Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist in der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt und zugänglich.
http://www.ub.tuwien.ac.at

The approved original version of this diploma or master thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology.
http://www.ub.tuwien.ac.at/eng

Diplomarbeit zur Erlangung des akademischen Grades eines

Diplom-Ingenieurs

Berechnungsgrundsätze für die Erdbebenbemessung einer Gewichtsstaumauer

Eingereicht von:
Stoyana P. Purova
Matrikelnummer: 1029268
E-Mail: stoyana_purova@abv.bg

Betreuer:
Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Peter Tschernutter
Technische Universität Wien
Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie

Univ. Doz. Dr.-Ing. Dimitar Kisliakov
Universität für Architektur, Bauwesen und Geodäsie
Fakultät für Wasserbau

Wien/Sofia, 2013

Contents

1. ERDBEBENSICHERHEIT – ALGEMEINES 4

2. ERDBEBEN 6

2.1 MERKMALE DES ERDBEBENS: 6
2.2 ENTSTEHUNG UND ARTEN 7
2.2.1 Tektonische Beben 7
2.2.2 Vulkanische Beben 8
2.2.3 Einsturzbeben 8
2.2.4 Stauseeinduzierte Beben 9
2.2.5 Künstliche Erdbeben 9
2.3 SKALEN 10
2.3.1 Magnitudenskalen 10
2.3.2 Intensitätskalen 12
2.4 DAS DUHAMELSCHE INTEGRAL 15
2.5 BEMESSUNGSBEBEN 16
2.5.1 DBE 16
2.5.2 MCE 16
2.5.3 Risikogrundlagen 17
2.5.4 Vergleich der bulgarischen, österreichischen, deutschen und schweizerischen Normen zur Bemessung von Talsperren in Erdbebengebieten 17
2.6 DYNAMISCHES VERHALTEN DER SPERRE BEI ERDBEBEN UND ZUSAMMENWIRKEN MIT UNTERGRUND UND SPEICHER 20
2.6.1 Eigenschaften der Sperre 20
2.6.2 Zusammenwirken Sperre-Untergrund 21
2.6.3 Zusammenwirken Sperre-Speicher 22
2.6.4 Methoden zur Berechnung des hydrodynamischen Drucks 22

3.SCHÄDEN VON GEWICHTSSTAUMAUERN, DIE VON EINEM ERDBEBEN VERURSACHT WORDEN SIND 25

3.1 KOYNA-TALPERRE 25
3.2 DAS SHIH-KANG-WEHR (*SHIH-KANG DAM*) 27

4. BERECHNUNGSMETHODE 29

4.1 PSEUDOSTATISCHE METHODE(ERSATZLASTVEFAHREN) 29
4.2 ANTWORTSPEKTRUM 30
4.3 METHODEN IM ZEITBEREICH 34
4.4 METHODEN IM FREQUENZBEREICH 35

5. BERECHNUNGSBEISPIEL 37

5.1. KONSTRUKTIVE GESTALTUNG 37
5.1.1 Ausgangsdaten 37
5.1.2 Bestimmung der Kote der Mauerkrone 38
5.1.3 Bestimmung der auf die Mauer wirkenden Kräften 46
5.1.4 Statische Untersuchung der Gewichtsstaumauer 54
5.1.4 Hydraulische Bemessung und konstruktive Gestaltung der Entlastungsanlagen 61
5.2 ERDBEBENBERECHNUNG 73
5.2.1 Voraussetzungen 73

5.2.2 Erdbebenberechnung nach den bulgarischen Normen [15] *75*
5.2.3 Erdbebenberechnung nach den Österreichishen Normen [1] *81*
5.2.5 Erdbebenberechnung nach den schweizerischen Normen *95*
5.2.6 Analyse der Ergebnissevon den durchgeführten Untersuchungen *103*

LITERATURVERZEICHNIS **106**

1. Erdbebensicherheit – Algemeines

Das Erdbeben ist eines der gefährlichsten Naturphänomene, wegen seines plötzlichen Entstehens, seiner Unvorhersehbarkeit und der Schäden und Zerstörungen, die es hervorrufen kann. Talsperren haben ein erhöhtes Gefährdungspotenzial bei Erdbeben, das von der Größe der Sperre, von ihrem Betrieb, von der Besiedlung der Region und von der Nutzung im Unterstrom abhängt. Die Gewichtsstaumauern sind weniger empfindlich auf Erdbeben, trotzdem zeigt das Versagen von solchen Konstruktionen, wie wichtig ist es erdbebensicher zu bauen, um die schrecklichen Folgen einer derartigen Katastrophe zu vermeiden. Die Hauptziele dabei sind:

- Schutz der Menschen von dem Zusammenbruch des Bauwerkes
- Begrenzung der Schäden des Bauwerkes
- Gewährleistung der Funktionstüchtigkeit der Konstruktion auch bei einem Starkbeben und danach
- Begrenzung der Schäden von nachfolgenden Ereignissen (z.B. Überflutung)

Das Erdbeben am 12. Mai in Sichuan, China, tötete 70 000 Menschen. Eine Anzahl von amerikanischen und chinesischen Wissenschaftlern deutete darauf, dass es sich um ein stauseeinduziertes Erdbeben handelt. Obwohl kein Erdbeben registriert ist, kommt es zur Überschwemmung von zwei Dörfern und zum Tod von 2 100 bis 3 000 Menschen 1963 in Italien, wo das Aufstauen des Stausees Vaiont die Rutschung einer Hangböschung ins Reservoir verursacht hat. Solche Beispiele zeigen, welche Konsequenzen das Versagen einer Staumauer haben kann, und erinnern daran, dass man in allen Phasen der Planung eines Bauwerkes an die Erdbebensicherheit denken soll. Wenn man die Erdbebensicherheit der Konstruktion als eine Funktion der Projektstudien, der Vorplanung, der Ausführungsplanung, der Bauausführung und des Betriebes darstellt, kann man folgende Schwerpunkte legen:

1) Vorkenntnisse über die Seismizität der Region, die potenziell aktiven Verwerfungen und die Erdbebeneinwirkungsparameter
2) Geeignete Bemessung der Staumauer auf Erdbeben mit der normengeregelten Berechnungsmethode und besonderer Aufmerksamkeit auf das spezifische Verhalten der Konstruktion bei dynamischer Beanspruchung. Hier werden das nichtlineare Material- und Strukturverhalten und die Interaktion Wasser-Struktur und Untergrund-Struktur gemeint.

3) Nach der sorgfältigen Planung und der Wahl der geeigneten Baustoffparameter kommt es zu guter Bauleitung, Qualitätskontrolle und technischer Überwachung. Die Fehler und Nachlässigkeiten, die beim Bau begangen worden sind, können während eines Erdbebens zu enormen Schäden führen.
4) Um die Erdbebensicherheit einer Staumauer zu gewährleisten ist es notwendig, auch Organisations- und Betriebsmaßnahmen während der ganzen Lebensdauer der Anlage durchzuführen. Die technische Überwachung mit Messgeräten und die regelmäßige Inspektion müssen von einem Notfallsplan zur entsprechenden Stauspiegelbewirtschaftung, Allarmsystemen und notwendigerweise von einem Evakuierungsplan begleitet sein.

2. Erdbeben

Die Erdbeben stellen Erschütterungen des Erdkörpers dar. Der Grund zur Entstehung eines Bebens ist meist Verschiebungen an Bruchsfugen der Lithosphäre. Man unterscheidet ein paar Arten von Erdbeben im Bezug auf der Entstehung: tektonische Beben; stauseeinduzierte Beben; Einstürzbeben; vulkanische Beben; Beben, die durch die menschliche Tätigkeit hervorgerufen worden sind (Sprengungen).

2.1 Merkmale des Erdbebens:

- ⇨ Herd(Hypozentrum) – Ausgangsort des Erdbebens
- ⇨ Epizentrum – senkrechte Projektion des Herdes auf der Erdoberfäche
- ⇨ Herdtiefe – Entfernung vom Herd zum Epizentrum

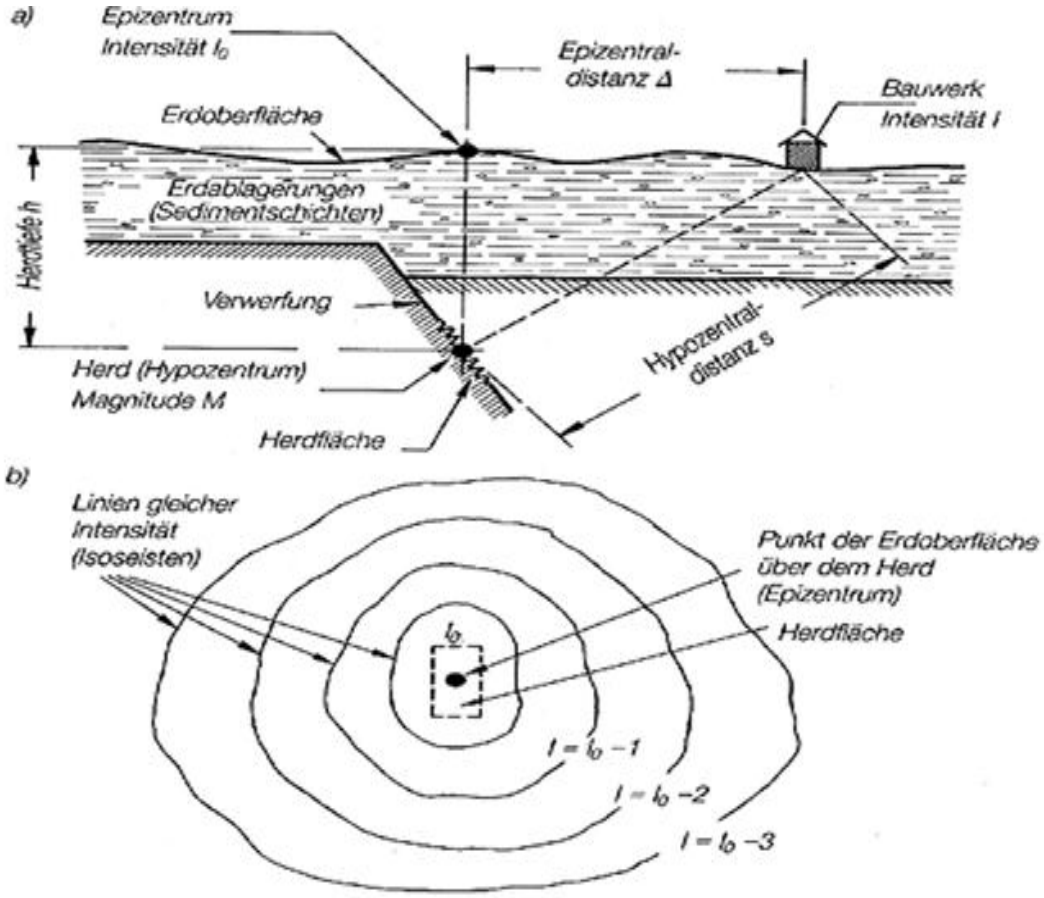


Abbildung 2.1-1: Merkmale des Erdbebens
http://www.pexider.at/ziegelinfo/ziegelinfos/ziegelCdrom/technik/erdbeben/entsteh.htm

2.2 Entstehung und Arten

Es gibt verschiedene Ursachen zur Entstehung von Erdbeben, daher kommen auch die Arten von Beben.

2.2.1 Tektonische Beben

Die tektonischen Beben sind die stärksten und treten am meisten auf, ca. 90% aller Beben. Die Ursache zu dieser Art von Beben sind die Spannungen, die sich an den Plattenrändern oder in der Platte selbst, wo eine Bruchzone existiert, ansammeln. Bei plötzlichen Verschiebungen werden diese Spannungen freigelassen und als Erdbeben bezeichnet. Es gibt einige Arten von tektonischen Erdbeben in Abhängigkeit von der Kontaktfläche der Platten. Ein dieser Arten ist das Beben mit Subduktionszone, bei dem eine Platte unter eine andere taucht. Der Grund dazu ist, dass eine der Platten (meist eine ozeanische) höhere Dichte hat. Diese Beben entstehen an destruktiven Plattengrenzen (Bild 2). Wo sich aber die Kontinentalplatte dehnt, entsteht eine Riftzone (Grabenbruch). Zu den tektonischen Erdbeben zählen auch diese, wo an konstruktiven Plattengrenzen sich eine Spreizungszone bildet.

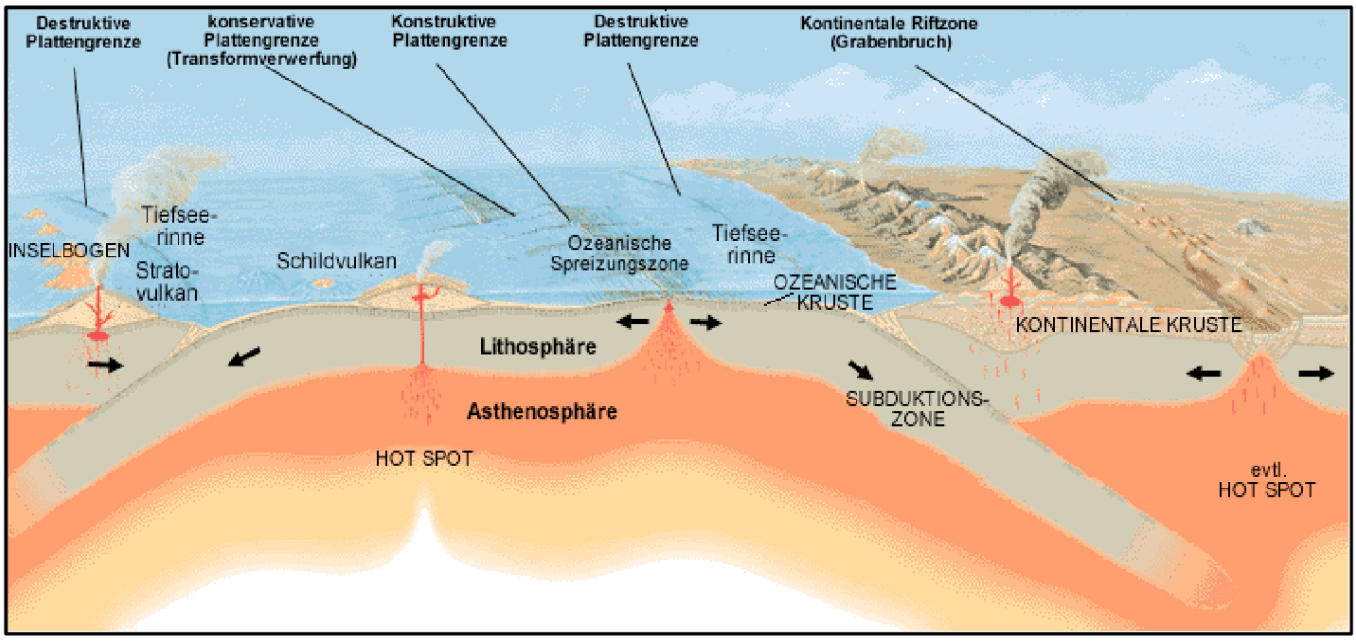


Abbildung 2.2.1-1: Tektonische Platten

2.2.2 Vulkanische Beben

Die vulkanischen Erdbeben besitzen geringere Stärke und stellen nur 7 % von allen Beben dar. Die Erschütterungen werden von dem Magma, das sich in der Tiefe bewegt, hervorgerufen. Sie können auch durch die Gasexplosionen im Magmaherd entstehen. Diese Art von Beben besitzen relativ kleine Reichweite und geringe Energie, trotzdem können sie enorme Zerstörungen verursachen.

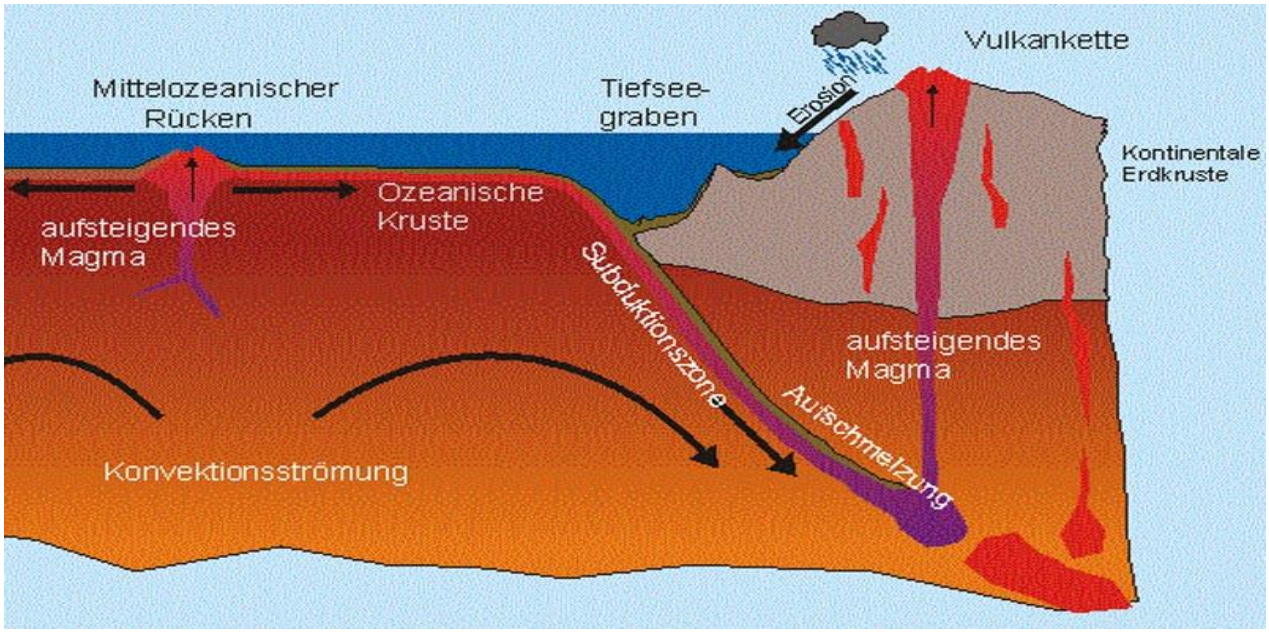


Abbildung 2.2.2-1: Vulkanische Erdbeben

2.2.3 Einsturzbeben

Die Einsturzbeben sind durch Einsturz von Hohlräumen im Gestein ausgelöst. Sie haben eine lokal begrenzte Wirkung und die hervorgerufenen Zerstörungen kommen nicht von den Wellen her, sondern von dem Absenken der Erdoberfläche.

Abbildung 2.2.3-1: – Graphische Darstellung eines Einsturzbebens

2.2.4 Stauseeinduzierte Beben

Zu den künstlichen Erdbeben zählen auch die stauseeinduzierten Erdbeben. Es gibt viele Fällen von Erdbeben, die als stauseeinduziert vermutet sind. Die Entstehung solcher Erdbeben kann durch zwei verschiedene Erscheinungen verursacht werden. Die erste Ursache ist mit der Veränderung des Spannungsfeldes infolge des Gewichts des Wassers verbunden. Andererseits kann ein Erdbeben wegen der Porenwasserdruckerhöhung ausgelöst werden. Das Risiko für stauseeinduzierte Seismizität (reservoir induces seismicity RIS) hängt auch davon ab, ob das Staubecken in einer potenziell seismisch aktiven Zone oder eher aseismischer Zone liegt. Der Erdbebenzyklus ist auch von Bedeutung, da die Zeit des letzten Bebens für die gesammelten Spannungen spricht. Erdbeben, die durch einen Stausee induziert worden sind, können sowohl gerade nach der Füllung des Staubeckens mit Wasser entstehen, als auch nach einem längeren Zeitschnitt. Die größten stauseeinduzierten Erdbeben haben ein paar Jahren nach der Füllung getreten wie z. B. Assuan-Stausee in Ägypten.

2.2.5 Künstliche Erdbeben

- ⇨ Bergbauiduzierte Seismizität kann entweder durch Brucherscheinungen im Gebirge, die durch Spannungsumlagerungen aus dem Abbaugeschehen hervorgerufen sind, oder durch die Aktivierung von lokalen geologischen Störungen entstehen.

- ⇨ Durch Tagebau induzierte Erdbeben – Erdbeben, die durch bergbauliche Aktivitäten an der Oberfläche hervorgerufen worden sind, sind selten zu beobachten, da im Prinzip drei Vorausätzungen gegeben sein müssen (nach Wolfgang Lehnhardt) und nämlich:

1. Vorhandensein einer geologischen Störung
2. Große Verringerung des Auflastdrucks durch massiven Tagebau
3. hohe lokale horizontale Gebirgsdrücke

- ⇨ Tiefbau und Tunnelbau können auch eine Ursache zur Entstehung von Erdbeben sein.

2.3 Skalen

2.3.1 Magnitudenskalen

Die Magnitude entspricht der spektralen Amplitudendichte bei einer bestimmten Periode beziehungsweise Frequenz. Es gibt unterschiedliche Arten zur Darstellung dieser Zusammenhänge, wobei die am meisten verbrauchte die Richterskala und die Momenten-Magnituden-Skala sind.

2.3.1.1 Richterskala

Die Magnitude stellt die Stärke des Erdbebens dar. Sie wird von den Amplituden von Seismogrammen bestimmt. Es gibt verschiedene Arten von Magnitudenskalen, wobei die M_L-Skala (Minor Lokal), auch Richterskala genannt, am meisten benutzt wird. Sie wurde von Charles Richter und Beno Gutenberg 1935 entwickelt. Die Magnitude wird von dem dekadischen Logarithmus der maximalen Auslenkung im Seismogramm abgeleitet, nämlich nach folgender Beziehung:

$$\mathbf{M_L = log_{10}}\left(\frac{A_{max}}{A_0}\right) \quad (1)$$

Nach oben ist die Richterskala unbegrenzt aufgrund ihrer Ableitung. Ein Erdbeben mit Magnitude höher 9,5 ist aber unmöglich, weil die Erdkruste unfähig ist, so viel Energie zu speichern. Eine Übersicht von den Magnitudenwerten und den entsprechenden Auswirkungen ist in folgender Tabelle vorgestellt.

Tabelle 1: Richterskala

Richter-Magnituden	Einteilung der Erdbebenstärke	Erdbebenauswirkungen	Häufigkeit der Ereignisse weltweit
< 2,0	Mikro	Mikro-Erdbeben, nicht spürbar	≈ 8.000-mal pro Tag
2,0 … < 3,0	Extrem leicht	Generell nicht spürbar, jedoch gemessen	≈ 1.000-mal pro Tag
3,0 … < 4,0	Sehr leicht	Oft spürbar, Schäden jedoch sehr selten	≈ 49.000-mal pro Jahr (geschätzt)
4,0 … < 5,0	Leicht	Sichtbares Bewegen von Zimmergegenständen, Erschütterungsgeräusche; meist keine Schäden	≈ 6.200-mal pro Jahr (geschätzt)
5,0 … < 6,0	Mittel	Bei anfälligen Gebäuden ernste Schäden, bei robusten Gebäuden leichte oder keine Schäden	≈ 800-mal pro Jahr
6,0 … < 7,0*	Stark	Zerstörung im Umkreis bis zu 70 km	≈ 120-mal pro Jahr
7,0* … < 8,0*	Groß	Zerstörung über weite Gebiete	≈ 18-mal pro Jahr
8,0* … < 9,0*	Sehr groß	Zerstörung in Bereichen von einigen hundert Kilometern	≈ 1-mal pro Jahr
9,0* … < 10,0*	Extrem groß	Zerstörung in Bereichen von tausend Kilometern	≈ alle 1 bis 20 Jahre
≥ 10,0*	Globale Katastrophe	Noch nie registriert	Extrem selten (unbekannt)

2.3.1.2. Momenten-Magnituden-Skala (M_W)

Die M_W wird auch oft in der Seismologie verwendet. Tom Hanks und Hiroo Kanamori entwickelten diese Skala 1979 als Nachfolger der Richter-Skala.

$$\mathbf{M_w}=\left(\frac{2}{3}\right).(\boldsymbol{log_{10}M_0}-\mathbf{9,1}), \text{ (2)}$$

wobei $\mathbf{M_0}$ das seismische Moment ist und

$$\mathbf{log_{10}M_0 = 1,5M_S + 9,1,} \text{ (3)}$$

$\mathbf{M_S}$ **–** Magnitude

Die Momenten-Magnituden-Skala hat ihr Ende bei dem Wert von 10,6, weil mit diesem Wert die Erdkruste schon völlig zerstört wäre.

2.3.1.3 Raumwellen-Magnituden-Skala (M_b)

Die Raumwellen-Magnituden-Skala (body wave magnitude) liegt aufgrund der Bewegung der Oberfläche durch Erdbebenwellen im Erdinneren. Wenn die Periode T gleich eine Sekunde ist, wird diese Skala kurzperiodisch genannt. Im Jahre 1945 führt Beno Gutenberg die dimensionslose Kennzahl für teleseismische Raumwellen ein:

$$\mathbf{M_B=log_{10}}\left(\frac{A}{T}\right)_{\mathbf{max}} + \boldsymbol{Q}(\Delta, \boldsymbol{h}) \text{ (4)}$$

Hier ist Q ein Korrekturbeiwert, der von der Entfernung der Messung von Epizentrum im Grad Δ, von der Herdtiefe $\boldsymbol{h}$ und von dem Messinstrument abhängt. Für Erdbeben mit einer Magnitude größer als 6,5 ist die Bestimmung der Magnitude mittels der kurzperiodischen Raumwellen-

Magnituden-Skala nicht geeignet, weil die Energie solcher Erdbebenwellen sich in Bereiche langer Periode verschiebt.

2.3.1.4 Oberflächenwellen-Magnituden-Skala (M_s)

Die Oberflächen-Magnituden-Skala (surface wave magnitude) eignet sich bei Erdbeben mit kleinerer Herdtiefe (h<50km) und liegt aufgrund der Bewegung der Oberfläche durch die Rayleighwellen mit Periode von 18 bis 22 Sekunden. Sie wird durch die folgende Beziehung beschrieben:

$$\mathbf{M_S = log_{10}}\left(\frac{A}{T}\right)_{\mathbf{max}} + \sigma(\Delta) \quad (5)$$

Tabelle 2: Magnitudenskalen

Name	Bezeihnung	Periodenbereich (s)	Sättigung	Formel
Richter-Skala (Minor Lokal)	M_L	0.1-1.0	8	$M_L=\log_{10}(A_{max}/A_0)$
Moment-Magnituden-Skala	M_W	>200	keine (10.6)	$M_W=2/3*(\log_{10}M_0-9.1)$
Raumwellen-Magnituden-Skala (Body wave magnitude)	M_B	1.0-5.0	8.0; Kurzperiodisch -6.8	$M_B=\log_{10}(A/T)_{max} + Q(\Delta,h)$
Oberflächenwellen-Magnituden-Skala (surface wave magnitude)	M_S	20±2	8.5	$M_S=\log_{10}(A/T)_{max} + \sigma(\Delta)$

2.3.2 Intensitätskalen

Die Intensität beschreibt die Stärke des Erdbebens an einem beliebigen Ort durch die Wahrnehmung der Menschen und den Grad der Erdbebenschäden. Ein Beben mit bestimmter Magnitude kann mehrere Intensitätswerte an verschiedenen Orten besitzen.

Die Mercalliskala ist eine zwölfstufige Darstellung der Erdbebenstärke, die im 19. Jahrhundert von dem Vulkanologen Giuseppe Mercalli vorgeschlagen wurde. Für die Bestimmung der Intensität spielen manche Parameter eine wichtige Rolle, wie zum Beispiel Entfernung von Epizentrum, Herdtiefe, geologische Beschaffenheiten, Art der Bebauung. Das macht den Vergleich zwischen Richter- und Mercalliskala unmöglich. Um einen Vergleich, wie in der

folgenden Tabelle zu erlauben, werden einzelnen Intensitätsgraden Magnitudenwerte zugeordnet.

Andere Intensitätskalen die heutzutage benutzt werden sind die Modifizierte Mercalliskala (MM-S), die Europäische Makroseismische Skala (EMS), die JMA-Skala (Japan Meteorological Agency) und die Medvedev-Sponheuer-Karnik-Skala (MSK).

Richter- und Mercalli- Erdbeben-Skala					
Stärke nach Richter	Stärke nach Mercalli	Wirkung	Energie		Zahl von Beben pro Jahr
			Exposions-Vergleich	Ergs	
0 bis 1,9	I	Nur durch Instrumente registrierbar	450 Gramm TNT	kleiner 2×10^{10}	Große Zahl
2 bis 2,9	II	Nur von sehr wenigen Menschen spührbar. Freihängende Pendel schwingen leicht.	bis 20kg TNT	4 bis 9000 $\times 10^{10}$	300.000
3 bis 3,9	III	Nur von wenigen Menschen wahrgenommene Schwinnungen. Erschütterung wie bei einem vorbeifahrenden Lastwagen. Leises flirren aneinanderstehender Gläser.		1 bis 7 x 10^{15}	49.000
4 bis 4,9	IV zu V	Wird von den meisten Menschen bemerkt. Freies Pendel schwingt deutlic. Gläser und Teller klappern, Fensterläden schwingen. Geringste Schäden.	Nahe einer kleinen Atom-bombe (20 Kilotonnen)	1 bis 30 $\times 10^{16}$	6.200
5 bis 5,9	VI	Von allen Menschen mit Schrecken wahrgenommen. Viele Menschen verlassen ihre Häuser. Schornsteine können einstürzen. Möbel bewegen sich. Einzelne Risse im Putz. Es besteht die Gefahr von Verletzungen.		1 bis 200 $\times 10^{18}$	800
6 bis 6,9	VII bis IX	Menschen mit großem Schrecken. Teilweise Panik möglich. Einzelne Schocks treten auf. Menschen verlassen rasch ihre Häuser. Gebäude können erhebliche Beschädigungen erleiden. Es kann zu Einstürzen kommen. Es gibt oft Verletzte. Es besteht Gefahr für Leib und Leben. An Küsten Flutwellen möglich.	Ab einer Wasserstoff-bombe (1 Megatonne)	4 bis 230 $\times 10^{20}$	120
7 bis 7,9	X bis XI	Weitverbreitete Panik. Menschen versuchen in Panik ins Freie zu kommen. Akute Lebensgefahr in Gebäuden. Nur wenige Gebäude bleiben stehend. Spalten im Boden reißen auf. Es gibt Tote und Verletzte. Wasser und Gasleitungen brechen in großen Mengen. Teilweise katastrophale Auswirkungen. An Küsten vernichtende Flutwellen möglich.	Ab 100 Wasserstoff-bomben	4 bis 50 $\times 10^{22}$	18
8 bis 8,6	XII	Verwüstung. Alle Gebäude unbewohnbar. Flächendeckende Zerstörungen. An Küsten katastrophale Flutwellen möglich.	Ab 60.000 Wasserstoff-bomben	Mehr als 1 x 10^{25}	alle 5 Jahre ein Beben

Abbildung 2.3.2-1: Vergleich Mercalli/Richter-Skala http://www.wetterspiegel.de/de/lexikon/13-74.html

2.4 Das Duhamelsche Integral

In der Schwingungslehre gibt das Duhamelsche Integral die Möglichkeit, die Reaktion von linearen Systemen und Konstruktionen auf beliebigen zeitabhängigen Anregungen zu berechnen.

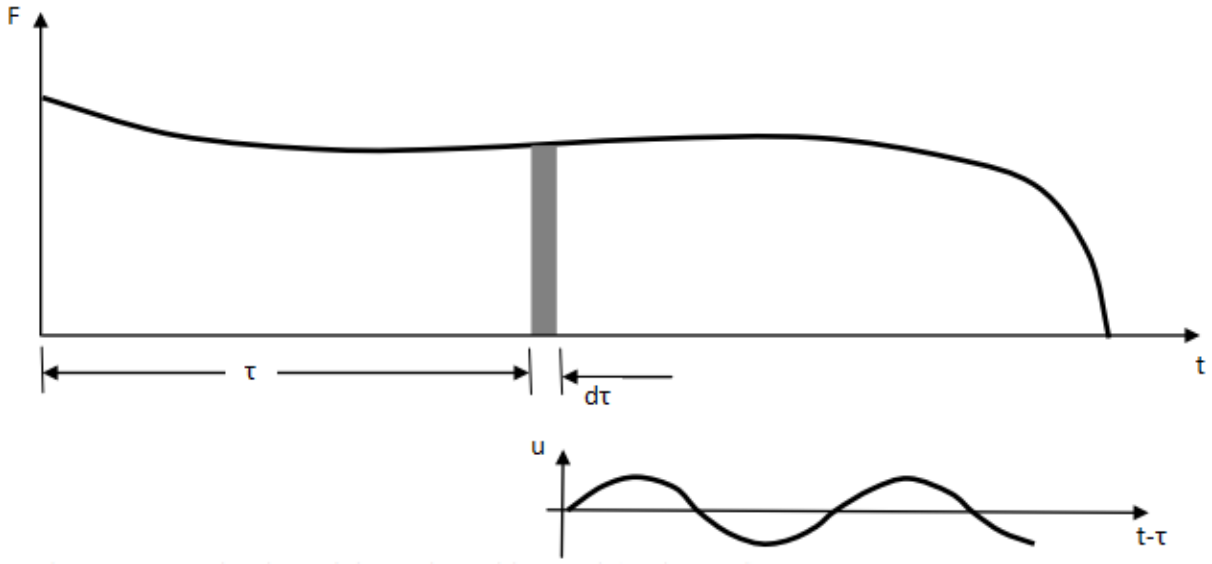


Abbildung 2.4-1: Verlauf einer durch Impulsen dargestellten Belastung

Eine Lastfunktion kann durch unendlich viele Einzelimpulse beschrieben werden. In diesem Fall wird die Antwort auf einen Puls zur Zeit τ

$$u(t) = \frac{I(\tau)}{m.\omega}\sin\omega\,(t-\tau) = \frac{F(\tau)d\tau}{m\omega}\sin\big(\omega(t-\tau)\big)$$

sein. Wenn man die Antworten aller Impulse bis zum Zeitpunkt t integriert, bekommt man das sogenannte Duhamelsche Integral:

$$u(t) = \frac{1}{m\omega}\int_0^t F(\tau)\sin\big(\omega(t-\tau)\big)\,dt$$

Das Duhamlesche Integral gilt bei den Anfangsbedingungen $u_0 = 0$ und $\dot{u}_0 = 0$. Wenn man die Lösung der freien Schwingungen mit beliebigen Anfangsbedingungen hinzufügt, kann man das Duhamelsche Integral auch bei $u_0 \neq 0$ und $\dot{u}_0 \neq 0$ anwenden.

$$u(t) = \frac{\dot{u}_0}{\omega}\sin(\omega t) + u_0\cos(\omega t) + \frac{1}{m\omega}\int_0^t F(\tau)\sin\big(\omega(t-\tau)\big)\,d\tau$$

2.5 Bemessungsbeben

1983 schlug ICOLD vor, dass zwei unterschiedliche Bemessungsbeben zur Beschreibung der Erdbebeneinwirkungen auf eine wasserbauliche Konstruktion angewandt werden. Das sind die *Design Basis Earthquake* und *Maximum Credible Earthquake*.

2.5.1 DBE – *Design Basis Earthquake*, auch *operating basis earthquake* (OBE) genannt.

Das ist das Erdbeben, das mindestens einmal während der erwarteten Lebensdauer der Konstruktion auftreten wird. Die Anlage soll die DBE-Einwirkung zu resistieren fähig sein, wobei ihr Verhalten im elastischen Bereich bleibt und ihre Betriebsfähigkeit nicht gestört wird. Für Gewichtsstaumauern, die eine Nutzungsdauer von 100 Jahren haben, wird für die mittlere Wiederkehrperiode ein 200-jähriges Beben berücksichtigen. DBE wird meistens durch probabilistische Analyse der dokumentierten Erdbeben bestimmt, wobei für einen beliebigen Bezugspunkt die Bodenbewegungskennwerte bestimmt werden. Die Wiederholungszeit der Erdbebenbelastung wird nach der Beziehung berechnet:

$\mathbf{T= 10^{(c1+c2*\log_{10}{a)}}}$, hier sind a die maximale Bodenbeschleunigung mit Wiederkehrperiode T und c_1 und c_2 ortsabhängige Konstanten.

Der obere Grenzwert von der maximalen Bodenbeschleunigung wird durch das entsprechende historische Ereignis bestimmt ($a_{historisch}$).

2.5.2 MCE – *Maximum Credible Earthquake*

MCE ist das Beben, das die Konstruktion beeinflussen kann unter Berücksichtigung der Anwesenheit von potenziell aktiven Bruchzonen in der Umgebung der Staumauer. MCE werden durch deterministische Analyse berechnet. Dieses Worst-Case-Ereignis ist nicht mit einer Eintrittsrate verbunden, d.h., es kann in dem einen Gebiet im Mittel alle 200 Jahre, in dem anderen Gebiet alle 10.000 Jahre auftreten. Gewichtsstaumauern sollen in der Lage sein die MCE-Einwirkung ohne katastrophales Versagen, das zum Tod von Menschen oder zu erhebliche Sachschäden führen würde, zu widerstehen. Elastisches Verhalten mit den verbundenen Schäden ist jedoch unter ein MCE zulässig. Nach dem US Army Corps of Engineers Handbuch für Gewichtsstaumauer gibt es zwei Schritte zur Bestimmung von MCE. Der erste Schritt besteht darin die Magnitude und die Intensität für jede seismotektonische Struktur im untersuchten Bereich der Anlage zu spezifizieren. Der zweite Schritt bezieht sich darauf, die maximale Bodenbewegung im Frequenzbereich der Staumauer zu wählen und die entsprechenden

Fundamentverschiebungen zu berechnen. Wenn mehrere MCE die maximale Grundbewegung mit verschiedenen Frequenzen produzieren, muss jede im Bezug genommen werden.

2.5.3 Risikogrundlagen

Ein räumliches und zeitliches Vorhersagen eines Erdbebens ist heutzutage nicht möglich. Für eine Staumauer, besonders wenn sie von großer Bedeutung und in einer dicht besiedelten Zone ist, ist es notwendig, dass sie auch dem stärksten Beben widerstehen kann. Mithilfe der Gefährdungsanalyse kann man das Risiko von einem Erdbeben am Standort der Konstruktion bewerten. Diese sind bis zu den 1990-Jahren vor allem deterministisch und danach – probabilistisch.

- Zugrunde der deterministischen Gefährdungsanalyse liegt die Identifizierung aller seismischen Quellen, die als Gefahr des Standortes der Konstruktion angenommen werden könnten. Jede Quelle charakterisiert sich mit der Entfernung und die möglichst größte Erdbebenmagnitude. Die Bodenbewegung am Standort wird durch eine von den lokalen geologischen Verhältnissen abhängige Abminderungsfunktion für alle möglichen Quellen berechnet und maßgebend ist der Maximalwert aller Bodenbewegungen. Die Unsicherheiten werden durch konservative (pessimistische) Annahmen bezüglich der Abminderungsfunktion und der Parameter der Quellen.
- Die probabilistische Gefährdungsanalyse war 1968 von C.A.Cornell entwickelt und später von McGuire (1978) verbessert. Bei der probabilistischen Gefährdungsanalyse werden alle möglichen Erdbebenszenarien im großen Umkreis des Standortes analysiert. Hier sind die drei wichtigsten Parameter die Quellengeometrie, die Auftretenshäufigkeit und die Abminderungsfunktion. Wenn diese bekannt sind, kann man die Überschreitungswahrscheinlichkeit der Beschleunigungsamplitude am Standort berechnen.

Es ist auch möglich, dass eine Versagenswahrscheinlichkeit ermittelt wird, wobei probabilistische Modelle angewandt werden.

2.5.4 Vergleich der bulgarischen, österreichischen, deutschen und schweizerischen Normen zur Bemessung von Talsperren in Erdbebengebieten

In Österreich sind die Talsperren für zwei Erdbebenfälle, die den ICOLD-Richtlinien entsprechen, zu berechnen:

- OBE (*operating basis earthquake*) mit einer Wiederkehrperiode von 200 Jahren; die Werte der maximalen horizontalen Beschleunigung des OBE sind in Erdbebenkarte in Form von Isolinien dargestellt. Für eine Betonsperre soll der OBE-Nachweis für alle Talsperren sowohl beim vollen Becken, als auch beim Absenkziel durchgeführt werden.
- MCE (*maximum credible earthquake*) - dem wird keine Wiederkehrperiode zugeordnet, der MCE-Nachweis ist nur für Talsperren mit h>15m, V> 500 000m^3 und volles Becken zu betrachten.

Nach den Richtlinien der Österreichischen Staubeckenkommission soll man eine dynamische Erdbebenberechnung für Betonsperren durchführen. Es sind normierte Bemessungsspektren sowie normierte Beschleunigungszeitverläufe und zugehörige Spektren zu verwenden. Die notwendigen Nachweise sind Standsicherheitsnachweis, Nachweis für Zug-, Druck und Schubspannung und Nachweis für Gleitsicherheit. Wenn der Standsicherheitsnachweis überschritten wird, führt man Verformungsnachweise durch.

Ein Überblick von den vorgeschriebenen Rechenverfahren wird in folgender Tabelle gezeigt, wobei keine Aufteilung der Talsperren nach Gefahrenpotenzial angegeben wird.

Tabelle 3: Rchenverfahren zur Erdbebenberechnung von Talsperren – Richtlinien, Band 3, Österreichische Staubeckenkommission

Rechenmethode		Modellierung von			Anwendungsbereich
		Stausee 1)	Untergrund	Nicht-linearitäten	
Statisch	"Pseudostatische" Berechnung	Mitschwingende Wassermassen	starr	nein	Betonsperren von untergeordneter Bedeutung und Dämme entsprechend Dammbaurichtlinien
Dynamisch	Dynamische Nährungsberechnungen	Mitschwingende Wassermassen	starr	näherungs-weise	Betonsperren von untergeordneter Bedeutung und Dämme entsprechend Dammbaurichtlinien
	Eigenschwingungsana-lyse mit Antwortspek-trenmethode	Mitschwingende Wassermassen	Finite Elemente masselos	nein	Betonsperren und Dämme, Standardmethode für lineare Berech-nung
	Eigenschwingungs-analyse mit Zeitintegration	Mitschwingende Wassermassen	Finite Elemente masselos	nein	Betonsperren und Dämme, Standardmethode für lineare Berech-nung
	Berechnung im Fre-quenzbereich	Finite Elemente und Randelemente	Randelemente	nein	Betonsperren unter Berücksichtigung der Abstrahlungsdämpfung
	Direkte Integration	Mitschwingende Wassermassen oder Finite Elemente und Randelemente	Finite Elemente masselos oder Randelemente	ja	Betonsperren und Dämme zur Erfas-sung des nichtlinearen Verhaltens

1) Nur bei Betonsperren

In Deutschland gelten DIN 19700 aus 2004 – Stauanlagen und DIN4149 von 2005 Bauten in Deutschen Erdbebengebieten. Die Talsperren sind in zwei Klassen nach Gafahrenpotenzial geteilt: Talsperrenklasse 1 – h > 15m, V > 1 000 000 m^3 und Talsperrenklasse 2 – alle übrigen. Die Erdbeben zur Bemessung von Talsperren und ihre Wiederkehrperioden nach DIN 19700-11 sind:

1. Bemessungserdbeben — Talsperrenklasse 1 — 2500 Jahre
   Talsperrenklasse 2 — 1000 Jahre
2. Betriebserdbeben — Talsperrenklasse 1 — 500 Jahre
   Talsperrenklasse 2 — 100 Jahre

Eine dynamische Erdbebenuntersuchung ist nur bei Absperrbauwerken, höher als 40m, durchzuführen. Die verlangten Nachweise sind der Gebrauchstauglichkeitsnachweis (Betriebserdbeben) und der Sicherheitsnachweis (Bemessungserdbeben).

