN 1998-4 [3], Kapitel 4.4(3), $q = 1,0$. Das bedeutet, dass das rein elastische Antwortspektrum heranzuziehen ist. Für Wasser und andere Flüssigkeiten darf eine Dämpfung von 0,5 % angesetzt werden, oder die Dämpfung kann gemäß [24] bestimmt werden.

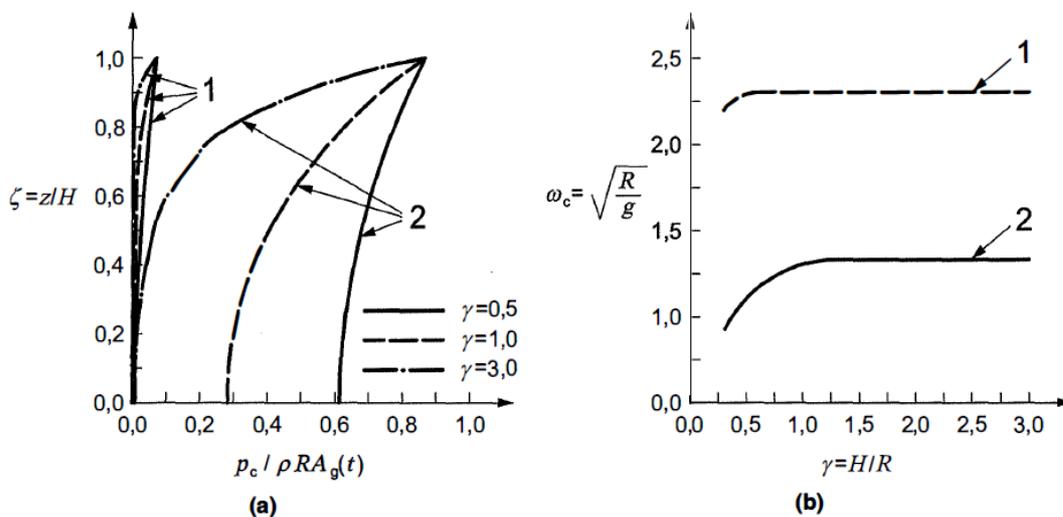
- Abschätzung der Schwappeigenfrequenzen:

$$\omega_{cn} = \sqrt{g * \frac{\lambda_n}{R} * \tanh(\lambda_n \gamma)} \quad (3-11) \text{ (A.9)}$$

Im Eurocode EN 1998-4 [3] werden die Druckverteilungen der ersten beiden Eigenformen für das Schwappen und die zugehörigen Eigenfrequenzen normiert angegeben. Der exakte Wortlaut zur Beschreibung der Abbildung 20 (Bild A.3) lautet: „Die vertikale Verteilung des Drucks für die ersten beiden Eigenformen ist aus Bild A.3 zu entnehmen. Bild A3 b) zeigt die Werte der ersten beiden Frequenzen in Abhängigkeit vom Verhältnis H/R “. In dieser Abbildung haben sich in der Norm allerdings einige Fehler bei der Bezeichnung der Achsen und somit bei der Beschreibung der Normierung, sowie bei der Zuordnung der Eigenformen, eingeschlichen.

Aus diesem Grund wurden die Darstellungen gemäß Bild A.3 - Abbildung 20 – mit der Gleichung (3-9), (A.7) und der Gleichung (3-12), (A.10) neu ausgewertet, um zweifelsfrei die zutreffende Achsbezeichnung zu erhalten. Die Ergebnisse sind in Abbildung 21 dargestellt.

Abbildung 20 zeigt das teilweise mangelhafte Bild A.3 aus dem Eurocode EN 1998-4 [3]. (Vertauschung von erster und zweiter Eigenform in beiden Teilbildern und falscher Ordinatenwert in Teilbild b)



Legende

- 1 1. Eigenform
- 2 2. Eigenform

Bild A.3 — a) Verteilung der ersten zwei Modes der Sloshing-Druckverteilung über die Tankhöhe und b) Werte der ersten beiden Eigenfrequenzen in Abhängigkeit von γ

- Abbildung 20 (Bild A.3):
- a) Verteilung der ersten zwei Modes der Sloshing-Druckverteilung über die Tankhöhe (Anm.: falsche Abszissenbezeichnung und Modezuordnung, vgl. Abbildung 21)
 - b) Werte der ersten beiden Eigenfrequenzen in Abhängigkeit von γ (Anm.: falsche Ordinatenbezeichnung und Modezuordnung, vgl. Abbildung 21)

Abbildung 21 a zeigt die auf den Bezugswert $\rho R A_{cn}$ normierten zutreffenden Druckverteilungen, infolge der ersten zwei Eigenformen der Schwappbewegung. Es ist ersichtlich, dass die erste Eigenform zu wesentlich höheren Drücken führt als die zweite und somit, wie bereits erwähnt, bei der Berechnung nur die erste Eigenform ($n = 1$) berücksichtigt werden muss.

Abbildung 21 b zeigt die mit $\sqrt{R/g}$ multiplizierte erste und zweite Eigenfrequenz in Abhängigkeit von $\gamma = H/R$.

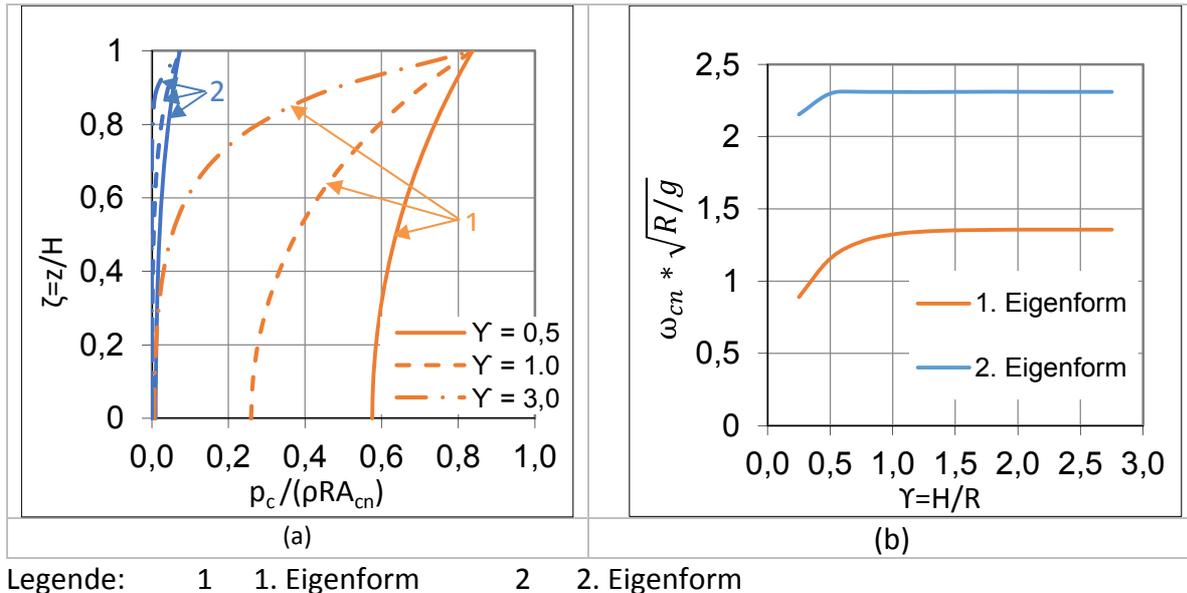


Abbildung 21: a) Verteilung der ersten zwei Modes der Sloshing-Druckverteilung über die Tankhöhe
 b) Normierte Werte der ersten beiden Eigenfrequenzen der Schwappbewegung in Abhängigkeit von γ .

Für die Verhältnisse H/R größer als 1 ist die Eigenkreisfrequenz der ersten Eigenform der Schwappbewegung offenbar unabhängig von H/R und kann mit Gleichung (3-12), (A.10) abgeschätzt werden. Die Eigenfrequenzen der ersten Eigenform des Schwappens für H/R Verhältnisse größer 1, in Abhängigkeit vom Radius nach Gleichung (3-12), (A.10), sind in Abbildung 22 als schwarze Linie dargestellt. Zusätzlich sind die Eigenfrequenzen der ersten Eigenform des Schwappens für das Verhältnis $H/R=1$ nach Gleichung (3-11), (A.9) als strichlierte orange Linie dargestellt. Die Deckungsgleichheit der Linien zeigt, dass die Übereinstimmung der beiden Formeln sehr gut ist.

$$\omega_{c1} = \frac{4,2}{\sqrt{R}} \quad (H/R > 1) \quad (3-12) \text{ (A.10)}$$

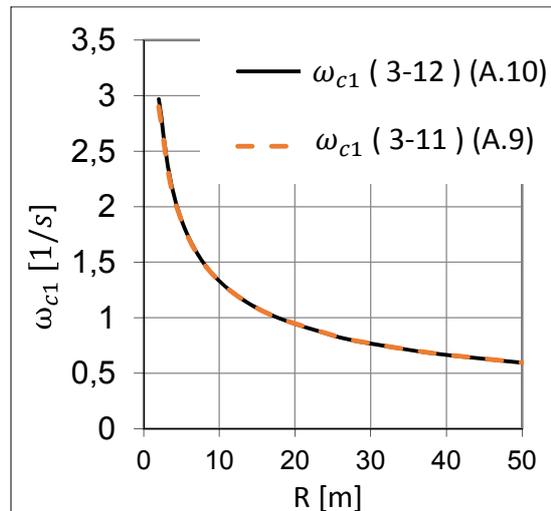


Abbildung 22: Eigenkreisfrequenzen der ersten Eigenform des Schwappens für H/R Verhältnisse größer 1, in Abhängigkeit vom Radius.

Die schwappende Masse m_{cn} der jeweiligen Eigenform (λ_n) kann mit Gleichung (3-13), (A.12) ermittelt werden.

$$m_{cn} = m * \frac{2 * \tanh(\lambda_n \gamma)}{\gamma * \lambda_n * (\lambda_n^2 - 1)} \quad (3-13) \text{ (A.12)}$$

Die resultierende Basisschubkraft am Tankfuß, infolge des Schwappens, kann mit Gleichung (3-14), (A.11) berechnet werden, wobei es ausreicht, nur die erste Eigenform zu berücksichtigen.

$$Q_c = \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} * A_{cn}(t) \quad (3-14) \text{ (A.11)}$$

Das infolge des konvektiven Flüssigkeitsanteiles zur Bemessung der Unterkonstruktion des Tanks relevante Umsturzmoment M'_c (Moment direkt unter der Bodenplatte) kann gemäß Gleichung (3-15), (A.13 a) mit der Bezugshöhe der Masse gemäß Gleichung(3-16), (A.14 a) ermittelt werden, wobei es, wie bereits erwähnt, ausreicht, nur die erste Eigenform ($n=1$) zu berücksichtigen. Wie auch beim impulsiven Anteil wird bei der Ermittlung des Umsturzmomentes M'_c die Druckverteilung auf Tankwand und Tankboden berücksichtigt. Die Höhe h'_c entspricht somit nicht der Höhe h_c in Abbildung 14.

$$M'_c = \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} * h'_{cn} * A_{cn}(t) \quad (3-15) \text{ (A.13 a)}$$

Dabei ist

$$h'_{cn} = H * \left(1 + \frac{2 - \cosh(\lambda_n \gamma)}{\gamma * \lambda_n * \sinh(\lambda_n \gamma)} \right) \quad (3-16) \text{ (A.14 a)}$$

mit

$$\lambda_1 = 1,841; \quad \lambda_2 = 5,331; \quad \lambda_3 = 8,536$$

$$\gamma = \frac{H}{R}$$

$A_{cn}(t)$ der Antwortbeschleunigungszeitverlauf eines Einmassenschwingers mit der Frequenz ω_{cn} .

Das infolge des konvektiven Flüssigkeitsanteiles zur Bemessung des Tanks relevante Umsturzmoment M_c (Moment direkt über der Bodenplatte) kann gemäß Gleichung (3-17), (A.13 b) mit der Bezugshöhe h_c der Masse gemäß Gleichung (3-18), (A.14 b) ermittelt werden, wobei es, wie bereits erwähnt, ausreicht, nur die erste Eigenform ($n=1$) zu berücksichtigen. Wie auch beim impulsiven Anteil wird bei der Ermittlung des Umsturzmomentes des Tanks nur die Druckverteilung auf die Tankwand berücksichtigt. Die Höhe h_c entspricht somit der Höhe h_c in Abbildung 14.

$$M_c = \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} * h_{cn} * A_{cn}(t) \quad (3-17) \text{ (A.13 b)}$$

Dabei ist

$$h_{cn} = H * \left(1 + \frac{1 - \cosh(\lambda_n \gamma)}{\gamma * \lambda_n * \sinh(\lambda_n \gamma)} \right) \quad (3-18) \text{ (A.14 b)}$$

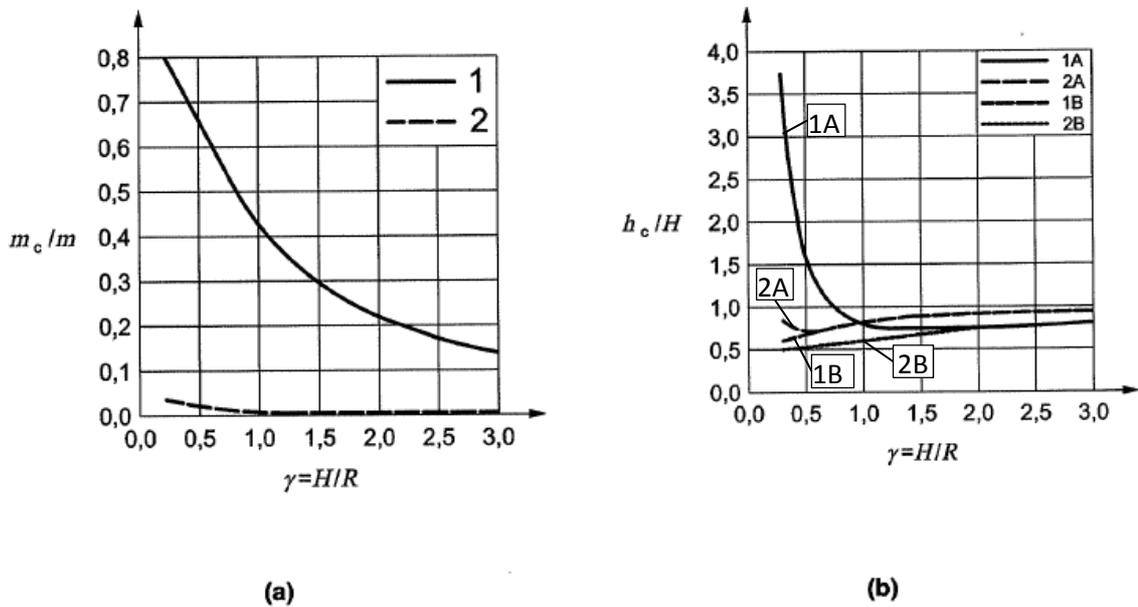
mit

$$\lambda_1 = 1,841; \quad \lambda_2 = 5,331; \quad \lambda_3 = 8,536$$

$$\gamma = \frac{H}{R}$$

$A_{cn}(t)$ der Antwortbeschleunigungszeitverlauf eines Einmassenschwingers mit der Frequenz ω_{cn} .

Abbildung 23 (Bild A.4) zeigt die konvektiven modalen Massen der ersten beiden Eigenmodi in normierter Form m_c/m und die zugehörigen Bezugshöhen h_c/H in Abhängigkeit des Verhältnisses H/R . Die Dominanz der ersten Eigenform ist im Teilbild a gut erkennbar.



Legende:

- | | | | |
|----|------------------------------------|----|------------------------------------|
| 1 | 1. Eigenform | 2A | 2. Eigenform unter der Bodenplatte |
| 2 | 2. Eigenform | 1B | 1. Eigenform über der Bodenplatte |
| 1A | 1. Eigenform unter der Bodenplatte | 2B | 2. Eigenform über der Bodenplatte |

**Bild A.4 — a) 1. und 2. modale Sloshing-Masse und
b) ihre korrespondierenden Höhen h_{e1} und h_{e2} als Funktionen von γ**

Abbildung 23 (Bild A.4): a) Modale Massen des 1. und 2. Modes des Schwappens in Abhängigkeit von H/R
b) die Bezugshöhen der modalen Masse für den 1. und 2. Eigenmode.

Wie in Kapitel 7.1.1 und Kapitel 7.1.3 noch näher dargestellt wird, hat der konvektive Anteil auf das Umsturzmoment, aufgrund der geringen Antwortbeschleunigungen bei tiefen Eigenfrequenzen, nur einen sehr geringen Einfluss.

3.1.3 Flexibler impulsiver Druckanteil (Eurocode EN 1998-4 [3], Kap A.3.1)

Bei flexiblen Tanks, wie es bei Stahltanks der Fall ist, muss der flexible Druckanteil berücksichtigt werden. Dieser Druckanteil erfüllt die Bedingung, dass die radiale Flüssigkeitsgeschwindigkeit und die radiale Verformungsgeschwindigkeit der Tankwand ident sind. Somit ist der flexible Anteil von der zugehörigen Eigenform der Schwingung des Tank-Flüssigkeitssystems abhängig, wobei nur die erste Ringharmonische zu berücksichtigen ist. Im Weiteren steht die Bezeichnung „erste Eigenfrequenz“ oder „erste Eigenform“ nicht mit der tatsächlichen ersten Eigenform des vollen Tanks in Beziehung, sondern nur mit den Eigenformen vom Typ der Gleichung (3-19), (A.18).

$$\phi(\zeta, \theta) = f(\zeta) \cos \theta \quad (3-19) \text{ (A.18)}$$

$f(\zeta)$ Eigenform der Tankwand über die normierte Höhe ζ

Wie bereits in Kapitel 2.4.2 beschrieben, erfolgt die Ermittlung der Eigenform iterativ mit numerischen Methoden, wie zum Beispiel mit FE-Programmen nach Gleichung (2-43), (A.23). Dabei wird die Eigenform der (trockenen) Tankschale $f^i(\zeta)$ und die sich daraus ergebende seismisch aktivierte Druckverteilung über die Tankwand $p_f^i(\zeta)$ nach Gleichung (3-20), (A.19) bestimmt. Diese ermittelte Druckverteilung dient der Modifizierung der Dichte der Tankschale nach Gleichung (2-43), für welche erneut mit numerischen Methoden die Eigenform ermittelt wird, welche als Eigenform $f^{i+1}(\zeta)$ dem nächsten Iterationsschritt dient. Dieser Vorgang ist so oft zu wiederholen, bis für $f^{i+1}(\zeta)$ Konvergenz erreicht ist.

$$\rho^i(\zeta) = \frac{p_f^i(\zeta)}{2 * g * s(\zeta) * f^i(\zeta)} + \rho_s \quad (2-43) \text{ (A.23)}$$

i	Iterationsnummer
ζ	normierte Höhe des Tanks (z/H) mit z als Koordinate in vertikaler Richtung und H der Tankhöhe
$\rho^i(\zeta)$	Ersatzdichte der Tankschale über die normierte Tankhöhe, bei der Iteration i
$p_f^i(\zeta)$	flexible impulsive Druckverteilung über die normierte Tankhöhe, bei der i -ten Iteration nach Kapitel 3.1.3
$s(\zeta)$	Dicke der Schale über die normierte Höhe ζ ,
$f^i(\zeta)$	Eigenform der Tankwand über die normierte Höhe ζ ,
ρ_s	die Massendichte der Schale,

Unter der Annahme, dass die Eigenform bekannt ist, berechnet sich der flexible Druckanteil nach der folgenden Gleichung:

$$p_{f(\zeta, \theta, t)} = \rho * H * \psi * \cos \theta \sum_{n=0}^{\infty} d_n * \cos(v_n \zeta) * A_{fn}(t) \quad (3-20) \text{ (A.19)}$$

mit

$$\psi = \frac{\int_0^1 f(\zeta) * \left[\frac{\rho_s}{\rho} * \frac{s(\zeta)}{H} + \sum_{n=0}^{\infty} b'_n * \cos(v_n \zeta) \right] d\zeta}{\int_0^1 f(\zeta) * \left[\frac{\rho_s}{\rho} * \frac{s(\zeta)}{H} * f(\zeta) + \sum_{n=0}^{\infty} d_n * \cos(v_n \zeta) \right] d\zeta} \quad (3-21) \text{ (A.20)}$$

$$b'_n = 2 * \frac{(-1)^n}{v_n^2} * \frac{I_1\left(\frac{v_n}{\gamma}\right)}{I_1'\left(\frac{v_n}{\gamma}\right)} \quad (3-22) \text{ (A.21)}$$

$$d_n = 2 * \frac{\int_0^1 f(\zeta) * \cos(v_n \zeta) * d\zeta}{v_n} * \frac{I_1\left(\frac{v_n}{\gamma}\right)}{I_1'\left(\frac{v_n}{\gamma}\right)} \quad (3-23) \text{ (A.22)}$$

Dabei sind:

$$v_n = \frac{2n+1}{2} * \pi \quad ; \quad \gamma = \frac{H}{R}$$

I_1 und I_1' sind die modifizierten Besselfunktionen erster Ordnung bzw. deren Ableitung,

ρ_s die Massendichte der Schale,

$s(\zeta)$ die Dicke der Schale,

$f(\zeta)$ die Eigenform der Tankwand

$A_{fn}(t)$ die Relativbeschleunigung eines Einmassenschwingers (relativ zu seinem Fußpunkt) mit der Eigenfrequenz und der Dämpfung der ersten Eigenform.

- **Anmerkung:** Es handelt sich bei $A_{fn}(t)$ um die Relativbeschleunigung und nicht, wie sonst bei der Antwortspektrenmethode üblich, um die Absolutbeschleunigung. Somit kann der Maximalwert von $A_{fn}(t)$ auch nicht direkt aus den Antwortspektren gemäß EN 1998-1 [2] ermittelt werden. Über die Vorgehensweise, wie ein Ingenieur in der Praxis die auftretende Relativbeschleunigung bestimmen soll, findet sich im Eurocode EN 1998-4 [3] kein Hinweis.

Gemäß Eurocode EN 1998-4 [3] ist gewöhnlich die Eigenform der Grundschwingung $n = 1$ ausreichend, sodass in den Gleichungen (3-20), (A.19), (3-22), (A.21) und (3-23), (A.22) die Indizes für die Modes n und die Summation über die Eigenformen entfallen können.

Die erste Eigenkreisfrequenz des Tank-Flüssigkeit-Systems kann für Stahltanks mit folgender Näherungsgleichung abgeschätzt werden, die von Scharf [49] entwickelt und im Eurocode EN 1998-4 [3] aufgenommen wurde.

$$\omega_f = 2\pi * \frac{\sqrt{\frac{E * s(\zeta)}{\rho * H}}}{2 * R * (0,157 * \gamma^2 + \gamma + 1,49)} \quad \text{für } \zeta = \frac{1}{3} \quad (3-24) \text{ (A.24)}$$

Der Zeitverlauf der Massenträgheitskraft beziehungsweise Basisschubkraft Q_f kann mit Gleichung (3-25), (A.25) bestimmt werden.

$$Q_f = m_f * A_f(t) \quad (3-25) \text{ (A.25)}$$

$A_f(t)$ die Relativbeschleunigung eines Einmassenschwingers (relativ zu seinem Fußpunkt) mit der Eigenfrequenz und der Dämpfung der ersten Eigenform.

m_f die flexible impulsive Masse nach Gleichung (3-26), (A.26)

$$m_f = m * \psi * \gamma * \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{v_n} * d_n \quad (3-26) \text{ (A.26)}$$

Das zur Berechnung des Tanks relevante Umsturzmoment M_f , infolge dieses Druckanteiles (Moment direkt über der Bodenplatte), kann gemäß Gleichung (3-27), (A.27) mit der Bezugshöhe der Masse h_f gemäß Gleichung (3-28), (A.28) ermittelt werden. Die Höhe h_f entspricht der Höhe h_f in Abbildung 14.

$$M_f = m_f * h_f * A_f(t) \quad (3-27) \text{ (A.27)}$$

$A_f(t)$ die Relativbeschleunigung eines Einmassenschwingers (relativ zu seinem Fußpunkt), mit der Eigenfrequenz und der Dämpfung der ersten Eigenform.

$$h_f = H * \frac{\left[\gamma * \sum_{n=0}^{\infty} d_n * \frac{(-1)^n v_n - 2}{v_n^2} + \sum_{n=0}^{\infty} \frac{d_n * I_1\left(\frac{v_n}{\gamma}\right)}{v_n} \right]}{\gamma * \sum_{n=0}^{\infty} d_n * \frac{(-1)^n}{v_n}} \quad (3-28) \text{ (A.28)}$$

Das für die Bemessung der Unterkonstruktion des Tanks relevante Umsturzmoment M_f' , infolge des flexiblen impulsiven Druckanteiles wird im Eurocode EN 1998-4 [3] nicht angeführt.

- Anmerkung: Sowohl $A_{fn}(t)$ als auch $A_f(t)$ ist als Zeitverlauf der relativen Antwortbeschleunigung des Einmassenschwingers mit der Eigenfrequenz und Dämpfung der ersten Eigenform angeführt. Es ist darauf zu achten, dass in den Antwortspektren im Eurocode die absoluten Antwortbeschleunigungen aufgetragen sind und somit diese auch nicht direkt verwendet werden können. In welcher Weise die notwendigen relativen Antwortbeschleunigungen ermittelt werden sollen, ist im Eurocode nicht beschrieben.

Des Weiteren ist nicht klar, warum in Gleichung (3-20), (A.19) die Größe $A_{fn}(t)$ den Index n , der auf die Eigenform hinweist, enthält, und dennoch immer die Relativantwort der ersten Eigenform angesetzt werden soll (erkennbar an der Erklärung von $A_{fn}(t)$). Da es sich in dieser Formel um die Summation der Drücke der einzelnen Eigenformen handelt, wäre es plausibler, auch für jede Eigenform die zugehörige Relativantwortbeschleunigung zu verwenden. Die zutreffende Beschreibung für $A_{fn}(t)$ würde dann lauten: $A_{fn}(t)$ ist der Zeitverlauf der relativen Antwortbeschleunigung des Einmassenschwingers mit der Eigenfrequenz und Dämpfung der Eigenform n .

Allerdings ist es, wie bereits erwähnt, ohnehin ausreichend, die erste Eigenform zu berücksichtigen, sodass der Index n und die Summation in Gleichung (3-20), (A.19) ohnehin entfallen können.

Es ist hier auch nicht ersichtlich, warum die relativen Antwortgrößen verwendet werden, da, wie in Kapitel 2.1. erläutert, die Trägheitskräfte einer Masse von der Absolutantwort der Beschleunigung abhängen. Die Begründung liegt offenbar darin, dass die flexible impulsive Masse ein Teil der starren impulsiven Masse ist. Würde man nun hier die Absolutbeschleunigung verwenden und den starren impulsiven Druckanteil mit dem flexiblen impulsiven Druckanteil überlagern, so würde man die Freifeldbeschleunigung für die flexible impulsive Masse doppelt berücksichtigen (siehe Kapitel 3.1.4).

3.1.4 Überlagerung der einzelnen Druckanteile

In den letzten drei Kapiteln wurden die Ermittlungen der drei wesentlichen Druckanteile (vergleiche Abbildung 14) und deren zugehörigen Massen beschrieben. Für die Bemessung ist es notwendig, die Ergebnisse der einzelnen Druckanteile in geeigneter Form zu überlagern. Auf die Überlagerung wird in diesem Kapitel anhand der Basis Schubkraft eingegangen. Die dargestellten Möglichkeiten zur Überlagerung gelten sinngemäß auch für die Druckverteilungen und die Umsturm Momente der einzelnen Anteile.

Wie auch in Kapitel 7.1.1 ersichtlich, handelt es sich bei diesen drei Masseanteilen nicht um drei separate Masseanteile, sondern die Summe von konvektivem und starrem impulsivem Anteil ergeben in etwa die Gesamtmasse der im Tank gespeicherten Flüssigkeit m .

$$m \approx m_c + m_i \quad (3-29)$$

Der Zeitverlauf der Basis Schubkraft für einen starren Tank $Q_r(t)$ kann somit gemäß Gleichung (3-30) bestimmt werden.

$$Q_r(t) = m_c * A_c(t) + m_i * A_g(t) \quad (3-30)$$

$A_c(t)$ Antwortbeschleunigungszeitverlauf eines Einmassenschwingers mit der Frequenz ω_c

$A_g(t)$ Zeitverlauf der Freifeldbeschleunigung

Der flexible impulsive Masseanteil m_f ist ein Teil des starren impulsiven Masseanteils m_i , der grundsätzlich die Absolutantwortbeschleunigung $A_{fa}(t)$ erfährt.

$$A_{fa}(t) = A_g(t) + A_f(t) \quad (3-31)$$

$A_{fa}(t)$ die Absolutbeschleunigung eines Einmassenschwingers, mit der Eigenfrequenz und der Dämpfung der ersten Eigenform.

$A_f(t)$ die Relativbeschleunigung eines Einmassenschwingers (relativ zu seinem Fußpunkt), mit der Eigenfrequenz und der Dämpfung der ersten Eigenform.

$A_g(t)$ die Freifeldbeschleunigung

Der vom flexiblen impulsiven Masseanteil verursachte zeitliche Verlauf der absoluten Massenträgheitskraft beziehungsweise der absoluten Basis Schubkraft $Q_{fa}(t)$ ist somit wie folgt zu bestimmen.

$$Q_{fa}(t) = m_f * (A_g(t) + A_f(t)) = m_f * A_g(t) + m_f * A_f(t) \quad (3-32)$$

Wird nun der zeitliche Verlauf der Massenträgheitskraft, beziehungsweise jener der Basis Schubkraft $Q(t)$ für einen flexiblen Tank ermittelt, so muss man beachten, dass der Anteil $m_f * A_g(t)$ bereits im Anteil $m_i * A_g(t)$ nach Gleichung (3-30) enthalten ist, da ja m_f ein Teil

von m_i ist. Der zeitliche Verlauf der Massenträgheitskraft, beziehungsweise der Basisschubkraft kann somit gemäß Gleichung (3-33), (A.29) bestimmt werden.

$$Q(t) = m_i * A_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} * A_{cn}(t) + m_f * A_f(t) \quad (3-33) (A.29)$$

$A_{cn}(t)$ Antwortbeschleunigungszeitverlauf eines Einmassenschwingers mit der Frequenz ω_{cn}

$A_g(t)$ die Freifeldbeschleunigung

$A_f(t)$ die Relativbeschleunigung eines Einmassenschwingers (relativ zu seinem Fußpunkt), mit der Eigenfrequenz und der Dämpfung der ersten Eigenform.

- Anmerkung: Da die Gleichung (3-33), (A.29) direkt aus dem Eurocode übernommen wurde, wurde beim konvektiven Anteil auch das Summenzeichen übernommen. Wie aber bereits erläutert und auch im Eurocode erwähnt, ist es bei der Bemessung ausreichend, nur die erste Eigenform, also $n=1$, zu berücksichtigen.

Die Maximalwerte der einzelnen Ausdrücke $m_i * A_g(t)$ und $m_{cn} * A_{cn}(t)$ können mit Hilfe von entsprechenden Antwortspektren der Absolutbeschleunigung bestimmt werden, wie sie auch im Eurocode angegeben werden. Der Maximalwert für $m_f * A_f(t)$ hingegen kann nur unter Verwendung eines Antwortspektrums für Relativbeschleunigungen ermittelt werden. Solch ein Antwortspektrum für Relativbeschleunigungen ist im Eurocode nicht angeführt und müsste daher erst ermittelt werden.

Selbst wenn man solch ein Antwortspektrum der Relativbeschleunigungen ermittelt, ist die Überlagerung der Spitzenwerte des starren impulsiven und flexiblen impulsiven Anteiles problematisch, da die seismische Einwirkung und die hervorgerufene Systemantwort dieser beiden Anteile nicht als unabhängig voneinander betrachtet und überlagert werden können. Bei Anwendung der SRSS-Regel (Quadratwurzel aus der Summe der Quadrate) könnte es zu einer Unterschätzung der maximalen Systemantwort kommen, während eine einfache Summierung der Maximalwerte weit auf der konservativen Seite liegt.

Der Eurocode gibt daher grundsätzlich drei mögliche Verfahren zur Überlagerungen der ermittelten Druckanteile an, die aus [49] und [22] übernommen wurden.

- a.) Überlagerungsverfahren nach Velestos und Yang
- b.) Überlagerungsverfahren nach Haroun und Housner
- c.) Überlagerungsverfahren nach Scharf

a.) Überlagerungsverfahren nach Veletsos und Yang:

Beim Vorschlag von Veletsos und Yang wird davon ausgegangen, dass der gesamte impulsive Masseanteil m_i als flexible Masse in der ersten Eigenfrequenz des Tank-Flüssigkeitssystems, gemäß Gleichung (3-24), (A.24), wirkt. Somit kann Gleichung (3-33), (A.29) durch folgende Gleichung (3-34), (A.30) ersetzt werden.

$$Q(t) = \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} * A_{cn}(t) + m_i * A_{fa}(t) \quad (3-34) (A.30)$$

$A_{cn}(t)$ Antwortbeschleunigungszeitverlauf eines Einmassenschwingers mit der Frequenz ω_{cn} .

$A_{fa}(t)$ die Absolutbeschleunigung eines Einmassenschwingers mit der Eigenfrequenz und der Dämpfung der ersten Eigenform für den flexiblen impulsiven Mode.

b.) Überlagerungsverfahren nach Haroun und Housner

Um keine Masse doppelt zu berücksichtigen und trotzdem für alle Anteile Absolutantwortbeschleunigungen verwenden zu können, wird von der starren impulsiven Masse die flexible impulsive Masse subtrahiert, und im Gegenzug die flexible impulsive Masse m_f mit der Absolutantwortbeschleunigung $A_{fa}(t)$, anstatt der Relativantwortbeschleunigung, multipliziert. Somit kann Gleichung (3-33), (A.29) wie folgt dargestellt werden.

$$Q(t) = (m_i - m_f) * A_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} * A_{cn}(t) + m_f * A_{fa}(t) \quad (3-35) (A.32)$$

$A_g(t)$ die Freifeldbeschleunigung

$A_{cn}(t)$ Antwortbeschleunigungszeitverlauf eines Einmassenschwingers mit der Frequenz ω_{cn}

$A_{fa}(t)$ die Absolutbeschleunigung eines Einmassenschwingers mit der Eigenfrequenz und der Dämpfung der ersten Eigenform.

Die Überlagerung der Maximalwerte kann dann mit Hilfe der SRSS-Regel erfolgen.

$$Q = \sqrt{((m_i - m_f) * a_g)^2 + \left(\sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} * a_{cn}\right)^2 + (m_f * a_{fa})^2} \quad (3-36)$$

$$a_g = \max A_g(t)$$

$$a_{cn} = \max A_{cn}(t)$$

$$a_{fa} = \max A_{fa}(t)$$

c.) Überlagerungsverfahren nach Scharf

Das Überlagerungsverfahren von Scharf basiert darauf, dass die relativen und absoluten Antwortbeschleunigungen im relevanten Frequenzbereich nicht zu sehr voneinander abweichen. Somit kann Gleichung (3-33), (A.29) wie folgt dargestellt werden.

$$Q(t) = m_i * A_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} * A_{cn}(t) + m_f * A_{fa}(t) \quad (3-37) (A.33)$$

$A_g(t)$ die Freifeldbeschleunigung

$A_{cn}(t)$ Antwortbeschleunigungszeitverlauf eines Einmassenschwingers mit der Frequenz ω_{cn}

$A_{fa}(t)$ die Absolutbeschleunigung eines Einmassenschwingers mit der Eigenfrequenz und der Dämpfung der ersten Eigenform.

Die Überlagerung der Maximalwerte kann bei dieser Vorgehensweise mit der SRSS-Regel erfolgen.

$$Q = \sqrt{(m_i * a_g)^2 + \left(\sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} * a_{cn} \right)^2 + (m_f * a_{fa})^2} \quad (3-38) (A.34)$$

$$a_g = \max A_g(t)$$

$$a_{cn} = \max A_{cn}(t)$$

$$a_{fa} = \max A_{fa}(t)$$

- Zusammenfassende Beurteilung:

Die Überlagerung der einzelnen Druckanteile ist im Eurocode für den Praktiker ohne umfangreiche Literaturrecherche nicht nachvollziehbar dargestellt. Des Weiteren gibt es im Eurocode keinerlei Angaben, welche der drei Überlagerungsmethoden zu verwenden ist. Da das Ziel dieser Arbeit allerdings die Darstellung einer möglichst praxisorientierten Methode der Bemessung bezüglich des Abhebeverhaltens von Tankbauwerken ist, werden diese Überlagerungsmethoden nicht weiter behandelt. Stattdessen wird in weiterer Folge auf das vereinfachte Verfahren, wie es im nachfolgenden Kapitel 3.1.5 beschrieben wird, eingegangen.

3.1.5 Vereinfachtes Berechnungsverfahren für verankerte, zylindrische Tanks (Eurocode EN 1998-4 [3], Kap A.3.2.2)

Zusätzlich zu den zuvor vorgestellten Verfahren wurde für verankerte Tanks noch ein weiteres vereinfachtes Verfahren zur Bestimmung der Basisschubkraft beziehungsweise des Umsturzmomentes, das von Malhotra ([33], [35]) entwickelt wurde, im Eurocode aufgenommen. Dieses wird in diesem Kapitel beschrieben.

Bei diesem vereinfachten Verfahren wird das Verhalten des Tank-Flüssigkeit-Systems während einer Erdbebenbelastung durch zwei Einmassenschwinger repräsentiert. Dabei beschreibt der eine Einmassenschwinger die impulsive Komponente, bei der sich die impulsive Masse zusammen mit der flexiblen Tankwand bewegt, und der andere die konvektive Komponente – das Schwappen.

Die Grundperiode für den Einmassenschwinger der impulsiven Komponente T_{imp} kann mit Hilfe von Gleichung (3-39), (A.35) und die Grundperiode für den Einmassenschwinger der konvektiven Komponente T_{con} mit Gleichung (3-40), (A.36) abgeschätzt werden.

$$T_{imp} = C_i * \frac{\sqrt{\rho} * H}{\sqrt{s/R} * \sqrt{E}} \quad (3-39) \text{ (A.35)}$$

$$T_{con} = C_c * \sqrt{R} \quad (3-40) \text{ (A.36)}$$

mit

H	die Bemessungsfüllhöhe in [m];
R	der Tankradius in [m];
s	die äquivalente gleichmäßige Wanddicke in [m] (gewichtetes Mittel über die benetzte Höhe der Tankwand, die Wichtung kann proportional zur Umfangsdehnung in der Tankwand vorgenommen werden, welche ihr Maximum am Tankfuß hat);
ρ	die Dichte der Flüssigkeit [t/m ³];
E	der E-Modul der Tankwand [kN/m ²].
C_i	dimensionsloser Koeffizient aus Tabelle 3 (A.2)
C_c	Koeffizient aus Tabelle 3 (A.2) der in der Einheit [s/m ^{1/2}] ausgedrückt ist.

Auf die Ermittlung der äquivalenten „gleichmäßigen“ Wanddicke s wird im Eurocode EC 1998-4 [3] nicht näher eingegangen. Malhotra [35] beschreibt die Wichtung der Wanddicken der einzelnen Schüsse, in Abhängigkeit zum Abstand zum oberen Flüssigkeitsrand, nach Gleichung (3-41).

$$s = \frac{\sum s_i * h_{si} * h_{si,surf}}{\sum h_{si} * h_{si,surf}} \quad (3-41)$$

s	äquivalente gleichmäßige Wanddicke in [m]
s_i	Wanddicke des Schusses i
h_{si}	Höhe des Schusses i
$h_{si,surf}$	Abstand des Schwerpunktes des Schusses i zum oberen Flüssigkeitsrand.

Die den Einmassenschwingern zugeordnete impulsive Masse m_i und die konvektive Masse m_c sind in Tabelle 3 (A.2) als Anteile an der Gesamtmasse m des gespeicherten Fluids angegeben.

Tabelle A.2 — Koeffizienten C_i und C_c für die Grundperiode, Massen m_i und m_c und die Höhen h_i und h_c des Angriffspunktes der Resultierenden der impulsiven und konvektiven Druckkomponenten auf die Tankwand

H/R	C_i	C_c (s/m ^{1/2})	m_i/m	m_c/m	h_i/H	h_c/H	h'_i/H	h'_c/H
0,3	9,28	2,09	0,176	0,824	0,400	0,521	2,640	3,414
0,5	7,74	1,74	0,300	0,700	0,400	0,543	1,460	1,517
0,7	6,97	1,60	0,414	0,586	0,401	0,571	1,009	1,011
1,0	6,36	1,52	0,548	0,452	0,419	0,616	0,721	0,785
1,5	6,06	1,48	0,686	0,314	0,439	0,690	0,555	0,734
2,0	6,21	1,48	0,763	0,237	0,448	0,751	0,500	0,764
2,5	6,56	1,48	0,810	0,190	0,452	0,794	0,480	0,796
3,0	7,03	1,48	0,842	0,158	0,453	0,825	0,472	0,825

Tabelle 3 (A.2) Koeffizienten C_i und C_c für die Grundperiode, Massen m_i und m_c , die Höhen h_i und h_c des Angriffspunktes der Resultierenden der impulsiven und konvektiven Druckkomponenten auf die Tankwand, sowie die Ersatzhöhen h'_i und h'_c , die zur Berechnung des Umsturzmomentes direkt unter der Bodenplatte dienen.

Die Antworten dieser zwei Einmassenschwinger werden durch direkte Summation überlagert und somit ergibt sich die Gesamtschubkraft Q am Tankfuß nach Gleichung (3-42), (A.37).

$$Q = (m_i + m_w + m_r) * S_e(T_{imp}) + m_c * S_e(T_{con}) \quad (3-42) (A.37)$$

mit

- m_i impulsive Masse aus Tabelle 3 (A.2)
- m_c konvektive Masse aus Tabelle 3 (A.2)
- m_w Masse der Tankwand
- m_r Masse des Tankdaches
- $S_e(T_{imp})$ die impulsive Spektralbeschleunigung aus einem elastischen Antwortspektrum, mit der Dämpfung im Grenzzustand nach Eurocode EN 1998-4 [3] Kapitel 2.3.3.1 (5%).
- $S_e(T_{con})$ die konvektive Spektralbeschleunigung aus dem 0,5% gedämpften elastischen Antwortspektrum

Das Umsturzmoment direkt über der Bodenplatte, das zur Bemessung des Stahltanks dient und nur die Drücke auf die Tankwand berücksichtigt, kann mit Gleichung (3-43), (A.38) bestimmt werden.

$$M = (m_i * h_i + m_w * h_w + m_r * h_r) * S_e(T_{imp}) + m_c * h_c * S_e(T_{con}) \quad (3-43) \text{ (A.38)}$$

mit

m_i	impulsive Masse aus Tabelle 3 (A.2)
m_c	konvektive Masse aus Tabelle 3 (A.2)
m_w	Masse der Tankwand
m_r	Masse des Tankdaches
h_i	Ersatzhöhe vom Fußpunkt bis zum Angriffspunkt der Resultierenden des impulsiven Wanddrucks laut Tabelle 3 (A.2)
h_c	Ersatzhöhe vom Fußpunkt bis zum Angriffspunkt der Resultierenden des konvektiven Wanddrucks laut Tabelle 3 (A.2)
h_w	Höhe des Masseschwerpunktes der Tankwand
h_r	Höhe des Masseschwerpunktes des Tankdaches
$S_e(T_{imp})$	die impulsive Spektralbeschleunigung aus einem elastischen Antwortspektrum, mit der Dämpfung im Grenzzustand nach Eurocode EN 1998-4 [3] Kapitel 2.3.3.1 (5%).
$S_e(T_{con})$	die konvektive Spektralbeschleunigung aus dem 0,5% gedämpften elastischen Antwortspektrum

Das Umsturzmoment direkt unter der Bodenplatte berücksichtigt zusätzlich die Druckverteilung auf den Tankboden und dient der Bemessung jeglicher Unterkonstruktion. Dieses kann nach Gleichung (3-44), (A.39) ermittelt werden.

$$M' = (m_i * h'_i + m_w * h_w + m_r * h_r) * S_e(T_{imp}) + m_c * h'_c * S_e(T_{con}) \quad (3-44) \text{ (A.39)}$$

mit

h'_i	Ersatzhöhe der impulsiven Masse laut Tabelle 3 (A.2)
h'_c	Ersatzhöhe der konvektiven Masse laut Tabelle 3 (A.2)

3.2 Verhalten von unverankerten Tankbauwerken (Eurocode EN 1998-4 [3], Kap A.9)

Grundsätzlich gelten die in Kapitel 3.1 und Kapitel 3.1.5 beschriebenen Druckverteilungen und Basisschubkräfte und Umsturzmomente für verankerte Tanks. Bei nicht verankerten Tankbauwerken kann allerdings ein teilweises Abheben des Tankbodens, infolge des seismischen Umsturzmomentes, auftreten.

Durch das alternierende teilweise Abheben auf jeweils einer Seite verändert sich allerdings das dynamische Systemverhalten. In der Regel ergeben sich, durch die aufgrund des Abhebevorganges sinkende Eigenfrequenz geringere Belastungen als bei einem verankerten Tank.

Gemäß Eurocode dürfen für nicht verankerte Tanks für die Ermittlung der seismischen Belastungen näherungsweise die Formelapparate für verankerte Tanks herangezogen werden. Die Effekte der sinkenden Eigenfrequenzen während der Abhebevorgänge werden vernachlässigt. Die sich daraus ergebenden Belastungen liegen somit auf der sicheren Seite.

3.2.1 Abhebehöhen und Abhebelängen

Bei unverankerten Tankbauwerken kann ein Abheben des Tankbodens infolge des seismischen Umsturzmomentes auftreten. Dieses Abheben kann insbesondere in der Bodenplatte plastische Verformungen hervorrufen. Das dadurch bedingte Aufreißen des Tanks und das Auslaufen der Flüssigkeit sind durch die Bemessung zu verhindern. Dies geschieht über eine Begrenzung der Rotation im auftretenden fiktiven plastischen Gelenk, wie es nachfolgend beschrieben wird.

Um die Rotation im plastischen Gelenk zu ermitteln, müssen vorab die Abhebehöhe w und die Abhebelänge L , wie in Abbildung 24 (A.14) dargestellt, ermittelt werden.

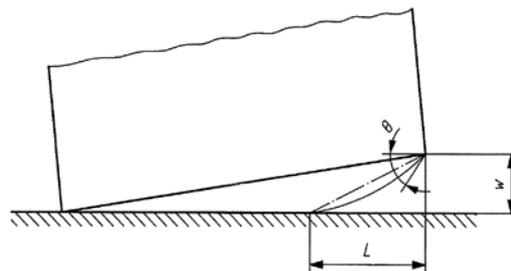


Abbildung 24 (Bild A.14): Plastische Verformung der Bodenplatte des abhebenden Tanks.

Zur Bestimmung dieser geometrischen Größen stellt der Eurocode zwei Diagramme zur Verfügung. In Abbildung 25 (A.12) kann die normierte Abhebehöhe w_{\max}/H , in Abhängigkeit vom normierten Umsturzmoment, für verschiedene H/R Verhältnisse abgelesen werden. Zu beachten ist die dimensionslose bezogene Darstellung des Umsturzmomentes, welches unmittelbar über dem Behälterboden wirkt. Dieses Bild wurde von Scharf [49] erstellt und im Eurocode übernommen.

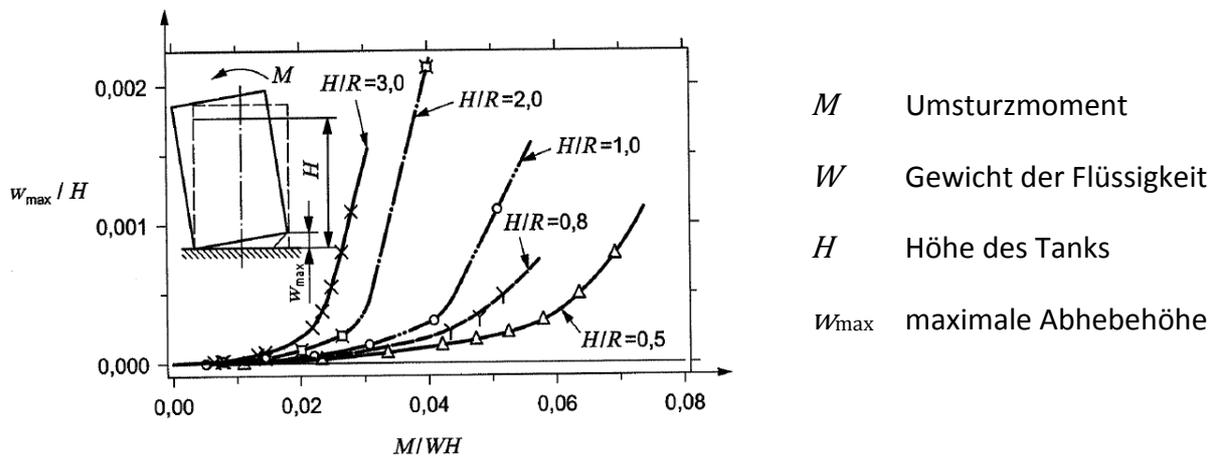


Abbildung 25 (Bild A.12): Maximale vertikale Abhebehöhe von unverankerten, zylindrischen Festdachtanks mit Bodenlagerung in Abhängigkeit vom Umsturzmoment M/WH

In Abhängigkeit der ermittelten Abhebehöhe w kann aus den Diagrammen in Abbildung 26 (Bild A.13) für verschiedene H/R Verhältnisse die zugehörige Abhebelänge L abgelesen werden.

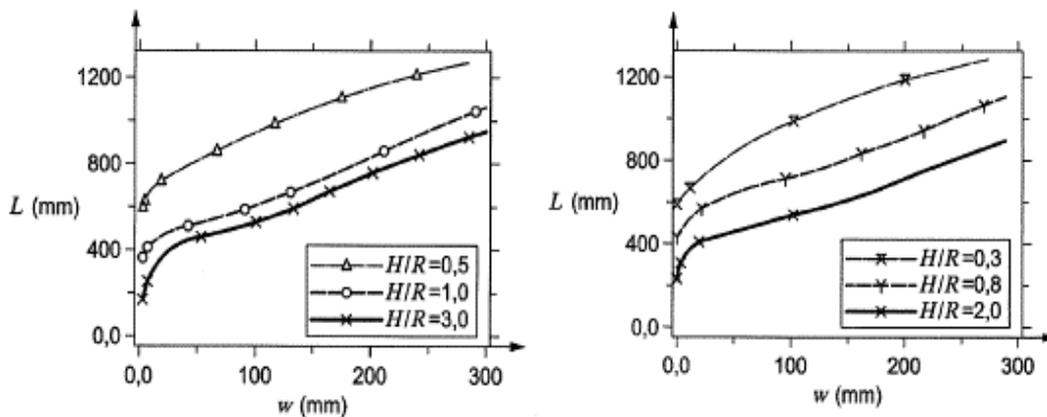


Abbildung 26 (Bild A.13): Länge des abhebenden Bereichs von unverankerten, bodengelagerten zylindrischen Festdachtanks in Abhängigkeit von der Abhebehöhe.

3.2.2 Begrenzung der Rotation im plastischen Gelenk am Tankfuß

Sind die Abhebehöhe w und die Abhebelänge L bekannt, kann der Winkel θ mit Hilfe der Gleichung (3-45), (A.61) auf Basis der angenommenen Verformungsfigur in Abbildung 23 (Bild A.14) ermittelt werden.

$$\theta = \left(\frac{2 * w}{L} - \frac{w}{2 * R} \right) \quad (3-45) \text{ (A.61)}$$

mit

w	Abhebehöhe
L	Abhebelänge
R	Tankradius

- Anmerkung: Die Darstellung des Winkels θ in Abbildung 24 (Bild A.14) ist nicht korrekt – dort ist nur der 1. Term von Gleichung (3-45), (A.61) dargestellt.

Unter der Annahme einer Länge des fiktiven plastischen Gelenkes von zwei Mal der Dicke des Bodenrandbleches $l_{ph} = 2 * t_R$, und einer maximalen Dehnung von $\varepsilon_{ult} = 5 \%$ entlang dieser Länge ergibt sich aus Gleichung (3-46) eine maximal zulässige Verdrehung von $\theta_{max} = 0,2 \text{ rad}$ als Grenzkriterium der Bemessung für dieses Detail.

$$\theta_{max} = \int_{x=0}^{l_{ph}} \frac{\varepsilon_{ult}}{t_R/2} dx = \frac{\varepsilon_{ult}}{t_R/2} * l_{ph} = \frac{0.05}{t_R/2} * 2 * t_R = \mathbf{0.2 \text{ rad}} \quad (3-46)$$

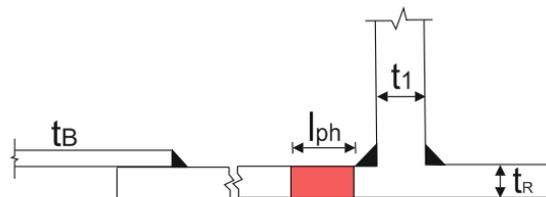


Abbildung 27: Skizze des fiktiven plastischen Gelenkes im Bodenrandblech.

4 Untersuchte repräsentative Tankbauwerke

4.1 Allgemeine Parameter der untersuchten Tanks

In dieser Dissertation werden insgesamt neun Tankbauwerke, zum Teil mit Festdächern und zum Teil mit Schwimmdächern, im Hinblick auf die Erdbebenbeanspruchungen gemäß Eurocode 1998-4 untersucht. Für die Tanks T1 und T2 mit Festdächern und die Tanks T3 und T4 mit Schwimmdächern werden weiterführende detaillierte dynamische Zeitverlaufsberechnungen durchgeführt.

Die wichtigsten Parameter der neun untersuchten Tankbauwerke, wie die Höhe H , der Radius R , das Verhältnis H/R , die Dichte der gespeicherten Flüssigkeit ρ_L und die Dachart sind in Tabelle 4 für jeden Tank zusammengefasst (siehe Abbildung 28).

Die Wanddicken der einzelnen Tanks finden sich in Abschnitt 4.2 und 4.3, wobei über die Höhe H meist unterschiedliche Wanddicken vorliegen.

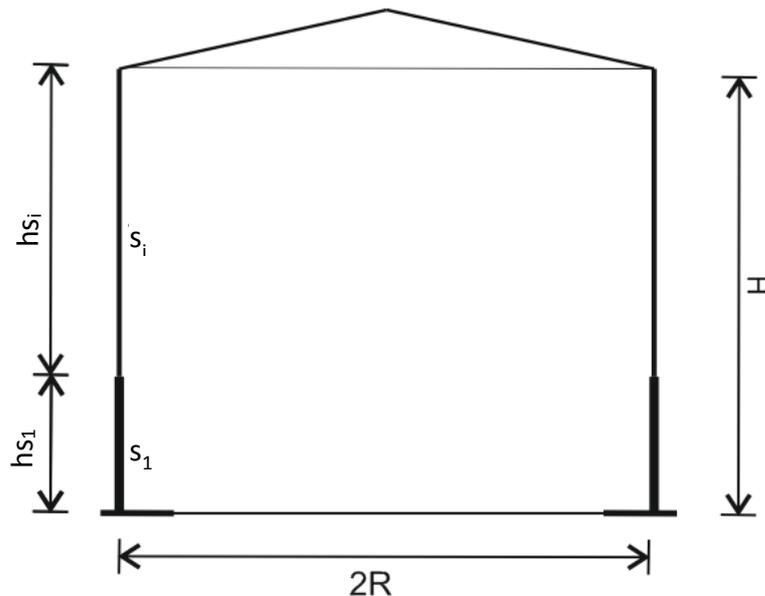


Abbildung 28: Skizze der untersuchten Tanks mit wesentlichen Bezeichnungen

Tank	H/R	H [m]	R [m]	ρ_L [kg/m ³]	Dachart
T1 – Rümlang	1,75	26,30	15,00	800	Festdach
T2 - Beispiel 1 DIN EN 14015	0,94	22,50	24,00	800	Festdach
T3 - Beispiel 2 DIN EN 14015	0,42	20,00	47,50	1000	Schwimmdach
T4 - Beispiel 3	1,00	20,00	20,00	1000	Schwimmdach
T5 - T3612 OMV Schwechat	1,30	14,00	10,75	800	Festdach
T6-T3608 OMV Schwechat	0,92	14,00	15,25	1000	Festdach
T7 - VDI 4119 – 1	0,30	15,00	50,00	1000	Festdach
T8 - VDI 4119 – 2	3,00	30,00	10,00	1000	Festdach
T9 - Beispiel 4	2,00	24,00	12,00	1000	Schwimmdach

Tabelle 4: Übersicht der wichtigsten Parameter der untersuchten Tankbauwerke

4.2 Tankbauwerke für die detaillierten Untersuchungen mit Festdach

4.2.1 Tank T1 - Rümlang - $H/R=1,75$

Die Abmessungen des Tankbauwerkes T1 sind in Abbildung 29 dargestellt. Es handelt sich um einen Festdachtank mit einem Durchmesser $2 \times R = 30$ [m] und einer Höhe von $H = 26,3$ [m]. Die Blechstärke des untersten Schusses der Tankwand beträgt $15,5$ [mm]. Die Blechstärken und die zugehörigen Höhen aller Schüsse der Tankwand sind in Tabelle 5 zusammengefasst. Das Bodenrandblech hat eine Stärke von 12 [mm] und das restliche Bodenblech eine Stärke von 7 [mm].

Der Tank ist, wie alle in dieser Arbeit untersuchten Tankstrukturen, aus dem Stahl S355 hergestellt.

Diese Tankstruktur stellt eine in Zentraleuropa gängige Konfiguration dar und wurde auch schon in zahlreichen Forschungsarbeiten, wie zum Beispiel in [8] und [31], untersucht.

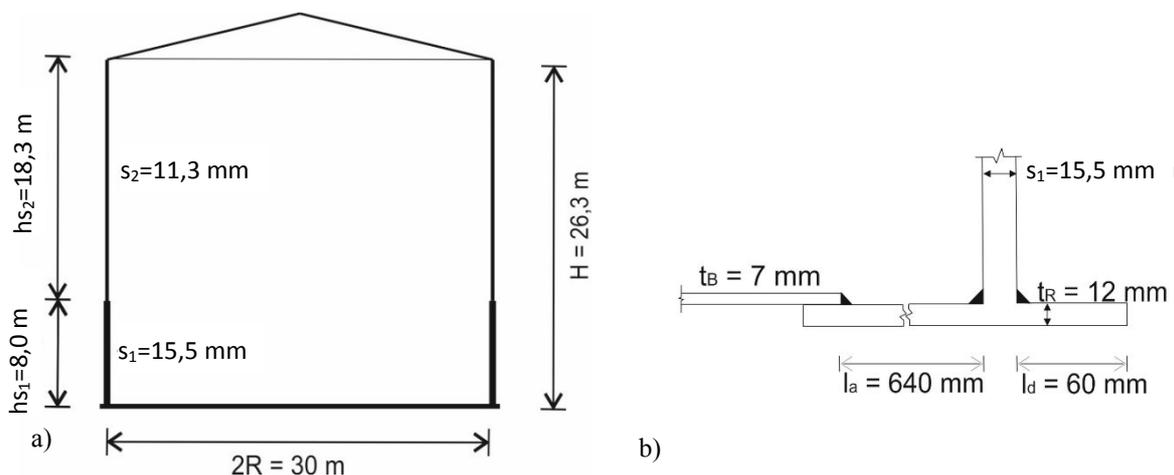


Abbildung 29: Geometrie des untersuchten Tankbauwerkes T1;

a) Gesamtübersicht; b) Tankfußdetail

Schuss Nr.	h_{s_i} [m]	s_i [mm]
1	8,0	15,5
2	18,3	11,3

Die äquivalente Dicke der Tankschale nach Gleichung (3-41) beträgt $s = 13,5$ [mm]

Tabelle 5: Blechstärken und Höhen der einzelnen Schüsse für Tank T1

- Tankmassen:

Masse des Tankmantels:	220	[t]
Masse des Tankdaches:	56	[t]

- Parameter der in Tank T1 gespeicherten Flüssigkeit:

Volumen der Flüssigkeit:	18590	[m ³]
Spezifisches Gewicht der Flüssigkeit:	800	[kg/m ³]
Gesamtmasse der gespeicherten Flüssigkeit:	14872	[t]

4.2.2 Tank T2 - $H/R=0,94$

Die Abmessungen des Tankbauwerkes T2 sind in Abbildung 30 dargestellt. Es handelt sich um einen Festdachtank mit einem Durchmesser $2 \times R = 48$ [m] und einer Höhe von $H = 22,5$ [m]. Die Blechstärke des untersten Schusses der Tankwand beträgt 32,6 [mm]. Die Blechstärken und die zugehörigen Höhen aller Schüsse der Tankwand sind in Tabelle 6 zusammengefasst. Das Bodenrandblech hat eine Stärke von 13,9 [mm] und das restliche Bodenblech eine Stärke von 6 mm. In der Höhe von 17 m und 20 m sind zusätzlich zwei Versteifungsringe (L 150x90x10 [mm]) angeordnet.

Der Tank ist aus dem Stahl S355 hergestellt.

Diese Tankstruktur ist als Beispieltank im Eurocode DIN EN 14015 – Appendix J5. [11] angeführt.

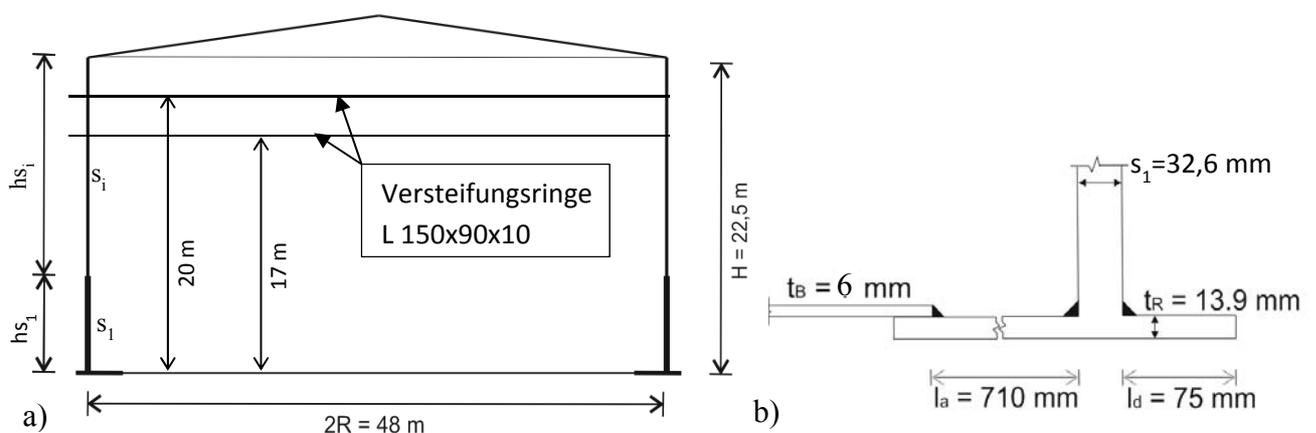


Abbildung 30: Geometrie des untersuchten Tankbauwerkes T2;
a) Gesamtübersicht; b) Tankfußdetail

Schuss Nr.	h_{s_i} [m]	s_i [mm]
1	2,5	32,6
2	2,5	29,0
3	2,5	25,3
4	2,5	21,6
5	2,5	17,9
6	2,5	14,3
7	2,5	10,6
8	2,5	8,0
9	2,5	8,0

Tabelle 6 Blechstärken und Höhen der einzelnen Schüsse für Tank T2

Die äquivalente Dicke der Tankschale nach Gleichung (3-41) beträgt $s = 24,9$ [mm] (ohne Berücksichtigung der Versteifungsringe)

- Tankmassen:

Masse des Tankmantels:	495	[t]
Masse des Tankdaches:	142	[t]

- Parameter der in Tank T2 gespeicherten Flüssigkeit:

Volumen der Flüssigkeit:	40715	[m ³]
Spezifisches Gewicht der Flüssigkeit:	800	[kg/m ³]
Gesamtmasse der gespeicherten Flüssigkeit:	32572	[t]

4.3 Tankbauwerke für die detaillierten Untersuchungen mit Schwimmdach

4.3.1 Tank T3 - H/R=0,42

Die Abmessungen des Tankbauwerkes T3 sind in Abbildung 31 dargestellt. Es handelt sich um einen Schwimmdachtank mit einem Durchmesser $2 \times R = 95$ [m] und einer Höhe von $H = 20$ [m]. Die Blechstärke des ersten Schusses der Tankwand beträgt 39,9 [mm]. Die Blechstärken und die zugehörigen Höhen aller Schüsse der Tankwand sind in Tabelle 7 zusammengefasst.

Das Bodenrandblech hat eine Stärke von 16.3 [mm] und das restliche Bodenblech eine Stärke von 6 [mm]. In der Höhe von 12,5 [m] und 16,5 [m] sind zwei Versteifungsringe (L 200x100x12 [mm]) angeordnet. Für den Primärversteifungsring wurde gemäß DIN EN 14015 [11] das Mindestwiderstandsmoment von 7424 [cm³] ermittelt, welches mit Hilfe eines Ersatzquerschnitts (T-Querschnitt - Steg 860x40 [mm], Gurt 650x40 [mm]) berücksichtigt wird. Der Primärversteifungsring ist in einer Höhe von 19 [m] angeordnet.

Der Tank ist aus dem Stahl S355 hergestellt. Diese Tankstruktur ist als Beispieltank im Eurocode DIN EN 14015 – Appendix J5. [11] angeführt.

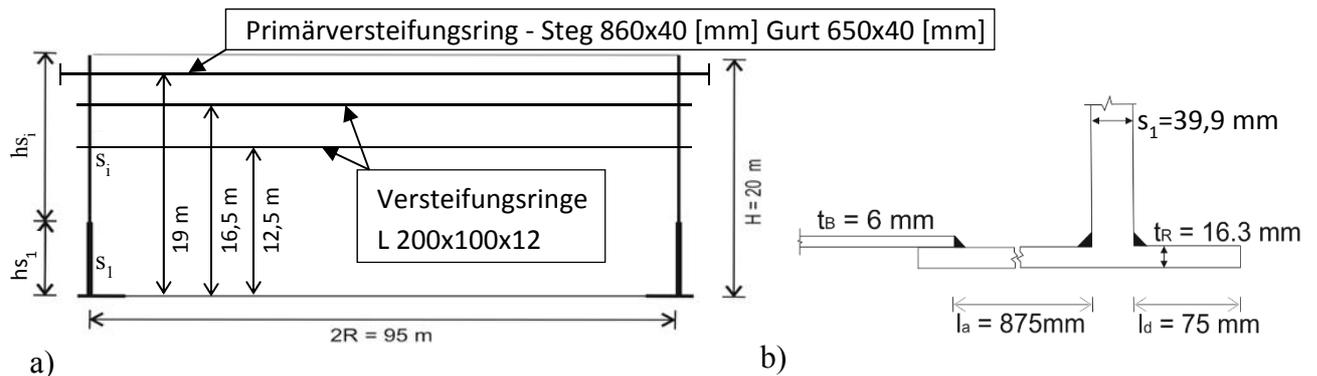


Abbildung 31: Geometrie des untersuchten Tankbauwerkes T3; a) Gesamtübersicht; b) Tankfußdetail

Schuss Nr.	hs _i [m]	s _i [mm]
1	2,5	39,9
2	2,5	34,9
3	2,5	29,8
4	2,5	24,7
5	2,5	19,7
6	2,5	14,2
7	2,5	12,0
8	2,5	12,0

Die äquivalente Dicke der Tankschale nach Gleichung (3-41) beträgt $s = 29,1$ [mm] (ohne Berücksichtigung der Versteifungsringe)

Tabelle 7 Blechstärken und Höhen der einzelnen Schüsse für Tank T3

- **Tankmassen:**

Masse des Tankmantels: 1089 [t]

- **Parameter der in Tank T3 gespeicherten Flüssigkeit:**

Volumen der Flüssigkeit: 141764 [m³]

Spezifisches Gewicht der Flüssigkeit: 1000 [kg/m³]

Gesamtmasse der gespeicherten Flüssigkeit: 141764 [t]

4.3.2 Tank T4 - H/R=1,00

Die Abmessungen des Tankbauwerkes T4 sind in Abbildung 32 dargestellt. Es handelt sich um einen Schwimmdachtank mit einem Durchmesser $2 \times R = 40$ [m] und einer Höhe von $H = 20$ [m]. Die Blechstärke des ersten Schusses der Tankwand beträgt 14,9 [mm]. Die Blechstärken und die zugehörigen Höhen aller Schüsse der Tankwand sind in Tabelle 8 zusammengefasst.

Das Bodenrandblech hat eine Stärke von 11 [mm] und das restliche Bodenblech eine Stärke von 6 [mm]. Der Primärversteifungsring ist ein T-Querschnitt (Steg 300x10 [mm], Gurt 150x10 [mm]) und ist in einer Höhe von 21 [m] angeordnet. (Anm.: Die Angabe der Höhe des Tanks bezieht sich auf die benetzte Höhe der Tankstruktur. Das bedeutet, der Tank mit einer Gesamthöhe von $H_{\text{ges}} = 21,5$ [m] wird nur bis zu einer Höhe von 20 [m] befüllt.) Zusätzlich wird bei diesem Tank bei der Modellbildung ein Überstand der Tankschale über der Füllhöhe von 1,5 [m] berücksichtigt.

Der Tank ist aus dem Stahl S355 hergestellt.

Diese Tankstruktur wurde als Beispieltank in [29] von Kettler untersucht.

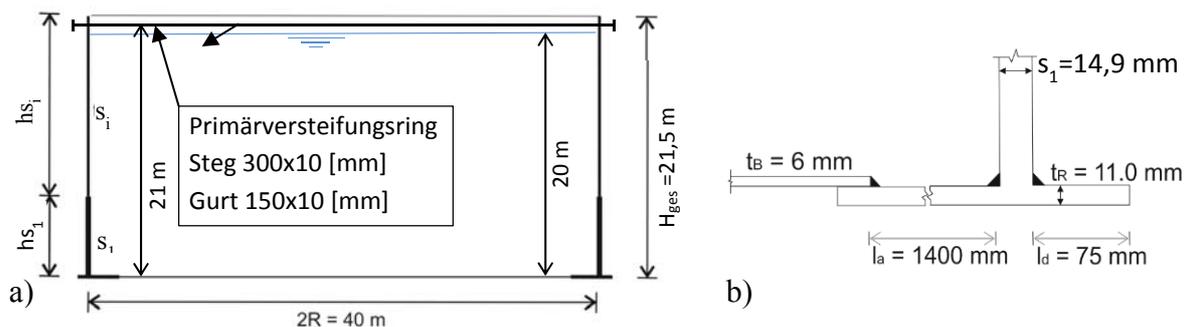


Abbildung 32: Geometrie des untersuchten Tankbauwerkes T4; a) Gesamtübersicht; b) Tankfußdetail

Schuss Nr.	h_{s_i} [m]	s_i [mm]
1	2,0	14,9
2	2,0	13,2
3	2,0	11,7
4	2,0	10,3
5	2,0	9,9
6	2,0	8,3
7	2,0	7,4
8	2,0	7,4
9	2,0	7
10	2,0	7
11	1,0	7
12	0,5	7

Die äquivalente Dicke der Tankschale nach Gleichung (3-41) beträgt $s = 11,2$ [mm] (ohne Berücksichtigung des Versteifungsringes)

Tabelle 8 Blechstärken und Höhen der einzelnen Schüsse für Tank T4

- Tankmassen:

Masse des Tankmantels: 184 [t]

- Parameter der in Tank T4 gespeicherten Flüssigkeit:

Volumen der Flüssigkeit: 25132 [m³]

Spezifisches Gewicht der Flüssigkeit: 1000 [kg/m³]

Gesamtmasse der gespeicherten Flüssigkeit: 25133 [t]

4.4 Tankbauwerke T5 bis T6

4.4.1 Tank T5 - $H/R=1,30$

Beim Tankbauwerk T5 handelt es sich um einen Festdachtank mit einem Durchmesser $2 \times R = 21,5$ [m] und einer Höhe von $H = 14$ [m]. Dieser Tank ist ein existierender Tank der OMV.

Das Bodenblech hat eine Stärke von 8 [mm].

Die Blechstärken der einzelnen Schüsse, sowie die Höhen der einzelnen Schüsse, sind in Tabelle 9 aufgelistet.

Der Tank ist, wie alle in dieser Arbeit untersuchten Tankstrukturen, aus dem Stahl S355 hergestellt.

Schuss Nr.	h_{s_i} [m]	s_i [mm]
1	2	13,00
2	2	11,00
3	2	9,50
4	2	8,00
5	2	6,35
6	2	6,35
7	2	6,35

Die äquivalente Dicke der Tankschale nach Gleichung (3-41) beträgt $s = 10$ [mm]

Tabelle 9: Blechstärken und Höhen der einzelnen Schüsse für Tank T5

4.4.2 Tank T6 - $H/R=0,92$

Beim Tankbauwerk T6 handelt es sich um einen Festdachtank mit einem Durchmesser $2 \times R = 30,5$ [m] und einer Höhe von $H = 14$ [m]. Dieser Tank ist ein existierender Tank der OMV.

Das Bodenblech hat eine Stärke von 9 [mm]

Die Blechstärken der einzelnen Schüsse, sowie die Höhen der einzelnen Schüsse, sind in Tabelle 10 aufgelistet.

Der Tank ist, wie alle in dieser Arbeit untersuchten Tankstrukturen, aus dem Stahl S355 hergestellt.

Schuss Nr.	h_{s_i} [m]	s_i [mm]
1	2	18,00
2	2	15,50
3	2	13,00
4	2	10,50
5	2	8,50
6	2	6,35
7	2	6,35

Die äquivalente Dicke der Tankschale nach Gleichung (3-41) beträgt $s = 13,5$ [mm]

Tabelle 10: Blechstärken und Höhen der einzelnen Schüsse für Tank T6

4.4.3 Tank T7 - $H/R=0,30$

Beim Tankbauwerk T7 handelt es sich um einen Festdachtank mit einem Durchmesser $2 \times R = 100$ [m] und einer Höhe von $H = 15$ [m]. Diese Tankstruktur wurde als Beispieltank in [49] von Scharf untersucht.

Das Bodenrandblech hat eine Stärke von 21 [mm] und das restliche Bodenblech eine Stärke von 8 [mm].

Die Blechstärken der einzelnen Schüsse, sowie die Höhen der einzelnen Schüsse, sind in Tabelle 11 aufgelistet.

Der Tank ist, wie alle in dieser Arbeit untersuchten Tankstrukturen, aus dem Stahl S355 hergestellt.

Schuss Nr.	h_{s_i} [m]	s_i [mm]
1	2,14	28,6
2	2,14	24,1
3	2,14	20,1
4	2,14	17,5
5	2,14	17,5
6	2,14	17,5
7	2,16	17,5

Die äquivalente Dicke der Tankschale nach Gleichung (3-41) beträgt $s = 22,4$ [mm]

Tabelle 11: Blechstärken und Höhen der einzelnen Schüsse für Tank T7

4.4.4 Tank T8 - $H/R=3,00$

Beim Tankbauwerk T8 handelt es sich um einen Festdachtank mit einem Durchmesser $2 \times R = 20$ [m] und einer Höhe von $H = 30$ [m]. Diese Tankstruktur wurde als Beispieltank in [49] von Scharf verwendet und untersucht.

Das Bodenblech hat eine Stärke von 8 [mm]

Die Blechstärken der einzelnen Schüsse, sowie die Höhen der einzelnen Schüsse, sind in Tabelle 12 aufgelistet.

Der Tank ist, wie alle in dieser Arbeit untersuchten Tankstrukturen, aus dem Stahl S355 hergestellt.

Schuss Nr.	h_{s_i} [m]	s_i [mm]
1	2	11,1
2-3	2	10,7
4	2	9,9
5	2	9,1
6	2	8,3
7	2	7,4
8	2	6,6
9-11	2	6,2
12-15	2	6,0

Die äquivalente Dicke der Tankschale nach Gleichung (3-41) beträgt $s = 8,8$ [mm]

Tabelle 12: Blechstärken und Höhen der einzelnen Schüsse für Tank T8

4.4.5 Tank T9 - $H/R=2,00$

Beim Tankbauwerk T9 handelt es sich um einen Schwimmdachtank mit einem Durchmesser $2 \times R = 24$ [m] und einer Höhe von $H = 24$ [m] (Anm.: Die Angabe der Höhe bezieht sich auf die Füllhöhe der gespeicherten Flüssigkeit). Zusätzlich weist dieser Tank einen Überstand von 1,5 [m] über der Flüssigkeitsoberfläche auf und weist somit eine Gesamthöhe von $H_{ges} = 25,5$ [m] auf. Diese Tankstruktur wurde als Beispieltank in [29] von Kettler verwendet und untersucht.

Das Bodenrandblech hat eine Stärke von 8 [mm] und das restliche Bodenblech eine Stärke von 6 [mm].

Die Blechstärken der einzelnen Schüsse, sowie die Höhen der einzelnen Schüsse, sind in Tabelle 13 aufgelistet.

Der Tank ist, wie alle in dieser Arbeit untersuchten Tankstrukturen, aus dem Stahl S355 hergestellt.

Schuss Nr.	h_{s_i} [m]	s_i [mm]
1	2,0	14,9
2	2,0	10,9
3	2,0	9,9
4	2,0	8,9
5	2,0	7,9
6	2,0	6,9
7-12	2,0	6,0
13	1,0	6,0
14	0,5	6,0

Die äquivalente Dicke der Tankschale nach Gleichung (3-41) beträgt $s = 9.3$ [mm]

Tabelle 13: Blechstärken und Höhen der einzelnen Schüsse für Tank T9

5 Realitätsnahe Erdbebenberechnungen an den repräsentativen Tankbauwerken T1 bis T4

5.1 Erdbebenbelastung

5.1.1 Allgemein

Um möglichst realistische Zeitverläufe der Verformungen der Tankstrukturen bei den Erdbeben zu erhalten, werden dreidimensionale nichtlineare FE-Zeitverlaufsrechnungen der Tankstrukturen durchgeführt, bei denen Zeitverläufe der Beschleunigungen von Erdbeben als Anregung dienen. Die verwendeten Zeitverläufe werden gemäß EC 1998-1 [2] für eine Baugrundklasse D gewählt. Dies entspricht Ablagerungen von lockerem bis mitteldichtem kohäsionslosem Boden (mit oder ohne einige weiche kohäsive Schichten) oder von vorwiegend weichem bis steifem kohäsivem Boden. Die Baugrundklasse D ist zwar nicht jener Baugrund mit der höchsten Antwortbeschleunigung (siehe Abbildung 3), weist aber im tieffrequenten Bereich (lange Eigenperioden) die höchsten Antwortbeschleunigungen auf. Besonders für Strukturen mit einer tiefen Eigenfrequenz, wie dies auch bei Tankbauwerken der Fall ist, ist daher die Baugrundklasse D die ungünstigste.

Wie bereits erwähnt, sind die Berechnungen, die in dieser Dissertation angeführt werden, zum Teil im Rahmen des DACH Projektes „ULCF of welded joints under variable multi-axial strains“ [18] entstanden. Aus diesem Grund wurde eine Erdbebenbelastung gewählt, die die maximalen Erdbebenbelastungen für die Länder Österreich, Schweiz und Deutschland abdeckt. Wie in Abbildung 33, die der Quelle [19] beziehungsweise der Internetplattform [20] entnommen wurde, veranschaulicht, beträgt in diesen drei Ländern die maximale Referenzbodenbeschleunigung $a_{gR} \approx 1,7 \text{ m/s}^2$. Sofern keine außerordentlich hohen Risiken für Menschen und außerordentlich große ökonomische und gesellschaftliche Auswirkungen im Schadensfall zu befürchten sind, können Tankbauwerke gemäß EN1998-4 [3] in die Bedeutungskategorie III eingestuft werden. Der Bedeutungsbeiwert beträgt in diesem Fall $\gamma = 1,2$.

Als maximale Bodenbeschleunigung wird daher $a_g = 2 \text{ m/s}^2$ gewählt ($1,7 \cdot 1,2 = 2,0$). Da bei dieser Bodenbeschleunigung für das Tankbauwerk T3 nur geringe Abhebehöhen w festgestellt wurden, werden für dieses Tankbauwerk zusätzlich Berechnungen für Erdbeben mit einer erhöhten Bodenbeschleunigung von $a_g = 4 \text{ m/s}^2$ durchgeführt. Dabei werden die Amplituden der Beschleunigungs-Zeitverläufe mit $a_g = 2 \text{ m/s}^2$ mit dem Faktor 2 multipliziert (diese Erdbeben werden immer mit „_2“ hinter dem Erdbebennamen gekennzeichnet).

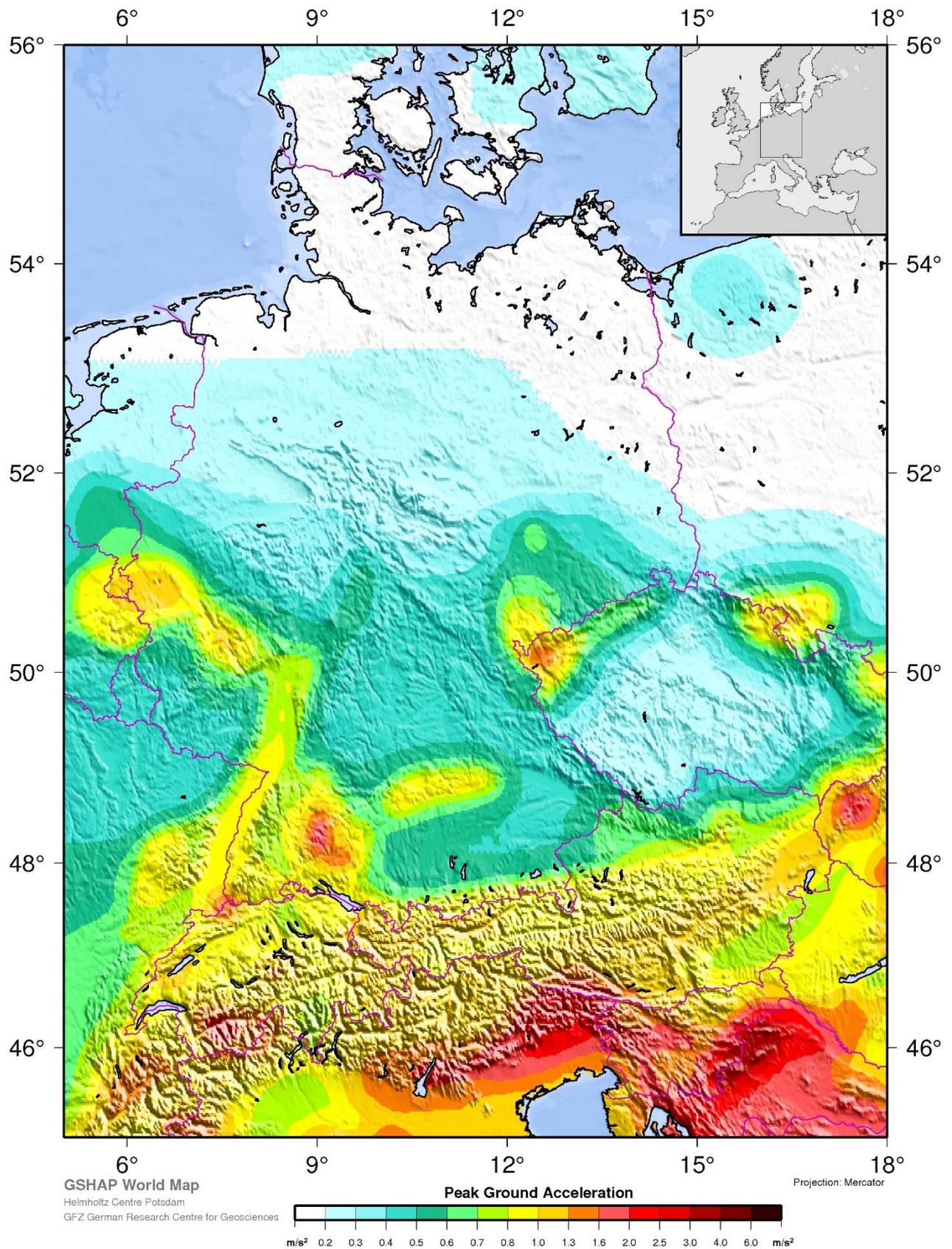


Abbildung 33: Karte der Peak-Werte der Bodenbeschleunigung für 10% Überschreitungswahrscheinlichkeit in 50 Jahren (Spitzenwert der Referenzbeschleunigung a_{gR}) [19][20]

5.1.2 Zwei verschiedene Ansätze der Erdbebenzeitverläufe

Aufgrund der Tatsache, dass insbesondere Antwortspektren von realen Erdbeben in der Regel nicht mit einem vorgegebenen Entwurfsspektrum in allen Frequenzen übereinstimmen, wurde der Fokus auf die Wahl der zutreffenden Bodenbewegungen so gelegt, dass die Übereinstimmung der gemittelten Antwortspektren aus den angesetzten Erdbebenzeitverläufen der gewählten Erdbeben und des Bemessungsantwortspektrums in den Frequenzbereichen des flexiblen impulsiven Modes und des konvektiven Modes möglichst gut ist. Die Anpassung erfolgte an das Bemessungsspektrum gemäß EC 1998-1 [2] mit einem Verhaltensbeiwert $q = 1$ für eine Baugrundklasse D. Dies entspricht einem elastischen Bauwerkverhalten mit einer Dämpfung von $\xi = 5$ [%]. Die nach Auffassung des Verfassers von $\xi = 5$ [%] abweichende Dämpfung gemäß EC 1998-4 [3] hinsichtlich der gemeinsamen Schwingung von Stahlbehälter und Flüssigkeit wird bei der Wahl der Erdbebenzeitverläufe nicht berücksichtigt. Da sowohl das Normspektrum als auch die Antwortspektren der einzelnen Erdbeben und somit die gemittelten Antwortspektren mit derselben Dämpfung ermittelt werden, sollte dies keinen Einfluss auf die Auswahl der Erdbebenzeitverläufe haben. Die Abbildung 34 zeigt das Bemessungsspektrum der Baugrundklasse D mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ m/s}^2$ als blaue Linie. Der typische Frequenzbereich des flexiblen impulsiven Modes für die untersuchten Tankbauwerke ist als grüner Bereich gekennzeichnet. Der typische Frequenzbereich des konvektiven Modes ist orange dargestellt. Für die Definition der Beschleunigungszeitverläufe für die gewählten Erdbeben, die den Zeitverlaufsberechnungen zugrunde liegen, werden sowohl künstlich generierte (Artificial Ground Motions - AGM), wie auch aufgezeichnete, gemessene Erdbebenzeitverläufe (Real Ground Motions - RGM) verwendet. Für beide Erdbebentypen ergeben sich im Mittel ähnliche Antwortspektren, wie Abbildung 34 zeigt.

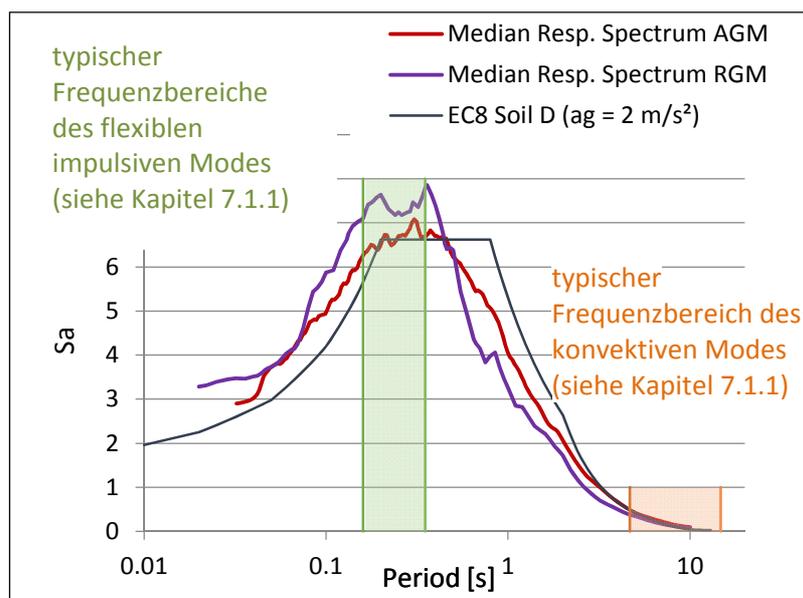


Abbildung 34: Antwortspektrum EN 1998-1 für die Baugrundklasse D sowie die Mittelwerte der simulierten Erdbebenverläufe mit einer Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ m/s}^2$. Des weiteren sind die typischen Frequenzbereiche des konvektiven und des flexiblen Modes farblich gekennzeichnet.

5.1.2.1 Künstlich generierte Erdbebenzeitverläufe (AGM)

Eine gängige Methode der Durchführung von Zeitverlaufsberechnungen für Erdbeben ist, dies mit künstlich generierten Erdbebenzeitverläufen zu tun. In dieser Arbeit werden Berechnungen für 10 Erdbebenzeitverläufe, die mit der Methode nach *Sabetta F., Pugliese A.* [48] generiert wurden, durchgeführt. Bei dieser Methode müssen die Art des Bodens (ähnlich zur Definition der Baugrundklasse im Eurocode), eine Magnitude nach Richter, sowie der Abstand zum Epizentrum des Erdbebens angegeben werden. Um eine möglichst gute Übereinstimmung der künstlichen Erdbeben mit dem Antwortspektrum der Baugrundklasse D, bei einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ m/s}^2$ gemäß Eurocode zu erreichen, werden die Erdbeben für tiefe, weiche Bodenablagerungen und Erdbeben mit einer Magnitude der Oberflächenwellen von 7,2 und einem Abstand von 22 km generiert. Der Mittelwert der Antwortspektren aller 10 künstlich generierten Erdbeben ist in Abbildung 34 als rote Linie dargestellt.

In Abbildung 35 und Abbildung 36 sind im Gegensatz dazu die Antwortspektren für jedes einzelne künstlich generierte Erdbeben als rote Linie dargestellt. Als Vergleich ist jeweils das Antwortspektrum der Baugrundklasse D mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ m/s}^2$ gemäß Eurocode mit eingetragen.

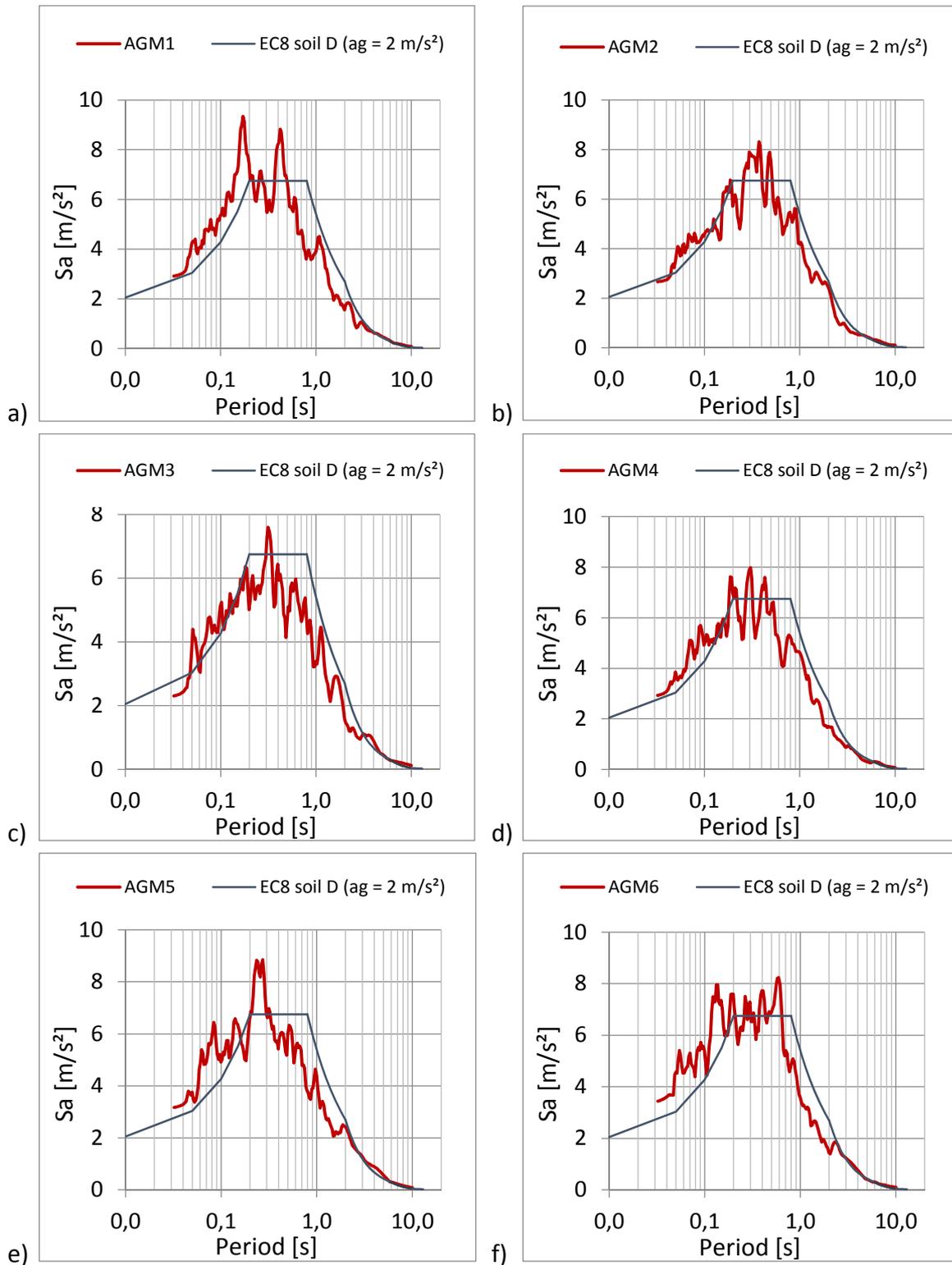


Abbildung 35 : Antworten für das
 a) künstliche Erdbeben AGM1,
 c) künstliche Erdbeben AGM3,
 e) künstliche Erdbeben AGM5,

b) künstliche Erdbeben AGM2,
 d) künstliche Erdbeben AGM4,
 f) künstliche Erdbeben AGM6.

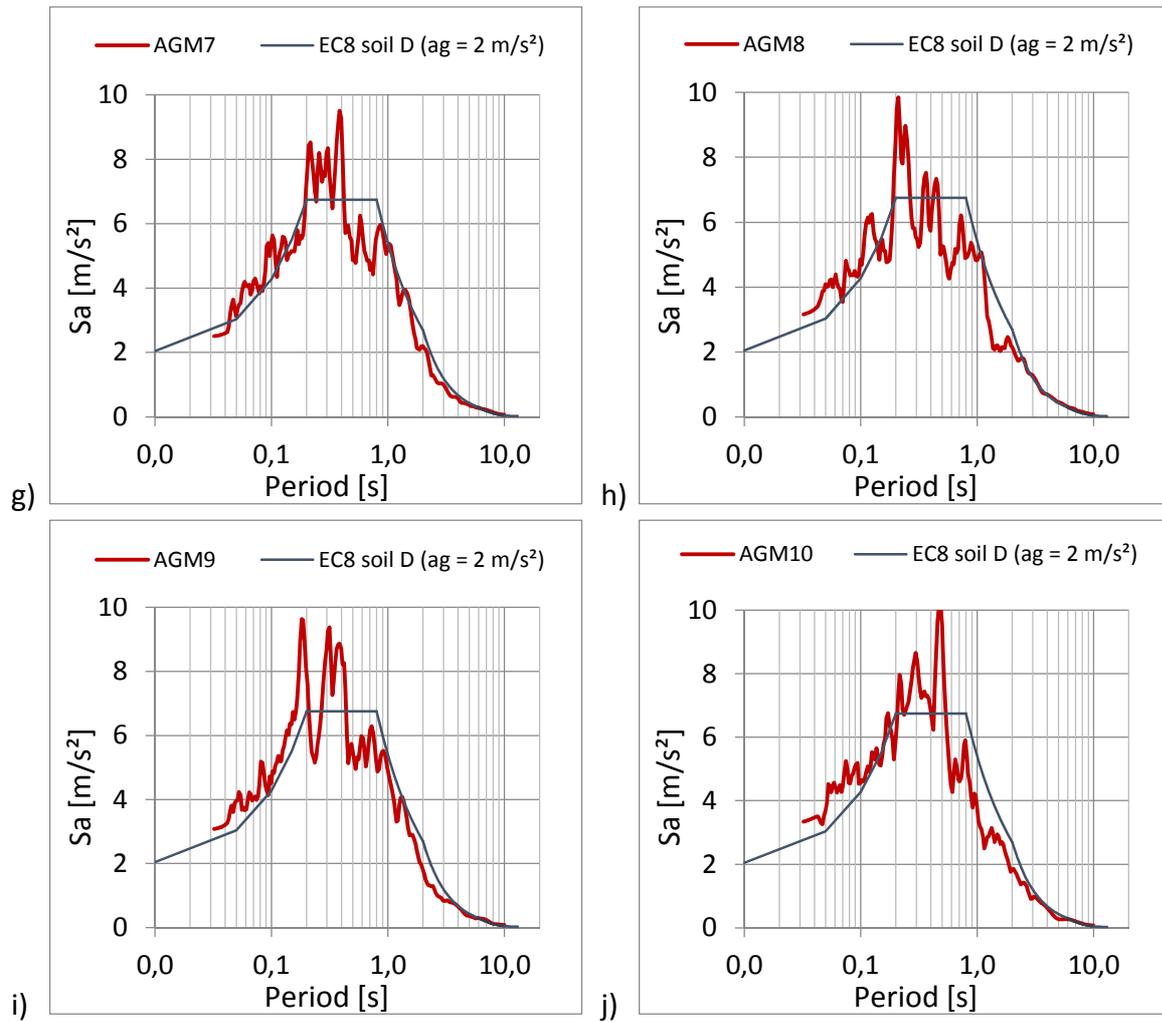


Abbildung 36 : Antwortspektren für das
 g) künstliche Erdbeben AGM7, h) künstliche Erdbeben AGM8,
 i) künstliche Erdbeben AGM9, j) künstliche Erdbeben AGM10.

5.1.2.2 Aufgezeichnete Erdbebenzeitverläufe (RGM)

Neben künstlich generierten Erdbebenzeitverläufen besteht die Möglichkeit, aufgezeichnete, gemessene Erdbebenzeitverläufe zu verwenden, die in Datenbanken zur Verfügung stehen. Eine solche Datenbank, bei der es auch die Möglichkeit gibt, Erdbeben in Abhängigkeit des vorgegebenen Antwortspektrums zu suchen, ist die PEER Ground Motion Database [37]. Aus dieser Datenbank wurden 10 Erdbebenzeitverläufe gewählt, die möglichst gut mit dem Antwortspektrum der Baugrundklasse D, mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ m/s}^2$, gemäß Eurocode übereinstimmen. Der Mittelwert der Antwortspektren aller 10 gewählten Erdbeben ist in Abbildung 34 als violette Linie dargestellt.

In Abbildung 37 und Abbildung 38 sind die Antwortspektren für jedes einzelne der gewählten aufgezeichneten Erdbeben als rote Linie dargestellt. Als Vergleich ist jeweils das Antwortspektrum der Baugrundklasse D, mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ m/s}^2$, gemäß Eurocode mit eingetragen.

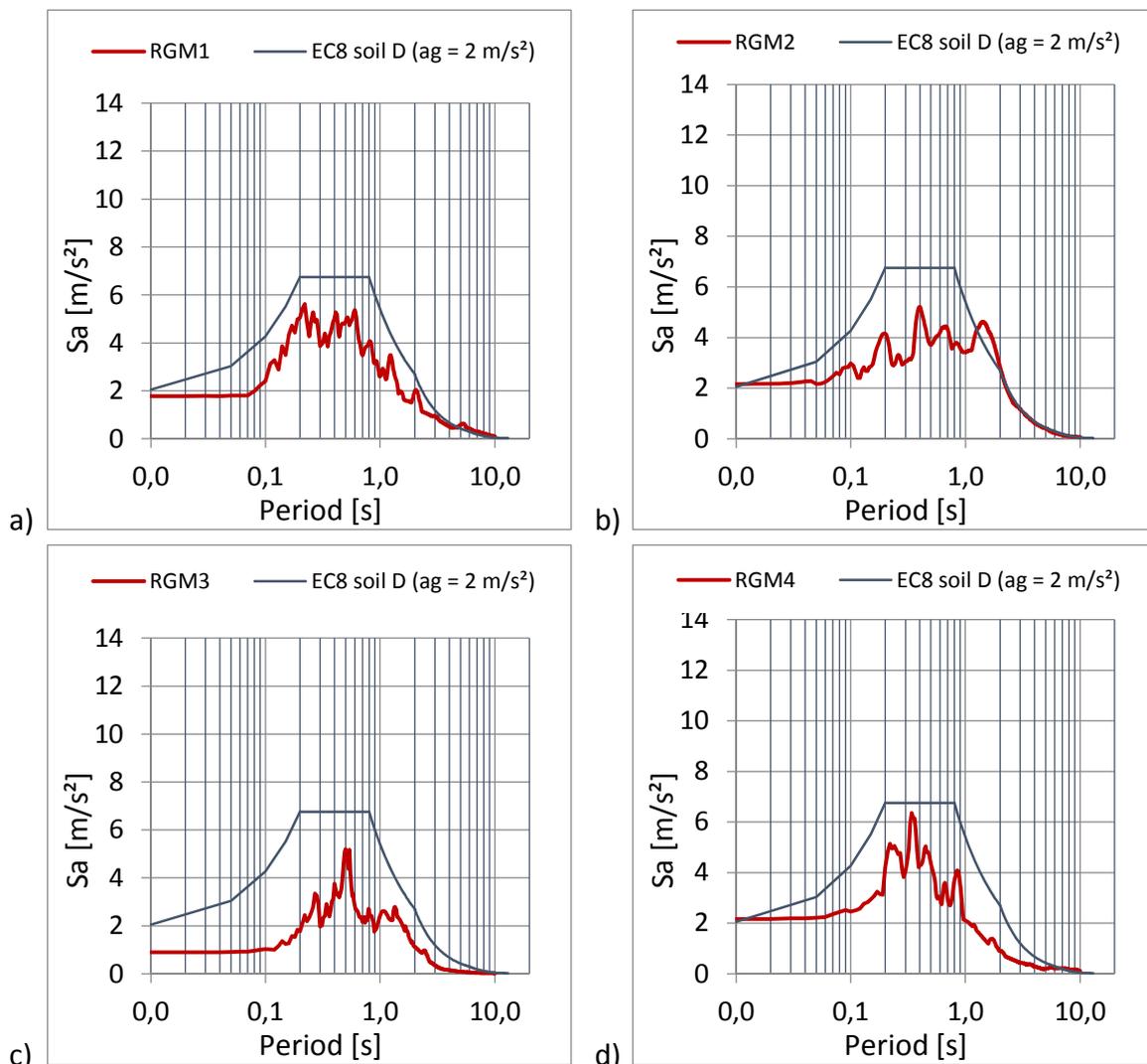


Abbildung 37 : Antwortspektren für das
 a) aufgezeichnete Erdbeben RGM1, b) aufgezeichnete Erdbeben RGM2,
 c) aufgezeichnete Erdbeben RGM3, d) aufgezeichnete Erdbeben RGM4.

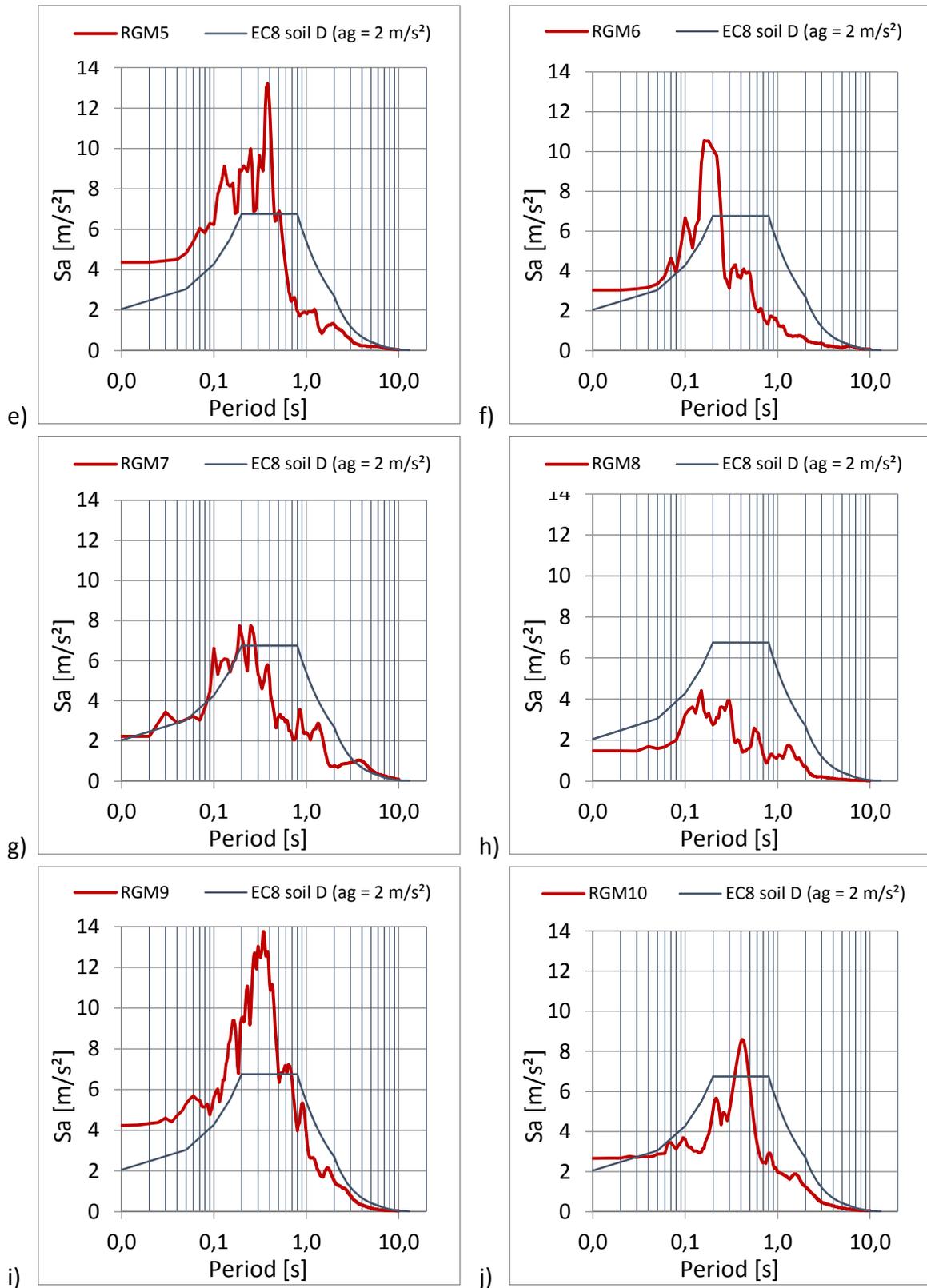


Abbildung 38 : Antwortspektren für das

- | | |
|----------------------------------|-----------------------------------|
| e) aufgezeichnete Erdbeben RGM5, | f) aufgezeichnete Erdbeben RGM6. |
| g) aufgezeichnete Erdbeben RGM7, | h) aufgezeichnete Erdbeben RGM8, |
| i) aufgezeichnete Erdbeben RGM9, | j) aufgezeichnete Erdbeben RGM10. |

5.2 Numerische Berechnungen

5.2.1 Allgemein - globales Modell der Tankstruktur und lokales Submodell der Tankbodenecke

Die Ermittlung der auftretenden Abhebehöhen von einem Tankbauwerk bei Erdbeben stellt eine komplexe Aufgabenstellung dar, da der Zusammenhang zwischen dem auftretenden Umsturzmoment und der Abhebehöhe stark nichtlinear ist (siehe auch Kapitel 5.3.1). Dieses nichtlineare Steifigkeitsverhältnis führt dazu, dass sich infolge des teilweisen Abhebens des Tanks die Eigenfrequenz des Tank-Flüssigkeitssystems stark reduziert. Im Regelfall kommt es durch das Absinken der Eigenfrequenz zu einer geringeren Antwortbeschleunigung (siehe auch Kapitel 7.4.2).

Um möglichst realistische Zeitverläufe der lokalen Beanspruchungen während der Abhebevorgänge zu erhalten, werden dreidimensionale (3D) nichtlineare FE-Zeitverlaufsberechnungen für die Tankstrukturen durchgeführt.

Diese globalen Modelle weisen allerdings im Hinblick auf die Beurteilung der lokalen mehraxialen plastischen Dehnungen im Bodenrandblech im Anschlussbereich des Bodenrandbleches zur Tankwand ein zu grobes FE Netz auf, sodass für diesen Bereich - auf Basis der Ergebnisse am globalen Modell - keine zufriedenstellende Beurteilung erfolgen kann. Aus diesem Grund werden für diesen Bereich die dreiaxialen Spannungsverläufe mit Hilfe eines lokalen Submodells mit sehr feiner Netzteilung ermittelt, bei dem die Verformungen, die vorweg mit dem globalen Modell ermittelt wurden, als Belastung dienen.

Für beide Modelle wird das in der Software ABAQUS [9] implementierte implizite dynamische Zeitverlaufsverfahren verwendet.

5.2.2 Das globale FE-Modell

5.2.2.1 Modellierung der Tankstruktur

Die dreidimensionale Tankschale (Mantelblech, Bodenrandblech und Bodenblech) wird mit finiten Schalenelementen des Typus S4 modelliert. Es handelt sich dabei um Schalenelemente mit 4 Knoten mit jeweils 6 Freiheitsgraden je Knoten. Die Modellierung der zusätzlichen Ringe erfolgt mit Stabelementen des Types B31; es handelt sich dabei um lineare Timoschenko-Stab-Elemente.

Das Dach der Tanks mit Festdach wird als gleichwertiger starrer Ring modelliert, der das Gewicht des Tankdaches aufweist.

Für die Auflage des Tankbodens wird ein starrer Untergrund berücksichtigt, auf dem der Tank aufliegt. Es können keine Zugkräfte übertragen werden. Um Horizontalkräfte zwischen dem Tank und dem Untergrund übertragen zu können, wird die Reibung zwischen dem Tankboden und dem Untergrund berücksichtigt. Der Reibungskoeffizient wird dabei so hoch gewählt, dass zufolge der horizontalen Belastungen keine Horizontalverschiebungen des Tanks bezogen auf den Untergrund auftreten.

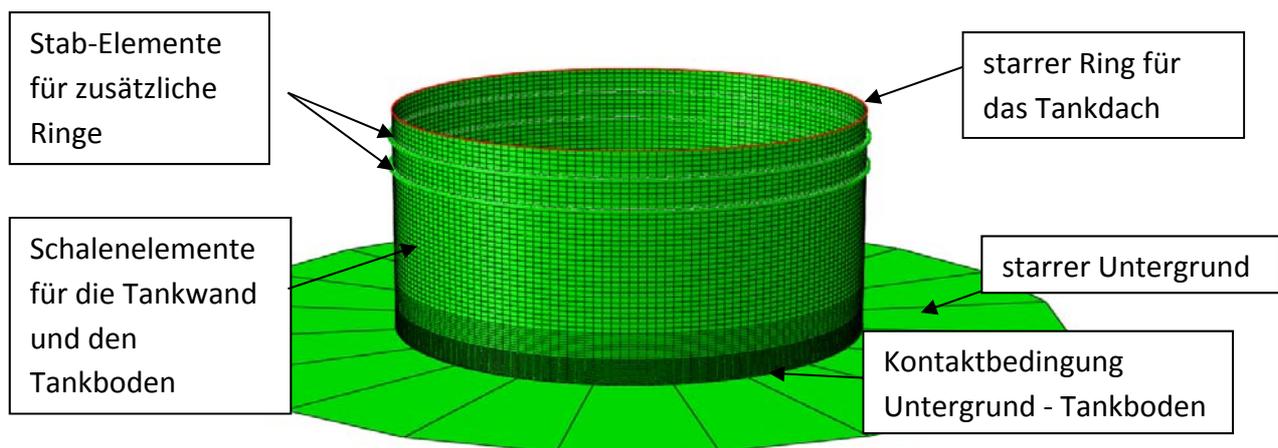


Abbildung 39: FE-Modell der modellierten Tankstruktur (hier Beispielhaft Tankbauwerk T2)

- **FE-Netz Diskretisierung:**

a) Tankbauwerk T1

Bei Tankbauwerk T1 wird für die Tankwand eine Elementteilung mit konstanter Elementgröße gewählt. Über den Umfang werden 90 Elemente und über die Höhe 40 Elemente modelliert. Dadurch ergibt sich eine Elementhöhe von $h_{el} = 0,658$ [m] und eine Elementbreite von $b_{el} = 1,047$ [m]. Das FE Netz der Tankwand von Tankbauwerk T1 ist in Abbildung 40 dargestellt. Der Übergang von Schuss 1 auf Schuss 2 wurde näherungsweise in einer Höhe von $7,896$ [m] modelliert (anstatt $8,0$ [m]).

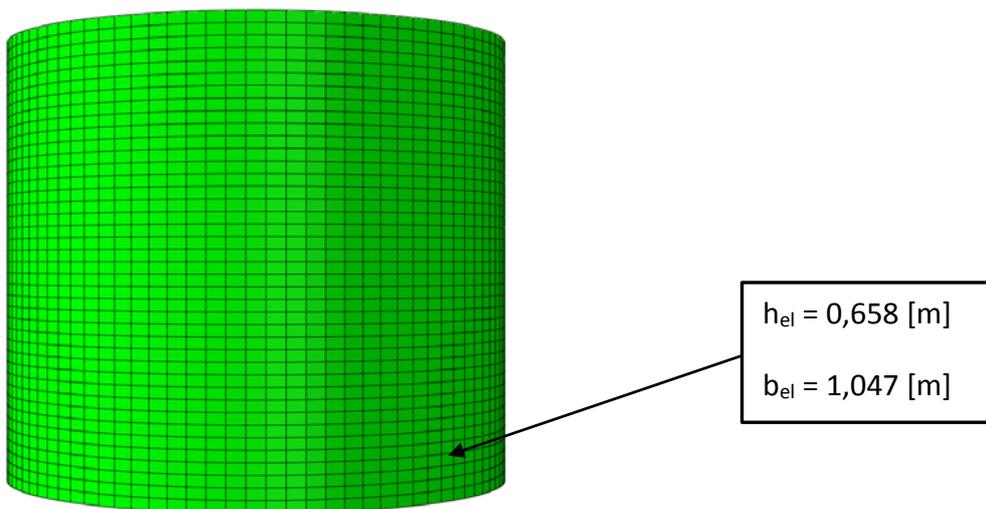


Abbildung 40: FE - Netzdiskretisierung der Tankwand von Tankbauwerk T1

Die Netzteilung des Tankbodens von Tankbauwerk T1 weist in Umfangsrichtung, ebenso wie die Tankwand, 90 Elemente auf.

In radialer Richtung werden die Elemente zum Tankrand hin feiner. Das Bodenrandblech wird mit Elementen mit einer Elementlänge in radialer Richtung von $l_{el} = 0,21$ [m] und einer Elementbreite von $b_{el} = 1,047$ [m] modelliert.

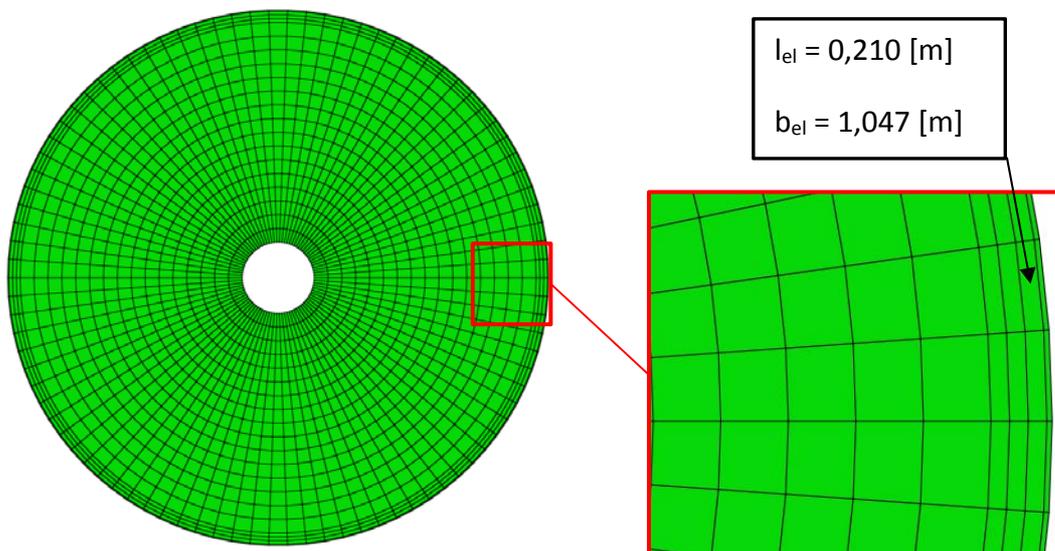


Abbildung 41: FE Netzdiskretisierung des Tankbodens von Tankbauwerk T1

b) Tankbauwerk T2

Bei Tankbauwerk T2 wird für den untersten Schuss der Tankwand eine feinere Elementteilung mit konstanter Elementgröße gewählt. Über den Umfang werden 180 Elemente und über die Höhe des ersten Schusses 20 Elemente modelliert. Dadurch ergibt sich eine Elementhöhe von $h_{el} = 0,125$ [m] und eine Elementbreite von $b_{el} = 0,838$ [m]. Das FE - Netz der Tankwand von Tankbauwerk T2 ist in Abbildung 42 dargestellt.

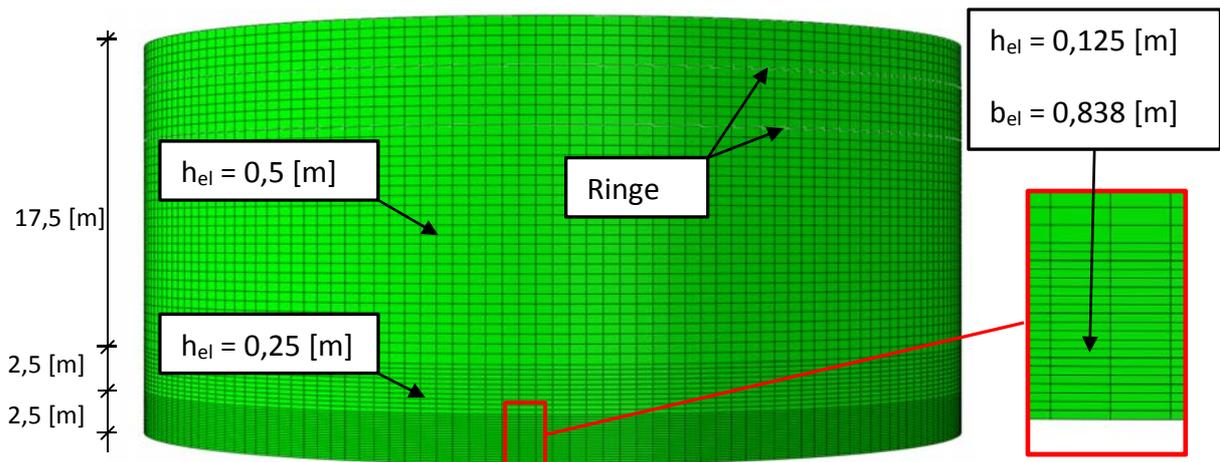


Abbildung 42: FE Netzdiskretisierung der Tankwand von Tankbauwerk T2

Die Netzteilung des Tankbodens von Tankbauwerk T2 weist in Umfangsrichtung, ebenso wie auch die Tankwand, 180 Elemente auf.

In radialer Richtung werden die Elemente zum Tankrand hin feiner. Das Bodenrandblech wird mit Elementen mit einer Elementlänge von $l_{el} = 0,058$ [m] in radialer Richtung und einer Elementbreite von $b_{el} = 0,838$ [m] modelliert. Das FE Netz des Tankbodens von Tankbauwerk T2 ist in Abbildung 43 dargestellt.

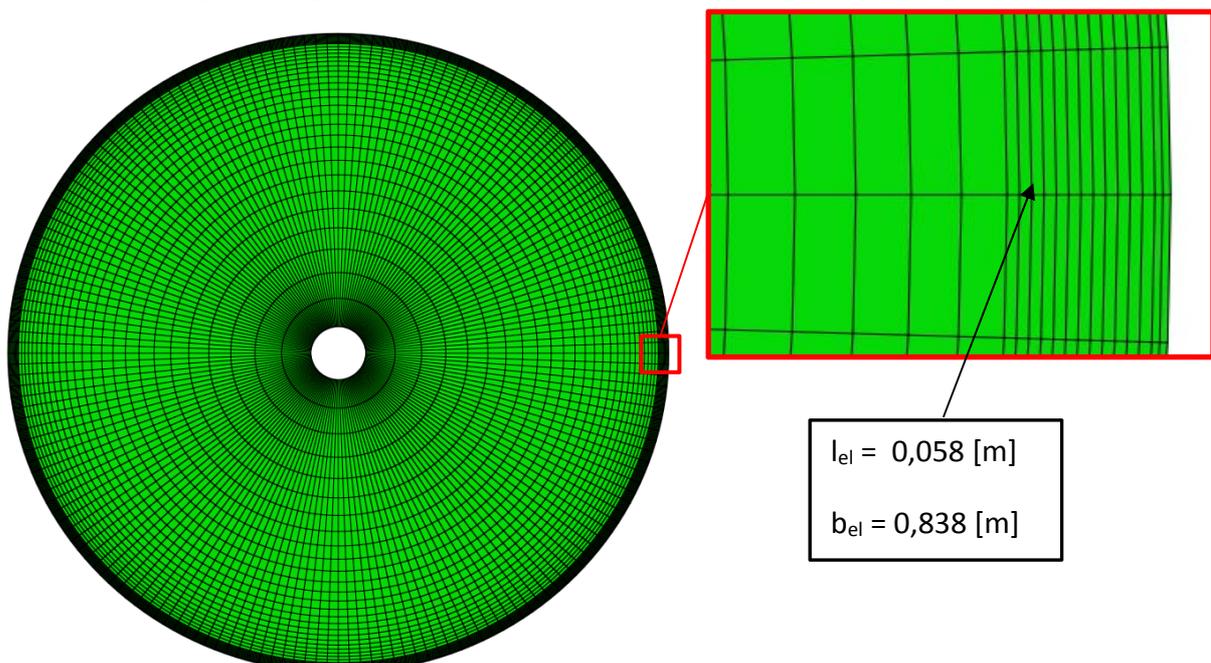


Abbildung 43: FE Netzdiskretisierung des Tankbodens von Tankbauwerk T2

c) Tankbauwerk T3

Bei Tankbauwerk T3 wird für den untersten Schuss der Tankwand eine feinere Elementteilung mit konstanter Elementgröße gewählt. Über den Umfang werden 180 Elemente und über die Höhe des ersten Schusses 20 Elemente modelliert. Dadurch ergibt sich eine Elementhöhe von $h_{el} = 0,125$ [m] und eine Elementbreite von $b_{el} = 1,658$ [m]. Das FE Netz der Tankwand von Tankbauwerk T3 ist in Abbildung 44 dargestellt.

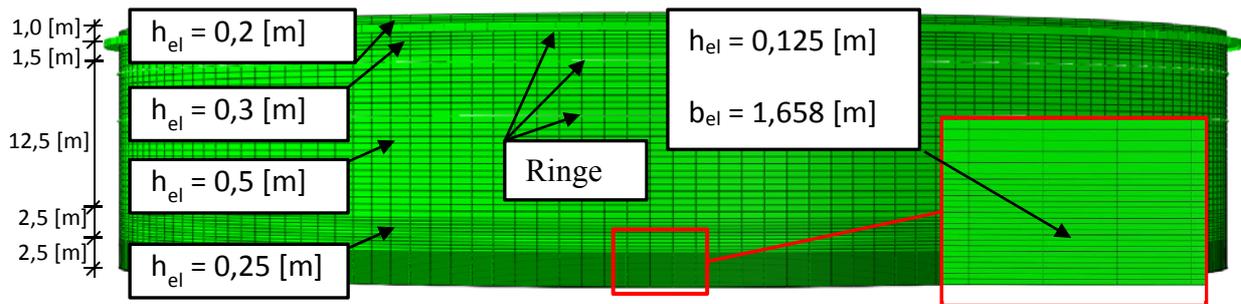


Abbildung 44: FE Netzdiskretisierung der Tankwand von Tankbauwerk T3

Die Netzteilung des Tankbodens von Tankbauwerk T3 weist in Umfangsrichtung, ebenso wie auch die Tankwand, 180 Elemente auf.

In radialer Richtung werden die Elemente zum Tankrand hin feiner. Das Bodenrandblech wird mit Elementen mit einer Elementlänge von $l_{el} = 0,07$ [m] in radialer Richtung und einer Elementbreite von $b_{el} = 1,658$ [m] modelliert. Das FE Netz des Tankbodens von Tankbauwerk T3 ist in Abbildung 45 dargestellt.

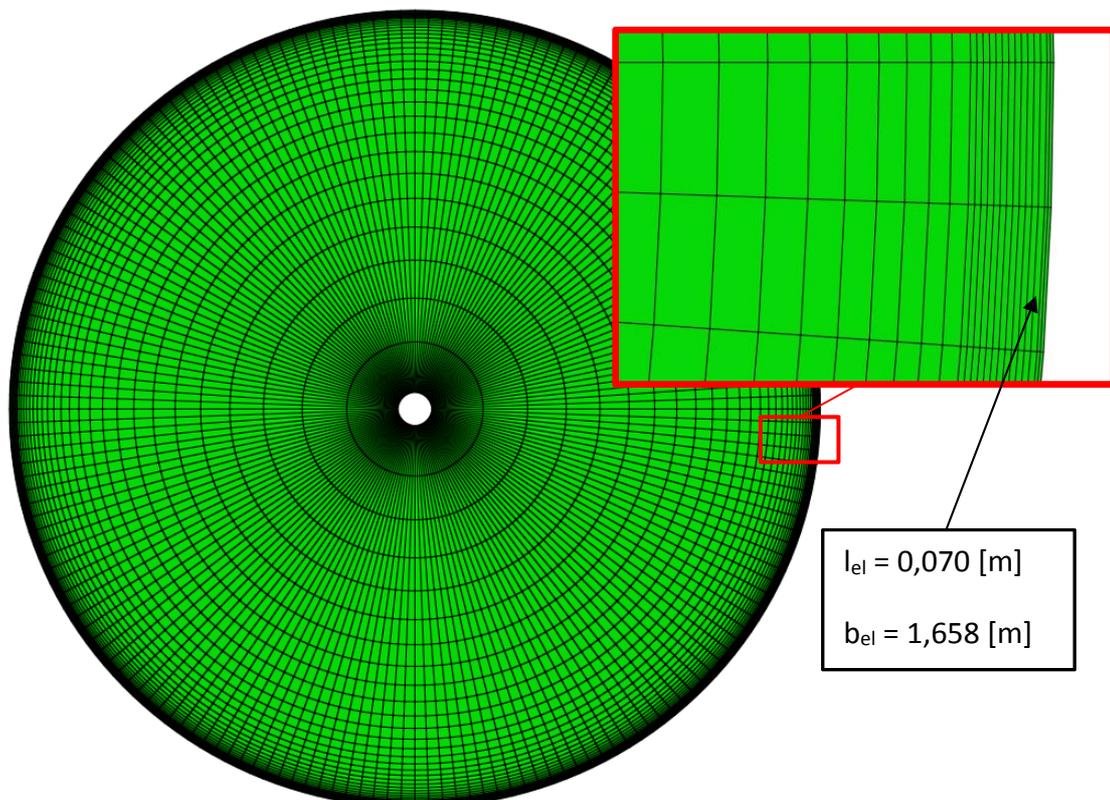


Abbildung 45: FE Netzdiskretisierung des Tankbodens von Tankbauwerk T3

d) Tankbauwerk T4

Bei Tankbauwerk T4 wird für den untersten Schuss der Tankwand eine feinere Elementteilung mit konstanter Elementgröße gewählt. Über den Umfang werden 180 Elemente und über die Höhe des ersten Schusses 20 Elemente modelliert. Dadurch ergibt sich eine Elementhöhe von $h_{el} = 0,100$ [m] und eine Elementbreite von $b_{el} = 0,698$ [m]. Das FE Netz der Tankwand von Tankbauwerk T4 ist in Abbildung 46 dargestellt. Übergang von Schuss 8 auf Schuss 9 wurde näherungsweise in einer Höhe von 16,2[m] modelliert (anstatt 16,0 [m]).

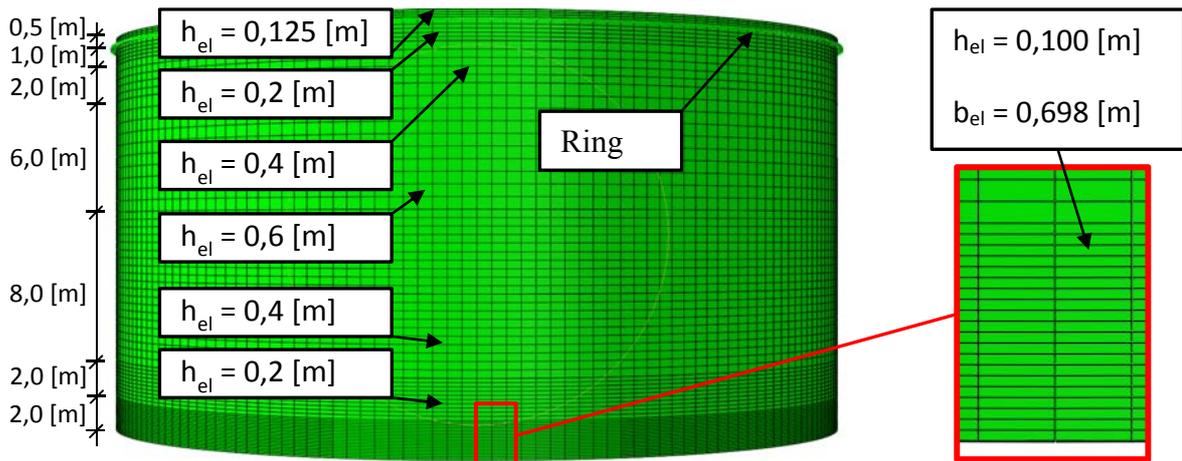


Abbildung 46: FE Netzdiskretisierung der Tankwand von Tankbauwerk T4

Die Netzteilung des Tankbodens von Tankbauwerk T4 weist in Umfangsrichtung, ebenso wie auch die Tankwand, 180 Elemente auf.

In radialer Richtung werden die Elemente zum Tankrand hin feiner. Das Bodenrandblech wird mit Elementen mit einer Elementlänge von $l_{el} = 0,12$ [m] in radialer Richtung und einer Elementbreite von $b_{el} = 0,698$ [m] modelliert. Das FE Netz des Tankbodens von Tankbauwerk T4 ist in Abbildung 47 dargestellt.

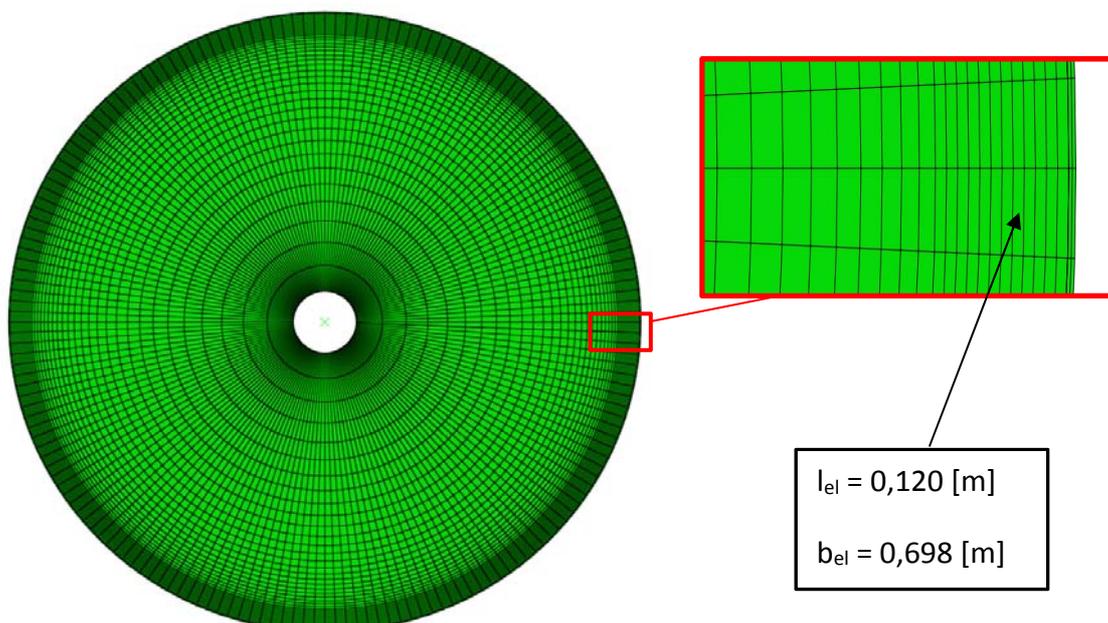


Abbildung 47: FE Netzdiskretisierung des Tankbodens von Tankbauwerk T4

- Materialeigenschaften:

Die statischen Berechnungen mit dem globalen 3D-FE-Modell werden mit zwei unterschiedlichen Materialmodellen durchgeführt. Es handelt sich dabei um:

- Materialmodell 1: Linear elastische Eigenschaften, mit einem E-Modul von $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ und einer Querdehnungszahl $\nu = 0,3$
- Materialmodell 2: Bilinear elastische, ideal-plastische Eigenschaften mit einem E-Modul im elastischen Bereich von $E = 210000 \text{ N/mm}^2$, einer Querdehnungszahl $\nu = 0,3$ und einer Fließgrenze von $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$. Eine Verfestigung des Materials 2 im plastischen Bereich wird nicht berücksichtigt.

Die dynamischen Berechnungen mit dem globalen 3D-FE-Modell werden mit dem Materialmodell 2 durchgeführt.

- Strukturdämpfung der Tankstruktur:

Gemäß EC 1998-4 [3] darf für die Tankstruktur, unabhängig von der Bauweise, eine Dämpfung von $\xi = 5 \%$ angesetzt werden.

Vergleichsweise dazu darf gemäß EN1991-1-4 [1], sowie gemäß DIN1055-4 [12] für Gebäude in Stahlbetonweise ein logarithmisches Dämpfungsdekrement von $\delta = 0,1$ angesetzt werden, was einem Dämpfungsmaß von $\xi = 1,6 \%$ entspricht. (Anmerkung: es gilt vereinfacht $\xi = \delta / (2\pi)$)

Für Gebäude in Stahlbauweise darf gemäß EN1991-1-4 [1] sowie gemäß DIN1055-4 [12] ein logarithmisches Dämpfungsdekrement von $\delta = 0,05$ angesetzt werden, was einem Dämpfungsmaß von $\xi = 0,8 \%$ entspricht. Im Vergleich dazu darf gemäß EN1991-1-4 [1] für Stahlschornsteine ein logarithmisches Dämpfungsdekrement von $\delta = 0,012$, also ein Dämpfungsmaß von $\xi = 0,2 \%$ angesetzt werden.

In der Literatur wird meist zwischen geschweißten und geschraubten Stahlkonstruktionen unterschieden. So gibt Zilch et al. in [57] für geschweißte Stahlbauten das Dämpfungsmaß von $\xi = 0,2 \%$ bis $\xi = 0,3 \%$, also ein logarithmisches Dämpfungsdekrement von $\delta = 0,012$ bis $\delta = 0,019$, und für geschraubte Stahlkonstruktionen das Dämpfungsmaß von $\xi = 0,5 \%$ bis $\xi = 0,6 \%$, also ein logarithmisches Dämpfungsdekrement von $\delta = 0,031$ bis $\delta = 0,038$, an. Scharf [49] gibt als typischen Dämpfungswert für die gemeinsame Schwingung des Tankwand-Flüssigkeitssystems $\xi = 2 \%$ an.

Meskouris [36] gibt für die gemeinsame Schwingung des Tankwand-Flüssigkeitssystems als typische Dämpfungswerte für Stahltanks $\xi = 1-2 \%$ und für Betontanks $\xi = 5 \%$ an.

Auch nach Auffassung des Autors erscheint bei Stahltankbauwerken eine Dämpfung von $\xi = 5 \%$ (wie sie im EC 1998-4 angegeben wird) für realitätsnahe Zeitverlaufsberechnungen zu hoch, um eine Unterschätzung der Systemantwort zu verhindern.

Wie auch Knödel und Heß in [30] erwähnen, tritt höhere Dämpfung bei Stahlbauwerken auf, wenn durch Plastifizieren des Stahles Energie dissipiert wird. Greiner und Ofner weisen in [21] darauf hin, dass die plastischen Verformungen bei Stahltanks nur in sehr kleinen Bereichen

der Struktur auftreten, und nur ein geringer Anstieg der Dämpfung zufolge dieses Effekts zu erwarten ist.

Bei den durchgeführten dynamischen Berechnungen wird für die Tankstruktur daher eine Dämpfung von $\xi = 2\%$, mit dem Ansatz nach Rayleigh berücksichtigt. Bei dieser Formulierung der Dämpfung ist die Dämpfungsmatrix, beziehungsweise das Dämpfungsmaß, die Summe aus einem masseabhängigen und einem steifigkeitsabhängigen Anteil der Dämpfung nach Gleichung (5-1), beziehungsweise Gleichung (5-2).

$$C_R = \alpha * MM + \beta * KK \quad (5-1)$$

mit:

C_R	Dämpfungsmatrix
MM	Massenmatrix
KK	Steifigkeitsmatrix
α	Rayleigh-Koeffizient der massenproportionalen Dämpfung
β	Rayleigh-Koeffizient der steifigkeitsproportionalen Dämpfung

Physikalisch kann der masseproportionale Term $\alpha * MM$ als äußere Dämpfung einer schwingenden Struktur durch das umgebende Medium angesehen werden, die sich besonders im tieffrequenten Bereich stark auswirkt. Der steifigkeitsproportionale Term $\beta * KK$ kann als Materialdämpfung verstanden werden und wirkt besonders bei hohen Frequenzen. Die beiden Dämpfungskoeffizienten α und β müssen so gewählt werden, dass die untersuchten Frequenzen das gewünschte Dämpfungsmaß aufweisen, welches für jede Frequenz f_i mit Gleichung (5-2) berechnet werden kann.

$$\xi(f_i) = \xi_\alpha(f_i) + \xi_\beta(f_i) = \frac{\alpha}{4 * \pi * f_i} + \beta * \pi * f_i \quad (5-2)$$

mit:

f_i	Frequenz der auftretenden Schwingung
-------	--------------------------------------

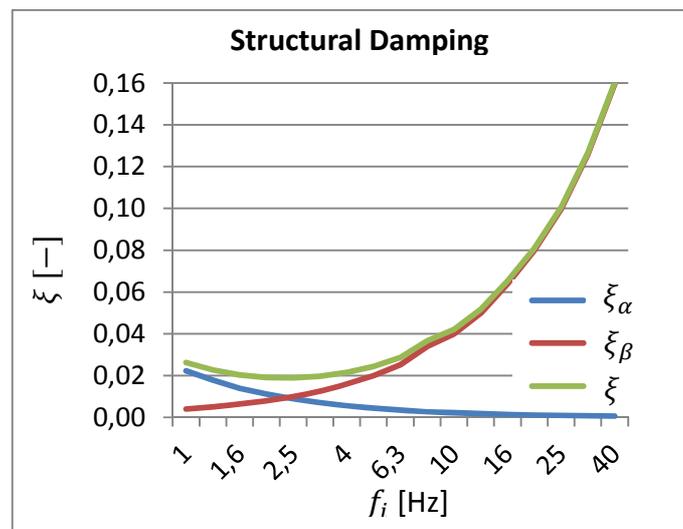


Abbildung 48: Dämpfung der Tankstruktur nach dem Ansatz von Rayleigh

Für die dynamischen Berechnungen wird in dieser Arbeit der massenproportionale Rayleigh-Koeffizient $\alpha = 0,279$ und der steifigkeitsproportionale Rayleigh-Koeffizient $\beta = 0,00127$ eingesetzt. Somit ergibt sich ein Dämpfungsverhalten, das im maßgebenden Frequenzbereich von 1 [Hz] bis 5 [Hz] ungefähr ein Dämpfungsmaß von $\xi = 2\%$ aufweist. In Abbildung 48 ist die masseproportionale Dämpfung $\xi_\alpha(f_i)$ als blaue Linie und die steifigkeitsproportionale Dämpfung $\xi_\beta(f_i)$ als rote Linie, in Abhängigkeit von der Frequenz, dargestellt. Die Summe dieser beiden Dämpfungen ist als grüne Linie eingezeichnet und stellt die resultierende Dämpfung der Tankstruktur $\xi(f_i)$, in Abhängigkeit von der Frequenz, dar.

5.2.2.2 Modellierung des gespeicherten Fluids

Als statischer Einfluss der gespeicherten Flüssigkeit wird der hydrostatische Druck, wie in Abbildung 49 a schematisch dargestellt, auf den Tankboden und die Tankwand aufgebracht. Dadurch werden die rückhaltenden Kräfte auf den Tankboden und der glättende Einfluss auf die Tankwand direkt berücksichtigt.

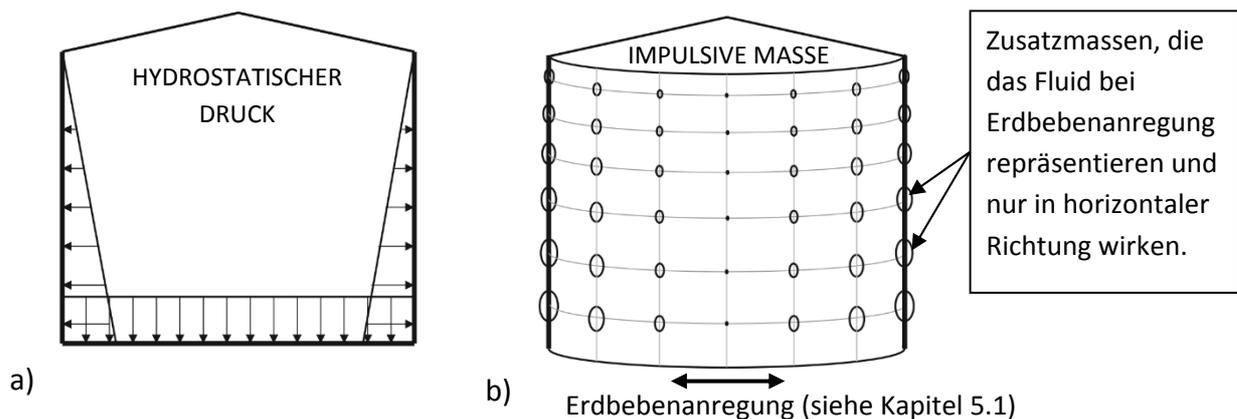


Abbildung 49 Belastung durch das im Tank gespeicherte Fluid;
 a) hydrostatischer, statischer Druck;
 b) Schematische Darstellung der auf die Tankwand aufgebracht

Der dynamische Einfluss des im Tank gespeicherten Fluids wird näherungsweise mit der Methode der zusätzlichen Massen berücksichtigt. Diese Massen des Fluides werden als zusätzliche Knotenmassen an den Knoten der Tankwandschale berücksichtigt, die nur in horizontaler Richtung wirken.

Die Masseverteilung entspricht vereinfacht der Druckverteilung des starren impulsiven Modes gemäß EC1998-4 [3] (siehe Kapitel 3.1.1). Würde man die Massenbelegung analog der Druckverteilung des flexiblen impulsiven Modes vornehmen, die die gemeinsame Schwingung der Tankstruktur und der Tankschale berücksichtigt, und damit eine dynamische Zeitverlaufsberechnung durchführen, so würde man die dynamische Wirkung deutlich überschätzen.

In Abbildung 50 a ist exemplarisch für das Tankbauwerk T1 der Verlauf der Masseverteilung über die normierte Höhe bei einem Winkel von $\theta = 0^\circ$ dargestellt. Über den Umfang sind die Massen mit einer Cosinus-Funktion verteilt, wie in Abbildung 50 b dargestellt ist. Die Summe

dieser beaufschlagten Massen ist die impulsive Masse gemäß EC 1998-4 (siehe Kapitel 3.1.1). Der Flüssigkeitsanteil, der für das Schwappen verantwortlich ist, wird nicht berücksichtigt, da er auf das Umsturmmoment und damit auf das Abheben des Tanks, aufgrund der sehr tiefen Frequenzen des Schwappens, nur einen sehr geringen Einfluss hat (siehe Kapitel 7.1.3.).

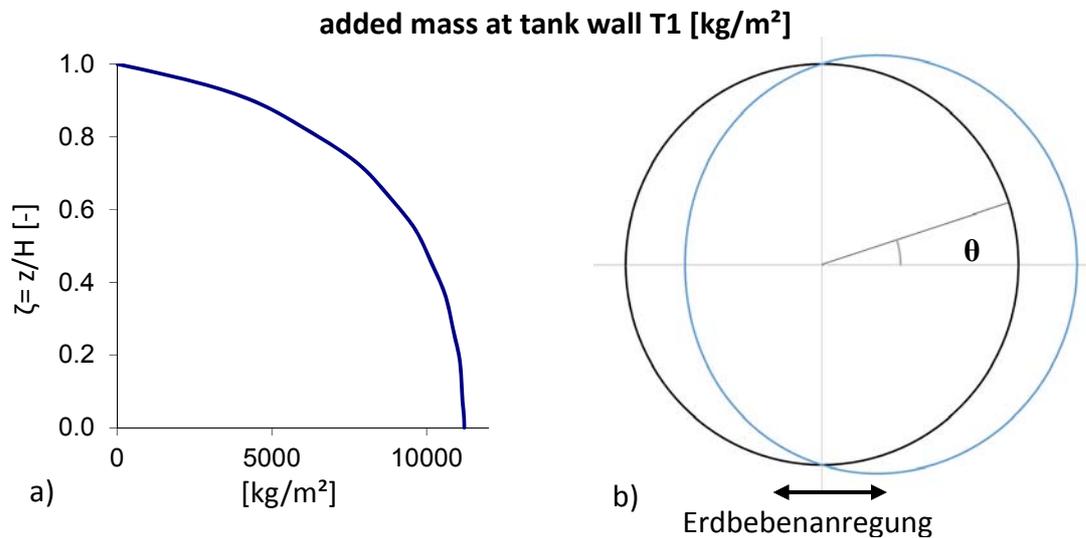


Abbildung 50: Masseverteilung entlang des Tankmantels der zusätzlichen Fluidmassen von Tankbauwerk T1 über
 a) die normierte Höhe der Tankschale bei einem Winkel von $\theta = 0$
 b) die Verteilung über den Umfang mit der Cosinus-Funktion (für alle Höhen z beziehungsweise ζ)

Das gespeicherte Fluid weist eine geringere Dämpfung als die Tankstruktur auf. Gemäß EC 1998-4 [3] darf für die gespeicherte Flüssigkeit eine Dämpfung von $\xi = 0,5 \%$ angesetzt werden. Diese Angabe deckt sich auch mit den Angaben von Meskouris [36].

Bei den dynamischen Berechnungen dieser Arbeit wird für die zusätzlichen Massen, die das gespeicherte Fluid repräsentieren, eine Dämpfung von $\xi = 0,5 \%$ mit dem Ansatz der Dämpfung nach Rayleigh berücksichtigt. Bei dieser Formulierung der Dämpfung ist die Dämpfungsmatrix die Summe aus einem masseabhängigen und einem steifigkeitsabhängigen Anteil der Dämpfung, nach Gleichung (5-2). Da den Massenelementen keine Steifigkeit zugewiesen wird ($KK = 0$), entfällt die steifigkeitsproportionale Dämpfung, und die Elemente weisen nur die masseproportionale Dämpfung auf. Für die dynamischen Berechnungen wird in dieser Arbeit für die Masseelemente, die die Flüssigkeit repräsentieren, der massenproportionale Rayleigh-Koeffizient $\alpha = 0,19$ eingesetzt. Somit ergibt sich ein Dämpfungsverhalten, das bei einer Frequenz von 3 Hz ein Dämpfungsmaß von $\xi(f_i = 3) = 0,5 \%$ aufweist. In Abbildung 51 ist die verwendete masseproportionale Dämpfung, in Abhängigkeit der Frequenz, als blaue Linie dargestellt.

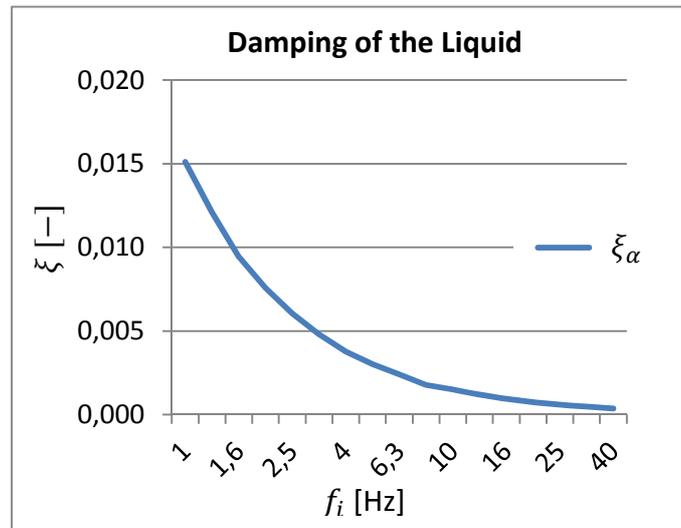


Abbildung 51: Dämpfungsverhalten des gespeicherten Fluids

5.2.2.3 Aufbringung der Belastung im Zuge der Zeitverlaufsrechnung infolge Erdbeben

Das Aufbringen der Belastung bei den Zeitverlaufsrechnungen erfolgt folgender Maßen:

- Als erster Schritt wird das Eigengewicht der Tankstruktur berücksichtigt.
- Als Zweiter Schritt wird die Belastung durch die Flüssigkeit entsprechend Abbildung 49 aufgebracht.
- Nach den ersten beiden Belastungsschritten folgt die eigentliche Zeitverlaufsrechnung. Dabei wird zeitlich veränderliche Bodenbeschleunigung des jeweiligen Erdbebenverlaufes auf die FE Elemente, die den starren Untergrund Repräsentieren (vergleiche Abbildung 39), aufgebracht.

5.2.3 Globales Modell – vereinfachtes ebenes Masse-Balken-Federmodell

Im Zuge dieser Forschungsarbeit wird auch ein Vergleich zwischen einem 3D-FE-Modell (siehe Kapitel 5.2.2) und einem vereinfachten ebenen Masse-Balken-Federmodell, welches zum Beispiel von Malhotra [34] und Cortes et al. ([7], [8]) beschrieben wird, durchgeführt. Dieses vereinfachte Masse-Balken-Federmodell wurde entwickelt, um auf effiziente, parametrisierte und fehlerunempfindliche Weise eine Vielzahl von Berechnungsläufen durchführen zu können.

Das vereinfachte ebene Masse-Balken-Federmodell ist schematisch in Abbildung 52 a dargestellt.

Bei diesem Modell wird die impulsive Flüssigkeit als einzelne Masse m_i modelliert, welche in der resultierenden Höhe h_i der impulsiven Druckverteilung auf die Tankwand in horizontaler Richtung - auf einen elastischen vertikalen Balken (siehe Kapitel 3.1.3) - wirkt.

Die Steifigkeit des vertikalen elastischen Balkens wird derart gewählt, dass der Einmassenschwinger (senkrechter Balken und Masse) eine erste Eigenfrequenz aufweist, die dem flexiblen impulsiven Mode gemäß EC 1998-4 (siehe Kapitel 3.1.3) entspricht.

Als Dämpfung für diese Masse, die die Flüssigkeit repräsentiert, wird wie beim 3D-FE-Modell bei den relevanten Frequenzen ein Dämpfungsmaß von $\xi = 0,5 \%$ berücksichtigt (siehe Kapitel 5.2.2.2; Abbildung 51).

Dieser Einmassenschwinger lagert starr eingespannt mittig auf einem starren horizontalen Balken, dessen Länge dem Durchmesser des Tankbauwerkes entspricht.

Das nichtlineare Abhebeverhalten des Tankbauwerkes wird durch nichtlineare Vertikalfedern erfasst, auf welchen die Enden des starren horizontalen Balkens lagern. Um die vertikalen Federelemente zu definieren, die die Grenzfläche zwischen Boden und Struktur bilden, wird vorab eine quasi-statische Pushover-Berechnung mit dem 3D-FE-Modell der Tankstruktur durchgeführt (siehe Kapitel 5.3.1). Mit dieser Pushover-Analyse wird der Zusammenhang zwischen dem Umsturzmoment M und der Abhebehöhe w ermittelt.

Dieser Zusammenhang kann durch Dividieren des Umsturzmomentes M durch den Durchmesser $2R$ in den Zusammenhang der auf die Feder wirkenden Vertikalzugkraft $F_{v(w)}$ und der Abhebehöhe w umgerechnet werden kann. Der Zusammenhang der Vertikalzugkraft $F_{v(w)}$ und der Abhebehöhe w ist in Abbildung 52 b dargestellt. Auf Druck (nach unten) sind die Vertikalfedern starr. Für diese Federn wird die gleiche steifigkeitsproportionale Dämpfung wie für die Schale des 3D FE-Modells angewendet (siehe Kapitel 5.2.2.1, Abbildung 48, orange Linie). Da die Federn keine Masse aufweisen, gibt es bei diesem Modell keine massenproportionale Dämpfung $C_{R\alpha} = \alpha * MM$ der Tankschale, sie wird vernachlässigt.

Die horizontalen Federn dienen der Einleitung der horizontalen Bodenbeschleunigung bei Erdbebeneinwirkungen. Sie sind auf Druck starr ($C_{h,Druck} = \infty$) und weisen auf Zug keine Federsteifigkeit auf. ($C_{h,Zug} = 0$)

Für die dynamischen Zeitverlaufsberechnungen wird auch für dieses Modell das in der Software ABAQUS [9] implementierte implizite dynamische Zeitverlaufsverfahren verwendet.

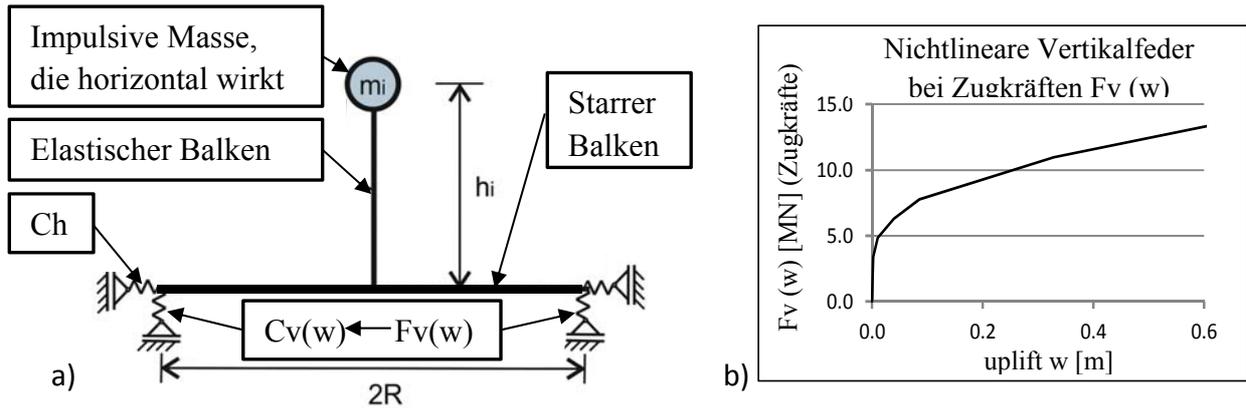


Abbildung 52: a) Vereinfachtes Masse-Balken-Federmodell

b) Zusammenhang der vertikalen Zugkräfte der Vertikalfedern $F_v(w)$ und der Abhebehöhe w , auf Basis der Pushover Analyse am globalen 3d FE-Modell

Anzumerken ist, dass das ebene Modell nach Abbildung 52 zwingend ein Softwarepaket erfordert, das die horizontale Zentrifugalkraft nur alleine der Masse m_i zulässt. Ansonsten werden unzutreffende Ergebnisse erhalten, die ein gleichzeitiges Abheben des Tanks an beiden Federn mit beinhaltet.

5.2.4 Allgemein: Lokales FE-Modell des Tankbodeneckes

Das globale 3D FE-Modell dient der Ermittlung der zeitlichen Abhebe-, beziehungsweise Verformungsverläufe der Tankstrukturen bei Erdbeben. Die FE-Netzdiskretisierung ist allerdings zu grob, um detaillierte Spannungs- und Dehnungszustände im Bereich des plastischen Gelenks im Bodenrandblech zu bestimmen. Aus diesem Grund wird für die Tankbauwerke T1 bis T4 ein lokales (Ebenes FE-Modell für einen ebenen Dehnungszustand in Umfangsrichtung) Sub-Modell für den unteren Detailbereich vom Anschluss des Bodenrandbleches zur Tankwand erstellt. Die Lage des lokalen Modells entspricht der Lage $\theta = 0^\circ$, beziehungsweise $\theta = 180^\circ$. Bei den lokalen Modellen werden jeweils ein Teil des Bodenblechs, das Bodenrandblech sowie die Tankwand bis zu einer Höhe h , die der Elementhöhe des untersten Elements der Tankwand des jeweiligen globalen Modelles entspricht, modelliert. Daraus ergibt sich beim

- Tankbauwerk T1 eine modellierte Höhe von $h = 0,65$ m
- Tankbauwerk T2 eine modellierte Höhe von $h = 0,125$ m
- Tankbauwerk T3 eine modellierte Höhe von $h = 0,125$ m
- Tankbauwerk T4 eine modellierte Höhe von $h = 0,1$ m

Der Untergrund wird, wie auch beim globalen Modell, als starr betrachtet, ohne dass eine Nachgiebigkeit des Bodens berücksichtigt wird. Diese Bettung entspricht somit einer Feder, die auf Druck starr ist und auf Zug eine Federsteifigkeit von Null aufweist, sodass freies Abheben möglich ist. Als Lagerbedingung am inneren Rand des Modells wurde ein gelenkiges Lager modelliert, wobei der Abstand zur Tankwand so groß gewählt wird, dass in diesem Bereich keine Verformungen des Tankbodens auftreten und diese Lagerbedingung somit keinen Einfluss auf die Ergebnisse hat.

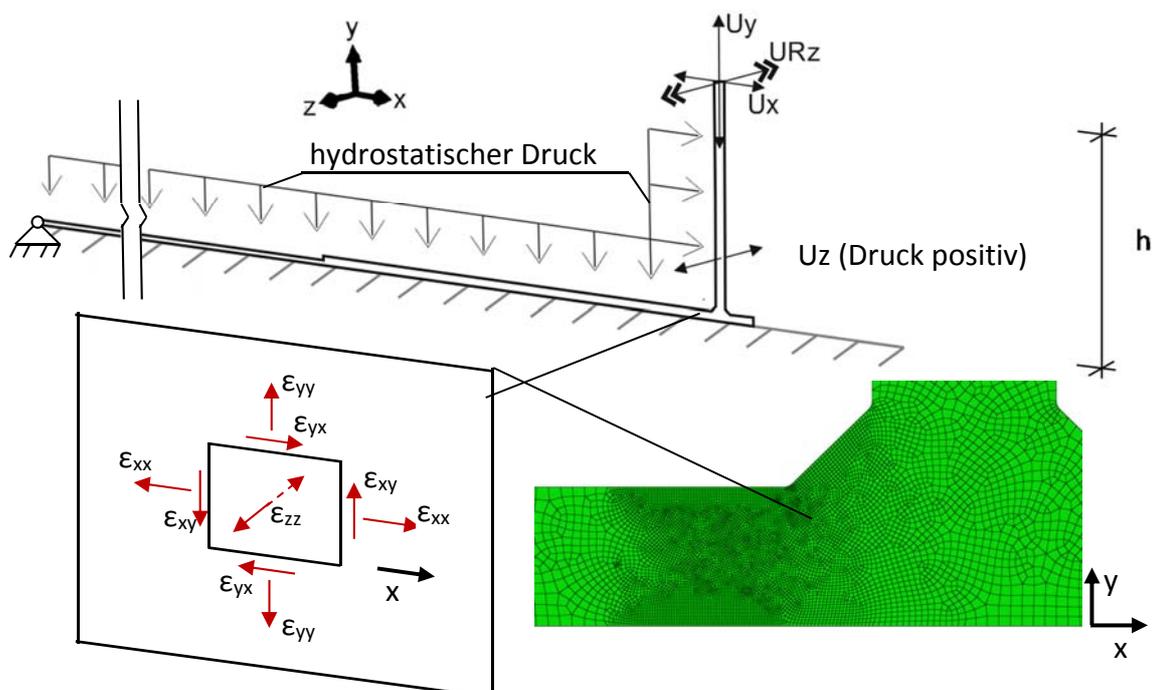


Abbildung 53: Beispiel für ein lokales Modelle der Tankbodenecken von Tankbauwerken T1 bis T4, sowie Elementnetz (Elemente CPEG4R) mit den eingetragenen Wirkrichtungen der Dehnungen am einzelnen Element (generalisierter ebener Dehnungszustand)

- Verwendete Elemente und FE-Netzdiskretisierung:

Die Modellierung wurde mit sogenannten „Volumenelementen mit generalisierter ebener Dehnung“ durchgeführt. Es handelt sich um CPEG4R – Elemente (lineare 4 Knoten-Elemente mit der reduzierten Integration mit Nullenergie-Mode-Kontrolle) und im Übergang des Normalnetzes zur Netzverfeinerung (siehe Abbildung 54) zum Teil um CPEG3 – Elemente (lineare 3 Knoten-Elemente). Obwohl es sich um 2D-Elemente handelt, ermöglicht die Modellierung mit diesen Elementen, auch einen zeitlichen Verlauf an Verformungen in transversaler Richtung (z-Richtung in Abbildung 53 entspricht der Umfangsrichtung des Tanks) aufzubringen (siehe auch [17]). Dabei wird die Beanspruchung aus der Ebene des Modells berücksichtigt. Die Elemente des Modells können durch einen zeitlichen Verlauf von Verformungen in Z-Richtung (Umfangsrichtung), die den Ergebnissen des globalen 3D FE-Modells entsprechen, belastet werden.

In Abbildung 53 ist ein CPEG4R – Element, mit den eingetragenen berücksichtigten Dehnungen des generalisierten ebenen Dehnungszustandes, schemenhaft dargestellt.

Die Tiefe des Modells (z-Richtung) entspricht jeweils der Breite der Elemente des globalen 3D FE - Modells. Dadurch ergibt sich für das lokale Modell der Tankbodenecke von Tankbauwerk T1 eine Tiefe von 1,047 [m], für das Tankbauwerk T2 eine Tiefe von 0,838 [m], für das Tankbauwerk T3 eine Tiefe von 1,658 [m] und für das Tankbauwerk T4 eine Tiefe von 0,698 [m].

Mit diesen Elementen kann trotz der dreidimensionalen Belastung der Vorteil des geringeren Rechenaufwandes einer 2D Berechnung genutzt werden. Somit ist es möglich, sehr feine FE-Netzteilungen zu realisieren. So beträgt die Elementgröße im relevanten Bereich, mit den größten plastischen Dehnungen, nur 0,2 [mm]. An der Kerbe der Schweißnaht, die vereinfacht mit einem Radius von 1 [mm] ausgerundet wird, beträgt die Elementgröße sogar nur 0,1 [mm]. Der Radius von 1 [mm] entspricht der üblichen Annahme des Kerbspannungskonzeptes. Diese Netzverfeinerung im relevanten Bereich, sowie die Ausrundung der Kerbe vor der Schweißnaht mit $R=1$ mm, ist für das Detail des Tankbauwerkes T1 exemplarisch in Abbildung 54 dargestellt.

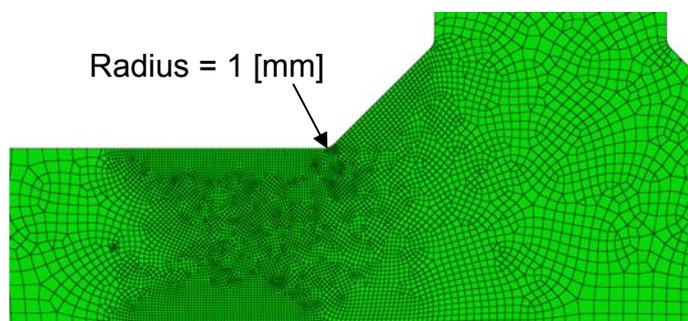


Abbildung 54: FE-Netz des lokalen Modells im Bereich der Schweißnaht zwischen Bodenrandblech und der Tankwand von Tankbauwerk T1

- Materialeigenschaften:

Die detaillierten Berechnungen der Spannungen und Dehnungen im Bereich des sich bildenden plastischen Gelenks des Bodenrandblechs werden für das lokale FE-Modell der Tankbodenecke mit dem Materialmodell 3 durchgeführt.

- Materialmodell 3: Bilinear- elastisch, plastische Eigenschaften mit Verfestigung, mit einem

E-Modul von:

$E_e = 210000 \text{ N/mm}^2$ im elastischen Bereich,

$E_p = 1110 \text{ N/mm}^2$ im plastischen Bereich;

Querdehnungszahl $\nu = 0,3$;

Fließgrenze von $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$,

Der Spannungs–Dehnungsverlauf von Materialmodell 3 ist in Abbildung 55 dargestellt.

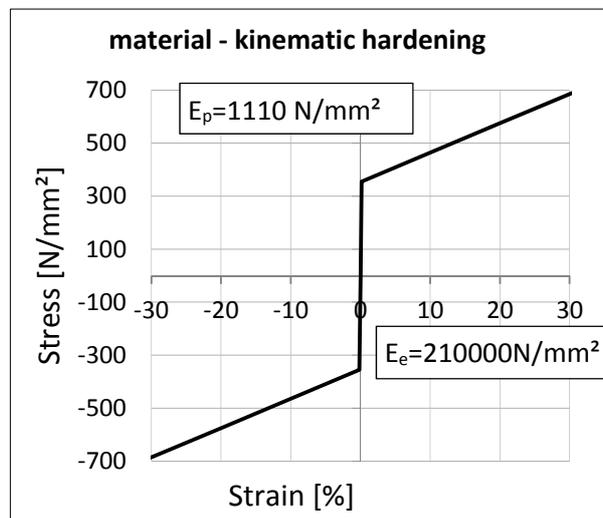


Abbildung 55: Spannungs-Dehnungsverlauf von Materialmodell 3.

Da es sich bei der Beanspruchung um zyklische Lasten handelt, wird bei den Berechnungen mit dem lokalen Modell die kinetische Materialverfestigung in der dargestellten vereinfachten Form berücksichtigt.

- Aufgebrachte Verformungen und Belastungen:

Bei diesen Berechnungen wird der hydrostatische Druck des Fluids auf den Tankboden und die Tankwand als statischer Druck aufgebracht.

Mit Hilfe der globalen 3D-FE-Berechnungen werden die Zeitverläufe der Verformungen ermittelt. Für die detaillierten Berechnungen der Dehnungen werden die ermittelten Zeitverläufe der Verformungen, wie nachfolgend beschrieben, am lokalen Sub-Modell aufgebracht. In Kapitel 5.3.2.3 sind für jeden Tank die Zeitverläufe der Verformungen, die als Belastung für das lokale Modell dienen, dargestellt.

- U_y ist der zeitliche Verlauf des Abhebens in vertikaler Richtung Y. Die Verformungen werden, wie in Abbildung 56 gezeigt, am globalen 3D-FE-Modell am oberen Knoten des ersten Elementes der Tankwand ausgelesen, und am lokalen Modell in derselben Höhe aufgebracht.
- U_x ist der zeitliche Verlauf der horizontalen Verformung in radialer Richtung X. Die Verformungen werden, wie in Abbildung 56 gezeigt, aus dem 3D-FE-Modell am oberen Knoten des ersten Elementes der Tankwand ausgelesen, und am lokalen Modell in derselben Höhe aufgebracht.
- UR_z ist der zeitliche Verlauf der Verdrehung um die Umfangsrichtung Z. Die Verdrehungen werden, wie in Abbildung 56 gezeigt, aus dem 3D-FE-Modell am oberen Knoten des ersten Elementes der Tankwand ausgelesen, und am lokalen Modell in derselben Höhe aufgebracht.
- U_z Der zeitliche Verlauf der differentiellen Verformungsänderung in Umfangsrichtung Z (Differenz der Verformung U_z zwischen Knotenpunkt 1 und 2). Da besonders die dreiaxialen Spannungs- und Dehnungszustände im plastischen Gelenk im Bodenrandblech von Interesse sind, werden diese beim Übergang von der Tankwand auf das Bodenrandblech ausgelesen, wie in Abbildung 56 veranschaulicht ist. Dieser Zeitverlauf der Verformungen wird über das gesamte lokale Modell vereinfacht konstant aufgebracht.

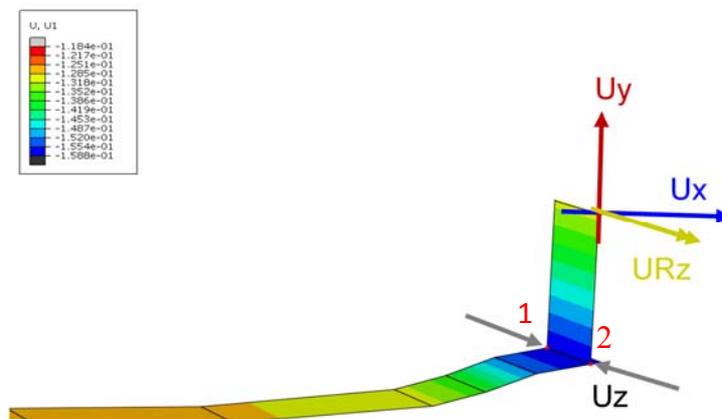


Abbildung 56: Verformungen, die vom globalen 3D FE - Modell auf das lokale Modell übertragen werden.

5.3 Ergebnisse der numerischen Berechnungen für den gesamten Tank mit dem globalen Modell

5.3.1 Ergebnisse der Pushover - Analysen

- Einführung

Wie bereits erwähnt, ist der Zusammenhang zwischen dem Umsturzmoment und der auftretenden Abhebehöhe stark nichtlinear. Dieser nichtlineare Zusammenhang kann mit den Pushover-Berechnungen an den 3D-FE-Modellen der Tankstrukturen (siehe Kapitel 5.2.2) bestimmt werden. Dabei wird nach Aufbringung des Eigengewichtes und des hydrostatischen Drucks eine horizontale Belastung (Anm.: Umsetzung an den FE-Modellen in Form von vorgegebenen Druckverteilungen, wie nachfolgend dargestellt) aufgebracht und das Lastniveau inkrementell gesteigert. Die horizontale Belastung bewirkt ein Umsturzmoment und in weiterer Folge ein teilweises Abheben der Tankstruktur. Es handelt sich somit bei der durchgeführten Pushover-Berechnung nicht um die Ermittlung des Zusammenhanges zwischen der aufgebrachten Horizontallast und der Horizontalverschiebung der Struktur im klassischen Sinne, sondern um den Zusammenhang zwischen der aufgebrachten Horizontallast und der vertikalen Verformung am Tankbodeneck der lastzugewandten Seite. Diese Pushover-Berechnungen werden für die einzelnen Druckverteilungen der drei Anteile der Flüssigkeitsbelastung bei Erdbeben gemäß EC 1998-4 [3] (dies sind: konvektive Druckverteilung, starre impulsive Druckverteilung und die flexible impulsive Druckverteilung (siehe Abbildung 14 und Kapitel 3.1) separat untersucht. Für das Tankbauwerk T1 sind diese drei Druckverteilungen über die normierte Höhe $\zeta = z/H$ für den Umfangswinkel $\theta = 0^\circ$ in Abbildung 57 dargestellt (Anm.: da hier nur die Verteilung der Drücke und nicht die Höhe der Drücke selbst relevant ist, werden hier alle drei Druckanteile mit einer wirkenden Beschleunigung von $a = 9,81 \text{ m/s}^2$ dargestellt). Über den Umfang ist die Druckverteilung, wie in Abbildung 58 dargestellt, mit der Cosinus Funktion verteilt.

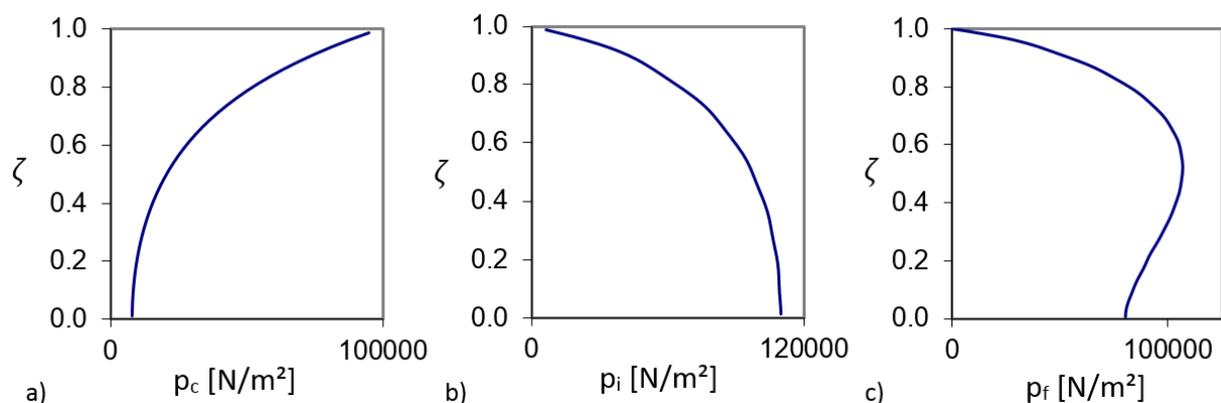


Abbildung 57: Tank T1 - Druckverteilungen für die Pushover-Berechnung auf die Tankwand bei $\theta = 0^\circ$ nach Abschnitt 3.1,
 a) konvektive Druckverteilung,
 b) starre impulsive Druckverteilung,
 c) flexible impulsive Druckverteilung.

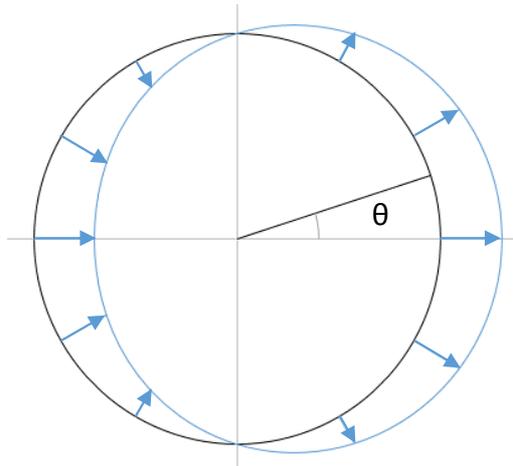


Abbildung 58: Für die Pushover-Analyse angesetzte Druckverteilung über den Umfang

Zusätzlich zu den Pushover-Analysen, mit den Druckverteilungen der drei Modes gemäß EC 1998-4 [3], werden Pushover-Berechnungen mit einer sowohl über die Höhe als auch über den Umfang konstanten Druckverteilung, die nur in horizontaler X-Richtung wirkt, durchgeführt, wie in Abbildung 59 schematisch dargestellt ist.

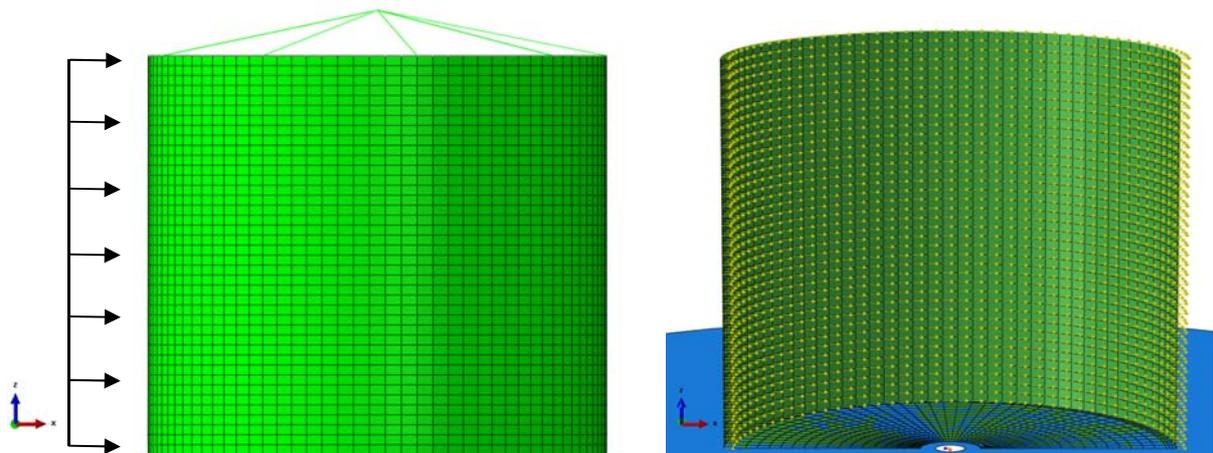


Abbildung 59: Pushoverberechnung mit konstanter Horizontalkraftverteilung.

Für das Tankbauwerk T1 ist die verformte Struktur, die mit der Pushover-Berechnung mit der konstanten Kräfteverteilung nach Abbildung 59 ermittelt wurde, beispielhaft für ein Umsturzmoment von $M = 304$ [MNm] in Abbildung 60 dargestellt. Das Umsturzmoment wird dabei durch Multiplizieren der angreifenden resultierenden Horizontalkraft Q_R mit der Höhe der resultierenden Horizontalkraft h_R ermittelt. In diesem Fall also:

$$M = Q_R * H * 0,5 = Q_R * h_R = 23,1 \text{ MN} * 13,15 \text{ m} = 304 \text{ MNm} \quad (5-3)$$

Die auftretende Abhebehöhe beträgt $w = 0,26$ [m].

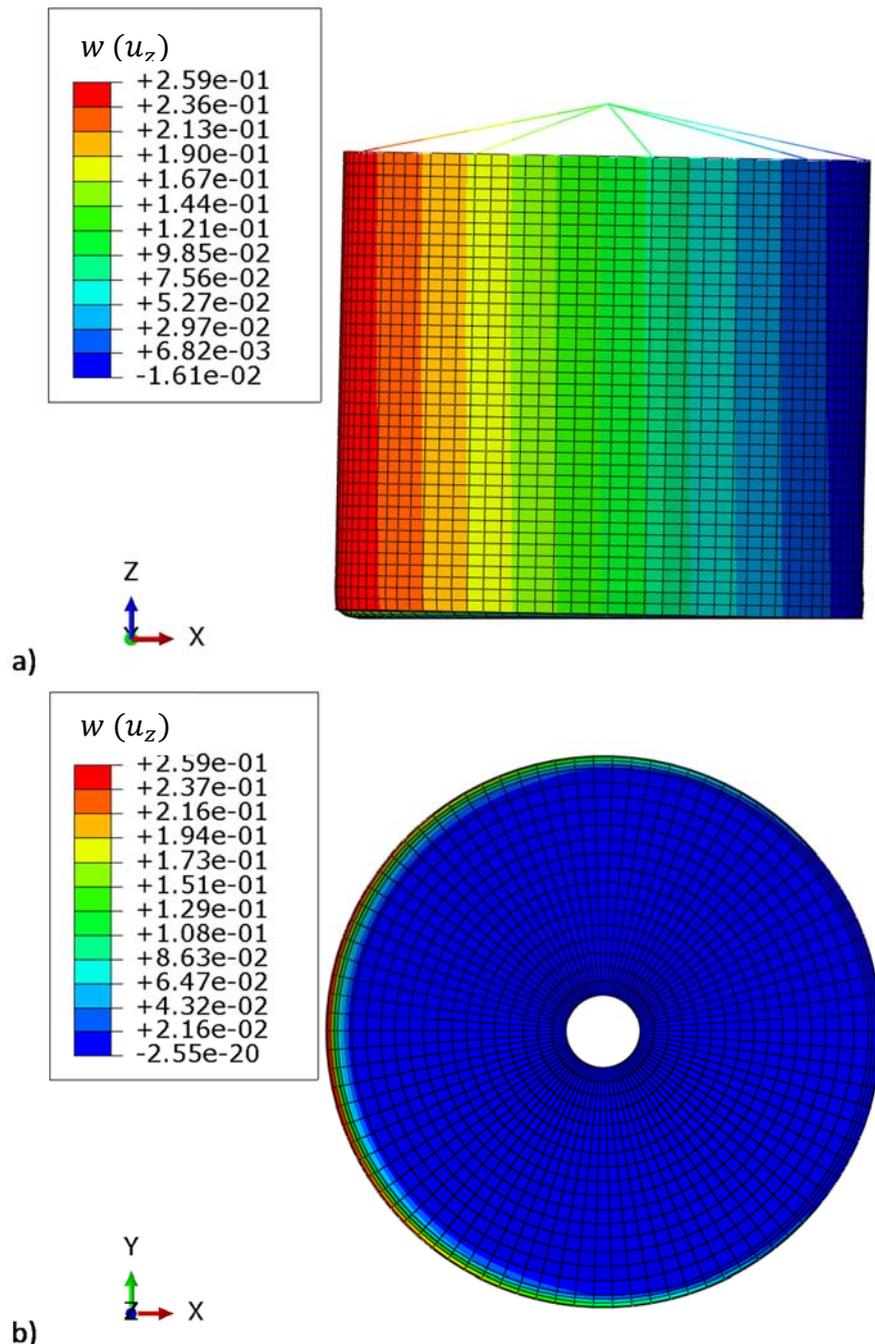


Abbildung 60: Verformte Struktur des Tankbauwerkes T1 zufolge einer Pushoveranalyse mit konstanter Horizontalkraftverteilung bei einem Umsturzmoment von 304 [MNm] (mit einem Skalierungsfaktor der Verformung von 2)

- a) Tankwand,
b) Tankboden

Da die horizontale Belastung inkrementell gesteigert und aufgebracht wird, kann für jedes Lastniveau und zugehörige Umsturzmoment die Abhebehöhe ermittelt werden. Dieser Zusammenhang kann in einem Diagramm dargestellt werden. Abbildung 61 zeigt den Vergleich des Zusammenhanges des Umsturzmomentes und der Abhebehöhe (uplift) für die vier beschriebenen Druck- beziehungsweise Kräfteverteilungen für: a) Tankbauwerk T1 mit Festdach, b) Tankbauwerk T4 mit Schwimmdach. Als Materialmodell liegt diesen Berechnungen das ideal elastische „Material 1“ (siehe Kapitel 5.2.2.1) zugrunde.

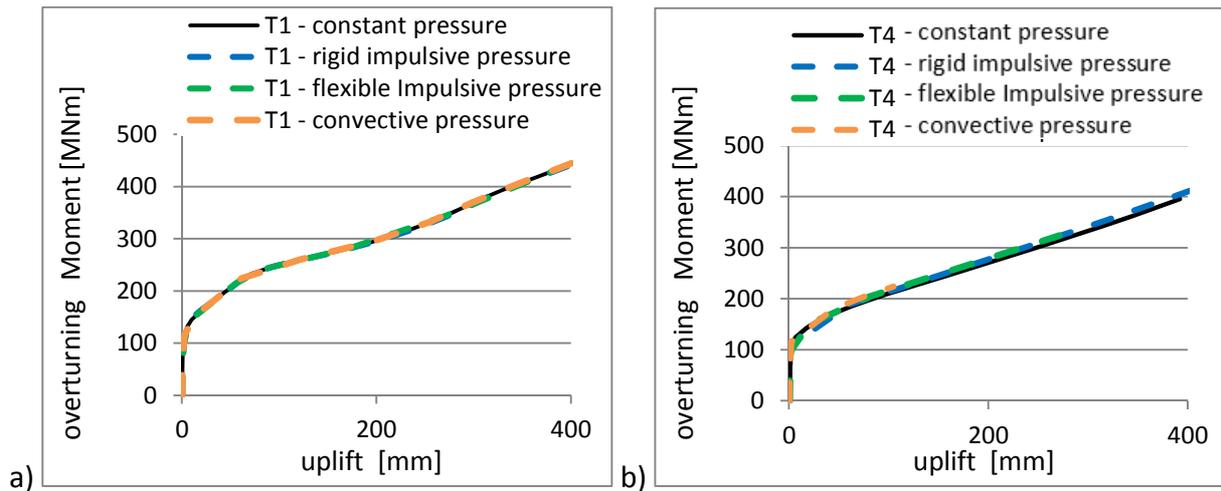


Abbildung 61: Zusammenhang des Umsturzmomentes und der Abhebehöhe bei verschiedenen Druck-, beziehungsweise Kräfteverteilungen (linear elastisches Materialmodell - Material 1), auf Basis der Pushover-Analyse

a) Tankbauwerk T1 mit Festdach ($H/R=1,75$),

b) Tankbauwerk T4 mit Schwimmdach ($H/R=1,00$)

Es ist zu erkennen, dass alle Kurven beinahe deckungsgleich sind und somit ist es ausreichend eine vereinfachte Pushover-Analyse mit konstanter Kräfteverteilung entlang der Tankwand durchzuführen.

Neben dem Einfluss der Verteilung der Horizontallasten wird auch der Einfluss des Materialverhaltens untersucht. Zu diesem Zweck werden die Pushover-Berechnungen mit konstanter Kräfteverteilung für das ideal elastische Materialverhalten (Material 1, siehe Kapitel 5.2.2.1) und für elastisch – ideal plastisches Materialverhalten (Material 2, siehe Kapitel 5.2.2.1) durchgeführt.

Der Zusammenhang des Umsturzmomentes und der auftretenden Abhebehöhe ist für beide Materialmodelle in Abbildung 62 für die Tankbauwerke T1 bis T4 dargestellt. Die rote Linie zeigt jeweils die Ergebnisse, die mit linear elastisch – ideal plastischem Materialverhalten und die schwarze Linie zeigt die Ergebnisse, die mit dem ideal elastischen Materialverhalten ermittelt wurden.

Wie zu erwarten, sind bei gleichem Umsturzmoment die Abhebehöhen größer, wenn das plastische Materialverhalten mitberücksichtigt wird.

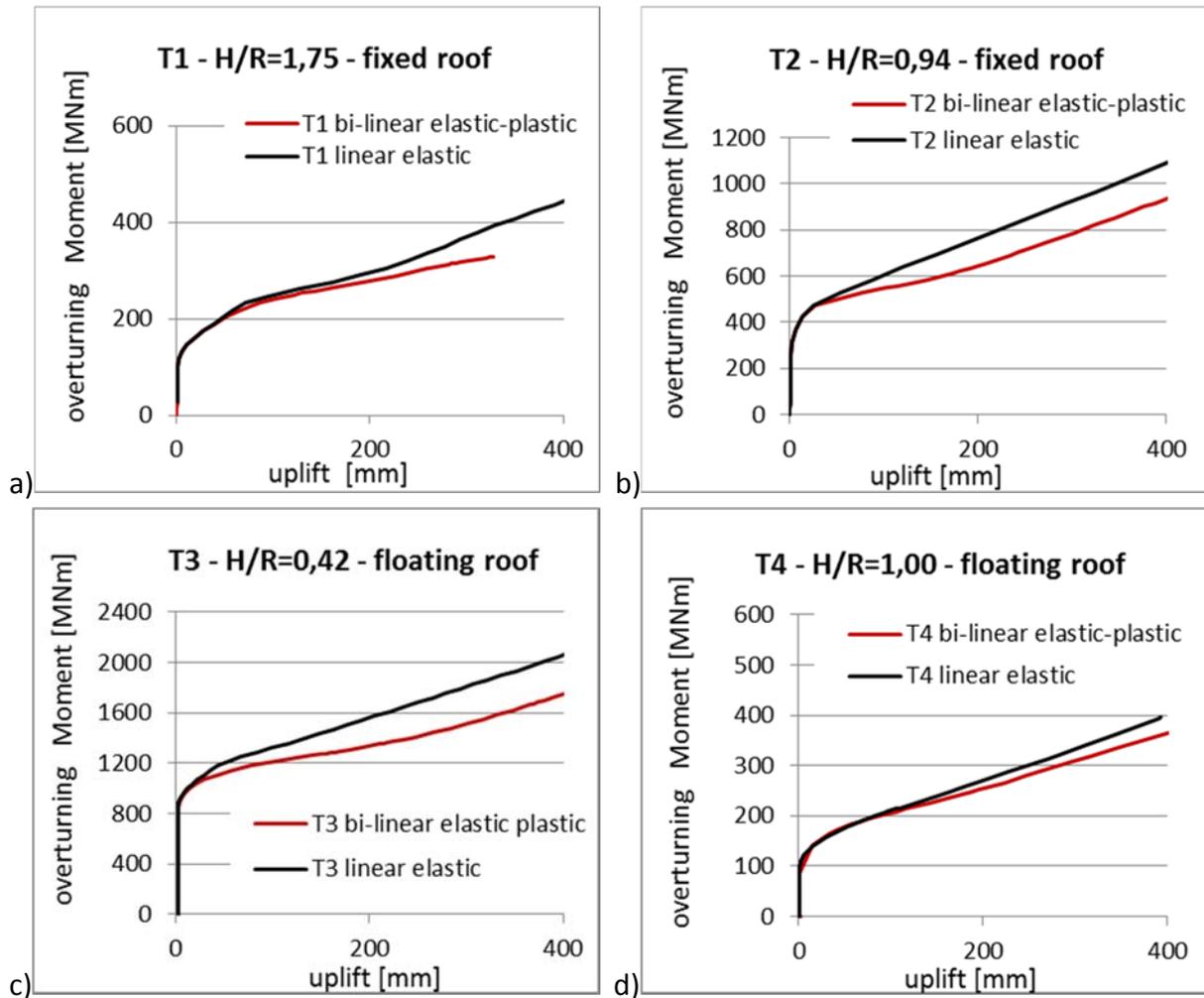


Abbildung 62: Zusammenhang zwischen Umsturzmoment und der Abhebehöhe für konstante Horizontalkraftverteilung aus der Pushover - Analyse für unterschiedliche Materialverhalten

- a) Tankbauwerk T1 mit Festdach
- b) Tankbauwerk T2 mit Festdach
- c) Tankbauwerk T3 mit Schwimmdach
- d) Tankbauwerk T4 mit Schwimmdach

5.3.2 Ergebnisse der 3D-Zeitverlaufsberechnungen

Die wichtigsten Ergebnisse der 3D-Zeitverlaufsberechnungen sind die Zeitverläufe der vertikalen Abhebeverformungen w an den Stellen mit maximaler Verformung (bei $\theta = 0^\circ$, auch mit „rechts“ bezeichnet, beziehungsweise bei $\theta = 180^\circ$, auch mit „links“ bezeichnet). Darüber hinaus sind in Kapitel 5.3.2.3 ergänzend auch alle anderen Verformungen dargestellt, die an das lokale Submodell des Tankfußes als Belastung übergeben werden (Vergleiche Kapitel 5.2.4). All diesen dynamischen Berechnungen wird elastisch-ideal plastisches Materialverhalten (Material 2) zugrunde gelegt.

5.3.2.1 Die Zeitverläufe des vertikalen Abhebens

Die nachfolgend dargestellten Zeitverläufe des vertikalen Abhebens des Tanks zeigen den zeitlichen Verlauf des Abhebens des Bodenrandbleches in der Achse der Tankwand auf der linken und auf der rechten Seite der Tankbauwerke, wo die Abhebehöhen maximal sind. Wie in Abbildung 63 veranschaulicht, bedeutet links bei $\theta = 180^\circ$, und rechts bei $\theta = 0^\circ$. (Anm.: diese Abhebehöhen sind nahezu ident, zu den Abhebehöhen in der Achse der Tankwand in der Höhe nach dem ersten Element, die an das lokale Submodell übertragen werden.)

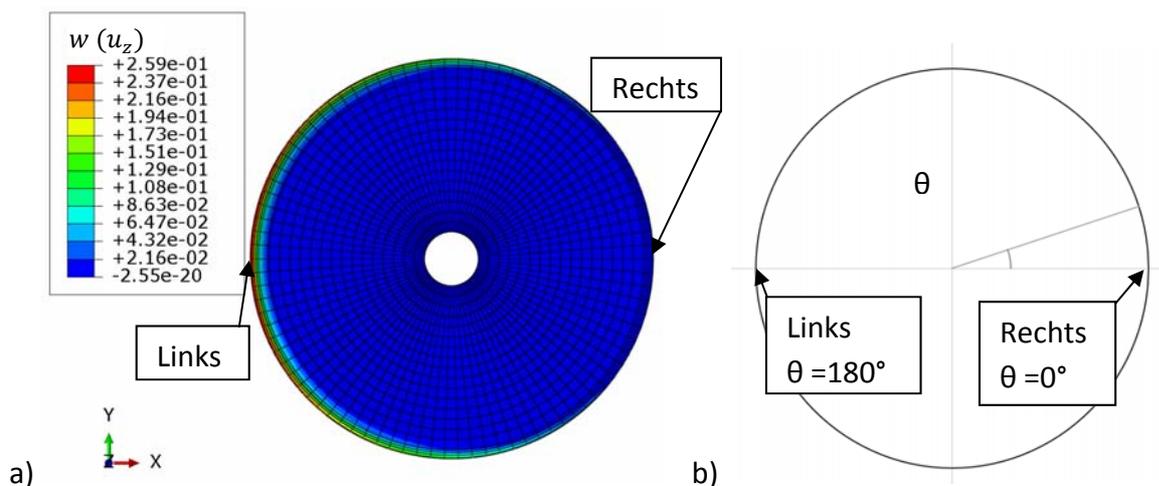


Abbildung 63: a) Ansicht des Tankbodens von Tankbauwerk T1 von oben bei einem Umsturzmoment von 304 MNm (Ergebnis Pushover - Analyse mit konstanter Kräfteverteilung);
 b) Skizze des Tankbodens

Nachfolgend sind für alle Tankbauwerke die Abhebezeitverläufe beispielhaft für jenes künstlich generierte Erdbeben und jenes aufgezeichnete, beziehungsweise gemessene Erdbeben, dargestellt, welches die höchste Abhebehöhe aufweist.

a) Zeitverlauf des Abhebens für das Tankbauwerk T1 mit Festdach:

Abbildung 64 zeigt den Zeitverlauf des Abhebens auf der linken und rechten Seite von Tankbauwerk T1 beim künstlich generierten Erdbeben AGM9, mit einer maximalen Abhebehöhe von $w_{\max}=0,36$ [m]. Bei diesem Erdbeben tritt die maximale ermittelte Abhebehöhe von allen 20 untersuchten Erdbeben auf.

Abbildung 65 zeigt den Zeitverlauf des Abhebens auf der linken und rechten Seite von Tankbauwerk T1 beim aufgezeichneten Erdbeben RGM2, mit einer maximalen Abhebehöhe von $w_{\max}=0,22$ [m]. Bei diesem aufgezeichneten Erdbeben tritt die maximal ermittelte Abhebehöhe unter den 10 untersuchten aufgezeichneten Erdbeben auf. Die Zeitverläufe des Abhebens bei den restlichen, künstlich generierten und aufgezeichneten Erdbeben sind im Anhang dargestellt.

Die maximalen Abhebehöhen jeder Seite des Tankbauwerkes T1 sind für jedes Erdbeben in Tabelle 14 in Kapitel 5.3.2.2 zusammengefasst.

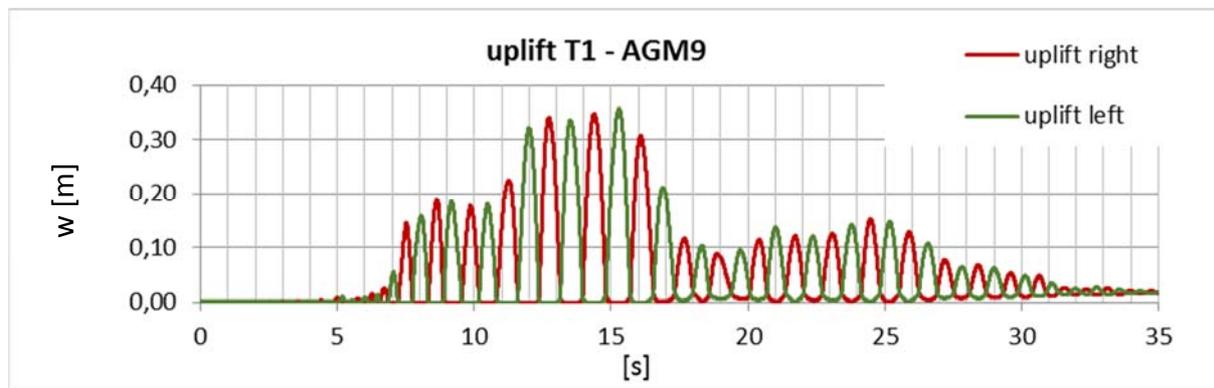


Abbildung 64: Zeitverlauf des Abhebens auf der linken und rechten Seite von Tankbauwerk T1 beim künstlich generierten Erdbeben AGM9 ($a_g = 2$ [m/s²])

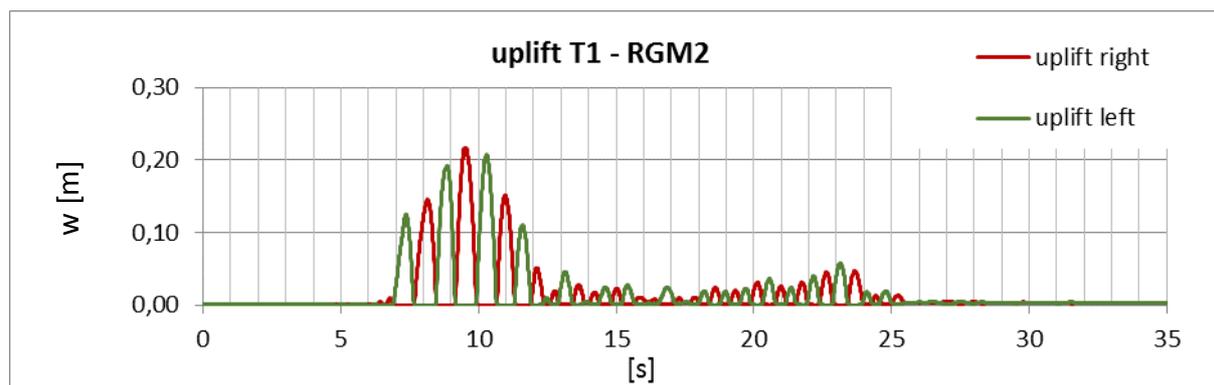


Abbildung 65: Zeitverlauf des Abhebens auf der linken und rechten Seite von Tankbauwerk T1 beim aufgezeichneten Erdbeben RGM2 ($a_g = 2$ [m/s²])

b) Zeitverlauf des Abhebens für das Tankbauwerk T2 mit Festdach:

Abbildung 66 zeigt den Zeitverlauf des Abhebens auf der linken und rechten Seite von Tankbauwerk T2 beim künstlich generierten Erdbeben AGM6, mit einer maximalen Abhebehöhe von $w_{\max} = 0,22$ [m]. Bei diesem Erdbeben tritt die maximal ermittelte Abhebehöhe unter allen 20 untersuchten Erdbeben auf.

Abbildung 67 zeigt den Zeitverlauf des Abhebens von Tankbauwerk T2 beim aufgezeichneten Erdbeben RGM9, mit einer maximalen Abhebehöhe von $w_{\max} = 0,16$ [m]. Bei diesem aufgezeichneten Erdbeben tritt die maximal ermittelte Abhebehöhe unter den 10 untersuchten aufgezeichneten Erdbeben auf. Die Zeitverläufe des Abhebens bei den restlichen künstlich generierten und aufgezeichneten Erdbeben sind im Anhang dargestellt. Die maximalen Abhebehöhen jeder Seite des Tankbauwerkes T2 sind für jedes Erdbeben in Tabelle 15 in Kapitel 5.3.2.2 zusammengefasst.

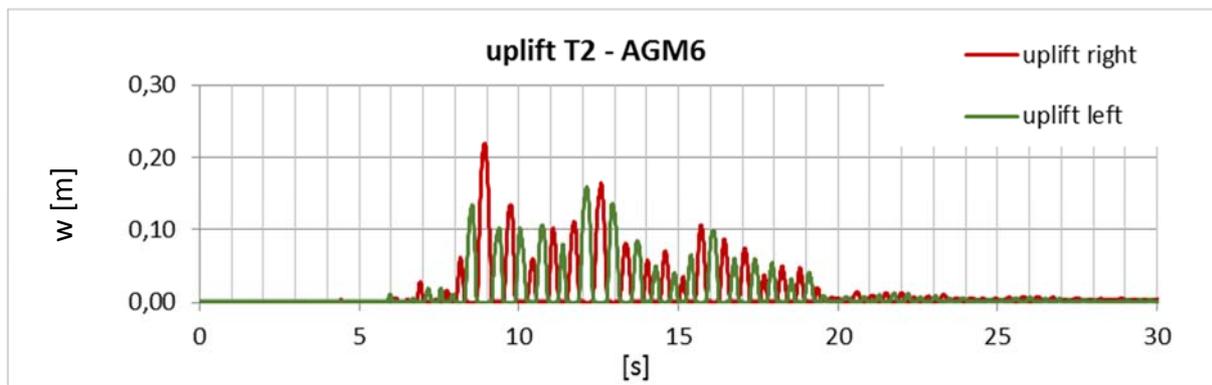


Abbildung 66: Zeitverlauf des Abhebens auf der linken und rechten Seite von Tankbauwerk T2 beim künstlich generierten Erdbeben AGM6 ($a_g = 2$ [m/s²])

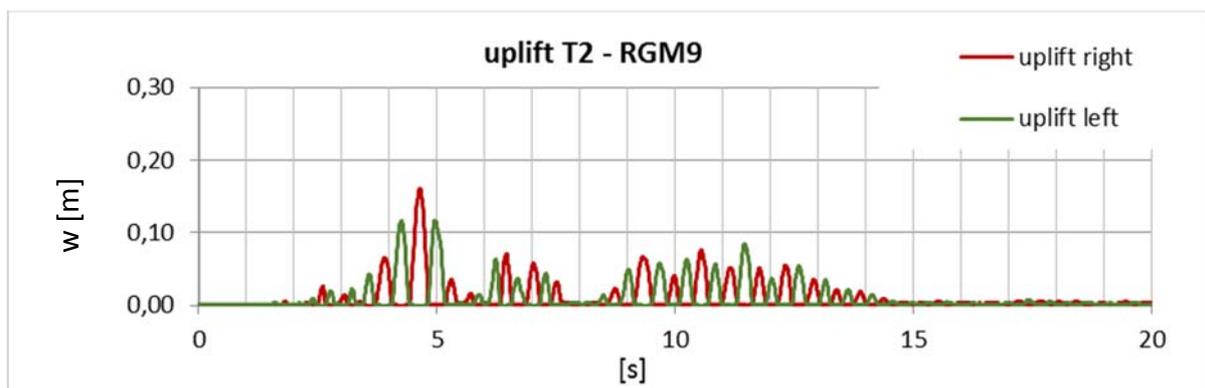


Abbildung 67: Zeitverlauf des Abhebens auf der linken und rechten Seite von Tankbauwerk T2 beim aufgezeichneten Erdbeben RGM9 ($a_g = 2$ [m/s²])

c) Zeitverlauf des Abhebens für das Tankbauwerk T3 mit Schwimmdach:

Abbildung 68 zeigt den Zeitverlauf des Abhebens auf der linken und rechten Seite von Tankbauwerk T3 beim künstlich generierten Erdbeben AGM7, mit einer maximalen Abhebehöhe von $w_{\max} = 0,07$ [m]. Bei diesem Erdbeben tritt die maximal ermittelte Abhebehöhe unter den künstlich generierten Erdbeben AGM1 bis AGM9, mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2$ [m/s²], auf.

Zusätzlich zu den Erdbeben mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2$ [m/s²] werden für das Tankbauwerk T3 Berechnungen mit Erdbeben durchgeführt, die eine maximale Bodenbeschleunigung von $a_g = 4$ [m/s²] aufweisen. Diese Erdbeben sind die Erdbeben mit AGM1 bis AGM10 und RGM1 bis RGM10, bei denen die Amplitude der Beschleunigung mit dem Faktor 2 multipliziert wird. Es handelt sich, wie in Kapitel 5.1.1 angeführt, um die Erdbeben AGM1_2 bis AGM10_2 und RGM1_2 bis RGM10_2.

Abbildung 69 zeigt den Zeitverlauf des Abhebens von Tankbauwerk T3 beim künstlich generierten Erdbeben AGM7_2, mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 4$ [m/s²], das zu einer maximalen Abhebehöhe von $w_{\max} = 0,23$ [m] führt. Bei diesem Erdbeben tritt die maximale ermittelte Abhebehöhe unter den künstlich generierten Erdbeben auf.

Abbildung 70 zeigt den Zeitverlauf des Abhebens von Tankbauwerk T3 beim aufgezeichneten faktorisiertem Erdbeben RGM2_2, mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 4$ [m/s²], das zu einer maximalen Abhebehöhe von $w_{\max} = 0,29$ [m] führt. Bei diesem aufgezeichneten Erdbeben tritt die maximale ermittelte Abhebehöhe unter den untersuchten Erdbeben auf.

Die Zeitverläufe des Abhebens bei den restlichen künstlich generierten und aufgezeichneten Erdbeben sind im Anhang dargestellt.

Die maximalen Abhebehöhen jeder Seite des Tankbauwerkes T3, die bei den künstlich generierten Erdbeben AGM1 bis AGM9 auftreten, sind in Tabelle 16 in Kapitel 5.3.2.2 zusammengefasst.

Die maximalen Abhebehöhen jeder Seite des Tankbauwerkes T3, die bei den künstlich generierten Erdbeben AGM1_2 bis AGM10_2 und den aufgezeichneten Erdbeben RGM1_2 bis RGM10_2 auftreten, sind in Tabelle 17 in Kapitel 5.3.2.2 zusammengefasst.

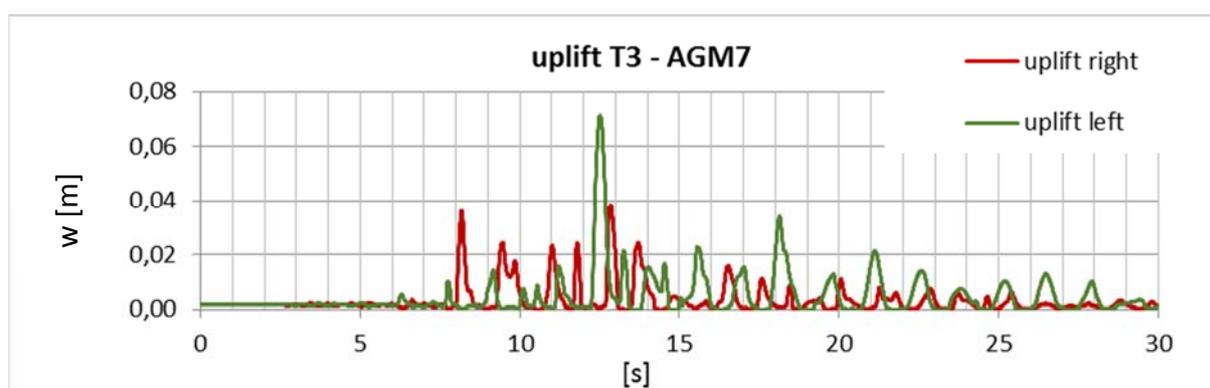


Abbildung 68: Zeitverlauf des Abhebens auf der linken und auf der rechten Seite von Tankbauwerk T3 beim künstlich generierten Erdbeben AGM7 ($a_g = 2$ [m/s²])

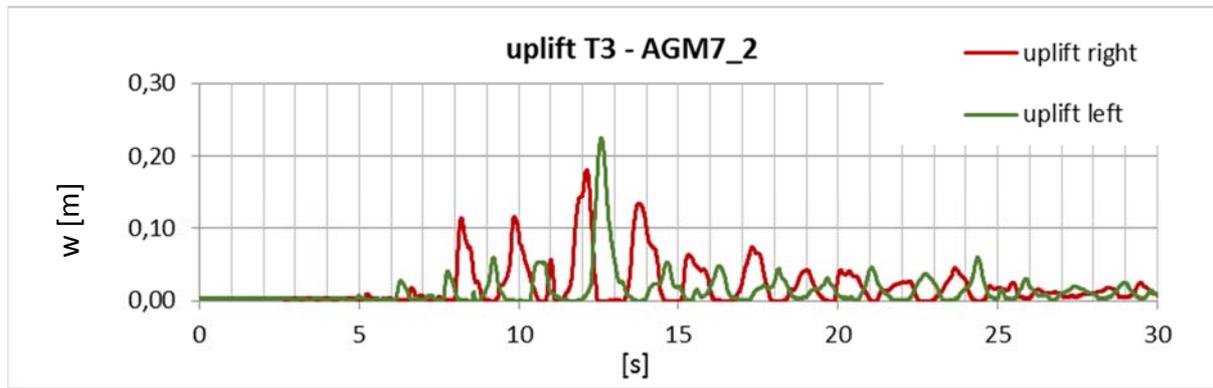


Abbildung 69: Zeitverlauf des Abhebens auf der linken und auf der rechten Seite von Tankbauwerk T3 beim künstlich generierten Erdbeben AGM7_2 ($a_g = 4 \text{ [m/s}^2\text{]}$)

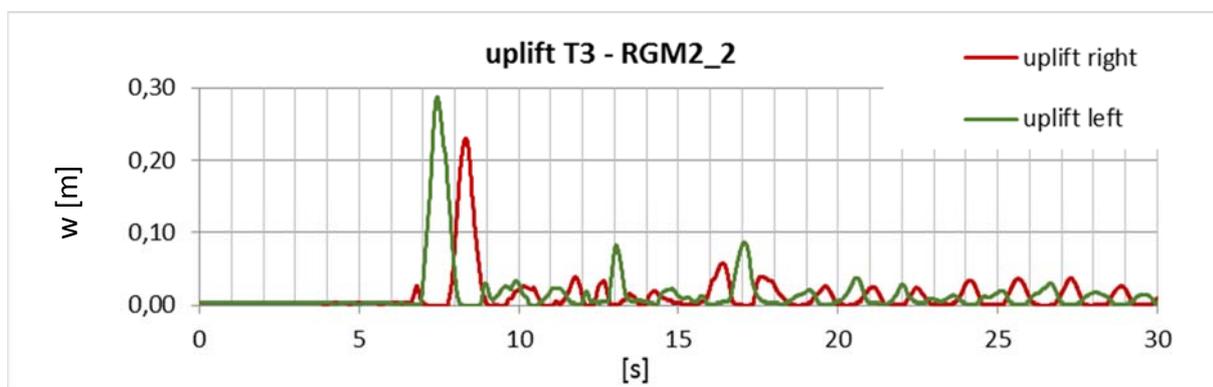


Abbildung 70: Zeitverlauf des Abhebens auf der linken und auf der rechten Seite von Tankbauwerk T3 beim aufgezeichneten faktorisierten Erdbeben RGM2_2 ($a_g = 4 \text{ [m/s}^2\text{]}$)

d) Zeitverlauf des Abhebens für das Tankbauwerk T4 mit Schwimmdach:

Abbildung 71 zeigt den Zeitverlauf des Abhebens auf der linken und rechten Seite von Tankbauwerk T4 beim künstlich generierten Erdbeben AGM8, mit einer maximalen Abhebehöhe von $w_{\max} = 0,09$ [m]. Bei diesem Erdbeben tritt die maximale ermittelte Abhebehöhe unter allen 20 untersuchten Erdbeben auf.

Abbildung 72 zeigt den Zeitverlauf des Abhebens von Tankbauwerk T4 beim aufgezeichneten Erdbeben RGM2, mit einer maximalen Abhebehöhe von $w_{\max} = 0,09$ [m]. Bei diesem aufgezeichneten Erdbeben tritt die maximale ermittelte Abhebehöhe unter den 10 untersuchten aufgezeichneten Erdbeben auf. Die Zeitverläufe des Abhebens bei den restlichen künstlich generierten und aufgezeichneten Erdbeben sind im Anhang dargestellt. Die maximalen Abhebehöhen jeder Seite des Tankbauwerkes T4 sind für jedes Erdbeben in Tabelle 18 in Kapitel 5.3.2.2 aufgelistet.

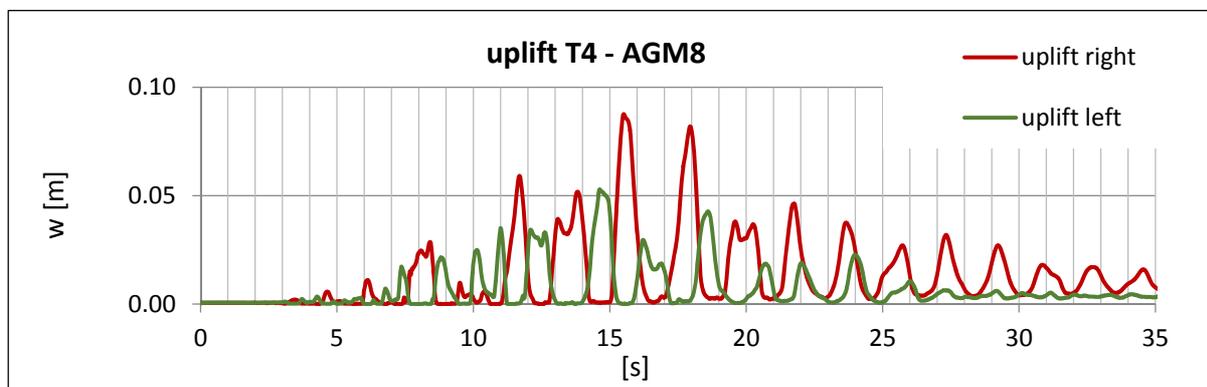


Abbildung 71: Zeitverlauf des Abhebens auf der linken und rechten Seite von Tankbauwerk T4 beim künstlich generierten Erdbeben AGM8 ($a_g = 2$ [m/s²])

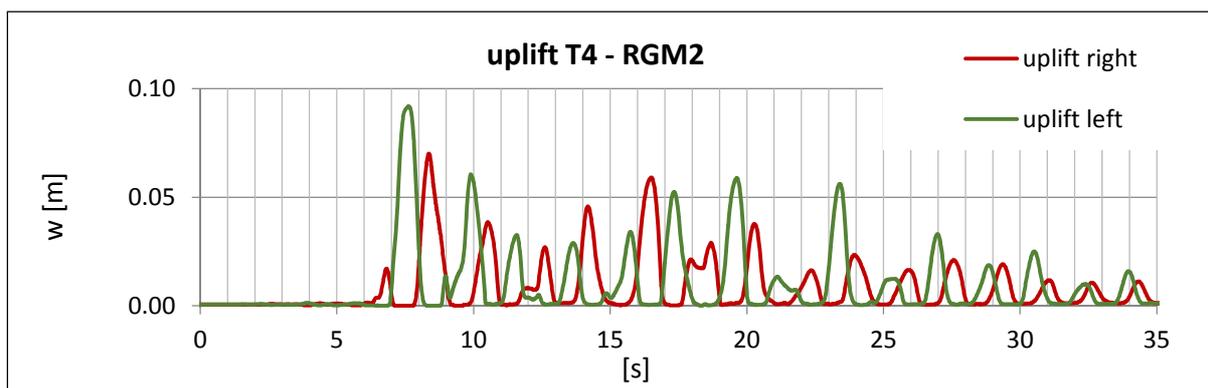


Abbildung 72: Zeitverlauf des Abhebens auf der linken und auf der rechten Seite von Tankbauwerk T4 beim aufgezeichneten Erdbeben RGM2 ($a_g = 2$ [m/s²])

5.3.2.2 Maximal ermittelte Abhebehöhen gemäß der 3D Zeitverlaufsrechnungen

In diesem Kapitel sind für die Tankbauwerke T1 und T2 mit Festdach und die Tankbauwerke T3 und T4 mit Schwimmdach die maximal auftretenden Abhebehöhen der linken und der rechten Seite für jedes Erdbeben tabellarisch angeführt.

- In Tabelle 14 sind die maximal auftretenden Abhebehöhen der linken und der rechten Seite des Tankbauwerkes T1 mit Festdach für jedes Erdbeben aufgelistet.
- In Tabelle 15 sind die maximal auftretenden Abhebehöhen der linken und der rechten Seite des Tankbauwerkes T2 mit Festdach für jedes Erdbeben aufgelistet.
- In Tabelle 16 sind die maximal auftretenden Abhebehöhen der linken und der rechten Seite des Tankbauwerkes T3 mit Schwimmdach für jedes künstlich generierte Erdbeben aufgelistet ($a_g = 2 \text{ m/s}^2$).
In Tabelle 17 sind die maximal auftretenden Abhebehöhen der linken und der rechten Seite des Tankbauwerkes T3 mit Schwimmdach für jedes faktorisierte Erdbeben aufgelistet ($a_g = 4 \text{ m/s}^2$).
- In Tabelle 18 sind die maximal auftretenden Abhebehöhen der linken und der rechten Seite des Tankbauwerkes T4 mit Schwimmdach für jedes Erdbeben aufgelistet

a) Maximale Abhebehöhen des Tankbauwerkes T1 mit Festdach

T1 - AGM			T1 - RGM		
	w_{\max} right [m]	w_{\max} left [m]		w_{\max} right [m]	w_{\max} left [m]
AGM1 (2m/s^2)	0.164	0.171	RGM1 (2m/s^2)	0.190	0.170
AGM2 (2m/s^2)	0.247	0.215	RGM2 (2m/s^2)	0.217	0.207
AGM3 (2m/s^2)	0.297	0.312	RGM3 (2m/s^2)	0.020	0.030
AGM4 (2m/s^2)	0.280	0.253	RGM4 (2m/s^2)	0.060	0.060
AGM5 (2m/s^2)	0.215	0.215	RGM5 (2m/s^2)	0.050	0.030
AGM6 (2m/s^2)	0.202	0.230	RGM6 (2m/s^2)	0.030	0.040
AGM7 (2m/s^2)	0.201	0.223	RGM7 (2m/s^2)	0.100	0.110
AGM8 (2m/s^2)	0.246	0.274	RGM8 (2m/s^2)	0.007	0.006
AGM9 (2m/s^2)	0.347	0.357	RGM9 (2m/s^2)	0.168	0.195
AGM10 (2m/s^2)	0.257	0.228	RGM10 (2m/s^2)	0.123	0.111
Max	0.347	0.357	Max	0.217	0.207
Min	0.164	0.171	Min	0.007	0.006
Mittelwert	0.246	0.248	Mittelwert	0.097	0.096
Standardabweichung	0.053	0.054	Standardabweichung	0.075	0.074
Varianz	0.003	0.003	Varianz	0.006	0.005

Tabelle 14: Maximale Abhebehöhe der linken und der rechten Seite des Tankbauwerkes T1 bei den künstlich generierten und den aufgezeichneten Erdbeben ($a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$)

b) Maximale Abhebehöhen des Tankbauwerkes T2 mit Festdach

T2 - AGM			T2 - RGM		
	w_{\max} right [m]	w_{\max} left [m]		w_{\max} right [m]	w_{\max} left [m]
AGM1 (2m/s ²)	0.039	0.039	RGM1 (2m/s ²)	0.035	0.033
AGM2 (2m/s ²)	0.116	0.133	RGM2 (2m/s ²)	0.035	0.010
AGM3 (2m/s ²)	0.097	0.116	RGM3 (2m/s ²)	0.003	0.003
AGM4 (2m/s ²)	0.087	0.092	RGM4 (2m/s ²)	0.024	0.016
AGM5 (2m/s ²)	0.030	0.046	RGM5 (2m/s ²)	0.100	0.060
AGM6 (2m/s ²)	0.220	0.160	RGM6 (2m/s ²)	0.020	0.009
AGM7 (2m/s ²)	0.100	0.120	RGM7 (2m/s ²)	0.012	0.014
AGM8 (2m/s ²)	0.068	0.075	RGM8 (2m/s ²)	0.003	0.002
AGM9 (2m/s ²)	0.064	0.074	RGM9 (2m/s ²)	0.162	0.117
AGM10 (2m/s ²)	0.140	0.096	RGM10 (2m/s ²)	0.097	0.121
Max	0.220	0.160	Max	0.162	0.121
Min	0.030	0.039	Min	0.003	0.002
Mittelwert	0.096	0.095	Mittelwert	0.049	0.038
Standardabweichung	0.055	0.038	Standardabweichung	0.053	0.046
Varianz	0.003	0.001	Varianz	0.003	0.002

Tabelle 15: Maximale Abhebehöhe der linken und der rechten Seite des Tankbauwerkes T2 bei den künstlich generierten und den aufgezeichneten Erdbeben ($a_g = 2$ [m/s²])

c) Maximale Abhebehöhen des Tankbauwerkes T3 mit Schwimmdach

T3 - AGM		
	w_{\max} right [m]	w_{\max} left [m]
AGM1 (2m/s ²)	0.052	0.035
AGM2 (2m/s ²)	0.031	0.060
AGM3 (2m/s ²)	0.027	0.024
AGM4 (2m/s ²)	0.039	0.063
AGM5 (2m/s ²)	0.032	0.042
AGM6 (2m/s ²)	0.048	0.049
AGM7 (2m/s ²)	0.038	0.071
AGM8 (2m/s ²)	0.031	0.060
AGM9 (2m/s ²)	0.043	0.070
Max	0.052	0.071
Min	0.027	0.024
Mittelwert	0.038	0.053
Standardabweichung	0.009	0.016
Varianz	0.00007	0.00026

Tabelle 16: Maximale Abhebehöhe der linken und der rechten Seite des Tankbauwerkes T3 bei den künstlich generierten und den aufgezeichneten Erdbeben ($a_g = 2$ [m/s²])

T3 - AGM_2			T3 - RGM_2		
	w_{\max} right [m]	w_{\max} left [m]		w_{\max} right [m]	w_{\max} left [m]
AGM1_2 (4m/s ²)	0.144	0.100	RGM1_2 (4m/s ²)	0.136	0.125
AGM2_2 (4m/s ²)	0.170	0.160	RGM2_2 (4m/s ²)	0.230	0.287
AGM3_2 (4m/s ²)	0.192	0.169	RGM3_2 (4m/s ²)	0.016	0.026
AGM4_2 (4m/s ²)	0.154	0.209	RGM4_2 (4m/s ²)	0.113	0.069
AGM5_2 (4m/s ²)	0.068	0.182	RGM5_2 (4m/s ²)	0.050	0.020
AGM6_2 (4m/s ²)	0.071	0.090	RGM6_2 (4m/s ²)	0.038	0.015
AGM7_2 (4m/s ²)	0.182	0.226	RGM7_2 (4m/s ²)	0.087	0.046
AGM8_2 (4m/s ²)	0.120	0.190	RGM8_2 (4m/s ²)	0.016	0.013
AGM9_2 (4m/s ²)	0.120	0.190	RGM9_2 (4m/s ²)	0.070	0.197
AGM10_2 (4m/s ²)	0.119	0.164	RGM10_2 (4m/s ²)	0.052	0.095
Max	0.192	0.226	Max	0.230	0.287
Min	0.068	0.090	Min	0.016	0.013
Mittelwert	0.134	0.168	Mittelwert	0.081	0.089
Standardabweichung	0.043	0.043	Standardabweichung	0.065	0.091
Varianz	0.002	0.002	Varianz	0.004	0.008

Tabelle 17: Maximale Abhebehöhe der linken und der rechten Seite des Tankbauwerkes T3 bei den faktorisierten künstlich generierten und den aufgezeichneten Erdbeben ($a_g = 4$ [m/s²])

d) Maximale Abhebehöhen des Tankbauwerkes T4 mit Schwimmdach

T4 - AGM			T4 - RGM		
	w_{\max} right [m]	w_{\max} left [m]		w_{\max} right [m]	w_{\max} left [m]
AGM1 (2m/s ²)	0.062	0.063	RGM1 (2m/s ²)	0.046	0.026
AGM2 (2m/s ²)	0.064	0.041	RGM2 (2m/s ²)	0.070	0.092
AGM3 (2m/s ²)	0.056	0.056	RGM3 (2m/s ²)	0.022	0.014
AGM4 (2m/s ²)	0.043	0.064	RGM4 (2m/s ²)	0.048	0.023
AGM5 (2m/s ²)	0.033	0.055	RGM5 (2m/s ²)	0.033	0.022
AGM6 (2m/s ²)	0.074	0.037	RGM6 (2m/s ²)	0.007	0.007
AGM7 (2m/s ²)	0.084	0.053	RGM7 (2m/s ²)	0.017	0.014
AGM8 (2m/s ²)	0.088	0.053	RGM8 (2m/s ²)	0.016	0.006
AGM9 (2m/s ²)	0.037	0.063	RGM9 (2m/s ²)	0.046	0.050
AGM10 (2m/s ²)	0.059	0.042	RGM10 (2m/s ²)	0.014	0.036
Max	0.088	0.064	Max	0.070	0.092
Min	0.033	0.037	Min	0.007	0.006
Mittelwert	0.060	0.053	Mittelwert	0.032	0.029
Standardabweichung	0.019	0.010	Standardabweichung	0.020	0.026
Varianz	0.0003	0.0001	Varianz	0.0004	0.0007

Tabelle 18: Maximale Abhebehöhe der linken und der rechten Seite des Tankbauwerkes T4 bei den künstlich generierten und aufgezeichneten Erdbeben ($a_g = 2$ [m/s²])

5.3.2.3 Zeitverläufe der Verformungen, welche als Belastung auf das lokale Sub-Modell aufgebracht werden

Bisher wurden die Ergebnisse der 3D-FE-Zeitverlaufsrechnung im Hinblick auf die Abhebehöhen w des Bodenrandbleches angeführt. Wie aber bereits im Kapitel 5.2.4 erläutert, werden mit den globalen 3D-FE-Zeitverlaufsrechnungen auch die Verformungen ermittelt, die als Belastung für das lokale Submodell dienen. Wie in Kapitel 5.2.4 detailliert beschrieben, handelt es sich dabei um die vertikale Verformung U_y und die horizontale Verformung U_x der Tankwand in der Höhe h , die Verdrehung der Tankwand UR_z um die Umfangsrichtung in der Höhe h , sowie die differentielle Verformung in Umfangsrichtung U_z zwischen den Knoten 1 und 2.

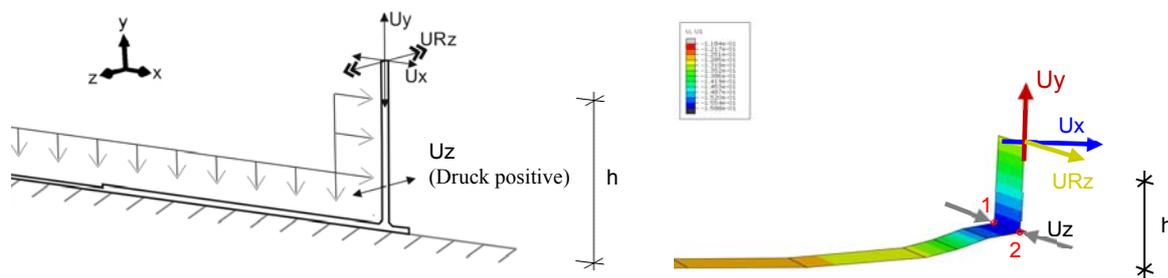


Abbildung 73: Verformungen, die vom globalen 3D – FE - Modell auf das lokale Modell übertragen werden

Nachfolgend werden auf insgesamt vier Seiten jeweils exemplarisch die Verformungsverläufe eines Tanks für ein Erdbeben gezeigt.

Dabei zeigt jeweils das erste Diagramm den als Belastung angesetzten Zeitverlauf der Bodenbeschleunigung des jeweiligen Erdbebens.

Das zweite Diagramm zeigt den zeitlichen Verlauf des Abhebens des Bodenrandbleches in der Achse der Tankwand auf der linken und auf der rechten Seite der Tankbauwerke, wo die Abhebehöhen maximal sind (wie in Abbildung 63 in Kapitel 5.3.2.1 veranschaulicht, ist links bei $\theta = 180^\circ$ und rechts bei $\theta = 0^\circ$).

Das jeweils dritte und vierte Diagramm zeigt die zeitlichen Verläufe der Verformungen der rechten, beziehungsweise der linken Seite, die als aufgetragene Zeitverläufe der Verformung als Belastung für das jeweilige lokale Sub-Modell dienen.

Dabei zeigt die rote beziehungsweise die grüne Linie den zeitlichen Verlauf der vertikalen Verformung U_y der rechten, beziehungsweise der linken Seite in [m]. Diese Verformungen U_y werden, wie in Abbildung 73 gezeigt, am globalen 3D-FE-Modell am oberen Knoten des ersten Elementes der Tankwand ausgelesen und am lokalen Modell in derselben Höhe aufgebracht. Die blaue Linie zeigt den zeitlichen Verlauf der horizontalen Verformungen in radialer Richtung U_x in [m]. Auch diese Verformungen werden am globalen 3D-FE-Modell am oberen Knoten des ersten Elementes der Tankwand ausgelesen und am lokalen Modell in derselben Höhe aufgebracht.

Die gelbe Linie zeigt den zeitlichen Verlauf der Verdrehung um die Umfangsrichtung URz in [rad]. Die Verdrehungen werden am globalen 3D-FE-Modell am oberen Knoten des untersten Elementes der Tankwand ausgelesen und am lokalen Modell in derselben Höhe aufgebracht. In Umfangsrichtung wird das lokale Modell mit den differentiellen Verformungen U_z zwischen Knoten 1 und 2 (siehe Abbildung 73) belastet. Diese differentiellen Verformungen sind im Vergleich zu den vertikalen Verformungen U_y und den horizontalen Verformungen U_x sehr klein. Daher wären die differentiellen Verformungen in Umfangsrichtung U_z in [m], wenn sie gemeinsam mit den vertikalen Verformungen U_y in [m] und den horizontalen Verformungen U_x in [m] dargestellt werden, nicht sichtbar. Aus diesem Grund werden hier, obwohl die Belastung am lokalen Modell als Verformung in [m] erfolgt, die differentiellen Verformungen in differenzielle Dehnungen ε_z umgerechnet und dargestellt. Die graue Linie zeigt also den zeitlichen Verlauf der Dehnungen ε_z in [%], die durch Dividieren der differentiellen Verformungen U_z zwischen Knoten 1 und 2 (siehe Abbildung 73) durch den Abstand zwischen Knoten 1 und 2 ermittelt werden.

a) Die Verformungen der Tankbodenecke von Tankbauwerk T1 beim Erdbeben AGM1

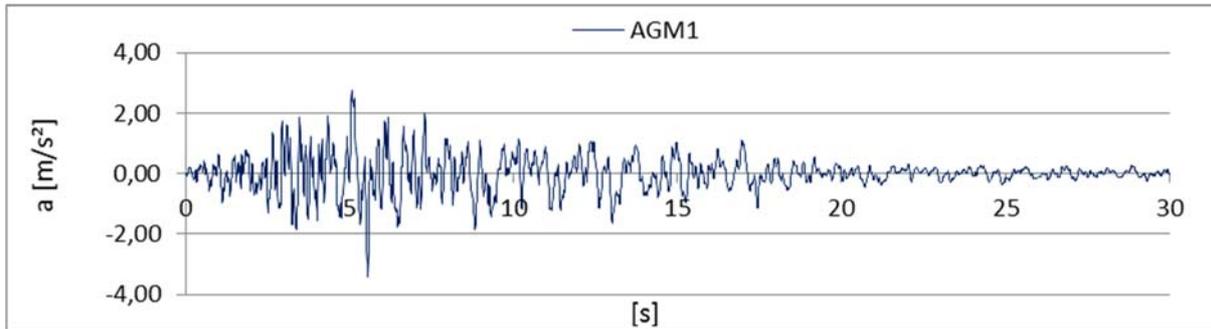


Abbildung 74: Zeitverlauf der Beschleunigung des künstlich generierten Erdbebens-AGM1

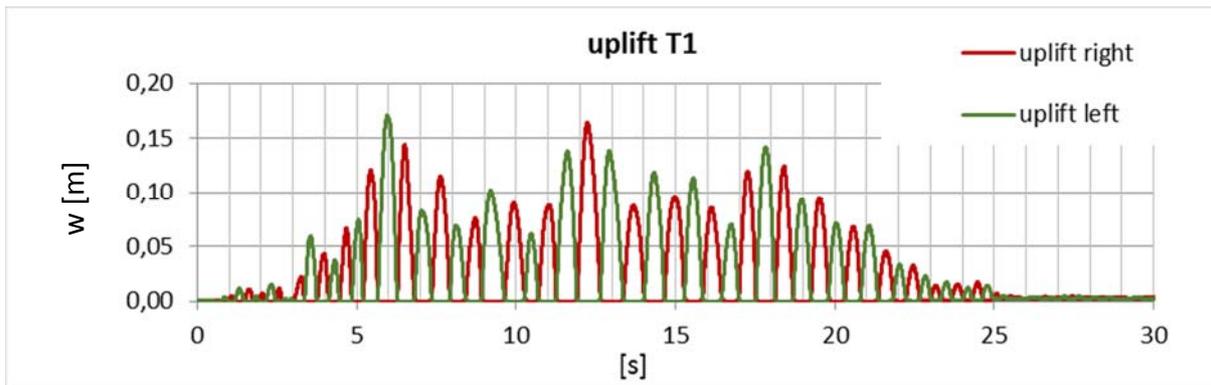


Abbildung 75: Zeitverlauf des Abhebens der linken und der rechten Seite des Tankbauwerkes T1 beim Erdbeben AGM1

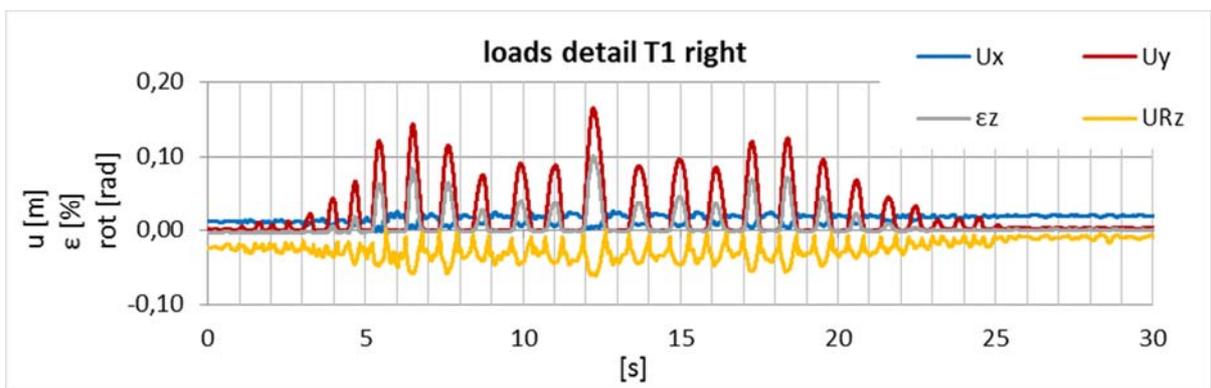


Abbildung 76: Zeitverlauf der Verformungen auf der rechten Seite des Tankbauwerkes T1 beim Erdbeben AGM1

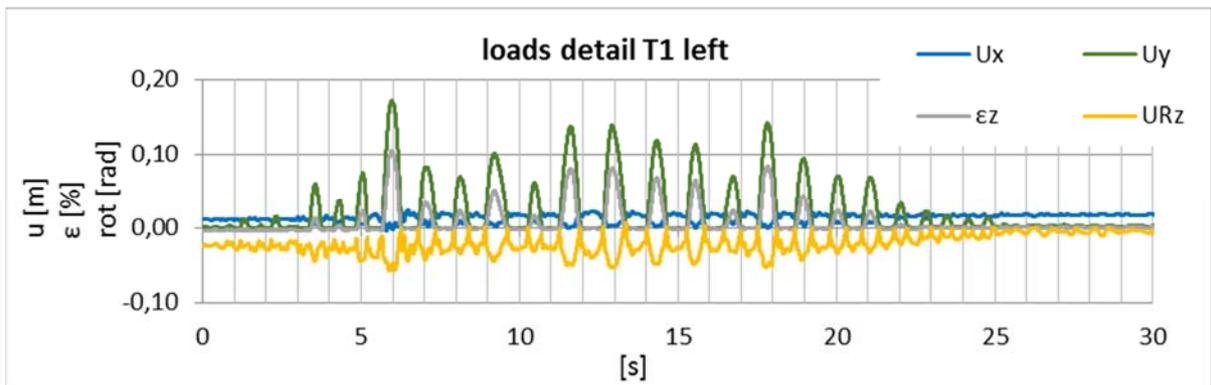


Abbildung 77: Zeitverlauf der Verformungen auf der linken Seite des Tankbauwerkes T1 beim Erdbeben AGM1

b) Die Verformungen der Tankbodenecke von Tankbauwerk T2 beim Erdbeben AGM6

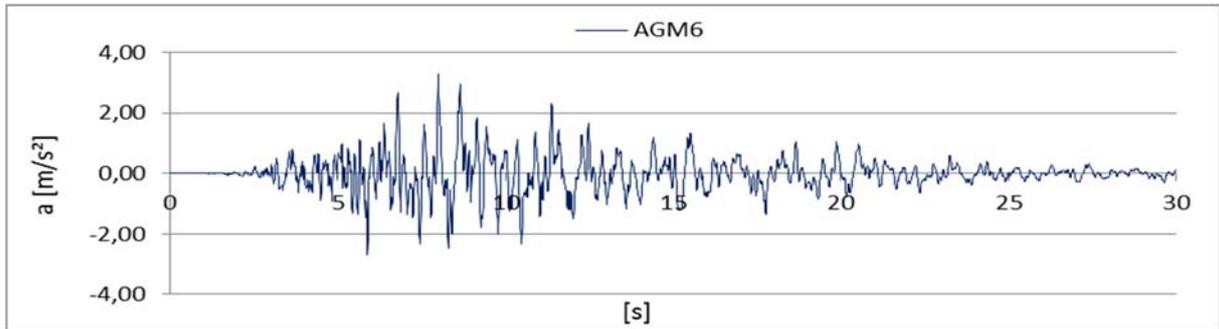


Abbildung 78: Zeitverlauf der Beschleunigung des künstlich generierten Erdbebens-AGM6

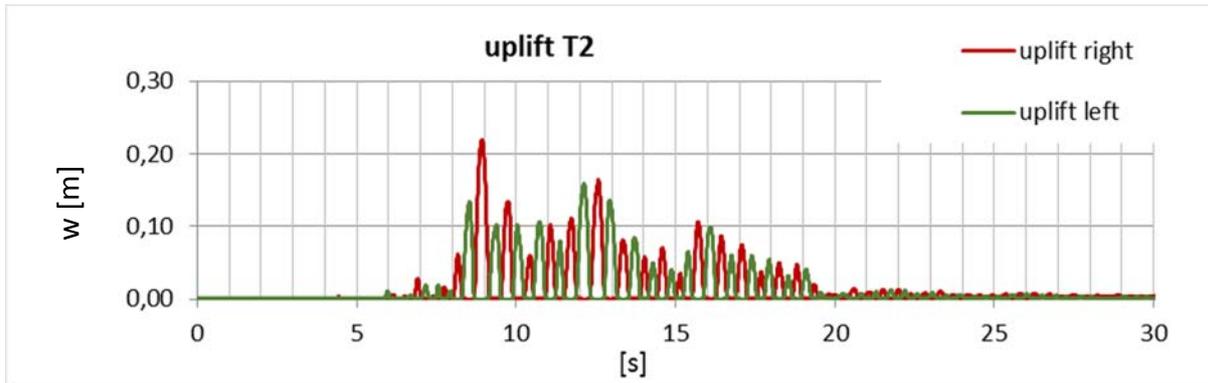


Abbildung 79: Zeitverlauf des Abhebens der linken und der rechten Seite des Tankbauwerkes T2 beim Erdbeben AGM6

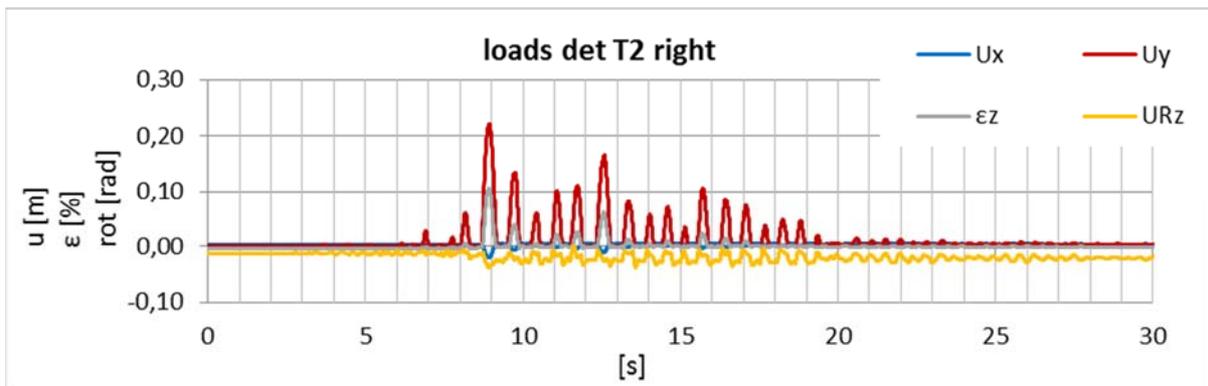


Abbildung 80: Zeitverlauf der Verformungen auf der rechten Seite des Tankbauwerkes T2 beim Erdbeben AGM6

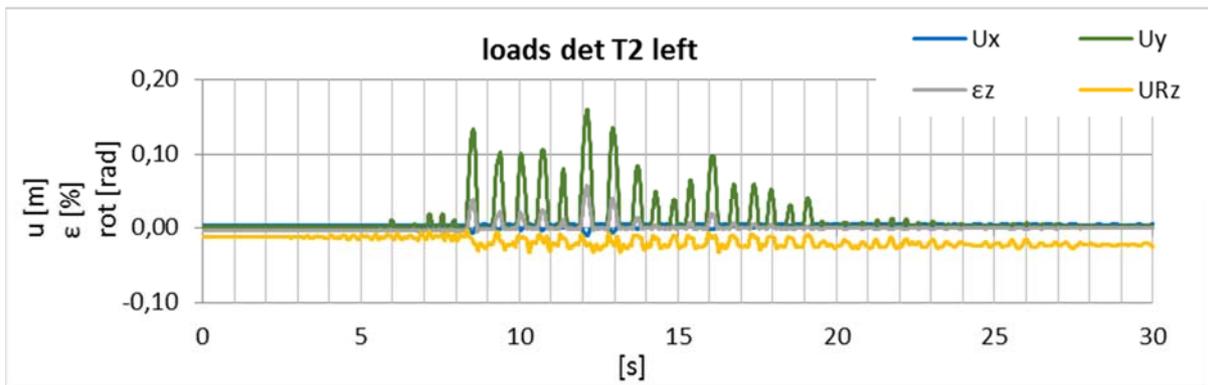


Abbildung 81: Zeitverlauf der Verformungen auf der linken Seite des Tankbauwerkes T2 beim Erdbeben AGM6

c) Die Verformungen der Tankbodenecke von Tankbauwerk T3 beim Erdbeben AGM7_2

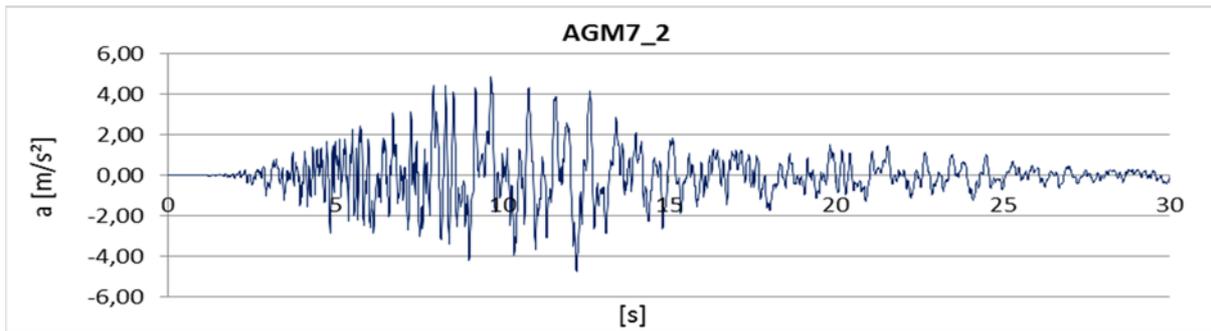


Abbildung 82: Zeitverlauf der Beschleunigung des generierten Erdbebens-AGM7_2

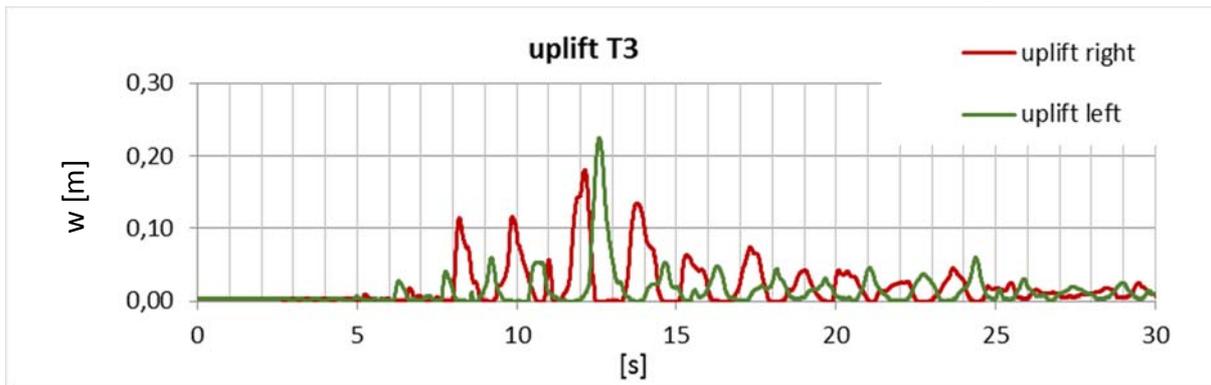


Abbildung 83: Zeitverlauf des Abhebens der linken und der rechten Seite des Tankbauwerkes T3 beim Erdbeben AGM7_2

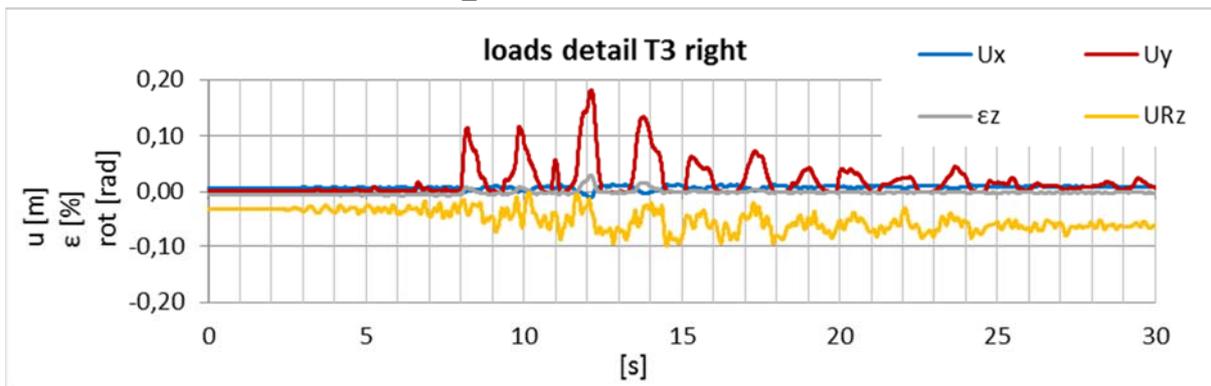


Abbildung 84: Zeitverlauf der Verformungen auf der rechten Seite des Tankbauwerkes T3 beim Erdbeben AGM7_2

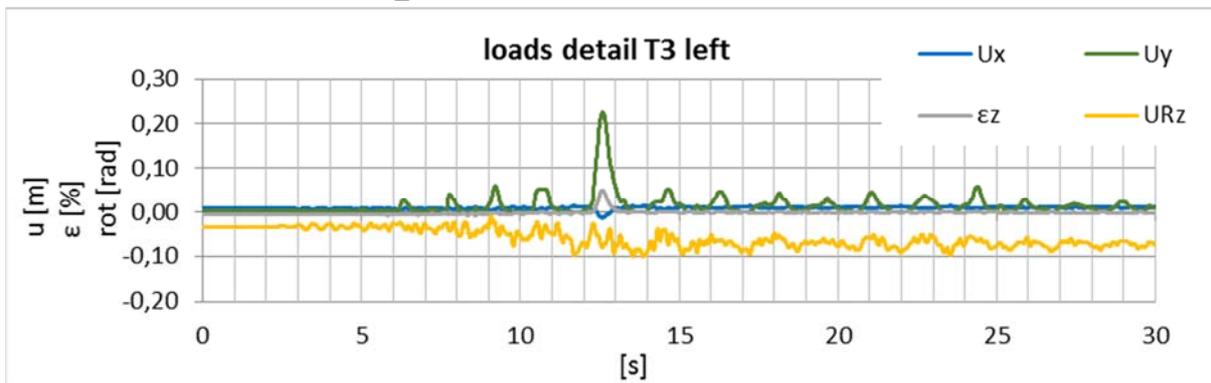


Abbildung 85: Zeitverlauf der Verformungen auf der linken Seite des Tankbauwerkes T3 beim Erdbeben AGM7_2

d) Die Verformungen der Tankbodenecke von Tankbauwerk T4 beim Erdbeben AGM8

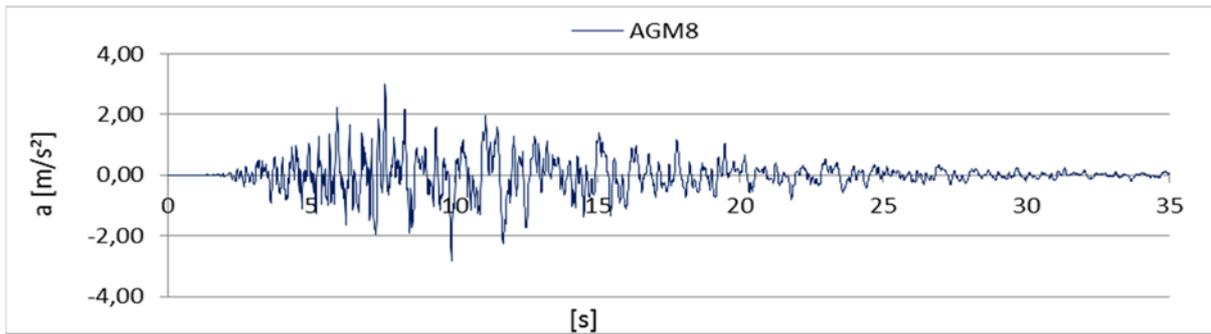


Abbildung 86: Zeitverlauf der Beschleunigung des künstlich generierten Erdbebens-AGM8

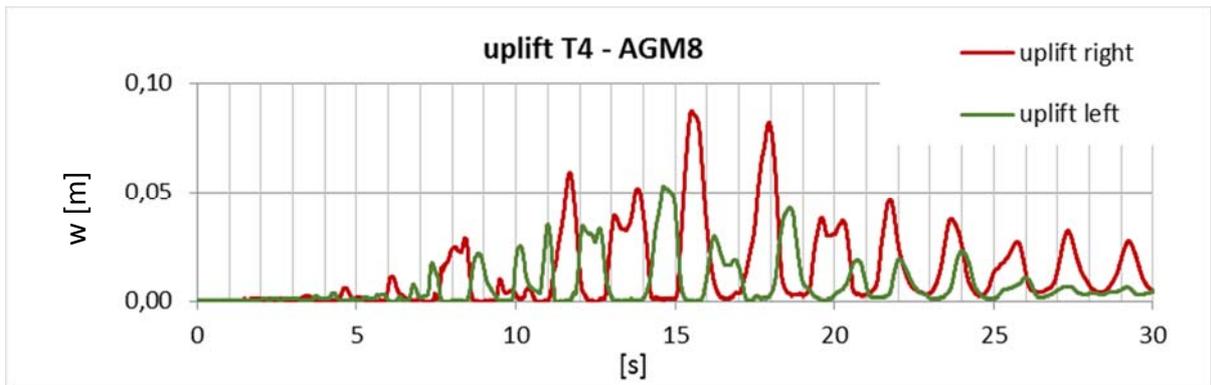


Abbildung 87: Zeitverlauf des Abhebens der linken und der rechten Seite des Tankbauwerkes T4 beim Erdbeben AGM8

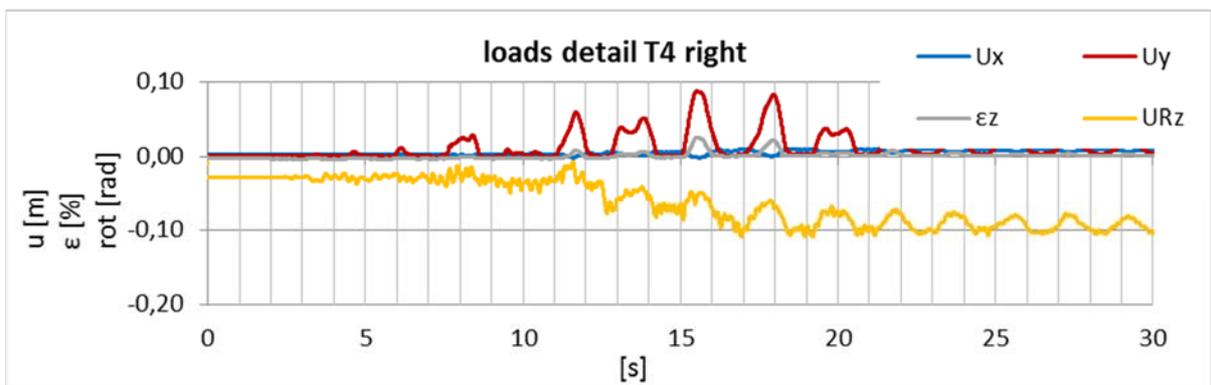


Abbildung 88: Zeitverlauf der Verformungen auf der rechten Seite des Tankbauwerkes T4 beim Erdbeben AGM8

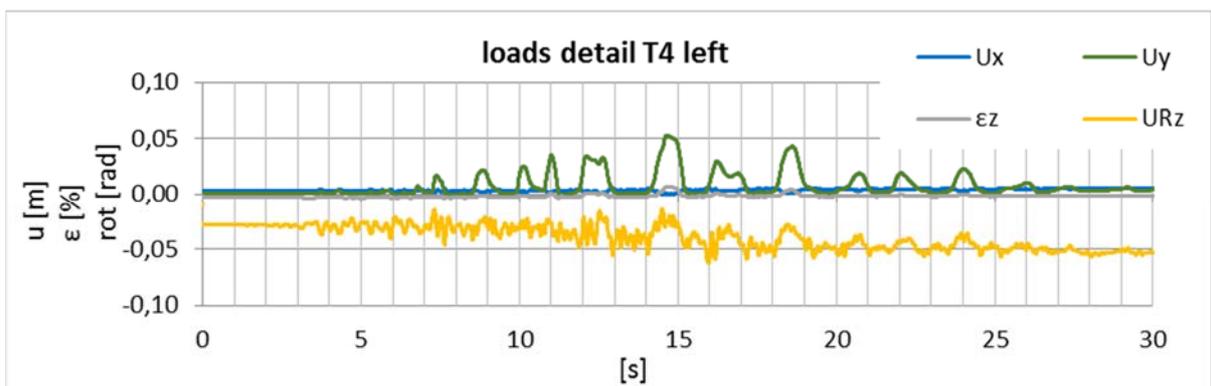


Abbildung 89: Zeitverlauf der Verformungen auf der linken Seite des Tankbauwerkes T4 beim Erdbeben AGM8

5.4 Zeitverläufe des Abhebens, die mit dem vereinfachten Masse-Balken-Federmodell für Tank T1 ermittelt wurden

Nachfolgend werden die Zeitverläufe des Abhebens der rechten und der linken Seite vom Tankbauwerk T1 bei den künstlich generierten Erdbeben AGM1 und AGM2, sowie bei den aufgezeichneten Erdbeben RGM1 und RGM2, die mit dem vereinfachten Masse-Balken-Federmodell ermittelt wurden, dargestellt. Die punktierte rote Linie zeigt jeweils den Abhebezeitverlauf der rechten Seite, die punktierte grüne Linie zeigt jeweils den Zeitablauf des Abhebens der linken Seite.

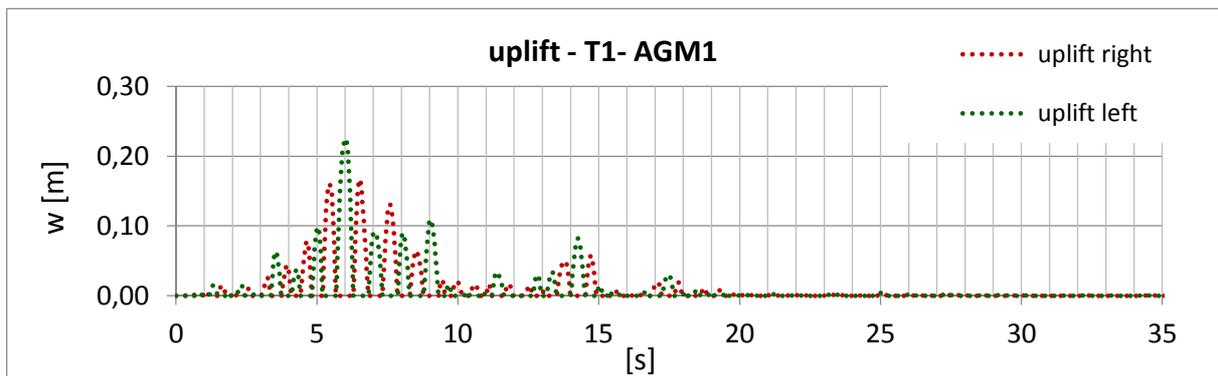


Abbildung 90: Zeitverlauf des Abhebens der rechten und der linken Seite des Tankbauwerkes T1, der mit dem vereinfachten Masse-Balken-Federmodell für das künstlich generierte Erdbeben AGM1 ermittelt wurde.

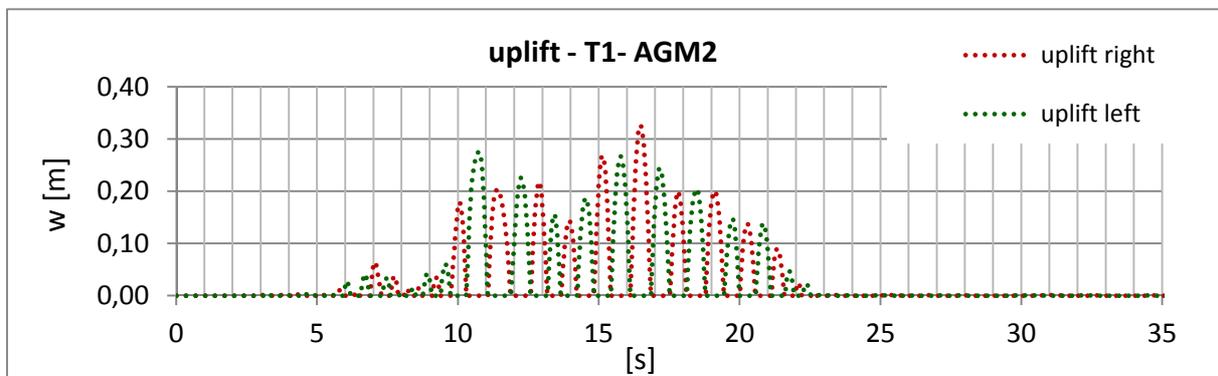


Abbildung 91: Zeitverlauf des Abhebens der rechten und der linken Seite des Tankbauwerkes T1, der mit dem vereinfachten Masse-Balken-Federmodell für das künstlich generierte Erdbeben AGM2 ermittelt wurde.

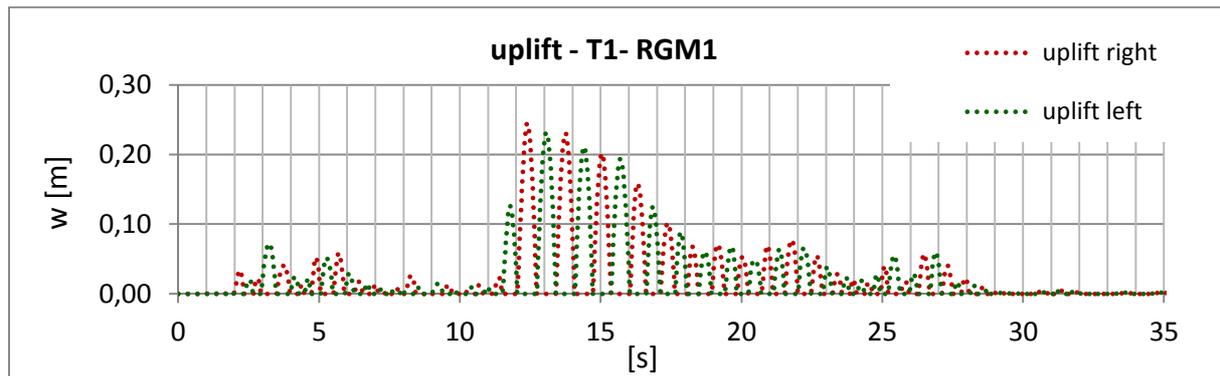


Abbildung 92: Zeitverlauf des Abhebens der rechten und der linken Seite des Tankbauwerkes T1, der mit dem vereinfachten Masse-Balken-Federmodell für das aufgezeichnete Erdbeben RGM1 ermittelt wurde.

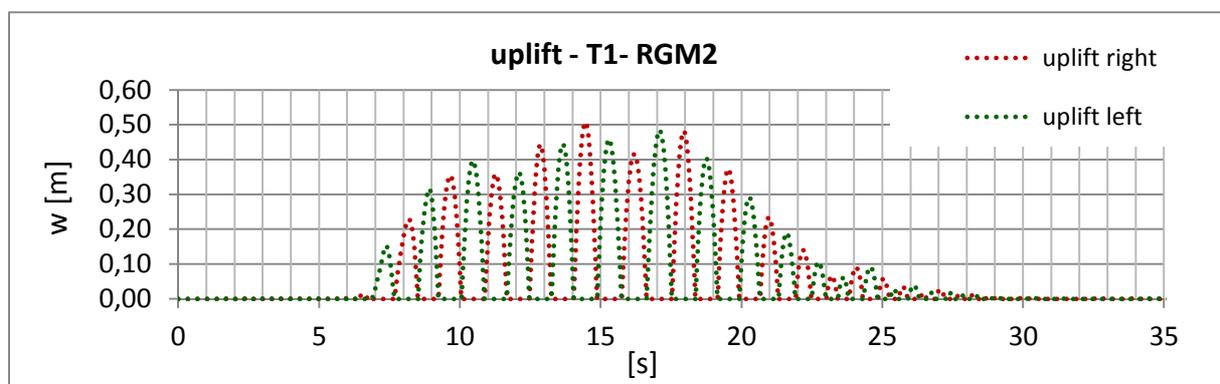


Abbildung 93: Zeitverlauf des Abhebens der rechten und der linken Seite des Tankbauwerkes T1, der mit dem vereinfachten Masse-Balken-Federmodell für das aufgezeichnete Erdbeben RGM2 ermittelt wurde.

5.5 Ergebnisse der numerischen Berechnungen für die lokalen Dehnungen und Spannungen am Tankfuß

Wie bereits in Kapitel 5.2.4 beschrieben, erfolgen alle Berechnungen der Dehnungen und Spannungen mit dem lokalen Modell des Tankfußes, mit dem Materialmodell 3 mit bilinear elastisch, plastischem Verhalten mit Verfestigung.

5.5.1 Zusammenhang zwischen der Abhebehöhe und den plastischen Dehnungen am Tankfuß

Wenn ein Tank teilweise abhebt, bildet sich – bei vereinfachter Betrachtung – direkt vor der Schweißnaht ein plastisches Gelenk aus, wie dies bereits in Kapitel 3.2.2 beschrieben wurde. Dabei wird bei dem vereinfachten Modell gemäß Eurocode EN1998-4 [3] für die Länge des plastischen Gelenkes die zweifache Dicke des Bodenrandbleches $l_{ph} = 2 * t_R$ angesetzt. Für die Ermittlung der maximalen Rotation, beziehungsweise der maximal erlaubten Abhebehöhe wird vereinfacht innerhalb dieser Länge eine konstante Dehnung von $\varepsilon_{ult} = 5 \%$ der Berechnung zugrunde gelegt. (Vergleiche Abbildung 27)

Mit Hilfe der detaillierten Berechnungen am lokalen Modell des Tankfußes, wie es in Kapitel 5.2.4 beschrieben wird, können die tatsächlichen Dehnungen – in Abhängigkeit von der eintretenden Abhebehöhe des Tanks – über die Länge der auftretenden Fließzone ermittelt werden. In Abbildung 94 ist die äquivalente plastische Dehnung $\varepsilon_{p,eq}$ (PEMAG) nach Gleichung (5-4) in diesem Bereich für Tank T1 bei einer Abhebehöhe von 8 [cm], die beim ersten Abheben auftritt, grafisch dargestellt (Anmerkung: Aufgrund der Pastifizierung in die entgegengesetzten Richtung, zum Zeitpunkt wenn der Tank wieder auf dem Boden aufliegt, während die entgegengesetzte Seite des Tanks abhebt, ändert sich die Abhebeform und somit die plastischen Dehnungen in diesem Bereich bei jedem weiteren Abheben geringfügig.). Zur Ermittlung der Dehnungsverläufe wurden hier die Verformungen der globalen 3D Pushover-Berechnungen, die mit konstantem Kräfteverlauf über die Tankhöhe und den Radius durchgeführt wurden, als „Belastung“ für das lokale Modell verwendet. Die Pushover-Berechnung ist in Kapitel 5.3.1 beschrieben.

In den nachfolgenden Diagrammen sind die äquivalenten plastischen Dehnungen $\varepsilon_{p,eq}$ nach Gleichung (5-4) an der Blechoberseite, in Abhängigkeit von der Abhebehöhe, direkt an der Kerbe der Schweißnaht und in den Abständen von 1 mm, 2 mm, $t_R/2$, t_R , $3/2 * t_R$ und $2 * t_R$ für die vier Tanks T1, T2, T3 und T4 dargestellt. Dabei ist t_R jeweils die Dicke des Bodenrandblechs.

$$\varepsilon_{p,eq} = \sqrt{\frac{2}{3} \left(\varepsilon_{p,xx}^2 + \varepsilon_{p,yy}^2 + \varepsilon_{p,zz}^2 + \frac{1}{2} * \varepsilon_{p,xy}^2 \right)} \quad (5-4)$$

$\varepsilon_{p,eq}$	äquivalente plastische Dehnungen
$\varepsilon_{p,xx}, \varepsilon_{p,yy}, \varepsilon_{p,zz},$ und $\varepsilon_{p,xy}$	plastische Dehnungen in die jeweilige Richtung (siehe Abbildung 53 auf Seite 101)

- Anmerkung: In Abbildung 53 sind die Dehnungen ϵ_{yy} , ϵ_{zz} und ϵ_{xy} eingezeichnet. In weiterer Folge werden die plastischen Dehnungen dargestellt und zur Ermittlung der äquivalenten plastischen Dehnungen verwendet. Da die elastischen Dehnungen im Vergleich dazu sehr klein sind, können sie vernachlässigt werden ($\epsilon_e + \epsilon_p = \epsilon \approx \epsilon_p$).

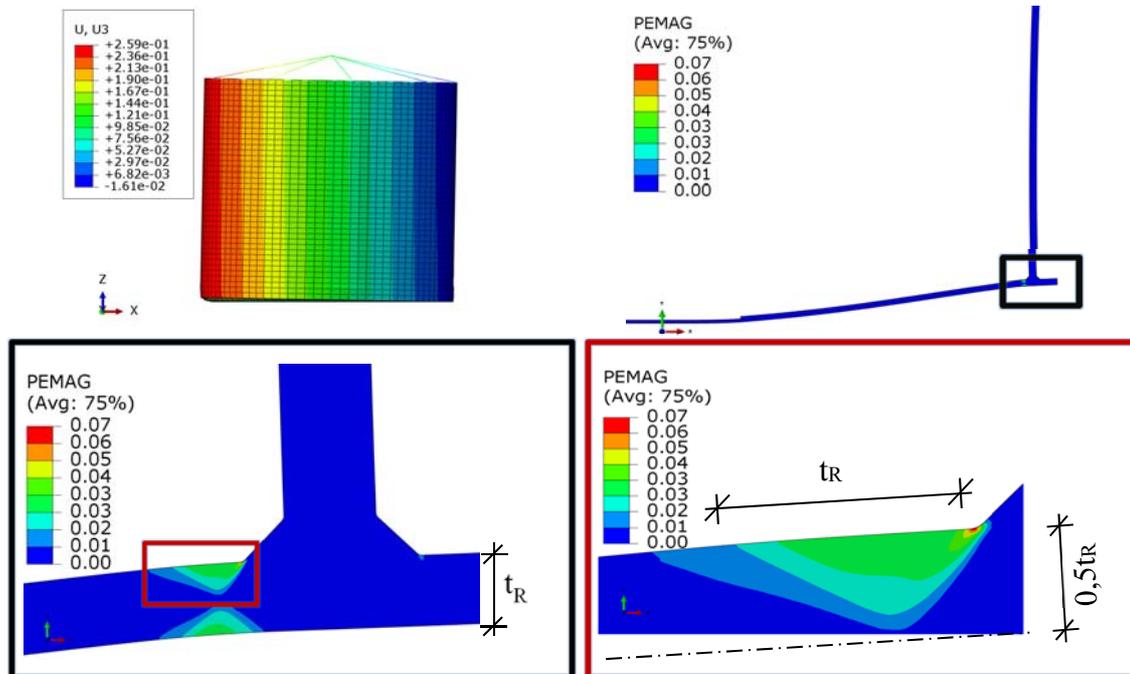


Abbildung 94: Graphische Darstellung im Bereich des plastischen Gelenkes von Tank T1 bei einer Abhebehöhe von 8 [cm].

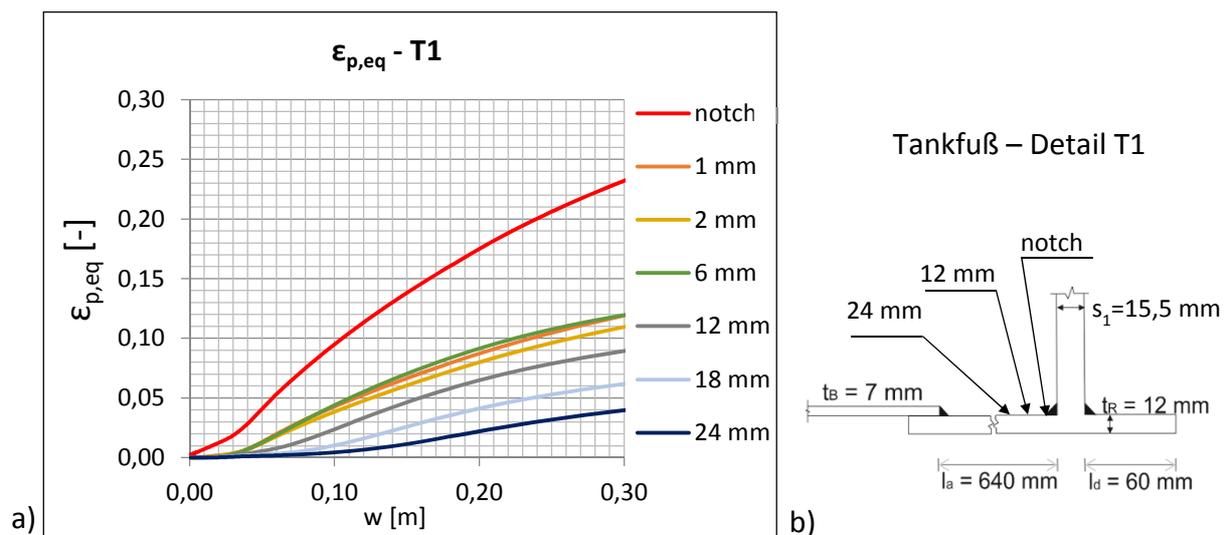


Abbildung 95: a) Äquivalente plastische Dehnungen, in Abhängigkeit von der Abhebehöhe, für verschiedene Abstände zur Kerbe (notch) von Tank T1
b) Skizze Tankfuß-Detail von Tank T1

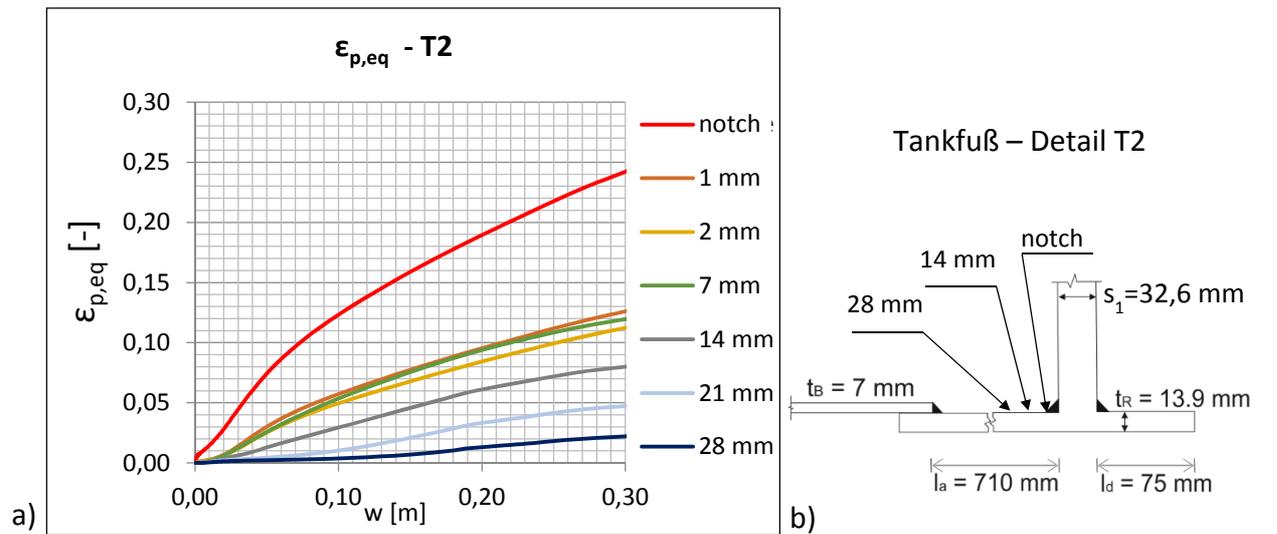


Abbildung 96: a) Äquivalente plastische Dehnungen in Abhängigkeit von der Abhebehöhe für verschiedene Abstände zur Kerbe (notch) von T2
b) Skizze Tankfuß-Detail von Tank T2

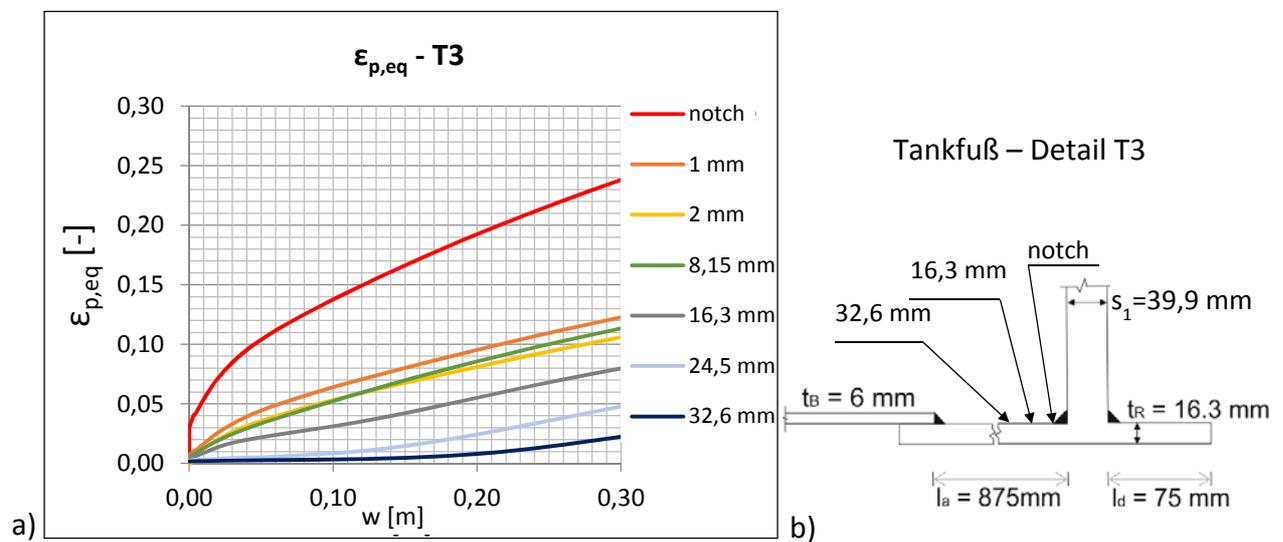


Abbildung 97: a) Äquivalente plastische Dehnungen in Abhängigkeit von der Abhebehöhe für verschiedene Abstände zur Kerbe (notch) von T3.
b) Skizze Tankfuß-Detail von Tank T3

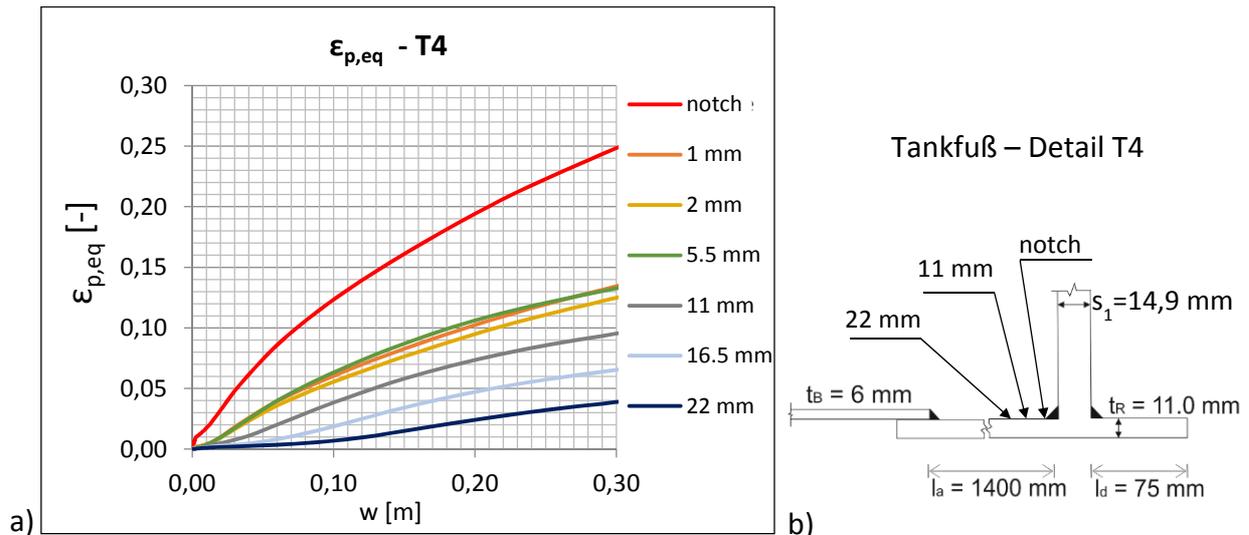


Abbildung 98: a) Äquivalente plastische Dehnungen in Abhängigkeit von der Abhebehöhe für verschiedene Abstände zur Kerbe (notch) von T4
 b) Skizze Tankfuß-Detail von Tank T4

Es ist ersichtlich, dass mit der sehr genauen Modellierung der Kerbe mit einer Ausrundung von 1 mm und Elementlängen von nur 0.1 [mm] lokal eine sehr hohe Dehnung auftritt. Bereits bei einem Abstand von nur 1 [mm] von der Kerbe halbiert sich die lokale Dehnung. Dieser hohe Wert der Dehnung im Bereich der Kerbe hat aufgrund der sehr kurzen Länge nur einen sehr geringen Anteil an der Gesamtrotation. Die Dehnungen sind dann ab einem Abstand von 1 [mm] von der Kerbe bis zu einem Abstand von der halben Dicke des Bodenrandbleches $t_R/2$ annähernd konstant. Ab einem Abstand von circa $t_R/2$ nehmen die Dehnungen mit zunehmenden Abstand zur Schweißnaht ab.

Der Zusammenhang zwischen Rotation und Dehnung wird in Kapitel 7.6 noch im Detail betrachtet.

Trotz deutlicher Unterschiede zwischen Geometrien und Anlageverhältnissen der vier Tanks, zeigt sich ein sehr einheitliches Bild hinsichtlich der lokalen Dehnungen in Abhängigkeit der Abhebehöhe.

5.5.2 Zeitverläufe der Spannungen und Dehnungen in der Fließzone des Bodenrandblechs

Um eine Beurteilung bezüglich der Kurzzeitermüdung des Stahles im Bereich der Fließzone des Bodenrandblechs durchzuführen, ist es notwendig, den zeitlichen Verlauf der Dehnungen zu kennen. Dieser wird, wie bereits in Kapitel 5.2.4 erläutert, mit dem lokalen Submodell ermittelt. Nachfolgend werden die Zeitverläufe der repräsentativen Spannungen und Dehnungen für die Tankbauwerke T1 bis T4, für jeweils ein Erdbeben, exemplarisch dargestellt. Dabei werden die Spannungen und Dehnungen am Ende des angesetzten Kerbradius der Schweißnaht bei Punkt A ermittelt, wo mit Abstand die höchste lokale Beanspruchung auftritt. Der Punkt A ist in Abbildung 99 dargestellt.

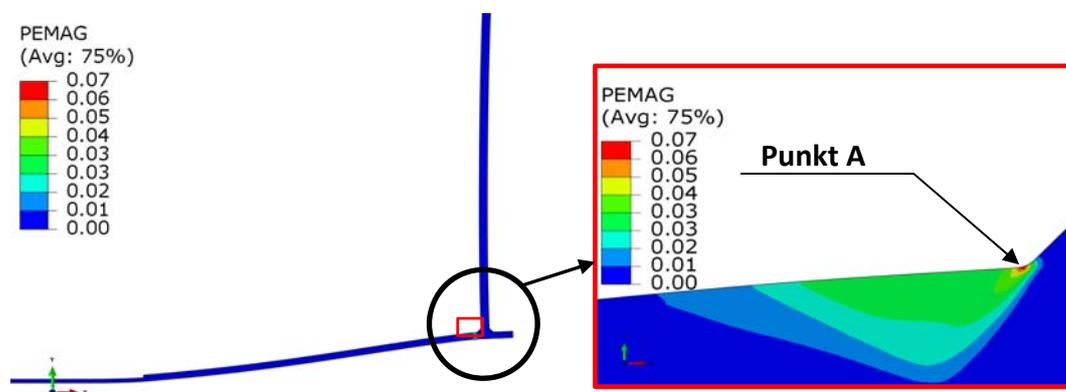


Abbildung 99: Ungünstiger Detailpunkt A, für den die Zeitverläufe der Spannungen und Dehnungen dargestellt werden

5.5.2.1 Maximale lokale Spannungen und Dehnungen im Bodenrandblech von Tankbauwerk T1 bei Erdbeben AGM9

In diesem Kapitel werden die in weiterer Folge für die Beurteilung hinsichtlich der Kurzzeit-Ermüdung der plastischen Zone im Bodenrandblech relevanten Zeitverläufe der Spannungen und der Dehnungen am höchstbeanspruchten Detailpunkt (Punkt A) exemplarisch für das künstlich generierte Erdbeben AGM9, bei dem die maximale Abhebehöhe unter allen berechneten Erdbeben auftritt, in Diagrammen dargestellt. Zusätzlich werden für verschiedene relevante Zeitpunkte die Spannungen, Verformungen und plastischen Dehnungen der Struktur bildlich dargestellt.

Abbildung 100 a) zeigt den Zeitverlauf der Spannungen σ_x der Tankbodenecke an der Oberseite des Bodenrandbleches in radialer Richtung (Bezeichnung S11) auf der rechten Seite des Tanks. Die Abbildung 100 b) zeigt diese Spannungen σ_x in der Tankbodenecke bei der maximalen Abhebehöhe von 0,35 m, die bei Sekunde $s=14.35$ [s] auftreten.

Abbildung 100 c) zeigt die maximalen Spannungen σ_x in der Tankbodenecke bei Bodenkontakt nach der maximalen Abhebehöhe, während die andere Seite abhebt, die bei Sekunde $s=15.00$ [s] auftreten.

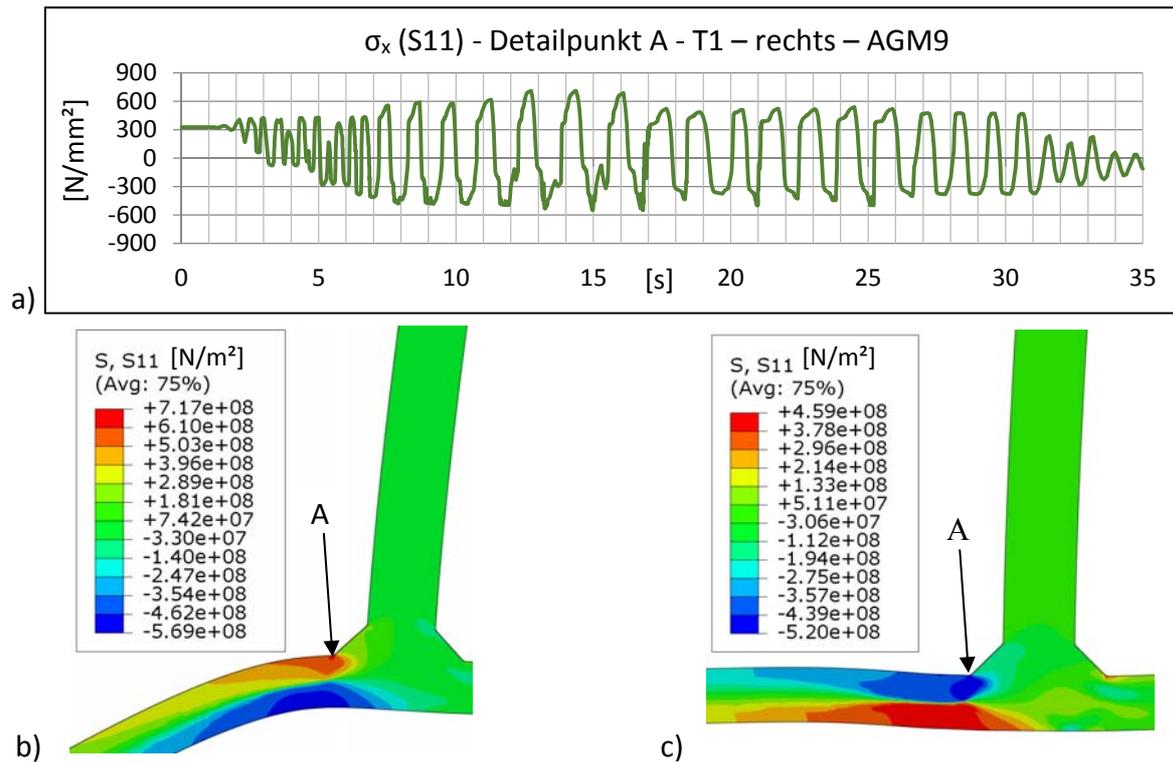


Abbildung 100 Lokale radiale Spannungen σ_x bei Tank T1, zufolge Erdbeben AGM9

- Zeitverlauf der Spannungen σ_x der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks bei dem künstlich generierten Erdbeben AGM9
- Spannungen σ_x in der Tankbodenecke bei der maximalen Abhebehöhe von $w = 0,35$ [m], die bei Sekunde $s = 14,35$ [s] auftreten
- Spannungen σ_x in der Tankbodenecke nach dem Wiederkontakt, während die andere Seite abhebt, die bei Sekunde $s = 15,00$ [s] auftreten

Es ist ersichtlich, dass die lokalen Spannungen im höchstbeanspruchten Detailpunkt A (sowohl die Zug- als auch die Druck-Spannungen) Werte über der Fließgrenze von 355 [N/mm²] annehmen. Das bedeutet, dass nach einem Abheben, bei dem Plastifizieren auftritt, der Stahl lokal beim sich wieder absenken des Tanks abermals in die "entgegengesetzte Richtung" plastifiziert. Die zu Abbildung 100 gehörenden plastischen Dehnungen $\epsilon_{p,xx}$ in radialer Richtung zeigt Abbildung 101.

Abbildung 101 a) zeigt den Zeitverlauf der plastischen Dehnungen $\epsilon_{p,xx}$ der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks im Detailpunkt A.

Abbildung 101 b) zeigt die plastischen Dehnungen $\epsilon_{p,xx}$ in der Tankbodenecke bei der maximalen Abhebehöhe von $0,35$ m, die bei Sekunde $s = 14,35$ [s] auftreten.

Abbildung 101 c) zeigt die plastischen Dehnungen $\epsilon_{p,xx}$, die in der Tankbodenecke bei Wiederkontakt, während die andere Seite abhebt, bei Sekunde $s = 15,00$ [s] auftreten.

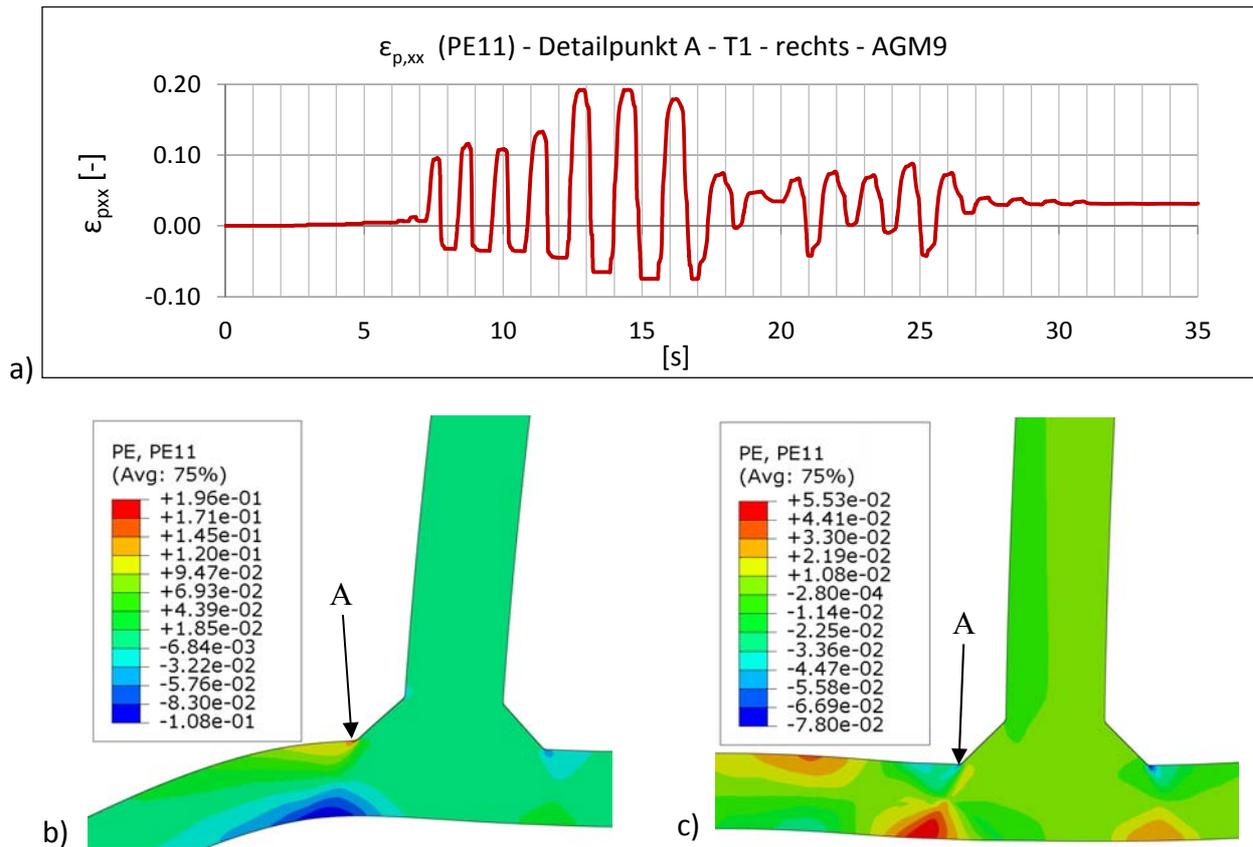


Abbildung 101 Lokale radiale Dehnungen $\epsilon_{p,xx}$ (siehe Abbildung 53) bei Tank T1, infolge Erdbeben AGM9.

- a) Zeitverlauf der plastischen Dehnungen $\epsilon_{p,xx}$ der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks im Detailpunkt A,
- b) plastische Dehnungen $\epsilon_{p,xx}$ in der Tankbodenecke bei der maximalen Abhebehöhe von 0,35 m, die bei Sekunde $s = 14.35$ [s] auftreten
- c) plastische Dehnungen $\epsilon_{p,xx}$ in der Tankbodenecke bei Wiederkontakt, während die andere Seite abhebt, die bei Sekunde $s = 15.00$ [s] auftreten.

Die Zeitverläufe der plastischen Dehnungen $\epsilon_{p,yy}$, $\epsilon_{p,zz}$ und $\epsilon_{p,xy}$ (siehe Abbildung 53) der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks im Detailpunkt A, die durch das künstlich generierte Erdbeben AGM9 verursacht werden, sind in den Abbildungen 102 bis 104 dargestellt.

Die gezeigten Dehnungsverläufe $\epsilon_{p,xx}$, $\epsilon_{p,yy}$, $\epsilon_{p,zz}$ und $\epsilon_{p,xy}$ ergeben nach Gleichung (5-4) den Zeitverlauf der äquivalenten Vergleichsdehnung $\epsilon_{p,eq}$. Die äquivalente Vergleichsdehnung ist eine hinsichtlich der Kurzzeit-Ermüdung des Stahls maßgebende Größe und wird, wie in Kapitel 6.2 beschrieben, zur Beurteilung der Kurzzeitermüdung herangezogen.

Abbildung 105 a) zeigt den Zeitverlauf der plastischen Vergleichsdehnung $\epsilon_{p,eq}$ der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks im Detailpunkt A, die durch das künstlich generierte Erdbeben AGM9 verursacht wird.

Abbildung 105 b) zeigt die plastische Vergleichsdehnung $\epsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke bei einer Abhebehöhe von $w = 0,08$ [m] bei Sekunde $s = 7.36$ [s].

Abbildung 105 c) zeigt die plastische Vergleichsdehnung $\epsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke bei der maximalen Abhebehöhe von $w = 0,35$ [m], die bei Sekunde $s = 14,35$ [s] auftritt.

Abbildung 105 d) zeigt die plastische Vergleichsdehnung $\epsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke bei Wiederkontakt mit dem Untergrund, nach der maximalen Abhebehöhe, während die andere Seite abhebt, bei Sekunde $s = 15,00$ [s]

Abbildung 105 e) zeigt die plastische Vergleichsdehnung $\epsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke nach dem Erdbeben.

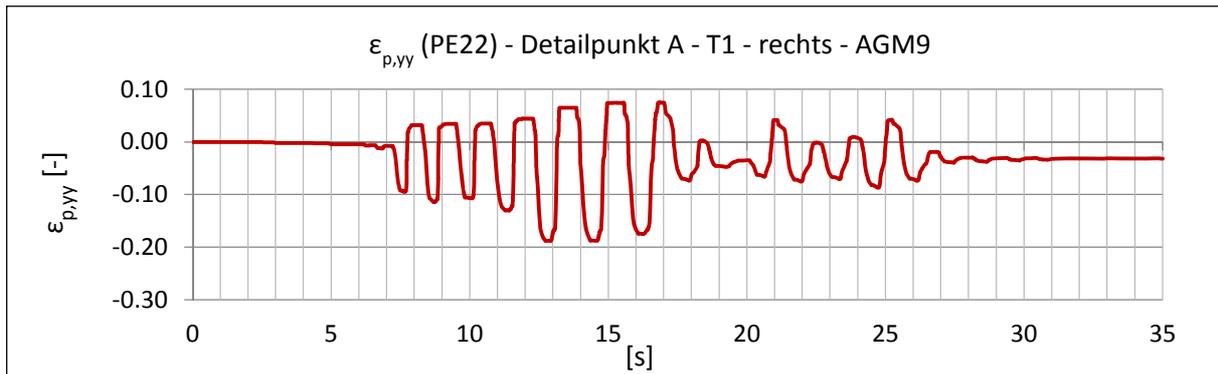


Abbildung 102: Zeitverlauf der plastischen Dehnung $\epsilon_{p,yy}$ (siehe Abbildung 53) der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks T1 im Detailpunkt A bei dem künstlich generierten Erdbeben AGM9

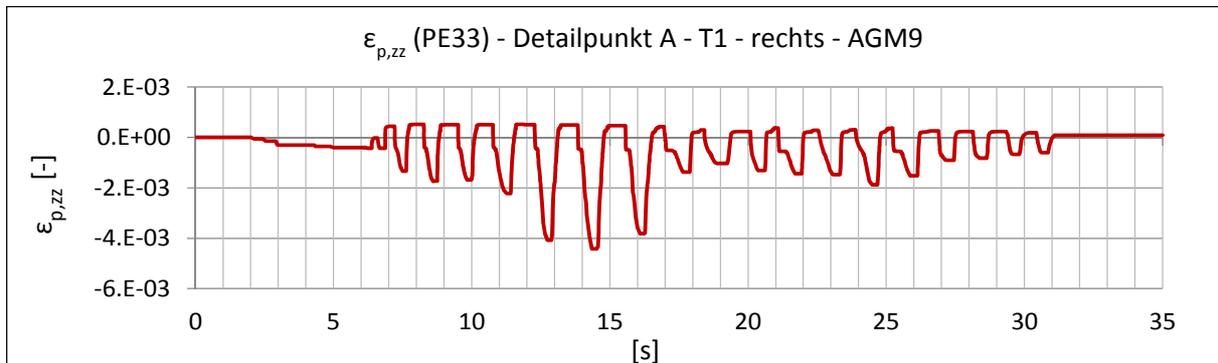


Abbildung 103: Zeitverlauf der plastischen Dehnung $\epsilon_{p,zz}$ (siehe Abbildung 53) der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks T1 im Detailpunkt A bei dem künstlich generierten Erdbeben AGM9

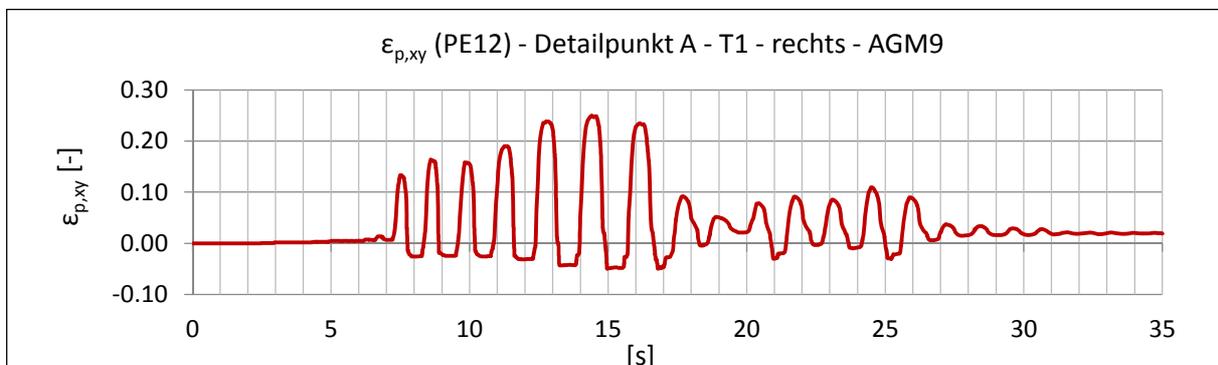


Abbildung 104: Zeitverlauf der plastischen Dehnung $\epsilon_{p,xy}$ (siehe Abbildung 53) der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks T1 im Detailpunkt A bei dem künstlich generierten Erdbeben AGM9

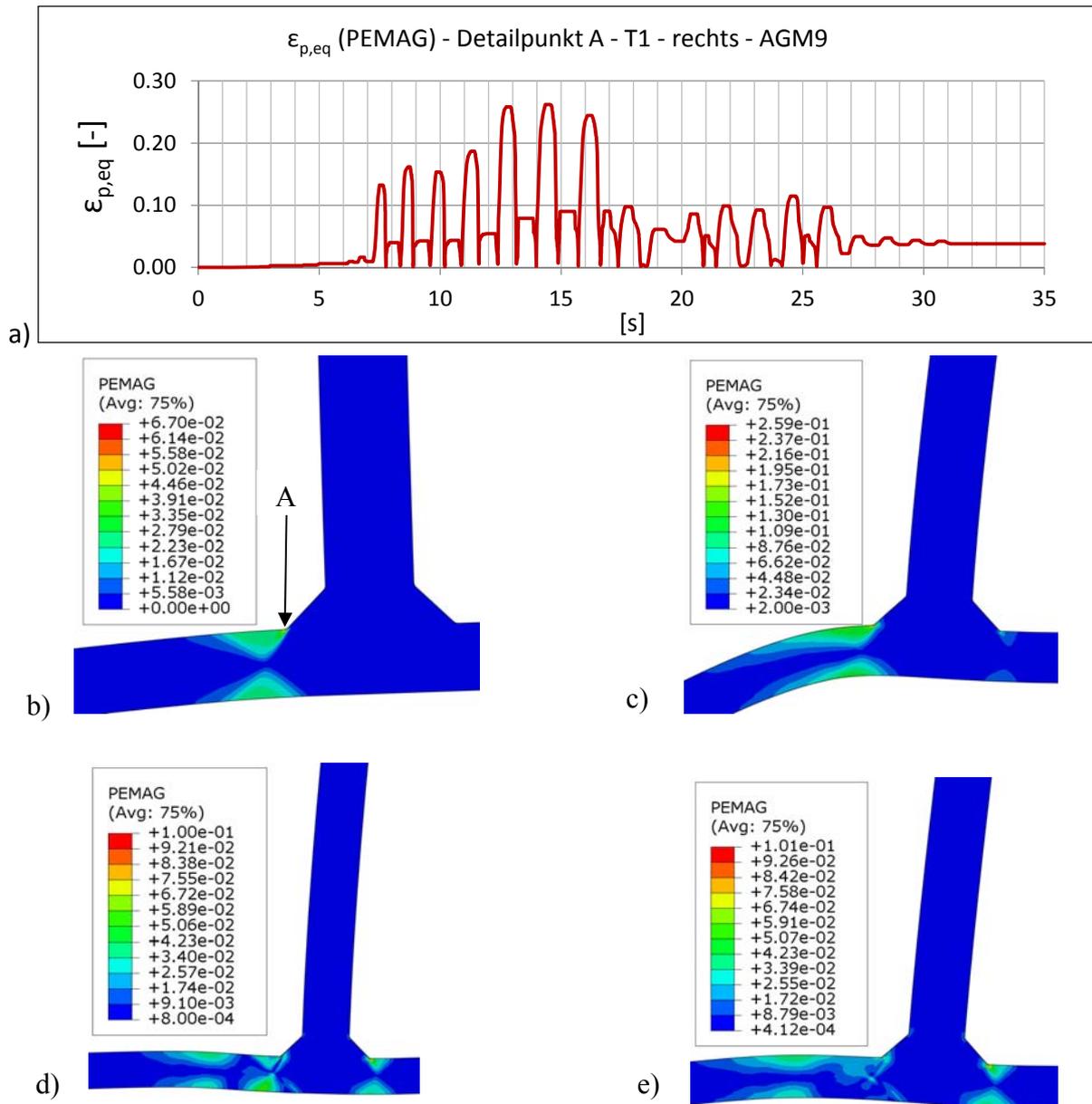


Abbildung 105: Lokale plastische Vergleichsdehnung $\varepsilon_{p,eq}$ bei Tank T1 infolge Erdbeben AGM 9

- Zeitverlauf der plastischen Vergleichsdehnung $\varepsilon_{p,eq}$ der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks im Detailpunkt A,
- plastische Vergleichsdehnungen $\varepsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke bei der Abhebehöhe von $w=0,08$ [m], welche bei Sekunde $s = 7.36$ [s] auftritt,
- plastische Vergleichsdehnungen $\varepsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke bei der maximalen Abhebehöhe von $w = 0,35$ [m], die bei Sekunde $s = 14.35$ [s] auftritt,
- plastische Vergleichsdehnungen $\varepsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke nach der maximalen Abhebehöhe, während die andere Seite abhebt, die bei Sekunde $s = 15.00$ auftreten,
- plastische Vergleichsdehnungen $\varepsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke nach dem Erdbeben.

Die Vergleichsdehnungen stehen mit den Vergleichsspannungen nach Mises im Zusammenhang. Wie in Abbildung 105 ersichtlich, beträgt bei Tankbauwerk T1 infolge des Erdbebens AGM9 die maximale auftretende Vergleichsdehnung $\varepsilon_{p,eq} = 26\%$. Nach den zugrunde gelegten Materialmodell mit bilinear elastisch, plastischem Verhalten mit Verfestigung (Material 3 - siehe Abbildung 55) betragen somit die Mises-Vergleichsspannungen $641 \text{ [N/mm}^2\text{]}$, wie dies auch in Abbildung 106 ersichtlich ist.

Abbildung 106 a) zeigt den Zeitverlauf der Mises-Vergleichsspannungen σ_v im Detailpunkt A bei der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks T1, der durch das künstlich generierte Erdbeben AGM9 verursacht wird.

Abbildung 106 b) zeigt die Mises-Vergleichsspannungen im Tankbodeneck bei einer Abhebehöhe von $w = 0,08 \text{ [m]}$ bei Sekunde $s = 7.36 \text{ [s]}$.

Abbildung 106 c) zeigt die Mises-Vergleichsspannungen σ_v im Tankbodeneck bei der maximalen Abhebehöhe von $w = 0,35 \text{ [m]}$, welche bei Sekunde $s = 14.35 \text{ [s]}$ auftritt.

Abbildung 106 d) zeigt die Mises-Vergleichsspannungen σ_v im Tankbodeneck nach der maximalen Abhebehöhe bei Wiederkontakt mit dem Untergrund, während die andere Seite abhebt, bei Sekunde $s = 15.00 \text{ [s]}$.

Abbildung 106 e) zeigt die Von Mises-Vergleichsspannungen σ_v im Tankbodeneck nach dem Erdbeben.

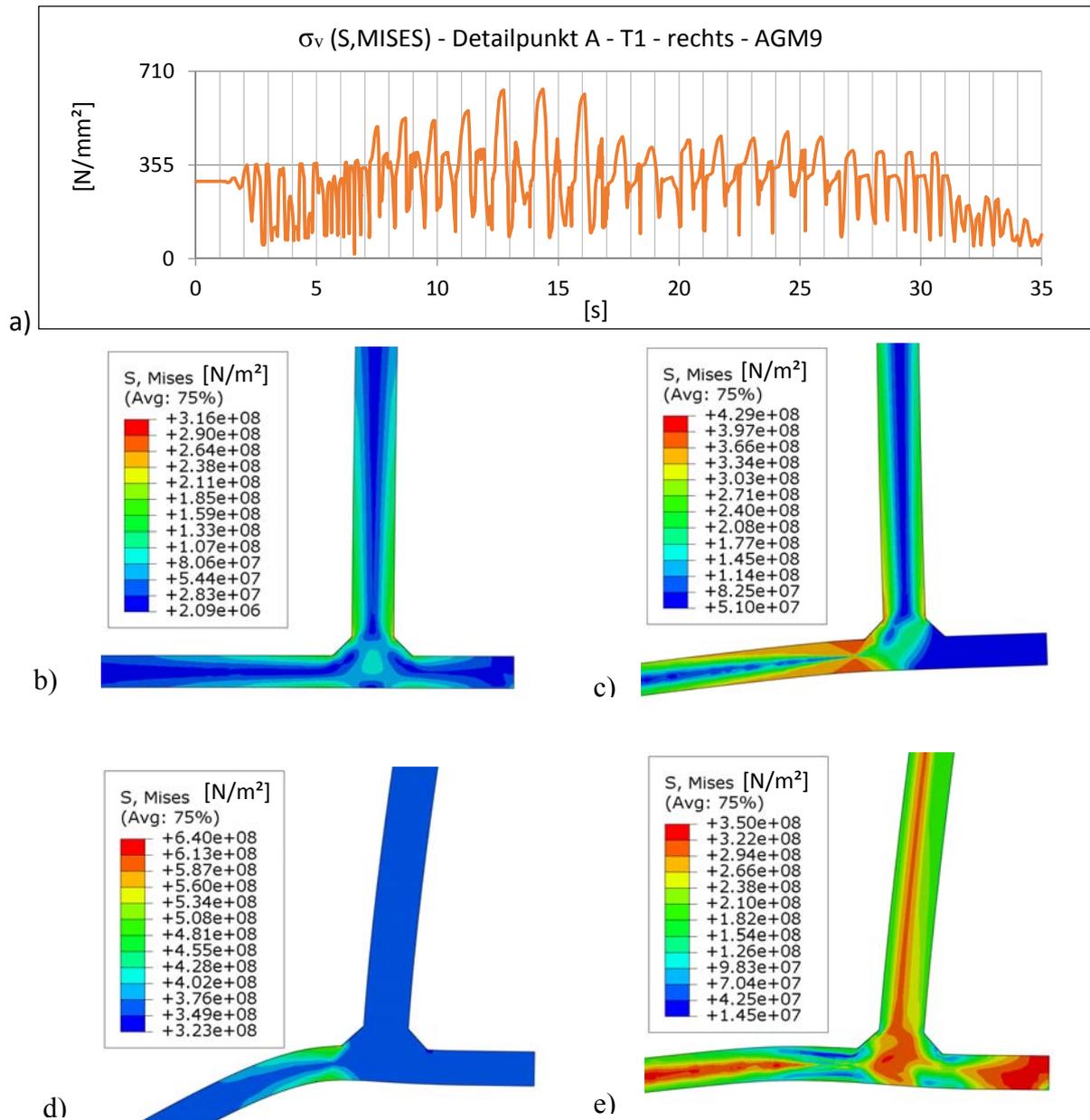


Abbildung 106: Lokale Von Mises-Vergleichsspannung bei Tank T1, zuzufolge AGM9

- Zeitverlauf der Mises-Spannung σ_v der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks T1 im Detailpunkt A
- Mises-Vergleichsspannung σ_v in der Tankbodenecke bei der Abhebehöhe $w=0,08$ [m], welche bei Sekunde $s = 7.36$ [s] auftritt
- Mises-Vergleichsspannung σ_v in der Tankbodenecke bei der maximalen Abhebehöhe $w = 0,35$ [m], die bei Sekunde $s = 14.35$ [s] auftritt
- Mises-Vergleichsspannung σ_v in der Tankbodenecke bei Wiederkontakt nach der maximalen Abhebehöhe, während die andere Seite abhebt, die bei Sekunde $s = 15.00$ [s] auftreten
- Mises-Vergleichsspannung σ_v in der Tankbodenecke nach dem Erdbeben

Abbildung 107 zeigt den Zeitverlauf der akkumulierten plastischen Vergleichsdehnung $\text{acc. } \varepsilon_{p,eq}$ (PEEQ) der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks T1 im Detailpunkt A, die durch das künstlich generierte Erdbeben AGM9 verursacht wird.

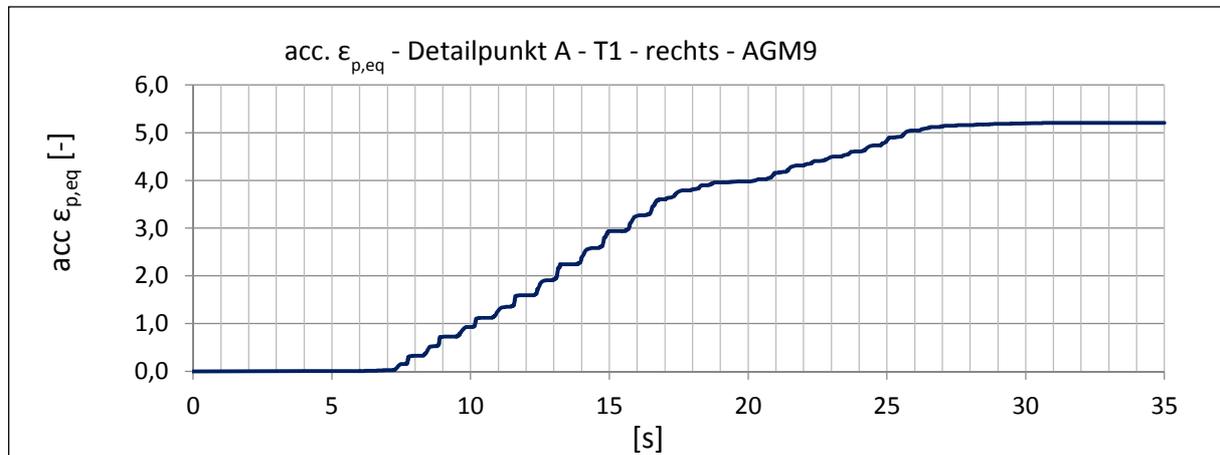


Abbildung 107: Zeitverlauf der akkumulierten plastischen Vergleichsdehnungen $\text{acc. } \varepsilon_{p,eq}$ der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks T1 im Detailpunkt A bei dem künstlich generierten Erdbeben AGM9.

5.5.2.2 Spannungen und Dehnungen im Bodenrandblech von Tankbauwerk T2 beim Erdbeben AGM6

In diesem Kapitel werden die in weiterer Folge für die Beurteilung hinsichtlich der Kurzzeit-Ermüdung der plastischen Zone im Bodenrandblech von Tankbauwerk T2 relevanten Zeitverläufe der Dehnungen exemplarisch für das künstlich generierte Erdbeben AGM6, bei dem die maximale Abhebehöhe unter allen berechneten Erdbeben auftritt, in Diagrammen dargestellt.

Die Zeitverläufe der plastischen Dehnungen $\epsilon_{p,xx}$, $\epsilon_{p,yy}$, $\epsilon_{p,zz}$ und $\epsilon_{p,xy}$ (siehe Abbildung 53) der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks im Detailpunkt A, sind in den Abbildungen 108 bis 111 dargestellt.

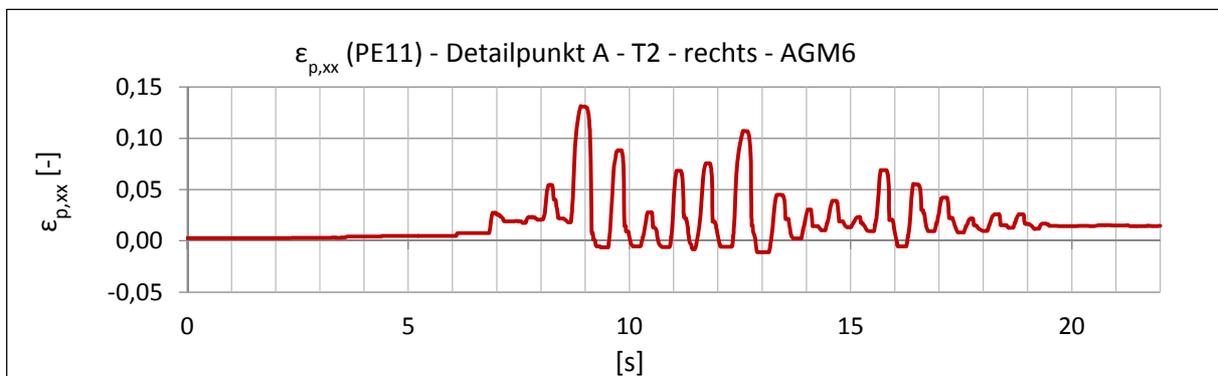


Abbildung 108: Zeitverlauf der plastischen Dehnung $\epsilon_{p,xx}$ (siehe Abbildung 53) der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks T2 im Detailpunkt A bei dem künstlich generierten Erdbeben AGM6.

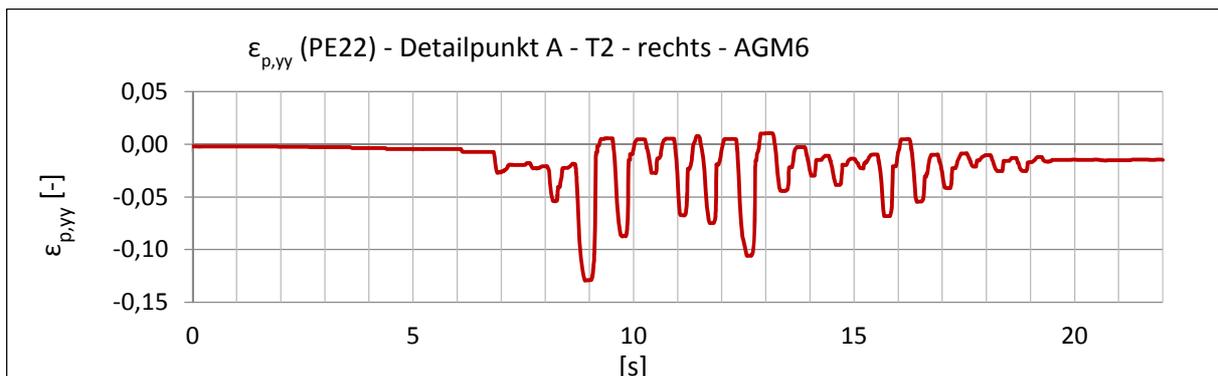


Abbildung 109: Zeitverlauf der plastischen Dehnung $\epsilon_{p,yy}$ (siehe Abbildung 53) der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks T2 im Detailpunkt A bei dem künstlich generierten Erdbeben AGM6.

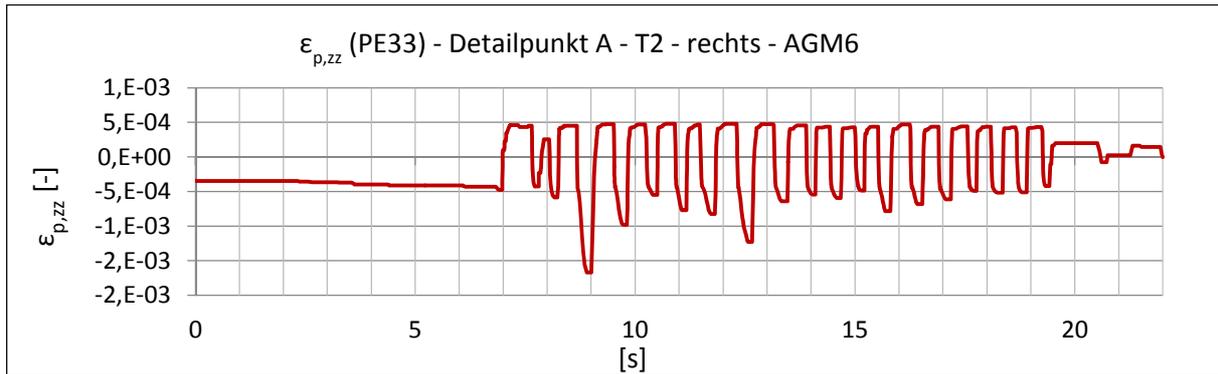


Abbildung 110: Zeitverlauf der plastischen Dehnung $\varepsilon_{p,zz}$ (siehe Abbildung 53) der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks T2 im Detailpunkt A bei dem künstlich generierten Erdbeben AGM6.

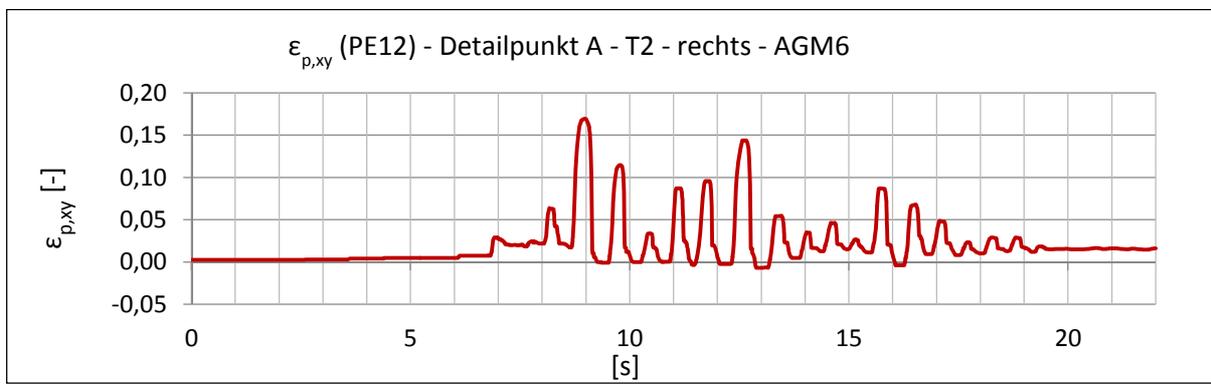


Abbildung 111: Zeitverlauf der plastischen Dehnung $\varepsilon_{p,xy}$ (siehe Abbildung 53) der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks T2 im Detailpunkt A bei dem künstlich generierten Erdbeben AGM6.

Die gezeigten Dehnungsverläufe $\varepsilon_{p,xx}$, $\varepsilon_{p,yy}$, $\varepsilon_{p,zz}$ und $\varepsilon_{p,xy}$ ergeben nach Gleichung (5-4) den Zeitverlauf der äquivalenten Vergleichsdehnung $\varepsilon_{p,eq}$. Die äquivalente Vergleichsdehnung ist eine hinsichtlich der Kurzzeit-Ermüdung des Stahls maßgebende Größe und wird, wie in Kapitel 6.2 beschrieben, zur Beurteilung der Kurzzeitermüdung herangezogen.

Abbildung 112 a) zeigt den Zeitverlauf der plastischen Vergleichsdehnung $\varepsilon_{p,eq}$ der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks im Detailpunkt A, die durch das künstlich generierte Erdbeben AGM6 verursacht wird.

Abbildung 112 b) zeigt die plastische Vergleichsdehnung $\varepsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke bei einer Abhebehöhe von $w = 0,06$ [m] bei Sekunde $s = 8,16$ [s].

Abbildung 112 c) zeigt die plastische Vergleichsdehnung $\varepsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke bei der maximalen Abhebehöhe von $w = 0,22$ [m], die bei Sekunde $s = 8,90$ [s] auftritt.

Abbildung 112 d) zeigt die plastische Vergleichsdehnung $\varepsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke bei Wiederkontakt mit dem Untergrund, nach der maximalen Abhebehöhe, während die andere Seite abhebt, bei Sekunde $s = 9,50$ [s].

Abbildung 112 e) zeigt die plastische Vergleichsdehnung $\varepsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke nach dem Erdbeben bei Sekunde $s = 22$ [s].

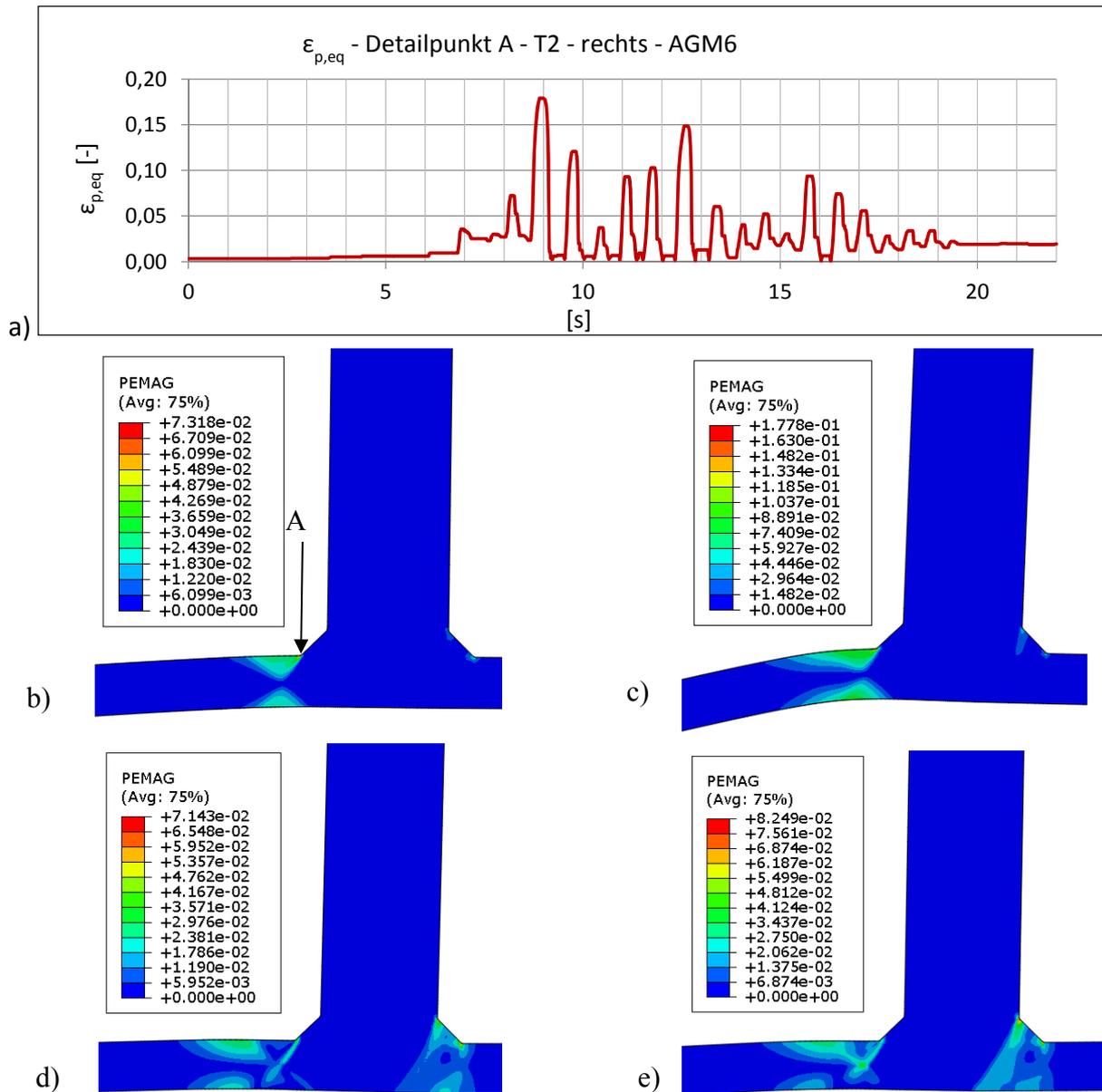


Abbildung 112: Lokale plastische Vergleichsdehnung $\epsilon_{p,eq}$ bei Tank T2 infolge Erdbeben AGM 6

- Zeitverlauf der plastischen Vergleichsdehnung $\epsilon_{p,eq}$ nach Gleichung (5-4) der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks im Detailpunkt A,
- plastische Vergleichsdehnungen $\epsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke bei der Abhebehöhe von $w=0,06$ [m], welche bei Sekunde $s = 8.16$ [s] auftritt,
- plastische Vergleichsdehnungen $\epsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke bei der maximalen Abhebehöhe von $w = 0,22$ [m], die bei Sekunde $s = 8.90$ [s] auftritt,
- plastische Vergleichsdehnungen $\epsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke bei Wiederkontakt nach der maximalen Abhebehöhe, während die andere Seite abhebt, die bei Sekunde $s = 9.5$ [s] auftreten,
- plastische Vergleichsdehnungen $\epsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke nach dem Erdbeben bei Sekunde $s = 22$.

Abbildung 113 zeigt den Zeitverlauf der Mises-Vergleichsspannung σ_v im Detailpunkt A der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks T2, der durch das künstlich generierte Erdbeben AGM6 verursacht wird.

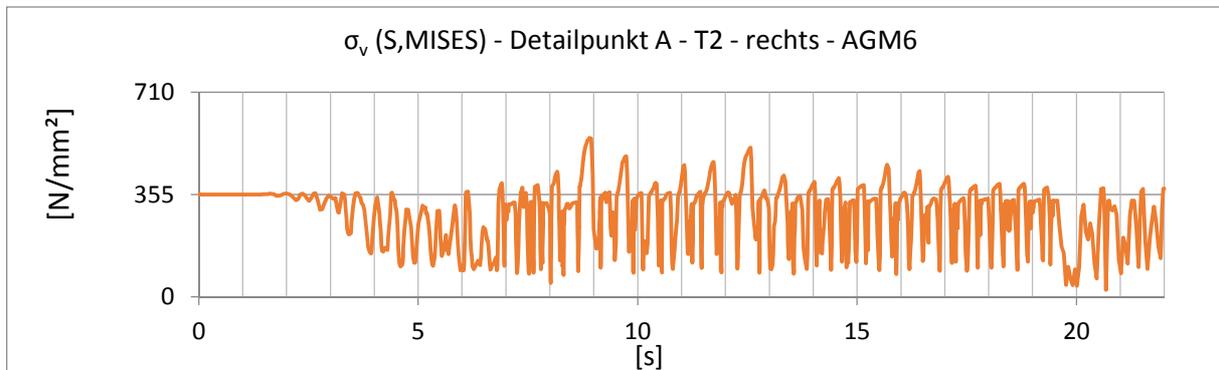


Abbildung 113: Zeitverlauf der Mises-Vergleichsspannung σ_v der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks T2 im Detailpunkt A bei dem künstlich generierten Erdbeben AGM6.

Abbildung 114 zeigt den Zeitverlauf der akkumulierten plastischen Vergleichsdehnung $\text{acc } \epsilon_{p,eq}$ (PEEQ) der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks T2 im Detailpunkt A, die durch das künstlich generierte Erdbeben AGM6 verursacht wird.

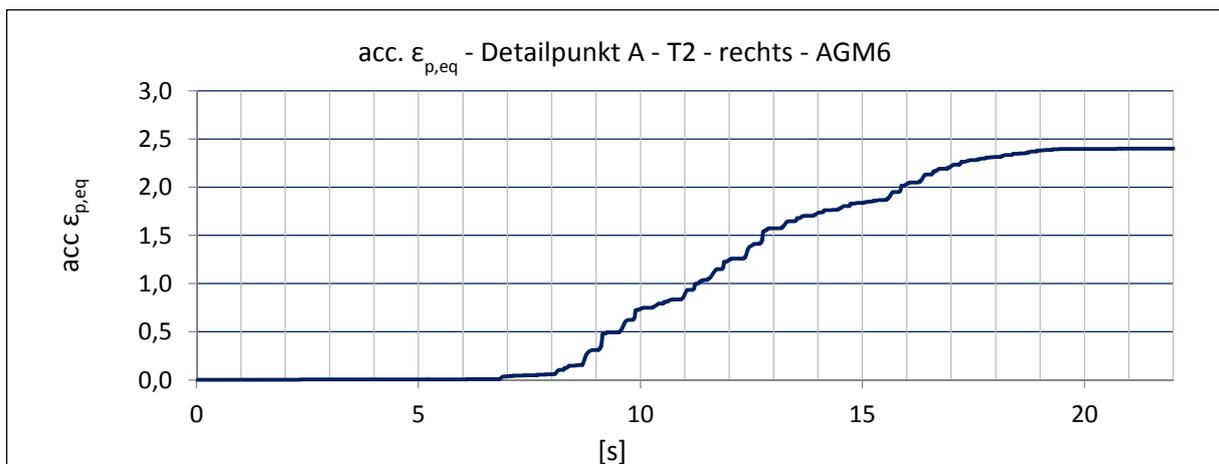


Abbildung 114: Zeitverlauf der akkumulierten plastischen Vergleichsdehnungen $\text{acc. } \epsilon_{p,eq}$ der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks T2 im Detailpunkt A bei dem künstlich generierten Erdbeben AGM6.

5.5.2.3 Spannungen und Dehnungen im Bodenrandblech von Tankbauwerk T3 beim Erdbeben AGM7_2

In diesem Kapitel werden die in weiterer Folge für die Beurteilung hinsichtlich der Kurzzeit-Ermüdung der plastischen Zone im Bodenrandblech von Tankbauwerk T3 relevanten Zeitverläufe der Dehnungen am höchstbeanspruchten Detailpunkt A exemplarisch für das künstlich generierte Erdbeben AGM7_2 in Diagrammen dargestellt.

Die Zeitverläufe der plastischen Dehnungen $\epsilon_{p,xx}$, $\epsilon_{p,yy}$, $\epsilon_{p,zz}$ und $\epsilon_{p,xy}$ (siehe Abbildung 53) der Tankbodenecke auf der linken Seite des Tanks im Detailpunkt A, sind in den Abbildungen 115 bis 118 dargestellt.

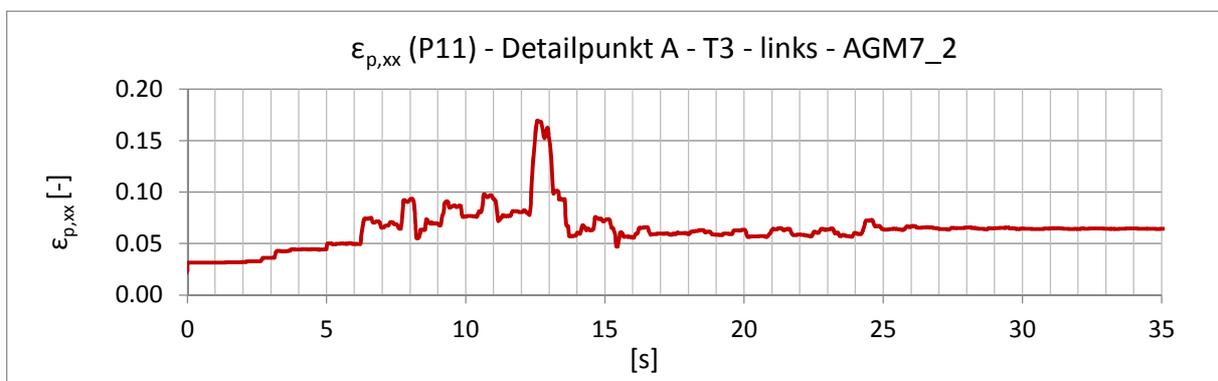


Abbildung 115: Zeitverlauf der plastischen Dehnung $\epsilon_{p,xx}$ (siehe Abbildung 53) der Tankbodenecke auf der linken Seite des Tanks T3 im Detailpunkt A bei dem künstlich generierten Erdbeben AGM7_2.

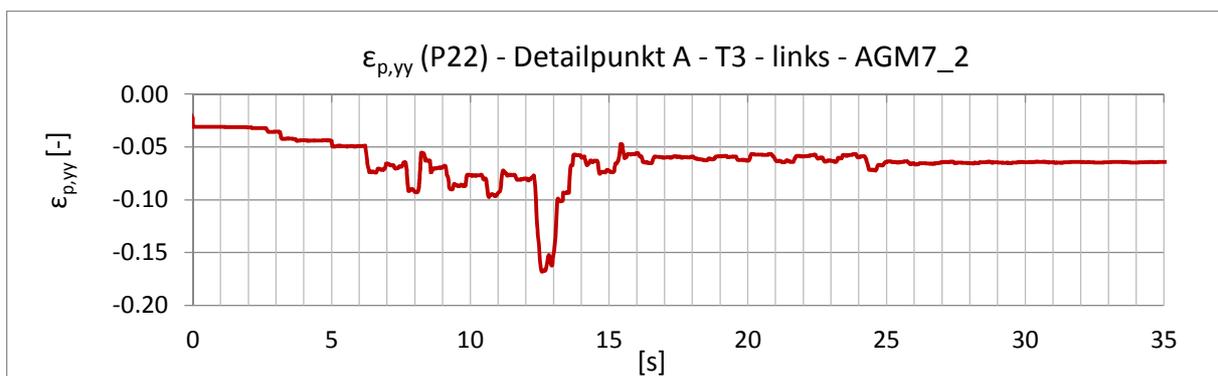


Abbildung 116: Zeitverlauf der plastischen Dehnung $\epsilon_{p,yy}$ (siehe Abbildung 53) der Tankbodenecke auf der linken Seite des Tanks T3 im Detailpunkt A bei dem künstlich generierten Erdbeben AGM7_2.

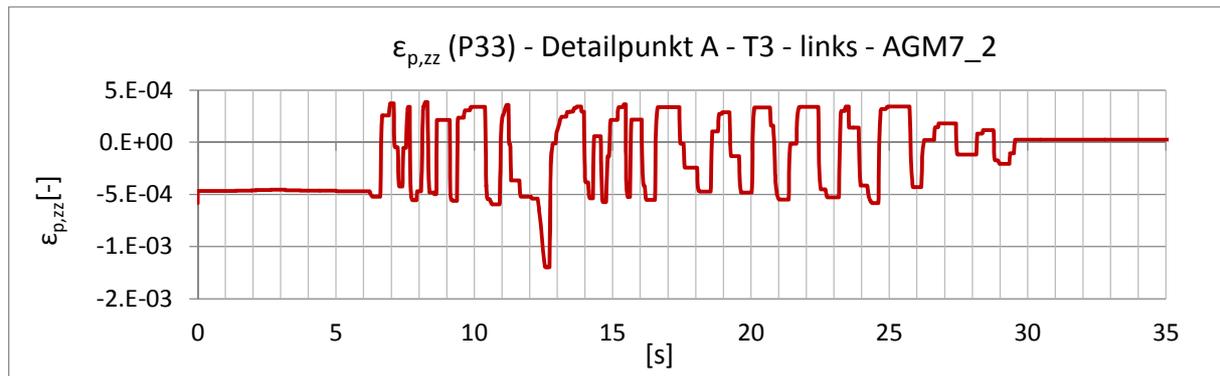


Abbildung 117: Zeitverlauf der plastischen Dehnung $\varepsilon_{p,zz}$ (siehe Abbildung 53) der Tankbodenecke auf der linken Seite des Tanks T3 im Detailpunkt A bei dem künstlich generierten Erdbeben AGM7_2.

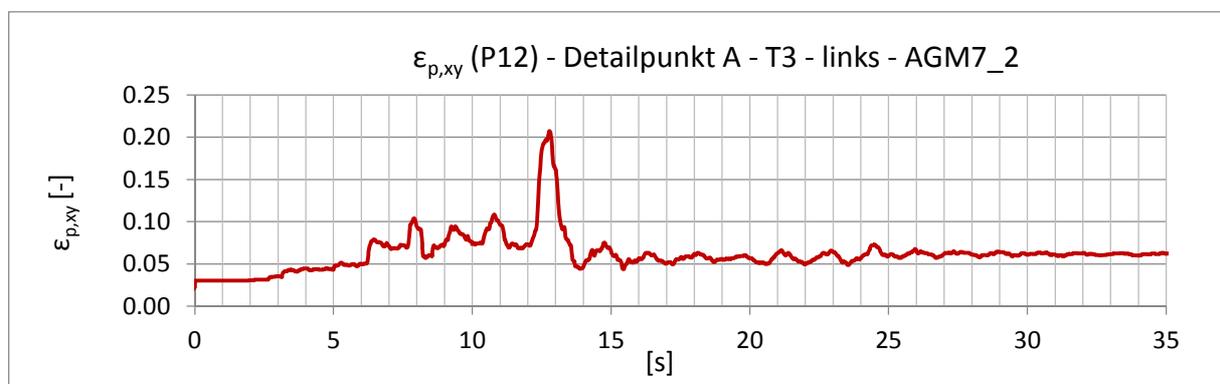


Abbildung 118: Zeitverlauf der plastischen Dehnung $\varepsilon_{p,xy}$ (siehe Abbildung 53) der Tankbodenecke auf der linken Seite des Tanks T3 im Detailpunkt A bei dem künstlich generierten Erdbeben AGM7_2.

Die gezeigten Dehnungsverläufe $\varepsilon_{p,xx}$, $\varepsilon_{p,yy}$, $\varepsilon_{p,zz}$ und $\varepsilon_{p,xy}$ ergeben nach Gleichung (5-4) den Zeitverlauf der äquivalenten Vergleichsdehnung $\varepsilon_{p,eq}$. Die äquivalente Vergleichsdehnung ist eine hinsichtlich der Kurzzeit-Ermüdung des Stahls maßgebende Größe und wird, wie in Kapitel 6.2 beschrieben, zur Beurteilung der Kurzzeitermüdung herangezogen.

Abbildung 119 a) zeigt den Zeitverlauf der plastischen Vergleichsdehnung $\varepsilon_{p,eq}$ der Tankbodenecke auf der linken Seite des Tanks im Detailpunkt A, die durch das künstlich generierte Erdbeben AGM7_2 verursacht wird.

Abbildung 119 b) zeigt die plastische Vergleichsdehnung $\varepsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke bei einer Abhebehöhe von $w = 0,10$ [m] bei Sekunde $s = 12,36$ [s].

Abbildung 119 c) zeigt die plastische Vergleichsdehnung $\varepsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke bei der maximalen Abhebehöhe von $w = 0,23$ [m], die bei Sekunde $s = 12,60$ [s] auftritt.

Abbildung 119 d) zeigt die plastische Vergleichsdehnung $\varepsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke bei Wiederkontakt mit dem Untergrund, nach der maximalen Abhebehöhe, während die andere Seite abhebt, bei Sekunde $s = 13,60$ [s]

Abbildung 119 e) zeigt die plastische Vergleichsdehnung $\varepsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke nach dem Erdbeben bei Sekunde $s = 35$ [s].

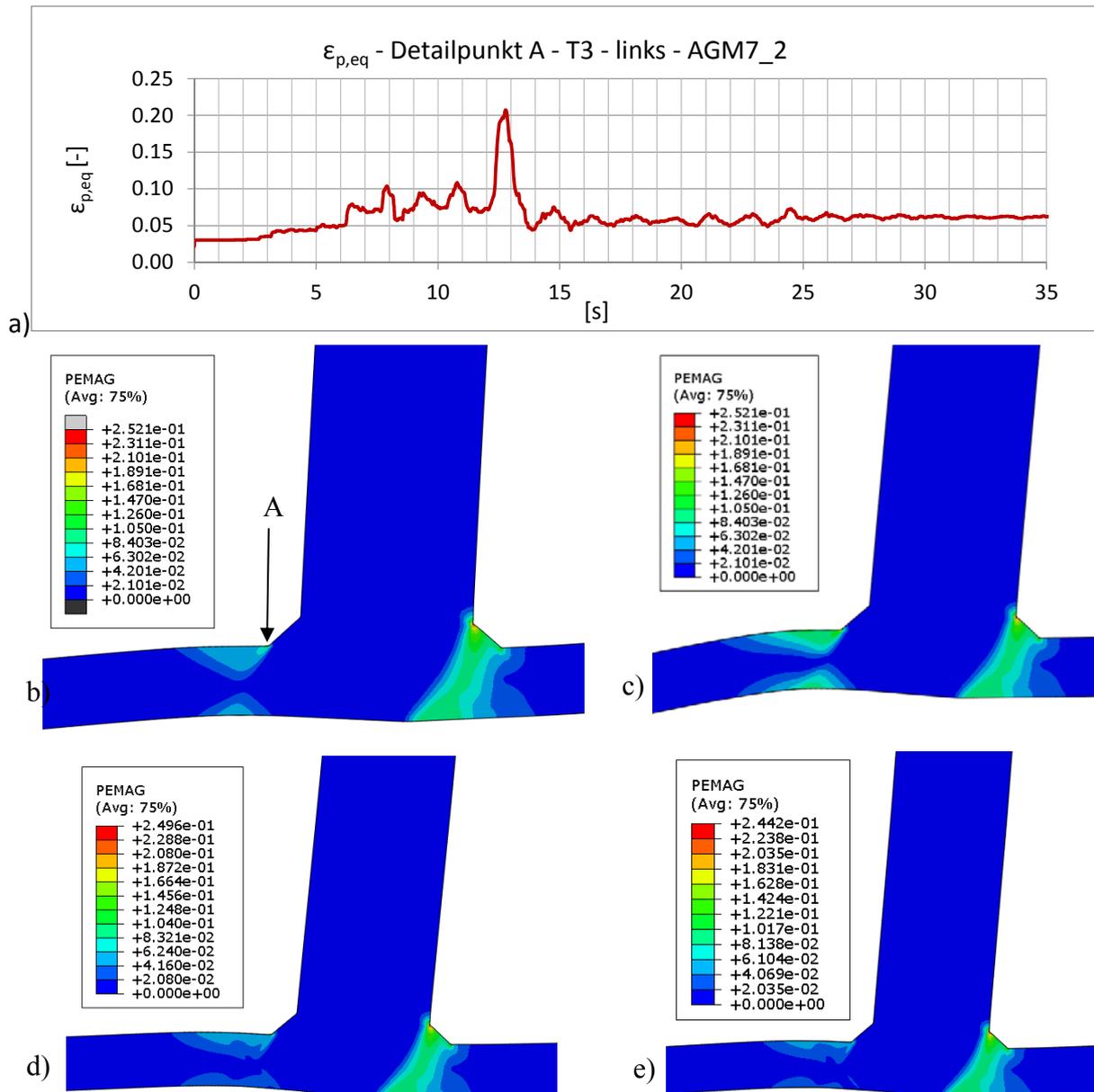


Abbildung 119: Lokale plastische Vergleichsdehnung $\varepsilon_{p,eq}$ bei Tank T3 infolge Erdbeben AGM 7_2

- Zeitverlauf plastischen Vergleichsdehnung $\varepsilon_{p,eq}$ nach Gleichung (5-4) der Tankbodenecke auf der linken Seite des Tanks im Detailpunkt A,
- plastische Vergleichsdehnungen $\varepsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke bei der Abhebehöhe von $w=0,10$ [m], welche bei Sekunde $s = 12,36$ [s] auftritt,
- plastische Vergleichsdehnungen $\varepsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke bei der maximalen Abhebehöhe von $w = 0,23$ [m], die bei Sekunde $s = 12,60$ [s] auftritt,
- plastische Vergleichsdehnungen $\varepsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke bei Wiederkontakt nach der maximalen Abhebehöhe, während die andere Seite abhebt, die bei Sekunde $s = 13.6$ auftreten,
- plastische Vergleichsdehnungen $\varepsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke nach dem Erdbeben bei Sekunde $s = 35$.

Abbildung 120 zeigt den Zeitverlauf der Mises-Vergleichsspannung σ_v im Detailpunkt A der Tankbodenecke auf der linken Seite des Tanks T3, der durch das künstlich generierte Erdbeben AGM7_2 verursacht wird.

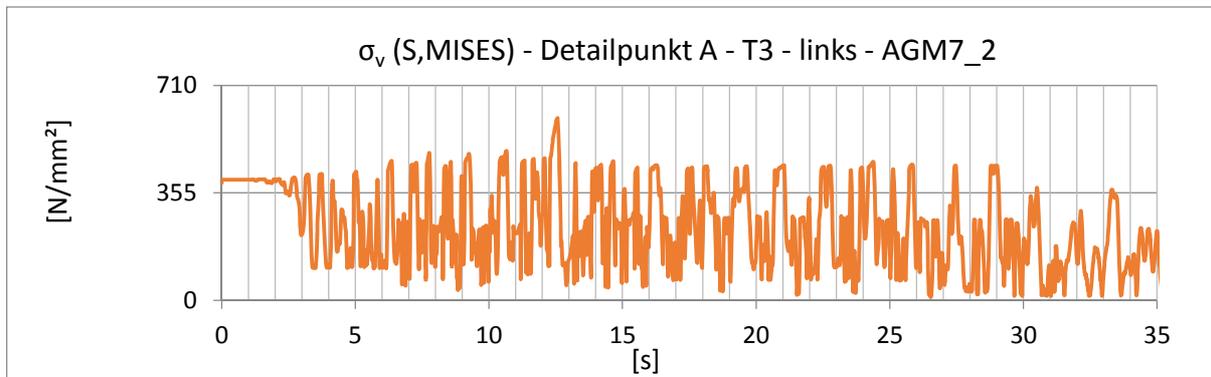


Abbildung 120: Zeitverlauf der Mises-Vergleichsspannung σ_v der Tankbodenecke auf der linken Seite des Tanks T3 im Detailpunkt A bei dem künstlich generierten Erdbeben AGM7_2.

Abbildung 121 zeigt den Zeitverlauf der akkumulierten plastischen Vergleichsdehnung $\text{acc } \epsilon_{p,eq}$ (PEEQ) der Tankbodenecke auf der linken Seite des Tanks T3 im Detailpunkt A, die durch das künstlich generierte Erdbeben AGM7_2 verursacht wird.

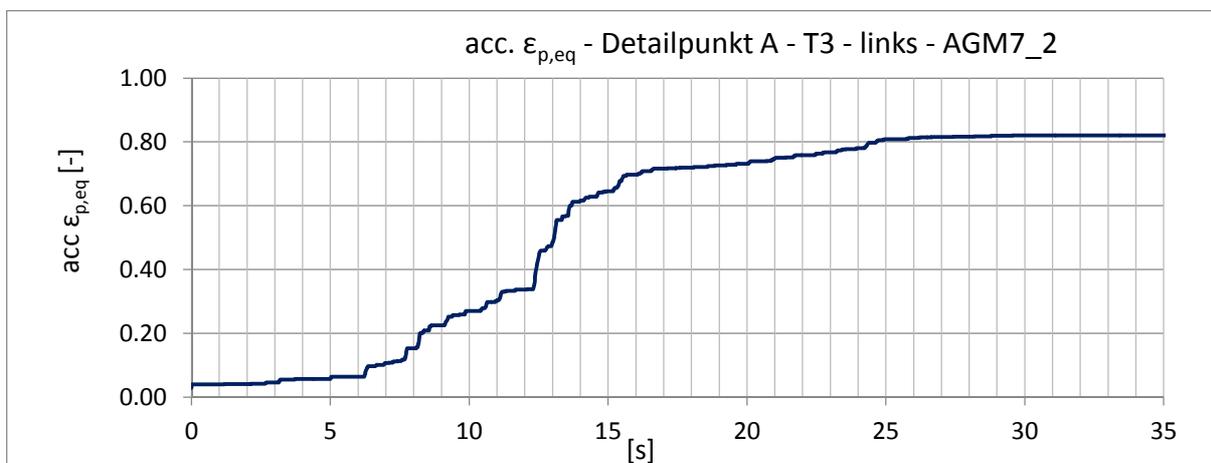


Abbildung 121: Zeitverlauf der akkumulierten plastischen Vergleichsdehnungen $\text{acc } \epsilon_{p,eq}$ der Tankbodenecke auf der linken Seite des Tanks T3 im Detailpunkt A bei dem künstlich generierten Erdbeben AGM7_2.

5.5.2.4 Spannungen und Dehnungen im Bodenrandblech von Tankbauwerk T4 beim Erdbeben AGM8

In diesem Kapitel werden die in weiterer Folge für die Beurteilung hinsichtlich der Kurzzeit-Ermüdung der plastischen Zone im Bodenrandblech von Tankbauwerk T4 relevanten Zeitverläufe der Dehnungen am höchstbeanspruchten Detailpunkt A exemplarisch für das künstlich generierte Erdbeben AGM8 in Diagrammen dargestellt.

Die Zeitverläufe der plastischen Dehnungen $\epsilon_{p,xx}$, $\epsilon_{p,yy}$, $\epsilon_{p,zz}$ und $\epsilon_{p,xy}$ (siehe Abbildung 53) der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks im Detailpunkt A, sind in den Abbildungen 122 bis 125 dargestellt.

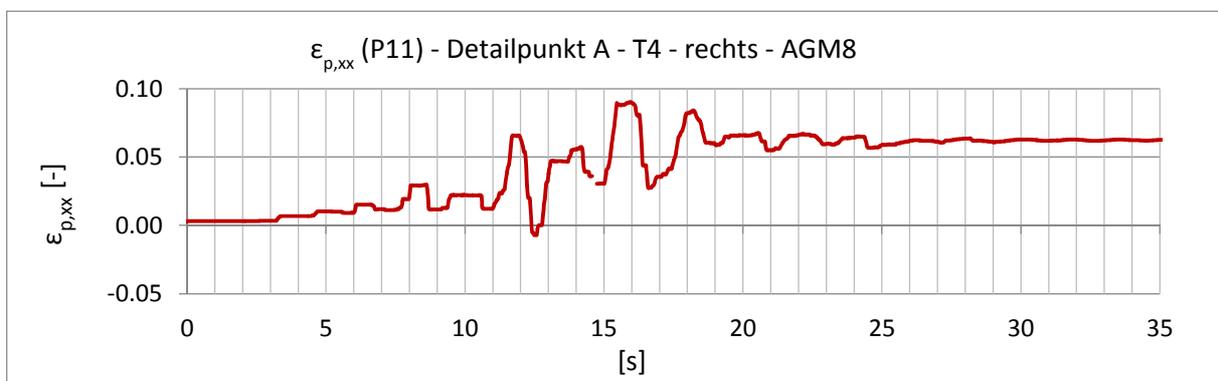


Abbildung 122 Zeitverlauf der plastischen Dehnung $\epsilon_{p,xx}$ (siehe Abbildung 53) der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks T4 im Detailpunkt A bei dem künstlich generierten Erdbeben AGM8.

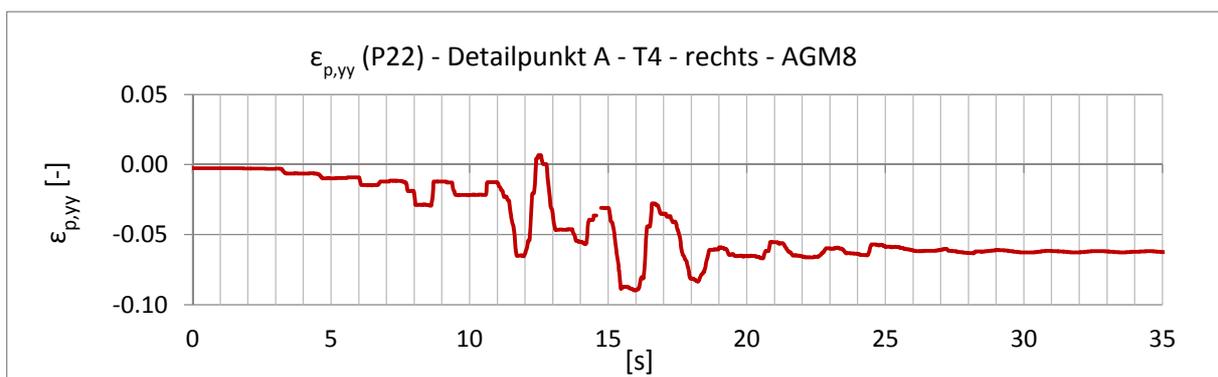


Abbildung 123: Zeitverlauf der plastischen Dehnung $\epsilon_{p,yy}$ (siehe Abbildung 53) der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks T4 im Detailpunkt A bei dem künstlich generierten Erdbeben AGM8.

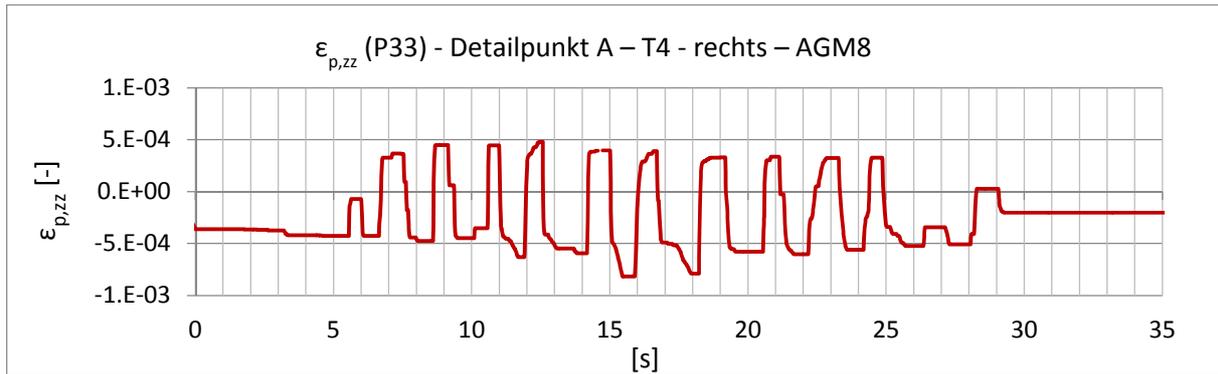


Abbildung 124: Zeitverlauf der plastischen Dehnung $\epsilon_{p,zz}$ (siehe Abbildung 53) der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks T4 im Detailpunkt A bei dem künstlich generierten Erdbeben AGM8.

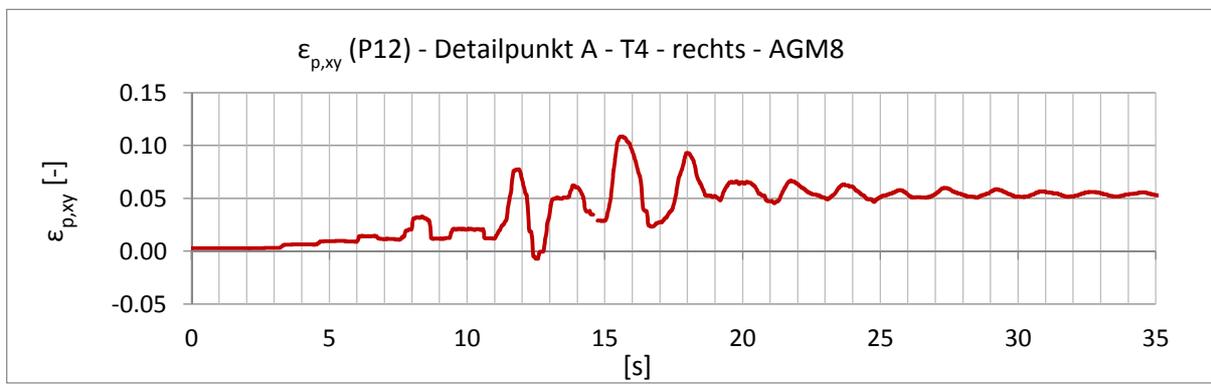


Abbildung 125: Zeitverlauf der plastischen Dehnung $\epsilon_{p,xy}$ (siehe Abbildung 53) der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks T4 im Detailpunkt A bei dem künstlich generierten Erdbeben AGM8.

Die gezeigten Dehnungsverläufe $\epsilon_{p,xx}$, $\epsilon_{p,yy}$, $\epsilon_{p,zz}$ und $\epsilon_{p,xy}$ ergeben nach Gleichung (5-4) den Zeitverlauf der äquivalenten Vergleichsdehnung $\epsilon_{p,eq}$. Die äquivalente Vergleichsdehnung ist eine hinsichtlich der Kurzzeit-Ermüdung des Stahls maßgebende Größe und wird, wie in Kapitel 6.2 beschrieben, zur Beurteilung der Kurzzeitermüdung herangezogen.

Abbildung 126 a) zeigt den Zeitverlauf der plastischen Vergleichsdehnung $\epsilon_{p,eq}$ der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks im Detailpunkt A, die durch das künstlich generierte Erdbeben AGM8 verursacht wird.

Abbildung 126 b) zeigt die plastische Vergleichsdehnung $\epsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke bei einer Abhebehöhe von $w = 0,05$ [m] bei Sekunde $s = 11,57$ [s].

Abbildung 126 c) zeigt die plastische Vergleichsdehnung $\epsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke bei der maximalen Abhebehöhe von $w = 0,09$ [m], die bei Sekunde $s = 15,5$ [s] auftritt.

Abbildung 126 d) zeigt die plastische Vergleichsdehnung $\epsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke bei Wiederkontakt mit dem Untergrund, nach der maximalen Abhebehöhe, während die andere Seite abhebt, bei Sekunde $s = 16,53$ [s]

Abbildung 126 e) zeigt die plastische Vergleichsdehnung $\epsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke nach dem Erdbeben bei Sekunde $s = 35$ [s].

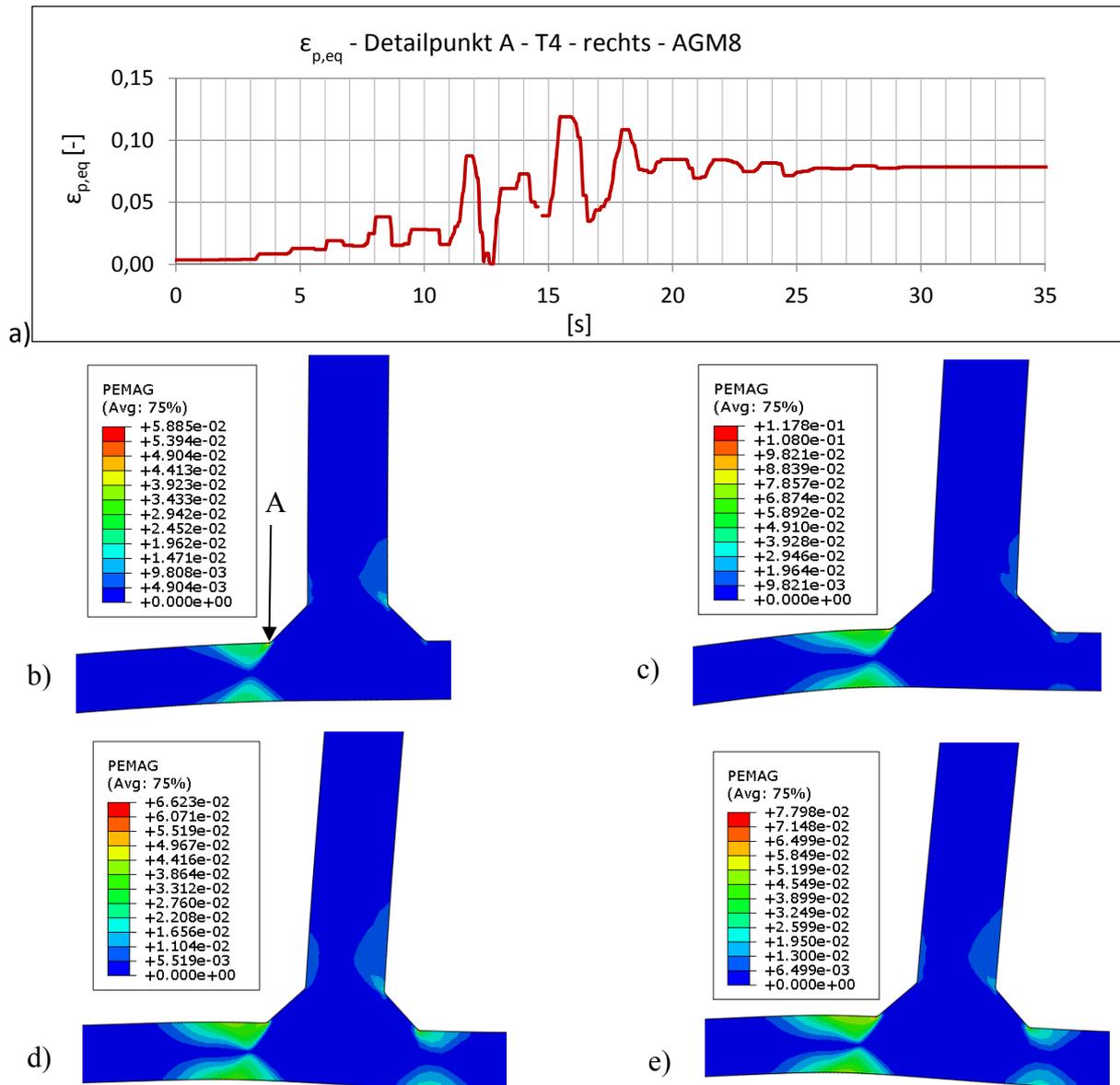


Abbildung 126: Lokale plastische Vergleichsdehnung $\varepsilon_{p,eq}$ bei Tank T4 infolge Erdbeben AGM 8

- Zeitverlauf der plastischen Vergleichsdehnung $\varepsilon_{p,eq}$ der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks im Detailpunkt A,
- plastische Vergleichsdehnungen $\varepsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke bei der Abhebehöhe von $w=0,05$ [m], welche bei Sekunde $s = 11.57$ [s] auftritt,
- plastische Vergleichsdehnungen $\varepsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke bei der maximalen Abhebehöhe von $w = 0,09$ [m], die bei Sekunde $s = 15.50$ [s] auftritt,
- plastische Vergleichsdehnungen $\varepsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke bei Wiederkontakt nach der maximalen Abhebehöhe, während die andere Seite abhebt, die bei Sekunde $s = 16.53$ auftreten
- plastische Vergleichsdehnungen $\varepsilon_{p,eq}$ in der Tankbodenecke nach dem Erdbeben bei Sekunde $s = 35$

Abbildung 127 zeigt den Zeitverlauf der Mises-Vergleichsspannung σ_v im Detailpunkt A der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks T4, der durch das künstlich generierte Erdbeben AGM8 verursacht wird.

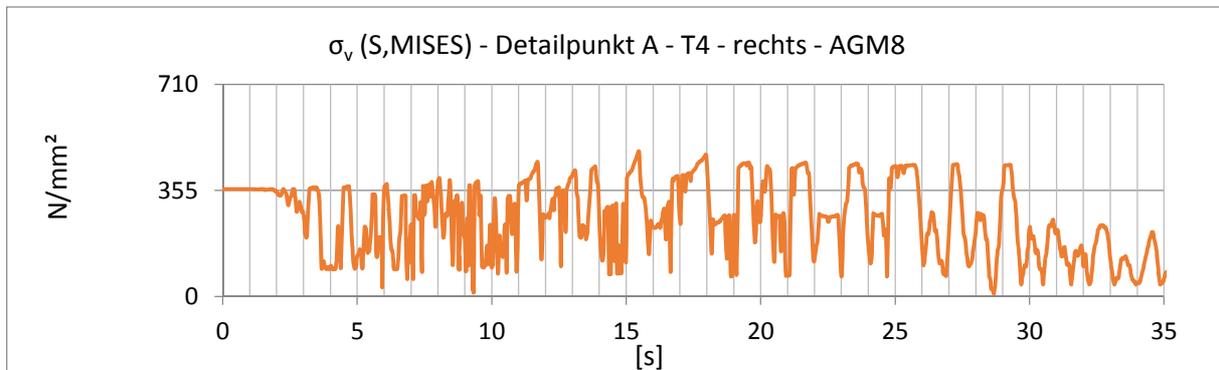


Abbildung 127: Zeitverlauf der Mises-Vergleichsspannung σ_v der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks T4 im Detailpunkt A bei dem künstlich generierten Erdbeben AGM8.

Abbildung 128 zeigt den Zeitverlauf der akkumulierten plastischen Vergleichsdehnung $\text{acc. } \epsilon_{p,eq}$ (PEEQ) der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks T4 im Detailpunkt A, die durch das künstlich generierte Erdbeben AGM8 verursacht wird.

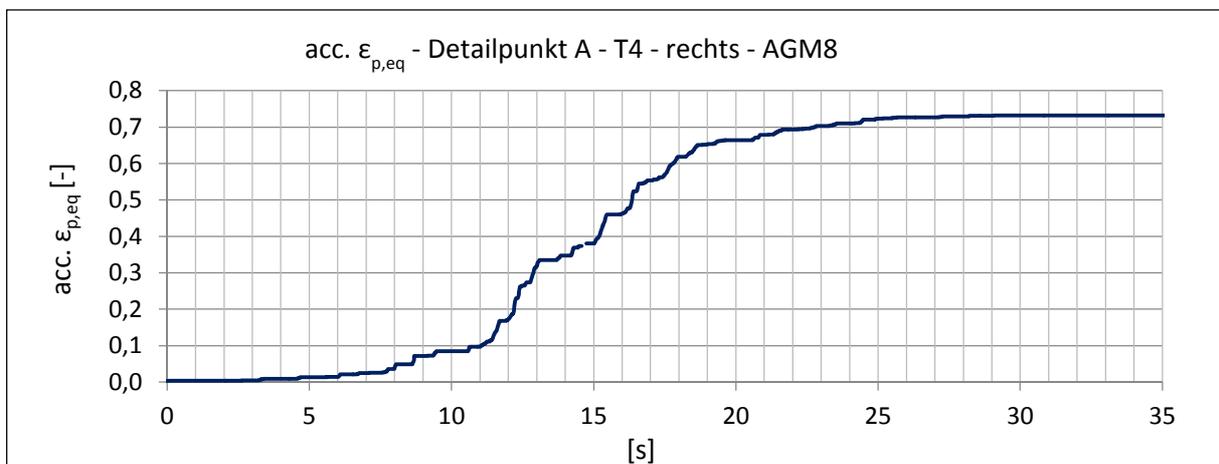


Abbildung 128: Zeitverlauf der akkumulierten plastischen Vergleichsdehnungen $\text{acc. } \epsilon_{p,eq}$ der Tankbodenecke auf der rechten Seite des Tanks T4 im Detailpunkt A bei dem künstlich generierten Erdbeben AGM8.

5.5.3 Die maximalen Abhebehöhen und die zugehörigen Vergleichsdehnungen je Tank und Erdbeben

In den letzten Kapiteln wurden die Zeitverläufe der lokalen Dehnungen für jeden Tank am maßgebenden Detailpunkt A für jeweils das Erdbeben, das die höchste Abhebehöhe hervorruft, gezeigt. Hier sind für jeden Tank die maximal auftretenden Abhebehöhen (entweder links bei $\theta = 180^\circ$ oder rechts bei $\theta = 0^\circ$) und die zugehörigen auftretenden maximalen Vergleichsdehnungen $\epsilon_{p,eq}$ in Tabellen angeführt. Des Weiteren enthalten die Tabellen die zugehörige akkumulierte Vergleichsdehnung acc. $\epsilon_{p,eq}$, die bei den einzelnen Erdbeben auf der jeweiligen Seite auftritt.

Tank T1 - AGM				Tank T1 - RGM			
	Abhebehöhe w_{max} [m]	$\epsilon_{p,eq}$ (PEMAG) [-]	acc. $\epsilon_{p,eq}$ (PEEQ) [-]		Abhebehöhe w_{max} [m]	$\epsilon_{p,eq}$ (PEMAG) [-]	acc. $\epsilon_{p,eq}$ (PEEQ) [-]
AGM1 (2m/s ²)	0.17	0.15	3.31	RGM1 (2m/s ²)	0.19	0.16	2.56
AGM2 (2m/s ²)	0.25	0.20	4.03	RGM2 (2m/s ²)	0.22	0.18	1.64
AGM3 (2m/s ²)	0.31	0.23	3.50	RGM3 (2m/s ²)	0.03	0.02	0.10
AGM4 (2m/s ²)	0.28	0.22	5.61	RGM4 (2m/s ²)	0.06	0.05	0.86
AGM5 (2m/s ²)	0.22	0.18	3.08	RGM5 (2m/s ²)	0.05	0.05	0.47
AGM6 (2m/s ²)	0.23	0.19	3.56	RGM6 (2m/s ²)	0.04	0.03	0.19
AGM7 (2m/s ²)	0.22	0.19	2.48	RGM7 (2m/s ²)	0.10	0.09	1.05
AGM8 (2m/s ²)	0.27	0.22	3.79	RGM8 (2m/s ²)	0.01	0.00	0.00
AGM9 (2m/s ²)	0.36	0.26	4.86	RGM9 (2m/s ²)	0.20	0.17	2.11
AGM10 (2m/s ²)	0.26	0.20	4.04	RGM10 (2m/s ²)	0.12	0.11	1.20
Max	0.36	0.26	5.61	Max	0.22	0.18	2.56
Min	0.17	0.15	2.48	Min	0.01	0.00	0.00
Mittelwert	0.26	0.20	3.83	Mittelwert	0.10	0.09	1.02
Standardabweichung	0.05	0.03	0.89	Standardabweichung	0.08	0.07	0.87
Varianz	0.003	0.001	0.792	Varianz	0.006	0.004	0.763

Tabelle 19: Die maximalen Abhebehöhen von Tankbauwerk T1 bei jedem Erdbeben ($a_g = 2$ [m/s²]) mit den zugehörigen maximal auftretenden Vergleichsdehnungen $\epsilon_{p,eq}$ und die akkumulierten Dehnungen acc. $\epsilon_{p,eq}$, die bei jedem Erdbeben entstehen.

Tank T2 - AGM				Tank T2 - RGM			
	Abhebehöhe w_{\max} [m]	$\epsilon_{p,eq}$ (PEMAG) [-]	acc. $\epsilon_{p,eq}$ (PEEQ) [-]		Abhebehöhe w_{\max} [m]	$\epsilon_{p,eq}$ (PEMAG) [-]	acc. $\epsilon_{p,eq}$ (PEEQ) [-]
AGM1 (2m/s ²)	0.04	0.05	0.17	RGM1 (2m/s ²)	0.03	0.04	0.08
AGM2 (2m/s ²)	0.13	0.14	0.94	RGM2 (2m/s ²)	0.03	0.04	0.04
AGM3 (2m/s ²)	0.12	0.13	0.68	RGM3 (2m/s ²)	0.00	-	-
AGM4 (2m/s ²)	0.09	0.10	0.54	RGM4 (2m/s ²)	0.02	-	-
AGM5 (2m/s ²)	0.05	0.06	0.10	RGM5 (2m/s ²)	0.10	0.16	0.65
AGM6 (2m/s ²)	0.22	0.18	2.40	RGM6 (2m/s ²)	0.02	-	-
AGM7 (2m/s ²)	0.12	0.12	0.87	RGM7 (2m/s ²)	0.01	-	-
AGM8 (2m/s ²)	0.08	0.08	0.35	RGM8 (2m/s ²)	0.00	-	-
AGM9 (2m/s ²)	0.07	0.09	0.39	RGM9 (2m/s ²)	0.16	0.15	1.23
AGM10 (2m/s ²)	0.14	0.13	0.93	RGM10 (2m/s ²)	0.12	0.13	0.43
Max	0.22	0.18	2.40	Max	0.16	0.16	1.23
Min	0.04	0.05	0.10	Min	0.00	0.04	0.04
Mittelwert	0.11	0.11	0.74	Mittelwert	0.05	0.10	0.49
Standardabweichung	0.05	0.04	0.66	Standardabweichung	0.06	0.06	0.48
Varianz	0.003	0.001	0.433	Varianz	0.003	0.004	0.234

Tabelle 20: Die maximalen Abhebehöhen von Tankbauwerk T2 bei jedem Erdbeben ($a_g = 2$ [m/s²]) mit den zugehörigen maximal auftretenden Vergleichsdehnungen $\epsilon_{p,eq}$ und die akkumulierten Dehnungen acc. $\epsilon_{p,eq}$, die bei jedem Erdbeben entstehen.

Tank T3 - AGM				Tank T3 - RGM			
	Abhebehöhe w_{\max} [m]	$\epsilon_{p,eq}$ (PEMAG) [-]	acc. $\epsilon_{p,eq}$ (PEEQ) [-]		Abhebehöhe w_{\max} [m]	$\epsilon_{p,eq}$ (PEMAG) [-]	acc. $\epsilon_{p,eq}$ (PEEQ) [-]
AGM1_2 (4m/s ²)	0.14	0.17	1.19	RGM1_2 (4m/s ²)	0.14	0.18	0.86
AGM2_2 (4m/s ²)	0.17	0.18	1.11	RGM2_2 (4m/s ²)	0.29	0.23	0.59
AGM3_2 (4m/s ²)	0.19	0.18	1.12	RGM3_2 (4m/s ²)	0.03	0.10	0.14
AGM4_2 (4m/s ²)	0.21	0.21	0.82	RGM4_2 (4m/s ²)	0.11	0.15	0.54
AGM5_2 (4m/s ²)	0.18	0.18	0.86	RGM5_2 (4m/s ²)	0.05	0.12	0.57
AGM6_2 (4m/s ²)	0.09	0.16	0.83	RGM6_2 (4m/s ²)	0.04	0.11	0.20
AGM7_2 (4m/s ²)	0.23	0.22	0.82	RGM7_2 (4m/s ²)	0.09	0.12	0.30
AGM8_2 (4m/s ²)	0.19	0.19	1.04	RGM8_2 (4m/s ²)	0.02	0.07	0.07
AGM9_2 (4m/s ²)	0.19	0.21	1.09	RGM9_2 (4m/s ²)	0.20	0.22	1.16
AGM10_2 (4m/s ²)	0.16	0.20	1.10	RGM10_2 (4m/s ²)	0.10	0.17	0.44
Max	0.23	0.22	1.19	Max	0.29	0.23	1.16
Min	0.09	0.16	0.82	Min	0.02	0.07	0.07
Mittelwert	0.18	0.19	1.00	Mittelwert	0.10	0.15	0.49
Standardabweichung	0.04	0.02	0.15	Standardabweichung	0.08	0.05	0.34
Varianz	0.0014	0.0004	0.0213	Varianz	0.007	0.003	0.114

Tabelle 21: Die maximalen Abhebehöhen von Tankbauwerk T3 bei den Erdbeben ($a_g = 4$ [m/s²]) mit den zugehörigen maximal auftretenden Vergleichsdehnungen $\epsilon_{p,eq}$ und die akkumulierten Dehnungen acc. $\epsilon_{p,eq}$, die bei jedem Erdbeben entstehen.

Tank T4 - AGM				Tank T4 - RGM			
	Abhebehöhe w_{max} [m]	$\epsilon_{p,eq}$ (PEMAG) [-]	acc. $\epsilon_{p,eq}$ (PEEQ) [-]		Abhebehöhe w_{max} [m]	$\epsilon_{p,eq}$ (PEMAG) [-]	acc. $\epsilon_{p,eq}$ (PEEQ) [-]
AGM1 (2m/s ²)	0.06	0.07	0.71	RGM1 (2m/s ²)	0.05	0.07	0.36
AGM2 (2m/s ²)	0.06	0.08	0.46	RGM2 (2m/s ²)	0.09	0.11	0.63
AGM3 (2m/s ²)	0.06	0.08	0.54	RGM3 (2m/s ²)	0.02	0.03	0.12
AGM4 (2m/s ²)	0.06	0.08	0.84	RGM4 (2m/s ²)	0.05	0.07	0.35
AGM5 (2m/s ²)	0.06	0.08	0.46	RGM5 (2m/s ²)	0.03	0.04	0.16
AGM6 (2m/s ²)	0.07	0.10	0.62	RGM6 (2m/s ²)	0.01	0.01	0.02
AGM7 (2m/s ²)	0.08	0.10	0.62	RGM7 (2m/s ²)	0.02	0.02	0.10
AGM8 (2m/s ²)	0.09	0.12	0.73	RGM8 (2m/s ²)	0.02	0.02	0.03
AGM9 (2m/s ²)	0.06	0.08	0.67	RGM9 (2m/s ²)	0.05	0.07	0.52
AGM10 (2m/s ²)	0.06	0.07	0.41	RGM10 (2m/s ²)	0.04	0.06	0.24
Max	0.09	0.12	0.84	Max	0.09	0.11	0.63
Min	0.06	0.07	0.41	Min	0.01	0.01	0.02
Mittelwert	0.07	0.09	0.60	Mittelwert	0.04	0.05	0.25
Standardabweichung	0.01	0.01	0.14	Standardabweichung	0.02	0.03	0.21
Varianz	0.0001	0.0002	0.0192	Varianz	0.001	0.001	0.043

Tabelle 22: Die maximalen Abhebehöhen von Tankbauwerk T4 bei den Erdbeben ($a_g = 2$ [m/s²]), mit den zugehörigen maximal auftretenden Vergleichsdehnungen $\epsilon_{p,eq}$ und die akkumulierten Dehnungen acc. $\epsilon_{p,eq}$, die bei jedem Erdbeben entstehen.

6 Beurteilung der Erdbebenbeanspruchung von unverankerten Tankbauwerken hinsichtlich Ermüdung

6.1 Allgemeine Betrachtungen

Einleitend wird festgehalten, dass sich die Eurocodes generell auf traditionelle Bauweisen beziehen, jedoch keine vollständigen Regelungen für ungewöhnliche Baulösungen enthalten, für die daher Expertenlösungen erforderlich sein können.

Die Dimensionierung der Tankwände erfolgt auch im Erdbebenfall gemäß EN 1998-4 [3] rein elastisch. Damit die infolge des hydrostatischen Druckes hochbeanspruchte Tankwand auch beim Abhebevorgang von nicht verankerten Tanks im elastischen Bereich bleibt, ist das Bodenrandblech mit einer geringeren Dicke als der erste Schuss der Tankwand auszubilden, wobei auch Überfestigkeiten des Bodenrandblechs im Vergleich zur Tankwand zu berücksichtigen sind. Es sollte mit ausreichender Sicherheit gewährleistet werden, dass beim Abhebevorgang in der Tankwand keine plastischen Verformungen infolge einer überlagerten Biegebeanspruchung auftreten und sich das plastische Gelenk ausschließlich im Bodenrandblech einstellt. Darauf wird in dieser Arbeit nicht weiter eingegangen.

Der Eurocode EN 1998-4 [3], enthält unter konstruktiven Aspekten Prinzipien und Anwendungsregeln für die seismische Beurteilung von Lagertanks, unabhängig von deren Ausbildung und Standort. Im Kapitel 3 werden im speziellen die detaillierten Berechnungs- und Nachweisverfahren für die Beanspruchung des Bodenrandbleches für unverankerte Tanks angeführt. Gemäß Eurocode EN 1998-4 [3], Abschnitt 4.1.1 erfassen diese Nachweiskriterien und Anwendungsregeln den Fall von Stahltanks mit Schwimmdächern nicht vollständig.

Bei unverankerten Tanks kommt es infolge des seismischen Umsturzmoments zu Abhebevorgängen des Tankbodens. Diese Abhebeprozesse führen zu plastischen Verformungen des Bodenrandblechs. Gemäß Eurocode EN 1998-4 [3] wird als Bemessungskriterium für das Bodenrandblech eine maximale Stahldehnung von $\varepsilon_{ult} = 5\%$ über eine Länge des angenommenen plastischen Gelenkes von zwei Mal der Dicke des Bodenrandbleches zugrunde gelegt (vergleiche Kapitel 3.2.2), woraus sich die kritische Abhebehöhe des Tanks ergibt. Auf ein mögliches Versagen infolge Kurzzeitermüdung wird im Eurocode EN 1998-4 [3] nicht eingegangen, beziehungsweise wird ein Versagen zufolge Kurzzeitermüdung über die maximal zulässige Stahldehnung von $\varepsilon_{ult} = 5\%$ erfasst.

Im Gegensatz zum Eurocode-Modell ist die plastische Zone jedoch deutlich kleiner, sodass die hohen plastischen Verformungen lokal sehr begrenzt sind (vergleiche Abbildungen 95 bis 98 und Abbildungen 269 bis 272).

Beim Betrachten der tatsächlichen Abhebeverläufe in Kapitel 5.3.2 und der zugehörigen Dehnungen in Kapitel 5.5.1 ist ersichtlich, dass es während eines Erdbebens wiederholt zum teilweisen Abheben des Tanks und zu wiederholten plastischen lokalen Verformungen, beziehungsweise Dehnungen im Bodenrandblech kommt.

Bei jedem neuerlichen Abheben treten zum Teil neue plastische Dehnungen auf. Bei diesen plastischen Dehnungen handelt es sich allerdings nicht um einen einachsigen Dehnungszustand, wie im Eurocode vereinfacht angenommen, sondern tatsächlich um mehrachsige Dehnungszustände, die auch zu mehrachsigen plastischen Dehnungen führen. Durch diese wechselnden plastischen Dehnungen handelt es sich bei der Beanspruchung dieses Tankdetails um eine Ermüdungsbeanspruchung mit mehrachsigen plastischen Dehnungen mit wenigen Zyklen. Eine Beurteilung ist somit für die Versagensform Kurzzeitermüdung notwendig.

Im Hinblick auf die Ermüdungsbeanspruchung des Bodenrandbleches des Tanks wurden im Rahmen der Projekte [6] und [40] am Swiss Federal Institute of Technology Lausanne (EPFL) Ermüdungsversuche durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Forschungsprojekte wurden unter anderem in [41], [42] und [43] veröffentlicht. Es wurde festgestellt, dass selbst bei auftretender hoher Ermüdungsbeanspruchung des Stahls die Begrenzung der maximal zulässigen Rotation eines fiktiven Fließgelenkes im Stahl mit 0,2 [rad] sehr konservativ ist. Es wird eine zulässige Verdrehung von 0,4 [rad] vorgeschlagen [40]. Allerdings wurden bei den Versuchen dieser Arbeiten die tatsächlich auftretenden mehrachsigen Spannungszustände, die tatsächlich im Bodenrandblech vorhanden sind, nicht berücksichtigt, da dies aufgrund des Versuchsaufbaues bei Verwendung von Probekörpern mit der tatsächlichen Geometrie der Tankbodenecke versuchstechnisch nicht möglich war.

Beim DACH Forschungsprojekt [18] wurde das Ermüdungsverhalten für die Stahlgüten S355 und S770 bei mehrachsigen plastischen Dehnungen untersucht.

Hierfür wurden am Swiss Federal Institute of Technology Lausanne (EPFL) und am Karlsruhe Institute of Technology (KIT) Versuche an Rohren mit angeschweißter Fußplatte durchgeführt. Nach der Auswertung der Ergebnisse wurde die Manson Coffin Beziehung als Möglichkeit zur Bestimmung des Materialwiderstandes vorgeschlagen, wie im folgenden Kapitel beschrieben.

6.2 Kurzzeitermüdungsfestigkeit von Stahl bei mehrachsigen Dehnungszuständen

Beim DACH Forschungsprojekt „Ultra-Low Cycle Fatigue of Welded Joints in Multi-Axial Loading“ [18] wurde das Ermüdungsverhalten für die Stahlgüten S355 und S770 bei mehrachsigen plastischen Dehnungen untersucht. Hierfür wurden am Swiss Federal Institute of Technology Lausanne (EPFL) und am Karlsruhe Institute of Technology (KIT) Versuche durchgeführt. Zum Zeitpunkt der Erstellung dieser Arbeit lagen für das Material S355 lediglich die Ergebnisse von 6 Tests vor. Abbildung 129 zeigt die doppelt logarithmisch aufgetragenen Versuchsergebnisse des Federal Institute of Technology Lausanne (EPFL) als Beziehung zwischen der halben Dehnungsamplitude $\Delta\varepsilon_{p,eq}/2$ (siehe Gleichung (6-3) und Gleichung (6-4) und der Anzahl der Halbzyklen $2N_f$, wobei die Versuche mit dem Stahl der Güte S355 als „Torsion 5“, beziehungsweise „Bending 5“ bezeichnet werden.

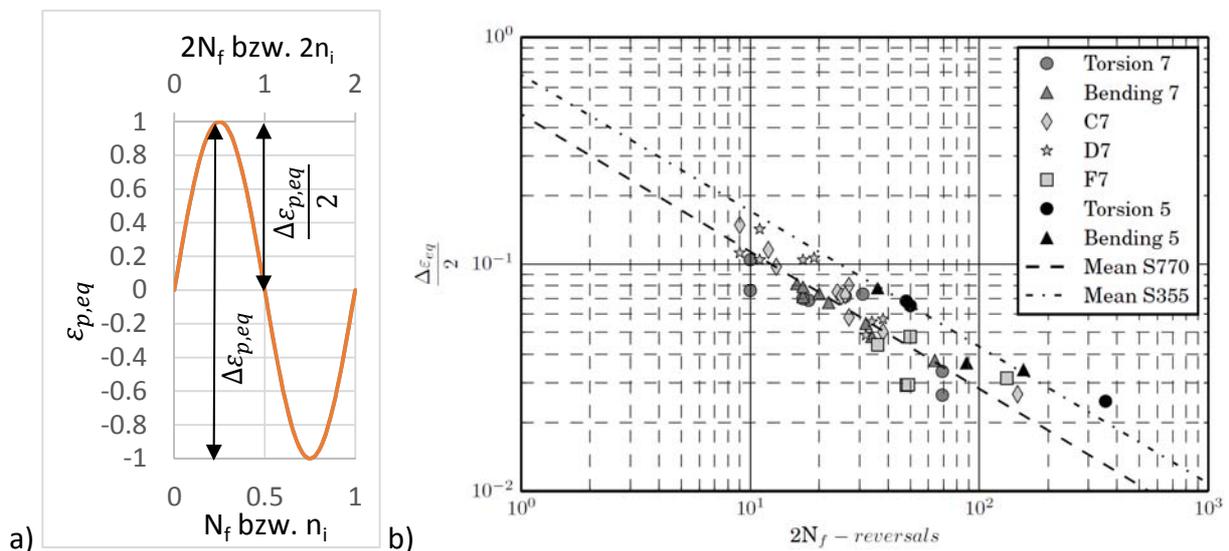


Abbildung 129: a) Darstellung eines Sinuszyklus mit den eingetragenen Bezeichnungen N_f beziehungsweise n_i , sowie den eingetragenen Bezeichnungen $2N_f$ beziehungsweise $2n_i$

b) Logarithmisch aufgetragene Ergebnisse der Materialversuche vom Swiss Federal Institute of Technology Lausanne (EPFL). [18]

Wie in [50] beschrieben, hat die Auswertung der Versuchsergebnisse gezeigt, dass die Kurzzeitermüdung bei mehrachsigen Spannungszuständen mit der Manson Coffin Beziehung nach Gleichung (6-1) beschrieben werden kann.

$$\frac{\Delta\varepsilon_{p,eq}}{2} = b * (2N_f)^c \quad (6-1)$$

$\Delta\varepsilon_{p,eq}$ Dehnungsspiel der vorzeichenbehafteten äquivalenten Dehnung nach Gleichung (6-3)

$2N_f$ Anzahl der Halbzyklen

b Ermüdungsduktilitätskoeffizient

c Duktilitätsexponent

Mit Hilfe der durchgeführten Versuche wurde für einen Stahl der Güte S355 der Ermüdungsduktilitätskoeffizient $b=0,6834$ und der Duktilitätsexponent $c = -0,6$ ermittelt. In Abbildung 130 ist die Beziehung zwischen der halben Dehnungsamplitude $\Delta\varepsilon_{p,eq}/2$ und der Anzahl der Halbzyklen $2N_f$ gemäß Gleichung (6-1), bei Verwendung dieser Werte b und c , in doppelt logarithmischer Form für die Stahlgüte S355 grafisch dargestellt (die dargestellte Linie entspricht der mit „Mean S355“ bezeichneten strichpunktierten Linie in Abbildung 129). Aus diesem Diagramm kann, in Abhängigkeit von der halben Dehnungsamplitude, die Anzahl der Halbzyklen bis zum Versagen abgelesen werden. Auf die Besonderheit zur Bestimmung der Dehnungsamplituden wird nachfolgend eingegangen.

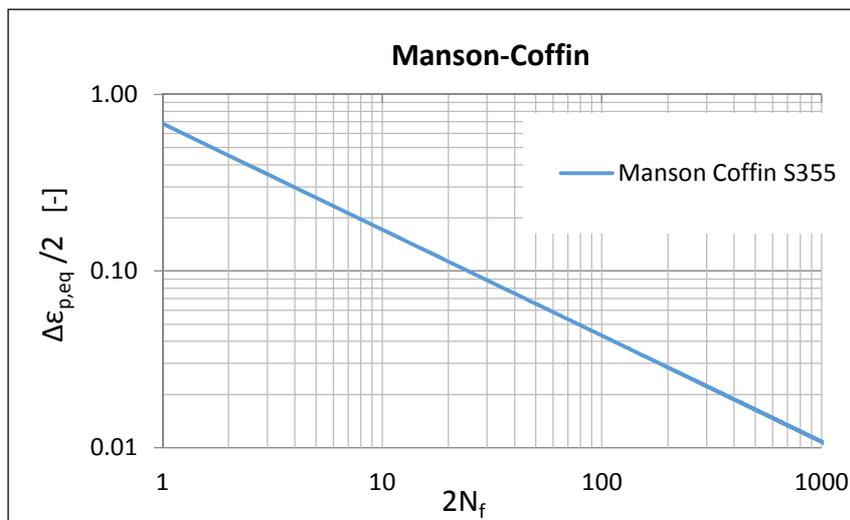


Abbildung 130: Zutreffende Manson Coffin Beziehung für S355 (mit $n=0,6834$; $c=-0,6$)

Die äquivalente Vergleichsdehnung $\varepsilon_{p,eq}$ ist nochmals in Gleichung (6-2) angeschrieben. (Anmerkung: Der Unterschied zu Gleichung (5-4) besteht darin, dass hier die vollständige Gleichung inklusive $\varepsilon_{p,xz}$ und $\varepsilon_{p,yz}$ angeschrieben wird. Für das betrachtete Problem der Tankbodenecke sind diese Dehnungskomponenten vernachlässigbar und können aufgrund der Modellierungsmethode mit Schalenelementen mit generalisierter ebener Dehnung nicht ermittelt werden. In der restlichen Arbeit werden diese Komponenten vernachlässigt.

$$\varepsilon_{p,eq} = \sqrt{\frac{2}{3} \left(\varepsilon_{p,xx}^2 + \varepsilon_{p,yy}^2 + \varepsilon_{p,zz}^2 + \frac{1}{2} * (\varepsilon_{p,xy}^2 + \varepsilon_{p,xz}^2 + \varepsilon_{p,yz}^2) \right)} \quad (6-2)$$

Bei dieser Definition der Vergleichsdehnung gehen allerdings die Vorzeichen und somit die Richtungen der plastischen Verformungen verloren. Bei Beanspruchungen mit wechselnden Dehnungen sowohl in positiver, als auch negativer Richtung, hat dies aber einen großen Einfluss auf die auftretenden Dehnungsamplituden $\Delta\varepsilon_{p,eq}$. Aus diesem Grund wird die Definition der Vergleichsdehnung in Gleichung (6-3) um das Vorzeichen der einachsigen Dehnung mit der größten Relevanz ε_r erweitert. Somit kann das für die Ermüdung relevante Dehnungsspiel $\Delta\varepsilon_{p,eq}$ nach Gleichung (6-4) ermittelt werden.

$$\varepsilon_{p,eq,\pm} = \text{sign}(\varepsilon_r) \sqrt{\frac{2}{3} \left(\varepsilon_{p,xx}^2 + \varepsilon_{p,yy}^2 + \varepsilon_{p,zz}^2 + \frac{1}{2} * (\varepsilon_{p,xy}^2 + \varepsilon_{xz}^2 + \varepsilon_{yz}^2) \right)} \quad (6-3)$$

$$\Delta\varepsilon_{p,eq} = \varepsilon_{p,eq,max} - \varepsilon_{p,eq,min} \quad (6-4)$$

Zur Bestimmung der Lebensdauer bei nicht konstanten Dehnungszyklen können, bei bekannten Dehnungs-Zeitverläufen, die Anzahl der Dehnungsspiele verschiedener Amplituden mit dem Rainflow-Zählverfahren ermittelt und daraus Dehnungskollektive gebildet werden. Die Schädigung D wird, unter Zugrundelegung der linearen Schadensakkumulation nach Palmgren-Miner, mit der Gleichung (6-5) ermittelt. Dabei sind $2n_i$ die Anzahl der auftretenden Halbzyklen des jeweiligen Dehnungskollektivteils der Größe $\varepsilon_{p,eq,i}$ und $2N_{fi}$ die zugehörige Anzahl der ertragbaren Halbzyklen, die zum Versagen führen würden.

$$D = \sum \frac{2n_i}{2N_{fi}} \quad (6-5)$$

Die weiteren Ausführungen zu dieser Problematik sind in Kapitel 7.7 im Detail angeführt.

7 Analyse der Erdbebenberechnungen für unverankerte Tankbauwerke

7.1 Eigenfrequenzen unverankerter Tankbauwerke und Abhebehöhen gemäß Eurocode

7.1.1 Massen der einzelnen Modi und die Eigenfrequenzen der nicht abhebenden Tanks gemäß Eurocode EN 1998-4 [3]

In Tabelle 23 sind die konvektiven Massen, die Höhen der zugehörigen Massenschwerpunkte vom Tankboden und die Eigenschwingdauern der ersten Schwappeigenformen gemäß Eurocode EN 1998-4 [3], Kapitel A.2.1.2 (siehe Kapitel 3.1.2 dieser Arbeit) und dem vereinfachten Modell Kapitel A.3.2.2 (siehe Kapitel 3.1.5 dieser Arbeit) zusammengefasst. Es wird deutlich, dass der Vorgang des Schwappens mit einer minimalen Eigenschwingdauer von 4,68 [s] und einer maximalen Eigenperiode von 14,78 [s] für alle untersuchten Tanks sehr tieffrequent ist. Somit ist der konvektive Anteil für das Umsturzmoment sehr gering, da in diesem Periodenbereich nur sehr kleine Anregungen infolge Erdbeben vorhanden sind (siehe Abbildung 131, orange Bandbreite).

In Tabelle 24 sind die impulsiven Massen und die Höhen der zugehörigen Massenschwerpunkte über dem Tankboden gemäß Eurocode EN 1998-4 [3], Kapitel A.2.1.2 (starrer Mode, daher keine Eigenperioden – $T = 0$), (siehe Kapitel 3.1.1 dieser Arbeit) und nach dem vereinfachten Modell Kapitel A.3.2.2 (siehe Kapitel 3.1.5 dieser Arbeit) zusammengefasst. Zusätzlich sind beim vereinfachten Modell die zugehörigen Eigenperioden angegeben.

In Tabelle 25 sind die flexiblen impulsiven Massen, die Höhen der zugehörigen Masseschwerpunkte über dem Tankboden und die Eigenschwingdauern der ersten Eigenfrequenz der Tank-Flüssigkeitssysteme gemäß Eurocode EN 1998-4 [3], Kapitel A.2.1.2 (siehe Kapitel 3.1.3 dieser Arbeit) zusammengefasst. Wie in Abbildung 131 (grüne Bandbreite) veranschaulicht, liegen diese mit einer minimalen Eigenschwingdauer von 0,16 [s] und einer maximalen Eigenperiode von 0,39 [s] für alle untersuchten Tanks zum Großteil im Plateaubereich der Antwortspektren.

Beim Betrachten der einzelnen Masseanteile ist ersichtlich, dass die Summe der konvektiven und impulsiven Masseanteile in etwa die Gesamtmasse des gespeicherten Fluids darstellt.