Die Schweizer BWG Erdbebenrichtlinien (Bundesamt für Wasser und Geologie) schreiben die Benutzung von Intensitätskarten vor, die zur Bestimmung der maximalen Bodenbeschleunigung dienen. Die Wiederkehrperioden hängen von der Sperrenklasse ab:

1. Sperrenklasse I (höchste Klasse) — 10 000 Jahre
2. Sperrenklasse II (mittlere Klasse) — 5 000 Jahre
3. Sperrenklasse III (tiefste Klasse) — 1 000 Jahre

Die Erdbebeneinwirkung wird mit einem Bemessungsspektrum, das durch die maximale Bodenbeschleunigung ermittelt wird, dargestellt. Der Nachweis besteht darin, dass der Tragwiderstand, der durch Multiplikation von der Betonsteifigkeit mit 1,5 (zur Berücksichtigung dynamischer Einflüsse) bestimmt wird, größer als die Beanspruchung ist.

Nach der bulgarischen Verordnung zur Änderung und Ergänzung von Verordnung Nr2 von 2007 über die Projektierung von Gebäuden und Anlagen in Erdbebengebieten, benutzt man eine Karte mit Wiederkehrperiode von 1000 Jahren um die erwartete Bodenbeschleunigung zu bestimmen. Die seismische Einwirkung wird nach der Formell:

$E_{ik} = C.R.k_c.Q_k.\beta_i.\eta_{ik}$

bestimmt. Hier sind:

R – Verhaltensbeiwert der Konstruktion in Abhängigkeit von ihrer Duktilität

C – Koeffizient für die Ordnungsklasse von Gebäuden und Anlagen

k_c – seismischer Beiwert von der Karte der seismischen Zonierung Bulgariens

β_i – dynamischer Beiwert im Bezug auf die i-te Eigenform

η_{ik} – Koeffizient für Aufteilung der Bemessungserdbebeneinwirkung im Bezug auf die i-te Eigenform im Massenpunkt k

Die Methode der Antwortspektren liegt der Ermittlung der seismischen Kräfte zugrunde, wo das Produkt k_c.g. $\beta_i(T)$ das Bemessungsspektrum der Beschleunigungen ist.

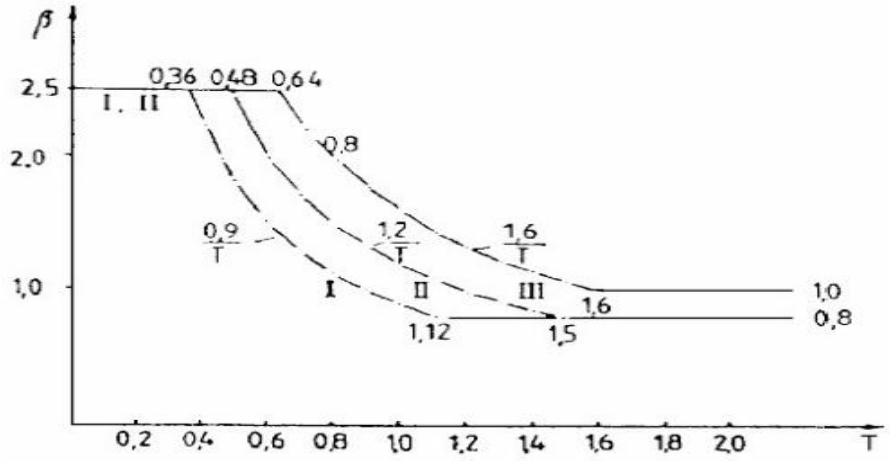


Abbildung 2.4.4-1: Bemessungsspektrum in Abhängigkeit von der Bodenart (I, II und III)

2.6 Dynamisches Verhalten der Sperre bei Erdbeben und Zusammenwirken mit Untergrund und Speicher

2.6.1 Eigenschaften der Sperre

2.6.1.1 Eigenperioden der Sperre – Durch das B/H-Wert der Mauer (Breite/Höhe) wird die Eigenperioden der Sperre bestimmt

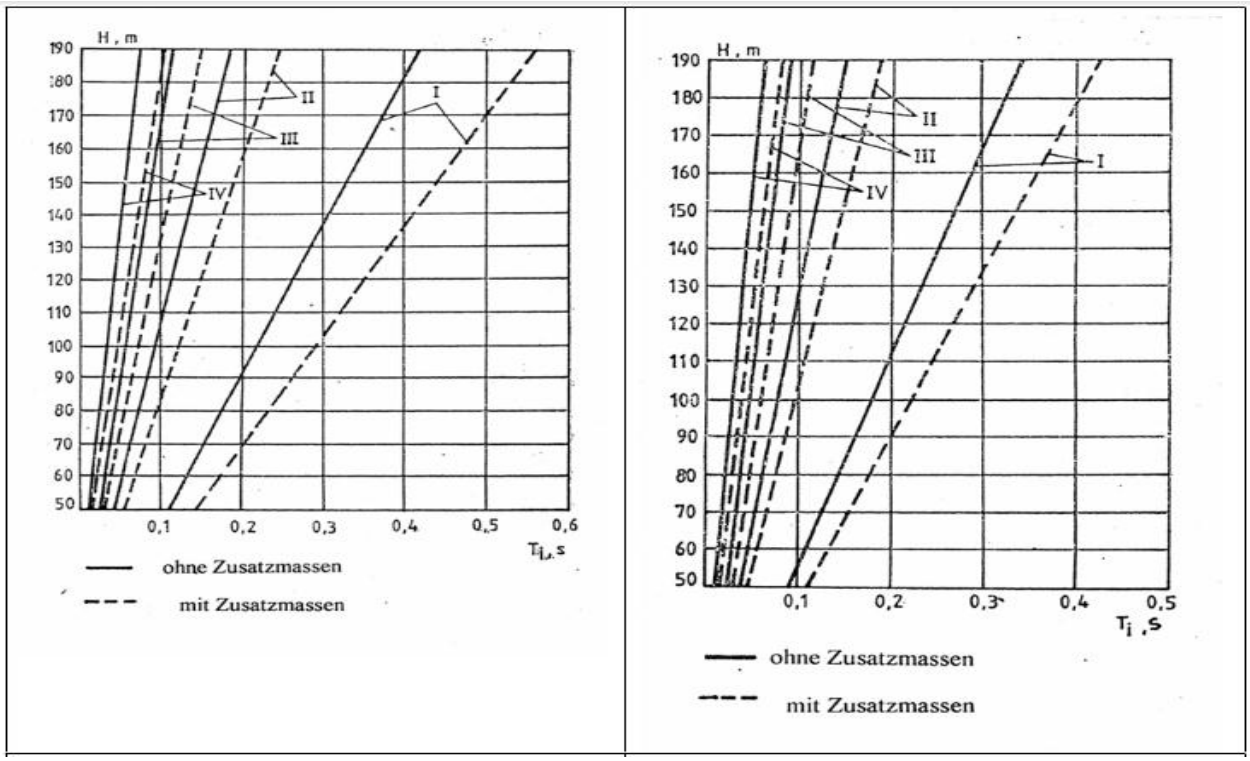


Abbildung 7-2: Abhängigkeit zwischen der Höhe einer Gewichtsstaumauer und ihrer ersten 4 Eigenperioden mit und ohne Mitwirkung des Wasserkörpers bei B/H = 0,7 und B/H= 1,0

2.6.1.2 Verhaltensbeiwert der Konstruktion (R) – Verhaltensbeiwert der Konstruktion in Abhängigkeit von ihrer Duktilität. Der Verhaltensbeiwert zeigt die Fähigkeit der Konstruktion, Energie zu dissipieren. Für Betonstaumauer ist dieser Wert gleich 0,5 (Tabelle 3 aus der bulgarischen Verordnung zur Projektierung von Gebäuden und Anlagen in Erdbebengebieten).

2.6.2 Zusammenwirken Sperre-Untergrund

Eine Staumauer, die sich unter der Einwirkung von Erdbeben befindet, muss man als eine Einheit Staumauer-Untergrund-Speicher betrachten, weil die Wechselwirkungen zwischen den drei Elementen das Verhalten der Konstruktion selbst stark verändert. Der Untergrund besitzt eine unendliche Ausdehnung und die Methode der Finiten Elementen stellt die Möglichkeit, nur einen endlichen Bereich zu modellieren. Wenn man den Untergrund genauer beschreiben will, kann die Randelementmethode angewandt werden, die für dreidimensionale Probleme sehr aufwendig ist. In Erdbebenberechnungen von Talsperren, Band 4, Gewichtsmauer von der Österreichischen Staubeckenkommission wird für das Zusammenwirken Sperre-Untergrund eine

FE-Formulierung vorgeschrieben, wobei keine Energieabstrahlung vorgesehen wird. In manchen Fällen kann diese Energieabstrahlung von großer Bedeutung sein, wenn zum Beispiel der Untergrund homogen ist, da die Dämpfung ziemlich groß sein wird.

2.6.3 Zusammenwirken Sperre-Speicher

Das Zusammenwirken zwischen Sperre und Speicher muss auch in Betracht genommen werden, das kann nach verschiedenen Weisen passieren. Eine Vorgehensweise zur Berechnung des hydrodynamischen Druckes ist die Methode von Westergaard und andere – die Theorie von Zangar. Diese Methoden werden detaillierter im Punkt 4 beschrieben. Für die bessere Berücksichtigung des Zusammenwirkens Sperre-Speicher können die Methode der Finite Elemente und der Methode der Randelemente benutzt werden.

2.6.4 Methoden zur Berechnung des hydrodynamischen Drucks

2.6.4.1 Theorie von Westergaard

Bei der Untersuchung des Verhaltens einer starren rechteckigen Sperre mit vertikaler Wasserseite war H.M.Westergaard der Erste, der einen Ausdruck des hydrodynamischen Druckes abgeleitet hat, wobei der Druck auf einer Sperre mit kompressibler Flüssigkeit im Reservoir infolge horizontaler harmonischer Bodenbewegungen in der Richtung senkrecht zur Sperre ausgeübt wird. Er hat festgestellt, dass der hydrodynamische Druck derselbe ist, als ob ein Körper mit der Sperre mitzuschwingen gezwungen ist und diese Zusatzmasse beschränkt in einem Volumen ist, das von einer zweidimensionalen parabolischen Fläche auf der Wasserseite der Mauer begrenzt ist.

Die Lösung von Westergaard ist das erste Verfahren zur Berücksichtigung der mitschwingenden Wassermassen im Speicher bei einer Erdbebenbelastung. Er hat dabei folgende Annahmen gemacht (Band 1):

- ebenes Problem mit starrer vertikaler wasserseitiger Sperrenoberfläche,
- unendlich langes Staubecken,
- kompressible Flüssigkeit,
- kleine Verschiebungen und Vernachlässigung der Oberflächenwellen,
- nur horizontale Bewegungen.

Westergaard beschreibt einen Zusammenhang zwischen der mitschwingenden Wassermasse und der Höhe des Wasserspiegels. Das Ansteigen der Größe der Masse wird dann parabelförmig und stellt eine Funktion der Tiefe im Speicher dar.

$$\mathbf{m_w} = \frac{7\rho\sqrt{H.z}}{8}.\mathbf{A_w} \text{ (6)}$$

[1] – State-of-the-art Report über das dynamische Verhalten von Staumauern und von Staumauerbeton während Erdbeben, M.Wiehland

H – Tiefe im Speicher

z – Höhe, von dem Wasserspiegel gemessen

Aw – Oberfäche der Wasserseite

ρ – Dichte des Wassers

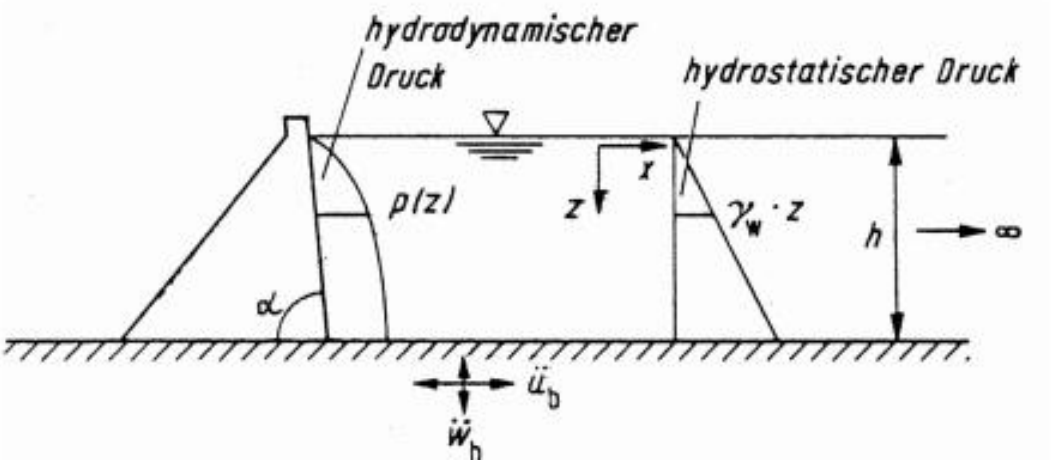


Abbildung 4.1-1: Westergaard Merkblatt 58 Landesumweltamt Nordrhein-Westfalen, Essen 2006

2.6.4.2 Die Theorie von Zangar

In seiner Arbeit ``Hydrodynamic Pressure On Dams Due To Horizontal Earthquake Effects`` betrachtet C.N.Zangar das Wasser im Reservoir als eine inkompressible Flüssigkeit. Zur Berechnung des hydrodynamischen Druckes wird ein Flussnetz aus Stromlinien und Äquipotenziallinien erstellt (Abbildung 4.2-1) und folgende Annahmen werden getroffen:

a) Aufteilung der Tiefe im Reservoir ***h*** in ***n*** gleiche Teile
b) Annahme der Mauer als ein starrer Körper, sodass die gleiche Menge Wasser durch jedes Element fließt
c) Kein Wasser darf durch die Stromlinie an jeden Punkt fließen
d) Anwendung der Bewegungs- und der Kontinuitätsgleichung für ein Rechteck des Flussnetzes,

dann kann der Druck nach (7) berechnet werden.

$$\Delta \boldsymbol{Pe} = \frac{\alpha w h}{n}\left[\frac{\Delta \Phi}{\Delta s}\boldsymbol{cos}\frac{2\pi t}{T}\right] \text{ (7)}$$

ΔPe – Ausmaß des Druckes

α = a/g – horizontale Komponente der Bodenbeschleunigung
w – Wichte des Wassers
h – Tiefe des Reservoirs
n – Anzahl der Teile, in den der Reservoir aufgeteilt wird
t – Zeit
T – Periode des Erdbebens
Φ – Potential,
wenn ΔΦ = Δs und t = T (bei maximaler Erhöhung des Druckes), dann ist die Gleichung etwas einfacher:

$$\boldsymbol{Pe = C\alpha wh},$$

wo C ein Koefizient, der die Verteilung und Magnitude des Druckes angibt.

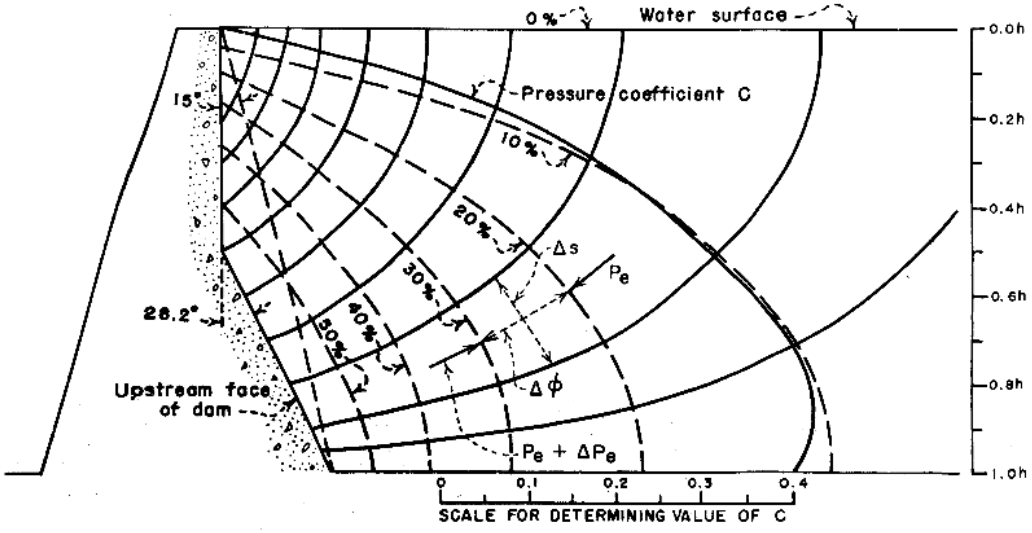


Abbildung 4.2-1: Typisches Flussnetz

Nach [2] können folgende wichtige Schlussfolgerungen für die hydrodynamischen Drücke bei Vernachlässigung der Kompressibilität gezogen werden:

- Die Drücke sind von der Erregerfrequenz unabhängig
- Die hydrodynamische Kraft kann durch eine mitschwingende Zusatzmasse modelliert werden
- Das Verhältnis P_{dyn}/P_{stat} ist von der Tiefe unabhängig.

3.Schäden von Gewichtsstaumauern, die von einem Erdbeben verursacht worden sind

3.1 Koyna-Talperre

Die Koyna-Talsperre wurde 1962-1963 in Indien gebaut. Sie ist eine Gewichtsmauer mit der Höhe von 103,2 m und Breite von 850m. Sie wurde in 15m langen Blöcken konstruiert und hat einen Knick in der Kontur auf der Höhe von 66,5m, der sie von den typischen Gewichtsmauern unterscheidet. Gestaut wird der Fluss Koyna, ein Zufluss von Krischna. Die Lage des Absperrbauwerks ist 200km südlich von der Hauptstadt Mumbai entfernt.

Die Umgebung der Gewichtsmauer war damals als aseismisch gehalten. Sie wurde nach der pseudostatischen Methode für maximale Bodenbeschleunigung von 0,1g bemessen.

Im Jahre 1967 wurde die Talsperre auf einem starken Erdbeben mit Magnitude von 6,6 bis 7,5 ausgesetzt. Es wurde das Beben für das stärkste stauseeinduzierte Beben gehalten. Die maximalen Bodenbeschleunigungen waren 0,65g entlang und 0,49g quer zur Sperrenachse. Nur der Accelerograph im Block 1A hat das seismische Signal registriert. Der im Block 13 funktionierte nicht. Es sind dabei Risse entstanden, die sich von dem Knick auf der Luftseite, bis der Wasserseite ausbreiteten. Man hat auch Lecks aber keine Flutwelle beobachtet. Die Herdtiefe lag bei 9-32km, 8-10km entfernt nach Gupta.

Es gab Hinweise auf eine relative Bewegung zwischen benachbarten Blöcken: Abplatzungen von Beton entlang der vertikalen Fugen zwischen den benachbarten Blöcken und einer erheblichen Steigerung der Durchsickerung durch die Kontraktionsfugen nach dem Erdbeben, vor allem zwischen Block 18 und 19 und auch zwischen 26 und 27. Bohrungen in den Gründungsfels durch den Beton zeigten, dass die Kontaktfläche zwischen Fels und Beton keine besondere Schäden erlitt. Auch keine wesentlichen Änderungen des Auftriebes sind durch das Erdbeben verursacht worden. Die Staumauer war nicht von einem Bruch nach dem Beben bedroht, aber die Schäden waren groß genug, dass bei der Senkung des Reservoirs Inspektion und Reparatur notwendig waren. Die Risse wurden mit Epoxidharz injiziert und die Nicht-Überfallblöcke wurden vorgespannt.

Schwache seismische Aktivität wird heute noch in der Nähe der Staumauer registriert, sie stellt aber keine Gefahr für Koyna-Dam dar.

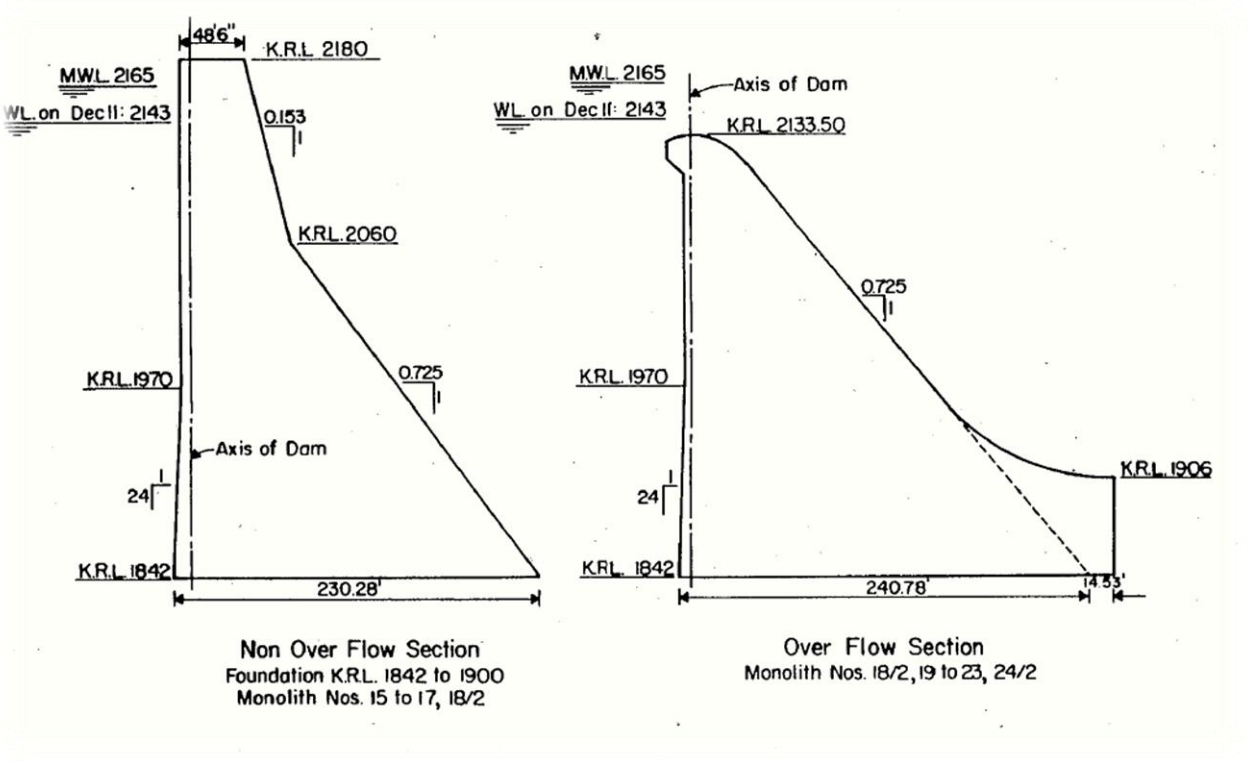


Abbildung 3.1-1: Koyna-Dam

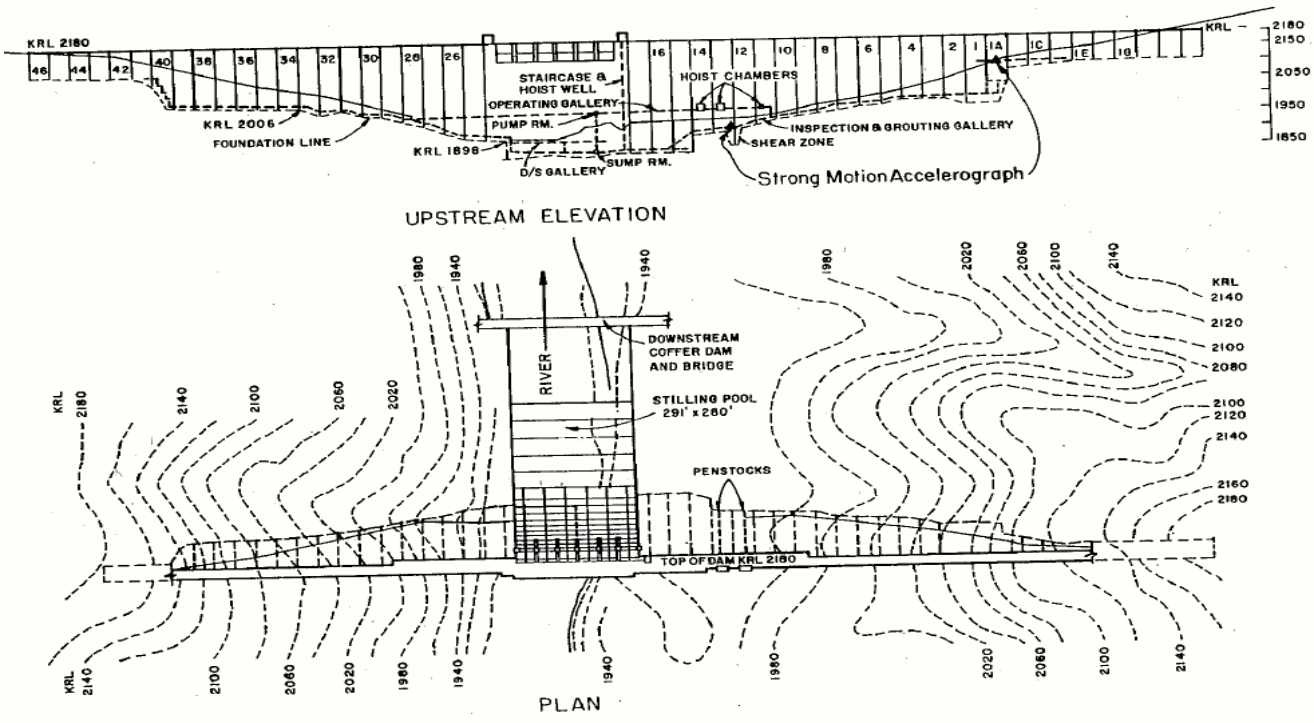


Abbildung 3.1-2: Koyna-Dam

3.2 Das Shih-Kang-Wehr (*Shih-Kang Dam*)

Das Shih-Kang-Wehr wurde 1977 am Ta-Chia Fluss in Taiwan als die unterste Stufe einer WKW gebaut. Das Wehr ist aus Beton mit 18 Wehröffnungen konstruiert. Es ist 25m hoch und hat eine Länge von 357m. Das Volumen des Stausees beträgt 3,4 Mio m^3 und die Durchflussmenge einer Wehröffnung ist 8000cms. Das Shih-Kang-Wehr wurde nach der Pseudostatischen Methode mit seismischem Koeffizient K_h=0,15 bemessen.

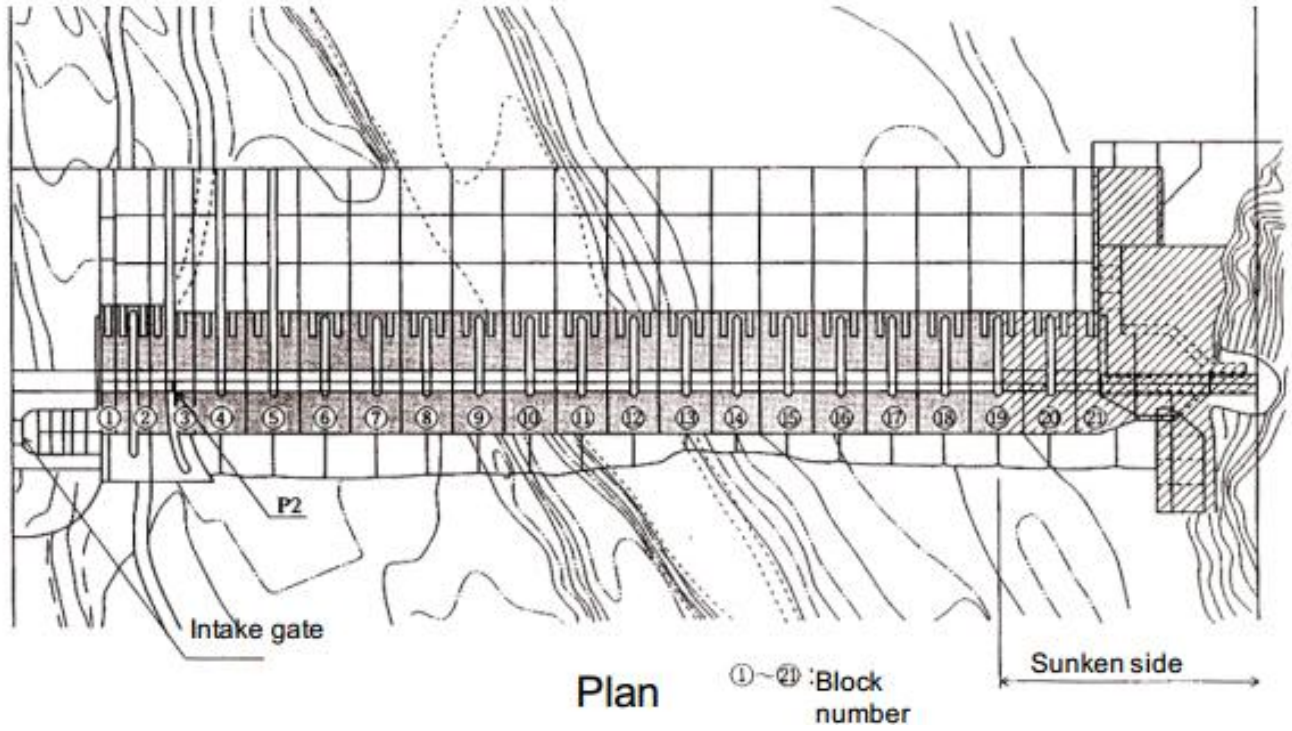


Abbildung 3.2-1: Das Shih-Kang-Wehr

Das Shih-Kang-Wehr wurde am 21. September 1999 von dem Chi-Chi-Erdbeben stark beschädigt. Die Magnitude des Bebens betrug 7,3 nach der Richterskala, die maximale Bodenbeschleunigung im nächsten Ort des Shih-Kang-Wehres war 0,57g. Das Epizentrum lag im Zentrum der Insel Taiwan, 145 km süd-südwestlich der Hauptstadt Taipeh; die Herdtiefe ist ungefähr 7 km. In der Fundation des Wehres liegt eine aktive Verwerfung (*Che Lung Pu fault*), die vor dem Erdbeben nicht bekannt war. Während des Chi-Chi-Erdbebens wurden zwei von den Wehröffnungen durch vertikale Relativverschiebungen von 7,7m zerstört. Die beiden Wehröffnungen sollten dann das Wasser im Stausee durchlassen. Weil das Stauvolumen gering war, ist es zur Überschwemmung nicht gekommen. Nach Martin Wiehland[1] zeigen die Schäden am Shih-Kang-Wehr, dass Staumauern kaum gegen Relativverschiebungen in der Fundation von mehreren Metern bemessen werden können.

[1] - Erdbeben und Talsperren – Martin Wiehland

Abbildung 3.2-2: Das Shih-Kang-Wehr – Die zersörten Wehrfelder

Abbildung 3.2-3: Das Shih-Kang-Wehr – Die zerstörten Wehrfelder 2

4. Berechnungsmethode

4.1 Pseudostatische Methode(Ersatzlastvefahren)

Die vereinfachteste Rechenmethode zur Bestimmung der Erdbebenbeanspruchung einer Talsperre ist die Pseudostatische Methode. Bei diesem Rechenverfahren ist es charakteristisch, dass nur eine horizontale Beschleunigungskomponente berücksichtigt wird, wobei nicht die maximale Bodenbeschleunigung, sondern die geringere effektive Beschleunigung angesetzt wird. Die dynamischen Lasten werden durch pseudostatische zeitunabhängige Lasten, die im Schwerpunkt des Bauwerkes wirken, ersetzt. Die dynamische Belastung des Wassers auf der Wasserseite der Talsperre kann durch die Methode der Zusatzmassen ermittelt und angesetzt werden.

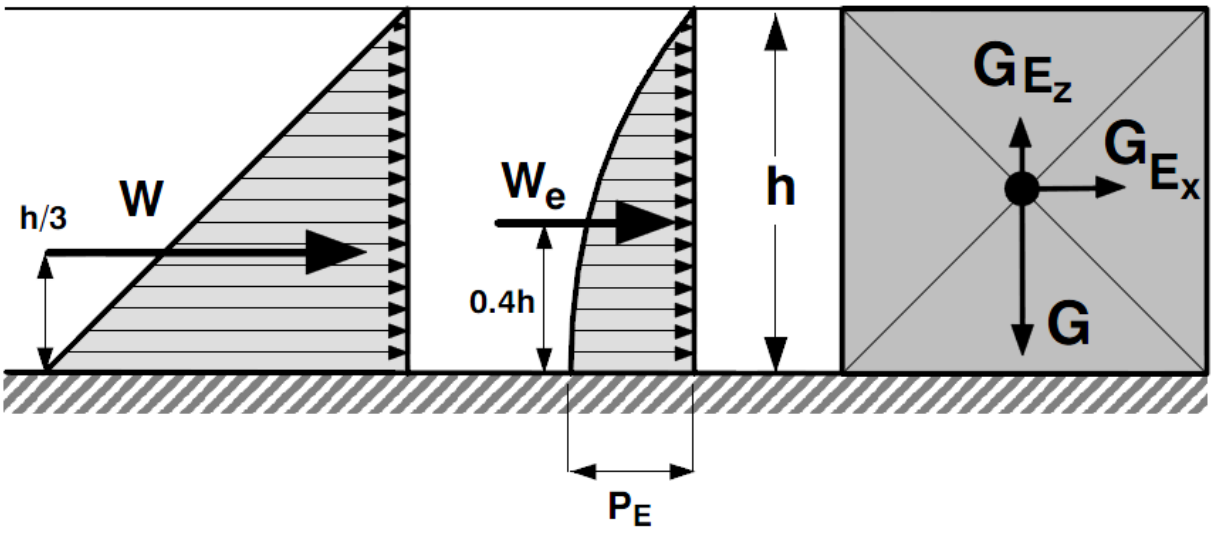


Abbildung 4.1-1: Erdbebenbelastung aus Massenkraft und Wasserlast

Das Bild zeigt die Erdbebenbelastung aus Massenkraft $G_{E,x}$ und $G_{E,z}$ und aus der zusätzlichen dynamischen Belastung des Wassers. Hier sind $G_{E,x} = m.b_x$ und $G_{E,z} = m.b_z$; b_x und b_z sind die horizontalen Anteile der Beschleunigung in der x- und der z-Achse. Die Erdbebenlast aus dem Wasserdruck wird nach der folgenden Beziehung berechnet:

$W_E(h) = a_X.\rho_W.g.2/3.z^{3/2}.\sqrt{h}.\varepsilon$

$a_x = X\%\ von\ g$

$\varepsilon = \frac{0{,}816}{\sqrt{1-7{,}75.\left(\frac{h}{1000.T}\right)^2}}$, wobei T die Schwi.ngungszeit ist

Bei Berechnungen mit der Pseudostatischen Methode bleiben einige wichtige Elemente unberücksichtigt, wie die Einwirkungsdauer der Erdbebenbeschleunigung, das

Eigenschwingverhalten des Tragwerks, auch die Schwingung selbst und die Interaktion zwischen Sperrenkörper, Untergrund und Wasser, trotzdem hat sich diese Methode weltweit durchgesetzt. Nach einer von dem Erdbebenkomitee von ICOLD 1969 gemachte Umfrage werden fast alle Staumauern seit den 40er Jahre nach der Pseudostatischen Methode bemessen.
ICOLD empfiehlt die Anwendung der Pseudostatischen Methode für Staumauer mit größeren Gefärdungspotenzial, bevor die Untersuchung mit dynamischen Methoden und nach Martin Wiehland (ETH Zürich) ist das Verfahren gut für Vorbemessung und Bemessung von Staumauern, die sich unter seismischen Wellen wie ein starrer Körper verhalten, geeignet.[1]

4.2 Antwortspektrum

Die Berechnung mit der Antwortspektrummethode ist wirklichkeitsnäher als die Pseudostatische Methode, aber auch aufwendiger, sie wurde 1932 von Maurice Anthony Biot vorgestellt. Diese Methode ermöglicht eine bessere Erfassung des Verhaltens der Bauwerke. Das Antwortspektrum gibt die maximale Amplitude der Geschwindigkeit, Beschleunigung oder Verformung eines Einmassenschwingers unter beliebiger Bodenbewegung bei bestimmten Werten der Eigenfrequenz und der Dämpfung. In den Schweizer Normen unterscheidet man die elastischen Antwortspektren und die Bemessungsspektren.
Die elastischen Antwortspektren werden dazu genutzt, die seismische Gefährdung zu bestimmen und quantitativ das Einwirkungsniveau unter verschiedenen Umständen zu vergleichen. Am häufigstens wird das Beschleunigungsantwortspektrum verwendet, wessen Erstellung am nächsten Bild dargestellt ist.

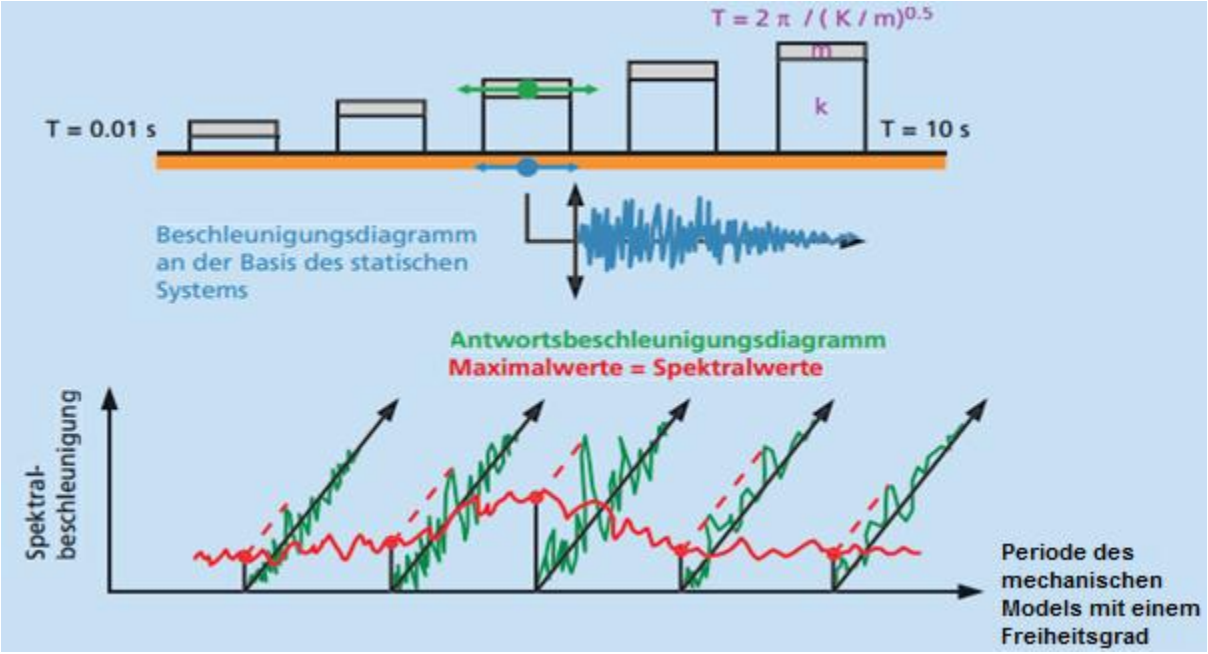


Abbildung 4.2-1: Bundesamt für Wasser und Geologie BWG

Der Beschleunigungsverlauf wird auf eine Serie von Einmassenschwingern mit vorgegebener Dämpfung angewendet. Es wird die Maximalbeschleunigung für jedes System dabei bestimmt und die Reihe von Einmassenschwingern gibt die notwendige Bandbreite der Fundamentalperiode. Zur Erstellung eines normierten elastischen Antwortspektrums braucht man mehrere Zeitverläufe anzuwenden. Diese Zeitverläufe stellen die Variabilität der Erdbebengefährdung der Region dar und, wenn angewandt, bekommt man eine umhüllende Kurve aller Maximalwerte, die alle Einmassenschwinger abdeckt. Abbildung 4.2-2 zeigt, wie eine idealisierte Umhüllende des elastischen Beschleunigungsantwortspektrums bestimmt wird, wobei man die mittleren Antwortspektren für 6 Standorte mit ähnlicher Geologie genutzt hat.

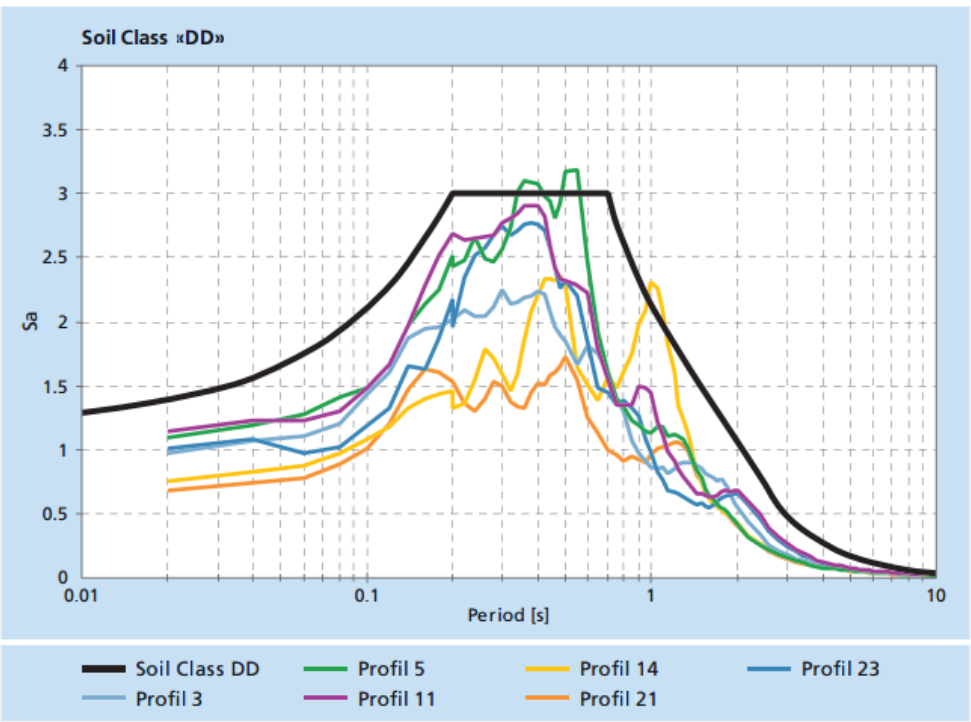


Abbildung 4.2-2: Idealisierte Umhüllende des elastischen Antwortspektrums BWG

Bei dem Bemessungsspektrum im Gegensatz zu dem elastischen Antwortspektrum wird auch die Fähigkeit des Bauwerkes Energie zu dissipieren berücksichtigt. Um ein Bemessungsspektrum zu definieren, braucht man den Verhaltensbeiwert q und den Bedeutungsfaktor γ_f der Konstruktion im Kauf zu nehmen, was das Bemessungsspektrum stark beeinflussen kann, wie am nächsten Beispiel.

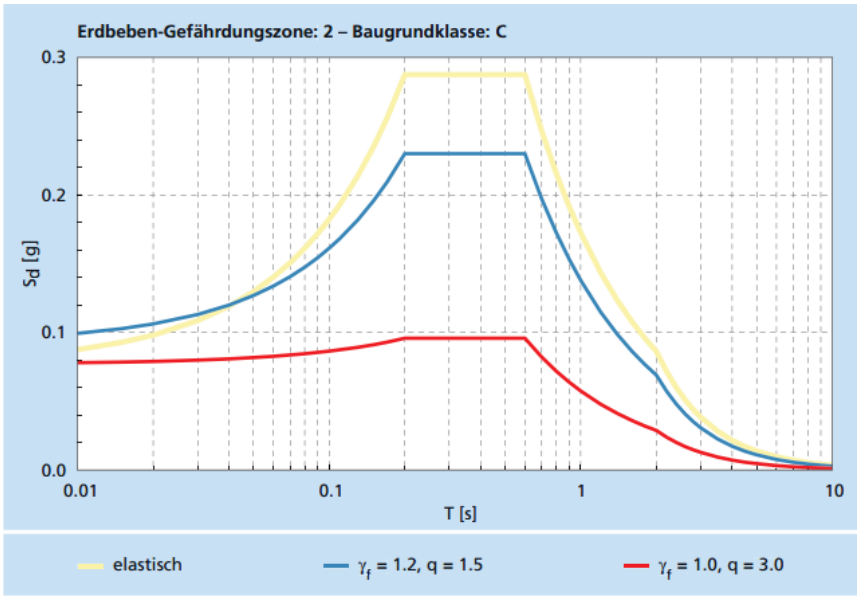


Abbildung 4.2-3: Vergleich zwischen elastischem und Bemessungsspektrum nach SIA-Norm 261

In Deutschland und Österreich wurde ein Bemessungsspektrum erstellt, wenn man zu dem Antwortspektrum auch die Untergrundverhältnisse, die Intensität am Standort und die Dämpfung des Tragsystems, als Prozent der kritischen Dämpfung, berücksichtigt. Die Österreichische Staubeckenkommission schreibt ein Bemessungsspektrum vor, das sowohl für OBE als auch für MCE verwendet werden kann, und nämlich:

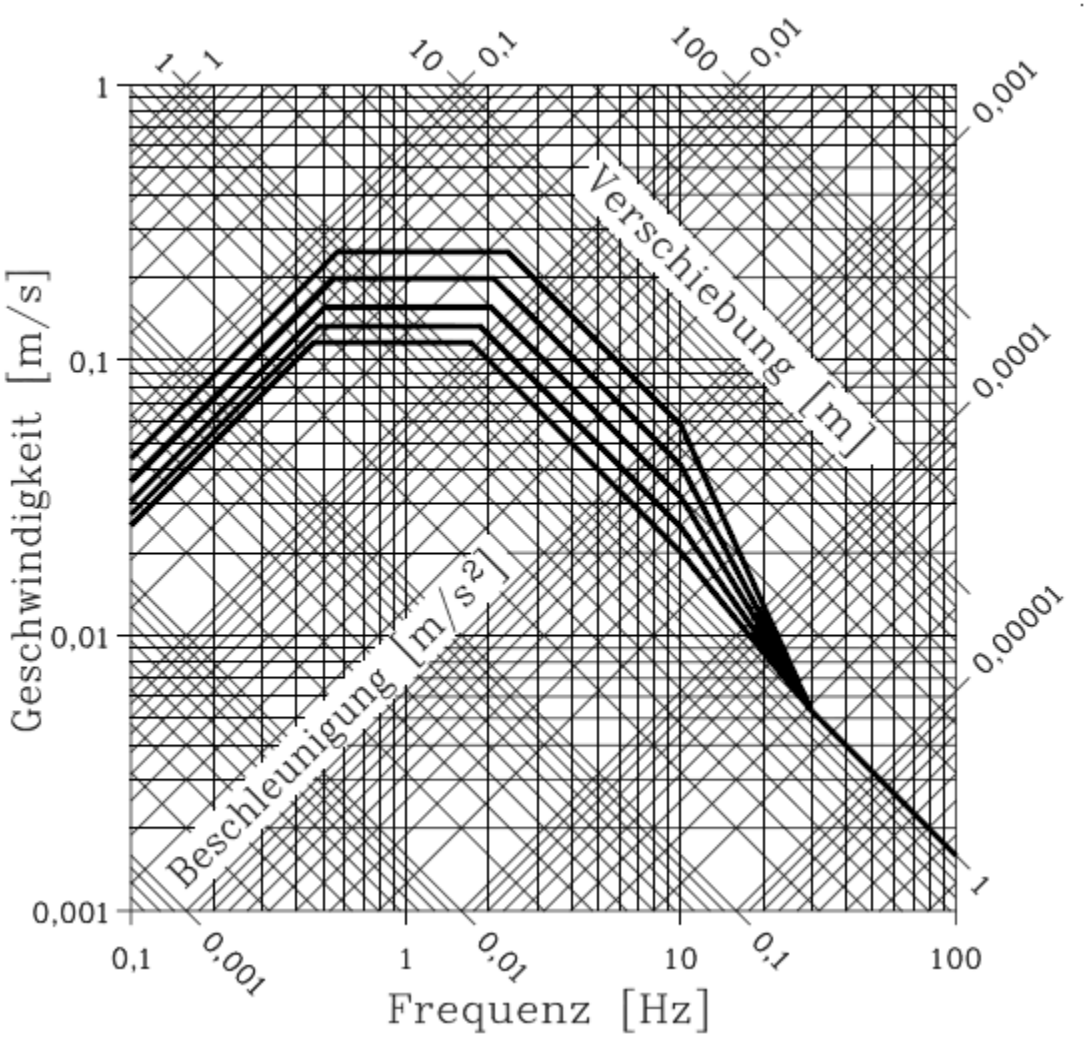


Abbildung 4.2-4: Bemessungsspektrum für 2%, 5%, 10% und 20% Dämpfung ÖSBK

Nächster Schritt bei dem Antwortspektrenverfahren ist die Bemessungsgrößen aus dem Antwortspektrum aufzusummieren. Den tatsächlichen Maximalwert erhält man durch Überlagerung der Größen und das passiert meistens mithilfe der SRSS-Methode (Square Root of Sum of Squares), siehe Formel (8)

$$\boldsymbol{N} = \sqrt{\sum_{\boldsymbol{i=1}}^{\boldsymbol{n}} \boldsymbol{N_i^2}} \quad (8)$$

4.3 Methoden im Zeitbereich

Die Methoden im Zeitbereich haben als Ziel schrittweise die Beschleunigungen, Geschwindigkeiten und Verschiebungen im Verlauf eines Zeitintervalls zu berechnen. Der Rechenaufwand ist bei diesen Methoden ziemlich groß und, wenn man genauere Ergebnisse erhalten will, d.h. Anwendung kürzerer Zeitschrittlänge, wird der Aufwand immer größer. Für die Berechnung nach dem Zeitschrittverfahren muss die Erdbebenerregung in Form von Zeitverläufen vorhanden sein. In der Regel kann man nicht nur von einem einzelnen Zeitverlauf für die Erdbebensicherheit der Konstruktion ausgehen. Man muss mehrere Zeitverläufe haben, damit sie das mögliche Frequenzspektrum des Erdbebens abdecken. Üblicherweise wird aus dem Bemessungsantwortspektrum künstlich ein Zeitverlauf generiert und die Beschleunigungen werden so aufgeteilt, dass sie in einem Zeitschritt beinahe konstant sind.

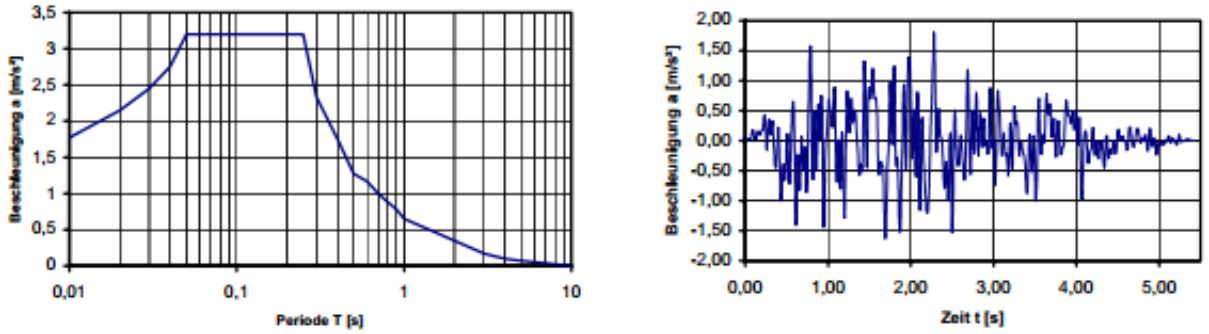


Abbildung 4.3-1: Bemessungsspektrum und entsprechender zugehöriger künstlich genereierter Beschleunigungszeitverlauf; Merkblatt 58 Landesumweltamt Nordrhein-Westfalen, Essen 2006

Wenn der Zeitverlauf der Beschleunigungen bekannt ist, kann die Gleichung des Mehrmassenschwingers

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{U}}\} + [\mathbf{C}]\{\dot{\mathbf{U}}\} + [\mathbf{K}]\{\mathbf{U}\} = \{\mathbf{P}_{(t)}\} \quad (9)$$

gelöst werden kann. Die Lösung der Differenzialgleichung kann entweder durch Modale Superposition oder durch direkte Integration durchgeführt werden.

Die Methode der Modalen Superposition ist der Antwortspektrummethode ähnlich, weil die verschiedenen Eigenformen miteinander überlagert werden. Bei dieser Methode ist es wichtig, dass die Dämpfung durch eine proportionell der Masse und der Steifigkeit Dämpfungsmatrize repräsentiert wird (Rayleighsche Matrize). Die Modale Superposition wird bei der Untersuchung nur von linearen Problemen angewandt.

Bei der Lösung durch direkte Integration werden numerische Integrationsverfahren direkt auf die Gleichung angewandt, dafür gibt es implizites und explizites Verfahren. Am meistens werden die

Methoden von Wilson und Newmark verwendet. Die direkte Integration eignet sich sowohl für lineare als auch für nichtlineare Probleme.
Die Methoden im Zeitbereich werden selten für Bemessungszwecke, häufiger zur Überprüfung existierender Bauwerke verwendet. Sie brauchen vertiefte Kenntnisse in Finite Element-Programmen wie zum Beispiel ABAQUS und FLOWERS.

4.4 Methoden im Frequenzbereich

Das Differenzialgleichungssystem aus der Formel

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{U}}\} + [\mathbf{C}]\{\dot{\mathbf{U}}\} + [\mathbf{K}]\{\mathbf{U}\} = \{\mathbf{P}_{(\mathbf{t})}\} \quad (10)$$

wird mit der Hilfe der Fouriertransformation in den Frequenzbereich übertragen. Nach der Transformation bekommt man folgenden Ausdruck:

$$\left([\boldsymbol{K}] - \boldsymbol{\omega^2}[\boldsymbol{M}] + \boldsymbol{i\omega}[\boldsymbol{C}]\right)\{\boldsymbol{X}(\boldsymbol{\omega})\} = -[\boldsymbol{M}]\{\boldsymbol{e_x}\}\ddot{\boldsymbol{X}}_{\boldsymbol{g}}(\boldsymbol{\omega}) \quad (11)$$

Dadurch wird eine Gleichung erhalten, die nur von der Kreisfrequenz abhängig ist. Zur Bestimmung der Verschiebungen muss man eine Rücktransformation in den Zeitbereich auszuführen.

$$\{\boldsymbol{u}(\boldsymbol{t})\} = \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{2\pi}}\int_{-\infty}^{+\infty}[\boldsymbol{H}(\boldsymbol{\omega})]\{\boldsymbol{P}(\boldsymbol{\omega})\}\,\boldsymbol{e^{-i\omega t}}\boldsymbol{d\omega} \quad (12)$$

Die Methode im Frequenzbereich besteht darin, dass das Erdbeben als Superposition von mehreren harmonischen Anregungen mit verschiedenen Frequenzen dargestellt wird. Die Berechnungen werden für jede Frequenz durchgeführt und zur Bestimmung der Antwort der Konstruktion werden die einzelnen Resultate kombiniert. Der Vorteil dieser Methode liegt darin, dass die Antwort der linearen viskoelastischen Konstruktion auf harmonische Anregung wieder harmonisch und mit derselben Frequenz ist. Diese Methode basiert auf dem Prinzip der Superposition und deswegen kann sie nur für lineare viskoelastische und nicht für nichtlineare Systeme angewandt werden. Das häufigste Anwendungsgebiet ist die Lösung von Spezialaufgaben, wie Untersuchung der Interaktion zwischen Untergrund, Sperre und Stausee und die Berücksichtigung der Wellenfortpflanzung, da dafür im Frequenzbereich vielfach geschlossene Lösungen vorliegen.[1]

[1]Erdbebenberechnung von Talsperren, Band 1, Grundlagen –Österreichische Staubeckenkommission

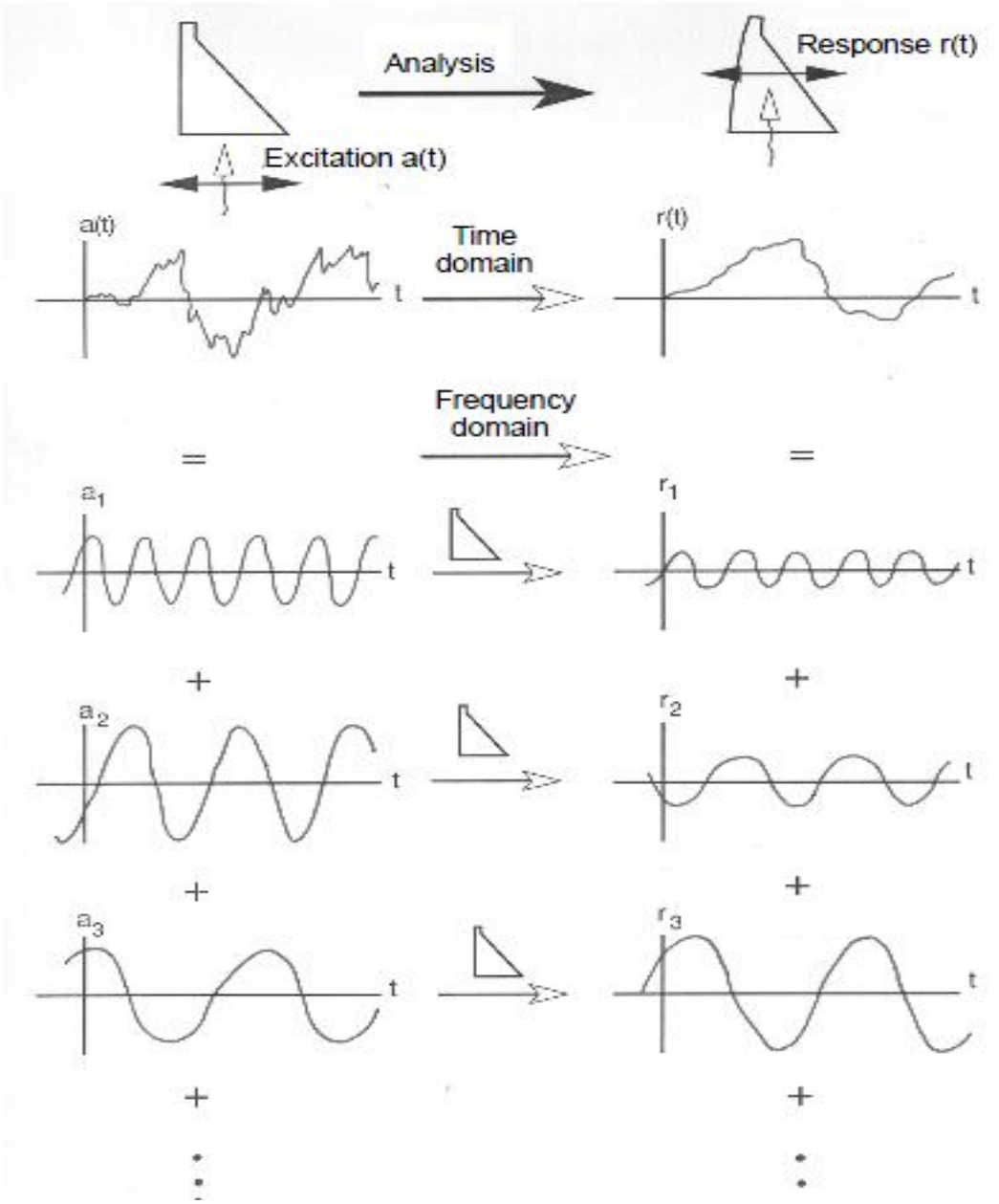


Abbildung 4.4-1: Prinzip der Methoden im Zeit- und Frequenzbereich

5. Berechnungsbeispiel

5.1. Konstruktive Gestaltung

In diesem Kapitel wird eine Gewichtsstaumauer konstruiert, die als Berechnungsbeispiel für die Erdbebenbemessung dienen wird. Die konstruktive Gestaltung wird nach dem Handbuch zur Gestaltung von wasserbaulichen Anlagen, Sofia, Tehnika, 1991[4] durchgeführt.

5.1.1 Ausgangsdaten

Die Stauanlage „Ardino“ ist ein Teil der Kaskade „Gorna Arda“, der Bereich des Flusses „Arda“ zwischen seiner Quelle und dem Stausee „Karjali“. Dieser Bereich ist 101 km lang mit einem gesamtem Höhenunterschied von 308 m. Am Anfang des Bereichs beträgt die Wassermasse in einem mittleren Jahr $304,45.10^6$ m^3 und am Ende – $837,6.10^6$ m^3. Vorgesehen wird der Aufbau einer Wasserkraftanlage, bei der das Wasser mit Hilfe von einem Druckstollen zu WKW „Kitnica“, das am Ende des Stausees „Karjali“ liegt, geleitet wird.

1) Ingenieurgeologische Daten
   Die ingenieurgeologische Bewertung des Bereichs der Stauanlage, die durch direkte Beobachtung der Felsgesteine gemacht wurde, hat gezeigt, dass die Gneise den Großteil des Felsmassivs ausmachen – ca. 91-92%, während der Anteil von Amphiboliten ziemlich kleiner ist – 8-9%.
   Nach dem Verwitterungsgrad haben sich drei Zonen abgesondert:
   - Stark verwitterte Zone – die Dicke dieser Zone bei der Gründungssohle beträgt 2-12 m am linken Hang und 2-10 m am rechten Hang.
   - Leicht verwitterte Zone – die mittlere Dicke der Zone ist 2-3 m
   - Zone der frischen Gneise – liegt unter der leicht verwitterten Zone
2) Hydrologische Charakteristik und Sickerungseigenschaft des Felsmassivs
   Das Wasser im Felsmassiv kommt als Kluftwasser vor und ist direkt von den Niederschlägen abhängig, deshalb hat es saisonale Periodizität. Die Kluftgewässer liegen in einer Tiefe von 30-40 m. Die Ausläufe an der Oberfläche stellen einzelne Quellen dar, die einen Durchfluss von 0,010-0,050 l/s haben. Im Bereich der Gründungssohle befindet sich nur eine Kluftwasserquelle, die einen variablen Durchfluss von 0,010-0,040 l/s hat.
   Der Durchlässigkeitsbeiwert des Felsmassivs liegt in den Grenzen Kf=0,209-0,326 m/Tag.
3) Hydrologische und Klimabedingungen
   a) Wind
      Die Hauptwindrichtung ist Nordwest, die mittleren Windgeschwindigkeiten liegen zwischen 1 und 5 m/s; die maximalen Windgeschwindigkeiten steigen über 20 m/s. Bei einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 50 % beträgt die Geschwindigkeit 21m/s und bei Überschreitungswahrscheinlichkeit von 2 % - 34 m/s.
   b) Hochwassermenge

Tabelle 4: Hochwassermenge

Überschreitungswahrscheinlichkeit P(%)	0.01 mit Korrektur	0.01	0.1	1.0	2.0	5.0	10.0	50.0
Qp (m^3/s)	3528.49	3234.6	2582.1	1921.2	1727.2	1442.8	1221.6	627.7
Wp ($m^3 x10^6$)	340.5	302.5	245.8	187.5	170.2	144.5	124.3	68.5
Aufschwungszeit (h)	29.48	28.57	29.08	29.82	30.10	30.60	31.09	33.35

c) Wassermengen

$Q_{0,01\%}$ = 2 226 m^3/s ;

$Q_{5\%}$ =1 023 m^3/s ;

d) Klima

Die mittlere jährliche Lufttemperatur im Bereich der Stauanlage liegt zwischen 8,1º/12,4ºC, und die minimale - -0,3º/-1,5ºC. Während der Wintermonate kann die Temperatur in der Region bis -10º/-14ºC sinken und in manchen Fällen bis -30ºC. Die mittleren Sommertemperaturen liegen zwischen 18º/20ºC und die maximalen - 35º/39ºC.

4) Seismizität der Region

Die Baustelle der Stauanlage "Ardino" befindet sich im epizentralen Gebiet, das sich durch mäßige seismische Intensität charakterisiert. Die Erdbebenintensitätsstufe ist VII.

Die Untersuchung zur Bestimmung der seismischen Charakteristik der Region hat gezeigt, dass in einer Entfernung von 150 km rund um die Stauanlage Erdbeben registriert wurden, die eine Herdtiefe von 5 bis 45 km haben und meist mehr als 60 km weit von der Baustelle sind.

5.1.2 Bestimmung der Kote der Mauerkrone

Die Kote der Mauerkrone einer Gewichtsmauer wird für zwei Fälle berechnet, wobei der größere Wert für die weiteren Berechnungen gilt:

- Bei erstem Fall entspricht der Wasserstand dem Stauziel, die größte Überhöhung $\mathbf{d_{max}}$ wird bei einer Windwelle mit Überschreitungswahrscheinlichkeit p=2% berechnet und hinzugefügt.
- Bei zweitem Fall beträgt dir Überschreitungswahrscheinlichkeit der Windwelle p=50% und der Wasserstand im Stausee entspricht dem maximalen Wasserspiegel.

  Die Überhohung wird nach der Formel

$$d = \Delta h + \eta_{max} + a \text{ [m]} \quad (13)$$

  berechnet, wobei:

Δh [m] – Schwellen der Wasseroberfläche bei langer Wirkung des Windes

$$\Delta h = k\frac{v_w^2 D}{gH}\cos\alpha \quad (14)$$

η_{max} [m] – Überhöhung der Welle über den statischen Wasserstand

a = 0,8 m - konstruktive Reserve für Sperren der Klasse 1.

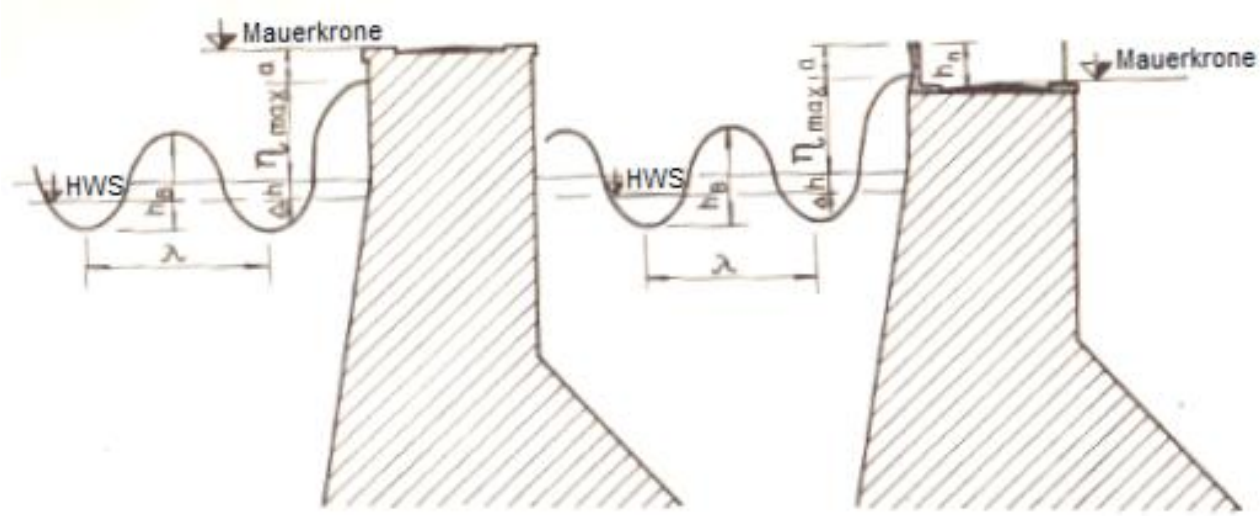


Abbildung 5.1.2-1: Elemente der Windwelle

Die Länge der Wellenbildung wird für drei Punkte, die auf der Achse der Mauerkrone liegen, gemessen. Dann wird die äqivalente Länge $D_{äquiv}$ [m] der Wellenbildung nach folgender Formel berechnet:

$$D_{äquiv} = \frac{\sum_{-n}^{n} D_i \cos^2\alpha_i}{\sum_{-n}^{n} \cos\alpha_i} \quad (15)$$

D_i [m] – Länge der Wellenbildung

α_i [º] – Winkel zwischen den Strahl der Hauptwellenrichtung und die Richtung jedes Stahles

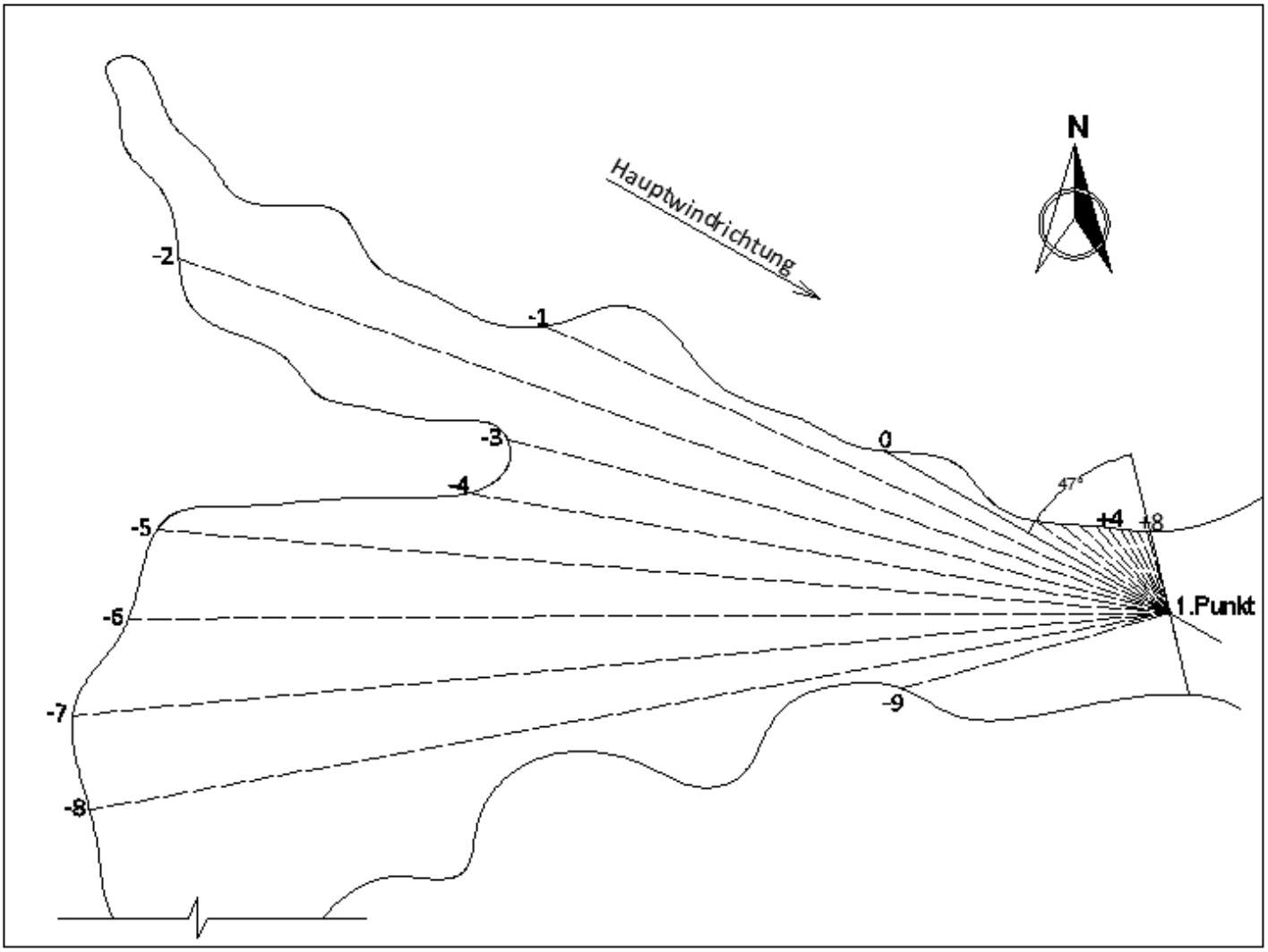


Abbildung 5.1.2-2: Länge der Wellenbildung im 1. Punkt

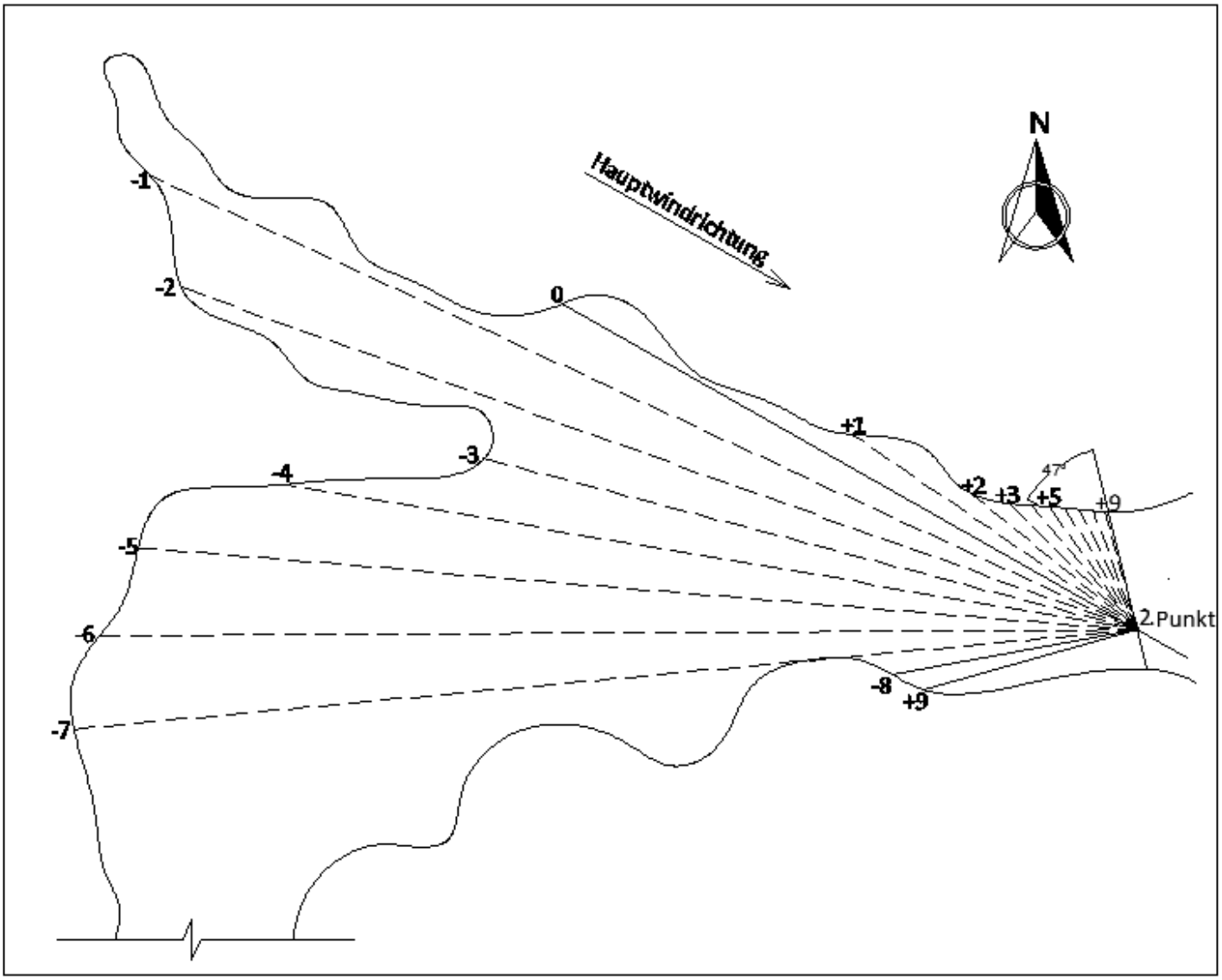


Abbildung 5.1.2-3: Länge der Wellenbildung im 2. Punkt

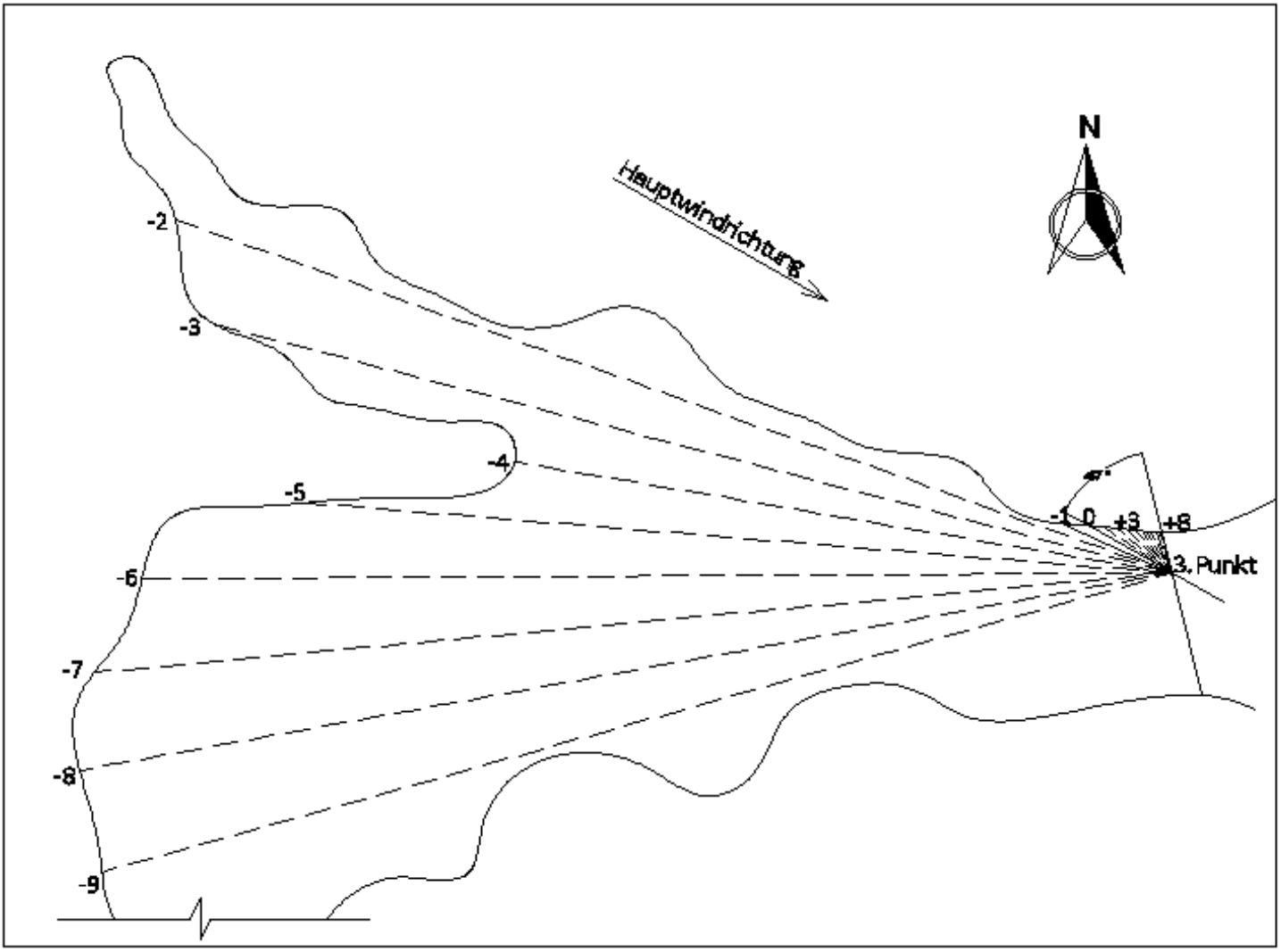


Abbildung 5.1.2-4: Länge der Wellenbildung im 3. Punkt

Tabelle 5: Berechnung von $D_{äquiv}$

α_i	$\cos\alpha_i$	1. Punkt		2. Punkt		3. Punkt	
		D_i, [m]	$D_i.\cos^2\alpha_i$	D_i, [m]	$D_i.\cos^2\alpha_i$	D_i, [m]	$D_i.\cos^2\alpha_i$
45	0,7071	1158	578,99	957,93	478,96	4579,7	2289,81
40	0,766	4570	2681,47	1077,32	632,12	4574,3	2684,00
35	0,8192	4586	3077,61	1291,18	866,50	4457,96	2991,69
30	0,866	4333	3249,56	4483,4	3362,35	4244,46	3183,16
25	0,9063	4231	3475,26	4333,4	3559,37	3584,16	2943,96
20	0,9397	2960	2613,79	3738,95	3301,63	2744,67	2423,64
15	0,9659	2850	2658,94	4388,81	4094,60	4080,13	3806,61
10	0,9848	4380	4247,86	4390,11	4257,66	4358,3	4226,81
5	0,9962	2877	2855,18	4694,5	4658,89	487,79	484,09
0	1	1367	1367,00	2857,02	2857,02	399,09	399,09
5	0,9962	678	672,86	1493,26	1481,93	340,62	338,04
10	0,9848	584	566,38	922,65	894,81	295,66	286,74
15	0,9659	522	487,01	780,61	728,28	261,62	244,08
20	0,9397	475	419,44	708,27	625,43	236	208,40
25	0,9063	437	358,94	655,27	538,23	216,63	177,94
30	0,866	407	305,23	611,98	458,96	201,92	151,43
35	0,8192	383	257,03	576,27	386,73	190,75	128,01
40	0,766	365	214,17	548,68	321,94	182,39	107,02
45	0,7071	353	176,50	528,63	264,31	176,18	88,09
	S=16,902		**30263,21**		**33769,71**		**27162,59**

$$D^1_{äquiv} = \frac{30\,263{,}21}{16{,}9025} = 1\,790{,}46\ \text{m}$$

$$D^2_{äquiv} = \frac{33\,769{,}71}{16{,}9025} = 1\,997{,}71\ \text{m}$$

$$D^3_{äquiv} = \frac{27\,162{,}59}{16{,}9025} = 1\,607{,}02\ \text{m}$$

$$D_{äquiv} = \max D^i_{äquiv} = 1\,997{,}71\ \text{m}$$

⇨ 1. Fall – $V^{2\%}$ = 34 m/s

T = 6h – angenommene Dauer des Windes

$$H = \nabla \text{Stauziel} - \nabla \text{Flusssohle} = 523 - 430 = 93\text{m}$$

Um die Elemente der Windwelle zu bestimmen, braucht man folgende dimensionslose Größen zu berechnen:

$$\frac{g.t}{V} = \frac{9{,}81.6.3\,600}{34} = 6\,232{,}24$$

$$\frac{g.D_{äquiv}}{V^2} = \frac{9{,}81.1\,997{,}91}{34^2} = 16{,}96$$

$$\frac{g.H}{V^2} = \frac{9{,}81.93}{34^2} = 0{,}789$$

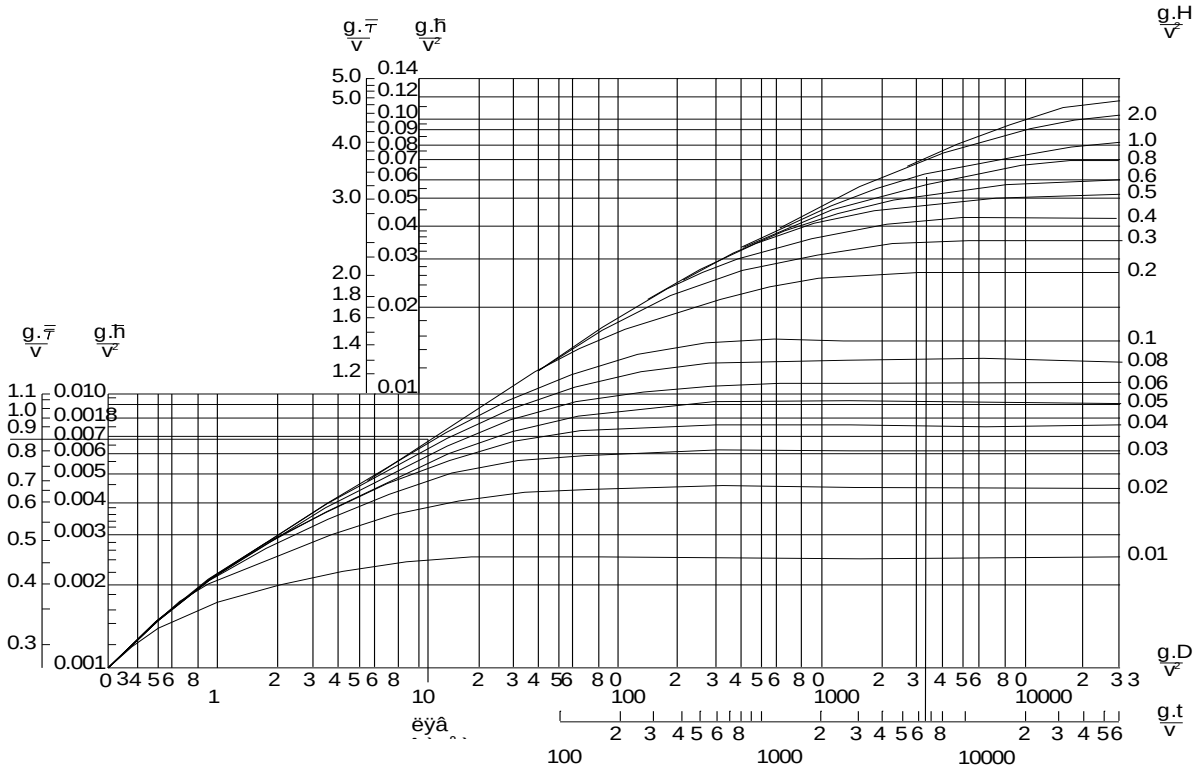


Abbildung 5.1.2-5: Graphik zur Bestimmung der Elemente der Windwelle

$\frac{g\bar{\tau}}{V} = 0{,}745$ und $\frac{g\bar{h}_w}{V^2} = 0{,}0052$ - abgelesen von obengezeigter Graphik