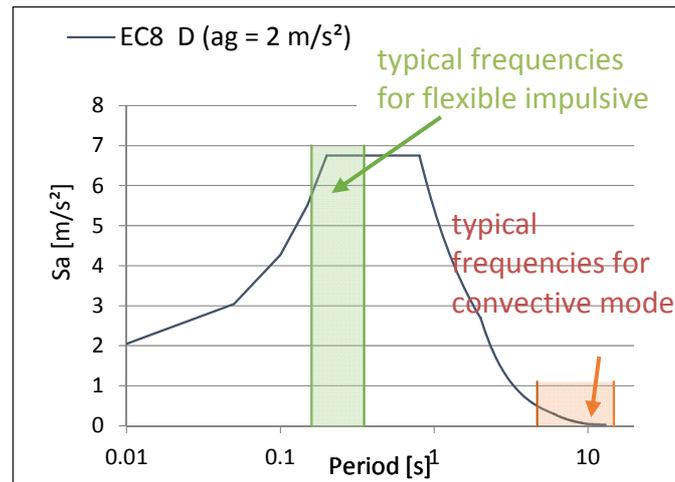


Abbildung 131: Antwortspektrum EN 1998-1 für die Baugrundklasse D mit einer Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$ und einer Dämpfung von $\xi = 5 \%$ so wie die typischen Frequenzen des konvektiven und des flexiblen impulsiven Modes

		konvektiver Mode									
		Kapitel 3.1.2					Kapitel 3.1.5				
Tank	m_{Fluid} [t]	m_{cn} [t]	m_{cn}/m_{Flu} id [-]	h_{cn} [m]	h_{cn}/H [-]	T_{cn} [s]	m_c [t]	m_c/m_{Fluid} [-]	h_c [m]	h_c/H [-]	T_{con} [s]
T1	14872	3845	0.26	18.77	0.71	5.74	4090	0.27	18.96	0.72	5.73
T2	32572	14827	0.46	13.40	0.60	7.48	15632	0.48	13.65	0.61	7.53
T3	141764	99494	0.70	10.47	0.52	12.64	106174	0.75	10.69	0.53	12.94
T4	25133	10866	0.43	12.11	0.61	6.78	11360	0.45	12.32	0.62	6.80
T5	4066	1396	0.34	9.13	0.65	4.89	1499	0.37	9.25	0.66	4.90
T6	10229	4732	0.46	8.29	0.59	5.97	4998	0.49	8.45	0.60	6.02
T7	117810	89677	0.76	5.64	0.38	14.75	97075	0.82	7.82	0.52	14.78
T8	9425	1428	0.15	24.61	0.82	4.68	1489	0.16	25.56	0.85	4.68
T9	10857	2465	0.23	17.80	0.74	5.12	2573	0.24	18.02	0.75	5.13

Tabelle 23: Konvektive Massen, zugehörige Bezugshöhen und Frequenzen des konvektiven Modes

		impulsiver Mode									
		Kapitel 3.1.1					Kapitel 3.1.5				
Tank	m_{Fluid} [t]	m_i [t]	m_i/m_{Fluid} [-]	h_i [m]	h_i/H [-]	T_i [s]	m_i [t]	m_i/m_{Fluid} [-]	h_i [m]	h_i/H [-]	T_{imp} [s]
T1	14872	10858	0.73	10.99	0.42	-	10783	0.73	11.67	0.44	0.33
T2	32572	17054	0.52	9.07	0.40	-	16940	0.52	9.34	0.42	0.28
T3	141764	35676	0.25	7.98	0.40	-	35590	0.25	8.00	0.40	0.47
T4	25133	13751	0.55	8.08	0.40	-	13773	0.55	8.38	0.42	0.37
T5	4066	2608	0.64	5.73	0.41	-	2568	0.63	6.04	0.43	0.18
T6	10229	5275	0.52	5.64	0.40	-	5231	0.51	5.80	0.41	0.21
T7	117810	20751	0.18	5.99	0.40	-	20735	0.18	6.00	0.40	0.45
T8	9425	7932	0.84	13.16	0.44	-	7936	0.84	13.59	0.45	0.49
T9	10857	8283	0.76	10.14	0.42	-	8284	0.76	10.75	0.45	0.37

Tabelle 24: Impulsive Massen, zugehörige Bezugshöhen und Frequenzen des impulsiven Modes

		flexibler impulsiver Mode				
		Kapitel 3.1.3				
Tank	m_{Fluid} [t]	m_f [t]	m_f/m_{Fluid} [-]	h_f [m]	h_f/H [-]	T_f [s]
T1	14872	9287	0.62	13.09	0.50	0.33
T2	32572	15012	0.46	10.48	0.47	0.24
T3	141764	31517	0.22	9.15	0.46	0.33
T4	25133	12060	0.48	9.33	0.47	0.32
T5	4066	2253	0.55	13.90	0.99	0.16
T6	10229	4645	0.45	6.51	0.47	0.18
T7	117810	18398	0.16	6.85	0.46	0.35
T8	9425	6551	0.70	16.29	0.54	0.39
T9	10857	7005	0.65	12.25	0.51	0.33

Tabelle 25: Flexible impulsive Massen, zugehörige Bezugshöhen und Frequenzen des flexiblen impulsiven Modes

7.1.2 Überlagerung der einzelnen Druckanteile

In Kapitel 3.1.4 wurden die drei verschiedenen Ansätze zur Überlagerung der einzelnen Druckanteile, die zufolge der einzelnen Modi der Massenanteile der gespeicherten Flüssigkeit entstehen, anhand der resultierenden Basisschubkraft beschrieben. Hier wird nun für die Tankbauwerke T1 bis T4 aus den drei Masseanteilen der drei Modi die resultierende Basisschubkraft nach den drei, in Kapitel 3.1.4 beschriebenen, Möglichkeiten für Erdbeben mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$ und einer Baugrundklasse D gemäß Eurocode ermittelt.

Die maximale Antwortbeschleunigung $a_{fa} = \max A_{fa}(t)$ wird mit dem elastischen Antwortspektrum ($q = 1$) mit einer Dämpfung von 5 % bei der Eigenperiode des flexiblen Impulsiven Modes T_f nach Gleichung (3-24) (A.24), bestimmt. Dies entspricht den Ergebnissen T_f in Tabelle 25. Die maximale Antwortbeschleunigung $a_{cn} = \max A_{cn}(t)$, die auf die konvektive Masse wirkt, wird mit dem elastischen Antwortspektrum mit der Dämpfung von 0,5 %, bei der Eigenperiode des konvektiven Modes T_{cn} nach Gleichung (3-11) (A.9), ermittelt. Dies entspricht den Ergebnissen in Tabelle 23 links. Nachfolgend sind die Perioden, die Massenanteile und die zugehörigen Beschleunigungen der einzelnen Modi für die Tankbauwerke T1 bis T4 noch einmal zusammengefasst.

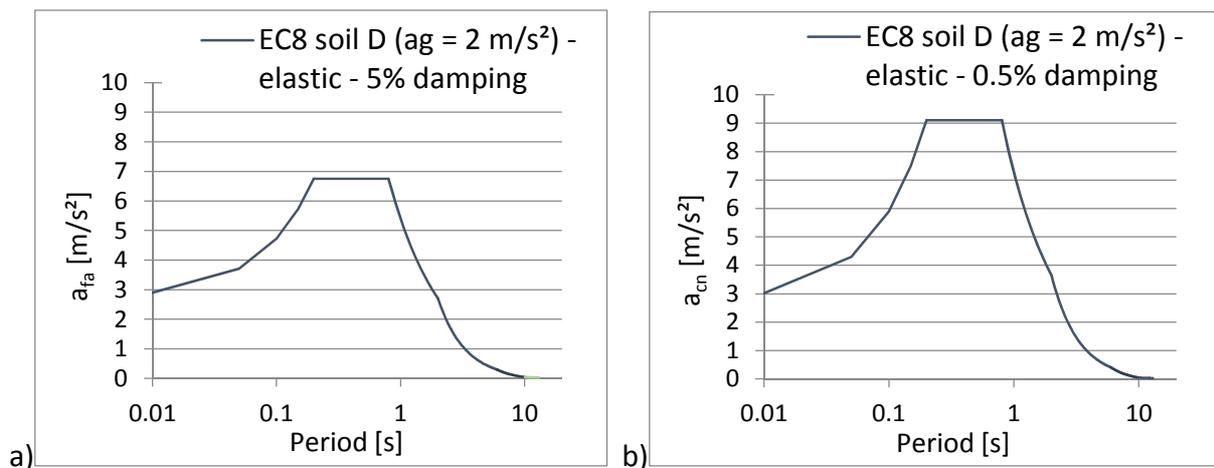


Abbildung 132: Antwortspektren für a) die impulsive Antwort und b) die konvektive Antwort

- Eigenperioden T_{cn} , die Antwortbeschleunigung a_{cn} und die wirkende Masse m_{cn} des konvektiven Modes für die Tankbauwerke T1 bis T4 (vergleiche Tabelle 23 links). Die Werte a_{cn} werden Abbildung 134 b entnommen.

Tankbauwerk T1:	$T_{cn} = 5,74 \text{ [s]}$	$a_{cn} = 0,44 \text{ [m/s}^2\text{]}$	$m_{cn} = 3845 \text{ [t]}$
Tankbauwerk T2:	$T_{cn} = 7,48 \text{ [s]}$	$a_{cn} = 0,19 \text{ [m/s}^2\text{]}$	$m_{cn} = 14827 \text{ [t]}$
Tankbauwerk T3:	$T_{cn} = 12,64 \text{ [s]}$	$a_{cn} = 0,03 \text{ [m/s}^2\text{]}$	$m_{cn} = 99494 \text{ [t]}$
Tankbauwerk T4:	$T_{cn} = 6,78 \text{ [s]}$	$a_{cn} = 0,27 \text{ [m/s}^2\text{]}$	$m_{cn} = 10866 \text{ [t]}$

- Antwortbeschleunigung (beim impulsiven Mode die Freifeldbeschleunigung a_g) und die wirkende Masse m_i des impulsiven Modes für die Tankbauwerke T1 bis T4 (vergleiche Tabelle 24, links).

Tankbauwerk T1:	$a_g = 2,00$	$[\text{m/s}^2]$	$m_i = 10858$	$[\text{t}]$
Tankbauwerk T2:	$a_g = 2,00$	$[\text{m/s}^2]$	$m_i = 17054$	$[\text{t}]$
Tankbauwerk T3:	$a_g = 2,00$	$[\text{m/s}^2]$	$m_i = 35676$	$[\text{t}]$
Tankbauwerk T4:	$a_g = 2,00$	$[\text{m/s}^2]$	$m_i = 13751$	$[\text{t}]$

- Eigenperioden T_f , die Antwortbeschleunigung a_{fa} und die wirkende Masse m_f des flexiblen impulsiven Modes für die Tankbauwerke T1 bis T4 (vergleiche Tabelle 25). Die Antwortbeschleunigungen a_{fa} werden Abbildung 134 a entnommen.

Tankbauwerk T1:	$T_f = 0,33$	$[\text{s}]$	$a_{fa} = 6,75$	$[\text{m/s}^2]$	$m_f = 9287$	$[\text{t}]$
Tankbauwerk T2:	$T_f = 0,24$	$[\text{s}]$	$a_{fa} = 6,75$	$[\text{m/s}^2]$	$m_f = 15012$	$[\text{t}]$
Tankbauwerk T3:	$T_f = 0,33$	$[\text{s}]$	$a_{fa} = 6,75$	$[\text{m/s}^2]$	$m_f = 31517$	$[\text{t}]$
Tankbauwerk T4:	$T_f = 0,32$	$[\text{s}]$	$a_{fa} = 6,75$	$[\text{m/s}^2]$	$m_f = 12060$	$[\text{t}]$

a.) Überlagerungsverfahren nach Veletsos und Yang [22]

Beim Vorschlag zur Überlagerung von Veletsos und Yang wird davon ausgegangen, dass der gesamte impulsive Masseanteil m_i als flexible Masse in der ersten Eigenfrequenz des Tank-Flüssigkeitssystems gemäß Gleichung (3-24) (A.24) wirkt. Die Maximalwerte jedes Modes werden durch Summation überlagert. Somit wird die zufolge der drei Druckanteile verursachte, resultierende Basisschubkraft für die Tankbauwerke T1 bis T4 gemäß Gleichung (3-34) (A.30) wie folgt ermittelt:

$$Q = m_{cn} * a_{cn} + m_i * a_{fa}$$

Tankbauwerk T1:

$$Q = 3845 * 0,44 + 10858 * 6,75 = 74983 [kN] \approx 75 [MN]$$

(2 %) (98 %)

Tankbauwerk T2:

$$Q = 14827 * 0,19 + 17054 * 6,75 = 117901 [kN] \approx 118 [MN]$$

(2 %) (98 %)

Tankbauwerk T3:

$$Q = 99494 * 0,03 + 35676 * 6,75 = 243479 [kN] \approx 243 [MN]$$

(1 %) (99 %)

Tankbauwerk T4:

$$Q = 10866 * 0,27 + 13751 * 6,75 = 95753 [kN] \approx 96 [MN]$$

(3 %) (97 %)

b.) Überlagerungsverfahren nach Haroun und Housner [22]

Beim Überlagerungsverfahren wird von der starren impulsiven Masse die flexible impulsive Masse subtrahiert, und im Gegenzug auch für den flexiblen impulsiven Anteil die absolute Antwortbeschleunigungen a_{fa} , anstatt der relativen Antwortbeschleunigung, bei der Berechnung der resultierenden Basisschubkraft verwendet. Die Überlagerung der einzelnen Anteile, erfolgt bei diesem Verfahren mit der SRSS-Regel nach Gleichung (3-36). Somit wird die, zufolge der drei Druckanteile verursachte, resultierenden Basisschubkraft für die Tankbauwerke T1 bis T4 wie folgt ermittelt:

$$Q = \sqrt{((m_i - m_f) * a_g)^2 + (m_{cn} * a_{cn})^2 + (m_f * a_{fa})^2}$$

Tankbauwerk T1:

$$Q = \sqrt{((10858 - 9287) * 2,00)^2 + (3845 * 0,44)^2 + (9287 * 6,75)^2}$$

$$Q = 62789 [kN] \approx 63 [MN]$$

Tankbauwerk T2:

$$Q = \sqrt{((17054 - 15012) * 2,00)^2 + (14827 * 0,19)^2 + (15012 * 6,75)^2}$$

$$Q = 101452 [kN] \approx 101 [MN]$$

Tankbauwerk T3:

$$Q = \sqrt{((35676 - 31517) * 2,00)^2 + (99494 * 0,03)^2 + (31517 * 6,75)^2}$$

$$Q = 212919 [kN] \approx 213 [MN]$$

Tankbauwerk T4:

$$Q = \sqrt{((13751 - 12060) * 2,00)^2 + (10866 * 0,27)^2 + (12060 * 6,75)^2}$$

$$Q = 81528 [kN] \approx 82 [MN]$$

c.) Überlagerungsverfahren nach Scharf

Das Verfahren von Scharf basiert darauf, dass die relativen und absoluten Antwortbeschleunigungen im relevanten Frequenzbereich nicht zu sehr voneinander abweichen. Somit kann bei der Überlagerung für alle drei Modi die Absolutantwortbeschleunigung für die Berechnung der resultierenden Einwirkungsgrößen herangezogen werden. Die Überlagerung der Maximalwerte kann bei dieser Vorgehensweise mit der SRSS-Regel erfolgen. Somit wird die, zufolge der drei Druckanteile verursachte, resultierende Basisschubkraft für die Tankbauwerke T1 bis T4 gemäß Gleichung (3-38) (A.34) wie folgt ermittelt:

$$Q = \sqrt{(m_i * a_g)^2 + (m_{cn} * a_{cn})^2 + (m_f * a_{fa})^2}$$

Tankbauwerk T1:

$$Q = \sqrt{(10858 * 2,00)^2 + (3845 * 0,44)^2 + (9287 * 6,75)^2}$$

$$Q = 66364 [kN] \approx 66 [MN]$$

Tankbauwerk T2:

$$Q = \sqrt{(17054 * 2,00)^2 + (14827 * 0,19)^2 + (15012 * 6,75)^2}$$

$$Q = 106953 [kN] \approx 107 [MN]$$

Tankbauwerk T3:

$$Q = \sqrt{(35676 * 2,00)^2 + (99494 * 0,03)^2 + (31517 * 6,75)^2}$$

$$Q = 224402 [kN] \approx 224 [MN]$$

Tankbauwerk T4:

$$Q = \sqrt{(13751 * 2,00)^2 + (10866 * 0,27)^2 + (12060 * 6,75)^2}$$

$$Q = 85975 [kN] \approx 86 [MN]$$

In Abbildung 133 sind die Ergebnisse der resultierenden Basisschubkräfte, die sich aus den drei überlagerten Druckanteilen ergeben, zusammenfassend dargestellt. Es ist ersichtlich, dass sich die Ergebnisse der einzelnen Überlagerungsmethoden bei den untersuchten Tankbauwerken nicht sehr stark unterscheiden.

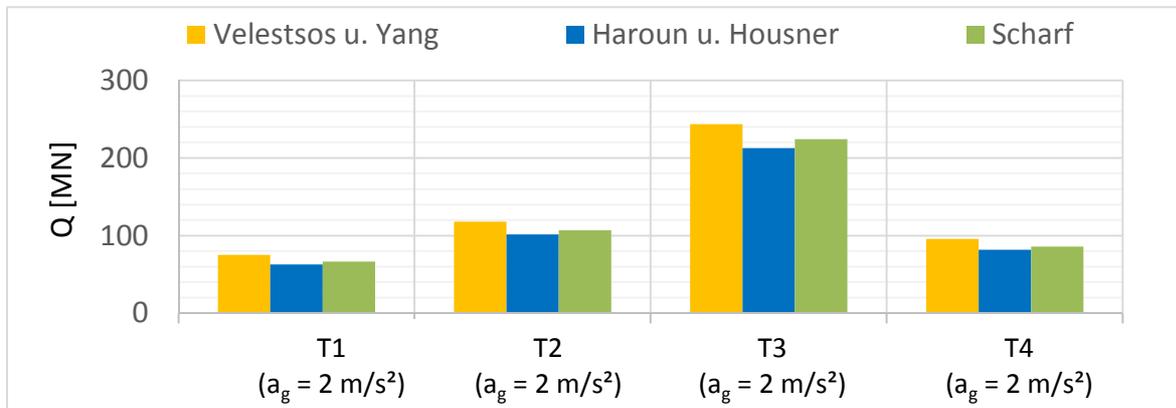


Abbildung 133: Resultierende Basisschubkraft bei Erdbeben mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2]$ und einer Baugrundklasse D zufolge der drei überlagerten Druckanteile, die nach: a) der Methode nach Veletsos und Yang, b) der Methode nach Haroun und Housner und c) der Methode nach Scharf, überlagert wurden.

7.1.3 Berechnung der Abhebehöhen für die Tanks T1 bis T4 gemäß Eurocode 1998-4 [3]

In diesem Kapitel werden für die Tankbauwerke T1 bis T4 (siehe Kapitel 4.2 und 4.3) die Abhebehöhen für ein Erdbeben mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von 2 [m/s²] und einer Baugrundklasse D gemäß Eurocode ermittelt. Zusätzlich wird für das Tankbauwerk T3 die Abhebehöhe bei einer maximalen Bodenbeschleunigung von 4 [m/s²] und einer Baugrundklasse D gemäß Eurocode ermittelt.

Für den Praktiker ist die Überlagerung der einzelnen Druckanteile, gemäß Kapitel 3.1.4 dieser Arbeit beziehungsweise gemäß Eurocode 1998-4, Kapitel A.2.1.2 [3], nicht nachvollziehbar dargestellt. Aus diesem Grund wird hier das Umsturzmoment nur nach dem vereinfachten Verfahren, gemäß Kapitel 3.1.5 (Eurocode 1998-4, Kapitel A.3.2.2[3]) mit Gleichung (3-43) (A.38) ermittelt.

Die Antwortbeschleunigung $S_e(T_i)$, die auf die impulsive Masse sowie auf die Tankwand und das Tankdach wirkt, wird mit dem elastischen Antwortspektrum mit einer Dämpfung von 5 % bestimmt. Die Antwortbeschleunigung $S_e(T_c)$, die auf die konvektive Masse wirkt, wird mit dem elastischen Antwortspektrum mit der Dämpfung von 0,5 % ermittelt. Da es sich hier um die Ermittlung der Abhebehöhen gemäß Eurocode 1998-4 [3] handelt, werden im Gegensatz zu den FE-Berechnungen, bei denen für die Tankstruktur eine Dämpfung von 2 % und für das Fluid eine Dämpfung von 0,5 % berücksichtigt wurden, die im Eurocode vorgeschlagenen Dämpfungswerte (5 % beziehungsweise 0,5 %) angewandt.

Die Perioden des impulsiven und des konvektiven Modes werden mit Gleichung (3-39) (A.35) und Gleichung (3-40) (A.36) des vereinfachten Berechnungsverfahrens ermittelt (Tabelle 24 und Tabelle 23, letzte Spalte)

$$M = (m_i * h_i + m_w * h_w + m_r * h_r) * S_e(T_i) + m_c * h_c * S_e(T_c) \quad (3-43) \text{ (A.38)}$$

mit

m_i	impulsive Masse aus Tabelle 3 (A.2) bzw. Tabelle 24 , rechts
m_c	konvektive Masse aus Tabelle 3 (A.2) bzw. Tabelle 23, rechts
m_w	Masse der Tankwand (vgl. Kapitel 4.2 und 4.3)
m_r	Masse des Tankdaches (vgl. Kapitel 4.2)
h_i	Ersatzhöhe vom Fußpunkt bis zum Angriffspunkt der Resultierenden des impulsiven Wanddrucks laut Tabelle 3 (A.2) bzw. Tabelle 24 , rechts
h_c	Ersatzhöhe vom Fußpunkt bis zum Angriffspunkt der Resultierenden des konvektiven Wanddrucks laut Tabelle 3 (A.2) bzw. Tabelle 23, rechts
h_w	Höhe des Masseschwerpunktes der Tankwand (vgl. Kapitel 4.2 und 4.3)
h_r	Höhe des Masseschwerpunktes des Tankdaches(vgl. Kapitel 4.2)
$S_e(T_{imp})$	die impulsive Spektralbeschleunigung aus einem elastischen Antwortspektrum mit der Dämpfung im Grenzzustand nach Eurocode EN 1998-4 [3], Kapitel 2.3.3.1 (5%).
$S_e(T_{con})$	die konvektive Spektralbeschleunigung aus dem 0,5% gedämpften elastischen Antwortspektrum

1.) Bestimmung der Abhebehöhe gemäß Eurocode für das Tankbauwerk T1 bei einer Bodenbeschleunigung von $a_{g,max} = [2 \text{ m/s}^2]$:

- Die wirkenden Massen:

Impulsive Masse:	$m_i = 10783$	[t]	$h_i = 11,67$	[m]
Masse der Tankwand:	$m_w = 220$	[t]	$h_w = 13,50$	[m]
Masse des Tankdaches:	$m_r = 56$	[t]	$h_r = 26,30$	[m]
Konvektive Masse:	$m_c = 4090$	[t]	$h_c = 18,96$	[m]

Gesamtmasse (Fluid)	$m_{\text{Fluid}} = 14872$	[t]
Gesamtgewicht (Fluid)	$W \approx 148720$	[kN]
Gesamthöhe	$H = 26,3$	[m]

- Die Antwortbeschleunigungen:

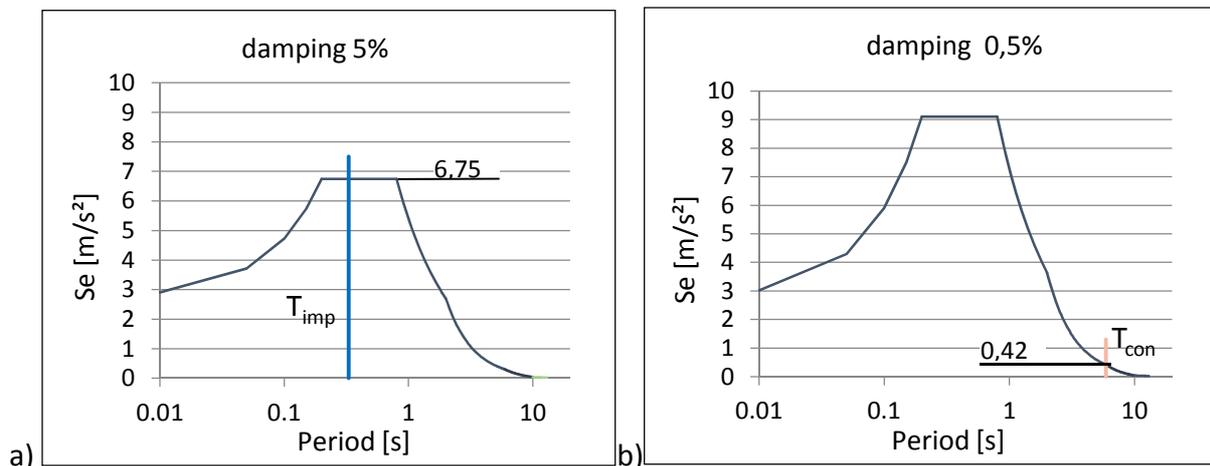


Abbildung 134: Antwortspektren für a) die impulsive Antwort und b) die konvektive Antwort

Impulsive Antwortbeschleunigung:	$T_i = 0,33$	[s]	$S_e(T_i) = 6,75$	[m/s ²]
Konvektive Antwortbeschleunigung:	$T_c = 5,73$	[s]	$S_e(T_c) = 0,42$	[m/s ²]

- Umsturzmoment:

$$M = (10783 * 11,67 + 220 * 13,15 + 56 * 26,3) * 6,75 + 4090 * 18,96 * 0,42$$

$$M = 911882 \text{ [kNm]} \approx 912 \text{ [MNm]}$$

- Umsturzmoment bei Vernachlässigung der konvektiven Masse:

$$M = (10783 * 11,67 + 220 * 13,5 + 55,55 * 26,3) * 6,75 = 879313 \text{ [kNm]}$$

$$M \approx 879 \text{ [MNm]} \text{ (96 \%)}$$

Es ist ersichtlich, dass der impulsive Anteil den maßgebenden Anteil am Umsturzmoment liefert und der konvektive Anteil, aufgrund der geringen Antwortbeschleunigung bei einer Periode von $T_c = 5,73$ [s] beim Tankbauwerk T1, nur für 3,6 % des Umsturzmomentes verantwortlich ist.

- **Abhebehöhe Tank T1 bei einer Bodenbeschleunigung von $a_{g,max} = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$:**

Hier wird der konvektive Anteil der gespeicherten Flüssigkeit zur Bestimmung der Abhebehöhen wie bei der 3D-Zeitverlaufsrechnung vernachlässigt, um die Ergebnisse vergleichen zu können.

Um die im Eurocode bereitgestellte Abbildung 25 (Bild A.12) zur Ermittlung der Abhebehöhe von unverankerten, zylindrischen Festdachtanks mit Bodenlagerung in Abhängigkeit vom Umsturzmoment verwenden zu können, muss wie folgt das dimensionslose normierte Umsturzmoment ermittelt werden (siehe Kapitel 3.1.5).

$$\frac{M}{W * H} = \frac{879313}{148720 * 26,3} = \mathbf{0,23} \text{ [-]}$$

Für das Tankbauwerk T1 beträgt das dimensionslose normierte Umsturzmoment, bei Vernachlässigung der konvektiven Masse, 0,23. Die Abbildung 25 (Bild A.12) deckt allerdings nur normierte Momente bis 0,08 ab und kann somit hier nicht zur Anwendung kommen. Alternativ kann zur Abschätzung der Abhebehöhe die in Kapitel 5.3.1 beschriebene Pushover-Analyse, deren Ergebnis die Abhängigkeit des Umsturzmomentes zur auftretenden Abhebehöhe ist, herangezogen werden (vergleiche Abbildung 62). Abbildung 135 zeigt diese Abschätzung der auftretenden Abhebehöhe des Tankbauwerkes T1 bei einem Umsturzmoment von 879 [MNm] (die strichlierten Linien wurden mit Hilfe von Extrapolationen der Pushover-Analysen ermittelt). Unter Zugrundelegung des linear elastischen Materialmodells ergibt sich eine Abhebehöhe von rund 900 [mm].

Die Abhebehöhe unter Zugrundelegung von bilinearem elastisch-ideal plastischem Materialverhalten kann hier nur grob abgeschätzt werden, da, wie Abbildung 135 zeigt, dafür die Pushover-Kurve sehr weit extrapoliert werden muss, und beträgt mehr als 2 [m].

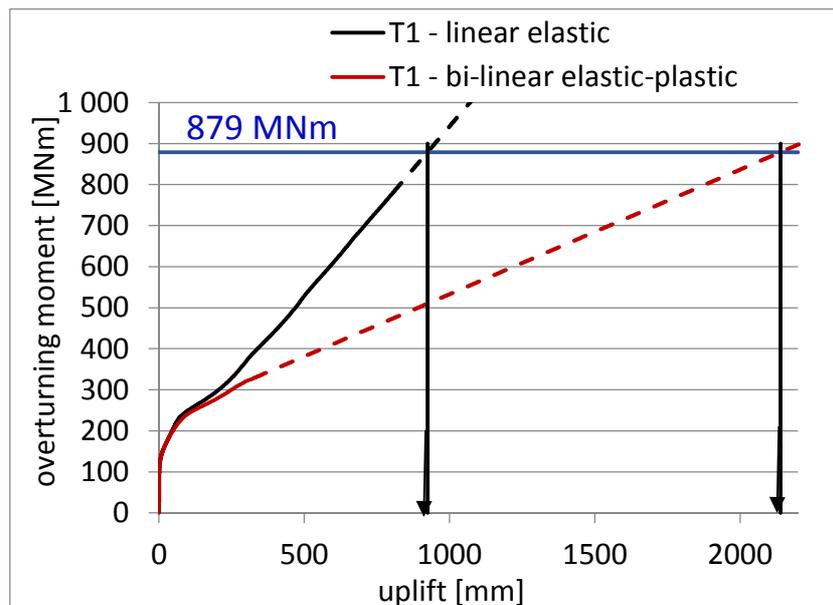


Abbildung 135: Abschätzung der Abhebehöhe von Tankbauwerk T1, mit Hilfe der Pushover-Analyse, für die Erdbebenbelastung gemäß Eurocode bei einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_{g,max} = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$

2.) Bestimmung der Abhebehöhe gemäß Eurocode für das Tankbauwerk T2 bei einer Bodenbeschleunigung von $a_{g,max} = [2 \text{ m/s}^2]$:

- Die wirkenden Massen:

Impulsive Masse:	$m_i = 16940$ [t]	$h_i = 9,34$ [m]
Masse der Tankwand:	$m_w = 495$ [t]	$h_w = 8,29$ [m]
Masse des Tankdaches:	$m_r = 142$ [t]	$h_r = 22,50$ [m]
Konvektive Masse:	$m_c = 15632$ [t]	$h_c = 13,65$ [m]

Gesamtmasse (Fluid)	$m_{\text{Fluid}} = 32572$ [t]
Gesamtgewicht (Fluid)	$W \approx 325720$ [kN]
Gesamthöhe	$H = 22,5$ [m]

- Die Antwortbeschleunigungen:

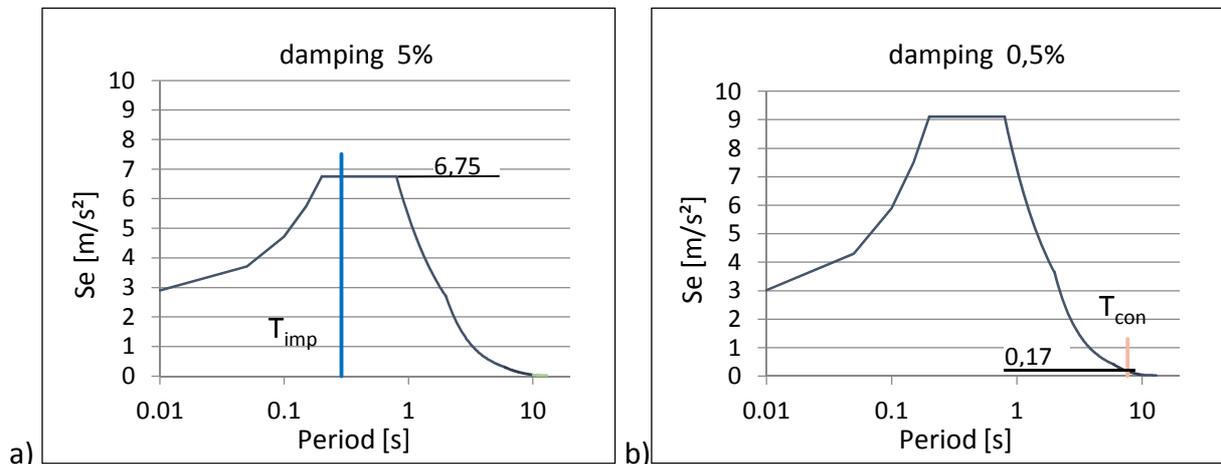


Abbildung 136: Antwortspektren für a) die impulsive Antwort und b) die konvektive Antwort

Impulsive Antwortbeschleunigung:	$T_i = 0,28$ [s]	$S_e(T_i) = 6,75$ [m/s ²]
Konvektive Antwortbeschleunigung:	$T_c = 7,53$ [s]	$S_e(T_c) = 0,17$ [m/s ²]

- Umsturzmoment:

$$M = (16940 \cdot 9,34 + 495 \cdot 8,29 + 142 \cdot 22,5) \cdot 6,75 + 15632 \cdot 13,65 \cdot 0,17$$

$$M = 1153522 \text{ [kNm]} \approx 1154 \text{ [MNm]}$$

- Umsturzmoment bei Vernachlässigung der konvektiven Masse:

$$M = (16940 \cdot 9,34 + 495 \cdot 8,29 + 142 \cdot 22,5) \cdot 6,75 = 1117248 \text{ [kNm]}$$

$$M \approx 1117 \text{ [MNm]} \quad (97 \%)$$

Es ist ersichtlich, dass der impulsive Anteil den maßgebenden Anteil am Umsturzmoment liefert und der konvektive Anteil, aufgrund der geringen Antwortbeschleunigung bei einer Periode von $T_c = 7,53$ [s] beim Tankbauwerk T2, nur für 3,2 % des Umsturzmomentes verantwortlich ist.

- **Abhebehöhe Tank T2 bei einer Bodenbeschleunigung von $a_{g,max} = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$:**

Hier wird der konvektive Anteil der gespeicherten Flüssigkeit zur Bestimmung der Abhebehöhen wie bei der 3D-Zeitverlaufsrechnung vernachlässigt, um die Ergebnisse vergleichen zu können.

Um die im Eurocode bereitgestellte Abbildung 25 (Bild A.12) zur Ermittlung der Abhebehöhe von unverankerten, zylindrischen Festdachtanks mit Bodenlagerung in Abhängigkeit vom Umsturzmoment verwenden zu können, muss wie folgt das dimensionslose normierte Umsturzmoment ermittelt werden (siehe Kapitel 3.1.5).

$$\frac{M}{W * H} = \frac{1117248}{325720 * 22,5} = 0,15 [-]$$

Für das Tankbauwerk T2 beträgt das dimensionslose normierte Umsturzmoment, bei Vernachlässigung der konvektiven Masse, 0,15. Die Abbildung 25 (Bild A.12) deckt allerdings nur normierte Momente bis 0,08 ab und kann somit hier nicht zur Anwendung kommen. Alternativ kann zur Abschätzung der Abhebehöhe die in Kapitel 5.3.1 beschriebene Pushover-Analyse, deren Ergebnis die Abhängigkeit des Umsturzmomentes zur auftretenden Abhebehöhe ist (vergleiche Abbildung 62), herangezogen werden.

Abbildung 137 zeigt diese Ermittlung der auftretenden Abhebehöhe des Tankbauwerkes T2 bei einem Umsturzmoment von 1117 [MNm]. Es ist ersichtlich, dass das Tankbauwerk bei der angesetzten Erdbebenbelastung und bei der Ermittlung der Abhebehöhe mit linear elastischem Materialverhalten 394 [mm] abhebt. Wird der Ermittlung bilineares elastisch – ideal plastisches Materialverhalten ohne Verfestigung zugrunde gelegt, so beträgt die Abhebehöhe 536 [mm].

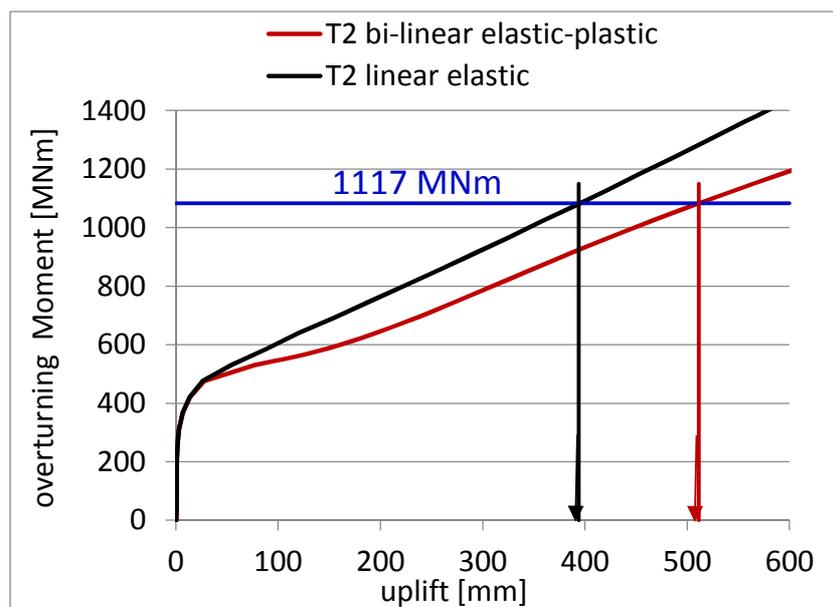


Abbildung 137: Abschätzung der Abhebehöhe von Tankbauwerk T2, mit Hilfe der Pushover-Analyse, für die Erdbebenbelastung gemäß Eurocode bei einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_{g,max} = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$

3.) Bestimmung der Abhebehöhe gemäß Eurocode für das Tankbauwerk T3 bei einer Bodenbeschleunigung von $a_{g,max} = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$:

- Die wirkenden Massen:

Impulsive Masse:	$m_i = 35590 \text{ [t]}$	$h_i = 8,00 \text{ [m]}$
Masse der Tankwand:	$m_w = 1089 \text{ [t]}$	$h_w = 7,59 \text{ [m]}$
Konvektive Masse:	$m_c = 106174 \text{ [t]}$	$h_c = 10,69 \text{ [m]}$

Gesamtmasse (Fluid)	$m_{\text{Fluid}} = 141764 \text{ [t]}$
Gesamtgewicht (Fluid)	$W \approx 1417640 \text{ [kN]}$
Gesamthöhe	$H = 20,0 \text{ [m]}$

- Die Antwortbeschleunigungen:

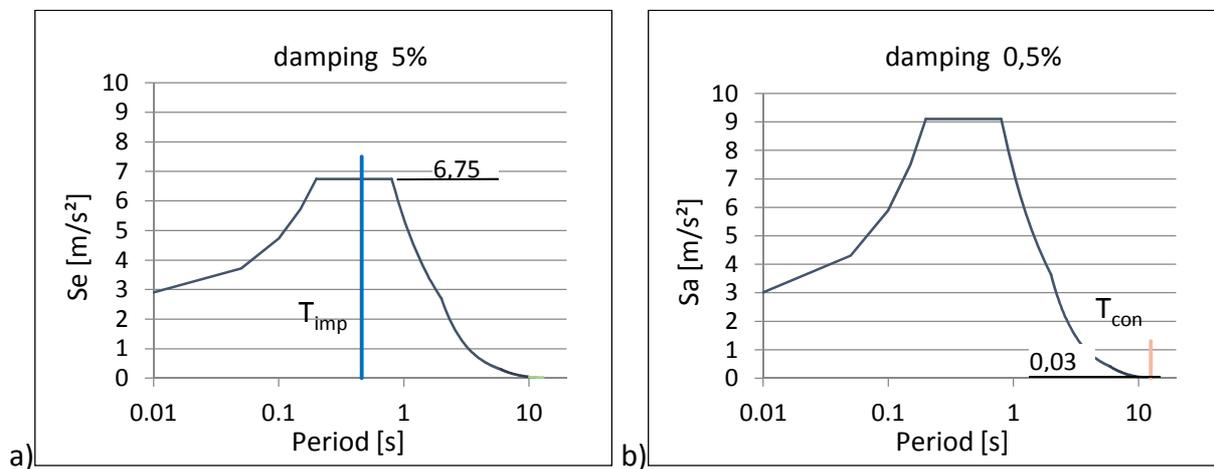


Abbildung 138: Antwortspektren für a) die impulsive Antwort und b) die konvektive Antwort

Impulsive Antwortbeschleunigung:	$T_i = 0,47 \text{ [s]}$	$S_e(T_i) = 6,75 \text{ [m/s}^2\text{]}$
Konvektive Antwortbeschleunigung:	$T_c = 12,94 \text{ [s]}$	$S_e(T_c) = 0,03 \text{ [m/s}^2\text{]}$

- Umsturzmoment:

$$M = (35590 \cdot 8,00 + 1089 \cdot 7,59) \cdot 6,75 + 106174 \cdot 10,69 \cdot 0,03$$

$$M = 2011702 \text{ [kNm]} \approx 2011 \text{ [MNm]}$$

- Umsturzmoment bei Vernachlässigung der konvektiven Masse:

$$M = (35590 \cdot 8,00 + 1089 \cdot 7,59) \cdot 6,75 = 1977652 \text{ [kNm]}$$

$$M \approx 1978 \text{ [MNm]} \quad (98 \%)$$

Es ist ersichtlich, dass der impulsive Anteil den maßgebenden Anteil am Umsturzmoment liefert und der konvektive Anteil, aufgrund der geringen Antwortbeschleunigung bei einer Periode von $T_c = 12,94 \text{ [s]}$ beim Tankbauwerk T3, nur für 1,7 % des Umsturzmomentes verantwortlich ist.

- **Abhebehöhe Tank T3 bei einer Bodenbeschleunigung von $a_{g,max} = 2 \text{ m/s}^2$:**

Hier wird der konvektive Anteil der gespeicherten Flüssigkeit zur Bestimmung der Abhebehöhen wie bei der 3D-Zeitverlaufsrechnung vernachlässigt, um die Ergebnisse vergleichen zu können.

Die im Eurocode bereitgestellte Abbildung 25 (Bild A.12) zur Ermittlung der Abhebehöhe von unverankerten, zylindrischen Festdachtanks mit Bodenlagerung, in Abhängigkeit vom Umsturzmoment, ist nur für Festdachtanks gültig und kann somit hier nicht zur Anwendung kommen.

Daher wird zur Ermittlung der Abhebehöhe die in Kapitel 5.3.1 beschriebene Pushover-Analyse, deren Ergebnis die Abhängigkeit des Umsturzmomentes zur auftretenden Abhebehöhe ist (vergleiche Abbildung 62), herangezogen.

Abbildung 139 zeigt diese Ermittlung der auftretenden Abhebehöhe des Tankbauwerkes T3 bei einem Umsturzmoment von 1978 [MNm]. Es ist ersichtlich, dass das Tankbauwerk bei der angesetzten Erdbebenbelastung und bei der Ermittlung der Abhebehöhe mit linear elastischem Materialverhalten 368 [mm] abhebt. Wird der Ermittlung ein bilineares elastisch-ideal plastisches Materialverhalten ohne Verfestigung zugrunde gelegt, so beträgt die Abhebehöhe 491 [mm].

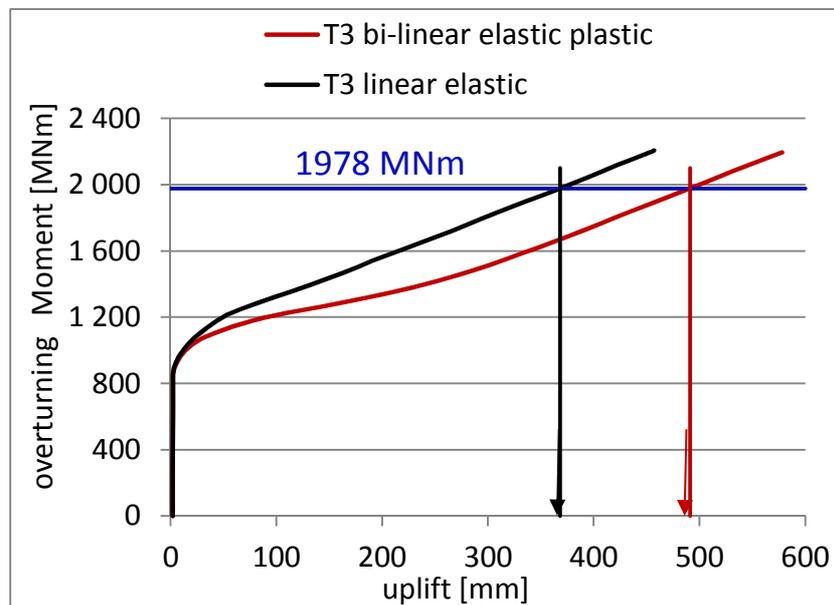


Abbildung 139: Abschätzung der Abhebehöhe von Tankbauwerk T3, mit Hilfe der Pushover-Analyse, für die Erdbebenbelastung gemäß Eurocode bei einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_{g,max} = 2 \text{ [m/s}^2]$

4.) Bestimmung der Abhebehöhe gemäß Eurocode für das Tankbauwerk T3 bei einer Bodenbeschleunigung von $a_{g,max} = 4 \text{ [m/s}^2\text{]}$:

- Die wirkenden Massen:

Impulsive Masse:	$m_i = 35590 \text{ [t]}$	$h_i = 8,00 \text{ [m]}$
Masse der Tankwand:	$m_w = 1089 \text{ [t]}$	$h_w = 7,59 \text{ [m]}$
Konvektive Masse:	$m_c = 106174 \text{ [t]}$	$h_c = 10,69 \text{ [m]}$

Gesamtmasse (Fluid)	$m_{\text{Fluid}} = 141764 \text{ [t]}$
Gesamtgewicht (Fluid)	$W \approx 1417640 \text{ [kN]}$
Gesamthöhe	$H = 20,0 \text{ [m]}$

- Die Antwortbeschleunigungen:

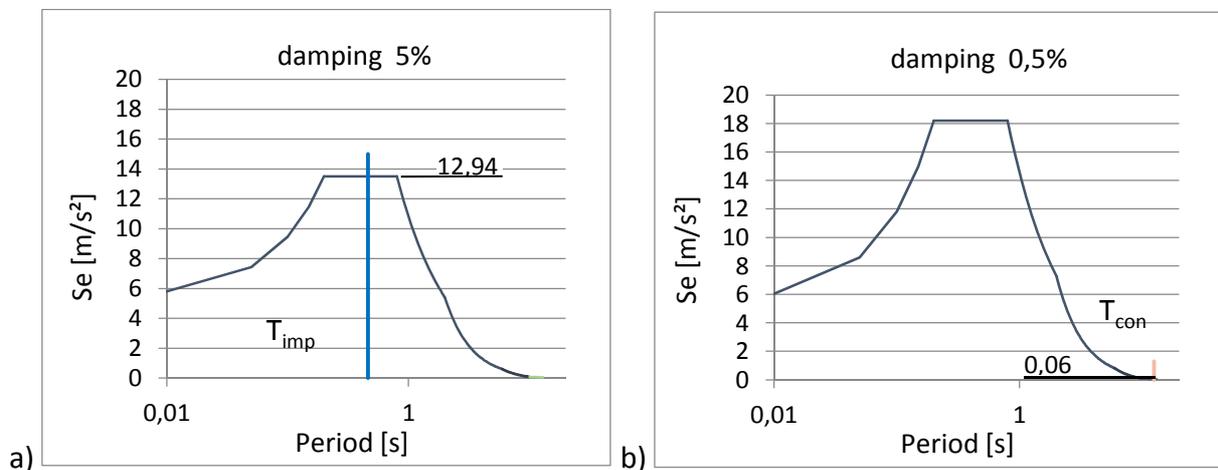


Abbildung 140: Antwortspektren für a) die impulsive Antwort und b) die konvektive Antwort

Impulsive Antwortbeschleunigung: $T_i = 0,47 \text{ [s]}$ $S_e(T_i) = 13,50 \text{ [m/s}^2\text{]}$

Konvektive Antwortbeschleunigung: $T_c = 12,94 \text{ [s]}$ $S_e(T_c) = 0,06 \text{ [m/s}^2\text{]}$

- Umsturzmoment:

$$M = (35590 * 8,00 + 1089 * 7,59) * 13,50 + 106174 * 10,69 * 0,06$$

$$M = 4023404 \text{ [kNm]} \approx 4023 \text{ [MNm]}$$

- Umsturzmoment bei Vernachlässigung der konvektiven Masse:

$$M = (35590 * 8,00 + 1089 * 7,59) * 6,75 = 3955304 \text{ [kNm]}$$

$$M \approx 3955 \text{ [MNm]} \quad (98 \%)$$

Es ist ersichtlich, dass der impulsive Anteil den maßgebenden Anteil am Umsturzmoment liefert und der konvektive Anteil, aufgrund der geringen Antwortbeschleunigung bei einer Periode von $T_c = 12,94 \text{ [s]}$ beim Tankbauwerk T3, nur für 1,7 % des Umsturzmomentes verantwortlich ist.

- **Abhebehöhe Tank T3 bei einer Bodenbeschleunigung von $a_{g,max} = 4$ [m/s²]:**

Hier wird der konvektive Anteil der gespeicherten Flüssigkeit zur Bestimmung der Abhebehöhen wie bei der 3D-Zeitverlaufsrechnung vernachlässigt, um die Ergebnisse vergleichen zu können.

Die im Eurocode bereitgestellte Abbildung 25 (Bild A.12) zur Ermittlung der Abhebehöhe von unverankerten, zylindrischen Festdachtanks mit Bodenlagerung, in Abhängigkeit vom Umsturzmoment, ist nur für Festdachtanks gültig und kann somit hier nicht zur Anwendung kommen.

Daher wird zur Ermittlung der Abhebehöhe die in Kapitel 5.3.1 beschriebene Pushover-Analyse, deren Ergebnis die Abhängigkeit des Umsturzmomentes zur auftretenden Abhebehöhe ist (vergleiche Abbildung 62), herangezogen.

Abbildung 141 zeigt diese Ermittlung der auftretenden Abhebehöhe des Tankbauwerkes T3 bei einem Umsturzmoment von 3955 [MNm] (Die strichlierten Linien wurden mit Hilfe von Extrapolationen der Pushover-Analysen ermittelt).

Es ist ersichtlich, dass das Tankbauwerk bei der angesetzten Erdbebenbelastung und bei der Ermittlung der Abhebehöhe mit linear elastischem Materialverhalten 1200 [mm] abhebt. Wird der Ermittlung ein bilineares elastisch– ideal plastisches Materialverhalten ohne Verfestigung zugrunde gelegt, so beträgt die Abhebehöhe 1350 [mm].

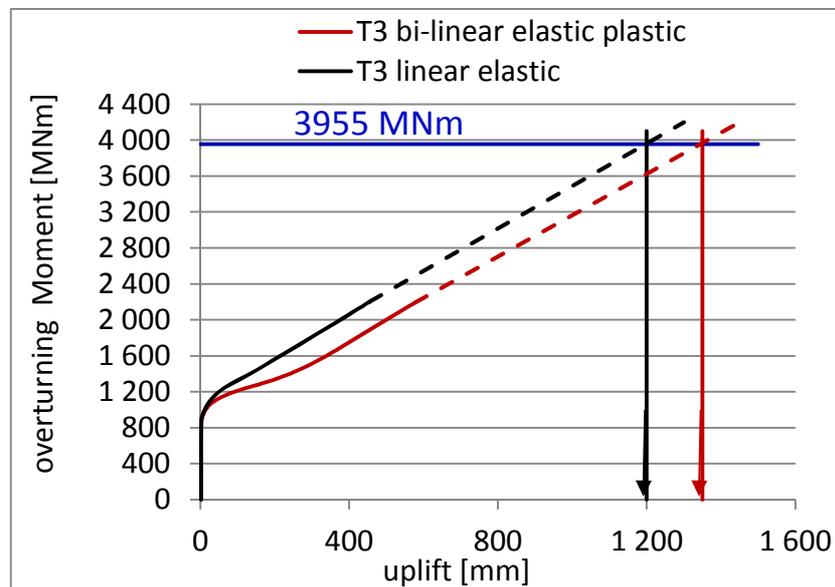


Abbildung 141: Abschätzung der Abhebehöhe von Tankbauwerk T3, mit Hilfe der Pushover-Analyse, für die Erdbebenbelastung gemäß Eurocode bei einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_{g,max} = 4$ [m/s²]

5.) Bestimmung der Abhebehöhe gemäß Eurocode für das Tankbauwerk T4 bei einer Bodenbeschleunigung von $a_{g,max} = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$:

- Die wirkenden Massen:

Impulsive Masse:	$m_i = 13773 \text{ [t]}$	$h_i = 8,38 \text{ [m]}$
Masse der Tankwand:	$m_w = 184 \text{ [t]}$	$h_w = 8,42 \text{ [m]}$
Konvektive Masse:	$m_c = 11360 \text{ [t]}$	$h_i = 12,32 \text{ [m]}$

Gesamtmasse (Fluid)	$m_{\text{Fluid}} = 25133 \text{ [t]}$
Gesamtgewicht (Fluid)	$W \approx 251320 \text{ [kN]}$
Gesamthöhe	$H = 20,0 \text{ [m]}$

- Die Antwortbeschleunigungen:

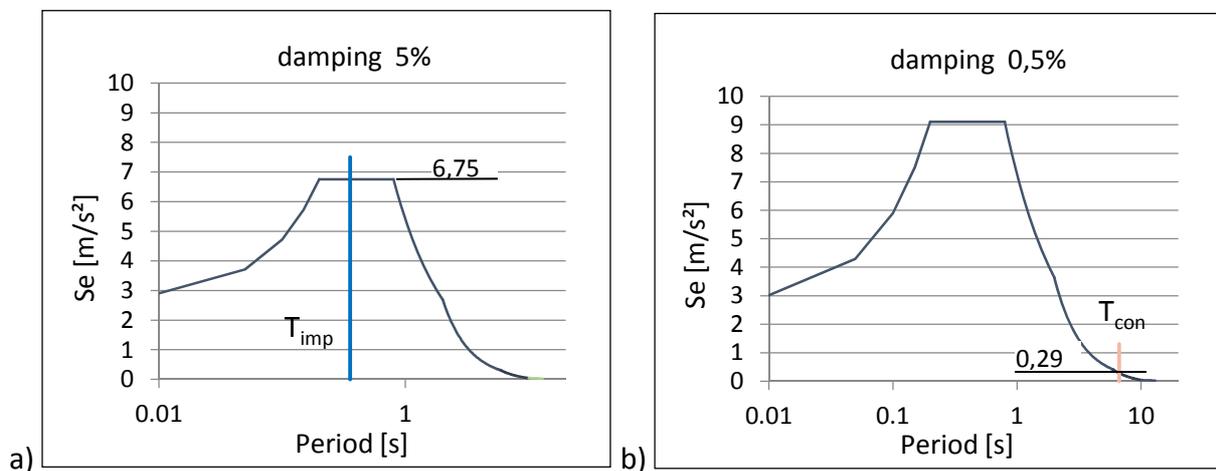


Abbildung 142: Antwortspektren für a) die impulsive Antwort und b) die konvektive Antwort

Impulsive Antwortbeschleunigung:	$T_i = 0,37 \text{ [s]}$	$S_e(T_i) = 6,75 \text{ [m/s}^2\text{]}$
Konvektive Antwortbeschleunigung:	$T_c = 6,80 \text{ [s]}$	$S_e(T_c) = 0,29 \text{ [m/s}^2\text{]}$

- Umsturzmoment:

$$M = (13773 * 8,38 + 184 * 8,42) * 6,75 + 11360 * 12,32 * 0,29$$

$$M = 830114 \text{ [kNm]} \approx 830 \text{ [MNm]}$$

- Umsturzmoment bei Vernachlässigung der konvektiven Masse:

$$M = (13773 * 8,38 + 184 * 8,42) * 6,75 = 789527 \text{ [kNm]} \approx 790 \text{ [MNm]} \text{ (95 \%)}$$

Es ist ersichtlich, dass der impulsive Anteil den maßgebenden Anteil am Umsturzmoment liefert und der konvektive Anteil, aufgrund der geringen Antwortbeschleunigung bei einer Periode von $T_c = 6,80 \text{ [s]}$ beim Tankbauwerk T4, nur für 4,8 % des Umsturzmomentes verantwortlich ist.

- **Abhebehöhe Tank T4 bei einer Bodenbeschleunigung von $a_{g,max} = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$:**

Hier wird der konvektive Anteil der gespeicherten Flüssigkeit zur Bestimmung der Abhebehöhen wie bei der 3D-Zeitverlaufsrechnung vernachlässigt, um die Ergebnisse vergleichen zu können.

Die im Eurocode bereitgestellte Abbildung 25 (Bild A.12) zur Ermittlung der Abhebehöhe von unverankerten, zylindrischen Festdachtanks mit Bodenlagerung, in Abhängigkeit vom Umsturzmoment, ist nur für Festdachtanks gültig und kann somit hier nicht zur Anwendung kommen.

Daher wird zur Abschätzung der Abhebehöhe die in Kapitel 5.3.1 beschriebene Pushover-Analyse, deren Ergebnis die Abhängigkeit des Umsturzmomentes zur auftretenden Abhebehöhe ist (vergleiche Abbildung 62), herangezogen.

Abbildung 143 zeigt diese Abschätzung der auftretenden Abhebehöhe des Tankbauwerkes T4 bei einem Umsturzmoment von 790 [MNm] (Die strichlierten Linien wurden mit Hilfe von Extrapolationen der Pushover-Analysen ermittelt). Es ist ersichtlich, dass das Tankbauwerk T4 bei der angesetzten Erdbebenbelastung und bei Ermittlung der Abhebehöhe mit linear elastischem Materialverhalten rund 980 [mm] abhebt. Wird der Ermittlung ein bilineares elastisch– ideal plastisches Materialverhalten ohne Verfestigung zugrunde gelegt, so beträgt die Abhebehöhe rund 1200 [mm].

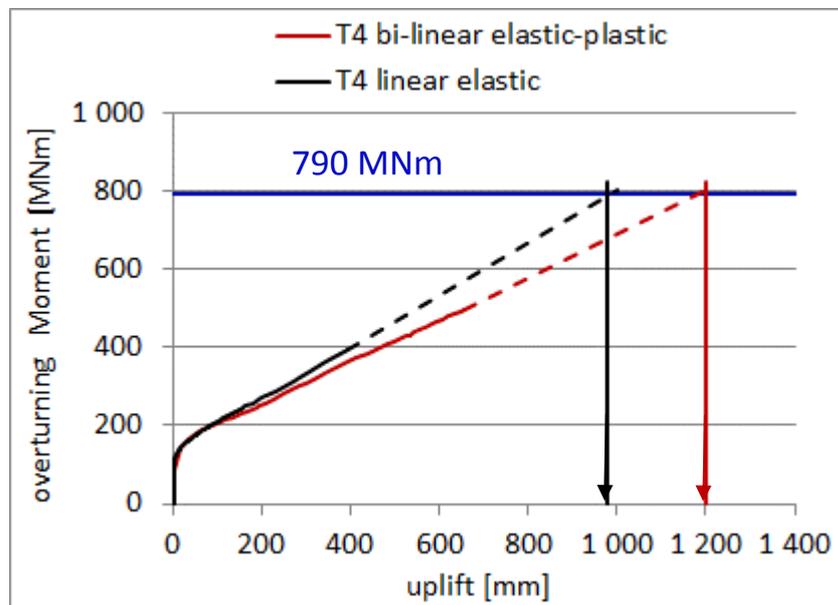


Abbildung 143: Abschätzung der Abhebehöhe von Tankbauwerk T4, mit Hilfe der Pushover-Analyse, für die Erdbebenbelastung gemäß Eurocode bei einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_{g,max} = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$

Werden die in diesem Kapitel ermittelten Abhebehöhen mit den maximal auftretenden Abhebehöhen der berechneten Erdbeben, die mit der detaillierten dreidimensionalen FE - Zeitverlaufsberechnung, wie in Kapitel 5.2.2 beschrieben, ermittelt wurden, verglichen, ist ersichtlich, dass die Methode gemäß Eurocode sehr konservativ ist.

In Abbildung 144 sind die maximalen Abhebehöhen, die mit den unterschiedlichen Rechenverfahren ermittelt wurden, sowie die maximal zulässigen Abhebehöhen gemäß Eurocode EC 1998-4 [3] (siehe Kapitel 7.6) als „limit EC“ bezeichnet, grafisch dargestellt.

- Die maximal auftretenden Abhebehöhen, die mit der detaillierten 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden, sind als rote Säulen dargestellt („time history - elastic plastic“).
- Die orangen Säulen sind die Ergebnisse, die gemäß Eurocode mit linear elastischem Materialverhalten ermittelt wurden. („EC - elastic“).
- Die Abhebehöhen gemäß Eurocode unter Berücksichtigung von bilinear elastisch-ideal plastischem Materialverhalten sind als violette Säulen dargestellt. („EC - elastic plastic“).

Es ist ersichtlich, dass alle Abhebehöhen, die mit unterschiedlichen Verfahren ermittelt wurden, die zulässige Abhebehöhe gemäß EC 1998-4 [3] weit überschreiten. (schwarze Säulen „limit EC“)

Da die detaillierten Zeitverlaufsberechnungen mit bilinear elastisch-ideal plastischem Materialverhalten durchgeführt wurden, sind die Ergebnisse dieser Berechnungen mit den Ergebnissen gemäß Eurocode, unter Zugrundelegung von bilinear elastisch-ideal plastischem Materialverhalten (violette Säulen) zu vergleichen.

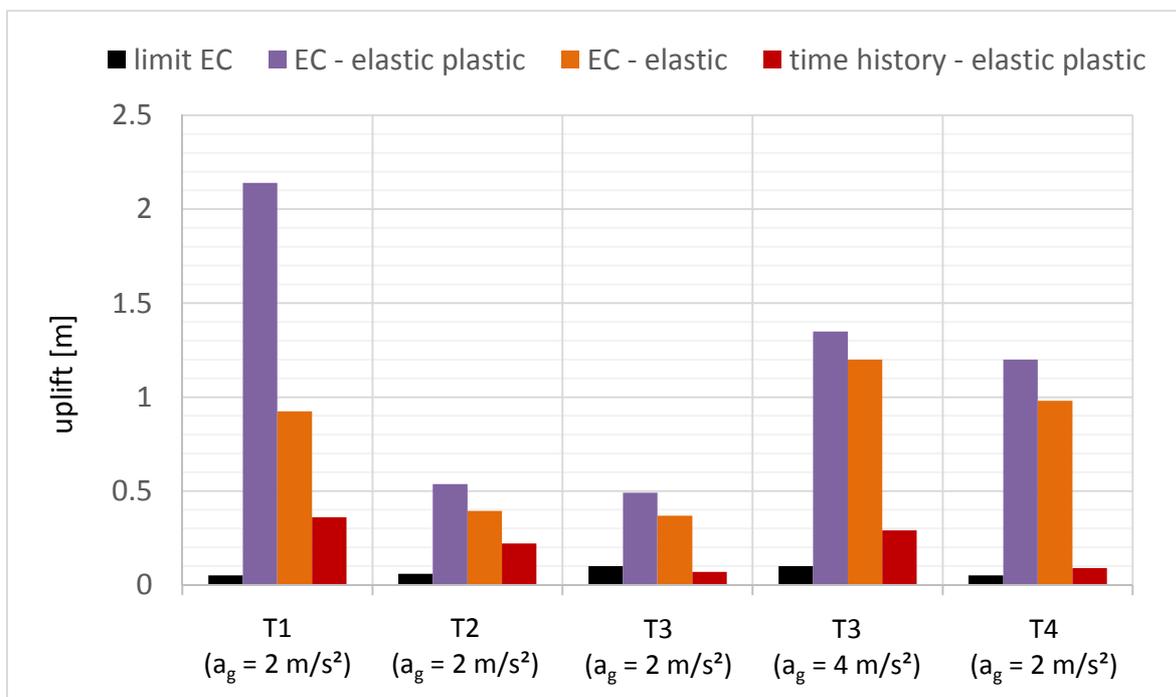


Abbildung 144: Vergleich der mit der Methode nach Eurocode ermittelten Abhebehöhen mit den maximal auftretenden Abhebehöhen der detaillierten 3D-Zeitverlaufsberechnung.

Eine Begründung der starken Abweichung der Ergebnisse nach der Methode gemäß Eurocode liegt darin, dass gemäß Eurocode die Bestimmung der Antwortbeschleunigungen mit der Eigenfrequenz von verankerten Tankbauwerken durchgeführt wird. Beim Betrachten der Pushover-Kurven ist ersichtlich, dass der Zusammenhang zwischen den Umsturzmomenten und den Abhebehöhen nichtlinear ist und die Steifigkeiten der Tanks mit zunehmender Abhebehöhe abnehmen. Dadurch ergibt sich bei steigender Abhebehöhe eine Absenkung der Eigenfrequenz. Mit sinkenden Eigenfrequenzen und damit größerer Periodendauer reduzieren sich in der Regel die Antwortbeschleunigungen, die auf den Tank und die gespeicherte Flüssigkeit wirken (vergleiche zum Beispiel Abbildung 134). Dieser Effekt wird im Eurocode vernachlässigt.

Auf die Perioden der Abhebeprozesse während des Erdbebenverlaufes wird im nachfolgenden Kapitel näher eingegangen.

7.2 Perioden der Abhebevorgänge und die daraus resultierenden Abhebehöhen auf Basis der Zeitverlaufsberechnungen

7.2.1 Perioden der Abhebevorgänge

Wie bereits im letzten Kapitel erwähnt, entsprechen die Perioden der Abhebevorgänge nicht den Eigenperioden der Flüssigkeits-Tankstruktur von verankerten, beziehungsweise unverankerten, jedoch nicht abhebenden, Tankbauwerken.

Als Periode eines Abhebevorganges kann die Zeitspanne vom Start eines Abhebevorganges auf einer Seite bis zum Start des nächsten Abhebevorganges auf derselben Seite angesehen werden. In Abbildung 145 sind die Perioden der Abhebevorgänge exemplarisch für einen Festdachtank (Tankbauwerk T1) bei einem Erdbeben (AGM9) und in Abbildung 146 für einen Schwimmdachtank (T4) bei einem Erdbeben (AGM8) dargestellt. Dabei sind die roten Linien jeweils die Abhebezeitverläufe der rechten Seite. Die vertikalen blauen Linien zeigen jeweils den Beginn eines Abhebevorgangs an, wobei die zugehörigen Periodenlängen an der Skala rechts in Sekunden abgelesen werden können. So hat zum Beispiel der Abhebevorgang von Tankbauwerk T1, mit der maximalen Abhebehöhe von 0,35 m, der bei Sekunde 13,95 startet, eine Periodendauer von 1,73 [s].

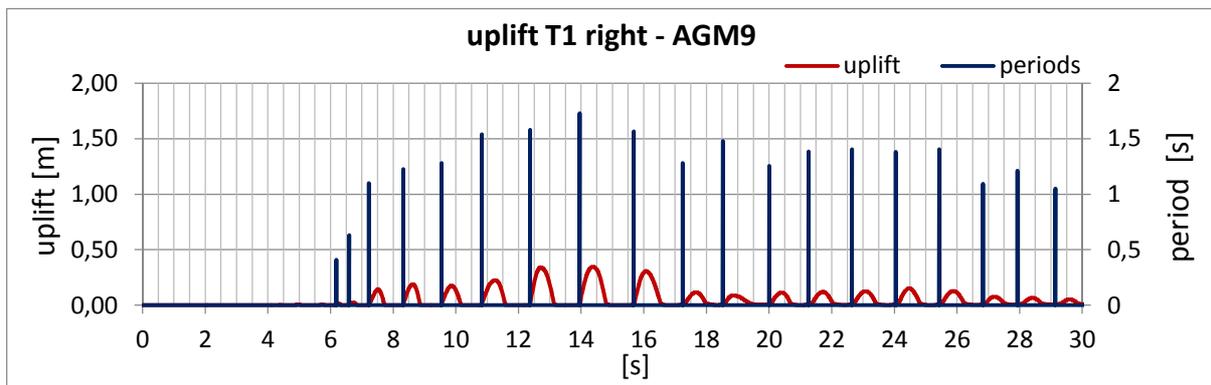


Abbildung 145: Zeitverlauf des Abhebens der rechten Seite von Tankbauwerk T1, während des Erdbebens AGM9, und die zugehörigen Perioden der Abhebevorgänge.

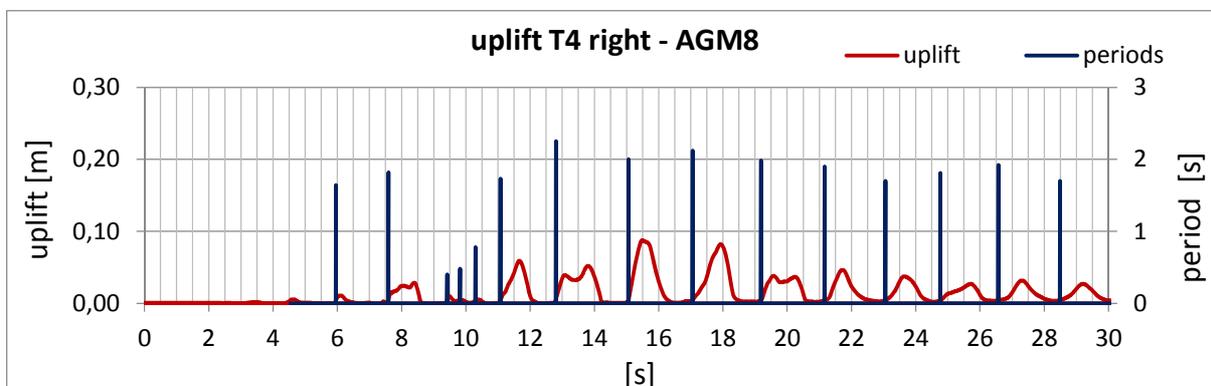


Abbildung 146: Zeitverlauf des Abhebens der rechten Seite von Tankbauwerk T4, während des Erdbebens AGM8, und die zugehörigen Perioden der Abhebevorgänge.

Beim Betrachten der Abhebeverläufe beider Seiten der Tanks in Kapitel 5.3.2.1 ist ersichtlich, dass die beiden Seiten von Festdachtanks alternierend abheben. Somit entsprechen diese Perioden der Abhebevorgänge bei Festdachtanks auch den Eigenperioden der gesamten Tankstruktur zum jeweiligen Zeitpunkt (ident zur Periode der horizontalen Dachverformung). Bei Tanks mit Schwimmdach ist die Bestimmung der Eigenperioden der Tankstruktur zu jedem Zeitpunkt nicht ident mit den Perioden der Abhebevorgänge, da zum Teil beide Seiten gleichzeitig im abgehobenen Zustand sind (siehe Kapitel 5.3.2.1).

Des Weiteren ist ersichtlich, dass bei Festdachtanks der zeitliche Verlauf jedes einzelnen Abhebevorganges immer annähernd sinusförmig ist.

Bei Schwimmdachtanks ist dies nicht der Fall. Es kommt vor, dass ein Schwimmdachtank teilweise beginnt abzuheben, dann die Abhebehöhe sich wieder reduziert, der Tank aber nicht zum Boden zurückkehrt sondern noch einmal stärker abhebt, bevor der Tank wieder zum Boden zurückkehrt. Dieses Verhalten ist zum Beispiel beim Betrachten des Abhebeverlaufes der rechten Seite vom Tankbauwerk T4 während des Erdbebens AGM 8 von Sekunde 13 bis Sekunde 14 (Abbildung 146) erkennbar. Auch aus diesem Grund entsprechen die Perioden der Abhebevorgänge von Schwimmdachtanks nicht den Eigenperioden der globalen Tankstruktur zum jeweiligen Zeitpunkt. Darüber hinaus verhält sich der Tank durch den oben offenen Rand nicht mehr wie ein Starrkörper (auch nicht für den starren impulsiven Mode).

In Abbildung 147 sind die Perioden des jeweils höchsten Abhebevorganges jedes Erdbebens für jeden Tank, in Abhängigkeit von der jeweiligen Abhebehöhe, dargestellt. Wie bereits in Kapitel 7.1.3 beschrieben, ist ersichtlich, dass bei steigender Abhebehöhe auch die Perioden ansteigen. Das bedeutet, dass sich für das gesamte Tank-Flüssigkeitssystem beim Abheben - je nach Abhebehöhe - die Eigenfrequenz reduziert. Das liegt daran, dass der Zusammenhang der Umsturzmomente zu den Abhebehöhen nichtlinear ist und die Steifigkeit der Tanks mit zunehmender Abhebehöhe abnimmt. Dadurch ergibt sich bei steigender Abhebehöhe eine Absenkung der Eigenfrequenz. Als Vergleich sind jeweils die Eigenperioden der Flüssigkeits-Tankstruktur von verankerten, beziehungsweise unverankerten, jedoch nicht abhebenden Tankbauwerken nach dem vereinfachten Verfahren gemäß Eurocode 1998-4 [3] nach Gleichung (3-39) (A.35) als grüne Punkte dargestellt. (Ergebnisse Tabelle 24 rechts)

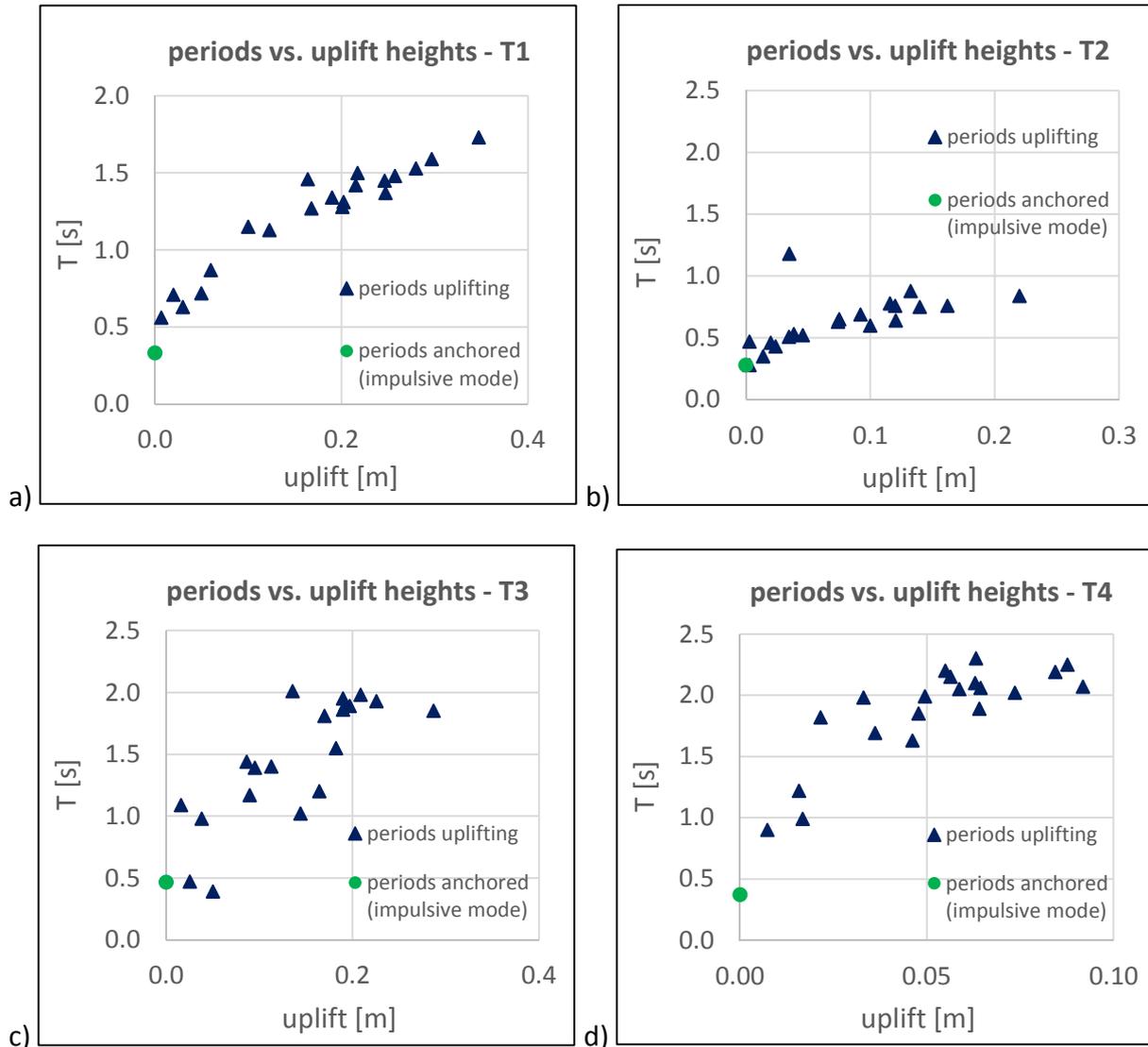


Abbildung 147: Der Zusammenhang zwischen der maximalen Abhebehöhe und der zugehörigen Periode des Abhebevorganges.

- a) Tank T1 – H/R = 1,75, Festdachtank ($a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$),
- b) Tank T2 – H/R = 0,94, Festdachtank ($a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$),
- c) Tank T3 – H/R = 0,42, Schwimmdachtank ($a_g = 4 \text{ [m/s}^2\text{]}$),
- d) Tank T4 – H/R = 1,0, Schwimmdachtank ($a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$).

7.2.2 Abhebehöhen infolge der Antwortbeschleunigung der Perioden der Abhebevorgänge.

Im letzten Kapitel wurde der Zusammenhang zwischen den Abhebehöhen und den zugehörigen Perioden des Abhebens dargestellt. Da die auf die Tankstruktur und auf die Flüssigkeit wirkenden Antwortbeschleunigungen in Abhängigkeit zu den Eigenperioden der Tank-Flüssigkeitssysteme stehen, hat dies einen Einfluss auf die auf den Tank wirkenden Beschleunigungen, beziehungsweise auf die wirkenden Kräfte. In diesem Kapitel werden die Umsturzmomente und die zugehörigen Abhebehöhen für jedes Erdbeben, wie in Kapitel 7.1.3, unter Zugrundelegung einer Pushover-Analyse mit bilinear ideal elastisch-plastischem Materialverhalten ohne Verfestigung, ermittelt. Allerdings wird hier bei jedem Erdbeben die zutreffende Antwortbeschleunigung für die Periodendauer der Abhebevorgänge mit der maximalen Höhe für die Bestimmung des Umsturzmomentes verwendet. Wie in Kapitel 7.1.3, wird auch hier der konvektive Anteil vernachlässigt, um die so ermittelten Abhebehöhen mit den maximal auftretenden Abhebehöhen, die mit den detaillierten 3D-Zeitverlaufsberechnungen ermittelt wurden, vergleichen zu können. Der Einfluss des konvektiven Anteils auf das Umsturzmoment ist, wie bereits in Kapitel 7.1.3 gezeigt, auch für verankerte, beziehungsweise nicht abhebende Tankbauwerke aufgrund des sehr tieffrequenten Schwingungsverhaltens, sehr gering. Da sich durch den Abhebeprozess die Frequenzen noch weiter reduzieren, wird der Einfluss auf das Umsturzmoment des konvektiven Anteils bei abhebenden Tanks sogar noch geringer.

a) Die Antwortbeschleunigungen für die Periode der Abhebevorgänge und die sich daraus ergebenden Abhebehöhen für Tankbauwerk T1

In den Abbildungen 149 bis 152 sind die Antwortspektren der Absolutbeschleunigung für jedes untersuchte Erdbeben als rote Linie dargestellt. Zusätzlich ist das Bemessungsspektrum der Absolutbeschleunigung, gemäß Eurocode 8 - EN 1998-1 [2], für eine Bodenkategorie D mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$ und elastischen Bauwerkseigenschaften ($q = 1$) als Referenz eingetragen. Beide Antwortspektren werden hier mit der vom EC 1998-4 [3] vorgeschlagenen Dämpfung von $\xi = 5 \%$ ermittelt. Wie in Kapitel 5.2.2 beschrieben, wird im Gegensatz dazu bei der FE-Berechnung für die Tankschale eine Dämpfung $\xi = 2 \%$ und für das gespeicherte Fluid eine Dämpfung von $\xi = 0,5 \%$ berücksichtigt. Die Eigenperiode des nicht abhebenden Tankbauwerkes T1 nach der vereinfachten Methode gemäß EC 1998-4 [3], Gleichung (3-39) (A.35) ist als vertikale schwarze Linie eingetragen (vergleiche Tabelle 24, letzte Spalte). Die, wie in Kapitel 7.2.1 beschrieben, ermittelte Periode des Abhebevorganges mit der maximalen Höhe ist für das Tankbauwerk T1 für jedes Erdbeben als vertikale blaue Linie eingetragen.

Zum Beispiel ist in Abbildung 149 a) ersichtlich, dass die Periode des Abhebevorganges mit der maximalen Höhe für das Tankbauwerk T1 während des Erdbebens AGM1 $T_{i,\text{uplift}} = 1,46 \text{ [s]}$ beträgt (anstatt der Periode für den impulsiven Mode des nicht abhebenden Tanks von $T_{i,\text{anchored}} = 0,33 \text{ [s]}$ - siehe Kapitel 7.1.1 beziehungsweise Tabelle 24 rechts). Bei diesem

Erdbeben ergibt sich bei dieser Periode des abhebenden Tanks eine Antwortbeschleunigung von $S_a(T_{i,\text{uplift}}) = 2,37 \text{ [m/s}^2\text{]}$.

Bei dieser Antwortbeschleunigung beträgt das Umsturzmoment, bei Vernachlässigung des konvektiven Anteiles, nach Gleichung (3-43) (A.38) nun $M = 309 \text{ [MNm]}$.

(Anmerkung: idente Vorgehensweise wie in Kapitel 7.1.3, Unterkapitel 1)

$$M = (10783 * 11,67 + 220 * 13,5 + 55,55 * 26,3) * 2,37 = 309171 \text{ kNm}$$

Für dieses Umsturzmoment kann wieder mit der in Kapitel 5.3.1 beschriebenen Pushover-Analyse, deren Ergebnis die Abhängigkeit des Umsturzmomentes zur auftretenden Abhebehöhe ist, die Abhebehöhe ermittelt werden. Dabei ergibt sich unter Zugrundelegung von bilinearem elastisch-plastischem Materialverhalten ohne Verfestigung eine Abhebehöhe von 267 [mm] (siehe Abbildung 148). Im Vergleich dazu beträgt die maximale Abhebehöhe, die mit der detaillierten 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurde, für dieses Erdbeben AGM1 171 [mm] (vergleiche Tabelle 19).

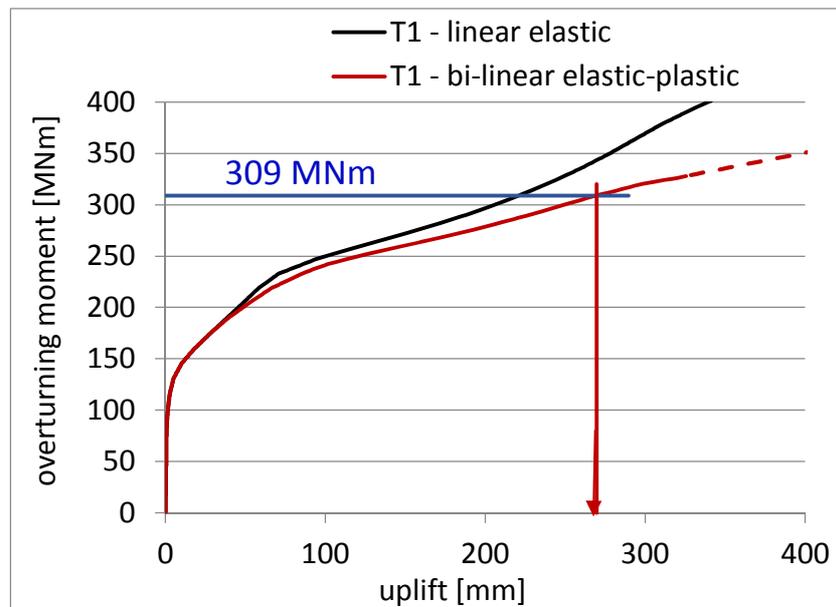


Abbildung 148: Abschätzung der Abhebehöhe von Tankbauwerk T1, mit Hilfe der Pushover-Analyse, für das Erdbeben AGM1 mit dem Umsturzmoment infolge der Antwortbeschleunigung für die Periode des maximalen Abhebevorganges, die mit der detaillierten 3D – Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurde.

Auf diese Art und Weise werden die Abhebehöhen für das Tankbauwerk T1 für alle Erdbeben bestimmt.

In Abbildung 153 sind die mit unterschiedlichen Berechnungsverfahren ermittelten Abhebehöhen für die künstlich generierten Erdbeben eingetragen. Die mit der Periode des Abhebevorganges bestimmten Abhebehöhen sind als blaue Balken dargestellt. Zusätzlich sind für jedes künstlich generierte Erdbeben die maximal auftretenden Abhebehöhen, die mit der 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden, als rote Balken eingetragen. Als Vergleich ist die nach EC 1998-4 [3] ermittelte Abhebehöhe (siehe Kapitel 7.1.3) für elastisch plastisches Materialverhalten ganz links violett dargestellt. In Abbildung 154 sind die mit

unterschiedlichen Berechnungsverfahren ermittelten Abhebehöhen für aufgezeichnete Erdbeben eingetragen. Die mit der Periode des Abhebevorganges bestimmten Abhebehöhen sind als blaue Balken dargestellt. Zusätzlich sind für aufgezeichnete Erdbeben die maximal auftretenden Abhebehöhen, die mit der 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden, als rote Balken eingetragen.

Als Vergleich ist auch hier die nach EC 1998-4 [3] ermittelte Abhebehöhe (siehe Kapitel 7.1.3) ganz links violett dargestellt.

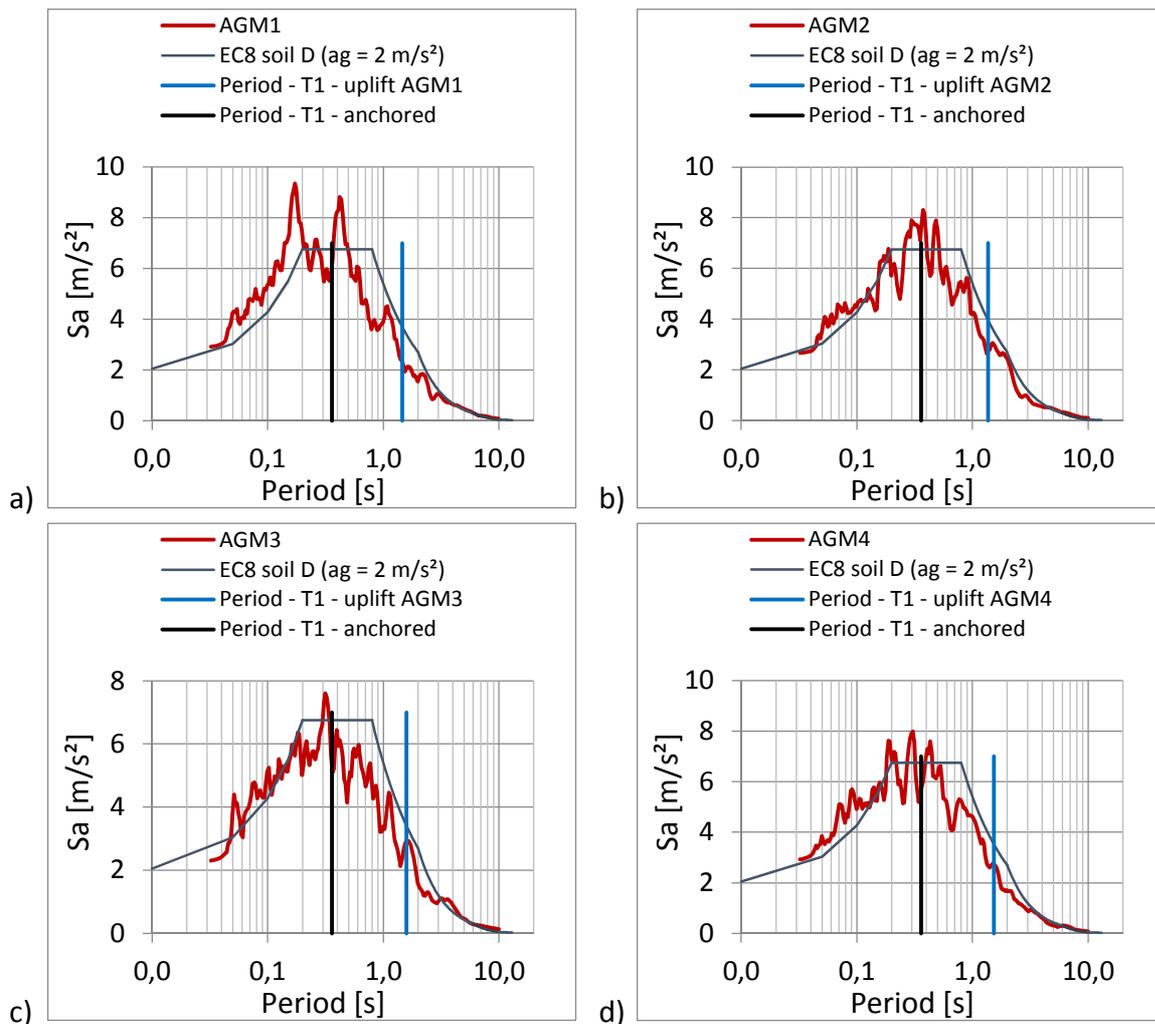


Abbildung 149: Antwortspektren der untersuchten künstlichen Erdbeben mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T1, sowie der Periode des Abhebevorganges mit der maximalen Höhe des Tankbauwerkes T1 für das
 a) künstliche Erdbeben AGM1, b) künstliche Erdbeben AGM2,
 c) künstliche Erdbeben AGM3, d) künstliche Erdbeben AGM4,

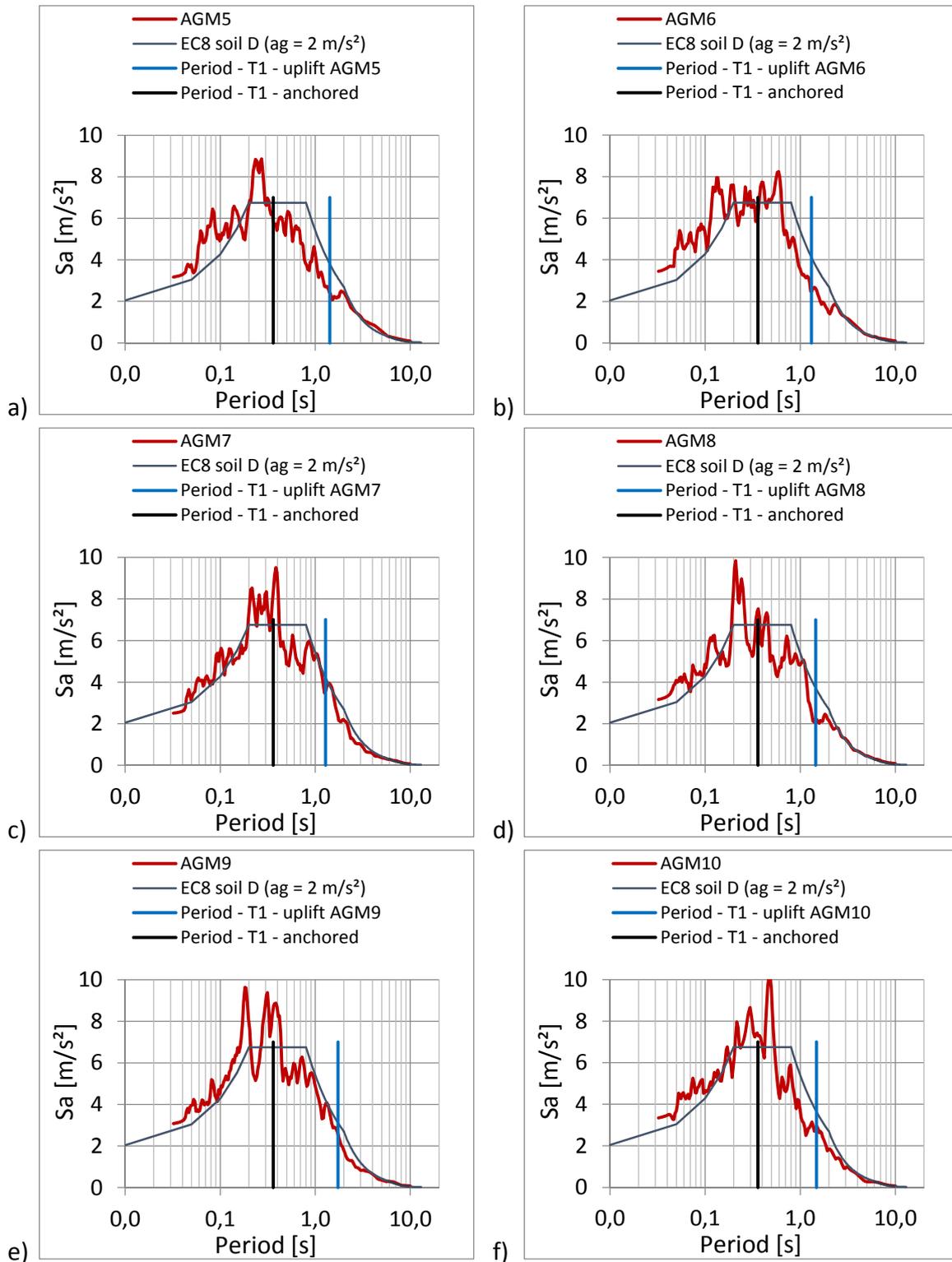


Abbildung 150 : Antwortspektren der untersuchten künstlichen Erdbeben mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T1, sowie der Periode des Abhebevorganges mit der maximalen Höhe des Tankbauwerkes T1 für das
 a) künstliche Erdbeben AGM5, b) künstliche Erdbeben AGM6.
 c) künstliche Erdbeben AGM7, d) künstliche Erdbeben AGM8,
 e) künstliche Erdbeben AGM9, f) künstliche Erdbeben AGM10.

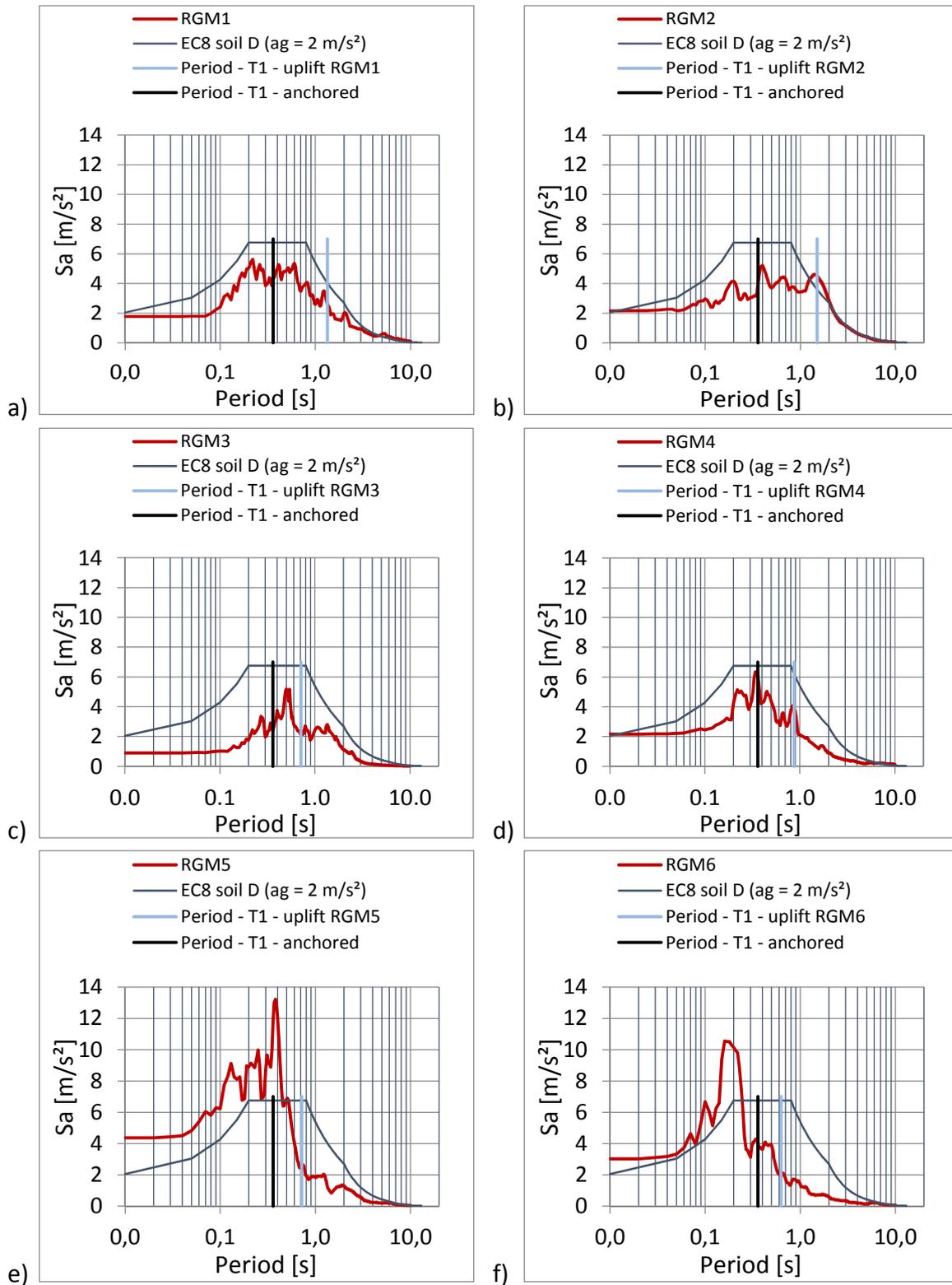


Abbildung 151: Antwortspektren der untersuchten aufgezeichneten Erdbeben mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T1, sowie der Periode des Abhebevorganges mit der maximalen Höhe des Tankbauwerkes T1 für das
 a) aufgezeichnete Erdbeben RGM1 b) aufgezeichnete Erdbeben RGM2
 c) aufgezeichnete Erdbeben RGM3 d) aufgezeichnete Erdbeben RGM4
 e) aufgezeichnete Erdbeben RGM5 f) aufgezeichnete Erdbeben RGM6

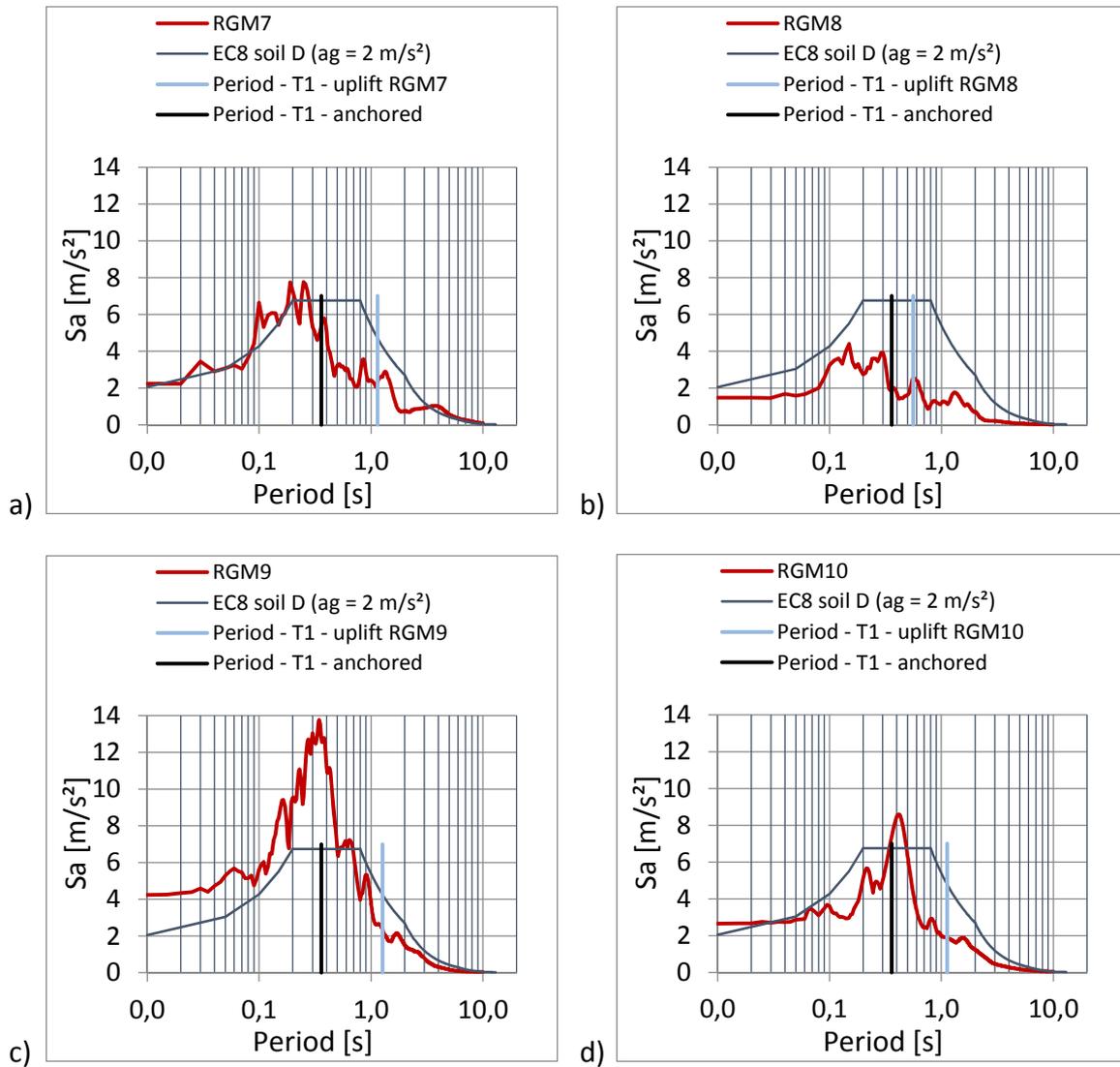


Abbildung 152 : Antwortspektren der untersuchten aufgezeichneten Erdbeben mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T1, sowie der Periode des Abhebevorganges mit der maximalen Höhe des Tankbauwerkes T1 für das

a) aufgezeichnete Erdbeben RGM7	b) aufgezeichnete Erdbeben RGM8
c) aufgezeichnete Erdbeben RGM9	d) aufgezeichnete Erdbeben RGM10

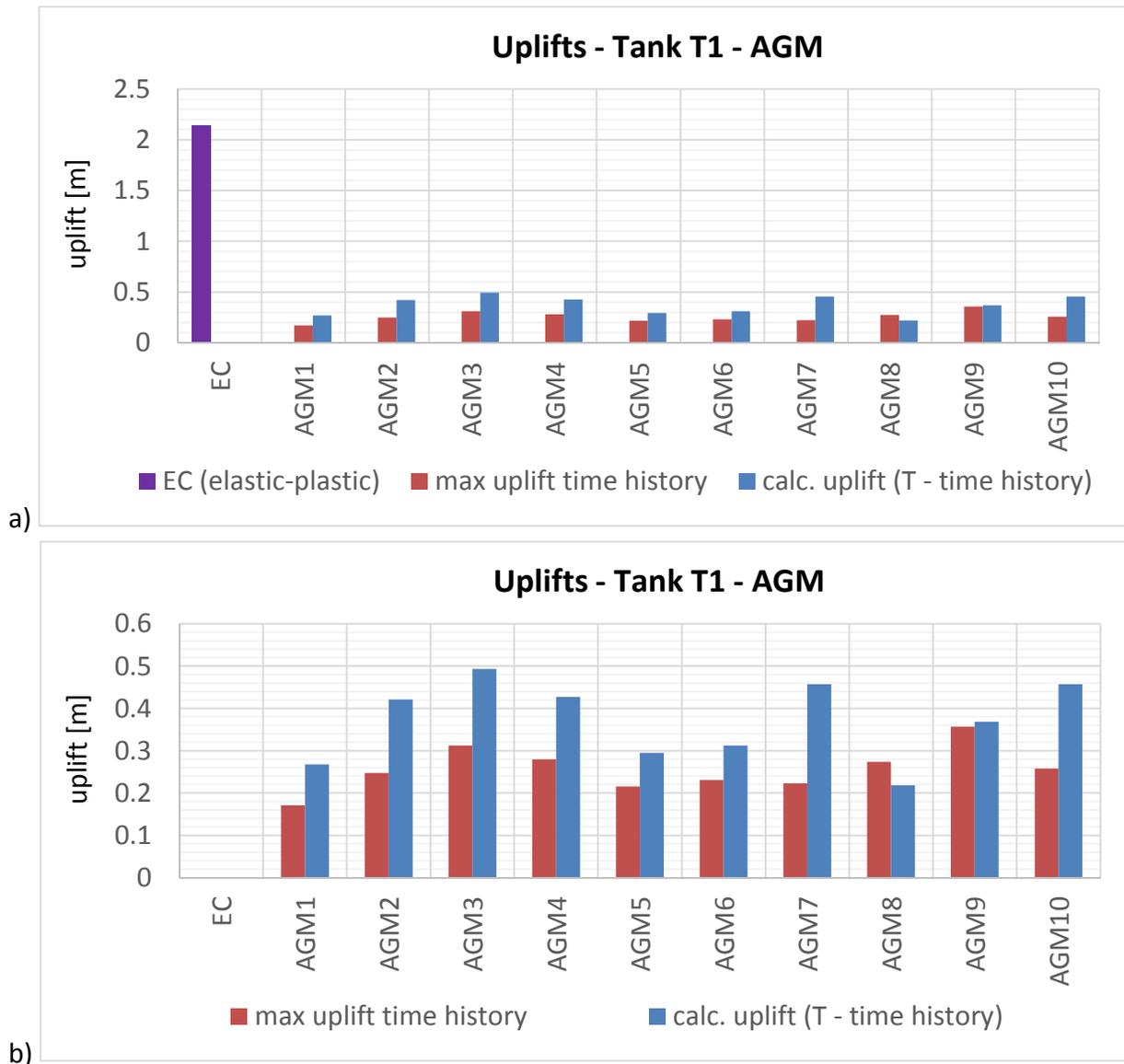


Abbildung 153: a) Vergleich der Abhebehöhen von Tankbauwerk T1 bei den künstlich generierten Erdbeben, die mit der detaillierten 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden mit den Abhebehöhen, die aus den Pushover-Kurven mit den Antwortbeschleunigungen für die Perioden der Abhebevorgänge abgelesen wurden ($a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$).

a) Detailausschnitt aus Teilbild a)

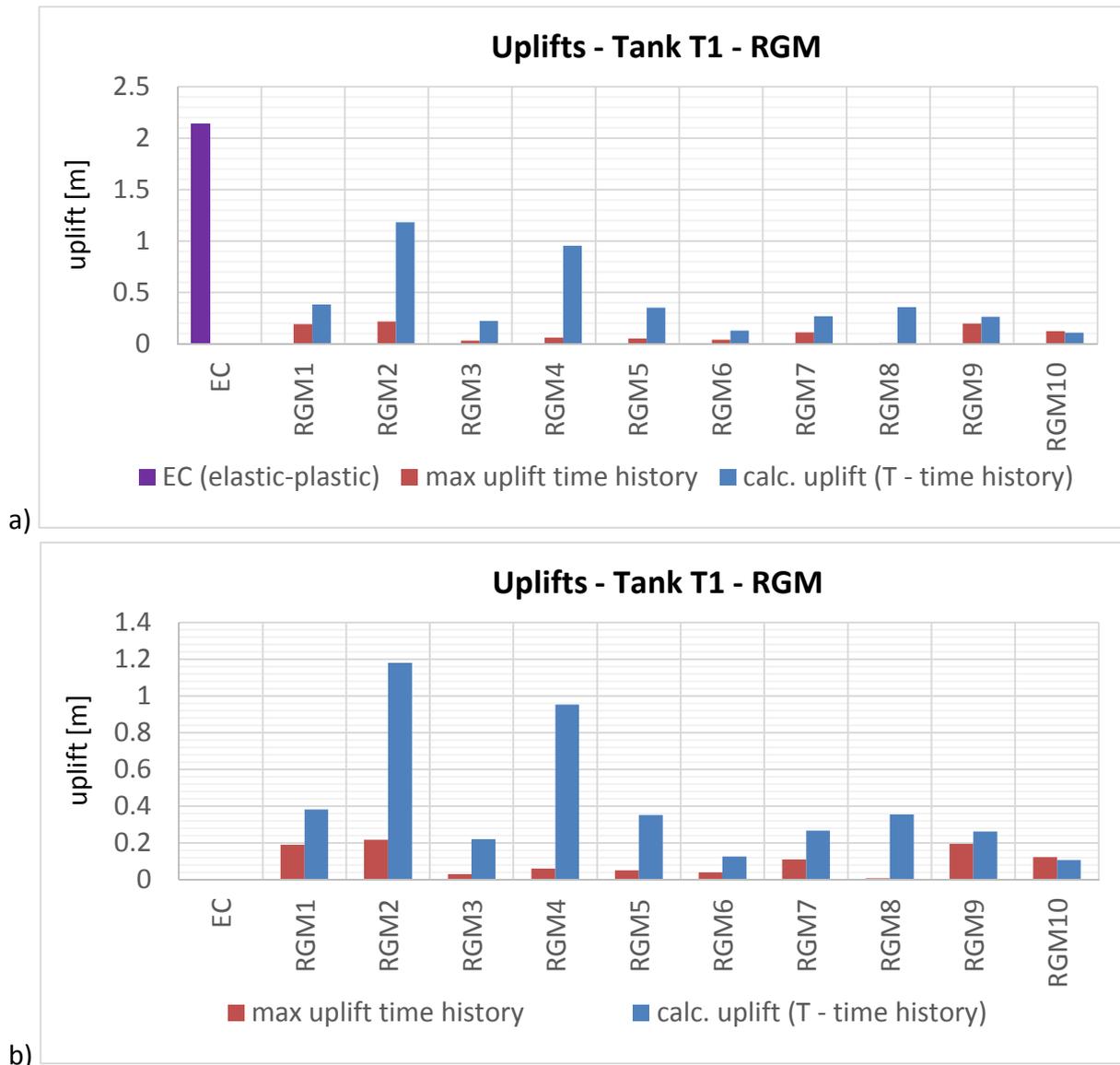


Abbildung 154: a) Vergleich der Abhebehöhen von Tankbauwerk T1 bei den aufgezeichneten Erdbeben, die mit der detaillierten 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden mit den Abhebehöhen, die aus den Pushover-Kurven mit den Antwortbeschleunigungen für die Perioden der Abhebevorgänge abgelesen wurden ($a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$).
 b) Detailausschnitt aus Teilbild a)

b) Die Antwortbeschleunigungen für die Perioden der Abhebevorgänge und die sich daraus ergebenden Abhebehöhen für Tankbauwerk T2

In den Abbildungen 155 bis 158 sind die Antwortspektren der Absolutbeschleunigung für jedes untersuchte Erdbeben als rote Linie dargestellt. Zusätzlich ist das Bemessungsspektrum der Absolutbeschleunigung, gemäß Eurocode 8 - EN 1998-1 [2], für eine Bodenkategorie D mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$ und elastischen Bauwerkseigenschaften ($q = 1$) als Referenz eingetragen. Beide Antwortspektren werden hier mit der vom EC 1998-4 [3] vorgeschlagenen Dämpfung von $\xi = 5 \%$ ermittelt. Wie in Kapitel 5.2.2 beschrieben, wird im Gegensatz dazu bei der FE-Berechnung für die Tankschale eine Dämpfung $\xi = 2 \%$ und für das gespeicherte Fluid eine Dämpfung von $\xi = 0,5 \%$ berücksichtigt. Die Eigenperiode des nicht abhebenden Tankbauwerkes T2 nach der vereinfachten Methode gemäß EC 1998-4 [3], Gleichung (3-39) (A.35) ist als vertikale schwarze Linie eingetragen (vergleiche Tabelle 24, letzte Spalte). Die, wie in Kapitel 7.2.1 beschrieben, ermittelte Periode des Abhebevorganges mit der maximalen Höhe ist für das Tankbauwerk T2 für jedes Erdbeben als vertikale blaue Linie eingetragen.

In Abbildung 159 sind die mit unterschiedlichen Berechnungsverfahren ermittelten Abhebehöhen für künstlich generierte Erdbeben eingetragen. Die mit der Periode des Abhebevorganges bestimmten Abhebehöhen sind als blaue Balken dargestellt. Zusätzlich sind für jedes künstlich generierte Erdbeben die maximal auftretenden Abhebehöhen, die mittels der 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden, als rote Balken eingetragen. Als Vergleich ist die nach EC 1998-4 [3] ermittelte Abhebehöhe (siehe Kapitel 7.1.3) ganz links violett dargestellt.

In Abbildung 160 sind die mit unterschiedlichen Berechnungsverfahren ermittelten Abhebehöhen für aufgezeichnete Erdbeben eingetragen. Die mit der Periode des Abhebevorganges bestimmten Abhebehöhen sind als blaue Balken dargestellt. Zusätzlich sind für jedes aufgezeichnete Erdbeben die maximal auftretenden Abhebehöhen, die mit der 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden, als rote Balken eingetragen.

Als Vergleich ist auch hier die nach EC 1998-4 [3] ermittelte Abhebehöhe (siehe Kapitel 7.1.3) ganz links violett dargestellt.

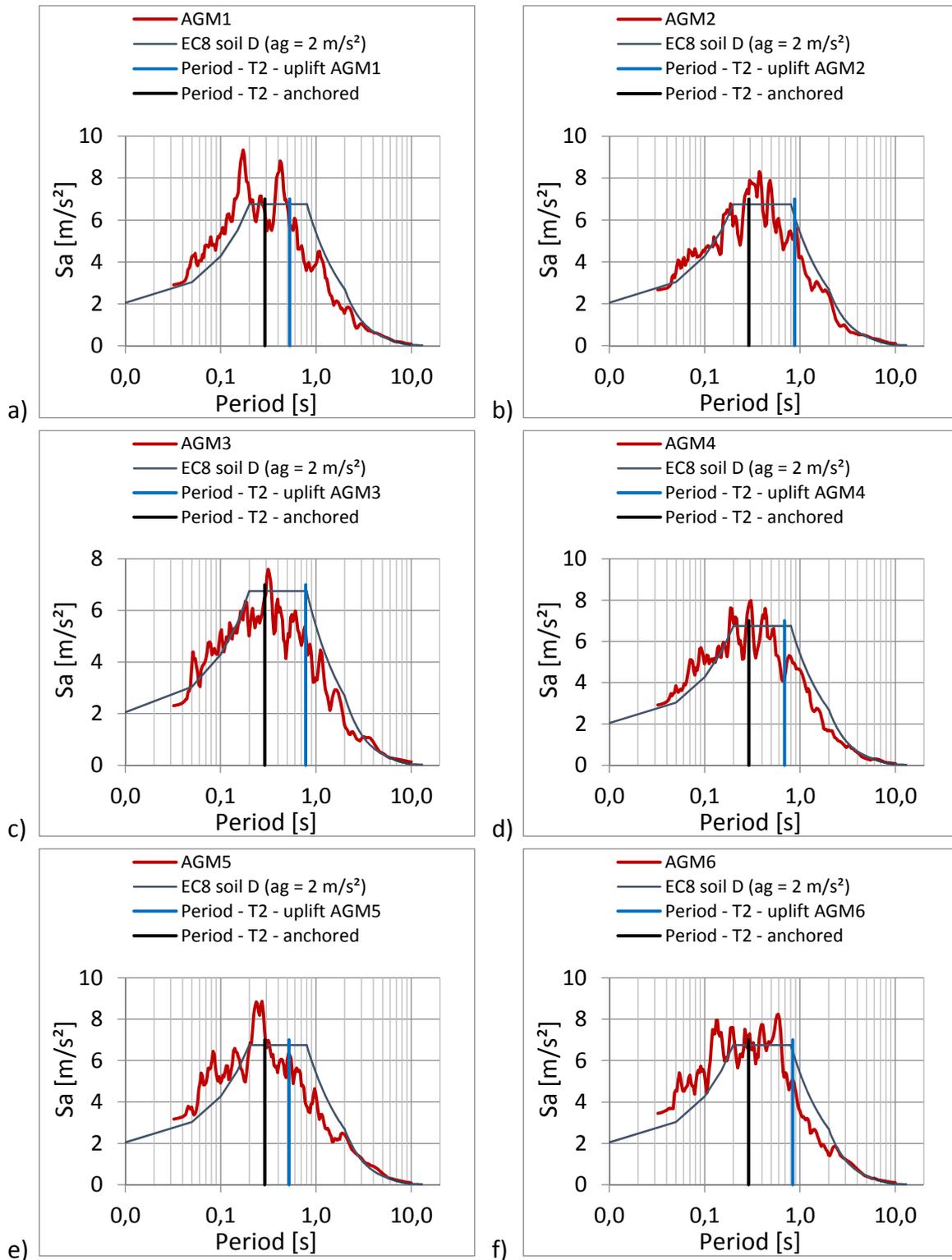


Abbildung 155 : Antwortspektren der untersuchten künstlichen Erdbeben mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T2, sowie der Periode des Abhebevorganges mit der maximalen Höhe des Tankbauwerkes T2 für das

a) künstliche Erdbeben AGM1,	b) künstliche Erdbeben AGM2,
c) künstliche Erdbeben AGM3,	d) künstliche Erdbeben AGM4,
e) künstliche Erdbeben AGM5,	f) künstliche Erdbeben AGM6.

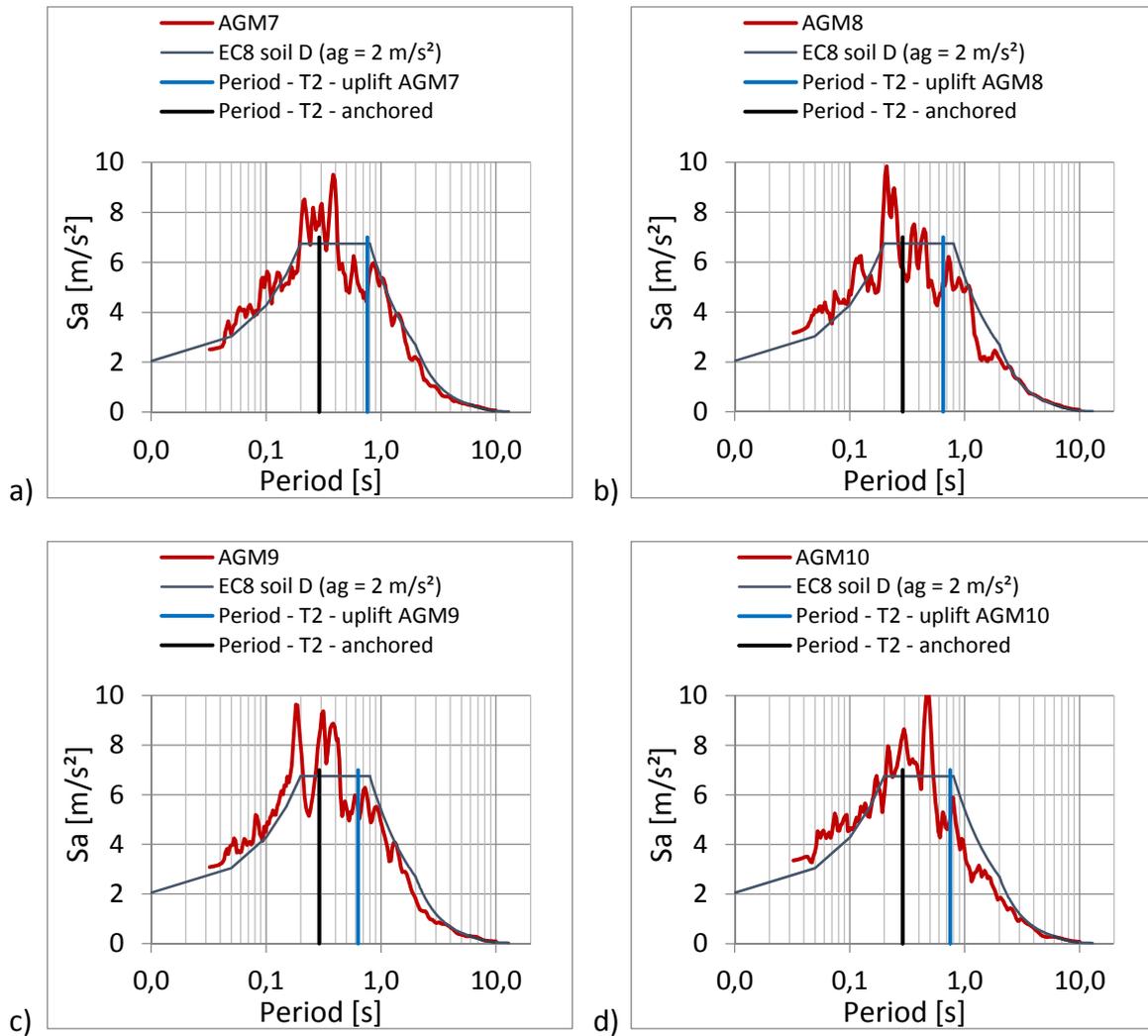


Abbildung 156 : Antwortspektren der untersuchten künstlichen Erdbeben mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T2, sowie der Periode des Abhebevorganges mit der maximalen Höhe des Tankbauwerkes T2 für das
 a) künstliche Erdbeben AGM7, b) künstliche Erdbeben AGM8,
 c) künstliche Erdbeben AGM9 d) künstliche Erdbeben AGM10

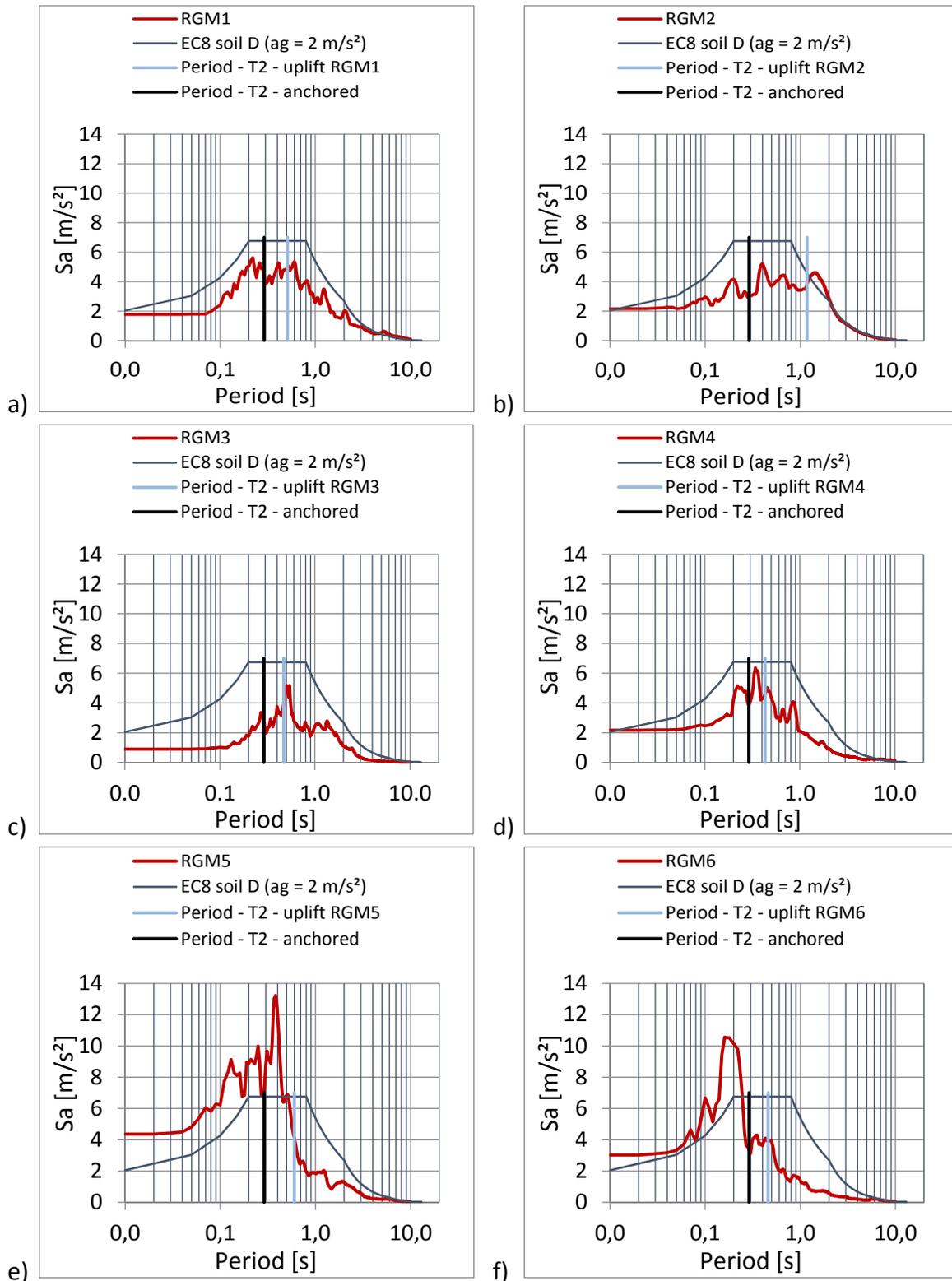


Abbildung 157 : Antwortspektren der untersuchten aufgezeichneten Erdbeben mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T2, so wie der Periode des Abhebevorganges mit der maximalen Höhe des Tankbauwerkes T2 für das
 a) aufgezeichnete Erdbeben RGM1 b) aufgezeichnete Erdbeben RGM2
 c) aufgezeichnete Erdbeben RGM3 d) aufgezeichnete Erdbeben RGM4
 e) aufgezeichnete Erdbeben RGM5 f) aufgezeichnete Erdbeben RGM6

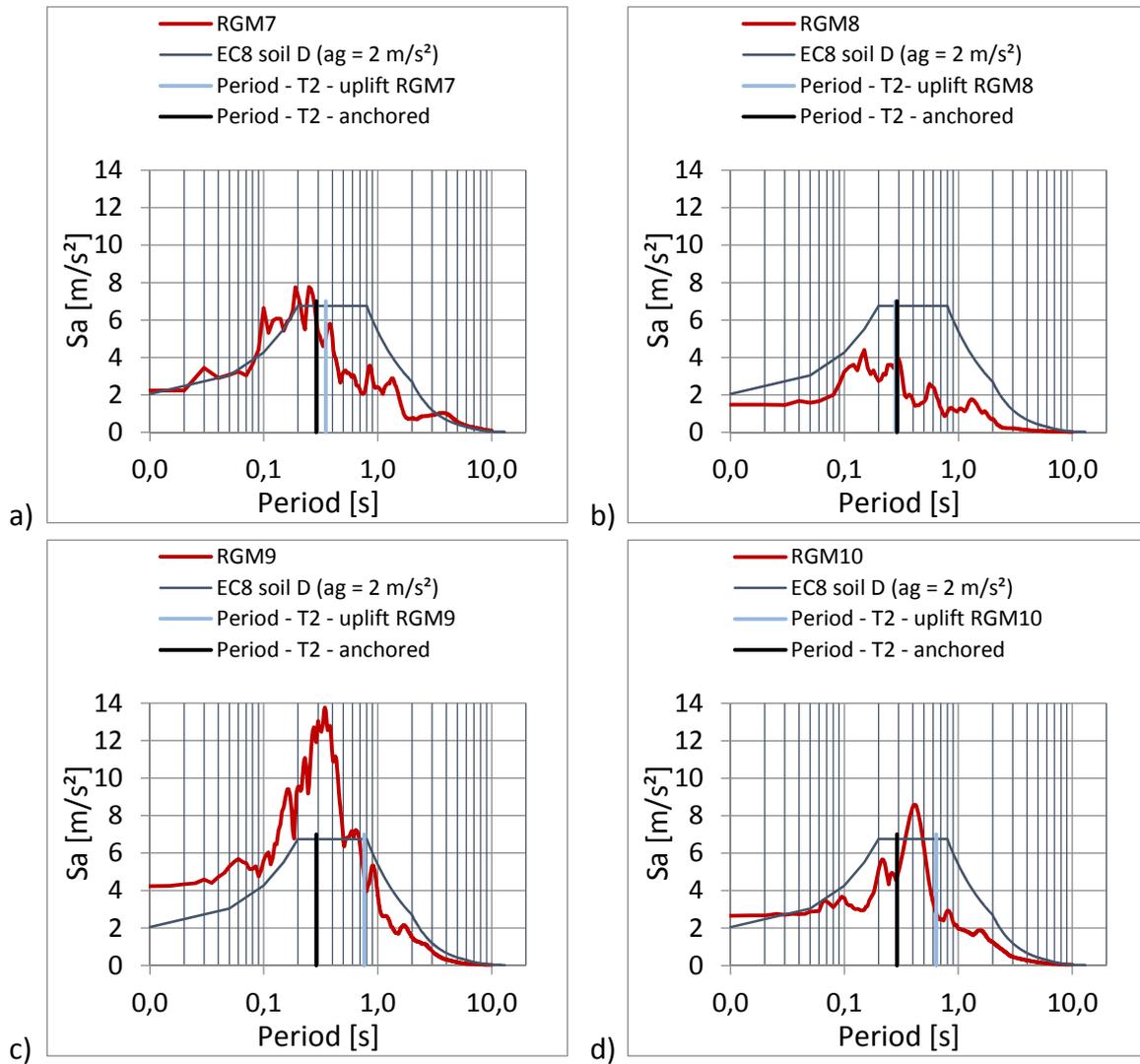


Abbildung 158 : Antwortspektren der untersuchten aufgezeichneten Erdbeben mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T2, sowie der Periode des Abhebevorganges mit der maximalen Höhe des Tankbauwerkes T2 für das

a) aufgezeichnete Erdbeben RGM7	b) aufgezeichnete Erdbeben RGM8
c) aufgezeichnete Erdbeben RGM9	d) aufgezeichnete Erdbeben RGM10

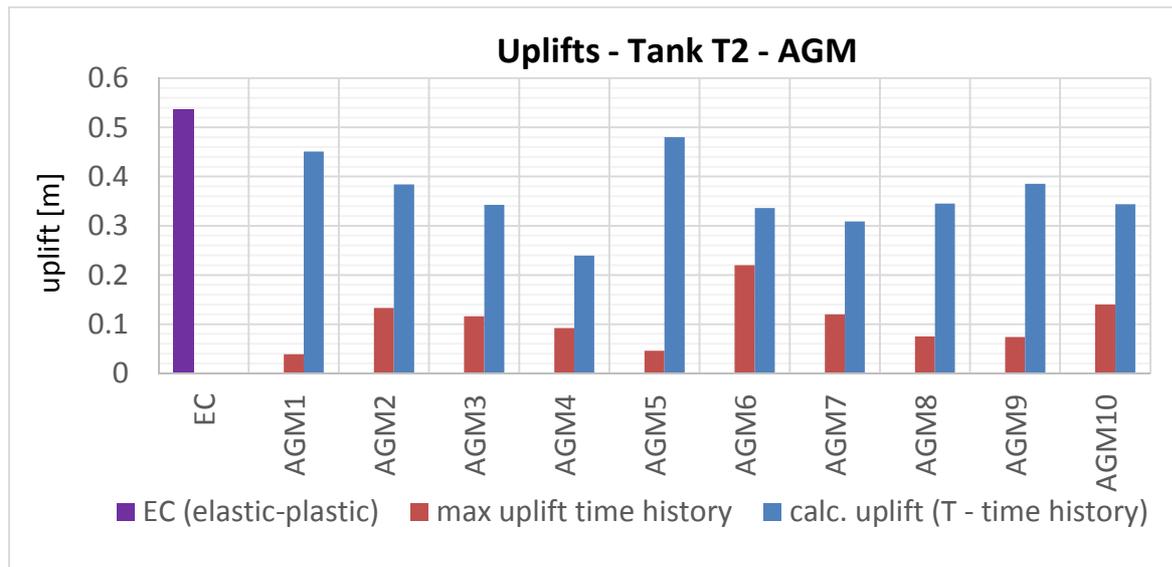


Abbildung 159 Vergleich der Abhebehöhen von Tankbauwerk T2 bei den künstlich generierten Erdbeben, die mit der detaillierten 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden mit den Abhebehöhen, die aus den Pushover-Kurven mit den Antwortbeschleunigungen für die Perioden der Abhebevorgänge abgelesen wurden ($a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$).

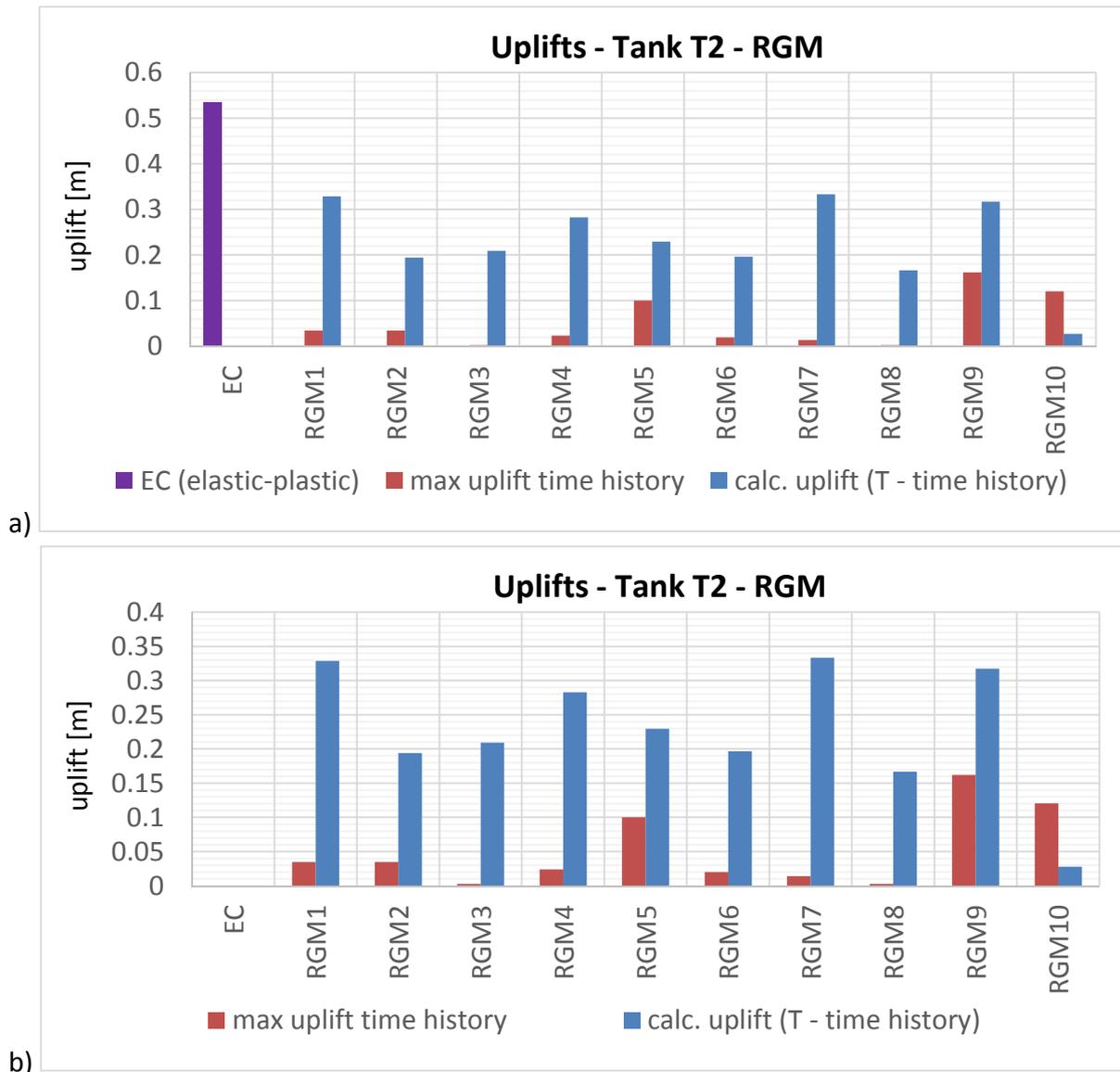


Abbildung 160: a) Vergleich der Abhebehöhen von Tankbauwerk T2 bei den aufgezeichneten Erdbeben, die mit der detaillierten 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden mit den Abhebehöhen, die aus den Pushoverkurven mit den Antwortbeschleunigung für die Perioden der Abhebevorgänge abgelesen wurden ($a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$).
 b) Detailausschnitt aus Teilbild a)

c) Die Antwortbeschleunigungen für die Perioden der Abhebevorgänge und die sich daraus ergebenden Abhebehöhen für Tankbauwerk T3 bei einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g=4$ [m/s²]

In den Abbildungen 161 bis 164 sind die Antwortspektren der Absolutbeschleunigung für jedes untersuchte Erdbeben als rote Linie dargestellt. Zusätzlich ist das Bemessungsspektrum der Absolutbeschleunigung, gemäß Eurocode 8 - EN 1998-1 [2], für eine Bodenkategorie D, mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 4$ [m/s²] und elastischen Bauwerkseigenschaften ($q = 1$) als Referenz eingetragen. Beide Antwortspektren werden hier mit der vom EC 1998-4 [3] vorgeschlagenen Dämpfung von $\xi = 5$ % ermittelt. Wie in Kapitel 5.2.2 beschrieben, wird im Gegensatz dazu bei der FE-Berechnung für die Tankschale eine Dämpfung $\xi = 2$ % und für das gespeicherte Fluid eine Dämpfung von $\xi = 0,5$ % berücksichtigt. Die Eigenperiode des nicht abhebenden Tankbauwerkes T4 nach der vereinfachten Methode gemäß EC 1998-4 [3], Gleichung (3-39) (A.35) ist als vertikale schwarze Linie eingetragen (vergleiche Tabelle 24, letzte Spalte). Die, wie in Kapitel 7.2.1 beschrieben, ermittelte Periode des Abhebevorganges mit der maximalen Höhe ist für das Tankbauwerk T3 für jedes Erdbeben als vertikale blaue Linie eingetragen.

In Abbildung 165 sind die mit unterschiedlichen Berechnungsverfahren ermittelten Abhebehöhen für künstlich generierte Erdbeben eingetragen. Die mit der Periode des Abhebevorganges bestimmten Abhebehöhen sind als blaue Balken dargestellt. Zusätzlich sind für jedes künstlich generierte Erdbeben die maximal auftretenden Abhebehöhen, die mit der 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden, als rote Balken eingetragen. Als Vergleich ist die nach EC 1998-4 [3] ermittelte Abhebehöhe (siehe Kapitel 7.1.3) ganz links violett dargestellt. In Abbildung 166 sind die mit unterschiedlichen Berechnungsverfahren ermittelten Abhebehöhen für aufgezeichnete Erdbeben eingetragen. Die mit der Periode des Abhebevorganges bestimmten Abhebehöhen sind als blaue Balken dargestellt. Zusätzlich sind für jedes aufgezeichnete Erdbeben die maximal auftretenden Abhebehöhen, die mit der 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden, als rote Balken eingetragen. Als Vergleich ist auch hier die nach EC 1998-4 [3] ermittelte Abhebehöhe (siehe Kapitel 7.1.3) ganz links violett dargestellt.

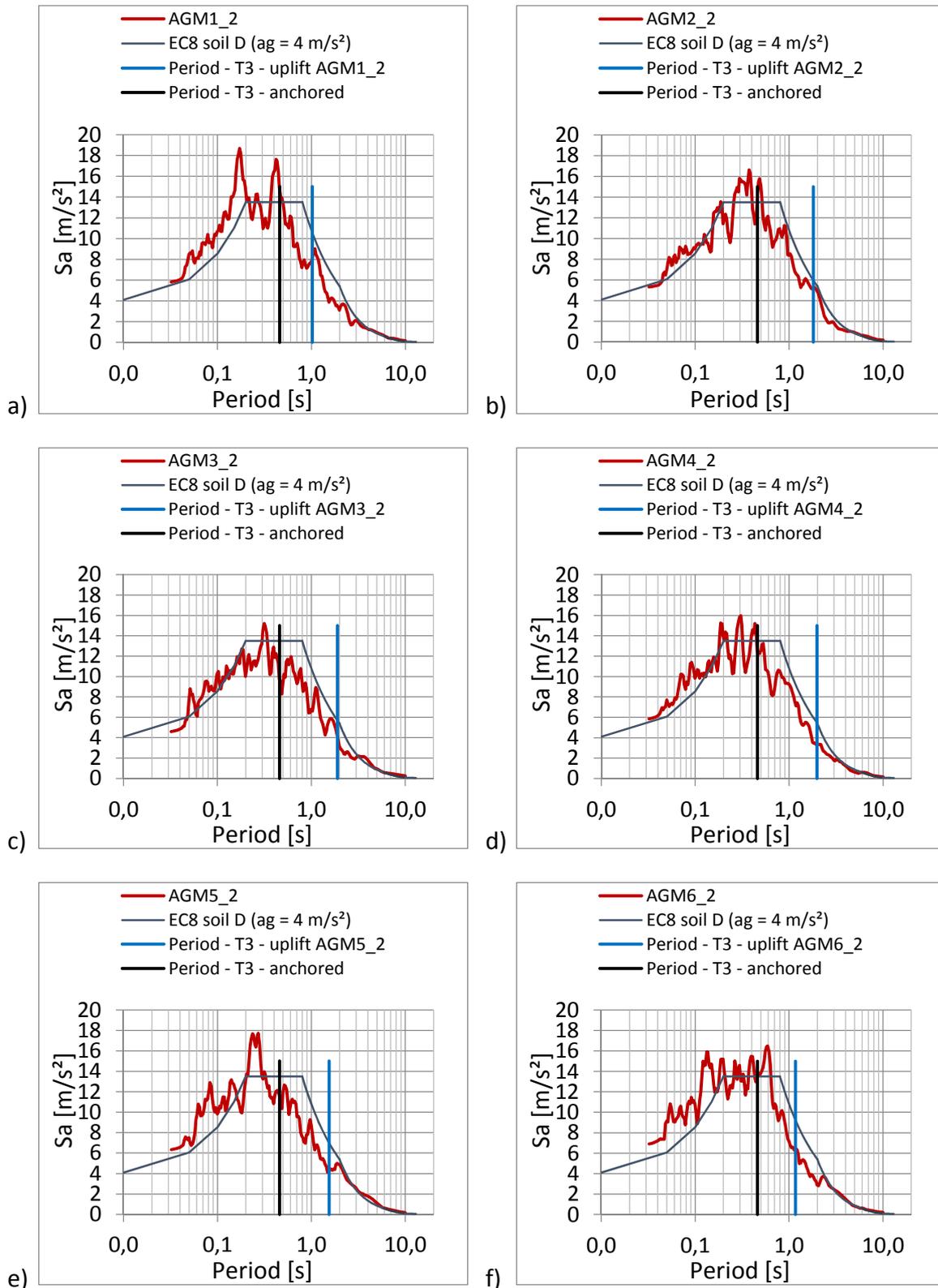


Abbildung 161 : Antwortspektren der künstlichen Erdbeben mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T3, sowie der Periode des Abhebevorganges mit der maximalen Höhe des Tankbauwerkes T3 für das
 a) künstliche Erdbeben AGM1_2, b) künstliche Erdbeben AGM2_2,
 c) künstliche Erdbeben AGM3_2, d) künstliche Erdbeben AGM4_2,
 e) künstliche Erdbeben AGM5_2, f) künstliche Erdbeben AGM6_2.

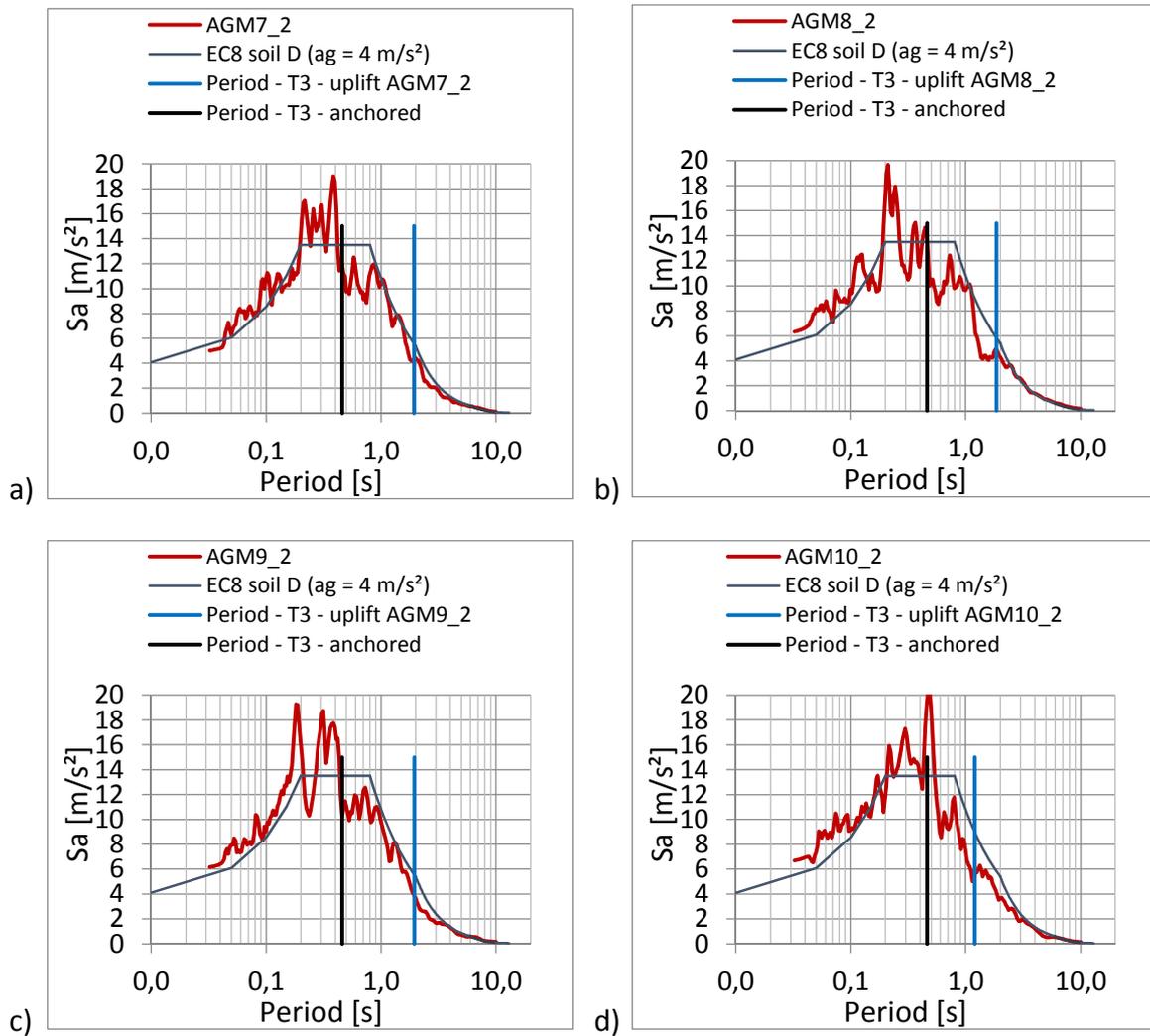


Abbildung 162 : Antwortspektren der künstlichen Erdbeben mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T3, sowie der Periode des Abhebevorganges mit der maximalen Höhe des Tankbauwerkes T3 für das
 a) künstliche Erdbeben AGM7_2, b) künstliche Erdbeben AGM8_2,
 c) künstliche Erdbeben AGM9_2 d) künstliche Erdbeben AGM10_2.

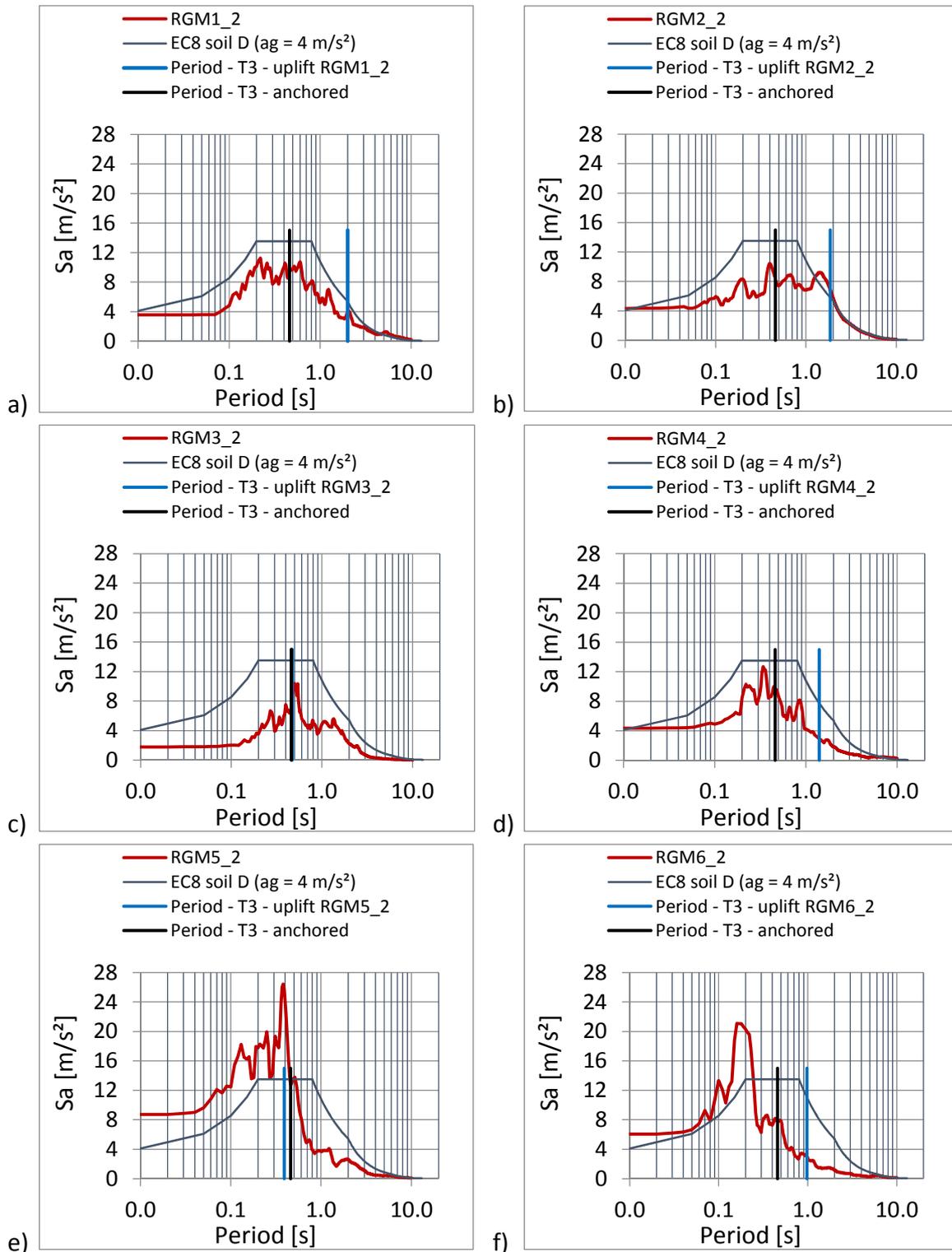


Abbildung 163: Antwortspektren der aufgezeichneten, faktorisierten Erdbeben mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T3, sowie der Periode des Abhebevorganges mit der maximalen Höhe des Tankbauwerkes T3 für das

a) Erdbeben RGM1_2	b) Erdbeben RGM2_2
c) Erdbeben RGM3_2	d) Erdbeben RGM4_2
e) Erdbeben RGM5_2	f) Erdbeben RGM6_2

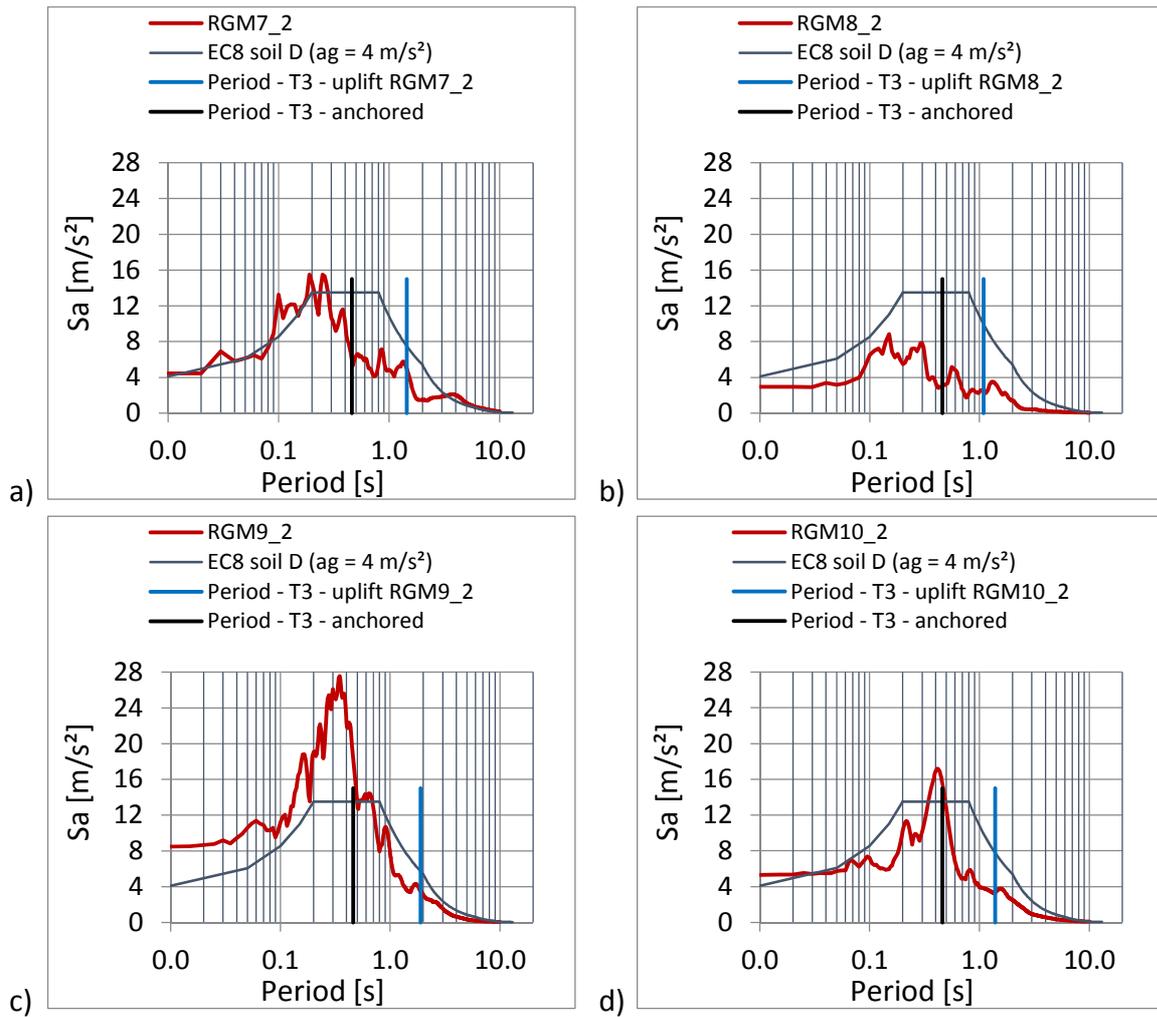


Abbildung 164: Antwortspektren der aufgezeichneten, faktorisierten Erdbeben mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T3, sowie der Periode des Abhebevorganges mit der maximalen Höhe des Tankbauwerkes T3 für das

a) Erdbeben RGM7_2	b) Erdbeben RGM8_2
c) Erdbeben RGM9_2	d) Erdbeben RGM10_2

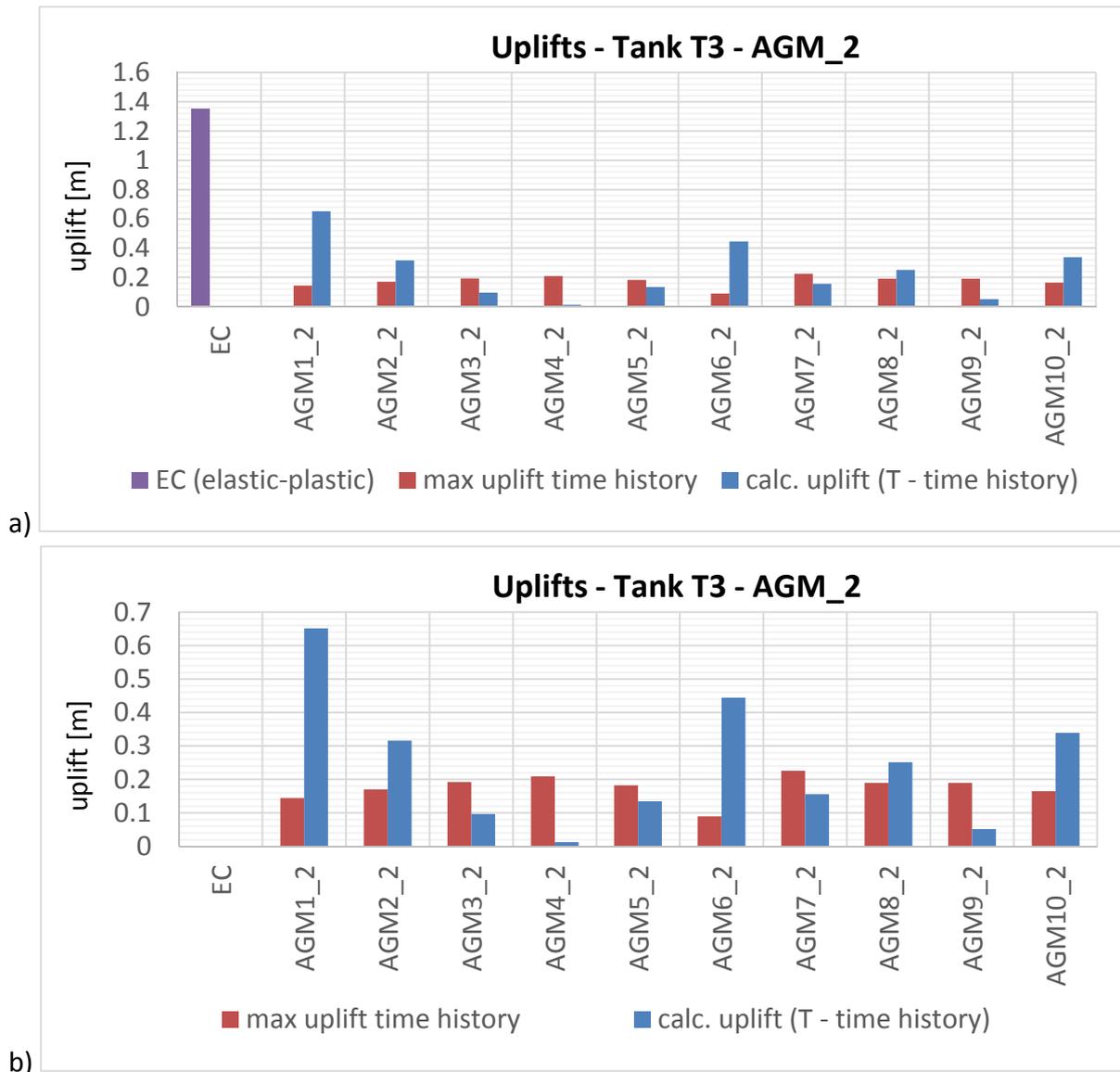


Abbildung 165: a) Vergleich der Abhebehöhen von Tankbauwerk T3 bei den künstlichen Erdbeben mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 4 \text{ [m/s}^2\text{]}$, die mit der detaillierten 3D-Zeitverlaufsrechnung ermittelt wurden, mit den Abhebehöhen, die aus den Pushover-Kurven mit den Antwortbeschleunigungen für die Perioden der Abhebevorgänge abgelesen wurden.

b) Detailausschnitt aus Teilbild a)

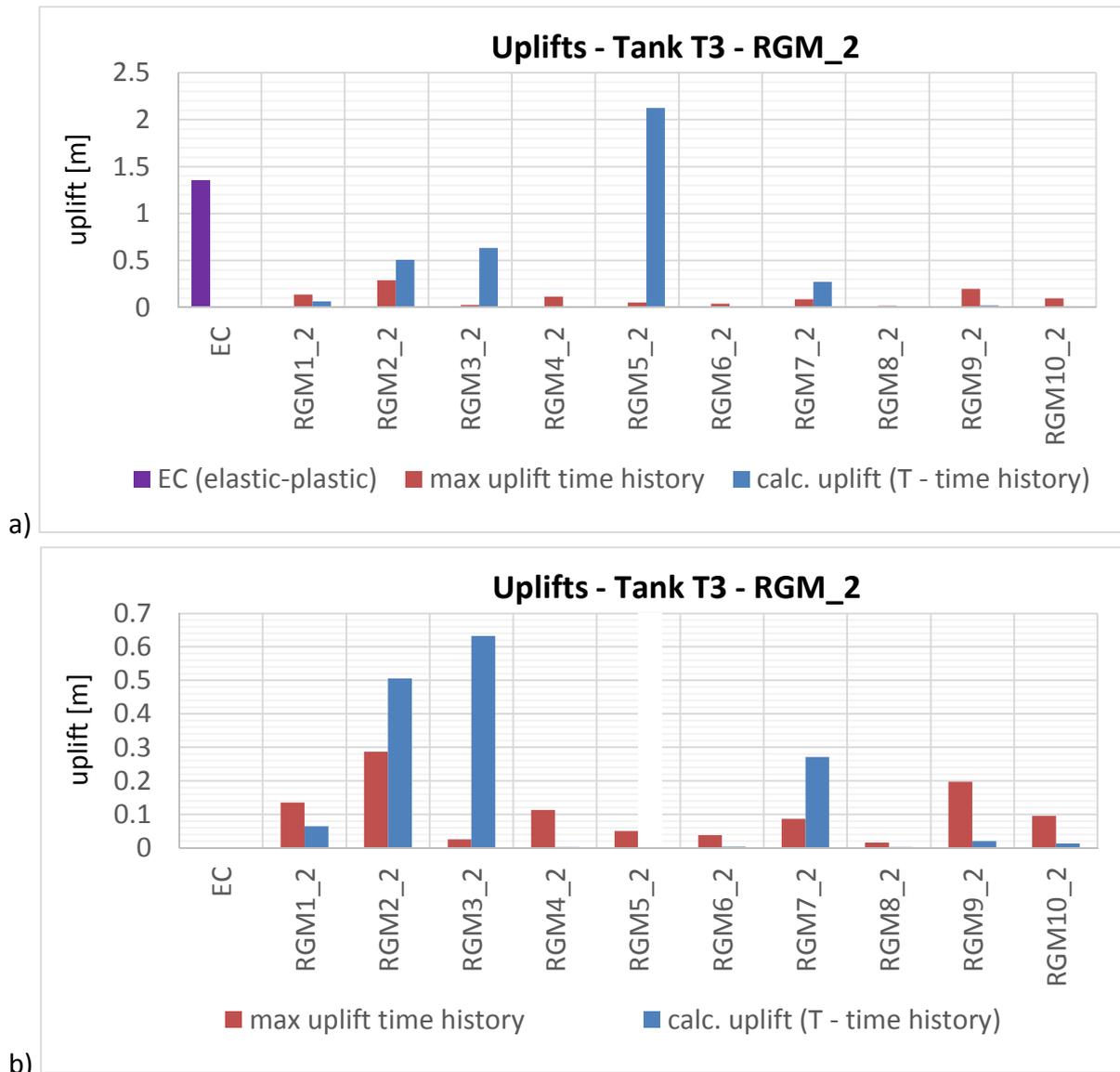


Abbildung 166: a) Vergleich der Abhebehöhen von Tankbauwerk T3 bei den aufgezeichneten faktorisierten Erdbeben mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g=4$ [m/s²], die mit der detaillierten 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden mit den Abhebehöhen, die aus den Pushover-Kurven mit den Antwortbeschleunigungen für die Perioden der Abhebevorgänge abgelesen wurden.

b) Detailausschnitt aus Teilbild a)

d) Die Antwortbeschleunigungen der Perioden der Abhebevorgänge und die sich daraus ergebenden Abhebehöhen für Tankbauwerk T4

In den Abbildungen 167 bis 170 sind die Antwortspektren der Absolutbeschleunigung für jedes untersuchte Erdbeben als rote Linie dargestellt. Zusätzlich ist das Bemessungsspektrum der Absolutbeschleunigung, gemäß Eurocode 8 - EN 1998-1 [2], für eine Bodenkategorie D mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$ und elastischen Bauwerkseigenschaften ($q = 1$) als Referenz eingetragen. Beide Antwortspektren werden hier mit der vom EC 1998-4 [3] vorgeschlagenen Dämpfung von $\xi = 5 \%$ ermittelt. Wie in Kapitel 5.2.2 beschrieben, wird im Gegensatz dazu bei der FE-Berechnung für die Tankschale eine Dämpfung $\xi = 2 \%$ und für das gespeicherte Fluid eine Dämpfung von $\xi = 0,5 \%$ berücksichtigt. Die Eigenperiode des nicht abhebenden Tankbauwerkes T4 nach der vereinfachten Methode gemäß EC 1998-4 [3], Gleichung (3-39) (A.35) ist als vertikale schwarze Linie eingetragen (vergleiche Tabelle 24, letzte Spalte). Die, wie in Kapitel 7.2.1 beschrieben, ermittelte Periode des Abhebevorganges mit der maximalen Höhe ist für das Tankbauwerk T4 für jedes Erdbeben als vertikale blaue Linie eingetragen.

In Abbildung 171 sind die mit unterschiedlichen Berechnungsverfahren ermittelten Abhebehöhen für künstlich generierte Erdbeben eingetragen. Die mit der Periode des Abhebevorganges bestimmten Abhebehöhen sind als blaue Balken dargestellt. Zusätzlich sind für jedes künstlich generierte Erdbeben die maximal auftretenden Abhebehöhen, die mit der 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden, als rote Balken eingetragen. Als Vergleich ist die nach EC 1998-4 [3] ermittelte Abhebehöhe (siehe Kapitel 7.1.3) ganz links violett dargestellt.

In Abbildung 172 sind die mit unterschiedlichen Berechnungsverfahren ermittelten Abhebehöhen für aufgezeichnete Erdbeben eingetragen. Die mit der Periode des Abhebevorganges bestimmten Abhebehöhen sind als blaue Balken dargestellt. Zusätzlich sind für jedes aufgezeichnete Erdbeben die maximal auftretenden Abhebehöhen, die mit der 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden, als rote Balken eingetragen.

Als Vergleich ist auch hier die nach EC 1998-4 [3] ermittelte Abhebehöhe (siehe Kapitel 7.1.3) ganz links violett dargestellt.

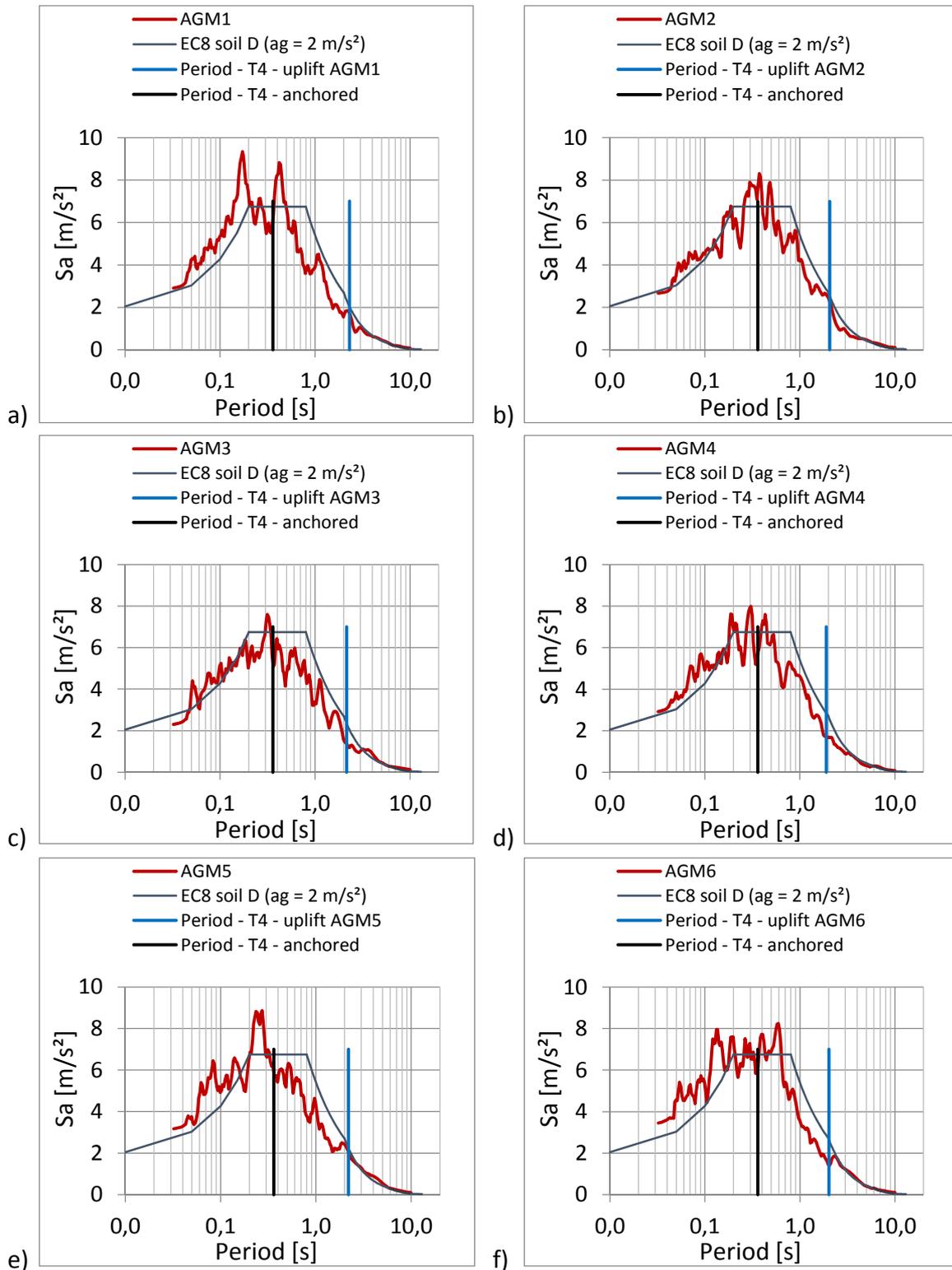


Abbildung 167: Antwortspektren der künstlichen Erdbeben mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T4, sowie der Periode des Abhebevorganges mit der maximalen Höhe des Tankbauwerkes T4 für das

- a) künstliche Erdbeben AGM1,
- b) künstliche Erdbeben AGM2,
- c) künstliche Erdbeben AGM3,
- d) künstliche Erdbeben AGM4,
- e) künstliche Erdbeben AGM5,
- f) künstliche Erdbeben AGM6.

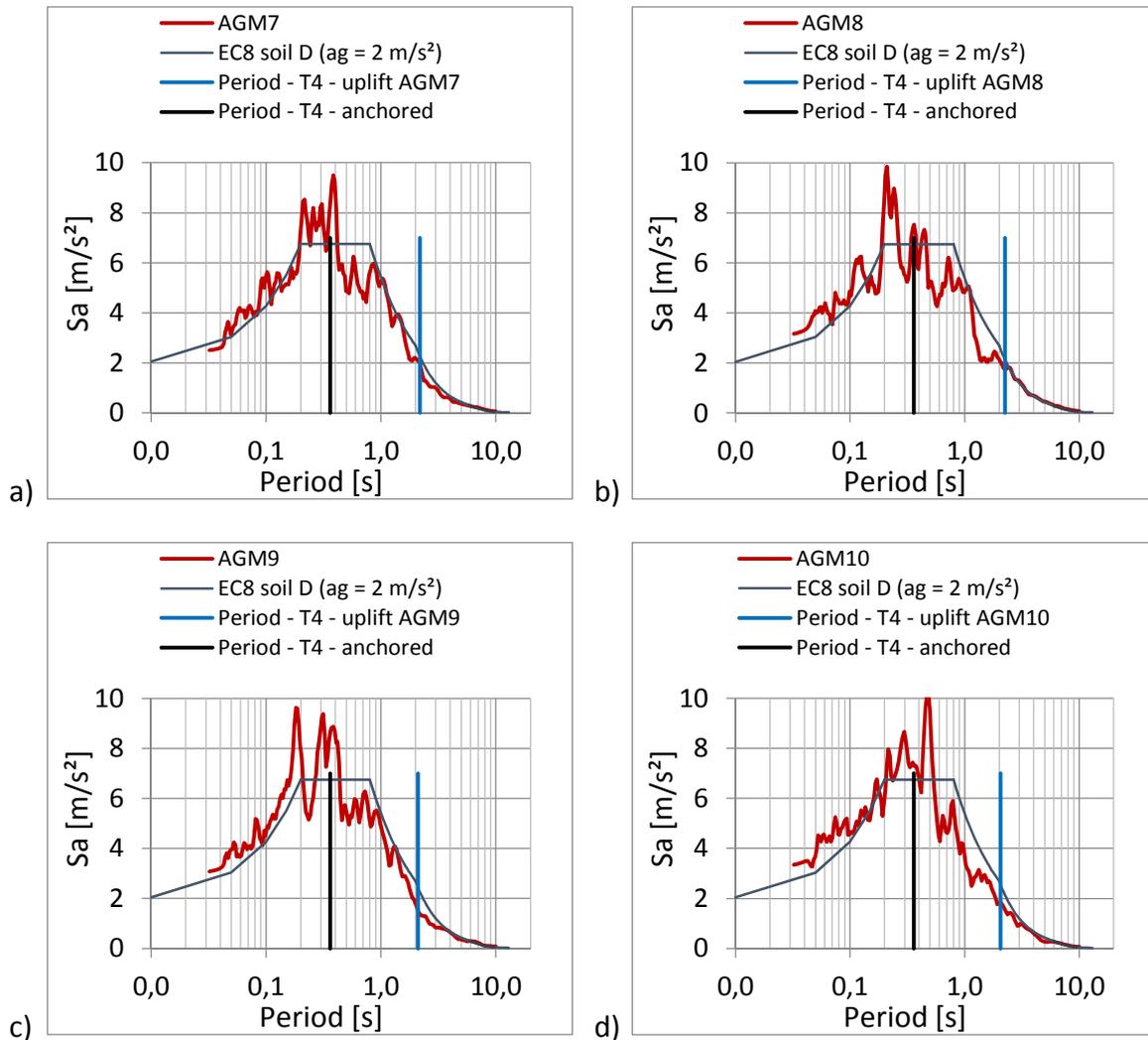


Abbildung 168: Antwortspektren der künstlichen Erdbeben mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T4, sowie der Periode des Abhebevorganges mit der maximalen Höhe des Tankbauwerkes T4 für das
 a) künstliche Erdbeben AGM7, b) künstliche Erdbeben AGM8,
 c) künstliche Erdbeben AGM9 d) künstliche Erdbeben AGM10

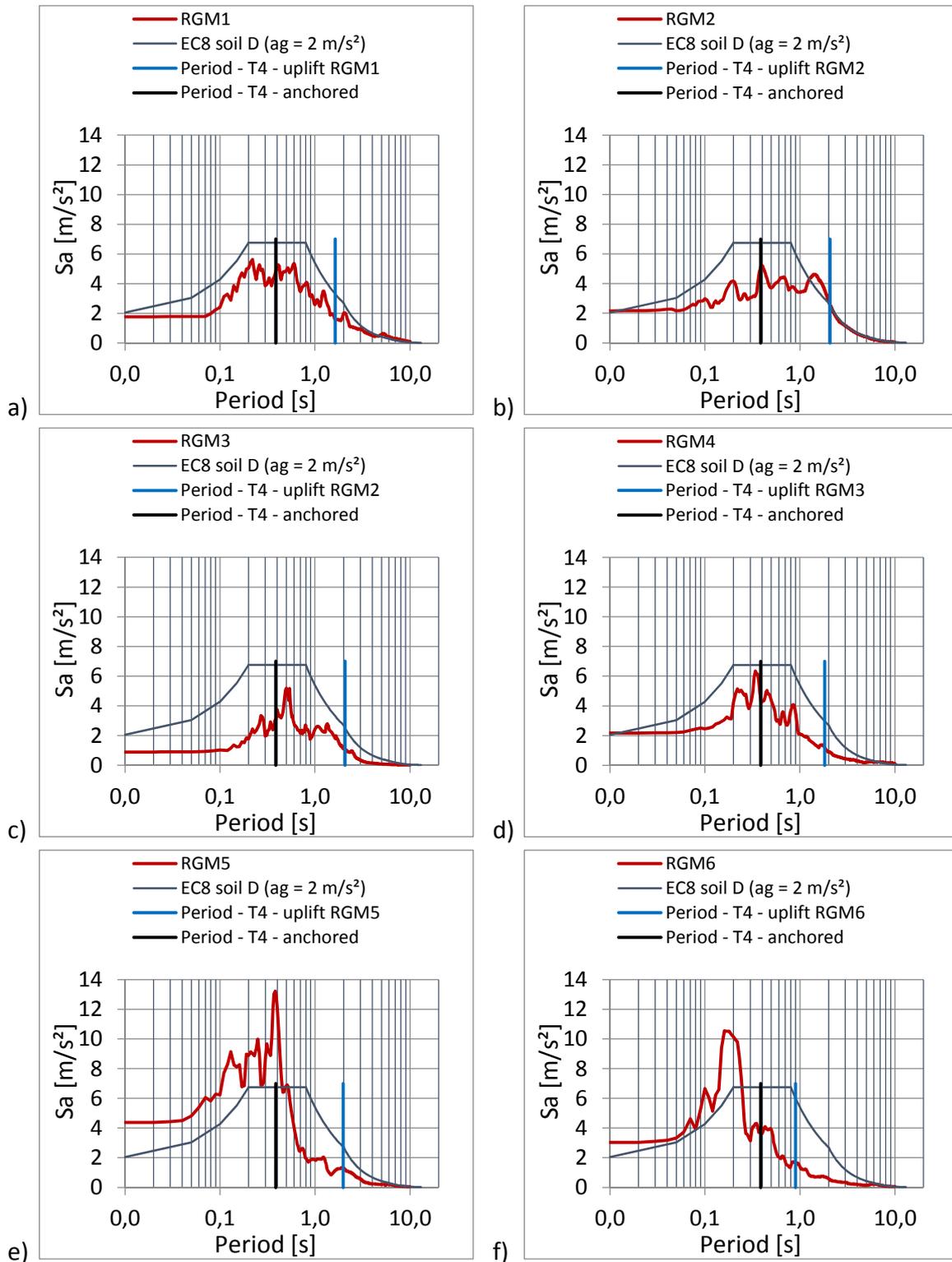


Abbildung 169 : Antwortspektren der aufgezeichneten Erdbeben mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T4, sowie der Periode des Abhebevorganges mit der maximalen Höhe des Tankbauwerkes T4 für das
 a) aufgezeichnete Erdbeben RGM1 b) aufgezeichnete Erdbeben RGM2
 c) aufgezeichnete Erdbeben RGM3 d) aufgezeichnete Erdbeben RGM4
 e) aufgezeichnete Erdbeben RGM5 f) aufgezeichnete Erdbeben RGM6

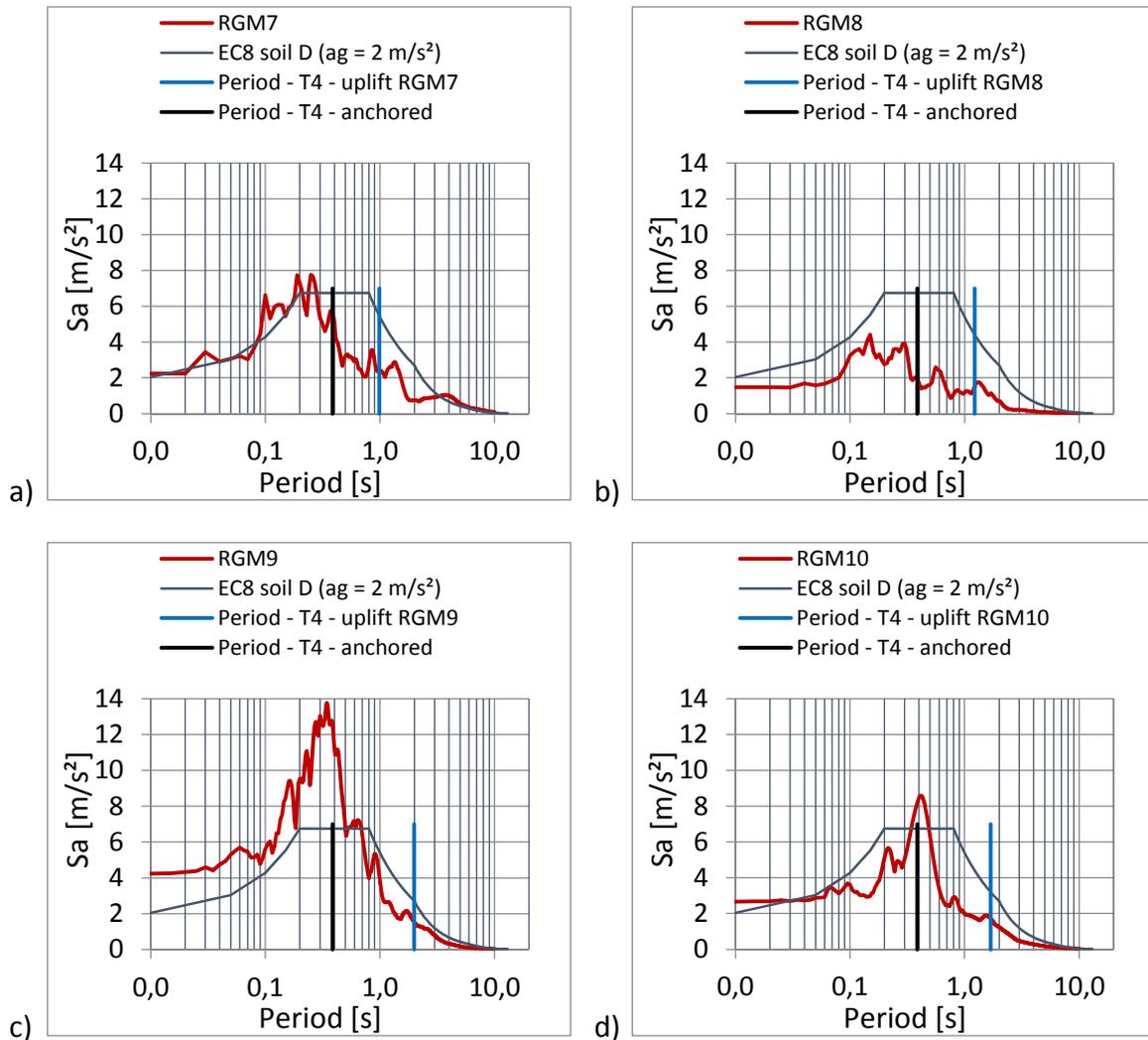
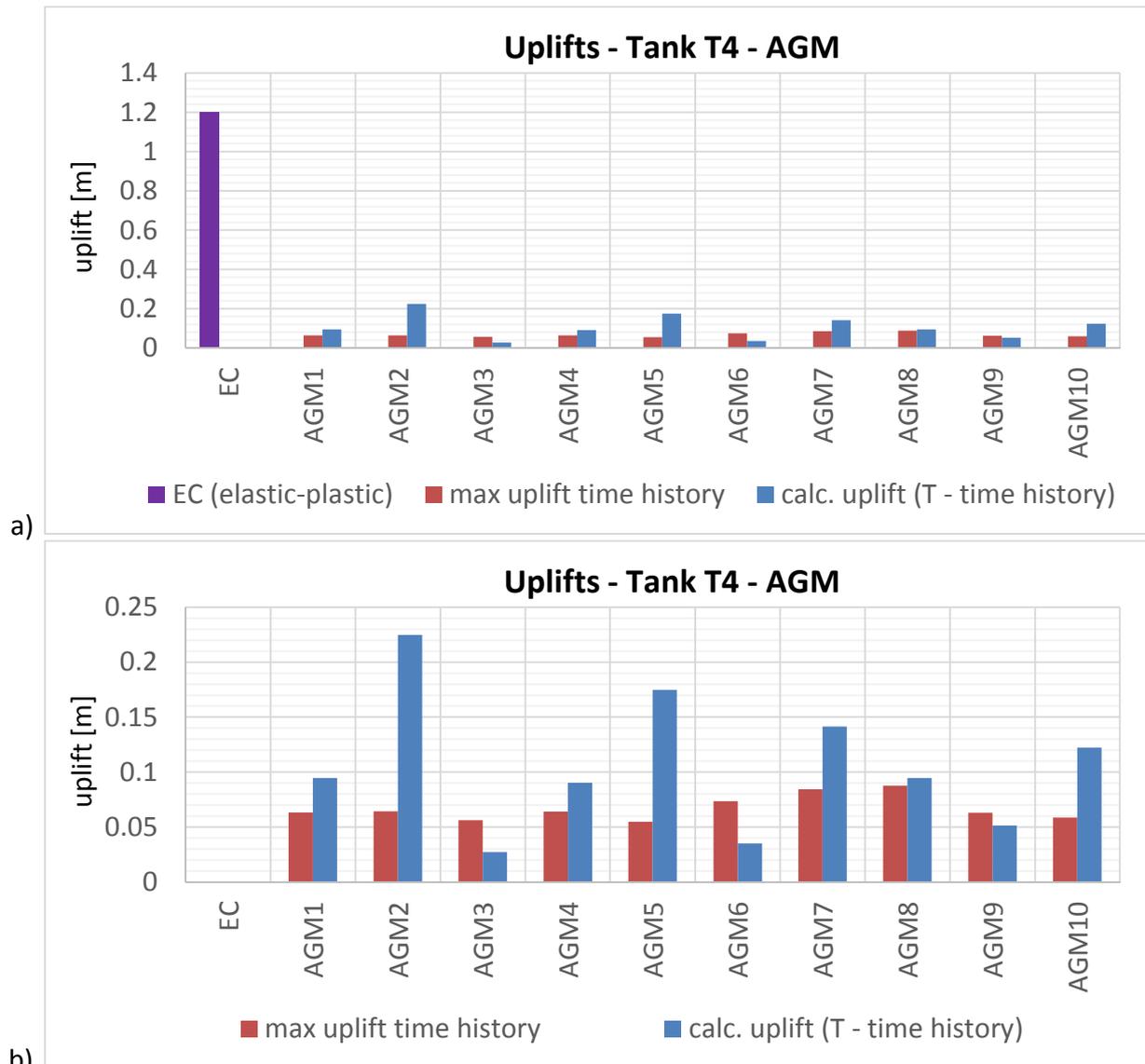


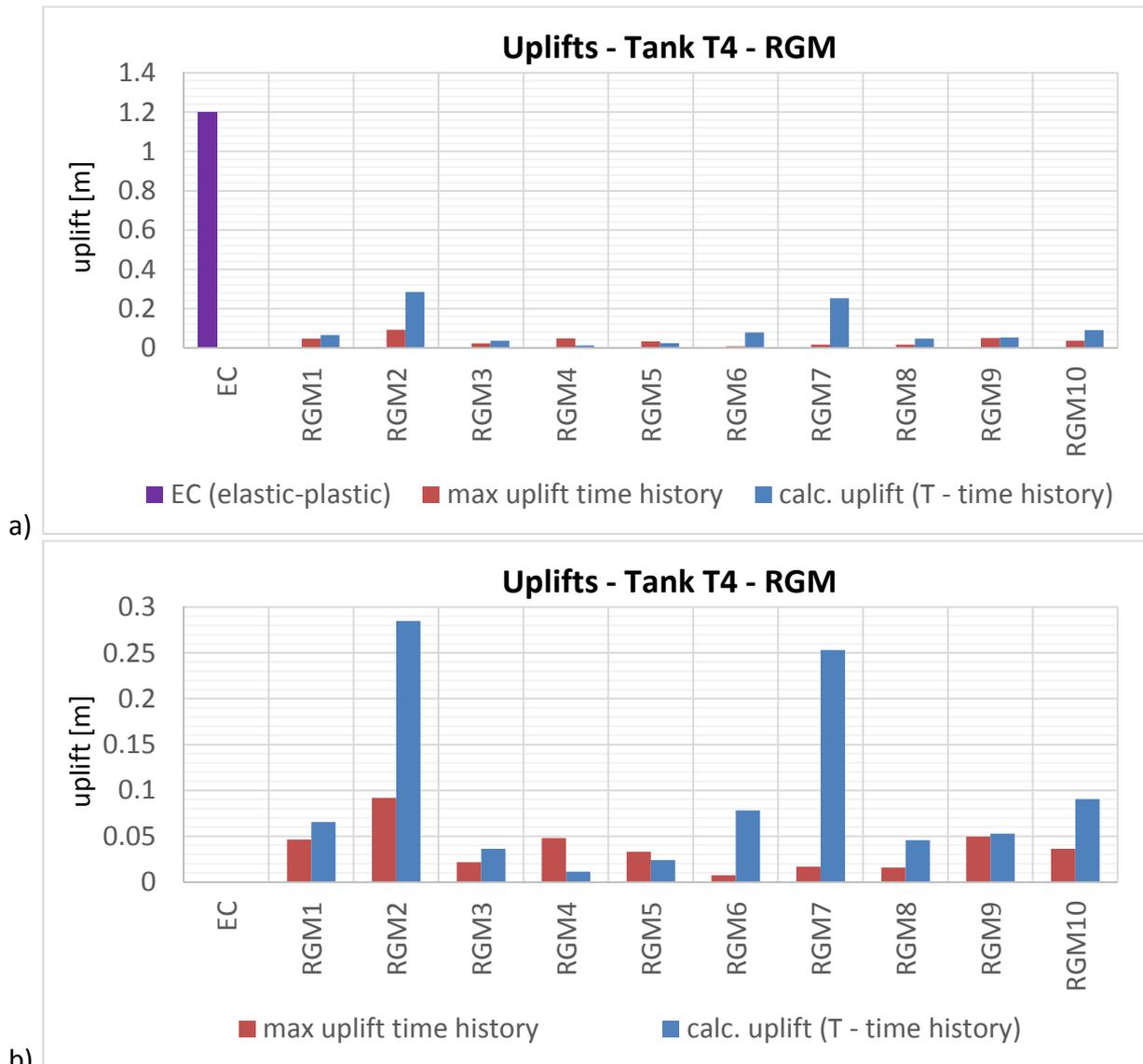
Abbildung 170 : Antwortspektren der aufgezeichneten Erdbeben mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T4, sowie der Periode des Abhebevorganges mit der maximalen Höhe des Tankbauwerkes T4 für das

a) aufgezeichnete Erdbeben RGM7	b) aufgezeichnete Erdbeben RGM8
c) aufgezeichnete Erdbeben RGM9	d) aufgezeichnete Erdbeben RGM10



a) Vergleich der Abhebehöhen von Tankbauwerk T4 bei den aufgezeichneten Erdbeben, die mit der detaillierten 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden mit den Abhebehöhen, die aus den Pushover-Kurven mit den Antwortbeschleunigungen für die Perioden der Abhebevorgänge, abgelesen wurden ($a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$).

b) Detailausschnitt aus Teilbild a)



a) Vergleich der Abhebehöhen von Tankbauwerk T4 bei den aufgezeichneten Erdbeben, die mit der detaillierten 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden mit den Abhebehöhen, die aus den Pushover-Kurven mit den Antwortbeschleunigungen für die Perioden der Abhebevorgänge, abgelesen wurden ($a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$).

b) Detailausschnitt aus Teilbild a)

7.3 Ermittlung der Abhebehöhen mit Hilfe des Verfahrens nach Scharf

7.3.1 Grundsätzliche Vorgehensweise beim Verfahren nach Scharf

Grundsätzlich ist die Berechnung mit Hilfe der Antwortspektren für lineare Systeme zulässig. Bei Systemen mit nichtlinearen Steifigkeiten stellt sich das Problem, für welche Eigenfrequenz man die Antwortbeschleunigung ermitteln soll, da während des Erdbebens die momentane Eigenfrequenz variiert und von der momentan auftretenden Verformung abhängig ist, die wiederum von der Antwortbeschleunigung abhängt.

Je nach Steifigkeitsverlauf der Struktur und den daraus resultierenden Frequenzen, sowie je nach Frequenzinhalt des einwirkenden Zeitverlaufes der Erdbebeneinwirkung, ist die Vernachlässigung der Nichtlinearität konservativ oder auf der unsicheren Seite. Bei Tanks kommt es beim teilweisen Abheben zu einer starken Reduktion der Steifigkeit und somit zu einer Verringerung der Eigenfrequenz. Bei den üblichen Erdbeben führt dies zu einer Reduktion der Antwortbeschleunigung und die Vernachlässigung der Nichtlinearität liefert somit konservative Ergebnisse.

Um diesen Einfluss der Nichtlinearität zu berücksichtigen, wird von Scharf in [49], [15] eine iterative Methode zur Bestimmung der Eigenfrequenz eines äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers beschrieben. Dabei wird in Gleichung (2-4) die konstante Eigenkreisfrequenz ω durch eine Funktion der Eigenfrequenz, in Abhängigkeit der Verformung $\omega(u_x)$ ersetzt, und die daraus entstehende Gleichung (7-1) iterativ gelöst.

$$\ddot{u}_x + 2 * \xi * \omega(u_x) * \dot{u}_x + \omega(u_x)^2 * u_x = - \ddot{u}_g \quad (7-1)$$

mit

$$\omega(u_x) = \sqrt{\frac{k_x(u_x)}{m}} \quad (7-2)$$

$k_x(u_x)$ verformungsabhängige horizontale Steifigkeit
 ξ Dämpfungsmaß

Die Nichtlinearität beschränkt sich auf die Federsteifigkeit $k_x(u_x)$, die von der auftretenden Verformung u_x abhängig ist. Somit muss zur iterativen Lösung der Gleichung (7-1) dieser Zusammenhang der Horizontalverschiebung der Masse und der angreifenden Horizontalkraft bekannt sein.

Für Tankbauwerke kann dieser Zusammenhang mit Hilfe einer Pushover-Analyse, wie sie in Kapitel 5.3.1 beschrieben wird, ermittelt werden.

Hierfür werden die horizontalen Verschiebungen im Massenschwerpunkt in Abhängigkeit von den angreifenden Horizontalkräften ermittelt. Abbildung 173 zeigt den Zusammenhang der angreifenden Horizontalkraft F_x (Resultierende der Horizontalkräfte der Pushover-Berechnung) zur Horizontalverschiebung im gemeinsamen Massenschwerpunkt der impulsiven Masse (hier nach der vereinfachten Methode gemäß EC 1998-4 [3], laut Tabelle 3 (A.2)), der Masse des Tankdaches und der Masse der Tankwand für das Tankbauwerk T1 nach Gleichung (7-3) (Höhenlage h_s).

$$h_s = \frac{m_i * h_i + m_w * h_w + m_r * h_r}{m_i + m_w + m_r} \quad (7-3)$$

mit

m_i	impulsive Masse aus Tabelle 3 (A.2) bzw. Tabelle 24 , rechts
m_w	Masse der Tankwand (vgl. Kapitel 4.2 und 4.3)
m_r	Masse des Tankdaches (vgl. Kapitel 4.2)
h_i	Ersatzhöhe vom Fußpunkt bis zum Angriffspunkt der Resultierenden des impulsiven Wanddrucks laut Tabelle 3 (A.2) bzw. Tabelle 24 , rechts
h_w	Höhe des Masseschwerpunktes der Tankwand (vgl. Kapitel 4.2 und 4.3)
h_r	Höhe des Masseschwerpunktes des Tankdaches(vgl. Kapitel 4.2)

Für Tank T1 gilt:

$$h_s = \frac{10783 * 11,67 + 220 * 13,5 + 56 * 26,3}{10783 + 220 + 55,55} = 11,78 [m]$$

Für Tank T2 gilt:

$$h_s = \frac{16940 * 9,34 + 495 * 8,29 + 142 * 22,50}{16940 + 495 + 142} = 9,42 [m]$$

Für Tank T3 gilt:

$$h_s = \frac{35590 * 8,00 + 1089 * 7,59}{35590 + 1089} = 7,99 [m]$$

Für Tank T1 gilt:

$$h_s = \frac{13773 * 8,38 + 184 * 8,42}{13773 + 184} = 8,38 [m]$$

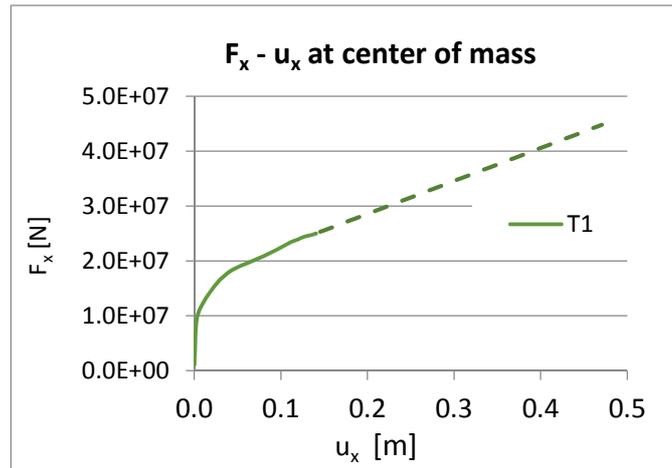


Abbildung 173: Ergebnisse der Pushover-Berechnung von Tankbauwerk T1: Abhängigkeit der Horizontalverschiebung im Massenschwerpunkt ($h_s = 11,78$ [m]) von der resultierenden Horizontalkraft.

Dieses Verhältnis nach Abbildung 173 kann mit der einfachen Beziehung nach Gleichung (7-4) in den Zusammenhang einer Federsteifigkeit, in Abhängigkeit von der Horizontalverschiebung im Massenschwerpunkt, übergeführt werden, wie in Abbildung 174 für das Tankbauwerk T1 dargestellt ist.

$$k_x = \frac{F_x}{u_x} \quad (7-4)$$

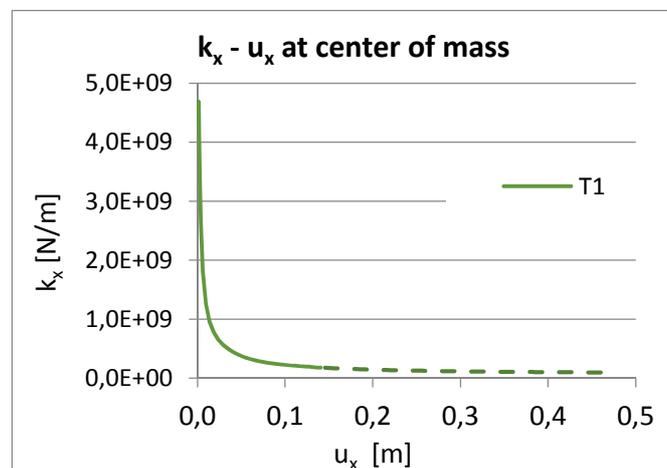


Abbildung 174: Abhängigkeit der horizontalen Federsteifigkeit von der resultierenden Horizontalverschiebung im Massenschwerpunkt ($h_s=11,78$ [m]) für Tankbauwerk T1.

Um nun die Eigenfrequenz des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers zu ermitteln, muss man zu Beginn eine Horizontalverformung annehmen und die zugehörige Steifigkeit, beziehungsweise Eigenkreisfrequenz $\omega(u)$ ermitteln und dann die Gleichung (7-1) lösen. Das Ergebnis dient als Basis für die weitere Iteration, bis die gewünschte Genauigkeit der Abbruchschranke $\Delta=u_{xi}-u_{xj}$ erreicht ist.

Wenn man den Zusammenhang der horizontalen Verschiebung u_x im Massenschwerpunkt und der Steifigkeit $k_x(u_x)$ in einen Zusammenhang der Eigenperiode und der horizontalen Verschiebung überführt, kann diese Iteration mit Hilfe des Antwortspektrums der Horizontalverschiebung grafisch durchgeführt werden. Für jede Federsteifigkeit wird mit der Gleichung (7-5) die zugehörige Eigenperiode errechnet und die Horizontalverschiebung im Massenschwerpunkt, in Abhängigkeit von dieser Eigenperiode, in einem Diagramm aufgetragen, wie dies in Abbildung 175 für das Tankbauwerk T1 dargestellt ist.