Die Elemente der Windwelle sind wie folgt:

$\bar{\tau} = \frac{0{,}745V}{g} = \frac{0{,}745.34}{9{,}81} = 2{,}58$ s – Mittelperiode

$\overline{h_w} = \frac{0{,}0052V^2}{g} = \frac{0{,}0052.34^2}{9{,}81} = 0{,}61$ m – Mittelhöhe

$\overline{h_w} = \frac{g\bar{\tau}^2}{2\pi} = \frac{9{,}81.2{,}58^2}{2.3{,}14} = 10{,}40$ m – Mittellänge

Dann ist die Höhe der Welle bei 1% - Wahrscheinlichkeit:

$h_{1\%} = \overline{h_w}.k_h$;

$k_h = 2{,}42$ – Koefizient, abgelesen von [4], S. 33

=> $h_{1\%} = 0{,}61.2{,}42 = 1{,}48$ m

Die Überhöhung der Welle wird wie folgt berechnet:

$\eta_{max} = h_{1\%}.\cos^2(\sigma.t) + \frac{k.h_{1\%}^2}{2}\cos^2(\sigma.t)\,\mathrm{cth}(kH)$, [m]

$\sigma = \frac{2\pi}{\bar{\tau}} = \frac{2.3{,}14}{2{,}58} = 2{,}43\ s^{-1}$ - Frequenz der Welle

$k = \frac{2\pi}{\bar{\lambda}} = \frac{2.3{,}14}{10{,}40} = 0{,}60\ m^{-1}$ – Wellenzahl

$\eta_{max} = \eta$ bei $\cos(\sigma.t) = 1$
$kth(kH) = 1$ für Tiefzonen

$$\eta_{max} = h_{1\%}.\cos^2(\sigma.t) + \frac{k.h_{1\%}^2}{2}\cos^2(\sigma.t)\,cth(kH) = 1{,}45.1 + \frac{0{,}60.1{,}48^2}{2}.1.1 = 2{,}2\ m$$

Das Schwellen der Wasseroberfläche ist:

$$\Delta h = k\frac{V^2.D_0}{g.H}\cos\beta, [m]$$

$k = 3{,}35.10^{-6}$ bei V = 34 m /s – Koefizient, der von der Windgeschwindigkeit abhängt
$\beta = 47°$ - Winkel zwischen der Hauptwindrichtung und der Normale zur Mauerachse

$$\Delta h = k\frac{V^2.D_0}{g.H}\cos\beta = 3{,}35.10^{-6}\frac{34^2.1\,997{,}91}{9{,}81.93}\cos 47^\circ = 0{,}00578 \approx 0\ m$$

$$d_{max} = \Delta h + \eta_{max} + a = 0 + 2{,}2 + 0{,}8 = 3\ m$$

∇Mauerkrone = ∇Stauziel + d_{max} = 523+3,0=526,0 m;

⇨ 2. Fall: $V^{50\%}$ = 21 m/s
T = 6h – angenommene Dauer des Windes
$H = \nabla\,\text{Max.Wasserspiegel} - \nabla\,\text{Flusssohle} = 527 - 430 = 97m$
Die Berechnungen werden analogisch durchgeführt.
Um die Elemente der Windwelle zu bestimmen, braucht man folgende dimensionslose Größen zu berechnen:

$$\frac{g.t}{V} = \frac{9{,}81.6.3\,600}{21} = 10\,090{,}29$$

$$\frac{g.D_{äquiv}}{V^2} = \frac{9{,}81.1\,997{,}91}{21^2} = 44{,}44$$

$$\frac{g.H}{V^2} = \frac{9{,}81.93}{21^2} = 2{,}16$$

$\frac{g\bar{\tau}}{V} = 1{,}3$ und $\frac{g\bar{h}_w}{V^2} = 0{,}013$ - abgelesen von Graphik zur Bestimmung der Elemente der Windwelle
Die Elemente der Windwelle sind wie folgt:

$$\bar{\tau} = \frac{1{,}05V}{g} = \frac{1{,}3.21}{9{,}81} = 2{,}78\ s$$ – Mittelperiode

$$\overline{h_w} = \frac{0{,}013V^2}{g} = \frac{0{,}013.21^2}{9{,}81} = 0{,}58\ m$$ – Mittelhöhe

$$\overline{h_w} = \frac{g\overline{\tau^2}}{2\pi} = \frac{9{,}81.2{,}78^2}{2.3{,}14} = 12{,}07\ m$$ – Mittellänge

Dann ist die Höhe der Welle bei 1% - Wahrscheinlichkeit:
$h_{1\%} = \overline{h_w}.k_h$;
$k_h = 2{,}42$ – Koefizient, abgelesen von [4], S. 33
=> $h_{1\%} = 0{,}58.2{,}42 = 1{,}40\ m$

Die Überhöhung der Welle wird wie folgt berechnet:

$$\eta_{max} = h_{1\%}.\cos^2(\sigma.t) + \frac{k.h_{1\%}^2}{2}\cos^2(\sigma.t)\,cth(kH)\ , [m]$$

$\sigma = \frac{2\pi}{\bar{\tau}} = \frac{2.3{,}14}{2{,}78} = 2{,}26\ s^{-1}$ - Frequenz der Welle

$k = \frac{2\pi}{\bar{\lambda}} = \frac{2.3,14}{12,07} = 0,52\ m^{-1}$ – Wellenzahl

$\eta_{max} = \eta$ bei $\cos(\sigma.t) = 1$

$kth(kH) = 1$ für Tiefzonen

$\eta_{max} = h_{1\%}.\cos^2(\sigma.t) + \frac{k.h_{1\%}^2}{2}\cos^2(\sigma.t)\,cth(kH) = 1,40.1 + \frac{0,52.1,40^2}{2}.1.1 = 1,91\ m$

Das Schwellen der Wasseroberfläche ist:

$\Delta h = k\frac{V^2.D_0}{g.H}\cos\beta, [m]$

$k = 2,2.10^{-6}$ bei V = 21 m /s – Koefizient, der von der Windgeschwindigkeit abhängt

$\beta = 47°$ - Winkel zwischen der Hauptwindrichtung und der Normale zur Mauerachse

$\Delta h = k\frac{V^2.D_0}{g.H}\cos\beta = 2,2.10^{-6}\frac{21^2.1\,997,91}{9,81.97}\cos 47^\circ = 0,00138 \approx 0\ m$

$d_{mittel} = \Delta h + \eta_{max} + a = 0 + 1,91 + 0,8 = 2,71\ m$

∇Mauerkrone = ∇Max. Wasserspiegel + d_{mittel} = 527+2,71=529,71 m;

Schlussendlich wird das größere Wert der Kote der Mauerkrone von beiden Berechnungsfällen gewählt:

∇Mauerkrone = 529,71 m

5.1.3 Bestimmung der auf die Mauer wirkenden Kräften

5.1.3.1 Eigengewicht

Die Mauer wird an 10 gleichhohen Elementen H_i = 11,55 m aufgeteilt. Bei Gewichtsstaumauern wird das Eigengewicht für 1 Meter langen Streifen berechnet. Die Wichte des Betons wird 24 kN/m^3 angenommen.

Tabelle 6. Berechnung des Eigengewichts der Staumauer

Element	Fläche	x_i	y_i	γ_B	Q_k
№	[m^2]	[m]	[m]	[kN/m^3]	[kN/m]
1	61.47	-36.97	109.49	24.0	1475.28
2	134.99	-34.09	97.41	24.0	3239.76
3	241.68	-30.17	86.20	24.0	5800.32
4	348.36	-26.17	74.78	24.0	8360.64
5	455.05	-22.15	63.30	24.0	10921.20
6	561.73	-18.12	51.79	24.0	13481.52
7	668.42	-14.09	40.27	24.0	16042.08
8	775.10	-10.06	28.74	24.0	18602.40
9	881.78	-6.02	17.21	24.0	21162.72
10	988.47	-1.98	5.67	24.0	23723.28

ΣQ_k= 122809.20 kN/m

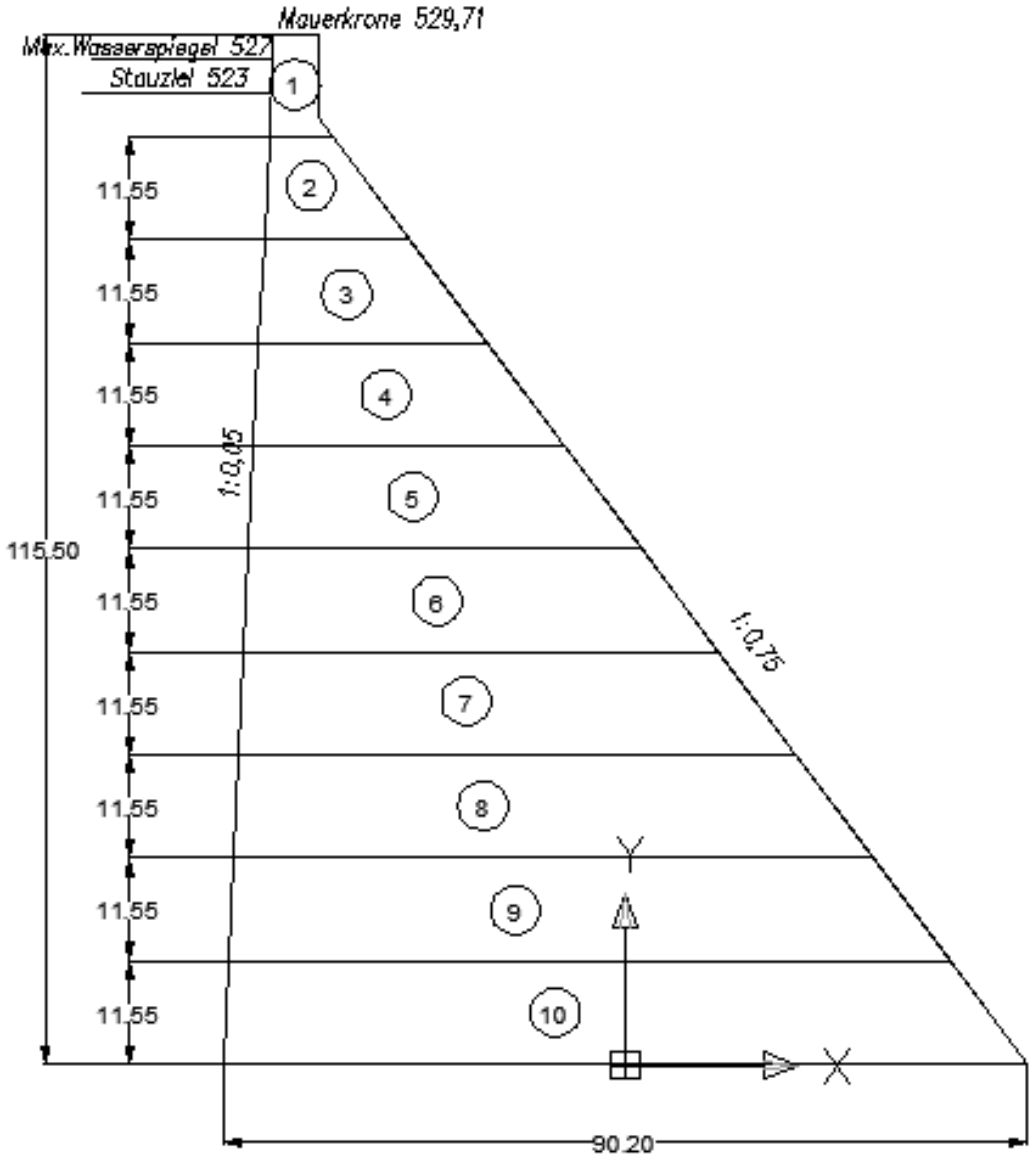


Abbildung 5.1.3.1-1: Elemente der Staumauer

5.1.3.2 Hydrostatischer Druck

⇨ Horizonteler hydrostatischer Druck bei Wichte des Wassers γ_w=10kN/m^3

$W = \frac{1}{2}.\gamma_w.H^2.L$, wobei:

$H = \nabla \text{Stauziel} - \nabla \text{Fundierung} = 523{,}0 - 414{,}21 = 108{,}79\ \text{m}$ - Fallhöhe

L=1 m – Breite des Elements

$W_h = \frac{1}{2}\gamma_B H^2 L = \frac{1}{2}.10.108{,}79^2.1 = 59\,176{,}32\ \text{kN}$

⇨ Senkrechter hydrostatischer Druck

$W = \frac{1}{2}.\gamma_w.H^2.L.n$

n = 0,05 – wasserseitige Neigung

$W_v = \frac{1}{2}.\gamma_w.H^2.L.n = \frac{1}{2}.10.108{,}79^2.1.0{,}05 = 2\,958{,}82\ \text{kN}$

5.1.3.3 Sohlwasserdruck

Um den Sohlwasserdruck zu vermindern, werden Dichtungsschirm und Drainage aufgebaut.

$W_0 = \alpha_2(W_s + W_a)$, wobei:

W_s – Sickerwasserdruck, der auf die unterirdische Kante der Mauer wirkt

W_a – Auftrieb; wenn der Wasserspigel im Unterwasserbereich nicht konstant ist, ist der Auftrieb $W_a = 0$.

$\alpha_2 = 0{,}8 \div 0{,}95$ – Koeffizient für effektive Fläche, $\alpha_2 = 0{,}9$ – angenommen

$W_s = F_s.\gamma_w$, wo F_s die Fläche des Diagrams des Sickerwasserdrucks ist, sie wird von $h_{dichtungsschirm}$=0,4H und $h_{Drainage}$=0,2H umschließt.

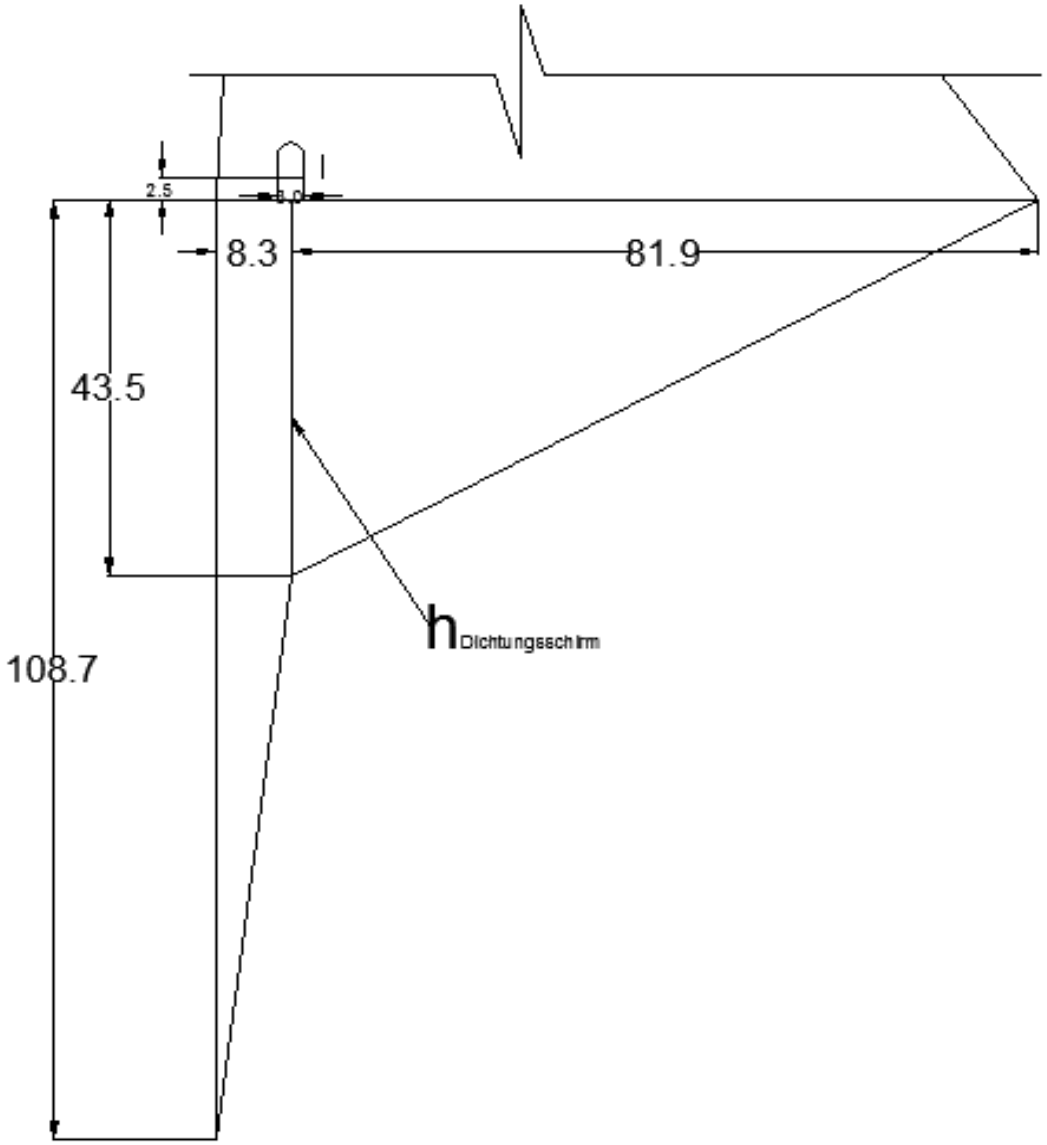


Abbildung 5.1.3.3-1: Sohlwasserdruck

$h_{Dichtungsschirm} = 0{,}4.H = 0{,}4.108{,}79 = 43{,}216\ m$

$l = \frac{H.K_h}{J_{zul}} = \frac{108{,}79.1{,}25}{20} = 6{,}8\ m$
$l_1 = l + \frac{B_{gal}}{2} = 6{,}8 + \frac{3}{2} = 8{,}3\ m$
$l_3 = B - l_1 = 90{,}2 - 8{,}3 = 81{,}9 m$
F_s = 2 413,68 m^2 => W_s = 24 136,8 kN

5.1.3.4 Verlandungsdruck

Der Verlandungsdruck wird als akriver Erddruck nach folgender Formel berechnet:
$P_V = \frac{1}{2}\gamma_V.H_V^2.\xi_a.L\ [kN]$, wobei
H_v – Höhe des Verlandungsschichts, bemessen von der Kote des Totraums bis zu der Gründungskote
Wegen der Mangel an spezifischen Daten über die Sedimente im Wasser oder die Topografie des Speichers wird die Totraumkote 450,21 m angenommen. Weil der Zweck des Systems Energieerzeugung ist, spielt das keine besondere Bedeutung.
$H_v = \nabla TR - \nabla Gründung = 450{,}21 - 414{,}21 = 36\ m$
γ_V – Wichte der Verlandungen (nass)
$\gamma_V = \gamma_{trocken} + n.\gamma_w$
$\gamma_{trocken}$ – Wichte der Verlandungen im trockenem Zustand
$\gamma_{trocken} = 12{,}5 \div 14\ kN/m^2$; $\gamma_{trocken} = 13{,}2\ kN/m^2$ – angenommen
$n = 0{,}32 \div 0{,}38$ – Porenvolumen; $n = 0{,}35$ – angenommen
$\gamma_V = \gamma_{trocken} + n.\gamma_w = 13{,}2 + 10.(0{,}35 - 1) = 6{,}7\ kN/m^2$
ξ_a – Koeffizient des aktiven Erddrucks
$\xi_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2}\right)$, wobei:
$\varphi_n = (17 \div 18)°$ - Reibungswinkel; $\varphi_n = 18°$ - angenommen

$\xi_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{18}{2}\right) = 0{,}53$

$P_V = \frac{1}{2}\gamma_V.H_V^2.\xi_a.L = \frac{1}{2}.6{,}7.36^2.0{,}53.1 = 2\ 301{,}05\ kN$

5.1.3.5 Von Wellen verursachte Belastung

Die Belastung der Mauer von Wellen bei maximaler Überhöhung η_{max} entspricht nicht der Überhöhung bei maximaler Belastung. Der maximaler Wellendruck wird bei $\eta_w < \eta_{max}$ nach folgender Formel berecnet:

$P_{W,max} = k_p.\gamma_w.h_w\left(H + \frac{h_w}{2}\right) = 0{,}2.10.1{,}48.\left(108{,}79 + \frac{1{,}48}{2}\right) = 324{,}21\ kN$

$M_{W,max} = k_M.\gamma_w.h_w\left(\frac{h_w^2}{6} + \frac{h_w.H}{2} + \frac{H^2}{2}\right) = 0{,}2.10.1{,}48.\left(\frac{1{,}48^2}{6} + \frac{1{,}48.108{,}79}{2} + \frac{108{,}79^2}{2}\right) = 17\ 755{,}57\ kN.m$

Hier sind k_p und k_M von den Grafiken auf S.40 von [1] abgelesen.

h_w=1.40m – Höhe der Welle,

λ_B=12,07 m – Länge der Welle

H=108,79m;

$$\left.\begin{array}{l}\frac{\lambda}{H}=\frac{12,07}{108,79}=0,11\\ \frac{h_w}{\lambda}=\frac{1,40}{12,07}=0,116\end{array}\right\} \quad \left|\begin{array}{l}k_P = 0,2\\ k_M = 0,2\end{array}\right.$$

Der Angriffspunkt der Kraft P_w liegt unter dem statischen Wasserspiegel in Abstand:

$$y_P=\frac{\lambda}{2\pi}-\frac{3}{8}h_w=\frac{12,07}{2.3,14}-\frac{3}{8}1,40=1,40\ \mathrm{m}$$

5.1.3.6 Seismische Kräfte

Die Berechnung der seismischen Kräften wird nach den Bulgarischen Normen, die kurz im Punkt 5.2.2. beschrieben sind, durchgeführt.

⇨ Seismische Kräfte aus Massenkraft

$$E_k=\sqrt{\sum E_{ik}^2}$$

$$E_{ik}=C.R.k_c.\beta_i.\eta_{ik}.Q_k$$

In diesem Fall sind nach [15]:
c = 1,5 – Beiwert für Wasserbauten der Werkklasse I nach Tabelle 2 von [15]
R = 0,5 – Verhaltensbeiwert nach Tabelle 3 von [15]
k_C = 0,1 – seismischer Beiwert für Seismizitätstufe VII
Die ersten drei Eigenformen werden betrachtet, wobei die Koeffizienten der Eigenformen sind:

a_1 = 1,25 – für die erste Eigenform
a_2 = 2,8 – für die zweite Eigenform
a_3 = 4,5 – für die dritte Eigenform

Die Eigenperiode wird nach der Formel berechnet:

$$T_i=\frac{2.\pi.H_M}{a_i.\sqrt{\frac{E_B}{\gamma_B}}},[s]$$

$E_B=3.10^7\ \mathrm{kN/m^2}$ - E-Modul des Betons

$$T_1=\frac{2.\pi.H_M}{a_1.\sqrt{\frac{E_B.g}{\gamma_B}}}=\frac{2.3,14.115,5}{1,25.\sqrt{\frac{3.10^7.9,81}{24}}}=0,166\ s$$

$T_2 = \frac{2.\pi.H_M}{a_2.\sqrt{\frac{E_{B.g}}{\gamma_B}}} = \frac{2.3,14.115,5}{2,8.\sqrt{\frac{3.10^7.9,81}{24}}} = 0,075\ s$

$T_3 = \frac{2.\pi.H_M}{a_3.\sqrt{\frac{E_{B.g}}{\gamma_B}}} = \frac{2.3,14.115,5}{4,5.\sqrt{\frac{3.10^7.9,81}{24}}} = 0,046\ s$

Bei T_i < 0,10s $\rightarrow \beta_i = 1,5+10.T_i$

Und bei T_i > 0,10s $\rightarrow \beta_i = \frac{0,9}{T_i}$ ($0,8 < \beta_i < 2,5$) – dynamischer Beiwert im Bezug auf die i-te Eigenform

$T_1 > 0,10s \rightarrow \beta_1 = \frac{0,9}{0,166} = 5,42 \rightarrow \beta_1 = 2,5$

$T_2 < 0,10s \rightarrow \beta_2 = 1,5+10.0,075=2,25$

$T_3 < 0,10s \rightarrow \beta_3 = 1,5+10.0,046=1,96$

$E_{1k} = 0.1875.\eta_{ik}.Q_k$

$E_{2k} = 0.1688.\eta_{ik}.Q_k$

$E_{3k} = 0.147.\eta_{ik}.Q_k$

$\eta_{ik} = x_{ik}.\frac{\sum_{j=1}^{n} Q_j.x_{ij}}{\sum_{j=1}^{n} Q_j.x_{ij}^2}$ - Koeffizient für Aufteilung der Bemessungserdbebeneinwirkung im Bezug auf die i-te Eigenform im Massenpunkt k

x_{ik} – Verschiebung des Massenpunktes k, die der i-ten Eigenform entspricht

x_{ij} – Verschiebung eines jeden j-ten der anderen Massenpunkte, die der i-ten Eigenform entspricht

Q_j - Gewicht des Massenpunktes j

Die Ordinaten der Verschiebungen für das Verhältnis $\frac{B}{H} = \frac{90,2}{115,5} = 0,781$ werden durch Interpolation der normierten Ordinaten der Verschiebungen für B/H=1 und B/H=0,7 (S 52-53 von [2]) berechnet.

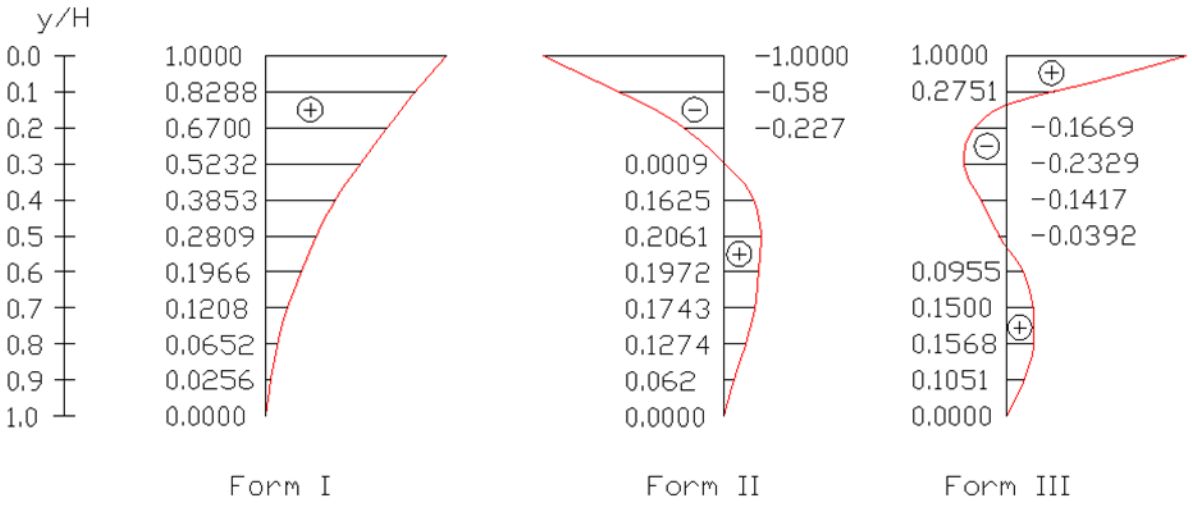


Abbildung 5.1.3.6-1: Ordinaten der Verschiebungen für die ersten 3 Eigenformen bei B/H = 0,781

Im Prinzip werden die Berechnungen für die ersten fünf Eigenformen durchgeführt. Die Betonstaumauer aber (außer der Bogenmauer) werden statisch als Konsole betrachtet, deshalb genügt es mit den ersten drei zu rechnen.

⇨ Seismische Kräfte aus Massenkraft und Wasserlast

$$E_k = \sqrt{\sum E_{ik}^2}$$

$$E_{ik} = C.R.k_c.\beta_i.\eta_{ik}.(Q_k + Q_{wk})$$

$$Q_{wk} = \gamma_w.h.\mu.\psi.H_k$$

h – Tiefe des Wassers vor der Staumauer,

μ = R.sin θ^3 - dimensionsloser Beiwert

θ - Neigungswinkel der Wasserseite der Staumauer zum Horizont,

R – Beiwert im Verhältnis z/h, (z – Wassertiefe vom Wasserspiegel bis zum jeweiligen Massenpunkt)

ψ - dimensionsloser Beiwert, der vom Verhältnis zwischen der Stauseelänge l zur Wassertiefe

$H_w = \nabla\text{Stauziel} - \nabla\,\text{Fundierung} = 523{,}0 - 414{,}21 = 108{,}79\ \text{m}$ - Fallhöhe

H_k – Höhe des jeweiligen Elements

Die Berechnungen der seismischen Kräfte sind tabelarisch dargestellt:

Tabelle 7: Koeffizienten für Aufteilung der Bemessungserdbebeneinwirkung im Bezug auf die i-te Eigenform im Massenpunkt k

		B1=2.5214				B2=3.1353				B3=2.4232			
Element	Q_k	$x_{1,k}$	$Q_k.x_{1,k}$	$Q_k.x_{1,k}^2$	$\eta_{1,k}$	$x_{2,k}$	$Q_k.x_{2,k}$	$Q_k.x_{2,k}^2$	$\eta_{2,k}$	$x_{3,k}$	$Q_k.x_{3,k}$	$Q_k.x_{3,k}^2$	$\eta_{3,k}$
1	1475.2800	0.9100	1342.5048	1221.6794	2.2944	-0.7802	-1151.0135	898.0207	-2.4461	0.7268	1072.2335	779.2993	1.7612
2	3239.7600	0.7223	2340.0786	1690.2388	1.8212	-0.3568	-1155.9464	412.4417	-1.1187	-0.1028	-333.0473	34.2373	-0.2491
3	5800.3200	0.5900	3422.1888	2019.0914	1.4876	-0.1023	-593.3727	60.7020	-0.3207	-0.2179	-1263.8897	275.4016	-0.5280
4	8360.6400	0.4470	3737.2061	1670.5311	1.1270	0.1119	935.5556	104.6887	0.3508	-0.1989	-1662.9313	330.7570	-0.4820
5	10921.2000	0.3273	3574.5088	1169.9367	0.8252	0.1870	2042.2644	381.9034	0.5863	-0.0887	-968.7104	85.9246	-0.2149
6	13481.5200	0.2360	3181.6387	750.8667	0.5950	0.2003	2700.3485	540.8798	0.6280	0.0363	489.3792	17.7645	0.0880
7	16042.0800	0.1560	2502.5645	390.4001	0.3933	0.1883	3020.7237	568.8023	0.5904	0.1308	2098.3041	274.4582	0.3170
8	18602.4000	0.0901	1676.0762	151.0145	0.2272	0.1533	2851.7479	437.1730	0.4806	0.1595	2967.0828	473.2497	0.3865
9	21162.7200	0.0430	909.9970	39.1299	0.1084	0.0953	2016.8072	192.2017	0.2988	0.1381	2922.5716	403.6071	0.3346
10	23723.2800	0.0115	272.8177	3.1374	0.0290	0.0282	668.9965	18.8657	0.0884	0.0567	1345.1100	76.2677	0.1374
Σ			22959.5812	9106.0259			11336.1112	3615.6790			6666.1024	2750.9670	

Tabelle 8: Seismische Kräfte aus Massenkraft

Element	Q_k, kN	y_k, m	η_{1k}	E_{1k}, kN	M_{E1k}, kN.m	η_{2k}	E_{2k}, kN	M_{E2k}, kN.m	η_{3k}	E_{3k}, kN	M_{E3k}, kN.m	$E_{k\,bem.}$, kN	$M_{Ek\,bem.}$, kN.m
1	1475.28	109.49	2.2944	634.68	69490.69	-2.446	-609.15	-66696.27	1.761	381.94	41818.43	959	105005
2	3239.76	97.41	1.8212	1106.28	107763.17	-1.119	-611.76	-59591.99	-0.249	-118.63	-11556.16	1270	123684
3	5800.32	86.20	1.4876	1617.86	139459.33	-0.321	-314.03	-27069.58	-0.528	-450.21	-38807.92	1708	147268
4	8360.64	74.78	1.1270	1766.78	132120.09	0.351	495.13	37025.57	-0.482	-592.35	-44295.92	1928	144183
5	10921.20	63.30	0.8252	1689.87	106968.63	0.586	1080.83	68416.74	-0.215	-345.06	-21842.46	2035	128842
6	13481.52	51.79	0.5950	1504.14	77899.22	0.628	1429.11	74013.75	0.088	174.32	9028.08	2082	107832
7	16042.08	40.27	0.3933	1183.10	47643.46	0.590	1598.67	64378.27	0.317	747.43	30099.13	2125	85559
8	18602.40	28.74	0.2272	792.37	22772.82	0.481	1509.24	43375.51	0.386	1056.90	30375.28	2006	57643
9	21162.72	17.21	0.1084	430.21	7403.84	0.299	1067.36	18369.27	0.335	1041.04	17916.37	1552	26707
10	23723.28	5.67	0.0290	128.98	731.29	0.088	354.05	2007.49	0.137	479.14	2716.72	610	3456
Σ												16275	930179

Tabelle 9: Gewicht der Zusatzmasse des Wassers

Element	z/h	R	μ	Q_{wk}, kN	Q_k, kN	$Q'_{k} = Q_k + Q_{wk}$, kN
1	0.000	0.000	0.000	0.00	1475.28	1475.28
2	0.105	0.236	0.235	2948.53	3239.76	6188.29
3	0.208	0.369	0.367	4615.53	5800.32	10415.85
4	0.313	0.480	0.478	6012.20	8360.64	14372.84
5	0.418	0.561	0.559	7018.40	10921.20	17939.60
6	0.524	0.622	0.620	7784.32	13481.52	21265.84
7	0.630	0.672	0.669	8410.07	16042.08	24452.15
8	0.736	0.707	0.704	8850.60	18602.40	27453.00
9	0.842	0.728	0.725	9115.91	21162.72	30278.63
10	0.948	0.740	0.737	9261.09	23723.28	32984.37
Σ				64016.65	122809.20	186825.85

Tabelle 10: Koeffizienten für Aufteilung der Bemessungserdbebeneinwirkung im Bezug auf die i-te Eigenform im Massenpunkt k mit den Zusatzwassermassen

	Q'k = Qk+Qwk, kN	B1=2.4941				B2=3.3076				B3=2.0935			
Element		$x_{1,k}$	$Q_k.x_{1,k}$	$Q_k.x_{1,k}^2$	$\eta_{1,k}$	$x_{2,k}$	$Q_k.x_{2,k}$	$Q_k.x_{2,k}^2$	$\eta_{2,k}$	$x_{3,k}$	$Q_k.x_{3,k}$	$Q_k.x_{3,k}^2$	$\eta_{3,k}$
1	1475.2800	0.9100	1342.5048	1221.6794	2.2696	-0.7802	-1151.0135	898.0207	-2.5806	0.7268	1072.2335	779.2993	1.5216
2	6188.2902	0.7223	4469.8020	3228.5380	1.8015	-0.3568	-2207.9820	787.8080	-1.1801	-0.1028	-636.1562	65.3969	-0.2152
3	10415.8461	0.5900	6145.3492	3625.7560	1.4715	-0.1023	-1065.5411	109.0049	-0.3384	-0.2179	-2269.6129	494.5486	-0.4562
4	14372.8383	0.4470	6424.6587	2871.8225	1.1148	0.1119	1608.3206	179.9711	0.3701	-0.1989	-2858.7575	568.6069	-0.4164
5	17939.6030	0.3273	5871.6321	1921.7852	0.8163	0.1870	3354.7058	627.3300	0.6185	-0.0887	-1591.2428	141.1432	-0.1857
6	21265.8401	0.2360	5018.7383	1184.4222	0.5886	0.2003	4259.5478	853.1874	0.6625	0.0363	771.9500	28.0218	0.0760
7	24452.1493	0.1560	3814.5353	595.0675	0.3891	0.1883	4604.3397	866.9972	0.6228	0.1308	3198.3411	418.3430	0.2738
8	27452.9967	0.0901	2473.5150	222.8637	0.2247	0.1533	4208.5444	645.1699	0.5071	0.1595	4378.7530	698.4111	0.3339
9	30278.6344	0.0430	1301.9813	55.9852	0.1072	0.0953	2885.5539	274.9933	0.3152	0.1381	4181.4794	577.4623	0.2891
10	32984.3682	0.0115	379.3202	4.3622	0.0287	0.0282	930.1592	26.2305	0.0933	0.0567	1870.2137	106.0411	0.1187
Σ	186825.8463		37242.0369	14932.2819			17426.6348	5268.7128			8117.2012	3877.2743	

Tabelle 11: Seismische Kräfte aus Massenkraft und Wasserlast

Element	Q'k = Qk+Qwk, kN	y_k, m	η_{1k}	E_{1k}, kN	M_{E1k}, kN.m	η_{2k}	E_{2k}, kN	M_{E2k}, kN.m	η_{3k}	E_{3k}, kN	M_{E3k}, kN.m	$E_{k\,bem.}$, kN	$M_{k\,bem.}$, kN.m
1	1475.28	109.49	2.2696	627.80	68738.31	-2.581	-642.63	-70361.70	1.522	329.98	36129.42	957	104791
2	6188.29	97.41	1.8015	2090.24	203610.59	-1.180	-1232.76	-120082.72	-0.215	-195.78	-19070.60	2435	237151
3	10415.85	86.20	1.4715	2873.79	247720.73	-0.338	-594.91	-51281.29	-0.456	-698.47	-60208.27	3017	260039
4	14372.84	74.78	1.1148	3004.41	224669.46	0.370	897.95	67149.00	-0.416	-879.78	-65790.00	3257	243544
5	17939.60	63.30	0.8163	2745.79	173808.52	0.619	1872.99	118560.38	-0.186	-489.70	-30998.26	3360	212666
6	21265.84	51.79	0.5886	2346.95	121548.32	0.663	2378.18	123166.00	0.076	237.57	12303.60	3350	173480
7	24452.15	40.27	0.3891	1783.82	71834.29	0.623	2570.68	103521.47	0.274	984.29	39637.25	3280	132091
8	27453.00	28.74	0.2247	1156.71	33243.74	0.507	2349.71	67530.52	0.334	1347.56	38728.83	2945	84649
9	30278.63	17.21	0.1072	608.85	10478.38	0.315	1611.06	27726.27	0.289	1286.85	22146.65	2150	37000
10	32984.37	5.67	0.0287	177.38	1005.77	0.093	519.32	2944.57	0.119	575.56	3263.41	795	4509
Σ	186825.846											25545	1489920

5.1.4 Statische Untersuchung der Gewichtsstaumauer

Nach den bulgarischen Normen werden die Gewichtsstaumauern nach erstem und zweitem Grenzzustand bemessen:

- Beim ersten Grenzzustand dürfen die inneren Lasten der Anlage oder jenes ihrer Elemente die Grenztragfähigkeit der Konstruktion, bei denen kritischen Zustand eintritt, überschreiten.
- Beim zweitem Grenzzustand werden keine größeren als die zulässigen Verformungen, die den normalen Betrieb der Anlage stören, zugelassen.

Die statische Untersuchung wird für drei Lastfälle durchgeführt:

⇨ 1. Lastfall – während der Bauphase:
Die Staumauer ist fertig gebaut; der Stausee ist leer; die seismischen Kräfte aus Eigengewicht werden im Bezug genommen.

⇨ 2. Lastfall – 1. Betriebsfall:

Der Stausee ist voll bis zum Stauziel; der Dichtungsschirm und die Drainagen sind im einwandfreien Zustand; bei diesem Berechnungsfall sind sowohl die seismischen Kräfte aus Eigengewicht als auch diese aus Wasserlast zu betrachten.

- ⇨ 3. Lastfall – 2.Betriebsfall
  Der Stausee ist voll bis zu der Höchststaukote; Versagen des Dichtungsschirms und der Drainagen; keine seismischen Kräfte werden angenommen.

Die Berechnungen werden hauptsächlich nach der Formel durchgeführt:

$$n_C . N \leq \frac{m}{k_C} . R, \text{ wobei:}$$

N – die maximale äußere Last (Moment, Kraft, Spannung)

R – die maximale Tragfähigkeit der Anlage, bei der sie den einwandfreiem Betrieb behält

R_D – Drucksteifigkeit des Betons,

R_Z – Zugsteifigkeit des Betons,

n_c – Beiwert, der von der Kombination der Einzellasten abhängt,

n_c=1,0 – für Grundkombination ,

n_c=0,9 – für besondere Kombination,

n_c=0,95 – für die Bauphase,

k_c – Sicherheitsbeiwert, der von der Klasse der Konstruktion abhängt,

k_c=1,25 für 1. Klasse,

m – Beiwert für die Betriebsbedingungen,

Die Normalspannungen für einen beliebigen horizontalen Querschnitt werden nach der Formel berechnet:

$$\sigma_{y1,2} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}, [kN/m^2], \text{ wobei:}$$

N – die Summe aller Lasten die senkrecht auf den betrachteten Querschnitt wirken,

M – die Summe der Momente aller Kräfte im Bezug auf dem Schwerpunkt des Querschnitts,

A = B.L = 90,2.1 = 90,2 – Fläche des Querschnitts,

W – Widerstandsmoment,

$$W = \frac{1.B^2}{6} = \frac{1.90{,}2^2}{6} = 1\,356{,}01\ m^3$$

Die Hauptnormalspannungen bei vollem Stausee werden nach der Formel berechnet:

$\sigma'_1 = \gamma_W . h$

$\sigma''_1 = \sigma_{y1} . (1 + n^2) - \gamma_W . h . n^2$

$\sigma'_2 = \sigma_{y2} . (1 + m^2)$

$\sigma''_2 = 0$

n=0,05; m=0,75 – Böschungsneigung auf der Wasser- bzw. Luftseite

h – Tiefe des Wassers im betrachteten Querschnitt

1. Lastfall

⇨ **Bestimmung der Normalspannungen in der Sohlfuge**

a) Eigengewicht

$\sigma_{y1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}, [kN/m^2]$

$N = \sum Q . n_Q = 122\,809{,}2.1{,}05 = 128\,949{,}66\ kN$

$M = \sum M_Q . n_Q = 1\,632\,512{,}566.1{,}05 = 1\,714\,138{,}19\ kN.m$

A = B.L = 90,2.1 = 90,2 m^2 – Fläche des Querschnitts in der Sohlfuge

$W = \frac{1.B^2}{6} = \frac{1.90{,}2^2}{6} = 1\,356{,}01\ m^3$ Widerstandsmoment im Bezug auf der Achse z-z, die durch den Schwerpunkt des Querschnitts in der Sohlfuge läuft

$\sigma_{y1} = \frac{128\,949{,}66}{90{,}2} - \frac{-1\,714138{,}19}{1\,356{,}01} = 2\,693{,}7\ kN/m^2$

$\sigma_{y2} = \frac{128\,949{,}66}{90{,}2} + \frac{-1\,714138{,}19}{1\,356{,}01} = 163{,}49\ kN/m^2$

$\sigma''_1 = \sigma_{y1} . (1 + n^2) - \gamma_W . h . n^2 = 2\,693{,}7(1 + 0{,}05^2) - 10.0.0{,}05^2 = 2\,700{,}43\ kN/m^2$

$\sigma''_1 \leq \frac{m}{n_C . k_C} . R_{pr} \rightarrow 2\,700{,}43 \leq \frac{0{,}9}{0{,}95.1{,}25} . 4500$

$2\,700{,}43\ kN/m^2 \leq 3\,410{,}53\ kN/m^2$ bei Beton der Klasse B10

b) Eigengewicht + Erdbeben

$N = \sum Q . n_Q = 122\,809{,}2.1{,}05 = 128\,949{,}66\ kN$

$M = \sum M_Q . n_Q + \sum M_E . n_E = 1\,632\,512{,}566.1{,}05 + 930\,179.1 = 2\,644\,317{,}19\ kN.m$

$\sigma_{y1} = \frac{128\,949{,}66}{90{,}2} - \frac{-2\,644\,317{,}19}{1\,356{,}01} = 3\,379{,}67\ \mathrm{kN/m^2}$

$\sigma_{y2} = \frac{128\,949{,}66}{90{,}2} + \frac{-2\,644\,317{,}19}{1\,356{,}01} = -520{,}47\ \mathrm{kN/m^2}$

Im zweiten Punkt entstehen Zugspannungen, deshalb soll eine Kontrolle für die Tiefe der Zugzone durchgeführt werden:

$l_{zug} \leq l_{gr}$, wobei $l_{gr} = \frac{1}{5}B = \frac{1}{5}90{,}2 = 18{,}04\ \mathrm{m}$ – Grenzwert für die Zugzone

$l_{zug} = \frac{|\sigma_{y2}|.B}{|\sigma_{y2}|+|\sigma_{y1}|} = \frac{520{,}47.90{,}2}{520{,}47+3\,379{,}67} = 12{,}04\ \mathrm{m}$

$l_{zug} < l_{gr}$ – die Anforderung ist erfüllt

⇨ **Steifigkeitskontrolle**

$\sigma''_1 = \sigma_{y1}.(1+n^2) - \gamma_W.h.n^2 = 3\,379{,}67(1+0{,}05^2) - 10.0.0{,}05^2 = 3\,388{,}12\,\mathrm{kN/m^2}$

$\sigma'_2 = \sigma_{y2}.(1+m^2) = -520{,}47(1+0{,}75^2) = -813{,}23\ \mathrm{kN/m^2}$

$\sigma''_2 = 0$

$l_{zug} \leq l_{gr}$, wobei $l_{gr} = \frac{1}{3{,}5}B = \frac{1}{3{,}5}90{,}2 = 25{,}77\ \mathrm{m}$ – Grenzwert für die Zugzone

$l_{zug} = \frac{|\sigma_{y2}|.B}{|\sigma_{y2}|+|\sigma_{y1}|} = \frac{813{,}23.90{,}2}{813{,}23+3\,388{,}12} = 17{,}46\ \mathrm{m}$

$l_{zug} < l_{gr}$ – die Anforderung ist erfüllt

$\sigma''_1 \leq \frac{m}{n_C.k_C}.R_{pr} \rightarrow 3\,388{,}12 \leq \frac{0{,}9}{0{,}95.1{,}25}.4500$

$3\,388{,}12\,\mathrm{kN/m^2} \leq 3\,410{,}53\,\mathrm{kN/m^2}$ bei Beton der Klasse B10

2. Lastfall

⇨ **Bestimmung der Normalspannungen in der Sohlfuge:**

$$\sigma_{y1,2} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}, [\mathrm{kN/m^2}]$$

$N = \sum Q.n_Q - W_s.n_{Ws} + W_v.n_{Wv} = 122\,809{,}2.1{,}05 - 24\,136{,}8.1 + 2\,958{,}82.1 = 107\,771{,}67\ \mathrm{kN}$

$M = \sum M_Q.n_Q + \sum M_E.n_E + M_w.n_w + M_{Ws}.n_{Ws} + M_{Ww}.n_{Ww} = -1\,632\,512{,}566.1{,}05 + 1\,489\,920.1 + 2\,274\,017{,}94.1 + 433\,738{,}3.1 + 17\,755{,}57.1 = 2\,501\,129{,}62\ \mathrm{kN.m}$

$\sigma_{y1} = \frac{107\,771{,}67}{90{,}2} + \frac{2\,501\,129{,}62}{1\,356{,}01} = 3\,039{,}29\ \mathrm{kN/m^2}$

$\sigma_{y2} = \frac{107\,771,67}{90,2} - \frac{2\,501\,129,62}{1\,356,01} = -649,67\ \mathrm{kN/m^2}$

Im zweiten Punkt entstehen Zugspannungen, deshalb soll eine Kontrolle für die Tiefe der Zugzone durchgeführt werden:

$l_{zug} \leq l_{gr}$, wobei $l_{gr} = \frac{1}{5}B = \frac{1}{5}90,2 = 18,04\ \mathrm{m}$ – Grenzwert für die Zugzone

$l_{zug} = \frac{|\sigma_{y2}|.B}{|\sigma_{y2}|+|\sigma_{y1}|} = \frac{649,67\ .90,2}{649,67\ +3\,039,29} = 15,88\ \mathrm{m}$

$l_{zug} < l_{gr}$ – die Anforderung ist erfüllt

⇨ **Steifigkeitskontrolle:**

Ohne den Beitrag des Sohlwasserdrucks

$N = \sum Q\,.\,n_Q + W_v.\,n_{Wv} = 122\,809,2.1,05 + 2\,958,82.1 = 131\,908,48\ \mathrm{kN}$

$M = \sum M_Q\,.\,n_Q + \sum M_E\,.\,n_E + M_w.\,n_w + M_{Ww}.\,n_{Ww} = -1\,632\,512,566.1,05 + 1\,489\,920.1 + 2\,274\,017,94.1 + 17\,755,57.1 = 2\,067\,555,32\ \mathrm{kN.m}$

$\sigma_{y1} = \frac{131\,908,48}{90,2} + \frac{2\,067\,555,32}{1\,356,01} = 2\,987,13\ \mathrm{kN/m^2}$

$\sigma_{y2} = \frac{131\,908,48}{90,2} - \frac{2\,067\,555,32}{1\,356,01} = -62,33\ \mathrm{kN/m^2}$

Im zweiten Punkt entstehen Zugspannungen, deshalb soll eine Kontrolle für die Tiefe der Zugzone durchgeführt werden:

$l_{zug} \leq l_{gr}$, wobei $l_{gr} = \frac{1}{5}B = \frac{1}{5}90,2 = 18,04\ \mathrm{m}$ – Grenzwert für die Zugzone

$l_{zug} = \frac{|\sigma_{y2}|.B}{|\sigma_{y2}|+|\sigma_{y1}|} = \frac{62,33\ .90,2}{62,33\ +2\,987,13} = 1,84\ \mathrm{m}$

$l_{zug} < l_{gr}$ – die Anforderung ist erfüllt

$\sigma'_1 = \gamma_w.\,h = 10.108,79 = 1\,087,9\ \mathrm{kN/m^2}$

$\sigma''_1 = \sigma_{y1}.(1+n^2) - \gamma_W.\,h.\,n^2 = 2\,987,13\,(1+0,05^2) - 10.108,79.\,0,05^2 = 2\,994,6\,\mathrm{kN/m^2}$

$\sigma'_2 = \sigma_{y2}.(1+m^2) = -62,33(1+0,75^2) = -97,39\ \mathrm{kN/m^2}$

$\sigma''_2 = 0$

$\sigma''_1 \leq \frac{m}{n_C.k_C}.R_{pr} \rightarrow 2\,994,6 \leq \frac{1,1}{0,90.1,25}.4500$

$2\,994,6\,\mathrm{kN/m^2} \leq 4400\,\mathrm{kN/m^2}$ bei Beton der Klasse B10

⇨ **Gleitsicherheitsnachweis**

$n_C . \sum H \leq \frac{m}{k_C} . \tau_{gr}$

$\tau_{gr} = N . \tan\varphi + F . c = f . N + F . c$

$F = B = 90{,}2\ m^2$

$f = \tan\varphi$ – Reibungsbeiwert; $f = 0{,}95$ – angenommen

$c = 400\ kPa$ – Kohäsion, angenommener Wert

$n_C . \sum H \leq \frac{m}{k_C} . (N . \tan\varphi + F . c)$, wobei:

n_c=0,9; m=1,0; k_c=1,25;

$N = W_v + G + W_s = 107\ 771{,}67\ kN$

$\tau_{gr} = 107\ 771{,}67\ .0{,}95 + 90{,}2.400 = 138\ 463{,}09\ kN$

$\sum H = \sum E_k + P_V + W_H + P_W = 25\ 545 + 2\ 301{,}05 + 59\ 176{,}32 + 324{,}21 = 87\ 346{,}58\ kN$

$n_C . \sum H \leq \frac{m}{k_C} . \tau_{gr}$ ➡ $0{,}9.87\ 346{,}58 \leq \frac{1}{1{,}25} . 138\ 463{,}09$

$78\ 611{,}92 < 110\ 770{,}47$ – die Konstruktion ist gegen Gleiten beständig

3. Lastfall

$W_h = \frac{1}{2}\gamma_B . H^2 . L = \frac{1}{2} . 10 . 112{,}79^2 . 1 = 63\ 607{,}92 kN$; $y_{Wh} = 37{,}6\ m$

$W_v = \frac{1}{2} n . \gamma_B . H^2 . L = \frac{1}{2} . 0{,}05 . 10 . 112{,}79^2 . 1 = 3\ 180{,}4\ kN$; $x_{Wv} = 43{,}22\ m$

$W_s = 24\ 299{,}3\ kN$; $x_{Ws} = 18{,}06\ m$

$P_{W,max} = k_p . \gamma_w . h_w \left(H + \frac{h_w}{2}\right) = 0{,}2.10.1{,}4. \left(112{,}79 + \frac{1{,}40}{2}\right) = 317{,}77\ kN$

$M_{W,max} = k_M . \gamma_w . h_w \left(\frac{h_w^2}{6} + \frac{h_w . H}{2} + \frac{H^2}{2}\right) = 0{,}2.10.1{,}4. \left(\frac{1{,}40^2}{6} + \frac{1{,}40.112{,}79}{2} + \frac{112{,}79^2}{2}\right) = 18\ 032{,}2\ kN . m$

⇨ **Bestimmung der Normalspannungen in der Sohlfuge:**

$$\sigma_{y1,2} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}, [kN/m^2]$$

$N = \sum Q . n_Q - W_s . n_{Ws} + W_v . n_{Wv} = 122\ 809{,}2.1{,}05 - 24\ 299{,}3.1 + 3\ 180{,}4.1 = 107\ 830{,}76\ kN$

$M = \sum M_Q . n_Q + M_w . n_w + M_{Ws} . n_{Ws} + M_{Ww} . n_{Ww} = -1\ 632\ 512{,}566.1{,}05 + 2\ 388\ 434{,}17.1 + 438\ 845{,}36.1 + 18\ 032{,}2.1 = 1\ 131\ 173{,}54\ kN . m$

$$\sigma_{y1} = \frac{107\,830{,}76}{90{,}2} + \frac{1\,131\,173{,}54}{1\,356{,}01} = 2\,029{,}66\ \mathrm{kN/m^2}$$

$$\sigma_{y2} = \frac{107\,830{,}76}{90{,}2} - \frac{1\,131\,173{,}54}{1\,356{,}01} = 361{,}27\ \mathrm{kN/m^2}$$

⇨ **Steifigkeitskontrolle:**

Ohne den Beitrag des Sohlwasserdrucks

$$N = \sum Q\,.\,n_Q + W_v.\,n_{Wv} = 122\,809{,}2.1{,}05 + 3\,180{,}4.1 = 132\,130{,}06\ \mathrm{kN}$$

$$M = \sum M_G\,.\,n_G + M_w.\,n_w + M_{Ww}.\,n_{Ww} = -1\,632\,512{,}566.1{,}05 + 2\,388\,434{,}17.1 + 18\,032{,}2.1 = 692\,237{,}18\ \mathrm{kN.m}$$

$$\sigma_{y1} = \frac{132\,130{,}06}{90{,}2} + \frac{692\,237{,}18}{1\,356{,}01} = 1\,975{,}35\ \mathrm{kN/m^2}$$

$$\sigma_{y2} = \frac{132\,130{,}06}{90{,}2} - \frac{692\,237{,}18}{1\,356{,}01} = 954{,}36\ \mathrm{kN/m^2}$$

$$\sigma'_1 = \gamma_w.\,h = 10.112{,}79 = 1\,127{,}9\ \mathrm{kN/m^2}$$

$$\sigma''_1 = \sigma_{y1}.\,(1 + n^2) - \gamma_W.\,h.\,n^2 = 1\,975{,}35(1 + 0{,}05^2) - 10.112{,}79.\,0{,}05^2 = 1977{,}47\ \mathrm{kN/m^2}$$

$$\sigma'_2 = \sigma_{y2}.\,(1 + m^2) = 954{,}36(1 + 0{,}75^2) = 1\,491{,}16\ \mathrm{kN/m^2}$$

$$\sigma''_2 = 0$$

$$\sigma''_1 \le \frac{m}{n_C.k_C}.\,R_{pr} \rightarrow 1977{,}47 \le \frac{1{,}1}{0{,}90.1{,}25}.\,4500$$

$1977{,}47\ \mathrm{kN/m^2} \le 4400\ \mathrm{kN/m^2}$ bei Beton der Klasse B10

⇨ **Gleitsicherheitsnachweis**

$$n_C.\sum H \le \frac{m}{k_C}.\,\tau_{gr}$$

$$\tau_{gr} = N.\tan\varphi + F.\,c = f.\,N + F.\,c$$

$$F = B = 90{,}2\ \mathrm{m^2}$$

$f = \tan\varphi$ – Reibungsbeiwert; $f = 0{,}95$ – angenommen

$c = 400\ \mathrm{kPa}$ – kohäsion, angenommener Wert

$n_C.\sum H \le \frac{m}{k_C}.\,(N.\tan\varphi + F.\,c)$, wobei:

n_c=0,9; m=1,0; k_c=1,25;

$$N = W_v + G + W_s = 107\,830{,}76\ \mathrm{kN}$$

$\tau_{gr} = 107\,830{,}76\,.0{,}95 + 90{,}2.400 = 138\,396{,}2\ \text{kN}$

$\sum H = \sum E_k + P_V + W_H + P_W = 25\,545 + 2\,301{,}05 + 59\,176{,}32 + 306{,}57 = 87\,328{,}94\ \text{kN}$

$n_C.\sum H \leq \frac{m}{k_C}.\tau_{gr}$ ➡ $0{,}9.87\,328{,}94 \leq \frac{1}{1{,}25}.138\,396{,}2$

$78\,596{,}05 < 110\,716{,}96$ – die Konstruktion ist gegen Gleiten beständig

5.1.4 Hydraulische Bemessung und konstruktive Gestaltung der Entlastungsanlagen

5.1.4.1 Hydraulische Bemessung und konstruktive Gestaltung des Überfalls

In diesem Beispiel wird ein Frontalüberfall konstruiert. Er hat die Aufgabe das Hochwasser sicher in den Unterwasserbereich abzuführen. Nach den bulgarischen Normen entspricht für Anlagen der 1. Klasse die maximale Bemessungswassermenge dem tausend-jährlichen Ereignis, während in Österreich das Bemessungshochwasser HQ 5000 anzusetzen wäre:

$Q_{max,\ 0{,}01\%} = 2\ 226\ m^3/s$

⇨ Berechnung der Überfallwassermenge $Q_{Überfall}$:

$Q_{Überfall} = m.\sum b_c \sqrt{2g} H^{3/2}$, wobei:

$H = \nabla\text{Höchststau} - \nabla\text{Stauziel} = 527 - 523 = 4\ \text{m}$

$m = 0{,}49$ – Wassermengebeiwert

$\sum b_c = \varepsilon.\sum b = \varepsilon.n.b\ [m]$ - eingeengte Breite der Überfallkante

n – Anzahl der Wehrfelder

ε – Beiwert der seitlichen Verengung

b – Breite der Wehrfelder

$\varepsilon = 1 - 0{,}2\frac{\xi_1 + (n-1)\xi_2}{n}.\frac{H}{b}$, wobei:

$\xi_1 = 0{,}7$ – Beiwert, der von der Form der seitlichen Stützen abhängt

$\xi_2 = 0{,}45$ – Beiwert, der von der Form der mittleren Pfeiler abhängt

$\sum b_c = \frac{Q}{m.\sqrt{2g}H^{3/2}} = \frac{2\,226{,}0}{0{,}49.\sqrt{2.9{,}81}.4^{3/2}} = 128{,}2\ m$

Das Flussbett im Unterwasserbereich erlaubt nicht eine Tosbeckenbreite von 128,2 m. Deswegen kann der Überfall mit Klappen eingerichtet werden. Auf diese Weise wird die

Überfallhöhe größer und die Überfallschwelle – kleiner. Die Überfallschwelle wird 50 m lang angenommen.

Die Überfallhöhe wird iterativ berechnet.

$n = 3,\ b = 14{,}0\ m,\ d = 2{,}0\ m$

1. Iteration - $H' = 7\ m$

$\varepsilon = 1 - 0{,}2\frac{0{,}7+(3-1)0{,}45}{3}.\frac{7}{14} = 0{,}947$
$\sum b_{c1} = \varepsilon.n.b = 0{,}947.3.14 = 39{,}77\ m$

$H_1 = \left(\frac{Q}{m.\sum b_c\sqrt{2g}}\right)^{2/3} = \left(\frac{2\ 226{,}0}{0{,}49.39{,}77\sqrt{2.9{,}81}}\right)^{2/3} = 8{,}73\ m$

$b_{c1} = \frac{\sum b_{c1}}{n} = \frac{39{,}77}{3} = 13{,}26\ m$

2. Iteration - $H = 8{,}73\ m$

$\varepsilon = 1 - 0{,}2\frac{0{,}7+(3-1)0{,}45}{3}.\frac{8{,}73}{14} = 0{,}933$
$\sum b_{c2} = \varepsilon.n.b = 0{,}933.3.14 = 39{,}19\ m$

$H_2 = \left(\frac{Q}{m.\sum b_c\sqrt{2g}}\right)^{2/3} = \left(\frac{2\ 226{,}0}{0{,}49.39{,}19\sqrt{2.9{,}81}}\right)^{2/3} = 8{,}81\ m$

$b_{c2} = \frac{\sum b_{c2}}{n} = \frac{39{,}19}{3} = 13{,}06\ m$

$\Delta b_c = \frac{|b_{c1}-b_{c2}|}{b_{c1}}.100 = \frac{13{,}26-13{,}06}{13{,}26}.100 = 1{,}51\% < 3\% \rightarrow b_c = 13{,}06\ m$

$d = 1{,}94\ m$ - angenommen

$L = b + d = 13{,}06 + 1{,}94 = 15\ m$

$B_{\ddot{U}berfall} = n.L = 3.15 = 45\ m$

$H_{\ddot{U}berfall} = 8{,}8\ m \rightarrow\ H_{Klappe} = H_{\ddot{U}berfall} - H = 8{,}8 - 4 = 4{,}4\ m$

In Österreich wäre für das Bemessungshochwasser (HQ 5000) eine Klappe außer Betrieb anzusehen (n-1) und die n-Bedingung nur bei dem Sicherheitshochwasser (HQ 10 000) zu verwenden.

5.1.4.2 Energieumwandlung im Unterwasserbereich

Die kinetische Energie des Wassers, das durch den Überfall in den Unterwasserbereich abgeleitet wird, wird mit Hilfe von Tosbecken umwandelt. Die Parameter des Tosbeckens müssen so ausgewält werden, dass ein Wechselsprung im Unterwasserbereich entsteht, d.h. Übergang von schießendem zum strömenden Abfluss.

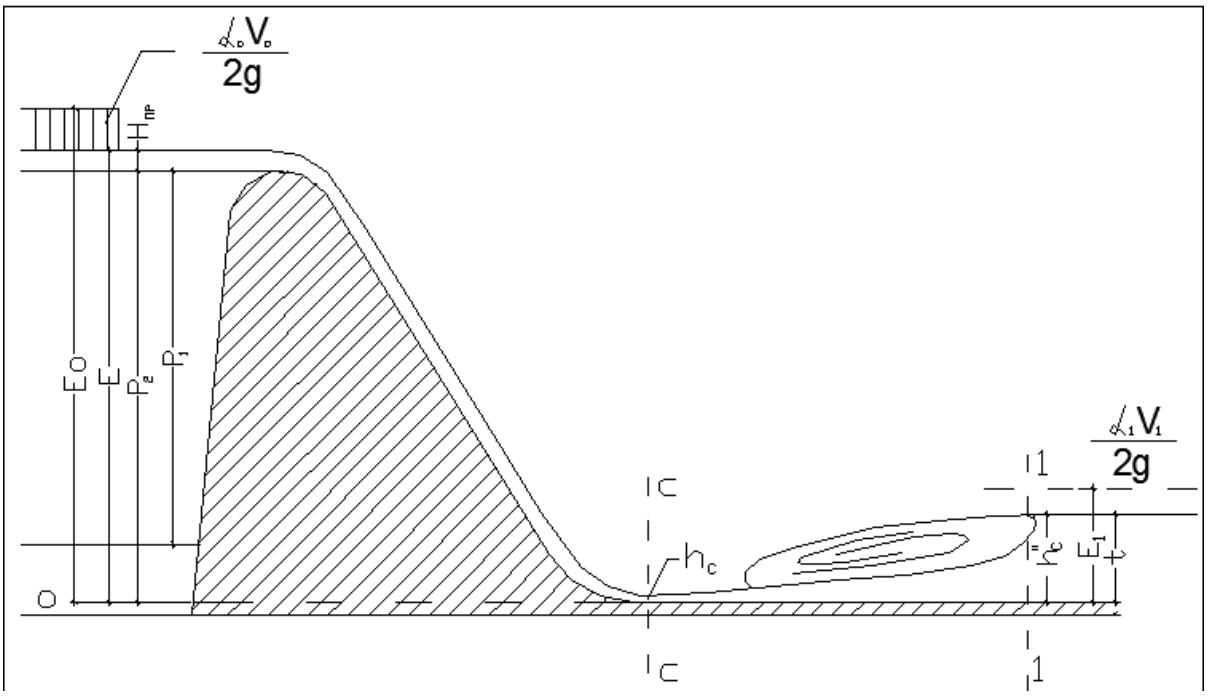


Abbildung 5.1.4.2-1: Schema Überfall

$P_1 = P_2 = \nabla Stauziel - \nabla Flusssohle = 523 - 430 = 93\ m$

$E_0 = P_2 + H = 93 + 4 = 97\ m$

$B_{SB} = B_{Überfall} - 2.c = 45 - 2.0{,}8 = 43{,}4\ m$

$h_{kr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}$

$q = \frac{Q}{B_{SB}} = \frac{2\,226}{43{,}4} = 99{,}38\ m^3/(s.m)$

$h_{kr} = \sqrt[3]{\frac{1.99{,}38^2}{9{,}81}} = 10{,}02\ m$

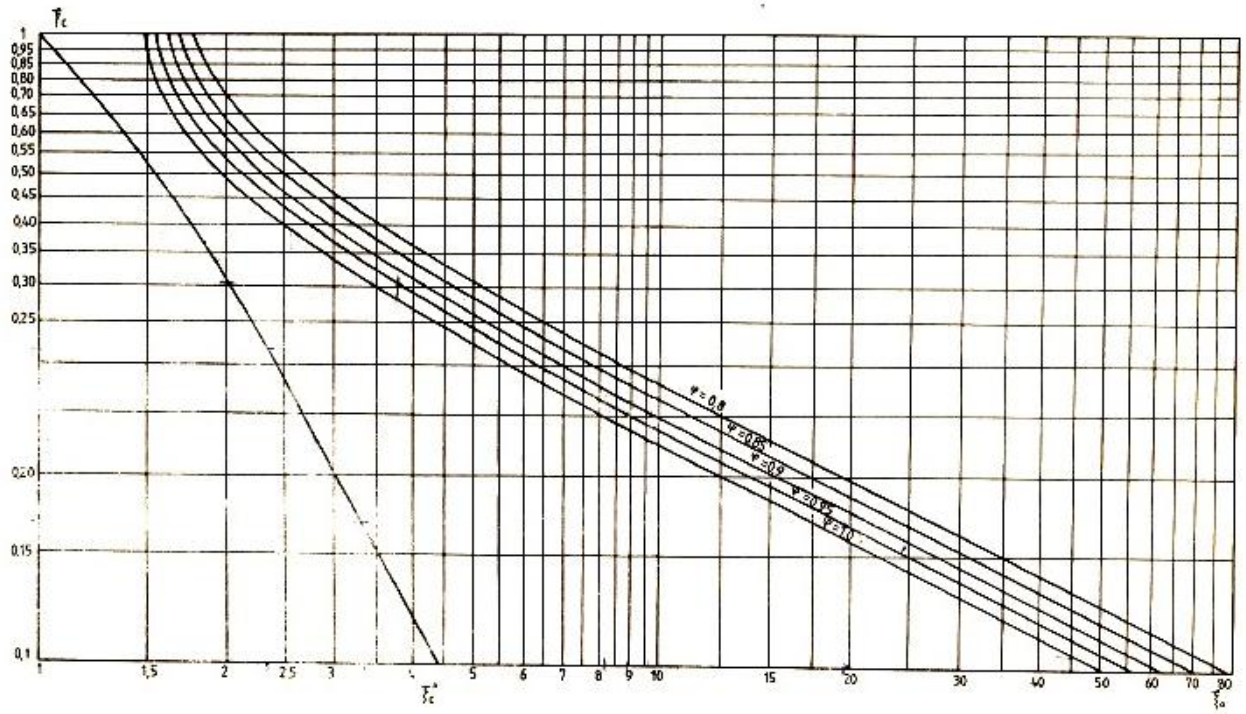


Abbildung 5.1.4.2-2: Grafik zur Bestimmung der konjugierten Wassertiefen des hydraulischen Sprungs bei rechteckigem Querschnitts des Flussbetts

$\xi_0 = \frac{E_0}{h_{kr}} = \frac{97}{10{,}02} = 9{,}68 \rightarrow \xi_c = 0{,}217;\ \xi_c^{''} = 2{,}7$

$h_c = \xi_c . h_{kr} = 0{,}217.10{,}02 = 2{,}17\ m$

$\mathrm{h}_c^{''} = \xi_c^{''} . h_{kr} = 2{,}7.10{,}02 = 27{,}05\ m$

$v_c = \frac{q}{h_c} = \frac{99{,}38}{2{,}17} = 45{,}8\ m/s\ >\ v_{zul} = 28\,m/s$

$h_c = \frac{q}{v_{zul}} = \frac{99{,}38}{28} = 3{,}55\ m\ ;\ \xi_c = \frac{h_c}{h_{kr}} = \frac{3{,}55}{10{,}02} = 0{,}354$

$\xi_c = 0{,}354\ \rightarrow \xi_c^{''} = 1{,}8$

$\mathrm{h}_c^{''} = \xi_c^{''} . h_{kr} = 1{,}8.10{,}02 = 18{,}04\ m$

$\mathrm{h}_c^{''} = 18{,}04\ m > t = 7{,}3m\ =>$

Der Wassersprung ist verschoben, was den Aufbau eines Entlastungsschachts notwendig macht.

5.1.4.3. Bemessung des Entlastungsschachts

$\sigma = 1{,}05$ – Wechselsprungbeiwert

$\varphi = 0{,}9$ – Beiwert, der von der Form und Länge der Überfallschwelle abhängt

1. Annäherung

$d_1 = \sigma.\mathrm{h}_c^{''} - t = 1{,}05.18{,}04 - 7{,}3 = 11{,}64\,m$
$E_0 = E_0 + d_1 = 97 + 11{,}64 = 108{,}64\,m$
$\xi_0 = \frac{E_0}{h_{kr}} = \frac{108{,}64}{10{,}02} = 10{,}84 \rightarrow\ \xi_c = 0{,}214\,; \xi_c^{''} = 2{,}75$

$h_c = \xi_c.h_{kr} = 0{,}214.10{,}02 = 2{,}14\,m$

$\mathrm{h}_c^{''} = \xi_c^{''}.h_{kr} = 2{,}75.10{,}02 = 27{,}56\,m$

$v_c = \frac{q}{h_c} = \frac{99{,}38}{2{,}14} = 46{,}44\ m/s\ >\ v_{zul} = 28\,m/s$

$h_c = \frac{q}{v_{zul}} = \frac{99{,}38}{28} = 3{,}55\,m\ ;\ \xi_c = \frac{h_c}{h_{kr}} = \frac{3{,}55}{10{,}02} = 0{,}354$

$\xi_c = 0{,}354\ \rightarrow \xi_c^{''} = 1{,}8$

$\mathrm{h}_c^{''} = \xi_c^{''}.h_{kr} = 1{,}8.10{,}02 = 18{,}04\,m$

$d = \sigma.\mathrm{h}_c^{''} - t - \Delta z$ - Tiefe des Entlastungsschachts
$\Delta z = \Delta z_0 - h_v$
$\Delta z_0 = \frac{h_{kr}^3}{2\varphi^2 \mathrm{t}^2} = \frac{10{,}02^3}{2.0{,}9^2.7{,}3^2} = 11{,}65\,m$
$h_v = \frac{h_{kr}^3}{2\sigma^2 \mathrm{h}_c^{''2}} = \frac{10{,}02^3}{2.1{,}05^2.18{,}04^2} = 1{,}40\,m$
$\Delta z = \Delta z_0 - h_v = 11{,}65 - 1{,}40 = 10{,}25\,m$
$d = \sigma.\mathrm{h}_c^{''} - t - \Delta z = 1{,}05.18{,}04 - 7{,}3 - 10{,}25 = 1{,}39\,m$

2. Annäherung

$E_0 = E_0 + d = 97 + 1{,}39 = 98{,}39\,m$

$h_c = 3{,}55\,m;\ \mathrm{h}_c^{''} = 18{,}04\,m$

$l = \beta.\mathrm{l}_{sprung}$ - Länge des Entlastungsschachts
$\beta = 0{,}75$ – angenommen
$\mathrm{l}_{sprung} = 10{,}3.h_c\left(\sqrt{Fr_c} - 1\right)^{0{,}81}$
$Fr_c = \frac{\alpha.q^2}{g.h_c^3} = \frac{1.99{,}38^2}{9{,}81.3{,}55^3} = 22{,}5$
$\mathrm{l}_{sprung} = 10{,}3.h_c\left(\sqrt{Fr_c} - 1\right)^{0{,}81} = 10{,}3.3{,}55\left(\sqrt{22{,}5} - 1\right)^{0{,}81} = 106{,}52\,m$
$l = \beta.\mathrm{l}_{sprung} = 0{,}75.106{,}52 = 79{,}89\,m$

Sicherheitsprüfung bei $Q_{5\%}$ = 1 023 m^3/s

$P_1 = P_2 = \nabla Stauziel - \nabla Flusssohle = 523 - 430 = 93\,m$

$E_0 = P_2 + H = 93 + 4 = 97\,m$

$B_{SB} = B_{Überfall} - 2.c = 45 - 2.0{,}8 = 43{,}4\ m$

$h_{kr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}$

$q = \frac{Q}{B_{SB}} = \frac{1\,023}{43{,}4} = 23{,}57\ m^3/(s.m)$

$h_{kr} = \sqrt[3]{\frac{1.23{,}57^2}{9{,}81}} = 3{,}84\ m$

$\xi_0 = \frac{E_0}{h_{kr}} = \frac{97}{3{,}84} = 25{,}26 \rightarrow \xi_c = 0{,}158;\ \xi_c^{''} = 3{,}5$

$h_c = \xi_c.h_{kr} = 0{,}158.3{,}84 = 0{,}61\ m$

$h_c^{''} = \xi_c^{''}.h_{kr} = 3{,}5.3{,}84 = 13{,}44\ m$

$v_c = \frac{q}{h_c} = \frac{23{,}57}{0{,}61} = 38{,}64\ m/s\ >\ v_{zul} = 28\ m/s$

$h_c = \frac{q}{v_{zul}} = \frac{23{,}57}{28} = 0{,}84\ m\ ;\ \xi_c = \frac{h_c}{h_{kr}} = \frac{0{,}84}{3{,}84} = 0{,}219$

$\xi_c = 0{,}219\ \rightarrow \xi_c^{''} = 2{,}9$

$h_c^{''} = \xi_c^{''}.h_{kr} = 2{,}9.3{,}84 = 11{,}14\ m$

$h_c^{''} = 11{,}14\ m > t = 7{,}3m\ =>$
Der Wassersprung ist verschoben, was den Aufbau eines Entlastungsschachts notwendig macht.

6.4.3. Bemessung des Entlastungsschachts

$\sigma = 1{,}05$ – Wechselsprungbeiwert

$\varphi = 0{,}9$ – Beiwert, der von der Form und Länge der Überfallschwelle abhängt

1. Annäherung
   $d_1 = \sigma.h_c^{''} - t = 1{,}05.11{,}14 - 7{,}3 = 4{,}4\ m$
   $E_0 = E_0 + d_1 = 97 + 4{,}4 = 101{,}4\ m$
   $\xi_0 = \frac{E_0}{h_{kr}} = \frac{101{,}4}{3{,}84} = 26{,}41 \rightarrow\ \xi_c = 0{,}155\ ;\xi_c^{''} = 3{,}5$

   $h_c = \xi_c.h_{kr} = 0{,}155.3{,}84 = 0{,}6\ m$

   $h_c^{''} = \xi_c^{''}.h_{kr} = 3{,}5.3{,}84 = 13{,}44\ m$

   $v_c = \frac{q}{h_c} = \frac{23{,}57}{0{,}6} = 39{,}28\ m/s\ >\ v_{zul} = 28\ m/s$

   $h_c = \frac{q}{v_{zul}} = \frac{23{,}57}{28} = 0{,}84\ m\ ;\ \xi_c = \frac{h_c}{h_{kr}} = \frac{0{,}84}{3{,}84} = 0{,}219$

$\xi_c = 0{,}219 \rightarrow \xi_c^{''} = 2{,}9$

$\mathrm{h}_c^{''} = \xi_c^{''}.h_{kr} = 2{,}9.3{,}84 = 11{,}14\,m$

$d = \sigma.\mathrm{h}_c^{''} - t - \Delta z$ - Tiefe des Entlastungsschachts
$\Delta z = \Delta z_0 - h_v$
$\Delta z_0 = \frac{h_{kr}^3}{2\varphi^2 \mathrm{t}^2} = \frac{3{,}84^3}{2.0{,}9^2.7{,}3^2} = 0{,}656\,m$
$h_v = \frac{h_{kr}^3}{2\sigma^2 \mathrm{h}_c^{''2}} = \frac{3{,}84^3}{2.1{,}05^2.11{,}14^2} = 0{,}207\,m$
$\Delta z = \Delta z_0 - h_v = 0{,}656 - 0{,}207 = 0{,}45\,m$
$d = \sigma.\mathrm{h}_c^{''} - t - \Delta z = 1{,}05.11{,}14 - 7{,}3 - 0{,}45 = 3{,}95\,m$

2. Annäherung

$E_0 = E_0 + d = 97 + 3{,}95 = 100{,}95\,m$

$h_c = 0{,}84\,m; \mathrm{h}_c^{''} = 11{,}14\,m$

$l = \beta.\mathrm{l}_{sprung}$ - Länge des Entlastungsschachts
$\beta = 0{,}75$ – angenommen
$\mathrm{l}_{sprung} = 10{,}3.h_c\left(\sqrt{Fr_c} - 1\right)^{0{,}81}$
$Fr_c = \frac{\alpha.q^2}{g.h_c^3} = \frac{1.23{,}57^2}{9{,}81.0{,}84^3} = 95{,}55$
$\mathrm{l}_{sprung} = 10{,}3.h_c\left(\sqrt{Fr_c} - 1\right)^{0{,}81} = 10{,}3.0{,}84\left(\sqrt{95{,}55} - 1\right)^{0{,}81} = 50{,}25\,m$
$l = \beta.\mathrm{l}_{sprung} = 0{,}75.50{,}25 = 37{,}69\,m$

5.1.4.4 Konstruktive Gestaltung des Grundablasses

Der Grundablass ist ein sehr wichtiges Element, das zum vollständigen oder teilweisen Entleeren des Stauinhalts dient. In vielen Situationen ermöglicht der Grundablass die Sicherheit der Stauanlage, wie zum Beispiel:

- Absenken des Stauspiegels im Fall von unerwartete Risse, Verformungen
- Absenken als Präventivmassnahmen bei Erdbeben oder Kriegen
- Absenken bei Revisionen und Reparaturen
- Zusammenarbeit mit den anderen Anlagen bei der Hochwasserentlastung
- Arbeit als Betriebsablass
- Abspülen der Verlandungen vor der Staumauer

Der Einlauf des Grundablasses wird nahe der Sohle angeordnet, damit das vollständigen Entleeren und die Spülung des Stauraumes ermöglicht werden kann.

Bei Betonstaumauern werden die Grundablässe als in die Mauer integrierten Druckrorleitungen bemessen. Die Elemente des Grundablasses sind:

- Dammbalkennut
- Rechen
- Einlauf
- Stahlrohr mit Verschlussorganen – mindestens zwei; ein Betriebsschütz und ein Sicherheitsschütz (im Mauerkörper wird eine Schützenkammer zum Zugang zu den Schützen integriert)
- Auslauf, der in einem Tosbecken mündet

⇨ Bestimmung der Parameter des Rechens
Die maximale Geschwindigkeit vor dem Rechen ist $v_r = 0{,}5 \div 1{,}0\ m/s$
Die Stäbe des Rechens können eine Dicke *(t)* von $2 \div 4\ cm$ haben und die lichte Weite *(a)* kann $5 \div 8\ cm$ sein. Hier werden folgende Werte angenommen:
$v_r = 0{,}9\ m/s$

$t = 2\ cm$

$a = 7\ cm$

$F_r = \frac{Q_{max}}{v_r}$; $F_r^{\ Brutto} = \frac{F_r}{k}$, wobei:

$k = \frac{a}{a+t} = \frac{7}{7+2} = 0{,}78$ – Durchlässigkeitsbeiwert der Rechenstäbe

$Q_{max} = \mu . F . \sqrt{2 . g . H}$, wobei:

Q_{max} – die maximale Wassermenge, die bei Fallhöhe H_{max} durchfließt

$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\sum \xi_M + \frac{\lambda . l}{D}}}$ – Beiwert, der die Widerstandsfähigkeit des Systems angibt

$H_{max} = \nabla HWS - \nabla Achse\ des\ Grundablasses = 527{,}0 - 428{,}0 = 99\ m$

$\sum \xi_M = \xi_{Einlauf} + 2 . \xi_{Vo} + \xi_{kr} + \xi'_r + \xi_{Auslauf}$ – Summe der Widerstandsbeiwerte

$\xi_{Einlauf} = 0{,}25$ – Widerstandsbeiwert am Einlauf des Grundablasses

$\xi_{Vo} = 0{,}15$ – Widerstandsbeiwert der Verschlussorgane

$\xi_{kr} = 0$ – Widerstandsbeiwert bei einer Krümmung

$\xi'_r = 0$ – erste Annäherung für den Widerstandsbeiwert des Rechens

$\xi_{Auslauf} = 1$ - Widerstandsbeiwert am Auslauf des Grundablasses

$\sum \xi_M = \xi_{Einlauf} + 2 . \xi_{Vo} + \xi_{kr} + \xi'_r + \xi_{Auslauf} = 0{,}25 + 2.0{,}15 + 0 + 1 = 1{,}55$

$l = 79{,}11\ m$ – Länge des Grundablasses

$\lambda = 0{,}02$ – Reibungsbeiwert für Stahlrohrleitungen mit Schweißnähten

$F = \frac{\pi.d^2}{4} = \frac{\pi.2{,}2^2}{4} = 3{,}8\ m^2$ – 1. Annahme für den Querschnitt des Grundablasses

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\sum \xi_M + \frac{\lambda.l}{D}}} = \frac{1}{\sqrt{1+1{,}55+\frac{0{,}02.79{,}11}{2{,}2}}} = 0{,}553$$

$$Q_{max} = \mu.F.\sqrt{2.g.H} = 0{,}553.3{,}8\sqrt{2.9{,}81.99} = 92{,}614\ m^3/s$$

$$F_r = \frac{Q_{max}}{v_r} = \frac{89{,}2}{0{,}9} = 102{,}9\ m^2$$

$$F_r^{Brutto} = \frac{F_r}{k} = \frac{102{,}9}{0{,}78} = 131{,}92\ m^2$$

$$\xi'_r = \xi_r \left(\frac{F}{F_r}\right)^2$$

$$\xi_r = \beta \left(\frac{t}{a}\right)^{4/3} \sin\alpha$$

$\beta = 2{,}42$ bei rechteckigem Umriss der Stäbe

$\alpha = 20°$ - angenommener Winkel zwischen den Rechen und die horizontale Achse

$$\xi_r = \beta \left(\frac{t}{a}\right)^{4/3} \sin\alpha = 2{,}42.\left(\frac{2}{7}\right)^{4/3} \sin 20° = 0{,}156$$

$$\xi'_r = \xi_r \left(\frac{F}{F_r}\right)^2 = 0{,}156.\left(\frac{3{,}8}{99{,}11}\right)^2 = 0{,}00023 \approx 0$$

$\rightarrow$ *die erste Annäherung ist richtig und die Fläche des Rechens ist* $F_r = 102{,}9\ m^2$

⇨ Ermittlung der Entleerungszeit, erforderlich zum Entleeren des ganzen Stauseeinhalts

a) Annäherungsmethode zur Ermittlung der Entleerungszeit *T*:

$T = \frac{a}{\mu.F\sqrt{2.g}}.\frac{1}{n+0{,}5}.H^{n+0{,}5}$, wobei:

$a = \frac{\Omega_1}{Z_1^n} = \frac{\Omega_2}{Z_2^n}$ – Beiwert

$n = \frac{lgF_2 - lgF_1}{lgZ_2 - lgZ_1}$ – Exponent

Hier sind Ω_1 und Ω_2 charakteristische Flächen, die bei der Kurve der Seeoberfläche an Fallhöhen Z_1 bzw. Z_2 entsprechen.