Die hier eingesetzte Masse ist analog zum vereinfachten Verfahren zur Bestimmung des Umsturzmomentes gemäß EC 1998-4 [3] (siehe Kapitel 3.1.5 und 7.1.3) die Summe der Masse der Tankschale m_w , der Masse des Tankdaches m_r und der impulsiven Masse m_i laut Tabelle 3 (A.2).

$$T(u_x) = \frac{1}{f(u_x)} \quad f(u_x) = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k(u_x)}{m}} \quad (7-5)$$

$$m = m_i + m_w + m_r \quad (7-6)$$

mit

m_i	impulsive Masse
m_w	Masse der Tankschale
m_r	Masse des Tankdaches

Für Tank T1 gilt:

$$m = 10783 + 220 + 56 = 11059 \text{ [t]}$$

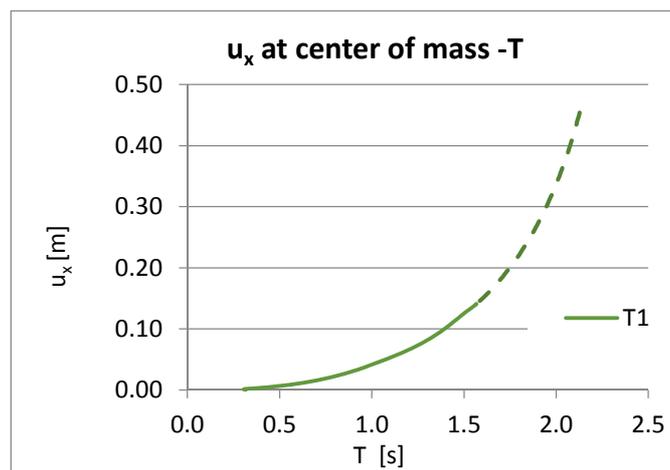


Abbildung 175: Abhängigkeit der Horizontalverschiebung im Massenschwerpunkt von der Eigenperiode in Abhängigkeit der Horizontalverschiebung im Massenschwerpunkt von Tankbauwerk T1.

Das Antwortspektrum der absoluten horizontalen Beschleunigungen im Massenschwerpunkt wird mit Gleichung (7-7) in das Antwortspektrum der Pseudohorizontalverschiebung umgerechnet, wie dies für das künstliche Erdbeben AGM1 mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g=2 \text{ m/s}^2$ in Abbildung 176 dargestellt ist. Auch hier wird, wie im

EC 1998-4 [3] vorgeschlagen, das Antwortspektrum mit einer Dämpfung von $\xi = 5\%$ ermittelt. Wie in Kapitel 5.2.2 beschrieben, wird im Gegensatz dazu bei der FE-Berechnung für die Tankschale eine Dämpfung $\xi = 2\%$ und für das gespeicherte Fluid eine Dämpfung von $\xi = 0,5\%$ berücksichtigt.

$$u_x(T) = \frac{S_a(T)}{4 * \pi^2 * \left(\frac{1}{T}\right)^2} \quad (7-7)$$

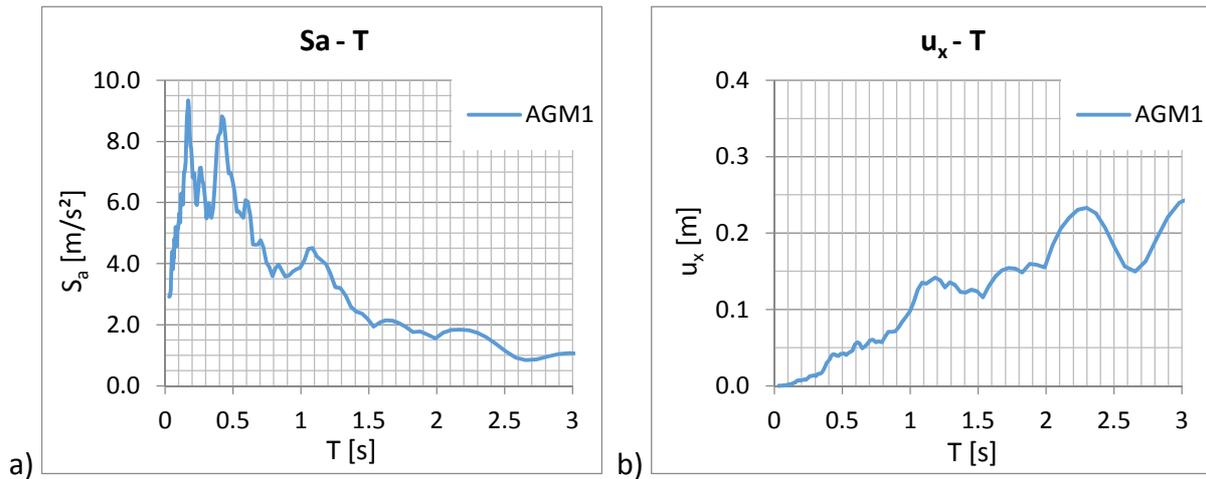


Abbildung 176: Antwortspektrum der Horizontalverschiebung für das Erdbeben AGM1.

Werden nun die Kurven aus Abbildung 175 und Abbildung 176 übereinander gelegt, so kann beim Schnittpunkt an der Abszisse die Eigenperiode des äquivalenten Einmassenschwingers abgelesen werden, wie dies in Abbildung 177 veranschaulicht ist. Dies stellt das Ergebnis der Iteration der Gleichung (7-1) dar. So ist zum Beispiel die Periode des äquivalenten Einmassenschwingers von Tankbauwerk T1 beim Erdbeben AGM1 mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2$ $[m/s^2]$ bei einer Dämpfung von Dämpfung von $\xi = 5\%$ $T = 1,49$ $[s]$.

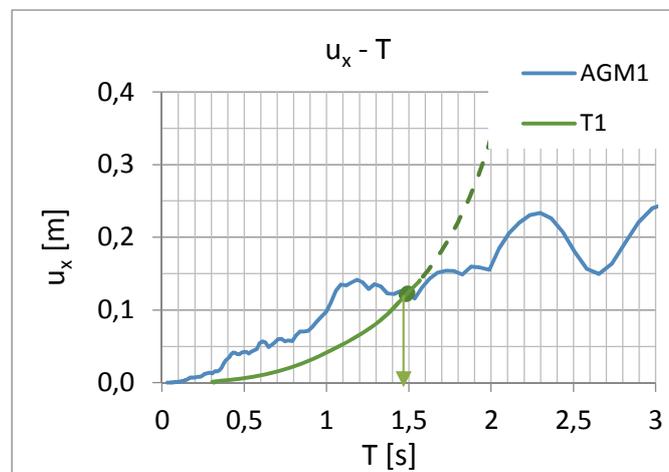


Abbildung 177: Grafische Ermittlung der Eigenperiode des äquivalenten Einmassenschwingers von Tankbauwerk T1 beim Erdbeben AGM1 mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g=2$ m/s^2 bei einer Dämpfung von $\xi = 5\%$.

7.3.2 Zusammenhang zwischen Horizontalverformung und Horizontalkraft

Wie soeben beschrieben, ist es notwendig, die nichtlineare Federsteifigkeit des nichtlinearen Einmassenschwingers zu kennen, um iterativ die Eigenperiode des äquivalenten Einmassenschwingers zu bestimmen.

Für Tankbauwerke kann dieser Zusammenhang mit Hilfe einer Pushover-Analyse, wie sie in Kapitel 5.3.1 beschrieben wird, näherungsweise ermittelt werden.

Hierfür werden die horizontalen Verschiebungen der Tankschale in Abhängigkeit von der angreifenden Horizontalkraft ermittelt, um Rückschlüsse auf die nichtlineare Beziehung der Horizontalverformung im Massenschwerpunkt und der angreifenden Horizontalkräfte zu führen. Dabei verhalten sich Tankbauwerke mit Festdach und solche mit Schwimmdach sehr unterschiedlich.

a) Zusammenhang zwischen der Horizontalverformung und der Horizontalkraft für Tanks mit Festdach

In Abbildung 178 ist die Verformung der Tankwand und des Tankbodens von Tankbauwerk T2 exemplarisch für die Festdachtanks bei einer resultierenden Horizontalkraft von 112 [MN] (konstante Kräfteverteilung) dargestellt. Es ist erkennbar, dass die Horizontalverschiebungen von Knoten derselben Höhe über den Umfang sehr ähnlich sind. Grob vereinfacht kann daher gesagt werden, dass die Tankwand einer Starrkörperrotation folgt. Noch deutlicher wird dies in Abbildung 180, in der für die zwei Festdachtanks T1 und T2 für je drei Knoten der Tankschale die Horizontalverschiebungen in Abhängigkeit der resultierenden angreifenden Horizontalkraft dargestellt sind (Anmerkung: hier als Ergebnisse der Pushover-Berechnung mit konstanter Kräfteverteilung über die Höhe und den Umfang). Es handelt sich dabei um drei Knoten in der Höhe des gemeinsamen Massenschwerpunktes der impulsiven Masse (hier nach dem vereinfachten Verfahren zur Bestimmung des Umsturzmomentes gemäß EC 1998-4 [3], (siehe Tabelle 24 rechts: $h_i=11,67$ [m] für Tank T1, $h_i=9,34$ [m] für Tank T2), der Tankwand und des Tankdaches. Wie in Abbildung 178 und Abbildung 179 dargestellt, handelt es sich bei dem Knoten hs_0 um den Knoten in der Höhe des Massenschwerpunktes beim Winkel $\theta = 0^\circ$, beim Knoten hs_{180} um jenen Knoten direkt beim Winkel $\theta = 180^\circ$ und beim Knoten hs_{270} um den Knoten in der Höhe des Massenschwerpunktes beim Winkel $\theta = 270^\circ$. Die Horizontalkräfte, die bei diesen Pushover-Berechnungen aufgebracht werden, wirken in positiver X Richtung, also in Richtung von Knoten hs_{180} nach hs_0 auf alle Knoten der Tankschale, wobei auf jeden Knoten eine gleich große Kraft wirkt (konstante Kräfteverteilung über die Höhe und den Umfang).

Es ist ersichtlich, dass, bevor die Horizontallast aufgebracht wird und somit nur der hydrostatische Druck herrscht, die Tankschalen ihren Umfang vergrößern. Dadurch ergeben sich beim Knoten hs_0 positive Verformungen in X Richtung, beim Knoten hs_{180} negative Verformungen in X Richtung und bei Knoten hs_{270} keine Verformungen in X Richtung. Bei steigender Horizontalkraft verhalten sich die Horizontalverformungen der einzelnen Knoten sehr ähnlich. Bei Tankbauwerk T1 (Abbildung 180a) sind die Horizontalverformungen bei höheren Horizontallasten nahezu ident. Bei Tankbauwerk T2 (Abbildung 180b) kann man

erkennen, dass sich der Knoten hs_0 im Vergleich zu den Knoten hs_180 und hs_270 insofern geringfügig unterscheidet, als die Horizontalverformungen weniger stark zunehmen.

Dies ist auf eine örtlich Beule der Tankschale in dieser Höhe in diesem Bereich zurückzuführen. Die Horizontalverformungen der Tankschale in der Höhe des Massenschwerpunktes bei einer resultierenden Horizontalkraft von 112 [MN] (konstante Kräfteverteilung) ist in Abbildung 181 stark überhöht (Überhöhungsfaktor der Horizontalverformungen 30) dargestellt.

Da sich die Knoten der Tankschale über den Umfang sehr ähnlich verhalten, ist für die Horizontalverschiebung im tatsächlichen Massenschwerpunkt, der ja eigentlich nicht auf der Tankschale liegt, für Tankbauwerke mit Festdach das Verhalten von Knoten hs_270 beziehungsweise hs_90 eine gute Näherung.

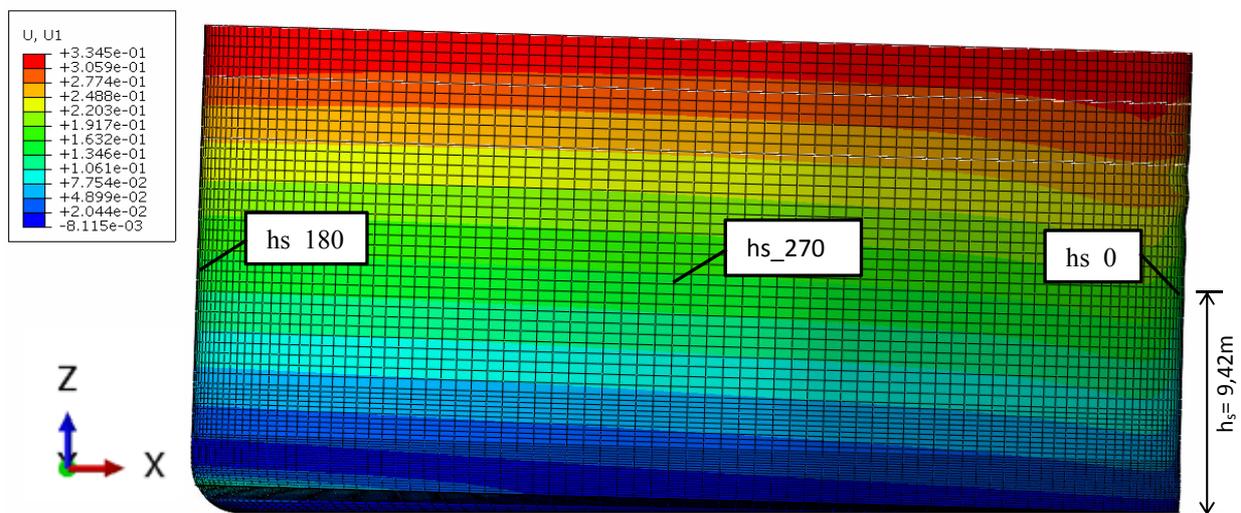


Abbildung 178: Horizontalverformung der Tankschale von Tankbauwerk T2 bei einer Pushover-Analyse und einer resultierenden Horizontalkraft von 112 [MN] (konstante Kräfteverteilung).

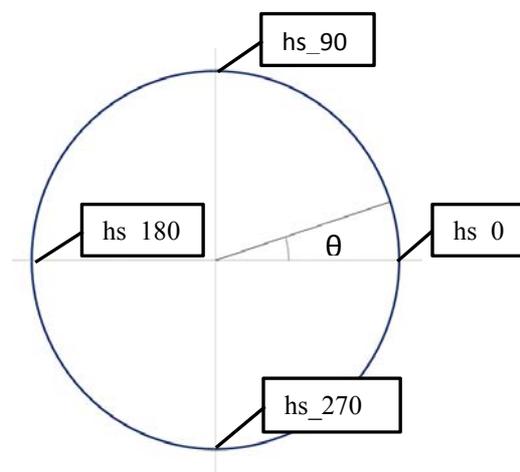


Abbildung 179: Position der Knoten hs_0 , hs_90 , hs_180 und hs_270 über den Umfang. (Höhenlage $h_s = 9,42$ [m])

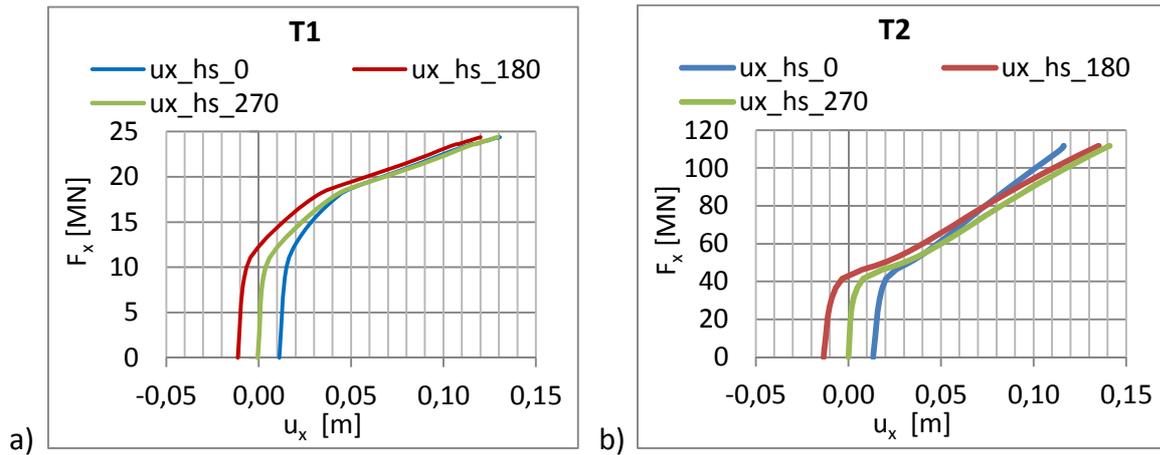


Abbildung 180: Zusammenhang zwischen der Horizontalverformung der Tankschale in der Höhe des gemeinsamen Massenschwerpunktes h_s der impulsiven Masse (hier nach dem vereinfachten Verfahren zur Bestimmung des Umsturzmomentes gemäß EC 1998-4 [3] (siehe Kapitel 3.1.5 und 7.1.3)), der Tankwand, dem Tankdach und der resultierenden Horizontalkraft (aus der Pushover-Analyse mit konstanten Kräfteverteilung) für
 a) Tankbauwerk T1 mit Festdach ($h_s=11,78$ [m])
 b) Tankbauwerk T2 mit Festdach ($h_s=9,42$ [m])

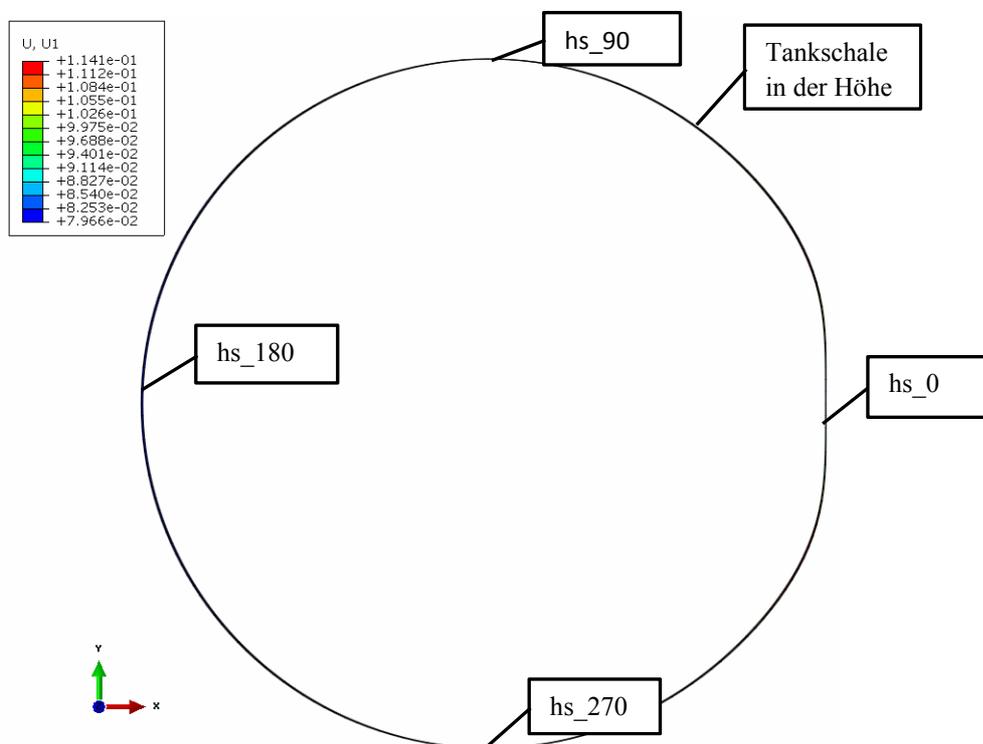


Abbildung 181: Ovalisierung der Tankschale von Tankbauwerk T2 in der Höhe des Massenschwerpunktes ($h_s=9,42$ [m]) der impulsiven Masse, der Tankschale und des Tankdaches bei einer resultierenden Horizontalkraft von 112 [MN] (konstante Kräfteverteilung). (Skalierungsfaktoren: Faktor $U_x = 30$, Faktor $U_y = 30$, Faktor $U_z = 0$)

In Abbildung 182 ist der Zeitverlauf des Abhebens der linken Seite von Tankbauwerk T1 beim Erdbeben AGM9 als grüne Linie dargestellt. Zusätzlich sind die Zeitverläufe der Horizontalverschiebung im Knoten hs_180 (blaue Linie) und hs_270 (orange Linie) (siehe Abbildung 178 und Abbildung 179) dargestellt. Auch hier kann man erkennen, dass die horizontale Schwingung der Tankwand über den Umfang beinahe ident ist.

Des Weiteren ist ersichtlich, dass der Frequenzgehalt des Zeitverlaufes der Horizontalschwingung und des Zeitverlaufes des Abhebens ident sind.

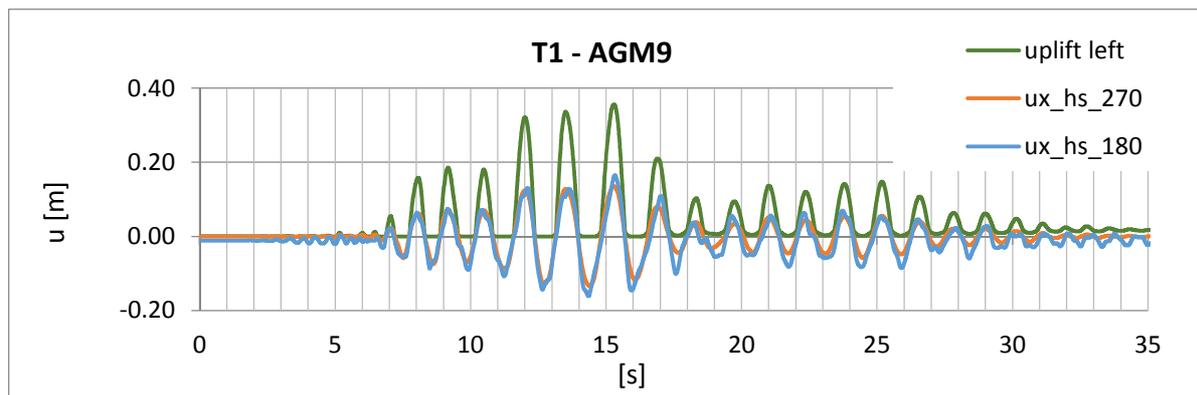


Abbildung 182: Zeitverlauf des Abhebens auf der linken Seite von Tankbauwerk T1 bei dem künstlich generierten Erdbeben AGM9 sowie die Zeitverläufe der Horizontalverschiebung der Knoten hs_180 und hs_270 (siehe Abbildung 178 und Abbildung 179).

b) Zusammenhang zwischen der Horizontalverformung und der Horizontalkraft für Tanks mit Schwimmdach

In Abbildung 183 ist die Verformung der Tankwand und des Tankbodens bei einer Pushover-Analyse von Tankbauwerk T4 bei einer resultierenden Horizontalkraft von 33 [MN] (konstante Kräfteverteilung) exemplarisch für die Schwimmdachtanks dargestellt. Es ist deutlich ersichtlich, dass die Horizontalverschiebungen von Knoten derselben Höhe über den Umfang sehr unterschiedlich sind, da im Gegensatz zu Festdachtanks bei Schwimmdachtanks eine starke Ovalisierung der Tankschale auftritt. Die auftretende Ovalisierung von Tankbauwerk T4 in der Höhe des gemeinsamen Massenschwerpunktes h_s der impulsiven Masse (hier nach dem vereinfachten Verfahren zur Bestimmung des Umsturzmomentes gemäß EC 1998-4 [3] siehe Kapitel 3.1.5 und 7.1.3), der Tankwand und des Tankdaches, bei einer resultierenden Horizontalkraft von 33 [MN] (konstante Kräfteverteilung) ist in Abbildung 184 dargestellt. ($h_s = 7,99$ [m])

In Abbildung 185 ist für die zwei Schwimmdachtanks T3 und T4 für je drei Knoten der Tankschale die Horizontalverschiebung in Abhängigkeit von der angreifenden Horizontalkraft dargestellt. Es handelt sich dabei um drei Knoten in der Höhe des gemeinsamen Massenschwerpunktes h_s der impulsiven Masse und der Tankwand ($h_s = 7,99$ [m] bei Tank T3, $h_s = 8,38$ [m] bei Tank T4). Die Verteilung der Knoten über den Umfang ist analog zu den Darstellungen für Festdachtanks und ist in Abbildung 179 veranschaulicht. Beim Knoten h_{s_0} handelt es sich um den Knoten in der Höhe des Massenschwerpunktes beim Winkel $\theta = 0^\circ$, beim Knoten h_{s_180} um jenen Knoten beim Winkel $\theta = 180^\circ$ und beim Knoten h_{s_270} um den Knoten in der Höhe des Massenschwerpunktes beim Winkel $\theta = 270^\circ$. Die Horizontalkräfte, die bei diesen Pushover-Berechnungen aufgebracht werden, wirken in positiver X Richtung, also in Richtung von Knoten h_{s_180} nach h_{s_0} auf alle Knoten der Tankschale, wobei auf jeden Knoten eine gleich große Kraft wirkt (konstante Kräfteverteilung über die Höhe und den Umfang).

So wie auch bei Festdachtanks bewirkt der zuvor aufgebrauchte hydrostatische Druck in der Höhe des Massenschwerpunktes eine Vergrößerung des Umfanges der Tankschale. Dadurch ergeben sich beim Knoten h_{s_0} positive Verformungen in X Richtung, beim Knoten h_{s_180} negative Verformungen in X Richtung, und bei Knoten h_{s_270} keine Verformungen in X Richtung.

Bei steigender Horizontalkraft nimmt die Horizontalverformung des Knotens h_{s_180} weit mehr zu, als bei den anderen beiden Knoten. Dieser Sachverhalt ist auch eine Erklärung dafür, dass die Perioden des Abhebens sich von den Perioden der Eigenperiode der Gesamtstruktur unterscheiden, wie dies bereits in Kapitel 7.2.1 erläutert ist.

Je höher die Eigenperiode, desto geringer ist in diesem Periodenbereich die Antwortbeschleunigung, gemäß der Antwortspektren des Eurocodes. Die geringsten Antwortbeschleunigungen und somit geringsten Abhebehöhen der Tankstruktur erhält man nach dem Verfahren nach Scharf demnach, wenn man die geringste auftretende Steifigkeit heranzieht (unsicherste Ergebnisse). Dies ist bei Schwimmdachtanks der Knoten h_{s_180} . Aufgrund der negativen Horizontalverformungen infolge des hydrostatischen Druckes kann

bei geringen Horizontalkräften das Verhältnis der Horizontalkräfte zur Horizontalverformung dieses Knotens nicht direkt für die Ermittlung der nichtlinearen horizontalen Federsteifigkeit $k(u_x)$ nach Gleichung (7-4) herangezogen werden. Aus diesem Grund wird der Verlauf des Verhältnisses der Horizontalkraft zur Horizontalverformung bereinigt, indem der Betrag der Anfangsverformung infolge hydrostatischen Druck den Verformungen beaufschlagt wird. Für die Tankbauwerke mit Schwimmdach T3 und T4 sind diese derart ermittelten Horizontalkraft-Verformungsverläufe in Abbildung 185 als grüne Linien (mit „for iteration“ bezeichnet) dargestellt. Mit diesem Verlauf werden in weiterer Folge die nichtlinearen Federsteifigkeiten ermittelt.

Es sei darauf hingewiesen, dass dies eine sehr grobe Vereinfachung darstellt, da der so ermittelte Steifigkeitsverlauf nicht den gesamten Tank widerspiegeln kann, sondern nur den abhebenden Bereich. Mit Hilfe des Verfahrens nach Scharf wird die Eigenperiode eines linearesierten Einmassenschwingers ermittelt. Der Abhebevorgang bei Schwimmdachtanks weist aber, wie bereits in Kapitel 7.2.1 beschrieben, die Periode des Abhebens und die Eigenperiode der restlichen, nicht abhebenden Struktur auf. Es ist daher nicht so einfach zu bestimmen, welche Massen welche Antwortbeschleunigungen erfahren. Wird nun für die gesamte Masse die Eigenperiode des Abhebens zugrunde gelegt, besteht die Gefahr, dass die horizontalen Trägheitskräfte bei Erdbeben unterschätzt werden.

Würde man auf der anderen Seite hier wie bei Festdachtanks die nichtlineare Federsteifigkeit mit Hilfe des Knotens hs_270 ermitteln, so würde man den Effekt des Steifigkeitsverlustes infolge des Abhebens kaum berücksichtigen.

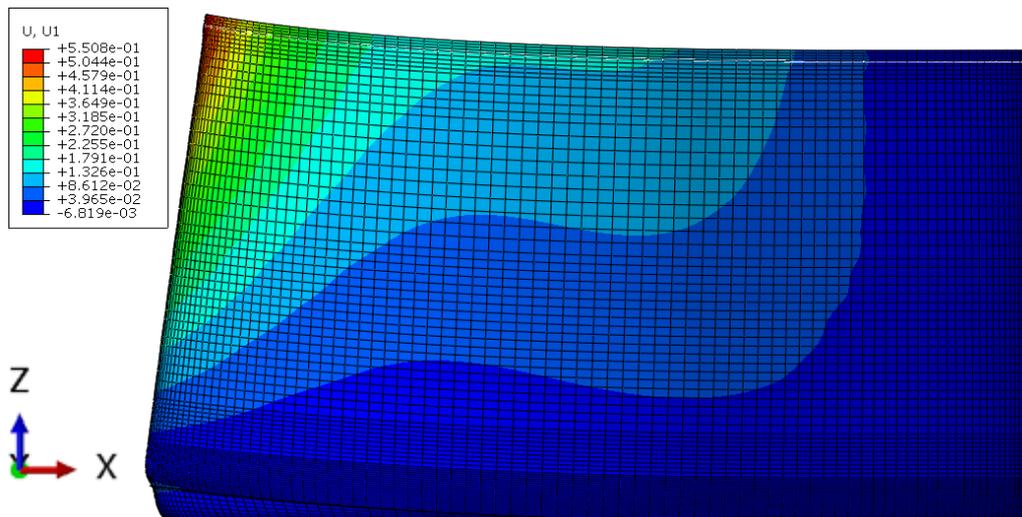


Abbildung 183: Horizontalverformung der Tankschale von Tankbauwerk T4 bei einer Pushover-Analyse und einer resultierenden Horizontalkraft von 33 [MN] (konstante Kräfteverteilung)

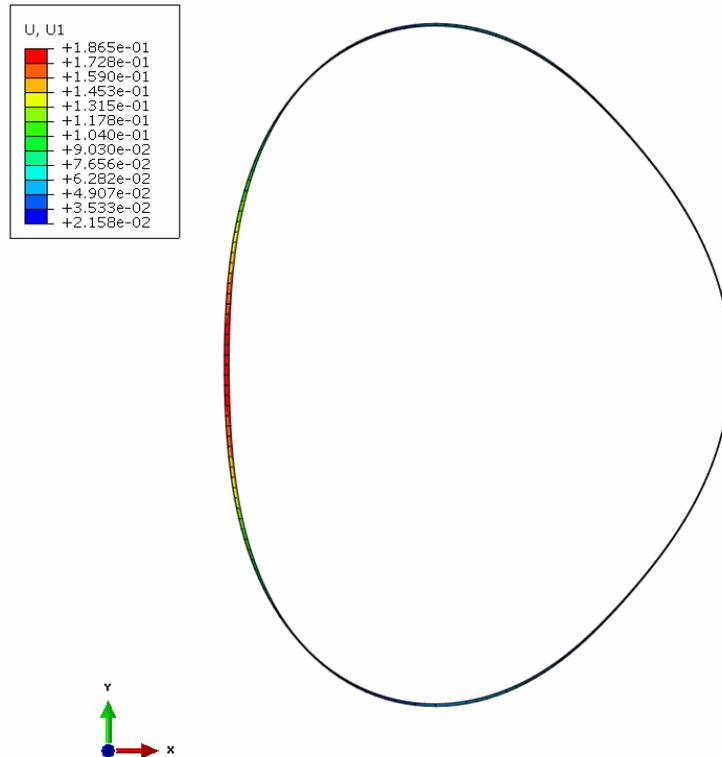


Abbildung 184: Ovalisierung der Tankschale von Tankbauwerk T4 in der Höhe des Massenschwerpunktes h_s der impulsiven Masse und der Masse der Tankwand ($h_s = 8,38$ [m]), bei einer resultierenden Horizontalkraft von 33 [MN] (konstante Kräfteverteilung) (Skalierungsfaktoren: Faktor $U_x = 30$, Faktor $U_y = 30$, Faktor $U_z = 0$)

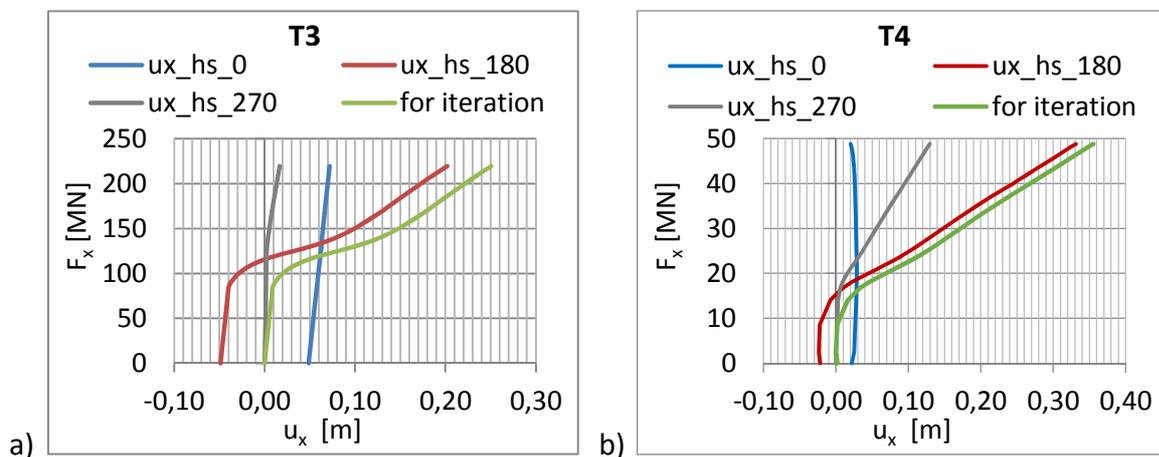


Abbildung 185 : Zusammenhang zwischen der Horizontalverformung der Tankschale in der Höhe des gemeinsamen Massenschwerpunktes der impulsiven Masse (hier nach dem vereinfachten Verfahren zur Bestimmung des Umsturzmomentes gemäß EC 1998-4 [3], siehe Kapitel 3.1.5 und 7.1.3), der Tankwand, dem Tankdach und der resultierenden Horizontalkraft aus der Pushover - Analyse (konstante Kräfteverteilung) für

- a) Tankbauwerk T3 mit Schwimmdach ($h_s = 7,99$ [m]),
- b) Tankbauwerk T4 mit Schwimmdach ($h_s = 8,38$ [m]).

In Abbildung 186 a ist der Zeitverlauf des Abhebens der linken Seite von Tankbauwerk T3 beim Erdbeben AGM7_2 als grüne Linie dargestellt. Zusätzlich sind die Zeitverläufe der Horizontalverschiebung der Knoten hs_180 (blaue Linie) und hs_270 (orange Linie) (siehe Abbildung 178 und Abbildung 179) dargestellt. Man kann erkennen, dass die horizontale Schwingung der Tankwand über den Umfang sehr unterschiedlich ist, jedoch mittig (hs_270) nahezu keine Horizontalverschiebungen auftreten. Aus diesem Grund werden in Abbildung 186 b die Werte der Horizontalverschiebung des Knotens hs_270 (orange Linie) mit dem Faktor 10 überhöht dargestellt.

Des Weiteren ist ersichtlich, dass der Frequenzgehalt des Zeitverlaufes der Horizontalschwingung und des Zeitverlaufes des Abhebens nicht ident sind.

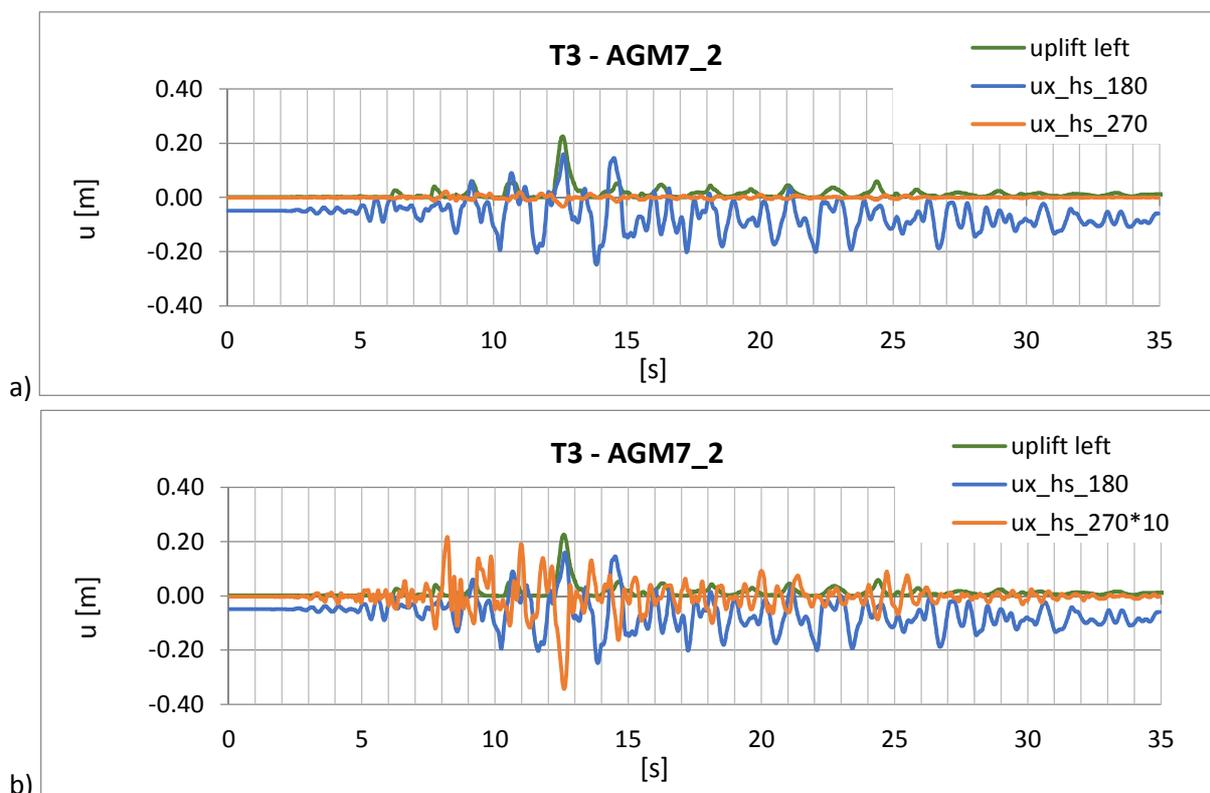


Abbildung 186: Zeitverlauf des Abhebens auf der linken Seite von Tankbauwerk T3 bei dem künstlich generierten Erdbeben AGM7_2 sowie die Zeitverläufe der Horizontalverschiebung der Knoten hs_180 und hs_270 (siehe Abbildung 178 und Abbildung 179).
a) realistische Werte der Horizontalverschiebungen und Abhebehöhen aller Knoten
b) realistische Werte der Horizontalverschiebungen des Knotens hs_180 und der Abhebehöhen und mit dem Faktor 10 überhöhte Werte des Knotens hs_270

7.3.3 Mit dem Verfahren nach Scharf ermittelte Perioden und Abhebehöhen der Tankbauwerke

a) Perioden der äquivalenten linearisierten Einmassenschwinger für Tankbauwerk T1

In den Abbildungen 187 bis 191 werden die Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers von Tankbauwerk T1 für die künstlich generierten Erdbeben (Abbildungen 187 und 188), für die aufgezeichneten Erdbeben (Abbildungen 189 und 190) und für das Antwortspektrum der Bodenklasse D (Abbildung 191), jeweils bei einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$ und einer Dämpfung von $\xi = 5 \%$ grafisch ermittelt. Dafür sind die Antwortspektren der Horizontalverschiebungen von den Erdbeben und gemäß Eurocode als blaue Linie dargestellt. Der Zusammenhang zwischen der Eigenperiode und der Horizontalverschiebung im Massenschwerpunkt von Tankbauwerk T1 ist als grüne Linie eingetragen. Der Schnittpunkt der beiden Linien stellt das Ergebnis der Iteration von Gleichung (7-1) dar und die zutreffende Eigenperiode des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers kann auf der Abszisse abgelesen werden.

In Abbildung 192 und Abbildung 193 sind diese derart ermittelten Perioden der äquivalenten linearisierten Einmassenschwinger von Tankbauwerk T1 für die künstlichen und aufgezeichneten Erdbeben, sowie jene für das Normspektrum der Bodenklasse D mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$ als grüne Balken dargestellt, welche als „period iterative“ bezeichnet werden. Als Vergleich sind die Perioden der Abhebevorgänge, die, wie in Kapitel 7.2.1 beschrieben, mit der 3D-Berechnung ermittelt wurden (Dauer des Abhebevorganges mit jeweils der maximalen Abhebehöhe), als blaue Balken dargestellt, welche mit „period time history“ bezeichnet werden. Der violette Balken stellt die Eigenperiode des nicht abhebenden Tankbauwerkes T1 dar, die mit der vereinfachten Methode gemäß EC 1998-4 [3] gemäß Gleichung (3-39) (A.35) ermittelt wurde (vergleiche Tabelle 24, letzte Spalte).

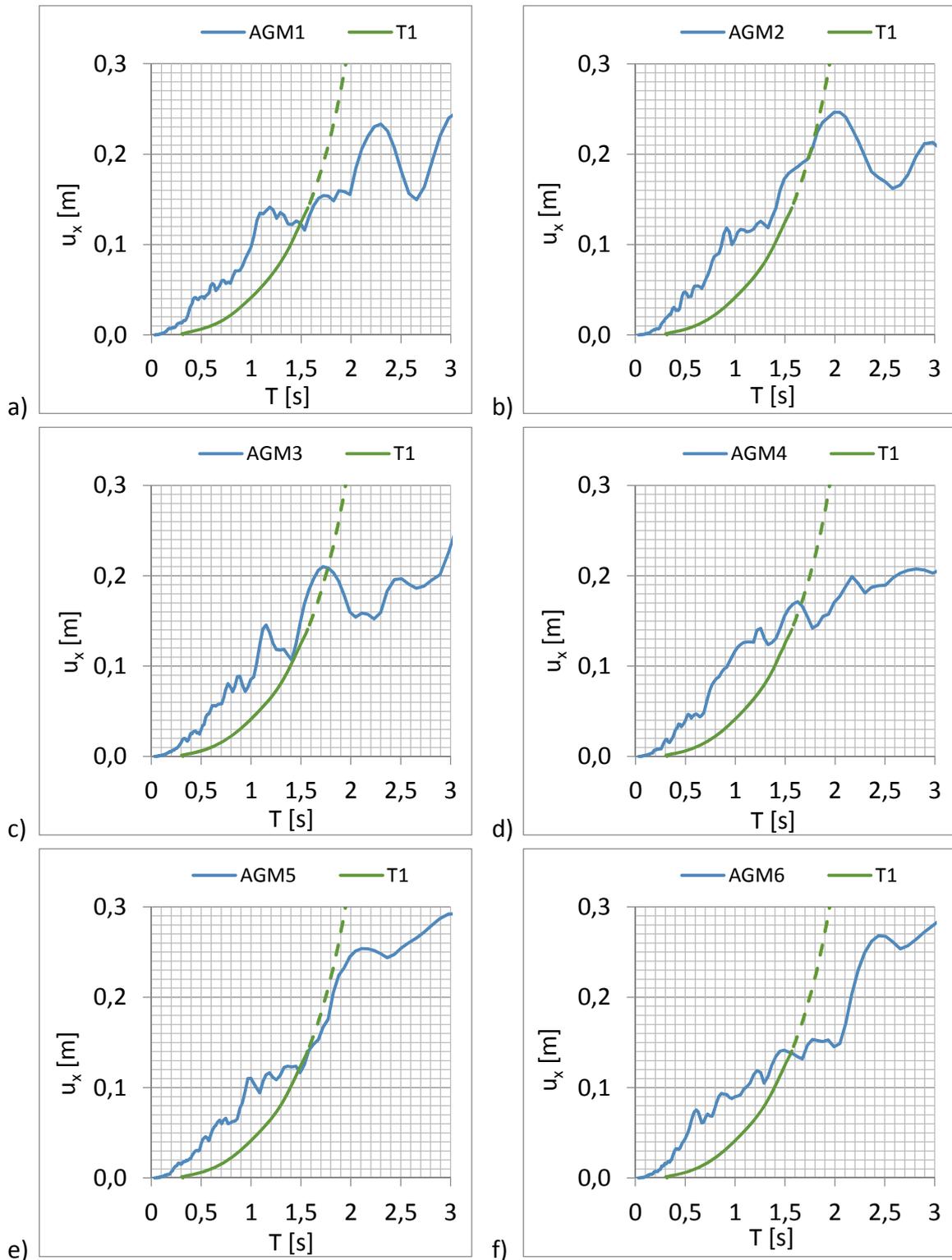


Abbildung 187 : Grafische Ermittlung der Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers von Tankbauwerk T1 ($a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$) beim
 a) künstlichen Erdbeben AGM1, b) künstlichen Erdbeben AGM2,
 c) künstlichen Erdbeben AGM3, d) künstlichen Erdbeben AGM4,
 e) künstlichen Erdbeben AGM5, f) künstlichen Erdbeben AGM6.

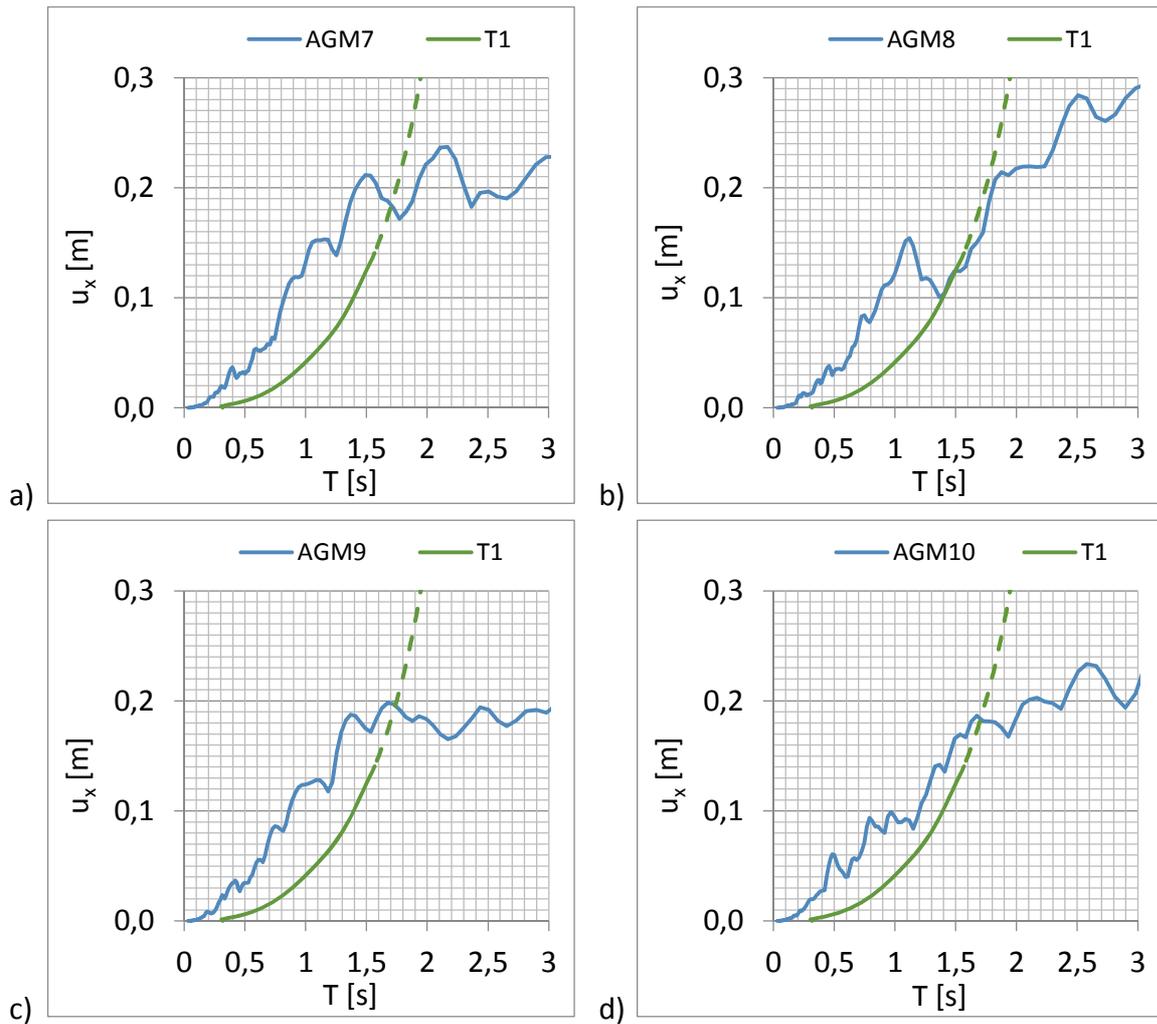


Abbildung 188 : Grafische Ermittlung der Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers von Tankbauwerk T1 ($a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$) beim
 a) künstlichen Erdbeben AGM7, b) künstlichen Erdbeben AGM8,
 c) künstlichen Erdbeben AGM9, d) künstlichen Erdbeben AGM10.

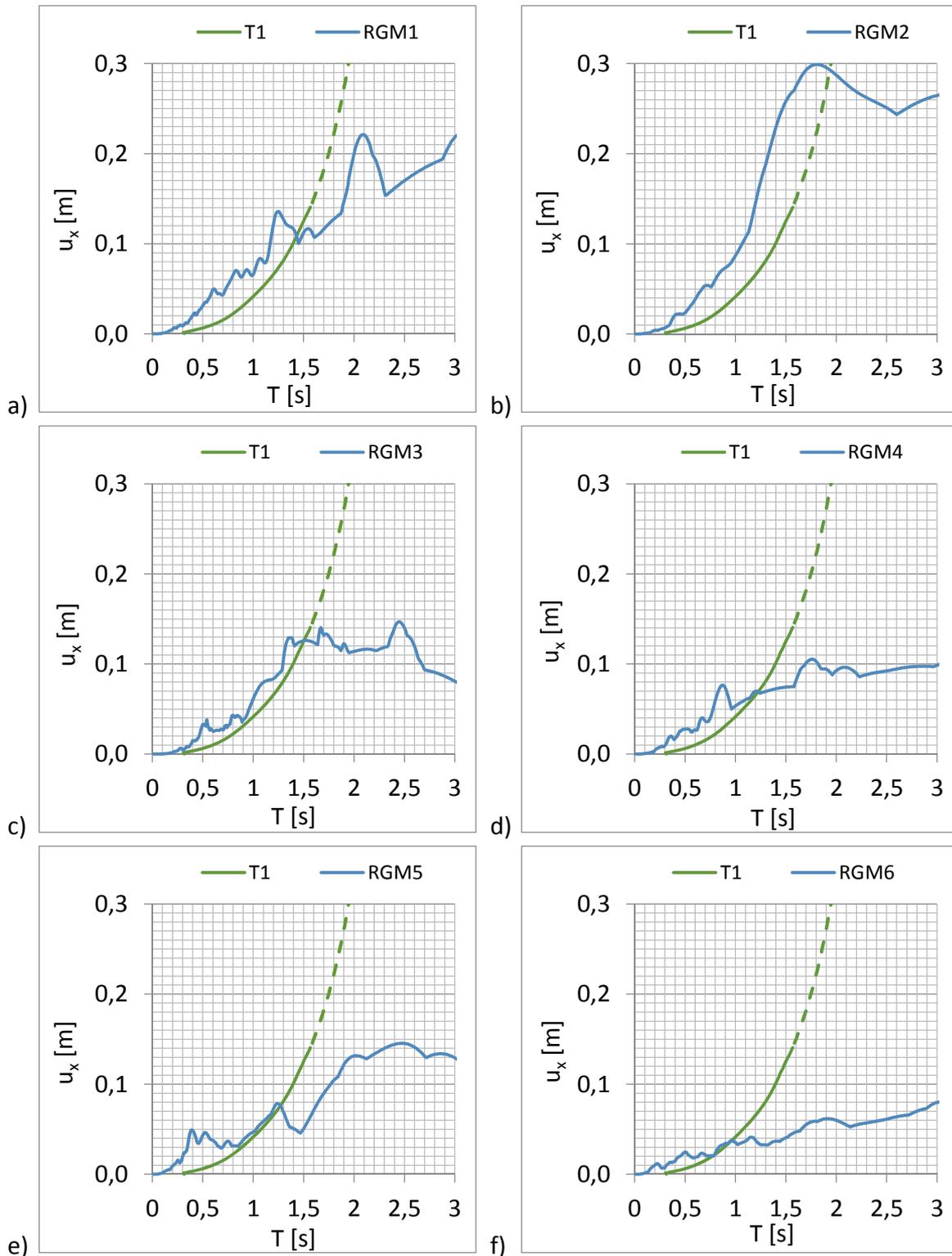


Abbildung 189 : Grafische Ermittlung der Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers von Tankbauwerk T1 ($a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$) beim
 a) aufgezeichneten Erdbeben RGM1, b) aufgezeichneten Erdbeben RGM2,
 c) aufgezeichneten Erdbeben RGM3, d) aufgezeichneten Erdbeben RGM4,
 e) aufgezeichneten Erdbeben RGM5, f) aufgezeichneten Erdbeben RGM6.

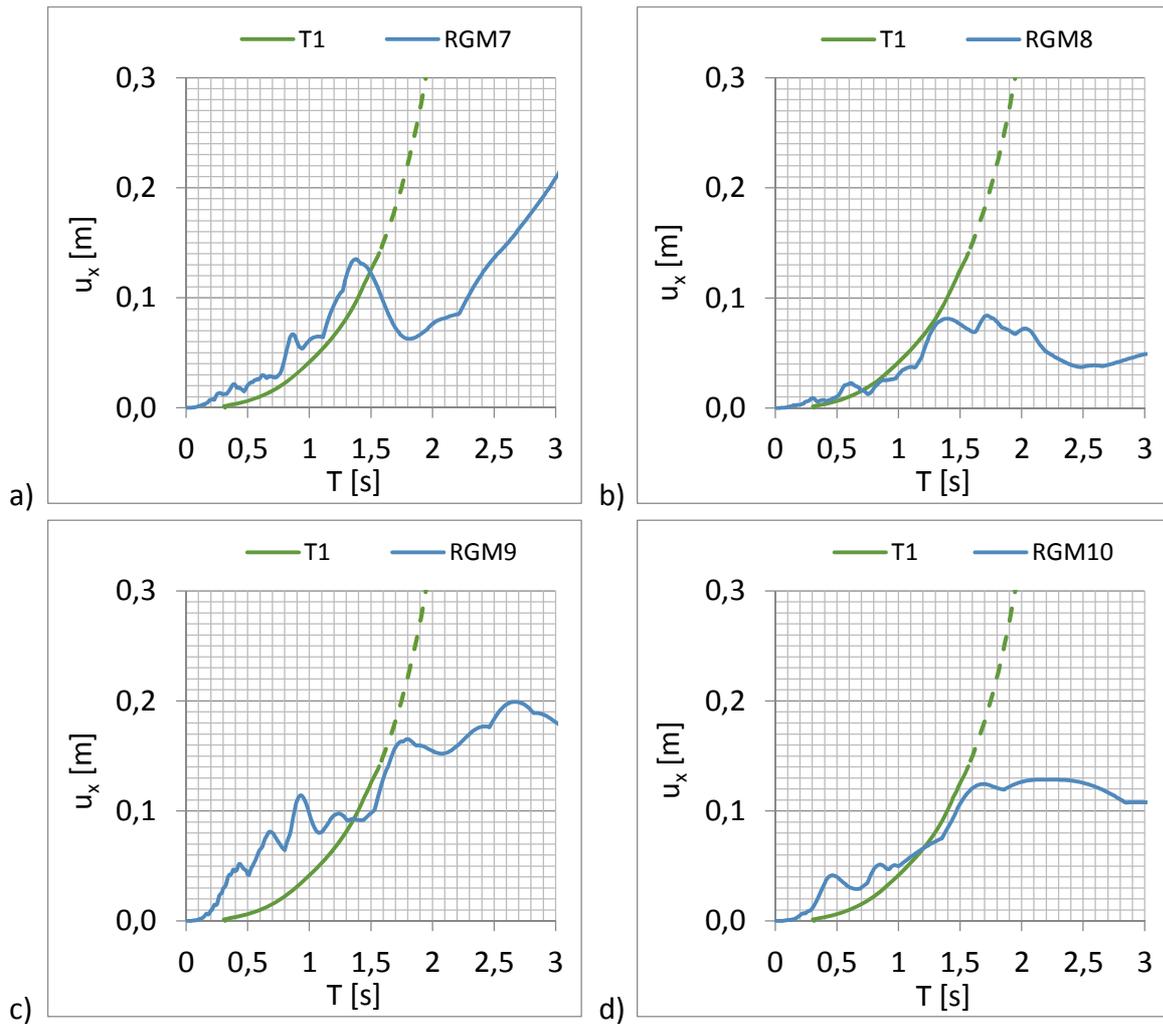


Abbildung 190 : Grafische Ermittlung der Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers von Tankbauwerk T1 ($a_g = 2$ [m/s²]) beim
 a) aufgezeichneten Erdbeben RGM7, b) aufgezeichneten Erdbeben RGM8,
 c) aufgezeichneten Erdbeben RGM9, d) aufgezeichneten Erdbeben RGM10.

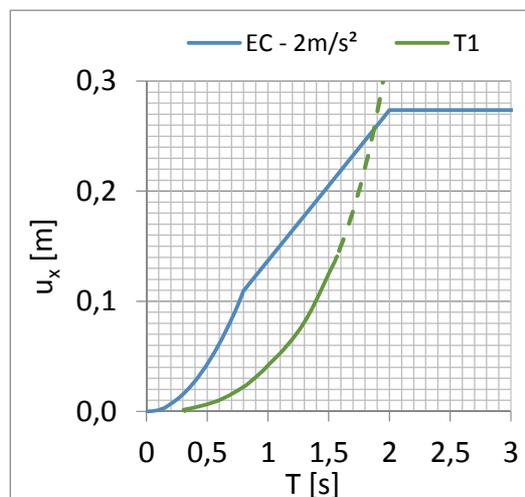


Abbildung 191 : Grafische Ermittlung der Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers von Tankbauwerk T1 für das Antwortspektrum einer Bodenklasse D und einer Bodenbeschleunigung von $a_g = 2$ [m/s²].

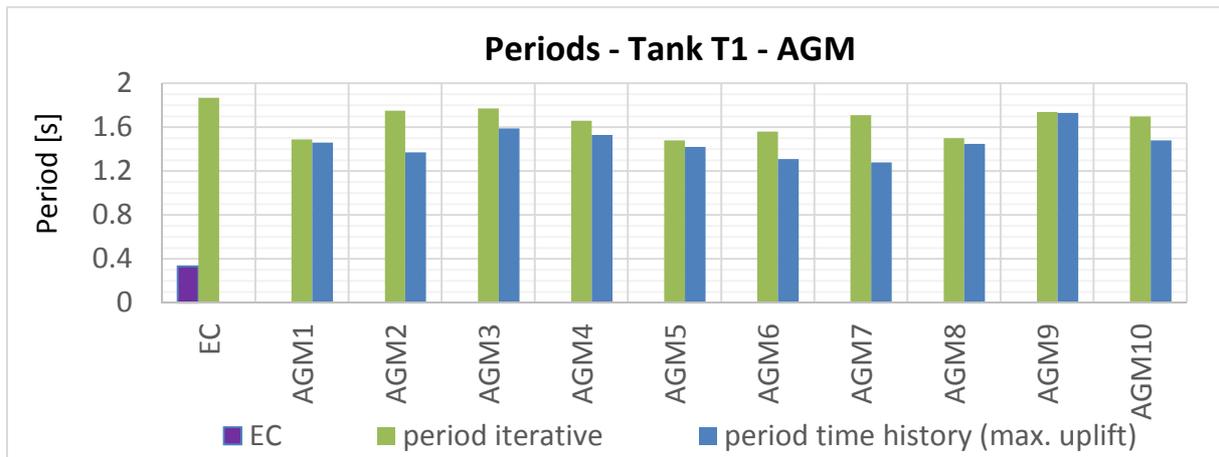


Abbildung 192 : Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers („period iterative“) von Tankbauwerk T1 bei den künstlichen Erdbeben und für das Antwortspektrum einer Bodenklasse D und einer Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$, sowie die Perioden der Abhebevorgänge bei den künstlichen Erdbeben, die mit der 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden (Dauer des Abhebevorganges mit jeweils der maximalen Abhebehöhe - siehe Kapitel 7.2.1) und die Eigenperiode des nicht abhebenden Tankbauwerkes T1 („EC“), die mit der vereinfachten Methode gemäß EC 1998-4 [3], Gleichung (3-39) (A.35) ermittelt wurde (vergleiche Tabelle 24, letzte Spalte).

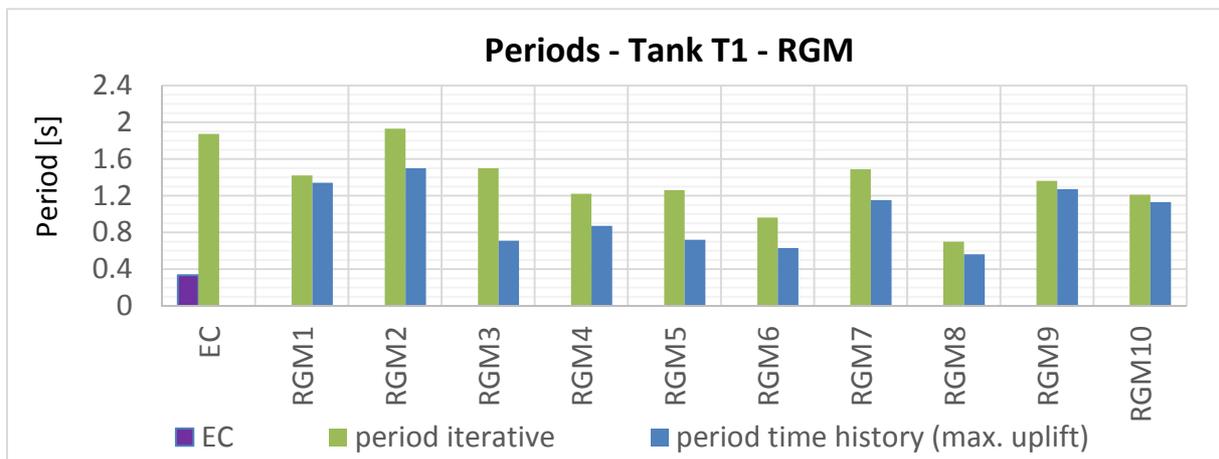


Abbildung 193 : Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers („period iterative“) von Tankbauwerk T1 bei den aufgezeichneten Erdbeben und für das Antwortspektrum einer Bodenklasse D und einer Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$, sowie die Perioden der Abhebevorgänge bei den aufgezeichneten Erdbeben, die mit der 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden (Dauer des Abhebevorganges mit jeweils der maximalen Abhebehöhe - siehe Kapitel 7.2.1) und die Eigenperiode des nicht abhebenden Tankbauwerkes T1 („EC“), die mit der vereinfachten Methode gemäß EC 1998-4 [3], Gleichung (3-39) (A.35) ermittelt wurde (vergleiche Tabelle 24, letzte Spalte).

b) Perioden der äquivalenten linearisierten Einmassenschwinger für Tankbauwerk T2

In den Abbildungen 194 bis 198 werden die Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers von Tankbauwerk T2 für die künstlich generierten Erdbeben (Abbildungen 194 und 195), für die aufgezeichneten Erdbeben (Abbildungen 196 und 197) und für das Antwortspektrum der Bodenklasse D (Abbildung 198), jeweils bei einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$ und einer Dämpfung von $\xi = 5 \%$ grafisch ermittelt. Dafür sind die Antwortspektren der Horizontalverschiebungen von den Erdbeben und gemäß Eurocode als blaue Linie dargestellt. Der Zusammenhang der Eigenperiode zur Horizontalverschiebung im Massenschwerpunkt von Tankbauwerk T2 ist als grüne Linie eingetragen. Der Schnittpunkt der beiden Linien stellt das Ergebnis der Iteration von Gleichung (7-1) dar und die zutreffende Eigenperiode des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers kann auf der Abszisse abgelesen werden.

In Abbildung 199 und Abbildung 200 sind diese derart ermittelten Perioden der äquivalenten linearisierten Einmassenschwinger von Tankbauwerk T2 für die künstlichen und aufgezeichneten Erdbeben, sowie jene für das Normspektrum der Bodenklasse D mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$ als grüne Balken dargestellt, welche als „period iterative“ bezeichnet werden. Als Vergleich sind die Perioden der Abhebevorgänge, die, wie in Kapitel 7.2.1 beschrieben, mit der 3D-Berechnung ermittelt wurden (Dauer des Abhebevorganges mit jeweils der maximalen Abhebehöhe), als blaue Balken dargestellt, welche mit „period time history“ bezeichnet werden. Der violette Balken stellt die Eigenperiode des nicht abhebenden Tankbauwerkes T2, die mit der vereinfachten Methode gemäß EC 1998-4 [3], Gleichung (3-39) (A.35) ermittelt wurde, dar (vergleiche Tabelle 24, letzte Spalte).

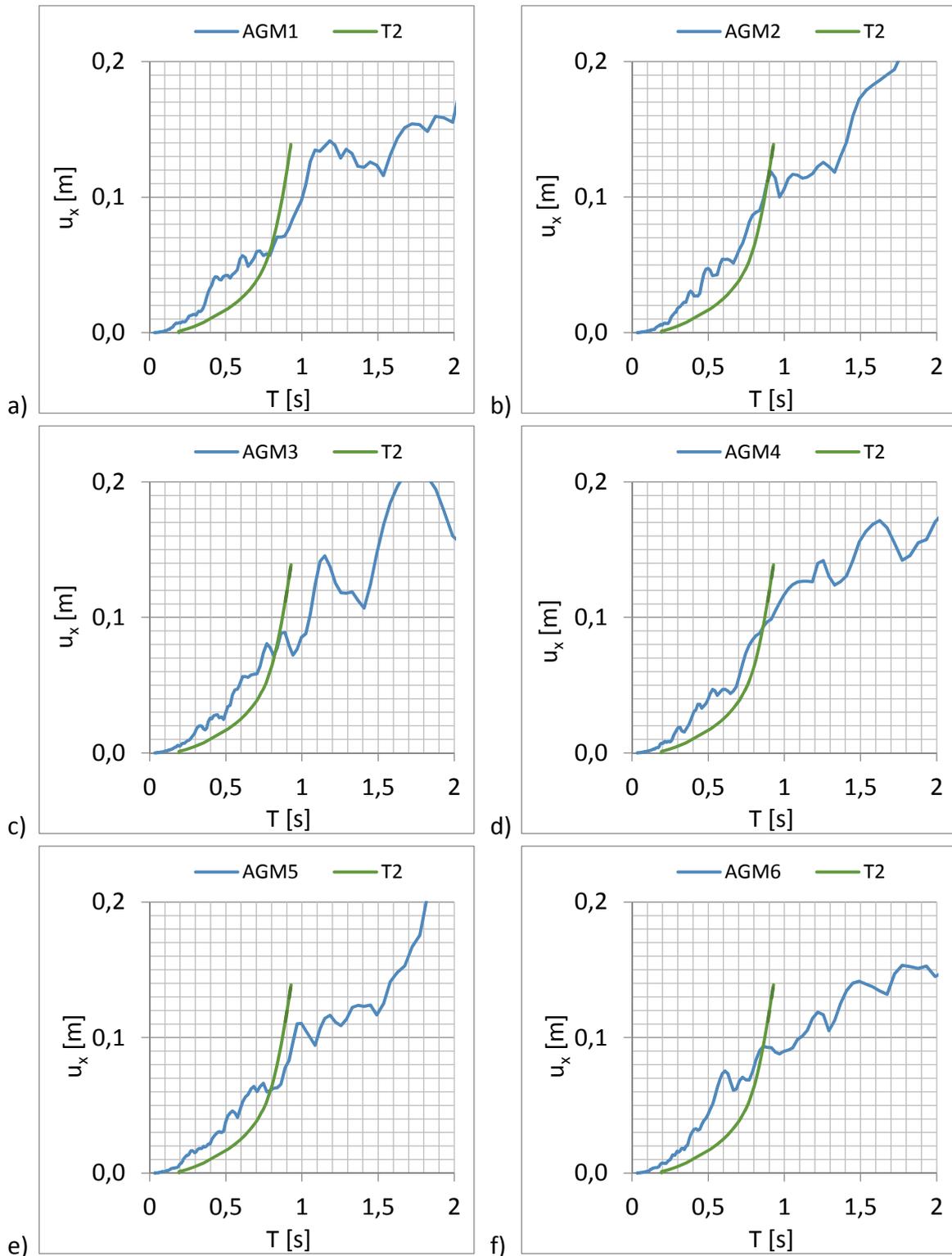


Abbildung 194 : Grafische Ermittlung der Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers von Tankbauwerk T2 ($a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$) beim
 a) künstlichen Erdbeben AGM1, b) künstlichen Erdbeben AGM2,
 c) künstlichen Erdbeben AGM3, d) künstlichen Erdbeben AGM4,
 e) künstlichen Erdbeben AGM5, f) künstlichen Erdbeben AGM6.

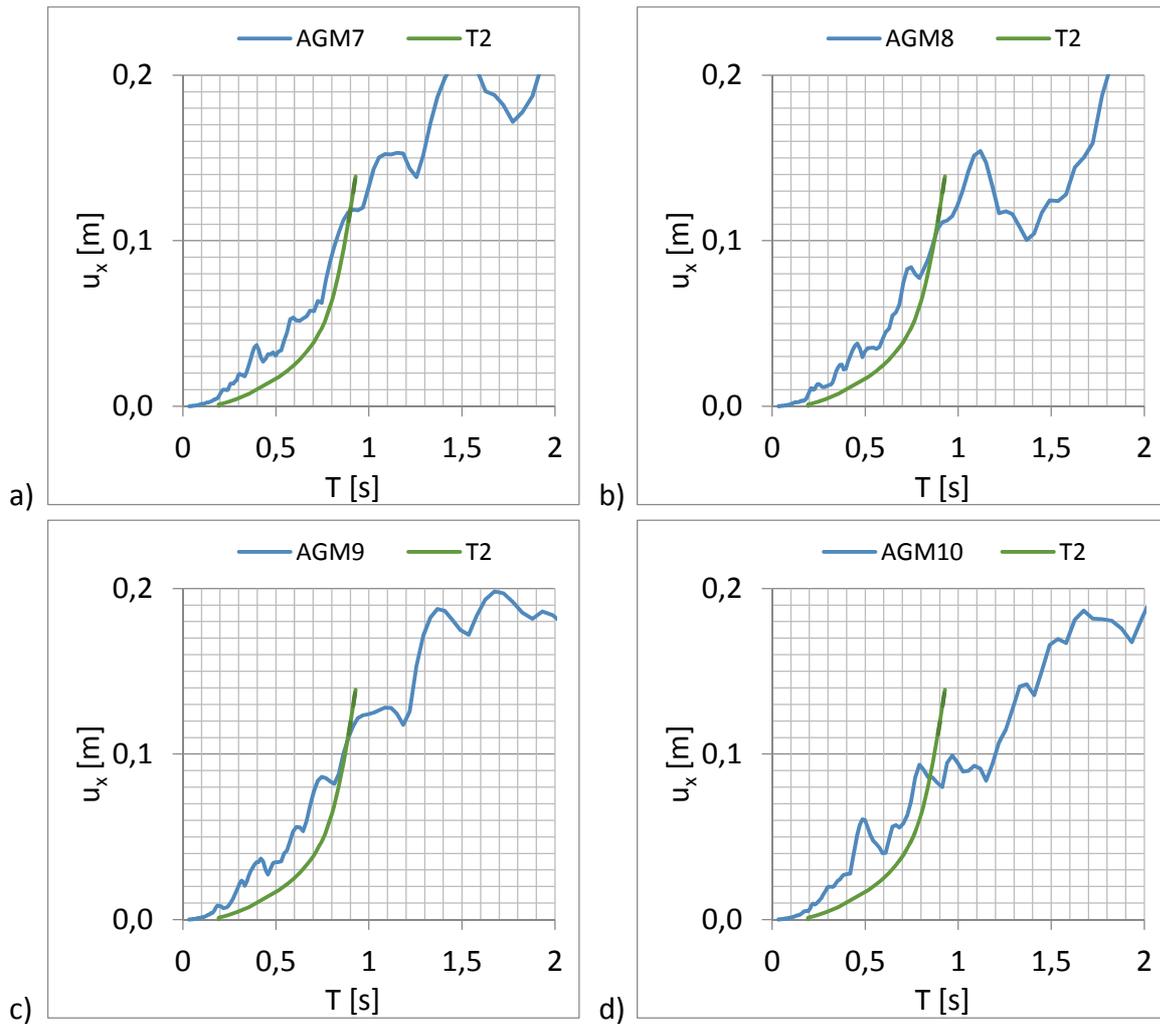


Abbildung 195 : Grafische Ermittlung der Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers von Tankbauwerk T2 ($a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$) beim
 a) künstlichen Erdbeben AGM7, b) künstlichen Erdbeben AGM8,
 c) künstlichen Erdbeben AGM9, d) künstlichen Erdbeben AGM10.

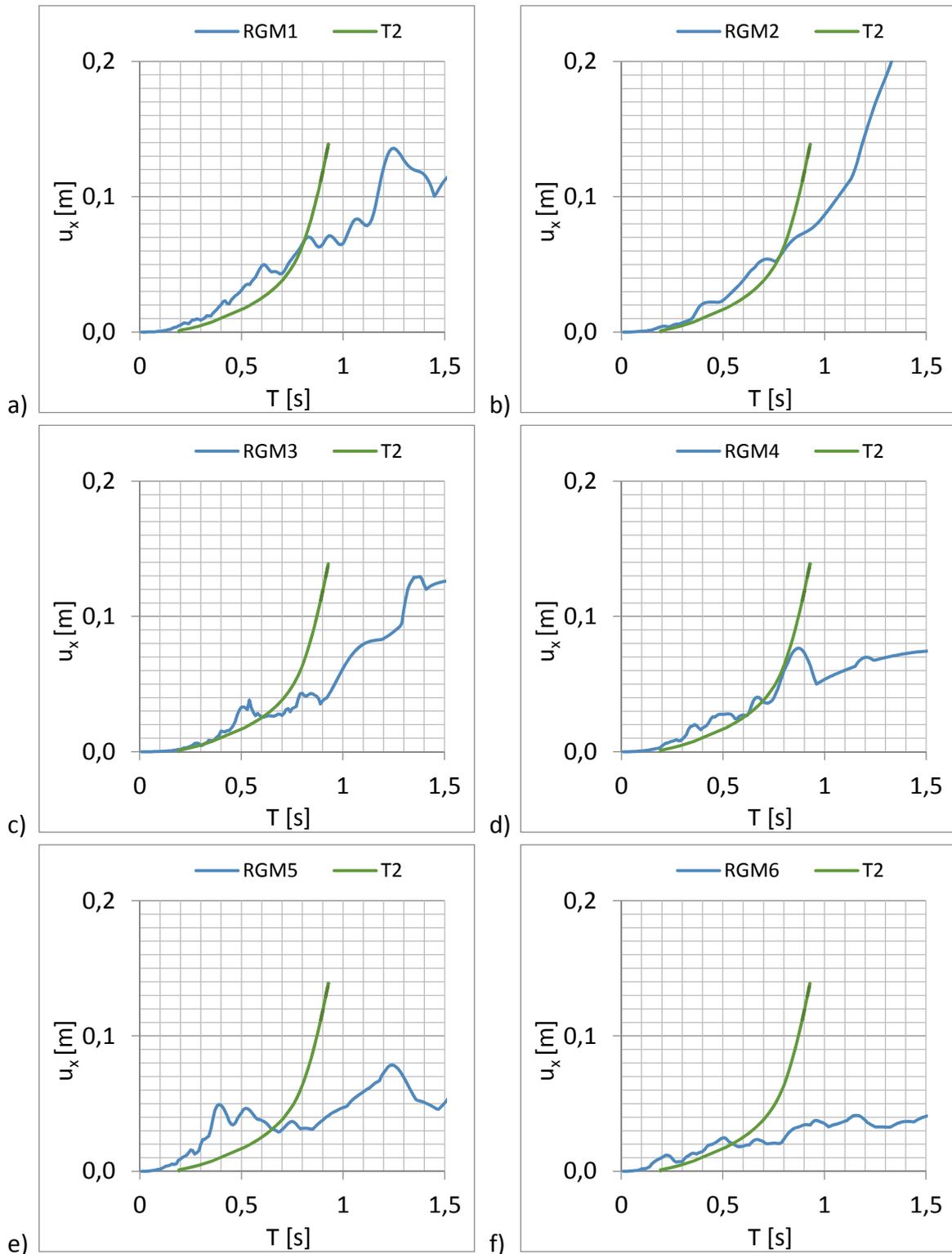


Abbildung 196 : Grafische Ermittlung der Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers von Tankbauwerk T2 ($a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$) beim
 a) aufgezeichneten Erdbeben RGM1, b) aufgezeichneten Erdbeben RGM2,
 c) aufgezeichneten Erdbeben RGM3, d) aufgezeichneten Erdbeben RGM4,
 e) aufgezeichneten Erdbeben RGM5, f) aufgezeichneten Erdbeben RGM6.

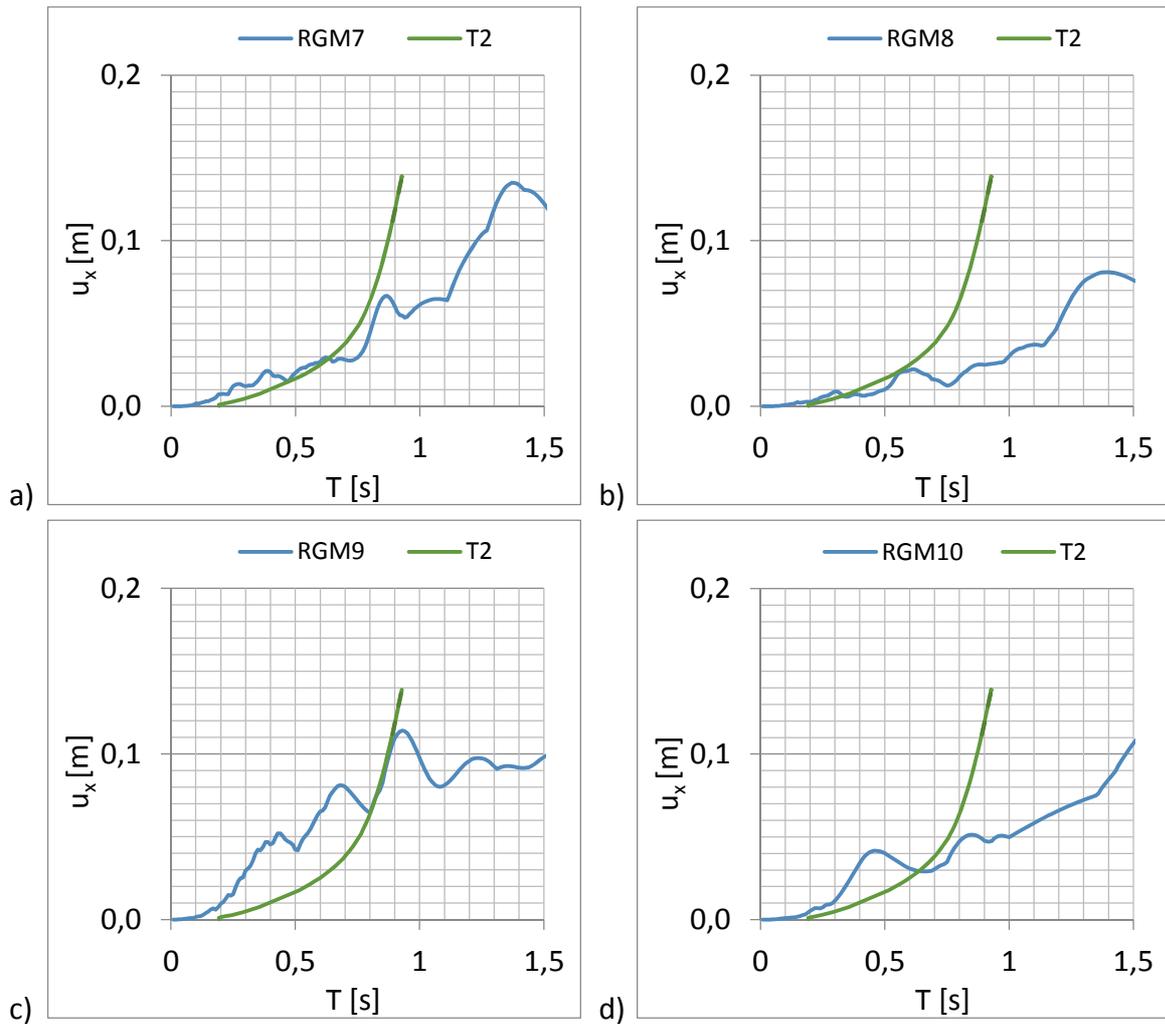


Abbildung 197 : Grafische Ermittlung der Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers von Tankbauwerk T2 ($a_g = 2$ [m/s²]) beim
 a) aufgezeichneten Erdbeben RGM7, b) aufgezeichneten Erdbeben RGM8.
 c) aufgezeichneten Erdbeben RGM9, d) aufgezeichneten Erdbeben RGM10.

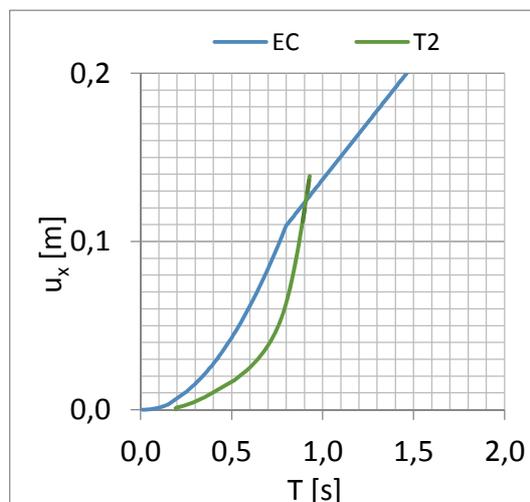


Abbildung 198 : Grafische Ermittlung der Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers von Tankbauwerk T2 für das Antwortspektrum einer Bodenklasse D und einer Bodenbeschleunigung von $a_g = 2$ [m/s²].

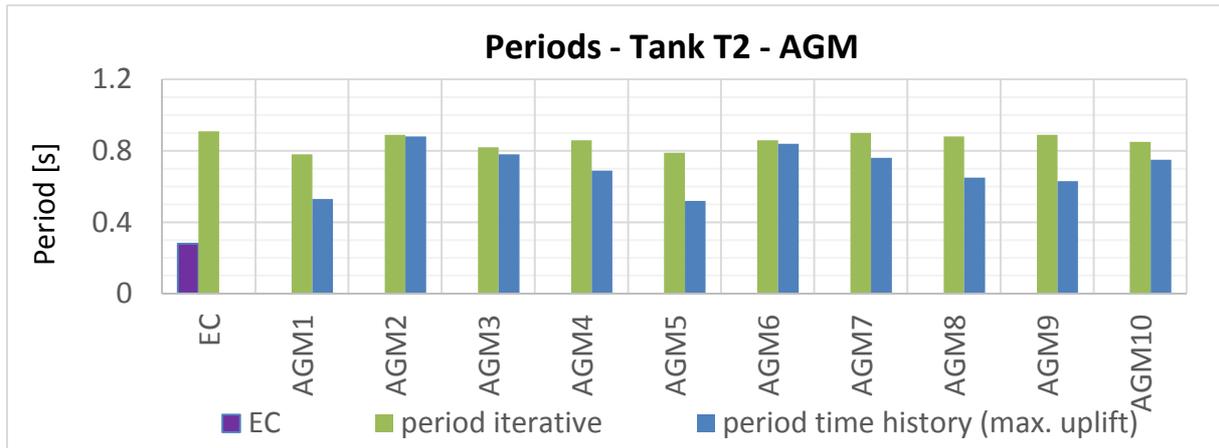


Abbildung 199: Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers („period iterative“) von Tankbauwerk T2 bei den künstlichen Erdbeben und für das Antwortspektrum einer Bodenklasse D und einer Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$, sowie die Perioden der Abhebevorgänge bei den künstlichen Erdbeben, die mit der 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden (Dauer des Abhebevorganges mit jeweils der maximalen Abhebehöhe - siehe Kapitel 7.2.1) und die Eigenperiode des nicht abhebenden Tankbauwerkes T2 („EC“), die mit der vereinfachten Methode gemäß EC 1998-4 [3], Gleichung (3-39) (A.35) ermittelt wurde (vergleiche Tabelle 24, letzte Spalte).

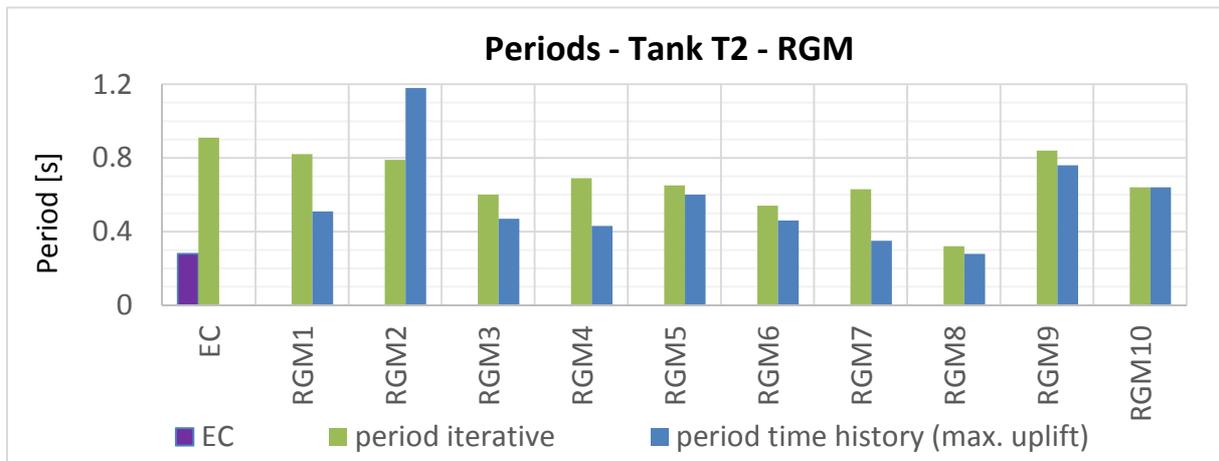


Abbildung 200: Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers („period iterative“) von Tankbauwerk T2 bei den aufgezeichneten Erdbeben und für das Antwortspektrum einer Bodenklasse D und einer Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$, sowie die Perioden der Abhebevorgänge bei den aufgezeichneten Erdbeben, die mit der 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden (Dauer des Abhebevorganges mit jeweils der maximalen Abhebehöhe - siehe Kapitel 7.2.1) und die Eigenperiode des nicht abhebenden Tankbauwerkes T2 („EC“), die mit der vereinfachten Methode gemäß EC 1998-4 [3], Gleichung (3-39) (A.35) ermittelt wurde (vergleiche Tabelle 24, letzte Spalte).

c) Perioden der äquivalenten linearisierten Einmassenschwinger für Tankbauwerk T3

In den Abbildungen 201 bis 205 werden die Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers von Tankbauwerk T3 für die künstlich generierten Erdbeben (Abbildungen 201 und 202), für die aufgezeichneten Erdbeben (Abbildungen 203 und 204) und für das Antwortspektrum der Bodenklasse D (Abbildung 205), jeweils bei einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 4 \text{ [m/s}^2\text{]}$ und einer Dämpfung von $\xi = 5 \%$ grafisch ermittelt. Dafür sind die Antwortspektren der Horizontalverschiebungen von den Erdbeben und gemäß Eurocode als blaue Linie dargestellt. Der Zusammenhang der Eigenperiode zur Horizontalverschiebung im Massenschwerpunkt von Tankbauwerk T3 ist als grüne Linie eingetragen. Der Schnittpunkt der beiden Linien stellt das Ergebnis der Iteration von Gleichung (7-1) dar und die zutreffende Eigenperiode des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers kann auf der Abszisse abgelesen werden.

In Abbildung 206 und Abbildung 207 sind diese derart ermittelten Perioden der äquivalenten linearisierten Einmassenschwinger von Tankbauwerk T3 für die künstlichen und aufgezeichneten Erdbeben, sowie jene für das Normspektrum der Bodenklasse D mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 4 \text{ [m/s}^2\text{]}$ als grüne Balken dargestellt, welche als „period iterative“ bezeichnet werden. Als Vergleich sind die Perioden der Abhebevorgänge, die, wie in Kapitel 7.2.1 beschrieben, mit der 3D-Berechnung ermittelt wurden (Dauer des Abhebevorganges mit jeweils der maximalen Abhebehöhe), als blaue Balken dargestellt welche, mit „period time history“ bezeichnet werden. Der violette Balken stellt die Eigenperiode des nicht abhebenden Tankbauwerkes T3 dar, die mit der vereinfachten Methode gemäß EC 1998-4 [3], Gleichung (3-39) (A.35) ermittelt wurde (vergleiche Tabelle 24, letzte Spalte).

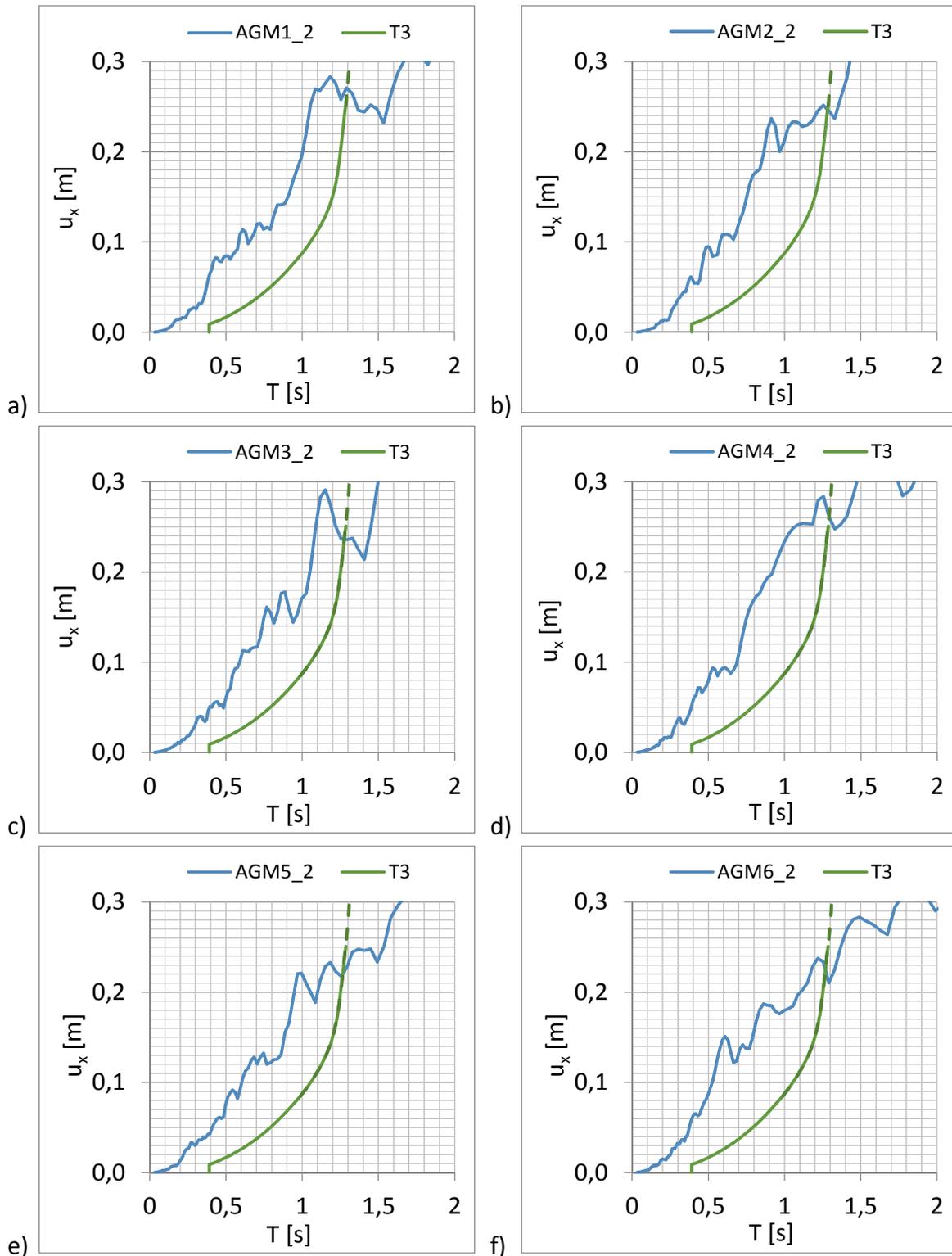


Abbildung 201 : Grafische Ermittlung der Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers von Tankbauwerk T3 ($a_g = 4$ [m/s²]) beim
 a) künstlichen Erdbeben AGM1_2, b) künstlichen Erdbeben AGM2_2,
 c) künstlichen Erdbeben AGM3_2, d) künstlichen Erdbeben AGM4_2,
 e) künstlichen Erdbeben AGM5_2, f) künstlichen Erdbeben AGM6_2.

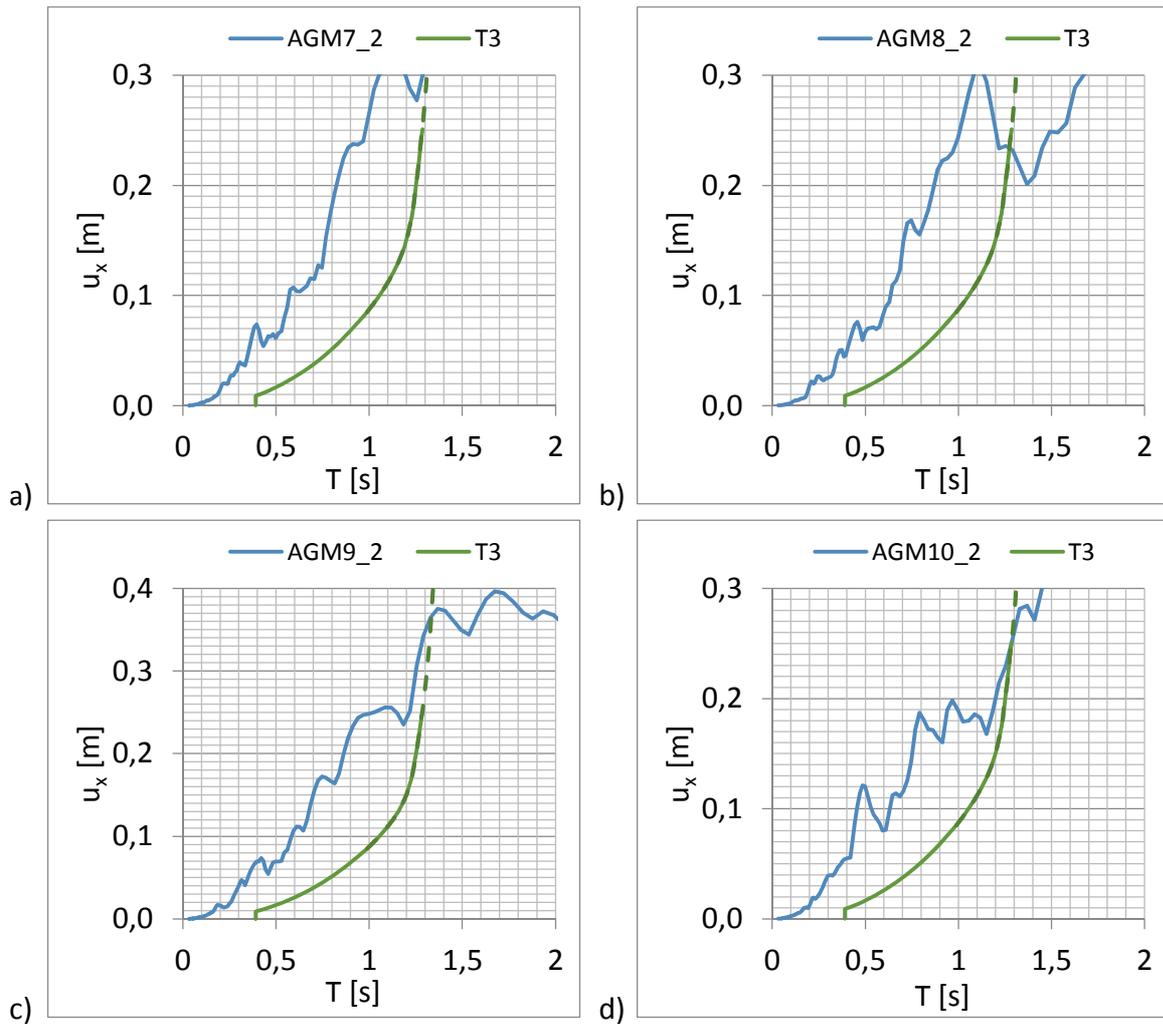


Abbildung 202 : Grafische Ermittlung der Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers von Tankbauwerk T3 ($a_g = 4 \text{ [m/s}^2\text{]}$) beim
 a) künstlichen Erdbeben AGM7_2, b) künstlichen Erdbeben AGM8_2,
 c) künstlichen Erdbeben AGM9_2, d) künstlichen Erdbeben AGM10_2.

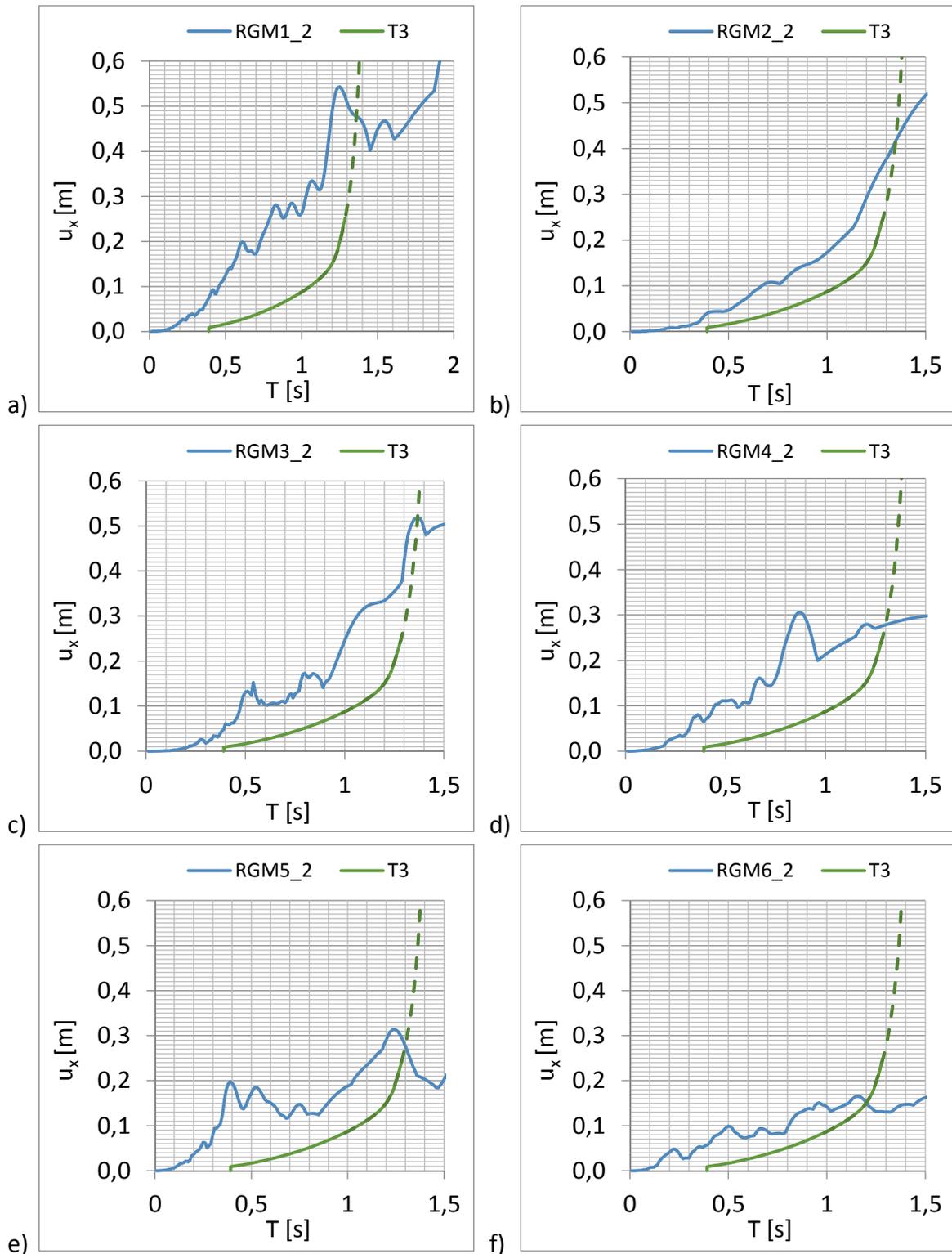


Abbildung 203 : Grafische Ermittlung der Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers von Tankbauwerk T3 ($a_g = 4 \text{ [m/s}^2\text{]}$) beim
 a) Erdbeben RGM1_2, b) Erdbeben RGM2_2,
 c) Erdbeben RGM3_2, d) Erdbeben RGM4_2,
 e) Erdbeben RGM5_2, f) Erdbeben RGM6_2.

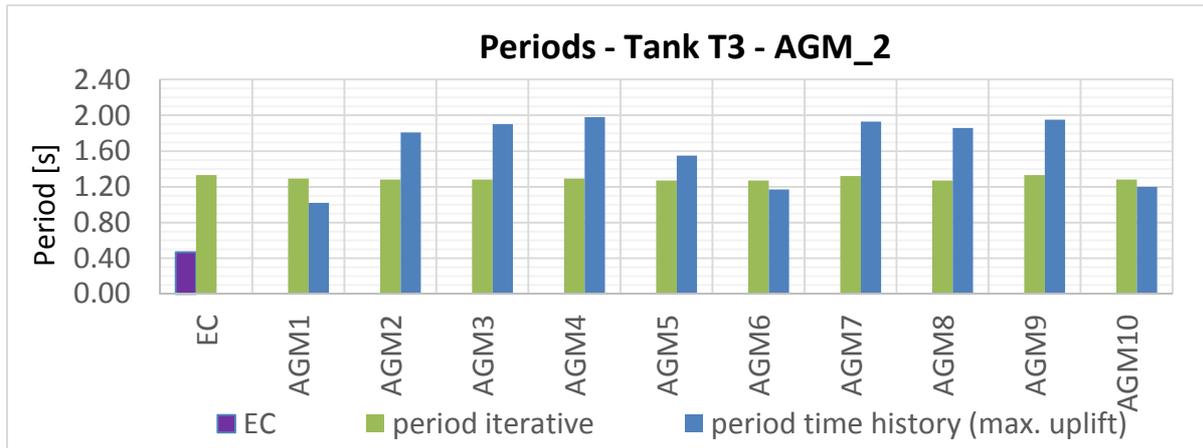


Abbildung 206 : Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers („period iterative“) von Tankbauwerk T3 bei den künstlichen Erdbeben und für das Antwortspektrum einer Bodenklasse D und einer Bodenbeschleunigung von $a_g = 4 \text{ [m/s}^2\text{]}$, sowie die Perioden der Abhebevorgänge bei den künstlichen Erdbeben, die mit der 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden (Dauer des Abhebevorganges mit jeweils der maximalen Abhebehöhe - siehe Kapitel 7.2.1) und die Eigenperiode des nicht abhebenden Tankbauwerkes T3 („EC“), die mit der vereinfachten Methode gemäß EC 1998-4 [3], Gleichung (3-39) (A.35) ermittelt wurde (vergleiche Tabelle 24, letzte Spalte).

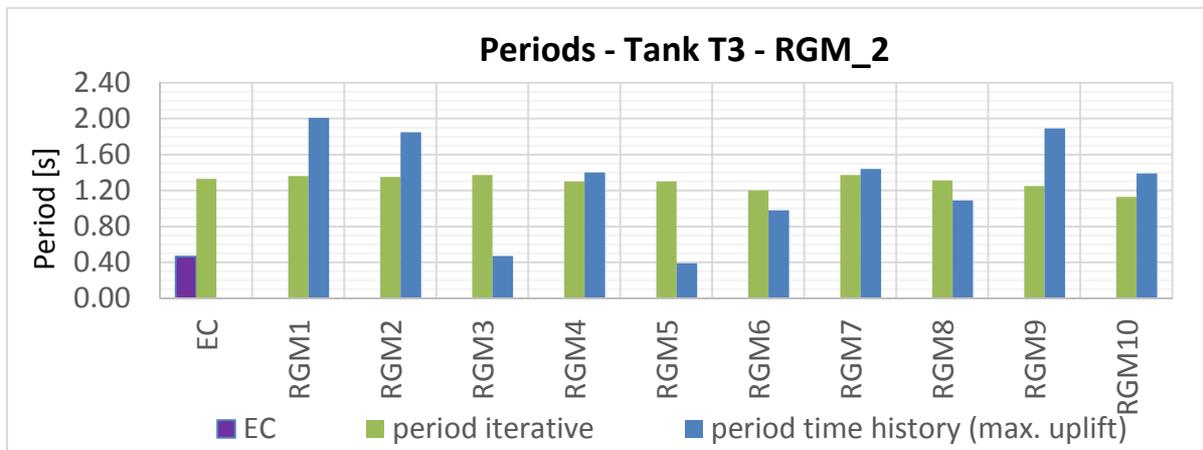


Abbildung 207 : Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers („period iterative“) von Tankbauwerk T3 bei den aufgezeichneten Erdbeben und für das Antwortspektrum einer Bodenklasse D und einer Bodenbeschleunigung von $a_g = 4 \text{ [m/s}^2\text{]}$, sowie die Perioden der Abhebevorgänge bei den aufgezeichneten Erdbeben, die mit der 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden (Dauer des Abhebevorganges mit jeweils der maximalen Abhebehöhe - siehe Kapitel 7.2.1) und die Eigenperiode des nicht abhebenden Tankbauwerkes T3 („EC“), die mit der vereinfachten Methode gemäß EC 1998-4 [3], Gleichung (3-39) (A.35) ermittelt wurde (vergleiche Tabelle 24, letzte Spalte).

d) Perioden der äquivalenten linearisierten Einmassenschwinger für Tankbauwerk T4

In den Abbildungen 208 bis 212 werden die Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers von Tankbauwerk T4 für die künstlich generierten Erdbeben (Abbildungen 208 und 209), für die aufgezeichneten Erdbeben (Abbildungen 210 und 211) und für das Antwortspektrum der Bodenklasse D (Abbildung 212), jeweils bei einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$ und einer Dämpfung von $\xi = 5 \%$ grafisch ermittelt. Dafür sind die Antwortspektren der Horizontalverschiebungen von den Erdbeben und gemäß Eurocode als blaue Linie dargestellt. Der Zusammenhang der Eigenperiode zur Horizontalverschiebung im Massenschwerpunkt von Tankbauwerk T4 ist als grüne Linie eingetragen. Der Schnittpunkt der beiden Linien stellt das Ergebnis der Iteration von Gleichung (7-1) dar und die zutreffende Eigenperiode des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers kann auf der Abszisse abgelesen werden.

In Abbildung 213 und Abbildung 214 sind diese derart ermittelten Perioden der äquivalenten linearisierten Einmassenschwinger von Tankbauwerk T4 für die künstlichen und aufgezeichneten Erdbeben, sowie jene für das Normspektrum der Bodenklasse D mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$ als grüne Balken dargestellt, welche als „period iterative“ bezeichnet werden. Als Vergleich sind die Perioden der Abhebevorgänge, die, wie in Kapitel 7.2.1 beschrieben, mit der 3D-Berechnung ermittelt wurden (Dauer des Abhebevorganges mit jeweils der maximalen Abhebehöhe), als blaue Balken dargestellt, welche mit „period time history“ bezeichnet werden. Der violette Balken stellt die Eigenperiode des nicht abhebenden Tankbauwerkes T4 dar, die mit der vereinfachten Methode gemäß EC 1998-4 [3], Gleichung (3-39) (A.35) ermittelt wurde (vergleiche Tabelle 24, letzte Spalte).

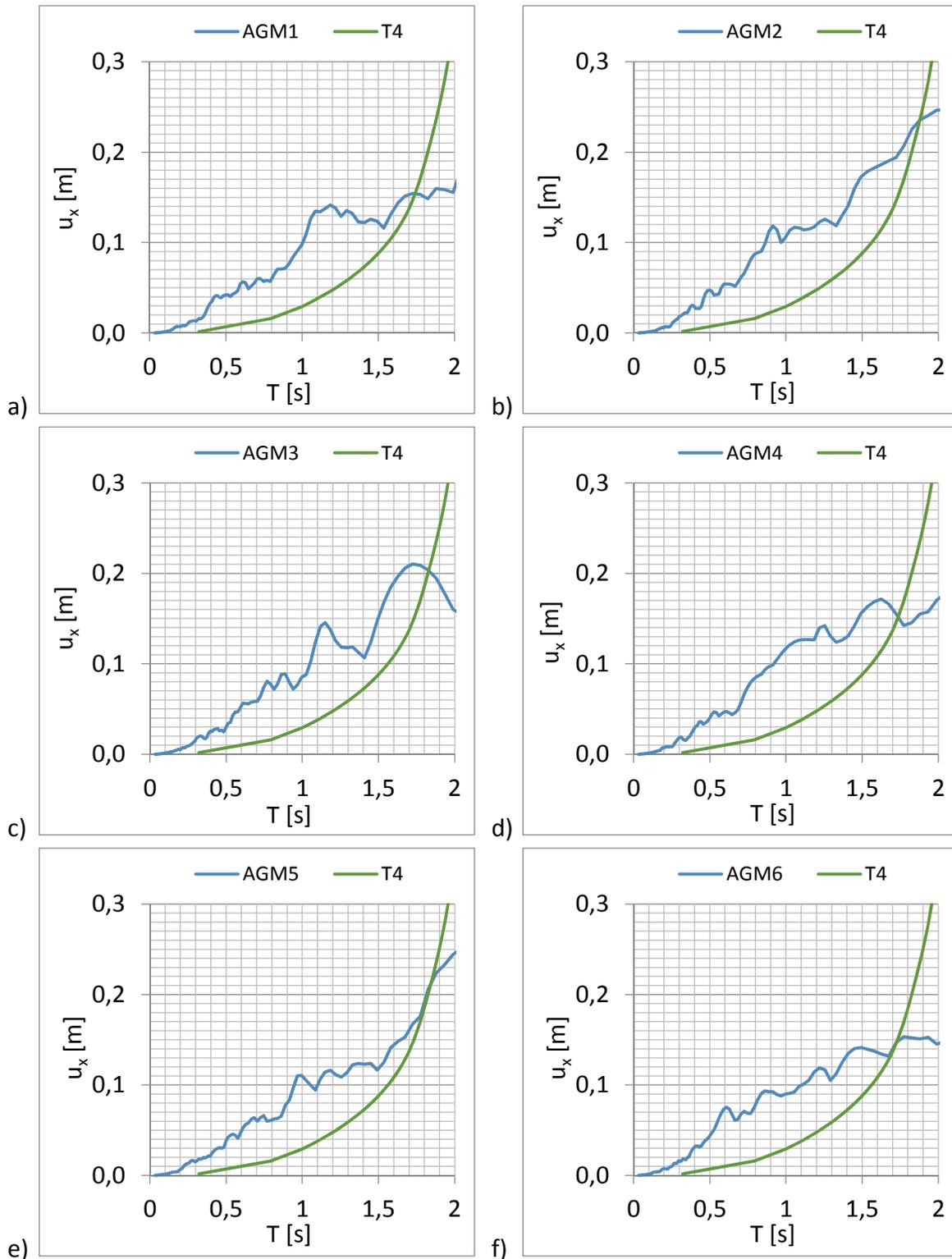


Abbildung 208 : Grafische Ermittlung der Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers von Tankbauwerk T4 ($a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$) beim
 a) künstlichen Erdbeben AGM1, b) künstlichen Erdbeben AGM2,
 c) künstlichen Erdbeben AGM3, d) künstlichen Erdbeben AGM4,
 e) künstlichen Erdbeben AGM5, f) künstlichen Erdbeben AGM6.

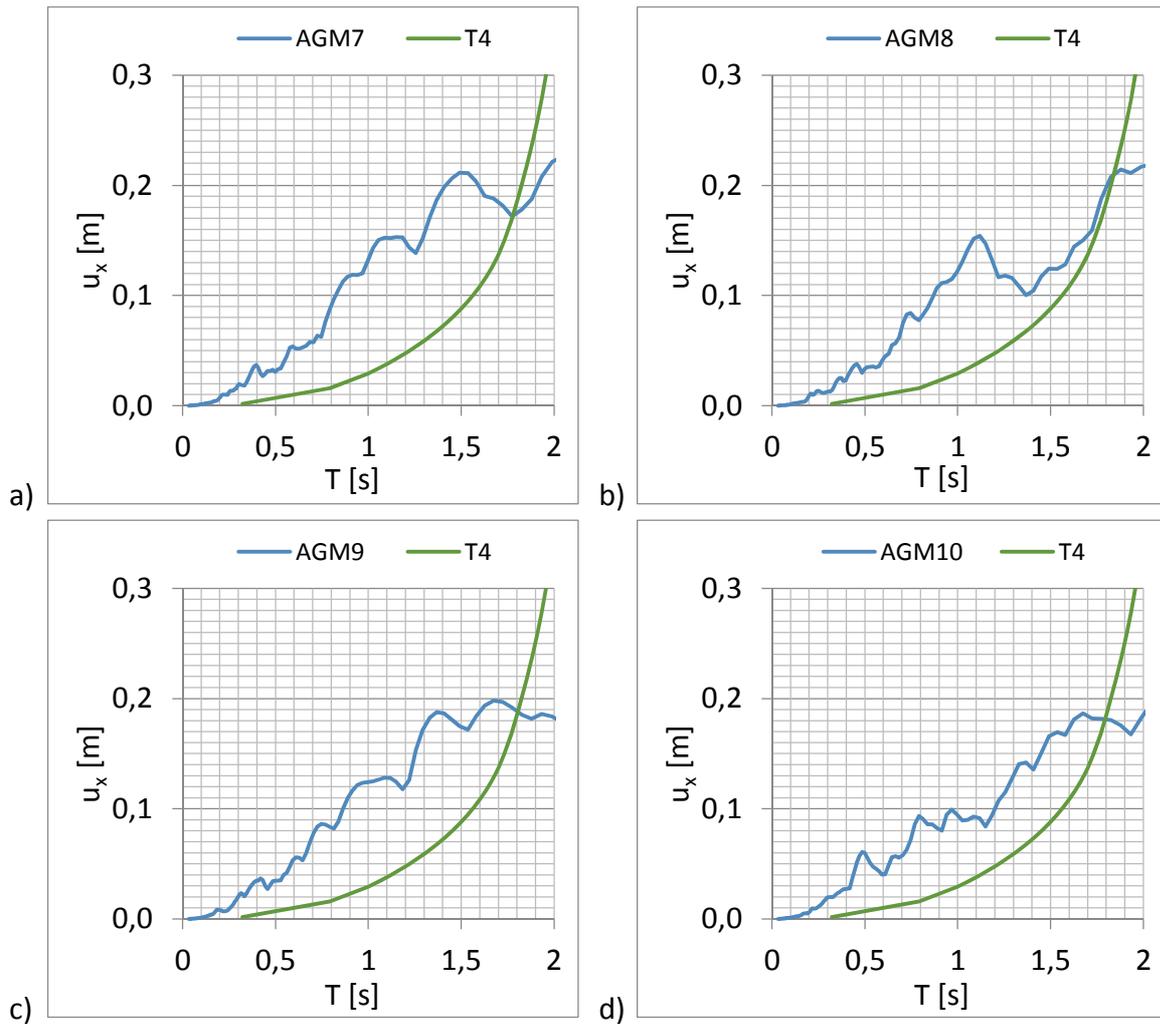


Abbildung 209 : Grafische Ermittlung der Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers von Tankbauwerk T4 ($a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$) beim
 a) künstlichen Erdbeben AGM7, b) künstlichen Erdbeben AGM8,
 c) künstlichen Erdbeben AGM9 d) künstlichen Erdbeben AGM10.

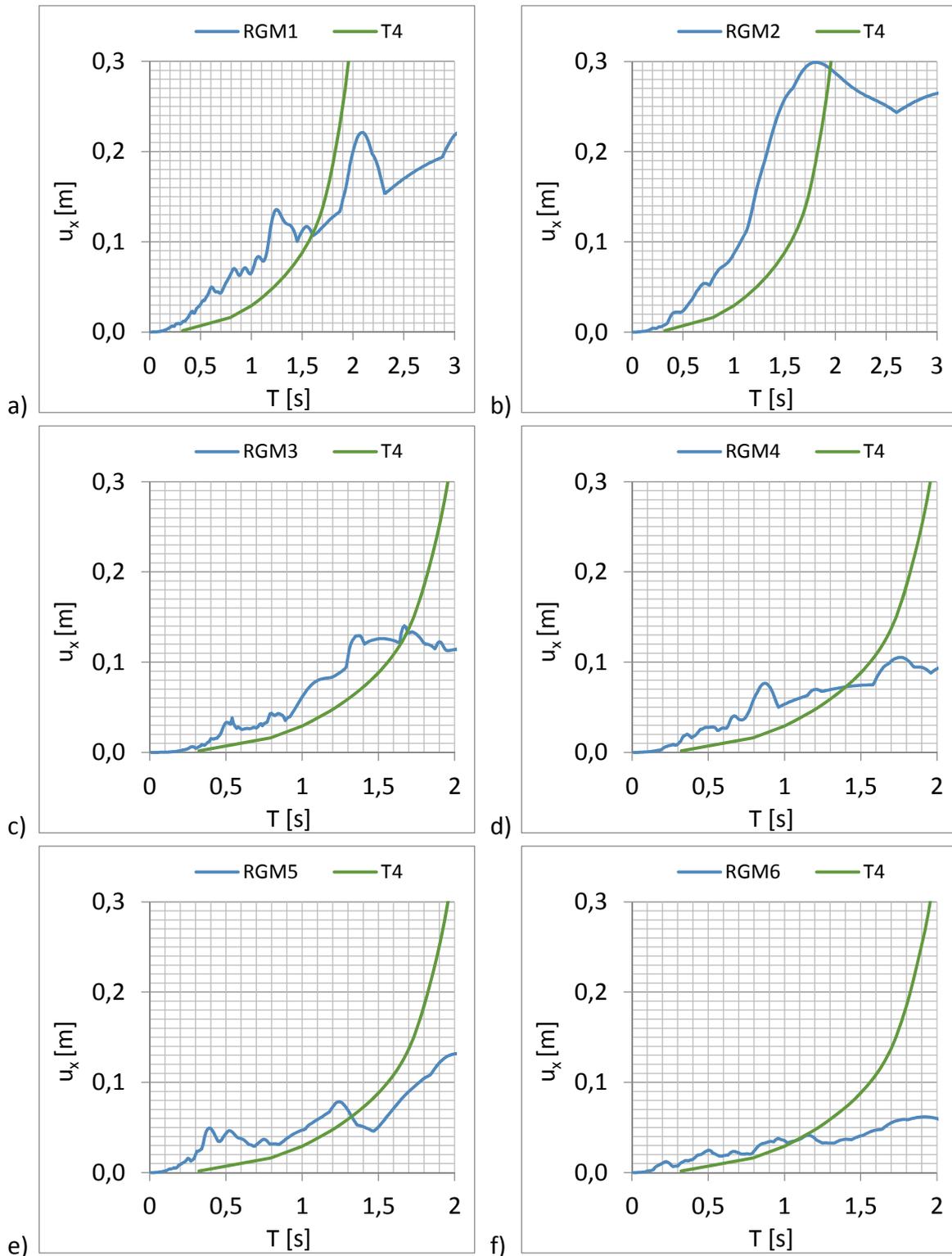


Abbildung 210 : Grafische Ermittlung der Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers von Tankbauwerk T4 ($a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$) beim
 a) aufgezeichneten Erdbeben RGM1 b) aufgezeichneten Erdbeben RGM2
 c) aufgezeichneten Erdbeben RGM3 d) aufgezeichneten Erdbeben RGM4
 e) aufgezeichneten Erdbeben RGM5 f) aufgezeichneten Erdbeben RGM6

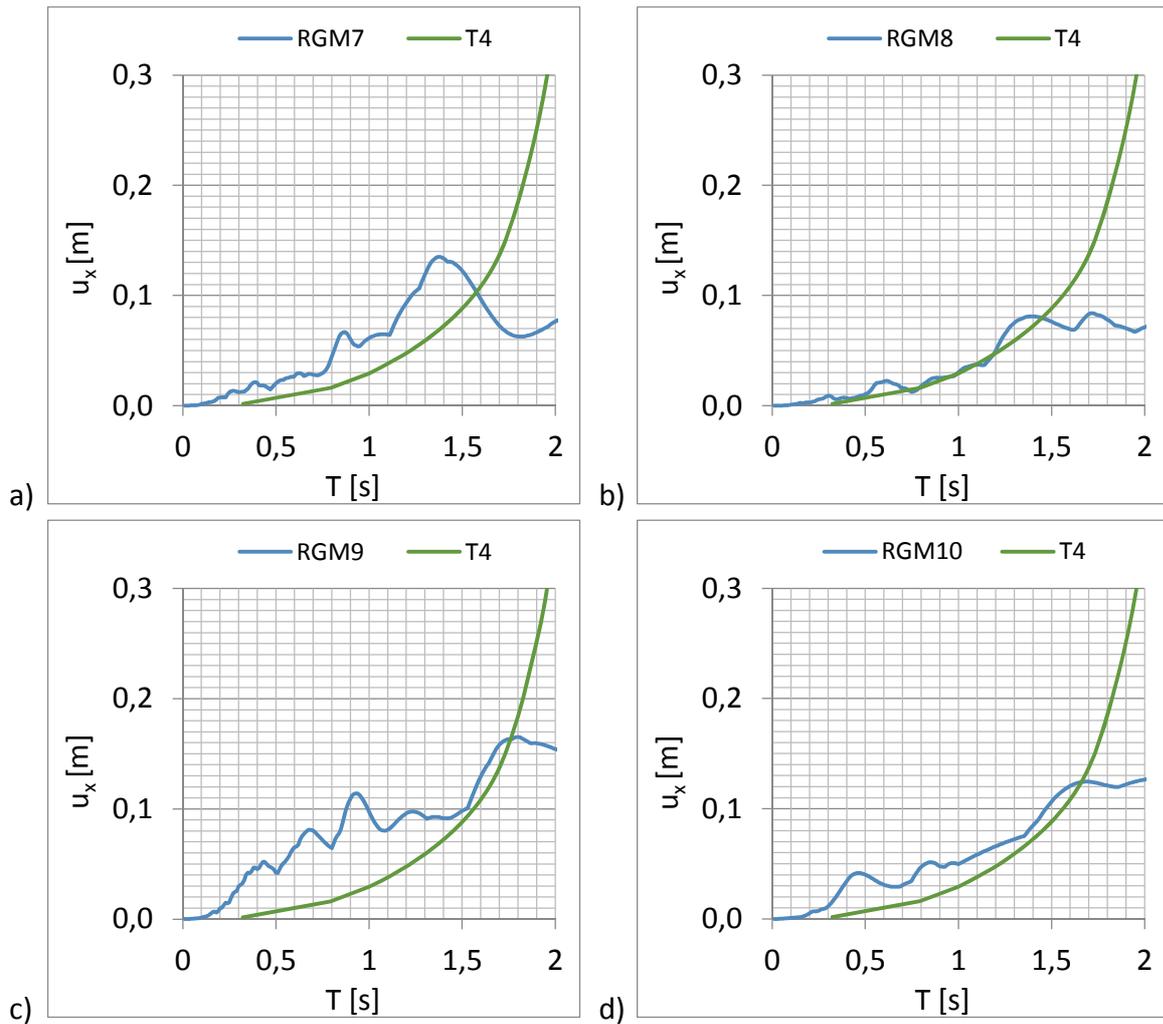


Abbildung 211 : Grafische Ermittlung der Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers von Tankbauwerk T4 ($a_g = 2$ [m/s²]) beim
 a) aufgezeichneten Erdbeben RGM7, b) aufgezeichneten Erdbeben RGM8,
 c) aufgezeichneten Erdbeben RGM9, d) aufgezeichneten Erdbeben RGM10.

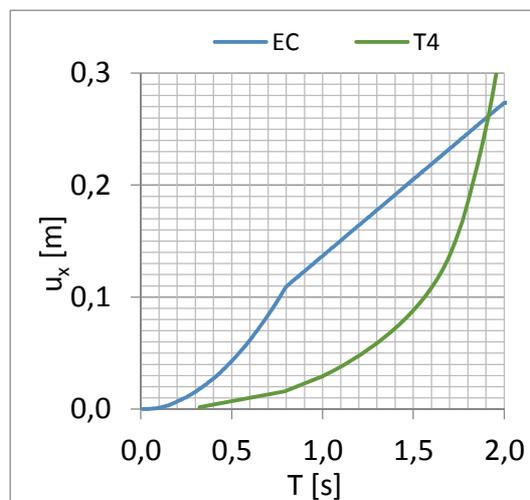


Abbildung 212 : Grafische Ermittlung der Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers von Tankbauwerk T4 für das Antwortspektrum einer Bodenklasse D und einer Bodenbeschleunigung von $a_g = 2$ [m/s²].

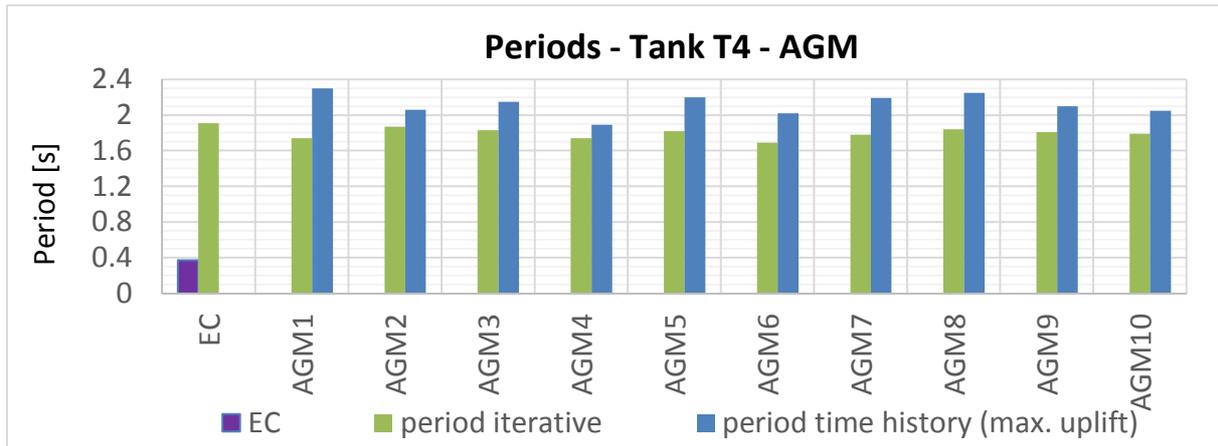


Abbildung 213 : Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers („period iterative“) von Tankbauwerk T4 bei den künstlichen Erdbeben und für das Antwortspektrum einer Bodenklasse D und einer Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$, sowie die Perioden der Abhebevorgänge bei den künstlichen Erdbeben, die mit der 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden (Dauer des Abhebevorganges jeweils mit der maximalen Abhebehöhe - siehe Kapitel 7.2.1) und die Eigenperiode des nicht abhebenden Tankbauwerkes T4 („EC“), die mit der vereinfachten Methode gemäß EC 1998-4 [3], Gleichung (3-39) (A.35) ermittelt wurde (vergleiche Tabelle 24, letzte Spalte).

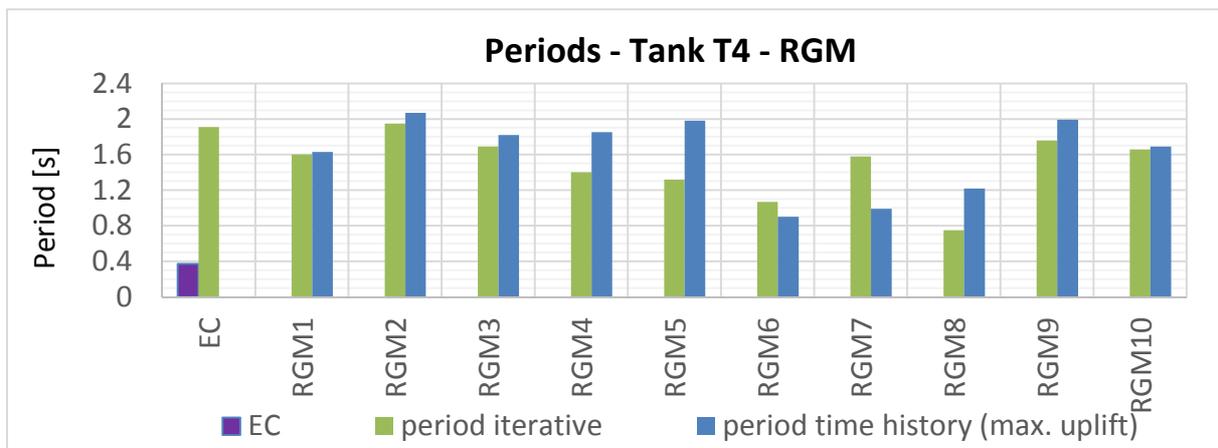


Abbildung 214 : Eigenperioden des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers („period iterative“) von Tankbauwerk T4 bei den aufgezeichneten Erdbeben und für das Antwortspektrum einer Bodenklasse D und einer Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$, sowie die Perioden der Abhebevorgänge bei den aufgezeichneten Erdbeben, die mit der 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden (Dauer des Abhebevorganges mit jeweils der maximalen Abhebehöhe - siehe Kapitel 7.2.1) und die Eigenperiode des nicht abhebenden Tankbauwerkes T4 („EC“), die mit der vereinfachten Methode gemäß EC 1998-4 [3], Gleichung (3-39) (A.35) ermittelt wurde (vergleiche Tabelle 24, letzte Spalte).

7.3.4 Abhebehöhen für die Perioden, die mit dem Verfahren nach Scharf ermittelt wurden

In diesem Kapitel werden die Umsturzmomente und die zugehörigen Abhebehöhen für jedes Erdbeben analog zu Kapitel 7.1.3 und Kapitel 7.2.2, unter Zugrundelegung von bilinear ideal elastisch-plastischem Materialverhalten ohne Verfestigung ermittelt. Allerdings wird hier bei jedem Erdbeben die Antwortbeschleunigung bei den Perioden, die mit dem Verfahren nach Scharf ermittelt werden, angesetzt. Wie in Kapitel 7.2.2 wird auch hier der konvektive Anteil vernachlässigt, um die so ermittelten Abhebehöhen mit den maximal auftretenden Abhebehöhen, die mit den der detaillierten 3D-Zeitverlaufsberechnungen ermittelt wurden, vergleichen zu können. Der Einfluss auf das Umsturzmoment ist, wie bereits in Kapitel 7.2.2 erläutert, aufgrund des sehr tieffrequenten Verhaltens (hohe Perioden) des konvektiven Modes sehr gering.

a) Die Antwortbeschleunigung für die mit dem Verfahren nach Scharf ermittelten Perioden, und die sich daraus ergebenden Abhebehöhen für Tankbauwerk T1

Mit den Eigenperioden der äquivalenten linearisierten Einmassenschwinger von Tankbauwerk T1 für die untersuchten Erdbeben können, wie bereits in Kapitel 7.2.2 dargestellt, die bei diesen Perioden auftretenden Antwortbeschleunigungen aus den jeweiligen Antwortspektren der Absolutbeschleunigung ermittelt werden.

Analog zu Kapitel 7.1.3 und Kapitel 7.2.2 wird für jedes Erdbeben das auftretende Umsturzmoment unter Zugrundelegung der Antwortbeschleunigung bei der Eigenperiode des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers berechnet. Anschließend wird mit Hilfe des Zusammenhanges aus Umsturzmoment und der Abhebehöhe, ermittelt mit der Pushover-Analyse (siehe Kapitel 5.3.1), die Abhebehöhe bestimmt.

In den Abbildungen 215 bis 218 sind die Antwortspektren der Absolutbeschleunigung für jedes untersuchte Erdbeben als rote Linie dargestellt. Zusätzlich ist das Bemessungsspektrum der Absolutbeschleunigung, gemäß Eurocode 8 - EN 1998-1 [2], für eine Bodenkategorie D mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$ und elastischen Bauwerkseigenschaften ($q = 1$) als Referenz eingetragen. Beide Antwortspektren werden hier mit der vom EC 1998-4 [3] vorgeschlagenen Dämpfung von $\xi = 5 \%$ ermittelt. In Abbildung 219 ist das Bemessungsspektrum als blaue Linie eingetragen.

Wie in Kapitel 5.2.2 beschrieben, wird im Gegensatz dazu bei der FE-Berechnung für die Tankschale eine Dämpfung $\xi = 2 \%$ und für das gespeicherte Fluid eine Dämpfung von $\xi = 0,5 \%$ berücksichtigt.

Die, wie in Kapitel 7.3.3 beschrieben, ermittelten Perioden der äquivalenten linearisierten Einmassenschwinger von Tankbauwerk T1 (vergleiche Abbildungen 187 bis 191) sind für jedes Erdbeben (Abbildungen 215 bis 218) beziehungsweise das Bemessungsspektrum (Abbildung 219) jeweils als vertikale grüne Linie eingetragen. Als Referenz ist die Eigenperiode des nicht abhebenden Tankbauwerkes T1 nach der vereinfachten Methode gemäß EC 1998-4 [3], Gleichung (3-39) (A.35) jeweils als vertikale schwarze Linie eingetragen (vergleiche Tabelle 24, letzte Spalte).

In Abbildung 220 sind die maximalen Abhebehöhen des Tankbauwerkes T1 bei den untersuchten künstlichen Erdbeben, sowie für das Antwortspektrum der Bodenklasse D mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$ (Bezeichnung EC) dargestellt. Dabei sind die grünen Balken jene Abhebehöhen, die bei einem Umsturzmoment auftreten, das bei der iterativ ermittelten Eigenperiode eines äquivalenten Einmassenschwingers auftritt (Ermittlung von Umsturzmoment und Abhebehöhe sinngemäß wie in Kapitel 7.1.3 dargestellt). Als blaue Balken sind jene Abhebehöhen dargestellt (ebenfalls sinngemäß nach Kapitel 7.1.3 ermittelt), die bei einem Umsturzmoment auftreten, dem die Perioden des maximalen Abhebevorganges für jedes Erdbeben, welche mit der detaillierten 3D-Berechnung ermittelt wurden, zugrunde liegen. Die roten Balken zeigen die maximal auftretenden Abhebehöhen, die mit der 3D-Zeitverlaufsrechnung (siehe Kapitel 5.2.2 und 5.3.2) ermittelt wurden. Als Vergleich ist die Abhebehöhe, die mit dem Umsturzmoment nach dem vereinfachten Verfahren gemäß EC 1998-4 [3] ermittelt wurde (siehe Kapitel 7.1.3), als

violetter Balken dargestellt. In gleicher Weise sind die maximalen Abhebehöhen des Tankbauwerkes T1 für die untersuchten aufgezeichneten Erdbeben in Abbildung 221 dargestellt.

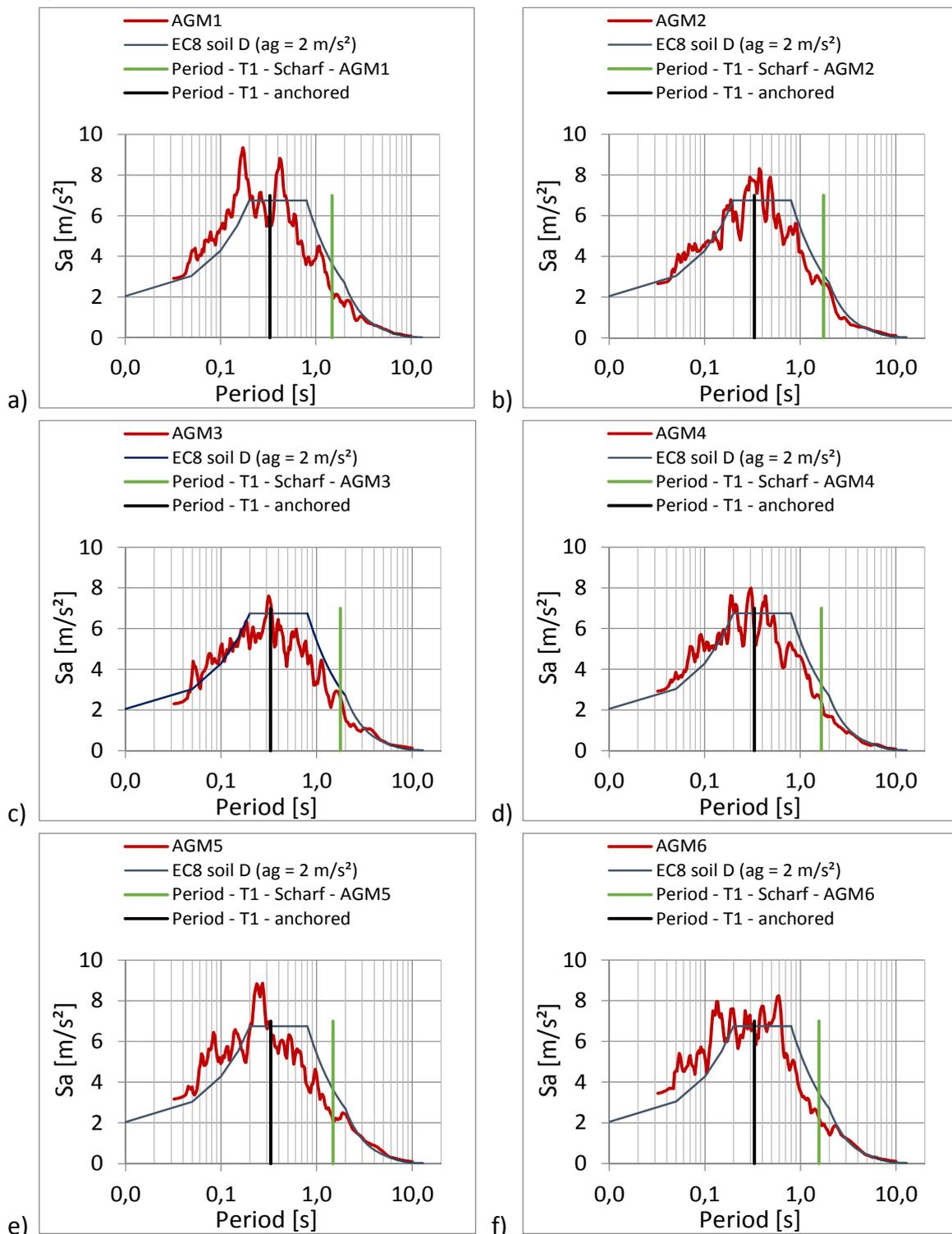


Abbildung 215 : Antwortspektren der untersuchten künstlichen Erdbeben ($a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$) mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T1, sowie der Periode, die mit dem Verfahren nach Scharf für das Tankbauwerk T1 ermittelt wurde, für das

a) künstliche Erdbeben AGM1,	b) künstliche Erdbeben AGM2,
c) künstliche Erdbeben AGM3,	d) künstliche Erdbeben AGM4,
e) künstliche Erdbeben AGM5,	f) künstliche Erdbeben AGM6.

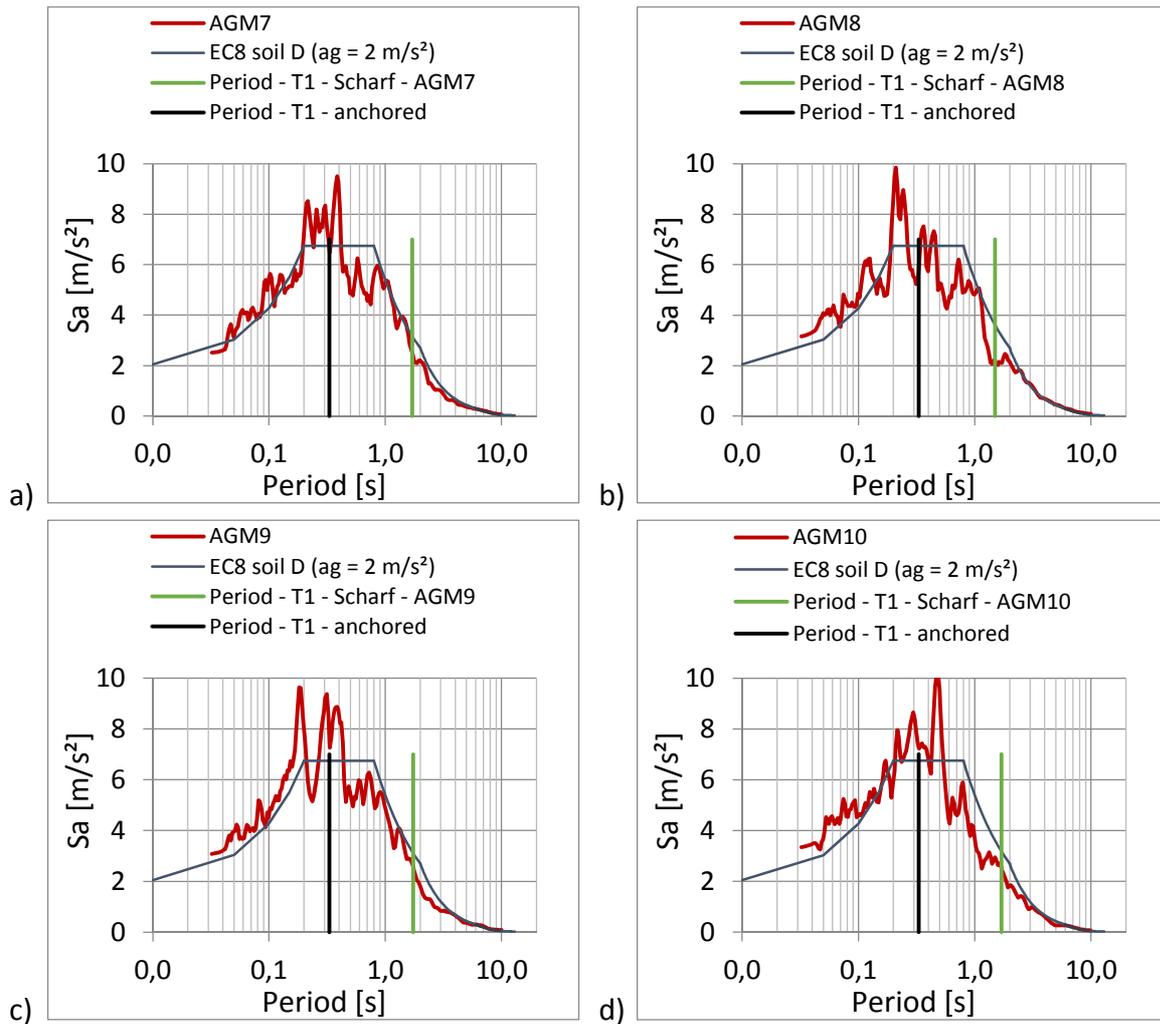


Abbildung 216 : Antwortspektren der untersuchten künstlichen Erdbeben ($a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$) mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T1, sowie der Periode, die mit dem Verfahren nach Scharf für das Tankbauwerk T1 ermittelt wurde, für das
 a) künstliche Erdbeben AGM7, b) künstliche Erdbeben AGM8,
 c) künstliche Erdbeben AGM9, d) künstliche Erdbeben AGM10.

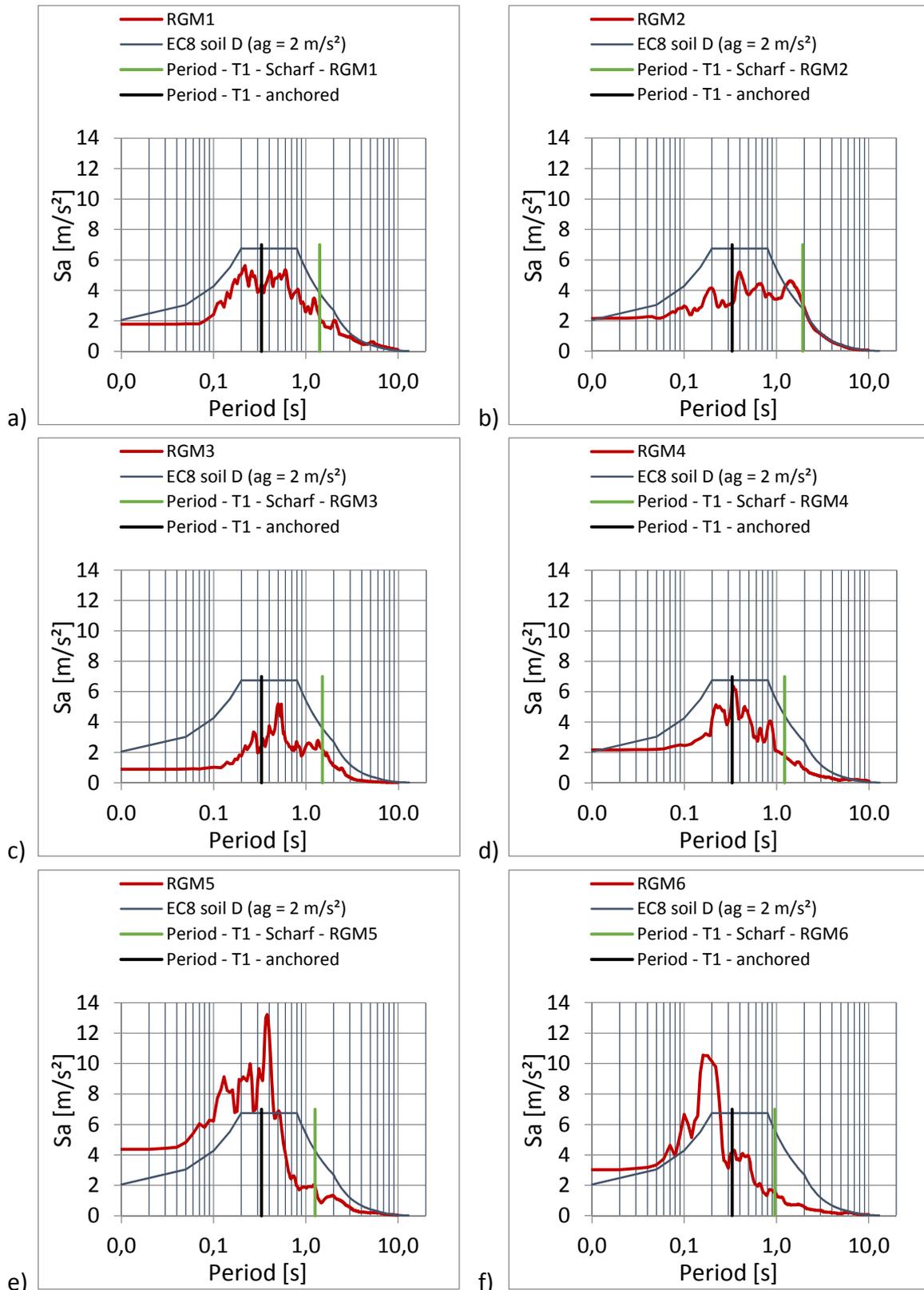


Abbildung 217: Antwortspektren der untersuchten aufgezeichneten Erdbeben ($a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$) mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T1, sowie der Periode, die mit dem Verfahren nach Scharf für das Tankbauwerk T1 ermittelt wurde, für das
 a) aufgezeichnete Erdbeben RGM1 b) aufgezeichnete Erdbeben RGM2
 c) aufgezeichnete Erdbeben RGM3 d) aufgezeichnete Erdbeben RGM4
 e) aufgezeichnete Erdbeben RGM5 f) aufgezeichnete Erdbeben RGM6

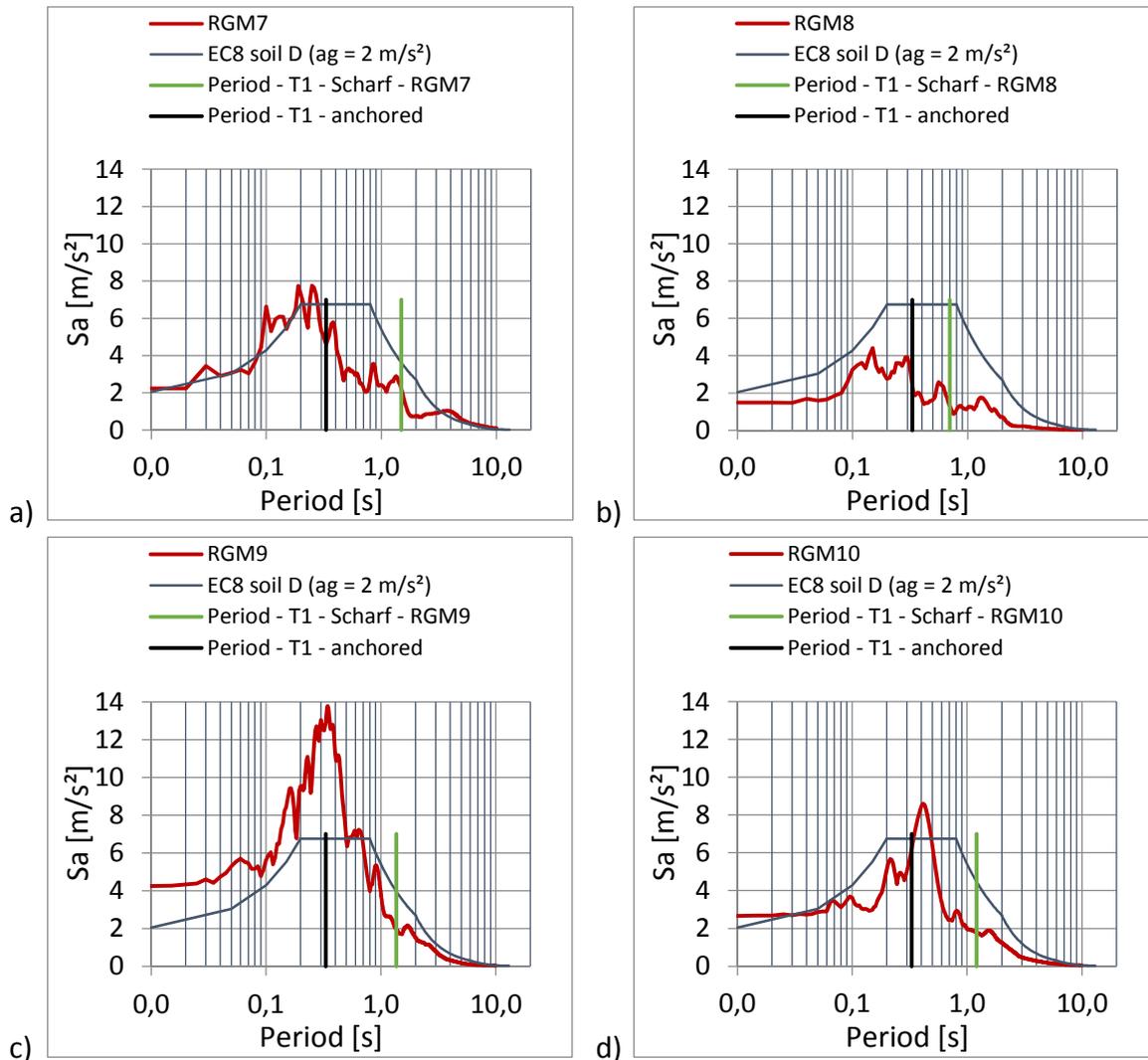


Abbildung 218 : Antwortspektren der untersuchten künstlichen Erdbeben ($a_g = 2 [m/s^2]$) mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T1, sowie der Periode, die mit dem Verfahren nach Scharf für das Tankbauwerk T1 ermittelt wurde, für das
 a) aufgezeichnete Erdbeben RGM7 b) aufgezeichnete Erdbeben RGM8
 c) aufgezeichnete Erdbeben RGM9 d) aufgezeichnete Erdbeben RGM10

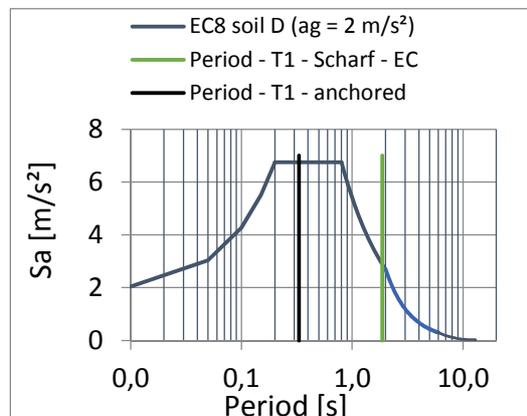


Abbildung 219: Antwortspektrum einer Bodenklasse D und einer Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 [m/s^2]$ gemäß EN 1998-1 [2], mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T1, sowie der Periode, die mit dem Verfahren nach Scharf für das Tankbauwerk T1 ermittelt wurde

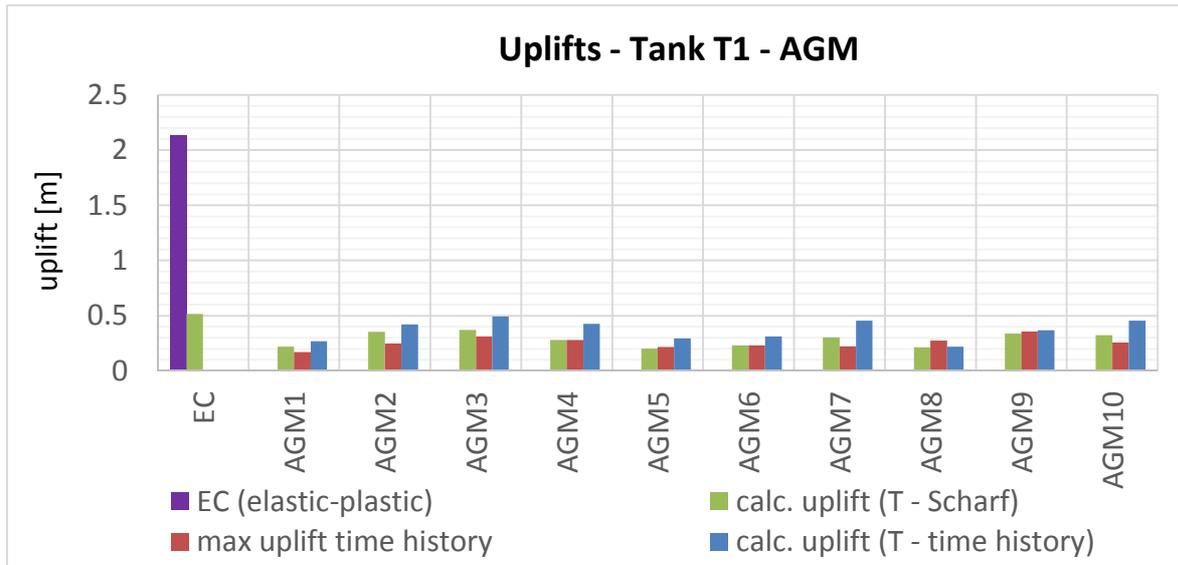


Abbildung 220: Vergleich der maximalen Abhebehöhen von Tankbauwerk T1 bei den künstlich generierten Erdbeben mit der maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$, die, a) mit der detaillierten 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden (rot), b) die aus der Pushover-Kurve mit den maximalen Perioden der Abhebevorgänge ermittelt wurden (blau), c) die aus der Pushover-Kurve mit den Perioden der äquivalenten Einmassenschwinger ermittelt wurden (grün), d) die aus der Pushover-Kurve mit der Periode des verankerten Tanks nach dem vereinfachten Verfahren gemäß EC 1998-4 [3] für das Bemessungsspektrum ermittelt wurde (violett).

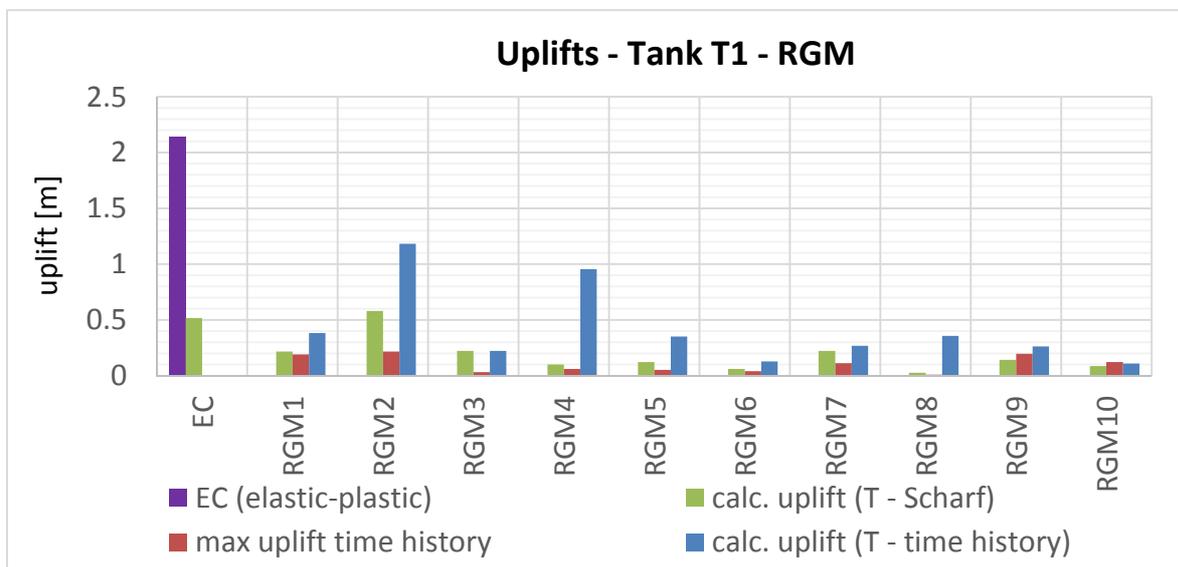


Abbildung 221: Vergleich der maximalen Abhebehöhen von Tankbauwerk T1 bei den aufgezeichneten Erdbeben mit der maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$, die, a) mit der detaillierten 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden (rot), b) die aus der Pushover-Kurve mit den maximalen Perioden der Abhebevorgänge ermittelt wurden (blau), c) die aus der Pushover-Kurve mit den Perioden des äquivalenten Einmassenschwinger ermittelt wurden (grün), d) die aus der Pushover-Kurve mit der Periode des verankerten Tanks nach dem vereinfachten Verfahren gemäß EC 1998-4 [3] für das Bemessungsspektrum ermittelt wurde (violett).

In Tabelle 26 sind die Abhebehöhen, die in Abbildung 220 und Abbildung 221 grafisch dargestellt sind, mit Ausnahme der Abhebehöhen gemäß Eurocode unter Zugrundelegung der Eigenfrequenz des nicht abhebenden Tankbauwerkes, aufgelistet. Die mit dem Verfahren nach Scharf, unter Zugrundelegung des Normantwortspektrums der Bodenklasse D mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$, berechnete maximale Abhebehöhe beträgt $w_{\max} = 0,52 \text{ [m]}$. Diese Abhebehöhe ist höher als die maximale Abhebehöhe von $w_{\max} = 0,36 \text{ [m]}$, die mit der Zeitverlaufsberechnung mit dem 3D-FE-Modell für die Erdbeben ermittelt wurde.

Bei den Erdbeben AGM5, AGM8, AGM9, RGM9 und RGM10 sind die Abhebehöhen, die aus der Pushover-Kurve mit der jeweiligen Antwortbeschleunigung bei der Periode des äquivalenten Einmassenschwingers abgelesen wurden, geringer als die Abhebehöhen, welche mit den 3D-Zeitverlaufsberechnungen ermittelt wurden.

T1 - AGM				T1 - RGM			
Normspektrum bzw. Erdbeben	$w_{\max} \text{ [m]}$			Normspektrum bzw. Erdbeben	$w_{\max} \text{ [m]}$		
	Zeitverlaufsberechnung	Pushover - Periode aus den Zeitverläufen abgelesen	Pushover - Periode mit dem Verfahren nach Scharf ermittelt		Zeitverlaufsberechnung	Pushover - Periode aus den Zeitverläufen abgelesen	Pushover - Periode mit dem Verfahren nach Scharf ermittelt
EC (2 m/s ²)	-	-	0.52	EC (2 m/s ²)	-	-	0.52
AGM1 (2 m/s ²)	0.17	0.27	0.22	RGM1 (2 m/s ²)	0.19	0.38	0.22
AGM2 (2 m/s ²)	0.25	0.42	0.36	RGM2 (2 m/s ²)	0.22	1.18	0.58
AGM3 (2 m/s ²)	0.31	0.49	0.37	RGM3 (2 m/s ²)	0.03	0.22	0.22
AGM4 (2 m/s ²)	0.28	0.43	0.28	RGM4 (2 m/s ²)	0.06	0.95	0.10
AGM5 (2 m/s ²)	0.22	0.30	0.20	RGM5 (2 m/s ²)	0.05	0.35	0.12
AGM6 (2 m/s ²)	0.23	0.31	0.23	RGM6 (2 m/s ²)	0.04	0.13	0.06
AGM7 (2 m/s ²)	0.22	0.46	0.30	RGM7 (2 m/s ²)	0.11	0.27	0.22
AGM8 (2 m/s ²)	0.27	0.22	0.21	RGM8 (2 m/s ²)	0.01	0.36	0.02
AGM9 (2 m/s ²)	0.36	0.37	0.34	RGM9 (2 m/s ²)	0.20	0.26	0.14
AGM10 (2 m/s ²)	0.26	0.46	0.32	RGM10 (2 m/s ²)	0.12	0.11	0.09
Max	0.36	0.49	0.52	Max	0.22	1.18	0.58
Min	0.17	0.22	0.20	Min	0.01	0.11	0.02
Mittelwert	0.26	0.37	0.30	Mittelwert	0.10	0.42	0.21
Standardabweichung	0.05	0.09	0.09	Standardabweichung	0.08	0.36	0.18
Varianz	0.003	0.009	0.009	Varianz	0.01	0.13	0.033

Tabelle 26: Vergleich der Abhebehöhen von Tankbauwerk T1 bei einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$, a) die mit der detaillierten 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden, b) die aus der Pushover-Kurve mit den maximalen Perioden der Abhebevorgänge ermittelt wurden, c) die aus der Pushover-Kurve mit den Perioden des äquivalenten Einmassenschwingers ermittelt wurden.

b) Die Antwortbeschleunigung für die mit dem Verfahren nach Scharf ermittelten Perioden und die sich daraus ergebenden Abhebehöhen für Tankbauwerk T2

Mit den Eigenperioden der äquivalenten linearisierten Einmassenschwinger von Tankbauwerk T2 für die untersuchten Erdbeben können, wie bereits in Kapitel 7.2.2 dargestellt, die bei diesen Perioden auftretenden Antwortbeschleunigungen aus den jeweiligen Antwortspektren der Absolutbeschleunigung ermittelt werden.

Analog zu Kapitel 7.1.3 und Kapitel 7.2.2 wird für jedes Erdbeben das auftretende Umsturzmoment, unter Zugrundelegung der Antwortbeschleunigung bei der Eigenperiode des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers berechnet. Anschließend wird mit Hilfe des Zusammenhanges aus Umsturzmoment und der Abhebehöhe, ermittelt mit der Pushover-Analyse (siehe Kapitel 5.3.1), die Abhebehöhe bestimmt.

In den Abbildungen 222 bis 225 sind die Antwortspektren der Absolutbeschleunigung für jedes untersuchte Erdbeben als rote Linie dargestellt. Das Bemessungsspektrum der Absolutbeschleunigung, gemäß Eurocode 8 - EN 1998-1 [2], für eine Bodenkategorie D mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$ und elastischen Bauwerkseigenschaften ($q = 1$), ist als Referenz eingetragen. Beide Antwortspektren werden hier mit der vom EC 1998-4 [3] vorgeschlagenen Dämpfung von $\xi = 5 \%$ ermittelt. In Abbildung 226 ist das Bemessungsspektrum als blaue Linie eingetragen.

Wie in Kapitel 5.2.2 beschrieben, wird im Gegensatz dazu bei der FE-Berechnung für die Tankschale eine Dämpfung $\xi = 2 \%$ und für das gespeicherte Fluid eine Dämpfung von $\xi = 0,5 \%$ berücksichtigt.

Die, wie in Kapitel 7.3.3 beschrieben, ermittelten Perioden der äquivalenten linearisierten Einmassenschwinger (Abbildungen 194 bis 198) von Tankbauwerk T2 sind für jedes Erdbeben (Abbildungen 222 bis 225) beziehungsweise das Bemessungsspektrum (Abbildung 226) jeweils als vertikale grüne Linien eingetragen. Als Referenz ist die Eigenperiode des nicht abhebenden Tankbauwerkes T2 nach der vereinfachten Methode gemäß EC 1998-4 [3], Gleichung (3-39) (A.35) jeweils als vertikale schwarze Linie eingetragen (vergleiche Tabelle 24, letzte Spalte).

In Abbildung 227 sind die maximalen Abhebehöhen des Tankbauwerkes T2 bei den untersuchten künstlichen Erdbeben, sowie für das Antwortspektrum der Bodenklasse D mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$ (Bezeichnung EC) dargestellt. Dabei sind die grünen Balken jene Abhebehöhen, die bei einem Umsturzmoment auftreten, das bei der iterativ ermittelten Eigenperiode eines äquivalenten Einmassenschwingers auftritt. Als blaue Balken sind jene Abhebehöhen dargestellt, die bei einem Umsturzmoment auftreten, dem die Perioden des maximalen Abhebevorganges für jedes Erdbeben, welche mit der detaillierten 3D-Berechnung ermittelt wurden, zugrunde liegen. Die roten Balken zeigen die maximal auftretenden Abhebehöhen, die mit der 3D-Zeitverlaufsberechnung (siehe Kapitel 5.2.2 und 5.3.2) ermittelt wurden. Als Vergleich ist die Abhebehöhe, die mit dem Umsturzmoment nach dem vereinfachten Verfahren gemäß EC 1998-4 [3] ermittelt wurde (siehe Kapitel 7.1.3), als violetter Balken dargestellt. In gleicher Weise sind die maximalen Abhebehöhen des Tankbauwerkes T2 für die untersuchten aufgezeichneten Erdbeben in Abbildung 228 dargestellt.

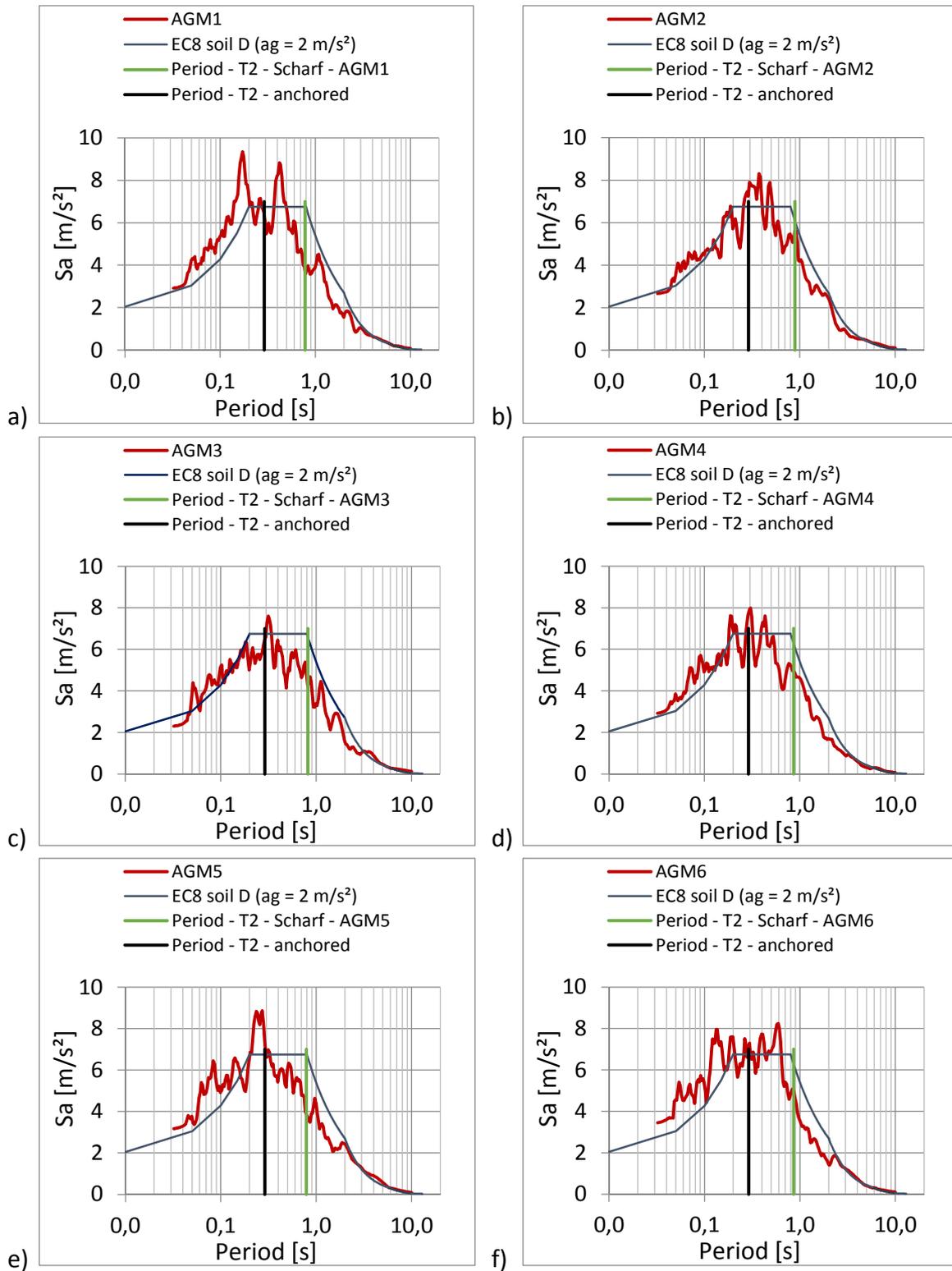


Abbildung 222 : Antwortspektren der untersuchten künstlichen Erdbeben ($a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$) mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T2, sowie der Periode, die mit dem Verfahren nach Scharf für das Tankbauwerk T2 ermittelt wurde, für das

a) künstliche Erdbeben AGM1,	b) künstliche Erdbeben AGM2,
c) künstliche Erdbeben AGM3,	d) künstliche Erdbeben AGM4,
e) künstliche Erdbeben AGM5,	f) künstliche Erdbeben AGM6.

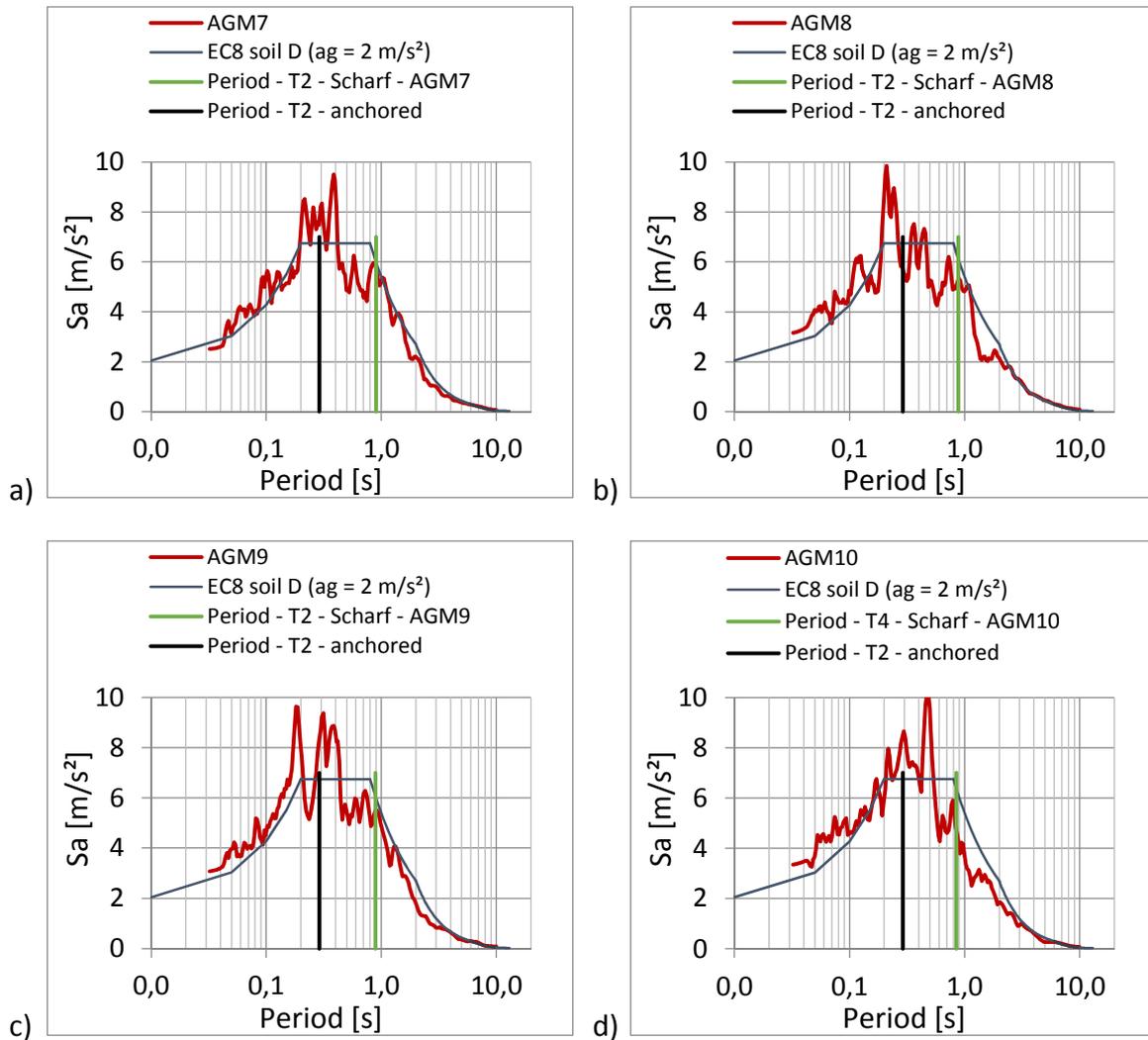


Abbildung 223 : Antwortspektren der untersuchten künstlichen Erdbeben ($a_g = 2 [m/s^2]$) mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T2, sowie der Periode, die mit dem Verfahren nach Scharf für das Tankbauwerk T2 ermittelt wurde, für das
 a) künstliche Erdbeben AGM7, b) künstliche Erdbeben AGM8,
 c) künstliche Erdbeben AGM9, d) künstliche Erdbeben AGM10.

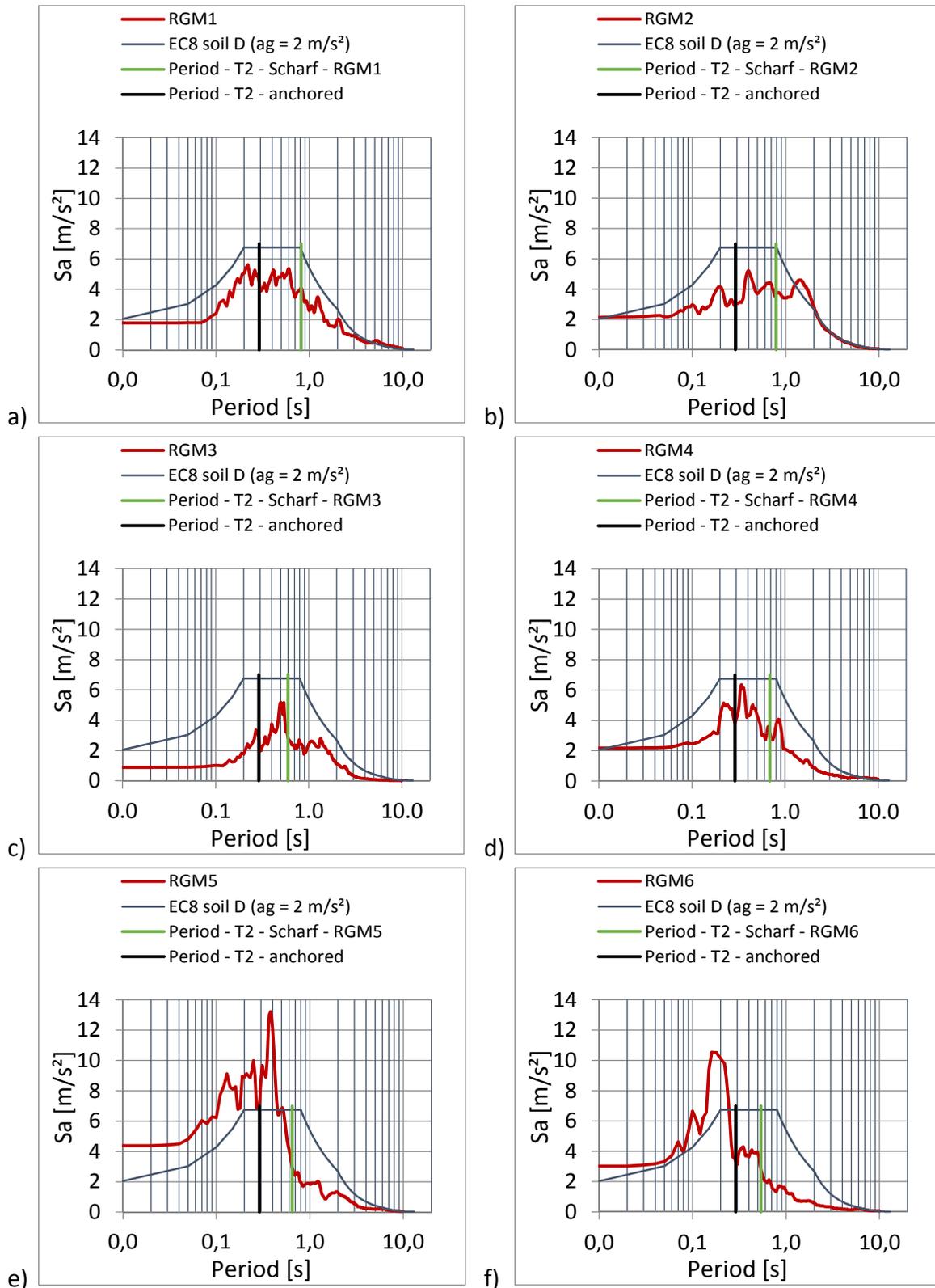


Abbildung 224 : Antwortspektren der untersuchten aufgezeichneten Erdbeben ($a_g = 2 [m/s^2]$) mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T2, sowie der Periode, die mit dem Verfahren nach Scharf für das Tankbauwerk T2 ermittelt wurden, für das

- a) aufgezeichnete Erdbeben RGM1
- b) aufgezeichnete Erdbeben RGM2
- c) aufgezeichnete Erdbeben RGM3
- d) aufgezeichnete Erdbeben RGM4
- e) aufgezeichnete Erdbeben RGM5
- f) aufgezeichnete Erdbeben RGM6

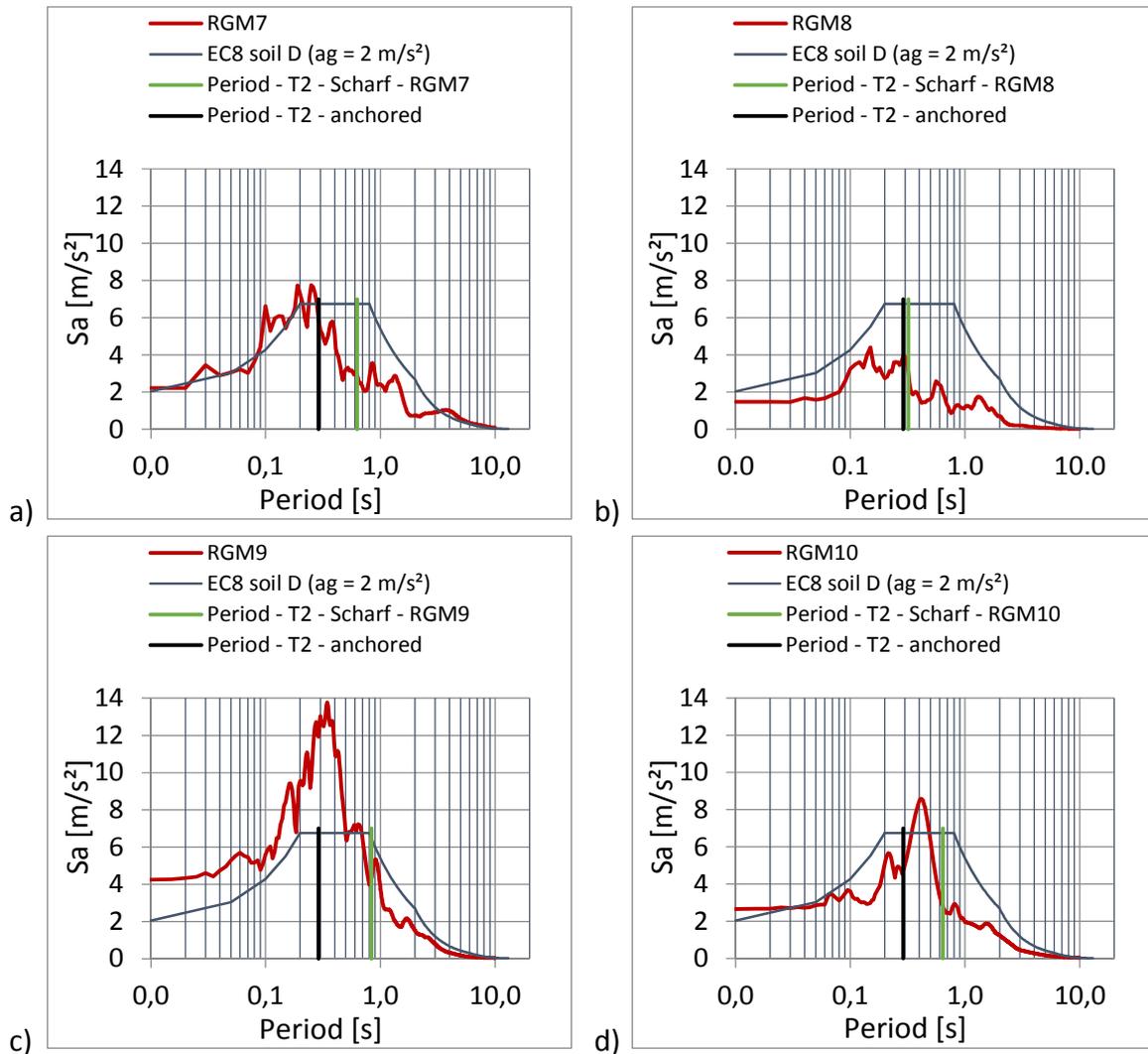


Abbildung 225 : Antwortspektren der untersuchten aufgezeichneten Erdbeben ($a_g = 2 [m/s^2]$) mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T2, sowie der Periode, die mit dem Verfahren nach Scharf für das Tankbauwerk T2 ermittelt wurde, für das
 a) aufgezeichnete Erdbeben RGM7 b) aufgezeichnete Erdbeben RGM8
 c) aufgezeichnete Erdbeben RGM9 d) aufgezeichnete Erdbeben RGM10

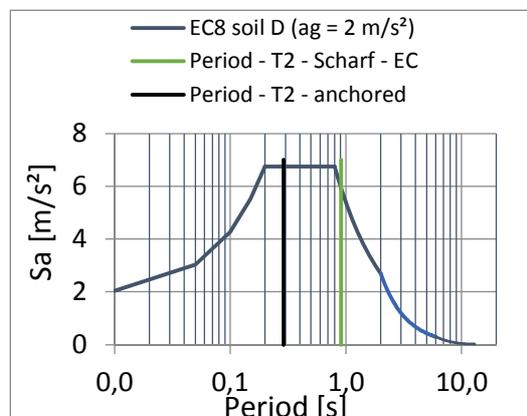


Abbildung 226 : Antwortspektrum einer Bodenklasse D und einer Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 [m/s^2]$ gemäß EN 1998-1 [2], mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T2, sowie der Periode die mit dem Verfahren nach Scharf für das Tankbauwerk T2 ermittelt wurde.

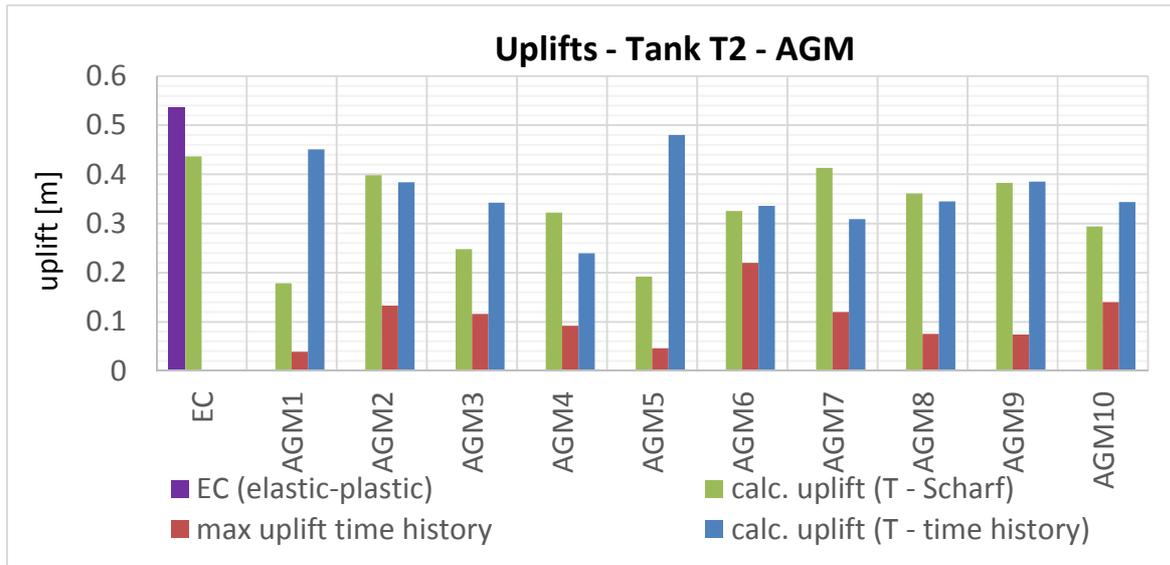


Abbildung 227: Vergleich der maximalen Abhebehöhen von Tankbauwerk T2 bei den künstlich generierten Erdbeben mit der maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$, a) die mit der detaillierten 3D Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden (rot), b) die aus der Pushover-Kurve mit den maximalen Perioden der Abhebevorgänge ermittelt wurden (blau), c) die aus der Pushover-Kurve mit den Perioden des äquivalenten Einmassenschwinger ermittelt wurden (grün), d) die aus der Pushover-Kurve mit den Perioden des verankerten Tanks nach dem vereinfachten Verfahren gemäß EC 1998-4 [3] für das Bemessungsspektrum ermittelt wurde (violett).

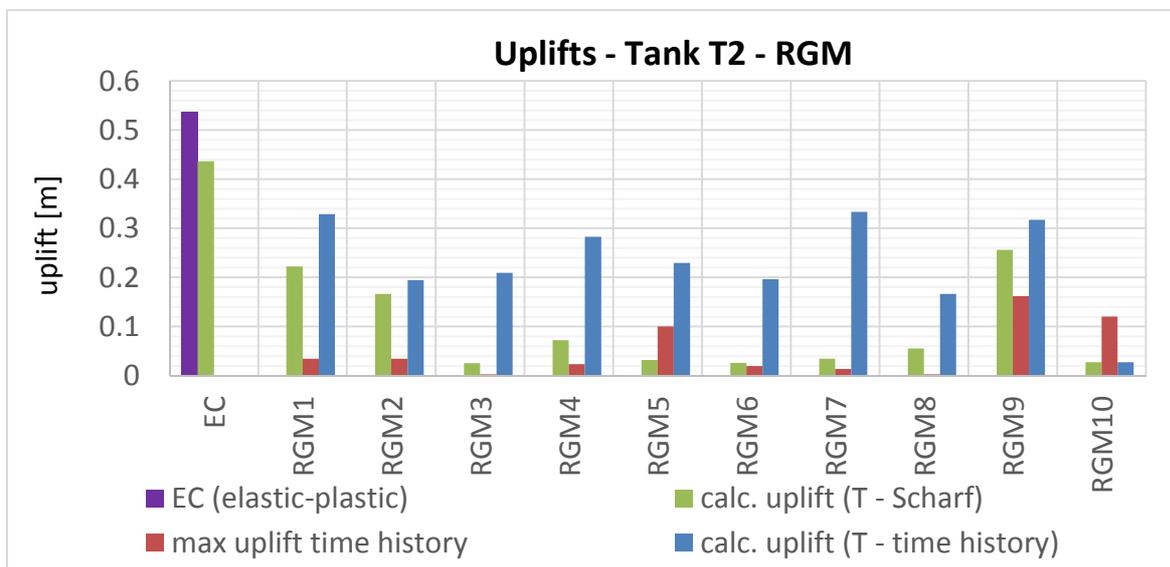


Abbildung 228: Vergleich der maximalen Abhebehöhen von Tankbauwerk T2 bei den aufgezeichneten Erdbeben mit der maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$, a) die mit der detaillierten 3D Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden (rot), b) die aus der Pushover-Kurve mit den maximalen Perioden der Abhebevorgänge ermittelt wurden (blau), c) die aus der Pushover-Kurve mit den Perioden des äquivalenten Einmassenschwinger ermittelt wurden (grün), d) die aus der Pushover-Kurve mit den Perioden des verankerten Tanks nach dem vereinfachten Verfahren gemäß EC 1998-4 [3] für das Bemessungsspektrum ermittelt wurde (violett).

In Tabelle 27 sind die Abhebehöhen, die in Abbildung 227 und Abbildung 228 grafisch dargestellt sind, mit Ausnahme der Abhebehöhen gemäß Eurocode unter Zugrundelegung der Eigenfrequenz des nicht abhebenden Tankbauwerkes, aufgelistet. Die mit dem Verfahren nach Scharf, unter Zugrundelegung des Normantwortspektrums der Bodenklasse D mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$, berechnete maximale Abhebehöhe beträgt $w_{\max} = 0,44 \text{ [m]}$. Diese Abhebehöhe ist höher als die maximale Abhebehöhe von $w_{\max} = 0,22 \text{ [m]}$, die mit der Zeitverlaufsberechnung mit dem 3D-FE-Modell für die Erdbeben ermittelt wurde. Bei den Erdbeben RGM5 und RGM10 sind die maximalen Abhebehöhen, die aus der Pushover-Kurve mit der jeweiligen Antwortbeschleunigung bei der Periode des äquivalenten Einmassenschwingers abgelesen wurden, geringer, als die maximalen Abhebehöhen, welche mit den 3D-Zeitverlaufsberechnungen ermittelt wurden.

T2 - AGM				T2 - RGM			
Normspektrum bzw. Erdbeben	$w_{\max} \text{ [m]}$			Normspektrum bzw. Erdbeben	$w_{\max} \text{ [m]}$		
	Zeitverlaufsberechnung	Pushover - Periode aus den Zeitverläufen abgelesen	Pushover - Periode mit dem Verfahren nach Scharf ermittelt		Zeitverlaufsberechnung	Pushover - Periode aus den Zeitverläufen abgelesen	Pushover - Periode mit dem Verfahren nach Scharf ermittelt
EC (2 m/s ²)	-	-	0.44	EC (2 m/s ²)	-	-	0.44
AGM1 (2 m/s ²)	0.04	0.45	0.18	RGM1 (2 m/s ²)	0.03	0.33	0.22
AGM2 (2 m/s ²)	0.13	0.38	0.40	RGM2 (2 m/s ²)	0.03	0.19	0.17
AGM3 (2 m/s ²)	0.12	0.34	0.25	RGM3 (2 m/s ²)	0.003	0.21	0.03
AGM4 (2 m/s ²)	0.09	0.24	0.32	RGM4 (2 m/s ²)	0.02	0.28	0.07
AGM5 (2 m/s ²)	0.05	0.48	0.19	RGM5 (2 m/s ²)	0.10	0.23	0.03
AGM6 (2 m/s ²)	0.22	0.34	0.33	RGM6 (2 m/s ²)	0.02	0.20	0.03
AGM7 (2 m/s ²)	0.12	0.31	0.41	RGM7 (2 m/s ²)	0.01	0.33	0.03
AGM8 (2 m/s ²)	0.08	0.35	0.36	RGM8 (2 m/s ²)	0.003	0.17	0.06
AGM9 (2 m/s ²)	0.07	0.39	0.38	RGM9 (2 m/s ²)	0.16	0.32	0.26
AGM10 (2 m/s ²)	0.14	0.34	0.29	RGM10 (2 m/s ²)	0.12	0.03	0.03
Max	0.22	0.48	0.44	Max	0.16	0.33	0.44
Min	0.04	0.24	0.18	Min	0.00	0.03	0.03
Mittelwert	0.11	0.36	0.32	Mittelwert	0.05	0.23	0.12
Standardabweichung	0.05	0.07	0.09	Standardabweichung	0.06	0.09	0.13
Varianz	0.003	0.005	0.008	Varianz	0.003	0.009	0.018

Tabelle 27: Vergleich der maximalen Abhebehöhen von Tankbauwerk T2 bei einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$, a) die mit der detaillierten 3D Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden, b) die aus der Pushover-Kurve mit den maximalen Perioden der Abhebevorgänge ermittelt wurden, c) die aus der Pushover-Kurve mit den Perioden des äquivalenten Einmassenschwingers ermittelt wurden.

c) Die Antwortbeschleunigung bei den mit dem Verfahren nach Scharf ermittelten Perioden und die sich daraus ergebenden Abhebehöhen für Tankbauwerk T3

Mit den Eigenperioden der äquivalenten linearisierten Einmassenschwinger von Tankbauwerk T3 für die untersuchten Erdbeben können, wie bereits in Kapitel 7.2.2 dargestellt, die bei diesen Perioden auftretenden Antwortbeschleunigungen aus den jeweiligen Antwortspektren der Absolutbeschleunigung ermittelt werden.

Analog zu Kapitel 7.1.3 und Kapitel 7.2.2 wird für jedes Erdbeben das auftretende Umsturzmoment, unter Zugrundelegung der Antwortbeschleunigung bei der Eigenperiode des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers berechnet. Anschließend wird mit Hilfe des Zusammenhanges aus Umsturzmoment und der Abhebehöhe, ermittelt mit der Pushover-Analyse (siehe Kapitel 5.3.1), die Abhebehöhe bestimmt.

In den Abbildungen 229 bis 232 sind die Antwortspektren der Absolutbeschleunigung für jedes untersuchte Erdbeben als rote Linie dargestellt. Das Bemessungsspektrum der Absolutbeschleunigung, gemäß Eurocode 8 - EN 1998-1 [2], für eine Bodenkategorie D mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 4 \text{ [m/s}^2\text{]}$ und elastischen Bauwerkseigenschaften ($q = 1$), ist als Referenz eingetragen. Beide Antwortspektren werden hier mit der vom EC 1998-4 [3] vorgeschlagenen Dämpfung von $\xi = 5 \%$ ermittelt. In Abbildung 233 ist das Bemessungsspektrum als blaue Linie eingetragen.

Wie in Kapitel 5.2.2 beschrieben, wird im Gegensatz dazu bei der FE-Berechnung für die Tankschale eine Dämpfung $\xi = 2 \%$ und für das gespeicherte Fluid eine Dämpfung von $\xi = 0,5 \%$ berücksichtigt.

Die, wie in Kapitel 7.3.3 beschrieben, ermittelten Perioden der äquivalenten linearisierten Einmassenschwinger von Tankbauwerk T3 (vergleiche Abbildungen 201 bis 205) sind für jedes Erdbeben (Abbildungen 229 bis 232) beziehungsweise das Bemessungsspektrum (Abbildung 233) jeweils als vertikale grüne Linie eingetragen. Als Referenz ist die Eigenperiode des nicht abhebenden Tankbauwerkes T3 nach der vereinfachten Methode gemäß EC 1998-4 [3], Gleichung (3-39) (A.35) jeweils als vertikale schwarze Linie eingetragen (vergleiche Tabelle 24, letzte Spalte).

In Abbildung 234 sind die Abhebehöhen des Tankbauwerkes T3 bei den untersuchten künstlichen Erdbeben sowie für das Antwortspektrum der Bodenklasse D mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 4 \text{ [m/s}^2\text{]}$ (Bezeichnung EC) dargestellt. Dabei sind die grünen Balken jene maximalen Abhebehöhen, die bei einem Umsturzmoment auftreten, das bei der iterativ ermittelten Eigenperiode eines äquivalenten Einmassenschwingers auftritt. Als blaue Balken sind jene maximalen Abhebehöhen dargestellt, die bei einem Umsturzmoment auftreten, dem die Perioden des maximalen Abhebevorganges für jedes Erdbeben, welche mit der detaillierten 3D-Berechnung ermittelt wurden, zugrunde liegen. Die roten Balken zeigen die maximal auftretenden Abhebehöhen, die mit der 3D-Zeitverlaufsberechnung (siehe Kapitel 5.2.2 und 5.3.2) ermittelt wurden. Als Vergleich ist die Abhebehöhe, die mit dem Umsturzmoment nach dem vereinfachten Verfahren gemäß EC 1998-4 [3] ermittelt wurde (siehe Kapitel 7.1.3), als violetter Balken dargestellt. In gleicher Weise sind die maximalen

Abhebehöhen des Tankbauwerkes T3 für die untersuchten aufgezeichneten Erdbeben in Abbildung 235 dargestellt.

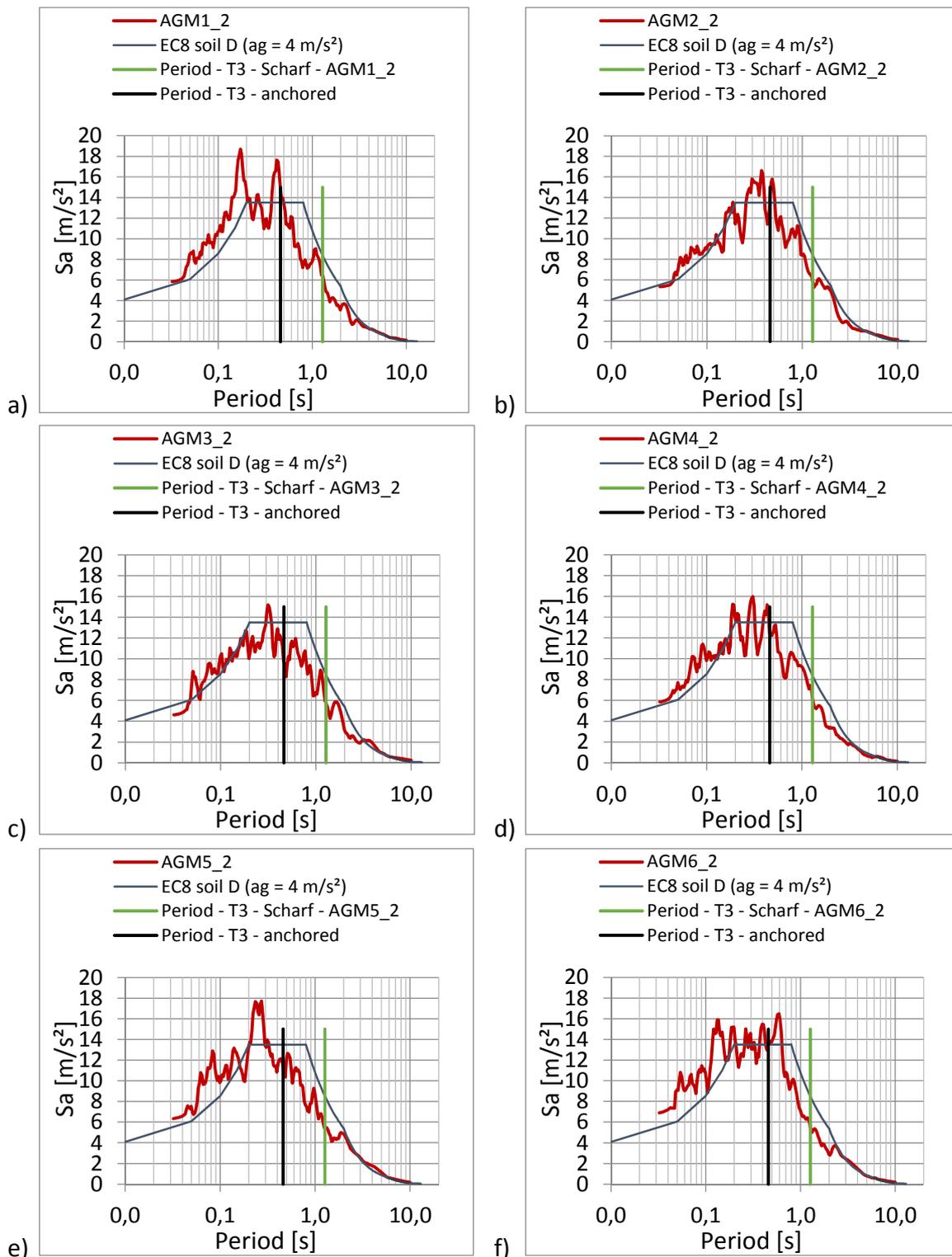


Abbildung 229 : Antwortspektren der untersuchten künstlichen Erdbeben ($a_g = 4 \text{ [m/s}^2\text{]}$) mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T3, sowie der Periode, die mit dem Verfahren nach Scharf für das Tankbauwerk T3 ermittelt wurde, für das
 a) künstliche Erdbeben AGM1_2, b) künstliche Erdbeben AGM2_2,
 c) künstliche Erdbeben AGM3_2, d) künstliche Erdbeben AGM4_2,
 e) künstliche Erdbeben AGM5_2, f) künstliche Erdbeben AGM6_2.