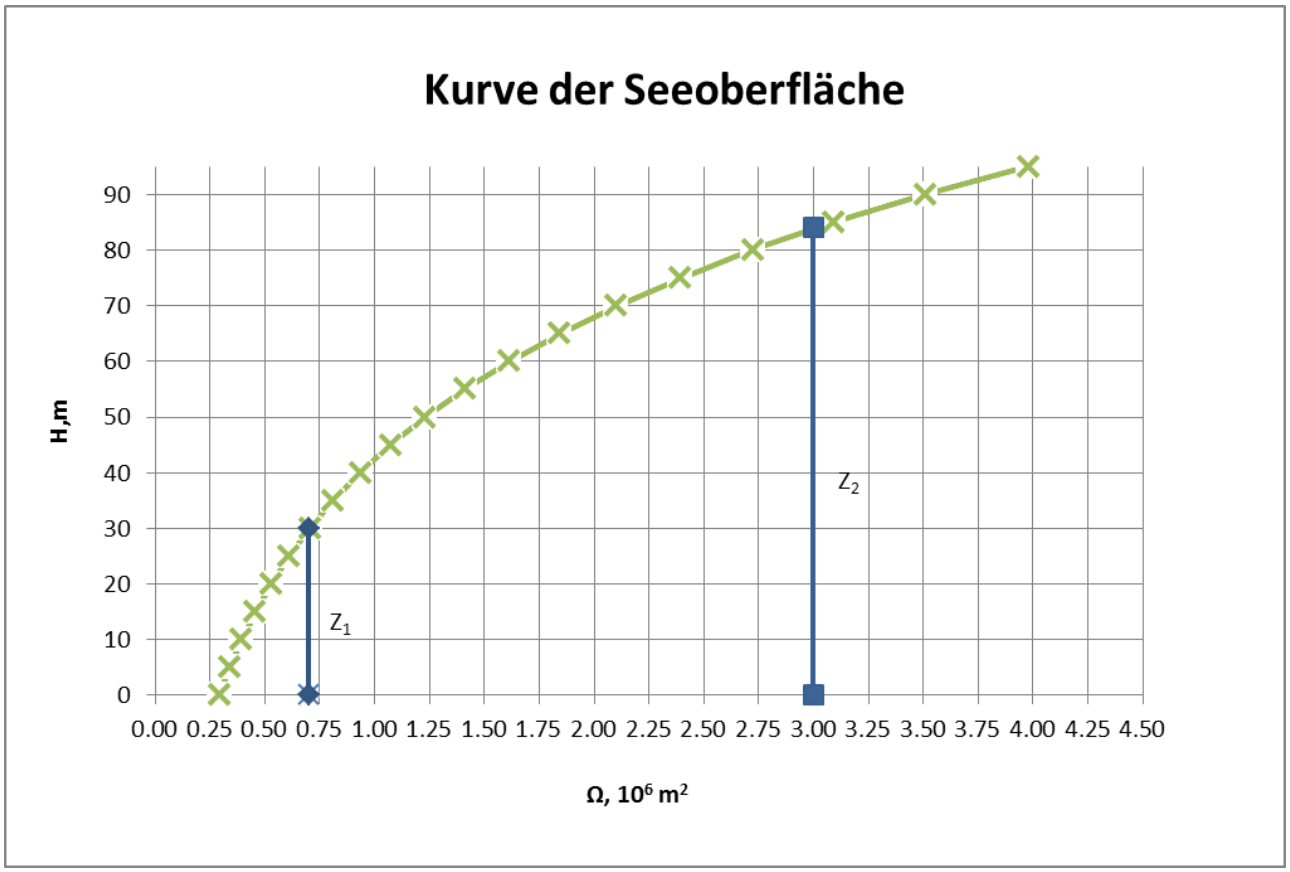


Abbildung 4.1.4.4-1: Kurve der Seeoberfäche

Tabelle 12: Kurve der Seeoberfläche

H [m]	Ω [106m2]	V [m3]
0	*0.291849*	*1.459246*
5	*0.339528*	*1.697641*
10	*0.394314*	*1.971569*
15	*0.457166*	*2.285831*
20	*0.529162*	*2.64581*
25	*0.611507*	*3.057534*
30	*0.705549*	*3.527746*
35	*0.812796*	*4.063982*
40	*0.93493*	*4.674649*
45	*1.073823*	*5.369116*
50	*1.231563*	*6.157816*
55	*1.41047*	*7.052349*
60	*1.61312*	*8.065601*
65	*1.842374*	*9.211868*
70	*2.1014*	*10.507*
75	*2.393708*	*11.96854*
80	*2.72318*	*13.6159*
85	*3.094106*	*15.47053*
90	*3.511221*	*17.5561*
95	*3.979747*	*19.89874*

Ausgewählt werden: Z_1 =460 - 430=30 m ; Z_2 =514 – 430=84 m ➡

Ω_1 =0,7.10^6 m^2 ; Ω_2 =3.10^6 m^2 – abgelesen

$$n = \frac{lgF_2 - lgF_1}{lgZ_2 - lgZ_1} = \frac{lg3.10^6 - lg0{,}7.10^6}{lg84 - lg30} = 1{,}413$$

$$a = \frac{\Omega_1}{Z_1^n} = \frac{0{,}7.10^6}{30^{1{,}413}} = 5\,726{,}98$$

$$T = \frac{a}{\mu.F\sqrt{2.g}} . \frac{1}{n+0{,}5} . H^{n+0{,}5} = \frac{5\,726{,}98}{0{,}553.3{,}8\sqrt{2.9{,}81}} . \frac{1}{1{,}413+0{,}5} . 99^{1{,}413+0{,}5} = 2\,113\,501{,}665\ s$$

$$T = 2\,113\,501{,}665\ s = 24{,}46\ Tage\ \approx 25\ Tage$$

Die Entleerungszeit ist im Rahmen der zulässigen Grenzen (15-30 Tage).

b) Tabellarisches Verfahren zur Ermittlung der Entleerungszeit

Tabelle 12: Ermittlung der Entleerungszeit

H [m]	ΔH [m]	$H_{mit,i}$ [m]	Ω [10^6 m^2]	$Ω_{mit,i}$ [10^6 m^2]	$ΔV=Ω_{mit,i}.ΔH$ [10^6 m^3]	√Hmit [m]	Q [m^3 /s]	Δt=ΔV/Q [10^6 s]	T [10^6 s]	T [Tage]
99			4.505441							
	4.00	97.00		4.242594	16.970	9.849	91.685	0.185094	0.185094	2.142
95			3.979747							
	5.00	92.50		3.745484	18.727	9.618	89.533	0.209168	0.394262	4.563
90			3.511221							
	5.00	87.50		3.302663	16.513	9.354	87.080	0.189635	0.583897	6.758
85			3.094106							
	5.00	82.50		2.908643	14.543	9.083	84.555	0.171997	0.755894	8.749
80			2.723180							
	5.00	77.50		2.558444	12.792	8.803	81.953	0.156093	0.911987	10.555
75			2.393708							
	5.00	72.50		2.247554	11.238	8.515	79.265	0.141775	1.053761	12.196
70			2.101400							
	5.00	67.50		1.971887	9.859	8.216	76.483	0.128910	1.182671	13.688
65			1.842374							
	5.00	62.50		1.727747	8.639	7.906	73.596	0.117381	1.300052	15.047
60			1.613120							
	5.00	57.50		1.511795	7.559	7.583	70.591	0.107082	1.407134	16.286
55			1.410470							
	5.00	52.50		1.321017	6.605	7.246	67.452	0.097923	1.505058	17.420
50			1.231563							
	5.00	47.50		1.152693	5.763	6.892	64.159	0.089831	1.594888	18.459
45			1.073823							
	5.00	42.50		1.004377	5.022	6.519	60.689	0.082748	1.677637	19.417
40			0.934930							
	5.00	37.50		0.873863	4.369	6.124	57.007	0.076645	1.754282	20.304
35			0.812796							
	5.00	32.50		0.759173	3.796	5.701	53.071	0.071525	1.825807	21.132
30			0.705549							
	5.00	27.50		0.658528	3.293	5.244	48.818	0.067447	1.893254	21.913
25			0.611507							
	5.00	22.50		0.570334	2.852	4.743	44.157	0.064580	1.957834	22.660
20			0.529162							
	5.00	17.50		0.493164	2.466	4.183	38.943	0.063318	2.021152	23.393
15			0.457166							
	5.00	12.50		0.425740	2.129	3.536	32.913	0.064677	2.085829	24.142
10			0.394314							
	5.00	7.50		0.366921	1.835	2.739	25.494	0.071961	2.157790	24.974
5			0.339528							

Wobei:

H, [m] - Wasserdruck;

ΔH , [m] – Wasserdruckunterschied;

H_{mit}, [m] – Mittelwert des Wasserdrucks zwischen zwei Wasserständen

Ω, [$10^6 m^2$] – Fläche, die von der Kurve der Seeoberfläche abgelesen wird

Ω_{mit}, [$10^6 m^2$] – Mittelwert der Flächen zwichen zwei Wasserständen

ΔV , [$10^6 m^3$] – Volumen des Wassers zwichen zwei Wasserständen

$Q = \mu . F . \sqrt{2 . g . H}\ m^3/s$ – Wasserabflussmenge

Δt , [$10^6 s$] – Entleerungszeit für den entsprechenden Wasserstand

T – Entleerungszeit des Stausees

Die berechnete in Tabelle n Entleerungszeit beträgt 2 157 790 s oder ca. 25 Tage. Die Differenz der Werten von beiden Lösungen ist:

$$P = \left| \frac{2\,157\,790 - 2\,113\,501{,}665}{2\,157\,790} \right| . 100 = 2{,}05\%$$

5.2 Erdbebenberechnung

5.2.1 Voraussetzungen

Im Kapitel 5.2 wird die Gewichtsstaumauer, die im Kapitel 5.1 konstruiert wurde, einer Erdbebenbelastung ausgesetzt, wobei diese nach vier verschiedenen Normen (BG, AT, DE, CH) berechnet wurde.

- Die Staumauer

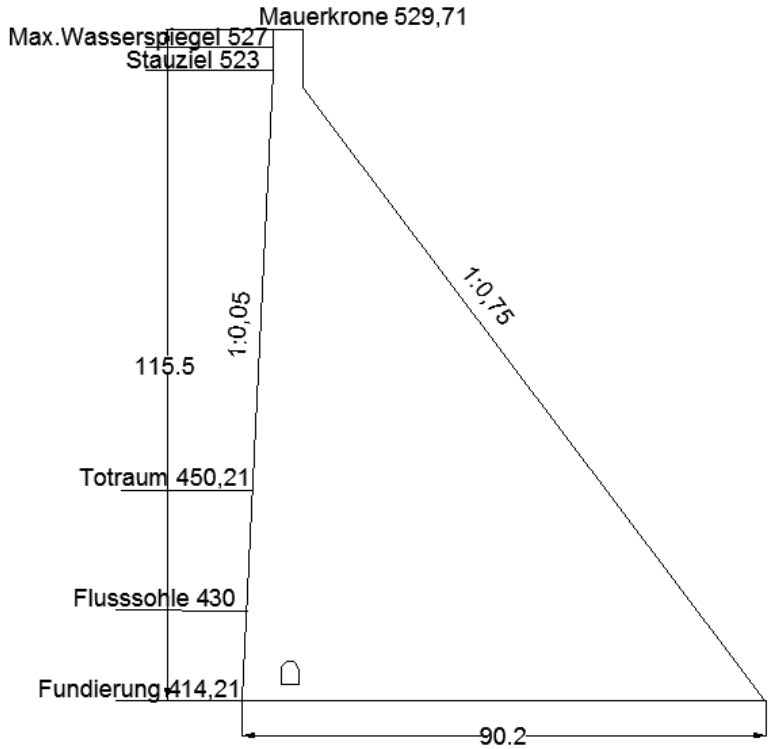


Abbildung 5.2.1-1: Charakteristische Koten der Staumauer

- Das Modell und der Lastfall

  - Das Model mit und ohne den Beitrag der Zusatzwassermassen – Die Staumauer wird in 10 Elemente aufgeteilt, wobei zwei Fälle betrachtet werden – mit und ohne den Beitrag der Zusatzwassermassen. Die Staumauer wird im felsigen Baugrund eingespannt angenommen. (s. Abb. 5.2.1-2)

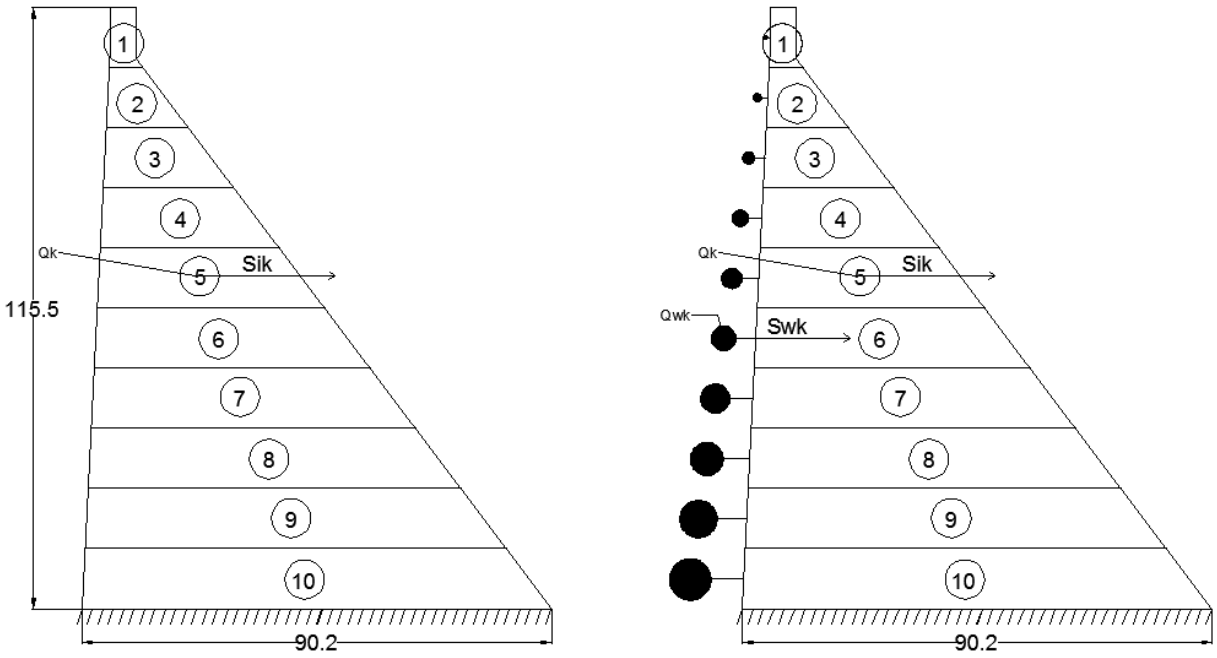


Abbildung 5.2.1-2: Elemente der Staumauer

- Zwei Lastfälle werden betrachtet:
  I. Stausee leer – es werden nur die seismischen Kräfte aus Eigengewicht genommen
  II. Stausee voll bis zum Stauziel - es werden sowohl das Eigengewicht *(Q)* und die horizontale Erdbebenbelastung *(E)* als auch der horizontale *(Wh)* und vertikale hydrostatische Druck *(Wv)*, der Verlandungsdruck *(Pv)*, der von Wellen verursachte Druck *(Pw)*, der Sohlwasserdruck *(Ws)* betrachtet. (s. Abb. 5.2.1-3)

Diese zwei Lastfälle werden bei allen vier Normen angewandt, damit ein Vergleich der Erdbebenberechnung möglich wird.

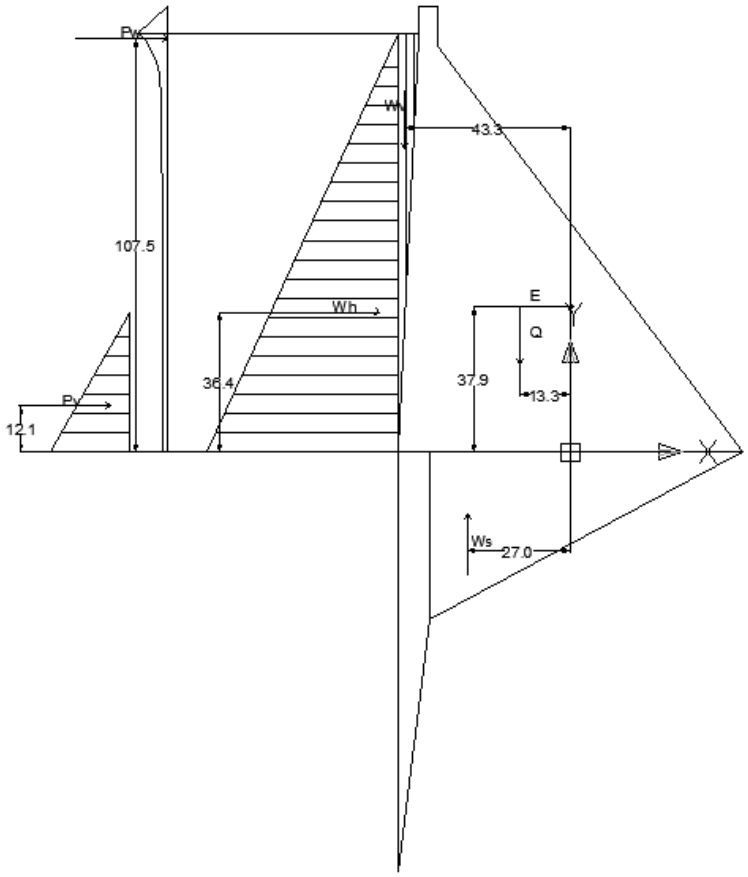


Abbildung 5.2.1-3: Auf die Staumauer wirkende Kräfte

5.2.2 Erdbebenberechnung nach den bulgarischen Normen [15]

Das geltende Dokument zur Erdbebenbemessung von Talsperren in Bulgarien ist die Verordnung zur Änderung und Ergänzung von Verordnung Nr2 zur Projektierung von Gebäuden und Anlagen in Erdbebengebieten von 2007, die im Februar 2012 veröffentlicht wurde.

Die Erdbebenberechnung der Staumauer nach den bulgarischen Normen ist im Punkt 5.1.3.6 zu sehen, weil die Mauer nach diesen Normen konstruiert wurde. Hier ist weiter die Spannungsverteilung berechnet und dargestellt.

- Die Erdbebenkennwerte

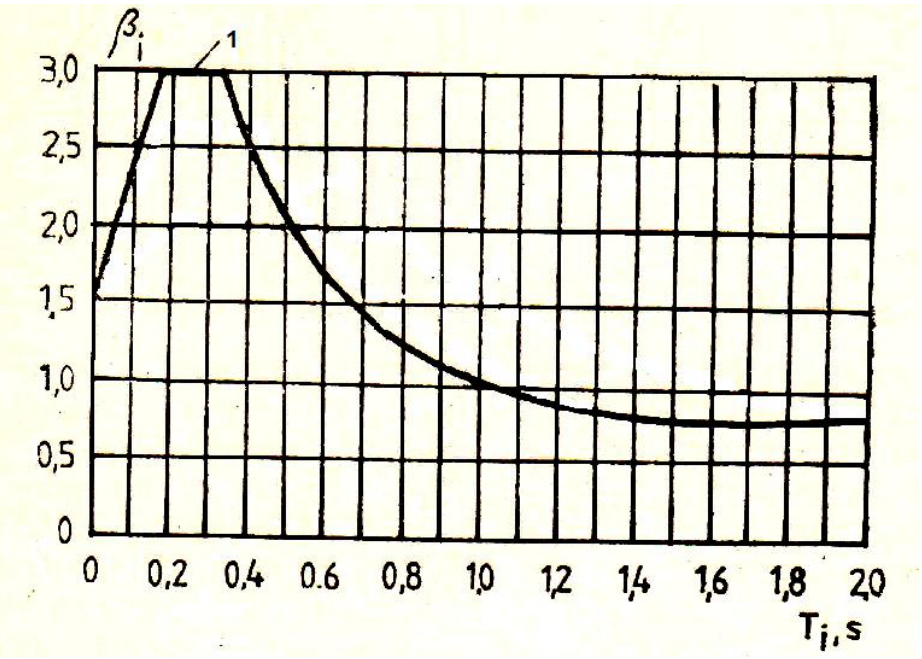


Abbildung 5.2.2-1: Dimensionslose Form des Bemessungsspektrums für Bodengruppe 1 [4, S.49]

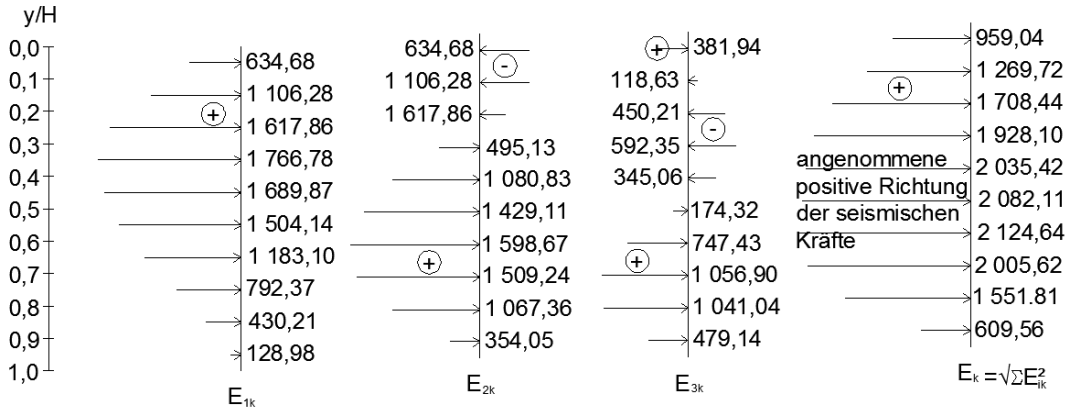


Abbildung 5.2.2-2: Abgenommene positive Richtung der seismischen Kräfte

Tabelle 13: Normal- und Hauptspannungen ohne den Beitrag der Zusatzwassermassen

Element	y	b_d	$E_{k,bem}$	$M_{Ek,bem}$	Q_k	M_{Qk}	$\sigma_{y,1}$	$\sigma_{y,2}$	σ'_{haupt1}	σ'_{haupt2}	σ''_{haupt1}	σ''_{haupt2}
	m	m	kN/m	kN.m/m	kN/m	kN.m/m	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2
1	109.49	7.07	959.04	105005.38	1475.28	-54541.10	-5848.88	6266.21	1094.90	-5866.23	9790.95	0
2	97.41	16.3	1269.72	123683.67	3239.76	-110443.42	-100.24	497.76	974.10	-102.93	777.75	0
3	86.2	25.54	1708.44	147267.52	5800.32	-174995.65	482.16	-27.95	862.00	481.21	-43.66	0
4	74.78	34.78	1928.10	144183.01	8360.64	-218797.95	610.49	-129.71	747.80	610.14	-202.68	0
5	63.3	44.02	2035.42	128841.88	10921.20	-241904.58	598.18	-101.99	633.00	598.09	-159.35	0
6	51.79	53.25	2082.11	107832.42	13481.52	-244285.14	541.91	-35.56	517.90	541.97	-55.56	0
7	40.27	62.49	2124.64	85559.44	16042.08	-226032.91	472.55	40.88	402.70	472.73	63.87	0
8	28.74	71.73	2005.67	57642.82	18602.40	-187140.14	410.35	108.33	287.40	410.66	169.26	0
9	17.21	80.96	1551.81	26706.61	21162.72	-127399.57	353.57	169.22	172.10	354.03	264.41	0
10	5.67	90.2	609.56	3456.21	23723.28	-46972.09	295.10	230.92	56.70	295.69	360.81	0

* hier sind folgende Bezeichnungen verwendet:

	$\sigma_{y,1}$	Normalspannung an der Wasserseite
	$\sigma_{y,2}$	Normalspannung an der Luftseite
σ'_{haupt1}	σ'_{haupt2}	Hauptspannungen an der Wasserseite
σ''_{haupt1}	σ''_{haupt1}	Hauptspannungen an der Luftseite

Das + Zeichen bedeutet Druck und das - Zeichen - Zug

$E_{k,bem}$ – Seismische Kraft aus Massenkraft, die im Massenpunkt *k* wirkt, berechnet im Punkt 5.1.3.6, Tabelle 8

$M_{Ek,bem}$ – Moment der seismischen Kraft aus Massenkraft $E_{k,bem}$, berechnet im Punkt 5.1.3.6, Tabelle 8

Q_k – Eigengewicht des Massenpunktes *k*, berechnet im Punkt 5.1.3.1, Tabelle 6

M_{Qk} – Moment des Eigengewichts des k-ten Elements, berechnet im Punkt 5.1.3.1, Tabelle 6

Abbildung 5.2.2-3: Verteilung der Maximalspannungen bei seismischer Belastung ohne den Beitrag der Zusatzwassermassen

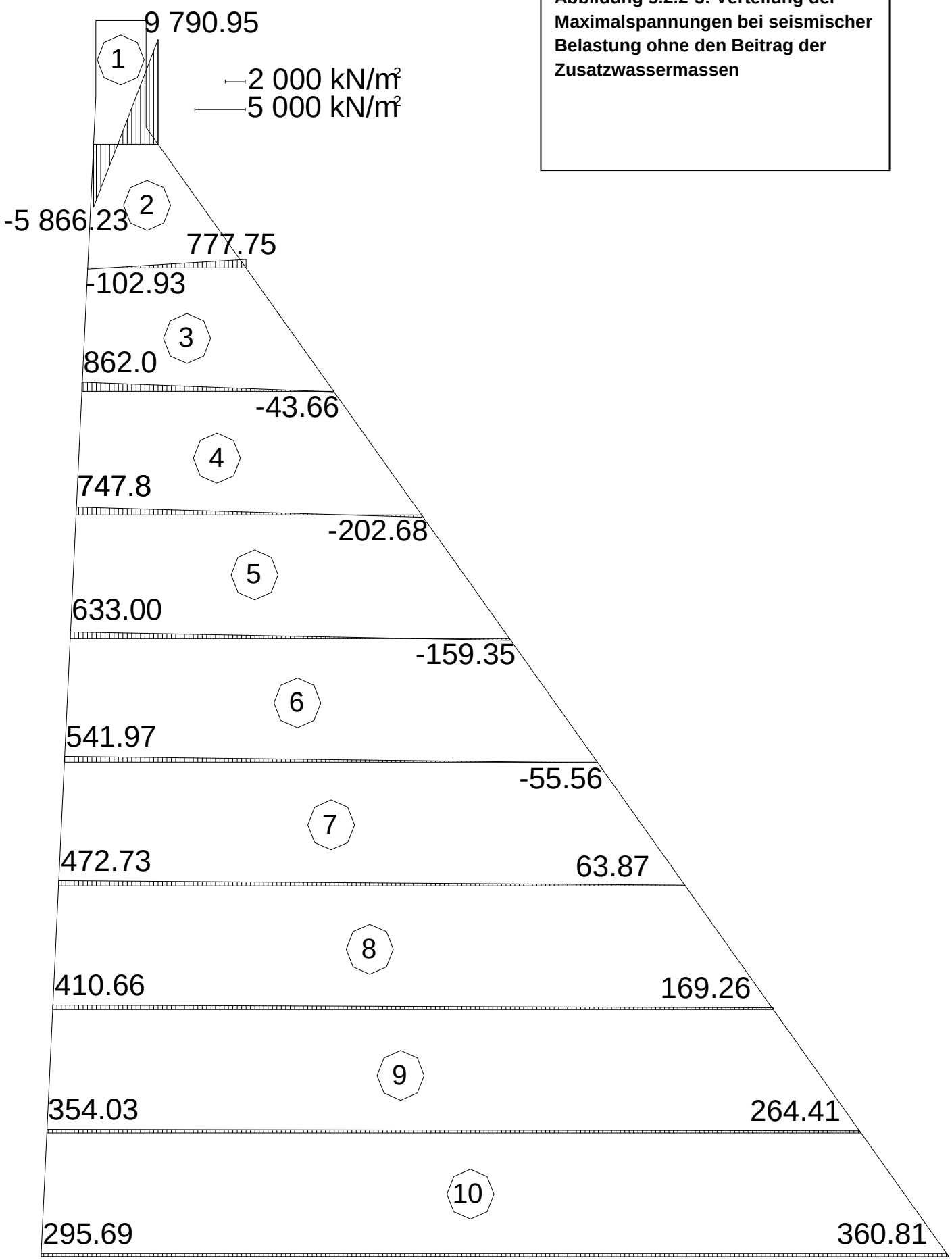


Tabelle 14: Normal- und Hauptspannungen mit dem Beitrag der Zusatzwassermassen

Element	y	b_d	$E_{k,bem}$	$M_{Ek,bem}$	Q_k	M_{Qk}	W_V	M_{Wv}	W_S	M_{Ws}	W_h	M_{Wh}	P_v	M_{Pv}	P_w	M_{Pv}	σ_y^1	σ_y^2	σ'_{haupt1}	σ'_{haupt2}	σ''_{haupt1}	σ''_{haupt2}
	m	m	kN/m	kN.m/m	kN/m	kN.m/m	kN/m	kN.m/m	kN/m	kN.m/m	kN/m	kN.m/m	kN/m	kN.m/m	kN/m	kN.m/m	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2
1	109.49	7.07	957.08	104790.54	1475.28	-54541.10	2958.82	-18729.33	24136.80	-237506.11	59176.32	-4333481.91	2301.05	-224329.36	324.21	-680.84	569123.29	-574696.89	1094.90	888639.26	-897963.90	0
2	97.41	16.3	2434.57	237151.47	6188.29	-210958.81	2958.82	-27250.73	24136.80	-167992.13	59176.32	-3618631.97	2301.05	-196532.68	324.21	3235.62	88981.68	-90820.91	974.10	138485.95	-141907.67	0
3	86.2	25.54	3016.70	260039.16	10415.85	-314246.08	2958.82	-38849.31	24136.80	-73375.87	59176.32	-2955265.42	2301.05	-170737.91	324.21	6870.01	29800.36	-30643.13	862.00	46078.19	-47879.89	0
4	74.78	34.78	3256.81	243544.00	14372.84	-376137.18	2958.82	-50684.59	24136.80	23171.33	59176.32	-2279471.85	2301.05	-144459.92	324.21	10572.49	12569.03	-12960.36	747.80	19218.48	-20250.56	0
5	63.3	44.02	3359.65	212666.07	17939.60	-397362.21	2958.82	-62579.04	24136.80	120201.26	59176.32	-1600127.69	2301.05	-118043.87	324.21	14294.42	5595.71	-5742.85	633.00	8387.24	-8973.20	0
6	51.79	53.25	3349.68	173479.79	21265.84	-385337.02	2958.82	-74503.09	24136.80	217472.57	59176.32	-919008.25	2301.05	-91558.78	324.21	18026.08	2247.61	-2244.31	517.90	3220.58	-3506.74	0
7	40.27	62.49	3280.13	132090.77	24452.15	-344530.78	2958.82	-86427.13	24136.80	314743.87	59176.32	-237297.04	2301.05	-65050.68	324.21	21760.98	459.12	-354.33	402.70	490.86	-553.64	0
8	28.74	71.73	2945.33	84648.92	27453.00	-276177.15	2958.82	-98351.18	24136.80	412015.18	59176.32	445005.93	2301.05	-38519.58	324.21	25499.12	-558.70	733.66	287.40	-1034.63	1146.35	0
9	17.21	80.96	2149.93	37000.22	30278.63	-182277.38	2958.82	-110304.81	24136.80	509527.85	59176.32	1127308.90	2301.05	-11988.47	324.21	29237.26	-1167.78	1392.60	172.10	-1921.46	2175.93	0
10	5.67	90.2	795.25	4509.09	32984.37	-65309.05	2958.82	-122258.44	24136.80	654831.38	59176.32	1810203.63	2301.05	14565.65	324.21	32978.64	-1587.04	1848.82	56.70	-2511.64	2888.78	0

$E_{k,bem}$ – Seismische Kraft aus Massenkraft und Wasserlast, die im Massenpunkt *k* wirkt, berechnet im Punkt 5.1.3.6, Tabelle 11

$M_{Ek,bem}$ – Moment der seismischen Kraft aus Massenkraft und Wasserlast $E_{k,bem}$, berechnet im Punkt 5.1.3.6, Tabelle 11

Q_k – Eigengewicht des Massenpunktes *k*, berechnet im Punkt 5.1.3.1, Tabelle 6

M_{Qk} – Moment des Eigengewichts des Massenpunktes *k*, berechnet im Punkt 5.1.3.1, Tabelle 6

W_V – senkrechter hydrostatischer Druck, berechnet im Punkt 5.1.3.2

M_{Wv} – Moment des senkrechten hydrostatischen Drucks

W_S – Sohlwasserdruck, berechnet im Punkt 5.1.3.3

M_{Ws} – Moment des Sohlwasserdrucks

W_h – horizontaler hydrostatischer Druck, berechnet im Punkt 5.1.3.2

M_{Wh} – Moment des horizontalen hydrostatischen Drucks

P_V – Verlandungsdruck, berechnet im Punkt 5.1.3.4

M_{Pv} – Moment des Verlandungsdrucks

P_W - Von Wellen verursachte Belastung, berechnet im Punkt 5.1.3.5

M_{Pw} - Moment der Belastung, die von Wellen verursacht wird

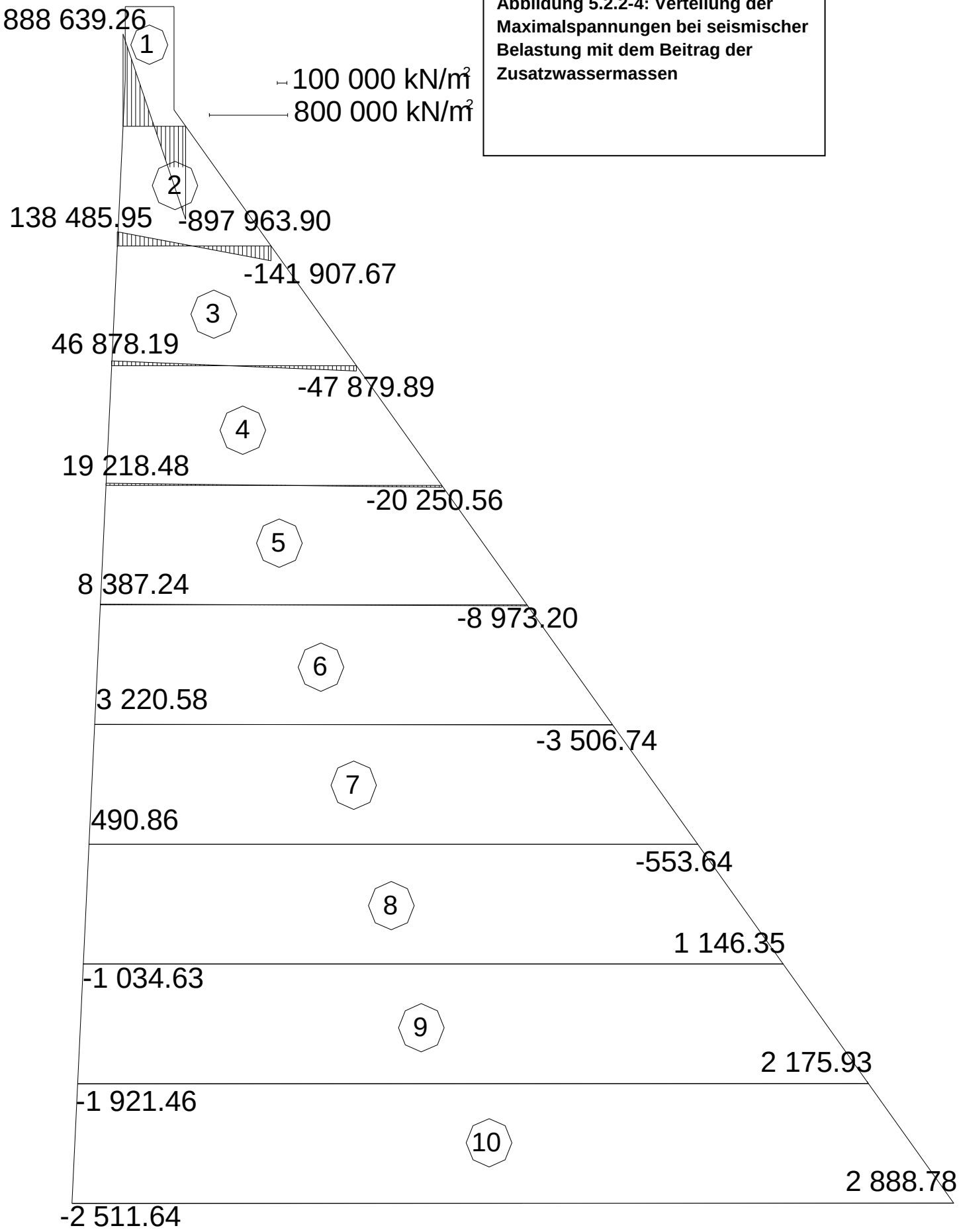


Abbildung 5.2.2-4: Verteilung der Maximalspannungen bei seismischer Belastung mit dem Beitrag der Zusatzwassermassen

5.2.3 Erdbebenberechnung nach den Österreichishen Normen [1]

⇨ Erarbeitung des Bemessungspektrums

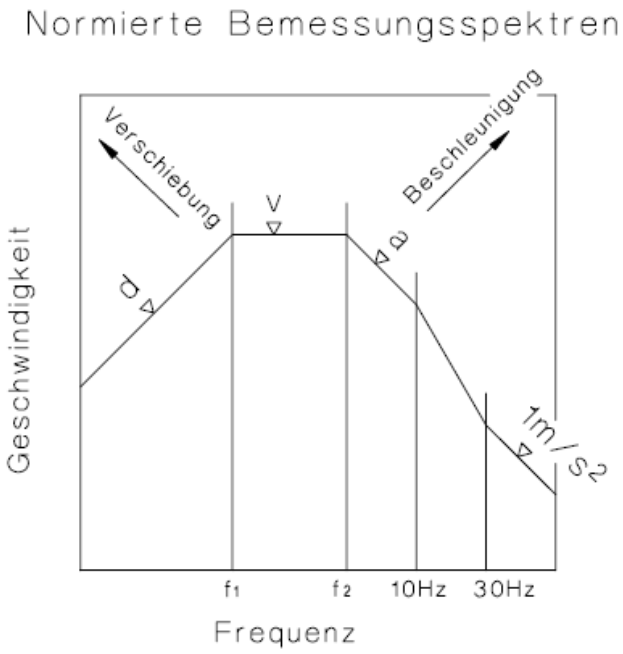


Abbildung 5.2.3-1: Normierte Bemessungsspektrum

Für OBE gilt:

$a = 0{,}981\ m/s^2$

$v = 8{,}5\,cm/s\,.\,0{,}981\,m/s^2/1\,m/s^2\ = 8{,}3385\,cm/s$

$d = 2{,}9cm.\,0{,}981\,m/s^2/1\,m/s^2 = 2{,}845\,cm$

Die Talsperre ist auf Fels gegründet, daher werden die Schwinggeschwindigkeit und Schwingweg nicht mit den Korrekturfaktoren 1,3 bzw. 1,8 multipliziert. (nach [1], Band 2)

Das OBE-Bemessungsspektrum bei einer Dämpfung = 5% ergibt sich daher zu:

$a_{bem} = 2{,}71.a = 2{,}71.0{,}981 = 2{,}6585\ m/s^2$

$v_{bem} = 2{,}3.v = 2{,}3.8{,}3385 = 19{,}18\ cm/s$

$d_{bem} = 2{,}01.d = 2{,}01.2{,}845 = 5{,}718\,cm$

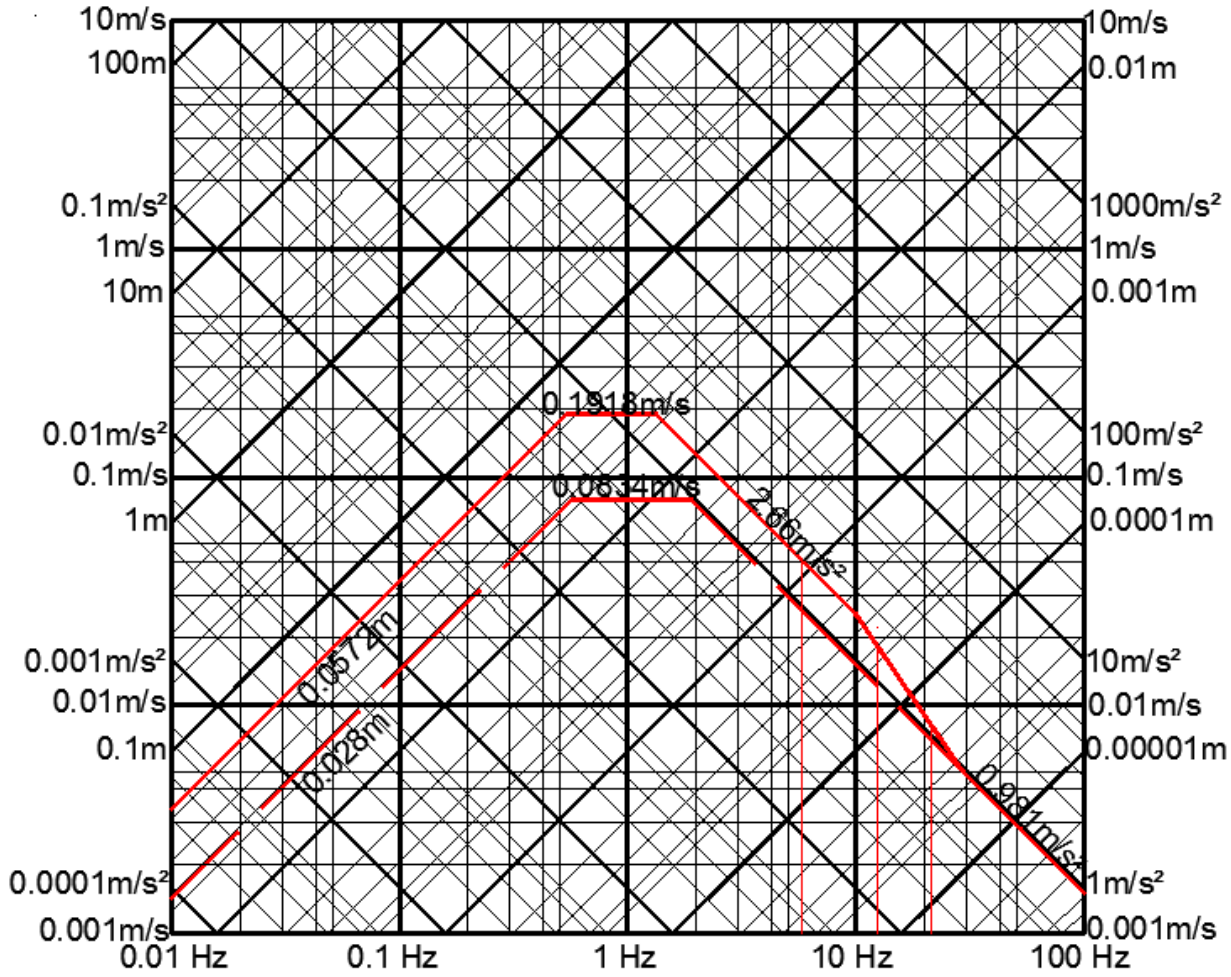


Abbildung 5.2.3-2: OBE-Bemessungsspektrum nach der Österreichischen Richtlinie

Die Eigenfrequenzen werden wie folgt ermittelt:

$T_1 = 0{,}166s \rightarrow f_1 = 1/T_1 = 6{,}024\ Hz$

$T_2 = 0{,}075 \rightarrow f_2 = 1/T_2 = 13{,}33\ Hz$

$T_3 = 0{,}046 \rightarrow f_3 = 1/T_3 = 21{,}74\ Hz$

Von dem oben gezeigten OBE-Bemessungsspektrum wurde abgelesen:

$S_{a1} = 2{,}66\ m/s^2$

$S_{a2} = 1{,}51\ m/s^2$

$S_{a3} = 1{,}154\ m/s^2$

$E_i = S_{ai}\,.\,m_i$

Die Ergebnisse sind tabellarisch dargestellt:

Tabelle 15: Seismische Kräfte aus Massenkraft

Lamelle	m_i	E_{1i}	E_{2i}	E_{3i}	$E_{i,bem}$
	[t/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
1	150.44	400.16	604.25	697.30	1005.72
2	330.36	878.76	1326.92	1531.27	2208.56
3	591.47	1573.30	2375.69	2741.55	3954.15
4	852.55	2267.78	3424.34	3951.69	5699.55
5	1113.65	2962.31	4473.09	5161.94	7445.09
6	1374.73	3656.78	5521.74	6372.09	9190.49
7	1635.84	4351.33	6570.51	7582.37	10936.10
8	1896.92	5045.81	7619.17	8792.52	12681.50
9	2158.00	5740.27	8667.81	10002.65	14426.88
10	2419.10	6434.81	9716.56	11212.91	16172.43

Tabelle 16: Seismische Kräfte aus Massenkraft und Wasserlast

Lamelle	m_i	E_{1i}	E_{2i}	E_{3i}	$E_{i,bem}$
	[t/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
1	150.44	400.16	604.25	697.30	1005.72
2	631.03	1678.54	2534.60	2924.92	4218.63
3	1062.1	2825.24	4266.11	4923.09	7100.60
4	1465.6	3898.55	5886.81	6793.38	9798.12
5	1829.3	4866.02	7347.69	8479.23	12229.64
6	2168.5	5768.24	8710.04	10051.38	14497.16
7	2493.4	6632.52	10015.11	11557.44	16669.35
8	2799.4	7446.48	11244.19	12975.80	18715.05
9	3087.6	8212.91	12401.49	14311.32	20641.29
10	3363.5	8946.83	13509.71	15590.21	22485.83

Tabelle 17: Normal- und Hauptspannungen ohne den Beitrag der Zusatzwassermassen

Lamelle	y	b_d	$Qh_{i,bem}$	$M_{QHi,bem}$	Q_k	M_{Qk}	$\sigma_{y,1}$	$\sigma_{y,2}$	σ'_{haupt1}	σ'_{haupt2}	σ''_{haupt1}	σ''_{haupt2}
	m	m	kN/m	kN.m/m	kN/m	kN.m/m	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2
1	109.49	7.07	1005.72	110116.04	1475.28	-54541.10	-6462.34	6879.67	1094.90	-6481.23	10749.49	0
2	97.41	16.3	2208.56	215135.69	3239.76	-110443.42	-2165.48	2562.99	974.10	-2173.33	4004.68	0
3	86.2	25.54	3954.15	340847.39	5800.32	-174995.65	-1298.45	1752.67	862.00	-1303.85	2738.54	0
4	74.78	34.78	5699.55	426212.08	8360.64	-218797.95	-788.41	1269.19	747.80	-792.25	1983.10	0
5	63.3	44.02	7445.09	471274.44	10921.20	-241904.58	-462.11	958.31	633.00	-464.85	1497.36	0
6	51.79	53.25	9190.49	475975.70	13481.52	-244285.14	-237.08	743.43	517.90	-238.97	1161.60	0
7	40.27	62.49	10936.10	440396.55	16042.08	-226032.91	-72.65	586.08	402.70	-73.84	915.75	0
8	28.74	71.73	12681.50	364466.18	18602.40	-187140.14	52.55	466.13	287.40	51.97	728.32	0
9	17.21	80.96	14426.88	248286.53	21162.72	-127399.57	150.74	372.06	172.10	150.68	581.34	0
10	5.67	90.2	16172.43	91697.68	23723.28	-46972.09	230.02	295.99	56.70	230.46	462.49	0

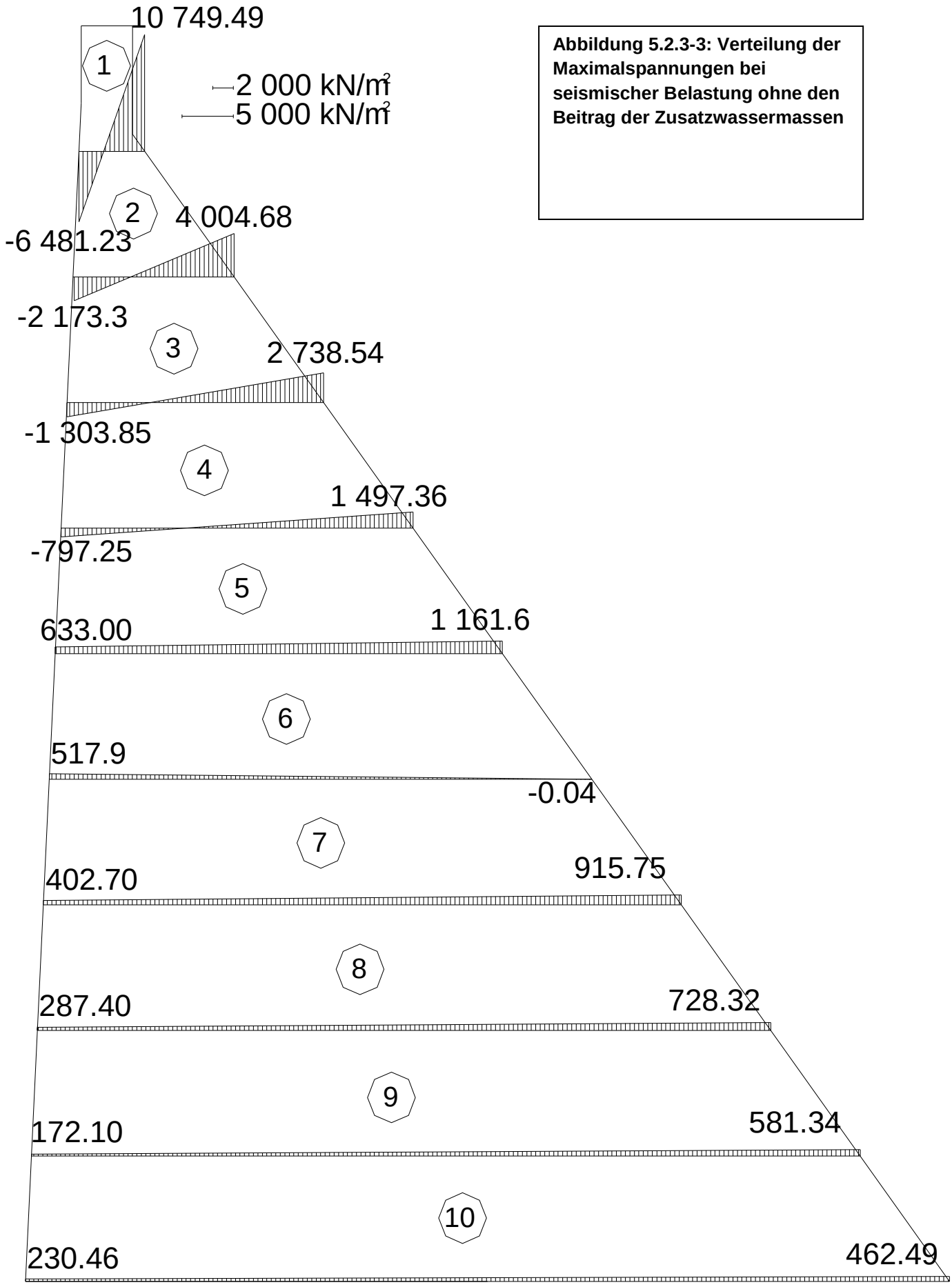


Abbildung 5.2.3-3: Verteilung der Maximalspannungen bei seismischer Belastung ohne den Beitrag der Zusatzwassermassen

Tabelle 18: Normal- und Hauptspannungen mit dem Beitrag der Zusatzwassermassen

Lamelle	y	b_d	$Qh_{i,bem}$	$M_{QHi,bem}$	Q_k	M_{Qk}	W_V	M_{Wv}	W_S	M_{Ws}	W_h	M_{Wh}	P_v	M_{Pv}	P_w	M_{Pv}	σ_y^1	σ_y^2	σ'_{haupt1}	σ'_{haupt2}	σ''_{haupt1}	σ''_{haupt2}
	m	m	kN/m	kN.m/m	kN/m	kN.m/m	kN/m	kN.m/m	kN/m	kN.m/m	kN/m	kN.m/m	kN/m	kN.m/m	kN/m	kN.m/m	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2
1	109.49	7.07	1005.72	110116.04	1475.28	-54541.10	2958.82	-18729.33	24136.80	-237506.11	59176.32	-4333481.91	2301.05	-224329.36	324.21	-680.84	568484.04	-574057.64	1094.90	887640.42	-896965.07	0
2	97.41	16.3	4218.63	410936.77	6188.29	-210958.81	2958.82	-27250.73	24136.80	-167992.13	59176.32	-3618631.97	2301.05	-196532.68	324.21	3235.62	85057.14	-86896.37	974.10	132353.85	-135775.57	0
3	86.2	25.54	7100.60	612071.71	10415.85	-314246.08	2958.82	-38849.31	24136.80	-73375.87	59176.32	-2955265.42	2301.05	-170737.91	324.21	6870.01	26562.25	-27405.02	862.00	41018.64	-42820.34	0
4	74.78	34.78	9798.12	732703.56	14372.84	-376137.18	2958.82	-50684.59	24136.80	23171.33	59176.32	-2279471.85	2301.05	-144459.92	324.21	10572.49	10142.74	-10534.07	747.80	15427.40	-16459.48	0
5	63.3	44.02	12229.64	774135.93	17939.60	-397362.21	2958.82	-62579.04	24136.80	120201.26	59176.32	-1600127.69	2301.05	-118043.87	324.21	14294.42	3857.20	-4004.33	633.00	5670.82	-6256.77	0
6	51.79	53.25	14497.16	750807.84	21265.84	-385337.02	2958.82	-74503.09	24136.80	217472.57	59176.32	-919008.25	2301.05	-91558.78	324.21	18026.08	1026.00	-1022.70	517.90	1311.80	-1597.97	0
7	40.27	62.49	16669.35	671274.68	24452.15	-344530.78	2958.82	-86427.13	24136.80	314743.87	59176.32	-237297.04	2301.05	-65050.68	324.21	21760.98	-369.33	474.12	402.70	-803.60	740.82	0
8	28.74	71.73	18715.05	537870.63	27453.00	-276177.15	2958.82	-98351.18	24136.80	412015.18	59176.32	445005.93	2301.05	-38519.58	324.21	25499.12	-1087.22	1262.18	287.40	-1860.44	1972.16	0
9	17.21	80.96	20641.29	355236.62	30278.63	-182277.38	2958.82	-110304.81	24136.80	509527.85	59176.32	1127308.90	2301.05	-11988.47	324.21	29237.26	-1459.09	1683.91	172.10	-2376.64	2631.11	0
10	5.67	90.2	22485.83	127494.68	32984.37	-65309.05	2958.82	-122258.44	24136.80	654831.38	59176.32	1810203.63	2301.05	14565.65	324.21	32978.64	-1677.73	1939.52	56.70	-2653.35	3030.49	0

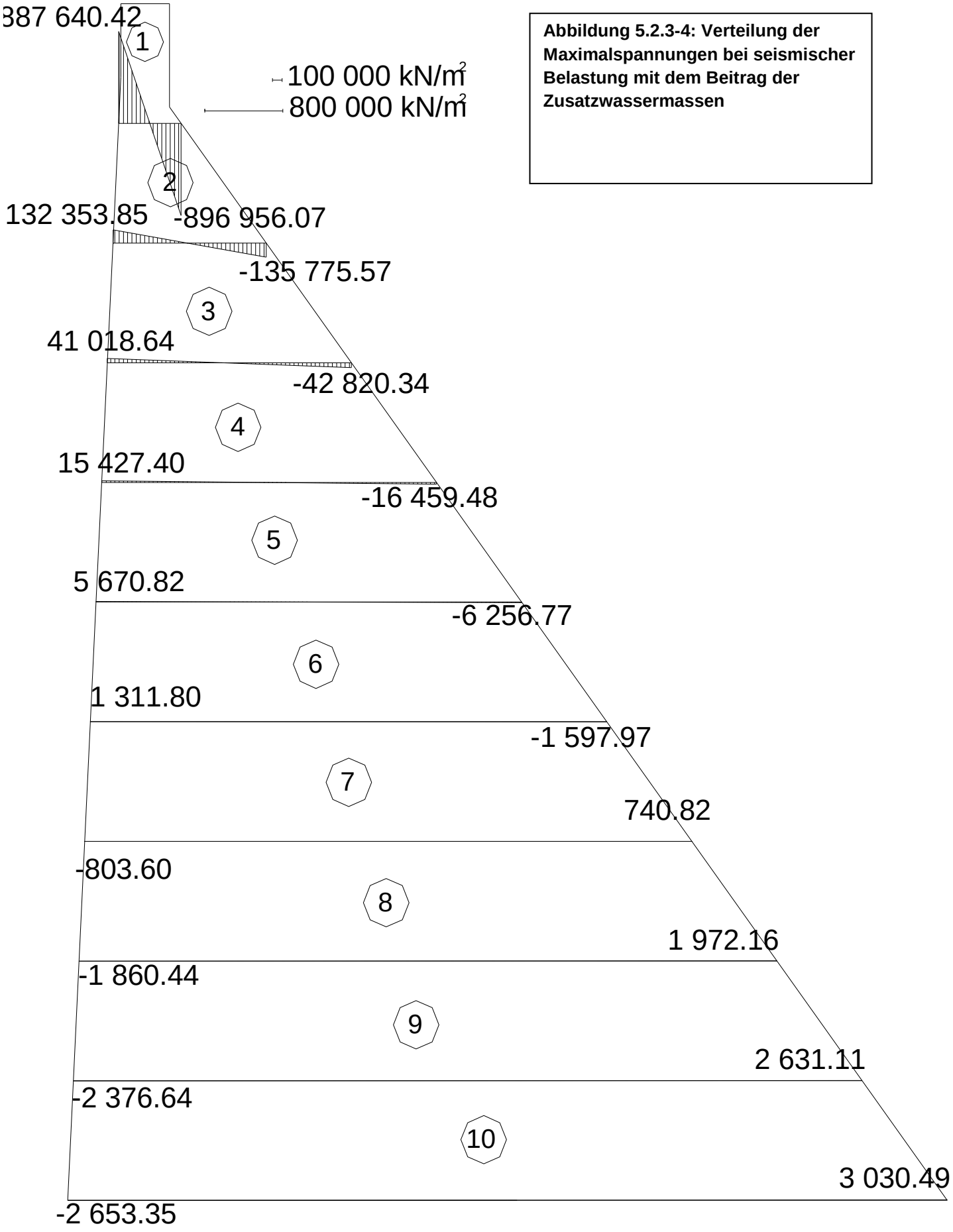


Abbildung 5.2.3-4: Verteilung der Maximalspannungen bei seismischer Belastung mit dem Beitrag der Zusatzwassermassen

5.2.4 Erdbebenberechnung nach den Deutschen Normen

In Deutschland dienen zur Erdbebenberechnung von Staumauern die DIN 19700 und DIN 4149 [16 bzw. 17].

⇨ Erarbeitung des Bemessungsspektrums – um das Bemessungsspektrum zu definieren, braucht man das elastische Antwortspektrum

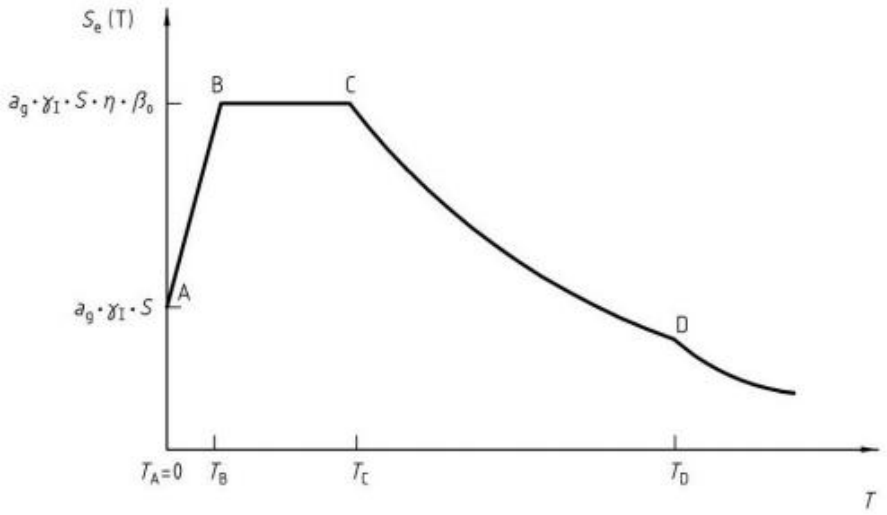


Abb.5.2.4-1: Elastische Antwortspektrum nach DIN 4149

$a_g = k_c . g = 0{,}1.9{,}81 = 0{,}981\ m/s^2$ Bemessungswert der Bodenbeschleunigung

$\gamma_1 = 1{,}4$ – Bedeutungsbeiwert in Abhängigkeit der Bedeutung des Bauwerks für den Schutz der Allgemeinheit

S – Untergrundparameter, abhängig von den Untergrundverhältnissen (in diesem Fall A-R) [17, S.19]

$S = 1{,}0 \rightarrow T_B = 0{,}05s; T_C = 0{,}2s\ und\ T_D = 2{,}0s$

$\eta = 1{,}0$ – Dämpfungsbeiwert für 5% Dämpfung

$\beta_0 = 2{,}5$ – Verstärkungsbeiwert der Spektralbeschleunigung für 5% Dämpfung

Anhand der oben liegenden Daten und das Verhaltensbeiwert *q = 1.5* für Beton kann man folgende elastische und Bemessungsspektrum definieren:

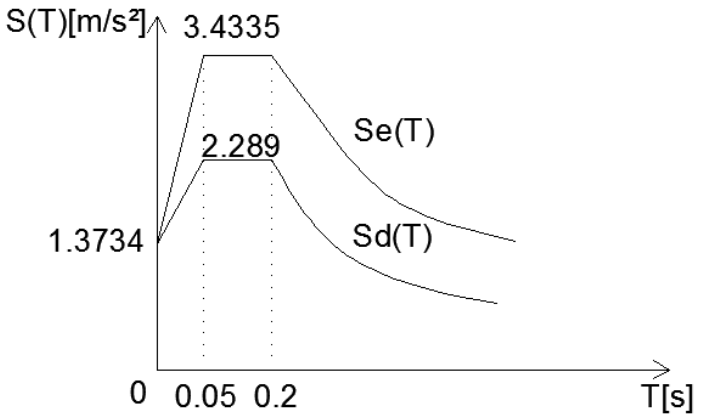


Abb.5.2.4-2: Elastische Antwortspektrum und Bemessungsspektrum nach DIN 4149

DIN 19700 schreibt vor, dass die ersten fünf Eigenformen in Betracht genommen werden müssen. In diesem Fall aber werden drei Eigenformen betrachtet, damit einen Vergleich mit den anderen Normen gemacht werden kann.

Die Eigenperioden sind wie folgt (berechnet im ***Punkt 5.1.3.6***):

$T_1 = 0{,}166\ s \ \rightarrow \ S_d(T)_1 = 1{,}6462\ m/s^2$ - abgelesen von Abbildung 5.2.4-2

$T_2 = 0{,}075\ s \ \rightarrow \ S_d(T)_2 = 2{,}289\ m/s^2$ - abgelesen von Abbildung 5.2.4-2

$T_3 = 0{,}046\ s \ \rightarrow \ S_d(T)_3 = 2{,}2158\ m/s^2$ - abgelesen von Abbildung 5.2.4-2

$F_b = S_d(T).M.\lambda$ - Gesamterdbebenkraft

$M = 12\,523{,}0532\ t/m$ - Gesamtmasse des Bauwerks

λ - Korrekturfaktor

$T_1 > 2.T_C \ \rightarrow \ \lambda_1 = 1$

$T_2 < 2.T_C \ \rightarrow \ \lambda_2 = 0{,}85$

$T_3 < 2.T_C \ \rightarrow \ \lambda_3 = 0{,}85$

nach DIN 4149, 6.2.2.2 Gesamterdbebenkraft

$F_{b1} = S_d(T_1).M.\lambda_1 = 1{,}6462.12\,523{,}0532.1 = 20\,615{,}45\ kN/m$

$F_{b2} = S_d(T_2).M.\lambda_2 = 2{,}289.12\,523{,}0532.0{,}85 = 24\,365{,}478\ kN/m$

$F_{b3} = S_d(T_3).M.\lambda_3 = 2{,}2158.12\,523{,}0532.0{,}85 = 23\,586{,}294\ kN/m$

Die Erdbebenkräfte, die auf die einzelnen Elementen der Staumauer wirken, werden nach folgender Formel berechnet :

$$F_{i,j} = b_{i,j}.m_j$$

$$b_{i,j} = b_i.\gamma_{i,j}$$

$$\gamma_{i,j} = \psi_{i,j}\frac{\sum m_j.\psi_{i,j}}{\sum m_j.{\psi_{i,j}}^2}$$

Die Bezeichnungen sind:

i – Ordnungszahl der betrachteten Eigenform

j – Nummer des Massenpunktes

$b_{i,j}$ – Beschleunigungswert des Massenpunktes j in der i-ten Eigenform

b_i – Beschleunigungswert in der i-ten Eigenform abgelesen aus dem Bemessungsspektrum

$\gamma_{i,j}$ – Beiwert für das dynamische Verhalten in Abhängigkeit von der Eigenform

$\psi_{i,j}$ – normierte Auslenkung des Massenpunktes

n – Anzahl Massenpunkte

Die Berechnungen der Seismischen Kräfte sind tabellarisch dargestellt:

Tabelle 19: Beschleunigungswerte der Massenpunkte im Bezug auf die Eigenform

Element	m_j [t/m]	$\psi_{1,j}$	$m_j.\psi_{1,j}$	$m_j.\psi^2_{1,j}$	$\gamma_{1,j}$	$b_{1,j}$	$\psi_{2,j}$	$m_j.\psi_{2,j}$	$m_j.\psi^2_{2,j}$	$\gamma_{2,j}$	$b_{2,j}$	$\psi_{3,j}$	$m_j.\psi_{3,j}$	$m_j.\psi^2_{3,j}$	$\gamma_{3,j}$	$b_{3,j}$
1	150.44	0.9100	136.8977	124.5769	2.2944	3.7771	-0.7802	-117.3709	91.5728	-2.4461	-5.5992	0.7268	109.3376	79.4666	1.7612	3.9024
2	330.36	0.7223	238.6190	172.3545	1.8212	2.9980	-0.3568	-117.8724	42.0569	-1.1187	-2.5606	-0.1028	-33.9610	3.4912	-0.2491	-0.5520
3	591.47	0.5900	348.9661	205.8900	1.4876	2.4489	-0.1023	-60.5072	6.1899	-0.3207	-0.7342	-0.2179	-128.8809	28.0831	-0.5280	-1.1700
4	852.55	0.4470	381.0890	170.3468	1.1270	1.8553	0.1119	95.4001	10.6753	0.3508	0.8031	-0.1989	-169.5718	33.7278	-0.4820	-1.0680
5	1113.65	0.3273	364.4976	119.3001	0.8252	1.3585	0.1870	208.2526	38.9432	0.5863	1.3420	-0.0887	-98.7808	8.7619	-0.2149	-0.4763
6	1374.73	0.2360	324.4363	76.5670	0.5950	0.9796	0.2003	275.3584	55.1543	0.6280	1.4375	0.0363	49.9027	1.8115	0.0880	0.1949
7	1635.84	0.1560	255.1910	39.8098	0.3933	0.6475	0.1883	308.0287	58.0018	0.5904	1.3514	0.1308	213.9679	27.9870	0.3170	0.7023
8	1896.92	0.0901	170.9125	15.3992	0.2272	0.3740	0.1533	290.7978	44.5793	0.4806	1.1002	0.1595	302.5587	48.2581	0.3865	0.8564
9	2158.00	0.0430	92.7939	3.9901	0.1084	0.1785	0.0953	205.6571	19.5991	0.2988	0.6839	0.1381	298.0194	41.1565	0.3346	0.7415
10	2419.10	0.0115	27.8197	0.3199	0.0290	0.0477	0.0282	68.2186	1.9238	0.0884	0.2024	0.0567	137.1630	7.7771	0.1374	0.3044
Σ			2341.2228	928.5543				1155.9628	368.6964				679.7548	280.5208		

Tabelle 20: Seismische Kräfte aus Massenkraft

Element	m_j	$b_{1,j}$	$F_{1,j}$	$b_{2,j}$	$F_{2,j}$	$b_{3,j}$	$F_{3,j}$	$F_{bem,j}$
	[t/m]	[m/s²]	[kN/m]	[m/s²]	[kN/m]	[m/s²]	[kN/m]	[kN/m]
1	150.44	3.7771	568.22	-5.5992	-842.33	3.9024	587.07	1173.47
2	330.36	2.9980	990.43	-2.5606	-845.93	-0.5520	-182.35	1315.22
3	591.47	2.4489	1448.44	-0.7342	-434.24	-1.1700	-692.00	1662.95
4	852.55	1.8553	1581.77	0.8031	684.65	-1.0680	-910.48	1949.29
5	1113.65	1.3585	1512.91	1.3420	1494.55	-0.4763	-530.38	2191.78
6	1374.73	0.9796	1346.63	1.4375	1976.15	0.1949	267.94	2406.32
7	1635.84	0.6475	1059.21	1.3514	2210.61	0.7023	1148.86	2707.14
8	1896.92	0.3740	709.40	1.1002	2086.95	0.8564	1624.53	2738.19
9	2158.00	0.1785	385.16	0.6839	1475.93	0.7415	1600.16	2210.70
10	2419.10	0.0477	115.47	0.2024	489.58	0.3044	736.47	891.86

Tabelle 21: Beschleunigungswerte der Massenpunkten im Bezug auf der Eigenform

Element	m_j [t/m]	$\psi_{1,j}$	$m_j.\psi_{1,j}$	$m_j.\psi^2_{1,j}$	$\gamma_{1,j}$	$b_{1,j}$	$\psi_{2,j}$	$m_j.\psi_{2,j}$	$m_j.\psi^2_{2,j}$	$\gamma_{2,j}$	$b_{2,j}$	$\psi_{3,j}$	$m_j.\psi_{3,j}$	$m_j.\psi^2_{3,j}$	$\gamma_{3,j}$	$b_{3,j}$
1	150.44	0.9100	136.8977	124.5769	2.2696	3.7362	-0.7802	-117.3709	91.5728	-2.5806	-5.9069	0.7268	109.3376	79.4666	1.5216	3.3715
2	631.03	0.7223	455.7930	329.2193	1.8015	2.9656	-0.3568	-225.1515	80.3341	-1.1801	-2.7013	-0.1028	-64.8699	6.6686	-0.2152	-0.4769
3	1062.12	0.5900	626.6508	369.7240	1.4715	2.4224	-0.1023	-108.6549	11.1154	-0.3384	-0.7745	-0.2179	-231.4359	50.4299	-0.4562	-1.0108
4	1465.62	0.4470	655.1321	292.8441	1.1148	1.8353	0.1119	164.0029	18.3519	0.3701	0.8472	-0.1989	-291.5118	57.9817	-0.4164	-0.9227
5	1829.33	0.3273	598.7397	195.9675	0.8163	1.3438	0.1870	342.0847	63.9698	0.6185	1.4158	-0.0887	-162.2616	14.3926	-0.1857	-0.4115
6	2168.51	0.2360	511.7684	120.7773	0.5886	0.9690	0.2003	434.3526	87.0008	0.6625	1.5165	0.0363	78.7169	2.8574	0.0760	0.1684
7	2493.43	0.1560	388.9751	60.6801	0.3891	0.6405	0.1883	469.5129	88.4093	0.6228	1.4256	0.1308	326.1406	42.6592	0.2738	0.6068
8	2799.43	0.0901	252.2286	22.7258	0.2247	0.3699	0.1533	429.1526	65.7891	0.5071	1.1606	0.1595	446.5091	71.2182	0.3339	0.7399
9	3087.56	0.0430	132.7651	5.7089	0.1072	0.1765	0.0953	294.2445	28.0415	0.3152	0.7215	0.1381	426.3920	58.8847	0.2891	0.6406
10	3363.47	0.0115	38.6799	0.4448	0.0287	0.0472	0.0282	94.8499	2.6748	0.0933	0.2135	0.0567	190.7087	10.8132	0.1187	0.2630
Σ			3797.6304	1522.6687				1777.0226	537.2595				827.7258	395.3721		

Tabelle 22: Kräfte aus Massenkraft und Wasserlast

Element	m_j	$b_{1,j}$	$F_{1,j}$	$b_{2,j}$	$F_{2,j}$	$b_{3,j}$	$F_{3,j}$	$F_{bem,j}$
	[t/m]	[m/s²]	[kN/m]	[m/s²]	[kN/m]	[m/s²]	[kN/m]	[kN/m]
1	150.44	3.7362	562.06	-5.9069	-888.62	3.3715	507.20	1167.40
2	631.03	2.9656	1871.36	-2.7013	-1704.63	-0.4769	-300.92	2549.18
3	1062.12	2.4224	2572.86	-0.7745	-822.63	-1.0108	-1073.60	2906.70
4	1465.62	1.8353	2689.79	0.8472	1241.67	-0.9227	-1352.28	3256.59
5	1829.33	1.3438	2458.26	1.4158	2589.93	-0.4115	-752.71	3649.30
6	2168.51	0.9690	2101.18	1.5165	3288.49	0.1684	365.16	3919.50
7	2493.43	0.6405	1597.02	1.4256	3554.69	0.6068	1512.92	4180.34
8	2799.43	0.3699	1035.58	1.1606	3249.13	0.7399	2071.29	3989.92
9	3087.56	0.1765	545.10	0.7215	2227.73	0.6406	1977.97	3028.58
10	3363.47	0.0472	158.81	0.2135	718.11	0.2630	884.67	1150.45

Tabelle 23: Normal- und Hauptspannungen ohne den Beitrag der Zusatzwassermassen

Element	y	b_d	$E_{k,bem}$	$M_{Ek,bem}$	Q_k	M_{Qk}	$\sigma_{y,1}$	$\sigma_{y,2}$	σ'_{haupt1}	σ'_{haupt2}	σ''_{haupt1}	σ''_{haupt2}
	m	m	kN/m	kN.m/m	kN/m	kN.m/m	kN/m²	kN/m²	kN/m²	kN/m²	kN/m²	kN/m²
1	109.49	7.07	1173.47	128483.35	1475.28	-54541.10	-8667.08	9084.42	1094.90	-8691.49	14194.40	0
2	97.41	16.3	1315.22	128115.15	3239.76	-110443.42	-200.32	597.83	974.10	-203.25	934.12	0
3	86.2	25.54	1662.95	143346.55	5800.32	-174995.65	518.23	-64.01	862.00	517.37	-100.02	0
4	74.78	34.78	1949.29	145767.96	8360.64	-218797.95	602.62	-121.85	747.80	602.26	-190.39	0
5	63.3	44.02	2191.78	138739.48	10921.20	-241904.58	567.53	-71.34	633.00	567.37	-111.47	0
6	51.79	53.25	2406.32	124623.07	13481.52	-244285.14	506.38	-0.03	517.90	506.35	-0.04	0
7	40.27	62.49	2707.14	109016.47	16042.08	-226032.91	436.51	76.92	402.70	436.59	120.19	0
8	28.74	71.73	2738.19	78695.68	18602.40	-187140.14	385.80	132.88	287.40	386.05	207.62	0
9	17.21	80.96	2210.70	38046.17	21162.72	-127399.57	343.19	179.60	172.10	343.62	280.63	0
10	5.67	90.2	891.86	5056.83	23723.28	-46972.09	293.92	232.10	56.70	294.51	362.65	0

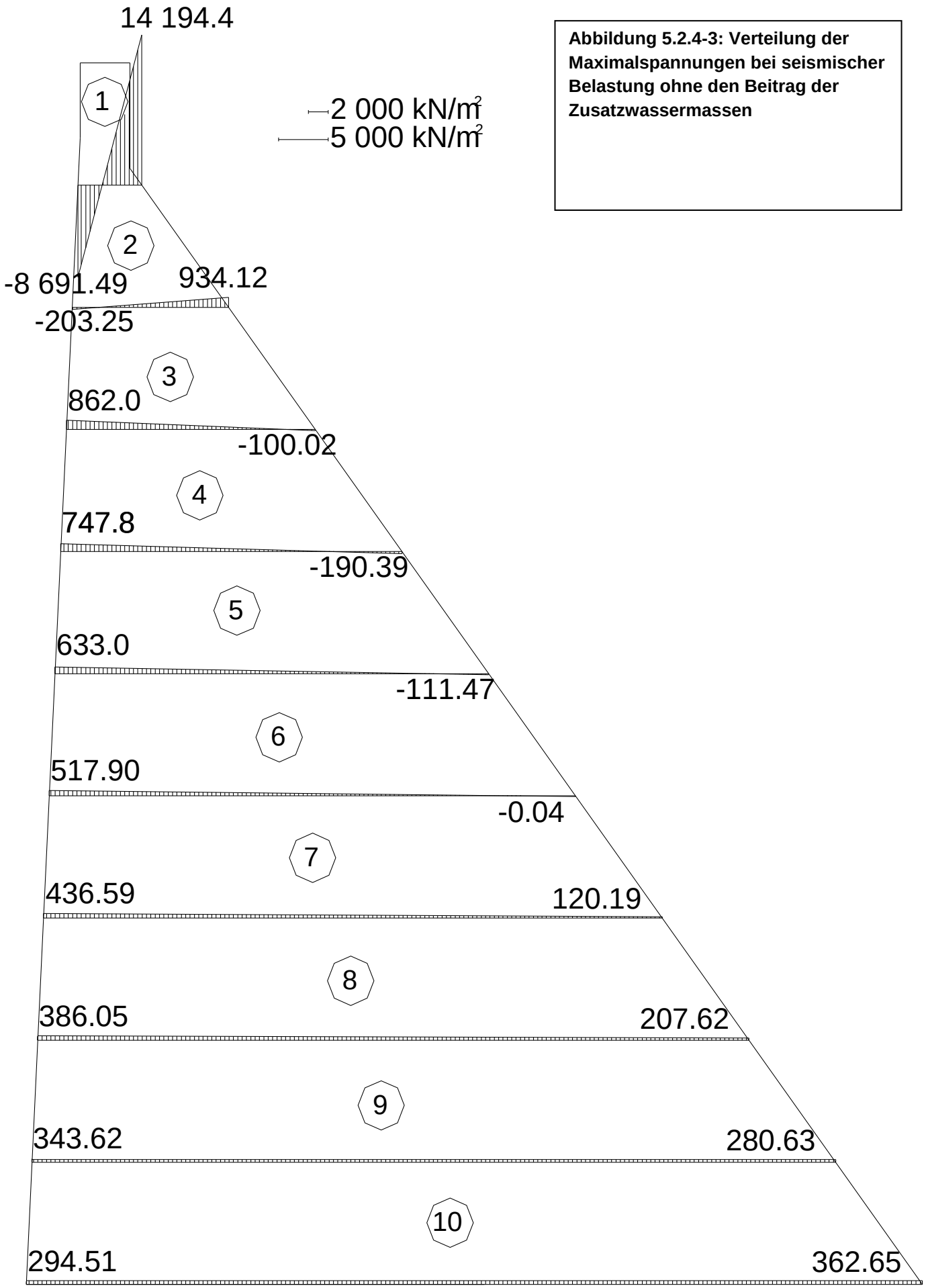


Abbildung 5.2.4-3: Verteilung der Maximalspannungen bei seismischer Belastung ohne den Beitrag der Zusatzwassermassen

Tabelle 23: Normal- und Hauptspannungen mit dem Beitrag der Zusatzwassermassen

Element	y	b_d	$E_{k,bem}$	$M_{Ek,bem}$	Q_k	M_{Qk}	W_v	M_{Wv}	W_S	M_{Ws}	W_h	M_{Wh}	P_v	M_{Pv}	P_w	M_{Pv}	σ_y^1	σ_y^2	σ'_{haupt1}	σ'_{haupt2}	σ''_{haupt1}	σ''_{haupt2}
	m	m	kN/m	kN.m/m	kN/m	kN.m/m	kN/m	kN.m/m	kN/m	kN.m/m	kN/m	kN.m/m	kN/m	kN.m/m	kN/m	kN.m/m	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2
1	109.49	7.07	1167.40	127818.13	1475.28	-54541.10	2958.82	-18729.33	24136.80	-237506.11	59176.32	-4333481.91	2301.05	-224329.36	324.21	-680.84	566359.14	-571932.75	1094.90	884320.28	-893644.92	0
2	97.41	16.3	2549.18	248315.27	6188.29	-210958.81	2958.82	-27250.73	24136.80	-167992.13	59176.32	-3618631.97	2301.05	-196532.68	324.21	3235.62	88729.57	-90568.80	974.10	138092.03	-141513.75	0
3	86.2	25.54	2906.70	250557.75	10415.85	-314246.08	2958.82	-38849.31	24136.80	-73375.87	59176.32	-2955265.42	2301.05	-170737.91	324.21	6870.01	29887.58	-30730.34	862.00	46214.47	-48016.16	0
4	74.78	34.78	3256.59	243527.98	14372.84	-376137.18	2958.82	-50684.59	24136.80	23171.33	59176.32	-2279471.85	2301.05	-144459.92	324.21	10572.49	12569.11	-12960.44	747.80	19218.60	-20250.68	0
5	63.3	44.02	3649.30	231000.45	17939.60	-397362.21	2958.82	-62579.04	24136.80	120201.26	59176.32	-1600127.69	2301.05	-118043.87	324.21	14294.42	5538.94	-5686.08	633.00	8298.54	-8884.49	0
6	51.79	53.25	3919.50	202990.97	21265.84	-385337.02	2958.82	-74503.09	24136.80	217472.57	59176.32	-919008.25	2301.05	-91558.78	324.21	18026.08	2185.17	-2181.87	517.90	3123.01	-3409.17	0
7	40.27	62.49	4180.34	168342.38	24452.15	-344530.78	2958.82	-86427.13	24136.80	314743.87	59176.32	-237297.04	2301.05	-65050.68	324.21	21760.98	403.42	-298.63	402.70	403.82	-466.61	0
8	28.74	71.73	3989.92	114670.41	27453.00	-276177.15	2958.82	-98351.18	24136.80	412015.18	59176.32	445005.93	2301.05	-38519.58	324.21	25499.12	-593.71	768.67	287.40	-1089.33	1201.05	0
9	17.21	80.96	3028.58	52121.85	30278.63	-182277.38	2958.82	-110304.81	24136.80	509527.85	59176.32	1127308.90	2301.05	-11988.47	324.21	29237.26	-1181.62	1406.44	172.10	-1943.09	2197.56	0
10	5.67	90.2	1150.45	6523.08	32984.37	-65309.05	2958.82	-122258.44	24136.80	654831.38	59176.32	1810203.63	2301.05	14565.65	324.21	32978.64	-1588.52	1850.30	56.70	-2513.96	2891.10	0