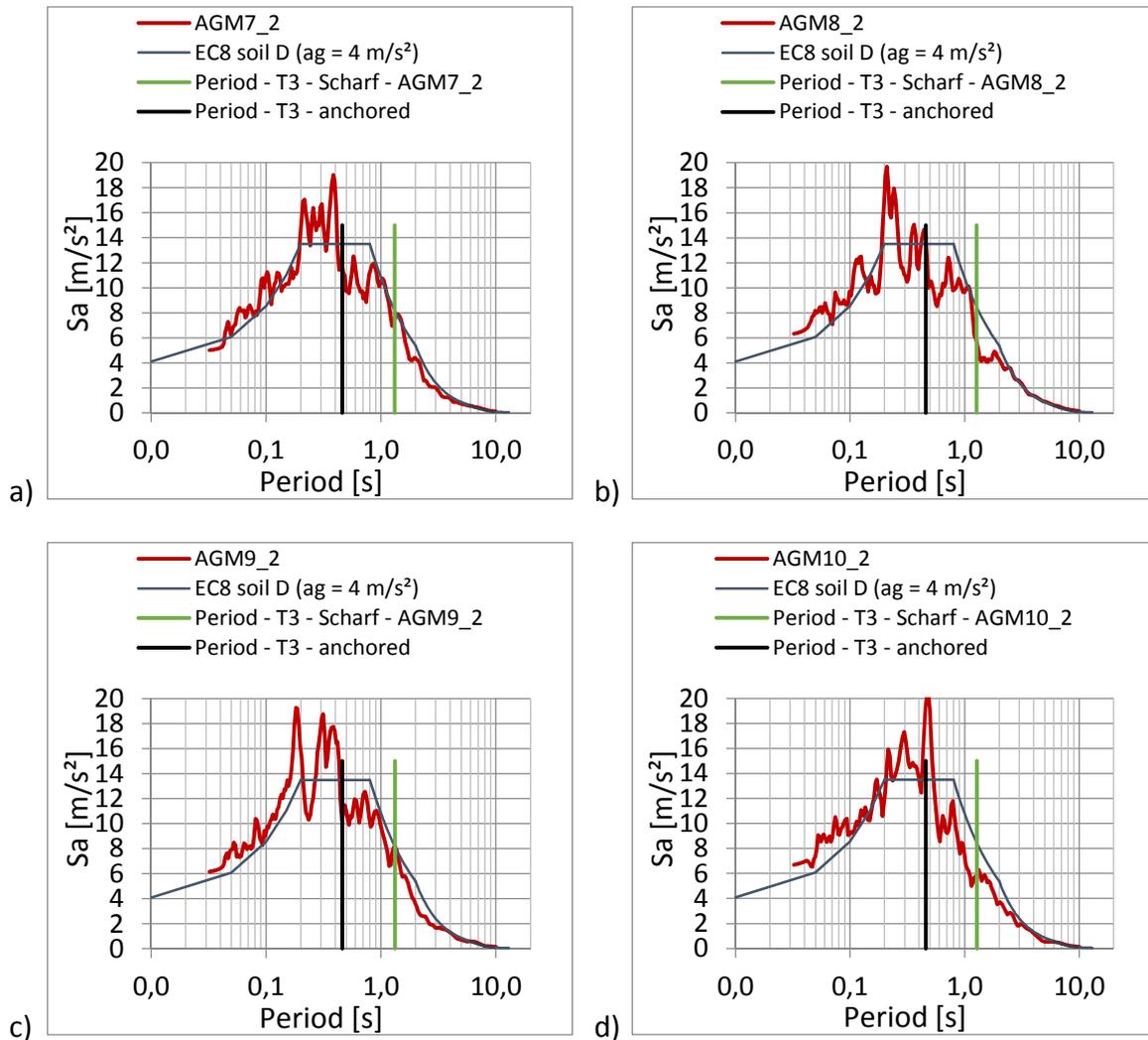


Abbildung 230 : Antwortspektren der untersuchten künstlichen Erdbeben ($a_g = 4 m/s^2$) mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T3, sowie der Periode, die mit dem Verfahren nach Scharf für das Tankbauwerk T3 ermittelt wurde, für das
 a) künstliche Erdbeben AGM7_2, b) künstliche Erdbeben AGM8_2,
 c) künstliche Erdbeben AGM9_2, d) künstliche Erdbeben AGM10_2.

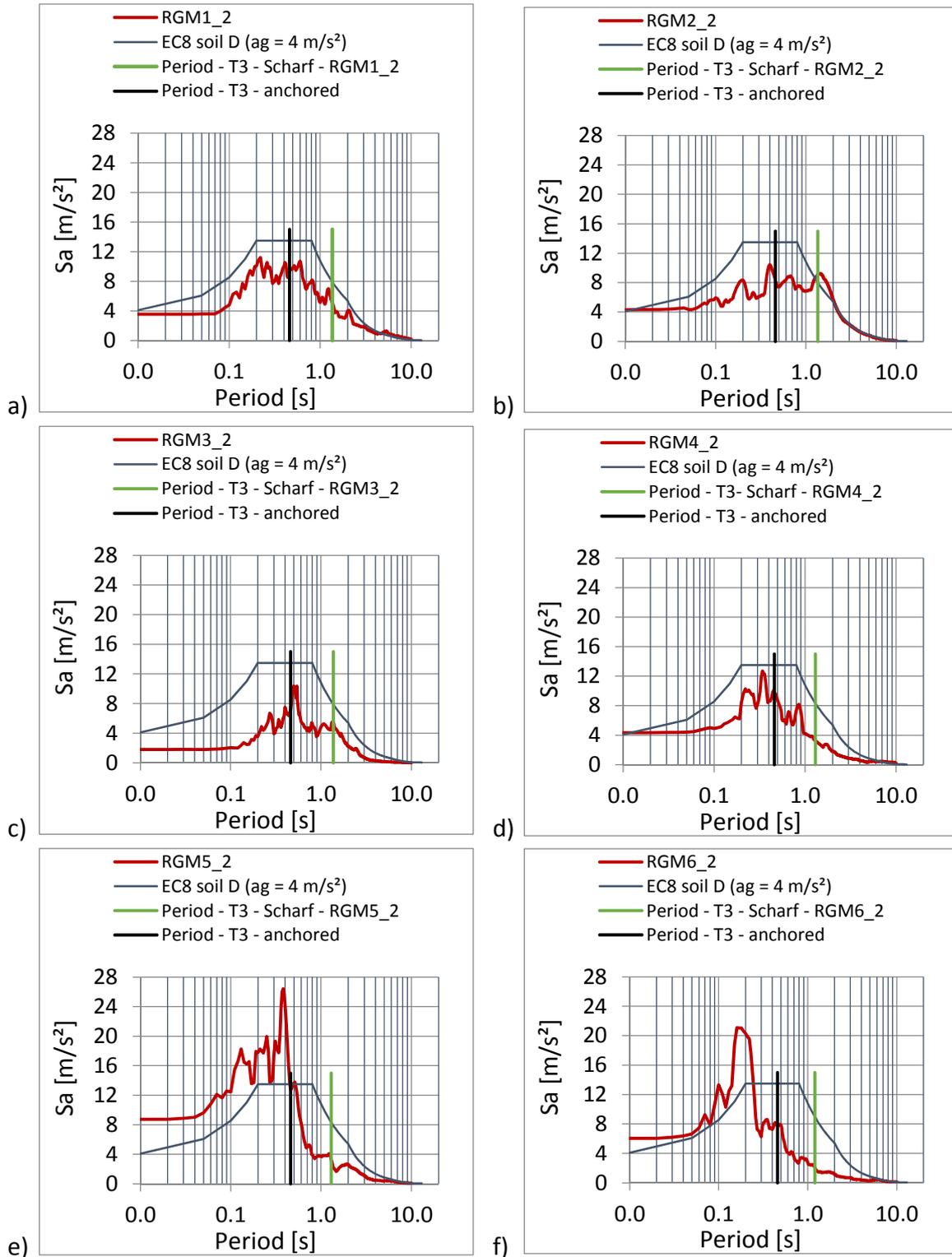


Abbildung 231 : Antwortspektren der untersuchten aufgezeichneten Erdbeben ($a_g = 4 [m/s^2]$) mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T3, sowie der Periode, die mit dem Verfahren nach Scharf für das Tankbauwerk T3 ermittelt wurde, für das

- a) Erdbeben RGM1_2
- b) Erdbeben RGM2_2
- c) Erdbeben RGM3_2
- d) Erdbeben RGM4_2
- e) Erdbeben RGM5_2
- f) Erdbeben RGM6_2

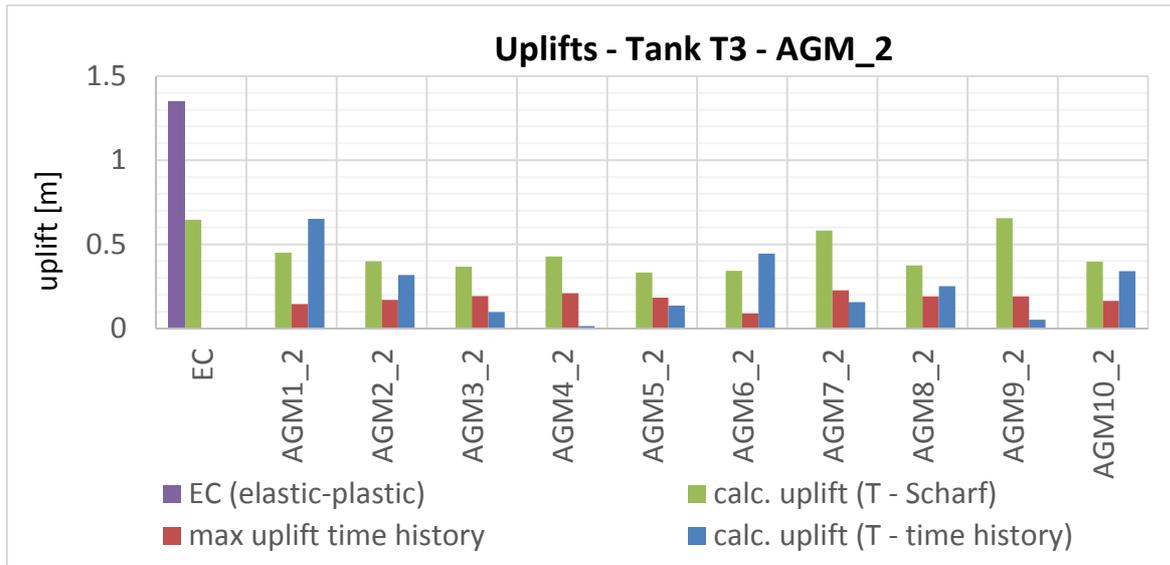


Abbildung 234: Vergleich der maximalen Abhebehöhen von Tankbauwerk T3 bei den künstlich generierten Erdbeben mit der maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 4 \text{ [m/s}^2\text{]}$, a) die mit der detaillierten 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden (rot), b) die aus der Pushover-Kurve mit den maximalen Perioden der Abhebevorgänge ermittelt wurden (blau), c) die aus der Pushover-Kurve mit den Perioden des äquivalenten Einmassenschwingers ermittelt wurden (grün), d) die aus der Pushover-Kurve mit der Periode des verankerten Tanks nach dem vereinfachten Verfahren gemäß EC 1998-4 [3] für das Bemessungsspektrum ermittelt wurde (violett).

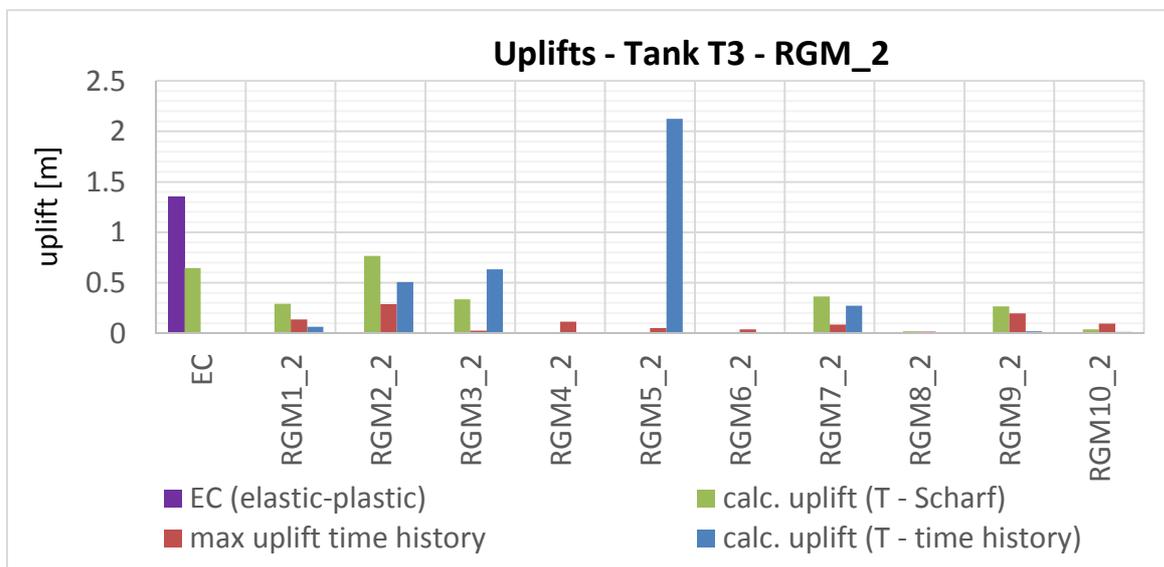


Abbildung 235: Vergleich der maximalen Abhebehöhen von Tankbauwerk T3 bei den aufgezeichneten Erdbeben mit der maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 4 \text{ [m/s}^2\text{]}$, a) die mit der detaillierten 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden (rot), b) die aus der Pushover-Kurve mit den maximalen Perioden der Abhebevorgänge ermittelt wurden (blau), c) die aus der Pushover-Kurve mit den Perioden des äquivalenten Einmassenschwingers ermittelt wurden (grün), d) die aus der Pushover-Kurve mit der Periode des verankerten Tanks nach dem vereinfachten Verfahren gemäß EC 1998-4 [3] für das Bemessungsspektrum ermittelt wurden (violett).

In Tabelle 28 sind die maximalen Abhebehöhen, die in Abbildung 234 und Abbildung 235 grafisch dargestellt sind, mit Ausnahme der Abhebehöhen gemäß Eurocode unter Zugrundelegung der Eigenfrequenz des nicht abhebenden Tankbauwerkes, aufgelistet. Die mit dem Verfahren nach Scharf, unter Zugrundelegung des Normantwortspektrums der Bodenklasse D mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 4 \text{ [m/s}^2\text{]}$, berechnete maximale Abhebehöhe beträgt $w_{\max} = 0,65 \text{ [m]}$. Diese Abhebehöhe ist höher als die maximale Abhebehöhe von $w_{\max} = 0,29 \text{ [m]}$, die mit den Zeitverlaufsberechnung mit dem 3D-FE-Modell für die Erdbeben ermittelt wurde.

Bei den Erdbeben RGM4_2, RGM5_2, RGM6_2 und RGM10_2 sind die Abhebehöhen, die aus der Pushover-Kurve mit der jeweiligen Antwortbeschleunigung bei der Periode des äquivalenten Einmassenschwingers abgelesen wurden, geringer als die Abhebehöhen, welche mit der 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden.

T3 - AGM_2				T3 - RGM_2			
Normspektrum bzw. Erdbeben	$w_{\max} \text{ [m]}$			Normspektrum bzw. Erdbeben	$w_{\max} \text{ [m]}$		
	Zeitverlaufsberechnung	Pushover - Periode aus den Zeitverläufen abgelesen	Pushover - Periode mit dem Verfahren nach Scharf ermittelt		Zeitverlaufsberechnung	Pushover - Periode aus den Zeitverläufen abgelesen	Pushover - Periode mit dem Verfahren nach Scharf ermittelt
EC (4 m/s ²)	-	-	0.65	EC (4 m/s ²)	-	-	0.65
AGM1_2 (4m/s ²)	0.14	0.65	0.45	RGM1_2 (4 m/s ²)	0.14	0.06	0.29
AGM2_2 (4m/s ²)	0.17	0.32	0.40	RGM2_2 (4 m/s ²)	0.29	0.51	0.77
AGM3_2 (4m/s ²)	0.19	0.10	0.37	RGM3_2 (4 m/s ²)	0.03	0.63	0.33
AGM4_2 (4m/s ²)	0.21	0.01	0.43	RGM4_2 (4 m/s ²)	0.11	0.002	0.01
AGM5_2 (4m/s ²)	0.18	0.13	0.33	RGM5_2 (4 m/s ²)	0.05	2.13	0.01
AGM6_2 (4m/s ²)	0.09	0.44	0.34	RGM6_2 (4 m/s ²)	0.04	0.003	0.002
AGM7_2 (4m/s ²)	0.23	0.16	0.58	RGM7_2 (4 m/s ²)	0.09	0.27	0.37
AGM8_2 (4m/s ²)	0.19	0.25	0.37	RGM8_2 (4 m/s ²)	0.02	0.00	0.02
AGM9_2 (4m/s ²)	0.19	0.05	0.65	RGM9_2 (4 m/s ²)	0.20	0.02	0.26
AGM10_2 (4m/s ²)	0.16	0.34	0.40	RGM10_2 (4 m/s ²)	0.10	0.01	0.04
Max	0.23	0.65	0.65	Max	0.29	2.13	0.77
Min	0.09	0.01	0.33	Min	0.02	0.002	0.002
Mittelwert	0.18	0.25	0.45	Mittelwert	0.10	0.36	0.25
Standardabweichung	0.04	0.20	0.12	Standardabweichung	0.08	0.66	0.27
Varianz	0.001	0.039	0.014	Varianz	0.007	0.436	0.072

Tabelle 28: Vergleich der Abhebehöhen von Tankbauwerk T3 bei einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 4 \text{ [m/s}^2\text{]}$, a) die mit der detaillierten 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden, b) die aus der Pushover-Kurve mit den Perioden der Abhebevorgänge ermittelt wurden, c) die aus der Pushover-Kurve mit den Perioden des äquivalenten Einmassenschwingers ermittelt wurden.

d) Die Antwortbeschleunigung bei den mit dem Verfahren nach Scharf ermittelten Perioden und die sich daraus ergebenden Abhebehöhen für Tankbauwerk T4

Mit den Eigenperioden der äquivalenten linearisierten Einmassenschwinger von Tankbauwerk T4 für die untersuchten Erdbeben können, wie bereits in Kapitel 7.2.2 dargestellt, die bei diesen Perioden auftretenden Antwortbeschleunigungen aus den jeweiligen Antwortspektren der Absolutbeschleunigung ermittelt werden.

Analog zu Kapitel 7.1.3 und Kapitel 7.2.2 wird für jedes Erdbeben das auftretende Umsturzmoment, unter Zugrundelegung der Antwortbeschleunigung bei der Eigenperiode des äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers berechnet. Anschließend wird mit Hilfe des Zusammenhanges aus Umsturzmoment und der Abhebehöhe, ermittelt mit der Pushoveranalyse (siehe Kapitel 5.3.1), die Abhebehöhe bestimmt.

In den Abbildungen 236 bis 239 sind die Antwortspektren der Absolutbeschleunigung für jedes untersuchte Erdbeben als rote Linie dargestellt. Das Bemessungsspektrum der Absolutbeschleunigung, gemäß Eurocode 8 - EN 1998-1 [2], für eine Bodenkategorie D mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$ und elastischen Bauwerkseigenschaften ($q = 1$), ist als Referenz eingetragen. Beide Antwortspektren werden hier mit der vom EC 1998-4 [3] vorgeschlagenen Dämpfung von $\xi = 5 \%$ ermittelt. In Abbildung 240 ist das Bemessungsspektrum als blaue Linie eingetragen.

Wie in Kapitel 5.2.2 beschrieben, wird im Gegensatz dazu bei der FE-Berechnung für die Tankschale eine Dämpfung $\xi = 2 \%$ und für das gespeicherte Fluid eine Dämpfung von $\xi = 0,5 \%$ berücksichtigt.

Die, wie in Kapitel 7.3.3 beschrieben, ermittelten Perioden der äquivalenten linearisierten Einmassenschwinger von Tankbauwerk T4 (vergleiche Abbildungen 208 bis 212) sind für jedes Erdbeben (Abbildungen 236 bis 239) beziehungsweise das Bemessungsspektrum (Abbildung 240) jeweils als vertikale grüne Linie eingetragen. Als Referenz ist die Eigenperiode des nicht abhebenden Tankbauwerkes T4 nach der vereinfachten Methode gemäß EC 1998-4 [3], Gleichung (3-39) (A.35) jeweils als vertikale schwarze Linie eingetragen (vergleiche Tabelle 24, letzte Spalte).

In Abbildung 241 sind die maximalen Abhebehöhen des Tankbauwerkes T4 bei den untersuchten künstlichen Erdbeben, sowie für das Antwortspektrum der Bodenklasse D mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$ (Bezeichnung EC) dargestellt. Dabei sind die grünen Balken jene Abhebehöhen, die bei einem Umsturzmoment auftreten, das bei der iterativ ermittelten Eigenperiode eines äquivalenten Einmassenschwingers auftritt. Als blaue Balken sind jene Abhebehöhen dargestellt, die bei einem Umsturzmoment auftreten, dem die Perioden des maximalen Abhebevorganges für jedes Erdbeben, welche mit der detaillierten 3D-Berechnung ermittelt wurden, zugrunde liegen. Die roten Balken zeigen die maximal auftretenden Abhebehöhen, die mit der 3D-Zeitverlaufsberechnung (siehe Kapitel 5.2.2 und 5.3.2) ermittelt wurden. Als Vergleich ist die Abhebehöhe, die mit dem Umsturzmoment nach dem vereinfachten Verfahren gemäß EC 1998-4 [3] ermittelt wurde (siehe Kapitel 7.1.3), als violetter Balken dargestellt. In gleicher Weise sind die maximalen

Abhebehöhen des Tankbauwerkes T4 für die untersuchten aufgezeichneten Erdbeben in Abbildung 242 dargestellt.

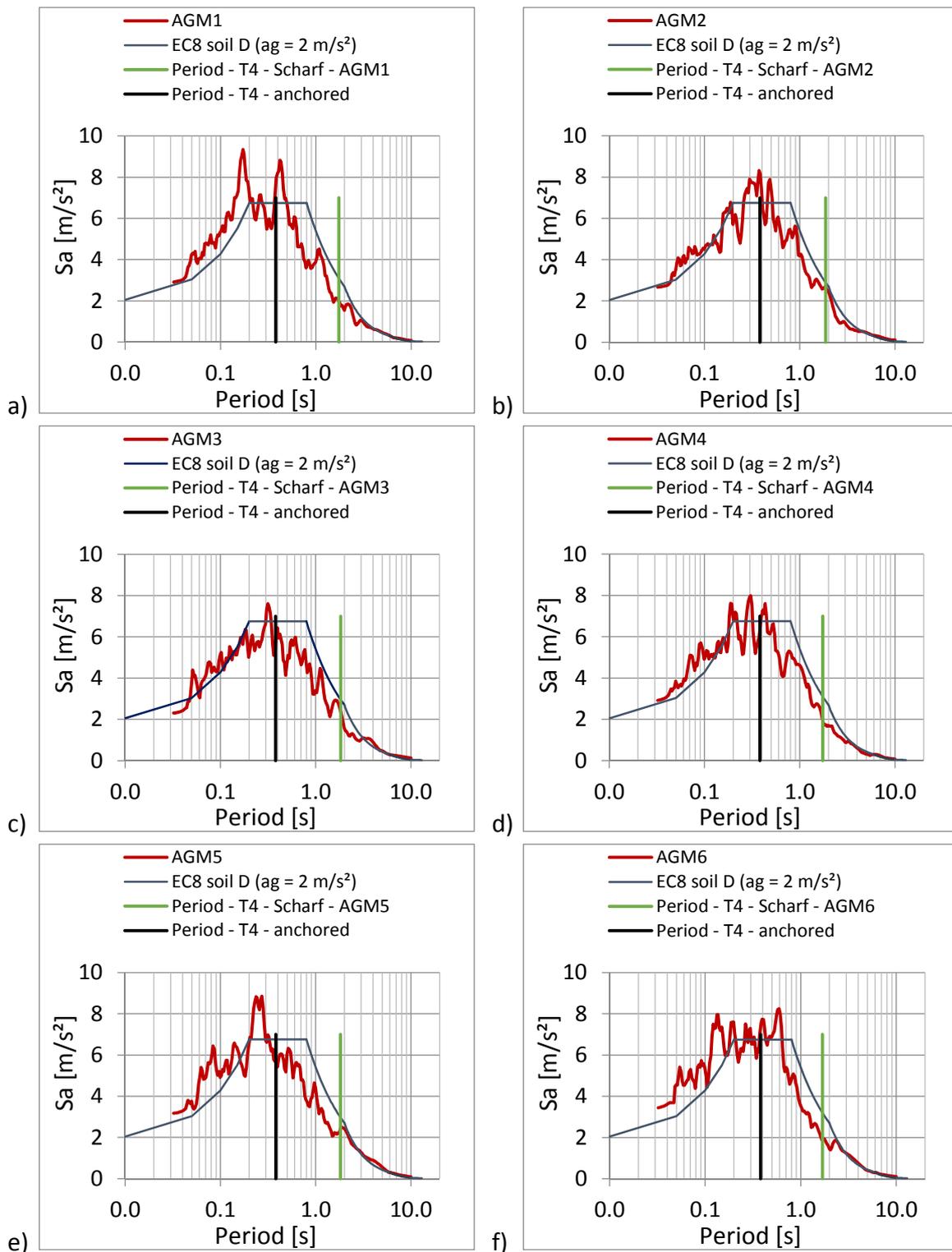


Abbildung 236 : Antwortspektren der untersuchten künstlichen Erdbeben ($a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$) mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T4, sowie der Periode, die mit dem Verfahren nach Scharf für das Tankbauwerk T4 ermittelt wurde, für das

a) künstliche Erdbeben AGM1,	b) künstliche Erdbeben AGM2,
c) künstliche Erdbeben AGM3,	d) künstliche Erdbeben AGM4,
e) künstliche Erdbeben AGM5,	f) künstliche Erdbeben AGM6.

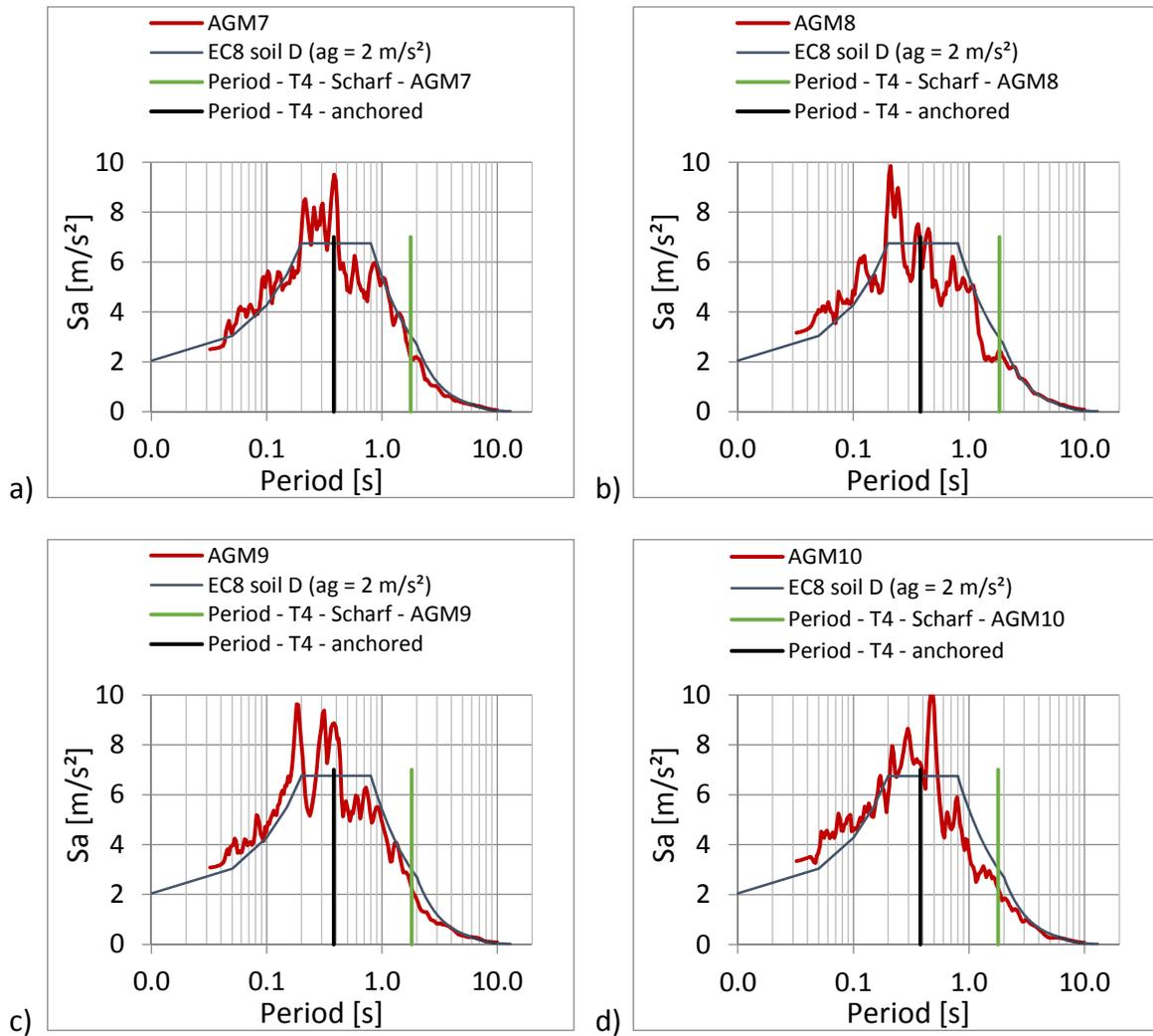


Abbildung 237: Antwortspektren der untersuchten künstlichen Erdbeben ($a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$) mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T4, sowie der Periode, die mit dem Verfahren nach Scharf für das Tankbauwerk T4 ermittelt wurde, für das
 a) künstliche Erdbeben AGM7, b) künstliche Erdbeben AGM8,
 c) künstliche Erdbeben AGM9, d) künstliche Erdbeben AGM10.

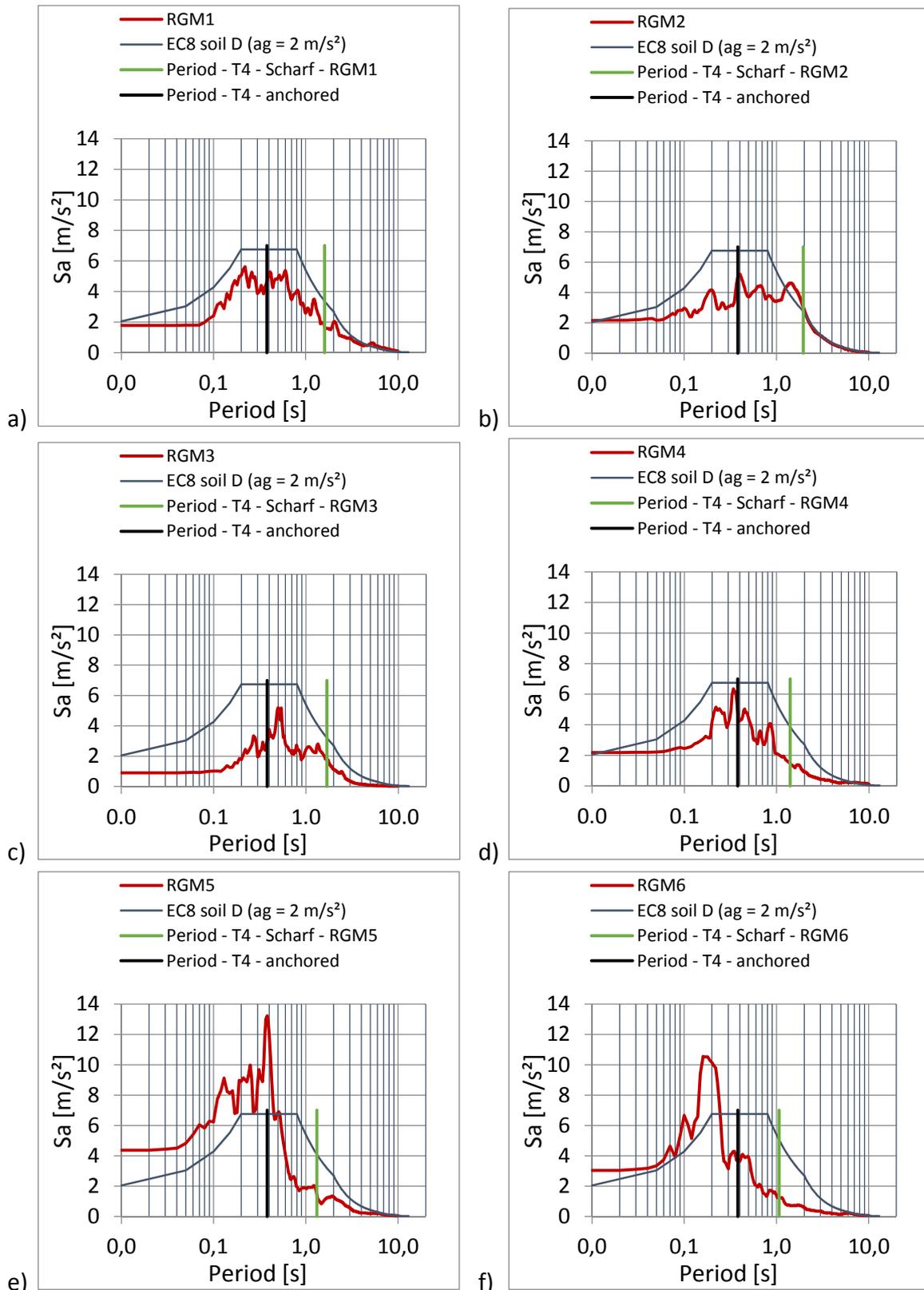


Abbildung 238 : Antwortspektren der untersuchten aufgezeichneten Erdbeben ($a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$) mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T4, sowie der Periode, die mit dem Verfahren nach Scharf für das Tankbauwerk T4 ermittelt wurde, für das
 a) aufgezeichnete Erdbeben RGM1, b) aufgezeichnete Erdbeben RGM2,
 c) aufgezeichnete Erdbeben RGM3, d) aufgezeichnete Erdbeben RGM4,
 e) aufgezeichnete Erdbeben RGM5, f) aufgezeichnete Erdbeben RGM6.

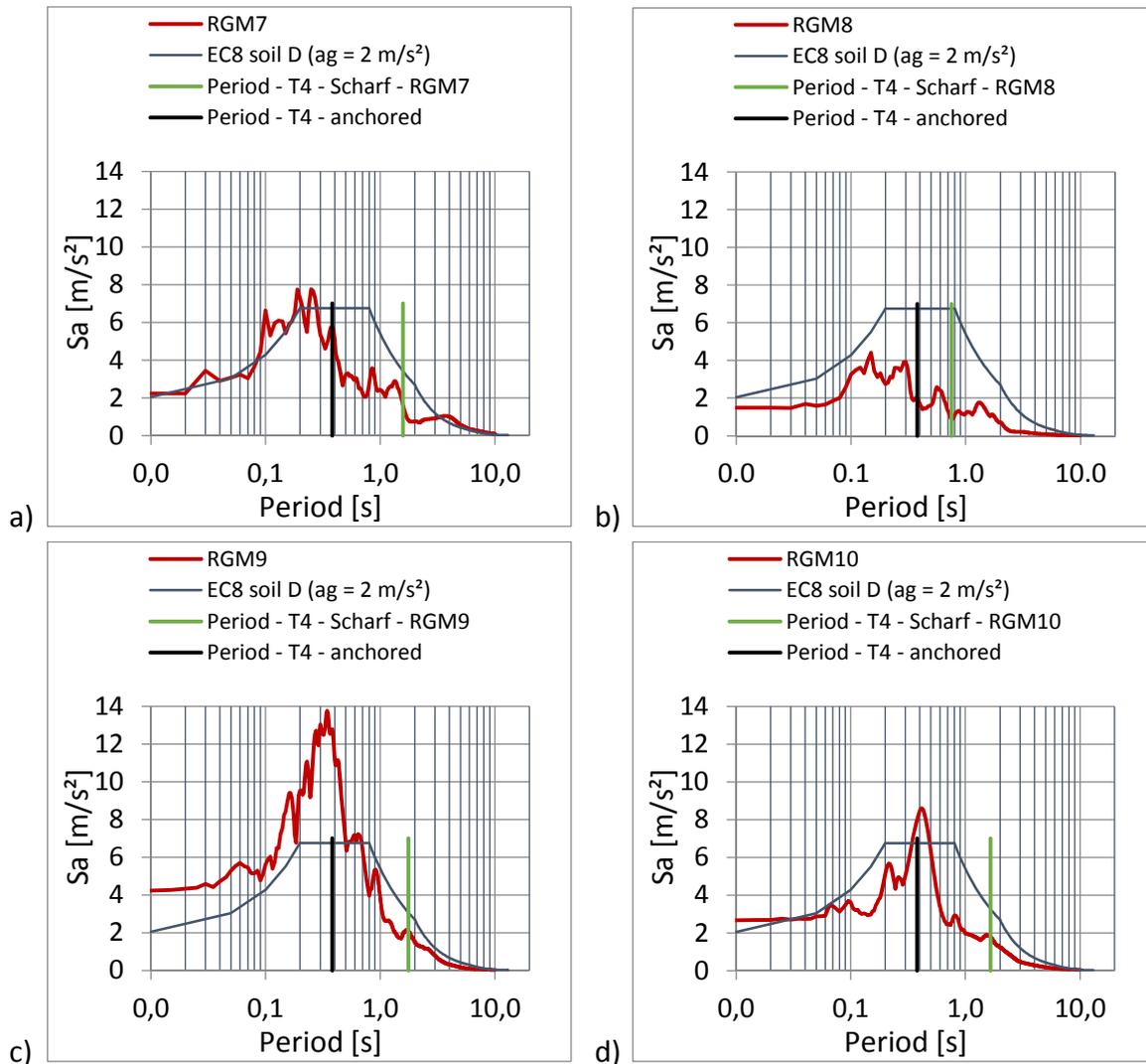


Abbildung 239 : Antwortspektren der untersuchten aufgezeichneten Erdbeben ($a_g = 2 \text{ [m/s}^2]$) mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T4, sowie der Periode, die mit dem Verfahren nach Scharf für das Tankbauwerk T4 ermittelt wurde, für das
 a) aufgezeichnete Erdbeben RGM7 b) aufgezeichnete Erdbeben RGM8
 c) aufgezeichnete Erdbeben RGM9 d) aufgezeichnete Erdbeben RGM10

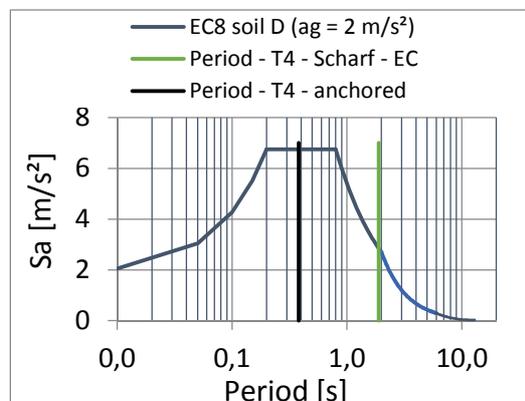


Abbildung 240 : Antwortspektrum einer Bodenklasse D und einer Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2]$ gemäß EN 1998-1 [2], mit der eingetragenen Periode des verankerten Tankbauwerkes T4, sowie der Periode, die mit dem Verfahren nach Scharf für das Tankbauwerk T4 ermittelt wurde.

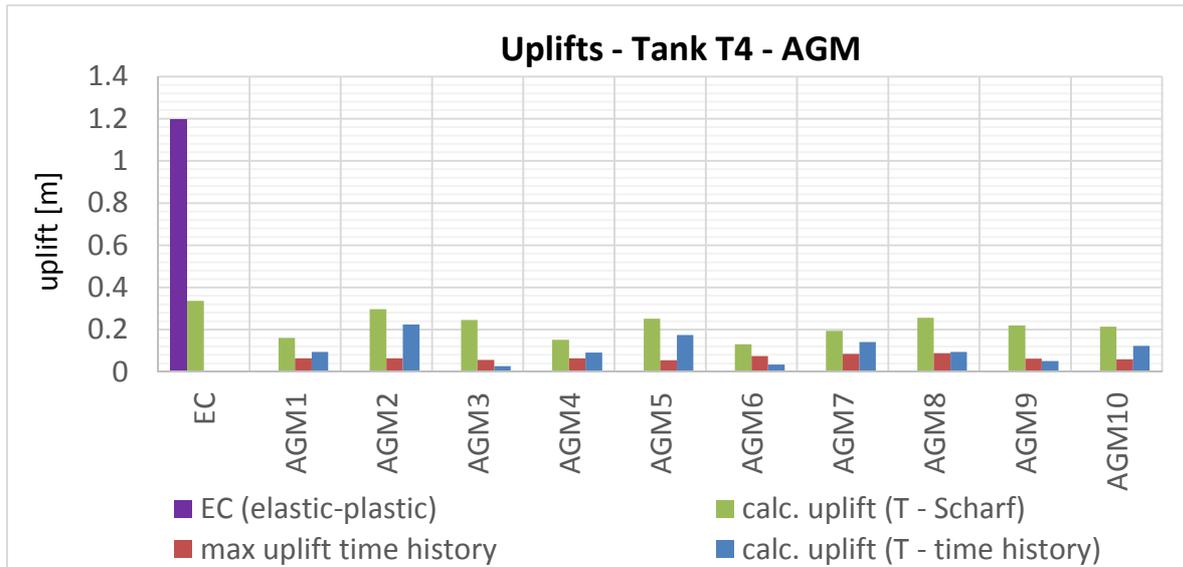


Abbildung 241: Vergleich der maximalen Abhebehöhen von Tankbauwerk T4 bei den künstlich generierten Erdbeben mit der maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$, a) die mit der detaillierten 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden (rot), b) die aus der Pushover-Kurve mit den maximalen Perioden der Abhebevorgänge ermittelt wurden (blau), c) die aus der Pushover-Kurve mit den Perioden des äquivalenten Einmassenschwingers ermittelt wurden (grün), d) die aus der Pushover-Kurve mit den Perioden des verankerten Tanks nach dem vereinfachten Verfahren gemäß EC 1998-4 [3] für das Bemessungsspektrum ermittelt wurden (violett).

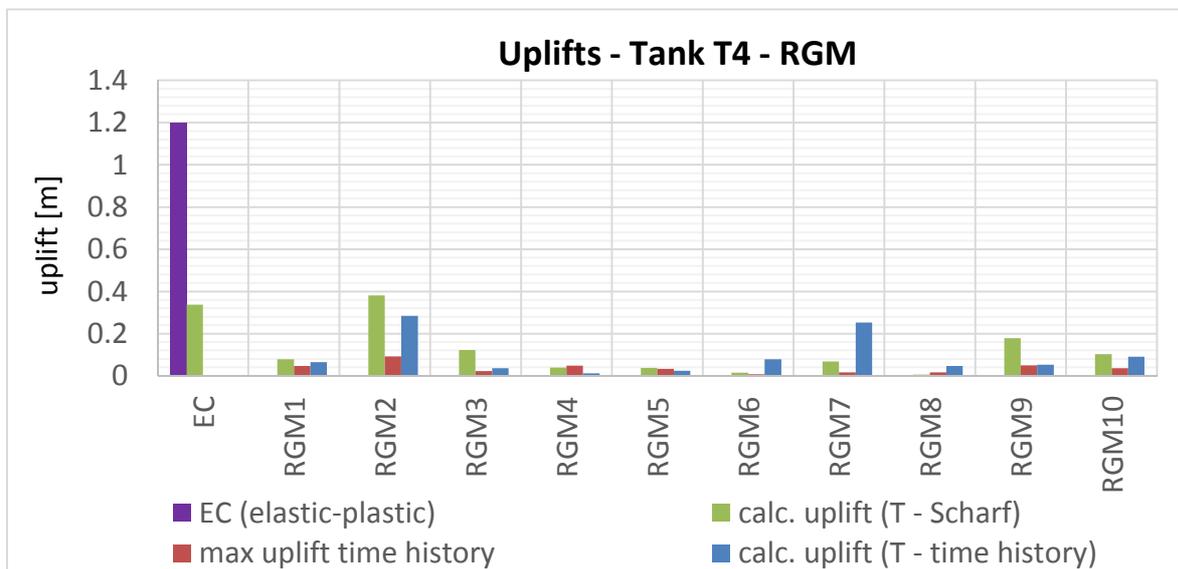


Abbildung 242: Vergleich der maximalen Abhebehöhen von Tankbauwerk T4 bei den aufgezeichneten Erdbeben mit der maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$, a) die mit der detaillierten 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden (rot), b) die aus der Pushover-Kurve mit den maximalen Perioden der Abhebevorgänge ermittelt wurden (blau), c) die aus der Pushover-Kurve mit den Perioden des äquivalenten Einmassenschwingers ermittelt wurden (grün), d) die aus der Pushover-Kurve mit den Perioden des verankerten Tanks nach dem vereinfachten Verfahren gemäß EC 1998-4 [3] für das Bemessungsspektrum ermittelt wurden (violett).

In Tabelle 29 sind die maximalen Abhebehöhen, die in Abbildung 241 und Abbildung 242 grafisch dargestellt sind, mit Ausnahme der Abhebehöhen gemäß Eurocode unter Zugrundelegung der Eigenfrequenz des nicht abhebenden Tankbauwerkes, aufgelistet. Die mit dem Verfahren nach Scharf, unter Zugrundelegung des Normantwortspektrums der Bodenklasse D mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$, berechnete maximale Abhebehöhe beträgt $w = 0,30 \text{ [m]}$. Diese Abhebehöhe ist höher als die maximale Abhebehöhe von $w = 0,09 \text{ [m]}$, die mit der Zeitverlaufsberechnung mit dem 3D-FE-Modell für die Erdbeben ermittelt wurde.

Bei den Erdbeben RGM4 ist die Abhebehöhe, die aus der Pushoverkurve mit der Antwortbeschleunigung bei der der Periode des äquivalenten Einmassenschwinges abgelesen wurde, geringer als die Abhebehöhe, welche mit dem 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurde.

T4 - AGM				T4 - RGM			
Normspektrum bzw. Erdbeben	w_{\max} [m]			Normspektrum bzw. Erdbeben	w_{\max} [m]		
	Zeitverlaufsberechnung	Pushover - Periode aus den Zeitverläufen abgelesen	Pushover - Periode mit dem Verfahren nach Scharf ermittelt		Zeitverlaufsberechnung	Pushover - Periode aus den Zeitverläufen abgelesen	Pushover - Periode mit dem Verfahren nach Scharf ermittelt
EC (2 m/s ²)	-	-	0.34	EC (2 m/s ²)	-	-	0.34
AGM1 (2m/s ²)	0.06	0.09	0.16	RGM1 (2m/s ²)	0.05	0.07	0.08
AGM2 (2m/s ²)	0.06	0.22	0.30	RGM2 (2m/s ²)	0.09	0.29	0.38
AGM3 (2m/s ²)	0.06	0.03	0.25	RGM3 (2m/s ²)	0.02	0.04	0.12
AGM4 (2m/s ²)	0.06	0.09	0.15	RGM4 (2m/s ²)	0.05	0.01	0.04
AGM5 (2m/s ²)	0.06	0.17	0.25	RGM5 (2m/s ²)	0.03	0.02	0.04
AGM6 (2m/s ²)	0.07	0.04	0.13	RGM6 (2m/s ²)	0.01	0.08	0.02
AGM7 (2m/s ²)	0.08	0.14	0.19	RGM7 (2m/s ²)	0.02	0.25	0.07
AGM8 (2m/s ²)	0.09	0.09	0.26	RGM8 (2m/s ²)	0.02	0.05	0.01
AGM9 (2m/s ²)	0.06	0.05	0.22	RGM9 (2m/s ²)	0.05	0.05	0.18
AGM10 (2m/s ²)	0.06	0.12	0.21	RGM10 (2m/s ²)	0.04	0.09	0.10
Max	0.09	0.22	0.30	Max	0.09	0.29	0.38
Min	0.06	0.03	0.13	Min	0.01	0.01	0.01
Mittelwert	0.07	0.11	0.21	Mittelwert	0.04	0.09	0.12
Standardabweichung	0.01	0.06	0.05	Standardabweichung	0.02	0.10	0.13
Varianz	0.0001	0.004	0.003	Varianz	0.001	0.009	0.016

Tabelle 29 Vergleich der maximalen Abhebehöhen von Tankbauwerk T4 bei einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$, a) die mit der detaillierten 3D-Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurden, b) die aus der Pushover-Kurve mit den maximalen Perioden der Abhebevorgänge ermittelt wurden, c) die aus der Pushover-Kurve mit den Perioden des äquivalenten Einmassenschwingers ermittelt wurden.

7.4 Erklärung der großen Streuung der maximalen Abhebehöhen und deren Anzahl

Beim Betrachten der maximalen Abhebehöhen aus den 3D-Zeitverlaufsberechnungen zu den einzelnen Erdbebenzeitverläufen (Tabellen 14 bis 18) für jeden der untersuchten Tanks, ist – trotz ähnlicher Erdbebeneinwirkung (vergleiche Abbildungen 35 bis 38) – eine sehr große Streuung ersichtlich.

Einerseits ist dies natürlich dadurch zu erklären, dass besonders bei den aufgezeichneten Erdbeben (RGM1-RGM10) nicht alle Frequenzen in gleichem Maße enthalten sind und daher auch die Systemantworten sehr stark streuen.

Aber auch bei den weit mehr Frequenzen abdeckenden und etwas weniger streuenden künstlichen Erdbebenverläufen (AGM1 bis AGM10) ist die Streuung der maximalen Abhebehöhen sehr hoch. Ein besonders gutes Beispiel für diese Streuung sind die maximalen Abhebehöhen von Tank T2 zufolge der Erdbebenverläufe AGM1 und AGM6, da bei sehr ähnlichen Frequenzinhalten der Erdbebenzeitverläufe sehr unterschiedliche Abhebehöhen auftreten.

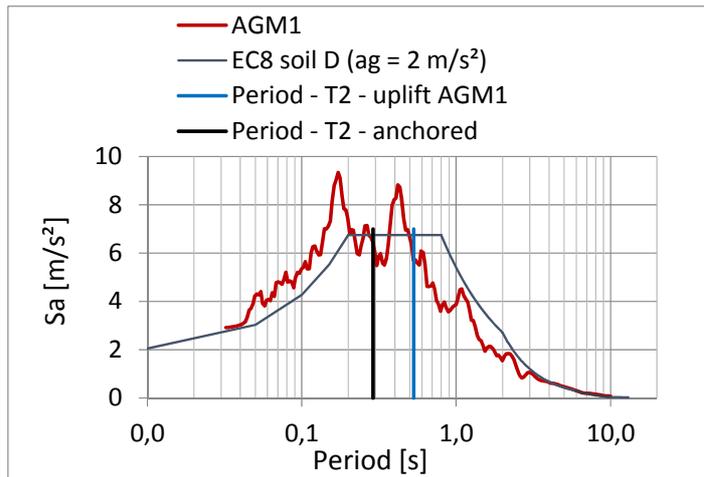
7.4.1 Vergleich der maximalen Abhebehöhen vom Tankbauwerk T2 infolge Erdbeben AGM1 und AGM6

Infolge des Erdbebens AGM 1 tritt beim Tankbauwerk T2 eine maximale Abhebehöhe von **0,04 [m]** (siehe Tabelle 15) auf. Die Antwortbeschleunigung des äquivalenten Einmassenschwingers des nicht abhebenden Tanks beträgt bei der Periode nach dem vereinfachten Verfahren gemäß EC 1998-4 [3] (siehe Kapitel 7.1.3) von $T_{Imp} = 0,28$ [s] (vergleiche Tabelle 24 rechts) für dieses Erdbeben dann $S_a = 6,75$ [m/s²] (siehe Abbildung 243). Durch den Abhebeprozess ändert sich die Eigenperiode beim Zyklus des maximalen Abhebens zu $T_{uplift} = 0,53$ [s] (vergleiche Abbildung 200) und die zugehörige Antwortbeschleunigung beträgt dann, wie Abbildung 243 ebenfalls zeigt, $S_a = 6,34$ [m/s²].

In Abbildung 243 ist das Antwortspektrum der Absolutbeschleunigung vom Erdbeben AGM1 für 5 % Dämpfung in Rot als Diagramm dargestellt. Die Eigenperiode des nicht abhebenden Tankbauwerkes T2, gemäß Eurocode ist als vertikale schwarze Linie eingetragen. Die wie in Kapitel 7.2.1 beschrieben, ermittelte Periode des Abhebevorganges mit der maximalen Höhe ist für das Tankbauwerke T2 für das Erdbeben AGM1 als vertikale blaue Linie eingetragen ($T_{uplift} = 0,53$ [s]). Neben dem Diagramm sind die Werte der Eigenperioden mit den zugehörigen Antwortbeschleunigungen und Abhebehöhen tabellarisch zusammengefasst.

Während des Erdbebens AGM6 tritt eine maximale Abhebehöhe von **0,22 [m]** (siehe Tabelle 15) auf. Die Antwortbeschleunigung des äquivalenten Einmassenschwingers des nicht abhebenden Tanks beträgt bei der Periode nach dem vereinfachten Verfahren gemäß EC 1998-4 [3] (siehe Kapitel 7.1.3) von $T_{Imp} = 0,28$ [s] für dieses Erdbeben $S_a = 6,91$ [m/s²] (siehe Abbildung 244). Durch den Abhebeprozess ändert sich die Eigenperiode beim Zyklus des maximalen Abhebens zu $T_{uplift} = 0,84$ [s] (vergleiche Abbildung 200) und die Antwortbeschleunigung beträgt dann, wie Abbildung 244 zeigt, $S_a = 5,08$ [m/s²].

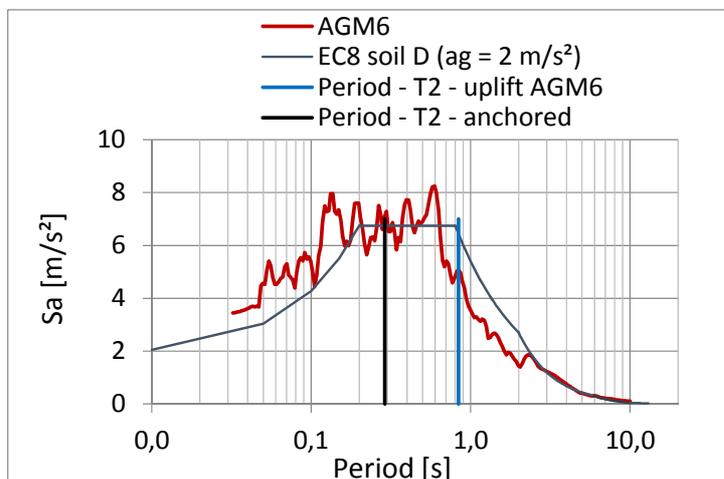
In Abbildung 244 ist das Antwortspektrum der Absolutbeschleunigung vom Erdbeben AGM6 für 5 % Dämpfung in Rot als Diagramm dargestellt. Die Eigenperiode des nicht abhebenden Tankbauwerkes T2, gemäß Eurocode, ist als vertikale schwarze Linie eingetragen. Die wie in Kapitel 7.2.1 beschrieben, ermittelte Periode des Abhebevorganges mit der maximalen Höhe ist für das Tankbauwerke T2 für das Erdbeben AGM6 als vertikale blaue Linie eingetragen ($T_{\text{uplift}} = 0,84$ [s]). Neben dem Diagramm sind die Werte der Eigenperioden mit den zugehörigen Antwortbeschleunigungen und Abhebehöhen tabellarisch zusammengefasst.



AGM1

	Periode [s]	Sa [m/s ²]	w _{max} [m]
T2 _{Imp}	0.28	6,75	
T2 _{uplift}	0.53	6.34	0,04

Abbildung 243: Darstellung des Antwortspektrums für Erdbeben AGM1 mit den Perioden und der Antwortbeschleunigung des nicht abhebenden und des um 0,04 m abhebenden Tanks T2.



AGM6

	Periode [s]	Sa [m/s ²]	w _{max} [m]
T2 _{Imp}	0.28	6.91	
T2 _{uplift}	0.84	5.08	0,22

Abbildung 244: Darstellung des Antwortspektrums für Erdbeben AGM6 mit den Perioden und der Antwortbeschleunigung des nicht abhebenden und des um 0,22 m abhebenden Tanks T2.

Vergleicht man die angeführten Antwortbeschleunigungen, so ist ersichtlich, dass die Antwortbeschleunigungen während des Erdbebens AGM6 beim nicht abhebenden Tank nur minimal höher sind (2,3 %), als beim Erdbeben AGM1. Bei den Perioden der maximalen Abhebevorgänge sind die Antwortbeschleunigungen bei AGM6 um rund 20 % geringer als beim Erdbeben AGM1. Dennoch ist die mittels der 3D-Zeitverlaufsrechnung ermittelte

maximale Abhebehöhe während Erdbeben AGM6 mit $w_{\max} = 0,22$ [m] beträchtlich höher als beim Erdbeben AGM1 mit $w_{\max} = 0,04$ m.

Eine Begründung dieses vordergründig unzutreffenden Ergebnisses liegt darin, dass in den Antwortspektren die zeitlichen Abfolgen des Frequenzinhaltes verloren gehen. Für Tankbauwerke ist diese Zeitabfolge aber durchaus von Bedeutung, da sich im Gegensatz zu einem elastischen Einmassenschwinger die Frequenz aufgrund der Nichtlinearität der Steifigkeit, je nach Verformungszustand, ändert.

7.4.2 Berechnung der Abhebehöhen der Tankbauwerken T1 und T2 bei Belastung mit linear veränderlicher Frequenz („Sweeps“)

Zur Veranschaulichung des Sachverhaltes, dass die Abfolge der Frequenzinhalte der Zeitverläufe bei der Erdbebenbelastung eine große Rolle spielt, werden für die Tankbauwerke T1 und T2 Zeitverlaufsberechnungen mit „Sweeps“ als Anregung durchgeführt. Bei diesen „Sweeps“ handelt es sich um Sinusanregungen, deren Perioden sich kontinuierlich ändern und somit mit der Zeit, entweder immer hochfrequenter, oder immer tieffrequenter werden (siehe Abbildung 245 und 248).

Der Einfluss der Abfolge der Frequenzen ist – wie die nachfolgenden Ergebnisse zeigen – groß, da sich die Eigenfrequenz der Tankstruktur durch das Abheben ändert und mit zunehmender Abhebehöhe sinkt. Wenn nun ein Sweep niederfrequent startet und schneller wird (Sweep 1, Abbildung 245), so hebt der Tank ab einer bestimmten Frequenz des Sinusverlaufes ab. Durch das Abheben verringert sich die Eigenfrequenz der Tankstruktur, während der Sweep immer schneller wird (vergleiche Abbildung 246). Ab diesem Zeitpunkt handelt es sich um ein hohes Verhältnis der Erregerfrequenz ω_0 zur Eigenfrequenz ω . Aufgrund der gegenläufigen Frequenzverschiebungen kommt es nur kurzzeitig zu einer Resonanz. Wie in Abbildung 2 in Kapitel 2.1 ersichtlich, nimmt der Verstärkungsfaktor im Fall einer hohen Frequenzabstimmung rasch ab und wird sogar kleiner als 1.

Im umgekehrten Fall, wenn der Sweep hochfrequent startet und langsamer wird (Sweep 2, Abbildung 248), hebt der Tank ab einer bestimmten Frequenz des Sinusverlaufes ab. Dadurch verringert sich die Eigenfrequenz der Tankstruktur und gleichzeitig wird auch die Anregerfrequenz geringer. Dadurch kommt es zu einer längeren Resonanzphase. Zusätzlich liegt nach der Resonanz ein niedriges Verhältnis der Erregerfrequenz zur Eigenfrequenz vor ($\omega_0/\omega < 1$) und somit wird der Verstärkungsfaktor nie kleiner als 1.

**a) Berechnungen der Abhebehöhe bei Belastung mit linear veränderlicher Frequenz
("Sweeps") von Tankbauwerk T2**

Für das Tankbauwerk T2 werden Berechnungen mit zwei "Sweeps" durchgeführt. „Sweep 1“ ist eine Sinuserregung mit einer Amplitude von $2 \text{ [m/s}^2\text{]}$, die mit einer Periode von 2 [s] beginnt und nach 60 Sekunden mit einer Periode von $T = 0,18 \text{ [s]}$ endet (siehe Abbildung 245, wobei hier nur die ersten 30 Sekunden dargestellt sind).

Bei „Sweep 2“ ist es genau umgekehrt, sodass die Sinusanregung mit einer Amplitude von $2 \text{ [m/s}^2\text{]}$ mit der Periode $T = 0,18 \text{ [s]}$ beginnt und nach 60 Sekunden mit einer Periode von $T = 2 \text{ [s]}$ endet (siehe Abbildung 248, wobei hier nur die letzten 30 Sekunden dargestellt sind). Wie sich herausgestellt hat, tritt bei beiden Anregungsformen der Abhebeprozess zwischen den Perioden von $0,6$ und 2 [s] auf. Aus diesem Grund wird in den nachfolgenden Diagrammen nur dieser Periodenbereich gezeigt. (Sekunde $0 - 30$ bei "Sweep 1"; Sekunde $30 - 60$ bei "Sweep 2" mit Neubeschriftung $0-30$ bei "Sweep 2")

Es ist zu erkennen, dass sich die maximalen Abhebehöhen, trotz identer Frequenzinhalte der beiden "Sweeps", bei "Sweep 1" mit maximal $0,25 \text{ m}$ (siehe Abbildung 246) und "Sweep 2" mit maximal $0,86 \text{ [m]}$ (siehe Abbildung 249) stark unterscheiden.

Abbildung 245 zeigt den zeitlichen Verlauf der Beschleunigung von „Sweep 1“ im Bereich der Perioden von 2 [s] bis 0,6 [s]. Zusätzlich ist der Verlauf der Periodendauer T zu jedem Zeitpunkt in Sekunden als blaue Linie dargestellt.

Abbildung 246 zeigt die sich aus der Belastung durch „Sweep 1“ ergebenden Abhebezeitverläufe der linken und der rechten Seite von Tank T2.

In Abbildung 247 ist der zeitliche Verlauf der rechten Seite noch einmal detailliert dargestellt, wobei hier die vertikalen Linien immer die Periodendauer des nachfolgenden Abhebevorganges in Sekunden anzeigen.

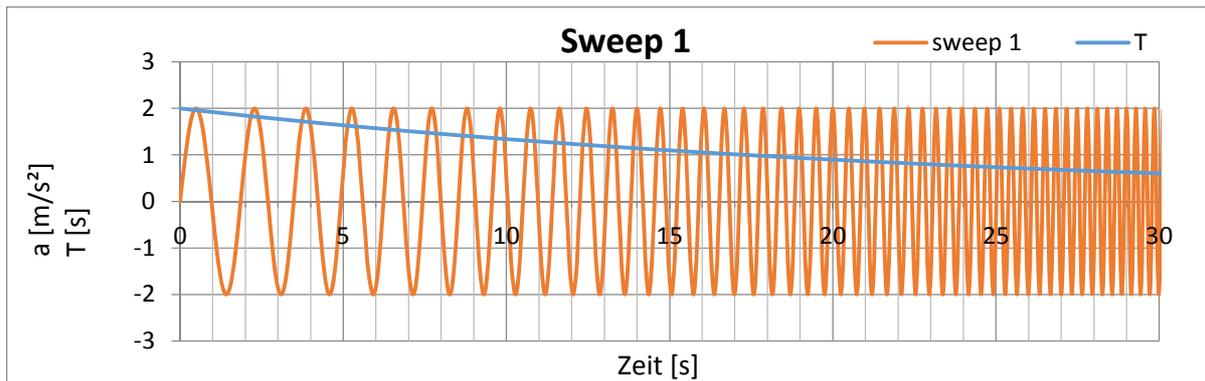


Abbildung 245: Zeitverlauf der Beschleunigung aus der Anregung von „Sweep 1“ mit dem zugehörigen Verlauf der Periodendauer T

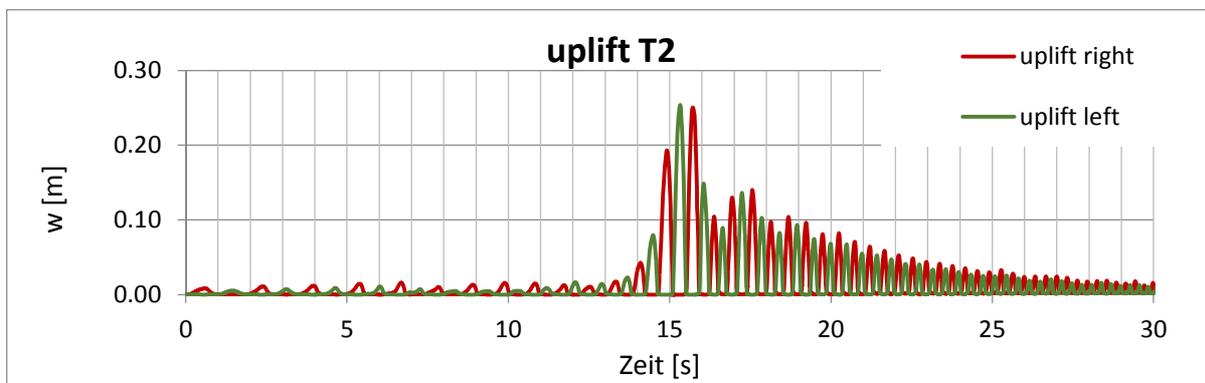


Abbildung 246: Abhebehöhen links und rechts des Tanks T2, während der Anregung durch „Sweep 1“

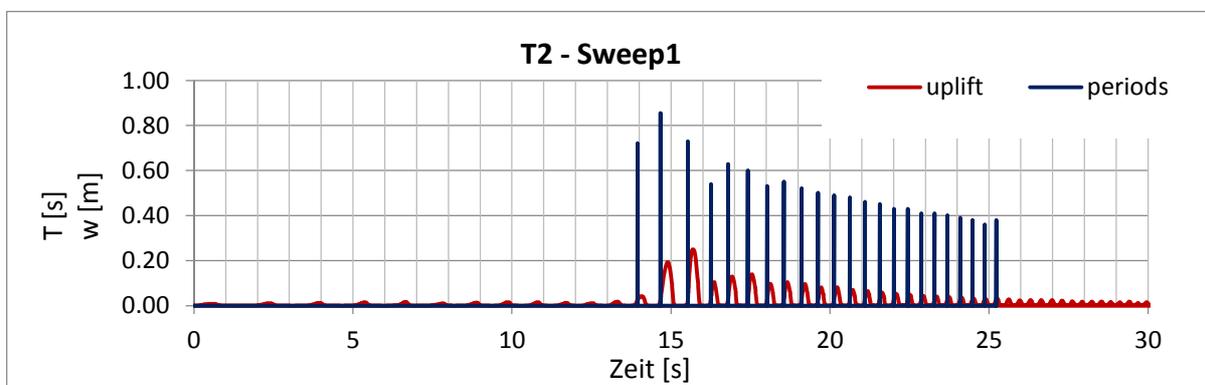


Abbildung 247: Abhebehöhen der rechten Seite mit den zugehörigen Abhebeperioden von Tank T2 mit „Sweep 1“ als Belastung

Abbildung 248 zeigt den zeitlichen Verlauf der Beschleunigung für den „Sweep 2“ im Bereich der Perioden von 0,6 [s] bis 2 [s]. Zusätzlich ist der Verlauf der Periodendauer T zu jedem Zeitpunkt in Sekunden als blaue Linie dargestellt.

Abbildung 249 zeigt die sich aus der Belastung durch „Sweep 2“ ergebenden Abhebezeitverläufe der linken und der rechten Seite von Tank T2.

In Abbildung 250 ist der zeitliche Verlauf der rechten Seite noch einmal detailliert dargestellt, wobei hier die vertikalen Linien immer die Periodendauer des nachfolgenden Abhebevorganges in Sekunden anzeigen.

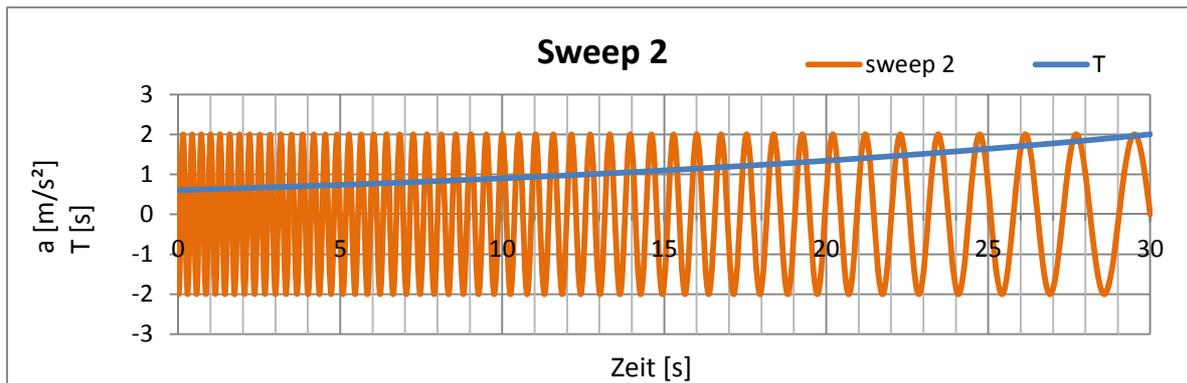


Abbildung 248: Zeitverlauf der Beschleunigung von Sweep 2 mit dem zugehörigen Verlauf der Periodendauer T

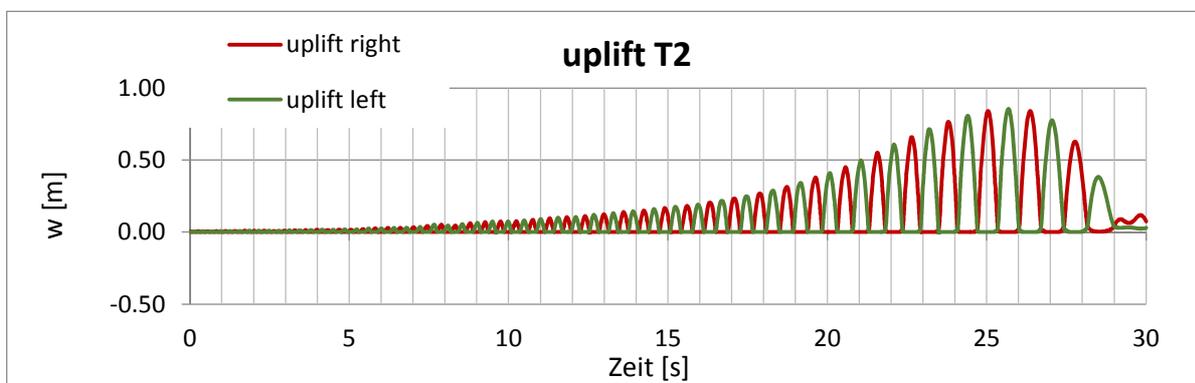


Abbildung 249: Abhebehöhen links und rechts des Tanks T2 während der Anregung durch „Sweep 2“

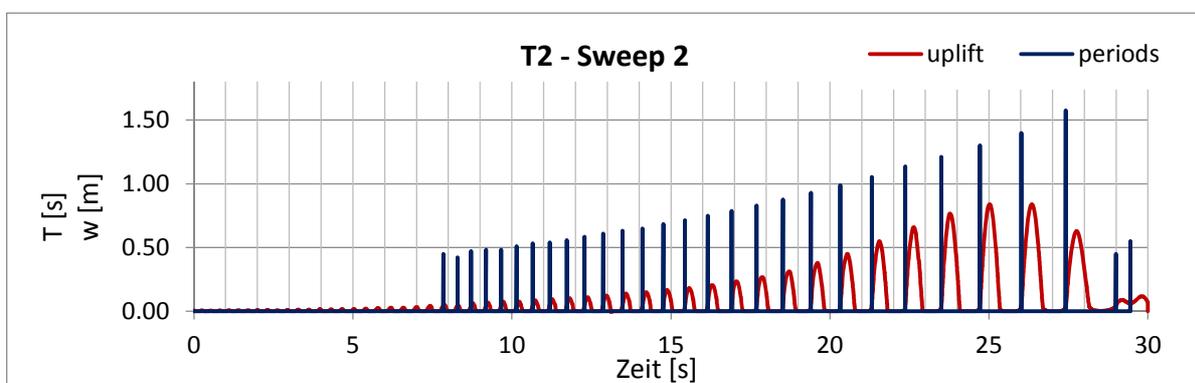


Abbildung 250: Abhebehöhen der rechten Seite mit den zugehörigen Abhebeperioden von Tank T2 mit „Sweep 2“ als Belastung

**b) Berechnungen der Abhebehöhe bei Belastung mit linear veränderlicher Frequenz
("Sweeps") von Tankbauwerk T1**

Auch für das Tankbauwerk T1 werden Berechnungen mit zwei "Sweeps" durchgeführt. „Sweep 3“ ist eine Sinuserregung mit einer Amplituden von $1 \text{ [m/s}^2\text{]}$, die mit einer Periode von $T = 4 \text{ [s]}$ beginnt und nach 60 Sekunden mit einer Sinusperiode von $T = 0,66 \text{ [s]}$ endet (siehe Abbildung 251).

Bei „Sweep 4“ ist es genau umgekehrt, sodass er mit einer Sinusfunktion der Periode $T = 0,66 \text{ [s]}$ beginnt und nach 60 Sekunden mit einer Periode von $T = 4 \text{ [s]}$ endet (siehe Abbildung 254).

Es ist aus den Ergebnissen der Abhebehöhe zu erkennen, dass sich - trotz identer Frequenzinhalte der beiden "Sweeps" - die maximale Abhebehöhen des Tankbauwerkes T1 bei „Sweep 3“ mit $0,25 \text{ [m]}$ (siehe Abbildung 252) und „Sweep 4“ mit $0,53 \text{ [m]}$ (siehe Abbildung 255) stark unterscheiden.

Abbildung 251 zeigt den zeitlichen Verlauf der Beschleunigung der Anregung durch „Sweep 3“. Zusätzlich ist der Verlauf der Periodendauer T zu jedem Zeitpunkt in Sekunden als blaue Linie dargestellt.

Abbildung 252 zeigt die sich aus der Belastung durch „Sweep 3“ ergebenden Abhebezeitverläufe der linken und der rechten Seite von Tank T1.

Abbildung 253 stellt den zeitlichen Verlauf der rechten Seite noch einmal detailliert dar, wobei hier die vertikalen Linien immer die Periodendauer T des nachfolgenden Abhebevorganges in Sekunden anzeigen.

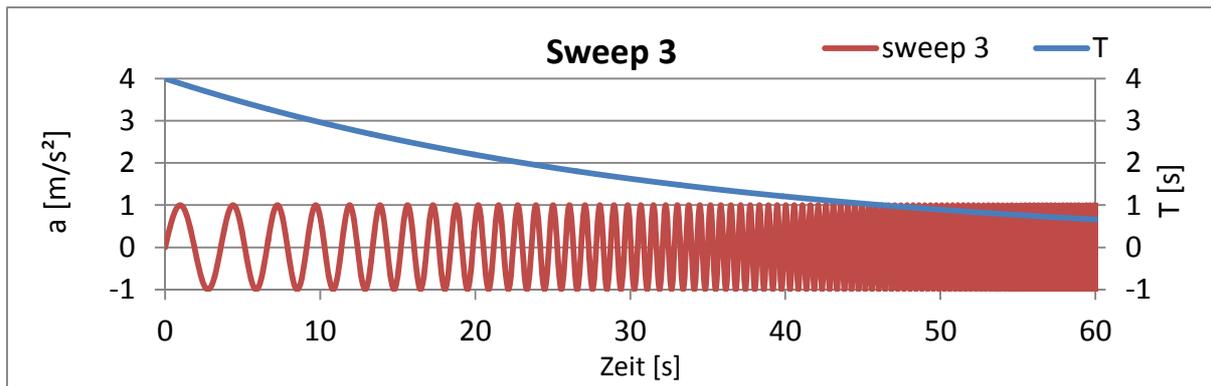


Abbildung 251: Zeitverlauf der Beschleunigung aus der Anregung von „Sweep 3“ mit dem zugehörigen Verlauf der Periodendauer T

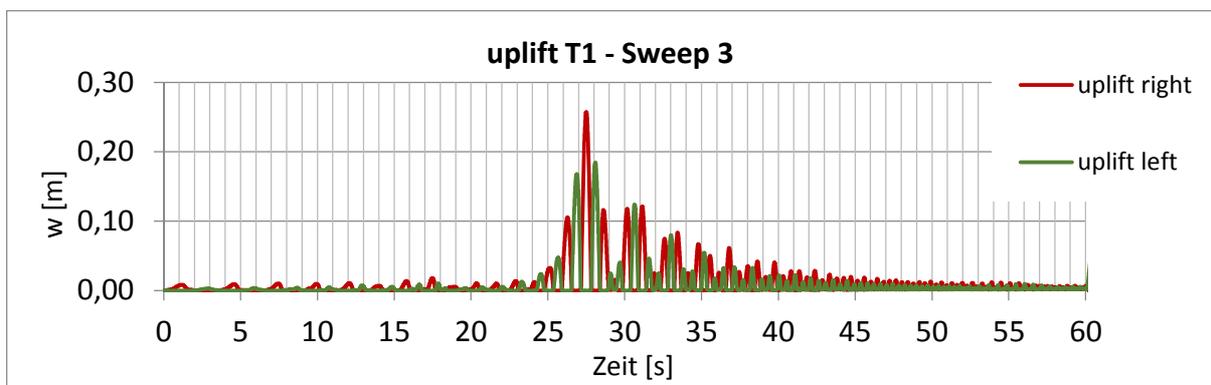


Abbildung 252: Abhebehöhen links und rechts des Tanks T1 während der Anregung durch „Sweep 3“

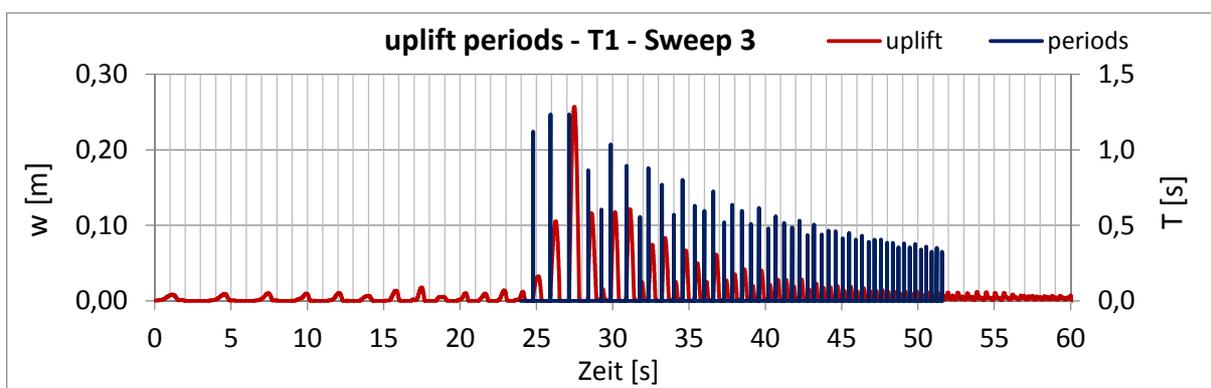


Abbildung 253: Abhebehöhen der rechten Seite mit den zugehörigen Abhebeperioden von Tank T1 mit „Sweep 3“ als Belastung

Abbildung 254 zeigt den zeitlichen Verlauf der Beschleunigung der Anregung durch „Sweep 4“. Zusätzlich ist der Verlauf der Periodendauer T zu jedem Zeitpunkt in Sekunden als blaue Linie dargestellt.

Abbildung 255 zeigt die sich aus der Belastung durch „Sweep 3“ ergebenden Abhebezeitverläufe der linken und der rechten Seite von Tank T1.

Abbildung 256 stellt den zeitlichen Verlauf der rechten Seite noch einmal detailliert dar, wobei hier die vertikalen Linien immer die Periodendauer des nachfolgenden Abhebevorganges in Sekunden anzeigen.

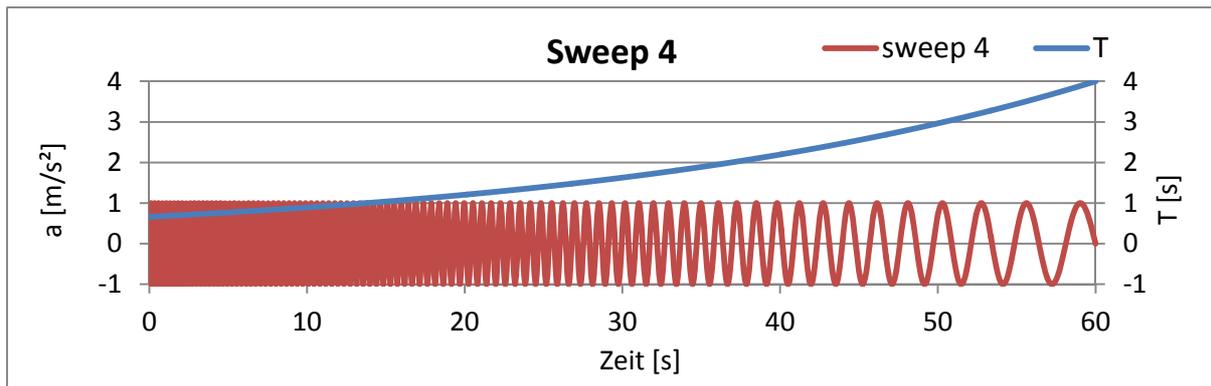


Abbildung 254: Zeitverlauf der Beschleunigung aus der Anregung von „Sweep 4“ mit dem zugehörigen Verlauf der Periodendauer T

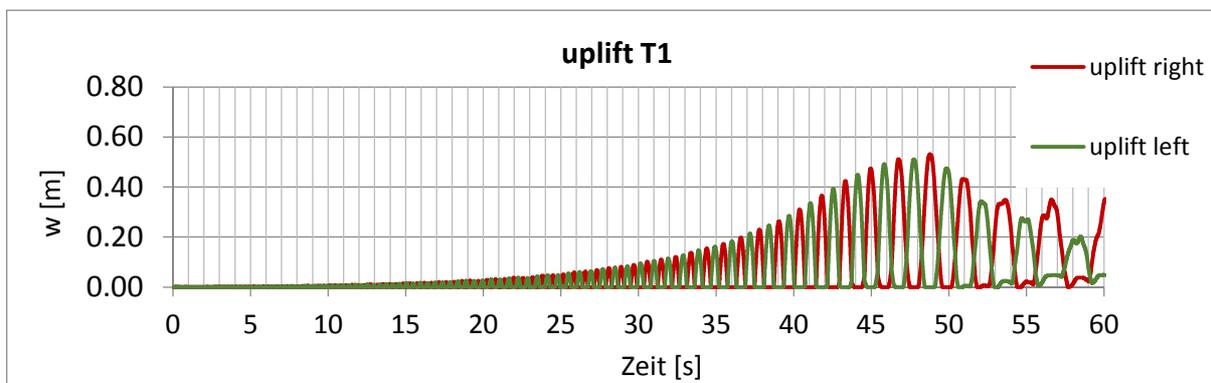


Abbildung 255: Abhebehöhen links und rechts des Tanks T1 während der Anregung durch „Sweep4“

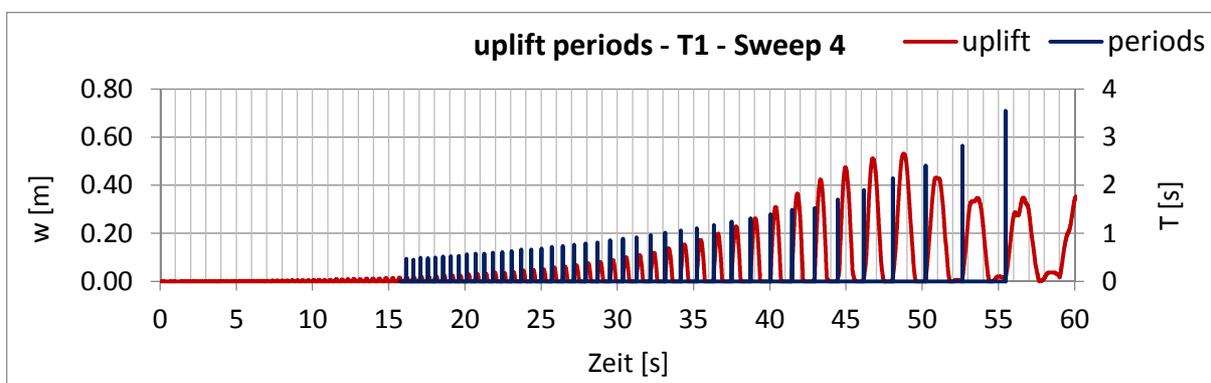


Abbildung 256: Abhebehöhen der rechten Seite mit den zugehörigen Abhebeperioden von Tank T1 mit „Sweep 4“ als Belastung

7.5 Ergebnisvergleich des 3D-FE-Modells mit dem vereinfachten Masse-Balken-Federmodell.

Nachfolgend werden die Zeitverläufe des Abhebens der rechten Seite von Tankbauwerk T1, die mit dem vereinfachten Masse-Balken-Federmodell (siehe Kapitel 5.2.3 und 5.4) ermittelt wurden, den Abhebezeitverläufen, die mit dem 3D-Modell (siehe 5.2.2 und 5.3.2.1) ermittelt wurden, gegenübergestellt. Grundsätzlich kann gesagt werden, dass die Übereinstimmungen der Abhebezeitverläufe - abhängig von den einzelnen Erdbeben - stark variieren.

Wie den Abbildungen 258 und 259 entnommen werden kann, gibt es eine gute Übereinstimmung für das künstlich generierte Erdbeben AGM2 (Abbildung 258) und das aufgezeichnete Erdbeben RGM1 (Abbildung 259).

Wie man in Abbildung 257 erkennen kann, wird hingegen bei dem künstlich generierten Erdbeben AGM1 das Abheben ab Sekunde 9 mit dem vereinfachten Masse-Balken-Federmodell, gegenüber dem 3D-FE-Modell, stark unterschätzt.

Auf der anderen Seite wird bei dem aufgezeichneten Erdbeben RGM2 das Abhebeverhalten des Tanks mit dem vereinfachten Masse-Balken-Federmodell, im Vergleich zum 3D-Modell, stark überschätzt, wie man in Abbildung 260 erkennen kann.

Eine Begründung liegt darin, dass mit dem vereinfachten Masse-Balken-Federmodell die sich ändernden Steifigkeitseigenschaften (Reduktion der Eigenfrequenzen) eines teilweise abhebenden Tanks nicht erfasst werden können.

Bei dem vereinfachten Masse-Balken-Federmodell entspricht der Abstand der vertikalen Auflagerfedern immer dem Durchmesser $2R$. Tatsächlich heben Tanks nur über eine vergleichsweise geringe Länge L ab, wodurch das vereinfachte Masse-Balken-Federmodell eine zu grobe Vereinfachung darstellt. Auf die Abhebelängen der Tankstruktur, welche mit dem lokalen FE-Modell ermittelt wurden, wird in Kapitel 7.6 eingegangen.

Diese ungenaue Erfassung der Abhebelänge ergibt eine Verschiebung der Resonanzfrequenzen, wodurch es je nach Frequenzgehalt der Erdbebenbelastung zu einer Über- oder Unterschätzung des Abhebeverhaltens, in Hinblick auf die Abhebehöhe und die Anzahl der Abhebevorgänge der Tankstruktur, kommt.

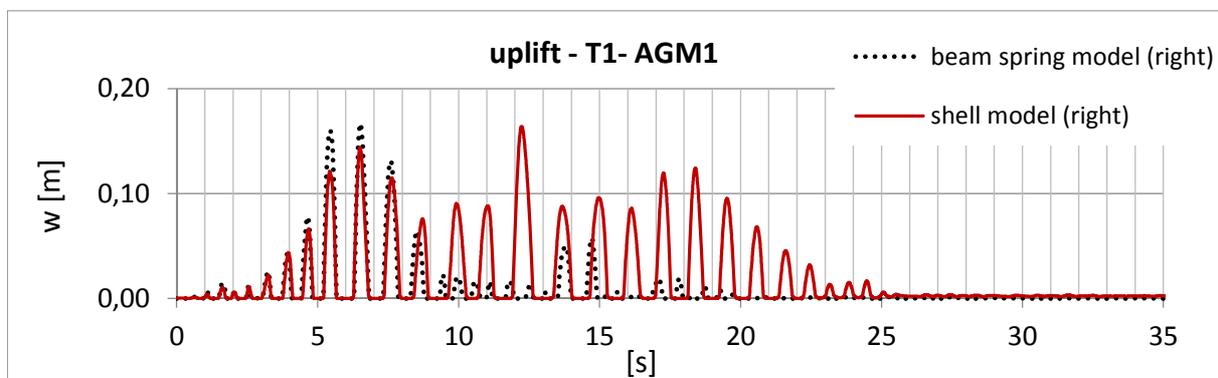


Abbildung 257: Vergleich der Abhebezeitverläufe der rechten Seite von Tankbauwerk T1, die mit dem vereinfachten Masse-Balken-Federmodell und dem 3D-FE-Modell ermittelt wurden, für das künstlich generierte Erdbeben AGM1.

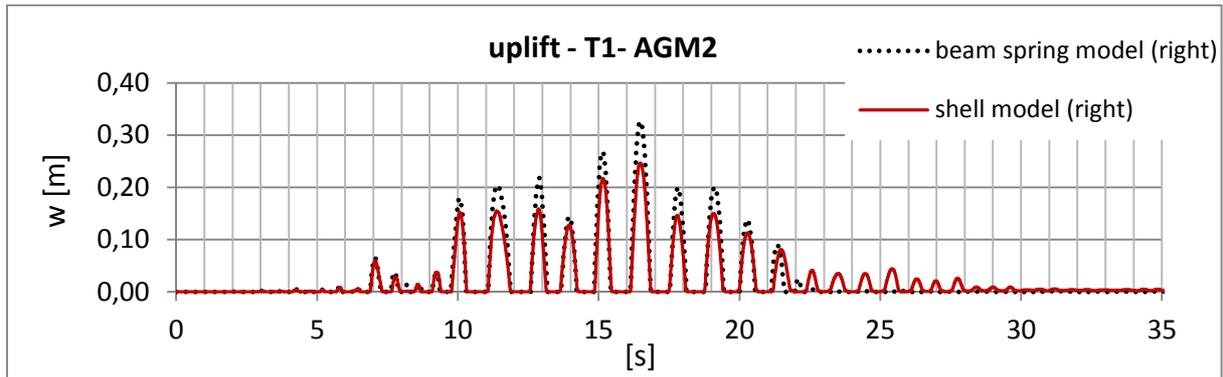


Abbildung 258: Vergleich der Abhebezeitverläufe der rechten Seite vom Tankbauwerk T1, die mit dem vereinfachten Masse-Balken-Federmodell und dem 3D-FE-Modell ermittelt wurden, für das künstlich generierte Erdbeben AGM2.

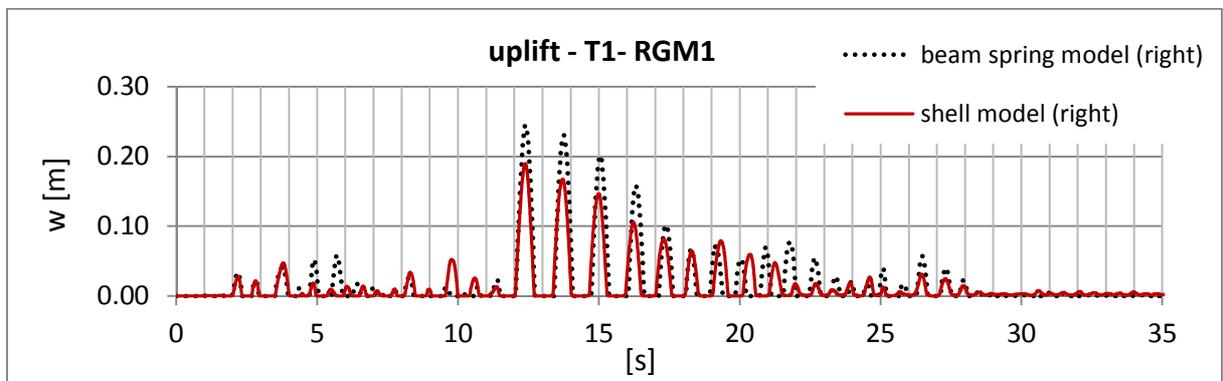


Abbildung 259: Vergleich der Abhebezeitverläufe der rechten Seite vom Tankbauwerk T1, die mit dem vereinfachten Masse-Balken-Federmodell und dem 3D-FE-Modell ermittelt wurden, für das aufgezeichnete Erdbeben RGM1.

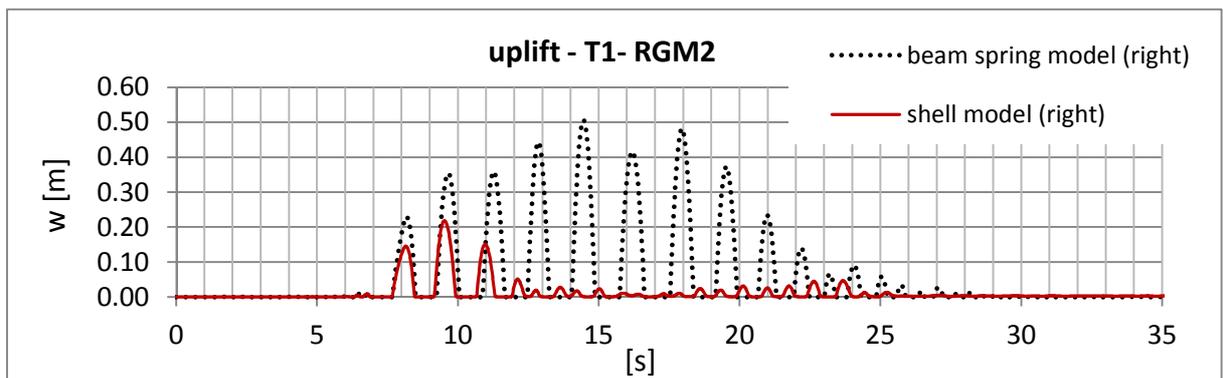


Abbildung 260: Vergleich der Abhebezeitverläufe der rechten Seite von Tankbauwerk T1, die mit dem vereinfachten Masse-Balken-Federmodell und dem 3D FE-Modell ermittelt wurden, für das aufgezeichnete Erdbeben RGM2.

7.6 Zusammenhang zwischen der Abhebehöhe, der Rotation und den lokalen Dehnungen am Fließgelenk des Tankfußes

Bei der Bestimmung der maximalen Abhebehöhe gemäß Eurocode EC 1998-4 [3] wird die maximal auftretende Rotation im fiktiven plastischen Gelenk des Bodenrandbleches durch die Vorgabe des Drehwinkels mit $\theta_{max} = 0,2$ [rad] begrenzt (vergleiche Kapitel 3.2.2). Dabei kann die im plastischen Gelenk auftretende Rotation, in Abhängigkeit von der Abhebehöhe, der auftretenden Abhebelänge L und vom Radius des Tanks, mit Gleichung (3-45) (A.61) ermittelt werden. Das Verhältnis der Abhebelänge L zur Abhebehöhe w kann für Tanks mit verschiedenen H/R -Verhältnissen in Abbildung 26 (Bild A.13) abgelesen werden.

In Abbildung 261-a bis Abbildung 264-a ist für die Tankbauwerke T1 bis T4 das Verhältnis der Abhebelänge L zur Abhebehöhe w , basierend auf den durchgeführten Berechnungen mit dem lokalen FE Model (siehe Kapitel 5.2.4), als violette Linie dargestellt. Dabei wird bei jeder Abhebehöhe der Abstand von der Tankwand zu jenem Knoten ermittelt, bei dem gerade noch Kontakt mit dem Untergrund besteht.

Teilweise heben die Tanks über eine große Länge nur sehr geringfügig ab. Diese sehr geringen Abhebehöhen über einen langen Bereich haben auf die Rotation im plastischen Gelenk keinen Einfluss. Aus diesem Grund wird hier zusätzlich definiert, dass erst eine Abhebehöhe von $w = 1$ [mm] als abgehoben betrachtet wird. In Abbildung 261-b bis Abbildung 264-b ist für die Tankbauwerke T1 bis T4 das Verhältnis der Abhebelänge L zur Abhebehöhe w basierend auf den durchgeführten Berechnungen mit der zusätzlichen Abhebebedingung von $w \geq 1$ [mm] als orange Linie dargestellt. Zum Vergleich werden auch die Zusammenhänge zwischen den Abhebehöhen w und den Abhebelängen L für die einzelnen Tanks mit den jeweiligen zutreffenden H/R Verhältnissen gemäß Eurocode (vergleiche Abbildung 26) als strichlierte Linien dargestellt.

Es ist ersichtlich, dass sich die Ergebnisse der detaillierten FE-Berechnung nicht mit den Angaben im Eurocode decken. Offensichtlich können die Angaben im Eurocode für die untersuchten Tankbauwerke T1 bis T4 nicht bestätigt werden. Diese nun im Eurocode vorliegenden Diagramme stammen aus [49] und wurden im Eurocode EC 1998-4 [3] aufgenommen.

Abhebehöhe zu Abhebelänge Tank T1

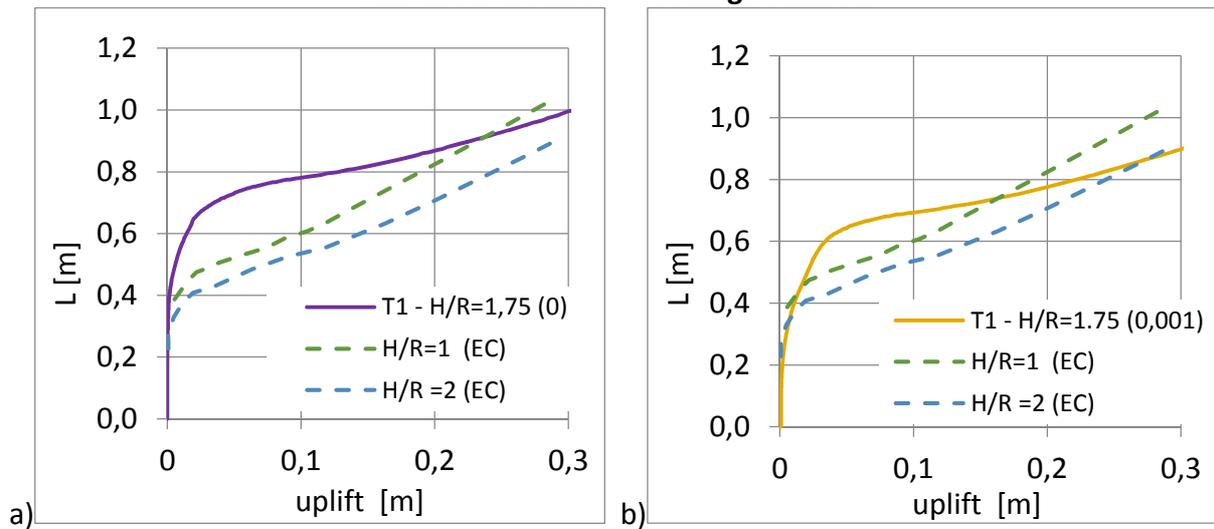


Abbildung 261: Zusammenhang zwischen Abhebhöhe (uplift) und Abhebelänge L für Tank T1
 a) Grenzbedingung für Abheben $w = 0$ [mm],
 b) Grenzbedingung für Abheben $w = 1$ [mm]

Abhebehöhe zu Abhebelänge Tank T2

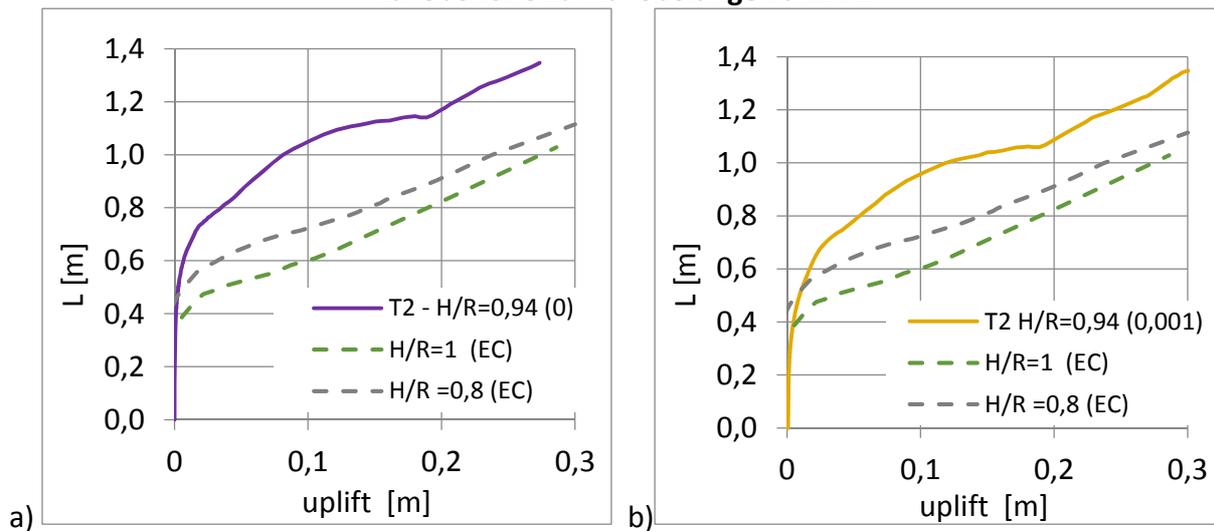


Abbildung 262: Zusammenhang zwischen Abhebhöhe (uplift) und Abhebelänge L für Tank T2
 a) Grenzbedingung für Abheben $w = 0$ [mm],
 b) Grenzbedingung für Abheben $w = 1$ [mm]

Abhebehöhe zu Abhebelänge Tank T3

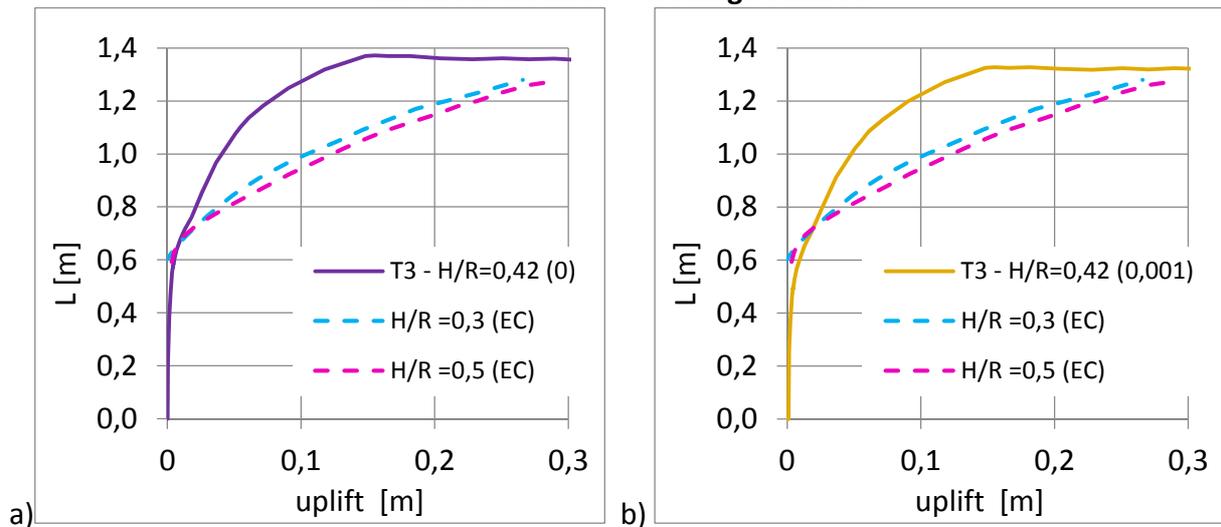


Abbildung 263: Zusammenhang zwischen Abhebehöhe (uplift) und Abhebelänge L für Tank T3
 a) Grenzbedingung für Abheben $w = 0$ [mm],
 b) Grenzbedingung für Abheben $w = 1$ [mm]

Abhebehöhe zu Abhebelänge Tank T4

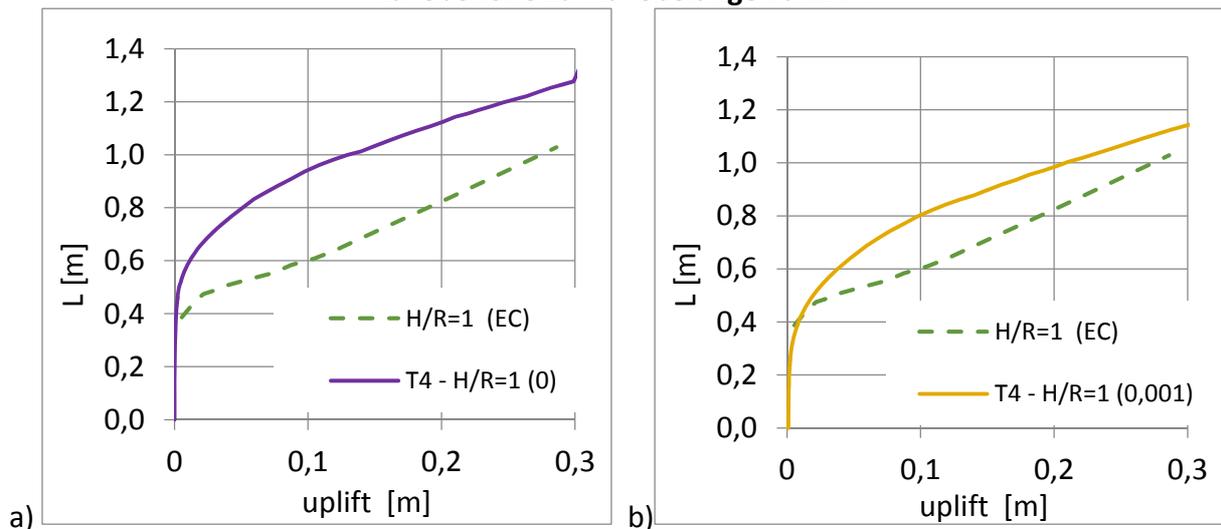


Abbildung 264: Zusammenhang zwischen Abhebehöhe (uplift) und Abhebelänge L für Tank T4
 a) Grenzbedingung für Abheben $w = 0$ [mm],
 b) Grenzbedingung für Abheben $w = 1$ [mm]

Gemäß Eurocode wird mit Hilfe der Abhebehöhe w und der zugehörigen Abhebelänge L für einen Tank mit einem bestimmten Radius die vorhandene Rotation θ im plastischen Gelenk des Bodenrandbleches mit Gleichung (3-45) (A.61) bestimmt. Das zweite Glied ($-w/2R$) in Gleichung (3-45) (A.61), in Kapitel 3.2.2, ist für Tanks mit üblicher Größe sehr klein und somit vernachlässigbar. Es ist aus praktischer Sicht nicht nachvollziehbar, weshalb in der Norm dieses Korrekturglied überhaupt eingefügt wurde (Anmerkung: in der Bilddarstellung fehlt es jedoch; vergleiche Abbildung 24).

In Abbildung 266 a-d sind die errechneten Rotationen θ in Abhängigkeit von der Abhebehöhe für die untersuchten Tankbauwerke T1 bis T4 gemäß Eurocode (siehe Kapitel 3.2), für die jeweils zu Verfügung stehenden ähnlichsten H/R Verhältnissen (vergleiche Abbildung 26), als

strichlierte Linien dargestellt. Die so bestimmten Verdrehungen stellen nicht die tatsächlich auftretende Verdrehung dar, da einerseits die Abhebelänge L nicht mit der auftretenden Abhebelänge übereinstimmt (vergleiche Abbildungen 201 bis 205), und andererseits die angenommene Verformung des Bodenbleches nicht der tatsächlichen Verformung entspricht. Die tatsächliche Rotation, die vom plastischen Gelenk aufgenommen werden muss, ist die Differenz der Verdrehung der Bodenplatte vor und hinter dem plastischen Gelenk. Diese Verdrehung kann aus dem lokalen FE-Modell ermittelt werden, indem bei jeder Abhebehöhe die Differenz der Verdrehung des Knotens unter der Tankwand und eines Knotens im Abstand von 10 [cm] vor der Achse der Tankwand gebildet wird. Dieser derart ermittelte realistische Zusammenhang der tatsächlich auftretenden Verdrehung im plastischen Gelenk und der Abhebehöhe ist in Abbildung 266 a-d als rote Linie dargestellt.

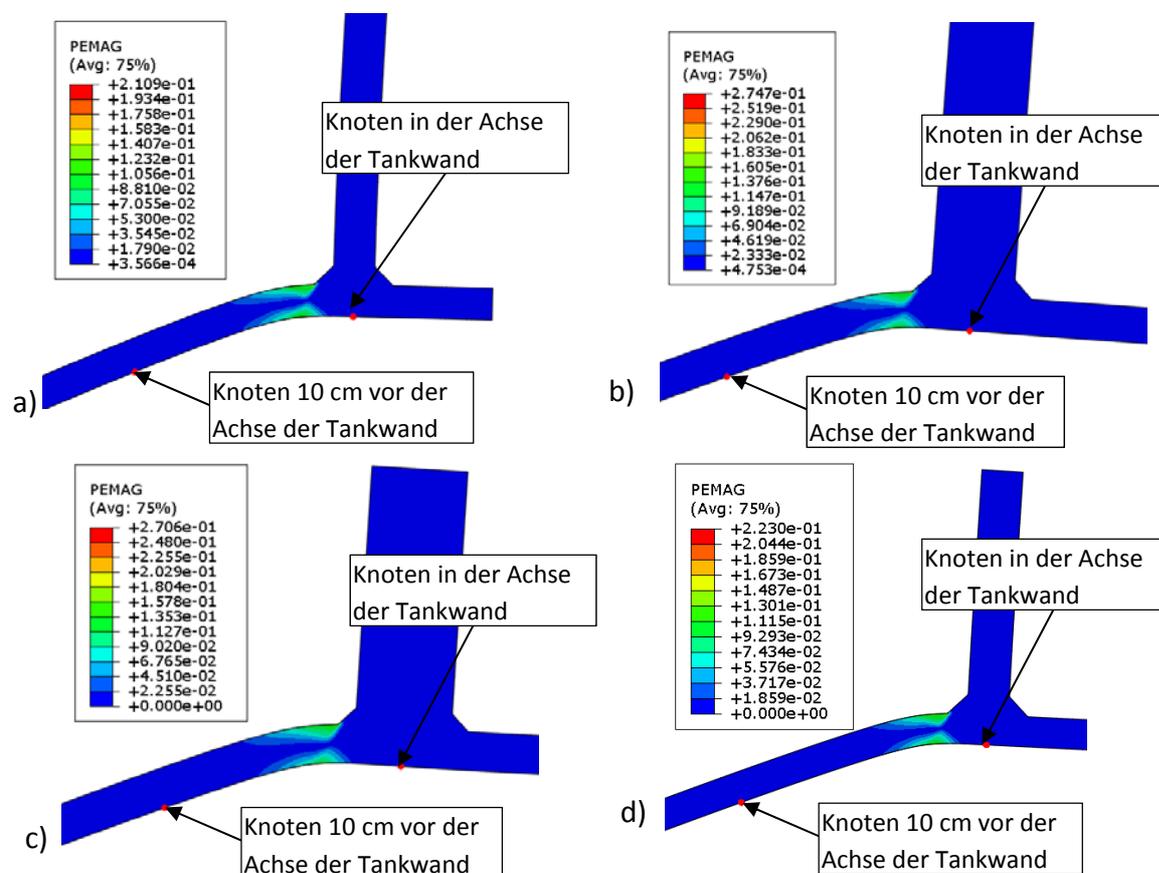


Abbildung 265: Darstellung der Knoten, die zur Ermittlung der tatsächlich auftretenden Rotation θ im plastischen Gelenk herangezogen werden, für

- Tankbauwerk T1 bei einer Rotation von $\theta = 0,4$ [rad],
- Tankbauwerk T2 bei einer Rotation von $\theta = 0,4$ [rad],
- Tankbauwerk T3 bei einer Rotation von $\theta = 0,4$ [rad],
- Tankbauwerk T4 bei einer Rotation von $\theta = 0,4$ [rad].

Aus den Ergebnisverläufen in Abbildung 266 a-d ist ersichtlich, dass die Ermittlung der auftretenden Rotation im plastischen Gelenk gemäß Eurocode eine sehr konservative Methode darstellt.

So beträgt die maximal zulässige Abhebehöhe w_{\max} , bei Verwendung des im Eurocode in Abbildung 26 (Bild A.13) angegebenen Zusammenhangs zwischen der Abhebehöhe w und der

Abhebelänge L , bei Anwendung der Gleichung (3-45) (A.61) und dem Grenzkriterium $\theta_{max} = 0,2$ [rad], für das Tankbauwerk T1 $w_{max} = 0,05$ [m]. Tatsächlich tritt auf Basis der FE-Berechnungen eine Verdrehung im plastischen Gelenk $\theta_{max} = 0,2$ [rad] erst bei einer Abhebehöhe von $w = 0,14$ m auf (vergleiche Abbildung 266 a).

In der Pushover-Kurve in Kapitel 5.3.1 kann man sehen, dass eine Abhebehöhe von $w = 0,05$ [m] bei Tankbauwerk T1 bereits bei einem Umsturmmoment von 130 [MNm] auftritt. Gemäß Eurocode wird dieses Moment bereits durch eine Bodenbeschleunigung von $a_g = 0,3$ [m/s²] verursacht, was selbst für Europa einen sehr niedrigen Wert darstellt.

In Abbildung 267 sind jene Abhebehöhen, die bei einer Verdrehung von $\theta_{max} = 0,2$ [rad] auftreten, einerseits gemäß Eurocode (EC $\theta = 0,2$ [rad]) und andererseits die tatsächlich auftretenden Abhebehöhen auf Basis der FE-Berechnung (FE-Calculatoin $\theta = 0,2$ [rad]), für die Tankbauwerke T1 bis T4 gegenübergestellt.

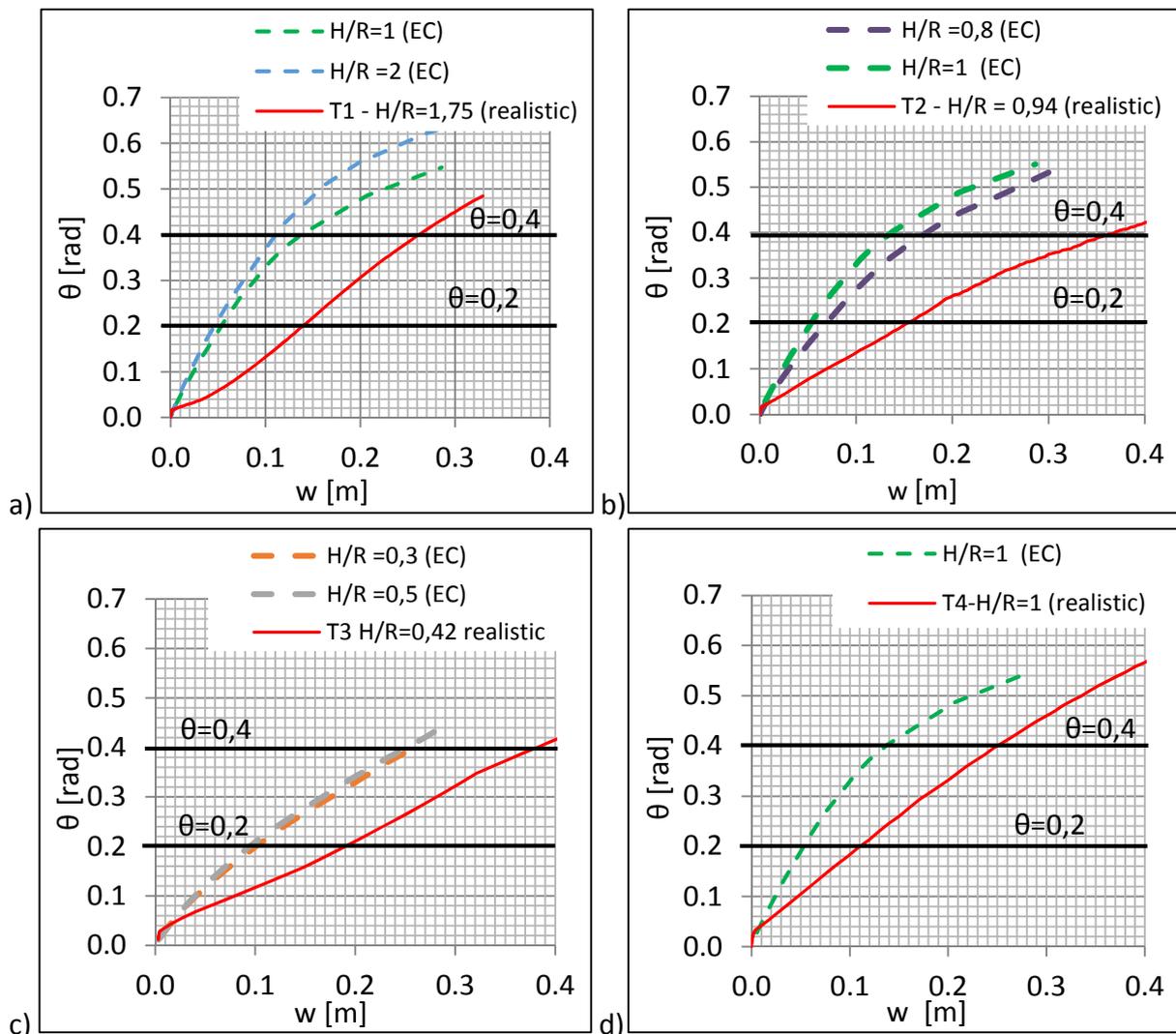


Abbildung 266: Zusammenhang zwischen Abhebehöhe und Rotation θ im plastischen Gelenk für
 a) Tankbauwerk T1,
 b) Tankbauwerk T2,
 c) Tankbauwerk T3,
 d) Tankbauwerk T4.

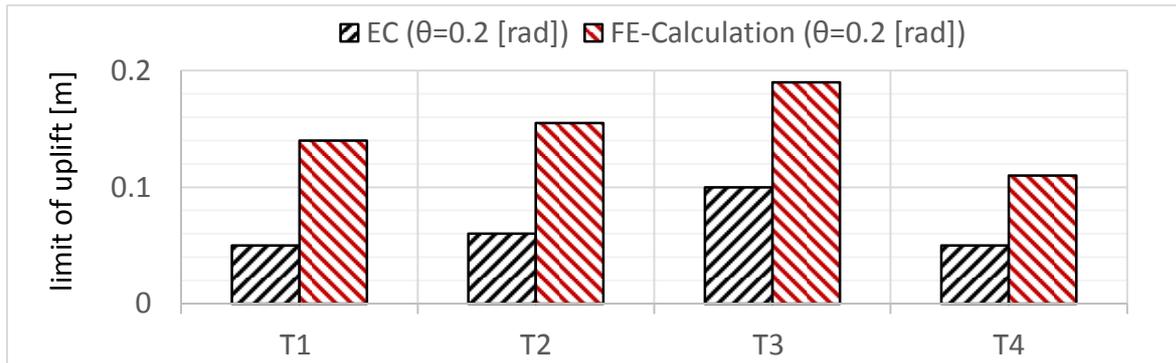


Abbildung 267: Zulässige maximale Abhebehöhen (limit of uplift) bei einer Verdrehung im plastischen Gelenk von $\theta_{max} = 0,2$ [rad] gemäß Eurocode EC1998-4 und auf Basis der FE-Berechnung für die Tankbauwerke T1 bis T4

In Abbildung 268 sind noch einmal die auf Basis der FE-Berechnung ermittelten Abhebehöhen bei einer Verdrehung des plastischen Gelenkes von $\theta = 0,2$ [rad] dargestellt (FE-Calculations $\theta = 0,2$ [rad]) (siehe auch Abbildung 267). Zusätzlich sind die auf Basis der FE-Berechnung ermittelten Abhebehöhen bei einer Verdrehung des plastischen Gelenkes von $\theta = 0,4$ [rad] dargestellt (FE-Calculations $\theta = 0,4$ [rad]) (siehe auch Abbildung 267), da diese $0,4$ [rad] bereits in [40] als zulässiges Grenzkriterium vorgeschlagen werden. Diese Limitierungen der maximalen Abhebehöhe, auf Basis einer maximal zulässigen Rotation, sind den maximalen Abhebehöhen, die bei den einzelnen Tanks bei den untersuchten Erdbeben auftraten (ermittelt mit den 3D-Zeitverlaufsberechnungen), gegenübergestellt.

Es ist ersichtlich, dass demnach für Tankbauwerk T1 mit beiden Grenzkriterien Versagen prognostiziert wird. Für die Tankbauwerke T2 und T3 wird mit dem Grenzkriterium von $\theta = 0,2$ [rad] Versagen prognostiziert, während bei einem Grenzkriterium von $\theta = 0,4$ [rad] die auftretende Abhebehöhe zulässig ist. Bei Tankbauwerk T4 ist die auftretende Abhebehöhe bei beiden Grenzkriterien zulässig.

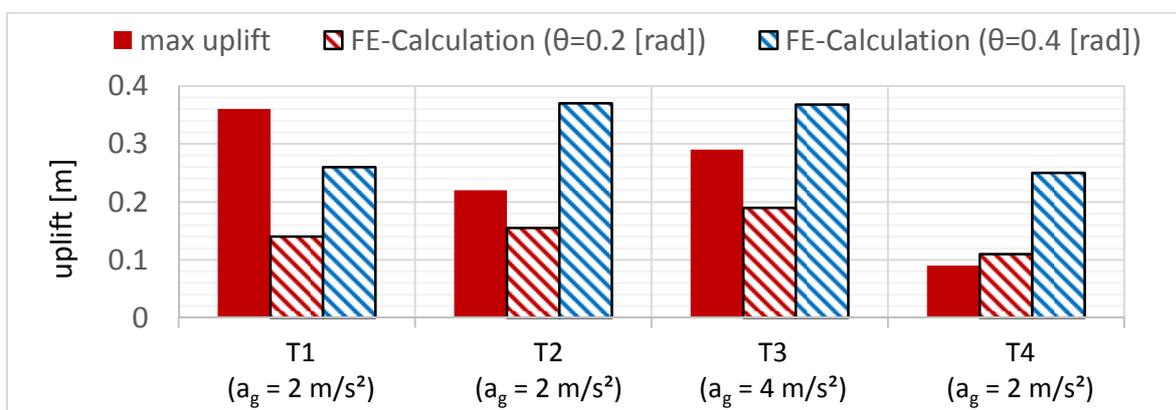


Abbildung 268: Zulässige Abhebehöhen bei einer Verdrehung im plastischen Gelenk von $\theta_{max} = 0,2$ [rad] und $\theta_{max} = 0,4$ [rad] auf Basis der FE-Berechnung für die Tankbauwerke T1 bis T4 sowie die maximal auftretende Abhebehöhe, die mit den 3D-Zeitverlaufsberechnungen für die Tanks ermittelt wurde.

Mit Hilfe dieser realistischen Zusammenhänge der tatsächlich auftretenden Verdrehung θ im plastischen Gelenk und der Abhebehöhe w der einzelnen Tankbauwerke, auf Basis der FE-Berechnungen, welche in Abbildung 266 a-d als rote Linie dargestellt sind, können die bereits in Kapitel 5.5.1 gezeigten Diagramme (Abbildungen 95 bis 98) der Abhängigkeiten zwischen der äquivalenten Vergleichsdehnung $\varepsilon_{p,eq}$ nach Gleichung (5-4) und der Abhebehöhe, in die Zusammenhänge zwischen der äquivalenten Vergleichsdehnungen $\varepsilon_{p,eq}$ und den auftretenden Rotationen in den plastischen Gelenken übergeführt werden.

In den Abbildungen 269 bis 272 ist dieser Zusammenhang der Rotation und der Vergleichsdehnungen $\varepsilon_{p,eq}$, direkt an der Kerbe der Schweißnaht, sowie in den Abständen von 1 mm, 2 mm, $t_R/2$, t_R , $3/2 \times t_R$ und $2 \times t_R$ für die vier Tanks T1, T2 , T3 und T4 dargestellt.

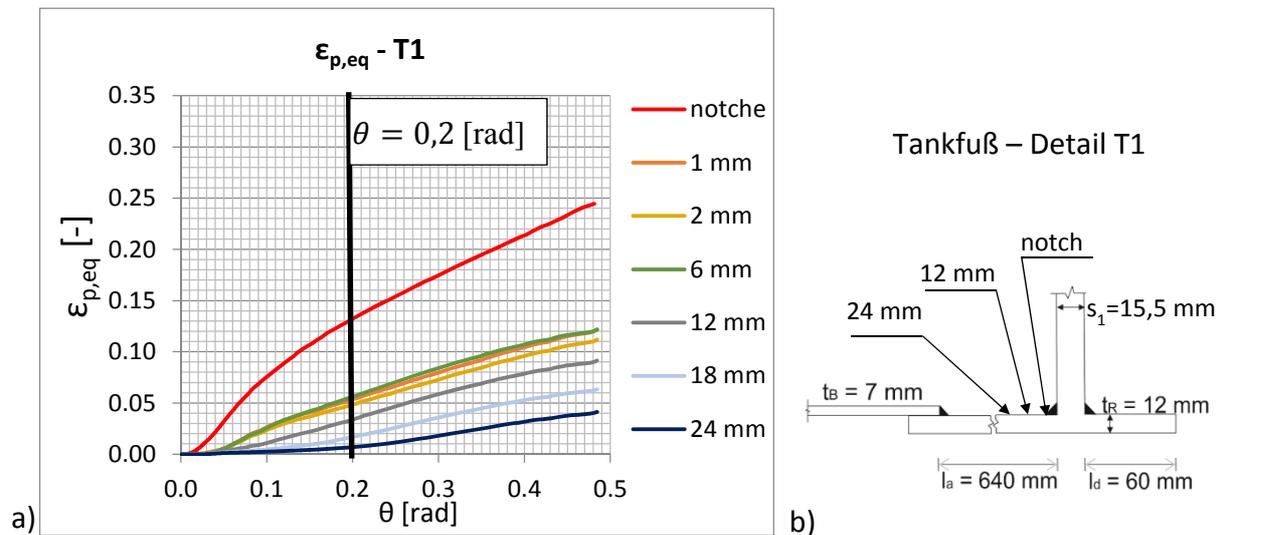


Abbildung 269: a) Äquivalente plastische Dehnungen, in Abhängigkeit von der auftretenden Rotation auf Basis der FE-Berechnung für verschiedene Abstände zur Kerbe von Tank T1
b) Skizze Tankfuß-Detail von Tank T1

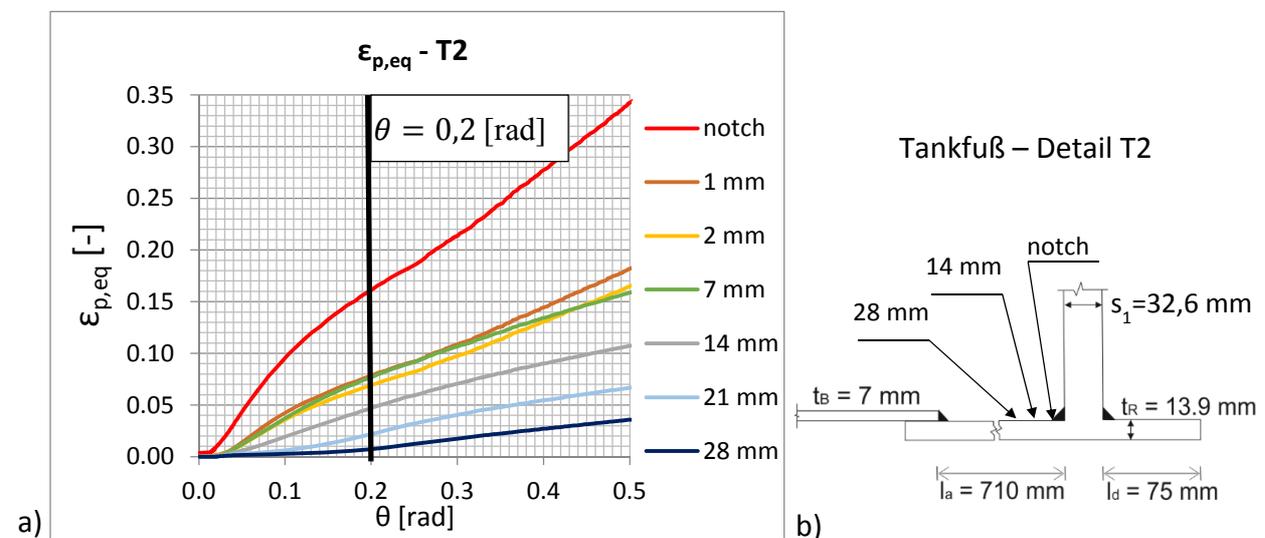


Abbildung 270: a) Äquivalente plastische Dehnungen, in Abhängigkeit von der auftretenden Rotation auf Basis der FE-Berechnung für verschiedene Abstände zur Kerbe von Tank T2
b) Skizze Tankfuß-Detail von Tank T2

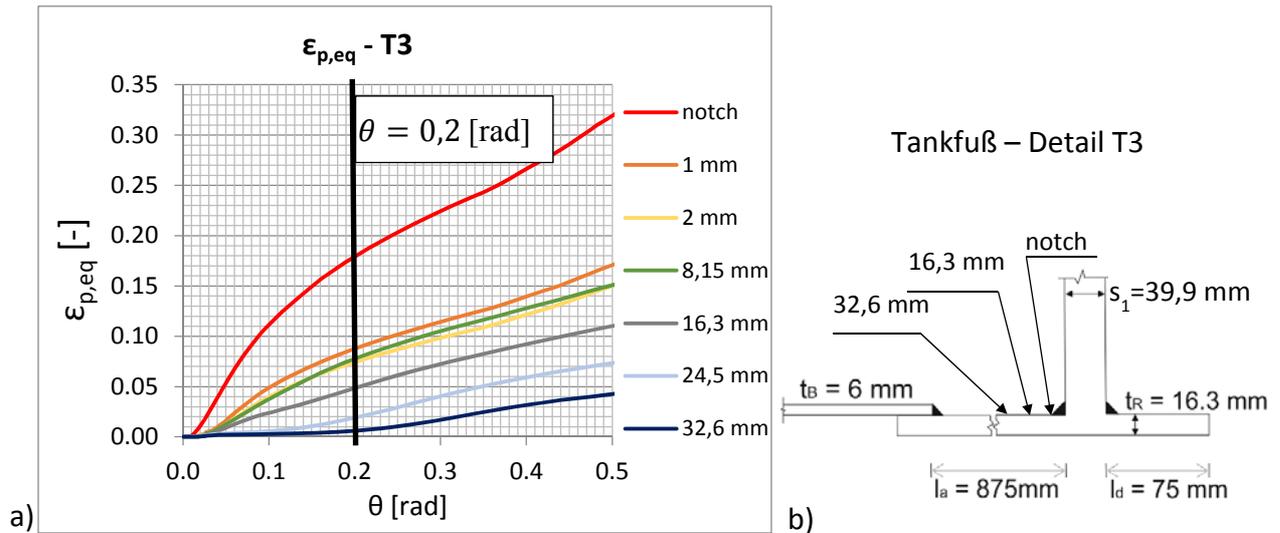


Abbildung 271: a) Äquivalente plastische Dehnungen, in Abhängigkeit von der auftretenden Rotation auf Basis der FE-Berechnung für verschiedene Abstände zur Kerbe von Tank T3
b) Skizze Tankfuß-Detail von Tank T3

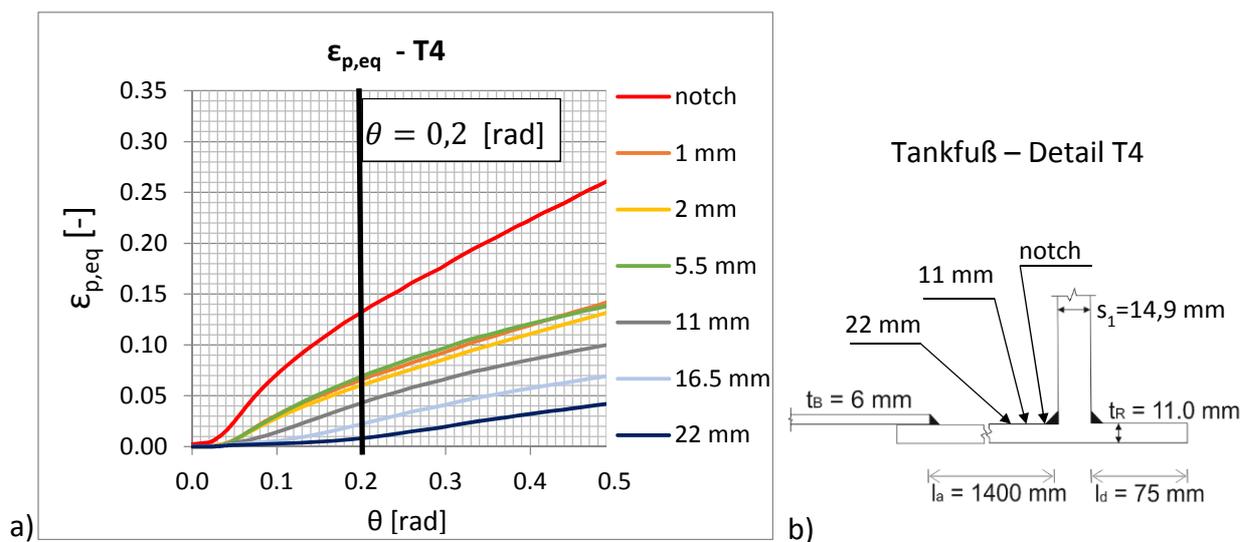


Abbildung 272: a) Äquivalente plastische Dehnungen, in Abhängigkeit von der auftretenden Rotation auf Basis der FE-Berechnung für verschiedene Abstände zur Kerbe von Tank T4
c) Skizze Tankfuß-Detail von Tank T4

Es ist ersichtlich, dass im Eurocode EC 1998-4 [3], neben der konservativen Annahme bezüglich der auftretenden Verdrehung bei den jeweiligen Abhebehöhen, auch die Annahme, dass bei einer Verdrehung des plastischen Gelenkes von $\theta = 0,2$ [rad] über eine Länge von zwei Mal der Dicke des Bodenrandbleches eine konstante Dehnung von 5 % auftritt, auf der sicheren Seite liegt.

In Abbildung 273 werden die mit der lokalen FE Berechnung ermittelten Verformungen des Tankdetails der rechten Seite von Tankbauwerk T1 für vier ausgewählte Zeitpunkte während des Erdbebens AGM9 dargestellt.

Abbildung 273 a) zeigt den Zeitverlauf des Abhebens der rechten Seite von Tankbauwerk T1 während des Erdbebens AGM9.

Abbildung 273 b) zeigt die Verformungen vor dem Erdbeben, infolge des hydrostatischen Druckes.

Abbildung 273 c) zeigt die Verformungen bei einer Abhebehöhe von $w = 0,08$ [m].

Abbildung 273 d) zeigt die Verformungen bei der maximalen Abhebehöhe von $w = 0,35$ [m].

Abbildung 273 e) zeigt die bleibenden Verformungen nach dem Erdbeben $w = 0,016$ [m].

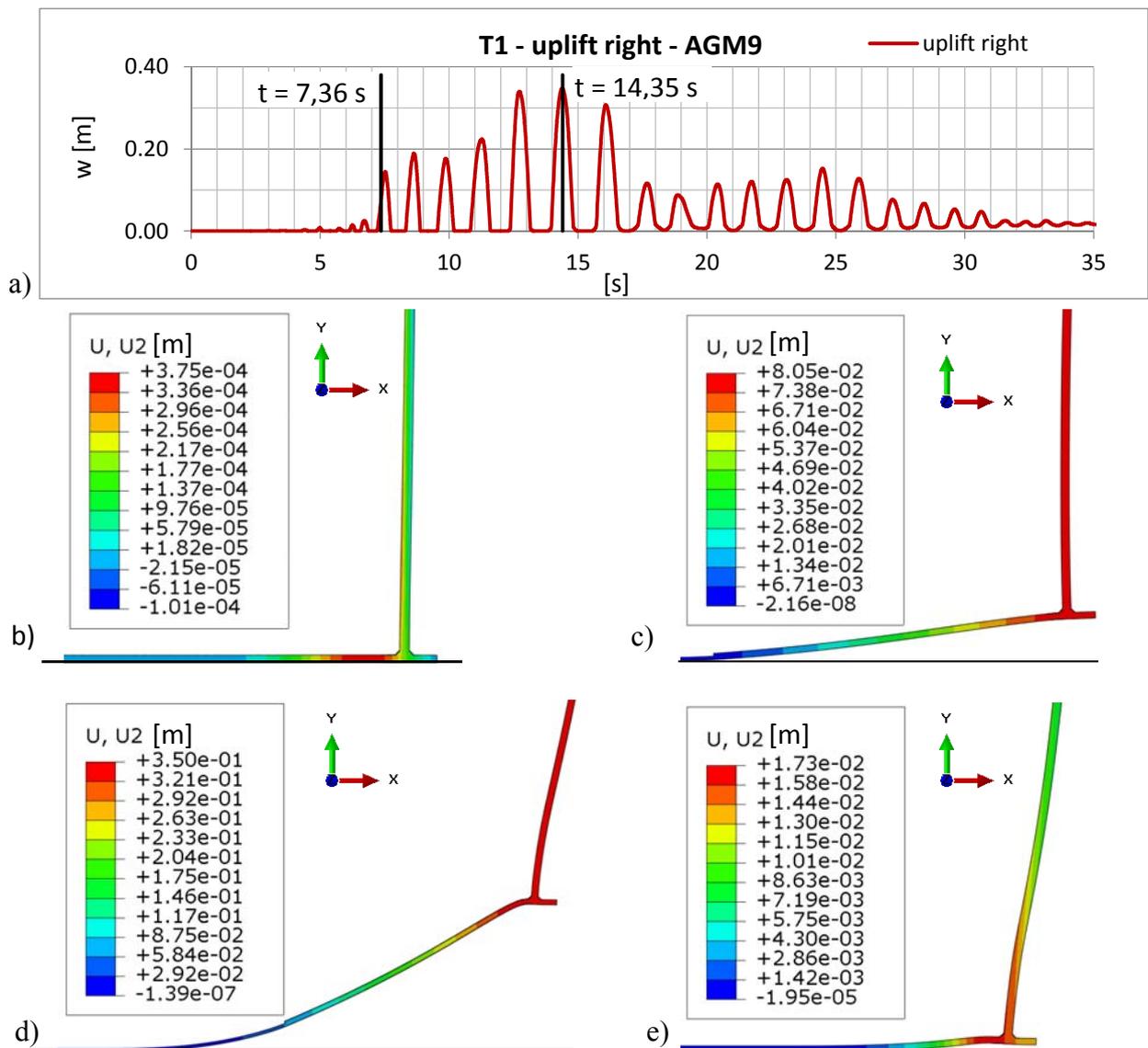


Abbildung 273: a) Zeitverlauf des Abhebens der rechten Seite von Tankbauwerk T1 während des Erdbebens AGM9.

b) Verformungen vor dem Erdbeben - $t = 0$ [s].

c) Verformungen bei einer Abhebehöhe von 0,08 [m] - $t = 7,36$ [s].

d) Verformungen bei der maximalen Abhebehöhe von 0,35 [m] - $t = 14,35$ [s].

e) bleibende Verformungen nach dem Erdbeben $w = 0,016$ [m] - $t = 35$ [s].

In Abbildung 274 werden die mit der lokalen FE Berechnung ermittelten Verformungen des Tankdetails der rechten Seite von Tankbauwerk T2 für vier ausgewählte Zeitpunkte während des Erdbebens AGM6 dargestellt.

Abbildung 274 a) zeigt den Zeitverlauf des Abhebens der rechten Seite von Tankbauwerk T2 während des Erdbebens AGM6.

Abbildung 274 b) zeigt die Verformungen vor dem Erdbeben, infolge des hydrostatischen Druckes.

Abbildung 274 c) zeigt die Verformungen bei einer Abhebehöhe von $w = 0,06$ [m].

Abbildung 274 d) zeigt die Verformungen bei der maximalen Abhebehöhe von $w = 0,22$ [m].

Abbildung 274 e) zeigt die bleibenden Verformungen nach dem Erdbeben $w = 0,004$ [m].

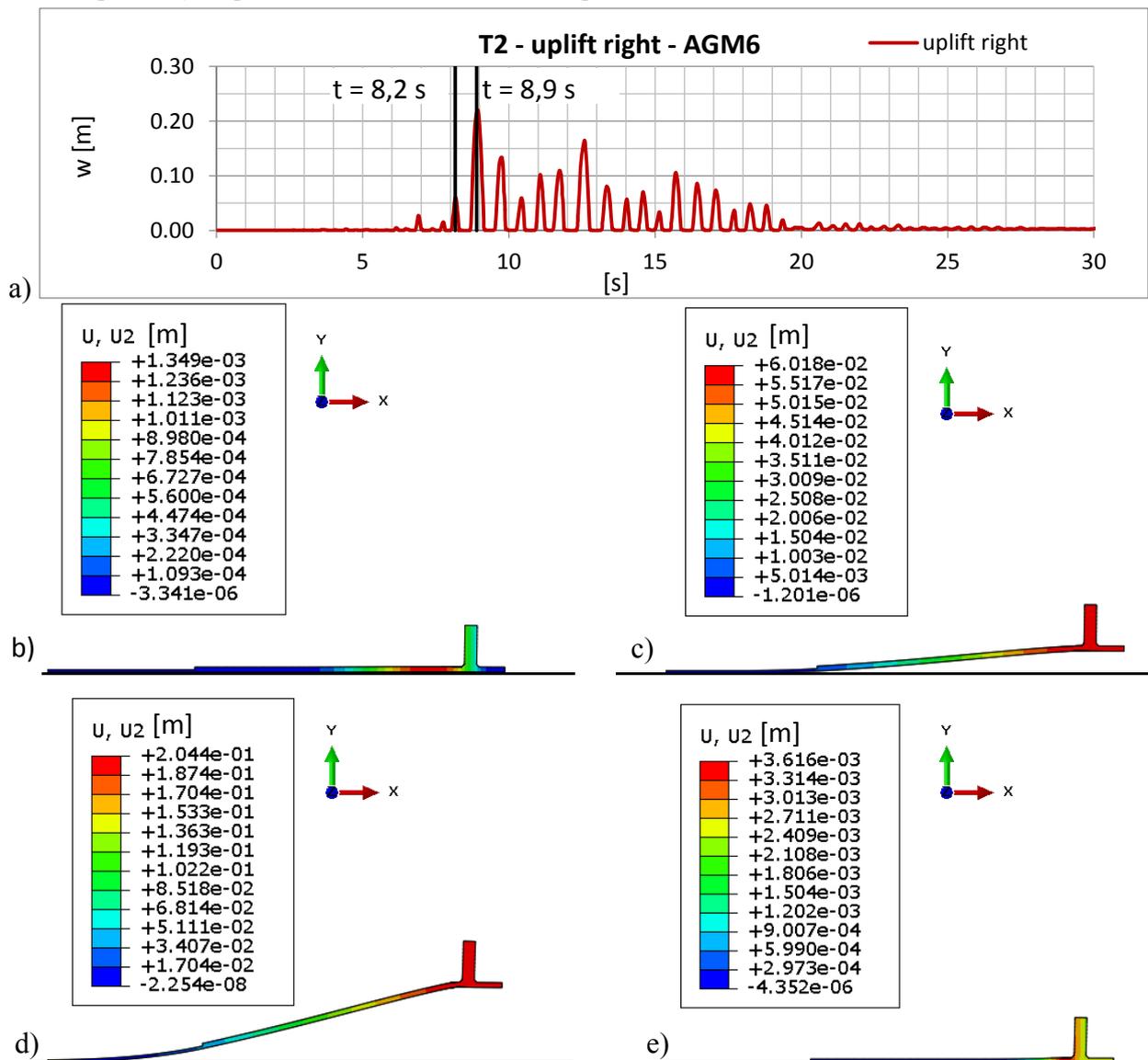


Abbildung 274: a) Zeitverlauf des Abhebens der rechten Seite von Tankbauwerk T2 während des Erdbebens AGM6.

b) Verformungen vor dem Erdbeben - $t = 0$ [s].

c) Verformungen bei einer Abhebehöhe von 0,06 [m] - $t = 8,16$ [s].

d) Verformungen bei der maximalen Abhebehöhe von 0,22 [m] - $t = 8,90$ [s].

e) Verformungen nach dem Erdbeben $w = 0,003$ [m] - $t = 30$ [s].

In Abbildung 275 werden die mit der lokalen FE Berechnung ermittelten Verformungen des Tankdetails der linken Seite von Tankbauwerk T3 für vier ausgewählte Zeitpunkte während des Erdbebens AGM7_2 dargestellt.

Abbildung 275 a) zeigt den Zeitverlauf des Abhebens der linken Seite von Tankbauwerk T3 während des Erdbebens AGM7_2.

Abbildung 275 b) zeigt die Verformungen vor dem Erdbeben, infolge des hydrostatischen Druckes.

Abbildung 275 c) zeigt die Verformungen bei einer Abhebehöhe von $w = 0,10$ [m].

Abbildung 275 d) zeigt die Verformungen bei der maximalen Abhebehöhe von $w = 0,226$ [m].

Abbildung 275 e) zeigt die bleibenden Verformungen nach dem Erdbeben $w = 0,015$ [m].

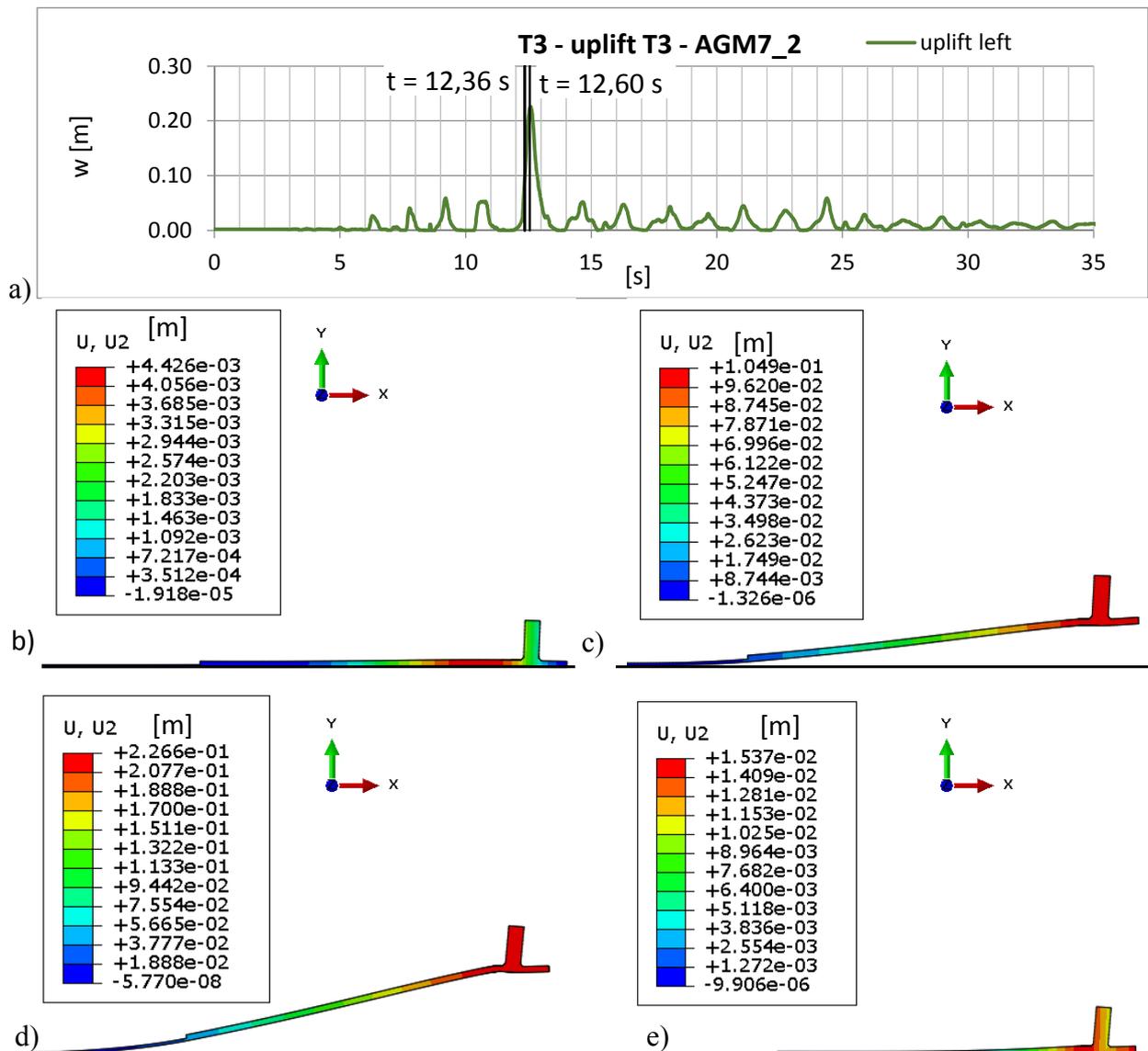


Abbildung 275: a) Zeitverlauf des Abhebens der rechten Seite von Tankbauwerk T3 während des Erdbebens AGM7_2.

b) Verformungen vor dem Erdbeben - $t = 0$ [s].

c) Verformungen bei einer Abhebehöhe von $0,10$ [m] - $t = 12,36$ [s].

d) Verformungen bei der maximalen Abhebehöhe von $0,226$ [m] - $t = 12,60$ [s].

e) Verformungen nach dem Erdbeben $w = 0,015$ [m] - $t = 35$ [s].

In Abbildung 276 werden die mit der lokalen FE Berechnung ermittelten Verformungen des Tankdetails der rechten Seite von Tankbauwerk T4 für vier ausgewählte Zeitpunkte während des Erdbebens AGM8 dargestellt.

Abbildung 276 a) zeigt den Zeitverlauf des Abhebens der rechten Seite von Tankbauwerk T4 während des Erdbebens AGM8.

Abbildung 276 b) zeigt die Verformungen vor dem Erdbeben infolge des hydrostatischen Druckes.

Abbildung 276 c) zeigt die Verformungen bei einer Abhebehöhe von $w = 0,05$ [m].

Abbildung 276 d) zeigt die Verformungen bei der maximalen Abhebehöhe von $w = 0,09$ [m].

Abbildung 276 e) zeigt die bleibenden Verformungen nach dem Erdbeben $w = 0,009$ [m].

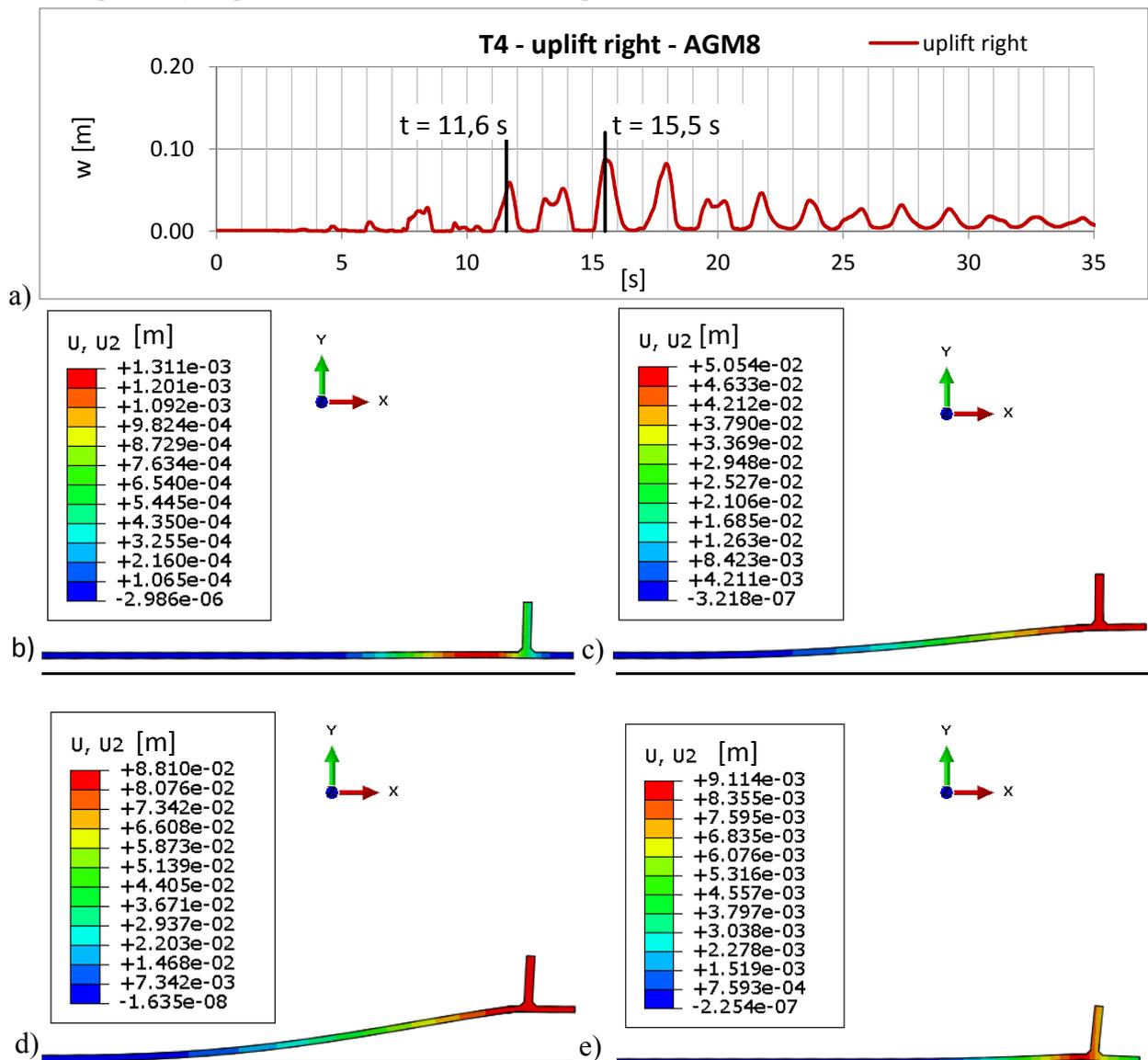


Abbildung 276: a) Zeitverlauf des Abhebens der rechten Seite von Tankbauwerk T4 während des Erdbebens AGM8.

b) Verformungen vor dem Erdbeben - $t = 0$ [s].

c) Verformungen bei einer Abhebehöhe von $w = 0,05$ [m] - $t = 11,6$ [s].

d) Verformungen bei der maximalen Abhebehöhe von $w = 0,09$ [m] - $t = 15,5$ [s].

e) Verformungen nach dem Erdbeben $w = 0,009$ [m] - $t = 35$ [s].

7.7 Beurteilung der Ermüdungsbeanspruchung im Erdbebenfall

Wie bereits in Kapitel 5.5.3 beschrieben, unterliegt der Bereich des plastischen Gelenks im Bodenrandblech einer Ermüdungsbeanspruchung infolge der auftretenden plastischen Dehnungsspiele. Auf Basis der in Kapitel 6.2 vorgestellten Beurteilungsmethode dieser Ermüdungsbeanspruchung und den Ergebnissen der detaillierten numerischen Berechnung des Details des Anschlusses von der Tankwand zum Bodenrandblech, wird für die einzelnen untersuchten Tanks und Erdbeben eine Schädigungsanalyse durchgeführt, um zu bestimmen, ob diese Tank-Details bei den untersuchten Erdbebenereignissen versagen oder nicht.

- Tank T1 bei Erdbeben AGM9

Dabei wird aus dem mehrachsigen Dehnungszustand der zeitliche Verlauf der äquivalenten Vergleichsdehnung $\varepsilon_{p,eq,\pm}$ nach Gleichung (6-3) im maßgebenden Punkt A (siehe Abbildung 99) ermittelt, wobei die relevanteste Dehnungsrichtung ε_{xx} – die das Vorzeichen von $\varepsilon_{p,eq,\pm}$ bestimmt – in radialer Richtung des Bodenbleches ist. Abbildung 277 a) zeigt exemplarisch den Zeitverlauf der plastischen Vergleichsdehnung $\varepsilon_{p,eq}$ noch ohne Vorzeichenkorrektur (nach Gleichung (6-2)) der am Detail im Punkt A (siehe Abbildung 99) des Tankbauwerkes T1 während des Erdbebens AGM9 auftritt (siehe auch 5.5.2.1). Dieser wird zu jedem Zeitpunkt mit dem Vorzeichen der zugehörigen plastischen Dehnung ε_{xx} , die am Detail des Tankbauwerkes T1 während des Erdbebens AGM9 auftritt, welche in Abbildung 277 b) dargestellt ist, multipliziert (siehe auch Kapitel 6.2). Dadurch erhält man den für die Beurteilung der Ermüdung relevanten Vergleichsdehnungsverlauf $\varepsilon_{p,eq,\pm}$ nach Gleichung (6-3), mit dem Vorzeichen der Dehnung mit der größten Relevanz ε_{xx} , welcher in Abbildung 277 c) dargestellt ist. Dieser Vergleichsdehnungsverlauf wird dem Rainflow-Zählverfahren unterzogen, um Dehnungskollektive zu erhalten. Die geringsten, bei der Auszählung zu berücksichtigenden Dehnungsspiele, sind dabei $\Delta\varepsilon_{p,eq,\pm} = 0,005$. Das Ergebnis dieser Auszählung ist in Abbildung 277 d) grafisch dargestellt.

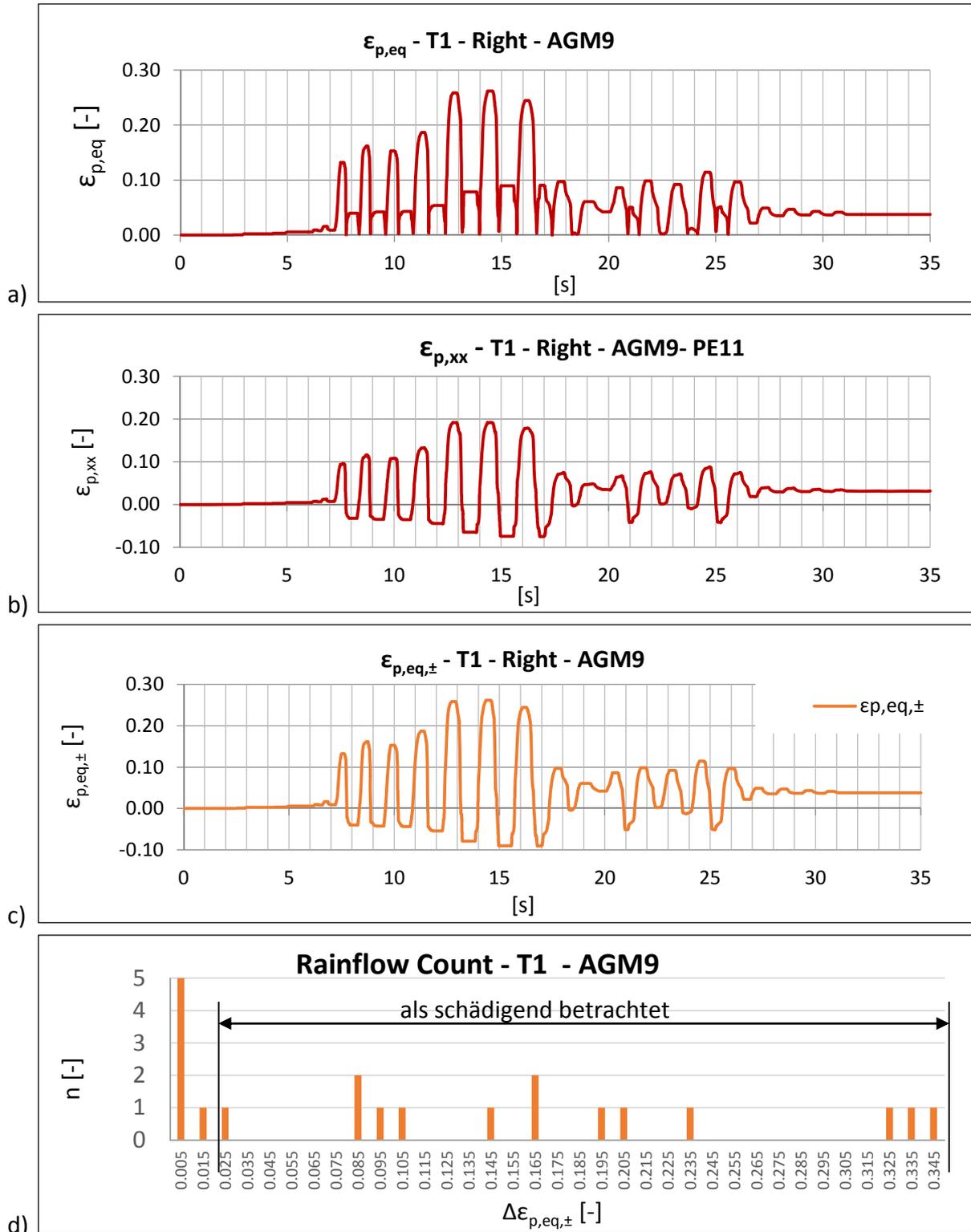


Abbildung 277: a) Zeitverlauf der Vergleichsdehnung $\epsilon_{p,eq}$ nach Gleichung (6-2) am Detail von Tank T1 während des Erdbebens AGM9
 b) Zeitverlauf der radialen Dehnung ϵ_{xx} am Detail von T1 beim Erdbeben AGM9
 c) Zeitverlauf der Vergleichsdehnung $\epsilon_{p,eq,\pm}$ nach Gleichung (6-3) mit dem Vorzeichen von ϵ_{xx} am Detail von T1 während des Erdbebens AGM9
 d) Auszählung der Dehnungsspiele $\Delta\epsilon_{p,eq,\pm}$ während des Erdbebens AGM9 mit dem Rainflowverfahren.

Die in Kapitel 6.2 beschriebene Manson - Coffin - Beziehung zur Beurteilung der Kurzzeitermüdung bezieht sich nicht direkt auf die Dehnungsspiele $\Delta\varepsilon_{p,eq,\pm}$ und deren Anzahl N_f , sondern auf die halbierten Dehnungsspiele $\Delta\varepsilon_{p,eq,\pm} / 2$ und auf die Anzahl der Halbzyklen $n = 2n_f$ beziehungsweise $2N_f$. Das bedeutet, dass auf der einen Seite die auftretenden Dehnungsamplituden halbiert werden müssen und auf der anderen Seite die Anzahl der Zyklen verdoppelt werden muss, um eine Beurteilung hinsichtlich der Ermüdung durchzuführen.

Die derart modifizierten Ergebnisse der Auszählung der Dehnungsverläufe für das Tankbauwerk T1, während des Erdbebens AGM9 – mit dem Rainflow - Verfahren ermittelt, sind in Abbildung 278 als Dehnungskollektiv mit den Dehnungsamplituden (halbiertes Dehnungsspiel) in getreppter Form als orange Linie dargestellt. Jeder dieser Dehnungsspiele verursacht eine Teilschädigung, deren Summe die auftretende Gesamtschädigung ist (siehe Kapitel 6.2). In Tabelle 30 sind für jedes Dehnungsspiel, das bei diesem Erdbeben auftritt, die Anzahl der auftretenden Halbzyklen n_f , die Anzahl der Halbzyklen, die beim jeweiligen Dehnungsniveau zum Versagen führen N_f und die Teilschädigung für jedes Dehnungsniveau tabellarisch angeführt. Die Summe der Teilschädigungen, also die auftretende Gesamtschädigung, beträgt hier $D = 1,11$. Da die Gesamtschädigung $D \geq 1$ ist, ist mit einem Ermüdungsschaden an diesem Detailpunkt nach diesem Erdbebenereignis AGM9 zu rechnen. Aus der bekannten Schädigung und der Summe der Anzahl der Halbzyklen, die zu einer Schädigung führen (hier 28) kann mit Gleichung (7-8) eine äquivalente Dehnungsamplitude $\Delta\varepsilon_{p,eq,e}$ eines äquivalenten einstufigen Dehnungskollektives ermittelt werden (hier $\Delta\varepsilon_{p,eq,e} = 0,2$). Hier werden allerdings die Anzahl der Halbzyklen der ersten beiden Dehnungsniveaus der Dehnungsamplituden von 0,0025 und 0,0075 nicht mitgezählt, da sie zwar am öftesten auftreten, ihr Anteil an der Schädigung aber aufgrund der hohen Anzahl der ertragbaren Halbzyklen von $2N_{f,0,0025} = 11514$ und $2N_{f,0,0075} = 1845$ sehr gering und damit vernachlässigbar ist. Das so ermittelte äquivalente einstufige Dehnungskollektiv ist in diesem Beispiel in Abbildung 278 als rote Linie dargestellt.

$$\frac{\Delta\varepsilon_{p,eq}}{2} = b * \left(\frac{2n}{D} \right)^c \quad (7-8)$$

$\Delta\varepsilon_{p,eq}$	Dehnungsspiel der vorzeichenbehafteten äquivalenten Dehnung nach Gleichung (6-3)
$2N_f$	Anzahl der Halbzyklen
b	Ermüdungsduktilitätskoeffizient
c	Duktilitätsexponent

Wie in Kapitel 6.2 erläutert, wurden mit Hilfe der am Swiss Federal Institute of Technology Lausanne (EPFL) durchgeführten Versuche für einen Stahl der Güte S355 der Ermüdungsduktilitätskoeffizient $b=0,6834$ und der Duktilitätsexponent $c = -0,6$ ermittelt.

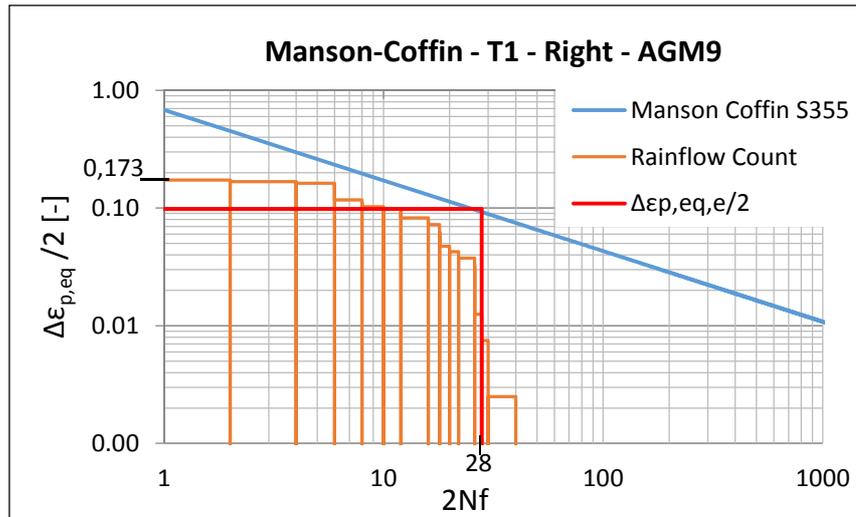


Abbildung 278: Grafische Darstellung der Manson-Coffin-Beziehung, des Dehnungskollektives Dehnungsamplituden und des äquivalenten einstufigen Dehnungskollektives für das Tankbauwerk T1 während des Erdbebens AGM9.

$\epsilon_{p,eq,i}/2$	$2n_i$	$2N_{fi}$	D_i
0,0025	10	11514	0,0009
0,0075	2	1845	0,0011
0,0125	2	788	0,0025
0,0425	4	102	0,0390
0,0475	2	85	0,0235
0,0525	2	72	0,0278
0,0725	2	42	0,0475
0,0825	4	34	0,1179
0,0975	2	26	0,0779
0,1025	2	24	0,0847
0,1175	2	19	0,1063
0,1625	2	11	0,1825
0,1675	2	10	0,1920
0,1725	2	10	0,2016

„Schadenswirkasm“

$$\sum 2n_i = 28$$

$$\frac{\Delta\epsilon_{p,eq,e}}{2} = 0,6834 * \left(\frac{28}{1,1}\right)^{-0,6}$$

$$\frac{\Delta\epsilon_{p,eq,e}}{2} = 0,1$$

Gesamtschädigung $D = \sum D_i$	1,10
---------------------------------	-------------

Tabelle 30: Anzahl der Halbzyklen der einzelnen Dehnungsamplituden, die zugehörige Anzahl der Halbzyklen bis zum Versagen nach der Manson-Coffin-Beziehung und die Schädigung, die durch die jeweiligen Dehnungsanteile verursacht wird, für das Tankbauwerk T1, während des Erdbebens AGM9.

- Tank T2 bei Erdbeben AGM6

Abbildung 279 a) zeigt exemplarisch den Zeitverlauf der plastischen Vergleichsdehnung $\varepsilon_{p,eq}$ nach Gleichung (6-2), der am Detail im Punkt A (siehe Abbildung 99) des Tankbauwerkes T2 während des Erdbebens AGM6 auftritt (siehe auch Kapitel 5.5.2.2). Dieser wird zu jedem Zeitpunkt mit dem Vorzeichen der plastischen Dehnung ε_{xx} , die am Detail des Tankbauwerkes T2 während des Erdbebens AGM6 auftritt, welche in Abbildung 279 b) dargestellt ist, multipliziert. Dadurch erhält man den für die Beurteilung der Ermüdung relevanten Vergleichsdehnungsverlauf $\varepsilon_{p,eq,\pm}$ nach Gleichung (6-3), mit dem Vorzeichen der Dehnung mit der größten Relevanz ε_{xx} (siehe Kapitel 6.2), welcher in Abbildung 279 c) dargestellt ist. Dieser Vergleichsdehnungsverlauf wird dem Rainflow-Zählverfahren unterzogen, um Dehnungskollektive zu erhalten. Die geringsten bei der Auszählung zu berücksichtigenden Dehnungsspiele sind dabei $\Delta\varepsilon_{p,eq,\pm} = 0,005$. Das Ergebnis dieser Auszählung ist in Abbildung 279 d) grafisch dargestellt.

In Abbildung 280 sind die modifizierten Ergebnisse der Auszählung der Dehnungsverläufe für das Tankbauwerk T2, während des Erdbebens AGM6 – mit dem Rainflow – Verfahren ermittelt, als Dehnungskollektiv mit den Dehnungsamplituden (halbiertes Dehnungsspiel) in getreppter Form als orange Linie dargestellt. Jedes dieser Dehnungsspielniveaus verursacht eine Teilschädigung, deren Summe die auftretende Gesamtschädigung ist (siehe Kapitel 6.2). In Tabelle 31 ist für jedes Dehnungsspiel, das bei diesem Erdbeben bei Tankbauwerk T2 auftritt, die Anzahl der auftretenden Halbzyklen, die Anzahl der Halbzyklen, die beim jeweiligen Dehnungsniveau zum Versagen führen und die Teilschädigung für jedes Dehnungsspiel tabellarisch angeführt. Die Summe der Teilschädigungen, also die auftretende Gesamtschädigung, beträgt hier $D = 0,28$. Da die Gesamtschädigung $D < 1$ ist, ist nicht mit einem Ermüdungsschaden an diesem Detailpunkt nach diesem Erdbebenereignis AGM6 zu rechnen.

Aus der bekannten Schädigung und der Summe der Anzahl der Halbzyklen, die zu einer Schädigung führen (hier 26), kann mit Gleichung (7-8) eine äquivalente Dehnungsamplitude $\Delta\varepsilon_{p,eq,e}$ eines äquivalenten einstufigen Dehnungskollektives ermittelt werden (hier $\Delta\varepsilon_{p,eq,e} = 0,09$). Hier werden allerdings die Anzahl der Halbzyklen der ersten beiden Dehnungsniveaus der Dehnungsamplituden von 0,0025 und 0,0075 nicht mitgezählt, da sie zwar am öftesten auftreten, ihr Anteil an der Schädigung aber aufgrund der hohen Anzahl der ertragbaren Halbzyklen von $2N_{f,0,0025} = 11514$ und $2N_{f,0,0075} = 1845$ sehr gering und damit vernachlässigbar ist. Das so ermittelte äquivalente einstufige Dehnungskollektiv ist in diesem Beispiel in Abbildung 280 als rote Linie dargestellt.

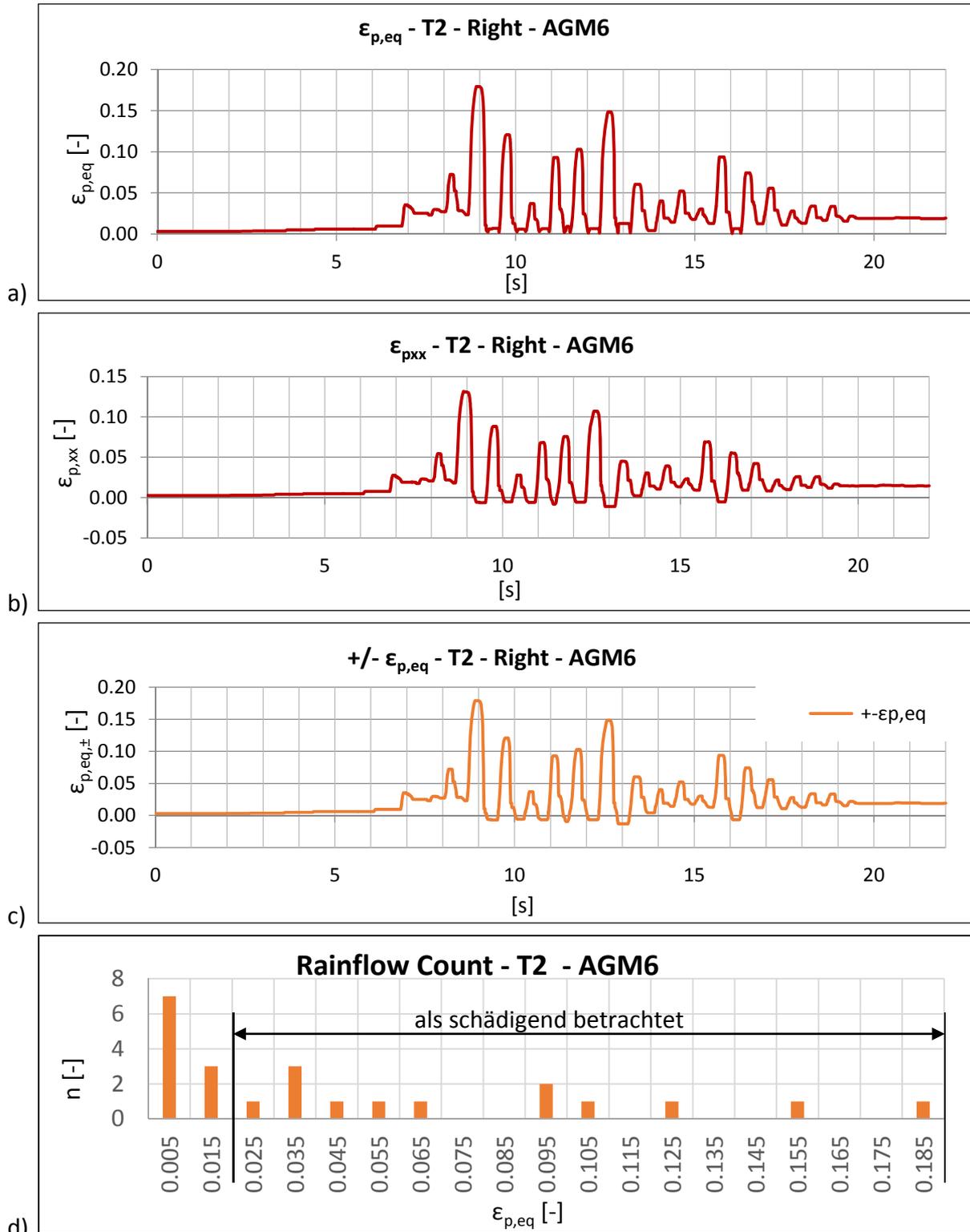


Abbildung 279: a) Zeitverlauf der Vergleichsdehnung $\epsilon_{p,eq}$ nach Gleichung (6-2) am Detail von Tank T2 während des Erdbebens AGM6
 b) Zeitverlauf der radialen Dehnung ϵ_{xx} am Detail von T2 bei dem Erdbeben AGM6
 c) Zeitverlauf der Vergleichsdehnung $\epsilon_{p,eq,\pm}$ nach Gleichung (6-3) mit dem Vorzeichen von ϵ_{xx} am Detail von T2 während des Erdbebens AGM6
 d) Auszählung der Dehnungsspiele $\Delta\epsilon_{p,eq,\pm}$ während des Erdbebens AGM6 mit dem Rainflow-Verfahren.

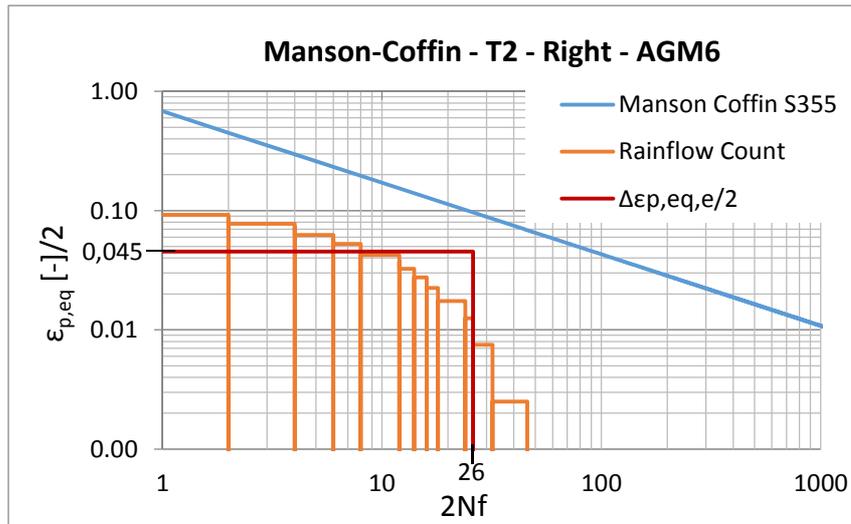


Abbildung 280: Grafische Darstellung der Manson-Coffin-Beziehung, des Dehnungskollektives Dehnungsamplituden und des äquivalenten einstufigen Dehnungskollektives für das Tankbauwerk T2 während des Erdbebens AGM6.

$\epsilon_{p,eq,i}/2$	$2n_i$	$2N_{fi}$	D_i
0,0025	14	11514	0,0012
0,0075	6	1845	0,0033
0,0125	2	788	0,0025
0,0175	6	449	0,0133
0,0225	2	296	0,0068
0,0275	2	212	0,0095
0,0325	2	160	0,0125
0,0475	4	85	0,0470
0,0525	2	72	0,0278
0,0625	2	54	0,0371
0,0775	2	38	0,0531
0,0925	2	28	0,0714
Gesamtschädigung $D = \sum D_i$			0,28

„Schadenswirkasm“

$$\sum 2n_i = 26$$

$$\frac{\Delta\epsilon_{p,eq,e}}{2} = 0,6834 * \left(\frac{26}{0,28}\right)^{-0,6}$$

$$\frac{\Delta\epsilon_{p,eq,e}}{2} = 0,045$$

Tabelle 31: Anzahl der Halbzyklen der einzelnen Dehnungsamplituden, die zugehörige Anzahl der Halbzyklen bis zum Versagen nach der Manson-Coffin-Beziehung und die Schädigung, die durch die jeweiligen Dehnungsanteile verursacht wird, für das Tankbauwerk T2, während des Erdbebens AGM6.

- Tank T3 bei Erdbeben RGM9_2

Abbildung 281 a) zeigt exemplarisch den Zeitverlauf der plastischen Vergleichsdehnung $\varepsilon_{p,eq}$ nach Gleichung (6-2), der am Detail im Punkt A (siehe Abbildung 99) des Tankbauwerkes T3 während des Erdbebens RGM9_2 auftritt (siehe auch Kapitel 5.5.2.3). Dieser wird zu jedem Zeitpunkt mit dem Vorzeichen der plastischen Dehnung ε_{xx} , die am Detail des Tankbauwerkes T3 während des Erdbeben RGM9_2 auftritt, welche in Abbildung 281 b) dargestellt ist, multipliziert. Dadurch erhält man den für die Beurteilung der Ermüdung relevanten Vergleichsdehnungsverlauf $\varepsilon_{p,eq,\pm}$ nach Gleichung (6-3), mit dem Vorzeichen der Dehnung mit der größten Relevanz ε_{xx} (siehe Kapitel 6.2), welcher in Abbildung 281 c) dargestellt ist. Dieser Vergleichsdehnungsverlauf wird dem Rainflow-Zählverfahren unterzogen, um Dehnungskollektive zu erhalten. Die geringsten bei der Auszählung zu berücksichtigenden Dehnungsspiele sind dabei $\Delta\varepsilon_{p,eq,\pm} = 0,005$. Das Ergebnis dieser Auszählung ist in Abbildung 281 d) grafisch dargestellt.

In Abbildung 282 sind die modifizierten Ergebnisse der Auszählung der Dehnungsverläufe für das Tankbauwerk T3, während des Erdbebens RGM9_2 – mit dem Rainflow – Verfahren ermittelt, als Dehnungskollektiv mit den Dehnungsamplituden (halbiertes Dehnungsspiel) in getreppter Form als orange Linie dargestellt. Jedes dieser Dehnungsspiele verursacht eine Teilschädigung, deren Summe die auftretende Gesamtschädigung ist (siehe Kapitel 6.2). In Tabelle 32 ist für jedes Dehnungsspiel, das bei diesem Erdbeben bei Tankbauwerk T3 auftritt, die Anzahl der auftretenden Halbzyklen, die Anzahl der Halbzyklen, die beim jeweiligen Dehnungsniveau zum Versagen führen und die Teilschädigung für jedes Dehnungsspielniveau tabellarisch angeführt. Die Summe der Teilschädigungen, also die auftretende Gesamtschädigung, beträgt $D = 0,13$. Da die Gesamtschädigung $D < 1$ ist, ist nicht mit einem Ermüdungsschaden an diesem Detailpunkt nach diesem Erdbebenereignis RGM9_2 zu rechnen.

Aus der bekannten Schädigung und der Summe der Anzahl der Halbzyklen, die zu einer Schädigung führen (hier 8), kann mit Gleichung (7-8) eine äquivalente Dehnungsamplitude eines äquivalenten einstufigen Dehnungskollektives $\Delta\varepsilon_{p,eq,e}$ ermittelt werden (hier $\Delta\varepsilon_{p,eq,e} = 0,12$). Hier werden allerdings die Anzahl der Halbzyklen der ersten beiden Dehnungsniveaus der Dehnungsamplituden von 0,0025 und 0,0075 nicht mitgezählt, da sie zwar am öftesten auftreten, ihr Anteil an der Schädigung aber aufgrund der hohen Anzahl der ertragbaren Halbzyklen von $2N_{f,0,0025} = 11514$ und $2N_{f,0,0075} = 1845$ sehr gering und damit vernachlässigbar ist. Das so ermittelte äquivalente einstufige Dehnungskollektiv ist in diesem Beispiel in Abbildung 282 als rote Linie dargestellt.

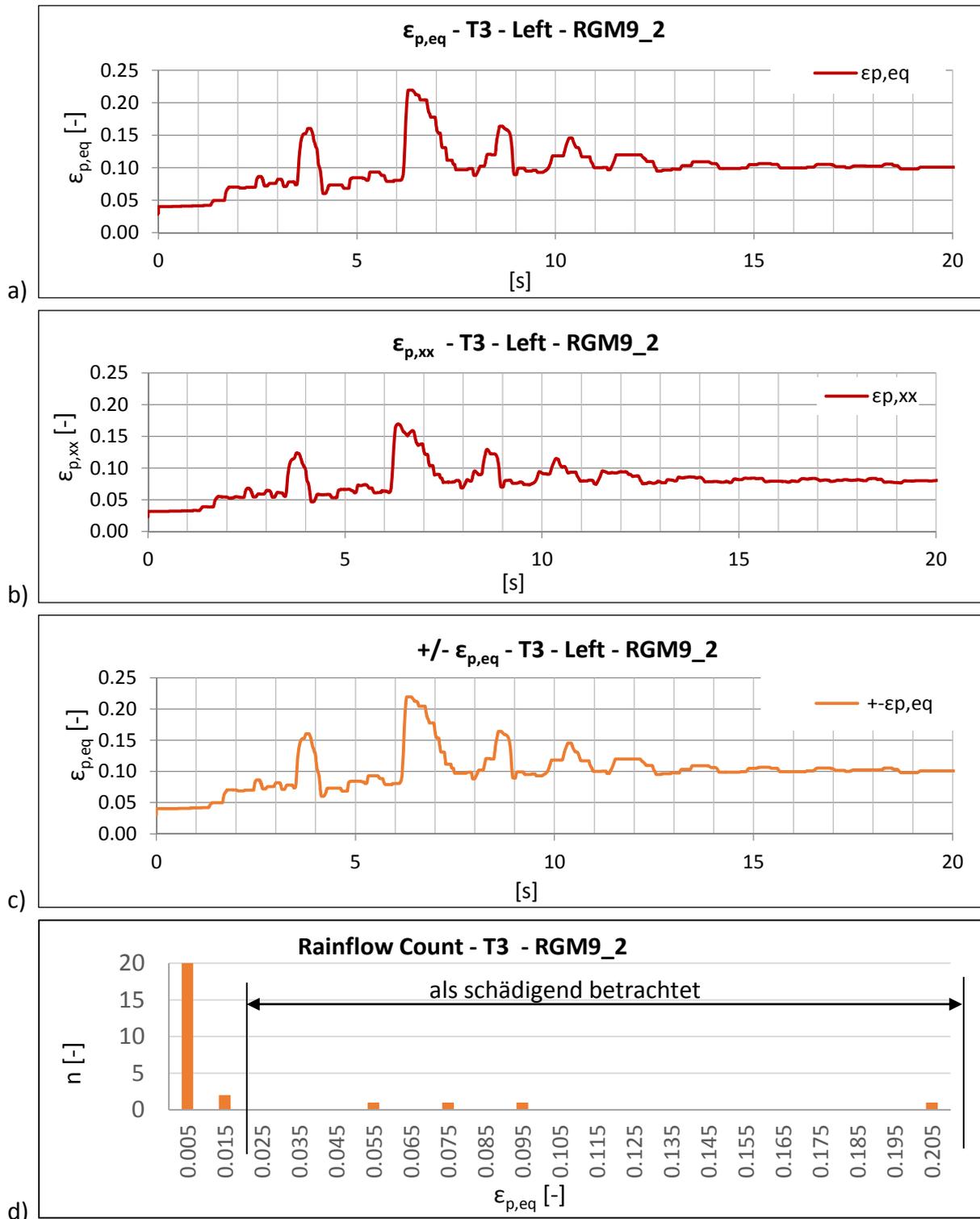


Abbildung 281: a) Zeitverlauf der Vergleichsdehnung $\epsilon_{p,eq}$ nach Gleichung (6-2) am Detail von Tank T3 während des Erdbebens RGM9_2
 b) Zeitverlauf der radialen Dehnung ϵ_{xx} am Detail von T3 beim Erdbeben RGM9_2
 c) Zeitverlauf der Vergleichsdehnung $\epsilon_{p,eq,\pm}$ nach Gleichung (6-3) mit dem Vorzeichen von ϵ_{xx} am Detail von T3 während des Erdbebens RGM9_2
 d) Auszählung der Dehnungsspiele $\Delta\epsilon_{p,eq,\pm}$ während des Erdbebens RGM9_2 mit dem Rainflow-Verfahren.

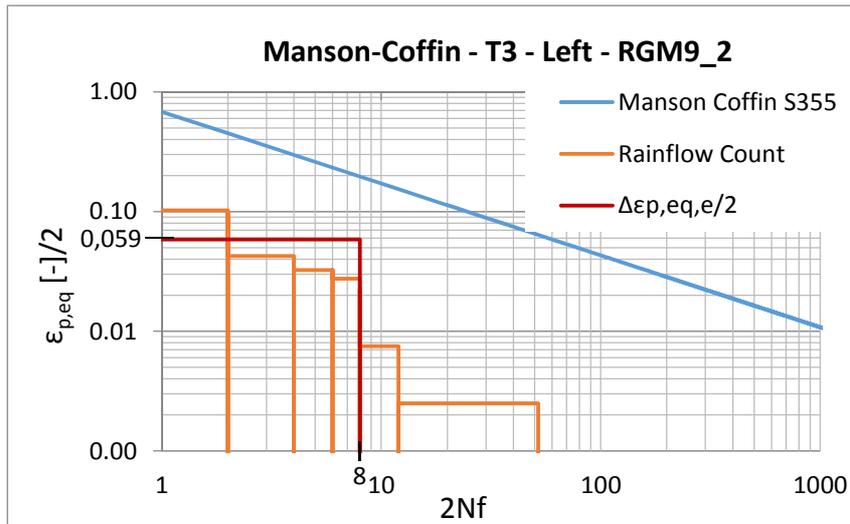


Abbildung 282: Grafische Darstellung der Manson-Coffin-Beziehung, des Dehnungskollektives Dehnungsamplituden und des äquivalenten einstufigen Dehnungskollektives für das Tankbauwerk T3 während des Erdbebens RGM9_2.

$\epsilon_{p,eq,i}/2$	$2n_i$	$2N_{fi}$	D_i
0,0025	40	11514	0,0035
0,0075	4	1845	0,0022
0,0275	2	212	0,0095
0,0375	2	126	0,0158
0,0475	2	85	0,0235
0,1025	2	24	0,0847

„Schadenswirkasm“

$$\sum 2n_i = 8$$

$$\frac{\Delta\epsilon_{p,eq,e}}{2} = 0,059$$

Gesamtschädigung $D = \sum D_i$	0,13
---------------------------------	------

Tabelle 32: Anzahl der Halbzyklen der einzelnen Dehnungsamplituden, die zugehörige Anzahl der Halbzyklen bis zum Versagen nach der Manson-Coffin-Beziehung und die Schädigung, die durch die jeweiligen Dehnungsanteile verursacht wird, für das Tankbauwerk T3 ,während des Erdbebens RGM9_2.

- Tank T4 bei Erdbeben AGM8

Abbildung 283 a) zeigt exemplarisch den Zeitverlauf der plastischen Vergleichsdehnung $\varepsilon_{p,eq}$ nach Gleichung (6-2), der am Detail im Punkt A (siehe Abbildung 99) des Tankbauwerkes T4 während des Erdbebens AGM8 auftritt (siehe auch Kapitel 5.5.2.4). Dieser wird zu jedem Zeitpunkt mit dem Vorzeichen der plastischen Dehnung ε_{xx} die am Detail des Tankbauwerkes T4 während des Erdbebens AGM8 auftritt, welche in Abbildung 283 b) dargestellt ist, multipliziert. Dadurch erhält man den für die Beurteilung der Ermüdung relevanten Vergleichsdehnungsverlauf $\varepsilon_{p,eq,\pm}$ nach Gleichung (6-3), mit dem Vorzeichen der Dehnung mit der größten Relevanz ε_{xx} (siehe Kapitel 6.2), welcher in Abbildung 283 c) dargestellt ist. Dieser Vergleichsdehnungsverlauf wird dem Rainflow-Zählverfahren unterzogen, um Dehnungskollektive zu erhalten. Die geringsten bei der Auszählung zu berücksichtigenden Dehnungsspiele sind dabei $\Delta\varepsilon_{p,eq,\pm} = 0,005$. Das Ergebnis dieser Auszählung ist in Abbildung 283 d) grafisch dargestellt.

In Abbildung 284 sind die modifizierten Ergebnisse der Auszählung der Dehnungsverläufe für das Tankbauwerk T4, während des Erdbebens AGM8 – mit dem Rainflow – Verfahren ermittelt, als Dehnungskollektiv mit den Dehnungsamplituden (halbiertes Dehnungsspiel) in getreppter Form als orange Linie dargestellt. Jedes dieser Dehnungsspiele verursacht eine Teilschädigung, deren Summe die auftretende Gesamtschädigung ist (siehe Kapitel 6.2). In Tabelle 33 ist für jedes Dehnungsspiel, das bei diesem Erdbeben bei Tankbauwerk T4 auftritt, die Anzahl der auftretenden Halbzyklen, die Anzahl der Halbzyklen, die beim jeweiligen Dehnungsniveau zum Versagen führen und die Teilschädigung für jedes Dehnungsspielniveau tabellarisch angeführt. Die Summe der Teilschädigungen, also die auftretende Gesamtschädigung, beträgt $D = 0,07$. Da die Gesamtschädigung $D < 1$ ist, ist nicht mit einem Ermüdungsschaden an diesem Detailpunkt nach diesem Erdbebenereignis AGM8 zu rechnen. Aus der bekannten Schädigung und der Summe der Anzahl der Halbzyklen, die zu einer Schädigung führen (hier 8), kann mit Gleichung (7-8) eine äquivalente Dehnungsamplitude $\Delta\varepsilon_{p,eq,e}$ eines äquivalenten einstufigen Dehnungskollektives ermittelt werden (hier $\Delta\varepsilon_{p,eq,e} = 0,08$). Hier werden allerdings die Anzahl der Halbzyklen der ersten beiden Dehnungsniveaus der Dehnungsamplituden von 0,0025 und 0,0075 nicht mitgezählt, da sie zwar am öftesten auftreten, ihr Anteil an der Schädigung aber aufgrund der hohen Anzahl der ertragbaren Halbzyklen von $2N_{f,0,0025} = 11514$ und $2N_{f,0,0075} = 1845$ sehr gering und damit vernachlässigbar ist. Das so ermittelte äquivalente einstufige Dehnungskollektiv ist in diesem Beispiel in Abbildung 284 als rote Linie dargestellt.

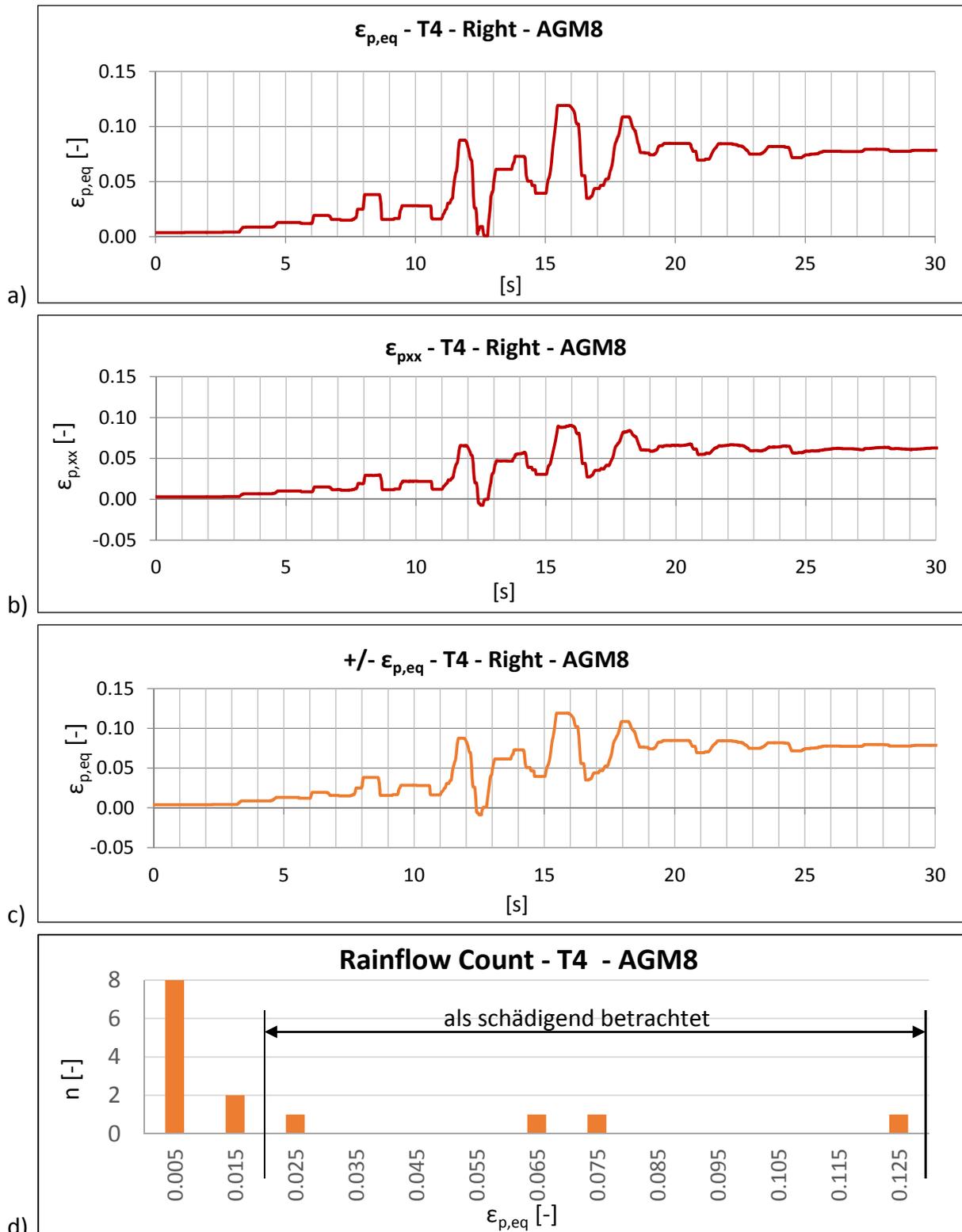


Abbildung 283: a) Zeitverlauf der Vergleichsdehnung $\epsilon_{p,eq}$ nach Gleichung (6-2) am Detail von Tank T4 während des Erdbebens AGM8
 b) Zeitverlauf der radialen Dehnung ϵ_{xx} am Detail von T4 beim ErdbebenAGM8
 c) Zeitverlauf der Vergleichsdehnung $\epsilon_{p,eq,\pm}$ nach Gleichung (6-3) mit dem Vorzeichen von ϵ_{xx} am Detail von T4 während des Erdbebens AGM8
 d) Auszählung der Dehnungsspiele $\Delta\epsilon_{p,eq,\pm}$ während des Erdbebens AGM8 mit dem Rainflow-Verfahren.