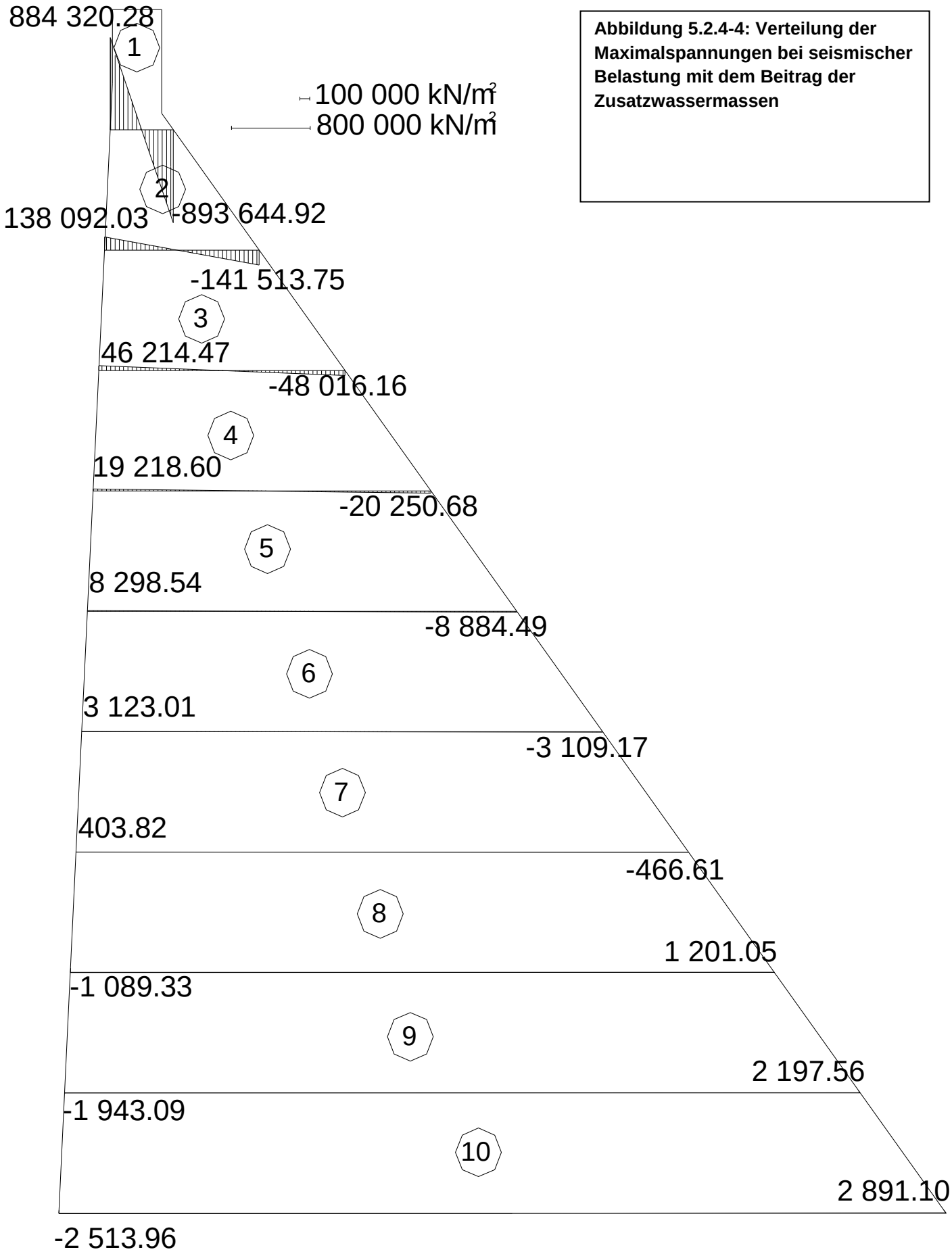


Abbildung 5.2.4-4: Verteilung der Maximalspannungen bei seismischer Belastung mit dem Beitrag der Zusatzwassermassen

5.2.5 Erdbebenberechnung nach den schweizerischen Normen

Nach dem Basisdokument zu dem Nachweis der Erdbebensicherheit von Stauanlagen in der Schweiz gilt folgendes normierts Beschleunigungs-Antwortspektrum für Baugrundklasse A (felsige Untergrund):

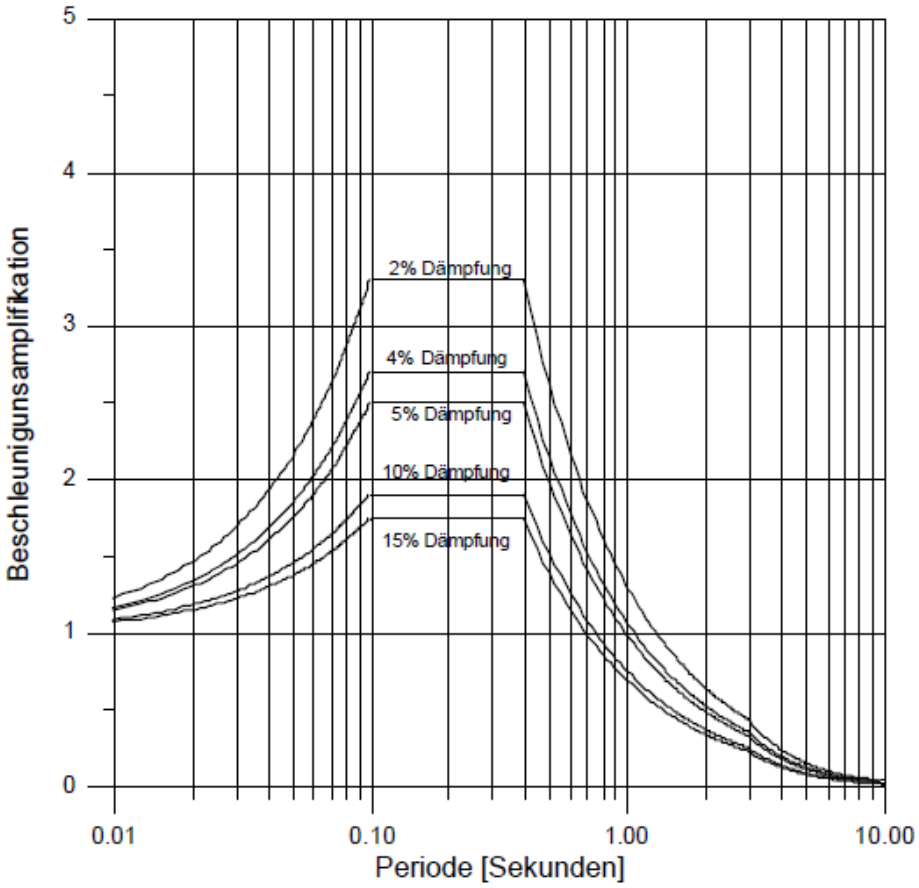


Abbildung 5.2.5-1: Antwortspektrum für felsigen Untergrund

Die Beschleunigungs-amplifikationswerte sind mit der Bodenspitzenbeschleunigung zu multiplizieren [19, S.17]:

$a_h = K_C . g = 0{,}1.9{,}81 = 0{,}981\ m/s^2$

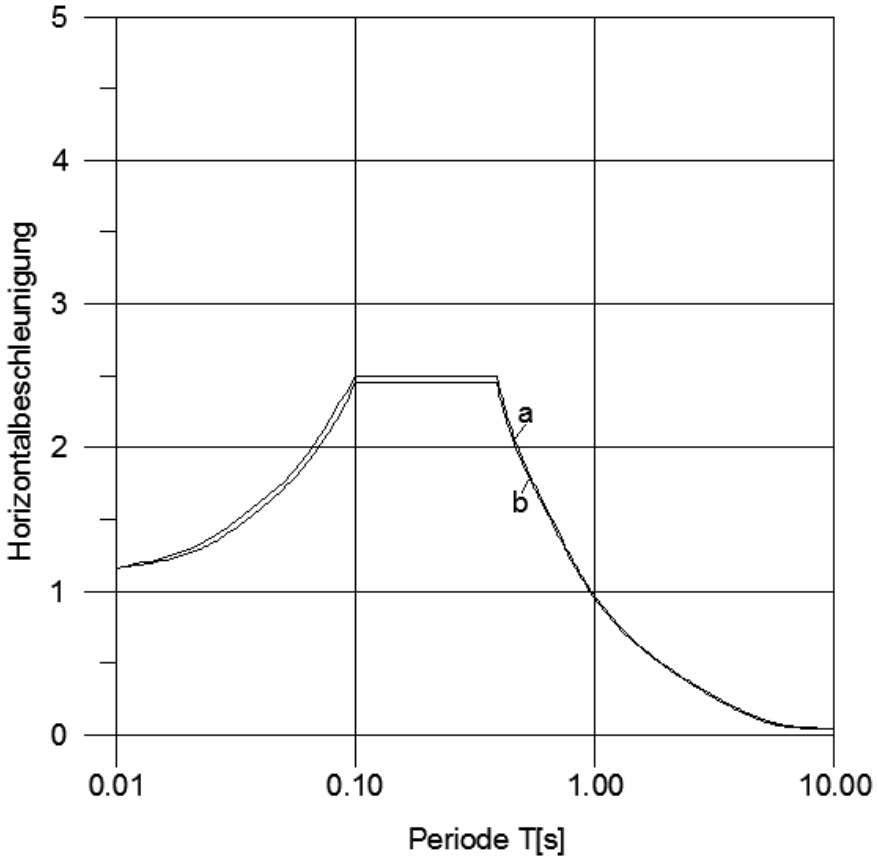


Abbildung 5.2.5-2: Normierte (a) und Bemessungsspektrum für 5% Dämpfung nach BWG

Für die ersten drei Eigenschwingperioden wurde abgelesen:

$T_1 = 0{,}166\,s \;\rightarrow\; a_{s1} = 2{,}4525\ m/s^2$;

$T_2 = 0{,}075\,s \;\rightarrow\; a_{s2} = 2{,}125\ m/s^2$;

$T_3 = 0{,}046\,s \;\rightarrow\; a_{s3} = 1{,}65\ m/s^2$

$\frac{a_{s1}}{a_h} = \frac{2.4525}{0{,}981} = 2{,}5$

$\frac{a_{s2}}{a_h} = \frac{2.125}{0{,}981} = 2{,}166$

$\frac{a_{s3}}{a_h} = \frac{1.65}{0{,}981} = 1{,}682$

$QH_{tot} = a_s.\psi_k.\psi_m.\sum m_i$ – auf die gesamte Sperre wirkende horizontale Erdbebenersatzlast

$QH_i = QH_{tot}.\frac{m_i.\psi_i}{\sum m_i.\psi_i}$ - horizontale Erdbebenersatzlast für die Lamelle *i*

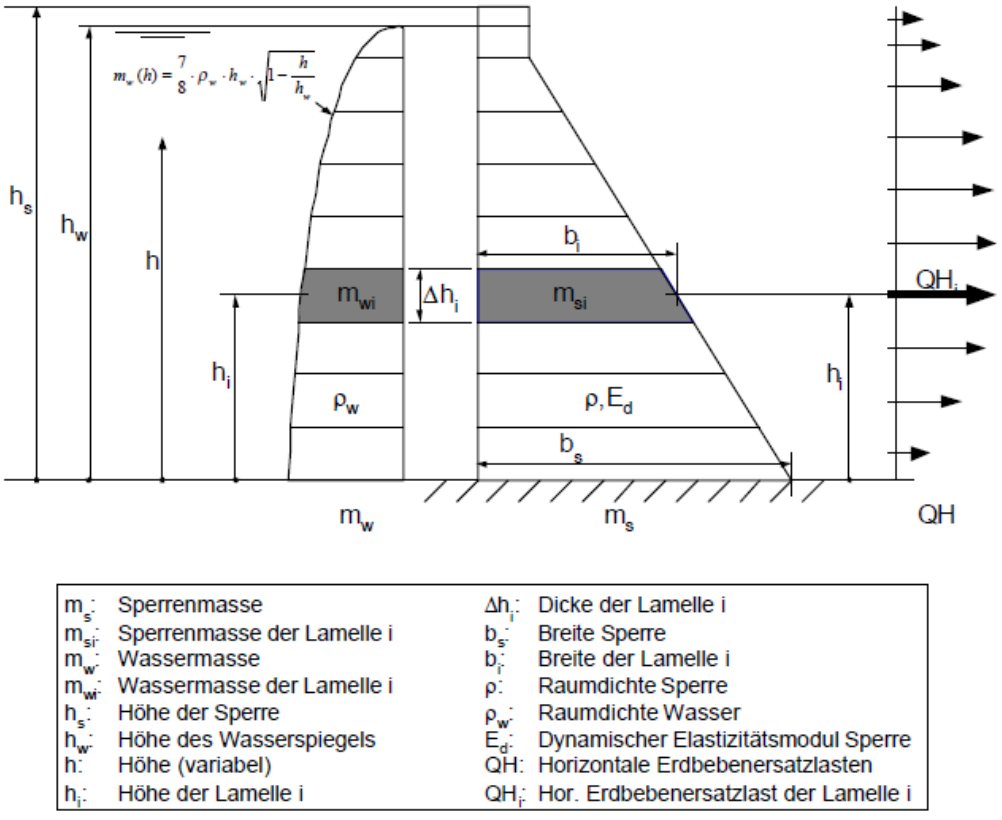
Bei $\frac{b_s}{h_s} = 0{,}781$ wurde für den Korrekturfaktor ψ_k abgelesen:

$\psi_{k1} = 1{,}015;\ \psi_{k2} = 1{,}018;\ \psi_{k3} = 1{,}026$

Der Massenbeiwert der Staumauer ψ_m hängt von dem Verhältnis b_s/h_s ab und ist bei $b_s/h_s = 0{,}781$ für leeren Stausee gleich *0,39* und für vollen Stausee gleich *0,4271*.

Der Formfaktor ψ_i wird nach der Formel berechnet:

$$\psi_i = 0{,}69.\left(\frac{h_i}{h_s}\right)^3 + 0{,}14.\left(\frac{h_i}{h_s}\right)^2 + 0{,}17.\left(\frac{h_i}{h_s}\right)$$



m_s:	Sperrenmasse	Δh_i:	Dicke der Lamelle i
m_{si}:	Sperrenmasse der Lamelle i	b_s:	Breite Sperre
m_w:	Wassermasse	b_i:	Breite der Lamelle i
m_{wi}:	Wassermasse der Lamelle i	ρ:	Raumdichte Sperre
h_s:	Höhe der Sperre	ρ_w:	Raumdichte Wasser
h_w:	Höhe des Wasserspiegels	E_d:	Dynamischer Elastizitätsmodul Sperre
h:	Höhe (variabel)	QH:	Horizontale Erdbebenersatzlasten
h_i:	Höhe der Lamelle i	QH_i:	Hor. Erdbebenersatzlast der Lamelle i

Abbildung 5.2.5-3: Schnitt einer Gewichtsmauer sowie wichtigste Grundbegriffe nach BWG

Tabelle 24: Parameter der Lamellen der Staumauer

Lamelle	m_{si}	$m_{si}+m_{wi}$	h_i	Δh_i	b_i	ψ_i
	[t/m]	[t/m]	[m]	[m]	[m]	
1	150.437	150.437	109.725	11.55	5.00	0.879439
2	330.36	631.03	98.175	11.55	11.06	0.669396
3	591.468	1062.12	86.625	11.55	20.38	0.497344
4	852.548	1465.62	75.075	11.55	29.69	0.359141
5	1113.65	1829.33	63.525	11.55	39.00	0.250649
6	1374.73	2168.51	51.975	11.55	48.31	0.167726
7	1635.84	2493.43	40.425	11.55	57.62	0.106234
8	1896.92	2799.43	28.875	11.55	66.93	0.062031
9	2157.997	3087.56	17.325	11.55	76.24	0.030979
10	2419.1	3363.47	5.775	11.55	58.55	0.008936
Σ	12523.05	19050.94				

Die gesamte Erdbebenersatzlast wird wie folgt berechnet:

⇨ Gesamte Erdbebenersatzlast ohne den Beitrag der Zusatzwassermassen:

$$QH_{tot}(T_1) = a_s.\psi_k.\psi_m.\sum m_i = 2{,}4525.1{,}015.0{,}39.12\ 523{,}05 = 12\ 157{,}65\ kN/m$$

$$QH_{tot}(T_2) = a_s.\psi_k.\psi_m.\sum m_i = 2{,}125.1{,}018.0{,}39.12\ 523{,}05 = 10\ 565.29\ kN/m$$

$$QH_{tot}(T_3) = a_s.\psi_k.\psi_m.\sum m_i = 1{,}65.1{,}026.0{,}39.12\ 523{,}05 = 8\ 268{,}106\ kN/m$$

⇨ Gesamte Erdbebenersatzlast mit dem Beitrag der Zusatzwassermassen:

$$QH_{tot}(T_1) = a_s.\psi_k.\psi_m.\sum m_i = 2{,}4525.1{,}015.0{,}4271.19\ 050{,}937 = 20\ 254{,}474\ kN/m$$

$$QH_{tot}(T_2) = a_s.\psi_k.\psi_m.\sum m_i = 2{,}125.1{,}018.0{,}4271.19\ 050{,}937 = 17\ 601{,}62\ kN/m$$

$$QH_{tot}(T_3) = a_s.\psi_k.\psi_m.\sum m_i = 1{,}65.1{,}026.0{,}4271.19\ 050{,}937 = 13\ 774{,}544\ kN/m$$

Tabelle 25: Seismische Kräfte aus Massenkraft

Lamelle	m_{si}	ψi	$m_{si}.\psi_i$	$QH_i(T_1)$	$QH_i(T_2)$	$QH_i(T_3)$	$QH_{i,bem}$
	[t/m]			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
1	150.437	0.879439	132.3001	872.5392	758.2576	593.3916	1299.382
2	330.36	0.669396	221.1417	1458.463	1267.439	991.8633	2171.937
3	591.468	0.497344	294.1629	1940.049	1685.949	1319.377	2889.112
4	852.548	0.359141	306.1852	2019.337	1754.853	1373.299	3007.188
5	1113.65	0.250649	279.135	1840.937	1599.819	1251.974	2741.516
6	1374.73	0.167726	230.5783	1520.699	1321.524	1034.188	2264.618
7	1635.84	0.106234	173.7814	1146.115	996.0011	779.4431	1706.789
8	1896.92	0.062031	117.6683	776.0403	674.3976	527.7651	1155.676
9	2157.997	0.030979	66.85205	440.8993	383.1521	299.8443	656.5854
10	2419.1	0.008936	21.61768	142.5719	123.8984	96.95947	212.3174
Σ	12523.05		1843.423				

Tabelle 26: Seismische Kräfte aus Massenkraft und Wasserlast

Lamelle	$m_{si}+m_{wi}$	ψ_i	$(m_{si}+m_{wi}).\psi_i$	$QH_i(T_1)$	$QH_i(T_2)$	$QH_i(T_3)$	$QH_{i,bem}$
	[t/m]			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
1	150.437	0.8794	132.3001	894.4778	777.3225	608.3112	1332.052
2	631.03	0.6694	422.4091	2855.897	2481.843	1942.222	4252.989
3	1062.12	0.4973	528.2387	3571.409	3103.639	2428.823	5318.526
4	1465.62	0.3591	526.3646	3558.738	3092.628	2420.205	5299.656
5	1829.33	0.2506	458.5193	3100.037	2694.006	2108.255	4616.561
6	2168.51	0.1677	363.7161	2459.075	2136.995	1672.353	3662.043
7	2493.43	0.1062	264.8864	1790.89	1556.326	1217.938	2666.986
8	2799.43	0.0620	173.6521	1174.058	1020.284	798.4463	1748.401
9	3087.56	0.0310	95.6487	646.6788	561.9792	439.7895	963.0311
10	3363.47	0.0089	30.0568	203.2133	176.5972	138.2001	302.6244
Σ	19050.94		2995.7920				

Tabelle 27: Normal- und Hauptspannungen ohne den Beitrag der Zusatzwassermassen

Lamelle	y	b_d	$Qh_{i,bem}$	$M_{QHi,bem}$	Q_k	M_{Qk}	$\sigma_{y,1}$	$\sigma_{y,2}$	σ'_{haupt1}	σ'_{haupt2}	σ''_{haupt1}	σ''_{haupt2}
	m	m	kN/m	kN.m/m	kN/m	kN.m/m	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2
1	109.49	7.07	1299.38	142269.30	1475.28	-54541.10	-10321.90	10739.23	1094.90	-10350.44	16780.05	0
2	97.41	16.3	2171.94	211568.38	3239.76	-110443.42	-2084.92	2482.43	974.10	-2092.56	3878.80	0
3	86.2	25.54	2889.11	249041.47	5800.32	-174995.65	-453.99	908.21	862.00	-457.28	1419.07	0
4	74.78	34.78	3007.19	224877.54	8360.64	-218797.95	210.23	270.54	747.80	208.89	422.72	0
5	63.3	44.02	2741.52	173537.95	10921.20	-241904.58	459.78	36.41	633.00	459.35	56.89	0
6	51.79	53.25	2264.62	117284.56	13481.52	-244285.14	521.91	-15.56	517.90	521.92	-24.31	0
7	40.27	62.49	1706.79	68732.39	16042.08	-226032.91	498.41	15.02	402.70	498.64	23.47	0
8	28.74	71.73	1155.68	33214.12	18602.40	-187140.14	438.84	79.84	287.40	439.22	124.75	0
9	17.21	80.96	656.59	11299.83	21162.72	-127399.57	367.67	155.12	172.10	368.16	242.37	0
10	5.67	90.2	212.32	1203.84	23723.28	-46972.09	296.76	229.26	56.70	297.36	358.21	0

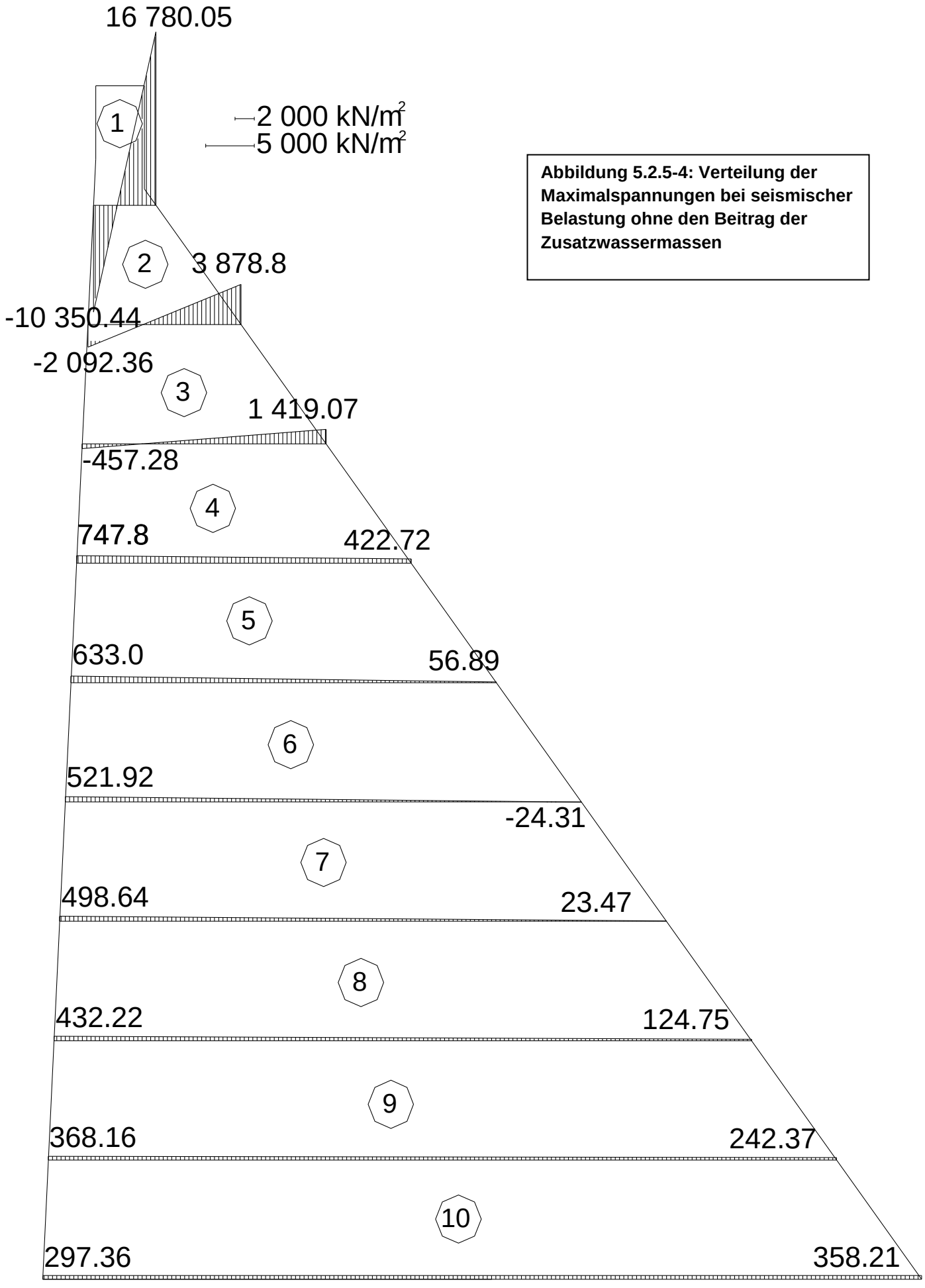


Abbildung 5.2.5-4: Verteilung der Maximalspannungen bei seismischer Belastung ohne den Beitrag der Zusatzwassermassen

Tabelle 28: Normal- und Hauptspannungen mit dem Beitrag der Zusatzwassermassen

Lamelle	y	b_d	$Qh_{i,bem}$	$M_{QHi,bem}$	Q_k	M_{Qk}	W_V	M_{Wv}	W_S	M_{Ws}	W_h	M_{Wh}	P_v	M_{Pv}	P_w	M_{Pv}	σ_y^1	σ_y^2	σ'_{haupt1}	σ'_{haupt2}	σ''_{haupt1}	σ''_{haupt2}
	m	m	kN/m	kN.m/m	kN/m	kN.m/m	kN/m	kN.m/m	kN/m	kN.m/m	kN/m	kN.m/m	kN/m	kN.m/m	kN/m	kN.m/m	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2
1	109.49	7.07	1332.05	145846.41	1475.28	-54541.10	2958.82	-18729.33	24136.80	-237506.11	59176.32	-4333481.91	2301.05	-224329.36	324.21	-680.84	564195.10	-569768.70	1094.90	880938.96	-890263.60	0
2	97.41	16.3	4252.99	414283.70	6188.29	-210958.81	2958.82	-27250.73	24136.80	-167992.13	59176.32	-3618631.97	2301.05	-196532.68	324.21	3235.62	84981.56	-86820.78	974.10	132235.75	-135657.47	0
3	86.2	25.54	5318.53	458456.92	10415.85	-314246.08	2958.82	-38849.31	24136.80	-73375.87	59176.32	-2955265.42	2301.05	-170737.91	324.21	6870.01	27975.25	-28818.02	862.00	43226.45	-45028.15	0
4	74.78	34.78	5299.66	396308.29	14372.84	-376137.18	2958.82	-50684.59	24136.80	23171.33	59176.32	-2279471.85	2301.05	-144459.92	324.21	10572.49	11811.30	-12202.63	747.80	18034.53	-19066.61	0
5	63.3	44.02	4616.56	292228.34	17939.60	-397362.21	2958.82	-62579.04	24136.80	120201.26	59176.32	-1600127.69	2301.05	-118043.87	324.21	14294.42	5349.36	-5496.49	633.00	8002.31	-8588.27	0
6	51.79	53.25	3662.04	189657.23	21265.84	-385337.02	2958.82	-74503.09	24136.80	217472.57	59176.32	-919008.25	2301.05	-91558.78	324.21	18026.08	2213.38	-2210.08	517.90	3167.09	-3453.26	0
7	40.27	62.49	2666.99	107399.52	24452.15	-344530.78	2958.82	-86427.13	24136.80	314743.87	59176.32	-237297.04	2301.05	-65050.68	324.21	21760.98	497.06	-392.27	402.70	550.13	-612.92	0
8	28.74	71.73	1748.40	50249.06	27453.00	-276177.15	2958.82	-98351.18	24136.80	412015.18	59176.32	445005.93	2301.05	-38519.58	324.21	25499.12	-518.59	693.55	287.40	-971.95	1083.67	0
9	17.21	80.96	963.03	16573.77	30278.63	-182277.38	2958.82	-110304.81	24136.80	509527.85	59176.32	1127308.90	2301.05	-11988.47	324.21	29237.26	-1149.08	1373.90	172.10	-1892.24	2146.72	0
10	5.67	90.2	302.62	1715.88	32984.37	-65309.05	2958.82	-122258.44	24136.80	654831.38	59176.32	1810203.63	2301.05	14565.65	324.21	32978.64	-1584.98	1846.76	56.70	-2508.42	2885.56	0

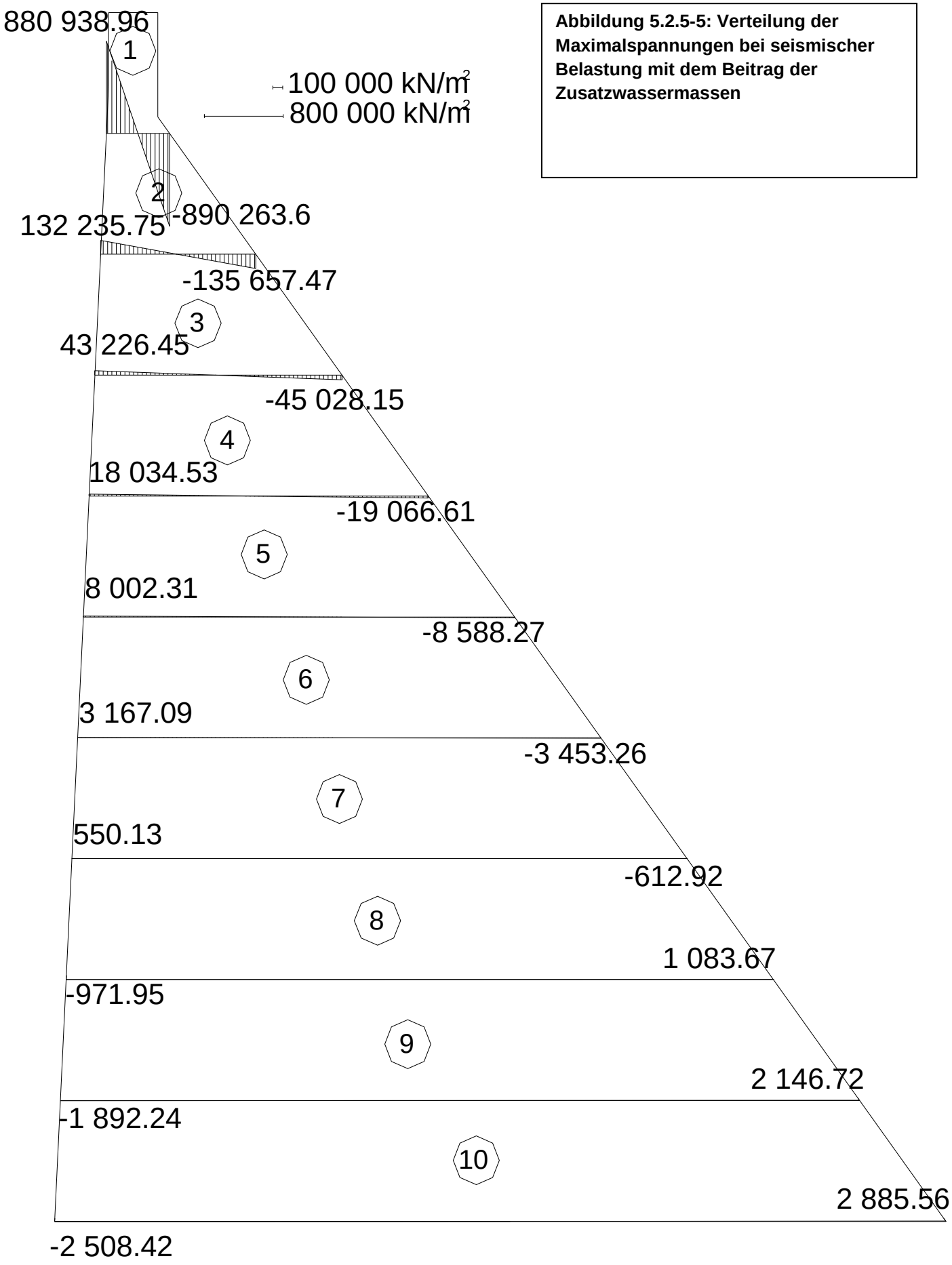


Abbildung 5.2.5-5: Verteilung der Maximalspannungen bei seismischer Belastung mit dem Beitrag der Zusatzwassermassen

5.2.6 Analyse der Ergebnisse von den durchgeführten Untersuchungen

Eine Staumauer dieser Größe (115,5 m) verlangt nach allen vier Normen eine detailliertere und kompliziertere Erdbebenberechnung. Nach den bulgarischen Normen braucht man eine mikroseismische Untersuchung der Baustelle um, das nicht-lineare Verhalten des Staumauerbetons sowie die Wechselwirkungen Boden-Struktur und Wasser-Struktur zu berücksichtigen. Die österreichischen Normen schreiben vor, dass die Betonsperren durch eine dynamische Erdbebenberechnung bemessen werden, wobei die Wasser-Struktur-Wechselwirkung berücksichtigt wird und der Untergrund als begrenzt und masselos angenommen wird. Die DIN verlangt auch eine dynamische Untersuchung für Staumauern höher als 40 m. Als Mindestanforderung bei der Erdbebenberechnung von Sperren der Werkklasse I in der Schweiz wird das Durchführen spezifischer Finite-Elemente-Modellierung im Zeitbereich empfohlen.

Bei dem im Rahmen der vorliegender Arbeit verwendeten Beispiel wurde das Antwortspektrumverfahren angewandt. Für jede Eigenform der Mauer (in diesem Fall – drei Eigenformen berücksichtigt) wurden die Schnittgrößen aufgrund der Beschleunigungen berechnet, die aus dem Bemessungsspektrum erhalten werden. Die Anzahl der zu berücksichtigenden Eigenformen hängt vom Wert des s.g. Anteilfaktors ab. Im Prinzip aber werden bei Handberechnungen die ersten fünf Eigenformen betrachtet. Da aber hier die Staumauer als starr im felsigen Untergrund eingespannt angenommen wurde, war es ausreichend genug, die ersten drei zu verwenden. Zusätzlich wurde nicht nur die Erdbebenlast aus Eigengewicht, sondern auch diese aus Wasser-Struktur-Wechselwirkung mit Hilfe des Modells der Zusatzmassen berechnet. Die gesamte Erdbebenbelastung wird nach Anwendung der Kombinationsregel ”Quadratwurzel von der Summe der Quadrate“ zu den Beiträgen der einzelnen Eigenformen ermittelt. Die Erdbebenlasten werden weiter mit anderen Lasten in typischen Lastfällen kombiniert, damit die charakteristischen Spannungen in den einzelnen Elementen berechnet werden können.

Die beschriebene Vorgehensweise entspricht im Wesentlichen den Anforderungen der verschiedenen hier angewandten Normen, obwohl sie bezüglich der Diskretisierung des mechanischen Staumauermodells und der verwendeten Eigenformen stark vereinfacht ist. Das wurde aber absichtlich so gewählt, damit alle Berechnungen per Hand durchgeführt werden können und somit vollkommen prüffähig sind.

5.2.6.1 Eingabedaten

Grundsätzlich sind die gleichen Gruppen von Parametern für die Erdbebenberechnung nach den vier Normen notwendig:

- Parameter der Staumauer
  - geometrische Parameter der Elemente der Staumauer
  - Materialparameter des Betons
  - Eigenperioden und Frequenzen der Staumauer
  - Eigenformen
- Parameter der Bodenbewegung
  - Bodengruppe
  - Bodenbeschleunigung
  - Bemessungsspektrum

5.2.6.2 Erarbeitung der Bemessungsspektren

Zur Bestimmung der Erdbebeneinwirkung auf die Gewichtsstaumauer nach den vier Normen war es notwendig, ein Bemessungsantwortspektrum zu definieren.

In Bulgarien steht eine dimensionslose Form des Antwortspektrums zur Erdbebenberechnung von Wasserbauten bereit, die verschiedene Werte für drei Bodengruppen aufweist. Die Spektralwerte, die von den berechneten Eigenperioden abgelesen werden, werden nicht nur mit der Masse der einzelnen Elemente, sondern auch mit einer Reihe von Beiwerten multipliziert. Die Erdbebenkräfte werden hier für die ersten drei Eigenformen berechnet; die Beiträge der einzelnen Eigenformen werden dann nach der obengenannten Regel QWSQ (Quadratwurzel von der Summe der Quadrate) Berechnung der Gesamterdbebenkraft kombiniert.

Die österreichischen Richtlinien zur Erdbebenberechnung von Talsperren schreiben vor, dass die Bodenbeschleunigung mit Koeffizienten multipliziert wird, die von der Dämpfung und der Art des Baugrundes abhängen, damit das Bemessungsspektrum in Form von drei logarithmischen Netzen (Verschiebung, Geschwindigkeit und Beschleunigung) erstellt wird. Die Spektralwerte werden für die entsprechenden Eigenfrequenzen abgelesen, und die Gesamterdbebenkraft wird auch hier nach der Regel QWSQ berechnet.

Nach DIN 4149 muss man ein elastisches Antwortspektrum zu erstellen, um das notwendige Bemessungsspektrum zu definieren. Die Abbildung 5.2.4-1 zeigt die Art und Weise zur Berechnung dieses elastischen Antwortspektrums, das durch den spezifischen Verhaltensfaktor q auf das weiter zu verwendende Bemessungsspektrum abgemindert wird. Die Spektralwerte hängen von den Eigenperioden ab, die auch einen Korrekturbeiwert γ benötigen. Die Erdbebenkräfte, die auf die Elemente der Staumauer wirken, werden durch Berücksichtigung der Beschleunigungswerte der Massenpunkte in Bezug auf die Eigenformen berechnet.

Das Basisdokument zum Nachweis der Erdbebensicherheit von Stauanlagen in der Schweiz stellt ein normiertes Antwortspektrum dar, das von der Baugrundbedingungen abhängig ist und mit der höchsten Bodenbeschleunigung multipliziert werden muss, damit das Bemessungsspektrum erstellt werden kann. Die Spektralwerte der Horizontalbeschleunigung werden mit der Masse des jeweiligen Elementes und zwei weiteren Beiwerten multipliziert. Der este ist ein Korrekturbeiwert, der von dem Verhältnis der Breite zur Höhe der Sperre abhängt; der zweite ist ein Massebeiwert, der sich bei leerem und bei vollem Stausee unterscheidet. Auf dieser Weise ermittelt man die Erdbebenkräfte, die auf die ganze Staumauer wirken. Zur Ermittlung der Kräfte, die auf die einzelnen Elemente wirken, braucht man einen Formfaktor ψ_i, der empirisch berechnet werden kann.

Faktor / Land	Dämpfung	Duktilität	Bedeutungsbeiwert	Eigenformen	Bodengruppe
BG	ja	ja	ja	ja	ja
AT	ja	nein	nein	nein	nein
DE	ja	ja	ja	ja	ja
CH	ja	nein	nein	ja	nein

Abbildung 5.2.6.3-1: Vergleich der in den Normen beinhaltenden Beiwerten

5.2.6.3 Ergebnisse

Die berechneten Hauptspannungen nach den vier Normen haben ziemlich nahe Werte und Vorzeichen. Im ersten Fall, wo keine Zusatzwassermassen betrachtet wurden, entstehen Zugspannungen nur in Elementen 1, 2, 3 und 4 auf der Wasserseite, und nach den bulgarischen Normen kleine Zugspannungen auf der Luftseite. In diesem Fall unterscheiden sich meist die Werte in Elementen 1 und 2, wobei die Berechnungen nach den österreichischen und schweizerischen Normen größere Werte aufweisen.

Tabelle 29: Vergleich der Ergebnisse in Elementen 1 und 2

Element	AT	BG	DE	CH
1 Luftseite	10749.49	9790.95	14194.40	16780.05
1 Wasserseite	-6481.23	-5866.23	-8691.49	-10350.44
2 Luftseite	4004.68	777.75	934.12	3878.80
2 Wasserseite	-2173.30	-102.93	-203.25	-2092.36

Nach den bulgarischen und deutschen Normen ändert sich das Vorzeichen der Spannungen auf der Wasserseite im Element 3; nach den schweizerischen Normen – in Element 4 und nach den österreichischen – in Element 5.

Die Zusatzwassermassen erhöhen enorm die Werte der Spannungen, besonders in Element 1 und 2, machen aber den Unterschied zwischen den Berechnungen nach den vier Normen kleiner. Es entstehen Zugspannungen im mittleren Bereich der Luftseite der Staumauer, sowie auch am wasserseitigen Fuß.

Nach diesen Berechnungen würden im oberen Bereich der Sperre zu große Zugspannungen auftreten, die zu massiven luftseitigen Rissen führen würden. Konstruktiv wäre eine Kronenverstärkung erforderlich.

Der Vergleich der Erdbebennormen, der gemacht wurde, beweist nur, dass die Erdbebenanforderungen in den vier Ländern ähnlich sind; deswegen sind die erhaltenen Ergebnisse von der selben Grössenordnung. Solche Erdbebenberechnung kann aber nur als Vorbemessung einer Gewichtsstaumauer dienen, weil diese Konstruktionen grundsätzlich eine genauere und detaillierte Rechenmethode verlangen.

LITERATURVERZEICHNIS

1. Erdbebenberechnung von Talsperren Band 1-6 der Österreichischen Staubeckenkommission, Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft

2. Dynamik und Stabilität von Wasserbauten – Dimitar Kisliakov

3. Vergleich der Erdbebenrichtlinie für Stauanlagen in der Schweiz mit denjenigen der Nachbarländer Deutschland, Österreich, Frankreich und Italien – Schweizerisches Talsperrenkomitee

4. Handbuch zur Gestaltung von wasserbaulichen Anlagen, Sofia, Tehnika, 1991

5. Seismic Design and Evaluation of Structures Appurtenant to Dams – Bulletin 123, ICOLD

6. Design Features of Dams to Resist Seismic Ground Motion - Bulletin 120, ICOLD

7. Seismicity and Dam Design - Bulletin 46, ICOLD

8. Earthquake Analyzis of Dams - Bulletin 59, ICOLD

9. Dam Safety-Guidelines - Bulletin 52, ICOLD

10. Geotechnical Engineering of Embankment Dams – Robin Fell, Patrick MacGregor, David Stapledon

10. Erdbebenbedingte dynamische Beanspruchung einer Gewichtsmauer mit Berücksichtigung der Interaktion des Stausees – Martin Wieland

11. Dams, Failures and Earthquakes – Edward Goldsmith

12. Grundlagen der Tektonik – Claus-Dieter Reuther

13. Erdbeben und Talsperren – Martin Wiehland

14. Handbuch zur Projektierung von Gebäuden und Anlagen in Erdbebengebieten – Proektno delo – Verein, 1990

15. Verordnung zur Änderung und Ergänzung von Verordnung Nr2 zur Projektierung von Gebäuden und Anlagen in Erdbebengebieten von 2007, Februar 2012

16. DIN 19700

17. DIN 4149

18. Sicherheit der Stauanlagen – Basisdokument zur konstruktiven Sicherheit – Berichte des BWG (August 2002)

19. Sicherheit der Stauanlagen – Basisdokument zu dem Nachweis der Erdbebensicherheit – Berichte des BWG (März 2003)