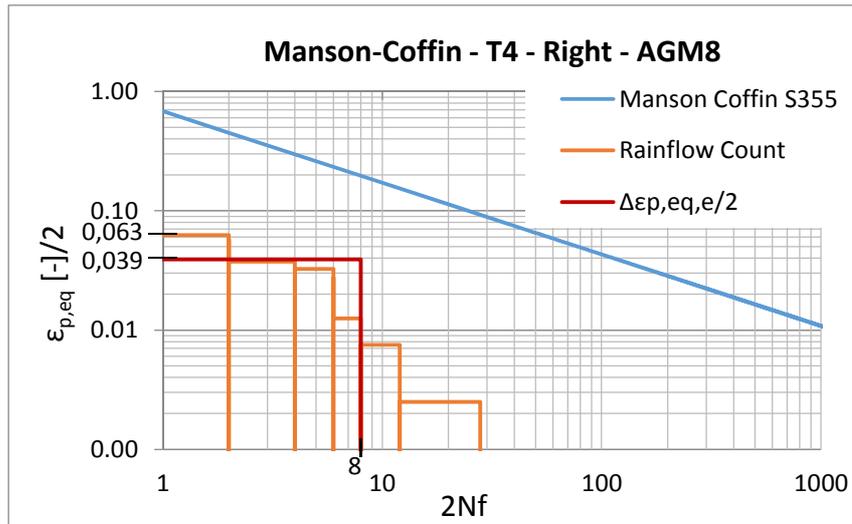


Abbildung 284: Grafische Darstellung der Manson-Coffin-Beziehung, des Dehnungskollektives Dehnungsamplituden und des äquivalenten einstufigen Dehnungskollektives für das Tankbauwerk T4, während des Erdbebens AGM8.

$\epsilon_{p,eq,i}/2$	$2n_i$	$2N_{fi}$	D_i	
0,0025	16	11514	0,0014	
0,0075	4	1845	0,0022	
0,0125	2	788	0,0025	„Schadenswirkasm“ $\sum 2n_i = 8$ $\frac{\Delta\epsilon_{p,eq,e}}{2} = 0,039$
0,0325	2	160	0,0125	
0,0375	2	126	0,0158	
0,0625	2	54	0,0371	

Gesamtschädigung $D = \sum D_i$	0,07
---------------------------------	------

Tabelle 33: Anzahl der Halbzyklen der einzelnen Dehnungsamplituden, die zugehörige Anzahl der Halbzyklen bis zum Versagen nach der Manson-Coffin-Beziehung und die Schädigung, die durch die jeweiligen Dehnungsanteile verursacht wird, für das Tankbauwerk T4,während des Erdbebens AGM8.

- **Gesamtergebnis Schädigungsberechnung – Tank T1 bis T4**

In den Abbildungen 285 bis 292 sind die auftretenden Schädigungen für alle berechneten Tankdetails (Tank T1 bis T4) und alle untersuchten Erdbebenverläufe dargestellt. Die Beurteilung hinsichtlich der Ermüdung wird für jedes Erdbeben immer auf jener Seite des Tanks durchgeführt, die die maximale Abhebehöhe aufweist. Eine Ausnahme ist die Beurteilung der Ermüdung des Tankbauwerks T1, beim Erdbeben AGM9. Hier wurden Berechnungen hinsichtlich der Ermüdung für beide Seiten durchgeführt und es hat sich herausgestellt, dass die größere Schädigung auf der rechten Seite auftritt, obwohl die linke Seite eine höhere Abhebehöhe aufweist (vergleiche Tabelle 14). Aus diesem Grund sind in der nachfolgenden Tabelle 34 für Tankbauwerk T1 beim Erdbeben AGM9 die Ergebnisse der Berechnungen der rechten Seite angeführt.

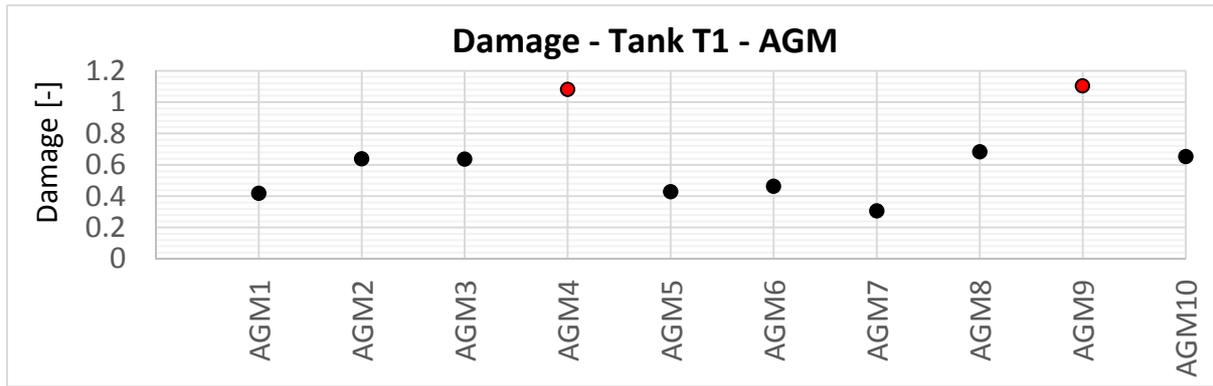


Abbildung 285: Schädigung des Tanks T1 bei den künstlich generierten Erdbeben ($a_g=2m/s^2$)

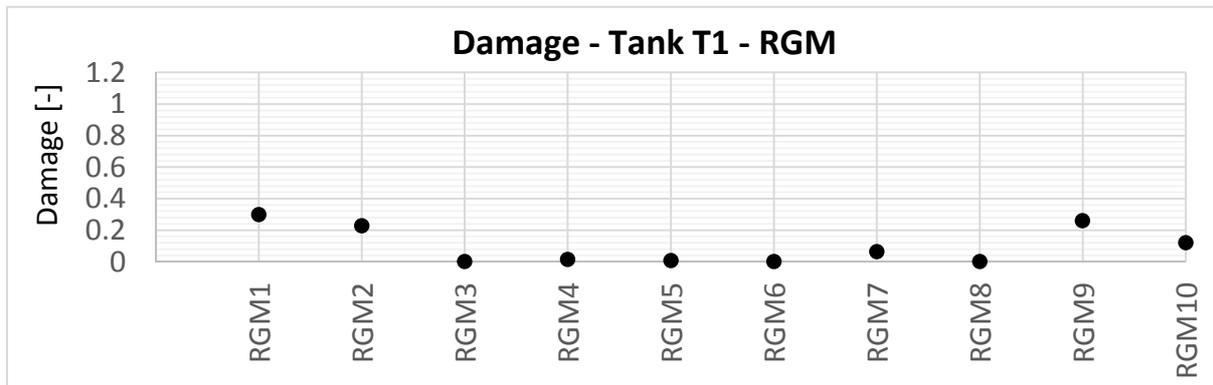


Abbildung 286: Schädigung des Tanks T1 bei den aufgezeichneten Erdbeben ($a_g=2m/s^2$)

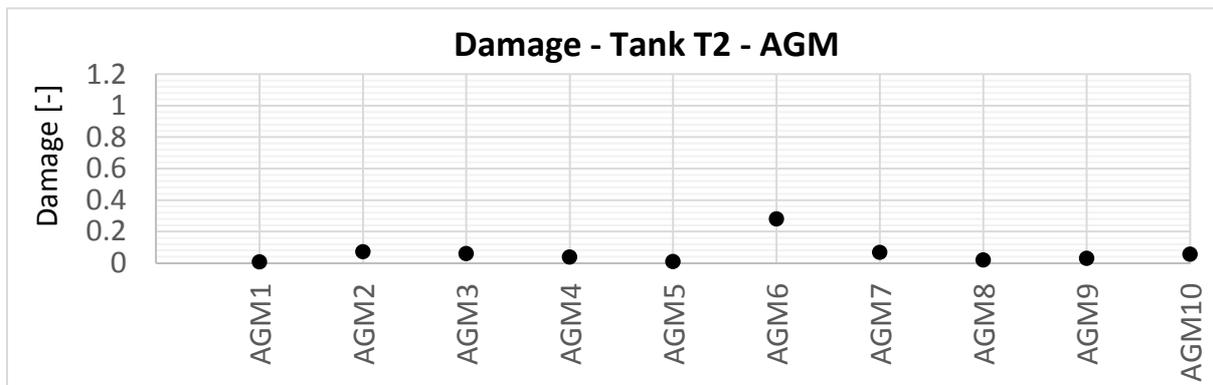


Abbildung 287: Schädigung des Tanks T2 bei den künstlich generierten Erdbeben ($a_g=2m/s^2$)

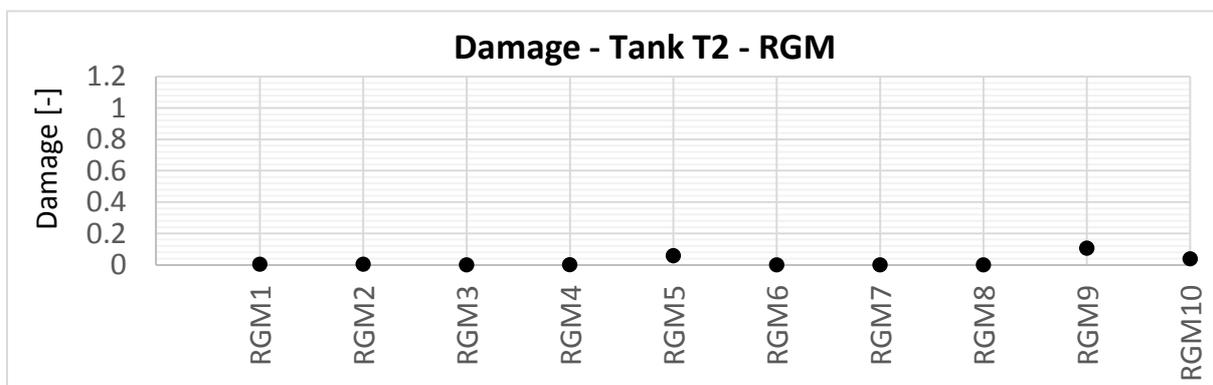


Abbildung 288: Schädigung des Tanks T2 bei den aufgezeichneten Erdbeben ($a_g=2m/s^2$)

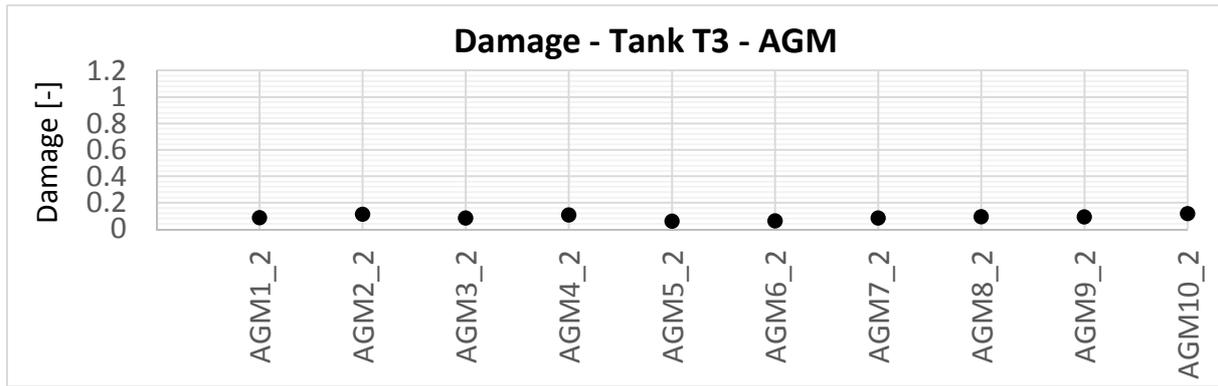


Abbildung 289: Schädigung des Tanks T3 bei den künstlich generierten Erdbeben ($a_g=4m/s^2$)

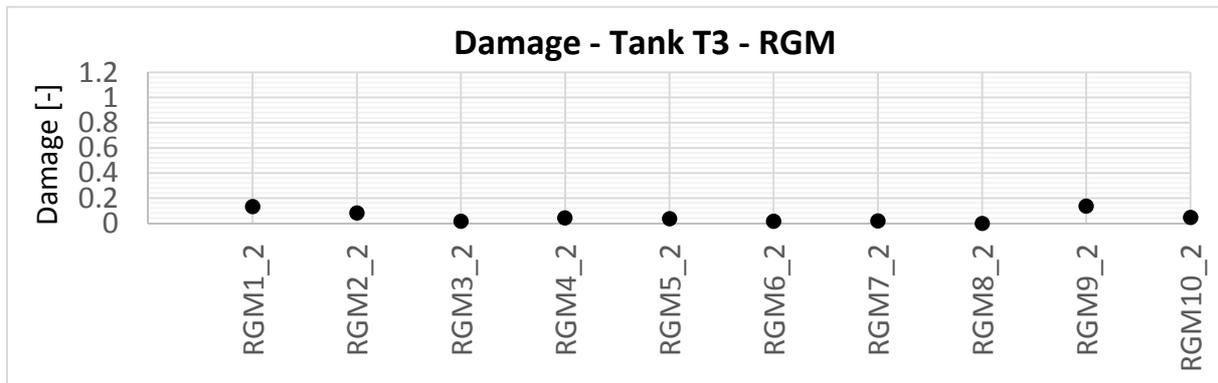


Abbildung 290: Schädigung des Tanks T3 bei den aufgezeichneten Erdbeben ($a_g=4m/s^2$)

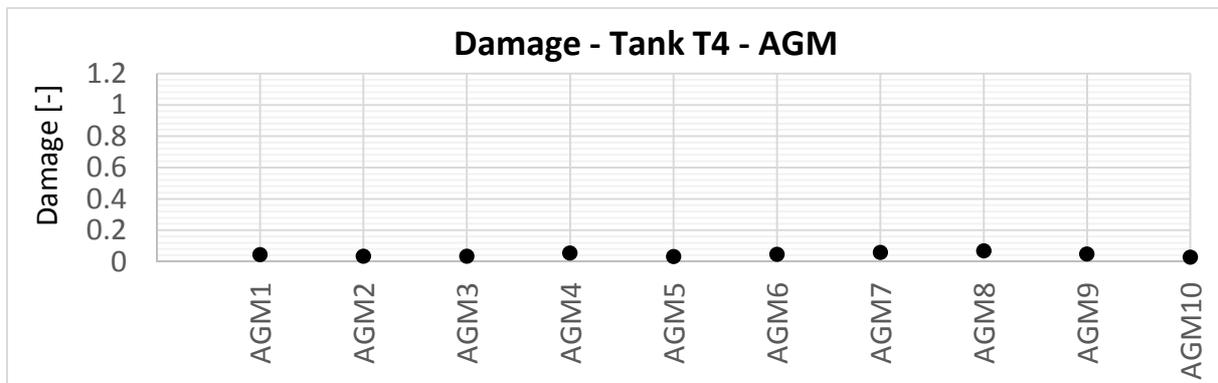


Abbildung 291: Schädigung des Tanks T4 bei den künstlich generierten Erdbeben ($a_g=2m/s^2$)

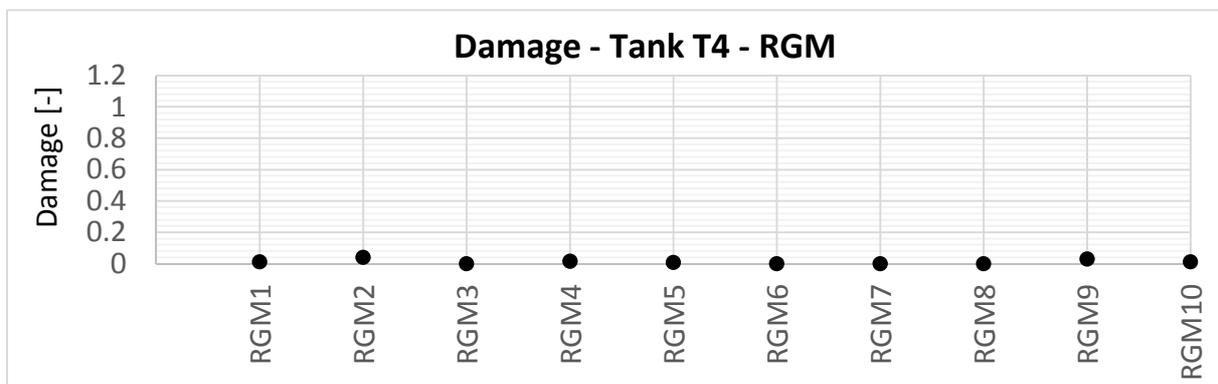


Abbildung 292: Schädigung des Tanks T4 bei den aufgezeichneten Erdbeben ($a_g=2m/s^2$)

In den nachfolgenden Tabellen 34 bis 41 sind die Ergebnisse der Ermüdungsnachweise für alle berechneten Tankdetails (T1 bis T4) und alle untersuchten Erdbebenverläufe dargestellt. Die erste Spalte beinhaltet dabei immer die Bezeichnung des Erdbebens. Die zweite Spalte zeigt die während des Erdbebens maximal auftretende Abhebehöhe w_{\max} und die dritte Spalte die zugehörige maximal auftretende Vergleichsdehnung $\varepsilon_{p,eq}$. Für die einzelnen untersuchten Erdbeben wird die Beurteilung hinsichtlich der Ermüdung durchgeführt, und die wesentlichen Parameter sind ebenfalls in den Tabellen angeführt. Die Beurteilung hinsichtlich der Ermüdung wird für jedes Erdbeben immer auf jener Seite des Tanks durchgeführt, die die maximale Abhebehöhe aufweist. Eine Ausnahme ist die Beurteilung der Ermüdung des Tankbauwerks T1 beim Erdbeben AGM9. Hier wurden Berechnungen hinsichtlich der Ermüdung für beide Seiten durchgeführt und es hat sich herausgestellt, dass die größere Schädigung auf der rechten Seite auftritt, obwohl die linke Seite eine höhere Abhebehöhe aufweist (vergleiche Tabelle 14). Aus diesem Grund sind in der nachfolgenden Tabelle 34 für Tankbauwerk T1 beim Erdbeben AGM9 die Ergebnisse der Berechnungen der rechten Seite angeführt.

Allerdings werden hier in allen Tabellen nun nicht die halbierten äquivalenten Dehnungsamplituden $\Delta\varepsilon_{p,eq,e}/2$ und Halbzyklen $2n$, sondern die schadensäquivalenten Dehnungsspiele $\Delta\varepsilon_{p,eq,e}$ eines gleichwertigen Einstufenkollektives und die Anzahl der zugehörigen Zyklen angeführt.

Mit Hilfe des in Kapitel 5.5.1 gezeigten Zusammenhanges der Abhebehöhe und der Vergleichsdehnung kann jeder äquivalenten Dehnung $\varepsilon_{p,eq,e}$ eines gleichwertigen Einstufenkollektives auch eine äquivalente Abhebehöhe zugeordnet werden. Diese äquivalente Abhebehöhe wird in den Tabellen als w_e bezeichnet.

In den letzten beiden Spalten der Tabellen sind die Verhältnisse der äquivalenten Vergleichsdehnung zur maximalen Vergleichsdehnung und der äquivalenten Abhebehöhe zur maximalen Abhebehöhe angeführt.

Tank T1 - AGM									
	w_{max} [m]	$\epsilon_{p,eq}$ (PMAG) [-]	acc. $\epsilon_{p,eq}$ (PEEQ) [-]	Damage [-]	$\Delta\epsilon_{p,eq,e}$ [-]	n [-]	w_e [m]	w_e / w_{max}	$\epsilon_{p,eq,e} / \epsilon_{p,eq}$
AGM1 (2m/s ²)	0.17	0.15	3.31	0.42	0.10	17	0.10	0.58	0.65
AGM2 (2m/s ²)	0.25	0.20	4.03	0.64	0.13	16	0.14	0.56	0.66
AGM3 (2m/s ²)	0.31	0.23	3.50	0.64	0.16	12	0.17	0.55	0.66
AGM4 (2m/s ²)	0.28	0.22	5.61	1.08	0.18	16	0.21	0.73	0.82
AGM5 (2m/s ²)	0.22	0.18	3.08	0.43	0.11	14	0.12	0.55	0.63
AGM6 (2m/s ²)	0.23	0.19	3.56	0.46	0.09	20	0.10	0.42	0.50
AGM7 (2m/s ²)	0.22	0.19	2.48	0.31	0.10	12	0.10	0.46	0.54
AGM8 (2m/s ²)	0.27	0.22	3.79	0.68	0.16	12	0.18	0.65	0.74
AGM9 (2m/s ²)	0.35	0.26	5.21	1.11	0.20	14	0.23	0.67	0.75
AGM10 (2m/s ²)	0.26	0.20	4.04	0.65	0.13	17	0.13	0.52	0.63
Max	0.35	0.26	5.61	1.11	0.20	20.00	0.23	0.73	0.82
Min	0.17	0.15	2.48	0.31	0.09	12.00	0.10	0.42	0.50
Mittelwert	0.26	0.20	3.86	0.64	0.14	15.00	0.15	0.57	0.66
Standardabweichung	0.05	0.03	0.94	0.27	0.04	2.67	0.05	0.10	0.10
Varianz	0.003	0.001	0.885	0.072	0.001		0.002	0.009	0.009

Tabelle 34: Zusammenfassung der Beurteilung hinsichtlich Ermüdung für das Tankbauwerk T1 bei den künstlich generierten Erdbeben.

Tank T1 - RGM									
	w_{max} [m]	$\epsilon_{p,eq}$ (PMAG) [-]	acc. $\epsilon_{p,eq}$ (PEEQ) [-]	Damage [-]	$\Delta\epsilon_{p,eq,e}$ [-]	n [-]	w_e [m]	w_e / w_{max}	$\epsilon_{p,eq,e} / \epsilon_{p,eq}$
RGM1 (2m/s ²)	0.19	0.16	2.56	0.30	0.10	12	0.10	0.53	0.60
RGM2 (2m/s ²)	0.22	0.18	1.64	0.23	0.11	8	0.11	0.51	0.60
RGM3 (2m/s ²)	0.03	0.02	0.10	-	-	-	-	-	-
RGM4 (2m/s ²)	0.06	0.05	0.86	0.01	0.04	3	0.05	0.75	0.71
RGM5 (2m/s ²)	0.05	0.05	0.47	0.01	0.05	1	0.05	1.00	1.00
RGM6 (2m/s ²)	0.04	0.03	0.19	-	-	-	-	-	-
RGM7 (2m/s ²)	0.11	0.09	1.05	0.06	0.05	7	0.06	0.54	0.58
RGM8 (2m/s ²)	0.01	0.00	0.00	-	-	-	-	-	-
RGM9 (2m/s ²)	0.20	0.17	2.11	0.26	0.09	12	0.09	0.47	0.52
RGM10 (2m/s ²)	0.12	0.11	1.20	0.12	0.08	7	0.08	0.68	0.73
Max	0.22	0.18	2.56	0.30	0.11	12.00	0.11	1.00	1.00
Min	0.01	0.00	0.00	0.01	0.04	1.00	0.05	0.47	0.52
Mittelwert	0.10	0.09	1.02	0.14	0.07	7.14	0.08	0.64	0.68
Standardabweichung	0.08	0.07	0.87	0.12	0.03	4.14	0.03	0.19	0.16
Varianz	0.006	0.005	0.763	0.014	0.001		0.00	0.04	0.03

Tabelle 35: Zusammenfassung der Beurteilung hinsichtlich Ermüdung für das Tankbauwerk T1 bei den aufgezeichneten Erdbeben.

Tank T2 - AGM									
	w_{max} [m]	$\epsilon_{p,eq}$ (PMAG) [-]	acc. $\epsilon_{p,eq}$ (PEEQ) [-]	Damage [-]	$\Delta\epsilon_{p,eq,e}$ [-]	n [-]	w_e [m]	w_e / w_{max}	$\epsilon_{p,eq,e} / \epsilon_{p,eq}$
AGM1 (2m/s ²)	0.04	0.05	0.17	0.01	0.05	1	0.039	1.00	0.96
AGM2 (2m/s ²)	0.13	0.14	0.94	0.07	0.06	7	0.038	0.28	0.43
AGM3 (2m/s ²)	0.12	0.13	0.68	0.06	0.07	4	0.049	0.42	0.57
AGM4 (2m/s ²)	0.09	0.10	0.54	0.04	0.05	4	0.034	0.39	0.56
AGM5 (2m/s ²)	0.05	0.06	0.10	0.009	0.06	1	0.046	1.00	0.92
AGM6 (2m/s ²)	0.22	0.18	2.40	0.28	0.09	13	0.059	0.27	0.50
AGM7 (2m/s ²)	0.12	0.12	0.87	0.07	0.06	6	0.041	0.34	0.54
AGM8 (2m/s ²)	0.08	0.08	0.35	0.02	0.05	3	0.030	0.40	0.54
AGM9 (2m/s ²)	0.07	0.09	0.39	0.03	0.06	3	0.034	0.46	0.61
AGM10 (2m/s ²)	0.14	0.13	0.93	0.06	0.05	7	0.030	0.21	0.38
Max	0.22	0.18	2.40	0.28	0.09	13.00	0.06	1.00	0.96
Min	0.04	0.05	0.10	0.01	0.05	1.00	0.03	0.21	0.38
Mittelwert	0.10	0.11	0.74	0.06	0.06	4.90	0.04	0.48	0.60
Standardabweichung	0.05	0.04	0.66	0.08	0.01	3.57	0.01	0.29	0.19
Varianz	0.003	0.001	0.433	0.006	0.0002		0.0001	0.081	0.037

Tabelle 36: Zusammenfassung der Beurteilung hinsichtlich Ermüdung für das Tankbauwerk T2 bei den künstlich generierten Erdbeben.

Tank T2 - RGM									
	w_{max} [m]	$\epsilon_{p,eq}$ (PMAG) [-]	acc. $\epsilon_{p,eq}$ (PEEQ) [-]	Damage [-]	$\Delta\epsilon_{p,eq,e}$ [-]	n [-]	w_e [m]	w_e / w_{max}	$\epsilon_{p,eq,e} / \epsilon_{p,eq}$
RGM1 (2m/s ²)	0.03	0.04	0.08	0.00	0.04	1	0.035	1.00	1.00
RGM2 (2m/s ²)	0.03	0.04	0.04	0.00	0.04	1	0.035	1.00	1.00
RGM3 (2m/s ²)	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-
RGM4 (2m/s ²)	0.02	-	-	-	-	-	-	-	-
RGM5 (2m/s ²)	0.10	0.16	0.65	0.060	0.09	3	0.059	0.59	0.54
RGM6 (2m/s ²)	0.02	-	-	-	-	-	-	-	-
RGM7 (2m/s ²)	0.01	-	-	-	-	-	-	-	-
RGM8 (2m/s ²)	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-
RGM9 (2m/s ²)	0.16	0.15	1.23	0.10	0.07	8	0.045	0.28	0.45
RGM10 (2m/s ²)	0.12	0.13	0.43	0.04	0.07	3	0.045	0.37	0.53
Max	0.16	0.16	1.23	0.10	0.09	8.00	0.06	1.00	1.00
Min	0.00	0.04	0.04	0.00	0.04	1.00	0.03	0.28	0.45
Mittelwert	0.05	0.10	0.49	0.04	0.06	3.20	0.04	0.65	0.70
Standardabweichung	0.06	0.06	0.48	0.04	0.02	2.86	0.01	0.34	0.27
Varianz	0.003	0.004	0.234	0.002	0.0005		0.0001	0.116	0.074

Tabelle 37: Zusammenfassung der Beurteilung hinsichtlich Ermüdung für das Tankbauwerk T2 bei den aufgezeichneten Erdbeben.

Tank T3 - AGM_2									
	w_{max} [m]	$\epsilon_{p,eq}$ (PMAG) [-]	acc. $\epsilon_{p,eq}$ (PEEQ) [-]	Damage [-]	$\Delta\epsilon_{p,eq,e}$ [-]	n [-]	w_e [m]	w_e / w_{max}	$\epsilon_{p,eq,e} / \epsilon_{p,eq}$
AGM1_2 (4m/s ²)	0.14	0.17	1.19	0.08	0.06	7	0.018	0.12	0.38
AGM2_2 (4m/s ²)	0.17	0.18	1.11	0.11	0.08	6	0.026	0.15	0.45
AGM3_2 (4m/s ²)	0.19	0.18	1.12	0.08	0.06	8	0.013	0.07	0.32
AGM4_2 (4m/s ²)	0.21	0.21	0.82	0.11	0.12	3	0.070	0.34	0.59
AGM5_2 (4m/s ²)	0.18	0.18	0.86	0.06	0.07	4	0.018	0.10	0.40
AGM6_2 (4m/s ²)	0.09	0.16	0.83	0.06	0.06	6	0.013	0.14	0.36
AGM7_2 (4m/s ²)	0.23	0.22	0.82	0.08	0.09	4	0.033	0.15	0.39
AGM8_2 (4m/s ²)	0.19	0.19	1.04	0.09	0.07	6	0.018	0.09	0.39
AGM9_2 (4m/s ²)	0.19	0.21	1.09	0.09	0.07	7	0.013	0.07	0.32
AGM10_2 (2m/s ²)	0.16	0.20	1.10	0.12	0.10	5	0.033	0.20	0.47
Max	0.23	0.22	1.19	0.12	0.12	8.00	0.07	0.34	0.59
Min	0.09	0.16	0.82	0.06	0.06	3.00	0.01	0.07	0.32
Mittelwert	0.18	0.19	1.00	0.09	0.08	5.60	0.03	0.14	0.41
Standardabweichung	0.04	0.02	0.15	0.02	0.02	1.58	0.02	0.08	0.08
Varianz	0.001	0.0004	0.021	0.0004	0.0004		0.0003	0.006	0.007

Tabelle 38: Zusammenfassung der Beurteilung hinsichtlich Ermüdung für das Tankbauwerk T3 bei den künstlich generierten Erdbeben.

Tank T3 - RGM_2									
	w_{max} [m]	$\epsilon_{p,eq}$ (PMAG) [-]	acc. $\epsilon_{p,eq}$ (PEEQ) [-]	Damage [-]	$\Delta\epsilon_{p,eq,e}$ [-]	n [-]	w_e [m]	w_e / w_{max}	$\epsilon_{p,eq,e} / \epsilon_{p,eq}$
RGM1 (2m/s ²)	0.14	0.18	0.86	0.13	0.12	4	0.062	0.46	0.67
RGM2 (2m/s ²)	0.29	0.23	0.59	0.08	0.13	2	0.079	0.27	0.57
RGM3 (2m/s ²)	0.03	0.10	0.14	0.02	0.10	1	0.026	1.00	1.00
RGM4 (2m/s ²)	0.11	0.15	0.54	0.04	0.15	1	0.113	1.00	0.87
RGM5 (2m/s ²)	0.05	0.12	0.57	0.04	0.05	4	0.009	0.17	0.45
RGM6 (2m/s ²)	0.04	0.11	0.20	0.02	0.11	1	0.038	1.00	1.00
RGM7 (2m/s ²)	0.09	0.12	0.30	0.02	0.12	1	0.087	1.00	1.00
RGM8 (2m/s ²)	0.02	0.07	0.07	-	-	-	-	-	-
RGM9 (2m/s ²)	0.20	0.22	1.16	0.13	0.12	4	0.062	0.32	0.53
RGM10 (2m/s ²)	0.10	0.17	0.44	0.05	0.07	3	0.018	0.19	0.45
Max	0.29	0.23	1.16	0.13	0.15	4.00	0.11	1.00	1.00
Min	0.02	0.07	0.07	0.02	0.05	1.00	0.01	0.17	0.45
Mittelwert	0.10	0.15	0.49	0.06	0.11	2.33	0.05	0.60	0.73
Standardabweichung	0.08	0.05	0.34	0.05	0.03	1.41	0.03	0.39	0.24
Varianz	0.007	0.003	0.114	0.002	0.001		0.001	0.150	0.058

Tabelle 39: Zusammenfassung der Beurteilung hinsichtlich Ermüdung für das Tankbauwerk T3 bei den aufgezeichneten Erdbeben.

Tank T4 - AGM									
	w_{max} [m]	$\epsilon_{p,eq}$ (PMAG) [-]	acc. $\epsilon_{p,eq}$ (PEEQ) [-]	Damage [-]	$\Delta\epsilon_{p,eq,e}$ [-]	n [-]	w_e [m]	w_e / w_{max}	$\epsilon_{p,eq,e} / \epsilon_{p,eq}$
AGM1 (2m/s ²)	0.06	0.07	0.71	0.04	0.05	6	0.030	0.47	0.64
AGM2 (2m/s ²)	0.06	0.08	0.46	0.03	0.05	4	0.030	0.46	0.61
AGM3 (2m/s ²)	0.06	0.08	0.54	0.03	0.05	4	0.030	0.53	0.66
AGM4 (2m/s ²)	0.06	0.08	0.84	0.05	0.05	7	0.030	0.46	0.61
AGM5 (2m/s ²)	0.06	0.08	0.46	0.03	0.05	4	0.030	0.54	0.65
AGM6 (2m/s ²)	0.07	0.10	0.62	0.05	0.05	5	0.034	0.46	0.56
AGM7 (2m/s ²)	0.08	0.10	0.62	0.06	0.07	4	0.045	0.54	0.69
AGM8 (2m/s ²)	0.09	0.12	0.73	0.07	0.08	4	0.052	0.60	0.66
AGM9 (2m/s ²)	0.06	0.08	0.67	0.05	0.06	4	0.039	0.62	0.80
AGM10 (2m/s ²)	0.06	0.07	0.41	0.03	0.05	3	0.034	0.58	0.73
Max	0.09	0.12	0.84	0.07	0.08	7.00	0.05	0.62	0.80
Min	0.06	0.07	0.41	0.03	0.05	3.00	0.03	0.46	0.56
Mittelwert	0.07	0.09	0.60	0.04	0.06	4.50	0.04	0.53	0.66
Standardabweichung	0.01	0.01	0.14	0.01	0.01	1.18	0.01	0.06	0.07
Varianz	0.0001	0.0002	0.019	0.0002	0.0001		0.0001	0.004	0.004

Tabelle 40: Zusammenfassung der Beurteilung hinsichtlich Ermüdung für das Tankbauwerk T4 bei den künstlich generierten Erdbeben.

Tank T4 - RGM									
	w_{max} [m]	$\epsilon_{p,eq}$ (PMAG) [-]	acc. $\epsilon_{p,eq}$ (PEEQ) [-]	Damage [-]	$\Delta\epsilon_{p,eq,e}$ [-]	n [-]	w_e [m]	w_e / w_{max}	$\epsilon_{p,eq,e} / \epsilon_{p,eq}$
RGM1 (2m/s ²)	0.05	0.07	0.36	0.01	0.07	1	0.045	0.98	0.96
RGM2 (2m/s ²)	0.09	0.11	0.63	0.04	0.07	3	0.039	0.43	0.60
RGM3 (2m/s ²)	0.02	0.03	0.12	-	-	-	-	-	-
RGM4 (2m/s ²)	0.05	0.07	0.35	0.01	0.05	2	0.026	0.53	0.69
RGM5 (2m/s ²)	0.03	0.04	0.16	0.01	0.05	1	0.030	0.90	1.00
RGM6 (2m/s ²)	0.01	0.01	0.02	-	-	-	-	-	-
RGM7 (2m/s ²)	0.02	0.02	0.10	-	-	-	-	-	-
RGM8 (2m/s ²)	0.02	0.02	0.03	-	-	-	-	-	-
RGM9 (2m/s ²)	0.05	0.07	0.52	0.03	0.05	4	0.026	0.52	0.65
RGM10 (2m/s ²)	0.04	0.06	0.24	0.01	0.04	2	0.026	0.71	0.71
Max	0.09	0.11	0.63	0.04	0.07	4.00	0.05	0.98	1.00
Min	0.01	0.01	0.02	0.01	0.04	1.00	0.03	0.43	0.60
Mittelwert	0.04	0.05	0.25	0.02	0.05	2.17	0.03	0.68	0.77
Standardabweichung	0.02	0.03	0.21	0.01	0.01	1.17	0.01	0.22	0.17
Varianz	0.001	0.001	0.043	0.0001	0.0001		0.0001	0.051	0.029

Tabelle 41: Zusammenfassung der Beurteilung hinsichtlich Ermüdung für das Tankbauwerk T4 bei den aufgezeichneten Erdbeben.

8 Zusammenfassung und Ausblick

Zusammenfassend wird festgehalten, dass die Erdbebenbemessung von unverankerten Tankbauwerken bezüglich des Abhebeverhaltens und der Bemessung der plastischen Zone im Bodenrandblech derzeit gemäß Eurocode EC 1998-4 [3] weit auf der sicheren Seite liegt.

Wie in Kapitel 7.1 (Abbildung 144) ersichtlich, sind gemäß Eurocode EC 1998-4 [3] für alle untersuchten Tankbauwerke T1 bis T4 **keine** ausreichenden Tragsicherheiten für eine Erdbebenbelastung mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$ vorhanden.

Auf Basis der in dieser Arbeit durchgeführten numerischen Berechnungen inklusive einer Bewertung der Ermüdungsbeanspruchung ist nur bei Tankbauwerk T1 bei den angesetzten Erdbeben AGM4 und AGM9 mit Versagen zu rechnen (siehe Abbildung 285).

Wie den Abbildungen 286 bis 292 entnommen werden kann, sind für alle anderen untersuchten Fälle zum Teil noch große Tragreserven vorhanden. Demnach ist bei den Tankbauwerken T2 und T4 eine maximale Bodenbeschleunigung von $a_g = 2 \text{ [m/s}^2\text{]}$ und bei Tankbauwerk T3 eine maximale Bodenbeschleunigung von $a_g = 4 \text{ [m/s}^2\text{]}$ zulässig.

Bei Tankbauwerk T1 wird mittels der numerischen Berechnungen eine maximale Überschreitung der Beanspruchbarkeit von (Schädigungsgrad D für Kurzzeitermüdung) 10 % festgestellt.

Eine Ursache für die sehr konservativen Ergebnisse gemäß Eurocode EC 1998-4 [3] ist, dass im Eurocode auch für unverankerte Tankbauwerke die Belastungen, die auf verankerte Tankbauwerke wirken, angesetzt werden. Wie in Kapitel 7.2 gezeigt, sind die Eigenperioden der teilweise abhebenden Tankstruktur, aufgrund der sinkenden Steifigkeit während des Abhebeprozesses, höher als jene der nicht abhebenden Tankstruktur. Da sich die Belastungen durch das Erdbeben bei den höheren Eigenperioden in diesem Periodenbereich reduziert, werden der Bemessung gemäß Eurocode EC 1998-4 [3] somit zu hohe Belastungen zugrunde gelegt.

Werden die Eigenperioden einer Struktur genau bestimmt, können mit der Antwortspektrenmethode relativ einfach gute Ergebnisse erzielt werden. Dies gilt allerdings für lineare Steifigkeitseigenschaften und somit gleichbleibender Eigenfrequenz im Erdbebenfall der untersuchten Struktur.

Bei nichtlinearen Steifigkeitseigenschaften, wie sie auch bei Tankbauwerken vorliegen, stellt sich einerseits das Problem für welche Eigenperiode die Antwortbeschleunigung bestimmt werden soll und andererseits, dass die Abfolge der Frequenzinhalte eines Zeitverlaufes an Bedeutung gewinnt. Die Information der Abfolge der Frequenzinhalte über den Zeitverlauf ist allerdings in den Antwortspektren nicht enthalten.

Um diesen Einfluss der Abfolge des Frequenzinhaltes eines Zeitverlaufes zu veranschaulichen wurden in dieser Arbeit 3D-Zeitverlaufsberechnungen mit sogenannten „Sweeps“ als Anregung durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Berechnungen in Kapitel 7.4.2 zeigen sehr deutlich, dass eine immer langsamer werdende Anregung bei den vorliegenden Systemeigenschaften viel ungünstiger wirkt als eine immer schneller werdende Belastung.

Auf Grund dieser Komplexität der Systemantwort von Strukturen mit nichtlinearen Steifigkeitseigenschaften ist es kaum möglich, allgemein gültige Regelungen in Normen zu verfassen. So sind auch die Ansätze im Eurocode EC 1998-4 [3] zu vereinfacht, um das Verhalten von unverankerten Tankbauwerken realistisch wiederzugeben. Viel mehr ist bei Bauwerken mit nichtlinearen Systemeigenschaften und somit auch bei Tankbauwerken eine genauere Untersuchung zweckmäßig.

Um bei Strukturen mit nichtlinearen Steifigkeitseigenschaften eine genaue Aussage über die Systemantwort treffen zu können, bleibt somit nur die Möglichkeit, eine detaillierte, **nichtlineare** dynamische Zeitverlaufsberechnung durchzuführen. Es wird aber darauf hingewiesen, dass zum derzeitigen Zeitpunkt nur sehr wenige EDV-Programme die Möglichkeit bieten, **nichtlineare** dynamische Zeitverlaufsberechnungen durchzuführen. Auf Grund der Nichtlinearität steigt der Rechenaufwand im Vergleich zu Strukturen mit linearen Steifigkeitseigenschaften enorm an, da nach jedem Zeitschritt die Steifigkeitsmatrix neu ermittelt werden muss. Solche Untersuchungen mit Hilfe von Zeitverlaufsberechnungen sind aber in der Praxis auf Grund des hohen Aufwandes in der Regel nicht möglich.

Auch wenn die Antwortspektren grundsätzlich für lineare Strukturen gelten, besteht auch die Möglichkeit, die Systemantwort einer Struktur mit nichtlinearen Steifigkeitseigenschaften iterativ abzuschätzen. In Kapitel 7.3 ist die iterative Methode nach Scharf [15], [49] beschrieben. Bei dieser Methode ist es möglich, die nichtlinearen Steifigkeitseigenschaften von abhebenden Tankbauwerken zu erfassen. Je nach Abhebehöhe hat die Tankstruktur eine andere Eigenperiode. Bei diesem Verfahren wird iterativ die sich einstellende Eigenperiode eines äquivalenten linearisierten Einmassenschwingers in Abhängigkeit der Erdbebenbelastung ermittelt.

Dazu muss der nichtlineare Steifigkeitsverlauf der Tankstruktur während des Abhebens bekannt sein. Wie in Kapitel 5.3.1 gezeigt, kann diese nichtlineare Steifigkeit mit Hilfe der Pushover-Berechnung bestimmt werden. Wie die Ergebnisse der durchgeführten Pushover-Berechnungen zeigen, ist es zur Bestimmung dieses nichtlinearen Zusammenhanges zwischen Horizontalkraft und Abhebehöhe nicht notwendig, die genaue Druckverteilung zu ermitteln, sondern es kann vereinfacht auch eine konstante Verteilung der Horizontalkräfte über die Höhe und den Umfang angesetzt werden.

Bei Ermittlung der Abhebehöhen bei den einzelnen Erdbeben unter Zugrundelegung der jeweiligen Antwortspektren und den nach der Methode von Scharf iterativ ermittelten Eigenperioden ergeben sich zum Teil Abhebehöhen, welche geringer sind als jene, die beim jeweiligen Erdbeben mit den 3D-Zeitverlaufsberechnungen ermittelt wurden. Bei Verwendung des Antwortspektrums gemäß Eurocode EC 1998-4 [3] liegt das Ergebnis der Abhebehöhe für die untersuchten Erdbeben allerdings immer auf der sicheren Seite.

Eine weitere Ursache für die sehr konservativen Ergebnisse gemäß Eurocode EC 1998-4 [3] liegt darin, dass für die im Detail untersuchten Tankbauwerke T1 bis T4 die Annahmen des Zusammenhanges zwischen Abhebehöhe und Abhebelänge, zur Ermittlung der Rotation im plastischen Gelenk des Bodenrandbleches, gemäß Eurocode EC 1998-4 [3] sehr konservativ

sind. Bei Ermittlung der tatsächlichen Rotation mit den numerischen Methoden können somit bei Beibehaltung des Grenzkriteriums von $\theta_{max} = 0,2$ [rad], wie in Abbildung 266 und Abbildung 267 ersichtlich, für diese Tankbauwerke höhere Abhebehöhen zugelassen werden.

Somit ist es sinnvoll, nicht nur den nichtlinearen Zusammenhang zwischen Horizontalkraft und Abhebehöhe mit quasistatischen Berechnungen zu ermitteln, sondern auch die bei der ermittelten Abhebehöhe auftretende Rotation, die von der plastischen Zone aufgenommen werden muss, genauer mittels numerischer Berechnungen zu ermitteln. Sofern für die quasistatische Pushover-Berechnung die Netzdiskretisierung im abhebenden Bereich fein genug gewählt wird, kann die auftretende Rotation in der plastischen Zone direkt aus diesem globalen FE Modell entnommen werden. Ist dies wie in dieser Arbeit nicht der Fall, kann die Rotation mit einem Submodell des Tankbodeneckes ermittelt werden.

In Kapitel 7.7 wurde die Beurteilung der Kurzzeitermüdungsbeanspruchung durchgeführt. Gemäß dieser Beurteilungen versagt dabei nur das Tankbauwerk T1 bei den untersuchten Erdbeben. Demnach kann die in [40] vorgeschlagene höhere Limitierung der zulässigen Rotation im plastischen Gelenk mit $\theta_{max} = 0,4$ [rad] bestätigt werden. Wie in Abbildung 268 ersichtlich, überschreitet nur Tankbauwerk T1 die dieser Grenzbedingung zugehörigen Abhebehöhe. Dennoch sei hier ausdrücklich darauf hingewiesen, dass die Beurteilung der Ermüdung auf Basis von Versuchsergebnissen aus nur 6 Versuchen (vergleiche Abbildung 129) durchgeführt worden ist.

9 Literaturverzeichnis

- [1] EN1991-1-4: Eurocode 1. *Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten*; Austrian Standards Institute, Wien, 2011
- [2] EN 1998-1; Eurocode 8. *Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkung und Regeln für Hochbauten*; Austrian Standards Institute, Wien, 2013.
- [3] EN 1998-4: Eurocode 8. *Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 4: Silos, Tankbauwerke und Rohrleitungen*; Austrian Standards Institute, Wien, 2007.
- [4] Bachmann, H.: *Erdbebensicherung von Bauwerken*; 2. Überarbeitete Auflage, Springer Basel AG, 2002
- [5] Chopra, K. A.: *Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering.*; Pearson Education Limited, England 2014
- [6] Cortes, G., Nussbaumer A.: *Seismic Behavior of Shell-to-Base Connections in Large Storage Tanks*; Rapport de mandat N°IC 465-1; 2010
- [7] Cortes, G., Nussbaumer, A., Berger, C., Lattion, E.: *Experimental determination of the rotational capacity of wall-to-base connections in storage tanks*; Journal of Constructional Steel Research, 67, pp. 1174–1184, 2011
- [8] Cortes, G., Prinz, G.S., Nussbaumer, A., Koller, M. G.: *Cyclic Demand at the Shell-Bottom Connection of Unanchored Steel Tanks*; Proc. 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, 2012.
- [9] ABAQUS version 6.13; Simulia / Dassault Systemes, 2014
- [10] DIN 4149: *Bauen in deutschen Erdbebengebieten – Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten*; DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin 1981.
- [11] DIN EN 14015: *Auslegung und Herstellung standortgefertigter, oberirdischer, stehender, zylindrischer, geschweißter Flachboden-Stahltanks für die Lagerung von Flüssigkeiten bei Umgebungstemperatur und höheren Temperaturen*; DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin 2004
- [12] DIN1055-4: *Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 4: Windlasten.*; DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin 2005.
- [13] RFEM: Softwarepaket – Version 5.05.00300; Dlubal Software GmbH 2012
- [14] Fischer, F.D. , Rammerstorfer, F.G.: *Buckling of Shells; Kap.: The Stability of Liquid-Filled Cylindrical Shells under Dynamic Loading*, Seiten 569.-597.; Springer, Berlin, 1982
- [15] Fischer, F.D., Rammerstorfer, F.G., Scharf, K.: *Earthquake Resistant Design of Anchored and Unanchored Liquid Storage Tanks under Three-dimensional Earthquake Excitation.*; Structural Dynamics Recent Advances, Schueller, G.L. (Ed.). Springer Verlag 1991.
- [16] Flesch, R.: *Baudynamik praxisgerecht. Band I*; BAUVERLAG GMBH, Wiesbaden und Berlin 1993

- [17] Flügge S.: *Elasticity and Plasticity*; Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, 1958
- [18] FWF Projekt Nr. I 1004-N26: *ULCF of welded joints under variable multi-axial strains*; als Teile eines DACH Projektes mit, École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) in Switzerland, Graz University of Technology (TUG) in Austria and Karlsruhe Institute of Technology (KIT) in Germany, 2015 - 2017
- [19] Giardini, D., Grünthal, G., Shedlock, K. M. and Zhang, P.: *The GSHAP Global Seismic Hazard Map*; In: Lee, W., Kanamori, H., Jennings, P. and Kisslinger, C. (eds.): *International Handbook of Earthquake & Engineering Seismology*, International Geophysics Series 81 B, Academic Press, Amsterdam, pp. 1233-1239, 2003.
- [20] Global Seismic Hazard Map Online - A Service of the GFZ Heimholz Centre Potsdam; Result of Global Seismic Hazard Assessment Program (GSHAP); November 2013
- [21] Greiner, R., Ofner, R.: *Large Cylindrical Flat –Bottom Storage Tanks – Design Calculations for Seismic Effects.*; pp. 116-121. In Krupka, V. (ed): *Proc., Int. Conf. Design, Inspection, Maintenance and Operation of Cylindrical Steel Tanks and Pipelines*, Prague Czech Republic, 8.-11. Oct. 2003
- [22] *Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems.*; ASCE Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering. 1987
- [23] Habenberger, J.: *Beitrag zur Berechnung von nachgiebig gelagerten Behältertragwerken unter seismischen Einwirkungen*; Doktorarbeit an der Fakultät Bauingenieurwesen der Bauhaus-Universität Weimar 2001
- [24] Habenberger J.: *Fluid damping of cylindrical liquid storage tanks*, Springer Plus 2015
- [25] Haroun M. A., Housner, G. W.: *Dynamic Interaction of Liquid Storage Tanks and Foundation Soil*; In: *Proceedings of the 2nd ASCE/EMD Specialty Conference on Dynamic Response of Structures*, Atlanta, 1981
- [26] Haroun, M. A., Housner, G. W.: *Earthquake Response of Deformable Liquid Storage Tanks*; In: *Journal of Applied Mechanics* 48 (1981), Nr. 2, S. 411–418
- [27] Housner, G. W.: *Dynamic pressures on accelerated Fluid containers*; *Bulletin Seismological Society America*, 47(1):15.35, 1955
- [28] Housner, G. W.: *The Dynamic Behaviour of Water Tanks*; *Bulletin of the Seismological Society of America* 53 (1963), S. 381–387
- [29] Kettler, M.: *Earthquake Design of Large Liquid-Filled Steel Storage Tanks: Comparison of present design regulations*; load-carrying behaviour of storage tanks. VDM Verlag 2008
- [30] Knödel P., Heß A.: *Erdbebenbemessung von Tanks – Erfahrungen aus der Praxis*; *Stahlbau* 80 (2011), Heft 11, Seiten 820–827
- [31] Koller, M. G., Malhotra, P. K.: *Seismic Evaluation of Unanchored Cylindrical Tanks*; *13th World Conference on Earthquake Engineering*; Vancouver, BC., Canada; 2004

- [32] Kramer, H.: *Angewandte Baudynamik, Grundlagen und Beispiele für Studium und Praxis*; Ernst und Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaft GmbH u. Co. KG, Berlin 2007
- [33] Malhotra, P.K.: *Seismic Response of Soil-Supported Unanchored Liquid-Storage Tanks*; ASCE, Journal of Structural Engineering 123, pp 440-449, 1997
- [34] Malhotra, P.K., Veletsos, A.S.: *Beam Model for Base-Uplifting Analysis of Cylindrical Tanks*; J. Struct Eng. 120: pp 3471-3488; 1994
- [35] Malhotra P. K., Wenk, T., Wieland, M.: *Simple Procedure for Seismic Analysis of Liquid-Storage Tanks*; Structural Engineering International 3; 2000
- [36] Meskouris, K., Hinen K. G, Butenweg, C., Mistler, M.: *Bauwerke und Erdbeben*; Vieweg+Teubner, 3. Auflage 2011
- [37] PEER Ground Motion Database, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California, <http://ngawest2.berkeley.edu>
- [38] Petersen: *Dynamik der Baukonstruktionen*; Vieweg u Sohn Verlagsgesellschaft mbH, Braunschweig/ Wiesbaden, 1996
- [39] Pocanschi, A.; Phocas, M.C.: *Kräfte in Bewegung, Die Techniken des erdbebensicheren Bauens.*; B. G. Teubner Verlag / GWV Fachverlage GmbH, Wiesbaden, 2003
- [40] Prinz, G.S., Nussbaumer, A.: *Seismic Performance of Unanchored Liquid Storage Tank Shell-to-Base Connections – Phase 2*; Rapport EPFL N° 174640; 2012
- [41] Prinz, G.S., Nussbaumer, A.: *On the Low-Cycle Fatigue of Unanchored Steel Liquid Storage Tank Shell-to-Base Connection*; Bulletin of Earthquake Engineering, Volume 10, 2012
- [42] Prinz, G.S., Nussbaumer, A.: *Fatigue Analysis of Unanchored Steel Storage Tank Shell-to-Base Connections during Earthquake Included Uplift*; 15WCEE; Lisboa 2012
- [43] Prinz, G.S., Nussbaumer, A.: *Fatigue analysis of liquid-storage tank shell-to-base connections under multi-axial loading*; Engineering Structures 40 pp. 75-82; 2012
- [44] Rammerstorfer, F.G., Fischer, F.D.: *Ein Vorschlag zur Ermittlung von Belastungen und Beanspruchungen von zylindrischen, flüssigkeitsgefüllten Tankbauwerken bei Erdbeben*; Neuauflage des Institutsberichtes ILFB-2/91 (2004)
- [45] Rammerstorfer, F.G., Scharf, K., Fischer, F.D. and Seeber, R.: *Collapse of Earthquake Excited Tanks*; Res Mechanica. 25, pp. 129-143, 1988
- [46] Rammerstorfer, F.G., Scharf, K., Fischer, K.: *On problems in the use of earthquake response spectrum methods for fluid-structure-soil interaction*; Proceedings of the Pressure Vessel and Piping PVP Conference, pp 129 – 143, 1989
- [47] Rosin, J. E.: *Seismische Auslegung von Tankbauwerken*; Doktorarbeit an der Fakultät Bauingenieurwesen der RWTH Aachen University, 2016
- [48] Sabetta, F., Pugliese, A.: *Estimation of response spectra and simulation of nonstationary earthquake ground motions*; Bull. Seismological Society of America. 86:2, pp. 337-352, 1996.

- [49] Scharf, K.: *Beiträge zur Erfassung des Verhaltens von erdbebenerregten, oberirdischen Tankbauwerken*; Fortschritt-Bericht VDI, Reihe 4. Bauingenieur, Nr. 97, VDI Verlag; Düsseldorf, 1990
- [50] Sousa, A. A.: *Ultra low cycle fatigue of welded steel joints under multiaxial loading*; Dissertation, Resilient Steel Structures Laboratory, École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), 2017
- [51] Stempniewski, Haag: *Baudynamik Praxis*. Bauwerk Verlag GmbH, Berlin 2010
- [52] Veletsos, A. S.: *Seismic effects in flexible liquid storage tanks.*; in Proceedings of the 5th World Conference Earthquake Engineering, Vol. I, pp. 630-639, Rome, Italy, 1974.
- [53] Veletsos, A. S.: *Seismic Response and Design of Liquid Storage Tanks / Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems*– Forschungsbericht; American Society of Civil Engineers, New York. 1984
- [54] Veletsos, A. S., und Tang, Y.: *Soil Structure Interaction Effects for Laterally Excited Liquid Storage Tanks.*; in: Earthquake Engineering and Structural Dynamics 19, pp. 473–496, 1990
- [55] Wilson, E. L., Kiureghian, A., Bayo, E. P.: *A replacement for the SRSS method in seismic analysis*; Earthquake Engineering and Structural Dynamics 9, 1981
- [56] Woessner, J., Laurentiu, D., Giardini, D., Crowley, H., Cotton, F., Grünthal, G., Valensise, G., Arvidsson, R., Basili, R., Demircioglu, M., Hiemer, S., Meletti, C., Musson, R. W., Rovida, A. N., Sesetyan, K., Stucchi, M.: *The 2013 European Seismic Hazard Model: Key components and results.*; Bulletin of Earthquake Engineering, pp. 1–44. – ISSN 1570-761X, 2015
- [57] Zilch, K., Diederichs, C. J., Katzenbach, R., Beckmann, J.: *Grundlagen des Bauingenieurwesens*; Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2013.

Dissertation zur Erlangung des akademischen Grades eines
Doktors der Ingenieurwissenschaften

***Ermüdungsverhalten von
unverankerten Stahltanks bei
Erdbeben***

ANHANG

Fakultät für Bauingenieurwissenschaften der
Technischen Universität Graz
Institut für Stahlbau

Verfasser:

C.Tappauf

Begutachter:

Prof. Dr. H. Unterweger

Prof. Dr. A. Taras

Prof. Dr. T. Ummenhofer

Inhalt

A1.	Ground motions	A 8
A1.1.	Artificial Ground Motions	A 8
A1.1.1.	Artificial Ground Motion - AGM1	A 8
A1.1.2.	Artificial Ground Motion – AGM2	A 9
A1.1.3.	Artificial Ground Motion – AGM3	A 10
A1.1.4.	Artificial Ground Motion – AGM4	A 11
A1.1.5.	Artificial Ground Motion – AGM5	A 12
A1.1.6.	Artificial Ground Motion – AGM6	A 13
A1.1.7.	Artificial Ground Motion – AGM7	A 14
A1.1.8.	Artificial Ground Motion – AGM8	A 15
A1.1.9.	Artificial Ground Motion – AGM9	A 16
A1.1.10.	Artificial Ground Motion – AGM10	A 17
A1.2.	Real Ground motions	A 18
A1.2.1.	Real Ground Motion - RGM1	A 18
A1.2.2.	Real Ground Motion – RGM2	A 19
A1.2.3.	Real Ground Motion – RGM3	A 20
A1.2.4.	Real Ground Motion – RGM4	A 21
A1.2.5.	Real Ground Motion – RGM5	A 22
A1.2.6.	Real Ground Motion – RGM6	A 23
A1.2.7.	Real Ground Motion – RGM7	A 24
A1.2.8.	Real Ground Motion – RGM8	A 25
A1.2.9.	Real Ground Motion – RGM9	A 26
A1.2.10.	Real Ground Motion – AGM10	A 27
A2.	Results of the 3D Time History Calculations for Tank T1	A 28
A2.1.	Tank T1 – Artificial Ground motions	A 28
A2.1.1.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Artificial Ground Motion AGM1	A 28
A2.1.2.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Artificial Ground Motion AGM2	A 29
ANHANG		A 1

A2.1.3.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Artificial Ground Motion AGM3	A 30
A2.1.4.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Artificial Ground Motion AGM4	A 31
A2.1.5.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Artificial Ground Motion AGM5	A 32
A2.1.6.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Artificial Ground Motion AGM6	A 33
A2.1.7.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Artificial Ground Motion AGM7	A 34
A2.1.8.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Artificial Ground Motion AGM8	A 35
A2.1.9.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Artificial Ground Motion AGM9	A 36
A2.1.10.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Artificial Ground Motion AGM10	A 37
A2.2.	Tank T1 – Real Ground motions	A 38
A2.2.1.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Real Ground Motion RGM1	A 38
A2.2.2.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Real Ground Motion RGM2	A 39
A2.2.3.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Real Ground Motion RGM3	A 40
A2.2.4.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Real Ground Motion RGM4	A 41
A2.2.5.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Real Ground Motion RGM5	A 42
A2.2.6.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Real Ground Motion RGM6	A 43
A2.2.7.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Real Ground Motion RGM7	A 44
A2.2.8.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Real Ground Motion RGM8	A 45
A2.2.9.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Real Ground Motion RGM9	A 46

A2.2.10.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Real Ground Motion RGM10	A 47
A3.	Results of the 3D Time History Calculations for Tank T2	A 48
A3.1.	Tank T2 – Artificial Ground motions	A 48
A3.1.1.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Artificial Ground Motion AGM1	A 48
A3.1.2.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Artificial Ground Motion AGM2	A 49
A3.1.3.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Artificial Ground Motion AGM3	A 50
A3.1.4.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Artificial Ground Motion AGM4	A 51
A3.1.5.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Artificial Ground Motion AGM5	A 52
A3.1.6.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Artificial Ground Motion AGM6	A 53
A3.1.7.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Artificial Ground Motion AGM7	A 54
A3.1.8.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Artificial Ground Motion AGM8	A 55
A3.1.9.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Artificial Ground Motion AGM9	A 56
A3.1.10.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Artificial Ground Motion AGM10	A 57
A3.2.	Tank T2 – Real Ground motions	A 58
A3.2.1.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Real Ground Motion RGM1	A 58
A3.2.2.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Real Ground Motion RGM2	A 59
A3.2.3.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Real Ground Motion RGM3	A 60
A3.2.4.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Real Ground Motion RGM4	A 61
A3.2.5.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Real Ground Motion RGM5	A 62

A3.2.6.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Real Ground Motion RGM6	A 63
A3.2.7.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Real Ground Motion RGM7	A 64
A3.2.8.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Real Ground Motion RGM8	A 65
A3.2.9.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Real Ground Motion RGM9	A 66
A3.2.10.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Real Ground Motion RGM10	A 67
A4.	Results of the 3D Time History Calculations for Tank T3	A 68
A4.1.	Tank T3 – Artificial Ground motions – $ag = 2m/s^2$	A 68
A4.1.1.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM1	A 68
A4.1.2.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM2	A 69
A4.1.3.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM3	A 70
A4.1.4.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM4	A 71
A4.1.5.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM5	A 72
A4.1.6.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM6	A 73
A4.1.7.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM7	A 74
A4.1.8.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM8	A 75
A4.1.9.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM9	A 76
A4.2.	Tank T3 – Artificial Ground motions – $ag = 4m/s^2$	A 77
A4.2.1.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM1_2	A 77
A4.2.2.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM2_2	A 78

A4.2.3.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM3_2	A 79
A4.2.4.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM4_2	A 80
A4.2.5.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM5_2	A 81
A4.2.6.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM6_2	A 82
A4.2.7.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM7_2	A 83
A4.2.8.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM8_2	A 84
A4.2.9.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM9_2	A 85
A4.2.10.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM10_2	A 86
A4.3.	Tank T3 – Real Ground motions – $ag = 4m/s^2$	A 87
A4.3.1.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Real Ground Motion RGM1_2	A 87
A4.3.2.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Real Ground Motion RGM2_2	A 88
A4.3.3.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Real Ground Motion RGM3_2	A 89
A4.3.4.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Real Ground Motion RGM4_2	A 90
A4.3.5.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Real Ground Motion RGM5_2	A 91
A4.3.6.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Real Ground Motion RGM6_2	A 92
A4.3.7.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Real Ground Motion RGM7_2	A 93
A4.3.8.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Real Ground Motion RGM8_2	A 94
A4.3.9.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Real Ground Motion RGM9_2	A 95

A4.3.10.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Real Ground Motion RGM10_2	A 96
A5.	Results of the 3D Time History Calculations for Tank T4	A 97
A5.1.	Tank T4 – Artificial Ground motions – $ag = 2m/s^2$	A 97
A5.1.1.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Artificial Ground Motion AGM1	A 97
A5.1.2.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Artificial Ground Motion AGM2	A 98
A5.1.3.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Artificial Ground Motion AGM3	A 99
A5.1.4.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Artificial Ground Motion AGM4	A 100
A5.1.5.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Artificial Ground Motion AGM5	A 101
A5.1.6.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Artificial Ground Motion AGM6	A 102
A5.1.7.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Artificial Ground Motion AGM7	A 103
A5.1.8.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Artificial Ground Motion AGM8	A 104
A5.1.10.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Artificial Ground Motion AGM9	A 105
A5.1.11.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Artificial Ground Motion AGM10	A 106
A5.2.	Tank T4 – Real Ground motions – $ag = 2m/s^2$	A 107
A5.2.1.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Real Ground Motion RGM1	A 107
A5.2.2.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Real Ground Motion RGM2	A 108
A5.2.3.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Real Ground Motion RGM3	A 109
A5.2.4.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Real Ground Motion RGM4	A 110
A5.2.5.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Real Ground Motion RGM5	A 111

A5.2.6.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Real Ground Motion RGM6	A 112
A5.2.7.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Real Ground Motion RGM7	A 113
A5.2.8.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Real Ground Motion RGM8	A 114
A5.2.9.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Real Ground Motion RGM9	A 115
A5.2.10.	Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Real Ground Motion RGM10	A 116

A1. Ground motions

A1.1. Artificial Ground Motions

A1.1.1. Artificial Ground Motion - AGM1

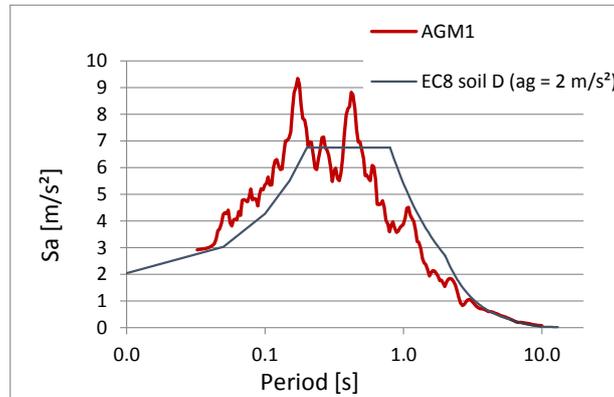


Figure A 1: response spectrum of artificial ground motion - AGM1

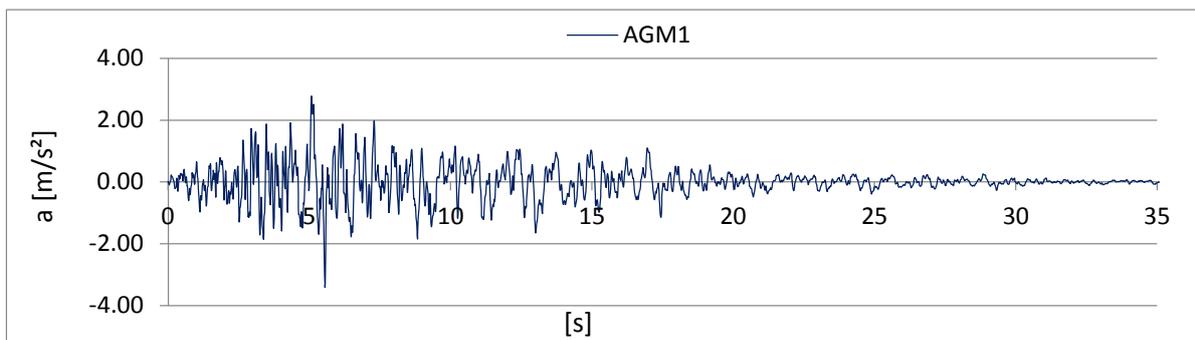


Figure A 2: acceleration – time history of artificial ground motion - AGM1

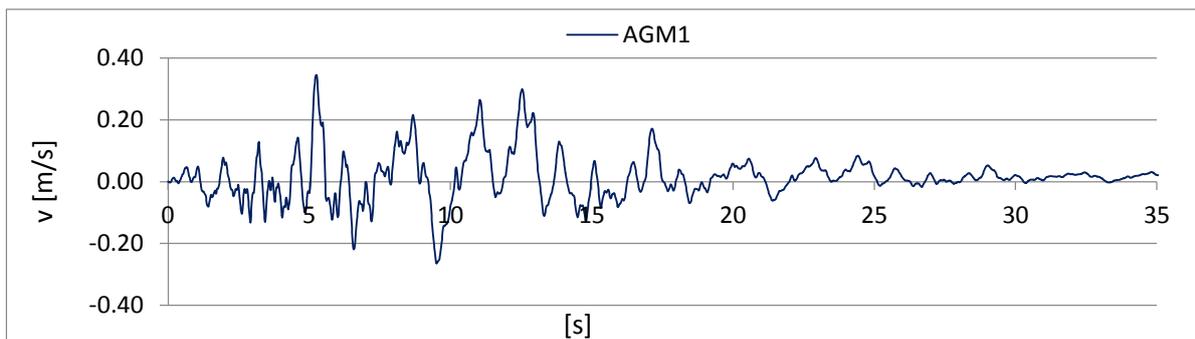


Figure A 3: velocity – time history of artificial ground motion - AGM1

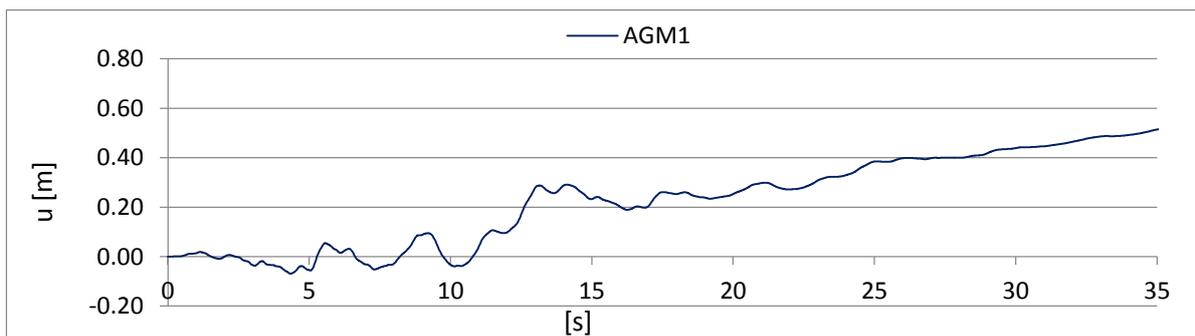


Figure A 4: displacement – time history of artificial ground motion - AGM1

A1.1.2. Artificial Ground Motion - AGM2

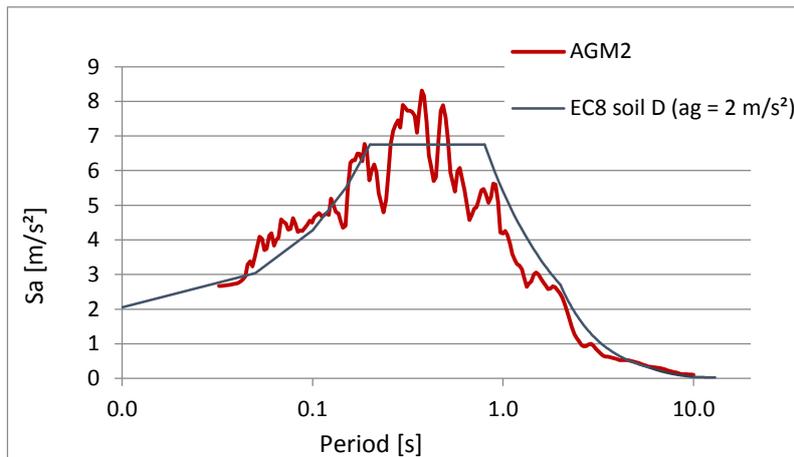


Figure A 5: response spectrum of artificial ground motion - AGM2

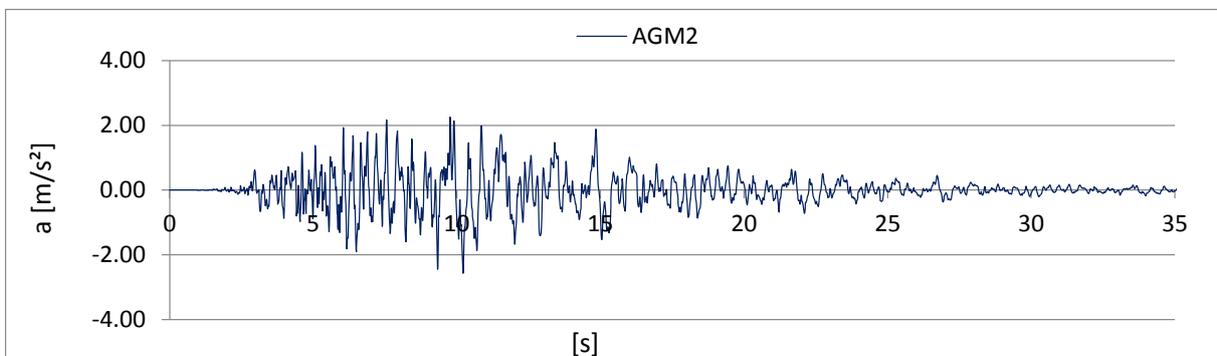


Figure A 6: acceleration – time history of artificial ground motion - AGM2

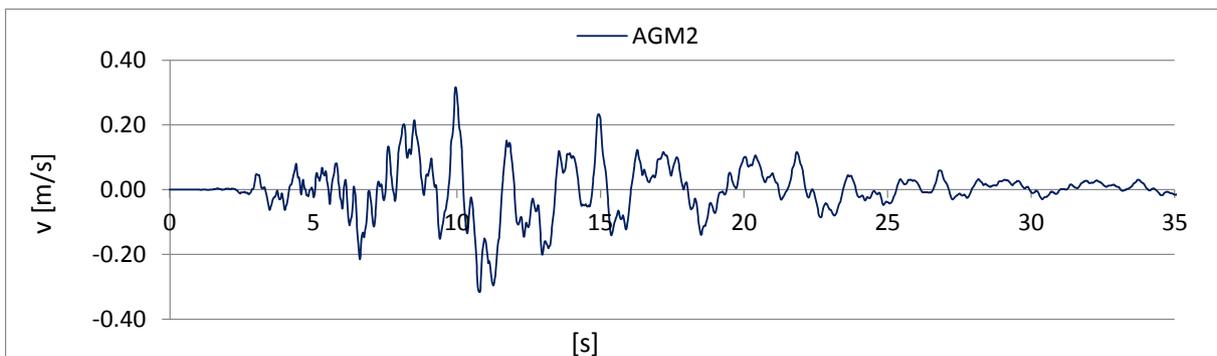


Figure A 7: velocity – time history of artificial ground motion - AGM2

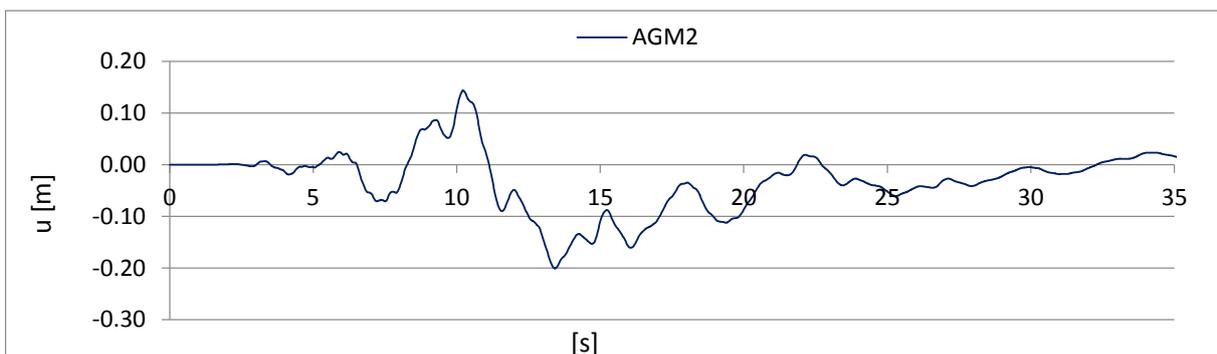


Figure A 8: displacement – time history of artificial ground motion - AGM2

A1.1.3. Artificial Ground Motion - AGM3

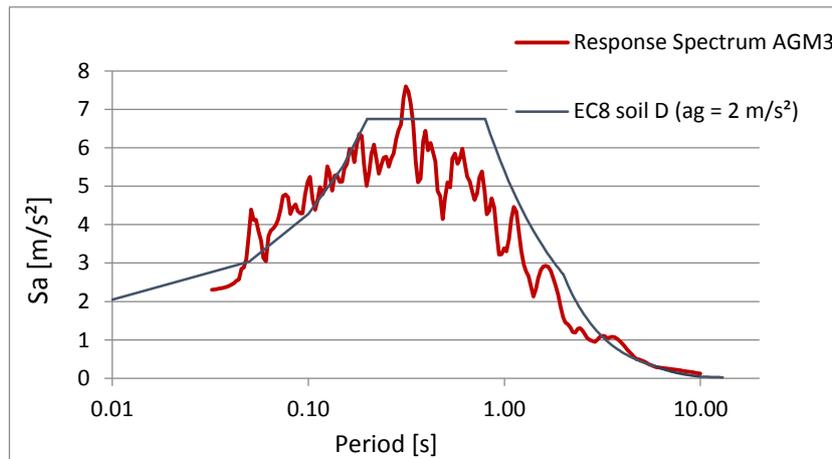


Figure A 9: response spectrum of artificial ground motion - AGM3

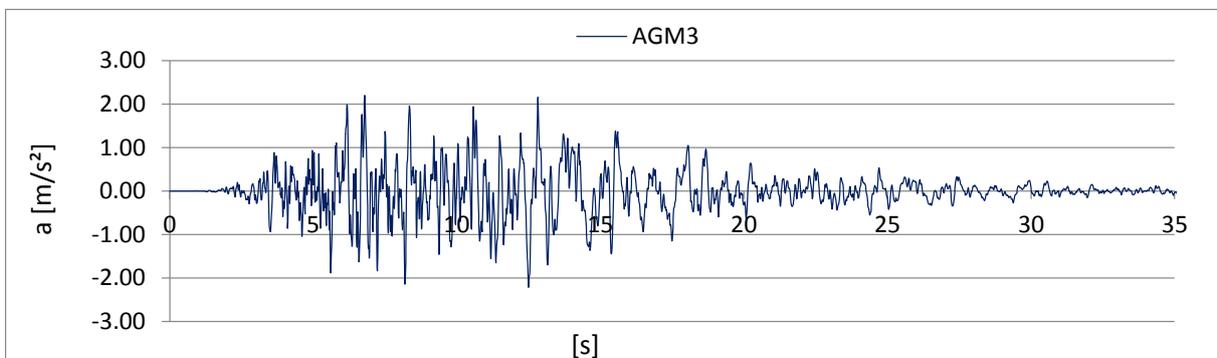


Figure A 10: acceleration – time history of artificial ground motion - AGM3

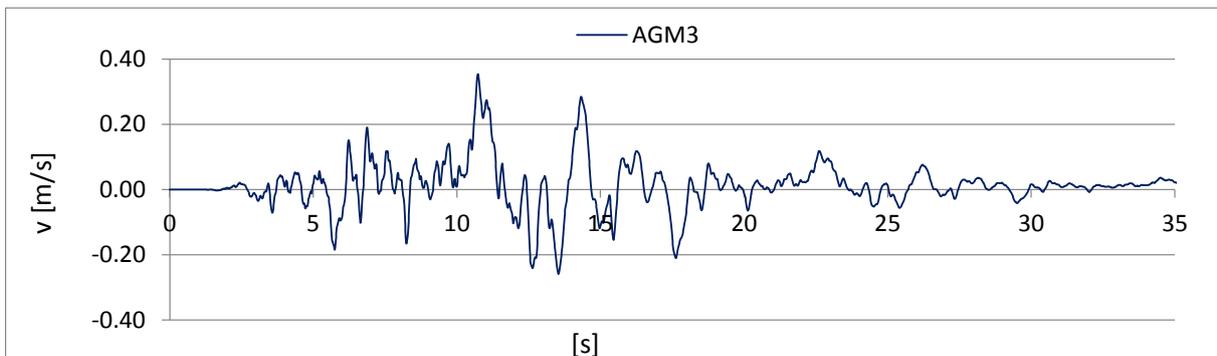


Figure A 11: velocity – time history of artificial ground motion - AGM3



Figure A 12: displacement – time history of artificial ground motion - AGM3

A1.1.4. Artificial Ground Motion – AGM4

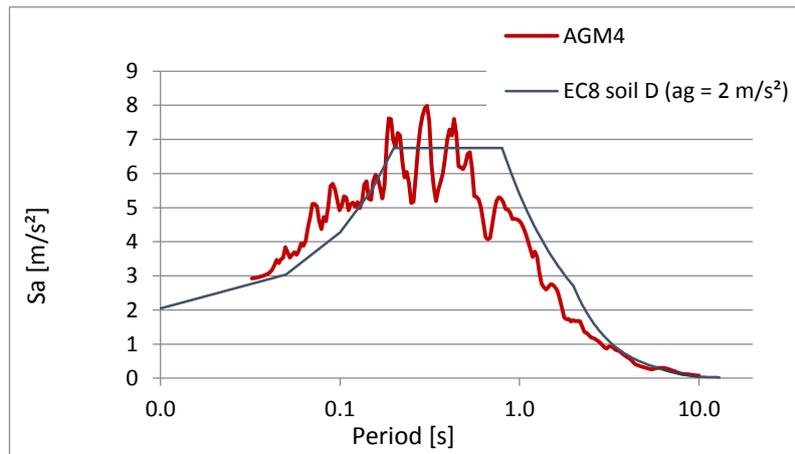


Figure A 13: response spectrum of artificial ground motion – AGM4

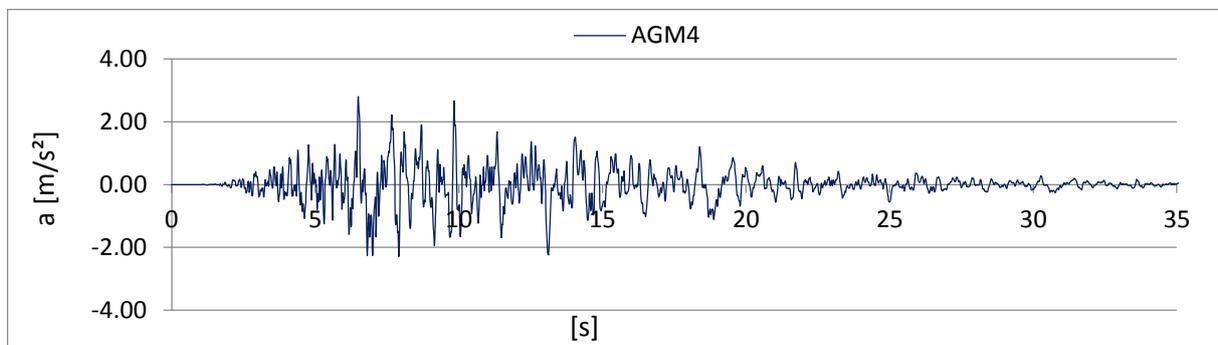


Figure A 14: acceleration – time history of artificial ground motion – AGM4

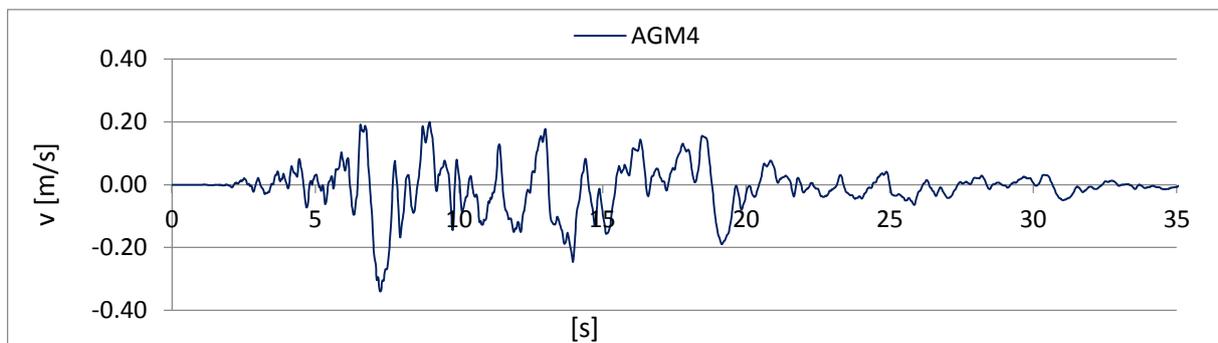


Figure A 15: velocity – time history of artificial ground motion – AGM4

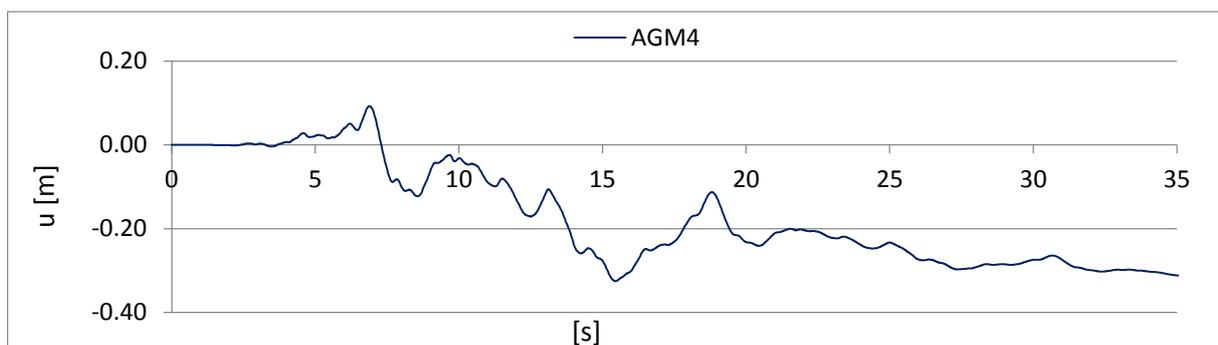


Figure A 16: displacement – time history of artificial ground motion - AGM4

A1.1.5. Artificial Ground Motion – AGM5

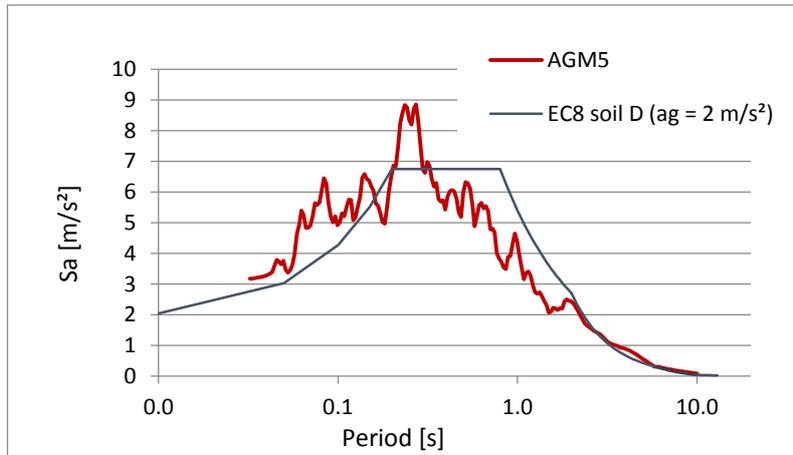


Figure A 17: response spectrum of artificial ground motion – AGM5

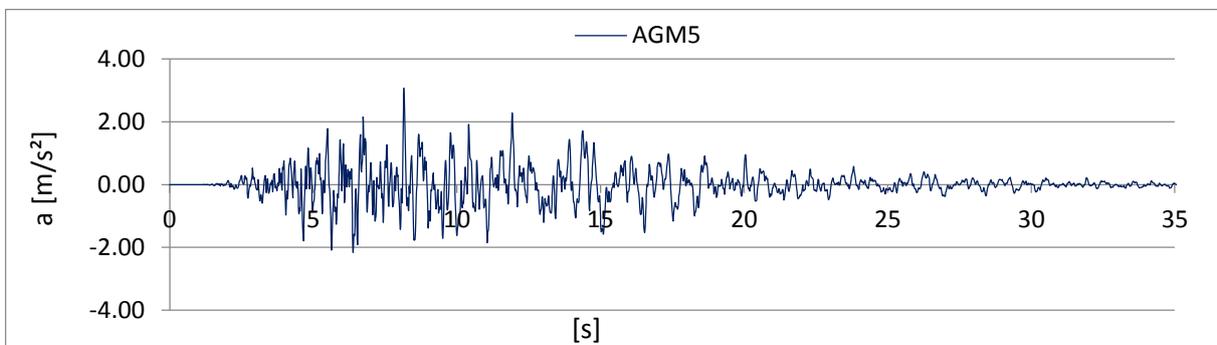


Figure A 18: acceleration – time history of artificial ground motion – AGM5

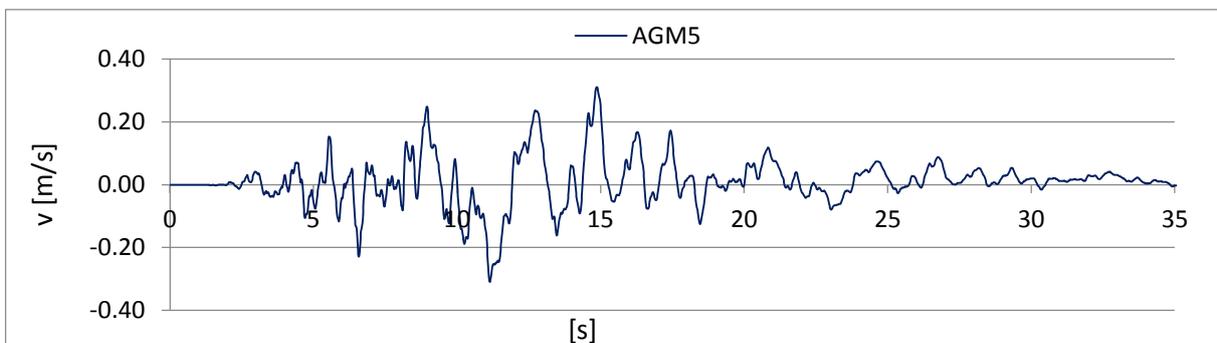


Figure A 19: velocity – time history of artificial ground motion – AGM5

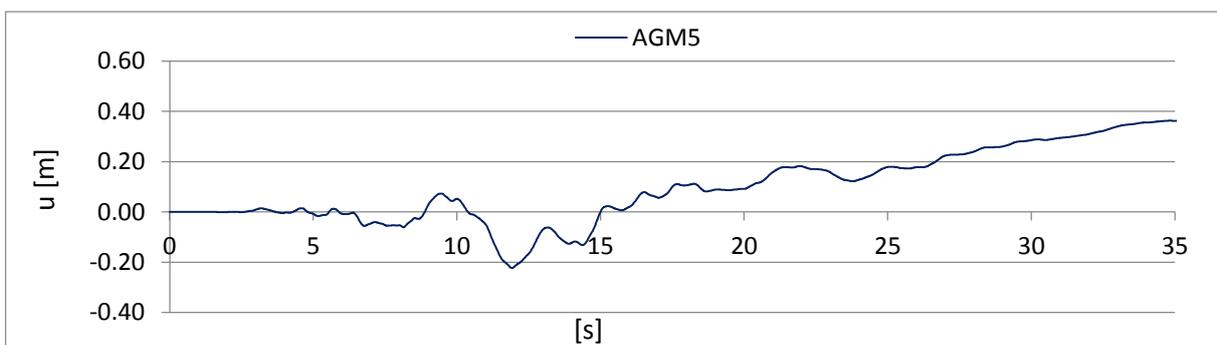


Figure A 20: displacement – time history of artificial ground motion - AGM5

A1.1.6. Artificial Ground Motion – AGM6

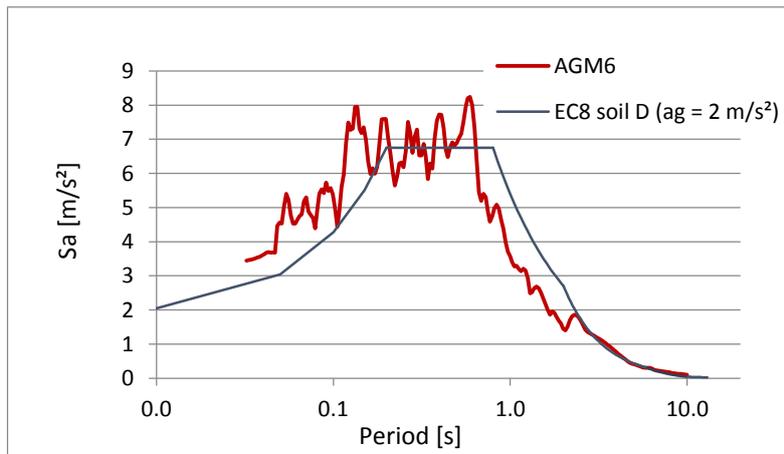


Figure A 21: response spectrum of artificial ground motion – AGM6

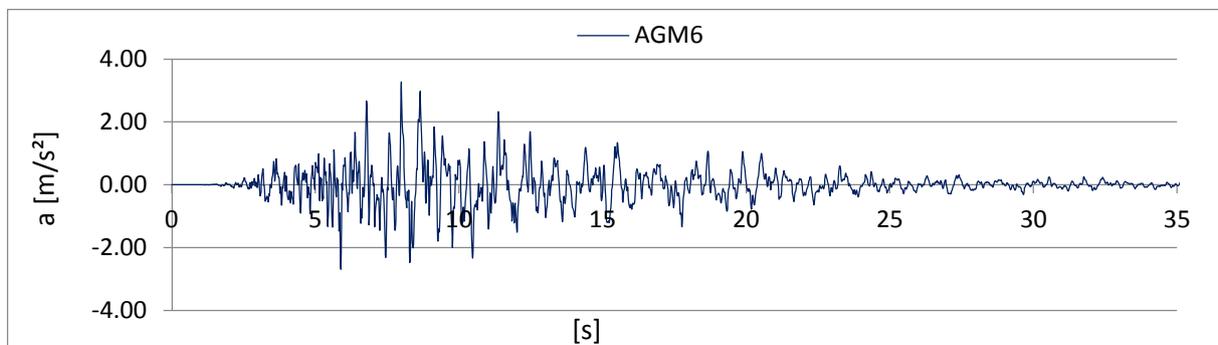


Figure A 22: acceleration – time history of artificial ground motion – AGM6

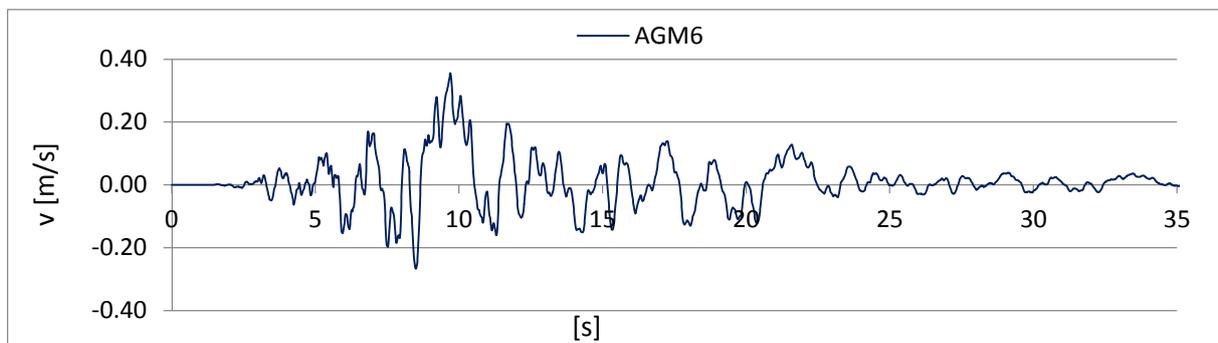


Figure A 23: velocity – time history of artificial ground motion – AGM6

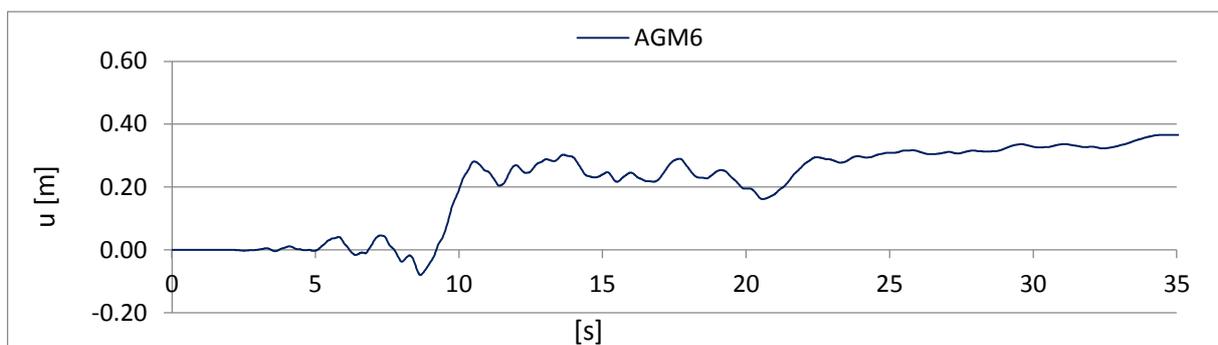


Figure A 24: displacement – time history of artificial ground motion – AGM6

A1.1.7. Artificial Ground Motion – AGM7

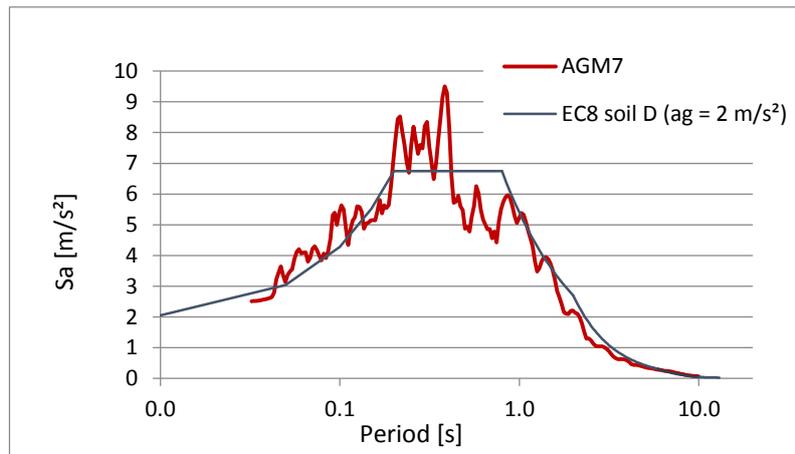


Figure A 25: response spectrum of artificial ground motion – AGM7

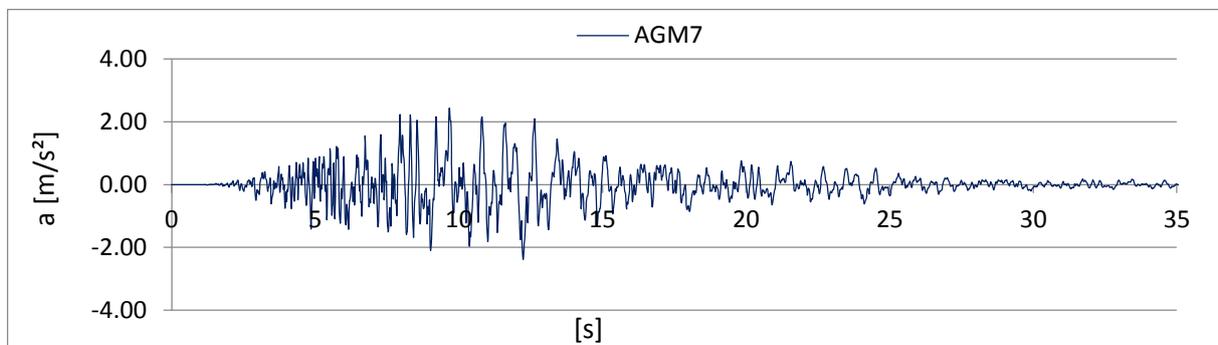


Figure A 26: acceleration – time history of artificial ground motion – AGM7

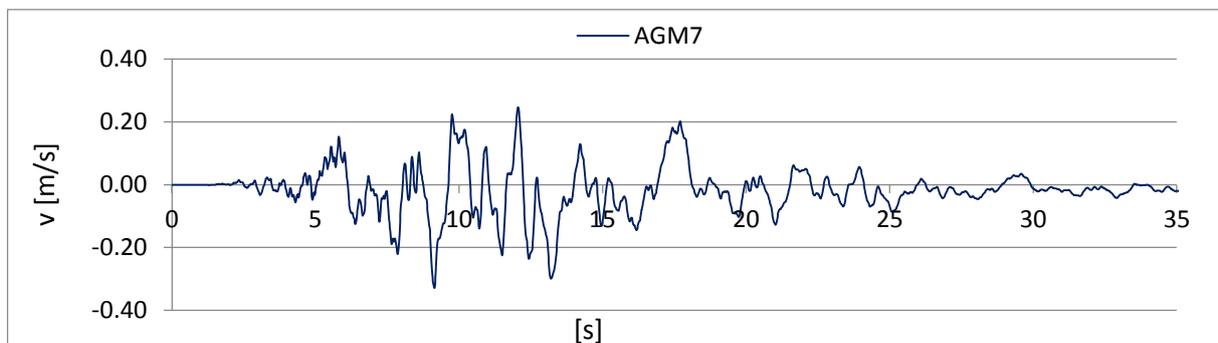


Figure A 27: velocity – time history of artificial ground motion – AGM7

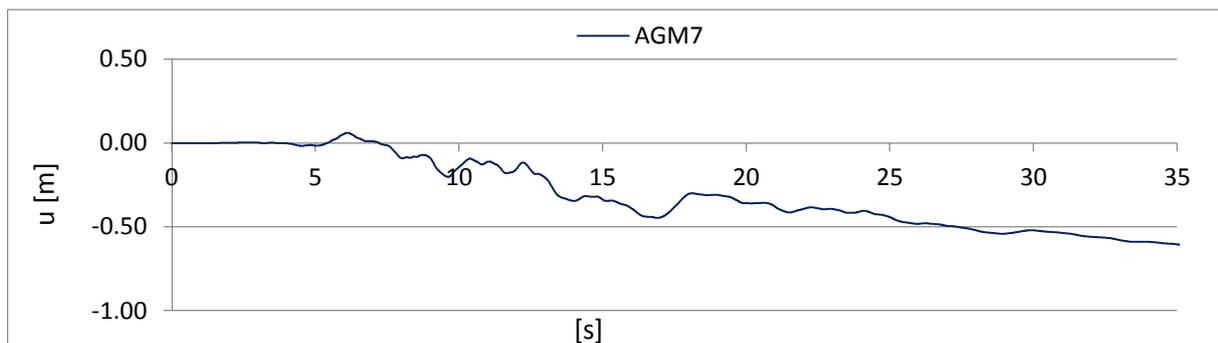


Figure A 28: displacement – time history of artificial ground motion – AGM7

A1.1.8. Artificial Ground Motion – AGM8

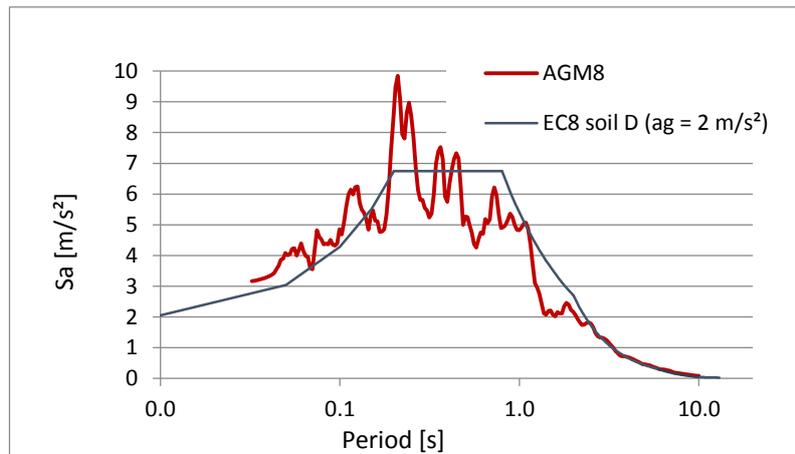


Figure A 29: response spectrum of artificial ground motion – AGM8

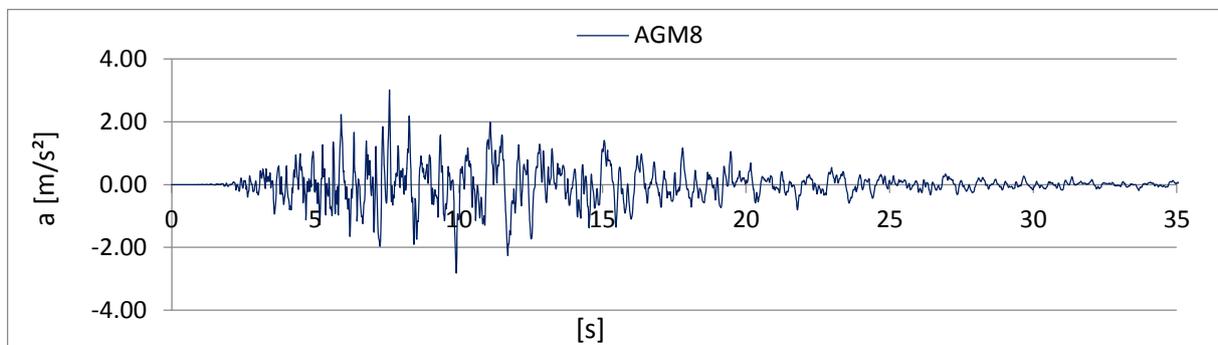


Figure A 30: acceleration – time history of artificial ground motion – AGM8

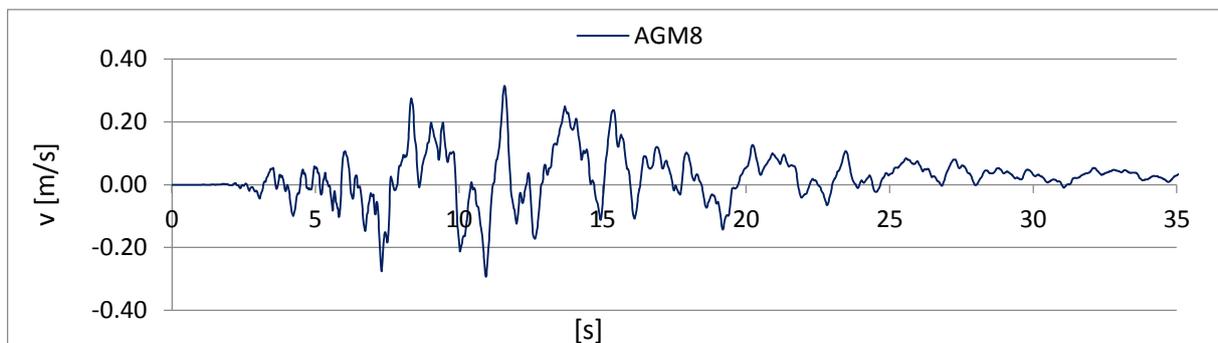


Figure A 31: velocity – time history of artificial ground motion – AGM8

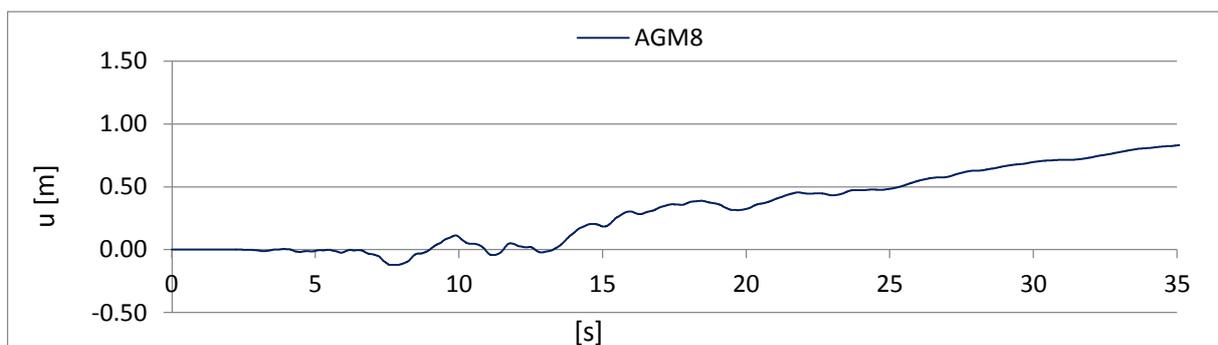


Figure A 32: displacement – time history of artificial ground motion – AGM8

A1.1.9. Artificial Ground Motion – AGM9

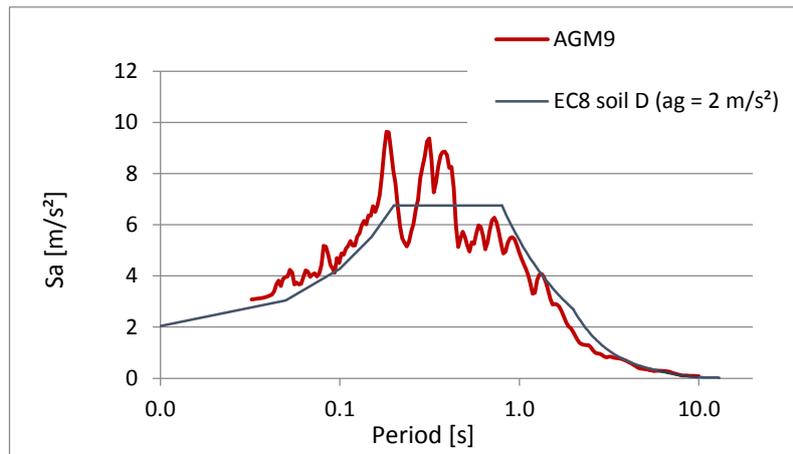


Figure A 33: response spectrum of artificial ground motion – AGM9

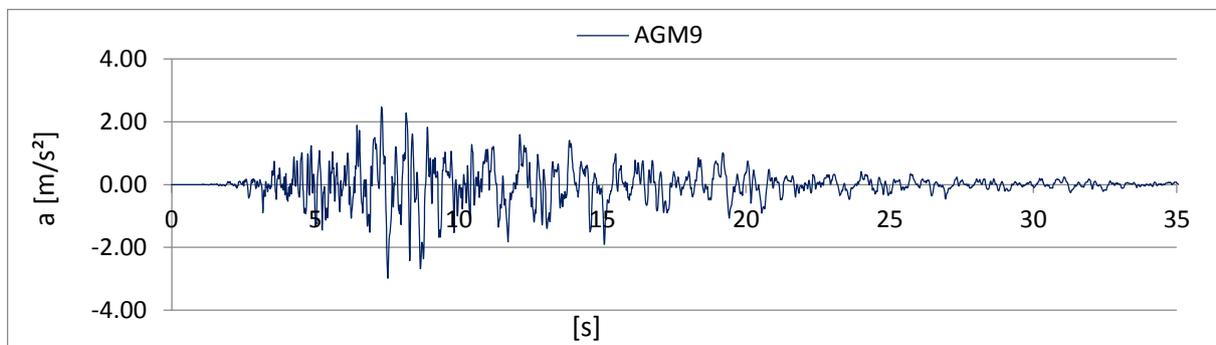


Figure A 34: acceleration – time history of artificial ground motion – AGM9

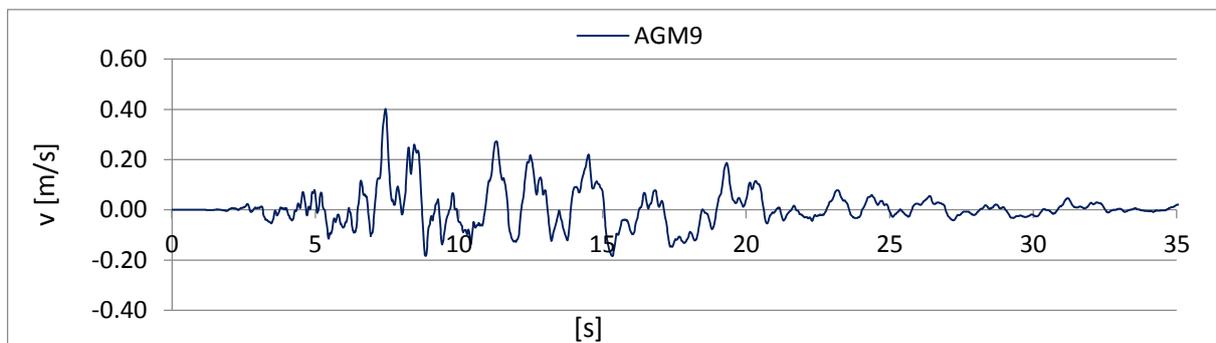


Figure A 35: velocity – time history of artificial ground motion – AGM9

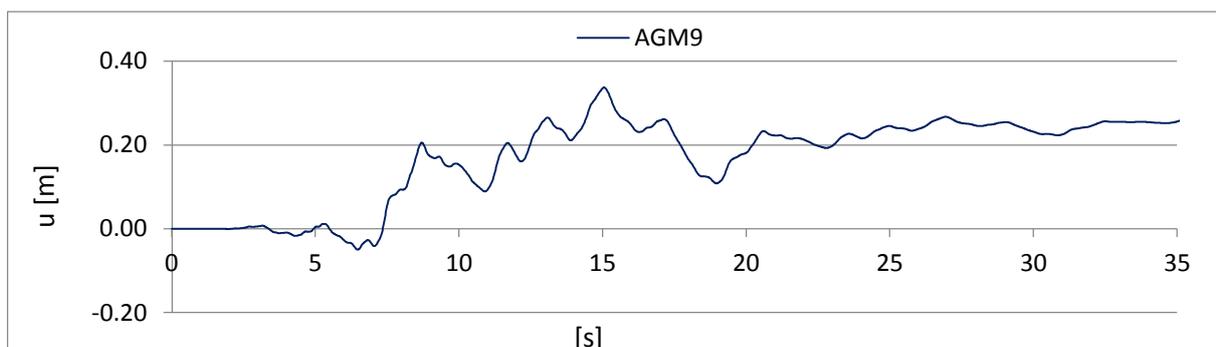


Figure A 36: displacement – time history of artificial ground motion – AGM9

A1.1.10. Artificial Ground Motion – AGM10

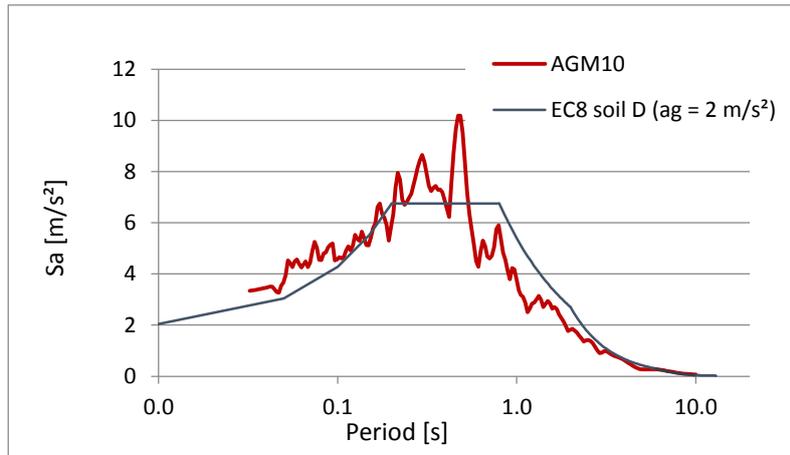


Figure A 37: response spectrum of artificial ground motion – AGM10

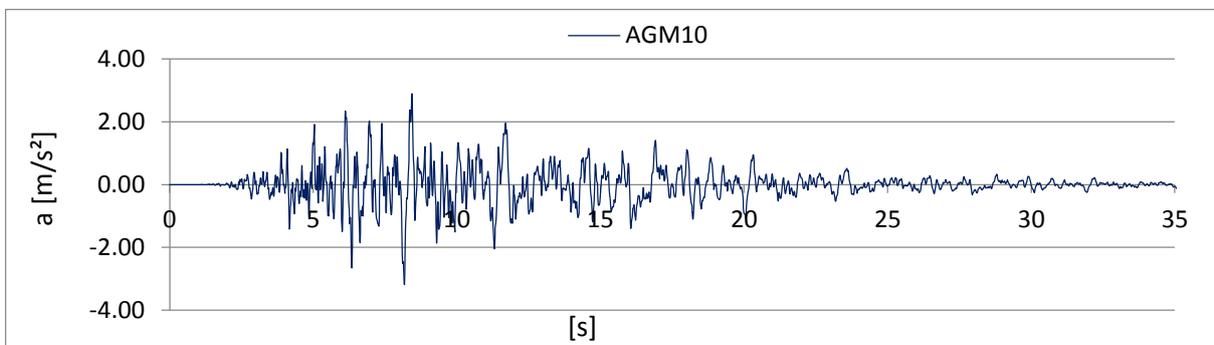


Figure A 38: acceleration – time history of artificial ground motion – AGM10

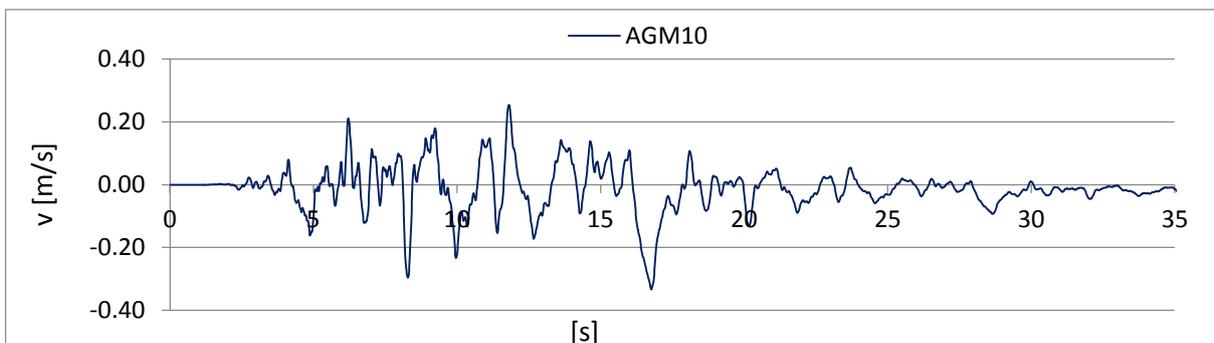


Figure A 39: velocity – time history of artificial ground motion – AGM10

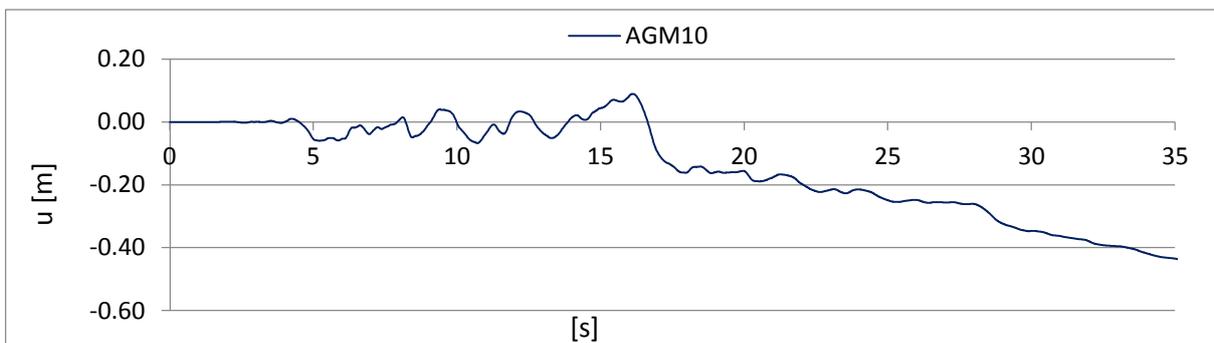


Figure A 40: displacement – time history of artificial ground motion – AGM10

A1.2. Real Ground motions

A1.2.1. Real Ground Motion - RGM1

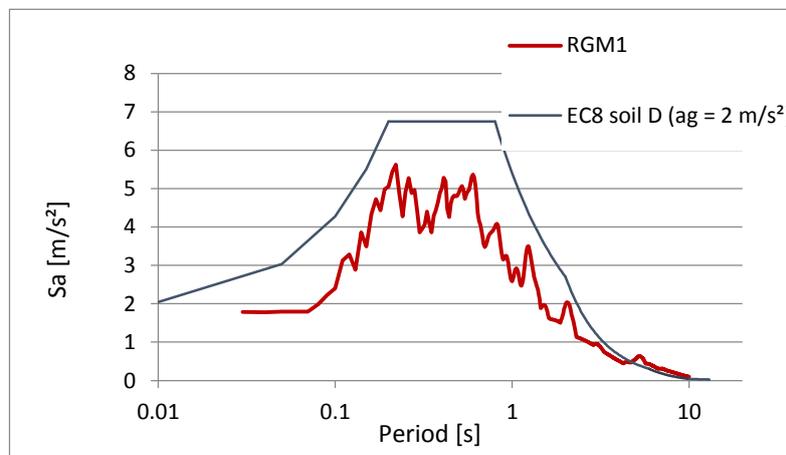


Figure A 41: response spectrum of artificial ground motion - RGM1

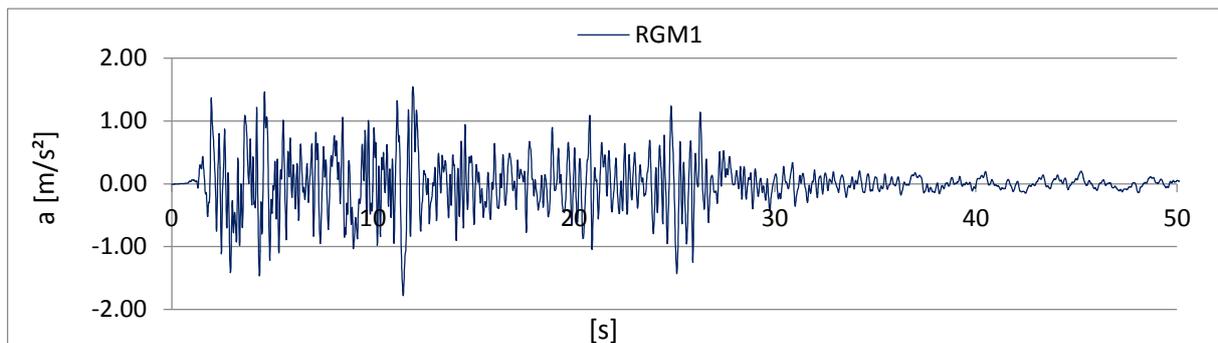


Figure A 42: acceleration – time history of artificial ground motion - RGM1

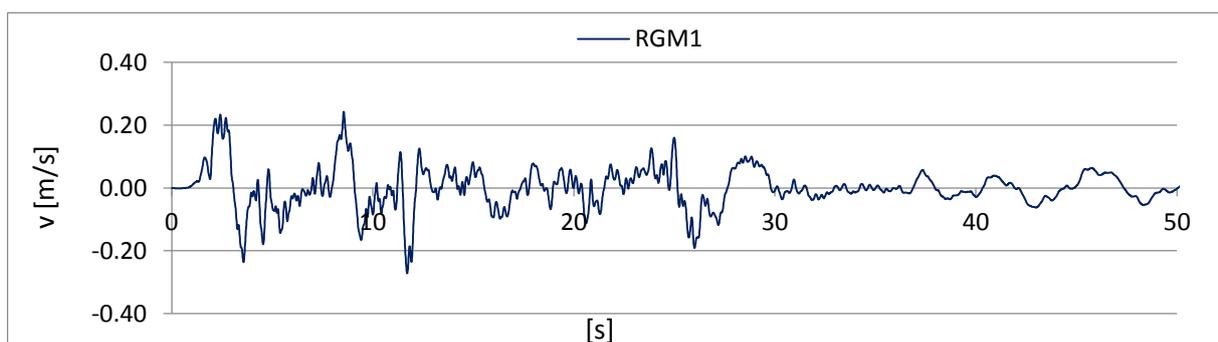


Figure A 43: velocity – time history of artificial ground motion - RGM1

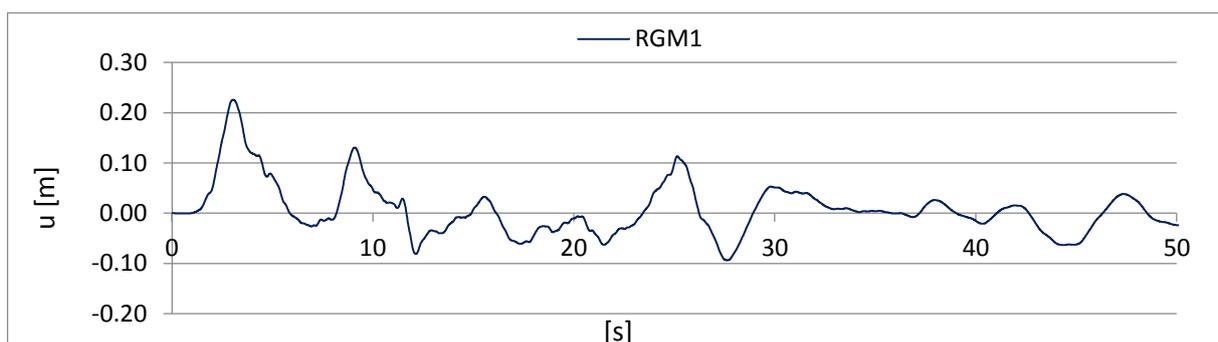


Figure A 44: displacement – time history of artificial ground motion - RGM1

A1.2.2. Real Ground Motion - RGM2

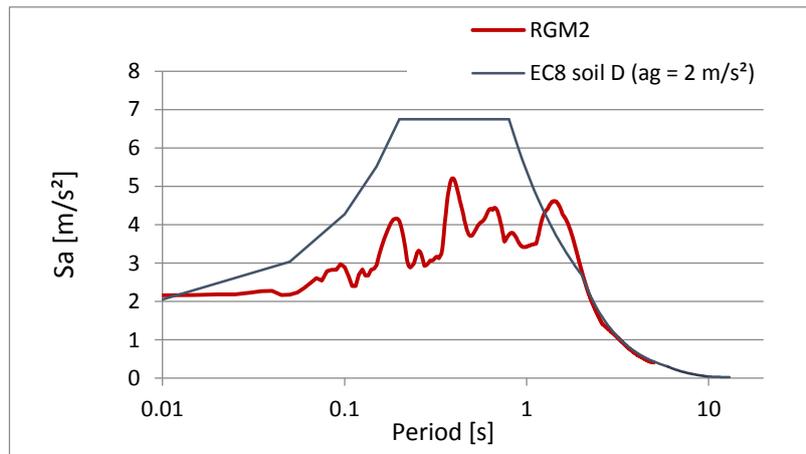


Figure A 45: response spectrum of artificial ground motion - RGM2

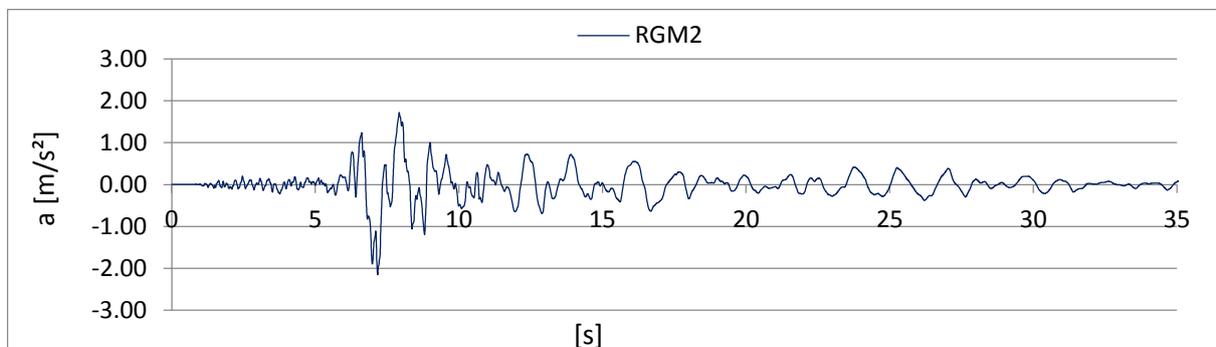


Figure A 46: acceleration – time history of artificial ground motion - RGM2

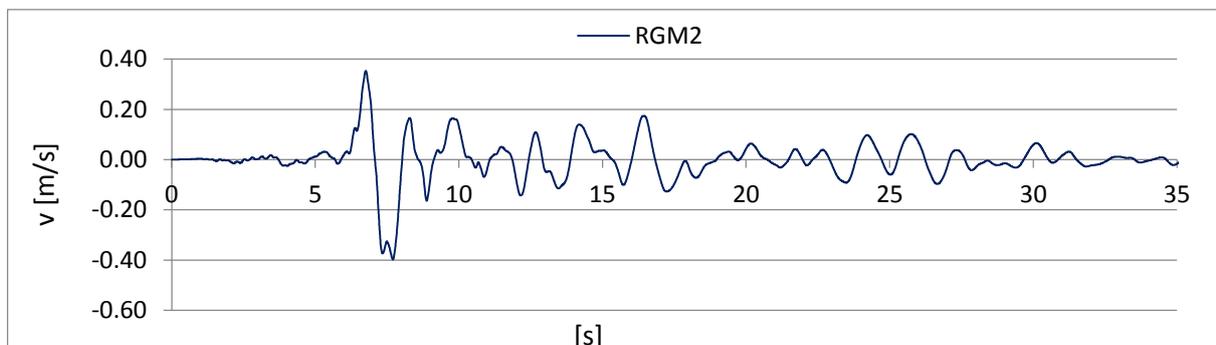


Figure A 47: velocity – time history of artificial ground motion - RGM2

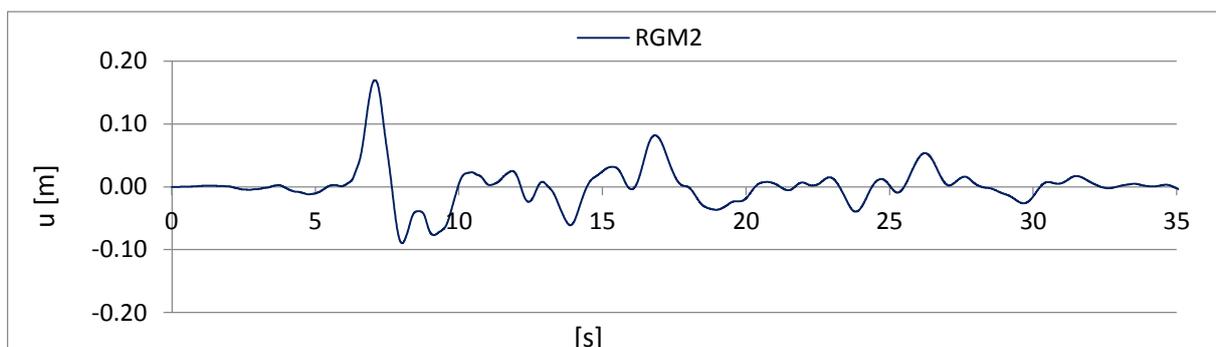


Figure A 48: displacement – time history of artificial ground motion - RGM2

A1.2.3. Real Ground Motion - RGM3

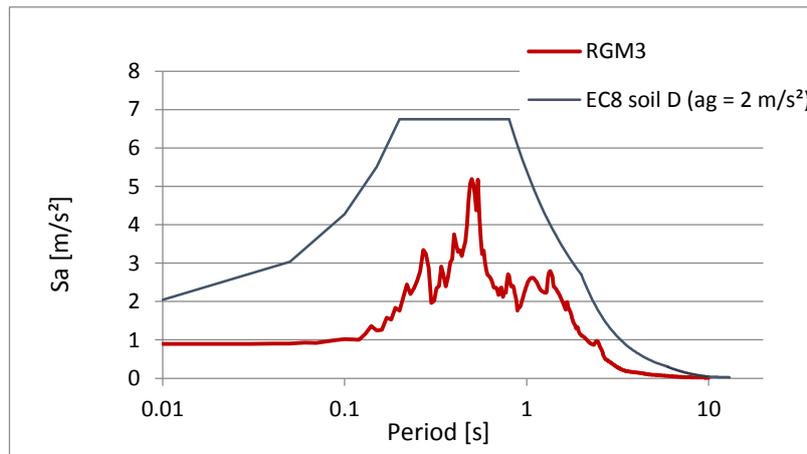


Figure A 49: response spectrum of artificial ground motion - RGM3

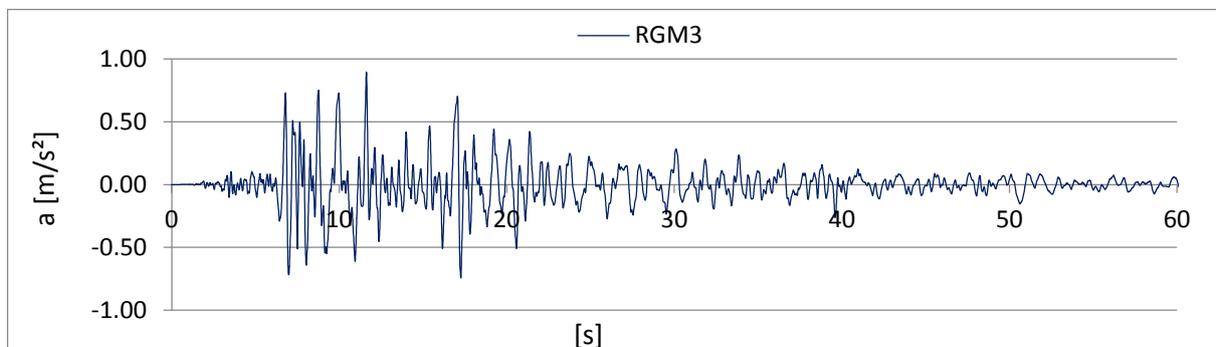


Figure A 50: acceleration – time history of artificial ground motion - RGM3

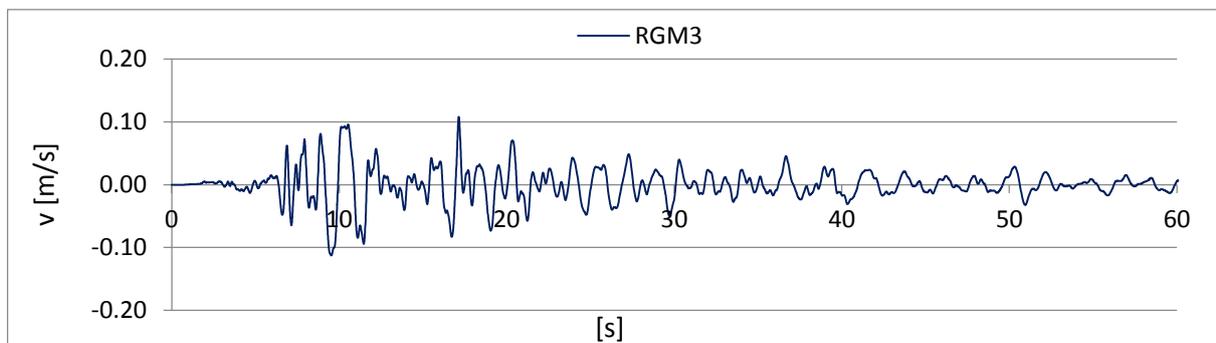


Figure A 51: velocity – time history of artificial ground motion - RGM3

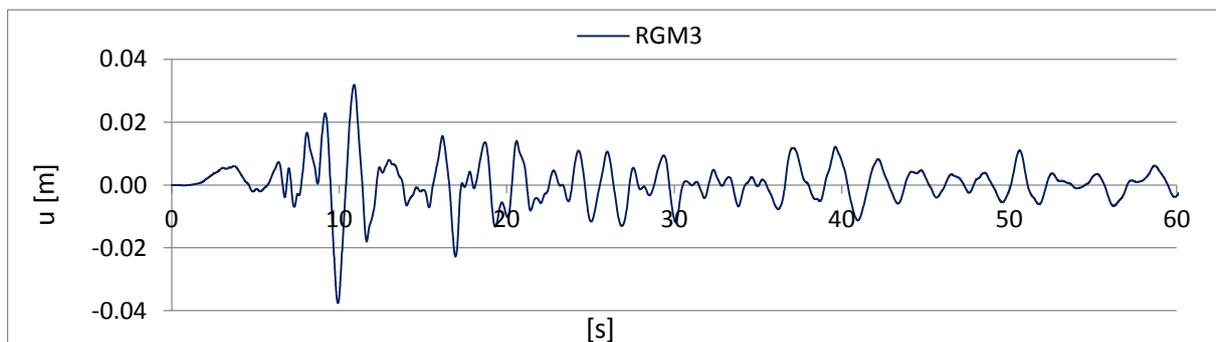


Figure A 52: displacement – time history of artificial ground motion - RGM3

A1.2.4. Real Ground Motion – RGM4

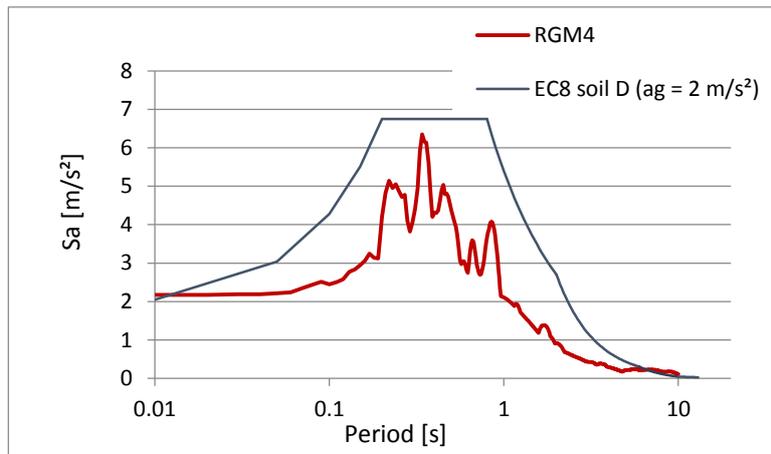


Figure A 53: response spectrum of artificial ground motion – RGM4

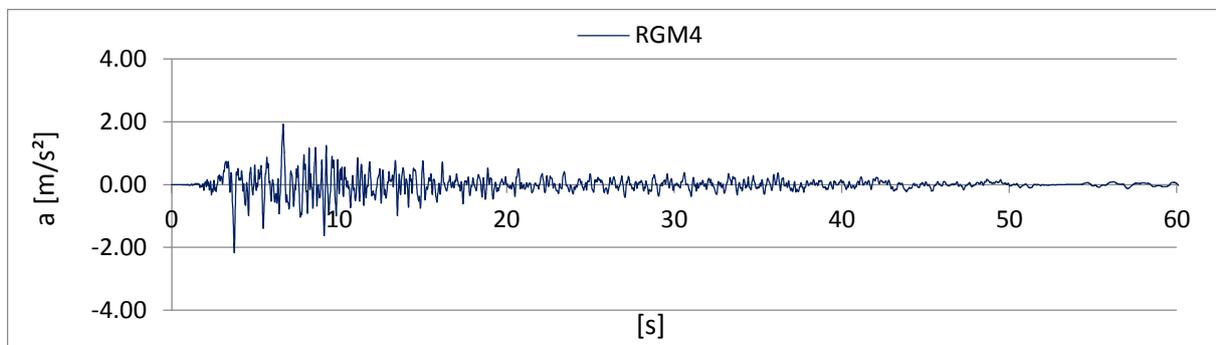


Figure A 54: acceleration – time history of artificial ground motion – RGM4

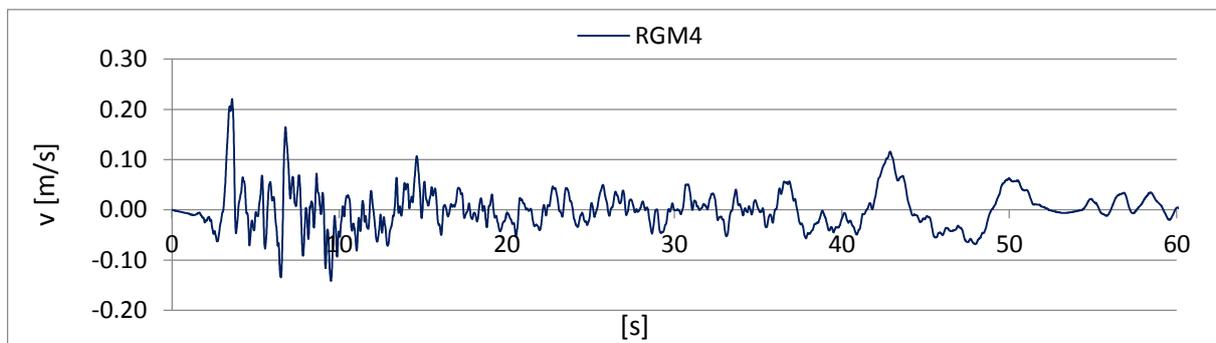


Figure A 55: velocity – time history of artificial ground motion – RGM4

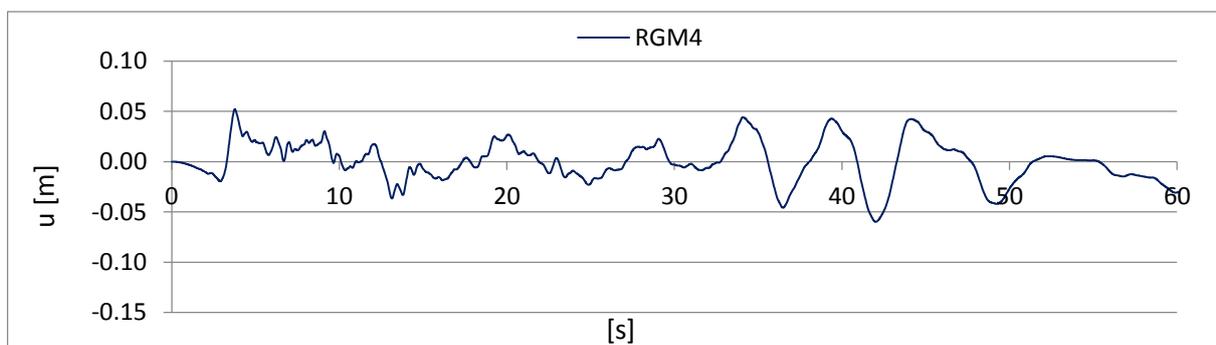


Figure A 56: displacement – time history of artificial ground motion - RGM4

A1.2.5. Real Ground Motion – RGM5

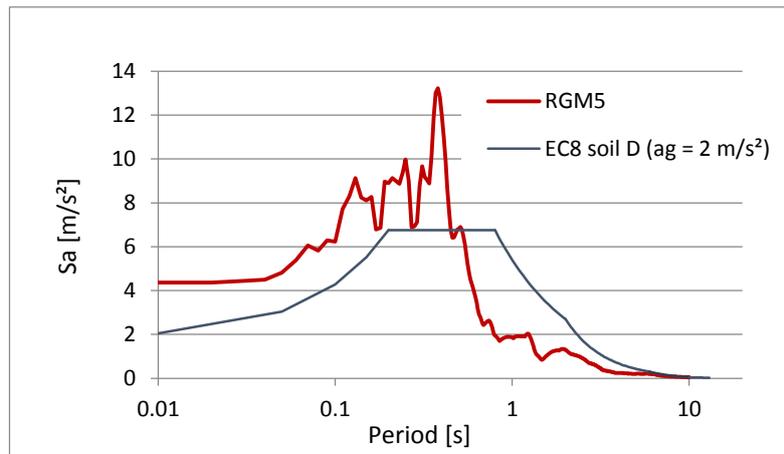


Figure A 57: response spectrum of artificial ground motion – RGM5

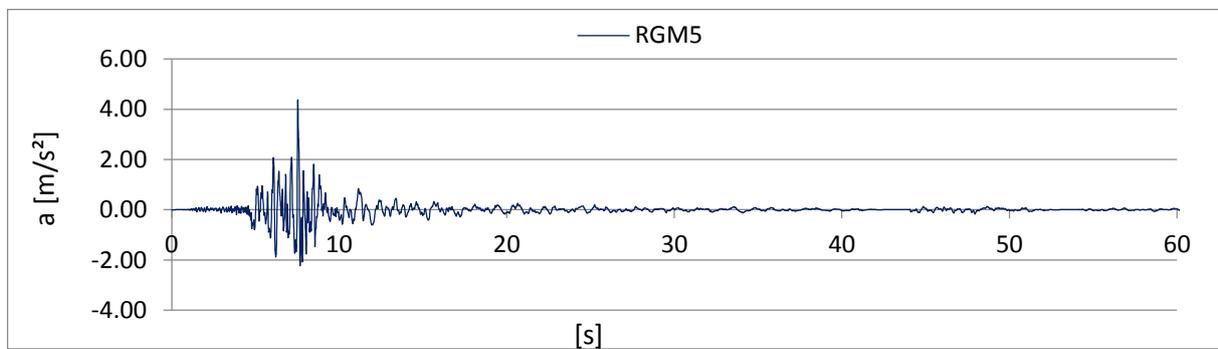


Figure A 58: acceleration – time history of artificial ground motion – RGM5

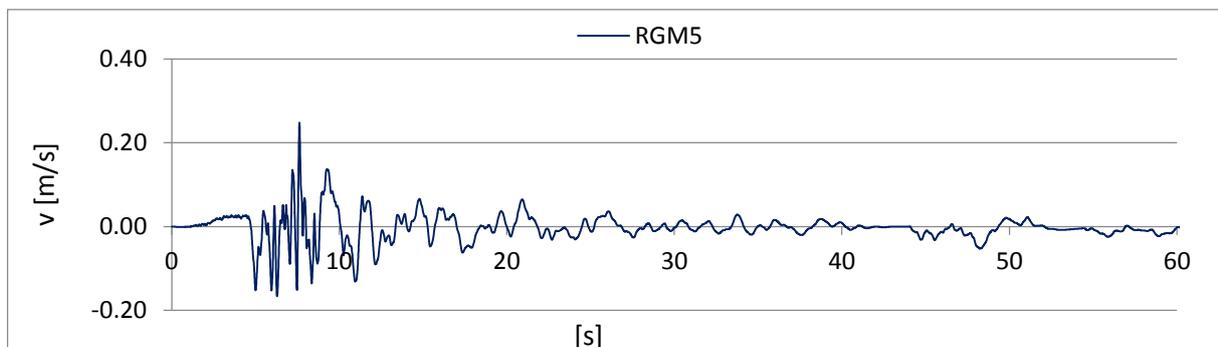


Figure A 59: velocity – time history of artificial ground motion – RGM5

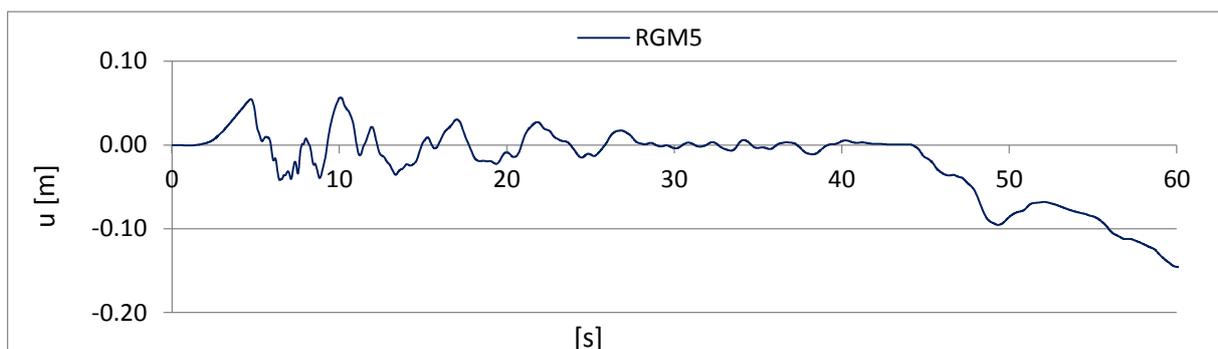


Figure A 60: displacement – time history of artificial ground motion - RGM5

A1.2.6. Real Ground Motion – RGM6

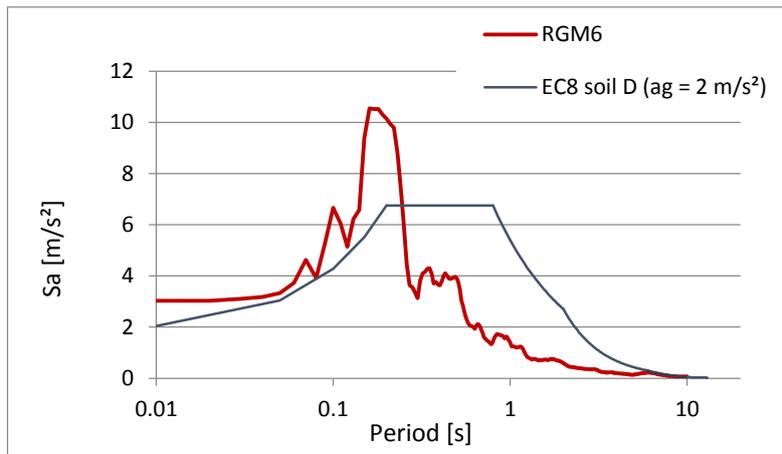


Figure A 61: response spectrum of artificial ground motion – RGM6

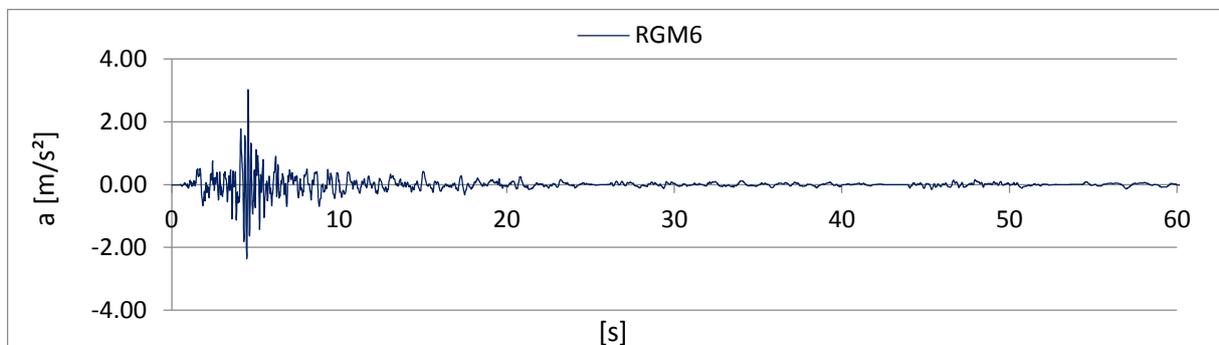


Figure A 62: acceleration – time history of artificial ground motion – RGM6

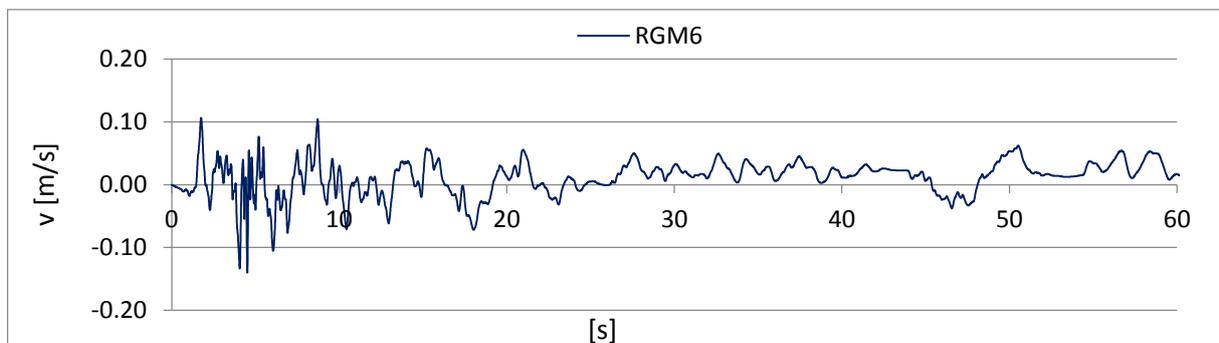


Figure A 63: velocity – time history of artificial ground motion – RGM6

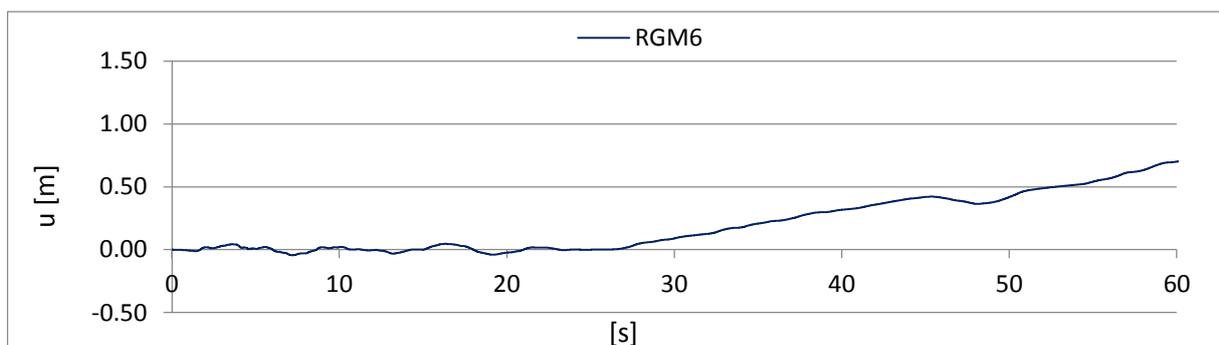


Figure A 64: displacement – time history of artificial ground motion – RGM6

A1.2.7. Real Ground Motion – RGM7

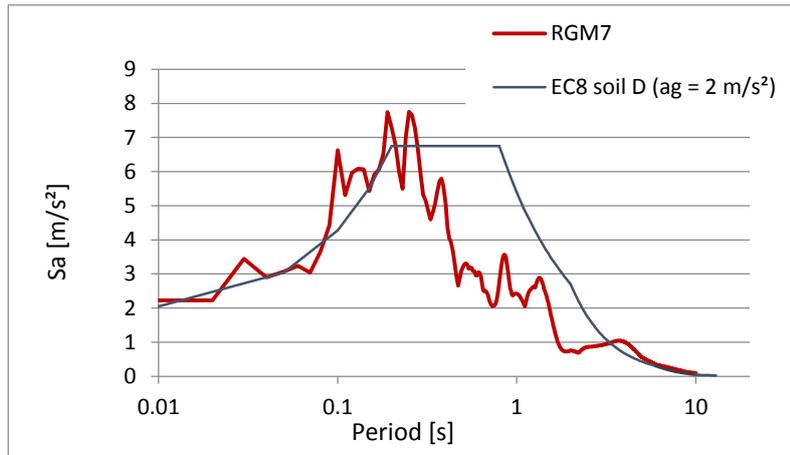


Figure A 65: response spectrum of artificial ground motion – RGM7

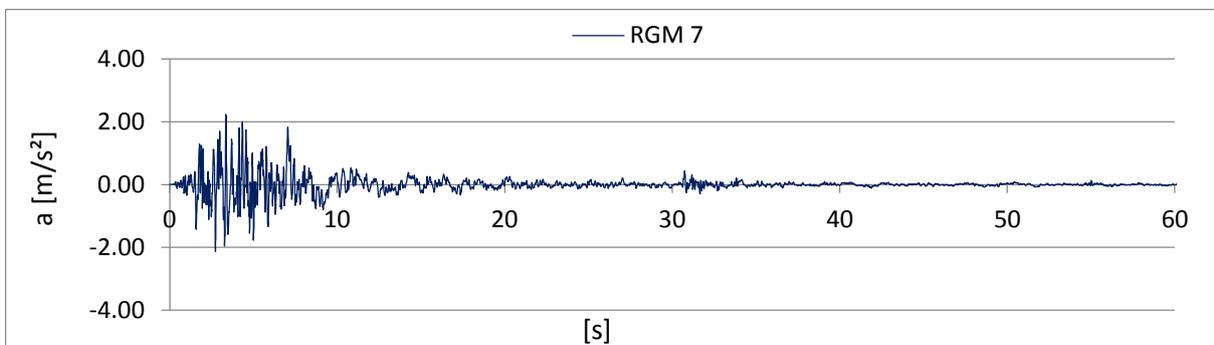


Figure A 66: acceleration – time history of artificial ground motion – RGM7

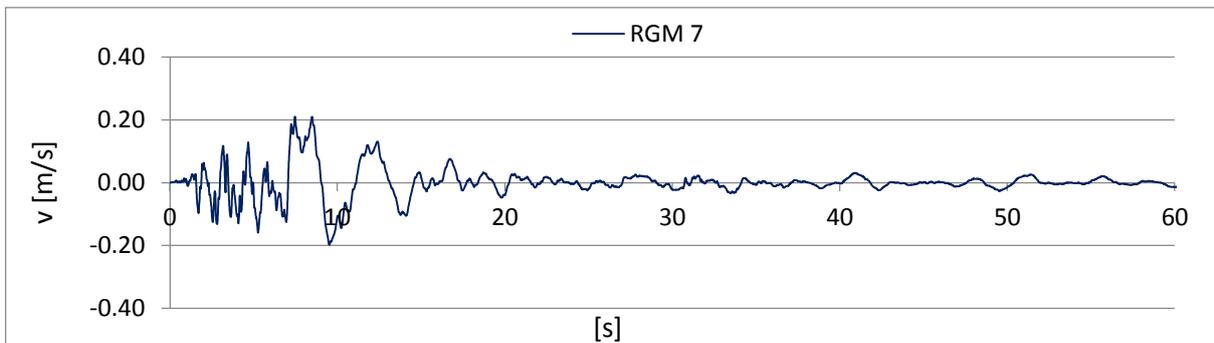


Figure A 67: velocity – time history of artificial ground motion – RGM7

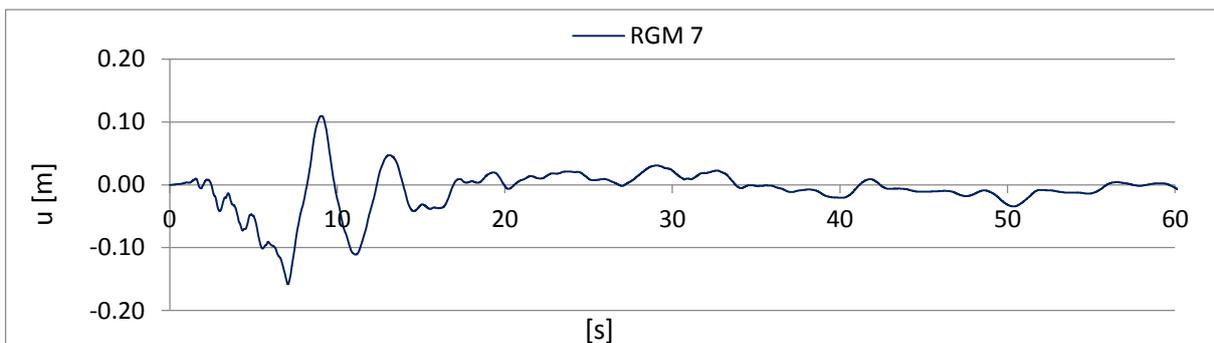


Figure A 68: displacement – time history of artificial ground motion – RGM7

A1.2.8. Real Ground Motion – RGM8

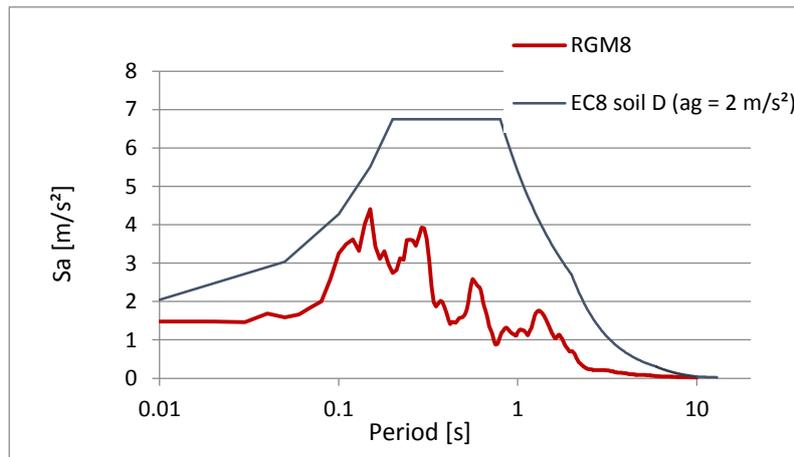


Figure A 69: response spectrum of artificial ground motion – RGM8

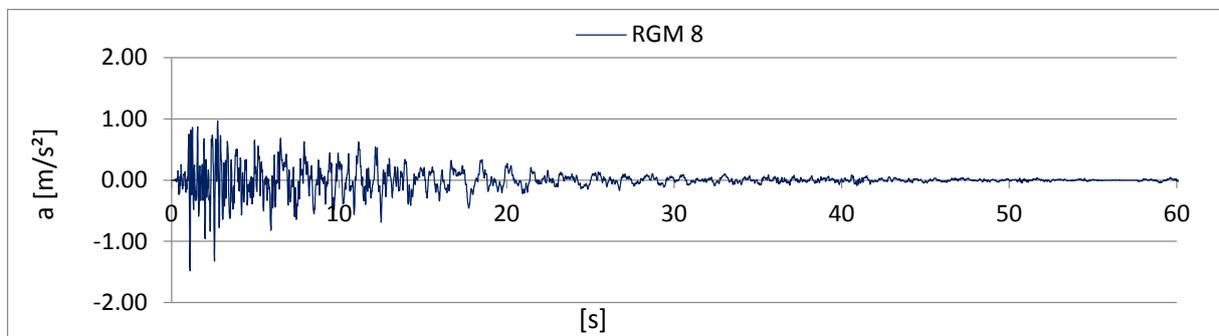


Figure A 70: acceleration – time history of artificial ground motion – RGM8

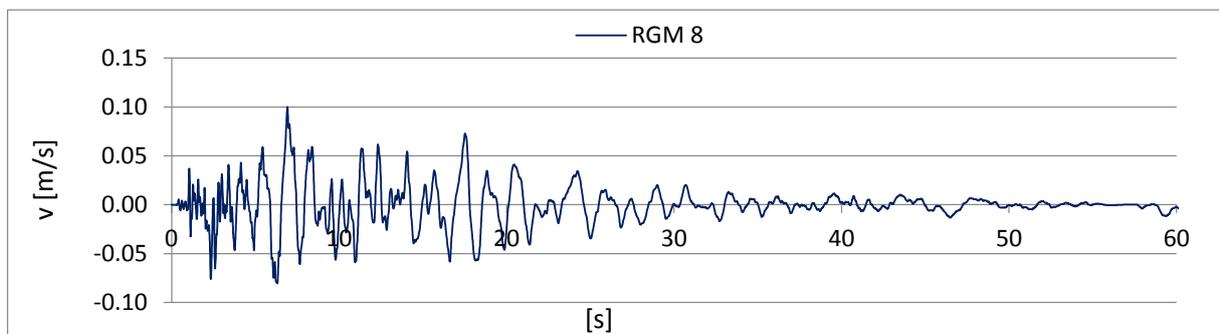


Figure A 71: velocity – time history of artificial ground motion – RGM8

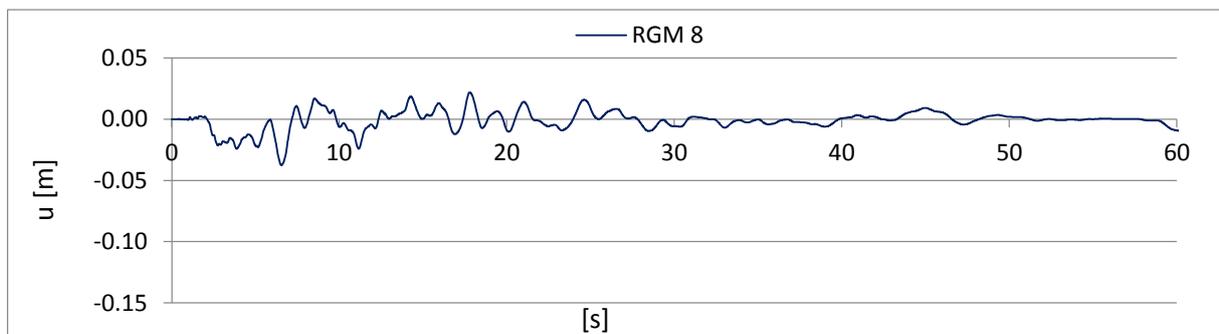


Figure A 72: displacement – time history of artificial ground motion – RGM8

A1.2.9. Real Ground Motion – RGM9

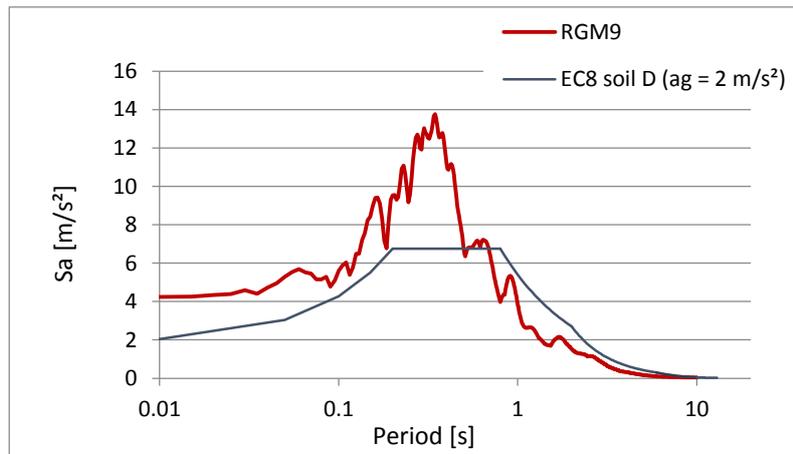


Figure A 73: response spectrum of artificial ground motion – RGM9

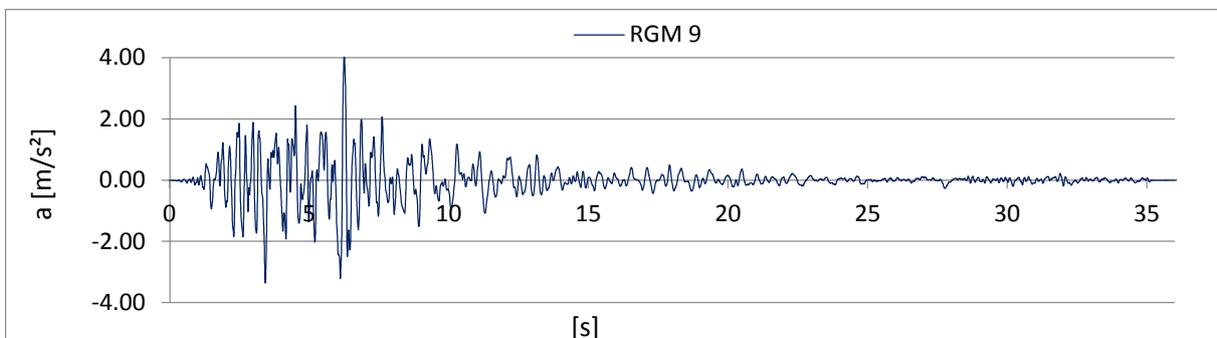


Figure A 74: acceleration – time history of artificial ground motion – RGM9

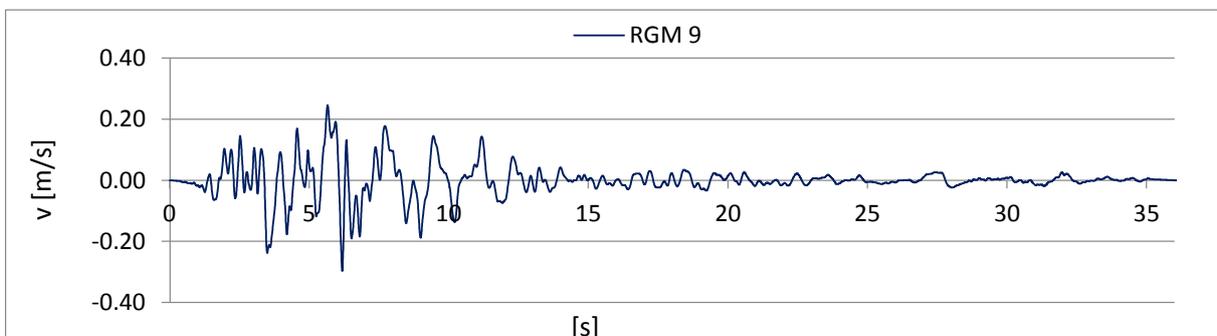


Figure A 75: velocity – time history of artificial ground motion – RGM9

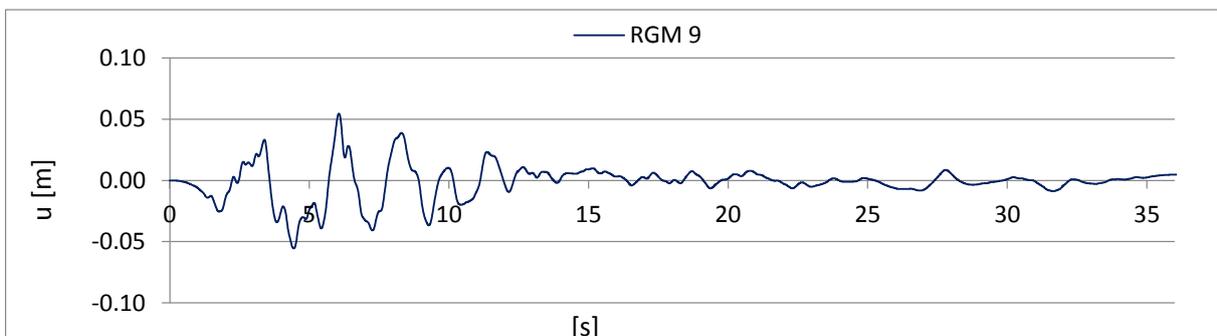


Figure A 76: displacement – time history of artificial ground motion – RGM9

A1.2.10. Real Ground Motion – AGM10

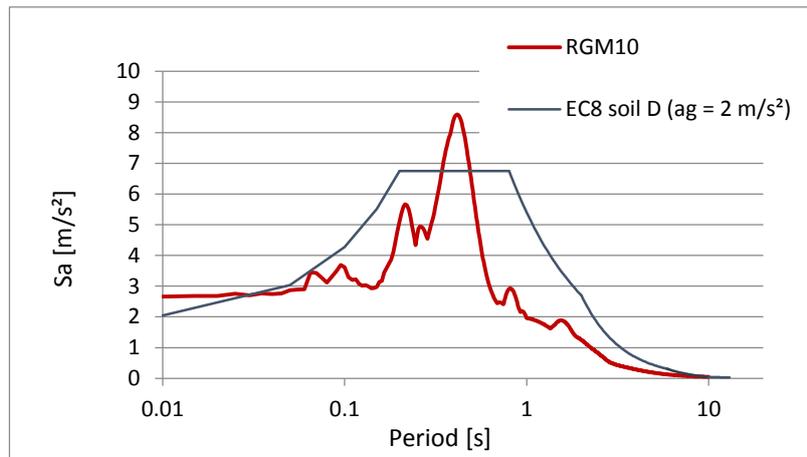


Figure A 77: response spectrum of artificial ground motion – RGM10

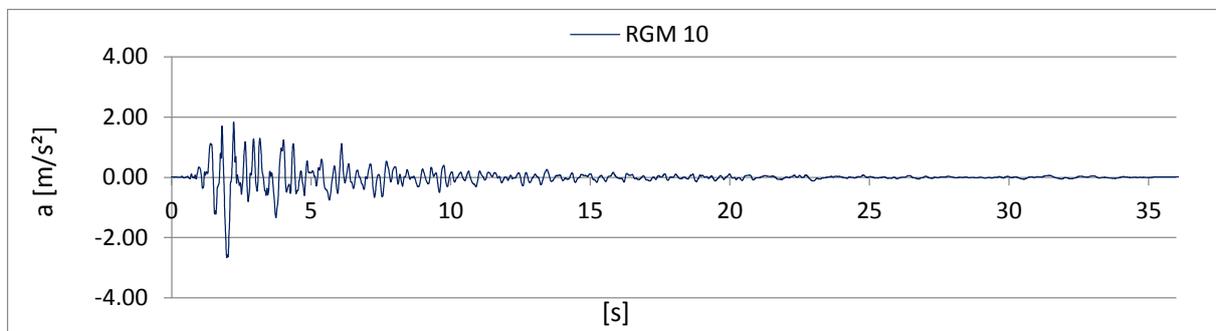


Figure A 78: acceleration – time history of artificial ground motion – RGM10

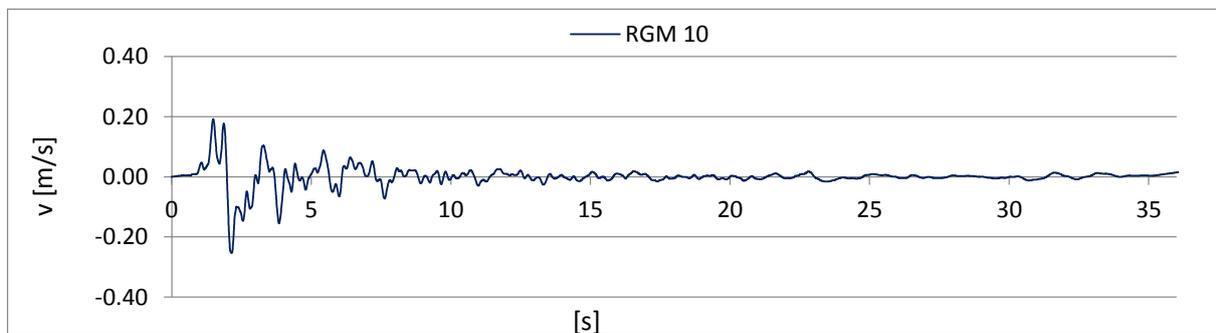


Figure A 79: velocity – time history of artificial ground motion – RGM10

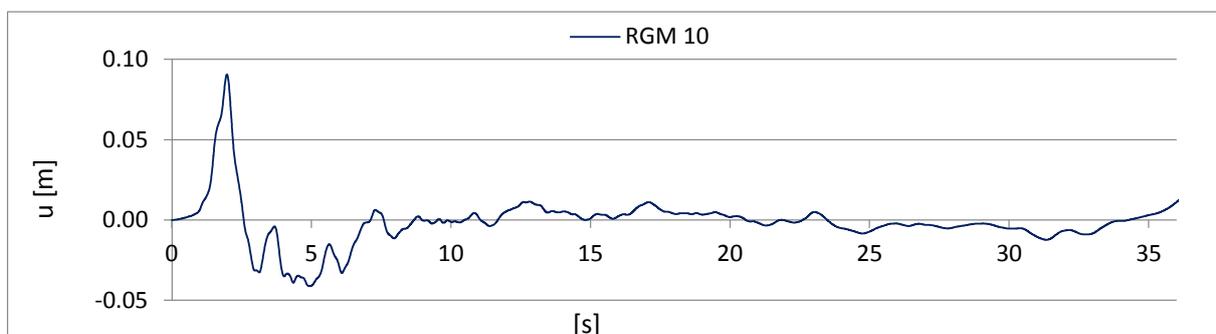


Figure A 80: displacement – time history of artificial ground motion – RGM10

A2. Results of the 3D Time History Calculations for Tank T1

A2.1. Tank T1 – Artificial Ground motions

A2.1.1. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Artificial Ground Motion AGM1

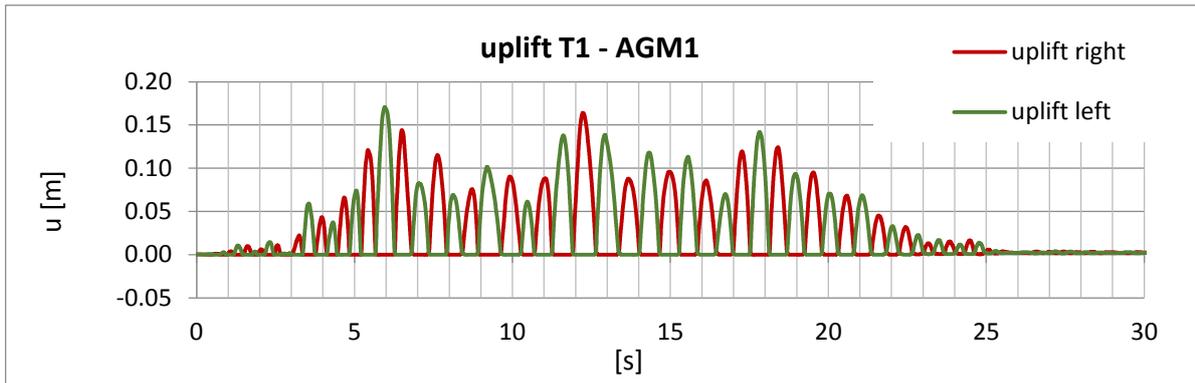


Figure A 81: time history of the uplift of T1 during the artificial ground motion – AGM1

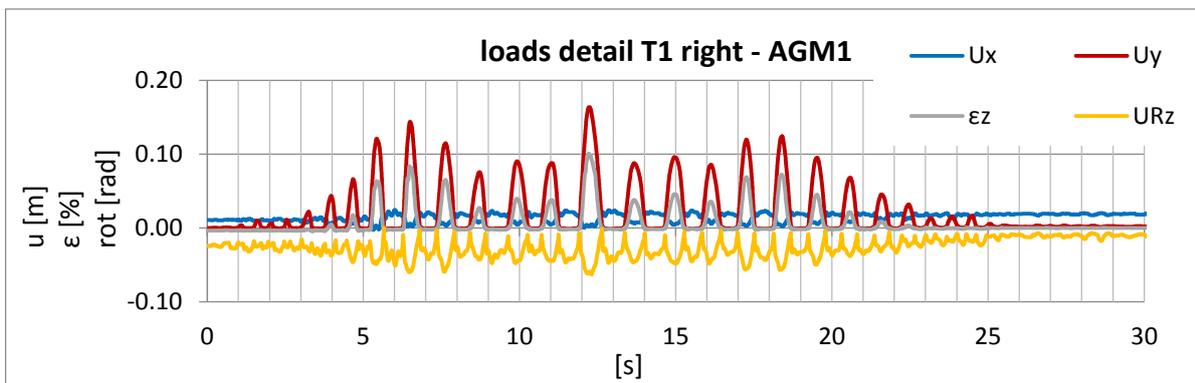


Figure A 82: displacement – time history of the base detail at the right side of T1 during the artificial ground motion – AGM1

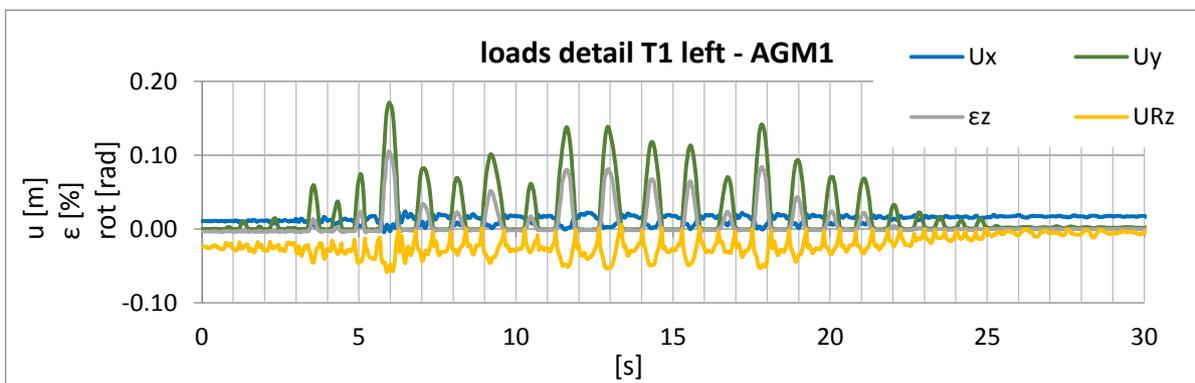


Figure A 83: displacement – time history of the base detail at the left side of T1 during the artificial ground motion – AGM1

A2.1.2. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Artificial Ground Motion AGM2

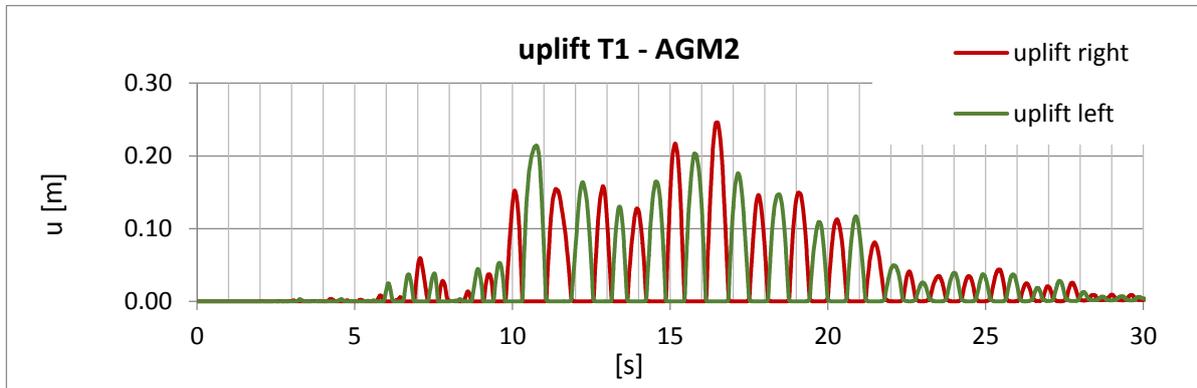


Figure A 84: time history of the uplift of T1 during the artificial ground motion – AGM2

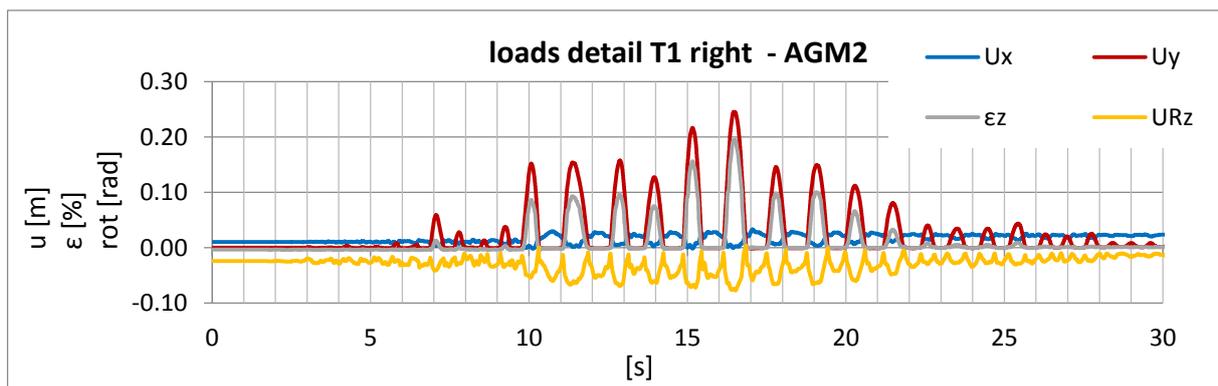


Figure A 85: displacement – time history of the base detail at the right side of T1 during the artificial ground motion – AGM2

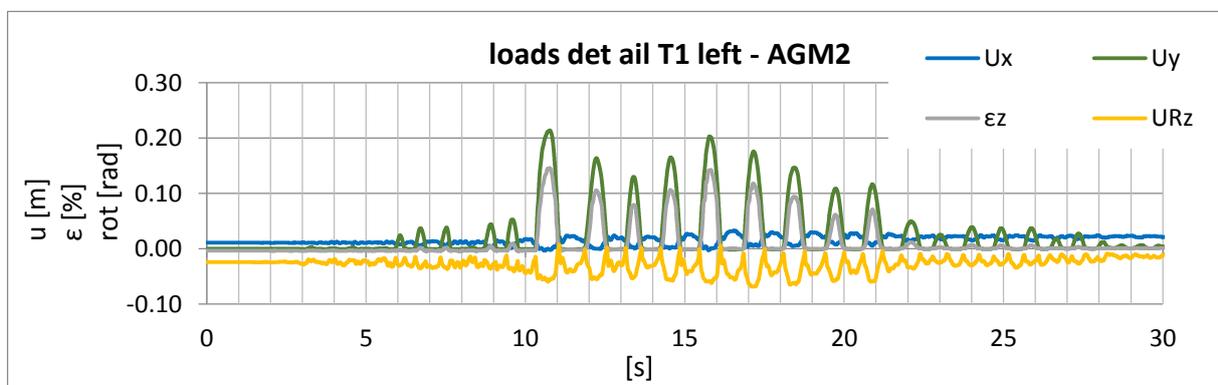


Figure A 86: displacement – time history of the base detail at the left side of T1 during the artificial ground motion – AGM2

A2.1.3. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Artificial Ground Motion AGM3

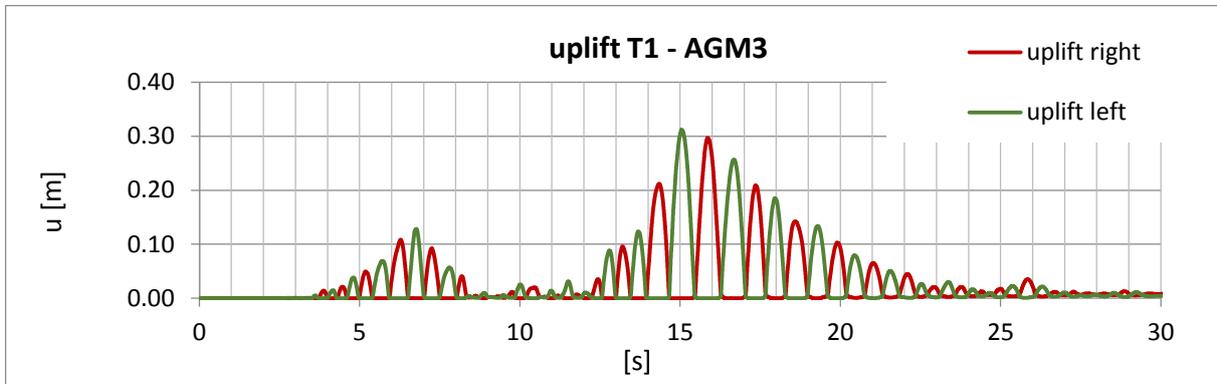


Figure A 87: time history of the uplift of T1 during the artificial ground motion – AGM3

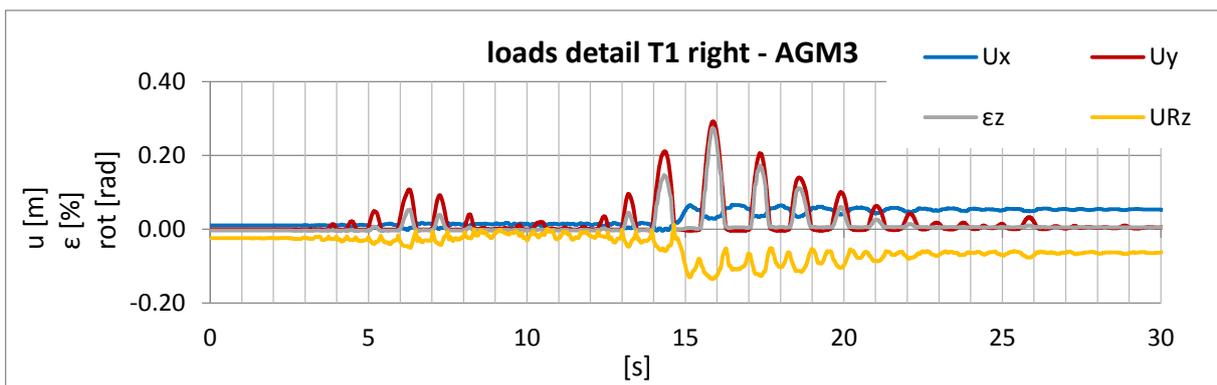


Figure A 88: displacement – time history of the base detail at the right side of T1 during the artificial ground motion – AGM3

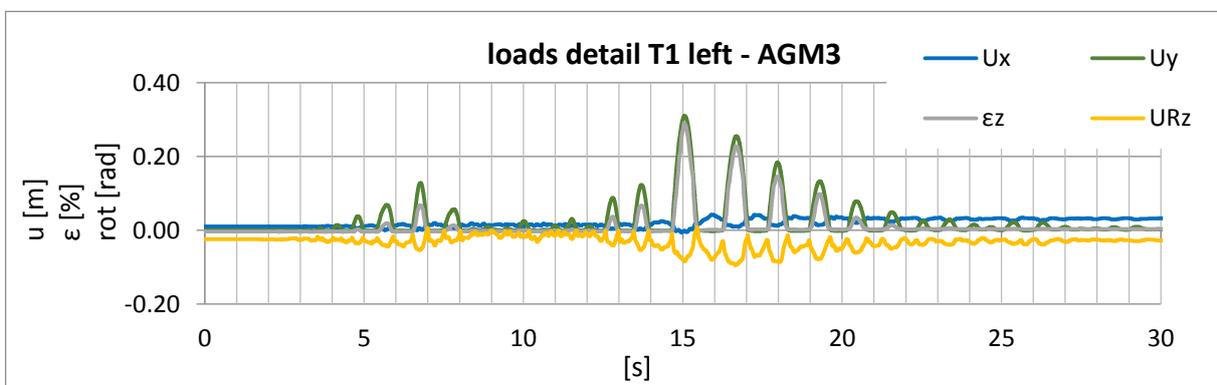


Figure A 89: displacement – time history of the base detail at the left side of T1 during the artificial ground motion – AGM3

A2.1.4. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Artificial Ground Motion AGM4

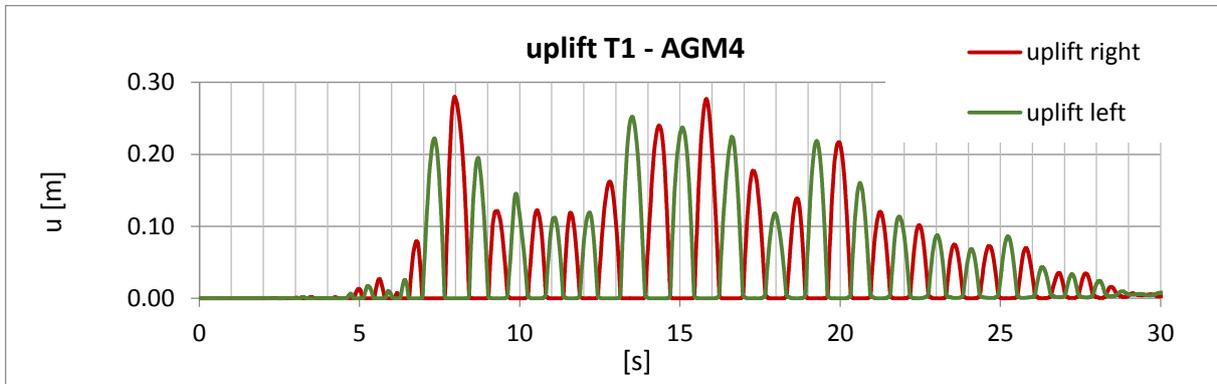


Figure A 90: time history of the uplift of T1 during the artificial ground motion – AGM4

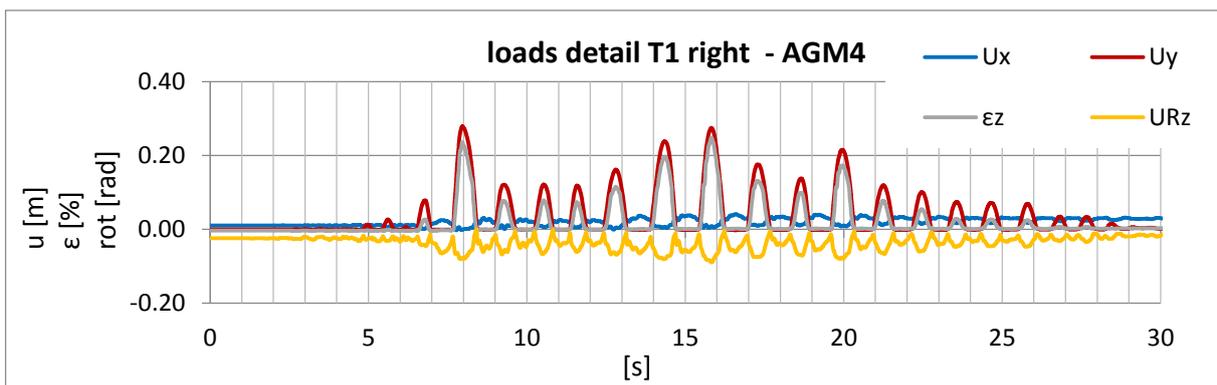


Figure A 91: displacement – time history of the base detail at the right side of T1 during the artificial ground motion – AGM4

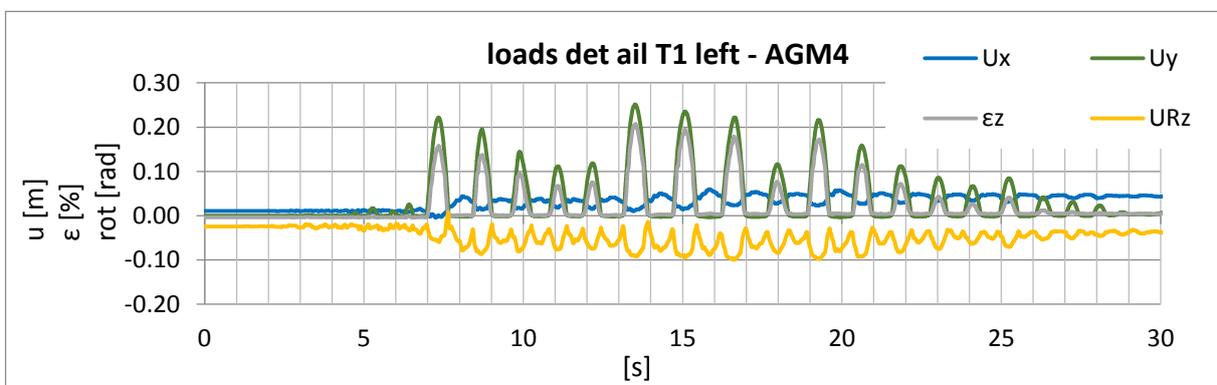


Figure A 92: displacement – time history of the base detail at the left side of T1 during the artificial ground motion – AGM4

A2.1.5. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Artificial Ground Motion AGM5

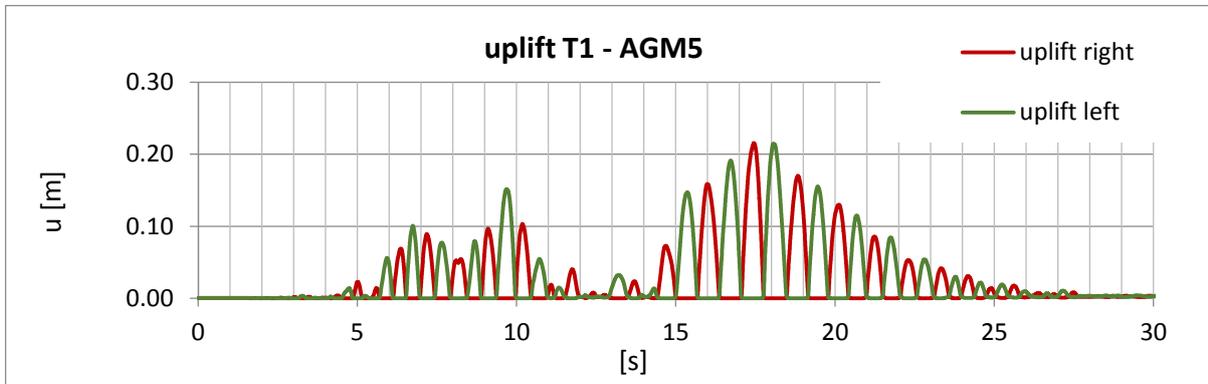


Figure A 93: time history of the uplift of T1 during the artificial ground motion – AGM5

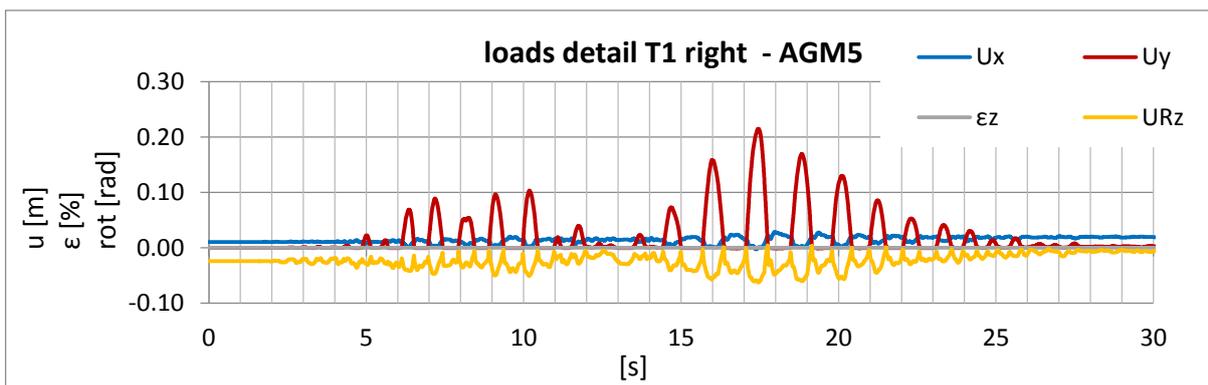


Figure A 94: displacement – time history of the base detail at the right side of T1 during the artificial ground motion – AGM5

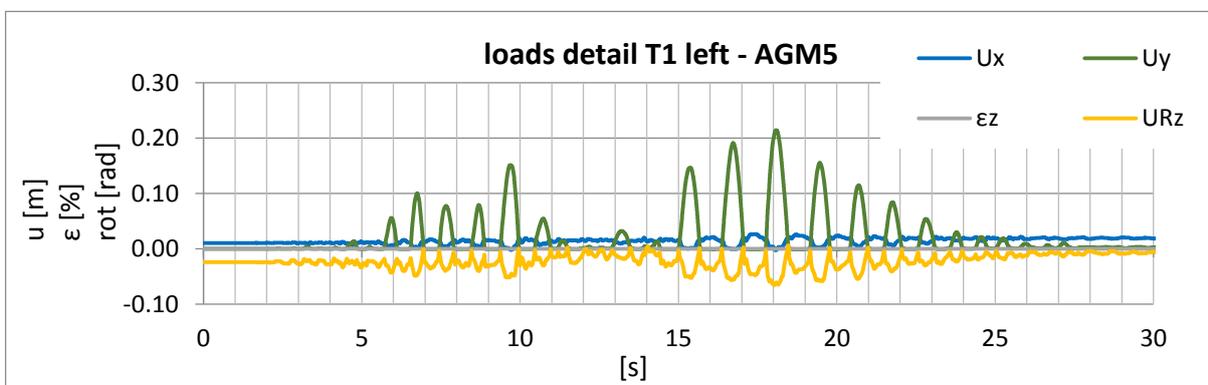


Figure A 95: displacement – time history of the base detail at the left side of T1 during the artificial ground motion – AGM5

A2.1.6. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Artificial Ground Motion AGM6

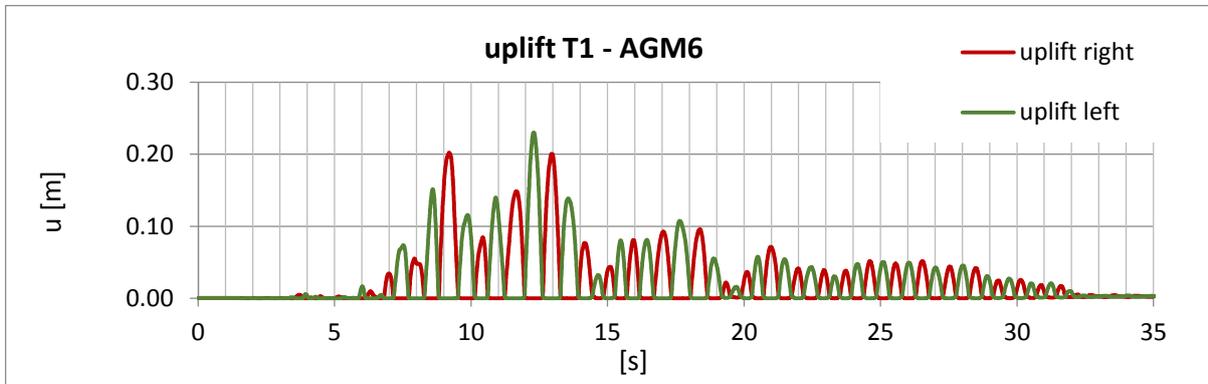


Figure A 96: time history of the uplift of T1 during the artificial ground motion – AGM6

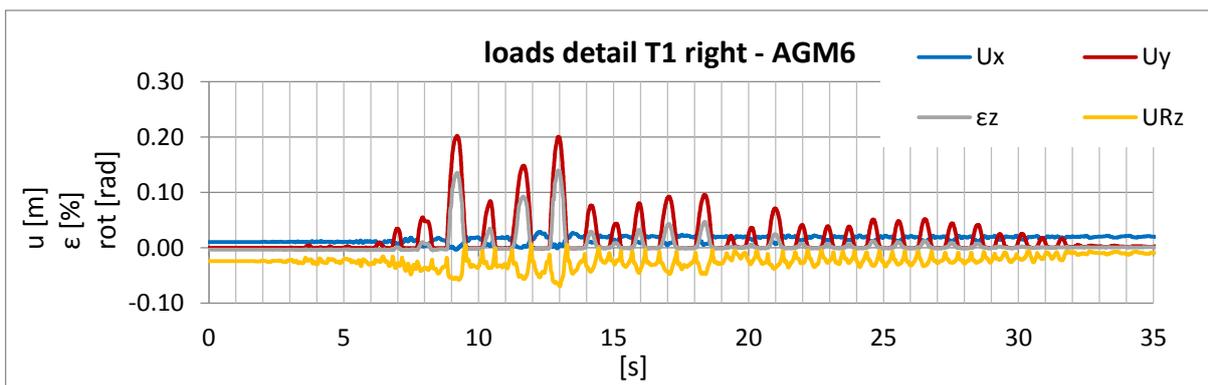


Figure A 97: displacement – time history of the base detail at the right side of T1 during the artificial ground motion – AGM6

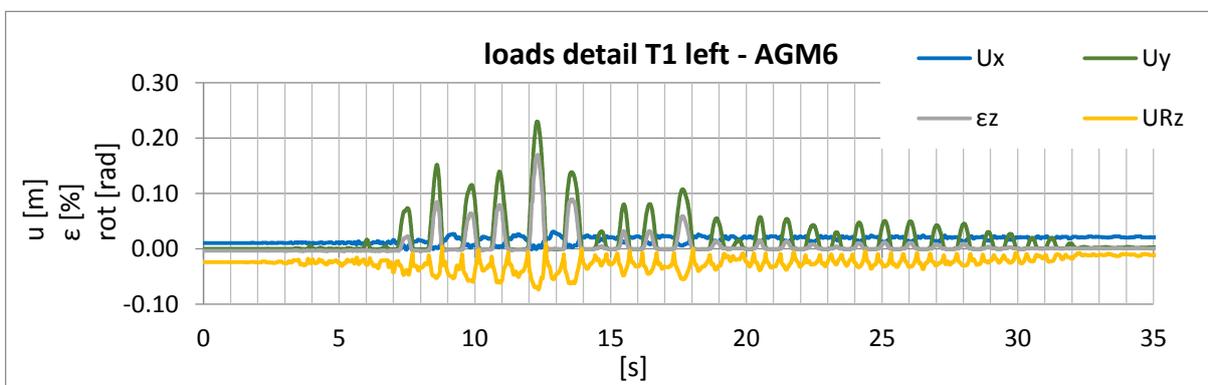


Figure A 98: displacement – time history of the base detail at the left side of T1 during the artificial ground motion – AGM6

A2.1.7. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Artificial Ground Motion AGM7

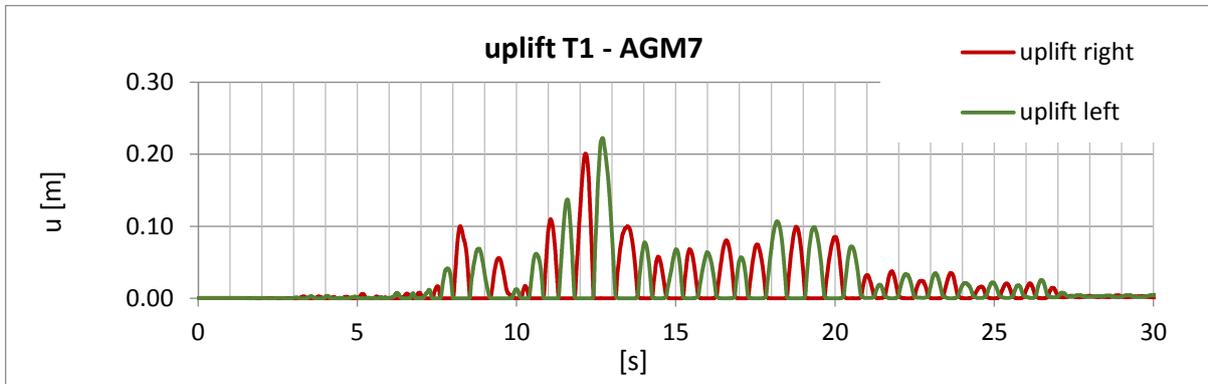


Figure A 99: time history of the uplift of T1 during the artificial ground motion – AGM7

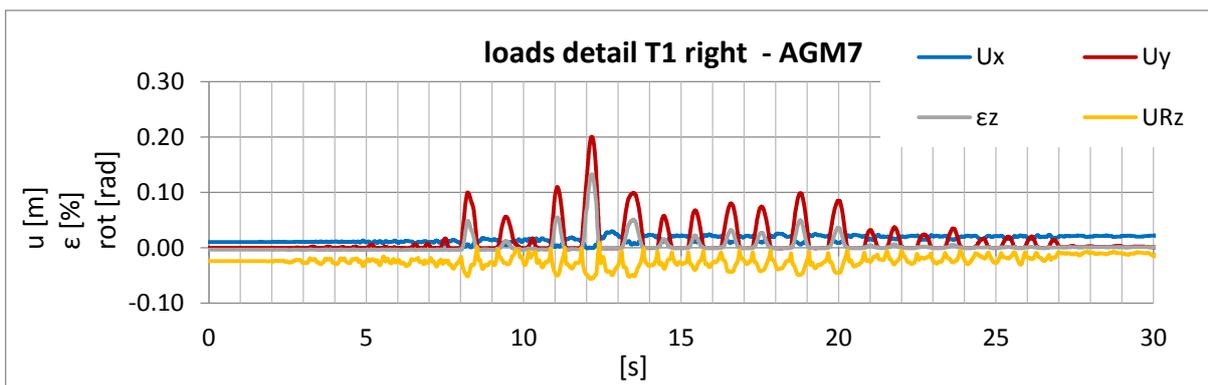


Figure A 100: displacement – time history of the base detail at the right side of T1 during the artificial ground motion – AGM7

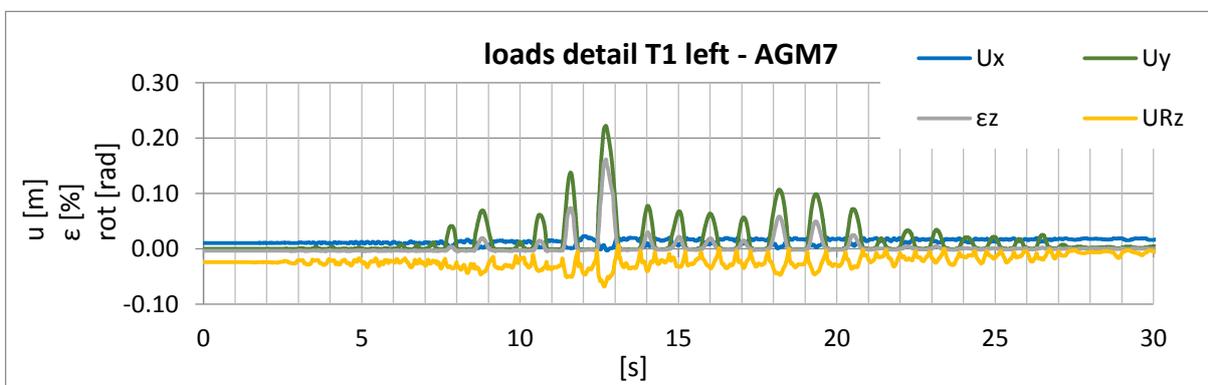


Figure A 101: displacement – time history of the base detail at the left side of T1 during the artificial ground motion – AGM7

A2.1.8. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Artificial Ground Motion AGM8

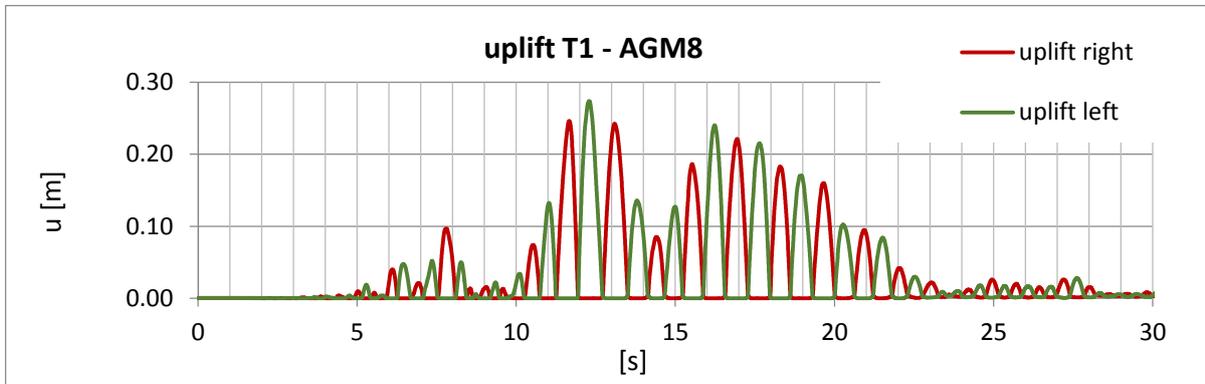


Figure A 102: time history of the uplift of T1 during the artificial ground motion – AGM8

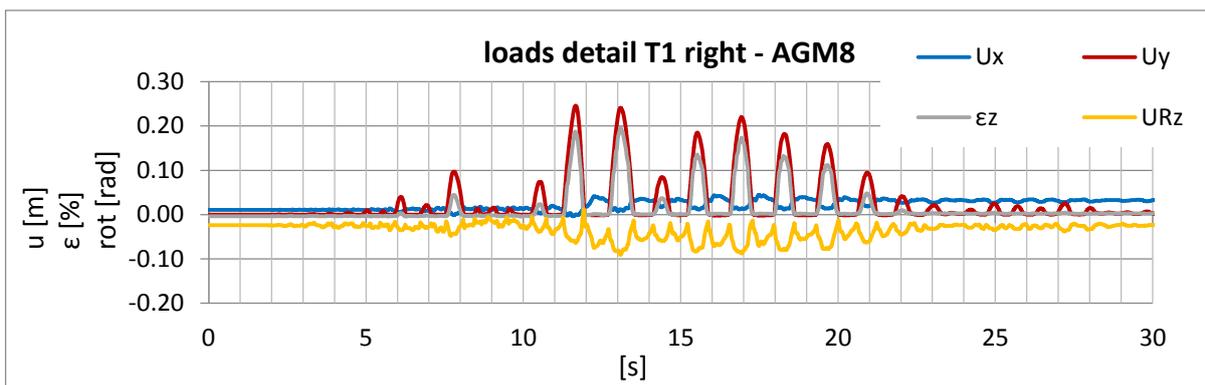


Figure A 103: displacement – time history of the base detail at the right side of T1 during the artificial ground motion – AGM8

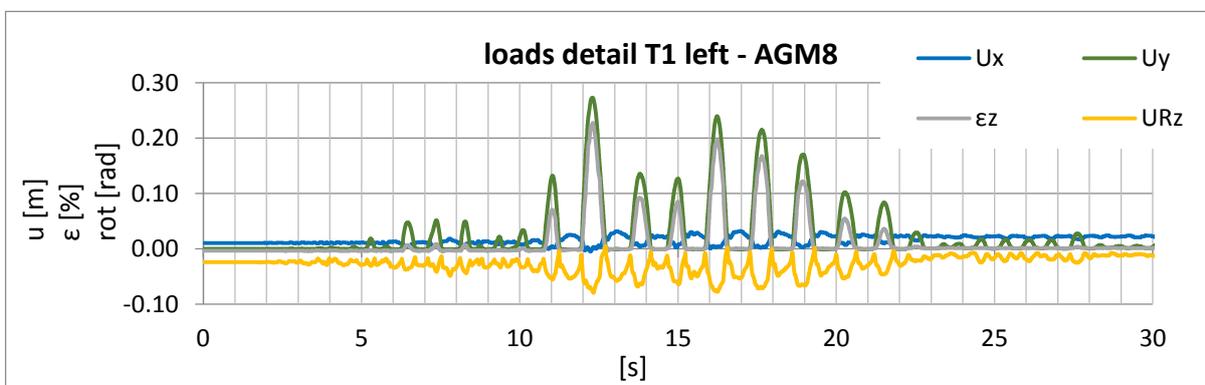


Figure A 104: displacement – time history of the base detail at the left side of T1 during the artificial ground motion – AGM8

A2.1.9. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Artificial Ground Motion AGM9

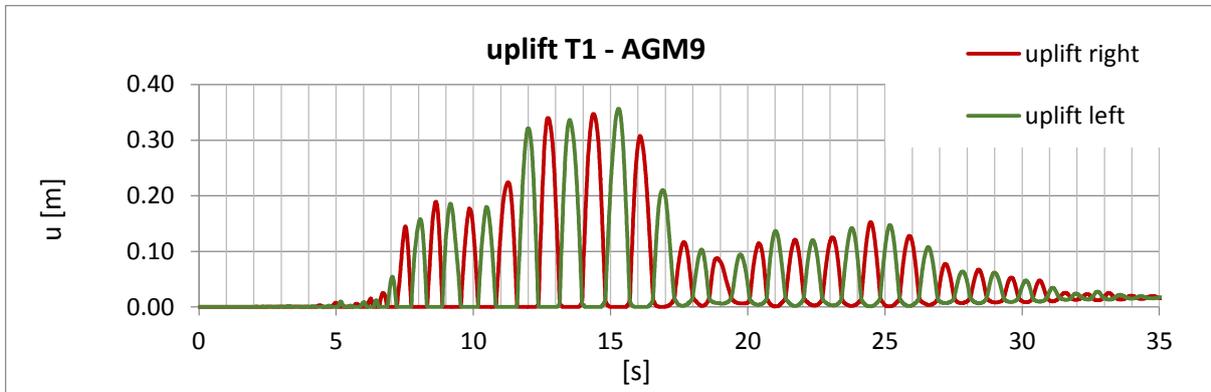


Figure A 105: time history of the uplift of T1 during the artificial ground motion – AGM9

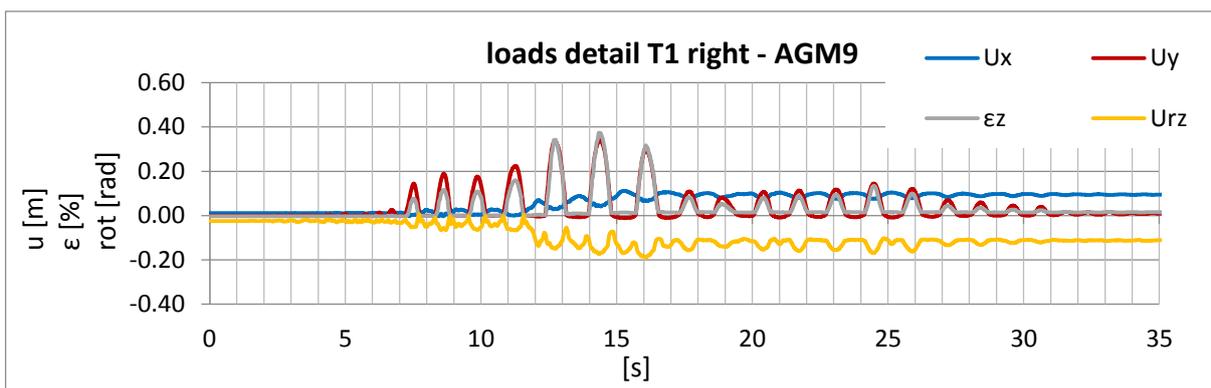


Figure A 106: displacement – time history of the base detail at the right side of T1 during the artificial ground motion – AGM9

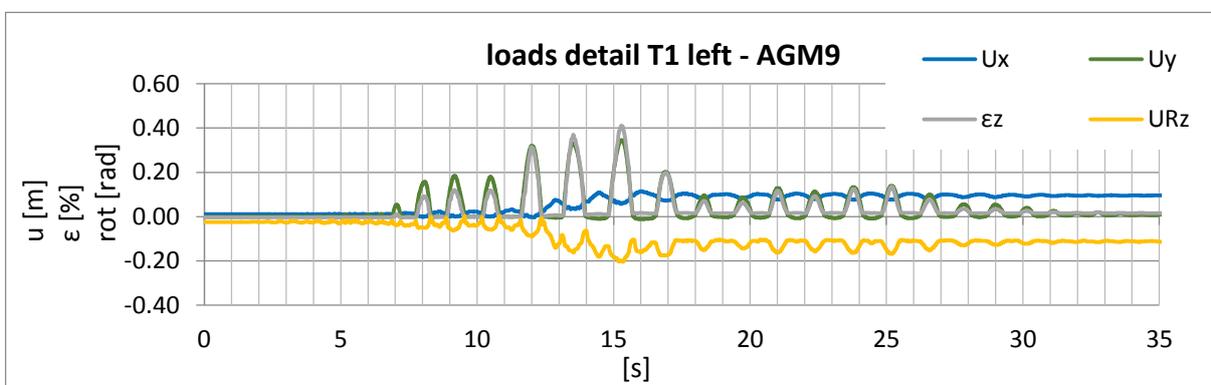


Figure A 107: displacement – time history of the base detail at the left side of T1 during the artificial ground motion – AGM9

A2.1.10. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Artificial Ground Motion AGM10

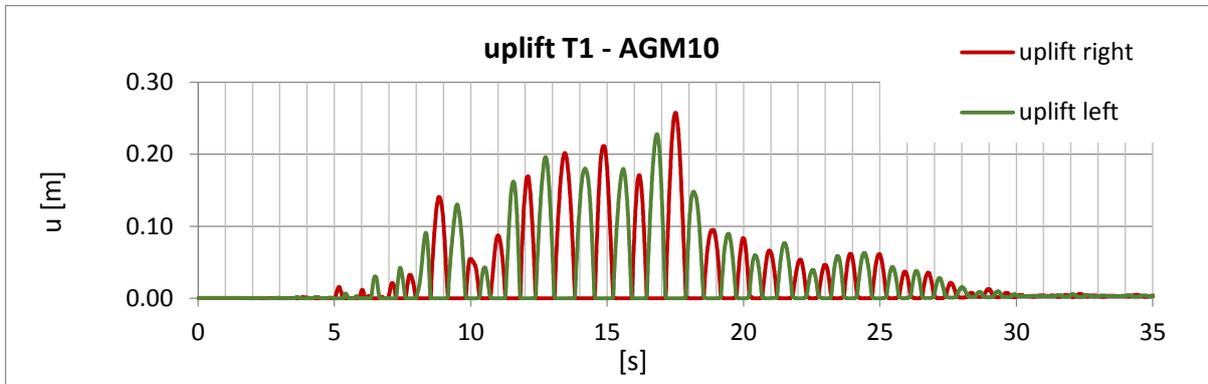


Figure A 108: time history of the uplift of T1 during the artificial ground motion – AGM10

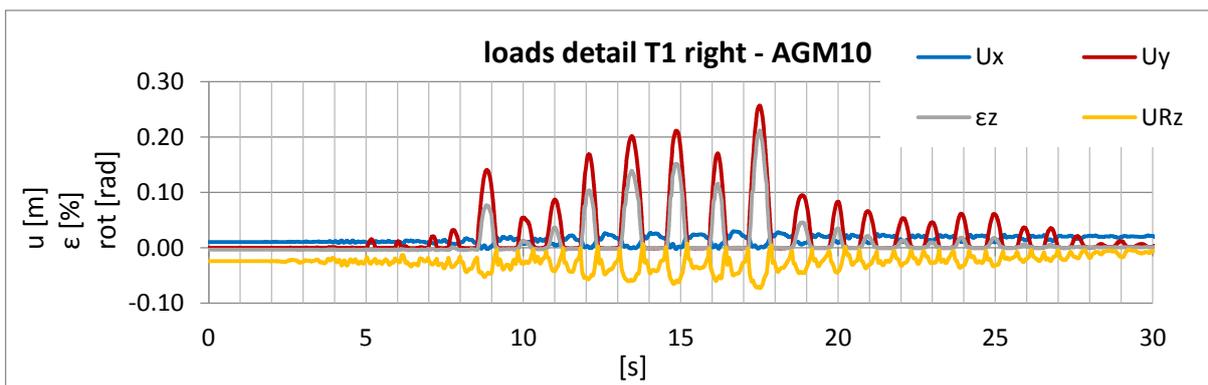


Figure A 109: displacement – time history of the base detail at the right side of T1 during the artificial ground motion – AGM10

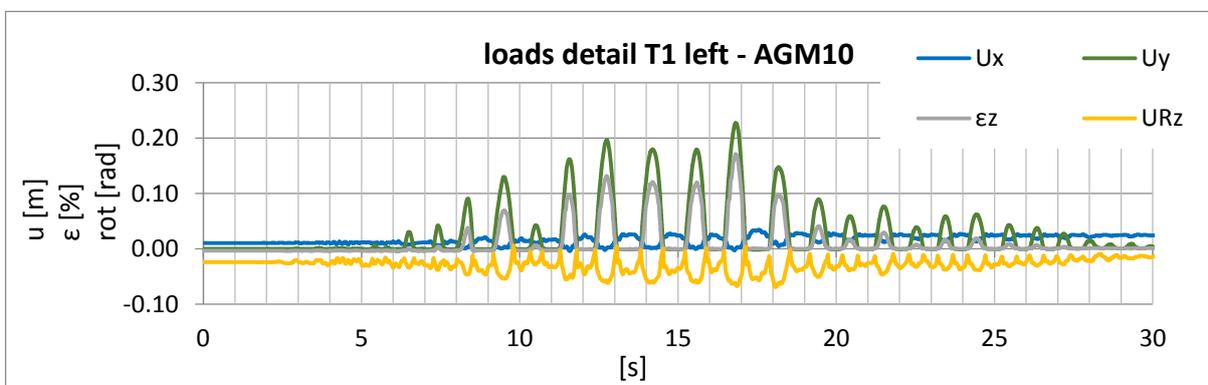


Figure A 110: displacement – time history of the base detail at the left side of T1 during the artificial ground motion – AGM10

A2.2. Tank T1 – Real Ground motions

A2.2.1. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Real Ground Motion RGM1

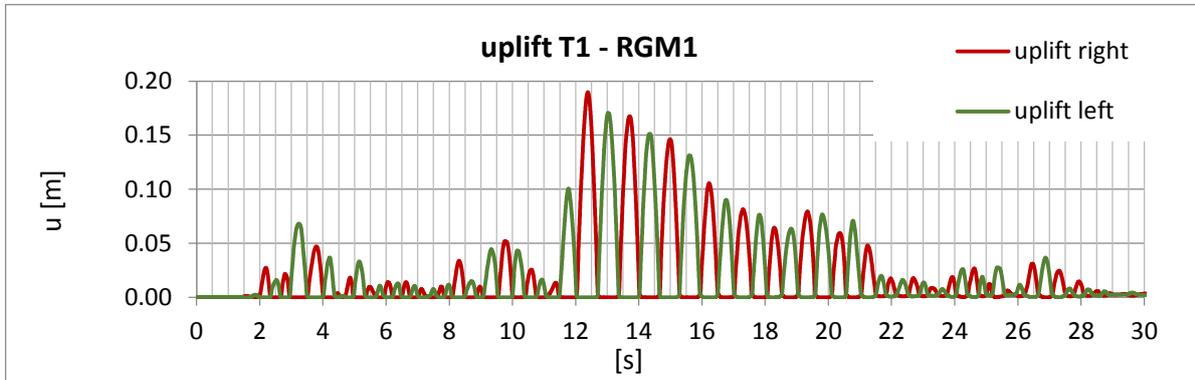


Figure A 111: time history of the uplift of T1 during the real ground motion – RGM1

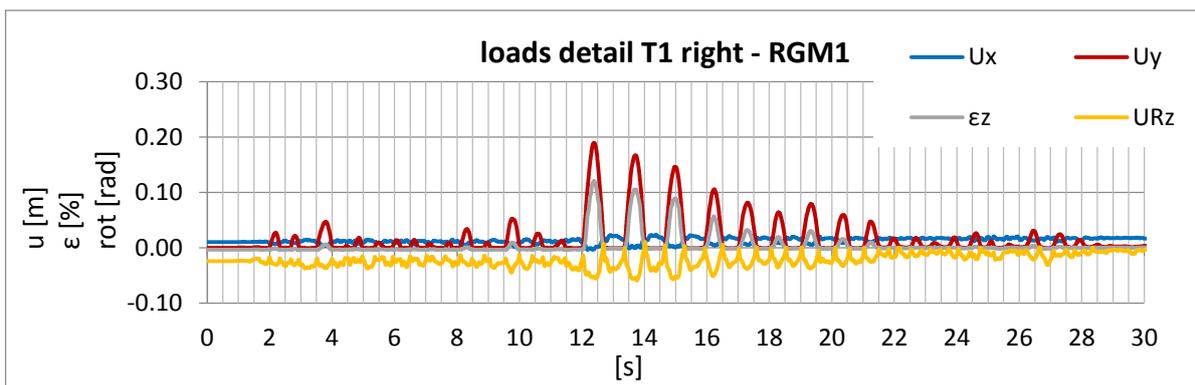


Figure A 112: displacement – time history of the base detail at the right side of T1 during the real ground motion – RGM1

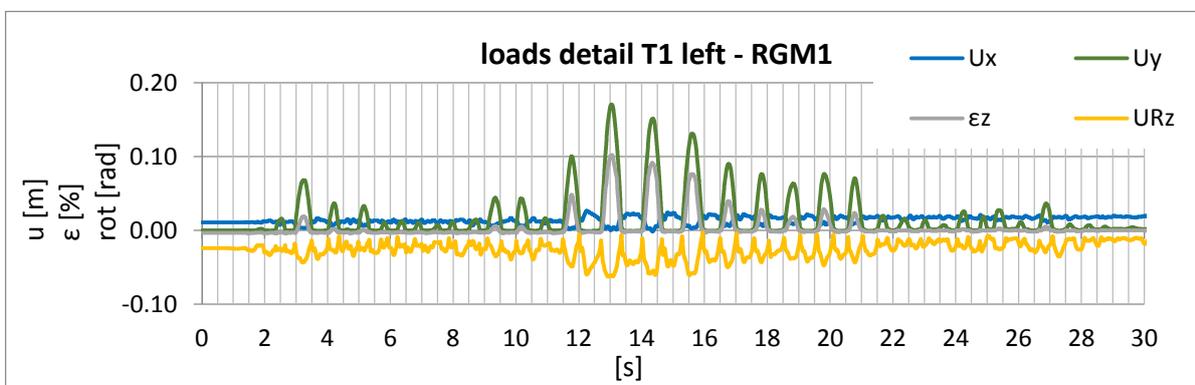


Figure A 113: displacement – time history of the base detail at the left side of T1 during the real ground motion – RGM1

A2.2.2. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Real Ground Motion RGM2

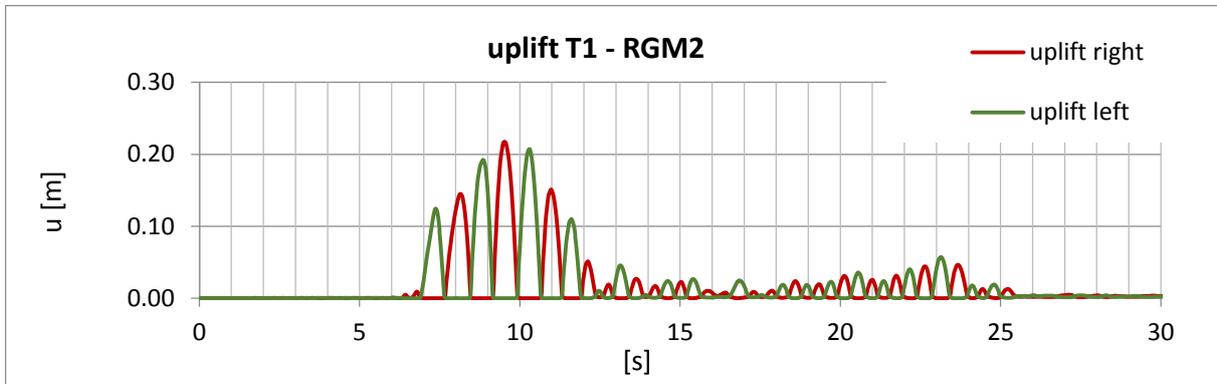


Figure A 114: time history of the uplift of T1 during the real ground motion – RGM2

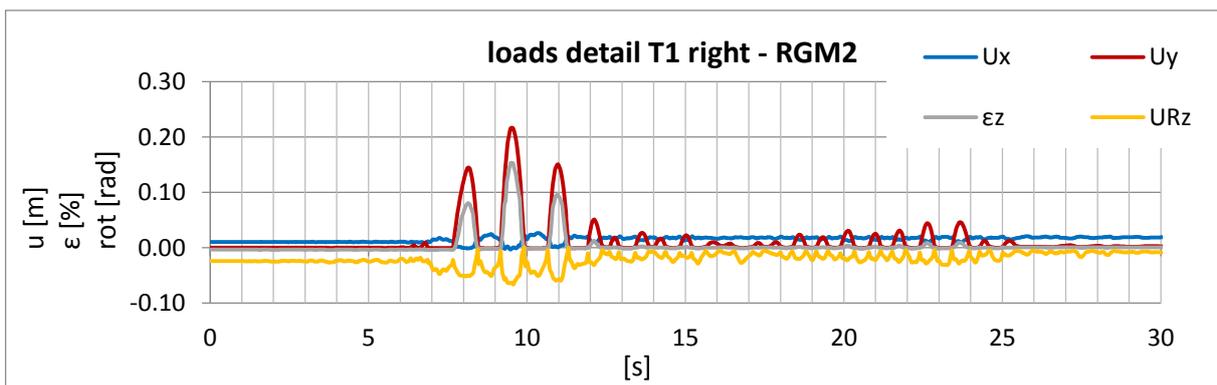


Figure A 115: displacement – time history of the base detail at the right side of T1 during the real ground motion – RGM2

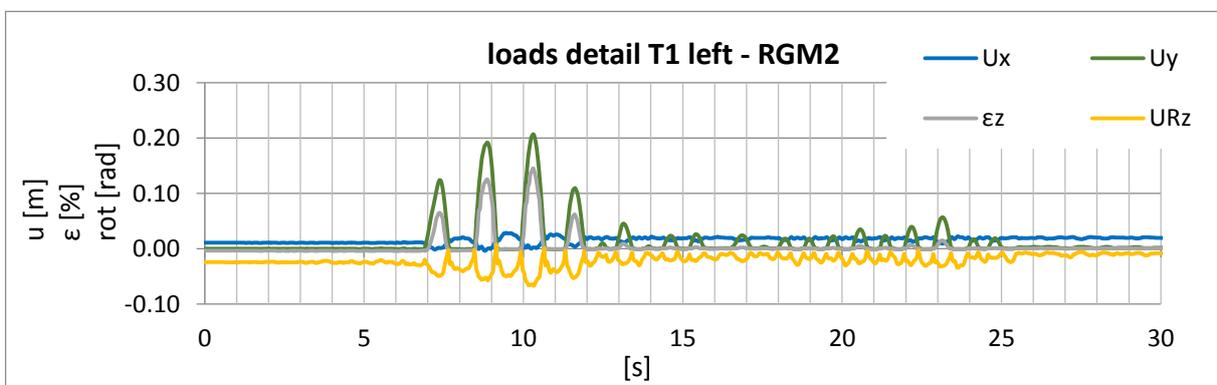


Figure A 116: displacement – time history of the base detail at the left side of T1 during the real ground motion – RGM2

A2.2.3. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Real Ground Motion RGM3

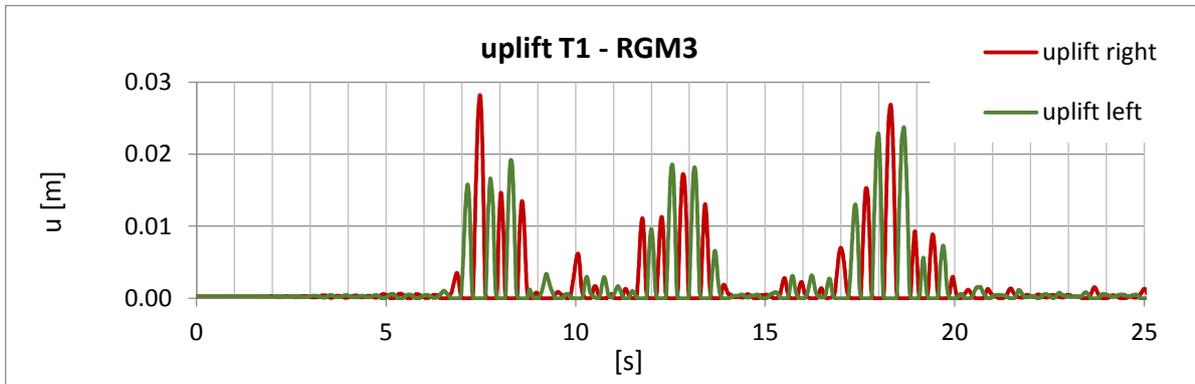


Figure A 117: time history of the uplift of T1 during the real ground motion – RGM3

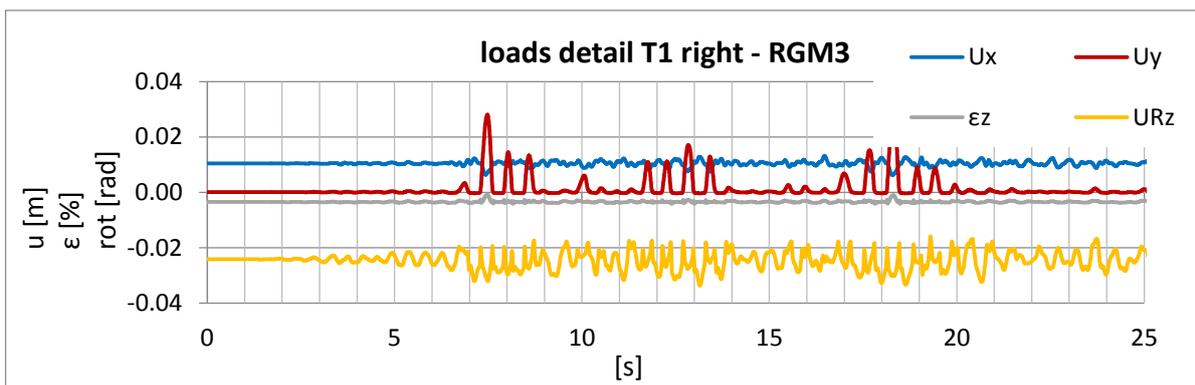


Figure A 118: displacement – time history of the base detail at the right side of T1 during the real ground motion – RGM3

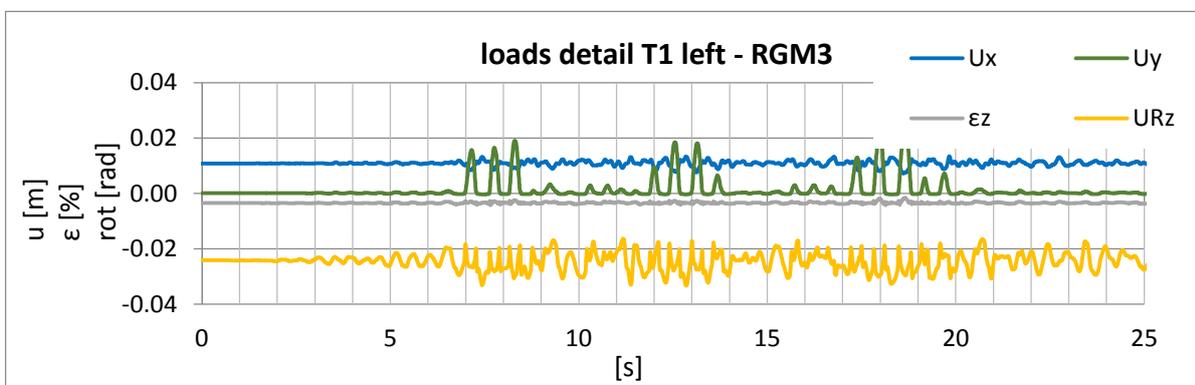


Figure A 119: displacement – time history of the base detail at the left side of T1 during the real ground motion – RGM3

A2.2.4. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Real Ground Motion RGM4

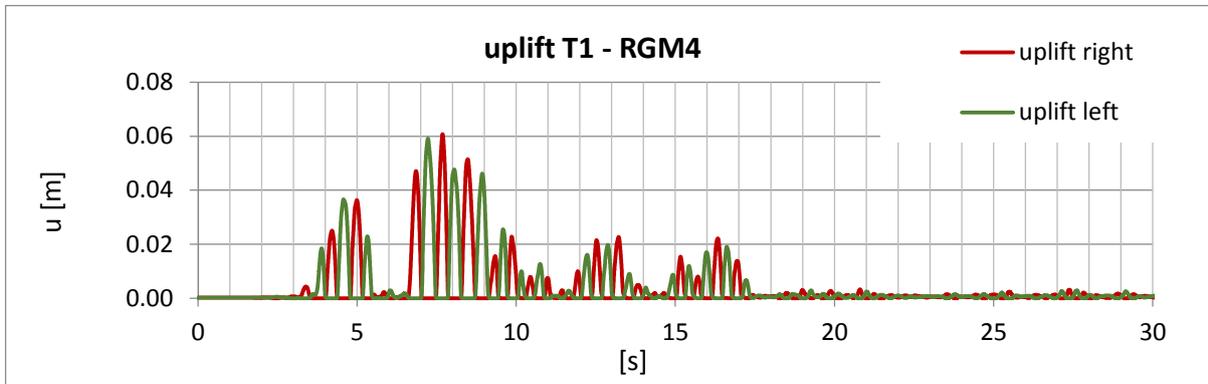


Figure A 120: time history of the uplift of T1 during the real ground motion – RGM4

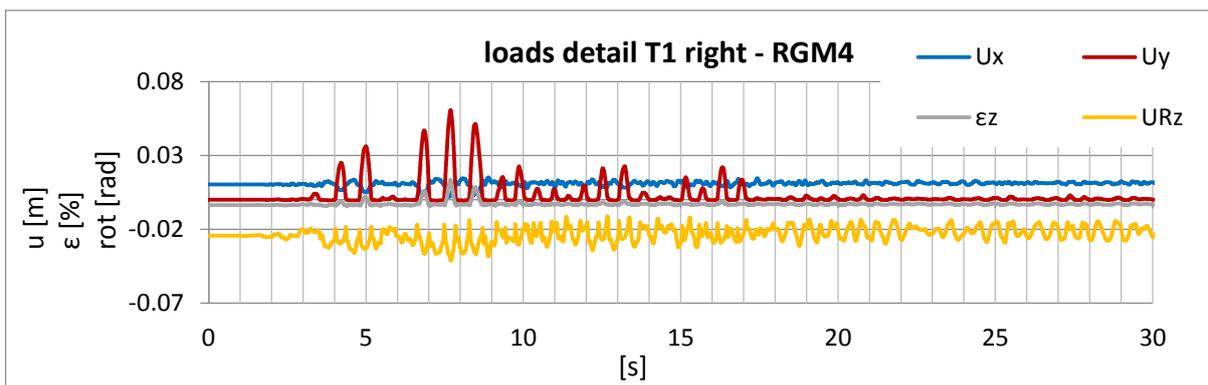


Figure A 121: displacement – time history of the base detail at the right side of T1 during the real ground motion – RGM4

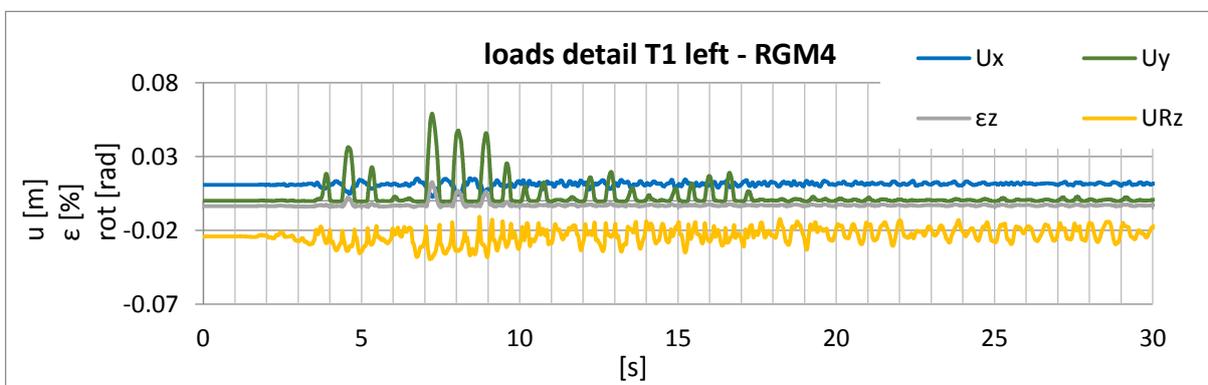


Figure A 122: displacement – time history of the base detail at the left side of T1 during the real ground motion – RGM4

A2.2.5. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Real Ground Motion RGM5

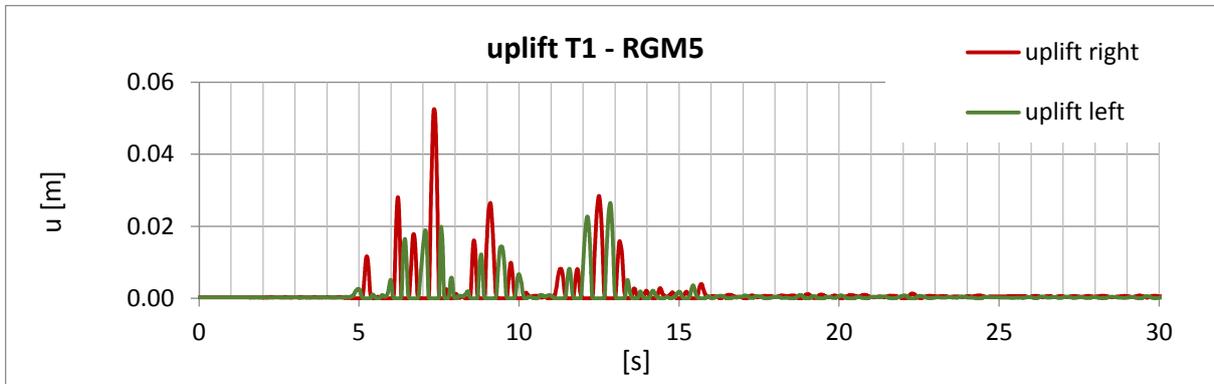


Figure A 123: time history of the uplift of T1 during the real ground motion – RGM5

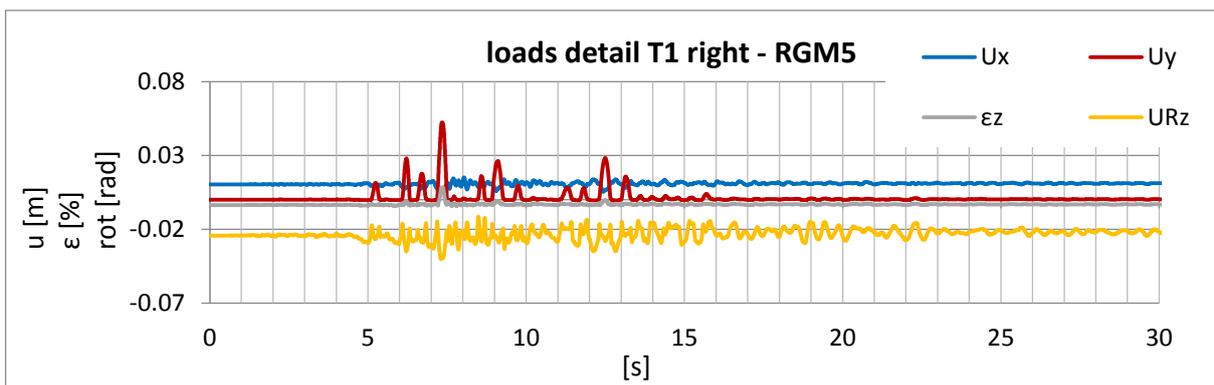


Figure A 124: displacement – time history of the base detail at the right side of T1 during the real ground motion – RGM5

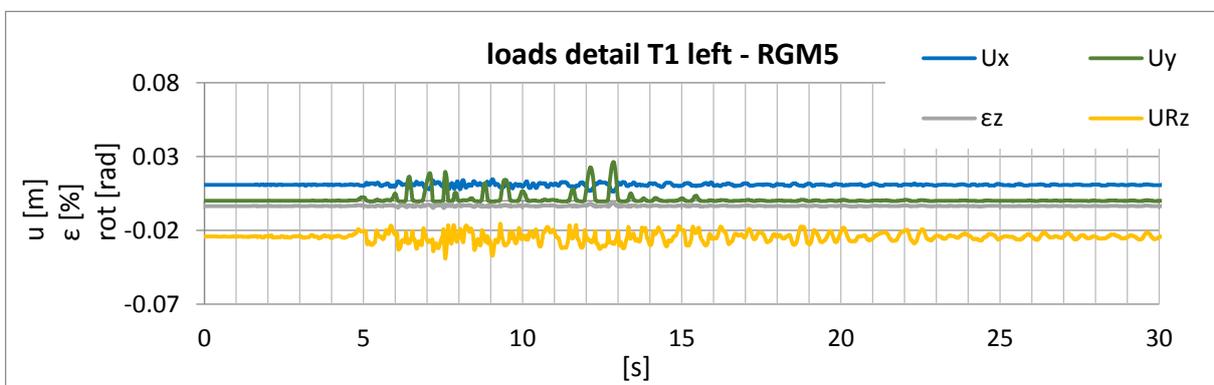


Figure A 125: displacement – time history of the base detail at the left side of T1 during the real ground motion – RGM5

A2.2.6. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Real Ground Motion RGM6

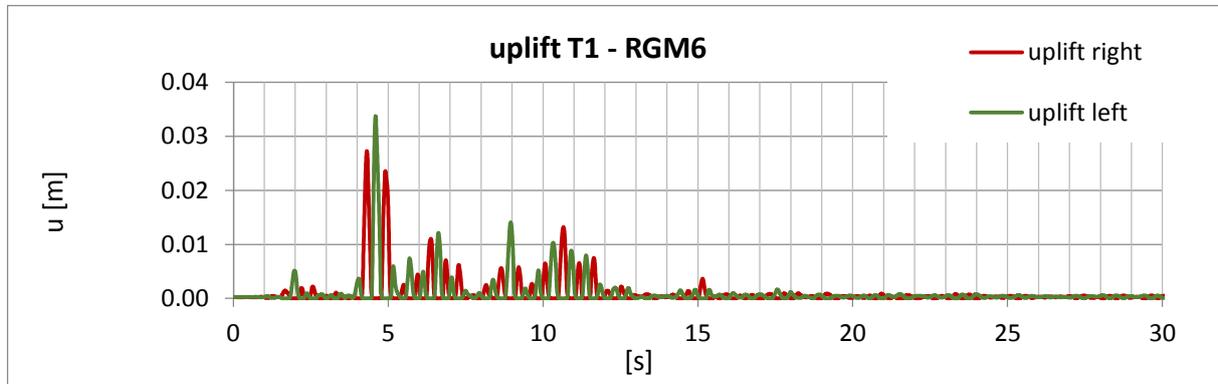


Figure A 126: time history of the uplift of T1 during the real ground motion – RGM6

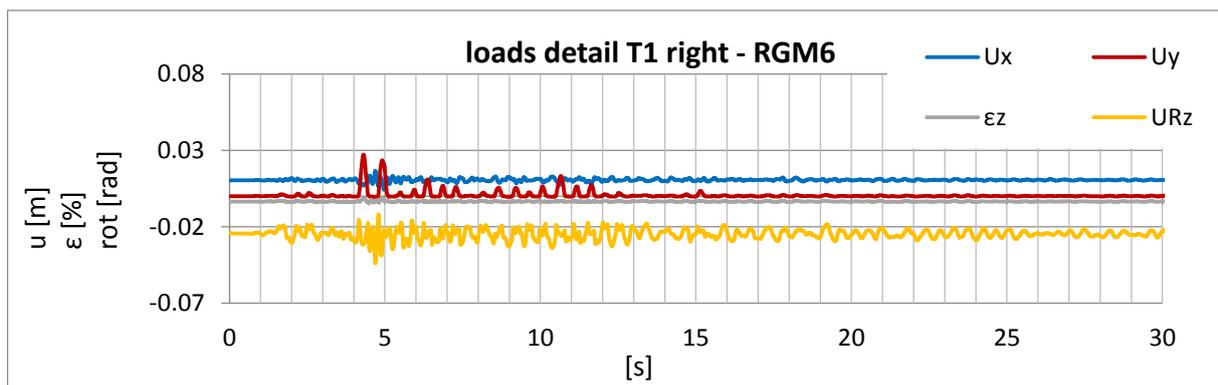


Figure A 127: displacement – time history of the base detail at the right side of T1 during the real ground motion – RGM6

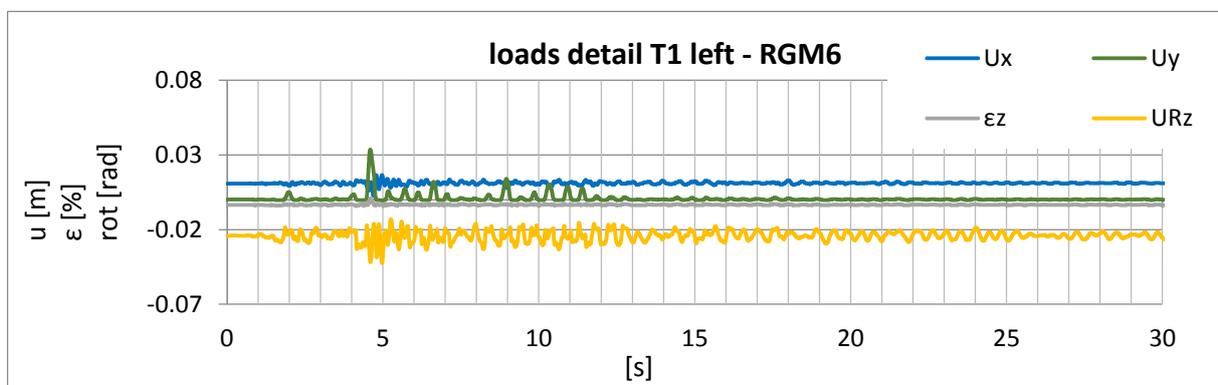


Figure A 128: displacement – time history of the base detail at the left side of T1 during the real ground motion – RGM6

A2.2.7. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Real Ground Motion RGM7

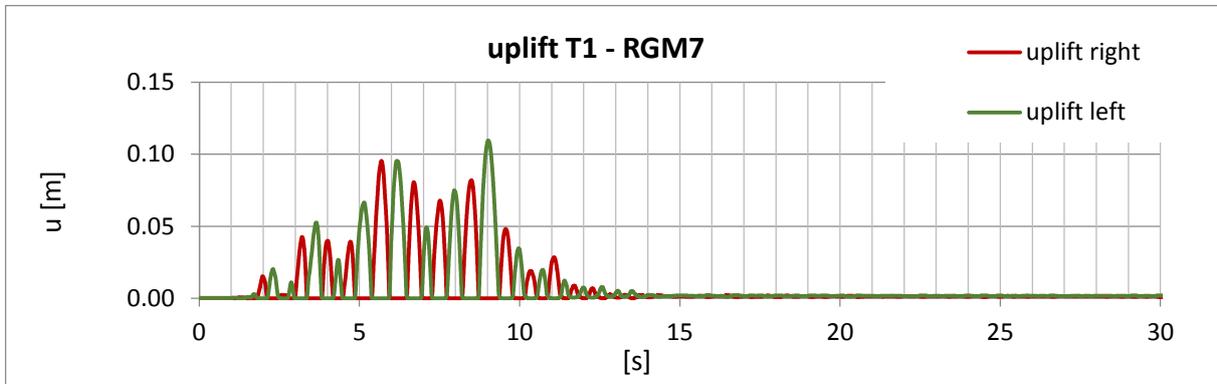


Figure A 129: time history of the uplift of T1 during the real ground motion – RGM7

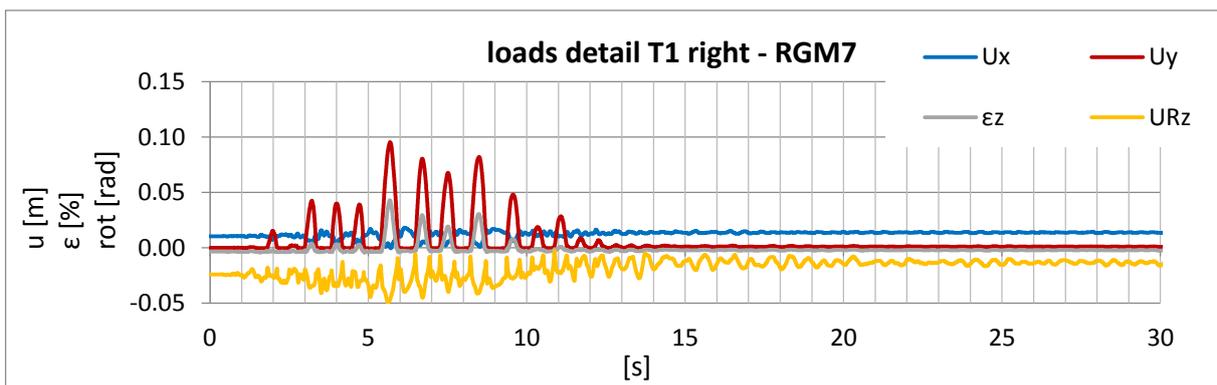


Figure A 130: displacement – time history of the base detail at the right side of T1 during the real ground motion – RGM7

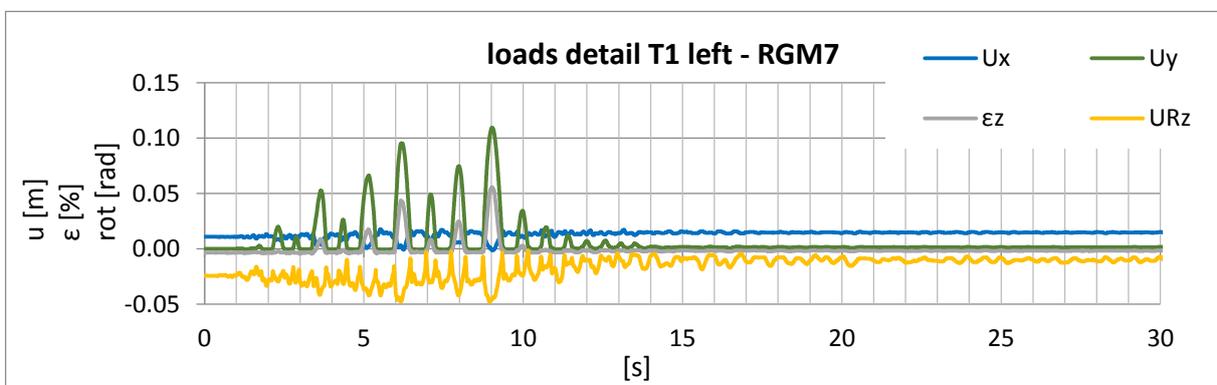


Figure A 131: displacement – time history of the base detail at the left side of T1 during the real ground motion – RGM7

A2.2.8. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Real Ground Motion RGM8

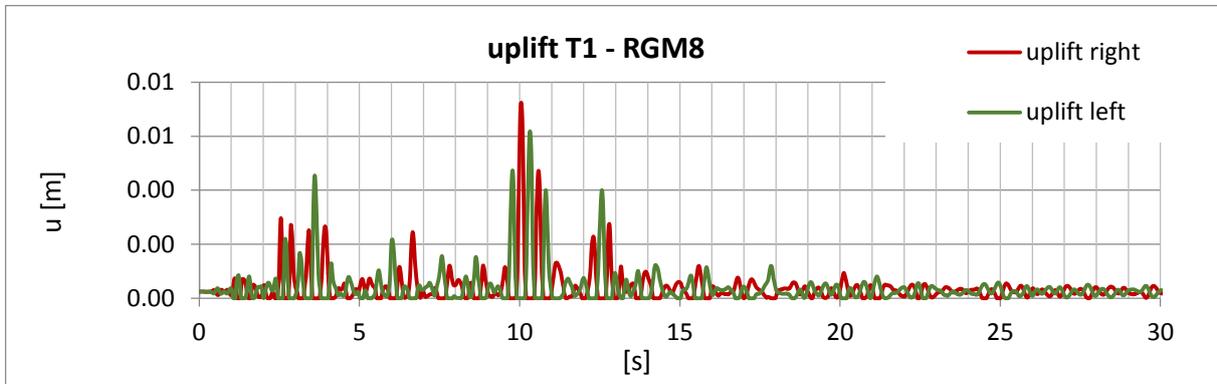


Figure A 132: time history of the uplift of T1 during the real ground motion – RGM8

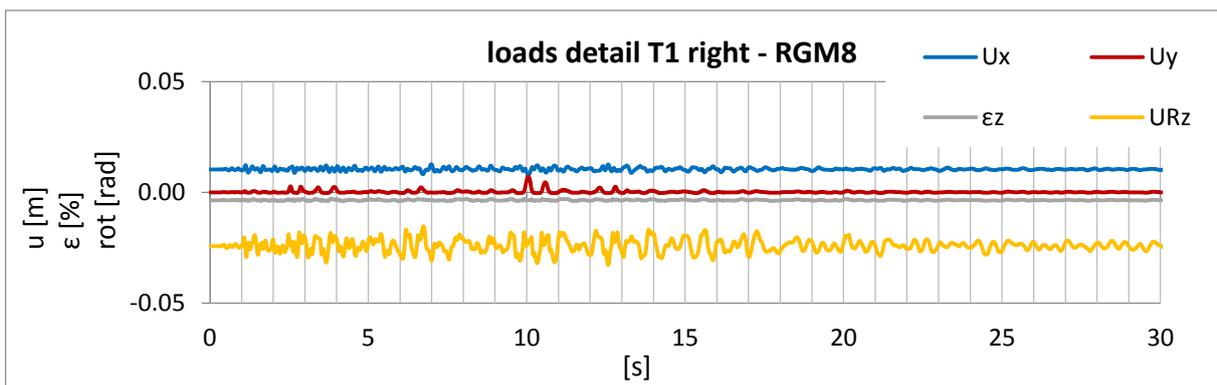


Figure A 133: displacement – time history of the base detail at the right side of T1 during the real ground motion – RGM8

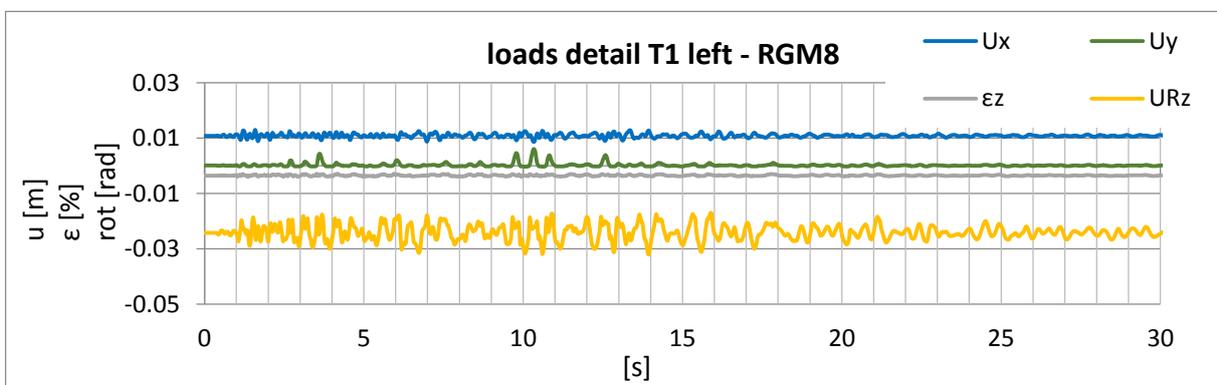


Figure A 134: displacement – time history of the base detail at the left side of T1 during the real ground motion – RGM8

A2.2.9. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 - Real Ground Motion RGM9

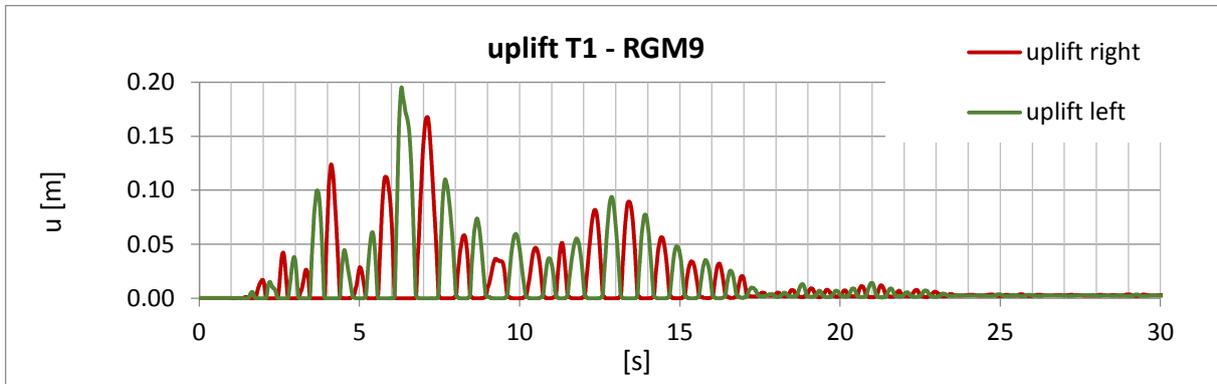


Figure A 135: time history of the uplift of T1 during the real ground motion – RGM9

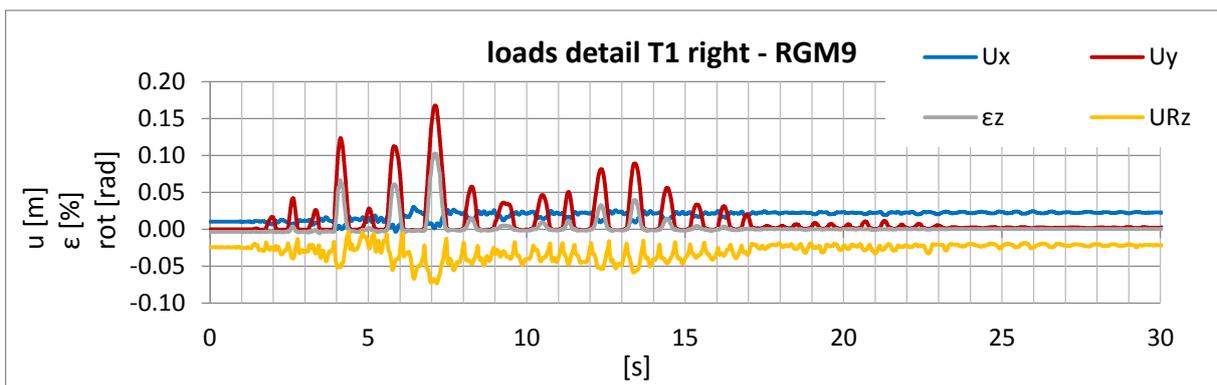


Figure A 136: displacement – time history of the base detail at the right side of T1 during the real ground motion – RGM9

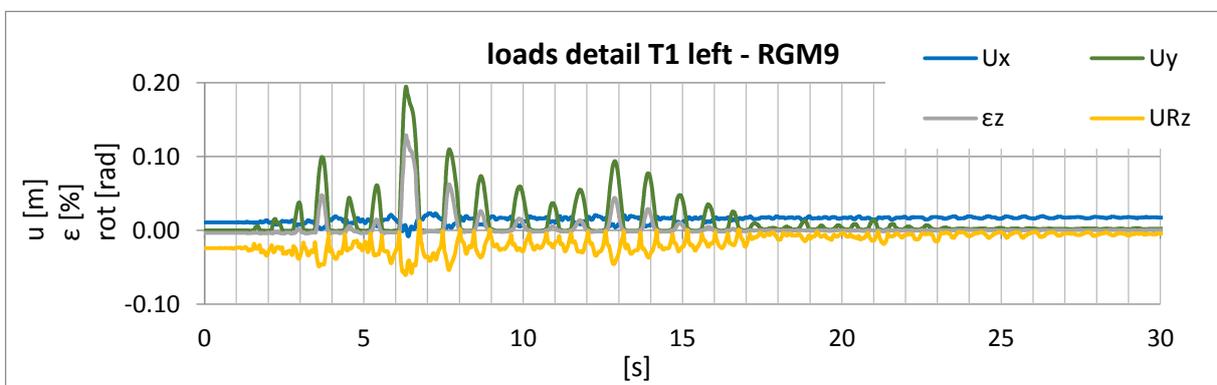


Figure A 137: displacement – time history of the base detail at the left side of T1 during the real ground motion – RGM9

**A2.2.10. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T1 -
Real Ground Motion RGM10**

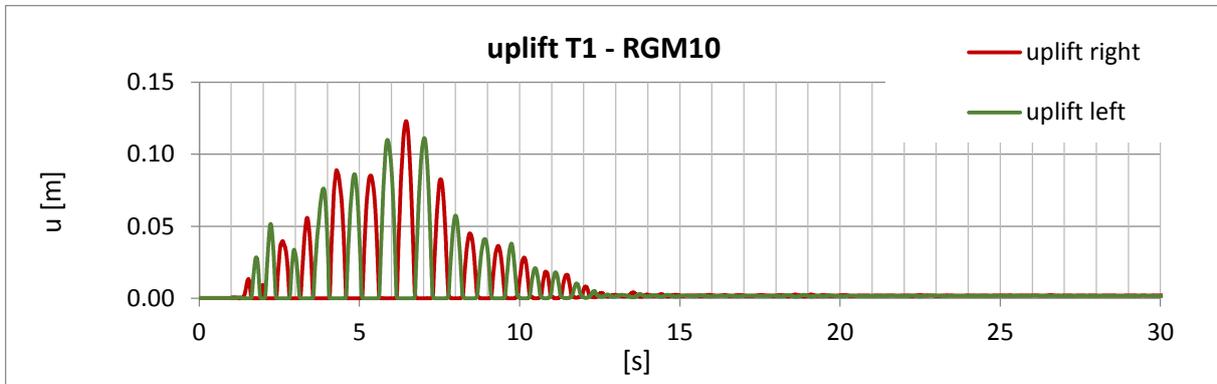


Figure A 138: time history of the uplift of T1 during the real ground motion – RGM10

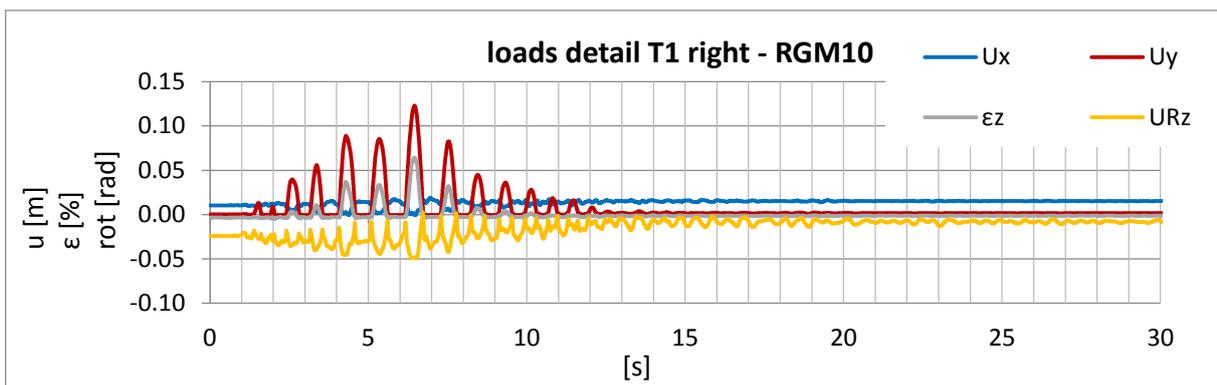


Figure A 139: displacement – time history of the base detail at the right side of T1 during the real ground motion – RGM10

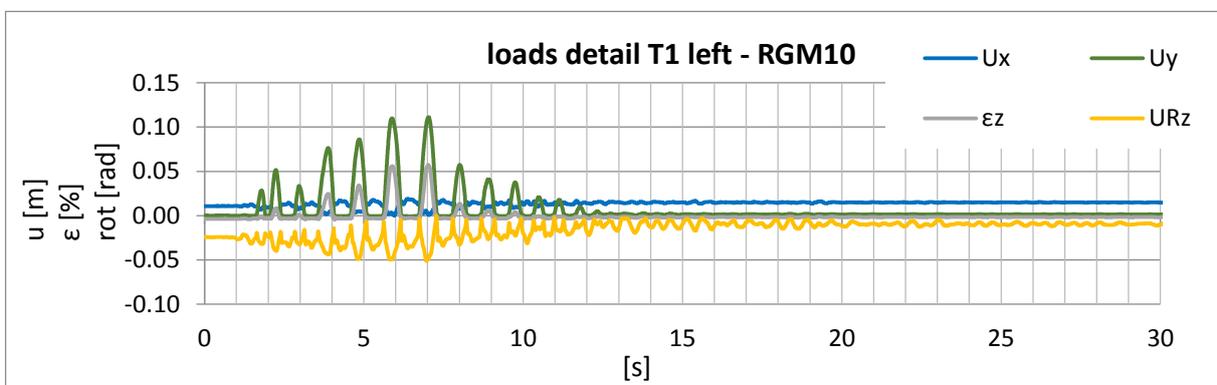


Figure A 140: displacement – time history of the base detail at the left side of T1 during the real ground motion – RGM10

A3. Results of the 3D Time History Calculations for Tank T2

A3.1. Tank T2 – Artificial Ground motions

A3.1.1. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Artificial Ground Motion AGM1

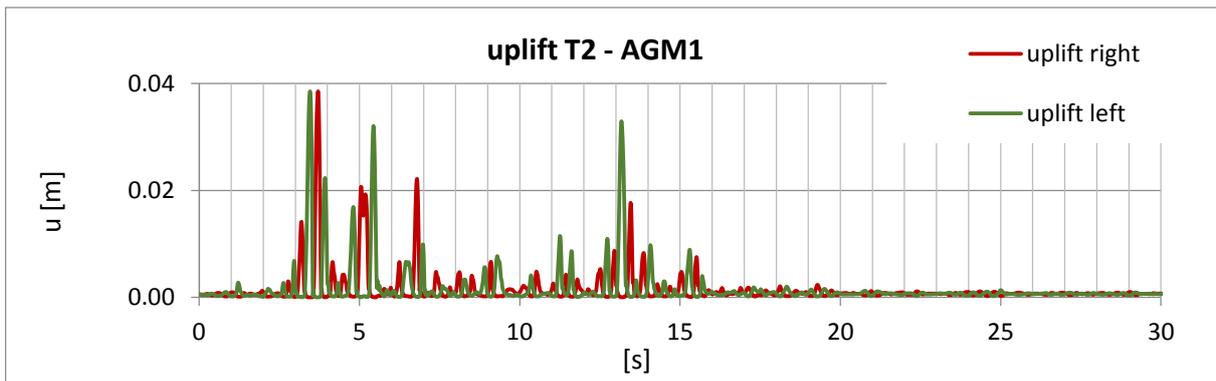


Figure A 141: time history of the uplift of T2 during the artificial ground motion – AGM1

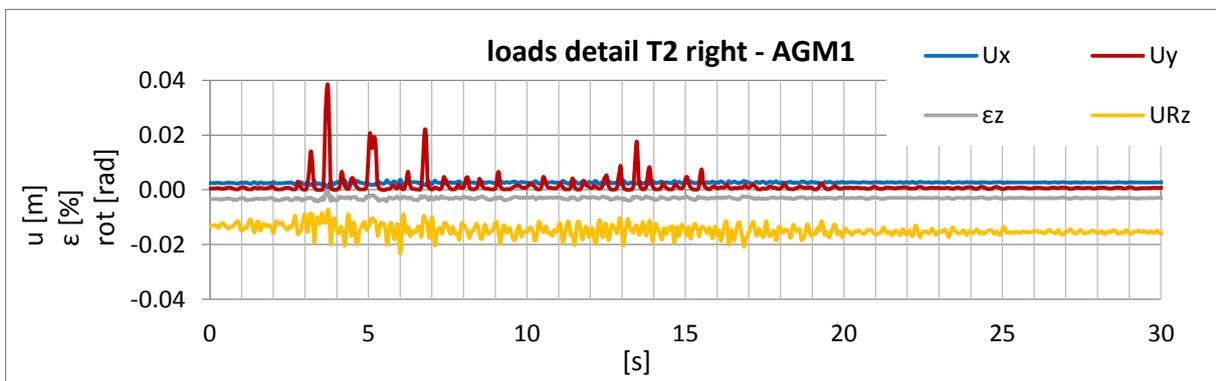


Figure A 142: displacement – time history of the base detail at the right side of T2 during the artificial ground motion – AGM1

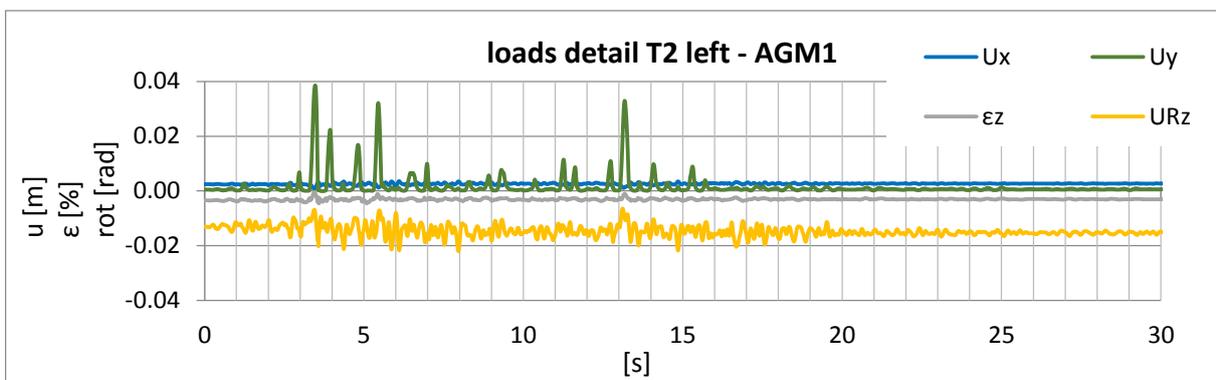


Figure A 143: displacement – time history of the base detail at the left side of T2 during the artificial ground motion – AGM1

A3.1.2. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Artificial Ground Motion AGM2

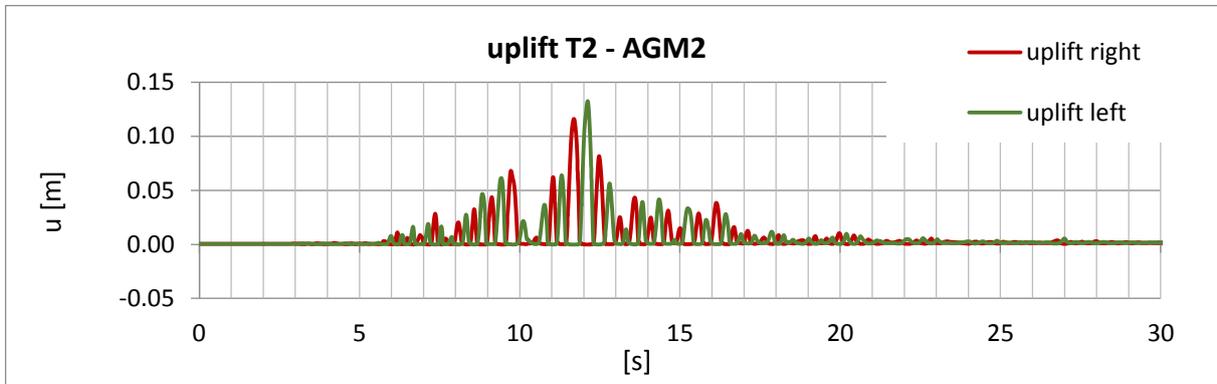


Figure A 144: time history of the uplift of T2 during the artificial ground motion – AGM2

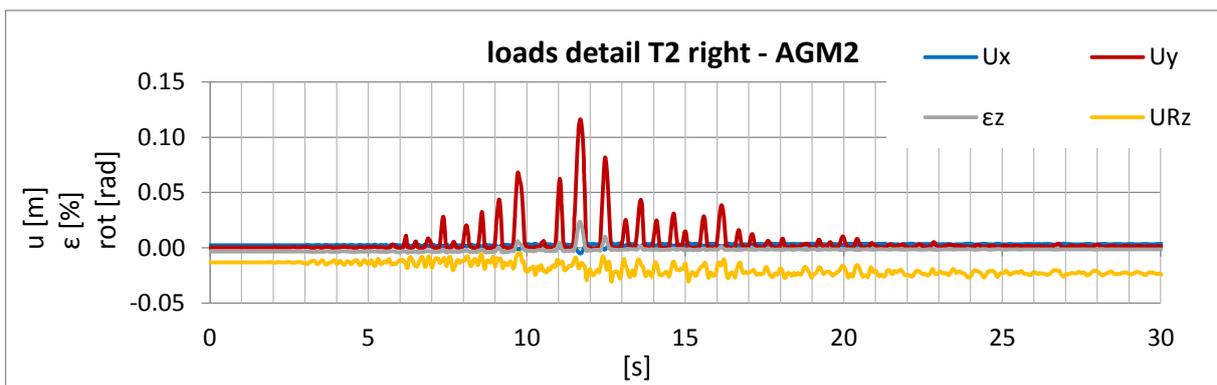


Figure A 145: displacement – time history of the base detail at the right side of T2 during the artificial ground motion – AGM2

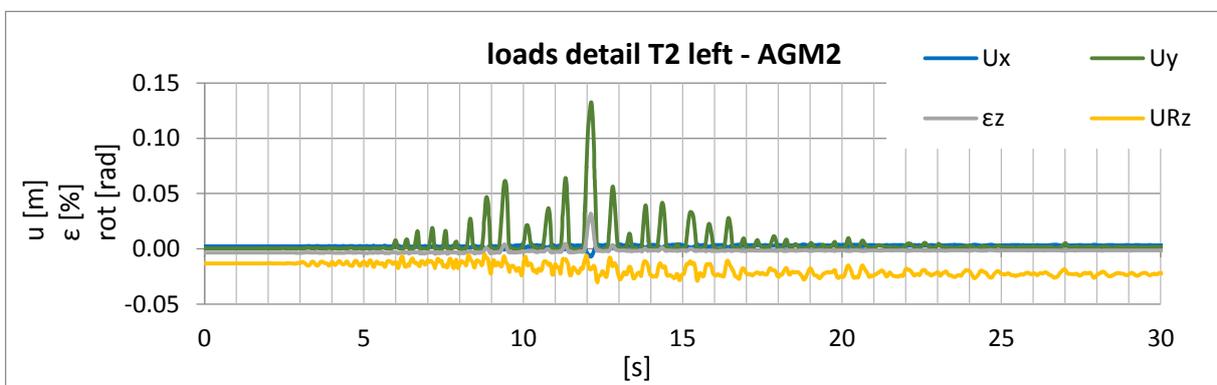


Figure A 146: displacement – time history of the base detail at the left side of T2 during the artificial ground motion – AGM2

A3.1.3. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Artificial Ground Motion AGM3

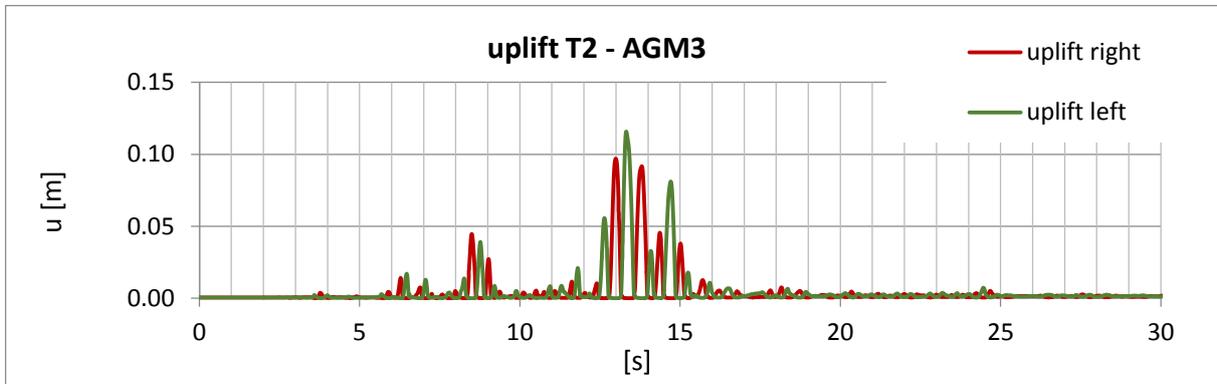


Figure A 147: time history of the uplift of T2 during the artificial ground motion – AGM3

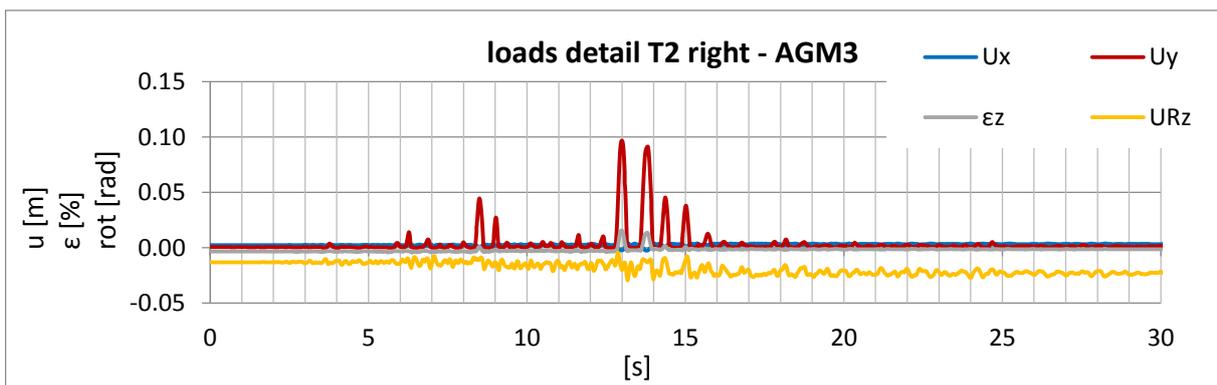


Figure A 148: displacement – time history of the base detail at the right side of T2 during the artificial ground motion – AGM3

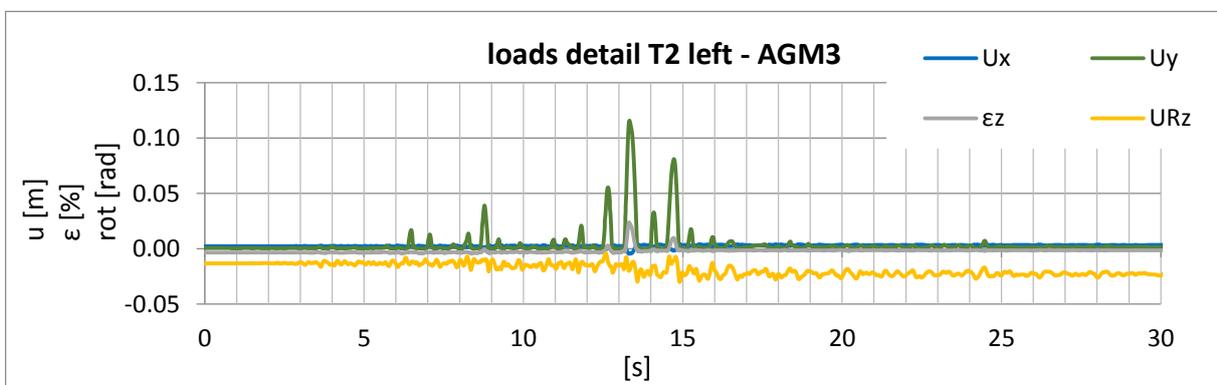


Figure A 149: displacement – time history of the base detail at the left side of T2 during the artificial ground motion – AGM3

A3.1.4. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Artificial Ground Motion AGM4

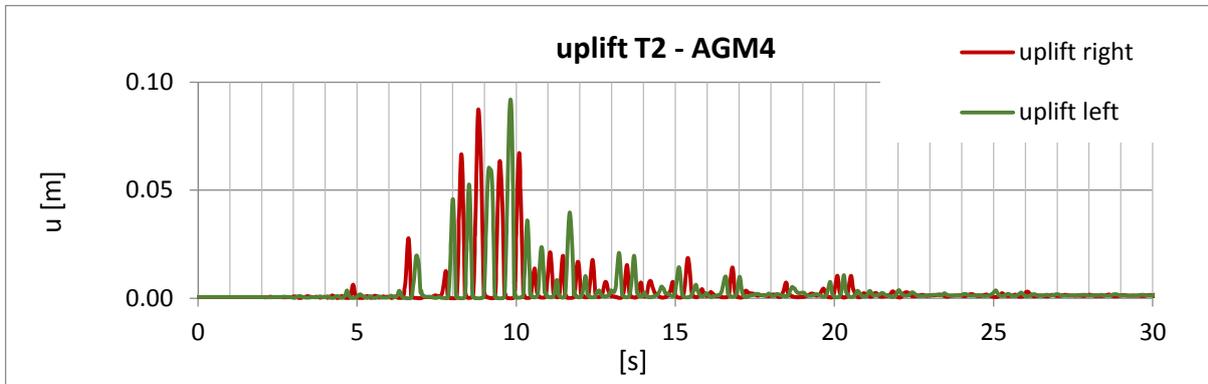


Figure A 150: time history of the uplift of T2 during the artificial ground motion – AGM4

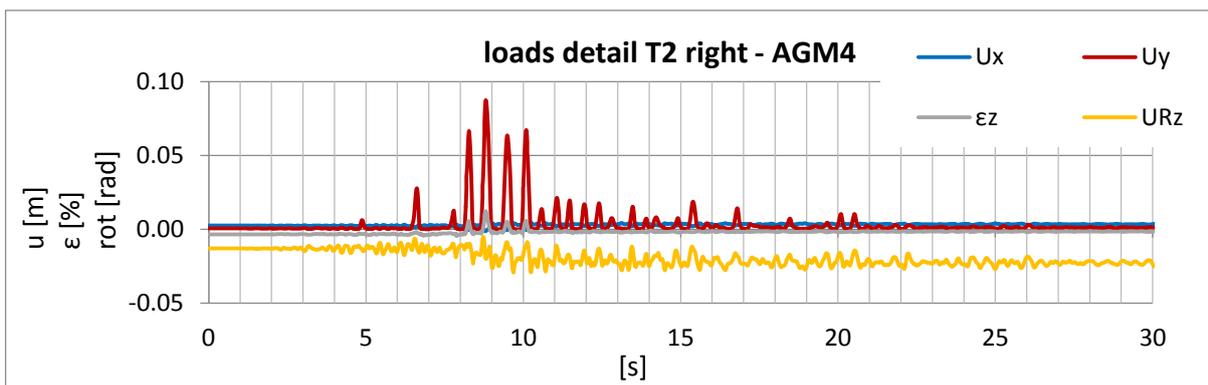


Figure A 151: displacement – time history of the base detail at the right side of T2 during the artificial ground motion – AGM4

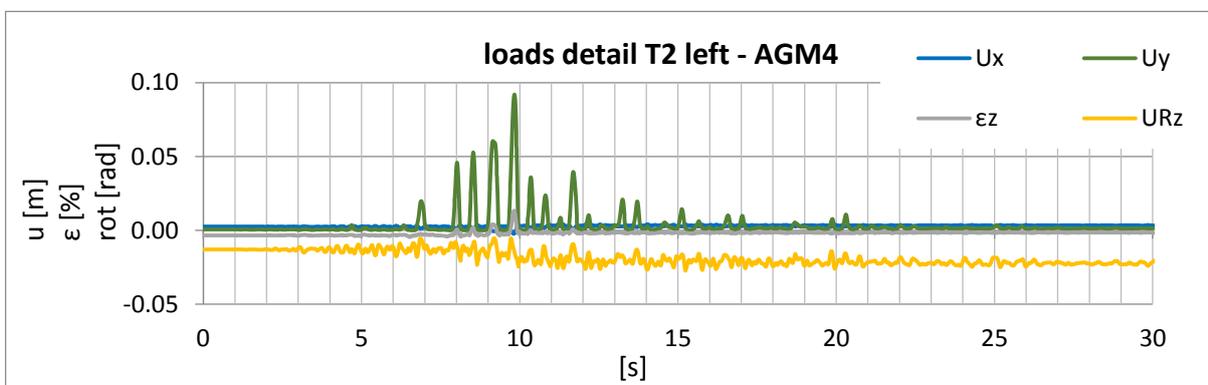


Figure A 152: displacement – time history of the base detail at the left side of T2 during the artificial ground motion – AGM4

A3.1.5. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Artificial Ground Motion AGM5

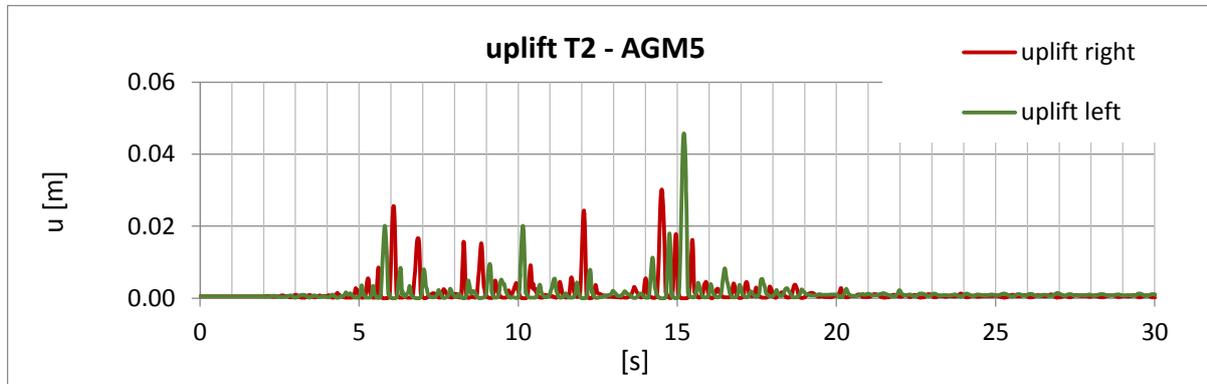


Figure A 153: time history of the uplift of T2 during the artificial ground motion – AGM5

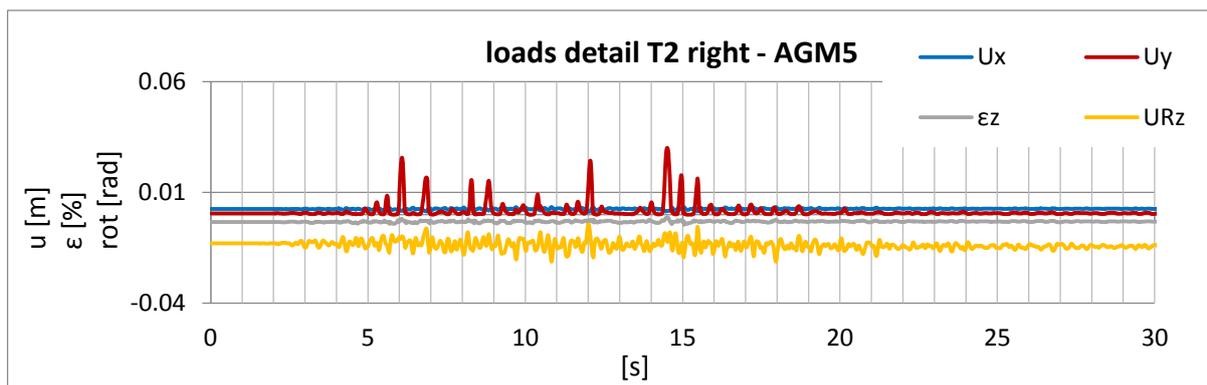


Figure A 154: displacement – time history of the base detail at the right side of T2 during the artificial ground motion – AGM5

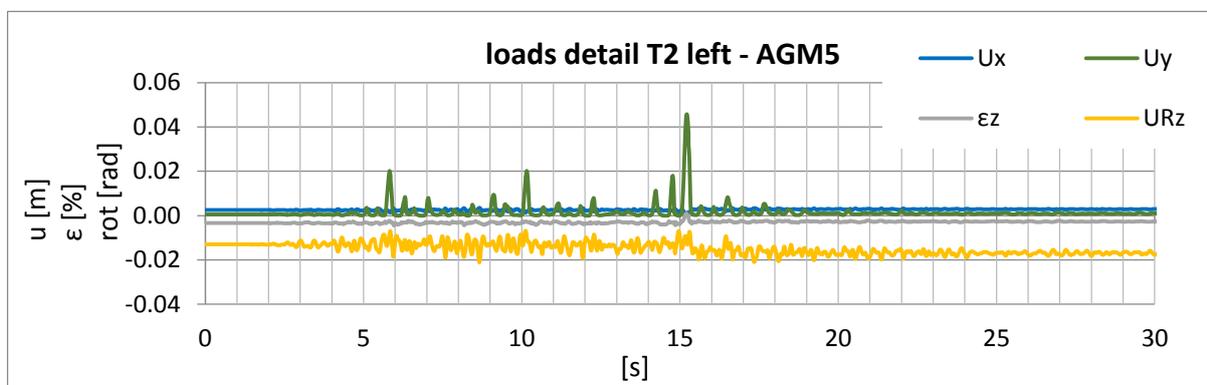


Figure A 155: displacement – time history of the base detail at the left side of T2 during the artificial ground motion – AGM5

A3.1.6. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Artificial Ground Motion AGM6

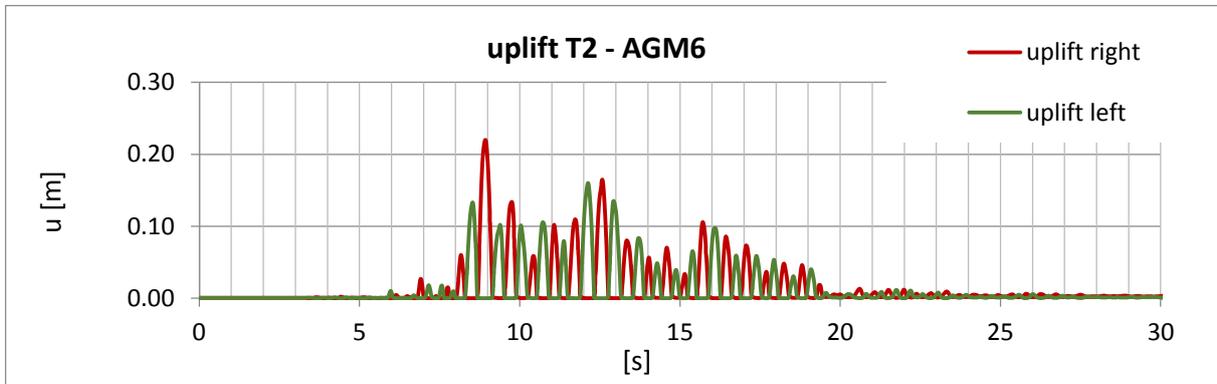


Figure A 156: time history of the uplift of T2 during the artificial ground motion – AGM6

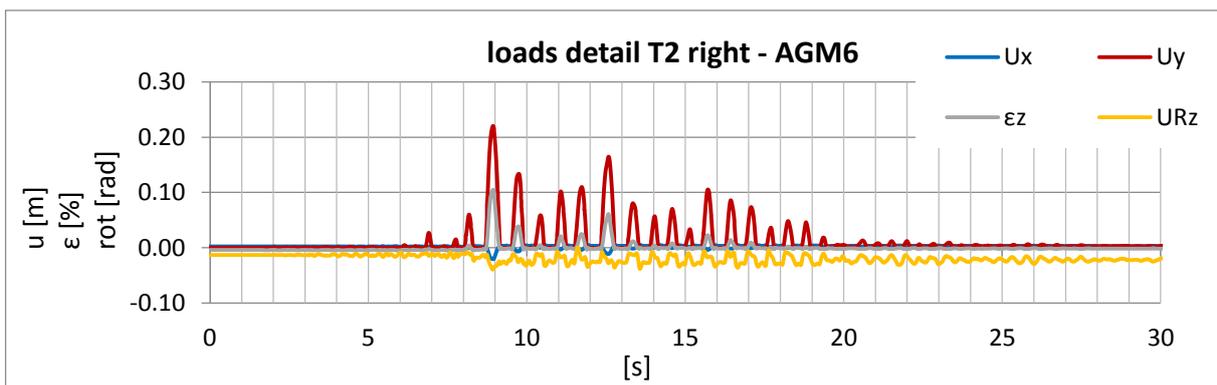


Figure A 157: displacement – time history of the base detail at the right side of T2 during the artificial ground motion – AGM6

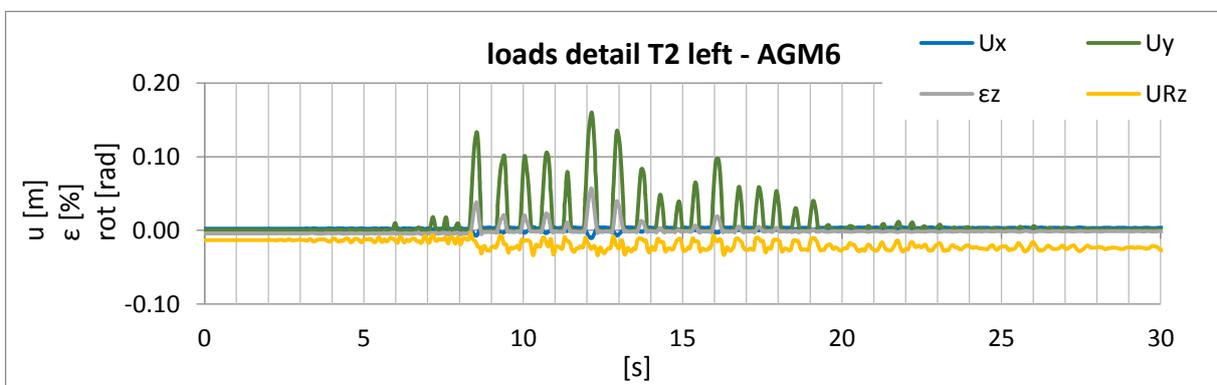


Figure A 158: displacement – time history of the base detail at the left side of T2 during the artificial ground motion – AGM6

A3.1.7. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Artificial Ground Motion AGM7

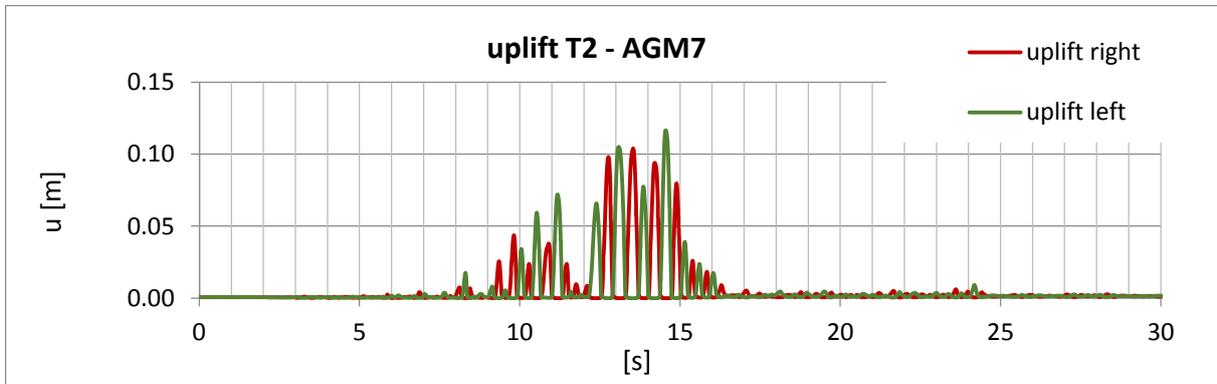


Figure A 159: time history of the uplift of T2 during the artificial ground motion – AGM7

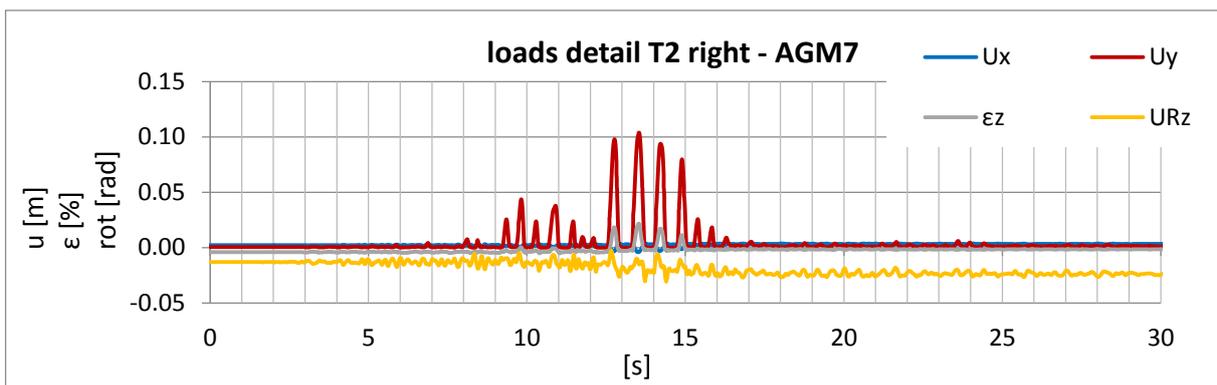


Figure A 160: displacement – time history of the base detail at the right side of T2 during the artificial ground motion – AGM7

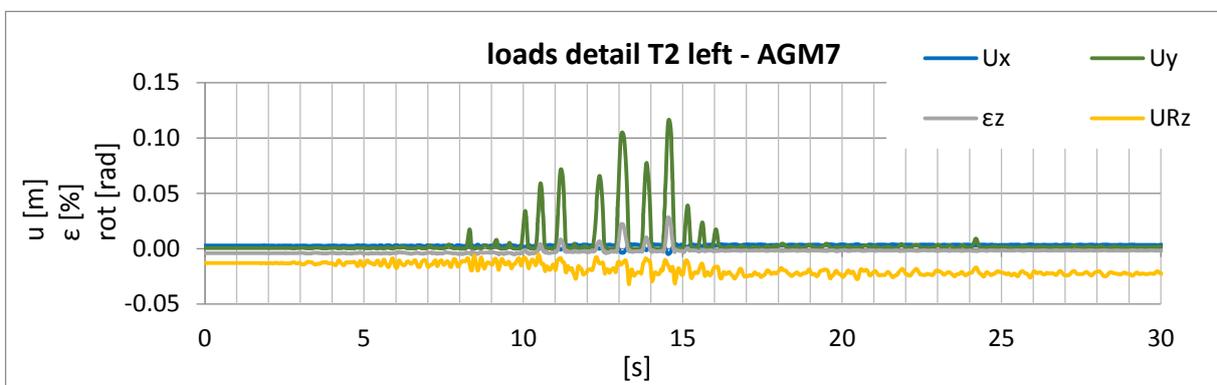


Figure A 161: displacement – time history of the base detail at the left side of T2 during the artificial ground motion – AGM7

A3.1.8. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Artificial Ground Motion AGM8

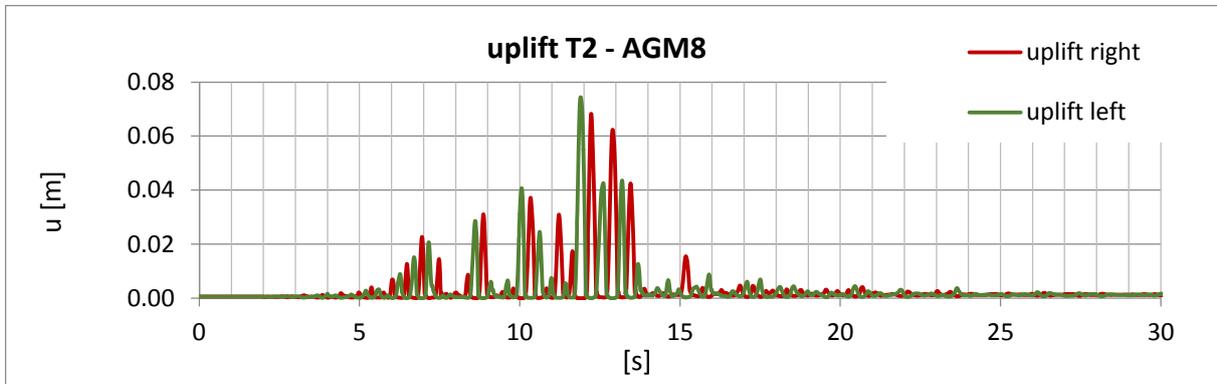


Figure A 162: time history of the uplift of T2 during the artificial ground motion – AGM8

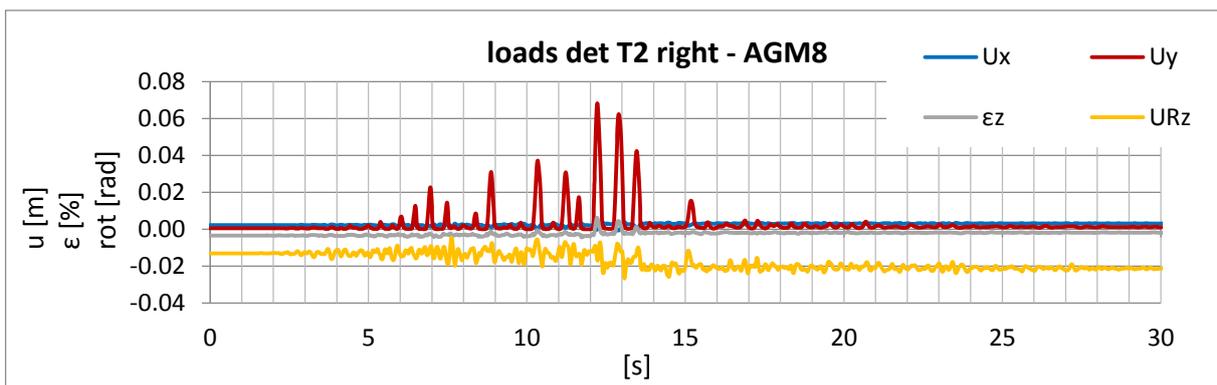


Figure A 163: displacement – time history of the base detail at the right side of T2 during the artificial ground motion – AGM8

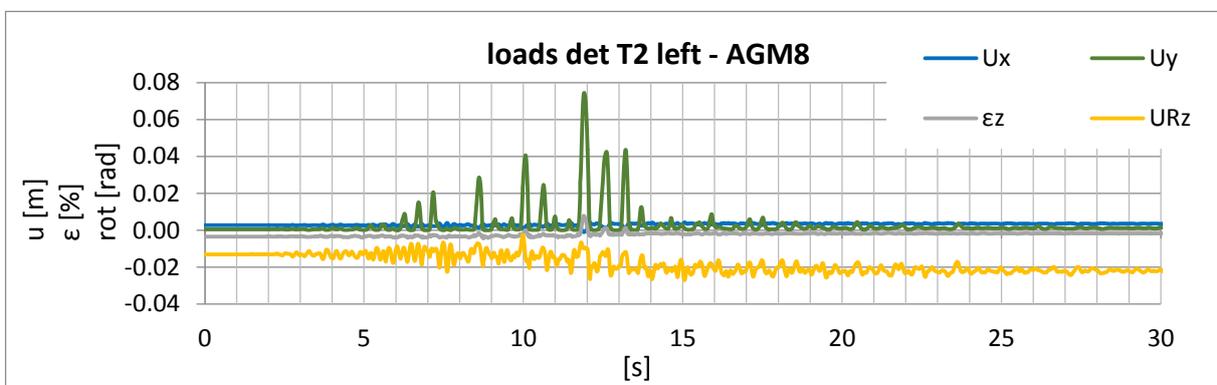


Figure A 164: displacement – time history of the base detail at the left side of T2 during the artificial ground motion – AGM8

A3.1.9. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Artificial Ground Motion AGM9

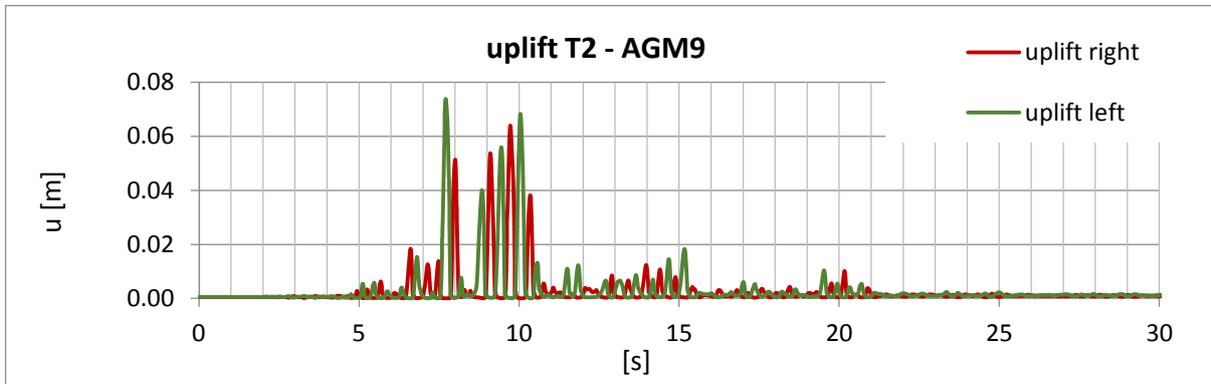


Figure A 165: time history of the uplift of T2 during the artificial ground motion – AGM9

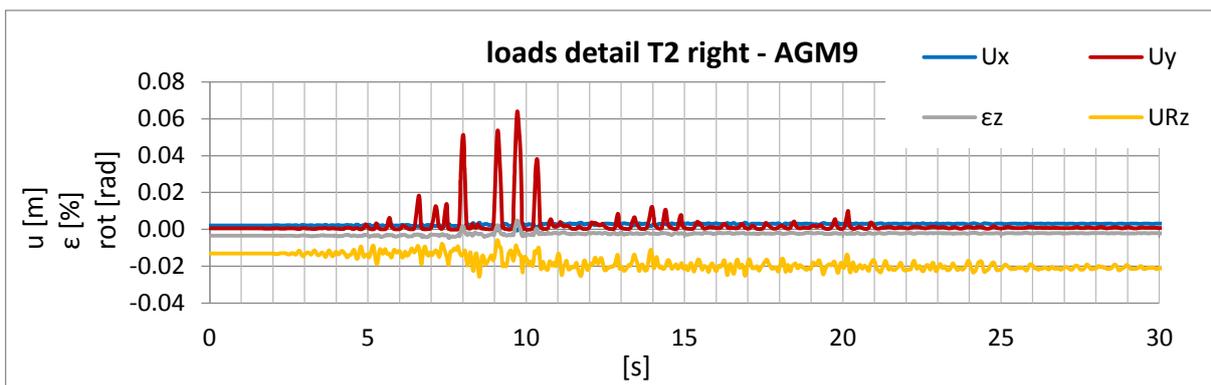


Figure A 166: displacement – time history of the base detail at the right side of T2 during the artificial ground motion – AGM9

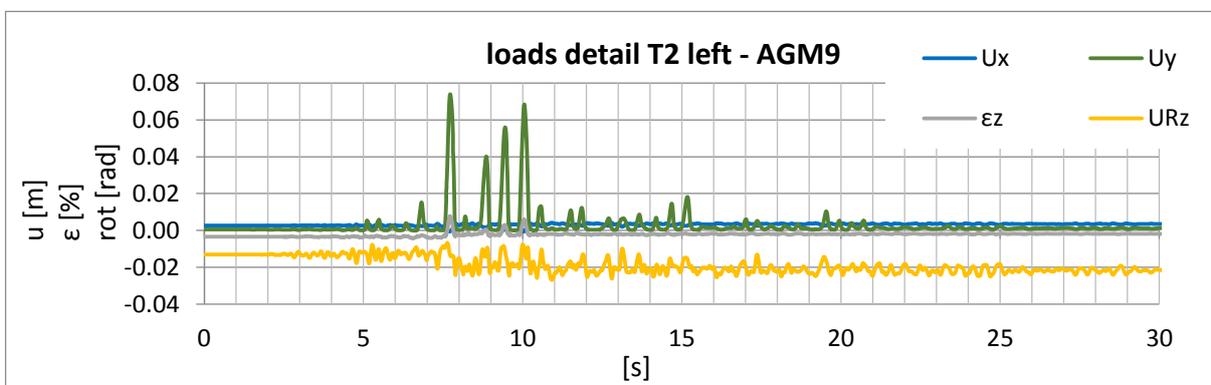


Figure A 167: displacement – time history of the base detail at the left side of T2 during the artificial ground motion – AGM9

A3.1.10. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Artificial Ground Motion AGM10

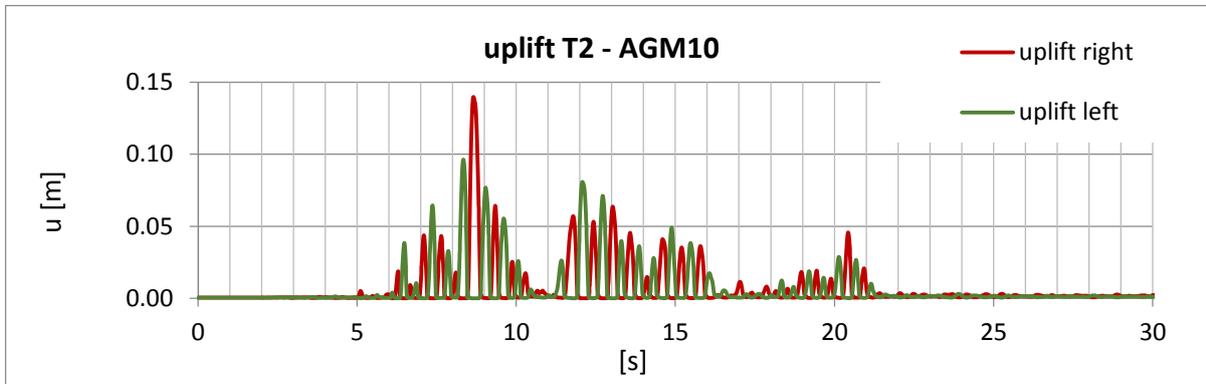


Figure A 168: time history of the uplift of T2 during the artificial ground motion – AGM10

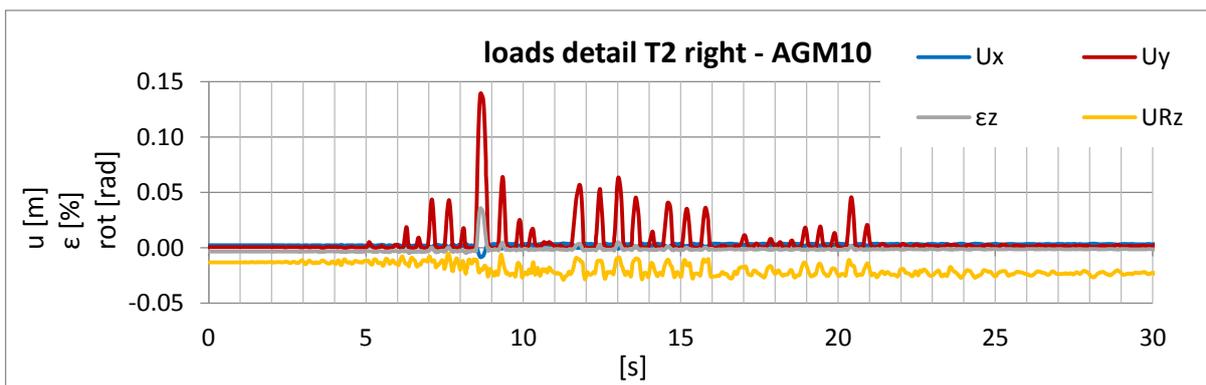


Figure A 169: displacement – time history of the base detail at the right side of T2 during the artificial ground motion – AGM10

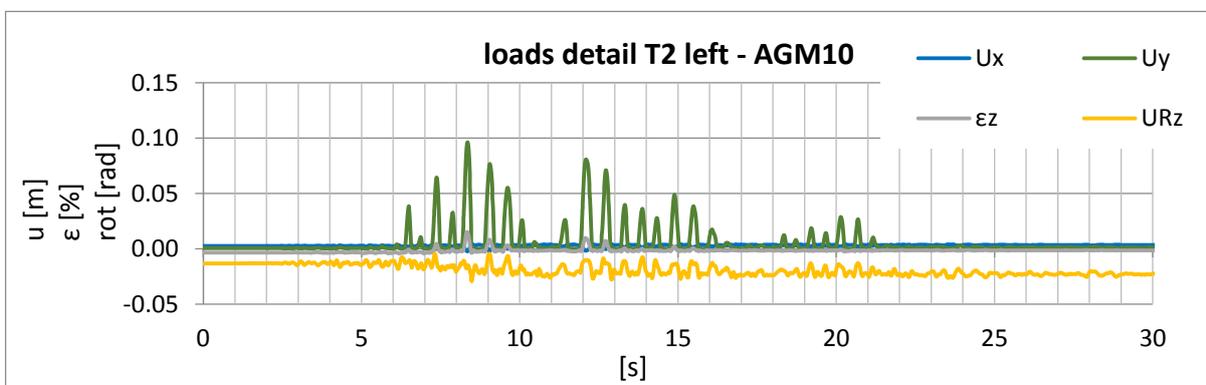


Figure A 170: displacement – time history of the base detail at the left side of T2 during the artificial ground motion – AGM10

A3.2. Tank T2 – Real Ground motions

A3.2.1. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Real Ground Motion RGM1

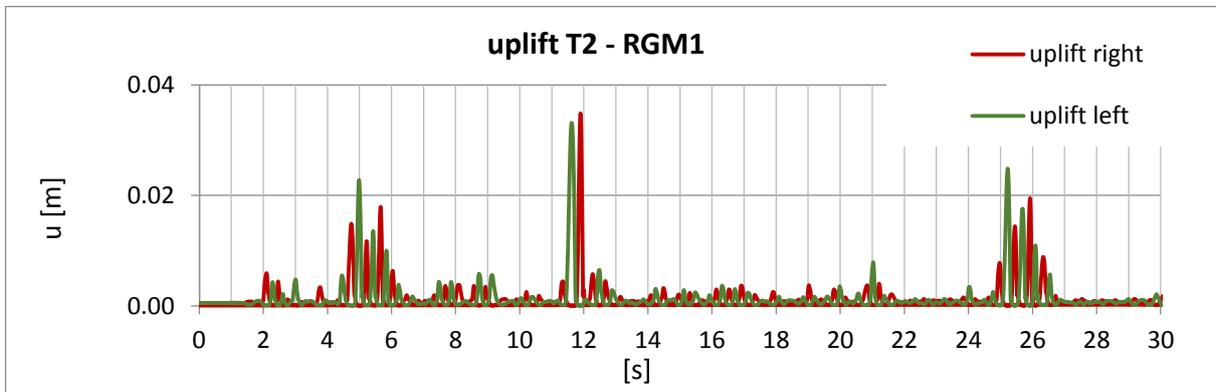


Figure A 171: time history of the uplift of T2 during the real ground motion – RGM1

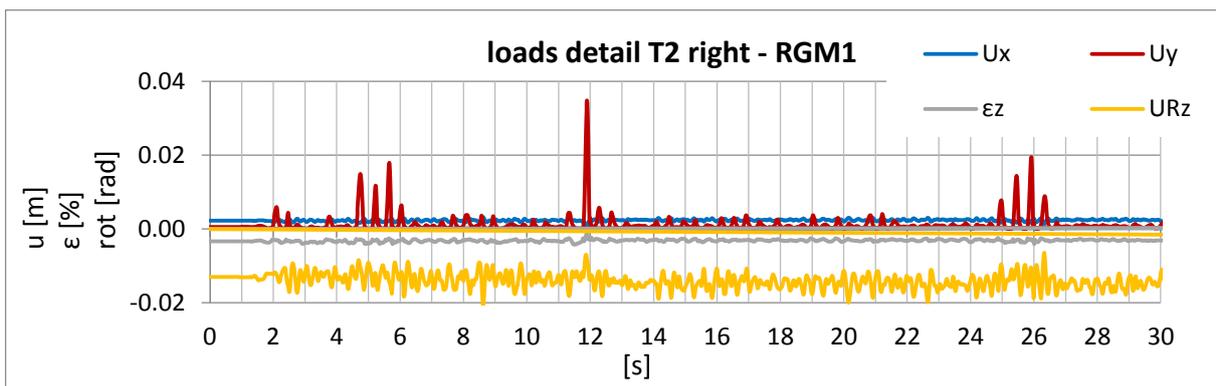


Figure A 172: displacement – time history of the base detail at the right side of T2 during the artificial ground motion – RGM1

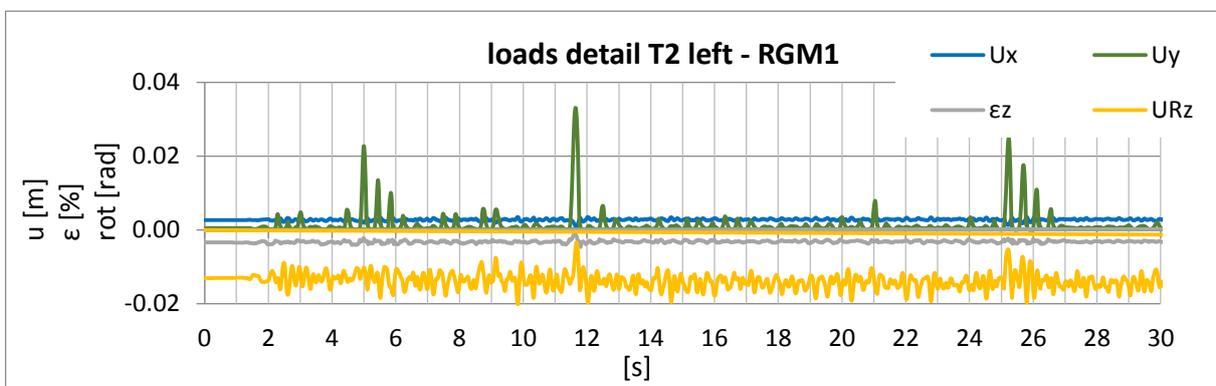


Figure A 173: displacement – time history of the base detail at the left side of T2 during the artificial ground motion – RGM1

A3.2.2. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Real Ground Motion RGM2

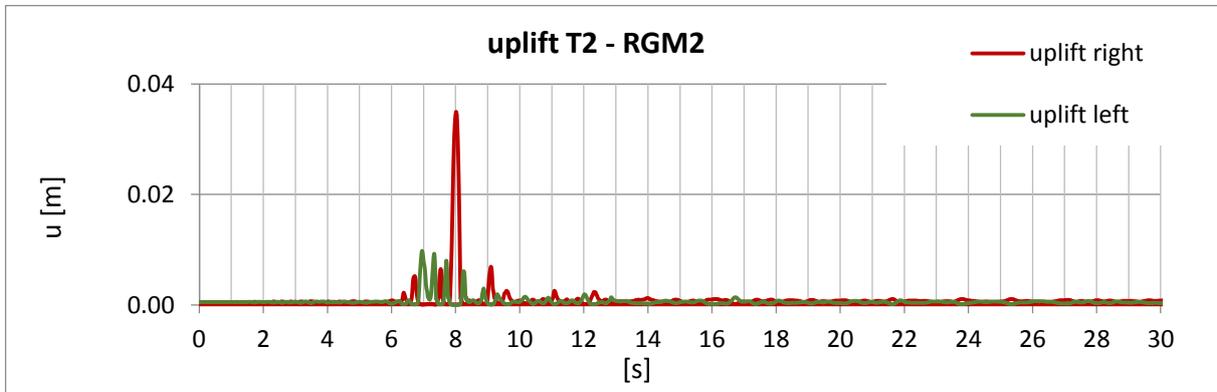


Figure A 174: time history of the uplift of T2 during the real ground motion – RGM2

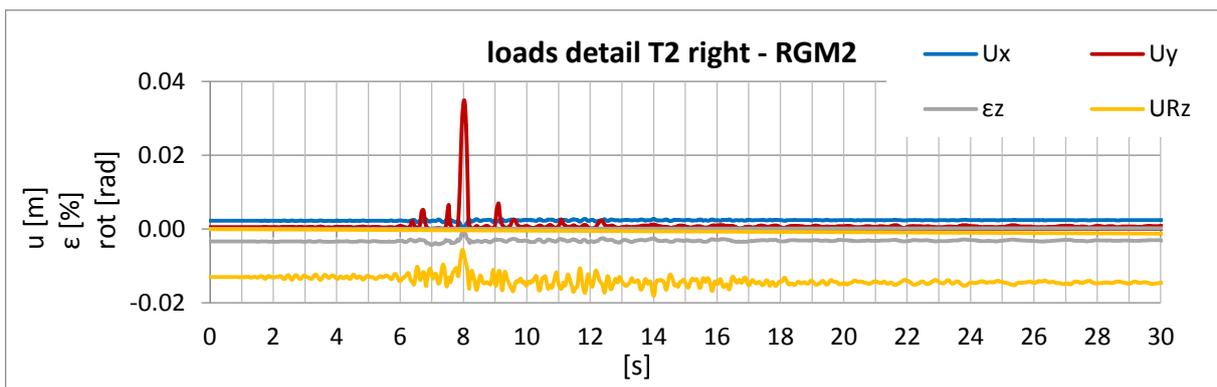


Figure A 175: displacement – time history of the base detail at the right side of T2 during the artificial ground motion – RGM2

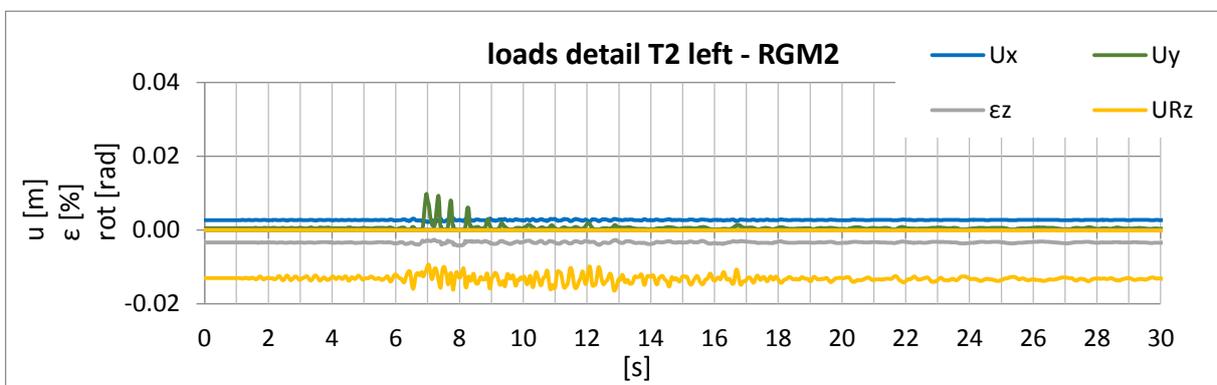


Figure A 176: displacement – time history of the base detail at the left side of T2 during the artificial ground motion – RGM2

A3.2.3. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Real Ground Motion RGM3

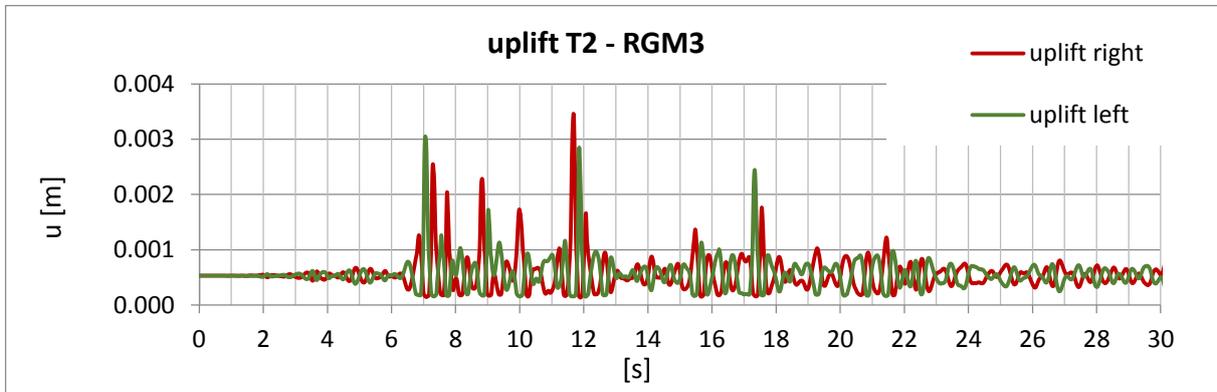


Figure A 177: time history of the uplift of T2 during the real ground motion – RGM3

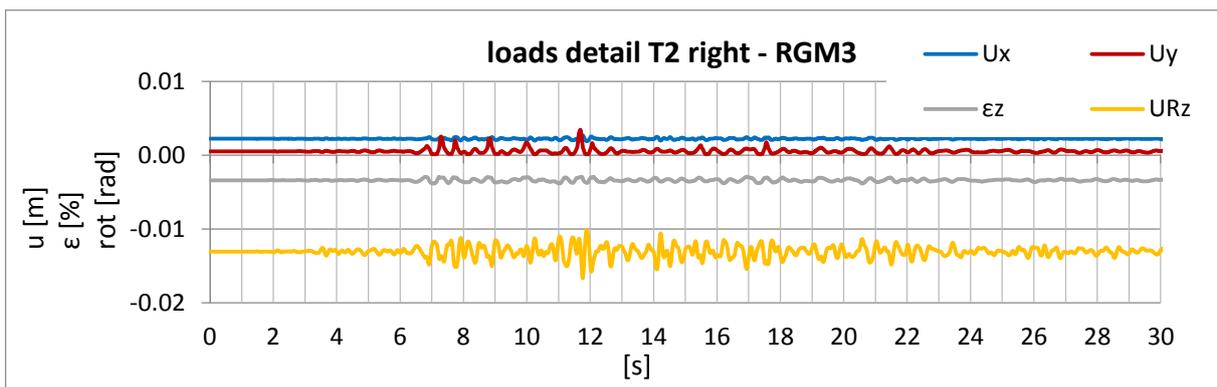


Figure A 178: displacement – time history of the base detail at the right side of T2 during the artificial ground motion – RGM3

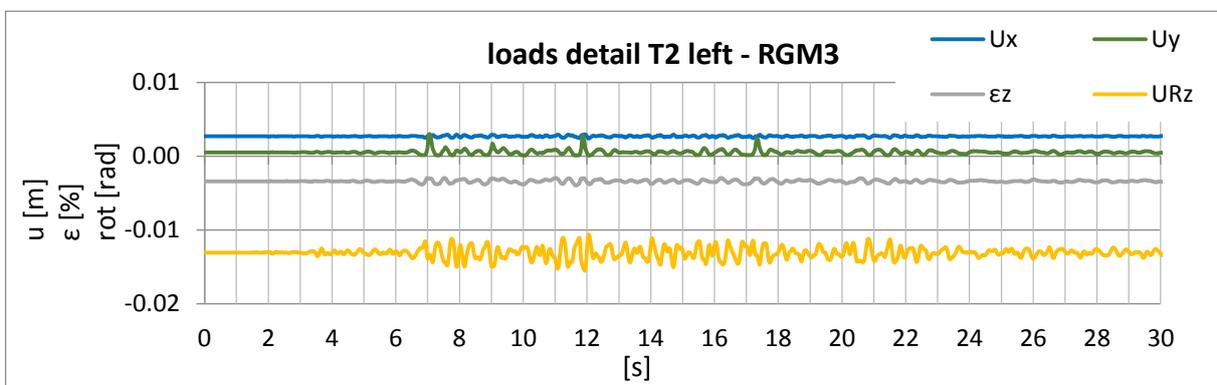


Figure A 179: displacement – time history of the base detail at the left side of T2 during the artificial ground motion – RGM3

A3.2.4. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Real Ground Motion RGM4

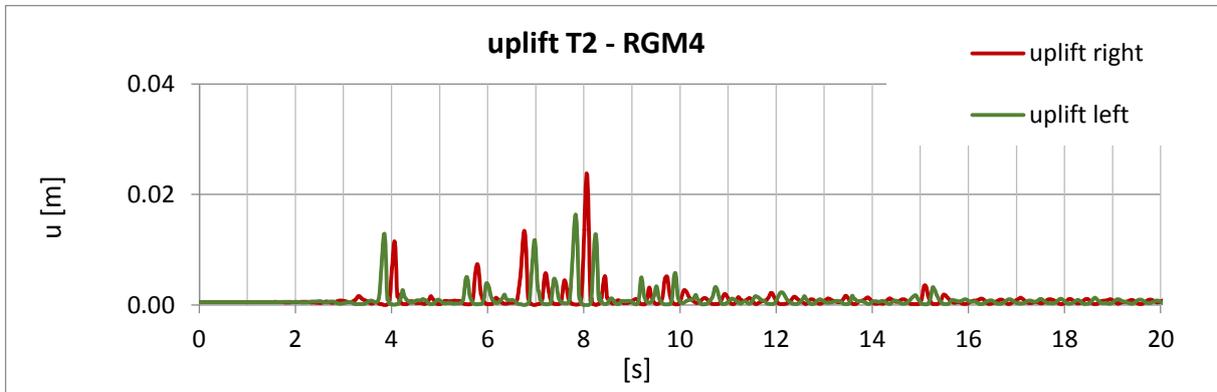


Figure A 180: time history of the uplift of T2 during the real ground motion – RGM4

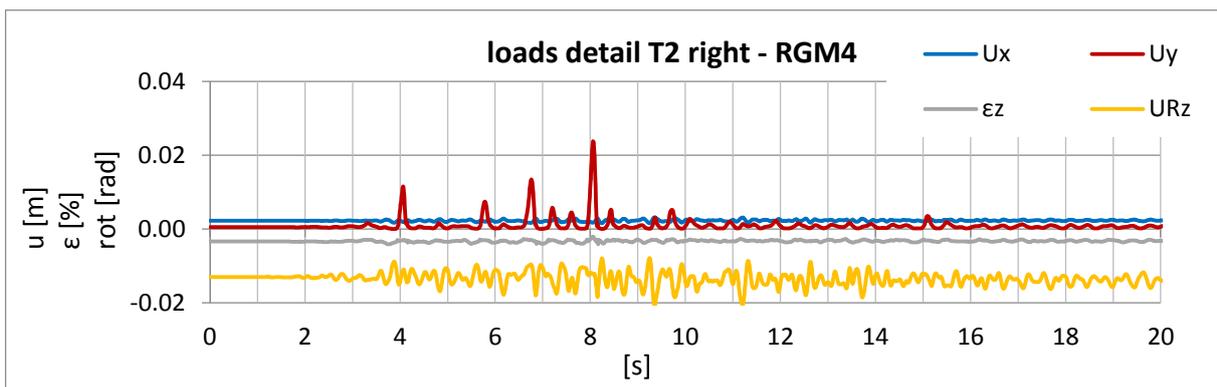


Figure A 181: displacement – time history of the base detail at the right side of T2 during the artificial ground motion – RGM4

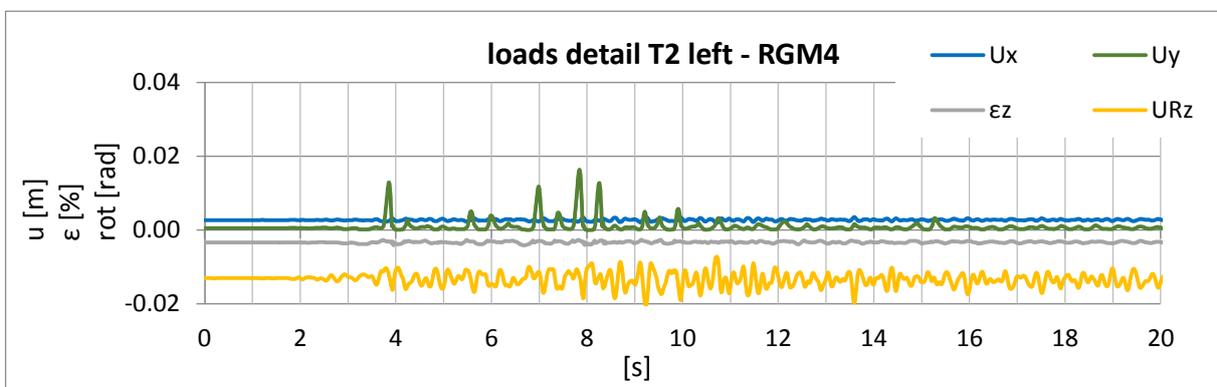


Figure A 182: displacement – time history of the base detail at the left side of T2 during the artificial ground motion – RGM4

A3.2.5. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Real Ground Motion RGM5

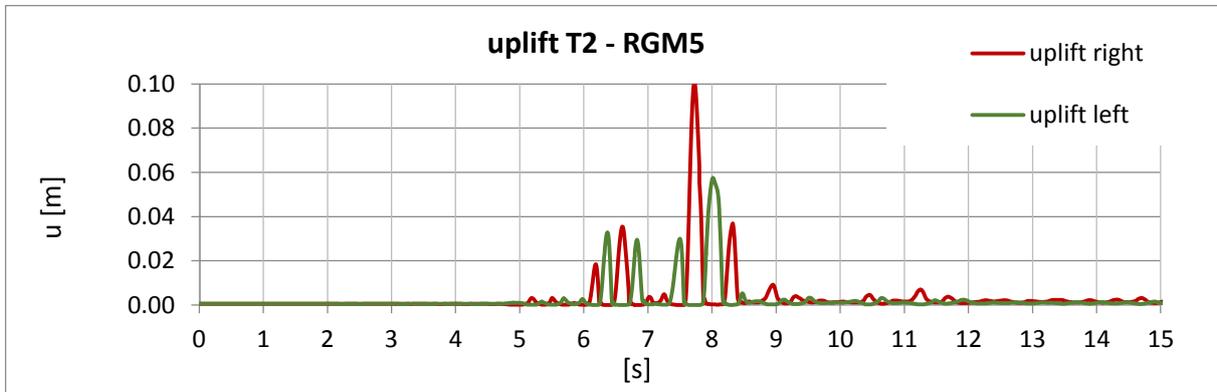


Figure A 183: time history of the uplift of T2 during the real ground motion – RGM5

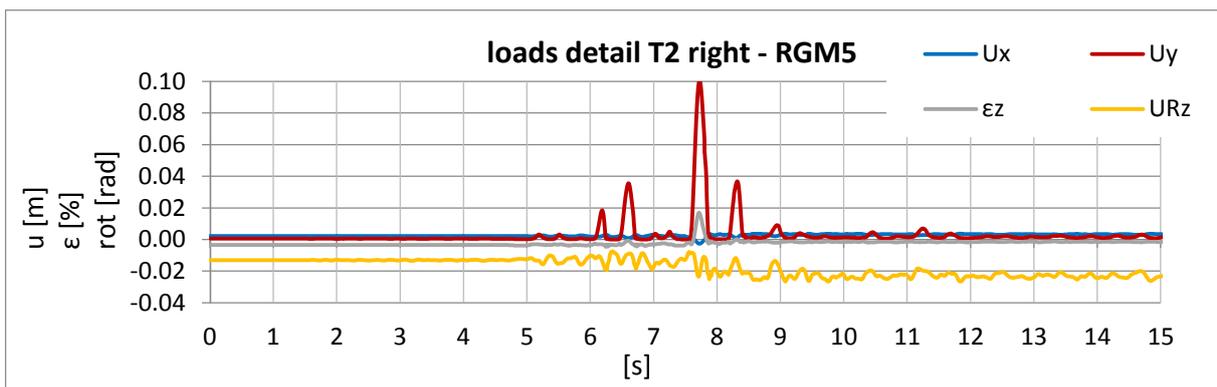


Figure A 184: displacement – time history of the base detail at the right side of T2 during the artificial ground motion – RGM5

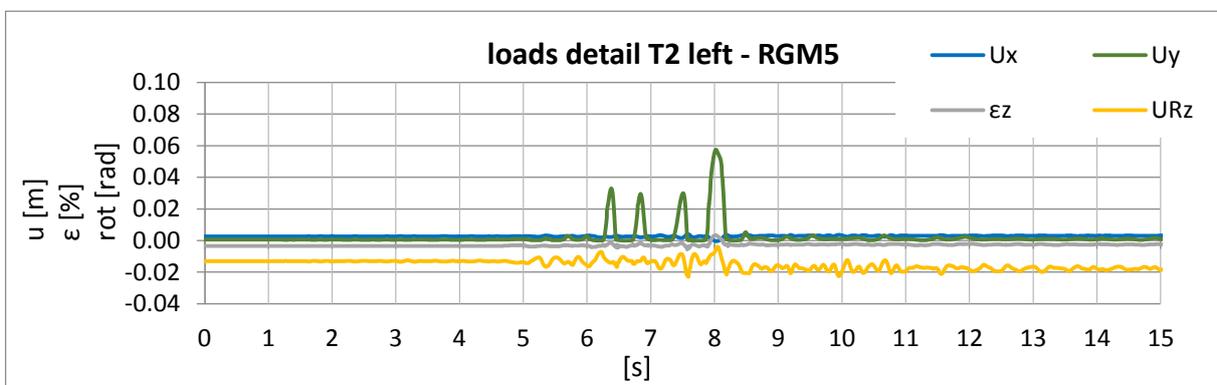


Figure A 185: displacement – time history of the base detail at the left side of T2 during the artificial ground motion – RGM5

A3.2.6. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Real Ground Motion RGM6

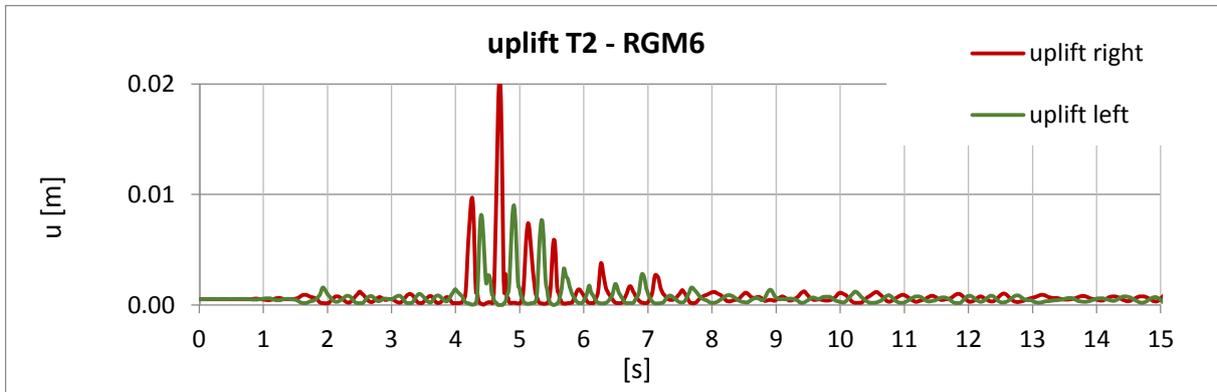


Figure A 186: time history of the uplift of T2 during the real ground motion – RGM6

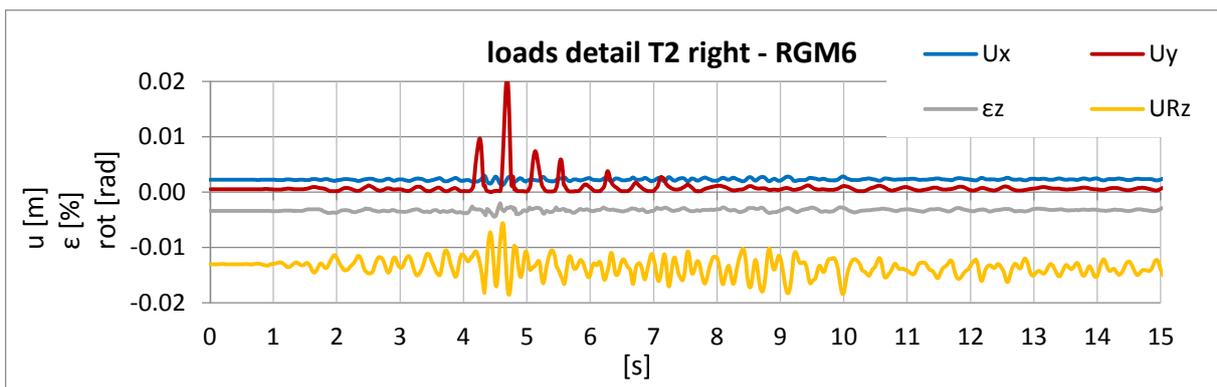


Figure A 187: displacement – time history of the base detail at the right side of T2 during the artificial ground motion – RGM6

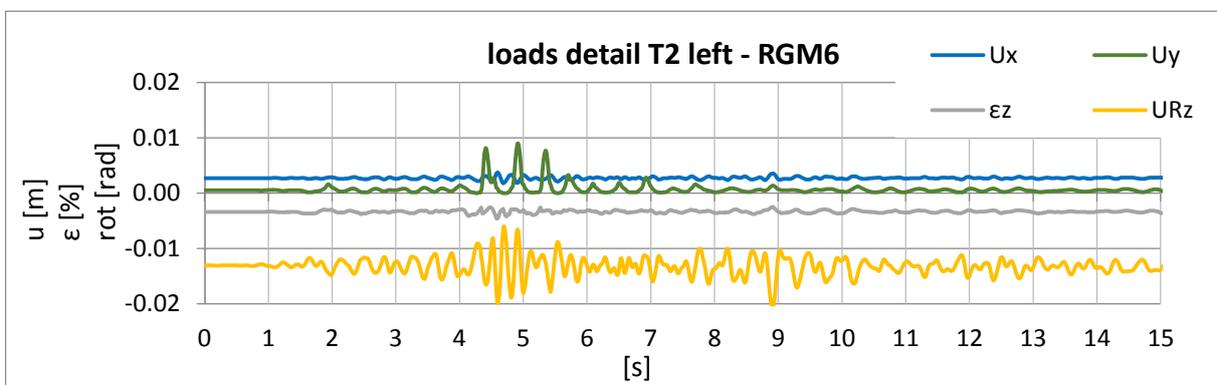


Figure A 188: displacement – time history of the base detail at the left side of T2 during the artificial ground motion – RGM6

A3.2.7. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Real Ground Motion RGM7

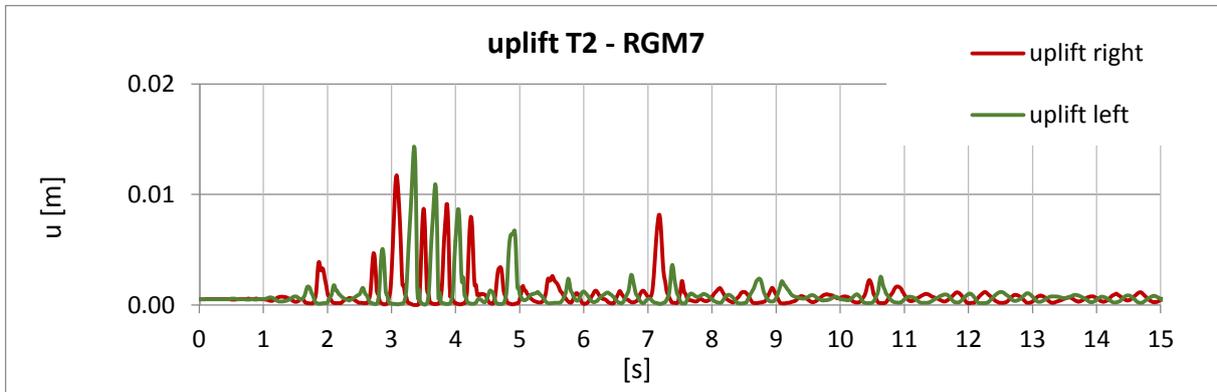


Figure A 189: time history of the uplift of T2 during the real ground motion – RGM7

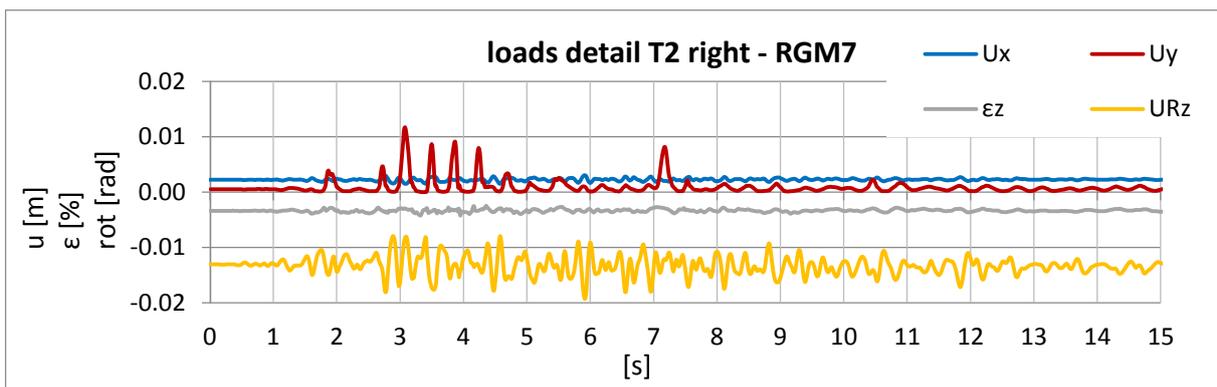


Figure A 190: displacement – time history of the base detail at the right side of T2 during the artificial ground motion – RGM7

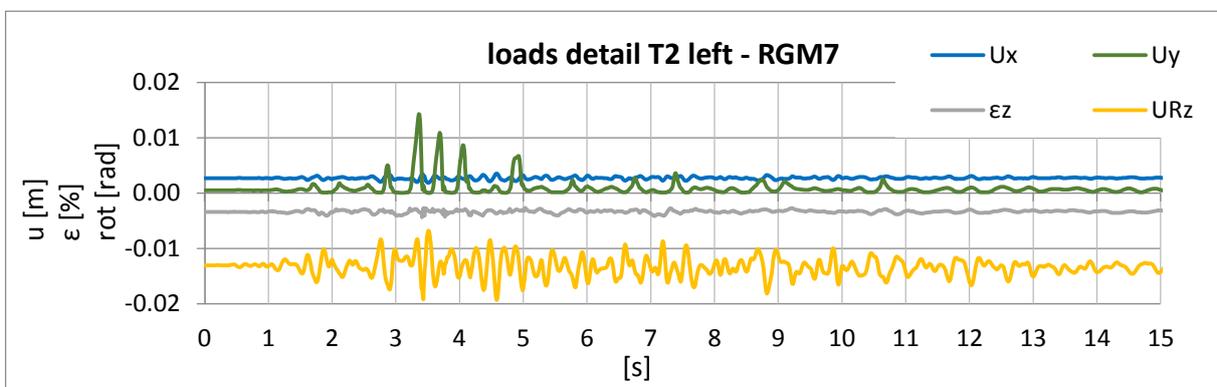


Figure A 191: displacement – time history of the base detail at the left side of T2 during the artificial ground motion – RGM7

A3.2.8. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Real Ground Motion RGM8

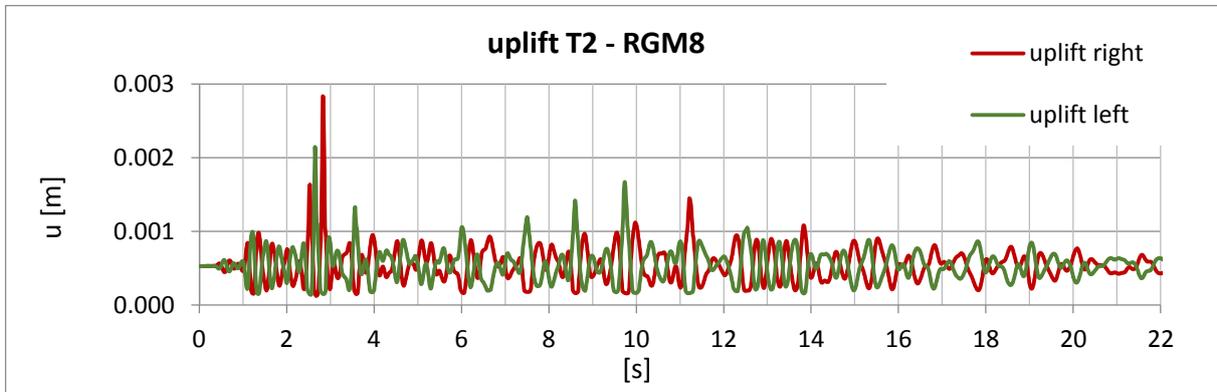


Figure A 192: time history of the uplift of T2 during the real ground motion – RGM8

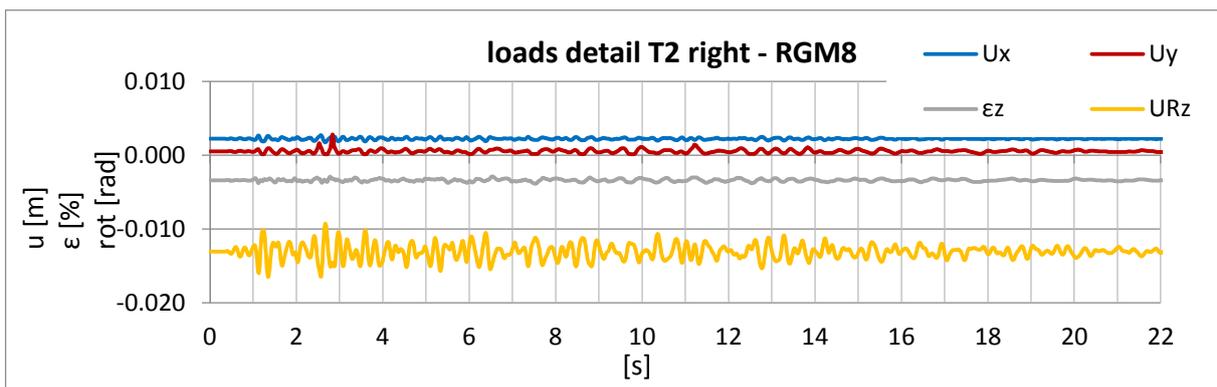


Figure A 193: displacement – time history of the base detail at the right side of T2 during the artificial ground motion – RGM8

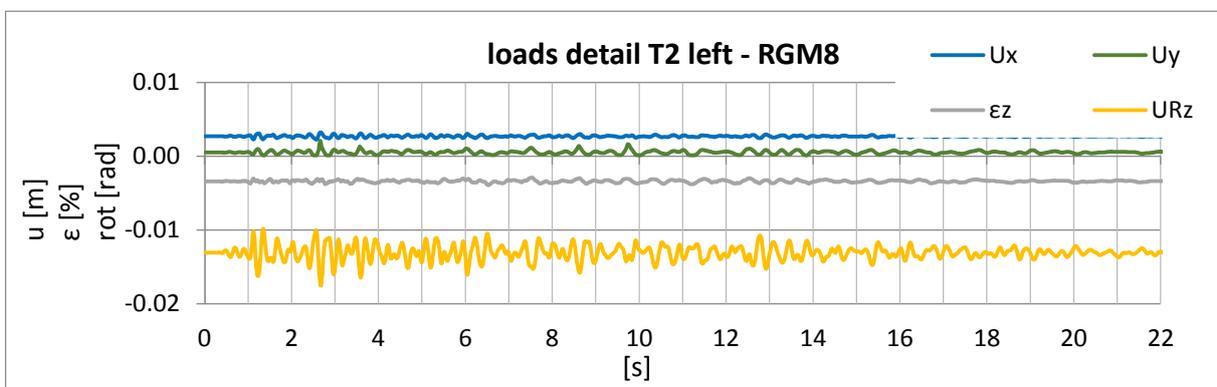


Figure A 194: displacement – time history of the base detail at the left side of T2 during the artificial ground motion – RGM8

A3.2.9. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 - Real Ground Motion RGM9

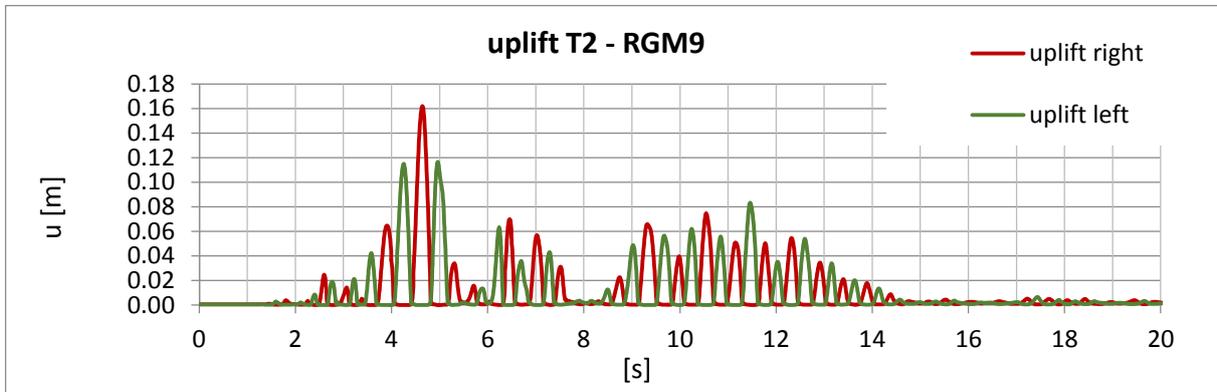


Figure A 195: time history of the uplift of T2 during the real ground motion – RGM9

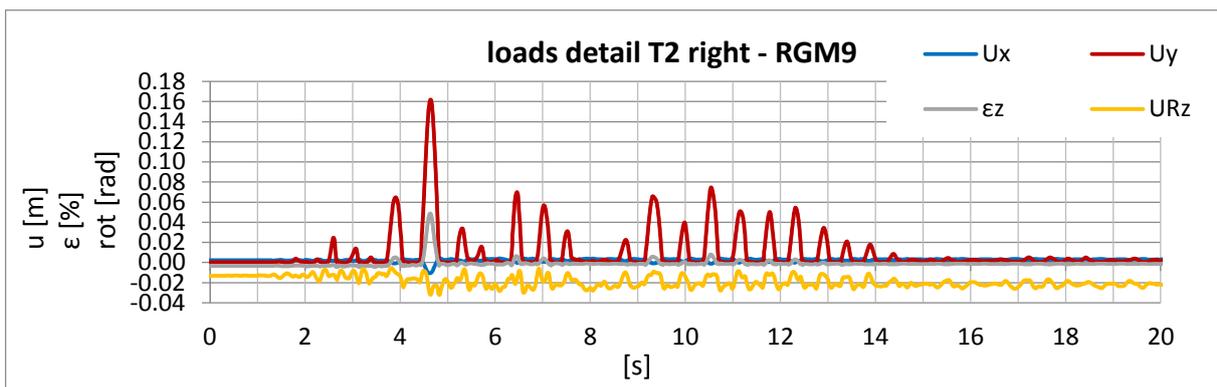


Figure A 196: displacement – time history of the base detail at the right side of T2 during the artificial ground motion – RGM9

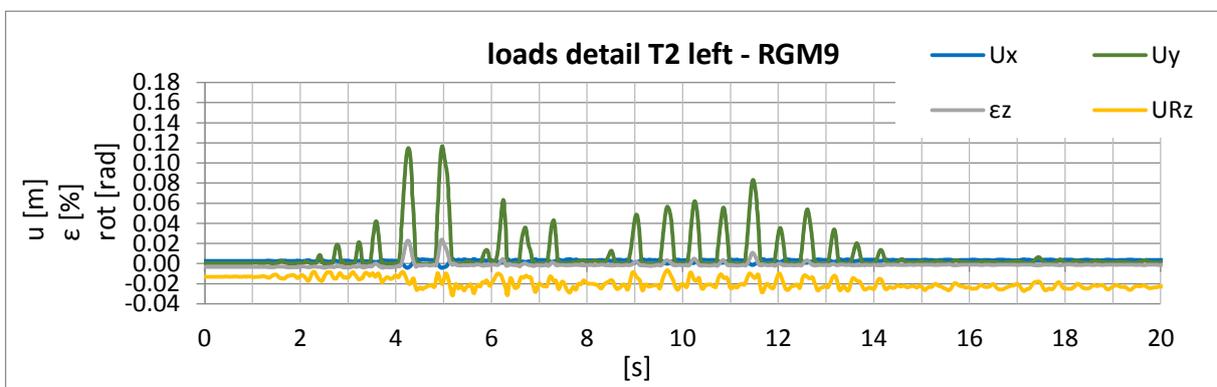


Figure A 197: displacement – time history of the base detail at the left side of T2 during the artificial ground motion – RGM9

**A3.2.10. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T2 -
Real Ground Motion RGM10**

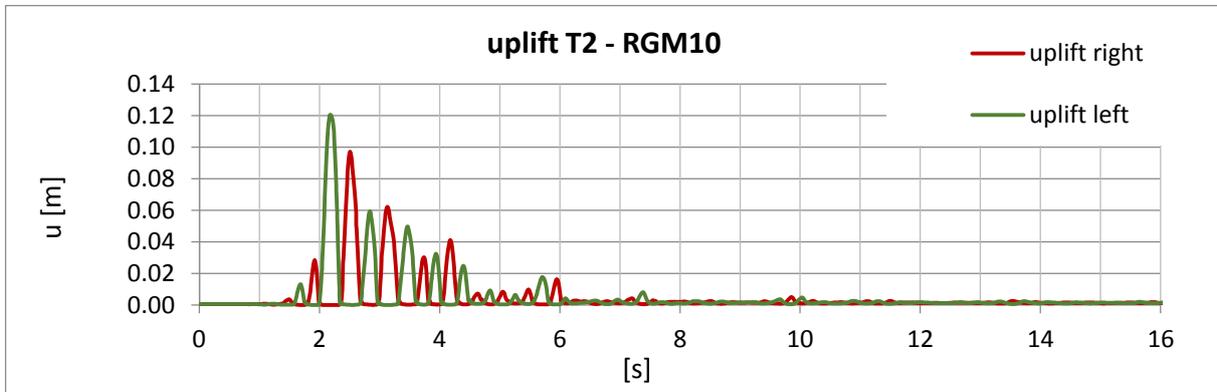


Figure A 198: time history of the uplift of T2 during the real ground motion – RGM10

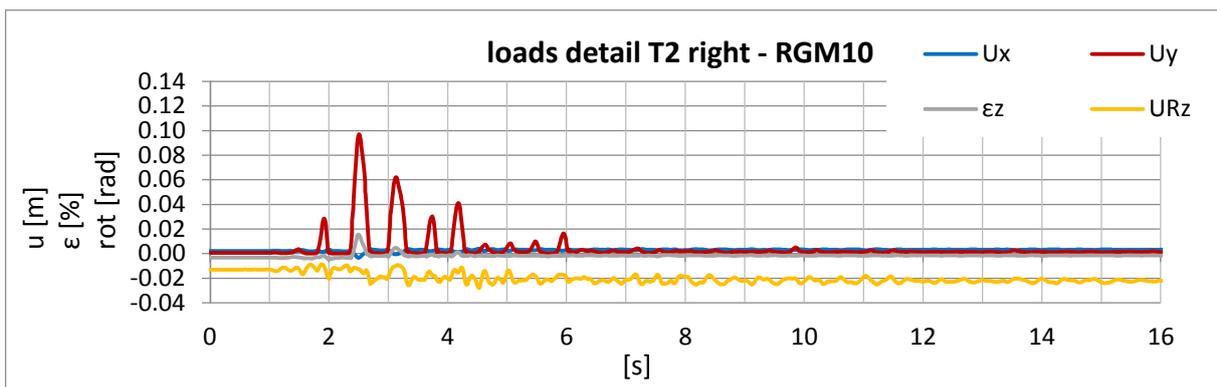


Figure A 199: displacement – time history of the base detail at the right side of T2 during the artificial ground motion – RGM10

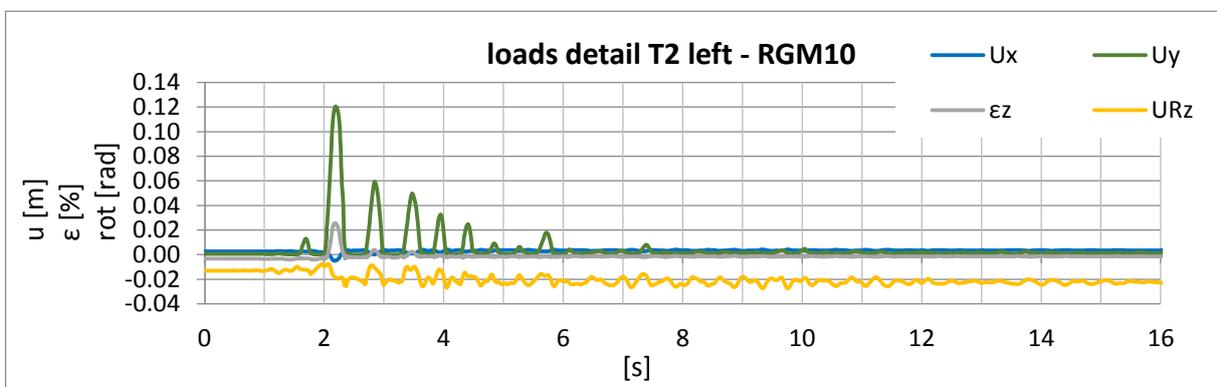


Figure A 200: displacement – time history of the base detail at the left side of T2 during the artificial ground motion – RGM10

A4. Results of the 3D Time History Calculations for Tank T3

A4.1. Tank T3 - Artificial Ground motions - $a_g = 2\text{m/s}^2$

A4.1.1. Results of 3D Time History Calculations - for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM1

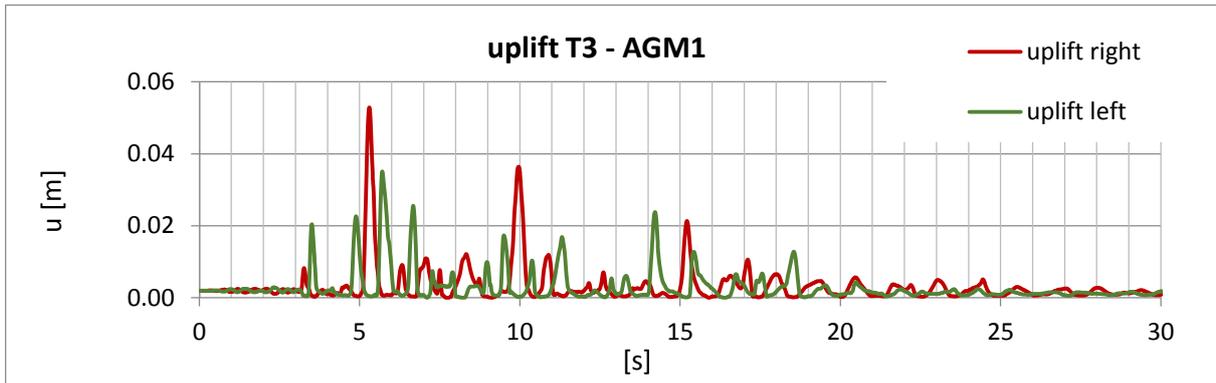


Figure A 201: time history of the uplift of T3 during the artificial ground motion – AGM1

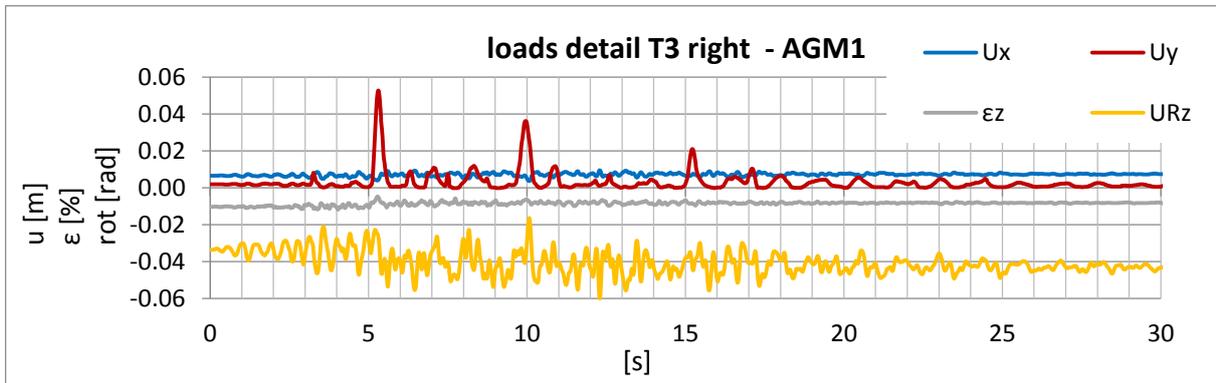


Figure A 202: displacement – time history of the base detail at the right side of T3 during the artificial ground motion – AGM1

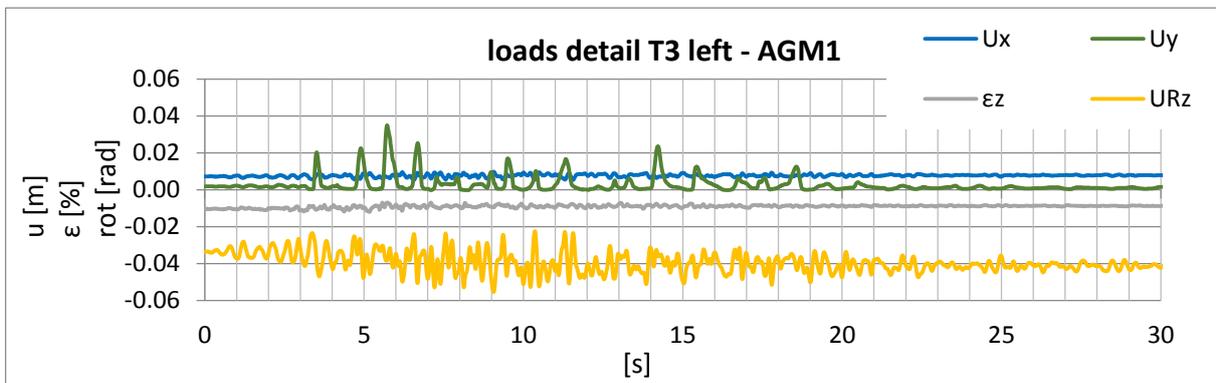


Figure A 203: displacement – time history of the base detail at the left side of T3 during the artificial ground motion – AGM1

A4.1.2. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM2

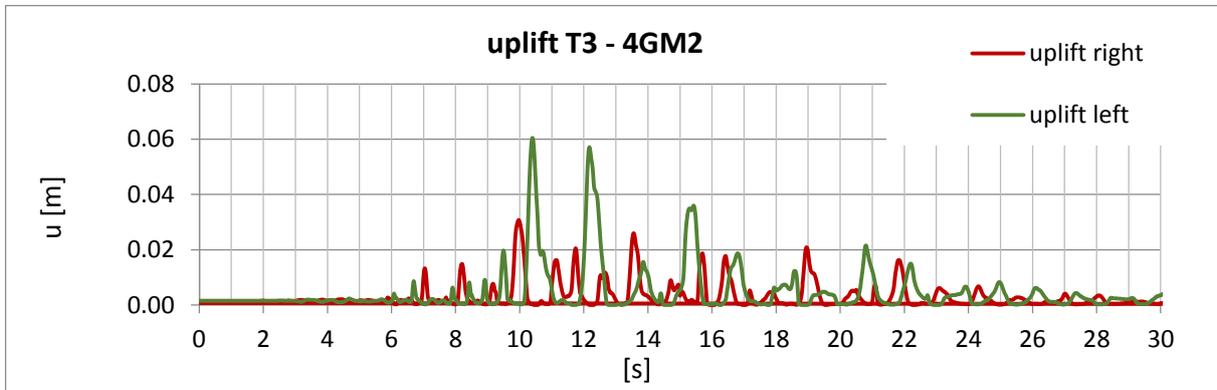


Figure A 204: time history of the uplift of T3 during the artificial ground motion – AGM2

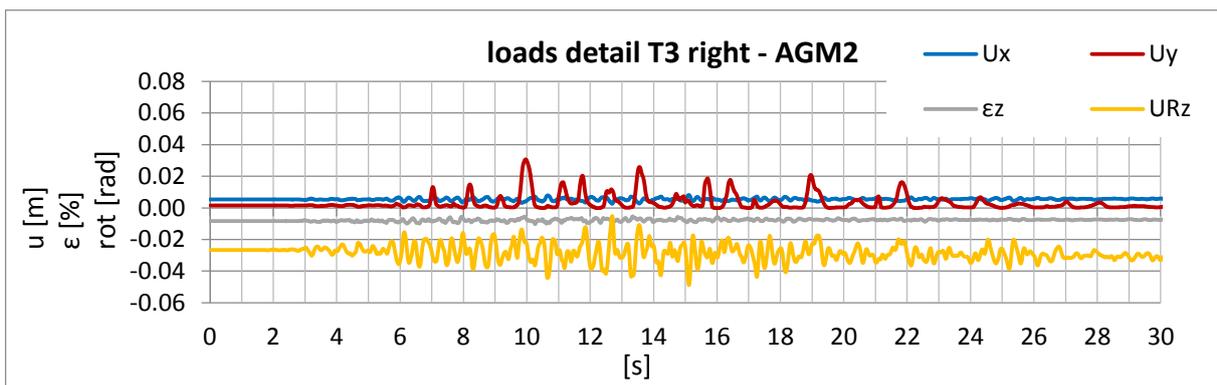


Figure A 205: displacement – time history of the base detail at the right side of T3 during the artificial ground motion – AGM2

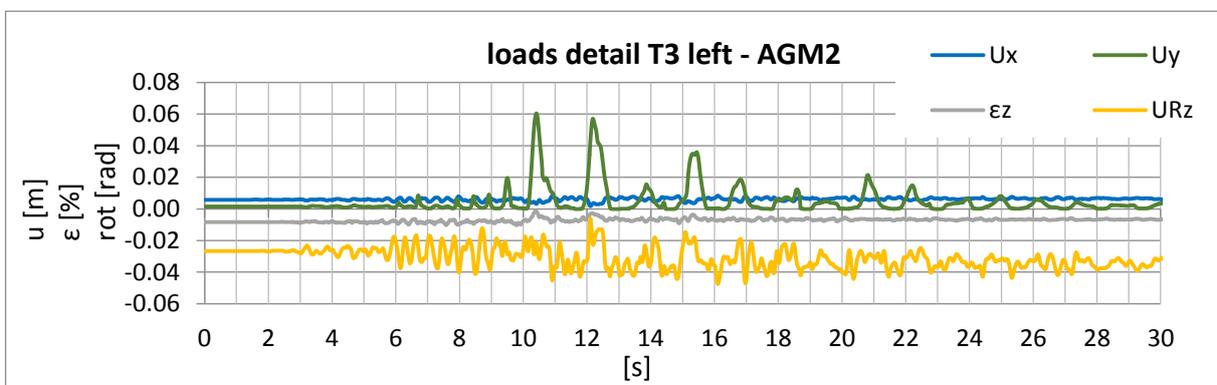


Figure A 206: displacement – time history of the base detail at the left side of T3 during the artificial ground motion – AGM2

A4.1.3. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM3

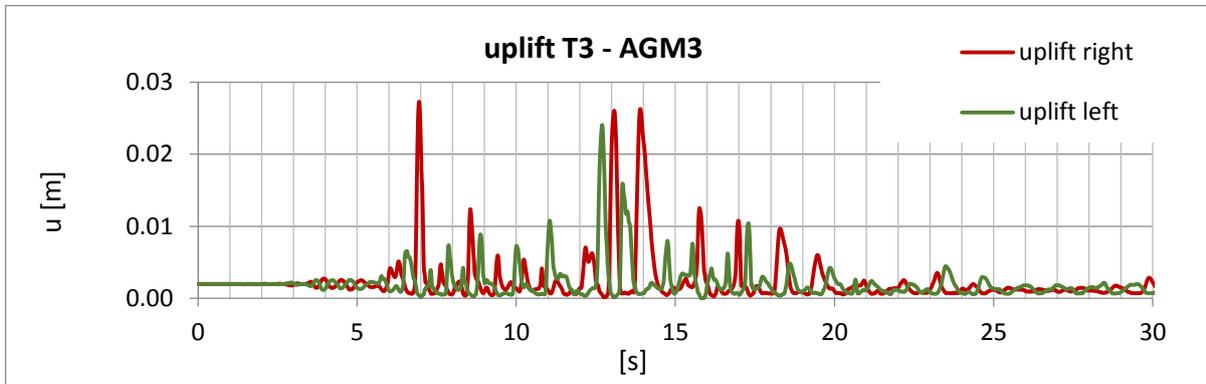


Figure A 207: time history of the uplift of T3 during the artificial ground motion – AGM3

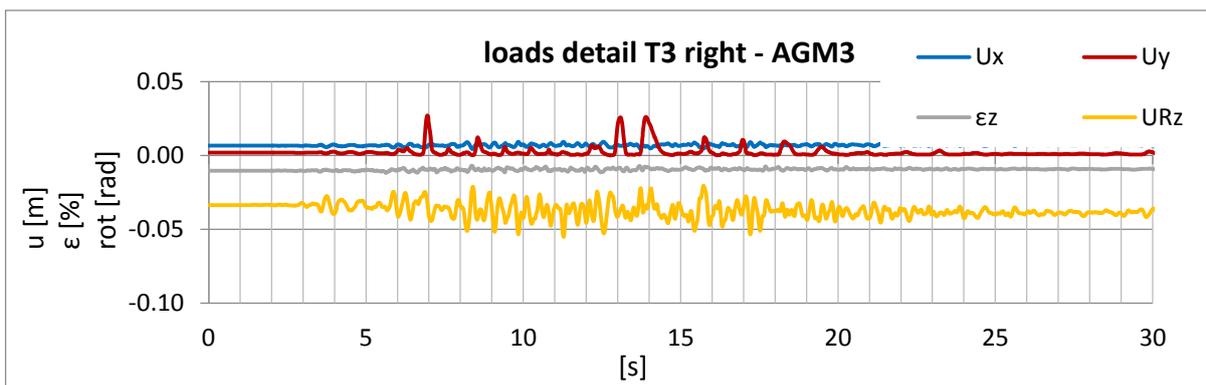


Figure A 208: displacement – time history of the base detail at the right side of T3 during the artificial ground motion – AGM3

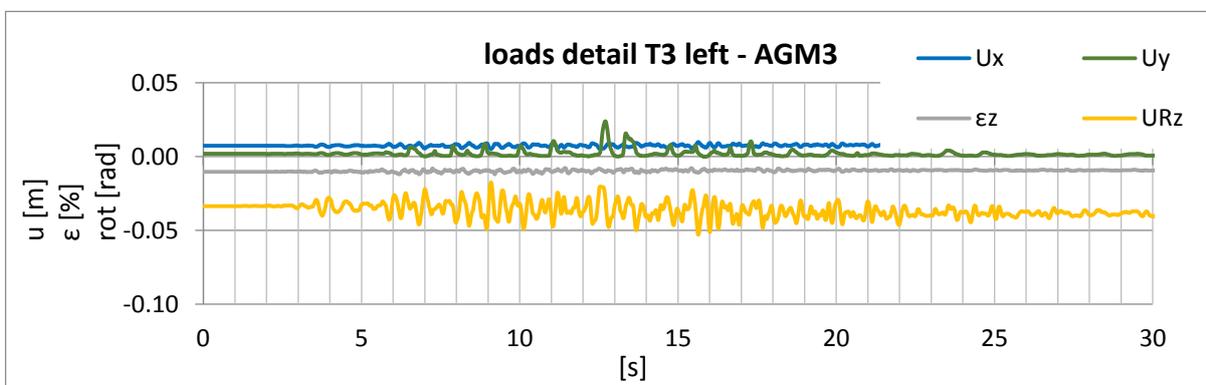


Figure A 209: displacement – time history of the base detail at the left side of T3 during the artificial ground motion – AGM3

A4.1.4. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM4

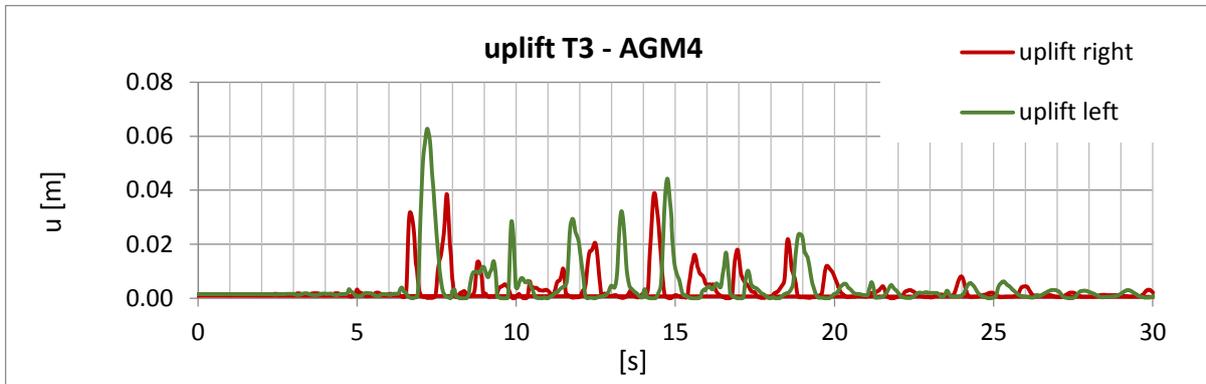


Figure A 210: time history of the uplift of T3 during the artificial ground motion – AGM4

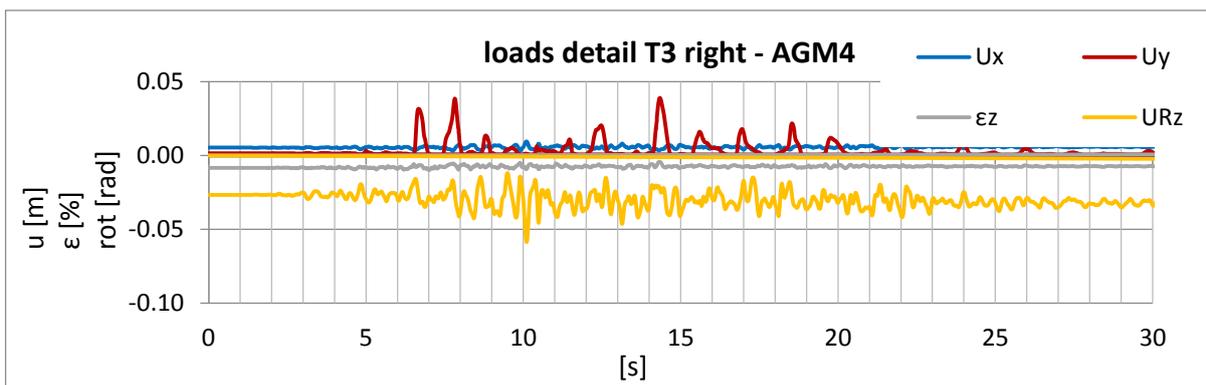


Figure A 211: displacement – time history of the base detail at the right side of T3 during the artificial ground motion – AGM4

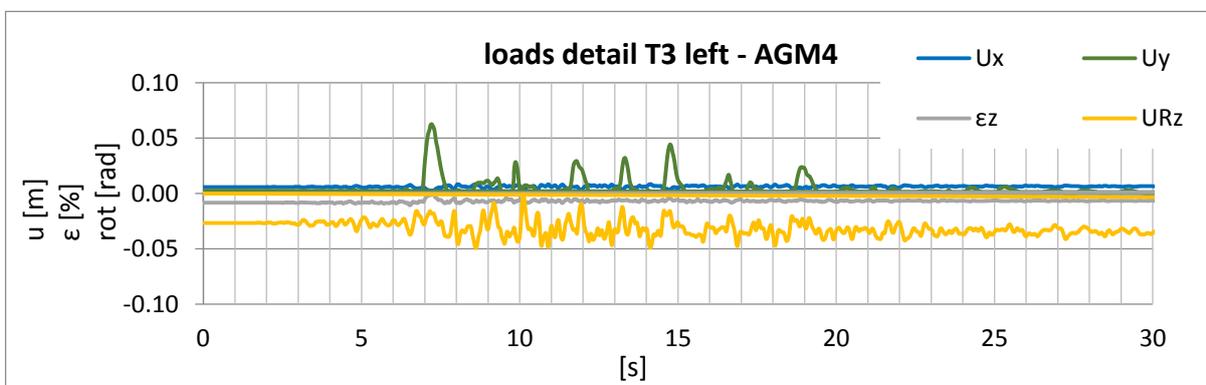


Figure A 212: displacement – time history of the base detail at the left side of T3 during the artificial ground motion – AGM4

A4.1.5. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM5

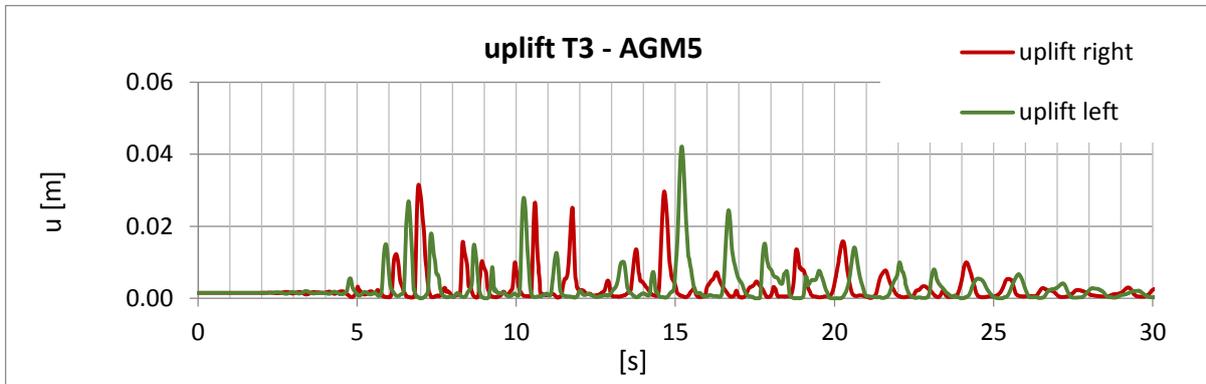


Figure A 213: time history of the uplift of T3 during the artificial ground motion – AGM5

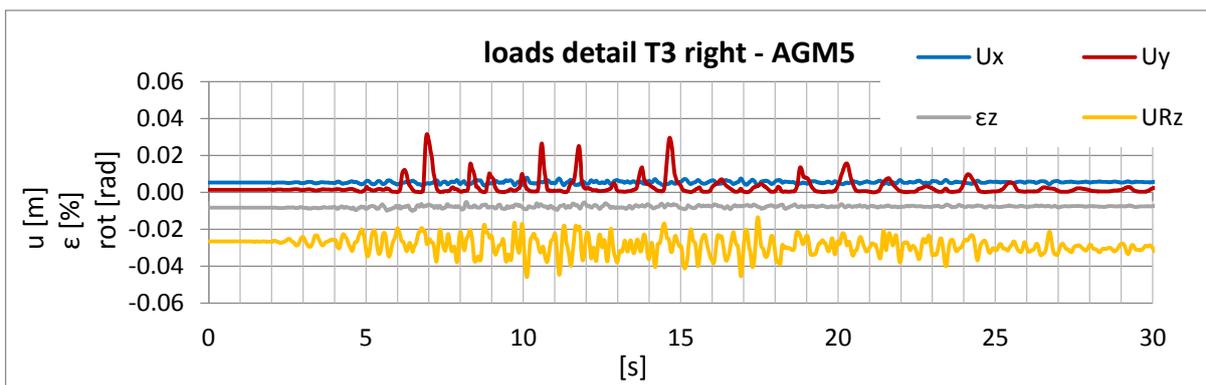


Figure A 214: displacement – time history of the base detail at the right side of T3 during the artificial ground motion – AGM5

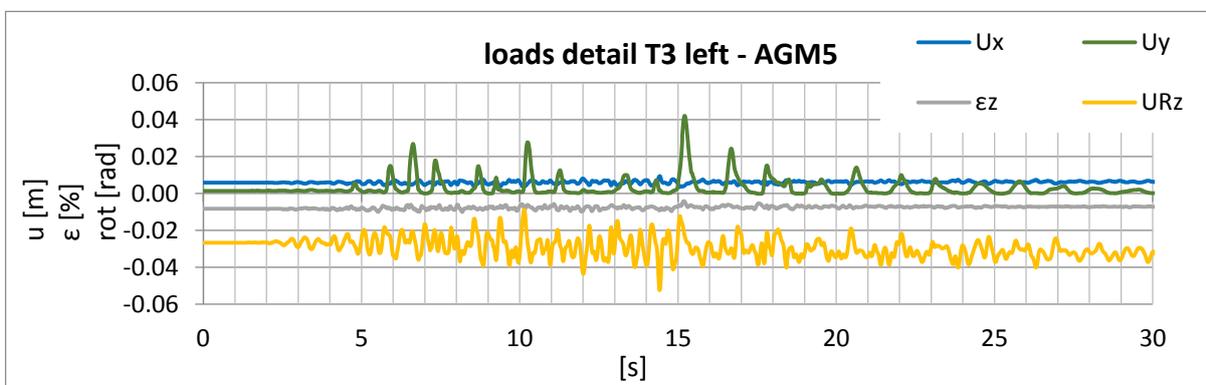


Figure A 215: displacement – time history of the base detail at the left side of T3 during the artificial ground motion – AGM5

A4.1.6. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM6

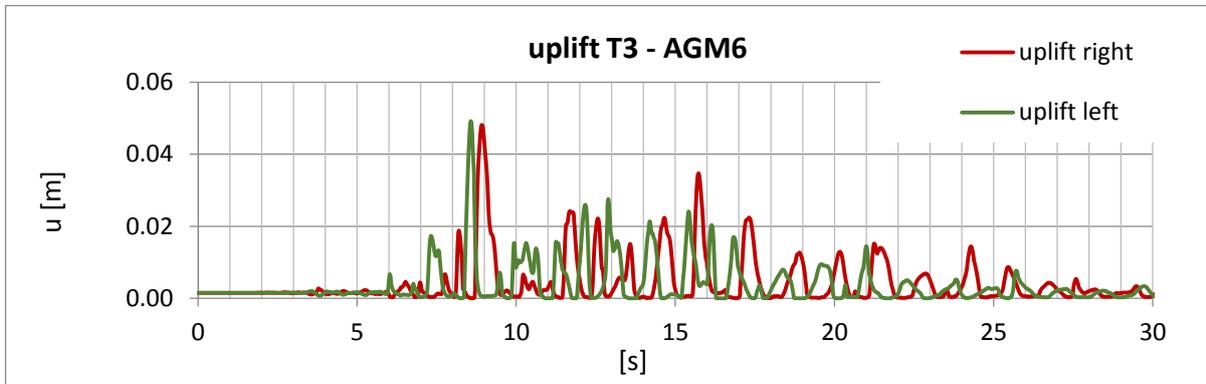


Figure A 216: time history of the uplift of T3 during the artificial ground motion – AGM6

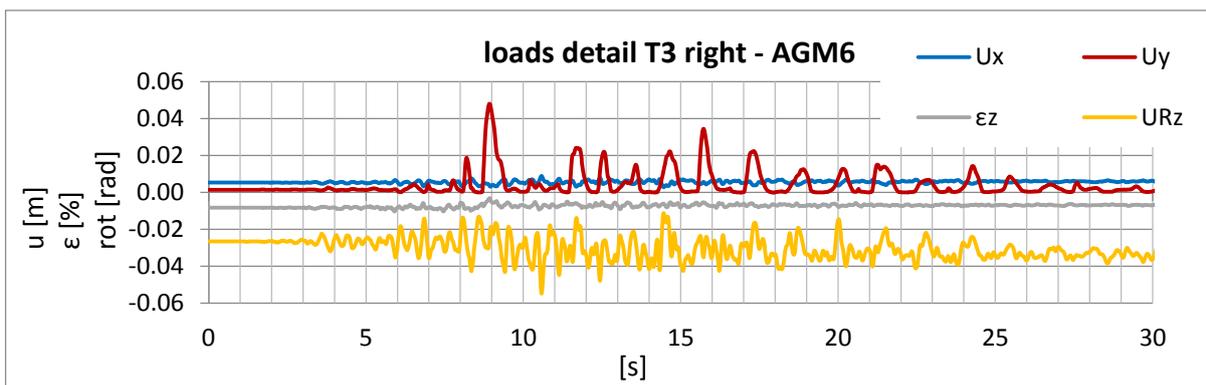


Figure A 217: displacement – time history of the base detail at the right side of T3 during the artificial ground motion – AGM6

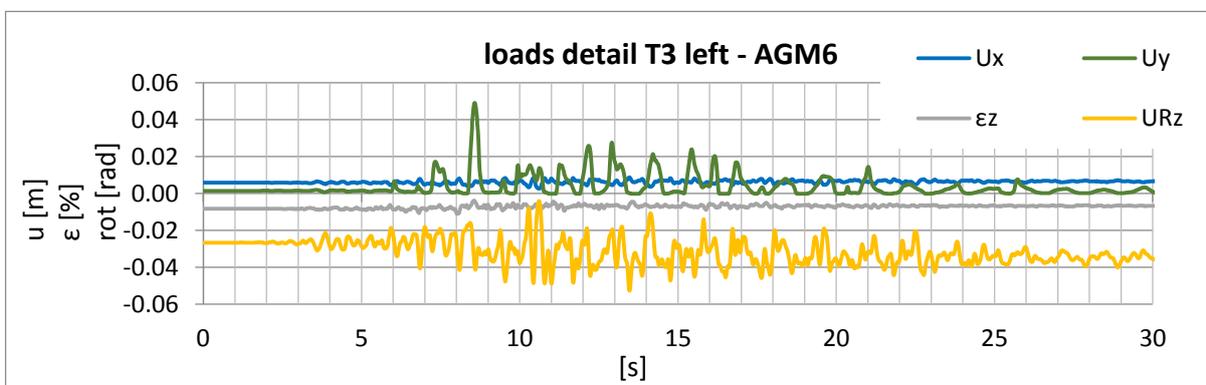


Figure A 218: displacement – time history of the base detail at the left side of T3 during the artificial ground motion – AGM6

A4.1.7. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM7

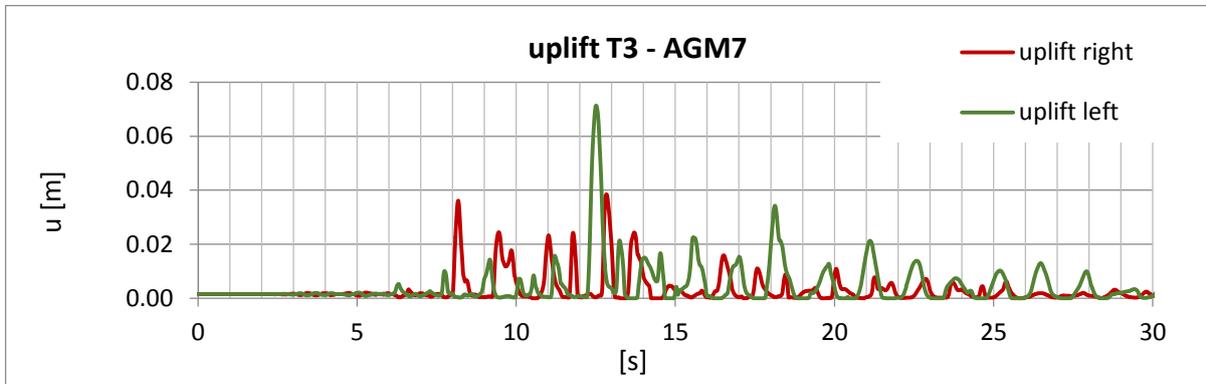


Figure A 219: time history of the uplift of T3 during the artificial ground motion – AGM7

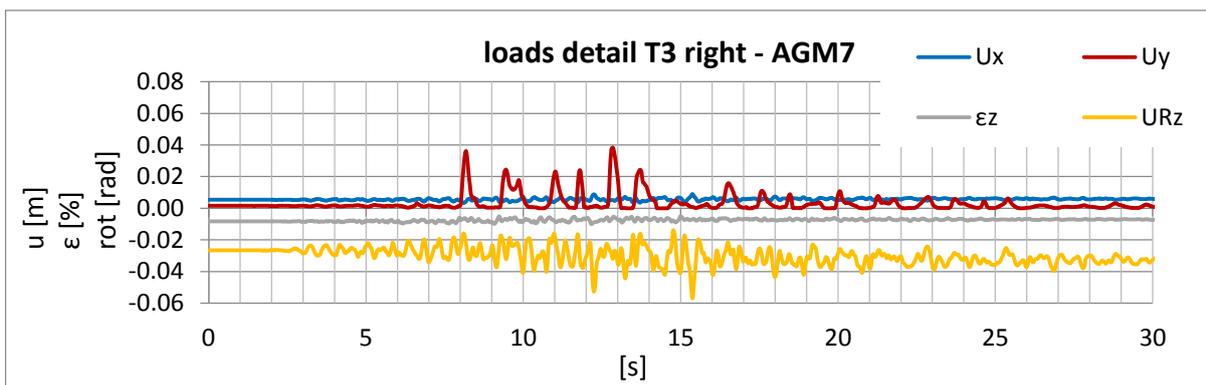


Figure A 220: displacement – time history of the base detail at the right side of T3 during the artificial ground motion – AGM7

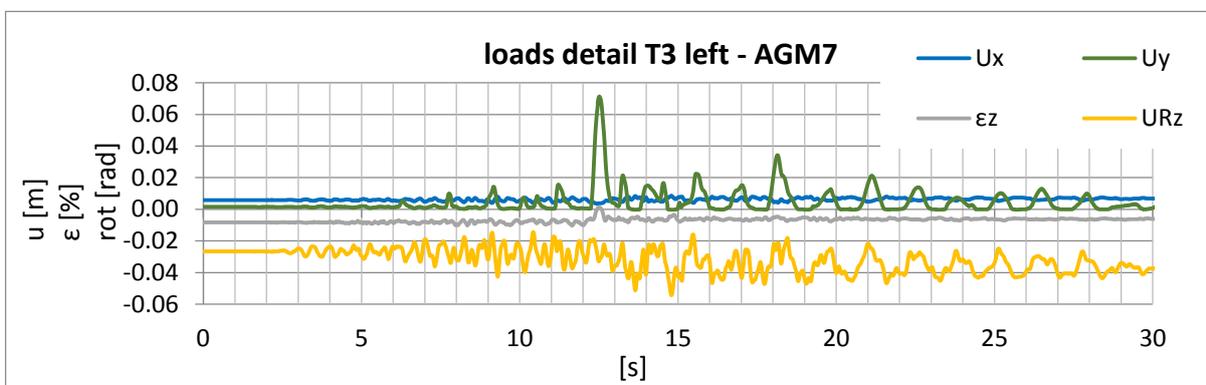


Figure A 221: displacement – time history of the base detail at the left side of T3 during the artificial ground motion – AGM7

A4.1.8. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM8

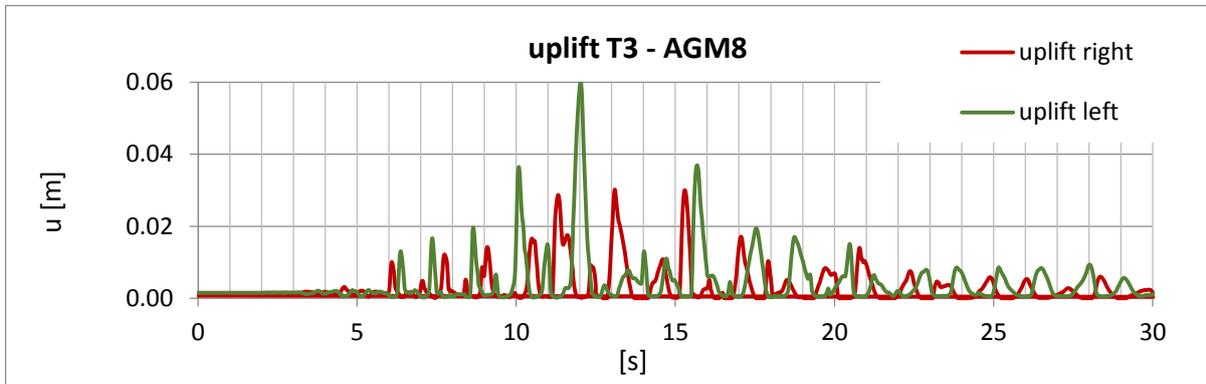


Figure A 222: time history of the uplift of T3 during the artificial ground motion – AGM8

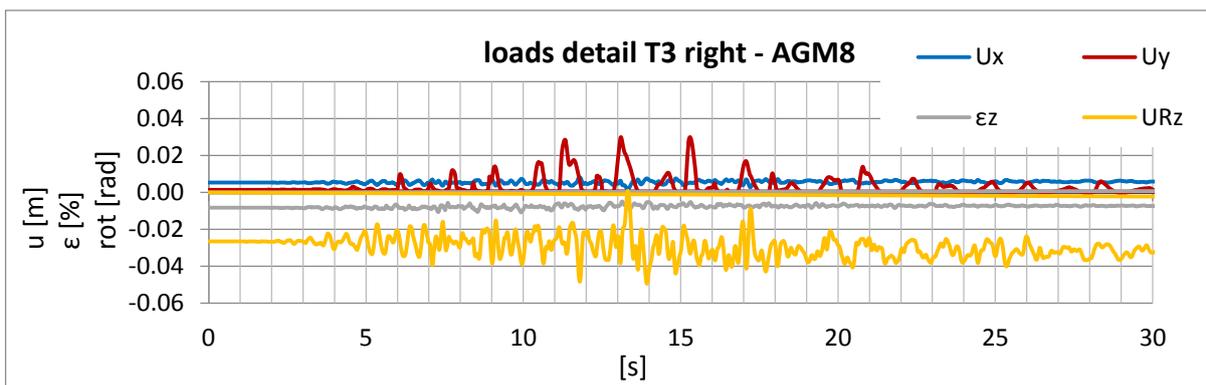


Figure A 223: displacement – time history of the base detail at the right side of T3 during the artificial ground motion – AGM8

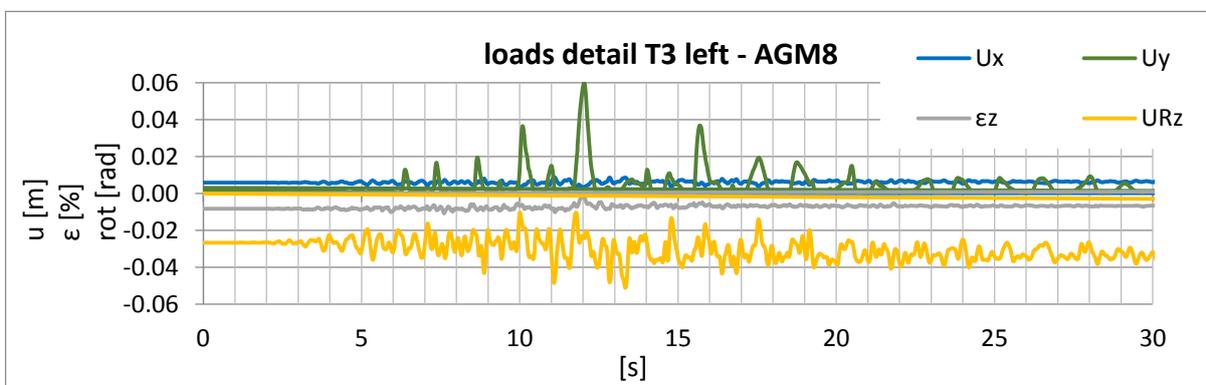


Figure A 224: displacement – time history of the base detail at the left side of T3 during the artificial ground motion – AGM8

A4.1.9. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM9

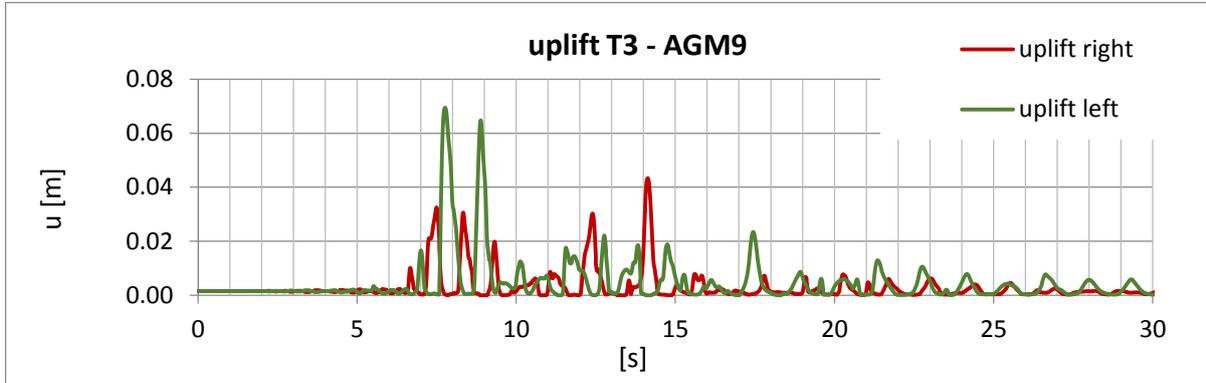


Figure A 225: time history of the uplift of T3 during the artificial ground motion – AGM9

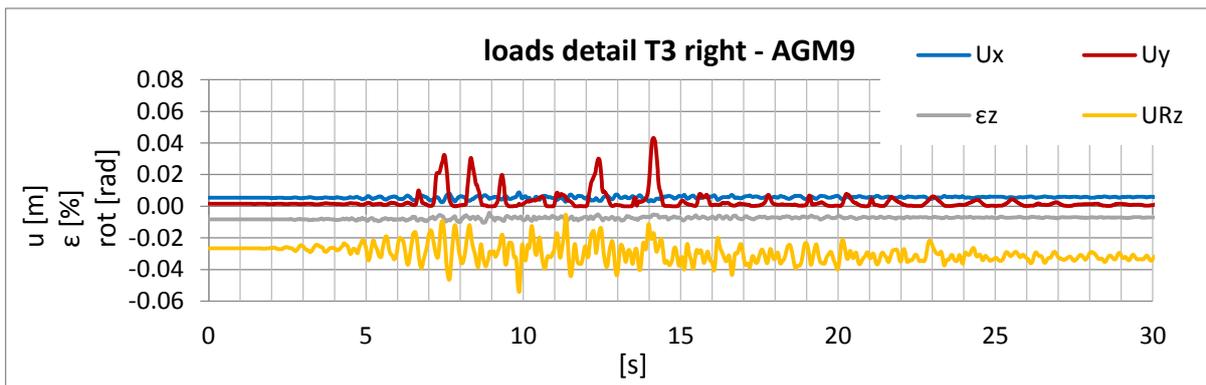


Figure A 226: displacement – time history of the base detail at the right side of T3 during the artificial ground motion – AGM9

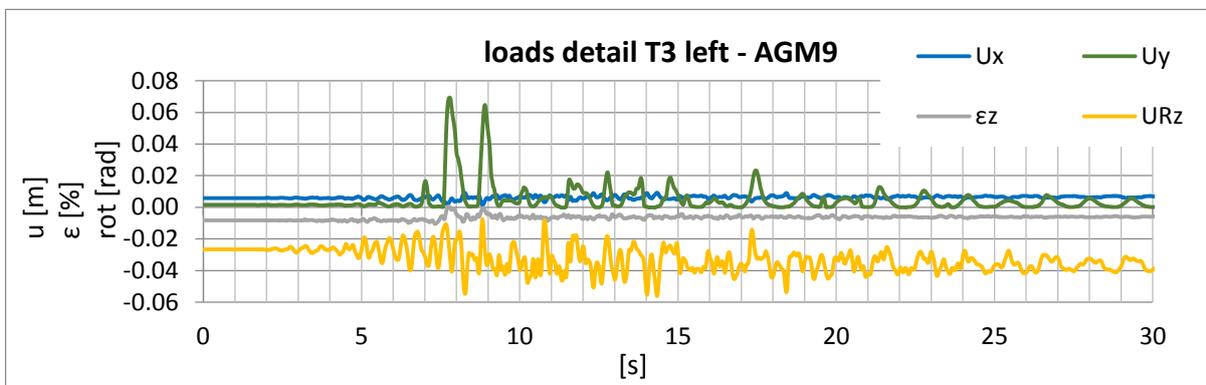


Figure A 227: displacement – time history of the base detail at the left side of T3 during the artificial ground motion – AGM9

A4.2. Tank T3 - Artificial Ground motions - $ag = 4m/s^2$

A4.2.1. Results of 3D Time History Calculations - for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM1_2

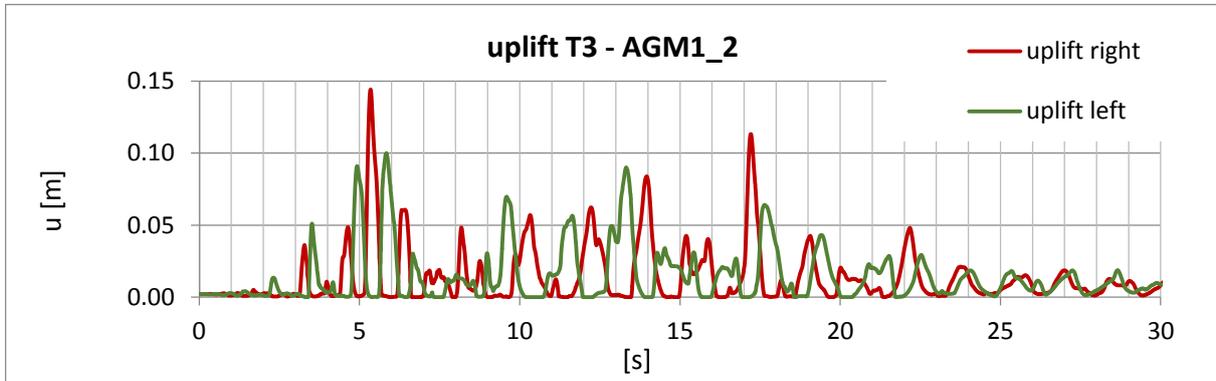


Figure A 228: time history of the uplift of T3 during the artificial ground motion – AGM1_2

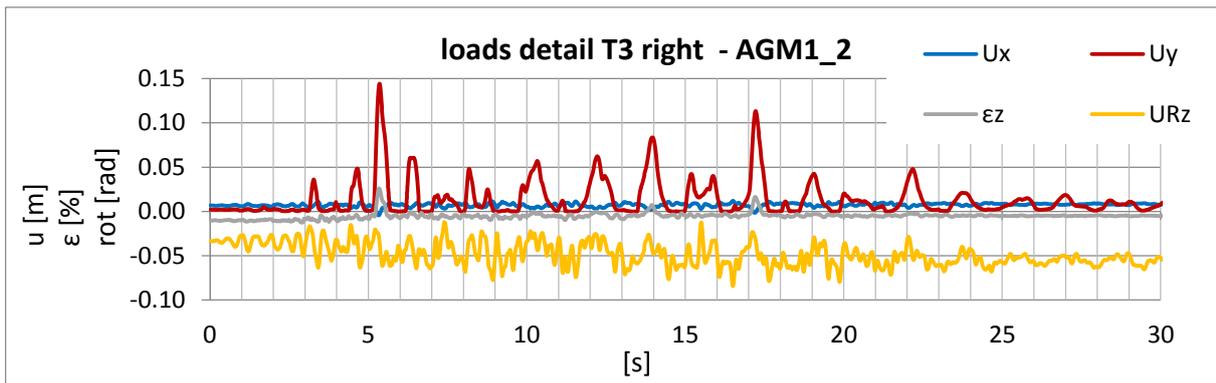


Figure A 229: displacement – time history of the base detail at the right side of T3 during the artificial ground motion – AGM1_2

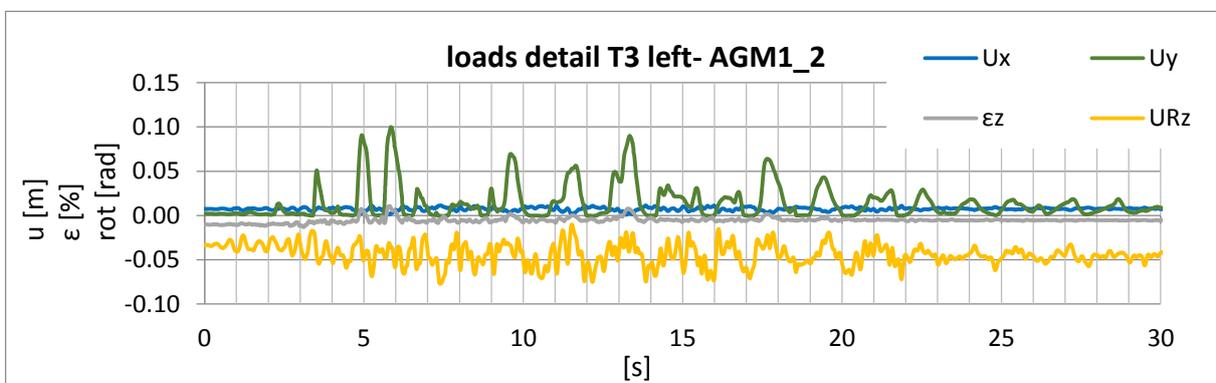


Figure A 230: displacement – time history of the base detail at the left side of T3 during the artificial ground motion – AGM1_2

A4.2.2. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM2_2

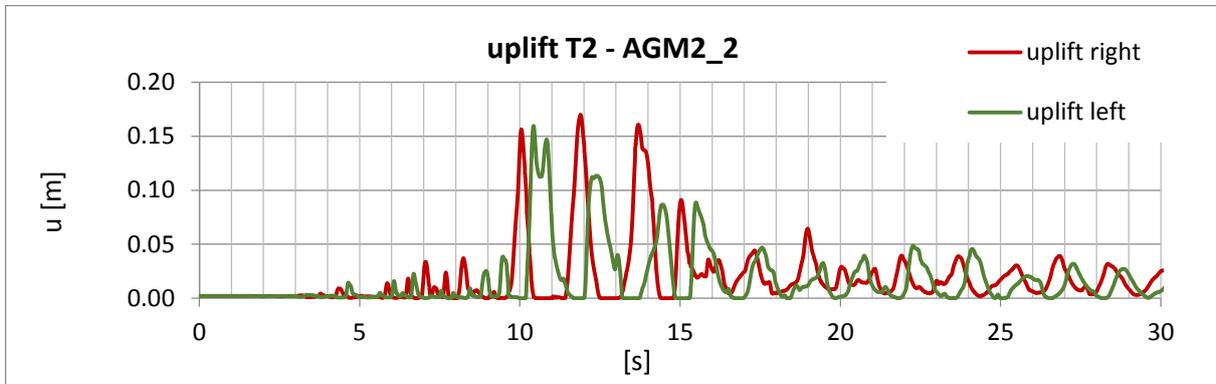


Figure A 231: time history of the uplift of T3 during the artificial ground motion – AGM2_2

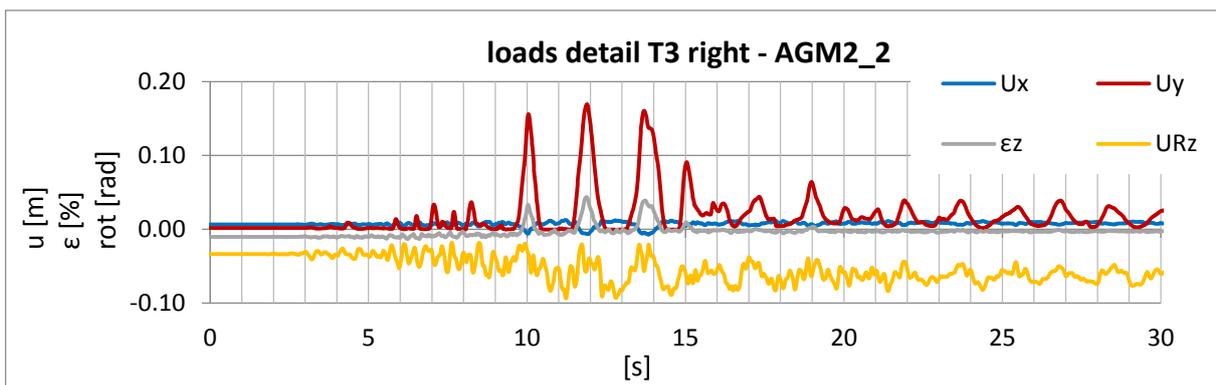


Figure A 232: displacement – time history of the base detail at the right side of T3 during the artificial ground motion – AGM2_2

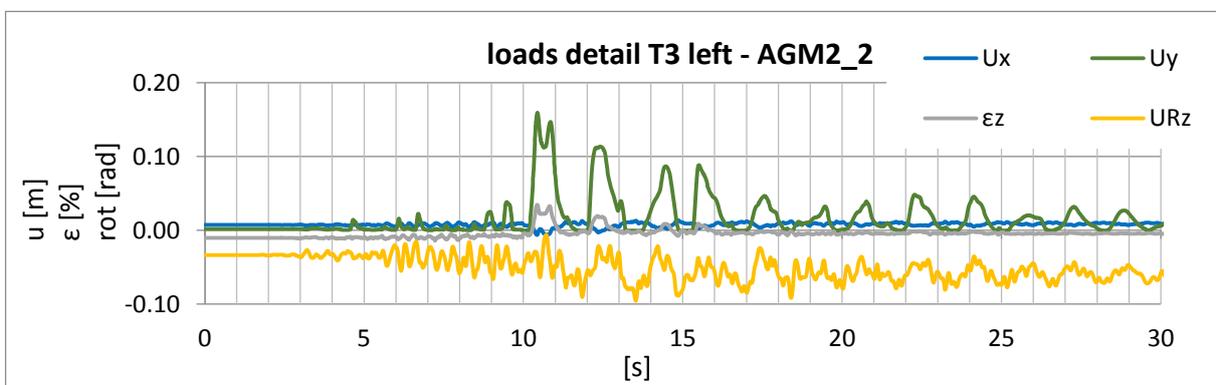


Figure A 233: displacement – time history of the base detail at the left side of T3 during the artificial ground motion – AGM2_2

A4.2.3. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM3_2

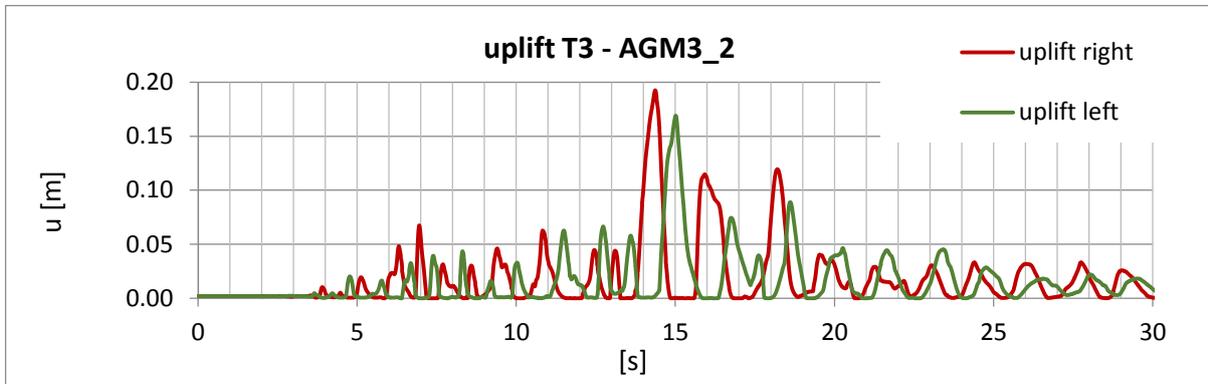


Figure A 234: time history of the uplift of T3 during the artificial ground motion – AGM3_2

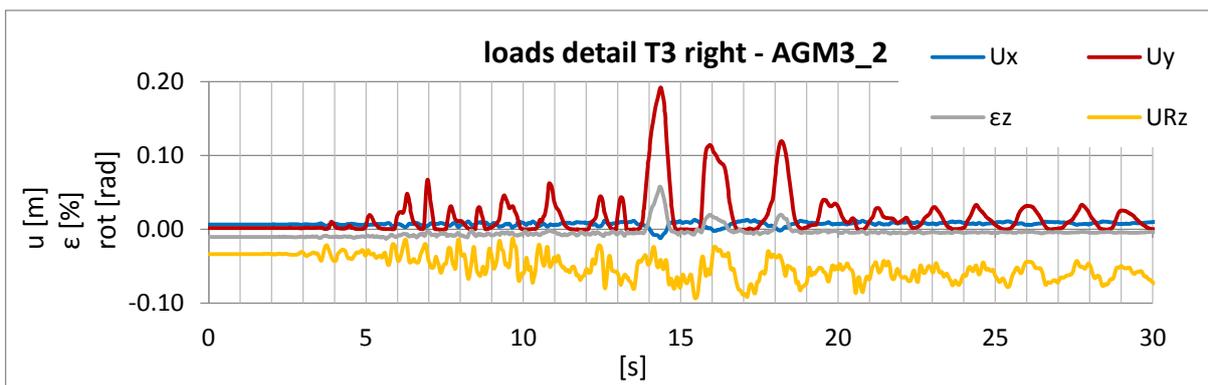


Figure A 235: displacement – time history of the base detail at the right side of T3 during the artificial ground motion – AGM3_2

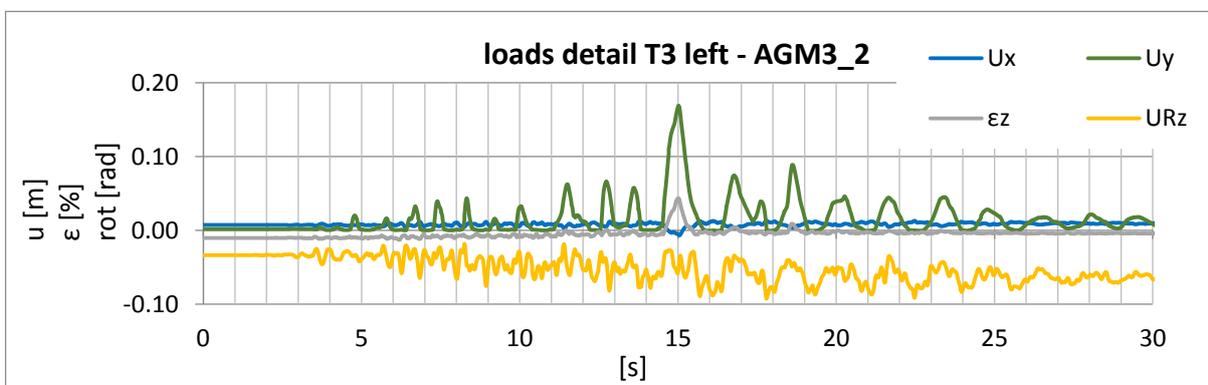


Figure A 236: displacement – time history of the base detail at the left side of T3 during the artificial ground motion – AGM3_2

A4.2.4. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM4_2

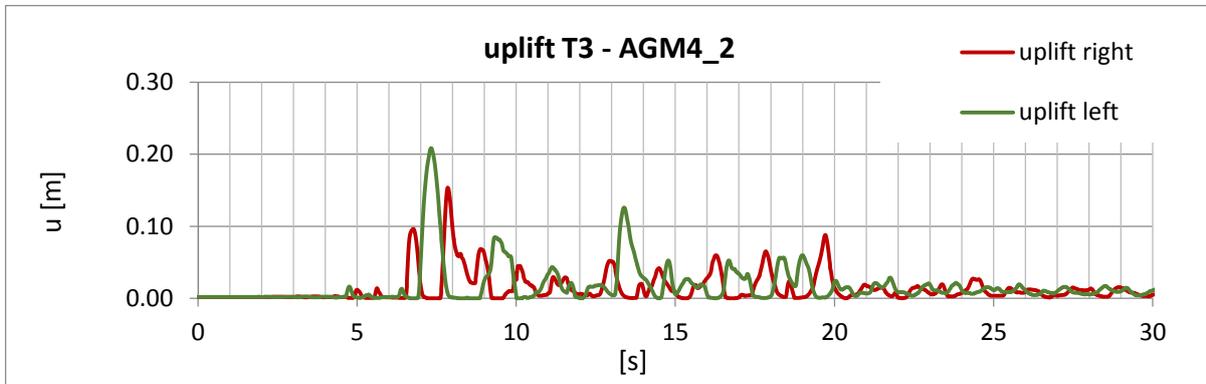


Figure A 237: time history of the uplift of T3 during the artificial ground motion – AGM4_2

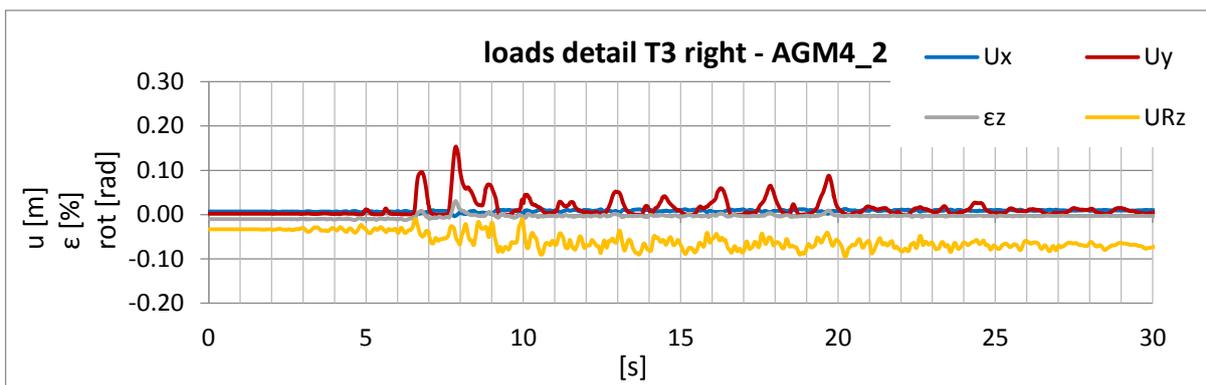


Figure A 238: displacement – time history of the base detail at the right side of T3 during the artificial ground motion – AGM4_2

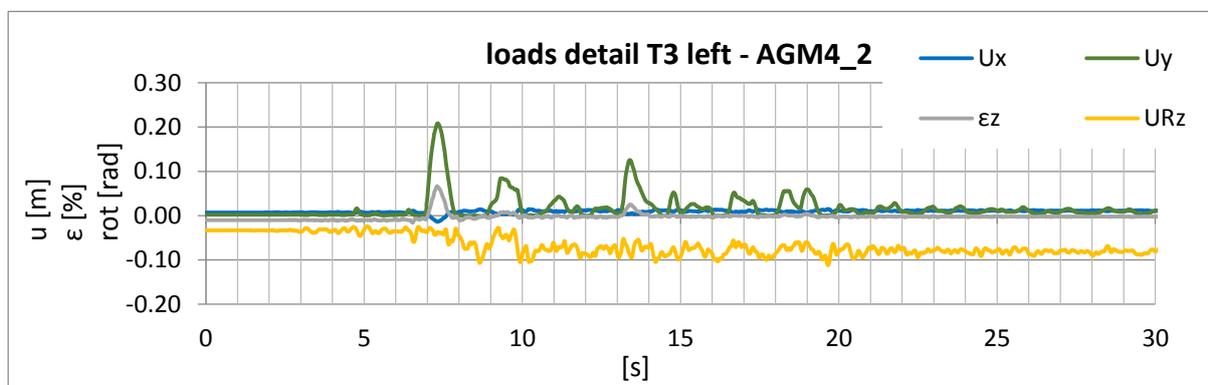


Figure A 239: displacement – time history of the base detail at the left side of T3 during the artificial ground motion – AGM4_2

A4.2.5. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM5_2

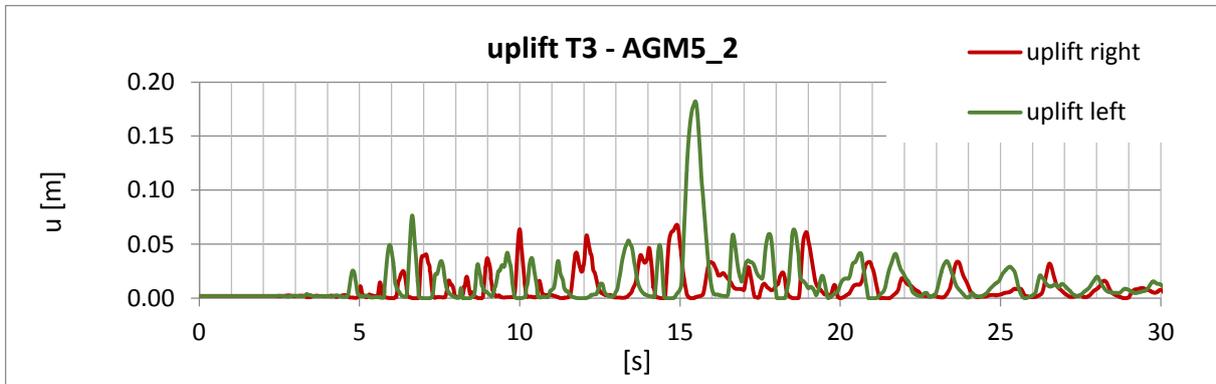


Figure A 240: time history of the uplift of T3 during the artificial ground motion – AGM5_2

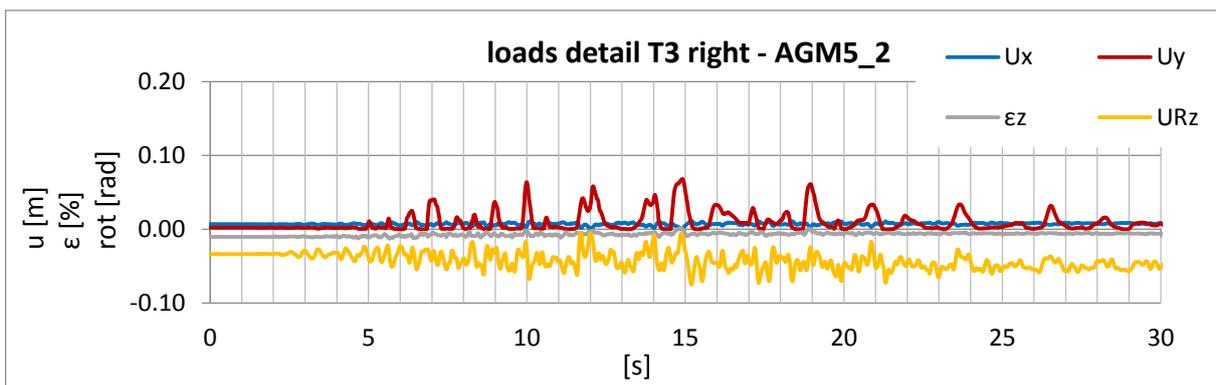


Figure A 241: displacement – time history of the base detail at the right side of T3 during the artificial ground motion – AGM5_2

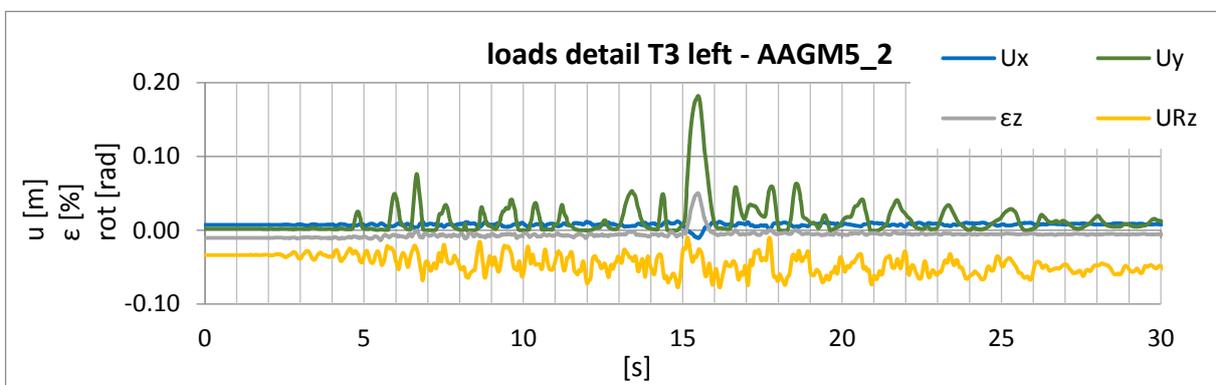


Figure A 242: displacement – time history of the base detail at the left side of T3 during the artificial ground motion – AGM5_2

A4.2.6. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM6_2

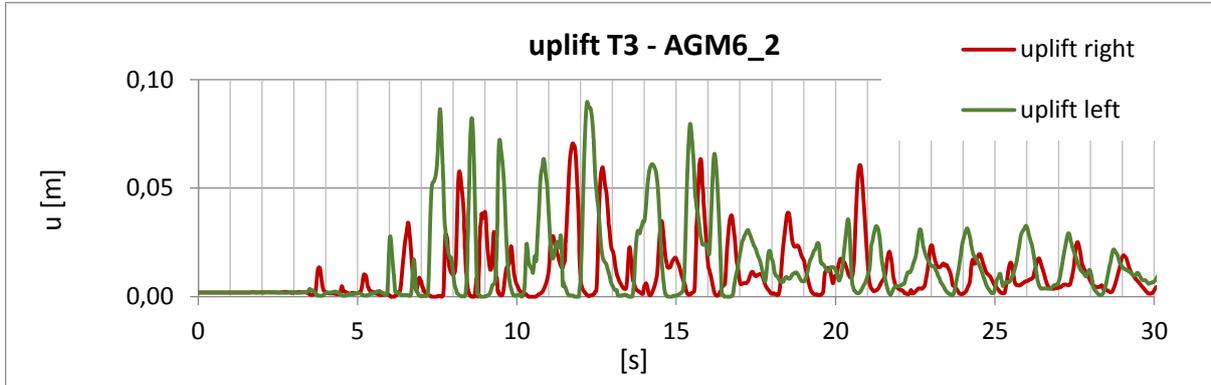


Figure A 243: time history of the uplift of T3 during the artificial ground motion – AGM6_2

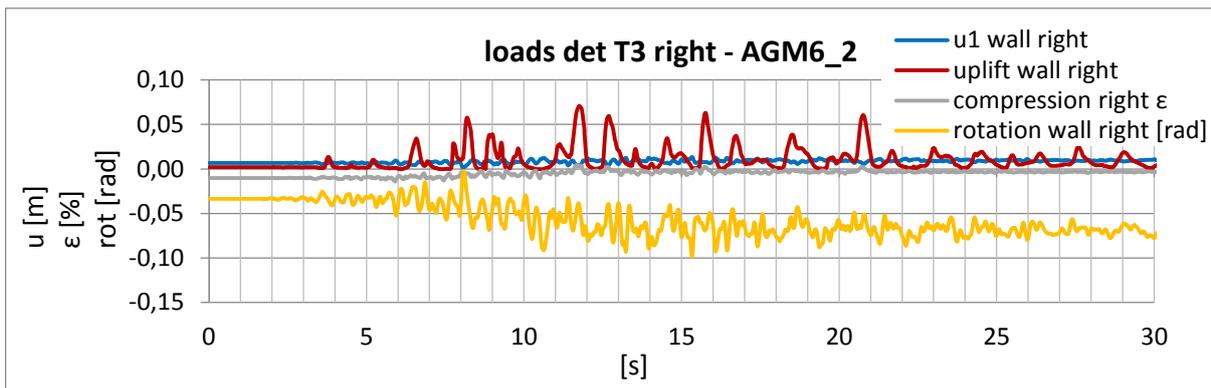


Figure A 244: displacement – time history of the base detail at the right side of T3 during the artificial ground motion – AGM6_2

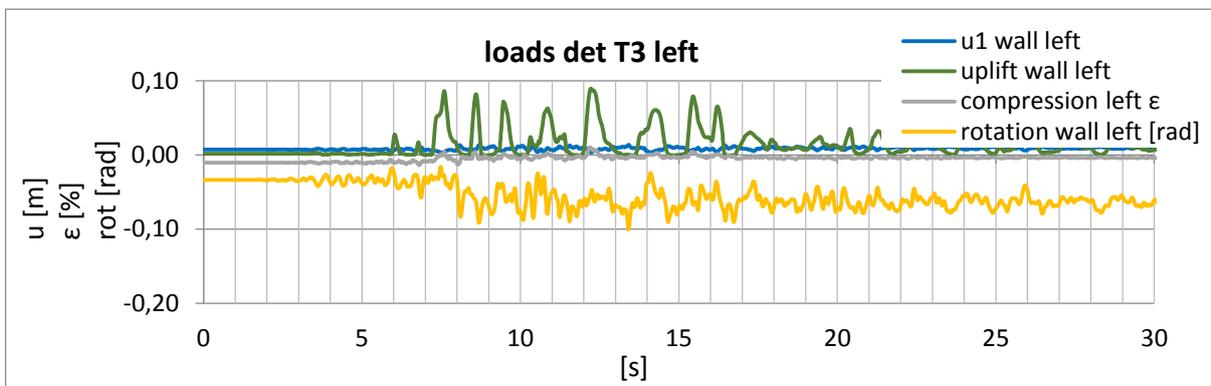


Figure A 245: displacement – time history of the base detail at the left side of T3 during the artificial ground motion – AGM6_2

A4.2.7. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM7_2

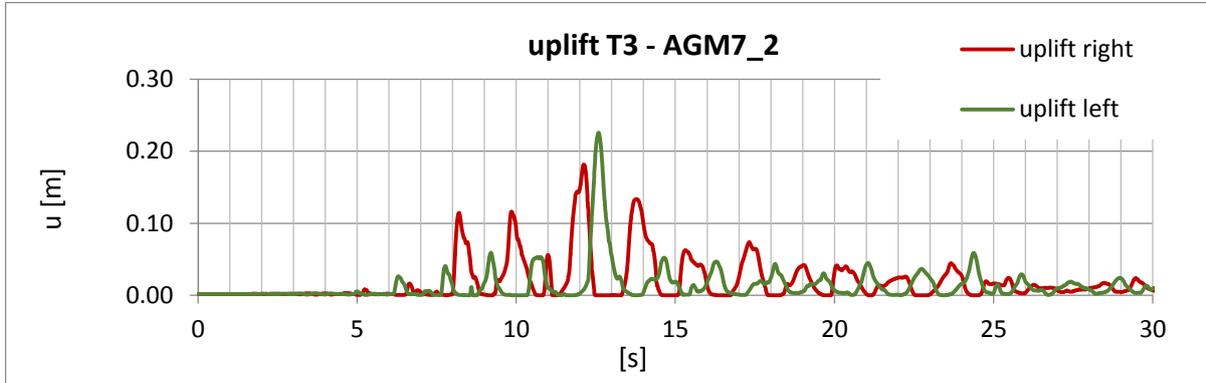


Figure A 246: time history of the uplift of T3 during the artificial ground motion – AGM7_2

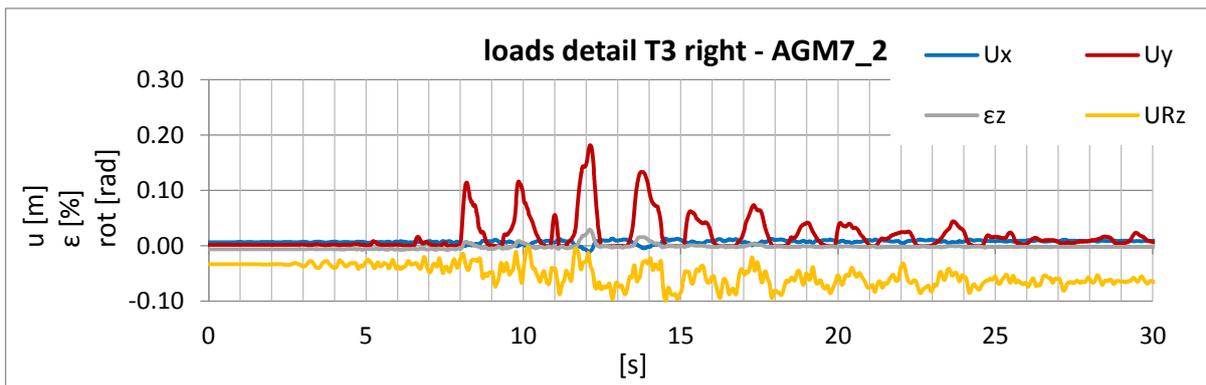


Figure A 247: displacement – time history of the base detail at the right side of T3 during the artificial ground motion – AGM7_2

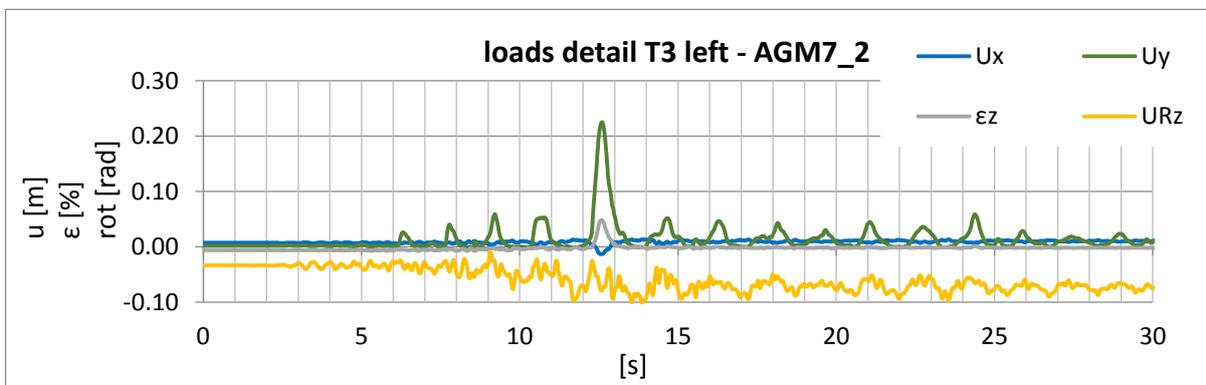


Figure A 248: displacement – time history of the base detail at the left side of T3 during the artificial ground motion – AGM7_2

A4.2.8. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM8_2

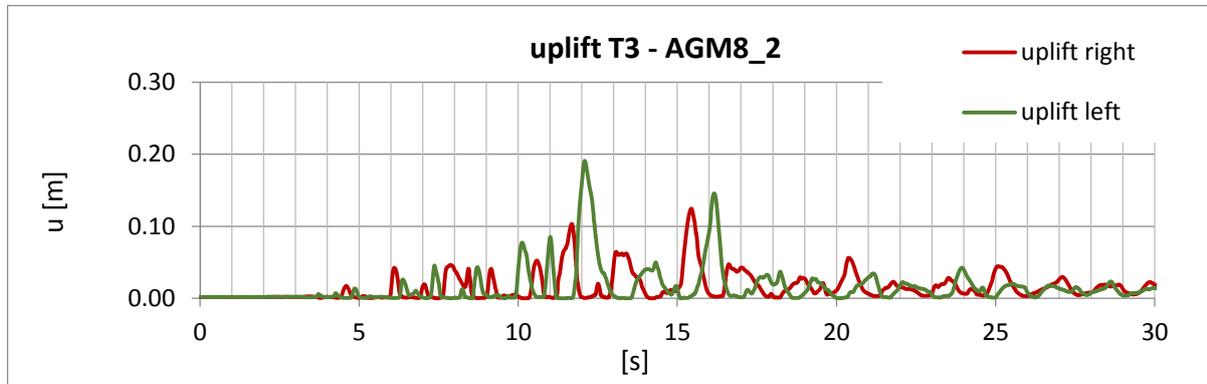


Figure A 249: time history of the uplift of T3 during the artificial ground motion – AGM8_2

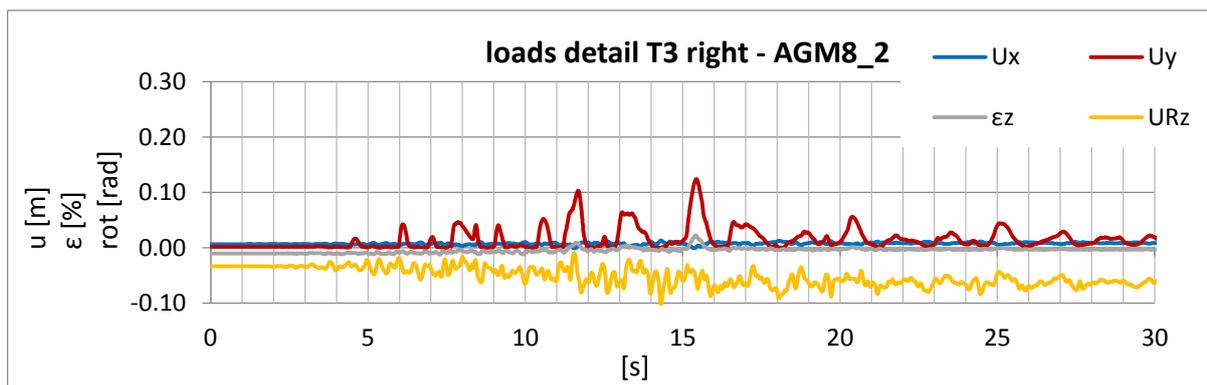


Figure A 250: displacement – time history of the base detail at the right side of T3 during the artificial ground motion – AGM8_2

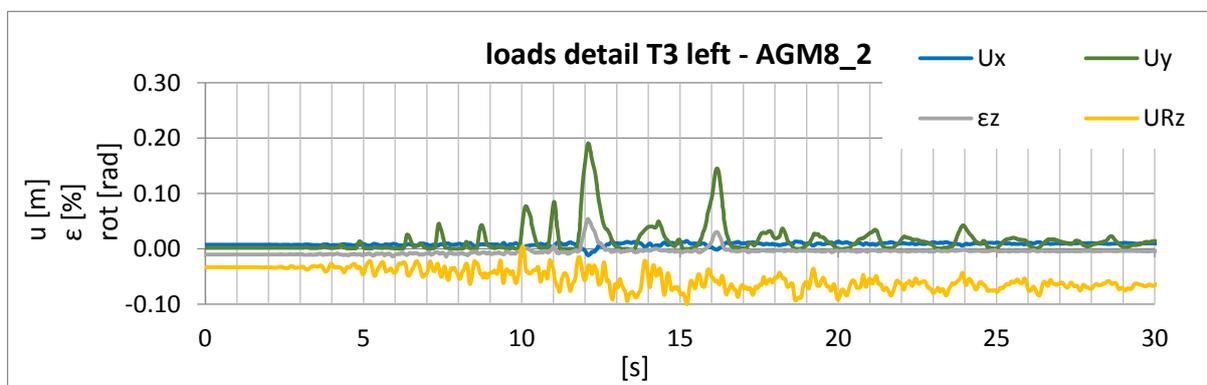


Figure A 251: displacement – time history of the base detail at the left side of T3 during the artificial ground motion – AGM8_2

A4.2.9. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM9_2

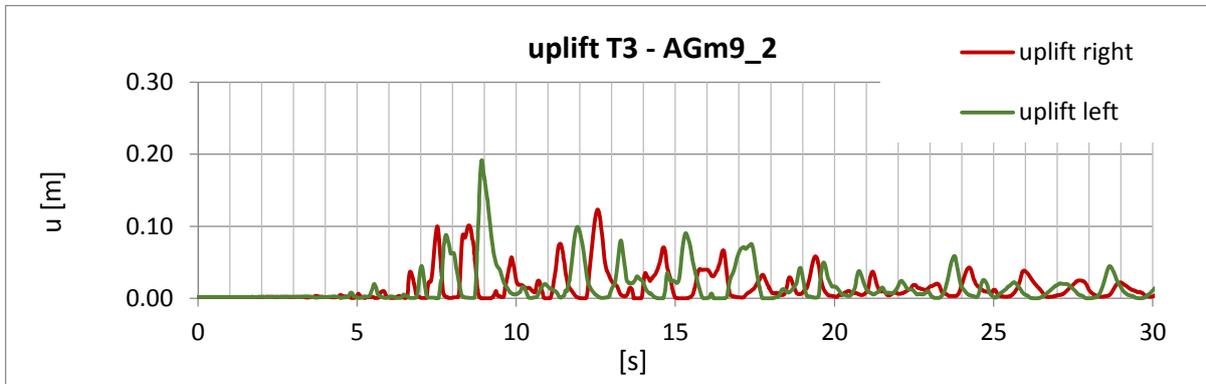


Figure A 252: time history of the uplift of T3 during the artificial ground motion – AGM9_2

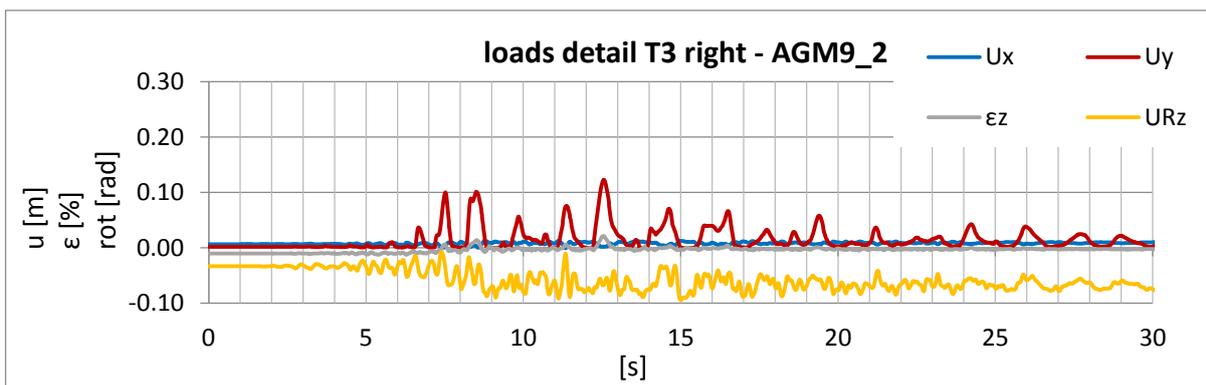


Figure A 253: displacement – time history of the base detail at the right side of T3 during the artificial ground motion – AGM9_2

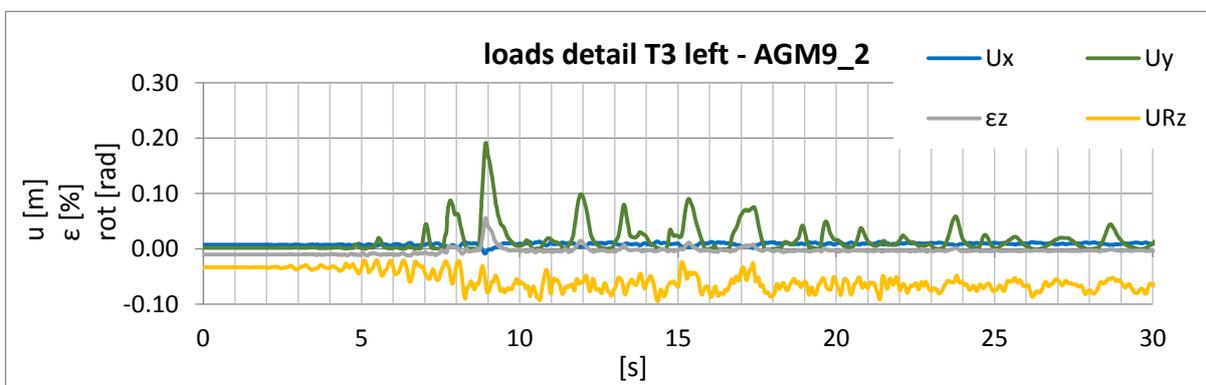


Figure A 254: displacement – time history of the base detail at the left side of T3 during the artificial ground motion – AGM9_2

A4.2.10. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Artificial Ground Motion AGM10_2

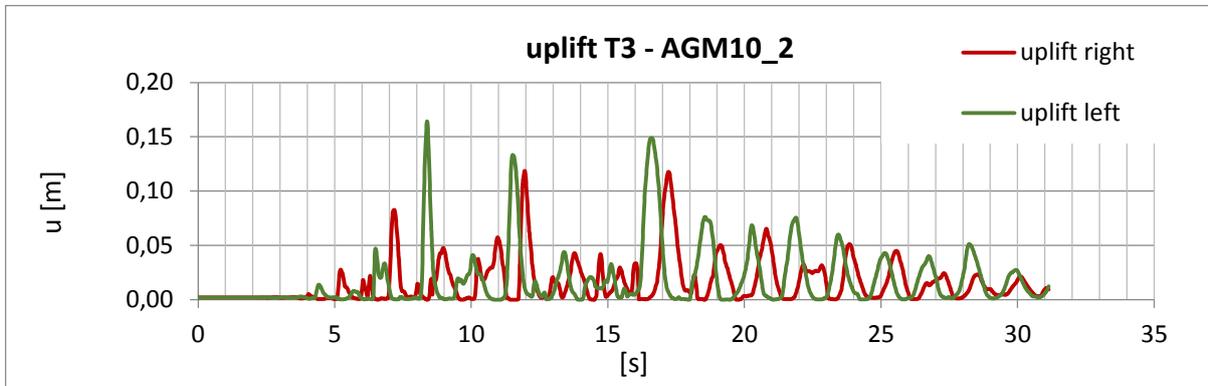


Figure A 255: time history of the uplift of T3 during the artificial ground motion – AGM9_2

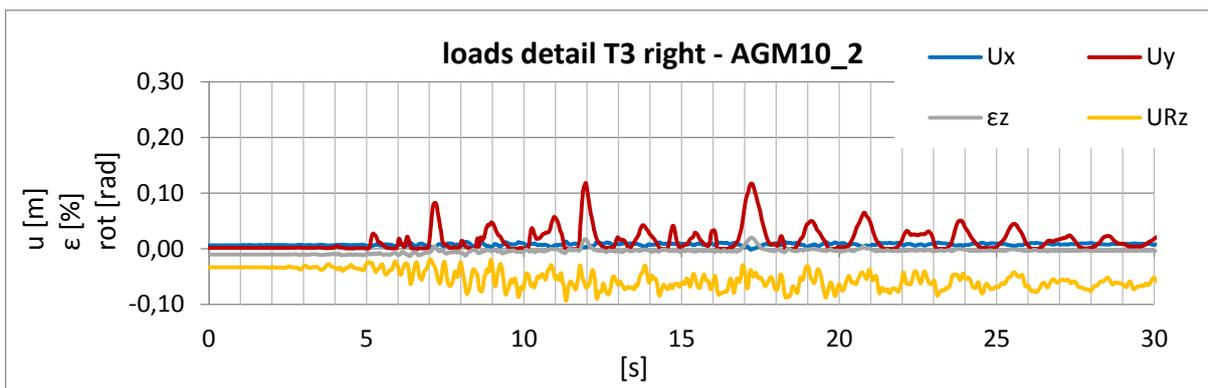


Figure A 256: displacement – time history of the base detail at the right side of T3 during the artificial ground motion – AGM9_2

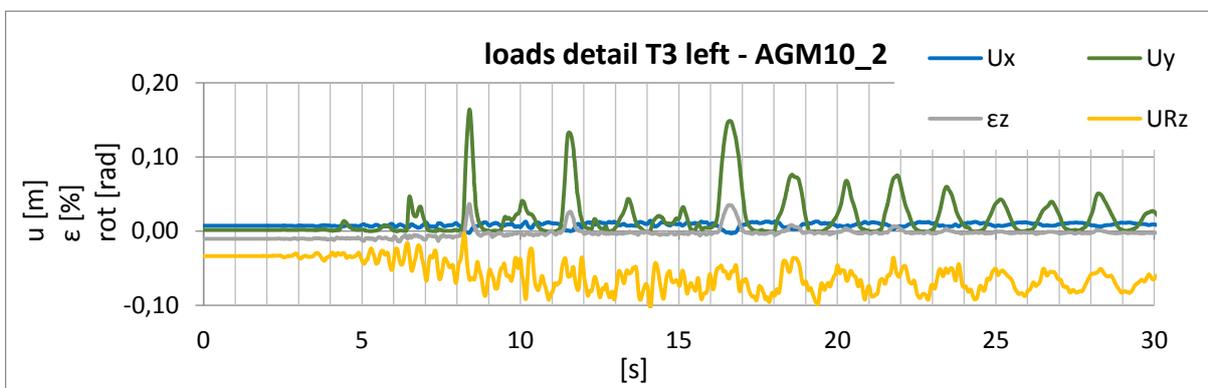


Figure A 257: displacement – time history of the base detail at the left side of T3 during the artificial ground motion – AGM9_2

A4.3. Tank T3 - Real Ground motions - $ag = 4m/s^2$

A4.3.1. Results of 3D Time History Calculations - for Tank T3 - Real Ground Motion RGM1_2

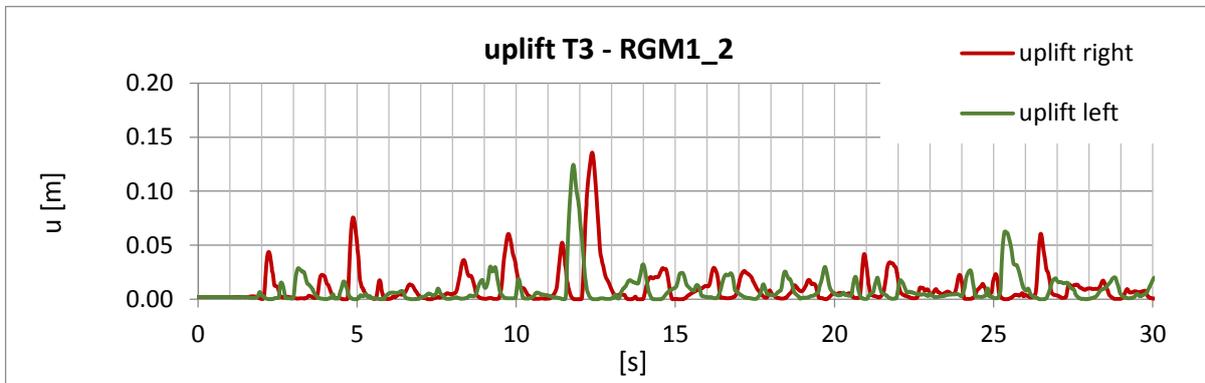


Figure A 258: time history of the uplift of T3 during the real ground motion – RGM1_2

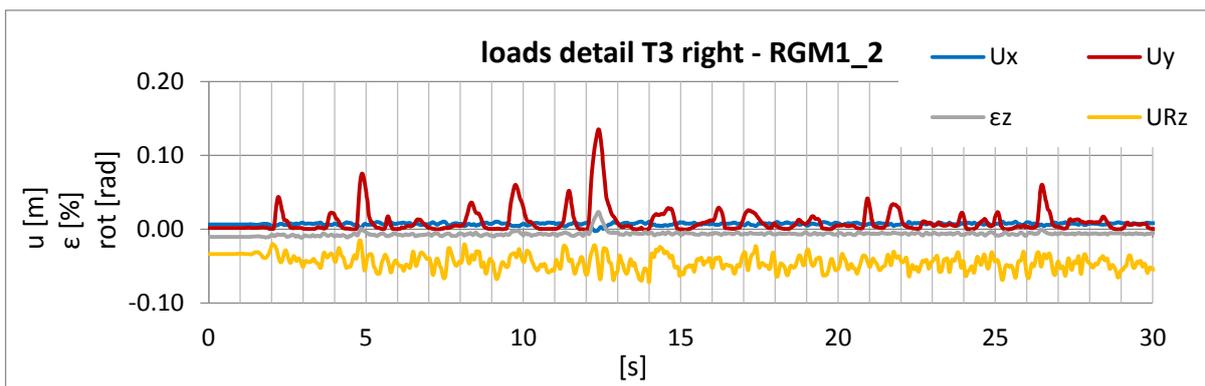


Figure A 259: displacement – time history of the base detail at the right side of T3 during the real ground motion – RGM1_2

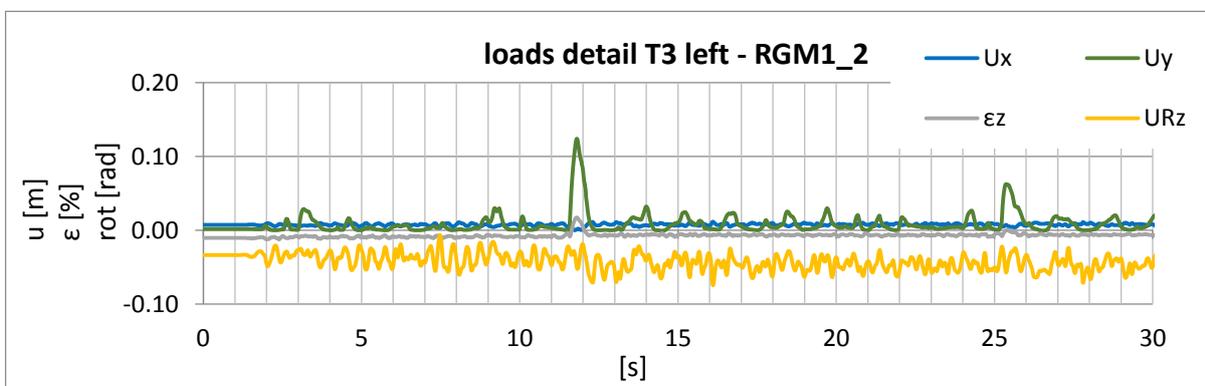


Figure A 260: displacement – time history of the base detail at the left side of T3 during the real ground motion – RGM1_2

**A4.3.2. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 -
Real Ground Motion RGM2_2**

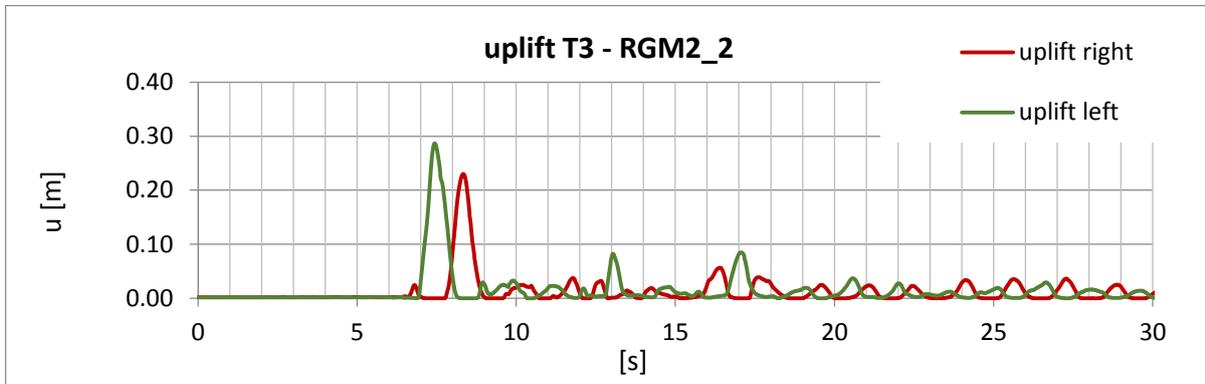


Figure A 261: time history of the uplift of T3 during the real ground motion – RGM2_2

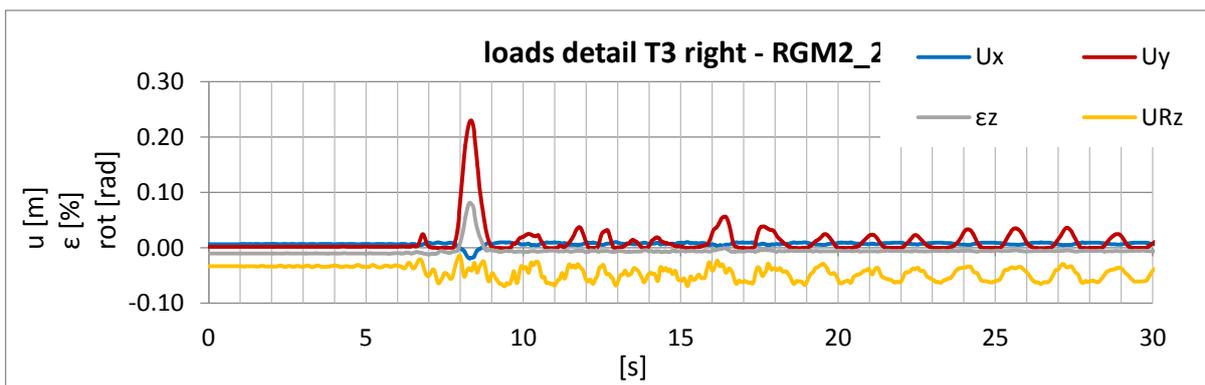


Figure A 262: displacement – time history of the base detail at the right side of T3 during the real ground motion – RGM2_2

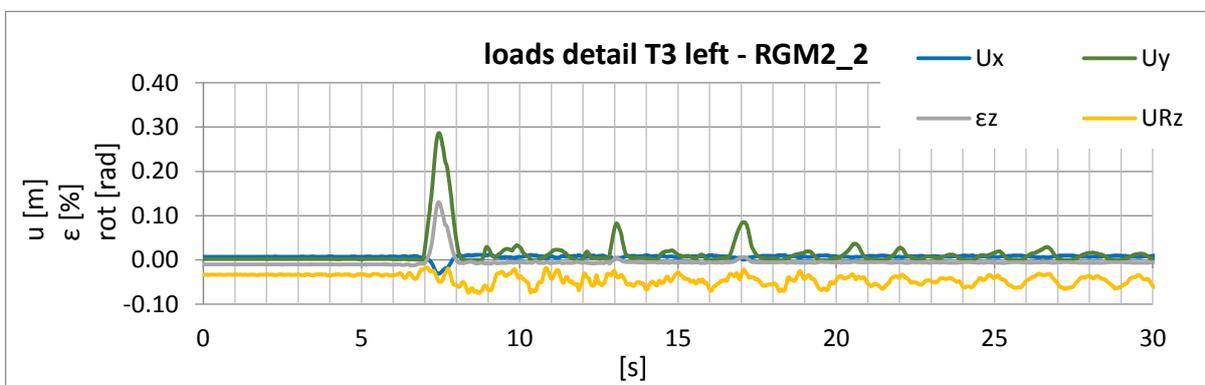


Figure A 263: displacement – time history of the base detail at the left side of T3 during the real ground motion – RGM2_2

A4.3.3. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Real Ground Motion RGM3_2

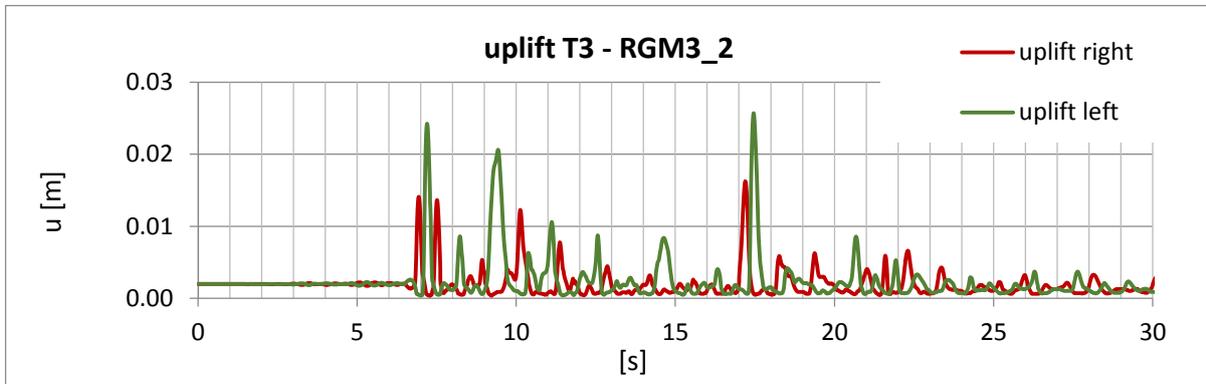


Figure A 264: time history of the uplift of T3 during the real ground motion – RGM3_2

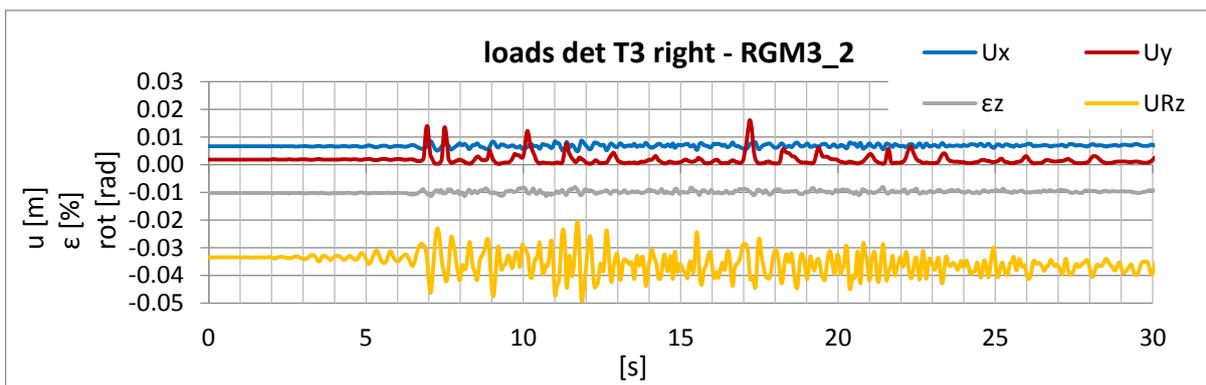


Figure A 265: displacement – time history of the base detail at the right side of T3 during the real ground motion – RGM3_2

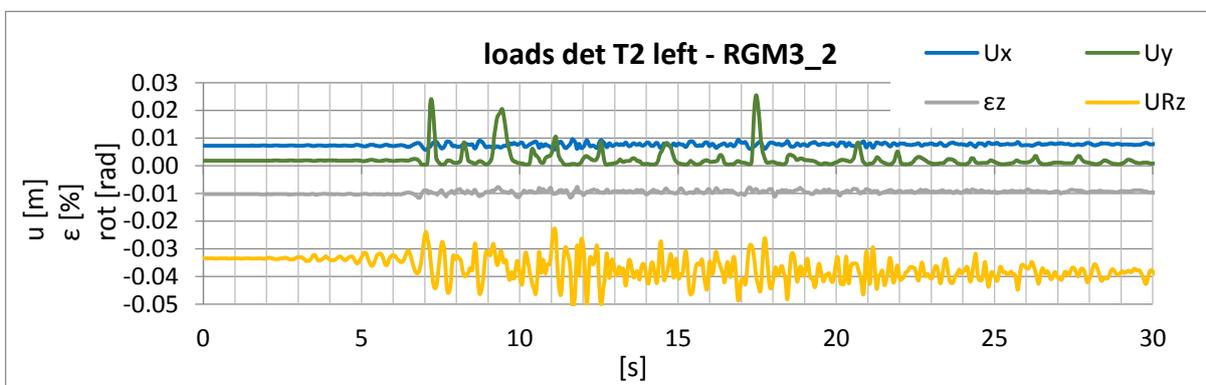


Figure A 266: displacement – time history of the base detail at the left side of T3 during the real ground motion – RGM3_2

A4.3.4. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Real Ground Motion RGM4_2

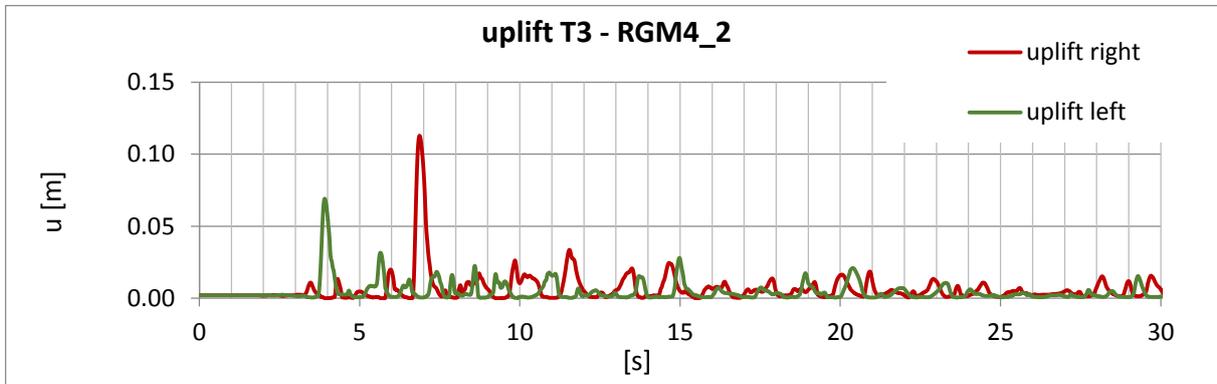


Figure A 267: time history of the uplift of T3 during the real ground motion – RGM4_2

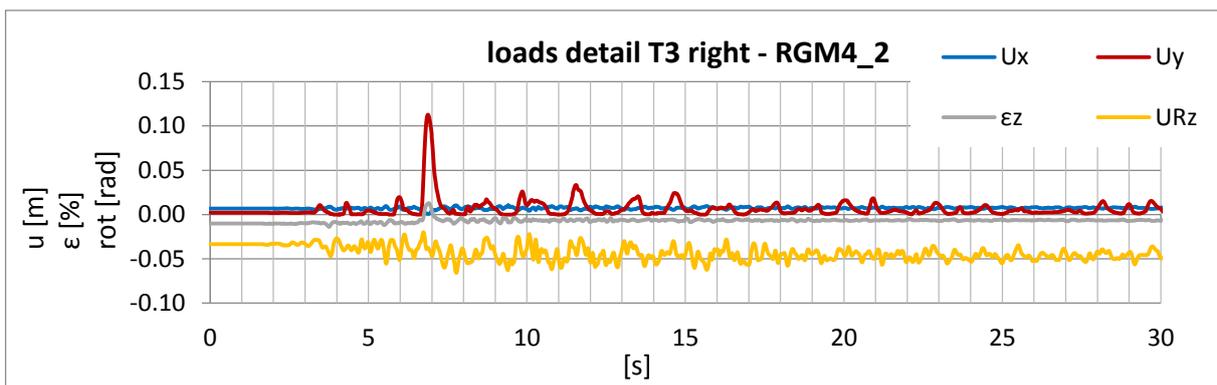


Figure A 268: displacement – time history of the base detail at the right side of T3 during the real ground motion – RGM4_2

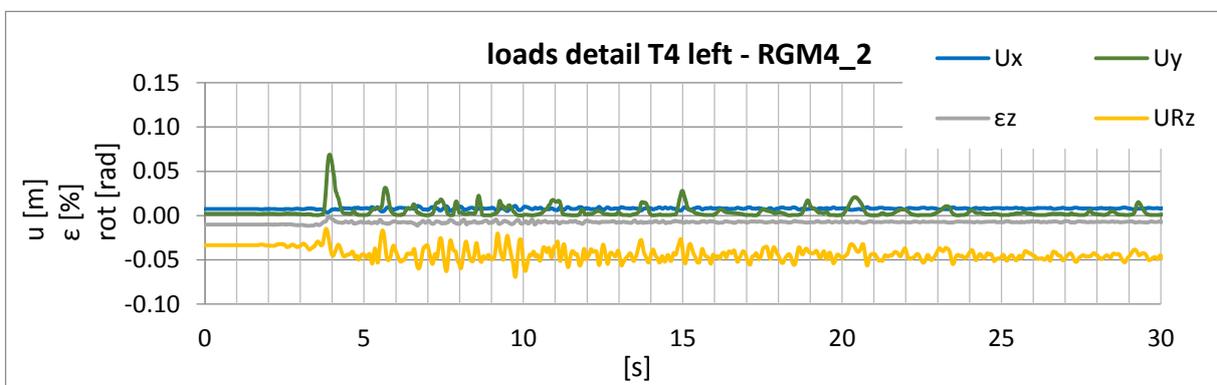


Figure A 269: displacement – time history of the base detail at the left side of T3 during the real ground motion – RGM4_2

A4.3.5. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Real Ground Motion RGM5_2

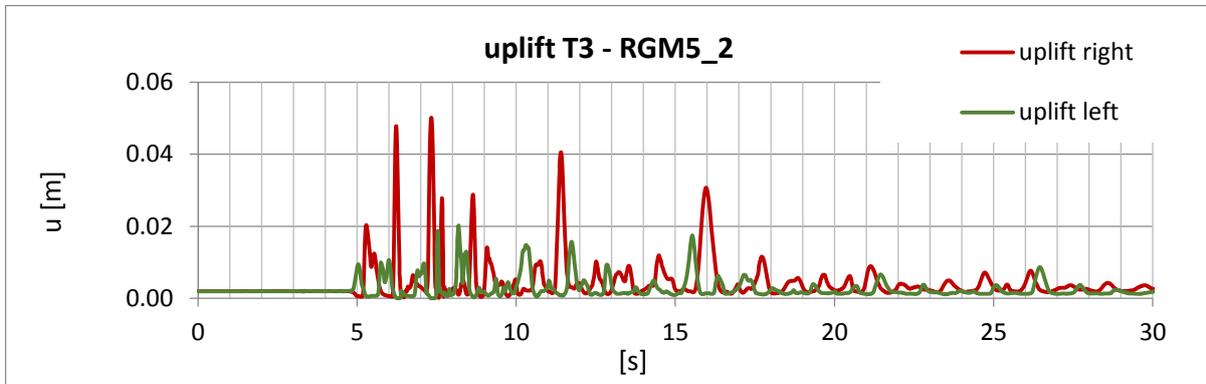


Figure A 270: time history of the uplift of T3 during the real ground motion – RGM5_2

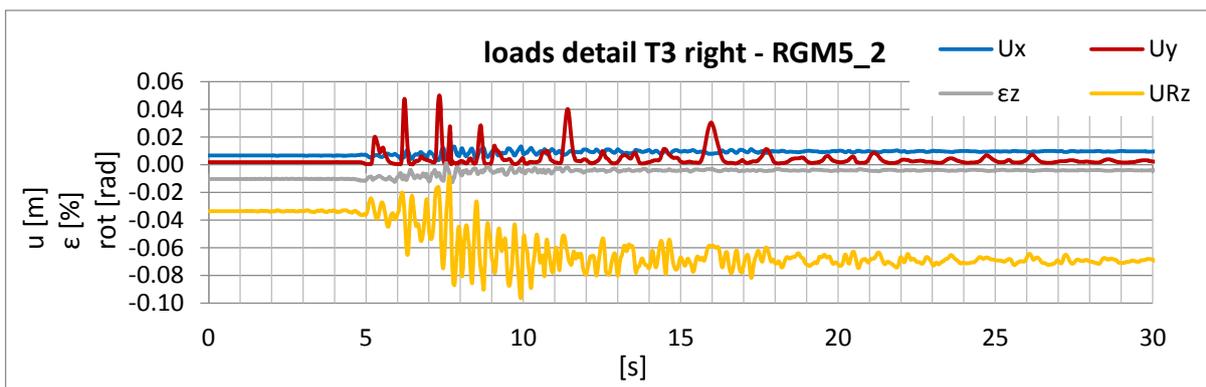


Figure A 271: displacement – time history of the base detail at the right side of T3 during the real ground motion – RGM5_2

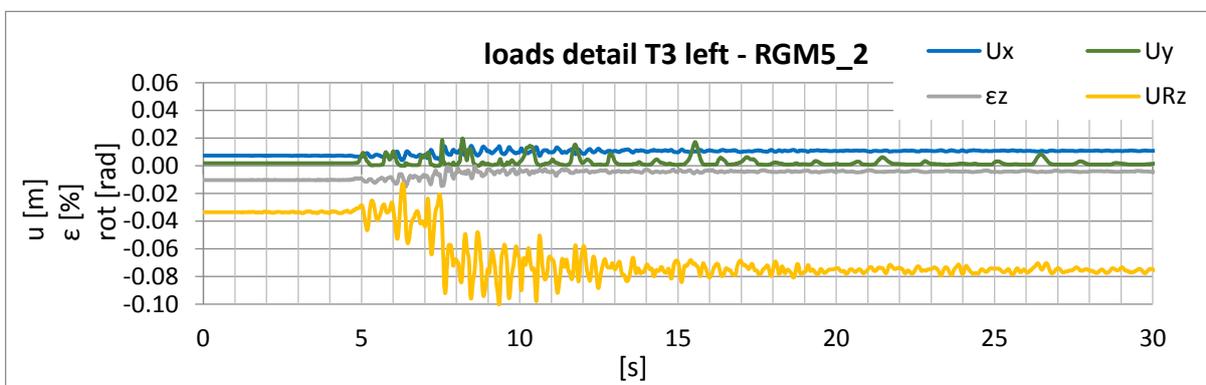


Figure A 272: displacement – time history of the base detail at the left side of T3 during the real ground motion – RGM5_2

A4.3.6. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Real Ground Motion RGM6_2

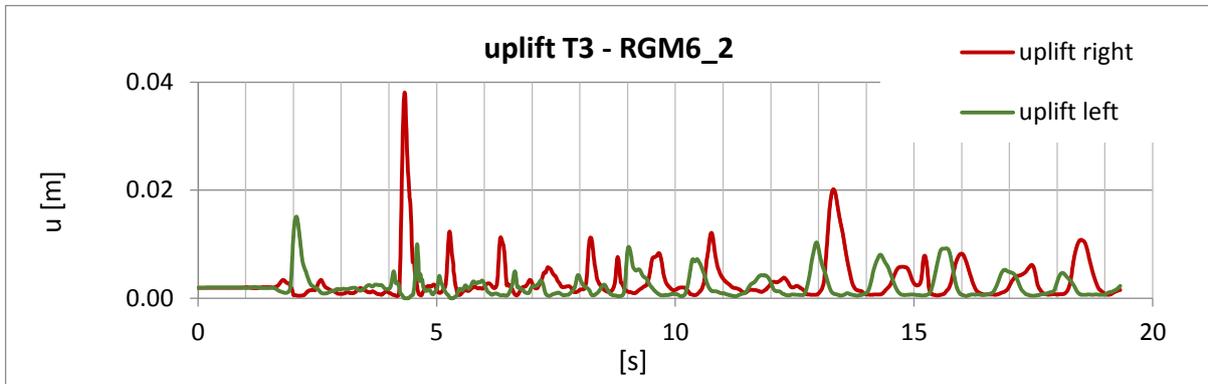


Figure A 273: time history of the uplift of T3 during the real ground motion – RGM6_2

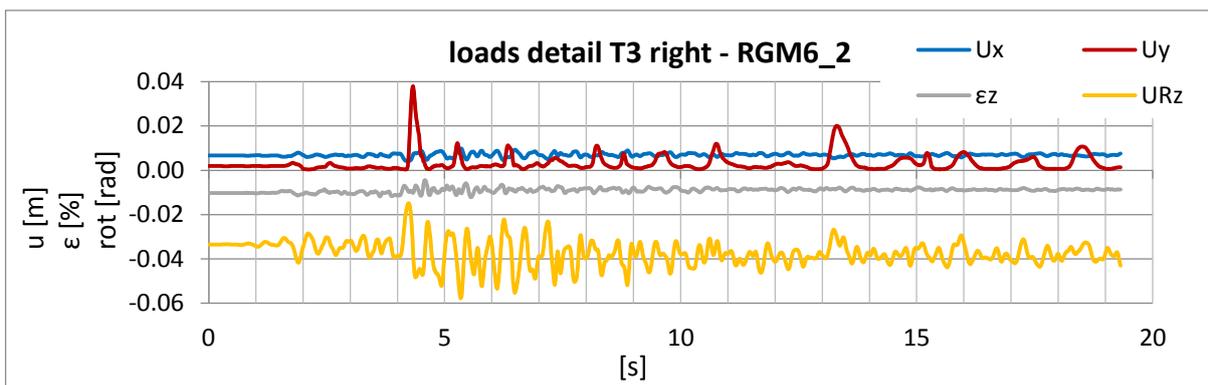


Figure A 274: displacement – time history of the base detail at the right side of T3 during the real ground motion – RGM6_2

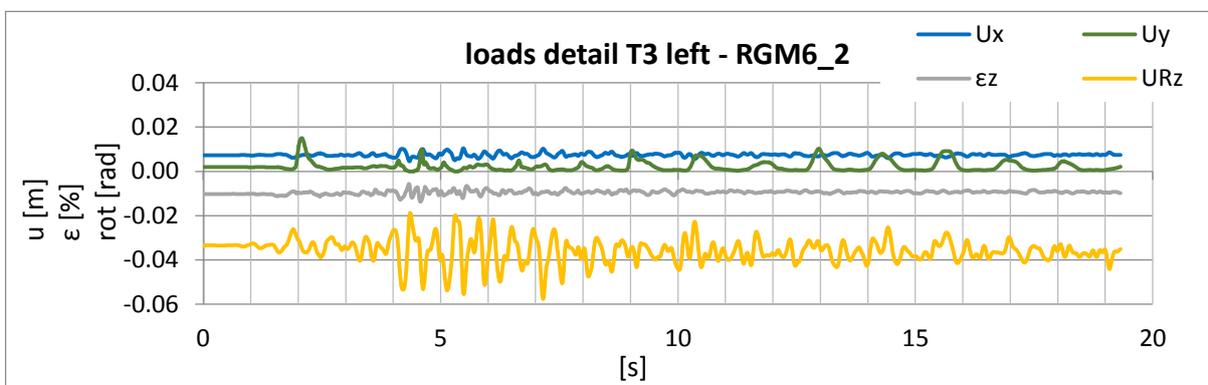


Figure A 275: displacement – time history of the base detail at the left side of T3 during the real ground motion – RGM6_2

**A4.3.7. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 -
Real Ground Motion RGM7_2**

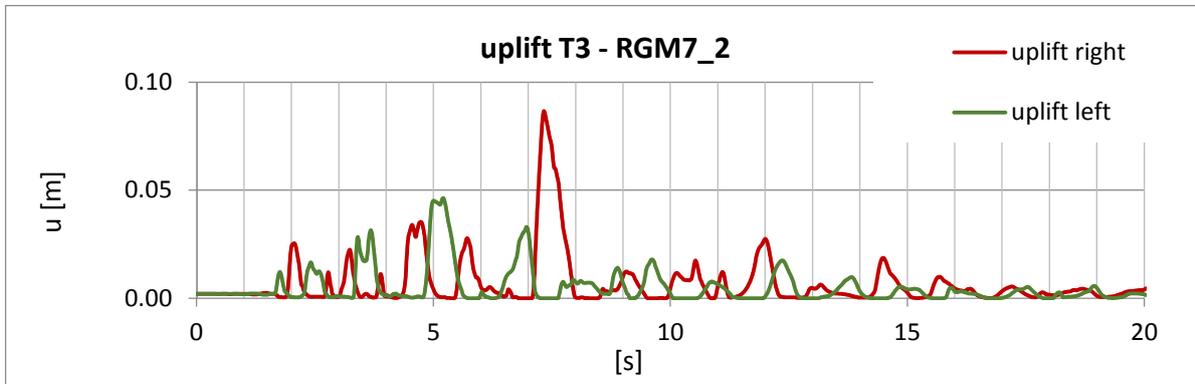


Figure A 276: time history of the uplift of T3 during the real ground motion – RGM7_2

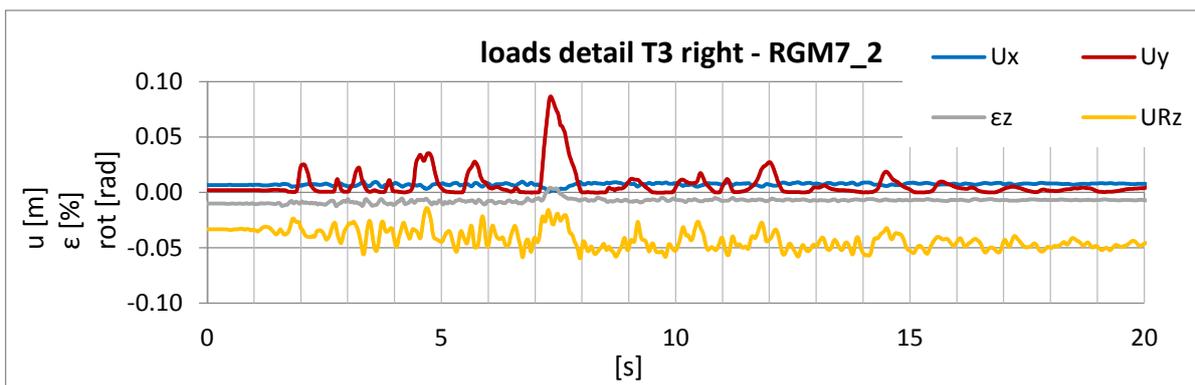


Figure A 277: displacement – time history of the base detail at the right side of T3 during the real ground motion – RGM7_2

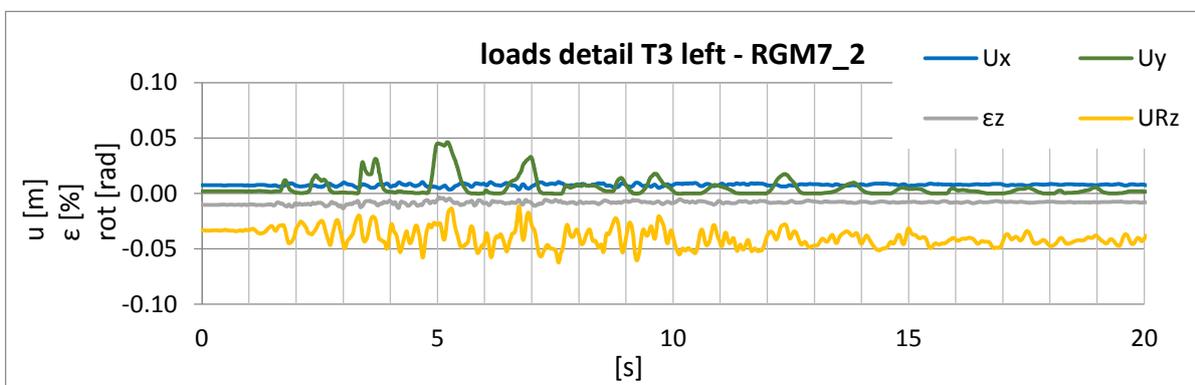


Figure A 278: displacement – time history of the base detail at the left side of T3 during the real ground motion – RGM7_2

A4.3.8. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Real Ground Motion RGM8_2

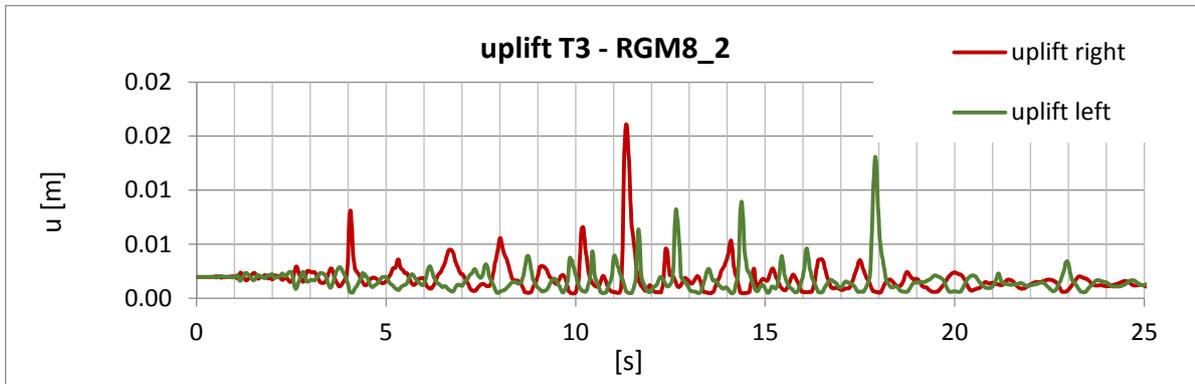


Figure A 279: time history of the uplift of T3 during the real ground motion – RGM8_2

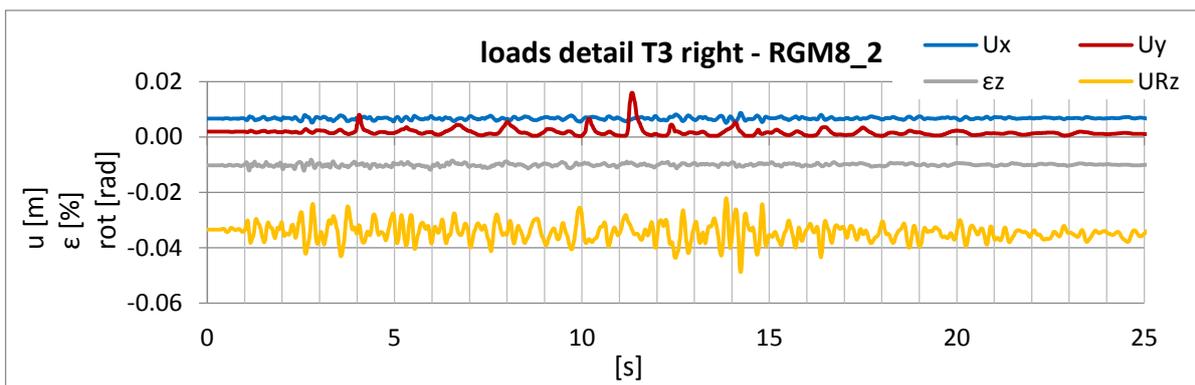


Figure A 280: displacement – time history of the base detail at the right side of T3 during the real ground motion – RGM8_2

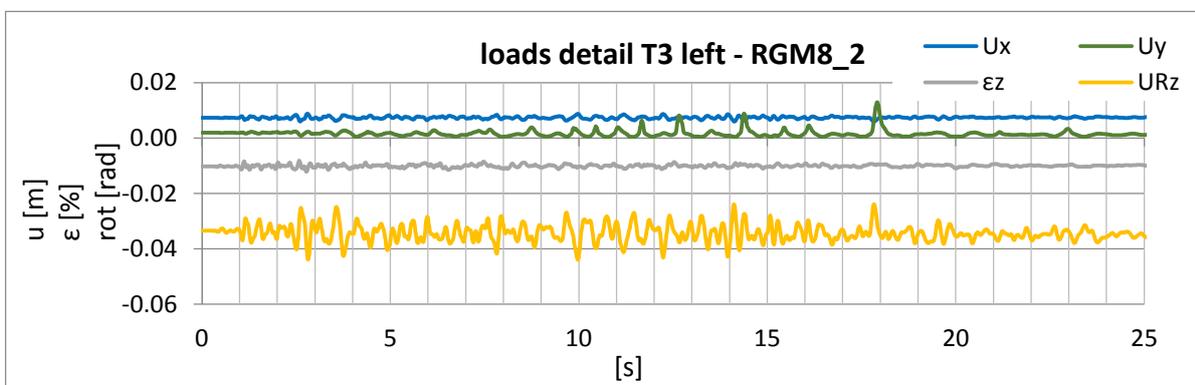


Figure A 281: displacement – time history of the base detail at the left side of T3 during the real ground motion – RGM8_2

A4.3.9. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 - Real Ground Motion RGM9_2

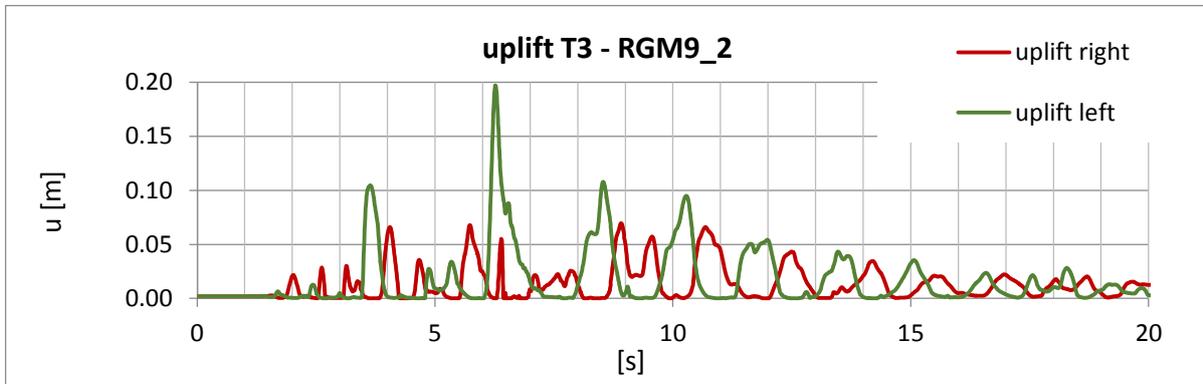


Figure A 282: time history of the uplift of T3 during the real ground motion – RGM9_2

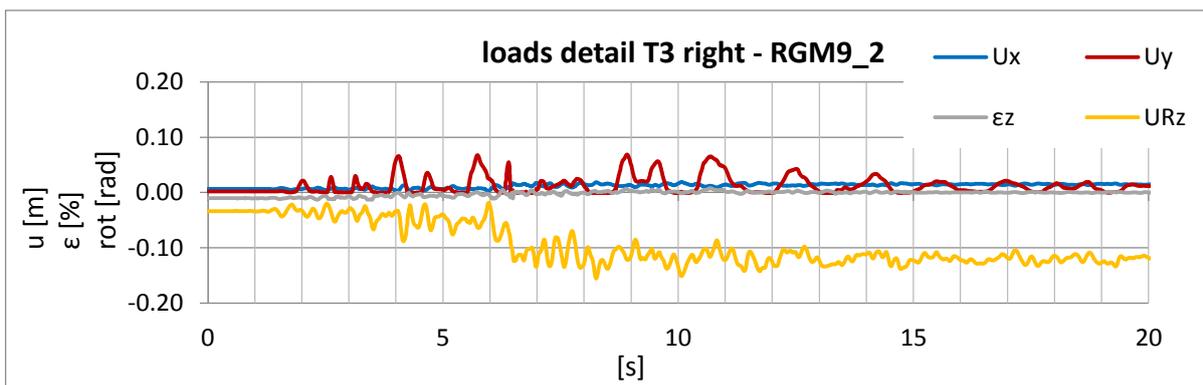


Figure A 283: displacement – time history of the base detail at the right side of T3 during the real ground motion – RGM9_2

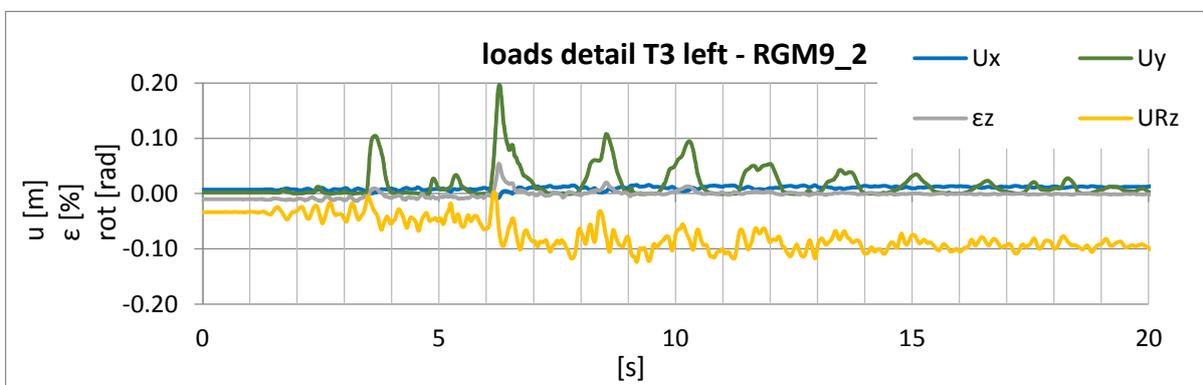


Figure A 284: displacement – time history of the base detail at the left side of T3 during the real ground motion – RGM9_2

**A4.3.10. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T3 -
Real Ground Motion RGM10_2**

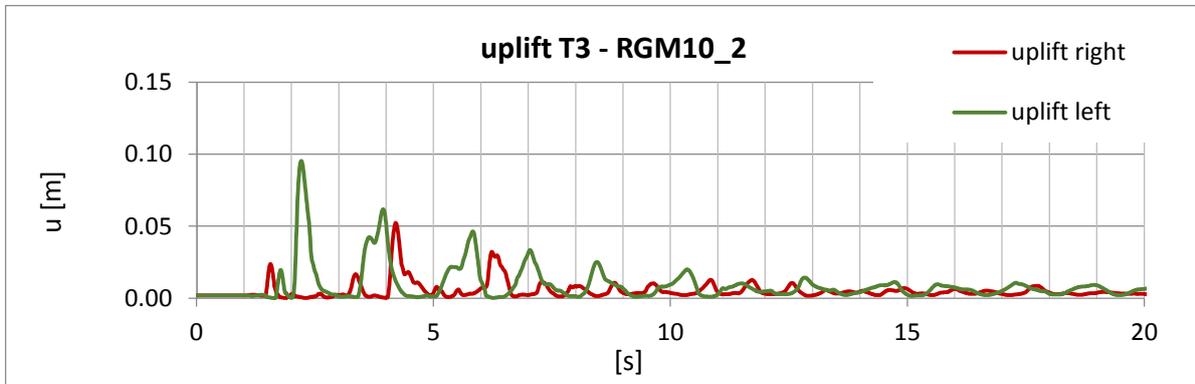


Figure A 285: time history of the uplift of T3 during the real ground motion – RGM10_2

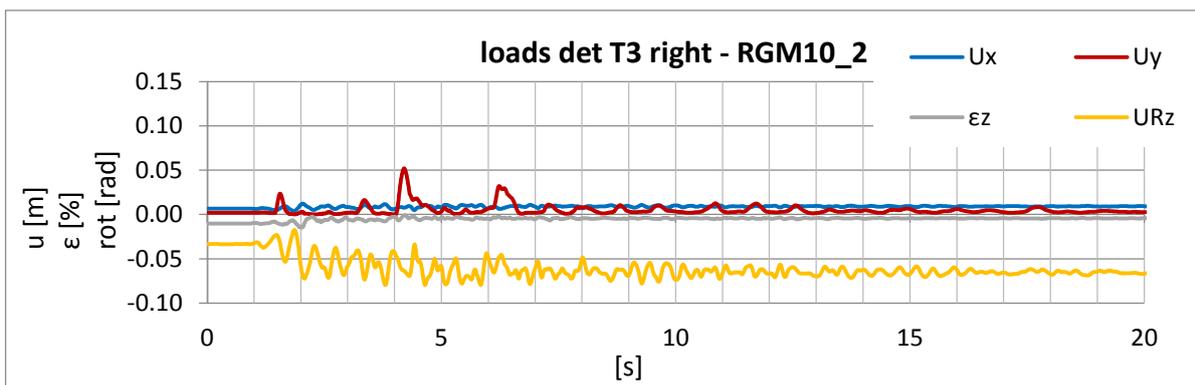


Figure A 286: displacement – time history of the base detail at the right side of T3 during the real ground motion – RGM10_2

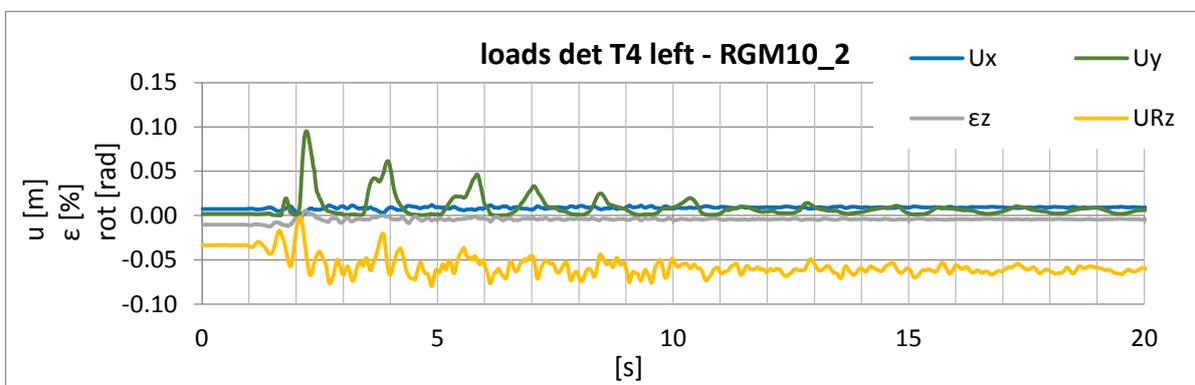


Figure A 287: displacement – time history of the base detail at the left side of T3 during the real ground motion – RGM10_2

A5. Results of the 3D Time History Calculations for Tank T4

A5.1. Tank T4 – Artificial Ground motions – $ag = 2m/s^2$

A5.1.1. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Artificial Ground Motion AGM1

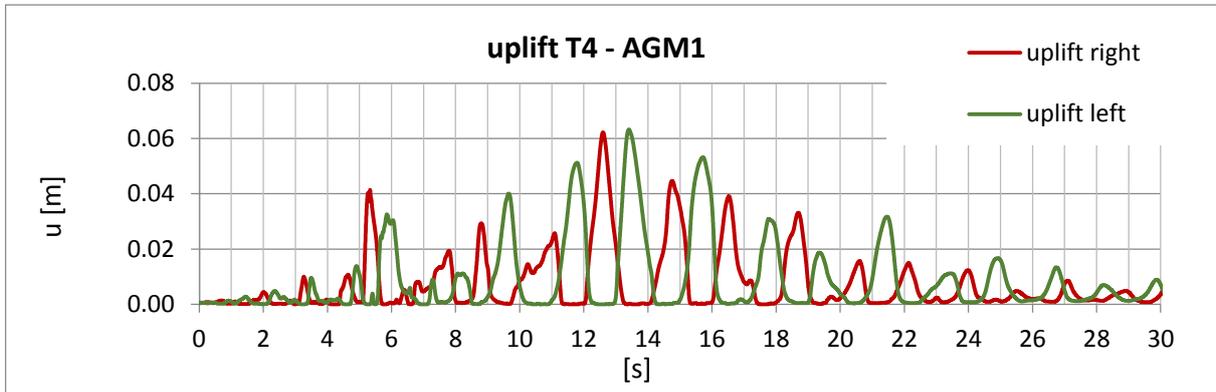


Figure A 288: time history of the uplift of T4 during the artificial ground motion – AGM1

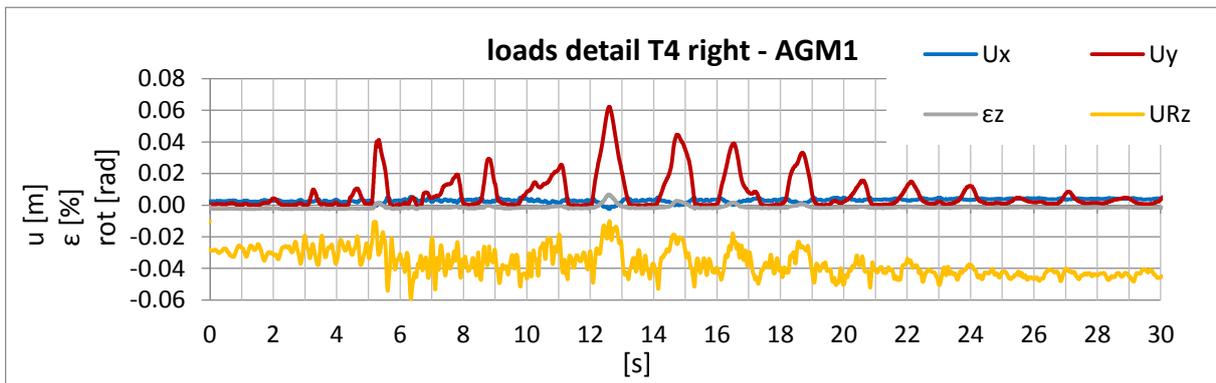


Figure A 289: displacement – time history of the base detail at the right side of T4 during the artificial ground motion – AGM1

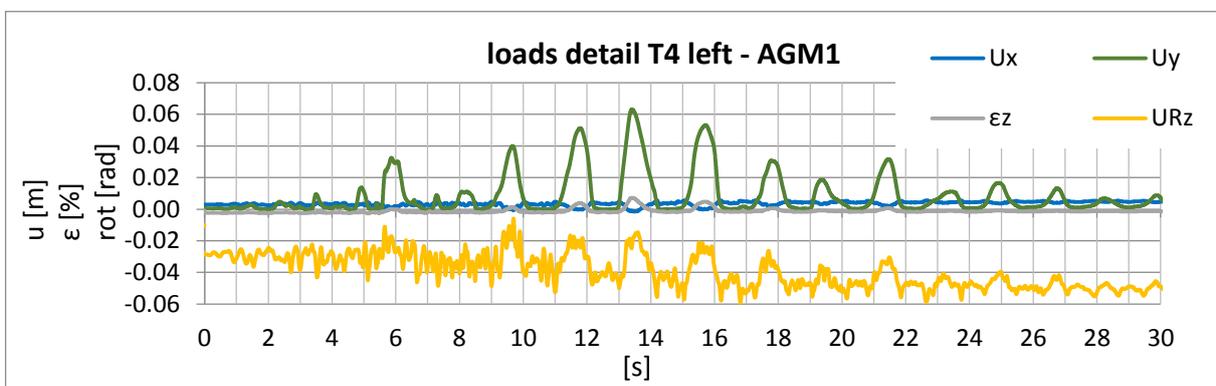


Figure A 290: displacement – time history of the base detail at the left side of T4 during the artificial ground motion – AGM1

A5.1.2. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Artificial Ground Motion AGM2

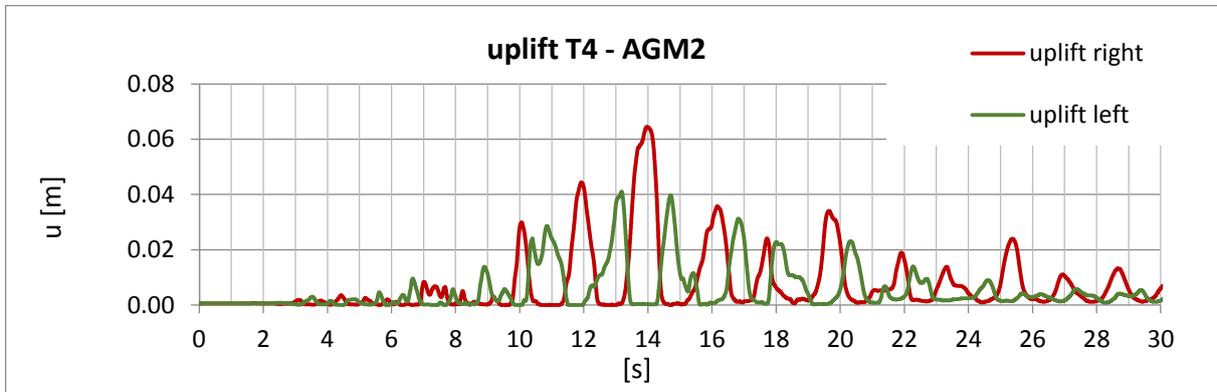


Figure A 291: time history of the uplift of T4 during the artificial ground motion – AGM2

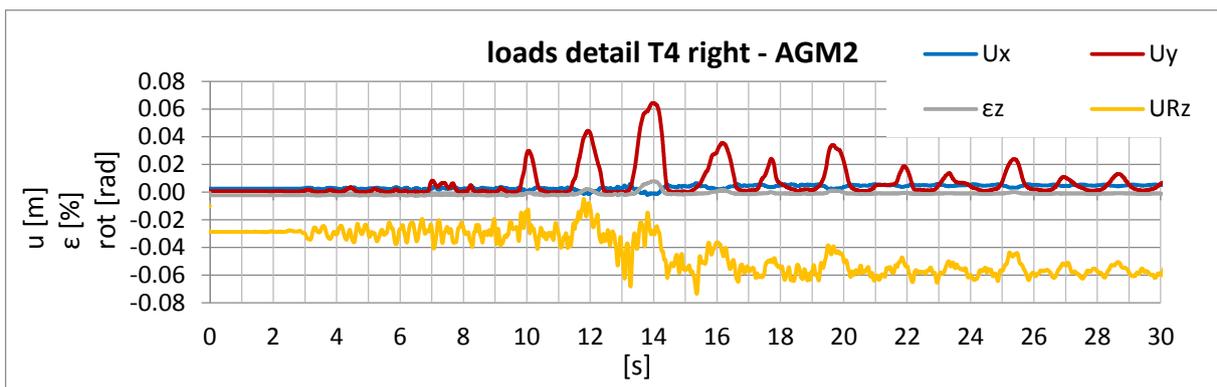


Figure A 292: displacement – time history of the base detail at the right side of T4 during the artificial ground motion – AGM2

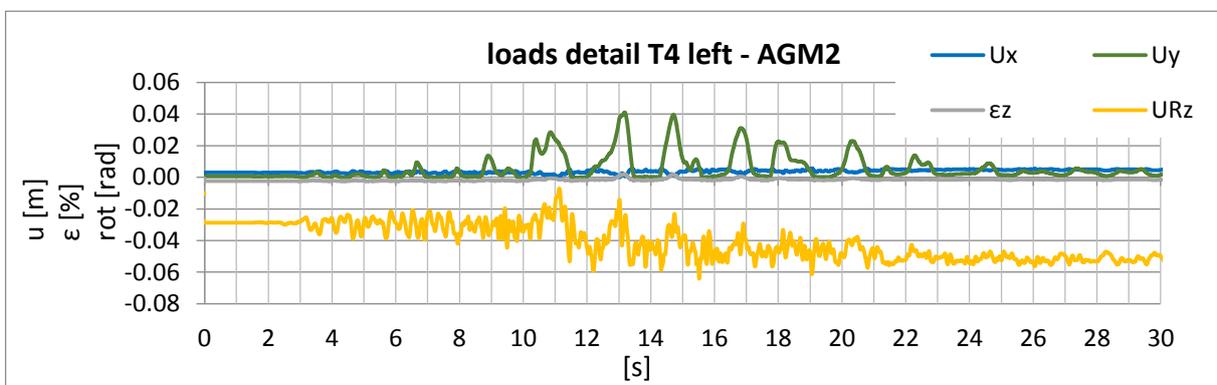


Figure A 293: displacement – time history of the base detail at the left side of T4 during the artificial ground motion – AGM2

A5.1.3. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Artificial Ground Motion AGM3

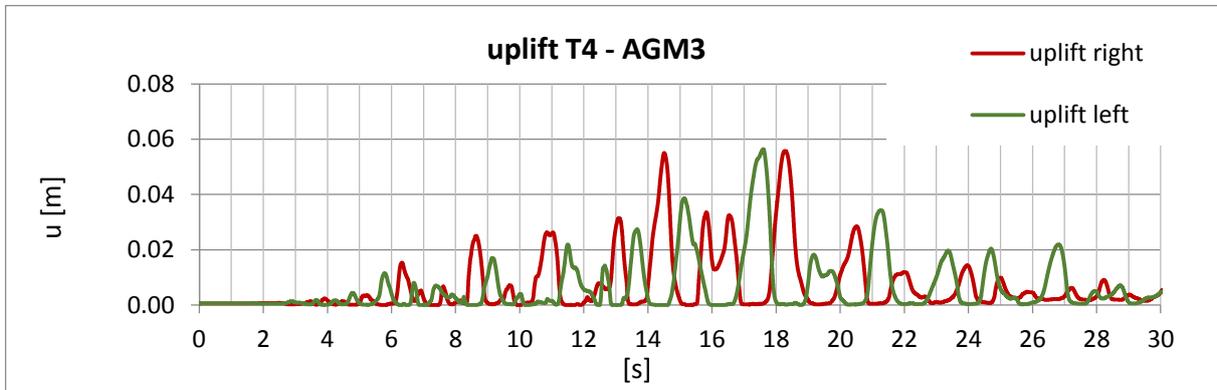


Figure A 294: time history of the uplift of T4 during the artificial ground motion – AGM3

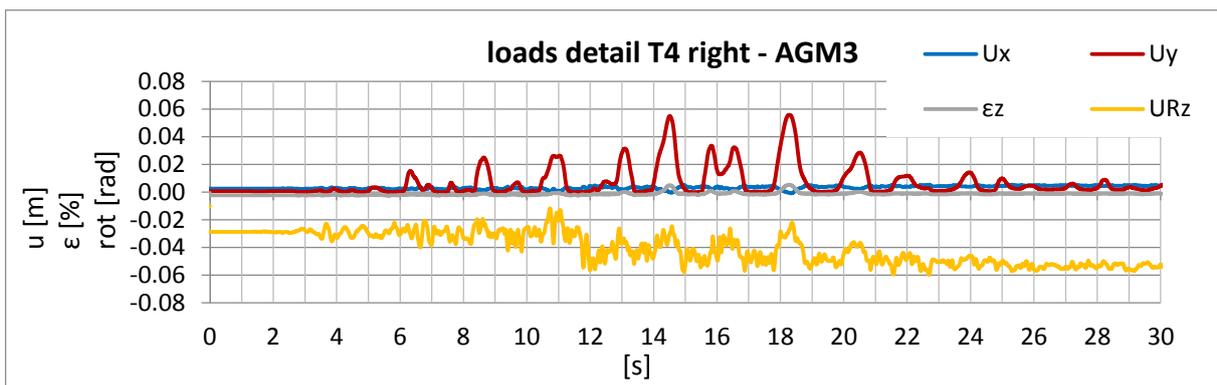


Figure A 295: displacement – time history of the base detail at the right side of T4 during the artificial ground motion – AGM3

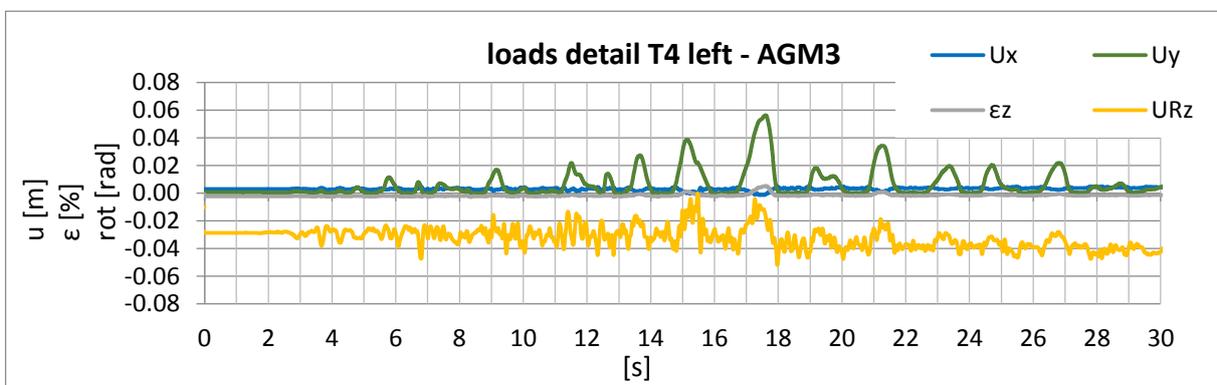


Figure A 296: displacement – time history of the base detail at the left side of T4 during the artificial ground motion – AGM3

A5.1.4. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Artificial Ground Motion AGM4

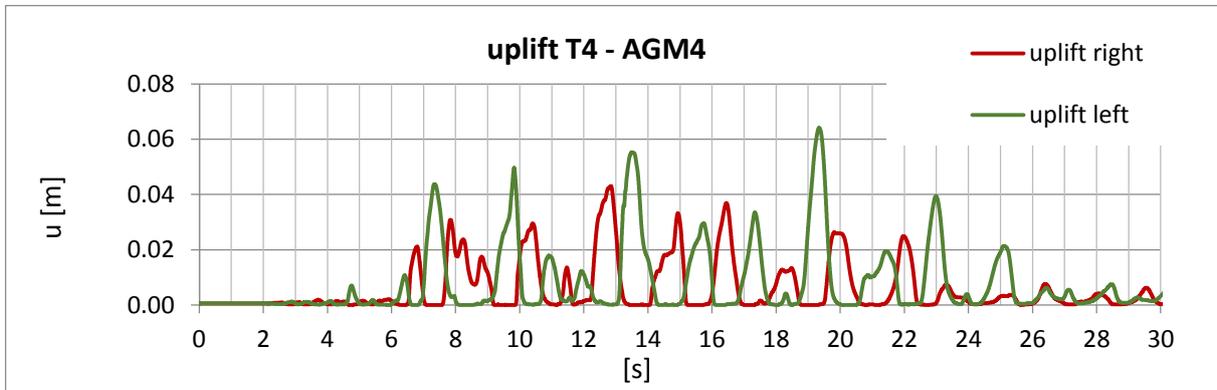


Figure A 297: time history of the uplift of T4 during the artificial ground motion – AGM4

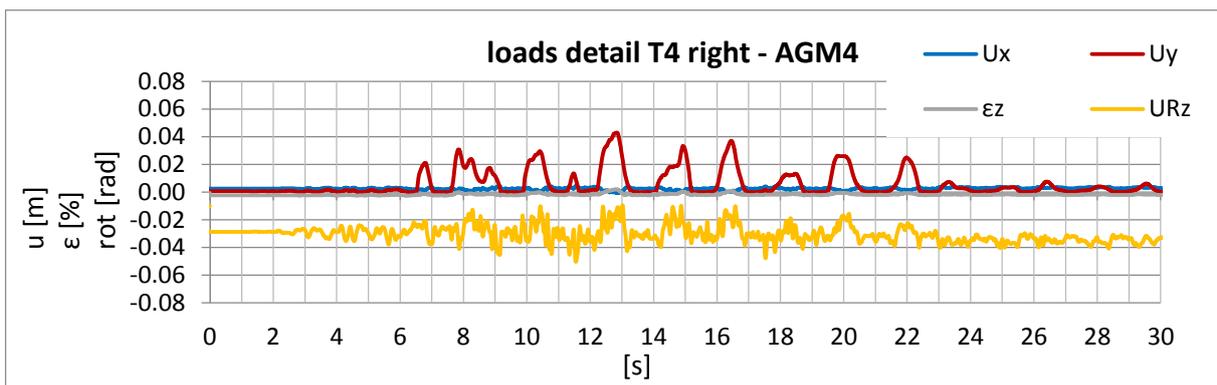


Figure A 298: displacement – time history of the base detail at the right side of T4 during the artificial ground motion – AGM4

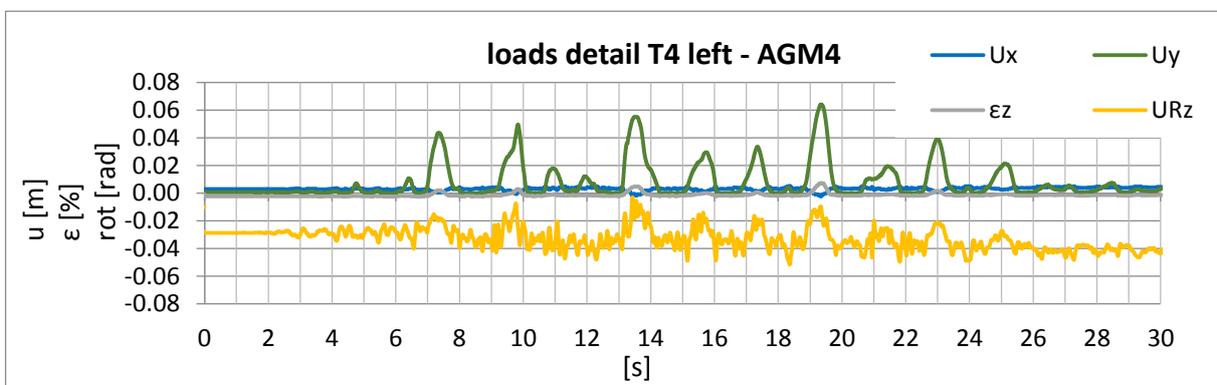


Figure A 299: displacement – time history of the base detail at the left side of T4 during the artificial ground motion – AGM4

A5.1.5. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Artificial Ground Motion AGM5

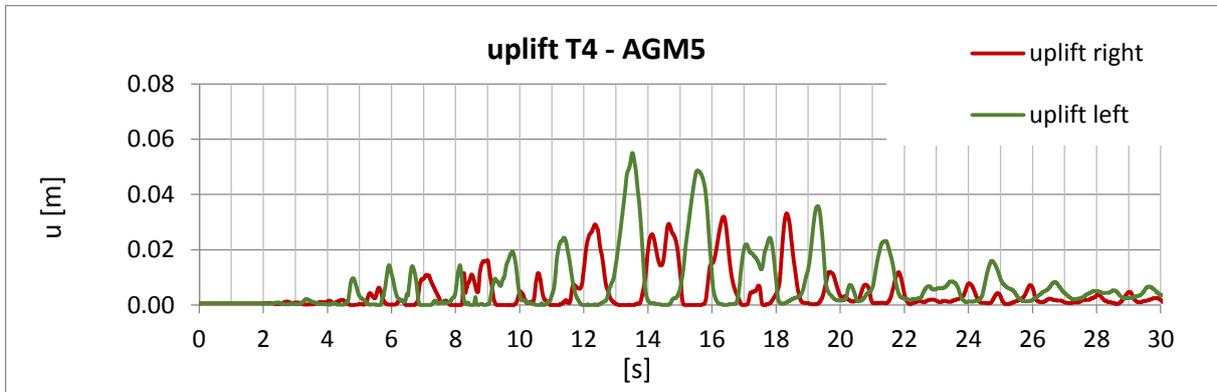


Figure A 300: time history of the uplift of T4 during the artificial ground motion – AGM5

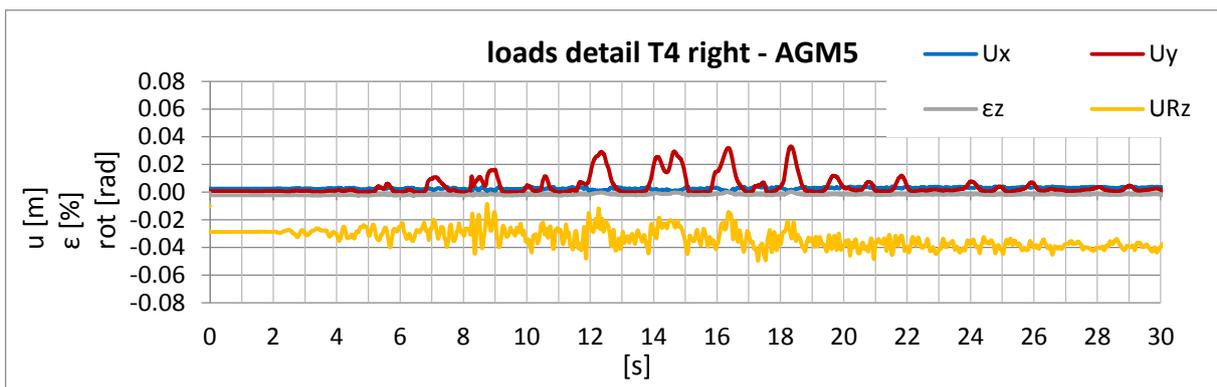


Figure A 301: displacement – time history of the base detail at the right side of T4 during the artificial ground motion – AGM5

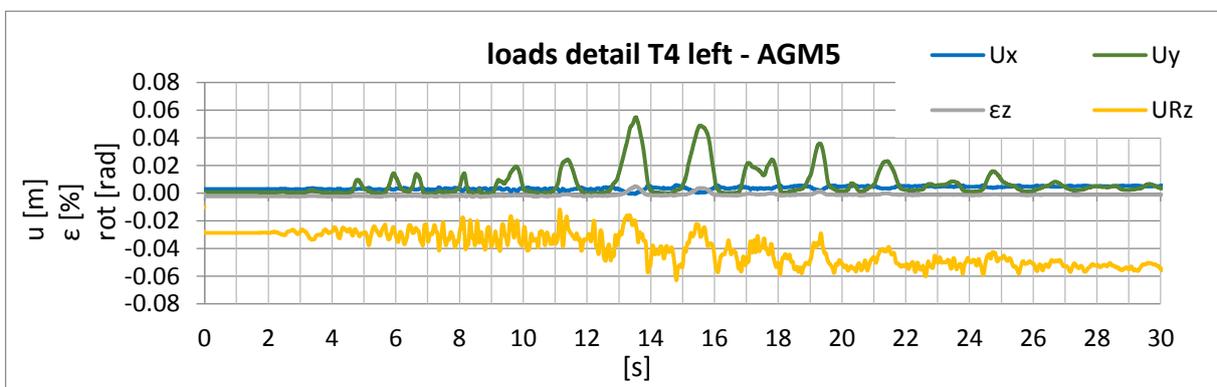


Figure A 302: displacement – time history of the base detail at the left side of T4 during the artificial ground motion – AGM5

A5.1.6. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Artificial Ground Motion AGM6

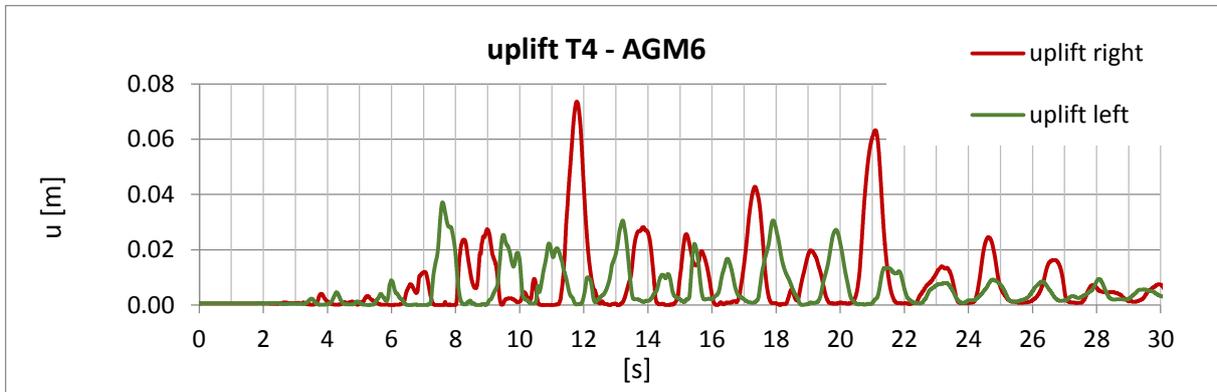


Figure A 303: time history of the uplift of T4 during the artificial ground motion – AGM6

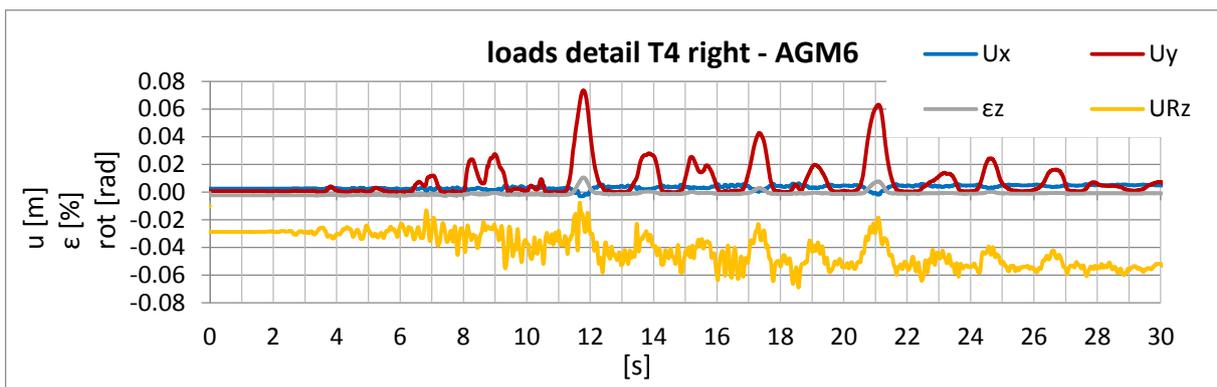


Figure A 304: displacement – time history of the base detail at the right side of T4 during the artificial ground motion – AGM6

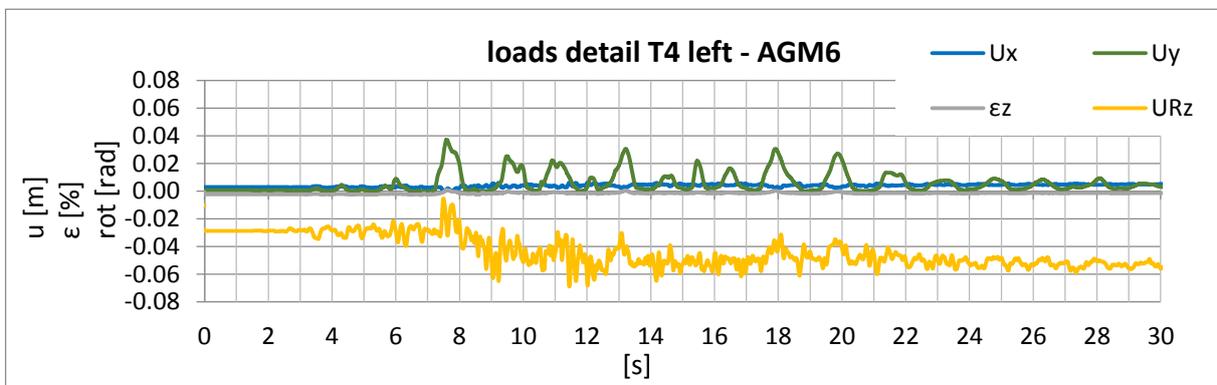


Figure A 305: displacement – time history of the base detail at the left side of T4 during the artificial ground motion – AGM6

A5.1.7. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Artificial Ground Motion AGM7

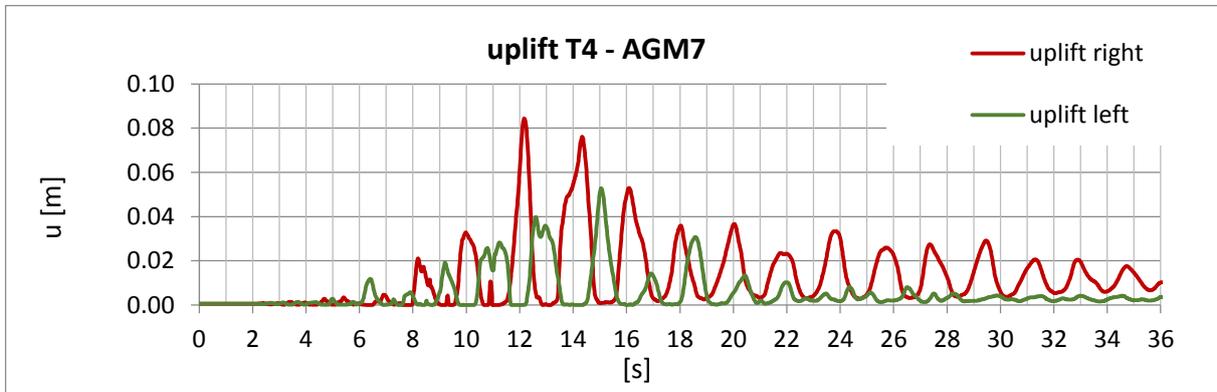


Figure A 306: time history of the uplift of T4 during the artificial ground motion – AGM7

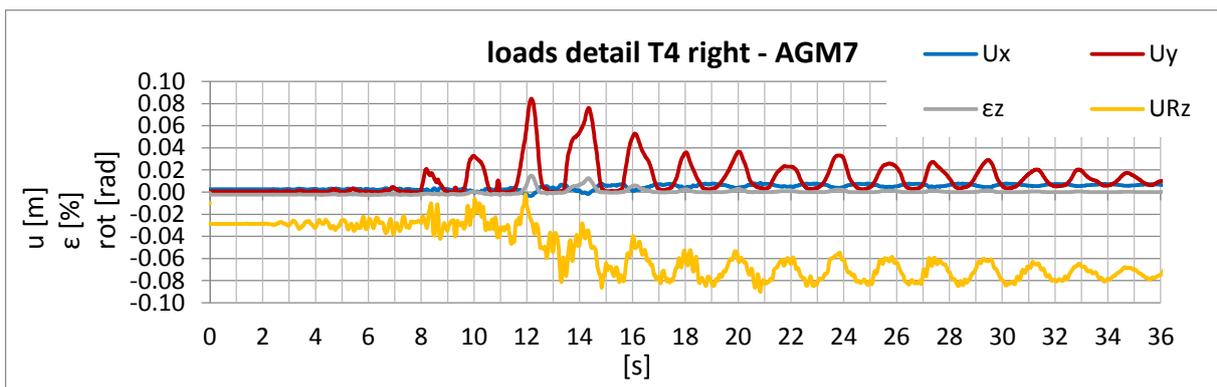


Figure A 307: displacement – time history of the base detail at the right side of T4 during the artificial ground motion – AGM7

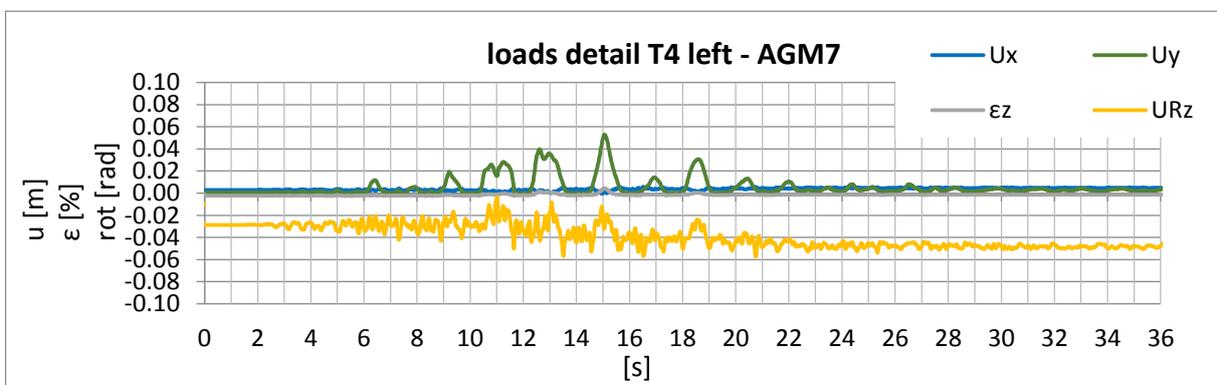


Figure A 308: displacement – time history of the base detail at the left side of T4 during the artificial ground motion – AGM7

A5.1.8. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Artificial Ground Motion AGM8

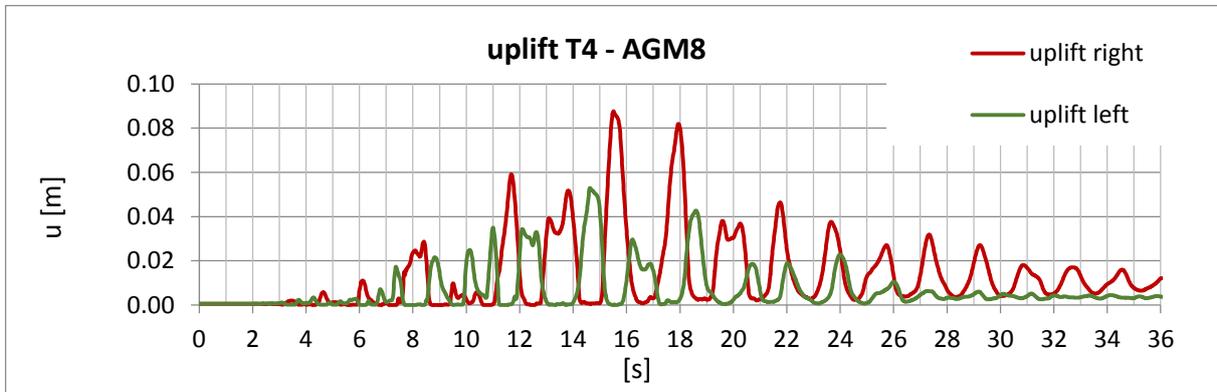


Figure A 309: time history of the uplift of T4 during the artificial ground motion – AGM8

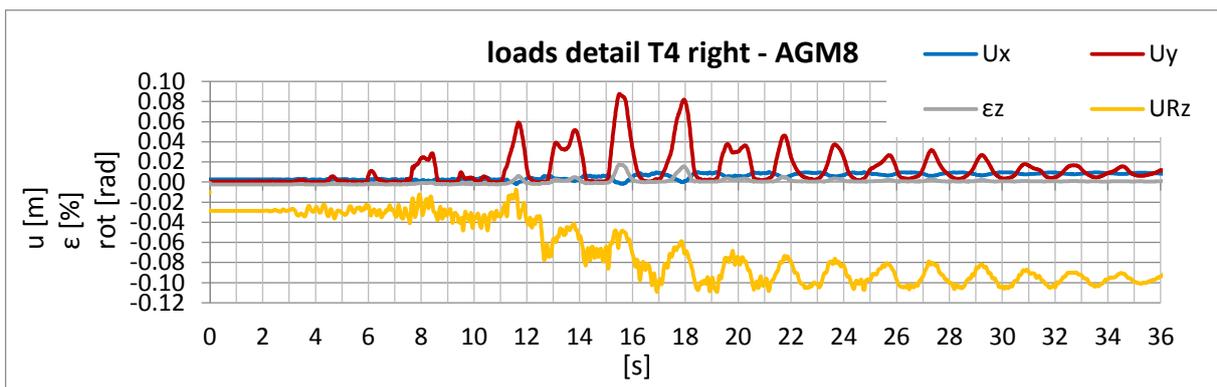


Figure A 310: displacement – time history of the base detail at the right side of T4 during the artificial ground motion – AGM8

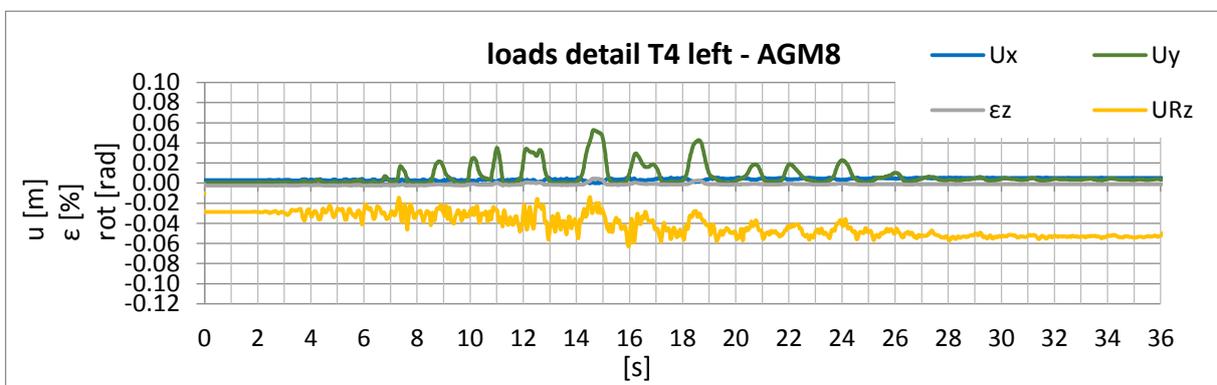


Figure A 311: displacement – time history of the base detail at the left side of T4 during the artificial ground motion – AGM8

A5.1.10. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Artificial Ground Motion AGM9

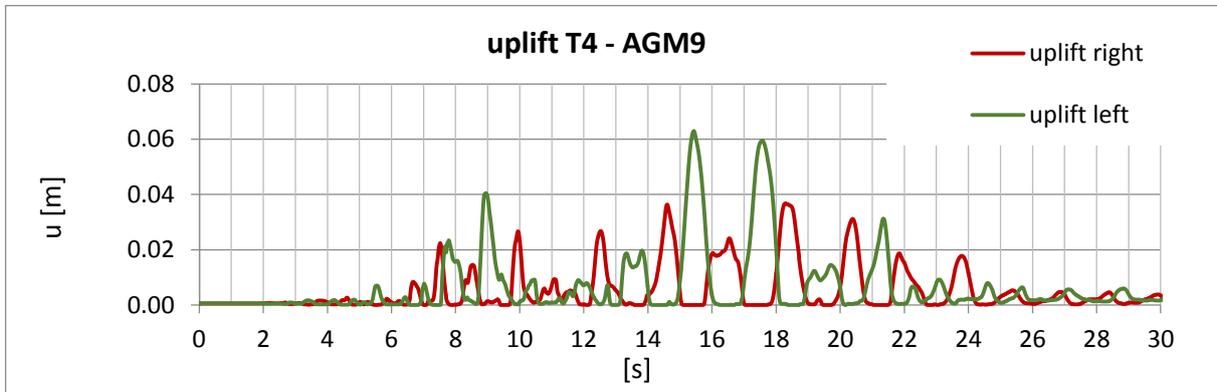


Figure A 312: time history of the uplift of T4 during the artificial ground motion – AGM9

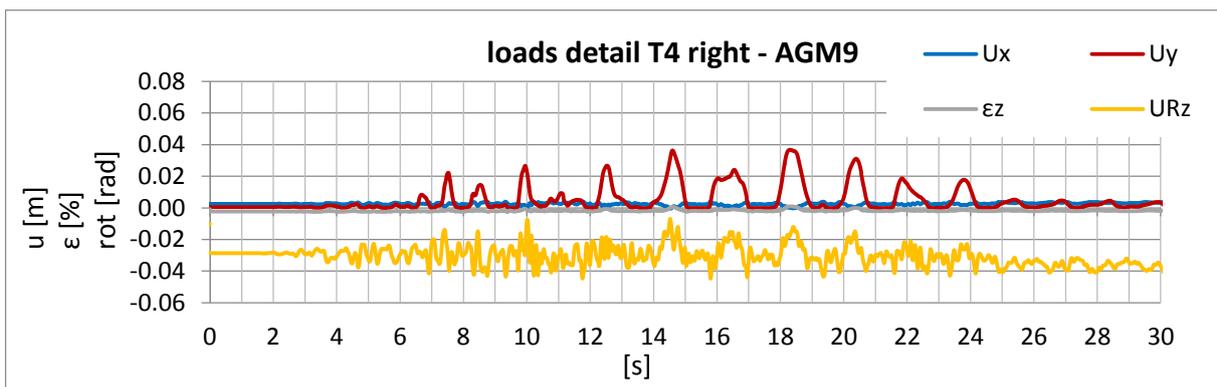


Figure A 313: displacement – time history of the base detail at the right side of T4 during the artificial ground motion – AGM9

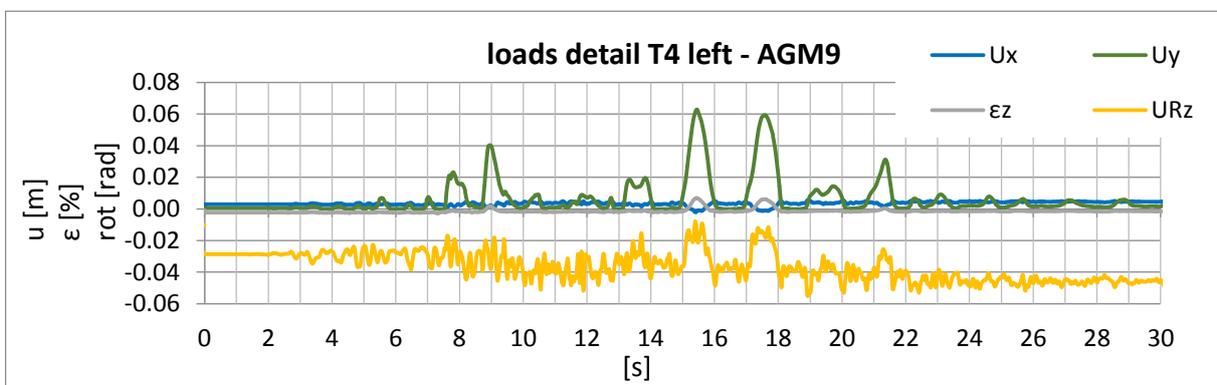


Figure A 314: displacement – time history of the base detail at the left side of T4 during the artificial ground motion – AGM9

A5.1.11. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Artificial Ground Motion AGM10

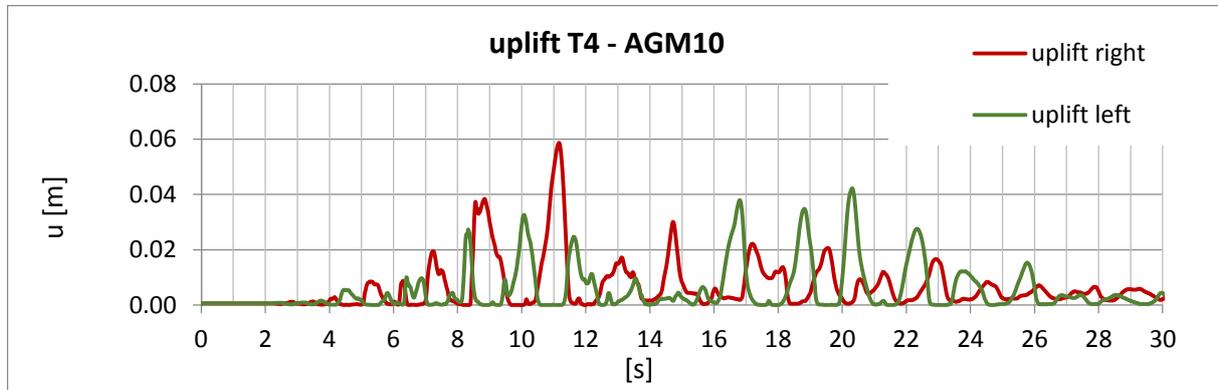


Figure A 315: time history of the uplift of T4 during the artificial ground motion – AGM10

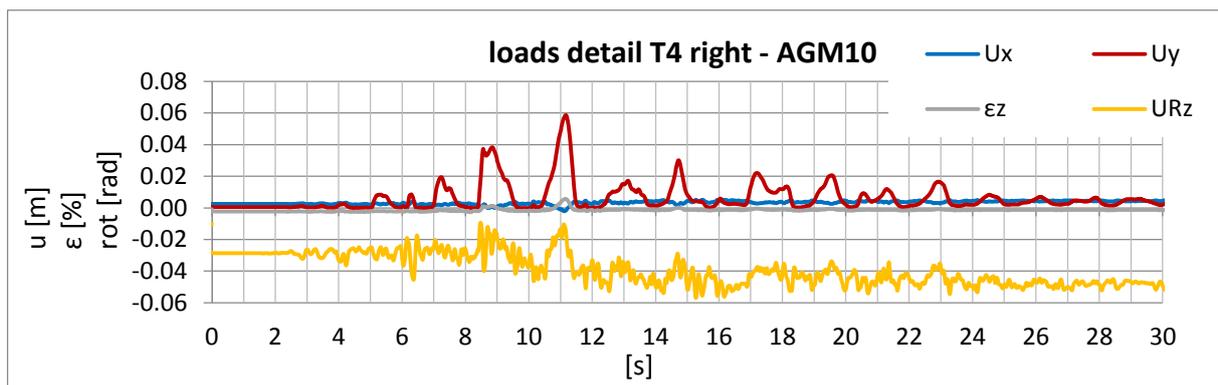


Figure A 316: displacement – time history of the base detail at the right side of T4 during the artificial ground motion – AGM10

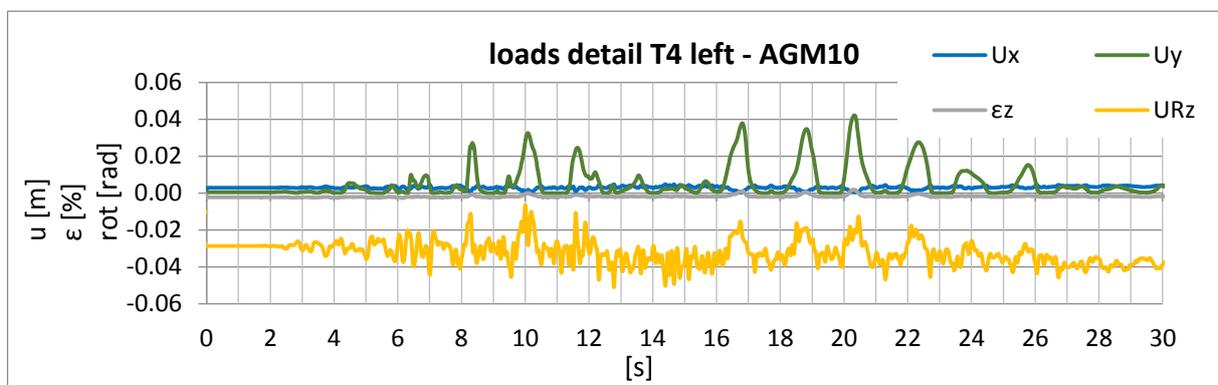


Figure A 317: displacement – time history of the base detail at the left side of T4 during the artificial ground motion – AGM10

A5.2. Tank T4 – Real Ground motions – $ag = 2m/s^2$

A5.2.1. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Real Ground Motion RGM1

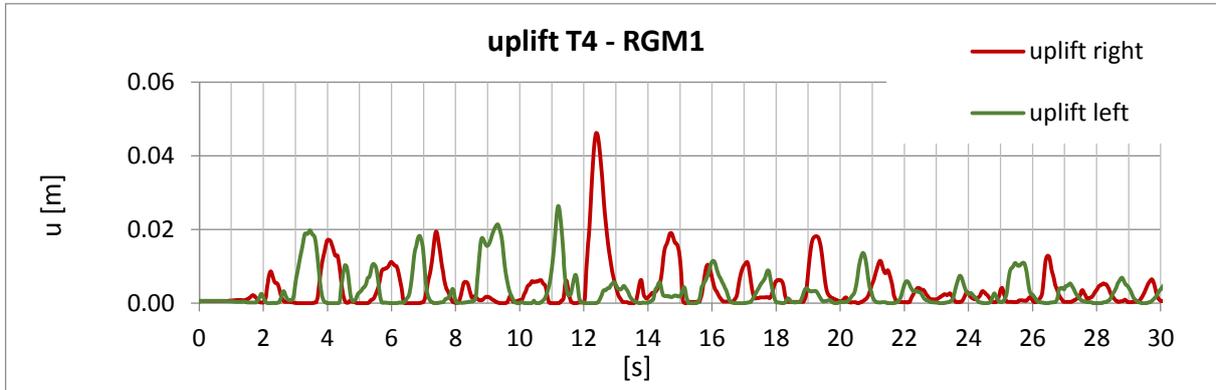


Figure A 318: time history of the uplift of T4 during the real ground motion – RGM1

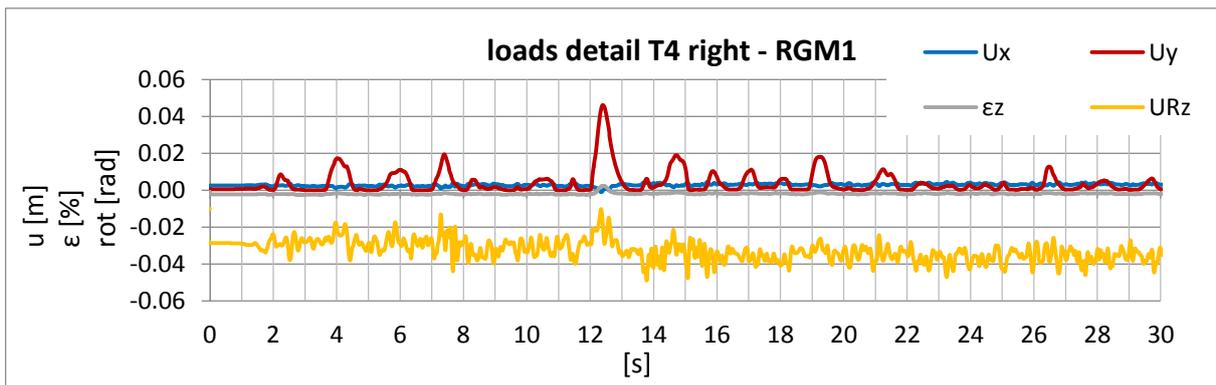


Figure A 319: displacement – time history of the base detail at the right side of T4 during the real ground motion – RGM1

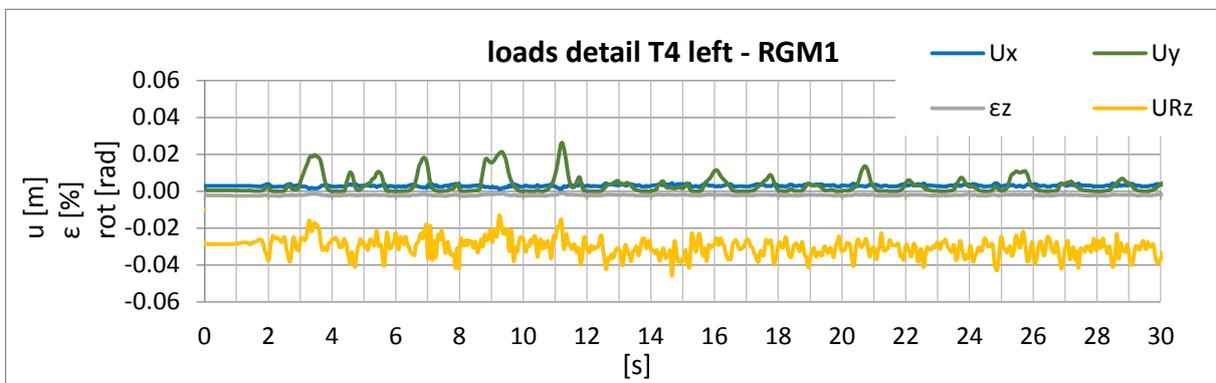


Figure A 320: displacement – time history of the base detail at the left side of T4 during the real ground motion – RGM1

A5.2.2. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Real Ground Motion RGM2

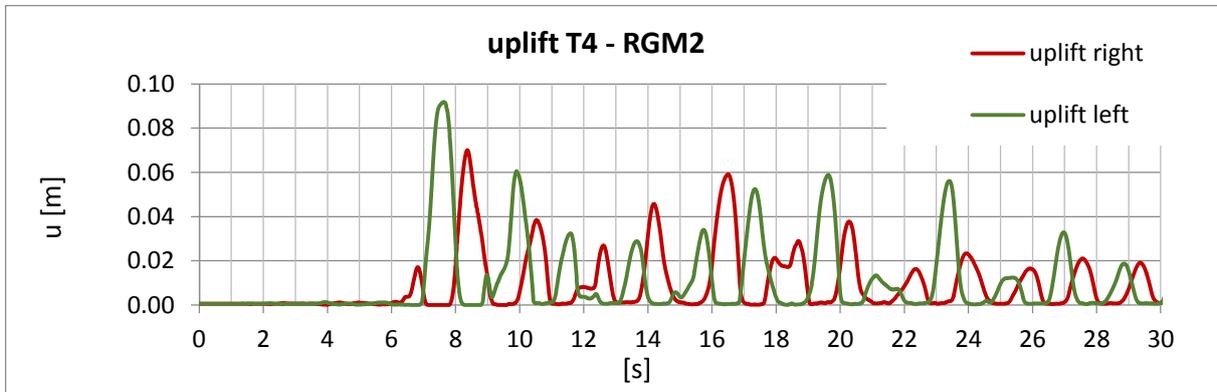


Figure A 321: time history of the uplift of T4 during the real ground motion – RGM2

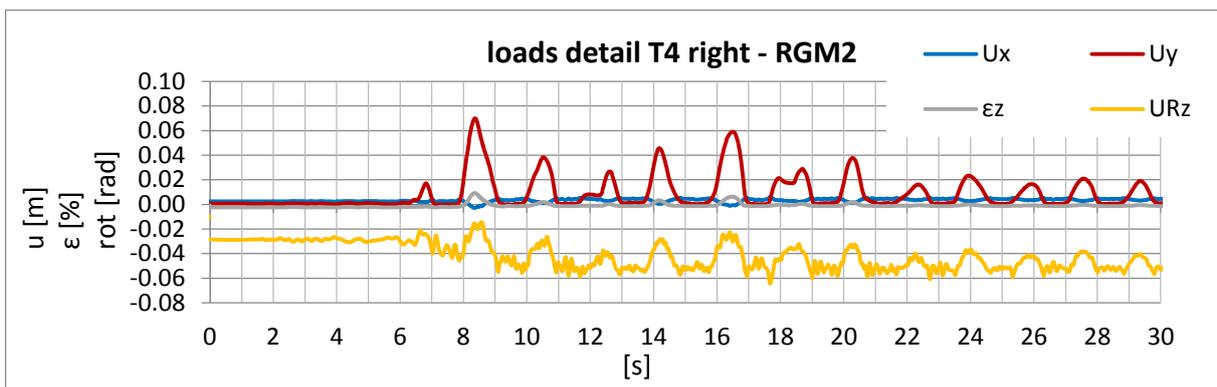


Figure A 322: displacement – time history of the base detail at the right side of T4 during the real ground motion – RGM2

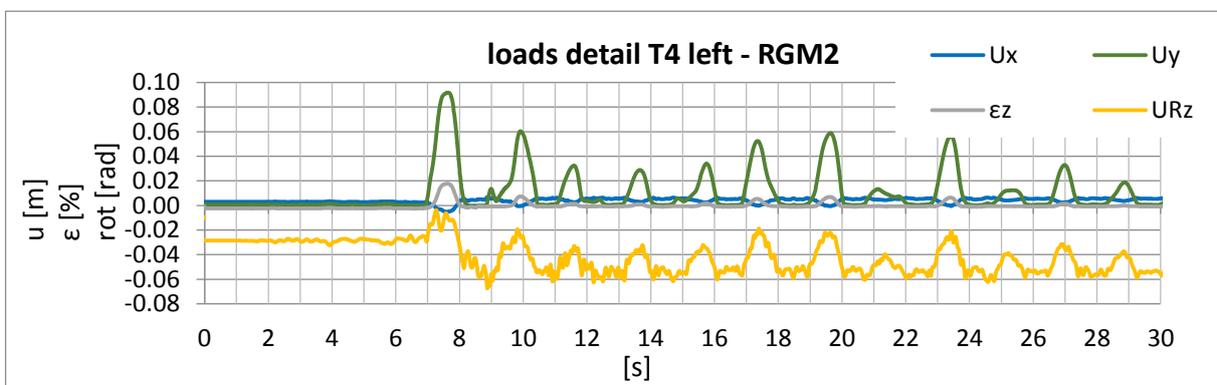


Figure A 323: displacement – time history of the base detail at the left side of T4 during the real ground motion – RGM2

A5.2.3. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Real Ground Motion RGM3

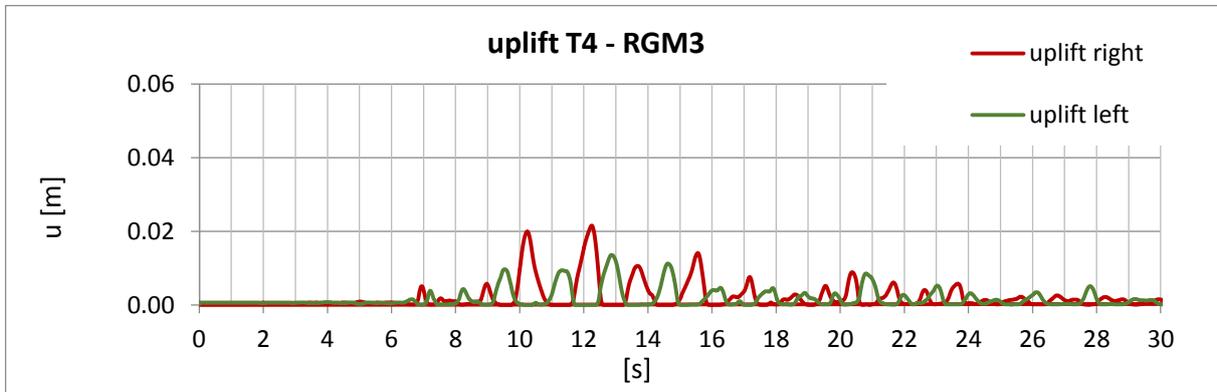


Figure A 324: time history of the uplift of T4 during the real ground motion – RGM3

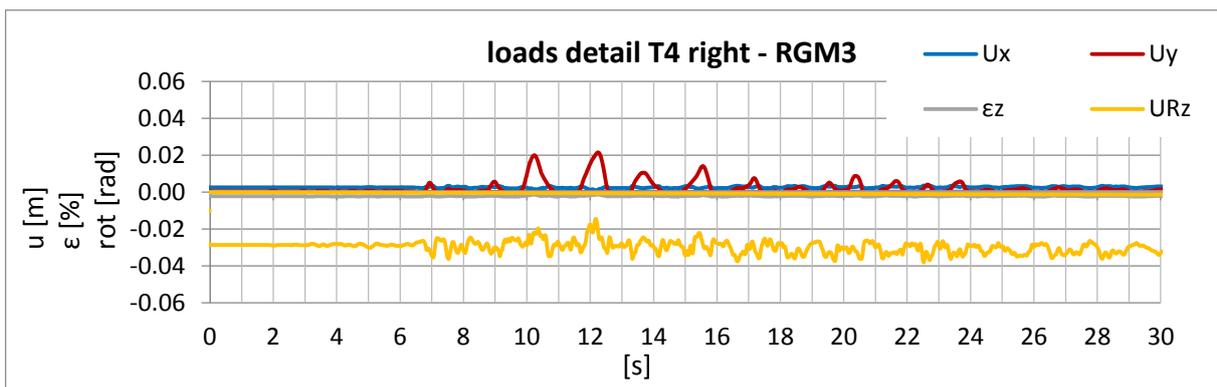


Figure A 325: displacement – time history of the base detail at the right side of T4 during the real ground motion – RGM3

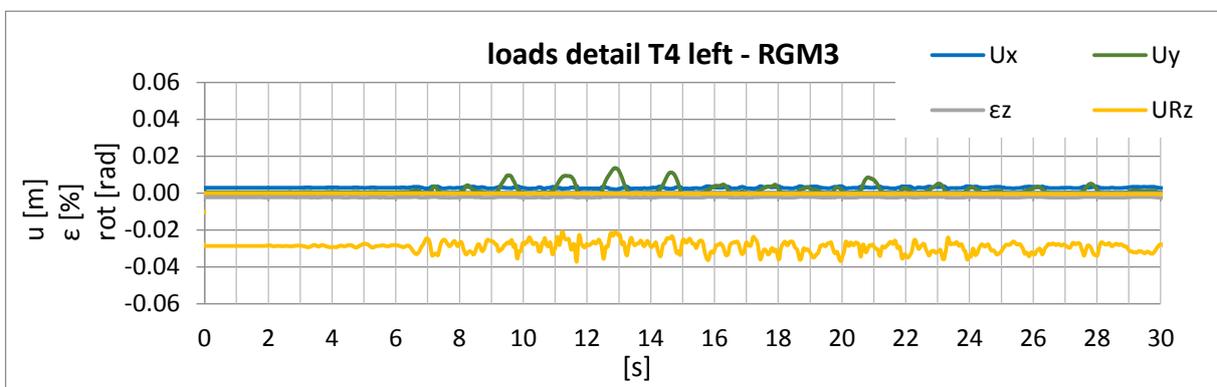


Figure A 326: displacement – time history of the base detail at the left side of T4 during the real ground motion – RGM3

A5.2.4. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Real Ground Motion RGM4

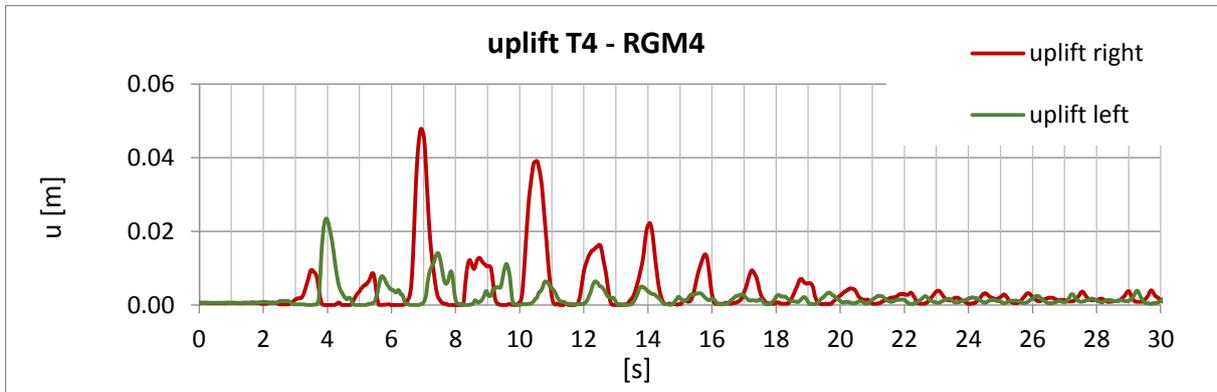


Figure A 327: time history of the uplift of T4 during the real ground motion – RGM4

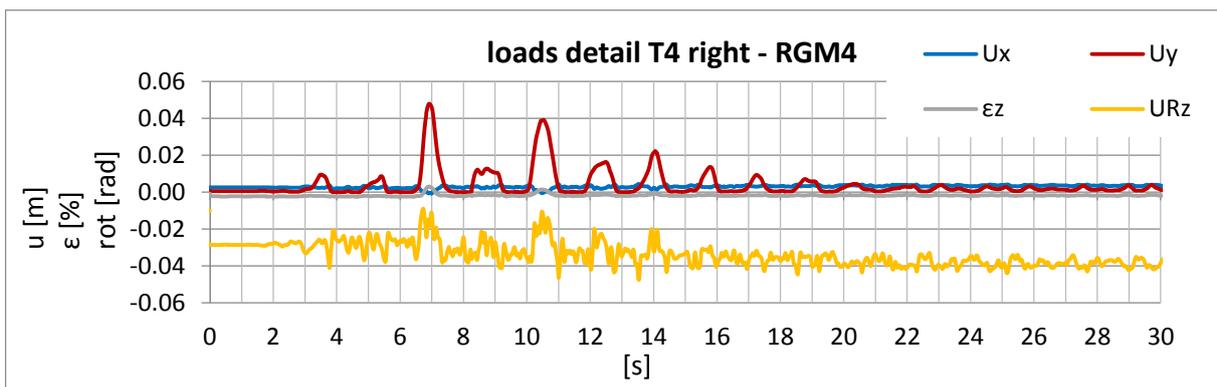


Figure A 328: displacement – time history of the base detail at the right side of T4 during the real ground motion – RGM4

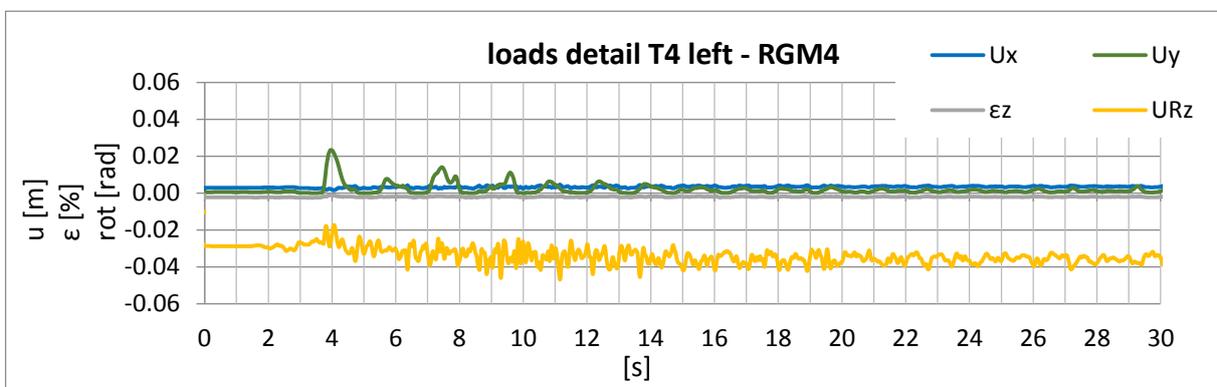


Figure A 329: displacement – time history of the base detail at the left side of T4 during the real ground motion – RGM4

A5.2.5. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Real Ground Motion RGM5

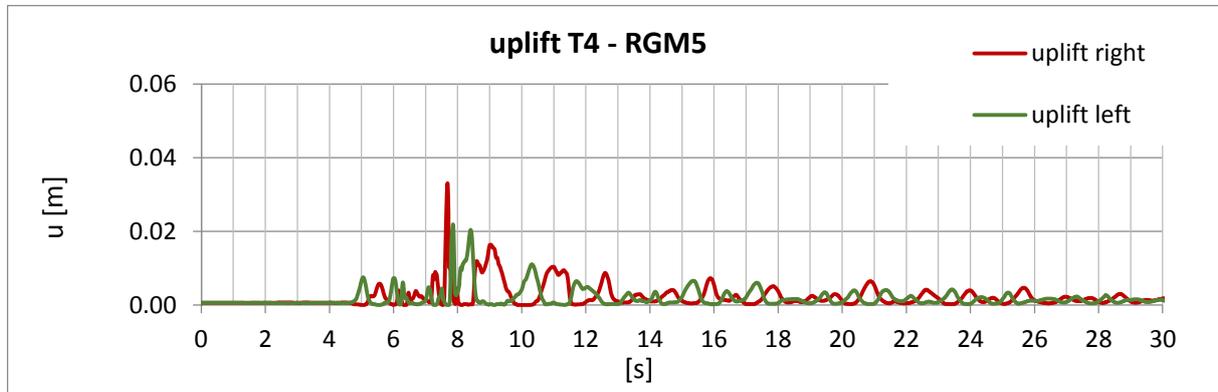


Figure A 330: time history of the uplift of T4 during the real ground motion – RGM5

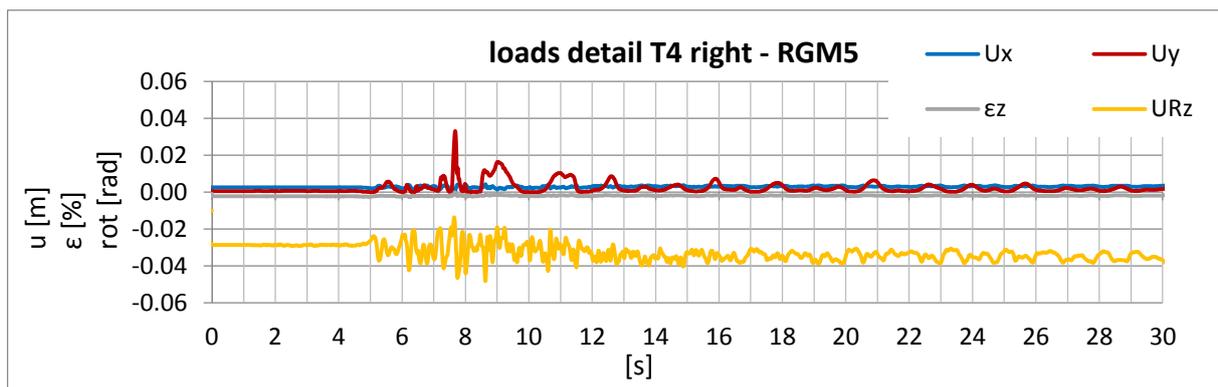


Figure A 331: displacement – time history of the base detail at the right side of T4 during the real ground motion – RGM5

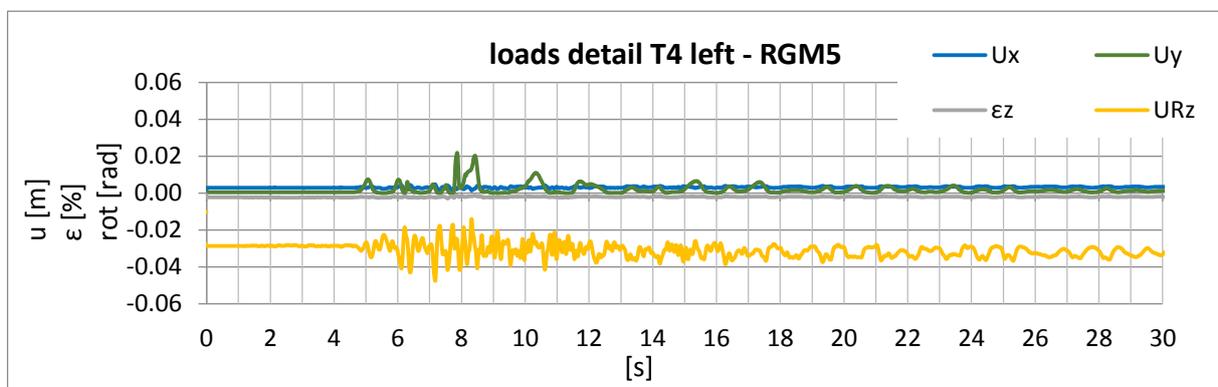


Figure A 332: displacement – time history of the base detail at the left side of T4 during the real ground motion – RGM5

A5.2.6. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Real Ground Motion RGM6

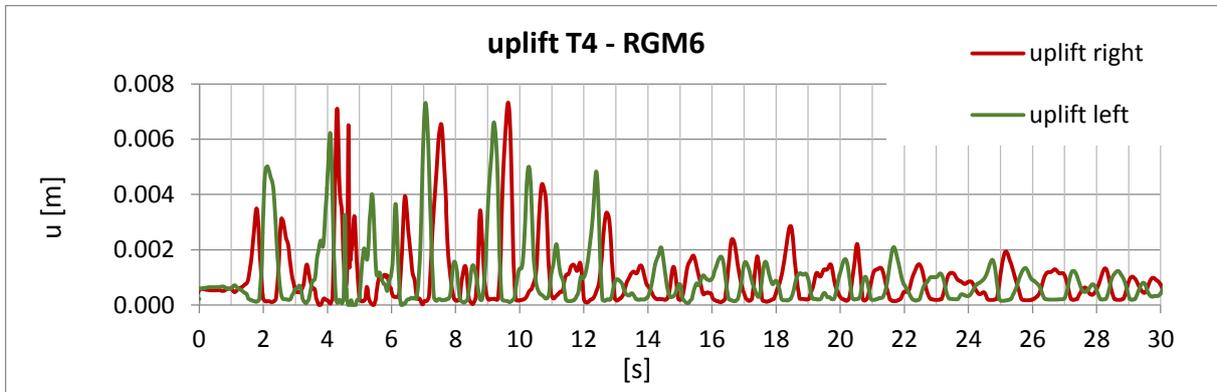


Figure A 333: time history of the uplift of T4 during the real ground motion – RGM6

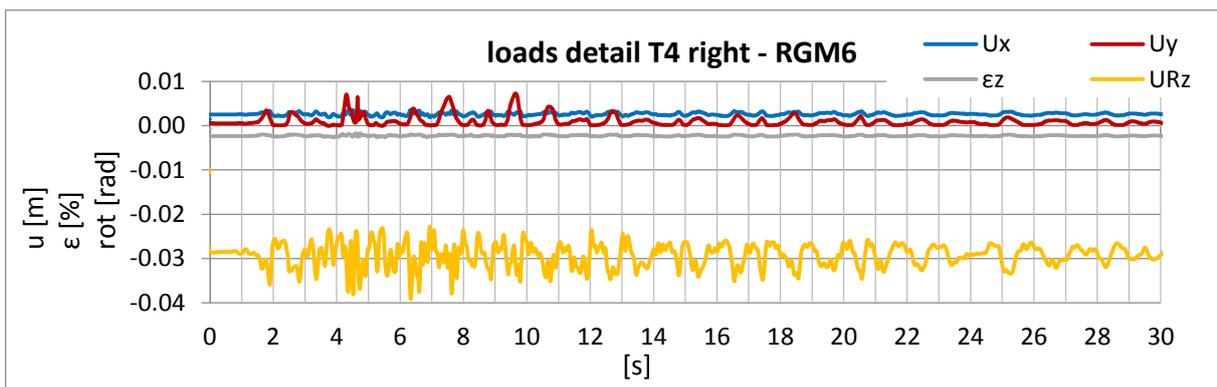


Figure A 334: displacement – time history of the base detail at the right side of T4 during the real ground motion – RGM6

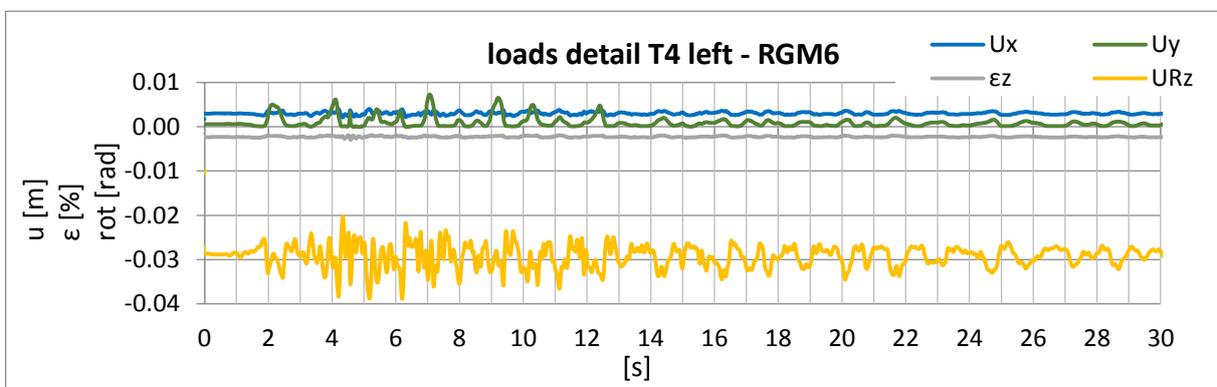


Figure A 335: displacement – time history of the base detail at the left side of T4 during the real ground motion – RGM6

A5.2.7. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Real Ground Motion RGM7

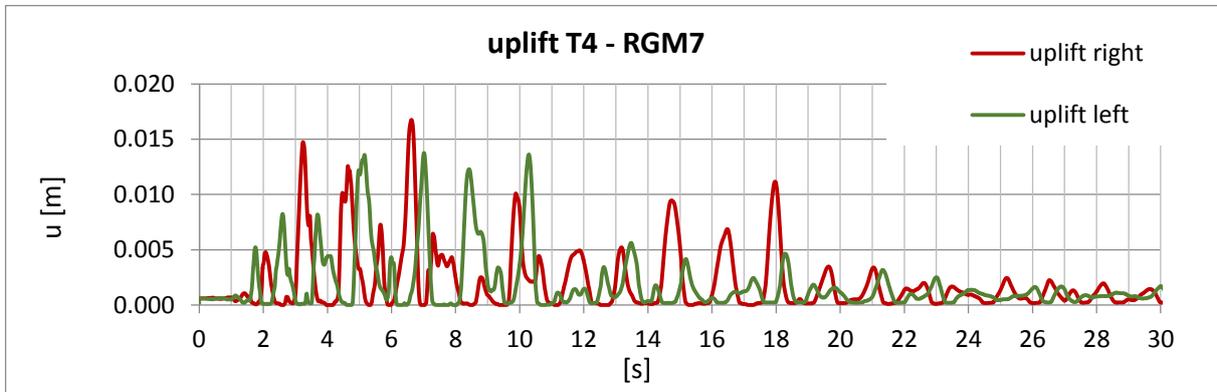


Figure A 336: time history of the uplift of T4 during the real ground motion – RGM7

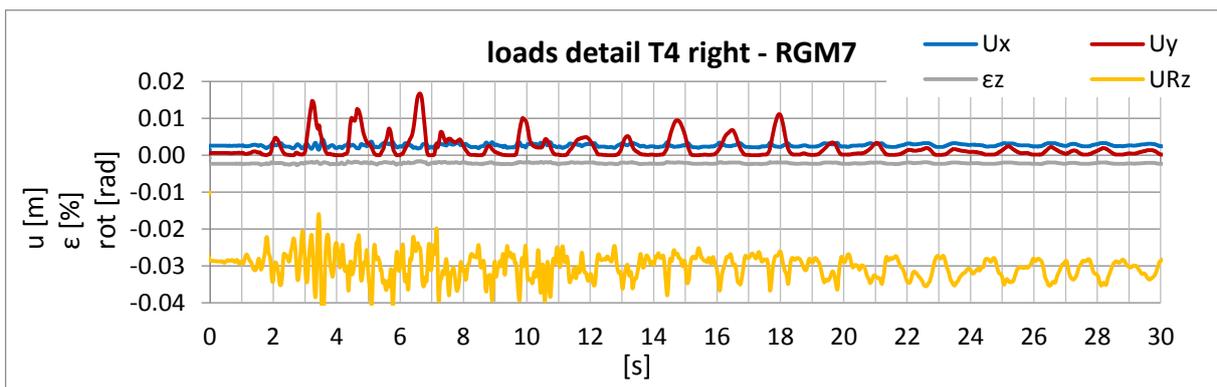


Figure A 337: displacement – time history of the base detail at the right side of T4 during the real ground motion – RGM7

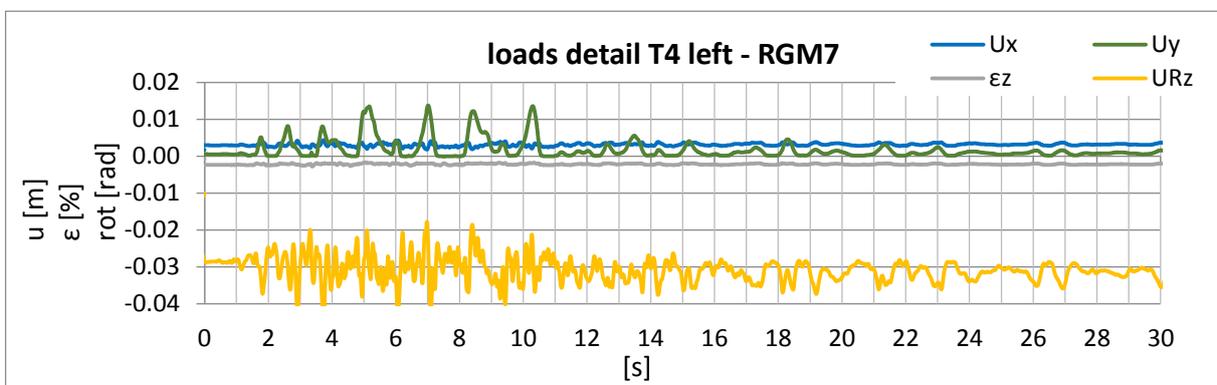


Figure A 338: displacement – time history of the base detail at the left side of T4 during the real ground motion – RGM7

A5.2.8. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Real Ground Motion RGM8

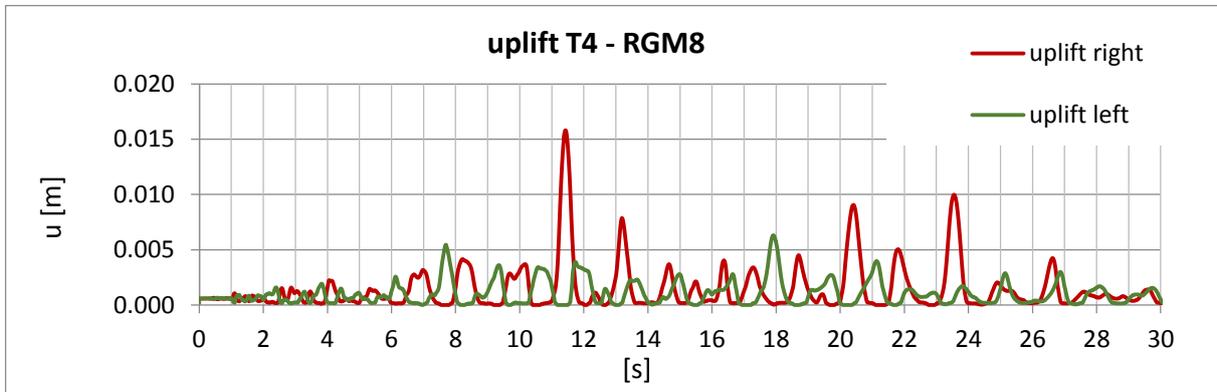


Figure A 339: time history of the uplift of T4 during the real ground motion – RGM8

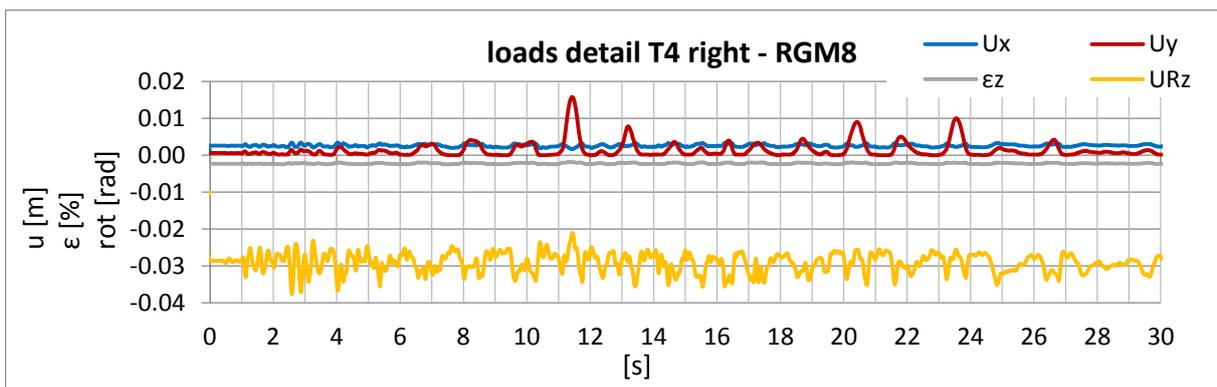


Figure A 340: displacement – time history of the base detail at the right side of T4 during the real ground motion – RGM8

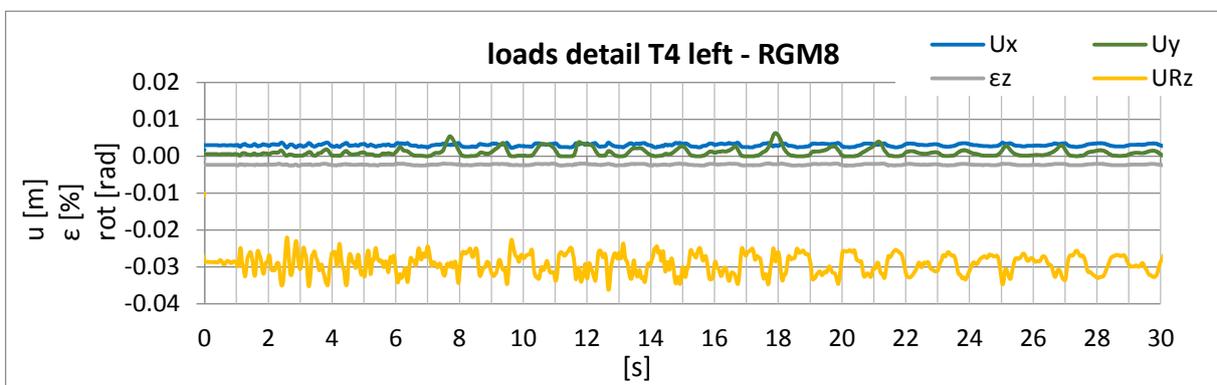


Figure A 341: displacement – time history of the base detail at the left side of T4 during the real ground motion – RGM8

A5.2.9. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 - Real Ground Motion RGM9

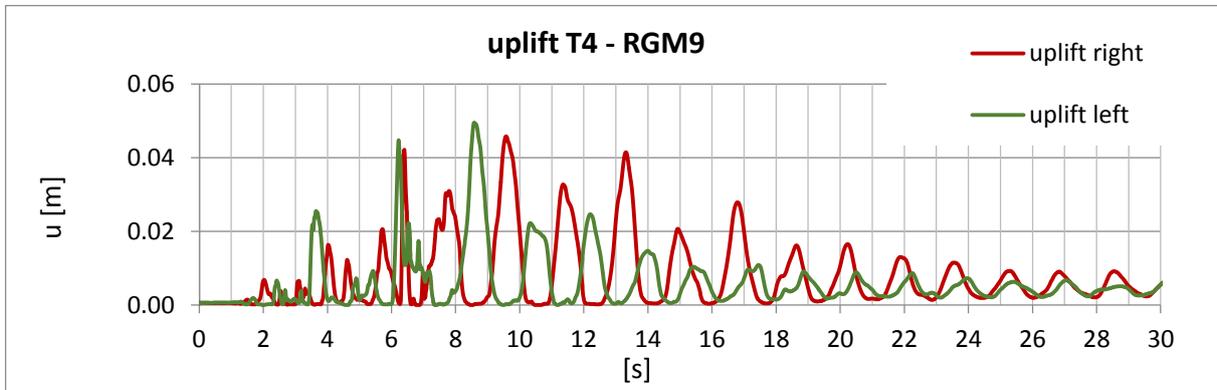


Figure A 342: time history of the uplift of T4 during the real ground motion – RGM9

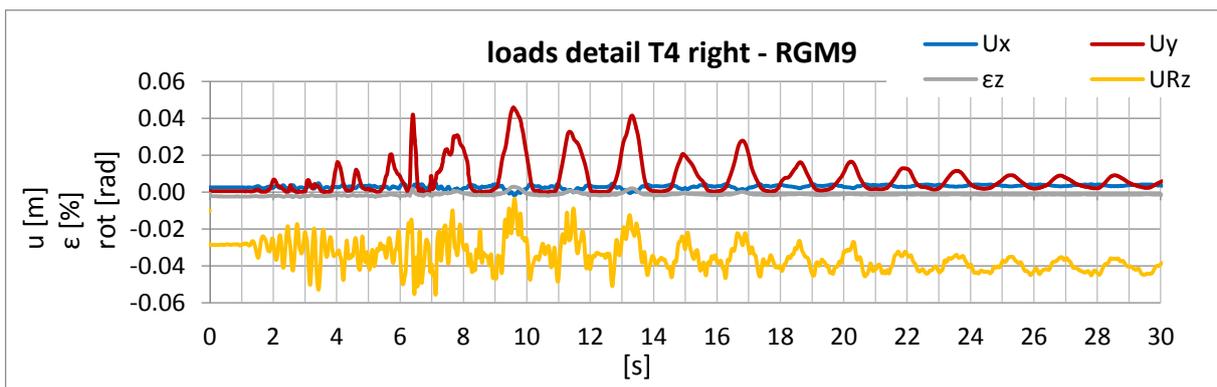


Figure A 343: displacement – time history of the base detail at the right side of T4 during the real ground motion – RGM9

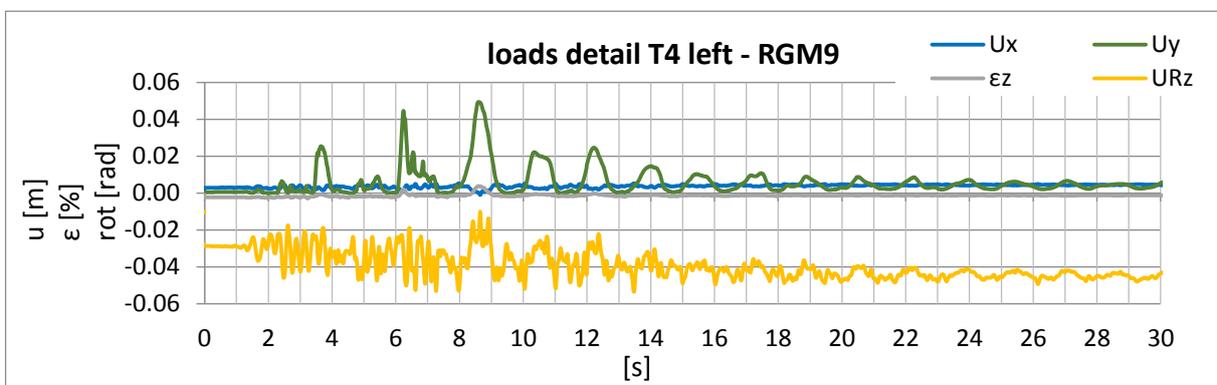


Figure A 344: displacement – time history of the base detail at the left side of T4 during the real ground motion – RGM9

**A5.2.10. Results of 3D Time History Calculations – for Tank T4 -
Real Ground Motion RGM10**

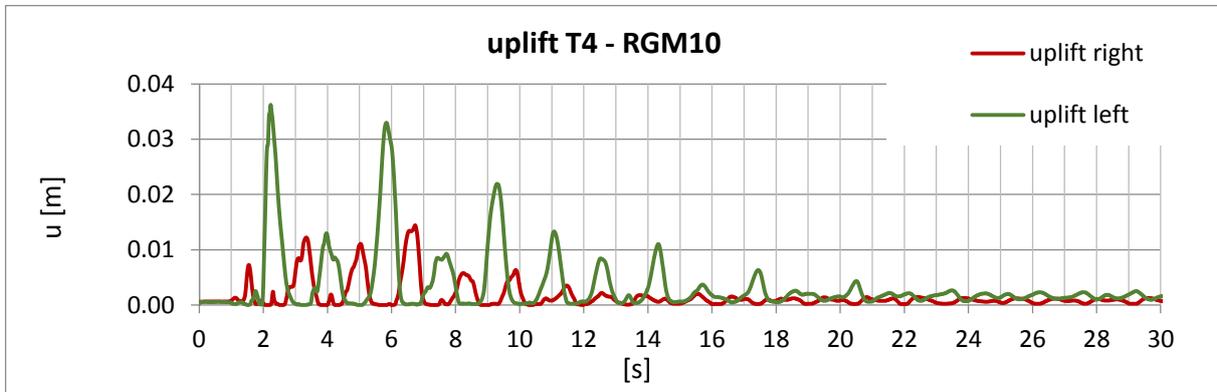


Figure A 345: time history of the uplift of T4 during the real ground motion – RGM10

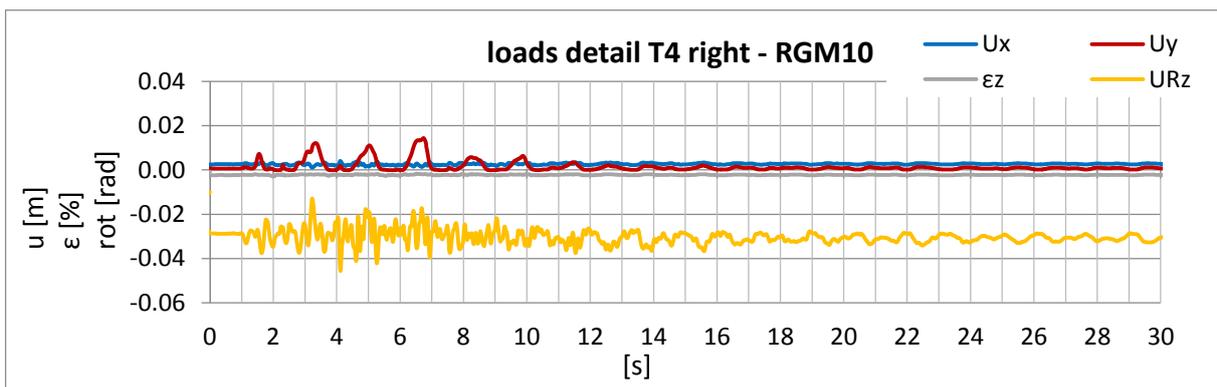


Figure A 346: displacement – time history of the base detail at the right side of T4 during the real ground motion – RGM10

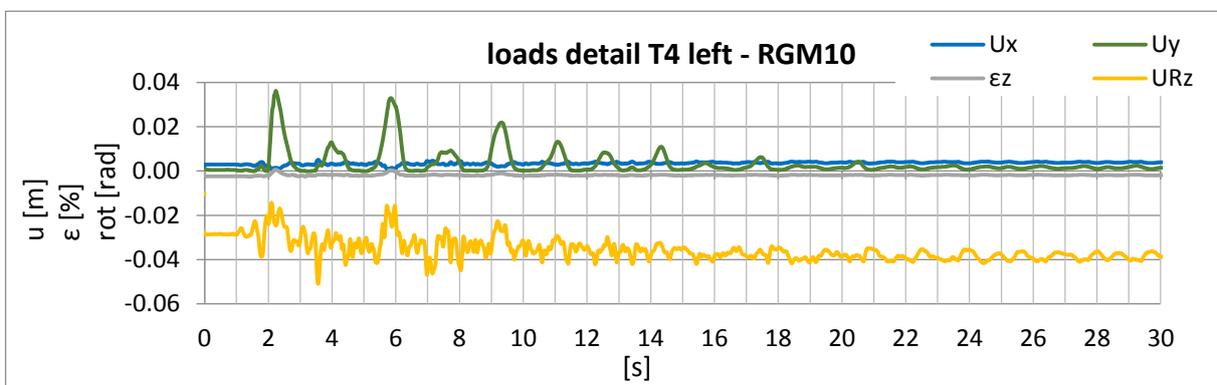


Figure A 347: displacement – time history of the base detail at the left side of T4 during the real ground motion – RGM10